

PROJET DE CONSTRUCTION  
D'UN BY-PASS DE LA ROUTE NATIONAL 7

図 2-2-1 計画地一帯の地形および計画路線

## 2-2-3 その他

### (1) バイパス計画と周辺地域との関連

本バイパス計画が周辺地域と関連する主たる事項には以下のものがあり、その具体的な内容と負担先を示す（表 2-2-1 参照）。

表 2-2-1 本バイパスの関連事項と行為負担先

項目	具体的内容	行為負担先		備考
		マダガスカル	本計画	
住民	住民移転	○		移転先用地の確保
住宅および生活関連施設	家屋	○		土地収用
	電気、電話、水道、井戸	○		電線、電話線および水道等の切り回し、井戸の移転など
耕作地とその関連施設	耕作地	○		耕作地の土地収用
	用水路などの灌漑設備		○	バイパス路線における現況の流量の維持・確保
既存道路	既存道路との交差		○	交差点などの確保・移設

このように、路線部分の土地収用および生活関連施設の付け替え等の土地収用および生活関連施設の切り回しなどはマダガスカル国政府側の担当となる。バイパス道路が用水路などを横断するために、用水路を整備する必要が生じた場合には、現況の用水路の計画流量を維持した設計とし、既存道路との交差が生じる場合には、バイパス道路との安全性を考慮し、交差点の設置および移設を行う。

### (2) 環境影響評価

本バイパス計画に関しては、2000年に公共事業省が環境影響評価(EIA)を実施済みであり、それによると、本計画の背景と概要、影響圏の記述、環境影響評価と緩和策ならびに環境マネジメントの提案で構成されている。このなかで、環境影響評価と緩和策が本計画の推進に大きく係わってくる。

環境影響評価では、その影響を大きく3要因に分け、各要因のなかで配慮する事項を述べている。

- 物理的要因 : 洪水の危険性の増大、灌漑用水、飲料水等の水資源への配慮
- 自然要因 : 大気汚染と騒音への配慮
- 社会経済的要因 : 生活習慣および経済活動の変化

これらの環境影響要因とその緩和策および負担先を示す（表 2-2-2 参照）。

### (3) 首都圏洪水防御計画

イコパ川右岸に位置する首都を、イコパ川に越流堤の設置、河道改修および河床浚渫により洪水から防ぐ計画であり（1-1-2 開発計画 参照）、本バイパス計画に関しては、第2橋梁地点より約4km上流に越流堤を設け、洪水時の流水をイコパ川より同川左岸の氾濫原に流すことで遊水池とし、市街地の洪水軽減対策とする計画である。実施機関はBPPARであり、資金的にはAFDが援助している首都圏都市計画のうちの一つである。

イコパ川左岸氾濫原を遊水池とした場合、本バイパスの中央部（延長約5km）は浸水することになり、とくに、氾濫原中央部をバイパスが通過するために、バイパス道路両側の水位差による道路盛土への影響が考えられるとともに流水の排水部分となるAnkadievo付近における水理構造物の設計が重要と考えられた。

したがって、本バイパス道路に対しては、道路盛土に横断カルバートを設置することで、両側の水位差を小さくする。また、洪水流の排水部分となるAnkadievo付近における水理構造物は、流水の障害をなくすとともに維持管理の容易性を考慮し、橋梁（第1号橋梁）を設けることとした。

表 2-2-2 環境影響要因と緩和策

地区	環境影響	対策	担当	
			マダガスカル	本計画
1. イコパ川左岸氾濫原 Ambohimanambola – Alsora – Ankadievo – Ambohimanatorika  2. イコパ川右岸 Behintsy, Manadona, Ankazobe, Mandikanamana – Amoronankona	- 水利システムへの影響  - 洪水のリスク  - 野菜畑の減少 - 収入の減少 - 生産活動の減少	- 十分な水利システムの整備 - バイパスが通過する村落の水資源を管理する水利組合の設立 - 平原の排水設備の整備 - 洪水警報システムの整備 - 洪水防御対策 - 公正で公平な事前の保証金 - 再編のための犠牲者の職業訓練 - 代替案 a) Ampasimbe 水路に沿う路線 b) Luzette を通過する路線 c) Ambohimanabora 道路に沿う路線		
3. イコパ川左岸氾濫原 Manadona, Amoronakona	- 分断影響	- 歩行者、家畜、建設材料の通行ができる施設の整備		
4. Behintsy, Manadona, Ankazobe, Mandikanamana, Amoronakona, Ambohipeno	- 水供給の困難 - 村落の湧水の破壊	- 工事開始前の飲料水供給の代替システム整備：導水設備と給水栓の設置		
5. Dorodosy- Ambohijanaka 道路、 Alasora, Ambohimanambola, Ankadidratombo - Ambodivoanjo	- 交差影響	- 関連村道の修理、 - バイパスの高さまで交差道路の嵩上げ		
6. Ankadindambo, Ifarihy	- 共同苗床の孤立	- 導管の設置と特別の灌漑排水システムの設置		
7. Ambohijanaka 地域	- 村落生活の解体	- 村落組織の強化、生活指導の拡大		
8. 土取り場を含む全域	- 廃棄物による汚染	- 土捨て場の整備		
9. 土取り場および採石場	- 呼吸器疾患の増加 - 学校生活の妨害（騒音、大気汚染） - 事故の危険	- 環境影響評価の実施 - 頻繁な通行や居住地から遠い土取り場の選択、発破の住民への警告、人への防護具の配布		

(4) 緩和対策の評価

上記のように、それぞれの環境影響要因については緩和策が考慮されているが、結論的には以下のことがいえる。

まず、イコパ川左岸氾濫原の洪水時の安全性に関しては、BPPAR が首都圏洪水防御計画の中で検討した流速、洪水位などの結果を検討し、また、農業省との協議の中で、現況の伝統的な田越し灌漑方式を尊重した横断通水パイプをバイパス道路の下に設置することで合意し、本バイパス道路の設計に反映させている。

自然環境に関しては、計画地一帯がすでに水田地区として開発されており、希少動植物の生存と存在が確認されていないため、これらについての特別の配慮は必要とされない。また、現在、計画地域で利用されている浅井戸（井戸深度約 5m 未満、地下水位深度 2～4m）および丘陵より湧出する地下水については、飲料水として利用するにはかなり汚染されていることが報告されているため、これらに代わる水道設備をマダガスカル国政府の責任で敷設することが望まれる。

大気汚染と騒音については、現在のところ、国道 7 号線との接続部付近とイコパ川右岸の丘陵地の住居を除き、本バイパスの計画路線沿道はほとんどが水田地区であるため、今後、本バイパスが供用され、交通量が増加するに従い沿道で問題となる可能性がある。しかし、現況の国道 7 号および国道 2 号線の混雑度が解消されることを考えると、本道路の建設による大気汚染と騒音の増加を比較しても、本計画の効果は優位に働くと考えられる。

社会経済活動への影響については、マダガスカル国政府が住民に対し、本計画の実施にどのように参画させ、また、理解を求めるかにかかっているため、同国政府の責任における住民参加（パブリック・インボルブメント）が課題となる。

## 第3章 プロジェクトの内容

## 第3章 プロジェクトの内容

### 3-1 プロジェクトの概要

1-2 「無償資金協力要請の背景・経緯および概要」に述べたように、「マ」国の最大の軽工業地帯であるとともに農産物生産地である国道7号線沿線と同国東海岸の港湾都市であるトアマシナへ向かう国道2号線は首都アンタナナリボを起点としているが、地形的な制約および道路整備の遅れなどにより、市内の交通渋滞は激しさを増してきており、輸出入品を含め、同国の物資の輸送に遅滞を生じている。

そのため、首都アンタナナリボ市近郊において、同国の物流の動脈である国道7号線と国道2号線を接続する延長約15kmのバイパス道路を建設することにより、市内通行の時間的制限の影響を受けることなく、穀倉・工業地帯を沿線にもつ国道7号線と、国道2号線の終点である「マ」国最大の港湾都市トアマシナまでの通行を可能とし、物資輸送の効率化を目指すものである。ひいては、市街地の交通渋滞の緩和も図れ、人的な交流を促進させることで、都市と農村間の経済格差を緩和する目的を本計画は持っている。

#### (1) 上位目標とプロジェクト目標

マダガスカル国についてみると、近年のGDP成長率はほぼ6%（1998～2000年）、首都圏における人口伸び率予測が7%であり、また、首都圏における交通量の平均伸び率が8%（過去18年間の平均）と市場経済化後、順調に経済を発展させてきている。

一方、首都から東部港湾であるトアマシナ港に延びる国道2号線については、アンタナナリボ市内の交通渋滞緩和のために大型車輛の市内流入制限措置（午前6時～午後6時：市内進入禁止）が取られていることも加わり、円滑な物流が阻害されている。また、首都より同国南部の工業・穀倉地帯に続く国道7号線は、首都南方郊外において、郊外の市街地化と橋梁の通行が飽和状態であるため絶えず交通渋滞を生じている。

このように、「マ」国の主要幹線道路はアンタナナリボ市から放射状に各主要港湾都市に向けて延びている各幹線道路を結び、各幹線道路間の移動には交通渋滞の恒常化している同市内を通過せずに同市内を通過する輸送とそれによる交通渋滞の緩和を目指すことが上位の目標である。

そのため、欧州開発基金は首都圏の道路整備計画を立案し、「首都圏環状道路整備計画」F/S調査（FED：1996年）を実施した。同計画はアンタナナリボ市を取り巻く環状道路を建設する計画であり、そのなかで、本バイパス計画は環状道路のうちの南部連絡道路、南部環状道路および東部連絡道路に相当する。

したがって、「マ」国は環状道路整備計画をもとに物流の促進による経済の発展を目指すことになるが、環状道路の一部として、先に国道7号線と国道2号線を首都郊外で本バイパス道

路にて接続し、通行所要時間の短縮化をはかり、首都圏の通行制限による支障を受けない円滑な輸送の確保するとともに、市内渋滞の解消と輸送費の軽減、物流の促進による沿線農民の生産意欲を拡大し、ひいては都市部と農村部の経済格差の是正を図ることがプロジェクトの目標といえる。

現在、国道7号線より国道2号線までは、交通渋滞時ではなくとも、市内道路を経由するとおおよそ1時間半を要しているが、本バイパス道路の完成時には通行時間が20分程度となり、所要時間の著しい短縮化が期待される。

同計画で実施された交通量調査をもとに環状線の交通量を推算すると、国道7号線から国道2号線間で一日約3,000～6,500台（1996年当時）通過するものと考えられ、今回の本バイパス計画における調査においても（2000年）、本バイパス道路区間の交通量は4,400～6,500台/日と推定された。最近の「マ」国の経済成長を考慮すると、2015年における本バイパス区間を通過する車輛は一日約12,000台（換算交通量）以上となると見込まれる。また、本バイパスの完成後（2010年）には、国道7号線の昼間の平均混雑度は1.7から0.5（ピーク時：2.2から1.0）へ改善できる。

## (2) プロジェクトの概要

本プロジェクトは、上記目標を達成するために国道7号線と国道2号線を首都郊外で直接接続するバイパス道路を新設することで、物資輸送時間の短縮化及び農村の経済・生活格差の是正が期待されている。

本バイパス計画における計画内容は以下のとおりである。

国道7号線バイパス道路の建設 延長約15km

（内訳）

- 道路の新設 : 延長約15km、片側1車線（全線2車線道路）
- 2橋梁の建設 : 第1号橋梁：橋長96m および第2号橋梁：橋長150m、いずれも片側1車線

## 3-2 協力対象事業の基本方針

### 3-2-1 設計方針

協力対象事業としての妥当性を「マ」国公共事業省との協議を通じて確認するとともに、本計画基本設計調査における現地調査で得られた結果および資料を分析・検討した。

本バイパス計画に関して、当初の要請案では、現況道路の改修は多くの住民の立ち退きを要するとともに、道路規格の面からも路線確定が困難であるため、計画バイパス道路のほぼ全線は丘陵部麓および氾濫原を通過させることとした。



また、橋梁計画については、国道 7 号線および国道 2 号線を結ぶ現 2 橋梁（Ambohimanambola, Ankadindratombo）の荷重と幅員に限界があるため、イコパ川を跨ぐ第 2 号橋梁をもうけるとともに、洪水時にはイコパ川左岸を遊水池とする「首都圏洪水防御計画」を考慮し、洪水流の下流への排水を促すため、流水部分となる区間には第 1 号橋梁を建設し、本バイパス道路が流水の阻害とならないようにしている。

#### (1) 基本方針

本バイパス道路は上位計画における環状道路の一部を構成するとともに、市街地の交通渋滞の影響を避けて国道 7 号線および国道 2 号線と接続する必要がある。

したがって、本計画の起点および終点は、市街地へ入る手前の首都郊外で両国道と接続するように計画されている。バイパス起点は国道 7 号線が首都南郊のイコパ川にかかるタジューバト橋より約 5km 南（Iavoloha）に位置し、また、終点部は首都から東へ向かう国道 2 号線沿いに首都中心より約 7km の距離（Ambohimangakely）に位置する。

また、本バイパス路線は、アンタナナリボからアンチラベ方向およびトアマシナ方向を結ぶ既存のふたつの鉄道軌道と交差するが、現在、列車の運行はほとんどなく、民営化途中という現状にもよるが、将来にわたる運行計画が明確でないことから、本バイパスと鉄道との交差は平面交差とする。しかし、トアマシナ方向への鉄道に関しては、同鉄道線路の南側に架橋される第 2 号橋梁（イコパ川橋梁）との交差のため、鉄道軌道を移設する必要があり、その移設費用は本バイパス計画に含まれる。

本バイパス計画における車線数については、交通量調査の結果をもとにすると、将来は車線数を増加させる必要は認められるものの、現在は片側 1 車線（全線 2 車線道路）でも対応が可能と判断される。首都圏環状道路計画においても、将来における 4 車線化を考慮しており、本バイパス計画の判断と整合する。

#### 1) 平面計画

公共事業省との協議を通じ、本計画における通過すべきコントロールポイント（以下 CP と略す）としては、起点（国道 7 号線）、終点（国道 2 号線）、イコパ川左岸氾濫原の橋梁（第 1 号橋梁）、イコパ川架橋地点（第 2 号橋梁）ならびに欧州開発基金の計画するイコパ川新橋との取り付け道路（以下「FED 取り付け道路」という）とした。

また、現地調査の結果、避けるべき CP としては、墓地、住居、高圧線鉄塔、用排水施設などの社会インフラ施設、軟弱地盤、急傾斜、地すべりならびに湖沼等自然条件が考えられた。とくに、マダガスカル国の慣習として墓地は住居の近くにあり、この撤去は多大の時間と費用を要することが判明したためにこれを避けるとともに、ほぼ全線にわたり、本バイパ

ス道路は軟弱地盤層の分布する氾濫原および埋積谷上を通過せざるを得ないために、極力軟弱層などの影響を軽減するようにルートを選定した。

次ページに主要区間討結果を示す（表 3-2-1 参照）。

## 2) 縦断計画

現地調査の結果、縦断計画上の最低路面高の決定に使用される CP は、バイパス路線の始点（国道 7 号線）および終点（国道 2 号線）では現道の高さ、イコパ川左岸氾濫原の第 1 号橋梁と第 2 号橋梁（イコパ川橋）については桁下高とした。

道路部分の最低路面高については、洪水痕跡調査により、既往洪水(II)ジェラルダ(Géralda)台風の氾濫水位を CP とした。また、鉄道交差については、アンチラベ方面の鉄道との交差点（始点より約 5km 地点）は現軌道高とし、イコパ川右岸のトアマシナ方面への鉄道軌道は橋梁の取り付け道路面まで盛り上げた高さとなるため、鉄道軌道の移設が必要となる。

表 3-2-1 路線の選定

区 間	当 初 要 請	本 計 画	理 由
始点：国道 7 号線	RN7 PK11+500m 付近の 市内寄りの地点	RN7 PK12 付近で 郊外寄りの地点	・人家の撤去が最小。現道付 け替え延長が最小。
(アンチラベ方面)鉄道～ 第 1 号橋梁	中央用水路右の 西側ルート、 水田地帯を通過	用水路左と丘陵の間 のルート、水田地帯	・避溢橋の位置が CP となる。 ・推定される軟弱地盤層厚と 丘陵裾野の住居を避けた。 洪水への安全性を考慮。
FED 交差点から イコパ川堤防	住居地区のやや中央部	住居地区の東端を 通過するルート	・住居地区の分断をさける。
イコパ川堤防から 第 2 号橋梁 (イコパ川橋梁) 左岸交差点	国道 58B 号線を利用	堤防併走ルート	・第 2 号橋梁南側交差点が C P となる。 ・要請ルートは現堤防直後に 交差点が必要、また、堤防 道路の平面曲線に設計基 準 (R=240m) を適用する と現国道の大半が使えな い。 ・現堤防法面を利用した拡幅 の場合、堤防沈下対策が必 要。また、現道と拡幅部の 境界にクラックが発生す る。
イコパ川右岸丘陵部	丘陵横の湖沼、 水田部の通過	丘陵麓のルート	・軟弱地盤が厚く避ける。 ・尾根沿いには住居地区、墓 地が密集のため、丘陵麓を 選択。
終点付近	水田地区を 通過するルート	丘陵麓のルート	・軟弱地盤が厚く避ける。

(2) 自然条件に対する方針

1) 気象条件

計画地は標高 1,250 ~ 1,300m 前後の中央高地に位置している。このため、南緯 18 度という低緯度にもかかわらず、気候は温帯に近い熱帯高地モンスーン気候に属する。アンタナナリボにおける年平均気温は 18.8 、月平均最高気温は 23.5 、同最低気温は 13.2 であり、全般に温暖である。季節は 11 月から 3 月の雨期、4 月から 10 月の乾期に二分され、年総雨量の 87% は雨期に集中している。

交通気象省 (MTM) 所管のアンタナナリボ気象観測所 (EL 1,381 m、 18°55'S、 47°33'E) における年間最大日雨量と年間最大風速および気象概要を示す(表 3-2-2 ~ 4、図 3-2-1 参照)。

表 3-2-2 調査対象地域の気象 (30 年間の平均 : 1960 ~ 1990)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
月降雨量 (mm)	270.4	256.9	183.1	50.5	20.1	7.2	11.1	15.0	9.5	66.6	170.8	304.1	合計 1365.3
平均湿度 (%)	80.5	80.3	80.1	79.1	78.2	77.8	78.0	76.6	71.8	71.5	75.5	79.4	平均 77.4
平均気温 (°C)	21.2	21.4	20.8	20.0	17.9	15.8	15.2	15.4	17.1	19.3	20.5	21.1	平均 18.8
平均風速 (km/h)	19	9	9	9	11	9	9	19	15	15	15	15	平均 12.8
平均風向	E	E	E	E	E	SE	E	SE	SE	SE	E	E	-

出典 : Service de la Meteorologie, Ministere des Transports et de la Meteorologie (MTM)

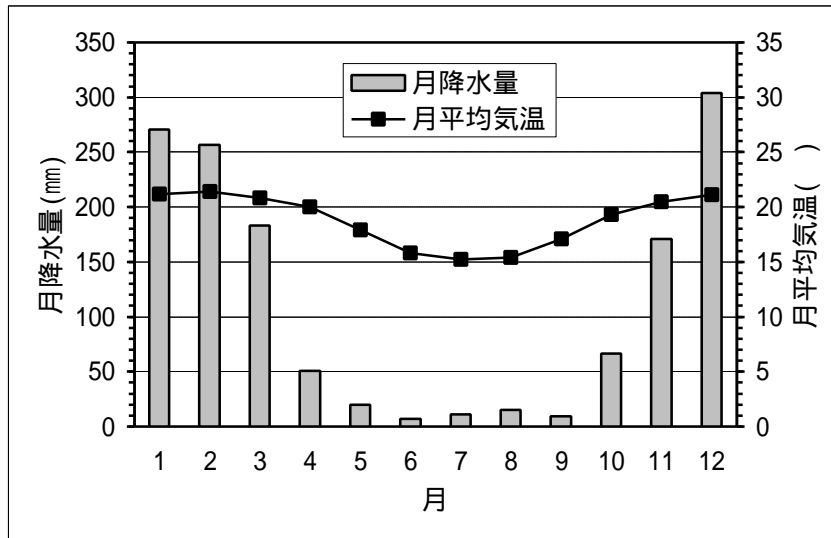


図 3-2-1 調査対象地域の気象 (30 年間の平均 : 1960 ~ 1990)

表 3-2-3 年間最大日雨量 (上位 10 個、57 年間 : 1943 ~ 1999)

順位	生起年月日	日雨量(mm)
1	Mar. 12, 1985	318.4
2	Jan. 28, 1982	147.0
3	Jan. 01, 1987	140.7
4	Jan. 10, 1981	131.9
5	Mar. 12 1975	128.0
6	Nov. 12, 1978	115.2
7	Jan. 20, 1994	112.5
8	Dec. 20, 1966	105.4
9	Mar. 21, 1950	102.3
10	Mar. 09, 1953	100.0

出典 : Service de la Meteorologie, Ministere des Transports et de la Meteorologi

表 3-2-4 年間最大風速（上位 10 個、44 年間：1955～1998）

順位	瞬間最大風速		10 分間平均最大風速	
	生起年月日	風速(km/h)	生起年	風速 ( km/h )
1	Apr. 13, 1986	112	1958	39
2	Nov. 23, 1959	101	1984	35
3	Jul. 13, 1992	100	1985	35
4	Nov. 03, 1982	97	1959	34
5	Aug. 21, 1985	97	1972	34
6	Apr. 06, 1980	86	1960	33
7	Nov. 30, 1983	86	1986	32
8	Oct. 10, 1994	85	1971	31
9	Sep. 30, 1990	83	1983	31
10	Nov. 23, 1957	79	1957	30

出典：Service de la Meteorologie, Ministere des Transports et de la Meteorologie (MTM)

## 2) 河川地形条件

同国で最も長い河川であるイコパ川は、背梁山脈を源流としてモザンビーク海峡に注ぎ込むが、調査対象地は同川中流部のアンタナナリボ平野に位置し、第 2 号橋梁架橋予定地点の約 3km 上流のアンボヒマナンボラ（Ambohimanambola）地点における流域面積は 1,311 km<sup>2</sup> である。

アンタナナリボ平野の形成は、アンタナナリボ市北西の狭窄部でイコパ川の洪水流が滞留し、土砂の堆積が進行したと考えられている。このため、同平野は高地に位置しているが、延長約 40km の河川区間に対し標高の変化は 1,250～1,260m 程度と極めて平坦であり、低湿な湖沼埋積性デルタとなっている。

なお、MTP 内にも海岸・河川関係の部署である海洋河川課（Service des Travaux Maritimes et Fluviaux：STMF）があるが、ここは海岸関係が主な業務で河川事業については殆ど取り扱っていない。

## 3) イコパ川の水文条件

イコパ川には、第 2 号橋梁架橋予定地点の約 3 km 上流に Ambohimanambola 自記水位観測所（EL 1,255 m, 18° 56' S, 47° 35' E, A=1,311km<sup>2</sup>）が存在し、交通気象省の測候所水文課（Service de l'Hydrologie, Direction de la Meteorologie et de l'Hydrologie）が 1956 年から水位・流量観測を実施している。

同観測所におけるイコパ川の年平均流量は約 30m<sup>3</sup>/sec であり、年最大流量および月平均流量を示す（表 3-2-5 および図 3-2-2 参照）。

年最大流量は雨期の1月から3月にかけて現出し、記録にある最大流量は1994年2月のサイクロン「ジェラルダ」襲来時の400m<sup>3</sup>/secである。なお、1959年洪水時が既往最大とされているが、当時のピーク流量は、洪水水位が水位計をオーバーしたため計測不能となり不明である。水文年は11月～翌年10月となっている。

表 3-2-5-1 年最大流量（上位10個、29年間：1960～1998）

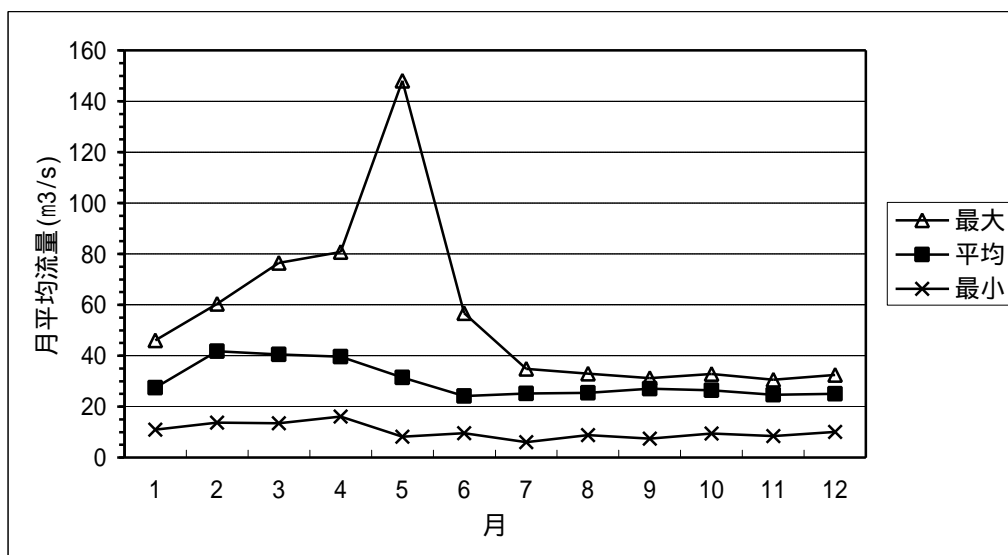
順位	生起年月日	流量(m <sup>3</sup> /s)
1	Feb. 04, 1994	400
2	Mar. 14, 1975	342
3	Feb. 11, 1977	321
4	Mar. 11, 1982	280
5	Jan. 04 1987	270
6	Feb. 08, 1996	236
7	Mar. 17, 1986	226
8	Feb. 16, 1972	221
9	Feb. 18, 1963	220
10	Feb. 26, 1973	214

出典： BPPA & Service Hydrologique, MTM (February 1999) “Etude de Faisabilite de L’Extension de L’Annonce de Crue de L’Ikopa a ses Affluents (La Sisaony et L’Andromba), Phase 2: Rapport sur la Faisabilite”. EDF-DTG-CHPMC, AFD.

表 3-2-5-2 イコパ川 Ambohimanambola 地点月平均流量（24年間：1956～1980）

月	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均
平均	27.4	41.8	40.5	39.6	31.5	24.1	25.2	25.4	27.0	26.4	24.6	25.0	29.9
最大	46.1	60.4	76.5	80.8	148.0	56.7	34.8	33.0	31.2	32.8	30.6	32.4	-
最小	10.9	13.7	13.5	16.1	8.2	9.5	6.0	8.8	7.4	9.4	8.4	10.1	-

出典： DMH, CNRE (May 1993) “Fleuves et Rivieres de Madagascar”. P. Chaperon, J. Danloux and L. Ferry.



出典： DMH, CNRE (May 1993) "Fleuves et Rivieres de Madagascar". P. Chaperon, J. Danloux and L. Ferry.

図 3-2-2 イコパ川 Ambohimambola 地点月平均流量 (24 年間：1956～1980)

#### 4) 地震

地震観測記録は、アンタナナリボ大学地質観測所で 1979 年より実施されており、マグニチュード 2.5 以上の地震は現在までの約 20 年間に 2,228 回記録されている。

このうち最も規模の大きい地震は、1996 年 6 月 8 日にアンタナナリボから約 150km の位置で発生したマグニチュード 5.7 の地震である。このときのアンタナナリボでの震度はおよそ (2.5～8.0Gal) の軽震と報告されている。

地震の発生は小規模であるが、かなり多く記録されているため、橋梁においては地震に対する設計上の配慮が必要であると判断される。

#### (3) 社会経済条件に対する方針

計画地はアンタナナリボ市の東～南部の郊外にあたり、一帯の低地では田越し灌漑による水稲栽培を、また、丘陵部の麓では首都圏へ出荷する野菜などを栽培する近郊型農村地域といえる。計画地の一部には共同水道が引かれるとともに電気および電話が整備されているところもあるが、多くの家には電気はなく、飲料水および生活用の水は各家庭の井戸もしくは共同井戸を利用している。

また、都市近郊とはいえ依然伝統的な風習と農村形態を残しており、耕作地そばの丘陵上もしくは微高地に集落はまとまっており、集落周辺の丘陵頂部には伝統的な墳墓が数多くみることができる。とくに、マダガスカル慣習では墳墓の移動・撤去は不可能である。

本バイパス計画の現地調査において、カウンターパート機関である公共事業省とは以下の点で合意している。

- ・路線の選定にあたっては家屋撤去数をできるだけ少なくする
- ・墳墓についても路線の通過を極力避ける
- ・灌漑水路に関しては、現在の計画流量を維持する水理構造物とする
- ・バイパス道路には横断通水カルバートと道路側溝を通水路として設け、現在の耕作状況に支障の無いようにする
- ・路線が通過する水田および家屋に関する土地収用などはマダガスカル側の負担とする

したがって、路線の選定にあたっては、公共事業省の土地収用担当職員と現地で家屋の撤去に関する確認をおこない、了解を得ている。

一帯は田越し灌漑による稲作地であるため、灌漑用の用・排水路に関しては現況の計画通水量を確保するとともに、道路横断カルバートおよび道路側溝などにより、現在の通水状況を確保する。

また、既存道路との交差については、現状位置におけるバイパス道路との交差とするが、進入に関する線形等の設計基準のため、新たに取り付け道路を設けるところもある。

#### (4) 建設事情に対する方針

##### 1) 事業実施にかかわる許認可

事業実施にかかわる問題としては、施工前には計画に対する環境影響評価、計画路線の土地収用および盛土材採取地点の土地使用許可などがあり、施工中に関しても資材の輸入関連の許可などがある。

環境影響評価についてみると、2000年に環境影響評価（EIA）は終了しており、いくつかの影響があげられるものの、緩和策は考慮されている。

##### (5) 現地業者の活用に係わる方針

首都には、建設業者が約200社前後存在するが、本計画に対応の可能性のある業者は7社と考えられそのほとんどが外資系建設業者である。いずれも、過去の施工実績、会社の資本金、技術職員の人数、保有機械の種類および台数等に関し、現地下請け業者として対応可能と判断される。

上記の7建設業者については、マダガスカルにおける道路施工実績を多くもつが、過去の道路案件において、施工技術能力面、品質管理面ならびに工期面で問題のあった業者が数社ある。また、橋梁建設に関しては、COLAS社、COGENAL社、SOGEA社、SNTPI社ならびにSMATP



社は PC、RC 橋梁の建設に関して実績があるが、過去の国道 4 号線での PC 橋梁建設では品質管理面、工期面に問題が発生し、工事が遅れたという経緯がある。

しかしながら、品質あるいは工期面の管理に多少の問題があるものの、日本の建設業者による施工管理および技術指導を徹底することで十分対応可能であると判断される。

#### (6) 実施機関の運営・維持管理能力に対する対応方針

完成後の道路の維持管理については、緊急災害以外、道路の維持管理は民営化により民間業者が実施することになるが、舗装道路の維持管理を実施する民間業者は海外建設会社の現地法人であるために能力は高い。

また、本計画に関し、バイパス道路の完成後には国道に昇格されることが公共事業省より表明されており、維持管理予算が優先的に配分される幹線道路に区分される予定であるため、資金面では十分準備できる。しかし、軟弱地盤上での道路維持管理が未経験であるため、監督官庁として、公共事業省の道路維持管理技術面については技術強化が必要となる。

一方、公共事業省は民営化政策と省庁組織改革により人員を削減しており、大半の現業部門の業務を民間会社に委託しつつある。また、人員削減のあおりを受け、経験のある職員は民間に流出している。全体の公務員削減計画の詳細が明確でない段階であり、新規人員の採用、教育および訓練などは計画的に実施できていないなど問題が残されている。

したがって、公共事業省の技術および管理職員を問わず、OJT を通じての運営・管理技術の指導が必要となってくる。

#### (7) 工法 / 調達方法、工期に係わる方針

##### 1) 施工方法

##### a) 道路

本バイパス路線は、ほぼ全線が軟弱地盤上に計画されているため、道路盛土の建設にあたっては以下のような工法を実施する必要がある。本バイパス計画が無償資金協力であるため、経済性を重視するとともに、マダガスカルでは最初の軟弱地盤上における道路建設となるため、既存資料に乏しいことなどを工法の採用には考慮している。

- ・サンドマット工法
- ・緩速施工
- ・動態観測
- ・押え盛土工法
- ・補強土工法（敷き網工法、ジオテキスタイル工法）

・ 載荷重工法（サーチャージ工法、プレロード工法）

基本的に、施工時の建設重機のトラフィカビリティ確保および軟弱層の圧密を促進させるため、サンドマット工法を適用して上部排水層の役割を持たせ、軟弱地盤の支持力が盛土のすべり破壊に対する必要な安全率を得られない部分については、盛土本体の側方部に載荷することで盛土の安定をはかる押え盛土工法を用いる。しかし、とくに十分な地盤の支持力が期待できない軟弱地盤区間には盛土底面にはジオテキスタイル、傾斜地盤部における盛土補強工法として、軟弱地盤と地山の沈下の差により生じる盛土部分の亀裂を小さくするため盛土路体内に敷き金網を設置するなどの補強土工法を適用し、地盤の支持力および盛土路体の安定性を確保する。

また、盛土内に埋設される構造物に生じる有害な沈下および破壊を防ぐため、あらかじめ軟弱地盤の圧密沈下を促進させるとともに強度増加を図る載荷重工法を適用する。構造物の施工に先立って盛土により圧密を促進させ、ある放置期間後に載荷重を除去する工法がプレロード工法であり、計画盛土高以上に載荷してある期間放置し、その後余分の荷重を除去する方法がサーチャージ工法である。各工法の概略模式図を図 3-2-3 に示す。

なお、盛土材料の盛りたては緩速施工で行うが、施工に際しては動態観測を実施することで盛土の挙動（圧密沈下・盛土の安定・側方流動など）を確認しつつ工事を進める。

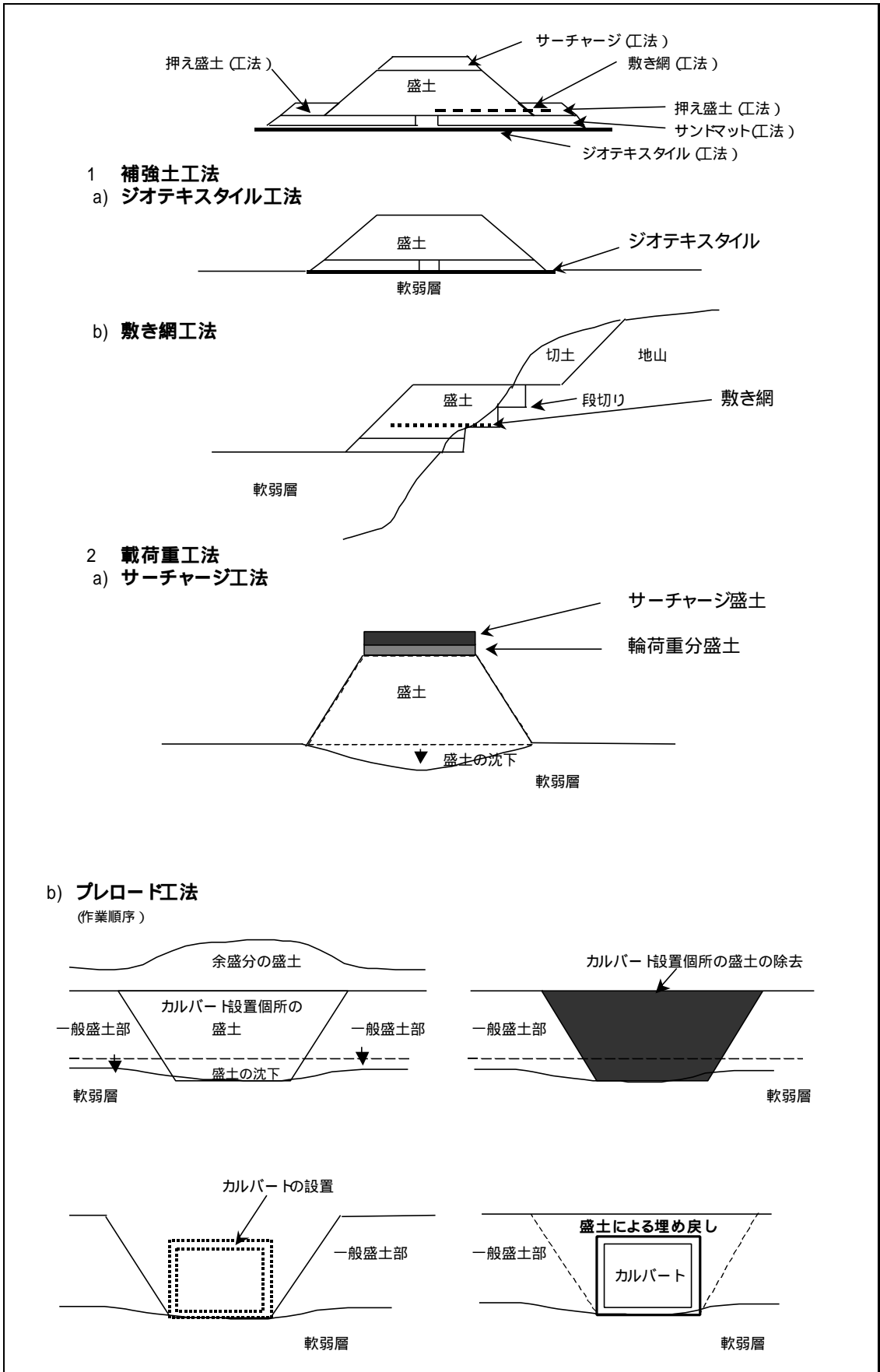


図 3-2-3 道路盛土の構造と軟弱地盤対策工

## b) 橋梁

本バイパス計画には2橋梁の建設が計画されており、いずれも橋梁形式はコンクリート橋であり、場所打ちコンクリート杭による基礎形式とする。施工に用いる資機材については、現地で入手可能な資材に限りがあるため、経済性および品質を考慮し、現地調達、第三国調達もしくは日本調達とする。

本バイパス計画において、イコパ川左岸氾濫原に建設が計画されている第1号橋梁に関しては、橋梁予定位置まで資材を輸送する道路がなく、一帯には軟弱地盤が分布するため、工事中アクセス道路を建設しながらの施工となる。また、イコパ川を渡る第2号橋梁については、右岸側の現道が工事中アクセス道路として不十分なため、施工に先立ち仮設橋を架橋する必要がある。

### i) 下部工

現地地質調査の結果によると、第1号橋梁の建設予定位置には厚い軟弱層の下位に花崗岩の支持層が分布するため、また、第2号橋梁については、橋台および橋脚部とも支持層が深いことから、基礎形式は両橋梁とも場所打ちコンクリートによる杭基礎とする。

### ii) 上部工

第1号橋梁は20年確率以上の洪水が発生した場合には橋面を越流する特殊な橋梁であり、橋梁位置には軟弱地盤が分布するため、施工性、維持管理および潜水橋としての特性を比較して連続PCポストテンション中空床版橋とする。

第2号橋梁に関しては、橋長150mの橋梁形式および最適支間割りなどの検討を行った結果、支間37.5mの4径間単純PCポストテンションT桁橋を選定した。

## 2) 調達方法

### a) 建設用重機および資材

マダガスカル気候は雨季と乾季のふたつに区分され、一帯は一年の大半が冠水するとともに軟弱層の分布する低湿な水田部分を本計画路線は通過する。

そのため、施工に際しては工事期間に留意するとともに、現地の資機材を可能な限り利用するような計画としているが、現地には一般工事および道路舗装工事中用機械のリース会社はなく、現地の建設業者の所有する機械の種類および数量にも限りがあり、橋梁などの施工用の特殊機械はない。

したがって、現地における機械調達を基本とするものの、一部については日本での調達、輸送となる。

#### b) 道路

盛土道路建設に用いる盛土材料は計画地周辺の丘陵から採取するものとしており、採取候補地点については現地調査時に確認するとともに採取の許認可の手続き・取得などは公共事業省の負担事項となっている。また、補強土工法に使用する資材に関しても、現地調達を基本とするが不可能な場合もしくは品質が確認できない場合には、経済性を考慮したうえ、第三国もしくは日本よりの調達となる。

#### c) 橋梁

現地における橋梁施工用機材は入手が不可能であるため、型枠およびコンクリートミキシングプラントは日本にて調達し、現地へ輸送する。セメントは現地生産品とするが、鉄筋およびPC鋼線については日本製を使用する。

### 3) 工期に係わる方針

本バイパス計画においては、ほぼ全線にわたり盛土による道路(延長約 15km)となること、イコパ川を交差する橋梁を含む 2 橋梁建設が計画されている。

盛土道路はイコパ川の氾濫原および支流の埋積谷に広がる軟弱地盤上に建設されるため、施工は軟弱地盤の支持力を考慮した緩速施工による盛土の盛り立てとし、道路盛土下の軟弱層の安定性および圧密沈下状況を確認するために動態観測を行いつつ施工する必要がある。

しかも、氾濫原に予定されている橋台の建設時には軟弱層のネガティブフリクションを避けるため、盛土によるプレロード工法が必要となる。

以上のように、軟弱層の圧密沈下量に関しては、道路の完成後への影響が十分小さくなるまで盛土を放置する期間が必要となるため、一般の道路整備事業の規模に比べ、本バイパス計画では事業化期間の長さに影響として表われている。

## 3-2-2 基本計画

### (1) 全体計画

基本的にマダガスカル国およびアフリカ仏語圏で一般に使用されている下記の指針および基準等を採用するが、下記の基準に含まれていないものの設計上必要な基準については、日本の道路構造令等を適用する。

i) 公共事業省の基準

INSTRUCTION GÉNÉRAL SUR LES CONDITIONS TECHNIQUES D'AMÉNAGEMENT  
DES VOIES RAPIDES URBAINES (Dec. 1968) : 「都市自動車道路設計指針」  
DISPOSITIFS DE SORTIE ET D'ENTRÉE SUR CAHUSSÉE SÉPARÉE (Mars 1970) : 「分  
離道路出入口設計指針」

ii) アフリカ仏語圏で一般に使用されている基準 (マダガスカル国も含む)

LES ROUTES DANS LES ZONES TROPICALES ET DÉSERTIQUES (1991) : 「熱帯砂漠  
地帯の道路」  
GUIDE PRATIQUE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES POUR LES PAYS  
TROPICAUX (1984) : 「熱帯諸国の舗装構造の指針」

iii) 参考とした日本の基準

道路構造令の解説と適用  
「国道2号線橋梁改善計画」基本設計報告書

(2) 道路計画

1) 適用幾何構造基準

本バイパス計画に適用した幾何構造基準を表 3-2-6 に示す。

表 3-2-6 適用幾何構造基準

項 目	規 格
道 路 区 分	国道
地 形	適用する地形は氾濫原および丘陵であり都市郊外となる
将来平均日交通量	将来平均日交通量は 13,000-18,000 台 / 日(双方向 : 2015 年)である
舗装設計による 交通量区分	マダガスカル国基準の交通区分 T3 となる
設 計 速 度	設計速度は 80km / 時とする
最小平面曲線半径	設計指針 i)より 240m とする
最大縦断勾配	設計指針 i)より 5% とする

- 1) INSTRUCTION GENERAL SUR LES CONDITIONS TECHNIQUES D'AMENAGEMENT DES  
VOIES RAPIDES URBAINES  
(Dec. 1968) 「都市自動車道路設計指針」による。

## 2) 道路横断構成

道路の横断構成は、上記の結果から次のように計画した。

車線数：2車線（片側1車線）

車線幅員：3.5m

路肩幅員：2.0m

標準横断勾配は路面排水を考慮して車道部 2.5%および路肩部 4%を採用した。

## 3) 舗装設計

### i) 設計条件

交通区分：T3

設計 CBR 区分：S3（CBR 10～15）

### ii) 舗装構成

本線 表 層 t=5cm アスファルトコンクリート舗装

上層路盤 t=15cm 粒調碎石（Concassée o/d）

下層路盤 t=25cm クラッシャーラン(0/40)

路肩 表 層 2層簡易舗装（DBST）

路盤材料 t=15cm クラッシャーラン(0/40)

## 4) 土工計画

氾濫原を通過する盛土区間は洪水による崩壊を防ぐ構造とする。このために、基本的に、湛水が直接当たる法面は植生工で法面保護を行い、法尻には土側溝を設置する。基本的に、盛土勾配は1:1.5、切土法面勾配を1:1.0とし、切土法面部では地山の土質性状により調整を行なう。

## 5) 軟弱地盤対策

地質・土質調査結果をもとにして詳細な検討を実施したが、盛土高は縦断計画に基づく高さをを用い、沈下量および期間の予測を行うとともに盛土の安定検討も実施した。

先の「施工方法」で述べたように、施工時の建設重機のトラフィカビリティ確保および軟弱層の圧密排水のためサンドマット工法を適用し、盛土のすべり破壊に対する必要な安全率が得られない軟弱地盤部分については、盛土本体の側方に载荷することで盛土の安定を図る押え盛土工法を用いる。しかし、とくに地盤の支持力が期待できない軟弱地盤区間に

は、補強土工法として盛土底面にはジオテキスタイル、傾斜地盤部においては、盛土路体内に敷き金網を利用することで、軟弱地盤と地山との境界で生じる沈下量の差による盛土への影響を小さくし、地盤の支持力および盛土路体の安定性を確保する。

また、盛土内に埋設される構造物に生じる有害な沈下および破壊を防ぐために、あらかじめ軟弱地盤の圧密沈下を促進させるとともに地盤強度を増加させるため載荷重工法を適用し、工事期間の短縮化をはかる。構造物の施工に先立ち、盛土により圧密を促進させ、ある放置期間後に載荷重を除去するプレロード工法、計画盛土高以上に載荷して放置期間後に余分の荷重を除去するサーチャージ工法適用する（図 3-2-3 参照）。なお、橋梁の橋台部分では側方流動等を考慮した設計を行う。施工法の詳細は 3-2-4-2 「施工上の留意事項」に記載する。

バイパス計画路線沿いに実施された地質・土質調査結果をもとに土質定数を決め、計画盛土高などを考慮し、いくつかの道路断面について盛土の沈下量および安定計算をおこない押え盛土幅などを検討した（表 3-2-7 参照）。

軟弱地盤上の盛土道路であり、盛土の沈下状況および安定性を確認する必要があるため、緩速施工による盛土の盛り立てとし、施工時には動態観測を併用して盛土の挙動を確認しつつ行う。緩速施工による盛土工事は工期に大きく影響をおよぼすため、施工期間を十分考慮した施工計画を策定する。



表 3-2-7 沈下・安定性 検討結果一覧

地形 区分	No.	構造 断面位置	土質調査結果による 土質定数	計画盛土高 (m) (交通荷重等を盛土 荷重として考慮)		押え盛土 (m)		沈下対 象層厚 (m)	盛土沈下				
						高さ (m)	幅 (m)		最終 沈下量 (m)	残留 沈下量 (m)	90%沈下 所要日数 (日)		
PN 7 交差点	1	B/C 2*2*1 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 32.0	左法尻				3.60					
		PK 0+500	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 84.8	左法肩	3.63/5.63				0.51	0.00	219		
			E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	3.78/5.78					0.54	0.00	216	
				右法肩	3.63/5.63					0.51	0.00	219	
	2	交差点	C (kN/m <sup>2</sup> )= 32.0	左法尻	-1.20			3.60					
		PK 0+531.51	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 84.8	左法肩	3.20/3.73					0.51	0.00	279	
		BP 13	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	3.40/3.93					0.56	0.02	494	
				右法肩	3.20/3.53					0.51	0.01	448	
	3	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 32.0	左法尻	0.00			3.60					
		傾斜地盤	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 84.8	左法肩	4.00/4.42					0.50	0.00	316	
		PK 0+626.7	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	4.22/4.63					0.53	0.00	313	
		BP 13		右法肩	4.00/4.42					0.45	0.01	407	
	4	B/C 4*3*2 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 14.7	左法尻				2.80					
		PK1+365	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 19.6	左法肩	2.71/4.71					0.27	0.01	374	
			E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	2.86/4.86					0.30	0.02	382	
				右法肩	2.71/4.71					0.27	0.01	373	
	5	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 14.7	左法尻	0.00			2.80					
		PK 2+000	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 19.6	左法肩	2.00/3.05					0.24	0.02	719	
BP 14		E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	2.19/3.24					0.27	0.03	713		
			右法肩	2.00/3.05					0.24	0.02	719		
PK 2+ 500	6	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 15.6	左法尻	-0.30			6.60					
		PK 2+850	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 27.9	左法肩	2.40/3.19				1.07	0.52	5,243		
		BP 15	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	2.61/3.40					0.83	0.13	1,094	
				右法肩	2.40/3.19					0.23	0.00	32	
	7	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 15.6	左法尻	0.00			2.50					
		PK 3+325	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 27.9	左法肩	4.10/4.52					0.75	0.27	2,204	
		BP 15	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	4.28/4.70					0.81	0.29	2,197	
				右法肩	4.10/4.52					0.75	0.27	2,204	
	8	鉄道平面交差	C (kN/m <sup>2</sup> )= 15.6	左法尻	4.00/4.37			2.50		0.67	0.27	2,155	
		PK 3+350	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 27.9	左法肩	0.00/0.37					0.13	0.04	202	
		BP 15	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 172.7	中央	0.00/0.37								
				右法肩	0.00/0.37					0.20	0.05	219	
	PK 3+ 400				右法尻	3.50/3.87				0.71	0.30	2,557	
		9	B/C 3.5*3*2 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 10.3	左法尻		2.00	13.00	4.65				
			PK 3+858	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 52.7	左法肩	3.53/5.53					0.90	0.31	2,483
				E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 235.7	中央	3.68/5.68					0.98	0.34	2,486
				右法肩	3.53/5.53					0.90	0.31	2,483	
	PK 5+ 000				右法尻		2.00	13.00					

地形 区分	No.	構造 断面位置	土質調査結果による 土質定数	計画盛土高 (m)		押え盛土 (m)		沈下対 象層厚 (m)	盛土沈下		
				(交通荷重等を盛土 荷重として考慮)		高さ (m)	幅 (m)		最終 沈下量 (m)	残留 沈下量 (m)	90%沈下 所要日数 (日)
				左法尻	右法尻						
PK 5+ 000	10	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 10.3	左法尻	0.00	1.00	8.00	4.65			
		PK 3+950	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 52.7	左法肩	3.30/3.83				0.86	0.36	3,081
		BP 16	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 235.7	中央	3.45/3.92				0.96	0.40	3,059
				右法肩	3.30/3.83				0.86	0.36	3,081
				右法尻	0.00	1.00	7.00				
	11	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 10.3	左法尻	1.30			4.00			
		傾斜地盤	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 52.7	左法肩	2.80/3.38				0.68	0.18	1,643
		PK 4+750	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 235.7	中央	3.06/3.64				0.79	0.22	1,638
		BP 16		右法肩	2.80/3.38				0.70	0.19	1,642
PK 6+ 000	12	B/C 5*4*2 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 10.3	左法尻		2.00	12.00	4.00			
		PK 5+021	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 52.7	左法肩	3.93/5.93				0.85	0.20	1,544
			E50 (kN/m <sup>2</sup> )=	中央	4.08/6.08				0.92	0.22	1,544
				右法肩	3.93/5.93				0.85	0.20	1,544
				右法尻		2.00	12.00				
	13	橋台部	C (kN/m <sup>2</sup> )= 14.6	左法尻	0.70	2.00	12.00	6.00			
		PK 5+300	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 109.0	左法肩	4.40/6.40				0.95	0.06	663
		BP 10	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 163.5	中央	4.60/6.60				1.12	0.05	519
		(BP 17)		右法肩	4.40/6.40				1.01	0.03	498
				右法尻	0.40	2.00	14.00				
	14	橋台部	C (kN/m <sup>2</sup> )= 14.6	左法尻	0.00	2.00	12.00	6.40			
		PK 5+400	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 109.0	左法肩	3.90/5.90				0.91	0.04	608
	BP 17	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 163.5	中央	4.14/6.14				1.01	0.06	624	
			右法肩	3.90/5.90				0.91	0.04	608	
			右法尻	0.00	2.00	12.00					
PK 7+ 900	15	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 26.6	左法尻	0.00			3.45			
		PK 6+100	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	3.00/3.58				0.53	0.06	875
		BP 11	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 112.5	中央	3.16/3.74				0.58	0.06	865
				右法肩	3.00/3.58				0.53	0.06	875
				右法尻	0.00						
	16	B/C 2*2*1 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 26.6	左法尻				4.80			
		PK 6+885	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	2.85/4.85				0.71	0.10	1,495
			E50 (kN/m <sup>2</sup> )=	中央	3.00/5.00				0.78	0.12	1,507
				右法肩	2.85/4.85				0.71	0.10	1,495
				右法尻							
	17	B/C 2*2*1 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 26.6	左法尻				4.80			
		PK 6+905	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	2.85/4.85				0.71	0.10	1,495
			E50 (kN/m <sup>2</sup> )=	中央	3.00/5.00				0.78	0.12	1,507
				右法肩	2.85/4.85				0.71	0.10	1,495
				右法尻							
18	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 26.6	左法尻	0.00			7.70				
	PK 7+350	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	2.40/3.19				0.81	0.27	4,767	
	BP 4	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 112.5	中央	2.63/3.42				0.94	0.34	4,779	
			右法肩	2.40/3.19				0.81	0.27	4,767	
			右法尻	0.00							

地形 区分	No.	構造 断面位置	土質調査結果による 土質定数	計画盛土高 (m)		押え盛土 (m)		沈下対 象層厚 (m)	盛土沈下		
				(交通荷重等を盛土 荷重として考慮)		高さ (m)	幅 (m)		最終 沈下量 (m)	残留 沈下量 (m)	90%沈下 所要日数 (日)
				左法尻	左法肩						
PK10+ 200	19	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 23.3	左法尻	0.00			2.45			
		PK 8+700	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	1.40/2.98			+	0.31	0.01	549
		BP 12	E501 (kN/m <sup>2</sup> )= 271.4	中央	1.57/3.15			3.00	0.38	0.02	563
			E502 (kN/m <sup>2</sup> )= 237.5	右法肩	1.40/2.98				0.31	0.01	549
				右法尻	0.00						
	20	B/C 2*2*1 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 23.3	左法尻				2.45			
		PK 9+720	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	1.42/3.42			+	0.27	0.00	149
			E501 (kN/m <sup>2</sup> )=	中央	1.57/3.57			3.00	0.32	0.00	150
			E502 (kN/m <sup>2</sup> )=	右法肩	1.42/3.42				0.27	0.00	149
				右法尻							
	21	交差点	C (kN/m <sup>2</sup> )= 23.3	左法尻	-0.30			3.00			
		PK 10+034.87	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	4.00/4.26				0.36	0.01	310
		BP 1	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 271.4	中央	4.24/4.50				0.41	0.03	609
				右法肩	4.00/4.26				0.32	0.02	511
				右法尻	0.50						
	22	橋台部	C (kN/m <sup>2</sup> )= 23.3	左法尻	0.00			3.00			
	PK 10+100	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	5.60/7.60				0.46	0.02	345	
	BP 1	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 271.4	中央	5.79/7.79				0.49	0.02	334	
			右法肩	5.60/7.60				0.46	0.02	346	
			右法尻	0.00							
PK10+ 500	23	橋台部	C (kN/m <sup>2</sup> )= 17.5	左法尻	0.00	2.00	15.00	7.00			
		PK 10+325	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	5.20/7.95				1.89	0.77	4,166
		BP 3	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 118.0	中央	5.36/8.11				2.02	0.85	4,174
		(BP 19)		右法肩	5.20/7.95				1.89	0.77	4,166
				右法尻	0.00	2.00	12.00				
PK13+ 700	24	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 17.5	左法尻	-5.80			6.10	0.58	0.00	369
		傾斜地盤	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	2.30/3.14				0.24	0.00	1
		PK 10+650	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 118.0	中央	2.53/3.37				0.24	0.00	1
		BP 19		右法肩	2.30/3.14						
		DCP 34, 35		右法尻							
	25	一般盛土	C (kN/m <sup>2</sup> )= 15.8	左法尻	-0.20			4.75			
		PK 11+800	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 63.2	左法肩	2.30/3.14				0.51	0.03	630
		BP 20	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 212.3	中央	2.54/3.37				0.59	0.04	685
				右法肩	2.30/3.14				0.48	0.04	747
				右法尻	0.20						
	26	B/C 2*2*1 cell	C (kN/m <sup>2</sup> )= 15.8	左法尻		1.50	2.00	4.75			
		PK 11+965	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 63.2	左法肩	2.68/4.68				0.54	0.01	369
			E50 (kN/m <sup>2</sup> )=	中央	2.83/4.83				0.62	0.02	397
				右法肩	2.68/4.68				0.54	0.01	369
				右法尻		1.50	2.00				
	27	B/C 3*2*3 cell	C1 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法尻		1.50	6.00	1.00			
	PK 13+500	C2 (kN/m <sup>2</sup> )= 15.6	左法肩	3.0/5.44			+	1.10	0.28	2,750	
	BP 9	Cv1 (cm <sup>2</sup> /day)= 16.1	中央	3.11/5.55			6.00	1.23	0.33	2,795	
		Cv2 (cm <sup>2</sup> /day)= 15.4	右法肩	3.0/5.44				1.10	0.28	2,750	
		E501 (kN/m <sup>2</sup> )= 118.0	右法尻		1.50	6.00					
		E502 (kN/m <sup>2</sup> )= 174.1									

地形 区分	No.	構造 断面位置	土質調査結果による 土質定数	計画盛土高 (m)		押え盛土 (m)		沈下対 象層厚 (m)	盛土沈下		
				(交通荷重等を盛土 荷重として考慮)		高さ (m)	幅 (m)		最終 沈下量 (m)	残留 沈下量 (m)	90%沈下 所要日数 (日)
PK13+ 700	28	一般盛土	C1 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法尻	0.00			1.00			
		PK 13+600	C2 (kN/m <sup>2</sup> )= 15.6	左法肩	2.60/3.66			+	1.07	0.35	3,040
		BP 9	Cv1 (cm <sup>2</sup> /day)= 16.1	中央	2.80/3.86			6.00	1.19	0.39	3,042
			Cv2 (cm <sup>2</sup> /day)= 15.4	右法肩	2.60/3.66				1.07	0.35	3,040
			E501 (kN/m <sup>2</sup> )= 118.0	右法尻	0.00						
			E502 (kN/m <sup>2</sup> )= 174.1								
PK15+ 000	29	一般盛土	C1 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法尻	0.00			2.50			
		PK 14+100	C2 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法肩	2.20/3.51			+	0.81	0.19	1,739
		BP 22	Cv1 (cm <sup>2</sup> /day)= 16.1	中央	2.44/3.76			3.70	1.00	0.34	1,816
			Cv2 (cm <sup>2</sup> /day)= 12.7	右法肩	2.20/3.51				0.81	0.19	1,742
			E501 (kN/m <sup>2</sup> )= 255.0	右法尻	0.20						
			E502 (kN/m <sup>2</sup> )= 174.1								
	30	一般盛土	C1 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法尻	0.00			2.00			
		PK 14+900	C2 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法肩	2.40/3.65			+	0.96	0.35	3,393
		BP 23	Cv1 (cm <sup>2</sup> /day)= 16.1	中央	2.49/3.74			4.80	1.13	0.43	3,445
			Cv2 (cm <sup>2</sup> /day)= 12.7	右法肩	2.40/3.65				0.96	0.35	3,393
			E501 (kN/m <sup>2</sup> )= 270.9	右法尻	0.00						
			E502 (kN/m <sup>2</sup> )= 225.2								
	31	交差点	C1 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法尻	0.00			2.00			
		PK 14+989.04	C2 (kN/m <sup>2</sup> )= 19.4	左法肩	2.40/3.19			+	0.89	0.32	3,391
	BP 23	Cv1 (cm <sup>2</sup> /day)= 16.1	中央	2.54/3.33			4.80	1.08	0.41	3,446	
		Cv2 (cm <sup>2</sup> /day)= 12.7	右法肩	2.40/3.19				0.88	0.31	3,389	
		E501 (kN/m <sup>2</sup> )= 270.9	右法尻	0.00							
		E502 (kN/m <sup>2</sup> )= 225.2									
鉄道 移設部	32	鉄道移設部	C (kN/m <sup>2</sup> )= 17.5	左法尻	-1.30	1.50	7.00	7.00			
		R -0+050	Cv (cm <sup>2</sup> /day)= 24.0	左法肩	3.50/5.00				1.34	0.57	3,422
		BP 3	E50 (kN/m <sup>2</sup> )= 118.0	中央	4.00/5.00				1.16	0.48	2,987
				右法肩	3.50/5.00				0.95	0.36	2,566
				右法尻	2.00				0.56	0.13	914

### (3) 橋梁計画

#### 1) 第2号橋梁（イコパ川架橋）にかかわる水理条件

##### i) 架橋地点における洪水状況

###### a) 1959年3月洪水

既往最大の洪水であり、堤防決壊により平野全域で浸水被害が発生したとされるが、イコパ川の河川水位は量水計をオーバーしたため、最高水位およびピーク流量などは不明である。現地住民へのインタビュー調査によると、第2号橋梁の予定架橋地点において越流は免れたものの、右岸堤防天端（鉄道敷高）のおよそ0.3 m下まで河川水位が達したとのことである。

###### b) 1994年2月洪水

76年ぶりと言われる大型サイクロン「ジェラルダ」の来襲により、1959年以来の大洪水が発生した。第2号橋梁予定地点の上流約1.5 kmにあたるイコパ川が堤間幅100 mと狭くなる部分をはじめ、随所の河積（河川断面積）が小さくなる箇所では河川がオーバーフローした。

架橋地点における水位は不明であるが、堤防からの越流はなかったとのことである。架橋地点上流側（Ambohimanambola 観測所）および下流側（Anosizato 観測所）におけるピーク流量はそれぞれ400 m<sup>3</sup>/sec、226 m<sup>3</sup>/secとなっており、下流側と上流側観測所の流量差が洪水氾濫の激しさを示している。

##### ii) 第2号橋梁にかかわる水理的計画諸元

###### a) 計画規模：10年確率河川水位

BPPARによる首都圏洪水防御計画の計画規模は100年確率である。しかし、イコパ川の第2号橋梁予定地点より約4 km上流の左岸に同計画による越流堤が完成すると、10年確率の計画流量（430 m<sup>3</sup>/sec）以上の水量は左岸水田部へ人工的に放流されるため、イコパ川には同流量以上の河川水量は流下しなくなる。このため、イコパ川架橋地点における計画規模は、同計画に基づく10年確率流量を採用する。

なお、後述するように、架橋地点における現況の河川流下能力は満水位で820 m<sup>3</sup>/secと、実質的にはおよそ30年確率規模相当の安全度を有しており（図3-2-3 参照）、BPPARによる越流時の計画流量と比較してもかなりの余裕がある。

b) 計画河床高：標高 1248.4 m

現在、イコパ川には河川改修計画は存在しないため、計画河床高は定められていない。

したがって、第 2 号橋梁架橋のための計画河床高は、調査団実施による架橋地点における河川横断測量結果に基づき、現況の最新河床を標高 1248.4 m と定める。

c) 計画高水位：標高 1256.8 m

現在、イコパ川には河川改修計画は存在しないため、計画河床高は定められていない。

したがって、1959 年の既往最大洪水時には、河川水位が現況の右岸堤防天端（鉄道敷高）下 0.3 m まで到達したことを考慮し、架橋地点における計画高水位は現在の鉄道敷高である標高 1256.8 m に設定する。

d) 橋梁桁下高：標高 1257.6 m（計画高水位標高 1256.8 m + 余裕高 0.8 m）

マダガスカル国には河川改修にかかわる技術基準は存在しない。このため、BPPAR による 10 年確率洪水流量（ $430\text{m}^3/\text{sec}$ ）に基づき、わが国の基準にある  $0.8\text{ m}$ （ $200\text{ m}^3/\text{s} < Q < 500\text{ m}^3/\text{s}$ ）を桁下余裕高として準用する。なお、開発途上国においては、桁下高不足である橋梁が河川流水を阻害することとなり、堰上げによる河川流水のオーバーフローの原因あるいは河川改修の妨げとなっている事例は多い。

一般的に、計画規模にかかわらず、橋梁桁下高は現況堤防天端高以上に設定するのが望ましいといわれているため、その点においても問題はない。

iii) 第 2 号橋梁架橋地点の水利条件評価

以下の各種評価によると、イコパ川を渡る第 2 号橋梁予定地点に水利的な問題点は少なく、架橋に適していると判断される。

a) 架橋位置

アンタナナリボ平野を流下するイコパ川には左右岸とも堤防があり、架橋予定地点におけるイコパ川の全川幅（堤間幅）が 190 m、低水路幅は 70 m である。本地点は、近傍の上下流区間のなかでは比較的川幅の狭い場所を選定され、かつ河川にほぼ直角に橋梁が横断する形となるため、架橋には妥当な位置といえる。最も堤間幅が狭い箇所としては、現予定地点の約 1.5 km 上流に堤間幅 100 m と河積（河川断面積）の小さくなる地点があるが、道路延長が長くなるなど道路計画上好ましくない。

したがって、マダガスカル側より要請のあった現架橋位置は最適と判断される。

b) 平面形状

アンタナナリボ平野を流れるイコパ川は、1941年および1999年の新旧地形図の比較からも明らかのように、最近60年間、低水路ならびに河岸ともわずかしか動いておらず、河道は極めて安定している。一般に、工事終了後に河道を原形に復旧したとしても、低水路の付け替えは河床材料が本来のものとは入れ替えられることになるため、自然に保たれている河道の安定を損なう工事は極力避けるべきとされている。

本橋梁建設においては、イコパ川の河道部分で橋脚工事を実施する必要があるが、橋脚部分のみを鋼矢板で囲み基礎工事などを行うため、河道全体への影響は少ないものと考えられる。

c) 堤外地の取り付け道路の影響

わが国の一般橋梁では、架橋に際して洪水時の流水の阻害とならないように、河道内の橋脚等による河積阻害率（橋脚の総幅が川幅に対して占める割合）を6%程度に抑えることを目安としている。また、全体事業費の関係から、イコパ川橋梁はできるだけ経済的に架橋をする必要がある。

現地調査の河川横断測量結果をもとに、マンシングの公式による等流計算を行い、第2号橋梁架橋地点におけるイコパ川河道の河川流の流下能力を検討した。架橋地点の河道横断を以下の図3-2-4に、等流計算結果を以下の表3-2-8にしめす。

$$Q = Av = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

ここに $Q$ は流量、 $A$ は流積、 $n$ はマンシングの粗度係数、 $R$ は径深ならびに $I$ は水路床勾配である。架橋地点周辺における平均水路床（地盤）勾配 $I$ はおよそ $1/3,300$ である。

検討の結果、満水位流量時の現況の流下能力は $820 \text{ m}^3/\text{sec}$ となり、高水敷上に40mの取り付け道路を設けた場合には $790 \text{ m}^3/\text{sec}$ となるため、最大流下量からみた阻害率はわずか3.6%である。将来、BPPARによる首都圏洪水防御計画実施後には計画流量が $430 \text{ m}^3/\text{sec}$ となること、また、洪水時には、現在でも架橋地点上流側の河道の狭小部分で河川流水がオーバーフローしているため、イコパ川の流下能力の計算値から考慮しても、架橋地点における取り付け道路の設置は問題ないものと判断される。

したがって、橋長約150m、イコパ川右岸の高水敷上における延長40mの盛土取り付け道路の建設は、イコパ川の流水に悪影響をおよぼさないと判断される。

表 3-2-8 イコバ川架橋予定地点における等流計算

	Gradient	1/3,300	Freeboard(m)	0.0	Crown width(m)	10.0
	1.741E-02		Water level	1256.80	Q(qL+qhL+qhR,m <sup>3</sup> /s)	785.7
Low Water	Width(top,m)	71.0	Total water depth(m)	8.30		
Channel	Width(bottom,m)	12.5	Water depth(m)	6.50	S(m)	72.43
	Depth	6.50	Width(m)	71.0	R(m)	5.511
	Slope gradient	4.5	A(m <sup>2</sup> )	399.2	V(m/s)	1.81
	n	0.030				
	Bed elevation(m)	1,248.5			ql(m <sup>3</sup> /s)	722.7
High Water	Width	9.0	Water depth	1.80	S(m)	16.42
Channel	Slope gradient	4.0	Width(m)	16.2	R(m)	1.381
(left side)	n	0.050	A(m <sup>2</sup> )	22.7	V(m/s)	0.43
					qhL(m <sup>3</sup> /s)	9.8
High Water	Width	57.0	Water depth	1.80	S(m)	61.02
Channel	Slope gradient	2.0	Width(m)	60.6	R(m)	1.734
(right side)	n	0.050	A(m <sup>2</sup> )	105.8	V(m/s)	0.50
					qhR(m <sup>3</sup> /s)	53.2
注) 図3-2-3 に示すように、現況断面を近似させて計算を行った。						

なお、取り付け道路を設置すると、有効河積が若干減少するため現況より流速が増大し水位が下がる。そのため、取り付け道路による河川水位の堰上げは発生しないものと判断される。

d) 橋脚による水位堰上げ高の影響

下記の D'Aubuisson の公式により、橋脚による水位堰上げ高を検討した。満水位流量時の水位堰上げ高は僅か 2.5 cm であり、橋脚の影響は軽微であると判断される(表 3-2-9 参照)。なお、ここでは橋脚幅 2m×4 本と安全側を考慮して計算を行っている。

$$\text{橋脚による堰上げ高 } \Delta h_p = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 B_2^2 (h_1 - \Delta h_p)^2} - \frac{1}{B_1^2 h_1^2} \right\}$$

ここに、 $Q$  は流量、 $B_1$  は橋脚上流側の水路幅、 $B_2$  は水路幅から全橋脚幅を差し引いた幅、 $h_1$  は橋脚上流側の水深、 $C$  は橋脚形状による係数である。



表 3-2-9 D'Aubuisson 公式による橋脚の水位変化量

計 算 条 件 等			
水位堰上げ高	m	$h_p$	0.025
流 量	m <sup>3</sup> /sec	$Q$	790
橋脚形状による係数		$C$	0.92
橋脚上流側の水路幅 (m)	m	$B_1$	191.0
水路幅から全橋脚幅を差し引いた幅	m	$B_2$	183.0
河積障害率	%		4.0
取り付け道路延長	m		40
橋脚上流側の平均水深	m	$h_1$	3.3

e) 護岸等による防護の必要性

等流計算に基づくと、満水位流量 790 m<sup>3</sup>/sec 流下時の低水路、高水敷の流速はそれぞれ 1.8 m/sec、0.5 m/sec である。2000 年 2 月の現地調査期間中、サイクロンの影響でイコパ川が増水し、右岸側高水敷が若干冠水する状況を観察することができたが、高水敷上における流速は小さいように見受けられた。

橋台・橋脚 : 一般に、流速 2 m/sec 以下では、コンクリートもしくは石材等による防護の必要は少ないとされているが、「首都圏洪水防御計画」の具体化時期が未定であることおよび現地の維持管理状況等を考慮し、現地では石材の入手が容易であるため、橋台部に石張りによる護岸工を行う。

取り付け道路 : 高水敷上の洪水時の流速が 0.5 m/sec と遅いとはいえ、盛土の建設後しばらくの間は盛土の表面は柔らかく、流水の作用による浸食が容易であり、必要に応じて防護するのが望ましいため、現地の石材を利用する石張り工を行う。

f) 河床上昇

第 2 号橋梁架橋地点上流 (流域面積 : A=1311 km<sup>2</sup>) にマンタスア (Mantasoia) 湖およびチアゾンパニリ (Tsiacompaniry) 湖とふたつの人造湖がある。両湖はそれぞれ 1936 年、1955 年に建設され、首都の住民約 120 万人の水源となるとともに水力発電が行われ、灌漑用水の水源にもなっている。なお、両湖は洪水調節機能を有していない。

イコパ川流域に大規模な開発計画はなく、逆に、上記の両人造湖周辺地区は土壌浸食防止のための植林活動および管理を必要とする「流域管理植林区」に指定されて保全の

対象となっている。したがって、将来、上流からの土砂供給量が増大する可能性は少なく、浮遊砂などは架橋地点に堆積することなく流下するものと判断され、河川堆積物による河床の上昇は発生しないものと判断される。

g) 河床低下

架橋地点周辺では砂利採取が行われているものの採取量は少なく、また、上流域には新規のダム建設計画は存在しない。したがって、将来とも河床低下は発生しないと判断される。

h) 橋台および橋脚の局所洗掘について

洪水時における橋台および橋脚の洗掘深度を検討した結果、局所洗掘深度は計画根入れ（低水路：2 m、高水敷：1 m）以下であるため、捨石および蛇籠工等の防護工を必要とはしないと判断できる。

なお、局所洗掘深度の検討結果を別冊報告書に示す。

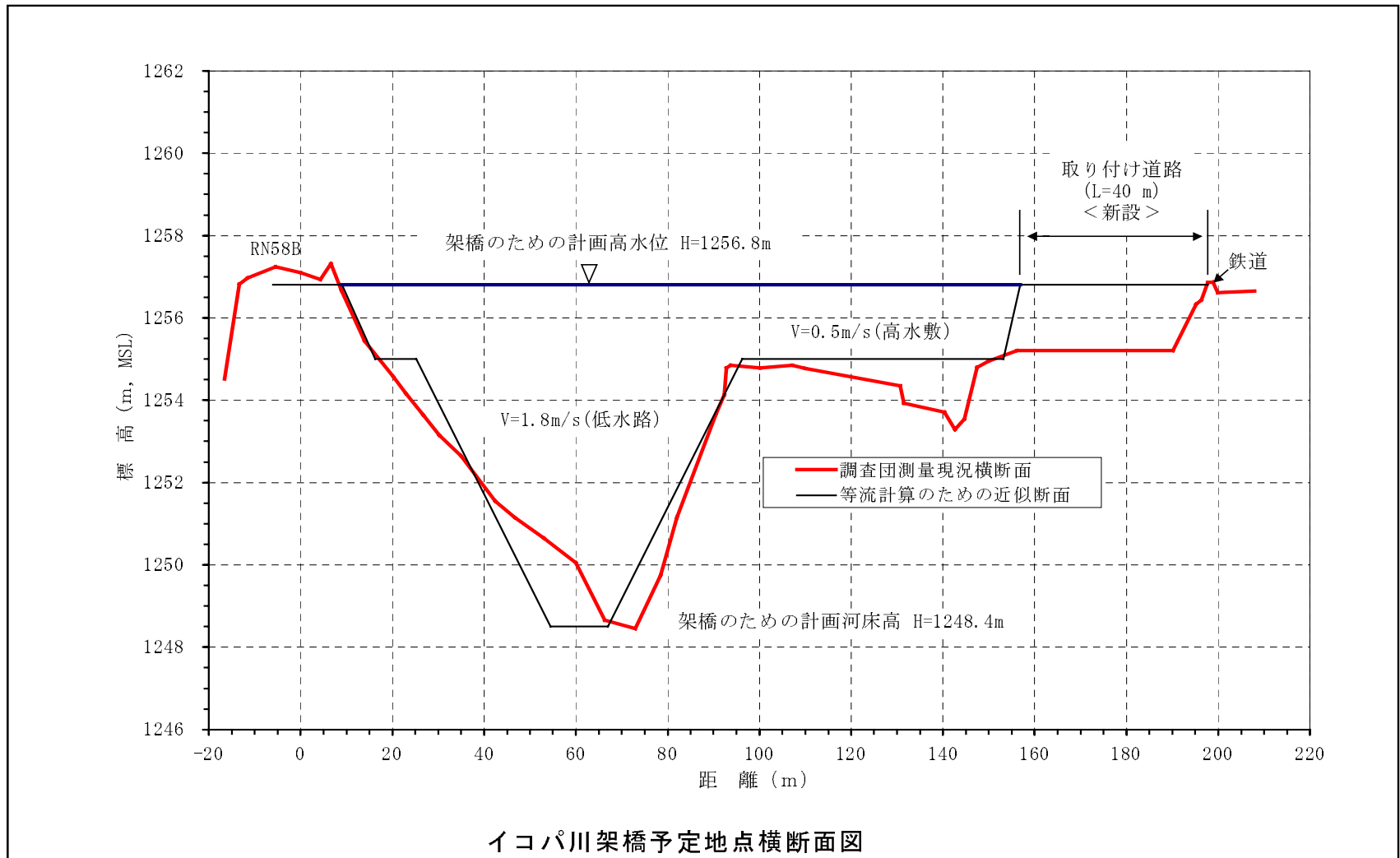


図 3-2-4 第 2 号橋梁架橋予定地点 (イコパ川) 横断面図

## 2) 設計方針

### i) 橋長の決定

#### a) 第1号橋梁

イコパ川上流で越流した洪水流量のうち、20年洪水確率以下に対応する開口幅を算出するため、氾濫原に仮想水路幅を想定し、既往のサイクロン「ジェラルダ」(1994年2月)程度の流量に対して道路天端が水没しないように、開口部幅をパラメータとして不等流計算を行った。

検討の結果、開口部の流水の流速を盛土が浸食しない程度以下とするためには、開口幅は約80mが必要となる。この開口幅に対し、横断水理構造物として、橋梁およびボックスカルバートの場合における維持管理および安定性の比較検討をおこない、橋梁が優れる結果となったためこれを採用した。算出された開口部幅に橋脚の必要合計幅および法面の勾配を考慮すると、第1号橋梁の橋長は約100mとなる(図3-2-5 参照)。

ただし、既往サイクロン「ジェラルダ」程度の流量以上の洪水が発生した場合には、流水は本橋梁上を越流することになる。

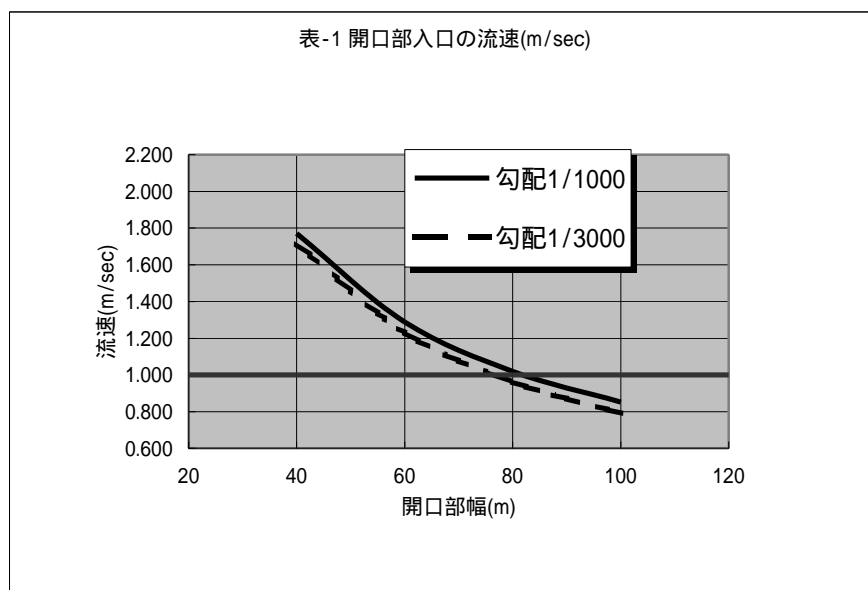


図 3-2-5 第1号橋梁開口部幅の決定

#### b) 第2号橋梁

イコパ川を横断する第2号橋梁の橋長を決定する際のコントロールポイントは、右岸堤防上の鉄道および左岸堤防上の国道58B号線である。橋梁計画は経済性を優先するた

め、橋長をできるだけ短くすることとし、道路と鉄道とは平面交差することを基本とする。

橋梁計画地点付近の堤外地の地形についてみると、右岸側の高水敷は畑地および水田となり、また、農道が鉄道部分から右岸高水敷を斜めに横切るように通っている。河道は左岸側寄りに蛇行しており、旧地形図を参考にすると河道位置は長年変わっていない。

橋長を短くすることが経済性に結びつくため、河川両側の堤間を橋長とする案および右岸側の農道の下流側に盛土を行い、取り付け道路として橋長を短くする案があったが、河川敷内への盛土の建設は河川の流下阻害の原因ともなる可能性があるため、両者について検討を行った。

その結果、高水敷ではあるが、河川敷内に延長 40m の道路盛土を設けた場合でも、河川の流下に与える影響は小さい事が以下の理由から判明した。

洪水防御対策（越流堤の建設や狭窄部の拡幅など）整備前に、1959 年に発生した既往最大の洪水が発生した場合でも、水理解析の結果によると盛土による河川への影響は小さい。

洪水防御対策の整備後には、架橋地点でのイコパ川の流量は  $430\text{m}^3/\text{sec}$  となり、右岸高水敷における河川水位の上昇はない。

取り付け道路盛土および前面の農道部分に石積みによる護岸工を実施することで、洗掘による被害を防止することが十分可能である。

この対策をおこなった場合でも、取り付け道路盛土を建設し、橋長を短くした方が経済性に優る。

したがって、橋長は約 150m とし、イコパ川の右岸高水敷部分に道路盛土（延長約 40m）を構築する。

## ii) 橋梁部幅員構成

### a) 第 1 号橋梁

一般に、橋梁区間は幅員（とくに路肩）の縮小を行う場合が多いが、ドロドシ（Dorodosy）～アンカデイエボ（Ankadievo）間は橋梁としてよりもバイパスとしての機能を優先させて安全性を確保するため、第 1 号橋梁の幅員構成は盛土区間と同一の道路幅員とする（図 3-2-6 参照）。

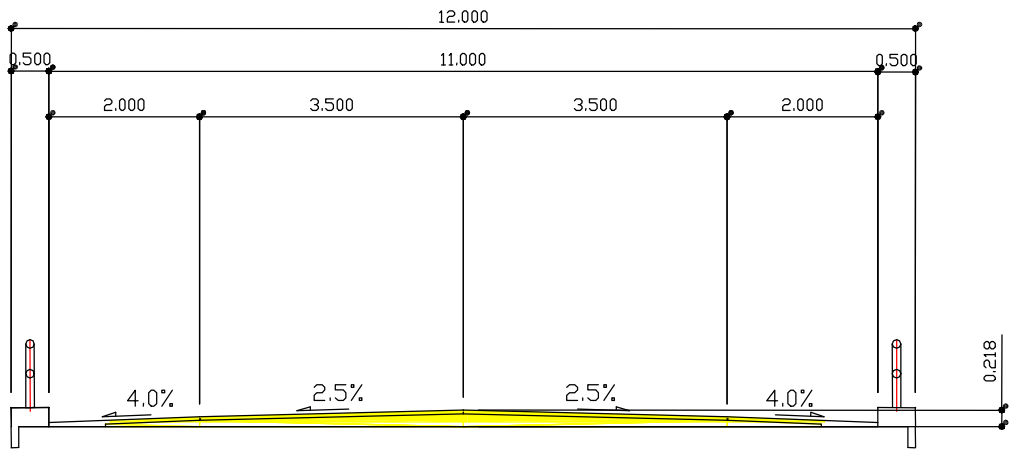


図 3-2-6 第 1 号橋梁の幅員構成

b) 第 2 号橋梁

第 2 号橋梁の幅員構成のうち、車道幅員は道路部分と同様に 3.5m とし、路肩を省略して両側に各 1m 幅の歩道を設けた(図 3-2-7 参照)。第 2 号橋梁は左岸側のロータリー交差点と右岸側の鉄道との平面交差の間の区間にあり、車輛の速度も上がらないことから、一般道路部分より橋梁幅員を縮小している。

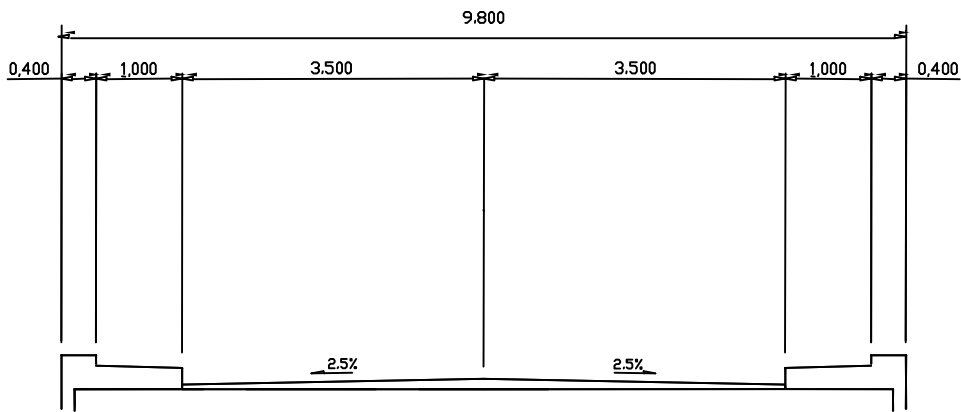


図 3-2-7 第 2 号橋梁の幅員構成

iii) 桁下空間

a) 第 1 号橋梁

最低道路盛土高に合致させ、桁下高さ 3m を確保する。なお、20 年確率以上の洪水流量に対しては越流を許容することになる。

b) 第 2 号橋梁

洪水防御計画の整備後には、イコパ川には最大流量  $430\text{m}^3/\text{sec}$  の河川流量が流下する。この流量に対する桁下余裕は、我が国の河川構造令を参考とすると 80cm であり、橋梁の桁下標高は堤防天端標高より低くすることが可能である。

しかし、桁下高さを既存堤防の天端以下とした場合、堤防面の浸食など生じる可能性があり、橋梁および付帯施設の維持管理面上好ましいことではないと考えられるため、桁下高さを左岸堤防の天端高さで決定する。

3) 設計条件

i) 適用設計基準

マダガスカルにおける橋梁の通行車輛の制限規定は 2000 年 5 月に改訂され、フランスの制限規定とほぼ同様になった。この規定は ISO40tf の複合輸送(総重量 44tf)を視野に入れた、世界的に最も進んだ通行車輛規定である。一方、マダガスカルにおける橋梁設計基準はこの改訂に対応しておらず、また、同国における交通の現状を考慮すると、上記のような交通状況となるにはまだかなりの時間を要するものと考えられる。

したがって、公共事業省の橋梁の設計基準に関しては、通行車輛の制限も関係するフランス規格の将来における採用を検討する必要があると考えられるが、本バイパス計画ではマダガスカル国の交通の現況、現在の公共事業省の設計基準ならびに日本政府の無償協力資金対象案件であることを考慮し、国道 2 号線 3 橋梁改善計画(1995 年実施)に用いられた日本の設計基準を用いて設計を行う。

ii) 設計荷重

a) 活荷重

設計活荷重は B 活荷重を採用するが、本荷重は国道 2 号線 3 橋梁改善計画の設計荷重と同じである。B 活荷重における通行可能な車輛総重量は約 40tf であり、現在のマダガスカル国の交通事情を考慮すると十分と考えられる。

b) 設計風荷重

気象天文資料によると、アンタナナリボの過去 44 年間の地上高 10m における最大の 10 分間平均風速はおよそ  $10.8\text{m}/\text{sec}$  と比較的小さい。

したがって、設計基準風速は安全側を考慮し、日本の設計基準にある  $40\text{m}/\text{sec}$  を採用する。

c) 地震荷重

地震観測記録におけるマグニチュード2.5以上の地震は、現在までの約20年間に2,228回記録されている。このうち最も規模の大きい地震は、1996年6月8日にアンタナナリボから約150kmの位置で発生したマグニチュード5.7の地震である。このときのアンタナナリボでの震度はおよそ(2.5~8.0Gal)の軽震と報告されている。地震の発生は小規模であるが、かなり多く記録されているため地震に対する設計上の配慮は必要であると判断される。

したがって、設計に用いる設計水平震度はアンタナナリボで100年に1回発生すると想定される最大地震加速度とし、マグニチュード4以上の地震を用いて解析を行った結果、想定される地震加速度はおよそ60Gal(震度 $K_h=0.06$ )であるため、設計水平震度は $K_h=0.10$ を採用する。

d) 温度荷重

アンタナナリボの年平均気温は18.8であるため、設計に用いる基準温度は+20とする。また、年間の温度変化は+15~22と比較的小さいため、温度変化量は一般的な基準温度に対して $\pm 15$ とする。

iii) 使用材料

橋梁形式は、第1号橋梁および第2号橋梁ともコンクリート橋とし、基礎形式には場所打ちコンクリート杭形式を選定した。これらに使用する主要材料の設計に用いる諸元を以下に示す。なお、単位容積重量、弾性係数などの諸元は日本道路橋示方書に従うものとする。

a) コンクリート

橋梁上部構造：  $f_{ca}=35.0$  MPa

調査結果では、コンクリート強度は40MPaまで期待可能であるが、品質のバラツキ等を考慮しコンクリート強度を35.0MPaとする。

橋梁下部構造：  $f_{ca}=24.0 \sim 30.0$  MPa

b) 鋼材等

鉄筋： JIS相当品SD345までを使用する。

P C 鋼材： 基本的にフレシネータイプの鋼線を使用する。



#### 4) 上下部工計画

##### i) 上部工計画

##### a) 第 1 号橋梁

第 1 号橋梁は、20 年確率以上の洪水が発生した場合には、流水が橋面を越流する橋梁である。また、橋梁は軟弱地盤に位置するため、この部分の盛土高さにも制限がある。このことを考慮して 3 ケースの橋梁形式を比較したが、以下の理由から支間約 20m ~ 25m の連続 P C ポストテンション中空床版橋を選定する。

桁橋の場合、同一支間では桁高が高くなるとともに橋梁下面の形状は複雑となり、流水に対して抵抗が大きい。また、桁間の空間が大きいため浮力により浮き上がり、流出した事例がある。したがって、本計画第 1 号橋梁形式としては不適である。

コンクリート床版橋の場合、桁高さを低くすることが可能であり、桁断面形状は流水抵抗の少ない形状とすることが可能である。また、コンクリート床版橋は維持管理が少なく済むため、マダガスカル国側の維持管理関係の負担は少なくなる。

経済性、施工性、維持管理ならびに潜水橋としての特性等を比較・検討した結果、橋梁形式は連続 P C ポストテンション中空床版橋を採用する（表 3-2-10 参照）。

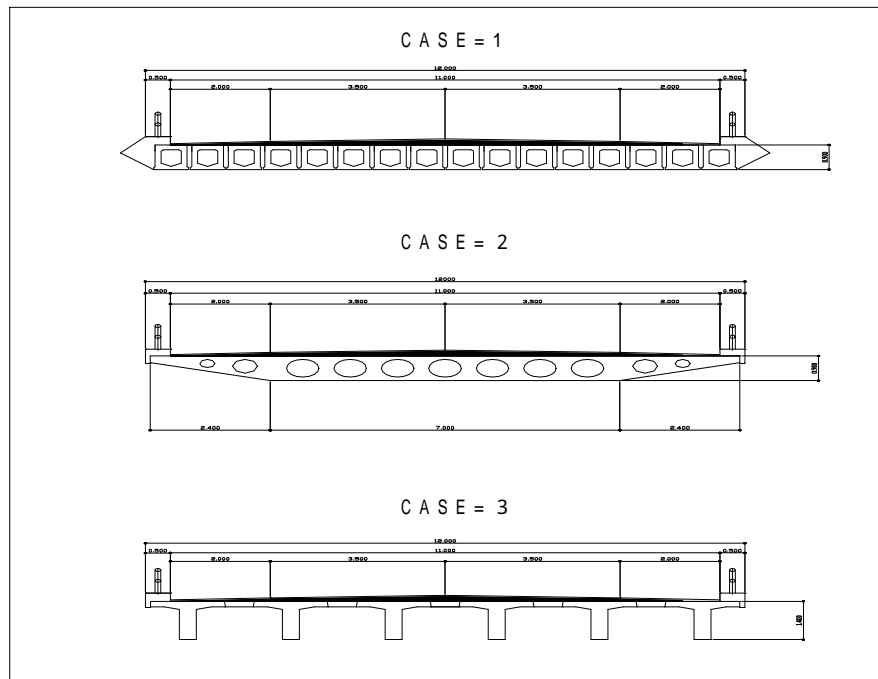


図 3-2-8 第 1 号橋梁桁断面比較図

表 3-2-10 第 1 号橋梁（左岸氾濫原橋梁）総合比較表

橋 梁 形 式	経済性	施工性	維持 管理	潜水橋 の特性	その 他 の 特記事項	総合評価
CASE 1 単純 PC プレテンション 床版橋					製作設備が 大きい	製作設備が大がかり となり不経済。 ×
CASE 2 連続 PC ポストテンション 中空床版橋					特になし	経済性に優る。
CASE 2 応用形 単純 PC ポストテンション 床版橋					特になし	問題はないが、 経済性で に劣る。
CASE 3 単純 PC ポストテンション T 桁橋				×	特になし	潜水橋としての 構造特性が劣る。 ×

b) 第 2 号橋梁

橋長 150m に対する橋梁形式および最適支間割りを選定するため、コンクリート橋および鋼橋について比較検討を行ない、支間 37.5m の 4 径間単純 PC ポストテンション T 桁橋を以下の理由により選定した（表 3-2-11 参照）。

コンクリート橋は鋼橋に対して約 20% 経済的である。  
 コンクリート橋は維持管理が少なくすみ、マダガスカル国側の負担が少ない。  
 コンクリート橋は鋼橋に対して桁高が低く、鉄道との平面交差に有利である。  
 コンクリート橋の比較では支間 40m 付近が最も経済的となるが、等径間割りを考慮して支間 37.5m の 4 径間とする。

表 3-2-11 第 2 号橋梁（イコバ川橋梁）総合比較

橋梁形式		経済性	施工性	維持管理	その他特記事項	総合評価
コン ク リ ー ト 橋	7 径間連続 PC 中空床版橋				特になし	に比べ経済性が やや劣る
	5 径間単純 PC ポストテンション T 桁橋				特になし	コンクリート橋の中では 経済性が劣る
	4 径間単純 PC ポストテンション T 桁橋				特になし	経済性に優り、施工性、 維持管理とも問題はない
鋼橋	5 径間単純 2 主桁 合成版桁橋			×	同じ支間の場合、桁高 が高い分、鉄道の嵩上 げ区間が長くなる。	維持管理に要する 費用が発生する

ii) 下部工計画

a) 第 1 号橋梁

地質調査結果によると、第 1 号橋梁の設置位置の地盤構成は厚い軟弱地盤の下位に風化花崗岩の支持層が分布する。橋梁規模は比較的小さいため、基礎の規模の調整が可能な杭基礎方式が最適である。橋梁建設における資機材の共通性も考慮し、杭基礎形式は第 2 号橋梁と同じ場所打ちコンクリート杭基礎とする。

b) 第 2 号橋梁

第 2 号橋梁の基礎についてみると、橋台基礎は陸上部にあたり、支持地盤が比較的深いことから杭基礎形式が考えられる。一方、橋脚位置は河川敷内であるうえ、支持層も深いことから、橋脚工事には鋼矢板による橋脚周囲の締め切りが必要となる。

橋脚に関しては、杭基礎形式のほかにオープンケーソン基礎も考えられるが、地質・土質調査の結果から判断して、橋脚位置では中間層の砂質土層が（N 値 20）比較的締まっているが、地表浅部に分布する軟弱層の圧密沈下促進のため、補助工法としてプレロード工法を用いる必要があるため、橋台と同じ杭基礎形式を採用する。

c) 杭形式の比較

マダガスカルおよび周辺国で実績のある場所打ち杭基礎と鋼管杭基礎について経済性の比較をおこなった結果、場所打ち杭基礎形式が経済的に優位であるため、基礎形式としては場所打ち杭基礎を選定する。

3-2-3 基本設計図面

1) 道路一般図

本バイパス計画の路線線形、平面・縦断図、交差点平面図、標準横断図、排水構造物一般図ならびに鉄道移設部平面・鉄道盛土横断図を示す（図 3-2-9～3-2-18）。

2) 橋梁一般図

橋梁一般図として、平面図および側面図を示す（図 3-2-16～17 参照）。

i) 第1号橋梁

a) 上部工

構造形式：連続プレストレスコンクリート（ポストテンション）中空床版橋  
径 間：4 径間

b) 下部工

支持杭形式：オールケーシング場所打ち杭  
支持杭深度：最大 20m  
支持杭直径：直径 1m

ii) 第2号橋梁

a) 上部工

構造形式：単純プレストレスコンクリート（ポストテンション）T桁橋  
径 間：4 径間

b) 下部工

支持杭形式：オールケーシング場所打ち杭  
支持杭深度：最大 35m  
支持杭直径：直径 1m