

モーリシアス国

ポートルイス市水供給計画調査

(実施設計)

ファイナル・レポート (1)

主報告書

平成3年3月

国際協力事業団

社調三
CR(3)
91-031



モーリシアス国

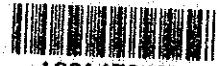
ポートルイス市水供給計画調査

(実施設計)

ファイナル・レポート (1)

主報告書

JICA LIBRARY



1091476(0)

26208

平成3年3月

国際協力事業団

国際協力事業団

26208

## 序文

日本国政府は、モーリシャス国政府の要請に基づき、同国のポートルイス市水供給計画にかかる開発調査を行う事を決定し、国際協力事業団がこの調査を実施した。

当事業団は、1990年5月から11月まで、日本工営株式会社 藤田師三氏を団長とし、同社及び株式会社日水コンから構成される調査団を現地に派遣した。

調査団は、モーリシャス国政府関係者と協議を行うとともに、プロジェクト・サイト調査を実施し、帰国後の国内作業を経て、ここに本報告書完成の運びとなった。

本報告書が、本計画の推進に寄与するとともに、両国の友好・親善の一層の発展に役立つことを願うものである。

終わりに、本件調査にご協力とご支援をいただいた両国の関係者各位に対し、心より感謝の意を表するものである。

1991年 3月

国際協力事業団  
総裁 柳谷 謙介



## 伝達状

国際協力事業団

総裁 柳谷 謙介 殿

ポートルイス市水供給計画（実施設計）の Lot-I に対する最終報告書（1）を提出致します。

Lot-I 工事は Lot-II 及び Lot-III に先だって着手されるもので、その主な内容は（i）仮排水路トンネル、（ii）工専用道路、給水及び電力設備、骨材プラントやコンクリートバッチャープラント等の準備作業よりなります。

報告書は 8 分冊より成り、要約、設計報告書、入札書類（4 分冊）、コスト見積書及び資料集に分冊されております。要約には実施設計の概要を、また設計報告書には Lot-I に含まれる建設作業の詳細設計の結果を報告しています。入札書類は入札指示書、契約条件、契約書、各種保証書等のフォームをまとめた Vol. I、一般及び技術仕様書の Vol. II、入札フォーム、数量・価格内訳書フォームの Vol. III 及び入札用設計図面の Vol. IV の構成で作成しております。コスト見積書には Lot-I に含まれる各作業項目についての単価分析及びコスト積算結果を掲載しており、また資料集として詳細設計計算書、数量計算書及び現地調査結果資料等を取りまとめております。

本件調査に御協力と御支援をいただいた貴事業団、作業監理委員会、外務省、厚生省、在マダガスカル日本大使館、並びにモーリシャス国政府関係各位に対し、心より感謝の意を表します。

また、本報告書がポートルイス市水供給の水資源開発に寄与するとともに、同国の社会・経済の発展及び福祉の向上に役立つことを願うものであります。

1991年 3月

モーリシャス国

ポートルイス市水供給計画（実施設計）

団長 藤田 師三





# 目 次

	頁
<b>第 1 章 序 論</b>	
1.1 計画対象地域及び概要 .....	1-1
1.2 プロジェクトの背景 .....	1-1
1.3 プロジェクトの目的 .....	1-2
1.4 詳細設計 .....	1-2
1.5 プロジェクトのロット分割とロット-I の内容 .....	1-3
1.6 組織 .....	1-3
1.7 プロジェクトの諸元 .....	1-3
<b>第 2 章 計画地域の現況</b>	
2.1 社会経済 .....	2-1
2.2 上水道施設の現況 .....	2-1
2.3 計画地域の概要 .....	2-2
2.4 気象・水文 .....	2-3
2.5 地形 .....	2-6
2.6 地質 .....	2-7
<b>第 3 章 ロット-I 工事の設計</b>	
3.1 概要 .....	3-1
3.2 仮排水路 .....	3-1
3.2.1 設計 .....	3-1
3.2.2 設計洪水量の決定 .....	3-2
3.2.3 トンネル径及び締切堤高の決定 .....	3-5
3.2.4 構造設計 .....	3-7
(1) 設計概念 .....	3-7
(2) 構造解析 .....	3-9
3.3 仮排水路閉塞ゲート .....	3-23
3.3.1 概要 .....	3-23
3.3.2 仮排水路閉塞ゲートの構造解析 .....	3-24
3.4 準備工事 .....	3-35
3.4.1 運搬道路 .....	3-35
3.4.2 ダムサイトの工事用道路 .....	3-37
3.4.3 浄水施設から取水堰までの工事用道路 .....	3-37
3.4.4 骨材プラント .....	3-38
3.4.5 コンクリートプラント .....	3-41
3.4.6 建築構造物 .....	3-42

	頁
3.4.7 給水設備 .....	3-43
3.4.8 電力設備 .....	3-47

#### 第4章 建設工事計画

4.1 工事準備作業 .....	4-1
4.2 工期 .....	4-1
4.3 ロット-I 工事の施工計画 .....	4-2

付 表

表-2.4.1	月平均流量 (1/6)
表-2.4.1	月平均流量 (2/6)
表-2.4.1	月平均流量 (3/6)
表-2.4.1	月平均流量 (4/6)
表-2.4.1	月平均流量 (5/6)
表-2.4.1	月平均流量 (6/6)
表-2.6.1	ダムサイト岩盤の室内試験結果
表-3.2.1	トンネルの標準諸元
表-3.2.2	仮排水路トンネルの荷重条件
表-3.2.3	コンクリートと鉄筋の設計強度
表-3.2.4	仮排水路トンネルの構造解析結果
表-3.2.5 (1)	オットー・フリ・ベアー理論によるトンネル応力解析
表-3.2.5 (2)	オットー・フリ・ベアー理論によるトンネル応力解析
表-3.2.5 (3)	オットー・フリ・ベアー理論によるトンネル応力解析
表-3.2.5 (4)	オットー・フリ・ベアー理論によるトンネル応力解析
表-3.2.6 (1)	グラウト圧力に対するトンネル応力解析
表-3.2.6 (2)	グラウト圧力に対するトンネル応力解析
表-3.2.6 (3)	グラウト圧力に対する仮排水路トンネル鉄筋コンクリート 内部応力計算
表-3.2.7 (1)	仮排水路トンネル流入部構造解析 (A-A断面)
表-3.2.7 (2)	仮排水路トンネル流入部構造解析 (A-A断面)
表-3.2.8 (1)	仮排水路トンネル流入部構造解析 (B-B断面)
表-3.2.8 (2)	仮排水路トンネル流入部構造解析 (B-B断面)
表-3.2.9 (1)	仮排水路トンネル流入部鉄筋コンクリート内部応力計算 (B-B断面)
表-3.2.9 (2)	仮排水路トンネル流入部鉄筋コンクリート内部応力計算 (B-B断面)
表-3.2.10	放水口ランジッション部構造解析
表-3.2.11	放水口ランジッション部内部応力計
表-3.2.12	放水口構造解析
表-3.2.13	放水口鉄筋コンクリート内部応力計算
表-3.2.14	支保工の構造解析 (トンネルタイプ-I)
表-3.2.15	支保工の構造解析 (トンネルタイプ-II)

## 付 図

- 図-1.1 計画対象地域の位置図
- 図-2.4.1 GRNW流域内及び周辺の雨量観測所  
図-2.4.2 雨量観測所の記録期間  
図-2.4.3 流域内の流量・雨量観測所位置図  
図-2.4.4 確率年最大風速  
図-2.4.5 流量観測所の記録期間  
図-2.4.6 確率洪水ハイドログラフ
- 図-2.6.1 調査地域の地質  
図-2.6.2 ダムサイトの一般地質平面図  
図-2.6.3 ダムサイトの一般地質断面図  
図-2.6.4 仮排水路トンネルの地質縦断面図  
図-2.6.5 一覽柱状図
- 図-3.1.1(1) プロジェクト一般平面図 (1)  
図-3.1.1(2) プロジェクト概要図 (2)  
図-3.1.2 構造物全体図  
図-3.1.3 取水口平面及び縦断面図
- 図-3.2.1 テレルージュ川仮排水路地点の河川縦横断面図  
図-3.2.2 プレインウィルアム川仮排水路地点の河川縦横断面図  
図-3.2.3 仮排水路トンネル代替案  
図-3.2.4 仮排水路トンネル流量曲線  
図-3.2.5 締切堤盛立曲線  
図-3.2.6 仮排水路設計洪水流量に対する水位曲線  
図-3.2.7 仮排水路設計洪水流量に対する放水流量  
図-3.2.8 仮排水路トンネルの標準断面  
図-3.2.9 取水口断面形状  
図-3.2.10 取水口の荷重ダイヤグラム (断面 A-A)  
図-3.2.11(1) 取水口の荷重ダイヤグラム (断面 B-B)  
図-3.2.11(2) 取水口の荷重ダイヤグラム (断面 B-B)  
図-3.2.12 取水口の曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラム  
(断面 A-A) : ケース 1  
図-3.2.13 取水口の曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラム  
(断面 A-A) : ケース 2

- 図-3.2.1.4 取水口の曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラム  
(断面 B-B) : ケース 1
- 図-3.2.1.5 取水口の曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラム  
(断面 B-B) : ケース 2
- 図-3.2.1.6 取水口の曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラム  
(断面 B-B) : ケース 3
- 図-3.2.1.7 放水口トランジション部の荷重ダイヤグラム
- 図-3.2.1.8 放水口トランジション部の曲げモーメント、剪断力、  
軸力ダイヤグラム : ケース 1
- 図-3.2.1.9 放水口トランジション部の曲げモーメント、剪断力、  
軸力ダイヤグラム : ケース 2
- 図-3.2.2.0 放水口の荷重ダイヤグラム
- 図-3.2.2.1 放水口の曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラム
- 図-3.2.2.2 仮排水路トンネル平面図
- 図-3.2.2.3 仮排水路トンネル縦横断面図
- 図-3.2.2.4 仮排水路トンネル配筋及びグラウト計画図
- 図-3.2.2.5 仮排水路トンネル取水口平面及び縦横断面図
- 図-3.2.2.6 仮排水路トンネル取水口掘削平面及び横断面図
- 図-3.2.2.7 仮排水路トンネル取水口構造詳細図
- 図-3.2.2.8 仮排水路トンネル放水口平面及び縦横断面図
- 図-3.2.2.9 仮排水路トンネル放水口掘削平面及び横断面図
- 図-3.2.3.0 仮排水路トンネル取水及び放水口配筋詳細図
- 図-3.2.3.1 仮排水路トンネル取水及び放水口コンクリート保護工詳細図
- 図-3.2.3.2 仮排水路トンネル支保工配置図
- 図-3.2.3.3 仮排水路トンネルブロックアウト詳細図
- 図-3.2.3.4 仮排水路トンネル支保工モデル図
  
- 図-3.3.1 鋼構造物、仮排水路閉塞ゲイト
- 図-3.3.2 鋼構造物、仮排水路閉塞ゲイト戸当り金物
  
- 図-3.4.1 採石運搬工事用道路計画図
- 図-3.4.2 採石運搬工事用道路の標準断面図
- 図-3.4.3 採石運搬工事用道路の付帯構造物標準図
- 図-3.4.4 採石運搬工事用道路の潜水橋
- 図-3.4.5 ダムサイト周辺の工事用道路計画図 (1)
- 図-3.4.5 ダムサイト周辺の工事用道路計画図 (2)
- 図-3.4.6 導水管路工事用道路計画図

図-3.4.7	導水管路工事用道路の縦断面図
図-3.4.8	導水管路工事用道路の標準横断面図
図-3.4.9	建設プラントの計画図及びフローシート
図-3.4.10	建築一般平面図
図-3.4.11	公共建築物 (A)
図-3.4.12	公共建築物 (B)
図-3.4.13	住宅タイプ A
図-3.4.14	住宅タイプ B
図-3.4.15	住宅タイプ C
図-3.4.16 (1)	工事管理事務所
図-3.4.16 (2)	労務者宿舎及び食堂
図-3.4.17	管径と送流量の関係
図-3.4.18	給水設備ダイヤグラム
図-3.4.19	給水設備計画平面図
図-3.4.20	電力設備配置図 (1)
図-3.4.21	電力設備配置図 (2)
図-3.4.22	電力設備結線図 (1)
図-3.4.23	電力設備結線図 (2)
図-4.1	実施計画図
図-4.2	施工計画図 (ロット-1)

## 第1章 序論

### 1.1 計画対象地域及び概要

モーリシャス国はインド洋上のマダガスカル島より東方約 900 Km に位置する。同国はモーリシャス島、ロドリゲス島、アガレガ島、及びセント・ブランドン島等の諸島から成り、その全国土面積は 2,040 Km<sup>2</sup> である。モーリシャス島は全国土面積の約 91 % に相当する 1,860 Km<sup>2</sup> を占め、ロドリゲス島は 5.1 % の 104 Km<sup>2</sup> である。モーリシャス島は 5 つの自治都市と 98 の地方村落からなり、首都ポートルイスは、この自治都市の 1 つで、モーリシャス島の北西部に位置している。

モーリシャス島の最も大きな川の 1 つである グランド・リバー・ノース・ウエスト (GRNW) は中央高原に源を発し、北西方向に流下した後 ポートルイス市の南でインド洋に注いでいる。ポートルイス市水供給計画の水源としては、この GRNW 水系の表流水の開発が予定されている。計画対象地域は GRNW 全流域及びポートルイス市である。GRNW 水系は 113.21 Km<sup>2</sup> (ミュニシパル・ダイク 取水堰に於いて) の流域面積を持ち、標高 300 m 以上の中央高原と河川侵食によって形成された峡谷から成る。

GRNW の上流域は、モカ川、プロフォンデ川、カスカデ川、テレ・ルージュ川 及びブレイン・ウィリアム川等の各支川からなる。ダム建設予定地点はブレイン・ウィリアム川とテレ・ルージュ川の合流点直上流のテレ・ルージュ川に計画されている。

計画ダムに貯留された水は、既設取水施設のミュニシパル・ダイクで取水され、ダム地点より約 4 Km 下流のバイ浄水場で処理された後、ポートルイス市に配水される。計画対象地域の概要図は、図-1.1 に示されている。

### 1.2 プロジェクトの背景

モーリシャス国の全人口は約百万人で、その 42 % が首都のポートルイス市及びその周辺の衛星都市に集中している。このようにポートルイス市は、モーリシャス国の首都としてばかりでなく、商工業の中心として重要な役割をはたしている。

現在の都市用水及び工業用水は GRNW 水系を水源としている。主な上水道施設はミュニシパル・ダイクと呼ばれる取水堰、導水管、バイ浄水場、配水管路システムからなる。

しかしながら、現在の下水道システムには次のような幾つかの問題点がある。

- (1) 配水システムが老朽化しており、漏水による損失が約 45 % に達している。
- (2) GRNW 水系は季節的な流量変動があるが、既存システムには貯水機能がない。そのため毎年 7 月から 11 月の乾期には水不足が生じている。
- (3) 浄水能力も十分ではなく、高濁度水の処理ができない。そのため、洪水期にも給水をしばしば停止せざるを得ない。

このような状況下で、モーリシャス政府はポートルイス市への安定した水供給を確保するための調査を日本政府へ依頼した。この要請に基づき、日本政府は同国のポートルイス市水供給計画に関するフィージビリティ調査を行うこととし、同国の協力下に国際協力事業団（JICA）が調査を実施することとなった。

フィージビリティ調査は 1988 年 3 月から翌年 7 月迄の約 17 ヶ月間に渡り JICA 調査団によって実施された。同調査結果によれば、ポートルイス市水供給計画は技術的、経済的に妥当であると判断され、できる限り速やかに同計画を実施することが望ましいと結論付けられた。

この調査結果を踏まえ、モーリシャス政府はポートルイス市水供給計画の詳細設計を行うことを決定し、技術的、財政的援助を日本政府に要請した。

ポートルイス市水供給計画の詳細設計は 1990 年 3 月から JICA 調査団によって開始された。フィージビリティ調査のレビュー、追加現地踏査、基本設計等が行われ、その検討結果は同年 10 月に作成された概略設計書にまとめられている。この概略設計に基づいて、準備工事及び転流工事（LOT-I）の詳細設計が行われた。本設計書はこの準備工事及び転流工事（LOT-I）の詳細設計をとりまとめたものである。

### 1.3 プロジェクトの目的

本計画の目的は、GRNW 水系の水源を活用する事によって 2010 年迄の中期計画及び 2030 年迄の長期計画に対するそれぞれの水需要予測に基づき、ポートルイス市水供給システムを最も適正かつ経済的に改修する開発計画を策定する事である。

### 1.4 詳細設計

詳細設計に於ける実施作業項目は以下の通りである。

- (1) ダム及び関連施設、導水管路、浄水場等の構造物の詳細設計（含む設計図面）及び施工計画、事業費積算作業
- (2) プロジェクト実施計画作成作業



- (3) 各工事に対する入札書類の作成（含む共通、特記仕様書）
- (4) 作業を通じモーリシャス国カウンターパートへの技術移転

### 1.5 プロジェクトのロット分割とロット-Iの内容

本プロジェクトを効率的に実施、促進するため、次の3つのロット（Lot）に分けて計画する。

- Lot-I : 準備工事及び転流工事
- Lot-II : ダム及び関連施設の建設工事、既存取水堰（ミュニシパル・ダイク）の改修工事
- Lot-III : 取水工（ミュニシパル・ダイク）、導水管路及び浄水施設の新設工事

また、ロット-Iに含まれる主な工事内容は以下の通りである。

- 仮排水路トンネル工事（トンネルの閉塞工事は、緊急放流バルブ・パイプ等の施設建設と共に Lot-II に含まれる）
- 仮排水路閉塞ゲート工事
- 準備工事（工事用道路：原石山-ダムサイト・ダムサイト内・浄水場-取水堰、事務所・住宅・修理工場及び現場試験室等の建設、工事用水・電気供給システムの建設、骨材・パッチャープラントの建設）

### 1.6 組織

エネルギー内政通信省下の中央水道局（CWA）がこのプロジェクト実施の実行機関になると考えられている。従って各工事は、コンサルタントの助言の下に中央水道局によって管理・監督されることになる。

### 1.7 プロジェクトの諸元

概略設計に基づくプロジェクトの諸元は以下の通りである。

#### (1) 貯水池

流域面積 : 54.9 Km<sup>2</sup>  
年間流域降雨量 : 2,400 mm

総貯水容量	: 6.7 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
有効貯水容量	: 6.3 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
計画洪水水位	: El. 193.5 m
計画満水位	: El. 189.0 m
計画低水位	: El. 139.0 m
貯水池面積	: 30 ha
年平均流量	: 1.8 m <sup>3</sup> /sec
計画洪水流量	: 1,890 m <sup>3</sup> /sec
計画洪水確率年	: 10,000 年 (PMF)

(2) ダム

型式	: ロックフィル
堤頂標高	: El. 196 m
堤高 (河床より)	: 80 m
堤頂長	: 230 m
堤体体積	: 1,515 x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>

(3) 余水吐

型式	: 横越流式
越流堰標高	: EL. 189 m
越流堰長	: 90 m
計画洪水流量	: 1,890 x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /sec

(4) 転流工

型式	: トンネル式仮排水路
計画洪水流量	: 520 m <sup>3</sup> /sec
計画洪水確率年	: 20 年
計画流出流量	: 520 m <sup>3</sup> /sec (トンネル内)
トンネル数	: 1 条
トンネル内径	: 6.8 m
トンネル長	: 499 m
ゲート型式	: スルースゲート

(5) 取水口

型式	: 選択取水式
計画取水量	: 1 m <sup>3</sup> /sec

ゲート数 : 3 門  
ゲート寸法 : 2,100 mm x 2,100 mm  
ゲート型式 : ローラーゲート

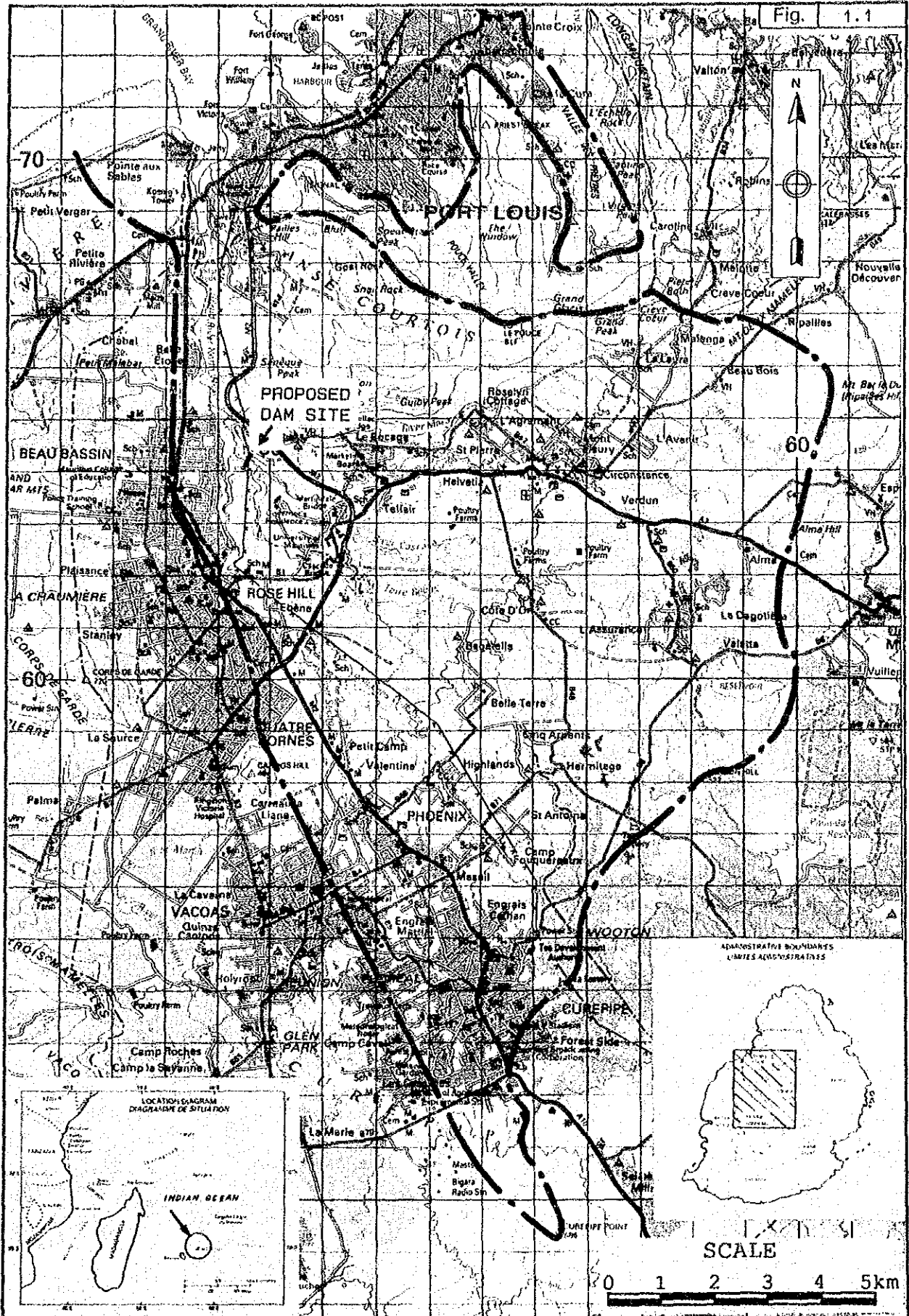
(6) 導水管路

計画流量 : 660 lit/sec  
管路数 : 1 条  
管路内径 : 800 mm  
管路長 : 2,100 m

(7) 浄水施設

型式 : 急速濾過式  
浄水容量 : 30,000 m<sup>3</sup>/日 (第1段階)





計画対象地域の位置図

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
 PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



## 第2章 計画地域の現況

### 2.1 社会・経済

1983年の人口調査によれば、モーリシャス国の全人口は1,000,432人であった。その内、モーリシャス島の人口は966,863人で全人口の96.6%をも占め、ロドリゲス島は33,082人(3.3%)であった。同国の人口密度は、507人/Km<sup>2</sup>以上で、モーリシャス島とロドリゲス島のそれは、それぞれ535人/Km<sup>2</sup>及び339人/Km<sup>2</sup>であった。

1972年から1983年の人口調査統計によれば、モーリシャス島の年間人口増加率は1.43%で、ロドリゲス島の増加率は2.67%であった。モーリシャス島では、島人口の41.7%に相当する403,251人の人々が5つの自治都市に住居し、残り的人々が地方の村落に住んでいる。過去の人口統計の傾向から、モーリシャス国の人口は1988年には約1.1百万人に達すると推定されている。

1983年の人口調査によれば、ポートルイス市の人口は133,702人であり、都市部人口の33.2%、モーリシャス島全体の13.8%に相当する。ポートルイス市の人口密度は3,131人/Km<sup>2</sup>であり、これはモーリシャス島全体平均の6倍にも相当する高い人口密度である。ポートルイス市には29,187の世帯があり、一世帯当たりの平均家族数は4.58人である。1983年から1985年迄の人口増加率は0.97%/年であった。

1987年の国内総生産(GDP)は180億2千万ルピーであり、国民一人当たりのGDPは18,600ルピーであった。製造業は45億3千万ルピーの生産高を上げ、全体の25.1%を占め最大となっている。これに次ぐ、農業、畜産、林業、漁業の生産高は、24億9.5千万ルピーで全体の13.8%であった。

### 2.2 上水道施設の現況

ポートルイス市の上水道システムは、取水施設のミュニシパル・ダイク、パイ浄水施設、3条の幹線送水管、10ヶ所の配水池、2ヶ所のプースター・ポンプ場(プレイン・ロウズンとパイ)及び管径が150mmから800mmの配水管網からなっている。主な水供給源は、GRNW水系にあるミュニシパル・ダイクであるが、1980年に2ヶ所の水供給源が開発されている。1926年に初めてパイ浄水場の緩速濾過池が建設され、その後、1960年と1981年の2度に渡り濾過能力の増強が行われた。現在の濾過池面積は10,062m<sup>2</sup>であり、浄水池10ヶ所の全処理能力は61,000m<sup>3</sup>/日である。現在の給水区域は3,900haで全区域の91%に相当する。

上述の既存上水道システムには幾つかの問題点がある。主な問題点は、1. 2 節に述べたように 1) 季節的な流量変動に対応する貯水システムがなく、乾期には水不足をきたす、2) 老朽施設のため漏水が著しい、及び 3) 浄水施設の処理能力不足等である。

1965 年から 1983 年迄の GRNW 水系の流量記録によれば、月平均流量は 7 月から 12 月迄の 6 ヶ月間は少なく、1 月及び 2 月はサイクロン（熱帯性低気圧）の来襲により雨量・流量とも多い。ポートルイス市の上水道システムは、主に GRNW 水系を水源としており、毎年水不足に悩まされている。

過去の最大渇水年は 1983 年に記録されており、最近の渇水年は 1987/1988 年である。この時は、1987 年 8 月から 1988 年の 2 月までの実に 7 ヶ月間もの間水不足が続いた。この水不足の為、ポートルイス市とその周辺地域の人々は困窮し、経済活動に大きな影響を与えた。1988 年の 1 月と 2 月の配水は、1 日のうちたった 4 時間しか行われず住民に多大な困窮を強い、経済に大きな打撃を加えた。

### 2.3 計画地域の概要

プロジェクト対象地域は、標高 300 m 以上の中央高地と河川侵食により形成された峡谷からなる GRNW 流域である。中央高地は西から北西方向に緩やかに傾斜しており、高山地域は高地の東方及び南東方向の山脈に位置している。高地の 66 % は砂糖黍畑として耕作されている。茶は GRNW 流域南東部の比較的高い地域で栽培されている。これらの耕作地は、夏期に生じる激しい降雨による表土侵食に対しても、十分な植生機能を有している。森林地帯は流域の南部及び北東の高地に広がっており、流域の 11 % 程度である。一方、流域の西側沿いに ローズ・ヒル、クワトロ・ボネス、フェニックス、キュアパイプ等の都市がある。土地利用状況は以下の通りである。

地 域	土地利用	面積 (Km <sup>2</sup> )	面積比率 (%)
高 地	砂糖黍畑	74.2	66
	茶畑	3.8	3
	森林等	10.5	9
	都市部	22.6	20
峡 谷	森林・灌木等	2.1	2
合 計		113.2	100



## 2.4 気象・水文

### (1) 降雨

モーリシャス国の気候は、11月から4月迄の夏季と5月から10月までの冬季の2つの季節からなる。年間降雨量の70%以上が夏季に降り、最も乾燥しているのは10月で、その年間平均降雨量は3.5%でしかない。一方、最も雨の多い時期は一般に12月から3月までの4ヶ月間で、雨はサイクロンや熱帯性気候の前線の影響によってもたらされる。年平均降雨量は北部の1,400 mmから南部の3,200 mmに及んでいる。

計画地域内及びその周辺には、56ヶ所の雨量観測所が設置されており中央水道局、気象庁、砂糖黍農場等によって観測されており、観測資料は気象庁が収集し管理している。幾つかの観測所（アルマ、レデュト試験観測所、バコアス）では100年以上もの長きに渡り観測が続けられている。バコアス、ベレ・リベの観測所には自記雨量計が設置されているが、他の観測所は毎朝8時の定時観測所で日雨量観測を行っている。過去25年間の観測資料は気象庁に保管されているが、それ以前の資料は所在不明であったりして保管状態は良くない。収集された降雨資料は1989年に作成されたフィージビリティ調査報告書の付属書-Aにまとめられている。

流域の確率地点雨量は次のようになる。

確率年 (年)	1日雨量 (mm)	2日雨量 (mm)	3日雨量 (mm)
2	272	398	470
5	387	551	632
10	463	661	751
20	536	765	864
50	630	901	1,021
100	701	1,003	1,140
200	771	1,114	1,260
1,000	935	1,381	1,551
10,000	1,168	1,799	1,999

又、流域平均確率雨量は次のように解析される。

確率年 (年)	第1日目雨量 (mm)	第2日目雨量 (mm)	第3日目雨量 (mm)
10	77	168	393
20	84	195	455
100	116	257	596
200	125	291	656
10,000	171	536	993

図-2.4.1には GRNW 流域内及び周辺の雨量観測所の位置が、又各観測所の観測期間は図-2.4.2に示されている。流域の等雨量線図は図-2.4.3に示されている。

## (2) 蒸発散

レデュト試験観測所、バコアス、ベレ・リベの気象観測所には GRNW 流域の蒸発散量が観測されており、その年平均蒸発散量は 1,694 mm に達する。最大及び最小蒸発散量はそれぞれ 1月の 5.9 mm/日、6月の 3.2 mm/日と記録されている。貯水池等の広域水面での蒸発散量はクラス・A-パンによる観測結果の約 70%程度であると推定される。

上記観測所の 1961 - 1980 年迄の 20 年間の観測結果とペンマン式による算定結果を以下に比較する。

(単位: mm)

観測所	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
クラス・A-パン													
バコアス	171	179	176	155	161	133	123	107	107	122	141	164	1,739
レデュト	169	178	182	151	155	129	111	96	104	119	137	163	1,694
ベレ・リベ	132	142	127	113	115	105	103	89	87	89	101	123	1,326
ペンマン式													
キアハ・イブ	142	153	158	140	135	110	90	67	78	93	105	129	1,400

## (3) 風速

モーリシャスの強風は一般にサイクロンによってもたらされる。1876 - 1975 年迄の熱帯低気圧(サイクロン)による 30 MPH (Miles per Hour) 以上の強風記録は図-2.4.4に示され、確率処理されている。最大風速はモン・サートで 82 マイル/時が記録されており、これはガーバイズ・サイクロンによってもたらされた。図-2.4.4に示されているように、この最大風速は 100 年確率に相当する。

#### (4) 流量

GRNW 流域の流量は前に述べたように季節変動が大きい。ミュニシパル・ダイク取水堰 (113.2 Km<sup>2</sup>) に於ける GRNW 流域の年平均総流出量は 8,800 万 m<sup>3</sup> と推定される。このうち約 1/8 程度が上水として利用されており、残りは未利用水として海へ流出している。これは流域内に貯水機能を持つ施設がなく、流出量は季節的に増減し一定でないためである。

図-2.4.5 に示されているように、流域内には 6 ヶ所の流量観測所が設置され、その内 5 ヶ所が中央高地の支川の流量観測を行っている。残りの観測所 NO. W13 はミュニシパル・ダイク取水堰の流量観測を行っている。各観測所の観測現況は以下の通りである。

観測所	設置河川	記録機器	観測地点状況
W03	プレイン・ウィルム	A, D	コンクリート断面堰
W04	テレ・ルージュ	A, D	コンクリート断面堰
W05	カスカデ	A, D	コンクリート断面堰
W08	プロフォンデ	A, D	コンクリート断面堰
W10	モカ	A, D	自然河川断面
W13	GRNW	A	コンクリート断面堰

A : 自記流量計      D : 日量水標観測

プロフォンデ川 (W08)、カスカデ川 (W05)、テレ・ルージュ川 (W04)、プレイン・ウィルム川 (W03) 及びミュニシパル・ダイク取水堰での GRNW (W13) の各流量観測所はコンクリート堰 (堤頂に鉄を埋め込んだ) で流量観測を行っており、流れは射流となっている。各流量観測所は中央水道局によってよく維持・管理されており、水理断面・観測資料等は 1966 年から年報として取りまとめられている。

流域全体の表流水観測はミュニシパル・ダイク取水堰 (W13) で行われているが、表流水はミュニシパル導水管を通じパイ浄水場へ送水されている。毎年乾期には水位はしばしば堰の低水位以下となる。この流量観測所においては、取水堰からの導水管と流量計のフロート用パイプは、堰の低水位断面上の同じ高さに設置されている。さらに、取水堰での送水量は観測されていない。従って、W13 での流量記録は特に乾期では有益ではない。

モカ川にある W12 と呼ばれる流量観測所もあるが、同観測所は 1972 年から観測されたにすぎない。したがって、この流量観測所の資料は本計画には利用できない。表 2.4.1 に 6 カ所の月平均流量を示す。

## (5) 洪水

計画ダム地点での各確率洪水流量は、流域の確率降雨量に基づいて貯留関数法により算定された。それぞれの洪水ピーク流量は以下の表に、また、ハイドログラフは図-2.4.6 に示されている。

確率洪水ピーク流量

確率年	ピーク流量 (m <sup>3</sup> /sec)	比流量 (m <sup>3</sup> /s/Km <sup>2</sup> )	クリガー係数
10	440	8	17
20	520	9	19
100	1,040	18	37
200	1,200	22	46
10,000 (PMF)	1,890	35	72

## (6) 堆砂量

流域の年平均生産土砂量は観測資料によれば 3,949 m<sup>3</sup>/年 (72 m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>/年) である。又、掃流土砂量は 140 m<sup>3</sup>/年と推定される。

ウォッシュロード (浮遊土砂) の補足率は年生産土砂量の約 70 %、2,764 m<sup>3</sup>/年程度と推定される。従って、貯水池などに堆積する土砂量は 2,904 m<sup>3</sup>/年となる。

## 2.5 地形

主要河川であるブレインウィルダム、テレルージュ、カスカデ、モカ及びそれらの支流の流域からなるプロジェクト対象地域は、東方に上流域を広げ約 130 Km<sup>2</sup> の流域面積を持って広がっている。これらの河川は、下流域において北西に流れるグランド・リバー・ノース・ウエスト (G.R.N.W.) に合流しグランドリバー湾に注ぐ。また、これらの河川は上流域では顕著な蛇行を示し、全体としては東から西もしくは南東から北西方向へ平坦な平原を流下する。

G.R.N.W. に合流する直上流部では、各河川は傾斜の緩やかな平原部を深く侵食して急流や滝を伴った峡谷を形成している。G.R.N.W. は一般に河川幅 50 m から 100 m で、急峻で殆ど垂直な河岸を有する。

各河川が流下する緩傾斜の平原北方には、オリ (標高 349 m)、ラプス (標高 811 m)、グランドピーク、ピーターボース 等の山々からなる際だって標高の高いアンセクルト

ア山地がそびえる。平原の西はコルデガルド山（標高 720 m）やその他の小さな丘陵が広がる。東および南側は高地に囲まれてはいるが、この地域では調査地域の流域境界は不明瞭である。調査地域の東側境界はグランド・リバー・サウス・イースト（GRSE）やラショ川とプロジェクト対象流域の境界と一致する。

計画されているダムサイトは、プレイン・ウィルアム川と テレ・ルージュ川の合流点直上流部のテレ・ルージュ川下流域に位置している。計画ダムサイトの両岸は、高さ約 130 m の深い峡谷である。

ダムサイトの右岸は傾斜角 50度、左岸は 35度と急傾斜である。

## 2.6 地質

### (1) 地質概要

プロジェクト対象地域は、高い山地部と傾斜のゆるやかな平坦地の対照的な地形より成り、山地は火山岩類より成る。プロジェクト対象地域の一般的な地質状況は図-2.6.1 を参照されたい。

マクドゥーガルとシャマローンによって実施されたカリウム - アルゴン法による年代測定によれば、旧期火山岩類より成る主要な楯状火山は 6.8 から 7.8 百万年前の初期鮮新世に形成されたものであり、新期火山岩類の溶岩は約 3.5 百万年から 20 万年前に噴出したものとされる。

新期火山岩類は玄武岩溶岩と集塊岩よりなり、一般に北もしくは北西へ 5 度程度でゆるやかに傾斜している。旧期溶岩類は南から北もしくは南東から北西へ約 10 度で傾斜している。

旧期溶岩類の気孔は一般に沸石で充填されている。これらの溶岩は黒灰色で新鮮な部分はハンマリングによって澄んだ音をたてる。新鮮な溶岩の一軸圧縮強度は、1,000 kg/cm<sup>2</sup> 以上をしめす。凝灰岩層や火山角礫岩は溶岩層を挟在する。凝灰岩や火山角礫岩は風化がすすんでいる。

新期の火山溶岩は気孔が発達している。溶岩層は火山角礫岩を層厚 3 m から 10 m で挟在する。グランド・リバー・ノース・ウエストの上流域には、硬質の溶岩層が主に分布する。河川の両岸には、火山角礫岩を挟在する層厚 10 m 以上の柱状節理が発達した玄武岩溶岩層が露頭する。G.R.N.W の中流域のミュニシパル・ダイクの近くには主に火山角礫岩が分布する。

## (2) ダムサイトの地質

ダムサイトの基盤岩は、地表近くに分布する異なる時代の数枚の玄武岩溶岩層から成り、それらを不整合面に2層の溶岩層が被覆している。溶岩流は旧期と新期の二つに分けられる。新期溶岩類はガラス質の多孔質玄武岩及び半晶質でより気孔の少ない玄武岩よりなり、二つの層の接触部はしばしば自破碎状を呈する。旧期溶岩類は、斜長石斑晶の存在で特徴づけられるやや変質した多孔質玄武岩溶岩層からなる。

溶岩層は全体的に風化しており、特に各層の上部と下面はそれが顕著である。各溶岩層の最上面は、強風化により形成される固結したラテライト状の表土から成る。このような赤褐色風化岩や旧表土は比較的固結していて、ダムサイトでは水平な幾つかの地層中や特定標高のところに分布している。新期溶岩類は、このような固結した旧表土を鍵層としてみると少なくとも四層からなる。同様にして判断すると旧期溶岩と新期溶岩の境界は河床より15 m 以低のところに見られ、部分的には河床より低位にも認められる。

今回の地質調査結果によると、これらの風化岩や固結した旧表土は一般的に難透水性であり、基盤岩の硬岩部に較べ亀裂も少なく著しく透水性が低い。力学的に見ると、これらの層は、被覆した上部層の荷重を地史的に見て長時間支持してきていることから判断して、ダムの基礎としては問題ないと思われるが、これと互層をなす硬岩層とは弾性変形が異なることを考慮しなければならない。ダム基礎に露岩する玄武岩は十分に硬質であるが一般に破碎されていて節理や亀裂が発達している。現場において実施したルジオンテストの結果では1 - 50 ルジオン、また一部においてはそれ以上を示したが、グラチング試験結果によれば通常のグラウチングによって十分改良可能であると判断される。

仮排水路トンネルは標高129 m のところに計画されているが、トンネル延長上に旧期と新期溶岩類の境界が存在する。旧期溶岩類の表層部では玄武岩は強風化により深度7 m から10 m まで軟質化している。ボーリングコアによると基盤岩は玄武岩溶岩からなり、トンネル坑口近くの地山表層部は強風化しているが、丘陵中央部を通るトンネルの中間部は殆ど風化していなく新鮮である。サイトの地質状況は、図-2.6.2 から図-2.6.5 に示されている。



表-2.4.1 月平均流量 (2/6)

Station	( Unit : m <sup>3</sup> /s )											
River	The Terre Rouge River											
Hydrological Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Annual Average	
1966	0.67	0.39	0.67	0.15	0.09	0.49	0.18	0.17	0.07	0.09		
1967	0.61	0.28	0.99	0.67	0.23	0.66	0.68	0.63	0.13	0.14	0.50	
1968	1.04	0.93	2.50	0.25	0.19	0.18	0.26	0.15	0.08	0.07	0.68	
1969	0.07	0.08	0.48	0.30	0.23	0.39	0.55	0.44	0.09	0.07	0.31	
1970	0.08	0.46	3.22	1.78	3.41	0.56	0.29	0.44	0.41	0.40	0.94	
1971	0.07	0.07	0.32	0.46	0.26	0.94	0.44	0.14	0.76	0.17	0.33	
1972	0.09	0.09	0.16	0.98	0.24	0.27	0.35	1.15	0.16	0.15	0.36	
1973	0.68	0.28	0.88	0.42	1.39	0.30	0.49	0.61	0.32	0.09	0.50	
1974	0.08	0.08	0.08	0.13	0.22	0.12	0.28	0.95	0.11	0.18	0.21	
1975	0.14	0.21	0.19	0.67	0.47	0.31	1.09	0.44	0.12	0.09	0.35	
1976	0.08	0.14	0.16	1.01	0.22	0.52	0.90	0.99	0.12	0.17	0.37	
1977	0.09	0.10	0.34	0.60	0.38	0.42	0.20	0.16	0.11	0.10	0.22	
1978	0.11	0.29	1.39	0.10	0.31	1.77	0.25	0.18	0.15	0.08	0.41	
1979	0.11	0.15	0.50	0.46	1.03	0.43	0.14	0.13	0.09	0.07	0.32	
1980	0.10	2.36	8.59	1.52	2.06	1.34	0.36	0.21	0.22	0.11	1.42	
1981	0.08	0.10	0.08	0.10	0.10	1.39	0.21	0.16	0.10	0.12	0.22	
1982	0.09	0.08	0.15	4.99	0.40	0.24	1.21	0.55	0.82	0.27	0.83	
1983	0.28	0.68	0.59	0.59	0.25	0.16	0.15	0.20	0.13	0.19	0.24	
1984	0.09	1.91	1.26	0.28	0.17	0.17	0.15	0.11	0.12	0.17	0.39	
1985	0.08	0.22	1.33	4.36	0.83	0.66	0.18	0.21	0.29	0.12	0.71	
1986	0.17	1.59	0.34	0.66	0.88	0.42	0.20	0.14	0.16	0.27	0.42	
Average	0.18	0.52	1.03	1.07	0.79	0.58	0.34	0.31	0.31	0.36	0.48	
Maximum	1.04	2.36	8.59	4.99	3.41	1.77	1.21	0.99	0.82	1.15	1.42	
Minimum	0.07	0.07	0.07	0.10	0.10	0.12	0.09	0.11	0.09	0.09	0.07	
Var.	0.24	0.65	1.83	1.31	0.83	0.45	0.31	0.22	0.22	0.31	0.29	
Var. :	Standard Deviation											



表-2.4.1 月平均流量 (3/6)

Station	( Unit : m <sup>3</sup> /s )												
River	The Cascade River												
Hydrological Year	Nov.	Dec.	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Annual Average
1966	0.09	0.46	0.67	0.47	0.45	0.19	0.12	0.57	0.21	0.37	0.15	0.12	0.67
1967	0.92	1.09	1.02	0.26	1.27	1.15	0.35	0.46	1.08	1.01	0.48	0.44	0.90
1968	0.19	0.17	0.14	0.48	0.47	0.38	0.26	0.29	0.59	0.46	0.22	0.20	0.47
1969	0.15	0.65	3.24	1.78	4.22	0.63	0.35	0.97	0.30	0.52	0.25	0.15	1.09
1970	0.15	0.15	0.16	0.68	0.23	1.23	0.67	0.48	0.48	0.21	0.16	0.15	0.40
1971	0.21	0.15	0.18	1.31	0.45	1.01	0.42	0.83	0.77	1.52	0.35	0.31	0.63
1972	0.53	0.47	0.76	0.52	1.18	0.51	0.32	0.89	0.71	1.06	0.84	0.42	0.68
1973	0.32	0.21	0.24	0.52	0.55	0.35	0.26	0.49	0.61	1.19	0.43	0.28	0.45
1974	0.26	0.30	0.20	1.05	0.83	0.51	1.33	0.73	0.52	0.44	0.45	0.31	0.58
1975	0.20	0.16	0.13	0.98	0.47	1.24	1.48	1.27	0.52	0.58	0.35	0.33	0.64
1976	0.29	0.39	1.21	0.92	0.44	0.84	0.60	0.39	0.48	0.40	0.28	0.19	0.54
1977	0.17	0.35	1.61	0.36	0.71	2.33	0.74	0.57	0.70	0.52	0.39	0.24	0.72
1978	0.22	0.17	0.56	1.27	1.61	0.71	0.42	0.39	0.33	0.68	0.24	0.20	0.57
1979	0.17	3.08	8.15	1.56	3.38	2.14	0.93	0.64	0.49	0.31	0.29	0.29	1.79
1980	0.28	0.24	0.19	0.17	0.27	2.24	0.64	0.45	0.52	0.32	0.29	0.18	0.47
1981	0.21	0.30	0.52	6.14	0.93	0.54	2.02	0.96	1.12	1.33	0.80	0.84	1.31
1982	0.82	1.19	1.56	0.76	0.41	0.38	0.24	0.25	0.30	0.22	0.15	0.17	0.54
1983	0.17	2.13	2.09	0.72	0.36	0.53	0.45	0.32	0.32	0.37	0.28	0.21	0.66
1984	0.19	0.37	2.48	6.67	1.18	1.25	0.51	0.55	0.99	0.50	0.43	0.25	1.28
1985	0.31	2.06	0.57	0.97	1.06	0.97	0.52	0.36	0.22	0.43	0.21	0.20	0.66
1986	0.29	0.70	1.24	1.48	1.10	0.97	0.62	0.59	0.57	0.62	0.34	0.27	0.73
Average	0.92	3.08	8.15	6.67	4.22	2.33	2.02	1.27	1.12	1.52	0.84	0.84	1.79
Maximum	0.09	0.15	0.13	0.17	0.23	0.19	0.12	0.25	0.21	0.21	0.15	0.12	0.40
Minimum	0.21	0.79	1.76	1.74	1.04	0.61	0.45	0.26	0.27	0.37	0.18	0.15	0.35
Var.	Standard Deviation												

表-2.4.1 月平均流量 (4/6)

Station :W08

River :The Profonde River

( Unit : m<sup>3</sup>/s )

Hydrological Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul	Aug.	Sep.	Oct.	Annual Average
1966	0.434	0.217	0.356	0.177	0.133	0.154	0.149	0.149	0.179	0.125	
1967	0.07	0.17	0.69	0.63	0.30	0.26	0.41	0.27	0.21	0.18	0.34
1968	0.50	0.49	0.62	0.16	0.12	0.13	0.15	0.15	0.15	0.11	0.28
1969	0.07	0.10	0.49	0.54	0.29	0.20	0.44	0.42	0.30	0.24	0.29
1970	0.10	0.55	1.51	0.30	0.28	0.32	0.37	0.35	0.28	0.24	0.56
1971	0.24	0.13	0.29	0.76	0.40	0.23	0.31	0.28	0.25	0.19	0.33
1972	0.18	0.11	0.40	0.40	0.22	0.29	0.25	0.73	0.25	0.25	0.31
1973	0.32	0.25	0.59	0.27	0.21	0.26	0.21	0.30	0.24	0.14	0.29
1974	0.13	0.12	0.35	0.19	0.13	0.12	0.16	0.29	0.14	0.11	0.18
1975	0.16	0.10	0.42	0.28	0.37	0.20	0.19	0.20	0.15	0.12	0.23
1976	0.16	0.10	0.20	0.34	0.50	0.38	0.23	0.22	0.19	0.18	0.26
1977	0.15	0.26	0.51	0.30	0.22	0.17	0.19	0.12	0.15	0.13	0.24
1978	0.11	0.17	0.15	0.73	0.26	0.20	0.24	0.18	0.14	0.14	0.27
1979	0.18	0.10	0.48	0.27	0.19	0.14	0.11	0.23	0.17	0.18	0.21
1980	0.19	1.37	4.08	0.93	0.44	0.28	0.21	0.16	0.12	0.12	0.85
1981	0.11	0.13	0.11	0.85	0.31	0.18	0.13	0.12	0.10	0.13	0.20
1982	0.16	0.19	2.58	0.26	0.57	0.42	0.35	0.39	0.35	0.31	0.52
1983	0.33	0.44	0.30	0.19	0.11	0.07	0.07	0.06	0.05	0.05	0.18
1984	0.12	1.29	0.57	0.17	0.12	0.12	0.09	0.12	0.09	0.09	0.28
1985	0.08	0.13	2.46	0.55	0.23	0.22	0.25	0.17	0.18	0.15	0.47
1986	0.15	0.84	0.50	0.29	0.22	0.14	0.17	0.24	0.16	0.17	0.30
Average	0.18	0.35	0.56	0.40	0.27	0.21	0.22	0.24	0.18	0.16	0.32
Maximum	0.50	1.37	4.08	0.93	0.57	0.42	0.44	0.73	0.35	0.31	0.85
Minimum	0.07	0.10	0.08	0.16	0.11	0.07	0.07	0.06	0.05	0.05	0.18
Var.	0.10	0.38	0.86	0.23	0.13	0.09	0.10	0.14	0.07	0.06	0.16

Var. : Standard Deviation

表-2.4.4.1 月平均流量 (5/6)

Station : W10  
River : The Moka River

( Unit : m<sup>3</sup>/s )

Hydrological Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Annual Average
1966	0.19	0.40	0.32	0.92	0.34	0.15	0.16	0.24	0.20	0.20	0.11
1967	0.08	0.81	0.28	1.26	1.09	0.39	0.32	0.81	0.55	0.41	0.27
1968	0.83	0.30	1.82	1.33	0.37	0.24	0.27	0.32	0.23	0.23	0.16
1969	0.11	0.20	0.39	1.00	1.20	0.64	0.34	0.64	0.48	0.25	0.14
1970	0.11	1.40	1.53	2.63	0.64	0.34	0.48	0.35	0.45	0.23	0.11
1971	0.12	0.08	0.88	0.42	1.36	0.78	0.36	0.51	0.39	0.24	0.18
1972	0.24	0.15	0.89	0.65	1.09	0.61	0.86	0.59	1.55	0.39	0.45
1973	0.52	0.51	1.07	1.07	0.50	0.58	0.63	0.63	0.65	0.46	0.23
1974	0.15	0.21	1.01	0.86	0.45	0.31	0.41	0.65	1.19	0.43	0.24
1975	0.15	0.36	0.72	0.86	0.51	0.97	0.54	0.40	0.32	0.38	0.19
1976	0.14	0.12	1.02	0.67	0.94	1.70	1.11	0.49	0.51	0.30	0.27
1977	0.18	0.34	0.82	0.33	0.73	0.60	0.39	0.47	0.37	0.21	0.17
1978	0.13	0.32	0.46	0.64	1.81	0.58	0.45	0.82	0.65	0.37	0.24
1979	0.17	0.18	1.23	0.86	0.56	0.55	0.42	0.29	0.73	0.30	0.18
1980	0.16	2.70	0.99	7.86	1.10	0.78	0.47	0.38	0.28	0.22	0.19
1981	0.16	0.13	0.17	0.38	2.07	0.58	0.28	0.23	0.23	0.24	0.18
1982	0.33	0.42	6.77	0.69	0.35	1.23	0.68	0.74	0.78	0.58	0.61
1983	0.71	0.86	1.01	0.35	0.22	0.18	0.17	0.20	0.18	0.14	0.40
1984	0.19	3.14	0.64	0.37	0.37	0.26	0.27	0.28	0.43	0.31	0.24
1985	0.19	0.44	6.09	0.82	0.70	0.34	0.56	0.62	0.51	0.45	0.31
1986	0.24	1.96	1.05	0.92	0.46	0.56	0.34	0.26	0.51	0.28	0.23
Average	0.24	0.73	1.37	1.18	0.80	0.59	0.45	0.47	0.53	0.32	0.23
Maximum	0.83	3.14	6.77	7.86	2.07	1.70	1.11	0.82	1.55	0.68	0.61
Minimum	0.08	0.08	0.17	0.33	0.22	0.15	0.16	0.20	0.18	0.14	0.11
Var.	0.20	0.84	1.69	1.57	0.49	0.36	0.22	0.19	0.32	0.12	0.11

Var. : Standard Deviation

表-2.4.1 月平均流量 (6/6)

Station : W12  
 River : The Moka River  
 ( Unit : m<sup>3</sup>/s )

Hydrological Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Annual Average		
1966	0.57	0.34	1.54	0.40	0.60	0.59	0.18	0.24	0.23	0.20	0.19	0.13	0.43
1967	0.10	2.98	1.62	0.54	0.40	1.08	0.52	0.31	0.50	0.43	0.38	0.44	0.77
1968	0.41	1.20	0.39	2.01	1.61	0.44	0.24	0.30	0.25	0.31	0.23	0.16	0.63
1969	0.11	0.16	0.11	0.38	0.42	0.84	0.96	0.38	0.59	0.57	0.31	0.17	0.42
1970	0.09	0.61	1.43	1.57	2.91	1.32	0.32	0.36	0.34	0.34	0.27	0.16	0.81
1971	0.08	0.08	0.36	1.05	0.37	0.47	0.54	0.49	0.30	0.32	0.27	0.15	0.37
1972	0.19	0.19	0.31	1.12	0.66	0.61	0.40	0.77	0.52	1.13	0.49	0.32	0.56
1973	0.39	0.47	0.81	0.71	1.29	0.31	0.35	0.49	0.51	0.60	0.40	0.17	0.54
1974	0.07	0.13	0.37	0.97	0.98	0.52	0.25	0.45	0.44	0.60	0.42	0.15	0.45
1975	0.06	0.27	0.30	1.61	1.00	0.59	0.53	0.44	0.48	0.34	0.37	0.19	0.52
1976	0.21	0.15	0.20	1.08	0.59	0.48	0.88	0.75	0.48	0.46	0.30	0.19	0.48
1977	0.26	0.34	0.79	1.63	0.41	0.57	0.47	0.36	0.39	0.29	0.18	0.16	0.49
1978	0.07	0.22	0.55	0.44	0.50	1.04	0.61	0.32	0.35	0.33	0.28	0.20	0.41
1979	0.14	0.17	0.38	0.90	0.55	0.44	0.57	0.38	0.23	0.31	0.31	0.16	0.38
1980	0.14	0.71	2.40	1.74	2.41	1.61	0.49	0.26	0.13	0.24	0.15	0.16	0.87
Average	0.19	0.53	0.77	1.08	0.98	0.73	0.49	0.42	0.38	0.43	0.30	0.19	0.54
Maximum	0.57	2.98	2.40	2.01	2.91	1.61	0.96	0.77	0.59	1.13	0.49	0.44	0.87
Minimum	0.06	0.08	0.11	0.38	0.37	0.31	0.18	0.24	0.13	0.20	0.15	0.13	0.37
Var.	0.15	0.71	0.65	0.51	0.75	0.36	0.21	0.15	0.13	0.22	0.09	0.08	0.15

Var. : Standard Deviation

表-2.6.1 ダムサイト岩盤の室内試験結果

Sample No.	Type of Rocks	Length (mm) L	Diameter (mm) D	Unit Wt of intact sample (g/cm <sup>3</sup> )	Moisture Content (%)	Specific gravity (g/cm <sup>3</sup> )	Water Absorption (%)	Measured Compressive Strength (MN/m <sup>2</sup> )	Corrected Compressive Strength (MN/m <sup>2</sup> )	Remarks
1.	Old lava (Doleritic)	103.3	51.6	2.563	1.9	2.570	2.3	36.3	36.3	
2.	Old lava (Felsy)	104.4	51.8	2.893	1.5	2.862	2.1	137.3	137.4	
3.	Young lava (Massive)	102.0	51.7	2.807	0.4	2.813	1.1	118.8	118.6	
4.	Young lava (Massive)	103.8	51.0	2.738	1.3	2.708	1.7	98.6	98.8	
5.	Young lava (Vesicular)	101.7	51.4	2.320	2.8	2.371	6.4	26.4	26.4	
6.	Young lava (Vesicular)	101.0	49.5	2.202	1.1	2.275	4.1	28.5	28.6	
7.	Young lava (Vesicular)	101.8	51.5	2.319	0.8	2.563	3.6	26.5	26.5	
8.	Flow Breccia	91.8	51.4	1.400	20.0	2.698	- *	2.46	2.43	
9.	Old Residual Soil	95.0	50.5	2.000	34.9	2.754	- *	0.55	0.55	
10.	Weathered Basalt (leached)	91.2	51.5	1.306	11.0	2.698	- *	1.92	1.89	
11.	Weathered Basalt (Moderate)	75.0	50.8	1.471	14.9	2.703	- *	2.42	2.32	Dam Foundations

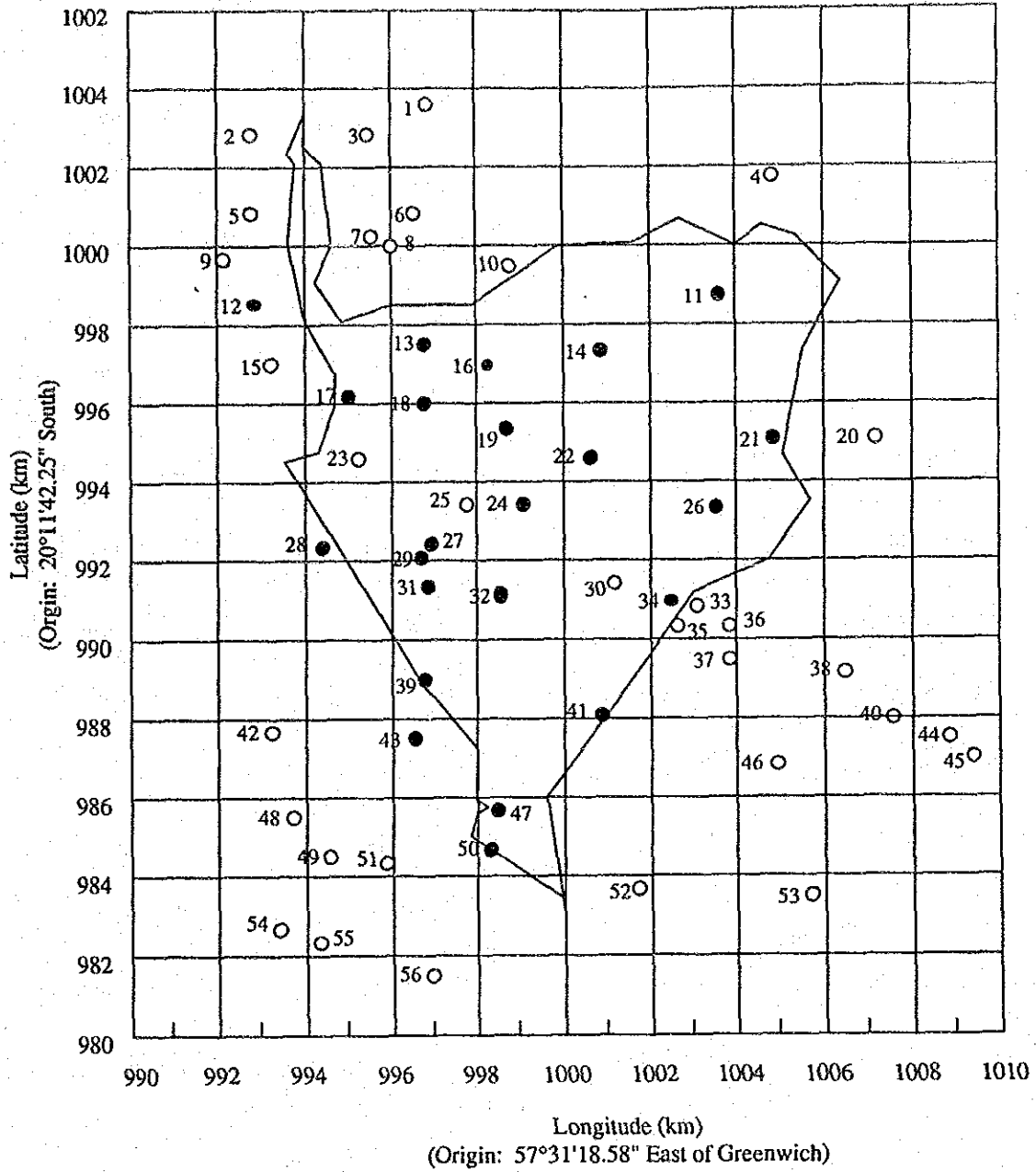
Note: \* The water absorption value cannot be determined for samples Nos. 8 to 11 because the materials were of highly weathered nature and the specific gravities were conducted as for soil materials.

Corrected compressive strengths have been calculated using formula (ASTM D2938),  $C_c = C_m / (0.88 + 0.24 (d/h))$  where,

- $C_m$  = measured compressive strength
- $C_c$  = corrected c/s of an equivalent  $L/D = 2$  specimen
- $d$  = test core diameter
- $h$  = test core height



Fig. 2.4.1



No.	Station	No.	Station	No.	Station	Legend
1	Line Barracks	21	Alma	39	Vacoas	○ Rainfall Station
2	Pte. aux Sables	22	Cote d'Or	40	Dubreuil Factory	● " (Selected)
4	Industries	23	Ebene	41	Wooton	— Boundary of GRNW Basin
5	Richelieu	24	Bagatelle (H)	42	Holyrood	
6	Les Guibies	25	Carnoene	43	Reunion	
7	Pailles	26	Valetta	44	Dubreuil (3E,3N,3W)	
9	Les Rosieres	27	Mauriffods (Trianon)	45	La Pipe	
10	Montagne (MDA)	28	Quare Bornes	46	Chartreuse	
11	Beau Bois (MDA)	29	Trianon	47	Curepipe Garden	
12	Chebel	30	Hermitage	48	Moon	
13	Bagatelle	31	Phoenix	49	Henrietta	
14	Mon Desert Alma	32	Highlands	50	Curepipe experi. St.	
15	Barkly	33	Belle Rive (1N)	51	La Marie	
16	Minissy (MDA)	34	Belle Rive (SIRI)	52	XVI Mile	
17	Bega	35	Belle Rive (2N)	53	Bananes	
18	Reduit Experi. St.	36	Belle Rive (1E)	54	Tamarin (Res.)	
19	Minissy (H)	37	Belle Rive (2E)	55	Bonnefin	
20	Bonne Veine	38	Piton du Milieu	56	Good End	

G R N W 流域内及び周辺の雨量観測所

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





No. (1)	(2)	Name of Station	Lat.	Long.	1950	1960	1970	1980	1980
Ident	Ident		(km)	(km)					
1	00112	Line Barracks	97	295					
2	00101	Pte. aux Sables	102	272	.....				
4	00313	Industries	107	341	.....	.....			
5	00203	Richelleu	113	272					
6	00214	Les Guibies	114	293	.....	.....			
7	00215	Pailles	116	208	.....				
9	00204	Les Rosieres	118	268	.....	.....	.....		
10	119305	Montagne (MDA)	119	305	.....	.....			
11	FF301	W10.MDA (**)	124	335					
12	DD306	V6.HED (**)	125	270					
13	00308	W4.MDA (**)	131	292					
14	FF302	W12.MDA (**)	133	316					
15	134274	Barkly	134	274					
16	FF304	W6.MDA (**)	143	306					
17	DD312	W1.H (**)	137	205					
18	00314	- (**)	139	293					
19	FF303	W7.H (**)	135	302					
20	EE301	E15.HDA	143	353					
21	FF405	W19.HDA (**)	144	340					
22	FF306	W11.H (**)	147	315					
23	147285	Ebene	147	285	.....	.....	.....		
24	FF307	W9.H (**)	151	308					
25	1532301	Camoene	152	301	.....	.....	.....		
26	FF408	W17.HDA (**)	152	334					
27	FF310	(**)	159	295	.....	.....	.....		
28	155200	(**)	155	280					
29	DD317	W3.HDA (**)	150	291					
30	FF411	W14.H	161	318	.....	.....	.....		
31	FF312	(**)	164	295					
32	FF313	W8.H (**)	164	305					
33	FF414	E18.CHA	166	333	.....	.....	.....		
34	FF415	W15.SIR (**)	168	326	.....	.....	.....		
35	EE403	W16.CHA	170	330	.....	.....	.....		
36	EE404	E17.CHA	170	335	.....	.....	.....		
37	EE406	E16.CHA	174	335	.....	.....	.....		
38	EE307	-	175	346					
39	FF316	.HET (**)	176	294					
40	EE310	E14.DUD	108	340	.....	.....	.....		
41	FF410	- (**)	182	316					
42	FF320	T6.HED	186	275	.....	.....	.....		
43	FF319	T10.HED (**)	184	293					
44	EE308	E13.CHA	184	361	.....	.....	.....		
45	EE311	E12.CHA	188	368	.....	.....	.....		
46	EE309	Chartreuse	188	341	.....	.....	.....		
47	194304	(**)	194	304	.....	.....	.....		
48	FF321	T7.HED	192	276					
49	FF422	T8.HED	199	281					
50	FF423	(**)	200	303	.....	.....	.....		
51	FF424	T9.HED	201	290					
52	EE412	G4.CHA	205	323	.....	.....	.....		
53	220333	G3.RB	220	333	.....	.....	.....		
54	FF425	S9.CEB	211	275					
55	FF426	S7.HED	214	283					
56	FF427	T11.CHA	216	294					

Ref: (1) Identifier by Meteorological Service

(2) Identifier by Hydrological section, CHA

(\*\*) Selected stations for daily data analysis ( 1965-1987 )

||| Period in which monthly data are available

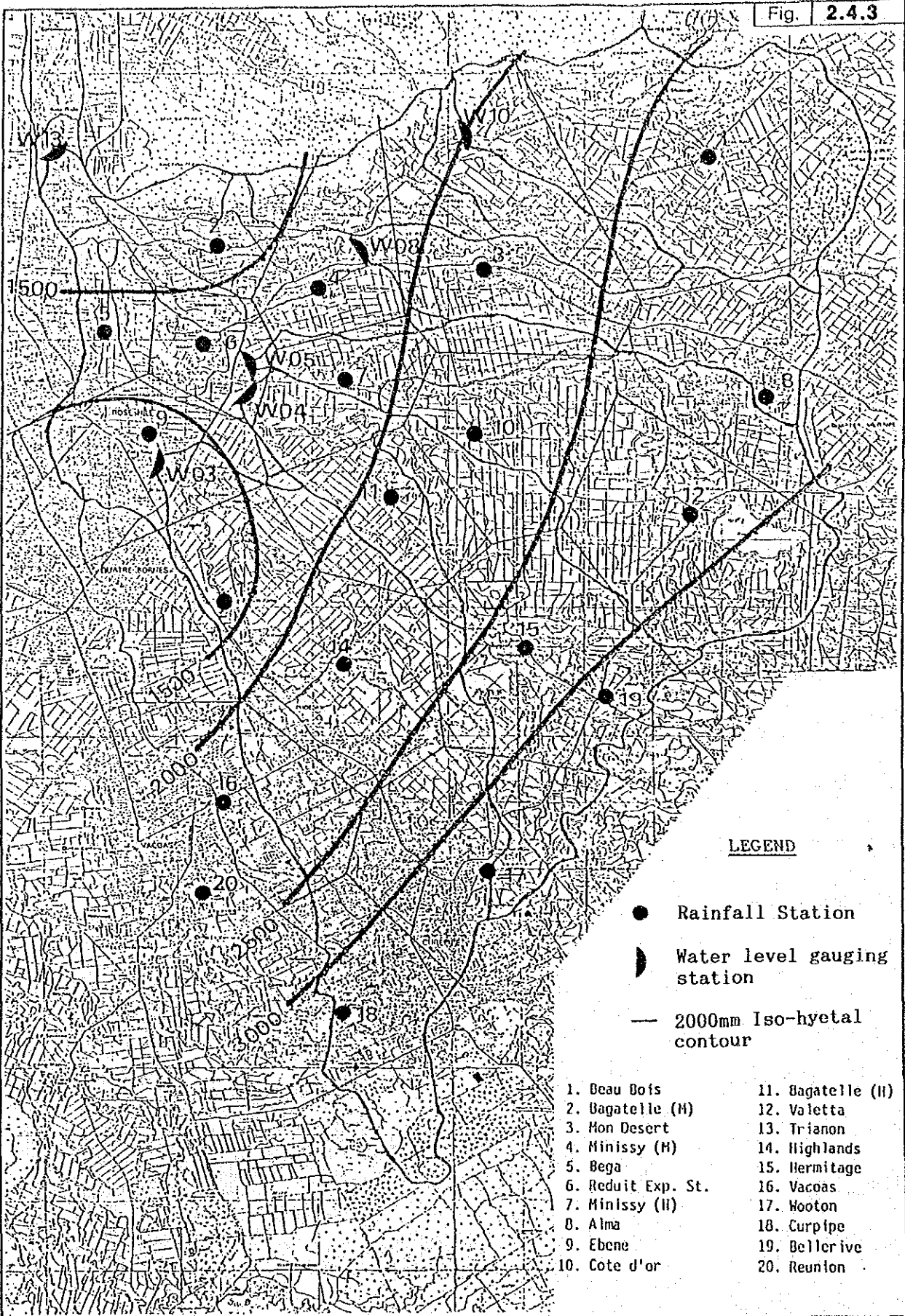
... Period in which daily data are available

雨量観測所の記録期間

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



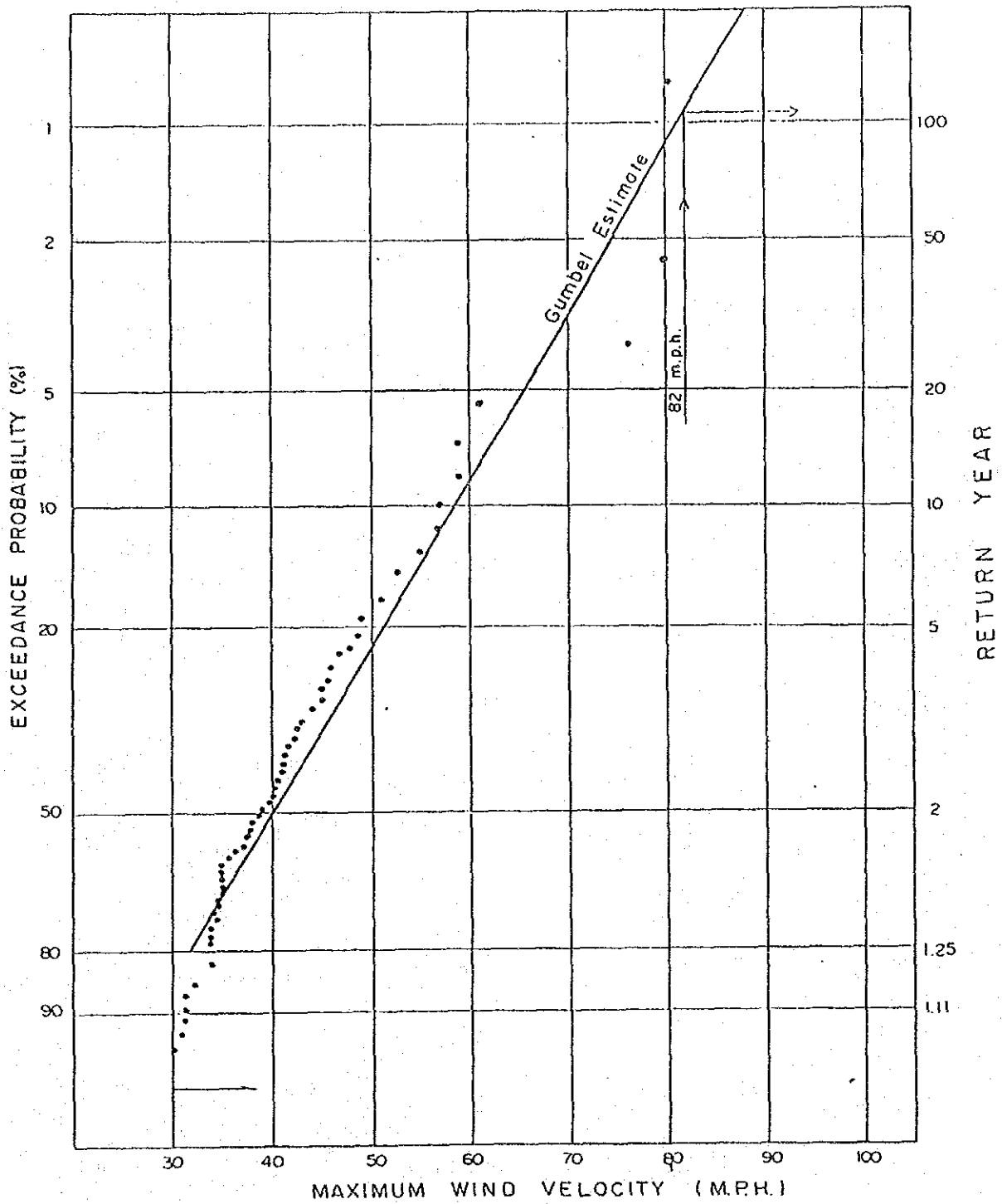


流域内の流量・雨量観測所位置図

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





Annual highest wind speed of 30 MPH and above over a whole hour

確率年最大風速

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
 PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



Station Name	River Name	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973
W03	Plaines Wilhems	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W04	Terre Rouge	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W05	Cascade	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W08	Profonde	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W10	Moka	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....

Station Name	River Name	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982
W03	Plaines Wilhems	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W04	Terre Rouge	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W05	Cascade	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W08	Profonde	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
W10	Moka	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....

Station Name	River Name	1983	1984	1985	1986
W03	Plaines Wilhems	.....	.....	.....	.....
W04	Terre Rouge	.....	.....	.....	.....
W05	Cascade	.....	.....	.....	.....
W08	Profonde	.....	.....	.....	.....
W10	Moka	.....	.....	.....	.....

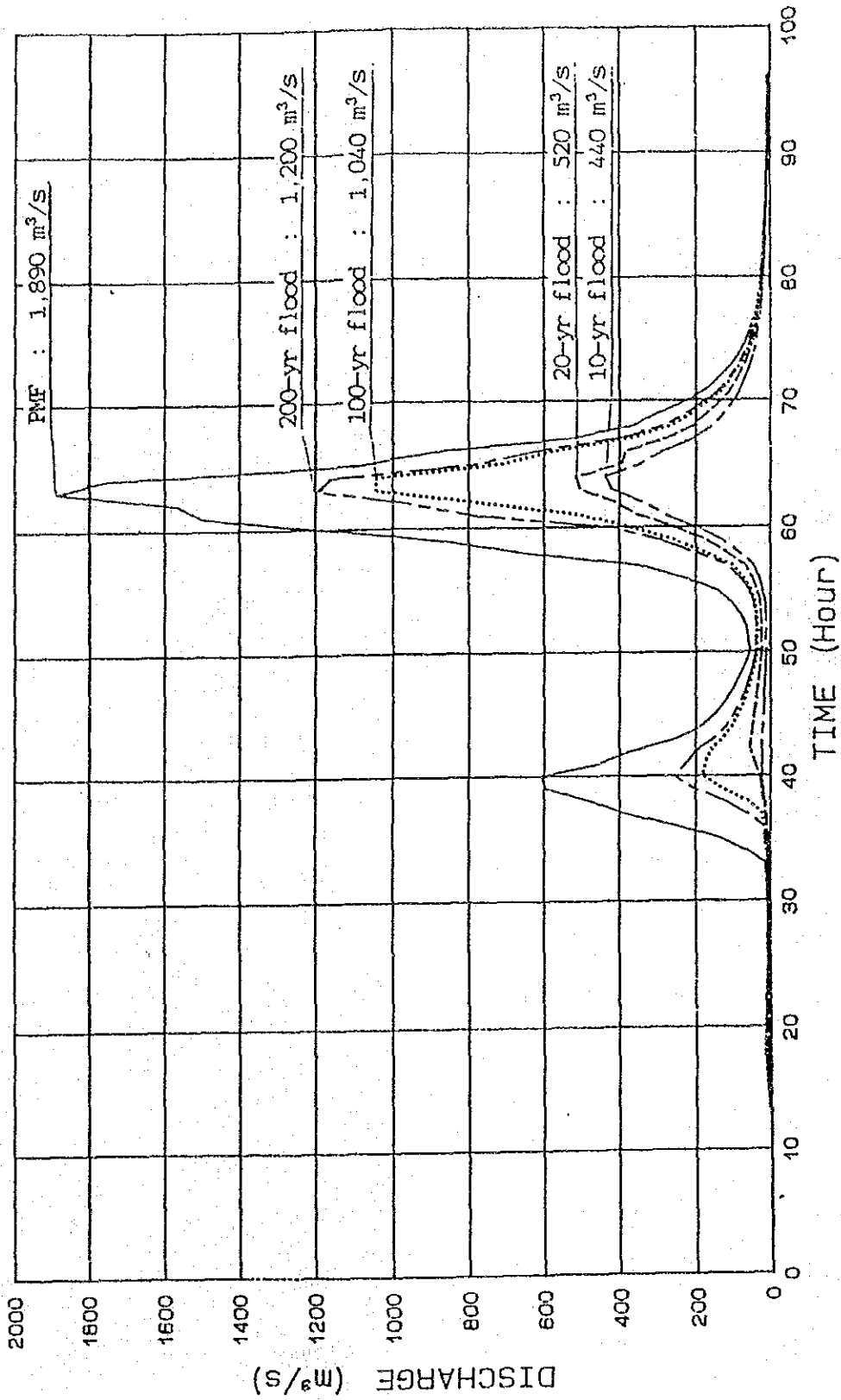
流量観測所の記録期間

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
 PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





Fig. 2.4.6

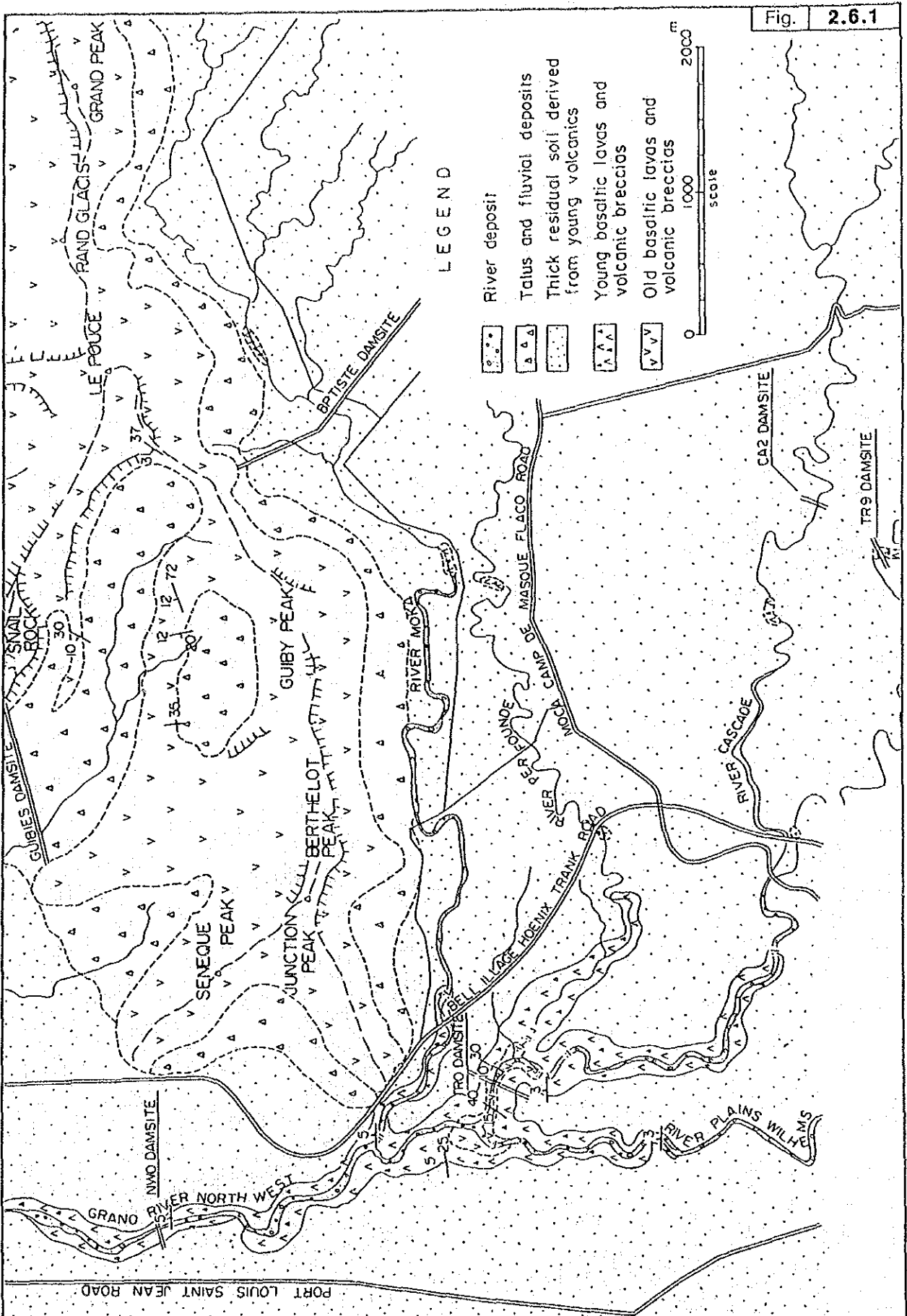


確率洪水ハイドログラフ

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
 PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



Fig. 2.6.1



調査地域の地質

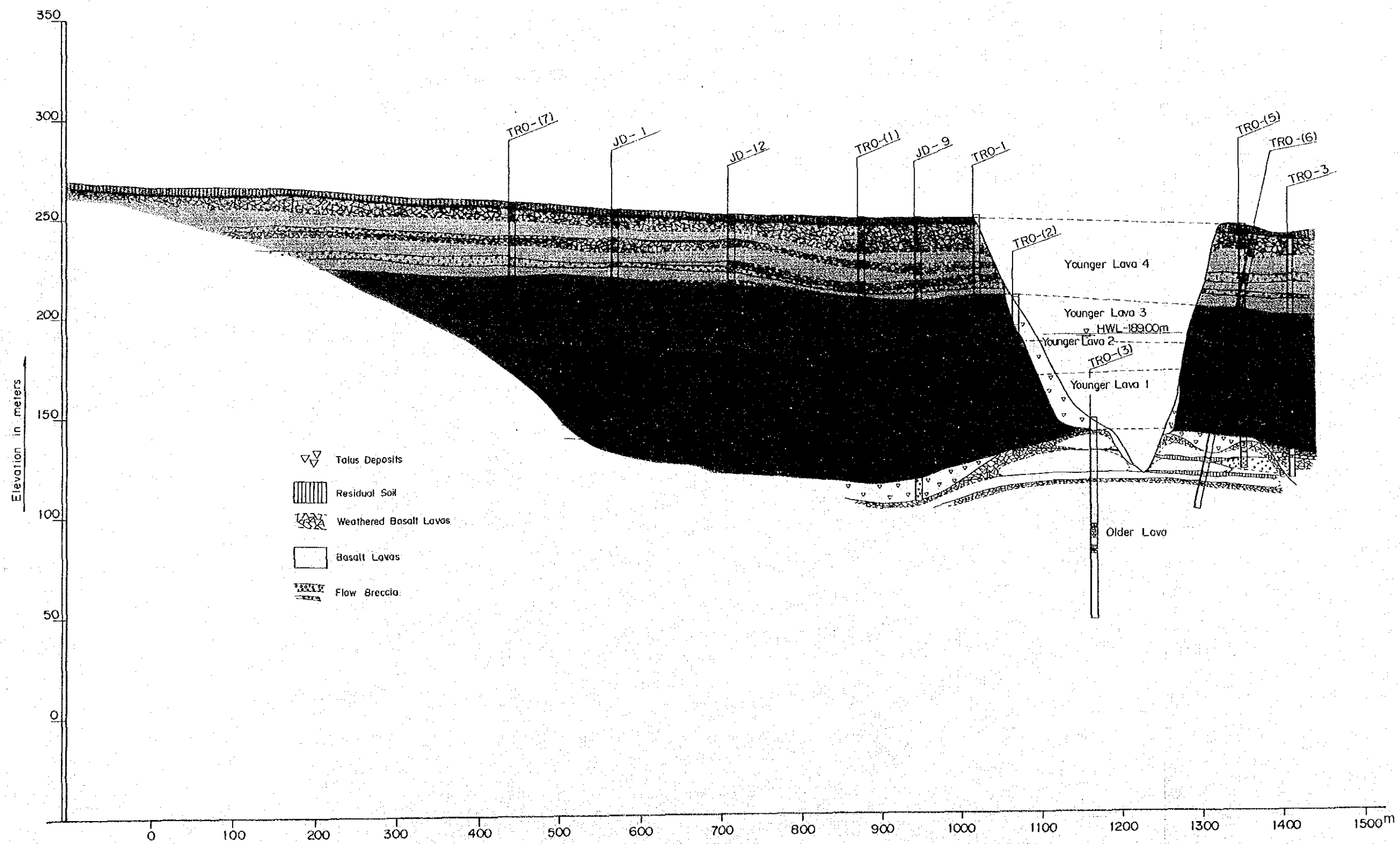
GOVERNMENT OF MAURITIUS  
 PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





ダムサイトの一般地質平面図

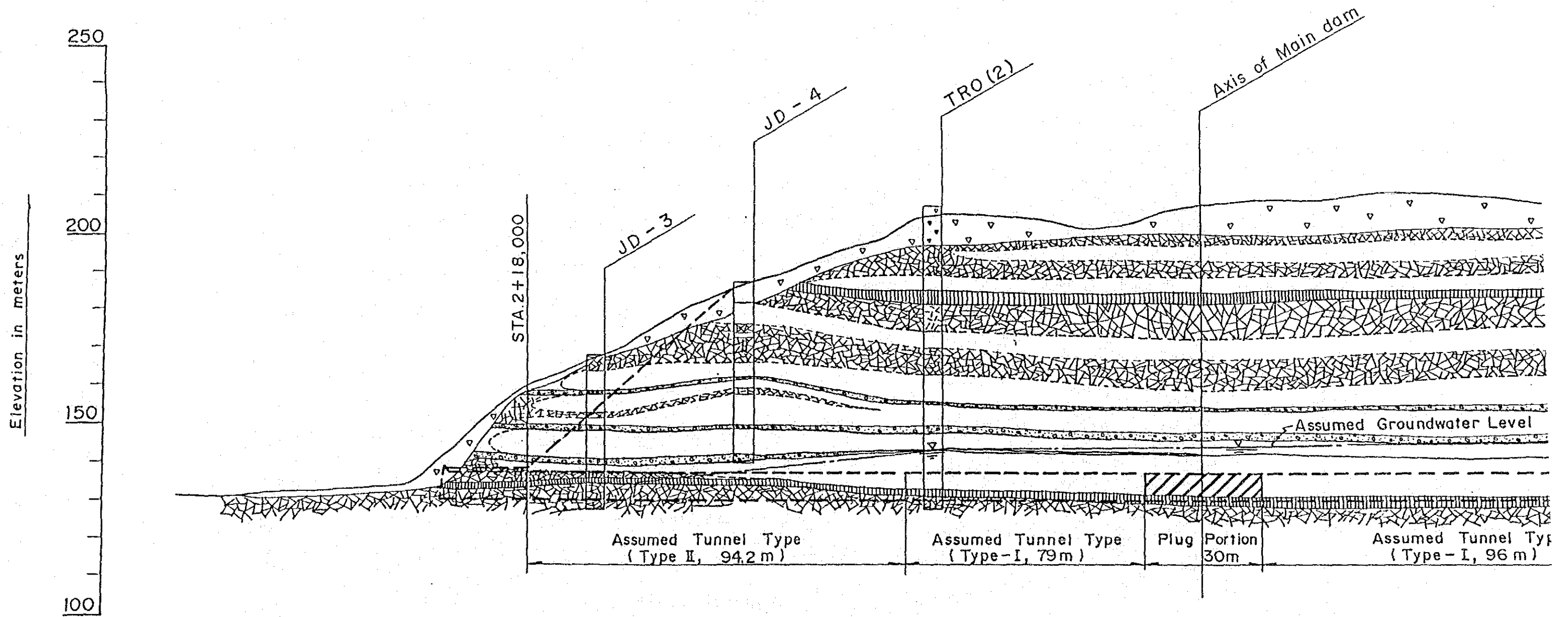
GOVERNMENT OF MAURITIUS  
PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



- ▽ Talus Deposits
- ▨ Residual Soil
- ▩ Weathered Basalt Lavas
- Basalt Lavas
- ▨ Flow Breccia

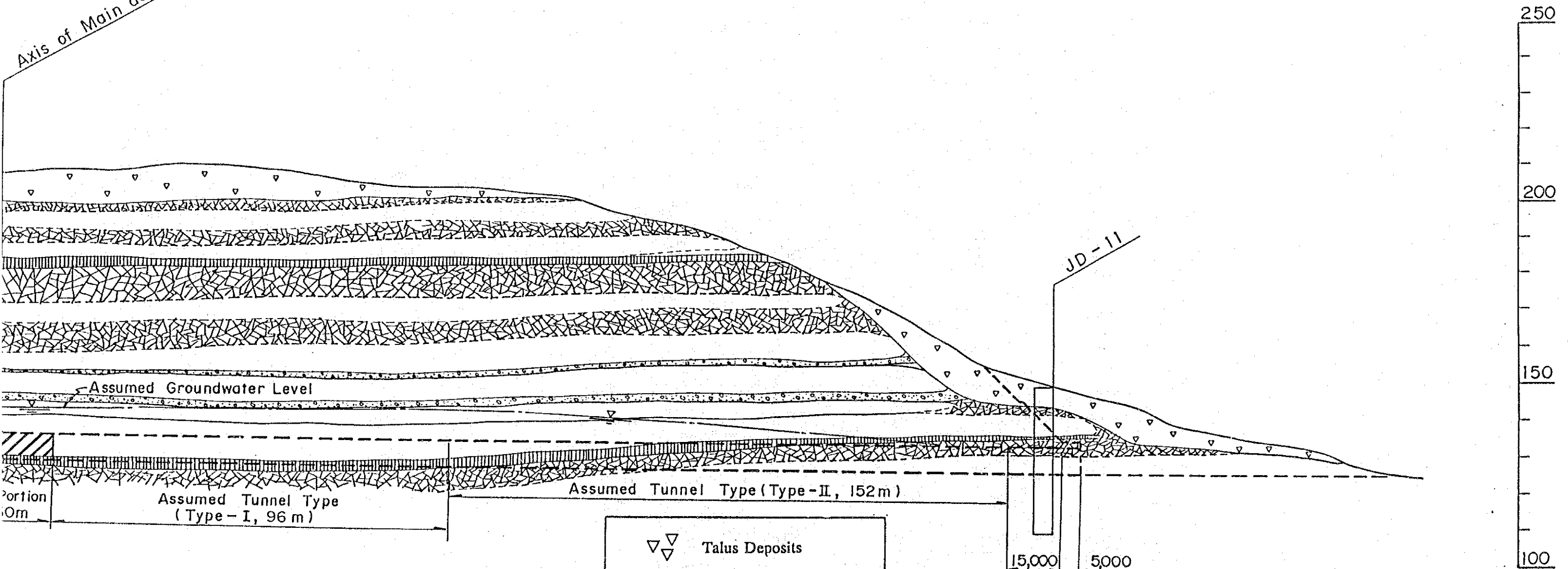
ダムサイトの一般地質断面図

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
 PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



Notes : Application of the tunnel type shown on this drawing is only for reference.  
See notes on Dwg.NO. D-001.



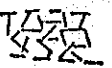

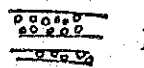
Axis of Main dam



Assumed Tunnel Type (Type-I, 96 m)

Assumed Tunnel Type (Type-II, 152 m)

15,000 5,000  
Transition

-  Talus Deposits
-  Residual Soil
-  Weathered Basalt Lavas
-  Basalt Lavas
-  Flow Breccia

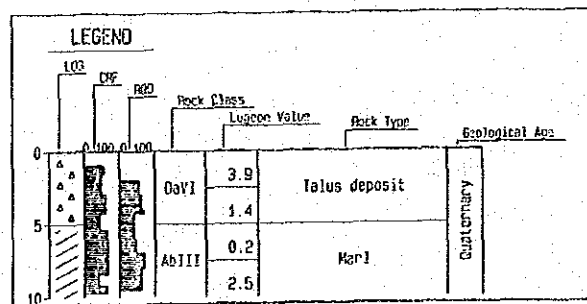
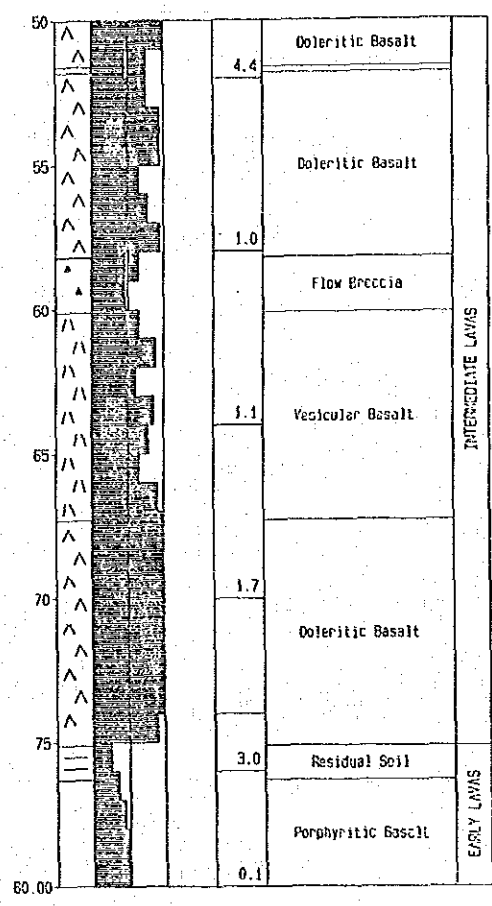
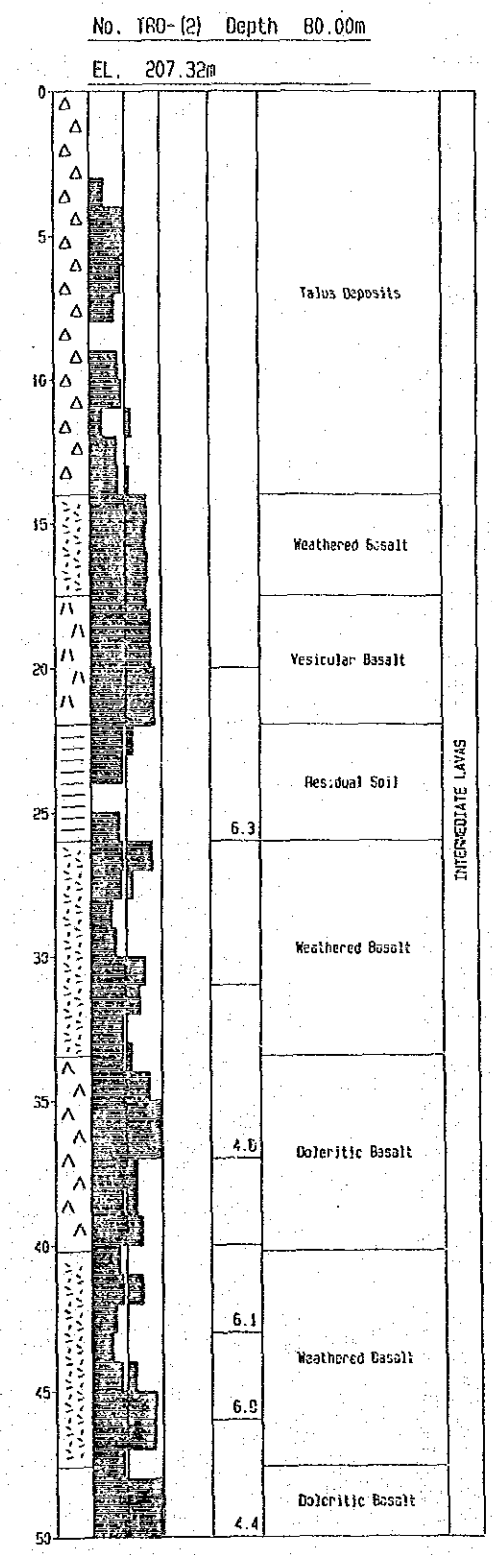
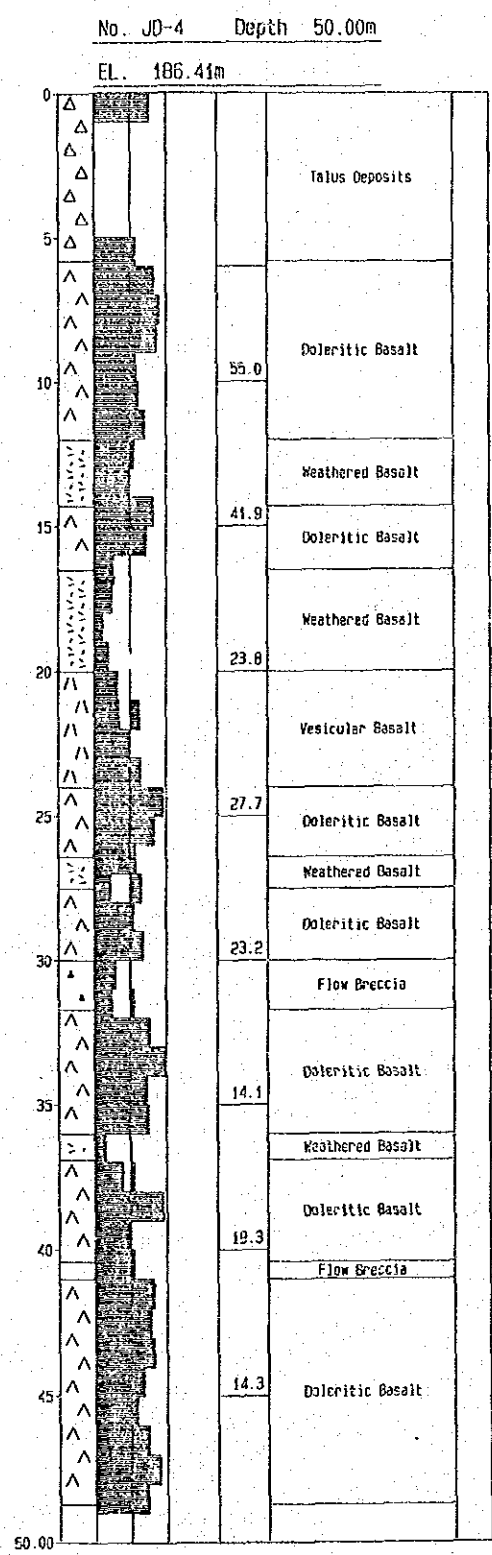
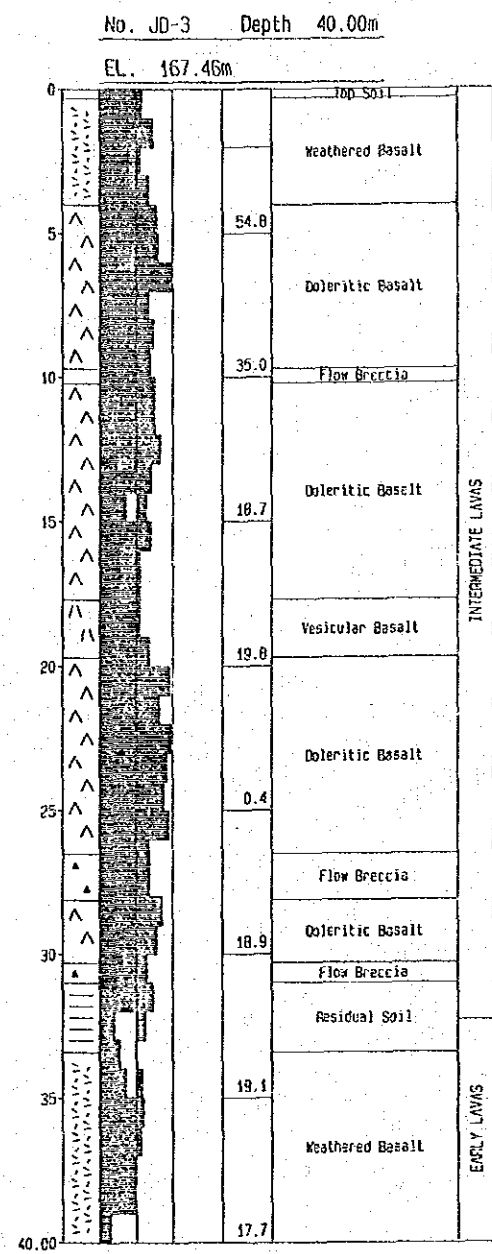
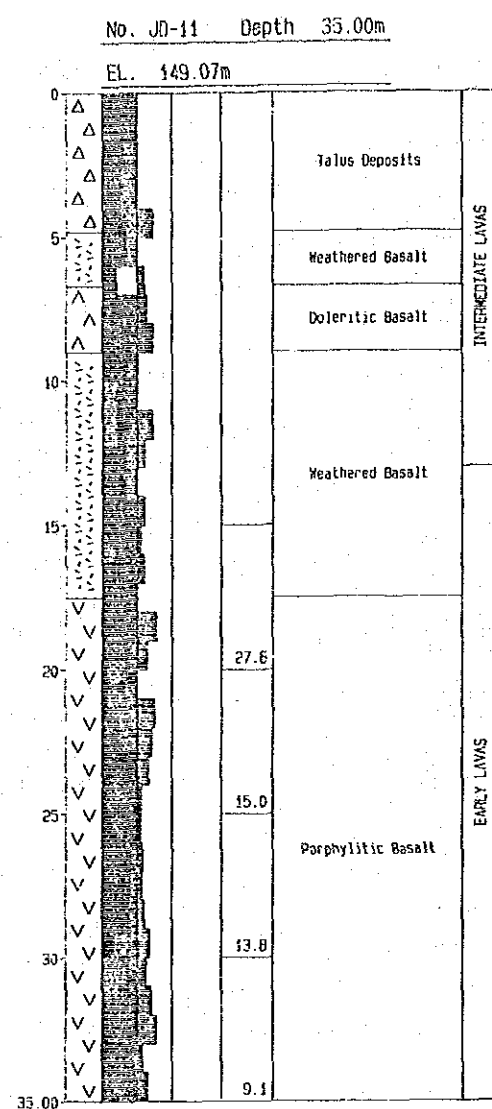
SCALE 0 50 100m  
(1:1,000)

type shown on this  
ce.  
OI.

仮排水路トンネルの地質縦断面図

GOVERNMENT OF MAURITIUS  
PORT LOUIS WATER SUPPLY PROJECT  
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





一覽柱狀圖



## 第3章 ロット-I工事の設計

### 3.1 概要

プロジェクトはその効率的な遂行のために、3つのロットに分けて着手される。

ロット-I工事はロット-II、IIIに先だって着手され、その主な内容は(i)仮排水路トンネル、(ii)仮設及び工事用道路、給水及び電力設備、骨材プラントやコンクリートバッチャープラント等の準備作業よりなる。締切堤は主ダムの一部を構成しているのでロット-II工事に含めた。本章ではロット-I工事の設計概念について述べる。

### 3.2 仮排水路

#### 3.2.1 設計

仮排水路計画は上下流の締切堤と仮排水路トンネルよりなる。代替案検討の結果、仮排水路計画はトンネル案が最適と考えられる。

仮排水路トンネルはダムサイトの左岸に設けるものとする。これはダムサイトの地形的特徴により仮排水路トンネル延長を短くでき、経済的であるためである。さらに、現在のダム計画に将来の発電計画をも考慮するならば、仮排水路トンネル放流口はブレインウイリアム川に設置すべきである。従って、最終トンネルルートは、将来のダム拡張計画に影響を与えないよう考慮して選定された。

仮排水路計画は以下のことを検討して設計された。

- 1) 水供給と河川流出口
- 2) 流域の水文的特徴
- 3) 地形及び地質条件
- 4) ダム形状
- 5) その他付帯構造物
- 6) 仮排水路トンネル設計容量不足による洪水被害
- 7) 締切堤と主ダムの建設期間
- 8) 将来の水力発電プロジェクト

建設工事期間中の河川水は、峡谷をなすダムサイトの地形を考慮して、仮排水路トンネルを通して転流される。仮排水路トンネルは右岸より75m短くてすむ左岸側に設けられ、トンネル延長は499mである。仮排水路トンネル形状は、乾期の5月か

ら 11 月にかけて 7 ヶ月間に建設される上流側締切堤の高さを勘案して決定される。締切堤は主ダムの一部として建設されるので、プロジェクトコストに影響を与えない。その為、最小形状の仮排水路トンネルを建設することが最も経済的である。3.3.3 節で述べられているようにトンネル内流速は  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  以下にすべきであることを考慮して、最終的に直径は  $6.8 \text{ m}$  に決定された。設計洪水流量  $520 \text{ m}^3/\text{s}$  は圧力流で放流される。

仮排水路トンネル取水口は左岸に位置し、底盤の標高は無効貯水を避けるためテレルージュ川の河床標高と同じ  $129 \text{ m}$  とした。テレルージュ川のトンネル取水口流入部近くの河川縦横断面図を図-3.2.1 に示す。仮排水路トンネル放水口はプレインウィリアム川の右岸に設けられ、プレインウィリアム川の河川縦横断面図を、図-3.2.2 に示す。仮排水路取水口の位置決定に際しては 4 つの代替案が検討され、代替案-1 が次の様な理由で選択された。

- 1) 他の代替案よりも無圧水としてより多く流下する。
- 2) 代替案-3 と 4 は常流勾配であるが、下流からの背水影響を避けるため射流勾配を採用した。
- 3) 他の代替案より締切堤盛土量が最小である。
- 4) 各代替案とも建設費はほぼ同じである。

仮排水路流出部の底盤標高は  $125 \text{ m}$  である。一般的にトンネルの曲率半径はトンネル直径の 10 倍以上必要であり、滑動式型枠によるコンクリート覆工工事を考慮して  $200 \text{ m}$  とした。仮排水路トンネルの設計結果は図-3.2.22 から 図-3.2.33 に示されている。

仮排水路トンネル勾配は、 $350 \text{ m}^3/\text{sec}$  までの無圧流量に対して射流勾配の  $1/112.8$  とした。射流勾配は、小さい流量断面で出来るだけ多くの放流量を確保するために採用された。仮排水路は圧力トンネル水路となるため円形断面が選ばれた。トンネル流入部は、流入損失を少なくするためにベルマウスの形状とした。

### 3.2.2 設計洪水流量の決定

一般的にロックフィルダムの設計では、仮排水路は 10 年 - 20 年確率流量、或いは既往最大洪水流量を基に計画される。

本プロジェクトの計画ダム地点での集水面積は  $54.9 \text{ km}^2$  であり 20 年確率洪水は、 $520 \text{ m}^3/\text{s}$  (比流量 =  $9.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) である。一方、1965 年 - 1990 年までの 26 年間の既往最大洪水流量は、1975 年 2 月 6 日に襲来したサイクロン (Gervaise) によって記録された  $450 \text{ m}^3/\text{s}$  である。

以上の理由により仮排水路設計洪水流量は、20年確率洪水量である520 m<sup>3</sup>/sを採用した。ダム建設の2年目の雨期前には、ダム堤体の上流側堤高は標高165 mに達するので30年確率洪水流量である670 m<sup>3</sup>/sに対しても安全であると言える。主ダムは3年目の雨期迄には完成予定である。

仮排水路計画を評価するため、各洪水流量に対する洪水被害算定及び建設費用の比較検討を行った。解析方法及びその結果は以下の通りである。

1) ダム工事単価(Cd)と仮排水路工事単価(Ct)は次の様に算定される。

$$\begin{aligned} C_d &= (\text{ダム工事費用}) / (\text{ダム堤体体積}) \\ &= \{(20,700 \times 13.7 + 71,300) \times 1,000\} / (1,485,000) \\ &= 240 \text{ 円}^{\circ} / \text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_t &= (\text{仮排水路工事費用}) / (\text{トンネル延長} \times \text{面積}) \\ &= \{(3,900 \times 13.7 + 19,500) \times 1,000\} / (470 \times 32.1536) \\ &= 4,826 \text{ 円}^{\circ} / \text{m}^3 \end{aligned}$$

2) 仮排水路計画の検討は、仮排水路の設計洪水流量5、10、20年の各確率洪水流量に対して、3つの代替案に関して行われた。各代替案の設計洪水流量、トンネル直径および締切堤の関係を以下に示す。

代替案	再起確率 (年)	設計洪水流量 (m <sup>3</sup> /s)	トンネル径 (m)	締切堤	
				堤長 (m)	堤体積 (1,000 m <sup>3</sup> )
1	5	200	4.4	156.4	129
2	10	440	6.2	157.1	136
3	20	520	6.8	155.5	119

3) 各設計洪水流量に対する、トンネル延長499 mの仮排水路工事費及び締切堤工事費は以下のように算定される。

再起確率 (年)	設計洪水流量 (m <sup>3</sup> /s)	トンネル径 (m)	仮排水路工事費 (1,000 円 <sup>○</sup> -)	締切堤工事費 (1,000 円 <sup>○</sup> -)
5	200	4.4	37,772	30,960
10	440	6.2	74,998	32,640
20	520	6.8	90,216	28,560

- 4) ダム堤体盛立量の 2/3 はダム工事 2 年目に盛立てられると仮定すれば、締切堤工事を含む主ダム工事の 2 年目、及び工事の終了する 3 年目までの総工事費は以下の様に算定される。

$$2 \text{ 年目} : 1,485,000 \text{ m}^3 \times 2/3 \times 240 \text{ ㏍}^{\circ}/\text{m}^3 = 237,600,000 \text{ ㏍}^{\circ}$$

$$3 \text{ 年目} : 1,485,000 \text{ m}^3 \times 240 \text{ ㏍}^{\circ}/\text{m}^3 = 356,400,000 \text{ ㏍}^{\circ}$$

- 5) 主ダム及び付帯施設は、乾期 3 ツーンと雨期 2 ツーンの 3 年間で完工する予定である。工事期間中に各確率年の洪水流量を越える確率は以下のようである。

$$P = 1 - (1 - 1/T)^N$$

T : 洪水の再起確率年

N : 工事期間

確率洪水流量を越える確率 (%)

工事 期間	再起確率年						
	2	5	10	20	25	50	100
1	50.0	20.0	10.0	5.0	4.0	2.0	1.0
2	75.0	36.0	19.0	9.7	7.8	4.0	2.0
3	87.5	48.8	27.1	14.3	11.5	5.9	3.0
4	93.7	59.0	34.4	18.5	15.1	7.8	4.0

- 6) 仮排水路計画を供なわないダム建設計画は、他の洪水被害を考慮しない代わりにダム施設が全て失われると仮定し、この場合の洪水被害(Vd)は以下のように算定される。

$$Vd = (\text{設計洪水流量を越える確率}) \times (\text{締切堤建設工事費})$$

$$= \{(0.05) \times (28,560,000)\}$$

$$= 1,428,000 \text{ ㏍}^{\circ} \text{ (20 年確率洪水)}$$

各年毎の仮排水路とダム工事費、及び予想被害額は次のように算定される。

(単位：1,000 ルピー)

建設 期間	再起 代替案-1		再起 代替案-2		再起 代替案-3	
	確率年	建設費 被害額	確率年	建設費 被害額	確率年	建設費 被害額
1	5	68,732 6,192	10	107,638 3,264	20	118,776 1,428
2	8	206,640 55,598	22	204,960 21,146	30	209,040 15,682
3	10,000	118,800 35	10,000	118,800 35	10,000	118,800 35
小計		394,172 61,825		429,888 24,445		446,616 17,145
合計		455,997		454,333		463,761

再起確率年は、ダム工事進捗に伴って確保される安全率に対する洪水の再起確率年である。1年目の建設工事費は締切堤及び仮排水路トンネルの建設費からなる。

仮排水路代替案検討の結果、最も経済的な計画は代替案-2（確率年 10 年の洪水に対処できる）であるが、その差はごく僅かではない。しかし、ダム建設時の安全性等その他想起される諸問題を考慮すると、今回提案した案(代替案-3)が最も妥当であると判断される。

### 3.2.3 トンネル径及び締切堤高の決定

#### (1) 水理解析

仮排水路トンネルの設計流量は 20 年確率洪水量に匹敵する  $520 \text{ m}^3/\text{s}$  である。この洪水流量は、仮排水路トンネルを通して圧力流でプレインウィルアムに転流される。仮排水路トンネルの水理計算は以下の条件で行われた。

形状	: 円形断面
直径	: 6.8 m
トンネル延長	: 499 m
取水口底盤標高	: 129 m
放水口底盤標高	: 125 m
トンネル勾配	: 1/112.8
マンニング粗度係数	: 0.014 (覆工コンクリート)

#### i) 無圧流

仮排水路トンネルの勾配は 1/112.8 である。これは流量  $350 \text{ m}^3/\text{s}$  の限界勾配であり、またこの時の限界水深は 6.3 m ( $d/r = 6.8/3.4 = 1.85$ ) である。限界流量以下の流量は仮排水路流入部で調整され限界水深となり、トンネル内水深は等流になるまで水深を下げる。流量は次式によって算出される。

$$Q = \sqrt{g A c^3 / T c}$$

$$A c = D^2 / 4 (\sigma - \sin \sigma \cos \sigma)$$

$$T c = D \sin \sigma$$

## ii) 圧力流

総水頭は次の式によって決められる。

$$\begin{aligned} H_T &= h_e + h_f + h_v \\ &= (f_e + f + 1) \times Q^2 / 2 g A^2 \end{aligned}$$

ここに、 $f_e$  = 流入損失係数 (仮排水路流入部は縁取りされているので 0.2)

$$f = \text{摩擦損失係数 } (124.5 n^2 L / D^{4/3})$$

したがって、圧力流量は次式で算出される。

$$Q = A \sqrt{2 g H_T / (0.2 + 124.5 n^2 L / D^{4/3} + 1)}$$

貯水池の水位は次の式により求められる。

$$W_L = (\text{放水口底盤標高: 標高 } 125 \text{ m}) + (\text{直径: } 6.8 \text{ m}) + H_T$$

仮排水路トンネルの無圧流及び圧力流の流量曲線を 図-3.2.4 に示す。無圧流の場合の貯水池水位は、仮排水路流入部水位に速度水頭を加えて求めた。

設計洪水に対する仮排水路の水理条件は 図-3.2.6 と 3.2.7 に示されている。

## (2) トンネル径及び締切堤高の選定

締切堤は 1 次締切堤と主締切堤とからなる。1 次締切上流堤はテレルージュ川とプロフォンデ川の合流地点下流に建設される。1 次締切堤は、斜面勾配 1:2.0 のフィルダムとする。1 次締切堤の堤高は、主締切堤工事が行われる乾期流量を想定して 5 m とする。1 次締切堤の堤高は標高 134 m となる。

主締切堤は主ダムの一部として建設され、雨期前に完成しなければならない。締切堤の盛立堤体曲線と建設期間を 図-3.2.5 に示す。締切堤と仮排水路トンネルの関係を以下に示す。



ケース	1	2	3	4	5
1) 仮排水路トンネル					
直径 (m)	6.8	7.0	7.2	7.4	8.0
洪水位 (m)	154.5	151.9	149.7	147.8	142.7
流速 (m/s)	14.3	13.5	12.8	12.1	11.1
2) 締切堤					
堤頂標高 (m)	155.5	152.9	150.7	148.8	143.7
堤高 (m)	28.5	25.9	23.7	21.8	16.7
堤体積 (m <sup>3</sup> )	119,000	98,000	82,000	71,000	35,000
建設期間 (月)	4.0	3.2	2.8	2.5	1.3

備考：堤頂標高は洪水水位に余裕高 1 m を加えたものとした。

直径が 8 m の場合は無圧水路である。

経済的観点から見ると、仮排水路トンネルの直径と主締切堤の堤頂標高はそれぞれ 6.8 m と 155.5 m と決定される。締切堤は中央コアタイプのロックフィルダムである。上流側斜面と下流側斜面の勾配はそれぞれ 1:2.3、1:1.8 とされた。締切堤の上流側斜面もしくは両斜面は、設計洪水を越える異常洪水による越流に対しリップラップ等何らかの方法での補強が必要であろう。

下流側締切堤は背水の影響を防ぐために建設され、位置はテレルージュ川とプレインウィルアム川の合流地点上流部に計画されている。その堤高は 20 年確率洪水による河川水位を考慮して 5 m とした。

### 3.2.4 構造設計

#### 3.2.4.1 設計概念

仮排水路トンネル構造設計の主要な設計概念を以下に示す。

- (a) 仮排水路トンネル流入部の掘削はロット-II 工事で行われる取水施設の掘削と密接に関連している。仮排水路トンネル流入部の 2 次掘削はロット-II の取水施設建設工事時に実施したほうが好ましい。このため、ロット-I の仮排水路流入部の掘削では前述の 2 次掘削までは行なわない。
- (b) 標高 196 m 以上の掘削はロット-II の余水吐掘削と重なる。このため、標高 196 m 以上の掘削は表面保護のない斜面勾配 1:0.5 の仮掘削面とする。標高 196 m 以下の掘削面は恒久的な斜面となるので、掘削斜面勾配は 1:1.0、高さ 10 m 毎に幅 2 m の犬走りを設ける。この掘削面は、取水施設で必要とされる平均斜面勾

配 1:1.2 (約 40 度)の斜面勾配となる。斜面保護は、ショットクリート (5 cm x 2) とグラウトアンカーバー (D25) によって行う。取水施設が建設される部分には、アンカーバーによる斜面保護を行わない。これはロット-II 工事で取水構造物の掘削工事があるためである。

- (c) トンネル部では困難な掘削や保護工が必要になるトランジション部は、トンネル取水口流入部に設ける (トンネル部ではない)。
- (d) 一般にトンネルの曲率半径は、良好な水理条件を確保するためにトンネル直径の 10 倍以上としなければならない (トンネル直径 :  $D = 6.8 \text{ m}$ )。しかしこの仮排水路トンネルの曲がりには滑動式型枠の使用を考慮して、トンネル直径の 10 倍以上である曲率半径 200 m を採用した。
- (e) 一般にトンネル放水口に最も近いトンネルの曲がりから放水口までの距離は、放水流況を安定させるため、トンネル直径の 20 倍以上が望ましい。しかし本計画では、この条件を満たすことは難しく、設計では前述の距離は 45 m である。このため、放水口の直下流に長さ 10.0 m、厚さ 1.0 m のコンクリートスラブを設置する。
- (f) トンネル放水口は、ブレインウィルアム川と広角度で接するように設けられている。これは放水による対岸侵食に対処するためである。対岸には蛇籠による保護工を施す。
- (g) トンネル底盤標高は 129.0 m とし、導入水路標高は 0.3 m 下げた 128.7 m とした。これは、洪水時などに玉石等の流入によるトンネル覆工の損傷を防ぐためである。さらに、流入部の導水路底は侵食防止するためコンクリートで保護する。
- (h) トンネル閉塞に必要なコンクリートプラグ長は詳細な検討の結果、基本設計での 45 m から 30 m に減少した。必要なプラグ長を求める公式 (基本設計報告書の 4.4.6 節参照) では、剪断強度  $\tau = 200 \text{ t/m}^2$  とすると必要プラグ長は約 11.0 m となる。  
  
しかし一般的には漏水を完全に遮断する場合、最大水頭の 0.3 - 0.5 倍の長さが必要となり、その場合のプラグ長は 30 m ( $78 \text{ m} \times 0.4 = 30 \text{ m}$ ) となる。
- (i) プラグ部分には溝が設けられるので、プラグコンクリート工のためにコンクリート覆工を破壊する必要はない。
- (j) プラグ下流部分のトンネル覆工には、排水孔が設けられるので、覆工には外水圧を考慮する必要はない。

(k) ダム軸に沿って遮水のために2列のカーテングラウチングを実施する。

(1) トンネルにおけるコンソリデーショングラウチングは、プラグ部及びプラグ上流部において必要である。プラグ下流部では原則としてコンソリデーショングラウチングの必要はない。

### 3.2.4.2 構造解析

#### (1) 概要

構造解析はトンネル、トンネル取水口及び放水口に大きく分けられる。

トンネルは全線覆工される。地質条件により2種類のトンネル覆工が採用される。即ち、タイプ-I (覆工厚 50 cm) は岩級  $C_M \sim C_H$  に用い、タイプ-II (覆工厚 80 cm) は岩級  $C_L \sim C_M$  に用いる。仮排水路トンネルは水供給のための水路として使用される永久構造物であり、覆工は鉄筋コンクリート構造物とする。両方のトンネルタイプの主要形状をは表-3.2.1 に、解析のための設計荷重を表-3.2.2 に示す。

構造の設計のための最大内的及び外的荷重は、ダム湛水後の水圧である (ダム拡張計画における水位)。通常は、内水圧及び外水圧が等しくなるプラグ上流部では次のような極端な荷重がかかる状況を考慮しなければならない。(i) 貯水池水位が急激に低下した時の外水圧(残留水圧)、(ii) 外水圧が覆工にかかる前に、内水圧が覆工にかかる。このような極端な荷重がかかることは一時的である。そのため設計基準にしたがってこのような荷重時は 65 % の増加した許容応力を採用した。転流期間中の荷重に関しては、極端に荷重が増加した場合でも前述した荷重条件の場合と比較して、その値は小さいので特に検討する必要はない。

通常の条件で内水圧及び外水圧が等しい場合、コンソリデーショングラウチングの注入圧力は  $2 \text{ kg/cm}^2$  で十分と思われる。裏込めグラウチングの注入圧力は、最大  $2 \text{ kg/cm}^2$  であり、コンソリデーショングラウチングの注入圧力を越えることはない。したがって、裏込めグラウチングの注入圧力の検討は省略する。グラウト注入圧力が働くのは一時的なものと考え、許容圧縮応力はコンクリートの一軸圧縮応力である  $210 \text{ t/m}^2$ 、そして剪断応力は  $18 \text{ kg/cm}^2$  である。

コンクリートと鉄筋の品質を表-3.2.3 に示す。

岩盤の荷重はトンネル掘削に伴って設置する支保によって支えられる。そのため、覆工に岩盤荷重は作用しないと思われる。支保工の死荷重は他の荷重に較べると小

さいので無視できる。

オットー・フリ・ベアー理論は内的及び外的荷重に対するトンネル構造物の解析に用いられる。また円柱理論はグラウト注入圧力の検討に適用できる。

取水口流入部及び放水口では、構造物は骨組み構造解析によって検討される。

## (2) トンネル解析

構造計算は次の方法及び推論に基づいて行う。

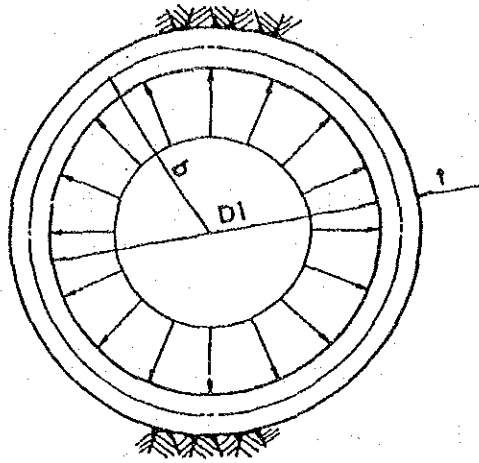
計算に使われる記号

- Di : トンネルの内径
- t : 覆工の厚さ
- b : 覆工の中立軸半径
- c : 覆工の外軸半径
- Pi : 内水圧
- Pe : 外水圧
- Pg : グラウト注入圧力
- Er : 岩盤の弾性係数
- Es : 鉄筋の弾性係数
- Ec : コンクリートの弾性係数
- Vc : コンクリートのポアソン係数
- Vr : 岩盤のポアソン係数
- mc : コンクリートのポアソン数
- mr : 岩盤のポアソン数
- As : 鉄筋断面積

### a) 内水圧による応力

内水圧による応力を計算するためにオットー・フリ・ベアーの方法は次の条件の基に適用される。

- トンネル周囲の岩盤は無限に存在する
- コンクリートと岩盤は均一等方性である
- コンクリート覆工と岩盤は密着している。



コンクリート覆工が鉄筋で補強されていない時はオットー・フリ・ペアーの方法により

$$\sigma_t^c = P_i \times \left\{ \frac{\lambda \left( \frac{1}{2} + \frac{t}{D_i} \right)^2 - \frac{1}{4}}{\frac{t}{D_i} \left( 1 + \frac{t}{D_i} \right)} + \left( \frac{1}{4 \left( \frac{b}{D_i} \right)^2} \times \frac{(\lambda - 1) \left( \frac{1}{2} + \frac{t}{D_i} \right)^2}{\frac{t}{D_i} \left( 1 + \frac{t}{D_i} \right)} \right) \right\}$$

ここで、

$\sigma_t^c$  = 接線方向のコンクリートの応力

$$\lambda = \frac{P_c}{P_i} = \left\{ \frac{1}{2 \times \frac{t}{D_i} \times \left( 1 + \frac{t}{D_i} \right)} \right\} / \left\{ \frac{m_r' + 1}{m_r' \left( \frac{E_r'}{E_c} \right)} + \frac{(m_c' - 1) \left( \frac{1}{2} + \frac{t}{D_i} \right)^2 + \frac{1}{4} (m_c' + 1)}{m_c' \times \frac{t}{D_i} \left( 1 + \frac{t}{D_i} \right)} \right\}$$

ここで、

$$m_r' = m_r - 1$$

$$m_c' = m_c - 1$$

$$E_r' = \frac{m_r^2}{m_r^2 - 1}$$

$$E_c' = \frac{m_c^2}{m_c^2 - 1} E_c$$

$$b = (D_i + t)/2$$

覆工が鉄筋で補強されている場合は応力解析は上述の式を発展させた式で応力解析される。

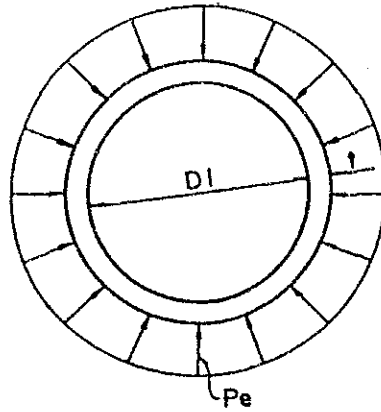
$$\sigma_t^s = P_i \frac{1}{2 \left( \frac{A_s}{D_i} \right)} \left[ \frac{1}{1 + 4.6 E_s \left( \frac{A_s}{D_i} \right) \left\{ \frac{\log^2}{E_c'} + \frac{m_r' + 1}{2.3 m_r' \times E_r'} + \frac{1}{E_c'} \log \left( 0.5 + \frac{t}{D_i} \right) \right\}} \right]^{-1}$$

ここで、

$$\sigma_t^B = \text{接線方向の鉄筋の引張り応力}$$

b) 外水圧による応力

外水圧は覆工にそって均一にかかると仮定する。トンネルの覆工に加わる圧縮応力はオットー・フリ・ベアーの方法によって求めた。



$$\sigma_c = Pe \left[ \frac{X}{X - \frac{m_c' - 1}{m_c' + 1} \times \frac{i}{j^2} \times Y} + \frac{Y}{\frac{m_c' + 1}{m_c' - 1} \times X - \frac{i}{j^2} \times Y} \right]$$

ここで

$$X = \frac{1}{2Es \times \frac{As}{Di}} \times \frac{m_c' \times E_c'}{m_c' + 1} + 1$$

$$Y = \frac{1}{2Es \times \frac{As}{Di}} \times \frac{m_c' \times E_c'}{m_c' - 1} - 1$$

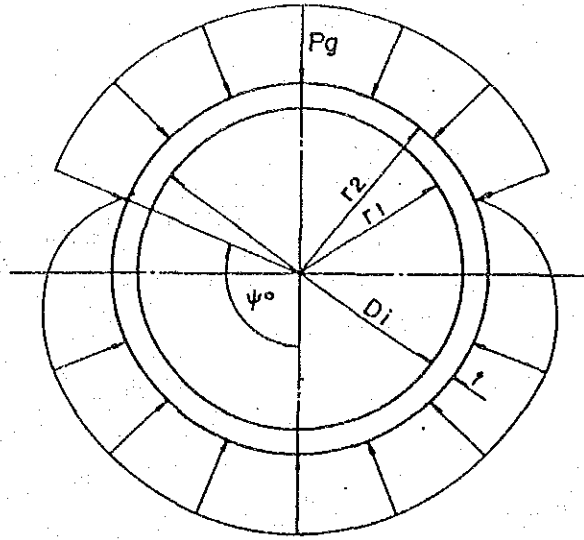
$$j = 1 + 2 \times \frac{1}{Di}$$

$$\sigma_c = \text{コンクリートの圧縮応力}$$

c) グラウト注入圧力による応力

グラウト注入圧力による応力を算定するため、薄肉円筒シェル理論を用いて計算する。

この計算は次式により、繰り返し計算によって算定される。



The angle of boundary point is expressed by  $\psi^\circ$

$$\left(\frac{3\bar{a}^2}{\eta} - \frac{b}{a}(\eta - 3) + \alpha(\eta - 3)(\psi_0 - \pi)\right) \sin \psi_0 \cos \psi_0 +$$

$$2\left(\frac{\bar{a}}{\eta}(2 - \eta) - \bar{b}\bar{\eta} + (\eta - 1)(\psi_0 - \pi)\right) \sin^2 \psi_0 +$$

$$\left(\bar{b}\pi\alpha - \frac{\bar{a}^2}{\eta} - 2\eta + \bar{a}\beta(\psi_0 - \pi)\right)(\psi_0 - \pi) = 0$$

ここに、

$$\bar{a} = \sqrt{\eta^2 - 1}$$

$$\eta^2 = 1 + \frac{3E_r}{4Ec} \times \frac{1 + \frac{t}{Di}}{\frac{1}{2} + \frac{t}{Di}} \left\{ 1 + \frac{1}{\frac{t}{Di}} \right\}^3 \times \frac{1 - \nu c^2}{1 + \nu r}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{\eta - 1}{2}}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\eta + 1}{2}}$$

$$\bar{b} = 1 + \frac{1}{3} \left\{ \frac{1}{Di} / \left(1 + \frac{1}{Di}\right) \right\}^2 \times \eta^2$$

$$R = \left\{ \alpha(3 - \eta) \sin \psi_0 \cos \psi_0 - 2(1 + (\eta - 1) \sin^2 \psi_0 + \bar{a}\beta(\psi_0 - \pi)) \right\} \eta$$

$$Q_1 = \alpha(3 + \eta) \sin \psi_0 \cos \psi_0 + 2\sin^2 \psi_0 - \bar{a}\beta(\psi_0 - \pi)$$

$$Q_2 = \beta(\eta - 3) \sin \psi_0 \cos \psi_0 + 2\bar{a}\sin^2 \psi_0 \cos \psi_0 - \bar{a}\alpha(\psi_0 - \pi)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{l} \pm \frac{6M\Psi}{l^2}$$

$$N_{\psi} = \frac{P_g \cdot D_i}{2} \left( 1 - \frac{(\beta Q_2^2 - \alpha Q_1)}{R \sin \psi_0} \right) \cos \psi$$

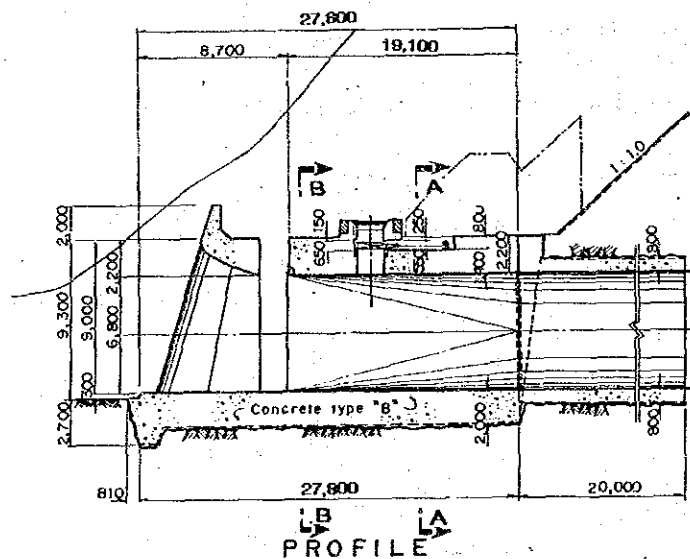
$$M_{\psi} = -\frac{P_g \cdot D_i^2}{4} \left\{ -\frac{1}{a} \left( \frac{\eta^2}{R} Q_2 + \bar{a} \right) + \frac{\beta Q_2^2 - \alpha Q_1}{R \sin \psi_0} \times \cos \psi \right\}$$

d) 結果

表-3.2.5 には、オットー・フリ・ベアーの方法による内・外圧に対するトンネル構造解析の結果が示されている。表-3.2.6 は、円筒シェル理論によるグラウト圧に対するトンネル解析結果を示す。これらの解析を通して決定された配筋及び各ケースの応力等は、表-3.2.4 にまとめられている。

(3) 流入部の解析

解析する断面を下図のに示す。(A-A と B-B 断面)



a) 荷重の組合せ

ケース-1 : 洪水時

水圧、死荷重、土圧及び反力 (=  $V^2/2g$ )

ケース-2 : 河川放水口の隔壁ゲートの開閉直前

水圧 (余水吐堤頂標高 189.0 m まで)、死荷重、土圧及び反力

ケース-3 : ゲート設置時 (B-B 断面のみ)

ゲート荷重、死荷重、土圧及び反力



b) 荷重

i) A-A 断面 : ケース-1

水圧 :  $P_w = P_{ex}(\text{全水頭}) - P_{in}$   
 $= V^2/2g$   
 $= (520/44.04)^2/19.6 = 7.1 \text{ t/m}^2$

死荷重 : 考慮される死荷重は水中でのものである。  
 - 上部スラブ  $2.2 \times 1.4 = 3.1 \text{ t/m}^2$   
 - 側壁  $2.0 \times 1.4 = 2.8 \text{ t/m}^2$

土圧 :  $K_a \quad \gamma \quad H$   
 - 最上部  $0.5 \times 1.1 \times 1.1 = 0.6 \text{ t/m}^2$   
 - 基底部  $0.5 \times 1.1 \times 9.0 = 5.0 \text{ t/m}^2$

反力 :  $\{(11.0 \times 10.8) - (2.0 \times 10.8) - 44.04\} \times 1.4/10.8$   
 $= 6.9 \text{ t/m}^2$

ii) A-A 断面 : ケース-2

水圧 : 上部スラブ  $189.0 - 138.0 = 51.0 \text{ t/m}^2$   
 側壁 (上部)  $189.0 - 136.9 = 52.1 \text{ t/m}^2$   
 側壁 (下部)  $189.0 - 128.0 = 61.0 \text{ t/m}^2$   
 下部スラブ  $189.0 - 127.0 = 62.0 \text{ t/m}^2$

死荷重 : 上部スラブ  $2.2 \times 2.4 = 5.3 \text{ t/m}^2$   
 側壁  $2.0 \times 2.4 = 4.8 \text{ t/m}^2$

土圧 : 最上部  $0.6 \text{ t/m}^2$   
 底部  $5.0 \text{ t/m}^2$

反力 : (上部及び側壁部の死荷重) (浮力)  
 $\frac{(11.0 \times 10.8 - 2.0 \times 10.8 - 44.04) \times 2.4 - 11.0 \times 10.8}{10.8}$   
 $= 0.8 \text{ t/m}^2$

iii) B-B 断面 : ケース-1

水圧 :  $P_w = (520/6.8^2)^2 / 19.6 = 6.5 \text{ t/m}^2$

死荷重 : 上部スラブ  $2.2 \times 1.4 = 3.1 \text{ t/m}^2$   
 側壁  $2.0 \times 1.4 = 2.8 \text{ t/m}^2$

土圧 : 最上部  $0.6 \text{ t/m}^2$   
 基底部  $5.0 \text{ t/m}^2$

反力 :  $\{(11.0 \times 10.8) - (2.0 \times 10.8) - 6.8^2\} \times 1.4 / 10.8$   
 $= 6.6 \text{ t/m}^2$

iv) B-B 断面 : ケース-2

水圧 : 上部スラブ  $51.0 \text{ t/m}^2$   
 側壁 (上部)  $52.1 \text{ t/m}^2$   
 側壁 (下部)  $61.0 \text{ t/m}^2$   
 下部スラブ  $62.0 \text{ t/m}^2$

死荷重 : 上部スラブ  $5.3 \text{ t/m}^2$   
 側壁  $4.8 \text{ t/m}^2$

土圧 : 最上部  $0.6 \text{ t/m}^2$   
 基底部  $5.0 \text{ t/m}^2$

反力 :  $\frac{\{(11.0 \times 10.8 - 2.0 \times 10.8 - 6.8^2\} \times 2.4 - (11.0 \times 10.8)}{10.8}$   
 $= 0.3 \text{ t/m}^2$

v) B-B 断面 : ケース-3

ゲート荷重 : (ゲート重量) / (底面積)  
 $= 50 / (7.5 \times 1.1) = 6.0 \text{ t/m}^2$

死荷重 : 上部スラブ  $2.2 \times 2.4 = 5.3 \text{ t/m}^2$   
 側壁  $2.0 \times 2.4 = 4.8 \text{ t/m}^2$

土圧 : 最上部  $0.5 \times 1.95 \times 1.1 = 1.1 \text{ t/m}^2$   
 基底部  $0.5 \times 1.95 \times 9.0 = 8.8 \text{ t/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{反力} & : \{(10.8 \times 2.2 + 6.8 \times 2.0 - 2) \times 2.4\} / 10.8 + 6.0 \\ & = 17.3 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

c) 許容応力

ケース	増加率	コンクリート		鉄筋
		$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	50 %	105	12.8	2,700
2	50 %	105	12.8	2,700
3	30 %	91	11.1	2,340

d) 解析

A-A 断面

断面 A-A とその形状を図-3.2.9 に示す。荷重ダイヤグラムは図-3.2.10 の様になる。断面 A-A の構造解析を表-3.2.7 に示す。この解析結果は図-3.2.12 及び図-3.2.13 に曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラムとして示されている。

解析結果から判断して、断面 A-A には直径 D-19 mm 鉄筋を間隔 300 mm の配筋で十分である。

スターラップに対する検討は以下の様に行う。

$$\tau = Q / (B \times j \times d)$$

B : 幅 (cm)  
j : 0.875  
d : 有効高 (cm)

部材 番号	接点 番号	B (cm)	d (cm)	Q (ton)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2	2	100	240	188.6	8.98	12.8
6	6	100	170	164.9	11.09	12.8
13	14	100	240	188.6	8.98	12.8
15	15	100	240	188.7	8.99	12.8
17	1	100	240	188.1	8.96	12.8

計算結果ではスターラップは必要ではないが、より安全を期すために下部スラブの両コーナーに直径 D-16 mm 鉄筋を間隔 300 mm のスターラップを配筋する。

## B-B 断面

断面 B-B に於ける断面形状を図-3.2.9 に示す。荷重ダイヤグラムは 図-3.2.11 に示されている。断面 B-B の構造解析計算を表-3.2.8 に、その解析結果を図-3.2.14 及び 3.2.16 に曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラムとして表す。

表-3.2.9 は、構造解析計算に基づいて配筋した鉄筋コンクリートの内応力計算を示している。

スターラップの検討は以下のようになされた。

部材 番号	接点 番号	B (cm)	S (cm)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	使用鋼材
1	2	100	30	14.9	9.4	4-D19 = 11.46
9	9					
10	11	100	30	14.6	9.1	4-D19
12	12					

$$A_v = \{(\tau - \tau_a/2) \times B \times S\} / \sigma_{sa}$$

$A_v$  : スターラップの必要面積 (cm<sup>2</sup>)

$S$  : スターラップ間隔

以上の計算に基づいて、B-B 断面には各コーナーに鉄筋径 D-19 mm のスターラップを配筋する。

## 基礎地盤支持力

図-2.6.4 に示されているように、仮排水路トンネルは風化玄武岩上に位置している。この風化玄武岩は強度試験の結果、約 200 ton/m<sup>2</sup> の圧縮強度があることが確認されている。一方、トンネル流入部基礎に作用する荷重は、図-3.2.10 及び図-3.2.11 の荷重ダイヤグラムに示されているように、最大でも 60 ton/m<sup>2</sup> 程度である。この事から解るように、流入部基礎地盤は想定される荷重に対し十分な支持力を持っている。

### (4) 放水口トランジション部の解析

#### a) 荷重の組合せ

ケース-1 : 転流期間中

(死荷重) + (水圧 : 地下水位 - トンネル中心標高)

ケース-2 : グラウチング条件  
(死荷重) + (裏込めグラウチング圧力)

b) 荷重

死荷重 :  $1.0 \times 2.4 = t/m^2$

水圧 : (地下水位) - (トンネル中心標高)  
 $140 - 128.4 = 11.6 t/m^2$

グラウト圧 :  $2 kg/cm^2 = 20 t/m^2$  (裏込めグラウチング)

反力 :

ケース-1  $R = (3.9 \times \pi + 3.4 \times 2) \times 1.0 \times 2.4 / 8.8$   
 $\approx 5.2 t/m$

ケース-2  $R = 5.2 + \{2 \times (2.019 \times 20 \times \cos 15^\circ$   
 $+ 2.019/20 \times \cos 45^\circ)\} / 8.8$   
 $= 17.3 t/m$

c) 許容応力

ケース	増加率	コンクリート		鉄筋
		$\sigma_{ca} (kg/cm^2)$	$\tau_a (kg/cm^2)$	$\sigma_{sa} (kg/cm^2)$
1	30 %	91	11.1	2,340
2	全強度の採用	210	18.0	3,000

d) 解析

放水口トランジション部の断面形状および荷重ダイヤグラムを図-3.2.17 に示す。トランジション部の構造解析結果は表-3.2.10 に示される。図-3.2.18 及び図-3.2.19 は曲げモーメント、剪断力、軸力ダイヤグラムを表している。表-3.2.11 は構造解析に基づいて配筋された鉄筋コンクリートの内応力計算結果を示す。

(5) 放水口部の解析

a) 荷重の組合せ

死荷重 + 土圧 + サーチャージ荷重

死荷重 :  $1.0 \times 2.4 = 2.4 t/m^2$

$$\begin{aligned}
 \text{土圧} & : K_a \times \gamma \times H \\
 & = 0.5 \times 1.95 \times H \\
 \text{サーチャージ荷重} & : 1.0 \text{ t/m}^2 \\
 \text{サーチャージによる土圧} & : 0.5 \times 1.0 = 0.5 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

水圧は、翼壁に設けられたウィープホールにより排水されるので無視できる。

以上の設計条件は通常の状態である。そのため許容応力は次の様になる。

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ca} \text{ (kg/cm}^2\text{)} & = 70 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_{sa} \text{ (kg/cm}^2\text{)} & = 1,800 \text{ kg/cm}^2 \\
 \tau_a \text{ (kg/cm}^2\text{)} & = 8.5 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

#### b) 解析

放水口部の断面形状および荷重ダイアグラムを図-3.2.20 に示す。放水口部の構造解析は表-3.2.12 に示される。図-3.2.21 は表-3.2.12 に示す解析結果に基づく曲げモーメント、剪断力、軸力ダイアグラムを表している。表-3.2.12 は構造解析に基づいて配筋された鉄筋コンクリートの内応力計算結果である。

仮排水路放水口は、図-2.6.4 に示されているように新鮮な玄武岩上に位置しており、その地盤支持力は荷重に対し十分な地耐力を持つと考えられる。

#### (6) 鋼製支保工の解析

前述したように、トンネルの掘削によって緩められた岩盤荷重は鋼鉄製支保工によって支えられると考える。ここでは、鋼製支保工の形状及び間隔を次のように仮定し安全性を検討する。

トンネルタイプ	鋼製支保の形状 (H-鋼, mm)	鋼製支保の間隔 (m)
タイプ-I	200 x 200 x 12	1.5
タイプ-II	200 x 200 x 12	1.5

荷重条件はテルツァーギーによって提案された式に基づいている。テルツァーギーは、トンネル掘削において確認された地質状況での岩盤荷重を以下の様に提案している。

地質条件	荷重として作用する岩盤高 (m)
CL~CM 級	0.25 B ~ 0.35(B + H)
CM~CH 級	0 ~ 0.25 B

ここに、B = トンネル掘削幅 (= 7.8 m)

H = トンネル掘削高 (= 7.938 m)

上記の条件下で求めた鋼製支保工に作用する岩盤荷重は次のようになる。

トンネル タイプ	鋼製支保 の間隔 (m)	荷重として作用 する岩盤高 (m)	岩盤荷重 (ton/m毎)
タイプ-I	1.5	0.25 B = 1.95	7.31
タイプ-II	1.0	0.35(B + H) = 5.5	13.75

注：上の岩盤荷重の計算において、岩石の単位体積重量は  
 $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$  と仮定した。

鋼製支保の応力は次の式により計算した。

$$\sigma = T/A \pm M/Z$$

ここに、T：軸力 (ton)

A：H鋼の断面積 (= 71.53 cm<sup>2</sup>)

M：曲げモーメント (tm)

Z：H鋼の断面係数 (= 498 cm<sup>2</sup>)

支保工構造モデルを図-3.2.34 に示す。タイプ-I 及び タイプ-II の鋼製支保の各点に於ける軸力 (Ti) と最大曲げモーメント (Mmax) は表-3.2.14 及び 表-3.2.15 に示すが、これはプロクターとホワイトの方法によって算出された。

算出された最大軸力と曲げモーメントに基づいて、鋼製支保の最大応力は以下の様に求められた。

トンネル タイプ	最大軸力 (ton)	最大曲げ モーメント (ton・m)	応 力	
			$\sigma_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
タイプ-I	24.12	0.57	452	223
タイプ-II	50.98	1.21	956	470

上に示されるように鋼製支保工に架かる応力は、支保工の許容応力である 1,800 kg/cm<sup>2</sup> より十分に小さい。鋼製支保工設計に於いて、支保工の強度に十分な余裕を持たせることは、仮定した荷重に不確定要素があることを考慮すれば妥当と考えられる。



### 3.3 仮排水路閉塞ゲート

#### 3.3.1 概要

戸当り金物と巻き上げ塔を含む仮排水路スライド型ゲート構造物が、トンネルの閉塞のためにトンネル流入部に設けられる。

閉塞ゲートはゲートリーフ、戸当り金物、ゲートリーフ組立てやゲート操作のための鋼製巻き上げ塔等より構成される。

スライドゲートは、一時的に設置された巻き上げ塔のワイヤーロープウィンチを使って操作される。

仮排水路閉塞ゲートとして、スライドゲートは次の理由により選ばれた。

- (1) 運転時は低水頭であり、作動力は比較的小さくすむ。
- (2) 組立が簡単で故障しにくく、簡便な構造である。
- (3) 建設費が安くてすむ。

仮排水路ゲートリーフと戸当り金物の設計は、貯水水位が余水吐越流堤標高と同じ 189.0 m という条件で行った。この設計条件は、i) 貯水池が小さい為、仮排水路ゲート閉塞後、貯水水位が急速に上昇する、ii) 仮排水路トンネル内での閉塞、グラウチング作業等のため、ゲート閉塞後の水圧に対応しなければならない、という条件を考慮している。

鋼製巻き上げ塔は、仮排水路トンネル取水口流入部のコンクリートスラブの上に設置される。

仮排水路ゲートはこのプロジェクト工事の仮施設であるので、許容応力は取水ゲート等の永久水路鋼構造物の許容応力の 1.5 倍とした。

仮排水路閉塞ゲートの設計条件を要約すると以下のようになる。

型式	: 鋼製スライドゲート
数量	: 一式
純径間	: 6.80 m
有効高さ	: 6.80 m
設計水位	: 標高 189.00 m
敷高	: 標高 129.00 m
ゲート設計水頭	: 60.00 m

遮水 : ゲート下流面のゴムシール  
 巻き上げ塔 : ウィンチ付き鋼製巻き上げ塔  
 運転 : 仮ウィンチ

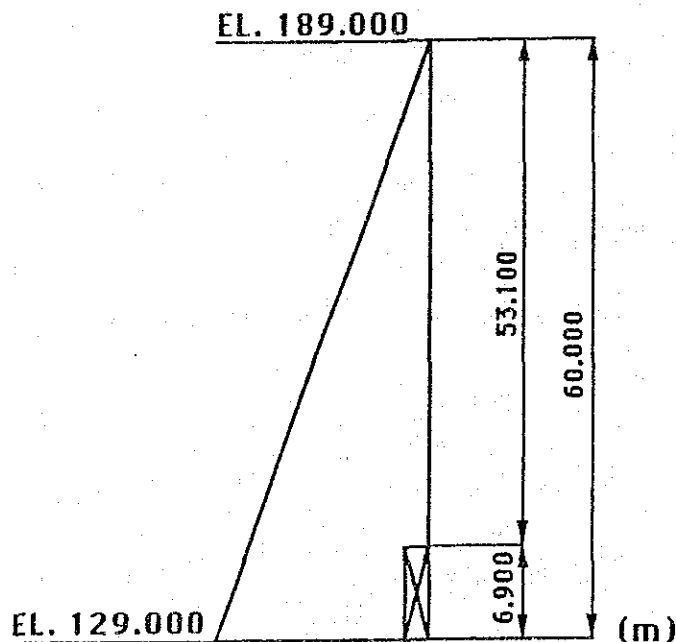
仮排水路閉塞ゲートの設計結果を図-3.3.1 から 図-3.3.2 に示す。仮排水路閉塞ゲート構造物の構造解析は以下に述べる。

### 3.3.2 仮排水路閉塞ゲートの構造解析

#### (1) 設計条件

型式 : 鋼製スライドゲート  
 数量 : 一式  
 純径間 : 6.80 m  
 有効高さ : 6.80 m  
 最大設計水頭 : 60 m (標高 129 m - 189 m)  
 最大歪 : 支保間隔の 1/800  
 遮水方法 : ゲート下流面のゴムシール  
 許容腐食量 : なし  
 閉塞運転 : 仮設置ウィンチによる

#### (2) 総水頭荷重



$$P_t = 0.5 \times (H_2^2 - H_1^2) \times B \times G_w = 2,732 \text{ (ton)}$$

ここに、

$P_t$  = 総水頭荷重

$H_1$  = ゲート頂部での設計水頭 53.100 (m)

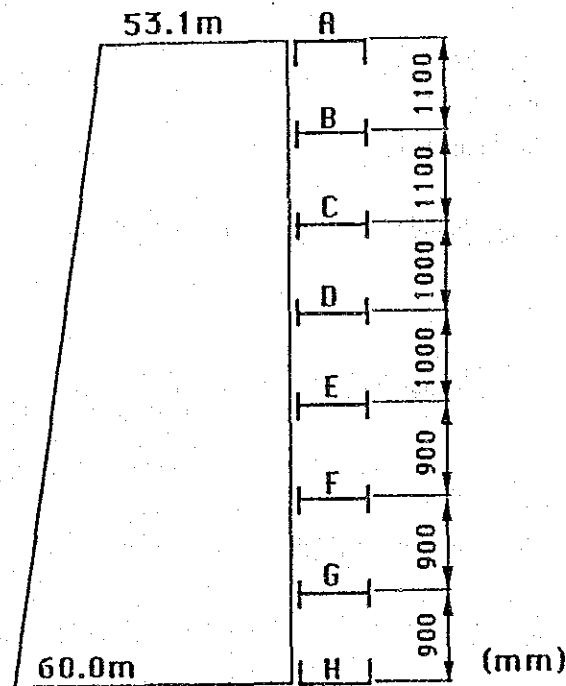
$H_2$  = ゲート底部での設計水頭 60.000 (m)

$B$  = 遮水間隔 7.000 (m)

$G_w$  = 水の比量 1.000 (ton/m<sup>3</sup>)

### (3) 主要水平桁

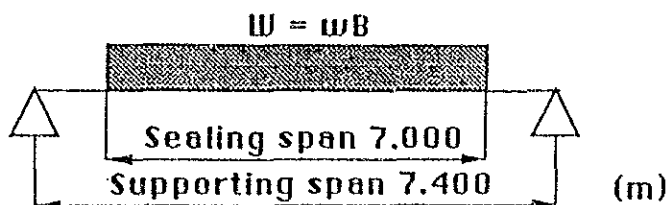
#### a) 主要水平桁の配置と反力 (W)



桁-A	$0.5 \times (53.100 + 53.650) \times 0.550 = 29.356 \text{ (t/m)}$
桁-B	$0.5 \times (53.650 + 54.750) \times 1.100 = 59.620 \text{ (t/m)}$
桁-C	$0.5 \times (54.750 + 55.800) \times 1.050 = 58.039 \text{ (t/m)}$
桁-D	$0.5 \times (55.800 + 56.800) \times 1.000 = 56.300 \text{ (t/m)}$
桁-E	$0.5 \times (56.800 + 57.750) \times 1.000 = 54.411 \text{ (t/m)}$
桁-F	$0.5 \times (57.750 + 58.650) \times 0.900 = 52.380 \text{ (t/m)}$
桁-G	$0.5 \times (58.650 + 59.550) \times 0.900 = 53.190 \text{ (t/m)}$
桁-H	$0.5 \times (59.550 + 60.000) \times 0.450 = 26.899 \text{ (t/m)}$

強度計算は各桁のうち最大荷重となる桁-A、桁-B について行う。

b) 曲げモーメントと剪断力



$$M_m = W \times (2 \times L - b) / 8$$

$$S_m = W / 2$$

ここで、

$M_m$  = 最大曲げモーメント

$S_m$  = 最大剪断力

$W$  = 各桁への水圧荷重 (ton)

$B$  = 遮水間隔 7.000 (m)

$L$  = 支保工間隔 7.400 (m)

桁-A

$$W = 29.356 \times 7.000 = 205.492 \text{ (ton)}$$

$$M_m = 205.492 \times (2 \times 7.400 - 7.000) / 8 = 200.355 \text{ (ton-m)}$$

$$= 20,035,500 \text{ (kg-cm)}$$

$$S_m = 205.492 / 2 = 102.746 \text{ (ton)}$$

$$= 102,746 \text{ (kg)}$$

桁-B

$$W = 59.620 \times 7.000 = 417.340 \text{ (ton)}$$

$$M_m = 417.340 \times (2 \times 7.400 - 7.000) / 8 = 406.907 \text{ (ton-m)}$$

$$= 40690700 \text{ (kg-cm)}$$

$$S_m = 417.340 / 2 = 208.670 \text{ (ton)}$$

$$= 208670 \text{ (kg)}$$

c) 曲げ応力と剪断応力

$$\sigma_m = M_m / Z$$

$$\tau_m = S_m / A_w$$

ここで、

$\sigma_m$  = 最大曲げ応力

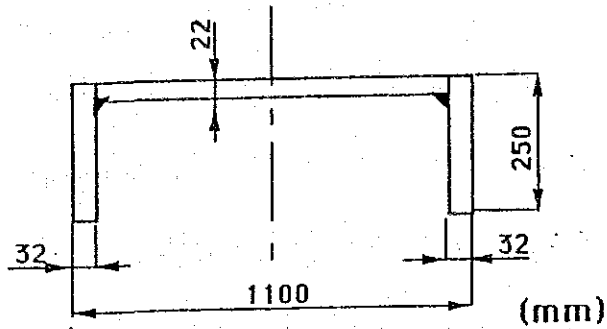
$\tau_m$  = 最大剪断応力

$I$  = 慣性モーメント (cm<sup>4</sup>)

$Z$  = 断面係数 (cm<sup>3</sup>)

$A_w$  = ウェブ面積 (cm<sup>2</sup>)

桁-A



$$I = 660,241 \text{ (cm}^4\text{)}$$

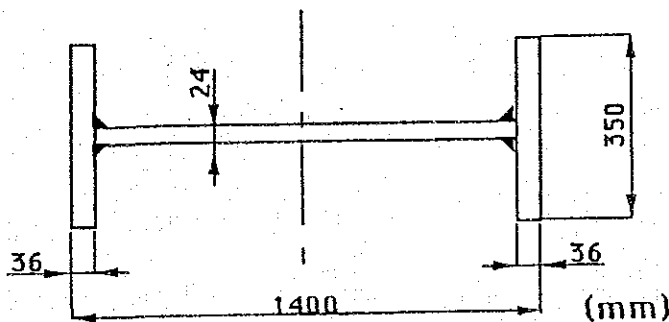
$$Z = 12,004 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$A_w = 228 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_m = 20,035,500 / 12,004 = 1,669 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2700 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_m = 102,746 / 228 = 451 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 1575 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

桁-B



$$I = 1,640,793 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$Z = 23,440 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$A_w = 264 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_m = 40,690,700 / 23,440 = 1,736 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2700 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_m = 208,670 / 264 = 790 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 1575 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

d) 歪

$$\delta_m = W \times (L^3 - L \times B^2/2 + B^3/8) / (48 \times E \times I)$$

$\delta_m$  = 最大歪

W = 各桁の水圧荷重 (kg)

E = ヤング係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

桁-A

$$\delta_m = \frac{205,492 \times (740^3 - 740 \times 700^2/2 + 700^3/8)}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 660,241} = 0.824 \text{ (cm)}$$

$$\delta_m/L = 0.824/740 = 1/898 < 1/800$$

桁-B

$$\delta_m = \frac{417,340 \times (740^3 - 740 \times 700^2/2 + 700^3/8)}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 1,640,793} = 0.673 \text{ (cm)}$$

$$\delta_m/L = 0.673/740 = 1/1100 < 1/800$$

(4) 垂直桁

a) 曲げモーメントと剪断力

A-beam		Charging load	P
		53.10(t/m <sup>2</sup> )	53.65(t/m <sup>2</sup> )
B		54.20	54.75
C		55.30	55.80
D		56.30	56.80
E		57.30	57.75
F		58.20	58.65
G		59.10	59.55
H		60.00	

(mm)

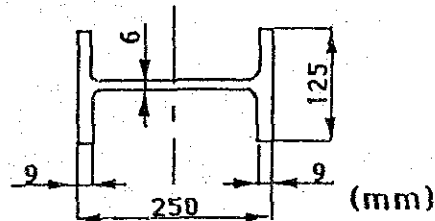
M<sub>m</sub> = 最大曲げモーメント

S<sub>m</sub> = 最大剪断モーメント

No.	P (kg/cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b (cm)	Mm (kg-cm)	Sm (kg)
1	5.365	70	110	491,345	14,083
2	5.475	70	110	501,419	14,372
3	5.580	70	110	408,503	12,695
4	5.680	70	110	415,823	12,922
5	5.775	70	90	326,769	11,117
6	5.865	70	90	331,861	11,290
7	5.955	70	90	336,954	11,463

b) 曲げ応力と剪断応力

(b-1)



Z = 断面係数 324.0 (cm<sup>3</sup>)

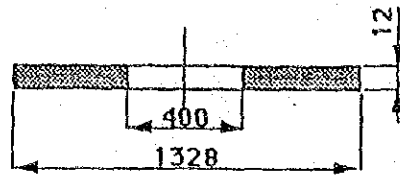
Aw = ウェブ面積 13.9 (cm<sup>2</sup>)

No.	曲げ応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	剪断応力 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,516	1,013
2	1,548	1034
3	1,261	913
4	1,283	930
5	1,009	800
6	1,024	812
7	1,040	825

許容曲げ応力 : 2700 (kg/cm<sup>2</sup>)

許容剪断応力 : 1575 (kg/cm<sup>2</sup>)

(b-2)



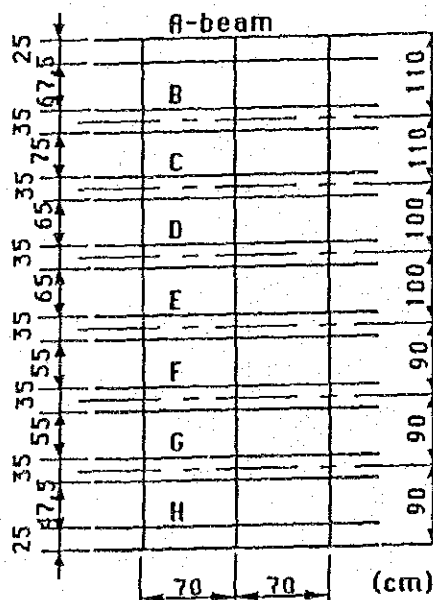
(mm)

Z = 断面係数 3,430.8 (cm<sup>3</sup>)  
 Aw = ウェブ面積 111.4 (cm<sup>2</sup>)

No.	曲げ応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	剪断応力 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	143	126
2	146	129
3	119	114
4	121	116
5	95	100
6	97	101
7	98	103

許容曲げ応力 2700 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 許容剪断応力 1575 (kg/cm<sup>2</sup>)

(5) スキンプレート



$\bar{P}$   
 53.65(t/m<sup>2</sup>)  
 54.75  
 55.80  
 56.80  
 57.75  
 58.65  
 59.55

$$\sigma = (k \times a^2 \times p / t^2) / 100$$



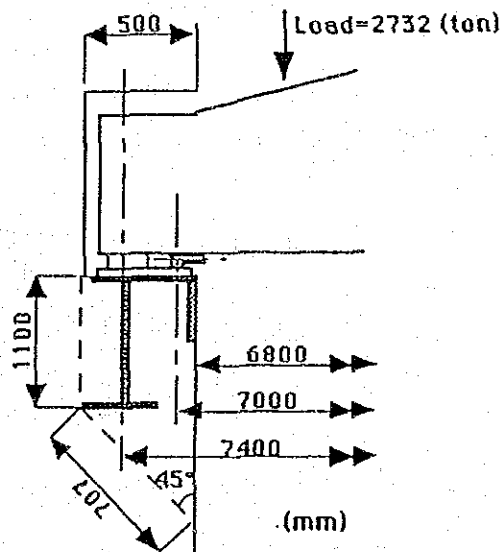
ここで、

- $\sigma$  = 曲げ応力 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $k$  = "b/a"による係数
- $a$  = 短径間 (cm)
- $b$  = 長径間 (cm)
- $p$  = 水圧 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $t$  = スキンプレート厚 (cm)

No.	a	b	b/a	k	p	t	$\sigma$
1	67.5	70	1.04	32.6	5.365	2.3	1,506
2	70	75	1.07	34.0	5.475	2.3	1,724
1	65	70	1.08	34.4	5.580	2.3	1,533
1	65	70	1.08	34.4	5.680	2.3	1,561
1	55	70	1.27	40.6	5.775	2.3	1,341
1	55	70	1.27	40.6	5.865	2.3	1,362
1	47.5	70	1.47	45.0	5.955	2.3	1,143

許容曲げ応力 : 2700 (kg/cm<sup>2</sup>)

(6) 戸当り金物



a) コンクリートの剪断面積

$$A_1 = (110.0 + 70.7) \times 690.0 = 124,683 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_2 = (110.0 \times 50.0 + 0.5 \times 50.0 \times 50.0) \times 2 = 13,500 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A = A_1 + A_2 = 124,683 + 13,500 = 138,183 \text{ (cm}^2\text{)}$$

b) コンクリート剪断応力

$$\tau = \text{荷重} / 2A$$

$$= 2,732,000 / (2 \times 138,183) = 9.89 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 12.75 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(7) ゲートリーフの重量

a) 主要水平桁

	単位重量	量	重量
1,100 x 250 x 22 x 32 x 7400	2,254 (kg)	2	4,508 (kg)
1,400 x 350 x 24 x 36 x 7400	3,316 (kg)	6	19,896 (kg)

b) スキンプレート

	単位重量	量	重量
6,950 x 7,600 x 23	9,537 (kg)	1	9,537 (kg)

c) 垂直桁

	単位重量	量	重量
250 x 125 x 6 x 9 x 6,950	206 (kg)	5	1,030 (kg)
(1,328 x 12 x 6,950)	764 (kg)	4	3,056 (kg)
- (400 x 400 x 12 x 7)			

d) 横桁

	単位重量	量	重量
1,100 x 200 x 22 x 32 x 6,950	1,942 (kg)	2	38,847 (kg)

合計 41,911 (kg) x 1.2  
 ≒ 51 (ton)

(8) 鋼製支保の強度

a) 運転荷重

$$W = w + F = 59.4 \approx 60 \text{ (ton)}$$

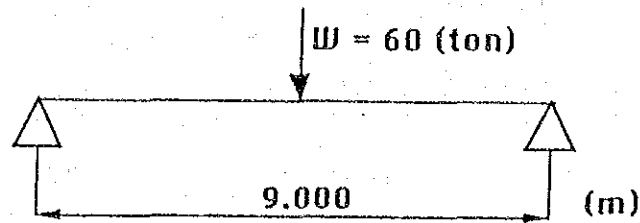
ここで、

W = 総運転荷重 (トン)

w = ゲートリーフ重量 51 (ton)

F = 戸当り金物による摩擦荷重 (水頭 2 m) 8.4 (ton)

(b) 桁



$$M_m = WL/4 = 13,500,000 \text{ (kg-cm)}$$

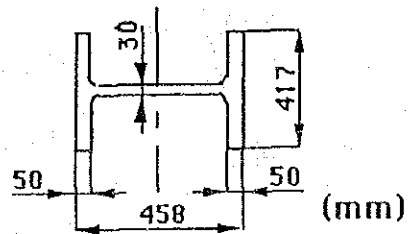
$$S_m = W/2 = 30,000 \text{ (ton)}$$

ここで、

$$W = \text{総運転荷重 (トン)} \quad 60,000 \text{ (kg)}$$

$$L = \text{桁間隔} \quad 900 \text{ (cm)}$$

桁断面

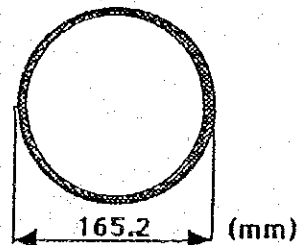


$$Z = 8,170 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$A_w = 107.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_m = 13,500,000/8,170 = 1,652 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2700 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

c) 主ポスト



鋼製パイプ：直径 165.2 (mm) x 厚さ 5 (mm)

$$P_k = \pi^2 E I / k L^2 = 5,795 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_a = (W + w) / 2 A = 1,265 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_a < P_k$$

ここで、

Pk = 限界座屈圧力 (kg/cm <sup>2</sup> )	
Pa = ゲートリーフによる受動圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	
E = ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	
I = 慣性モーメント	808 (cm <sup>4</sup> )
L = 柱高	850 (cm)
k = 安全率	4
W = 総運転荷重	60,000 (kg)
w = 桁重量	3,735 (kg)
A = 主柱の断面積	25.2 (cm <sup>2</sup> )