

### 3.4 橋梁部および土工部の損傷状況

橋梁の損傷調査は主として以下の方法により行なった。

- ・ 現存鋼橋部鋼材の目視調査
- ・ コンクリート構造物の目視調査（気中部分および水中部分）
- ・ シュミットハンマーによるコンクリート強度調査
- ・ コアサンプルによるコンクリート強度調査
- ・ 測量による構造物の変状調査
- ・ 舗装部分の目視による調査

上記の調査の結果、橋梁の損傷状況は次のように要約される。

- ・ コンクリート高架橋については、橋脚の柱付け根部に一部、コンクリートの剥離あるいはクラックが認められるが、これは構造的なものではなく、またコンクリート強度についても問題はない。
- ・ 現存する2径間連続鋼床版鋼箱桁部には局部的に錆の発生、接合ボルトの損失、高欄および支承の腐食による損傷等が認められるが、他は健全な状態にあり、構造上において問題となる点は見受けられない。
- ・ 現存する鋼橋部分の橋脚（P1橋脚～P3橋脚、P6橋脚～P8橋台）には局部的なコンクリートの剥離あるいはクラックが認められるが（添付資料-5-1参照）、構造上問題となるようなものではなく、不等沈下、傾斜も認められず、シュミットハンマーによるコンクリート強度にも問題はない。
- ・ 調査の結果、P4橋脚においては多数のクラックや大きな空洞、ズレ、傾き等が認められ、構造物としては崩壊寸前であると判断できる。（添付資料-5-2参照）
- ・ P5橋脚においてはP4橋脚のような空洞やズレは認められないが、多数のクラックやコンクリートの剥離、鉄筋の露出等が観察され、構造物としての一体性、剛性は保持されていないと考えられる。
- ・ P7橋脚上のロッカー支承はその頭部が河川中心側に傾斜しているが、これは施工後の橋脚の傾きなどにより生じたものではなく、施工時の施工誤差によるものと考えられる。

以下に調査結果の詳細を述べる。

## 目視調査

### (1) 取付土工部

チュルイ・チョンバー側、プノンペン側とも法面部分に、一部分土砂が流出している箇所が見られる。チュルイ・チョンバー上流側法面においては、橋台ウイング部分の土砂が雨水により浸食され、約3mにわたり法肩から法尻まで放出している。また、その他2～3ヶ所において同様な斜面の侵食がみられる。一方、下流側の法面の状況は比較的良好である。

写真-3-1に示すように、チュルイ・チョンバー側土工区間においては、最大60cm程度の圧密沈下によると思われる路面の沈下が認められる。プノンペン側については路面の沈下は認められないが、チュルイ・チョンバー側と同様に上流側において、2～3ヶ所において法面の侵食が認められる。

チュルイ・チョンバー側においては、土工部の路面沈下に伴いコンクリート製防護柵の損傷が激しい。

### (2) 下部工

#### 橋台

取付橋梁区間は、チュルイ・チョンバー側ならびにプノンペン側とも、柱式橋脚およびパイルベント型の橋台を有する5径間のコンクリート橋である。

写真-3-2～写真-3-3に示すように、A3およびA0橋台はパイルベント形式であり、両橋台とも橋台前面の練り石積が破損し、橋台前面から土砂が流出、コンクリート杭が露出している。両橋台とも躯体および杭体には損傷は認められないが、橋台前面の練り石積みの補修が必要である。また、チュルイ・チョンバー側取付橋梁橋台背面は、上述のように土砂流出および圧密沈下のため大きく沈下しており、橋台背面のコンクリート製踏み掛け板の設置が必要である。

チュルイ・チョンバー側P8橋台フーチング下面は、写真-3-4に示すように、トンレサップ川の流水により侵食され空洞部分ができています。この部分について

ては、空洞部分の充填とともに、将来における橋台前面の侵食を防止するための護岸工等、対策工の施工が必要である。

## 橋脚

チュルイ・チョンバー側、プノンペン側とも、陸上部の柱式コンクリート橋脚柱に、代表例として写真-3-5に示すような柱下端のコンクリートの剥離およびクラックが数ヶ所において認められるが、これは構造的に問題となるものではない。

鋼箱桁部分の橋脚についての調査結果は下記のとおりである。

- ・ P 1 橋台  
コンクリート面のクラック、剥離は認められない。
- ・ P 2 橋脚  
北面から西面を架けて地表面から 1 m ~ 2 m の所に長さ 2 m ~ 3 m 程度の水平クラックならびに局部的剥離が見られるが、これらは構造的なものではなく、構造物全体の安全性に影響を及ぼすものではない。
- ・ P 3 橋脚  
南面には施工目地と思われるクラックが 2 本見られるが、構造物全体の安全性に影響するものではない。
- ・ P 4 橋脚  
円形橋脚の上部に位置する楕円形橋脚部は爆破により消失している。残存する円形橋脚には多数のクラックとコンクリートの剥離、空洞が認められ、構造物としての剛性に問題がある。
- ・ P 5 橋脚  
楕円形橋脚部には多数のクラックとコンクリートの剥離が認められ、円形橋脚部と楕円形橋脚部の接合部にはさらにコンクリートの剥離と鉄筋の露出が見られ、構造物としての剛性に問題がある。
- ・ P 6 橋脚  
コンクリート表面にクラックは見られない。

- P7橋脚  
楕円形橋脚部の南面に施工目地より発展したと思われる局部的コンクリートクラックと剥離がみられるが、構造物の安全性には問題はない。
- P8橋台  
躯体コンクリートには損傷はみられないが、上流側フーチング下面の地盤が侵食により流出している。

### (3) 上部工

#### コンクリート桁

チュルイ・チョンバー側におけるコンクリート桁には損傷は認められない。プノンペン側の桁においては第5径間、すなわちスパン $L=25.4\text{m}$ 部分において数ヶ所の銃弾痕跡および桁下を車両が通過したときにつけたと思われる擦過傷が認められる。同様な傷は第1径間においても見られるが、これらのダメージは構造的なものではない。

#### 鋼箱桁

鋼床板鋼箱桁部については以下のような損傷が認められた。

- プラケットの錆  
歩道および車道境界に集められた雨水が、防水層の劣化にともない床版下面に侵出し、プラケット部分の錆を発生されている。(写真-3-6参照)
- 桁端部下フランジの錆  
雨水が吹き込んだため桁端部の下フランジおよびリブ、ウェブ下端においてわずかであるが錆の発生が認められる。(写真-3-7参照)  
鋼箱桁内部の錆の発生は、桁端部のマンホールより雨水が吹き込む箇所の下フランジおよびリブに限られており、この箇所は曲げモーメントが小さいことから部材の取り替え、あるいは補強等は必要ないと考えられる。
- 接合部分のボルトの盗難  
箱桁下フランジの接合部分のボルトが多数盗難により損失している。  
(写真-3-8参照)
- 検査路、マンホール  
完成当初は設置されていた検査路、マンホールも盗難により損失している。

## ジョイント

コンクリート桁部のジョイントは、写真-3-9に示すように、路面に鉄板を設置したアングル補強の付き合い合わせジョイントである。また、鋼箱桁部のジョイントは写真-3-10に示すように鋼重ね合わせジョイントの一種類と考えられる。路面から観察する限り、これらの付き合い合わせジョイントは錆びてはいるが致命的な損傷は認められない。

## 舗装

アスファルト舗装部分は、長期間にわたり放置されたため、写真-3-11に示すように舗装が劣化し骨材が露出している。また、橋梁下面から観察すると、鋼床板部分とコンクリート床板部分の境界部から雨水が浸透し、ブラケットに錆が発生している。これは、鋼床板部分の防水層が損傷しているためと思われる。自転車道部分の舗装も、車道部と同様にアスファルトが劣化している。歩道部分については、一部コンクリート表面が剥離し鉄筋が露出している箇所がある。

## 鋼製高欄

橋梁部分の高欄は、土工部分の高欄と異なり鋼製高欄である。高欄には全体的に錆の発生は認められるものの、補修の必要な破損箇所は局部的なものがある。ブノンペン側は、チュルイ・チョンバー側に比べ腐食による損傷が多く、写真-3-12に示すようなポストの腐食が観察された。

## 照明ポスト

すべての照明ポストは切断、盗難により使用不能であるため、新設する必要がある。

## 排水

橋面の排水は直径10cm程度の穴を橋面に設け、鋼製パイプにより河川に直接垂れ流しとなっている。しかし、集水枡の径が小さいため土砂により詰まり、その機能を果たしていないものが多い。したがって、排水枡を大きくし、集水能力を改善する必要がある。

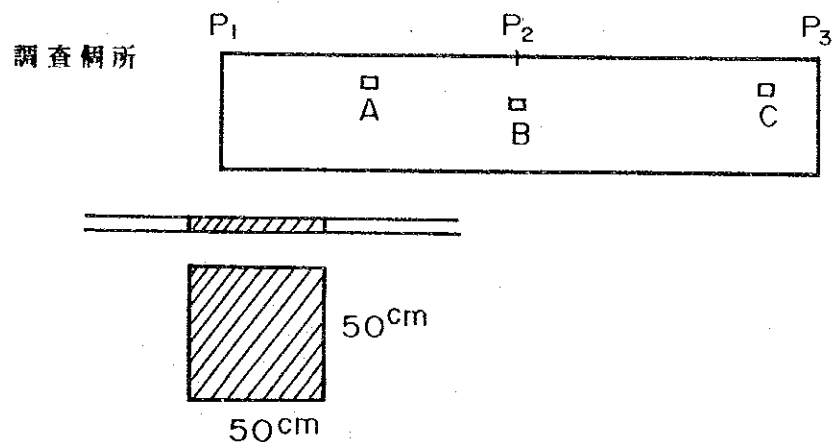
また、スコール時には、雨水をすべて排水枡で呑みきれず、橋面は雨水が走り土工部に損傷を与えることが考えられるため、土工部分については縦断排水および横断排水を設置し、これに対応する必要がある。

## 支 承

コンクリート取付橋梁部橋台の支承に関しては、損傷は認められない。  
鋼箱桁橋梁部、P 1 橋台およびP 8 橋台支承の状況を写真-3-13 ~写真-3-14  
に示す。プノンペン側P 1 橋台支承は、チュルイ・チョンバー側P 8 橋台支承  
に比べ腐食が進行している。P 7 橋脚の支承については、写真-3-15 に示す  
ように、支承頭部がプノンペン側に傾斜している。この傾斜は、建設当時、支  
承位置の施工誤差を吸収するために発生したものと推定されるが、構造上ある  
いは安定上問題はないと考えられる。

## 鋼 床 版

プノンペン側鋼橋上の舗装をはがし鋼床版の状態を調査した。



- 舗装のはがし箇所は3ヶ所ともに舗装にクラック、穴の存在する所で行なった。
- 舗装と鋼床版は剥離しており、舗装は鋼床版より容易にはがれ、舗装と鋼床版の間は完全に湿潤状態であった。(10日前にスコールあり)
- しかし、錆が発生している様子はほとんど見られない。舗装裏面にも錆の付着は見られない。
- Cの箇所においては舗装と鋼床版の間に赤みがかかった粘性土が挟まれていた。これはこの箇所がもともと穴(直径15cm)のあいた所であったため、この穴より舗装表面の粘性土が侵入したものである。この粘性土が赤みかかっているのは、鋼床版の錆のためか、もともとの土の色かは定かではない。しかし、錆だとしてもその錆の量は少なく、錆による鋼床版の断面欠損はないものと推定される。



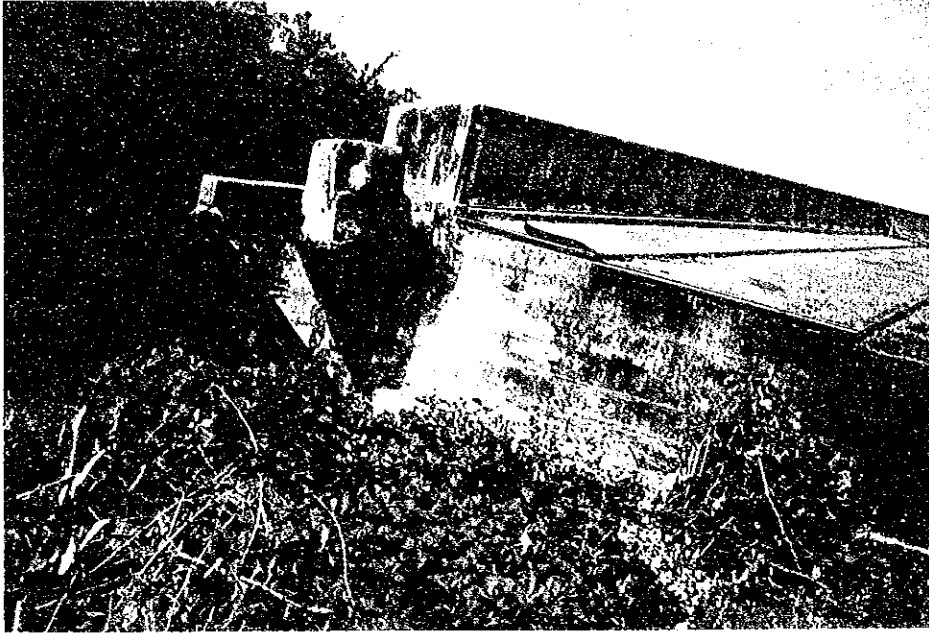


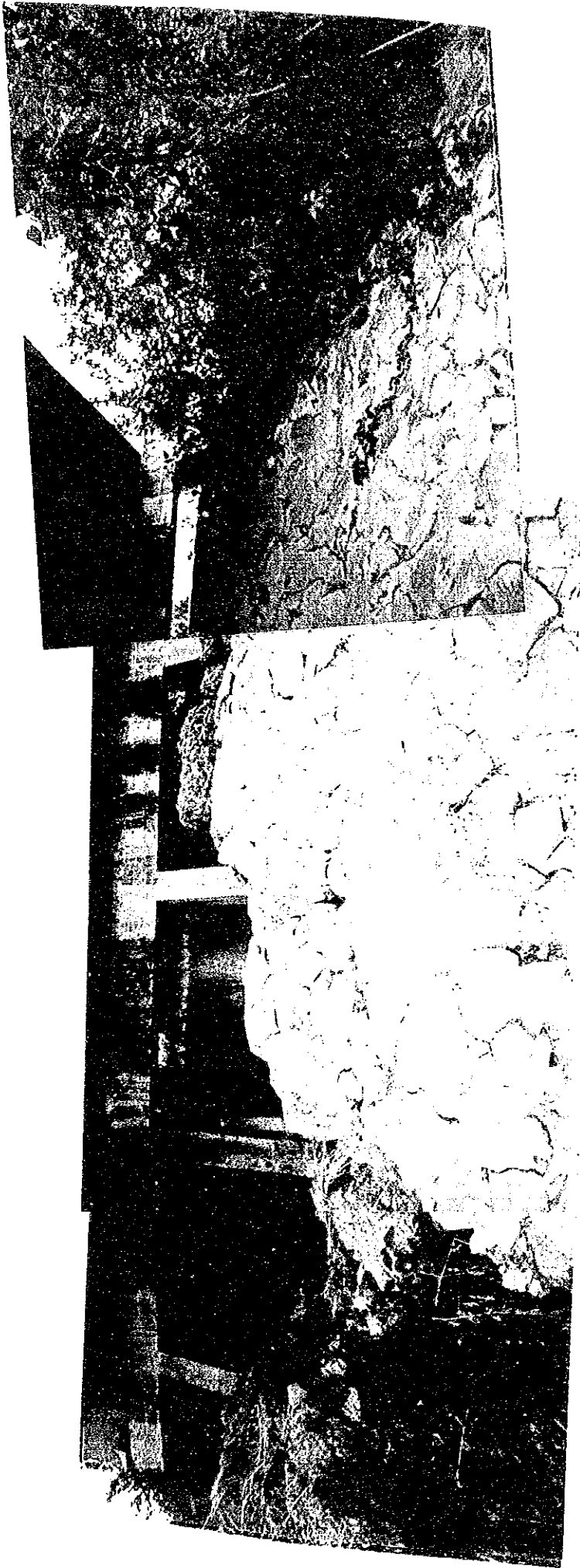
写真-3-1 チュルイ・チョンバー側橋台背面盛土の沈下状況



写真-3-2 プノンペン側取付橋橋台前面石積の崩壊







写真一3-3 チュルイ・チョンバー側橋台前面の崩壊



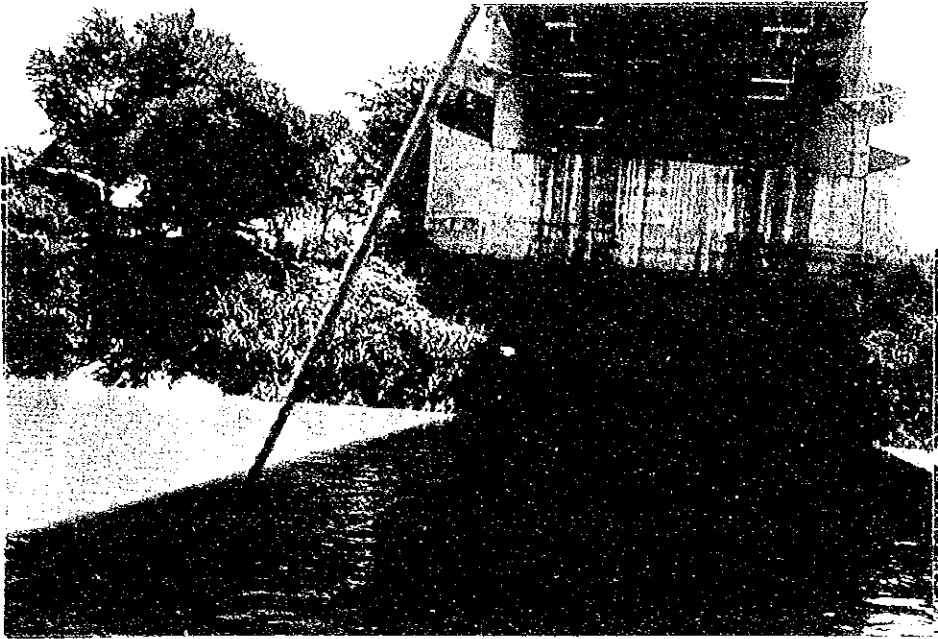


写真-3-4 チュルイ・チョンバー側 P 8橋台支持層の侵食



写真-3-5 柱式橋脚付け根部コンクリートのクラック



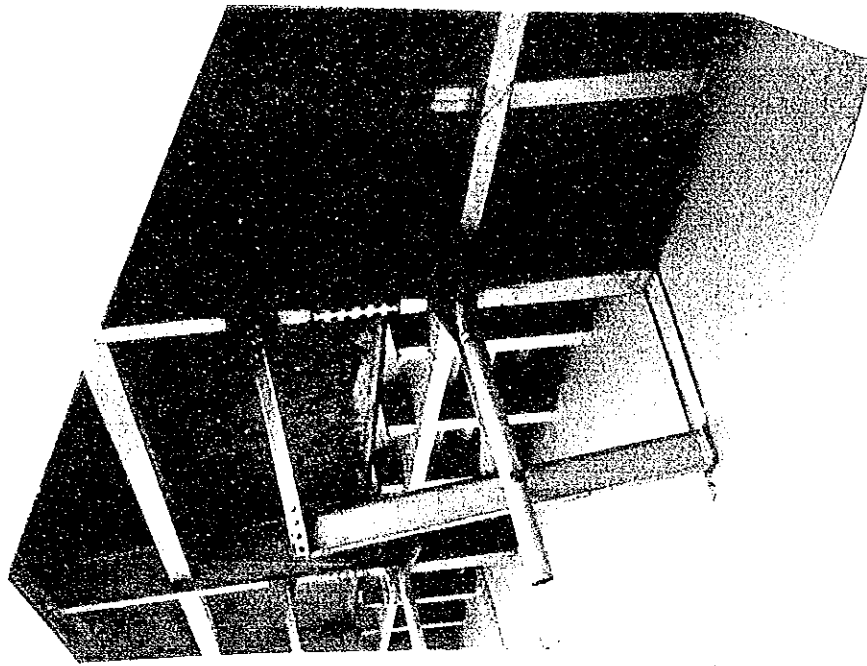


写真-3-6      ブラケットの錆の状況

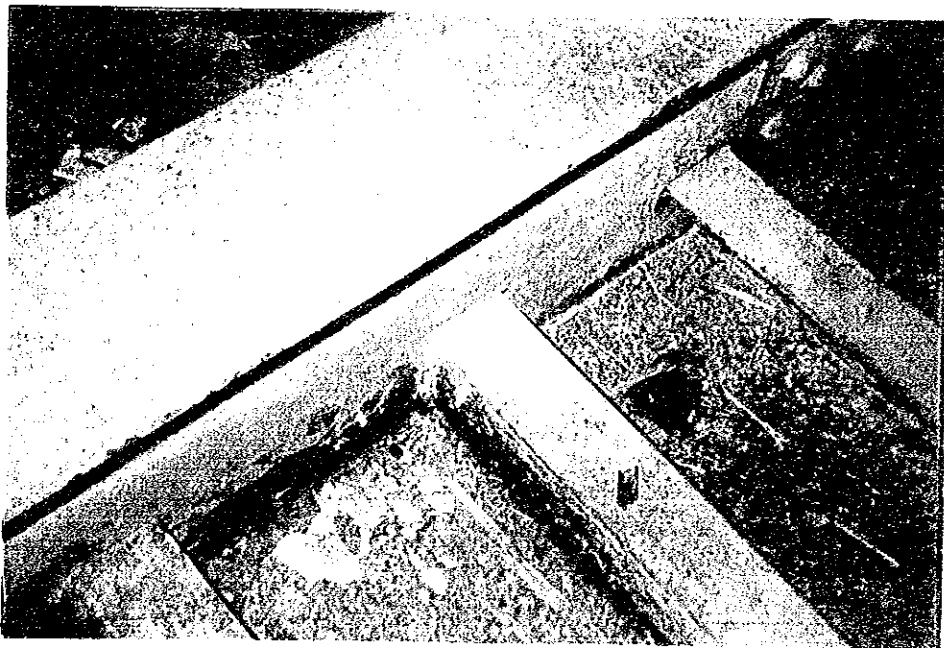


写真-3-7      既設鋼箱桁内部下フランジおよびリブの錆



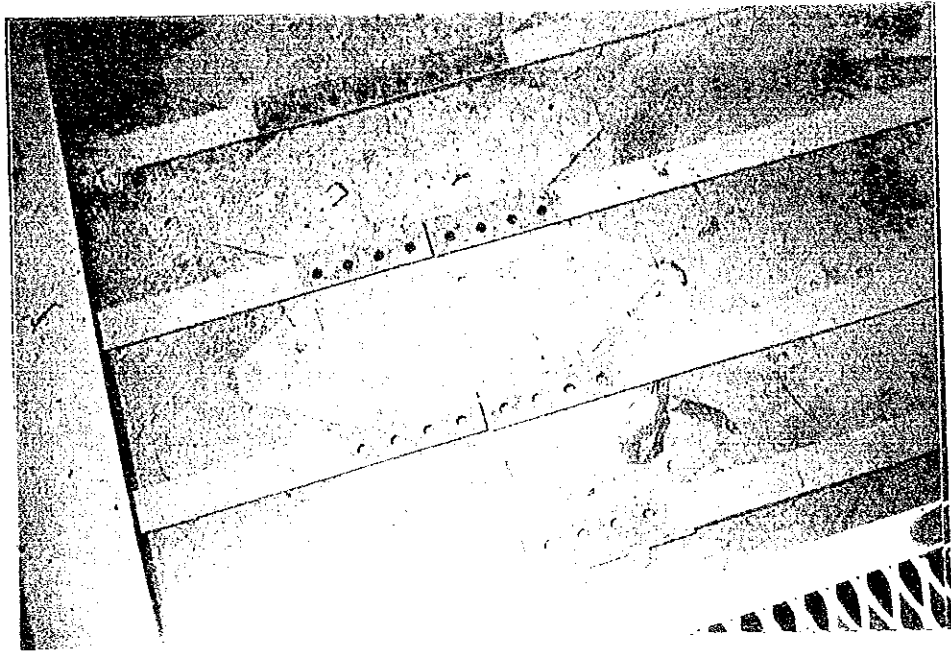


写真-3-8 既設鋼箱桁内部連結部のボルトの盗難による損失

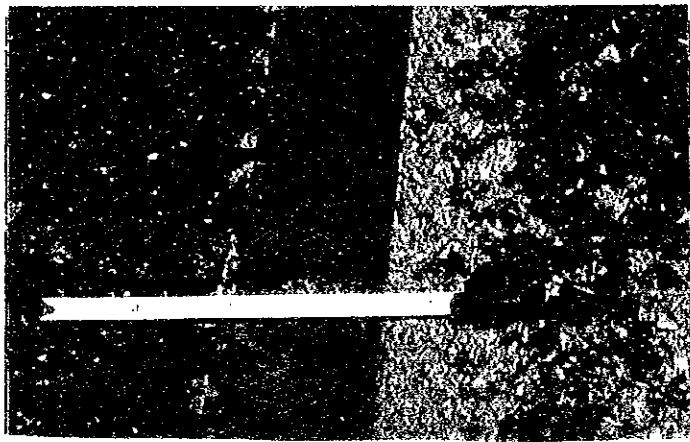


写真-3-9 コンクリート桁橋梁伸縮継ぎ手

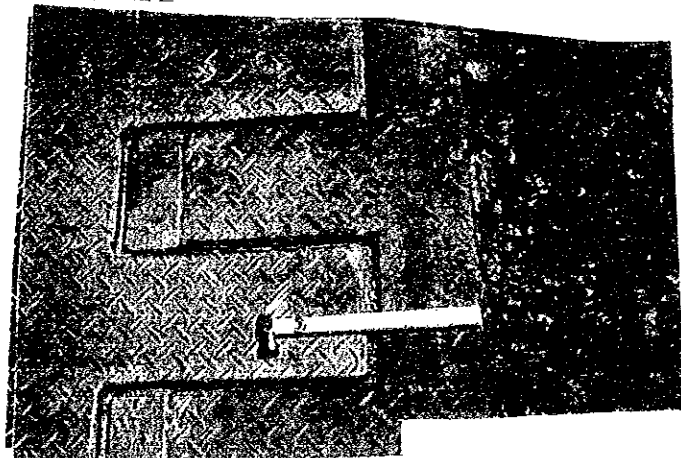


写真-3-10 鋼箱桁橋梁伸縮継ぎ手





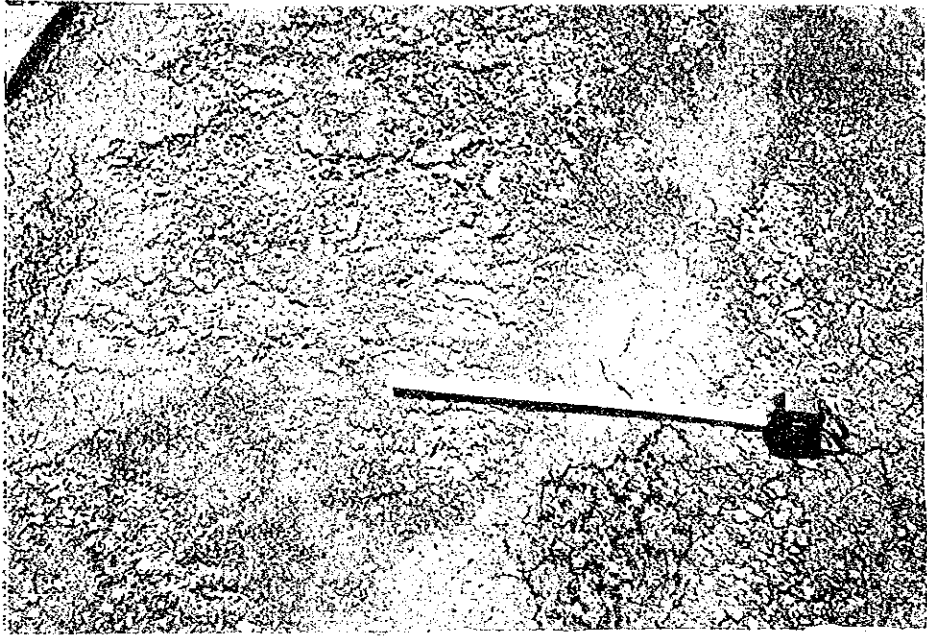


写真-3-11 車道部舗装の劣化

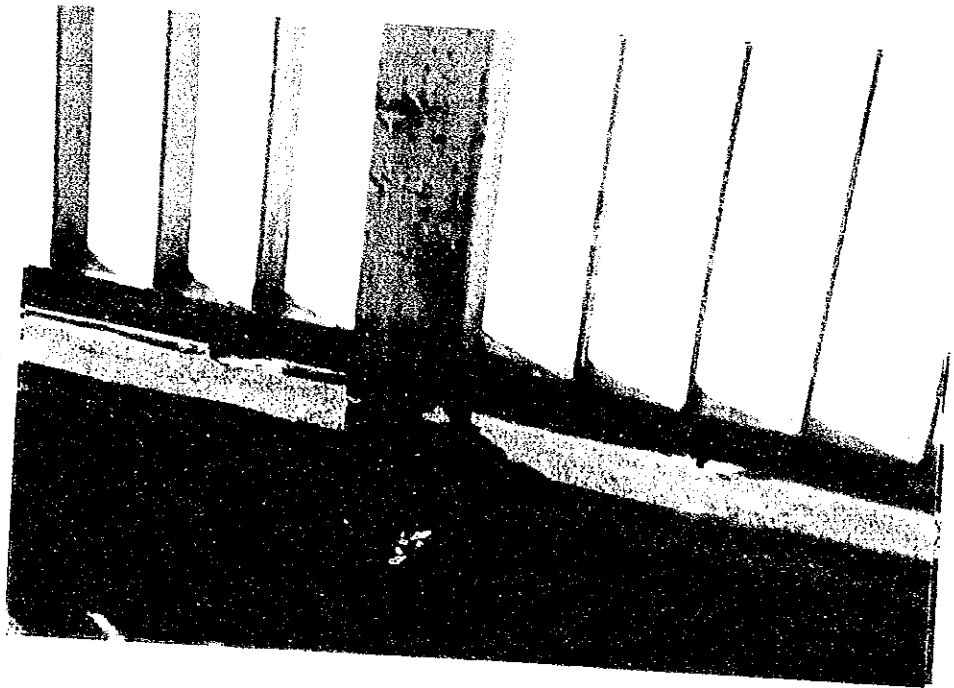


写真-3-12 高欄ポストの腐食



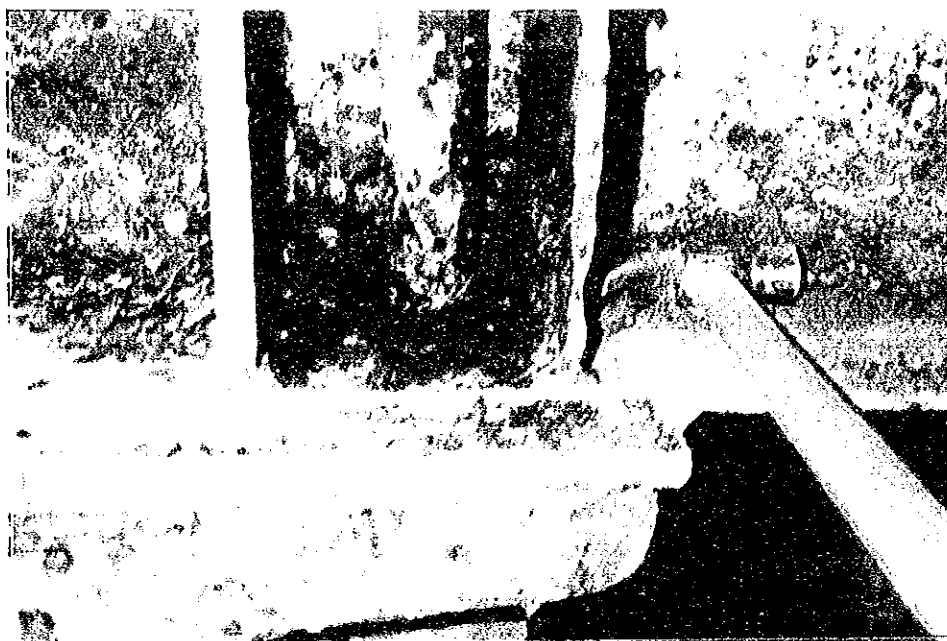


写真-3-13

P1橋台上流側支承の状況

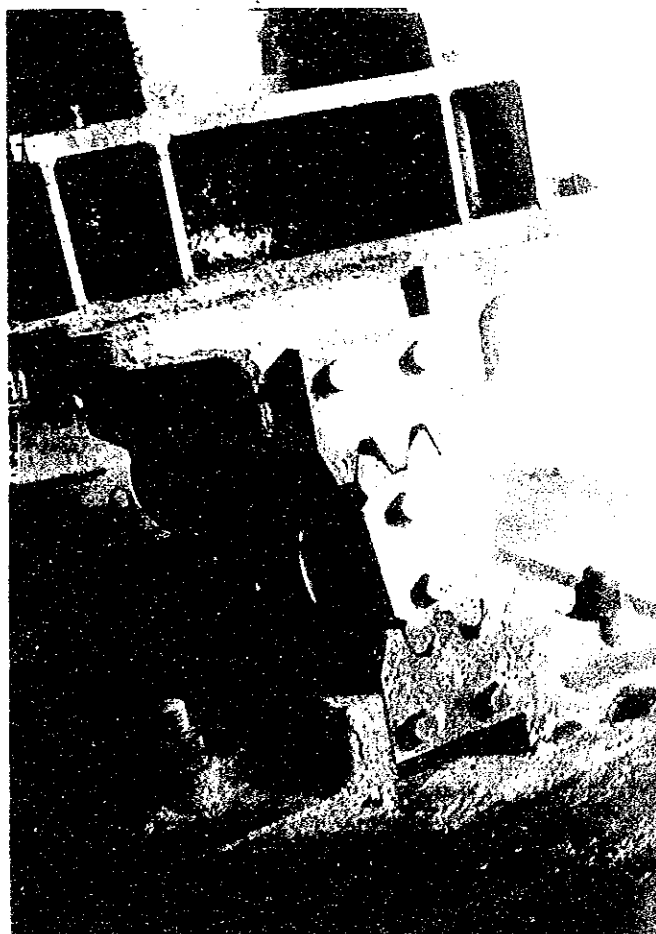


写真-3-14

P8橋台上流側支承の状況





写真-3-15 P7橋脚ロッカー支承の状況



写真-3-16 チュルイ・チョンバー橋現況写真



コンクリートコアボーリングおよび試験

(1) 概 要

本調査試験は橋脚のコンクリートの強度およびコンクリート成分分析中性化試験を目的として実施したものである。調査はP 1、P 2、P 4の各橋脚でコンクリートコアボーリングを実施し、試験試料を採取するとともにその孔を利用してコンクリートの中酸化深度の測定を行なったものである。

ー 使用機械

- ・ 試錐機        HONDA GX140  
    エンジン        "    G200 5.5HP
- ・ ポンプ        YAMAHA YD30GN  
    エンジン        HONDA G200 5.5HP

ー 調査位置と深度

表-3-7 調査位置と深度およびコア採取状況

調 査 位 置		深度 (m)	コア採取状況
P 1	No. 1	1.0	不 良
	No. 2	1.0	不 良
	No. 3	1.0	良
P 2	No. 1	1.0	良 好
	No. 2	1.0	良 好
P 4	No. 1	1.0	良 好
	No. 2	1.0	やや良
	No. 3	1.0	良 好
	No. 4	1.0	良 好
	No. 5	1.0	不 良
計		10.0	



(2) 調査結果

ー コンクリートの圧縮試験

この試験は概要の項で記した位置で採取したコンクリートコアについて圧縮試験を実施した。試験は自然状態と強制湿潤状態の2種とし、採取したサンプルは直径50mm、長さ100mmに調整して実施した。試験結果は次に示す。

自然状態             $444.8 \pm 75.2 \text{ kgf/cm}^2$      $369.6 \sim 520 \text{ kgf/cm}^2$   
 強制湿潤状態       $358.2 \pm 69.9 \text{ kgf/cm}^2$      $288.3 \sim 428.1 \text{ kgf/cm}^2$

表-3-8 圧縮試験結果表

調査位置			自然状態		強制湿潤状態		比 (強湿/自然)
橋脚 No.	ボ-リング No.	試験No.	試験値 kgf/cm <sup>2</sup>	平均値 kgf/cm <sup>2</sup>	試験値 kgf/cm <sup>2</sup>	平均値 kgf/cm <sup>2</sup>	
P 1	3	1	549	535.1	283.3	282.8	0.53
		2	521.2		282.3		
P 2	1	1	409	429	303	321	0.75
		2	504		393.8		
		3	374		266.6		
	2	1	510	451	280.3	341.5	0.76
		2	392		402.6		
P 4	1	1	553	481	447	412	0.85
		2	473		443		
		3	417		346		
	2	1	359	404	416.5	394.5	0.97
		2	448		372.5		
	3	1	306	379	407	349	0.92
		2	366		291.7		
		3	466		—		
	4	1	383	453	260	384.3	0.85
		2	405		438.5		
3		572	454.5				
計 (平均)	7	18	$\bar{x} = 444.8$ $\sigma = 75.2$ $n = 18$		$\bar{x} = 358.2$ $\sigma = 69.9$ $n = 17$		0.81

ー コンクリート成分分析中性化試験

この試験はボーリング孔の一部をタガネでハツリ、コンクリートの新鮮な部分を露出させ、この部分に指示薬（フェノールフタレイン1%アルコール液）をスプレーで吹き付け、コンクリートの表面から赤色反応した部分までの深度を測定したものである。

赤色反応 …………… アルカリ性  
無反応 …………… 中性化

試験はボーリング孔のほか準備その他でできた孔を利用して実施した。試験結果はP1で0~0.5cm、P2で2.5~3.0cm、P4で2.0~4.0cmの範囲である。その明細は表-3-9中性化試験結果表に示す。

橋梁完成後30年の経過を考えると中性化の進行は遅いと言える。橋脚の鉄筋までのコンクリートカブリ厚5~6cmを考えると基本的に橋脚は健全であると言える。

表-3-9 中性化試験結果表

調査位置		中性化深度	調査位置		中性化深度
P 1	Na 1	0.5cm	P 4	Na 1	2.0cm
	Na 2	0		Na 2	2.0cm
	Na 3	0.5cm		Na 3	4.0cm
	Na 3'	0.5cm		Na 4	3.0cm
	Na 3''	0		Na 5	3.0cm
P 2	Na 1	2.5cm			
	Na 2	2.5cm			
	Na 2'	3.0cm			

測量による橋梁の変状調査

既存構造物の変状調査は、下記の項目について光波測距儀、レベル、テープ、垂球を用いて行なった。

- ① 道路中心線
- ② 道路縦断
- ③ 橋脚P3~P6平面位置
- ④ " " 高さ
- ⑤ " P2~P7傾斜
- ② 橋脚P2、P7シュー座位置

本調査の目的は構造物の完成後における基礎地盤の沈下、爆破などによる構造物の変状を調査することである。しかし、完成時の測定値が存在しないため、変状値の測定は不可能である。このため、設計値との対比となるが、これら設計値も図面の不備のため不明な所も存在する。このため、変状値としては関連する測定値間の相対比較からの推定値となる。各項目の調査の結果、各々次のようなことが考えられる。

(1) 道路中心線について

直線と考えられる設計値よりブノンペン側で数cmのズレが測定されたが、これは単なる施工誤差と考えられる。

(2) 構造物の不等沈下について

図-3-3-24、25、27より判断していわゆる懸念されるような不等沈下は発生していないものと考えられる。(P3とP6の路面上の標高差はP3が+1cm、P3～P6間の平均勾配2.77%、P3～P6の平均勾配2.78%、a1～P1間の平均勾配4.66%、P8～a2の平均勾配4.63%)

(3) 橋脚P4、P5の平面位置

P3、P4、P5、P6の間における相対的な平面位置測定結果より次のようなことが考えられる。橋脚P4における北側の円形橋脚位置が南側のそれに比べて40cm西側にズレているが、これは爆破時に生じた変状と考えられる。(これはダイバー調査の結果とも定性的に一致している。)P4の南側橋脚において設計値より16cmのズレ、P4橋脚において数cmのズレが生じているが、これらは施工誤差によるものと考えられる。

(4) 橋脚P2～P7の傾斜について

橋脚P2において南側に約2cm、シュー座において5mmの傾斜が見られるが、施工誤差との判別は不能で、ともに懸念される「変状」といえるものではない。

(高低差)、南側橋脚において南西の方向に数cmの傾き(高低差)が生じており、これは爆破により生じた変状と考えられる。

橋脚P5においては北側に数cmの傾き、東西方向においては南側で東側に3～4cm、北側で4cmの傾きが見られるが施工誤差との判別は不能である。

橋脚P6においては北側において2cm西側に傾いている外は、傾きは見られない。

橋脚P7においては南側において東側に7cm傾いているが、北側では2cm西側に傾いており、施工誤差との判別は不能である。

#### (5) 橋脚P2、P7におけるシュー座位置

橋脚P2に置いてはシューは橋脚天端の中央線より約2～3cm偏心した位置に設けられている。

橋脚P7においてはシューは橋脚天端の中央線より南側で約10cm、北側で約5cm、ともに西側に偏心した位置に設けられている。これは上部工のシュー座位置に対して橋脚P7の東側への設置誤差が大きく出たため、この誤差修正のために(ロッカーシューの傾きを減じるため)シュー座を西側へ偏心させたものと考えられる。



## 第4章 計画の内容



## 第4章 計画の内容

### 4.1 目的

当プロジェクトの目的は、1963年に戦後賠償の一環として建設され、その後1972年の内乱により破壊されたチュルイ・チョンバー橋の落橋区間を架け替え、あわせて損傷を受けている残存橋梁部および取付道路部の補修を行なうことにより、橋梁機能の回復を図ることにある。

### 4.2 要請内容の検討

#### 4.2.1 計画の妥当性、必要性の検討

1963年に日本の戦後賠償の一環として完成した本橋は、プノンペン市とカンボディア東部のメコン河沿いの豊かな農耕地域へ通じる道路（国道6A号、6号および7号）を結ぶ唯一の橋梁で重要な交通の拠点であった。しかし、1972年に内戦により破壊されて以来、これら地域へ向かう車両はトンレサップ川をプノンペンから北部30km地点のカーフェリーにて渡らなければならなくなっている。また、人と自転車、オートバイ等は本橋の近くで運航する小型の渡し船にて渡らねばならない。

本橋梁はプノンペン市と上記道路を結ぶ最重要地点として、また今後のプノンペン市の発展地域として期待されているトンレサップ川左岸地域への連結点として位置付けされており、完成後は日交通量約5,000台が想定され、近郊開発ポテンシャルの増大、経済復興に大きく寄与するものである。このため本橋の復旧は内戦後の国内復旧を急ぐカンボディア国にとって緊急の課題となっている。

本橋の全長709mのうち、落橋区間265mを除く444mはほとんど無傷に近い形で残存している。しかし、この落橋区間のためこの20年間アクセス道路の6A号線とともに使われることなく放置されてきた。このため、落橋区間265mを復旧することは、橋梁全体の活用のみならず、6A号線の再生につながることであり、投資効率の非常に高いプロジェクトといえる。

また、本橋はプノンペン市の中心部の近くに位置し、多くの市民に長年にわたり通称「日本橋」と親しまれてきたものであり、この橋の再建はプノンペン市民全体の悲願ともいわれている。



しかしながら、長らく続いた内戦が終わったばかりの現在のカンボディア国の現状では、予算的にも技術的にもこのプロジェクトを実施することは非常に困難である。以上のようなことからして、本計画を日本の無償資金協力により実施する意義は非常に大きなものであるといえる。

#### 4.2.2 実施・運営計画の検討

##### (1) 行政区分

当該事業の実施機関は、交通運輸郵政省における道路橋梁局である。交通運輸郵政省は図-4-1に示す13局からなっている。

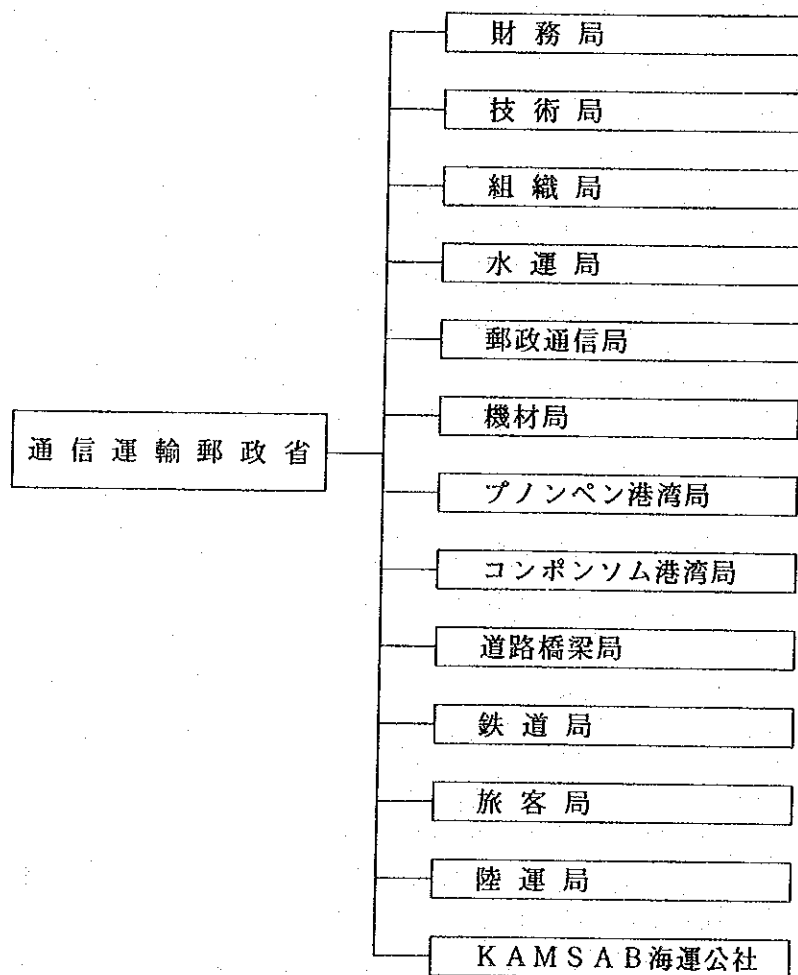


図-4-1 通信運輸郵政省の組織

## (2) 実施運営機関

図-4-1に示すように、通信運輸郵政省は公共事業としての道路橋梁、鉄道、プノンペン港、コンボンサム港の建設および維持管理を担当するばかりではなく、旅客貨物の運輸事業および通信郵便などの郵政業務をも担当している。通信運輸郵政省はその翼下に独立採算制を原則とした現業部門を持っている。本省の職員数は2,185名、現業部門を含めた総職員数は12,000名である。

### 1) 道路建設公社 (Road Construction Company)

職員総数は188名、橋梁を除く舗装および土工の道路建設を請け負う。1990年実績はアスファルト舗装161,800m、ラテライト舗装52,500、土工4,200mである。

### 2) 橋梁建設公社 (Bridge Construction Company)

職員総数は279名、橋梁の建設と修繕を請け負う。1991年実績は建設278m、修繕5701mである。

### 3) 砕石生産公社 (Crushing Stone Company)

職員総数は271名、道路・橋梁工事に使用する砕石を生産する。砕石プラントは現在次の6ヶ所ある。

① Baset	合併企業
② Tro Pang Kroleang	合併企業
③ Phnom Chi So	合併企業
④ Phnom Thom	合併企業
⑤ Cheaur Koch	道路局直営
⑥ Kampong Chrang	道路局直営

国道6A沿いには採石場はあるが、砕石プラントはない。1987年の砕石生産実績は82,620  $m^3$ であった。

4) 製材部門 (Saw Mill Unit)

職員総数は116名、道路・橋梁工事に使用する木材を生産する。製材は現在次の3ヶ所で行なわれている。

- ① Chhak Angre
- ② Sophea Khoun
- ③ Phsa Doeum Char

1987年の製材実績は1,533  $m^3$ である。

5) フェリー運航部門

次の4地点のフェリー運航を担当している。

- ① Neak Luong Ferry
- ② Prek Kdam Ferry
- ③ Tonle Bet Ferry
- ④ Stung Trong Province (Sekng and Mekong Ferries) and Koh Kong Province (Sre Ambel Ferry)

各フェリー部門は独立採算制を原則としている。

6) 道路維持修繕部門

次の8つの単位に分かれて国道の維持・修繕を行なっている。

- ① 国道1号および15号
- ② 国道5号A区間 (Phnom Penh-Pursat間 186km)
- ③ 国道5号B区間 (Pursat-Battambang間 105km)
- ④ 国道2号、3号および17号
- ⑤ 国道6号および12号
- ⑥ 国道4号および18号
- ⑦ 国道7号
- ⑧ 国道13号

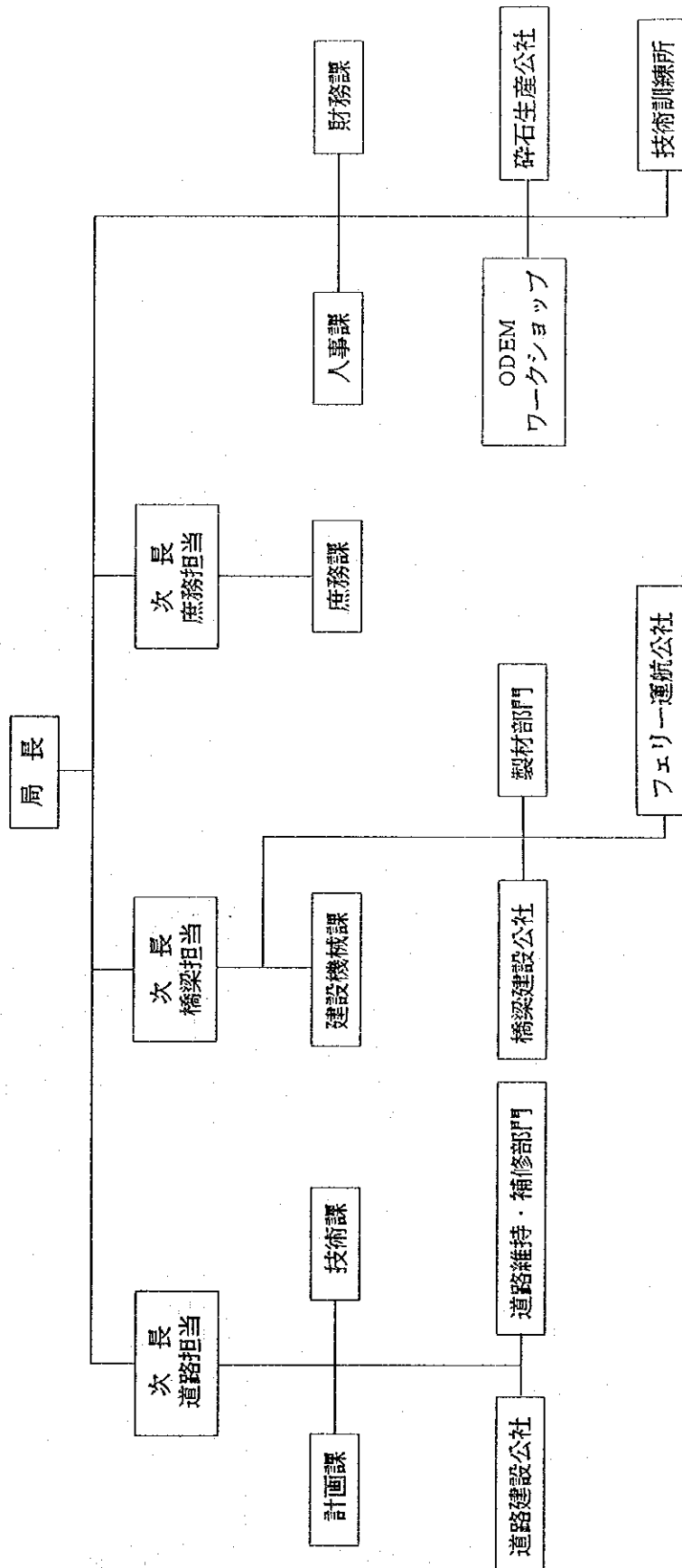


図 4.2 道路・橋梁局の組織図

国道 6 A は 20 年間使用されていないため、現在維持・修繕部門に属していない。

この他に道路・橋梁局長直轄で次の部門がある。

① ODEM ワークショップ

国道 4 号線沿いにある。国道 4 号線をアメリカの援助で建設した際に建設され、現在も維持されている。

② 技術訓練所

交通運輸郵政省下にあるものとは別に、道路橋梁局下にある訓練所で主に熟練工および建機のオペレータを養成する。

全国 20 県にある県レベルの道路橋梁局に対して、交通運輸郵政省は技術援助と計画調整を道路橋梁局長をとおして行なっている。一方、特別行政指定都市であるプノンペン市とコンボンサム市は独自の道路行政を行なっている。

(3) 予 算

当該事業の実施機関である道路橋梁局の予算は、国家予算が外国からの援助に大きく依存していること、国防／治安上の理由から特別に実施される事業が多いこと、独立採算を前提にした公社を使った直轄工事を主体に事業実施を図って来たが東欧社会主義国からの援助が激減したこと等から全体的に機能低下したことなどにより不明確な部分が多い。外国からの援助を含んだ道路・橋梁局の過去 2 年間の国道 5 号線、6 号線のメンテナンス・コストは表-4-1のとおりであった。最近における交通運輸郵政省および道路橋梁局の予算は次のとおりである。

表-4-1 交通機関の予算

	交通運輸郵政省 (百万リエール)	道路橋梁局 (百万リエール)
1986年	95	57
1987年	105	68
1988年	231	146
1989年	263	93
1990年	317 (689.130US\$)	24 (52.170US\$)

1990年7月の交換レート：US\$1.0=460リエール

外国からの援助を含んだ道路橋梁局の過去2年間の国道5号線、6号線のメンテナンスコストは次のとおりであった。

表-4-2 国道5号、6号線のメンテナンスコスト

		1990年 (Riel)	1991年 (Riel)
国道5号線	道路	28,400,000	105,672,850
	橋梁	2,200,000	43,812,208
	計	30,600,000	149,485,058
国道6号線	道路	—	—
	橋梁	33,800,000	95,439,375
	計	33,800,000	95,439,375
合計		64,400,000 (92,000US\$)	244,924,433 (349,900US\$)

(US\$1.0=700Riel)

1992年度予算は全体で1億リエールを組んで実施しているが、毎年度9月に行なわれる実施実績の見直しが行なわれるまで情報はない。ただし、今年度の予算に建設機械のスペアパーツを購入するために5万ドル(約45百万リエール)が組み込まれている。

#### 4.2.3 類似計画および国際機関等の援助計画との関係、重複等の検討

現在カンボディアでは1995年を最終年度とする「社会経済の復興発展に関する5ヶ年計画」に基づいて社会基盤整備を実施しているが、外国援助への依存度が高い。1992年3月から本格的活動を開始した国連カンボディア暫定統治機構(UNTAC)が担う各派兵力の武装解除、難民送還を成功させるため国連開発計画(UNDP)が中心となって作成された地雷撤去と道路・橋梁の復旧からなる復旧計画を最優先に実施している。

道路橋梁の復旧は、タイ国境沿いに約37万人の難民がいることから、国道5号線、6号線に集中している。国道5号線は表-2-6に示すとおり、国連を中心にタイ、イギリス、オーストラリア、スウェーデンが援助している。一方、国道6号線の道路復旧は中国から400人の工兵隊があたることになっているが、区間などは明らかになっていない。

チュルイ・チョンパー橋の建設は国道6A号線の再生につながり、このため上記道路の整備とともにカンボディア北東部における道路網の整備に大きく寄与するものである。

#### 4.2.4 復旧計画の検討

要請内容の検討の結果、復旧計画の概要は下記のとおりである。

##### (1) 落橋区間の橋梁の新設

破壊された下部工 P 4 および P 5 橋脚の建設。

落橋した上部工、橋長  $L = 265\text{m}$  の 3 径間連続鋼箱桁橋の架け替え。

##### (2) 残存橋梁の修復

残存橋梁区間は 2 径間連続鋼床版鋼箱桁橋および 5 径間の単純プレストレストコンクリート T 桁橋からなる。

橋梁本体には構造物の安全性に重大な影響を及ぼす損傷は認められないが、一部高欄の腐食、舗装の劣化、照明灯の盗難、点検設備の損傷等が認められ、これらの補修が必要である。

##### (3) 土工区間の修復

ブノンベン側およびチュルイ・チョンバー側とも舗装が劣化し、自動車用衝突防護柵が損傷しているため、これらに関する補修が必要である。また、チュルイ・チョンバー側においては、圧密沈下のため路面が沈下しており、盛土の補修が必要である。

ブノンベン市とトンレサップ川左岸を結び道路網として機能の回復を図り、道路交通に対し供用を開始するためには、以上述べた検討対象区間の損傷はいずれも今回のプロジェクトにおいて一括して修復される必要がある。

#### 4.2.5 技術協力の必要性

本計画は大規模な橋梁構造物の建設であることからその詳細設計、施工計画および工事監理は道路橋梁局にとって未経験の大規模プロジェクトとなる。このため道路橋梁局の技術者はこれら構造物の設計および施工監理の手法の習得を望んでいるので、同技術者に対してはオンジョブトレーニングにより、技術協力を行なうことが必要である。

また橋梁上部工は鋼製であり、再塗装等の定期的な維持管理が必要なため、これらについての技術移転についての技術協力も必要である。

## 4.3 チュルイ・チョンバー橋復旧計画の概要

### 4.3.1 落橋区間の復旧計画

落橋区間は図-4-3に示す橋長 $L = 265\text{m}$ の区間である。この区間の復旧工法ならびに橋梁形式の選定に当たっては、各比較案について概略設計を行ない概算数量を算定した上で経済性、施工性、その他の比較検討を行ない、その結果、上部工は3径間連続鋼床版鋼箱桁橋、下部工は鋼管矢板井筒基礎として計画した。復旧計画の概要を図-4-3に示す。

#### (1) 上部工

落橋区間に隣接する2径間連続鋼床版鋼箱桁およびプレストレストコンクリート橋には構造物の安全性に影響を与えるような重大な損傷は認められないため、チュルイ・チョンバー橋の復旧においてはこれら残存橋梁を再利用することが妥当である。したがって、落橋区間の復旧にあたっては、計画平面線形、計画縦断線形および計画幅員は基本的に落橋前の元橋梁と同一とする。後述する下部工についての検討の結果、新設される橋脚位置は現存する橋脚位置の両岸寄りとなることから、上部工のスパン割りとしては図-4-4に示すものとなる。

#### (2) 下部工

##### 1) P4橋脚およびP5橋脚

落橋区間の復旧に当たり、残存するP4橋脚およびP5橋脚については、損傷が著しいため、その再利用については以下の2案について詳細な検討を行なった。

A案 残存橋脚(P4、P5)利用案

B案 新規橋脚(P4、P5)建設案

各案の概要を以下に示す。



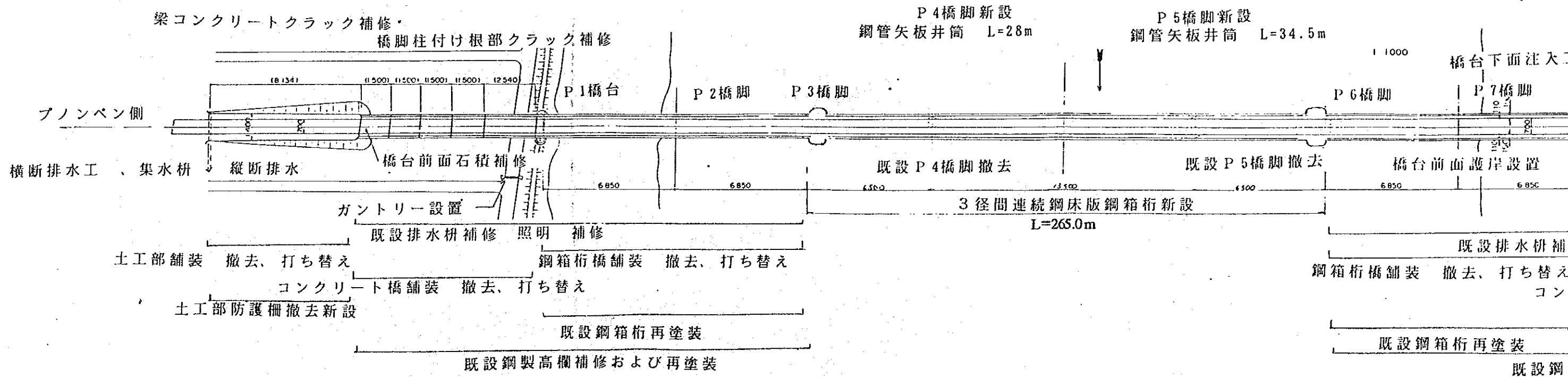
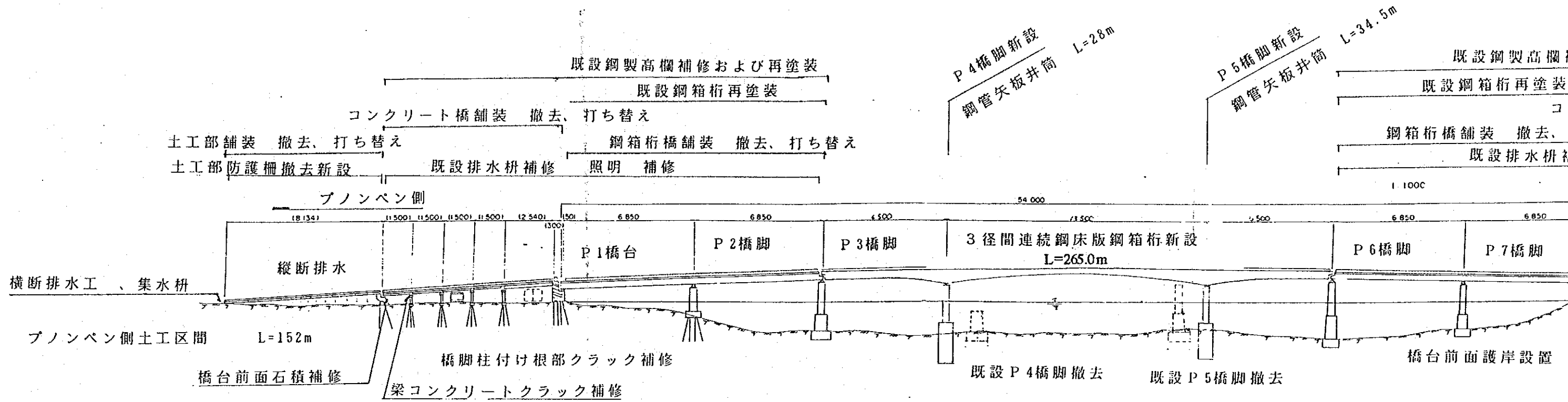


図-4-3

復旧計画図

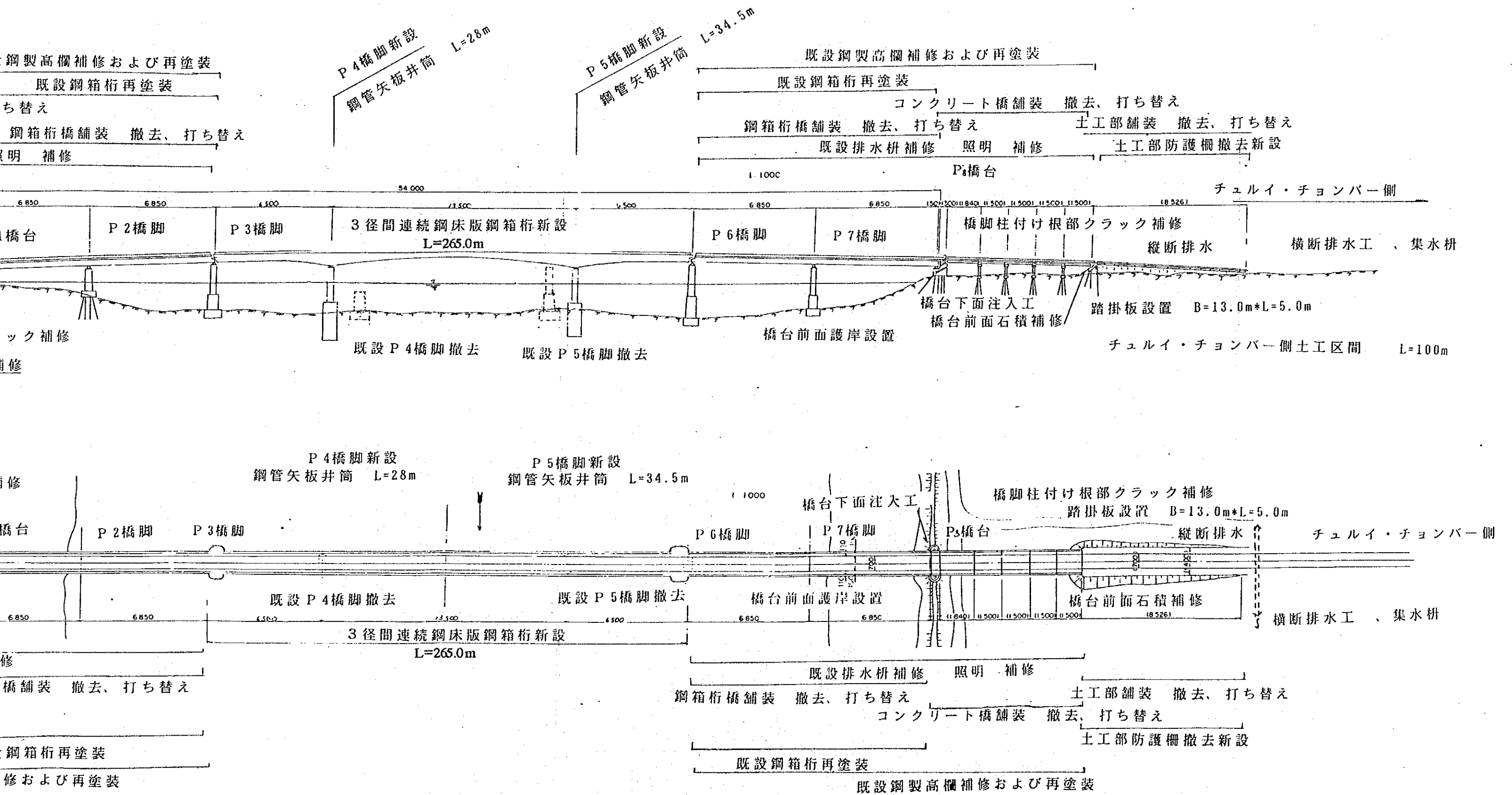
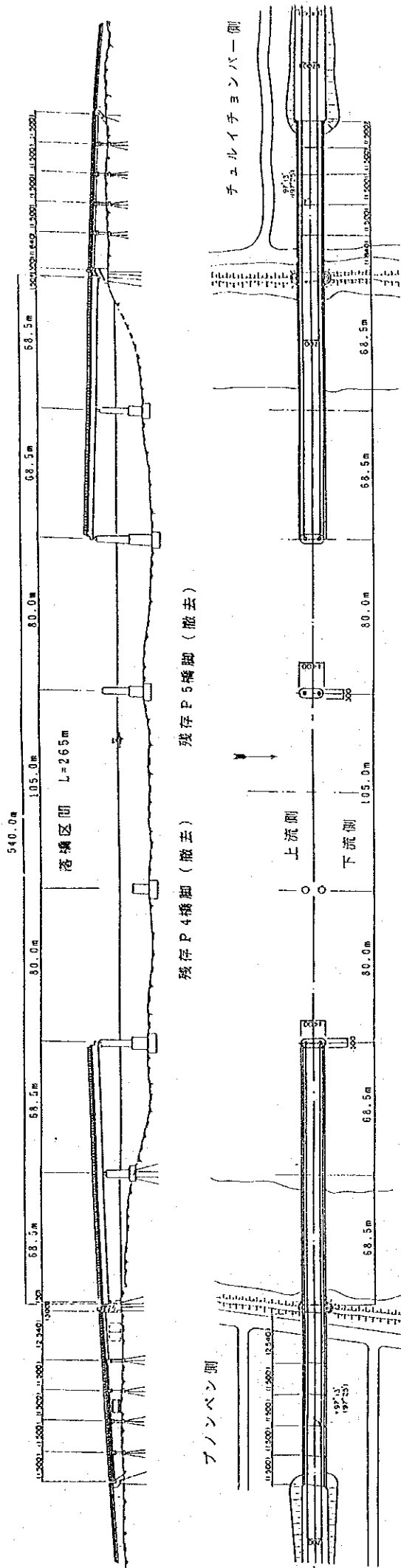


図-4-3 復旧計画図



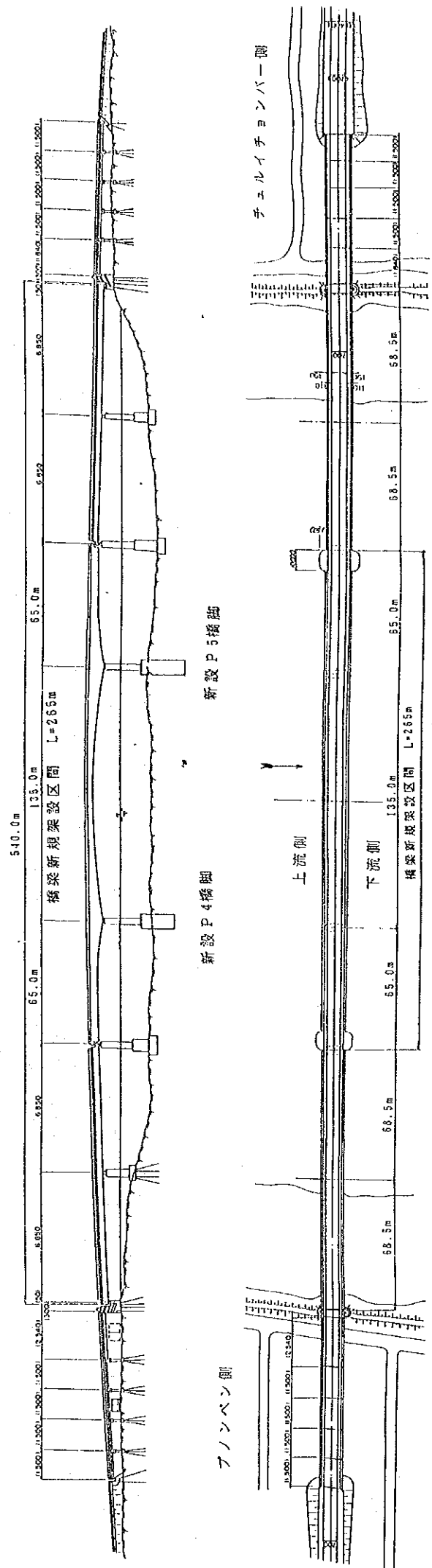
チュルイチョンバー橋

現況図



4-11

計画図



図一4-4

現況および架け替え橋梁一般図

#### A案 残存橋脚（P4、P5）利用代替案

残存するP4、P5橋脚の損傷部分を撤去あるいは補強し、新設上部工の下部工として使用する。補強に当たっては橋脚自重の増大が避けられず、基礎地盤の支持力が問題となる可能性もある。また、残存部分と新設部分の一体性等の技術的な問題も考えられる。したがって、これらの問題も最小限度とするため、フーチングのみ再利用について検討を行なうものとした。

#### B案 新規橋脚（P4、P5）建設代替案

本案は残存する橋脚P4、P5を再利用せず新しい橋脚を建設する。この場合、落橋区間に隣接する残存橋梁を再使用することから、橋梁中心線は元橋梁と同一となるため、新橋脚位置は残存する現橋脚と同一位置あるいはその隣接位置（現橋脚の両岸寄り）となる。上部工のスパン割からは、現橋脚位置と同一位置に新橋脚を計画することが望ましい。しかしながら、この場合、河床以深のフーチングを含めすべての構造物を撤去する必要があるため、工事費および工期が増大する。このため、新橋脚位置は現存橋脚の両岸寄りとする。

上記A案およびB案の比較検討結果を表-4-3に示す。この検討結果に従い、本計画においては、残存する橋脚の再利用は行わず、現橋脚の両岸よりに新設橋脚を計画するものとした。

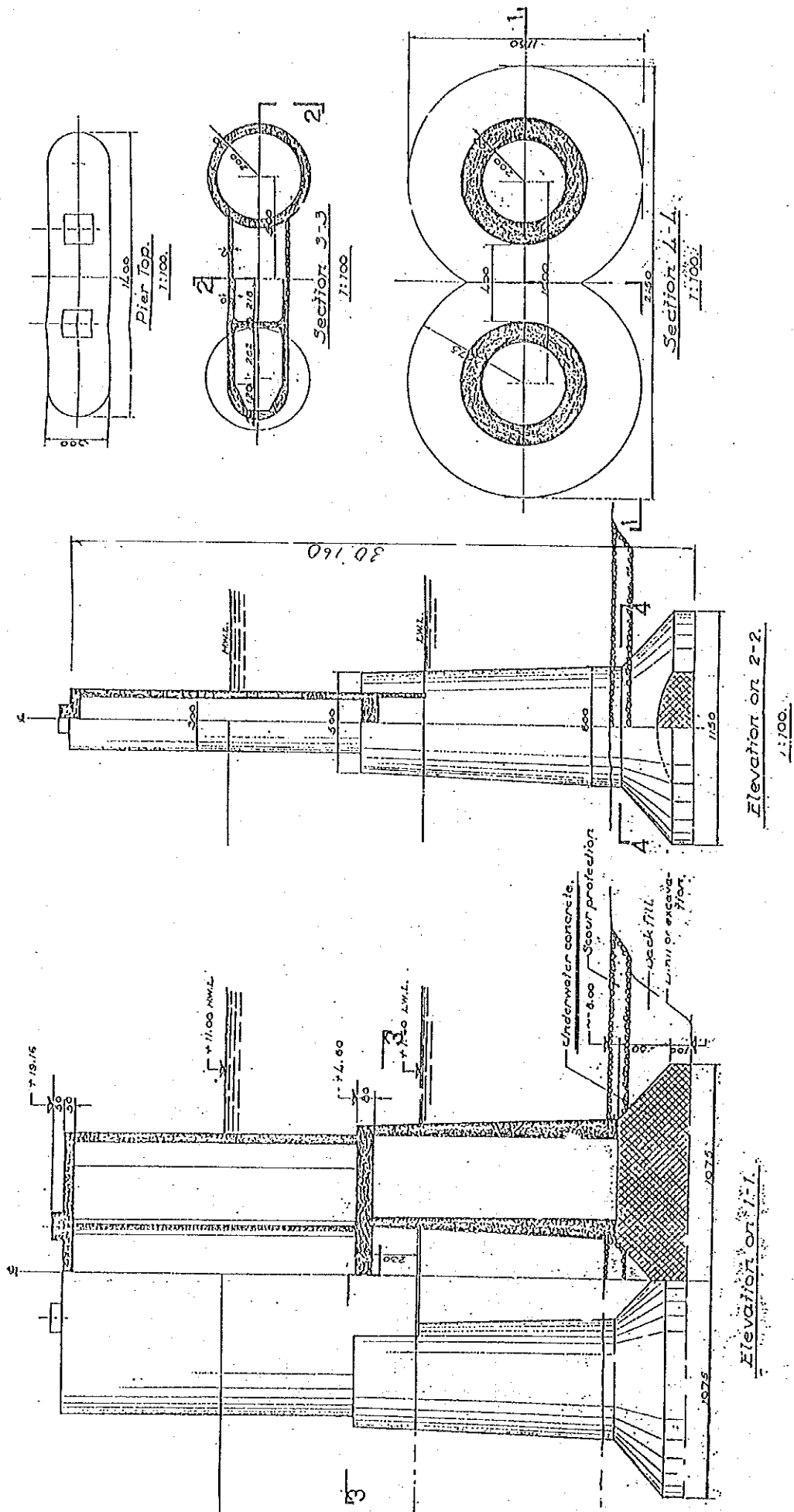
#### 2) P3橋脚およびP4橋脚

新設される上部工は現存するP3橋脚およびP4橋脚の上に施工される。図-4-5はこれら橋脚の構造図を示す。当該下部構造は直接基礎形式となっており、小判型橋脚と円柱部分の接合部および円柱部とフーチングの接合部においては、引張応力が発生しないよう無筋コンクリートとしての設計が行なわれている。

このような基礎構造に対し、まず、現在の設計指針にてどの程度の安全性が確保されているかを検討した。その概要を以下に示す。

表-4-3 残存橋脚利用案と新規橋脚建設案の比較

	A 案 : 残存橋脚利用案	B 案 : 新規橋脚建設案
工 法	<p>損傷橋脚部分を撤去し残存フーチングを再利用する。この時、新設橋脚鉄筋をフーチングコンクリート内部に定着するため鋼管矢板等による締め切りを行ない内部をドライアップする。</p>	<p>既存フーチングを避けその外側（現橋脚の両岸寄り）に新設橋脚を施工する。</p>
長 所	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングコンクリートの再利用が可能。(240㎡×2基)</li> <li>上部工のスパン割はB案より優れる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>残存橋脚の撤去は後施工が可能で工程上のクリチカルパスとはならない。</li> <li>締め切りを要しないので基礎形式、工法選択の幅がA案より大きい。</li> <li>A案に比べて信頼性が高い構造物が施工できる。</li> </ul>
短 所	<ul style="list-style-type: none"> <li>締切工が必要で下部工選択の幅がB案に比べて狭い。</li> <li>橋脚の撤去、鉄筋定着のための削孔、モルタル注入等の作業があり作業性はB案より劣る。</li> <li>フーチングの状況は確認されておらず、本案採用の最終決定はドライアップ後の調査結果を待つ必要がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>残存フーチングが無駄になる。</li> <li>上部工のスパン割の変更に伴ない、側径間部にアブリフトが生じ、このための対策が必要となる。</li> </ul>
総 合 評 価	<p>B案に比して工期的に不利で、ドライアップが完了するまでフーチングの利用の可否についての不確定要素が残り、工費的な有利性もなく技術的にも不安要素が残る。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>A案に比して基礎形式、工法選択の幅が広く、工費的、工期的、技術的に有利である。</li> </ul>

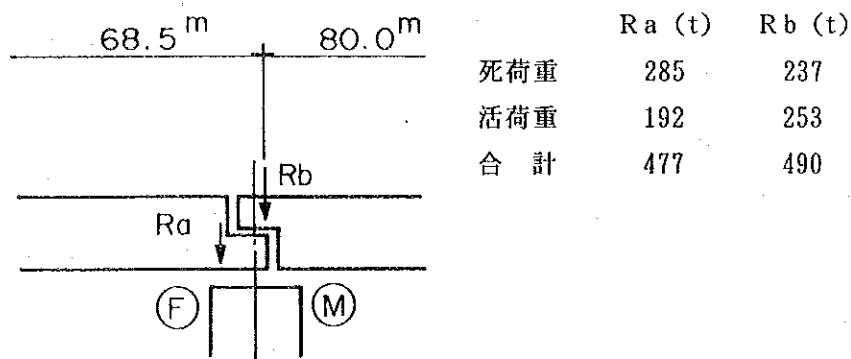


残存橋脚構造図

図-4-5

## 検討条件

### a. 上部工反力



### b. 許容支持力

N 値から推定した許容支持力は常時について  $q_a = 20\text{t/m}^2$  程度である。

### c. 検討ケース

常時、地震時 ( $K_h = 0.05$  および  $0.1$ ) の 3 ケース

## 検討結果

検討結果を表-4-4に示す。

この検討結果より、現存する橋脚は結果的に、見かけ上の震度  $k_h = 0.05$  に対応する安全性を有していると考えられる。

また、「3.4 橋脚部および土工部損傷所橋状況」において述べたように、目視による調査の結果、コンクリート強度に関する調査結果ならびに構造物の変状調査結果からはこれらの橋脚には構造的な損傷は認められない。以上のことから、これらの橋脚を利用して橋梁の復旧を行なうことに問題はないと考える。



表-4-4 残存橋脚安定計算結果

		常 時	地 震 時	
			k h = 0.05	k h = 0.1
柱 下 端	鉛直力 (t)	897.7	897.7	897.7
	作用外力 水平力 (t)	0.0	64.4	128.7
	モーメント (tm)	0.0	1,262.0	2,525.0
	応力度 $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5.7	13.1 -1.7	20.5 -9.1
フ ー チ ン グ 下 面	鉛直力 (t)	2,416	2,416	2,416
	作用外力 水平力 (t)	—	128.8	257.6
	モーメント (tm)	—	2,975	5,951
	偏心 e (m)	—	1.23	2.46
	滑動 F	—	5.9	3.4
	地盤反力 (t/m <sup>2</sup> )	6.3	21.4	33.4
	フーチング 応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	M = 18.2tm $\sigma = 0.89$	M = 82.0tm $\sigma = \pm 4.0$	
	備 考	Fa = 1.2 $\sigma_{ta} = 3.0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Fa = 1.2 $\sigma_{ta} = 4.5$ (kg/cm <sup>2</sup> )	

#### 4.3.2 残存橋梁および土工部の復旧

残存橋梁部の径間割は次のとおりである。

プノンペン側 (右岸)

2 径間連続鋼床版鋼箱桁橋 68.5m + 68.5m

プレストレストコンクリート橋 15m × 4 + 18.5m

チュルイ・チョンバー側 (左岸)

2 径間連続鋼床版鋼箱桁橋 68.5m + 68.5m

プレストレストコンクリート橋 15m × 4 + 25.4m

調査の結果、これらの橋梁部分および土工部において認められた損傷およびその補修方法は次のとおりである。

#### 鋼床版鋼箱桁橋

- |                    |   |                       |
|--------------------|---|-----------------------|
| ・ 桁内面および外面の塗装の劣化   | — | 清掃および再塗装              |
| ・ 接合ボルトの盗難による損失    | — | 新設                    |
| ・ 桁内面の局所的な錆の発生     | — | 清掃および再塗装              |
| ・ 舗装の劣化            | — | 舗装打替                  |
| ・ 支承の局所的な錆の発生      | — | 清掃、研磨、再塗装             |
| ・ 高欄の一部損傷          | — | 撤去新設、再塗装              |
| ・ 照明灯の盗難による損失      | — | 照明灯新設                 |
| ・ P 8 橋台フーチング下面の侵食 | — | プレパクトコンクリート、<br>注入護岸工 |

#### プレストレストコンクリート橋

- |                               |   |          |
|-------------------------------|---|----------|
| ・ 舗装の劣化                       | — | 舗装       |
| ・ 橋脚柱付け根部のクラック<br>およびコクリートの剥離 | — | 注入、パッチング |
| ・ 橋台前面部の石積の崩壊                 | — |          |

#### アプローチ土工部

- |                     |   |       |
|---------------------|---|-------|
| ・ 舗装の劣化             | — | 舗装打替  |
| ・ 防護柵の損傷            | — | 撤去、新設 |
| ・ チュルイ・チョンバー側盛土圧密沈下 | — | 盛土    |
| ・ 法面の侵食             | — | 張り芝   |

以上示したように、残存橋梁部および土工部における損傷はいずれも構造物の安全性に重大な影響を与えるようなものではなく軽微なものであり、今回の補修によりその機能を回復することが可能である。

### 4.3.3 維持管理計画

#### (1) 橋梁維持管理のための提言

道路橋梁局には、道路維持修繕部門が存在し、8つの単位に分かれて国道の維持修繕を行なっている。しかしながら、現在、橋梁の定期点検、維持補修

に対して組織、体制は十分ではないので、今回の計画の実施に当たり維持管理の重要性についてカンボディア国側の認識を深めるとともに、以下の点検の実施およびそのための人員の確保を提言する。

- 1) 日常点検 — 見回り点検
  - ・車両の衝突による高欄の破損
  - ・舗装の損傷
  - ・鋼桁の腐食
  - ・支承の損傷
  - ・コンクリート構造のクラック
  - ・土工部の沈下等排水施設清掃  
路面清掃
- 2) 随時必要な点検 — 照明ランプ取り替え
- 3) 5～15年毎の舗装 — 舗装作業

上記点検作業に要する人員は、道路橋梁局において確保されていると考えられる。今回の補修作業において既設橋梁および新設橋梁とも、塗装時の作業足場用の吊りピースを設置することから、将来現場における塗装作業に必要な追加予算は、塗装材料の購入に限られる。

計画地点の現存橋梁を観察すると30年間の長期にわたり塗装等に関する維持補修作業は全く行なわれていなかったにもかかわらず、橋梁の塗装は非常によい状態にある。すなわち、架橋地点は腐食、錆等の発生防止に関しては良い環境状態にあると考えられる。したがって、塗装についても15年程度毎に、外面の再塗装を行えば良いと考えられ、維持管理費用はそれほど大きな負担にはならない。

現在のところ道路橋梁局は維持管理のための経験、あるいは必要な器具を十分所有しているとは言い難い。しかし本報告書においてすでに述べたように、道路橋梁局の予算は他の部門に比べ多く、道路関係の維持補修に対し積極的に予算を充当している実状から判断すると、今後橋梁の維持管理部門に維持補修に関する技術者を確保し、体制を確立していくことは可能である。

本計画の工事期間中に道路橋梁局は、コンサルタントおよび施工業者の協力を得て橋梁維持管理のためマニュアルを作成し、維持管理に必要な組織を確立し、必要な技術移転をはかる必要がある。

#### 4.3.4 残存橋梁の詳細調査

残存橋梁については既述のとおり、目視調査、コンクリートコア採取調査からは、構造物の安全性に重大な影響を及ぼす損傷は認められなかった。このため部分的な補修にて当面の使用には支障はないものと判断される。しかしながら、完成後30余年を経過していること、橋梁下部工については設計図書の不備ならびに残存している設計図書には不明な箇所および現在の日本国における標準的な設計思想とは相違している箇所が見受けられる。このため残存橋梁部については新たに設計、施工される橋梁区間との整合性、ならびに今後の長期的な使用についての信頼性等の確認が必要と思われる。このため残存橋梁部についてはその修復工事とは別途にこれらについてのより詳細な調査が行なわれることが望まれる。調査方法としては、載荷試験、振動試験、各種非破壊調査等が検討される。



## 第 5 章 基本設計



## 第5章 基本設計

### 5.1 設計方針

基本設計は以下の事項を配慮して行なうものとする。

- ① 基本設計を実施するに当たり工期の短縮、建設費、維持管理費の低減に留意し、上部工および下部工の形式および施工方法の選定に努める。
- ② 工期短縮の観点から残存橋脚の撤去は新設橋梁の施工と並行して行なう。
- ③ 既存橋脚との整合性から新設橋脚は鋼管矢板井筒工法にて施工し、フーチングを水面上に出さず、橋脚の外観をできるだけ既存橋脚に一致させる。
- ④ カンボディア国においては地震が観測された記録はないが、下部工の設計においては完成した構造物の安全性に考慮し、設計震度  $k_h = 0.05$  に相当する上部工からの水平力を考慮する。
- ⑤ 下部工の施工計画においては、トンレサップ川の水位が非常に重要な要素となるため、カンボディア国河川局において収集したデータ（1961年から1974年の計画値）から定めた平均最高水位を用いて検討を行なうものとする。
- ⑥ 落橋区間に隣接する残存橋梁は、調査の結果再使用が可能であると結論されたため、架け替え橋梁の平面線形、縦断線形、幅員構成は旧橋に一致させるものとする。
- ⑦ 上部工の架設は工期短縮を図るため、大ブロックによる一括架設とする。
- ⑧ 施工ヤード、建設工事に必要な資機材置場、事務所等は、架橋地点に隣接する公共用地を使用する。



## 5.2 設計条件の検討

### 5.2.1 道路幾何構造設計基準

下記の基準による。(日本国の道路構造令準用)

項 目	単 位	適 用 基 準
設計速度	km/h	60
平面線形		
最小半径	m	120
最急勾配	%	6
曲 線 長	m	50
縦断線形		
最小縦断半径(凹部)	m	1000
最小縦断半径(凸部)	m	1400
最大勾配	%	5
片 勾 配	%	1.5
最小制動距離	m	75
最小距離	m	250
車 線 幅	m	3.5
自転車道幅	m	1.9
歩 道 幅	m	1.1

## 5.2.2 下部構造設計基準

### (1) 自然条件

#### ① 設計地盤面

下部工施工位置での設計地盤面は、ボーリング調査結果に基づき以下のように設定する。

	<u>河床面</u>	<u>設計地盤面</u>
P 4 橋脚	-10.67m	-12.32m
P 5 橋脚	- 8.32m	- 9.82m

#### ② 流速および水位

カンボディア国河川局において入手したプノンペン港における計測データより流速については以下のように設定する。

低水位時流速 2.0m/sec

高水位時流速 2.0m/sec

流水方向 30deg (橋軸直角方向に対する偏角)

水位については計測結果から結果から施工時期の水位を考慮して定めるものとする。

#### ③ 風

風荷重 250kg/m<sup>2</sup>

#### ④ 地震

調査の結果、カンボディア国においては、過去において地震発生記録は全くない。しかし、完成系における構造物の安定性を確保するため、見かけ上以下の震度を考慮する。

$k_h = 0.05$  (鉛直震度は無視する)

### (2) 土質条件

#### ① 土質柱状図

ボーリング調査の結果得られた地質断面図を図-3-4に示す。

## ② 最大周面摩擦力度

鋼管杭の最大周面摩擦力度は道路橋示方書・同解説下部工編により算定する。

$$P4 \text{ 橋脚} \quad f = 0.5c \text{ or } 0.5N \leq 1.0tf/m^2 \quad (N=27)$$

$$P5 \text{ 橋脚} \quad f = 0.5c \text{ or } 0.5N \leq 1.0tf/m^2 \quad (N=15)$$

## ③ 地盤の変形係数

地盤の変形係数は道路橋指示書・同解説下部工編により算定する。

$$P4 \text{ 橋脚} \quad E0 = 28N = 756\text{kg/cm}^2 \quad (N=27)$$

$$P5 \text{ 橋脚} \quad E0 = 28N = 420\text{kg/cm}^2 \quad (N=15)$$

## ④ 杭の支持力算定状の支持層

ボーリング調査結果に基づき以下のように設定する。

$$P4 \text{ 橋脚} \quad -20.2\text{m以深}$$

$$P5 \text{ 橋脚} \quad -26.7\text{m以深}$$

## (3) 材料および許容応力度等

コンクリート	$\sigma t = 240\text{kg/cm}^2$	
鉄筋	SD295	
	$\sigma t = 1,800\text{kg/cm}^2$	水中 $\sigma t = 1,600\text{kg/cm}^2$
鋼管矢板	SKY400	SKY490
	$\sigma t = 1,400\text{kg/cm}^2$	水中 $\sigma t = 1,900\text{kg/cm}^2$
鋼材	SS400	SS490
	$\sigma t = 1,400\text{kg/cm}^2$	水中 $\sigma t = 1,900\text{kg/cm}^2$
腐食代	$t = 2.0\text{mm}$	
許容変異量	鋼管矢板天端	$\delta a = 4.0 - 5.0\text{cm}$
	設計地盤面	$\delta a = 1.5\text{cm}$

(4) 荷重の種類

1. 死荷重
2. 活荷重
3. 衝撃
4. 土圧
5. 水圧
6. 浮力または揚圧力
7. 風荷重
8. 温度変化の影響
9. 地震の影響
10. 波圧
11. 制動荷重
12. 施工時荷重
13. 衝突荷重

- ・ 割り増し係数

<u>荷重の組み合わせ</u>	<u>割り増し係数</u>
主荷重	1.0
主荷重+地震の影響	1.5
主荷重+地震の影響+温度変化	1.7
仮設時	1.5

(5) 準拠基準

日本道路協会 道路橋示方書・同解説 平成2年	日本道路協会
鋼管矢板基礎設計指針・同解説 昭和59年2月	日本道路協会

5.2.3 上部工設計基準

- |        |                        |
|--------|------------------------|
| ① 橋の等級 | 一等橋                    |
| ② 橋梁形式 | 3径間連続鋼床版鋼箱桁橋           |
| ③ 支間割  | 65.0m + 135.0m + 65.0m |
| ④ 活荷重  | TL-20、TT-43            |

⑤ 幅員構成	車 道	7.0m	
	自転車道	1.9m	
	歩 道	1.1m	
⑥ 平面線形	直線、斜角無し		
⑦ 横断勾配	車 道	1.5%	
	自転車道	2.0%	
	歩 道	2.0%	
⑧ 橋面舗装	車 道	アスファルト舗装	t = 8 cm
	自転車道	アスフィルト舗装	t = 3 cm
	歩 道	アスファルト舗装	t = 3 cm
⑨ 設計水平震度	k h = 0.05		
⑩ 添架物	水道管	800mm φ	750kg/m * 2条
	電話・電気	100 kg/m * 1条	
⑪ 高 欄	100kg/m		
	路面から1.10m		
⑫ 温度変化	10°C ~ 60°C		
⑬ 風 荷 重	250kg/m <sup>2</sup>		
⑭ 温 度 差	15°C		
⑮ その他			
⑯ 使用鋼材および許容応力度 (道路橋示方書より抜粋)			
⑰ 接 合 部	トルシア型高力ボルト	S10T	
	高力ボルト	F10T	
⑱ 架設工法	各径間とも大ブロックによる一括架設工法		
⑲ 適用示方書	道路橋示方書・同解説 道路橋設計便覧		

## 使用鋼材および許容応力度

### (1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

溶接の種類		鋼種	応力度の種類			
			SS 41 SM 41 SMA 41W	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50W	SM 58 SMA 58W
工場溶接	全断面溶込み グループ溶接	圧縮応力度	1,400	1,900	2,100	2,600
		引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600
		せん断応力度	800	1,100	1,200	1,500
	すみ肉溶接 部分溶込み グループ溶接	せん断応力度	800	1,100	1,200	1,500
現場溶接		それぞれの場合について上記の90%を原則とする				

### (2) 高力ボルトの許容力および許容応力度

摩擦接合用高力ボルトの許容力  
(1ボルト1摩擦面あたり)

(kgf)

ねじの呼び	ボルトの等級	F 8 T	F 10 T	S 10 T
M 20		3,100	3,900	3,900
M 22		3,900	4,800	4,800
M 24		4,500	5,600	5,600

支圧接合用高力ボルトの許容せん断応力度  
(kgf/cm<sup>2</sup>)

ボルトの等級	
B 8 T	B 10 T
1,500	1,900

支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度

(kgf/cm<sup>2</sup>)

母材および連結板の鋼種	SS 41 SM 41 SMA 41W	SM 50	SM 50 Y SM 53 SMA 50 W	SM 58 SMA 58 W
許容支圧応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	2,400	3,200	3,600	4,600

構造用鋼材の許容応力度

- (1) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は下表に示す値とする。

許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

鋼種	SS41, SM41, SMA41W	SM50	SM50Y, SM53, SMA50W	SM58, SMA58W
軸方向引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600

- (2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式(5.1)により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cat} / \sigma_{cao} \quad (5.1)$$

ここに、

- $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cag}$  : 下表に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cat}$  : 3.2.1, 3.2.2 および 3.2.3 に規定する局部座屈に対する許容応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cao}$  : 下表に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

鋼種	SS41, SM41, SMA41W	SM50	SM50Y, SM53, SMA50W	SM58, SMA58W
軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r} \leq 20$ : 1,400	$\frac{l}{r} \leq 15$ : 1,900	$\frac{l}{r} \leq 14$ : 2,100	$\frac{l}{r} \leq 18$ : 2,600
	$20 < \frac{l}{r} \leq 93$ : 1,400	$15 < \frac{l}{r} \leq 80$ : 1,900	$14 < \frac{l}{r} \leq 76$ : 2,100	$18 < \frac{l}{r} \leq 67$ : 2,600
	$-8.4 \left( \frac{l}{r} - 20 \right)$	$-13 \left( \frac{l}{r} - 15 \right)$	$-15 \left( \frac{l}{r} - 14 \right)$	$-22 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$
	$93 < \frac{l}{r}$ : $\frac{12,000,000}{6,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$	$80 < \frac{l}{r}$ : $\frac{12,000,000}{5,000 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$	$76 < \frac{l}{r}$ : $\frac{12,000,000}{4,500 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$	$67 < \frac{l}{r}$ : $\frac{12,000,000}{3,500 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$
	備考	$l$ : 部材の有効座屈長 (cm) $r$ : 部材の総断面の断面二次半径 (cm)		

- (3) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次の規定によるものとする。

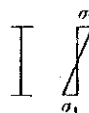
- 1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、下表に示す値とする。

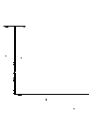
許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

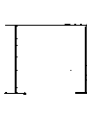
断面の種類	鋼種 SS41, SM41, SMA41W	SM50	SM50Y, SM53, SMA50W	SM58, SMA58W
圧縮フランジがコンクリート床板などで直接固定されている場合	1,400	1,900	2,100	2,600
箱形断面, π形断面の場合				

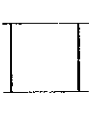
上記以外の 場合	$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	$\frac{l}{b} \leq 4.5 :$ 1,400	$\frac{l}{b} \leq 4.0 :$ 1,900	$\frac{l}{b} \leq 3.5 :$ 2,100	$\frac{l}{b} \leq 5.0 :$ 2,600
		$4.5 < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,400 $-24\left(\frac{l}{b}-4.5\right)$	$4.0 < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,900 $-38\left(\frac{l}{b}-4.0\right)$	$3.5 < \frac{l}{b} \leq 27 :$ 2,100 $-44\left(\frac{l}{b}-3.5\right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25 :$ 2,600 $-66\left(\frac{l}{b}-5.0\right)$
	$\frac{A_w}{A_c} > 2$	$\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K} :$ 1,400	$\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K} :$ 1,900	$\frac{l}{b} \leq \frac{7}{K} :$ 2,100	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K} :$ 2,600
		$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,400 $-12\left(K\frac{l}{b}-9\right)$	$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,900 $-19\left(K\frac{l}{b}-8\right)$	$\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27 :$ 2,100 $-22\left(K\frac{l}{b}-7\right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25 :$ 2,600 $-33\left(K\frac{l}{b}-10\right)$

$A_w$  : 腹板の総断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $l$  : 圧縮フランジの固定点間距離 (cm)  
 $b$  : 圧縮フランジ幅 (cm)  
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

  
 I形断面

  
 U形断面

  
 π形断面

  
 箱形断面

ここに、 $\sigma_c$  : 圧縮線応力度     $\sigma_t$  : 引張線応力度

断面の分類

(4) 構造用鋼材の許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ下表に示す値とする。

許容せん断応力度および許容支圧応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

応力の種類		鋼種			
		SS 41, SM 41, SMA 41W	SM 50	SM 50 Y, SM 53 S MA 50 W	SM 58, SMA 58 W
せん断応力度		800	1,100	1,200	1,500
支圧応力度	ヘルツ公式で算出する場合	6,000	7,000	---	---
	鋼板と鋼板との間の支圧応力度	2,100	2,800	3,100	3,900



## 5.3 基本設計

### 5.3.1 上部工形式の選定

工事工程を短縮するため、新設橋脚は旧橋脚の外側に施工することから、スパン割はほぼ65m + 130m + 65mとなる。また、当プロジェクトにおける自然条件、施工条件等を総合的に判断すると、適用可能な上部工形式としては以下の2案に絞られる。

- 第1案 3径間連続鋼床版鋼箱桁橋
- 第2案 3径間連続PC箱桁橋

当プロジェクトにおいては、構造形式の選定において、工期短縮が重要な要因となっており、第2案「3径間連続PC箱桁橋」の施工においてはブロック工法の採用が前提となる。したがって、コンクリート橋の採用には、現地材料の調達等において有利な面があるが、反面、非常に精度を要求される工事を現地で行なわねばならないという不利な点を有することとなる。

上記両形式について概略の試算設計を行ない、その結果に基づき概算数量を算出し、工費、工期、施工性等について比較を行なった。その結果を表-5-1に示す。この結果に基づき、本プロジェクトにおいては、第1案「3径間連続鋼床版鋼箱桁橋」を採用することとする。なお、この比較表に示した概算数量および概算工事費は下部工は鋼管矢板井筒基礎を対象に算定したものである。

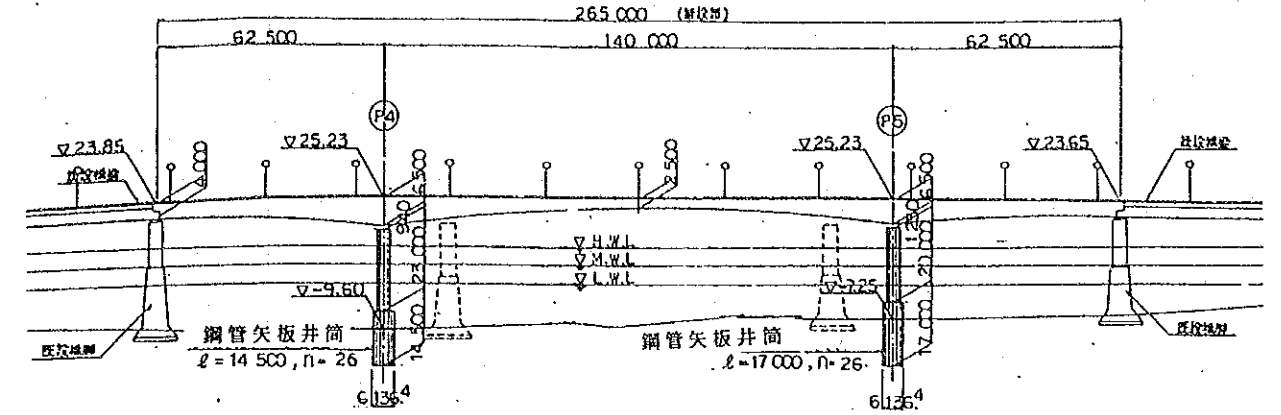
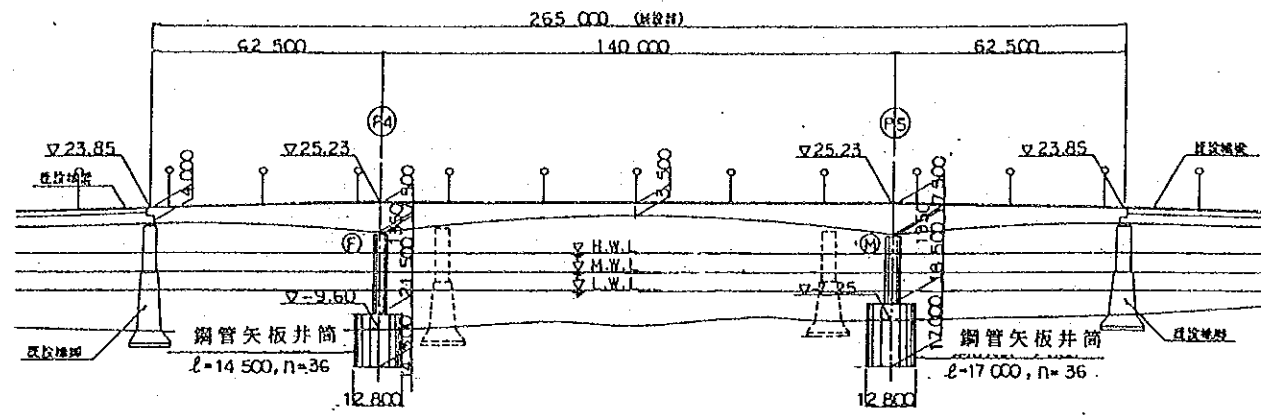


表-5-1 チュルイ・チョンバー橋 構造形式の比較

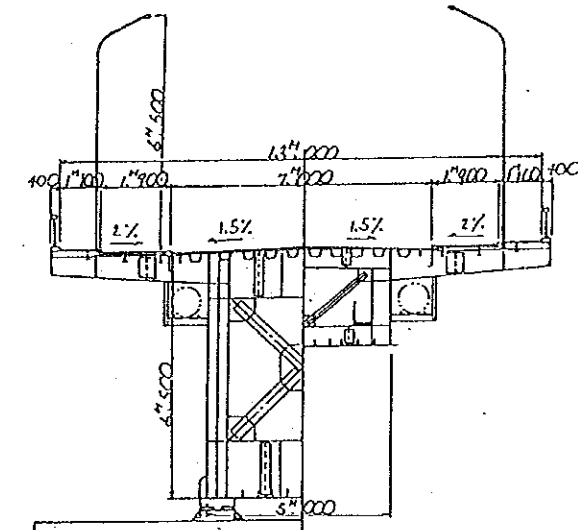
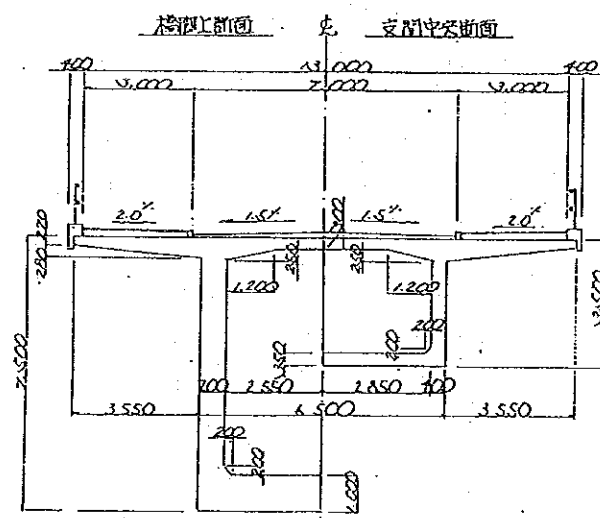
3 径間連続 P C 箱桁 (ブロック工法)

3 径間連続鋼床版箱桁

側面図



横断面図



概算数量

上部工		下部工 (1基当たり)	
コンクリート	3640 m <sup>3</sup>	多柱式基礎案	鋼管矢板井筒案
橋面積	3445 m <sup>2</sup>	躯体コンクリート	933 m <sup>3</sup>
		鋼管杭 (1500mmφ)	251 t
		鋼材	79 t
		躯体コンクリート	956 m <sup>3</sup>
		均しコンクリート	156 m <sup>3</sup>
		中詰めコンクリート	133 m <sup>3</sup>
		鋼管矢板 (800mmφ)	368 t

上部工		下部工 (1基当たり)	
鋼材重量	1430 t	多柱式基礎案	鋼管矢板井筒案
橋面積	3445 m <sup>2</sup>	躯体コンクリート	536 m <sup>3</sup>
		鋼管杭 (1500mmφ)	131 t
		鋼材	32 t
		躯体コンクリート	769 m <sup>3</sup>
		均しコンクリート	72 m <sup>3</sup>
		中詰めコンクリート	119 m <sup>3</sup>
		鋼管矢板 (800mmφ)	281 t

経済性

上部工工事費	1.0
下部工工事費	
第1案	1.0
第2案	1.0
合計	第1案 1.0
	第2案 1.0

上部工工事費	1.16 (第1案を1.0とした時)
下部工工事費	
第1案	0.50 (第1案を1.0とした時)
第2案	0.65 (第1案を1.0とした時)
合計	第1案 1.002 (第1案を1.0とした時)
	第2案 1.02 (第1案を1.0とした時)

備考

- ・ 上部工反力は第2案に比べ大きく下部工の規模は大きくなる。
- ・ 一般に維持補修面ではコンクリート橋は鋼橋に比べ有利とされている。
- ・ 工期、工費とも第2案にはほぼ同じである。

- ・ 第1案に比べ上部工、下部工とも現地での施工量が少ない。
- ・ 落橋区間に隣接して残存する橋梁との連続性、統一性の面では第1案に勝る。
- ・ 工期、工費とも第1案に同じ。

総合評価





### 5.3.2 下部工形式の選定

当該地点において採用可能な下部工形式としては表-5-2に示す各案が考えられる。

各案について試算設計を行ない、概算数量を算出した上で各案の比較検討を行なった。その結果は表-5-2に示す。

有力案としては、施工性および経済性の観点から鋼管杭による多柱式基礎および鋼管矢板井筒基礎が挙げられる。

本プロジェクトにおいては、残存するP2、P3、P6、P7橋脚との景観上の調和、ならびにフーチング部の船舶航行への影響を考慮し、鋼管矢板井筒基礎を採用するものとする。

表-5-2 下部工構造形式の比較

3 径間連続 P C 箱桁

上部工形式		3 径間連続 P C 箱桁							
項目	基礎形式	直接基礎		ケーソン		杭基礎 (鋼管杭)		鋼管矢板基礎	鋼製フーチング
	施工形式	鋼製フーチング	締切方式	鋼製ケーソン	築島方式	フーチング水面上多柱式	フーチング河床上鋼製フーチング		
側面図									
	第1次選定	<p>全体概要</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製橋脚を曳航、沈設、水中コンクリートを打設し、橋脚を構築する。</li> <li>フーチングが、大きく、既設橋脚のフーチングの撤去が必要となり工程上無理がある。</li> </ul>	<p>締切方式</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>二重締切を施し、締切内をドライにして橋脚を構築する。</li> <li>既設橋脚の撤去が必要となり工程上無理がある。</li> <li>締切りを既設橋脚の外側に設置することも考えられるが、締切規模が非常に大きくなる。また締切りの施工に難がある。</li> </ul>	<p>鋼製ケーソン</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製ケーソンを曳航、沈設し、ニューマチックケーソン工法で施工し、橋脚を構築する。</li> <li>沈設時等に高度の技術を要する。</li> </ul>	<p>築島方式</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>築島を施し、築島内を利用してケーソンを設置し、ニューマチックケーソン工法で施工する方法。</li> <li>既設橋脚の撤去が必要となり工程上無理がある。</li> <li>締切り方式と同様既設橋脚の外側に設置する方法もあるが、その規模が非常に大きくなる。また築島の施工に難がある。</li> </ul>	<p>水面上多柱式</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を打設後それを支持とした支保工兼用の鋼製型枠を施し、フーチングを施工する。</li> <li>乾期内に施工するため締切り不用。</li> <li>他案に比べ施工は単純。</li> </ul>	<p>河床上鋼製フーチング</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を打設後、鋼製橋脚を沈設、水中コンクリートを打設し、橋脚を構築する。</li> <li>水中での鋼管杭とフーチングノ固定に工夫を要する。</li> </ul>	<p>鋼管矢板基礎</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体の鋼管矢板を仮締切りに兼用し、頂版、躯体を構築した後に頂版天端より上部の鋼管矢板を切断撤去する方法。</li> <li>締切り内は、ドライにして施工できるため構築が容易である。</li> <li>頂版位置を河床より上げることで仮締切りの規模を小さくできる。</li> </ul>	<p>鋼製フーチング</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>施工概要は「コンクリート橋脚」に準ずる。</li> <li>コンクリート橋脚に比べ、鋼製フーチングは施工可能。</li> </ul>
第2次選定	評価	×	×	△	×	○	△	○	○
	概算数量			躯体コンクリート 653 m <sup>3</sup> ケーソン 1,725 m <sup>3</sup> 鋼材 脚柱 (SM490Y) 153 t フーチング (SS400) 86 t		躯体コンクリート 933 m <sup>3</sup> 鋼管杭 (φ1.5.n-12 <sup>φ</sup> ) 251 t 鋼材 (SS400) 79 t	躯体コンクリート 1,083 m <sup>3</sup> 鋼管杭 (φ1.0.n-25 <sup>φ</sup> ) 81 t 鋼材 脚柱 (SM490Y) 150 t フーチング (SS400) 66 t	躯体コンクリート 956 m <sup>3</sup> 均しコンクリート 156 m <sup>3</sup> 中詰コンクリート 133 m <sup>3</sup> 鋼管矢板 (φ800.n-35 <sup>φ</sup> ) 388 t	躯体コンクリート 1,000 m <sup>3</sup> 鋼材 脚柱 (SM490Y) 150 t フーチング (SS400) 86 t
	経済性			2.19		1.0	1.59	1.21	3.0
	施工性			<ul style="list-style-type: none"> <li>曳航、沈設作業及びニューマチックケーソン工法による沈下作業から高度の技術を要すると共に施工性にも劣る。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>水中作業を必要としないため施工性が良い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭打ち、水中切筋、沈設、設置等工種が多いため、施工性にやや劣る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管矢板を仮締切りに兼用でき、ドライにして施工できるため施工性が良い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>沈設、設置、水中作業が伴う。</li> </ul>
	総合評価			<ul style="list-style-type: none"> <li>構造物の信頼性に優れているが経済性に劣る。</li> <li>工程上難がある。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>杭径大きく、施工機械は大型となる。</li> <li>側径間航路端とフーチング端の余裕は3m程度となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水中での鋼管杭とフーチングとの固定に工夫を要する。</li> <li>他案に比べ経済性、施工性にやや劣る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭基礎 (多柱式) よりも経済性に劣る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造物としての信頼性が高い。ただし多柱式基礎案に劣る。</li> </ul>
	判定	×	×	△	×	○	△	○	△

3 径間連続鋼床版箱桁

鋼管矢板基礎	直接基礎		ケーソン		杭基礎 (鋼管杭)		鋼管矢板基礎
	鋼製フーチング	締切方式	鋼製ケーソン	築島方式	フーチング水面上多柱式	フーチング河床上鋼製フーチング	
<p>基礎本体の鋼管矢板を仮締切りに兼用し、頂版、躯体を構築した後に頂版天端より上部の鋼管矢板を切断撤去する方法。                  ・締切り内は、ドライにして施工できるため構築が容易である。                  ・頂版位置を河床より上げることにより仮締切りの規模を小さくできる。</p>	<p>*施工概要は「コンクリート橋案」に準拠する。                  ・コンクリート橋案に比べフーチングが小さいため施工可能。</p>	<p>・コンクリート橋案に比べフーチングが小さいが、締切の施工余裕が少なく好ましくない。</p>	<p>・高度の技術を要するが、施工可能。</p>	<p>・コンクリート橋案に比べ、ケーソン規模は小さくなるが、既設橋脚との取合いから築島が困難である。</p>	<p>・乾期内に施工するため、締切り不用。</p>	<p>・水中での鋼管杭とフーチングの固定に工夫を要する施工可能。</p>	<p>・鋼管矢板を仮締切りに併用でき、ドライにして構築が、できるため施工が容易である。</p>
<p>・施工が容易である。</p>	<p>・施工可能</p>	<p>・締切の施工に余裕がない。</p>	<p>・鋼製ケーソンの製作、輸送等工程上難がある。</p>	<p>・築島の施工に難がある。</p>	<p>・施工が容易である。</p>	<p>・施工可能。</p>	<p>・施工が容易である。</p>
<p>○</p>	<p>△</p>	<p>×</p>	<p>△</p>	<p>×</p>	<p>○</p>	<p>△</p>	<p>○</p>
<p>躯体コンクリート 956 m<sup>3</sup>                  均しコンクリート 156 m<sup>3</sup>                  中詰コンクリート 133 m<sup>3</sup>                  鋼管矢板 (φ800, n=36) 388 t</p>	<p>躯体コンクリート 1 682 m<sup>3</sup>                  鋼材 脚柱 (SM490Y) 156 t                  フーチング (SS400) 102 t</p>	<p>—————</p>	<p>躯体コンクリート 690 m<sup>3</sup>                  ケーソン 750 m<sup>3</sup>                  鋼材 脚柱 (SM490Y) 162 t                  フーチング (SS400) 38 t</p>	<p>—————</p>	<p>躯体コンクリート 536 m<sup>3</sup>                  鋼管杭 (φ1.5, n=6*) 131 t                  鋼材 (SS400) 32 t</p>	<p>躯体コンクリート 964 m<sup>3</sup>                  鋼管杭 (φ1.0, n=12*) 39 t                  鋼材 脚柱 (SM490Y) 159 t                  フーチング (SS400) 42 t</p>	<p>躯体コンクリート 769 m<sup>3</sup>                  均しコンクリート 72 m<sup>3</sup>                  敷砂 24 m<sup>3</sup>                  中詰コンクリート 119 m<sup>3</sup>                  鋼管矢板 (φ800, n=26*) 281 t</p>
<p>1.21</p>	<p>3.0</p>	<p>—————</p>	<p>2.86</p>	<p>—————</p>	<p>1.0</p>	<p>2.55</p>	<p>1.30</p>
<p>・鋼管矢板を仮締切りに兼用でき、ドライにして施工できるため施工性が良い。</p>	<p>・沈設、設置、水中作業に伴うため施工は劣る。</p>	<p>—————</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>	<p>—————</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>
<p>・杭基礎 (多柱式) よりも経済性に劣る。</p>	<p>・構造物としての信頼性が高いが、施工性からは多柱式基礎案に劣る。</p>	<p>—————</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>	<p>—————</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>	<p>・コンクリート橋案と同様。</p>
<p>○</p>	<p>△</p>	<p>×</p>	<p>△</p>	<p>×</p>	<p>○</p>	<p>△</p>	<p>○</p>





### 5.3.3 上部工基本設計

#### (1) 上部工構造一般図

上部工一般図、標準横断図、および縦リブ位置図を図-5-1～図-5-3に示す。  
これらは基本的に既存橋梁とほぼ同一の考え方に従ったものである。

#### (2) 鋼床版の設計

鋼床版の設計方針を以下に示す。

- 床組は縦リブ、横リブ、ブラケットおよび耳桁で構成されるものとし、横リブ間隔は標準部で 3.0m とする。  
デッキプレートの板厚は以下により 12mm とする。

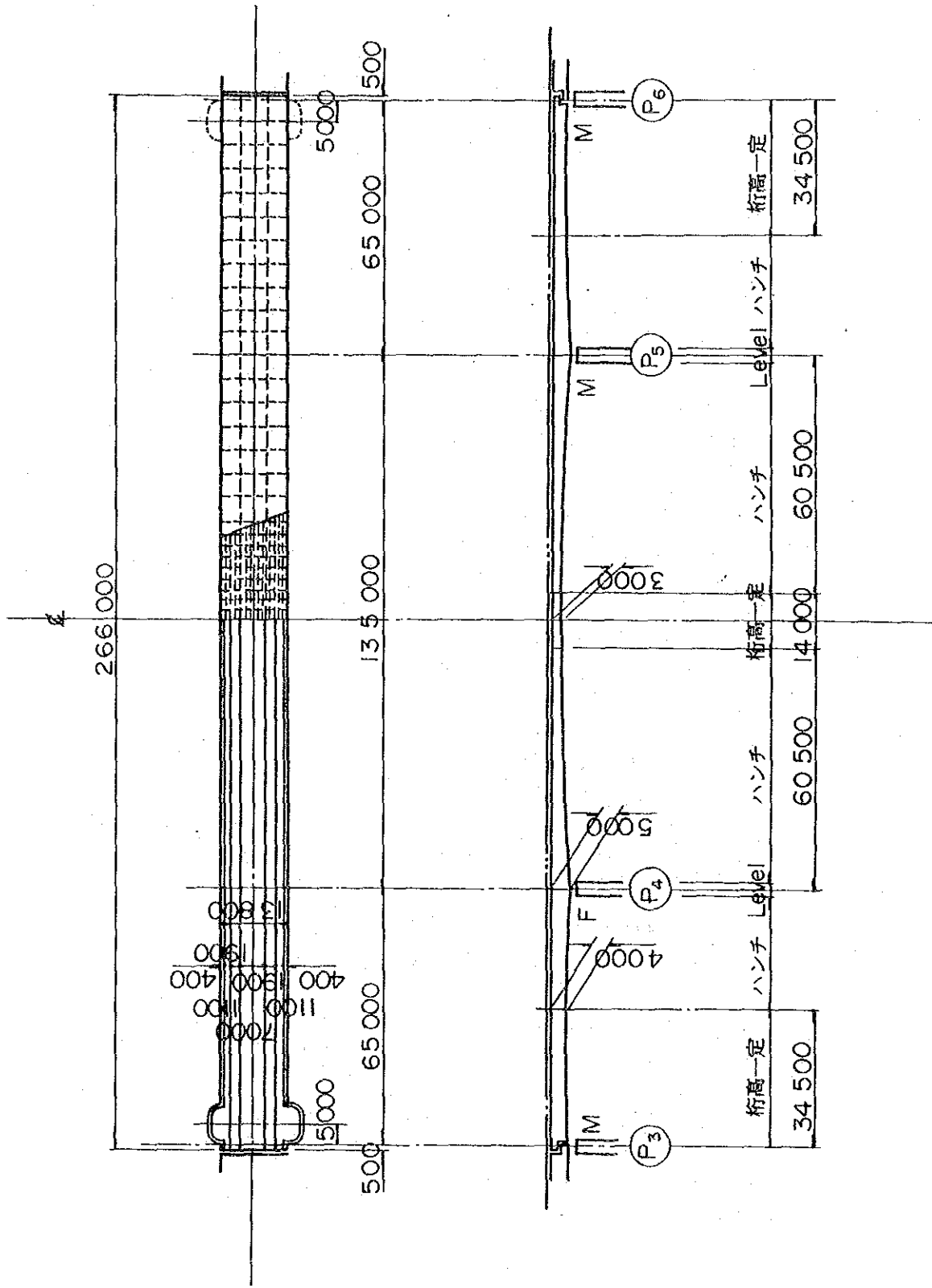
$$t = 0.035 \times b$$

$$t \geq 12 \text{ mm}$$

$$t = 0.035 \times 325 = 11.4 \text{ mm} \rightarrow 12 \text{ mm} \text{ とする。}$$

各部材の設計は以下に述べる手法による。

- 鋼床版の構造の縦リブを考慮し、デッキプレートを直行異方性板としデッキプレートを任意の有限幅を持った帯状要素と横リブからなる力学モデルに置換した有限帯板法 (F S M : Finite Strip Method) を使用した日本電子計算機の「鋼床版の自動設計」プログラムを使用する。
- 縦リブは F S M を用い、箱桁部については 2 辺で単純支持された無限連続板、張出し部は 1 辺固定、1 辺自由の無限連続板として解析する。
- 横リブは F S M を使用し、主桁を支点とする単純梁として解析する。
- ブラケットは F S M を使用し、片持ち梁として設計する。
- 耳桁はブラケットで弾性支持された無限数連続梁として計算を行ない、荷重強度は慣用法で求める。
- 耳桁はブラケットで弾性支持された無限数連続梁として計算を行ない、荷重強度は慣用法で求める。



上部工一般図

図-5-1

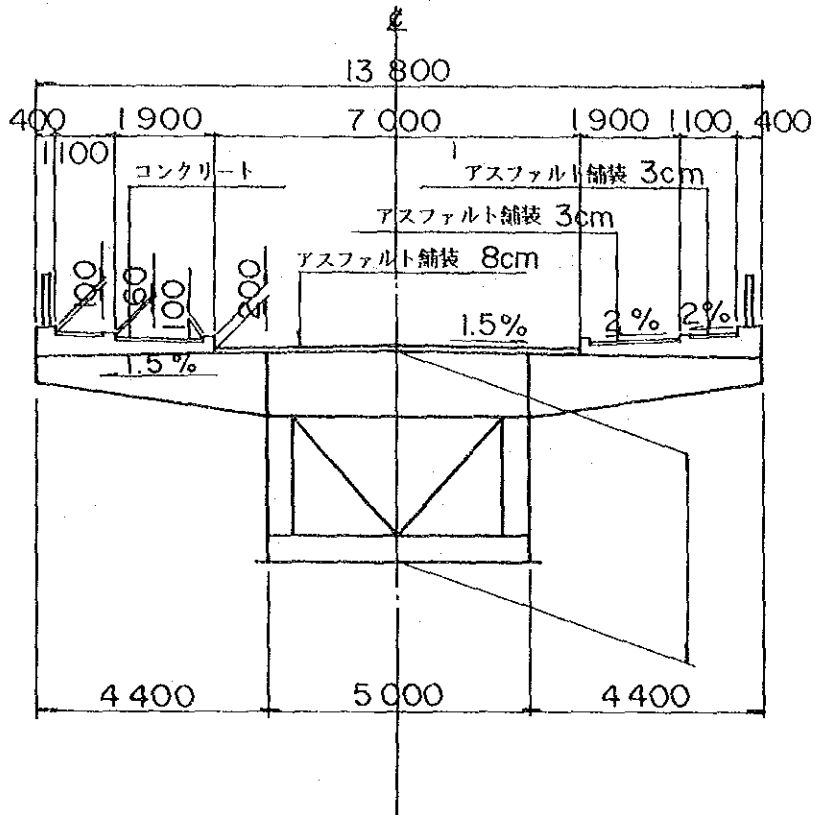


図-5-2 標準断面図

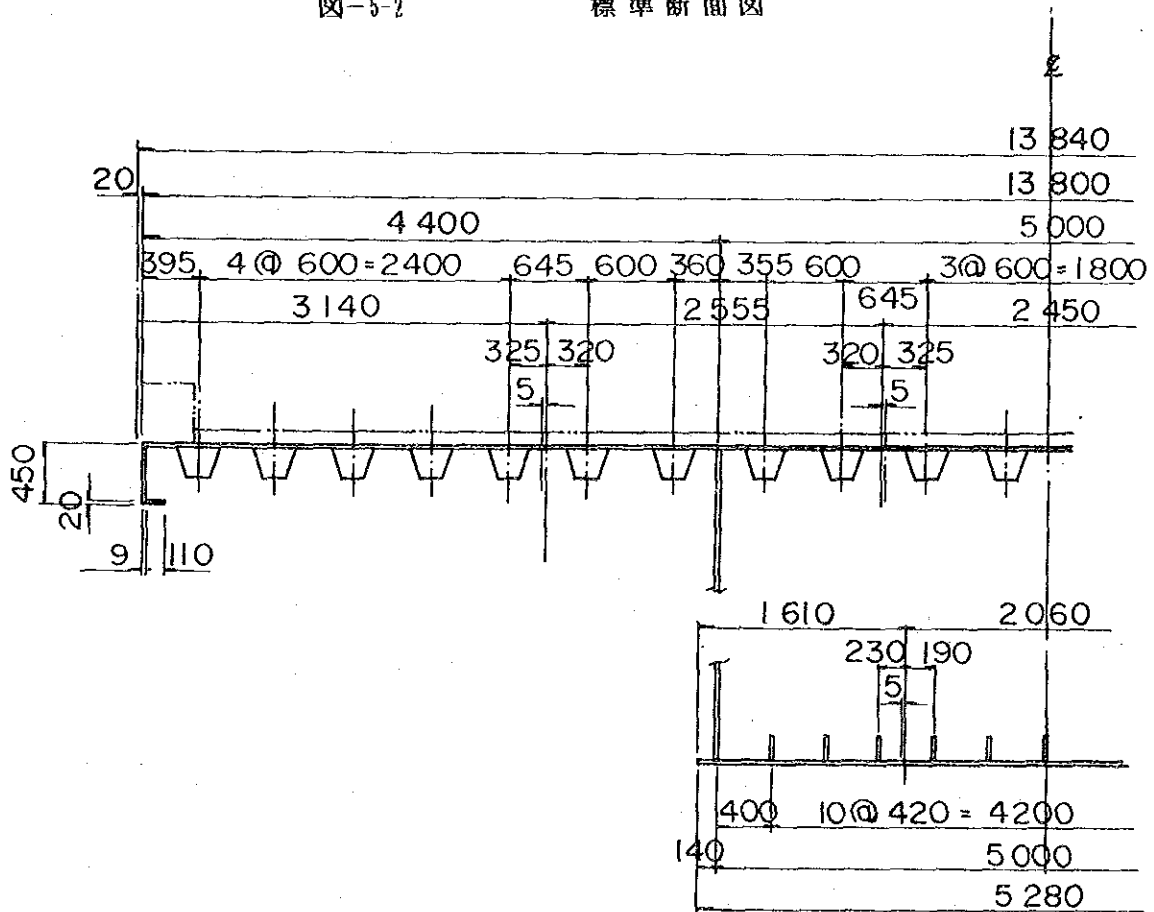


図-5-3 縦リブ配置図

### (3) 主桁構造解析

解析方針を以下に示す。

- 曲げ及びねじり剛性を持った1本主桁とし、変形法により解析する。
- 荷重は幅員構成に合わせ、横断方向に載荷幅を考慮する。
- 歩道+自転車道に対しては、実際の使用状況を考慮し、群衆荷重を載荷する。
- 架設工法はフローティングクレーンによる大ブロック架設工法を想定し、中央支間にヒンジを設けた架設構造系を考慮する。
- 骨組み形状図を図-5-4～図-5-5に示す。

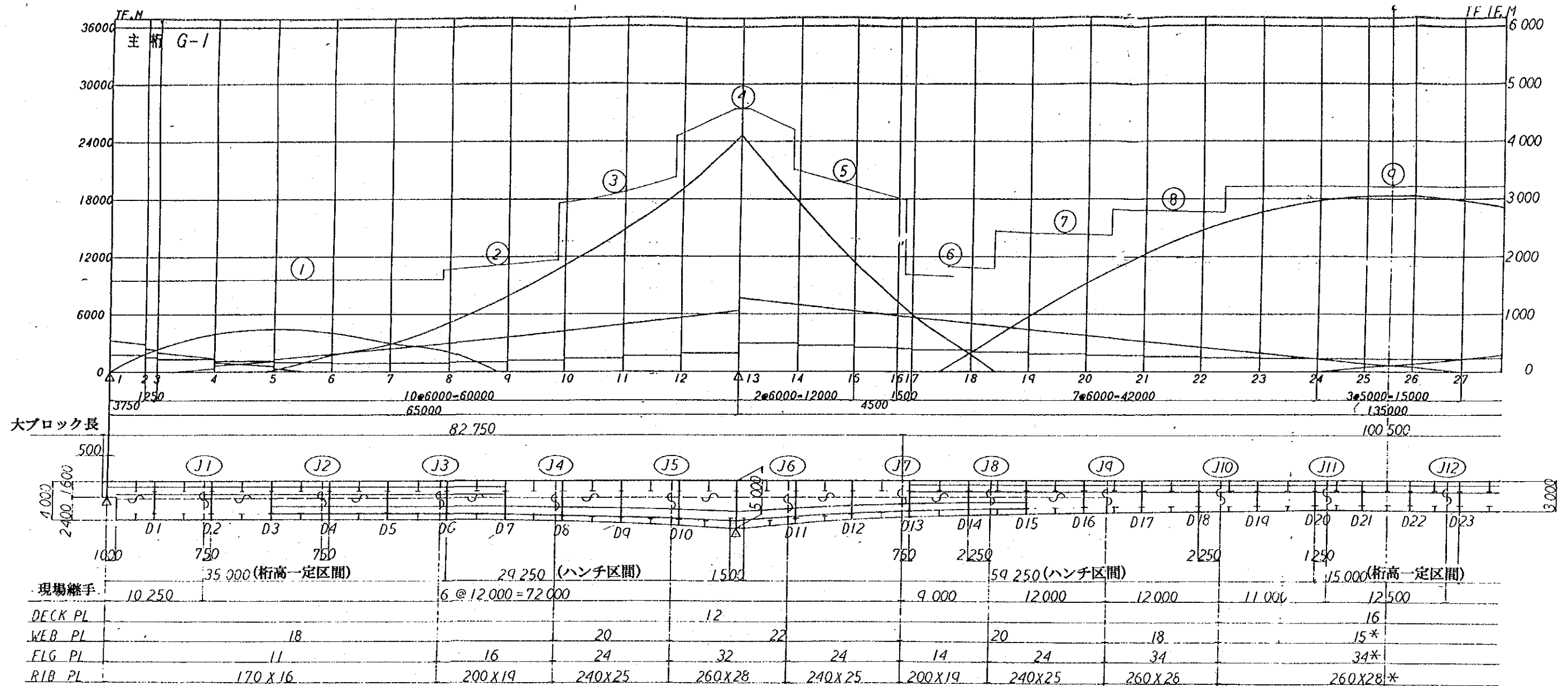
### (4) 主桁の設計

断面配置図を図-5-6に示す。

### (5) 架設時の検討

大ブロック工法による一括架設時の腹板応力について検討し、構造が安全であることを確認した。





\*印部のみSM570とし、他はSM490Yとする。

図-5-6 主桁断面配置図



### 5.3.4 下部工基本設計

#### (1) 設計方法

- 基礎本体の設計方法

鋼管矢板基礎の水平抵抗の計算をする場合、地中部分の杭の長さ（L）と載荷幅（BV）の比 $L/B_v$ が大きい範囲では曲げ変形が卓越し、井筒全体を単独杭と考えた応力の状態に近く、基礎を弾性床土上の有限長梁として設計するのが一般的である。しかし、 $L/B_v$ が小さい範囲ではせん断変形が卓越し、継ぎ手の合成効率の効果を十分に発揮できないため、杭頭固定の群杭基礎の挙動に近くなる。

日本道路協会道路橋示方書・下部構造編においては、 $L/B_v \leq 1.0$  の場合には、基礎の変形特性を考慮した3次元解析または、立体骨組み解析により設計を行なうよう規定している。そこで本設計においては継ぎ手のずれ変形を考慮した薄肉断面からなる仮想井筒としての3次元解析により、基礎の挙動および応力の検討を行なうものとする。

- 仮締切部の設計方法

弾性床土上の梁として次を基本に検討するものとする。

- 1) 土圧バランス点以上および底盤コンクリート面以上

$$E_s \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{d x^4} - p(x) = 0$$

- 2) 土圧バランス点以下および底盤コンクリート面以下

$$E_s \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{d x^4} + K_H \cdot d \cdot y - p(x) = 0$$



ここに、

- $E_s$  : 鋼管矢板材料のヤング係数 ( $2.1 \times 10^7$  tf/m<sup>2</sup>)
- $I$  : 鋼管矢板本体の単位幅当りの断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
ただし、中詰めコンクリート断面は考慮しないものとする。
- $y$  : 深さ  $x$  の点における変位 (m)
- $x$  : 仮締切り部の鋼管矢板頂部から着目点までの距離 (m)
- $p(x)$  : 側圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)
- $KH$  : 水平方向地盤反力係数 (ft/m<sup>3</sup>)
- $d$  : 鋼管矢板の単位幅 (m)

## (2) 杭径比較

杭径比較設計はP4橋脚について実施し、得られた結果からP5橋脚の諸元を決定した上で概算数量および概算工事費を算定した。

杭径の決定にあたっては、P4橋脚について試算を行なった結果、図-5-7に示すように杭径 800mm ( $t=24$ mm) では32本の鋼管杭が、また杭径 1,000mm ( $t=19$ mm) では26本の鋼管杭が必要となり、後者の方が経済性に優るため、本計画においては杭径 1,000mmの鋼管矢板を使用するものとした。

表-5-3 杭径比較

			備 考
杭 径 (mm)	800	1,000	
必要本数 (本)	32	26	
鋼 重 (t)	$585\text{kg/m} \times 32 = 18,720\text{kg}$	$460\text{kg/m} \times 26 = 11,960\text{kg}$	井筒 1.0m 当り
工 事 費	1.54	1.0	

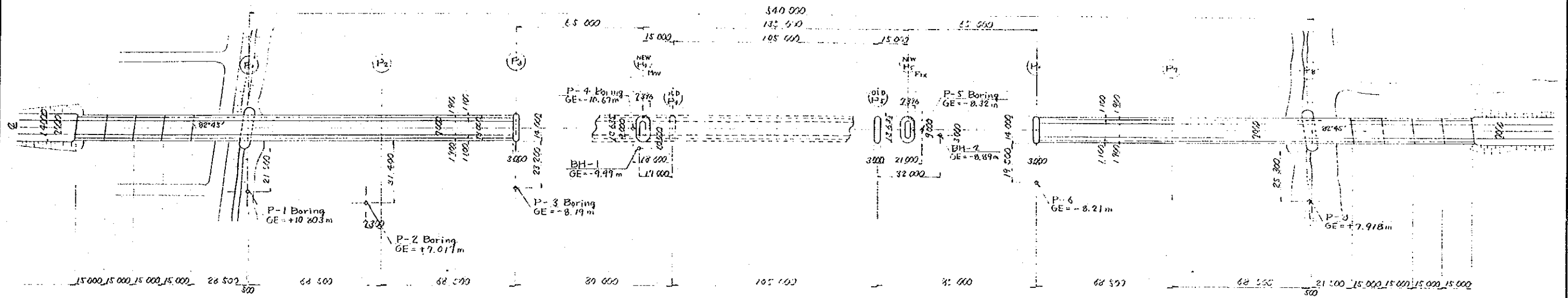


### 5.3.5 基本設計図

基本設計図は工事費の積算を目的とした設計数量の算定に必要な精度で作成する。  
橋梁全体一般図および構造一般図からなる基本設計図を図-5-8～図-5-12 に示す。



PLAN MAP OF CHROY CHANGWAR BRIDGE S=1/1000



SIDE ELEVATION S=1/1000

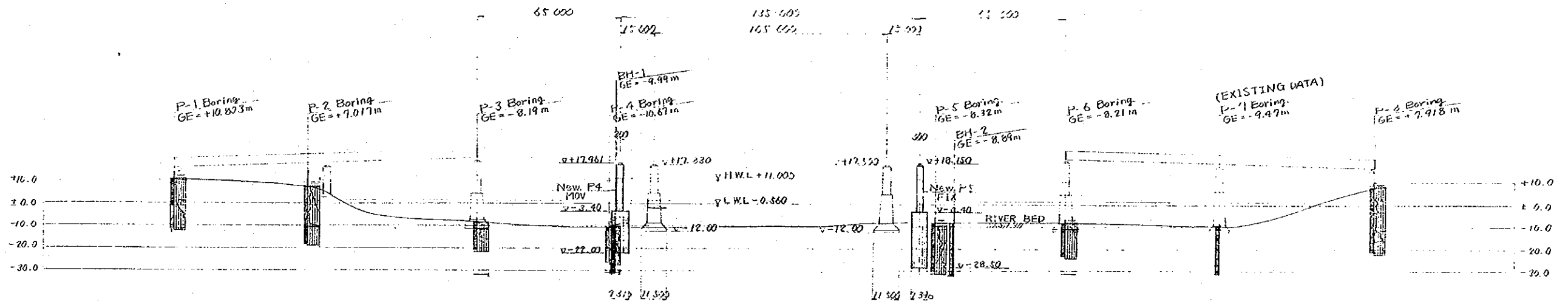


图-5-8 全体一般图





GENERAL PLAN OF PIER NO. 4

FRONT ELEVATION (A-A)

SIDE ELEVATION (B-B)

PLAN  
E-E

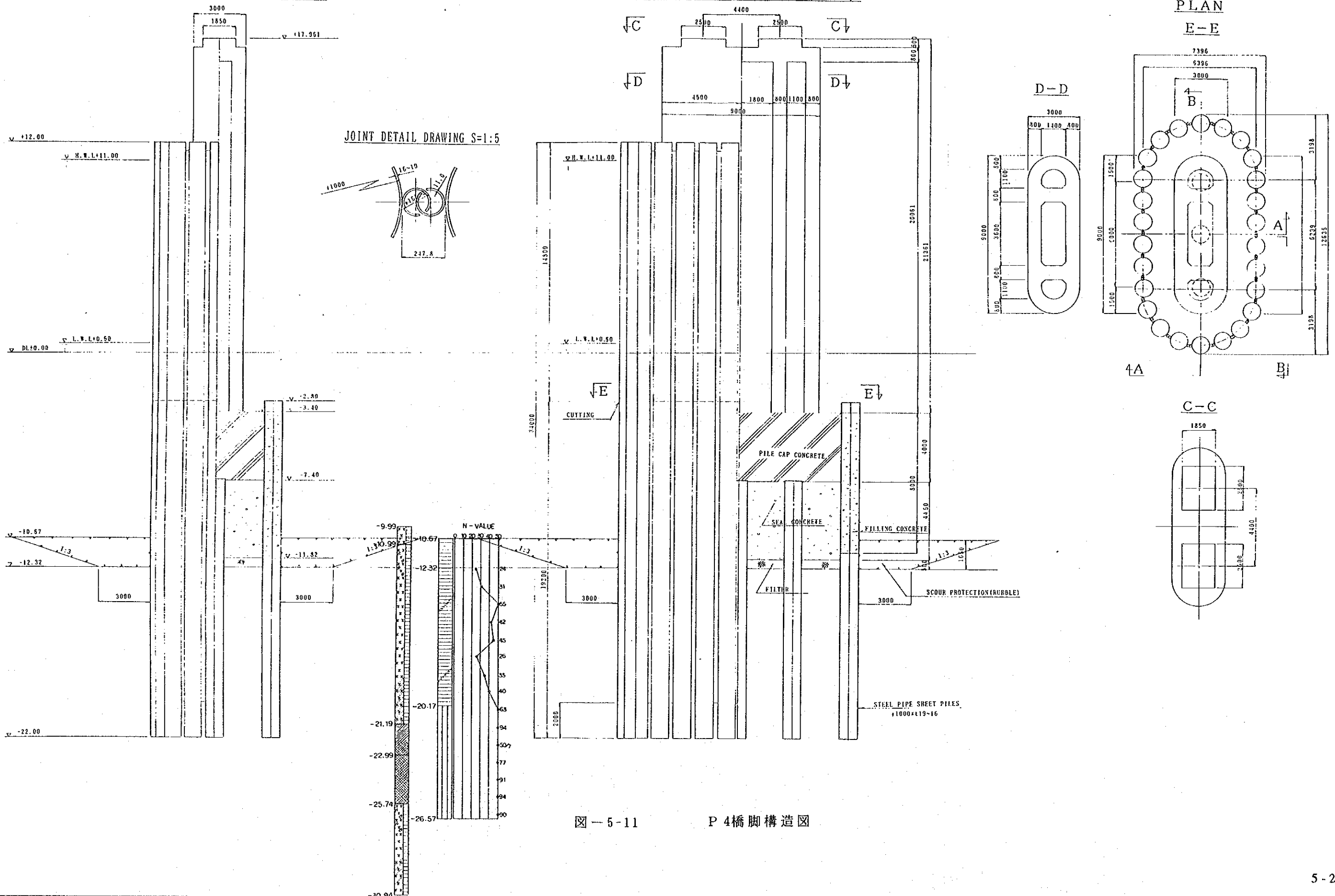


图-5-11

P4橋脚構造図







### 5.3.6 道路基本設計

#### (1) 縦断設計

設計図書によると旧橋梁の縦断曲線は、図-5-13のとおりである。本調査で実施された測量結果よりP3およびP6橋脚の引出し勾配はそれぞれ2.3%および2.4%であった。橋脚P4およびP5を既存のものの外側に構築するために中央径間が105mから135mに変更され、これに伴って中央部の桁高が2.5mから3.0mに変更された。これによる桁下空間の減少を避けるために、縦断曲線長を265mから70mに減少させ、中央部の計画高さを約85cm高くした。従って、中央径間中央部および中央から29.25m離れの箱桁下フランジの計画高さの比較を行なうと次のとおりとなり、旧橋が有していた桁下空間は確保されているといえる。

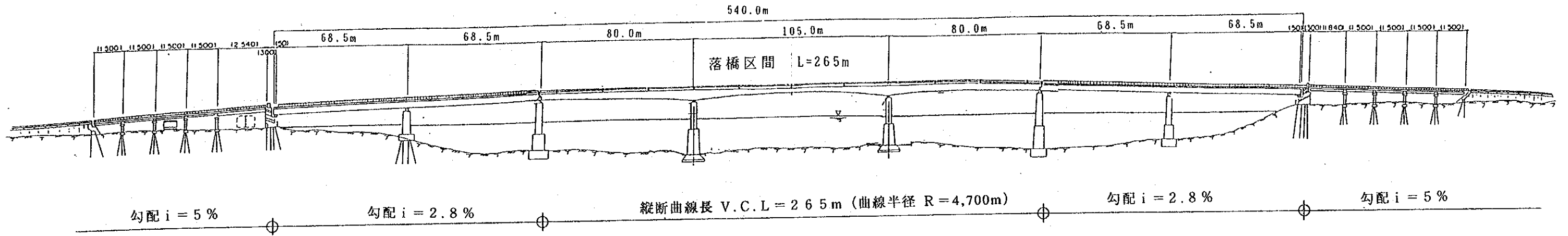
計画高さ	橋梁中心より29.25m離れ		中央部	
	旧橋	計画	旧橋	計画
橋面	24.40	24.97	24.52	25.37
下フランジ	20.51	21.54	22.08	22.20

一方、縦断曲線長70mは制動視距を77m確保でき、設計速度60km/hの距離75mを上回るものである。また、アプローチ部の縦断勾配5%が設計速度60km/hの最大値であることを考えるとバランスのとれた値といえる。

#### (2) 横断面構成

既設橋と接続するため図-5-14および図-5-15に示すように、基本的に同一の横断面構成となる。一方、前述された計画地の交通量は開通初年度において乗用車1,100台/日、オートバイ3,800台/日、合計約5,000台/日が予想されているが、この横断面構成はオートバイを除いて10,000台/日程度の交通容量があることから、交通容量的に問題はないといえる。

旧橋図



計画図

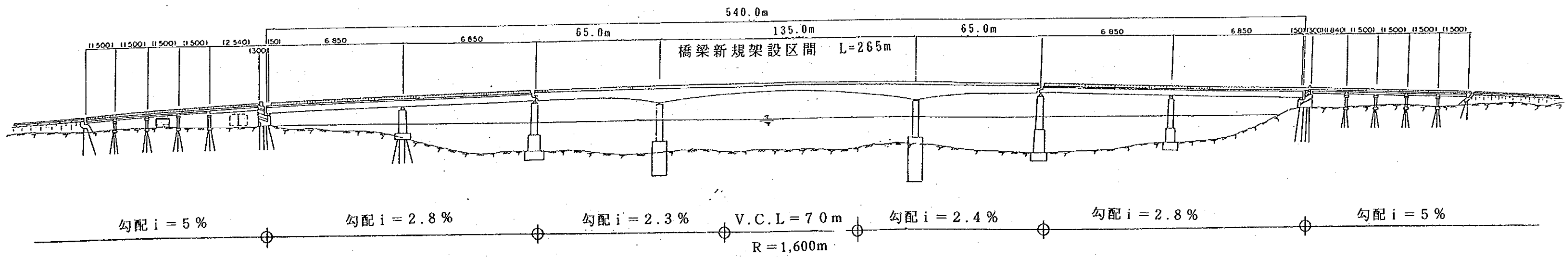


図-5-13



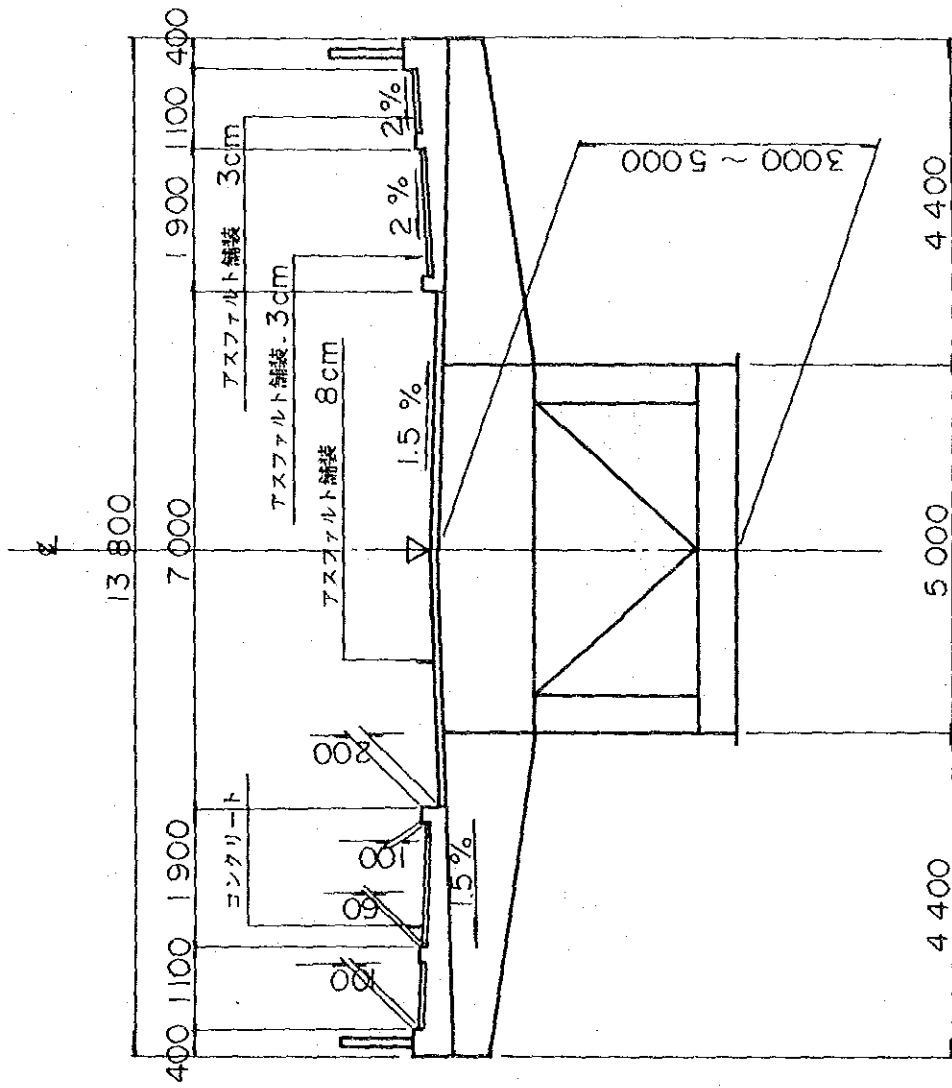


図-5-14 橋梁部標準横断面図

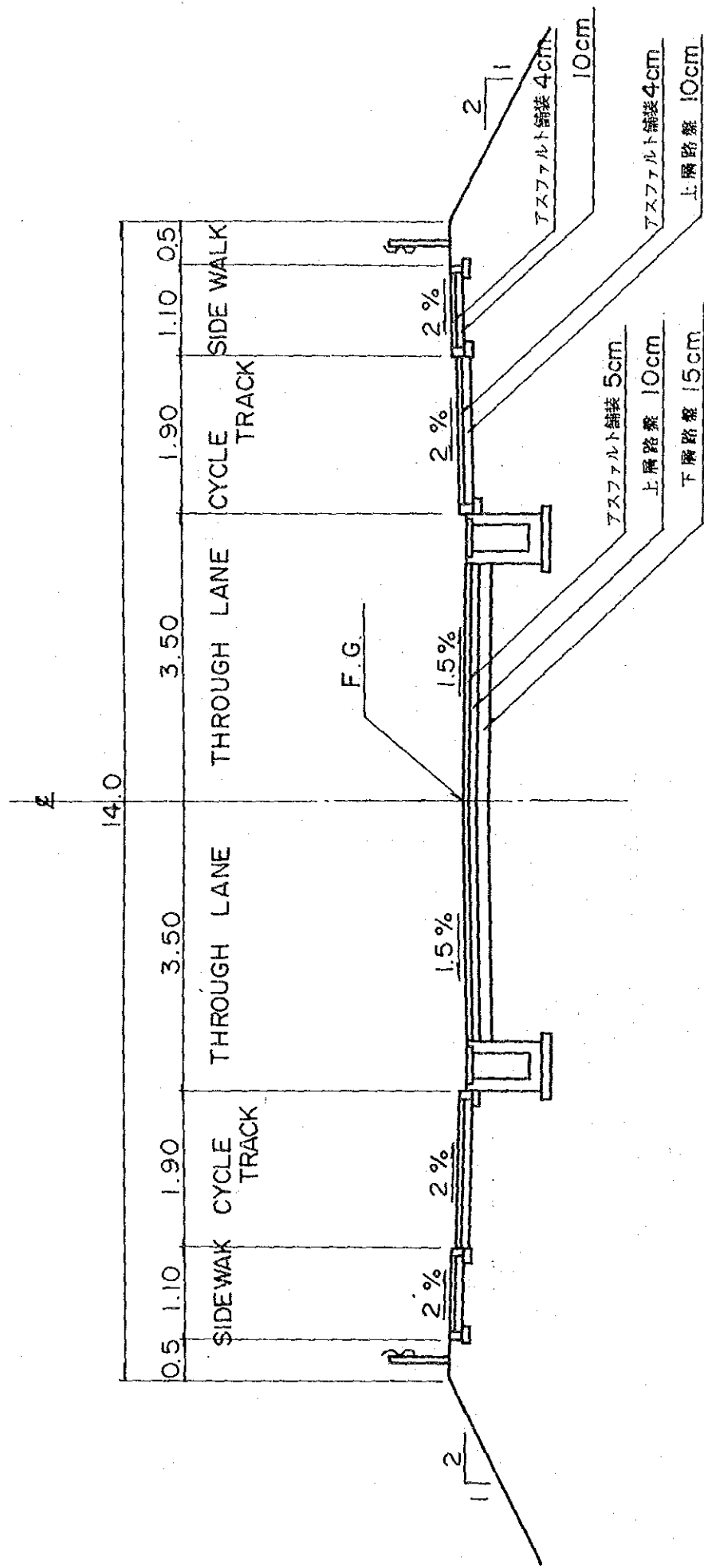


図-5-15 土工部標準断面図

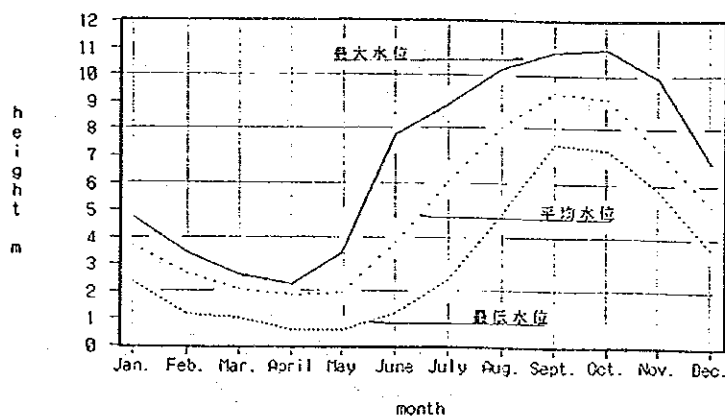
## 5.4 施工計画

### 5.4.1 施工方針

本橋は、プノンベン港棧橋から上流側約250m離れた地点で常時船舶（1,500～3,000トンクラス）が出入りしており、また、上流側500m地点には、人およびオートバイのフェリーサービスが有り、朝夕のラッシュは頻繁に対岸を往復している。プノンベン側取付橋梁下部には国道5号線が通過しており、交通量も多く、施工時に注意を要する。

乾期、雨期の水位変化が最大9m、雨期の流速も3m/secあり、下部工の施工は乾期の水位の低い期間に限られる。

本計画はカンボディアにおける緊急プロジェクトで、着工して1年以内に上部工の接合を計画しているため、全体計画は表5-3に示すとおり、各工程が限られているため大型機械の使用を配慮する。特に、上部工架設では大型クレーン船等を使用する工法とする。



### 5.4.2 施工計画

基本設計と施工方針を十分注意して次に述べる様な施工計画を立案した。

#### (1) 準備工

##### ① 資機材輸送

工事に必要な資機材を工事契約後ただちに現地へ輸送する。なお、本工事の主要な資材である橋梁上部材は、日本で製作・加工・塗装後に輸送する。



- ② 資機材置場  
現橋のブノンベン側取付部を利用する。建設期間中は、仮囲により資機材の管理を行なう。
- ③ 現場事務所  
資機材置場の一部にコンサルタント用事務所およびゼネコン用事務所を建設する。駐車場も同時に整備する。
- ④ 資材倉庫  
測量機器、小型建設機械、輸入部品などを保管するための倉庫を準備する。

## (2) 付帯工

- ① 下部工資材置場の整備  
ブノンベン側下流河岸に、下部工資材、特に鋼管杭およびコンクリート用骨材の置場として30m×70mの整地をする。
- ② 上部工地組用地の整備  
下部工資材置場および隣接用地30m×100mを利用して上部工の地組を行なうが、精度が要求されるので、基礎には十分注意し、地盤沈下のないような工法とする。

## (3) 下部工

- ① 基礎工 : 鋼管矢板井筒基礎工法  
鋼管矢板打設工、切梁支保工設置工、水替え工、  
井筒内掘削工、底盤コンクリート工、  
杭頭処理・コネクタ取付工、頂版コンクリート工、  
鋼管矢板水中切断撤去工
- ② 橋脚工 : 躯体コンクリート工  
足場工、型枠工、コンクリート工

## (4) 上部工

- ① 地組工 : ベント基礎工、ベント設備工、組立工、高力ボルト締工、  
シュウ据付工、足場工

- ② 架設工 : 大ブロック工法
- ③ 橋面工 : 床版工、地覆工、伸縮継手工、排水工、高欄工、照明工、舗装工

(5) 取付道路工

- ① 土工 : 盛土工
- ② 法面工 : 張芝工、コンクリート壁工
- ③ 道路構造物工 : アプローチスラブ工、橋台前面石積補修工
- ④ 舗装工
- ⑤ 照明工

(6) 既設橋脚撤去工

既設橋脚 $P_4$ 、 $P_5$ を撤去する。水中基礎の撤去は施工が限られるため、最低水位より約4m程まで撤去する計画とする。

5.4.3 建設事情および施工上の留意事項

(1) 建設事情

a) 建設機械

トラック、ダンプトラック以外の大型建設機械は、ほとんど市中にて調達できない。今まで大型の土木工事はなされておらず、わずかに実施されている道路補修工事は、道路・橋梁局直轄の道路会社または橋梁会社が施工を担当しているが、その施工機械は中古で故障がちである。また、これらを借用することは不可能である。市中では、わずかにベトナム系の会社が以下の機械を所有しているにすぎないが、その稼働率については確認できなかった。したがって、小運搬以外の建設機械は国外から搬入しなければならない。

## ベトナム系の会社が所有している機械リスト

ブルドーザ	15トンクラス
バックホウ	0.6m <sup>3</sup>
トラッククレーン	15、40トン吊り
バイプロローラー	3トンクラス
マカダムローラー	10トンクラス
ダンプトラック	12トンクラス
普通トラック	2トン、8トン

### b) 資材調達

建設工事に必要な材料で、現地にて入手可能な材料は、原則として現地調達するものとする。ただし、品質に問題があるもの、あるいは流通量が十分でなく、一定期間内に入手しがたいものについては、日本から調達することとする。特に、本計画の主要資材である工場製品の鋼橋材は、高精度が要求されるので日本からの調達とする。

#### a 現地調達資材

下記に示す主要建設材料は現地調達とする。

- ・ 資材 (砂、コンクリート用資材、玉石)
- ・ 盛土材
- ・ 木 材
- ・ 燃 料
- ・ セメント (インドネシア産またはタイ産)
- ・ アスファルト (シンガポール産)
- ・ 亜鉛メッキ波鉄板

現在ブノンベン市内の中心部は、建設が盛んで、5・6階建ての商業ビル、ホテルの建物が施工中である。これらに使用されている主要建設材料の市場性は、次のとおりである。

#### ① セメント

建物のコンクリート製基礎杭、コンクリート構造部のセメントは、すべて輸入品である。おもな輸入元は、中国、シンガポール、インドネシア

である。セメント取扱店は、最低2,000トンの注文が在れば、45日間で輸入可能で、それ以外の小口は、その都度市内にあるセメントを集める必要があるとのことである。

セメント強度のデータは入手出来なかったが、一般的に各国からの輸出品であるので、輸出時の品質は一応保証されていると考えてよいが、輸送中および保管管理に、他の途上国並とは考えられないので、多少の品質の劣化は考えなければならぬと思われる。現地で入手したコンクリート配合より判断すると、単位セメント量がかなり多くこの品質の劣化をセメント量でカバーしているとも考えられる。

## ② 鉄 筋

丸鋼、異形鋼とも、中国、シンガポール、インド、インドネシア、ベトナム（丸鋼のみ）より輸入している。強度表示は、ミルシートが付いていると言われているが、実際に調査は出来なかった。また、国内で鉄筋の引張りテストを実施出来る所はない。輸入品は、長さ6、8、12mもの、一括注文は、30日間程の輸入期間が必要である。

## ③ 砂、砂利

砂、砂利は、天然および砕石ものがある。砕石は、主に道路建設用材料として生産されており、その一部がコンクリート用として使用されている。

ブノンベンより25、75km地点の2箇所採石山があり砕石を生産している。いずれも、元政府の直轄工場であったもので、現在は砕石機械を政府より借受け、生産している半官半民の組織である。水洗いの設備もなく砕石屑が入り込みコンクリート用骨材としては、品質上好ましくない。

天然砂、砂利は、いずれも河川より入手しており、砂はブノンベンより35km離れた川より採取。粗目の砂（0.5～3mm）でコンクリート用に適している。

砂利は、約300km離れたクラチェ地区のメコン河より採取し、300m<sup>3</sup>バージ2船によって輸送されている。径0.8～2.5cmの良質のコンクリート用骨材である。チュルイ・チョンバー橋の橋脚にも同質の骨材が使用されている。砂利は約3,000m<sup>3</sup>必要とされ、輸送能力から約1.5ヶ月のストック期間が必要である。価格は、砕石とほとんど変わらず、競合相手はない。

#### ④ 木 材

コンクリート用型枠合板以外は、市中にて調達可能である。型枠には、合板が使用されておらず、すべて板材を使用。足場などサポート材は細い丸太を使用しているが、安全管理面での不安はあるので足場材等への利用はひかえる。

#### ⑤ アスファルト

調達は輸入品となる。

#### b 日本からの調達資材

下記に示す主要建設材料は日本からの調達とする。

- ・ 鋼橋材（工場製作品）
- ・ 鋼管杭
- ・ 仮設資材（鋼矢板、H鋼、支保材、足場材）（地組み用資材も含む）
- ・ 鋼橋現場塗装材
- ・ 鉄 筋

#### c タイ国における鋼橋製作能力

カンボディア隣接国であるタイ国で現在、日本政府の無償資金協力により、バンコク市内のラマ4世高架橋建設計画が完成した。この建設計画は、鋼製の高架橋約1.5kmの建設で、主要部材である鋼材は、材料の入手、切断を日本で行ない、加工、組立をタイ国内の製作工場で行ない、架設したものである。最大スパン50mの鋼床版桁も含め使用鋼材の重量は、約6,500トンである。

今回のチュレイ・チョンバー橋（最大スパン135m、桁高最大5mの変断面箱桁橋）とは直接的な比較は困難だが、タイ国における製作の可能性を検討するために、その製作能力を調査した。

ラマ4世高架橋の製作は、次の3社（A、B、C）が分担しており、基本設計時にはこの様な鋼橋を製作する能力のある工場は、わずか2社（A、B）であった。3社目は、2社の量的な製作能力が不足していたため急遽、日本人工場管理者を派遣し、製作期間中製作指導の下で完成したものである。

- A Italian-Thai Development Corp., Ltd.
- B Sino Thai Co., Ltd.
- C Rig Thai Engineering Co., Ltd.

調査は、工場内視察調査および工場管理者との面談により行なった。

A社では、高さ2 m程の箱桁を製作していたが、これは製作指導として日本人が常時駐在していたとの事であり、一応、箱桁の製作は可能と見られるが、高さ5 mともなると製作ひずみの誤差が生じ、この面での製作指導が強化されない限り不可能と思われる。当時、日系の資本が入り、日本人技術者、工場経営者が常駐していたが、現在、資本を引き上げ、経営はすべてタイ人が行っており、生産能力、精度、納期について不安あり。また、国内の10高架橋プロジェクトを受注しており、来年の工程はフルにつまっている。

B社は、現在、建築用鉄骨およびプラント用建設資機材を中心に経営を転換しており、コンクリートミキサーなど付加価値の製品製造へ転換している。これは、タイ国人の人件費上昇もあり経営は必ずしも安定していない。

C社は、小規模で月産100～150トン程度で能力的に受注不可能である。

以上の結論として、

- ① 工期（納期）の確実性
- ② 加工経験（特に高さ5 m箱桁の加工経験なし）

から、鋼橋の製造は日本国内で行なうものとする。

### C) 労務

一般的な労務者の作業時間は、7：00～11：00、14：00～17：30となっており、長時間働く習慣がなかったためか、残業の概念がなく、労務者の労働意欲は少ない。市中の建設現場には、ベトナム人が中心となっているとのことである。また、レーバースプライヤーもなく、ひとづてに集めるしかなく、交通費、宿舎、保険、道具類の供与などオーバーヘッドの費用を見込む必要がある。技能者、技術者は、残念ながらほとんど期待できない。したがって、特殊技能者は、国外から調達しなければならない。

#### d) 輸送計画

現地調達資材は、調達先がプノンペン市内であり、また、調達資材単価は主に現場渡し単価であるので、輸送上の問題はない。

日本調達資機材は、以下の3ケースが考えられ、調査の結果、これらはすべて可能であることが判明した。

- ① 日本からコンボンソム港 (外港) まで海上輸送し、そこから国道4号線226kmの陸路 (道路) 輸送。
- ② コンボンソム港から264km 鉄道による輸送。
- ③ 日本からシンガポールまで大型船により海上輸送、そこで小型 (3,000トンクラス) に積み替え、メコン河をベトナム国内を通過してプノンペン港まで輸送。

しかし、経費と効率より輸送路としては③を基準とすることが妥当と判断される。

#### (2) 施工上の留意事項

本工事は、橋梁復旧工事で、橋梁形式は残存区間の形式と新設区間の施工条件と工事費等の比較検討の結果、上部工は径間連続の鋼箱桁 (変断面)、下部工の基礎は鋼管矢板基礎となった。

約30年前に現橋が施工して以来、大型の土木工事は実施されておらず、また、内戦期間は建設がほとんど実施されず、土木工事の経験と知識は乏しい。すなわち、現地における資材、機械、良質の労務の調達が困難である状況下での施工であるため、建設業者による工程計画、資材計画、機械計画やコンサルによる施工監理計画が重要となる。これらの計画にあたっては、下記のような留意点を考慮する必要がある。

- ① 前提条件である、“施工期間1年間で上部工の架設まで完了させる”ことは、河川上の工事としては工程的に非常に圧縮されたものであり、このため各施工段取りとその時期には細心の注意を要する。
- ② 基礎工は、トンレサップ川の最低水位時に実施し、河川の水位の上昇前に基礎工を完了し、橋脚工事に入らなければならない。河川の水位は過去のデータによると、最高、最低位置は大きくは変わらないが、水位の変化、特に上昇時の速さは毎年大きく変わるため、増水時期の施工は常に安全に行なえる高水位位置での工事を配慮する。

- ③ 短期間の工事で、必要な資機材の調達と現地への搬入計画は十分に検討する。
- ④ 資機材のサイトへの河川上の搬入は、ベトナムを通過しなければならず、日程的には充分余裕を見込む必要がある。
- ⑤ 本橋梁取付部（コンクリート橋部分）は、国道5号線上に架設されており、工事中は安全性につき充分注意を払う。

#### 5.4.4 実施設計および施工監理計画

##### (1) 実施設計、施工監理の基本方針

###### a) 実施設計

本計画の実施設計は、基本設計を行なったコンサルタントが行なうものが最良である。これは短期間に、しかも設計方針を理解しているため費用の節減にもなる。

###### b) 施工監理

施工監理においても、上記のごとく、実施設計を行なったコンサルタントがこれを行なうことが最良である。ローカルエンジニアをなるべく多く参加させ、技術移転を行なう。

##### (2) 実施設計体制

コンサルタントの契約後の実施設計、入札図書の作成には、日本人スタッフで構成される次の項目の専門家が必要である。

- a) 統括業務
- b) 上部工設計
- c) 下部工設計
- d) 基礎工設計
- e) 道路設計
- f) 施工計画
- g) 積算
- h) 通訳



### (3) 施工監理体制

入札評価は日本人スタッフが行ない、カンボディア側の承認を得る。建設工事期間中の監理体制としてコンサルタントから下記に示す主要工事の監督、指導要員が必用である。なお、補助要員として現地のローカルスタッフを使用する。

- a) 統括業務
- b) 上部工担当技師
- c) 下部工担当技師
- d) 道路補修担当技師

### 5.4.5 資機材調達業務

#### (1) 資材調達

建設に必要な資材は原則として現地調達が可能なものは現地調達とする。

##### a) 現地調達資材

以下の資材はプノンペン市内で十分な量と品質が確保され、現地調達が可能である。

- ① コンクリート用粗骨材
- ② コンクリート用細骨材
- ③ セメント（インドネシア産またはタイ産）
- ④ 型 枠

##### b) 日本調達資材

以下の資材は下記理由により日本での調達となる。

- ① 橋梁上部鋼箱桁  
市中にある鋼板はすべて輸入品であり、量および質の確保がむずかしく、また鋼桁の加工は不可能である。
- ② 鋼管杭  
上述のごとく量および質の確保が困難である。

③ 支 承

橋梁用の支承はすべて輸入品であり、市中からの調達是不可能である。

④ 鉄 筋

鉄筋はすべて輸入品であり、市中にある鉄筋の品質は保障がない。

c) 第三国調達

主要材料は現地および日本調達となり基本的に第三国調達はない。

(2) 建設用機械調達

現地に存在するのは、土砂運搬用のトラック程度で、しかも台数が制限されている。道路橋梁局にある建機はソ連製の旧式のものが多く、しかも故障中でスペアパーツの調達が難しい。また、政府の他の工事の対応で多忙を極めており、本工事には採用出来ない。

したがって、必要な建設用機械は、基本的に日本からの調達と考える。

ただし、橋梁架設用の大型海上フローティングクレーンおよび大型クレーン、台船等は、シンガポールからの調達を考える。

次表に、日本およびシンガポールから調達する主要建設機械を示す。