

# マダガスカル共和国国道2号線 3橋整備工事の設計と施工

横山 浩之\*1・梶谷 孝志\*2・宮地 昭典\*3・中井 将博\*4

## 1. はじめに

マダガスカル共和国の国道2号線は、首都のアンタナナリボと東海岸に位置するマダガスカル最大の貿易港であるトアマシナ港を結ぶ延長360kmの国道である。また、トアマシナ港より輸入貨物の90%が同国道を經由して首都に輸送される最重要路線である。

本プロジェクトは、わが国のODA（政府開発援助）の無償資金協力によってトアマシナ近郊の国道2号線上の老朽化した1車線の危険な3橋梁を、2車線橋梁として新橋に架け替え、道路輸送を確保し、幹線道路としての機能を回復しようとするものである。なお、当工事の施工箇所である東部海岸地域は熱帯多雨地帯であり、乾期（4月～11月）と雨期（12月～3月）に大別される。東からの貿易風が中央高地でさえぎられるため雨が多く、トアマシナ地区では年間降雨日数258日、降雨量3444mmに達する。

3橋の工事概要は以下のとおりである（図-1）。

### (1) PK340橋梁（アンパシンボラ橋）

橋長：44m  
支間：2@21.24m  
幅員：9.8m  
上部工形式：PC 2径間単純T桁 10本  
下部工形式：橋台 逆T式橋台 2基  
橋脚 壁式橋脚 1基

### (2) PK335橋梁（アンタナナンボ橋）

橋長：66m  
支間：3@21.24m  
幅員：9.8m  
上部工形式：PC 3径間単純T桁 15本  
下部工形式：橋台 逆T式橋台 2基  
橋脚 壁式橋脚 2基

### (3) PK328橋梁（ファナンドラナ橋）

橋長：254.50m  
支間：29.30m+2@94.75m+34.30m  
幅員：6m  
上部工形式：PC 4径間連続箱桁  
下部工形式：橋台 逆T式橋台 2基  
橋脚 壁式橋脚 3基

以下に3橋梁のうち、PK328km地点のファナンドラナ橋の設計および施工について報告する。

## 2. 設計概要

### 2.1 設計条件および主要使用材料

ファナンドラナ橋の設計は、日本の道路橋示方書を適用することを原則として行った。

設計活荷重：B活荷重

幅員構成：全幅6.0m（車道4.0m，歩道1.0m）

平面線形： $R=13.0m \sim R=\infty \sim R=160m$

縦断線形： $i=0.4\%$ （ $\checkmark$   $\searrow$ ）

横断勾配： $i=3.705\%$ （ $\checkmark$ ） $\sim i=2.0\%$ （ $\searrow$ ） $\sim i=1.97\%$ （ $\checkmark$ ）

設計水平震度： $K_H=0.1$

温度変化： $\Delta T=\pm 10^\circ C$ （ $T=15.6^\circ C \sim 31.6^\circ C$ ）

架設工法：固定支保工，片持ち架設工法併用

主要使用材料：コンクリート 主桁  $\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$

橋脚  $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$

鉄筋 SD295

PC鋼材 縦締め 12S12.7mm（SWPR7B）

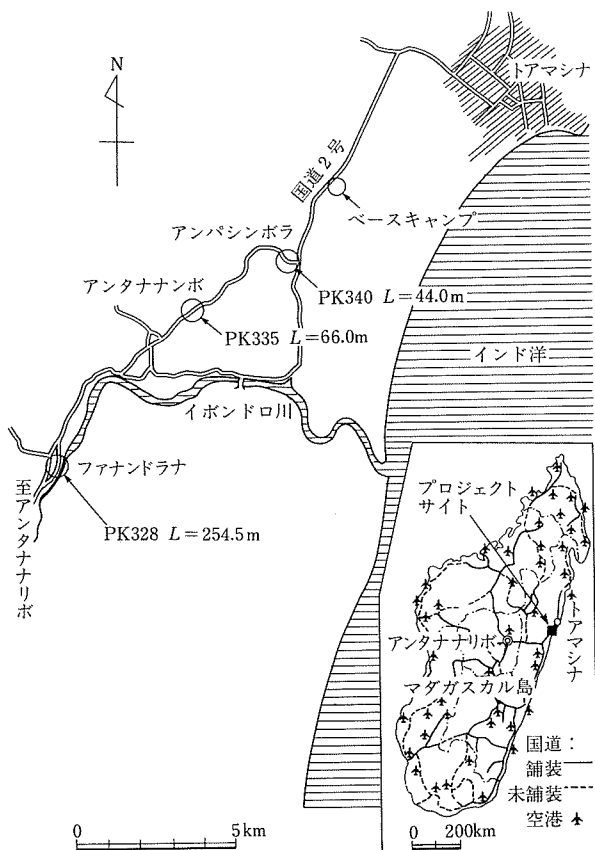


図-1 施工位置図

\*1 Hiroyuki YOKOYAMA：(株)長大 構造計画第二部 グループマネージャー

\*2 Takashi MASAYA：(株)ビー・エス 東北支店 土木部 工事長

\*3 Akinori MIYAJI：大豊建設(株) 海外事業部 国道2号線橋梁工事所長

\*4 Masahiro NAKAI：(株)ビー・エス 本社開発技術部 主任研究員

横締め 1S21.8mm (SWPR19)  
鉛直材 φ32mm (SBPR930/1 180)

2.2 橋梁計画

現橋は、幅員4.9mの鋼2径間連続トラス橋(95.0m×2)と両側径間にPC単純ポストテンション桁2連(30.0m×2)を配置した橋長約250mの橋梁である。

当プロジェクトの改修計画はこれを修復し、1車線の橋梁を新設することである。新橋の支間割りは、河川の流れを阻害しないように橋脚位置を現橋と一致させ、4径間とした。構造形式は、維持管理の容易さおよび構造の合理性より河川部を片持ち工法により架設するPC4径間連続箱桁が採用された(図-2)。

2.3 上部工の設計

(1) 主方向の設計

主桁断面形状は、1室箱桁断面とし、桁高は中間支点部5.0m、支間中央部2.5m、端支点部3.5mとなる変断面とした。桁下変化曲線は、一般的な2次曲線を採用した。箱幅は、橋軸直角方向の剛性の確保、支承の配置、PC鋼材配置を考慮して4.5mとした。上床版厚は、縦締め鋼材および横締め鋼材の配置から、中間支点部で38cm、中央径間部で30cmとした。下床版厚は、中間支点部では断面効率および圧縮応力度を考慮して70cmとし、中央径間部では、縦締め鋼材が配置可能な最小厚23cmとし、滑らかにすり付け、側径間部では、負反力低減の意味から70cm一定とした。ウェブ厚は、端支点部を除き、施工性を考慮して40cm一定厚とした(図-3)。

片持ち架設部のブロック割りは、一般型ワーゲンを日本から搬入することとして、その最大容量(200tf・m)、最大施工長(4.0m)より決定し、片側10ブロックとした(図-3)。

断面力の算出は、主桁箱桁断面を1本の棒部材に置き換え、変形法より次に示す仮定のもとに行った。

〔解析上の仮定〕

- ① 部材の断面諸元は、連続的な変化を直接考慮できないため、部材間一定として、解析した。
- ② 各支承部の支点沈下はないものとした4径間連続桁として解析した。
- ③ 主桁を直線で計画(曲線の影響は張出し床版で吸収)したため、橋面荷重、活荷重の偏載荷によるねじりの影響は無視した。
- ④ プレストレスによる2次断面力は、偏心モーメントを等価な鉛直力に置換する方法で求めた。
- ⑤ 完成系と架設系で構造系が変化するためクリープにより2次断面力が発生する。この2次断面力は、主桁完成後から発生するものとし、平均クリープ係数を用いたディシンガーの簡略式より求めた。

$$\Delta X_{\psi} = (X_0 - X_1) \times (1 - e^{-\psi})$$

ここに、

$\Delta X_{\psi}$  : コンクリートのクリープによる2次断面力  
 $X_0$  : 全支保工で一体施工した場合の桁自重とプレストレスによる断面力

$X_1$  : 施工段階(図-8)を追った主桁完成時の桁自重とプレストレスによる断面力

$\psi$  : 主桁完成時の平均クリープ係数

(道路橋示方書Ⅲより求め  $\psi = 1.9$ とした)

曲げに対する設計は、設計荷重時および架設時の曲げモーメントに対しPC鋼材(12S12.7B)本数および配置を決定し、断面照査(応力度および破壊安全度)した(図-4)。

せん断に対する設計は、設計荷重時に斜め引張応力度が許容値( $\sigma_{ta} = -9\text{kgf/cm}^2$ )を超過する断面には、鉛直鋼棒(φ32mm)を配置し、終局荷重時のせん断力に対し、せん断耐力をコンクリートおよび斜め引張鋼材(鉄筋、鉛直鋼棒)で確保できるように鋼材配置を決定した。

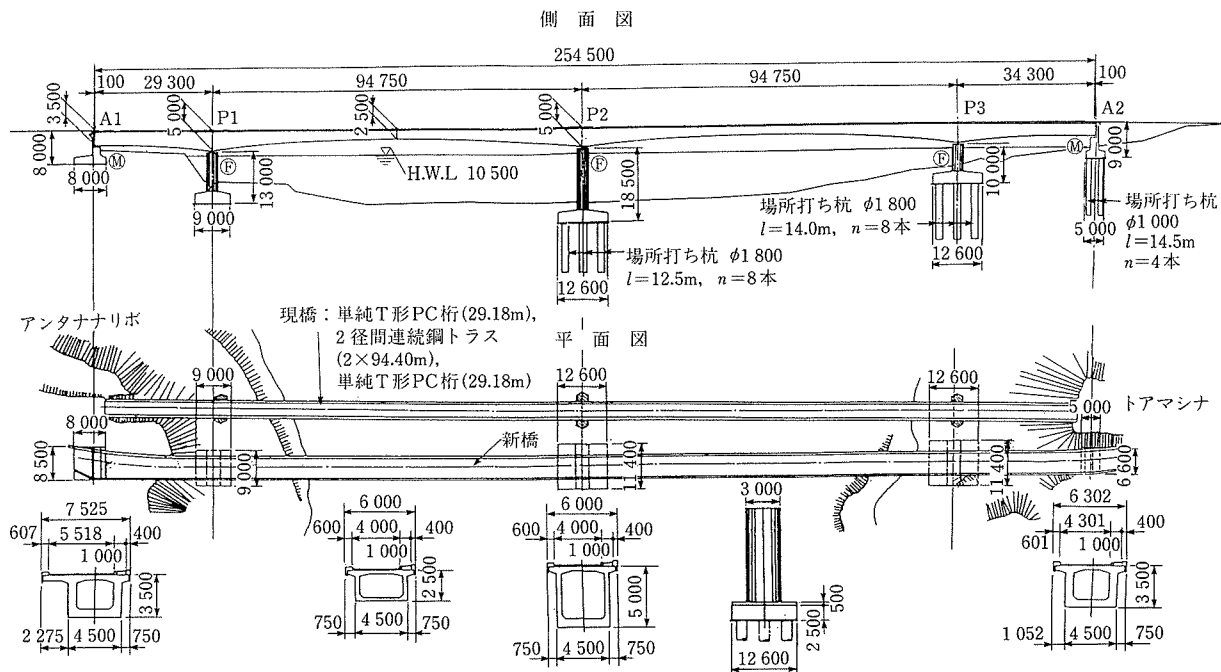


図-2 全体一般図

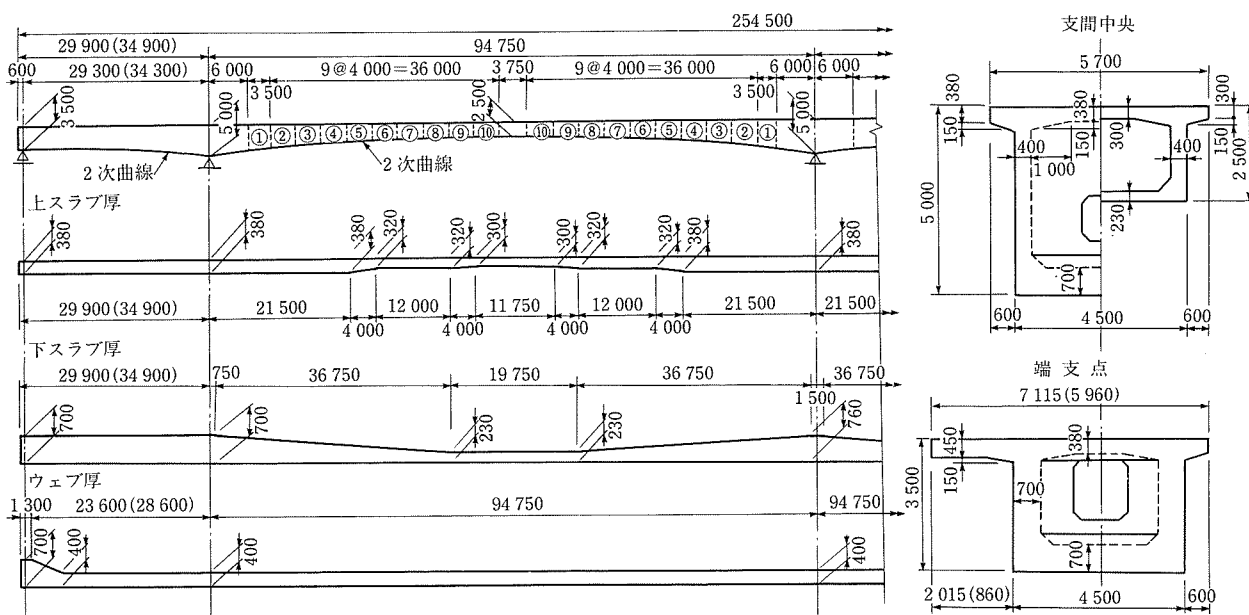


図-3 主桁断面図およびブロック割り

(2) 横方向の設計

横方向の設計は、主桁腹版中心に支承を設けた1mあたりのボックスラーメン構造として解析する通常の方法により行った。活荷重による曲げモーメントは、道路橋示方書の式より求めた。上床版は床版支間が3.0mを超えるためPC構造とし、下床版および腹版は、RC構造とした。PC鋼材は1S21.8mmを50cmピッチで配置した。

(3) 支承の設計 (表-1)

支承構造は、クリープ、乾燥収縮および温度変化により拘束力の低減および地震時慣性力の各橋脚へ均等化する意味からゴム沓による反力分散構造とした。ただし端支点は、スライド沓として、分散機構を明確化した。

表-1 各支承反力および寸法

	支承反力 (tf)		支承寸法 (a×b mm)
	最大	最小	
A1橋台	174	77	500× 550
P1橋脚	1 029	873	1 100×1 400
P2橋脚	1 024	909	1 100×1 400
P3橋脚	1 013	876	1 100×1 400
A2橋台	181	96	500× 550

A1, A2には負反力用鋼材による鉛直力を含む。

(4) 負反力に対する対応

本橋は、中央支間に比べ側径間が非常に短いため、端支点に完成系および架設系で負反力が生じる。負反力に対する方法として、PC鋼材で桁と橋台と緊結する方法および桁と橋台とをほぞ式抵着により負反力を橋台に伝達する方法とを比較した結果、施工の容易さおよび構造の簡易さより前者の方法を採用した (図-5)。PC鋼材により緊結する方法の問題点は、支承条件可動を満足する構造であること、定着部も含めたPC鋼材の防錆の問題および桁の水平移動により生じるPC鋼材の応力度増加 (疲労) の問題であった。PC鋼材は、横桁にジャッキスペースを考慮して設けたマン

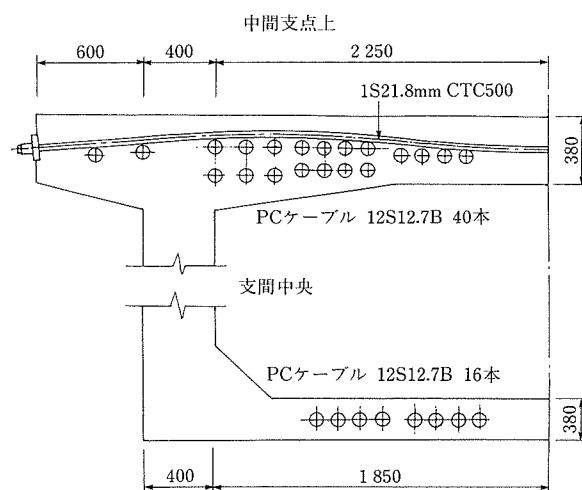
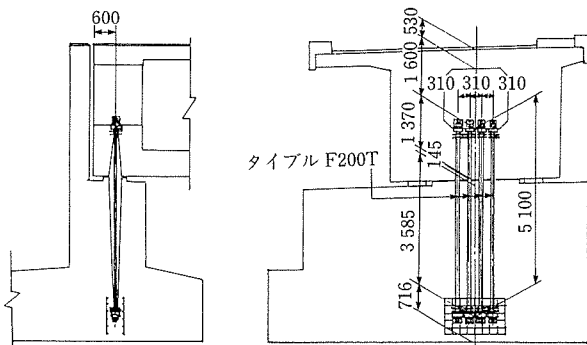


図-4 PC鋼材配置断面図

ホール部に配置し、緊張力は横桁を介して沓に伝達される構造とした。可動条件を満足させるために、シースはランベットシースとし、定着具は回転可能な構造とした。PC鋼材は、あらかじめ防錆処理を施してあるタイプル (F200T) を使用し、またランベットシース内には、防錆油を注入して防錆に対処した。桁の水平移動による応力増加は、2.0 kgf/mm<sup>2</sup> (≦5.0 kgf/mm<sup>2</sup>) であるため疲労に対しては問題ないと判断した。

何らかの原因でこのPC鋼材がすべて破断した場合について、全死荷重時と活荷重作用時について照査した結果を表-2に示す。全死荷重時の引張応力度は、ひび割れ発生限界 ( $\sigma_{cta} = -15 \text{ kgf/cm}^2$ ) 以下であり、また活荷重作用した場合でも破壊に対する安全度  $F$  (荷重係数は全荷重に対し1.0とした) は1.0以上確保されている。ゆえに、PC鋼材が破断しても全死荷重状態では、桁は十分健全であり、また活荷重が載荷された状態でも落橋する恐れはないと判断した。

この負反力対応用のPC鋼材を側径間施工終了後に一度に



負反力

	A1	A2
設計荷重時負反力 (tf)	-240	-103
照査式による負反力 (tf)	-361	-237
架設時負反力 (tf)	-250	-120
負反力用PC鋼材(F200T)	4本	3本

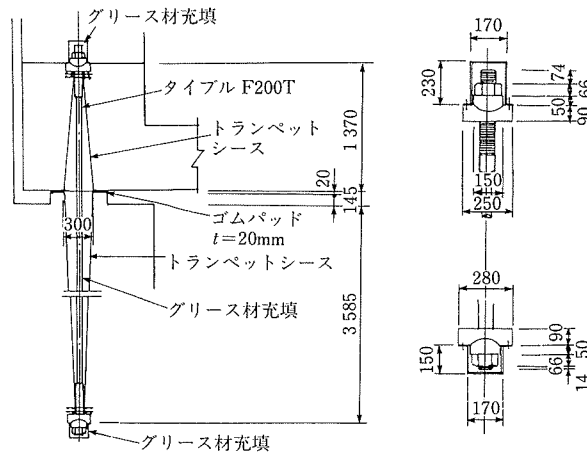


図-5 負反力用PC鋼材

表-2 負反力用PC鋼材破断時の照査

		P1-P2 支間中央	P2点上	P2-P3 支間中央	
曲げ応力	破断による曲げモーメント(tf・m)	1 266	-1 965	275	
	破断による	上縁(kgf/cm <sup>2</sup> )	33	-16	7
		下縁(kgf/cm <sup>2</sup> )	-42	15	-9
	全死荷重時	上縁(kgf/cm <sup>2</sup> )	79	38	70
下縁(kgf/cm <sup>2</sup> )		-14	99	-4	
破壊安全度	破壊抵抗曲げモーメント(tf・m)	7 656	-37 251	7 656	
	活荷重作用時曲げモーメント(tf・m)	6 318	-12 281	4 253	
	安全度	1.3	3	1.8	

全緊張力を与えるとゴム沓の支圧応力度が許容値 ( $\sigma_{ba}=1.25 \times 80=100\text{kgf/cm}^2$ ) を超過するため、側径間終了後(40tf/本)とワーゲン施工第8ブロック終了後(最終緊張力115tf/本)の2回に分けて緊張することとした。

PC鋼材の緊張力は横桁を介して、沓に伝達させる構造としたため、力の偏向により横桁下側に引張力が生じる。この引張力を簡易なトラスモデルにより求め、PC鋼棒  $\phi 32\text{mm}$  により十分な補強をした(図-6)。

#### 2.4 下部工および基礎工の設計

下部工高さは、本橋が跨ぐイボンドロ川が複断面と見なせる河川断面であることから、現通水部を含む定水敷は現河床から2.0mの根入れを確保し、それ以外の下部工は1.0mの根入れを確保して決定した。また右岸側A1橋台、P1橋脚

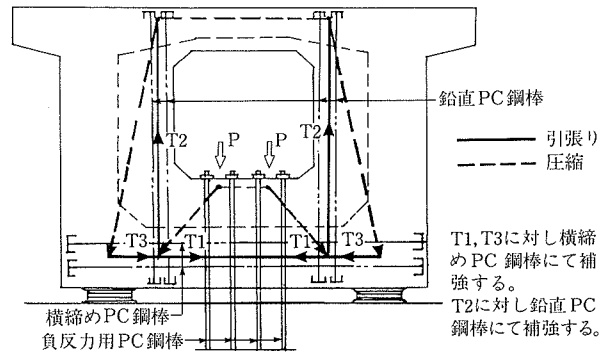


図-6 トラス理論による横桁部の補強

は、比較的浅い深度に支持層が確認されていることから、0.5m程度支持層への根入れを確保した。それらをもとに決定した下部工高さを表-3に示す。

表-3 下部工高さ

	下部工高さ
A1橋台	H= 8.0m
P1橋脚	H=13.0m
P2橋脚	H=18.5m
P3橋脚	H=10.0m
A2橋台	H= 9.0m

柱形状は、河川内の橋脚であることから小判形とした。基礎形式は、支持層深度の浅い右岸側A1橋台、P1橋脚は直接基礎、現通水部から左岸側までの支持層深度が深い部分については、杭基礎とした。杭種、杭径は本橋の荷重規模から、経済性に優れた場所打ち杭(アースドリル工法)  $\phi 1.8\text{m}$ を採用した。

#### 2.5 耐震設計

マダガスカルにおいては、地震観測が始められてまだ年月が経っておらず、一般に構造物の設計に対して地震の影響を考慮した例は、ほとんどない。しかし現状は、架橋地付近で大規模でないが地震が観測されており、地震の影響を考慮する必要がある。

したがって、本設計においては、架橋地点から500km~600kmの範囲において、マグニチュード6クラスの地震が発生すると想定して基礎地盤での設計基準水平加速度を0.15gと設定し、地震の影響を考慮するものとした。

### 3. 施 工

#### 3.1 下部工の施工

##### (1) 基礎杭工

基礎杭は場所打ち杭でアースドリル工法で施工した。P2橋脚は河川内であるので、基礎杭施工に先立ち仮締切り内の転石、流木を河床より2m撤去し、粘性土で置き換えた。また、ケーシングの根入れ深さ確保と使用機械での施工可能となる深さとするために、河川水位まで1.5m盛土を行った(図-7)。

##### (2) 構築工

##### ① 鉄筋工

鉄筋はD13~D29(SD295)でベースキャンプで加工し、そ

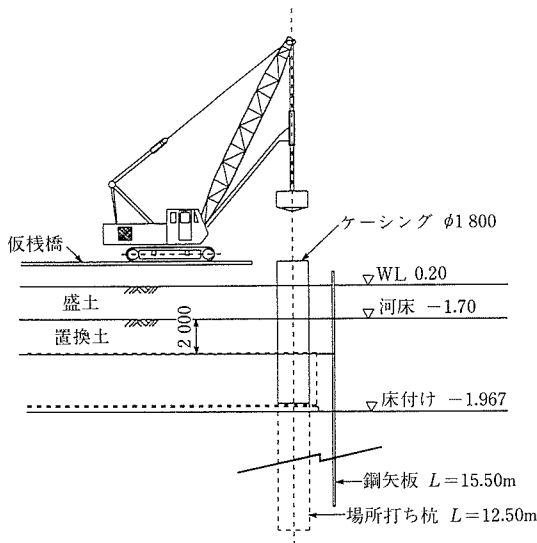


図-7 P2橋脚仮締切り内置换, 盛土

の後施工現場に運搬し組み立てた。なお、P2橋脚脚部の鉄筋継手は山留め位置等の問題により、機械式継手を用いた。

② 型 枠 工

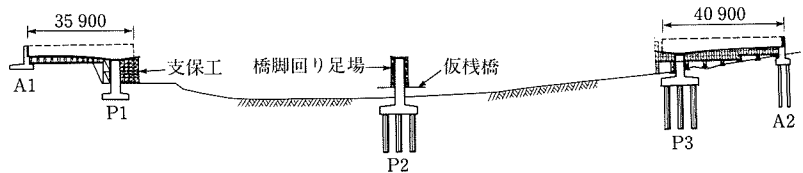
型枠は、フーチング部は木枠、脚部はメタル枠を使用した。型枠組立てに関して現地作業員はセパレータ、フォームタイを使用した経験がなく、作業手順等を作成し教育を行いつつ実施した(写真-1)。

③ コンクリート工

コンクリートはベースキャンプ内に設置したバッチャープラントで所定の配合で練混ぜ、打設箇所まで15kmアジテーターにて運搬した。打設方法はフーチング部をシュート、コンクリートポンプで、脚部をコンクリートポンプ(定置式: 打設能力35m<sup>3</sup>/h)およびコンクリートバケットにて打設した。P2およびP4橋脚のフーチングのコンクリート量は404m<sup>3</sup>であるので、打設に要した時間は44時間であった。打設時間が長時間を要したので作業員は3交代/日で作業し、打設に関しては現地作業員にバイブレータの取扱い方法から指導した。

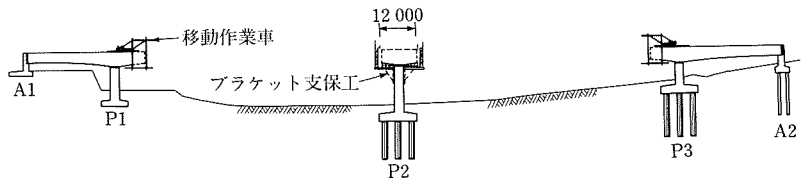
施工段階 1

- ① 側径間を支保工により施工する。
- ② P2橋脚部を施工する。



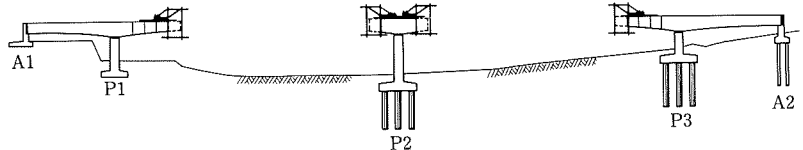
施工段階 2

- ③ P2橋脚上の仮支承施工後、柱頭部をブラケット支保工により施工する。
- ④ P1, P3に移動作業車を組み立てる。



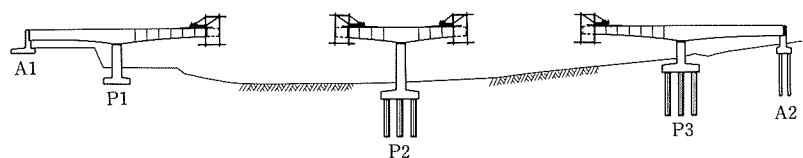
施工段階 3

- ⑤ P2に移動作業車を組み立てる。  
(P1, P3の移動作業車により張出し施工を先行する。)



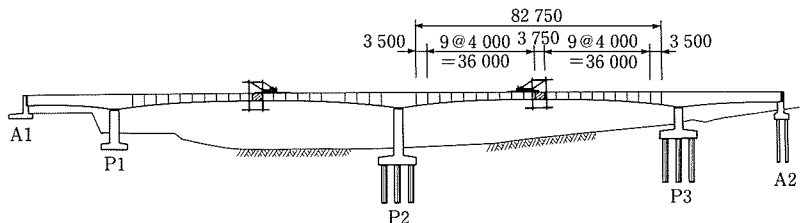
施工段階 4

- ⑥ 各移動作業車により張出し施工を行う。



施工段階 5

- ⑦ 移動作業車を用いた吊り支保工により中央部閉合を行う。
- ⑧ 橋体連結完了後、P2上のテンポラリーPC鋼棒解放・撤去および仮支承を解体する。



施工段階 6

- ⑨ 橋面作業車により地覆・高欄の施工を行う。
- ⑩ その他の橋面施工を行う。

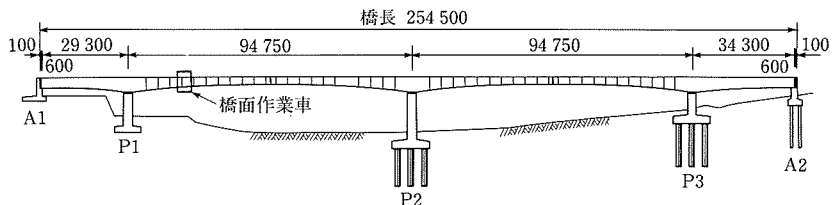


図-8 施工順序図

また、養生は表面を養生シートで覆い、湿潤状態を保った。

### 3.2 上部工の施工

#### (1) 施工概要

上部工の施工は、施工順序図(図-8)のとおり側径間は

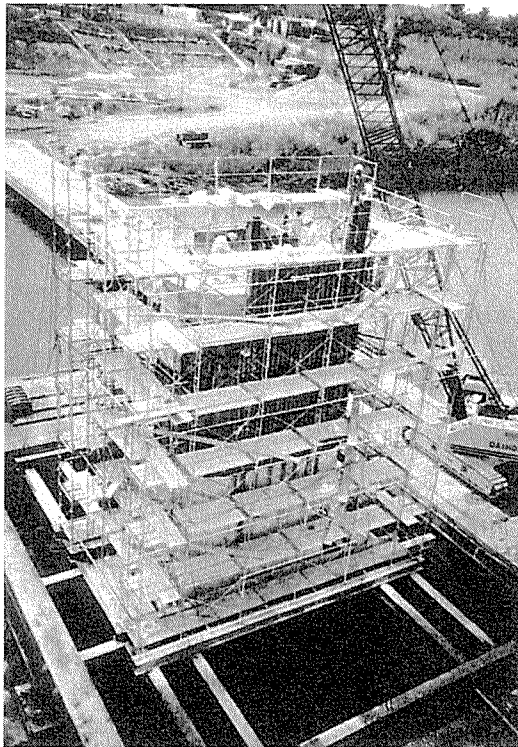


写真-1 型枠組立て状況

支柱式支保工、中央径間は移動作業車による張出し施工によって行った。また、本橋の開通時期が決まっていたため工程上、A1側径間とA2側径間が同時施工、移動作業車も4基同時に張出し施工する必要があった。

施工期間は実施工程(図-9)のとおり、平成9年1月～平成10年4月までの約15ヵ月である。これは日本で施工した場合に比べて、工期で約1ヵ月増、労務では約2倍を要した。

日本人スタッフは以下のとおりである。

- ① 施工管理技術者 6名
- ② 技能工(大工) 1名
- ③ 技能工(鳶工) 1名(1ヵ月)

労務は日本の約2倍を要したが、工期で大きな遅れがなかったことは、日本人の監視時のみではあるが、マダガスカル人の勤労意欲が予想以上に高かったことも要因の一つとして挙げられる。

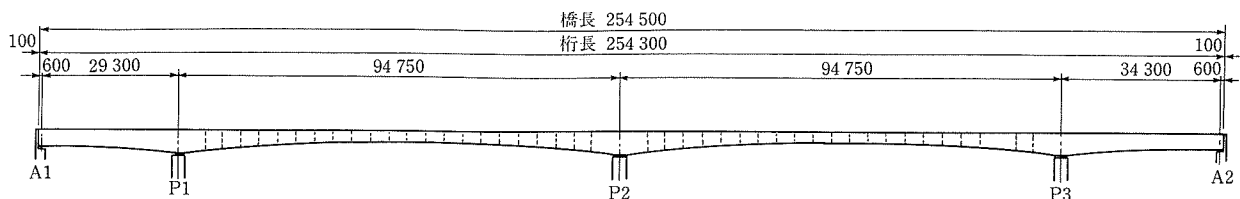
また、支保工等の資機材はすべて日本から調達し、施工後は機材のほとんどを日本に持ち帰った。

#### (2) 型枠・支保工

側径間部施工延長は、A1側35.9m、A2側40.9mと単純箱桁2橋相当分であった。図-10に側径間支保工図を示す。

張出し施工は、P2柱頭部をブラケット支保工(図-11)、張出し部および中央連結部は移動作業車(図-12)により行った。

また、側径間の型枠はすべて木製型枠とし、これを張出し施工の内枠および橋面施工に転用した。張出し施工の底枠・外枠は、鋼製型枠を使用した。



年度	月	上部工工程 (PK328)				
平成8年度	12					
	1	準備および基礎工				
	2				準備および基礎工	
平成9年度	3					
	4	側径間			側径間	
	5			脚頭部		
	6	No.1		柱頭部	No.4	
	7	ワーゲン組立て	No.2	ワーゲン組立て	ワーゲン組立て(9日)	
	8	10BL×13.5日 =135日	10BL×11.5日 =115日	10BL×11.5日 =115日	10BL×11日 =110日	
	9					
	10					
	11	No.1 解体	中央連結	P2 仮沓解体	No.4 解体	
	12	No.2 解体			No.3 解体	
	平成10年度	1				
		2	橋面工			
3						
4						

図-9 上部工実施工程表

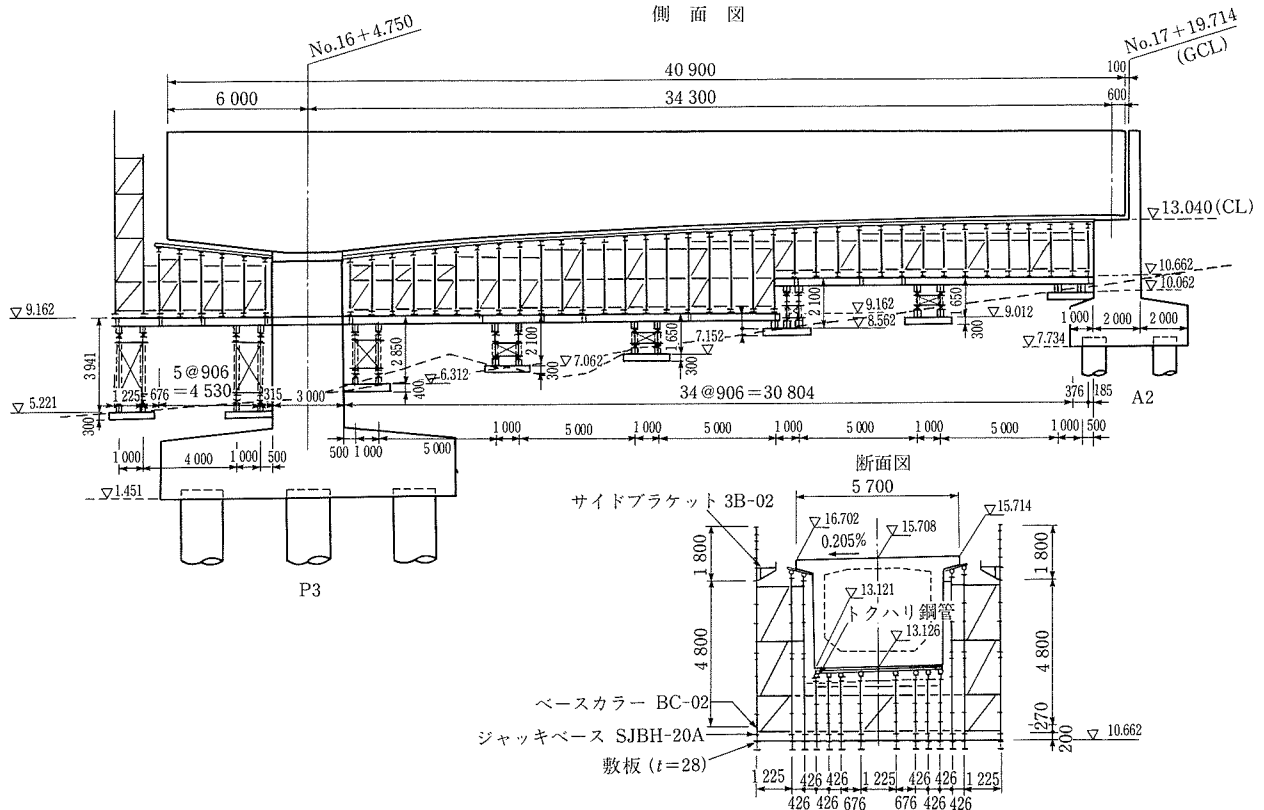


図-10 A2側径間支保工図

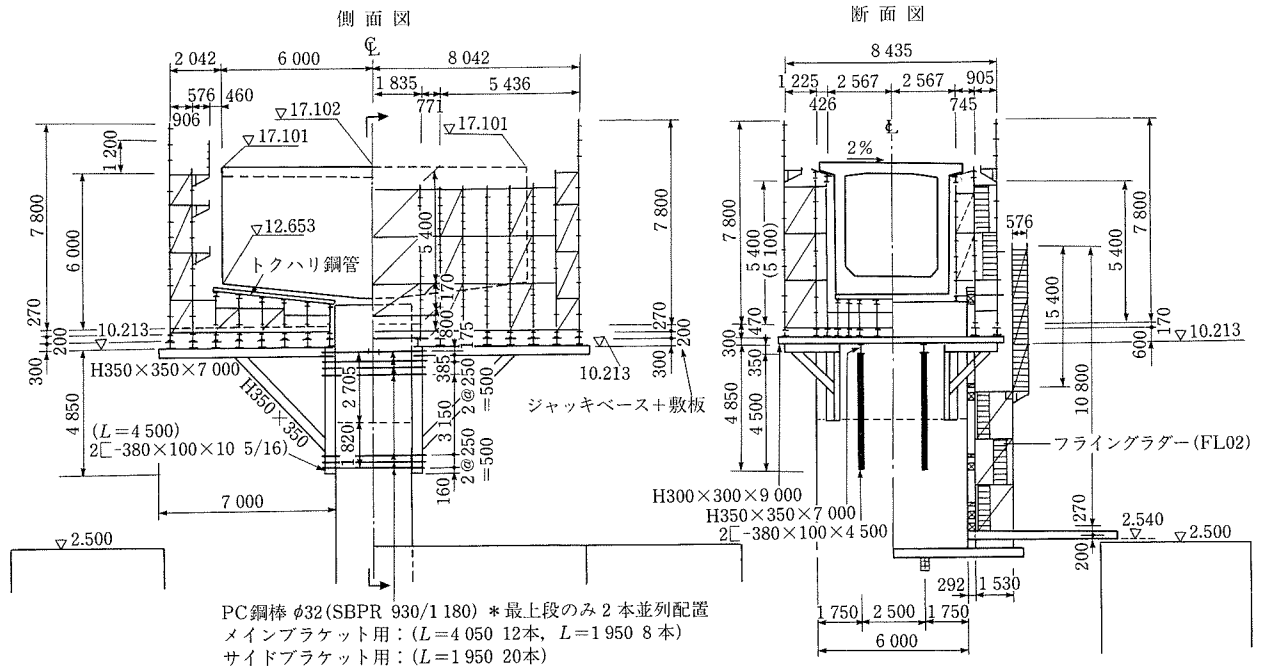


図-11 P2柱頭部支保工図

(3) コンクリート工

コンクリート工は、架橋地点に生コンプラントを設置し、1日の打設量はプラント能力より最大100m<sup>3</sup>/日として計画した。打設方法は、側径間をバケット打設とポンプ打設の併用（プラント能力より6回分割打設）、張出し施工はポンプ打設により行った。側径間の6分割は、橋軸方向を3分割し、それをおのおの下床版・ウェブ部と上床版部の2分割

とした。またコンクリートの打設順序は、①下床版厚2/3まで→②ウェブから下床版ハンチ部→③下床版天端まで→④ウェブ上部まで→⑤上床版を基本に行った。

圧送ポンプは、定置式35m<sup>3</sup>タイプ (MKW-35SVH) を使い、その配管は直射日光を避けるため、養生マットを巻き散水し、コンクリートが閉塞しないようにした。また圧送の可否は、セメント量、細骨材率およびスランプに影響さ

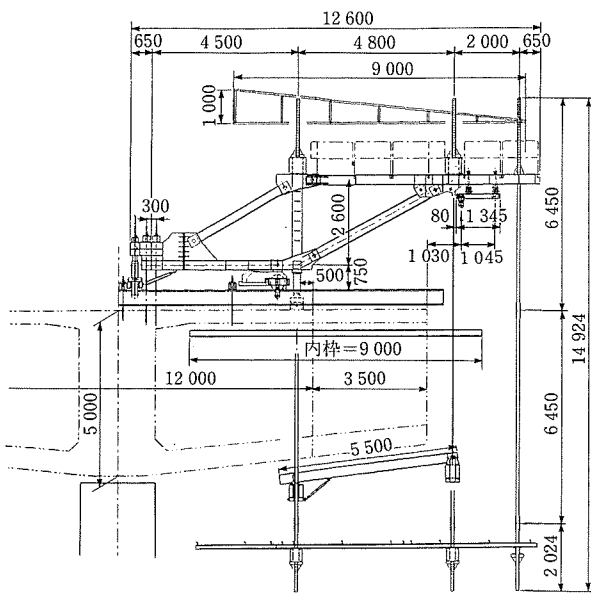


図-12 移動作業車側面図

れる。本橋上部工の場合はセメント量400kgf/m<sup>3</sup>，細骨材率42%，スランブ11cmに設定した。先端ホース付近での多少の閉塞はあったものの，圧送不可能となるようなトラブルはなかった。

また，マダガスカル気候を考慮して流動化剤を用意したが，使用するまでには及ばなかった。

(4) 張出し施工

張出し施工は，移動作業車を用いて行い，その標準サイクルは，表-4のとおりである。実施サイクルは11.5日であ

り，日本での施工に比べて労務は2倍程度であったものの，サイクルとしては1日程度長くなっている。

表-4 張出し施工の1サイクルあたり標準工程

工種	日数(日)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
作業車移動・据付け		■										
型枠組立て			■	■				■	■			
鉄筋・PC組立て				■	■	■	■	■	■			
コンクリート打設										■	■	
養生											■	■
緊張	■											

また主ケーブル(12S12.7)の挿入は，一部プッシングマシンを使用した，基本的には最長ケーブル(91m)まで人力にて挿入した。これはケーブル配置が，上床版および下床版のみ(ウェブ配置なし)であり，角変化が小さかったために人力挿入が可能であったと考えられる。

(5) 上越し計画

上越し計画は，コンクリートの単位重量2.5tf/m<sup>3</sup>，ヤング係数2.95×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>，中央連結以降の平均クリープ係数1.9として計算した。ヤング係数に関しては，PK340，PK335橋梁施工時においても桁のたわみおよび供試体の動弾性係数を計測し，データの収集・集積を行い，その結果上記の値の妥当性を確認した。図-13に上越し計画図を示す。たわみ測定は，温度変化の影響を少なくするために毎朝8時に測定を行ったが，実測値と計算値の大きな違いはなかった(図-14)。

(6) その他

- ① クレーンは，移動作業車の組立て解体に機械式クローラークレーン35t，資材の荷揚げとしてはラフター

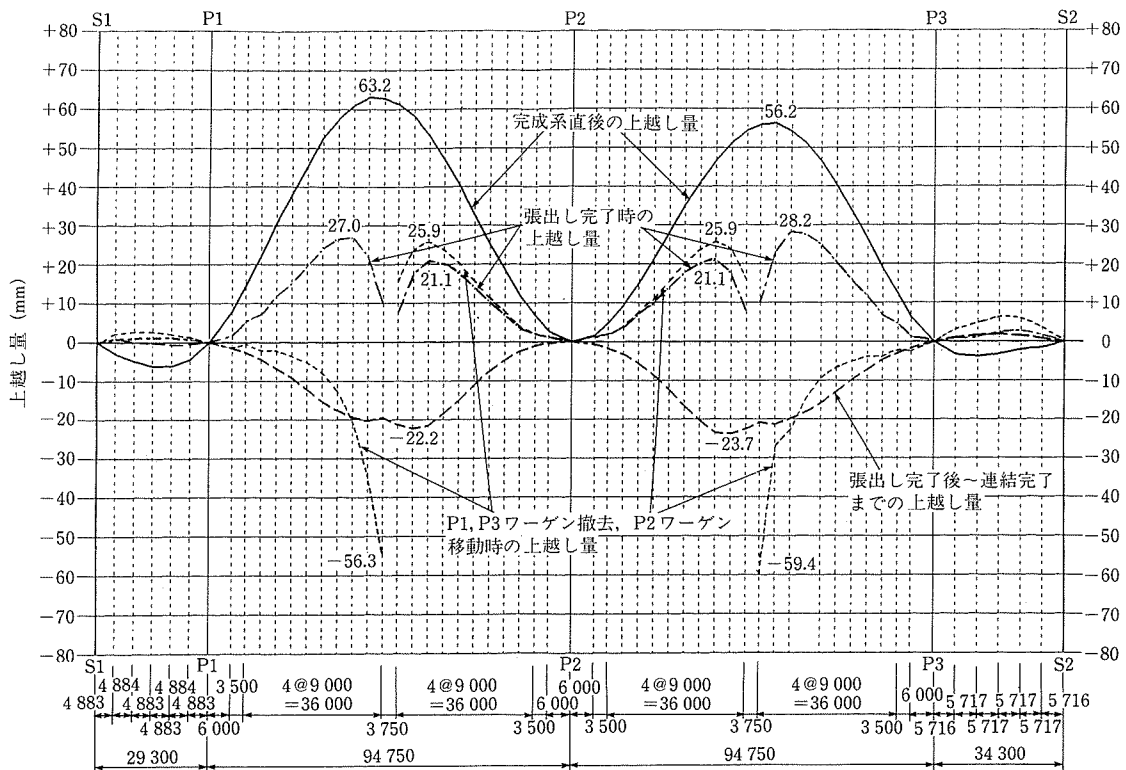


図-13 上越し計画図(施工段階途中での上越し量)



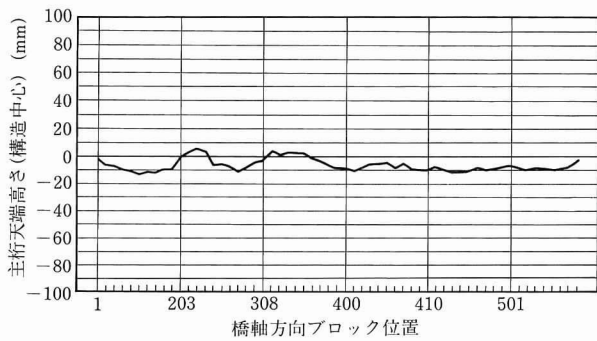


図-14 橋面施工直前の予定高さとの差(構造中心)

25tを使用した。

- ② 橋面作業車は、現地において製作した。
- ③ 緊張作業は、日本に比べると多少時間のロスがあったものの、全数トラブルはなかった。
- ④ PCグラウトは、混和剤にポゾリスGF630を使用し、作業は日中の炎天下を避け、16時～22時に行った。また、水温が30℃程度あったため、氷を投入し20℃まで下げた。
- ⑤ 移動作業車の屋根材は、マダガスカル風(写真-2)に旅人の木の葉を使用した。旅人の木(バショウ科の常緑高木)は、マダガスカル島原産で高さは10m程度であり、現地ではこれを家の屋根材として使用している。

#### 4. おわりに

今回のマダガスカル共和国での橋梁工事は、日本との文化・習慣の差異、現地作業員の技能不足および言語の問題等さまざまな障害を乗り越えて、現場を運営していかねばならなかった。発展途上国にありがちな政情不安もそ

の一つであり、いつ政変が起こるか分からない中での作業は精神的に大きな重圧であった。このような国には資材、重機がなく、日本から持ち込んだ限られた資機材の中で資材・工程・品質・安全管理を行うことに大変な労力が必要

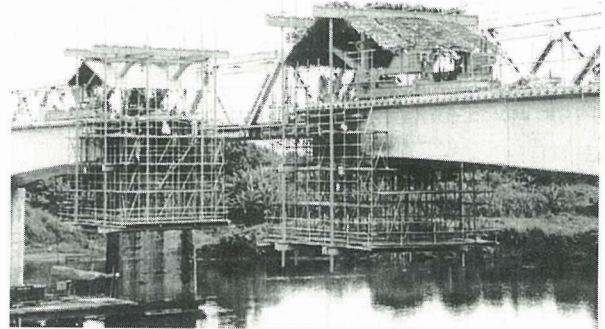


写真-2 張出し施工状況



写真-3 ラチラカ大統領の祝辞

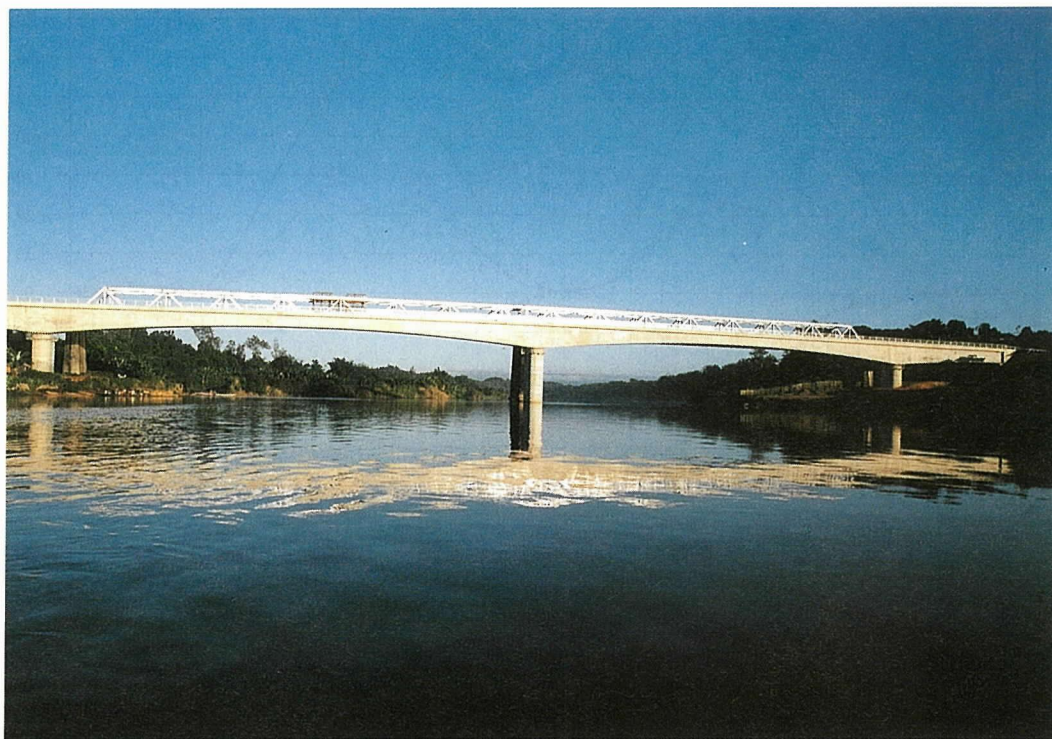


写真-4 完成した新橋(PC 4 径間連続箱桁橋)および補修された旧橋(鋼 2 径間連続トラス橋)

であった。また、基礎杭工での支持層深さが設計と異なり、杭長変更時の設計計算の確認・材料手配等、さらにP2橋脚掘削時における異常湧水発生時の水中ポンプの手配等の対応が、この資材の少なく、通信設備の不備なこの国で困難を極めた。作業員の技能養成（アースドリル、緊張作業、重機の運転等）に関しては、日本の数倍の気を使い事故・故障のないように行った。また、盗難予防に軍隊および番犬を配備して行った。

このような厳しい施工条件の中で、無事工期内に工事が完成し、大統領夫妻、日本国大使ほか約1 500名もが参列した開通式（写真-3、4）が盛大に開催され、本橋梁をマダガスカル共和国に引き渡すことができた。これも、現場に従事した方々の努力と、関係各位のご指導の賜と深謝の意を表す。最後に、これらの橋梁がこの国の流通、経済の発展に大きく寄与することを期待する。

【1998年9月28日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

## 新しいPC技術の動向

—— 第26回PC技術講習会 ——

（平成10年2月）

頒布価格：5 000円（送料500円）

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会