

ISSN 0912-6953

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

神戸・鳴門ルート陸上部特集

/THE KOBE-NARUTO ROUTE

Vol.22 No.87 '98.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

# 本四技報 第87号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.87

長大橋管理のコスト縮減……………常任参与	星野満…1
Challenge to the Reduction of Maintenance Cost for Long - Span Bridges	
石の寝屋切土の動態観測結果……………第一管理局 保全部 建設課長代理	大川宗男…2
Field Observation Result of Ishinoneya Cut Section 企画開発部 企画課	大川宗男…2 弓山茂樹
応力調整を用いたPC単径間ラーメン橋の設計と施工…第一管理局 保全部 建設課長代理	大川宗男…7
Design and Construction of Single-Span PC Rigid Frame Bridge by Using Stress Adjustment 企画開発部 企画課	大川宗男…7 弓山茂樹
淡路IC・SAの大規模盛土と濁水対策について ……第一管理局 垂水管理事務所 工事課長	川戸彰…14
Large-scale Embanking Work and Measure for Muddy Water in Awaji IC/SA 第二管理局 保全部 橋梁技術課長代理	川戸彰…14 平下忠一
設計部 設計第一課	池田秀継
太径PC鋼より線を用いた鶴崎川的设计 ……第一管理局 保全部 建設課長代理	大川宗男…21
Design of Uzakigawa Bridge Employing Prestressing Steel Strand with a Large Diameter 企画開発部 企画課	大川宗男…21 弓山茂樹
立石川橋工事報告……………日本道路公団 福山管理事務所 維持助役	高塚正修…26
Construction of Tateishigawa Bridge 第一管理局 垂水管理事務所 橋梁技術課	高山根彰
多径間連続鋼鈑桁橋形式の採用と施工上の特徴……………第一管理局 鳴門管理事務所 工事課長	木村一也…32
Multi-Span Continuous Plate Girder System and Its Characteristics in Construction	
舞子バスストップ連続施設の施工……………第一管理局 垂水管理事務所 維持計画課長	古家和彦…39
Construction of Maiko Bus Stop Facility 第一管理局 垂水管理事務所 工事課長代理	古家和彦…39 福田誠
舞子トンネルの換気防災設備……………第一管理局 垂水管理事務所 施設課長	藤原洋一…47
Tunnel Ventilation and Emergency Apparatus for the Maiko Tunnel 第一管理局 垂水管理事務所 施設課長代理	藤原洋一…47 廣田昭次
第一管理局 垂水管理事務所 施設課	大浦義司
淡路島内の切土法面樹林化工法……………第三建設局 建設部 専門役	足立克久…51
Tree-Planting Work on Open-Cut Surface in Awajishima Island	
海外報告(ベトナム)……………維持施設部 調査役	加島延行…57
Overseas Report (Vietnum)	
ザンビア・ジンバブエ国 チルンド橋の建設計画調査 ……第三建設局 向島管理事務所 所長	吉田好孝…59
Investigation on Construction Scheme of Chirundu Bridge in Zambia and Zimbabwe	
技術ニュース……………64	
The Latest Information	
文献紹介……………66	
Related Technical Reports in Other Publications	
神戸・鳴門ルート陸上部公表論文一覧表……………67	
Summery of Public Articles on the Kobe - Naruto Route	

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

## 本四技報 第88号 (H10.10) 掲載予定

- ・磁石車輪ゴンドラの開発
- ・多々羅大橋上部工の架設(第二報)
- ・来島大橋風洞試験報告
- ・多々羅大橋・来島大橋船舶緩衝工の設計
- ・新尾道大橋下部工工事報告
- ・来島大橋ケーブル製作・架設工事報告

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

# 神戸～鳴門ルート 陸上部

Kobe-Naruto Route



神戸西IC  
Kobenishi Interchange

(平成9年6月)  
(June, 1997)



柏木谷高架橋  
Kashiwagidani Viaduct

(平成9年9月)  
(September, 1997)



布施畑開削トンネル  
Fusehata open-cut tunnel

(平成9年8月)  
(August, 1997)

# 神戸～鳴門ルート 陸上部

Kobe-Naruto Route



垂水JCT・IC  
Tarumi Junction・Interchange

(平成9年5月)  
(May, 1997)



舞子高架橋  
Maiko Viaduct

(平成7年12月)  
(December, 1995)

# 神戸～鳴門ルート 陸上部

Kobe-Naruto Route



岩屋地区切土状況  
Cut work on Iwaya section

(平成7年5月)  
(May, 1995)



茶間川橋  
Chamagawa Bridge

(平成8年9月)  
(September, 1996)

神戸～鳴門ルート 陸上部

Kobe-Naruto Route



淡路IC・SA  
Awaji Interchange・Service area

(平成9年9月)  
(September, 1997)



灘川橋  
Nadagawa Bridge

(平成8年6月)  
(June, 1996)

神戸～鳴門ルート 陸上部

Kobe-Naruto Route



室津高架橋  
Murotsu Viaduct

(平成 8 年 2 月)  
(February, 1996)



撫養橋  
Muya Bridge

(平成 8 年 7 月)  
(July, 1996)

# 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

新尾道大橋 全景  
Overview of Shin Onomichi Bridge

(平成10年5月末)  
(End of May, 1998)

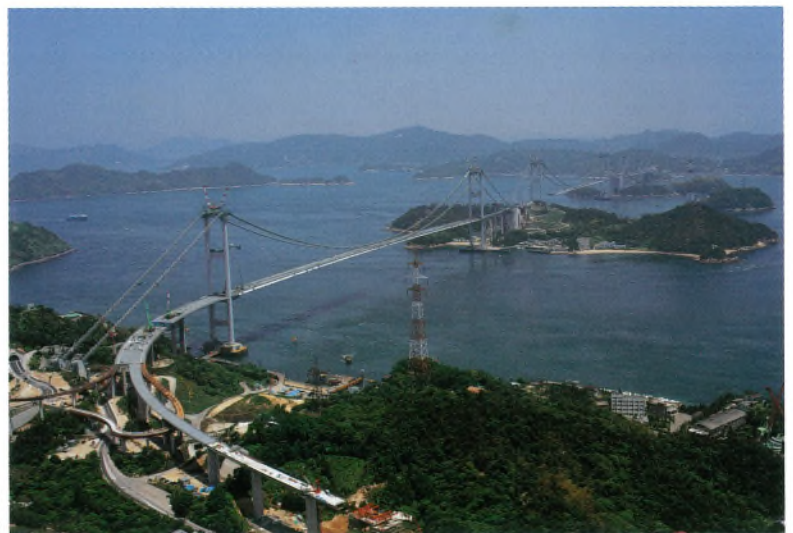


多々羅大橋 全景  
Overview of Tatara Bridge

(平成10年5月末)  
(End of May, 1998)

来島大橋 全景  
Overview of Kurushima Bridge

(平成10年5月末)  
(End of May, 1998)



# 長大橋管理のコスト縮減

Challenge to the Reduction of Maintenance Cost for Long-Span Bridges

常任参与 星野 満

Mitsuru Hoshino



本四事業は来年の西瀬戸自動車道概成をもって、維持・管理主体の時代に入る。

総延長 186 km、18 の海峡部長大橋をはじめ、多くの高架橋・トンネルがある。巨大な構造物の膨大なパーツを定期点検し、適切な補修をタイミング良く行う。その多くは高所作業で危険を伴う。これらを安全かつ効率よく実施する必要がある。さらにもう一つ、できるだけ低コストで、という命題がつく。

維持・管理の手法は多種多様である。日常点検と数年に一度の精密点検をどう組み合わせるか。小規模補修・大規模修繕の頻度の最適化。現場では、自動化を徹底するのか、人力部分を残すのか。移動足場にしても、常設タイプにするのか、その都度設置するのか。選択肢の多さで言えば、維持・管理の方が建設より上ではないかと思う。手法の決定に当たっては、柔軟に幅広く比較案を用意して検討することが望まれる。

また、維持・管理はなによりも現場の発想、創意・工夫が大事である。本社での検討は現場の知恵を最大限生かす方向で議論されるべきであるし、現場はそれに十分応えようよう創意・工夫を日々重ねることが期待される。

将来の維持・管理費のうち、一番の大口は電気・機械施設の維持・更新費である。全体の約 4 割を占めると見込まれている。次に塗装の補修・塗り替え約 2 割、舗装の補修約 1 割、路面・法面の維持・清掃約 1 割などが続く。コスト縮減に当たっては、施設関係の工夫が重要であることがわかる。

維持・管理の各種作業を円滑に進めるためには、作業目的に合致した、かゆいところに手が届くような設備を開発し、必要な箇所に配置するのが理想であるが、それにはコストパフォーマンスの冷徹な分析が必要である。

現場が要求する性能（仕様）を満たす製品をどれだけ安価に入手するかが第一の検討。しかし、同時に仕様を若干緩和する、あるいは一部の機能をあきらめることによって、どれだけ安価になるのかも検討する必要がある。

特殊機能を上乘せした結果、コストが倍以上になったというのはよくある話。コスト増に見合うメリットがあるかどうか。現場と予算担当者は議論を尽くすべきである。安全面での要請は最優先事項であるが、それ以外に

については「仕様の緩和」も重要な選択肢と言える。このことは個別の機械・設備に限らない。「〇〇工事共通仕様書」などの社内基準についても言えること。世の中の変化・進歩に応じて適宜見直すことが肝要である。

一方、どうしても必要な仕様については、これをいかに安価に達成するかが課題となる。ぴったりの市販品で安価なものがあれば、それでよし。ない場合は、類似の低廉市販品で代替できないか、あるいはこれらを組み合わせさせて要求仕様を満たすことができないかを、第一に検討すべきだと思う。

市販品は、市場において品質・価格の客観評価が定まっている。また、特注品に比べて価格が数段安いのがなよりの強みである。

市販品にぴったりのものがないからと言って、特注品をゼロベースから設計・開発することはコスト高に直結する。特注品を排除するという事ではない。また、新製品開発の重要性を否定するものでもない。ただ、検討の手順としては低廉市販品の利活用を先ず考えるべきと思う。

塗装についてはどうであろうか。

海峡部長大橋は手入れさえ良ければ、100 年以上、さらにはもっと長く重交通に耐えることができる。手入れのポイントは防錆であり、塗装の健全度維持が鍵となる。

海峡部長大橋の構造は巨大で複雑。各部へのアクセスも容易でない。現場作業をできるだけ減らすことがコスト縮減の基本となる。塗装の耐久性向上が強く望まれる所以である。100 年を越える橋の耐用年数を考えると、塗装の新製品開発に 10 年ぐらいかけても、その効果は十分に大きい。

海峡部長大橋の塗装は、塩化ゴム系、ポリウレタン系、フッ素系と進化してきた。今では、耐用年数 20 年を期待できるまでに至っている。しかし、これで満足することなく、さらに大きな目標を定めて新製品を開発していく必要を強く感じる。

公団の技術陣は世界一の長大スパンに挑み、見事にやり逃げた。次の目標は維持・管理コストの縮減である。

# 石の寝屋切土の動態観測結果

Field Observation Result of Ishinoneya Cut Section

第一管理局保全部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

建設課長代理  
第四工事長代理

大川 宗男

Muneo Okawa



企画開発部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

企画工事課  
第四工事

弓山 茂樹

Shigeki Yumiyama

## 概要

石の寝屋切土は、12段（のり高約80m、掘削量約110万 $m^3$ ）のルート最大の長大のり面である。地質は花崗岩が主体であるが、調査時点の段階で、岩盤中の亀裂に沿ったのり面の崩壊が生じる可能性が指摘されていた。このため、のり面对策工の選定にあたっては、亀裂の観測を行い、亀裂の走向傾斜よりのり面の破壊形態を想定し、のり面对策工法を決定した。

施工に際しては、のり面の動態観測を行い、のり面对策工の妥当性の検証を行うとともに、日常的な安全性の把握を行った。

Ishinoneya Cut is the largest earthwork slope (with a height of about 80 m divided into 12 stages of cut lift, and earthwork volume about 1,100,000  $m^3$ ) in the Kobe-Naruto route. The granite is a major component of the geological structure of the Ishinoneya Cut. However, a former research indicated that the landslide of the slope might be occurred along existing cracks in the bedrock.

Therefore, prior to the design of the slope protection work, these existing cracks should be observed. As a result, a slope destruction form was assumed from the inclination angle of the cracks, and the slope protection method was devised.

The field observation on the slope was done throughout the earthwork to verify validity of the slope protection work and safety in daily work.

## 1. はじめに

石の寝屋切土は、明石海峡大橋の南約1kmに位置する12段（のり高約80m、掘削量約110万 $m^3$ ）のルート最大の長大のり面である。路線計画時においては、トンネル案も検討されたが、道路線形上の問題（最急曲線半径区間、抗口がサグ点付近となる）、土工バランス、切土のり面が海上からの景観に大きく影響しないこと、及び経済性等より判断して現案となった。

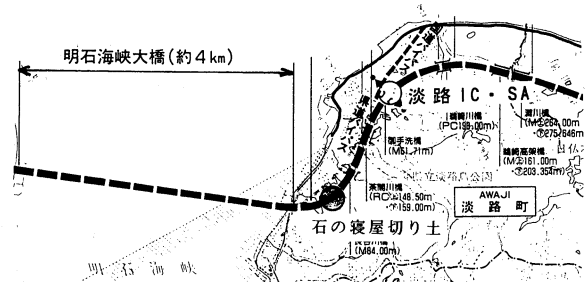


図-1 位置図

Fig.1 Location

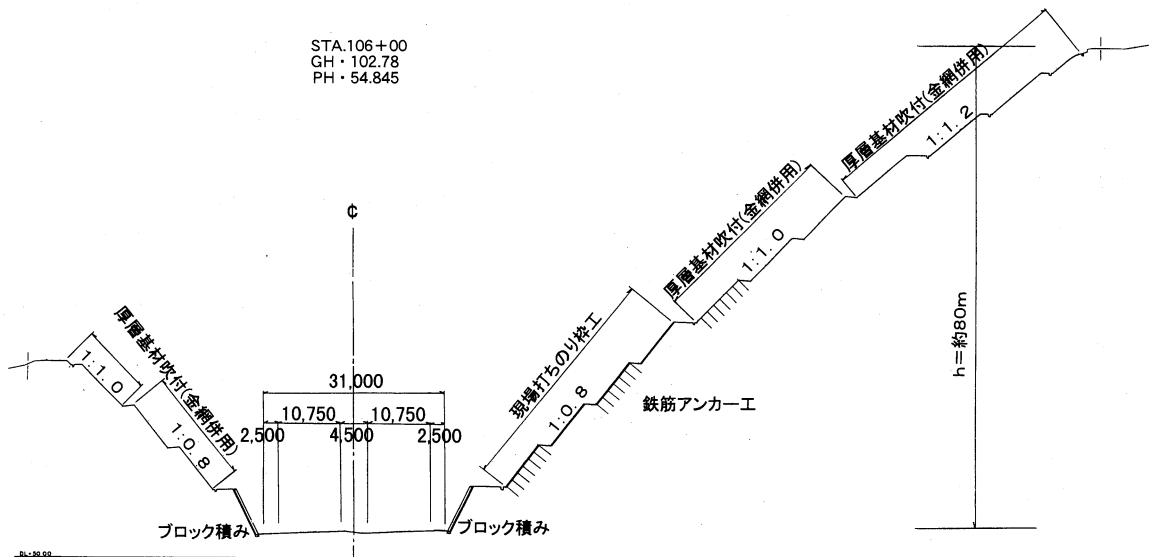


図-2 石の寝屋切土標準断面図

Fig.2 Typical cross section of Ishinoneya Cut

地質は花崗岩が主体であるが、いくつかの貫入岩があること、および全体に亀裂の多い岩盤であることが地質調査において確認されていた。このため、調査時点より、岩盤中の亀裂に沿ったのり面の崩壊が生じる可能性が指摘されていた。

このため、のり面対策工の選定にあたっては、ボアホールカメラにより亀裂の観測を行い、亀裂の走向傾斜より、のり面の破壊形態を想定し、のり面対策工法を決定した。

施工に際しては、動態観測を行い、のり面対策工の妥当性の検証を行うとともに、日常的な安全性の把握を行った。

本文は、石の寝屋切土ののり面対策工法の概要及び動態観測結果について報告するものである。

## 2. 地質状況

石の寝屋切土のり面を構成する地質は、岩屋花崗岩(花崗岩、花崗閃緑岩)を主体とし、表層部は神戸層群、崖錐堆積物が不整合に覆っている。岩屋花崗岩中には貫入岩(流紋岩)が見られる。また、岩屋花崗岩には、亀裂の密集している箇所が存在していることや、流紋岩と岩屋花崗岩の接触面が劣化していることが地質調査において明らかになっていた。(図-3)

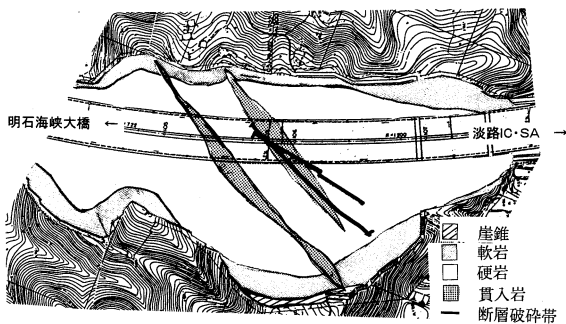


図-3 地質概要図

Fig.3 Geological profile

## 3. のり面対策工

### 3.1 切土部の状況

#### (1) 亀裂観測

岩屋花崗岩中の亀裂の発達した箇所の地質構造を明らかにするために、亀裂密集箇所にボーリングを行い、ボアホールカメラによる小破碎帯及び節理面の走向傾斜の

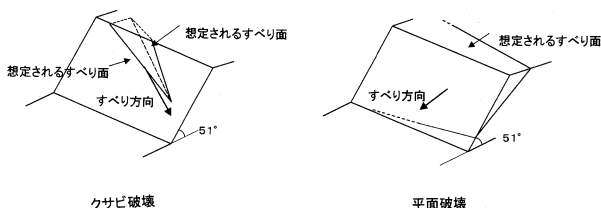


図-4 のり面破壊形態

Fig.4 Form of slope failure

確認を行った。測定された節理データについて、ステレオ法により、卓越節理の抽出を行った。

#### (2) 安定計算

観察された卓越節理を基にステレオネット表示を行い、卓越節理とのり面形状から、破壊形態を想定した。その結果、クサビ破壊と平面破壊が想定された。この内、現実的と思われる破壊形態であるクサビ破壊形態について、のり面勾配を変化させた各ケースについて安定計算を実施した。図-4に各ケースの破壊形態を示す。

安定計算の結果、のり面勾配1:0.8の地下水満水時に安全率が所要安全率1.2を下回ることとなった。この値は、切土施工中においては特に問題となるような値ではないが、永久的な安定性を確保するためには、すべりを抑制する抑止対策工が必要と判断された。

## 3.2 のり面対策工法

#### (1) 断層破碎帯

断層破碎帯については、安定計算の結果必要と判断された切土のり面勾配が1:0.8の領域(地下水位以下)に加えて、切土のり面勾配1:1.0の領域においても亀裂が多いため、抑止工としてのり面防護工を行うこととした。

また、海側のり面については、図-4に示すように、平面破壊の可能性が想定されることから、同様にを行うこととした。

#### (2) 流紋岩貫入部

流紋岩貫入部については、抑止工を必要とするようなすべりの発生の可能性はないが、傾斜が急な節理が非常に発達しているため、断層破碎帯と同様に抑止工としてのり面防護工を行うこととした。

#### (3) のり面対策工の種類別

##### ① 山側のり面

山側のり面は、のり面勾配が1:0.8(5段目以下)については現場打ち法砕工、のり面勾配が1:1.0(6段目以上)については層厚基材吹付(金網併用)とし、流紋岩貫入部及び断層碎帯・亀裂密集帯については、鉄筋アンカー工を行うこととした。

##### ② 海側のり面

海側のり面については、層厚基材吹付(金網併用)とし、流紋岩貫入部及び亀裂密集帯については、鉄筋アンカー工を行うこととした。

##### ③ 鉄筋アンカーの長さ

鉄筋アンカーの長さについては、想定されるすべり面を対象として、地盤とグラウトの周面摩擦力及びグラウトと鋼材の付着力で検討し、その内の長い方を設計定着力として決定した。鉄筋の径については、必要引張り力、及びせん断力により求め、D19mmとした。鉄筋アンカーの概念図を図-5に示す。

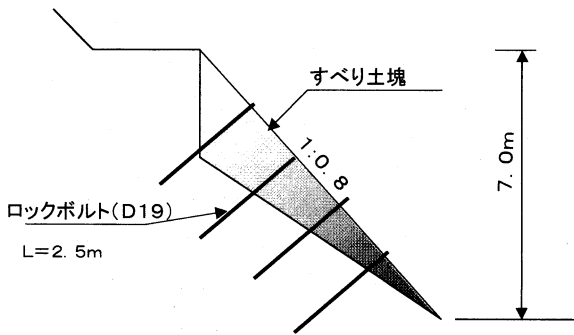


図-5 鉄筋アンカー概念図

Fig.5 Concept of reinforced anchor

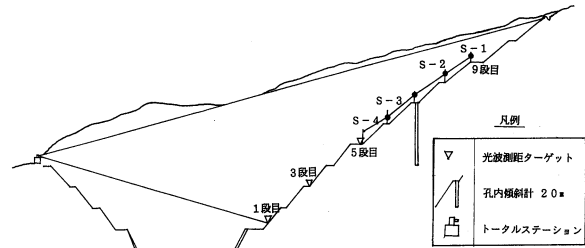


図-7 動態観測計測断面図

Fig.7 Cross section at measurement

表-1 計測目的及び計測項目

Tab.1 Subjects and items of measurement

計測目的	計測項目	測定機器
のり面对策工の妥当性の検証	のり面観察 孔内傾斜観測	孔内傾斜観測計
のり面の日常的な安全性の把握	変位観測(5段~9段) 〃(5段以下)	伸縮計 3次元光波測距儀

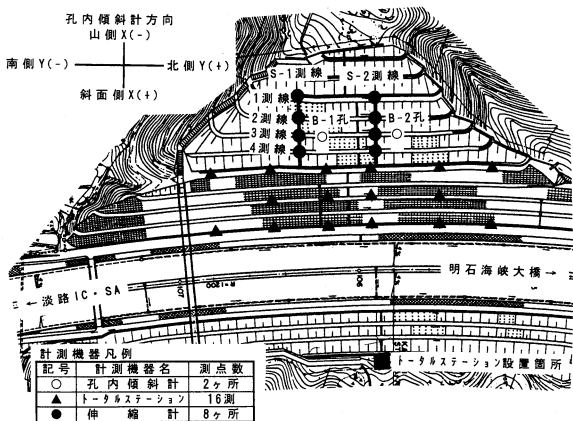


図-6 動態観測機器配置図

Fig.6 Arrangement of measurement instruments

## 4. 動態観測

### 4.1 観測計画

動態観測の目的を以下に、各目的に対する測定項目を表-1に示す。

① のり面对策工として採用された鉄筋アンカーの施工範囲とその長さ(2.5m)の妥当性の確認。

② 長大のり面に対しての日常的な挙動の把握

また、各計測項目の計測機器の配置箇所及び測点を図-6、7に示す。

(1) のり面对策工の妥当性の検証

① のり面観察

鉄筋アンカーの施工範囲は、該当地質を縫うように計画されている。このため、のり面観察により断層・割れ目の方向性、連続性、間隔、間隙幅、充填物の性状、不連続面表面の粗さを把握し、施工範囲の妥当性を確認する。

② 孔内傾斜計観測

鉄筋アンカーが適切に配置されていれば、地山内のセン断変位は生じないか、生じても軽微なものであるため、孔内傾斜計を設置し、施工の早い時点において鉄筋アンカー長の妥当性を、セン断変形の有無によって判断することとした。

(2) 長大のり面に対しての日常的な安全性の把握

長大のり面に対しての日常的な安全性の把握については、広範囲の観測を行う必要があるため、光波測距離儀

により観測を行った。また、5段目の掘削までは、全体を観測できる場所がないため、伸縮計を設置し観測を行うこととした。なお、地山の変位を絶対量で抑えるため、伸縮計と光波測距の測点を5段目に設け、連続した測定とした。

### 4.2 観測結果

(1) のり面对策工の妥当性の検証

① のり面観察

表層部は崖錐堆積物であるが、それ以下については、岩屋花崗岩であった。岩屋花崗岩のうち花崗岩については7段以下のSTA. 106より起点側に、閃緑岩はそれ以外に分布した。流紋岩の貫入は2本確認でき、共に事前調査時より南側に位置している。起点側は幅約20mで分布し、花崗岩中に貫入している。終点側については幅約10mで分布し、花崗岩と閃緑岩の境界に貫入している。貫入方向については事前調査で予測されたものと同じであった。

岩級区分を図-8に示す。D級岩盤は11段以上に分布しており、10段以下についてはCL級~CH級岩盤が分布している。CL級岩盤についてはのり面端部に卓越している。

各のり面における走向・傾斜の大きな傾向を図-9に示す。すべり面としては、N60~80 W70~90とN10~30 E80~90の2面が高角度の割れ目を作り、N20 E~30とW20~30が低角度の流れ盤を作っている。

以上の観測結果より、対策工の範囲を決定した。特に各段の上半部の観察を重視した。貫入部、割れ目密集帯についてはマクロ的には強度があると判断し、両端を補強する方針とした。

② 孔内傾斜計観測

孔内傾斜計による観測は、94年12月より95年6月まで実施した。その結果を図-10に示す。掘削に伴う斜面方向へのはらみ出しの変位は認められたが、すべり

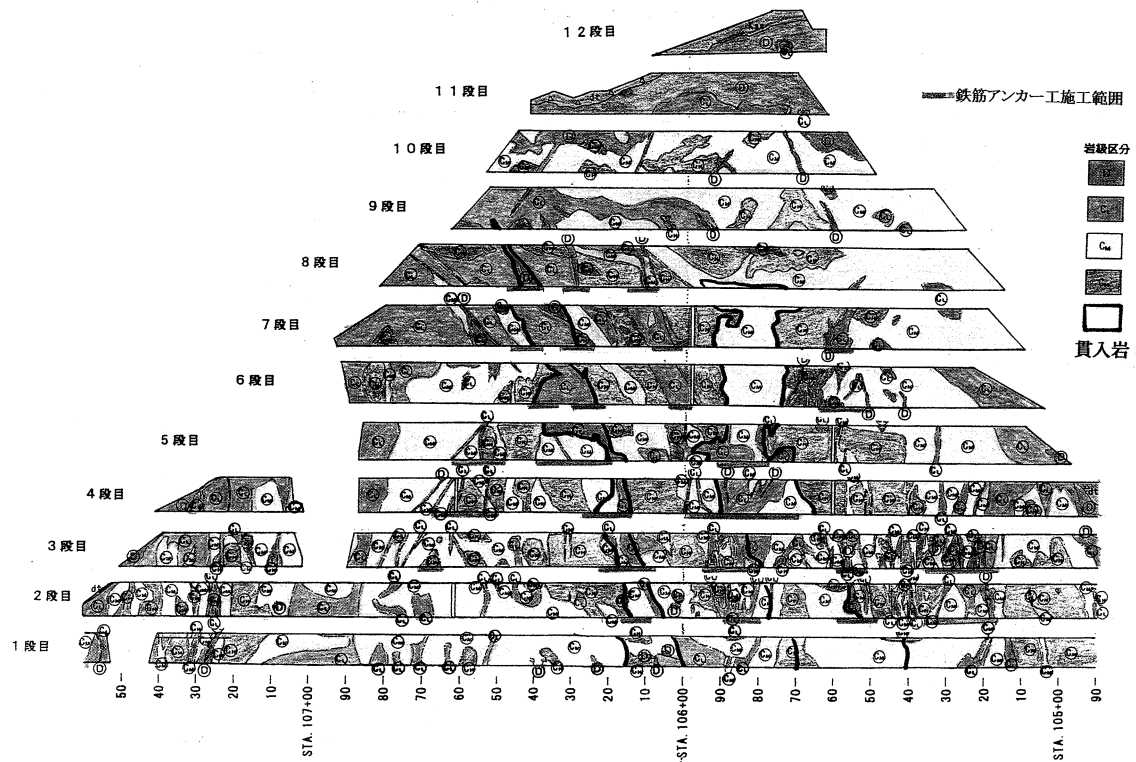


図-8 岩級区分図

Fig.8 Bedrock classification

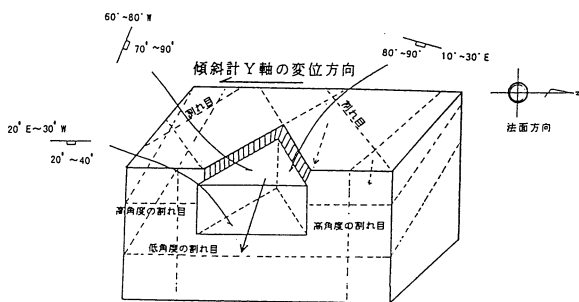


図-9 のり面破壊モデル図

Fig.9 Models of slope failure

面にいたるようなセン断変位箇所はなく無事終了した。変位としては、のり面側へ最大 1.5 mm 程度であり、特に降雨により変位進行が助長される傾向も認められなかった。セン断面の発生の有無から言えば鉄筋アンカー長の妥当性が確認できたものと判断される。

(2) 長大のり面に対しての日常的な安全性の把握

① 伸縮計

伸縮計の観測結果 (S-1 測線) を図-11 に示す。10 段目掘削開始より、14 ヶ月計測を行ったが、累積変位で最大 8 mm が観測されている程度であり、変位量としては非常に少ない。また、最終の 10 ヶ月間では、S-1-1 測線以外殆どの測点で変位は発生しておらず、安定した状態が続いている。計測開始より、150 日から 200 日の間は、比較的降雨が多い期間であったが、変位の累積傾向はあまり見られず、降雨とは殆ど無関係に変位し

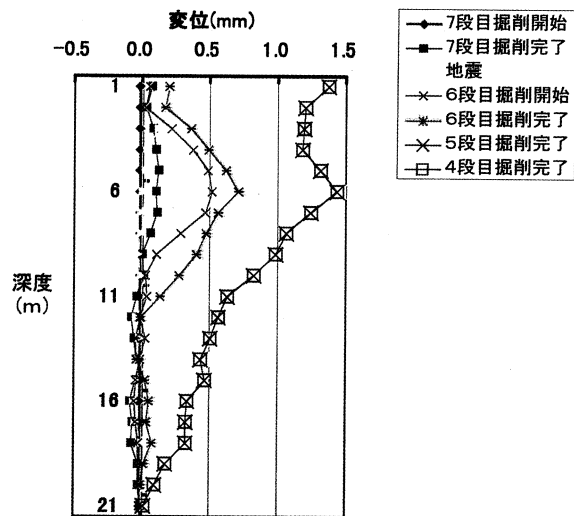


図-10 孔内傾斜計観測結果

Fig.10 Results of inclination measurement in bored hole

たものと考えられる。また、1日の変位量では殆ど 0.1 mm から 0.2 mm 程度であり、微小な変位の積み重ねである。

したがって、伸縮計の変位量から判断すれば、のり面はきわめて健全に推移していたと判断できる。

② 光波測距儀

5 段目以降の広範囲にわたるのり面の挙動の光波測距による観測結果を図-12 に示す。図は平面変位をベクトルとして、鉛直方向の変位分布をコンター図で示した

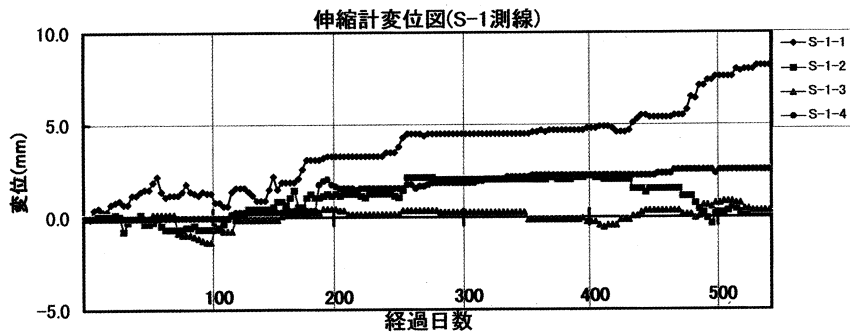


図-11 伸縮計変位図 (S-1 測線)

Fig.11 Displacement measured by expansion gage

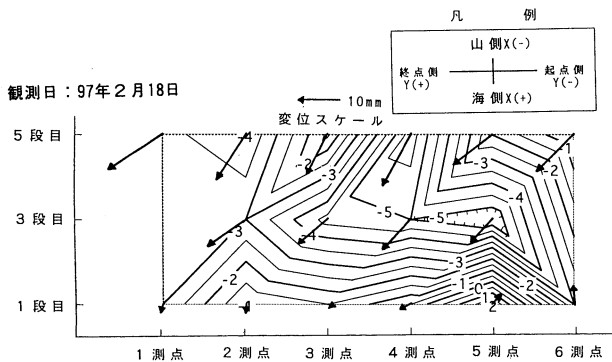


図-12 のり面変位分布図

Fig.12 Distribution map of slope displacement

ものである。

格段の変位とも長大のり面全体の崩壊を起こすような変位は観測されていない。

5段目：平面的には、海側と終点側へ10mm程度の移動を示す。鉛直方向は最終的には沈下方向の変位となった(約6mm)。

3段目：平面的な傾向は、5段目と同様であるが、変位量は僅かである。鉛直方向は最終的には10mm程度沈下となった。

1段目：平面的にはほとんど変位はない。鉛直方向の変位図を図-13に示す。掘削直後に隆起が見られたが、その後は沈下傾向となり掘削完了後約2ヶ月で収束した。

## 5. まとめ

石の寝屋切土の施工においては、動態観測、特にのり面観察に基づくきめ細かな鉄筋アンカー工等ののり面対策を行うことにより、当初危惧された花崗岩の風化層の崩壊、亀裂岩盤の岩盤地滑りは生じなかった。光波測距観測においては、一部沈下が累積された測点もあったが、その量も僅かであり、のり面の安全は十分に確保されていると判断される。

このため、地山の亀裂の走向傾斜の調査結果に基づく対策工法の決定、及び動態観測に基づく施工は、長大のり面の掘削に重要な役割を果たしたと判断される。

また、掘削土量が非常に大きいため、掘削に伴う応力

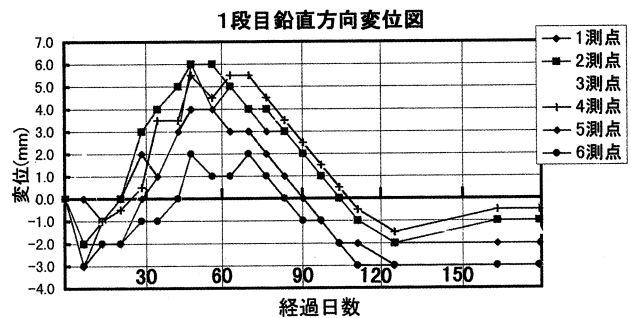


図-13 光波による観測結果

Fig.13 Measurement by optical instrument

解放の影響で浮き上がりが予測され、実測においても3ヶ月程度計測された。このため、掘削ステップに基づくFEM解析を行い、地山の物性値の再評価、掘削段階における安定性の評価を行った。この結果については、別の機会に報告することとしたい。

## 6. あとがき

石の寝屋切土は、掘削量約110万 $m^3$ の硬岩主体の大切土であり、当初より淡路島側陸上部のクリティカルとされてきた。平成5年12月の着手以来、周辺家屋への発破振動の影響を配慮しつつ、また土運搬路周辺住民等との調整を行いながら、平成8年11月27日最終発破を終えることができた。ここに石の寝屋切土の施工に携わった関係各位に感謝する次第である。

最後に、石の寝屋切土ののり面対策工法や動態観測の検討にあたって貴重なご指導、ご意見を頂いた淡路島側陸上部のり面安定工の技術検討委員会の西田委員長をはじめ委員各位に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1)淡路島側陸上部のり面安定工の技術検討(その5)報告書 1993年3月
- 2)淡路島側陸上部のり面安定工の技術検討総括報告書 1997年3月

# 応力調整を用いたPC単径間ラーメン橋の設計と施工

Design and Construction of Single-Span PC Rigid Frame Bridge by Using Stress Adjustment

第一建設局保全部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

建設課長代理  
第四工事長代理

大川 宗男

Muneo Okawa



企画開発部企画課  
(前)第一建設局洲本工事事務所

第四工事

弓山 茂樹

Shigeki Yumiyama

## 概要

石の寝屋こ道橋は、明石海峡大橋の南約1kmに位置し、淡路島で最初のコ道橋である。このため、淡路島へのゲートというモニュメント性を強く考慮して、中央剛構造の単径間ラーメン橋が採用された。中央剛構造とした場合、桁閉合後に過大な不静定力が発生するため、不静定力やPC鋼材量の低減を目的に主桁の応力調整を実施した。その結果、設計どおりの主桁応力改善効果が確認され、設計と施工の妥当性が確認できた。

また、設計においては、経済性を図るためPRC構造を採用している。

The Ishinoneya Overbridge was built at the southward of Akashi Bridge as the first landmark to be seen by the highway users driving through the Awaji Island.

Therefore, the bridge employed a single-span rigid frame system with a central rigid structure in consideration of a aesthetic outlook for the gate structure to the Awaji Island. Since the employment of a central rigid joint system might develop an excessive indeterminate force in the deck after completion, the stresses in deck were always adjusted to decrease magnitude of the statically indeterminate forces and amount of the PC steels to be used for during the work.

As a result, the adjustment work showed enough effects in deck stress improvement as designed, and validity of the design and construction scheme.

In the design, the PRC structure was adopted for the economic reason.

## 1. はじめに

石の寝屋こ道橋は、明石海峡大橋の南約1kmに位置し、長大切土のり面(12段)の4~5段に建設されている。橋梁形式及び施工法の選定にあたっては、淡路島へのゲートというモニュメント性を強く考慮するとともに、架橋位置の切土工事の工程に支障を与えない施工法とするため、片持ち張出し架設工法による単径間ラーメン構造を採用した。

通常、このような橋梁形式では、中央ヒンジ構造として不静定力の発生を抑制することが通例であったが、長期にわたるたわみ進行、漏水等により美観上の問題が発生していた。このため、本橋では中央剛構造として、これらの問題の解決を図ることとした。

しかし、小幅員のオーバブリッジでは稀な片持ち張出し架設工法を採用した結果、主桁基部に過大な応力が発生することとなった。このため、この影響を小さくするために、発生する曲げモーメントと逆向きにモーメントが作用するように油圧ジャッキを用いて主桁橋軸方向に軸力を作用させる応力調整工を実施した。その結果、設計どおりの主桁応力改善効果が確認され、設計と施工の妥当性が確認できた。

また、経済性を図るため、主桁をPRC構造として設計を行った。

本報文は本橋の設計・施工および応力調整の計画と実

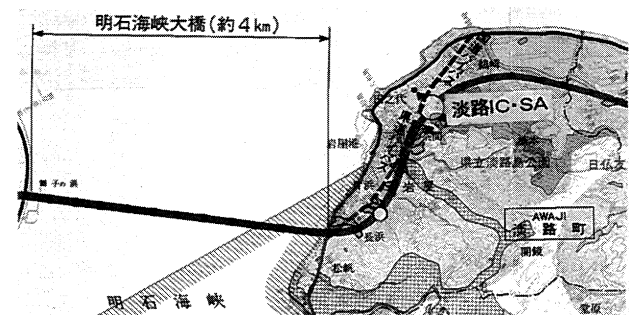


図-1 位置図

Fig.1 Location

施結果について報告するものである。

## 2. PRC構造の考え方

PRC (Prestressed Reinforced Concrete) 部材は、所要のひび割れ条件を満足するようにPC鋼材と鉄筋により補強されたコンクリート部材である。

PRC部材は、RC部材と比べて以下のメリットがある。

- ① ひび割れの制御が可能であるため耐久性が向上する。
- ② 断面を小さくでき支間の長大化が図れること  
一方、PC部材に比べて以下のメリットがある。  
① 鉄筋で補強されているため終局時のじん性が向上するとともに、ひび割れの分散性がよい。



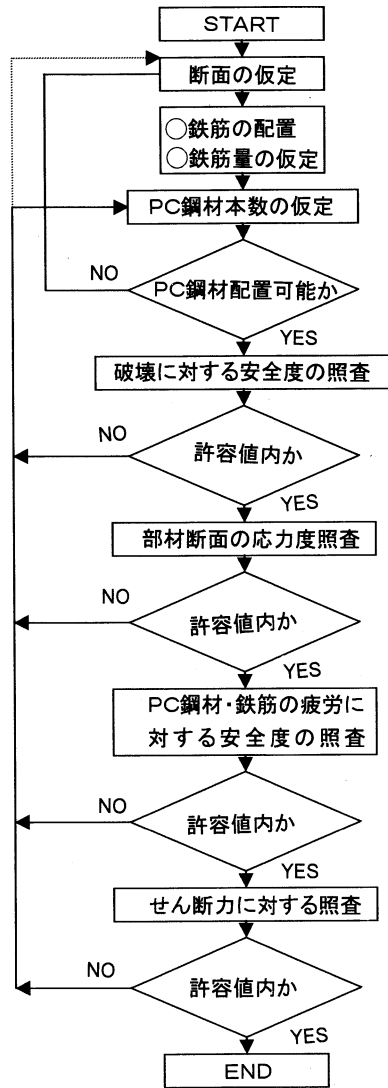


図-3 PRC設計フロー  
Fig.3 Design flow of PRC

C: 鉄筋の純かぶり

設計上のひび割れ幅を図-5に示すが、最大で0.254 mmであり、許容値を満足している。

### 3.4 応力調整の設計

#### (1) 応力調整の目的

応力調整は過去に数例の実施例があるが、殆どが下部工の断面力を低減する目的で実施されており、本橋のように、下部工だけでなく上部工の断面力を改善する設計法を採り入れたのは初めてである。

応力調整の目的はを以下に、応力調整改善原理を図-6に示す。

- ① 片持ち張出し架設中に発生する断面力および構造系完成後に発生する不静定力の合力を低減させるために主桁橋軸方向に軸力を加え、架設中に発生した過大な断面力を低減する。
- ② 連続ケーブルをなくし、プレストレス2次力を低

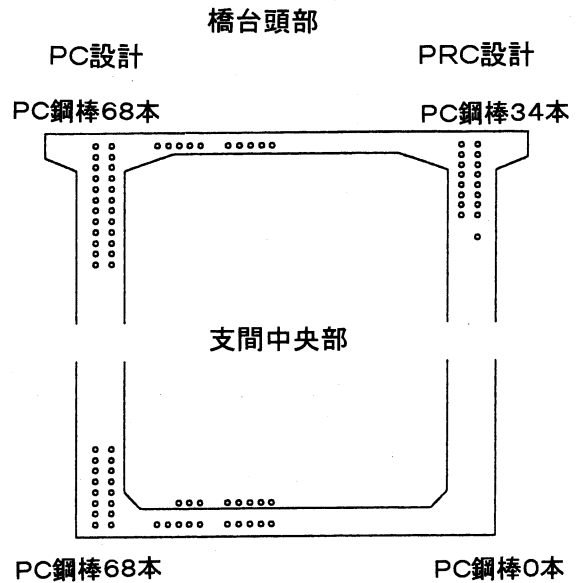


図-4 主桁PC鋼材量の比較

Fig.4 Comparison of quantity PC steels for deck

減する。

#### (2) 設計導入軸力

施工は中央閉合部未打設区間 2mの空間に1000tf油圧ジャッキを2台並列に配置し、橋軸方向に軸力の導入を行った。

設計導入力は、次の点を考慮して、1500tfとした。

- ① 閉合部断面に配置可能な油圧ジャッキによる制約
- ② 支間中央下縁の引張鉄筋応力度を許容値以下とする
- ③ 下部工の安定

図-7に架設系・完成系の断面力変化図を示す。応力調整によって主桁付け根には正の曲げモーメントが作用し、片持ち張出し架設によって発生した主桁基部の負の曲げモーメントをほぼ消すことができる。

## 4. 施工

### 4.1 施工手順

本橋の施工順序を図-8に示す。本橋の施工順序は、施工位置が本ルートの上のクリティカルとされていた長大切土のり面(12段)の中段に位置することから、切土工事工程にできるだけ支障が無いように計画した。このため、主桁の張出し架設時は、切土工事が平行して作業する工程となった。

### 4.2 PCアンカー工

PCアンカーの削孔は、橋台の均しコンクリート打設後に行った。削孔完了後、孔壁が崩壊ないようにケーシングを引抜き、セメントグラウト注入後、PCアンカーを挿入した。その後、セメントグラウトの所定の強度が発現後、適性・確認試験を行い、所定のアンカー耐力を有していることを確認した。

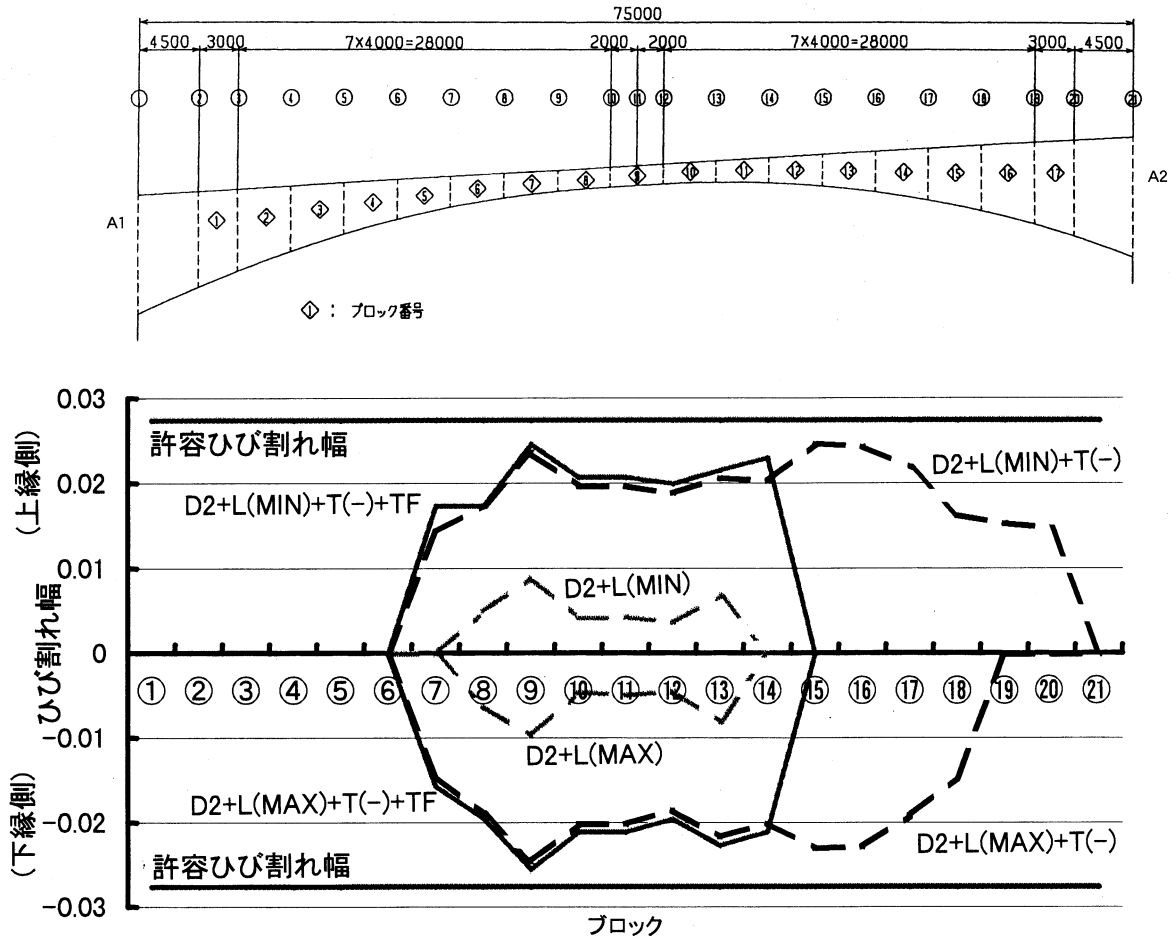


図-5 曲げに対するひび割れ幅  
Fig.5 Crack width in bending

緊張は、下部工の躯体施工完了後に行った。

### 4.3 橋台工

橋台底部はマスコンクリートとなることから、温度応力解析を行い、ひび割れが発生しないように打設ブロック割を決定した。その結果、打設ブロックは、フーチング部、躯体3回（リフト高1.5m）の4回打設とした。

橋台頭部はT型ラーメン橋の柱頭部に相当する部分である。本橋では導入プレストレスの均一化を目的に、PC鋼棒の緊張位置を橋台側と主桁先端の両側とし、交互に緊張することとした。このため、橋台内にPC鋼棒の緊張スペースを設けた。

### 4.4 主桁張出し架設

橋台頭部完成後、橋台の埋戻しを先行して行い、完了後中型ワーゲン（200tfm）の組立を行った。張出しは、片側8ブロック（4m/ブロック）の計16ブロックである。

PRC構造の場合、上げ越し管理は通常のPC構造と比べて、プレストレス量が少ないことや、鉄筋拘束等の影響で計画値と異なることも予想されたが、各施工段階ごとの材令に応じたクリープ係数を用いて上げ越し計算を行った結果、十分な精度で管理することができた。

### 4.5 中央閉合工

張出し完了後、ワーゲンの解体を行い吊り支保工を組立てた。閉合部4mのうち応力調整の反力用に1mづつ隔壁を先行して打設し、残りの2mの間に応力調整用の油圧ジャッキを設置・調整後、ジャッキによる軸力を作用させたまま鉄筋・型枠を組立て、コンクリートを打設した。コンクリート硬化後の乾燥収縮により、後打ちした新コンクリートと旧コンクリートとの間にスキマが生

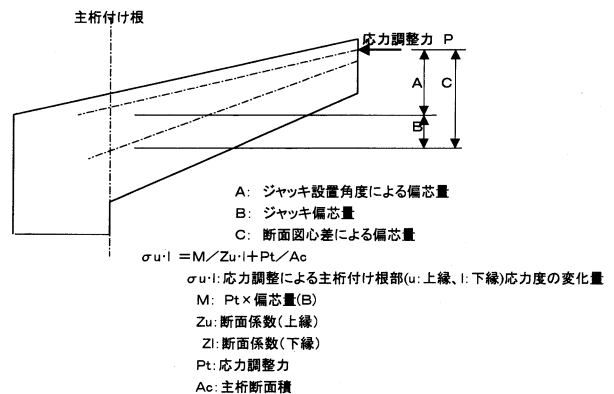


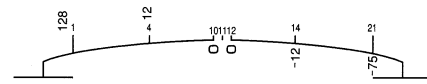
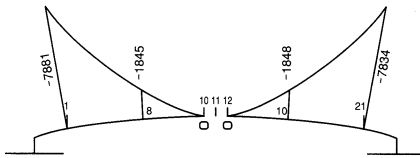
図-6 応力調整改善原理

Fig.6 Concept of stress adjustment

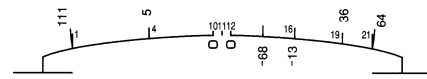
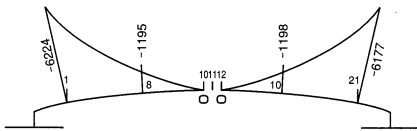
## 曲げモーメント (tfm)

## 軸力 (tf)

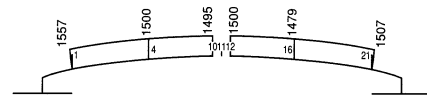
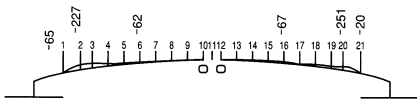
### STEP 1 主桁+ワーゲン自重



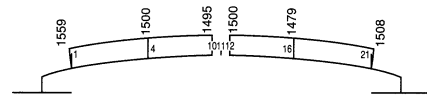
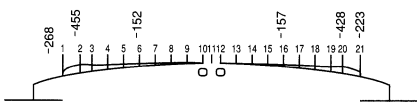
### STEP 2 吊り支保工荷重+支圧壁荷重



### STEP 3 応力調整 (水平力 H=1500tf)



### STEP 4 閉合部荷重



### STEP 5 ジャッキ、吊り支保工撤去、構造系完成

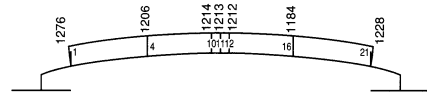
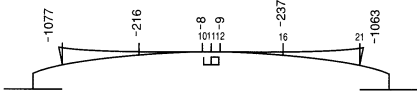


図-7 断面力変化図

Fig.7 Variation chart of sectional forces

じ、導入した軸力が低下することが予想されたため、コンクリート打設開始時間を早朝とし気温上昇とともに旧コンクリートが熱膨張することを利用して、このスキマを防ぎ導入力の低下を防いだ。

#### 4.6 応力調整工

##### 1) 施工概要

応力調整には図-9に示すように1000tf油圧ジャッキを2台使用した。また、ジャッキ背面には支圧壁に均等に軸力が作用するように反力梁を設置した。軸力の導入は、連動型電動ポンプを用いて設計導入力1500tfに対して100tf毎、段階的に行った。

##### 2) 施工管理

応力調整導入力は完成系の応力状態に影響をおよぼすため、主桁のコンクリート応力状態および主桁の変形状態を常時計測した。図-10に示す位置に計測器を配置し、以下の管理を実施した。

- ① 主桁付け根にコンクリート有効応力計、熱電対を設置し、実導入コンクリート応力度を測定した。

- ② 主桁の鉛直変位は主桁先端部の高さをレベル測量する。

- ③ 主桁の水平変位は左右の開きがアンバランスになると主桁付け根にねじりモーメントが生じることとなるため、箱桁断面の四隅に伸縮計を設置し、開き誤差を計測した。

##### 3) 仮応力調整

応力調整に先立ち、応力調整力とコンクリート応力変化および主桁の変形関係が設計値と一致するか否かを確認するために仮応力調整を行った。

仮応力調整は、500tf、1000tfと比較的低ジャッキ力で載荷・除荷を段階的に繰り返し、実測値が設計値と一致するか否か確認を行い、その関係から、最終応力調整力、最終コンクリート応力度、および最終変形量を予想した。

その結果、仮応力調整(1000tf)の段階で設計値と近似した計測値が得られ、その結果をもとに1次回帰分析した結果、1500tf導入時に表-2に示すようなコンクリート応力度、鉛直変位、水平変位の予想値を得た。

##### 4) 応力調整

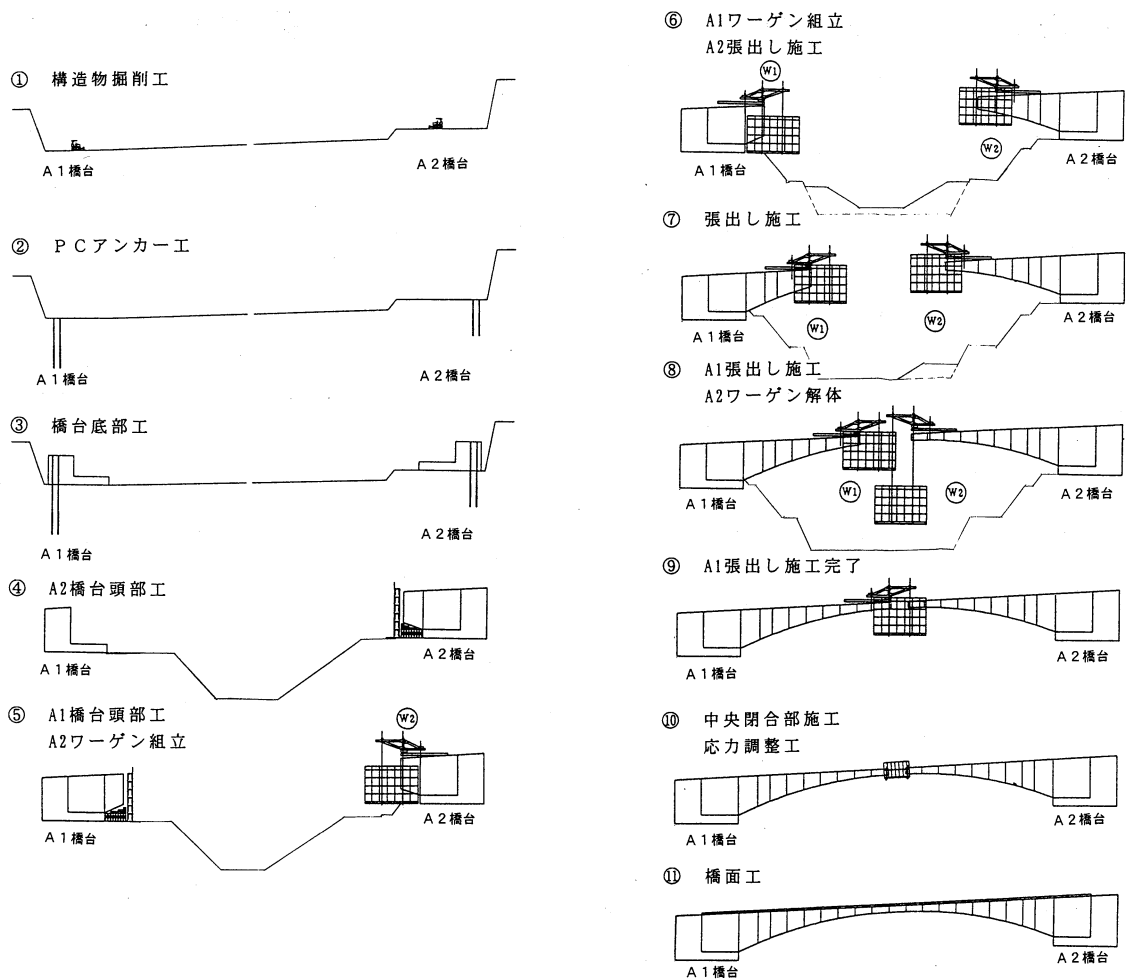


図-8 施工順序図  
Fig.8 Work sequence

応力調整のコンクリート応力度の計測結果を図-11に、鉛直変位を図-12に示す。

その結果、設計値とほぼ一致した変化を示し、表-2に示すように最終導入力1500tf時に施工管理値内に収束し、全ての計測管理項目において施工管理値を満足した。また、仮応力調整およびその結果からの予測値の妥当性が確認でき、本橋の設計思想に対する裏付けも確認することができた。

## 6. 計測工

応力調整により主桁に導入した軸力は、クリープ・乾燥収縮の進行に伴って、徐々に減少していく。このため、長期的な応力調整の効果の検証を行うため、クリープ・乾燥収縮の進行が7割程度進行する主桁閉合後100日間経過した時点において、コンクリート応力の計測を行い、設計上クリティカルとなっているクリープ終了時の「死荷重+活荷重+温度変化(-)+温度差」に対する応力度の推定を行った。

計測は、応力調整後120日間実施した。その結果及び

クリープ終了時の主桁基部のコンクリート応力度の予測値を図-13に示す。コンクリート応力度は、設計値と同傾向で推移しており、その後の予測値についても同傾向であり、長期的な安全性が確認できた。

## 7. おわりに

本橋は、片持ち張出し架設工法による単径間ラーメン構造を採用したため、主桁付け根には過大な応力が発生することとなったが、応力調整の実施及びPRC設計を取り入れることにより、その低減を行うことができた。本橋は歩道橋ではあるが、これらの手法を用いることにより、車道橋においても合理的かつ経済的な設計が行えると思われる。本橋が、今後の同型式の橋梁設計及び施工に参考なれば幸いである。

最後に、本橋は長大のり面である石の寝屋切土の中段部に位置するため、切土工事も含めて淡路島側の工程のクリティカルと言われていたが、平成9年2月完成した。ここに、石の寝屋こ道橋の設計と施工に携わった関係各位に感謝する次第である。

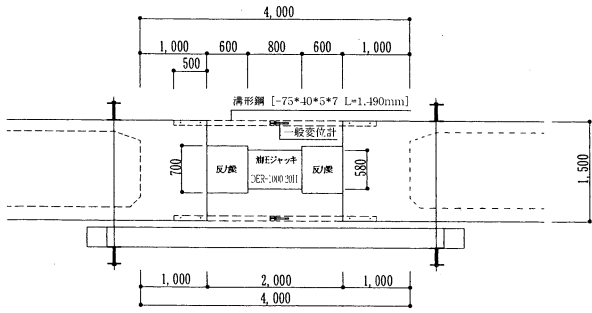


図-9 油圧ジャッキ配置図

Fig.9 Arrangement of hydraulic jacks

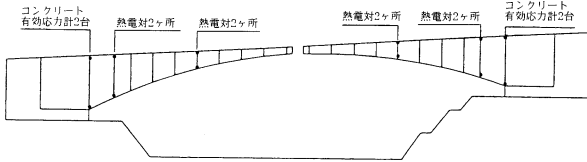


図-10 計測器設置位置図

Fig.10 Arrangement of measuring instruments

表-2 仮応力調整結果からの予測値

Tab. 2 Forecast values from provisional stress adjustment

予測応力度

	予想値 kgf/cm <sup>2</sup>	設計値 kgf/cm <sup>2</sup>	誤差 (%)
A 1 上縁	62.1	59.0	5.0
A 1 下縁	-15.3	-15.3	0.0
A 2 上縁	59.2	59.0	0.0
A 2 下縁	-15.8	-15.3	3.2

予測鉛直変位

	予想値 kgf/cm <sup>2</sup>	設計値 kgf/cm <sup>2</sup>	誤差 (%)
A 1 側	40.5	45.0	-11.1
A 2 側	39.7	45.0	-13.4

予測水平変位

	予想値 kgf/cm <sup>2</sup>	設計値 kgf/cm <sup>2</sup>	誤差 (%)
平均値	17.2	18.2	-5.8

参考文献

- 1) 大川、弓山他、応力調整を用いたPRCカンチレバー橋の設計と施工、土木学会第52回年次学術講演会論文集

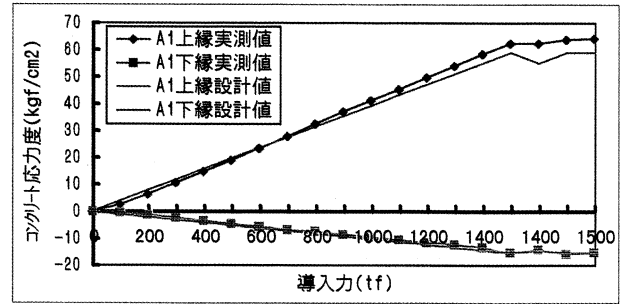


図-11 コンクリート応力計測結果

Fig.11 Measured results of concrete stress

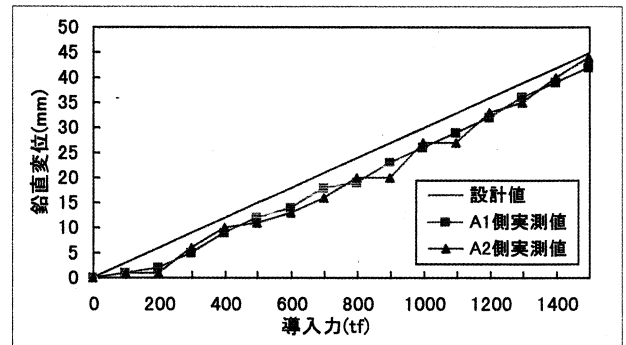


図-12 鉛直変位計測結果

Fig.12 Measured results of vertical displacements

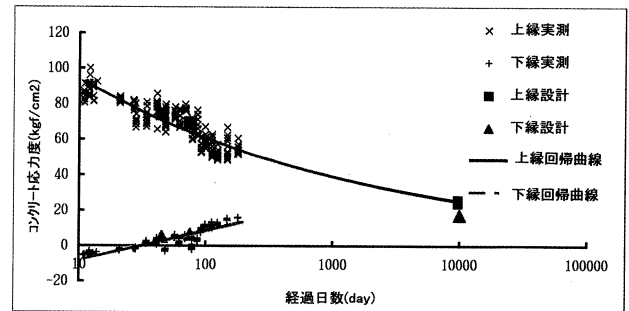


図-13 主桁基部コンクリート応力度と予測値

Fig.13 Forecasted and measured values of concrete stress at pier base

- 2) 川戸、大川他、応力調整を用いたPRCカンチレバー橋(石の寝屋こ道橋)の設計と施工、プレストレストコンクリート技術協会、第7回シンポジウム論文集、1997年10月
- 3) 「PRC道路橋設計マニュアル」平成7年10月 日本道路公団
- 4) コンクリート標準示方書、平成8年制定、土木学会

# 淡路IC・SAの大規模盛土と濁水対策について

Large-scale Embanking Work and Measure for Muddy Water in Awaji IC/SA

第一管理局垂水管理事務所  
(前)第一建設局洲本工事事務所

工 事 課 長  
第 四 工 事 長

川 戸 彰

Akira Kawato

第二管理局保全部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

橋梁技術課長代理  
第 四 工 事 長 代 理

平 下 忠 一

Tadakazu Hirashita

設 計 部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

設 計 第 一 課  
第 四 工 事 長 付

池 田 秀 継

Hidetsugu Ikeda



## 概 要

淡路ICは、SAを併設する大規模なICであり、盛土量も約334万<sup>3</sup>mという大規模な造成を行った。さらに、県立淡路島公園と一体的に利用できること、及びUターン機能を兼ね備えた淡路ハイウェイオアシス計画も含めると、SAの駐車台数規模としては、国内最大級となる。

特に土工事においては、周辺住民への環境対策が大切となり、施工中の降雨による濁水対策、防塵対策及び騒音・振動対策等を重点的に行った。

本報告は其中で濁水対策に着目し、中央排水計画、沈砂池計画及び濁水・防塵対策も兼ねた表面保護工について報告するものである。

Awaji IC/SA is a large-scale facility made on a great amount of earthwork as much as 3.34 million cubic meters. This IC is one of the largest structures of Japan composed of various facilities such as an U-turn ramp and a highway oasis providing access to the Awajishima Prefectural Park.

The construction work employed various environmental measures against surrounding residents, such as muddy water treatment, dust prevention, and noise and vibration reduction.

This report focuses on the environmental measures, and introduces a central drain system, a sediment pool system, and a slope protection work for embankment combined with device for muddy water treatment and dust prevention.

## 1. まえがき

淡路IC・SAは、明石海峡大橋の淡路島側陸上部にあり、「くにうみ神話」に彩られたロマン豊かな淡路島の最北端に位置する。淡路IC・SAは、明石海峡大橋はもちろん大阪湾を挟んで神戸市街地から六甲山系・生駒山系、さらに関西国際空港までを一望できるところに位置し、駐車台数(小型車換算)1,070台、面積約32ha(本線を含めると約37ha)の国内最大級のIC・SA工事である。(表-1参照)

さらに県立淡路島公園のハイウェイオアシスの約660台(小型車換算)を加えると約1,730台の規模となり、駐車台数としては、国内最大級のSAとなる。

その周辺では、国営明石海峡公園(工事中)及び日仏友好モニュメント建設計画等がある。(図-1・図-2参照)

大規模な土工事においては、降雨による濁水の発生は避けられず、下流域への被害を未然に防止するための対策が必要である。濁水の発生状況は、降雨の状態・土地の改変状況・地質・地形等により異なり、また、土砂流出防止工も地形や土地造成の状態あるいは沈砂池の用地確保および下流の規制条件によっても違ってくる。

淡路IC・SAの土工量は、自工区内の道路掘削約171万<sup>3</sup>m、隣接工区からの流用土約147万<sup>3</sup>mの合計約334万<sup>3</sup>m(盛土換算)となる。

開発面積10hr以上の開発にあつては、「調整池指導要領及び技術基準(兵庫県土木部)」によると、恒久的な調整池の設置または市街化区域であれば30年確率以上で海に至るまでの河川断面改修が求められている。

淡路IC・SAでは、地形及び市街地から後者としたため、大規模土工事における環境対策のうち濁水が特に問題となった。本報告は、濁水対策のうち堅樋による中央地下排水方式の採用と沈砂池計画及び濁水・防塵対策を兼ねた表面保護工について報告するものである。

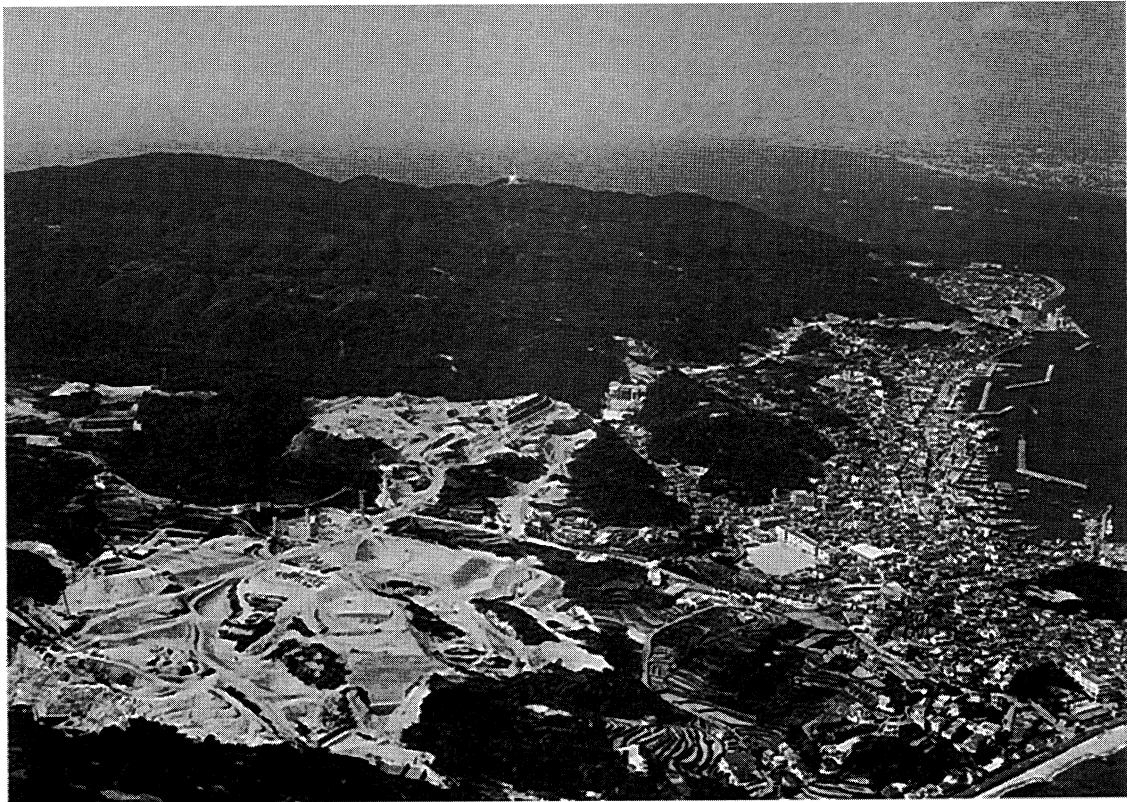
表-1 駐車ます数

Tab. 1 Number of parking lots

(単位:台)

車 種	上りSA	下りSA	ハイウェイオアシス	合 計
小 型 車	336	320	560	1,216
大 型 車	102	102	51	255
セミトレーラ	3	3	0	12
小型車換算	546	530	662	1,738





写真一 淡路IC・SA工事とその周辺状況（平成5年10月）

Photo. 1 Work of Awaji IC/SA and its peripherals(October, 1993)

理可能な範囲である。

それ以上は、台風等の大規模な自然発生の濁水も追加され、工事の影響のみとはならないため、降雨強度については30mm/日、15mm/hを対策目標値とした。

本工事では、「濁水の発生源を絶つ方法」及び「濁水発生後の微粒子流出防止させる方法」の2視点から対策を行った。

#### 4.2 濁水発生源を絶つ方法

##### (1) 後背地からの水の分離

流水は、後背地からの流水（清水）及び施工範囲内からの流水（濁水）があり、両者を混流させて処理することは水量が多くなるため、必要管径が大きくなり施工性が悪くなる。さらに、沈砂地等の規模が拡大し割高となるため、清水と濁水とは分離させ各々独立した水路にて排水させる計画とした。

##### (2) 地下排水溝の設置

湧水・地下水については地下排水溝の施工を行い、路体内の濁水等についてもフィルター効果を期待し微粒子分を抑える事とした。

##### (3) 法面の早期緑化

マサ土は降雨による浸食が激しいため、早期法面緑化の施工により濁水対策を行った。

切土法面は、種吹き付け工・植生モルタル吹き付け工等を、盛土区間は植生マット工・張芝・種散布工を、法面整形後に早期施工を行った。

##### (4) モルタル吹き付け

切土法面の法面整形等に手間がかかることや施工の手戻り作業等に問題はあるが、法面養生の効果が大きく、結果的には、転石防止にも効果がみられた。

##### (5) アスファルト乳剤の散布

アスファルト乳剤散布は、表面処理工法の一部ではあるが切土面の側溝には効果がある。すぐに施工できるため必要個所に施工した。ただし、盛土等において車両が通行する場所や水が多く集まる場所等は剥がれて機能を損なうため、コンクリートシール等ほかの対策とした。

##### (6) 路床部の表面保護

土工事の概成後であれば全体的な表面保護対策は可能となり、路床の完了した部分から土質安定剤（グラウンドガードE）を散布した。また、工食用道路部分は、舗装の下層路盤（切込碎石）の先行施工を行うことにより、上部路床を保護するとともに濁水の発生を低減した。

ただし、工食用道路の出入口付近は、工食用車輛により乱されるため、一般道への汚損防止も含めて簡易舗装等で対処した。

##### (7) 濁水対策補助工法

濁水の防止工法としては、発生源対策や沈砂地での対策等の他に導水の過程で濁水処理をする補助工法を採用した。

その補助工法は、単独施工では所定目標の達成は厳しいが本工法と組み合わせることによって濁水処理効果を高めることに主眼をおくもので、本工事でもその都度単発的に採用した補助工法を表一2に示す。

表-2 濁水対策補助工法

Tab. 2 Supplement measure for muddy water treatment

補助工法	内 容
盛土中央排水工	盛土法面に流水させないように盛土中央に集水し、沈砂地に導いて処理し堅樋にて排水を行う。また流下時間が遅くなり、流出量のピークが緩和される利点がある。
板 柵 柵	沈砂地へ流入する手前で粗粒分を沈降させる簡易な土砂溜め柵。
低流速水路工	水路内部の浸食を防止するために流速を抑える
土砂沈降水路	水路途中で流速の遅い区間を設置し、粗粒分を沈降させる。
土砂溜め付き水路	水路途中で簡易な凹部を設け、粗粒分を沈降させる。
越流ゼキ付き水路	水路内部に土嚢、柵等で越流ゼキを設け、水勢を弱め沈降させる。
ライニング水路	水路内部洗掘防止のためシート、コンクリート等でライニングする。
浸透水路	素堀水路側面に柵、蛇かご等を設け、湧水等を水路に流入させる。併せて水路側面の洗掘を防止する。
小堤土盛工	法肩に盛土を行い、雨水の法面への流出を防止する。
小堤地山利用工	切土施工時法肩を一部残し法面と逆方向に導水する。
柵 工	法尻または法面中断にネット・板等を設置し、土砂の流出を防止し、ガリ浸食の発生・拡大を防止する。

表-3 濁水が発生した場合の微粒子流出防止対策

Tab. 3 Measure to prevent outflow of fine particles in muddy water

微粒子流出防止工法	内 容
沈砂池(沈殿地)	沈降させる土砂粒径・流出土砂量により面積容量を決定する。自然沈降方式及び機械式凝集沈殿方式等がある。
フトンカゴ堰堤	濁水の粗粒分をフィルター材にて濾過、沈降させる方法。
土堰堤	土堰堤にて濁水を滞留沈降させる。地下配水管・堅樋管を設置し、順次堅樋管を継ぎ足しながら盛土を行っていく方法。

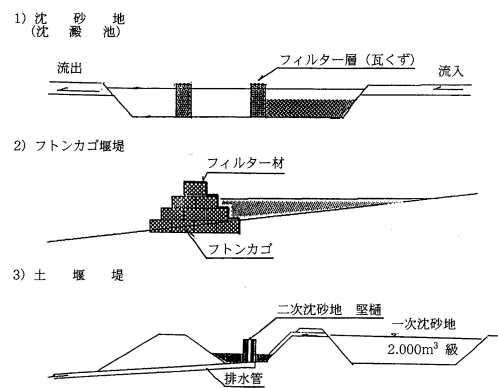


図-3 微粒子流出防止対策図

Fig. 3 Measure to prevent outflow of fine particles

#### 4.3 濁水が発生した場合の微粒子流出防止対策

濁水発生源における濁水防止工法及び補助工法の単独施工では、濁水防止に関してあまり期待できない。最終的には沈砂地等における濁水処理工法に頼らざるを得ないものと考えられる。実際に沈砂池及び土堰堤による濁水対策は大きな低減効果を得ることができたが、フトンカゴ堰堤は、低減効果が少なかった。(表-3・図-3参照)

### 5. 中央排水方式採用

場内沈砂池の容量は、土工の施工状況に応じて変化するが、基本的に中央排水方式と一体で考えることとし、堅樋の配置は1カ所/haとし、堅樋の近隣に30mm/日の降雨に対して、300m³の沈砂池を確保しながら盛土を行った。

沈砂池から堅樋への排水は、サイフォンの原理により微粒子が沈降している上部の水から徐々に排水した。(図-4参照)

なお、路体に水を溜めることは好ましいものではないが、場内沈砂池の底などから浸透した水は、近隣の堅樋及び地下排水溝に向けて浸透していくため、地下水位の上昇による路体の崩壊などの問題はない。浸透した濁水は、盛土された路体そのものをフィルター材とし、濁度を低減できるものとして考えた。(図-5・写真-2～7参照)

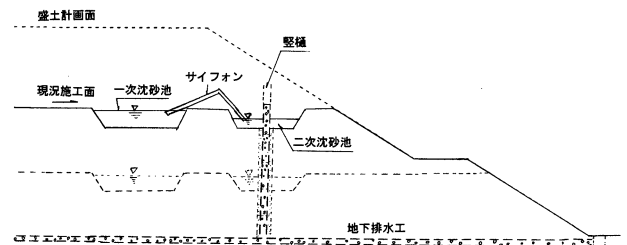


図-4 沈砂池からの堅樋への排水方法

Fig. 4 Drain system from sediment pool to central drainage

### 6. 沈砂池の設置

沈砂池は、土作業現場内に仮設する沈砂は、小規模で多数設置することにより、雨水を1箇所に集中させない事で濁水の発生原因となるエロージョン対策にもつながる。

この場内沈砂池で一次処理され、流速が緩和された濁水は、流出係数を人為的に下げる効果となり、最終沈砂池の規模も経済的なものとなり、また濁水濃度の低減にも有効となる。場内沈砂地の濁水濃度を表-4に示す。

淡路IC・SA工事の74cm以上の土砂は、場内沈砂池を経由する間に自然沈降するが、74cm以下の土粒子は

淡路IC・SA濁水対策工

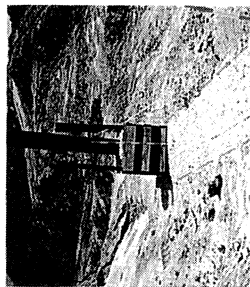
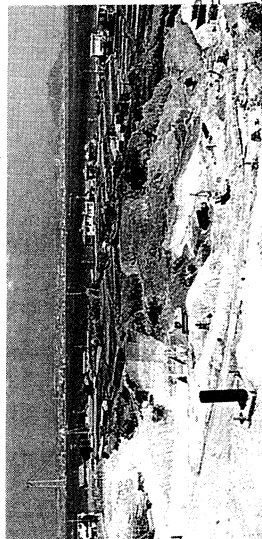


写真-5 上りSA沈砂池設置状況  
Photo.5 Installation of sediment pool for Nobori SA

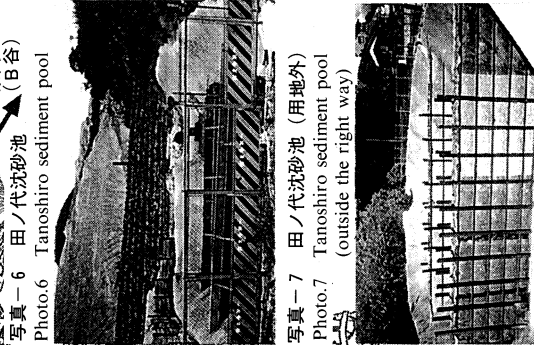
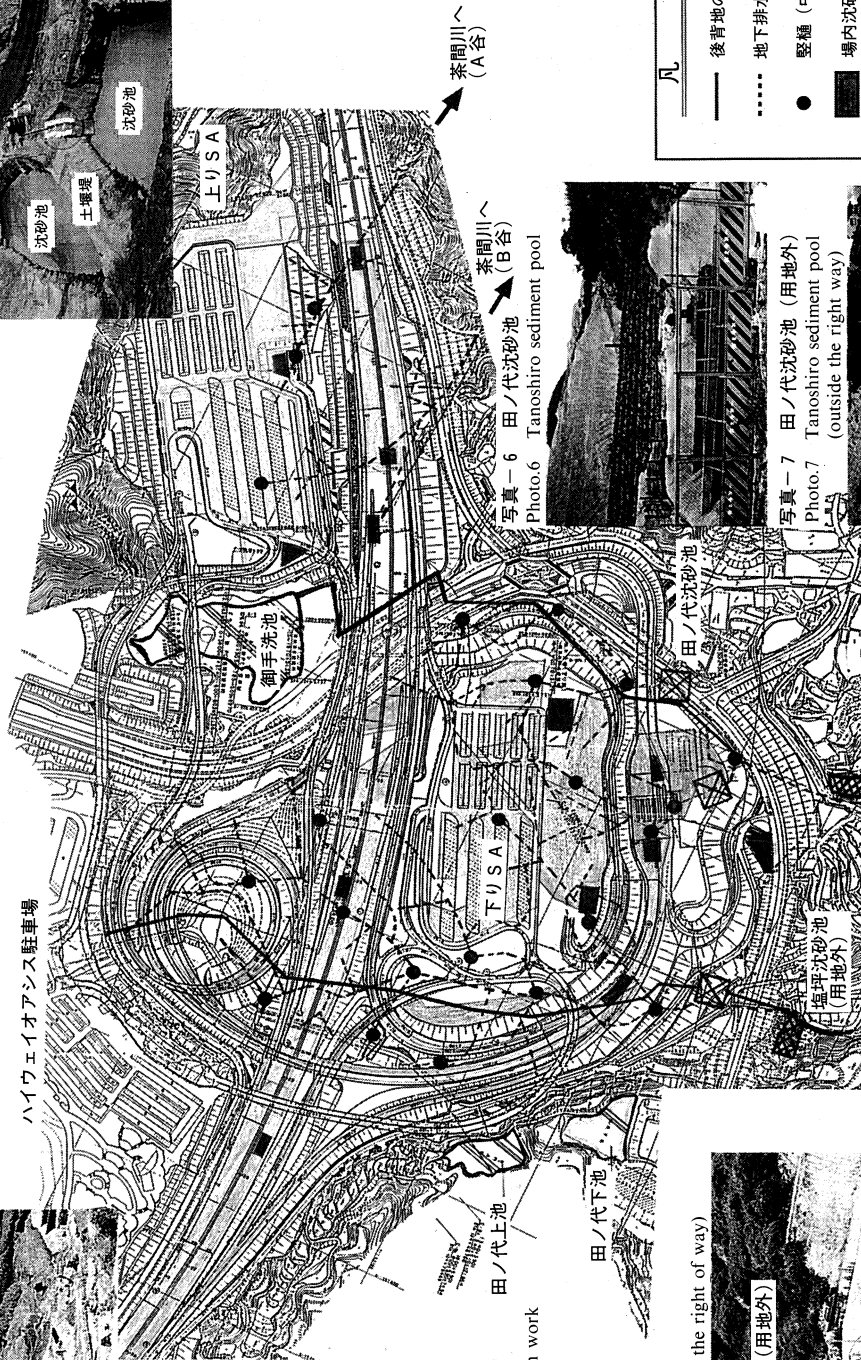
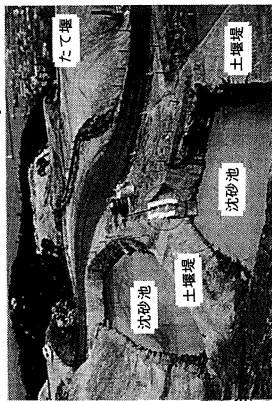


写真-7 田ノ代沈砂池 (用地外)  
Photo.7 Tanoshiro sedimentation pool (outside the right way)

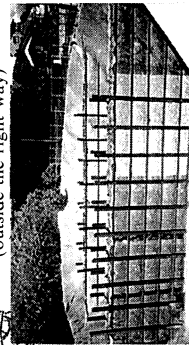


図-5 淡路IC・SA濁水処理工  
Fig. 5 Muddy water treatment system for Awaji IC/SA

沈降せず浮遊している状態であり、沈砂池流入時でも濁水濃度は500～600ppm程度とまだ高い値を示す。

しかし、集水面積に応じた容量の沈砂池を設置することにより、発生した濁水をすべて貯水できれば問題はない。

最終沈砂池の貯水量を、30mm/日とすると表-5に示すとおりとなる。ただし、用地外の沈砂池のみでの計画は大規模となり用地確保の問題も生じるため、場内沈砂池と抱き合わせで貯水量の確保を行った。

田ノ代川・塩坪川流域の最終沈砂池は、降雨前には貯水量を確保するため、その沈砂池を空にする必要がある。

その方法として、場内への散水を頻繁に行い再利用することにより、粉塵対策とした。

なお、茶間川流域については、最終沈砂池が地形上より用地外に設置できなかったため、場内沈砂池及び濁水プラントによる凝集沈殿方式を採用した。

しかし、連続降雨の場合、濁度を低減して放流し次の降雨の備えとするためには、凝集剤（ポリ塩化アルミニウム（PAC））を最終沈砂池において使用することとした。

降雨情報としては、(助)河川情報センターの気象情報システムにより、7時間前から詳細な降雨データが入手できるため、適切な現場管理を行うことができた。

## 7. 表面防護工

土工工事進捗とともに水路等の一部概成に伴い、水路周辺の土砂を流出させ、結果として少量の雨でも濁水が発生することとなった。一方、沈砂池を場内にいつまでも存置することは、水路や路面の仕上がりが遅れ、明石海峡大橋関連区間の供用に支障をきたすことになる。

また、漁業関係者からは、降雨量の多い少ないに関わらず濁水を出さないように、今以上の対策を求められた。

表-4 場内沈砂池からの濁水濃度  
Tab. 4 Density of muddy water in sediment pool

項目	濁水濃度
発生時濁水濃度	3,000ppm程度
沈砂池流入時濁水濃度	2,000ppm程度
沈砂池流出時濁水濃度	570ppm程度

表-5 自然沈降させるための沈砂池計画  
Tab. 5 Plan of sediment pool for natural precipitation

項目	条件値	備考
降雨強度	30mm/日 15mm/h	
流域面積	田ノ代川：約12.7ha 塩坪川：約17.0ha その他：約7.0ha	国道BP含む 国道BP含む 茶間川他
流出係数	0.9	JH設計要領
沈降粒度	74μm以上	
沈砂池容量(全体)	田ノ代流域 $Q=12.7ha \times 0.9 \times 30mm/日 = 3,430m^3$ 塩坪川塩坪 $Q=17.0ha \times 0.9 \times 30mm/日 = 4,590m^3$	

対策としては、完了部分の表面を被覆し防護することを基本とし、法面工（植生マット）の早期施工のほか表-6に示す表面防護工を施工した。（写真-8参照）

表面防護工として、土質安定剤（グラウンドガードE）を採用した。表面防護工の施工後の場内管理は、工事車輛等の走行による表面の攪乱が起きないようにするため、走行面については、切込砕石（クラッシャーラン） $t=10cm$ を舗装の先行路盤として施工を行った。これにより、上部路床の保護と濁水の発生の低減を行った。



写真-8 表面防護工施工状況  
Photo. 8 Work on slope protection



写真－9 淡路IC・SA土工完了状況（平成8年12月）

Photo. 9 Completion of earthwork on Awaji IC/SA (December, 1996)

表－6 表面防護工  
Tab. 6 Slope protection system

項目	内容
使用材料	土質安定剤（グランドガードE） 主成分：EVA共重合樹脂（エチレン+酢酸ビニル樹脂を共重合させたものであり、石材・木材面のつや出し塗料及びチューインガムのベース成分として使用されている。） 外 観：乳白色液体エマルジョン 性 質：PH5.5～6.5（中性：6～9） 耐水性・乾燥性
特 徴	グランドガードEは、誇りや濁水の原因となる微少な土粒子同士を結合させ、多孔質の耐水性層を形成する事により、土壌表面を安定させる。人体に有害な重金属を含まず、水に溶けないため、降雨による流出によって周囲の自然環境に影響を与えない。
標準使用量	2層仕上げ後 0.2kg/m <sup>2</sup> （5倍希釈）
施工方法	降雨時及びその翌日の土の含水比の高い日を選び、10倍希釈の土質安定剤（0.1kg/m <sup>2</sup> ）を1層散布し、乾燥後さらに2層目を散布した。
施工数量	139,830m <sup>2</sup>
対策結果	土砂中の微粒子分を押さえるため清水の状態となり、効果がある。工事用道路との区分により、約1年以上は十分に機能確保できる。防塵効果も大であり、漁業関係者にもPRでき、納得させることができた。

表面防護工の施工により、沈砂地の撤去は舗装工事の工程に合わせて段階的に計画的に行うことができた。

特に撤去においては、粘性土の撤去及び将来沈下等の問題が発生しないよう良質材で入念な施工を行った。（写真－9参照）

## 8. おわりに

淡路IC・SA工事は、道路事業として大規模な面積の開発造成工事であり、濁水対策として多種の対策を試みた。降雨のたびに漁業関係者や地域住民の方々からの厳しい声が大きく耳に届いた時期もあったが、公団・施工業者が一丸となり、対策を施している姿勢とその効果を理解して頂いたことで完成することができた。

この事業を推進するにあたり、建設省・兵庫県・淡路町・漁業関係者及び地域の皆様の御協力と御理解に深く感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 土砂流出防止工の検討業務報告書（H6.3）
- 2) 淡路IC（その1）工事 工事報告書（H8.3）
- 3) 淡路IC（その2）工事 工事報告書（H9.11）

# 太径 PC 鋼より線を用いた鵜崎川橋の設計

Desing of Uzakigawa Bridge Employing Prestressing Steel Strand with a Large Diameter

第一管理局保全部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

建設課長代理  
第四工事長代理

大川 宗男  
Muneo Okawa



企画開発部  
(前)第一建設局洲本工事事務所

企画課  
第四工課

弓山 茂樹  
Shigeki Yumiyama

## 概要

鵜崎川橋は、完成3車線に加え、淡路ICの四国側 on ランプの加速車線を一部含んでいるため、幅員は、13.75 m~18.0 mの広幅員となっている。このため、床版支間を道路橋示方書に規定する6 mより長くする必要が生じた。また、横締め鋼材の配置間隔が密になることから、我国で始めてプレグラウト型φ28.6 mm 太径 PC 鋼より線を採用した。

この太径 PC 鋼より線は、これまで使用されてきた PC 鋼棒φ32 mm と同程度の緊張力を確保するとともに、グラウト作業の不確実性を解消するものであり、省力化、工期短縮及び高品質の確保が可能となった。

The Uzakigawa Bridge has a broad width of roadway as wide as 13.75 m to 18.0 m, because the bridge accommodates a part of the acceleration lane for the Shikoku-bound ramp of Awaji IC along with the planned 3-lane roadway. Therefore, it needed lengthening of the span of deck slab of the bridge was needed longer than 6 m, whose value was determined by the highway bridge specifications of Japan.

Moreover, the bridge adopted a PC system composed of pregrouted prestressing steel strands with a 28.6 mm diameter for the first time in Japan to avoid a dense layout of lateral prestressing strands. Employment of these prestressing steel strands with a large diameter could bring about several results: the same degree of tensioning force as that of a 32-mm diameter prestressing bar, which is normally used; elimination of unbalanced quality in the grouting work; as well as laor saving, shortened work time, and high quality.

## 1. はじめに

鵜崎川橋は、淡路ICの南に位置し、県立淡路島公園に隣接する PC 3 径間連続ラーメン箱桁橋である。神戸淡路鳴門自動車道は、垂水 JCT~淡路IC間を完成6車線で施工し、鵜崎川橋を過ぎた土工部で、暫定4車線にすりつけることとした。このため、本橋は完成形(片側3車線)で施工を行っている。また、下り線については、淡路ICの四国側 on ランプの加速車線を一部含んでいるため、本橋の幅員は、13.75 m (一般部)~18.0 m (拡幅部)の広幅員となっている。

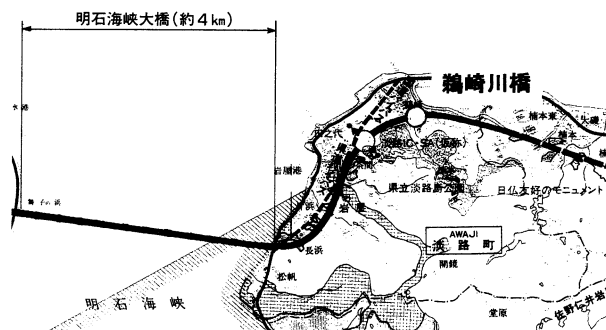


図-1 位置図

Fig.1 Location

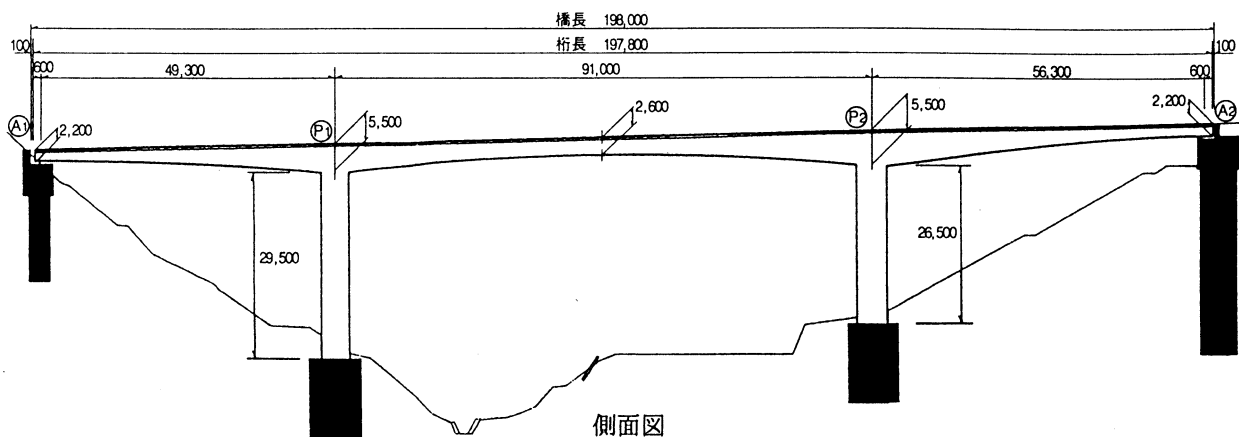


図-2 橋梁一般図

Fig. 2 General profile of bridge

広幅員となったため、主桁の床版支間を道路橋示方書に規定する6mより長くする必要が生じた。また、横締め鋼材の配置間隔が密になることから、28.6mm 太径PC鋼より線を採用するとともに、グラウト作業のないプレグラウト型を採用した。

本文は、鵜崎川橋の設計の概要とプレグラウト型28.6mm 太径PC鋼より線の採用経緯について報告するものである。

## 2. 設計概要

### 2.1 橋梁計画

鵜崎川橋の架橋地点は、県立淡路島公園のあるなだらかな丘陵地の東端部に位置し、楠本断層の延長部にあたると考えられるリニアメントが本線と緩い角度で交差している。鵜崎川の左岸は急峻な谷の斜面となっているが、右岸（終点側）は幾分緩やかな地形となっている。

橋長の決定にあたっては、終点側橋台を直接基礎とした場合、橋長が80m長くなる。そこで、橋台位置は、土配計画、経済性、工程を考慮し、終点側の盛土範囲を変更せず、高盛土の法肩とした。この結果、終点側には、約30mの場所打杭を施工することとなった。

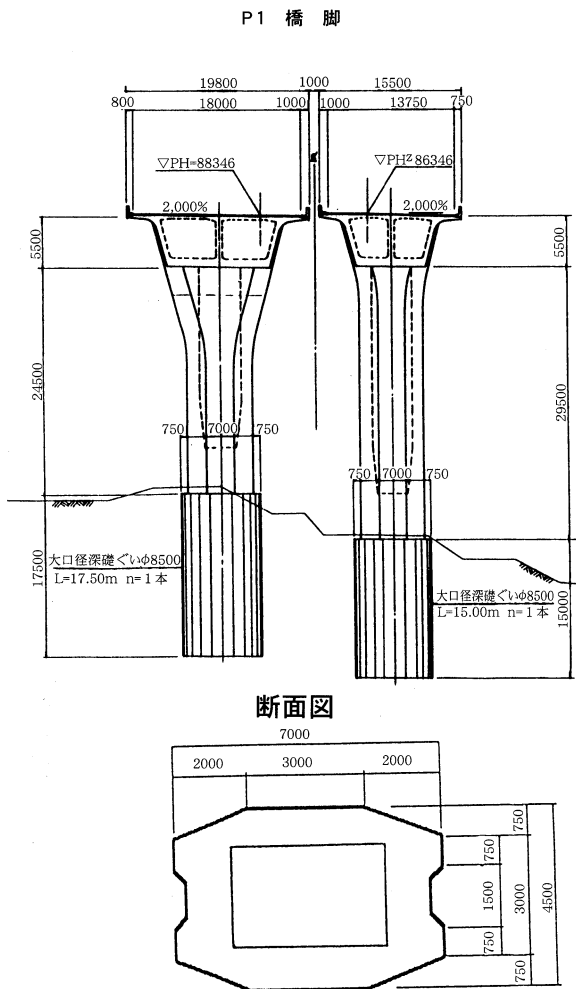


図-3 橋脚一般図

Fig. 3 General profile of piers

表-1 設計条件

Tab.1 Design conditions

橋長	198.0m
支間長	49.9+91.0+56.9m
型式	PC3径間連続ラーメン箱桁橋
工法	移動作業車による張出し架設工法
設計荷重	B活荷重
温度変化	$\pm 10^{\circ}\text{C}$
乾燥収縮度	$17.5 \times 10^{-5}$
クリープ係数	$\phi = 1.8$
震度	$K_h = 0.2$
コンクリート強度	
上部工	$400\text{kgf}/\text{cm}^2$
橋脚	$240\text{kgf}/\text{cm}^2$
PC鋼材	
主方向	SWPR7B 12S12.7
横方向	SWPR19 1S28.6

橋梁形式及び架設工法の選定にあたっては、県立淡路島公園に隣接していること、及び作業ヤードが鵜崎川の右岸に限定されること等から、PC3径間連続ラーメン箱桁橋とし、移動作業車を使用した張出し架設工法を採用することとした。

### 2.2 下部工の設計

橋脚の形状は、景観を配慮しY字型とし、柱の側面は上部工腹板の傾斜と合わせた。断面形状は八角形とし、横断方向に300mmスリットを設けた。

基礎工型式の選定にあたっては、支持層と見なしうるDH層（領家花崗岩類）が地表より4~5mの位置にあることから、組杭方式と大口径深礎杭について比較検討を行った結果、経済性、施工性、工期の面で有利となる大口径深礎杭を採用した。深礎杭の径は、橋脚形状より8.5mとなった。

### 2.3 主方向の設計

#### (1) 構造解析モデル

主方向の解析は、道路橋示方書に従い、構造中心曲線長を支間とする直線橋とみなし、柱頭部付け根位置に剛域を有した平面骨組みモデルより断面力の算出を行った。

上部工の軸線は水平とし、その位置は中央径間中央断面の縦断面図心位置とした。ただし、断面定数は、各断面の図心に関するものとした。

また、地震時慣性力を除く作用荷重に対しては、P1、P2橋脚下端の支点条件を深礎杭を評価したバネ支点として、骨組み構造モデルにより断面力を算出した。構造解析モデルを図-4に示す。

#### (2) 地震時慣性力による断面力

地震時慣性力は、橋軸方向・橋軸直角方向について算出した。各橋脚のバネ定数は、深礎杭を評価した斜面方向のバネ定数及び斜面反対方向のバネ定数について算出し、表-2に示す組み合わせのうち断面力の最も不利なものを採用した。

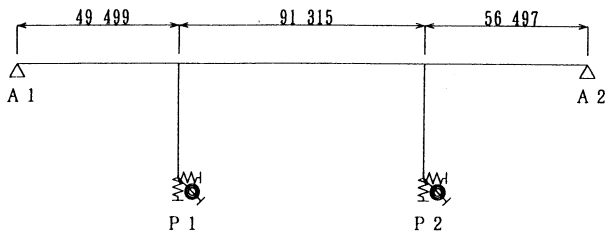


図-4 構造解析モデル

Fig.4 Analytic model

表-2 地震時慣性力の組み合わせ

Tab.2 Composition of earthquake inertia forces

		P1橋脚	P2橋脚
橋軸方向	→・←	斜面方向バネ	斜面方向バネ
	←・→	斜面反対方向バネ	斜面反対方向バネ
	→	斜面方向バネ	斜面反対方向バネ
	←	斜面反対方向バネ	斜面方向バネ
橋軸直角方向		斜面反対方向バネ	斜面反対方向バネ

## 2.4 横方向の設計

### (1) 概要

本橋の桁断面は、本橋の幅員が13.75m~18.0mであることから、拡幅部の最大幅員から判断して、3重箱桁の採用も考えられた。しかし、施工性、経済性を考慮して、2重箱桁を採用することとした。ただ、最大幅員で最適な下床版幅を算出した場合、床版の支間長が、道路橋示方書に規定する床版の最大支間長の6mを越える(6.3m)こととなった。

このため、6mを越える区間の床版曲げモーメントの算定にあたり、道路橋示方書Ⅲ表-5.5.1及び表-5.5.2に示される計算式、及び割り増し係数を適用できるかどうかについて、FEM解析を用いて確認を行った。検討は、道路橋示方書に示す計算式、及び割り増し係数により算出した値と、解析結果を比較することにより行うこととした。

### (2) FEM解析

#### ① 解析ケース

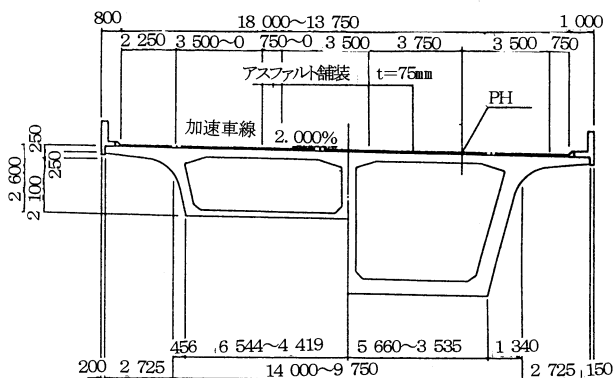


図-5 主桁断面図

Fig.5 Cross section of deck

解析は、床版支間7.0m(適用範囲外)と床版支間5.0m(適用範囲内)について行った。

#### ② 構造モデル

解析用構造モデルは、二辺固定、二辺無限長の等方性版を考える。床版厚は、道路橋示方書Ⅲ表-5.4.1により求められる厚さとした。

#### ③ 載荷荷重

載荷荷重は、T荷重を制限を設けず載荷し、支間中央曲げモーメントが最大になる載荷ケースと支点上曲げモーメントが最小となる載荷ケースとした。

### (3) 解析結果

解析結果を表-3に示す。解析結果より、FEM解析より求めた7mと5mの床版支間長の曲げモーメントは、いずれも道路橋示方書で定められた計算式で算出した曲げモーメントの約8割程度であり、床版支間長の差による大きな率の差はなかった。このため、道路橋示方書の適用外においても、7m程度であれば、同じ計算式で曲げモーメントを算出しても問題ないと判断した。

表-3 床版曲げモーメントの比較

Tab.3 comparison of bending moment in deck slab

床版支間	手法	支点上	支間中央
L = 7.0 m	①FEM	- 9.820 tmf	5.839 tmf
	②道示	- 11.750 tmf	7.280 tmf
	①/②	0.836	0.802
L = 5.0 m	①FEM	- 7.410 tmf	4.478 tmf
	②道示	- 8.750 tmf	5.360 tmf
	①/②	0.847	0.835

ただし、道路橋示方書に規定する割り増し係数については、耐久性向上のものであるため、計算式で算出した曲げモーメントには乗じていない。また、FEM解析より求めた値には、道路橋示方書の計算式には、施工誤差等の余裕量が含まれているので、20%を乗じている。

## 3. 太径PC鋼より線の採用

### 3.1 採用の経緯

当初、本橋の床版横締め鋼材は、PC鋼棒φ32mmで計画されていた。しかし近年、横締めPC鋼棒のグラウト不良により、鋼材が腐食し破断するという事故が何例か報告されており、グラウト作業の不確実性が問題となってきた。このため、詳細設計において、床版横締め鋼材をPC鋼より線φ21.8mmに変更することとした。

しかし、本橋は、完成3車線で計画されているため、床版に配置される横締め鋼材の本数が多く、鋼材配置間隔が非常に密となった。特に、下り線は、加速車線を一部含んでいるため、幅員が最大で18.0mと広く、鋼材間隔が250mmとなり、PC鋼材、鉄筋組立、及びPC鋼材緊張の作業性の悪化が予想された。また、コンクリートが十分に行き渡らずに、床版としての品質への影響も心配された。

このため、PC鋼棒φ32mmと同等の緊張力を導入で

表一4 床版横締め PC 鋼材の比較

Tab. 4 Comparison of lateral PC bars

項目	PC鋼棒		PC鋼より線	
	φ32 mm	φ21.8 mm	φ21.8 mm	φ28.6 mm
有効緊張力(tf)	52.5	33.0	56.0	
鋼材間隔 (mm)	上り線	550	400	600
	下り線	400	250	450
配置本数	830	1,225	750	

きる新しく開発された太径 PC 鋼より線 φ28.6 mm を採用した。

横締め PC 鋼材の比較表を表一4 に示す。太径の PC 鋼より線を採用することにより、従来のものより 2 倍近い鋼材間隔を確保することが出来た。

### 3.2 形状及び寸法

新しく開発された φ28.6 mm 太径 PC 鋼より線の寸法、単位重量を表一5 に示す。

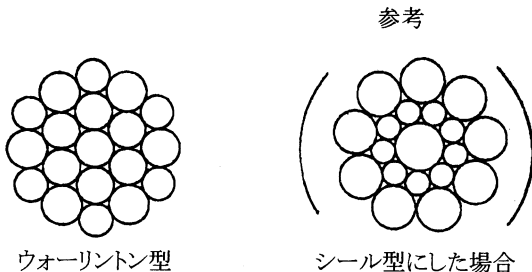
表一5 太径 PC 鋼より線の寸法、単位重量

Tab. 5 Unit weight and dimensions of large diameter PC strands

呼び名	標準径 (mm)	許容差 (mm)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	単位重量 (kg/m)
19本より28.6mm	28.6	+0.6,-0.25	532.4	4.229

この PC 鋼より線は、より線としての可とう性を確保し、かつ曲げ半径を小さくするために、従来の φ17.8 mm ~ φ21.8 mm のシール型のより線に替えてウォーリントン型のより線を採用している。このより構成は、シール型に比べて最大素線径が小さく、外周素線径を押さえられるため、断面剛性が約 30% 低減可能で、従来径に近い最小曲げ半径にすることが可能となった。その比較を表一6 に示す。

また、施工性についての確認試験結果を表一7 に示す。試験は、PC 鋼より線を地面に放置した場合の自然の曲がり状態と、シーに挿入するため、人為的に曲げた場合の最小曲率半径の確認を行っている。試験対象は、φ



図一6 PC 鋼より線の断面形状

Fig. 6 Cross section of PC steel strand

表一6 PC 鋼より線の設計曲げ半径

Tab.6 Design radius of bending for PC strands

より線径 (mm)	12.7	15.2	17.8	19.3	21.8	28.6
最小曲げ半径(m)	2.6	3.2	3.2	3.4	3.8	4.1
より構成	シール型					※1

※1:ウォーリントン型

28.6 mm のウォーリントン型より線に通常の φ21.8 mm シール型鋼より線、及び φ28.6 mm シール型鋼より線である。試験の結果、ウォーリントン型を採用したことにより、φ21.8 mm シール型鋼より線に近い施工性を確保できている。

表一7 可とう性試験結果

Tab. 7 Summary of flexibility test

項目	タイプ		ウォーリントン型
	21.8 mm	28.6 mm	
地面放置時の曲率半径	シール型 162 cm	シール型 236 cm	181 cm
挿入可能最小曲率半径	81 cm	190 cm	120 cm

### 3.3 機械的性能

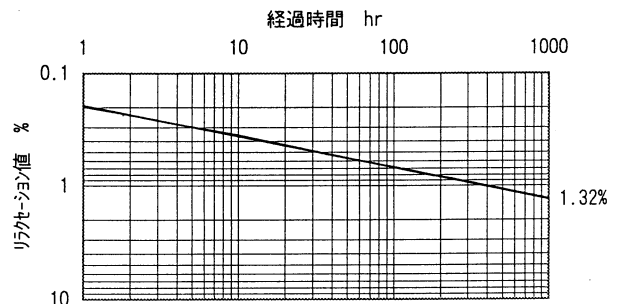
φ28.6 mm 太径 PC 鋼より線には、JIS などの規格はないが、伸び、リラクセーション値は、他の 19 本 PC 鋼より線と同一の JIS 規格値を採用している。太径 PC 鋼より線の機械的性能の規格値を φ32 mmB 種鋼棒と φ21.8 mmPC 鋼より線の規格とともに表一8 に、JIS G 3556-1994 に基づき行ったリラクセーションの試験結果を図一7 示す。1000 hr 後のリラクセーション値は、1.32% であり、規格の 8% を満足した。

表一8 機械的性質

Tab. 8 Physical properties

項目 鋼材	引張り強度 (kN)	0.2%永久伸びに 対する荷重(kN)	伸び (%)	リラクセーション 値(%)
φ32 mmPC 鋼棒	≥949	≥748	5.0	≤4.0
PC 鋼 より線	φ21.8 mm ≥573	≥495	3.5	≤8.0
	φ28.6 mm ≥949	≥807	3.5	≤8.0

載荷荷重 664.3 kN (規格引張荷重 × 70%)



図一7 リラクセーション試験結果

Fig. 7 Results from relaxation test

### 3.4 プレグラウト型の採用

#### (1) 採用経緯

グラウト作業は PC 構造物において、その品質及び施工の良否が強度や耐久性に大きな影響を及ぼす重要な工種である。床版横締め鋼材グラウトのように、多量の本数の施工を行うものについては、施工に多大な時間と労力を必要とし、品質の管理についても多少のばらつきが生じる恐れがある。このため、最近、工場内であらかじめポリエチレンシーす内にエポキシ樹脂を充填し、PC

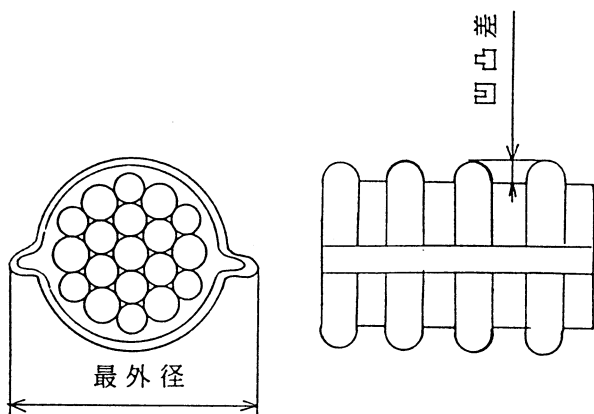


図-8 アウターボンドの形状・寸法  
Tab. 8 Dimensions of after-bonding system

表-9 アウターボンドの形状・寸法  
Tab. 9 Dimensions of after-bonding system

最外半径 (mm)	凹凸差 (mm)
42±5	1.5 以上

表-10 グラウト材の比較  
Tab. 10 Comparison of grouting materials

項目	φ21.8 mm(グラウト型)	φ28.6 mm(プレグラウト型)
充填材の圧縮強度	コンクリート道路橋施工便覧 200 kg/cm <sup>2</sup>	樹脂硬化後の試験結果 740 kg/cm <sup>2</sup>
充填材の耐食性	—	JIS Z 2371 1000 時間円錐噴霧試験 試験結果 異常なし
付着特性	道路橋示方書Ⅲ-3.3.4 累計棒鋼の付着応力度 20 kg/cm <sup>2</sup> 以上	同 左 試験結果 55 kg/cm <sup>2</sup>

鋼より線と一体化したプレグラウト型(アフターボンド)のPC鋼より線の採用事例が増えてきている。箱桁の床板の横締めや主桁の補強用外ケーブルに実績があり、本ルートにおいても松帆高架橋の床板の横締め鋼材として使用している。

本橋においては、横締めPC鋼より線の施工量が大量であるため、工程の短縮及び品質確保のため、プレグラウト型PC鋼より線を採用した。

#### (2) 形状及び寸法

アフターボンドの形状及び品質を図-8、表-9に示す。

#### (3) アフターボンドの品質

アフターボンドの品質については、グラウトの代替えとして求められる品質とPC鋼材と一体化するための品質を必要とする。グラウト型とプレグラウト型の比較を表-10に示す。

施工時の留意点等については、文献3)に記載されているので、本文では省くこととした。

#### 4. まとめ

今回本橋において、我国で始めてプレグラウト型φ28.6 mm太径PC鋼より線を採用した。このPC鋼より線を用いることにより、施工の省力化、工期短縮及び高品質の確保を図ることができた。この太径PC鋼より線は、これまで使用されてきたPC鋼棒φ32 mmと同程度の緊張力を確保するとともに、グラウト作業の不確実性を解消するものであり、今後のPC橋梁の施工においても同様に、有効であると考えられる。

しかし、プレグラウト型PC鋼材の問題として、定着部の処理に若干の煩雑さがあることや、硬化時期の温度による影響の把握などが残されている。また、長期供用の樹脂の劣化については、劣化促進試験などで耐久性があることが確認されているが、促進試験と長期実用状態との関係は、現時点で明らかにすることは難しく、今後の研究課題であると考えられる。

#### 5. あとがき

鶴崎川橋の施工は、地元協議の影響により、着手時期が遅れ、大幅な工程の遅れも心配されたが、横締めPC鋼材の変更等による工期短縮により、ほぼ予定どおりに舗装工事に引渡しを行うことができた。また、工事の進捗に伴い周辺家屋への電波障害、騒音、日照障害の問題も発生したが、定期的な協議を重ねることにより、住民の方にご理解をいただいた。ご尽力された関係各位に深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1)大川、弓山、φ28.6 mm太径PC鋼より線を用いたPC橋の施工について、平成9年度近畿地方建設局管内技術論文集
- 2)大川、弓山他、φ28.6 mm太径PC鋼より線を用いたPC橋の施工、土木学会第52回年次学術講演会論文集
- 3)徳永、吉中、松帆高架橋におけるアフターボンドPC鋼より線の施工、本四技報、Vol.20、No.80、'96.10
- 4)コンクリート道路橋施工便覧、平成10年1月、(社)日本道路協会
- 5)φ28.6 mm太径シングルストランド工法-SM-工技術資料、住友電気工業株式会社

# 立石川橋工事報告

Construction of Tateishigawa Bridge

日本道路公団福山管理事務所  
(前) 第一建設局洲本工事事務所

維持助役  
第二工事長

高塚 正修

Masanobu Takatsuka



第一管理局垂水管理事務所  
(前) 第一建設局洲本工事事務所

橋梁技術課  
第二工事長 付

山根 彰

Akira Yamane

## 概要

立石川橋は、兵庫県津名郡東浦町楠本地区に位置する立石川に架設されたRC固定アーチ橋とそれに連続する中空床版橋からなる橋梁である。架設地点である立石川は急峻で良好な花崗岩が露頭しており、アーチ橋に適した地形・地質条件である反面、施工が狭い谷間での高所作業となるため安全性・施工性を考慮し、仮設栈橋の一部分をリフトアップする事によりアーチセメントの架設、閉合を行うリフトアップ工法を初めて採用した。本文は、立石川橋の主にアーチセメントによる施工をまとめたものである。

The Tateishigawa Bridge, which spans over the Tateishigawa River in Kusumoto area of Higashiura Town, Awajishima Island, is composed of two continuous bridges system : an RC rigid arch bridge and a successive hollow slab bridge. Since the bridge site in Tateishigawa River featured a steep valley and exposed granite rocks, an arch system was planned to be the best solution. On the contrary, the work should be done in a limited space with a high altitude. Therefore, a lifted scaffold work system was for the first time devised and used, on which the arch segments were placed and finally closed at center. This report summarizes the work mainly for arch construction of the tateishigawa Bridge.

## 1. まえがき

立石川橋はRC固定アーチ橋とそれに連続する中空床版橋からなる橋長158m(上り線)・148m(下り線)の道路橋で、アーチ橋部分は上下線とも支間(アーチスパン)が65mである。本橋梁は東浦町にある大磯港の正面に位置し、周辺からもひとときわ目を引く位置にあること、付近が日本の子午線最南端地ということなどから景観に配慮し計画された。位置図を図-1に示す。

架設地点の地形は海岸に向かって開かれた谷地形で、地形は地名(スベリ石)でも示されるように45~60°の急傾斜地で、所々に岩盤が露頭していた。これはアーチ橋に適した地形である反面、施工面からは作業ヤード・工事用道路の確保が難しい状況であった。

架設地点の地形が急傾斜地であり、一般的なオールステージング工法での施工は難しく、アーチセメント工法での施工を検討したが、従来のアーチセメント工法ではセメントの組みばらしに時間がかかり工期短縮が計れないこと、セメントの桁下空間からその下の工事用道路が使用できなくなることなどが予想された。そこで安全性・施工性も勘案し、工法検討を行った結果アーチセメントのリフトアップ工法を採用した。

この工法は、地上の栈橋上でアーチセメントの組立・リフトアップ・閉合を行い、それを縦・横移動を行って所定の場所に設置するものである。



図-1 位置図

Fig.1 Locaton

## 2. 設計

### 2.1 設計の概要

橋梁一般図を図-2に、設計条件を表-1に示す。

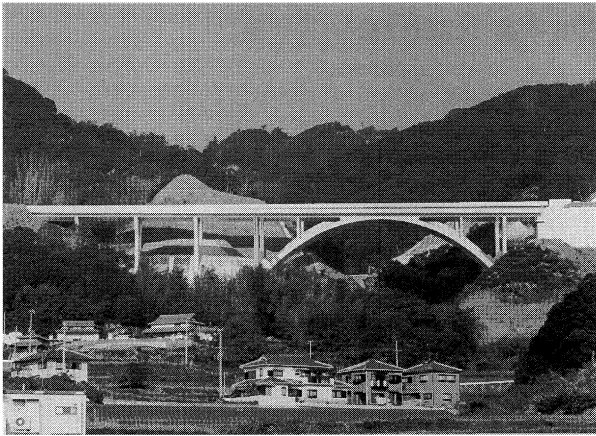


写真-1 立石川橋  
Photo.1 Tateishigawa Bridge

表-1 設計条件

Table 1 Design conditions

橋格	一等橋
荷重	B活荷重
形式	上部工 RC固定アーチ (RC 9 径間連続中空床版橋) 下部工 逆T式橋台、重力式拱台、壁式橋脚
橋長	158.0 m (上り線) 148.0 m (下り線)
アーチスパン	65.0 m 上下線共
アーチライズ	15.5 m 上下線共
有効幅員	10.25 m 上下線共
平面線形	R=3,000 m
縦断勾配	0.608% (上り線) 1.943% (下り線)

側面図

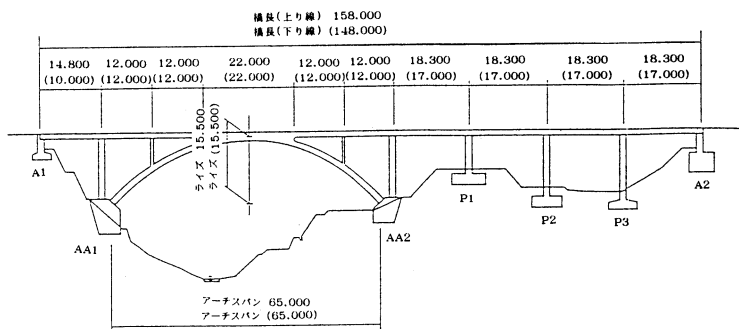
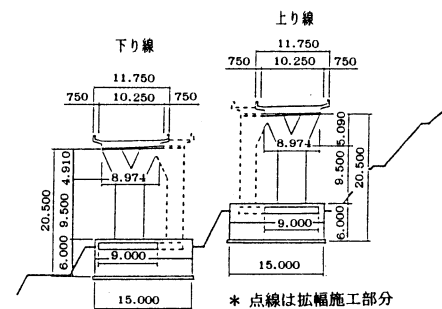


図-2 橋梁一般図  
Fig.2 Bridge profile

断面図(AA2橋台)



## 2.2 設計の特徴

本橋はアーチ橋部分と中空床版橋部分とが連続化された構造である。当初、中空床版橋部分の橋脚断面は地震時保有水平耐力から決まっていたが、連続化されていることを考慮し修正設計を行った。

修正設計では、アーチ橋と中空床版橋との剛性に差がありアーチ橋部分の剛性が中空床版橋部分に比べて大きいことから、全体の振動特性がアーチ橋に支配され慣性力のほとんどをアーチ橋が受けもつと考え、中空床版部分の橋脚を地震時保有水平耐力照査の規定から除外し、断面の縮小化を図った。

## 3. 支持地盤

掘削の結果、支持地盤は概ね CM~CH 級の花崗岩が出現しており、全体的に節理はあるものの節理面は密着していた。

AA2 (上り線) 支持地盤面で行った平板載荷試験の

結果、荷重を 192 tf/m<sup>2</sup> までかけたが降伏は確認されず、変形係数は 1943 kgf/cm<sup>2</sup> であった。この結果から地盤の支持力は 192 tf/m<sup>2</sup> 以上が見込まれ、設計上の荷重は 64 tf/m<sup>2</sup> であることから支持地盤として十分な強度の岩盤であった。

## 4. アーチリブの施工

アーチリブの施工にはアーチセントルと呼ばれる鋼製の仮アーチを支保工材として架設し、その上に型枠を組んでコンクリートを打設する方法をとった。

アーチセントルの施工に使用される仮設備は、大別して仮設栈橋、リフトアップ架台、縦横移動架台、ジャッキ装置などからなる。

アーチリブの施工ステップを図-3 に示す。

### 4.1 アーチセントルの施工

アーチセントルは H 鋼 (1200×400×9×32) 10 本を

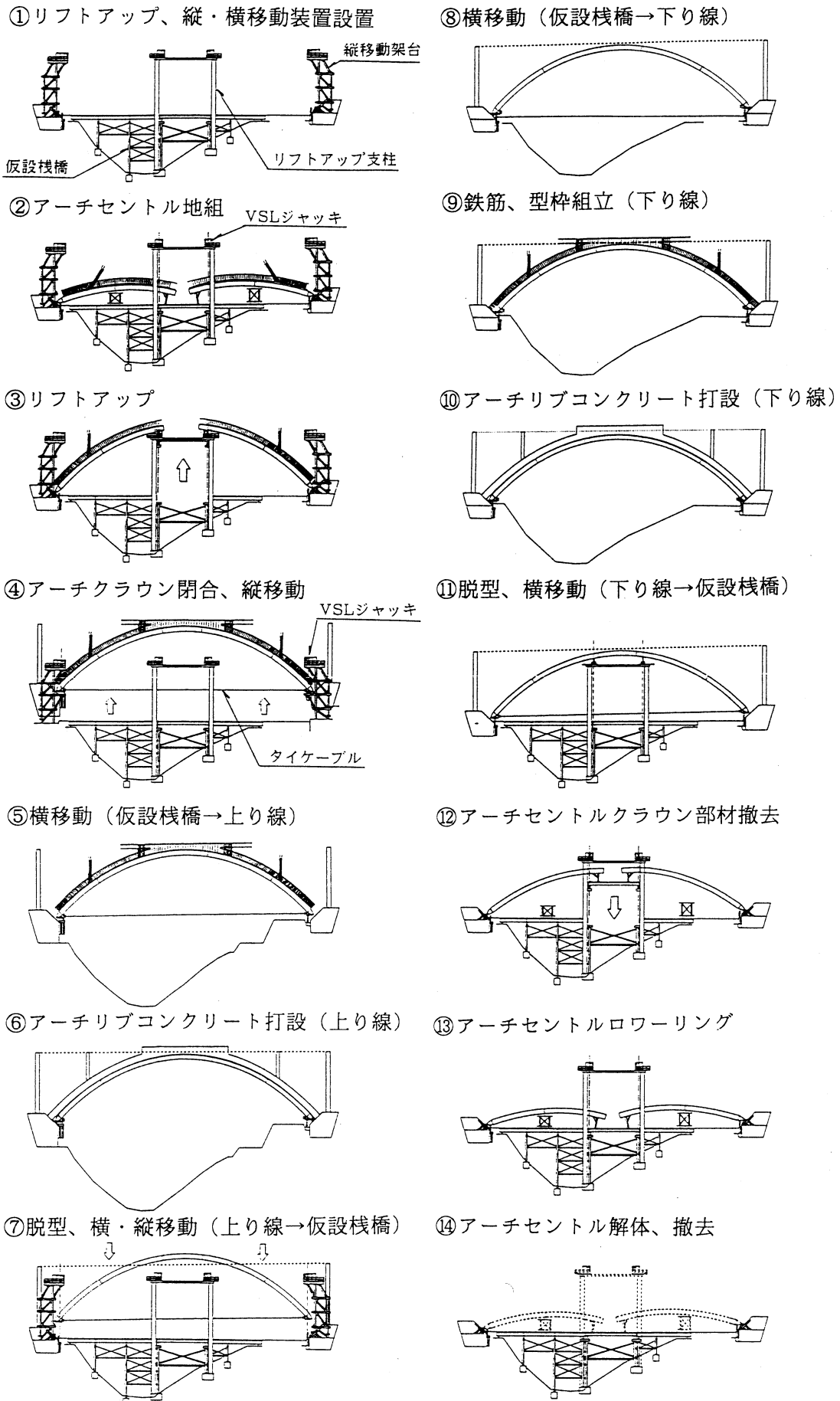


図-3 施工ステップ図

Fig.3 Work steps

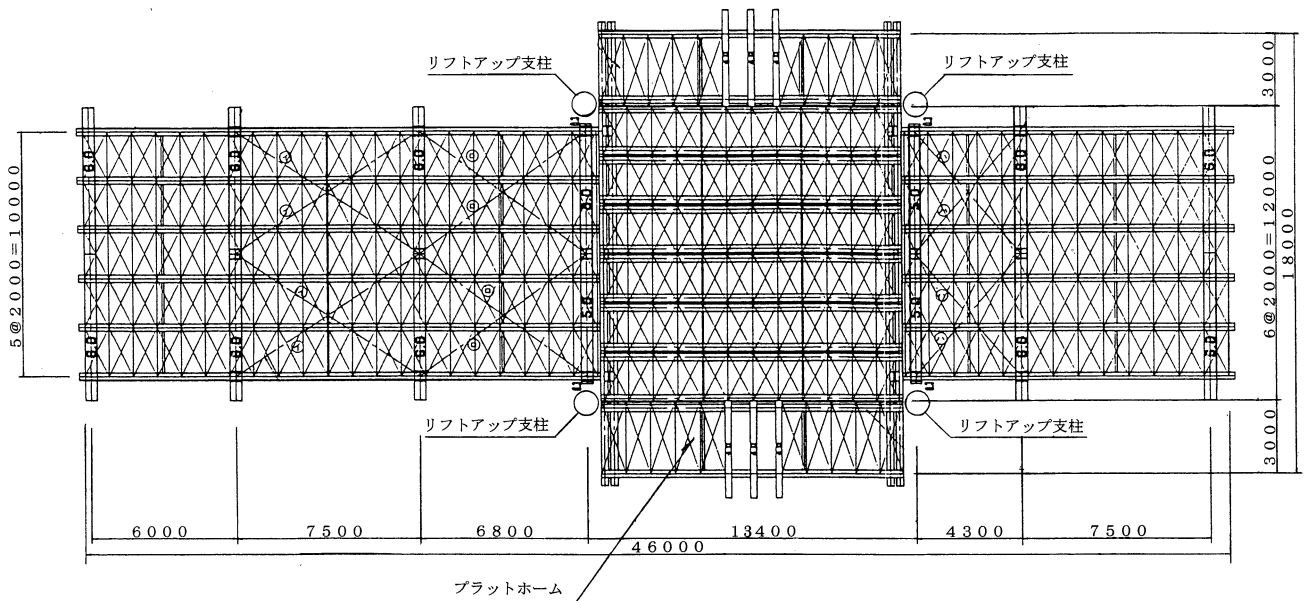


図-4 仮設栈橋平面図

Fig.4 Plan of work pier

主構とする2ヒンジアーチとした。アーチセントルを組立てる方法にはケーブルクレーンを用いた方法や支保工を設置してその上に組み立てる方法などがあるが、本橋の場合は橋台背面に作業ヤード・進入路が確保できなかったこと、橋梁直下にも十分な作業ヤードが確保できなかったことから、上下線の間仮設栈橋を設け、そこでアーチセントルを組み立てる方法をとった。

セントルの地組み時には同時にアーチリブと鉛直材のうち可能な部分の鉄筋・型枠を組むこととした。通常これらはセントルの架設後行われてきたが、先行して行うことで急傾斜、高所での作業を少なくでき作業性、安全性において改善された。

#### 4.2 リフトアップ

仮設栈橋中央部に設置するリフトアップ架台は、栈橋上で地組みされたアーチセントルのクラウン部をリフトアップし、所定の形状にするものでリフトアップ支柱とプラットホームからなる。栈橋は幅10m(プラットホーム部分は幅18m)×長さ46mの大きさとし、作業荷重7tf/m<sup>2</sup>で設計を行った。リフトアップ支柱は鋼管(φ1016mm、t=20mm)を4本使用し、その上部を梁(2-H400×400×13×21)でつなぎ、リフトアップに使用するジャッキが設置できるようにした。

仮設栈橋平面図を図-4に示す。

栈橋上で地組みされたアーチセントルはリフトアップ支柱の上に設置した4基のVSLジャッキ(最大緊張荷重250tストローク250mm)とPC鋼線(7本よりB種、φ15.2mm、1支点あたり12本)によりプラットホームごとリフトアップされ所定の形状になるようにした。ジャッキはエンコーダ装置で揚程量の確認を行いながら操作を行った。

また、リフトアップ中はプラットホーム上でセントル

コンクリート打設日(上り線)  
 ①: 9月4日 ③: 10月2日 ○: コンクリート打設ブロック  
 ②: 9月12日 ④: 10月14日 A~G: アーチセントル測定位置

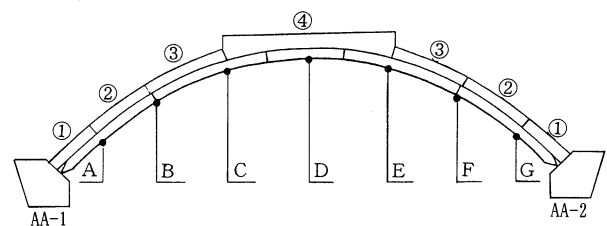


図-5 コンクリート打設ブロック図

Fig.5 Casting divisions of concrete

表-2 上越し量

Table 2 Cambers

位置	上越し量 mm	
	鉛直方向	鉛直方向
A	7.5	-10.0
B	16.1	-15.4
C	16.9	-9.5
D	11.2	2.1
E	23.8	14.0
F	22.4	19.2
G	8.7	10.5

表-3 計測項目

Table 3 Measured items

計測対象	計測項目	設置数量
アーチリブ	応力	4断面×2台 = 8点
	温度	4断面×2台 = 8点
	変位	14点
	鉄筋応力	4断面×6台 = 24点
アーチセントル	応力	2本×5断面×2台 = 20点
	温度	1本×5断面×1台 = 5点
	変位	14点

表-4 アーチセントル沈下量

Table 4 Settlement of arch Centrum

位置 打設 ブロック	A		B		C		D		E		F		G	
	海側	山側	海側	山側	海側	山側	海側	山側	海側	山側	海側	山側	海側	山側
①	2	3	6	7	7	7	6	1	0	1	1	0	1	
②	-8	-7	-12	-10	-5	-4	3	3	5	4	-3	-2	-1	0
③	-9	-8	-16	-17	-9	-11	-1	1	-4	-3	-9	-10	-4	-5
④	-6	-6	-12	-14	-22	-23	-30	-29	-11	-11	-5	-6	-2	-3

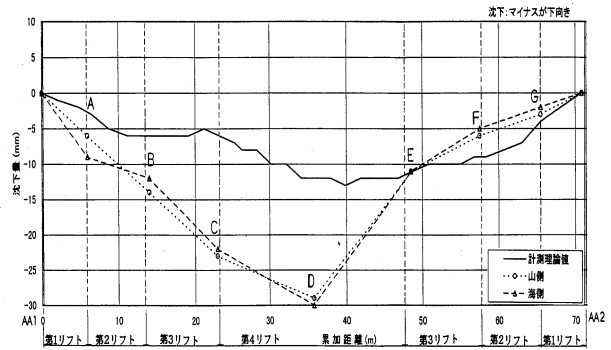


図-6 アーチセントル沈下量 (④ブロック打設後)

Fig.6 Settlement of arch Centrum (after casting of 4th block)

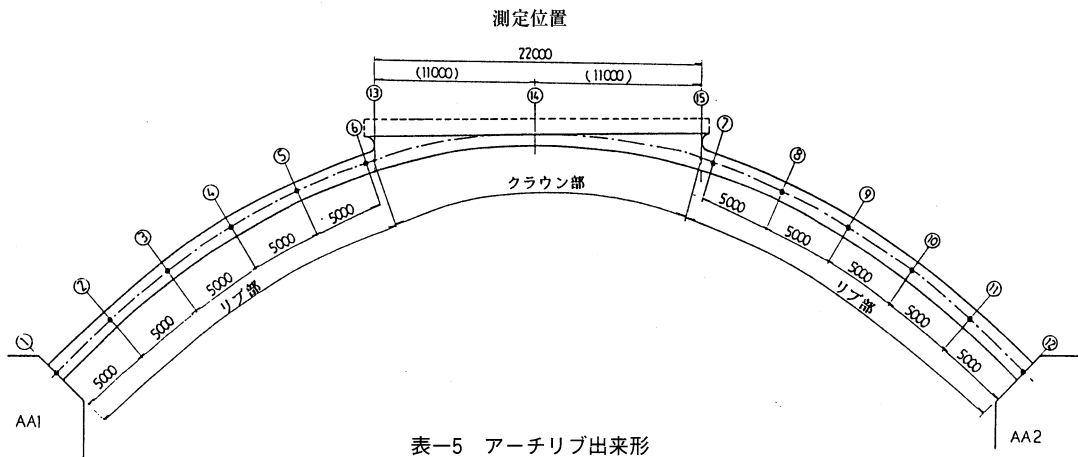


表-5 アーチリブ出来形

Table 5 Completed dimensions

(T. P. からの高さ:m)

位置	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
設計値	76.015	79.558	82.775	85.600	87.958	89.785	89.886	88.159	85.860	83.082	79.909	76.410
海側 実測値	76.004	79.550	82.767	85.594	87.953	89.781	89.880	88.153	85.851	83.071	79.898	76.398
誤差mm	-11	-8	-8	-6	-5	-4	-6	-6	-9	-11	-11	-12
山側 実測値	76.005	79.550	82.768	85.593	87.954	89.780	89.881	88.152	85.850	83.070	79.899	76.399
誤差mm	-10	-8	-7	-7	-4	-5	-5	-7	-10	-12	-10	-11

許容誤差± 2.5 mm

の先端が徐々に移動するため、移動を拘束しないようにテフロン板を敷いて滑らせた。

リフトアップの速度は地切り、最終微調整以外は2 m/hrと速い速度で行うことができ、所定の形状となつたところでセントルの閉合を行い、プラットホームの降下を行った。

作業中は支柱の応力・倒れ、吊り材の張力、プラットホームの水平移動の計測を行ったが、施工に支障が出るような数値は計測されなかった。

#### 4.3 縦・横移動

縦横移動架台はアーチリブが上り線と下り線とで高低差が約6.5 m、橋軸線の間隔が約25 mあるため、栈橋

上で組み立てたアーチセントル全体約400 t(鉄筋、型枠を含む)を鉛直方向及び橋軸直角方向へ移動するために使用した。

縦移動架台はH鋼を使用して構築し、転倒を防止するためアースアンカー(自由長4 m、定着長4 m PC鋼棒36 mm)を用いて地盤に固定した。

セントルには縦横移動時に自重による水平反力が生じるため、アーチ支点間をケーブル(SEEK ケーブルF100×11本)で連結し、一時的にタイドアーチ構造としてから移動を行ったが、横移動時にはリフトアップ支柱とケーブルが当たるためケーブルを盛りかえながら移動を行った。

縦(鉛直方向)移動はVSL ジャッキを用いて行い、

横（橋軸直角方向）移動にはスベリ桁（SUS板）と滑り板（テフロン板）で摩擦を軽減し、ジャッキを用いて移動を行った。

摩擦係数は静止摩擦係数が0.10、動摩擦係数が0.06と比較的小さく、スムーズな移動を行うことができた。

架設位置でのアーチセントルの設置精度は鉛直方向、水平方向とも5mm以下であった。

#### 4.4 コンクリート打設

##### (1) 事前解析

コンクリートの打設にあたっては、「打設したコンクリートがアーチセントルへ与える影響」及び「既設アーチリブがアーチセントルを拘束する影響」を考慮して解析を行った。

これは、“まだ固まらないコンクリートがアーチセントルに与える鉛直荷重”及び“既に硬化したコンクリートがアーチセントルの変形を拘束する力”を考慮したもので、変形を拘束する力は圧縮のみに抵抗するパネとして評価した。

解析はリフトアップ直後からアーチセントル工撤去までの各施工ステップを順に追いかけて、前ステップまでに残留した変形と応力を考慮して計算を行った。

その結果、アーチリブスプリング部分に残留する曲げモーメントに抵抗するため、その部分の軸方向鉄筋量を1割増加させる必要があることが判った。

##### (2) コンクリート打設

アーチリブのコンクリートは、アーチを7ブロックに分割し、スプリング部分からクラウン部分へ向かって順次打設した。左右のブロックは同日の午前AA1側を、午後AA2側をそれぞれ打設を行った。コンクリート打設ブロックを図-5に示す。

アーチリブの形状は完成時に所定の形状となるよう以下の項目を考慮し、上越して施工した。上越し量を表-2に示す。

- ①各施工ステップにおけるアーチセントルの変形
- ②アーチセントル撤去時の弾性変形
- ③死荷重による弾性変形
- ④クリープ、乾燥収縮による変形

上越し量は上下線の縦断勾配が異なるため、上下線で差が生じるが、中間値を採用した。

コンクリートの打設は栈橋上に設置したポンプ車でを行い、打設の前には既設アーチリブと型枠とを止めているセパレータを外し、解析モデルと同じように既設アーチリブがセントルの変形に対して圧縮のみに抵抗するよう配慮した。

##### (3) アーチセントルの脱型

アーチリブの施工後、セントルは両端の支承下に予め設けてあった鋼製の台座をガス切断することにより軸力を解放し、脱型を行った。

#### 4.5 計測管理と出来形

本橋は施工途中のアーチセントルの変位及びアーチリブの応力から完成時の出来形・応力を求めているため、施工当初から計測管理を行い計算値との比較を行った。計測項目を表-3に示す。

コンクリート打設中はアーチアバットの移動・沈下の計測も行ったが、移動等は計測されなかった。

アーチセントルの沈下は表-4、図-6のようになった。沈下の最大値はクラウン部打設完了後のアーチリブ中央で発生し、累計鉛直変位は設計値の-13mmに対して、実測値は-30mmであった。誤差が17mm発生したものの、アーチセントルの出来形としては満足の得られる範囲の精度であった。

アーチリブ完了後の出来形は表-5のようであった。

#### 5. まとめ

本橋梁のアーチリブは従来にない施工方法で架設を行ったが、その利点は以下のようなものが考えられる。

1. 上下線が離れているにもかかわらず、アーチセントルを解体せずに移動できるため、高所作業を少なくでき、工期を短縮することができる。
  2. スプリング付近の型枠作業を緩い勾配で行えるため、安全性及び工程面で優れている。
  3. アーチセントルの組みばらしを栈橋上及びプラットフォーム上の安定した足場で行えるため安全面で優れている。
  4. コンクリートの打設を順次下から行うことができるため作業性が優れる。
- また、アーチセントルにかかるコンクリートの荷重を軽減できるため、セントルを経済的に設計できる。

リフトアップ工法を採用した本工事は、安全性・施工性に優れ、また工程的にも良い結果を得ることができ、1997.9.20に無事故・無災害でしゅん功した。

設計・施工に従事された関係各位に感謝するとともに、本報告が今後のコンクリートアーチ橋他の施工にあたり、多少とも参考になれば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 岡本：立石川橋の設計・施工、第6回技術発表会発表論文集、本四公団、1996.7.、P51
- 2) 高塚、花本、津野：アーチ橋架設における架設工事とリフトアップ、土木施工、1996.11.、P85
- 3) 高塚、津野、森田、市橋：コンクリートアーチリブの新工法、第7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、1997.9.10、P363

# 多径間連続鋼板桁橋形式の採用と施工上の特徴

Multi-Span Continuous Plate Girder System and Its Characteristics in Construction

第一管理局鳴門管理事務所 工事課長 木村 一也

kazuya kimura



## 概要

近年、橋梁の上部工形式選定において、維持管理、環境対策、走行性及び耐震性の向上等から、伸縮装置の数を極力少なくし多径間連続化とすることが望まれている。

明石海峡大橋関連道路の供用に併せ、暫定2車線を4車線化した鳴門北IC～鳴門IC間においても、連続化が可能な高架橋は全て多径間連続化することで建設された。本文は、鋼17径間連続鋼板桁橋の多点支点固定形式で建設した土佐泊浦高架橋（下り線）について、上部工形式の採用経緯及び施工方法を報告する。

Recent years, a multi-span deck system has been preferred, since the system with lesser number of joints comes up with various merits in maintenance work, noise reduction, derivability, and seismic stability.

In the portion between Naruto-kita and Naruto IC, this multi-span system was therefor employed to whichever bridges and viaducts each of whose spans could be structurally unified. The works were done as a stage construction work, in which a new deck for a 2-lane roadway was additionally built alongside the existing deck to prepare for traffic increase after opening of the Akashi Kaikyo Bridge.

This paper reports the course of superstructure design, and construction work on the Tosadomariura Viaduct (for southbound lanes), which composed of 17-span continuous steel plate girder with multi-support fixation system.

## 1. まえがき

神戸淡路鳴門自動車道のうち、鳴門北IC～鳴門IC間（延長7.3km）は、昭和62年5月に2車線で暫定供用しており、明石海峡大橋関連道路の供用に合わせ4車線化した区間である。

既設橋梁に隣接し新設された6橋のうち、3橋の高架橋は、計画段階で極力伸縮装置を少なくするよう見直しを行い多径間連続化とした。（表-1参照）

このうち土佐泊浦高架橋（下り線）（写真-1）は、全径間を連続化することで上部工形式は鋼17径間連続非



写真-1 土佐泊浦高架橋（下り線）

Photo.1 Tosadomariura Viaduct (southbound lanes)

表-1 4車線化区間における高架橋の多径間連続化概要

Tab.1 Summary of span unification on viaducts in lane widening work

No	高架橋名	橋梁形式	連続径間割（連数）	主な特徴
1	土佐泊浦高架橋（下り線）	鋼連続非合成鋼桁（L= 586.5 m）	当初：3～4 (5)	・17径間連続形式、7脚固定で固定沓に仮可動沓を採用
			変更：17 (1)	
2	撫養橋南高架橋（下り線）	鋼連続非合成鋼桁（L= 293.3 m）	当初：3+4 (2)	・下部工完成済みのため、反力分散沓（旧固定点は免震用）を採用
			変更：7 (1)	
3	撫養高架橋（上り線）	PC箱桁（L=1,281.8 m）	当初：4～6 (7)	・予備せん断型反力分散沓で、各端部、既設2脚は滑り支承を採用
			変更：9+15+11 (3)	

注：撫養高架橋、撫養南高架橋に関しては、耐震設計1)、動的解析2)として既に本報文に紹介済み。

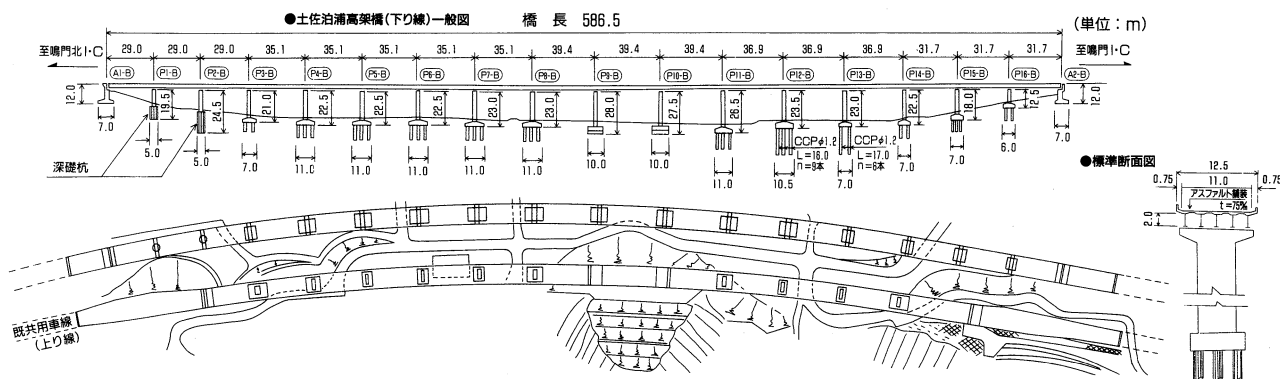


図-1 土佐泊浦高架橋（下り線）の橋梁概要図

Fig.1 Profile of Tosadomariura Viaduct (southbound lanes)

合成鋼桁橋、支点条件は7脚固定を採用した。架設方法は、一般的なトラッククレーンによるベント工法であるが、多径間連続形式としての構造特性を踏まえ、施工にあたっては、①架設手順及び床版工着手時期、②床版の打設順序とブロック割り、③支承間の調整方法と固定時期などを事前に検討し施工した。

## 2. 土佐泊浦高架橋（下り線）の計画概要

土佐泊浦高架橋の橋梁概要を図-1、表-2に、設計諸元を表-3に示す。

### 2.1 多径間連続桁の採用

本橋は、当初5連（3~4径間連続）構成の鋼桁橋により計画された。しかし、橋梁の伸縮装置は、走行車両の輪荷重及び衝撃荷重を直接受け、その耐久性より橋梁の弱点部と指摘されている。また劣化による維持管理費の増大、走行車両の通過時の衝撃音による騒音、車両の走行性、雨水等による部材や支承の腐食等解決すべき問題が多い。従って、伸縮装置を極力少なくし多径間連続化を図ることで上記の問題点を解消させると共に、地震時に不測の地震力や地盤変動を受けても桁が連続しているため最悪の状態である落橋を避けることができ、耐震性の面からも好ましい構造である。

本橋の場合、道路橋示方書の改訂に伴い、荷重の組合わせにおいて地震の影響と温度差による影響を加算する必要がなくなったこと、また、基礎形式を杭基礎としたため温度変化による水平力が過大とならないことにより、

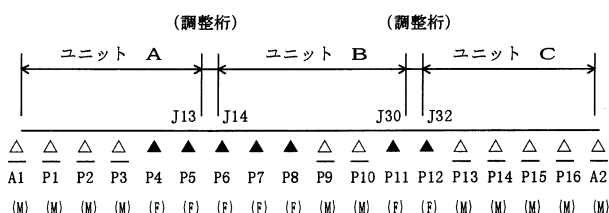


図-2 連続桁のロット割と調整桁の配置

Fig.2 Layout of continuous deck and adjustment deck

表-2 土佐泊浦高架橋（下り線）橋梁概要

Tab.2 Summary of Tosadomariura Viaduct (southbound lanes)

上部工	鋼 17 径間連続非合成鋼桁橋 (L=586.5 m)
下部工	逆 T 式橋台 2 基 柱式橋脚 16 基
基礎工	直接基礎 場所打ち杭 (機械掘削 Φ 1200) 深礎杭 (Φ 5000)
架設工法	トラッククレーンによるベント工法

表-3 設計諸元

Tab.3 Design dimension

設計荷重	B 活荷重
支間割	28.4 + 2 × 29.0 + 5 × 35.1 + 3 × 39.4 + 3 × 36.9 + 2 × 31.7 + 31.0 m
幅員構成	12.5 m (0.75 + 11.0 + 0.75)
平面線形	R=1,300 m, A=450,500
縦断勾配	0.52%
横断勾配	0~3% (片勾配)
斜角	90°
設計震度	Kh=0.17 (橋軸方向) Kv=0.20 (橋直方向)
床版コンクリート	t=23 cm, σ <sub>ck</sub> =240 kgf/cm <sup>3</sup>

連続化を行うのに有利な条件となっている。

全径間連続桁案では、上部工は固定長が長くなるほど温度水平力によって生じる軸力は大きくなるが、温度変化時の許容応力度内に収まり、軸力による腹板の座屈に対しては水平補剛材を適切に設けることで対応できる。また、下部工は、杭基礎の安定計算で杭の一部が温度時で決まり、地震時水平力に不均一が生じるが、影響が小さくなるよう固定橋脚位置、橋脚数を検討した。この結果、本橋は、鋼 17 径間連続非合成鋼桁橋で、支点条件は 7 脚固定を採用した。

### 2.2 上部工の設計

#### (1) 架設系の設計

架設時の桁調整、施工性を考慮すれば、橋軸方向に連続桁を分割し、それぞれのユニットにおいて架設・調整することが有利である。従って、本橋では一括完成系の

表-4 付属物の移動可能量 (片側) 単位: mm

Tab.3 Allowable movement of accessories (for oneside) Unit: mm

項目	A 1	A 2
温度変化時	71	104
地震時	84	93
伸縮装置	130	180
支 承	130	180 (145)
耐震連結	200 (172)	200 (172)
桁 遊 間	200	222

\* ( ) 内は A 1 側移動時

\* 中間支点の支承は、全て 130 mm

他、架設系についても別途設計計算を実施した。橋軸方向の分割は、1 ロットを 200 m 以下とし、各ロット間には、調整用として調整桁を設けた。(図-2 参照)

その結果、調整桁付近の断面は一括架設に比べ、許容応力度を若干オーバーするが、フランジ幅を多少 (10~20 mm) 拡幅する程度であり、全体的に断面アップは軽微であると判断し、この分割架設案で施工に着手した。

(2) 腹板の座屈照査

温度変化時における腹板の局部座屈照査は、小松定夫編「鋼構造の補剛設計」4.3.6 により行い、座屈に対するパネルの所要安全率が許容安全率以上となるよう水平補剛材を配置した。その結果、主桁の軸力発生区間 (P 4~P 12) は、全て 2 段補剛とし、交番部は上下に 4 段配置とした。

(3) 支承構造

支承形式は、密閉ゴム支承板支承 (BP・B) である。完成時の固定支承は、桁架設時 (施工途中) の温度変化に対処するため仮可動が可能な構造とした。

なお、支承のセット方向は、桁の不動点 (温度変化による桁伸縮量から求めた値) と支点を結ぶ方向とし、固定支承のセット方向も施工途中可動支承として橋軸方向の桁調整を行うため、不動点と支点を結ぶ方向とした。

2.3 付属物の移動量

本橋の各両端における温度変化、地震時の移動量及び

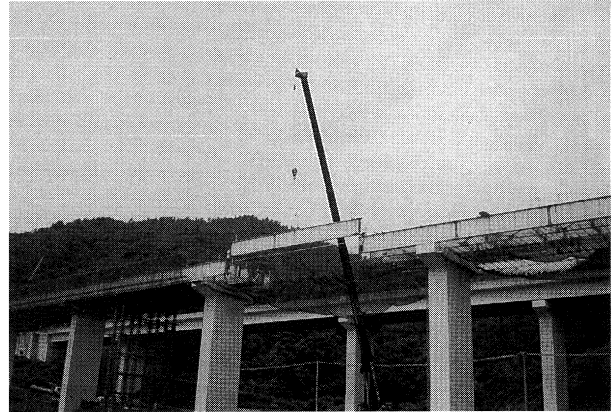


写真-2 調整桁の架設状況

Photo.2 Erection of adjustment deck

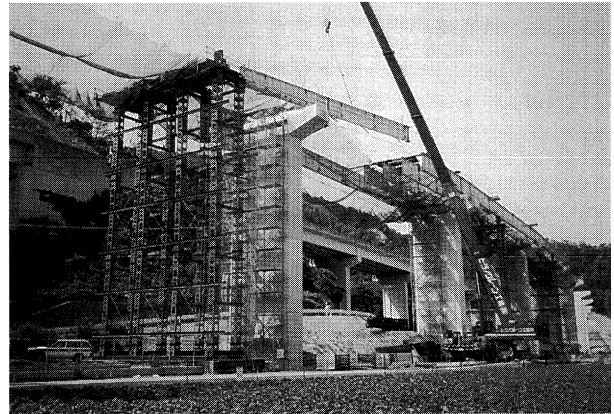


写真-3 桁架設とベント配置状況

Photo.3 Deck erection and bent arrangement

各付属物の移動可能量を表-4 に示す。

3. 施工方法の概要

3.1 架設方法と床版工着手時期

全径間の架設完了後に床版工に着手するのが一般的である。しかし、この方法では工程上のロスが大きい。従っ

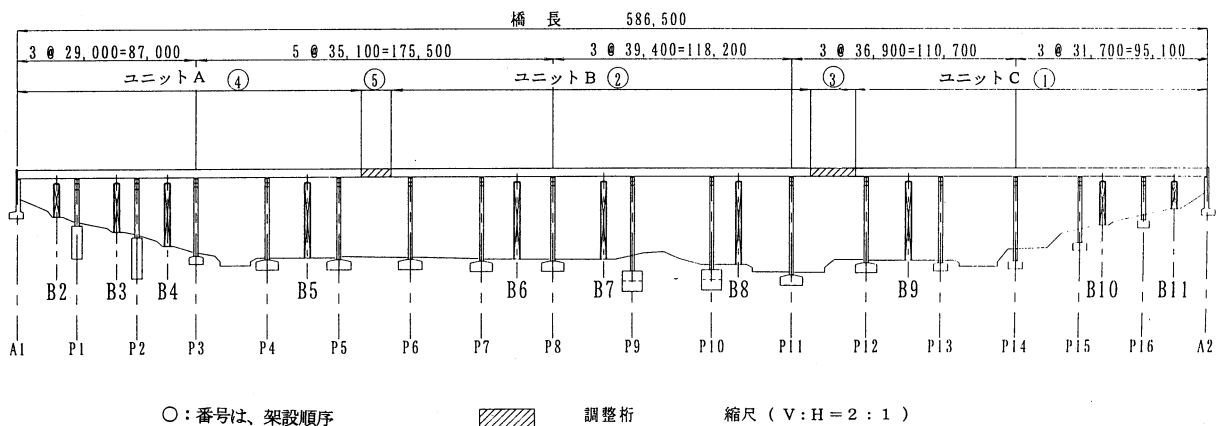


図-3 上部工一般図 (架設ユニット区分、架設順序、ベント配置)

Fig.3 Superstructure (erection division, sequence, arrangement of bent)

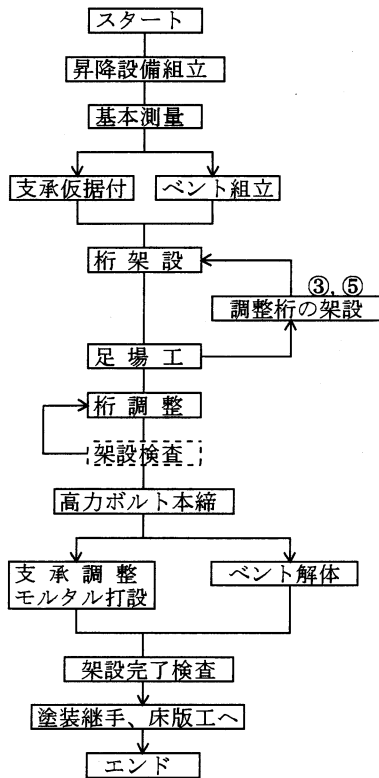


図-4 各ユニット毎の施工手順  
Fig.4 Work sequence of each unit

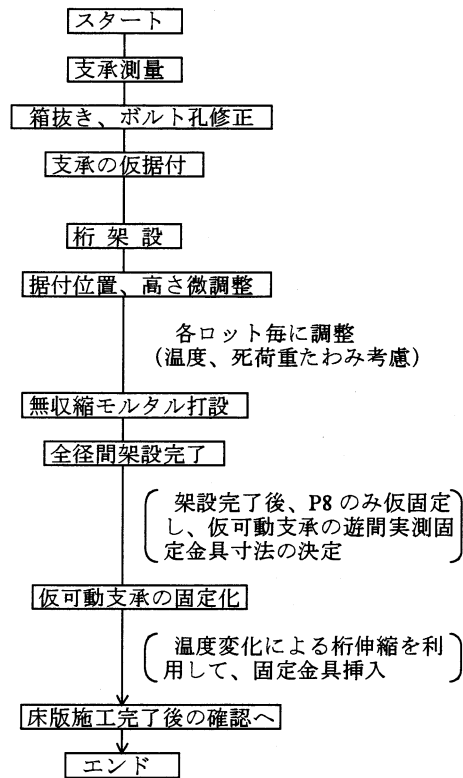


図-5 支承の据付け手順  
Fig.5 Installation sequence of bearing

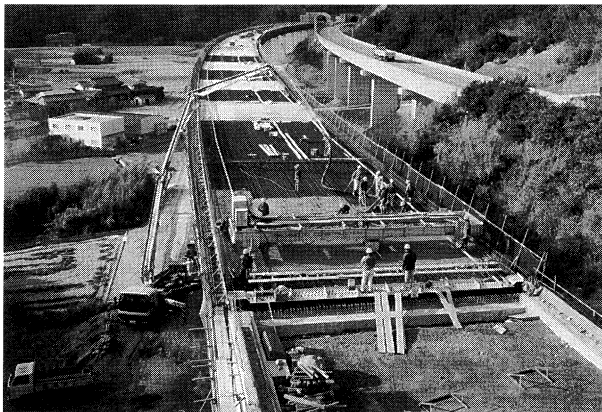


写真-4 床版工の施工 (A1側からの状況)  
Photo.4 Floor work (seen from A1 side)

て、5径間を一施工単位とし3ロットに分割して、架設、床版及び塗装等の作業をそれぞれのユニットで順次施工した。なお、ユニット間に設けた調整桁は、上部工の製作誤差や下部工の施工誤差を吸収させるため、工場での仮組立及び基本測量完了後に加工（主桁添接部片側の余長切断、孔明けを実施）し架設した。（写真-2）

桁架設及び各ユニット間の調整桁の架設順序を図-3に、各ユニット毎の施工手順を図-4に示す。

### 3.2 架設機材及びベント配置計画

架設は、トラッククレーンによるベント工法である。

ベント配置は、現地条件（桁下の地形、ため池及び横断道路位置）を考慮し決定したが、P3～P14間は、ベント高さが約20mと比較的高くなるため、工程短縮、安全性を考慮し、極力ベント数を減らすこととした。なお、架設用クレーンは、設置スペースの制約条件等からアウトリガー幅の狭い160t吊油圧式トラッククレーンを使用した。（写真-3）

### 3.3 床版打設順序とブロック割

床版工は、施工性からA2橋台からA1橋台に向かって片押しで打設することとし、打設順序及び打設ブロックは、1日当たりの打設可能量と打設中または硬化途中のコンクリートや打設済みの床版に対する影響（負曲げの照査）を検討し決定した。

その結果、以下の方針で実施した。

- ①支間中央を先行打設し、支点部を後打設する。
- ②支点上の配筋補強部分を支点ブロックとする。
- ③1日の打設量は、打設能力（ポンプ車1台で約150m<sup>3</sup>程度）、作業性（フィニッシャー移動等）より、支間中央部、支点部の各1ブロックを標準とした。なお、図-6にブロック割と打設順序を示す。（写真-4）

### 3.4 支承間の調整方法と固定時期

- (1) 仮可動支承の固定時期

本橋の固定支承は、仮可動支承が採用されており、そ

S T E P	概念図  架設項目		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">           完成系支承条件            ▲(F): 固定支承 (途中仮可動)            △(M): 可動支承            不動点はP7~P8間            (温度変化時)         </div>
1	ユニットCの架設		① 各支承仮据付け: ( ) ② P12仮固定: ▼
2	ユニットBの架設		①ユニットC: HTB、ベント解体 ②ユニットB: 同 step 1
3	調整桁の架設 (J30~J32)		① P12仮固定 ②標準温度換算で製作、架設 ③ユニットB: HTB、ベント解体
4	ユニットCのモルタル打設  ユニットAの架設		①P12支承部は仮可動状態とし 遊間余裕確保でのセット ②P12~A2間モルタル打設 ③P12仮固定: ■
5	調整桁の架設 (J13~J14)		①標準温度換算で製作、架設 ②ユニットB: HTB、ベント解体 ③床版工は、A2側から順次開始
6	ユニットBのモルタル打設 ユニットCのモルタル打設  桁架設完了		①P6~P11間モルタル打設 ②ユニットA: HTB、ベント解体 ③P5~A1間モルタル打設 ④P8仮固定: ■
7	仮可動支承の固定化 (床版工施工中、 コンクリート打設前)		①P4~P8間 固定金具手配 (桁温度15℃時に換算) ②P4~P8間 固定金具設置: ▲ (※) 橋体挙動確認で仮可動
8	床版工完了  P11、P12の固定化		①P11、P12固定金具再手配 (桁温度15℃時に換算) ②床版完了後固定金具設置: ▲
	床版コンクリートのブロック 割と打設順序		○数字: コンクリート打設順序

図-6 桁架設・床版工施工時の支承条件

Fig.6 Support conditions at the stage of deck erection and flooring



写真-5 固定金具での仮可動沓の固定

Photo.5 Fixation of temporal movable bearing by jig

の遊間に固定金具を挿入することにより固定化する構造となっている(写真-5)。

この仮可動支承の固定時期は、施工途中の支承(耐震)条件、温度変化の影響、各段階におけるたわみの影響及び施工性を考慮して検討し、全径間の架設完了後(床版工の施工途中)に完成系の支承構造とする方法を採用した。図-5に支承据付けの施工手順を示す。

#### (2) 架設途中の支承条件

施工途中での地震荷重に対して、抵抗可能な支承の固定条件を検討した結果、橋軸方向の桁自重に対しては全径間あたり1脚固定で十分である。従って、各ユニット毎の架設及び調整桁架設時に仮可動支承のうち1脚(P12、P8、P4)を仮治具により仮固定した。(写真-6)

以下に完成系までの支承条件を示す。

##### 【完成系までの支承条件】

- ・桁架設時 : 各架設ユニット毎に1脚仮固定
- ・調整桁架設時: 全径間あたり1脚仮固定
- ・調整桁架設後: 杓座モルタル打設  
(HTB、ベント解放後)
- ・桁架設完了時: 仮可動支承の固定化
- ・床版打設時 : 7脚固定(完成系)

図-6に桁架設・床版施工時の支承条件を示す。

#### 4. 架設途中での支持条件による照査・検討

##### 4.1 架設途中のたわみ管理

本工事では、架設用ベントの配置が径間により異なる。また、各ユニット毎に架設、高力ボルトの本締め及びベント解体の作業を行うため、架設途中での主桁のキャンバー管理は、架設段階に合わせたたわみ計算を行うと共に、完成系、架設系での鋼重による製作キャンバーとの比較から以下のとおりとした。

##### (1) 架設時のたわみ(ベント支持状態)

支間長が比較的に短いため、たわみに対する支承固定条件の影響はほとんどなく、ベント上の浮き上がり量もわずかである。

従って、ベント設置径間は正負のたわみとも生じない

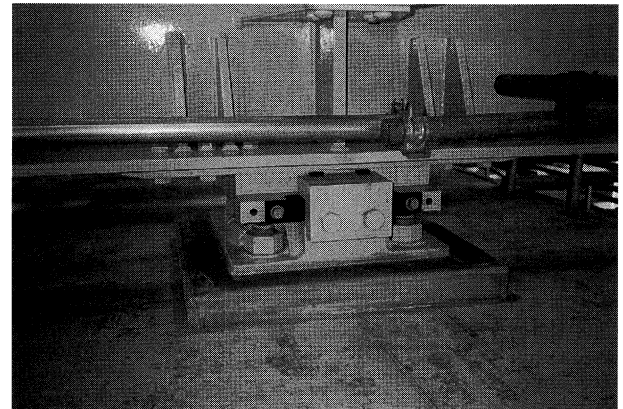


写真-6 仮固定治具での固定状況

Photo.6 Fixation by temporal jig

ものとし、ベントの無い径間は架設計算でのたわみ値を管理値とした。

##### (2) 架設完了時のたわみ(ベント撤去後)

調整桁支間を除いて隣接ユニットのベント撤去等によるたわみの影響はわずかである。

従って、この影響を無視して各ユニット毎に製作キャンバーの内の鋼重分でのたわみ値で管理した。

##### (3) 調整桁配置支間

当該支間にはベントは設置されていない。また、隣接径間のベント開放による影響はわずかである。

従って、閉合前の片持ち状態、閉合後の架設完了状態の2種類の計画値で管理した。

#### 4.2 死荷重たわみによる橋体内部応力照査

桁架設完了時点で支承構造を完成系とするため、床版施工以降の死荷重たわみによる橋体の内部応力照査を目的に、各支点のたわみによる移動量を算定した。

この結果、各支点における移動量は最大1.2mm程度であり、固定支承の構造やソールプレートと上沓ボスとの隙間で吸収されてしまう量であり、このたわみによる内部応力は無視できると考えた。

#### 4.3 温度による支承遊間の照査

各支承は、完成時標準温度で左右の遊間が等しくなるよう調整・配置するが、特に仮可動支承では移動可能量が限られている。従って、事前に各施工段階での温度変化による移動量を算出した。

不動点近傍のP8橋脚を基準に、架設時期より気温を最高35℃最低10℃と考えた場合、不動点遠方のP12橋脚においては余裕量が少ないため、上沓と下沓を10mmずらして据え付けることとした。

#### 5. 固定金具の再手配

架設の完了後、固定金具を設置する段になって、固定支承のうち、P4~P8支承の遊間は温度(桁温)変化に



# 舞子バスストップ連絡施設の施工

Construction of Maiko Bus Stop Facility

第一管理局垂水管理事務所  
(前)第一建設局舞子工事事務所

維持計画課長  
第一工事長

古 家 和 彦

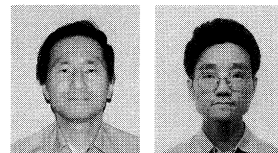
Kazuhiko Furuya

第一管理局垂水管理事務所  
(前)第一建設局舞子工事事務所

工事課長代理  
第一工事長代理

福 田 誠

Makoto Fukuda



## 概要

舞子バスストップ連絡施設(以下、舞子BS連絡施設という)は、明石海峡大橋の神戸側取付橋である舞子高架橋P4橋脚南側に設置され、地上から約30mの高さにある舞子高架橋上のバスのりばと地上を結ぶ連絡施設である。構造は、1階がRC構造物、2階以上が鉄骨構造となっている。舞子BS連絡施設の施工には、基礎杭、コンクリート躯体、鉄骨、内・外装、機械・電気設備の工事があり、特に、上下線を結ぶ4階トラス部分(コンコース)の架設は、舞子高架橋上部工が既に完成しており、空間が狭い等の施工条件から、組み立てた鉄骨のトラス梁を大型ジャッキにより、押し上げ架設する「プッシュアップ工法」を採用している。

The Maiko bus stop facility locates about 30 meters above the ground of the south side of P4 pier of Maiko Viaduct, which is an approach bridge on Kobe side to the Akashi Kaikyo Bridge. The facility gives access from the ground the bus platform on the viaduct. The structure is made of RC for the first floor and steels for the second and higher levels. The construction was composed of such works as pile foundation, RC chambering, structural steel, interior and exterior, and machinery and electricity. Among them, the work for erection of the truss girder at the forth floor (concourse), which connects both platforms on south and northbound lanes, was done within a limited space under the completed viaduct, therefore, the girder was assembled on the ground and erected by push-up jacking procedure.

## 1. まえがき

舞子BS連絡施設は、舞子高架橋P4橋脚の南側に設置され、高架橋上のバスのりばと地上を結ぶ連絡施設である。写真-1に示すように、近くには、JR舞子駅、山陽電鉄舞子公園駅及び、各種の観光施設がある。図-1に示すように舞子BS連絡施設は、南側に隣接した駅前広場(3階建て立体駐車場の屋上部分)と2階で連絡できるようになっている。JRとの連絡は、1階あるいは2階で、また、山陽電鉄との連絡は1階で行うこととなる。構造は、基礎が杭(PHC杭及び、鋼管矢板杭)、1階がコンクリート構造物、2階以上が鉄骨構造となっている。鉄骨下部は柱間隔が広く開放的な門型ラーメン形式であり、鉄骨上部は舞子高架橋の桁側方に張り出した形状となっている。これは、本高架橋の側道として市道舞子駅高広線等が計画されており、地上部分の柱位置に制約があったからである。

昇降設備はバス乗降者の利便性を考慮して、2階(駅前広場階)から4階(コンコース)まではエスカレーターを設置している。また、交通弱者用には、1階(地上階)から4階までは中央に、4階から5階(プラットホーム)までは上下線に各1基ずつエレベーターを設置している。ここでは、連絡施設の施工概要について報告するとともに、上下線を結ぶ4階トラス部分の架設について、鉄骨のトラス梁を地組立てした後、大型ジャッキにより押し上げ架設するプッシュアップ工法を採用したので詳細に

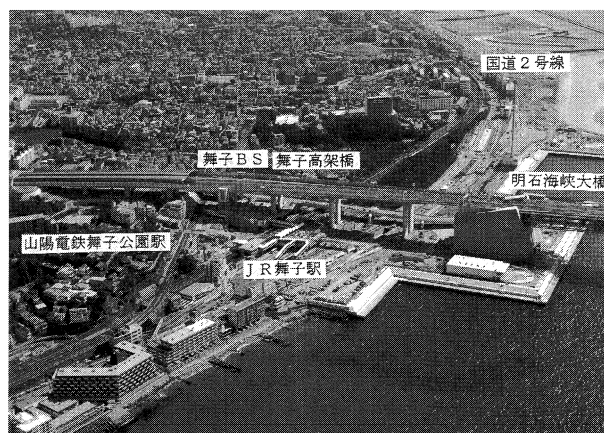


写真-1 舞子BSの周辺状況

Photo.1 Surroundings of Maiko BS

報告するものである。

## 2. 施設の概要

### 2.1 建築主体

建築主体の主な数量を以下に示す。

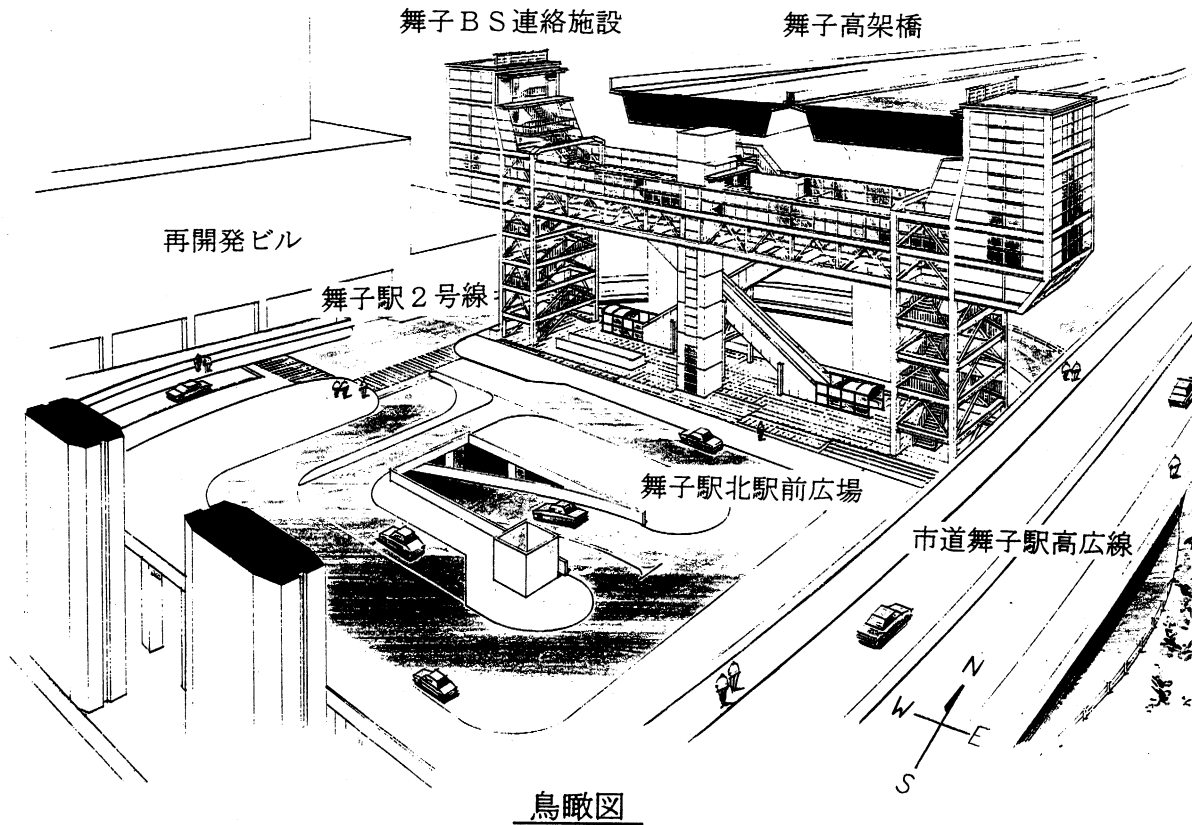
地上5階建鉄骨構造(1階部はコンクリート構造)

建築面積 約 720m<sup>2</sup>

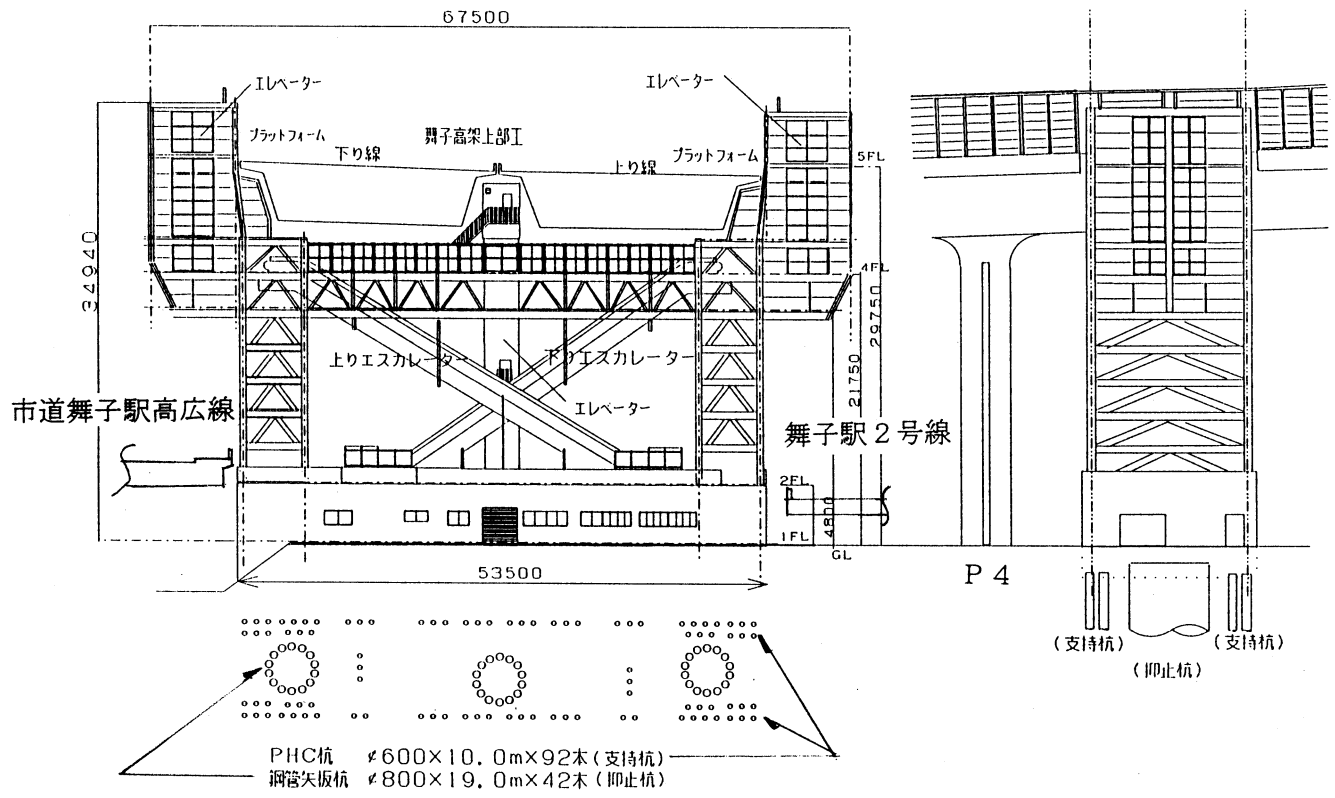
延べ面積 約1,990m<sup>2</sup>

基礎工 PHC杭 φ600mm×10.0m×92本(支持杭)

鋼管矢板杭 φ800mm×19.0m×42本(抑止杭)



鳥瞰図



北側立面図

西側側面図

図-1 舞子BS概要図

Fig.1 General drawing of Maiko BS

コンクリート 約1,990m<sup>3</sup>  
 鉄骨 約500t (□500、400、300、H600、500、300)

## 2.2 機械設備

機械設備の主な数量諸元を以下に示す。

エレベーター 合計3基 (ロープ式22m11人乗り (400人/h) : 1基  
 油圧式9m15人乗り (600人/h) : 2基)  
 エスカレーター 昇降各1基 (幅: 1.0m 長さ: 30m 6,700人/h)

## 2.3 電気設備

電気設備の主な数量諸元を以下に示す。

高圧受電設備 (6.6KVA)  
 監視カメラ (10箇所)  
 防犯設備 (自動ドア開閉センサー、オートロック)  
 インターホン設備 (6箇所)、拡声放送設備 (18箇所)  
 自動火災報知設備

## 2.4 設計客数

設計での利用客は、ピーク時で約3,800人/時 (バス20秒/台) としている。

## 3. 全体工程

工程は、基礎工に5ヶ月、RC躯体工に2.5ヶ月、鉄骨に2ヶ月、内・外装及び設備工に3ヶ月、全体で約1年を要した。全体工程を表-1に示す。

表-1 舞子BS連絡施設工事全体工程表

Tab.1 Construction schedule of Maiko BS facility

年月 項目	H9												H10		
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
掘削	=					=									
PHC杭	=														
鋼管矢板杭															
躯体(1F~2F)															
鉄骨(2F~5F)															
内・外装等															
電気設備															
機械設備															

## 4. 基礎工事

舞子BS連絡施設の基礎は、近接する駅前広場立体駐車場に地震により変形して接触しないように変位 (許容変位: 15cm) を押さえる設計となっている。具体的には、鉛直の支持力は、PHC杭 (φ600mm\*92本) で、水平の抑止力は、鋼管矢板杭 (φ800mm\*42本) によ

る井筒 (φ4.7m\*3本) でそれぞれ分担する設計となっている。施工は、まずPHC杭を施工し、その後鋼管矢板杭を施工し井筒を完成させた。

### 4.1 PHC杭の施工

PHC杭は、アースオーガーで掘削孔を設け拡大掘削しつつ、根固め溶液と砂・礫による拡大根固め球根を築造し、杭を定着させ、支持力を発現させる「プレボーリング根固め工法」を用いた。施工状況を写真-2に示す。施工に際しては隣接工事のアースアンカーが当たると考えられる箇所は、探査を行い、杭位置を若干変更した。

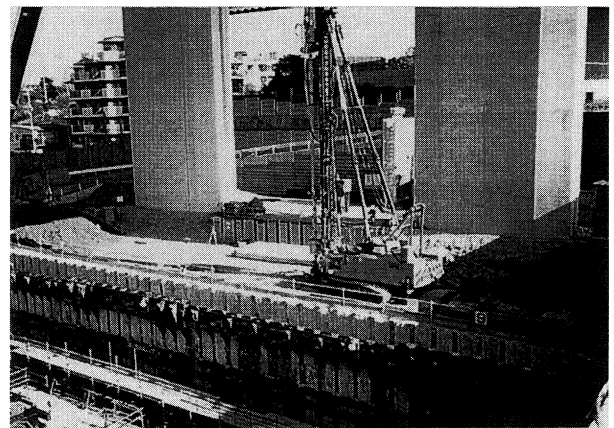


写真-2 PHC杭の施工状況

Photo.2 Work of PHC pile

### 4.2 鋼管矢板杭

鋼管矢板杭は、高架橋がすでに完成しており、上空に制限を受けたため、10mと9mに分け下杭を沈めてから、現場溶接により、継ぎ足し1本ものとした。施工は、当初、杭の中空部にオーガーを挿入し杭圧入機に接続し、オーガーの回転と自重によって、杭先端地盤を削り、杭を圧入していく「中堀圧入工法」を用いた。ところが、玉石が予想以上に大きく (約150mm)、杭が圧入できない状態となった。そこで、

①先端の拡大堀

②杭径 (800mm) での先行堀

③杭+セクション径 (1,200mm) での拡大先行堀

と、次々に対応していったが、玉石が上手く上がらず、鋼管矢板の圧入はなかなか進まなかった。途中振動機により、圧入を試みたが、鋼管はスムーズに沈んだものの予想以上に振動が大きく、側近に民家もあり、作業はすぐに中止となった。

最終的には、写真-3に示すように、施工が確実に行えるドーナツオーガー機によるプレボーリング工法により、先行掘削を行い砂に置き換えてから、中堀圧入工法により杭を沈めた。拡大プレボーリングにより、杭周辺の地盤を乱したため、セメント系材料を注入することにより、地盤を強化した。この後、鋼管内は、6mまで掘削しコンクリートを打設、井筒内は、3m掘削してコン

クリートを打設し杭を完成させた。

鋼管杭の施工の難航により、当初2ヶ月の施工予定が4ヶ月かかり2ヶ月遅れる結果となった。



写真-3 鋼管矢板杭（プレボーリング工法）の施工状況

Photo.3 Work of steel piping piles (preboring)

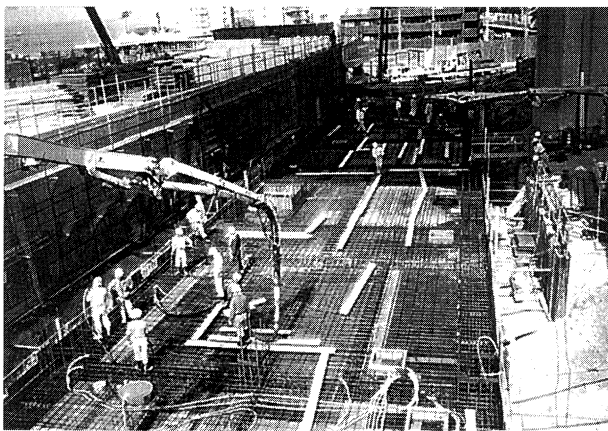


写真-4 RC躯体の施工状況

Photo.4 Work of RC chambering

## 5. 躯体工事

躯体の施工は、下記のブロックごとに鉄筋組立・型枠組立・コンクリート打設の順に行われた。

- ①基礎・柱・地中梁・耐圧版（約670m<sup>3</sup>）
- ②1F床版（約460m<sup>3</sup>）
- ③1F柱・壁・2F梁・床版（約620m<sup>3</sup>）
- ④2F壁高欄

コンクリートの打設は、数量が多いことから、2台のコンクリートポンプ車により、行った。施工状況を写真-4に示す。

## 6. 鉄骨工事

鉄骨は、現場にて東西の柱部分を、45t吊ラフタークレーンにて、2所から単材により、架設した。また、4階部分の上下線を結ぶコンコースは、施工例の少ない、組み立てたトラス梁を押し上げ架設する「プッシュアップ工法」を採用した。

鉄骨の架設要領を図-2に示す。ここでは、プッシュアップ工法に着目し、記述する。

### 6.1 プッシュアップ工法の概要

プッシュアップ工法は、パンタグラフ形状のプッシュアップ装置4機をあらかじめセットし、その上にトラス状の梁（コンコース部材）を組立、所定の位置まで押し上げて架設するものである。

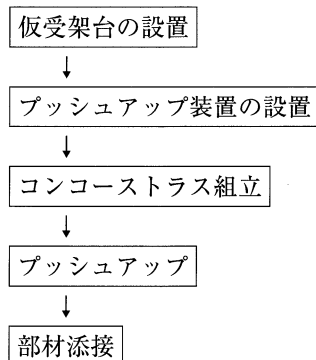
#### (1) プッシュアップ工法の選定

コンコースの架設は、当初ベントを建てて、トラッククレーンにて単材架設する一般的な工法で行うこととしていたが、

- ①舞子高架橋上部工が既に完成しており、コンコース上部との空間が約3mと狭く、クレーンによる架設が困難であること。
- ②杭工事が予想以上に難工事となり、工程を短縮する必要性が生じたこと。
- ③安全性及び施工性から、高所での組立作業を少なくしたいこと。
- ④神戸市の舞子駅前駐車場屋上部分を使用するため、占有期間を短くする必要があること。

などから、「プッシュアップ工法」を採用することとした。

#### (2) プッシュアップの施工手順



コンコーストラス組立状況を写真-5に、プッシュアップ状況を写真-6、7に示す。

#### (3) プッシュアップの全体及び時間工程

全体工程を表-2に、時間工程を表-3に示す。

平成9年11月20日に、予定通り約半日でプッシュアップ作業は完了した。

#### (4) プッシュアップ装置の能力

プッシュアップ装置の能力及び台数を以下に示す。



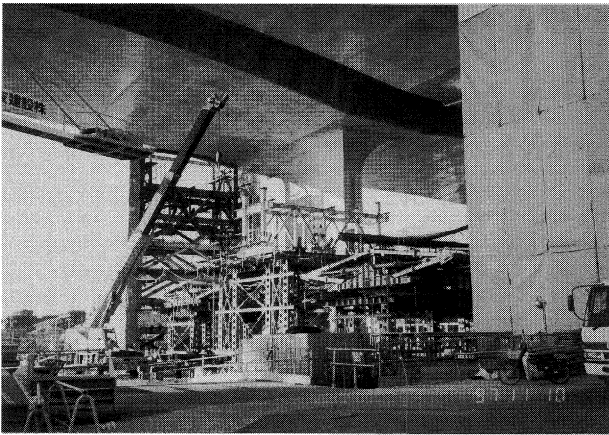


写真-5 コンコーストラスの組立状況  
Photo.5 Assembly of concourse truss girder

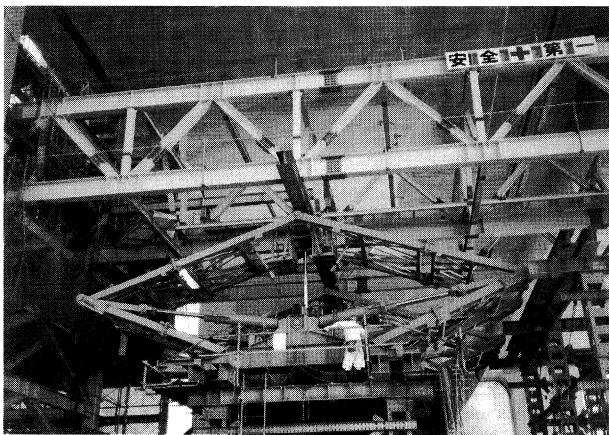


写真-6 コンコースのプッシュアップ状況 (近景)  
Photo.6 Push-up operation of concourse (close-up)

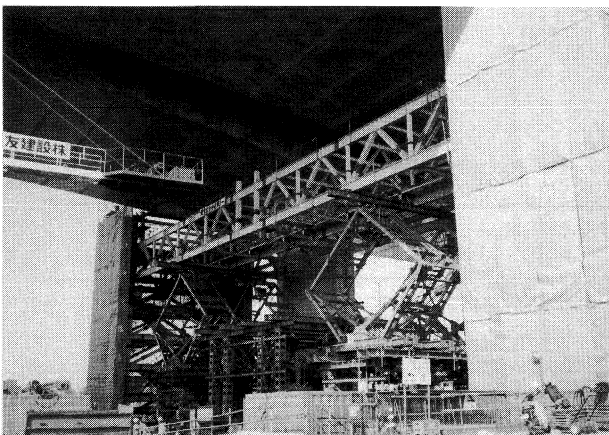


写真-7 コンコースのプッシュアップ状況 (全景)  
Photo.7 Push-up operation of concourse (whole view)

- ① 扛上能力 30.0t/基
- ② 揚程 8.6m
- ③ 台数 4基
- ④ 扛上速度 約18cm/分
- (5) 仮設備重量  
仮設備の数量及び重量を以下に示す。

表-2 プッシュアップの全体工程

Tab.2 Schedule on push-up procedure

日	5	10	15	20	25
仮受架台の設置					
プッシュアップ設備					
コンコーストラス組立					
プッシュアップトラス添接					-

表-3 プッシュアップの時間工程

Tab.3 Breakdown schedule on push-up operation

H	1	2	3	4	5	6
暖気運転						
地切り						
プッシュアップ(約2.0m)						
微調整						
プッシュアップ(約3.7m)						
微調整・添接						

- ① 仮受架台 55t \* 1基 = 55
  - ② プッシュアップ架台 35t \* 2基 = 70
  - ③ プッシュアップ装置 18t \* 4基 = 72
- 計197t

(6) コンコース重量

コンコースの部材数量及び重量を以下に示す。

- ① 重量 約90t
- ② 部材数 130部材

(7) 今回のプッシュアップ量及び速度

今回のプッシュアップ量及び速度を以下に示す。

- ① 扛上量 4.3m
- ② 扛上速度 18cm/分

(8) 部材位置決めの確認方法

部材位置決めの確認方法を以下に示す。

- ① 光波測距儀による部材長、支間長の計測
- ② トランシットによる柱建入りの確認

(9) プッシュアップ時の位置確認及び調整方法

プッシュアップ時の位置確認及び調整方法を以下に示す。

- ① パソコンによる4基のプッシュアップ装置の揚程管理 (写真-8、9)
- ② 施工管理員による部材隙間計測 (写真-10)

プッシュアップ作業は、組み立てたトラスを押し上げ架設するという単純な作業ではあるが、既設部材とコンコース部材の隙間が5mmと狭く、装置は横移動ができないため、組立時の位置決めを厳しく管理するとともに、架設時は各部材の隙間を確認しながら、4基の揚程調整で部材を僅かに傾けることにより横方向の微調整を行った。

(10) 作業時の人員配置

作業時の人員数及び配置を以下に示す

- ① JV職員 5名 (総括)
- ② 施工管理員 4名 (プッシュアップ時点検、確認)
- ③ 作業員 12名 (添接作業)
- ④ 装置オペレーター 2名 (プッシュアップ装置操作)

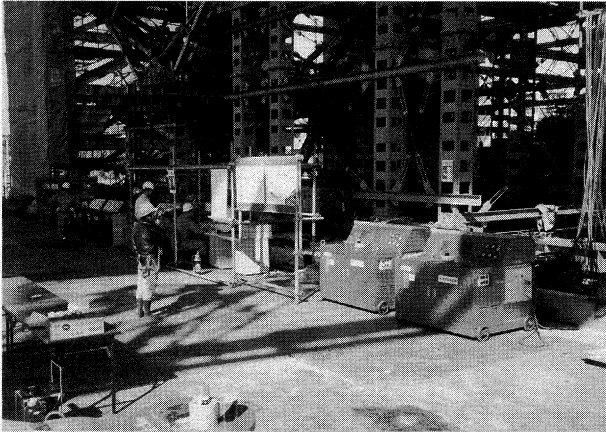


写真-8 プッシュアップの管理状況  
Photo.8 Control over push-up operation

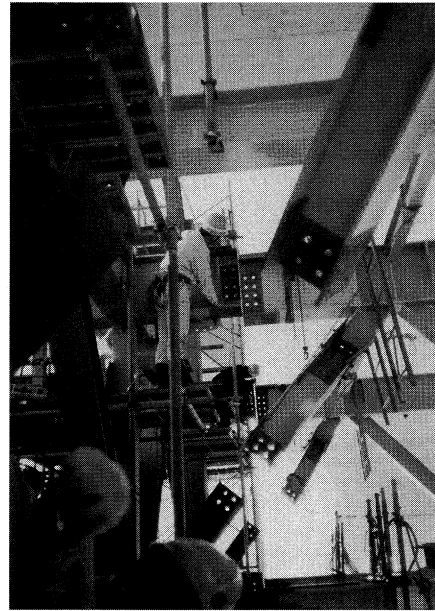


写真-10 部材隙間計測状況  
Photo.10 Gap measurement

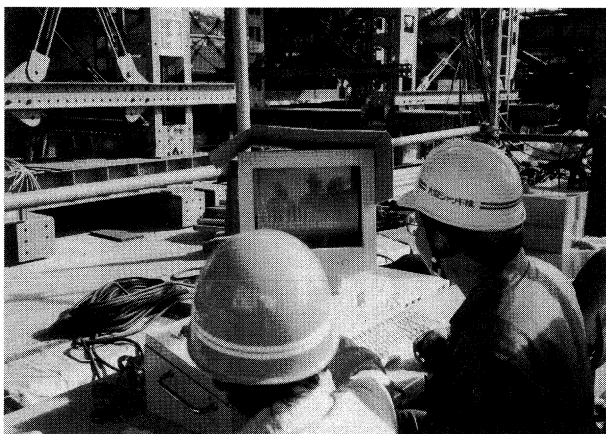


写真-9 パソコンによる揚程管理状況  
Photo.9 Computer control on push-up height

## 7. 内・外装工事

内・外装工事としては、ALC工（エレベーター外壁・屋根・仕切等）、防水工（前室（機械・電気室）の2F部分・5F屋根部分）、テラゾタイル・ブロック工（床・プラットホーム等）、金属工（4F～5F外壁パネル・手すり、5F天井等）、左官工（内外壁部）、建具工（窓・扉・シャッター）、塗装工（鉄骨部）がある。

## 8. 機械設備工事

機械設備工事としては、衛生器具・給水設備・排水設備・消火設備・空調設備・換気設備・昇降設備の配管・設置工事がある。

## 9. 電気設備工事

電気設備工事としては、高圧受電設備・屋内幹線設備・動力設備・電灯コンセント設備・監視カメラ設備・

拡声設備・防犯設備・インターホン設備・自動火災報知設備・避雷針設備の配管・配線・設置工事がある。

## 10. 連絡施設の運用等

- (1) 連絡施設の開放時間は、5：00～23：30  
（バス運行時間5：55～22：55）
- (2) ドアの施錠・解除は、連絡施設内のタイマー制御で自動的に行う。
- (3) エレベーター・エスカレーター及び1F・4Fのフロア部分の監視は、テレビカメラにより、管理事務所の交通管制室にて行う。また、施設の異常の監視については、管理事務所の施設制御室にて行う。
- (4) 利用者の閉じこめ防止のため、ドアはすべていつでも中からは開く。
- (5) 停電時、エレベータは最寄り階まで移動し、乗客の内部閉じ込めを防止する。

## 11. あとがき

平成9年4月～7月の杭での大幅な遅れも、RC躯体工事及びプッシュアップを含む鉄骨工事によりほぼ回復することができ、その後の工事も順調に終え、工程面でもかなり苦しい工事ではあったが、平成10年4月5日の開通を無事迎えることができた。

供用後、路線バスが1日約200台停車し、プラットホームは、平日でも満員状態という、盛況さである。舞子タワーから見た舞子BS連絡施設の完成状況を写真-11に示す。最後に、舞子BS連絡施設の計画・設計・施工に従事した関係各位に深く感謝いたします。



写真-11 舞子BS連絡施設完成状況

Photo.11 Completed Maiko BS facility

## トキム

### ■セバーン橋の二、三の思いで

吊橋に流線型箱桁を用いた画期的な設計であり、また供用後わずか数年を経てハンガー・桁の疲労等が問題となり大補修を行ったことで有名なセバーン橋。実橋を一目見たいと思っていたがようやく実現した。理論を駆使して新しいコンセプトをふんだんに取込んだ、当時としては最も合理的な設計であったはずである。確かに、歩道には滑り止め舗装、車道には地覆等がなく、表面形状はまさに流線形に徹している。しかし、歩道に立ってみると交通による振動が異様に大きい事が実感できる。荷重を直接支える床版が最も過酷な状態におかれており、桁の剛性の低さが疲労上の問題を一層大きくしているのに違いない。疲労試験をやっていると、通常、純圧縮状態と考えている鋼板が荷重の繰返し载荷によって裏表に曲げ変形し、生き物のように挙動することがわかる。設計で考えていることは実挙動の一部を反映しているにすぎない。これが、疲労においては問題になることがある。新しい技術に積極的に挑戦することの必要性を感じつつも、実現象を正確に把握することの難しさを感じるところでもある。

セバーン橋は極めて印象的な橋であり、本橋にまつわるネガティブな側面のみが強調されるべきではない。来島大橋に流線型箱桁が採用されているのも正にセバーン橋のお陰なのである。(H.O.)

# 舞子トンネルの換気防災設備

Tunnel Ventilation and Emergency Apparatus for the Maiko Tunnel

第一管理局垂水管理事務所  
(前) 第一建設局舞子工事事務所

施設課長 藤原 洋一  
機械電気課長  
Yoichi Fujiwara

第一管理局垂水管理事務所  
(前) 第一建設局舞子工事事務所

施設課長代理 廣田 昭次  
機械電気課代理  
Shoji Hirota

第一管理局垂水管理事務所  
(前) 第一建設局舞子工事事務所

施設課 大浦 義司  
機械電気課  
Yoshiji Oura



## 概要

舞子トンネルの換気及び防災設備は、本四公団として初めて採用された大規模な設備であり、設計計画に際しては、既存資料・トンネル調査及び模型実験等各種調査で得られた資料を整理・解析し、本四道路としての特殊性を勘案して策定した。

Tunnel ventilation and emergency apparatus for the Maiko Tunnel are the highest level facilities ever employed by the Honshu-Shikoku Bridge Authority. Therefore, the facility planning was developed considering characteristics of the highway, as well as going through researches and analyses on the data obtained from ordinary records and model tests.

## 1. はじめに

長大トンネルを交通の用に供するために利用者の安全性と快適性を確保する上で換気と防災設備は必要不可欠な設備である。舞子トンネルの構造は、中間部がサグ点となった長大トンネルであり、両坑口は市街化され代替路線を持たない道路である。

本稿では、トンネル構造、環境条件を考慮し設置した換気設備と防災設備について報告する。

## 2. 換気設備

トンネル換気設備は、自動車から排出される一酸化炭素、硫化水素、窒素酸化物等の人体に有害な成分と視認性を阻害する煤煙を除去または希釈してトンネル内を良好な環境を確保する上で、最も基本的な設備である。

本トンネルの換気方法は、車両の交通換気力を有効に活かすことのできる縦流式を基本に

- ・所要換気量が多い。
- ・サグ部付近は開削工法で施工される。
- ・両坑口ともトンネル内汚染空気を排出できない。
- ・トンネルに隣接した丘陵に換気坑を設けることが可能である。
- ・北坑口には上下線の中央部に地上換気所を設けることが可能である。

以上の各条件を総合的に判断し、「集じん機付ジェットファン縦流式（上り線）」と「立坑集中排気縦流式（下り線）」とした。

## (1) 諸係数

換気計画の考え方は、「道路トンネル技術基準（換気編）」を基準に本四道路としての特殊性を勘案し、諸係数を設定した。また、大型車混入率は、大鳴門橋及び瀬戸大橋の実態調査から建設当初においては計画値より低いことから、将来対応が困難な換気所及び本坑は完成形とし、換気設備は暫定施工（段階建設）を採用することとした。

表-1 諸係数 ( ) は段階建設時

Tab.1 Major design values

設計時間交通量の割合	: K=12%
重方向交通量の割合	: D=60%
大型車の乗用車換算係数	: Er=1.7
設計大型車混入率	: Pt=34% (15%)
平均走行速度	: Vs=69km/H
設計時間交通量	: N=3,268台/H
設計濃度（煤煙）	: $\tau$ =44.5%

## (2) 換気設備の構成

換気設備は、集中排気用の排風機、流入空気抑制用のジェットファン及びじゃま板、トンネル内の煤煙を除去する電気集じん機から構成されている。

## (3) 排風機

形式は、トンネル換気用として大風量・低風圧に適し形状が小型で管路の一部に容易に組み入れることのできる電動機内装動翼可変軸流式を採用し、構造としては、上り線は上下線の間地上換気所を構築することから据え付け面積に制約をうけるため立形とし、下り線は換気

所を地上に構築後、盛土し地下構造となることから天井高を低く抑えることのできる横形を採用した。

(4) ジェットファン

ジェットファンは内径400mm以上のものが製作されており、効率的には単体でより大きく、その設置スペースが確保できることが選定する大きな要因となる。本トンネルにおいては最大級である内径1,500mmを選定し、取り付け位置は、整備時に1車線規制のみで可能となる第1走行車線上に設置した。

(5) じゃま板

交通条件や自然風の影響によって集中排気口の前後のトンネル区間に風量の不均衡が生じる。従って、いずれの区間も意図した換気量に不足が生じないように排気風量に余裕を見込むことになる。じゃま板は入口区間と出口区間の圧力バランスを計り、この余裕量を抑えるために設けたものである。このじゃま板の効果を表す抵抗係数( $\zeta_j$ )は、本坑高さに対するじゃま板の高さの比( $h/H$ )により決定されるため、模型実験を実施し、従来値の2倍の値( $\zeta_j=1.03$ )が得られたことにより、じゃま板に比べ高価となるジェットファンは、排煙時に必要となる最小台数(5台)のみ設置することとした。

(6) 電気集じん機

従来の電気集じん機は、本坑に接続するバイパストンネル内に設置されているが、本トンネルにおいてはその施工に多大の費用を要すること及び軟弱地盤の3車断面

に同形のトンネルを掘削しなければならないという技術的課題があった。そこで、計画中であった東京湾横断道路トンネルでの換気方式を参考に既設トンネルでの煤煙透過率の改善率、模型によるダクト内の風速分布等を調査した結果、集じん機を天井部分に設置する方法を採用した。

集じん機室(ステーション)内の配置は、処理容量を増すため集じん機を3系統に分け、第1集じん機は前面から第2・第3集じん機は天井板の下部より吸い込む方法としてトンネル断面を約1.5m拡幅することとした。また、各ステーションには、専用の階段を設け保守性の向上を図るとともに、万一の修理には、1車線規制のみで機械の搬入が可能となるよう搬出入装置や天井板の開口部、仕切り壁を工夫した。なお、集じんダストの処理については、湿式洗浄方式を採用し、処理装置を下り線の換気所に集約させステーション内には運転・制御に必要な補機のみ設置した。

3. 防災設備

通路トンネルには、火災等の事故発生時に使用される非常用施設(以下「防災設備」という。)の設置が、「道路トンネル非常用施設設置基準」により定められており、基準は事故発生の確率の大小に応じてトンネル群を5段階(AA~D)に分類されている。本トンネルはトンネ

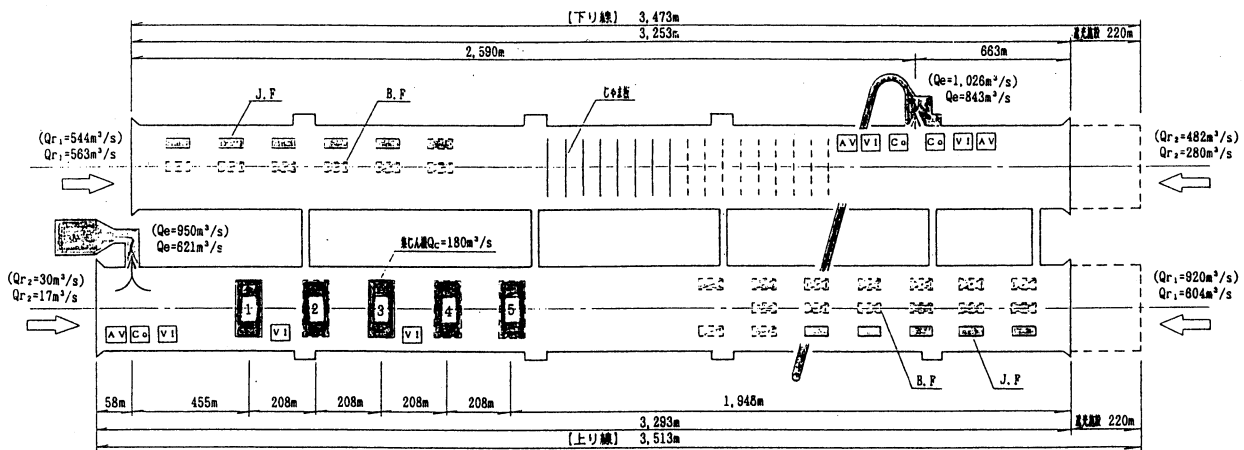


図-1 換気系統図 ( ) は完成形

Fig.1 Ventilation system

表-2 換気設備諸元表

Tab.2 Dimension of ventilation apparatus

下り線	排風機: $\phi 4.00$ $281\text{m}^2/\text{S}$ ( $257\text{m}^2/\text{S}$ ) $\times 3$ 台 (4台) じゃま板: 鋼製 $\times 8$ 枚 (17枚) ジェットファン: $\phi 1,500 \times 5$ 台 (6台) プースターファン: $\phi 1,500 \times 0$ 台 (6台)
上り線	排風機: $\phi 3,750 \times 224\text{m}^2/\text{S}$ ( $238\text{m}^2/\text{S}$ ) $\times 3$ 台 (4台) 集じん機: $180\text{m}^2/\text{S} \times 2$ ヶ所 (5ヶ所) ジェットファン: $\phi 1,500 \times 5$ 台 (5台) プースターファン: $\phi 1,500 \times 0$ 台 (15台)

ル延長 (3,293m) と交通量 (25,000台/日) により同基準の最上級に該当するAA級 (表-3) を設置しており、基準に適合した最新設備を選定すると共に以下に示す特徴を有している。

(1) 通報・警報設備

火災検知器は、道路管理者がトンネル内の火災情報を収集するための整備で、火災を自動的に検知し、いち早

く火災位置を特定すると共に、連動する設備へ信号を送出する防災設備の基となるものであり、トンネル内環境においても高い信頼性が要求される。そのため、本トンネルは誤作動率の低い「二波長ちらつき型」による2眼型を採用している。検知は火災の炎が他の光と異なる波長とちらつきを持つ特性を利用したもので、検知器が炎の光を確実に捕らえることが最重要となる。そこで、煤煙等により検知器が汚れた場合に汚れによる感度低下を自動補正する汚損保障機能と汚損結果を防災受信盤に報せる汚損チェック機能を持った自己診断機能を有している。これにより汚損の予測が可能となり計画的な保守(清掃)を可能としている。また、1つの防災区画を隣り合う検知器の左右の眼で検知することにより、連動する監視カメラで素早く火災地点を発見できると共に検知区画を詳細に特定することにより水噴霧放水区画の選択肢を増している。

非常警報設備は、道路利用者に非常時に情報を提供す

表-3 防災設備配置表

Tab.3 Arrangement of emergency apparatus

名称	設置位置	設置間隔	上り線	下り線	
通報・警報装置	非常電話	監視員通路側壁部に設置	約170m	17	17
	押釦式通報装置	消火栓及び非常電話ボックスに併設	約48m	88	88
	火災検知器	側壁部の片側に設置	約25m	150	151
	非常警報装置	坑口及び非常駐車帯部に設置		5	5
消火設備	消火器	消火栓箱に併設	約48m	144	134
	消火栓	監視員通路側壁部に設置	約48m	74	69
非難誘導設備	誘導表示板	両側壁部に対で設置	約200m	28	28
	排煙設備	換気設備を運用		1式	1式
	非難通路	非常駐車帯部に設置	約660m	5	5
その他設備	給水栓	両坑口及び消火栓箱に併設	約170m	19	19
	無線信補助設備	監視員通路側壁上部に設置	全長	1式	1式
	ラジオ再放送設備	両側壁部に設置	全長	1式	1式
	拡声放送	非常駐車帯、非難連絡坑及び入口側坑口に設置	約660m	8	8
	水噴霧設備	集じん機室区間は両側に、他区間は監視員通路側壁上部に設置	50m	66区画	65区画
	監視装置	監視員通路側壁上部に設置	約200m	21	27

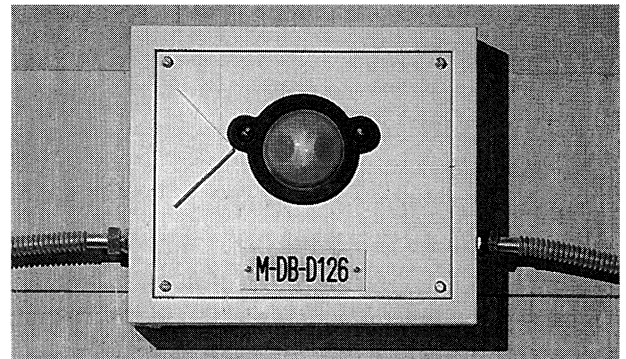


写真-1 火災検知器

Photo.1

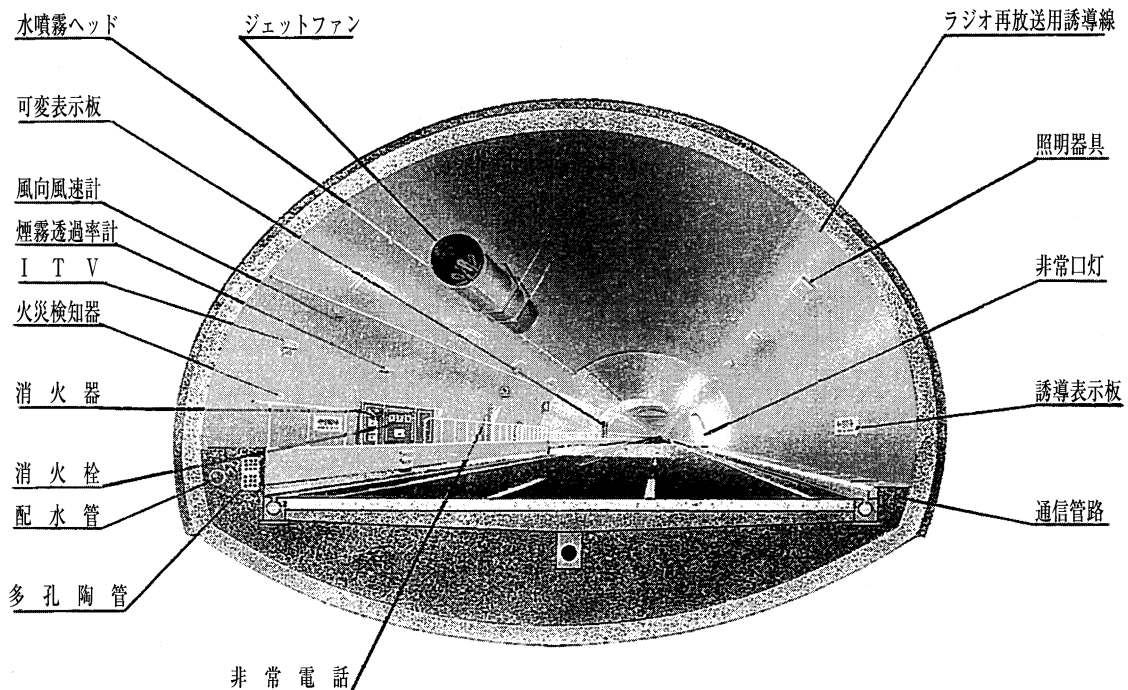


図-2 トンネル内設備配置図

Fig.2 Arrangement of apparatus inside tunnel

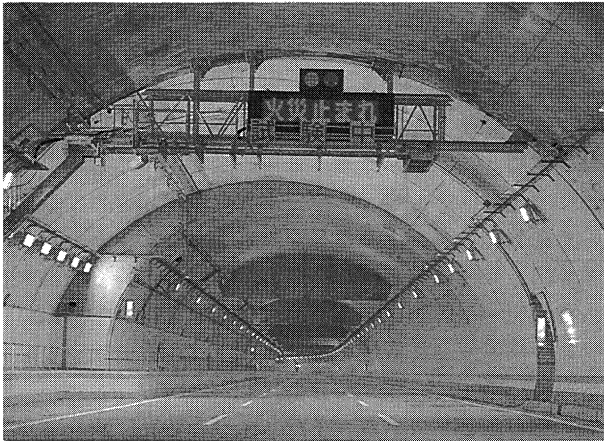


写真-2 トンネル内情報板

Photo.2 LED information panel inside tunnel

るための手段として設けられているものである。特にトンネル内情報板は火災発生の確認及び火災地点の特定を確実に伝える必要があり、通常は非常駐車帯側壁部に設置されている。本トンネルの場合は3車線となっていることから左側の通行車両のため情報板の視界を遮られる可能性が高い。そこで、全車線からの視認性を高めるため本線上部に設置した。

#### (2) 消火設備

消火栓は、道路利用者が火災の初期の段階において、迅速かつ有効に消火及び延焼を防止するための機能が必要である。本トンネルは縦断勾配がトンネル中央側へ下っており、自動車燃料の漏洩火災時に火がトンネル中央へ走る状況への対策として、油火災への消火能力を上げるため泡消火栓を設置した。この泡消火栓は、泡原液(水成膜消火薬剤)タンク内を直接、水で加圧し、混合器にて泡状に放出するもので、原液用配管を不要としている。また、車線幅員が3車線と広いため、軽量の保形ゴムホースを採用し、機器の大きさを変えずにホース延長を従来の30mから40mに延ばし消火対象範囲の拡大を図っている。

#### (3) 避難誘導設備

避難通路は、万一の場合に被災者が避難するために設けた相互のトンネルを結ぶ連絡坑であり、過去の実例から750m程度の間隔で設置することとされており、本トンネルの場合は4本設置となる。しかし、下り線については、換気所以降の換気流が車両の進行方向とは逆向きとなっているため、この区間における火災発生直後の煙は、停車車両側に流れることが予想される。この対策として、ジェットファンを南坑口側に作用させ排煙させることとなるが、煙をファン流が押すことにより一時的ではあるが坑内に煙が充満し、火点によっては被災者の進路を妨げる結果となる。よって、被災者を迅速に避難させる手段として、この区間に更に避難通路を設けた。また、中間部の2ヶ所の避難通路は、消防隊の消火及び救助活動

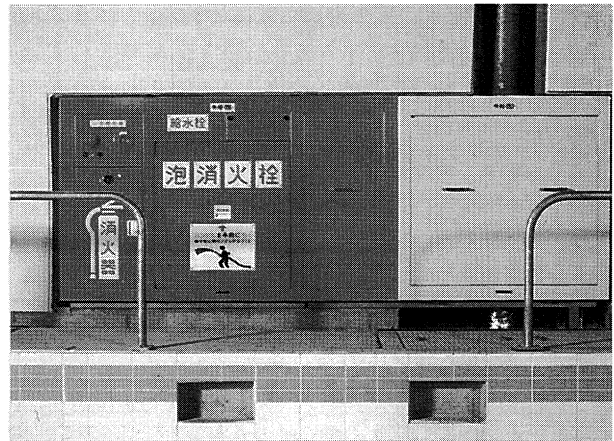


写真-3 泡消火栓

Photo.3 Form hydrant

のため緊急用車両の通行が可能な大断面としている。

#### (4) その他設備

水噴霧設備は、トンネル内の火災発生時に側壁上部に取り付けたノズルより分散放水し、火勢抑制及び延焼拡大を防止し、火災時の熱からトンネル本体及びトンネル設備に対する防護を目的としている。水噴霧ヘッドの位置は、保守点検の容易さ等から監視員通路側壁上部に設置することが望ましく、実態を参考に本トンネルの標準断面部においては片側のみで一様に噴霧することを可能とした。しかし、ジェットファン取り付け部ではジェットファン本体に直接当たり死角が多くであるため噴霧効果が低下すること及び集じん機取り付け部では断面内を一様に噴霧できないことから、両側に設置した。

配水設備は、消火栓(3ヶ所)、給水栓(2ヶ所)及び水噴霧設備(2区画)に所要水量を所定の水圧で送水するためのものであり、主水槽(505m<sup>3</sup>)の設置位置は、水源として濁水等のない安定した水量の確保が可能な公共水道が布設された北坑口側とし、坑口の景観を配慮の上、消火ポンプ(10,530L/min)及び自動給水装置(400L/min)と同様に上り線換気所内とした。

#### 4. おわりに

トンネルの換気は、快適な走行を確保するために利用者とは直接、密着した設備であるが、過剰換気は電気代の浪費につながるため、交通条件に応じた運転が必要となる。また、防災設備にいたっては、トンネル火災という緊急時に使用されるものであることから、片時の故障も許されない使命を負っている。今後は、運転、監視を実施していく中で、一定のサービスを提供し、常に健全な設備とすべく積極的な維持管理に取り組む所存である。

最後に、本設備の実現に向け、数多くの御指導、御協力をいただいた、舞子トンネル委員会の方々及び関係各位に深く感謝いたします。

# 淡路島内の切土法面樹林化工法

Tree-Planting Work on Open-Cut Surface in Awajishima Island

第三建設局建設部 専門 役 足立 克久

Katsuhisa Adachi



## 概要

周辺景観との調和を図るため、切土法面を対象に、苗木による樹林化を実施した。樹林化にあたっては「神戸・鳴戸ルート法面修景緑化調査検討会」において提案された、4タイプの工法を採用し、平成8年11月より順次、植栽を行った。そのうち、14,510本について生育状況を調査した結果、全体の活着率は49%であった。一方、秋施工分だけで見ると60%となり、適期施工の重要性を認識した。また、植栽後1年4ヶ月経過した樹木の根を観察したところ、根茎は、すでに地山に侵入しており、順調な生育を示していた。今後は、水分の蒸散を抑え、より活着率の向上を高めるための、工法上の改善策を検討していきたい。

Open-cut surfaces of earthwork were treed with saplings to harmonize with surrounding vegetation. Tree planting was done along with guidelines by the workshop on landscaping of Kobe-Naruto Route; four types of vegetation components were worked since November 1997. Among them, 14510 pieces of trees were checked for growing conditions, and 49 percent of trees were well rooted. On the other hand, an optimized-season work was found to be important since the rate of well-rooted trees was raised to 60 percent for the trees planted during the autumn. In addition, roots of a tree with the age of 16 months reached into the ground, which indicated a well growing condition. From now on, a further study will be done to protect trees from vaporizing and therefor decrease the withering rate.

## 1. まえがき

神戸淡路鳴戸自動車道〔明石海峡大橋関連区間〕のうち淡路島側の大規模な切土法面は、付近の道路や集落あるいは淡路島周辺の航路等から視認され、周辺の地形や自然植生とは異質な景観を呈している。(写真-1)このため、平成5年度より2ケ年にわたり「神戸・鳴戸ルート法面修景緑化調査検討会」(以下、「検討会」という)を設置し、早期に周辺景観との調和を図るための手法等、切土法面の樹林化について検討した。

この検討会の成果を踏まえ、対象とする切土法面を具体的に選定し、苗木による樹林化を図った。以下にその現況を含めて報告する。

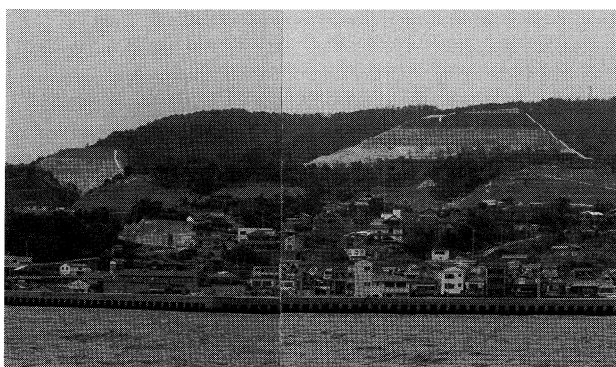


写真-1 航路から見た石の寝屋の切土法面  
Photo. 1 Open-cut portion viewed from the sea

## 2. 法面樹林化手法

法面の樹林化は、従来から環境保全等を目的として、盛土法面を対象に行われてきた。一方、切土法面は主に、浸食防止を目的に草本性植物を中心に緑化がなされ、自然の植生遷移による樹林化にゆだねることを基本としてきた。これは、切土法面に植穴を掘り植栽することで、法面の安定を損ねる懸念があったためである。

検討会は、自然遷移も視野にいれ緑化手法について検討した結果、法面を傷めず、「1. 早期に、2. 目標とする樹林を形成する。」という観点から、木本種子導入型と苗木導入型を提案した。

このうち、木本種子導入型と比較して、より当初から目標とする樹林構成種を入手しやすい苗木導入型を当該地域に適用し樹林化を図ることとした。

表-1 対象地区  
Tab. 1 Work area

地区名	位置	主要眺望地点
石の寝屋	本線STA106(上り)	県道, 岩屋市街地, 明石海峡, 大阪湾航路
淡路 IC・SA	SA 上り駐車場裏	岩屋市街地, 明石海峡, 大阪湾航路, 国道
灘川右岸 (公園隣接区間)	本線 STA 143 + 76 (上り)	県立公園, 国営公園, 国道, 大阪湾航路
室津 PA	下り PA	瀬戸内海, 室津港周辺, 県道

### 3. 樹林化対象法面の選定

検討会が主要眺望地点から選定した地区を、表-1に示す。

上記地区を中心に、現地調査した結果、対象法面は、表-2のとおり30地点となった。

表-2 対象法面  
Tab. 2 Work surface

法面記号	位置	主要眺望地点
1	STA 102+00~102+80	明石海峡 岩屋市街地 福良江井岩屋線
2	STA 103+60~104+80	
3	STA 104+80~107+60 (上り) 松帆 VA	
4	STA 107+90~108+80   茶間川橋	
5	STA 109+60~111+40	
6	STA 112+40~113+40	
7	STA 115+00~118+40 (上り) 淡路 IC・SA	
8	STA 127+80~129+00	
9	STA 141+80~144+40	国際園芸博会場
10	STA 145+80~147+60	
11	STA 148+00~148+50 (上り) 灘川橋	
12	STA 148+50~149+50   楠本川橋	
13	STA 149+80~150+10	
14	STA 150+30~151+50	
15	STA 151+70~152+10	
16	STA 160+50~162+70	大磯港周辺
17	STA 163+00~163+60	
18	STA 165+40~165+90 (上り) 片山川橋	
19	STA 166+90~168+40   東浦 IC	
20	STA 168+80~169+70	
21	STA 170+10~171+10	
22	STA 171+60~172+80	

A	B-STA 2+10 ~5+00	(下り) 室津 PA	室津港周辺	主福良江井岩屋線	瀬戸内海
B	B-STA 5+00 ~6+35				
C	B-STA 6+35 ~6+75				
D	B-STA 6+75 ~本 292+80	(下り) 室津 PA	尾崎港周辺 県道尾崎津名線		
E	STA 296+00~ 297+30				
F	STA 298+40~ 300+80				
G	STA 305+00~ 305+60				
H	STA 305+70~ 307+00	尾崎 VA			

### 4. 対象法面の状況

選定した対象法面の状況を表-3に示す。

表-3 対象法面の状況  
Tab. 3 Condition of work surface

法面記号	地質	法面露岩状況
1~8	(岩屋花崗岩) ・細~中粒の鉱物で構成される黒雲母花崗岩であり主に塊状岩体で分布する。 ・アブライト、巨晶花崗岩の岩脈を伴うことにより、部分的に亀裂の発達する岩体となる。 ・一般に風化を激しくうけ新鮮な岩石は少ないとされる。	・亀裂の発達した岩盤法面である。 ・表層部分はマサ土化した土砂の層である。 ・土砂層は全域において薄い。 ・土砂層の下位には亀裂が密に発達した軟岩層が広範囲に分布する。 ・法面下部では、開口亀裂が頻繁に認められる硬岩層が分布する。
9~22	(洲本花崗閃緑岩) ・中~粗粒な鉱物で構成される花崗閃緑岩で塊状の岩体として分布しており深層風化し易い。	・法面全体が深層に向かって均質に風化している。 ・表層部土砂から軟岩さらに硬岩に漸移しており、他工区に比べ岩層の変化が明瞭である。 ・土砂、軟岩部は深くまでマサ化が進んでいる。
A~H	(志筑花崗閃緑岩) ・中~粗粒に鉱物で構成される花崗閃緑岩であり調査地域においては塊状岩体として分布する。 ・新鮮岩体は硬質であるが岩体はかなり深くまで風化している可能性がある。	・A~Dは亀裂の発達した軟岩層であるが、E~Hは均質に風化が進んだ亀裂の少ない軟岩層である。

### 5. 苗木導入工法の概要

(1) 工 法

検討会が提示した苗木導入工法は以下の4タイプである。

①ボードプランター工

改良客土を充填した特殊プランターに苗木を植栽し、鉄筋アンカー等でのり面に添加する方法。

②植生モルタル増厚吹付 A

苗木を植栽しようとする箇所にもって増厚用の補強枠を取り付けた後、その部分だけ植生モルタルを増厚して吹付け、植栽を行う方法。

③植生モルタル増厚吹付 B

編柵状の連続補強枠を取付け植生モルタルを増厚した後、苗木植栽を行う方法。

④法枠土のう工

改良客土を充填した麻袋製の土のうを設置し植栽する方法。

なお、各工法の説明を図-1 に示す。

(2) 植栽密度

一般の生産林における植栽密度は、スギで2,000~4,000本/ha、ヒノキ・マツで3,000~6,000本/ha、道路の盛土のり面で3,500本/haとなっており、切土

表-4 植栽密度  
Tab. 4 Planting density

区 分	法面記号	密度 本/ha
一 般 部	1~8, 12~21, E~H	2,500
灘川右岸部	9~11	5,000
室津PA	A~D	2,800~4,500

法面においても比較的早い時期での樹冠うっ閉を目標とし表-4 のとおりとした。

(3) 苗木材料

法面 1~6 で使用した苗木は、樹高=0.3~0.5m、径10.5cmのポット苗で、樹種、混植比率及び植樹パターンは以下のとおりである。

(樹種、混植比率)

ウバメガシ、トベラ、シャリンバイ、クロマツ、ネズミモチ、マサキ、エノキの7種類を4:1:1:1:1:1:1の比率とした。

(植樹パターン)

苗木の配植を図-2 に示す。

なお、法面A~Dはトベラ、シャリンバイをヒメヤシャブシ、ネムノキとしている。

(4) マルチング材

植生モルタル増厚吹付 A 及び B については、乾燥防止、雑草抑制のため不織布でマルチングを行う。

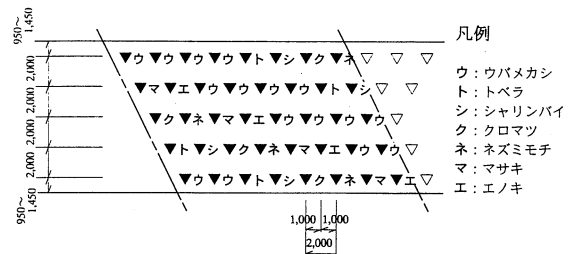


図-2 配植図  
Fig. 2 Planting plan

工法名称	植栽配置及び断面図	写 真	拡 大 図
ボードプランター	(ボードプランター+苗木) 配置図: 2.0m x 2.0m grid. 断面図: 苗木を2.0m x 2.0mのプランターに設置し、土を充填する様子。種子吹付工、苗木、ボードプランター、鉄筋アンカーが示されている。		種吹付工、ボードプランター、苗木(法面に対して直角に植える)、切土のり面、標準取付図(菱形金網無し)、鉄丸ぎ(L=150mm)、改良客土(12リットル)、マサキ40%、糞合土壌改良材20%、有機質系土壌改良材20%、無機質系土壌改良材20%。
植生モルタル増厚吹付 A	(部分増厚三角網+苗木) 配置図: 2.0m x 2.0m grid. 断面図: 苗木を2.0m x 2.0mの枠内に設置し、部分増厚吹付を行う様子。金網、植生モルタル、部分増厚吹、苗木が示されている。		菱形金網、植生モルタル、部分増厚、苗木(法面に対して直角に植える)、補強枠、2.3リットル/箇所、正面図、側面図。
植生モルタル増厚吹付 B	(部分増厚柵+苗木) 配置図: 0.5m x 0.5m grid. 断面図: 苗木を2.5m x 2.5mの柵内に設置し、部分増厚吹を行う様子。苗木、増厚柵、金網、植生モルタルが示されている。		マルチング、高木苗木(法面に対して直角に植える)、補強枠、増厚吹、植生モルタル、菱形金網、菱形金網に掛ける、上部は増厚吹付Aで下部の施工は増厚吹付Bである、2.6リットル/m、菱形金網に掛ける。
法枠土のう	配置図: 2.0m x 2.0m grid. 断面図: 苗木を2.0m x 2.0mの枠内に設置し、法枠土のうを充填する様子。法枠、客土、苗木が示されている。		法枠、麻袋製の土のう(改良客土入り)、植生土のう、苗木(法面に対して直角に植える)。

図-1 工法説明図  
Fig. 1 Work procedure

## 6. 苗木導入工法の適用

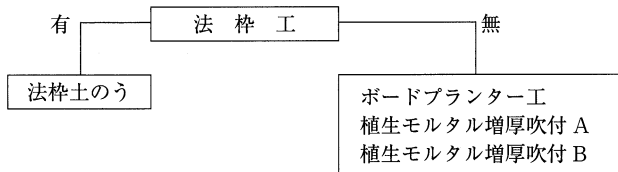
### (1) 導入範囲の設定

対象法面として選定した各法面のうち遠距離の視点場から見た場合、法面 2 が上段から 3 段目まで、法面 3 が上段から 7 段目までしか可視できないだけで、他の、法面については、最下段まで可視できた。導入範囲は、可視域を考慮しつつ最下段を除く 2 段目以降で法勾配が 1 : 1.0 よりも緩い法面を対象とした。

### (2) 土質区分等による工法の適用

適用工法を表-5 に示す。

表-5 適用工法  
Tab. 5 Employed vegetation



土質区分	ボードプランター	増厚吹付 A	増厚吹付 B
土 砂	○		
軟 岩	○	○	●
硬 岩	●	●	○

○印：主対象 ●印：場所によっては対象としている。

### (3) 植生工の進行状況に合わせた工法の適用

植生工事が先行している場合は、それに合わせた工法とした。増厚吹付 A まで進められている場合は、ボードプランター工によらず植生モルタル増厚吹付 A とし、また、すでに植生モルタル A または B が施工されている場合は増厚吹付ができないためボードプランター工とした。

## 7. 施 工

施工は、平成 8 年 11 月～平成 9 年 6 月にかけて実施した。本施工に先立って行われた試験施工により、秋植えが良好と判断されたが、実際には土工事工程の関係から遵守されていない。施工実績（表-6）及び施工状況を以下に示す。

### (1) 施工実績

表-6 施工実績  
Tab. 6 Work records

法面記号	工 法 名	施工本数	施工時期
1	ボードプランター	1,231	H. 8. 11
2	ボードプランター 植モル増厚吹付 A	251	H. 9. 06
		188	H. 9. 06
3	ボードプランター 植モル増厚吹付 A	570	H. 9. 06
		1,617	H. 9. 06
4	植モル増厚吹付 A	578	H. 8. 11

5	植モル増厚吹付 A	805	H. 9. 06
6	ボードプランター 植モル増厚吹付 A	120	H. 9. 06
		100	H. 9. 06
7	ボードプランター	978	H. 9. 05
8	ボードプランター	622	H. 9. 05
9	ボードプランター 植モル増厚吹付 A 法枠土のう	1,241	H. 9. 05～06
		246	H. 9. 05～06
		30	H. 9. 05～06
10	植モル増厚吹付 B	1,146	H. 9. 05～06
11	植モル増厚吹付 A	116	H. 9. 05～06
12	植モル増厚吹付 A ボードプランター 法枠土のう	79	H. 9. 05～06
		84	H. 9. 05～06
		102	H. 9. 05～06
13	植モル増厚吹付 A ボードプランター	33	H. 9. 05～06
		66	H. 9. 05～06
14	法枠土のう ボードプランター	547	H. 9. 05～06
		665	H. 9. 05～06
15	ボードプランター	91	H. 9. 05～06
16	ボードプランター	144	H. 9. 05～06
17	ボードプランター	108	H. 9. 05～06
18	ボードプランター	42	H. 9. 03
19	ボードプランター	404	H. 9. 03
20	ボードプランター	401	H. 9. 03
21	ボードプランター	122	H. 9. 03
22	ボードプランター	137	H. 9. 03
A	ボードプランター 植モル増厚吹付 B 法枠土のう	1,004	H. 8. 11～12
		1,966	H. 8. 11～12
		88	H. 8. 11～12
B	ボードプランター 植モル増厚吹付 B 植モル増厚吹付 B 植モル増厚吹付 B ボードプランター 法枠土のう	115	H. 8. 11～12
		279	H. 8. 11～12
		277	H. 9. 02～03
		135	H. 7. 10
		178	H. 7. 06
C	ボードプランター 植モル増厚吹付 B 植モル増厚吹付 B 法枠土のう	149	H. 8. 11～12
		160	H. 8. 11～12
		50	H. 9. 02～03
		211	H. 9. 02～03
D	ボードプランター 植モル増厚吹付 B 植モル増厚吹付 B	2,180	H. 8. 11～12
		768	H. 8. 11～12
		1,585	H. 9. 02～03

植モル増厚吹付 A = 植生モルタル増厚吹付 A (B も同じ)

### (2) 工法・時期別施工本数

工法・時期別施工本数を表-7、図-3 に示す。

表-7 工法・時期別施工本数  
Tab. 7 Number of trees planted by types and seasons

工 法 名	施 工 時 期			計
	H. 8. 11～12	H. 9. 02～03	H. 9. 05～06	
ボードプランター	4679	1106	4940	10725
植モル増厚吹付 A	578	0	3184	3762
植モル増厚吹付 B	3173	1912	1146	6231
法枠土のう	88	424	679	1191
計	8518	3442	9949	21909

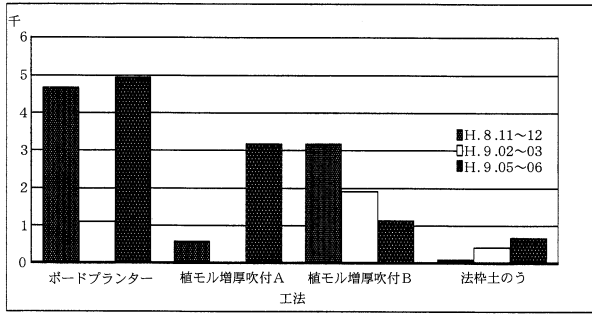


図-3 工法・時期別施工本数  
Fig. 3 Number of trees planted by types and seasons

(3) 施工方法

1) ボードプランターの場合

①安全設備の設置

法面作業のための安全ロープ等設置。

②位置出し・草刈り

配植図に従って植栽の位置を決めると共に、設置したときプランターが浮き上がらないよう設置面の草刈りを行う。

③客土混合・プランター製作

ボードプランター本体の組立とその中に充填する客土材の投入。

④運搬

セットしたプランターを荷揚機等で植栽地に運搬する。

⑤設置・植栽

プランターを位置出した場所に設置し植栽。

⑥かん水

植栽後一箱ごとに散水する。

2) 植生モルタル増厚吹付の場合

①増厚用補強枠の設置

法面に取り付けたラス金網を利用して増厚用の補強枠を設置する。

②植生モルタルを補強枠にも充填する。

③苗木植栽

植生が安定した後、位置出しと草刈りを行い苗木を搬入し補強枠内に植栽する。

④マルチングマットの布設

⑤かん水

8. 現況

(1) 活着率

岩屋西工事施工分、法面 1~6 及び室津工事分、法面 A~D について、植栽後の生育状況を調査し、その結果を活着率として、表-9 に示す (調査は平成 10 年 3 月 11 日と 24 日に実施)。なお、植栽後の維持管理として、法面 1~6 については、H.9.8.19~H.9.9.19 日のうち、8~9 日間かん水がなされた。

(2) 工法別・植栽時期別活着率

工法別・時期別活着率を表-9、図-4 に示す。

表-8 活着率

Tab. 8 Living rate of trees

施工	法面記号	段目	工法名	植栽本数	生存本数	活着率	植栽時期	
岩屋西工事	1	1	ボードプランター	11	8	73%	H.8.11	
		2	ボードプランター	45	29	64%	H.8.11	
		3	ボードプランター	98	63	64%	H.8.11	
		4	ボードプランター	182	62	34%	H.8.11	
		5	ボードプランター	288	120	42%	H.8.11	
		6	ボードプランター	303	158	52%	H.8.11	
		7	ボードプランター	305	214	70%	H.8.11	
	2	1	ボードプランター	103	70	68%	H.9.06	
		2	ボードプランター	148	115	78%	H.9.06	
		3	植モル増厚吹付 A	188	61	32%	H.9.06	
		3	1	ボードプランター	55	23	42%	H.9.06
			2	ボードプランター	156	95	61%	H.9.06
			3	ボードプランター	359	138	38%	H.9.06
		4	植モル増厚吹付 A	428	68	16%	H.9.06	
	5	植モル増厚吹付 A	333	77	23%	H.9.06		
	6	植モル増厚吹付 A	398	114	29%	H.9.06		
	7	植モル増厚吹付 A	458	307	67%	H.9.06		
	4	1	植モル増厚吹付 A	20	14	70%	H.8.11	
		2	植モル増厚吹付 A	106	78	74%	H.8.11	
		3	植モル増厚吹付 A	128	114	89%	H.8.11	
		4	植モル増厚吹付 A	146	131	90%	H.8.11	
5		植モル増厚吹付 A	178	161	90%	H.8.11		
5		1	植モル増厚吹付 A	52	15	29%	H.9.06	
		2	植モル増厚吹付 A	153	25	16%	H.9.06	
3		植モル増厚吹付 A	258	81	31%	H.9.06		
4		植モル増厚吹付 A	342	198	58%	H.9.06		
6		1	ボードプランター	55	10	18%	H.9.06	
	2	ボードプランター	65	26	40%	H.9.06		
	3	植モル増厚吹付 A	100	10	10%	H.9.06		
			計	5461	2585	47%		
室津工事	A	1	ボードプランター	408	210	51%	H.8.11~12	
		2	ボードプランター	596	345	58%	H.8.11~12	
		3	植モル増厚吹付 B	472	297	63%	H.8.11~12	
		4	植モル増厚吹付 B	647	439	68%	H.8.11~12	
		4	植生土のう	36	18	50%	H.9.02~03	
	5	植モル増厚吹付 B	847	305	36%	H.8.11~12		
	5	植生土のう	52	25	48%	H.9.02~03		
	B-1	1	ボードプランター	115	65	57%	H.8.11~12	
		2	植モル増厚吹付 B	126	85	67%	H.8.11~12	
	3	植モル増厚吹付 B	123	17	14%	H.9.02~03		
	※	B-2	1	ボードプランター	178	35	20%	H.7.06
	2		植モル増厚吹付 B	135	84	62%	H.7.10	
	3	植モル増厚吹付 B	153	17	11%	H.8.11~12		
	3	植生土のう	45	26	58%	H.9.02~03		
	4	植モル増厚吹付 B	154	27	18%	H.9.02~03		
	4	植生土のう	40	24	60%	H.9.02~03		
	C	1	ボードプランター	149	72	48%	H.8.11~12	
2		植モル増厚吹付 B	106	72	68%	H.8.11~12		
2		植生土のう	20	14	70%	H.9.02~03		
3		植モル増厚吹付 B	54	9	17%	H.8.11~12		
3		植生土のう	60	11	18%	H.9.02~03		
4		植モル増厚吹付 B	54	5	9%	H.9.02~03		
4		植生土のう	48	20	42%	H.9.02~03		
D-1		1	ボードプランター	456	293	64%	H.8.11~12	
		2	ボードプランター	715	468	65%	H.8.11~12	
		3	ボードプランター	902	432	48%	H.8.11~12	
	4	植モル増厚吹付 B	630	364	58%	H.8.11~12		
	5	植モル増厚吹付 B	712	265	37%	H.9.02		
	5	植生土のう	106	48	45%	H.9.02~03		
6	植モル増厚吹付 B	745	115	15%	H.9.02~03			
6	植生土のう	105	33	31%	H.9.02~03			
D-2	1	ボードプランター	107	52	49%	H.8.11~12		
	2	植モル増厚吹付 B	138	60	43%	H.8.11~12		
	3	植モル増厚吹付 B	128	53	41%	H.9.02~03		
			計	9362	4405	47%		

段目・上部からの、法面段数 ※印は工法別・植栽時期別活着率から除外した。

表-9 工法別・時期別活着率  
Tab. 9 Living rate of trees by types and seasons

施工月	工法名	植栽本数	生存本数	活着率
H. 8. 11	ボードプランター	4680	2591	55
H. 9. 06	ボードプランター	941	477	51
H. 8. 11	植モル増厚吹付 A	578	498	86
H. 9. 06	植モル増厚吹付 A	2710	956	35
H. 8. 11~12	植モル増厚吹付 B	3173	1948	61
H. 9. 02~03	植モル増厚吹付 B	1961	482	25
H. 9. 02~03	植生土のう	512	219	43
計		14510	7171	49

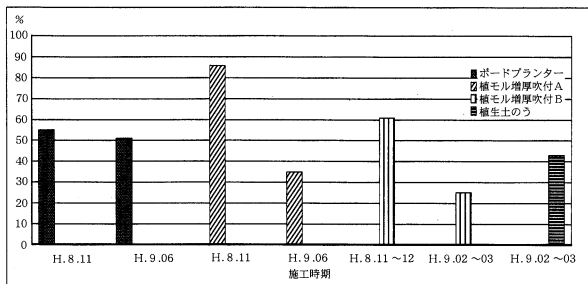


図-4 工法別・時期別活着率  
Fig. 4 Living rate of trees by types and seasons

(3) 期間中の降水量

施工時からH. 10. 2月現在までの降水量を図-5に示す。

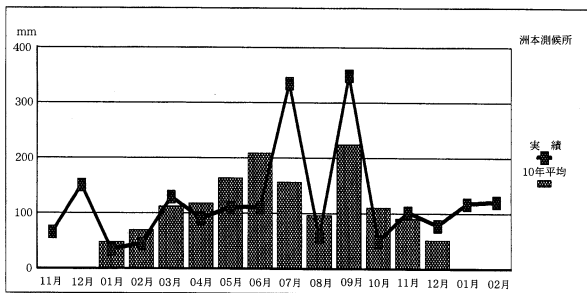


図-5 降水量  
Fig. 5 Rainfall

調査木全体の活着率は49%であった。また、秋植え(11~12月)の場合のみでは60%となった。一般的に植栽時期は、春、梅雨、秋といわれているが、切土法面のような過酷な場所では、植栽時期を遵守することが重要と言える。ちなみに、盛土法面の活着率は80%である。

(4) 生育状況(ボードプランターの例)

H. 8. 11月施工(1年4ヶ月经過)のウバメガシの生育状況を調査すると、その生育は良好で多くの新芽が発生していた。また、その根茎を見ると山側に顕著な発根が多数見られ、地山に深く侵入していた(写真-4・5)。これはウバメガシに限らず他の樹種についても新芽の状況から同様なことが推察される。このような状況になれば乾燥に対してもかなり抵抗力がついているものと思われる。

(5) 樹種別の活着状況

樹種別の施工数量が把握されていないため生存樹種から傾向を見たが樹種間の差は見られなかった(図-6)。



写真-2 生育状況(ウバメガシ)  
Photo. 2 Appearance (ilex)

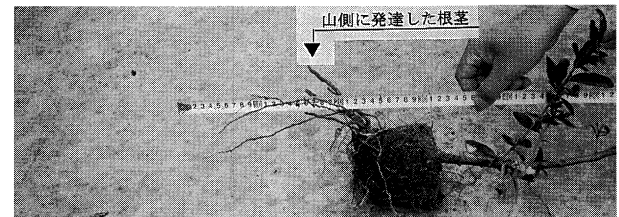


写真-3 根茎状況  
Photo. 3 Root condition

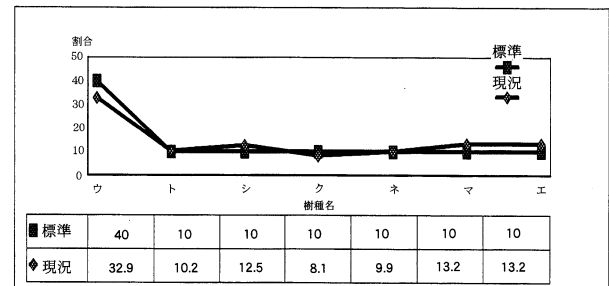


図-6 樹種間比較図  
Fig. 6 Comparison chart of species

8. あとがき

法面の樹林化はCO<sub>2</sub>固定による地球温暖化防止機能や多様な生物の生息環境創出など環境保全・創造に果たす役割は大きく、今後、一層推進が図られていくと思われる。一方、切土法面の樹林化は、その取り組みも比較的新しく解決しなければならない技術的課題も多い。今回導入した工法も活着率の向上についてさらに改善を図っていく工夫が必要と思われるが、樹林化の一事例として紹介させていただいた。

最後に切土法面の樹林化に携わった皆様に謝意を表します。

参考文献

- 1) 神戸・鳴戸ルート法面修景緑化調査  
平成6年3月 社) 道路緑化保全協会
- 2) 神戸・鳴戸ルート法面修景緑化調査(その2)  
平成7年3月 社) 道路緑化保全協会
- 3) 洲本工事事務所管内本線部造園設計  
平成7年3月 本州四国連絡橋公団

# 海外報告 (ベトナム)

Overseas Report (Vietnam)

維持施設部調査役 加島 延行

Nobuyuki Kashima



## 1. まえがき

平成9年8月と平成10年1月の2回（なんと、お盆とお正月です）、JICAの現地作業監理委員として生まれて初めて「ヴェトナム」（JICAの正式日本語表記です。以下「ベトナム」と言う）にそれぞれ1週間程度行ってきました。本報告は、ベトナムの現状を私が見て感じた範囲で紹介しながら、業務内容を絡めていくと言う整理にしてあり、紙数の関係から調査の内容はあまり詳しく有りません。もっと詳しい調査や計画の内容を知りたい方は、加島まで直接お問い合わせ下さい。

## 2. ベトナムという国

1976年に南北統一を果たしたベトナムは、20年以上経過した今、ベトナム戦争の後遺症を乗り越え、ドイ・モイ開放政策の中で、激しく変わろうとしています。

正式国名：ベトナム社会主義共和国  
首都：ハノイ市（人口約300万人）  
面積：約33万km<sup>2</sup>（日本から九州を引いた位）  
人口：約7300万人  
経済：一人あたりGNP190ドル  
社会：1995年7月からアメリカと国交正常化  
（図-1 ベトナム）

## 3. ハノイの道路・交通事情

今回の調査は、ハノイを取り巻く環状道路の南東4分の1の部分のフィージビリティ調査で東京で言えば環七と言う感じの道路です。（図-2 ハノイ環状道路の計画）

ハノイの町に入って驚いたのは、車がほとんど走っていないことでした。走っていたのは、75~150ccのバイク（日本のホンダスーパーカブで、ベトナムの人はこれを「ホンダ」と呼んでいました。）と自転車がほとんど



図-1 ベトナム

Fig.1 Vietnam

で、たまに走っている車はこれらの間を縫うように走っているという感じでした。（写真-1 ハノイ市内幹線道路の状況）

我々が使用した車は「ロジテム」というフランス系のような名前の運転手付きの車を手配するところで、海外からベトナムにきた人達はかなりこれを利用している様でした。この車の運転手は運転はできるし英語も片言な



写真-1 ハノイ市内の幹線道路

Photo.1 Trunk road in the city of Hanoi



写真-2 田園地帯の「パゴダ」

Photo.2 Pagoda in rural area

が喋れるというかなりエリートの部類に入るようでコミュニケーションも結構楽しかった。最後の日曜日には、「ビアホイ」と言う居酒屋のような所で一緒に蛇鍋をつつく仲になりました(蛇鍋は、おいしかったです)。今回の調査範囲となった環状道路では、途中でホン河(「紅河」と書く。赤土が流れているような河でした)を横断する箇所があるため、橋梁計画が重要なテーマになっています。ベトナム政府は、これを西暦2000年までに完成させたいと考えているようでしたが、もう少しかかるような気がしました。

この道路は国道としてではなく円借款による有料道路として整備する事になっているのですが、ハノイの有料道路(空港方面)の状況は、「道路を走っていると端の方におぼちゃん(おばちゃん)が立っていて、車がそちらの方に近づくので、あれ、みやげものでも買うのかな?」と思っているとペラペラの切符のようなものを買っている。するとそ

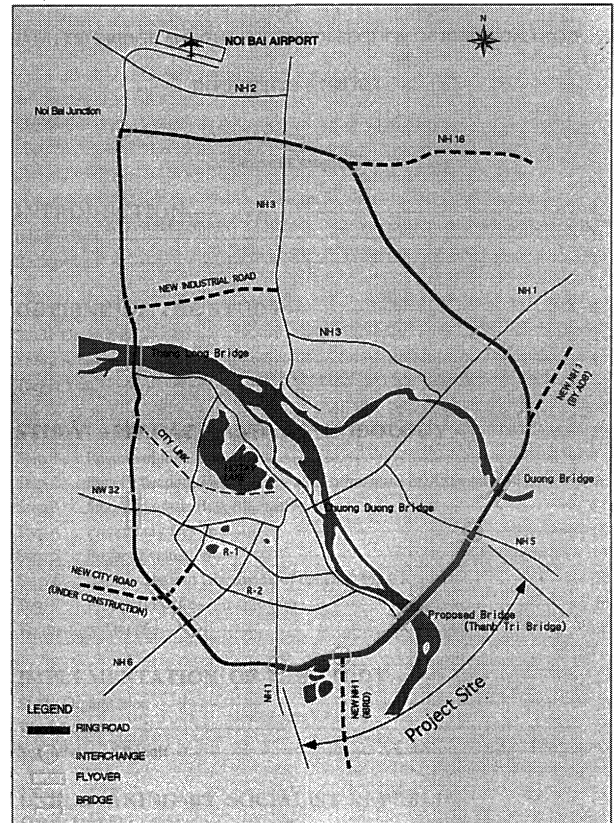


図-2 ハノイ環状道路の計画

Fig.2 Scheme of Hanoi ring road

のまま走っていくと小屋のような所にいたお兄さんがその紙を取って、「以上終わり」と言うような感じでのんびりしたものでした。

紅河を渡る橋梁計画については、中間報告段階でPCカンチレバー橋を1番に押し、運輸省の担当課長さんレベルでほぼ合意されていたところが、会議の最後で副大臣がシンボリックな所を重視して斜張橋も候補に残すと結論でまとめられたので、調査団は少し慌てました。

#### 4. あとがき

生まれて2度目の海外旅行がベトナムということでもかなり不安でしたが、実際行って見ると日本の昭和初期のようなのんびりした国でゆっくりできました。

今思い返してみるとベトナム運輸省の副大臣がルート選定のコントロールポイントの1つとして日本のお社のような「パゴダ」(写真-2)を歴史文化遺産として避けて欲しいと言われたのが印象的でした。私自身もひろびろとした田園地帯の中に忽然と現れる、日光東照宮の様な宗教施設にびっくりしたのですが、考えてみれば、20年前に北爆をうけて、いまでも不発弾処理が議題にあるハノイの郊外に無事に残ったこの「パゴダ」は、ハノイの人々にとって我々が考える以上に心の支えだったのかもしれない。

# ザンビア・ジンバブエ国 チルド橋の建設計画調査

Investigation on Construction Scheme of Chirundu Bridge in Zambia and Zimbabwe

第三建設局 向島管理事務所長 吉田好孝  
Yoshitaka Yoshida



## 1. まえがき

ザンビア (Zambia) 及びジンバブエ (Zimbabwe) 両国は、南部アフリカに位置する内陸国であり、大河ザンベジ (Zambezi) 川が両国の国境となっている (図-1)。ザンビアの首都ルサカ (Lusaka) とジンバブエの首都ハラレ (Harare) との間には往復2車線の幹線道路があり、正式な道路名はザンビア側が Route T2、ジンバブエ側が Route A1 というが、更にモザンビークのベイラ港までのルートを含めて、これらをベイラ回廊と言うこともある。このルートがザンベジ川を横断する付近はチルド (Chirundu) 地域といい、同名の町もある。直線距離でハラレ～チルド間が約 350 km、ルサカ～チルド間が約 100 km である。この付近で特に川幅が狭くなっている箇所を、オットーバイト (Otto Beit) 橋という吊橋で横断している (図-2、写真-3)。

オットーバイト橋は老朽化しているため、両国は橋を通行する車両を一度に1台限りと定め、また両国の通関施設なども十分とはいえないこともあって、橋の両側では慢性的に長距離トレーラー等の滞留が生じている。したがってこのような交通渋滞を解消できれば、両国間の人と物資の往来が促進され、産業振興に大いに役立つこととなる。

そのため、現状の改善方策の一つとして、橋の架け替え計画が浮上してきた。ザンビア、ジンバブエ両国政府は、日本政府に対し、オットーバイト橋に替えてザンベジ川に架ける新橋 (チルド橋; 仮称) の建設計画調査を要請した。日本ではこの要請を受けて JICA (国際協力事業団) が平成8年度に事前調査を開始した。平成9年度にはフィービリティ調査のため、現地調査団が編成されるとともに、作業監理委員会が設立された。筆者は同委員会の委員長として本橋の計画に関する審議を行い、平成9年度に2度の現地調査に参加した。以下はその報告である。

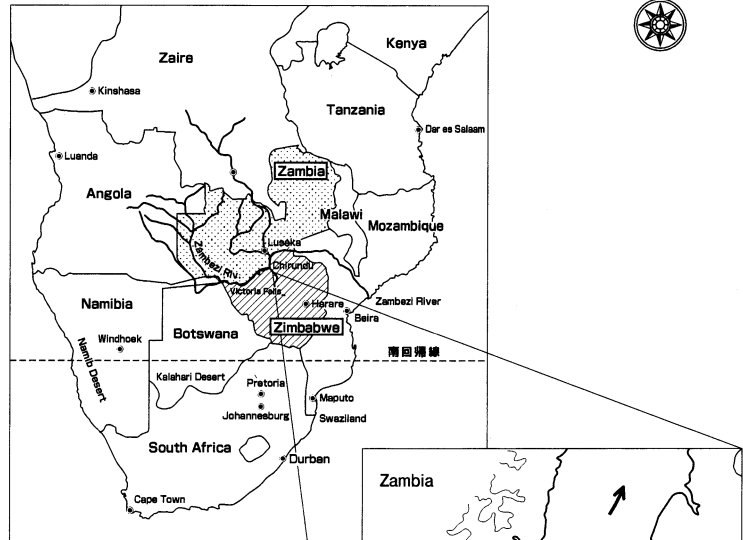


図-1 位置図  
Fig. 1 Location map

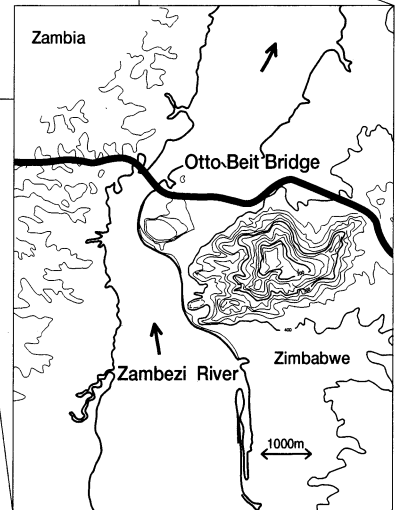
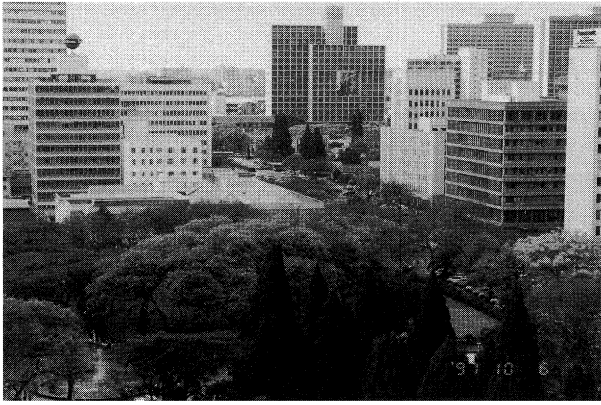


図-2 位置図  
Fig. 2 Location map

## 2. ザンビア・ジンバブエ両国事情

日本からはロンドンまたはパリへ直行便で行き、そこから更にジンバブエのハラレへ直行するか、または南アフリカのヨハネスブルク経由ハラレというコースが一般的である。ロンドン～ハラレ間も、機中で約11時間を要する長旅となる。



写真一 ジンバブエの首都ハラレ市内。ビル手前の公園はジャカランダが満開。

Photo. 1 The capital city-Harrare, full bloom of Jacarande in a park.



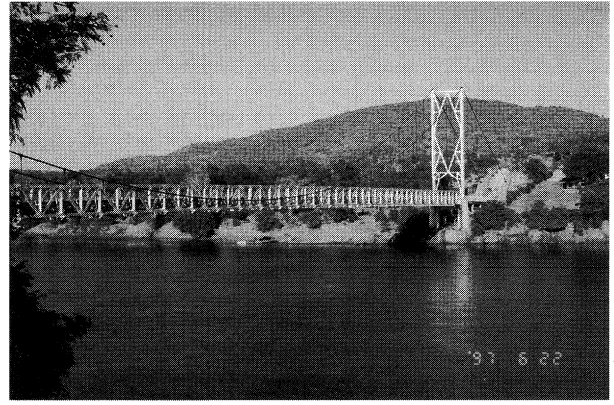
写真二 ハラレからチルンドへ向かうルートA1。国境ザンベジ川へは、あと30分くらいの距離。前方には幹の太いバオバブの木が見える。

Photo. 2 Route A 1 heading from for Cirundu. 30 minutes more to Zambezi River, the border of the country. Baobabs with thick trunk are seen ahead.

ジンバブエ国は、かつて北ローデシアといった。主な産業は銅を中心とする鉱業と農業である。一方、ジンバブエ国は元の南ローデシアであり、主要な産業は、たばこ、綿花、砂糖、小麦などの農業と、銅、ニッケル、アスベスト等の鉱業、繊維や衣料工業などである。我々日本人にとっては、両国はリビングストンの探検物語でおなじみである。彼が発見した雄大なビクトリア瀑布は、ザンベジ川のチルンド橋架橋地点より470 km程上流にあり、ジンバブエ国にはリビングストンという町もある。

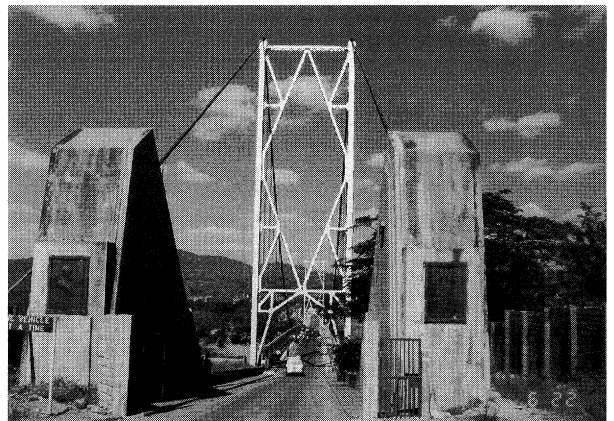
ジンバブエ国の首都ハラレは人口100万人を有する、にぎやかで大きな都市である(写真一)。独立後、10数年で急速に発展した都市だというのが、町は治安がよく、行き来する人たちの服装も、一般に小ざれいである。たまたま私が街中で見た二人連れの警官は、ピストルを所持せずパトロールしていた。しかし夜は危険なため、さすがに警官も小銃を携帯するという。

ハラレに比べると、ジンバブエ国の首都ルサカの街は活気に乏しく、夜の明かりも少ない。ジンバブエでは幹線道路は国境付近に至るまでセンターラインを設け、舗装



写真三 オットーバイト橋をザンビア側から見る。

Photo. 3 Otto Beit Bridge seen from Zambia side.



写真四 オットーバイト橋とケーブルアンカレイジ。左のレリーフは橋の建設功労者オットーバイト氏。

Photo. 4 Otto Beit Bridge and cable anchorage, relief on the left-hand side features Mr. Otto Beit, who has done a distinguished services on the construction.

部から更に4~5mの範囲の草を刈り込み(動物が突然道に飛び出すと危ないからだそうである)、維持管理に努めていた(写真二)。しかしジンバブエ国では、ルサカ市内においてもセンターラインの無い所が多く、アスファルト舗装が穴凹だらけの所もあって、経済事情の格差は歴然としていた。

ハラレ市内の目抜き通りの一角に、道路に沿って一段高く、板張りの歩行者用通路が設けてあった。アメリカ西部劇などでよくお目にかかる施設である。ジンバブエ国は1980年に独立したが、我々のドライバーが、「独立前は、前方から白人が来ると、黒人はこの通路から降りてお辞儀をしなければならなかった。すれ違うことなどできなかった。でも今は自由だ。」と誇らしげに言った。「free」という言葉に力がこもっていた。

ハラレ市内にはたくさんの並木がある。6月には南国らしいオレンジ色の花が美しかったが、この花の名前を現地の人に聞いても、誰も知らないのである。10月には高い並木に薄紫の花が咲き誇って、見事な景観であった。この花はジャカランダとって、国民の誰もが愛する日本の桜のような花であった。ただし、花の下でお酒を飲む習慣は全くないようである。



写真-5 橋上をザンビアからジンバブエへ向かうトレーラー。  
 Photo. 5 Trailer driving on the bridge, heading from Zambia for Zimbabwe.



写真-7 U型ボルトを用いた桁とハンガーの定着。  
 Photo.7 Installation of hanger to the deck with U-shaped bolt.

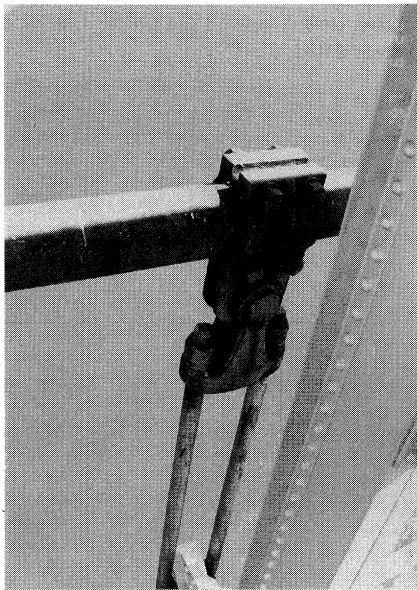


写真-6 センター付近のケーブルバンド部。  
 Photo. 6 Cable band near the span center.

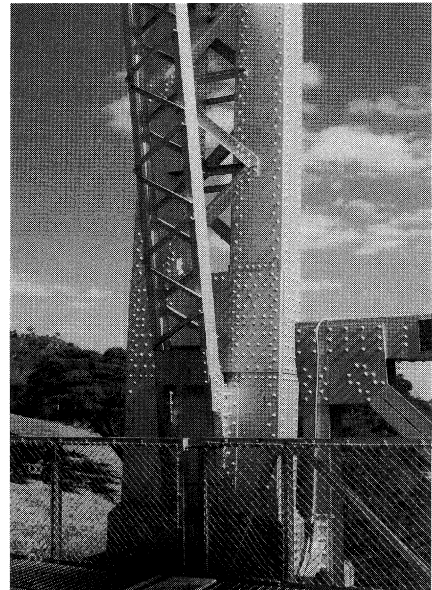


写真-8 主塔基部の構造  
 Photo.8 Structure of tower base.

### 3. オットーバイト橋

オットーバイト橋は、ザンベジ川にかかる支間長 320 m、車道幅 5.5 m の単径間吊橋で (写真-3、4)、60 年ほど前 (1939 年) にイギリスのオットーバイト財団が建設した。現在は同財団が橋の維持管理などの運営に当たっている。橋上から見た限りでは、橋はよく管理されており、ひどい腐食などは見あたらなかった。ただしさすがに老朽化が進んでいるため、55 t の車両通行制限を設け、また通行車両を 1 度に 1 台のみと定めている (写真-5)。

補剛桁は下路形式の垂直材付きワレントラスである。斜材や弦材はラチス構造を採用している。垂直材には I 形鋼を用いているが、一体の形鋼ではなく、フランジ部分にアングルを用いて、そのアングルとウェブ材をリベットで結合して I 形としている。塗装は溶融亜鉛メッキのようである。桁端の伸縮部分は鋼板で被覆してあ



写真-9 ザンビア側で通関待ちのトレーラーの列。ほとんどが重量 40~45 t の 6 軸車。  
 Photo. 9 A row of trailers waiting passage in Zambia side: almost all are 6-axle vehicles with weight 40 to 50 tons.

たため、伸縮装置の構造は不明であった。

ケーブル表面はきれいにワイヤーラッピングが施されているが、所々に赤錆が発生していた (写真-6)。ケー

表-1 ザンビア・ジンバブエ両国比較  
Table 1 Comparison of Zambia and Zimbabwe

項目	ザンビア共和国	ジンバブエ共和国
1. 国名	Republic of Zambia	Republic of Zimbabwe
2. 独立年月日	1964. 10. 24	1980. 4. 18
3. 面積 (km <sup>2</sup> )	75 万	39 万
4. 人口 (万人)	940	1150
5. 民族構成	バロツェ人 ベンバ人 トンガ人等 73 部族	シヨナ人 (70%) ンデベレ人 ヨーロッパ人等
6. 宗教	キリスト教 (80%) 現地宗教等	キリスト教 現地宗教等
7. 言語	英語 (公用語) ニャンジャ語等	英語 (公用語) シヨナ語 ンデベレ語等
8. 首都	Lusaka (98 万人)	Harare (102 万人)
9. GNP(US\$)	32 億 (340 US\$ /人)	61 億 (530 US\$ /人)
10. 主要産業	銅産業 農業	たばこ、砂糖、綿花、 金、クローム、銅、衣 料等
11. 通貨単位	クワチャ (Kwacha)	ジンバブエ・ドル (Z\$)
12. 平均寿命 (1992 年)	男 45 歳 女 46 歳	男 58 歳 女 62 歳
13. 乳児死亡率 (1992 年) (%)	7.2	6.1
14. 識字率 (1992 年) (%)	72.8	85.1

ブルバンドは縦割り型で、ハンガー（鋼棒）とはピン連結である。桁との定着は、U型ボルトでトラス下横構の横梁端部を直接支持する方法によっている（写真-7）。

主塔は鋼板をリベットで組み合わせて箱型にしており、その斜材や水平材は大組のラチス構造である（写真-8）。ザンビア側の主塔斜材をよく見ると、ポツポツと10数カ所に点があった。これは独立戦争時の弾痕だとのことである。

#### 4. チルンド橋の計画

ザンベジ川は赤茶色に濁った川で、ワニもカバもいる。既存のオットーバイト橋付近では川幅 300 m 程度、水深は最大 18 m 程度であるが、川幅の約 7 割が水深 10 m 以浅である。ここに新たな橋（チルンド橋）を架けて、現在の交通渋滞（写真-9）を解消し、両国の産業振興を図ろうという計画である。

橋梁形式としては桁橋、斜張橋、吊橋などを検討したが、建設費や開通後の維持管理費などを考慮すると、水深の浅い部分に橋脚を設けた PC 連続箱桁案が経済的である。ただし川の両岸には官公舎や村があり、周辺の灌木地帯には野生動物も生息しているため（写真-10~13）、これらの社会環境、自然環境に十分配慮した上で、ルー



写真-10 ジンバブエ側で、待機中のトレーラーの列を横切って現れた野生の象。しばらく草を食べた後、また道路を横断して密林の中へ去っていった。

Photo. 10 A wild elephant, crossing between the trailers in Zimbabwe, crossed the road and left for a jungle after eating grasses awhile.

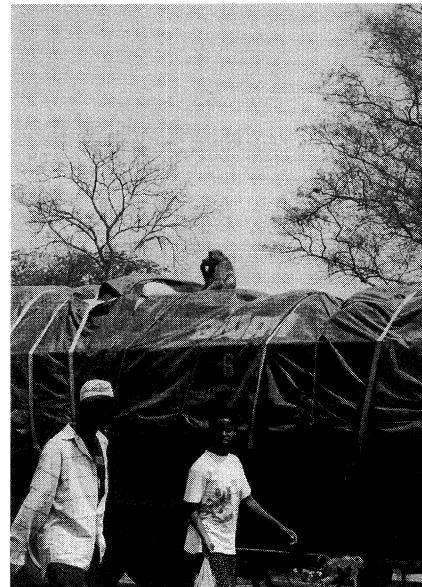


写真-11 通関待ちのトレーラーのシートをめくって、穀物を失敬するバブーン（サバンナヒヒ）。ジンバブエ側の税関付近では常時10数匹がたむろしている。

Photo. 11 Baboons turning a sheet over and pilfering grains from the trailers waiting for customs clearance, more than 10 head of them hanging around all the time near custom house in Zimbabwe.

ト選定を行うことになる。

両国との会議は、ザンビア国の Works and Supply 省道路局長、及びジンバブエ国の Transport and Energy 省道路局長以下の担当官らと行った。10月の再訪時には、日本側から具体的な方針を提示したため、両国からは何らかの意見が表明されることも予想していた。しかし両国は日本側の提案に十分理解を示し、Minutes 調印時にはザンビア国同省の Masaka 次官も出席されて、終始なごやかな雰囲気であった（写真-14）。

#### 5. あとがき

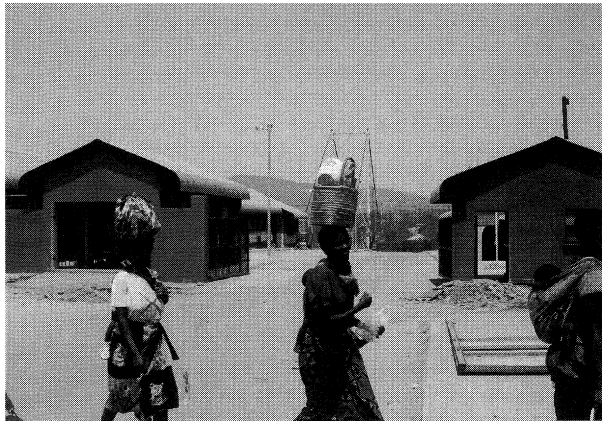


写真-12 オットーバイト橋のアンカレイジ近くで、荷物を運ぶザンビアの女性達。

Photo. 12 Ladies of Zambia carrying goods anchorage of Otto Beit Bridge.



写真-13 架橋地点付近の民家で、パンを焼くザンビアの母娘。愛想がいい。

Photo. 13 Mother and daughter with smile baking bread in private house near would-be-bridge site.

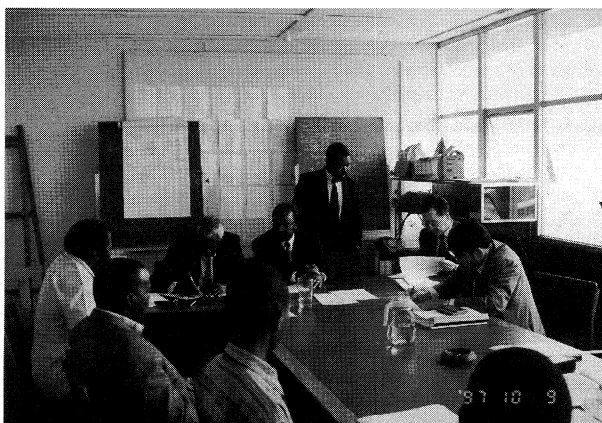


写真-14 会議風景。正面奥中央（着席）はジンバブエ道路局のMakadho局長、最も左側（白服）はザンビア道路局のMooya部長。

Photo. 14 Meeting scene, Mr. Makadho, the director general of Zimbabwe road administration in the middle back and Mr. Mooya, a director of the administration on the left-hand side.



写真-15 南アフリカとの国境で、ジンバブエへ入るトレーラー。このような6軸車はごく普通に見られる。

Photo. 15 A trailer entering Zimbabwe, typical 6-axle vehicle.

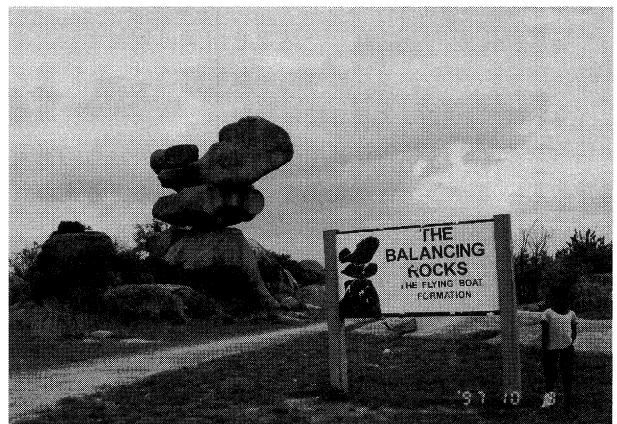


写真-16 ハラレ近郊の奇岩群。周辺の砂が風で飛ばされて、花崗岩が残ったといわれている。

Photo. 16 Group of strange rocks in the suburbs of Harare. It is said that granite was left after wind blowing sand away.

二国間にまたがる ODA 援助は、本橋の計画が初めてであるという。アフリカの他の国々からは内乱など物騒なニュースも伝わってくるが、ザンビア・ジンバブエ両国の間に外交上の深刻な問題はない。両国の人々は穏和で、部族間の小規模な衝突や独立戦争等わずかの例外を除くと、ほとんど戦争の歴史を持っていないそうである。近い将来、チルド橋が無事完成し、本橋が日本と両国の友好の証となることを願うものである。

いかにアフリカ内陸の国といえども、肉食の大型猛獣は遙か国境付近の限られた国立保護区にしか生息していない。ザンビア道路局の人は、最近 20~30 年でサイがめっきり減ってしまったと嘆いていた。サイはほとんどその角が目的で密猟され、アラビア人の短刀の鞘や、漢方薬として珍重されるという。すばらしい野生動物は、世界の宝であるということを彼らと話したりしたが、開発と自然保護はここアフリカでさえ難しい問題である。

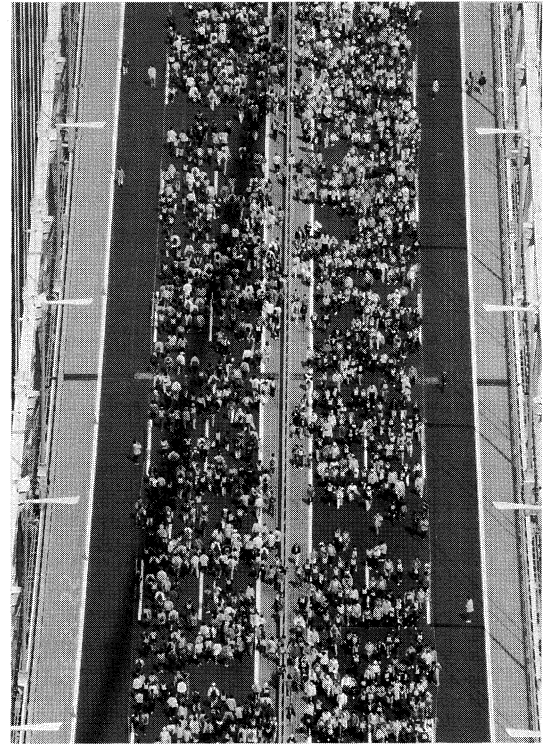
最後になりましたが、JICA 専門家（当時ジンバブエ国道路局勤務）の山根哲雄氏、建設省の水口辰夫氏、JICA の瀬戸健太氏、木藤耕一氏、甲斐武雄氏、北村義典氏に感謝の意を表します。

## ■明石海峡大橋Bridge Walk時変位計測

明石海峡大橋の橋体の完成から開通式までの間に、橋上で様々なイベントが開催されました。その中に、多くの歩行者が橋上を歩くイベント（Bridge Walk）が何度か実施されました。この機会に、Bridge Walk参加者を失礼ながらおもりと見立てて、3月14日、22日、23日に橋桁の変位計測を行いました。

ここでは、その中で最も大きな変位が観測された3月14日（変形形状は橋軸方向に対称に近い）、および、橋軸方向に逆対称に近い変位が観測された3月23日の計測例を図に示します。また、変位計測時点の歩行者数を写真から求め、各径間に載荷された荷重を概算（表参照）し、解析的に変位を計算した結果を同図に重ねて示します。図に見られますように計測値は解析結果と近い値となっています。他のケースでは計測値と解析結果に誤差が見られるケースもありますが、荷重強度・分布の推定精度のあいまいさ、温度変化などによるものと考えられます。

（文責：設計部設計第一課長代理 鳥海隆一）

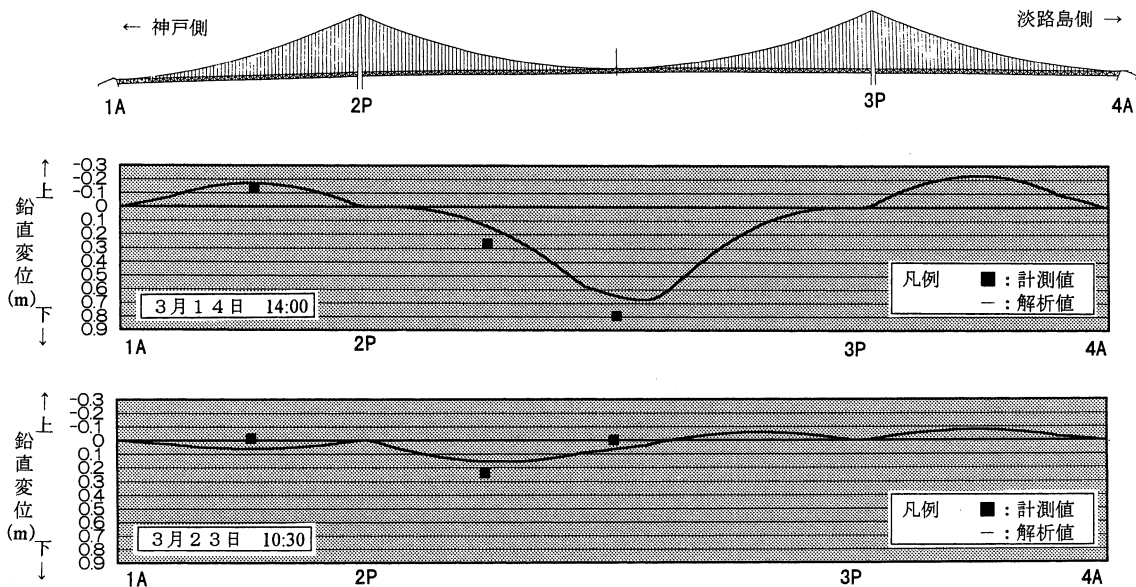


Bridge Walkの状況

表 活荷重載荷状態

日時	側径間 神戸側	中央径間		側径間 淡路島側
		神戸側	淡路島側	
3月14日14:00	歩行者952人 乗用車3台	歩行者1,003人 乗用車3台	歩行者なし 中央にバス26台	なし 自動車なし
3月23日10:30	歩行者2,478人 乗用車1台	歩行者3,220人 乗用車3台	歩行者なし 自動車なし	歩行者なし 自動車なし

注：荷重換算時、歩行者60kg/人、普通車1,700kg/台、バス15,500kg/台



Bridge Walk桁鉛直変位

## ■瀬戸大橋供用10年

平成10年4月10日で瀬戸大橋が供用10周年を迎えました。この間、瀬戸中央自動車道を通行した車は、約4500万台。関連する高速道路も順次整備され、着実に地域に欠かせない大動脈となってきています。

この日は、これを記念し、西日本中央連携軸沿線6県関係者を迎え、与島PAで「輝く未来への交流発展にむけて」と題した記念式典が行われました。また、JR四国では瀬戸大橋にSL列車（C56、総重量約220t、機関車動輪軸重約11t、6両編成）を初めて走らせ、好評を博しました。

第二管理局では、これにあわせ従来あった与島プラザ2階架橋展示室を一部リニューアルし、「中四（なかよし）さんかい交流プラザ」という情報発信・地域交流のために地元が参加できる新しい施設をつくりました。また、建設省岡山国道工事事務所が中心となって行っている高知～岡山道の駅連携実験の端末施設を与島プラザ1階の道路情報提供室に新設しました。この端末装置からは、両県各2箇所の道の駅周辺の観光地・イベント・通



行規制情報などの地域情報を見ることができます。また、近隣自治体や本四公団のホームページにもアクセスできるようになっています。これら瀬戸大橋沿線地域の交流発展のための、新しい情報発信施設をどうぞご利用ください。

（文責：維持施設部道路維持課長代理 小林義弘）

## ■高架橋最後の大ブロック架設完了（小浦高架橋）

小浦高架橋は、来島大橋9Pから今治北ICを結ぶ橋長1,510mの長大高架橋である。前半部（9P～P6橋脚、延長580m）は（3+3）径間連続鋼床版箱桁橋、後半部（P6橋脚～A1橋台、930m）がPC（6+7+4）径



大ブロック架設状況（小浦高架橋）

間連続ラーメン箱桁橋となっており、鋼橋部については、P3～P6橋脚間の主桁架設がベントを用いたクレーン架設工法により既に完了している。残る9P～P3橋脚のうち、9P～P1橋脚間について、さる4月5日に主桁（重量1,850t）の大ブロック架設を行った。これは、高架橋に限れば当公団の当面の建設計画における最後の大ブロック架設であった。

架設作業上の特徴としては、①架設桁長が150.5mと長い、②R=500mの曲線桁である、③作業海域が非常に狭い、④潮流等の自然条件が厳しい、ことなどがあげられ、架設作業には作業半径及び揚程より4,100t吊起重機船（FC船）が使用された。

作業は、4月3日のFC船作業海域入域に始まり、4日に台船（14,000t積）からの水切、5日午前6時からの架設準備作業を経て、同日午前11時7分から巻き上げを開始し、午後15時25分に無事架設が完了した。

今後の作業予定としては、残るP1～P3橋脚間の架設を6月末までに完了させ、引き続き付属物の架設を行っていく予定である。

（文責：工務部工務課長代理 上村博文）

## ■新尾道大橋側径間送出架設完了

新尾道大橋の上部工工事については、昨年4月から主桁の製作に着手し、12月からは架設工事にも着手した。

主桁の架設工法としては、向島側側径間部は一般的なベントを使用したクレーン架設工法（一部に張出架設工法を併用）であるが、尾道側側径間部については、JR山陽本線、国道2号線と交差しているため、手延べ機を

使用した送出工法が採用され、去る4月22日から5月15日にかけて架設が行なわれた。

作業手順としては、1A～2P間にベントを設け、1Aからベントまでの主桁についてクレーン架設を行い、この主桁上と橋台背面の土工部を作業ヤードとして主桁及び手延べ機を組み立て、2Pへと送り出した。

架設した主桁の概要は下記に示すとおりであり、実際

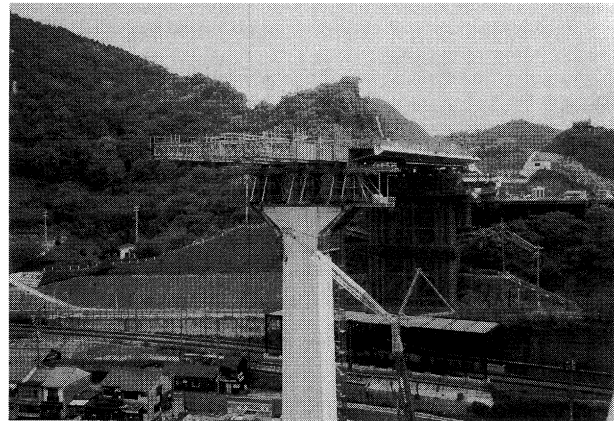
の架設作業はJR山陽本線の運行スケジュールを考慮して、22時から翌日5時までの夜間に、現地を列車が通過する時間帯には一時作業を中断する間合作業として、安全を確認しつつ慎重に行った。なお、前述の作業期間には4月26日から5月7日までの休止期間を含んでいる。

送出架設を行った主桁の概要

- ①桁 長：65.38m
- ②桁 幅：25m
- ③桁重量：約1,100t

今後の作業予定としては、塔架設を5月末から開始して6月末までに完了させ、6月24日頃からは主桁の直下吊り架設に着手してゆく予定となっている。

(文責：工務部工務課長代理 上村博文)



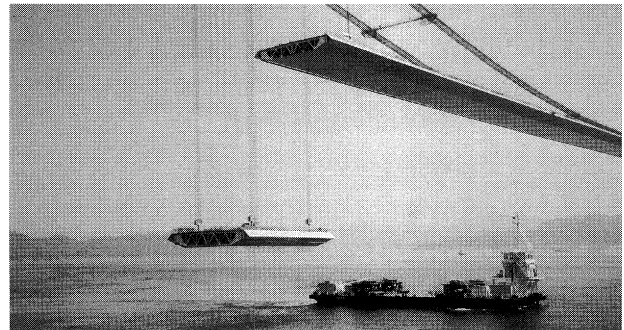
送出作業状況 (新尾道大橋)

### ■来島大橋 航路内直下吊架設完了

5月14日に来島第二大橋中央径間補剛箱桁の第19ブロックの架設が直下吊架設工法により完了した。これにより、来島大橋の航路内直下吊架設はすべて完了したことになる。当日架設された第19ブロックは、ブロック長36.3m、本体重量約441t、全重量約500tであった。

残る中央径間航路外と4A側側径間部の架設を進め、8月中旬頃までに全ての架設を完了させる予定となっている。

(文責：工務部工務課長代理 上村博文)



第19ブロック直下吊架設状況 (来島第二大橋)

## 文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'97.10~'98.6月HOLMES登録分

◎著者欄の\*印は公団以外の人

題名	著者	雑誌名	巻号	年月	頁
吊橋主塔の振動実験	麓興一郎, 佐々木雅敏*, 宮崎正男*, 中村 幸*	橋梁振動コロキウム'97		1997.10	183-188
AE法による長大吊橋エンドリンクの機能診断	池田定三, 吉澤光男*, 岩井邦夫*	第11回アコースティック・エミッション総合コンファレンス論文集		1997.11	239-244
開通を待つ世界最長の吊橋”明石海峡大橋”	金沢克義, 十河茂幸*	セメントコンクリート No. 611		1998.01	36-40
世界最長のつり橋	加島 聰, 北川 信	日経サイエンス		1998.03	42-50
来島大橋の地質地盤調査	加島延行, 宮島圭司*	基礎工 '98.3		1998.03	77-80
明石海峡大橋の建設(3)	栗野純孝, 下村 稔	土木技術	53 5	1998.05	59-65
明石海峡大橋の橋面舗装	淵田政信*, 栗野純孝, 森下尊久, 福岡修一*	舗装	33 5	1998.05	3-7
構造変化を考慮した吊橋主塔のH $\infty$ ロバスト制振	麓興一郎, 中田成幸*, 大森龍一郎*, 宮西靖詞*, 久谷益士郎*, 井上浩男*	日本機械学会論文集C編		1998.06	

# 神戸・鳴門ルート陸上部公表論文一覧表

表題	執筆者	掲載誌等	発表年月
<b>全体</b>			
地質調査(神戸～鳴門ルート)	越智啓登	施工技術	1973.05
施工計画(神戸～鳴門ルート)	六車真一	施工技術	1973.05
施工計画(神戸～鳴門ルート)	六車真一	施工技術	1973.05
Aルート上部工	保田雅彦	橋梁と基礎	1973.10
<b>舞子トンネル</b>			
舞子トンネルの計画・設計について	森章	第18回日本道路会議論文集	1989.07
本四連絡橋「神戸～鳴門ルート」神戸側陸上部舞子トンネル建設工事	蟹沢康人、河野英雄、鳥居聡	土木施工	1991.10
未固結砂礫層の地下水位以下の施工について	蟹沢康人、河野英雄、鳥居聡	第19回日本道路会議論文集	1991.10
トンネルボーリングマシンによる花崗岩掘削 - 舞子トンネル準備工事 -	土山正己、河野英雄	建設の機械化	1991.12
市街地硬岩部をTBMで掘削 本四連絡道舞子トンネル	蟹沢康人、河野英雄、鳥居聡	トンネルと地下	1992.07
直径5mのTBMで硬岩に挑む 本四連絡橋舞子トンネル	河野英雄、藤原洋一、三島功裕	トンネルと地下	1994.02
各種掘削工法を用いた山岳トンネルの設計と施工	森章	第42回道路講習会	1995.03
大断面土砂トンネルにおけるアンブレラ工法を用いた上半先遣ベンチカット工	村田正信、岡澤達男、三島功裕	土木学会誌	1995.04
<b>舞子高架橋</b>			
舞子高架橋上部工の構造と施工	山田郁夫	土木施工	1996.07
広幅員PC連続ラーメン橋の設計と施工	山田郁夫、武田茂、内田誠二郎	第51回土木学会年次学術講演会	1996.09
舞子高架橋ケーソン基礎の施工	山田郁夫、西野直均、小河正次	本四技報 no. 81	1997.01
舞子高架橋	古家利彦、宮口典博	橋梁	1997.07
特殊架設作業車を使用したPC橋(舞子高架橋)の施工	室田敏	土木学会第52回年次学術講演会	1997.09
<b>松帆高架橋</b>			
松帆高架橋におけるアフターボンドPC鋼より線の施工	徳永剛平、吉中真一郎	本四技報 no. 80	1996.10
松帆高架橋	徳永剛平、加藤嘉津次、菊川雅之、奥田敏康	橋梁	1997.07
アフターボンド仕様PC鋼材による床版の設計・施工	加藤嘉津次、真嶺憲司、藤原正國、奥田敏康	橋梁	1997.07
<b>茶間川橋</b>			
コンクリートアーチ橋の耐震安全性について	吉田好孝、藤田和朗、貴志友基	第34回建設省四国地方建設局管内技術研究会論文集	1991.08
茶間川下部工工事における鉄筋補強土工法	佃長次	第4回	1994.07
茶間川橋の設計と施工管理	川戸彰、織田一郎	PC技術協会シンポジウム	1996.10
<b>門崎高架橋</b>			
門崎高架橋の振動実験及び風による振動計測	吉田修	本四技報 no. 36	1985.12
門崎高架橋のSRC	宮下力	第1回技術発表論文集	1991.06
門崎高架橋上部工の架設	今中靖雄、中尾俊哉	建設の機械化	1985.03
門崎高架橋上部工の架設(計画編)	宮下力、大橋治一、真辺保仁	本四技報 no. 26	1983.10
門崎高架橋上部工の設計・製作	土居敏彦、大橋治一、中尾俊哉	本四技報 no. 26	1983.10
門崎高架橋上部工の架設	宮下力、中尾俊哉、藤本勝武	本四技報 no. 21	1982.07
門崎高架橋ケーソン施工報告	宮下力、土居敏彦、矢野保広	道路建設	1984.10
本四連絡橋門崎高架橋の鋼床版橋面舗装工事	宮下力、中尾俊哉、山之口浩	本四技報 no. 22	1982.10
門崎高架橋の風洞試験	大島久、宮下力、大橋治一	本四技報 no. 19	1982.01
門崎高架橋の橋梁計画	宮下力、古家利彦、熊野喜彦	本四技報 no. 30	1984.07
門崎高架橋の橋面舗装	吉田修、中尾俊哉	本四技報 no. 30	1984.07
門崎高架橋準備工事	佐伯康二、森章、佐藤昭光	土木施工	1981.02
門崎高架橋建設工事の現況	高橋幸蔵、有田稔	橋梁	1980.04
門崎高架橋仮設橋撤去工事	湖田政信、川西芳則	本四技報 no. 41	1987.01
門崎高架橋橋脚工(SRC)の設計と施工	宮下力、森章、真辺保仁	第24回四国地方建設局管内技術研究会	1981.07
門崎高架橋の上下部工施工計画	松本弘輝、北川信	橋梁	1981.09
和泉層における地すべり及び復旧工事について	土居敏彦、古家利彦、矢野保広	第14回日本道路会議論文集	1981.10
門崎高架橋上部工の架設(架設編)	宮下力、大橋治一、真辺保仁	本四技報 no. 27	1984.01
<b>大鳴門橋</b>			
<b>■全体</b>			
大鳴門橋の建設計画概要	今中靖雄、井根勝重	サスペンションエージ	1976.00
大鳴門橋着工にあたって	下川浩資	サスペンションエージ	1976.00
大鳴門橋の施工計画について	今中靖雄		1976.07
大鳴門橋の施工計画	田島照義	鋼橋塗装	1978.07
大鳴門橋工事の計画と現況	田中淳之	橋梁	1980.08
大鳴門橋の設計概要	上田浩次、奥田基	橋梁	1981.09
長大橋の施工(上部工)	奥川淳志	JREA	1982.08
大鳴門橋建設工事の概要	田島照義	鉄鋼界	1985.04
Brooklyn 橋から大鳴門橋へ(吊橋上部工技術の100年間)	杉田秀夫、古屋信明	土木学会誌	1985.09
大鳴門橋建設をふりかえって	今中靖雄	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋の設計・施工(施工編・I)	小川英信、淵田政信	土木技術	1986.01
大鳴門橋の設計・施工(施工編・II)	小川英信、淵田政信	土木技術	1986.03
大鳴門橋(完成した橋梁のプロファイル)	新田篤志	橋梁と基礎	1988.08
<b>■下部工(一般)</b>			
本四連絡橋 大鳴門橋下部工の施工計画	今中靖雄	建設の機械化	1978.01
大鳴門橋下部工工事の進捗状況	松本弘輝	橋梁	1978.04
本四連絡橋大鳴門橋下部工の施工法	青木忠宗	兵庫県火薬類保全協会誌	1978.12
重錘式岩盤掘削機(神鋼KPC-1200型)その概要と施工実績	渡辺二郎	基礎工	1979.01
大鳴門橋支持岩盤の確認	宮島圭司	本四技報 no. 11	1980.01
大鳴門橋の下部工コンクリートの施工	森本隆也、山口浩二	セメントコンクリート	1981.01
ディストリビューティブームを用いたマスコンクリートの打設	金成猛	建設機械	1981.11
大鳴門橋基礎の挙動計測	樋口康三、小野下武	本四技報 no. 36	1985.12
<b>■アンカレイジ</b>			
大鳴門橋アンカレイジの施工報告	山口浩二	本四技報 no. 19	1982.01
<b>■主塔基礎</b>			
大鳴門橋下部工鋼製足場の設計波力について	松村存、田中宗博		1973.05
多柱基礎頂版の設計に関する一考察	松村敬一郎、保田雅彦、加島延行	土木学会年次学術講演会	1976.10
大鳴門橋における多柱式基礎の設計	上田浩司、土田泰秀	本四技報 no. 07	1979.01
海洋工事の諸問題(大鳴門橋下部工)	遠藤武雄	調査会講演会	1979.01
本四用海中ジャケット	田辺末吉、安井三雄、長谷川幸也	基礎工	1979.01
大鳴門橋多柱式基礎の設計	野村直茂	基礎工	1979.01
大鳴門橋多柱式基礎の施工報告	遠藤武夫、赤間信	本四技報 no. 10	1979.10
大鳴門橋多柱式基礎工事の実績	赤間信	建設の機械化	1981.02
大鳴門橋の多柱基礎工事(上)工事施工編(1)	青木忠宗	土木施工	1981.06

大口径杭基礎の設計・施工の考え方③多柱基礎の設計について	栗野純孝	基礎工	1981.08
大鳴門橋の多柱基礎工事(中)工事施工編(2)	青木忠宗	土木施工	1981.09
大鳴門橋の多柱基礎工事(下)工事施工編(3)	青木忠宗	土木施工	1981.12
大鳴門橋の多柱基礎工事(下)工事施工編(4)	青木忠宗	土木施工	1982.01
大鳴門橋における多柱基礎	古屋信明	第3回技術発表論文集	1993.07
<b>■主塔</b>			
大鳴門橋主塔の塗装	田中淳之、鈴木周一	鋼橋塗装	1980.04
大鳴門橋主塔の塗装	田中淳之、鈴木周一	鋼橋塗装	1980.12
大鳴門橋主塔風洞実験	田中淳之	本四技報 no. 16	1981.04
大鳴門橋主塔竣工	田中淳之	サスペンションエージ	1981.06
大鳴門橋主塔の耐震設計について	田中淳之、大倉幸三、竹村勝之	建設コンサルタンツ協会近畿支部第14回業務研究発表	1981.07
大鳴門橋主塔の制振対策-その1(風洞試験)	田中淳之、保田雅彦、斎藤通	第37回土木学会年次学術講演会概要集	1982.00
大鳴門橋主塔の制振対策-その2(長径間ローブを用いた制振装置の模型振動)	田中淳之、江草拓、高崎勝明	第37回土木学会年次学術講演会概要集	1982.00
大鳴門橋主塔の制振対策-その3(3P主塔実機強風応答観測)	田中淳之、山口浩二、江草拓	第37回土木学会年次学術講演会概要集	1982.00
大鳴門橋主塔の制振対策-その4(4P主塔実機強風応答観測)	田中淳之、山口浩二、小川一志	第37回土木学会年次学術講演会概要集	1982.00
大鳴門橋主塔工事の施工	田中淳之	建設の機械化	1982.02
大鳴門橋主塔の製作・架設	田中淳之	技報まつお no. 21	1982.07
大鳴門橋主塔の制振対策-その1(風洞実験)	田中淳之、保田雅彦、斎藤通	土木学会、全国大会	1982.10
<b>■補剛桁</b>			
大鳴門橋バックステイ径間の架設	多田和夫、赤間信	橋梁	1981.09
大鳴門橋バックステイ径間の実施設計	多田和夫、永井敏彦、奥村勝良	橋梁と基礎	1982.03
大鳴門橋補剛トラスの詳細設計(その2)	総田完治、下田幸義	技報まつお No. 4	1982.10
大鳴門橋補剛桁工事	山本知弘、牧野良一	技報まつお No. 5	1983.04
大鳴門橋バックステイ径間の製作	多田和夫	本四技報 no. 24	1983.04
大鳴門橋補剛トラスの詳細設計(その2)	総田完治、下田幸義	技報まつお No. 5	1983.04
大鳴門橋補剛桁工事	山本知弘、黒川豊	技報まつお No. 6	1983.10
調質鋼を用いたトラス弦材の疲労を考慮した製作	成宮隆雄、百瀬敏彦、中塚勲夫	官地技報	1985.01
大鳴門橋補剛桁架設工事の基本計画概要	高崎一郎、佐藤義夫、太田武美、後藤隆二	官地技報	1985.01
大鳴門橋の補剛桁製作工事	淵田政信、江藤隆男	本四技報 no. 34	1985.07
大鳴門橋補剛桁架設工事	淵田政信	本四技報 no. 36	1985.12
耐力点結付工法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質	高城信彦	本四技報 no. 63	1992.07
<b>■ケーブル</b>			
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	田中淳之	本四技報 no. 13	1980.07
塔壁直接伝達型サドル構造の検討	田中淳之、牧田孝二	橋梁と基礎	1981.05
大鳴門橋ケーブルサドルの設計	田中淳之、藤井裕司	本四技報 no. 18	1981.10
大鳴門橋ケーブルサドルの製作	鈴木周一	本四技報 no. 26	1983.10
大鳴門橋ケーブル製作	奥田基	本四技報 no. 27	1984.01
大鳴門橋ケーブルバンドの設計	淵田政信、鈴木周一	本四技報 no. 28	1984.04
側塔を有する吊橋のケーブル架設工法(大鳴門橋)	淵田政信、鈴木周一	本四技報 no. 30	1984.07
大鳴門橋の1A・ケーブルアンカーフレーム掘付工事、ケーブル架設工	後藤隆二	官地技報	1985.01
大鳴門橋ケーブル工事-その品質・精度	多田和夫	本四技報 no. 36	1985.12
<b>■設備</b>			
大鳴門橋主塔電気設備	中島国雄	建設電気技術	1982.00
大鳴門橋動態観測システム	多田和夫、亀山正俊、森下尊久	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋関連区間の維持管理設備	谷口肇	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋の橋梁点検補修作業車	成田秀志、古賀昇	橋梁と基礎	1986.08
<b>■その他</b>			
大鳴門橋5Aのり面補強工事	村上憲司、岡本泰臣	プレストレストコンクリート	1982.09
本四連絡橋大鳴門橋および関連区間の舗装工事(上)	山口浩二、淵田政信、鈴木周一	舗装	1985.07
本四連絡橋大鳴門橋および関連区間の舗装工事(下)	山口浩二、淵田政信、鈴木周一	舗装	1985.10
本四連絡橋大鳴門橋および関連区間の舗装工事(下)	山口浩二、淵田政信、鈴木周一、中尾俊哉	舗装 VOL. 20 No. 10	1985.10
大鳴門橋振動実験の報告	田中淳之、淵田政信、岩屋勝司	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋の橋面舗装	淵田政信、川西芳則	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋に関する二、三の想い出	小川英信	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋と関連区間の開通	奈良平彦彦	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋と関連区間の開通	松本弘輝	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋橋面工計画	金沢克義	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋照明用柱の耐風検討	山田勝彦、秋元茂男	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋の維持管理-主として塗装について-	成井信	鋼橋塗装	1987.09
大鳴門橋と風	鈴木周一	橋梁と基礎	1992.11
兵庫県南部地震における大鳴門橋の動態観測結果	河端哲郎	第5回技術発表論文集	1995.07
長大橋の健全度評価システムの開発	東塚則文	第5回技術発表論文集	1995.07
大鳴門橋における強風予測手法	柴川博一、岡本良行	第21回日本道路会議論文集	1995.10
兵庫県南部地震における大鳴門橋の動態観測結果	吉田修、河端哲郎、川上明彦	第21回日本道路会議論文集	1995.10
<b>■亀浦高架橋</b>			
亀浦高架橋の施工	富岡敏、山本茂樹	本四技報 no. 24	1983.04
亀浦高架橋	富岡敏	橋梁と基礎	1984.08
本四連絡橋・亀浦高架橋の施工	富岡敏	コンクリート工学	1985.08
<b>■撫養橋</b>			
撫養橋下部工事	早瀬正博、福本修三	橋梁と基礎	1982.03
撫養橋4Pオープンケーソン施工報告	大町武司、武山哲郎、中尾俊哉	本四技報 no. 21	1982.07
撫養橋	吉田修	橋梁と基礎	1984.08
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田修、加藤嘉津次	本四技報 no. 31	1984.10
撫養橋の風洞実験	田中淳之、多田和夫、長谷川芳巳	本四技報 no. 33	1985.04
撫養橋上部工の設計と施工	秋山晴樹、加藤嘉津次、秦健作	本四技報 no. 40	1986.10
多径間連続高架橋の設計	貴志友基	第4回技術発表論文集	1994.07
多径間連続高架橋の設計について	貴志友基	第38回四国地方建設局管内技術研究会論文集	1995.07
高架橋の多径間連続化における耐震設計	山岸一彦、池田博、大和屋豊	本四技報 no. 75	1995.07
撫養高架橋の多径間連続化について	谷口貴成	第21回日本道路会議論文集	1995.10
並列箱桁橋(撫養橋)の対風応答特性	高月俊治、貴志友基、尾関一成	第51回土木学会年次学術講演会	1996.09
撫養高架橋の動的解析	高月俊治、谷口貴成	本四技報 no. 80	1996.10
並列箱桁橋の対風応答特性	谷口貴成、木村一也、貴志友基	風工学シンポジウム(第14回)論文集	1996.12
撫養橋(上下線並列橋)の耐風応答特性	帆足博明、谷口貴成、貴志友基	本四技報 no. 82	1997.04
<b>■その他</b>			
伊弉高架橋下部工施工計画	植田正弘、才川勉、中村富二夫	本四技報 no. 25	1983.07
大鳴門橋関連区間の陸上部工事	西川雅博	本四技報 no. 36	1985.12
大鳴門橋関連区間陸上部橋梁の塗膜劣化調査	中元雄治	本四技報 no. 70	1994.04
淡路島側陸上部津名以北区間における大阪層群軟弱泥岩の現位置水平載荷試験	徳永剛平	本四技報 no. 72	1994.10
4車線化橋梁上部工事における免震支承採用事例	中西治	第5回技術発表論文集	1995.07

**本州四国連絡橋公団の基準類**

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は財海洋架橋調査会(TEL.03-3555-8361)で販売しています。

**\*仕様書・要領等**

土木工事共通仕様書	平成9年11月
調査等共通仕様書	平成8年4月
電気通信施設標準仕様書集	平成8年4月
図面作成要領(貸出しのみ)	平成10年4月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年1月
きれつの発生の一例	
維持修繕等共通仕様書	平成9年12月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成8年4月
機械設備工事施工管理要領(案)	平成8年4月
技術関係資料取扱要領	平成8年4月
長大橋梁点検要領	平成9年1月
一般橋梁塗替塗装要領	平成9年1月
海峡部橋梁塗替塗装要領	平成9年1月
定塗膜調査要領	平成9年1月
亜鉛めっき面用プラスト処理標準	平成9年1月

**\*設計基準額(上部工・設計編)**

上部構造設計基準・同解説	平成元年4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成5年9月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年4月
トラス構造設計要領(案)	平成5年9月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	昭和59年3月
設計要領・同解説	
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年9月
点検補修用作業車構造基準(案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)	平成5年9月

**\*設計基準類(上部工・製作・材料編)**

鋼橋等製作基準	平成5年5月
鑄鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年9月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)[平.9.1一部改訂]	平成2年4月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年9月
HBS高力ボルト類規格	平成4年8月
HBS鋼材規格[53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格・同解説	平成3年9月
HBS塗料規格(案)[平.6.10一部改訂]	平成2年4月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	平成5年9月
製作要領(案)	
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月

**\*設計基準類(下部工編)**

下部構造設計基準・同解説	昭和52年3月
仮設物設計指針	
[56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨・鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月
要領・同解説(案)	

重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準	平成2年8月
同解説(案)	
[付属資料]	

1. 低発熱型コンクリート仕様(案) 平成元年7月
2. 高性能AE減水剤品質規格(案) 平成2年8月

鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月

※表紙右上記号(ISSN 0912-6953)説明

ISSNはInternational Standard Serial Number(国際標準逐次刊行物番号)の略で、逐次刊行物に付与される国際的なコード番号で、ISSD(国際逐次刊行物データシステム)という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。田中聡史

**本四技報編集委員会名簿(五十音順)** 平成10年7月1日現在

編集委員長	北川信田中聡史
編集委員	上村博文酒井和吉
	大江慎一土屋義俊
	大島廣機寺嶋賢策
	大橋治一徳永剛隆
	小荻原勝也原海澤秀
	金崎智樹福永久
	木口淳一辺見泰造
	北口雅章山田郁夫
	栗原敏弘山田和彦
	小林義弘山田芳嗣
	古賀昇吉永優
	宮脇幸男(海洋架橋調査会)

**本州四国連絡橋公団**  
**HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY**  
 〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22  
 アーバンエース三宮ビル内  
 電話番号: 078-291-1000(代表)  
<http://www.hsba.go.jp/>

**本四技報 第87号**

発行 平成10年7月15日  
 監修 本州四国連絡橋公団  
 発行所 財団法人 海洋架橋調査会  
 〒104-0042 東京都中央区入船3-1-13  
 エーユー入船ビル4F  
 電話 03(3555)8361

発行者 大 富 宏  
 制作 ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

