

第二東名高速道路 阿野高架橋(下り線)の設計・施工

日本道路公団 中部支社 名古屋工事事務所 中井 俊雄
 ピーシー桥梁 (株) 東京支店工務部 正会員 大久保 晋哉
 ピーシー桥梁 (株) 本社技術部 正会員 ○ 守田 啓司
 川田建設 (株) 工事本部技術部 児島 啓太郎

1. はじめに

阿野高架橋は、現在建設が進められている第二東名高速道路のうち、愛知県豊明市阿野町に位置する14径間×3連のPRC連続2主版桁橋であり、大型移動支保工にて施工が行われている。

本稿は、阿野高架橋(下り線)の設計に関して①主桁の設計、②景観設計を中心に留意事項を抜粋して報告を行う。また施工については本橋で用いている2主版桁橋の移動支保工に関する構造を主体として述べることとする。

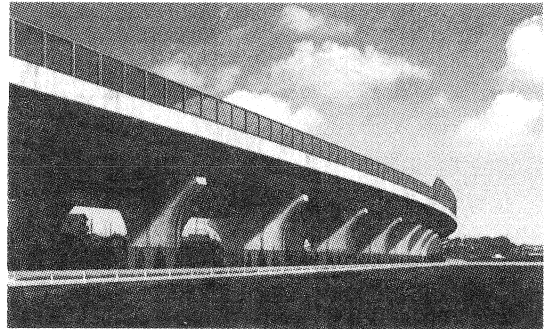


図-1 完成予想図

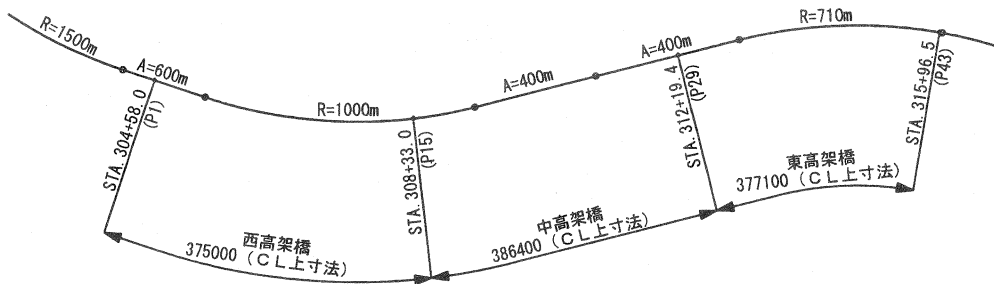


図-2 橋梁概略図

2. 橋梁概要

工事名称 …… 第二東名高速道路 阿野高架橋 (PC上部工) 南工事
 構造形式 …… 14径間×3連 PRC連続2主版桁橋
 橋長 …… 375.000m+386.400m+377.100m (全橋長: 1138.500m)
 支間 …… 西橋梁: 23.950m+3@24.750m+9@27.600m+27.000m
 中橋梁: 27.000m+12@27.600m+27.000m
 東橋梁: 27.000m+5@27.600m+7@26.500m+25.400m
 幅員 …… 有効幅員: 14.520m~14.775m 総幅員: 15.675m~15.925m
 平面線形 …… A=600m~R=1000m~A=400m~R=710m
 縦断勾配 …… 0.300% (↙) ~ 1.700% (↙)
 横断勾配 …… 2.000% (↘) ~ 7.500% (↘)
 コンクリート …… 設計基準強度 $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$
 PC鋼材 …… 主方向,横方向 SWPR19L 1S28.6 (プレグラウト鋼材)

3. 主方向の設計について

(1) 主方向の設計概要

本橋の主桁形状を図-3に示す。中央分離帯側の主桁と路肩側の主桁のうち、路肩側の主桁は壁高欄荷重・大型遮音壁荷重が載荷することから、主方向の設計は主に路肩側の桁を対象に行った。

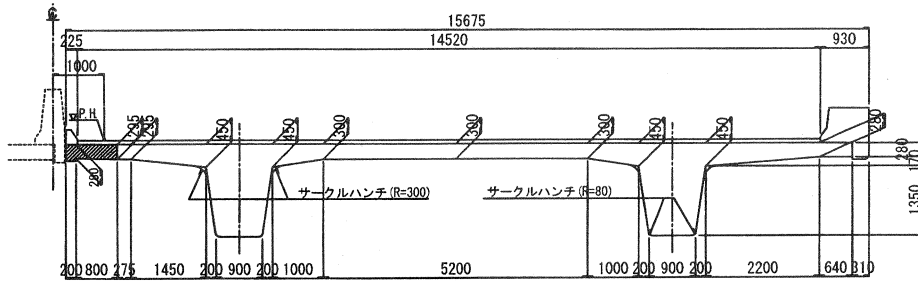


図-3 標準部断面図

主方向の断面力は、橋面・活荷重を格子解析,それ以外を骨組解析にて設計を行っており、全死荷重時応力度を曲げひび割れ発生限界 (方法B),設計荷重作用時応力度を曲げひび割れ幅限界状態 (方法A)にて制御した。主方向PC鋼材はプレグラウト鋼材 SWPR19L 1S28.6を用いて、1主桁当り最大20本を配置しており、カップラー接続により全径間を連続化させた。横締PC鋼材についてもプレグラウト鋼材 SWPR19L 1S28.6を用いており、ctc400の配置を行った (緊張方向は全数路肩側からの片引き緊張)。

また、2主版橋に特有な事項である有効幅の考え方を適用し、設計要領第2集 8章 3-5-3 に準じて表-1のように設定した。

表-1 有効幅の一覧

フランジの有効幅	設計荷重作用時	疲労荷重作用時	終局荷重作用時
曲げモーメントに対する圧縮フランジ	道示の90%	道示の90%	道示
曲げモーメントに対する引張フランジ	道示の90%	道示の90%	道示
軸方向力に対するフランジ	全幅	全幅	全幅
プレストレスの偏心モーメントに対するフランジ	道示	道示	道示

(2) 主桁の設計

本橋は、路肩側の主桁 (R桁) に壁高欄荷重・大型遮音壁荷重、中央分離帯側の主桁 (L桁) は地覆のみが載荷されており、橋面荷重のバランスを図-4に示す通り、左右の主桁で異なっていた。

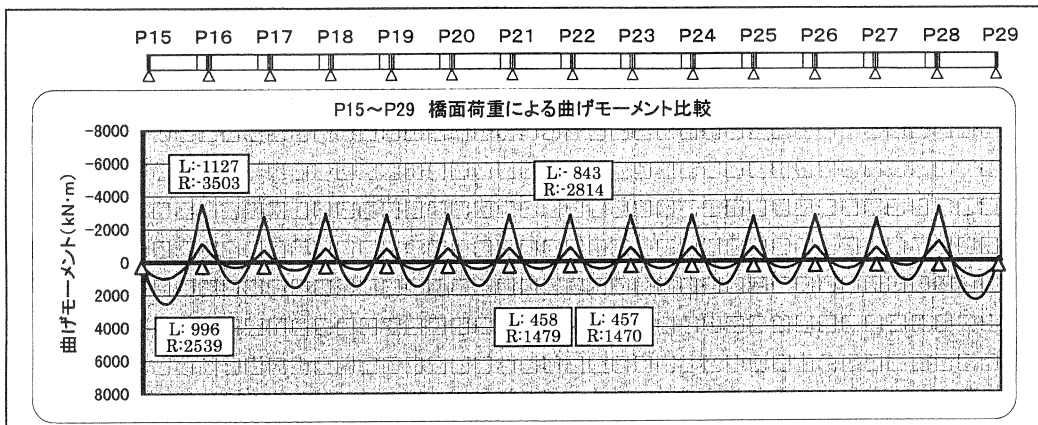


図-4 両主桁の橋面荷重による曲げモーメント比較

これに対して、それぞれの主桁で PC 鋼材量や導入力異なる設計を行った場合、以下に述べる問題が発生することから、主方向 PC 鋼材については、R 桁の配置と同本数を L 桁に配置することとした。

- ① 主桁は床版を介して一体化されており、それぞれの主桁で PC 鋼材量や導入力異なる場合、全体のプレストレスのバランスや反力バランスに影響する。
- ② 両桁のプレストレスによる弾性変形量が異なり、全体系での挙動を把握することが困難となる。
- ③ プレストレス 1 次、2 次力、クリープによるたわみ、伸縮量が両桁で異なる。
 - ・ 面外方向へのねじりモーメントが発生し、鉄筋量が増加する。
 - ・ 両主桁間を厚さ 300mm 床版で一体化しているため、変形量が両桁で異なった場合、橋軸方向、直角方向に付加応力が発生する。

検討の結果、L 桁は R 桁と比較して曲げモーメントのアンバランスが発生していることより、中間支点付近の下縁でひび割れ幅が制限値を上回る結果となった。よって、この曲げひび割れ幅が制限値を上回る断面に対して適切な鉄筋を配置することによって、曲げひび割れ幅を制限値以下に抑えた。

鉄筋補強前後の曲げひび割れ幅の算定結果をそれぞれ図-5,6 に示す。

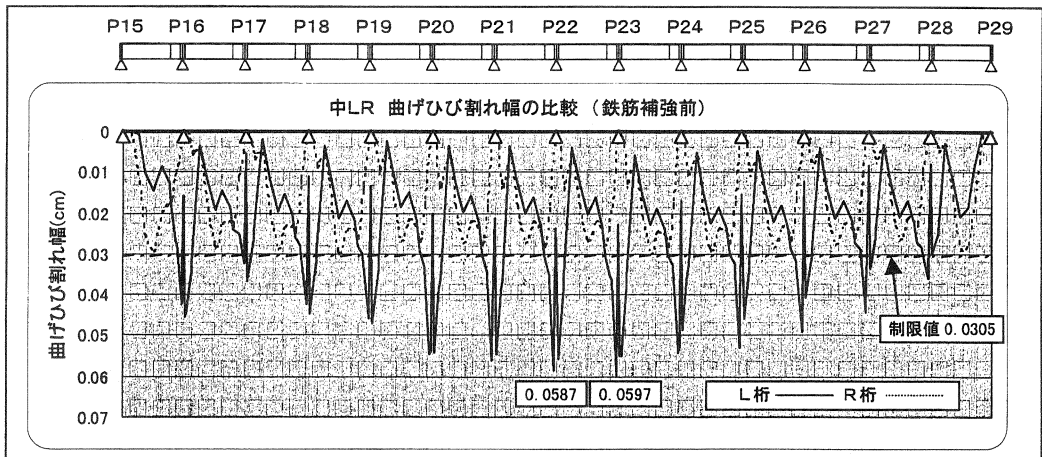


図-5 両主桁の曲げひび割れ幅の比較(鉄筋補強前)

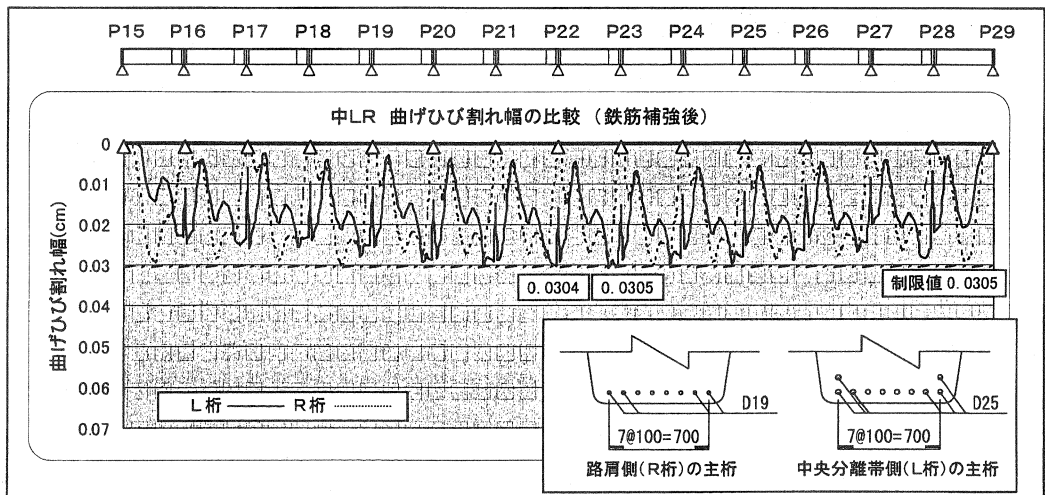


図-6 両主桁の曲げひび割れ幅の比較(鉄筋補強後)

(3) 路肩側壁高欄の実物大載荷試験

本橋の壁高欄は半壁タイプの壁高欄を採用しており、鋼製高欄と大型遮音壁(8m)が取り付け複合半壁構造となっているため、通常タイプの半壁高欄より幅広い断面のものが採用となった。本タイプの半壁高欄について、実物大載荷試験を阿野高架橋北工事J V (㈱日本ピーエス・㈱安部工業所)と共同で行っており、内側および外側からの風荷重や衝突荷重に対して、半壁高欄本体の安全性を確認した。

(上部モルタル部は破損時に再打設を想定)

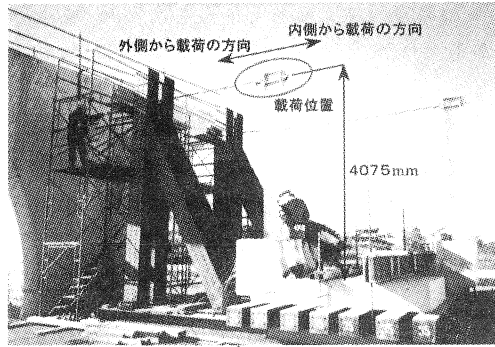


図-7 実物大載荷試験全景(写真は外側から載荷)

表-2 実物大載荷試験結果

荷重段階	試験1 (内側から載荷)	試験2 (外側から載荷)	試験3 (内側から載荷)	試験4 (外側から載荷)	
5kN	変化無し	変化無し	変化無し	変化無し	
10kN				上部モルタル部にクラック発生	
15kN					
20kN					
25kN					
32kN (通常設計荷重)	上部モルタル部にクラック発生	上部モルタル部にクラック発生	上部モルタル部にクラック発生		
40kN	モルタル部クラックの増幅 および本数の増加	モルタル部クラックの増幅 および本数の増加	モルタル部クラックの増幅 および本数の増加	モルタル部クラックの増幅 および本数の増加	
48kN (7カ年長期設計荷重)					
55kN					
60kN				モルタル打設目地近傍コンクリートに斜め方向にクラック発生	
65kN					
70kN					
75kN					
80kN				クラックの増幅および本数の増加	
85kN					
90kN					
95kN					
最終状況	モルタル部以外は変化無し 98kNで載荷終了	アンカプレート付近のコンクリートに水平方向のクラック発生 107kNで破壊	モルタル部以外は変化無し 98kNで載荷終了	アンカプレート付近のコンクリートに水平方向のクラック発生 108kNで破壊	

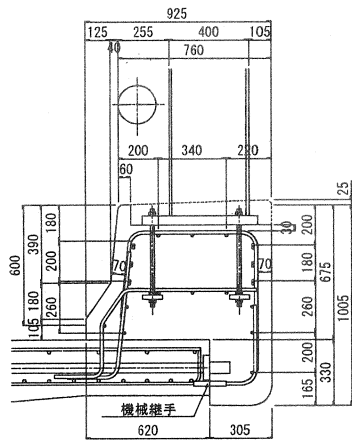


図-8 半壁高欄断面図

(4) 中央分離帯側の床版後打ち部について

本橋は上下線共に大型移動支保工にて施工を行うが、その通過に最低 900mm の遊間が必要とする。これに対して、以下に述べる理由から、下り線側のみ 1000mm の床版切欠き部を設ける事とした。

- ① 上り線は中央分離帯に将来大型遮音壁の設置の予定があり、打ち継目を設けたくない。
- ② 構造上弱点となる床版切欠きを上下線それぞれに設けず、下り線のみ設ける。

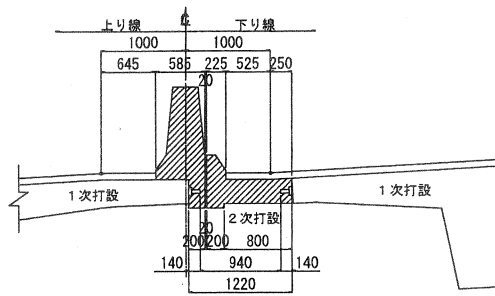


図-9 床版切欠き部

この床版切欠き部は、活荷重が直接載荷するため、疲労耐久性の向上のため RC 構造とせず、表-3 の対策を施すこととした。

表-3 阿野高架橋(下り線)における耐久性向上対策

補強事項	耐久性に関わる問題点	対応策
継目部の補強	<ul style="list-style-type: none"> 継目部に沿った橋軸方向のひび割れ 輪荷重の繰り返し載荷による疲労耐久性の低下 	<ul style="list-style-type: none"> プレストレスの導入によるひび割れ制御と疲労耐久の向上
橋軸直角方向のひび割れ対策	<ul style="list-style-type: none"> 継目部の新コンクリート側の温度拘束・乾燥収縮による橋軸直角方向ひび割れ 	<ul style="list-style-type: none"> 膨張コンクリートの使用によるひび割れ防止
継目部の止水処理	<ul style="list-style-type: none"> 漏水に伴う劣化(遊離石灰等)・耐久性低下 	<ul style="list-style-type: none"> 橋面防水工

(5) 景観設計

本橋では、部材の細部決定に際して3次元CGを積極的に活用した。一例として本橋の隣接している橋梁は鋼桁であり、断面形状・桁高の相違から掛け違い部の景観に留意する必要がある(図-10)。鋼橋の桁高を絞ることが出来ないため、本橋の主桁形状変更にて景観性向上対応を行った。その際の条件として、橋脚の施工は既に完了していることによる上部工コンクリート重量の増加制限が挙げられ、景観と上部工重量の2点を考慮した。

検討で用いた3次元CGを図-11に示す。その結果、掛け違い部の形状は下部工の影響(左から安全係数0.992,0.998,1.002)と景観からCase2が最適として採用された。

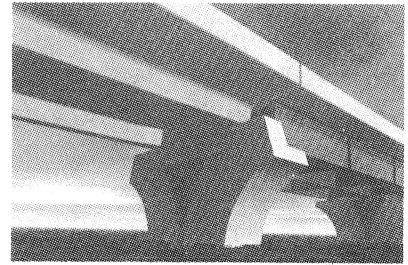
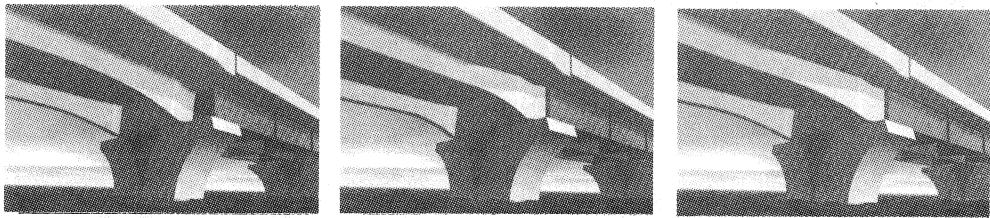


図-10 鋼橋との掛け違い部



Case1 桁高すり付け 1:3

Case2 すり付け 1:3+主桁拡幅

Case3 すり付け 1:5+主桁拡幅

図-11 掛け違い部 CG 検討結果

また、前頁に述べた大型遮音壁と鋼製高欄の配置が走行性を与える影響を確認するため、30秒ほどの動画CG(図-12)にて検討を行うこととした。この手法は打合せ時で視覚的・体感的に表現できることから、形状決定に際し時間短縮が十分に図れた。

CGの利用は利用範囲が限定され、製作に人材・時間を要する。しかし視覚的に表現できる手法としての利点は高く、今後打合せのあり方が変わる手法として、着目される分野であると思われる。

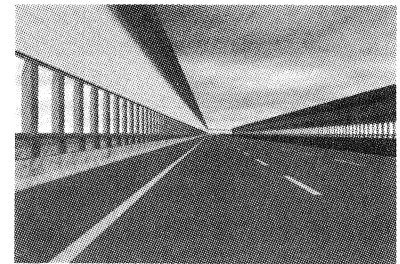


図-12 走行イメージ(動画抜粋)

4. 施工について

本橋の大型移動支保工の移動サイクルを図-13に記す。

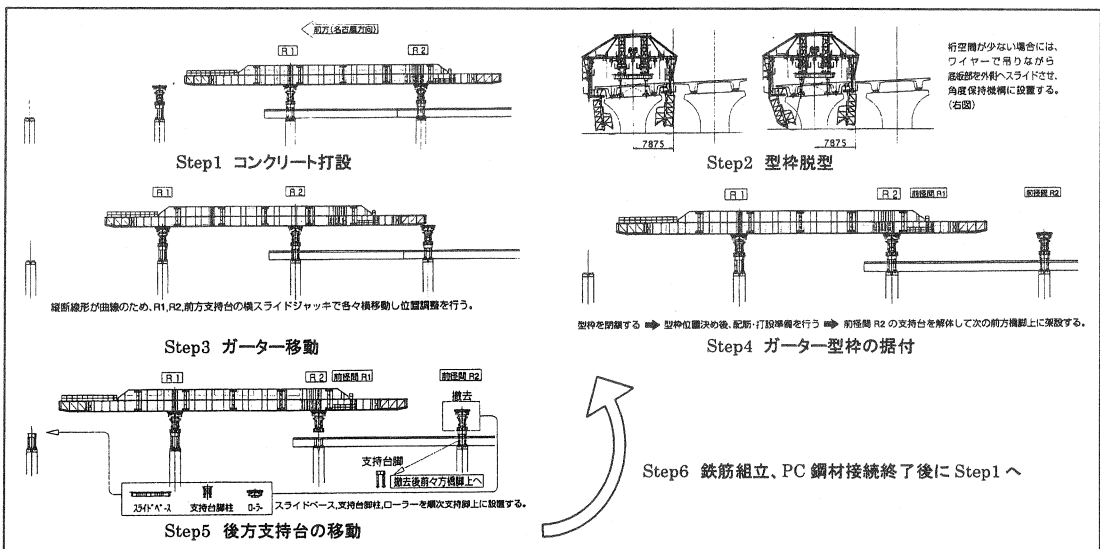


図-13 大型移動支保工の移動サイクル

通常、移動支保工の支持台は沓上ブロック上に据え付けるが、本橋の中間支点横桁は図-14のような形状であるため、図-16で示すように床版を箱抜きし、橋脚上にて支持台を据え付けることとした。

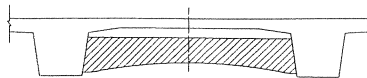


図-14 中間支点横桁

支保工の移動方法は、支持台上の電動ローラーで移動させる工法と床版上にレールを敷き移動させる工法の2種類あるが、本橋では前者の工法を採用した。この工法では、進行方向最後方の支持台（以降 R3 支持台とする）の移動が問題となるが、本橋は通常行われるような移動時に支持台を運搬する方法とはせずに、支保工が移動終了後に R3 支持台を大型クレーンにて荷下ろし及び前方への据付を行うこととした。これによって、R3 支持台の運搬は橋体製作と関係がなく、図-17に示すサイクル工程に入らないことにより、移動支保工の移動工程に半日の短縮が可能となった。

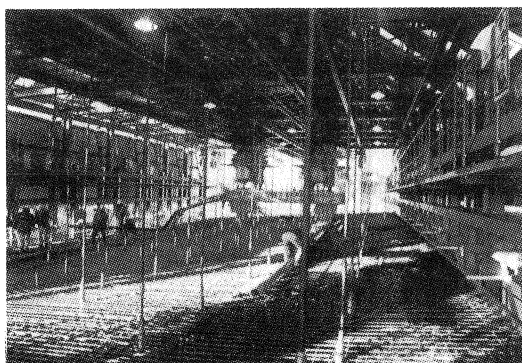


図-15 移動支保工内部

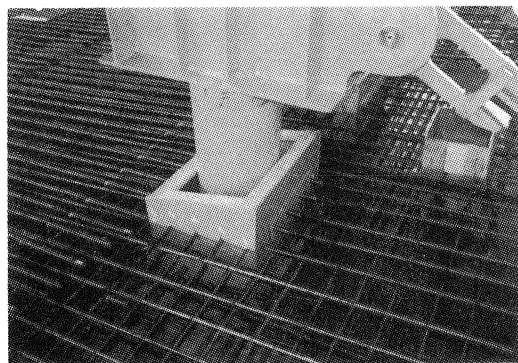


図-16 支持台開口部

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
型枠組立															
鉄筋組立															
PC鋼材組立															
コンクリート打設															
養生工															
緊張工															
型枠解体															
移動支保工移動															

図-17 橋体の製作サイクル

なお、阿野高架橋（下り線）は、平成13年7月現在、43径間中11径間が施工完了している。

6. おわりに

以上、設計概要と施工方法の報告を行った。その中で、断面検討の際に行われた景観設計については、近隣住民に配慮するような本工事において表現方法が視覚的であり、有効な手段であったと考えられる。景観設計を含め、今後同様な橋梁計画に際し、本報告が少しでも参考になれば幸いである。なお、阿野高架橋は上下線共に平成14年11月に竣工予定としている。

最後になりましたが、本工事の設計・施工に当り、日本道路公団名古屋建設局および関係各位の方々の多大なるご指導、ご協力を頂いたことに感謝の意を表します。

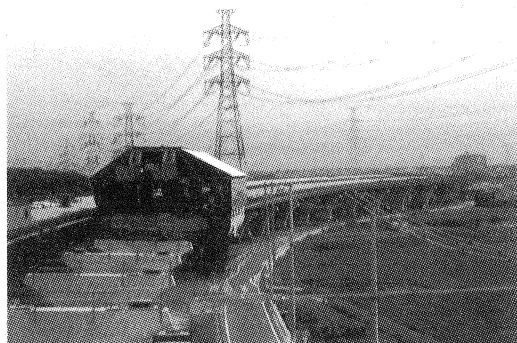


図-18 現場施工状況全景