

地質調査の結果からいくつかの基本的事実が明らかになった。最初に、白粘土層は「カフエ河にかかるベストラスト道路橋、全体組み立て図昭和23年2月16日」の図面に指示された深さより浅い所に現われた。標準的ボーリングのコアとテスト結果を観察すると、橋脚基礎のシャフトは白粘土層に貫入しているようには決して見えない。

フーチングの正確な深さを知るためには、橋脚と鋼製ケーソンを通してボーリングするのが一番信頼できる。しかしながら、この調査では、多くの建設図面が保存されているので、この方法は実施されなかった。

正確な底部深度を証明する報告書も材料も見つからなかったが、シャフトは白粘土層に0.5m以上は貫入していないというのが、妥当な所と思われる。この判断は、エンジニアが基礎工事の際に、白粘土層に深く貫入するようには一般的に指導しなかったという仮定に基づいている。

5-D

## 上部工

### (1) 特徴

主構部材は、リベットで連結された鋼板と型鋼から成っている。斜材は一般的にはプラットラス構造に於ける引張材として用いられ、溝型鋼が用いられている。このように、現橋は古いトラスとしては比較的高い剛性を持っているようである。

ボルトが部材を連結するために使用されており、その直径は、入手できた図面によると、主構部材用には15/16" (23.8mm) となっている。しかしながら、目視検査だけでは、これらが普通のボルトかハイテンボルトか区別することは不可能だった。そこで、図面がハイテンボルトを指定しておらず、又、同橋梁が元は50年程前に建設されていることから、普通のボルトが使われていると仮定されるのである。

縦桁と横桁は共にI形の桁で成り立っている。この橋梁の独特な点は縦桁と横桁との上面の幾何学的相関関係にある。すなわち、縦桁の上面は横桁の上面の下に位置している。これは鉄道橋の典型的特徴の一つでありその結果道路橋としては特異な構造といえる。

橋門構と上横構は様々な山形鋼で構成されており古いタイプのトラスとして一般的な構造であると思われる。

## (2) 部材と路面の損傷

### (a) 概要

構造部材や道路面に対する損傷を確認するために目視検査を実施した。同検査によると、車の衝突によるものと思われる幾つかの深刻な損傷が橋門構、上横構及び垂直材といった構造部材に発生している。

損傷部詳細は写真5-1 から5-8 にあるとおり。

写真 5-1 折損した垂直材

写真 5-2 折損した垂直材

写真 5-3 部分欠損している横構

写真 5-4 湾曲した横構

写真 5-5 車道上の豆板

写真 5-6 //

写真 5-7 断続的舗装の欠如

写真 5-8 //

### (b) 上横構：

道路表面と上部構造物下面との間の余裕高は、ザンビア共和国公共事業省道路局の「ハイウェイ設計基準」に規定されているように、正しく設定されているが、橋門構と上横構は、大型トラックやトレーラーの衝突のためにひどい損傷を受けている。余裕高の不足及び積荷は勿論、車両サイズの不適當な規制が、これらの深刻な損傷を招いている。

特に、2本の上横構は、過積の荷物や車両によって繰り返し発生した衝突によりその一部がなくなっている。その位置については付属資料5-4 に述べる。(写真5-3, 5-4 を参照)

### (c) 垂直材：

上記の同様な事態がガードレールにも起こっている。比較的狭い車道は(実際、車道幅員は6.10mである。)橋梁の両側から来る中・大型車両の通行の妨げとなり、ガードレールはあちこちで車両に接触し損傷を受けている。なおも悪いことに、下流側の1本の垂直材は、車両の衝突のために極度に曲がっている。この湾曲は、この部材全体に及び、恐らくはこの垂直材の圧縮強度の実質的低下の原因となっている。(写真5-1, 5-2 参照)

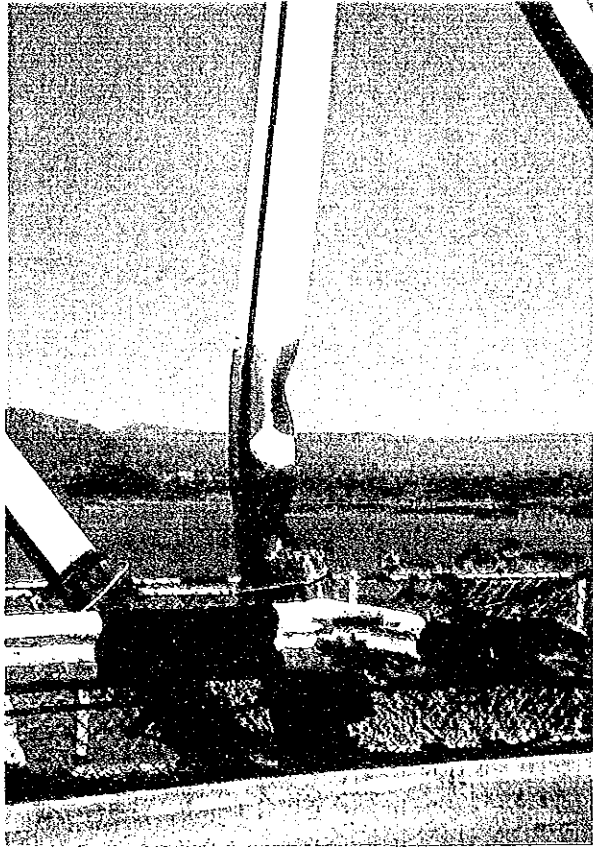


写真 5-1 折損した垂直材

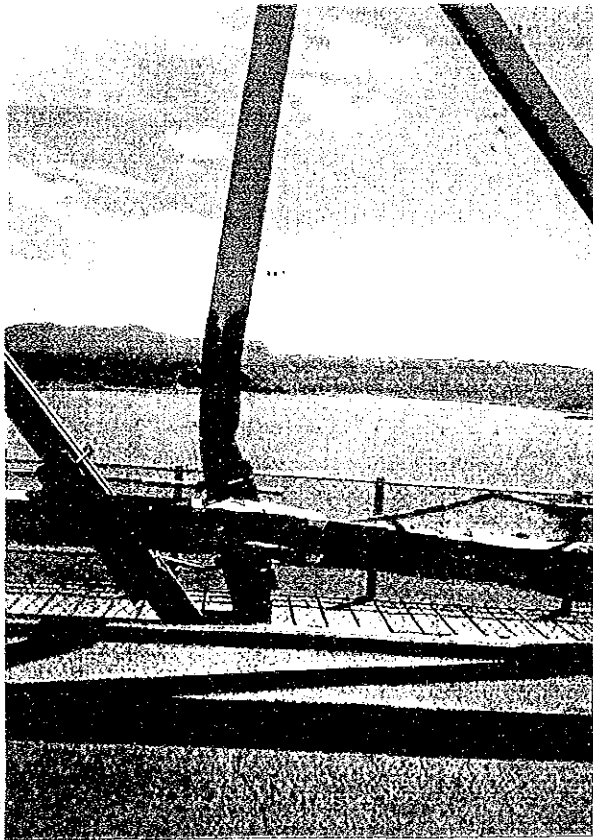


写真 5-2 同上



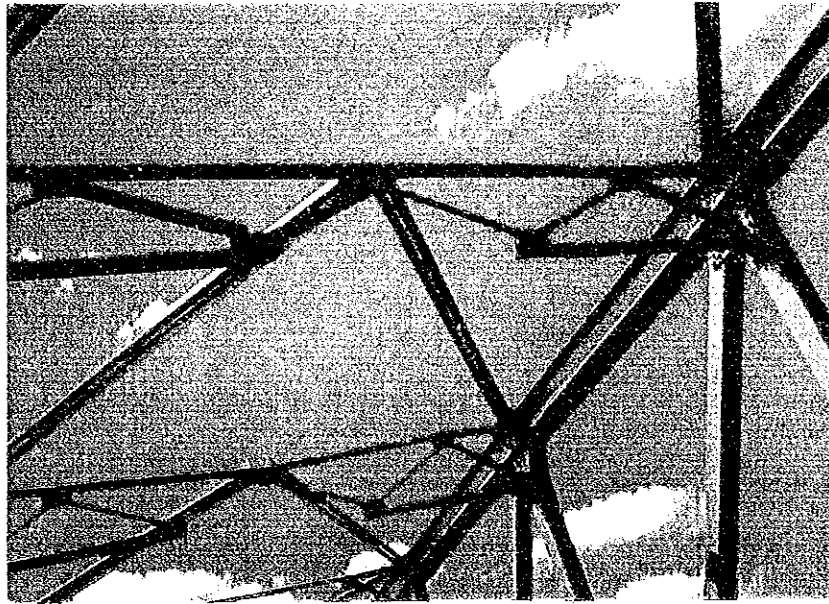


写真 5-3 部分欠損した上横構

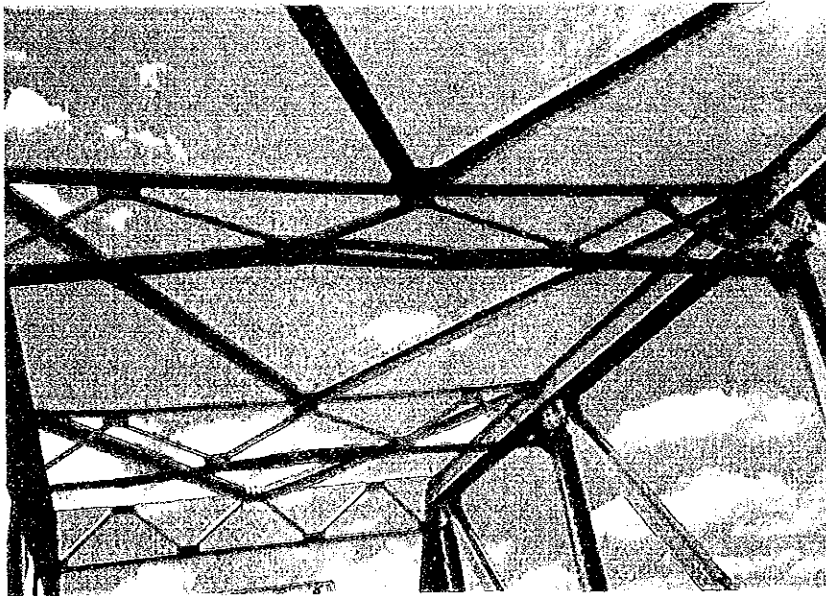


写真 5-4 湾曲の大きい上横構



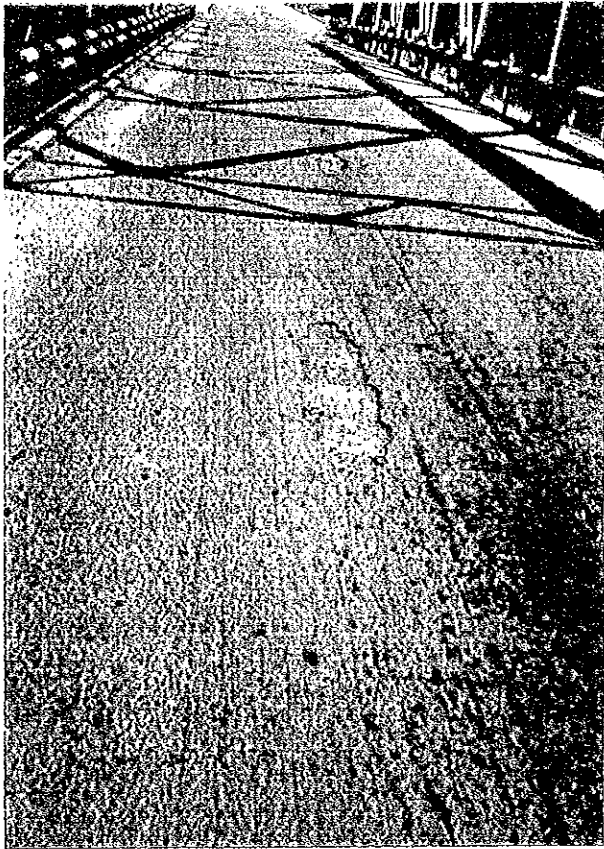


写真 5-5 車道上ポットホール



写真 5-6 同上







写真 5-7 舗装欠陥



写真 5-8 同上



(d) 舗装表面：

道路表面で行った近接目視検査では、3つの大きい豆板と断続的舗装の欠如が観察された。これらの豆板を近くで見ると、現在のアスファルト装の厚みは約10mmとなっている。(写真5-5、5-6 参照)

(3) 錆

損傷検査と同時に、橋梁全体の目視検査が舗装表面の状態を検査するために実施された。

一般的に言って、架橋地点付近の環境は防錆のための保守(メンテナンス)をあまり必要としないように見える。最近実施された再塗装は塗装面が非常に良好な状態にあるということを示している。

しかしながら、橋門構、上横構及び垂直材の一部といった損傷を受けた部材は、塗装されずに大気にさらされており、そのため錆がひどく出ている。錆びている部分の位置については付属資料5-4を参照せう。目に見える錆の発生個所をそれぞれに撮影した幾枚かの写真が写真5-1から5-4に示されているので説明は不要であろう。

(4) トラスガーダー

トラスのベアリングシューは、概略図5-4に示されている如く、長さ方向に各径間が動くことができるように装着されている。

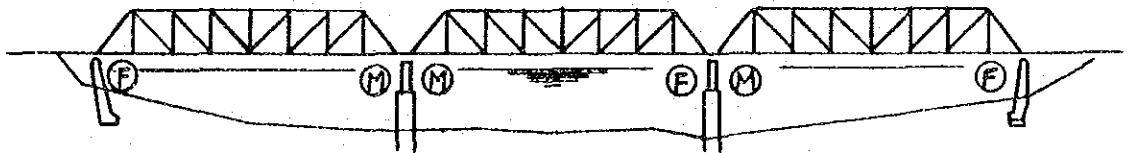


図 5-4 ベアリングシューの配置

温度変化と活荷重のために、各径間は、縦方向の変形やガーダー端部での回転はもとより、水平方向に膨張や圧縮という動きをおこす。

-2℃から+31℃まで変化する大気温度や、±20℃ある構造物の温度変化を考えると、各径間は約±1.0cm 互いに動くであろう。施行公差と構造公差を考えると、北側橋脚で少なくとも4.0～5.0cmの余裕、又、南側橋脚では3.0～4.0cmの余裕が一般的に必要とされる。

高上げの際の元の図面によれば、各伸縮継手は十分な動きができるように設計されている。伸縮継手は互いに接しており、橋台からの縦方向の力はいつもスラブ床板に対してかかる。その間、主トラスでは、下弦材の腹板は互いに北側の橋脚に接し、南側橋脚の可動シューが北側へ全て十分にスライドする。このように3径間ピン接合ガーダーと同じような全体構造を作るのである。

5-E

### 現橋耐荷力及び勧告

#### (1) 上部工

構造的要素はかなり健全に保たれているがこれは空気汚染のないカフェ地区付近の環境が鋼材の酸化を緩和する効果を持っているからである。良質の保守点検も行われている。現橋はテムズ川にかかる緊急用橋梁として当初建設された後ザンビアへ移送されて以来40年余りが経過している。激しい車両交通が長年にわたり続いてきているため、あるいは疲労が床板の一部に影響を与えているかもしれない。

1本の垂直材が車両の衝突のために極度に変形している。一般的に知られているように、圧縮応力はプラットトラスの垂直部材に影響を与え、その変形は垂直材の圧縮強度に大いなる影響を与える。この橋梁には一度に1台の重量車両しか通らないので、重大な事故は発生していない。しかしながら、安全のために、垂直材は直ちに取り替えるべきである。現橋は比較的健全でありその信頼性は、垂直材を取り替えればすぐに回復できるであろう。

端対傾構も又、車両の荷物がぶつかり損傷を受けている。これらの損傷は、端対傾構が、車両重量を支える主要構造要因でないので、通常の交通に影響を与えるものではない。しかし、風荷重のような横荷重に対し、橋梁の剛性を増したり、橋梁の安全を確保すべき重要な部材である。従って、端対傾構も当然ながら取り替える必要がある。

現橋は元は空襲に備えて設計され建設された。それ故、片持式架設ができるように、同じ径間を持ち、又、各径間内で上弦材、下弦材、斜材及び垂直材について同じ部材を持つように設計されていた。公称設計荷重に関するかぎり、各主要構造部材は許容応力を満足し又十分な剛性を持つ。しかしながら、南側径間の垂直材と斜材は衝突のために損傷を受け、その結果として、車両の重量規制が必要となる。

既に述べたように、各径間は縦方向に連結している。これは上弦材と垂直材に $1,500\text{kg/cm}^2$ に等しい二次応力を作りだし、又、下弦材端に二次曲げモーメントを作り出すであろう。こうして各部材に超過ストレスを有することになる。

現橋の幅員は縁石 $6.11\text{m}$ であり、普通2車線が取れる。しかし、この橋梁では車道とトラス部材との距離が十分でないので大型トラックやトレーラーは対向車に道を譲り、待たねばならない。つまり、現橋は實際上1車線の橋梁として機能している。

ルサカとチルンド／リビングストーンを結ぶ道路は、視野の開けた野原を通り、カフェ道路橋のみが視覚的に閉ざされた空間となっている。このため、運転者には幅員が狭いように見える。安全運転の立場からすると、幅員は狭すぎるといえる。

## (2) 下部構造

目視検査によれば、建設当初と嵩上げした後との橋脚構造のコンクリート接触面は比較的正常のようである。図面に従った応力照査は構造要素は十分な剛性を有していることを示している。

前述のように、橋脚基礎の安定性は、河床が極端に洗掘されるので、究めて悪化している。一方、土砂が沈殿し、軟岩層、いわゆる白粘度がカフェ・ゴージダム建設後20年の間に露出してきた。従って、安定性はこれ以上急速に悪化することはないだろう。

一般に、橋梁の崩壊の可能性は仮説的に次のように表現される：

- (a) ザンビアでは、今まで実質的に地震は経験しなかったので、建物や構造物の崩壊は起こらなかった。しかし、ザンビアで最大マグニチュード4.9が記録され、橋脚の高さが $16\text{m}$ に達すると、橋脚は、もし地震係数0.03に相当する地震が起これば支持岩盤の最終的な力が超過するために崩壊する可能性がある。

(b) カフエ鉄道橋が取り替えられ、その径間が延長されたら、カフエ道路橋に対する浮島による影響はより深刻になる。この仮定及び大洪水という別の仮定においては、橋脚は異常に大きい負荷を受ける。現橋脚はねじり抵抗をあまり持たないため、重大な被害を受けるだろう。

橋台に関しては、胸壁は床板の端と完全に接する。一方、擁壁には勾配があり、橋台と胸壁との間にいくらかのギャップがある。もしギャップが広がるようなら、橋台の安定は実質的にもっと低下するだろう。

### (3) 提言

上部工に関するかぎり、構造部材は非常に健全で、損傷を受けた部材が修復されればより永く使用できる。

しかしながら、ルサカーリビングストーンとチルンドを結ぶ主要幹線道路における橋梁としては、剛性は不十分と思われる。剛性を高めるには、構造全体を補強しなければならず、又、従って毎日の交通を保ちながらの補強は現実的ではないように思われる。その上、現在の幅員は大型車両に対しては1車線のみ使用可能となっている。これは、もし将来交通量が増えたと、現橋は主要幹線道路におけるボトルネックとなることを意味する。従って、現橋の交通における基本的役割を考慮すると、本橋梁は架け替えられるべきである。

現橋は2級あるいはそれ以下の道路に移されると十分に利用できる。その場合は、端対傾構、シュー、手摺及びその他の損傷を受けた構造部材を取り替えるべきである。

設計された時に25' (7.6m) の根入れを持つことが期待されていた橋脚基礎は洗掘され、現在では独立した柱として水中に立っている。なおも悪いことに、この橋梁は突然約2m嵩上げされ、基礎はより不安定となった。今後も現橋が使用されるのであれば、基礎の修復が必要である。但し、このためには、高度な建設技術と多大な費用が発生となる。

まとめると、カフエ道路橋は微妙に均衡のとれた状態にあり、何らかの理由で不安定になると破壊されるかもしれない。崩壊を予言するのは構造解析の範囲を越えており、ほとんど不可能である。

橋梁の重要性と橋梁の崩壊のもたらす社会的結果を考慮し、上記の背景において現橋を緊急に架けかえることが必要である。

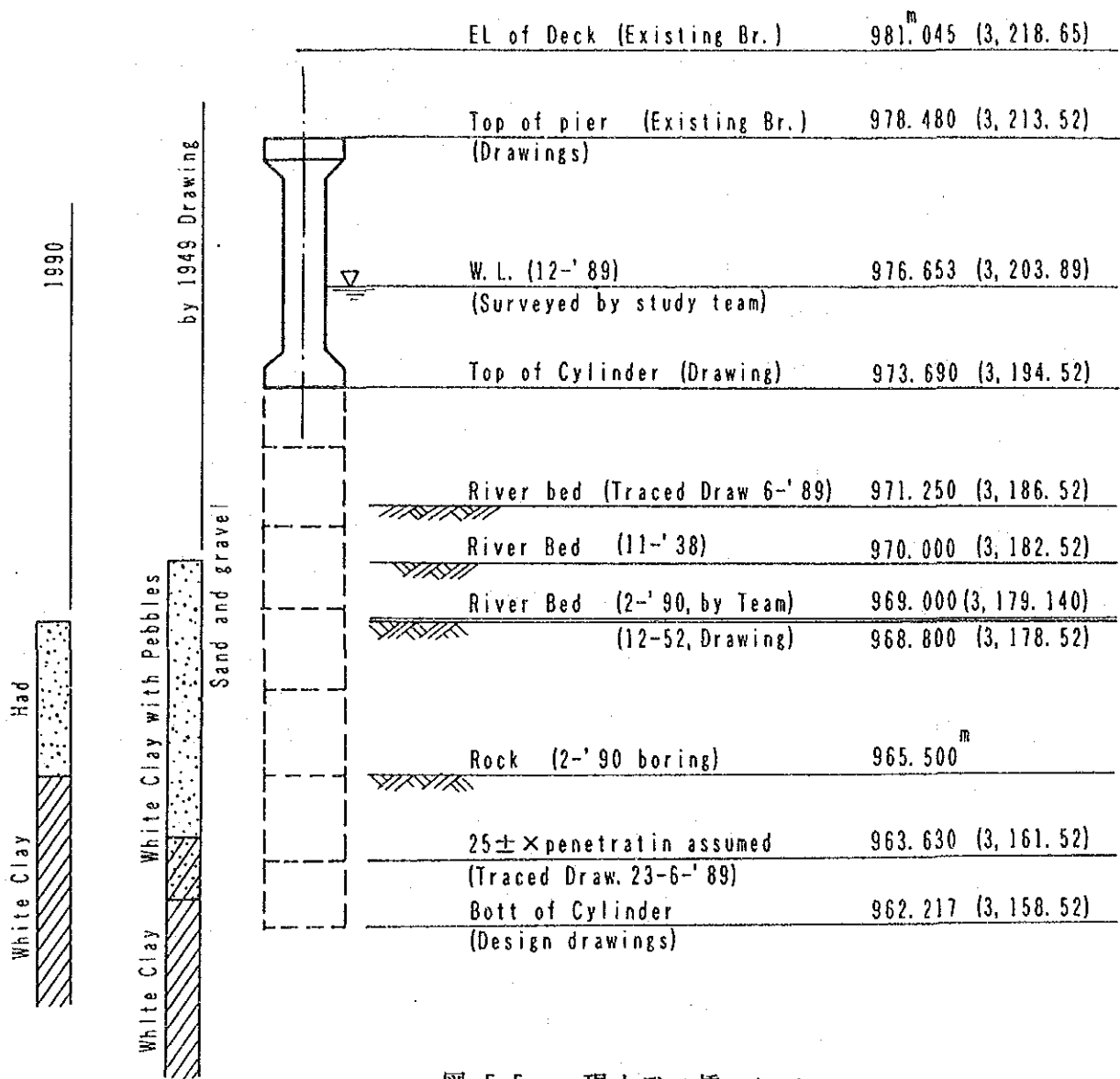


図 5-5 現カフエ橋エレベーション  
Guage Hight; Port Elizabeth Datum

将来、現橋が壊れ他の場所へ移設する際に、更に使用するために補修あるいは補強を必要とすると、材料強度と硫黄含有率を調べるために金属試験を受ける必要がある。特に、もし補修あるいは補強に溶接が適用される時には過剰硫黄分が含まれてないことを確認しておかねばならない。



## 第 6 章



### 設計条件

- 6 - A 幅員構成
- 6 - B 設計条件
- 6 - C 添加物
- 6 - D 設計仕様書



幅員構成

(1) 道路システム

道路及び道路交通法令、法律CAP173によれば、ザンビア共和国に於る道路システム及び分類は、公共事業省道路局が1965年に規定し、1971年に改定した“ハイウェイ設計基準”に則してなされている。

種々の道路に対して明細な定義はなされていないが、ハイウェイ設計基準では、道路とは第一級道路網を構成する国際主要道路であり、ザンビアと近隣諸国のハイウェイシステムを相互に結び、更に、州政府所在地と主要な人口集中地域とを結ぶものであると、特定している。

ハイウェイ設計基準に従えば、現在のカフエ道路橋を通る道路は、T道路に分類され、従って、T2と呼ばれる。

(2) 道路等級

(a) 橋への取付道路

現在のカフエ道路橋の南側の道路であるカフエ〜チルンド道路は、幅10.8m（路肩を含む）の2車線である。USAIDの資金によるこの道路の改修は、1988年に完成している。この道路は、ハイウェイ設計基準に従い、クラス1Bに分類されている。

橋の北側アクセス道路であるカフエ〜ルサカ道路も2車線であるが路肩では、舗装が殆どなくなっている。この道路は、1990年に予定されているUSAID改修プロジェクトに組み入れられる予定である。この道路も、カフエ〜カフエ橋の道路区間については、クラス1Bとして決定されている。

(b) 新橋及び取付道路の道路等級

ハイウェイ設計基準によれば、道路等級は、交通量に従って区分されている。ハイウェイ設計基準に規定されている分類は、別添6-1 “ザンビア共和国に於る道路区分” の中で一覧表とした。

橋までの取付道路の分類は、クラス1Bとなっているので、新しい橋を渡る道路も、クラス1Bに分類されることを勧める。

今回設計する橋に関係するクラス1Bの基準をまとめると下記の通りである。

- a. 建設後10年目の推定平均日交通量 (ADT) ..... 500 ~ 1,500台
- b. 舗装車道幅 ..... 6.70m
- c. 路肩幅 ..... 2.00~3.00m
- d. 平面地形での設計速度 ..... 100km/h
- e. 平面地形での限界勾配 ..... 5%

(3) 車道幅

新しい橋の橋台間が、10m 以上、クラス1B、車道幅6.70m の場合、ハイウェイ設計基準第6.1.1.b) 節には、幅員を縁石間で7.30m とするよう、規定されている。幅員の内訳は、次の通り；

- a. 車道幅 .....  $3.35m \times 2 = 6.70m$
- b. 側帯幅 .....  $0.30m \times 2 = 0.60m$

(4) 歩道

ハイウェイ設計基準第6.1.2 節では、全てのクラス 1道路に関し、橋の長さに関係なく、車道の両側に歩道を設けるよう規定している。従ってこの橋も車道の両側に歩道を設置するものとする。

ハイウェイ設計基準の同節で又、歩道には1mの標準幅を持たせるものとするが、更に幅の広いものが必要な場合には、0.50m 拡げることが規定されている。

調査期間中に観測した限りでは、歩行者は余りなく、又、歩行者同士が譲り合いながら交差することもないので、1m以上の幅は、必要なさそうである。

## 設計条件

### (1) 概要

当報告書の前節で、新しい橋を通過する道路は、クラス1Bであるべき根拠を明確にしているため、新橋及び取付道路に関する基本的、幾何学的、構造的條件は、ハイウェイ設計基準に示されている通りとする。

幾何学的及び構造的條件が、同基準に明確に記載されていない詳細については、修正の必要があり、日本の建設省が制定している“道路構造令”を、より一層安全な橋梁交通達成の努力の中で利用するよう提案する。

### (2) 幾何学的設計条件

新カフェ道路橋の幾何学的設計基準を別添5-2 “幾何学的設計条件”の中で一覧表とした。これらの数値は、ハイウェイ設計基準の第6.1節に沿ったものである。

上記リストに無いその他の主要条件、並びに修正条件について、ここで記述しておく。

#### (a) 設計車輛寸法

設計車輛寸法は、ハイウェイ設計基準に準じて、別添5-3 “設計車輛寸法”に表した。車輛寸法は全て、ASSHTO基準にこの国の道路を利用する車のタイプがかなり取り上げられている点を考慮し、同基準から引用した。

ハイウェイ設計基準の第6.1.6節では、“路上施設を設ける車道は車道全幅に対し、最小5mの余裕高を持つこと”を要件としている。

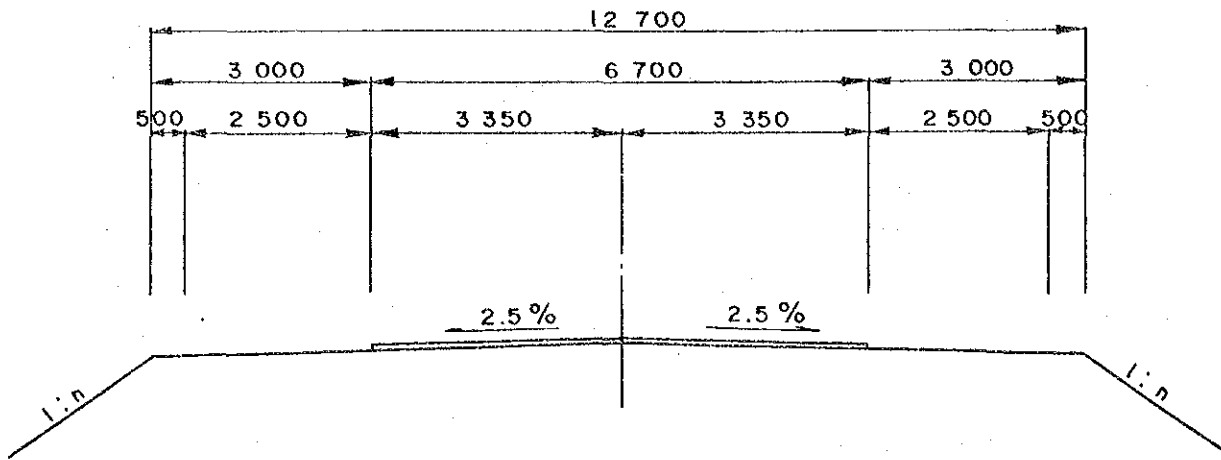
設計車輛高と比較して、この余裕高要件は妥当なものと思われる。

#### (b) 歩道のマウンドアップ

ハイウェイ設計基準第6.1.2節では、歩道は、高さ150mmの保護用縁石で車から保護されるものとされている。この要件では、橋梁交通の安全性が不足と思われるので、日本の道路構造法令に従って、150mmの代わりに、250mmの高さの保護用縁石を設けることを勧めたい。

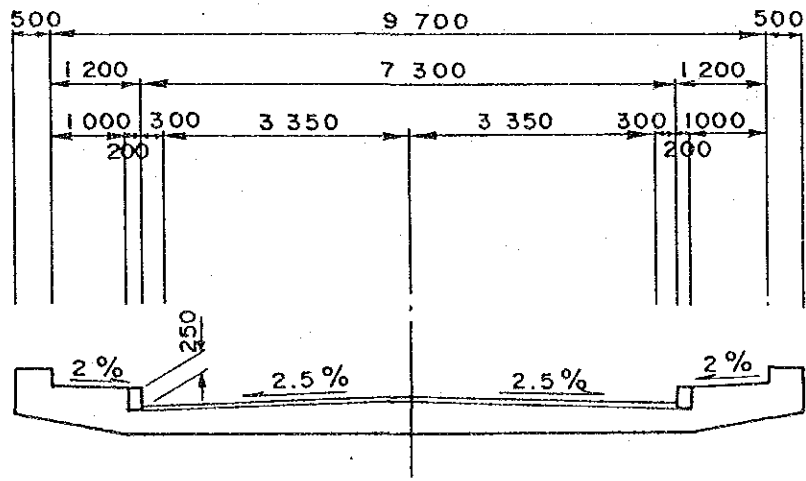
#### (c) 側帯幅

ハイウェイ設計基準には、側帯の幅に関する特定の要件は無い。そこで、車道の両側に幅300mmの側帯を設けることを提案する。



$n=2$ , Fills over 3 m in height  
 $n=4$ , Below 3 m in height

Approach Embankment



Bridge

图 6-1 标准断面

(d) 歩道の横断勾配

歩道の横断勾配の要件は、ハイウェイ設計基準には見当たらない。従って、日本の道路構造法令の要件に従い、2%の横断勾配を採用する。

6-C

添加物

現橋下流側に送電線と電話線がある。電話線と現橋との距離は約15m、電線とは37mである。

既存施設の移設は、計画線形の中では避けるべきであることは、一般に知られているが、電話線などの施設の様橋に余りにも近い場所にある場合には、建設中の移転が避け難いことも多い。

送電線の位置は、ハイウェイ設計基準による、最低距離の要件を満たしており、その距離を新線形の計画時のコントロール・ポイントとして維持するものとする。

施設の提供に際し、下記添加物が、橋梁への荷重として考えられる。

- |                         |       |              |
|-------------------------|-------|--------------|
| (1) 水道本管(400mm) 附属設備を含む | ..... | 300kg/m      |
| (2) 送電線施設               | //    | ..... 50kg/m |
| (3) 電話線施設               | //    | ..... 30kg/m |

ガードレール、デフレクター、照明、標柱などの交通の安全装置を、橋梁の格上げと一層速やかな交通とに対処するために設置するものとする。

6-D

設計仕様書

(1) 概要

ザンビア共和国では“ハイウェイ設計基準”が1965年 8月に規定され、1971年 4月に改正されている。“道路及び橋梁標準仕様書”現行版の日付は、1973年12月である。両書共に公共事業省道路局より発行されている。

ハイウェイ設計基準の第 7節に従い、橋梁は、“イギリス示方書 153 パート 3A -桁橋”の要件に合致して設計されるものとする。又、橋が異常に重量のある活荷重を条件としたものでなければ、車線荷重に相当するTYPE HA が採用されることが規定されている。

この国に於る上記規定は、十分把握した上で、以降に特記する設計条件以外は、橋梁設計は、1980年、日本道路協会が規定した“道路橋示方書”に従って為されるものと提案するが、一方では、現地の設計基準に矛盾しないよう注意を払うものとする。

## (2) 温度変化による影響

調査期間中に、ザンビアの気温に関し、3件の情報がみつきり、利用可能となった。即ち；

(1) 1938年 7月～1958年 7月

ルサカ空港気象観測所の記録

(2) 1987年 4月～1989年 3月

カフェ・ポーラー気象観測所の記録

(3) ザンビアの地理及び地質概説

上記情報より集めた最高・最低気温

(1) 最高 32.4 °C 最低 8.2 °C

(2) " 39.5 °C " 2.0 °C

(3) " 37.0 °C " 2.0 °C

以上より橋梁設計に考慮すべき気温の範囲を 0°C～45°Cの範囲とするよう提案する。

## (3) 設計震度

### (a) 解析手法

任意の構造物建設地点の周辺において過去に発生した地震の規模とその頻度の関係はGutenberg-Richterにより次式で表されるとされている。

$$\log_{10}N(m) = a - bm \quad (1)$$

ここで、

$N(m)$  : マグニチュード  $M$  が  $m$ 以上である地震の発生回数

$a, b$  : 定数

過去  $T$ 年間に発生した地震において  $m$ 以上の地震の再現期間  $T_R$  を  $T/N(m)$ とすると(1)式は次の関係で表される。

$$\begin{aligned} \log_{10}T_R &= \log_{10}T/N(m) = \log_{10}T - a + bm \\ &= bm + c \end{aligned} \quad (2)$$

$c$  : 定数

また、マグニチュード  $M$  と地震動の最大加速度  $A_{max}$  の関係として次の経験式を適用すると

$$A_{max} = A \times 10^{BM} \times (R + R_0)^c \quad (3)$$



再現期間 $T_R$ と最大加速度  $A_{max}$  の関係は次式のように両対数上で線形関係となる。

$$\begin{aligned} \log_{10} T_R &= \frac{b}{B} \log_{10} A_{max} + c - \frac{b}{B} \log_{10} A - \frac{b}{B} C \log_{10} (R + R_0) \\ &= \alpha \log_{10} A_{max} + \beta \end{aligned} \quad (4)$$

$\alpha, \beta$  : 定数

今、将来における地震が過去に発生した地震の確率分布に等しいと仮定すると、上記の関係から最大加速度の再現期待値が求められる。

### (b) 設計震度

表 6-1はザンビア周辺で1983~1988年の 6年間に発生した地震を示したものであり、ザンビア周辺にはあまり大きな地震が発生していないことが伺える。また、同表にカフエ橋架橋地点における最大加速度を次式により推定し示した。

$$A_{max} = 987.4 \times 10^{0.215m} \times (R + 30)^{-1.215}$$

[道路橋示方書 1種地盤]

これらの地震によるカフエ橋架橋地点の最大加速度と再現期間の関係は図6-2 に示すとおりであり、上記に示したGutenberg-Richter の関係から再現期間 100年に対する最大加速度の期待値は40~60gal 程度であると推定される。

設計震度は地震動の加速度を重力加速度で除したもにて定義され、カフエ橋における設計震度は再現期間 100年の最大加速度を解析期間が短いことを考慮し安全側に100galとすると、

$$k_h = 100\text{gal}/980\text{gal} = 0.10$$

と求められる。これは地震多発地域で以下の設計震度が適用されていることを考慮するとけっして小さなものでないと判断される。

日本 (道路橋示方書)	0.20
NewZealand (NZS4203)	0.10~0.15
USA (UBC)	0.12
Yugoslavia	0.10

#### (4) 設計風速

##### (a) 解析手法

一般に、年最大風速の分布関数 $F(V)$ はFishier-Tippett の I型極値分布で表され、次式で表現されている。

$$F(V) = \exp\{-\exp(-y)\}$$
$$y = (V - \mu)/\sigma \quad (1)$$

ここに、

$y$  : 標準化変数

$\mu$  : 風速 $V_i$ の平均的大きさを示すパラメーター

$\sigma$  : 風速 $V_i$ のばらつきを示すパラメーター

風速 $V_i$ に対する標準化変数 $y_i$ は(1)式を変形して次のように表せる。

$$y_i = -\ln\{-\ln F(V_i)\} \quad (2)$$

また、風速の分布関数 $F(V)$ と超過確率 $P(V_i)$ の間には

$$F(V_i) = 1 - P(V_i) \quad (3)$$

の関係があり、超過確率(風速 $V_i$ がある風速値 $V_n$ を越える確率)については、Gringortenは次の経験式を与えている。

$$P(V_n) = (n - a)/(T + 1 - 2a) \quad a = 0.44 \quad (4)$$

$T$  : 評価年数

いま、確率紙上にプロットされた $N$ 組の風速 $V_i$ と標準化変数 $y_i$ から最小二乗法により回帰直線を求めると、回帰直線は次式で与えられる。

$$(y - \mu_y)/S_y = (V - V)/S_v \quad (5)$$

ここに、 $V, S_v$ は $N$ 個の風速データ $V_1, V_2, \dots, V_N$ の平均値および標準偏差、 $\mu_y, S_y$ は $N$ 個の標準化変数の平均値および偏差値である。

よって、再現期間 $T_R$ 年に対する風速の期待値 $V_T$ は次式より求められる。

$$V_T = V + S_v (y_T - \mu_y)/S_y$$
$$y_T = -\ln\{-\ln(1-1/T_R)\} \quad (6)$$

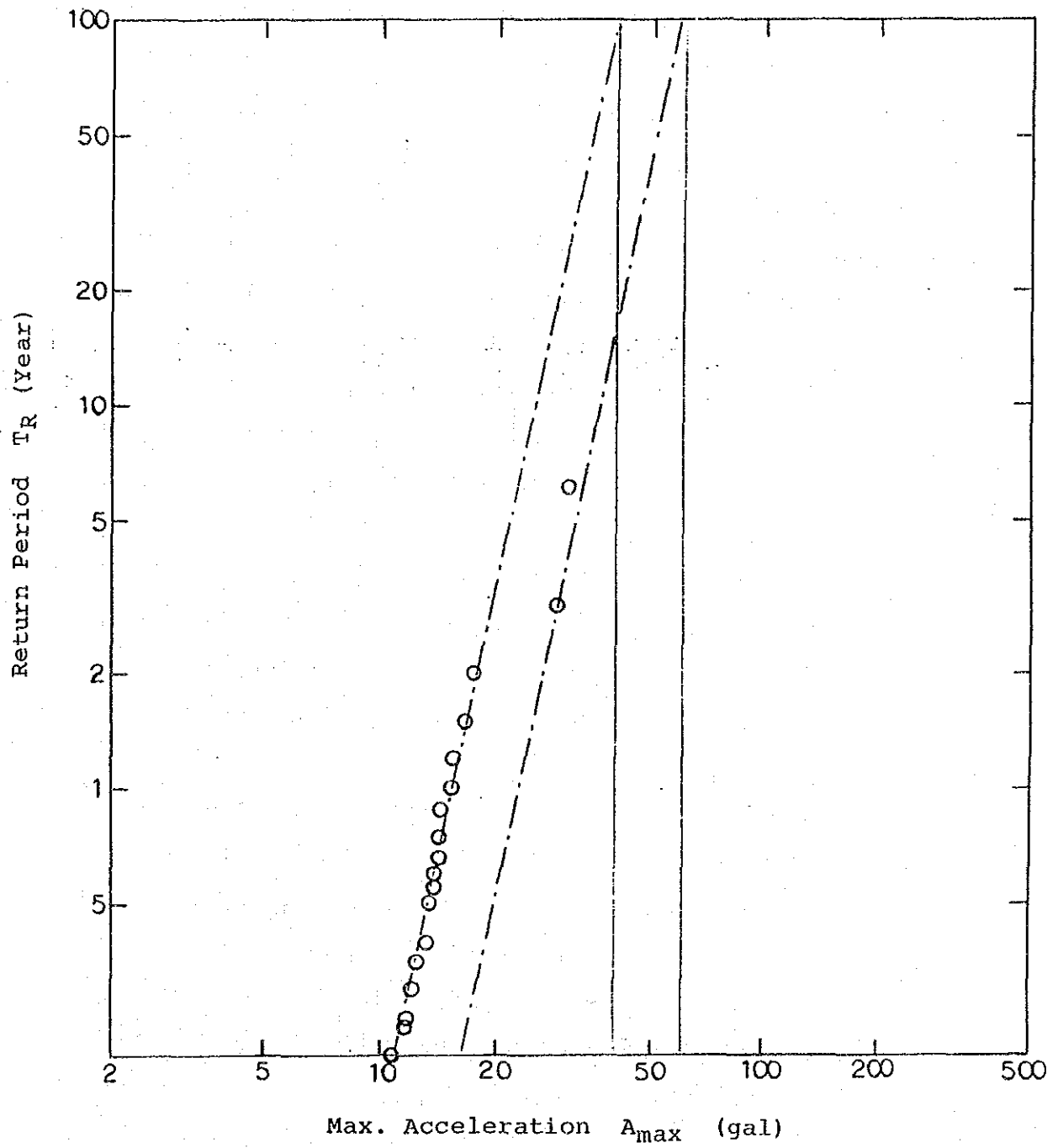
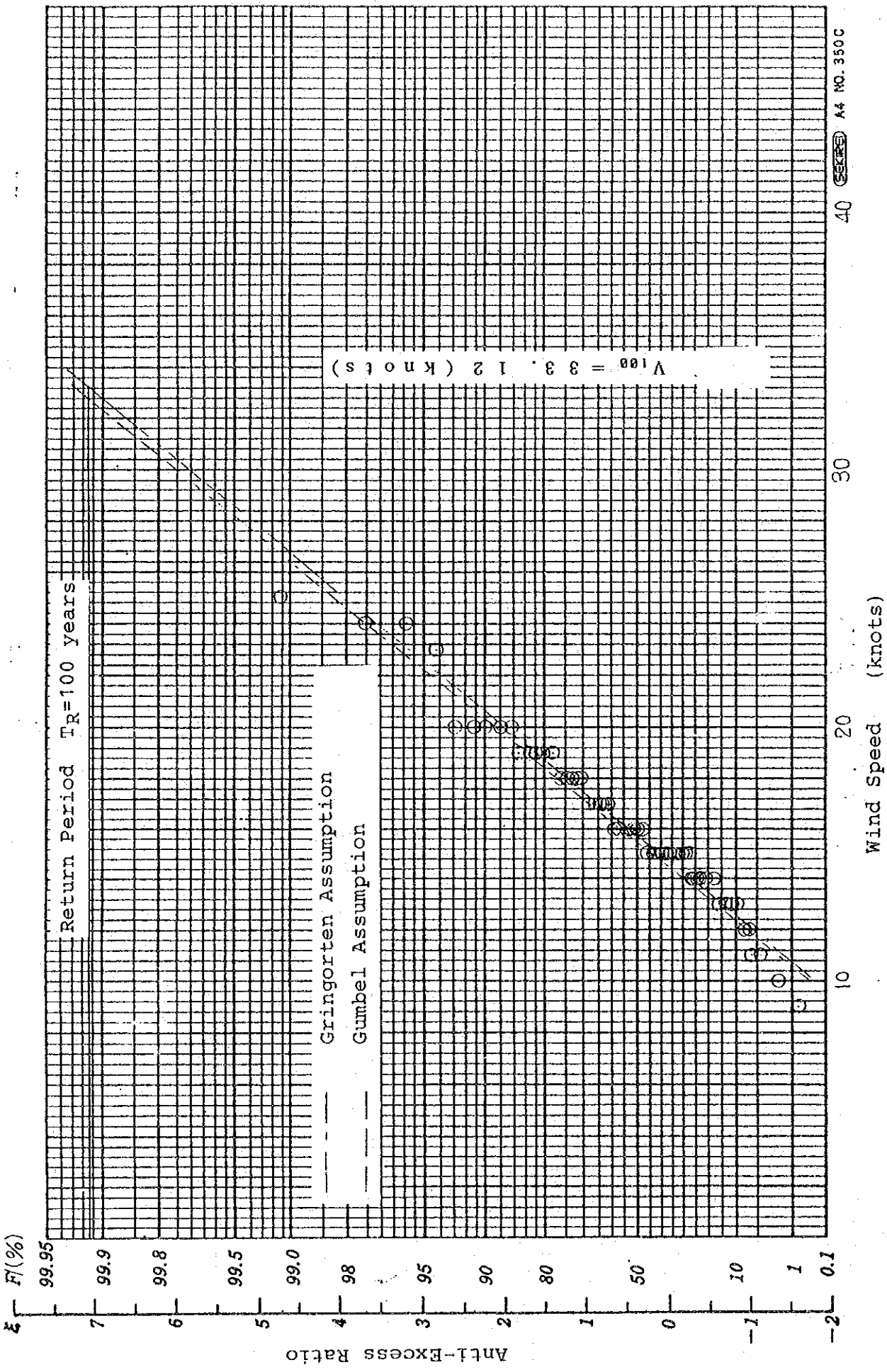


図 6-2 最大加速度と再現期間の関係



40 30 20 10 1 0.1

図 6-3 風速と再現期間 (標準化変数) の関係

表 6-1

## ザンビア周辺の地震記録

(1983.1-1988.5)

Year, Month, Day	Region	Seismic center		Distance from Ipicenter R (km)	Magnitude M	Acceleration A (gal)
		lat.	long.			
1983. 1. 23	C/PROV. ZAMBIA	14.5	29.4	177.2	3.1	6.96
2. 2	N/PROV. ZAMBIA	8.1	29.8	846.9	3.7	1.62
2. 11	N/PROV. ZAMBIA	10.7	32.3	700.3	3.1	1.50
2. 13	L. KARIBA	16.4	28.6	98.3	3.0	11.88
2. 22	N/PROV. ZAMBIA	8.7	29.6	777.6	3.5	1.62
2. 26	L. KARIBA	17.4	27.5	212.6	2.9	5.20
4. 7	S/PROV. ZAMBIA	17.6	25.5	363.0	3.4	3.71
4. 8	C/PROV. ZAMBIA	14.9	28.2	77.4	2.8	13.36
4. 17	W/PROV. ZAMBIA	14.0	26.4	262.2	4.0	7.17
4. 19	C/PROV. ZAMBIA	15.4	29.6	151.7	3.2	8.59
4. 21	C/PROV. ZAMBIA	14.5	27.5	143.0	3.2	9.11
4. 28	E/PROV. ZAMBIA	14.7	30.6	276.3	3.7	5.83
5. 12	C/PROV. ZAMBIA	15.3	29.2	112.3	3.0	10.47
5. 28	W/PROV. ZAMBIA	15.3	22.1	654.9	3.1	1.62
8. 18	C/PROV. ZAMBIA	14.9	27.1	141.1	3.5	10.72
10. 13	N/PROV. ZAMBIA	8.7	29.7	779.8	3.4	1.54
11. 6	W/PROV. ZAMBIA	11.2	24.8	609.8	3.2	1.85
1984. 5. 7	NW/PROV. ZAMBIA	13.8	26.2	293.1	3.4	4.70
7. 8	C/BELT. ZAMBIA	13.6	27.4	237.3	2.9	4.62
7. 30	NW/PROV. ZAMBIA	11.8	26.6	454.2	3.6	3.17
9. 18	NW/PROV. ZAMBIA	13.9	27.5	202.4	2.8	5.21
10. 2	NW/PROV. ZAMBIA	12.4	26.3	408.9	3.0	2.66
10. 6	C/PROV. ZAMBIA	14.4	27.2	170.7	3.5	8.83
10. 20	C/PROV. ZAMBIA	14.3	29.2	179.5	3.2	7.22
11. 4	C/PROV. ZAMBIA	13.7	28.9	223.1	3.2	5.73
11. 4	L. KARIBA	16.3	28.9	107.7	3.4	13.29
11. 4	L. KARIBA	16.3	28.7	94.1	3.0	12.37
11. 5	L. KARIBA	16.3	28.7	94.1	2.9	11.77
11. 8	L. KARIBA	16.3	28.9	107.7	3.7	15.43
11. 10	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	3.4	14.25
11. 11	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	3.0	11.68
11. 13	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	3.4	14.25
11. 13	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	3.1	12.28
11. 14	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	2.9	11.11
11. 21	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	3.1	12.28
11. 24	L. KARIBA	16.2	28.7	85.2	3.0	13.54
12. 5	L. KARIBA	16.7	29.0	148.6	3.8	11.81
12. 6	L. KARIBA	16.4	28.7	103.4	2.9	10.78
12. 7	L. KARIBA	16.4	28.7	103.4	3.8	16.86
12. 12	L. KARIBA	16.6	28.7	122.8	2.9	9.13
12. 26	L. KARIBA	17.0	27.9	158.1	2.8	6.75
1985. 1. 6	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	3.0	11.68
1. 14	L. KARIBA	16.3	28.8	100.5	3.1	12.22
1. 28	L. KARIBA	16.2	28.8	92.3	2.9	11.98

表 6-1

## ザンビア周辺の地震記録

(1983.1-1988.5)

Year, Month, Day	Region	Seismic center		Distance from Epicenter R (km)	Magnitude M	Acceleration A (gal)
		lat.	long.			
1985. 2. 22	L. KARIBA	16.6	28.8	127.8	3.1	9.70
2. 23	L. KARIBA	16.3	28.9	107.7	3.2	12.04
2. 27	L. KARIBA	16.2	28.9	100.1	2.8	10.57
3. 7	C/PROV. ZAMBIA	8.7	29.4	773.6	3.4	1.55
3. 13	L. KARIBA	16.6	28.6	118.5	2.8	9.00
8. 15	NW/PROV. ZAMBIA	12.6	25.4	448.6	4.0	3.93
11. 16	NW/PROV. ZAMBIA	12.4	26.5	398.5	3.6	3.68
11. 18	ZAMBIA	12.8	27.2	327.8	2.9	3.24
11. 19	NW/PROV. ZAMBIA	13.9	25.5	345.9	3.3	3.72
11. 21	NW/PROV. ZAMBIA	13.6	25.4	373.8	3.4	3.59
1986. 1. 20	W/PROV. ZAMBIA	14.4	24.9	378.6	4.2	5.26
1. 22	W/PROV. ZAMBIA	14.2	24.9	387.0	4.0	4.65
4. 4	E/PROV. ZAMBIA	13.6	26.9	261.7	2.9	4.16
4. 10	C/BELT. ZAMBIA	12.3	27.9	366.2	2.6	2.47
4. 10	C/BELT. ZAMBIA	12.6	28.1	331.8	2.5	2.62
4. 10	C/BELT. ZAMBIA	12.6	28.1	331.8	2.4	2.49
4. 12	C/BELT. ZAMBIA	12.6	28.0	332.3	2.4	2.49
4. 28	L. MWERU	9.0	29.8	749.8	4.1	2.28
5. 4	KARIBA AREA	17.6	27.6	230.2	3.5	6.44
5. 7	KARIBA AREA	17.9	27.5	265.0	3.4	5.26
6. 1	S/PROV. ZAMBIA	16.9	27.1	185.6	3.3	7.33
6. 3	NE/ZAMBIA	10.9	32.4	690.3	2.8	1.31
6. 8	L. MWERU	9.0	28.9	738.9	2.1	0.86
6. 13	L. MWERU	8.8	29.8	771.4	3.0	1.28
7. 3	N/PROV. ZAMBIA	9.2	29.9	731.0	3.1	1.43
7. 6	KARIBA AREA	17.8	27.8	247.0	3.3	5.40
7. 9	L. MWERUWANTIPA	8.8	29.7	769.0	3.2	1.41
7. 9	ISOKA AREA	10.1	32.3	753.0	3.4	1.60
7. 15	C/BELT. ZAMBIA	13.5	27.8	236.1	3.1	5.13
7. 18	L. KARIBA	16.3	28.5	83.8	4.5	28.99
7. 20	L. KARIBA	16.4	28.6	98.3	3.1	12.49
7. 30	BANGWEULU AREA	10.9	30.0	554.8	3.0	1.87
7. 31	SIAVONGA AREA	16.3	28.3	78.1	3.1	15.37
8. 8	C/PROV. ZAMBIA	15.1	28.7	77.0	3.3	17.20
8. 9	W/PROV. ZAMBIA	14.8	23.5	512.2	3.4	2.50
8. 10	L. KARIBA	16.5	28.4	101.8	3.3	13.34
8. 11	L. KARIBA	16.4	28.4	91.0	2.8	11.54
8. 14	S/PROV. ZAMBIA	17.4	25.5	350.1	2.6	2.59
8. 14	C/BELT. ZAMBIA	12.9	28.3	298.7	2.6	3.10
8. 16	KARIBA AREA	17.7	27.7	238.2	3.6	6.52
8. 16	N/PROV. ZAMBIA	12.4	31.5	501.9	2.8	1.90
8. 18	ZAMBIA	13.7	31.6	421.9	3.0	2.56
8. 31	KARIBA	16.3	28.3	78.1	2.9	13.91
9. 24	L. KARIBA	16.4	28.5	94.1	3.3	14.36

表 6-1

## ザンビア周辺の地震記録

(1983.1-1988.5)

Year, Month, Day	Region	Seismic center		Distance from Epicenter R (km)	Magnitude M	Acceleration A (gal)
		lat.	long.			
1986.10. 1	C/BELT. ZAMBIA	14.6	26.7	195.4	2.8	5.41
10. 5	C/BELT. ZAMBIA	14.4	27.1	177.7	3.3	7.67
10. 8	W/PROV. ZAMBIA	17.5	24.4	456.4	3.3	2.72
10. 9	W/PROV. ZAMBIA	17.4	24.4	451.6	3.2	2.62
10.16	KARIBA	15.8	28.1	24.6	2.8	30.44
11.10	W/PROV. ZAMBIA	15.6	22.4	621.5	3.0	1.64
1987. 1. 5	SERENJE AREA	13.5	30.1	309.4	3.1	3.82
1.25	CHINSALI AREA	10.6	32.1	695.6	3.1	1.51
2. 6	N. ZAMBIA	11.3	31.7	607.6	3.1	1.77
2.22	ZAMBIA	12.2	31.6	525.3	3.1	2.10
4.21	KARIBA	16.5	28.4	101.8	3.4	14.02
5. 4	ZAMBIA	12.5	28.0	343.3	3.0	3.23
6.24	KARIBA AREA	14.0	26.0	295.4	4.0	6.29
6.25	N. ZAMBIA	9.0	30.0	755.2	3.2	1.44
7. 7	N. ZAMBIA	9.0	30.0	755.2	3.9	2.05
7.12	LUAPULA	11.0	29.0	515.8	3.5	2.61
7.13	NW. ZAMBIA	12.0	25.0	527.1	3.7	2.81
8.22	N/PROV. ZAMBIA	11.0	32.0	653.9	3.2	1.71
8.23	C/PROV. ZAMBIA	15.0	27.0	144.8	3.2	9.00
9.18	S/PROV. ZAMBIA	17.0	25.0	375.1	3.7	4.15
9.19	NW. ZAMBIA	11.0	24.0	682.0	3.4	1.80
10.24	E/PROV. ZAMBIA	11.0	33.0	726.9	3.5	1.75
10.29	N/PROV. ZAMBIA	11.0	31.0	591.9	3.3	2.02
12. 4	LUAPULA	12.0	30.0	442.9	3.5	3.11
12.15	N/PROV. ZAMBIA	10.0	32.0	743.5	3.6	1.79
1988 1. 3	NW. ZAMBIA	14.1	25.9	297.8	4.2	6.88
1.11	LUAPULA	10.4	29.3	587.0	3.2	1.94
1.21	CHIRUNDU	16.3	29.0	115.4	2.7	8.79
3.15	C/BELT ZAMBIA	12.3	27.2	380.4	3.3	3.34
3.30	N/PROV. ZAMBIA	10.8	30.3	577.2	4.1	3.09
3.31	E/PROV. ZAMBIA	12.1	31.1	497.7	4.1	3.67
5.26	ZAMBIA	13.7	31.0	367.3	2.5	2.34
5.30	N/PROV. ZAMBIA	9.8	29.9	665.2	2.9	1.44

表 6-2 月最大風速 (knots)

	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JULY	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
1984	16.0	15.0	13.0	20.0	17.0	19.0	19.0	24.0	25.0	18.0	23.0	19.0
1985	13.0	13.0	17.0	14.0	16.0	15.0	20.0	24.0	17.0	18.0	20.0	19.0
1986	17.0	16.0	16.0	16.0	20.0	16.0	14.0	18.0	16.0	9.0	16.0	15.0
1987	15.0	14.0	15.0	15.0	15.0	15.0	14.0	19.0	18.0	20.0	16.0	16.0
1988	11.0	15.0	10.0	14.0	14.0	16.0	15.0	17.0	15.0	17.0	19.0	17.0
1989	12.0	12.0	11.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-



(b) 設計基本風速

表6-2 はカフエにおいて1984～1988年の間に観測された月最大風速を示したものである。

これらの風速データを用い前記の解析手法により風速の期待値を求めた。なお、当計量として年最大風速を用いるのが一般的であるが、ここでは入手できたデータが6年間と短いため、月最大風速を統計量とした。よって、再現期間 $T_R = 100年 \times 12月 = 1200ヶ月$ とした。

風速と再現期間（標準化変数）の関係は図2-1 に示すとおりであり再現期間 100年に対する風速の期待値は33.1knots (17.0m/sec) 程度であると推定される。

設計基本風速としては、解析データが短いことを考慮し安全側に

$$V_{100} = 39\text{knots (20m/sec)}$$

と設定する。

(5) 浮島荷重

本橋に関する以前の報告書は、殆ど例外なく浮島による支間の閉塞の問題に言及している。この現象は、当地の夏の始まりである11月頃から、カフエ流水量がピークを迎える頃までの4～6ヶ月間に亘って毎年発生する。

カフエ鉄道橋における浮島対策問題の歴史は長いにもかかわらず、数量サイズ、発生頻度等の量的把握は殆どできていない。

従って、あたかも浮島が河川の流水により押し続けられていると仮定しこの問題に流水圧理論を適用すると、道路橋示方書により流水圧は以下の通り与えられる。

$$P_{HC} = KV^2A$$

ここに

K : 抵抗係数  $0.07 \times 2 = 0.14$

V : 流速 常時 1.0m/秒

異常時 2.5m/秒

A : 浮島の鉛直投影面積

$$43.0\text{m} \times 0.6\text{m} = 25.8\text{m}^2$$

単脚により分担されるべき浮島の幅は、43.0m（≒支間長）であるから  
1 橋脚に作用する水平力は

$$\begin{aligned} \text{(常時)} P_{nc} &= 0.14 \times 1.0^2 \times 25.8 \\ &= 3.612 \text{ トン} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(異常時)} P_{nc} &= 0.14 \times 2.5^2 \times 25.8 \\ &= 22.575 \text{ トン} \end{aligned}$$

となる。

# 第7章



## 代替案

- 7-A 概要
- 7-B 平面線形の選択
- 7-C 縦断線形の選択
- 7-D 代替案
- 7-E 代替案の選定
- 7-F 取付道路



7-A

### 概要

前述のように、カフエ道路橋は、首都ルサカと南部地域を結ぶ国際幹線道路沿いに位置している。

道路局はルサカ～カフエ間の道路改修プロジェクトを計画しており、プロジェクトは、1991年から実施される予定である。更に、T2道路（カフエ～チルンド）は、橋の南側橋台まで改修済みである。

従って、橋梁改築に関する新線形は、これら実施中又は、完成済みのプロジェクトに一致させるのが望ましい。

7-B

### 平面線形の選択

#### (1) 平面線形の範囲

平面線形選択に関するキー・ファクター／コントロール・ポイントを下記にまとめてみる。

- (a) 電話線は、下流側に、橋と平行に15m 離れて設置されている。
- (b) 電線も同様に、下流側に、橋と平行に37m 離れて設置されている。
- (c) ナンセンガ橋は、当橋から約200mの上流にある。
- (d) 税関検査区域、料金所は、橋の南側にある。
- (e) ウェイブリッジは、橋の南側、ルートT1（カフエ～リビングストーン）とルートT2の交差点からルサカ方面へ約750mの地点にある。
- (f) 現橋の両側沿い、又、税関エリアからルートT1とルートT2との交差点までの間、民有地が存在している。
- (g) 橋梁及び取付道路の設計の基本的概念は下記の通りである：
  - i) 直線区間をできるだけ長く取り、又、カーブもできるだけ緩やかに取る。取付部分を短くするために、急カーブにすることは考えない。
  - ii) 橋の南側は、Sカーブが採用されているので、北側にもSカーブを使うのは賢明ではない。
  - iii) 同方向のカーブとカーブの間に短い直線区間を挿入することは避ける。
  - iv) 橋は、直線の線形にするのが有利である。

(h) 現場と新線形上の橋梁との十分なる間隔は、新橋梁構造物の建設による現構造物への悪影響のためのみならず、建設工事に必要なスペースを確保するためでもある。

新橋の基礎に、ドライビング・パイル基礎形式を採用するのであれば各構造物の中心から中心までの距離が15mを下だらないものとする。

概算は、下記関係式を基に行う。：

$$B_0 > B_2 \quad \text{この時} \quad 3 < N < 5$$

$$B_0 > \frac{1}{2} B_2 = 6.0\text{m} \quad \text{この時} \quad N > 10$$

$$B = 9.8/2 + 12/2 = 16.9\text{m}$$

ここでは、 $B_1 = 9.8\text{m}$  及び  $B_2 = 12\text{m}$  と仮定する。

$B$ ,  $B_0$ ,  $B_1$  及び  $B_2$  の定義は図7-1に示した。

新橋の完成後は、現橋は撤去されるので、新橋建設の場合、より小さい $B$ が採用可能である。

隣接構造物間の必要最低限の純オープニングは、4.0mは必要である。

従って、新旧構造物間の間隔は、15mとなる。

## (2) 平面線形の許容範囲

平面線形の位置に関し、許容線形範囲は、図7-3に示した通りである。

### (a) ライン 1

ライン 1は、T2の直線線形の延長線上にある。

### (b) ライン 2

ライン 2は、必要距離を保ちつつ、橋梁上でのいかなるカーブをも避けるように選定されている。

### (c) ライン 3

ライン 3は、ライン 2とおなじで、上流側に設定したものである。

### (d) ライン 4

ライン 4は、T.P.でラインに接続する。ライン4は、現橋の直線線形を削除するように考えてある。

平面線形の調査は、ライン 2と 3のスペース内になるように決定した。

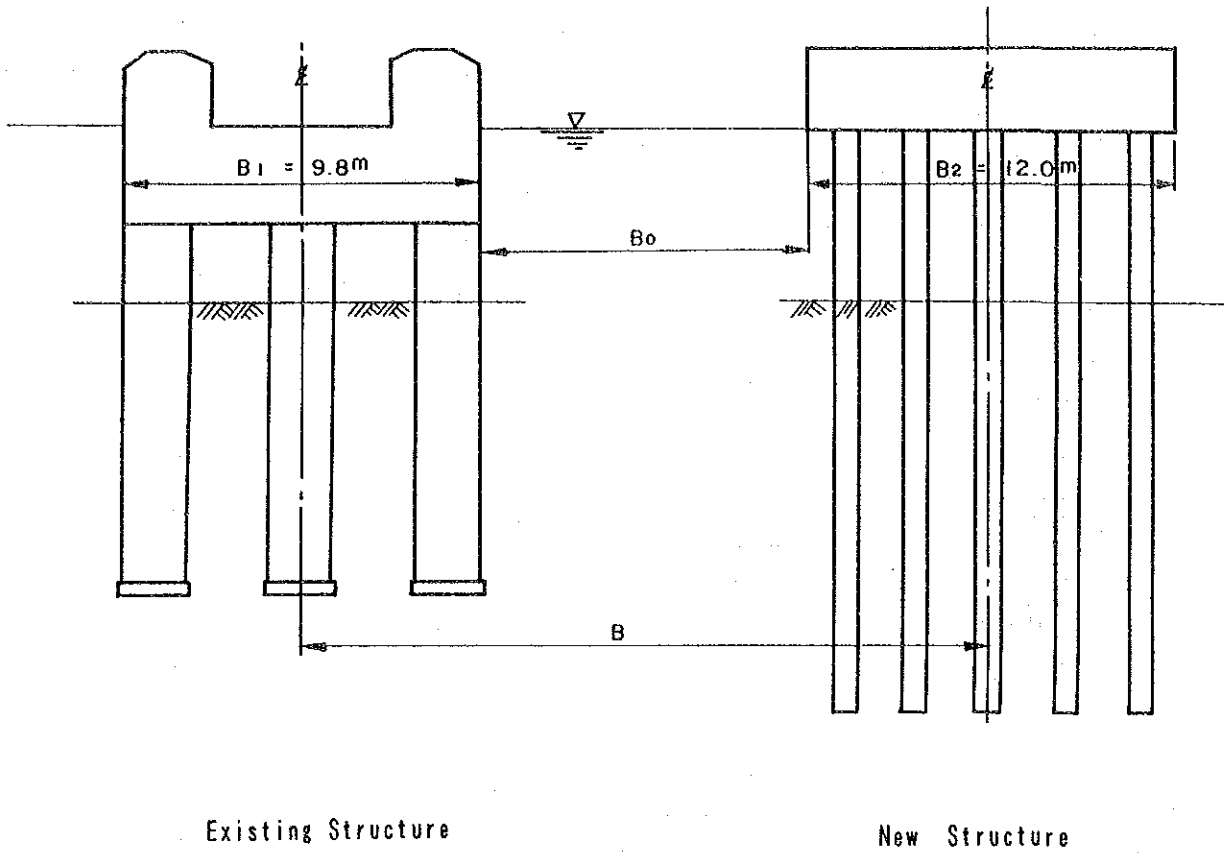


図 7-1 B, B0, B1 及び B2 の定義

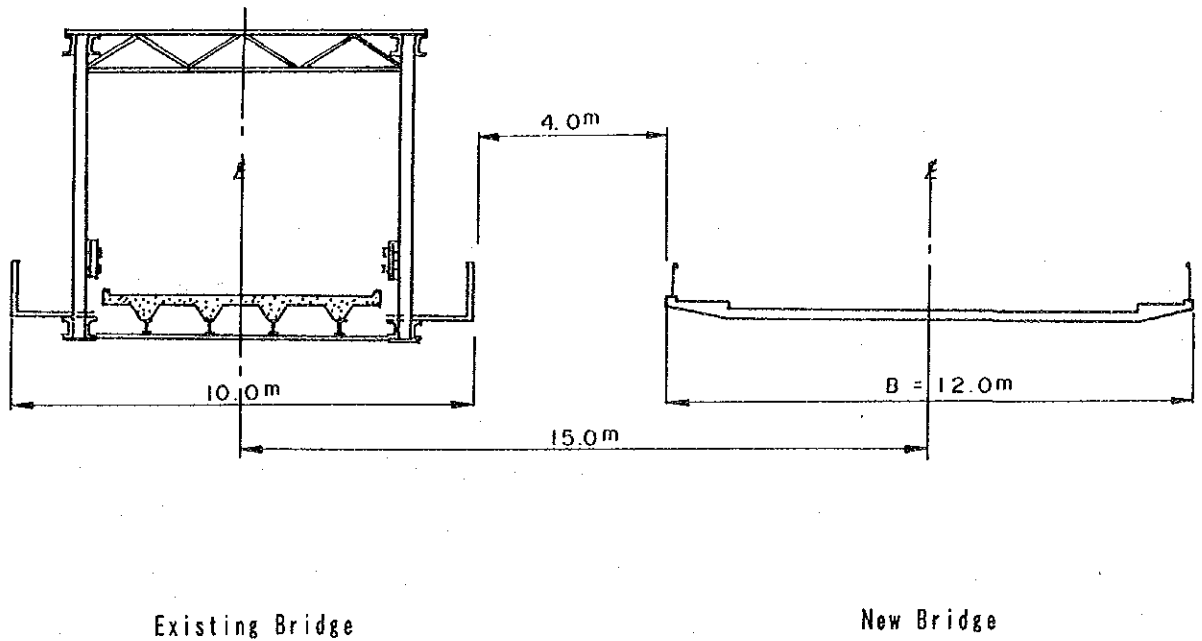


図 7-2 新旧構造物間の必要最小間隔

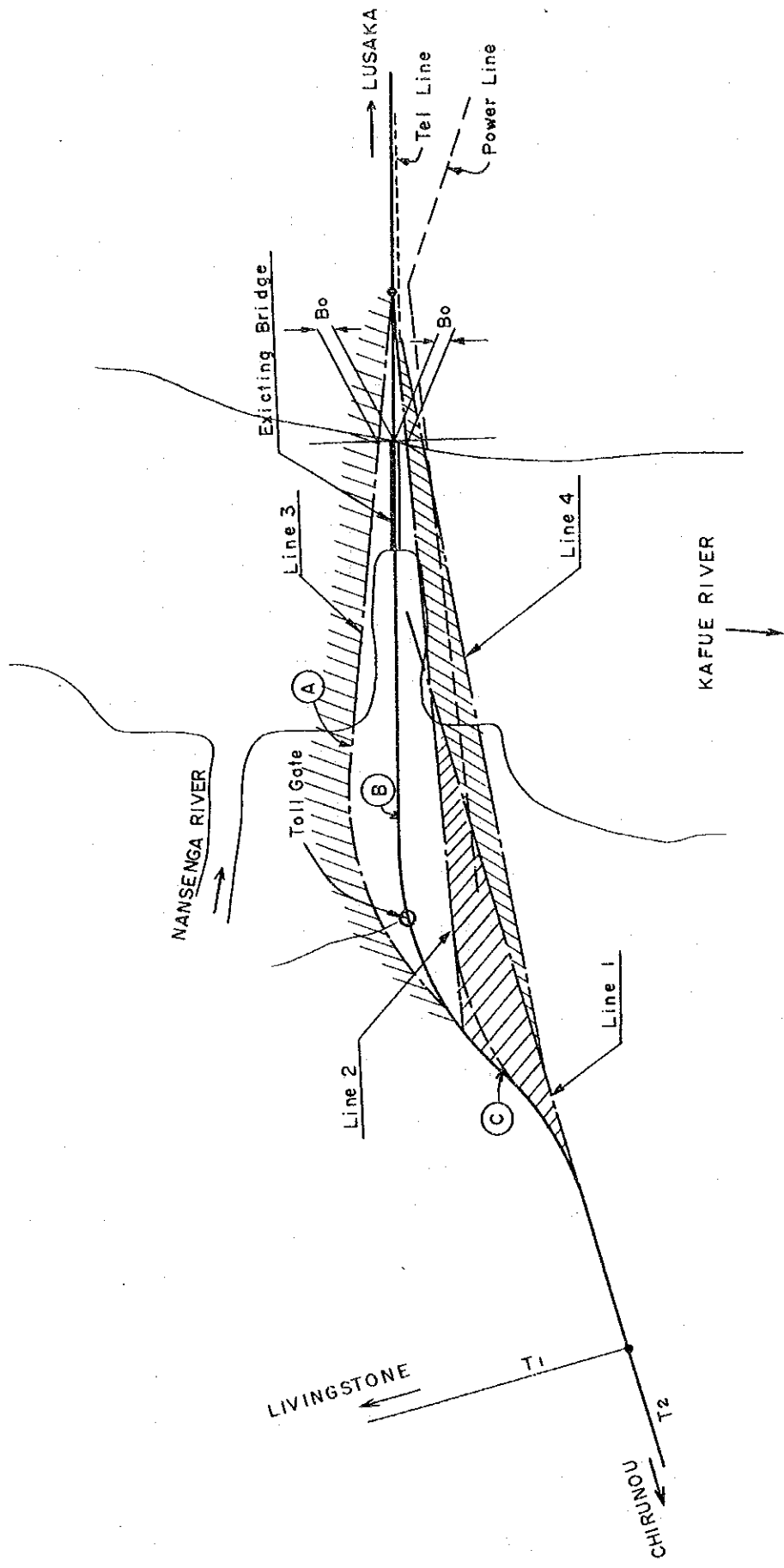


圖 7-3 平面線形許容選折範圍圖



(3) ルート代替案

上記概念を基に、代替案ルートとして、3本のルートが考えられる。

(a) A ルート

A ルートは、橋台（新旧橋台の端と端の間が少なくとも15m となるように設けられる）の建設要件の制約を満たし、しかも、上流側に設定されている。ルートは、検問所の西側を通り、ウェイブリッジの手前で現ルートに接続する。

(b) B ルート

B ルートは、現橋の線形を利用する。

(c) C ルート

C ルートは、橋台の建設要件の制約を満たし、電線までの余裕を少なくとも16m とったものである。ルートは、下流側にあり、ウェイブリッジで現橋に接続する。

各代替線形案の特徴は、次の通りである。

(a) A ルートは、ナンセンガ川の川口に近く、検問所の周辺で私有地へ入る。

(b) B ルートは、幾何的改善の必要がなく、取付道路の幅が十分とれる。

(c) C ルートは、建設コストを下げ、電線の移設を避けるように、出来るだけ現場に近い位置に設定する。但し、電話線は、移設しなければならない。A ルートの場合と同じく、このルートは私有地を侵害する。

(4) 提言

上記代替案のいずれの場合も、現在の橋脚を除去しない限り、橋脚の位置は、現橋の影響を受ける。選定されるルートが私有地を侵害しないことが望まれる。

7-C

縦断線形の選択

縦断線形は、下記条件を基に設計されねばならない：

(a) 新橋の桁下空間は、現橋と同じとする。

(b) 最小限の建設コストとするために、クレストは、橋の新線形へ組み入れる。

(c) 取付道路は、最短で、盛土を最も低くする。

- (d) 現在の道路を利用する計画では、路面をオーバーレイできる線形とする
- (e) 幾何的には、標準値以上の線形要素を使用する。
- (f) 橋梁支間については、縦断線形を現在よりも1.5m上げるよう計画されている。
- (g) 橋梁の主径間では、縦断曲線のクレストは、全部の径間について縦断面が対称となるように、橋の中央にもってくる。

7-D

## 代替案

### (1) 新橋に対する基本的提案

前述のように、カフエ道路橋は、テムズ川から移設し、1949年に建設されたものである。元の橋は、5径間単純橋として建設され、この内の3径間が、カフエ河へ移設された。この為、橋長は、自ずと制限された。

1969年、カフエ道路橋の下流に建設されたカフエ・ゴージ・ダム貯水による水位の上昇の為、6'-5" (約1.96m) の嵩上げが必要となった。その時は、橋長は、変更しないでそのままとしたので、盛土部が水路の方へ直角に突き出ている。

これらの特殊事情を考えると、カフエ道路橋の再築を同じ大きさの橋に限るわけにはいかない。

交通機能の改善と、新橋によりもたらされる地形的な景色の眺めとにより、南アフリカ諸国の中心的幹線道路上にあるこのスケールの大きい橋梁の審美性が高まり、記念碑的な構造物になるであろう。

### (2) 河川条件及びその建設への影響

計画現場での水位は、カフエ・ゴージ・ダムとイテシ・テジ・ダムの双方の放水の影響を受けている。水力発電及び灌漑、生活用水の必要条件を考慮して、両ダムの放水量は、標準流量が650m<sup>3</sup>/秒になるように、又、カサカ・ゲージ観測点の水位が976.6m以下になるように、人工的に調整されている。

更に、カフエ川の勾配は極端に小さいので、プロジェクト現場での水位はダムの水位の影響を大きく受ける。実際、プロジェクト現場での水深は常に8m以上であるが、年間の水位の変化は、約1mと推定される。

従って橋梁建設は、勿論、乾期の方が有利ではあるが、季節的な条件には左右されないだろう。

### (3) 流れと洗掘

プロジェクト・サイトで、これまでに記録された最大の流量は  $1,200\text{m}^3/\text{秒}$  である。現橋の隣接区域を含む位置の最大流量は約  $1.5\text{m}^3/\text{秒}$  と推定される。実際、プロジェクト・サイトでの流量が、カフエ・コージ・ダムの放水量に一致すると仮定すると、流量は  $0.4\sim 0.5\text{m}^3/\text{秒}$  に近づき得る。

この流れの下では、洗掘が起きる可能性は余りないが、その代わりに、土砂の堆積の方があり得る。反対に、前に検討したように、橋梁の径間が、カフエ・コージ・ダムの100年期待値の計画流量に一致させて設計される場合には、 $2.5\text{m}/\text{秒}$  以上の流速が予測されているのでこの流速では、河床の洗掘を考慮するか、あるいは、川幅を拡げるかする必要はある。

### (4) 径間のクリアランス

#### (a) 最小径間長

##### (a)-1 橋脚の中心から中心までの最小径間長

径間長は、下記に述べる諸状況により、 $43.0\text{m}$  に決定する。

日本の河川構造令に従い、下記の公式を橋脚間の純スペース ( $L_{\min}$ ) に適用するものとする。

$$L_{\min} = 20.0 + 0.005 \times Q \text{ (m)}$$

この場合、 $Q$  : 1秒当りの流量 ( $\text{m}^3/\text{秒}$ )

カフエ川では、100年期待値の $Q$ が、 $2,120\text{m}^3/\text{秒}$ と推定されるので、 $L_{\min}$ は、 $30.6\text{m}$ の概数としての $35\text{m}$ を下回らない純スペースが望ましい。

浮島が、一時的に現橋脚に付着することがあるが、現橋脚が現在まで安定していたことから、浮島は流され、橋脚を損傷することはないだろう。

船舶の航行などの為に、橋脚間のクリアランスを延長する積極的な理由はない。

##### (a)-2 橋台と橋脚間の径間長

径間長は、下記理由により、 $38.0\text{m}$  に決定する。

すでに触れたように、径間長が $38.0\text{m}$ の場合建設コストおよび現場での計画実行性が、最も経済的且つ適切である。

また前述の通り、35.0m を下回らない径間長を確保することが必要である。

(b) 両側径間長の検討

両側径間長の決定に際しては、経済面及び現場工事の実施が容易なこと等を、川の自然への影響と同様、考慮に入れねばならない。

下記の表の様に、3案が考えられる。これら3案の中から、下記の評価一覧表に従い、最終提案として第2案を採用する。

A1橋台付近の支持層の厚みが、A2付近のそれと余り変わらないので各案の評価は、A1橋台についてのみ行った。

各案に対する両側支間長の主な特徴：

第1案

現場工事を、陸上で実施可能とできる、ぎりぎりの限界である33.6m案である。

この場合、浮島が通過する余裕が十分ではないと考える。

第2案

両側支間長が38.0mであり、橋台と橋脚との間の最小支間長に同じである。

第3案

両側支間長が、浮島の通過スペースが十分にある43.0m案。これは、同一支間長をもつ4径間連続橋となる。これより長い径間はコストが高くなる。

	Side span length	Bridge span ratio	Facilita-tion of site work	Relative cost (exclusive of piers)	Affect on river nature	Total evaluation
1sr Idea	33.6 m	33.2+43+43+33.2 (1:1.3:1.3:1) ○	○	100 ○	△	△
2nd Idea	38.0 m	37.6+43+43+37.6 (1:1.14:1.14:1) ○	○	101 ○	○	○
3rd Idea	43.0 m	42.6+43+43+42.6 (1 : 1 : 1 : 1) △	○	106 ×	◎	△

(5) 構造形式

(a) 上路橋又は、下路橋

現橋においては、上部の道路表面と対傾構の下部との間の高さがハイウェイ設計基準に規定されている通り、適切に設定されているがそれでも殆どの横構が損傷及び破壊されている。

高さ3.8m以上となる場合、車両は許可申請を要するとの道路局の制約があるにも拘らず、現実には上記のようであり、事故の原因は、確認されていない。

ザンビアでは、建築限界規定を要する道路は非常に少なく、カフエ道路橋は、主要幹線道路上では、その数少ないものの内のひとつである。

こうした状況より、実施可能な限りは、上路橋を強く勧めたい。より長い支間を採用する場合、勿論、下路橋が必要である。しかし、下路橋を選ぶ時には、両方の橋門に特殊なセンサーを設置することを勧める。

(b) 景観

現場は、見通しの良い野原であるから、視野を妨げるような構造物を設置しない方が望ましい。

(c) 連続橋又は単純橋

構造的安全性及び円滑な交通の改善の見地から、連続橋を提案する。

(6) 建設機材／資材

大型建設機材、及び、建設資材の大部分を外国から輸入しなければならない。ザンビアは内陸国であるから、内陸輸送距離が、ほぼ2,000kmに達している。

従って、機材／資材の輸送は、橋建設の経済性を決定する主要原因のひとつである。

(7) 取付道路

現取付道路は、沼沢地にある170mの堤防である。堤防はかなり高く、約13mに及ぶ。先に述べたように、この一般的でない構造物は、カフエ・ゴージダムの建設による約2mの水位の上昇の結果、生じたものである。

水位の上昇による破壊から現橋台を保護するために、引張筋を入れたカウンター・アンカーを設けてある。工学的見地からみると、水位が上昇した時に、再度、堤防の長さを検討すべきであった。

以上の状況より、新橋の路面高は、現橋のそれよりも高くする必要があり、新しい堤防の適切な長さは、堤防の高さ、並びに、陸橋又は堤防のいずれかの評価を検討した上で、決定するものとする。

#### (8) 橋梁代替案の必須要件

これまでに進めてきた検討を総合し、橋長及び橋梁形式は、下記の必須条件を基に提案されるものとする。

- 1) 総建設コスト
- 2) 建設工事の容易さ
- 3) 建設工事期間
- 4) 現橋脚との相関関係

#### (9) 代替素案

上記各節で討議した全選択肢についての包括的な検討の結果、13個の代替素案が出てきた。(図7-4 参照)

案 1～12は、川に架ける主径間の諸形式を、又、案13は川の右側堤防の取付道路を示したものである。これらの案は、表7-1 にまとめた。

これらの内、案 2及び 3は、全く新しい線形であり、その他の案は、現線形及び新線形を利用する。

取付道路を含む橋梁代替案に対し、案 1～12及び13の組合せの内、新線形を採用するものが提案されている。

一方、現線形について、提案されている案では、主橋梁を含み現堤防をとり入れている。

現線形を採用するその他の案の場合、建設コストに現上部及び下部構造の撤去が含まれることは、避けられない。

##### (a) 新線形を採用する案

新線形を採用する案の内、現下部構造は、長期に渡って撤去されないものと仮定し、新旧の線形が相互に隣接しているので、新橋脚の位置は、現橋脚の位置と殆ど同じとなる。案 1及び12も、新線形が採用されるだろう。







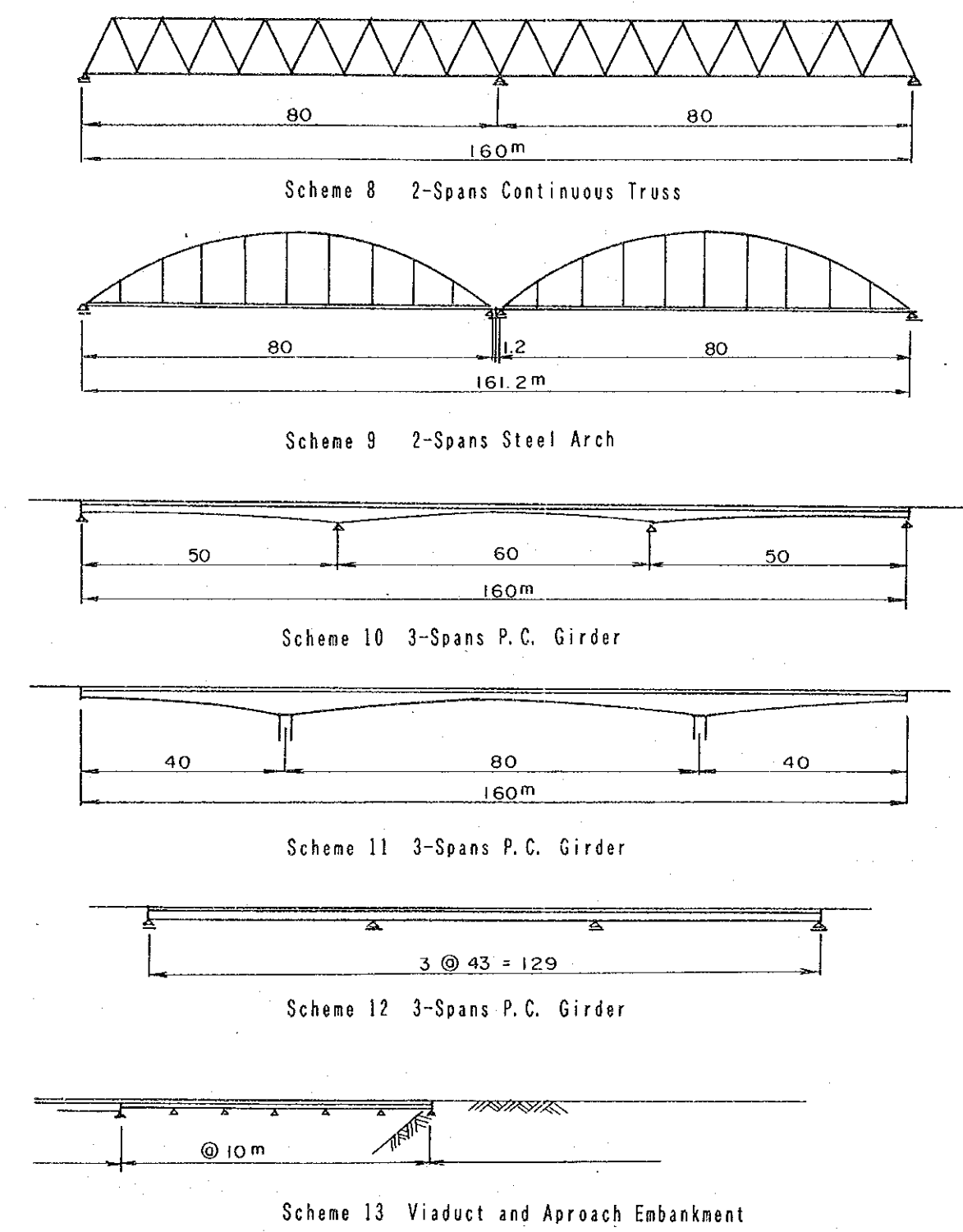
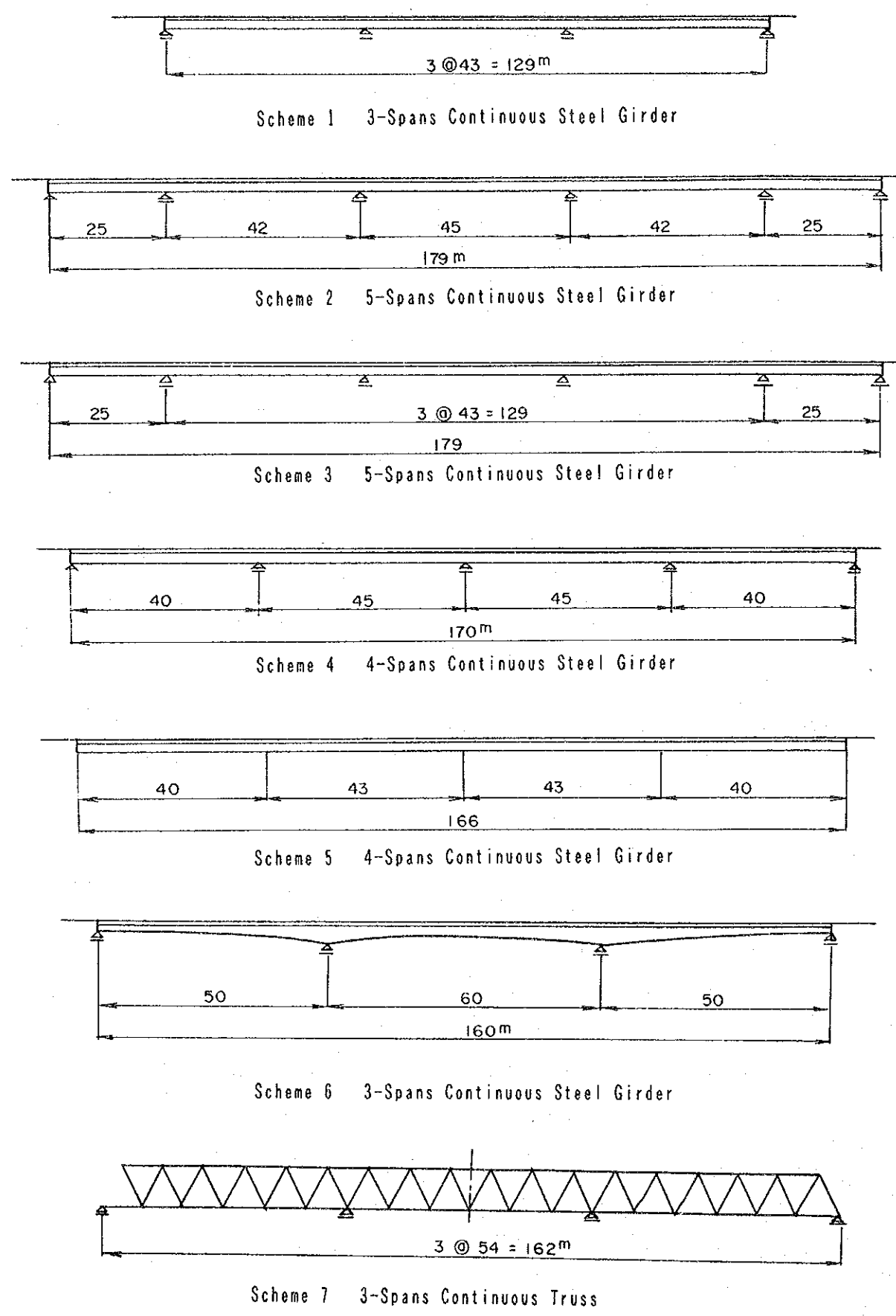


图 7-4 比较设计素案



表 7-1 比較素案一覽表

Good ○ Fair □  
Poor △

Scheme	Type	Length of Bridge	Max. Span Length	Alignment Corresponded	Height of Abutment (m)	Number of Pier in Water	Economy	Durability	Safety on Const.	Maintenance	Others	Evaluation
1	3-Spans Steel Girder	129m	43m	new/exist.	13m	2	○	○	△	Embankment to be settled for new alignment		○
2	5-Spans Steel Girder	179m	45m	new	6m	3	□	○	○	To be care settlement of embankment	Restriction of Pier Location	
3	5-Spans Steel Girder	179m	43m	new	6m	3	○	○	○	do	do	○
4	4-Spans Steel Girder	170m	45m	(new)/exist.	7m	3	○	○	○			
5	4-Spans Steel Girder	166m	43m	(new)/exist.	8m	3	○	○	○			○
6	3-Spans Steel Girder	160m	60m	(new)/exist.	8m	2	△	○	○			○
7	3-Spans Steel Truss	162m	54m	(new)/exist.	8m	2	□	□	□			
8	2-Spans Steel Truss	160m	80m	(new)/exist.	8m	2	△	△	△			
9	2-Spans Steel Arch	161.2m	80m	(new)/exist.	8m	1	△	△	△			
10	3-Spans P.C. Girder	160m	60m	(new)/exist.	8m	2	△	△	△	Free		
11	3-Spans P.C. Girder	160m	80m	(new)/exist.	8m	2	△	△	△	Free		
12	3-Spans P.C. Girder	129m	43m	new/exist.	13m	2	○	○	△	Free		

Note : (new) designates that Schemes 4 through 12 can also be applied to new alignment, provided existing piers are demolished.





案 1

3径間連続鋼製鈹桁

径間の形態は、現橋とほぼ同じ。

橋台が水深の深い所に建造されているので、排水の必要があり、建設コストが増加する。

案 2

5径間連続鋼製鈹桁

中央の 3径間は、現橋の径間と同じである。橋台は陸上に建造する

案 3

計画 2のバリエーション

案12

3径間PC桁。案 1に同じ概念。

(b) 現線形を採用する案

これらの案の橋脚位置は、現橋脚位置の影響を受けない。現下部構造が撤去されるという理解の上で、これらの案が提案されている。更に、案 4～9 は、鋼製上部構造を、又、案10～12は、主径間が43～80 m のいずれの場合共、ポストテンション方式によるPC桁橋を含むものである。これらの案は全て、現橋脚を撤去するという条件の場合、新線形を適用可能である。但し、これらの橋脚は、一般的には、上部構造を撤去した後も残るものである。

案 4

橋長170mの 4径間連続鋼製鈹桁

特に、経済的理由から、長さ40m の側径間を考えられる。

案 5

案 4のバリエーション、但し、中央径間が43m 。

案 6

3径間連続鋼製鈹桁

水深の深い所へ建設される橋脚の本数を削減することができる。

案 7

各支間長54m の 3径間連続トラス

この計画の特徴は、次の通りである。

- a. この計画は、下路橋であるから、道路面の高度は、比較的低くできる。又、その為、縦断勾配を小さく、橋台の高度も低くすることが可能である。

b. 資材及び組立て用資材の量が少ないと思われるので、又、部材が小型であるため、輸送並びに組立て共に利点がある。

案 8

支間長80m の 2径間連続トラス

この案は、径間長80m に変更予定のカフェ鉄道橋に似ている。径間長を同じにしておけば、浮島の流れが妨げられない。

案 9

支間長80m のアーチ橋（ランガー桁）

このアーチ橋は、カフェの非常に印象的なランドマークになるだろう。

案10

3径間連続PC箱桁、中央径間60m

足場架設を想定している。

案11

中央支間80m 及び案10と同じ橋長の 3径間連続PC箱桁。

片持ち式架設を想定している。

案13

径間長10m の陸橋。

この陸橋は、川の右岸にのみ、又、新しい線形を採用する場合にのみ設けることとする。右岸の水深は、約 2～2.5mである。

7-E

代替案の選定

(1) 鋼製 VS コンクリート製

新橋の建設は、USAID の資金を受けたカフエールサカ道路改修プロジェクト（カフエールサカ道路プロジェクト）と同時に実施することを、強く勧める。カフエールサカ道路の建設スケジュールは、1991年 3月に開始され、1993年11月に完成の予定である。

上記プロジェクトと建設スケジュールを一致させる理由：

- (a) カフェ道路橋が、カフエールサカ道路改修プログラムの一部を構成するものであり、道路の完成後に開通するようなスケジュールは、望ましくない。



(b) カフェヘルサカ付近には、操業中のアスファルト工場が無く、高温混合歴青アスファルトコンクリートを常時、供給することは、全く不可能である。一方、このプロジェクトに必要なアスファルトコンクリートの量は、僅か700m<sup>3</sup>であり、専用のアスファルト工場を、自分の費用で設けることは、非経済的であり、且つ実際には不可能である。道路改修（プロジェクト）の方で、アスファルト工場を設立するであろうから、工事スケジュールが一致できれば、その工場を橋の建設に利用でき、望ましい。

舗装の強度を確実なものとし、その品質を保証するために、仕上げ機、ローラー及びアスファルト工場などの建設機材を用意するものとする。経済的には、アスファルト舗装は、カフェヘルサカ道路プロジェクト用の移動プラントを利用するか、或は、全工程をそのプロジェクトへ委託するかして、実施することになる。

案10から12までのコンクリート橋の建設期間は、同サイズの、鋼橋の場合よりも4~5ヶ月長くなるものと思われる。従って、所定の期間中にコンクリート橋を完成させるには、更に多くの機材が必要となる。必然的に建設コストが上昇する。

以上の状況から、鋼橋の方が、建設期間及びコストを減じるものと思われる。

一般的には、コンクリート橋のメンテナンス・コストの方が、鋼橋のものより少なくて済む。その差は、殆ど、鋼橋の場合に避けられない塗装による防食のために必要なコストに相当するものである。

ザンビアは、内陸国であるから、塩害には関係ない。又、錆の進行を加速する酸性スモッグや水質汚染もないので、10年毎の塗装で十分と思われる。橋梁の寿命期間全体を通しての、メンテナンス・コストは、将来のコストを、個々の経費に従って現在の価格に換算することにより推定できる。案4の場合で、塗装面積が5,300m<sup>2</sup>、塗装コストがK 90/m<sup>2</sup>と仮定すると、一回の塗装が、約K 477,000の額になる。橋梁の寿命が50年であればこの額は、10%の複利をベースとした現在価額でK 684,000になる。プロジェクト評価で20年を仮定するとK 298,000に相当する。

以上の様に、鋼橋とコンクリート橋の計画案の資本コストを比較してみると、多くとも塗装作業を維持する為の資本コストのK30万が加わるのみである。

PC構造物には、鋼構造物に比べて、現場工事全体を通じて高度な熟練労働と品質管理、監督が要求される。一方、鋼構造物は、工場で組立て専門家の監督の下での数人の熟練技能者と現地労働力により架設可能である。

更に、径間の長いPC橋梁の場合、高い品質で  $350\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の強度のあるコンクリートが必要である。これらの要件を満たすには、品質の良い砂及び砂利、並びに品質の良いセメントを確保しておかねばならない。カフエ地域で、品質の良い砂を入手することは、殆ど実現不可能であり、又、価格も高くなる。

コンクリート構造物の質を確実なものとし、美的要件も満たすには十分な強度を持った足場、大量の防水合板、或は、メタルフォームも必要である。

コンクリート構造物の場合、同等の鋼製径間よりも重い死荷重が掛っているため、十分な下部構造が必要となる。

一方、鋼構造物の場合の、桁下端のレベルと道路表面との間の高さは、コンクリート構造物に比して、 $0.2\text{m}$ 高くなるであろう。その結果堤防がより高くなり、鋼構造物のコストが上昇する。上部構造が撤去され、別の場所へ再設置されることにより再利用されるのであれば、より一層の経済的利点が、期待される。

経済的条件をみると、コンクリート構造物の方が、輸入資材が少ないので、ザンビア政府にとっては有利である。しかし、プレストレスした足場、手延式桁、及び現在のセメントの生産性を考慮して、現在の現地調達資材のコストを確認するものとする。

これとの関係で、将来、コンクリート構造物の利点が確立するかもしれないが、コンクリート構造物は、資金的、経済的条件並びに、現場の条件を考えあわせ、排除することとする。

## (2) 橋梁形式の選定

橋長及び径間数を含む最終的な橋梁形式を決定するに際し、上記諸計画の中から幾つかの代替案を選ぶこととする。

選定は、次の点に従って行う：

- a) 経済性
- b) 施工性 (建設期間も含める)
- c) 安全性
- d) 他のプロジェクトとの相関関係
- e) メンテナンス・ケア

比較設計を目的に代替案を選択する際の諸条件を、次にまとめてみた。

- (a) 少なくとも現在の橋幅を下回らない川幅を維持すること。
- (b) 主水路の最短支間長を現在の43mとする。
- (c) 新線形の場合、現橋脚を一時移設しないのであれば、現橋脚の流線上に新橋脚を設定するものとする。しかし、現橋脚をその場に残した場合、新橋へ悪影響を及ぼすので、現上部構造を取り壊す時に、現橋脚も撤去されねばならない。現橋を移転するのであれば、橋脚の位置を自由に設定できる。
- (d) 新線形を現ルート上に計画する時には、現橋脚及び橋台は撤去する。
- (e) 浮島から保護するための浮島切断装置を橋脚に設置する。浮島の影響を考える際の荷重を設計条件に含める。
- (f) 入札で、同条件の中で、建設コストを比較するには、取付道路のコストも、それぞれの計画案で指示されているように含めるべきである。
- (g) 現下部構造の改修及び利用は考えない。

## (3) 代替案

(1) 及び(2) の節で述べた種々の条件を考慮の上、更に検討を重ねるために選定される主橋梁代替案は、次の通りである。

Alternative	Spans	Bridge types	Alignment
A	40.0+43.0+43.0+40.0 =166.0m	4-spans continuous steel plate Girder	existing
B/C	3×43.0=129.	3-spans continuous steel plate Girder	existing /new
D	25.0+3×43.0+25.0 =179.0m	5-spans continuous steel plate Girder	new
E	50.0+60.0+50.0 =160.0m	3-spans continuous steel plate Girder	new

#### (4) 構造形式

##### (a) 上部構造

連続桁を選定した理由は、次の通りである：

- 1) 連続桁の方が、単純支持の桁よりも耐荷力が大きい。土質条件が、本橋の場合のように良い時には、不等沈下により生ずる構造的な安全性の損失がないものと思われるので連続形式の方が適切であろう。加えて、この計画案の方が経済的である。
- 2) 伸縮継手の数が少なく、その結果、走行が滑らかな表面となる。
- 3) 橋梁現場の水深は、約8mで、水深の変化は、僅か±1mである。  
1.0 ~ 2.5m の堆積層が河床下に見られ、土質調査で確認したように、支持層がそれに続いているので、剛体基礎は、費用も多く掛り、建設期間も長くなる。経済上、建設上の両方の見地から、上部構造を連続とし、橋脚を柔構造とするのが有利である。

個々の形式の選定理由を下記にまとめてみる：

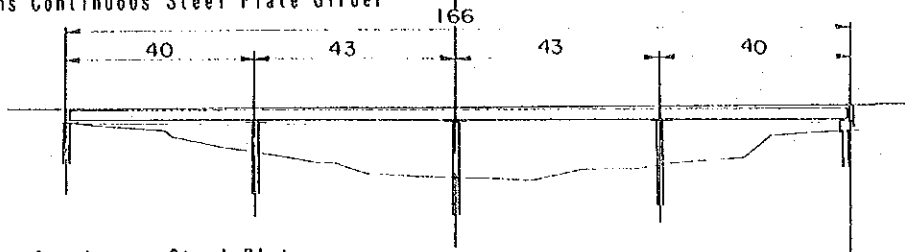
代替案B/C：

最低限の要求川幅が満たされていれば、より短い橋長の方が、一般的には経済的である。代案B/Cは、現橋と同じ径間であり、現在の川の条件をそのまま維持できる。

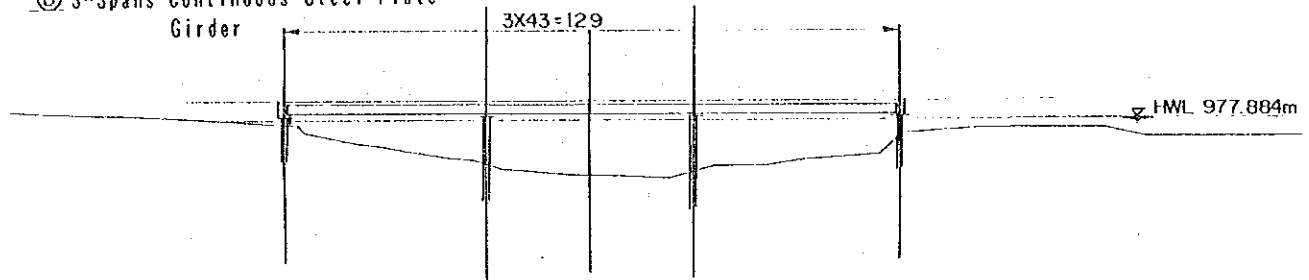
图 7-5 代案

EXISTING ALIGNMENT

Ⓐ 4-Spans Continuous Steel Plate Girder

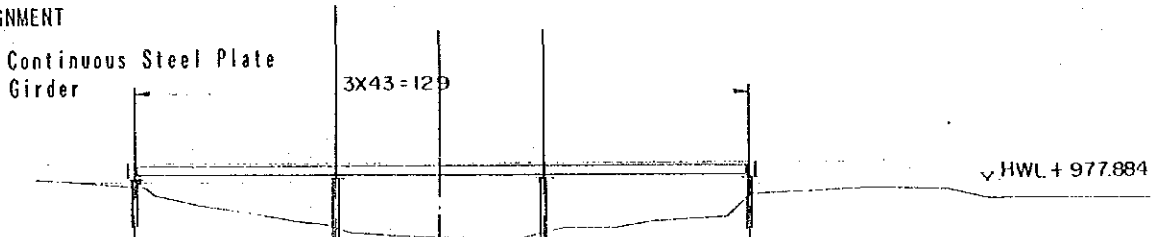


Ⓑ 3-Spans Continuous Steel Plate Girder

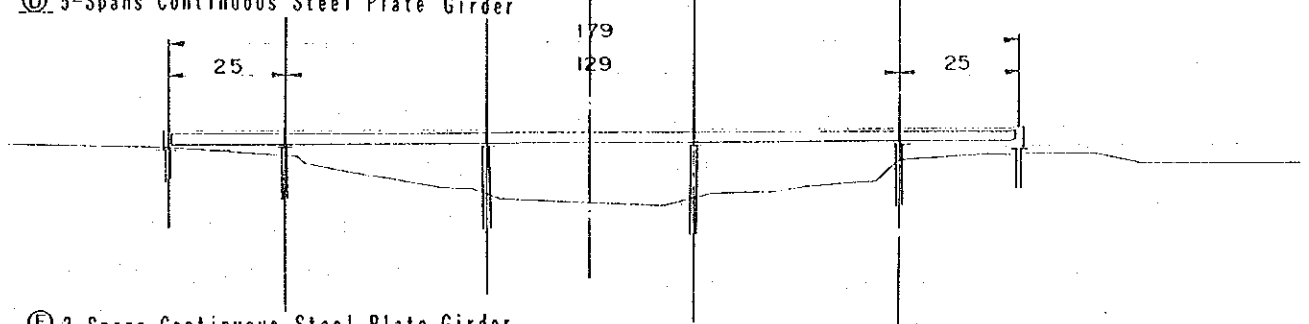


NEW ALIGNMENT

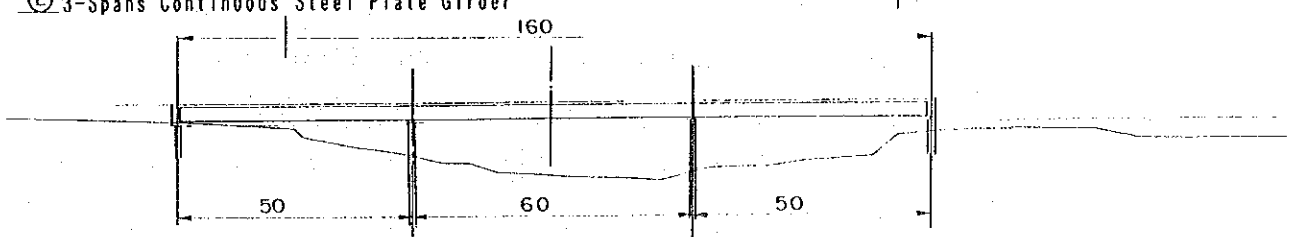
Ⓒ 3-Spans Continuous Steel Plate Girder



Ⓓ 5-Spans Continuous Steel Plate Girder



Ⓔ 3-Spans Continuous Steel Plate Girder



代替案 A :

代替案B/C は、橋台建設時の水深が深くなるので、仮締切りが必要である。その為、この案は、費用が高くなり建設期間も長くなる。この欠点を、北側橋台をルサカ方向へ後退させることによりこの案は改善される。上部構造のコストは、押し上げられるが、総コストは下がるのが期待される。代案 Aでは、川幅が必然的に広くなり、河川条件が改善される。この代替案は、現線形及び新線形の双方に適用できる。しかしながら、現橋の撤去は、新線形のためには、絶対的に必要である。

代替案 D :

現橋をかなりの期間、撤去しないと仮定すると、代替案 Cは、建設コストの削減をはかり、橋台をルサカ方面へ後退させて川幅を拡張できる。側径間の長さは、桁端が持ち上がる可能性がないものと考え、約25m に決定できる。浮き上がりを調整する為にカウンターウェートを置いたり、端支間を単純支持にするなど、幾つかの変形が考えられるが、代案設計の段階では 5径間連続桁が、この案の概念を、十分代表できるものとする。この計画案は、新線形にのみ適用可能である。

代替案 E :

代替案 Eは、代替案 Aと同様の橋長である。径間長を延ばすことで、水中の基礎の数を減少できると思われる。

(b) 下部構造

(b)-1 橋脚

橋脚基礎として、浮島切断装置を付した杭橋脚形式を提案する。これは、コスト及び現場作業の容易性の点から、ケーソン形式の基礎に比較して利点大きい。

杭は、曲げモーメントに対し、強力な抵抗力を持たせるために、杭の全長に渡って、杭内部にコンクリートを詰めた鋼管とする。

鋼管の直径及び厚みは、 $\phi 1,000\text{mm} \times 22\text{mm}$ とする。

杭の上記特徴は、コスト、現場作業の便宜性、並びに外観、或は、杭自体の強度、耐久性等を検討して決定されている。

(次ページ参照)

Dimension of pile & number	Relative cost	Facilitation of site work	Appearance	Rigidity	Total evaluation
① $\phi 800 \times 22$ 2×5 =10 piles Weight:74.7t	130 ×	Requires relatively long term ×	○	△	×
② $\phi 1000 \times 22$ 1×5 piles Weight:47.0t	100 ○	○	△	△	○
③ $\phi 1200 \times 19$ 1×5 piles Weight:48.9t	120 △	△	×	○	△

(b)-2 橋台

i) 橋台A1 (ルサカ側)

支持層は、地表から約11m下に位置している。従ってフーチング基礎の高さは13.5mになる。

コスト、現場での建設工事の容易さ、橋梁の縦方向の剛性などの観点から、下記の二つのフーチング形式について検討した結果、橋台A1として第1案を選定した。

第1案．．．逆T式フーチング基礎

(簡単な構造且つ、現場作業も容易)

第2案．．．逆T式杭基礎

(掘削及び地滑り／崩壊に対する予防対策などの仮現場作業の量がより少ない、但し、杭打ちコストがかなり高くなる。)

Comparison Table (A1 Abutment)

	Cost	Facilitation of site work	Rigidity in longi. direction of bridge	Total evaluation
1st idea Inverted T type pile foundation	100 ○	○	○	○
2nd idea Inverted T type footing foundation	155 △	Pile driven is required △	○	△

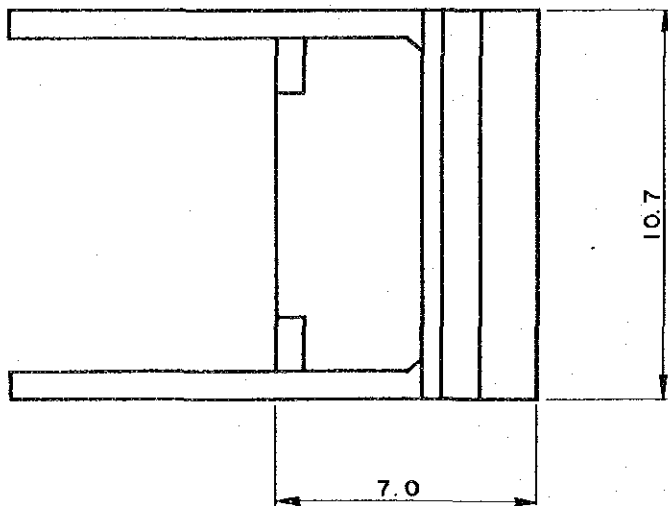
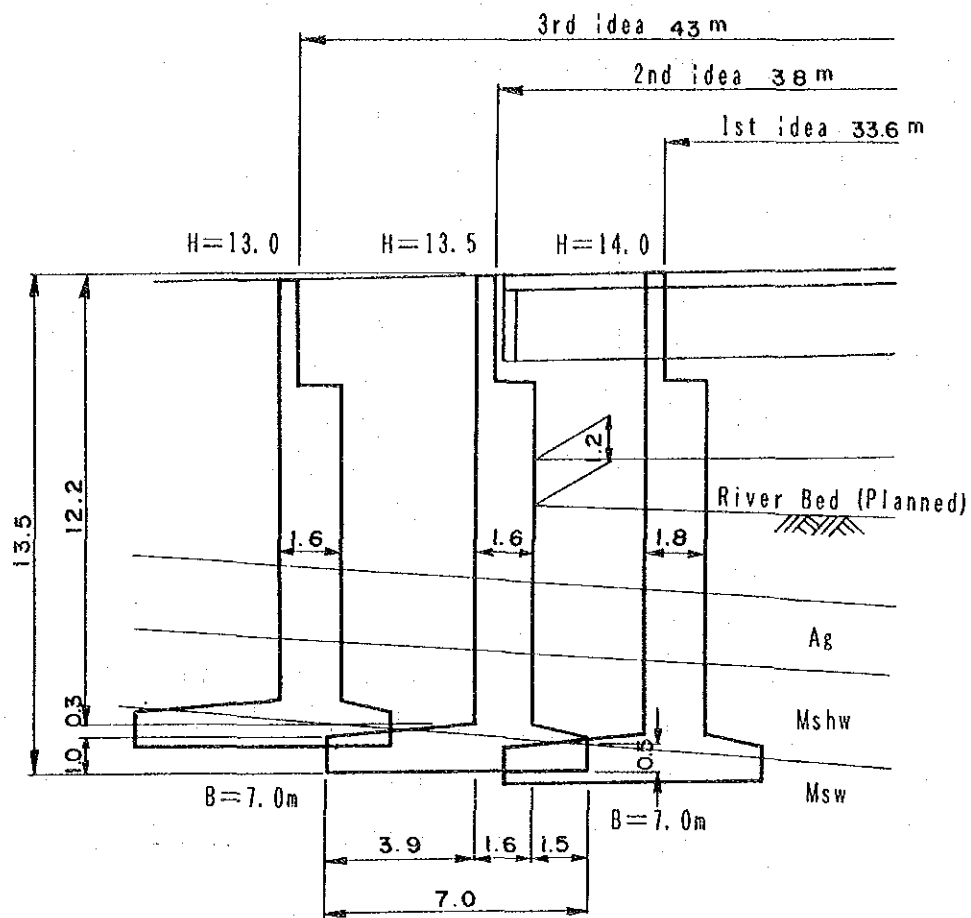


图 7-6 桥台 1 - 提案



A, Abutment

1st Idea

Cantilever Type  
Footing Foundation

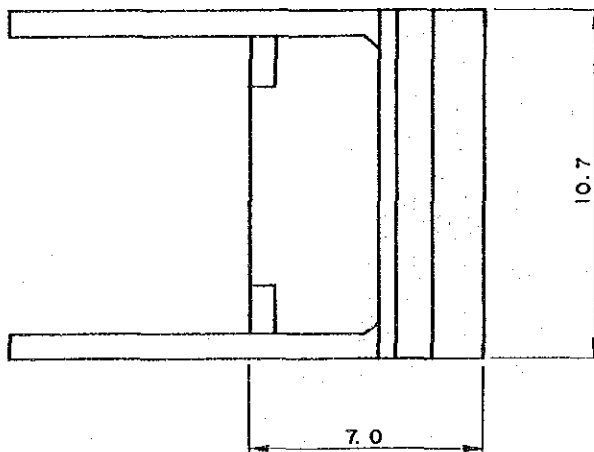
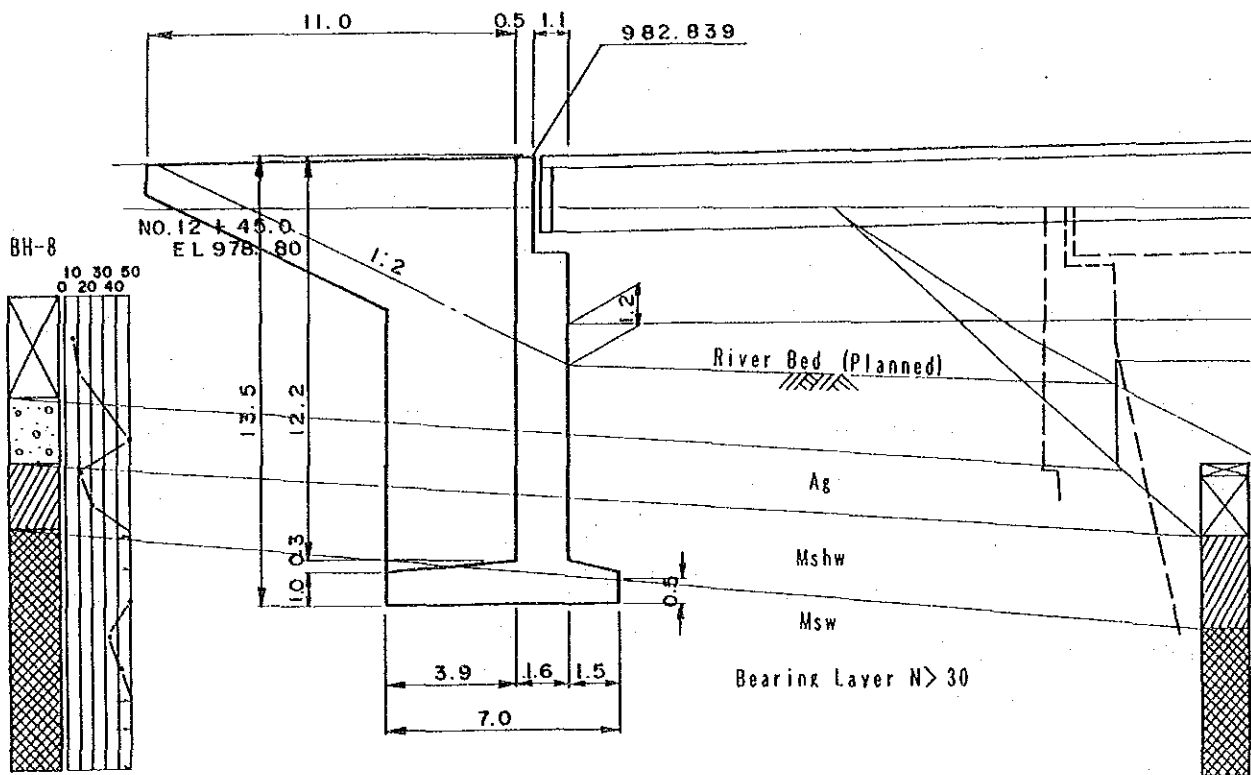


图 7-7 橋台 1 - 第 1 案

A, Abutment

2nd Idea

Cantilever Type  
Pile Foundation

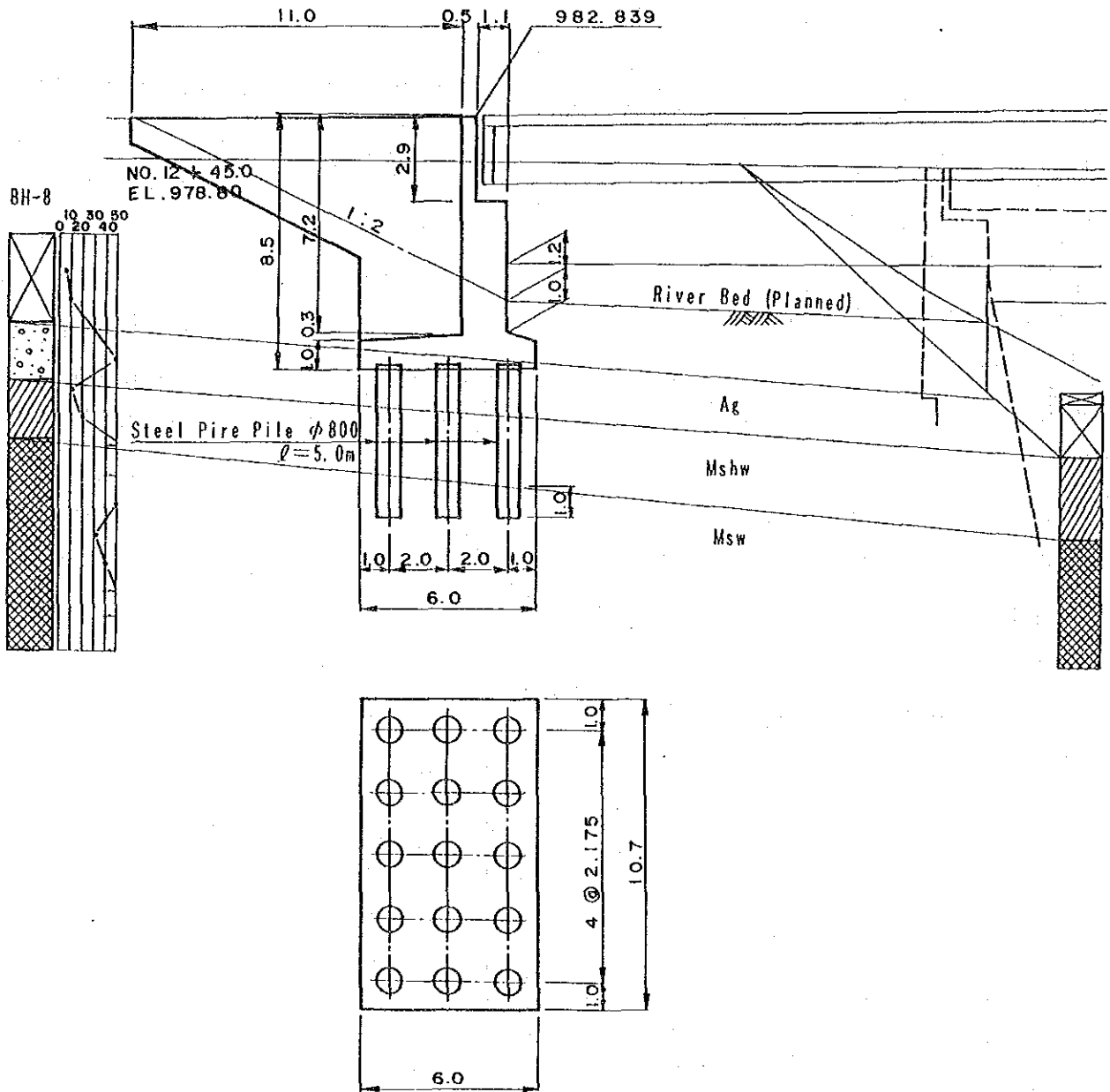


图 7-8 桥台 1 - 第 2 案

ii) 橋台A2 (リビングストーン側)

支持層は、地表から約12m下に位置しているため、フーチング基礎の高さが14.5mとなる。

コスト、現場での容易性及び、橋梁の縦方向の剛性などの観点から、下記の三つの現実的フーチング基礎形式を検討した結果、橋台A2として第1案を選定したが、この形式は、現場工事の施工の点では、他の2案に劣る。

第1案 . . . . 逆T式フーチング基礎

(翼壁の長さがより短い)

第2案 . . . . 逆T式フーチング基礎

(翼の代わりに擁壁が必要)

第3案 . . . . 逆T式フーチング基礎

(橋長が長く、翼が短くなる)

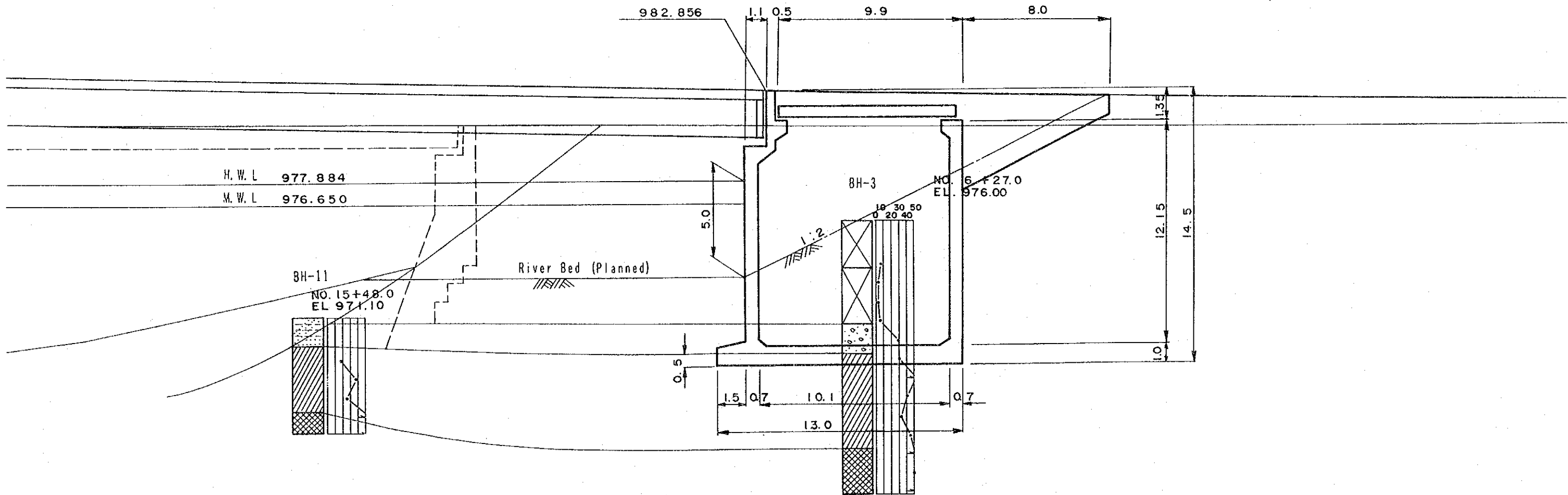
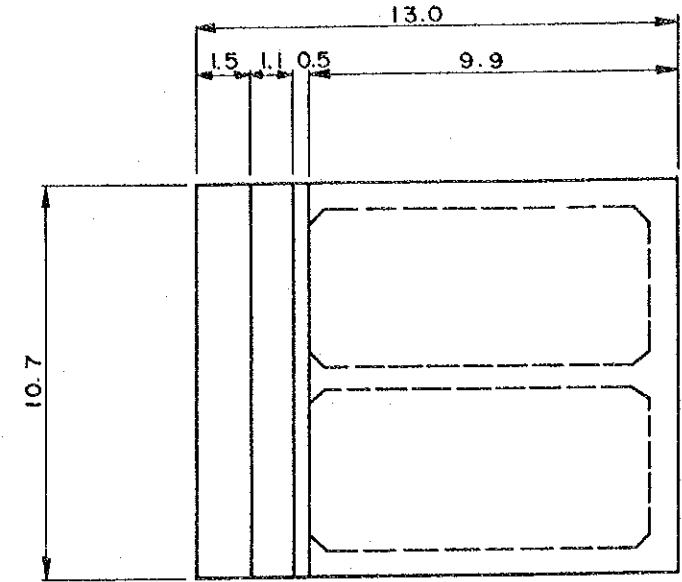
Comparison Table (A2 Abutment)

	Relative Cost	Facilitation of site work	Rigidity in longi. direction of bridge	Total evaluation
1st idea footing foundation	100 ○	△	○	○
2nd idea inverted T type abutment with retaining wall	156 ×	Water shield is required ×	△	×
3rd idea inverted T type abutment (longer span)	111 △	○	△	△





A<sub>2</sub> Abutment  
1st Idea  
Box Type  
Footing Foundation





A<sub>2</sub> Abutment  
2nd Idea

Cantilever Type Abutment with Cantilever Type Retaining Wall  
Footing Foundation

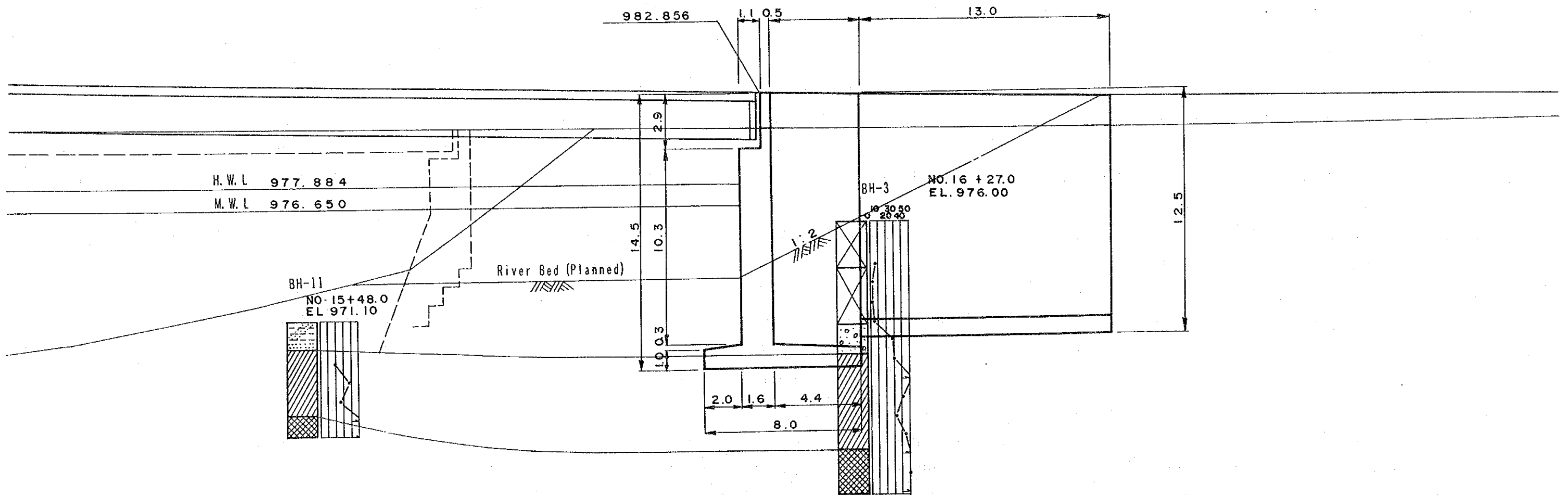


图 7-10 桥台 2 - 第 2 案





A<sub>2</sub> Abutment  
3rd Idea

Cantilever Type  
Footing Foundation

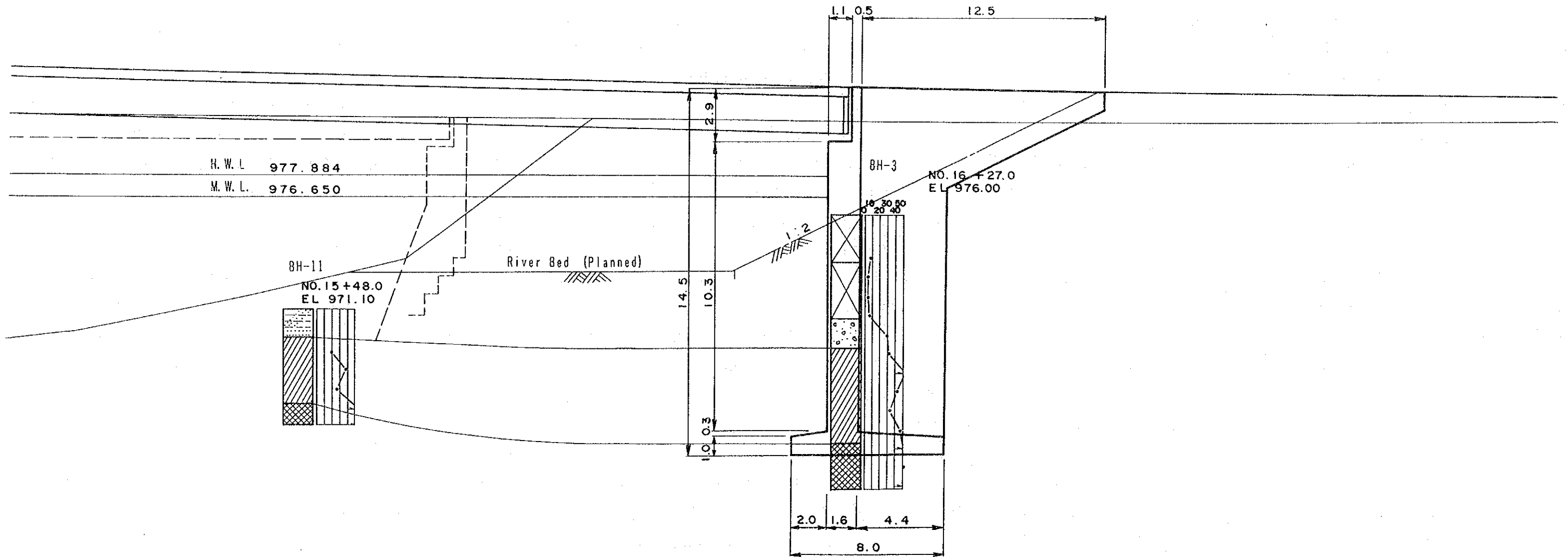


图 7-11 桥台 2 - 第 3 案





7-F

### 取付道路

この地方で広く利用可能なラテライトが堤防に使用されている。ラテライトは、比較的、水分含有率が低く、建設管理が可能である。又、かなり良く締固まっている。

現道路に利用されている材料もラテライトである。外観検査では、材料は適度にしっかりしている。



## 第 8 章



### 代替案の技術評価

- 8-A 予備概算
- 8-B 技術評価
- 8-C 現橋撤去





8-A

予備概算

事前コスト見積もりが、7-E 節で述べた五つの代案の各々について用意された。

見積りの情報は、南アフリカ諸国で道路や橋梁の建設に実績を持つ数社の代表的地元業者及び、同環境での建設工事の経験を持つ日本の建設及び輸送会社との打合わせを通して集められた。現橋の撤去及びセメント、砂利、砂、木材、鉄筋及びコンクリート型枠の供給を含め、新橋の製作、出荷、現地での組立て及び架設に関し打合わせた。

輸入建設資機材の輸送ルートは、ダルエスサラム-カフエルト及びダーバン-ジンバブエ-カフエルトである。内陸輸送の距離についてはたいして差はない。

全ての代案の物量は、事前概念設計の必要な物量に単価をかけて得られるコストに従って、計算された。輸入される建設機材や、鉄鋼材料に対する税金や関税は免除されるものとする。

純コストには、事前及び一般費用、未定項目に対する費用、エンジニアリング費用及び不慮の事故に対する費用は含まれていない。これらの費用は予測可能な純コストの約60% と考えられる。

建設材料と機器の主要項目に関する供給条件は、つぎのように設定される。

a) 骨材（碎石、砂）

碎石は、サイト付近の工場及びその他ザンビア国内数か所から得られる。川砂はサイト付近の各地で集められる。厳しい品質管理が行われるならばこれらは使用できる。しかし、当国では建設用需要が多く、骨材は不足していると言われているので、予め十分な量を発注し必要量を前もって貯めておく必要がある。

b) セメント

セメントは英国規格に従って作られる。過去の実績から、その品質は良好ではあるが、現在のセメント不足を考えると順調な供給を得る為には、上に述べたのと同じ手段を講じる必要がある。

c) 鉄筋、鋼板、型枠及び合板

鋼矢板及び H型鋼は輸入され、架設時に全て消費するものとする。

d) 建設機械

国内で一般的に使用されているトラック、ダンプトラック及び小型の建設機械を除き、全ての機械は輸入とする。

e) 労働力

橋梁建設に関する熟練労働者はいない。

全ての価格は、1990年1月標準価格をベースとしている。実際の建設費と経済分析は、代案を選択したあと、再評価するものとする。

8-B

技術評価

全てのコンクリート橋代案と、9つの鋼橋代案のうちの4案は、7-E節に於ける検討で除かれている。そして残った5案は代案A～Eと名付けられ、建設コスト、工期、施工性、将来のメンテナンス等全ての観点から比較された。

各代案の特徴は表8-1に簡単に示されている。この表に概略示された情報は代案Aが新カフェ道路橋として選択されるということを意味している。

代案AとBは新橋を現橋の線形上に建設することを考えており、又、長期間交通に使用され安定している現取付堤防を利用できるという特徴を持つ。現橋は勿論取り外すので、これらの代案は旧橋が他のサイトで再利用される場合には、別の経済的利点を生む。

新線形が適用される代案AとB、及び代案C,D,Eとして再建される範囲はそれぞれ950mと1900mである。新線形の場合、改築範囲はウェイブリッジまで伸び、道路沿いの電話線の引き直しが必要となり、又、私有地の一部を取得する必要がある。

各代案に対する建設コストは、事前に予想した純建設コストをベースとしたパーセンテージにより指示されている。この純建設コストには、主要な橋梁建設コストに加え、各線形の必要とする取付径間の建設コストを含む。

代案A及びBは最も費用のかからないことがわかった。一方、代案C,D及びEは、代案Aと同規模なのにもかかわらず、約10%高い。代案Eが最も高い。代案C,D及びEでは、堤防の将来の形態が考えられた。代案A～Dの取付き径間の設置に大きい差異はない。

新橋に悪影響を与えないように、旧橋を撤去するよう要求された場合には、旧橋撤去という追加費用が代案C～Eに発生する。

各代案の建設期間には大きい差はない。実際、全ての代案が約2年を必要としている。しかし、代案AとBは現橋の撤去期間を含んでいる。

もし代案C,D及びEが現橋の撤去を含まなければならないとすると、殆ど4ヶ月という建設期間の延長が予想される。

代案BとCの橋長は、現橋と同じであり、上部工の建設コストは比較的低い。しかし、橋台付近の水深は大きいので、工事には鋼矢板によるコッファードムが必要となる。コッファードム建設は、全建設費用を押し上げる。

その上、鋼矢板の貫入はそれほど深くないので、水抜きのために高度な技術が必要となる。浄水場が、架橋地点の下流3.3kmにあるので、コフファードムの建設による水質汚染は避けなければならない。

代案 C、D及び E（新線形で計画）では、堤防の深さは平均8mとなっている。従って、もし短納期で建設されるとすると、堤防の安定について特別な注意を払わなければならない。

代案 A、D及び Eは、経済的理由からより長い橋長で計画されている。これは川幅の増加をもたらした。橋梁付近の水流の河床は、過去に深く洗掘されている。カフエ道路橋を含め、他の場所は、洗掘の影響を受けてないという事実より判断して、洗掘はカフエ道路橋の建設によりもたらされたと言うことができる。

従って、川幅の増加は河床の洗掘を妨げるのに貢献すると予想される。

結論的には、代案 Aが最も技術的に実現可能であり、考慮されるべき推薦できる橋梁である。

側径間や個々の構造要素のサイズ及び鋼製パイプの直径は概略設計の仮定で十分に見直されるだろう

## 8-C

### 現橋撤去

上部工は、テムズ川からの架け替え以来約40年経っている。当分の間、車両の衝突による損傷を除き全ての部材はうまく保守されているようである。少なくとも主要構造要素は健全のように見える。従って、撤去された後に、これらの要素を点検し必要に応じ架け替えることは現実的である。

上部工は、橋脚の安定性を考えながら撤去しなければならない。橋脚は、その基礎が支持層上に貧弱に設置されているので不安定かもしれない。

各上部工構造要素はリベット打ちされているが、現場での接合はボルト締めなので取り外しは比較的容易である。部材は部材マークを入れ移送に備え空地に並べられる。

上部工の撤去に引続き、橋脚と橋台の撤去が行われる。橋脚の基礎は、普通河床まで取り除かれる。





表 8-1 最適形式の選定評価

Alter- native	Alignment Corresponded	Spans and Structural Type	Length of Project Road	Construc- tion Cost	Construc- tion Period (Months)	Restriction of Pier Location	River Width	Workability	Others	Evalua- tion
A	Existing	40+43+43+40=166m 4-Spans Continuous Steel Plate Girder	0.95Km	○	23	Nil	165m	good	Entail dismantling of existing superstructure	◎
B	Existing	3×43=129m 3-Spans Continuous Steel Plate Girder	0.95Km	○	22	Nil	128m	Cofferdam and Sealing to leak water	do	○
C	New	3×43=129m 3-Spans Continuous Steel Plate Girder	1.90Km	△	23	To keep Stream Line	128m	do	Re-routing of Tel. Line.  Req. care for settle- of embankment	○
D	New	25+3×43+25=179m 5-Spans Continuous Steel Plate Girder	1.90Km	△	24	do	168m	good	do	△
E	New	50+60+50=160m 3-Spans Continuous Steel Plate Girder	1.90Km	×	24	do	159m	good	do	△

Note; ◎ Excellent  
○ Good  
△ Fair  
× Poor



# 第 9 章



## 概略設計

9-A 設計条件要約

9-B 概略設計

9-C 防蝕



第9章 概略設計

9-A

設計条件要約

設計条件は、次の通りである。

Item	Unit	Design Standard
Design Speed	km/hr	100
Widths of Traffic Lane	m	3.35×2=6.7 m
Widths of Marginal Strip	m	0.3×2=0.6 m
Widths of Footpath	m	1.2×2=2.4 m
Crossfall of Carriageway	%	2.5
Crossfall of Footpath	%	2.0
Span Length	m	37.6m+43m+37.6m
Sofit Elevation	m	980.045
Live load		
T-Loading	Ton	8.2
L-Loading	-	L-20 or TT-43
Temperature Change	°C	0°C~45°C
Wind Velocity	m/sec	20 m/sec
Horizontal Seismic Coefficient	-	0.1
Utilities		
Water Main	kg/m	300
Power Line	kg/m	50
Telephone Line	kg/m	30
Thickness of Slab	cm	23.0
Thickness of Pavement	cm	7.0
Design Specifications	-	Specifications for Highway Bridge, 1990 Japan Road Association

概略設計

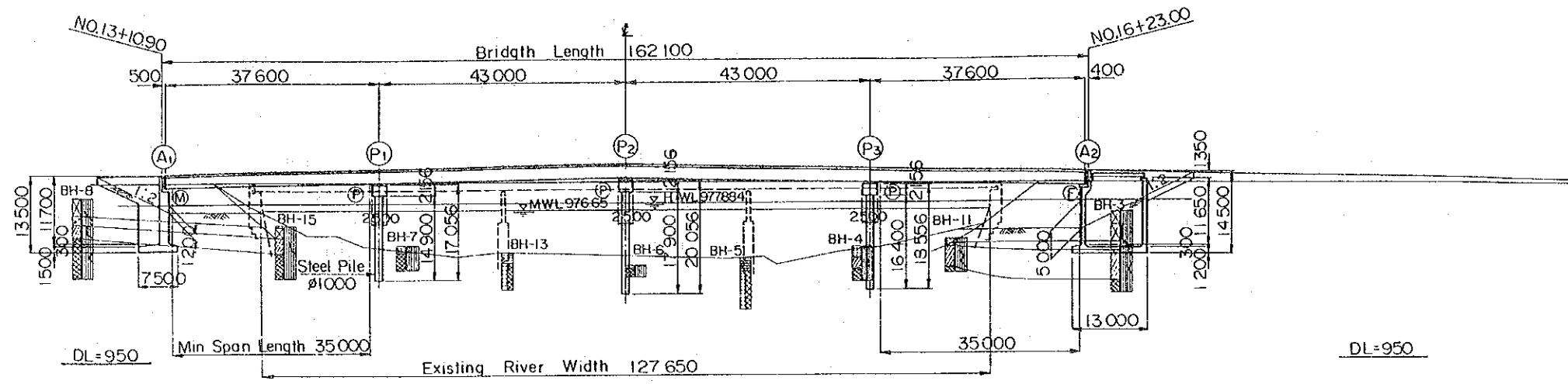
第 1 段階調査で選択した橋梁型式について、概略設計を実施した。設計には取付道路部も含む。

主要図面及び数量総括を以下に一覧する。

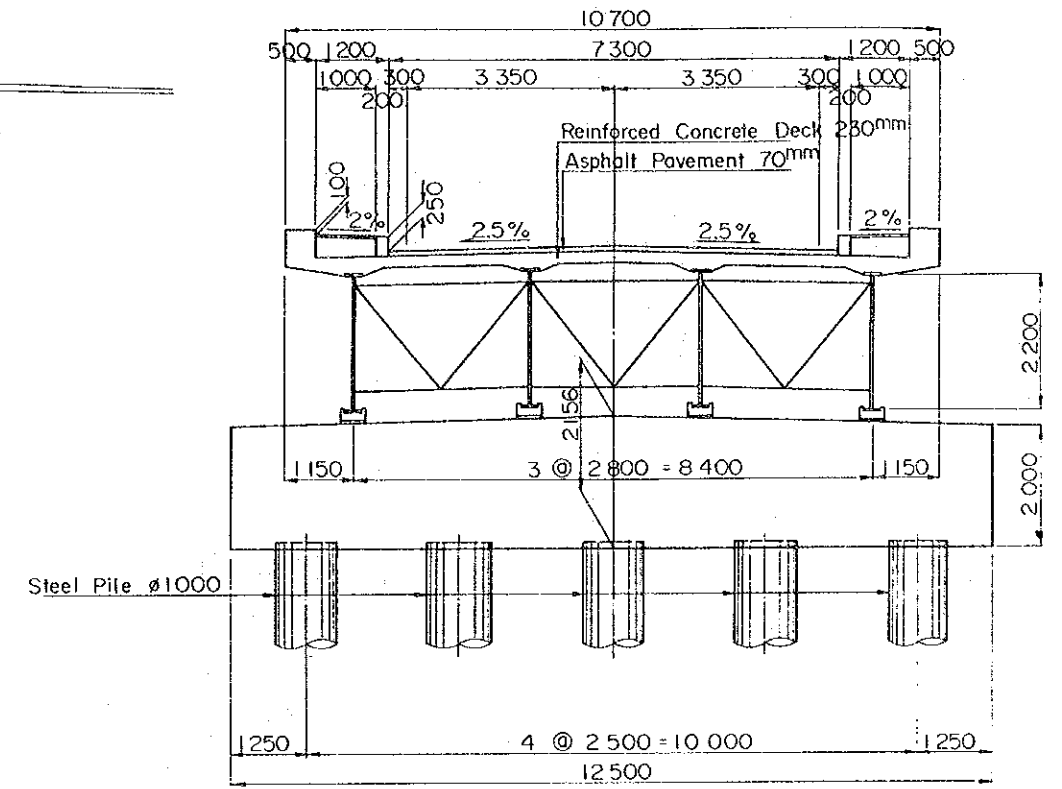
- |                  |   |                |
|------------------|---|----------------|
| (1) 全体配置図        | : | 図9-1 参照        |
| (2) 上部工骨組図       | : | 図9-2 参照        |
| (3) 下部工・基礎工構造寸法図 |   |                |
| a. A1橋台          | : | 図9-3 参照        |
| b. P1橋脚          | : | 図9-4 〃         |
| c. P2 〃          | : | 図9-5 〃         |
| d. P3 〃          | : | 図9-6 〃         |
| e. A2橋台          | : | 図9-7 及び 9-8参照  |
| (4) 取付道路         | : | 図9-9 ~ 9-11 参照 |
| (5) 上部工数量        | : | 表9-1 参照        |
| (6) 下部工・基礎工数量    | : | 表9-2 〃         |
| (7) 取付道路数量       | : | 表9-3 〃         |



# ELEVATION

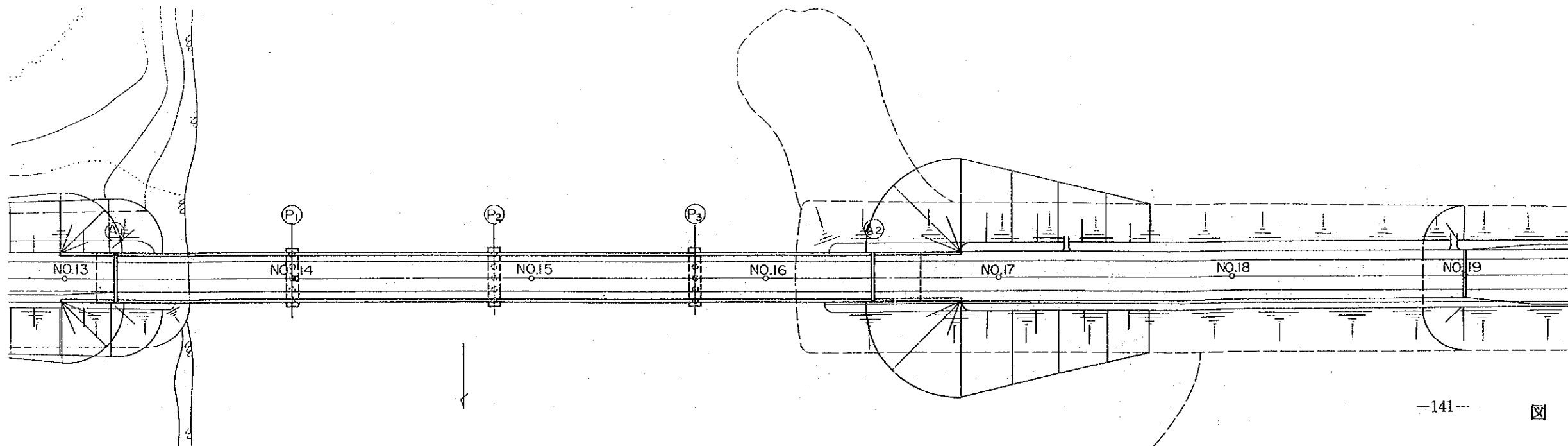


# CROSS SECTION



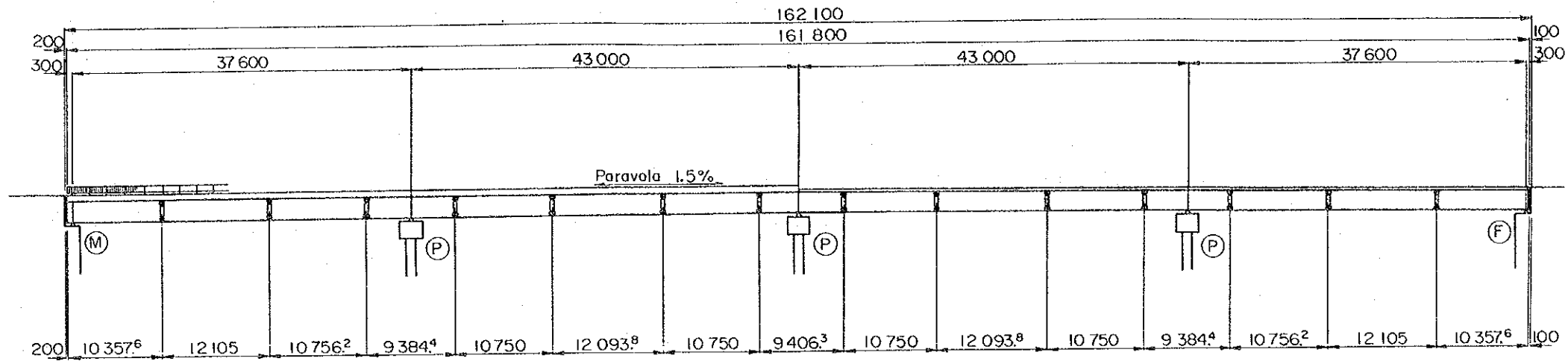
	i=1.5% L=190m		i=1.5% L=200m		
	982935	983077	983431 983438	983570	983565
	98106	98104			98104
	650.00	660.90	677.00	699.00 700.00	742.00
	50.00	10.90	0.995	22.00 1.00	42.00
	NO.13	A1+1090	+427.00	P1+449.00 NO.14	P2+442.00
					NO.15
					P3+350.00
					NO.16
					+7.00
					A2+23.00
					R=8

# PLAN

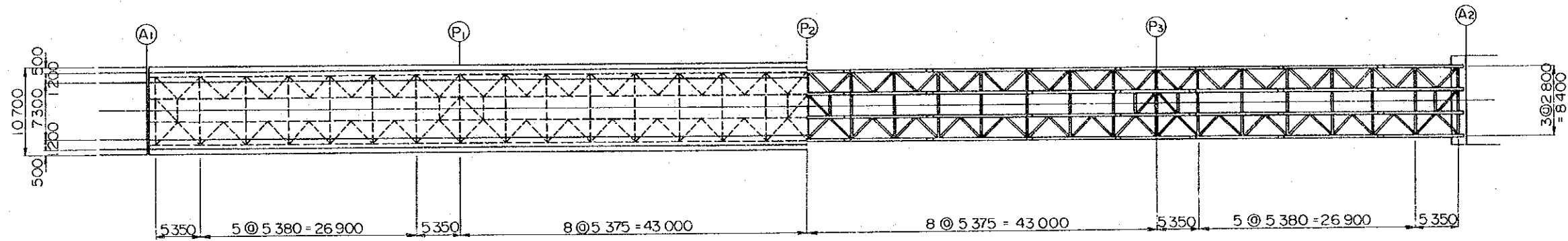




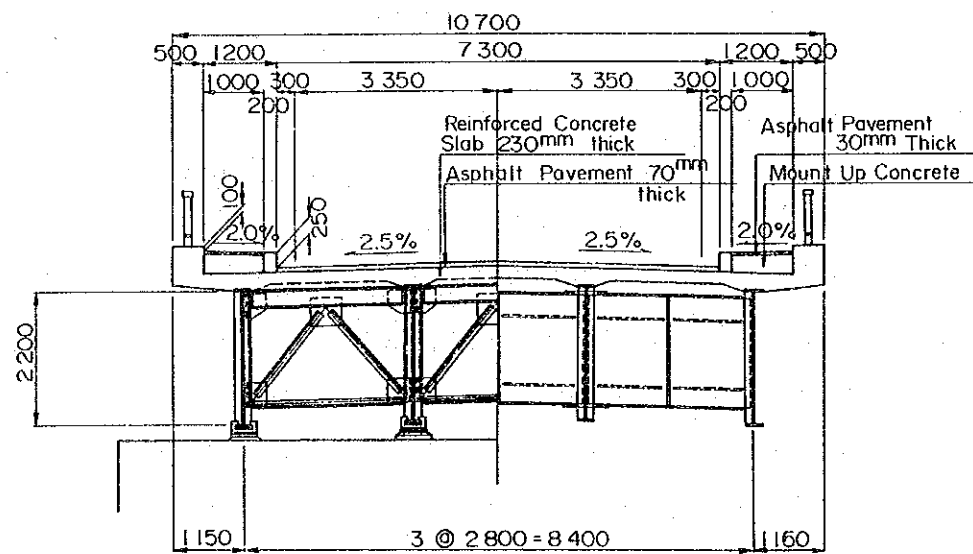
# GENERAL ARRANGEMENT



## PLAN



## CROSS SECTION



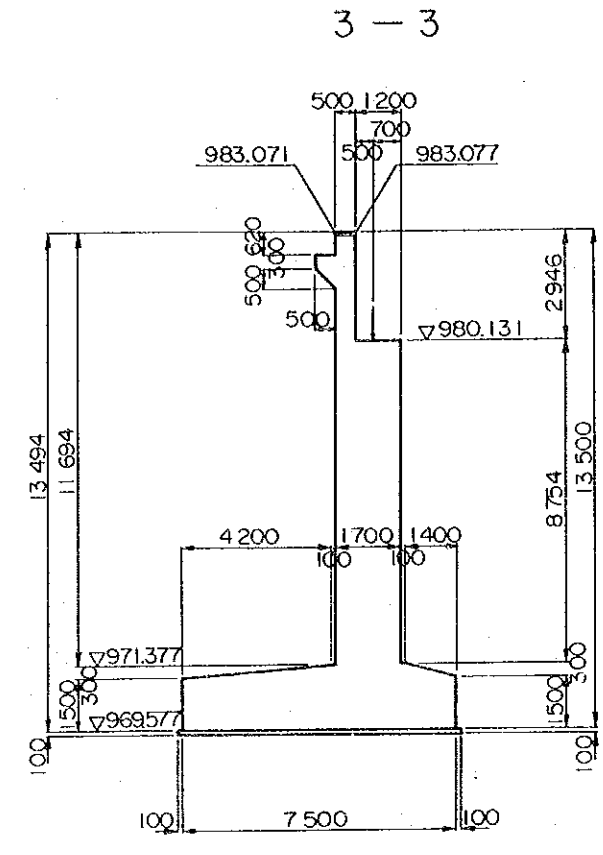
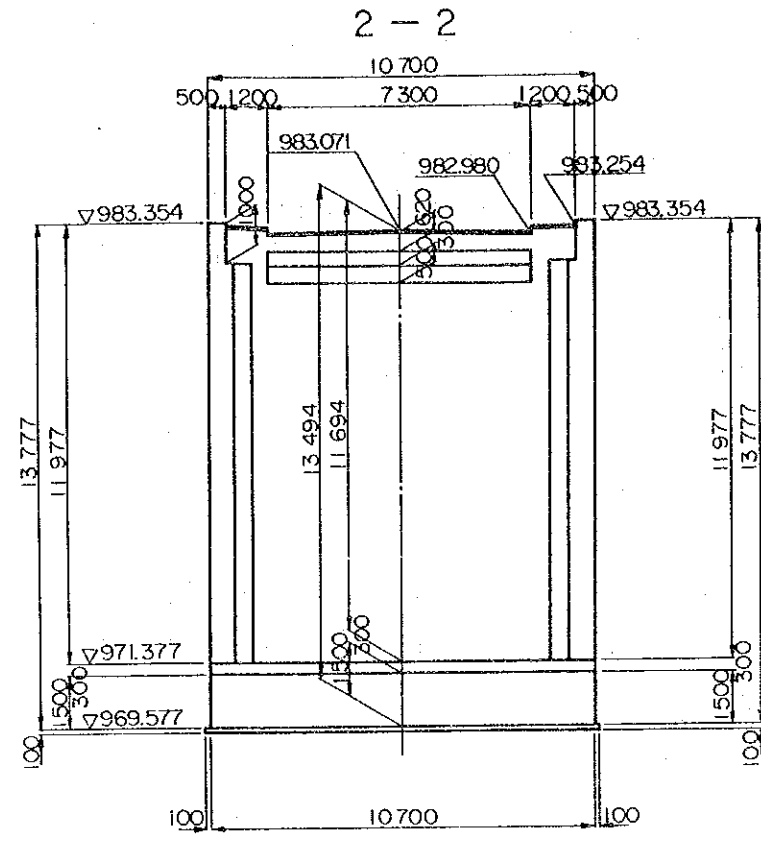
### Design Condition

Class of Bridge	1st class
Type	4-span continuous non-composite girder
Length	162.100m
Span	37.600m+43.000m+43.000m+37.600m
Breadth	7.300m for carriageway 1.200m footpath
Live Load	T-20, L-20
Slab	reinforced concrete slab 230m thick
Pavement	asphalt pavement 70mm thick for carriageway 30mm thick for footpath

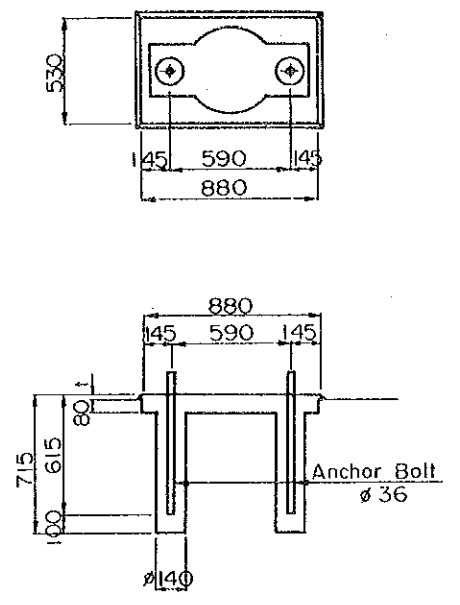
图 9-2 上部工骨組図



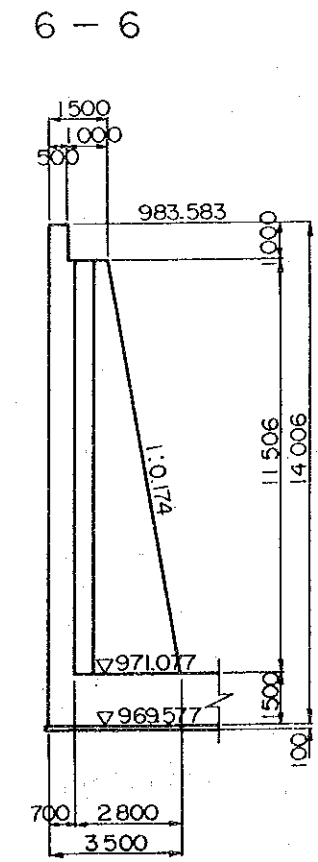
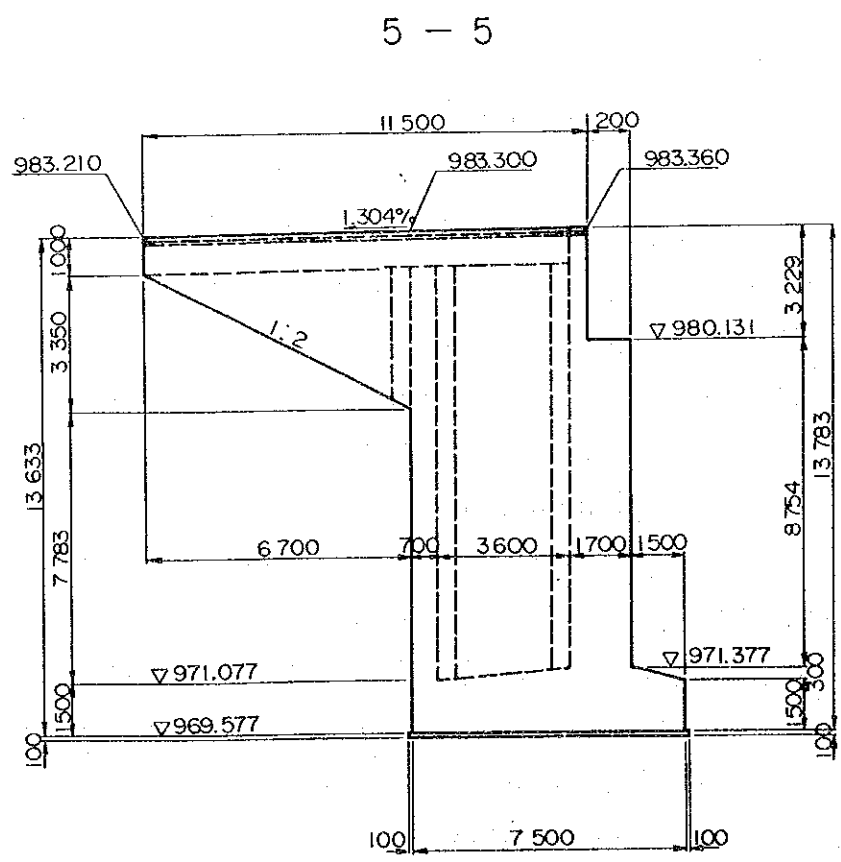
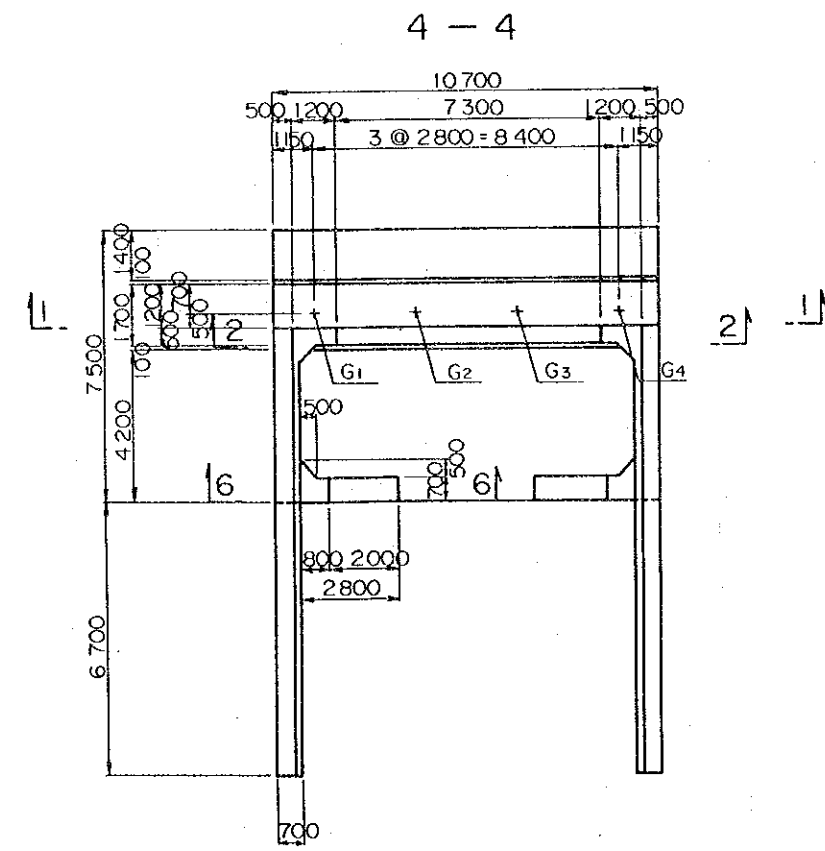
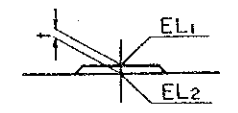
# ABUTMENT (A1)



Box-Out Detail at Shoe Base



Mortar Height at Shoe Base



	G1	G2	G3	G4
EL1	980.155	980.225	980.225	980.155
t	24	94	94	24
EL	980.131	980.131	980.131	980.131

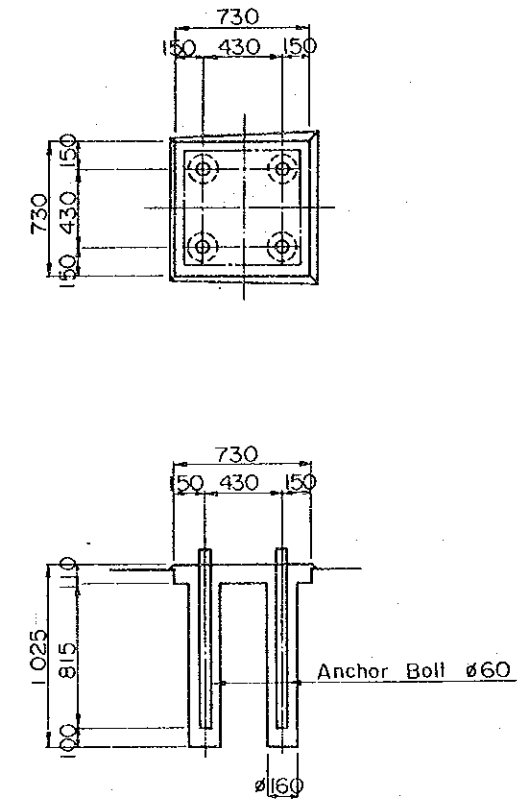
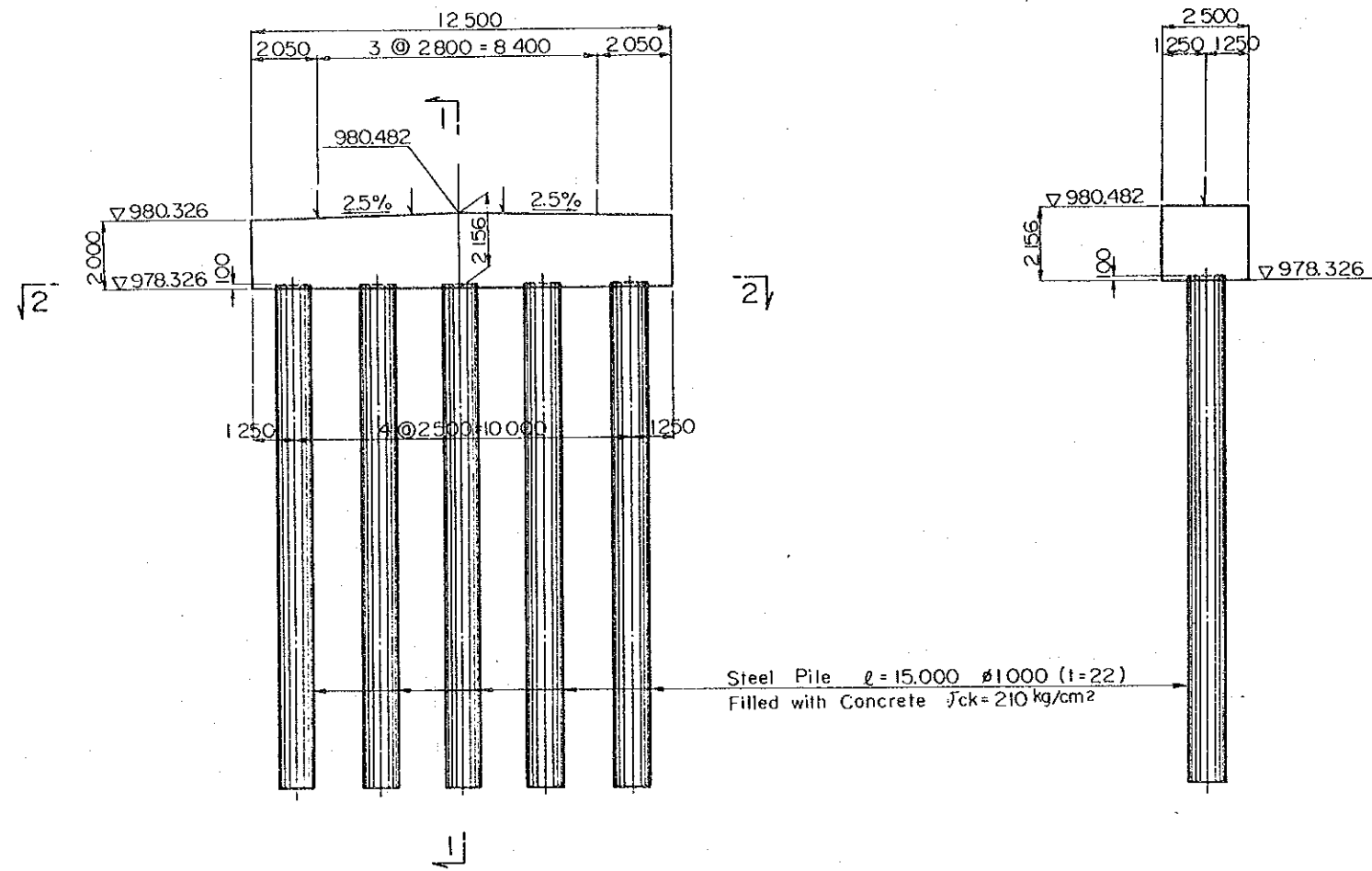
图 9-3 下部工・基礎工構造寸法図 (A1)



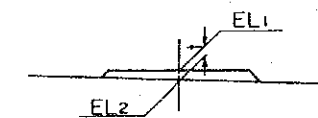


# PIER 1 (P1)

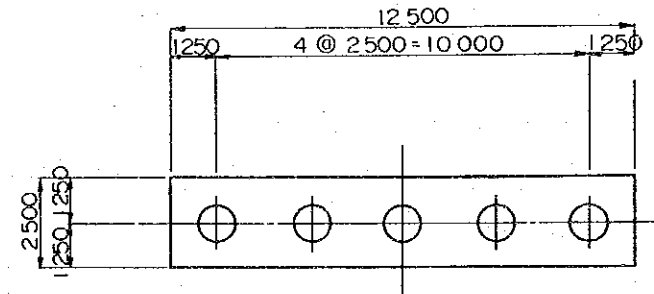
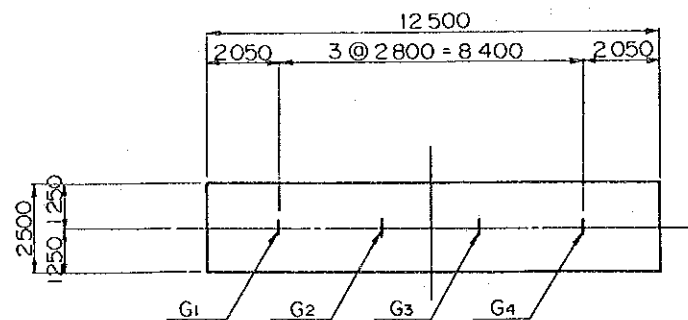
## Box-Out Detail at Shoe Base



## Mortar Height at Shoe Base



### 2 - 2



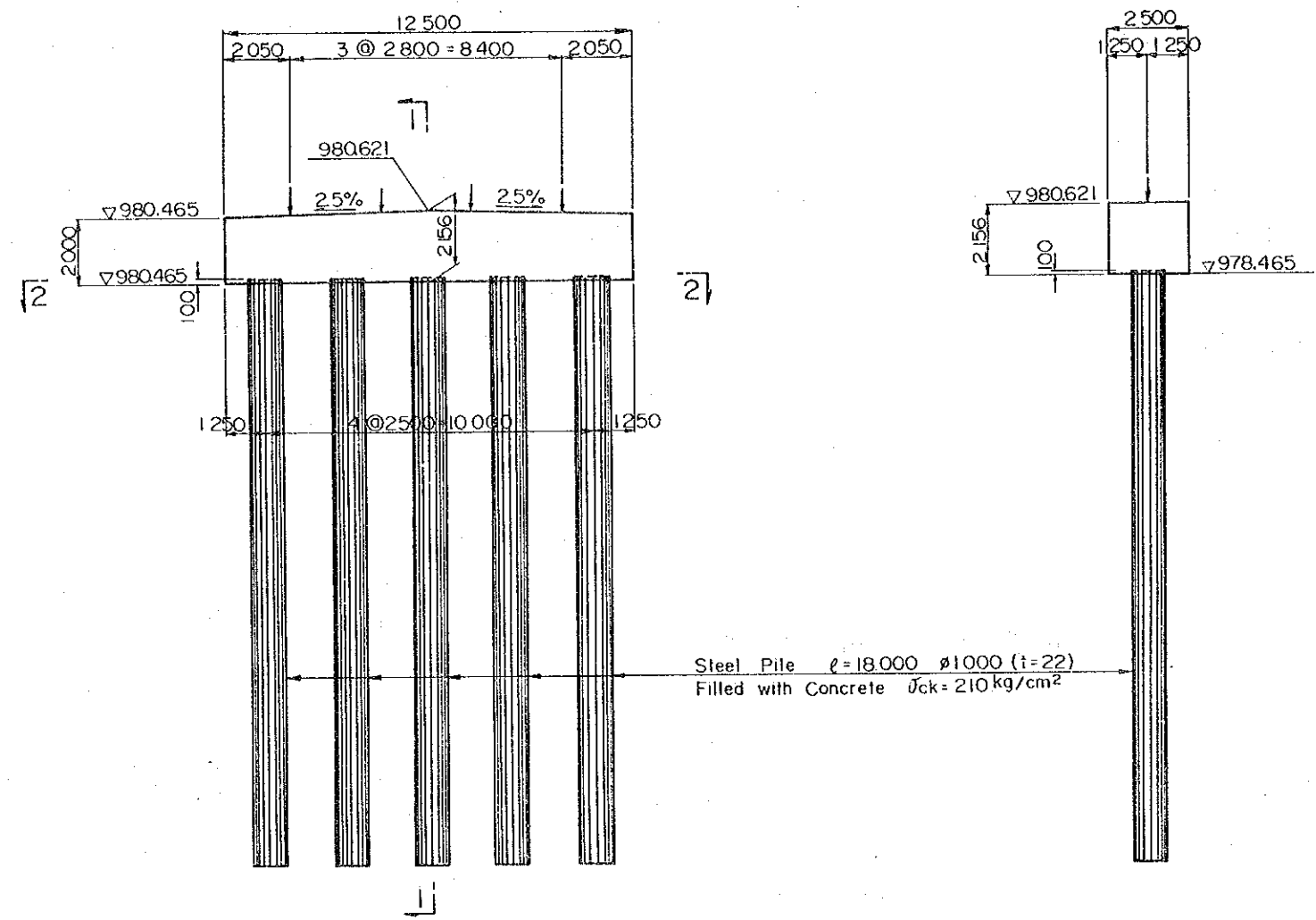
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>	G <sub>4</sub>
EL <sub>1</sub>	980.407	980.477	980.477	980.407
t	30	30	30	30
EL <sub>2</sub>	980.377	980.447	980.447	980.377

图 9-4

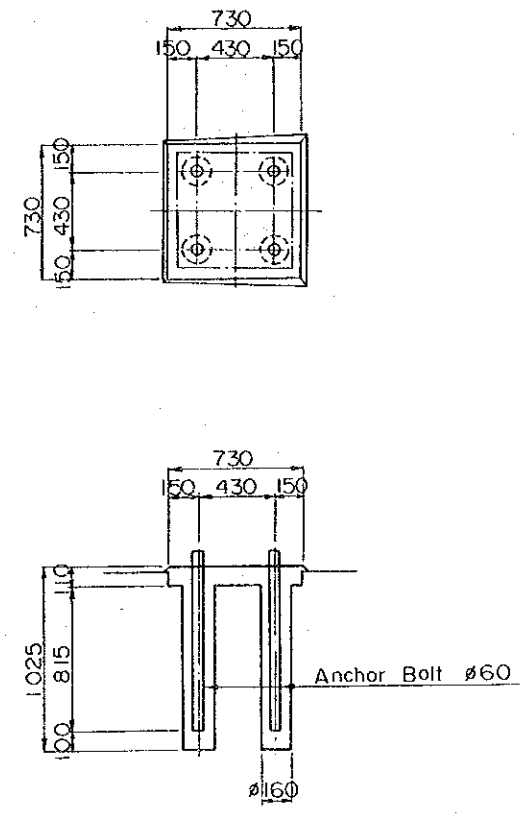
下部工・基礎工構造寸法図 (P1)



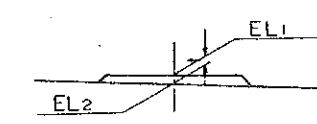
# PIER 2 (P2)



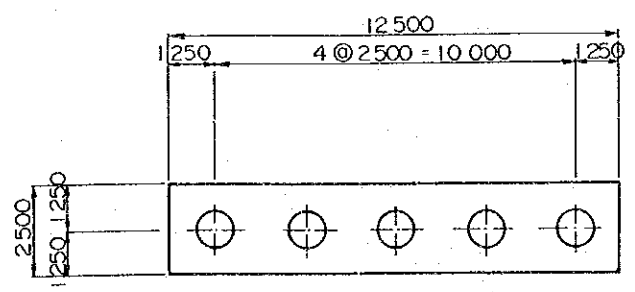
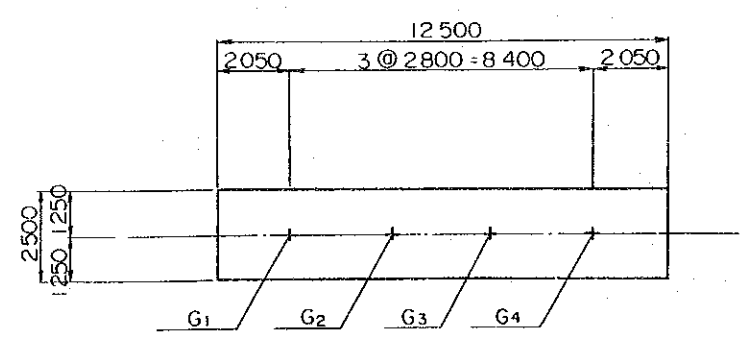
Box-Out Detail at Shoe Base



Mortar Hight at Shoe Base



	G1	G2	G3	G4
EL1	980.546	980.616	980.616	980.546
t	30	30	30	30
EL2	980.516	980.586	980.586	980.516

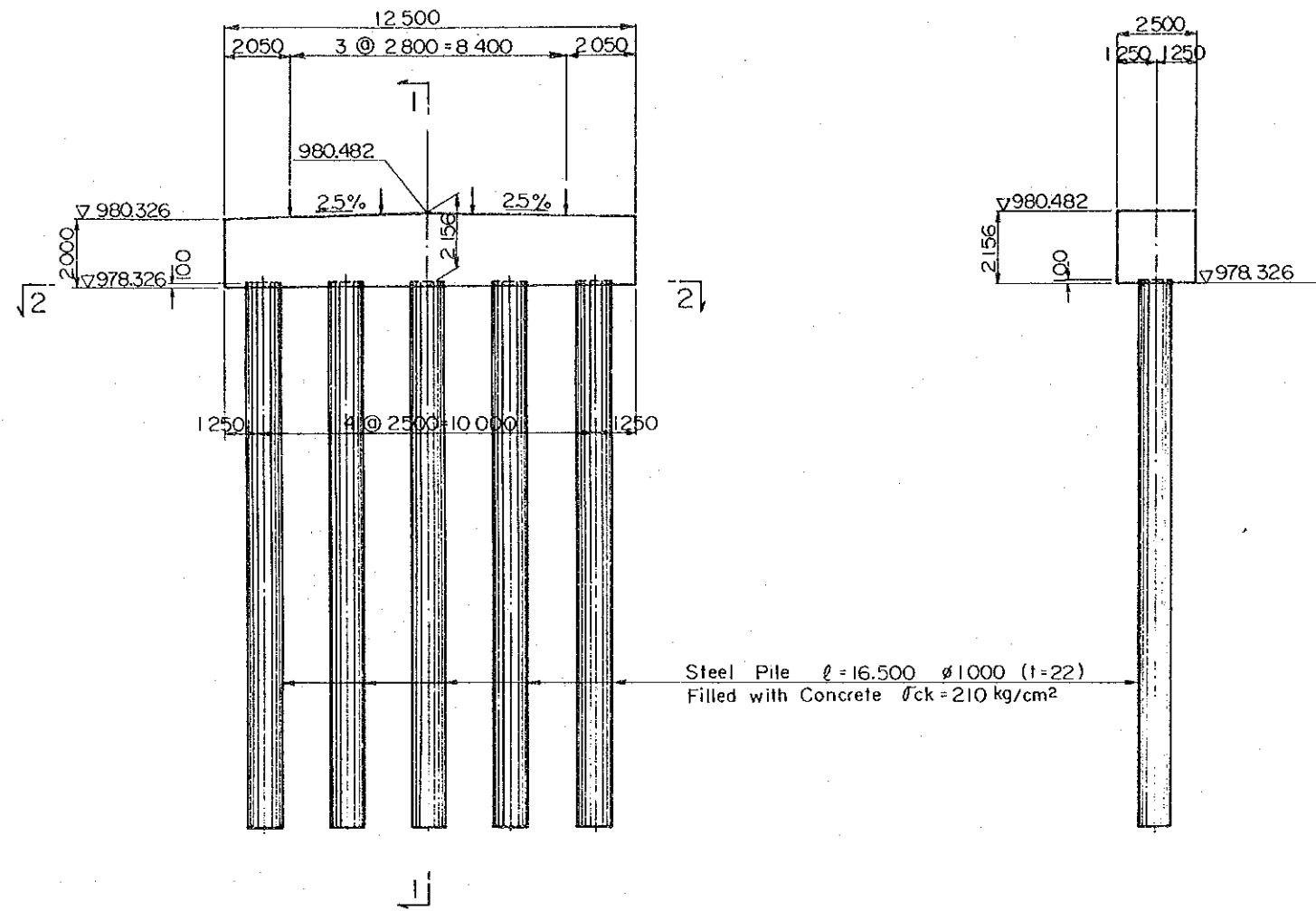


2 - 2

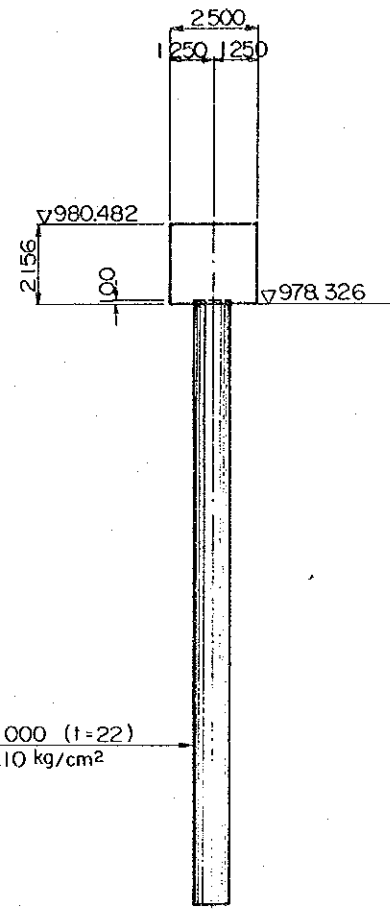
图 9-5  
下部工・基礎工構造寸法図 (P2)



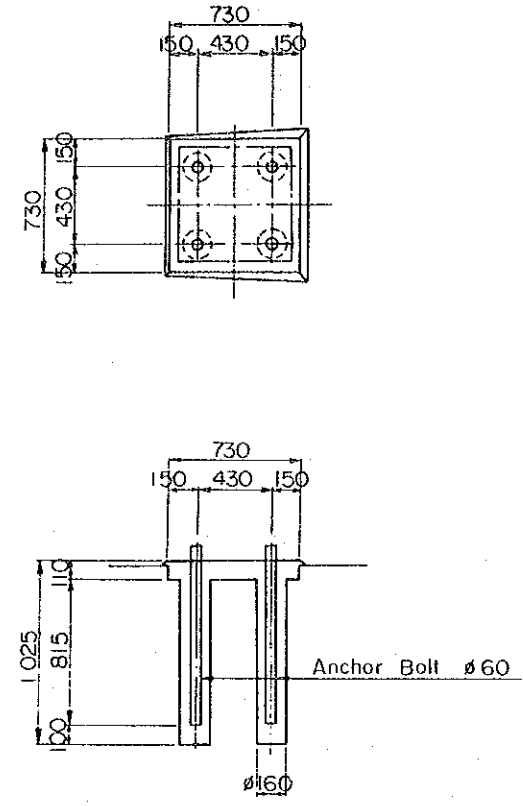
# PIER 3 (P3)



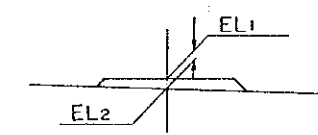
1 - 1



## Box-Out Detail at Shoe Base



## Mortar Height at Shoe Base



	G1	G2	G3	G4
EL1	980.407	980.477	980.477	980.407
t	30	30	30	30
EL2	980.377	980.447	980.447	980.377

2 - 2

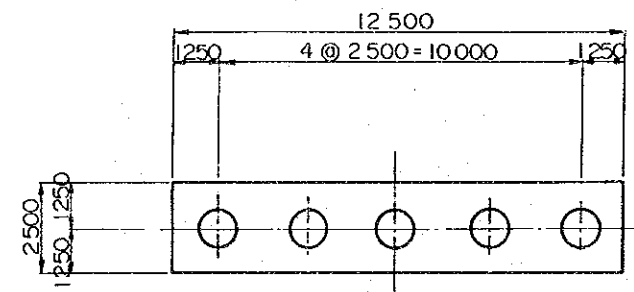
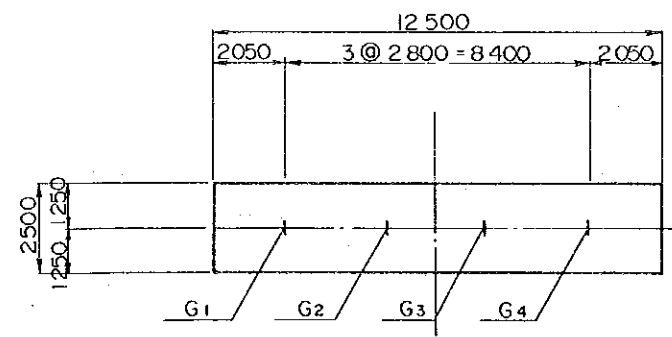
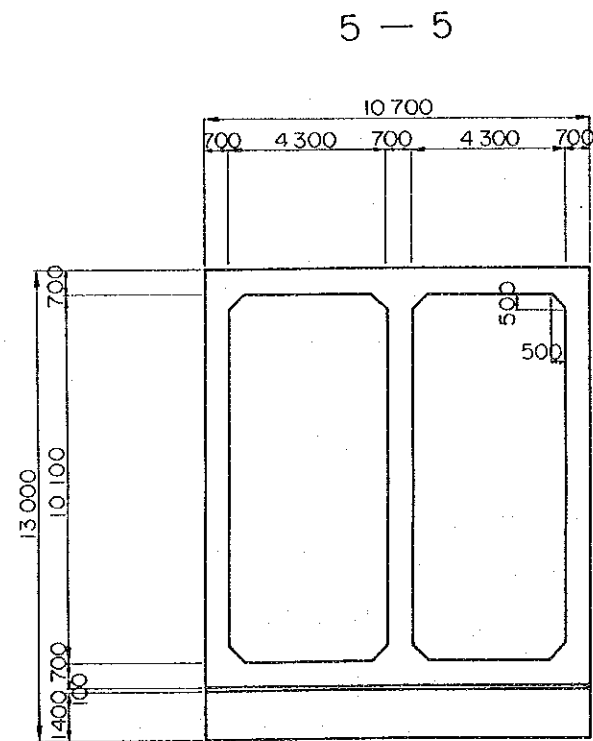
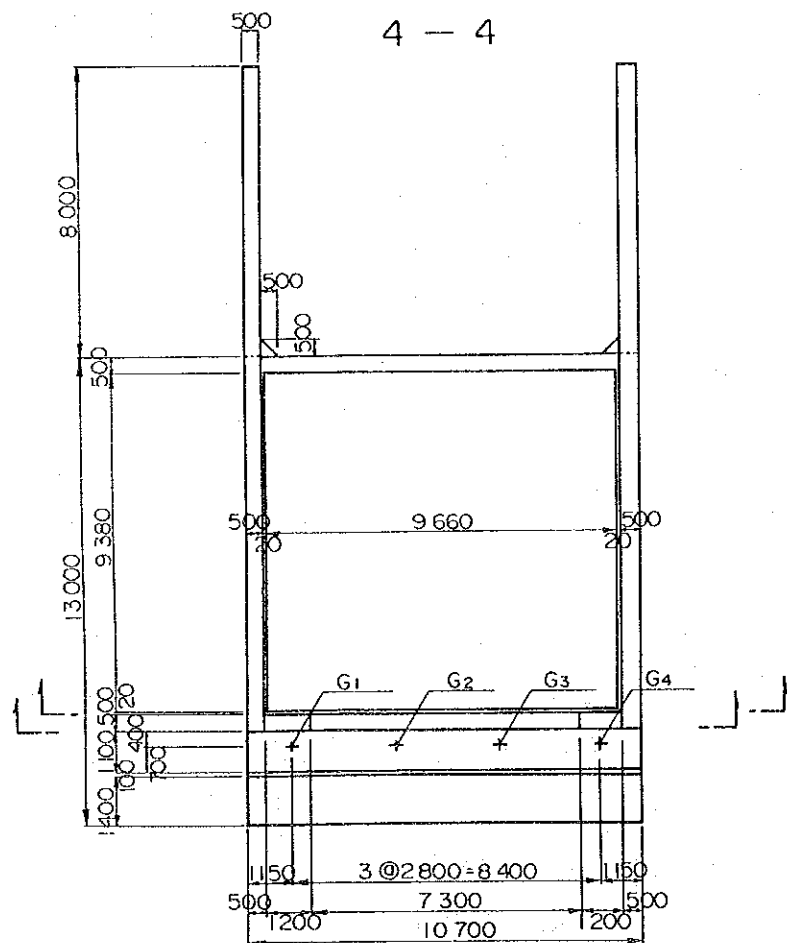
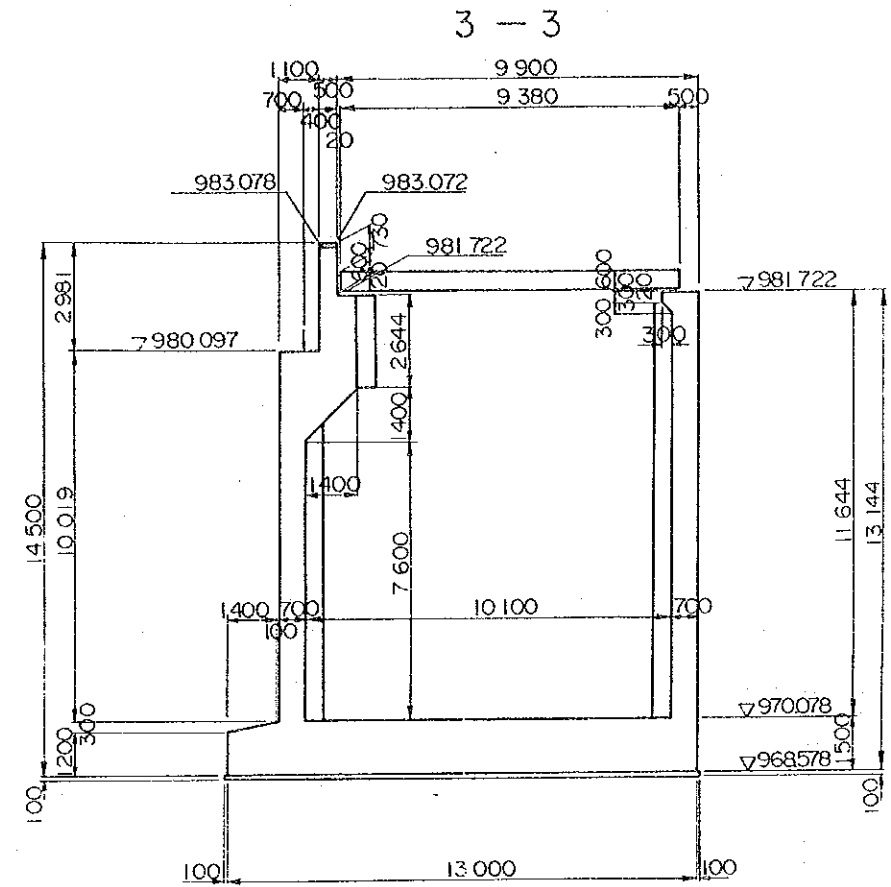
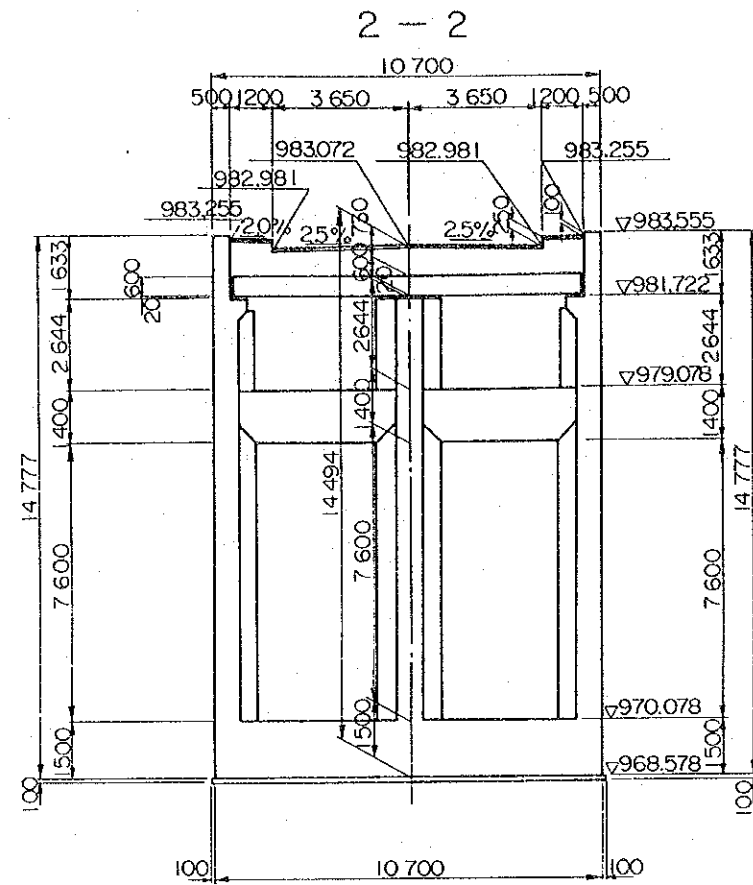
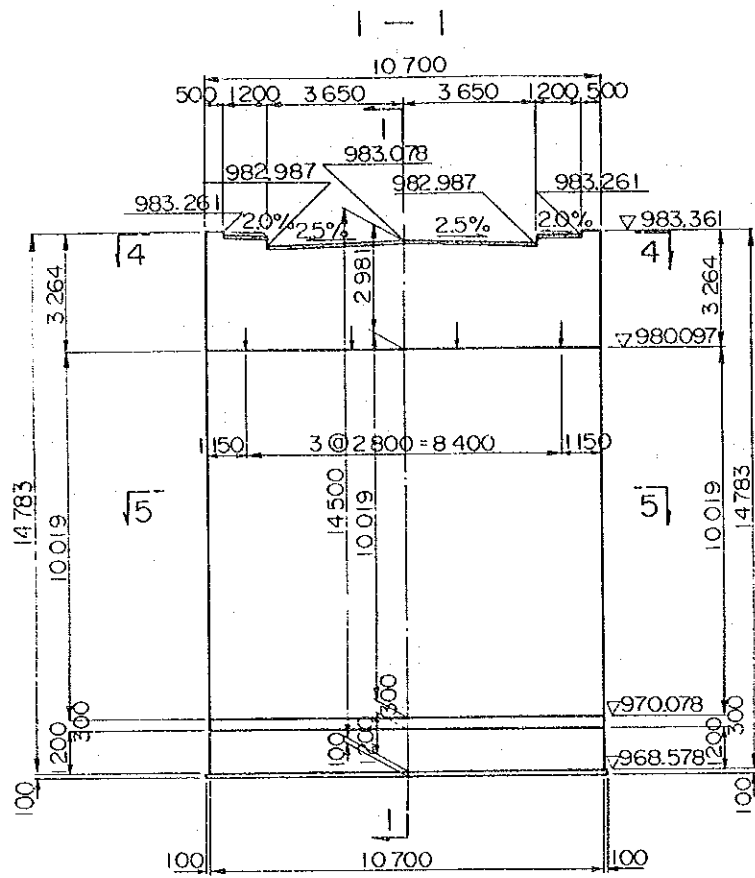


图 9-6

下部工・基礎工構造寸法图 (P3)

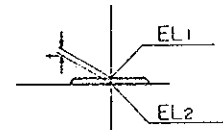
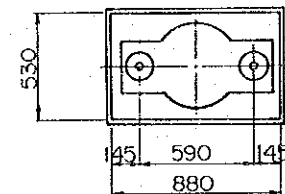


# ABUTMENT 2 (A2) 1 of 2



Box-Out Detail at Shoe Base

Mortar Height at Shoe Base



	G1	G2	G3	G4
EL1	980.121	980.191	980.191	980.121
t	24	94	94	24
EL2	980.097	980.097	980.097	980.097

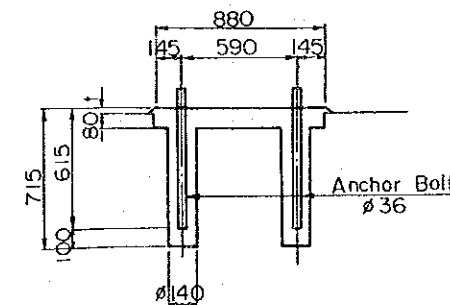


图 9-7  
下部工・基礎工構造寸法図 (A2-1/2)





ABUTMENT 2 (A2) 2 of 2

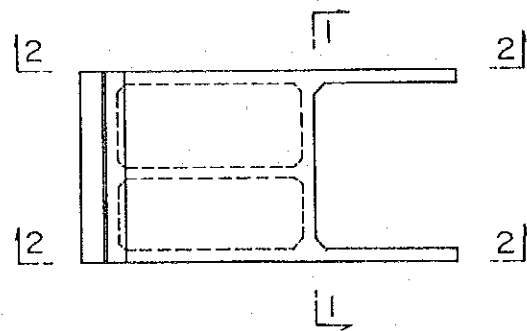
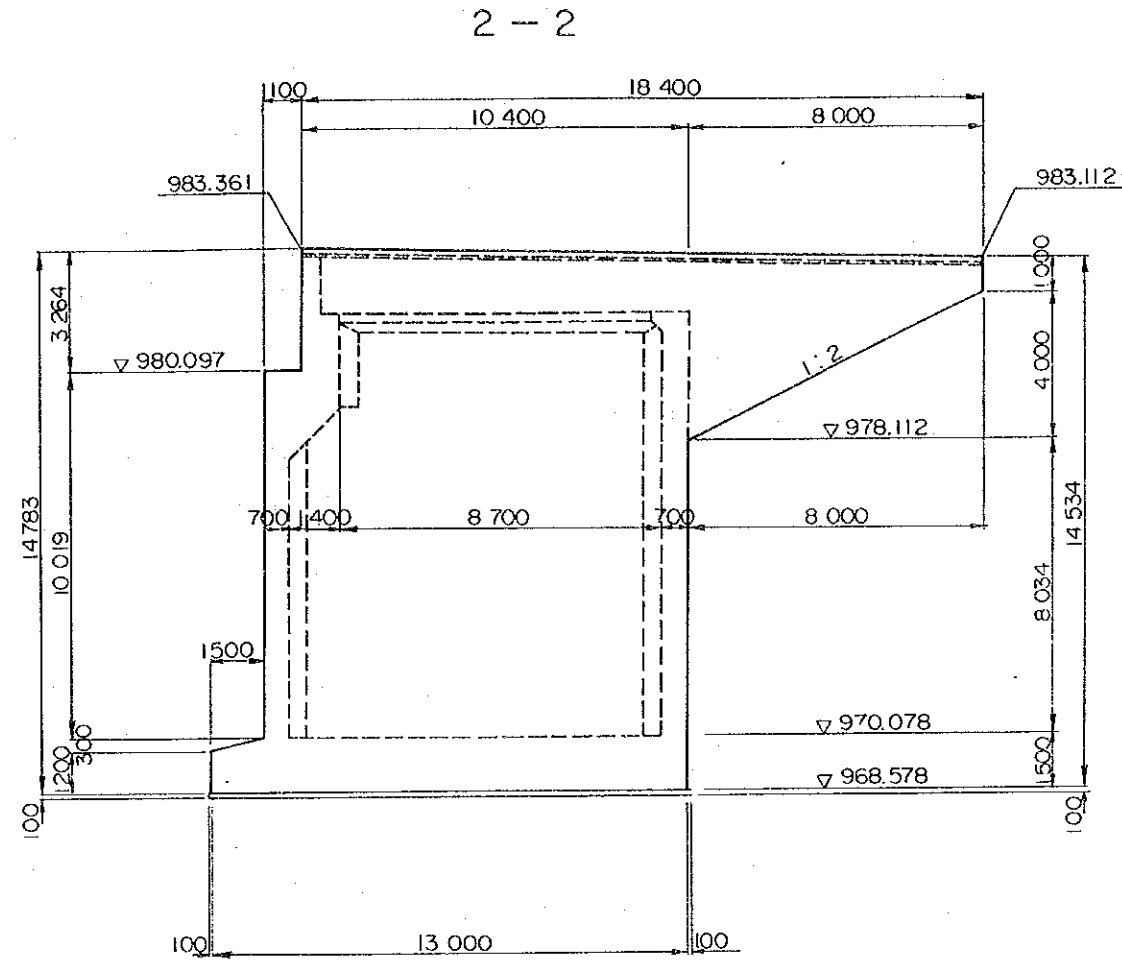
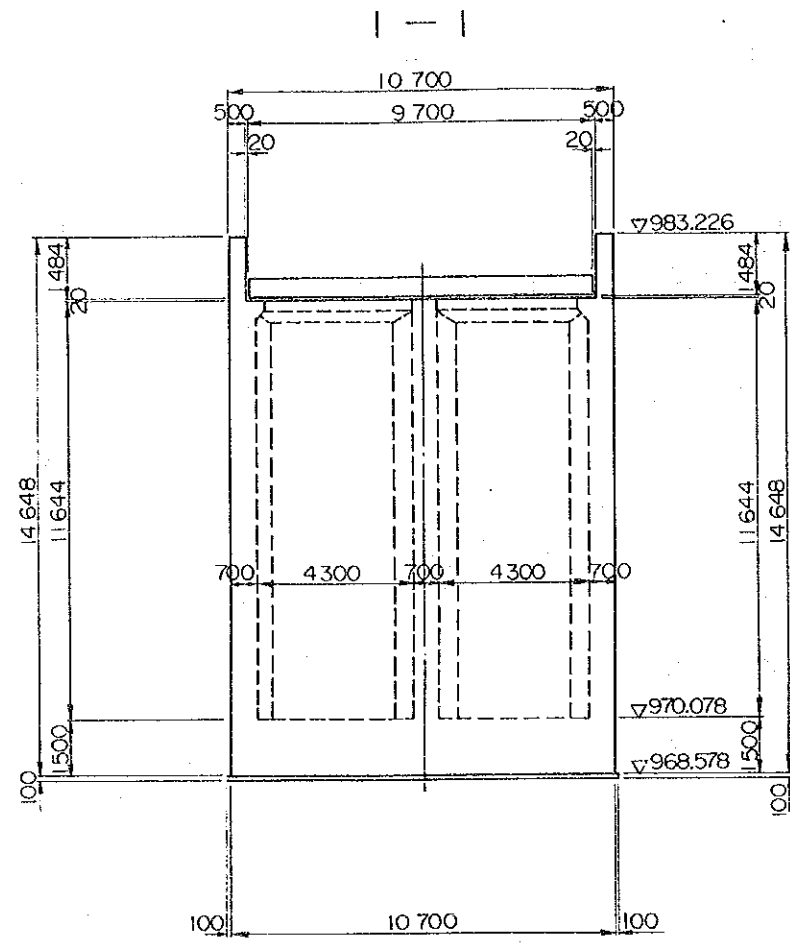
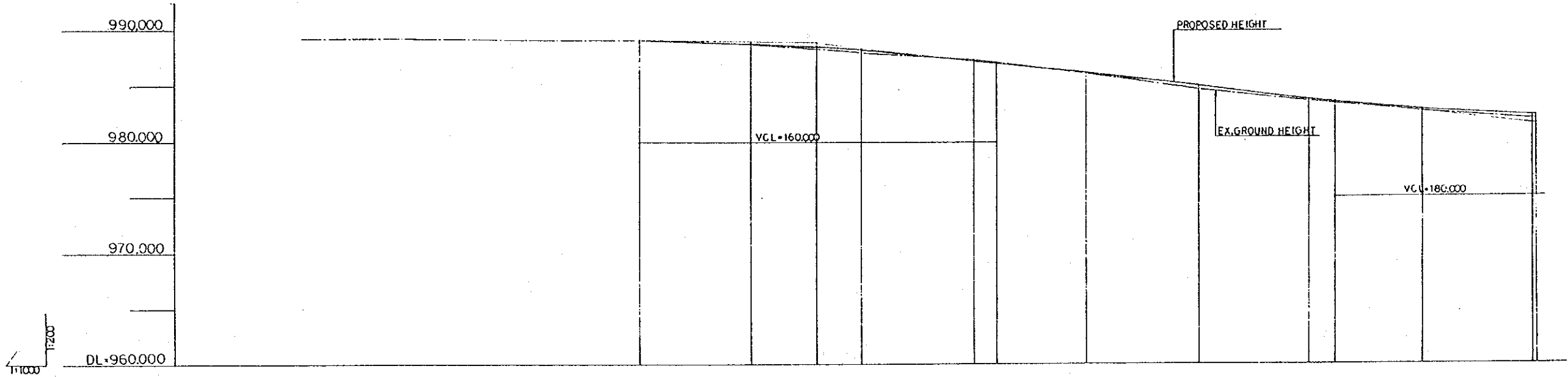
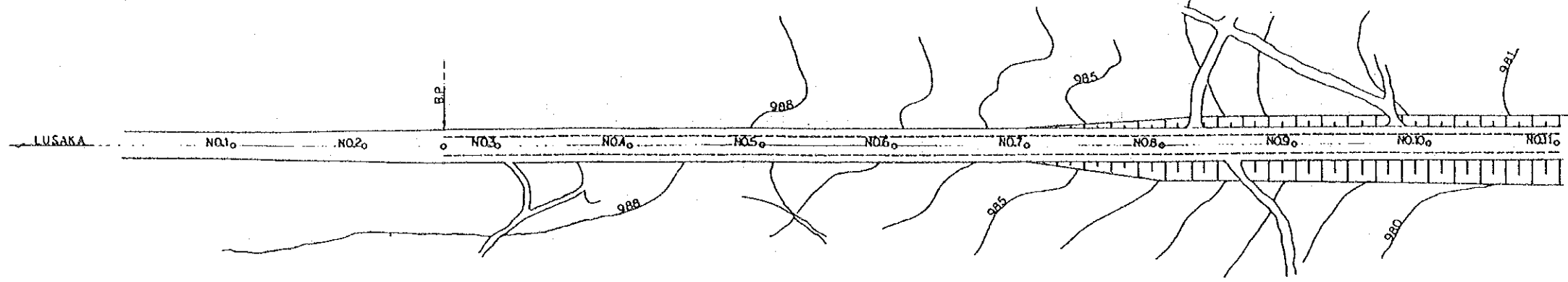


图 9-8  
下部工・基礎工構造寸法図 (A2-2/2)



PROFILE (1)

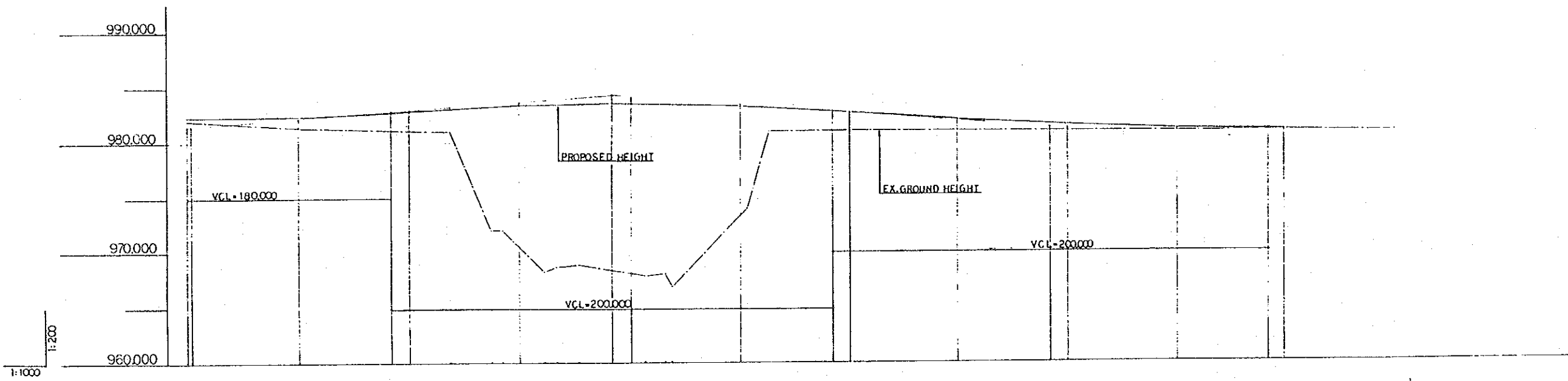
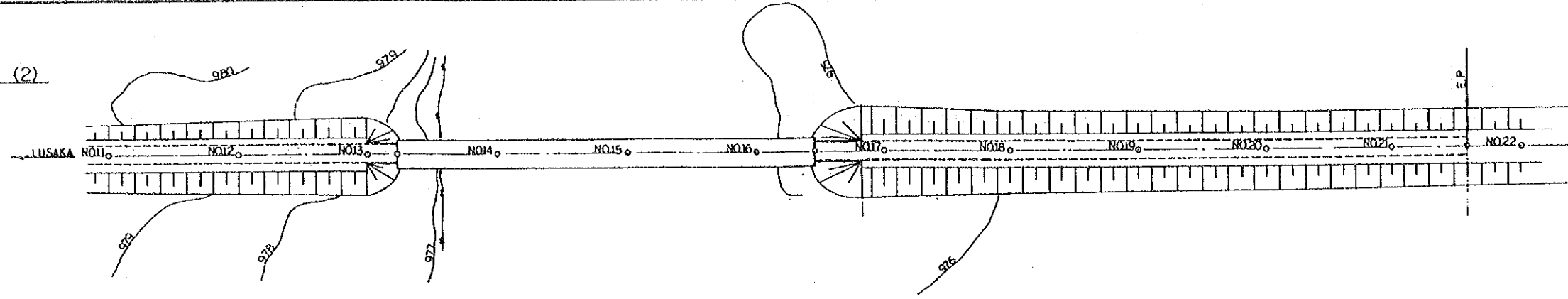


GRAND																		
BANKING				0.000		0.005		0.232		0.046		0.346		0.196		0.190		0.363
EXCAVATION										0.041								
PROPOSED HEIGHT				989.140		988.685		988.570		987.359		986.196		985.036		983.856		982.343
GROUND HEIGHT	982.60	983.10	983.80	983.140	982.685	982.570	982.252	981.400	981.322	981.150	980.680	980.660	980.660	980.575	980.840	981.990	982.334	
ACCUMULATED DISTANCE	0.000	50.000	100.000	130.000	150.000	200.000	230.000	250.000	300.000	310.000	360.000	400.000	460.000	462.000	500.000	550.000	552.000	
DISTANCE	0.000	50.000	50.000	30.000	20.000	50.000	30.000	20.000	50.000	10.000	40.000	50.000	50.000	12.000	38.000	50.000	20.000	
STATION	0	1	2	B.P. 2+30 3	4	4+30	5	6	6+10	7	8	9	9+12	10	11	11+02		
CURVE BAND																		

图 9-9 取付道路-縦断图 1/2



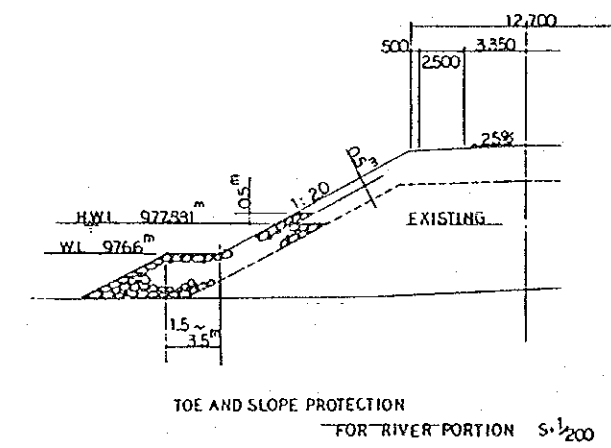
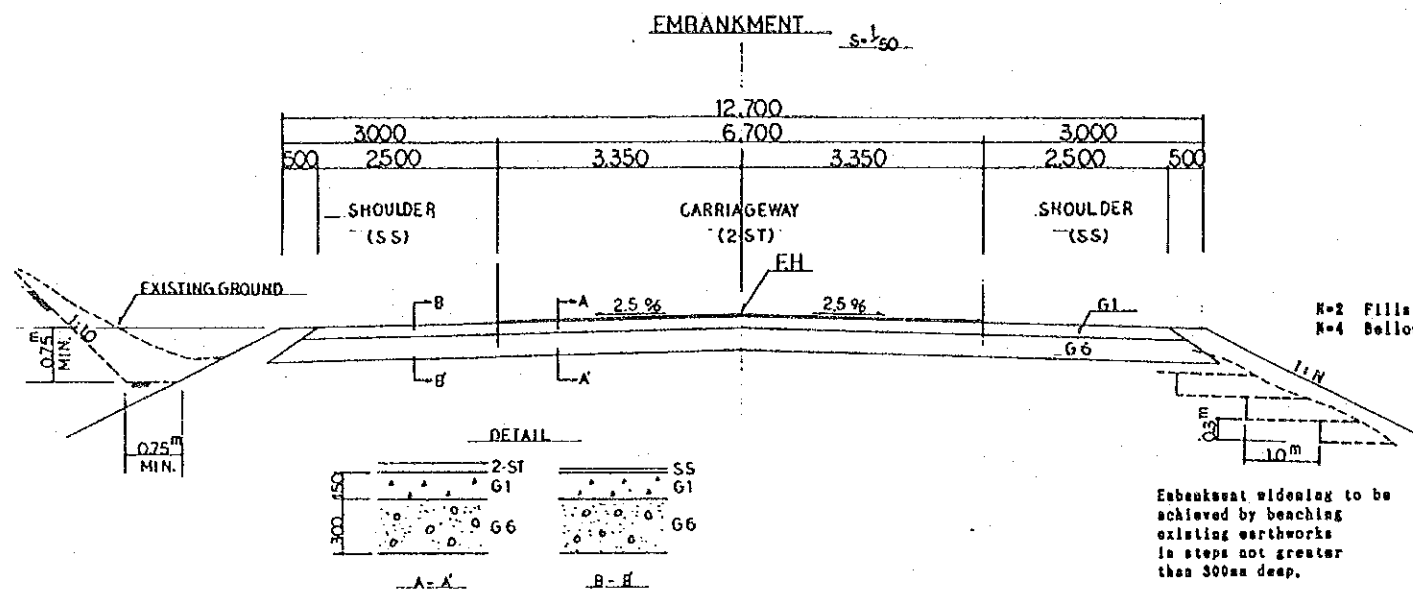
PROFILE (2)



GRAND											
BANKING	0.353	0.978	1.875			1.611	1.009	0.555	0.199	0.000	
EXCAVATION											
PROPOSED HEIGHT	982.343 982.334	982.375	982.820 982.935	983.437	983.570 983.555	983.317	982.820 982.701	981.616 981.545	981.189	981.005 980.980	
GROUND HEIGHT	981.990	981.400	981.060 981.060				981.090 981.040	980.990 980.990	980.990	980.810	
ACCUMULATED DISTANCE	550.000 582.000	600.000	642.000	700.000	742.000 750.000	800.000	842.000 850.000	900.000 908.000	1000.000	1042.000 1050.000	1090.000 1100.000
DISTANCE	50.000 2.000	48.000	42.000 8.000	50.000	42.000 8.000	50.000	42.000 8.000	50.000	50.000	42.000 8.000	30.000 20.000
STATION	11 11+02	12	12+42 13	14	14+42 15	16	16+42 17	18 19	20	20+42 21	EP 21+90 22
CURVE BAND	R = 8										

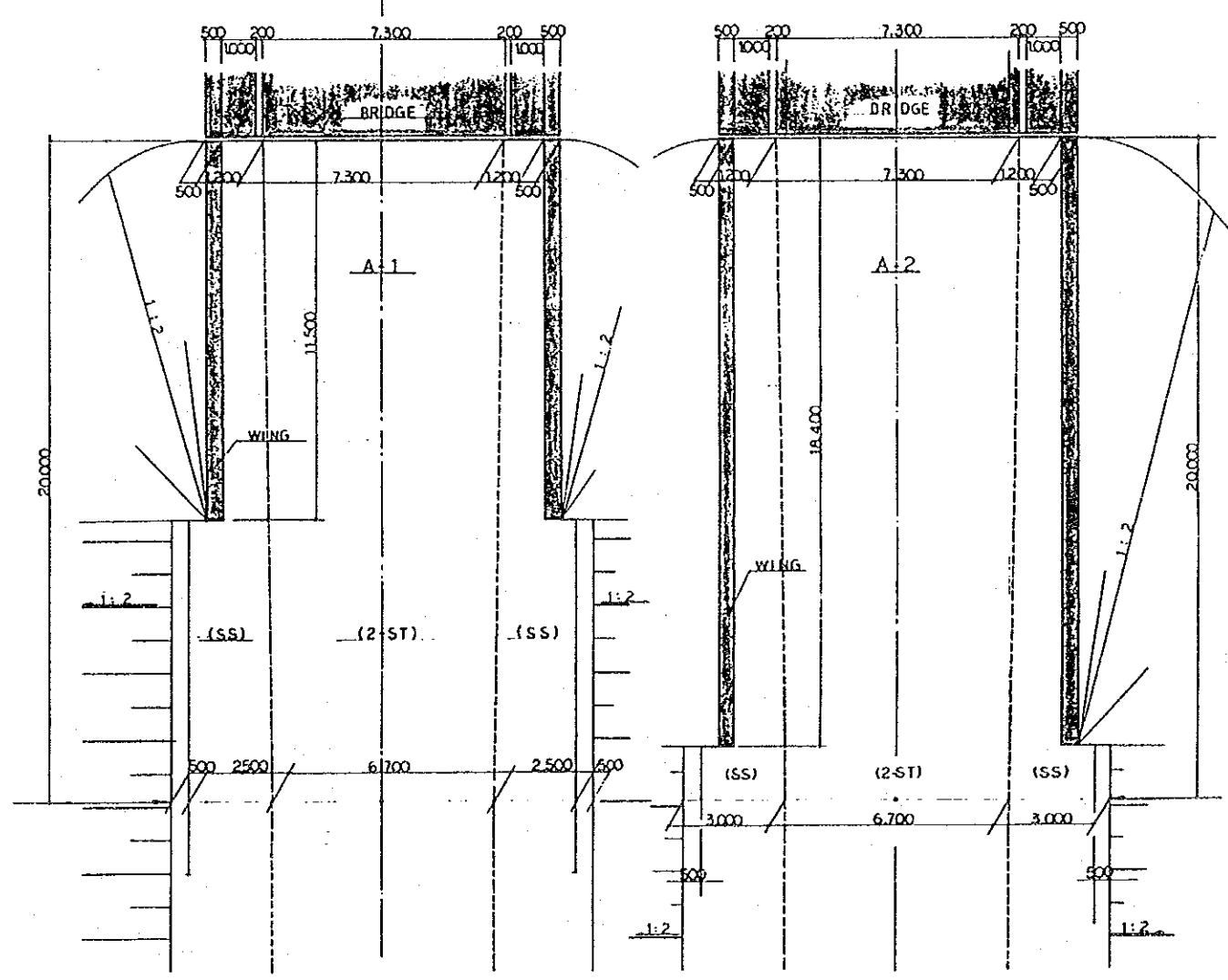
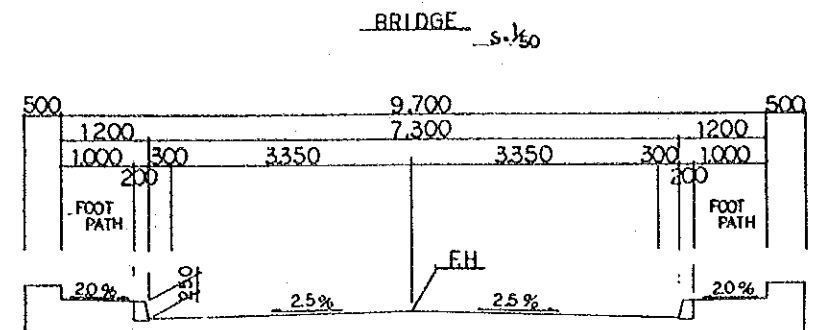
図 9-10 取付道路 - 縦断図 2/2





- 2-ST - Double bituminous surface treatment  
First seal 80/100 pen bitumen @ 1.5 l/m<sup>2</sup> 19mm chipping @ 70 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>  
Second seal 80/100 pen bitumen @ 1.3 l/m<sup>2</sup> 13.2mm chipping @ 80 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>
- SS - Sand seal surface on shoulders  
Seal 80/100 pen bitumen @ 1.0 l/m<sup>2</sup>  
Crusher dust @ 120 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>
- G1 - Base course. Crushed stone road base and shoulder material P1>6, CBR>80
- G6 - Sub-base course. Selected gravel sub-base P1>12, CBR>25

- Notes:
- 1 Design based on 10 ( Class 1A ) and 5 ( Class 1B ) s.s.a.
  - 2 Prime coat (where required) to be MC 30 cutback @ 1.0 l/m<sup>2</sup>
  - 3 Tack coat (where required) to be K1-40 emulsion @ 0.6 l/m<sup>2</sup>
  - 4 Cross section widths according to design standard
  - 5 Existing base course material (after removal of bituminous surfacing) may be incorporated into the sub-base layer where required to match levels



DETAIL BETWEEN ROAD AND A-1,2 ABUTMENT s=1/100

図 9-11 取付道路 - 断面図及び道路 - 橋梁連結要領







表 9-1 上部工数量

(1) Steel Weight

1) Main Structure

Main Girder	258.8 ton
Cross beam	11.4
Sway Bracing	12.8
Lateral Bracing	10.0
Bearing	10.5

Sub total 303.5 ton

2) Accessary

Expansion Joint	6.2 ton
Drainage System	8.4
Hand Rail	13.2

Sub total 27.8 ton

3) Total Steel Weight 331.3 ton

(2) Material Area

1) Pavement Area

Footpath (3.0 cm thick)	324.0 m <sup>2</sup>
Carriageway (7.0 cm thick)	1181.0 m <sup>2</sup>

2) Concrete

Concrete Volume of slab	542.0 m <sup>3</sup>
Concrete Volume of mount-up footpath	104.0 m <sup>3</sup>
Mould Area	1915.0 m <sup>2</sup>
Weight of Steel Reinforced Bar	98.6 ton

3) Painting Area 4834.0 m<sup>2</sup>

表 9-2 下部工・基礎工数量

(1) Footing and Shaft

Item	Type	Unit	Q'ty
concrete placement	Footing and shaft ( $\sigma_{CK}=210\text{kg/cm}^2$ )	m <sup>3</sup>	1391.8
	Leveling ( $\sigma_{CK}=180$ ")	m <sup>3</sup>	22.8
Framework	Footing and shaft	m <sup>2</sup>	2375.7
	Leveling	m <sup>2</sup>	8.5
Work Platforms	H $\geq$ 8 m	m <sup>2</sup>	1765.7
Supportings	H < 10 m	m <sup>3</sup>	773.3
Reinforcement	SD30	kg	85067.5
Earthwork	Excavation	m <sup>3</sup>	2971.1
	Surplus Soil	m <sup>3</sup>	437.3
	Backfill	m <sup>3</sup>	139.6

(2) Steel Pile

Item	Type	Unit	Q'ty
Steep pipe	$\phi 1000 \times 22$ SKK41	kg	132980
Filled concrete	$\sigma_{CK}=210 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	177.6

表 9-3 取付道路数量

Work Item	Quantity	Note
1. Excavation	1,467.0 m <sup>3</sup>	
2. Embankment	8,048.6 m <sup>3</sup>	
3. Step Excavation (left)	640.0 m <sup>3</sup>	
(right)	1,100.0 m <sup>3</sup>	
4. Reclamation (left)	801.6 m <sup>3</sup>	
(right)	1,085.6 m <sup>3</sup>	
5. Slope Protection (left)	2,657.5 m <sup>3</sup>	
(right)	3,364.5 m <sup>3</sup>	
6. Pavement		
6-1 Surface Course (Roadway)	5,278.9 m <sup>2</sup>	2ST(*1)
(Shoulder)	3,939.5 m <sup>2</sup>	SST(*2)
6-2 Base Course (left)	3,597.0 m <sup>2</sup>	
(right)	3,625.5 m <sup>2</sup>	
6-3 Subbase Course (left)	3,208.5 m <sup>2</sup>	
(right)	3,241.0 m <sup>2</sup>	

(Notes) 2ST : Double Surface Treatment  
 SST : Single Surface Treatment

## 防食

### (1) 現場環境

周知の通り、ザンビアは内陸国である。気候は温暖で、一年を通じ涼風が吹く。雨季においてすら、一日の降雨時間は比較的短い。加えて、防食上有害な亜硫酸ガスを発生する工場も周辺にはない。

上述のように、現地は防食環境としては地理的に恵まれている。

### (2) 塗装と維持管理

一般に、鋼橋は再塗装の必要性がある。たとえ、防食上の観点からみて現地は理想的であるとはいえ、維持管理は多かれ少なかれ必要である。調査過程で点検した橋の中には、16年間にわたり塗り替えもなく、そして依然健全な塗装表面を維持しているものもあった。

ザンビア国の近年の財政困難な状況を考えると、可能な限り維持管理費を削減することは重要である。

### (3) 耐候性鋼の適用（耐食性鋼材）

#### (a) 耐候性鋼の特徴

鋼橋の維持管理コストを軽減する上で、最も有効な手段の一つに耐候性鋼材の使用がある。

耐候性鋼材は、初期塗装も再塗装も要さず、鋼材そのものが防食に有効な錆を鋼表面に生成するものである。

#### (b) 錆安定化処理

耐候性鋼には、無塗装仕様と錆安定化処理を施す場合の二通りの使用方法がある。

無塗装使用の最大メリットは、いかなる表面処理をも必要としないため、経済的なことである。反面、以下に述べるような欠点もある。

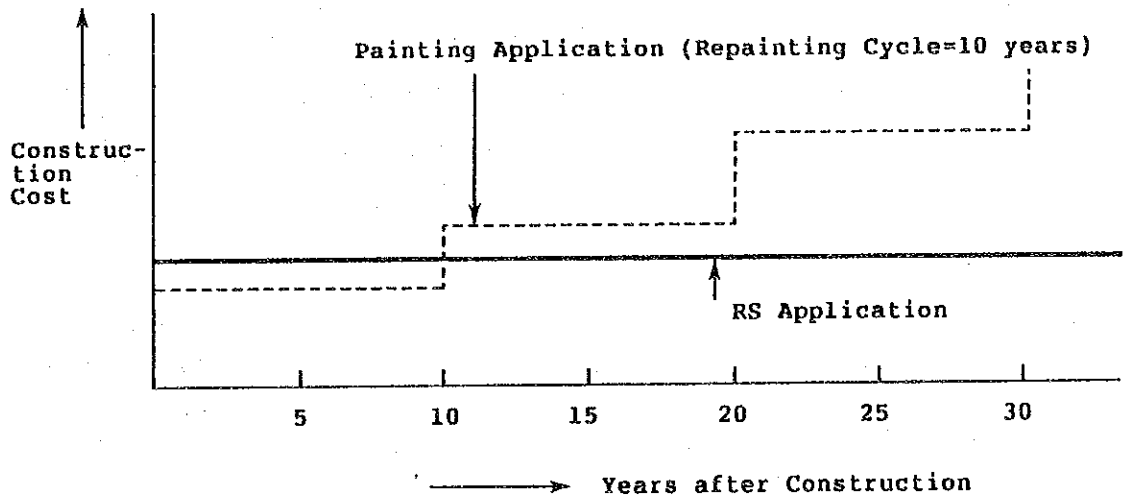
1. 安定錆が生成され、保護皮膜が形成されるまでは、鋼表面の外観が必ずしも美しくない
2. 初期の錆汁が、下部工のコンクリート表面等の隣接構造物を汚染する

鋼構造物が国外から海上輸送されてくること、そして、航海中、必然的に海塩粒子が飛散することを考慮し、錆安定化処理を施した耐候性鋼材を使用することが望まれる。無塗装使用の場合には避けられない上記の欠点も錆安定化処理を行えば解決するものと考えられる。

(c) 経済性比較

錆安定化処理を行う耐候性鋼（以下、RS使用という）を使用する場合、一般的には、普通塗装に比べてかなり高コストになるといわれている。

建設完了時の初期コストは、勿論、RS使用においてコスト高となるが、将来の維持管理費まで含めた場合には、RS使用の方が経済的である。



次の表は、両ケースの経済性を比較したものである。（比較は、日本での公称コストを元としている。）

(Unit: ¥/ton)

Evaluation Items	Painting Application	RS Application
Steel Price	-	+ 15,000
Painting/RS Coating	+51,000	+ 44,000
Repainting	+70,000/cycle	-
Total	+121,000	+59,000

結果が示す通り、RS使用は、一旦、第 1回目の塗り替えが完了すれば、塗装使用に比べてもより経済的となる。結論として、RS使用を推薦する。



# 第10章



## 施工計画

- 10-A 施工条件
- 10-B 施工方法
- 10-C 調達計画
- 10-D 建設工程
- 10-E 概算工事費



10-A

施工条件

ザンビア共和国は内陸国であるため、港湾施設を保有しない。工事に必要な資機材は近隣国の港で荷卸ししなければならない。また、その後、近隣国を通過して内陸輸送されてくる。この為、本建設工事においては、日本からの、資機材の調達は極力控え、可能な限りザンビア製の資機材を使用することが望ましい。

施工者、又、施工予定等の適切な情報を軍に知らせておく必要があるかもしれない。

工事中、交通車両の安全性を計るべきである。迂回路設定、一方通行が必要な折りには、安全対策や予告が必要である。

水質汚染は避けなければならない。有害な化学物質の使用は全面禁止し、水質を汚染するような建設方法はとらないことが肝要である。

ザンビア国では、11月から雨期が始まる。この条件を工事日程に考慮すべきと考える。

10-B

施工方法

工事の実施に当たり、施工者は下記を実施しなければならない。

(1) 工事工程

- |      |                                   |
|------|-----------------------------------|
| 第1年次 | 施工者は、計画、調達、切り廻し道路工事、現橋撤去工事を実施すること |
| 第2年次 | 施工者は、新橋の建設と現場撤去工事を実施すること          |

(2) 工事方法

- |         |                  |
|---------|------------------|
| ・橋梁撤去   | ベント工法            |
| ・橋梁架設   | 〃                |
| ・仮設橋杭打ち | ウォータージェット+パイプロ工法 |
| ・橋脚杭打ち  | ボーリング+パイプロ工法     |

## 調達計画

ザンビア国で入手可能な建設資機材を利用することが前提である。同国で入手できないものについては、日本又は第3国から調達する。表10-1に資機材とそれらの調達が可能な国名を示す。

表 10-1 建設資材

The Republic of Zambia	Japan	Third Country
Sand	Steel Beam	Plywood
Gravel	Steel Plate	
Wood	Steel Bar	
	Steel Girder	
	Guard Rail	
	Hand Rail	
	Street Light	
	Concrete Admixture	
	Bridge Shoe	
	Bridge Expansion	
<b>Construction Equipment:</b>		
Asphalt Plant	Crawler Crane	
Asphalt Sprayor	Truck Crane	
Asphalt Finisher	Bulldozer	
Concrete Mixer	Vibration Roller	
	Tipper Lorry	
	Cram Shell Bucket	
	Vibro Hammer	
	Water Jet Pump	
	Grouting Machine	
	Boring Machine	
	Generator	
	Air Compressor	
	Submersible Pump	
	Submersible Sand Pump	
	Breaker	
	Hydraulic Giant Breaker	

10-D

建設工程

工事工程を表10-2に示す。

表 10-2 工事工程表

MONTH	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
CONSULTANT SERVICES																												
CONTRACT	○																											
D/D																												
SUPERVISION																												
CONTRACTOR																												
CONTRACT				○																								
PREPARATION WORK																												
DIVERSION WORK																												
DEMOLITION WORK																												
FOUNDATION WORK																												
GIRDER LAUNCHING																												
PAVING WORK																												
MISCELLANEOUS WORK																												

## 概算工事費

概算工事費は、下記の通りである。

	Total (million USD)	Foreign Currency (million USD)	Domestic Currency (million KW)
1. Construction	12.0	8.6	134
(1) Direct Works	5.4	2.9	100
(2) Direct Temporary Works	0.4	0.3	3
(3) General Temporary Works	0.9	0.7	10
(4) Packaging & Transportation	2.7	2.7	-
(5) Fees, Expenses and Others	2.6	2.0	21
2. Design and Supervision	1.2	1.2	-
3. Total	13.2	9.8	134

Notes 1. 1 kw = 3.75 yen

2. 1 USD = 150 yen





# 第11章



## 維持管理計画

- 11-A 通常点検
- 11-B 定期点検
- 11-C 異常時点検
- 11-D 点検の記録



## 第 11 章 維持管理計画

橋梁の管理の出発点は、点検にある。点検を定期的に行い、異常を発見した場合にはその原因を究明し、それが橋梁にどのような影響を与えているかを調査し、必要があれば補修を行って、機能の維持につとめることが重要である。

新カフエ橋の維持管理計画として、次の 3種の点検を行う。

- ・ 通常点検
- ・ 定期点検
- ・ 異常時点検

である。

### 11-A 通常点検

通常点検は、道路の通常巡回を行う際に併せて行うことを原則とし、主として目視により行う。点検回数は、1回/月とする。

点検項目は、次のとおりとする。

- (1) 橋面の状況  
路面の汚れ、路面のひび割れの有無
- (2) 地覆高欄の状況  
高欄の変形、破損および地覆のひび割れの有無
- (3) 伸縮装置の状況  
異常音および車上感覚の異常の有無
- (4) 排水施設の状況  
路面の排水状況
- (5) 橋梁の取り合い部  
段違い、不等沈下の有無
- (6) 照明設備の状況  
照明灯の点検の有無
- (7) その他  
不法占用物件や障害物等の有無

これらの点検は、道路局により十分に対応できるものである。