

### 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 プロジェクトの目的

大型ハリケーン「ミッチ」により未曾有の災害を被ったホンデュラスでは、その災害復旧計画として「国家再建計画 - PMRTN」を立案し、その実現に向けての努力がなされている。就中、災害復旧の遅滞なき進捗のために高い優先順位が与えられている道路網の復旧については、PMRTN 実施のための Action Program としての「緊急プロジェクトリスト」が SOPTRAVI によって作成されている。本基本設計調査の対象であるプロジェクトは、この「緊急プロジェクトリスト」の中の一つのグループ、「全国被災橋梁の再建」に含まれるものと位置づけられている。

本プロジェクトの対象橋梁は以下の通りである。

- 1) フアン・ラモン・モリーナ橋 (テグシガルパ市内)
- 2) チレ橋 (同上)
- 3) 新チオルテカ橋及び周辺道路 (パンアメリカンハイウェイ 1 号線)
- 4) イットカ橋 (同上)
- 5) イラマ橋 (国道 20 号線)
- 6) デモクラシア橋 (中米道路網 13 号線)
- 7) リオオンド橋 (国道 15 号線)

上記、テグシガルパ市内 2 橋梁と幹線道路上の 5 橋梁の復旧 (再建及び架け増し) を内容とする本プロジェクトは、世銀・米州開発銀行及びスウェーデン政府の協力により進められている類似内容の諸プロジェクトと相俟って、当国の幹線道路上の被災橋梁を建設することで復旧し、道路網としての機能を回復して、社会・経済活動の隘路を解消し、更に、他分野における災害復旧を遅滞なく実行できるような基盤を整備することを目的としている。

### 3-2 プロジェクトの基本構想

#### (1) 目標整備水準

主要街路、主要国道上の 7 橋梁の復旧を内容とする本プロジェクトは、基本設計調査開始当初より、長くホンデュラス国、及び、国民の社会資産となり得るような永久橋を建設することを目標とすることが確認されていた。これを踏まえて、本基本設計調査では以下の 2 点を整備水準の目標とした。

- i) 50 年に 1 度 (新チオルテカ橋に対しては 100 年に 1 度) の確率の洪水を計画洪水として、これに十分に耐え得る橋梁構造とすること

- ii) 上記、計画洪水を超える超過洪水に対しても可能な限りの対応策を講じること

## (2) 残存施設の再利用

チレ橋、イツトカ橋、及び、リオオンド橋では、被災後にも既存橋梁の一部が残存している。これらの再利用、永久橋の一部として今後も利用できるかどうかの可能性を調査した。結果として、イツトカ橋の残存する2径間のみが、再利用可能であるとの結論を得た。ここでは、流失した1径間を新たに再建し、残存する2径間に補修・補強工事を施すこととした。

## (3) 架橋位置

調査対象橋梁のうち、新チョルテカ橋、イツトカ橋、イラマ橋、デモクラシア橋については、架橋地点周辺の地形、前後の取付道路の現況、必要用地が収用済みであること等の理由から永久橋の架橋地点が自ずから決まり、架橋位置の代替案が成立することはない。また、永久橋建設中の迂回路も必要としない。残る3橋では、架橋地点についてのいくつかの代替案が考えられ、同時に、代替案によっては迂回路の建設が必須となる。これら代替案の比較検討の結果が表3-2-1～表3-2-3に示されている。

すべての橋において、被災前の橋梁のあった位置に永久橋を建設するのが最適であるとの結果となった。

## (4) 幅員

橋梁幅員、幅員構成は、交通量と前後の取付道路の幅員構成を考慮して決められた。即ち、対象橋梁すべての取付道路部の拡幅計画がないことを確認し、既存の取付道路の幅員構成の各要素の幅(車道幅、側帯幅、歩道幅)を下回ることはないように、且つ、道路と橋梁の取付に支障の生じないことを確認して橋梁幅を決定した。また、既存橋梁を延長する新チョルテカ橋、及び、既存橋梁の一部を補強して活用するイツトカ橋の幅員は、既存橋梁と同一とした。その結果は、表3-2-4に示されている。

## (5) 橋長・径間割・橋面計画高

橋長は、各架橋地点の状況と水文解析から求められた確保・維持すべき河川幅を考慮して決めた。また、計画洪水量から基準径間長を求め、先に決められた橋長に対

する最適な径間割を決定した。橋面計画高は、橋長、計画洪水量から求められる計画洪水位、径間長から求められる桁高、必要とされる桁下高さ、取付道路部を含む道路縦断設計結果等から決められた。ここで必要な桁下高としては、(1)の整備水準に記した計画洪水位に対する条件として、日本の「河川構造物設計基準(案)」で決められた所定の余裕高を計画洪水位上に持つこと、超過洪水への配慮として、ミッチ来襲時の水位を桁がクリアーすること、を満たすこととした。しかしながら、J.R.モリーナ橋、チレ橋、及び、イツトカ橋では、主として架橋地点の地形等物理的状況から、この桁下高に対する条件を満たすことが不可能であることが判明し、また、新 Cholteca 橋では、流路障害等の水理的解析の結果として一部の径間で上記条件から外れた計画高の構造とする方がよいとの結論を得た。即ち、これらの橋では、超過洪水時に橋梁の上部工が流水の水位以下に没する可能性がある。このような状況に対しては、上部工設計上で次項に記すような対策を講ずることとした。

表3-2-1 モリ一ナ橋 架橋位置選定表

項目	架橋位置	第1案 上流100m位置	第2案 現橋位置	第3案 下流100m位置
取付位置の状況	左岸側	・街路が有り、用地買収の必要がある。	・現橋位置での建設のため問題が少 ない。	・用地買収による。
	右岸側	・ケロッグ社用地	・特に問題はない。	・競技場への坂道の中程に取り付く。 ・用地買収が必要
アクセス道路の状況	左岸側	・上流側のビルの一部撤去（用地買 収）の必要有り。	・既設道路の利用であり問題なし。	・用地買収により取付道路を建設。
	右岸側	・ケロッグ社の用地内に約140mの 取付道路を建設。用地買収困難。	・既設道路の利用であり問題なし。	・競技場への坂道の中程に取り付け る。
使用性（規模、線形等）		・道路線形に問題あり。 ・市施工の下部工利用。ただし、本 調査の設計条件を満たすか照査の必 要。橋長約100mと第2案より長	・現橋と殆ど変わらず。 ・橋長は最も短く約70m程度とな る。	・橋長として約120m程度必要。 ・縦断勾配が相当な急勾配となり、線 形上、やや無理がある。
施工性		・市施工の下部工の有効利用案 ・仮橋の新設を必要としない。	・本橋建設には、仮橋の建設及び現 橋（バリー橋）の撤去が必要。 （迂回路の設置位置は下の選定表参 照）	・仮橋の新設を必要としない。
総合評価			◎	
			・完成後の線形が最も良く用地買収 など、問題が最も少ない。	

迂回路位置選定表

	A案 現橋下流隣接設置	B案 上流100m設置	C案 下流100m設置
アクセス道路の状況	○	○	△
使用性	○	○	△
施工性	△	○	○
経済性	×	○	×
総合評価		◎	
		・市建設の下部工利用とする。 ・借地の問題は無い。	

表3-2-2 チレ橋 架橋位置選定表

項目	架橋位置	第1案 現橋位置	第2案 下流40m位置	第3案 下流80m位置	第4案 下流・現橋隣接
取付位置の状況	左岸側	・問題なし	・家屋が密集しており、用地買収の必要性有り。	・家屋が密集しており、用地買収の必要性有り。	・家屋があり、用地買収の必要がある。
	右岸側	・問題なし			
アクセス道路の状況	左岸側	・問題なし	・街路のクラックがある。	・街路のクラックがある。	・取付道路の用地買収が必要
	右岸側	・問題なし	・用地買収が必要。	・街路のクラックがある	・用地買収が必要。
使用性（線形等）		・最も良い	・左岸側には街路のクラックがあり、第3案について使用性が良くない。	・左右岸ともに街路のクラックがあり、使用性は最も悪い。	・第1案について良い。
施工性		・現橋の撤去及び・迂回路が必要となる。 (迂回路位置は下の選定表参照)	・現橋の補強・補修が必要。	・現橋の補強・補修が必要。	・現橋の補強・補修が必要。
総合評価		◎ ・完成後の線形も最も良く用地買収など、問題が最も少ない。			

迂回路位置選定表

	A案 下流40m設置	B案 下流80m設置	C案 下流290m設置
アクセス道路の状況	○	○	○
使用性	○	○	○
施工性	△	△	○
経済性	×	×	○
総合評価			◎ ・乾期迂回路の設置も容易で工程的にも無理がない。 ・仮橋の橋長は他案に比べ最も短いもので良い。

表3-2-3 リオ・ワイド橋 架橋位置選定表

架橋位置		第1案 上流側	第2案 現橋位置
項目	取付位置の状況	・人家が3件有り	・問題なし
		・フロック工場有り	・問題なし
アクセス道路の状況	左岸側	・用地買収の必要がある。	・現道路の利用で特に問題が無い。
	右岸側	・用地買収の必要がある。	・現道路の利用で特に問題が無い。
使用性 (線形等)		・平面線形の変更が必要	・直線区間となり走行性は第一案より優れている。
施工性		・現仮橋の移設不要。	・本橋着手前に現仮橋の移設が必要 ・迂回路用の用地借用は可能。 (迂回路設置位置は下の選定表参照)
総合評価			◎ ・完成後の線形も最も良く、用地買収などの問題が最も少ない。

迂回路位置選定表

	A案 下流隣接設置	B案 上流隣接設置
アクセス道路の状況	○	○
使用性	○	○
施工性	○	△
経済性	○	△
総合評価	◎ ・仮橋移設時、現乾期迂回路が利用出来る。 ・出水時、万が一仮橋が落橋しても本橋施工への影響は少ない。	

表 3-2-4 幅員構成

	交通量 (台/日)	被災橋梁 全幅員(m)	周辺既存道路(m)		計画幅員構成 (単位 m)					適用
			位置	歩道+車道+歩道	全幅	車道	側帯	歩道	地覆幅	
ファンラモン モーター橋	21,576 1995年実測	11.00	A1側	2.10+7.42+2.15	11.67	2@3.25=	2@0.75=	2@1.75=	2@0.25=	
			A2側	1.90+9.00+1.90	12.80	6.50	1.50	3.50	0.50	12.00
チレ橋	6,607 1995年実測	11.50	A1側	1.50+8.50+1.50	11.50	2@3.25=	2@1.00=	2@1.75=	2@0.25=	
			A2側	1.50+8.50+1.50	11.50	6.50	2.00	3.50	0.50	12.50
新ジョルダカ橋	748 2000年予測	11.00	A1側	(1.85)+2@3.65+(1.85)	11.00	2@3.50=	2@0.90=	2@0.85=	2@0.25=	既存橋梁に
			A2側	(1.85)+2@3.65+(1.85)	11.00	7.00	1.80	1.70	0.50	11.00
イトカ橋	748 2000年予測	9.80	A1側	(1.85)+2@3.65+(1.85)	11.00	2@3.50=	2@0.60=		2@0.80=	既存橋梁に
			A2側	(1.85)+2@3.65+(1.85)	11.00	7.00	1.20		1.60	9.80
イラマ橋	1,076 1995年実測	9.10	A1側	(1.0) + 7.2+(1.0)	9.20	2@3.25=	2@0.60=	2@0.75=	2@0.25=	
			A2側	(1.1) + 7.1+(1.1)	9.30	6.50	1.20	1.50	0.50	9.70
デモクラシア橋	11,495 1999年実測	10.12	A1側	$\alpha + 8.0 + \alpha$	8.0+2 $\alpha$	2@3.25=	2@0.75=	1@1.75=	0.60+0.25=	歩道: 上流側の
			A2側	—	—	6.50	1.50	1.75	0.85	10.60
リホ・オト橋	2,542 1995年実測	10.20	A1側	(2.50)+8.00+(2.50)	13.00	2@3.25=	2@0.75=	2@0.75=	2@0.25=	
			A2側	(2.50)+8.00+(2.50)	13.00	6.50	1.50	1.50	0.50	10.00

( 上記数値は、A2を見て左より)

( ) 内数値は路肩を表示

(6) 越流対策、イツトカの補修

上記のようにモリーナ、チレ、イツトカ、及び、新チョルテカの各橋（の一部）では、超過洪水時に上部工が流水に没する（越流を受ける）ことが想定される。このような状況に対しても橋梁構造物が損傷することなく、その安全・安定を保つように設計上で以下の対策を講ずる。

上部工（上流側主桁）に流水力、流木衝突力を外力とした計算を行う。

横桁の配置（本数）を増やし、且つ、桁高を十分にとって上部工の剛性を増す。

上・下部工の緊結を強固にする。

横桁に主桁間の空気の抜ける孔を設置する。

橋台、橋脚上に主桁の横移動を防ぐ突起を設ける。

地覆、高欄は、被圧を軽減するような単純な構造とする。

また、イツトカ橋では、（地震の危険がある地域であるにもかかわらず）耐震設計がなされていないこと、実際の交通荷重より小さい設計活荷重で設計されていることが判っている。再利用するその一部残存部分に対しては、上記の越流対策に加えて、これらの点をも補うような補修・補強工事を施すこととする。

以上の各項目を検討して纏められた対象各橋梁の設計諸元は、表 3-2-5 の通りである。

これらの各橋梁毎の詳細は、「3-3-2 基本計画」に記されている。

このような諸元による永久橋を各地点に建設・提供することにより、被災した橋梁を復旧し、道路機能を回復して、ホンデュラス国の社会・経済の復興に資するのが、本プロジェクトの構想である。

表3-2-5 橋梁計画諸元(設計基礎条件)

1. 河川計画	モリーナ橋	チレ橋	新子ヨルテカ橋	イストカ橋	イラマ橋	デモクラシア橋	リオ・オド橋	備考
ミツチ時高水位	931.7	924.5	49.8	49.3	101.0	100.5	804.5	
ミツチ流速 (m/s)	3.6	5.3	3.4	4.0	4.6	1.4	4.2	
計画流量(m <sup>3</sup> /s)	2100	2200	5000	900	4700	1700	1800	
計画高水位 (1/50)	926.7	918.8	(47.4)	45.2	95.9	98.0	803.0	( ) : 1/100
所要桁下余裕高 (m)	1.2	1.2	1.5	1.0	1.2	1.2	1.0	
桁下標高	927.9	920.0	48.9	46.2	97.1	99.4	804.0	
最小径間長 (m)	31	31	(40)	25	(40)	現橋と同じ	29	( ) : 緩和規定
2. 橋梁計画	原位置	原位置	原位置	原位置	原位置	原位置	原位置	
架橋位置								
径間割・橋長	2@35=70	2@40+2@31=142	(左岸) 5@42=210 (右岸) 2@42=84	3@25=75(25)	55+75=130	60+120+60=240	2@40=80	( ) : 新規建設
最低桁下標高	927.0	918.8	47.4	46.7	101.1	98.0	804.5	
上部工高 (全厚 : m)	2.3	2.6, 2.1	2.90	現状	3.1~6.1	3.1~6.1	2.7	
路面計画高	929.3~930.6	921.0~927.2	50.3~53.7	48.6	106.2~107.2	102.4~104.8	807.2~807.3	
全幅員	12.00	12.50	11.00	9.80	9.70	10.60	10.00	
3. 迂回路の設置	有	有	無	無	無	無	有	
迂回路位置	モリーナ橋計画位置	290m下流側	—	—	—	—	近接	
仮橋材料	新規必要	既存材料活用	—	—	—	—	既存材料活用	
4. 用地 (除、工事用地)	若干	若干	無	無	若干	無	無	
迂回路用借地	有	無	—	—	—	—	無	
5. 超過洪水対策	有	有	一部橋梁、及び盛土部：有	有	無	無	無	
構造体：越流対策								

(注) デモクラシア橋の桁は、変断面であり、ミツチ来襲時の既存橋梁の状況から、最低部の桁下高を余裕高を含まない計画高水位とした。

### 3-3 基本設計

#### 3-3-1 設計方針

##### (1) 自然条件に関わる方針

###### a) 気温・湿度

新チョルテカ橋の建設サイトは、高温・多湿な亜熱帯気候である。また、同橋とデモクラシア橋のサイトは、比較的海浜に近く、海風の多いところである。この自然条件は、鋼橋の場合の将来の維持管理に最も影響することを念頭に置いておかなければならない。

###### b) 降雨量及び河川水位

テグシガルパ市地区、新チョルテカ橋、イツトカ橋のあるチョルテカ市周辺、及び、デモクラシア橋、イラマ橋の周辺での年間降雨量は、それぞれ、およそ1,000mm、1,500～1,800mm、1,100～1,300mmである。プログレソ市周辺（デモクラシア橋）とサンタバルバラ地区（イラマ橋）では、雨期が6月～11月で他の地域より1ヶ月遅れている。また、ここでは雨期・乾期の区分が他の地域ほど明確に分かれていない。事業費積算時に、ある種の工事が施工不能と考える10mm/日以上降雨日数も各地域でかなりの差がある。

また、水文解析の結果も各橋梁地点での河川の流況がそれぞれ異なっていることを示しているが、データが不十分であることもあって、この解析結果には相当な幅があるものと考えなければならない。水位の上昇速度等、現地での聞き取り調査の結果を踏まえて、個々の河川の状況を総括的に把握しておく必要がある。

このような現地の状況は、施工計画・工程計画に大きく影響する要素であり、これらの計画の立案に当たっては十分、この現況に配慮することとする。特に、橋脚基礎工等の河川内工事を乾期の間に完了させることを目指す。

###### c) 地震

隣国ニカラグア及びグアテマラに比較してその頻度は少ないものの、当国にも地震は発生している。しかしながら、過去の地震記録、解析結果、及び、耐震設計基準に類するものは当国には無い。本プロジェクトでは、ニカラグアの規定を参照して、設計震度を決め、すべての橋に対して耐震設計を行うこととする。

###### d) 洗堀と基礎構造設置深さ

ミッチによる災害では、橋梁基礎構造が洗堀を受けて橋梁が破壊・流失した例が多い。

この事実に着目し、洪水時の基礎構造周辺での洗堀に十分対応できるよう、その設置深さを慎重に検討して決定する。

## (2) 交通量・交通荷重に関わる方針

ファン・ラモン・モリーナ橋では、2万台/日を越える交通量があるものの、前後の取付街路の拡幅の可能性がないため、橋梁のみを拡幅する必要性はないと考えられている。従って、この橋は、街路と同じ2車線の幅員の橋梁とする。

また、テグシガルパ市内の2橋梁を除く他の橋梁架橋地点の交通量を見ると、その大型車・重量車輛の混入率が高いことが明白である。これらの重量車輛については、車輛タイプ毎に重量の制限が規定され、そのコントロールのための計量所も所々に設置されているが、実際にはこの規定が遵守されていないといわざるを得ないのが現状である。最近の当国での橋梁設計では、車輛荷重として AASHTO の HS-20 を採用した例が多いが、本プロジェクトでは、これらの前例にとらわれることなく現実の通行車両に即した条件設定をするものとする。この方針は、現地調査時のホンデュラス側との協議の中で合意・確認されている。

## (3) 現地資機材・労働力の活用に関する方針

### a) 鉄筋・鉄鋼材料

径 32mm までのコンクリート用鉄筋は、当国又は近隣諸国の製品を市場で調達できるが、その品質の信頼性を保証するシステムが全く存在しない。

また、形鋼等の鉄鋼製品は一般市場ではほとんど調達不可能であると同時に、それら製品を加工する信頼のおける技術を持った施設もホンデュラス国にはない。

従って、本プロジェクトの為にこれら資材は、輸入先・メーカーを指定する等、品質確認の出来る措置を講じた上で発注して、日本又は第3国からの輸入を考えることとする。

### b) コンクリート用材料

日本の無償資金協力による北部4橋梁、新チョルテカ橋の建設工事をはじめ、当国はいくつかのPC構造物の建設実績を有する。これらにはセメントを含め、すべてのコンクリート用材料は現地調達資材が使われている。しかしながら、三つある国産セメントのブランドのうち、その実績、製品の安定性からPC用コンクリートに用いて信

頼性に不安のないのは一つだけである。さらに、工場の出荷からプラントまでの流通経路のチェックも不可避である。このような現状を認識し、十分な検査態勢をとるとした上で、PCを含むコンクリート用資材及び石材は、すべて現地調達とする。

c) 工事中機械・設備

工事中機械・設備のリースのシステムはあるものの大型機械については、その機種・数量共に非常に限られている。特殊機械は調達不能である。本プロジェクトでは、掘削用一般重機は現地調達とし、その他のPC用機械・設備、杭製作機械、排水機械、及び、コンクリートプラント等、特殊機械・設備は、日本からの調達と考えることとする。特に、本プロジェクトは、災害復旧であってすべてのサイトで同時に工事に着手して早期完成を目指すべきことに留意し、現地調達の機械の種類・数量の特定には慎重を期す。

d) 現地建設会社・技術者・労務者

現在、当国にはコンクリート橋梁の建設実績も技術力も有すると判断される建設会社が数社は存在する。しかしながら、ポストテンションのPC、就中、箱桁片持ち架設や大口径の杭基礎施工などの施工経験は非常に少ない。後述するように本プロジェクトでは、これらの工種が多用されると考えられているので、(1998年に完工した新チヨルテカ橋建設時と同程度に)これら当国での施工実績の少ない工種に対しては日本からの技術者の派遣が必須である。それら以外では出来るだけ現地の技術力・労働力を活用することを基本方針とする。

(4) 設計・施工上の設計の適用基準についての方針

耐震設計も含め当国には、橋梁設計・施工上の決められた基準類はほとんどない。当国では、独自の基準がない場合、道路・橋梁に関わる分野ではアメリカのAASHTOの規定・基準を準用していることが多い事実を踏まえ、本プロジェクトでは、同様な場合はAASHTO又は、日本の基準類を適用することとする。これは現地調査時に、ホンデュラス側と合意されている。

また、橋梁の設計は、原則として許容応力度法で行う。上記現地材料を用いた場合の許容応力度については、設計手法と材料安全率との整合を図るため、すべて日本の基準・指針によって設定する。

異常超過水位である Mitch 水位によって生じる応力に対する鉄筋コンクリート部材

の設計法として破壊抵抗曲線による設計法（終局強度設計法）を採用することとする。

(5) 施工区分

調査対象の各橋梁共に、本プロジェクトの施工範囲は、橋梁計画に従って生ずる取付道路部の変更が既存道路にすり付くまでとする。新チヨルテカ橋では、その前後の流失した道路部の復旧を本プロジェクトに含めるものとする。ホンデュラス側の負担は、仮橋用資材の提供、工事施工に障害となる電線等の撤去、工事完了後の迂回路の撤去等である。（詳細は、4-1-7 参照）

(6) 工期及び実施形態に関する方針

本プロジェクトが災害復旧であることから、すべての対象橋梁において早期の完工が望まれているものの、本プロジェクトの各橋梁の建設工事には、1.5～3年の工期が必要と考えられる。これらを踏まえて、本プロジェクトの工程計画は、各橋梁ともに9月または10月に同時に工事に着工することを前提として立案することとする。これは乾期の始まる少し前にあたるので、河川内工事（基礎工等）を最初の乾期内に終了させるという技術的要請も満足させて、全体工期を短くすることに繋がる。

本プロジェクトは、事業規模が大きくなることが予想され、その為に、実施段階では、三つのロットに分けられることを前提に以降の計画を進めることとする。

### 3-3-2 基本計画

(1) 設計条件と設計法

1) 水理条件

橋梁設計のための計画流量は、ホンジュラス国の北部、スーラ盆地総合開発計画を作成した際に、洪水の確率と比流量の関係を図 3-3-1 に示すように求めており、これを用いることとした。観測資料より確率雨量を設定し、雨量と流量を関係付けて計画流量を設定する方法もあるが、各架橋地点でこれらの解析を行うのに十分な観測資料が無いことより上記の方法を採用した。

確率を新チョルテカ橋については 1/100、その他は 1/50 として、流域面積より流量を求め、架橋地点の河道横断形状、河床勾配、粗度係数を設定しマンニングの公式より水位を求めた結果を表 3-3-1 に示す。

**表 3-3-1 橋梁計画のための水理条件**

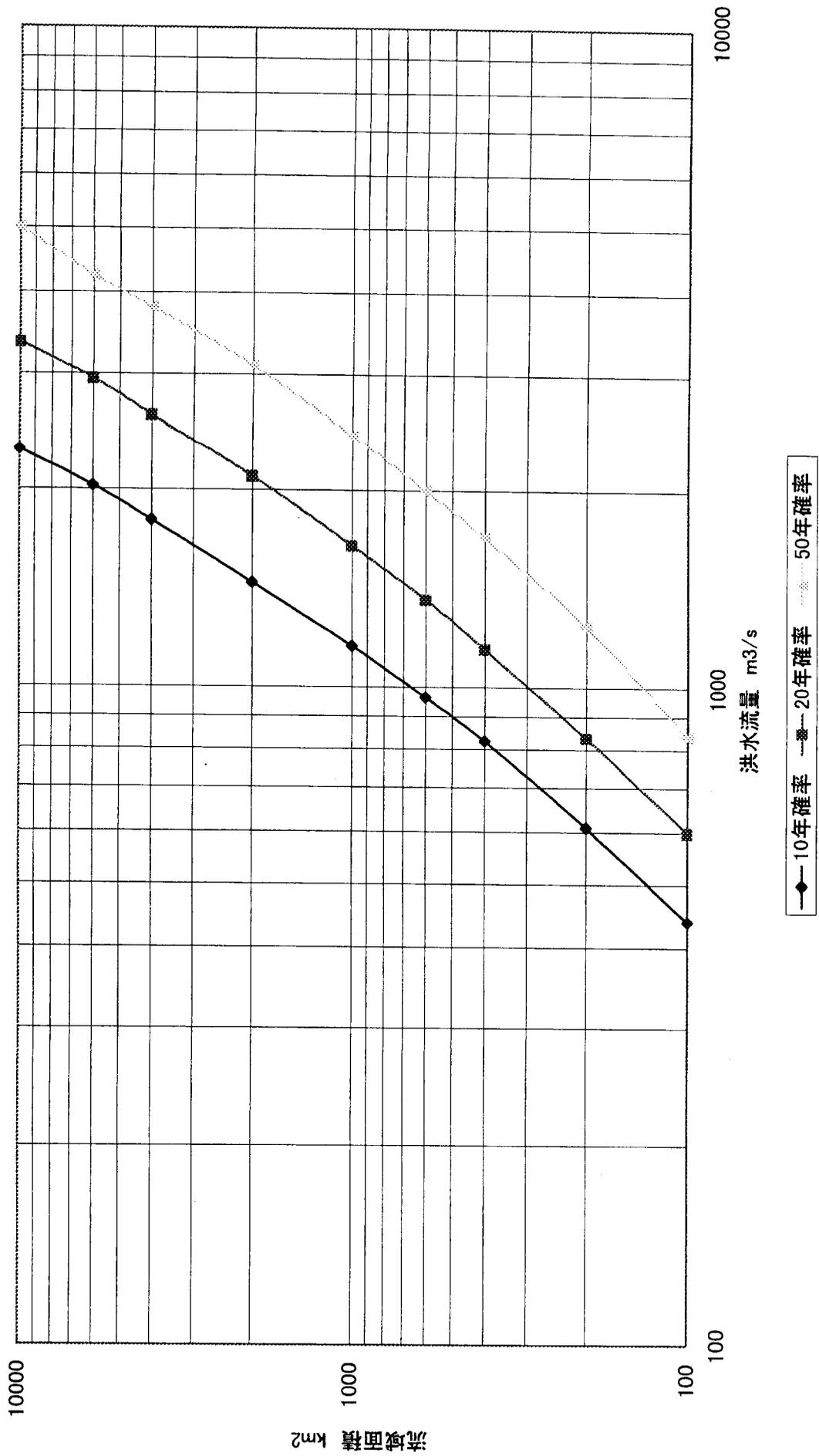
番号	橋名	計画流量 m <sup>3</sup> /s	計画水位 m	桁下空間 余裕高 m	基準径間 m	径深 m	最深河床 m	粗度係数
1	ファン・ラモン・モリーナ	2100	926.7	1.2	30.5	6.1	918.0	0.040
2	チレ	2200	918.8	1.2	31.0	4.1	909.0	0.040
3	新チョルテカ	5000	47.4	1.5	45.0	3.4	41.4	0.033
4	イストカ	900	45.2	1.0	24.5	3.4	39.4	0.035
5	イラマ	4700	95.9	1.2	43.5	8.3	83.9	0.040
6	デモクラシア	1700	98.0	1.0	28.5	5.2	88.0	0.035
7	リオ・オンド	1800	803.0	1.0	29.0	4.4	796.3	0.040

なお、この表には後述の方法により、桁下空間及び必要径間長を計算した結果も合わせて示す。また、デモクラシア橋については、20,000km<sup>2</sup> という広大な流域面積を持ち、比流量等から予測される流量は上記の値より多いが、当該橋梁周辺は広い氾濫域であることより、橋梁直下の河道を流れる流量から計画流量を設定した。橋梁復旧計画に際してある程度の対策を検討することとした超過洪水を、ハリケーンミッチ時の洪水規模と設定した。その最高水位、流量等推計結果は、第 2 章、表 2-4-11 に示されているが、表 3-3-2 にそれを再掲する。

**表 3-3-2 超過洪水（ハリケーンミッチ）による水位と流速**

番号	橋名	最高水位(m)	流量 ( m <sup>3</sup> /s )	流速(m/s)
1	ファン・ラモン・モリーナ	931.7	3400	3.6
2	チレ	924.3	4000	5.3
3	新チョルテカ	50.6	7700	3.4
4	イストカ	49.3	2150	4.0
5	イラマ	101.0	9200	4.6
6	デモクラシア	100.5	3200	1.4
7	リオ・オンド	804.5	2600	4.2

図3-3-1 流域面積と確率洪水流量の関係



## 2) 設計速度

本プロジェクトの橋梁位置は、ハリケーン・ミッチによる被災前と同じ位置に建設する。そのため平面線は、ほぼ現状のままである。しかし、縦断線形に関して、可能な橋梁は嵩上し、ミッチ洪水に対応させるものとする。尚、道路の計画・設計に関しては「道路構造令の解説と運用」(日本道路協会)を参考とする。

各橋梁を含む道路設計では、それぞれのロケーションを考慮して設計速度を以下の2タイプに区別する。

都市部 40 km/h : モリーナ橋、チレ橋

郊外部 80 km/h : 新チョルテカ橋、イツトカ橋、イラマ橋 デモクラシア橋  
リオオンド橋

## 3) 荷重

### a) 設計活荷重

以下の事実に着目し、現実の交通荷重に対応した設計荷重とすることとして、設計活荷重は HS20-44 (AASHTO) の 25% 増しとする。

- ・ ホンデユラス国における車両軸重制限は車種毎に決められているが、その最大荷重となるのが図 1-3-2 に示すものであり、HS20-44 (AASHTO) に対しておおよそ 15% 重く設定されている。
- ・ 実際には、上記車両軸重制限を上回る車両が通行している。
- ・ 1997 年に竣工した新チョルテカ橋の活荷重は HS20-44 (AASHTO) の 25% 増で設計されている。

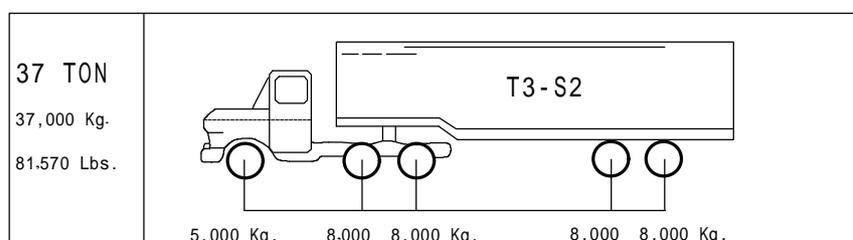


図 3-3-2 ホンデユラス国における最大軸重上限値

b)地震荷重

ホンデュラス国には地震荷重に関する規定・基準等はなく、隣国であるニカラグア国の規定を準用する。

設計水平震度はホンデュラス国全域に渡り以下に示す値を使用する。

$$k_h = 0.115$$

4) 安定計算上の安全率等

- ・ 超過水位である Mitch 水位を対象にした下部構造の安定計算上の安全率は、地震時相当の値とする。杭基礎の安全率を以下に示す。

表 3-3-3 杭基礎の安全率

	鉛直支持力	引き抜き力
Mitch に対する安全率	1.5	1.5

- ・ 水平変位量の制限値 4.0 cm

5) 材料強度

a) PC 上部工用コンクリートの設計基準強度

PC 上部工に用いるコンクリートの設計基準強度は以下の値とする。

$$c_k = 360\text{kgf/cm}^2$$

b) 鉄筋コンクリートの設計基準強度

下部工、基礎工および壁高欄等鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋コンクリートの設計基準強度は以下の値とする。

$$c_k = 240\text{kgf/cm}^2$$

c) 無筋コンクリートの設計基準強度

均しコンクリート及び歩道部間詰コンクリート等無筋コンクリート部材に用いるコンクリートの設計基準強度は以下の値とする。

$$c_k = 180\text{kgf/cm}^2$$

d) 鉄筋

本プロジェクトの7橋梁に使用する鉄筋の仕様はSD295とする。

鉄筋の降伏応力度は以下の値とする。

$$s_y = 3,000\text{kgf/cm}^2$$

e) PC 鋼材

鋼より線 12T12.7

6) 径間長の設定

径間長の設定手順を図 3-3-3 に示す。

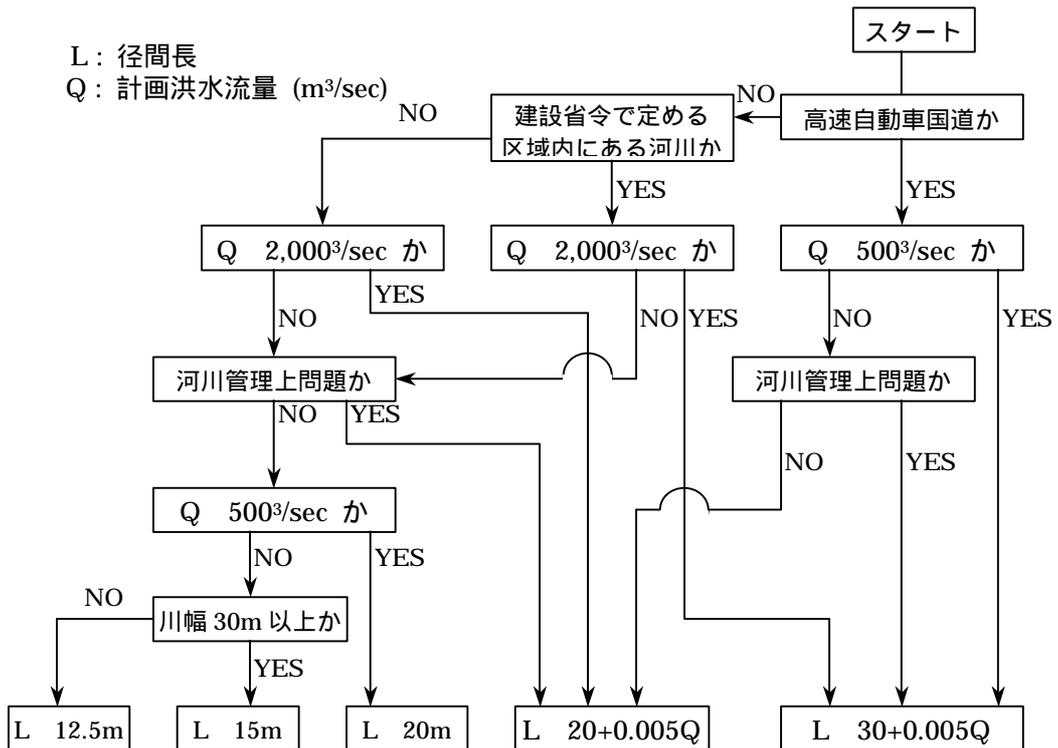


図 3-3-3 径間長の設定手順

7) 橋梁形式選定

a) 上部工形式選定表

上部工の形式選定表として、標準適用径間を表 3-3-4 に示す。

b) 下部工形式選定表

下部工の形式選定表を表 3-3-5 に示す。

表 3-3-4 標準適用径間

形 式		推 奨 適 用 径 間						曲線適否		桁高・ 径間比	
		50m		100m		150m		主構造	橋 面		
鋼 橋	単純合成鉄桁								○	○	1/18
	単 純 鉄 桁								○	○	1/17
	連 続 鉄 桁								○	○	1/18
	単 純 箱 桁								○	○	1/22
	連 続 箱 桁								○	○	1/23
	単 純 ト ラ ス								×	○	1/ 9
	連 続 ト ラ ス								×	○	1/10
	逆 ランガー桁								×	○	1/6.5
	逆 ローゼ 桁								×	○	1/6.5
	ア ー チ								×	○	1/6.5
P C 橋	プレテン 桁	—							×	○	1/15
	中 空 床 版	—							○	○	1/22
	単 純 T 桁								×	○	1/17.5
	単純 合成 桁								×	○	1/15
	連結 合成 桁								×	○	1/15
	連続 合成 桁								×	○	1/16
	単 純 箱 桁								○	○	1/20
	連続箱桁(片持工法)								○	○	1/18
	連続箱桁(押し出し 又は支持工法)								○	○	1/18
型 ラーメン								×	○	1/32	
R C 橋	中 空 床 版	—							○	○	1/20
連続充腹式アーチ	—								○	○	1/ 2

表 3-3-5 下部工の選定表

種類	形式	適用高さ ( m )			適用条件
		10	20	30	
橋台	1. 重力式	■			支持地盤が浅く、直接基礎の場合に適する。
	2. 逆T式	■			適用例の多い形式であり、直接基礎杭基礎に適する。
	3. 控壁式		■		橋台が高い場合に適する。使用材料は少ないが工期が長い。
	4. 箱式			■	高橋台用に開発された形式である。工期が若干長い。
橋脚	1. 柱式		■		低い橋脚、交差条件の厳しい場合、河川中等に適する。
	2. ラーメン式		■		比較的高い橋脚で広幅員の橋梁に適する。河川中では洪水時流下を阻害することがある。
	3. パイルベント式		■		最も経済的な形式であるが、水平力の大きい橋梁には適さない。また、河川中では洪水時流下を阻害する。
	4. 小判形		■	■	高橋脚、外力の大きい橋梁に適する形式である。

c) 基礎工形式選定表

基礎工の形式選定表を表 3-3-6 に示す。

表 3-3-6 基礎工の形式選定表

選定条件		基礎形式		直 接 基 礎	打込杭基礎			中掘り抗基礎			場所打ち杭基礎				ケーソン基礎		鋼 管 地 中 連 続 壁 基 礎			
					R C 杭	P H C 杭	鋼 管 杭	PHC杭		鋼管杭		オ ー ル ケ ー シ ン グ	リ バ ー ス	ア ー ス ド リ ル	深 礎	ニ ュー マ チ ッ ク		オ ー ブ ン		
								最 終 打 撃 方 法	噴 出 攪 拌 方 式	最 終 打 撃 方 法	噴 出 攪 拌 方 式									
地 盤 条 件	支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある																		
		中間層に極硬い層がある			x															
		中間層にれきがある	れき径 5cm以下																	
			れき径 5cm~10cm		x															
			れき径 10cm~50cm		x	x	x	x	x	x	x	x		x	x				x	
	液状化する地盤がある																			
	支持層の状態	支持層の深度	5m未満			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	
			5~15m																	
			15~25m			x														
			25~40m			x	x										x	x		
			40~60m			x	x										x	x		
		60m以上			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		
		支持層の土質	粘性土 (20 N)						x		x									
		砂・砂れき (30 N)							x		x									
	地下水の状態	傾斜が大きい(30程度以上)			x															
支持層面の凹凸が激しい																				
地下水水位が地表に近い		湧水量が極めて多い																		
		地表より2m以上の被圧地下水			x			x	x	x	x	x	x	x	x				x	
	地下水流速 3m/min 以上			x				x	x		x	x	x	x				x		
構造物の特性	荷重規模	鉛直荷重が小さい(支間20m以下)															x	x		
		鉛直荷重が普通 (支間20m~50m)																		
		鉛直荷重が大きい(支間50m以上)			x															
		鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい																		
		鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい			x															
施工条件	支持形式	支持杭		/																
		摩擦杭		/																
	水上施工	水深 5m 未満											x		x			x		
		水深 5m 以上			x								x		x	x			x	
	作業空間が狭い	斜杭の施工		/				x	x	x					x	x	x	/	/	
		有毒ガスの影響														x	x			
		周辺環境	振動騒音対策			x	x	x												
隣接構造物に対する影響				x	x															

: 適合性が高い      : 適合性がある      x : 適合性が低い

#### 8) 取付道路・舗装

原則として取付道路断面は、舗装構造を含めて既存道路と同様の設計とする。デモクラシア橋では、取付道路をコンクリート舗装、橋面はアスファルト舗装（既存施設と同じ）とするが、その他の橋梁は全て、橋面、取付道路共にアスファルト舗装とする。（橋面上と踏み掛け版上は表層のみ）

#### 9) 洗堀対策と護岸

洗堀深さは、流水方向の橋脚投影幅の 1.5 とする。橋脚基礎がこの洗堀深さより浅い場合は、洗堀防止工（Gabi6n 等）を橋脚の周囲に施す。

また、橋台周囲には、練り石積みによる護岸を置き、橋台及び周囲の盛土を保護する。新チオルテカ橋の取付道路部で最初に越流を受ける箇所（最も計画高の低い箇所）には、盛土法面に Gabi6n により浸食防護工を施す。

#### 10) 越流対策

今回対象とする橋梁においては超過洪水時に越流を受けると想定される橋がある。それらの越流対策として、洪水時の流水に係わる荷重とし以下の 3 点を考慮する。

橋脚に作用する流水圧

越流を受ける橋梁上部工に作用する流水圧（超過洪水位以下となる上部工等）

洪水時に上部工に作用する流木の衝撃力

3 項目の内、 の流水圧については、通常的设计時に考慮される荷重である。しかし 越流する橋梁上部工に作用する流水圧は、超過洪水位に対し上部工の桁が冠水する場合、上部工が水中に没する面積に対し流水圧を加味するものである。更に、洪水時の流木が橋梁に衝突するケースがある。特に水位が桁下端以上となった場合、直接主桁に作用することになり、併せて主桁への流木の衝突を検討することとする。

及び については、日本の道路橋示方書に準拠する。作用力は次の通りである。

##### a) 流水圧 の算定

流水圧は流水方向に対する上部工及び橋脚の鉛直投影面積に対する水平荷重とし、次式により算出する。

$$p = k \cdot v^2 \cdot A$$

ここに、

p : 流水圧 (tf)

k : 形状によって定まる係数で、矩形の場合 0.07、円弧を有する場合 0.04

v : 最大流速 (m/s)

A : 上部工及び橋脚の鉛直投影面積 (m<sup>2</sup>)

超過洪水時に水没するファン・ラモン・モリーナ橋、エル・チレ橋及びイトカ橋は上部工の全面積を考慮する。この場合、高欄の投影面積の 50%を賦課することとする。

橋脚の場合、現地の状況から流木による影響を考慮し、鉛直投影面積は橋脚幅の 2 倍として求めるものとする。

#### b) 流木の衝撃荷重

道路橋示方書「衝突荷重」の項に定められた次式による衝突力を設計に盛り込む。

$$P = 0.1 * W * V \quad (\text{tf})$$

ここで、作用高さは水面とする。

P : 衝突力 (tf)

W : 流送物の重量 (tf)

V : 表面流速 (m/sec)

(2) ファン・ラモン・モリーナ橋

1) 全体計画

表 3-3-7 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		ファン・ラモン・モリーナ橋の設計・建設 アクセス道路・護岸工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = 2.5 ~ 0.0%	
構造・内容	新橋梁	延長 L = 70 m 総幅員 W = 12.0 m 橋面積 A = 840 m <sup>2</sup> 上部工形式 = PC 単純 T 桁橋 上部工架設 = 架設桁架設 橋台 = 逆 T 式 : 2 基 : 高さ 13, 15m 橋脚数 = 1 基 : 高さ 15 m 基礎 = 直接基礎 橋面舗装 = 559m <sup>2</sup>	
	取付道路	総幅員 = 12.0m、13.0m 延長 : A1 橋台背後 = 67 m, A2 橋台背後 = 45 m 法勾配 = 1 / 1.5 車道 = アスファルト舗装 (t = 5 cm) 歩道 = アスファルト簡易舗装 (t = 3 cm)	舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	護岸工	位置 = 右岸橋台前面、左岸橋台上流側 構造 = 逆 T 式擁壁、重力式擁壁	
迂回路	仮設橋	位置 = 本橋上流約 100m 橋長 = 100m 形式 = 鋼製トラス仮設橋 (新規)	

表 3-3-8 概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート (360kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	434.0	
		同上 (300kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	91.1	
		型枠工	m <sup>2</sup>	2,984	
		PC 鋼線・鋼棒	ton	25.8	
		鉄筋	ton	59.4	
		橋面舗装工 (アスコン)	m <sup>3</sup>	558.7	
	下部工	躯体コンクリート (240kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	1,372	
		同上型枠工	m <sup>2</sup>	1,349	
		鉄筋	ton	137.2	
		構造物掘削	m <sup>3</sup>	19,192	
	締切り鋼矢板	m	1,380		
取付道路	盛土工	m <sup>3</sup>	494		
	路盤工 (上層・下層)	m <sup>3</sup>	708		
	踏み掛け版工 (コンクリート)	m <sup>3</sup>	40.0		
	アスファルト舗装工	m <sup>3</sup>	60.5		
護岸工	逆 T 式擁壁	m	17.5		
	重力式擁壁	m	10.0		
迂回路	仮設橋	4 @ 25 m (往復 2 車線 + 歩道 (両外側))	m	100	
	道路	アスファルト舗装 (t = 5cm) 切土	m <sup>2</sup> m <sup>3</sup>	1479 2,102	

## 2) 施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a) 計画水位・桁下余裕高・橋面計画高

架橋地点での河川幅、次項に記した橋台設置適地等から決まる橋長に対する計画洪水水位、超過洪水水位、及び、計画流量から求められる桁下余裕高は、表 3-2-5 に示された通りである。

本橋は市街地にあつて橋梁前後の街路との取付から、橋面の計画高が制限を受ける。その結果、後述するように、A2 橋台では所定の余裕高を計画洪水水位上に確保できるが、A1 橋台側ではそれが出来ない結果となった。また、上部工が超過洪水水位をクリアすることも出来ず、超過洪水に対しては、越流が起こることを想定すべき橋梁となった。これに対しては、「3-3-2 (6)」に記した設計上の対策を講じて橋梁の安全性を確保することとする。

### b) 橋台位置と橋長の決定

#### 左岸側橋台 A1

左岸側橋台 A1 は旧ラーメン式橋台の位置とする。本橋台フーチング前面にはコンクリートで被覆された 2 本の下水管がある。下水管の直径は調査の結果、48" (約 1.2 m) と 15" (約 0.4m) と報告されており、河川の護岸に沿ってチレ橋方向へ流下している。ただし、本下水管は橋台 A1 付近で橋軸方向に対し斜めに配置されていることからフーチング施工時における近接施工の影響を考慮して定めた。

河川方向に沿った橋台と護岸との関係は橋台が取付道路側へ若干食い込んだ形であり護岸を巻き込むこととする。

橋台 A1 の位置 0+123.00

水文解析結果からは本橋梁の橋面計画高を上げることが望まれるが、本橋は都市内道路上にあることから、街路との取り合いを考慮せねばならず、結果として A1 橋台部の橋面高さは既設橋に比し約 2.0m 高くなったものの、H.W.L. 上の規定の桁下余裕高の確保は出来なかった。

#### 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 は既設橋台の背面に設けるものとする。水文計算上、必要河川幅は 70 m であることから橋長も 70m とする。

橋台 A2 の位置 0+193.00

また、既設橋台の前壁を護岸工の一部として使用する。

縦断的には現道との取付けを考慮し、約 1.5m 高くする。その結果、橋台 A2 の位置での桁下余裕高さは約 1.5m となり、河川流量から決まる必要余裕高さ 1.2m をクリアする。

以上の結果を図 3-3-4 に示す。

c) 橋梁幅員

表 3-2-4 参照。

d) 径間数の設定

日本の河川構造令では、流木等の流下を妨げないよう橋脚数を制限するという考え方から計画洪水流量 Q に応じた基準径間長を定めている。

この基準の要約は(1)設計条件、図 3-3-3 に示す通りであり、結果は、表 3-1-5 に記されている。本橋梁の場合、2 径間の橋梁とすることが許される。

e) 上部工形式の選定

本橋梁の特殊性は超過洪水位の際には越流(潜り橋)することである。

上部工形式とその適用支間の関係をまとめた(1)設計条件、表 3-3-4 を参考に以下の形式を選定し比較検討した。

第 1 案 PC 単純 T 桁橋(架設桁架設)

第 2 案 PC 単純合成 桁橋(架設桁架設)

第 3 案 PC 単純箱桁橋(固定支保工)

第 4 案 鋼単純非合成 桁橋(トラック・クレーン架設)

上記の上部工比較案に対して、既往資料や概略計算による概算工事費の算出、工事工程の検討を行い、これに、構造特性、施工性(工期)、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性等の項目毎に評価を加えて表 3-3-9 に示す比較一覧表を作成した。

比較検討の結果、主として以下の理由により第 1 案の PC 単純 T 桁橋が最適であるとの結論に至った。

鋼桁形式と PC 桁形式の比較では、鋼桁形式は構造特性、施工性(工期)、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性の面で劣っていることから、PC 桁形式により高い評価点を与えた。

PC 桁形式である第 1、第 2 および第 3 案の比較では、第 3 案 PC 単純箱桁橋の施工性が悪く、また経済性の面で劣っている。

第 1 案と第 2 案との比較では構造特性、施工性(工期)、経済性の面で優れて

表3-3-9 ファン・テン・リ-ナ橋 橋梁形式選定表

項目	第1案 PC・単純T桁橋	第2案 PC・単純I桁橋(合成桁)	第3案 PC・単純箱桁橋	第4案 鋼・単純非合成I桁橋
径間割及び橋長	2@35=70m	同左	同左	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>MITCH水位で水没するが、流水圧に抵抗大である</li> <li>構造的に単純であり、安定している。</li> <li>構造高が低く、流水圧の影響が小さいので有利である。</li> <li>構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>MITCH水位で水没、流水圧に抵抗大であるが箱桁は浮力の影響を受けやすい。</li> <li>桁高が低くでき、かつ桁の剛性は大きい。</li> <li>構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁とRC床版とで構成される一種の複合構造である。</li> <li>MITCH水位で水没する。鋼桁は流水等による損傷を受けやすい構造であり不利である。</li> <li>鋼橋の自重は軽く、MITCH水位で流出する恐れがある。</li> <li>構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁とRC床版とで構成される一種の複合構造である。</li> <li>MITCH水位で水没する。鋼桁は流水等による損傷を受けやすい構造であり不利である。</li> <li>鋼橋の自重は軽く、MITCH水位で流出する恐れがある。</li> <li>構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>
架設工法	架設桁架設	架設桁架設	<ul style="list-style-type: none"> <li>固定支保工</li> <li>橋台～橋脚間に大型固定支保工を設置する。</li> </ul>	トラック・クレーン架設
施工性(工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>迂回路を早期に完成させる必要がある。</li> <li>乾期中に下部工3基完成させる必要がある。</li> <li>主桁は下部工完成後迅速に架設するため事前に製作しておく必要がある。</li> <li>最も工期が短い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案同様</li> <li>第1案同様</li> <li>第1案同様、また架設後床版コクリートを打設するので工期が第1案に比べ長くなる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の製作は河川上の大型架設桁上で場所打ちとして実施する。したがって固定支保工の規模が大型となり、桁下空間が低くなること、工期が長いことなど不利である。</li> <li>雨期に上部工の施工となるので河川中の固定支保工は困難である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁は日本又は第3国調達となり輸送に日時を要する。</li> <li>鋼桁は軽量であり、架設は短時間で可能であり、工期的に有利である。</li> <li>床版は現場打ちとなる。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 18ヶ月(内下部工9ヶ月) ○</li> <li>上下部工共、主な工事が現地作業であり、作業員の雇用機会は多く、資材の現地調達も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 20ヶ月(内下部工9ヶ月) △</li> <li>第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 22ヶ月(内下部工9ヶ月) X</li> <li>第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 20ヶ月(内下部工9ヶ月) △</li> <li>鋼桁は日本又は第3国調達となるので、現地での資材の調達は少なく、また現地作業員の雇用機会はコンクリート橋より少ない。</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>コクリート橋であり、メンテナンス・フリーである。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼橋は防食工を定期的に行う必要があるが、維持管理上、不利である</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本での標準タイプであるが、外国の実例は少ない。</li> <li>断面剛性も大、製作も容易、経済的にもすぐれているので技術移転の効果は大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案同様</li> <li>第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>中～大規模橋梁に適する箱桁橋の施工は技術移転の効果が大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁は日本又は第3国で製作されること、及び架設工事は難易度が高いことなどから技術の習得が期待できない。</li> </ul>
経済性	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.00 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.03 ○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.09 X</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.06 △</li> </ul>
総合評価	○			

本橋の橋梁形式として構造性、施工性、現地調達、維持管理、経済性の面で優れている第1案のPC単純T桁橋を選定する。

いる第1案 PC 単純 T 桁橋を最適橋梁案として選定する。

総合的に見て、PC 単純 T 桁橋は構造特性、施工性（工期）、現地調達等、維持管理、技術移転及び経済性の面で優れた特性を有していることが分かる。

#### f) 橋台・橋脚形式の選定

##### 橋台床付け位置

橋台 A1 のフーチングの床付け位置は河床最深部より深く、前面の下水管渠より深く、岩盤（中位の岩盤以上）に根入れすることとする。橋台 A2 のフーチングの床付け面は土被り 2 m を確保し、岩盤に根入れすることとする。

##### 橋台形式

前項で決定した床付け位置と路面計画高さから、橋台の高さは以下の通りとなる。

橋台 A1 :  $H = 13.0\text{m}$

橋台 A2 :  $H = 15.0\text{m}$

日本国内における橋台高さと同適用橋台形式の関係は、(1)設計条件、表 3-3-5 下部工の選定表によれば、上記橋台の高さから、逆 T 式橋台、箱式橋台、控え式橋台等が適当である。ホンデュラス国における耐震設計上の設計水平震度は、 $k_h = 0.115$  と日本より小さいこと、施工性（工期）、経済性で優れていることから橋台 A1、A2 共に逆 T 式橋台とする。

##### 橋脚床付け位置

中間橋脚は河川中央部にある。地質調査の結果から河床には砂礫が約 5 m 堆積しており、それ以深に岩盤がある。この地域の岩盤は Lutita と呼称される Shale（頁岩、泥板岩）であり浅い位置にある岩盤や伏流水のある河川中央部の岩盤は特に風化が著しい。橋脚フーチングの床付け面は中位の堅さを持つ Lutita とする。その結果、フーチングの土被りは約 3.5m となる。

##### 橋脚形式

橋脚の高さは約 15m と高く、又河川中の橋脚であることから(1)設計条件、表 3-3-5 下部工の選定表を参考に壁式橋脚とする。

本橋梁はミッチ洪水では越流を許容する形式となることから流水圧による影響を強く受ける橋脚である。脚柱の断面形状は小判形とし流水圧、流木による影響を極力少なくする。

#### g) 基礎形式の選定

本橋梁位置で3本の地盤調査を実施した。地盤は砂層、礫層、粘性土、岩盤等から構成されている。ホンデユラス国における河川管理は十分でないことから河床変動が激しいと想定される。従って、橋梁の様な重要構造物の基礎は安定した地盤に十分な根入れを必要とすると思われる。本橋梁位置では比較的浅い位置に存在する岩盤(Lutita)を支持層とする。この岩盤は風化の程度に応じて3種類に分類されている。極度に風化した岩盤、中位に風化した岩盤及び風化の低い岩盤である。橋台A1近傍での地盤調査結果によれば、地表面より2.5m付近に強度に風化した岩盤(Lutita)が出現する。その下2mの位置に約3.5m厚の中位に風化した岩盤(Lutita)が出現する。風化の低い良質な岩盤は地表面から約8m付近で出現している。基礎形式の選定は(1)設計条件、表3-3-6基礎工の形式選定表を参考にする。

橋台A1のフーチングの床付け面はこの風化の低い良質な岩盤内にあることから直接基礎とする。

橋脚P1のフーチングの床付け面は河床より約6m下がった位置に出現する中位に風化した岩盤とする事から直接基礎とする。

同様に、橋台A2のフーチングの床付け面は風化岩内にあることから直接基礎とする。

#### h) 桁下空間と橋脚の阻害率

a) 計画水位で示したように、新橋の主桁は計画高水位をクリアーしているが、日本の基準によれば更に桁下空間として1.2m必要とされている。しかしながら、本橋梁は都市内橋梁であり街路との取付を考慮する必要がある。検討の結果、地盤面の低いコマヤグエラ市側にある橋台A1の桁下空間の確保は困難であった。ただし、橋台A2側は地盤標高が高いこともあって桁下空間として約1.5m取ることが可能であった。

ミッチ時水位は931.80mである。本橋梁はこのミッチ水位に対して完全に水没する。この際、流水圧が作用することになる。上部工、下部工および基礎工の設計上この流水圧の影響を考慮する。

一方、橋脚の阻害率は橋脚の流路方向の投影幅2.0mであり、河川幅70.0mの関係から2.9%である。許容される日本の基準での阻害率5%をクリアーしており問題ない。

#### i) 施工区分

3-3-1 に記した設計方針に従って、ここでの取付道路部の施工範囲は、  
左岸側では、近接する交差点から橋台 A1 迄の区間、

0+ 56 ~ 0+123      L = 67.00m

右岸側では、橋台 A2 から現道に接続する区間、

0+193 ~ 0+238      L = 45.00m

である。

j) 護岸工・橋台保護工

河川の流下に支障のないように、河川幅を維持しつつ既設護岸の連続性を計れるように橋梁上下流および橋台前面の護岸の整備を行う。当地区の護岸は練り積み式護岸とする。

3) 基本設計図

基本設計一般図を図 3-3-4 に示す。



## (3) チレ橋

## 1) 全体計画

表3-3-10 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	概要
プロジェクトノ範囲		チレ橋の設計・建設 アクセス道路・護岸工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = -8.0 ~ -0.603 ~ -7.0%	
構造・内容	新橋梁	延長 L = 142m 総幅員 W = 12.50m 橋面積 A = 1775m <sup>2</sup> 上部工形式 = PC 単純 T 桁橋 上部工架設 = 架設桁架設 橋台 = 逆 T 式橋台 2 基 : 高さ左岸=8m、右岸=10m 橋脚 = 3 基 : 高さ P1=19m、P2=18m、P3 = 17m 基礎 = 場所打ち杭 左岸橋台 = 1.2m × 6 本 / 基 その他 = 直接基礎 橋面舗装 = 1,204m <sup>2</sup>	
	取付道路	総幅員 = 12.0m 延長 : 橋台 A1 背後 = 10m , 橋台 A2 背後 = 77m 車道 = アスファルト舗装 ( t = 5cm ) 歩道 = アスファルト簡易舗装 ( t = 3cm )	舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
迂回路	仮設橋	位置 = 本橋下流 290m 橋長 = 70m 形式 = 鋼製トラス仮設橋 (現用チレ橋仮設橋材転用)	

表3-3-11 概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート ( 360kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	986.1	
		同上 ( 300kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	161.9	
		型枠工	m <sup>2</sup>	6,282	
		PC 鋼線・鋼棒	ton	57.4	
		鉄筋	ton	131.3	
		橋面舗装工	m <sup>3</sup>	1,204	
	下部工	基礎杭 ( D = 1.2m , L = 6, 7, 9m , n = 6, 9 本 )	m	42.0	
		同上コンクリート	m <sup>3</sup>	47.4	
		同上鉄筋	ton	4.7	
		基礎掘削	m <sup>3</sup>	100.4	
		躯体コンクリート ( 240kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	2,452.1	
同上型枠工		m <sup>2</sup>	2,282.1		
取付道路		鉄筋	ton	245.2	
		構造物掘削	m <sup>3</sup>	25,224	
		盛土工	m <sup>3</sup>	753	
		路盤工 ( 上層・下層 )	m <sup>3</sup>	551	
迂回路	仮設橋	踏み掛け版工 ( コンクリート )	m <sup>3</sup>	42.8	
		アスファルト舗装	m <sup>3</sup>	44.9	
		橋長 ( 往復 2 車線 + 歩道 ( 両外側 ) )	m	70.0	
迂回路	道路	アスファルト舗装 ( t = 5cm )	m <sup>2</sup>	1,991.7	
		盛土	m <sup>3</sup>	5,779	

## 2)施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a) 計画高水位と計画高

表 3-2-5 参照。本橋は、フアン・ラモン・モリーナ橋と同様、隣接街路との関係から A2 橋台（右岸側）で所定の桁下余裕高が確保できず、また、超過洪水時には越流が起こることが想定される計画高となった。設計上の越流体策が必要である。

### b) 橋台位置と橋長の決定

#### 左岸側橋台 A1

左岸側橋台 A1 は現橋梁の橋台 A1 の背後にセットする。経済性を考慮して橋長を短縮することは効果的ではあるが、橋台 A1 近辺は、地滑り地帯とされ、また上流側には大規模な地滑りが発生したことであり、現橋梁の橋台の背後に設置した。その位置は仮設土留め工（矢板打設）の施工を考慮して既設橋台との間隔を定めた。

#### 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 の位置は、河川管理上想定される河川護岸線に沿って配置した。本橋梁の架橋地点周辺は、河川敷内への民地の突出が多く、河川幅の見極めがもっとも困難なところである。しかしながら、ホンデュラス政府は、今回の災害を契機に新たな立法を伴って、河川護岸線をある程度明確にしようとしている。このような動向を背景に、この地域での将来の河川護岸の位置は、現在残っている家屋の川側とされるであろうこと、従って、本プロジェクトでの計画をそれに基づいて立案すべきこと、が現地調査時点でホンデュラス側との間で確認された。その結果を受け、橋台の躯体前面をその位置に配置するものとした。

### c) 橋梁幅員

表 3-2-4 参照。

### d) 径間数の設定

径間数の設定は、計画洪水流量から算出される平均径間長によるものとした。その結果は 31m となる。（表 3-2-5 参照）

当橋梁の橋長は、142m であり 4 径間以下となる。橋梁形式の比較検討対象案として経済的に有利な 4 径間案を対象とする。計画高水位時に橋体が直接流水圧の影響をうけることは橋梁設計としては適当でない。そこで、橋長 142m を 4 径間割りであれば平均 35.5m となるが、計画縦断の低い橋台 A2 側の 2 径間を基準径間長の 31m のスパンとし、出来るだけ桁高を下げるものとする。低水敷と見做される区間側

を 40m スパン、高水敷と見做される区間を 31m スパンとした。また、新設橋の下部工と既設橋の下部工が重複しないように配慮した。その結果、40m+40m+31m+30m の 4 径間割りとする。

#### e) 上部工形式の選定

本橋梁は、上流に位置するモリーナ橋と同じくミッチ時の洪水位においては橋梁の一部が冠水する。橋梁形式検討の際、その影響を考慮する必要がある。なお、計画のスパン長から以下の形式を比較対象案とした。

第 1 案 PC 単純 T 桁橋（架設桁架設）

第 2 案 PC 単純 I 桁橋（架設桁架設）

第 3 案 PC 単純箱桁橋（固定支保工）

第 4 案 鋼単純非合成 I 桁（トラック・クレーン架設）

以上の橋種について、比較項目に沿って検討し、総合的に評価するものとする。比較項目としては対象橋梁共通としているが、構造的、施工性、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性等の 8 項目について比較検討している。比較検討の内訳に関しては、表 3-3-12 チレ橋：橋梁形式比較表による。

比較検討の結果は、比較表に示すように、第 1 案の PC 単純 T 桁橋が最適案とする。比較項目のいづれにおいても優れた特性を示す、PC 単純 T 桁形式を選定する。

#### f) 橋台・橋脚形式の選定

##### 橋台床付け位置

橋台 A1 のフーチングの床付け高さは既設橋台と同じ高さとする。GL より 8m の位置を床付け高さとする。一方、橋台 A2 については橋台近傍の旧・現河床より土被り 2m 程度を確保する位置とする。

##### 橋台形式

道路計画縦断および床付け高さより、橋台構造高さは決まる。橋台 A1 は 8m、橋台 A2 は 10m 程度となる。この規模の橋台の構造形式は経済性、施工性から逆 T 式橋台が最適である。

##### 橋脚床付け位置

橋脚は 3 基、すべて河川敷内に位置している。地質調査結果によれば GL より 5m 程度は堆積土砂、それ以深は風化のすすんだ岩盤 Lutia である。支持層岩盤は GL より約 13m の位置と考えられる。そのため、フーチングの床付け面は、フーチングの

表3-3-12 ナレ橋 橋梁形式選定表

形式 項目	第1案 PC・単純T桁橋	第2案 PC・単純I桁橋(合成桁)	第3案 PC・単純箱桁橋	第4案 鋼・単純非合成I桁
径間割及び橋長	2@40+2@31=142	同左	同左	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・MITCH水位でほぼ水没するが、流水圧に対する抵抗は大きい。</li> <li>・構造が単純であり構造的に安定している。</li> <li>・桁高が低く、流水圧の影響が小さいので有利である。</li> <li>・構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・MITCH水位でほぼ水没するが、流水圧に對する横抵抗は大きい。</li> <li>・浮力に対しては弱く、桁が浮上、流失の恐れがある。</li> <li>・桁高は低く出来る。</li> <li>・高剛性の橋梁である。</li> <li>・桁高が低く、街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁とRC床版とで構成される一種の複合構造である。</li> <li>・MITCH水位で水没する。鋼桁は流木等による損傷を受けやすい構造であり不利である。</li> <li>・鋼橋の自重は軽く、MITCH水位で流出する恐れがある。</li> <li>・構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トラック・クレーン架設</li> </ul>
架設工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・架設桁架設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・架設桁架設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・固定支保工</li> <li>・下部工間に大型固定支保工を設置する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トラック・クレーン架設</li> </ul>
施工性 (工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・乾期用迂回路を早期に完成させ交通を切り回す。</li> <li>・迂回路建設後、現橋撤去工しその後反橋を建設。</li> <li>・乾期中にA1~A2迄の下部工を完成させる事が重要である。</li> <li>・雨期に上部工の架設とする。</li> <li>・最も工期が短い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・迂回路、現橋撤去、仮橋建設、下部工の施工手順は第1案と同じ。</li> <li>・上部工のコンクリート床版は現場打ちとなるので、工期は第1案に比べ長い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・迂回路、現橋撤去、仮橋建設、下部工の施工手順は第1案と同じ。</li> <li>・雨期に上部工の施工となるので固定支保工は困難である。</li> <li>・河川上固定支保工の選定は適しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・迂回路、現橋撤去、仮橋建設、下部工の施工手順は第1案と同じ。</li> <li>・鋼桁は日本、第3国調達となり輸送に日時を要する。</li> <li>・鋼桁は軽量であり、架設は短時間で可能であり工期的に有利である。</li> <li>・床版は現場打ちとなる。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 17ヶ月 (内下部工 10ヶ月) ◎</li> <li>・上下部工共に主な工事が現場作業であり、作業員の雇用機会が多く、資材の現地調達も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 20ヶ月 (内下部工 10ヶ月) △</li> <li>・第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 25ヶ月 (内下部工 10ヶ月) X</li> <li>・第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 20ヶ月 (内下部工 10ヶ月) △</li> <li>・鋼桁は日本又は第3国調達となるので、現地での資材の調達は少なく、また現地作業員の雇用機会はコンクリート橋より少ない。</li> <li>・鋼桁は防食工を定期的に実施する必要があり、維持管理上、不利である</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート橋であり、メンテナンス・フリーである。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁は防食工を定期的に実施する必要があり、維持管理上、不利である</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>・日本での標準タイプであるが、外国での事例は少ない。</li> <li>・断面剛性も大、製作も容易、経済的にもすぐれているので技術移転の効果は大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・中〜大規模橋梁に適する箱桁橋の施工は技術移転の効果が大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁の製作は日本又は第3国となり技術移転の機会は少ない。</li> <li>・現場架設作業も同国の作業によるところが多いので技術移転の機会は少ない。</li> </ul>
経済性	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.00 ◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.10</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.20</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1.13</li> </ul>
総合評価	◎			

本橋の橋梁形式として構造性、施工性、現地調達、維持管理、経済性の面で優れている第1案のPC単純I桁橋を選定する。

最小土被り 3.0mを考慮した位置とする。橋脚 P1,P2 および P3 は河川の最深河床高さより土被り 3.0mを考慮する。

また、ミッチ洪水時にチレ橋の上流で地滑りが生じ、その時の土砂が広範囲にかつ大量に河川中に流入し河床に堆積している。しかし将来的には、その土砂も流下することが考えられ、現河床および旧河床ラインと比較し、より低い位置を最深河床として考えるものとする。

#### 橋脚形式

橋脚の高さは計画路面高および橋脚床付け高さより決まり 19m ~ 17mとなる。また、3 橋脚とも河川敷き内に配置されることから壁式橋脚とする。

チレ橋はまたミッチ洪水の流水圧を上下部工共に考慮しなければならないことなどから橋軸直角方向の剛性の高い壁式橋脚が有利である。断面形状としては小判型とし、流水、流木の影響を少なくする。

#### g)基礎形式の選定

チレ橋を対象とした地質調査は両橋台に 1 本、橋梁の中央付近に 1 本の計 3 本を実施している。左岸側橋台を除く他の下部工は、以上のように設定した基礎の深さで十分な支持層に達しているため、直接基礎とする。左岸側橋台位置では、基礎の下部、約 5mのところN値 13 の軟弱な地層が確認されており、その層以下の堅固な地層に達する基礎杭で支持させることとする。

#### h)桁下空間と橋脚の阻害率

本橋梁の計画高水位は 918.8m である。この水位に対し桁下高はクリア ーしている。一方、計画流量は 2200m<sup>3</sup>/s における桁下空間は 1.2m必要である。しかし本橋梁は、都市部の橋梁であり、取り付け位置における高さは周囲の街路により制限され、十分な路面の嵩上げができないことから、最も低くなる橋台 A2 の位置で桁下余裕高が確保できていない。しかし一方では橋台 A1 における桁下空間高は 2m 程度確保出来る。

ミッチ洪水位である 924.5mにおける橋梁との関わりは、低い位置にある橋台 A2 寄りの第 4 径間および第 3 径間の一部が冠水することになる。これに対し、この影響を被る上部工および下部工の設計時には、流水圧や流木の衝突を加味するものとする。

橋脚の河川に対する影響としては阻害率で表現されるが、現在計画の橋脚躯体幅は2.0mとしている。河川幅 135m に対し、2.0m が3基より阻害率は4.4% となる。一般に5%を目処にされることから、この値以下であり問題にはならない。

#### i) 施工区分

本案件の施工範囲は、右岸側が街路交差点まで、左岸側は計画縦断が既存街路に接続する位置までとする。左岸の橋台 A1 の背後は約 10m (0+077 ~ 0+087)、右岸の橋台 A2 の背後の取り付け道路は約 77m が施工範囲となる。ステーションとしてはパレット前面からの表示とすると 0+229 ~ 0+306 となる。

#### j) 護岸工・橋台保護

河川の護岸および橋台の保護の目的で橋台の上下流部を護岸整備を実施する。左岸橋台の下流付近はすでに大規模な護岸工事が実施されており、この部分には新たに掘削で生じた部分の護岸と工事中の護岸を摺り付けるものとする。

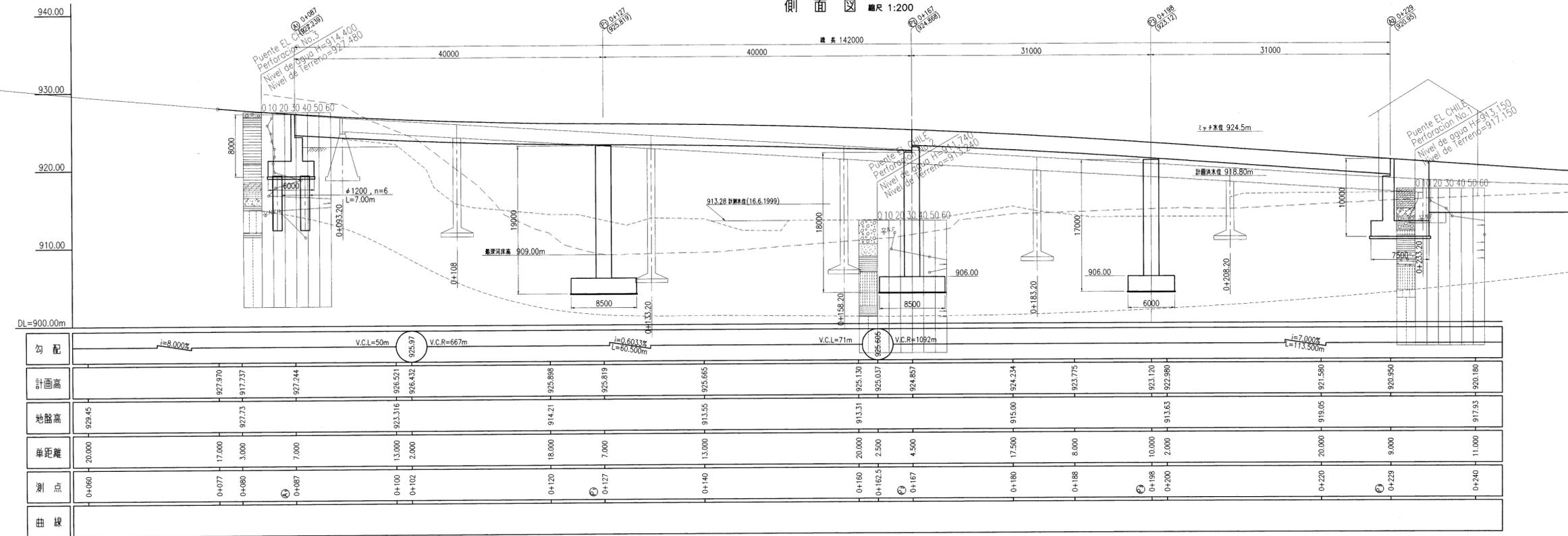
橋台 A2 側は盛土の土留擁壁の建設を計画しており、同時に上流側は家屋、下流側は私有地（修理工場）として隣接しており、護岸工の設置は行わない。

### 3) 基本設計図

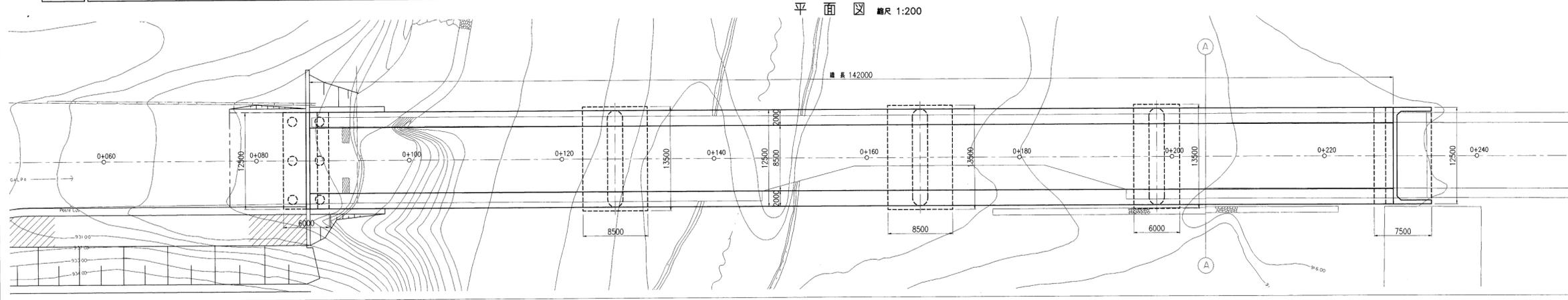
橋梁一般図を図 3-3-5 に示す。

図3-3-5 チレ橋全体一般図

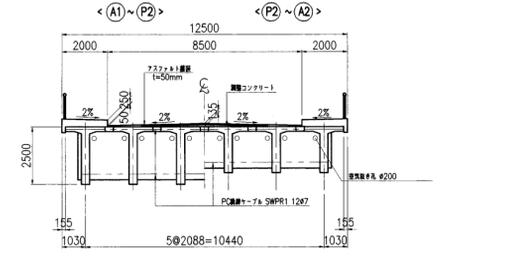
側面図 縮尺 1:200



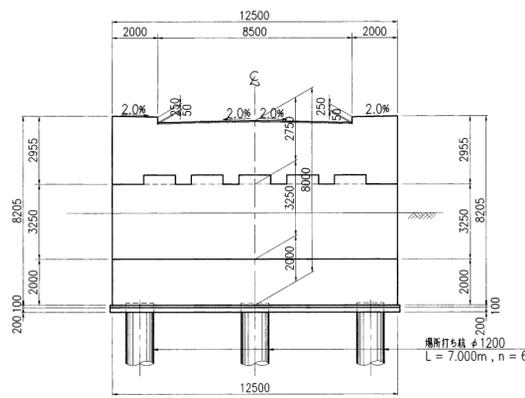
平面図 縮尺 1:200



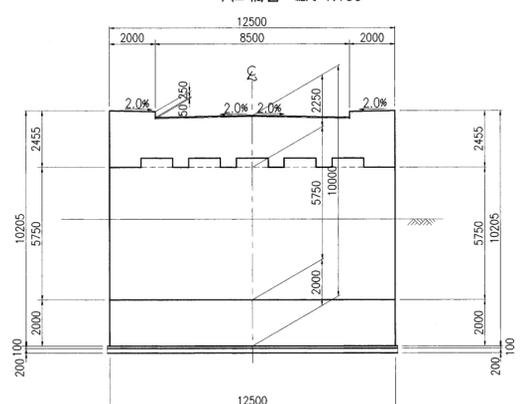
上部工標準断面図 縮尺 1:100



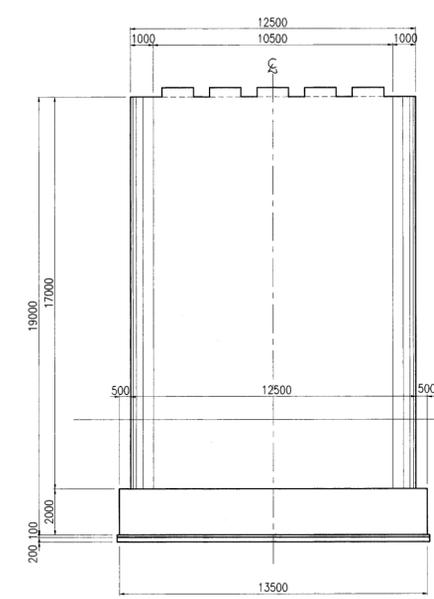
A1橋台 縮尺 1:100



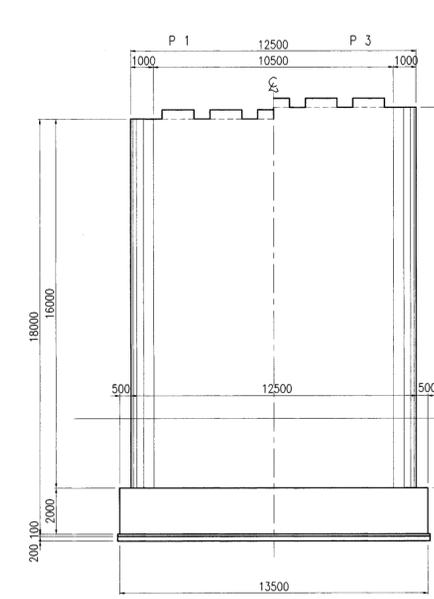
A2橋台 縮尺 1:100



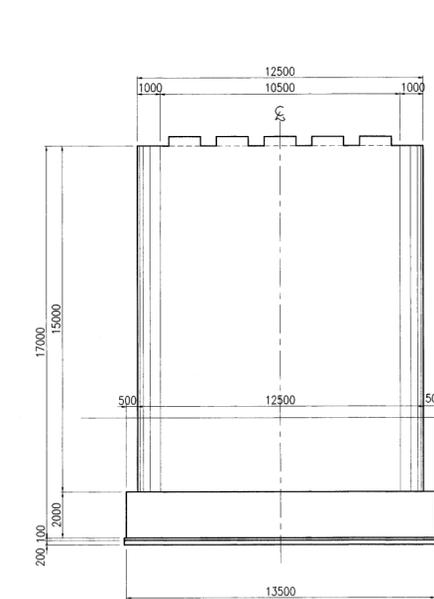
P1橋脚 縮尺 1:100



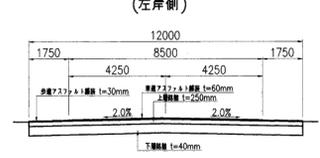
P2橋脚 縮尺 1:100



P3橋脚 縮尺 1:100



道路標準横断面図 (左岸側) 縮尺 1:100



道路標準横断面図 (右岸側) 縮尺 1:100

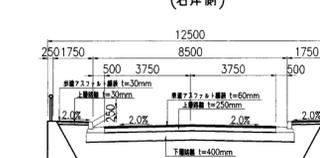


図3-3-5 チレ橋全体一般図

(4)新チヨルテカ橋

1)全体計画

表 3-3-13 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	概要
プロジェクトの範囲		新チヨルテカ橋の設計・建設 アクセス道路・護岸工・水制工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = 4.0 ~ 0.127 ~ 1.211 ~ -1.921 ~ -4.0%	
構造・内容	新橋梁	延長 L = 210m + 84m 総幅員 W = 11.00m 橋面積 A = 3,234m <sup>2</sup> 上部工形式 = .PC 単純 T 桁橋 上部工架設 = 架設桁架設 橋台 = 逆 T 式橋台 2 基 : 高さ h1=10.5m、h2=10.5m 橋脚 = 4 基 : 高さ .P1 ~ P4=12.5 ~ 14m 基礎 = 場所打ち杭 橋台 = 1.2m × 9 本 / 基 × 2 基 橋脚 = 1.2m × 6 本 / 基 × 5 基 橋面舗装 = 2,581m <sup>2</sup>	
	既設橋改築	下部工改築 = 2 基	
	取付道路	総幅員 = 11.0m 延長 : 橋台 A1 背後 = 430m、橋台 A2 背後 = 307m 法勾配 = 1 / 1.5 車道 = アスファルト舗装 ( t = 6cm ) 路肩 = アスファルト簡易舗装 ( t = 3cm )	舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	護岸工	位置 = 橋台周辺法面 構造 = 練り石積み	
	水制工	位置 = 左岸上流 構造 = 布団籠	

表 3-3-14 概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート ( 360kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	1,980	
		同上 ( 300kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	344.8	
		型枠工	m <sup>2</sup>	12,664	
		.PC 鋼線・鋼棒	ton	112.0	
		鉄筋	ton	265.2	
		橋面舗装工	m <sup>3</sup>	2,581	
	下部工	基礎杭 ( D = 1.2m , n = 48 本 )	m	453.0	
		同上コンクリート	m <sup>3</sup>	512.1	
		同上鉄筋	ton	51.2	
		基礎掘削	m <sup>3</sup>	701.4	
躯体コンクリート ( 240kgf/cm <sup>2</sup> )		m <sup>3</sup>	2,683		
同上型枠工		m <sup>2</sup>	2,506		
鉄筋		ton	268.3		
転流工	水路掘削	m <sup>3</sup>	18,840		
	盛土	m <sup>3</sup>	10,268		
既設橋改築	下部工	躯体コンクリート	m <sup>3</sup>	220.6	
		型枠工	m <sup>2</sup>	228.2	
		鉄筋	ton	22.1	

アクセス道路	盛土工	m <sup>3</sup>	26,174
	路盤工（上層・下層）	m <sup>3</sup>	6,218
	踏み掛け版工（コンクリート）	m <sup>3</sup>	71.0
	アスファルト舗装	m <sup>3</sup>	160.9
護岸工	練り石積み	m <sup>2</sup>	696.7
水制工	布団籠	m <sup>3</sup>	1,167

## 2) 施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a) 計画水位

#### 計画高水位

新 Cholteca 橋は Cholteca パイパスの一部であり、Cholteca 川に架かる橋梁の位置で 100 年確率とする計画高水位は、水文解析の結果、以下の通りである。

$$H.W.L. = 47.4m$$

なお、この時の河道幅は 400m、計画流量は  $Q = 5000m^3/s$  である。また、計画流量に対する桁下余裕高は 1.5m である。

計画の縦断線形は、既設橋梁に影響しないようにしつつ修正し、河川計画に整合させるものとする。

#### 超過洪水水位

ハリケーン・ミッチ時の水位は、洪水の痕跡および水文解析により以下のような結果となっている。

$$MITCH \ W.L = 49.8 \ m$$

なお、ハリケーン・ミッチによる実際の痕跡水位は 50.6m と推定されるが、これは橋梁（橋長 190m）及び取付道路により堰上げられた水位と考えられる。河道幅を 400m とした場合には堰上げ量が減少し、その水位を算定した結果が上記の数値である。

桁下高が超過洪水水位をクリアできない場合、上部工および下部工においては流水圧、流木など水平力を考慮した設計とする必要がある。

### b) 復旧対策

新 Cholteca 橋は橋梁自体の損傷はなかったが、取付道路が失われるとともに、流路が左岸側に移動した。これまでの検討成果を見直すとともに、道路として求められる機能を維持するための対策を検討した。

取付道路の復旧についての対策案として、(1)現在の橋梁位置に水路を戻す案、(2)

現在の水路に新たに架橋する案、(3)取付道路を復旧しカルバートを設ける案が考えられる。

(1)案は架橋地点より約1~2km上流から流路を既存の橋梁に導くように導流堤、水制と護岸を設け、流路を元に戻すものである。ただ、既存の橋梁では計画とする洪水を流下させることは出来ず、川幅すなわち橋長を延長せざるを得なくなる。

(2)案は洪水の流下に必要な川幅を確保し、また流路を固定するために上流に水制を設けるものである。

(3)案は取付道路を盛土により構築し、洪水の流下に必要な流量を既存の橋梁とカルバートにより流下させるものである。

これらの案を検討した結果、現状の流路を大きく変えること無く計画流量を流下させることの出来る(2)案が適当であると考えられる。(3)案については、カルバートの規模が大きくなること、また兩岸に近い位置では堆積が生じカルバートの機能が損なわれる可能性があること、カルバートが取付道路の破壊を引き起こす可能性のあることなどの問題があり、適当ではない。

必要な川幅としては、現在、洪水のために広がっているが、今後、水路以外では堆積が生じ、低水路が形成される。その幅は平均年最大流量の関数になるといわれ、川幅を試算すると約350mとなる。また、計画流量を流下させ、架橋部上流に対する水位上昇がさほど大きくならないためには、川幅として400m以上必要である。したがって、必要な川幅を400mと設定した。

#### c)橋長と橋台位置の決定

##### 橋長

橋長は、基本的に水文解析より導かれた河道幅(400m)により決定する。計画河道幅の中、現橋梁の橋長は190mであり、残る210m延伸した400m区間は、H.W.L + 余裕高を考慮する必要がある。一方、その場合、計画路面高と現地盤との高低差は9m程度となる。したがってこの位置で橋台を設置する場合、約9mの高盛土となる。しかし、高盛土は、河川の流下方向に対し直交して設置されることになり、ミッチ・クラスの洪水時、この盛土を直撃する恐れがあり、弱点となりかねない。万が一、この盛土部分が流失した場合、その復旧は、ホンデュラス国として大きな負担となる可能性があり、かつホンデュラス国独自の高盛土の復旧は技術的にも十分とは言えず問題として残る。そこで、縦断線形および橋長を計画するに当たり、

以下の点を考慮する。

- ・桁下高が、H.W.L(47.4m)+余裕高(1.5m)を取れる400m区間を確保する。
- ・橋梁を桁下高 H.W.Lまで400m区間外側の左右岸に延伸する。
- ・縦断は最急勾配(4%)により早く計画高を下げる。
- ・橋梁の形式(PCT桁橋：後述) スパン長は基準径間長(40m)程度とする。
- ・橋梁の構造高は3.0mとする。

結果的には、左岸5@42m=210m、右岸2@42m=84mとなり、橋長としては、現橋梁の190mを加えて484mとなる。(図3-3-6参照)

結果として、取付道路の盛土高は、最も高い所(橋台背面)でも3~4m以下となり、万一、損傷を受けても現地の能力で十分に復旧が可能であると考えられる。

#### 橋台 A1

上記の項で示したように、既設橋台 A1 の背後(左岸方向)に橋梁区間210mを延伸することとする。その結果、現橋梁の左岸方向に210m延伸した位置が新橋台 A1 となる。

#### 橋台 A2

新チオルテカ橋の右岸延伸区間84mの端部が新橋台 A2 となる。現橋梁の橋台は改造し、橋脚として活用する。したがって、延伸部と現橋梁は連続した橋梁となり、その総延長は484mになる。

#### d) 橋梁幅員

現橋梁の延伸であることから、橋梁幅員は同じ横断構成とする必要がある。表3-2-4参照。

#### e) 径間数の設定

径間数の設定は、計画洪水流量から算出される平均径間長によるものとする。その結果、平均径間長は45mであるが、緩和規定を準用して40mとする。

本橋梁の左岸延伸長は、210mであり5径間以下となる。また、右岸延伸部の長さは84mで2径間となる。ここでは延長の長い左岸延伸部にて形式検討を行い、右岸延伸部は左岸の上部工形式を準用するものとする。

橋梁形式の比較検討対象案として5径間案(5@42m=210m)を対象とする。

#### f) 上部工形式の選定

本橋梁は、計画のスパン長から以下の形式を比較対象案とした。

第1案 .PC 単純T桁橋（架設桁架設）

第2案 .PC 単純I桁橋（架設桁架設）

第3案 .PC 単純箱桁橋（固定支保工）

第4案 鋼単純非合成I桁（トラック・クレーン架設）

以上の橋種について、比較項目に沿って検討し、総合的に評価するものとする。

比較項目としては対象橋梁共通としているが、構造的、施工性、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性等の8項目について比較検討している。

比較検討の内訳に関しては、表3-3-15 新チョルテカ橋：橋梁形式比較表による。

比較検討の結果は、比較表に示すように、第1案の.PC 単純T桁橋が最適案とする。

比較項目のいずれにおいても優れた特性を示す、.PC 単純T桁形式を選定する。

#### g) 橋台・橋脚形式の選定

##### 橋台床付け位置

橋台A1のフーチングの床付け高さは、GLから土被りを2.0mを考慮し、更にフーチングの厚さ分下がった位置とする。地質調査結果より、基礎形式として杭基礎を想定している。

##### 橋台形式

縦断計画と床付け高さより、橋台A1の高さは13mとなる。この規模の橋台の構造形式は経済性、施工性の良さから逆T式橋台が最適であり、これを採用する。

##### 橋脚床付け位置

橋脚は5基、すべて河川敷内に位置している。地質調査結果によれば最も浅く支持層である岩盤がでていたのはGLより約15m程度である。GLからほとんど砂礫層である。河床の変動が激しいこと、砂礫層は支持層とするにはN値の信頼性が乏しいことなどから、少なくともGL-15mの支持層まで杭を打設することになる。そのためフーチングの位置は必要な土被り厚を確保すれば良い。一方、既設の新チョルテカ橋の橋脚は、縦断測量の結果を元に、最深河床高より土被り3.0mを確保し、フーチングの位置を決定している。したがって、延伸部も既設橋と一体の橋梁と考えられることから、既設新チョルテカ橋の橋脚と同じ高さにフーチング天端高さを揃えるものとする。結果的に床付け高さは上記フーチング天端よりフーチング厚を下げた高さとなる。

表3-3-15 新子ヨルテカ橋 橋梁形式選定表

形式 項目	第1案 PC・単純T桁橋	第2案 PC・単純I桁橋(合成桁)	第3案 PC・単純箱桁橋	第4案 鋼・単純非合成I桁
径間割、橋長	5@42=210	同左	同左	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本においても標準設計となっており実績も多い</li> <li>桁と床版が一体施工であり、信頼性がある。</li> <li>構造高が低く、桁下空間を取る上で有利である。</li> <li>現道への取合い上有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>縦断勾配に対する適応性が高い。</li> <li>桁高/支間比は、T桁よりやや大きく桁下余裕高の確保には不利となる。</li> <li>構造上、桁と床版との結合部が弱点である。</li> <li>構造高が高く、街路との取合い合い、不利である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>T桁、I桁に比べ、最も桁高を低くできる。</li> <li>高剛性の橋梁である。</li> <li>桁下空間を取る上で有利である。</li> <li>現道への取合い上有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁とRCC床版とで構成される一種の複合構造である。</li> <li>桁高+床版高はPCT桁とほぼ同じである。</li> <li>縦断線形の対応性は良い。</li> <li>現道への取合い上有利である。</li> </ul>
架設工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>架設桁架設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>架設桁架設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>固定支保工</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>トラック・クレーン架設</li> </ul>
施工性(工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>他家に比べ最も工期が短い</li> <li>下部工施工中、桁製作が可能である。</li> <li>桁架設後、横組工および間詰めコウトが主作業であり施工性は最も良い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>I桁の架設後、横桁及び床版の施工がありT桁に施工性に劣る。</li> <li>工期的には最も長くなる。</li> <li>固定支保工に限定されるため、雨期中の施工には問題が残る。</li> <li>河川中の固定支保工の設置は適しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の施工は下部工完成後の施工となり、工期的には最も長くなる。</li> <li>固定支保工に限定されるため、雨期中の施工には問題が残る。</li> <li>河川中の固定支保工の設置は適しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁重量はPCT桁に比べ軽量であるため、架設は容易。</li> <li>桁架設後、床版製作・現場塗装があり、PCT合成桁とほぼ工期が同程度。</li> <li>床版は現場打ちとなる。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 2.2ヶ月(内下部工1.0ヶ月) ◎</li> <li>PC鋼線、定着部及び鉄筋以外は現地調達となり、鋼桁より資材の現地調達率は高い。</li> <li>主工事は現地作業であり雇用機会が多い。 ◎</li> <li>コウト橋であり、メンテナンス・フリーである。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 25ヶ月(内下部工10ヶ月) △</li> <li>第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 27ヶ月(内下部工10ヶ月) X</li> <li>第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 25ヶ月(内下部工10ヶ月) △</li> <li>鋼桁は輸入資材となり、現地調達率はコウト橋案に比べ低い。</li> <li>現地の作業員の雇用機会も少ない。</li> <li>鋼桁部分の定期的塗装(8~10年毎程度)が必要。</li> </ul>
維持管理	◎	◎	◎	X
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本での標準タイプであるが、本国での事例は少ない。</li> <li>断面剛性も大、製作も容易、経済的にもすぐれているので技術移転の効果は大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>より規模の大きい橋梁に適応可能であり技術移転の効果が期待できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁は日本又は第3国で製作されること、及び架設工事は難易度が高いことなどから技術の習得が期待できない。</li> </ul>
経済性	1.00 ◎	1.18	1.27	1.20 △
総合評価	◎	◎	X	△

本橋の橋梁形式として構造性、施工性、現地調達、維持管理、経済性の面で優れている第1案のPC単純I桁橋を選定する。

### 橋脚形式

計画縦断線形および橋脚床付け高さより橋脚高さは約 13m となる。また全橋脚とも河川敷内に配置されることから壁式橋脚とする。これは河川の阻害率を小さくすることと、施工性の良い事によるものである。特に下部工を施工する時期は乾期中である。張り出し式橋脚の場合、梁の施工に支保工を必要とするが、梁部の施工はタイミング的にも雨季に近く、支保工の流失など、事前にそのようなリスクを避ける事も必要である。それらの事から、形式は壁式橋脚とする。躯体の断面は小判形とし、河川の流水圧や流木による影響をを少なくするものとする。

### h) 基礎形式の選定

新チョルテカ橋延伸部を対象とした地質調査は、今回は 1 本実施した。又、新チョルテカ橋の計画時に 2 本のボーリングを実施されている。既往のボーリングの結果では、支持層である岩層までは砂礫層の連続であった。しかしながら、今回のボーリング結果では砂礫層と粘性土層との互層である。そのため橋梁延伸部区間に位置するボーリングデータに基づいて、杭基礎を採用し、その根入れ長さを決定した。

### i) 桁下空間と橋脚の阻害率

本橋梁の計画高水位は 47.4m と推定されている。また橋梁延伸区間での路面縦断計画における最低高さは 53.2m。一方、計画流量は 5000m<sup>3</sup>/s に対する桁下余裕高は 1.5m である。

これらのデータと必要構造高さを概算すると以下ようになる。

舗装厚 + 横断勾配	: 0.15m
桁高(.PCT桁)	: 2.80m
合計	2.95 m

以上より桁下下限高としては、

$$47.4\text{m} + 1.5\text{m} = 48.9\text{m}$$

一方、路面縦断計画高より桁下高を計算すると

$$53.2\text{m} - 2.95\text{m} = 50.25\text{m} > 48.9\text{m}$$

となり、問題ない。

橋脚の阻害率について試算する。484mの河川幅に対し橋脚7基となる。内訳は、既設新チョルテカ橋の橋脚2基 + 橋台2基および延伸部の橋脚5の計9基。また、新

チオルテカ橋の橋脚厚さは3.0m、延伸部の橋脚厚さは2.0mと想定しており、その結果、阻害率は3.3%となる。

最大5%を目処にされることから、この値以下となり問題とはならない。

#### j) 施工区分

本案件の施工範囲は、チオルテカバイパスの復旧という事で、左右岸の流失した盛土区間を対象としている。新チオルテカ橋および延伸部の橋長分を除外した取付道路部の施工範囲は、左岸L=約435m(7+980~8+414)、右岸L=約310m(8+900~9+207)となる。

#### k) 護岸工・水制工

橋台の保護および取り付け道路を保護するため、橋台の上下流部に練り石積の護岸を設ける。

新チオルテカ橋周辺の河道については、水路を橋梁地点まで導き、流路を固定することが必要であり、これは水制により対応する。橋梁より上流1.2km地点で河岸および河床が岩で構成されており、河岸に沿った流れが河床の岩により流向を変えている。この状況を利用して、水路を橋梁に向かうように水制を配置する。また、橋の800m上流で右岸から左岸に向かう流れがあり、その流向も水制により変えることとした。

水制の設置位置と延長は橋より800m上流地点に100m、600m上流地点に150m、400m上流地点に250m、200m上流地点に400mの4基設置する。また、一部先端に100mの横堤を設けることとした。水制の高さは高水敷を造成し、流向を変えることにあり、高水敷の高さである2m程度とすることとした。また、構造は現地材料を活用できる布団籠を用いる。

#### l) 取付道路の越流対策

ハリケーンミッチにより流失した取付道路に対する対策としては、盛土高を低くすること、裏法尻を保護すること、縦断方向に隔壁を入れることとした。取付道路の盛土高が低いと、越流しても崩壊することは少なく、河川堤防では盛土高が2m程度までであれば、越流しても破壊しない事例が多い。ここでは、c)に記したように、橋梁を延伸することで、盛土高<3~4mとした。路面勾配4%で縦断が下がるのでこの盛土高も急激に低くなる。

道路を洪水が越流した場合には、法尻で流速が早くなり崩壊につながることで、

越流が想定される区間では、法尻に布団籠を設置して、洗掘等に抵抗できるようにする。あわせて、植栽をおこない、法面を保護すると共に、越流した場合の流速の低減と、環境の維持を図る。

ハリケーンミッチの水位よりも道路が高い場合に、越流部の崩壊が道路縦断方向に進行し、水位以上の高さの道路までもが破壊した例（今回の災害での取付道路流失も同じ減少と考えられる）があり、これを防止するための隔壁を入れることとする。

### 3) 基本設計図

橋梁一般図を図 3-3-6 に、水制工の配置図を図 3-3-7 に示す。

図3-3-6 チョルテカ橋 全体一般図

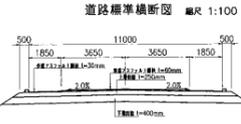
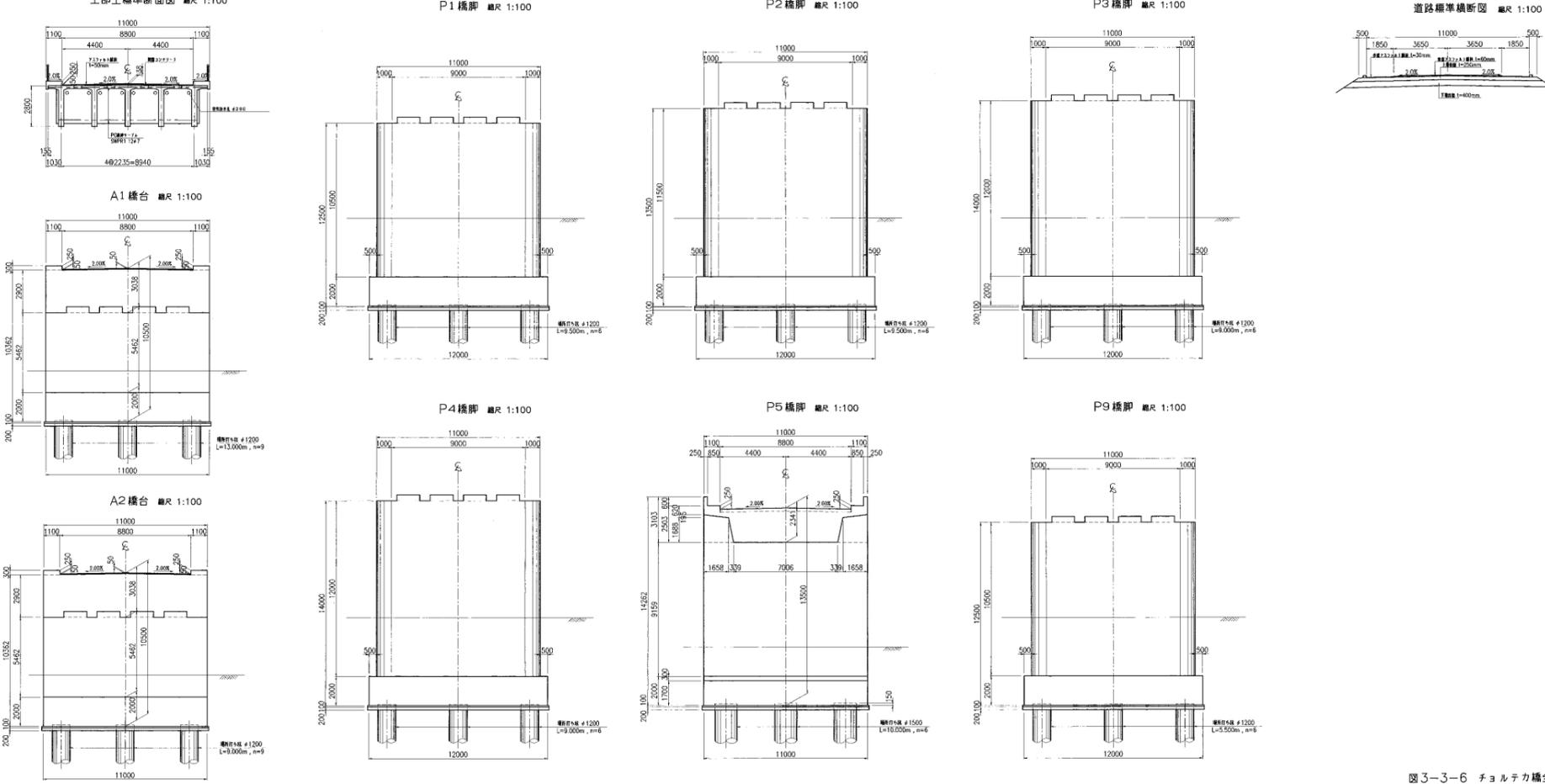
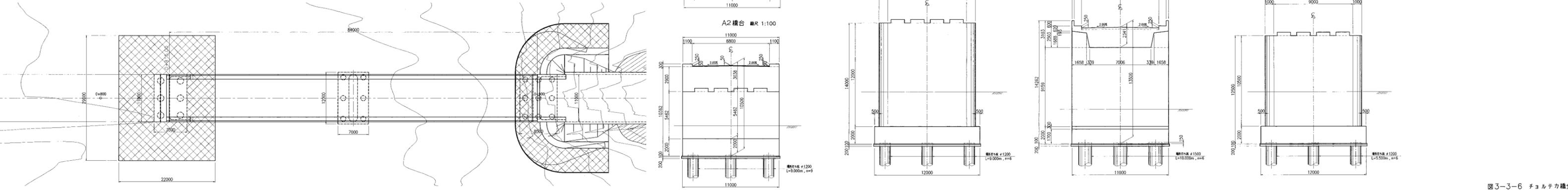
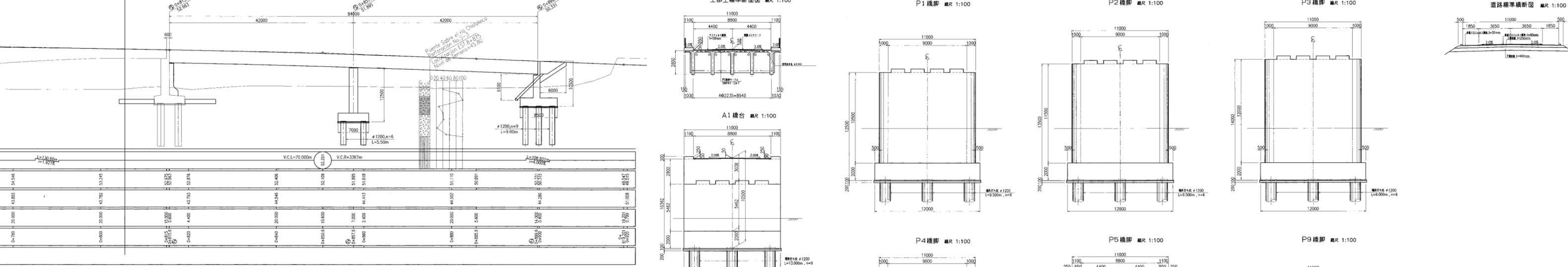
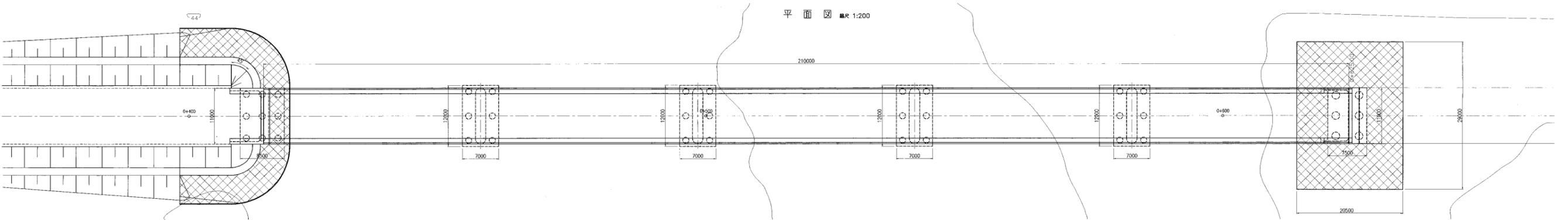
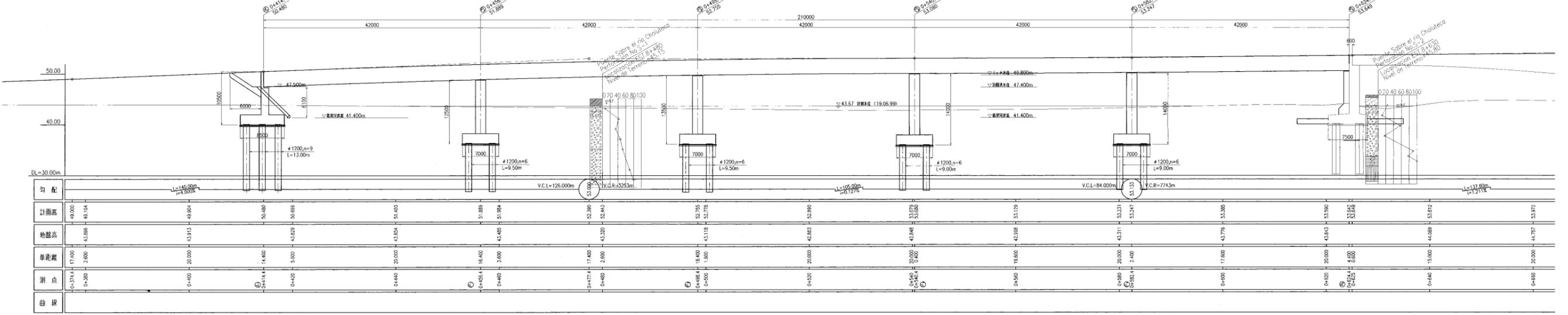
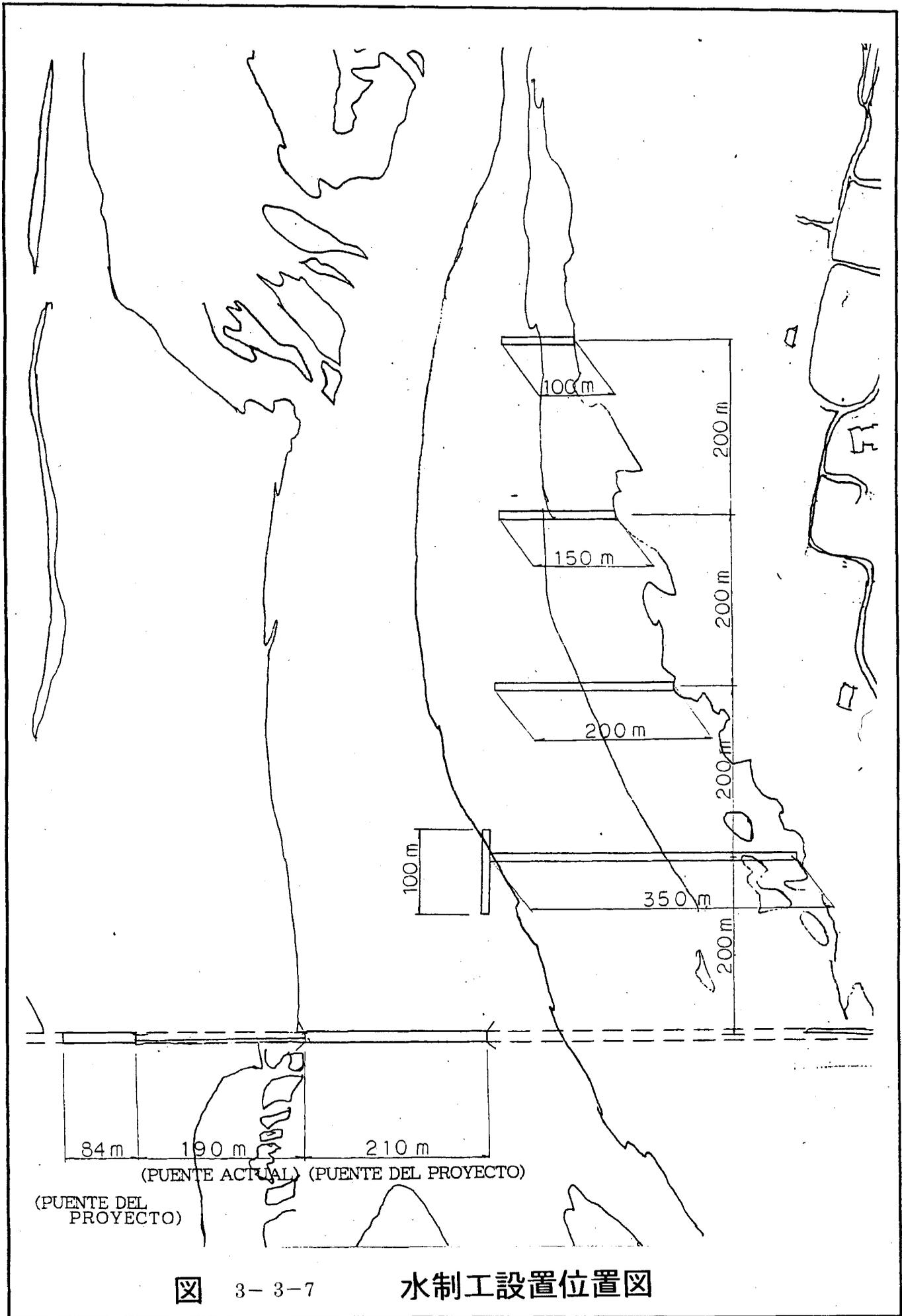


図3-3-6 チョルテカ橋 全体一般図



(5) イットカ橋  
1) 全体計画

表 3-3-16 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		イトカ橋の復旧設計・建設 アクセス道路・護岸工の建	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = 0%	
構造・内容	新橋梁	復旧延長 L = 25.2m、補強延長 L = 50m 総幅員 W = 9.80m 橋面積 A = 247m <sup>2</sup> (新設) + 490m <sup>2</sup> (補強) 上部工形式 = PC 単純 T 桁橋 + RC 単純 T 桁橋 上部工架設 = 架設桁架設 橋台 = 逆 T 式橋台 1 基 : 高さ h2=11.5 m 橋脚 = 0 基 基礎 = 場所打ち杭 橋台 = 1.2m × 9 本 / 基 × 1 基 橋面舗装 = 206.6m <sup>2</sup>	
	既設橋補強	上部工 = 床版打ち増・炭素繊維シート補強工・落橋防止装置設置工 下部工 = コンクリート補強・落橋防止装置設置工 橋台背面地盤の改良	
	取付道路	総幅員 = 11.0m 延長 : 橋台 A1 背後 = 0, 橋台 A2 背後 = 27m 法勾配 = 1 / 1.5 車道 = アスファルト舗装 ( t = 6m ) 路肩 = アスファルト簡易舗装 ( t = 3cm )	舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	護岸工	位置 = 橋台周辺法面 構造 = 練り石積み	

表 3-3-17 概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート ( 360kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	85.0	
		同上 ( 300kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	20.8	
		型枠工	m <sup>2</sup>	680.4	
		PC 鋼線・鋼棒	ton	6.63	
		鉄筋	ton	11.9	
		橋面舗装工	m <sup>3</sup>	206.6	
		下部工	基礎杭 ( D = 1.2 m , n = 9 本 )	m	90.0
	同上コンクリート		m <sup>3</sup>	101.7	
	同上鉄筋		ton	10.2	
	基礎掘削		m <sup>3</sup>	156.7	
	躯体コンクリート ( 240kgf/cm <sup>2</sup> )		m <sup>3</sup>	335.8	
	同上型枠工		m <sup>2</sup>	435.8	
	鉄筋		ton	33.6	
	構造物掘削	m <sup>3</sup>	8,512		
既設橋補強	上部工	鋼繊維コンクリート	m <sup>3</sup>	41.4	
		鉄筋	ton	16.2	
		補強シート	m <sup>2</sup>	706.2	
		落橋防止装置 ( PC 鋼棒 2 3 )	本	12	
	下部工	補強コンクリート	m <sup>3</sup>	199.6	
		落橋防止装置設置 ( 鋼製 )	ton	6.0	
	地盤改良	m <sup>3</sup>	1,144.0		

取付道路	盛土工	m <sup>3</sup>	1,432
	路盤工（上層・下層）	m <sup>3</sup>	248.0
	踏み掛け版工（コンクリート）	m <sup>3</sup>	21.4
	アスファルト舗装	m <sup>3</sup>	17.1
護岸工	練り石積み	m <sup>2</sup>	247.3

## 2) 施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a) 計画水位・桁下余裕高と計画高

表 3-2-5 参照。本橋は、他の対象 6 橋と異なり、残存した橋梁の 2 径間を再使用し、流失した 1 スパンのみの復旧である。橋面高さは流失前と同様とする。結果的に桁下余裕高は確保出来る。また、超過洪水水位は、高欄高さ程度となり、超過洪水水位に対する対策が必要。

### b) 橋台位置と橋長の決定

#### 橋台 A2

右岸橋台の倒壊した場所では川幅が広がっているが、これは橋台倒壊の影響によるもので、上流の河岸を見ると岩で構成されており、その法線を延長すると、河道幅は 75m となる。したがって、橋長は 75m、その内、復旧長さは 25m、橋台 A2 位置は流失前と同じ位置に計画する。また、橋梁の補強区間は 2 連の 50m である。

### c) 橋梁幅員

上記の状況から、既存橋梁と同一の幅員構成とする。表 3-2-4 参照。

### d) 径間数の設定

流失した 1 径間の復旧であり、改めてスパン数の検討は行わない。

### e) 上部工形式の選定

本橋梁は、スパン長から以下の形式を比較対象案とした。

第 1 案 RC3 径間単純 T 桁橋（架設桁架設）

第 2 案 PC3 径間単純 T 桁橋（架設桁架設）

以上の橋種について、比較項目に沿って検討し、総合的に評価する。

構造的、施工性、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性等の 8 項目について比較検討している。比較検討の内容に関しては、表 3-3-18 イツトカ橋：橋梁形式比較表による。

比較検討の結果は、第 2 案の PC 単純 T 桁橋が最適案である。元の上部工形式は RC 単純 T 桁橋である。しかし、他の橋梁と同じ活荷重に対応させるため、より耐荷力

の高いPCT桁を選定する。また残存部については耐荷力が不足していることから補強するものとする。

表3-3-18 イットカ橋 橋梁形式選定表

形式 項目	第 1 案 RC・単純T桁 (25+25)+25=25	第 2 案 PC・単純T桁橋	第 3 案	第 4 案
径間割、橋長		同左		
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・MITOH水位で水没する。</li> <li>・流水圧に対する設計が必要。</li> <li>・既設の残存スパンと同構造形式であり、構造的な連続性が保たれる。</li> <li>・PC桁に比べ、やや断面形状が大きく自重が増加対流水には有利。</li> <li>・主桁の主筋に束ね鉄筋を使用されている。(D25*4本)</li> <li>・固定支保工</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・MITOH水位で水没する。</li> <li>・流水圧に対する設計が必要。</li> <li>・RC構造より断面形状が小さくでき、下部工への負担が軽減する。</li> <li>・PC鋼線等のプレ・ストレス導入により、RC構造より剛な構造となる。</li> <li>・架設桁架設</li> </ul>		
架設工法	◎	◎		
施工性 (工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・PC桁に比べ、工種が少なく、作業性は優れる、最も基本的な工法であり、安定性のある構造体である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・高強度のゴカートの使用、PC鋼線の緊張など、RC構造より施工に慎重さを要求される。</li> <li>・PC構造の基本形式であり、現地状況に適合する</li> </ul>		
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 10 ヶ月 (内下部工 6 ヶ月) ◎</li> <li>・鉄筋以外、殆どの資材は現地調達が可能。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 10 ヶ月 (内下部工 6 ヶ月) ◎</li> <li>・鉄筋、PC鋼材等以外は現地調達可能。</li> </ul>		
維持管理	◎	◎		
技術移転	◎	◎		
経済性	1.00	1.02		
総合評価	◎	◎		

同一の構造とすることによる建設機械の転用の容易さから第2案のPCのT桁橋を選定する。

#### f) 橋台・橋脚形式の選定

##### 橋台床付け位置

下部工の復旧は橋台 A2 のみである。橋台 A2 のフーチングの床付け高さは基礎形式と相互関係にある。ボーリング地質調査の結果から支持層は、GL より約 20m のところにある。従って杭基礎を必要とするため、フーチングは必要最小深さの位置に設定する。ここではフーチングを最深河床以下となる位置に設置することとする。橋台の前面には護岸工を配置し、橋台および取付道路を保護するものとする。

##### 橋台形式

道路計画縦断および床付け高さより、橋台構造高さは決まる。その結果、橋台 A2 は 11.5m 程度となる。

橋台の構造形式は 5m ~ 15m 程度の範囲であれば、経済性、施工性から逆 T 式橋台が最適である。

#### g) 基礎形式の選定

イトトカ橋を対象とした地質調査は右岸橋台背後に 1 本実施している。

その結果、地盤は砂礫層、砂層、粘性土の互層の下に GL より約 20m 下に支持層がある。したがって橋台 A1 は施工性、経済性に優れている場所打ち杭基礎とする。

#### h) 橋脚の阻害率

本橋の阻害率は、河川幅 75m に対する橋脚の全投影幅は 1.80m より 2.4% となり、問題は無い。

#### i) 施工区分

前述のように、本橋梁の本体部分は、1 径間の再建設と残存している 2 径間の補修となる。取付部の施工範囲は、これら本体工事の施工用地に必要な範囲に橋台 A2 背後の流失した取り付け道路の背面、約 27m を含め他ものとなる。

#### j) 護岸工・橋台保護

河川の護岸および橋台の保護の目的で橋台の上下流部の護岸整備を実施する。

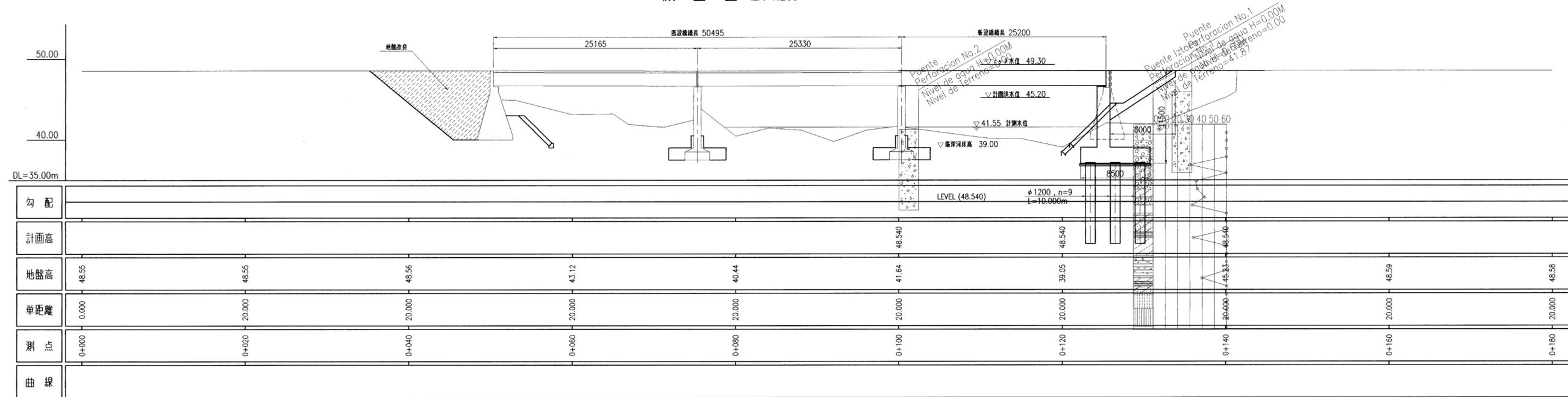
左岸橋台は一部流失している部分補修。右岸は上下流共に練り石積みによる護岸工を設置する

### 3) 基本設計図

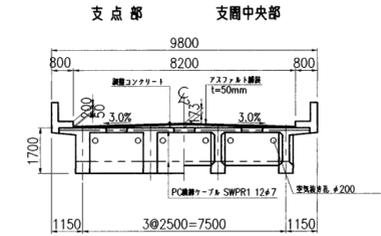
橋梁一般図を図 3-3-8 に示す。

図3-3-8 イットカ橋 全体一般図

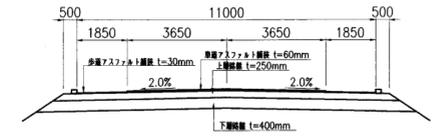
側面図 縮尺 1:200



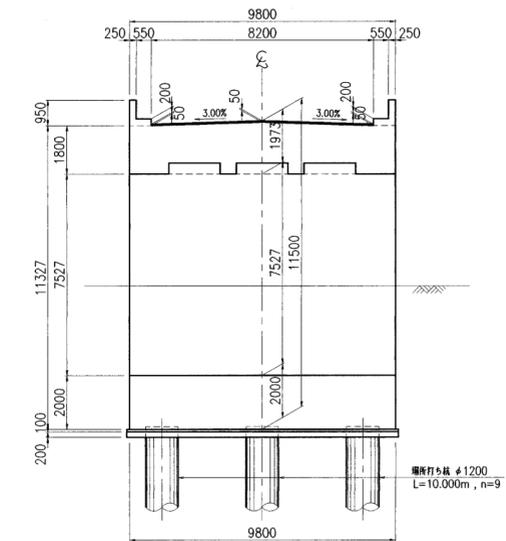
上部工標準断面図 縮尺 1:100



道路標準横断面図 縮尺 1:100



A2橋台 縮尺 1:100



平面図 縮尺 1:200

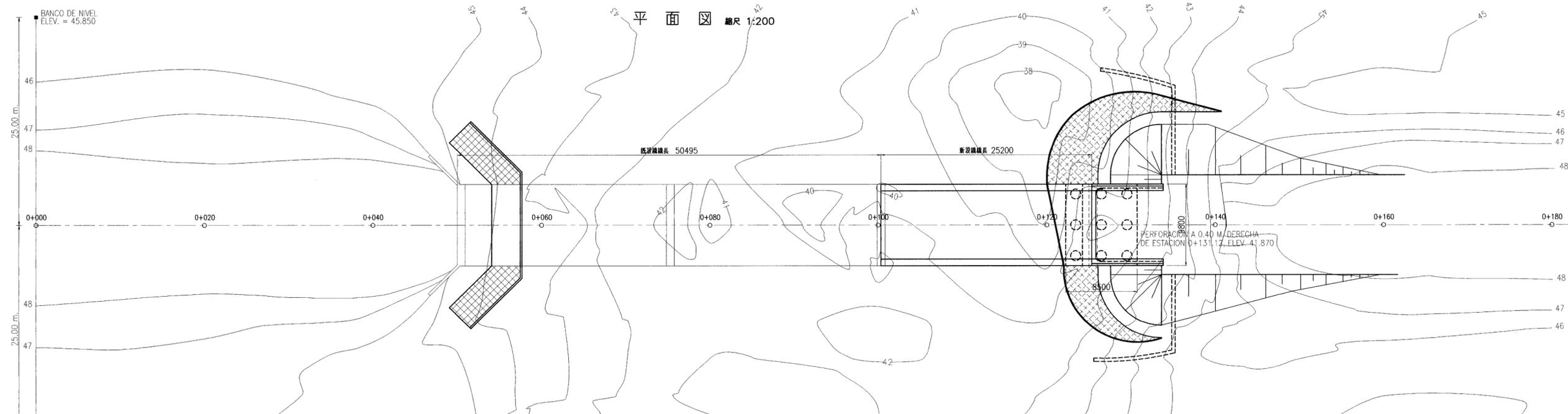


図3-3-8 イットカ橋全体一般図

(6) イラマ橋

1) 全体計画

表 3-3-19 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		イラマ橋の設計・建設 アクセス道路・護岸工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = 3.0 ~ -1.0%	
構造・内容	新橋梁	延長 L = 130m 総幅員 W = 9.70m 橋面積 A = 1261m <sup>2</sup> 上部工形式 = .PC 連続箱桁橋 上部工架設 = 張り出し式架設 橋台 = 逆 T 式橋台 2 基 : 高さ h1=15m、h2=10m 橋脚 = RC 小判型壁式橋脚 1 基 : 高さ P1=24.6m 基礎 = 場所打ち杭 橋台 = 1.5m × 9.6 本 / 基 × 1 基 橋脚 = 1.5m × 15 本 / 基 × 1 基 橋面舗装 = 999.8 m <sup>2</sup>	
	取付道路	総幅員 = 9.7m 延長 : A1 橋台背後 = 163m、A2 橋台背後 = 152m 法勾配 = 1 / 1.5 車道 = アスファルト舗装 ( t = 5cm ) 路肩 = アスファルト簡易舗装 ( t = 3cm )	舗装要項 簡易舗装要項準拠
	護岸工	位置 = 橋台周辺法面 構造 = 練り石積み	

表 3-3-20 概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート ( 360kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	1,412	
		同上 ( 300kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	0	
		型枠工	m <sup>2</sup>	4,060	
		PC 鋼線・鋼棒	ton	84.7	
		鉄筋	ton	169.4	
		橋面舗装工	m <sup>3</sup>	999.8	
		下部工	基礎杭 ( D = 1.2, 1.5 m, L = 15.5, 9.5 m , n = 9, 12 本 )	m	213.0
	同上コンクリート		m <sup>3</sup>	375.9	
	同上鉄筋		ton	37.6	
	基礎掘削		m <sup>3</sup>	410.4	
	躯体コンクリート ( 240, 360kgf/cm <sup>2</sup> )		m <sup>3</sup>	2,040	
	同上型枠工		m <sup>2</sup>	1,476	
	鉄筋		ton	204.0	
	取付道路	盛土工	m <sup>3</sup>	19,161	
路盤工 ( 上層・下層 )		m <sup>3</sup>	2,042		
踏み掛け版工 ( コンクリート )		m <sup>3</sup>	49.9		
アスファルト舗装		m <sup>3</sup>	157.2		
擁壁工		m	10.0		
護岸工	練り石積み	m <sup>2</sup>	717.4		

## 2)施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a)計画高水位と計画高

表 3-2-5 参照。ミッチ時の水位を考慮し、かつ前後の取り付け道路高を加味しつつ縦断を出来るだけ高くしたものである。

### b)橋台位置と橋長の決定

#### 橋台 A1

橋台 A1 は、水文解析より得られた道幅および施工性により決定する。水文解析の結果、河川幅は 120m となった。橋台 A1 位置は、旧橋台の背後でかつ施工可能な位置とする。また施工時に旧橋台を土留め工として利用するものとする。

#### 橋台 A2

旧橋台 A2 はその急峻な地形に対し斜面に近接した位置に配置されている。新橋台 A2 の位置は、旧橋台の背後に設置し、旧橋台を残しつつ前面の斜面に対する余裕を見るものとする。以上、橋台 A1、橋台 A2 の位置から橋長は 130m となる。

### c)橋梁幅員

表 3-2-4 参照。

### d)径間数の設定

径間数の設定は、計画洪水流量から算出される平均径間長以上として計画する。平均径間長は 45m（緩和規定で 40m）となる。

橋長が 130m より、3 径間 = 3@43.3m および 2 径間 = 55m+75m を検討の対象とした。2 径間の不等径間は既設橋脚の基礎を避け、更に河川の流心部を避けて橋脚基礎を配置した結果である。

### e)上部工形式の選定

本橋梁は、計画のスパン長から以下の形式を比較対象案とした。

第 1 案 .PC3 径間単純 T 桁橋（架設桁架設）

第 2 案 .PC3 径間単純 I 桁橋（架設桁架設）

第 3 案 .PC3 径間単純箱桁橋（固定支保工）

第 4 案 鋼 3 径間単純非合成 I 桁橋（架設桁架設）

第 5 案 .PC2 径間連続箱桁橋（張り出し架設）

第 6 案 鋼 2 径間連続箱桁（ケーブル架設）

以上の橋種について、比較項目に沿って検討し、総合的に評価するものとする。

比較項目としては対象橋梁共通としているが、構造的、施工性、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性等の8項目について比較検討している。比較検討の内訳に関しては、表3-3-21(1)、(2) イラマ橋：橋梁形式比較表による。

比較検討の結果は、比較表に示す通りであるが、第5案のPC2径間連続箱桁橋が最適案である。イラマ橋は他の6橋に比べ最も施工が難しい橋梁である。

特に河川敷内の下部工の施工は難しい。本河川は流量が多いこと、流速が早いこと、降雨時急激に水位が上昇すること等の特性がある。

3径間の場合、橋脚は河川中に2基となる。各橋脚の施工期間が1乾期を必要とするため工期的には相当長くなる。今回のプロジェクトは災害復旧であり、工期も重要な要因となる。橋梁形式の選定は工期と共に施工時における安全性、施工性、経済性等からPC2径間連続箱桁橋案を採用した。

#### f) 橋台・橋脚形式の選定

##### 橋台床付け位置

橋台A1の基礎形式は、ボーリングの結果杭基礎とする。フーチングの天端高は近傍の地盤高に合わせるものとする。この位置からフーチングの厚さを下げた位置がフーチングの床付け面となる。一方、新橋台の前にある旧橋台はそのまま残し施工時には土留め工、完成後は護岸工としての役割を期待する。

橋台A2の床付け位置は、旧橋台の底版の高さとする。地盤は岩盤であることから、直接基礎とする。

##### 橋台形式

道路計画縦断および床付け高さより、橋台構造高さは決まる。

橋台A1は15m、橋台A2は10m程度となる。

橋台の構造形式は5m～15m程度の範囲であれば、経済性、施工性から逆T式橋台が最適である。

##### 橋脚床付け位置

橋脚は河川敷内に位置している。地質調査結果によれば支持層とする岩盤はGLより約13mの位置と考えられる。そのため、基礎工として杭基礎等を考慮する必要がある。フーチングの床付け面は、最深河床に対しフーチングの最小土被り3.0mを考慮するものとする。床付け高さは、フーチングの天端からフーチング厚さを下げた位置である。

表3-3-21(1) イラマ橋 橋梁形式選定表 (3径間案)

形式 項目	第 1 案 PC・単純T桁橋	第 2 案 PC・単純I桁橋 (合成桁)	第 3 案 PC・単純箱桁橋	第 4 案 鋼・単純非合成I桁橋
径間割、橋長	3@43.3=130	同左	同左	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造が単純であり構造的に安定している。</li> <li>・構造高が低く、桁下空間を取る上で有利である。</li> <li>・構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・桁と床版との結合が弱点となることがある。</li> <li>・桁と床版厚との合計が、T桁に比べ大きく桁下空間確保には不利である。</li> <li>・構造高が高、街路との取り合いにやや不利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・PC、T桁、I桁に比較して桁高を低く抑えることができ、桁下空間確保に有利となる。</li> <li>・高剛性の橋梁である。</li> <li>・構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁とRC床版とで構成される一種の複合構造である。</li> <li>・桁高+床版高はPC・T桁とほぼ同じである。</li> <li>・構造高が低いので街路との取り合いが有利である。</li> </ul>
架設工法	架設桁架設	架設桁架設	<ul style="list-style-type: none"> <li>・固定支保工</li> <li>・下部工間に大型架設桁を設置する。</li> </ul>	架設桁架設
施工性 (工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・乾期中にA1~A2迄の下部工を完成させる事が重要</li> <li>・流速の早い河川中での橋脚の短期完成が重要である。</li> <li>・河川中のP2橋脚の締切りが最も困難である。</li> <li>・雨期に上部工の架設とする。</li> <li>・工期が長い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・上部工のP2橋脚の締切りが最も困難である。</li> <li>・工期は第1案に比べ長い。</li> <li>・下部工は第1案と同じく施工が困難である。</li> <li>・河川中のP2橋脚の締切りが最も困難である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・上部工の施工は、河川上に固定支保工を設置し、現場打ちコンクリートによる。雨季の作業となる。</li> <li>・工期は長く雨期での河川上での工事は河川管理上好ましくない。</li> <li>・河川中のP2橋脚の締切りが最も困難である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁は日本又は第3国調達となり輸送に日時を要する。</li> <li>・鋼桁は軽量であり、架設は短期間で可能であり、工期的に有利である。</li> <li>・床版は現場打ちとなる。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 32ヶ月 (内下部工 15ヶ月) △</li> <li>・上下部工共に主な工事が現場作業であり、作業員の雇用機会は多く、資材の現地調達も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 35ヶ月 (内下部工 15ヶ月) △</li> <li>・第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 38ヶ月 (内下部工 15ヶ月) △</li> <li>・第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 35ヶ月 (内下部工 15ヶ月) △</li> <li>・鋼桁は日本または第3国調達となるので、現地での人材の雇用、資材の調達は少ない。</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ゴカルト橋であり、メンテナンス・フリーである。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼橋は防食工を定期的に実施する必要があるが、コンクリート橋より維持管理費が大きい。</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>・日本での標準タイプであるが、外国での事例は少ない。</li> <li>・断面剛性も大、製作も容易、経済的にもすぐれているので技術移転の効果は大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案に同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・中〜大規模橋梁に適する箱桁橋の施工は技術移転の効果が大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁の製作は日本又は第3国となり技術移転の機会は少ない。</li> <li>・現場架設作業も同国の作業によるところが多いので技術移転の機会は少ない。</li> </ul>
経済性	1.00	1.07	1.11	1.08
総合評価	◎	○	×	△

表3-3-21(2) イラマ橋 橋梁形式選定表 (2径間案)

項目	第5案 PC・2径間連続箱桁橋	第6案 鋼・2径間連続箱桁橋
径間割、橋長	55×75=130	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋体は箱型断面とし力学的にバランスの取れた合理的な構造である。</li> <li>・左右不等径間であるが、施工上の困難性を回避するためにある。構造体への影響は少ない。</li> <li>・橋脚が1基であり景観的に優れている。</li> <li>・アトマの構造体となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋体は箱型断面とし力学的にバランスの取れた合理的な構造である。</li> <li>・鋼構造は軽量でかつ高剛性の構造体を構築可能である。</li> <li>・中間橋脚1基で規模も小さく景観的にも望ましい。</li> </ul>
架設工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・張り出し架設工法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ケーブル架設工法</li> </ul>
施工性 (工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・両橋台を現橋の背後に設置し、現橋台の壊し作業量を最小限とする。</li> <li>・中間橋脚を乾季中の河川敷内に設置し、施工を容易にする。</li> <li>・橋脚1基なので河川敷内での工期を短縮できる。</li> <li>・上部工は架設作業車を用いて、P1橋脚より開始し左右バランスを取りつつ施工する。</li> <li>・不等径間部はスレーシングやアンカー工法により対処する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・上部工が軽量のため、下部工の規模も小さく施工工期が短い</li> <li>・上部工はブロック部材をケーブルを用いて架設することにより工期を短縮できる。</li> <li>・不等径間部は仮支保工又はアンカー工法により対処する。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 27ヶ月 (内下部工 12ヶ月) ◎</li> <li>・上下部共、主な工事が現場作業であり、作業員の雇用機会が多く、資材の現地調達も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 25ヶ月 (内下部工 12ヶ月) ◎</li> <li>・鋼部材の製作は日本又は第3国となるので現地での人材雇用資材調達は少ない。</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>・コンクリート構造物は原則としてメンテナンス・フリーである。</li> <li>・連続構造は支承、伸縮装置等の付属物が少なく維持管理が容易である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>・鋼橋は防食工を定期的に実施する必要があり、コンクリート橋より維持管理費が大きい。</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>・中～大規模橋梁に適するコウチート製箱桁橋の施工は技術移転の効果が大きい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>・工場製作時における技術移転は日本、又は第3国となるので困難である。</li> <li>・架設工事は難易度が高く技術移転は困難である。</li> </ul>
経済性	1.02	1.02
総合評価	◎	◎

本橋の橋梁形式として構造的性、施工性、現地調達、維持管理、経済性の面で優れている第5案のPC単純T桁橋を選定する。

### 橋脚形式

橋梁形式は、PC2 径間連続箱桁とし、橋脚とは剛結合とする。橋脚の高さも高く、経済性に有利な 2 径間のラーメン橋となる。橋脚形式はラーメン構造より壁式橋脚とする。

構造高さは約 24m となり、断面形状としては小判型とし、流水、流木の影響を少なくするものとする。

### g) 基礎形式の選定

イラム橋を対象とした地質調査は左岸橋台前に 1 本、橋梁の中央付近に 1 本の計 2 本を実施している。支持層となる地盤は、砂礫層、砂層の下にある。橋台 A1 直近のボーリング結果では、GL より約 17m 深の位置に支持基盤層がある。したがって橋台 A1 は施工性、経済性に優れている場所打ち杭基礎とする。

橋脚 P1 の支持層は GL より約 13m 深の位置である。橋脚 P1 の基礎形式としては橋台 A1 と同じ杭基礎とする。

橋台 A2 は、既設橋台前に岩盤が露出しており、ここではこの岩盤に岩着させた直接基礎とする。

### h) 桁下空間と橋脚の阻害率

計画流量 (4700m<sup>3</sup>/s) における H.W.L=95.9m、桁下空間は 1.2m。一方、必要な構造高さを概算すると以下ようになる。

舗装厚 + 横断勾配 : 0.15m

桁高 (橋脚上) : 6.00m

合計 6.15 m

以上より桁下余裕高としては、

$$95.9\text{m} + 1.2\text{m} = 97.1\text{m}$$

一方、路面縦断計画高より桁下高を計算すると

$$107.2\text{m} - 6.15\text{m} = 101.05\text{m} > 97.1\text{m}$$

となり、桁下高 101.05m に比べ桁下余裕高 97.1m であり、3.95m の余裕を持った路面計画高である。

ミッチ時洪水位 (101.0m) に対しては、桁下高が 101.05m であり、クリアーしている。

橋脚の河川に対する影響としては阻害率で表現されるが、現在計画の橋脚躯体幅は

4.0mとしている。河川幅 120m であることから阻害率は 3.3%となる。5 %以下となり問題とはならない。

i) 施工区分

既存街路に接続する位置までの施工範囲は、左岸側の取付部が橋台 A1 背面から約 163m、右岸は橋台 A2 背後、約 152m となる。

j) 護岸工・橋台保護

河川の護岸および橋台の保護の目的で橋台の上下流部を護岸整備を実施する。左岸橋台は高盛土となるので、上下流共に護岸工（練り石積み）による盛土保護工が必要である。右岸側橋台 A2 の周囲は岩盤であり、特に護岸工は必要とはしない。

3) 基本設計図

基本設計図を図 3-3-9 に示す。



## (7)デモクラシア橋

## 1)全体計画

表 3-3-22 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	適要
プロジェクトの範囲		デモクラシア橋の設計・建設 アクセス道路・護岸工の建設	
線形	平面	直線(橋梁区間)	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = 4.0 ~ -4.0%	
構造・内容	新橋梁	延長 L = 240m 総幅員 W = 10.4m 橋面積 A = 2,496m <sup>2</sup> 上部工形式 = PC3 径間連続桁橋 上部工架設 = 張り出し架設 橋台 = 逆T式 : 2基、高さ = 11.5m 橋脚 = RC小判型壁式、高さ = 11.5m 基礎 = 1.5m 場所打ち杭 橋台 : 1.5m × 6本 / 基 × 2基 橋脚 : 1.5m × 16本 / 基 × 2基 橋面舗装 = 1,918 m <sup>2</sup>	
	取付道路	総幅員 = 12.0m 延長 : A1 台背後 = 280m、A2 橋台背後 = 280m 法勾配 = 1 / 1.5 車道 = アスファルト舗装 ( t = 6cm ) 路肩 = アスファルト簡易舗装 ( t = 3cm )	舗装要項 簡易舗装要項準拠
	護岸工	位置 = 橋台周辺法面 構造 = 練り石積み	

表 3-3-23 概略数量

施設		内容	単位	概略数量	備考
新橋梁	上部工	コンクリート ( 360kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	2,702	
		同上(240kgf/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	0	
		型枠工	m <sup>2</sup>	8,045	
		PC 鋼線・鋼棒	ton	171.7	
		鉄筋	ton	324.2	
		橋面舗装工 ( コンクリート )	m <sup>2</sup>	1,918	
	下部工	基礎杭 ( d =1.5 m )	m	1,052	
		コンクリート	m <sup>3</sup>	1,860	
		同上鉄筋	ton	186.0	
		基礎掘削	m <sup>3</sup>	1,441	
		橋脚・橋台、躯体コンクリート	m <sup>3</sup>	2,446	
		同上型枠工	m <sup>2</sup>	1,652	
		鉄筋	ton	244.6	
		構造物掘削	m <sup>3</sup>	8,544	
取付道路	盛土工	m <sup>3</sup>	9,415		
	路盤工 ( 上層・下層 )	m <sup>3</sup>	2,986		
	踏み掛け版工 ( コンクリート )	m <sup>3</sup>	69.2		
	アスファルト舗装工	m <sup>2</sup>	538.8		

## 2)施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a)計画高水位と計画高

3-2-5 参照。ハリケーン・ミッチによる水位を超過洪水水位は新橋の橋脚位置で主桁（高さ 6 m）下縁上方 2.5 m、橋台位置で主桁（高さ 3.5 m）上方 1.7 m にあたる。この水位は既設橋では橋脚位置で主桁下縁上方 4.5m、橋台位置で主桁上縁まで達したが、架橋地点が氾濫原にあり、ミッチ時流速が 2.0 m 以下と小さかったため、既設橋には何ら損傷を与えなかった。この事実より、上記の新橋の縦断線形は妥当と考える。

### b)橋台位置と橋長の決定

新橋を既設橋に近接した上流に建設するため、河川流を阻害しないよう、既設橋と同じ径間割  $60 + 120 + 60 = 240$  m とする。

### c)橋梁幅員

表 3-2-4 参照。

### d)径間数の設定

先に述べたように、 $60 + 120 + 60 = 240$  m とする。

### e)上部工形式の選定

第 1 案 PC 連続箱桁橋

第 2 案 PC エクストラードーズド橋

第 3 案 鋼連続箱桁橋

第 4 案 鋼斜張橋

上記の上部工比較案に対して、既往資料や概略工事費の算出、工事工程の検討を行い、これに構造特性、施工性（工期）、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性の項目毎に評価を行って表 3-3-24 に示す比較一覧表を作成した。

比較検討の結果以下の理由により第 1 案の PC 連続箱桁橋が最適であるとの結論に至った。

施工性、現地材料・労務の調達、維持管理、技術移転および経済性において、PC 橋は鋼橋に有利である。

PC エクストラードーズド橋は、その斜材ケーブルのため、施工性、維持管理、経済性の面で PC 連続箱桁橋より不利である。

表3-3-24 デモクラシア 橋 橋梁形式選定表

形式 項目	第 1 案 PC・連続箱桁橋	第 2 案 PC・エクストラトードスト橋	第 3 案 鋼・単純箱橋	第 4 案 鋼・斜張橋
径間割、橋長	60+120+60=240	同左	同左	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋体は箱型断面とし力学的にバランスの取れた合理的な構造である。</li> <li>現橋梁と同一スパン、形状も相似しており景観的に優れている。</li> <li>ラフトマートの構造体となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁高が低く、街路との取り合い上有利である。</li> <li>桁内のケーブルを桁の外部に配置した構造であり、桁高を低く抑えることが可能である。</li> <li>塔の高さは斜張橋に比べ低く、最大スパンの1/10～1/15程度である。</li> <li>新形式の橋梁でありラフトマートとなる。</li> <li>景観的に優れた構造となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋体は箱型断面とし力学的にバランスの取れた合理的な構造である。</li> <li>現在の橋梁と構造材料は異なるが形状を相似させることが可能であり景観的に好ましい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜ケーブルによる吊り構造であり、桁高を低く抑えることができる。</li> <li>桁高が低く、街路との取り合い上有利である。</li> <li>塔高が最大スパンの1/4～1/5と高い。</li> <li>新形式の橋梁でありラフトマートとなる。</li> <li>景観的に優れている。</li> </ul>
架設工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>張り出し架設工法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>張り出し架設工法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ケーブル架設工法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>張り出し架設工法</li> </ul>
施工性 (工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁下空間に影響なく施工できる。</li> <li>支保工を必要としないので河川、道路等を橋断する橋梁に適している。</li> <li>架設作業車をP1, P2上から左右のバランスを取りつつ施工するので工期の短縮が図れる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案と同じ</li> <li>第1案と同じ</li> <li>ケーブルの緊張作業を繰り返し行うことなど作業が煩雑である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>両橋台間に塔を建て、ケーブル工法により架設する。</li> <li>大規模橋梁で熟練した施工技術を要する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案と同じ</li> <li>第1案と同じ</li> <li>ケーブルの緊張作業を繰り返し行うことなど作業が煩雑である。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 3.0 ヶ月(内工部工 1.5 ヶ月)</li> <li>上下部工共、主な工事が現場作業であり、作業員の雇用機会が多く、資材の現地調達も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 3.1 ヶ月(内下部工 1.5 ヶ月)</li> <li>第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 3.0 ヶ月 (内下部工 1.5 ヶ月)</li> <li>鋼部材の製作は日本、第3国となるので人材雇用、資材調達は少ない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 3.3 ヶ月 (内下部工 1.5 ヶ月)</li> <li>第3案と同じ。</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>コクリート橋であり、メンテナンス・フリーである。</li> <li>斜材としてケーブルを使用するため防食に対する維持管理が必要、また安全管理も必要。</li> <li>第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案と同じ</li> <li>第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼橋は防食工を定期的に実施する必要がある。維持管理上、不利である</li> <li>第3案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第3案と同じ。</li> <li>第3案と同じ。</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>中～大規模橋梁に適する箱桁橋の施工は技術移転の効果が大きい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第3案と同じ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第3案と同じ。</li> </ul>
経済性	1	1.07	1.16	1.35
総合評価	◎	△	×	×

本橋の橋梁形式として構造的、施工性、現地調達、維持管理、経済性の面ですぐれていないPC連続箱桁橋を選定する。

f) 橋台・橋脚形式の選定

橋台床付け位置

橋台 A1、A2 ともパイルキャップの天端を最深河床より深く設置する。

橋台形式

逆 T 式とする。

橋脚床付け位置

洗掘防止のため、パイルキャップの土被りを最深河床（89.4 m）より 3.0m と設定する。

橋脚形式

橋脚に作用する流水圧を軽減するために R C 小判型壁式を採用する。

g) 基礎形式の選定

支持層を砂層とする。支持層までの深さは、橋台位置で現地盤より約 30m、橋脚位置で現地盤より約 25m と深く、長大支間の橋梁のため上下部工の荷重が大きいので、1.5m の場所打ち杭を選定した。

h) 桁下空間と橋脚の阻害率

すでに述べたように主桁下縁を計画高水位に据え、Mitch W.L. に対しては主桁の一部（約 2.5 m）が水に接するように桁下空間を定めた。橋脚の阻害率は 3.3 % (< 5 %) である。

i) 施工区分

盛土高さが既設の取付道路に摺り付くまでの区間、即ち、左岸で 280 m、右岸でも 280m を本プロジェクトの施工範囲とする。

j) 護岸工・橋台保護工

護岸工としては、左岸、右岸共に上下流 20 m のはんいをコンクリート張りにて計画する。ただし既設橋と接する部分は今回施工で取り壊した範囲までとする。

k) その他基本設計の留意点

新橋の支間割は既設橋の支間割に準じて  $60 + 120 + 60 = 240$  m とする。

側径間 (Ls) と中央径間 (Lc) の比率は 0.7 が橋脚上のアンバランス・モーメントが最も小さく経済的である。本橋の設計では、側径間にカウンター・ウエイトを設置し、アンバランス・モーメントを可能なかぎり最小にする。

さらに、新橋が既設橋に近接して建設されるため、既設橋のケーソン基礎の安

定を考慮し、新橋のパイルキャップとのクリアランスを4mと設定した。その結果、既設橋と新橋の橋梁中心線の間隔は約18.5mとなる。

### 3)基本設計図

基本設計図を図 3-3-10 に示す。



## (8) リオ・オンド橋

## 1) 全体計画

表 3-3-25 プロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		リオ・オンド橋の設計・建設 アクセス道路・護岸工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配 I = 0.0%	
構造・内容	新橋梁	延長 L = 80 m 総幅員 W = 10.0 m 橋面積 A = 800 m <sup>2</sup> 上部工形式 = PC 単純T桁橋 上部工架設 = 架設桁架設 橋台 = 逆T式 : 2基 : 高さ 13m 橋脚数 = 1基 : 高さ 13m 基礎 = 場所打ち杭 橋台 = 1.2m × 9.9 / 基 × 1.1 基 橋脚 = 1.2m × 6 本 / 基 × 1 基 橋面舗装 = 638.8 m <sup>2</sup>	
	取付道路	総幅員 = 12m 延長 : 橋台 A1 背後 = 214m, 橋台 A2 背後 = 133m 法勾配 = 1 / 1.5 車道 = アスコン舗装 (t = 5cm) 路肩 = アスファルト簡易舗装 (t = 3cm)	舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	護岸工	位置 = 左岸側橋台周辺法面 構造 = 練り石積み	
	仮設橋	位置 = 本橋下流近接 橋長 = 57m 形式 = 鋼製トラス仮設橋(転用)	

表 3-3-26 概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート (360kgf/cm <sup>2</sup> ) 同上 (300kgf/cm <sup>2</sup> ) 型枠工 PC 鋼線・鋼棒 鉄筋 橋面舗装工	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>2</sup> ton ton m <sup>2</sup>	509.9 66.9 3,150 28.3 66.5 638.8	
	下部工	基礎杭 (d = 1.2m) コンクリート 同上鉄筋 基礎掘削 躯体コンクリート (240kgf/cm <sup>2</sup> ) 同上型枠工 鉄筋 構造物掘削	m m <sup>3</sup> ton m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>2</sup> ton m <sup>3</sup>	165.0 186.6 18.6 292.7 1,066 1,211 106.6 2,391	
取付道路	盛土工 路盤工 (上層・下層) 踏み掛け版工 (コンクリート) アスファルト舗装工	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	11,061 2,177 40.0 174.7		
護岸工	練り石積み	m <sup>2</sup>	523.9		
迂回路	仮設橋	橋長 (1 車線) 橋台	m 基	57.0 2	
	道路	アスファルト舗装 (t = 5cm) 切土	m <sup>2</sup> m <sup>3</sup>	1,813 1,839.7	

## 2) 施設（橋梁・アクセス道路・護岸）計画

### a) 計画高水位

表 3-2-5 参照。桁下高は超過洪水時を考慮した高さとする。

### b) 橋台位置と橋長の決定

#### 左岸側橋台 A1

リオ・オンド橋はミッチ洪水により左岸側橋台と上部工 1 連を流失した。既設橋は橋長  $3 \times 16.0 = 48.0\text{m}$  であったが、上流の河道法線をみると河川幅として 80m 必要であることが明らかになった。橋梁は、自然堤防の状況から、主として左岸側へ延長することとなる。橋台 A1 の位置を以下に示す。

橋台 A1 の位置： 0+ 302.00

#### 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 は既設橋台の背面に設けるものとする。既設橋台は新設橋台に影響のない範囲内で残存させるものとし護岸工の役割を期待する。橋台 A2 の位置を以下に示す。

橋台 A2 の位置： 0+ 382.00

### c) 橋梁幅員

橋梁幅員は取付道路の幅員を考慮して車道幅員 8.0m、歩道幅員は 0.75m、さらに地覆部を加えて全幅 10.00m とした。

### d) 径間数の設定

日本の河川構造令では、流木等の流下を妨げないよう橋脚数を制限するという考え方から計画洪水流量  $Q$  に応じた基準径間長を定めている。

この基準の要約は ( 1 ) 設計条件、図 3-3-3 に示す通りであり、結果は、表 1-2-5 に記されている。本橋梁の場合、2 径間の橋梁とし比較検討をする。

### e) 上部工形式の選定

上部工形式とその適用支間の関係をまとめた表 3-3-4 を参考に以下の形式を選定し比較検討した。

第 1 案 PC 単純 T 桁橋（架設桁架設）

第2案 PC単純合成 桁橋（架設桁架設）

第3案 PC単純箱桁橋（固定支保工）

第4案 鋼単純非合成 桁橋（トラック・クレーン架設）

上記の上部工比較案に対して、既往資料や概略計算による概算工事費の算出、工事工程の検討を行い、これに、構造特性、施工性（工期）、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性等の項目毎に評価を加えて表3-3-27示す比較一覧表を作成した。比較検討の結果、主として以下の理由により第1案のPC単純T桁橋が最適であるとの結論に至った。

鋼桁形式とPC桁形式の比較では、鋼桁形式は構造特性、施工性（工期）、現地調達等、維持管理、技術移転、経済性の面で劣っていることから、PC単純T桁形式、単純桁形式により高い評価点を与えた。

PC桁形式である第1、第2および第3案の比較では、第3案PC単純箱桁橋の施工性が悪く、また経済性の面で劣っている。

第1案と第2案との比較では構造特性、施工性（工期）、経済性の面で優れている第1案PC単純T桁橋を最適橋梁案として選定する。

総合的に見て、PC単純T桁橋は構造特性、施工性（工期）、現地調達等、維持管理、技術移転及び経済性の面で優れた特性を有していることが分かる。

#### f) 橋台・橋脚形式の選定

橋台床付け位置

橋台A1およびA2のフーチングの床付け位置は河床最深部よりフーチングの厚さ分深く根入れすることとする。

橋台形式

前項で決定した床付け位置と路面計画高さから、橋台の高さは以下の通りとなる。

橋台A1：  $H = 13.0\text{m}$

橋台A2：  $H = 13.0\text{m}$

日本国内における橋台高さと適用橋台形式の関係からは、上記橋台の高さから逆T式橋台、箱式橋台、控え式橋台等が適当である。ホンデュラス国における耐震設計上の設計水平震度は $k_h = 0.115$ と日本より小さいこと、施工性（工期）、経済性で優れていること等から橋台A1、A2共逆T式橋台とする。

表3-3-27 リオ・オンド橋 橋梁形式選定表

形式 項目	第1案 PC・単純T桁橋	第2案 PC・単純I桁(合成桁)	第3案 PC・連続箱桁	第4案 鋼・単純非合成鋼桁
径間割、橋長	2@40=80	同左	同左	同左
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造的に単純であり、安定している。</li> <li>・構造高が低く、桁下空間を取る上で有利である。</li> <li>・構造高が低いので現道への取合いが有利である。</li> <li>・桁と床版が一体であり、信頼性が高い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・高剛性の橋梁である。</li> <li>・桁高を低くでき、横方向の剛性は大きい。</li> <li>・桁高が低いので現道への取合いが有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁とRC床版とで構成される一種の複合構造である。</li> <li>・構造高が低いので街路との取合いが有利である。</li> </ul>	
架設工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・架設桁架設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・架設桁架設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・固定支保工</li> <li>・橋台～橋脚間に大型架設桁を設置する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トラック・クレーン架設</li> </ul>
施工性 (工期)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・迂回路を早期に完成させる必要がある。</li> <li>・乾期中に下部工3基完成させる必要がある。</li> <li>・主桁は下部工完成後迅速に架設するために事前に製作しておく必要がある。</li> <li>・最も工期が短い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・第1案同様</li> <li>・第1案同様</li> <li>・第1案同様、また架設後床版コクリートを打設するので工期が第1案に比べ長い</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・上部工の製作は河川上の大型架設桁上で場所打ちコクリートとして実施する。したがって固定支保工の規模が大となり、桁下空間が低くなること、工期が長いことなど不利である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼桁は日本又は第3国調達となり輸送に日時を要する。</li> <li>・鋼桁は軽量であり、架設は短期間で可能であり、工期的には有利である。</li> <li>・床版は現場打ちとなる。</li> </ul>
現地調達等	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 19ヶ月(内下部工 10ヶ月) ◎</li> <li>・上下部工共、主な工事が現場作業であり、作業員の雇用機会は多く、資材の現地調達も多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 21ヶ月(内下部工 10ヶ月) △</li> <li>・第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 23ヶ月(内下部工 10ヶ月) X</li> <li>第1案同様</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工期 21ヶ月(内下部工 10ヶ月) △</li> <li>・鋼桁は日本又は第3国調達となるので、現地の資材の調達量は少なく、また現地作業員の雇用機会はコンクリート橋より少ない。</li> <li>・鋼橋は防食工を定期的に実施する必要があり、維持管理上、不利である</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>
技術移転	<ul style="list-style-type: none"> <li>・日本での標準タイプであるが、外国での実例は少ない。</li> <li>・断面剛性も大、製作も容易、経済的にもすぐれているので技術移転の効果は大である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> </ul>
経済性	1.0	1.07	1.13	1.1
総合評価	◎	△	X	△

本橋の橋梁形式として構造的性、施工性、現地調達、維持管理、経済性の面で優れている第1案のPC単純T桁橋を選定する。

#### 橋脚床付け位置

中間橋脚は河川中央部にある。地質調査の結果から河床には砂礫および粘性土が堆積しており、それ以深に岩盤がある。この地域の岩盤は Toba と呼称される Hardpan(石灰岩、凝灰岩)であり、浅い位置にある岩盤は風化している。特に、伏流水のある河川中央部の岩盤は風化が著しい。橋脚のフーチングの土被りは河川最深部より 3.0mとし、それにフーチングの厚さを加えた位置が橋脚の床付け面である。

#### 橋脚形式

橋脚の高さは約 13mと高く、又河川中の橋脚であることから壁式橋脚とする。本橋梁は流水圧を受ける橋脚である。従って、脚柱の断面形状は小判形とし流水圧および流木による影響を極力少なくする。

#### g)基礎形式の選定

本橋梁位置で3本の地質調査を実施した。基礎工の支持層は岩盤(Toba)である。この岩盤は風化の程度に応じて2種類に分類されている。極度に風化した岩盤、及び風化の低い岩盤である。橋台 A1 近傍での地質調査結果によれば、地表面より 7.0 m付近に強度に風化した岩盤(Toba)が出現する。その下 1 mの位置に風化の低い岩盤(Toba)が出現し、この地層を支持層とする。橋台 A1 のフーチングの底面からこの支持層まで 4 mあることから杭基礎とする。

橋脚 P1 の支持層は河床より約 11m下がった位置に出現する風化の低い岩盤とする事から杭基礎とする。

同様に、橋台 A2 の支持層は河床から 13mの位置にあることから杭基礎とする。

#### h)桁下空間と橋脚の阻害率

「a)計画水位」で示したように、水文計算の結果、計画高水位は 803.0mと推定された。新橋の主桁は計画高水位をクリアーする事とし、更に日本の基準による桁下余裕高 1.0mを満たすこととする。同様に、桁下はミッチ水位の 804.3m をクリアーすることとする。

一方、橋脚の阻害率は橋脚の流路方向の投影幅 2.0mであり、河川幅 80.0mの関係から 2.5%である。許容される日本の基準での阻害率 5%をクリアーしており問題ない。

i) 施工区分

本橋梁は谷部を流下するオンド川を横断する橋梁であって、取付道路は左右岸とも5.6%と急勾配で架橋地点へ下っている。新設橋梁の計画面は計画高水位およびミツチ洪水をクリアーする必要性から左岸で4.5m、右岸で3.5m程、既存橋梁の路面より高くなる。その結果、既存道路へ取り付くまでの範囲は長く、本プロジェクトの施工範囲は、下記の様になる。

左岸側： 0+ 88 ~ 0+302      L = 214.00m

右岸側： 0+382 ~ 0+515      L = 133.00m

j) 護岸工・橋台保護工

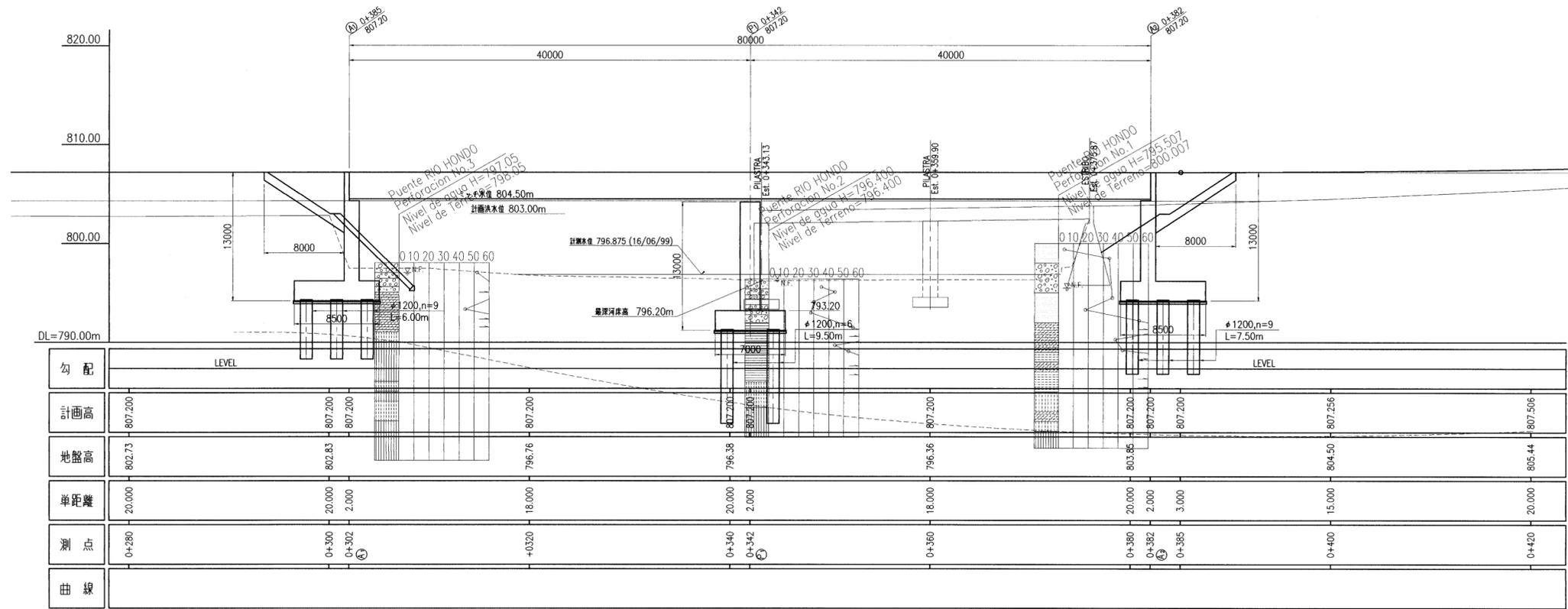
河川の流下に支障のないように、河川幅を維持しつつ既設護岸の連続性を計れるように橋梁上下流および橋台前面の護岸の整備を行う。当地区の護岸は練り積み式護岸とする。

4) 基本設計図

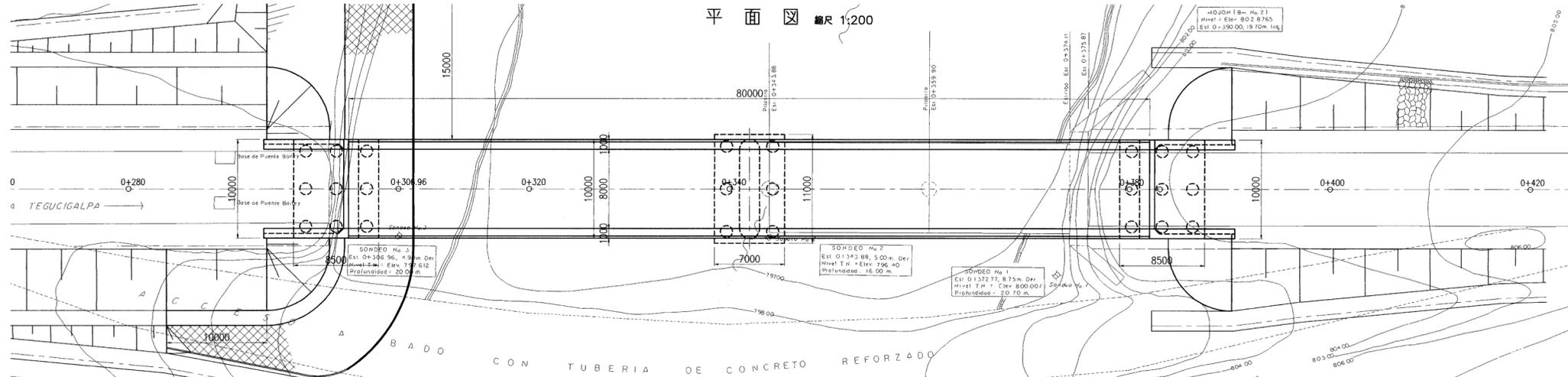
基本設計図を図 3-3-11 に示す。

図3-3-11 リオ オンド橋 全体一般図

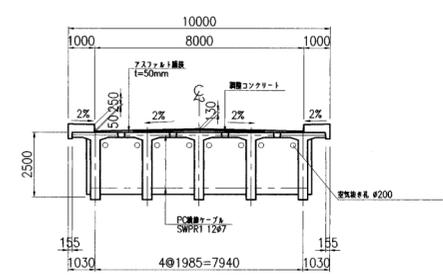
側面図 縮尺 1:200



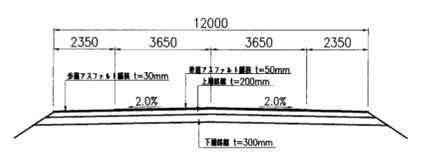
平面図 縮尺 1:200



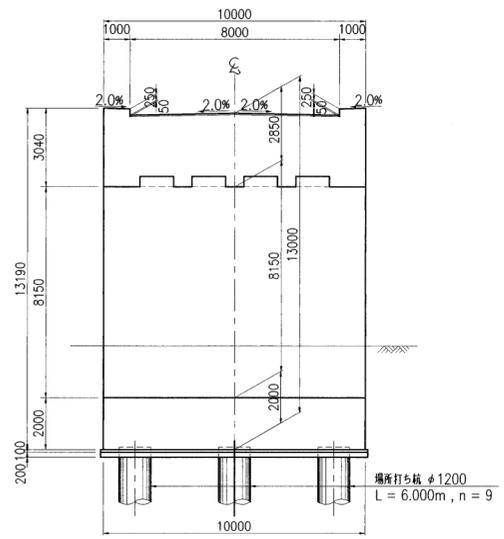
上部工標準断面図 縮尺 1:100



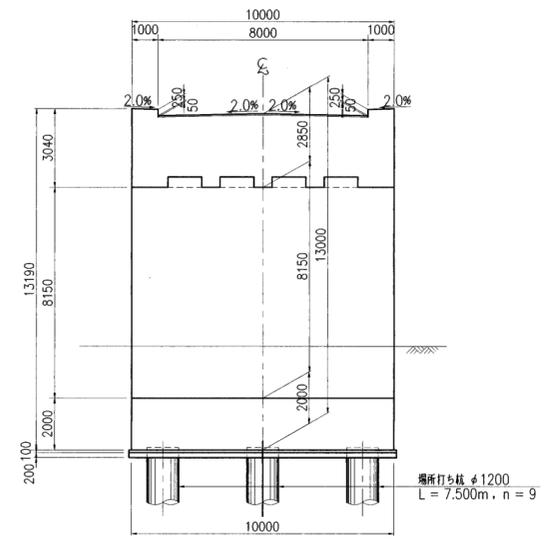
道路標準横断面図 縮尺 1:100



A1 橋台 縮尺 1:100



P1 橋脚 縮尺 1:100



A2 橋台 縮尺 1:100

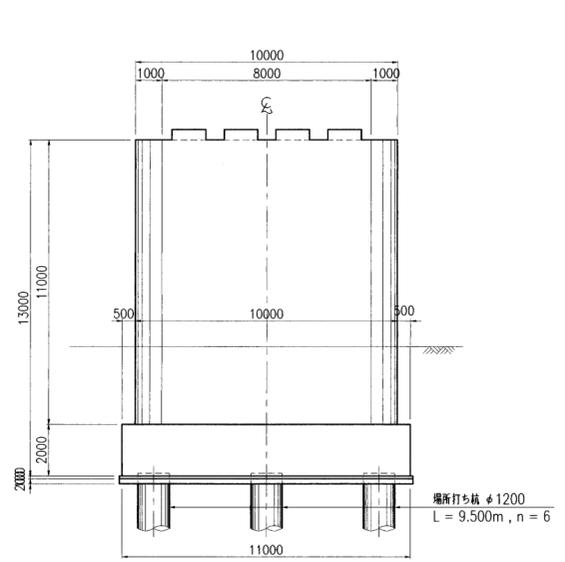


図3-3-11 リオ オンド橋全体一般図

### 3-4 プロジェクトの実施体制

#### 3-4-1 組織

本計画の担当省庁は、ホンデュラス共和国政府の公共事業・運輸・住宅省（SOPTRAVI）である。その組織図を図 3-4-1 に示す。

SOPTRAVI の中で、本プロジェクトの建設工事完了までの実施担当部署は、道路総局(DGC)であり、工事完了後の橋梁の維持・管理は、空港・道路保全総局(DGCCA)が担当する。

DGCCA は、直営による、または、小規模な契約に基づく道路の維持・補修工事を担当する部署で、その業務の内容は道路総局と密接な関係にあり、予算、人事の交流もある。

本プロジェクトの実施についての DGC、及び、完了後の橋梁の維持・管理に関する DGCCA の体制、要因、技術力については特に問題はなく、十分な能力を有していると考えてよい。過去に日本の無償資金協力で実施されたいくつかの橋梁案件においても、特段の問題は生じていない。

また、これら両総局を含む SOPTRAVI 全体の職員数は次表の通りである。

#### 3-4-2 予算

本プロジェクトの実施、維持・管理を担当する DGC 及び DGCCA の 1996-1998 年の実績、及び、1999 年の予算は、表 3-4-1 の通りである。

表3-4-1 本プロジェクト担当部署の実績（予算）（単位：千ドル）

	道 路 総 局(DGC)			道路空港維持局(DGCCA)		
	国家資金	外資	合計	国家資金	外資	合計
1996年	28,484.11	12,853.79	41,337.90	8,519.41	9,777.80	18,297.21
1997年	24,825.65	18,758.40	43,584.05	12,500.42	15,263.20	27,763.62
1998年	31,787.61	6,603.65	38,391.26	1,812.58	11.62	1,824.20
1999年（予算）	17,678.32	23,645.75	41,324.07	28,659.16	2,879.79	31,538.95

注) 1998 年の DGCCA の実績額は、災害の影響で異常な決算処理をした結果である。

両総局共に、外資への依存率がかかなり高いこと、及び、各年の予算（実績）額の変動が大きいことが窺える。しかしながら、上表から DGC では 40 百万ドル/年以上、DGCCA では 25 百万ドル/年以上の予算が今後とも確保されるとみてよいであろう。

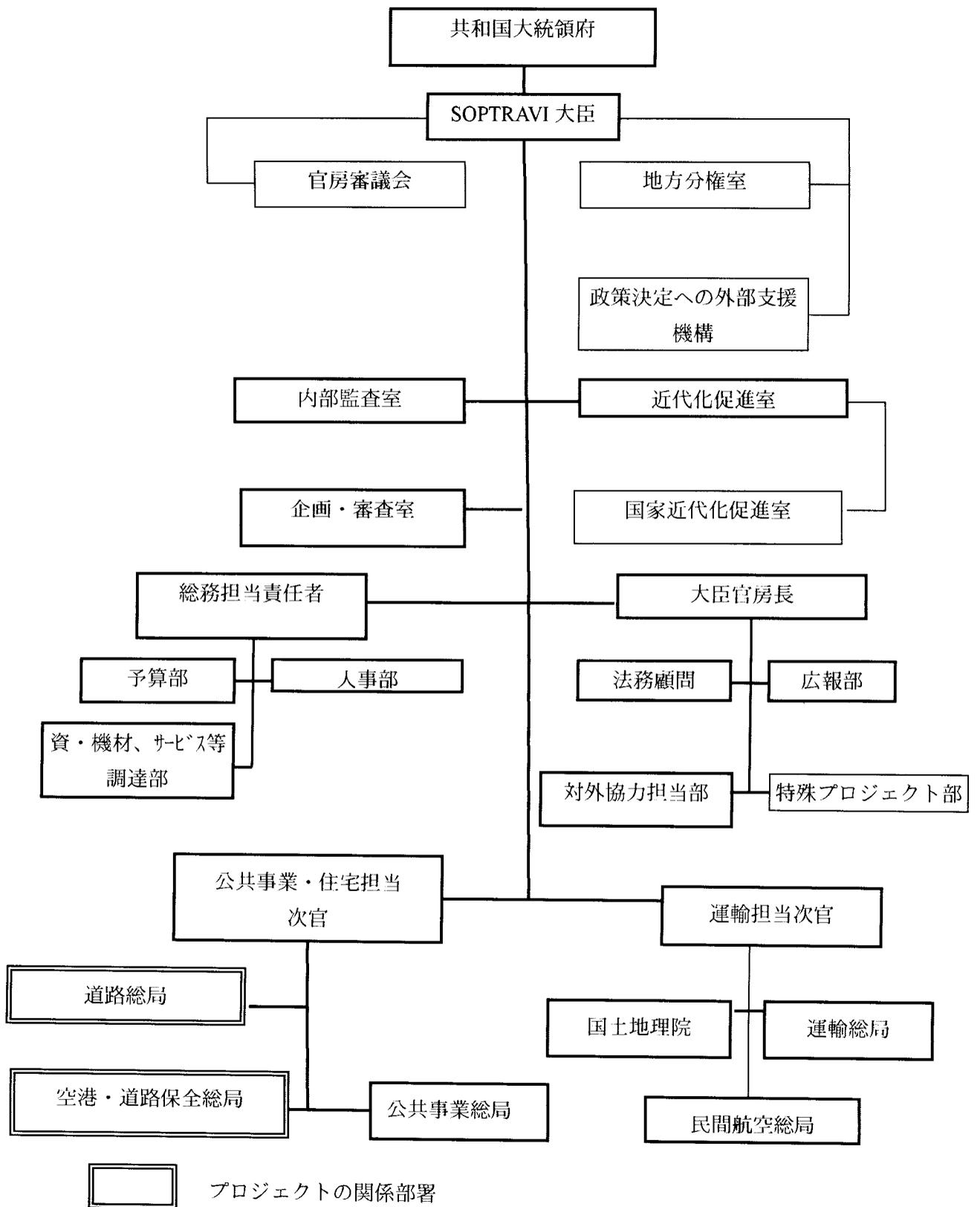


図 3-4-1 SOPTRAVI 組織図 - 1998

### 3-4-3 要員・技術レベル

SOPTRAVI の 1999 年現在の職員数を次表に示す。

表3-4-2 SOPTRAVI 1999年現在職員数

局	高級職	技術職	技能職	事務職	労務者	その他	合計
官房	14	0	27	118	0	65	224
国土地理院	2	0	9	45	0	7	63
民間航空総局	2	0	246	52	0	54	354
運輸総局	2	0	13	32	0	56	103
公共事業総局	2	38	38	70	0	126	274
道路総局	2	52	58	137	1552	133	1934
道路・空港保全総局	2	27	13	81	0	388	511
合 計	26	117	404	535	1552	829	3463

上表の高級職、技術職は全て大学卒業以上の学歴を有している。

当国では、日本の無償資金協力による北部4橋梁の建設、196mの橋長を有するチャメレコン橋の建設、及び、新チョルテカ橋の建設が最近実施されており、それらのホンデュラス側の担当組織も SOPTRAVI (SECOPT) であった。これらの実績から、本プロジェクトについても SOPTRAVI は、カウンターパート組織としての業務を遺漏なく果たすことが出来ると考えてよい。