

アラブ首長国連邦  
アル バセイラダム建設計画実施設計報告書  
(主報告書)

昭和56年11月

国際協力事業団

関 二
81-165



JICA LIBRARY



1051140E03



アラブ首長国連邦  
アル バセイラダム建設計画実施設計報告書  
(主報告書)

昭和56年11月

国際協力事業団

国際協力事業団

受入 月日	'84. 4. 17	315
		61.7
登録No.	03563	SDS

## 序 文

日本国政府はアラブ首長国連邦政府の要請にこたえてアルバセイラダム建設計画実施設計調査を行うことを決定し、国際協力事業団がこれを実施した。

当事業団は株式会社三祐コンサルタンツの松本富士夫氏を団長とする調査団を、昭和56年6月から昭和56年10月にかけてアラブ首長国連邦に派遣した。

調査団はアラブ首長国連邦政府の関係者と意見の交換を行うとともに、帰国後国内作業を進め、今般、そのすべての作業を終了し、ここに調査報告書提出の運びとなった。

本報告書がアルバセイラダム建設計画に寄与するとともに、二国間の友好親善に役立つならば、これに優る喜びはない。

終りに、当調査団に対し協力を惜しまれなかった関係各省、在アラブ首長国連邦日本大使館並びにアラブ首長国連邦関係者に心からの謝意を表する次第である。

昭和56年12月

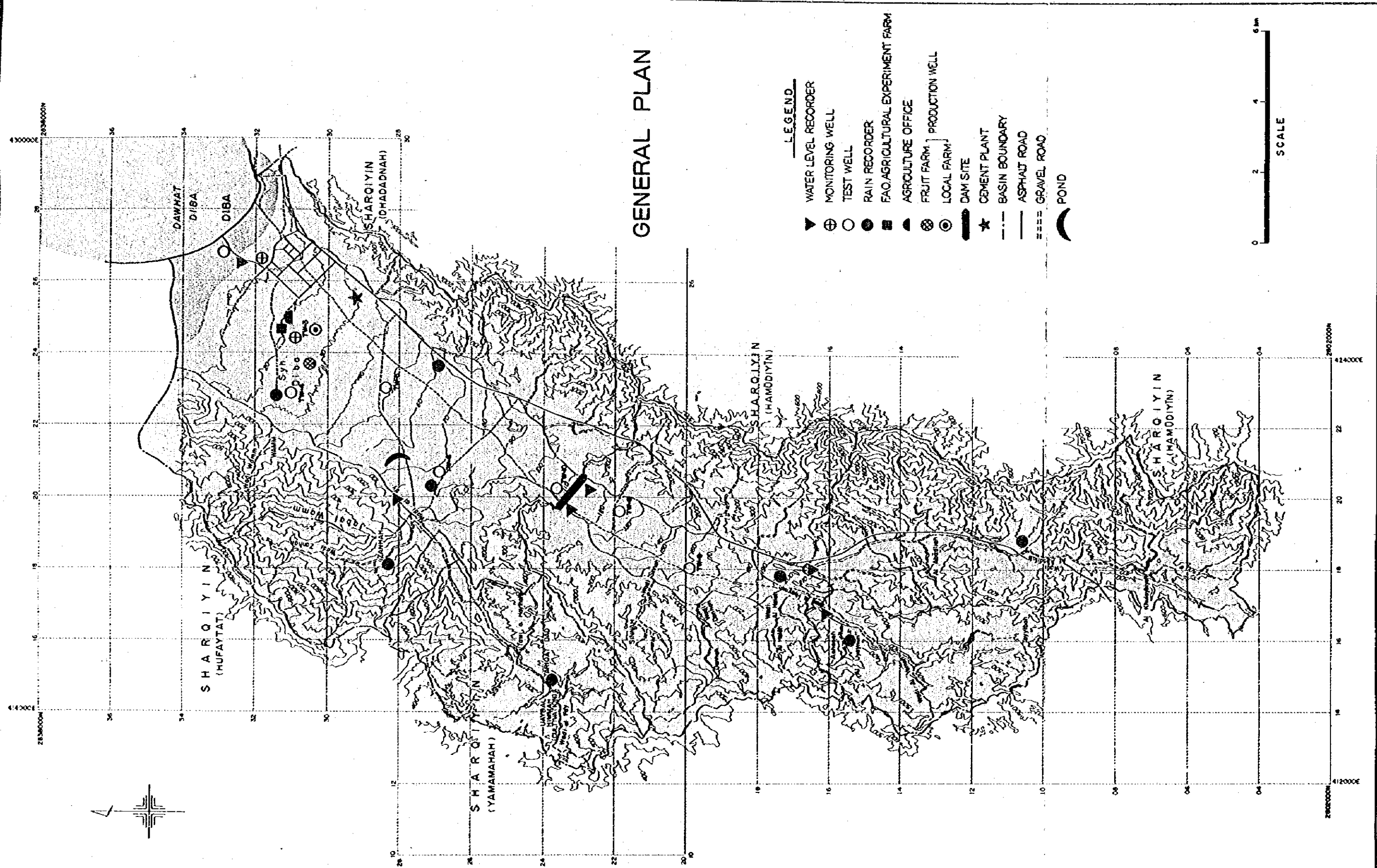
国際協力事業団

総裁 有田 圭 輔





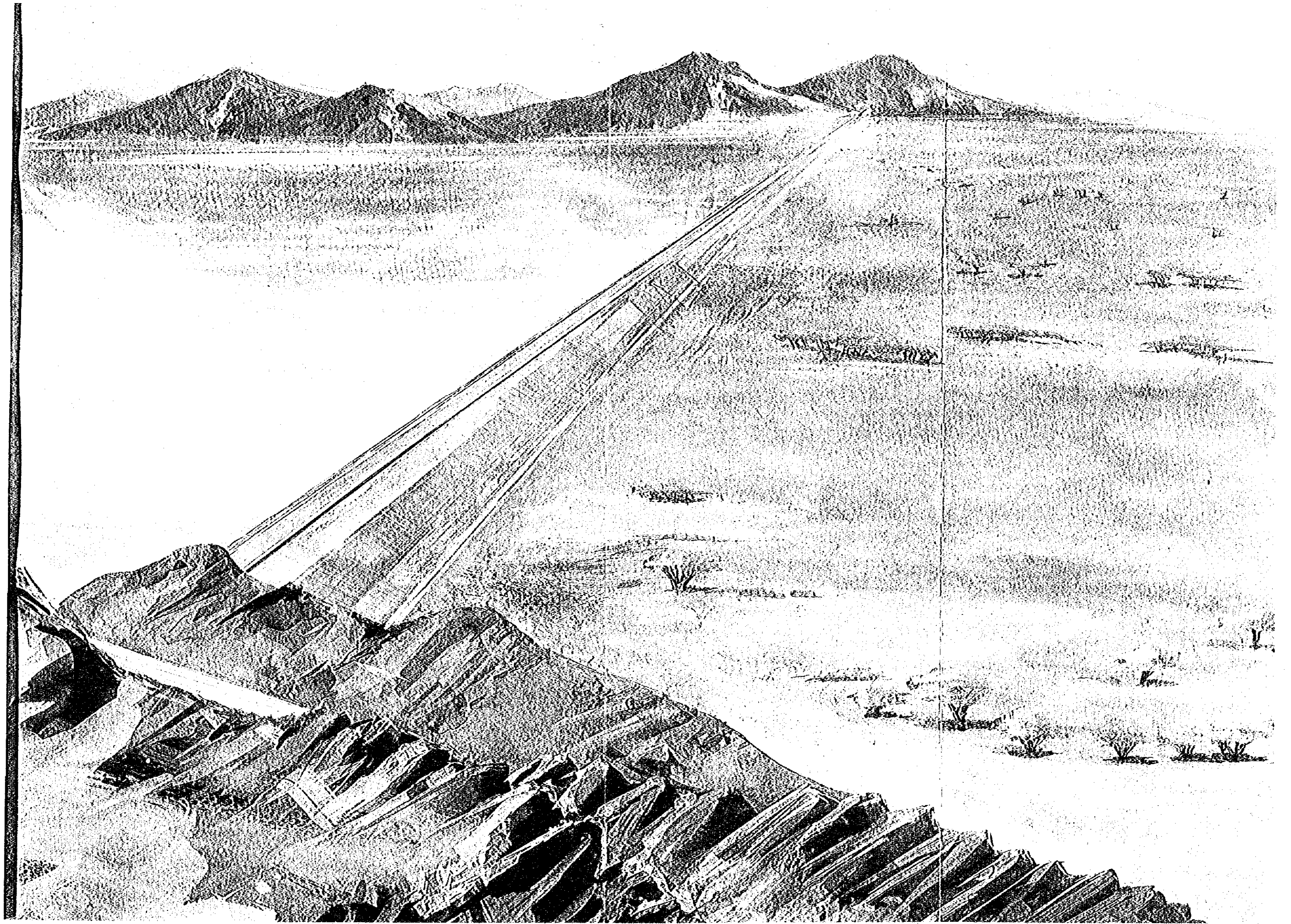




# GENERAL PLAN

- LEGEND**
- ▼ WATER LEVEL RECORDER
  - ⊕ MONITORING WELL
  - TEST WELL
  - RAIN RECORDER
  - FAO/AGRICULTURAL EXPERIMENT FARM
  - ▲ AGRICULTURE OFFICE
  - ⊗ FRUIT FARM
  - ⊙ LOCAL FARM
  - ▬ DAM SITE
  - ★ CEMENT PLANT
  - - - BASIN BOUNDARY
  - ASPHALT ROAD
  - ==== GRAVEL ROAD
  - ☾ POND







# 目 次

位 置 図  
計 画 一 般 図  
度 量 衡、略 語  
事 業 の 概 要

		頁
第 I 章	ま え が き	1-1
第 II 章	事 業 の 背 景	2-1
2-1	ワデ・アルバセイラ流域	2-1
2-2	水資源開発計画	2-2
2-3	農業開発計画	2-4
2-4	ワデ・アルバセイラ流域水資源開発事業実施計画	2-4
第 III 章	アルバセイラダムの実施設計	3-1
3-1	適用設計基準	3-1
3-2	地形、地質	3-1
3-3	ダム型式	3-4
3-4	築堤材料	3-5
3-5	堤体諸元	3-6
3-6	安定解析	3-9
3-7	基礎処理	3-17
3-8	洪水吐	3-17
3-9	放水工	3-21
第 IV 章	施工計画と積算	4-1
4-1	施工方法	4-1
4-2	施工工程	4-3
4-3	事業費積算	4-3
第 V 章	維持管理	5-1
5-1	管理組織	5-1
5-2	維持管理費	5-1



## 度量衡

mm ; millimeter(s)

cm ; centimeter(s)

m ; meter(s)

km ; kilometer(s)

sq. cm, cm<sup>2</sup> ; square centimeter(s)

sq. m, m<sup>2</sup> ; square meter(s)

sq. km, km<sup>2</sup> ; square kilometer(s)

ha ; hectare

ℓ, lit ; liter

cu. m, m<sup>3</sup> ; cubic meter

MCM, 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> ; million cubic meter

バレル ; barrel = 31.5 ガロン(U.S) = 36 ガロン(U.K)

ガロン ; gallon = 4.546 ℓ (U.K) = 3.785 ℓ (U.S)

g ; gram(s)

Kg ; kilogram(s)

ton, m. t ; metric ton

KW ; kilowatt

MW ; megawatt

% ; percent

°C ; degree centigrade

略 語

DAO (Dibba Agriculture Office)	ディバ地方農業事務所
ERD (Eastern Regional Department)	東 部 地 方 局
FAO (Food and Agriculture Organization)	食糧農業機構
MAF (Ministry of Agriculture and Fisheries)	農 業 ・ 漁 業 省
MEW (Ministry of Electric and Water)	電 力 ・ 水 省
UNESCO (United Nation Educational, Scientific and Culture Organization)	国連教育科学文化機構
USBR (United States Department of Interior, Bureau of Reclamation)	アメリカ合衆国内務省開拓局
UAE (United Arab Emirates)	アラブ首長国連邦



## 事業の概要

1. ワデ・アルバセイラ流域水資源開発計画として、フィージビリティスタディーの結果にもとづき、各種開発計画案の中から C'-9 計画が採択された。この計画はワデ・アルバセイラ本川の中流部にアルバセイラダムおよび付帯施設を建設し、地下水の涵養を図り、水資源を高度に利用して、農業用水と生活用水の確保を図る。
2. アルバセイラダムは流域のほぼ中央部に位置し、その主要規模は下記のとおりである。
  - 位 置 : ワデ・アルバセイラ中流部(デイバからほぼ 10 km 上流)
  - ダム型式 : フィルダム・ゾーン型
  - 堤長・堤高 : 堤高 19.5 m、堤長 900 m
  - 堤体積 : 0.64 MCM
  - 貯水容量 : 2.5 MCM
3. アルバセイラダム事業は工種として、ダム本体、洪水吐、放流工、および取付道路ならびに既存の送電線移設工事などがある。これらの主要工事費は、下記のとおりである。

工 種	工 事 費 (単位 1000 DH)
○ ダム 本 体	14,890
○ 洪 水 吐	3,580
○ 放 流 工	1,310
○ 一般管理費と技術経費	2,960
○ 予 備 費	2,960
合 計	25,700

4. 施工工程は、全工程 16ヶ月を予定する。この工程を規制する要因はダム本体の盛土量約 64 万  $m^3$  の経済的的施工計画である。一方、策堤は 3つのゾーンに分かれ、ダムサイトの上流部に分布する河床堆積物の砂利および砂 37.0 万  $m^3$  からなる中央ゾーン、岩材料 21.0 万  $m^3$  からなるダム本体外側ゾーン、更に 5.9 万  $m^3$  のフィルターゾーンからなる。岩材料 21.0 万  $m^3$  はダムサイト右岸に位置する洪水吐掘削岩 7.2 万  $m^3$  を流用し、

残量は左岸の原石山より採取することとした。この工程において、ダム本体工事が占める割合は75%で、述べ12ヶ月である。また工事中に1回の降水期があるので洪水の安全流下に対し、半川締切工法を計画する。





## 第 1 章 ま え が き

アラブ首長国連邦政府は昭和55年7月、日本政府の技術協力によるワデ・アルバセイラ流域水資源開発計画の調査半ばにおいて、水資源開発計画の各種比較案の中から選択される建設計画の実施に関する技術協力を日本政府に要請した。この要請に対応して、昭和55年12月フィージビリティースタディーの調査団から提案された3つの開発計画案の中の1つに対して、日本政府は昭和56年3月国際協力事業団を通じて、現地へ調査団を派遣し、アルバセイラダム建設計画実施に関する実施設計と施工管理を対象とした業務範囲について、アラブ首長国連邦農業・漁業省との間で協議を行い、同意書を取り交わした。

アルバセイラダム建設計画実施業務に関わる上記の同意書は第1段階業務（実施設計業務と入札書類の作成—契約条件、工事仕様書、入札書、図面）と、第2段階業務（入札業務と工事施工管理業務）からなっている。

本業務は第1段階業務を対象として、昭和56年10月フィージビリティースタディー修正案の基本構想を基に国内作業により行い、この報告書に取りまとめた。下記はこの業務に携った作業監理委員、調査団員、並びにアラブ首長国連邦農業・漁業省カウンターパートの氏名である。

### ○ 作業監理委員

職 種	氏 名 所 属
1. 委 員 長 (総括)	狩 野 昇 北海道開発庁水政課長
2. 水 文	石 崎 勝 義 建設省 土木研究所 水文研究室長
3. ダ ム	松 本 徳 久 建設省 土木研究所 フィルダム研究室長
4. 業 務 調 整	中 村 俊 男 国際協力事業団

### ○ 調査団員

1. 団 長	松 本 富士夫	1981年4月23日～30日、 6月1日～15日
--------	---------	-----------------------------

2. 水利設計	富山浩重	1981年4月23日～6月15日
3. 構造設計	村山宗久	" 4月23日～5月19日
4. 施工計画積算	鈴木修	" 4月23日～6月15日
5. 契約条件	徳丸力	" " "
6. 一般仕様書	木下靖己	" " "
7. 特別仕様書	佐藤鎮夫	" " "
8. 入札書	島敏夫	" 6月1日～"

○ アラブ首長国連邦、農業・漁業省カウンターパート

1. Mr. Obaid M. Karki	Assistant Deputy Minister for water & soil Resources Affairs
2. Mr. Khalil Ataya	Assistant Director
3. Mr. Taissir Adlbi	Main Counterpart
4. Mr. K. Kurian	Counterpart
5. Mr. Ali Badawi	General Manager of Eastern Coast Department
6. Mr. Khalfan	General Manager of Dibba







## 第Ⅱ章 事業の背景

### 2-1 ワデ・アルバセイラ流域

#### (1) 一般

ワデ・アルバセイラ流域は北緯 $25^{\circ}$ 、東経 $55^{\circ}$ に位置し、アラビア半島東部を走るオーマン山脈の最高峰(3,018m)から北西に向ってほぼ300kmの距離にある。本流域の下流部はアラブ首長国連邦(U. A. E)の北東部オーマン湾に接し、その流域面積は260km<sup>2</sup>である。本流域における交通網は、オーマン湾に沿ってドバイからフジャイラに至る海岸高速道路および、流域内を縦走してマサフィーに至り上述のドバイ～フジャイラ高速道路に連絡するリング道路である。

この地方の年間平均気温は $27.6^{\circ}\text{C}$ 、湿度68%、降水量130mmである。流域内の町、村落は海岸部にディバ町と、中流および上流部に10ヶ所前後の村落がある。

1980年9月現在の人口は13,200人で、うち28%に相当する3,700人は在留外国人である。労働人口は1,240人で、内訳は農業870人、漁業370人であり、世帯数は1,340世帯である。また、農業面積490haのほとんどは流域の末端部に位置している。

#### (2) 地形、地質、土壌

地形、地質的特徴は、(a)北西山地地区、(b)中央山地地区、(c)砂礫原およびこれに連なる海岸地区、の3地区に区分される。ワデ・アルバセイラ自体は厚い砂礫に埋められた幅広い氾濫原より形成されている。この氾濫原の最高標高は175m、勾配は上流部で平均1/85、下流部1/105である。砂礫原には明確な河道は形成されていないが、この砂礫原に注ぐワデ・アバディラ、ワデ・アイアサ、ワデ・アルファイなどの河道は洪積地の砂礫層を切刻し、廊下状を呈している。地質は(a)古生代二疊紀から後期白亜紀に亘る海底火山噴出物に関連する火成岩、(b)中生代三疊紀から白亜紀の海成堆積岩類、(c)前期二つの古期岩類を覆う新第三紀末から第四紀に堆積した段丘砂礫層、(d)沖積世の現河床、などから構成されている。

土壌は、砂漠の砂と礫およびこれらと変岩系土壌の混合物からなり、地表は1~20cmの礫よりなる、いわゆる砂漠舗石で覆われている。舗石の下層には下流に行くに従い厚

くなる礫含量の少ない砂・シルト層がある。この層の厚さは5～15cmである。これに対して海岸平坦部の表層は砂壤土ないし、壤質砂土が、下層は砂層が多く見られる。一般に塩類濃度は下層程高い。

### (3) 水と電力供給

ディバ地域の生活用水は、新しい住宅計画地域の上流部にある電力・水省事務所敷地内の3本の深井戸によっている。給水方法は、ポンプにより揚水後塩素殺菌したものを30mの高さの水槽(200,000ガロン≒900m<sup>3</sup>)に圧送貯留し、ここから送水パイプにより30km先の住宅地域へ給水している。給水パイプはφ16'～4'からなり、管種はアスベストパイプである。この他に予備水源として、ポンプを設備した2つの掘抜き井戸がある。これらの井戸により1人1日あたり約100ℓが供給されている。

電力供給は11MWの能力をもつ発電所があり、他に40km南にあるキドファ発電所(能力24MW)から2MWが送電可能である。これに対し、ディバ地域の電力需要量は夏期で5.7MW、冬期で1.8MWであり、うち大口需要は大理石、タイル工場の300KWである。

## 2-2 水資源開発計画

### (1) 一般

総人口877,340人及び農業面積21,556haを有するアラブ首長国連邦の水資源開発計画には二つの方法が考えられる。即ち、海水の淡水化を図り、アラビア海沿岸都市にこれらを供給する方法と、同国東部地方の山岳地帯並びに平野部において年間ほぼ130mm前後の降水がもたらすワデの出水を地域住民の生活用水、または農業用水として利用する方法である。

ワデ・アルバセイラ流域開発は、東部地方の水資源開発計画の一環として行なわれるものである。本流域の水資源開発計画については、すでに各種開発計画の比較案がフォーシビリティースタディーにおいて検討され、その結果、ワデ・アルバセイラ本川中流部に、地下水の涵養を目的としたダムとその付帯施設を建設する案C'-9計画が選択された。これらの経緯については昭和55年12月と昭和56年6月にアラブ首長国連邦とフォーシビリティースタディー調査団との間において議事録が交換され、昭和56年10月に同意された。

(2) C'-9計画

本計画の内容は、ワデ、アルバセイラ本川のほぼ中流部にこの流域面積の47%、122km<sup>2</sup>の流域を持つアルバセイラダムを建設し、ダムサイト下流の砂利平地に設けたポンドと合わせて、地下水の涵養強化を図り、水資源開発をする。これらの計画に伴う諸数値はフィージビリティスタディーの結果より次のとおりである。

水 資 源 開 発

計 画 案	工 事 費 (MDH)	強化涵養量 (MCM/年)	自然涵養量 (MCM/年)	合計涵養量 (MCM/年)
C'-9	41.6	0.9	2.9	3.8

生活用水及び農業用水の配分 (単位：MCM/年)

計 画 案	上 水 道	農 業	計
A	0.7	3.1 (570 ha)	3.8
B	0.7	3.1 (560 ha)	3.8
C	0.7	3.1 (565 ha)	3.8

(注) (a) 合計涵養量3.8 MCM/年は、ダムおよびポンドによる涵養量0.9 MCM/年と自然涵養量2.9 MCM/年を合計した。

(b) 上水道用水0.70 MCM/年は、U. A. E 13,200人：0.48 MCM/年、オマーン 1,500人：0.05 MCM/年、および大理石工場：0.07 MCM/年ならびにセメント工場：0.10 MCM/年の合計である。

(c) 生活用水計画の需要は、UAEにおける1980年の人口を基準として計算した。

(d) 農業用水 3.1 MCM/年の使用配分は次のとおりである。

	面積 (ha)	A 案	B 案	C 案
○ U. A. E 現況野菜	50	0.30	0.30	0.30
○ 現況 U. A. E デーツ	230	1.04	1.04	1.04
○ " オマーン "	210	0.96	0.96	0.96
○ 新規果樹園	—	—	0.73 (65 ha)	0.43 (40 ha)
○ 新規野菜園	—	0.73 (75 ha)	—	0.30 (30 ha)
○ F A O	5	0.07	0.07	0.07
計	495	3.1	3.1	3.1

### 2-3 農業開発計画

アルバセイラダムならびにその付帯施設を建設することによる新しい地下水の有効利用に対し、総合的な水利用の観点から農業用水の効率的運用が計られねばならない。

水利用配分を受ける農業面積は、現在耕作中の490 haと新規果樹園および野菜園の75 haならびにFAO 5 haを合計した570 haである。

新規農園の収量及び粗収入は下記に示すとおりである。

品 目	収 量 (ton)	粗収入 (A案) (1,000 DH)
○ 野 菜	4,290	8,237
○ 果 物	2,300	12,226
計	6,590	20,463

1978年、同国における野菜の総生産量(71,860 ton)は、国民1人1日当たり220グラムで、これはほぼ世界の平均野菜消費量に相当する。しかし、市場に多くの輸入野菜が見うけられることは、消費量が国内の供給量を上まわっていることを示している。このような状況を踏まえて、作付作物の選定は市場性のある上位5品目、即ち、トマト、キュウリ、ナス、キャベツそしてメロンとし、一農園には多種品目の混作を避け、畑一区画最大2作目とする。

### 2-4 ワデ・アルバセイラ流域水資源開発事業実施計画

ワデ・アルバセイラ流域水資源開発実施計画は、1979年12月に開始したフィージビリティースタディーを含めて、ほぼ3.5ヶ年計画とした。

開発計画実施の事業費は1980年7月におけるアラブ首長国連邦の単価を基準として積算し、水資源ならびに農業開発事業実施を対象として総額47.8百万DHである。特に水資源開発計画の中で、アルバセイラダム建設計画実施は、同連邦の強い早期着工の要望に応じて、1982年より工事開始の予定である。

○ アルバセイラダム建設計画実施

アラブ首長国連邦東部地方のワデ・ビイおよびワデ・ハムにおける自然降雨がもたらすワデ水ならびに地下水開発は数年来の調査検討の後、事業実施の段階に入ろうとしている。アルバセイラダム建設計画実施に関しては、アラブ首長国連邦農業・漁業省と事業団派遣の調査団との間で1981年3月と6月に協議が行われ、1981年10月に同意された。その実施工程は、1980年12月に作成されたフィージビリティースタディーにおける水資源開発計画および1981年10月に各種代案から選択合意された地下水涵養機能をもつアルバセイラダム建設計画にもとづき、1981年末にダムと付帯施設に対する実施設計並びに契約条項、仕様書、明細書を含む入札書類の作成をし、その後必要な入札と契約手続き期間を経て、1982年早期工事に着工し、1983年中期完成を目途とするものである。事業実施工程表を次表に示した。

ワデ・アルバセイラ流域水資源開発事業実施工程

事 項	1979	1980	1981	1982	1983
第1段階(フィービリティスタディー)					
第2段階(実施設計、入札)					
○アルバセイラダム事業					
○アルファポンド事業					
○かんがい施設事業					
第3段階(施工)					
○アルバセイラダム事業					
○アルファポンド事業					
○かんがい施設事業					

- 注) 1. 第1段階はワデ・アルバセイラ流域水資源開発事業のフィービリティスタディー。  
 2. 第2段階は実施設計、契約条項、仕様書、明細書を含む入札書類の作成。  
 3. 第3段階は工事の実施。







## 第 Ⅲ 章 アルバセイラダムの実施設計

### 3-1 適用設計基準

アルバセイラダムの実施設計は原則として日本のダム設計で適用される河川管理施設等構造令（政令）、河川管理施設等構造令施行規則、（建設省令）にもとづき実施された。

### 3-2 地形、地質

#### 3-2-1 地形

ワデ・アルバセイラ流域は大きく三つの地形区に区分される。海岸付近は扇状地群と礫平原で代表される東部地区地形区に、周辺の山岳地域は支流であるワデ・ファイを境とし、その北西側は石灰岩塊からなるラッセルジャバル地形区に、また、南東側の山塊は蛇紋岩、結晶片岩から構成される中央山岳地形に区分される。

予定ダムサイトはワデ・アルバセイラ中流域、前述の中央山岳地形区に位置する。ダムサイトは900mの幅をもつた礫平原からなる河床と、この礫平原から急勾配で立ち上がる山塊とで構成される。下記に左岸、右岸山塊、河床域の順に地形的な特徴について述べる。

左岸は結晶片岩からなる山塊で、ワデ平原から40度程の傾斜で立ち上がる急峻な斜面を構成する。しかしながら、山塊頂部は比較的平坦な地形を呈し、400m-500mの標高をもつ山陵が北東-南西方向に連続している。これらの山腹を切刻するワデ・シンナ、ワデ・ドアナ、ワデ・ハラアなどの谷は開折が進み、数個の支谷に分れ、樹枝状を呈する。谷の方向、後縁の方向、連続する谷または尾根または屈曲点、分枝点などの地形上のリニアメントは南北から北西-南東方向を示す。

蛇紋岩類からなる右岸山塊は、ダム軸上で、20度程の斜面勾配をもって立ち上がる。ダム右岸に接する山塊は、背後の標高1000mを越える山岳地帯から、間に鞍部をはさみ、突出した形状を呈する。これらの特徴はダム・サイト付近ばかりでなく、右岸山塊全域にわたってみられ、ワデ平原と山岳地域との境界は複雑に入り組む。下刻する谷も一様に開折が進み、支谷の発達した典型的な樹枝状を呈するものが多い。山脚部にみられる鞍状地形、谷、尾根などの地形上の特徴は北東-南西方向に呈している。特にワデ平原との境界部付近で、その特徴は顕著に発達している。

はんらん原堆積物からなるワデ・アルバセイラの現河床は、ワデ・アイアナの会合部付近から下流で急速に広くなり、海岸付近で5 km以上に達する。上・中流域では周辺の山塊の突出のため河床の幅は変化に富み、ワデ・シナア付近で2.0 km、ダム軸上では0.9 kmと狭い。流路は上・中流域までは比較的明瞭にみられる。特に、ダム・サイト周辺では流路は2つにわかれ、兩岸の山脚付近にそれぞれ追跡される。河床勾配はワジ堆積物のみられる地域で、ほぼ一様であり、ダム・サイトを含む上・中流域で1/85程度、下流域で1/105程度である。

### 3-2-2 地質

ワデ・アルバセイラ地域の地質は古生代二疊紀、またはそれ以前から中生代白亜紀にかけて沈積・生成された堆積岩・変成岩類からなるハワシナ統、苦鉄質火成岩類からなるシメール統、さらに、これら古期岩類を不整合で被い、ワデ平原をつくる新期破屑堆積層から構成される。次にこれら構成層の層序・層相を表にして示す。

予定ダム・サイト左岸部は、ハワシナ統の石英片岩・緑色片岩層から、右岸はシメール統の蛇紋岩から構成される。これら兩岸の山腹にみられる岩相は、河床部にみられる新期堆積物下で断層を介して接する。ダム軸における地質断面では、これらの岩層からなる基盤は、河床60 m～70 m程の様な深度で追跡される。以下にダム・サイト周辺の地質特徴を左岸、右岸、河床部の順で述べる。

左岸部はN5°-15°W/45°Wの走向傾斜を示す層理・片理をもつ石英片岩・緑色片岩層、著しい擾乱・褶曲がみられる石英片岩層から構成される。これら両者はダム軸上の標高135 m付近で観察される西方に傾く断層によって境される。全体に亀裂に富む岩体で、特に、石英片岩中に層状があり緑色片岩層の層準で片理構造が発達し、構造に沿う崩壊がある。

右岸部は、風化が進んだ、亀裂の発達した蛇紋岩体から構成される。N36°Eの走向を示し、北に75～80度の傾斜をもつ断層が山腹を刻む谷に沿っている。ダム軸における地質断面では標高120 m・155 m・170 mの地点に断層が観察され、また断層面は比較的明瞭で、断層粘土からなる破砕帯は発達していない。

地質層序・岩相一覽表

年代系統	層部	主要岩相	概要
第四紀・新第三紀	新期碎屑堆積層	RECENT WADI BED DEPOSIT FAN DEPOSIT/TALUS DEPOSIT LOWER TERRACE DEPOSIT UPPER TERRACE DEPOSIT	ダム・サイト河床部の構成岩相は礫を主体とする。現世ワデ堆積物は沖積統、段丘堆積物は洪積世～新第三期に対比される。
中生代白亜紀 と 古生代二疊紀	ハラシナ統	LIMESTONE/MARLY LIMESTONE METAMORPHOSED LIMESTONE MARBLE/CRYSTALLINE LIMESTONE CALCAREOUS SCHIST GREEN SCHIST QUARTZ SCHIST QUARTZ SCHIST AND OTHER SCHIST PIEDMONTITE SCHIST	石灰岩・結晶質石灰岩は流域下流左岸、他の各種結晶片岩類は上・中流域左岸山塊を構成する。ダムサイト付近では、石英片岩、緑色片岩などが左岸に露出する。 全体に片理、層理などの発達する亀裂に富む岩相を呈する。
	シメール統	SILICIFIED SERPENTINITE FRACTURED SERPENTINITE MAGNESITE AND CHYSOTILE VEINS BANDED SERPENTINITE	流域右岸山塊を構成する。山塊背稜部は菱苦土石、クリソタイルなどを多量に含む蛇紋岩層、山脚部は亀裂の多い珪質の蛇紋岩層によりなっている。

河床部を構成する新期堆積物は上位の層準から現世ワデ堆積物・低位段丘層・高位段丘層・崖錐堆積物の順に区分される。各層は全体に砂・礫が多く淘汰のわるい層相を示す。現世ワデ堆積物は円礫から亜円礫を多量に含む未固結層で、石灰に富む固結礫岩相を含む下部層と明瞭に区分される。ダム軸の地質断面では、層厚は左岸に向って厚くなる傾向をもち、最大20mを示す。同層準内で行なわれた透水試験の結果では、透水係数値は $K = 10^{-2}$ から $K = 10^{-4} \text{ cm/sec}$ である。

現世ワデ堆積物より下位の層準は亜円礫から角礫を主体として構成され、部分的には粒度のよい砂層また、泥質の卓越する層準などがみとめられる変化に富んだ層相を示す。透水係数は低位段丘層で、 $K = 10^{-5}$ から $K = 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の値が得られる。これらの下位の層準は全体に固結が進むが特に、高位段丘層・崖錐堆積物で著しく、石灰質の基質をもつ礫岩層がこれら層準全体にわたってみられる。

基盤は前述したように60m—70mの層厚をもつ新期堆積物下であり、河床中央部で最も深く、両岸部に向って浅くなる形状を示す。岩相は両岸に露出する片岩・蛇紋岩から構成される。これら岩体は互いに断層を介して接し、断層接触部は脆弱となり、青緑色の断層粘土を挟在する。河床中央部基盤中にはワデに沿う破碎帯が想定される。

### 3-3 ダム型式

一般にダムタイプはコンクリートダムとフィルダムに大別される。アルパセイラダムのダムサイトに最適なダムタイプとして、フィージビリティスタディー報告書に記載された次の事項を考慮してゾーン型のフィルダムが採用された。

- ダム建設の目的は短時間に海へ流下する洪水の一時貯留による洪水調節 および貯水池敷からの浸透による地下水の涵養であり、堤体からの浸透を許すことができる。
- フィルダムの築堤材料として、河床堆積物および岩材料がダムサイトにおいて容易に取得される。
- ダム基礎のほとんどが、堆積砂礫で構成され、基礎には止水構造物の設置を必要としない。
- ダムサイトの形状係数（堤頂長/堤高≒45）が非常に大きい。
- フィルダムの建設がコンクリートダムの建設より経済的である。

堤体のゾーンニングはパイピングへの抵抗、浸蝕防止、構造的安定および経済的盛土施

工から、主として内殻と外殻に区分される。内殻は堤体中央に位置し、河床砂礫材料で盛土され、透水係数で $K = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ を期待する半透水性ゾーンである。外殻は堤体の上下流の斜面を構成し、洪水吐と原石山の掘削岩材料で盛土される。内殻と内殻の接触面および下流外殻と基礎砂礫の接触面には堤体ならびに基礎を通る浸透水を安全に流下させるとともに、各ゾーン間において、ベースに含まれる細粒材料の流亡を防止するためのフィルターゾーンが設置される。内殻とダム基礎との良好な接着、浸透水の動水勾配の減少を図り、パイピングに対する抵抗を増すためダム軸に沿ってトレンチが設けられる。

アルバセイラダムの標準断面を添付資料の図D-4に示した。

### 3-4 築堤材料

アルバセイラダムの築堤材料は主としてダムサイトの河床堆積物および洪水吐サイトならびに原石山の掘削岩である。

#### 3-4-1 河床堆積物(砂礫ゾーン)

河床堆積物はダムサイトの河道に沿って全域に広範囲に分布する。ダム軸に沿って実施された3本のボーリング結果によると、堆積物の厚さは場所によってかなり異なるが、平均で6.1mである。河床堆積物は主として最近のワデ・ベッド、またはテラス堆積に属する少量の玉石を含む砂礫で構成され、ダムサイト周辺ではどこでも容易に採取できる。また、土取場を必要とすれば、いずれの方向または深さへも拡張することができる。砂礫のような粗粒材料の土質力学的性質の概要は、粒度分布曲線から推定することが可能である。

ダムサイトにおける河床堆積物の粒度分析結果から判断して、この材料は、細粒分を4%含むが、統一分類法でGWに区分される均等係数2.7の粒度分布の良い半透水材料である。過去における同じような性質の材料の土質試験資料からして、密度が高く、かつ、せん断強度の大きい良好な築堤材料である。上述の河床堆積物の土質力学的性質に加へ、ダムサイトにおける大量の分布、土取条件、ダム建設目的および経済的盛土の観点よりアルバセイラダムの築堤材料として望ましいものである。

アルバセイラダム建設の目的は、洪水調節および貯水池敷からの浸透による地下水の涵養で、貯水は一時的に貯留されるだけであるので、堤体からの浸透を許すことができる。しかしながら、堤体の安定性および一時貯留の観点から内殻の砂礫ゾーンは半透水性とす

る必要があり、透水係数  $K = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$  以下を満足すべきである。この目的のため砂礫ゾーンの最大粒径は  $20 \text{ cm}$  とし、土取場においてあらかじめオーバーサイズを除去する。築堤においては、通常  $40 \text{ cm}$  厚さにまき出し、撒水後重い振動ローラーを用いて4往復の転圧回数で転圧を行う。

上述の透水係数を満足するため現場盛土試験を実施し、盛土材料の許容粒度範囲、まき出し厚、転圧回数などの諸元を決定する。

#### 3-4-2 掘削岩(ロックゾーン)

ダムサイト右岸に設置される洪水吐掘削工事から得られる掘削岩は外殻のロックゾーンの盛土に使用される。洪水吐サイトはすべて蛇紋岩で構成され、表層近くは非常に風化が進み、多数の節理、割れ目が発達している。従って、掘削された岩材料は転圧盛土時細粒化する傾向がある。洪水吐の掘削岩だけではロックゾーンの必要量に不足するので、ダムサイト左岸に原石山が計画される。原石山は右岸の蛇紋岩より良質な片岩により構成されているので、この掘削材料はロックゾーンの表層部に使用する。

#### 3-4-3 フィルター材料

フィルター材料はダムサイトの河床堆積砂礫を粒度調整して生産する。フィルター材料の粒度は3-6-4項フィルター基準に示した。

#### 3-4-4 リップラップ材料

ダム上、下流部のロックゾーンには、蛇紋岩系の掘削材料を流用するため、波浪浸食および風化作用に対し、直径  $200 \text{ mm}$  以上の選別されたロック材料を  $0.5 \text{ m}$  厚さでリップラップするものとする。この材料は、原石山から採取される片岩で、堅硬かつ耐久的なものを用いる。

リップラップゾーンの厚さ、材料の粒径は3-6-5項リップラップに示した。

### 3-5 堤体諸元

#### 3-5-1 貯水池諸元

アルパセイラダムの貯水池の諸元は、フィージビリティースタディー報告書によると次の通りである。

流域面積	122 km <sup>2</sup>
貯留容量	2,500,000 m <sup>3</sup>
滞砂量	21,000 m <sup>3</sup> /year
満水位 (F. W. S)	EL. 115.00 m
満水面積	700,000 m <sup>2</sup>
洪水吐設計洪水量	2,050 m <sup>3</sup> /sec
計画洪水位 (H. W. S)	EL. 120.50 m

### 3-5-2 ダム天端標高

堤体の非越流部の高さは、次式で求めた値のうち、いずれか大きい方の値を採用する。

$$H_f + h_w + h_e + 1 \quad (h_w + h_e < 1 \text{ のときは、} H_f + 2 \text{ m})$$

$$H_d + h_w + 1 \quad (h_w < 1 \text{ のときは、} H_d + 2 \text{ m})$$

ここに、 $H_f$  ; 常時満水位 (m)

$h_w$  ; 風波高 (m)

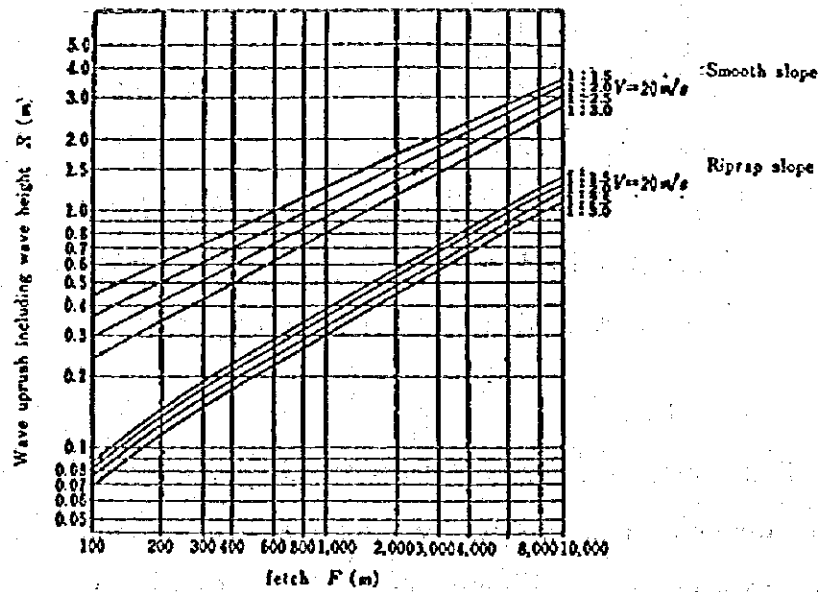
$h_e$  ; 地震波高 (m)

$H_d$  ; 計画洪水位 (m)

#### (1) 風波高

風波高は深水波により発生すると考え、対岸距離と風速の要素から導びかれた S. M. B. (Sherdrup-Munk-Breschneider) 法にもとづく有義波高が適用される。一方、波のはい上り高さは築堤の斜面勾配と粗度によりかなり変化し、風波高を求めるため、有義波高はサビール法 (Saville method) により修正する必要がある。種々な勾配と対岸距離に対する計算結果を次図に示す。

アルバセイラダムサイトにおける風波高を求めるため、ディバ観測所で記録された積算最大風力 (maximum wind movement, 649.2 km/day) を考慮して、10 分間平均風速を 20 m/sec と推定した。



Wave uprush (including wave height) obtained by combining the S. M. B. Method with Saville Method

アルバセイラダムの上流斜面は手積みリブラップで構成されるので、風波高は前述の図の円滑斜面と捨石斜面の中間値を採用して  $hw = 0.45 m$  とする。

## (2) 地震波高

地震波高は次の佐藤公式により求められる。

$$h_e = \frac{k \cdot t}{2\pi} \sqrt{g \cdot H_0}$$

ここに、 $h_e$  ; ダム上流面の地震による波高

$k$  ; 水平震度<sup>1/2</sup>、0.10 採用

$t$  ; 地震周期 1.0 秒採用

$g$  ; 重力の加速度

$H_0$  ; 貯水池水深 9.0 m 採用

前式から、アルバセイラダムにおける地震波高は  $h_e = 0.15 m$  となる。

1/ アラビア半島周辺における地震観測資料によると UAE 内には震源はない。しかしながら、ディバから約 200 km 離れた隣国イランの南部では過去に多くの大地震が発生している。この場合震源からの距離による地震の減衰を考慮して、堤体設計において水平震度 0.10 の採用が妥当だと思われる。



### (3) ダム天端標高

上述の風波高と地震波高から、非越流部の天端標高は次の通り計算される。

$$Hf + 2.00 = \text{EL.} 115.00 + 2.00 = \text{EL.} 117.00 \text{ m} \quad (hw + he < 1)$$

$$Hd + 2.00 = \text{EL.} 120.50 + 2.00 = \text{EL.} 122.50 \text{ m} \quad (hw < 1)$$

アルバセイラダムの余盛を含まないダム天端標高は、土式から  $\text{EL.} 122.50 \text{ m}$  となる。この場合、余裕高（ダム天端と貯水池最高水位との差）は  $2.0 \text{ m}$  となる。

### 3-5-3 余盛

フィルダムの設計においては、盛土の自重および貯水圧に基づく堤体の沈下を考慮しなければならない。盛土完了後の沈下は材料試験結果を適用して求めることが望ましいが、盛土材料に対する圧密試験は行なわれていない。従って次に示す経験式に基づき沈下量を推定した。

$$\Delta H = 0.001 H^3$$

ここに、 $\Delta H$  ; 堤体の沈下量 (m)

$H$  ; 堤高、 $19.5 \text{ m}$  を採用

ダム完成後の沈下は約  $0.1 \text{ m}$  となるが、これに基礎の沈下と美観を考慮して  $0.2 \text{ m}$  を加算する。従って、総沈下量は  $0.3 \text{ m}$  となり、これは堤高の約  $1.5\%$  に相当する。余盛の高さは、両アバットで  $0 \text{ m}$ 、河床部で  $0.3 \text{ m}$  とし、天端縦断は台形状とする。

### 3-6 安定解析

フィルダムの安定性は構造的安定性と水理的安定性とに分けて検討する。

- 構造的安定性—上・下流の法面が安定かどうかをすべり面解析によって検討する。
- 水理的安定性—堤体を通る浸透流に対する検討。

#### 3-6-1 設計数値

堤体安定解析に用いられる砂礫および岩材料に対する設計数値は、各盛土材料の材料試験結果にもとづき決定することが望ましい。しかしながら、これらの材料に対する有効な試験が行なわれていないので、過去における同じ様な性質の材料に対する種々な試験資料により設計数値が決められた。

##### (1) 砂礫材料

河床堆積砂礫材料に対する材料試験として補助的な粒度分析と比重試験が実施されて

おり、その結果を添付資料の図3-1に示す。

一般に、これら砂礫材料の土質力学的性質は粒度分布と良く対比される。前述の図に示す砂礫材料の粒度曲線に近似した砂礫材料に対する土質試験結果を下表に示す。

Max. Size	D <sub>10</sub>	D <sub>60</sub>	U <sub>c</sub>	G <sub>s</sub>	γ <sub>t</sub>	e	φ	c
100 mm	0.2	10.0	50.0	2.67	1.98	0.35	36°00'	0.0
200 mm	0.5	20.0	40.0	2.66	1.90	0.40	39°10'	0.98
200 mm	1.3	34.6	26.6	2.70	2.05	0.32	36°20'	0.07
200 mm	0.27	21.0	77.8	2.54	2.02	0.26	33°30'	0.0
250 mm	0.7	33.0	47.0	2.92	2.30	0.27	37°00'	0.0

ここに、D<sub>10</sub>、D<sub>60</sub>；篩を通過した10%と60%材料の粒径。

U<sub>c</sub>；均係数 D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>

G<sub>s</sub>；比重

γ<sub>t</sub>；湿潤重量 (t/m<sup>3</sup>)

e；空隙比

φ；内部摩擦角

c；粘着力 (t/m<sup>2</sup>)

ダムサイトの河床砂礫材料は大塊から細粒まで適度に含み、均等係数27.0の粒度配合の良い半透水性材料である。砂礫材料のせん断強度と締固め度は比例し、下表に示す通り相対密度<sup>2/</sup>で示される。

1/ 土質試験結果は日本において実施された資料による。

$$2/ \text{相対密度} = \frac{\gamma_{\max} (\gamma - \gamma_{\min})}{\gamma (\gamma_{\max} - \gamma_{\min})} \times 100\%$$

ここに、γ<sub>max</sub>；最も締った状態での密度  
 γ<sub>min</sub>；最もゆるんだ状態での密度  
 γ；現場密度

粒径および粒度配合	相 対 密 度		
	>70%(密)	70~50%(中)	<50%(ルーズ)
○細粒から粗粒が均等に配合している場合	35~38°	32~34°	28~30°
○粒度配合の良い粗砂および粒度配合の悪い砂、砂利の混合材料	37~45°	33~36°	30~33°
○粒度配合の良い砂、砂利の混合材料	40~45°	36~41°	33~36°

一般に砂礫材料は転圧によって70%を越える相対密度は容易に得られ、この値は乾燥重量で最大乾燥密度の約93%に相当する。上述の資料から、フルバセイラダムの砂礫材料に対する設計数値は次の通り推定した。

Gs	e	Dr	密 度 (t/m <sup>3</sup> )		セ ン 断 強 度	
			$\gamma_t$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	c (t/m <sup>2</sup> )
2.75	0.35	>70%	2.04	2.30	36°00'	0.0

ここに、Gs ; 比重、試験資料から2.75を採用。

e ; 間隙比 0.35と推定した。

Dr ; 相対密度

$\gamma_t$  ; 湿潤重量

$\gamma_{sat}$  ; 飽和重量、 $\gamma_{sat} = (Gs + e) / (1 + e)$

$\phi$  ; 内部摩擦角、36°00'と推定した。

c ; 粘着力

砂礫ゾーンに対する透水係数は3-4築堤材料の項で述べた通り、 $K = 1 \times 10^{-4}$  cm/sec 以下にする必要がある。この値を確保するためには砂礫材料中にNo 200篩を通過する材料を7%以上含有しなければならない。このため、土取場において盛土材料の粒度をチェックし、必要に応じて適当な材料の混合などによる粒度改良が行われる。

## (2) 岩材料

洪水吐および原石山の掘削岩材料に対する力学試験は下表に示す洪水吐サイトの蛇紋

岩に対する岩石試験を除いて実施されていない。

試験項目	試料 A	試料 B
見かけ比重	2.75	2.73
吸水量(%)	0.64	0.70
安定性(%)	1.71	9.0

岩材料に対する設計数値は、岩石試験結果を加味して、日本における過去の材料試験資料に基づき次に示す通り推定した。

Gs	e	密度 (t/m <sup>3</sup> )		せん断強度	
		$\gamma_t$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	c (t/m <sup>2</sup> )
2.75	0.4	1.98	2.25	38°00'	0.0

ここに、記号は砂礫材料の項と同様である。

### (3) フィルター材料

フィルター材料は、河床堆積砂礫を粒度調整して生産され、内殻ゾーンと同一手法で転圧盛土されるので設計数値は砂礫ゾーンの値と同様とする。

上述の砂礫、岩およびフィルター材料に対する設計数値を要約して下表に示した。

材 料	密度 (t/m <sup>3</sup> )		せん断強度	
	$\gamma_t$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	c (t/m <sup>2</sup> )
砂 礫	2.04	2.30	36°00'	0.0
岩	1.98	2.25	38°00'	0.0
フィルター	2.04	2.30	36°00'	0.0

ここに、記号は砂礫材料の項と同様である。

上述の設計数値はダム盛土を行なう前にダムサイトにおいて行なわれる試験盛土の結果にもとづきチェックしなければならない。

### 3-6-2 すべり面法による安定解析

フィルダムは築堤材料の性質および基礎地盤の状況等を考慮し、堤体および基礎地盤を

通る滑りに対し、必要な滑り抵抗を持たなければならない。

本ダムサイトの基礎は砂礫で十分な抵抗力を有するので、堤体を通る滑りに対する安定解析を次の条件のもとで行なった。

貯水池条件	斜面	地震係数	貯水池水位	間隙圧
常時満水位	上、下流	0.10	F.W.S EL. 115.00m	定常浸透圧
完成直後	上、下流	0.05	—	なし
中間水位	上流	0.10	M.W.S EL. 111.00m	定常浸透圧
水位急降下	上流	0.10	F.W.S ———— M.W.S 115.00m EL. 111.00m L.W.S 107.00m <sup>1/</sup>	残留間隙圧
設計最高水位	上、下流	—	H.W.S EL. 120.50m	定常浸透圧

各条件の安全率は次の通りである。

ケース	貯水池条件	貯水池水位	地震係数	斜面	安全率
1-1	常時満水位	F.W.S EL. 115.00m	0.10	上流	1.340
1-2				下流	1.477
2-1	完成直後	—	0.05	上流	1.890
2-2				下流	1.681
3	中間水位	M.W.S EL. 111.00m	0.10	上流	1.387
4-1	水位急降下	F.W.S ———— M.W.S EL. 115.00m EL. 111.00m	0.10	上流	1.635
4-2		F.W.S ———— L.W.S EL. 115.00m EL. 107.00m		上流	1.367
5-1	設計最高水位	H.W.S EL. 120.50m	—	上流	2.084
5-2				下流	1.932

すべての条件における安全率は、最小安全率 1.2 以上であるので堤体は安全である。

計算結果および安全率等高線は、それぞれ添付資料の表 3-1(A)~(E)および図 3-2(a)~(j) に示す。

1/ 低水位 EL. 107.0m

### 3-6-3 浸透解析

#### (1) 堤体からの浸透

砂礫材料による盛土の水平方向と垂直方向の透水係数は極端に差がある。この場合、盛土は流線方向の透水係数による異方性媒体と考えるべきである。転圧された砂礫材料の水平方向 ( $K_h$ ) と垂直方向 ( $K_v$ ) の透水係数の比率は転圧方式により異なる。

一般に平滑な振動ローラーによって転圧された場合  $K_h$  は約 25  $K_v$  となる。透水性における異方性の影響は座標を相当量収縮することにより変換される。即ち、座標の水平方向の寸法を  $\sqrt{K_v/K_h} = 5.0$  の比率だけ縮小して変換断面が得られる。この断面において、貯水池水位が EL. 120.5 m、EL. 115.0 m、EL. 111.0 m および EL. 107.0 m の浸潤線はカサグランデ (Cassagrande) の方法によって求められる。原断面における浸潤線を添付資料の図 3-3 に示した。

砂礫ゾーンの盛土は異方性媒体であるので、浸透量の計算は前述の座標変換方法による等方性媒体に対して行う。同様に異方性媒体における透水係数も  $\sqrt{K_v \cdot K_h}$  の修正透水性数に変換する必要がある。砂礫材料の転圧は平滑な振動ローラーで行うものとし、また、これら材料の透水係数を  $1 \times 10^{-4}$  cm/sec に保つものと仮定すると、修正透水係数は次の通り計算される。

$$\bar{K} = \sqrt{25} \times (1 \times 10^{-4}) \times 864 = 4.32 \times 10^{-1} \text{ m/day}$$

堤体からの漏水量算出 ( $Q$ ) は次式による。

$$Q = \bar{K} \cdot Y_o \cdot L$$

ここに、 $\bar{K}$  ; 修正透水係数  $\sqrt{K_h \cdot K_v} = \sqrt{n} \times K_v$

$K_h$  ; 水平方向透水係数

$K_v$  ; 鉛直方向透水係数

$n$  ; 透水係数の比  $K_h/K_v = 25$

$Y_o$  ; 浸出高  $(\sqrt{h^2 + d^2} - d) = 5.81 \text{ m}$ <sup>1/</sup>

$L$  ; 縦断長さ 883.5 m

<sup>1/</sup> 添付資料の図 3-3 参照

$$\begin{aligned}
Q &= 4.32 \times 10^{-1} \text{ (m/day)} \times 5.81 \text{ (m)} \times 883.5 \text{ (m)} \\
&= 2,218 \text{ (m}^3\text{/day)} \\
&= 0.03 \text{ (m}^3\text{/sec)}
\end{aligned}$$

## (2) 堤体内のパイピング

本ダムは砂礫ゾーンと岩ゾーンで構成されており、岩ゾーンは透水係数が大きく ( $1 \times 10^{-3}$  cm/sec以上)、浸透水に対する抵抗も大きいことから安定性に問題はないだろう。砂礫ゾーンの透水係数はその粒度分布から考えて、 $K = 1 \times 10^{-4}$  cm/secと推定され、浸透量の影響を受ける。

浸透水圧がある限界を越えると、パイピング等の破壊現象を起こす。一般にパイピングに対する安定性は、次の限界動水勾配の式によって検討される。

$$i_c = \frac{H}{L} \leq \frac{G-1}{1+e}$$

ここに、 $i_c$  ; 限界動水勾配

$L$  ; 浸透路長

$H$  ;  $L$ 区間の水頭差

$G$  ; 材料の比重

$e$  ; 材料の間隙率

計算による検討は満水時における砂礫ゾーンと基礎の接触面で行なう。

$$\frac{H}{L} = \frac{1.2}{7.7} = 0.16$$

$$\frac{G-1}{1+e} = \frac{2.75-1}{1+0.35} = 1.30$$

$$i_c = 0.16 < \frac{G-1}{1+e} = 1.30$$

となり、パイピング破壊に対して安全である。

1/ 一般に粘着力のない砂礫材料の限界動水勾配は0.5~0.8とされている。

### 3-6-4 フィルター基準

フィルターで保護されたゾーン内の細粒材料の流出を防ぎ、かつ、浸透した水を安全に流下させるため砂礫ゾーンの上、下流にフィルターが設けられる。

同様に堤体下流ロックゾーンの基礎にも河床砂礫基礎のバイピング防止のため水平フィルターが設けられる。これらフィルター材料は次に示す粒度関係を満足しなければならない。

- ① 
$$\frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 15\% 粒径}} > 5$$
- ② 
$$\frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 85\% 粒径}} < 5$$
- ③ フィルター材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。
- ④ フィルターで保護される材料が粗粒材料を含む場合は、その材料の粒径 25 mm 以下の部分について ① および ② を適用する。
- ⑤ フィルター材料は粘着性のないもので 200 番篩を通過する細粒分を 5% 以上含んではならない。
- ⑥ フィルター材料の最大粒径は 76 mm とする。

上記のフィルター基準に基づくフィルター材料の粒度曲線を添付資料の図 3-4 に示した。

### 3-6-5 リップラップ

上流側のり面の堤体材料が波浪によって移動したり、洗い流されることを防ぐため手積みリップラップが施工される。リップラップは耐久性があり、堅硬で風化作用に強い材料でなければならない。リップラップの必要厚さは次式で計算される。

$$T = 20 \left( \frac{WA}{62.4 Gs} \right)^{\frac{1}{3}}, \quad WA = \frac{62.4 \cdot Gs \cdot H^2}{1.82 (Gs - 1)^3 \cdot \cot \alpha}$$

ここに、 T ; リップラップの厚さ ( in )

WA ; リップラップの重さ ( lb )

Gs ; リップラップ材の比重 2.75

H ; 風波高 ( ft ) 1.48 ft



$\alpha$  ; 斜面の傾斜角  $19.6518^\circ$

前式から、リップラップの必要な厚さは約  $0.25\text{ m}$  となるが、施工上の余裕を見込んで  $0.5\text{ m}$  とし、材料の平均粒径は波浪に対し  $20\text{ cm}$  とする。

### 3-7 基礎処理

アルバセイラダム建設の目的は、年間1~2回発生する洪水を一時貯留して、ピーク洪水量をカットし、下流地区への洪水調節を行なうと同時に、滞水層への浸透を増大させて地下水の涵養を図ることである。一般の貯留ダムと異なり、アルバセイラダムの基礎処理には基礎に止水構造物を設置する必要はない。換言すれば、アルバセイラダムにおける基礎処理は、盛土荷重と貯水圧にもとづく沈下が堤体へ悪影響を与えないための十分な支持力と、基礎を通る浸透水によるパイピング破壊への安定が要求される。

#### 3-7-1 基礎掘削

ダム基礎の掘削は堤体基礎全域およびダム軸に沿ったトレンチの掘削の2部分に分類される。前者の掘削は表土、遊離岩、岩くず、草木根などの不適当な材料の取り除きである。ダム敷全域の掘削深さは場所によって異なるが、平均  $0.5\text{ m}$  と推定される。ダム軸に沿ったトレンチは基礎と築堤材料の密着を図るために行なわれる。この掘削は極端な不陸、非常に急な勾配、または鉛直、あるいはオーバーハング部を作らないようにしなければならない。トレンチの掘削深さは平均で  $2.0\text{ m}$  と推定されるが、河床の堆積状況および兩岸の岩盤風化状況から判断し、最大で  $4.0\text{ m}$  を超えない。

#### 3-7-2 表面処理

河床部において、築堤材料をまき出すのに先だち、掘削面は過度の不陸がないようスムーズに仕上げ、その表面を転圧して築堤材料との密着を良くするようにしなければならない。兩岸の岩掘削においては、掘削面の遊離材料を取り除き、掘削表面の穴、くぼみは選別された砂礫材料で盛土に先だち填充されねばならない。

### 3-8 洪水吐

#### 3-8-1 型式と路線

一般にフィルダムにおいては、予期しない洪水の堤頂越流に対しては無抵抗であるため、

水理的特性からオープン型式の洪水吐が採用されるべきである。設計洪水量、洪水吐地点の地形、周辺の環境およびゲート操作の危険排除を考慮してゲートなしの越流型非調節タイプの洪水吐が選別された。洪水吐の路線は、地形への適合性を考慮して、左岸より最適な位置として右岸の小さな鞍部が選択された。洪水吐は完全越流タイプの調節部、シュートタイプの放流部、水平水叩きタイプの護床部の3要素から構成される。

### 3-8-2 設計洪水量

洪水吐設計に対しては、水文資料の不足とUAEの事例を考慮して10,000年確率洪水量である $2,320\text{ m}^3/\text{sec}$ が採用された。洪水吐を流下するピーク流量は貯水池の最高貯留水位以上の貯留効果に基づき、設計洪水量から減ずることができる。計算は貯水池に10,000年確率洪水が流入し、洪水吐の流下能力と貯留効果の関係を考慮した次式を用いて行なった。

$$1/2(I_1 + I_2) \cdot \Delta t + S_1 - 1/2 \cdot O_1 \cdot \Delta t = S_2 + 1/2 \cdot O_2 \cdot \Delta t$$

ここに、 $I_1$  ;  $t_1$  時の流入流量

$I_2$  ;  $t_2$  時の流入流量

$O_1$  ;  $t_1$  時の流出流量

$O_2$  ;  $t_2$  時の流出流量

$S_1$  ;  $t_1$  時の貯水量

$S_2$  ;  $t_2$  時の貯水量

$$\Delta t = t_2 - t_1, (t_2 > t_1)$$

洪水吐の種々なセキ長に基づく貯留効果を考慮した貯水池の水位上昇高と直接建設費を次に示した。

洪水吐セキ長(m)

	60	80	100	120
水面標高(EL. m)	120.92	120.36	119.78	119.30
流下量( $\text{m}^3/\text{sec}$ )	1,830	2,100	2,210	2,270
越流水深(m) <sup>1/</sup>	5.92	5.36	4.78	4.30
直接建設費( $\times 10^6$ Dh) <sup>2/</sup>	11.3	10.7	35.7	—

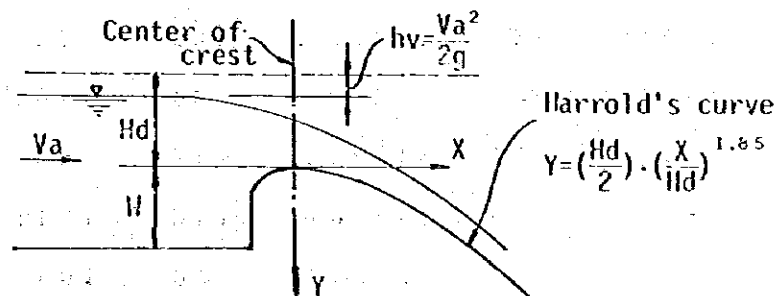
<sup>1/</sup> 越流水深 = 水面標高 - 115.0(m)

<sup>2/</sup> 洪水吐と堤体の直接工事費

上表から直接工事費および洪水吐サイトの地形による適用の制約を考慮するとセキ長 7 5.5 m を有する設計洪水量 2,050 m<sup>3</sup>/sec の洪水吐が妥当と思われる。

### 3-8-3 水理諸元

完全越流条件におけるセキの寸法はセキの形状と密接な関係がある。下図に示すハロルド (Harrold) 標準タイプを越流セキ形状として採用する場合、流量係数とセキ長は次式で求められる。



$$C = 2,200 - 0.0416 (Hd/W)^{0.990} = 2.109$$

$$L = Q/C \cdot Hd^{3/2} = 75.36 \text{ m} \approx 75.5 \text{ m}$$

ここに、C ; 流量係数

Hd ; セキにおける越流水頭、5.50 m を採用

L ; セキ長

Q ; 設計洪水量、2,050 m<sup>3</sup>/sec を適用

放流部のシュートにおける水深はコントロールポイントを洪水吐中心線に沿ってクレストから下流 20.0 m 地点に設け、次のベルヌーイの定理を用いて計算される。

$$D_1 \cos \theta + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta X \cdot \sin \theta = D_2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{n^2 \cdot V_m^2 \cdot \Delta \ell}{Rm^{4/3}}$$

ここに、D<sub>1</sub>、V<sub>1</sub> ; 前断面における水深と流速

D<sub>2</sub>、V<sub>2</sub> ; 計算断面における水深と流速

θ ; シュート底面の傾斜角

g ; 重力の加速度

ΔX ; 断面間の距離

- $n$  ; 粗度係数、シュートにおいて0.025を採用  
 $V_m$  ; 平均流速、 $V_m = 1/2 (V_1 + V_2)$   
 $\Delta \ell$  ; シュート底面に沿った断面間の距離  
 $R_m$  ; 平均径深、 $R_m = 1/2 (R_1 + R_2)$

シュートにおける水深の計算結果を次に示した。

1/ 路 離	水路底標高 (EL, m)	水路底幅 (m)	水面標高 (EL, m)	水 深 (m)	流 速 (m/sec)	2/ Fr
0.0	115.00	75.5	119.22	4.22	6.44	1.00
6.836	112.50	70.5	115.14	2.64	11.01	2.16
20.0	112.50	70.5	116.92	4.42	6.59	1.00
40.0	109.00	70.5	111.40	2.40	12.11	2.50
81.888	109.00	70.5	111.66	2.66	10.95	2.15
101.888	107.00	65.731	109.54	2.54	12.29	2.47
146.000	107.00	55.5	110.46	3.46	10.67	1.83

上表の流速とフルード数から判断して、クレスト末端における波状跳水または水面の乱れを伴う弱い跳水を除いて、洪水吐においては明確な跳水は発生しない。しかしながら、シュートを流下する水流は浸蝕に対しかなりのエネルギーを有している。洪水吐地点の地山表層部は浸蝕に対する抵抗がほとんどないので、じゃかごによる浸蝕保護工が施工されねばならない。シュート末端における流下水はかなりの流速を有しているので沖積堆積物の浸蝕に対して、じゃかごによる水平水叩きの護床工が施工されねばならない。護床工の必要の長さは次のブライ (Bligh) 公式により求められる。

$$L_s = 0.6 c \sqrt{H} = 44.1 \text{ m} \div 45 \text{ m}$$

ここに、 $L_s$  ; 護床工の必要長さ

$c$  ; ブライの係数で20採用

$H$  ; 貯水池水位と護床工表面の標高差

1/ 距離はセキから洪水吐中心線に沿って測る。

2/ フルード数、 $Fr = V / \sqrt{g \cdot d}$

### 3-8-4 極限排水能力

洪水吐の設計洪水量を越える予期しない洪水が貯水池へ流入した場合の洪水吐の放流能力は、貯水池の貯留効率を考慮した次式により概略計算される。

$$\Delta H = \frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{H}{1 + \frac{A \cdot H}{QD \cdot T}}$$

- ここに、 $\Delta H$  ; 予期しない洪水にもとづく貯水池の水位上昇高  
 $\alpha$  ; 予期しない洪水の割増率  
 $H$  ; 設計越流水深  
 $A$  ; 設計洪水時の貯水池の水面積  
 $QD$  ; 設計洪水量  
 $T$  ; 設計洪水を超えた洪水の継続時間、2時間を採用する。

計算結果から、アルバセイラダムにおける水面上昇高、流下ピーク流量および確率年次を次表に示す。

	$\alpha$ (予期しない洪水の割増率)				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
$(1+\alpha) Qd (m^3/sec)$	2,255	2,460	2,665	2,870	3,075
Return Period (年)	20,000	41,000	85,000	170,000	--
$\Delta H$ (m)	0.24	0.49	0.73	0.98	1.22

$$Qd = 2,050 \text{ } m^3/sec, H = 5.50 \text{ } m, A = 1,350 \times 10^3 \text{ } m^2$$

上表から、アルバセイラダムの堤頂越流に対しては問題外で、予期しない100,000年確率の洪水が貯水池へ流入したとしても水面の上昇は0.83mである。洪水吐の極限排水能力を、水面がダム天端に達した時の洪水吐を流下する流量と定義すれば、この洪水吐の極限排水能力は次の数値となり、洪水吐に対する確率年次は不定となる。

$$\text{極限排水能力 } Qu = 3,730 \text{ } m^3/sec$$

### 3-9 放水工

現在の掃筋の位置に、下流河床堆積層への地下水の有効涵養および放流管流入部近くに

おける細粒材料の除去の観点から、放流管が河床部の堤体の下へ設置される。

### 3-9-1 水理設計

貯水池の出し入れ計算によると、アルバセイラダムの放流工として、内径 1,420 mm の円形鉄筋コンクリート管が計画されている。貯水池の種々な貯留水位における放流管からの放流々量は管水路の流れとして次式により求められる。

$$Q = \frac{\sqrt{2g \cdot A}}{\sqrt{(f_v + f_e + f_r)}} \cdot \sqrt{H}, \quad A = 0.7854 D^2$$

- ここに、
- Q ; 放流管の放流々量
  - g ; 重力の加速度
  - A ; 断面積
  - D ; 放流管の内径
  - f<sub>v</sub> ; 速度変化による損失係数で 1.0 を採用する。
  - f<sub>e</sub> ; 速度損失係数でヘルマウスなし、ちり除けによる損失を含めて 0.5 を採用する。
  - f<sub>r</sub> ; 摩擦損失係数、 $f_r = 124.5 n^2 / D^{4/3} \cdot L$
  - n ; 粗度係数で 0.015 を採用する。
  - L ; 管路の延長
  - H ; 管路末端の頂部から計った総水頭

計算結果から、放流々量と貯水池水位の関係を下表に示す。

	貯水池水位標高 (EL, m)				
	110.0	113.0	116.0	119.0	122.5
放流量 (m <sup>3</sup> /sec)	9.29	11.27	12.95	14.44	16.00

放流管の末端における流下水は、かなりの流速を有しているので、河床、堆積物の浸蝕に対して、じゃかごによる水平水叩きが護床工として施工されねばならない。

### 3-9-2 構造設計

放流施設として円形断面の鉄筋コンクリート放流管が構造特性と施工を考慮して採用された。放流工の構造設計に用いられた基礎数値と計算式は次のとおり。

基礎数値；

無筋コンクリートの単位重量	2.3 t / m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリートの単位重量	2.4 t / m <sup>3</sup>
築堤、埋戻し材料の単位重量	2.1 t / m <sup>3</sup>
コンクリートの静弾性係数	20,000 kg / cm <sup>2</sup>
河床堆積物の静弾性係数	50,000 kg / cm <sup>2</sup>
コンクリートのポアソン比	0.2
河床堆積物のポアソン比	0.3
コンクリートの許容圧縮強度	70 kg / cm <sup>2</sup>
コンクリートの許容せん断強度	9 kg / cm <sup>2</sup>
鉄筋の許容引張強度	1,800 kg / cm <sup>2</sup>

計算式；

$$M_s = N(e + c), \quad C = 1/2 t - d',$$

$$d = t - d' \quad \text{または} \quad d = C_1 \sqrt{M/b}$$

$$A_s = \frac{C_1 \cdot C_2 \cdot M_s}{d} = \frac{N}{\sigma_{sa}} \quad \text{または} \quad A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}, \quad j = 1 - 1/3 k, \quad k = \sqrt{2pn + (np)^2} - np$$

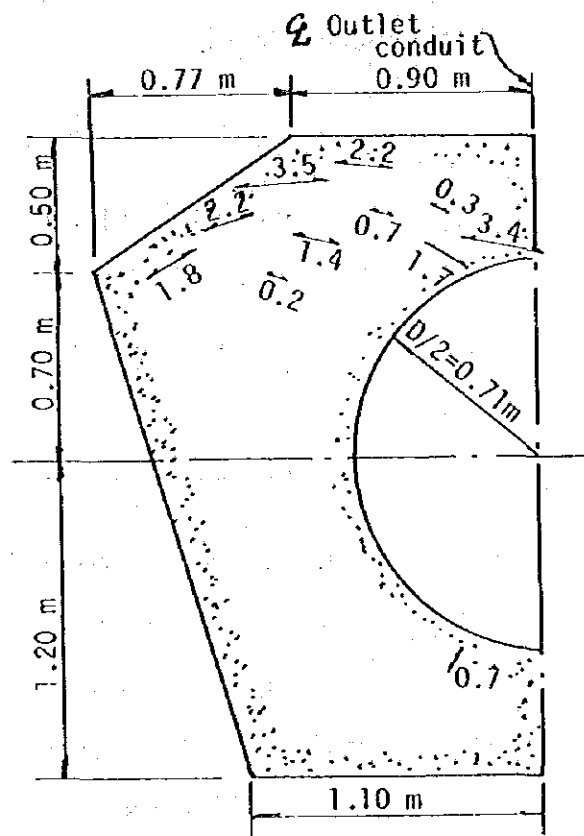
- ここに、
- M ; 計算点における曲げモーメント
  - N ; 計算点の軸力
  - S ; 計算点のせん断力
  - M<sub>s</sub> ; 軸力、偏心距離とCに関するモーメント
  - e ; 偏心距離 e = M/N
  - t ; 計算点の部材厚
  - d ; 計算点の部材の有効厚

- $d'$  ; 鉄筋のカブリ
- $A_s$  ; 鉄筋の引張断面積
- $C_1, C_2$  ; コンクリートと鉄筋の許容応力に関する係数
- $\tau$  ; 計算点のコンクリートのせん断応力
- $b$  ; 部材の単位幅
- $j$  ; 有効厚  $d$  に関する圧縮の中心から、引張鉄筋の重心までの距離
- $k$  ; 有効厚  $d$  に関する圧縮表面から中立軸までの距離
- $P$  ; 計算点における全鉄筋断面と全コンクリート断面の比率
- $n$  ; 鉄筋とコンクリートの弾性係数の比、15を採用する
- $\sigma_{sa}$  ; 鉄筋の許容引張強度

放流管の鉄筋コンクリート部材における引張応力の分布と配筋に対し、有限要素法にもとづく構造計算が行われ、その結果を添付資料表3-2(A)~(C)に、要約して下表に示す。

計算点	引張 応力 ( $kg/cm^2$ )	引張 合力 ( $kg$ )	鉄筋量 ( $cm^2$ )
①	1.8	5,400	6.7
②	2.2	6,600	8.2
③	3.5	10,500	13.0
④	0.2	600	0.7
⑤	1.4	4,200	5.2
⑥	2.2	6,600	8.4
⑦	0.7	2,100	2.6
⑧	1.7	5,100	6.3
⑨	0.3	900	1.1
⑩	3.4	10,200	12.7
⑪	0.7	2,100	2.6

鉄筋量は単位幅(100cm)当りを示す。









## 第Ⅳ章 施工計画と積算

### 4-1 施工方法

アルバセイラダム実施計画に含まれる建設工事の内容を工程表に示した。これら工事の施工方法につき次に述べる。

#### 4-1-1 ダム建設の順序

2月または3月の雨期を除いて河床部はほとんど干上っており、また河幅が約900mと広いので、ダムの建設は半川締切工法に基づき行う。

建設計画は、右岸の現在の裾筋を仮排水路として使用し、左岸側のダムおよび放流管の建設に最初に着手する。この工事は1982年の7月に開始し1983年の4月に完了する。この期間において、洪水吐の建設工事も同時に行われる。残りの堤体建設工事は雨期明けの3月また4月に行い1983年の6月に全工事を完了する。

#### 4-1-2 掘削工事

河床部と両アバットの表面は表土、浮石、石屑、泥、草木根などの不適当な材料を含むので、平均厚さで0.5m表土を取り除かねばならない。ダム軸に沿ったトレンチにおいては、掘削は極端な不陸面、非常な急傾斜、鉛直またはオーバーハングしたアバットを作らないように行われなければならない。この掘削の深さは平均で2.0mとする。掘削工事は一般的な方法である、ブルドーザー、ショベル、ダンプトラックの組合せで行われ、これらの掘削材料は堤体直下流の土捨場へ搬出される。放流管に沿った掘削工事は河床部のダム基礎掘削と同時に、ショベル、ブルドーザーおよびダンプトラックの組合せで行われる。

ダム基礎および放流管の掘削工事においては、締切または水替のような特別な工事は必要としない。洪水吐の掘削は表土が存在しないので、爆破を伴うベンチカット法による岩掘削がほとんどである。主要な機械としては、空気圧縮機、大型削孔機が発破孔の削孔に、トラクターショベル、ブルドーザーおよびダンプトラックが掘削岩の採取と運搬に使用される。この掘削工事は堤体築堤の工程に合わせて実施されなければならない。

#### 4-1-3 築堤工事

アルバセイラダムの堤体は、ダムサイト周辺の築堤可能材料とその材料の土質力学的性質を考慮して、中央砂礫ゾーンとロックゾーンによりほとんど構成されている。中央砂礫ゾ

ーンは上流土取場において大粒径を除いた粒径20 cm以下の材料で築堤され、ダム中央部に位置している。この作業はスクレーパー、ブルドーザーそしてパイプレーティングローラーなどの機械により行われる。ロックゾーンは洪水吐の掘削岩材料および左岸原石山より採取した材料で築堤し、堤体の外殻として中央砂礫ゾーンの両側に位置する。中央砂礫ゾーンは約40 cm厚みで築堤場所にまき出され撤水後振動ローラーによって転圧しなければならない。同様に、まき出されたロック材料も振動ローラーによって転圧される。

#### 4-1-4 コンクリート工事

この工事に使用されるコンクリートは次表の通り2種類に分けられる。

コンクリートの種類	標準配合	
	セメント重量 (kg/cm <sup>2</sup> )	最大骨材寸法 (mm)
鉄筋コンクリート(A種)	350	40
普通コンクリート(B種)	250	40

UAEの市場で入手可能な普通ポルトランドセメントがコンクリートに使用される。骨材はダムサイト周辺の河床堆積物から採取する。これらの材料は泥を含むので小規模のプラントで水洗と篩分け後使用される。コンクリートは0.5 m<sup>3</sup> 混練能力を有する可搬式ミキサーにより、現地で混練される。ここで混練されたコンクリートは各々の作業場へアジテータートラックにより運搬され、シュートまたはムカデコンベヤーにより打設される。

#### 4-1-5 建設工事に対する施設と機械

トラクターショベル、バックホー、リッパーまたはレーキ付のブルドーザーとダンプトラックの組合せが掘削に対する主力となる。また運搬はダンプトラックおよびスクレーパーとし、振動ローラーが盛土転圧に用いられる。ダム築堤用ロックは発破を用いたベンチカット法により、洪水吐および左岸の原石山から採取される。洪水吐および原石山には定置式のコンプレッサーが設置される。ダム本体用のフィルター材料およびコンクリート用骨材は、篩分プラントにより河床材料から生産する。コンクリート打設用0.5 m<sup>3</sup> のパッチングプラントが、右岸洪水吐クレスト近くに設けられる。ここで練混されたコンクリートは、2.0 m<sup>3</sup> 容量のアジテータートラックにより各打設現場へ運搬される。この工事に要求さ

れる建設機械と施設をリストアップして添付資料4-1に示した。

#### 4-2 施工工程

アルバセイラダムプロジェクトは洪水の一時貯溜を目的として、1983年6月に完成が期待される。このプロジェクトの施工期間は洪水の現状と施工方法を考慮して約16か月とされる。従って、工事は1982年3月に着手されなければならない。アルバセイラダムプロジェクトの建設工事はUAEの農業・漁業省により実施され、またその建設工程を工程表に示した。

##### 4-2-1 取付け道路

アルバセイラダムプロジェクト実施のために、ディバーマサフィ間の国道から、延長ほぼ2.0km、幅7.0mのアスファルト舗装の取付け道路を建設する。取付け道路の建設期間は約2か月と見積られ、この工事はダム建設が開始される前に完成されなければならない。

##### 4-2-2 送電線移設

ダムサイトを通る既存の3,300KVの送電線が左岸側に一部移設される。移設工事の期間は約1か月と見積られ、この工事はダム建設着手までに完了されなければならない。

##### 4-2-3 洪水吐、放流工

ダム建設工事は半川締切法により行うのが経済的で安全である。建設計画は1982年7月に左岸側工事に着手し、右岸側は雨期における洪水流路として確保する。右岸側の建設は1983年の雨期明け後直ちに開始し、同年の6月に完成する。洪水吐の掘削工事は掘削材料を築堤地点に直送するため、ダムの盛土工事と同時にこなされる。洪水吐の掘削期間は工程表に示すとおり約5か月と見積られる。放流工の建設はダム本体の基礎に位置するため、すべての本体盛土工事に先がけて行う。

#### 4-3 事業費積算

##### 4-3-1 事業費

事業費にはダム、洪水吐、放流工、取付道路、送電線付替工事費ならびに一般管理費と予備費が含まれ、その詳細を次表に示した。事業費は詳細設計により計算した数量、施工方法、必要機械施設、施工工程を基礎として事業の建設に付帯するすべての費用を積算した。建設材料

プラントおよび施設は、UAE内で取得できるものとして費用を見積った。建設プラントと施設の償却は使用期間を基礎として積算した。積算された事業費を総括して下記に示した。

<u>項 目</u>	<u>事 業 費</u> (単位; 1,000 ディルハム)
(1) ダム本体建設	14,885
(2) 洪水吐建設	3,580
(3) 放流工建設	1,290
<u>小 計</u>	<u>19,755</u>
(4) 一般管理費および技術経費	2,964
(5) 予 備 費	2,964
<u>合 計</u>	<u>25,683</u> ÷ 25,700 (1,542百万円)

パセイラダム事業費

<u>記 事</u>	<u>単 位</u>	<u>数 量</u>	<u>金 額</u>
1. 直接工事費			(単位 ; 1,000ディルハム)
1) ダム本体			
表土剥取	m <sup>3</sup>	110,000	850
普通掘削	"	56,000	260
岩掘削	"	400	70
砂礫盛土	"	370,000	5,510
岩盛土	"	210,000	5,260
フィルター盛土	"	59,000	1,290
捨石	"	41,000	1,470
コンクリート	"	300	90
その他			85
小計			<u>14,885</u>
2) 洪水吐			
岩掘削	m <sup>3</sup>	73,000	1,630
鉄筋コンクリート	"	2,000	750
蛇籠	"	5,500	950
その他			250
小計			<u>3,580</u>
3) 放流工			
土工	m <sup>3</sup>	5,100	30
コンクリート	"	700	730
蛇籠	"	2,600	450
その他			80
小計			<u>1,290</u>
4) 合計			<u>19,755</u>
2. 管理費および技術経費			(単位 ; 1,000ディルハム)
5) 管理費	((4)の5%)		988
6) 技術経費	((4)の10%)		1,976
7) 合計			2,964
3. 予備費			
8) 予備費	((4)の15%)		2,964
総合計	((4)+(7)+(8))		<u>25,683</u>

#### 4-3-2 事業費の年別支出

前節4-2で述べた施工工期に基づく事業費の年間支出は次の通り見積られる。

項 目	計	年	
		1982	1983
事業費			
(1) ダ ム	14,885	10,420	4,465
(2) 洪水吐	3,580	2,510	1,070
(3) 放流工	1,290	900	390
小 計	<u>19,755</u>	<u>13,830</u>	<u>5,925</u>
(4) 一般管理費	2,964	2,070	894
(5) 予備費	2,964	2,070	894
合 計	<u>25,683</u>	<u>17,970</u>	<u>7,713</u>
	≒ 25,700		







## 第 V 章 維 持 管 理

### 5-1 管理組織

アルバセイラダム事業は、ワデ・アルバセイラ流域の水資源開発事業の一環として行われ、開発される水資源は、農業・漁業省と電力・水省の共同管理の下に、住民の生活、工業そしてかんがい用水の目的に使用される。そのため、アルバセイラダムの運用と維持管理は農業・漁業省、デイバ事務所における業務の一部として実施されねばならない。この維持管理の組織はワデ・アルバセイラ流域の水利用全体の枠組の中で構成され、詳細はフイージビリティースタディー、第 5 章に述べられている。

アルバセイラダムそのものの維持管理は通常の定期点検と雨期シーズン中における業務に分かれる。即ち、通常の点検は月一回程度の見回りとするが、雨期シーズンにおいてはワデ出水の後には必ずダムの貯水量とその貯溜期間、堆砂量そして放水口出入口の状況等をチェックし、記録をする。放水口出入口に堆砂がある場合は、放水工の機能に支障が生じないように取除かなければならない。維持管理作業に必要な人員は下記の通りである。

エンジニア	テクニシャン	ドライバー	人夫	計
1	1	1	2	5

ただし、これらは年間を通してアルバセイラダムの維持管理に必要なものでなく、特に雨期に必要とされているものであるため、農業・漁業省、デイバ事務所が保有している人員で賄い得る。

### 5-2 維持管理費

アルバセイラダムの年間を通じて行う維持管理方法は、前項で述べた通りであり、10月から翌年3月までの雨期6か月を対象として、アルバセイラダムの維持管理費を積算する。積算に当たっては既存の農業・漁業省、デイバ事務所が保有している建物、自動車、トラック、人夫等を考慮して行った。計算の結果、アルバセイラダムの年間維持管理費は、農業・漁業省、デイバ事務所の年間経費の25%に相当する、年合計は約80,000ディルハムとなる。

また、アルバセイラダムの洪水が運搬する堆砂量は年間約20,000  $m^3$  であり、これは取り除かねばならない。この費用は年間約100,000ディルハム必要であるが、

この費用支出はダム完成後ほぼ10年後からでよい。その理由は、ダムの砂礫材料が池敷からほぼ220,000 m<sup>3</sup>採取され、この量は10年間の堆砂量に相当する。しかしながら、ダム池敷からの地下水への涵養効果をよくするためには、洪水後の池敷のシルト堆積物は取除く必要がある。







