

〔農林〕50.10

# リベイラ河流域農業開発プロジェクト

## 実施設計調査報告書

(第2分冊)

1975年6月

国際協力事業団

〔農林〕 50. 10

# リベイラ河流域農業開発プロジェクト

## 実施設計調査報告書

(第2分冊)

JICA LIBRARY



1025247[6]

1975年6月

国際協力事業団

国際協力事業団	
受入 月日 '84. 4. 10	703
登録No. 03092	80.7
	AF

# 目 次

第 1 章 緒 言 .....	1
第 2 章 計画の概要 .....	2
2.1 リベイラ川流域開発計画 .....	2
2.1.1 リベイラ川流域の現状 .....	2
2.1.2 開 発 方 法 .....	2
2.1.3 位 置 .....	2
2.2 開 発 セ ン タ ー .....	3
2.2.1 建 物 配 置 計 画 .....	3
2.2.2 貯 水 池 計 画 .....	3
2.2.3 試 験 圃 場 計 画 .....	4
2.3 普 及 農 場 計 画 .....	14
2.3.1 イトバミリン普及農場 .....	14
2.3.2 ポアピスタ普及農場 .....	15
2.3.3 ボーデル1普及農場 .....	15
2.4 工事費の概算と施工計画 .....	25
第 3 章 農業開発センターの設計 .....	31
3.1 水 源 施 設 .....	31
3.1.1 栽 培 計 画 .....	31
3.1.2 かんがい計画基準年の検討 .....	32
3.1.3 水 源 計 画 .....	35
3.1.4 地 形 及 び 地 質 .....	48
3.1.5 堤体規模の決定 .....	50
3.1.6 堤 体 の 設 計 .....	52

3.1.7	計画洪水量の算定	65
3.1.8	余水吐の設計	69
3.1.9	放水路の設計	76
3.1.10	取水施設の設計	77
3.2	圃場整備計画	86
3.2.1	圃場の規模と配置	86
3.2.2	道路計画	86
3.2.3	整地工	86
3.2.4	送水方式の検討	87
3.2.5	用水路断面の検討	90
3.2.6	畑地かんがいの設計	95
3.3	排水施設	106
3.3.1	排水計画	106
3.3.2	排水路断面の検討	108
3.3.3	ポンプ排水計画	112
第4章	普及農場の設計	113
4.1	圃場整備計画	115
4.2	イトバミリン普及農場	115
4.2.1	地区の概要	115
4.2.2	水源施設	115
4.2.3	築堤及び排水施設	123
4.2.4	ポンプ計画	133
4.3	ポアビスタ普及農場の設計	136
4.3.1	地区の概要	136
4.3.2	水源施設	136
4.3.3	築堤及び排水施設	145
4.3.4	ポンプ計画	152

4.4	ポータル1普及農場の設計	155
4.4.1	地区の概要	155
4.4.2	水源施設	155
4.4.3	排水施設	163
4.4.4	ポンプ計画	169
第5章	施工計画	170
5.1	概要	170
5.2	地区別工種別施工計画	171
5.2.1	農業開発センター	171
5.2.2	イトバミリン普及農場	173
5.2.3	ポアビスタ普及農場	173
5.2.4	ポータル1普及農場	174
5.3	事業費の算定	175
5.4	材料集計表	199

## 第 1 章 緒 言

本報告書は計画調査団による報告書並びに長期調査員の調査結果に基づいてリベイラ川流域農業開発計画の実施設計を国際協力事業団（JICA）が（財）日本農業土木コンサルタンツ（JIRCO）に委託して行ったものである。その設計内容は農業開発センターの建物施設（約3,900㎡）、かんがい排水施設（ダムポンプ場）、試験圃場（約50ha）のプロジェクト対象地区に普及させる為の普及農場（約40ha 3地区）の建設に必要な地形測図、土壌、土質調査、構造物の設計、計算、施工計画の策定、事業費の積算等である。

なお現地における測図、土質調査及び構造物の設計、積算に関してはパルクーラス分場の職員他多数の方々の協力を得てとりまとめたものである。

設計に関しては農林省構造改善局制定の土地改良事業計画設計基準、及びDAEEの設計基準を参考とした。

## 第 2 章 計 画 の 概 要

### 2.1 リベイラ川流域開発計画

#### 2.1.1 リベイラ川流域の現状

リベイラ川は 23,000  $km^2$  (上流パラナ州 8,700  $km^2$ , サンパウロ州 14,300  $km^2$ ) の流域を持ち下流部では河川勾配 1/10,000 の緩勾配の原始河川である。

この流域は毎年数回から 10 数回に及ぶ洪水の為定常的な利用不能の低湿地、湛水被害地域が形成されサンパウロ州でも最も開発が遅れた地域である。

#### 2.1.2 開 発 方 法

計画地域の開発方法は DAEE がパライバ川沿岸の低平地を多くのポードルで囲み圃場ポンプ排水を行って開発した如く、リベイラ川流域の低地域(約45,000ha)も前例に従って開発を進め、生産を増大し住民の生活水準を高める為に本プロジェクトは州立カンピナス農業試験場のバリケーラス分場内に農業開発センターを設置する。このセンターで開発された技術を周辺地域に波及させる。即ち農業開発に必要な、①適正品種の選定、施肥方法、作付体系等の研究及び指導、②土壌保全、かんがい、水管理、機械化農業等の農業土木技術の試験、③ポードル建設の為の計画の立案、機械化技術の確立、等をこのセンターで行いセンターで開発された改良技術をプロジェクト対象地域に波及させる為 40~60ha 程度の普及農場を周辺地域 3ヶ所に設置し、その普及農場の中に現地適応性を実証する為 5~10ha の展示圃場を設置する。

#### 2.1.3 位 置

このリベイラ川流域農業開発センターの位置はサンパウロ市より国道 116号に沿って南下した 19.2Km 地点にあり、現在サンパウロ州立カンピナス農業試験場バリケーラス分場となっている。

このバリケーラス分場は国道 116号 を挟んで両側にあり、その一方の南側のジャクビランガ川に面した地点にリベイラ川流域農業開発センターを設置するものである。

一方の普及農場 3ヶ所の一つはレジストロ町 (サンパウロ市より国道 116号 に沿い 18.5 Km 地点) より北方 10Km 地点のセティバラ郡に 1ヶ所、同じくレジストロ町の東



8 Km地点でDAEE が施工中のポータルI地区内に1ヶ所、さらに同町北方4 Km地点ポータルポアウスタに1ヶ所を設置する。

## 2.2 農業開発センター

リペイラ川流域の農業開発に必要な事項は前述の通り種々の試験を実施し、普及技術を確認する必要がある。又普及員、中核農民の訓練も本センターの役割であり、これらの業務を実施するには次の諸施設を設置する。

建物延面積	3,882 m <sup>2</sup>
かんがい排水施設	貯水池, ポンプ場
試験場	約50 ha

### 2.2.1 建物配置計画

上記の目的の為センターに於ける建物及び施設の建造計画は次のようである。既存の収納舎(日乾用コンクリート床付), 牛舎, 農夫宿舎はあるが, センターとしての配置計画上撤去する。

建物及び施設の名称, 規模

事務室, 展示, 図書室	48 × 18 = 864 m <sup>2</sup>
ゲストハウス	42 × 18 = 756
収農舎及び精米所	35.35 × 15.15 = 548
肥料農薬倉庫	20.20 × 15.15 = 306
機械修理工場及び大型農機具の附属類格納庫	40.40 × 15.15 = 612
ガレージ	40.40 × 15.15 = 612
レジテンシャ(レジストロ町)	120 m <sup>2</sup> /戸 × 15 戸 = 1800

上記の新規建造物はブラジル政府により建造される。

### 2.2.2 貯水池計画

概要-貯水池計画は試験研究並に訓練展示のための圃場に対する用水源の確保とポータル内50 haの試験圃場の背後地からの洪水量をポータル内に湛水させず上流部にダムを設け放水路で堤防の外に自然排水させるという二つの目的のために設置する。

水田の減水深並に畑地の日消費水量についてはカンピーナス農業試験が行った本地区

の計画書、パライバ地区、カタバラ地区等の資料により次の値とした。

種目	月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
水	稲	15	10	15	17	15					10	15	17
野	菜					5	5	5	5				
パ	ナ				2	2	2	2					
熱	帯植物				1	1	1	1					

単位：mm/日

降雨資料についてはJURUMIRIM観測所の1959～1968年の10年間の日降雨量より1959年2月より1960年1月までの1/10確率年に近い値をかんがい計画基準年として水収支計算を行い所要貯水容量を求めた結果では210,000m<sup>3</sup>となった。

この貯水池の容量は国道116号の盛土部法尻迄との制限を受け約180,000m<sup>3</sup>の容量である為、この用水不足分はジャクピランガ川よりPump upしてパイプにより圧送しダムに一旦貯溜した後取水口を通して用水路に流す。

貯水池の設置点は、築堤費、貯水効率、余水吐の位置、地形、地質等の観点により溪流合流点の現位置を選定した。

貯水池の概要は図2-4の如くである。

## 2.2.3 試験圃場計画

### (1) 区画計画

試験圃場の機能は試験研究他数項目の事項に対応する必要上道路、用排水路等の恒久的施設と耕区については農作業機械の機械化の程度に対応出来る可変的な耕区の構成が必要である。

圃区の形状は長辺を小用水路の許容延長300mとし、短辺の長さは水田の地表排水を円滑に行い得る範囲であり、且つ管理作業（野菜等の収穫物の道路迄の人力運搬、及び圃場内に入らず道路上からの防除作業）の能率の点から100m 1圃区を300×100=30,000m<sup>2</sup>とした。

圃区の長辺方向は小用排水路の管理、農作業上の道路が必要であり、巾員30mの耕作道路を設けた。短辺方向は耕種資材、収穫物の運搬、通作管理運営にかかわる道路が必要であり、巾員60mの幹線農道を設けた。

水田に於ける耕区は水稻試験，水管理上，農作業機械の作業単位からも  $100 \times 30 \text{ m}$   
 $= 3,000 \text{ m}^2$  の規模とするが種々の耕区規模に対応出来る様に 1 圃辺は水平に整地を  
行う用水路の配置は耕区の長辺方向の上流側に小用水路，下流側に支線排水路を設け  
た。区画計画は図 2-3 の如くとした。

## (2) 用排水施設

ダムからの取水は朝顔型の取入口より底樋を経てディスクバルブとパーシャルフル  
ームにより流量調整を行う。

この流量調整施設から末端まではコルゲートフルーム（幹線用水路）と小用水路  
（土水路）を経て各圃場に分水される。

水田，畑共  $100 \text{ m} \times 30 \text{ m}$  の 30a 区画に 1ヶ所毎に給水栓が設けられ，全面湛水又  
はうね間かんがいが行われる。

畑地については各作物毎にスプリンクラーかんがい効果を試験するため一部圃場に  
スプリンクラーかんがい施設を設置する。加圧方法としてはブースターポンプを設け  
3.0 %まで加圧する。

圃場内の排水は小排水路（土水路）及び支線排水路（土水路）を通し，ジャクピラ  
ンガ川に設けた樋管に自然排水及び機械排水を以って排除する計画とした。

試験圃場の諸施設は次表の如くである。

第 2 - 1 表 農業開発センター計画概要表  
( 試験圃場計画 )

施設名	工 種	数 量	単 位	備 考
対 象 面 積	試 験 圃 場	51.76	ha	水田かんがい 19.77 (18.19) 野菜 7.40 (6.81) 余剰地 7.58 バナナ 9.45 (8.69) 熱帯植物 7.56 (6.96)
	圃 区 数	20.0	ブロック	水田 7.0 畑地 10.0 その他 3.0
	田 区 数	51.0	枚	規模 100m×30m=3300m
	端 田 区 数	6.0	枚	
	畦 畔	4,810	m	
かんがい 施 設	かんがい方式			水田(番水かんがい) 畑地(うね間 かんがい一部スプリンクラーかんがい)
	単位用水量	20	l/s/ha	水田減水深 17% 畑地日消費量 5%
	幹線用水路	2,042	m	コルゲートフリューム
	支線用水路	4,069	m	台形土水路
	分水施設	34	所	RC造り分水槽A型22ヶ所 B型12ヶ所
	用水暗渠	19	"	幹道6所, 支道13所, RCパイプ
	排水			
排水 施 設	支線排水路	1,864.5	m	台形土水路
	小排水路	4,236.4	m	同上 b=1.0m, H=1.0m
	排水暗渠	20	所	幹道8所, 支道12所, RCパイプ
	単位排水量	0.016	m <sup>3</sup> /s/ha	1/10年日雨量170% 日排除
	排水ポンプ	56.5	m <sup>3</sup> /min	横軸斜流ポンプ500% 2台 実揚程H <sub>a</sub> =4.0 全揚程H <sub>t</sub> =5.0m 許容湛水深 バナナ0.0m, 水田0.30m
	道路			
畑地かん がい施設	幹線農道	2,067	m	巾員6m, 砂利舗装 t=15cm
	支線農道	6,414	m	巾員3m, H=0.5m, m=1.0
	ブースターポンプ	1.0	台	65%多段渦巻ポンプ
	給水管	815	m	φ100ビニールパイプ
	スプリンクラー	262	ヶ	RB30番相当7本立

第 2 - 2 表 ( ダム計画諸元表 )

位 置	ESTAÇÃO EXP DE PARIQUERA-ACU	
ダ ム 名	RESERVATORIO CEDAVAL	
ダ ム 型 式	均 一 型	
基 礎 地 盤	粘 土	
水 文	流 域 面 積	$A = 2.0 \text{ km}^2$
	余水吐基準雨量	$260\%/\text{day} (1/100^{\text{th}} \text{ 確率年})$
貯 水 池	総 貯 水 量	$V = 178000 \text{ m}^3$
	堆 砂 量	$V = 5000 \text{ m}^3$
	有 効 貯 水 量	$V = 140000 \text{ m}^3$
	満 水 面 積	$A = 60000 \text{ m}^2$
	貯 水 位	HWL = 10.50    FWL = 10.00    DWL = 5.80
	利 用 水 深	$h = 4.0 \text{ m}$
堤 体	堤 高	$H = 7.00 \text{ m}$
	堤 長	$L = 2000.0 \text{ m}$
	堤 頂 巾	$B = 6.00 \text{ m}$
	斜 面 傾 度	上流側 1:2.5    下流側 1:2.5
	堤 体 積	$V = 22667 \text{ m}^3$
余 水 吐	余水吐型式	側溝余水吐
	計面洪水量	$Q = 17.7 \text{ m}^3/\text{S}$
	越流堤長	$B = 23.20 \text{ m}$
	越流水深	$H = 0.50 \text{ m}$
取 水 施 設	取 水 型 式	朝顔型底樋，ディスクバルブ方式
	最大取水量	$q = 0.071 \text{ m}^3/\text{S}$
	常時取水量	$q = 0.071 \text{ m}^3/\text{S}$

第 2 - 3 表 ( 建 物 計 画 )

施設名	種 類	数 量	単 位	備 考
建 物	事 務 所	864	m <sup>2</sup>	
	ゲストハウス	756	"	
	農 機 具 倉 庫	612	"	
	ガ レ ー ジ	612	"	
	農 産 物 貯 蔵 庫	548	"	
	精 米 所		"	
	肥料農薬倉庫	306	"	
道 路	第 1 号 幹 線 道 路	477	m	巾員 10 m アスファルト舗装
	第 2 号 幹 線 道 路	340	"	巾員 7 m " "
	第 3 号 幹 線 道 路	231	"	巾員 7 m " "

2 - 1

22

51 750

23

51 500

24

51 250

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA

AREA DE DESENVOLVIMENTO DO PICO DO SERRA DO SANTIAGO

AREA DE DESENVOLVIMENTO DO PICO DO SERRA DO SANTIAGO

AREA DE DESENVOLVIMENTO DO PICO DO SERRA DO SANTIAGO

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA

MAPA DE LOCAÇÃO DE CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

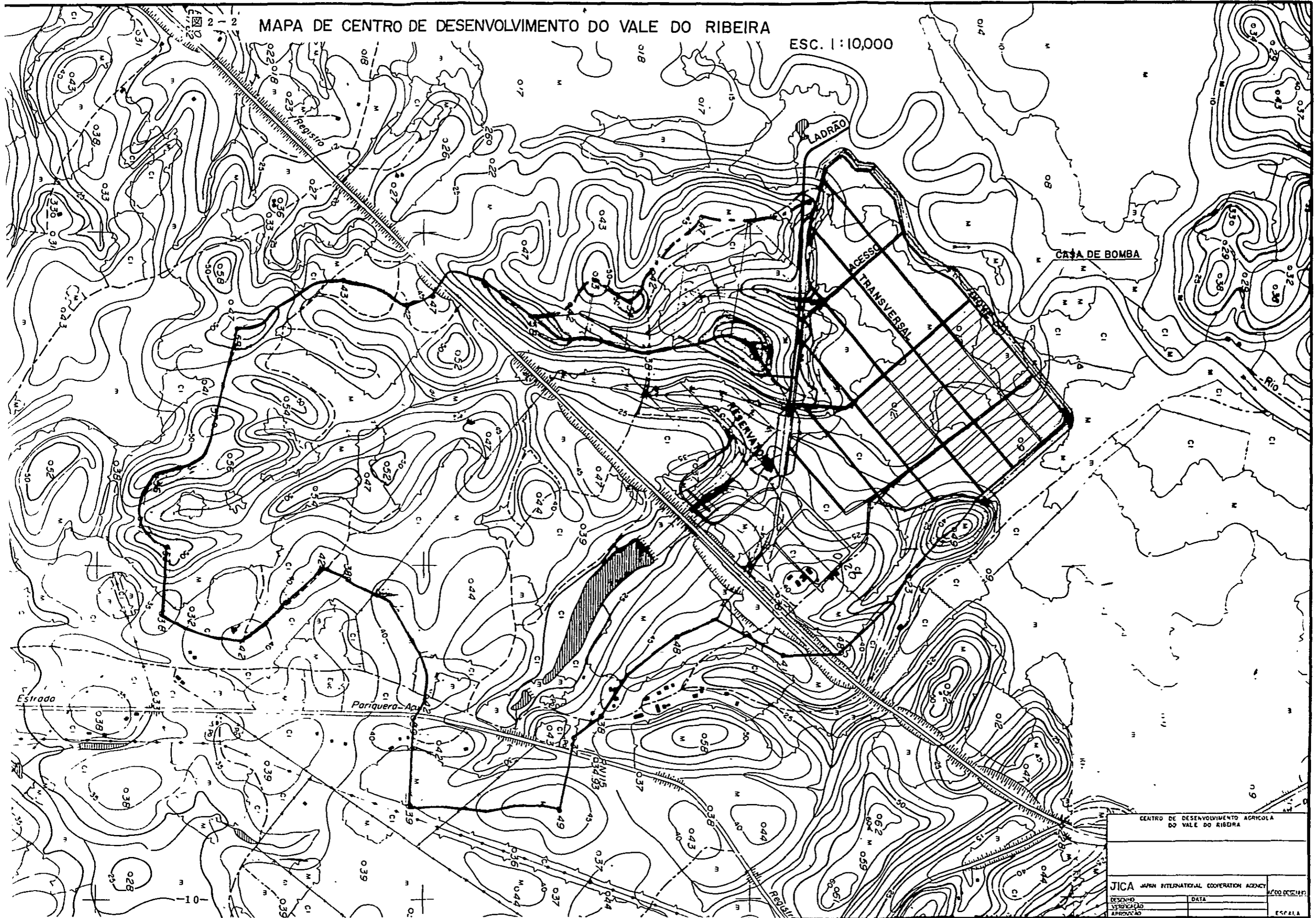
DESENHO: \_\_\_\_\_ DATA: \_\_\_\_\_

VERIFICAÇÃO: \_\_\_\_\_ APROVAÇÃO: \_\_\_\_\_

ESCALA: \_\_\_\_\_

MAPA DE CENTRO DE DESENVOLVIMENTO DO VALE DO RIBEIRA

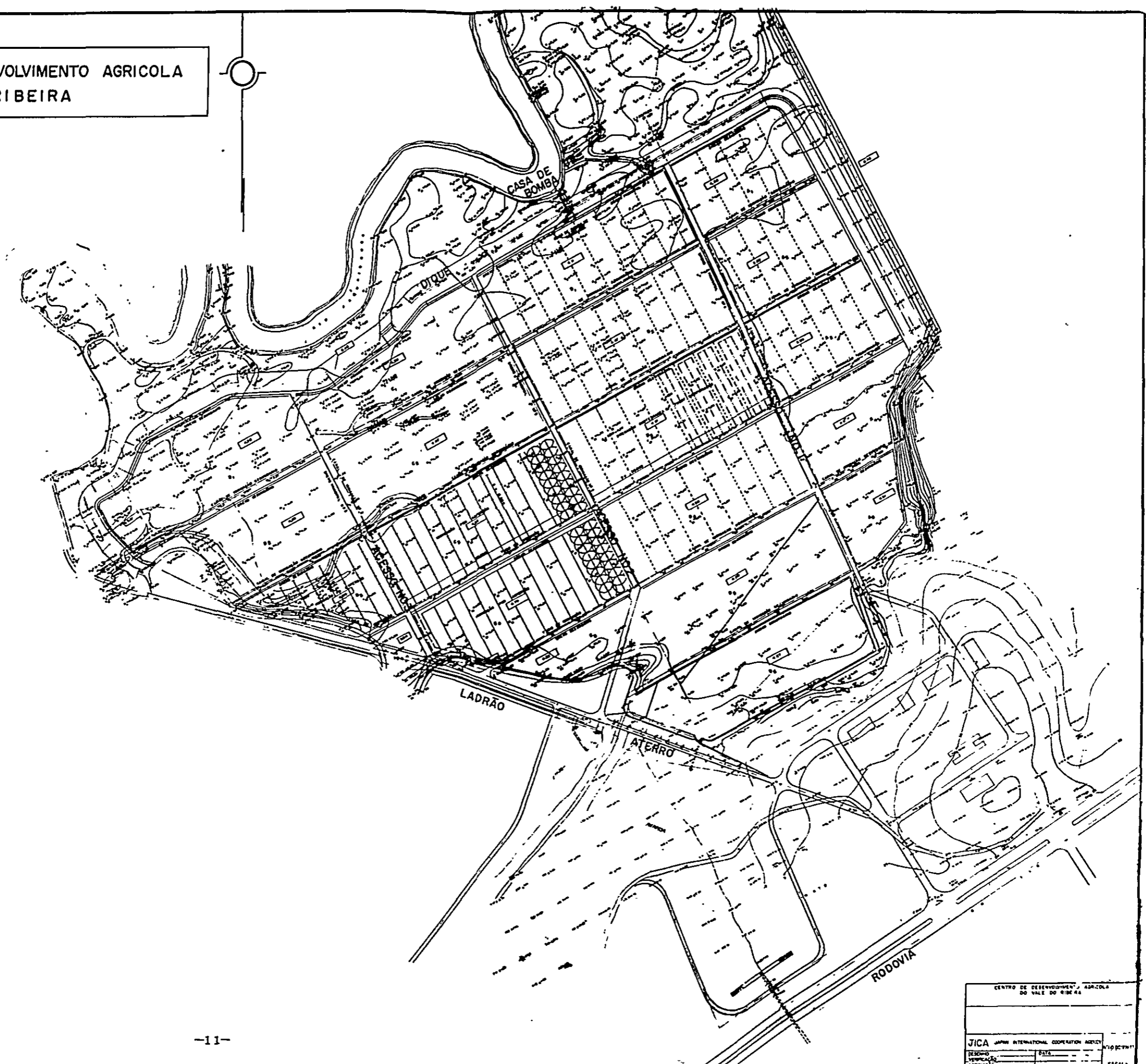
ESC. 1:10,000



CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA		
JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY		
DESENHO	DATA	Nº DO DESENHO
VERIFICAÇÃO		
APROVAÇÃO		ESCALA



CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA



CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA

JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

DESENHO: \_\_\_\_\_ DATA: \_\_\_\_\_

VERIFICACAO: \_\_\_\_\_

APROVACAO: \_\_\_\_\_

ESCALA: \_\_\_\_\_





## 2.3 普及農場計画

センターに於いて開発された改良農業技術をプロジェクト対象地域に波及させるため30ha~50ha程度の普及農場を下記の如くに設置し、その普及農場の一部に現地適応性を実証するため展示圃場を設置した。

第 2 - 4 表 普及農場地区概要

普及農場名	所在地	所有者	かんがい 面積	流域面積	展示圃場	主たる施設
イトバミリン	セッチバラス	サクラギ	49.7 ha	259.6 ha	6.0 ha	用排水ポンプ 堤防
ポアピスタ	レジストロ	ウエキ・ムラサワ	388	443.3	5.6	全上
ポードル I	レジストロ	オヤドマリ	30.9 ha	35.7	9.6	用水ポンプ

水源として背後地山地流域の基底流量を取入れて利用するが不足分についてはリベイラ川より Pump up し補給する。

ポンプ容量は収益の大きい水稻を全面作付る計画とし、そのかんがい基準年を試験圃場と同じく1959年~1960年にとり水収支計算を行い算定した。

なお普及農場の建設計画は建設機械の賃代は行方が殆んど建設資材費、労務費は自己資金に依るため計画並に設計はコストの低廉なものとした。

### 2.3.1 イトバミリン普及農場

低平地67haを堤防で囲み約50haの圃場を造成する。堤防高さはレジストロ町にあるDAEEの水位観測点に於ける既応最高水位より求めてそれに1.0mのフリーボードを見込んだ高さとした。水源としては背後地(140ha)の基底流量を利用し、不足分については、リベイラ川よりポンプ取水する。自然取水は背後地からの流出水を上流部で取水し、かんがい地区高位部まで導水する。この用水は2本の幹線用水路により地区高位部と低位部に分水され小用水路を経て各圃場に給水される。

排水計画 - 背後地(140ha)の洪水量は承水路により、リベイラ川に自然排水し、地区内の流出は圃場内流出水と共に圃場内排水路により自然排水又は機械排水により承水路に排水する。

ポンプ排水の容量は1/10年確率の洪水量に対して最低田面に30cmの許容湛水深を

認め、この許容湛水深以上の湛水時間を24時間として求めた。

圃場計画はバリケーラス農業開発センター試験圃場に準じ農作業機械の能率、水管理上から1 耕区 30a : 1 圃区 3ha の計画とした。施設の概要は図 2-6 の如くである。

### 2.3.2 ボノヴィスタ普及農場

現在一部水田(ウエギ)及び放牧地(ムラサツ)となっている51haの対象地区に堤防を築立し、約39haの圃場を造成する。堤防高さはレジストロ町にあるDAEEの水位観測点に於ける既に最高水位 HWL10.60m より求め、それに1.0mのフリーボードを見込んだ高さとする。

水源としては他地区同様背後地(443ha)の基底流量を利用し、不足分についてはリベイラ川よりポンプ取水する。自然取入は背後地からの流出水を上流部で堰止め、かんがい地区高位部に導水する。

排水計画 - 背後地(443ha)の洪水量を承水路によりリベイラ川に自然排水し、地区内の流出は圃場内流出と共に圃場内排水路により自然排水又は機械排水によりリベイラ川に排水する。

ポンプの排水の容量、圃場計画はイトパミリン普及農場と同じとする。施設の概要は図 2-8 の如くである。

### 2.3.3 ボーデル I 普及農場

DAEE により概略設計は既に終り築堤工事も完了済のボーデル工(1280ha)の一部、約36haを計画対象地域とする。従って本計画に於いては圃場整備計画のみとする。この圃場整備計画はバリケーラス農業開発センターの試験圃場に準じて行う。用水源としてはDAEEによるボーデル内用水施設工事完了まではリベイラ川よりポンプにより取水する。施設の概要は図 2-10 の如くである。

第 2 - 5 表

イトバミリン普及農場

ポードル・イトバミリン(セティバラ)地区展示圃場計画概要表

施設名	工 種	数 量	単 位	備 考
対 象 面 積	かんがい面積	4967	ha	対象面積 67.75ha
	潰れ地	18.08	ha	(中展示圃場 6.00ha)
	圃区数	18	ブロック	
	田区数	172	枚	規模 100 × 30 = 3000m <sup>2</sup>
	端田区数	25	枚	
	畦 畔	14,853	m	
かんがい 施 設	かんがい方式			自然取水及びポンプかんがい(番水かんがい)
	単位用水量	20	ℓ/S/ha	水田減水深 17%
	ポンプ容量	260	m <sup>3</sup> /min	500%横軸斜流ポンプ 1台
	ポンプ出力	200	kw	全揚程H <sub>1</sub> =3m, 実揚程H <sub>a</sub> =2m
	幹線用水路	3,377	m	コルゲートフルーム 型
	支線用水路	1,867	m	
	分水工	17	ヶ所	RC造A型16ヶ所 B型 1ヶ所
	用水暗渠	17	ヶ所	RCパイプI型1ヶ所, II型16ヶ所
	小用水路	4,882	m	
排 水 施 設	単位排水量	0.011	m <sup>3</sup> /S/ha	1/10年 日雨量170% 日排除
	排水ポンプ			用排兼用
	支線排水路	2,500	m	土水路
	小排水路	4,580	m	土水路
	排水暗渠	17	ヶ所	RCパイプI型 ヶ所, II型 ヶ所
道 路	幹線農道	4,639	m	
	支線農道	4,580	m	
堤 防	堤防断面			堤高H <sub>1</sub> = m, H <sub>2</sub> = m, 堤頂巾b=3m
	堤防延長	2,226	m	法勾配 1:2
	承水路延長	2,244	m	I型 1035m, II型 1209m
	樋 門	2	門	B=4.0, H=2.0 ..... 2門
	放水路		m	

第 2 - 6 表 ポアヴィスタ普及農場

Polder Boa Visita-Registro 計画概要表

施設名	工 種	数 量	単 位	備 考
対 象 面 積	かんがい面積	38,773	ha	対象面積 51.84ha
	灌 れ 地	13,068	ha	(内展示圃場 5.564ha)
	圃 区 数	22	ブロック	
	総 田 区 数	132	枚	(整形田区 $100 \times 30 \approx 3000m^2$ )
	端 田 区 数	38	枚	
	畦 畔	10,552	m	
かんがい 施 設	かんがい方式			自然取水
	単位用水量	20	ℓ/S/ha	水田減水深 17
	幹線用水量	2,740	m	土水路
	小用水量	3,617	m	土水路
	分水工	21	ヶ所	RC造A型2ヶ所, B型19ヶ所
	用水暗渠	20	ヶ所	RCパイプA型1ヶ所, B型19ヶ所
排 水 施 設				1/10年日雨量 170%
	排水方式			自然排水及び機械排水
	単位排水量	10.9	ℓ/S/ha	1/10年日雨量日排除 170%
	ポンプ容量	340	m <sup>3</sup> /mm	φ=500% 横軸斜流ポンプ 1台
	ポンプ出力	(300) 400	(kW) HP	全揚程 H <sub>t</sub> ≈4m, 実揚程 H <sub>a</sub> ≈3m
	排水路	2,100	m	土水路
	小排水路	4,039	m	土水路
	排水暗渠	14	ヶ所	I型13ヶ所, II型1ヶ所
道 路	幹線農道	2,730	m	
	支線農道	4,437	m	
堤 防	堤防断面			堤高 H=3.00m, 堤頂巾 b=3.00m
	堤防延長	2,324	m	堤防法勾配 1:2
	承水路延長	1,905	m	
	樋 門	2	門	B=3.5 3.0 H=2.0..... 2門 B=2.0
	樋 管	1	ヶ所	

第 2 - 7 表 ポーデル(1)普及農場

ポーデル工地区内展示圃場計画概要表

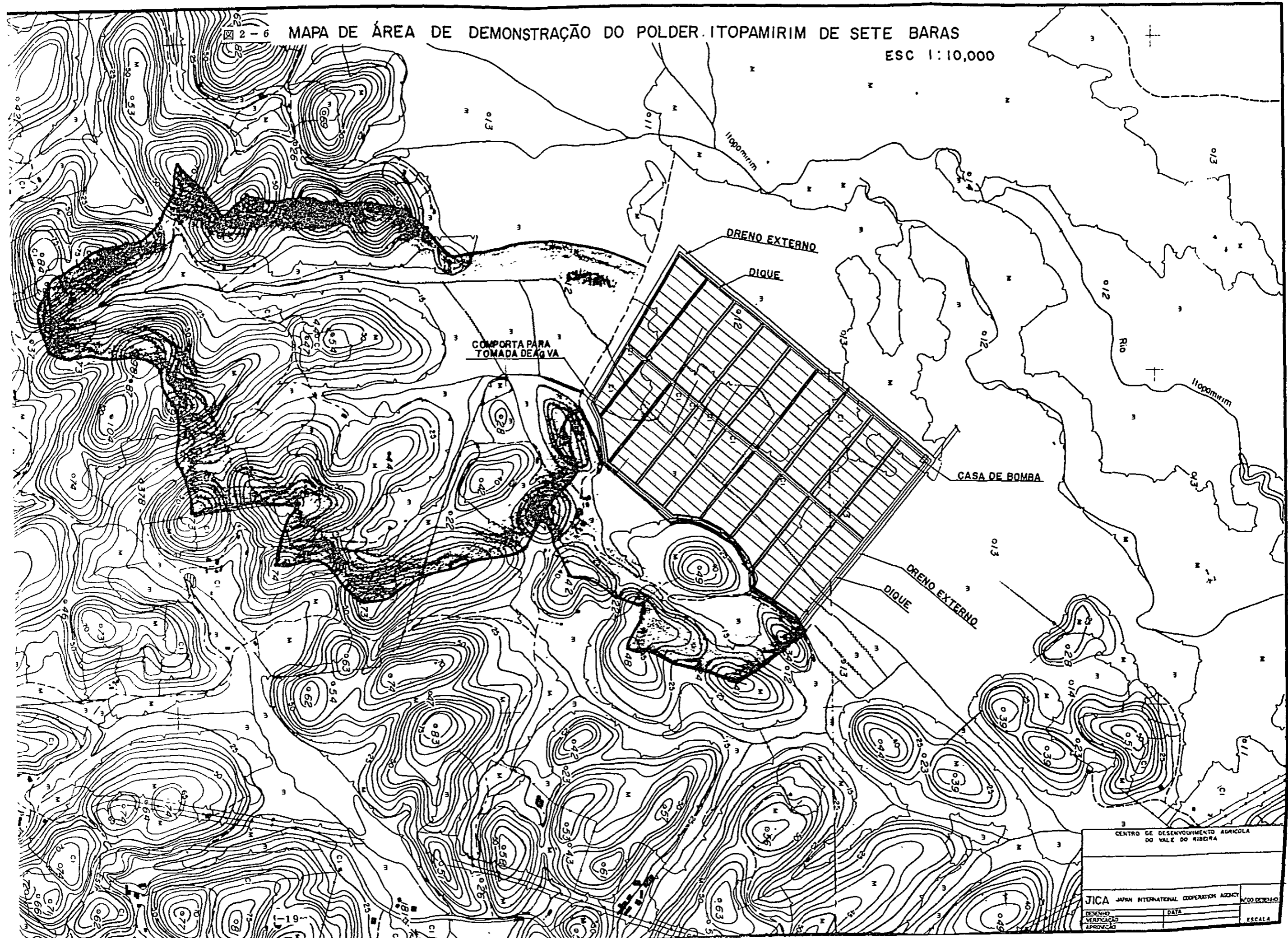
施設名	工 種	数 量	単 位	備 考
対 象 面 積	かんがい面積	30.87	ha	対象面積 35.74ha
	渋れ地	4.87	ha	(中展示圃場 9.57ha)
	圃区数	9.0	ブロック	
	田区数	107.0	枚	
	端田区数	290	枚	規模 100×30=3,000m <sup>2</sup>
	畦 畔	9.475	m	
かんがい 施 設	かんがい方式			自然取水及びポンプかんがい(番水かんがい)
	単位用水量	20	ℓ/S/ha	水田減水深 17%
	ポンプ容量	5.4	m <sup>3</sup> /min	250%斜流渦巻ポンプ 1台
	ポンプ出力	15	kW	全揚程H=8.0m 実揚程H <sub>a</sub> =4.0m
	幹線用水路	940	m	コルゲートフルーム 350型
	支小用水路	4,142	m	土水路Ⅰ型897m Ⅱ型3,977m
	分水工	9	ヶ所	RC造 Ⅰ型2ヶ所, Ⅱ型7ヶ所
	用水暗渠	10	ヶ所	RCパイプⅠ型3ヶ所, Ⅱ型7ヶ所
排 水 施 設	幹線排水路	980	m	土水路
	小排水路	3,259	m	土水路
	排水暗渠	9	ヶ所	RCパイプ
道 路	幹線農道	2,854	m	巾員B=6.0m 道路高H=0.50m
	支線農道	2,526	m	巾員B=3.0m 道路高H=0.50m
堤 防 (既設)	堤防断面		m	
			m	
			m	



2-6

# MAPA DE ÁREA DE DEMONSTRAÇÃO DO POLDER ITOPAMIRIM DE SETE BARAS

ESC 1:10,000



CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRÍCOLA DO VALE DO RIBERA

JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

DESIGNO: \_\_\_\_\_ DATA: \_\_\_\_\_

VERIFICAÇÃO: \_\_\_\_\_ APROVAÇÃO: \_\_\_\_\_

ESCALA: 1:10,000

2-7

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA (CEDAVAL)  
ÁREA DE DEMONSTRAÇÃO PORDER ITOPAMIRIM-REGISTRO

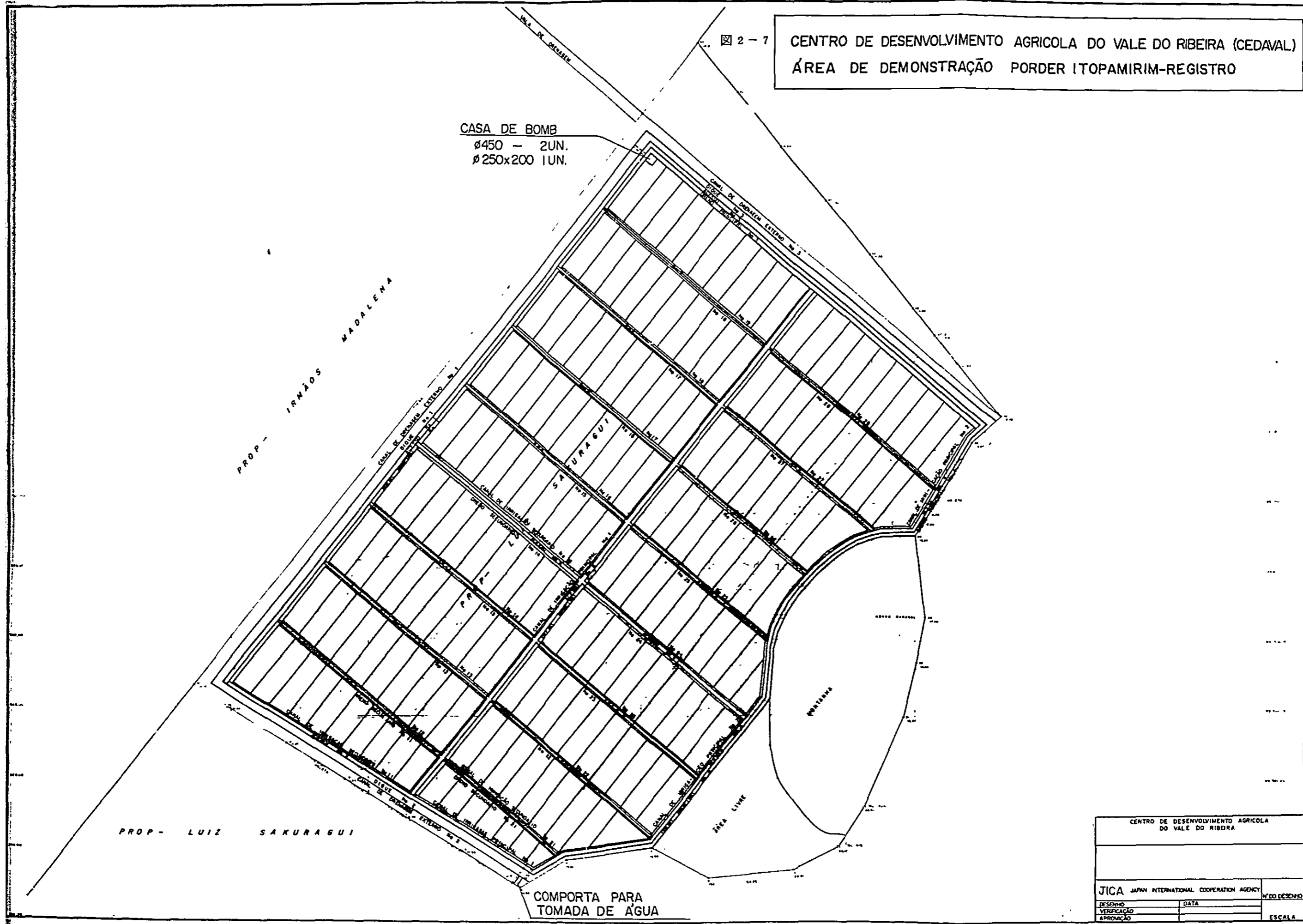
CASA DE BOMB  
ø450 - 2UN.  
ø250x200 1UN.

PROP - IRMÃOS MADALENA

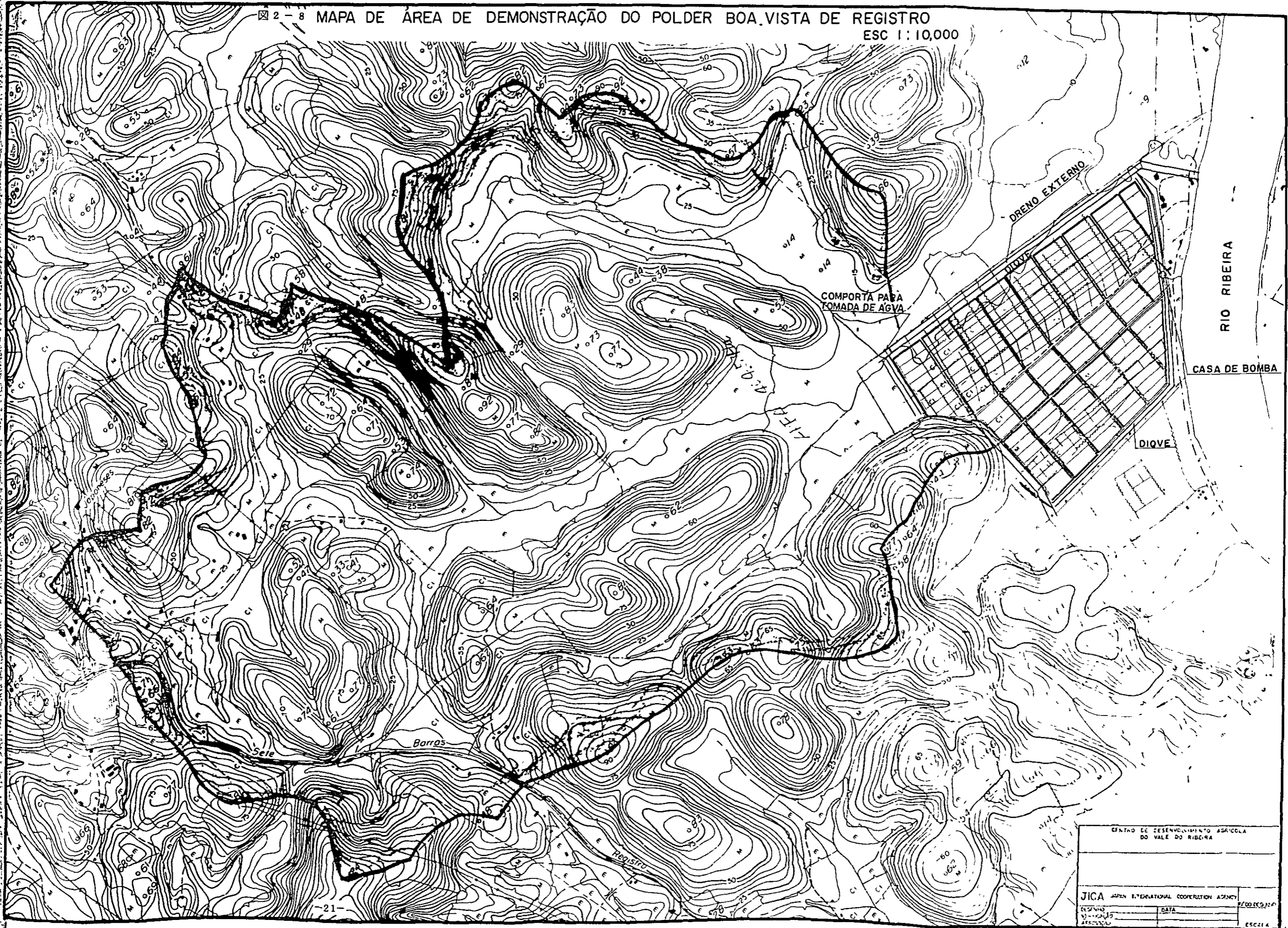
PROP - LUIZ SAKURAGUI

COMPORTA PARA TOMADA DE ÁGUA

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA		
JICA	JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	Nº DO DESENHO
DESENHO	DATA	
VERIFICAÇÃO		
APROVAÇÃO		ESCALA



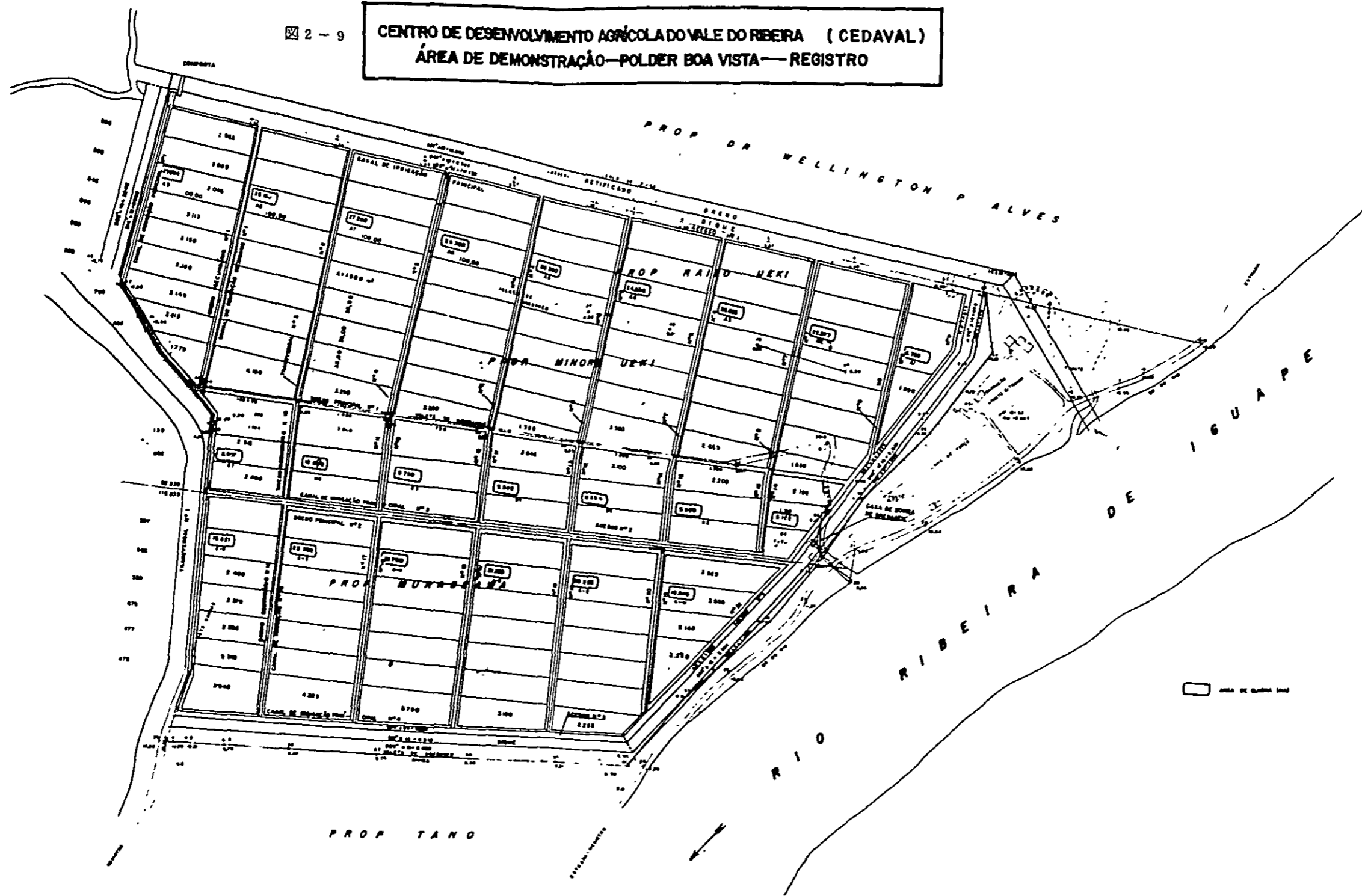
2-8 MAPA DE ÁREA DE DEMONSTRAÇÃO DO POLDER BOA VISTA DE REGISTRO  
ESC 1:10,000



CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA		
JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY		
PROJETO	DATA	MODELO 227
ESCALA		ESCALA

2 - 9

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA (CEDAVAL)  
ÁREA DE DEMONSTRAÇÃO—POLDER BOA VISTA—REGISTRO

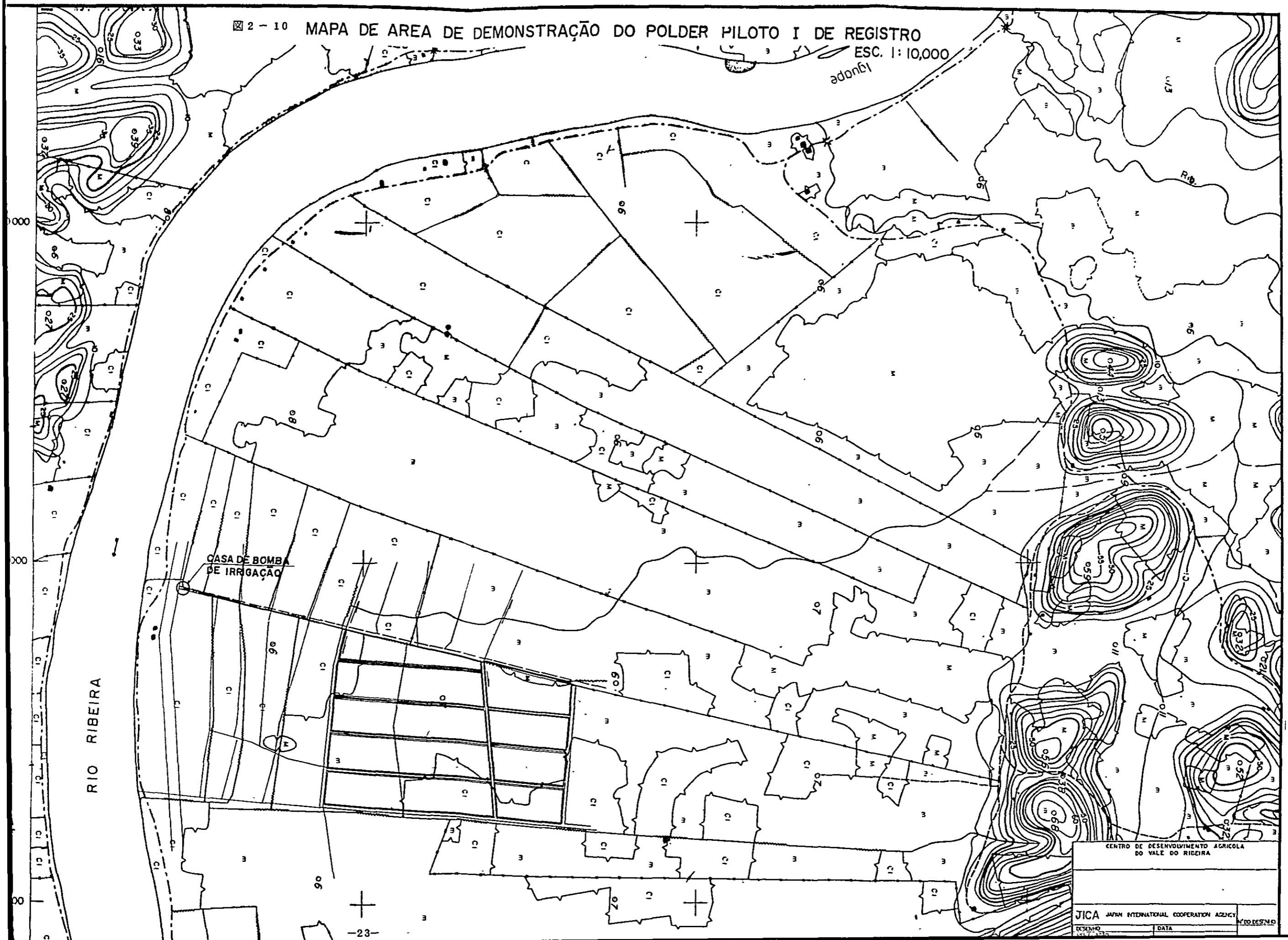


CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA	
JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	Nº DO DESENHO
DESENHO	DATA
VERIFICAÇÃO	
APROVAÇÃO	ESCALA

2 - 10 MAPA DE AREA DE DEMONSTRAÇÃO DO POLDER PILOTO I DE REGISTRO

ESC. 1:10,000

adonfi



RIO RIBEIRA

CASA DE BOMBA DE IRRIGAÇÃO

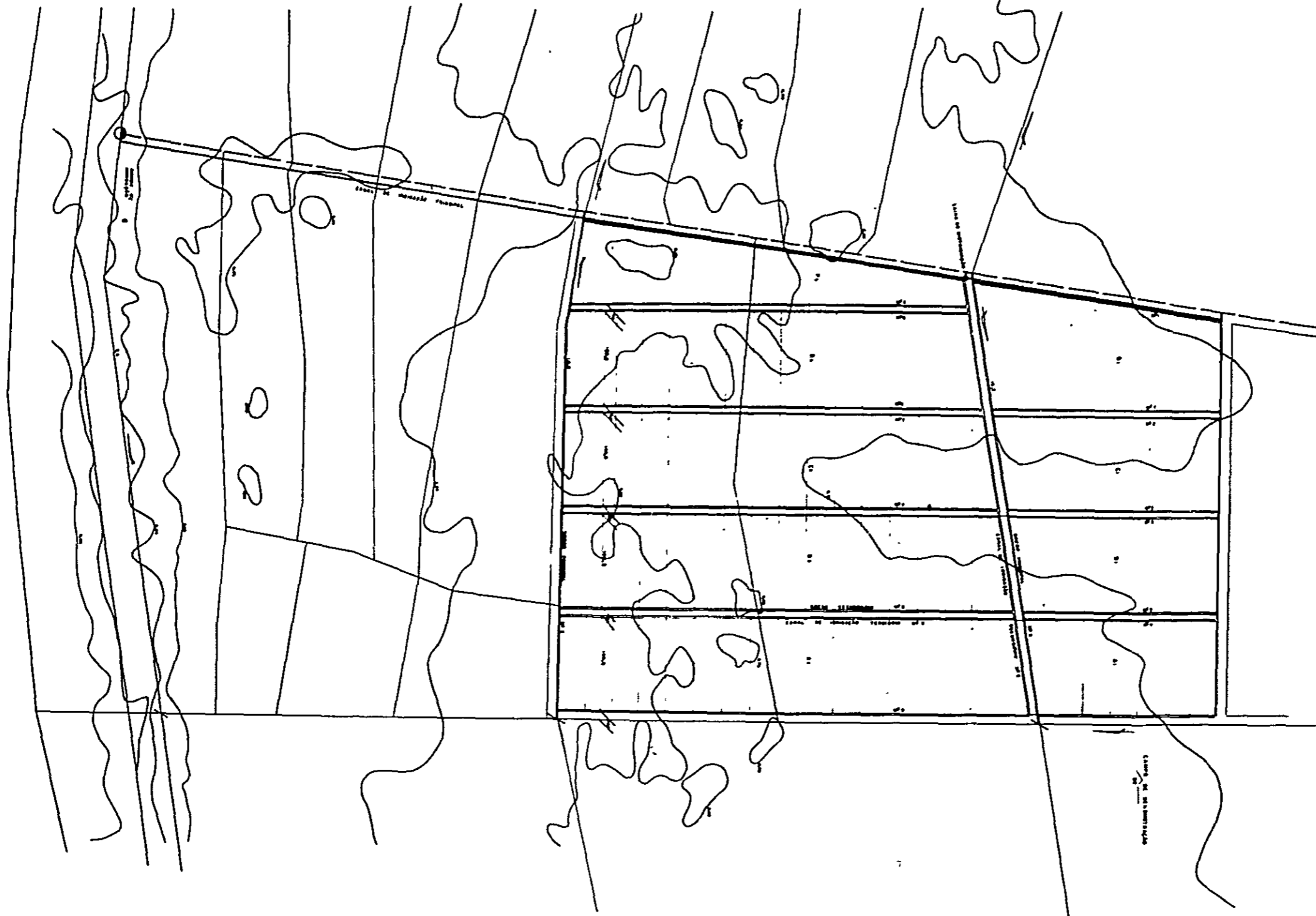
CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA

JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

DESIGNO DATA

2 - 11

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA (CEDAVAL)  
ÁREA DE DEMONSTRAÇÃO POLDER PILOTO I - REGISTRO



CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA DO VALE DO RIBEIRA	
JICA JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	DATA
DESENHO	
VERIFICAÇÃO	
APROVAÇÃO	
	ESCALA

2.4 事業費の概算と施工計画

各施設に必要な事業費は次の如くである。

第2-8表

工 種	数 量	金 額cr	備 考
[A] 農業開発センター			
1. 整地工事	4215ha	266,151.08	
2. かんがい施設工事	6,963m	372,758.13	
3. 排水施設工事		215,684.73	
4. 圃場内道路工事		302,814.40	
5. 畑かん施設工事		299,280.00	スプリンクラー施設
6. ポンプ場工事	1 式	268,291.12	
7. ダム工事	1 式	1,246,700.00	
8. 道路工事		1,707,685.86	
9. 建物工事	6,542㎡	1,249,320.00	
計		19,587,185.32	≒ 19,587,000.00
[B] イトバミリ普及農場			
1. 整地工事	4,967ha	176,643.49	
2. かんがい施設工事	8,259m	418,809.51	
3. 排水施設工事	7,080m	182,537.18	
4. 圃場内道路工事	9,219m	139,911.08	
5. 築堤工事	93,542㎡	268,464.51	
6. 取水樋門工事	1 式	232,400.00	
7. ポンプ場工事	1 式	1,688,600.00	
計		3,107,367.77	≒ 3,107,300.00
[C] ポアヴィスタ普及農場			
1. 整地工事	3,877ha	138,453.93	
2. かんがい排水工事	7,717m	221,683.31	
3. 排水施設工事	6,139m	151,696.93	

工 種	数 量	金 額 cr	備 考
4. 圃場内道路工事	7,203 m	102,289.25	
5. 築堤工事	9,200.8 m <sup>3</sup>	282,807.88	
6. 取水樋門工事	1 式	207,600.00	
7. ポンプ場工事	1 式	1,241,300.00	
計		2,345,831.30	≒ 2,345,000.00
[D] ボーデル1普及農場			
1. 整地工事	30.87 ha	110,229.50	
2. かんがい施設工事	6.147 m	306,793.13	
3. 排水施設工事	4,239 m	98,661.75	
4. 圃場内道路工事	5,380 m	82,801.86	
5. ポンプ場工事	1 式	35,000.00	
計		633,486.24	≒ 633,400.00

(A. B. C. D) の合計 (cr) (円)  
25,672,700.00 (1,066,908,000)

上記の工事を別紙施工工程計画表に基いて施工する場合の必要建設機械は次表の如くである。



第2-9表 必要建設機械一覧表

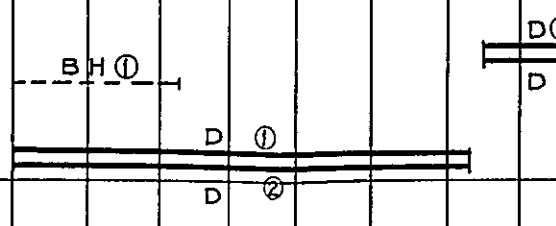
単位：円

機 械 名	規 格	台 数	1台当り購入価格	購 入 金 額
湿地用ブルドーザー	16t	4	16,000,000	64,000,000
ドラグライン	1.0m <sup>3</sup>	2	30,000,000	60,000,000
パワーショベル	0.8m <sup>3</sup>	1	6,000,000	6,000,000
バックホラ	0.45m <sup>3</sup>	2	11,000,000	22,000,000
ダンプトラック	4t	4	250,000	1,000,000
ランマー	80Kg	2	200,000	400,000
コンクリートミキサー	0.12m <sup>3</sup>	2	300,000	600,000
コンクリートパイプレータ		1	50,000	250,000
ポータブルポンプ	80Ø	5	150,000	750,000
計				167,000,000

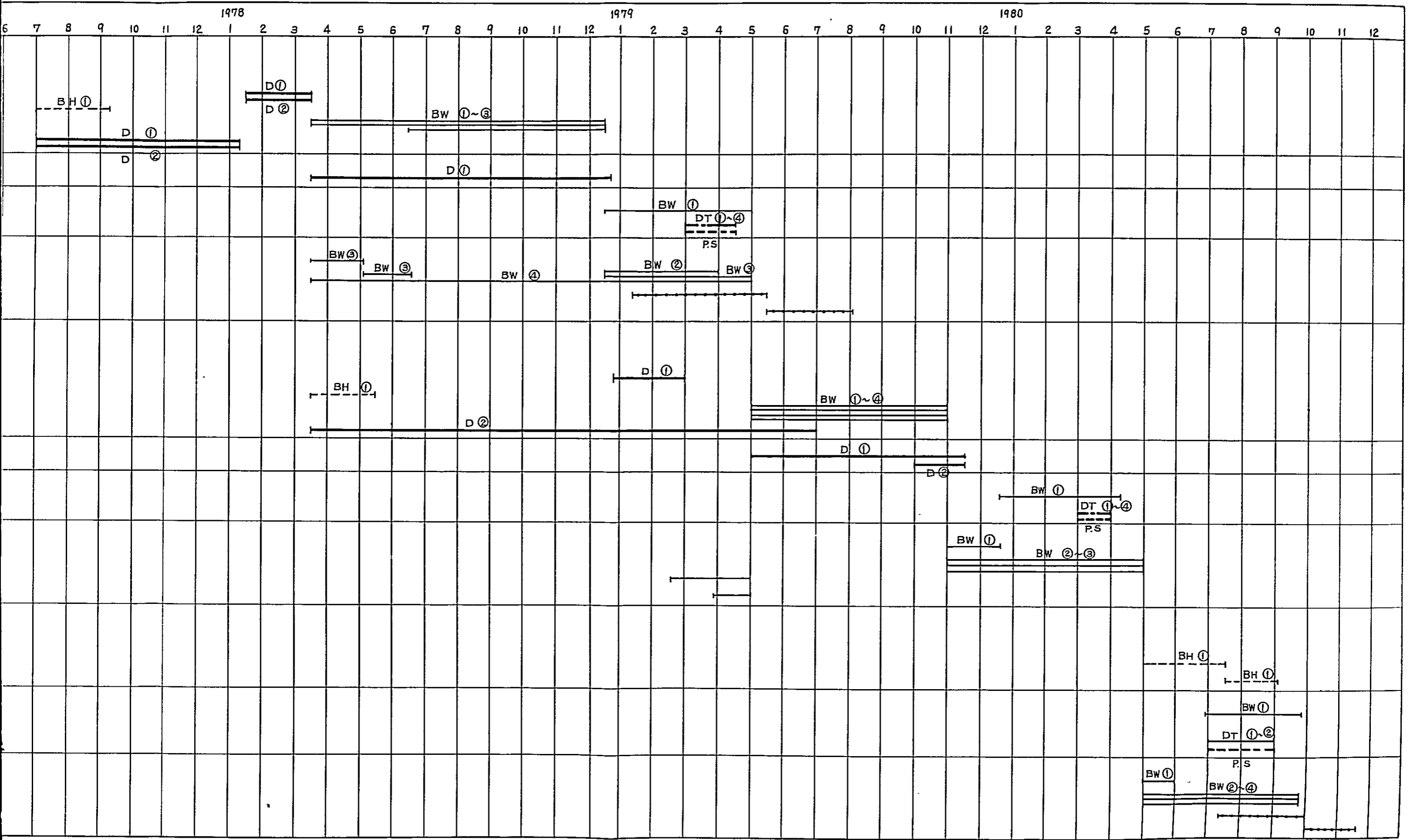
cr  
(4,175,000.00)



工 種	期 間													
	1977						1978							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2
<b>B 桜木農場</b>														
1. 排水路 幹線排水路掘削 支線 , , 堤防堤外排水路表土削 堤外排水路掘削														
2. 堤防 盛土														
3. 道路 敷地転圧 用土掘削運搬														
4. 圃場 排根 基盤切盛 フラウイング ハローイング														
<b>C 植木・村沢農場</b>														
1. 排水路 幹線排水路掘削 支線 , , 堤防堤外排水路表土削 堤外排水路掘削														
2. 堤防 盛土														
3. 道路 敷地転圧 用土掘削運搬														
4. 圃場 排根 基盤切盛 フラウイング ハローイング														
<b>D 親泊農場</b>														
1. 排水路 幹線排水路掘削 支線 , ,														
2. 道路 敷地転圧 用土掘削 + 運搬														
3. 圃場 排根 基盤切盛 フラウイング ハローイング														



# 普及農場 機械施工工程表

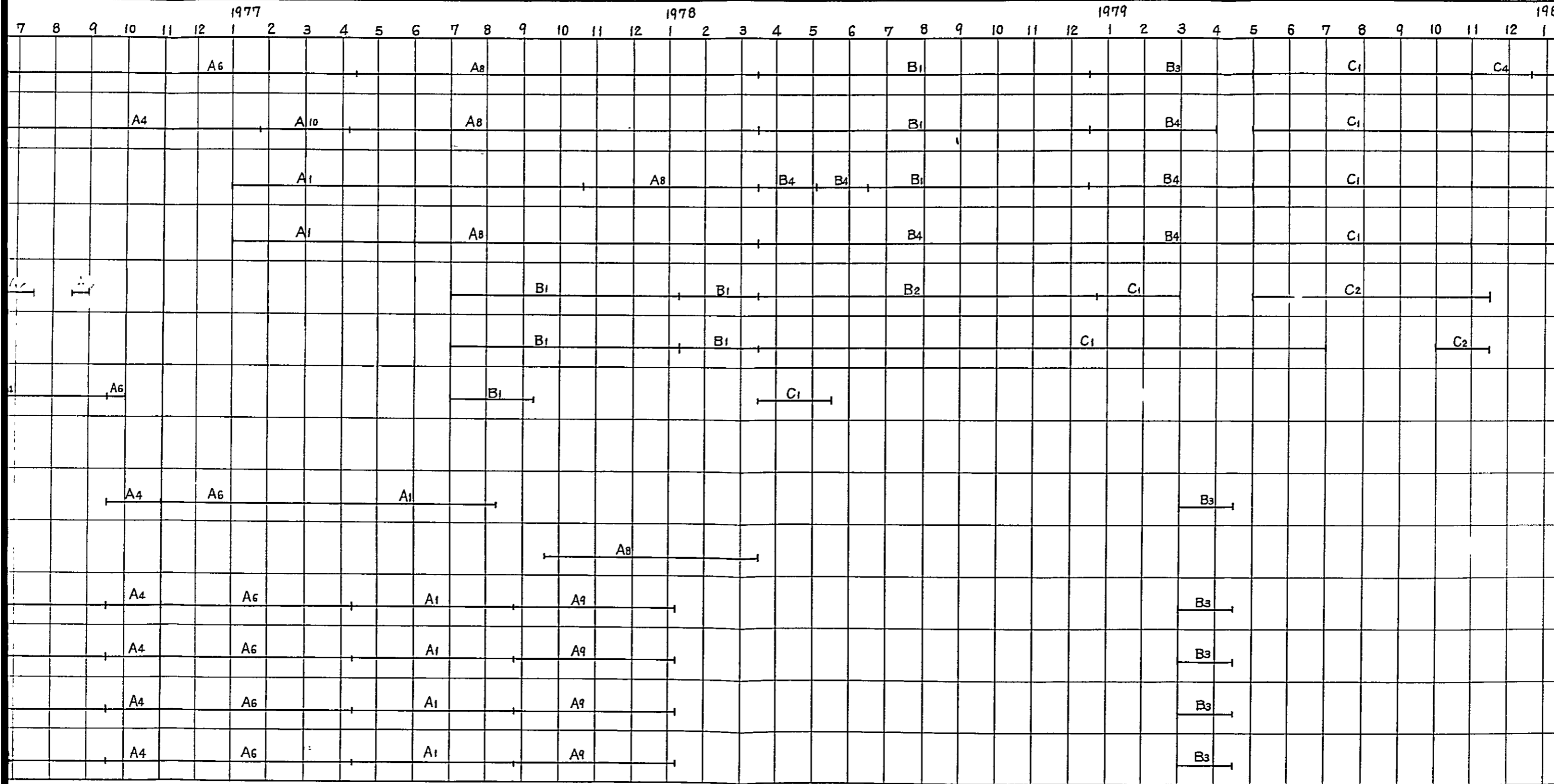


第2-12表

機械運用計

機 種	期 間	1976												1977				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2			
ブルドーザー	BW ①		A1			A4											A6	
"	②		A6			A6						A4						
"	③																	
"	④																	
ドラッグライン	D ①					A2		A6		A4								
"	②																	
バックホー	BH ①		A3					A4				A6						
バックホー	BH ②																	
パワーショベル	PS											A4					A6	
トラックター	10.5t Tr																	
ダンプトラック	DT ①							A4				A4						A6
"	②							A4				A4						A6
"	③							A4				A4						A6
"	④							A4				A4						A6

# 機械運用計画表





### 第 3 章 農業開発センターの設計

農業開発センターは、各種農業技術の試験研究および技術普及のセンターとなるところであり、本センターの設計は大別して次の二つに分けられる。

#### ① 施設計画

施設の配置および構造計画、道路計画

ここでいう施設とは、ヘッドオフィス(964m<sup>2</sup>)、ゲストハウス(756m<sup>2</sup>)、農作業用施設5種(2,072m<sup>2</sup>)をさす。

#### ② 試験ほ場計画

ほ場整備計画(51.76ha)、用排水計画(含ダム計画、ポンプ計画)

又、本センターの設計は実施精度で行なわれる。

### 3.1 水源施設

#### 3.1.1 栽培計画

第 3 - 1 表 栽培面積の区分

	面積 (ha)	つぶれ地 (ha)	かんがい面積 (ha)	備 考
水 稲	1 9.7 7	1.5 8	1 8.1 9	つぶれ地率 8%
野 菜	7.4 0	0.5 9	6.8 1	
パ ナ ナ	9.4 5	0.7 6	8.6 9	
熱 帯 植 物	7.5 6	0.6 0	6.9 6	
余 剰 地	7.5 8	—	—	
計	5 1.7 6	3.5 3	4 0.6 5	



第 3 - 2 表 日消費・水量

(mm/day)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
水 稻	15	10	15	17	15					10	15	17
野 菜					5	5	5	5				
バ ナ ナ				2	2	2	2					
熱 帯 植 物				1	1	1	1					

注) 水稻は 2 月～5 月、10 月～1 月の 1 年 2 期作とする。

代かきは、2/1～2/10、10/1～10/10 に行なう。

代かき減水深は 150 mm、代かき日面積 2 ha、バナナのかん水回数は

3 回 / 4 ケ月 1 回のかん水量 50 mm

熱帯植物のかん水回数は 3 回 / 4 ケ月 1 回のかん水量 30 mm

### 3.1.2 かんがい計画基準年の検討

かんがい計画を策定する基準年の決定にあたっては下記の資料によって 1/10 確率年を推定する。

① 水稻かんがい期 (2 月～5 月、10 月～1 月) 総降雨量

② 水稻かんがい期 (2 月～5 月、10 月～1 月) 連続干天日数

降雨資料として、緯度 24°30'、経度 47°44' の JURUMIRIM 観測所日降雨資料を採用する。期間は 1958～1969 年である。

なお、確率計算は岩井法を使用する。

1) 水稲かんがい期総降雨量の確率計算

第 3 - 3 表

年 度	降 雨 量	順 位	降 雨 量	年 度	超 過 確 率
58/59	1 5 2 9.3(最)	1	1 5 2 9.3	58/59	削 除
59/60	7 6 4.3	2	1 4 8 7.0	62/63	1/2
60/61	1 1 9 6.7	3	1 4 7 2.9	65/66	1/2
61/62	1 3 5 5.7	4	1 3 5 5.7	61/62	1/2
62/63	1 4 8 7.0	5	1 3 2 4.3	67/68	1/2
63/64	7 7 3.7	6	1 2 5 1.9	66/67	1/2
64/65	1 0 8 2.0	7	1 1 9 6.7	60/61	1/2
65/66	1 4 7 2.9	8	1 0 8 2.0	64/65	1/3
66/67	1 2 5 1.9	9	8 3 4.1	68/69	1/9
67/68	1 3 2 4.3	10	7 7 3.7	63/64	1/13
68/69	8 3 4.1	11	7 6 4.3	59/60	1/14

注) 降雨資料は、経度  $47^{\circ}44'$  緯度  $24^{\circ}30'$  の JURUMIRIM 観測所による。

2) 水稻かんがい期連続干天日数の確率計算

第 3 - 4 表

年 度	連続干天日数	順 位	連続干天日数	年 度	非超過確率
58/59	1 6	1	3 4	59/60	1/13
59/60	3 4	2	3 2	62/63	1/10
60/61	1 6	3	2 7	63/64	1/5
61/62	2 1	4	2 5	68/69	1/4
62/63	3 2	5	2 3	67/68	1/3
63/64	2 7	5	2 3	64/65	1/3
64/65	2 3	7	2 1	61/62	1/3
65/66	1 2	8	1 6	58/59	1/2
66/67	1 2	8	1 6	60/61	1/2
67/68	2 3	10	1 2	65/66	1/2
68/69	2 5	10	1 2	66/67	1/2

注) 降雨資料は、経度  $47^{\circ}44'$  緯度  $24^{\circ}30'$  の JURUMIRIM 観測所による。

確率計算は岩井法による。

3) かんがい計画基準年の決定

第 3 - 5 表 確率計算結果

	かんがい期降雨量	連続干天日数	備 考
58/59	1/2	1/2	かんがい計画基準年
59/60	1/14	1/13	
60/61	1/2	1/2	
61/62	1/2	1/3	
62/63	1/2	1/10	
63/64	1/13	1/5	
64/65	1/3	1/3	
65/66	1/2	1/2	
66/67	1/2	1/2	
67/68	1/2	1/3	
68/69	1/9	1/4	

以上、2資料による確率計算は上表のとおりで、1959年2月より1960年1月までの期間が最も渇水年であり、しかも1/10 確率年に近い。よって安全をみて本期間を計画基準年とする。

### 3.1.3 水源計画

本設計地区の水源として、次の2つがある。

- ① 地区北方後背地山地流域200haの流出水
- ② 地区西方を南下するジャクピランガ川流下水

①、②の取水には、ダムおよびポンプ場の建設を前提としており、本計画においては、①の山地流域水で用水不足を生じる場合のみ②の水を使用することとする。

#### 1) ダム有効貯留量の算定

ダム有効貯留量の算定は次の手順による。

- ① ダム流量の算定(1958/10~1960/9)
- ② 農業用水量の算定(1958/10~1960/9)
- ③ 用水不足量と溜池出入計算(1958/10~1960/9)
- ④ ダム貯留可能量の算定
- ⑤ ダム有効貯留量の算定

各、項目の算定方法は以下のとおり。

#### (1) ダム流入量

ダム流域は200haと小さく、洪水到達時間も1時間内外と短い。従って日降雨、日流出として降雨量の大きさにより第3-6表のごとく流出率をかえ半旬ごとのダム流入量を求める。

$$Q = 10A \sum_{i=1}^5 f_i \gamma_i$$

ここで Q 半旬ダム流入量 (m<sup>3</sup>)

A ダム流域面積 (ha)

f<sub>i</sub> 降雨の大きさにより変化する流出率

γ<sub>i</sub> 日降雨量 (mm)

第3-6表 降雨量に起因する流出率

降雨量 (mm)	流出率 (%)	降雨量 (mm)	流出率 (%)	降雨量 (mm)	流出率 (%)	降雨量 (mm)	流出率 (%)
0~5	20	15~20	42	30~40	55	60~80	70
5~10	30	20~25	45	40~50	60	80~100	75
10~15	40	25~30	50	50~60	65	100~	80

(2) 農業用水量の算定

栽培計画に従って、有効雨量、日減水深、消費水量を算定し、作目毎の農業用水必要量を算定する。

(3) 用水不足量と溜池出入計算

①、②の資料より半旬毎のダム水収支を行ない、ダム必要貯溜量を算定する。

(4) ダム貯溜可能量の算定

1/1,500 および 1/10,000 地形図により水位一貯溜量曲線を作成し、適切なダム貯溜可能量を算定する。

(5) ダム有効貯溜量の算定

③、④項目算定結果より、有効貯溜量を決定する。貯溜不足量は、ポンプ揚水となる。

以下、手順に従い算定結果を示すが、概略次のとおりとなる。

ダム必要貯溜量	2 1 9.4 4 1 $m^3$
ダム有効貯溜量	1 4 0.0 0 0 $m^3$
ポンプ依存量（累計）	7 9.4 4 1 $m^3$
ポンプ最大依存量（半旬）	2 4.7 5 2 $m^3/5 \text{ day}$
"                  （分）	2.8 6 $m^3/\text{min}$

第3-7表 半旬ダム流入量のまとめ〔m<sup>3</sup>〕

月 \ 半旬	1	2	3	4	5	6
58/10	25,800	8,200	6,400	200	5,800	148,400
11	1,020	0	2,700	1,400	160	0
12	200	59,000	88,400	90,600	39,000	0
59/1	57,600	600	77,400	101,000	10,600	0
2	76,800	4,400	7,000	3,000	0	2,000
3	800	0	4,000	39,800	36,200	4,600
4	22,000	33,200	600	0	22,600	200
5	1,200	400	0	52,600	29,600	0
6	5,400	1,800	0	0	0	0
7	1,000	0	0	0	0	0
8	18,000	4,600	3,600	1,400	0	8,000
9	12,600	0	13,800	1,600	400	14,800
10	0	1,200	43,400	800	9,600	15,200
11	0	5,800	39,200	5,200	2,400	23,000
12	0	15,800	5,400	600	13,400	0
60/1	6,600	56,000	109,600	0	1,400	0
2	20,200	42,000	50,600	21,800	103,800	21,400
3	4,200	0	4,200	8,800	9,000	0
4	0	30,200	1,600	110,800	0	0
5	11,600	4,200	18,600	34,200	58,800	1,400
6	8,800	0	10,400	400	36,600	5,400
7	0	0	9,600	600	3,800	0
8	6,200	0	0	54,400	1,400	5,200
9	58,400	0	10,000	0	0	2,800

第3-8表 農業用水量

単位  $m^3$

月	半旬	水 稻	野 菜	パ ナ ナ	熱帯植物	計
58/10	1	9,185				9,185
	2	12,644				12,644
	3	15,340				15,340
	4	19,400				19,400
	5	10,653				10,653
	6	10,653				10,653
/11	1	15,725				15,725
	2	18,200				18,200
	3	11,988				11,988
	4	13,711				13,711
	5	18,200				18,200
	6	18,200				18,200
/12	1	20,627				20,627
	2	9,634				9,634
	3	6,091				6,091
	4	946				946
	5	13,589				13,589
	6	24,752				24,752
59/1	1	6,237				6,237
	2	18,200				18,200
	3	4,732				4,732
	4	1,917				1,917
	5	16,040				16,040
	6	21,840				21,840
/2	1	9,173				9,173
	2	13,347				13,347
	3	15,326				15,326
	4	19,413				19,413
	5	12,133				12,133
	6	7,280				7,280
/3	1	18,200				18,200
	2	18,200				18,200
	3	18,200				18,200
	4	8,954				8,954
	5	9,707				9,707
	6	20,384				20,384

単位 m<sup>2</sup>

月 半旬		水 稻	野 菜	パ ナ ナ	熱 帯 植 物	計
59 / 4	1	1 5, 8 9 5		0	0	1 5, 8 9 5
	2	1 4, 7 7 8		0	0	1 4, 7 7 8
	3	2 0, 6 2 7		1, 1 6 0	4 6 7	2 2, 2 5 4
	4	2 0, 6 2 7		1, 1 6 0	4 6 7	2 2, 2 5 4
	5	1 5, 4 3 4		0	0	1 5, 4 3 4
	6	2 0, 6 2 7		1, 1 6 0	4 6 7	2 2, 2 5 4
/ 5	1	1 8, 2 0 0	2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	2 2, 0 9 4
	2	1 8, 2 0 0	2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	2 2, 0 9 4
	3	1 8, 2 0 0	2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	2 2, 0 9 4
	4	7, 5 2 3	1, 4 5 1	0	0	8, 9 7 4
	5	1 2, 4 4 9	9 0 7	0	0	1 3, 3 5 6
	6	2 1, 8 4 0	2, 7 2 0	1, 3 9 2	5 6 0	2 6, 5 1 2
/ 6	1		1, 7 4 5	7 2 9	1 2 0	2, 5 9 4
	2		2, 1 7 6	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 0 3
	3		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	4		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	5		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	6		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
/ 7	1		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	2		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	3		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	4		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	5		2, 2 6 7	1, 1 6 0	4 6 7	3, 8 9 4
	6		2, 7 2 0	1, 3 9 2	5 6 0	4, 6 7 2
/ 8	1		1, 0 0 6			1, 0 0 6
	2		1, 7 9 5			1, 7 9 5
	3		2, 1 7 6			2, 1 7 6
	4		2, 2 6 7			2, 2 6 7
	5		2, 2 6 7			2, 2 6 7
	6		2, 3 2 5			2, 3 2 5
/ 9	1					0
	2					0
	3					0
	4					0
	5					0
	6					0



単位 m<sup>2</sup>

月	半旬	水 稻	野 菜	パ ナ ナ	熱帯植物	計
59/10	1	1 0, 3 1 3				1 0, 3 1 3
	2	1 3, 3 4 7				1 3, 3 4 7
	3	1 3, 1 7 5				1 3, 1 7 5
	4	1 9, 4 1 3				1 9, 4 1 3
	5	9, 8 0 4				9, 8 0 4
	6	1 1, 0 6 6				1 1, 0 6 6
/11	1	1 8, 2 0 0				1 8, 2 0 0
	2	1 6, 6 2 3				1 6, 6 2 3
	3	1 0, 6 5 3				1 0, 6 5 3
	4	1 6, 6 9 5				1 6, 6 9 5
	5	1 8, 2 0 0				1 8, 2 0 0
	6	1 3, 5 8 9				1 3, 5 8 9
/12	1	2 0, 6 2 7				2 0, 6 2 7
	2	1 7, 1 3 2				1 7, 1 3 2
	3	2 0, 6 2 7				2 0, 6 2 7
	4	2 0, 6 2 7				2 0, 6 2 7
	5	1 7, 1 5 7				1 7, 1 5 7
	6	2 4, 7 5 2				2 4, 7 5 2
60/1	1	1 6, 4 5 3				1 6, 4 5 3
	2	7, 5 9 5				7, 5 9 5
	3	4 9				4 9
	4	1 8, 2 0 0				1 8, 2 0 0
	5	1 8, 2 0 0				1 8, 2 0 0
	6	2 1, 8 4 0				2 1, 8 4 0
/2	1	9, 3 7 9				9, 3 7 9
	2	9, 9 5 5				9, 9 5 5
	3	1 2, 3 4 3				1 2, 3 4 3
	4	1 7, 0 1 3				1 7, 0 1 3
	5	0				0
	6	4, 5 1 4				4, 5 1 4
/3	1	1 6, 8 4 1				1 6, 8 4 1
	2	1 8, 2 0 0				1 8, 2 0 0
	3	1 7, 0 1 1				1 7, 0 1 1
	4	1 6, 0 6 5				1 6, 0 6 5
	5	1 6, 0 1 6				1 6, 0 1 6
	6	2 1, 8 4 0				2 1, 8 4 0

单位 m<sup>2</sup>

月 半旬		水 稻	野 菜	パ ナ ナ	熱 帯 植 物	計
60 / 4	1	20,627		1,160	467	22,254
	2	15,385		0	0	15,385
	3	20,627		1,160	467	22,254
	4	3,203		0	0	3,203
	5	20,627		1,160	467	22,254
	6	20,627		1,160	467	22,254
/ 5	1	15,385	1,908	466	0	17,759
	2	16,841	2,165	825	197	20,028
	3	13,638	1,451	35	0	15,124
	4	11,648	595	0	0	12,243
	5	8,687	907	0	0	9,594
	6	21,840	2,720	1,392	560	26,512
/ 6	1		1,629	634	43	2,306
	2		2,176	1,160	467	3,803
	3		1,813	538	0	2,351
	4		1,429	1,160	467	3,056
	5		1,037	0	0	1,037
	6		878	729	120	1,727
/ 7	1		2,176	1,160	467	3,803
	2		2,267	1,160	467	3,894
	3		1,509	610	24	2,143
	4		2,267	1,160	467	3,894
	5		2,174	854	220	3,248
	6		2,352	1,392	560	4,304
/ 8	1		1,672			1,672
	2		2,002			2,002
	3		2,267			2,267
	4		272			272
	5		1,995			1,995
	6		2,212			2,212
/ 9	1					0
	2					0
	3					0
	4					0
	5					0
	6					0

第3-9表 用水不足量と溜池出入計算

58~59年

月	半旬	ダム流入量	農業用水量	差引水量	溜池流入量	溜池依存量	累加溜池依存量
10	1	25,800	9,185	16,615	0	0	0
	2	8,200	12,644	- 4,444	0	4,444	4,444
	3	6,400	15,340	- 8,940	0	8,940	13,384
	4	200	19,400	- 19,200	0	19,200	32,584
	5	5,800	10,653	- 4,853	0	4,853	37,437
	6	148,400	10,653	137,747	37,437	0	0
11	1	1,020	15,725	- 14,705	0	14,705	14,705
	2	0	18,200	- 18,200	0	18,200	32,905
	3	2,700	11,988	- 9,288	0	9,288	42,193
	4	1,400	13,711	- 12,311	0	12,311	54,504
	5	160	18,200	- 18,040	0	18,040	72,544
	6	0	18,200	- 18,200	0	18,200	90,744
12	1	200	20,627	- 20,427	0	20,427	111,171
	2	59,000	9,634	49,366	49,366	0	61,805
	3	88,400	6,091	82,309	61,805	0	0
	4	90,600	946	89,654	0	0	0
	5	39,000	13,589	25,411	0	0	0
	6	0	24,752	- 24,752	0	24,752	24,752
1	1	57,600	6,237	51,363	24,752	0	0
	2	600	18,200	- 17,600	0	17,600	17,600
	3	77,400	4,732	72,668	17,600	0	0
	4	101,000	1,917	99,083	0	0	0
	5	10,600	16,040	- 5,440	0	5,440	5,440
	6	0	21,840	- 21,840	0	21,840	27,280
2	1	76,800	9,173	67,627	27,280	0	0
	2	4,400	13,347	- 8,947	0	8,947	8,947
	3	7,000	15,326	- 8,326	0	8,326	17,273
	4	3,000	19,413	- 16,413	0	16,413	33,686
	5	0	12,133	- 12,133	0	12,133	45,819
	6	2,000	7,280	- 5,280	0	5,280	51,099
計							

59年

月	半旬	ダム流入量	農業用水量	差引水量	溜池流入量	溜池依存量	累加溜池依存量
3	1	800	18,200	- 17,400	0	17,400	68,499
	2	0	18,200	- 18,200	0	18,200	86,699
	3	4,000	18,200	- 14,200	0	14,200	100,899
	4	39,800	8,954	30,846	30,846	0	70,053
	5	36,200	9,707	26,493	26,493	0	43,560
	6	4,600	20,384	- 15,784	0	15,784	59,344
4	1	22,000	15,895	6,105	6,105	0	53,239
	2	33,200	14,778	18,422	18,422	0	34,817
	3	600	22,254	- 21,654	0	21,654	56,471
	4	0	22,254	- 22,254	0	22,254	78,725
	5	22,600	15,434	7,166	7,166	0	71,559
	6	200	22,254	- 22,054	0	22,054	93,613
5	1	1,200	22,094	- 20,894	0	20,894	114,507
	2	400	22,094	- 21,694	0	21,694	136,201
	3	0	22,094	- 22,094	0	22,094	158,295
	4	52,600	8,974	43,626	43,626	0	114,669
	5	29,600	13,356	13,544	13,544	0	101,125
	6	0	26,512	- 26,512	0	26,512	127,637
6	1	5,400	2,594	2,806	2,806	0	124,831
	2	1,800	3,803	- 2,003	0	2,003	126,834
	3	0	3,894	- 3,894	0	3,894	130,728
	4	0	3,894	- 3,894	0	3,894	134,622
	5	0	3,894	- 3,894	0	3,894	138,516
	6	0	3,894	- 3,894	0	3,894	142,410
7	1	1,000	3,894	- 2,894	0	2,894	145,304
	2	0	3,894	- 3,894	0	3,894	149,198
	3	0	3,894	- 3,894	0	3,894	153,092
	4	0	3,894	- 3,894	0	3,894	156,986
	5	0	3,894	- 3,894	0	3,894	160,880
	6	0	4,672	- 4,672	0	4,672	165,552
計							

59年

月	半旬	ダム流入量	農業用水量	差引水量	溜池流入量	溜池依存量	累加溜池依存量
8	1	18,000	1,006	16,994	16,994	0	148,558
	2	4,600	1,795	2,805	2,805	0	145,753
	3	3,600	2,176	1,424	1,424	0	144,329
	4	1,400	2,267	- 867	0	867	145,196
	5	0	2,267	- 2,267	0	2,267	147,463
	6	8,000	2,325	5,675	0	5,675	141,788
9	1	12,600	0	12,600	12,600	0	129,188
	2	0	0	0	0	0	129,188
	3	13,800	0	13,800	13,800	0	115,388
	4	1,600	0	1,600	1,600	0	113,788
	5	400	0	400	400	0	113,388
	6	14,800	0	14,800	14,800	0	98,588
10	1	0	10,313	- 10,313	0	10,313	108,901
	2	1,200	13,347	- 12,147	0	12,147	121,048
	3	43,400	13,175	30,255	30,225	0	90,823
	4	800	19,413	- 18,613	0	18,613	109,436
	5	9,600	9,804	- 204	0	204	109,640
	6	15,200	11,066	4,134	4,134	0	105,506
11	1	0	18,200	- 18,200	0	18,200	123,706
	2	5,800	16,623	- 10,823	0	10,823	134,529
	3	39,200	10,653	28,547	28,547	0	105,982
	4	5,200	16,695	- 11,495	0	11,495	117,477
	5	2,400	18,200	- 15,800	0	15,800	133,277
	6	23,000	13,589	9,411	9,411	0	123,866
12	1	0	20,627	- 20,627	0	20,627	144,493
	2	15,800	17,132	- 1,332	0	1,332	145,825
	3	5,400	20,627	- 15,227	0	15,227	161,052
	4	600	20,627	- 20,027	0	20,027	181,079
	5	13,400	17,157	- 3,757	0	3,757	184,836
	6	0	24,752	- 24,752	0	24,752	209,588
計							

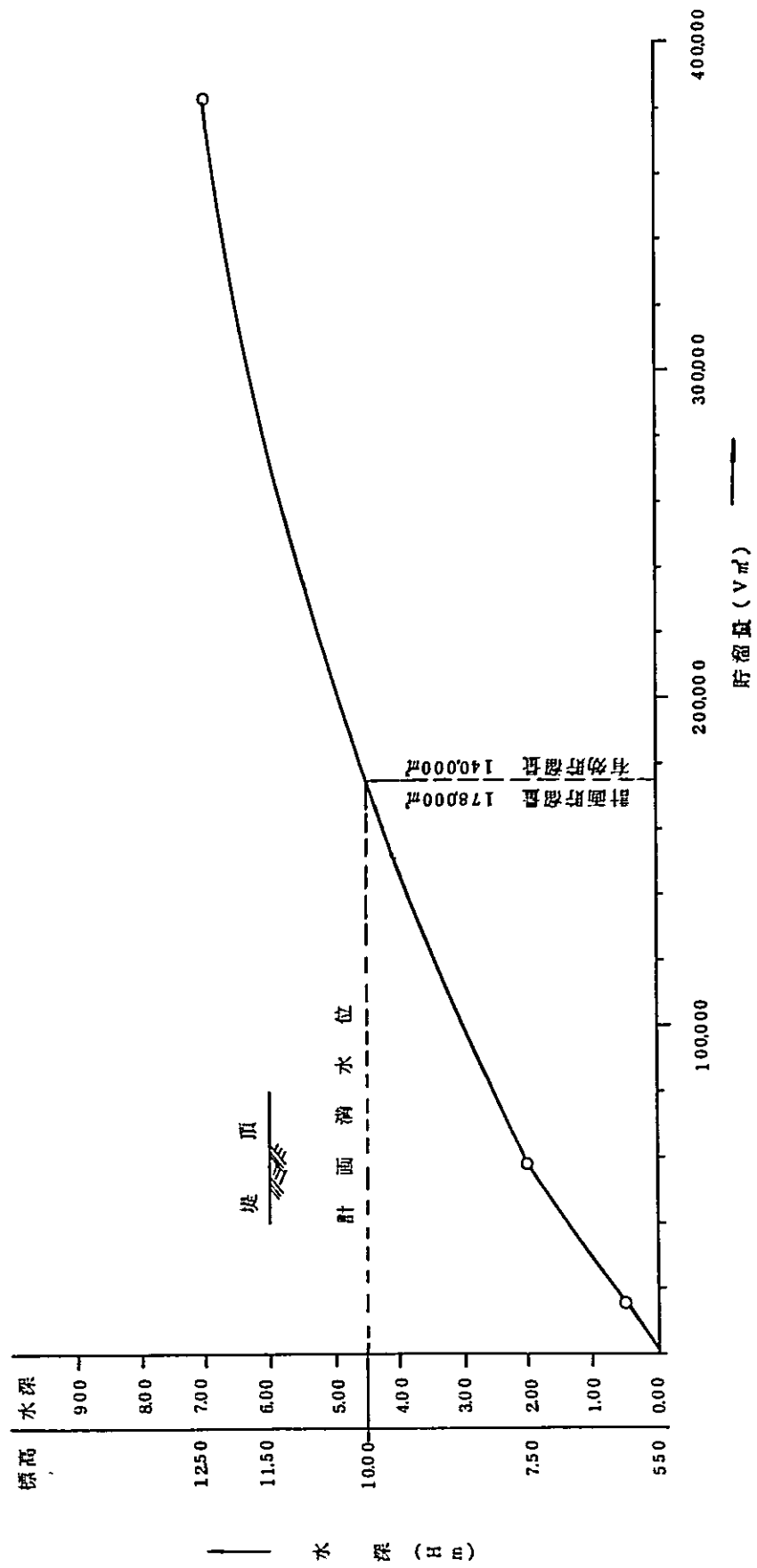
60年

月	半旬	ダム流入量	農業用水量	差引水量	溜池流入量	溜池依存量	累加溜池依存量
1	1	6,600	16,453	- 9,853	0	9,853	219,441
	2	56,000	7,595	48,405	48,405	0	171,036
	3	109,600	49	109,551	109,551	0	61,485
	4	0	18,200	- 18,200	0	18,200	79,685
	5	1,400	18,200	- 16,800	0	16,800	96,485
	6	0	21,840	- 21,840	0	21,840	118,325
2	1	20,200	9,379	10,821	10,821	0	107,504
	2	42,000	9,955	32,045	32,045	0	75,459
	3	50,600	12,343	38,257	38,257	0	37,202
	4	21,800	17,013	4,787	4,787	0	32,415
	5	103,800	0	103,800	32,415	0	0
	6	21,400	4,514	16,886	0	0	0
3	1	4,200	16,841	- 12,641	0	12,641	12,641
	2	0	18,200	- 18,200	0	18,200	30,841
	3	4,200	17,011	- 12,811	0	12,811	43,652
	4	8,800	16,065	- 7,265	0	7,265	50,917
	5	9,000	16,016	- 7,016	0	7,016	57,933
	6	0	21,840	- 21,840	0	21,840	79,773
4	1	0	22,254	- 22,254	0	22,254	102,027
	2	30,200	15,385	14,815	14,815	0	87,212
	3	1,600	22,254	- 20,654	0	20,654	107,866
	4	110,800	3,203	107,597	107,597	0	269
	5	0	22,254	- 22,254	0	22,254	22,523
	6	0	22,254	- 22,254	0	22,254	44,777
5	1	11,600	17,759	- 6,159	0	6,159	50,936
	2	4,200	20,028	- 15,828	0	15,828	66,764
	3	18,600	15,124	3,476	3,476	0	63,288
	4	34,200	12,243	21,957	21,957	0	41,331
	5	58,800	9,594	49,206	41,331	0	0
	6	1,400	26,512	- 25,112	0	25,112	25,112
計							

60年

月	半旬	ダム流入量	農業用水量	差引水量	溜池流入量	溜池依存量	累加溜池依存量
6	1	8,800	2,306	6,494	6,494	0	18,618
	2	0	3,803	- 3,803	0	3,803	22,421
	3	10,400	2,351	8,049	8,049	0	14,372
	4	400	3,056	- 2,656	0	2,656	17,028
	5	36,600	1,037	35,563	17,028	0	0
	6	5,400	1,727	3,673	0	0	0
7	1	0	3,803	- 3,803	0	3,803	3,803
	2	0	3,894	- 3,894	0	3,894	7,697
	3	9,600	2,143	7,457	7,457	0	240
	4	600	3,894	- 3,294	0	3,294	3,534
	5	3,800	3,248	552	552	0	2,982
	6	0	4,304	- 4,304	0	4,304	7,286
8	1	6,200	1,672	4,528	4,528	0	2,758
	2	0	2,002	- 2,002	0	2,002	4,760
	3	0	2,267	- 2,267	0	2,267	7,027
	4	54,400	272	54,128	7,027	0	0
	5	1,400	1,995	- 595	0	595	595
	6	5,200	2,212	2,988	595	0	0
9	1	58,400	0	58,400	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0
	3	10,000	0	10,000	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	0
	6	2,800	0	2,800	0	0	0
計							

图 3-1 水位—貯留量曲线





## 2) ポンプ規格の検討

ダムによる貯留可能量は約  $140,000 m^3$  であり、これ以上の農水が必要とされる場合、ポンプ揚水に依存せねばならない。

ダム用水不足時の最大必要水量は、ダム出入計算結果より、1959/12 第6半旬の  $24,752 m^3$  である。

以下、揚水ポンプ規格を検討する。

### (1) 毎分揚水量

$$Q = 24,752 / 6 \times 24 \times 60 = 2.86 m^3/min$$

### (2) 全揚程

$$\begin{aligned} \text{全揚程} &= (\text{吐出水位} - \text{吸込水位}) + \text{送水損失} + \text{ポンプまわり損失} \\ &= (10.0 - 0.24) + 4.0 + 1.0 \\ &= 14.76 (m) \end{aligned}$$

### (3) 原動機所要出力

$$P = 0.163 QH (1 + \alpha) / \eta$$

ここで	P	軸馬力	KW
	Q	揚水量	$2.86 m^3/min$
	$\alpha$	掛率	0.20
	$\eta$	効率	0.80
	H	全揚程	14.76 m

$$\therefore P = 10.3 \text{ KW}$$

### (4) ポンプの口径

小型片吸込うずまき  $150 \text{ mm } \phi$

## 3.1.4 地形及び地質

### 1) 地形

計画地域におけるリ：イラ川は国道(116号)とほぼ平行して南西から北東方向に約1.0Kmの隔だたりをもって流れている。

農業開発センター、試験圃場及びダムサイトはこの1.0Kmの間に位置しており、試験圃場はジャクピラン川の氾濫原を約50haを築堤で囲み、水源施設はその試験圃場の背後地200ha流域を水源とする。

ダムサイトは、その200haの流域から2本の溪流が流下し合流する地点に設置する。ダムサイトの地形は、低位部でEL 5.00 沢巾が200m 程度、左右岸の高位部は、緩傾斜になって、EL 20.00～25.00 mの地形を成し、この位置に、堤高7.00 m位のダムを設置するとすれば、ダムの形状係数(堤頂長/堤高)は $200\text{m}/7.00\text{m}=29.0$  となり、フィルダムの位置としては、最も適した地形である。

水源河川は、ダムサイトにおいて上流に向かって二又状に分かれ、一方は南方向に国道を越え、1.5km位発達している。また一方は、南東方向に発達しているが、国道下を約1.000mくらいのパイプ暗きよにより連らなっているがこのパイプ暗きよは、以前において土砂崩壊が発生し、埋没の様相を示し、国道より上流は、水深の浅い溜池状を呈している。

流域は、標高でEL 40～60.0位で、南北方向に1.5～2.0km、東西方向に1.0～1.2kmで囲まれた形状を呈し、その流域面積は2.00km<sup>2</sup>である。また、流域内には、南西から北東方向に向った国道がEL 25.00mで横切っている。流域内の植生としては、背丈の高い、広葉樹およびか葉樹等が、雑木林状に不整然と生い繁っている。

## 2) 地 質

ダム設計に際しては、DAEEが行なったダム築堤に必要な、ダム基礎地盤及び土取場地点の地質調査結果を参考として設計した。

ダムサイトの低位部はEL 5.00 程度であり、リベイラ川の氾濫によりその水位上昇の影響を受ける。また、試験圃場予定地は洪水により全域において冠水することになる。このことから、ダムサイトの地質は表層1.5～2.5mで含水比が非常に高く、有機質分を含んだ暗褐色を呈した軟質粘性土である。また、それ以深については、表層と同じ土層ではあるが、固まり状を呈した粘性土であり、7～8mの盛土に対しては十分対応できるものである。また、左右岸の地山は、黄褐色の粘性土で構造され一部は、ガリ状の浸蝕作用が進行している。また、左岸地山は、本ダムの土取場予定地としているが、地質(土質)は粘性土である。

### 3.1.5 堤体規模の決定

#### 貯水池計画

貯水池の規模は現地踏査資料より決定する。

#### 1) 貯水位 貯水容量曲線

貯水容量は地形、貯量に基づき貯水位との関係を示した。

前述の「貯水位～貯水容量曲線」図 3-1 参照

#### 2) 貯水容量

##### (1) 貯水池純容量の決定

基準年  $1/6$  確率年相当とし、貯水池容量に決定的因子の乾期降雨につき算定し、1960年を採用。

地区内用水量 生育期別減水深（鉛直浸透+葉水面蒸発散）はカンピーナスで作成した本地区の計画書及びガタバラ、パライバ地区を参考として  $10 \sim 17 \text{ mm/day}$  とした。なお代掻水については  $150 \text{ mm/ha/day}$  とした。

代掻は20日間のTime Lagを設定、畑かん用水については  $5 \text{ mm/day}$  とした。

流入量 基準年に於ける各降雨強度別流出量を設定し、流域は踏査の結果  $20 \text{ Km}^2$  とした。 第3-7表参照

貯水池純容量 純要水量、有効降雨、粗要水量より純容量  $209,588 \text{ m}^3$  算出。 第3-9表参照

貯水池の純容量は  $209,588 \text{ m}^3$  であるが国道116号盛土部の法尻の水没を避ける必要から貯水池の純容量は  $140,000$  以下とせざるを得ない。この不足分はシャクピラン川よりポンプで補給する。

##### (2) 総貯水容量の決定

貯水池純容量  $140,000 \text{ m}^3$

貯水浸透 許容最大浸透  $0.05 \text{ \% / day}$

平均  $0.025 \text{ \% / day}$

一期（10月～5月） 184日

$140,000 \times 0.025 \text{ \% / day} \times 184 \text{ day} = 6,440 \text{ m}^3$

湖面蒸発量 10月 11月 12月 1月 2月 3月  
 $5 \text{ mm/day}$  6 6 6 6 3  
 $\text{Total } 6 \text{ mm/day} \times 153 \text{ day} - 3 \text{ mm/day} \times 31 \text{ day} = 1.0 \text{ mm/day}$   
 湖面積  $6.00 \text{ ha} \times \text{平均湖面積} \frac{1}{2} = 2.00 \text{ ha}$   
 $\therefore$ 蒸発量  $2.000 \text{ ha} \times 1,011 \text{ mm} = 20,000 \text{ m}^3$

想定堆砂量 流域は裸地少く非常に固結されているので  $30 \text{ m}^3/\text{year}$  とする。

平均耐用年数は30年

$\therefore$ 堆砂量  $= (2.00 \text{ Km}^2 - 6.00 \text{ ha}) \times 30 \text{ m}^3/\text{year Km}^2 \times 80 \text{ year} = 5,000 \text{ m}^3$

生活用水 生活用水  $250 \text{ l/日、人} \times 100 \text{ 人/日} \times 184 \text{ 日}$   
 その他  $= 4,600 \text{ m}^3$   
 その他  $= \text{ m}^3$   
 その他  $= 1960$

総貯水容量 貯水池純容量  $140,000 \text{ m}^3$   
 貯水浸透  $6,440$   
 湖面蒸発量  $20,000$   
 堆砂量  $5,000$   
 生活用水  $6,560$   
 その他  
 合計  $178,000 \text{ m}^3$

$\therefore$ 総貯水容量は  $178,000$  となる。

また、H~Q 曲線より常時満水位 (FWL) は、

$$\text{FWL} = \text{EL } 1.000 \text{ m}$$

### 3) 貯水池計画の統括

流域面積  $A = 2.00 \text{ Km}^2$   
 総貯水量  $V = 178,000 \text{ m}^3$   
 堆砂量  $V_{WA} = 5,000 \text{ m}^3$   
 有効貯水量  $V_W = 140,000 \text{ m}^3$   
 満水面積  $A_W = 60,000 \text{ m}^2$   
 貯水位  $\text{HWL} = 1.050 \text{ m}$   $\text{FWL} = 1.000 \text{ m}$   $\text{DWL} = 6.00 \text{ m}$   
 利用水深  $H_W = 4.00 \text{ m}$

### 3.1.6 堤体の設計

#### 1) 築堤材料の設計数値

本計画では築堤材料の採取は堤体左岸地山部に予定されている為、図3-2に示す5ヶ所でボーリングが実施され、土質試験、締固め試験等が行なわれている。粒度試験およびコンシステンシー（アッターベルグ、限界）試験等の結果より、本計画地点の土質は統一分類によるOH、OL、SO材料に近似した、黄色または赤色雲母質のシルト質粘土、粘土質砂と推定される。アメリカ開拓局資料Earth and Earth-Rock Dams等の資料を参考にして試験結果をまとめると次頁の第3-10表の通りである。

#### (1) 基本数値

##### a) 土粒子の比重 ( $G_{SM}$ )

$$G_{SM} = 2.67$$

##### b) 自然含水比 ( $W_{NM}$ )

$$W_{NM} = \frac{\sum_{i=1}^n W_{Ni}}{n} = \frac{35.24}{15} = 2.349 \approx 2.35 \%$$

##### c) 最大乾燥密度 ( $\gamma_{dmaxM}$ )

$$\gamma_{dmaxM} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{dmaxi}}{n} = \frac{25.74}{15} = 1.716 \approx 1.72 \text{ t/m}^3$$

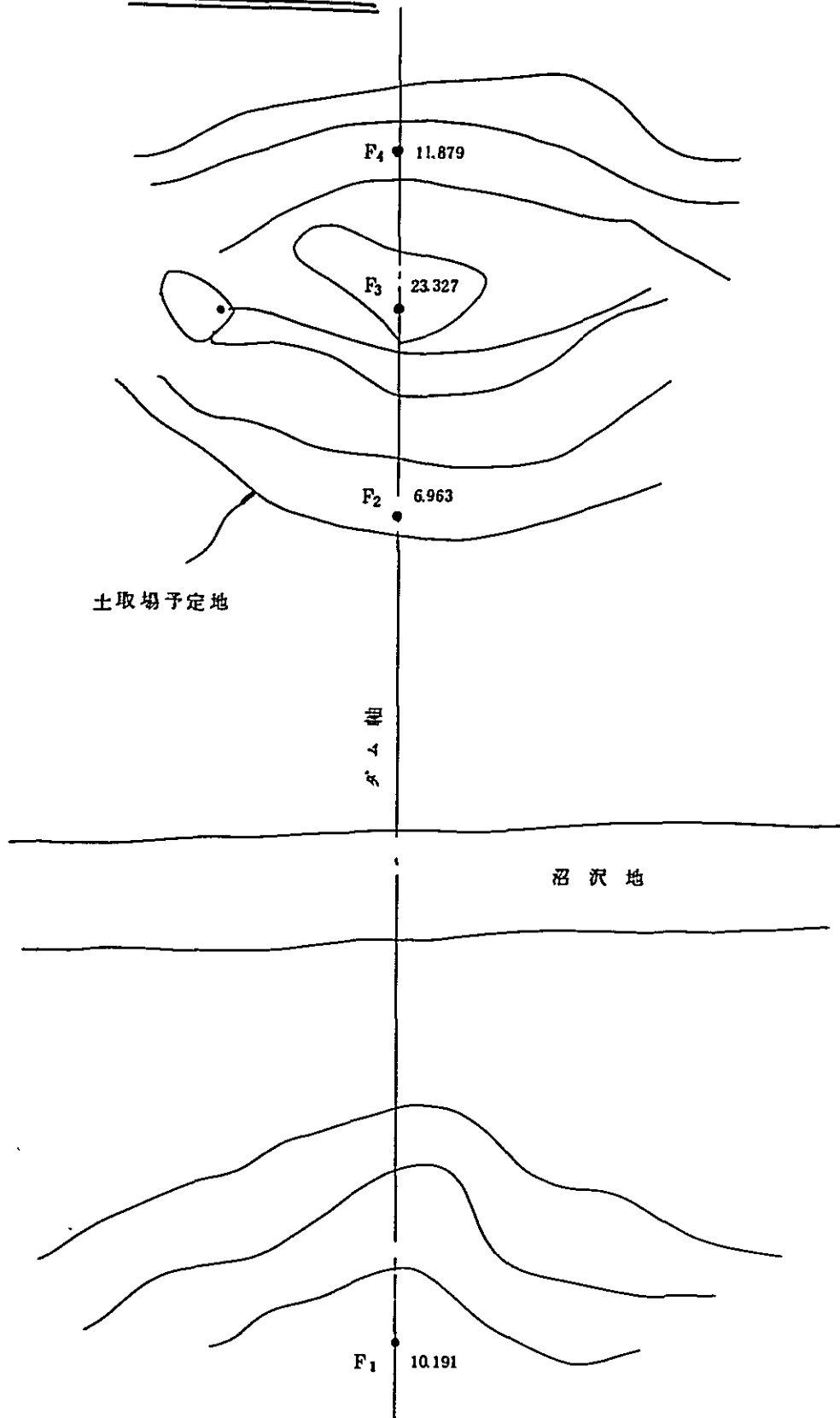
##### d) 最適含水比 ( $W_{optM}$ )

$$W_{optM} = \frac{\sum_{i=1}^n W_{opti}}{n} = \frac{28.03}{15} = 1.869 \approx 1.87 \%$$

##### e) 湿潤密度 ( $\gamma_{tM}$ )

$$\gamma_{tM} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{ti}}{n} = \frac{40.07}{15} = 2.671 \approx 2.67 \text{ t/m}^3$$

図 3-2 ボーリング実施箇所



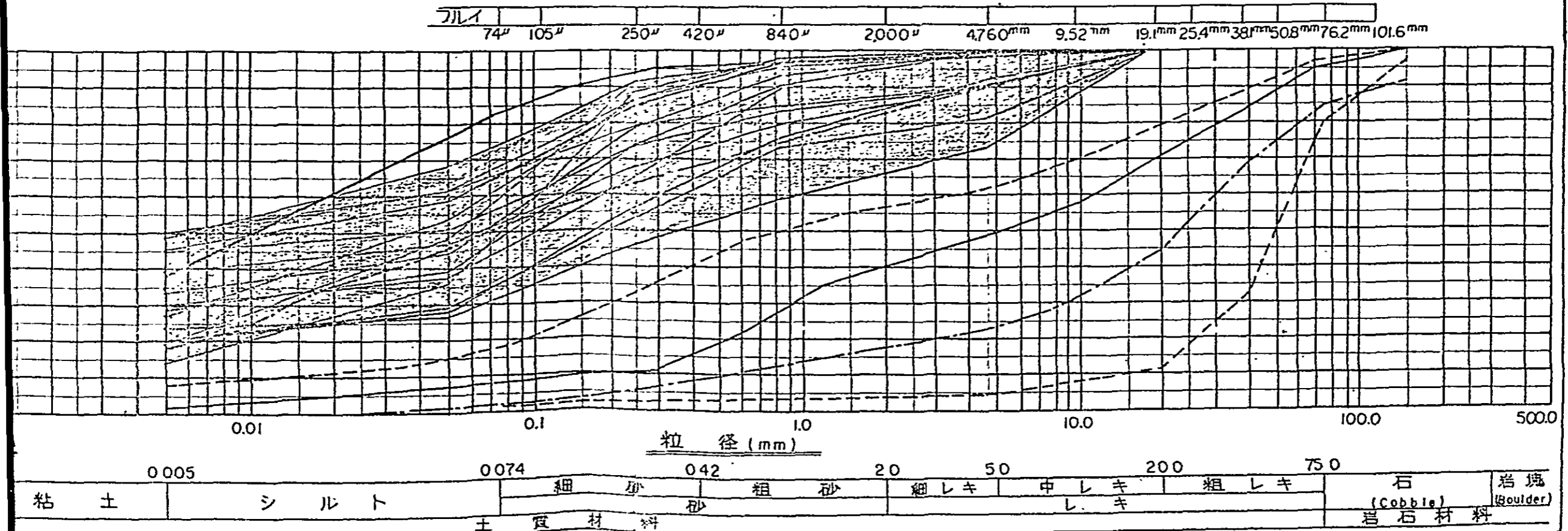
第3-10表 土質試験結果一覧表

統一 分類	比重	自然 含水比 W <sub>N</sub> (%)	粒 度 分 析 (%)						アッターベルグ限界 (%)			締固め試験		湿潤密度 α <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	三 軸 試 験		透水試験 k (cm/s)	備 考 (パイピング抵抗性)
			~0.005 粘 土	0.005~0.05 シルト	0.05~0.25 細 砂	0.25~0.84 中 砂	0.84~4.76 粗 砂	4.76~ 礫	LL	LP	IP	(g/cm <sup>3</sup> ) α <sub>dmax</sub>	W <sub>opt</sub>		C (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)		
CH	(2.67)	39.0	46	12	27	12	2	1	52.8	24.9	27.9	1.53	23.8	264	0.8	15	5×10 <sup>-8</sup>	非常に高い
CH	( " )	36.2	50	12	25	9	2	2	57.6	23.9	33.7	1.59	23.3	271	0.8	15	5×10 <sup>-8</sup>	"
MH	( " )	24.8	48	14	17	6	6	9	56.5	30.6	24.9	1.55	24.8	269	1.5	20	1×10 <sup>-7</sup>	中 ~ 高
CL-CH	( " )	28.2	48	20	24	5	2	1	50.0	26.1	23.9	1.61	23.1	271	1.2	20	5×10 <sup>-8</sup>	高
CL	( " )	26.1	33	11	35	14	6	1	42.4	23.1	19.3	1.69	19.5	272	1.2	20	5×10 <sup>-8</sup>	"
CL	( " )	27.8	27	26	34	11	2	-	43.8	20.8	23.0	1.71	19.1	272	1.2	20	5×10 <sup>-8</sup>	"
CL-SC	( " )	20.5	14	22	53	9	2	-	32.4	17.6	14.8	1.93	11.9	267	0.8	25	1×10 <sup>-8</sup>	"
CL	( " )	18.4	19	29	44	5	1	2	37.2	18.4	18.8	1.70	19.6	272	1.2	20	5×10 <sup>-8</sup>	"
SC	( " )	21.2	29	10	35	17	9	-	33.6	17.8	15.8	1.83	15.1	263	0.8	30	3×10 <sup>-7</sup>	"
SC	( " )	16.6	30	7	28	25	8	2	37.0	18.7	18.3	1.85	13.2	266	0.8	30	3×10 <sup>-7</sup>	"
CH	( " )	26.8	45	7	22	9	8	9	65.6	26.9	38.7	1.64	21.2	266	0.8	15	5×10 <sup>-8</sup>	非常に高い
CH	( " )	23.7	39	8	21	12	11	9	63.0	25.7	37.3	1.69	19.9	271	0.8	15	5×10 <sup>-8</sup>	"
SC	( " )	19.4	23	4	20	12	14	27	40.9	23.5	17.4	1.71	18.3	261	0.8	30	3×10 <sup>-7</sup>	高
SC	( " )	12.2	20	8	29	20	15	8	32.0	15.8	16.2	1.88	12.4	260	0.8	30	3×10 <sup>-7</sup>	"
SC	( " )	11.5	20	9	25	20	18	18	29.5	14.2	15.3	1.83	15.1	262	0.8	30	3×10 <sup>-7</sup>	"

粒径加積曲線

築堰材料の通性範囲：凡例

不透水部 半透水部 透水部



(2) 単位重量

a) 乾燥密度 ( $\gamma_d$ )

i) 最大乾燥密度 ( $\gamma_{dmax}$ )

平均値

$$\gamma_{dmaxM} = 1.72 \text{ t/m}^3$$

標準偏差

$$\begin{aligned}\sigma_{\gamma_{dmax}} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \{ (\gamma_{dmax1} - \gamma_{dmaxM})^2 + \dots + (\gamma_{dmaxn} - \gamma_{dmaxM})^2 \}} \\ &= \sqrt{\frac{1}{15-1} \times 0.2136} = 0.214 \approx 0.12\end{aligned}$$

最大乾燥密度

$$\begin{aligned}\gamma_{dmaxM'} &= \gamma_{dmaxM} - \frac{1}{2} \sigma_{\gamma_{dmax}} \\ &= 1.72 \pm \frac{1}{2} \times 0.12 = 1.78 \sim 1.66\end{aligned}$$

ii) 90% 乾燥密度

$$\begin{aligned}\gamma_{d90} &= \gamma_{dmaxM} \times 0.9 \\ &= 1.72 \times 0.9 = 1.548 \approx 1.55 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

よって、 $\gamma_{d90} < \gamma_{dmaxM'}$  となるので、施工条件を考慮して  $\gamma_{d90}$  を採用する。

$$\therefore \gamma_d = \gamma_{d90} = 1.55 \text{ t/m}^3$$

b) 含水比 (W)

i) 自然含水比 ( $W_{NM}$ )

$$W_{NM} = 23.5 \%$$

ii) 最適含水比 ( $W_{opt}$ )

平均値

$$W_{optM} = 18.7 \%$$

標準偏差

$$\begin{aligned}\sigma_{W_{opt}} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \{ (W_{opt1} - W_{optM})^2 + \dots + (W_{optn} - W_{optM})^2 \}} \\ &= \sqrt{\frac{1}{15-1} \times 25.53} = 4.27 \approx 4.2\end{aligned}$$



最適含水比

$$\begin{aligned}W_{opt M'} &= W_{opt M} \pm \frac{1}{2} \sigma_{W_{opt}} \\ &= 18.7 \pm 2.1 = 20.8\% \sim 16.6\%\end{aligned}$$

よって、i) ii) および堤体の施工性を考慮して、含水比は  $W_{NM}$  を採用する。

$$\therefore W = 23.5\%$$

c) 湿潤密度 ( $\gamma_t$ )

平均値

$$\gamma_{tM} = 2.67 \text{ t/m}^3$$

標準偏差

$$\begin{aligned}\sigma_{\gamma_t} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \{ (\gamma_{t1} - \gamma_{tM})^2 + \dots + (\gamma_{tn} - \gamma_{tM})^2 \}} \\ &= \sqrt{\frac{1}{15-1} \times 0.0264} = 0.043 \approx 0.04\end{aligned}$$

湿潤密度

$$\begin{aligned}\gamma_{tM'} &= \gamma_{tM} \pm \frac{1}{2} \sigma_{\gamma_t} \\ &= 2.67 \pm 0.02 = 2.69 \sim 2.65 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

よって、現場での施工性および含水比を考慮して

$$\therefore \gamma_t = 2.65 \text{ t/m}^3$$

d) 間ゲキ比 ( $e$ )

$$e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.67}{1.55} - 1 = 0.72$$

e) 飽和重量 ( $\gamma_{sat}$ )

$$\gamma_{sat} = \frac{G + e}{1 + e} = \frac{2.67 + 0.72}{1 + 0.72} = 1.97 \text{ t/m}^3$$

f) 水中重量 ( $\gamma_{sub}$ )

$$\begin{aligned}\gamma_{sub} &= \gamma_{sat} - \gamma_w \\ &= 1.97 - 1.00 = 0.97 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

(3) セン断強さ

a) 粘着力 (C)

$$\text{設計粘着力は } C_M = \frac{1}{n} \sum C_i = 0.95 \text{ より}$$

$$\therefore C = 1.00 \text{ t/m}^2 \text{ とする。}$$

b) 内部マサツ角 ( $\phi$ )

$\phi_M = 1/n \sum \phi_i = 22.3^\circ$  であるが、堤体の安全を考慮し、設計値としては  $\phi_{\text{min}}$  を採用する。

$$\therefore \phi = 15^\circ$$

(4) 透水係数

設計透水係数は下記の値を採用する。

$$K = 5.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

(5) 設計数値の総括

堤体の設計数値を総括すれば下表のとおりである。

含水比	単位重量				セン断強さ			透水係数 K (cm/sec)	摘要
	$\gamma_d$	$\gamma_t$	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{sad}$	C	$\phi$	$\tan \phi$		
W (%)	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>2</sup>	(度)			
23.5	1.55	2.65	1.97	0.97	1.0	15°00'	0.26795	5.0×10 <sup>-6</sup>	

2) 浸透水に対する検討

(1) 堤体の浸潤線

浸潤線はカサグラントの方法により、常時満水位 (FWL. 10.00) について求める。

a) 基本数値

$$l_1 = 13.75 \text{ m}$$

$$l_2 = 27.25 \text{ m}$$

$$d = 31.375 \text{ m}$$

$$h = 5.50 \text{ m}$$

b) 基本放物線

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{5.50^2 + 31.375^2} - 31.375 = 0.478 \text{ m}$$

$$\therefore X = \frac{y^2 y_0^2}{2y_0} = \frac{y^2 - 0.478^2}{2 \times 0.478^2} = \frac{y^2 - 0.228}{0.956}$$

基本放物線（投潤線）の計画表

Y	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.5
X	-0.238	0.023	0.808	2.115	3.946	9.176	16.498	31.404

c) 基本放物線の修正

$$\tan \alpha = \frac{7.00}{17.50} = 0.4$$

$$\therefore \alpha = 21^\circ 48'$$

投出面 (a) は

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$\cos \alpha = 0.9285$$

$$y_0 = 0.478 \text{ m}$$

$$a + \Delta a = \frac{0.478}{1 - 0.9285} = 6.685 \text{ m}$$

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2}$$

$$\text{よって } d = 31.375 \text{ m}$$

$$h = 5.50 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0.9285$$

$$\sin \alpha = 0.3714$$

$$\therefore a = \frac{31.375}{0.9285} - \sqrt{\left(\frac{31.375}{0.9285}\right)^2 - \left(\frac{5.50}{0.3714}\right)^2} = 3.418 \text{ m}$$

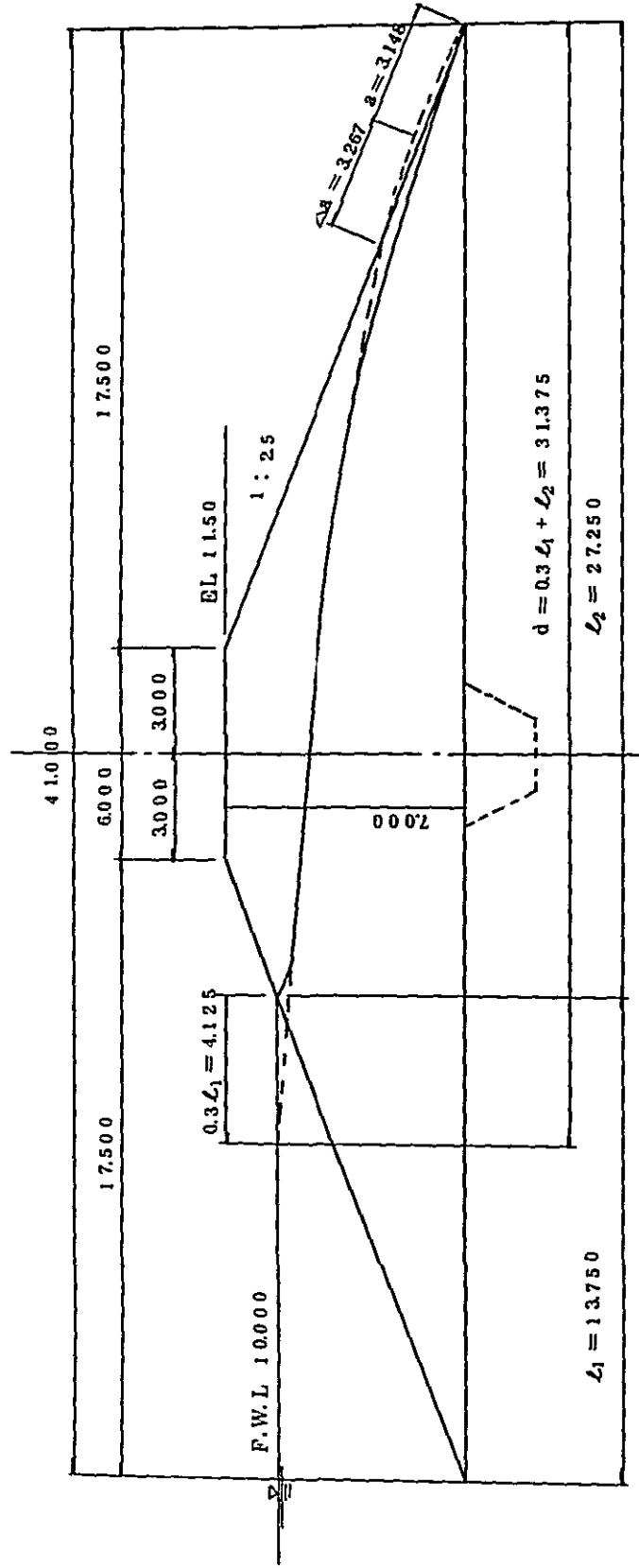
$$\therefore \Delta a = 6.685 - 3.418 = 3.267 \text{ m}$$

また、 $a$ 、および  $(a + \Delta a)$  の垂直成分は

$$\therefore a = a \sin \alpha = 3.418 \times 0.3714 = 1.269 \text{ m}$$

$$\therefore a + \Delta a = (a + \Delta a) \sin \alpha = 6.685 \times 0.3714 = 2.483 \text{ m}$$

图 3-3 堤体设计剖面图



(2) 堤体の浸透量

a) 堤体の単位巾当り浸透量 (qD)

$$qD = K \cdot y_0$$

ここに K : 透水係数 =  $5.0 \times 10^{-6}$  cm/sec

$$\therefore K = 5.0 \times 10^{-8} \text{ m/sec}$$

y<sub>0</sub> : 浸出面高さ y<sub>0</sub> = 0.478 m

$$\therefore qD = 5.0 \times 10^{-8} \times 0.478 = 2.39 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

b) 堤体からの全浸透量 (Q<sub>0</sub>)

$$Q_0 = q_0 \ell$$

ここに ℓ : 堤体の浸透平均巾 = 200.0 m

$$\ell_1 = 220.0 \text{ m (FWL 10.00)}$$

$$\ell_2 = 180.0 \text{ m (ダム敷)}$$

$$\therefore \ell = \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} = \frac{220.0 + 180.0}{2} = 200.0 \text{ m}$$

$$\therefore Q_0 = 2.39 \times 10^{-8} \times 200 = 4.78 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore Q_{\text{day}} = 4.78 \times 10^{-6} \times 86400 = 41 \times 10^{-1} / \text{day} = 0.41 \text{ m}^3/\text{day}$$

c) 漏水量の比率

$$\text{総貯水量} : V = 178,000 \text{ m}^3$$

$$\Delta W = \frac{Q_{\text{day}}}{V} \times 100$$

$$\therefore \Delta W = \frac{0.41}{178,000} \times 100 = 2.30 \times 10^{-4} \%/\text{day}$$

(3) 堤体基礎の浸透量

ダムサイトの基礎は半透水性地盤 (K =  $4.5 \times 10^{-4}$  cm/sec) の上に粘質土が滞積し、ほぼ自然ブランケットを形成していることが推察される。したがって、基礎地盤からの浸透量は自然ブランケットとして、近似的に求める。

a) 有効浸透路長

$$X = \sqrt{\frac{t \times d \times k_1}{k}}$$

ここに  $x$  : 有効浸透路長 ( m )

$t$  : 自然ブランケットの平均厚さ = 2.0 m

$d$  : 基礎の深さ = 3.0 m ( 仮定 )

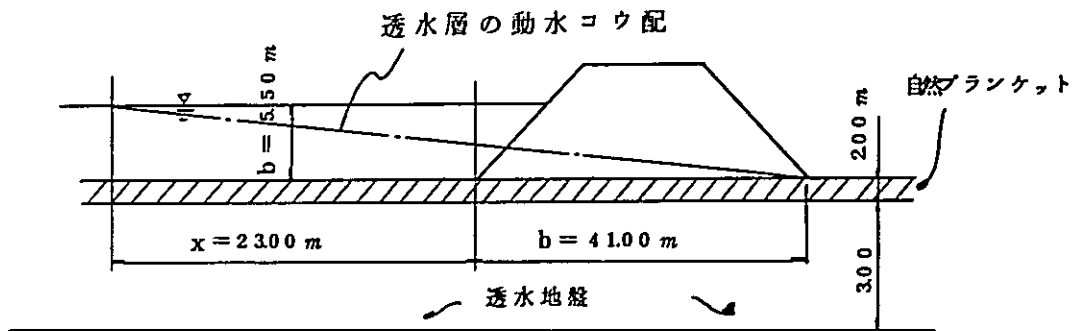
$k_1$  : 自然ブランケットの透水係数

$$\therefore 5.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec} = 5.5 \times 10^{-8} \text{ m/sec}$$

$k$  : 基礎の透水係数

$$\therefore 4.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} = 4.5 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$$

$$\therefore X = \sqrt{\frac{2.00 \times 3.00 \times 4.5 \times 10^{-6}}{5.0 \times 10^{-8}}} = 23.238 \approx 23.2 \text{ m}$$



b) 基礎の浸透量

i) 単位巾当りの浸透量 (  $q$  )

$$q = \frac{k \times d \times h}{0.62x + b}$$

$$\therefore q = \frac{4.5 \times 10^{-6} \times 3.0 \times 5.5}{0.62 \times 23.2 + 41.0} = 1.34 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

ii) 全浸透量 (  $Q$  )

$$Q = q \cdot \ell \quad \text{ここに } \ell = 200.0 \text{ m}$$

$$\therefore Q = 1.34 \times 10^{-6} \times 200.0 = 2.68 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore Q_{\text{day}} = 2.68 \times 10^{-4} \times 86,400 = 23.155 \text{ m}^3/\text{day}$$

c) 漏水量の比率

$$\text{総貯水量} : V = 178,000 \text{ m}^3$$

$$\Delta W = \frac{Q_{\text{day}}}{V} \times 100$$

$$\therefore \Delta W = \frac{23.155}{178,000} \times 100 = 0.0130\%$$

(4) 浸透量の総括

堤体、および堤体基礎地盤からの浸透量を示せば下表のとおりである。

第3-11表 浸透量の総括表

区分	総貯水量 V (m <sup>3</sup> )	有効貯水量 VW (m <sup>3</sup> )	漏水量 Q (m <sup>3</sup> /day)	$\Delta W = \frac{Q}{V} \times 100$ (%)	$\Delta W' = \frac{Q}{VW} \times 100$ (%)	摘要
堤体	178,000	140,000	0.410	0.00023	0.00029	OK
基礎			23.155	0.0130	0.0165	OK
			23.565	0.01323	0.01679	OK

上表で明らかなように、漏水量は  $Q = 23.565 \text{ m}^3/\text{day}$  であるが、有効貯水量  $VW = 140,000 \text{ m}^3$  に対する比率  $\Delta W' = 0.0168\%$  である。

3) 堤体の安定計算

(i) 安定計算条件

テーラーの安定計算図表から堤体斜面の安定計算を行なう。

a) 築堤材料

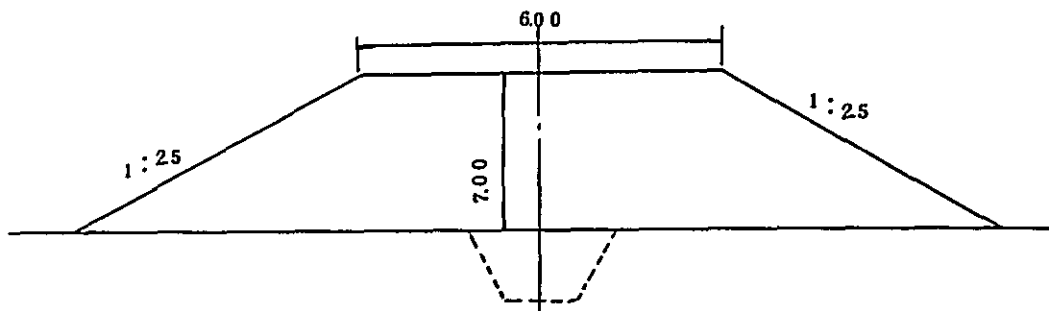
第3-12表 設計数値表

単位重量		せん断強さ			摘要
乾燥 $\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	湿潤 $\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	粘着力 C t/m <sup>2</sup>	内部摩擦角 $\phi$ (度)	$\tan \phi$	
1.55	2.65	1.0	15°00'	0.26795	



b) 堤体構造

標準断面



ダムタイプ： 均一型アースダム

堤 高：  $H_D' = 7.00 \text{ m}$

単位重量：  $\gamma t H_D' = 2.65 \times 7.00 = 18.55 \text{ t/m}^2$

斜面傾度： 上流側： 1 : 2.5 ( $21^\circ 48'$ )

下流側： 1 : 2.5 ( $21^\circ 48'$ )

(2) 安定計算

a)  $F_S = F_\phi = F_C = 2.0$  と仮定すると

$$\therefore C_{2.0} = \frac{C}{F_S} = \frac{1.0}{2.0} = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \phi_{2.0} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{F_S} \right)$$

$$= \tan^{-1} \left( \frac{\tan 15^\circ}{2.0} \right)$$

$$= \tan^{-1} (0.13397) = 7^\circ 38'$$

$\phi_{2.0} = 7^\circ 38'$ 、 $\beta = 21^\circ 48'$  に対して右

図 Taylor の図から

$$\therefore N_S = \frac{\gamma t H}{C_{2.0}} = 16$$

$$\therefore H = \frac{16 \times C_{2.0}}{\gamma t} = \frac{16 \times 0.5}{2.65} = 3.02 \text{ m}$$

b)  $F_S = F_\phi = F_C = 1.5$  と仮定

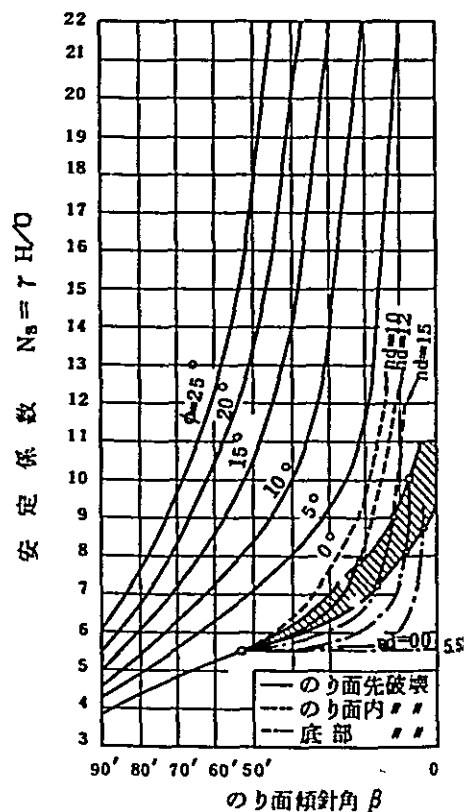


図 3-4 安定係数の図表

$$\therefore C_{15} = \frac{1.0}{1.5} = 0.667 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \phi_{15} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan 15^\circ}{1.5} \right) = 10^\circ 08'$$

$\phi_{15} = 10^\circ 08'$ 、 $\beta = 21^\circ 48'$  に対して、上図 Taylor の図から

$$\therefore N_S = \frac{\gamma t \cdot H}{C_{15}} = 21$$

$$\therefore H = \frac{21 \times 0.667}{2.65} = 5.28 \text{ m}$$

c)  $F_S = F_\phi = F_C = 1.2$  と仮定

$$\therefore C_{12} = \frac{1.0}{1.2} = 0.833$$

$$\therefore \phi_{12} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan 15^\circ}{1.2} \right) = 12^\circ 35'$$

$\phi_{12} = 12^\circ 35'$ 、 $\beta = 21^\circ 48'$  に対して、前図 Taylor の図から

$$\therefore N_S = \frac{\gamma t \cdot H}{C_{12}} = 25$$

$$\therefore H = \frac{25 \times 0.833}{2.65} = 7.86 \text{ m}$$

d) 安全率 ( $F_S$ )

(2)(3) より

$$\therefore F_S = 1.2 + (1.5 - 1.2) \times \frac{7.86 - 7.00}{7.86 - 5.28} = 1.30$$

$$\therefore F_S = 1.30 > 1.20 \quad \text{O. K.}$$

### 3.1.7 計画洪水量の算定

#### 1) 流域の状況

本ダムの流域の大部分は、現在、農業試験場として使用されており、ゆるやかな丘陵地帯であり、一部分は、原生林または二次遷移林である。一方、耕作地は果樹、茶、牧草などが栽培されているが、裸地は降雨による侵蝕がはげしい。

#### 2) 降雨量

##### (i) 観測所の位置

流域内に含まれる試験場に観測施設があり、この観測所のデータを利用する。

(2) 観測期間

1957年の1月以来、現在まで観測が続けられている。

(3) 年間最大日降雨量

年間最大の日降雨量の1957年1月から1973年5月までの記録を以下に示す。

第3-13表 日最大降雨量

順位	降雨量(mm)	生起年、月	$i/n$	摘要
1	192.0	1972年 5月	0.0588	
2	180.6	1961年 2月	0.1176	
3	153.0	1963年 1月	0.1765	
4	150.8	1960年11月	0.2353	
5	128.4	1967年 3月	0.2941	
6	98.0	1965年 4月	0.3529	
7	93.0	1971年 1月	0.4118	
8	92.0	1969年 3月	0.4706	
9	86.6	1972年 2月	0.5294	
10	83.3	1957年12月	0.5882	
11	80.0	1970年12月	0.6471	
12	74.5	1958年 3月	0.7059	
13	70.0	1966年 2月	0.7647	
14	67.0	1962年 3月	0.8235	
15	64.6	1968年 1月	0.8824	
16	58.6	1964年 6月	0.9412	
17	50.6	1959年 1月	1.000	

(4) 確率降水量

確率計算は対数確率紙を用いて算出する。この結果は以下の通りである。

確 率 年	確 率 日 降 水 量 (mm/日)
1 0	1 7 0
2 0	1 9 5
5 0	2 3 5
1 0 0	2 6 0

### 3) 余水吐の計画洪水量

#### (1) 雨量強度

雨量強度は100年確率日雨量より、以下の式を用いて求める。

$$r_t = \frac{r_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^n$$

ここで  $r_t$  : 時間雨量強度 (mm/hr)

$r_{24}$  : 計画日雨量 260 (mm/day)

$t$  : 洪水到達時間 (hour)

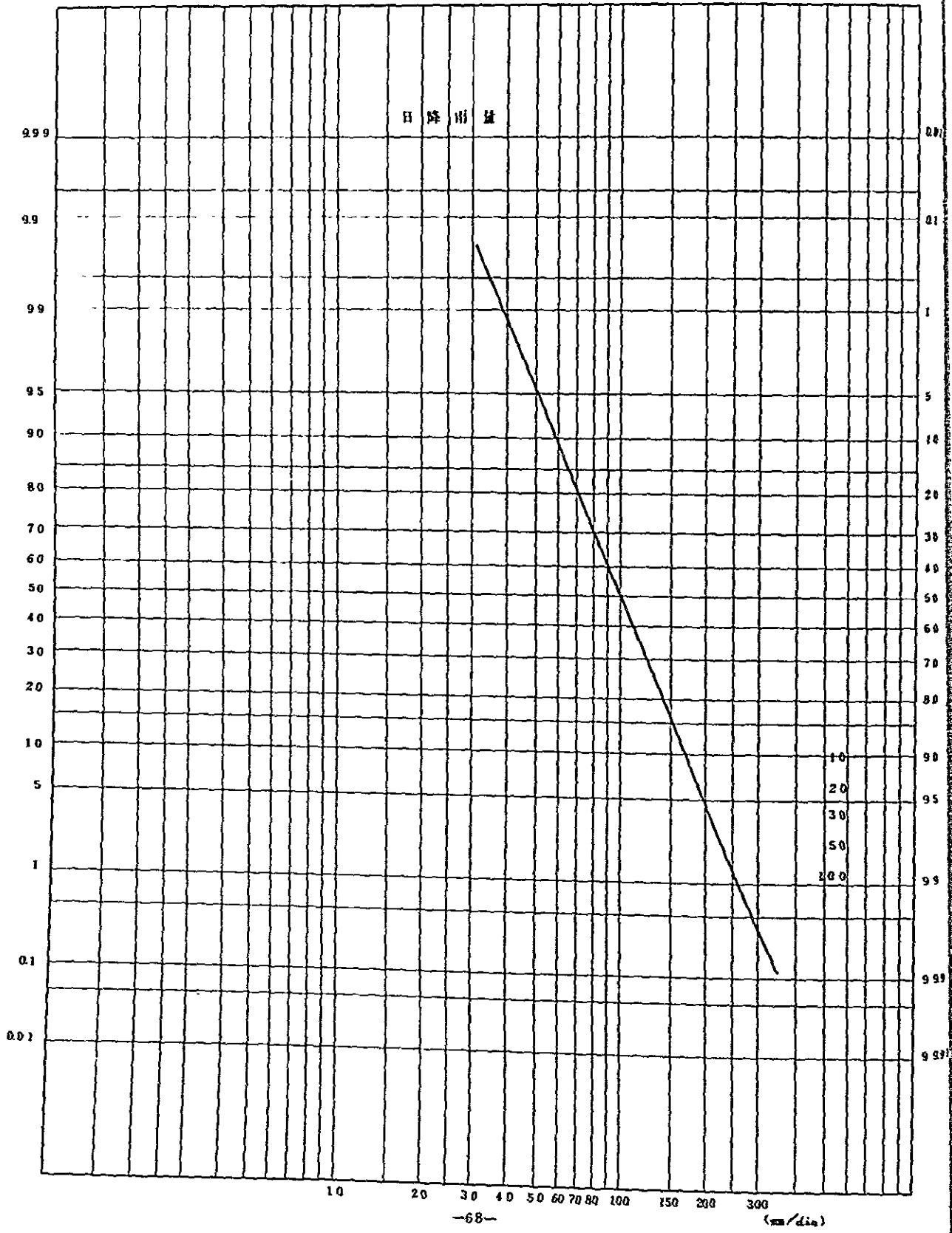
$n$  : 係数 0.5

$$t = \frac{\ell}{W}$$

ここで  $\ell$  : 流路の延長 1.5 (km)

$W$  : 水の伝わる速度 (km/hr)

图 3-5 表 对数概率纸



$$W = 72 \left( \frac{H}{\ell} \right)^{0.6} \quad (\text{Km/hr})$$

$$H : \ell \text{ 間の高低差} \quad 0.02 \text{ (Km)}$$

$$W = 72 \left( \frac{0.2}{1.5} \right)^{0.6} = 4.95 \text{ (Km/hr)}$$

$$t = \frac{\ell}{W} = \frac{1.5}{4.95} = 0.30 \approx 1.0$$

$$r_t = \frac{260}{24} \left( \frac{24}{1} \right)^{0.5} = 53.07 \text{ (mm)}$$

## (2) 計画洪水量

計画洪水量は合理式を用いて算出する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r_t \cdot A$$

ここで  $Q$  : 計画洪水量 ( $m^3/sec$ )

$f$  : 流出率 0.6

$r_t$  : 雨量強度 53.07 ( $mm/hr$ )

$A$  : 流域面積 2.0 ( $Km^2$ )

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 0.6 \times 53.07 \times 2.0 = 17.69 \text{ (} m^3/sec \text{)}$$

これより計画洪水量は 17.7 ( $m^3/sec$ ) とする。

## 3.1.8 余水吐の設計

### 1) 位置の決定

余水吐の位置は安全性を考慮し、すべて、切土した部分に設けるものとする。これより放水路の延長が短くかつ、地形的にゆるやかな左岸側に余水吐を設けることは、掘削土量が少なくなり有利である。さらに放水路は、丘地の流出を受持つ水路を兼用する。従って、より合理的な左岸側に余水吐を設けることとする。

### 2) 型式の決定

本ダムは小規模であり、余水吐の型式としては非調節型が適している。また、フィルタイプダムであるため、余水吐は地山に設けることが、安全性を考慮すると必要である。以上のことを考慮すると、側溝余水吐が適当である。

### 3) 水理設計

#### (1) 設計条件

$$\text{設計洪水量} \quad Q = 17.7 \text{ } m^3/sec$$

粗度係数	$n = 0.015$
越流水深	$H = 0.50\text{ m}$
満水位	$F. W. L = 10.00$
設計洪水位	$H. W. L = 10.50$
越流堰標高	$R. L = 10.00$
流入部敷高	$R. L = 9.50$

(2) 越流部

a) 越流部においては以下の式が成立しなければならない。

$$W \geq H/5$$

$$W : \text{流入部の深さ} \quad 0.50\text{ m}$$

$$H : \text{越流水深} \quad 0.50$$

$$0.50 \geq 0.5/5 = 0.1$$

O. K

b) 堰上流面勾配

$$\frac{W}{H} = \frac{0.5}{0.5} = 1.0 \quad \text{従って} \quad 0.4 \leq \frac{W}{H} < 2.50 \quad \text{の範囲となる。}$$

この場合勾配は 1 : 2/3 が適当である (設計基準より)。

c) 流量係数

設計基準より、 $C = 2.16$  となる。

d) 越流堰頂の長さ

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

$$\text{ここに } Q : \text{設計洪水量} \quad 17.7 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$B : \text{越流堰長}$

$$B = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}} = \frac{17.7}{2.16 \times 0.5^{3/2}} = 23.16 \div 23.2 \text{ m}$$

e) 接近水路内の速度水頭

$$\text{接近水路からの総水頭} \quad 1.00 \text{ m}$$

$$\text{巾員 } 23.2 \text{ m、流量 } Q = 17.7 \text{ m}^3/\text{sec}$$

接近水路内の水位を 10.47 とすると

$$\text{水深 } d = 10.47 - 9.50 = 0.97 \text{ m}$$

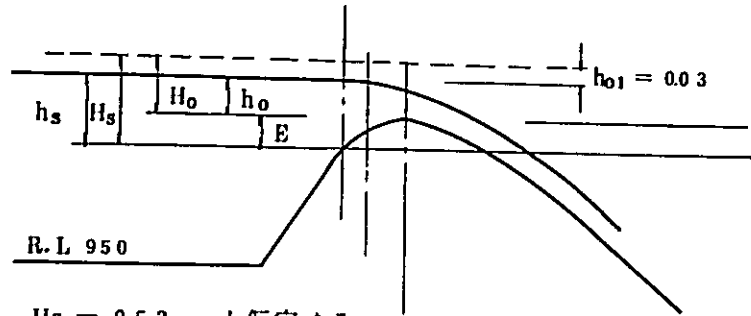
流積  $A = 0. \quad \times 23.2 = 22.5 \text{ m}^2$

流速  $V = \frac{Q}{A} = \frac{17.7}{22.5} = 0.787 \text{ (m/sec)}$

速度水頭  $h_v = \frac{V^2}{2g} = 0.03 \text{ (m)}$

総水頭  $0.97 + 0.03 = 1.00 \text{ m}$

f) セキの断面形



$H_s = 0.53 \text{ m}$  と仮定する。

$h_a/H_s = 0.03/0.53 = 0.057$  従ってグラフより

$E/H_s = 0.057$

$E = 0.057 \times 0.53 = 0.030$

$H_o + E = 0.50 + 0.03 = 0.53 = H_s$

第3-14表 セキ断面座標 (セキ前面に2/3、 $h_a/H_s = 0.06$ )  $H_s = 0.53 \text{ m}$

X/Hs	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60
X	0	0.027	0.053	0.08	0.106	0.133	0.159	0.186	0.212	0.239	0.265	0.318
Y/Hs	0.00	0.029	0.046	0.054	0.056	0.052	0.045	0.035	0.023	0.008	-0.009	-0.052
Y	0	0.015	0.024	0.029	0.030	0.028	0.024	0.019	0.012	0.004	-0.005	0.028
標高	9.970	9.985	9.994	9.999	10.00	9.998	9.994	9.989	9.982	9.974	9.965	9.942
X/Hs	0.70	0.80	0.90	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.50
X	0.371	0.424	0.477	0.530	0.636	0.742	0.848	0.954	1.060	1.166	1.272	1.325
Y/Hs	-0.105	-0.165	-0.233	-0.307	-0.482	-0.690	-0.935	-1.205	-1.506	-1.833	-2.199	-2.399
Y	-0.056	-0.087	-0.123	-0.163	-0.255	-0.366	-0.496	-0.639	-0.798	-0.971	-1.165	-1.271
標高	9.914	9.883	9.847	9.807	9.715	9.604	9.474	9.331	9.172	8.999	8.805	8.699

(3) 側水路

a) 側水路底巾

側水路の底巾は、狭い程有利であるが、ここでは放水路との接続を考慮し、



2.00 m とする。

b) 水理計算

基本式は

$$Q_x = q \cdot x$$

$$V = a x^n$$

$$Y = \frac{n+1}{n} \cdot h_v = \frac{n+1}{n} \frac{V^2}{2g}$$

ここに  $Q_x$  :  $x$  点に於ける流量 ( $m^3/sec$ )

$q$  : セキ、単位長当りの流量 ( $m^3/sec$ )

$x$  : セキ上流端から任意点までの距離 ( $m$ )

$u$  : 任意点に於ける流速 (平均) ( $m/sec$ )

$a$  : 流速係数

$n$  : 流速指数

$y$  : 任意断面に於ける堰頂と側水路内水面との鉛直距離

$h_v$  : 速度水頭

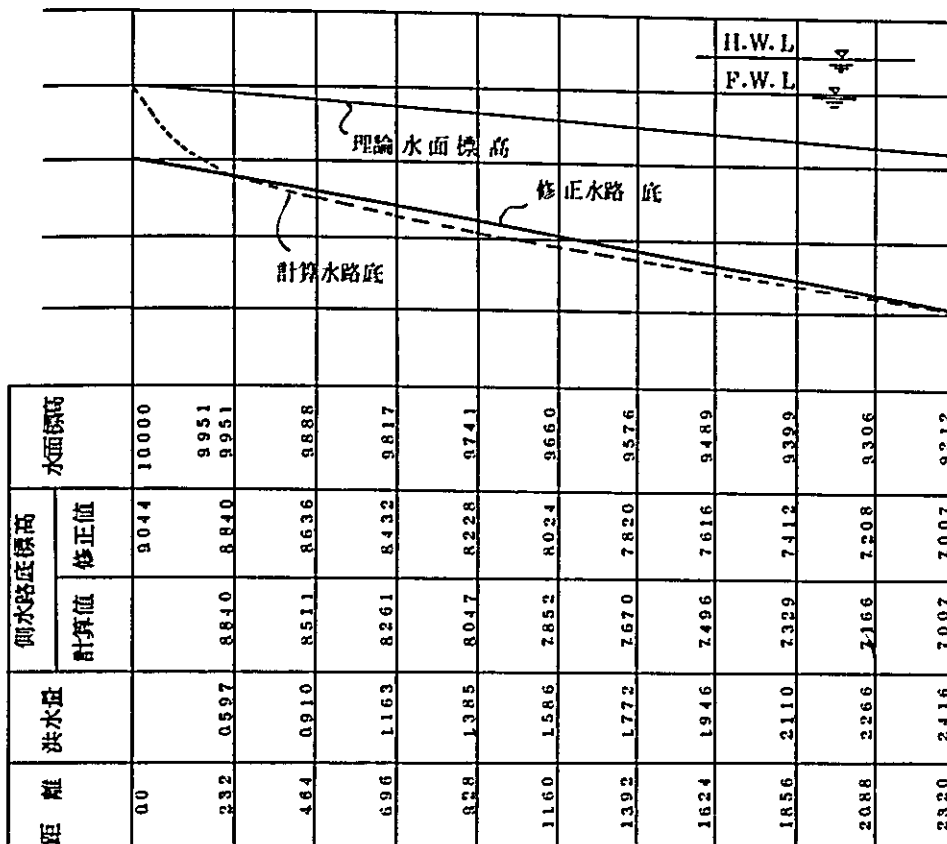
越流水深  $H = 0.50 m$  に対し  $n = 0.40 \sim 0.80$  の間で掘削が最小となる  $n$ 、

$a$  の組合せを行ない、この時の側水路の縦断面形を電算機により求める。

この結果  $n = 0.607$   $a = 0.3583$  となり、流速公式は

$V = 0.3583 \times X^{0.607}$  となる。

c) 側水路底勾配の決定



側水路底勾配は、側水路末端と側路上流端より 1/10 地点を結んだ直線を修正水路底とする。

$$\text{底勾配 } I = 0.088 = 1/11.36$$

d) 側水路末端の限界水深

$$Q = 17.70 \text{ m}^3/\text{sec} \quad b = 2.00 \text{ m} \quad \bar{m} = 0.60 \text{ より}$$

限界水深  $d_c$  は簡略式により

$$b^{2.5} = 2.0^{2.5} = 5.66$$

$$K = Q/b^{2.5} = 17.70/5.66 = 3.13 \quad \text{これに対応する } d_c/b \text{ はグラフより}$$

$$b \quad d_c/b = 0.84$$

$$d_c/b = 0.84$$

$$d_c = 0.84 \times 2.00 = 1.600 \text{ m}$$

一方、側水路末端での水深は 2.205 m であるから常流で流下する。

e) トランジション部の水面低下

余水吐末端での水理諸元

$$I_1 = 1/11.36$$

$$h_1 = 2.205 \text{ m}$$

$$\text{底 巾 } 2.0 \text{ m}$$

$$\text{側ノリ勾配 } 1 : 0.5, \quad 1 : 0.7$$

$$\text{流 積 } A_1 = 7.327 \text{ m}^2$$

$$\text{流 量 } Q = 17.70 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{流 速 } V_1 = 2.416 \text{ m/sec}$$

f) 放水路始点での水理諸元

$$I_2 = 1/500$$

$$h_1 = 2.58 \text{ m}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

$$A_2 = 11.816 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1.498 \text{ m}$$

$$\text{トランジションの長さ } L = 10.0 \text{ m}$$

$$\Delta h_{ge} = f_{ge} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} + I_m \cdot L + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

ここで  $\Delta h_{ge}$  : 漸拡における水面低下量 (m)

$I_m$  : トランジション間の平均動水勾配

$$I_m = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$f_{ge}$  : 漸拡による損失係数

$$\text{直線形 } 0.50$$

$$\Delta h_{ge} = 0.50 \frac{2.416^2 - 1.498^2}{2 \times 9.8} + \frac{0.088 + 0.002}{2} \times 10 + \frac{1.498^2 - 2.416^2}{2 \times 9.8}$$

$$= 0.092 + 0.45 - 0.183 = 0.359 \text{ (m)}$$

$$\text{余水吐終点での水位 } 9.212$$

$$\text{敷高 } 7.007$$

$$\text{放水路始点での水位 } 9.212 - 0.359 = 8.853$$

$$\text{敷高 } 8.853 - 2.58 = 6.273$$

第3-15表 側水路の水面追跡

X	△X	EL	① △Yt	W.L	b	d'	A	Q	V	Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub>	① Q <sub>1</sub> q(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	② V <sub>1</sub> +V <sub>2</sub>	③ △V	④ q·V <sub>1</sub> △X Q <sub>1</sub>	⑤ ⊕+⊖	⑥ ⊗×⊕×⊗	①-②	誤差
2320	232	7,007		9,212	200	2,205	7,327	17.70	24.16									
2088	232	7,208	0.079	9,291	200	2,083	6,769	15.93	23.53	33.63	0.054	4.769	0.063	0.242	0.305	0.079	0	
1856	232	7,412	0.087	9,378	200	1,996	6,251	14.16	22.65	30.09	0.054	4.618	0.088	0.261	0.349	0.087	0	
1624	232	7,616	0.097	9,475	200	1,859	5,792	12.39	21.39	26.55	0.054	4.404	0.126	0.283	0.409	0.097	0	
1392	232	7,820	0.107	9,582	200	1,762	5,387	10.62	17.91	23.01	0.055	4.110	0.168	0.306	0.474	0.107	0	
1160	232	8,024	0.112	9,694	200	1,670	5,013	8.85	17.65	19.47	0.056	3.736	0.206	0.329	0.535	0.112	0	
928	232	8,228	0.111	9,805	200	1,577	4,645	7.08	15.24	15.93	0.057	3.289	0.241	0.353	0.594	0.111	0	
696	232	8,432	0.106	9,911	200	1,497	4,270	5.31	12.43	12.39	0.058	2.765	0.281	0.381	0.662	0.106	0	
464	232	8,636	0.097	10,008	200	1,372	3,873	3.54	9.14	8.85	0.061	2.157	0.329	0.414	0.743	0.097	0	
232	232	8,840	0.083	10,091	200	1,251	3,441	1.77	5.14	5.31	0.068	1.428	0.400	0.457	0.857	0.083	0	
0	232	9,044	0.074	10,165	200	1,121	2,995	0	0	1.77	0.102	0.514	0.514	0.909	1.923	0.074	0	

$Q = 17.70 \text{ m}^3/\text{sec}$        $B = 23.2(\text{m})$

$q = Q/B = \frac{17.70}{23.2} = 0.763 \text{ m}^2/\text{sec}$

$A = bd + md^2 = 2 \times d + 0.6 \times d^2$

### 3.1.9 放水路（丘地）の設計

貯水池から堤外へ自然排水するため、左側の地山を掘削して放水路を設ける。地山の土質は硬質の粘土であり、ライニングは行なわない土水路として設計する。従ってこの許容流速を  $1.50 \text{ m/sec}$  とする。

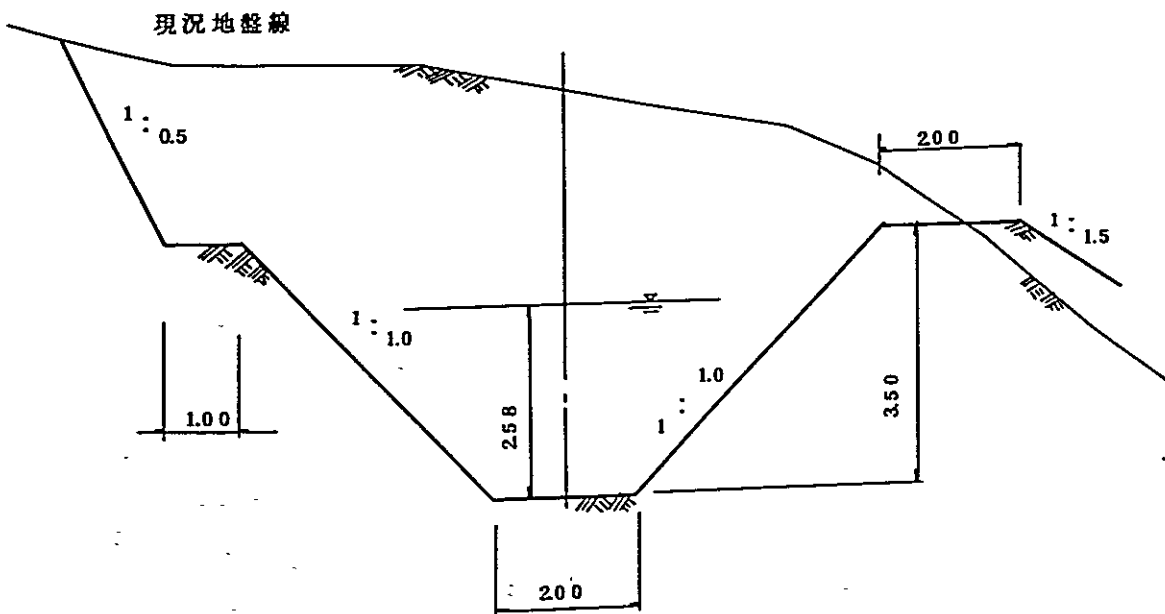
地すべりの危険を防ぐため、原則として側ノリ勾配  $1:1.0$  の切土の水路とする。

#### 1) 設計諸元

設計流量	$Q = 1.770 \text{ m}^3/\text{sec}$
底勾配	$I = 1/500$
底巾	$b = 2.00 \text{ m}$
粗度係数	$n = 0.035$
水深	$h = 2.58 \text{ m}$
流積	$A = \frac{1}{2}h(2 \times 2.0 + 2 \times h) = 1.816 \text{ m}^2$
径深	$R = \frac{A}{P} = 1.271$
流速	$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1.498 < 1.50 \text{ m}$
流量	$Q = 1.498 \times 1.816 = 1.770 \text{ m}^3/\text{sec}$
フリーボード	$h' = 0.92 \text{ m}$

放水路標準断面

$$S = 1/100$$



2) 放水路 (低地)

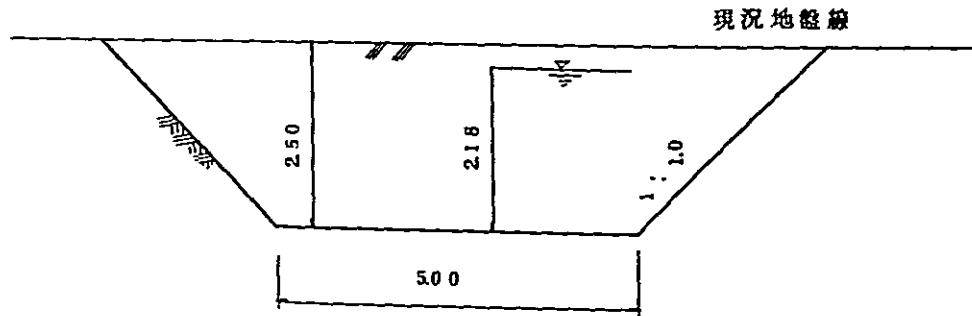
丘地の放水路からジャクピランカ川までの間に導水路を設ける。

側ノリ勾配は 1 : 1.0 の土水路とする。

設計諸元

設計流量	$Q = 17.70 \text{ m}^3/\text{sec}$
底勾配	$I = 1/1000$
底巾	$b = 5.00 \text{ m}$
粗度係数	$n = 0.035$
水深	$h = 2.18 \text{ m}$
流積	$A = 15.65 \text{ m}$
径深	$R = \frac{A}{P} = 1.402 \text{ m}$
流速	$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1.132 \text{ m/sec}$
流量	$Q = V \cdot A = 1.132 \times 15.65 = 17.72 \text{ m}^3/\text{sec}$
フリーボード	$h' = 0.32 \text{ m}$

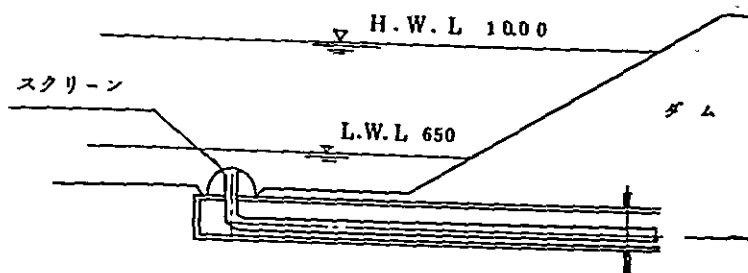
標準断面図



3.1.10 取水施設の設計

1) 取水型式

経済性から下図のような底樋型式とする。



## 2) 導水管路の水力設計

### (1) 水力諸元

計画最大通水量  $Q = 71.3 \text{ } \ell/\text{s}$       全長  $\ell = 45.0 \text{ m}$

管種 R O      粗度係数  $n = 0.013$       口径  $D = 300 \text{ mm}$

流速  $V = 1.01 \text{ m/s}$        $h_v = 0.05 \text{ m}$

### (2) 取水口損失 $h_i$

$$h_i = f_i \frac{v^2}{2g} \quad f_i : \text{ベルマウス付損失係数} = 0.1$$
$$= 0.1 \times 0.05 = 0.005 \text{ (m)}$$

### (3) 屈曲損失 $h_b$ (2ヶ所)

$$h_b = f_b \cdot \frac{v^2}{2g} \quad f_b : \text{ベント } 90^\circ \text{ 屈曲損失係数} = 0.5$$
$$= 0.5 \times 0.05 = 0.025 \text{ (m)}$$

### (4) 摩擦損失 $h_f$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad f = \frac{124.5 \text{ m}^2}{D^5}$$
$$= 0.03 \times \frac{45.0}{0.3} \times 0.05 = \frac{124.5 \times (0.013)^2}{(0.300)^5}$$
$$= 0.225 \text{ (m)} \quad = 0.03$$

したがって減勢工入口の最低水頭  $H_1$  は

$$H_1 = 6.50 - (h_i + h_b \times 2 + h_f)$$
$$= 6.50 - 0.28$$
$$= 6.22 \text{ (m)}$$

## 3) 減圧方法の決定

本施設の減圧方法の決定には以下の要因がある。

- o 最小  $0.22 \text{ m}$  ~ 最大  $4.0 \text{ m}$  の圧力変動があること。
- o 故障の少ないこと。
- o 動力がないこと。
- o 使用水頭が小さいこと。
- o 経済的であること。

減圧方法として考えられるのは

- ① ディスクバルブによるもの

- ②ハウエルバンガーバルブによるもの
- ③制水弁によるもの
- ④オートバルブによるもの
- ⑤イターナル、パイロットバルブによるもの

があるが、この中で③の制水弁は安価であるが、オートマテックタイプにするのは条件が許さないので除外する。

結論から言えば、ディスクバルブを採用したが、これは対象流量、対象圧力が適切であり、しかも構造が簡単であり、他の方法に比し故障が少ないと考えられるからである。

第3-16表に比較表を示す。

第3-16表 減圧方法比較表

減圧方法 条件	① ディスク バルブ	② ハウエル バンガー	③ 制水弁	④ オートバルブ	⑤ パイロット バルブ	備考
損失水頭	小	大	小	大	やや大	
構造	簡単	複雑	最も簡単	複雑	やや複雑	
故障	少	少	少	多	やや多	
管理性	良	—	難	最良	良	
経済性	安価	高価	最も安価	高価	やや高価	
	低圧向き	高圧向き	低圧向き	高圧向き	中圧向き	

#### 4) 減圧工の設計

ディスクバルブには、フーデッドとサブマージドの二種あるが、この場合、低圧 ( $H_s \doteq 10.00 - 6.00 = 4.00 (m)$ ) 及び小流量 ( $Q = 7.13 \ell/s$ ) より、サブマージドディスクバルブとすを。

##### (1) バルブ口径の決定

$$d = cf \sqrt{\frac{Q}{Hr}}$$

但し  $Q$  ; 流量 =  $7.13 \ell/s$

$Hr$  ; 使用最小水頭

$$= 6.22 - 6.00 = 0.22 (m)$$



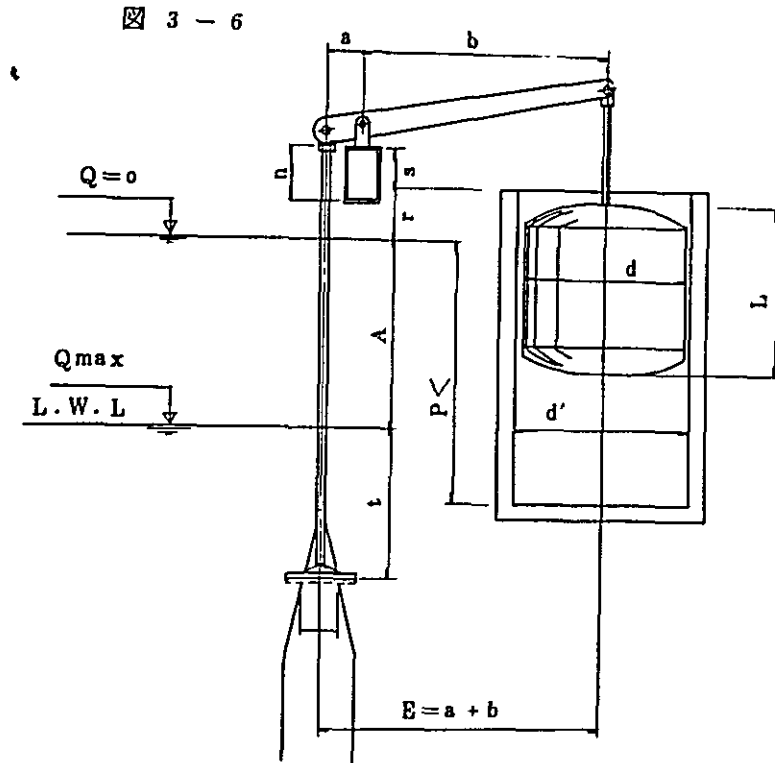
$$d = 19 \times \sqrt{\frac{7.13}{0.22}}$$

Of ; 流量係数 = 1.9

d ; 必要口径 (mm)

したがって、サブマージドディスクバルブの規格は  $d = 250$  (mm) 使用最大圧 1.6 兆のものとする。

図 3-6 の寸法図とする。



サブマージドディスクバルブ寸法表

φ	a	b	E	r	s	m	p	d	L	d'	△
250	160	1350	1510	200	100	120	1150	750	670	800	1000以下

(2) ディスクバルブによる損失水頭  $h_v$

$$h_v = f_v \times \frac{v'^2}{2g}$$

$f_v$  サブマージドディスクバルブによる

損失係数 = 1.56

$$h_v = 1.56 \times \frac{(1.452)^2}{19.6}$$

$$= 0.17 \text{ (m)}$$

$v'$  ; バルブ吐出口の流速

$$v = \frac{Q}{A'} = \frac{0.0713}{0.049} = 1.452 \text{ (m/s)}$$

したがって拡散水槽最低水位 ; HL

$$HL = 6.50 - (0.28 + 0.17)$$

$$= 6.05 \text{ (m)}$$

(3) 拡散水槽内維持水位  $\Delta$  (mm) の計算

$$\Delta = 0.2 \frac{b}{a} \phi + 1000 \frac{a}{b} \left( \frac{\phi}{d} \right)^2 \cdot (1.6 H_s - 1.15 H_r)$$

但し

$$\phi : \text{バルブ口径} = 250 \text{ mm}$$

$$d : \text{フロート直径} = 750 \text{ mm}$$

$$H_s : \text{最大静水頭} = 10.00 - 6.05 = 3.95 \text{ (m)}$$

$$H_r : \text{バルブ位置における動水頭} = 3.95 - 0.20 = 3.65 \text{ (m)}$$

$$E : \text{バルブ位置からフロートまでの距離} = 1.510 \text{ (mm)}$$

$$a : \text{バルブ位置からアーム支持点までの距離} = 160 \text{ (mm)}$$

$$b : \text{フロート中心からアームの支持中心までの距離} = 1350 \text{ (mm)}$$

したがって

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.2 \times \frac{1350}{160} \times 250 + 1000 \times \frac{160}{1350} \times \left( \frac{250}{750} \right)^2 \times (1.6 \times 3.95 - 1.15 \times 3.67) \\ &= 450 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(4) 拡散水槽容積  $V$

噴出水を吸収する水槽の必要容量は、以下のように決定される。

①  $h > H_s/3$  のとき

$$V = Q \cdot H_s / \left( 195 \cdot \sqrt{\frac{h}{H_s} \times 3} \right)$$

②  $h \leq H_s/3$  のとき

$$V = Q \cdot (H_s - h) / (75 \times 10)$$

但し  $V$  ; 水槽必要容積 ( $m^3$ )

$$H_s : \text{最大静水頭} = 3.95 \text{ m}$$

$$h : \text{管路内損失水頭} = 0.28 \text{ m}$$

$$\frac{H_s}{3} = 1.32 > h$$

したがって

$$\begin{aligned} V &= 7.13 \times (3.95 - 0.28) / (75 \times 10) \\ &= 0.35 \text{ (} m^3 \text{)} \end{aligned}$$

$$\text{計 画 } V = 0.45 \times 1.80 \times 2.75$$

$$= 2.22 > 0.35 \dots\dots\dots \text{OK}$$

## 5) 量水装置

前述のようにディスクバルブを用いる場合、分水槽内には貯水池水位の変動、バルブ開度の変化によって水位変動 $\Delta$ がおこる。このような条件のもとで配水計画を立て配水操作を容易にし、もって計画通りの配水を行なうためには流量計を設ける必要がある。

開水路用の流量計としては越流ゼキ、パーシャルフルーム等が考えられるが

① 越流ゼキは、水路勾配に余裕のある場合に適し、本施設のように水頭に余裕がない場合、採用できない。

② パーシャルフルームは越流ゼキよりも損失水頭が少く、又精度も高い反面、構造がやや複雑で、施工時仕上げに注意を要するといった欠点を持っている。

しかし最近、鉄板の組立式のものが製造され、施工上の欠点も克服されている。

そこで本施設では、この組立式のパーシャルフルームを採用することとした。

### (1) パーシャルフルームのサイズ

パーシャルフルームの概観は 図 3-7 のようであるが、そのサイズは第 3-17、 図 3-8 のパーシャルフルーム水頭-流量表によって適切なものを選ばなければならない。

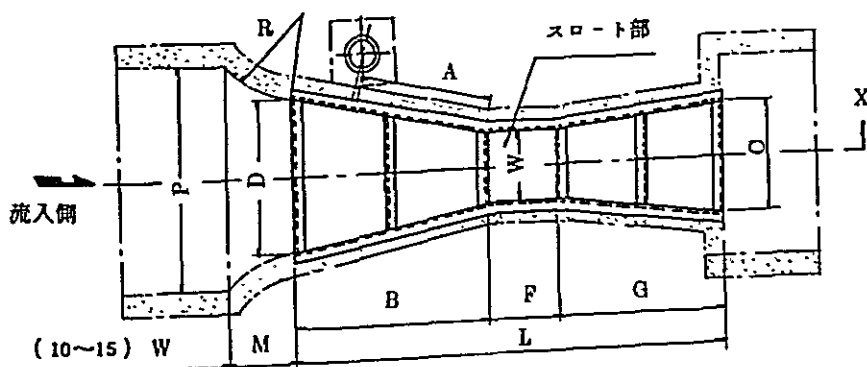
$I_2$  のパーシャルフルーム

$$q_2 = 6.21 \text{ } \ell/\text{s} \text{ より } 6 \text{ inch 型 とする。}$$

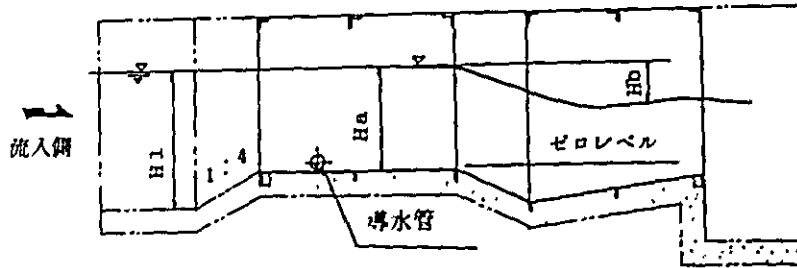
$I_5$  のパーシャルフルーム

$$q_5 = 5.24 \text{ } \ell/\text{s} \text{ より } 6 \text{ inch 型 とする。}$$

図 3-7 パーシャルフルーム外観寸法図



X - X' 断面 矢 視 図

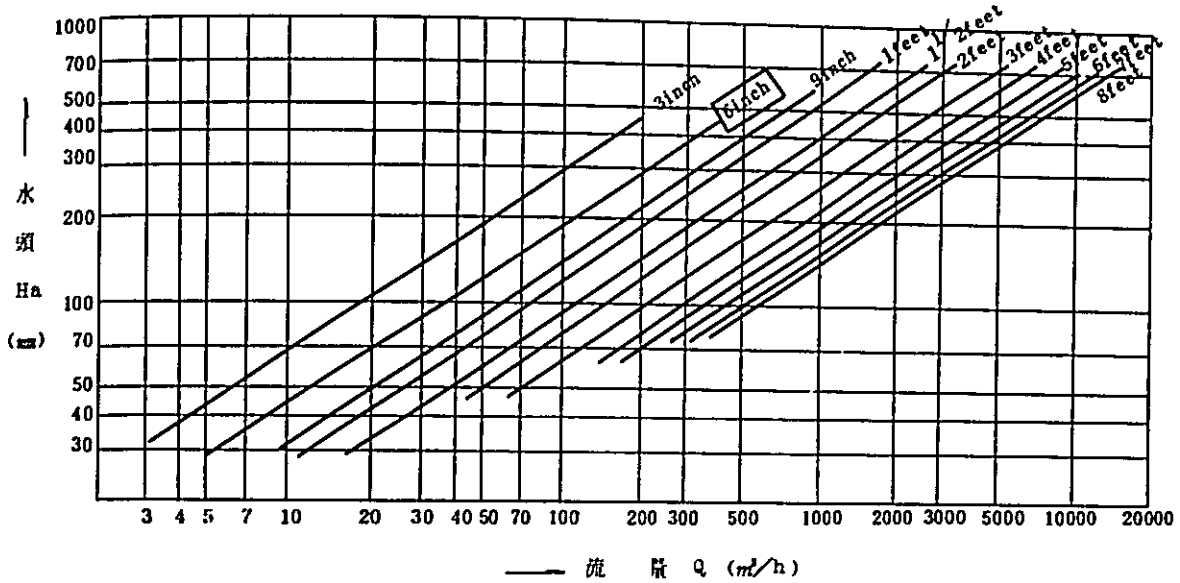


第 3 - 1 7 パーシャルフリューム流量範囲および寸法表

( 単位 : mm )

口径寸法	3in	6in	9in	1ft	1½ft	2ft	3ft	4ft	5ft	6ft	7ft	8ft
型 式	PF03	PF06	PF09	PF10	PF15	PF20	PF30	PF40	PF50	PF60	PF70	PF80
W	762	1524	2286	3048	4572	6094	9144	12192	15240	18280	21336	24384
流量範囲	最小 $m^3/h$	3	5	9	11	15	43	62	133	163	256	357
	最大 $m^3/h$	194	398	907	1641	2508	3375	5138	6923	8723	10550	14220
A	311	414	587	914	965	1016	1118	1219	1321	1422	1524	1626
B	457	610	864	1343	1419	1495	1645	1794	1943	2092	2241	2391
C	178	394	381	610	762	914	1219	1524	1829	2134	2438	2743
D	259	397	575	845	1026	1207	1572	1937	2302	2667	3032	3397
E	610	610	762	914	914	914	914	914	914	914	914	914
F	152	305	305	610	610	610	610	610	610	610	610	610
G	305	457	457	914	914	914	914	914	914	914	914	914
K	25	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76
N	57	114	114	229	229	229	229	229	229	229	229	229
R	406	406	406	508	508	508	508	610	610	610	610	610
M	305	305	305	381	381	381	381	457	457	457	457	457
P	768	1080	1080	1492	1676	1954	2223	2711	3086	3442	3810	4172
L	914	1626	1626	2867	2943	3019	3169	3318	3467	3616	3765	3915

図 3-8 パーシャルフリューム水頭-流量表



(2) パーシャルフリュームの水利検討 (符号は全て 図 3-8、第 3-17 表参照)

a) 接近水位  $H_a$  (cm)

6 inch 型の流量公式は  $q = 0.264 H_a^{1.58}$  但し  $q$  ; ( $\ell/s$ )  
 であらわせる。  $H_a$  ; (cm)

したがって  $H_a = (q/0.264)^{1/1.58}$  となる。

I-2 の接近水位  $H_{a2} = \left(\frac{6.21}{0.264}\right)^{1/1.58} = 3.17$  (cm)

I-5 の接近水位  $H_{a5} = \left(\frac{5.24}{0.264}\right)^{1/1.58} = 2.84$  (cm)

b) 許容最小損失水頭 (完全に射流をつくるための必要水頭)  $H_b$

I-2 の場合  $H_{b-2} = 0.4 H_{a-2} \div 1.27$  (cm)

I-5 の場合  $H_{b-5} = 0.4 H_{a-5} \div 1.14$  (cm)

(3) 導開水路の水利断面の検討

a) I-2 の場合  $q = 6.21 \ell/s$   $H_a = 3.17$  cm より

$$\begin{aligned} \text{水深 } H_1 &= H_a + M \times \frac{1}{4} \\ &= 3.17 + 3.05 \times \frac{1}{4} \\ &= 3.93 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

よって I-2の取付水路水理断面は 底巾  $P = 90.0 \text{ cm}$

水深  $H_1 = 39.3 \text{ cm}$  の断面である。

b) I-5の場合  $q = 52.4 \ell/s$   $H^* = 28.4 \text{ cm}$  より

$$\begin{aligned} \text{水深 } H_1 &= H^* + M \times \frac{1}{4} = 28.4 + 30.5 \times \frac{1}{4} \\ &= 36.0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

よって I-5断面は底巾  $P = 90 \text{ cm}$  水深  $H_1 = 36.0 \text{ cm}$  となる。

### 3.2 圃場整備計画

#### 3.2.1 圃場の規模と配置

試験圃場の機能は試験，研究，農業技術の展示，指導等他数項目の事項に対応する必要上，道路，用排水路等の恒久施設と可変的な耕区の構成が妥当である。

即ち耕区については将来の状況変化に対応出来る様1圃区は同一レベルに整地する。

耕区の長辺方向は水田の地表排水が円滑に行い得る範囲であり，且つ管理作業（野菜，バナナ，熱帯植物の道路迄のスカ運搬，及び道路上の機械による防除作業）の能率の点から100m前後とする。

又耕区の短辺方向は水管理上，1日の人力による作業単位として20～30aが望ましい故短辺長は30mとする。よって

1耕区は $100 \times 30 = 3,000 \text{ m}^2$ とする。

圃区の形状は長辺を小用水路の許容延長300mとし，1圃区の大きさは $100 \times 300 = 30,000 \text{ m}^2$ とする。

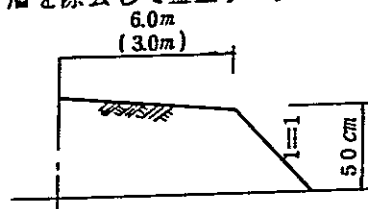
#### 3.2.2 道路計画

耕作道路— 圃区の長辺方向に小用排水路の管理，収穫物の搬出，防除作業上道路が必要であり，巾員3.0mの耕作道路を設ける。

幹線農道— 圃区の短辺方向は耕種資材，収穫物の運搬通作管理運営にかかわる道路が必要であり巾員6.0mの幹線農道を設ける。

道路の高さ 路肩に於いて50cmとし横断コウ配を3%とする。

道路の基礎地盤としては，表層に0.5m～1.0mのビート層があり道路の破壊，沈下に対処するため，ビート層を除去して盛土する。盛土は放水路掘削土を流用する。



#### 3.2.3 整地工

耕区，圃区の配置は極力地形に順応させ且1耕区内の移動土量で済む様に計画するのを原則とするが水田に於ける耕区は水稻試験，水管理，農作業機械の作業単位からも100×30の規模に対応出来る様に1圃区は水平に整地を行う。

耕土については50cm前後のビート層がありこのビート層は有機腐植物を多く含む為

これを表土とする。ピート層が厚い故表土処理は行わない方針とする。

#### 3.2.4 送水方式の検討

前項で示されたように、水源としてはダム貯溜水及びポンプ揚水が使用される。ポンプ揚水はパイプによりダムまで圧送され、ダムに一旦貯溜された後かんがい用水として使用される。

ダムからの取水は朝顔型底樋でおこないディスクバルブ水槽によって水位制御される。ディスクバルブと末端給水栓とはコルゲートフリューム（幹線用水路）および上水路によって結ばれる。

水田、畑とも100m×30mの30アール区画で、1区画に1個の給水栓（すなわち、耕作道に沿って30cm毎）が設置されうね間かんがいが行なわれる。

なお、かんがい施設として二重にはなるが、バナナと野菜のスプリンクラーかんがい効果を試験するため一部圃場にスプリンクラーかんがい区が設けられる。従ってディスクバルブ水槽分岐直後に、ブースターポンプを設け加圧する。

かんがい計画は 図3-9図に示すとおりである。



年間ポンプ運転時間

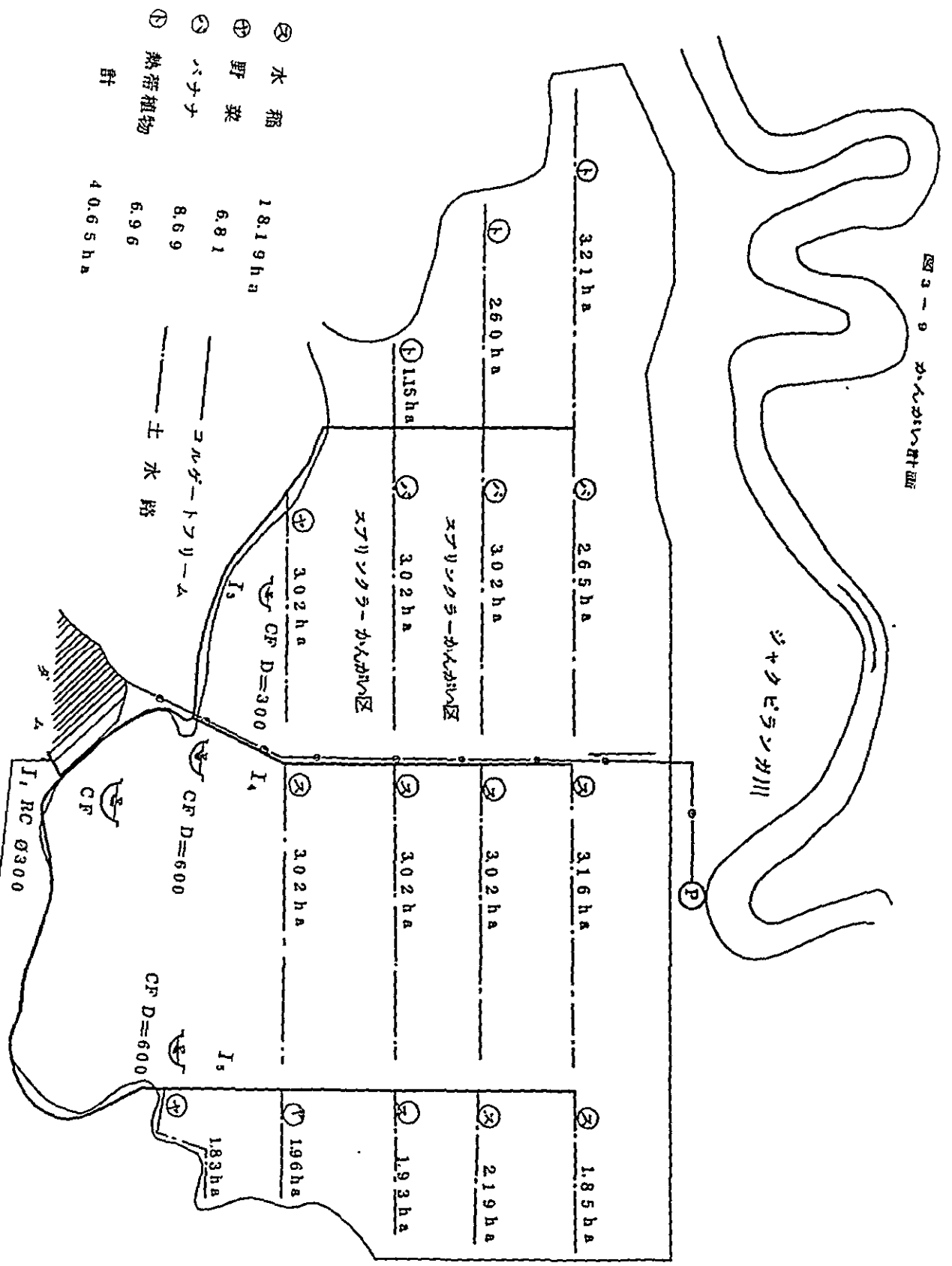
ダム貯留量が不足した場合、ジャクピランガ川に設置されたポンプを運転し、ダムに用水補給しなければならない。

いま月別にポンプ運転時間を算出すると第3-18表のごとくなり年間463時間稼働させねばならない。

第3-18表 年間揚水機場運転時間

月	ダム不足量	ポンプ能力	運転時間	運転日数	備考
10	( $m^3$ ) 0	( $m^3/min$ ) 2.86	(hr) 0	(day) 0	1日運転時間、24hrと仮定する。
11	0	ノ	0	0	
12	9,853	ノ	406	17	
1	9,853	ノ	57	2	
2	0	ノ	0	0	
3	0	ノ	0	0	
4	0	ノ	0	0	
5	0	ノ	0	0	
6	0	ノ	0	0	
7	0	ノ	0	0	
8	0	ノ	0	0	
9	0	ノ	0	0	
計	79,441	—	463	19	

図 3-9 かんがい計画



### 3.2.5 用水路断面の検討

#### 1) 送水パイプ口径の検討

ジャクピランガ川より揚水された用水はパイプによって導水されダムに貯留される。揚水の加圧は  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  と小さく低圧水となるため、埋設する場合、ヒューム管で充分であるが、本地区はビート層による軟弱低盤地帯であり、管の埋設は不等沈下等により安全を期しがたい。従って本送水パイプは地表面定置とし、塩ビパイプを採用する。

パイプ口径は、管内流速約  $1.5 \text{ m/s}$  として算定する。

$$A = Q / V = 0.048 / 1.5 = 0.032 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{4A/\pi} = 0.202 \text{ m} \approx 200 \text{ mm}$$

従ってパイプ口径は  $200 \text{ mm}$  とする。

#### 2) 用水路断面の検討

用水幹線は、コルゲートフリューム、支線は土水路とする。

なお、ダムよりの取水はコンクリート管を使用する。

第3-19表 最大通水量(幹線水路)

水路 位置	支配面積 (ha)				最大通水量 Q (l/s)
	水 稲	野 菜	パ ナ ナ	熱帯植物	
	17	5	2	1	
11	18.19	6.81	8.69	6.96	7.13 (56.7)
12	12.22	3.02	8.69	6.96	62.1 (38.1)
13		3.02	8.69	6.96	6.1 (6.1)
14	12.22				62.1 (32.0)
15	5.97	3.79			52.4 (18.5)

注) 水路位置 図 3-9 参照 かんがい効率 25%

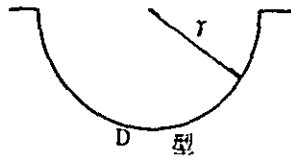
最大通水量は、代がき時に生ずる。( )は管理期最大。

断面決定計算は以下に示すが、計算結果を第3-20表に示す。

第3-20表 用水路断面一覧

		Q (ℓ/S)	ℓ (m)	材質、型	1	H (m)	U (m/S)	Fb (m)	備考
幹 線	11	71.3	75	RC-φ300	√375	—	1.01	—	サイフォン
	12	62.1	250	CF-700	1/1000	0.31	0.38	0.12	n=0.025
	13	6.1	592	CF-300	1/834	0.10	0.22	0.15	・
	14	62.1	460	CF-600	1/393	0.26	0.53	0.13	・
	15	52.4	821	CF-600	1/439	0.24	0.49	0.12	・
支線		50.0	2,890	土水路	1/1000	0.25	0.27	0.10	b=0.5m, m=1 n=0.035

3) コルゲートフリーム水路諸元



H = r (市販: 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 650, 750, 800, 900)

$$A = \frac{\pi}{2} r^2$$

$$P = \pi r$$

$$R = A/P = \frac{r}{2}$$

第3-21表

水路区	Q (ℓ/S)	ℓ (m)	現況EL (G)		現況勾配	計画勾配	計画EL (W)	
			始点	終点			始点	終点
11	71.3	75		8.50			6.20	6.00
12	62.1	250	8.50	7.50	1/250	1/1000	6.00	5.75
13	6.1	592	7.50	4.80	1/220	1/834	5.75	5.04
14	62.1	460	7.50	4.80	1/170	1/393	5.75	4.58
15	52.4	821	8.50	3.90	1/180	1/439	6.00	4.13

注) 1水路区は、サイフォン型式とする。

(1) 幹線用水路断面の検討

a) 用水路 1 の検討

φ 300 の鉄筋コンクリート管を使用する。

b) 用水路 2 の検討

$$Q = 0.0621 \text{ m}^3/\text{s}, nQ/\sqrt{I} = 0.0491$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/1.000$$

	$r$	$A$	$P$	$R$	$R^{2/3}$	$R^{2/3} \cdot A^{-0.049}$
$r$	0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0245
$r_2$	0.300	0.141	0.942	0.150	0.282	-0.0092
$r_3$	0.350	0.192	1.099	0.175	0.313	0.0111

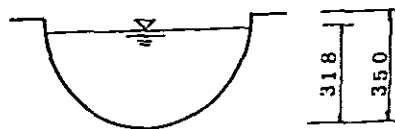
$$\therefore r = 0.350 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{0.0491}{0.0608} = 0.8076$$

$$\therefore H/r = 0.910 \quad \therefore H = 0.910 \times 0.350 = 0.318 \text{ m}$$

$$\therefore \theta = 169.7^\circ = 2.962 \quad \therefore A = 1/2 r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.1212$$

$$\therefore U = Q/A = 0.512 \text{ m/S}$$



コルゲートフリューム D100 × 350 型

c) 用水路 3 の検討

$$Q = 6.1 \text{ l/S}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/834$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0044$$

$r$	$A$	$P$	$R$	$R^{\frac{2}{3}}$	$R^{\frac{2}{3}} A - 0.0044$
0.200	0.063	0.628	0.100	0.2154	0.009
0.150	0.035	0.471	0.075	0.1778	0.002

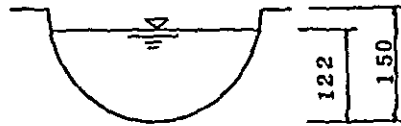
$$\therefore r = 0.150 \text{ m}$$

$$\frac{Q^n}{\sqrt{I} \cdot r^{8/3}} = \frac{0.0044}{0.0064} = 0.6875$$

$$\therefore \frac{H}{r} = 0.813 \quad \therefore H = 0.813 \times 0.150 = 0.122$$

$$\therefore \theta = 158.4^\circ = 2.765 \quad \therefore A = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.027$$

$$\therefore v = Q/A = 0.226 \text{ m/s}$$



コルグートフリーム D300×150型

d) 用水路4の検討

$$Q = 0.0621 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/393$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0308$$

$r$	$A$	$P$	$R$	$R^{\frac{2}{3}}$	$R^{\frac{2}{3}} \cdot A - 0.0308$
0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0063
0.300	0.141	0.942	0.150	0.2823	0.0090

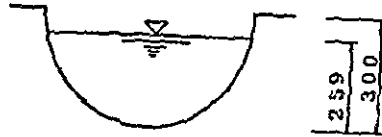
$$\therefore r = 0.300 \text{ m}$$

$$\frac{Q^n}{\sqrt{I} \cdot r^{8/3}} = \frac{0.0308}{0.0403} = 0.7643$$

$$\therefore \frac{H}{r} = 0.862 \quad \therefore H = 0.862 \times 0.300 = 0.259 \text{ (m)}$$

$$Q = 164.1^\circ = 2.864 \quad A = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.117$$

$$\therefore v = Q/A = 0.531 \text{ m/s}$$



コルゲートフリューム D600×300型

e) 用水路5の検討

$$Q = 0.0524 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/439$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0274$$

$r$	$A$	$P$	$R$	$R\%$	$R\%, A=0.0274$
0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0029
0.300	0.141	0.942	0.150	0.2823	0.0124

$$\therefore r = 0.300 \text{ m}$$

$$\frac{Q^n}{\sqrt{I} \cdot r^{8/3}} = \frac{0.0274}{0.0403} = 0.680$$

$$\therefore \frac{H}{r} = 0.800 \quad \therefore H = 0.800 \times 0.300 = 0.240$$

$$\therefore \theta = 156.9^\circ = 2.738$$

$$\therefore A = 1/2 r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.106 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.494 \text{ m/s}$$



コルゲートフリューム D600×300型

(2) 末端用水路断面の検討

末端用水路は土水路とし、底巾は施工上より最小堀削巾の0.5 mを採用する。  
なお水路断面は、水消費の多い水稲区画(3.16 ha)より決定する。

$$Q = \{ (10 D_1 A_1 + 10 D_2 (3.16 - A_1)) / 86400 E \}$$

$$= \{ 10 \times 150 \times 2 + 10 \times 10 \times (3.16 - 2) \} / 86400 \times 0.75$$

$$= 0.050 \text{ m}^3/\text{S}$$

$n = 0.035 \quad I = \sqrt{1000}$

$b = 0.50 \quad m \quad nQ/\sqrt{I} = 0.055$

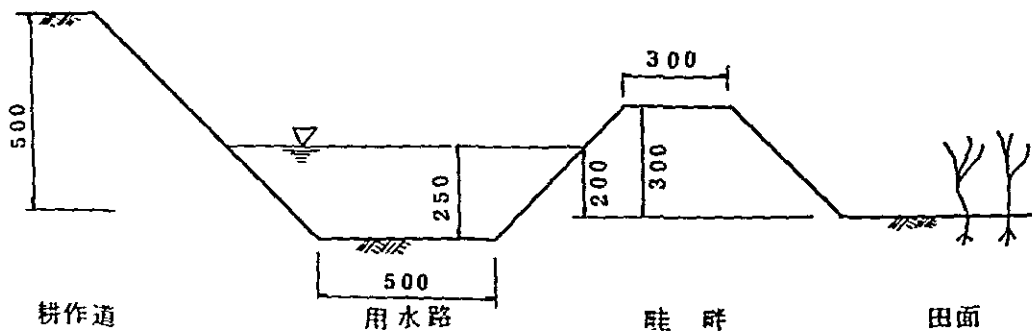
$m = 1.0$

	$A = (b+mH)H$	$P = b + 2\sqrt{1+m^2} H$	$R = A/P$	R%	R% A - 0.055
0.20	0.140	1.066	0.131	0.2579	-0.019
0.25	0.188	1.207	0.156	0.2898	-0.001

$\therefore H = 0.25 \text{ m}$

$V = Q/A = 0.27 \text{ m/s}$

以上より末端用水路は下図のとおり。



3.2.6 畑地かんがいの設計

野菜・バナナ・熱帯植物にスプリンクラーかんがい効果試験の為スプリンクラーかんがいを行なう。尚設計においては野菜を標準とし下記条件で設計する。

1) 諸条件

1. 面積 ..... A = 7.38 ha
2. 用水量 ..... D' = 5 × 5 = 25 mm



- 3. かんがい効率 ----- 85%
- 4. 粗用水量 -----  $D = 29.4 \text{ mm}$
- 5. 間断日数 -----  $F = 5 \text{ day}$
- 6. 1回のかんがい時間 -----  $T = 5 \text{ hr}$
- 7. 1日のかんがい時間 -----  $H = 20 \text{ hr}$
- 8. スプリンクラー間隔 -----  $\left. \begin{array}{l} S_L = 15 \text{ m} \\ S_m = 18 \text{ m} \end{array} \right\}$

2) 散水器容量

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{D \cdot S_L \cdot S_m}{60 \cdot T} \quad (\text{l/min}) \\
 &= \frac{29.4 \times 15 \times 18}{60 \times 5} = 26.46 \\
 &\approx 26.5 \quad (\text{l/min})
 \end{aligned}$$

上記のような散水量の散水器を探すと、レインバードNO30B相当のスプリンクラーで(ノズル口径  $1\frac{1}{64}'' \times \frac{3}{32}''$  , 圧力  $2.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  , 散水直径  $28.1 \text{ m}$  , 散水量  $26.6 \text{ l/min}$  )が使用対象となる。

3) 組織容量

$$\begin{aligned}
 Q &= 166.7 \times \frac{D \times A}{F \times H} \quad (\text{l/min}) \\
 Q &= 166.7 \times \frac{29.4 \times 7.38}{5 \times 20} \\
 &= 361.69 \\
 &\approx 362 \quad (\text{l/min})
 \end{aligned}$$

1回のかん水に使用するスプリンクラー

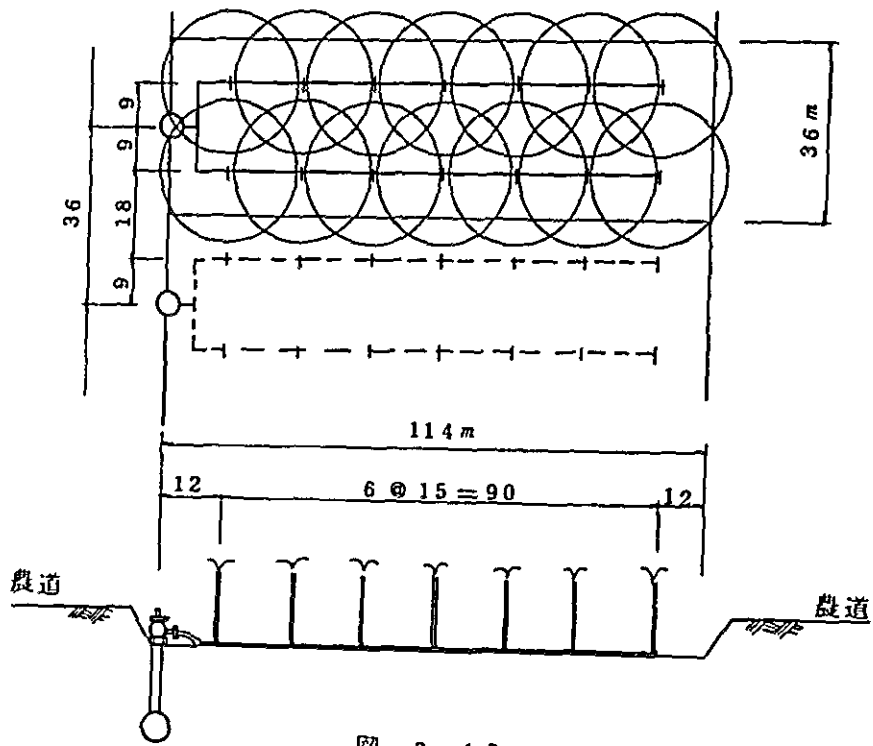


図 3-10

1回のかん水するスプリンクラー数は、 $7 \times 2 = 14$ ヶ

使用スプリンクラーの総散水量は

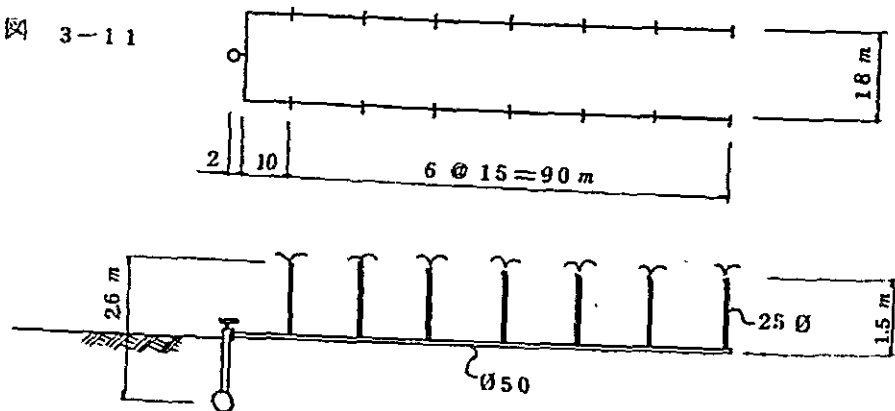
$$Q' = 26.6 \times 14$$

$$= 372.4 \text{ (} l/\text{min)}$$

以上の結果、区画全体の必要水量は  $362 \text{ } l/\text{min}$  に対して、全散水量は  $372 \text{ } l/\text{min}$  となり、ほぼ一致するので散水器及び散水支管の配置は仮定どおりとする。

4) 散水管路の設計

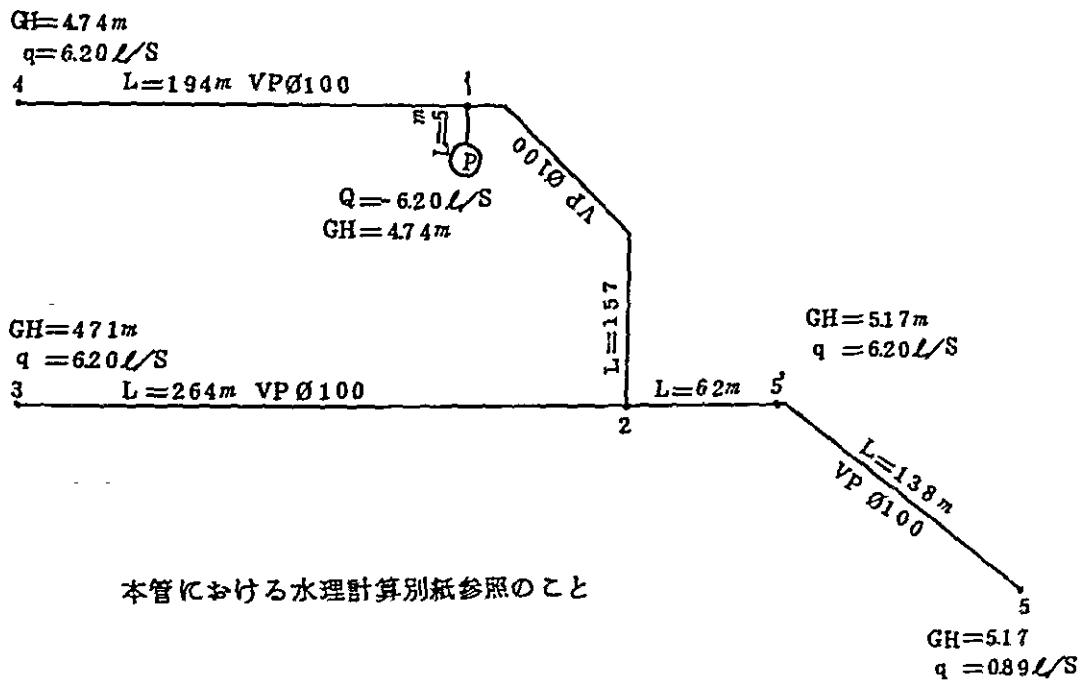
図 3-11



(1) 条件

- スプリンクラー平均散水量  $f_a = 2.6.6 \text{ L/min}$
- スプリンクラー平均圧  $P = 2.81 \text{ MPa}$
- スプリンクラー支管上間隔  $S_L = 1.5 \text{ m}$
- スプリンクラー圧変化 20% 以内とする。

(2) 水理計算模式図



本管における水理計算別紙参照のこと

5) ポンプ所要動力の決定

◦ 吐出揚程

本管損失 .....	2.1 m
田面有効水頭 .....	37.54
吐出揚程	$H_1 = 39.64 \text{ m}$

◦ 吸込揚程

吸込高 .....

	1.05 m
--	--------

ポンプ回り損失	2.00
吸込揚程	$H_2 = 3.05$

○ポンプ総揚程  $H = H_1 + H_2 = 4.269 \text{ m} \approx 4.3 \text{ m}$

許容摩擦損失はスプリンクラー圧力の20%とする。

許容摩擦損失 ( $S_L = 6.0$ ) =  $2.81 \times 0.2 = 0.562$  %

、 ( $S_L = 15.0$ ) =  $0.562 \times 6/15 = 0.225$  %

(a) 0.225%を図表1の⑤にとり、④上にスプリンクラーの数7の点をとって結び、その延長と基線③の交点を求める。

(b) ③の交点と①上の平均散水量2.6.6の点を結び、この直線と②との交点を読めば支管口径として約 $\phi 43 \text{ mm}$ が求まるが $\phi 50 \text{ mm}$ を使用する。

給水栓散水支管の摩擦損失

図3-12により求めた値を下表に示す。

第3-22表

かんがい器具	流量 ( $l/s$ )	損失水頭 (m)			畑面よりスプリンクラーノズルまでの高さ	スプリンクラーノズル水頭	畑面上必要水頭
		給水栓	スプリンクラーセット	計			
14本立	6.2	3.45	4.49	7.94	1.5 m	28.1 m	37.54 <sup>m</sup>
10本立	4.4	1.79	2.19	3.98	ノ	ノ	33.58
6本立	2.7	0.69	0.42	1.11	ノ	ノ	30.71
2本立	0.9	0.08	0.06	0.14	ノ	ノ	29.74

○ポンプ所要動力

$$\begin{aligned}
 \text{軸馬力} &= \frac{\text{水動力}}{\eta} \\
 &= \frac{0.163 \cdot \gamma \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{KW}) \\
 &= \frac{0.163 \times 1.0 \times 0.3724 \times 4.3}{0.50} = 5.22 \quad (\text{KW}) \\
 &= 5.5 \quad (\text{KW})
 \end{aligned}$$

ポンプは以上の事より多段りず巻5.5KW、口径65%とする。

6) ファームボンド容量の決定

水路よりの流入量が366  $l/min$ 、スプリンクラー使用量372.4  $l/min$ で20時間。

ファーム Pond 必要水量

$$(372.4 - 366) \times 60 \times 20 = 7680 \text{ l}$$

したがってファーム Pond を次の様に決める。

縦 : 2.0 m

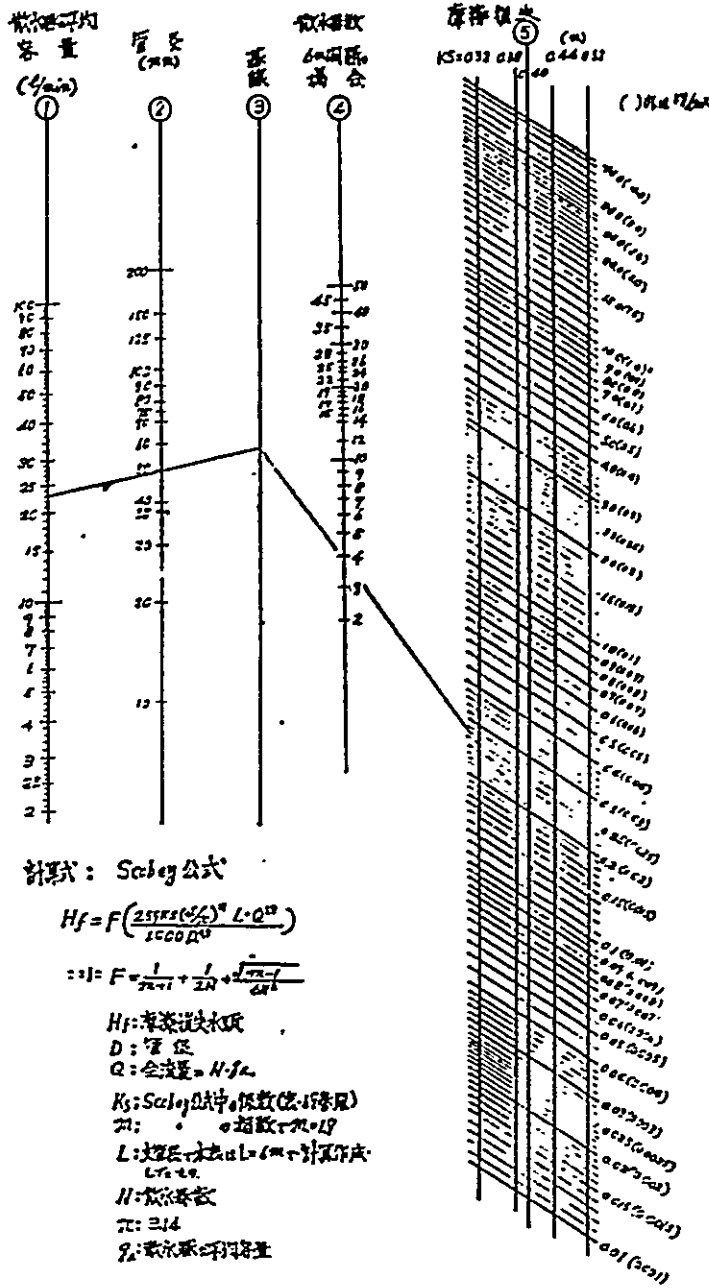
横 : 5.0 m

水深 : 0.8 m

图 3-12

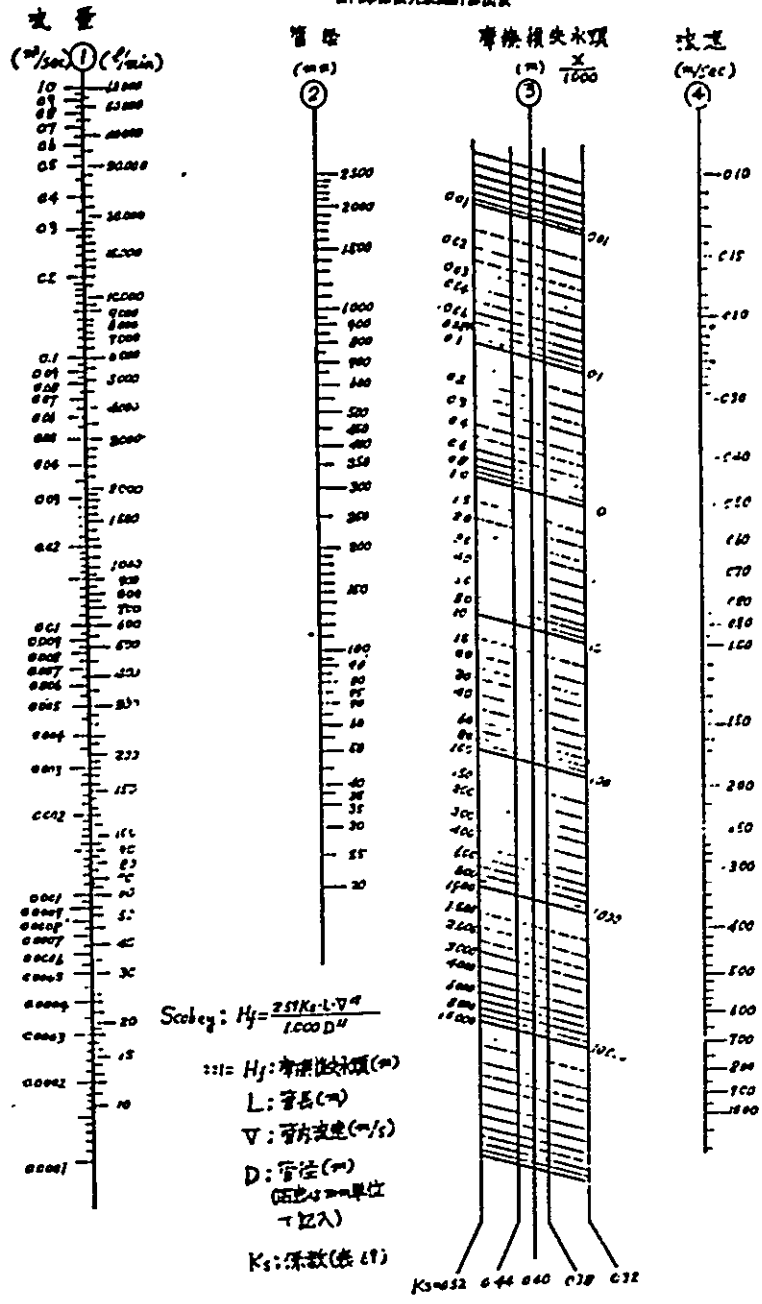
①

潜水文庫（潜水層の取付けた管）中の厚層損失計算圖表



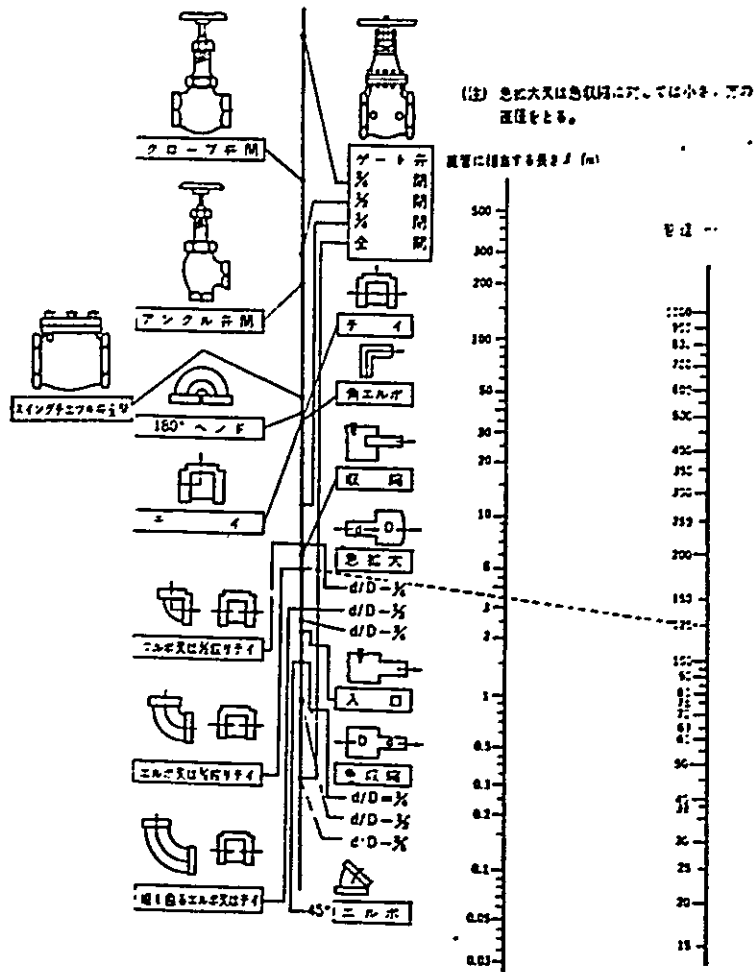
(2)

管內摩阻損失及水頭計算圖表



③

バルブおよび継手の損失水頭



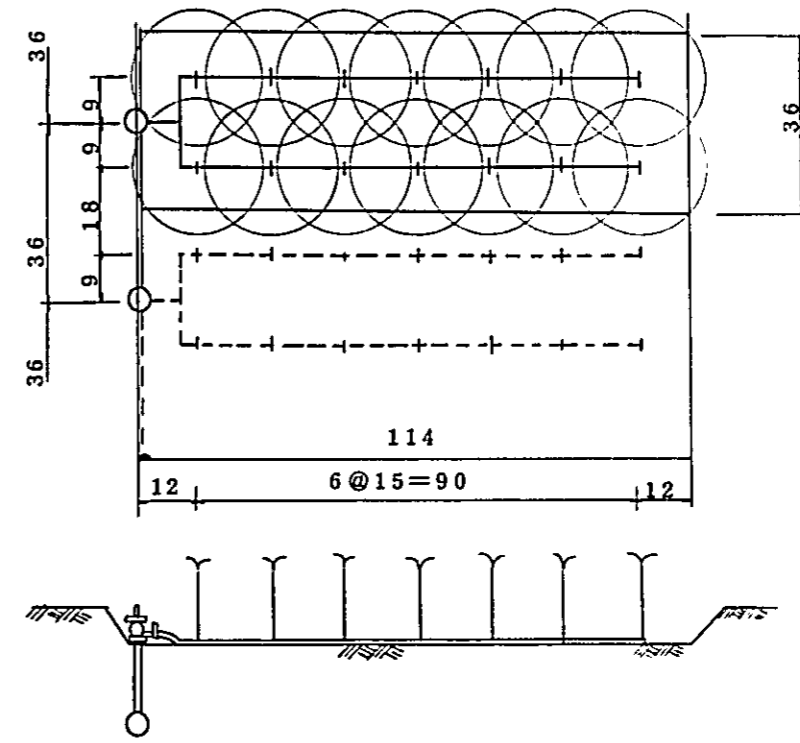
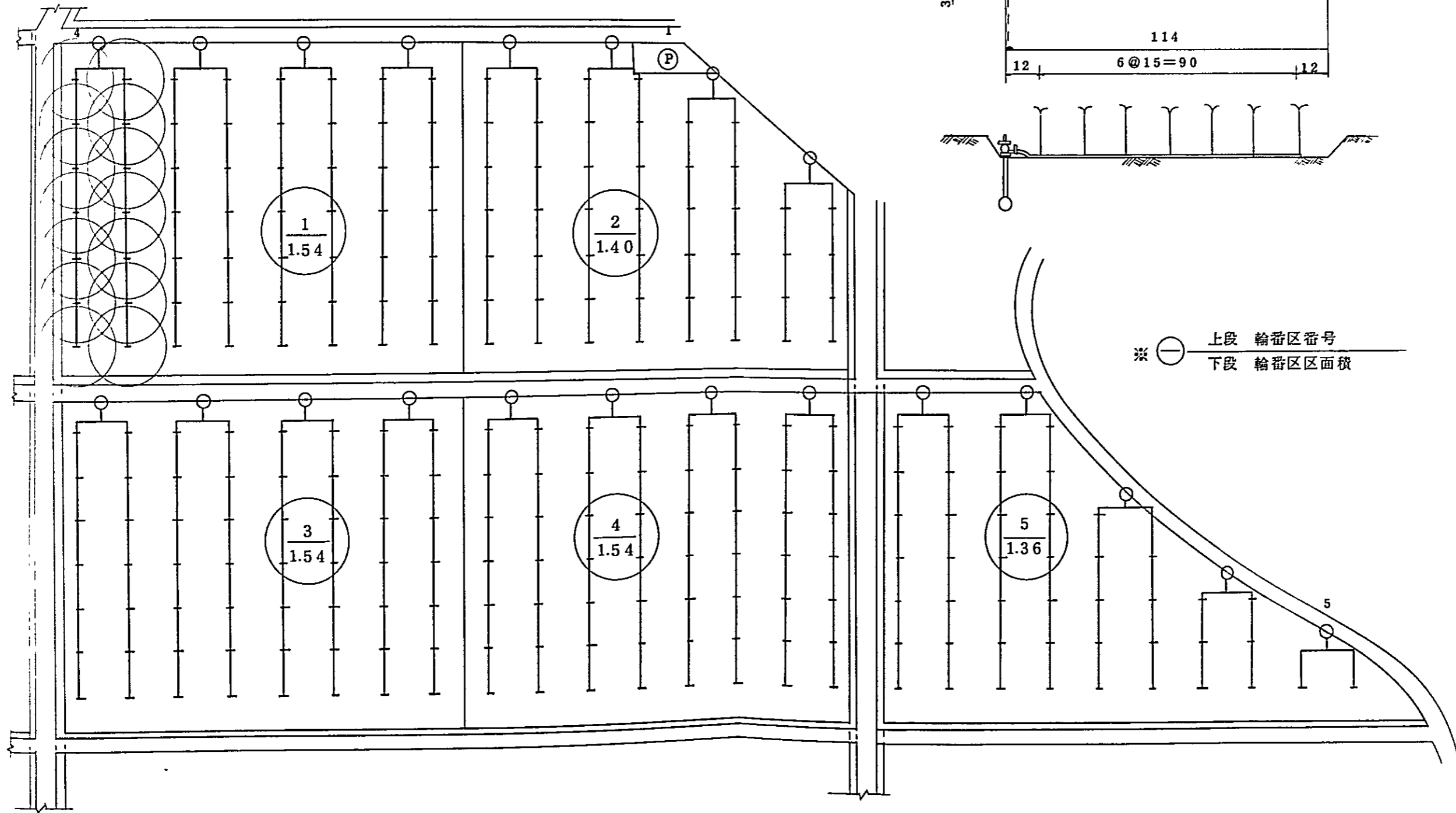
(70) 口径は125mm管、エルボの損失水頭が約2.5mの長さの直管の摩擦損失水頭に等しいことを示す。



第 3 - 22 表

管路水力计算表 [团地名 小团地名]																	
计算 年 月 日 计算者名																	
① 计算点	② 流量 Q l/s	③ 内径 $\varnothing$ mm	④ 流速 V m/s	⑤ 单位当量损失 %/100	⑥ 区间长度 L km	⑦=⑤×⑥ 区间损失 m	⑧ 管 标 高 m	⑨ 区 间 差		⑩=⑦+⑨ 区间有效落差 m	⑪ 有效水头 m	⑫ 静 水 头 m	⑬ 加 压 后			⑭ 管 壁 管 径	摘 要
								(+) m	(-) m				加 压 水 头 m	有 效 水 头 m	静 水 头 m		
9							5.51						43.00	39.95			
1	6.2	100	0.78	6.8	1.99	1.35	4.74	0.77		-0.58				39.37			
9							5.51						43.00	39.95			
3	6.2	100	0.78	6.8	4.26	2.90	4.71	0.80		-2.10				37.85			
9							5.51						43.00	39.95			
5	0.89	100	0.009	0.19	3.62	0.07	5.17	0.34		0.27				39.68			
9							5.51						43.00	39.95			
5'	6.2	100	0.78	6.8	2.24	1.52	5.17	0.34		-1.18				38.77			

図 3-13 散水かんがいローテーションブロック図



※ ○ 上段 輪番区番号  
 ○ 下段 輪番区面積

### 3.3 排水施設

#### 3.3.1 排水計画

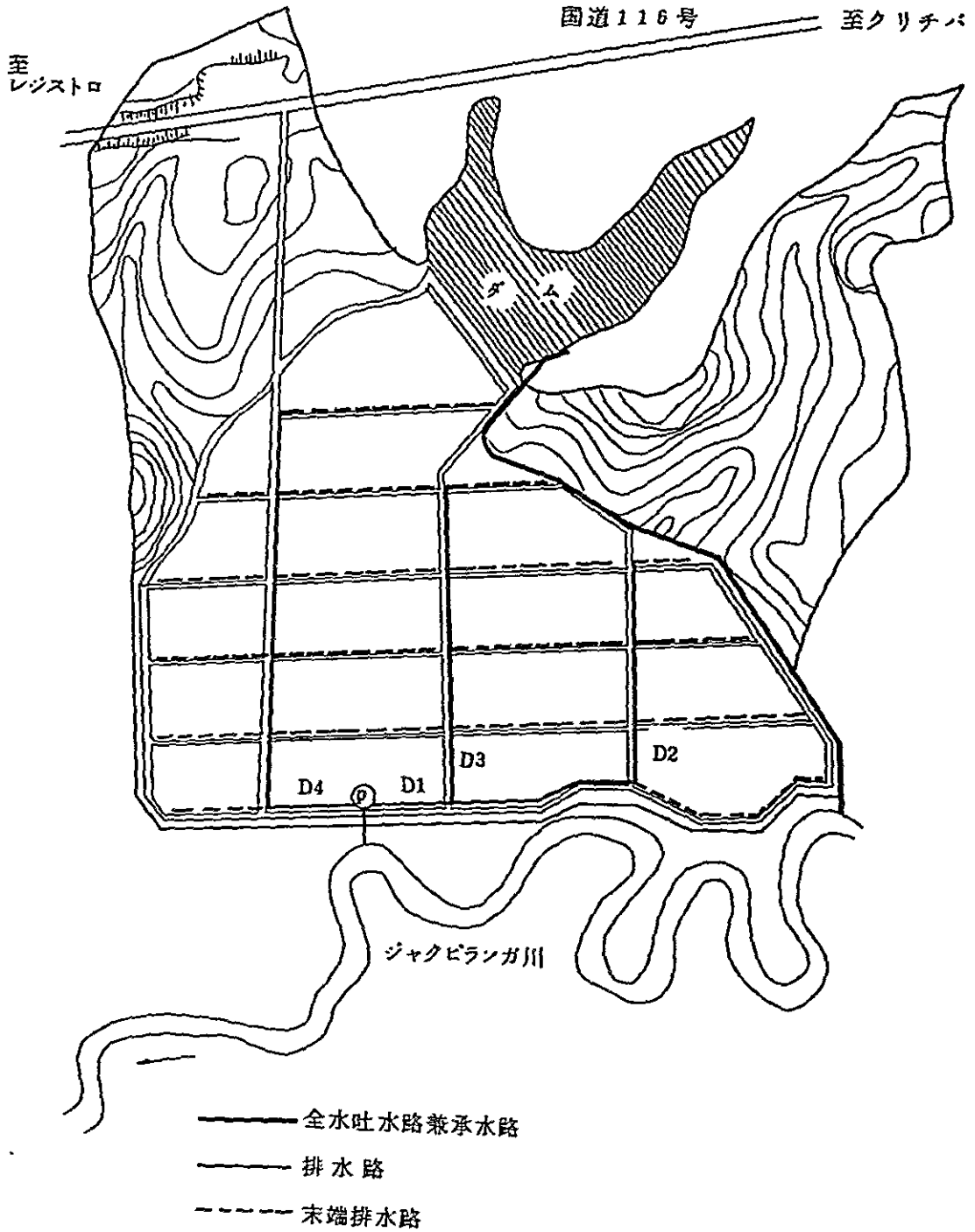
排水計画は Fig 3-14 に示すとおりである。

- ① 計画対象地南部山地流域（20.0 ha）の流出水は築堤するダムにより調節する。  
（自然排水）
- ② 計画対象地西南部山地流域（24 ha）の流出水はダム余水吐によりジャクピランガ川に排除する。（自然排水）
- ③ 計画対象地東南部山地流域（25 ha）の流出水およびほ場内流出水は、地区北部に設置する排水ポンプにより排除する。（自然排水+機械排水）
- ④ 排水路はすべて土水路とする。
- ⑤ 排水ポンプは横軸斜流ポンプ（500mm×2台）を使用する。
- ⑥ 排水路別の支配面積は下表のとおり

第3-23表 排水路の支配面積

排水路名	支配面積	ほ場	山地	備考
D1	22.08ha	22.08	0.00	排水総面積 278.14 ha 内ポンプ排水面積 78.14 ha
D2	8.26	8.26	0.00	
D3	13.82	13.82	0.00	
D4	56.06	31.06	25.00	

第 3-14 図 排水計画



### 3.3.2 排水路断面の検討

#### 1) ピーク流出量 (Q) 公式

流域面積が78 haと小さいので、ピーク流出量は合理式により算出する。

$$Q = f r_1 A / 3.6$$

ここで、Q ; 計画洪水量 (m<sup>3</sup>/S)

f ; 流出率 径場部 0.8, 山地部 0.6

r<sub>1</sub> ; 到達時間内の平均降雨強度 (mm/ha)

A ; 集水面積 (Kca<sup>2</sup>)

#### 2) 洪水到達時間 (T) 公式

Rz 1 ha 公式を使用する。

$$T = l/W = l/20 \left( \frac{H}{l} \right)^{0.6}$$

ここで T ; 到達時間 (Sec)

l ; 流路延長 (m)

W ; 伝れる速度 (m/S)

H ; l間の高低差 (m)

#### 3) 到達時間内平均降雨強度 (r<sub>1</sub>) 公式

$$r_1 = r_{24} (T/24) k$$

ここで r<sub>24</sub> ; 1/10 確率日降雨強度 (170mm/day)

T ; 到達時間 (hr)

k ; 定数 1/3 ~ 2/3 平均 1/2

#### 4) T, r<sub>1</sub>, Qの算定

洪水到達時間 (T) は流路延長の長いD4について検討する。

第3-24表, Tの算定

排水路名	区間	延長 (lm)	落差 (hm)	自然勾配	計画勾配	到達速度 (Wm/S)	到達時間 (T Sec)
DZ	山地部	450	33.0	1/14	-	4.17	108
	径場部	635	0.4	1/1587	1/1000	0.28	2,267

故に、T = 2,375 (Sec) ÷ 1.0 (hr)

$$\therefore r_1 = r_{24} (T/24)^{1/2} = 170 (1.0/24)^{1/2} = 34.7 \text{ (mm)}$$

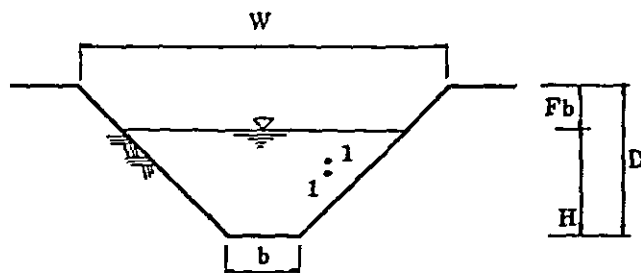
従って各排水路のピーク流量 (Q) は下表のとおりとなる。

第3-25表 Qの算定

	支配面積	低 場	山 地	ピーク流量 Q		同左合計
				低 場	山 地	
D1	(ha) 22.08	(ha) 22.08	(ha) 0.00	(m <sup>3</sup> /S) 1.703	(m <sup>3</sup> /S) 0.000	(m <sup>3</sup> /S) 1.703
D2	8.26	8.26	0.00	0.637	0.000	0.637
D3	13.82	13.82	0.00	1.066	0.000	1.066
D4	56.06	31.06	25.00	2.395	1.446	3.841

5) 排水路断面の算定

施工上および水路の安全性より下記の断面を採用する。



- 法勾配  $m = 1$
- 粗度係数  $n = 0.035$
- 縦断勾配  $I = 1/1000$
- 下巾  $b = 1.00\text{ m}$
- 余裕高  $Fb = 0.60\text{ m}$

(1) 排水路D1の算定

$$Q = 1.703\text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 1.19\text{ m} \approx 1.20$$

$$A = (b + mH)H = 2.640\text{ m}^2$$

$$U = Q/A = 0.65\text{ m}/\text{S}$$

$$D = H + Fb = 1.80\text{ m}$$

$$W = 2D + b = 4.60\text{ m}$$

(2) 排水路 D 2 の算定

$$Q = 0.637 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 0.72 \text{ m}$$

$$A = (b + \pi H) H = 1.238 \text{ m}^2$$

$$U = Q/A = 0.51 \text{ m/S}$$

$$D = H + Fb = 1.32 \div 1.40 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 3.80 \text{ m}$$

(3) 排水路 D 3 の算定

$$Q = 1.066 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 0.92 \text{ m}$$

$$A = (b + \pi H) H = 1.766 \text{ m}^2$$

$$U = Q/A = 0.60 \text{ m/S}$$

$$D = H + Fb = 1.52 \div 1.60 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 4.20 \text{ m}$$

(4) 排水路 D 4 の算定

$$Q = 3.841 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 1.73 \text{ m}$$

$$A = (b + \pi H) H = 4.723 \text{ m}^2$$

$$U = Q/A = 0.81 \text{ m/S}$$

$$D = H + Fb = 2.33 \div 2.40 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 5.80 \text{ m}$$

第3-26表 排水路断面一覧

排水路名	断面	Q (m <sup>3</sup> /S)	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	U (m/S)	D (m)	W (m)
D1		1.703	1.19	2.64	0.65	1.80	4.60
D2		0.637	0.72	1.24	0.51	1.40	3.80
D3		1.066	0.92	1.77	0.60	1.60	4.20
D4		3.841	4.72	4.72	0.81	2.40	5.80

A

）小排水路断面の算定

最大区 ( 3.65 ha ) の小排水路について検討する。断面形状は下図のとおりで土水路直堀りとする。

$$Q = 10 \times r, \times A / 3600$$

$$= 10 \times 34.7 \times 3.65 / 3600 = 0.352 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/1000 \quad b = 1.00 \text{ (m)}$$

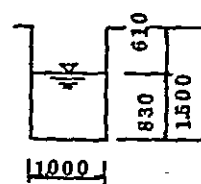
以上の条件より断面を算定する。

$$H = 0.83 \text{ m}$$

$$A = bH = 0.83 \text{ m}^2$$

$$U = Q/A = 0.42 \text{ (m/S)}$$

$$D = H + F_v = 1.43 = 1.50 \text{ (m)}$$



3.3.3 ポンプ排水計画

1) ポンプ排水量

本地区栽培作物は、水稻、野菜、バナナ、熱帯とがあり、水稻以外は湛水を嫌う性質をもっている。水稻は一般に最大許容湛水深として30cmまで許されているが、本計画では他作物も混在している為、排水操作上湛水を許さないものとする。従って排水量は以下のとおりである。



$$Q = 10 f r_1 A / 60 t$$

Q	;	ポンプ排水量	$m^3/min$
f	;	低場流出率	0.8
$r_1$	;	1/10 確率日降雨量	170 mm
A	;	ポンプ排水面積	78.14 ha
t	;	排除時間	24 hr

$$\therefore Q = 73.8 m^3/min$$

## 2) ポンプ全揚程 (hr)

Hr = 実揚程 (ha) + ポンプ回り損失

= (吐出水位 - 吸込水位) + ポンプ回り損失

ここで、吐出水位 ; ジャクピランガ計画洪水位 7.43

吸込水位 ; 計画地盤線標高 4.11 より 2 m 下

ポンプ回り損失 ; 1.0 m

$$\therefore Hr = \{ 7.43 - (4.11 - 2.00) \} + 1.00 = 6.32 \approx 7 (m)$$

## 3) ポンプの種類と台数

ポンプの種類としては、揚程変化、水量変化に対して安定である斜流横軸・ポンプを採用する。又、危険分散の見地からポンプは2台とする。

## 4) 原動機所要出力

$$P_m = 0.222 r Q H (1 + \alpha) / \eta_r \eta_v$$

ここで  $P_m$  ; 原動機所要出力 (PS)

$r$  ; 取扱い水の比重 1.00

Q ; ポンプ吐出量  $36.9 m^3/min$

H ; ポンプ全揚程 7.0 m

$\alpha$  ; 余裕率 0.2

$\eta_r$  ; ポンプ効率 0.85

$\eta_v$  ; 伝導効率 0.93

$$\therefore P_m = 87.0 PS$$

## 5) ポンプ口径

斜流ポンプ選定表より、ポンプ口径は500 mmとなる。

## 6) 原動機の種類

ポンプの使用目的は、排水であり、継続的に使用しなく、又使用時は停電の可能性が強い。従って運転経費の安いディーゼルエンジンを使用する。

## 第4章 普及農場の設計

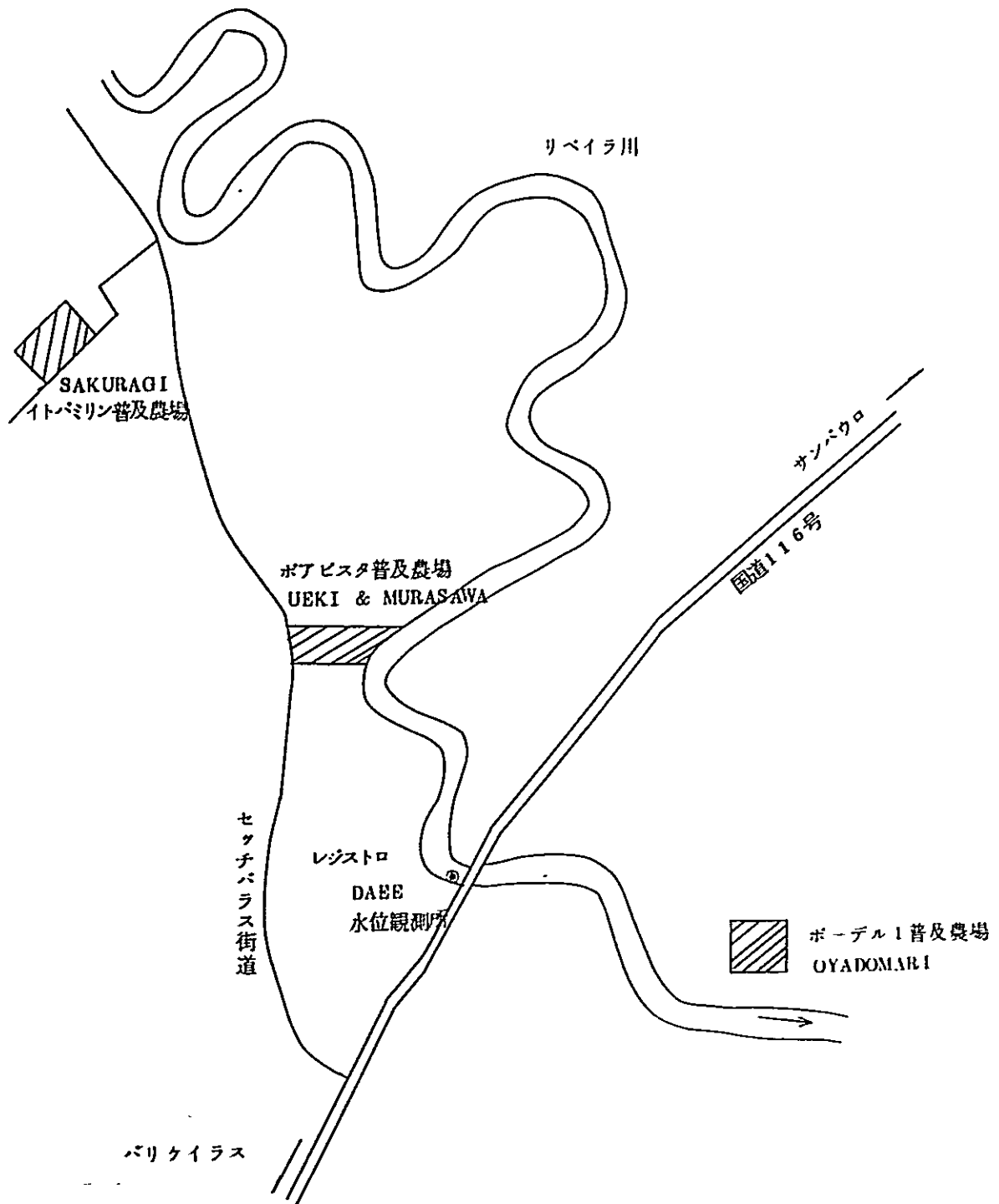
パリケイラス農業試験場内水稲試験田において確認された水稲栽培技術は各地に普及されることとなるが、これら水稲技術の成果を展示するのが展示圃場である。本計画では次の3ヶ所（図4-1参照）に普及農場を設置し、その中に展示圃場を表4-1の規模で計画した。

第4-1表 普及農場選定地区概要

ポータル名	所在地	所有者	かんがい 面積 (ha)	排水面積 (ha)	展示圃場面積 (ha)
I	レジストロ	オヤドマリ	30.9	35.7	9.6
イトバミリン	セッチパラス	サクラギ	49.7	259.6	6.0
ポアビスタ	レジストロ	ウキ・ムラサワ	38.8	443.3	5.6

但し、ポータル1地区は既に工事が実施中であり、ほ場外排水はすべてDAEEの計画に依拠することとし、本報告では特にふれないこととする。

図 4-1 普及農場位置図



#### 4.1 圃場整備計画

重点事項として築堤，用排水路工事，農道工事とし，耕区の拡大は農家負担の範囲内で1.1層の小なる部分から実施する。

普及農場の建設計画は建設機械の賃貸は行いが建設資材費，労務費は自己資金による割合が多いため計画並に設計は低コストなものとした。

用水について灌水地域へのかんがいを容易にし通水機能保持の為，直線化を計り分水，配水の完備を計る。

圃場の規模はバリケイラス農業開発センター試験圃場に準じ農作業機械の能率，水管理上から1耕区30a，1圃区3haの計画とした。

道路については集落を拠点とし幹線農道を設け耕区の短辺方向に耕作道を設け小用排水路の管理，収穫物の搬出，防除作業の能率を図る。

#### 4.2 イトバミリン普及農場の設計

##### 4.2.1 地区の概要

① 関係面積	677,564 m <sup>2</sup>	① = ② + ③
② 主要施設つぶれ地	145,094 m <sup>2</sup>	
③ 圃場面積	532,470 m <sup>2</sup>	③ = ④ + ⑤
④ 末端施設つぶれ地	35,724 m <sup>2</sup>	
⑤ かんがい面積	496,746 m <sup>2</sup>	

注) 主要施設とは堤防，承水路，連絡道路（両側用排水路）幹線用排水路をさす。

末端施設とは，耕作道路，支線用排水路をさす。

##### 4.2.2 水源施設

###### 1) 栽培計画

かんがい面積49,675haの全域に水稻を栽培する。

日消費水量は，バリケイラス農業開発センター試験圃場のそれに準ずる。

###### 2) 水源計画

水源として，後背地山地流域（140ha）の基底流量を利用する。不足分についてはイトバミリン大幹線排水路よりポンプ取水する。水源別取水量は第4-2表のとおり。

第4-2表 水源別取水量

	取水量	備考
自然取水	0.009 $m^3/S$	山地流域水の利用
機械取水	0.121	イトバミリン排水の利用
計	0.130	農業用水必要量

上記の水源別取水量は下記のごとく求めた。

(i) 山地流域利用水の算定

山地流域から流出し溪流となって流下する量についての既応の資料はない。しかもこの用水は、溜池に貯留されることはなく、溪流水路水を水槽に集め地盤線までせき上げられるにすぎず、従って集められた水は時間遅れもなく水槽より流下すると考えられる。そこで本水槽にて安定して取水できる量は、山地流域水の基底流量にすぎない。

いま、基底流量を降雨量及び蒸発散量より推定すると第4-3表に示すとおりで、 $0.930 m^3/S/100Km^2$ である。

第4-3表 基底流量の算定

	平均降雨量(P)	平均蒸発散量(E)	P - E	(P-E)×0.50	基底流量
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	( $m^3/S/100Km^2$ )
1	208.4	133.0	75.4	37.70	1.454
2	233.8	118.4	115.4	57.70	2.385
3	182.7	110.3	72.4	36.20	1.397
4	157.7	81.6	76.1	38.05	1.468
5	113.8	61.9	51.9	25.95	1.001
6	76.7	51.9	24.8	12.40	0.478
7	62.5	45.5	17.0	8.50	0.317
8	93.5	48.8	44.7	22.35	0.328
9	92.8	52.4	40.4	20.20	0.779
10	102.6	71.5	31.1	15.55	0.600
11	96.1	87.0	9.1	4.55	0.176
12	157.5	117.1	40.4	20.20	0.779
					平均 0.930

いま集水水槽の支配は 100ha であるから、本地区山地湧水量は  $0.0093m^3/s$  である。

(2) 農業用水必要量の算定

かんがい基準年を 1959~1960年にとれば、圃場内有効雨量を差し引いた農業用水必要量は第 4-4 表に示すとおりで最大  $0.130m^3/s$  を必要とする。

(3) 機械取水量の算定

(1), (2)より求めた値より、機械取水量は  $0.121m^3/s$  ( $7.26m^3/min$ ) となる。

第4-4表 農業用水必要量 (SAKURAGI) 。

年月 半旬		用水量 ( $m^3/s$ )	年月 半旬		用水量 ( $m^3/s$ )
59/10	1	0.065	60/2	1	0.059
	2	0.084		2	0.063
	3	0.083		3	0.078
	4	0.123		4	0.108
	5	0.062		5	0.000
	6	0.058		6	0.036
/11	1	0.115	/3	1	0.106
	2	0.105		2	0.115
	3	0.067		3	0.108
	4	0.106		4	0.102
	5	0.115		5	0.101
	6	0.086		6	0.115
/12	1	0.130	/4	1	0.130
	2	0.108		2	0.097
	3	0.130		3	0.130
	4	0.130		4	0.020
	5	0.108		5	0.130
	6	0.130		6	0.130
60/1	1	0.104	/5	1	0.097
	2	0.048		2	0.106
	3	0.000		3	0.086
	4	0.115		4	0.074
	5	0.115		5	0.055
	6	0.115		6	0.115

### 3) 送水方式

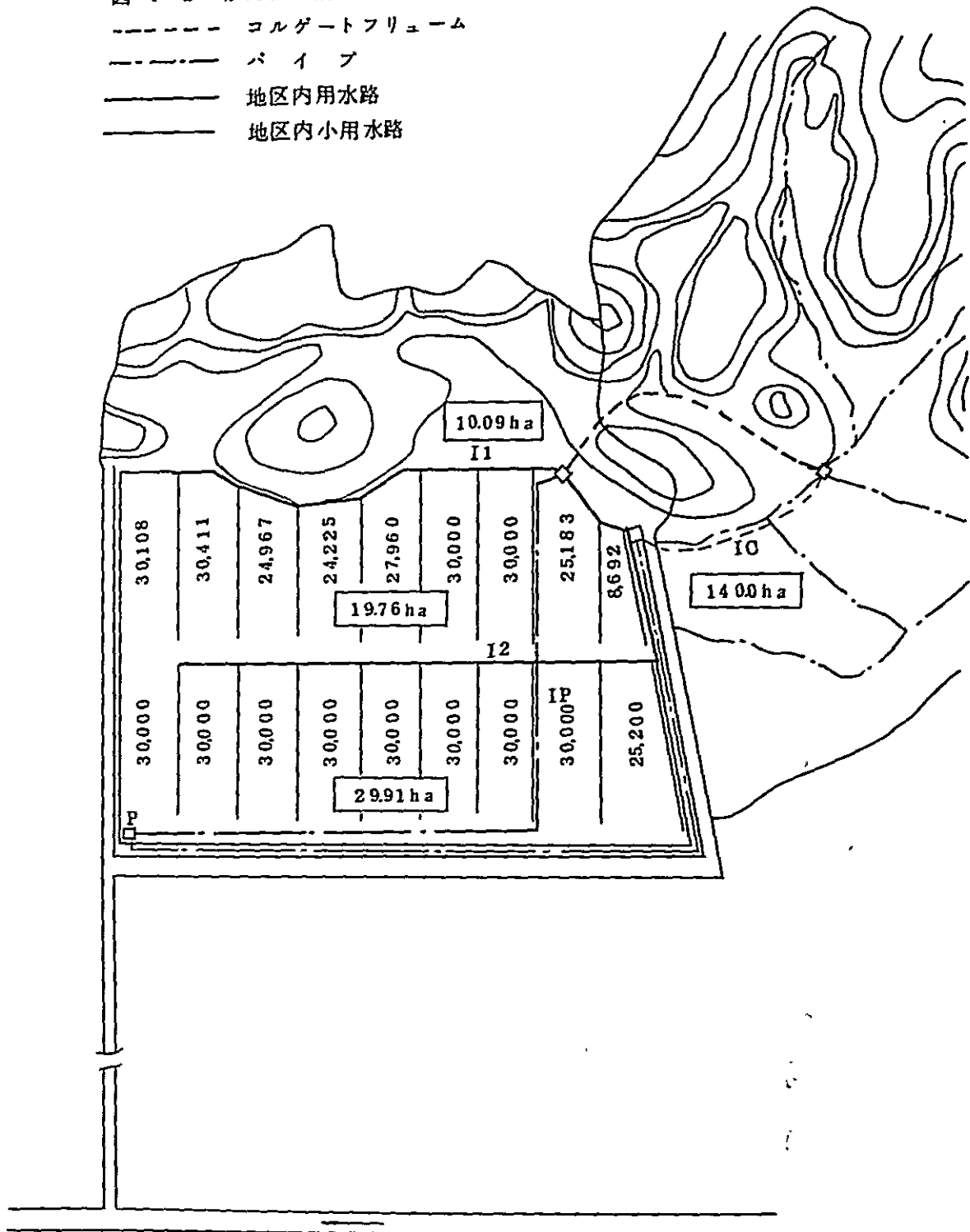
山地流出水は、かんがい地区北方250m地点に取水水槽を設け、この地点よりコルゲートフリュームにより、かんがい地区高位部水槽まで導水する。この用水は2本の幹線用水路によって地区高位部と低位部に分水され末端小用水路をへて各圃場に補給される。

また、揚水された不足分の水は、揚水機場よりパイプラインでもって地区高位部水槽へ導水された後、各圃場へ配水される。

なお、かんがい計画は図4-2のとおりである。

図 4-2 かんがい計画

- コルゲートフリューム
- - - - - パイプ
- 地区内用水路
- 地区内小用水路



イトバミリン大幹線排水路



4) 用水路断面の検討

水路名は第4-5図に示すとおりで、各断面の諸元は次表のとおりである。

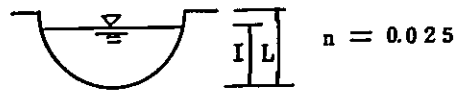
第4-5表 用水路諸元

水路名	面積 (ha)	流量 ( $m^3/S$ )	自然勾配	計画勾配	材質	備考
IC	49.67	0.130	0	1/500	コルゲート フリーム	
IC <sub>2</sub>	49.67	0.121	0	1/500	同上	
I1	19.76	0.085	0	1/1500	土水路	
I2	29.91	0.100	1/1306	1/1300	土水路	
小用水路	3.04	0.059	-	1/1000	土水路	

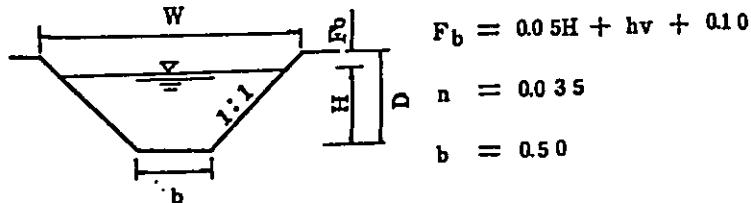
注) 流量は代かき時にて算定 代かき面積 25ha/day 代かき日数 20日間

断面形状は下記のとおり。

コルゲートフリームD型



土水路



(1), (2) 用水路 I C 断面の算定

$$Q = 0.130 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/500 \quad nQ/\sqrt{I} = 0.0727$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0727$
0.400	0.2512	1.2564	0.200	0.3420	0.0132
0.350	0.192	1.099	0.175	0.313	-0.0126

$$\therefore r = 0.400$$

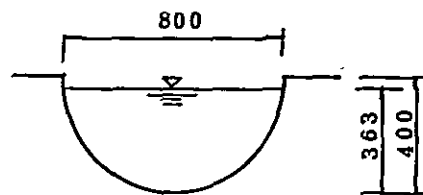
$$Qn/\sqrt{I} \cdot r^{8/3} = 0.8366$$

$$\therefore H/r = 0.907 \quad \therefore H = 0.907 \times 0.400 = 0.363 \text{ m}$$

$$\therefore \theta = 169.3^\circ = 2954 \text{ (Dad)}$$

$$\therefore A = \frac{1}{2}r^2 (\theta - \sin\theta) = 0.222 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.585 \text{ (m/S)}$$



コルゲートフリューム D 800 × 400 型

(3) 用水路 I 1 断面の算定

$$Q = 0.085 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Qn/I^{1/2} \cdot b^{8/3} = 0.085 \times 0.035 / 1/1500^{1/2} \cdot 0.5^{8/3} \\ = 0.7316$$

$$\therefore H/b = 0.747 \quad \therefore H = 0.747 \times 0.50 = 0.374 \text{ m}$$

$$A = (mH + b)H = 0.327 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.260 \text{ m/S}$$

$$\therefore Fb = 0.05H + hv + 0.10 = 0.122 \text{ m}$$

$$\therefore D = H + Fb = 0.374 + 0.122 = 0.496 \approx 0.500$$

$$\therefore W = 2D + b = 1.50 \text{ m}$$

(4) 用水路 I 2 断面の算定

$$Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Qn/I^{1/2} \cdot b^{8/3} = 0.100 \times 0.035 / 1/1300^{1/2} \cdot 0.5^{8/3} \approx 0.8012$$

$$\therefore H/b = 0.783 \quad \therefore H = 0.783 \times 0.50 = 0.392 \text{ m}$$

$$A = (mH + b)H = 0.349 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.286 \text{ m/S}$$

$$\therefore F_b = 0.05H + hv + 0.10 = 0.124 \text{ m}$$

$$\therefore D = H + F_b = 0.516 \approx 0.520 \text{ m}$$

$$\therefore W = 2D + b = 1.54 \text{ (m)}$$

(5) 小用水路断面の算定

$$Q = 0.059 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Qn/I^{1/2} \cdot b^{8/3} = 0.059 \times 0.035 / 1/1000^{1/2} \cdot 0.5^{8/3} \\ = 0.4146$$

$$\therefore H/b = 0.553 \quad \therefore H = 0.553 \times 0.50 = 0.277 \text{ m}$$

$$A = (mH + b)H = 0.215 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.275 \text{ m/S}$$




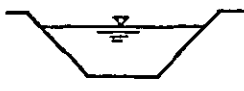
$$\therefore F_b = 0.05H + hv + 0.10 = 0.118 \text{ m}$$

$$\therefore D = H + F_b = 0.395 \approx 0.40 \text{ m}$$

$$\therefore W = 2D + b = 1.30 \text{ m}$$

(6) 用水路断面一覧

第4-6表 用水路, 断面一覧(SAKURAGI)

用水路名	断面	Q ( $m^3/S$ )	H (m)	A ( $m^2$ )	v ( $m/S$ )	D (m)	W (m)
I C		0.130	0.363	0.222	0.585	0.400	0.800
I 1		0.085	0.374	0.327	0.260	0.500	1.500
I 2		0.100	0.392	0.349	0.286	0.520	1.540
末端用水路		0.059	0.277	0.215	0.275	0.400	1.300

4.2.3 築堤及び排水施設

1) 築堤計画

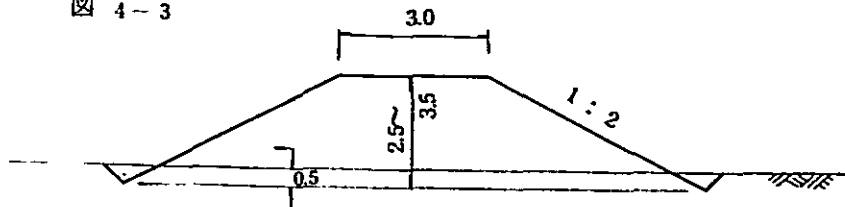
現在一部水稻作が行われているカンボ約67haを, 図4-4の如く築堤を行い約50haの圃場を造成する。この堤防の計画に当ってはDAEEが施工したボーデル1の築堤計画に準じて計画した。

堤防高………レジストロにあるリベラ川の水位観測所の既応最高水位H.W.L

1.060mをとりリベラ川の平均河床勾配1/10,000より水面追跡を行い, これに1.0mのフリーボードを見込んだ値EL13.50とした。

堤防幅員, 法面勾配は図4-3の如くである。

図4-3



堤防の高さは現況地盤により2.5m~3.5mとなった。

築堤土量は堤防と同面積の承水路を掘削しこれに当てる。他流域140haの洪水量はこの堤防沿いの承水路を通してリベィラ川に排水する。

## 2) 排水計画

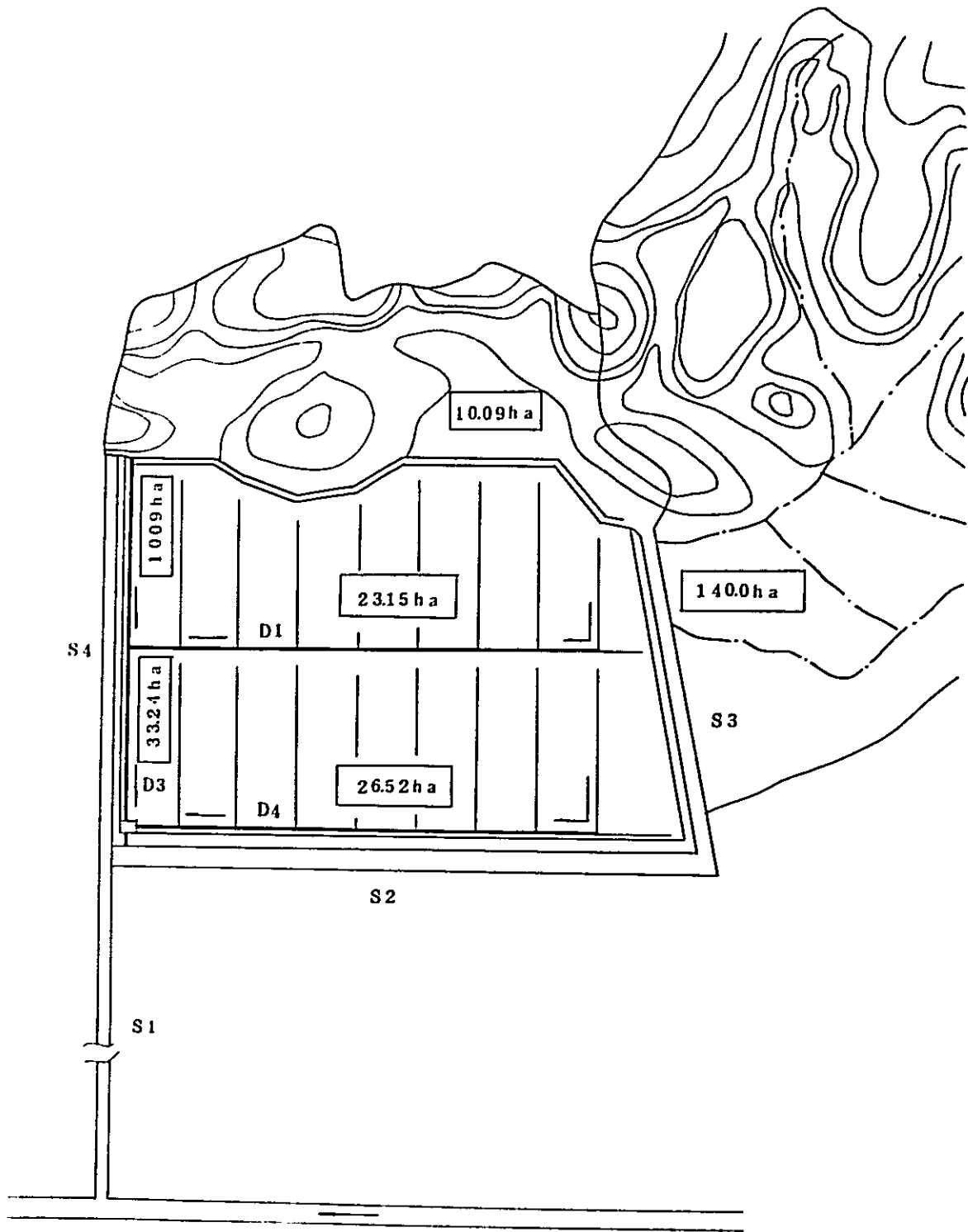
排水計画は、図4-4に示すとおりである。

- (1) 計画対象地北東部山地流域(140ha)の流出水は、かんがい地区際に設ける承水路により、イトバミリン大幹線排水路へ排出する。
- (2) 計画対象地北西部山地流域(1009ha)の流出水は、圃場内流出水と共に、圃場内排水路により、自然排水又は機械排水により地区外へ排出する。
- (3) 排水路はすべて土水路とする。
- (4) 排水ポンプは横軸斜流ポンプ(500mm×1.0台)を使用する。
- (5) 承排水路別支配面積は下記のとおり。

第4-7表 承排水路の支配面積(ha)

	支配面積	圃場	山地	備考
S1	199.8	49.7	150.1	S4は支配面積なしのため省略
S2	140.0	0.0	140.0	
S3	140.0	0.0	140.0	
D1	23.2	23.2	0.0	
D2	10.1	0.0	10.1	
D3	33.3	23.2	10.1	
D4	26.5	26.5	0.0	

図 4-4 排水計画



イトバミリン大幹線排水

### 3) ピーク流出量の算定

ピーク流出量の算定は合理式による。

$$Q = f r t A / 3.6$$

ここで Q : ピーク流出量 (m<sup>3</sup>/s)

f : 流出率 圃場部 0.8 , 山地部 0.6

rt : 洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr)

A : 集水面積 (km<sup>2</sup>)

いま、最長承排水路の S1 (S1 + S2 + S3) , D2 水路について、洪水到達時間を算定すると第4-8表のとおりである。

第4-8表 洪水到達時間の算定

	区間	延長 (m)	落差 (m)	自然勾配	計画勾配	到達速度 (m/s)	到達時間 (sec)
S1	山地部	1,900	25.0	1/76		1.49	1,277
	圃場部	3,340	23	1/1452	1/1,500	0.25	13,440
D4	圃場部	975	1.0	1/975	1/1,000	0.32	3,075

つぎに、日降雨量を1/10確率の170mmとすれば、S1, D4水路の洪水到達時間は、4.1hr, 1hrとなるから平均降雨強度は、17.2および34.7mm/hrとなる。

上記算出した降雨強度を圃場内外のものとするれば、各水路のピーク流出量(Q)は第4-9表のとおりとなる。

第4-9表 ピーク流出量の算定

	支配面積	圃場	山地	ピーク流出量(Q)		同左合計	備考
				圃場	山地		
S1	199.8	49.7	150.1	3.830	4.597	8.427	S4水路は省略
S2	140.0	0.0	140.0	0.000	4.013	4.013	
S3	140.0	0.0	140.0	0.000	4.013	4.013	
D1	23.2	23.2	0.0	1.785	0.000	1.785	
D2	10.1	0.0	10.1	0.000	0.584	0.584	
D3	33.3	23.2	10.1	1.785	0.584	2.369	
D4	26.5	26.5	0.0	2.045	0.000	2.045	

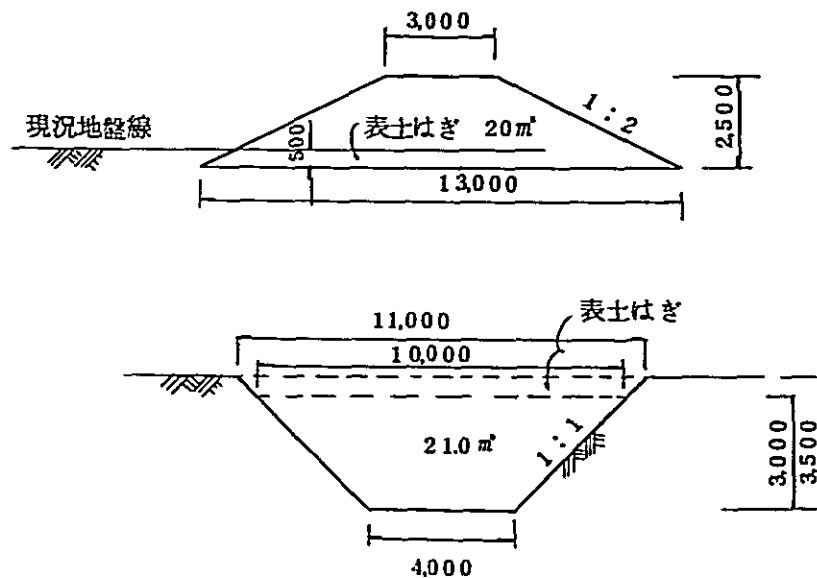
4) 承水路断面の算定

承水路断面は築堤断面と同面積（但し、表土層50cm部分は除く）となる様に決定する。

(i) 承水路 S1(S4) の算定

本水路は S4 水路の下流にあたり、S4 水路と接続する。従って水流の安定のため、S4 水路断面と同じものを仮定する。

今、S4 水路に隣接する堤防は下図のとおりで、断面同面積の水路断面は次図のとおりとなる。





次に、 $Q = 8.427 \text{ m}^3/\text{S}$   $I = 1/1500$  を与えて等流水深を算定すれば、

$$H/b = 0.425 \quad \therefore H = 1.70 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 9.69 \text{ m}^2$$

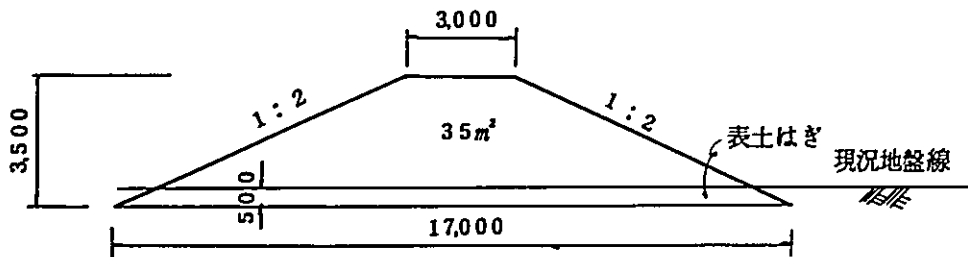
$$v = Q/A = 0.87 \text{ m/S}$$

となり、流出水は流下可能である。従って本断面を S1 (S4) 水路の標準断面とする。

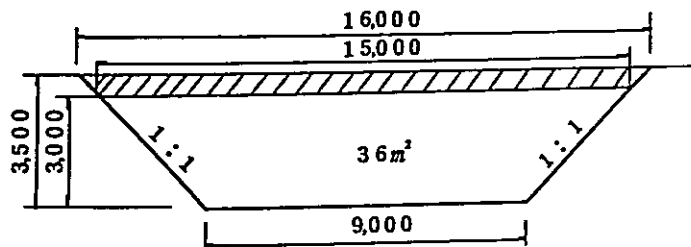
(2) 承水路 S2 断面の算定

承水路 S1 断面と同様の手順で断面を算定する。

隣接する堤防断面は下図のとおり。



堤防とほぼ同面積の水路断面は下図のとおり。



次に、 $Q = 4.013 \text{ m}^3/\text{S}$ 、 $I = 1/1500$  を与えて等流水深を算定する。

$$H/b = 0.097 \quad \therefore H = 0.873 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 8.619 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.466 \text{ m/S}$$

となり、流出水は流下可能である。従って本断面をS2水路断面として採用する。

### (3) 承水路 S3 断面の算定

隣接するダム断面はS4に同じ。従って仮定水路断面も同じ。

いま、 $Q = 4.013 \text{ m}^3/\text{S}$ 、 $I = 1/1500$  の条件を与えた場合、等流水深及び流速は次のとおり。

$$H/b = 0.30 \quad \therefore H = 0.30 \times 4,000 = 1,200 \text{ m}$$

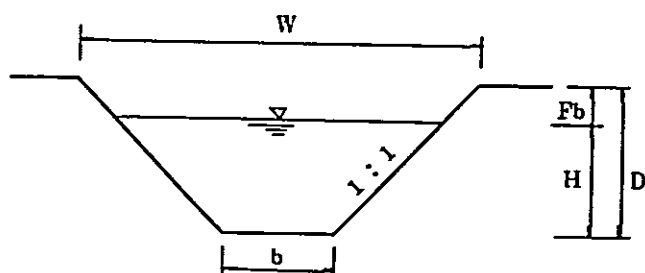
$$\therefore A = (b + mH)H = 6.240 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.643 \text{ m/S}$$

故に、流出水は流下可能であり、本断面をS3水路に採用する。

### 5) 排水路断面の算定

排水路断面の形状及び諸元は下図のとおり。



$$n = 0.035 (\text{土水路})$$

$$m = 1.0$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$F_b = 0.6 \text{ m}$$

$$I = 1/1000$$

(1) 排水路 D1 の検討

$$Q = 1.785 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H/b = 1.22 \quad \therefore H = 1.22 \times 1.00 = 1.22 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 2.708 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.659 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 1.90 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 4.80 \text{ m}$$

(2) 排水路 D2 断面の算定

$$Q = 0.584 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H/b = 0.72 \quad \therefore H = 0.72 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 1.238 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.472 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 1.40 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 3.80 \text{ m}$$

(3) 排水路 D3 断面の算定

$$Q = 2.369 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H/b = 1.42 \quad \therefore H = 1.42 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 3.436 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.689 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 2.10 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 5.20 \text{ m}$$

(4) 排水路 D4 断面の算定

$$Q = 2.045 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H/b = 1.33 \quad \therefore H = 1.33 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 3.099 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.660 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 2.00 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 5.00 \text{ m}$$

6) 小排水路断面の算定

最大圃区 (3.04ha) の小排水路について検討する。断面形状は下図のとおりで土水路直掘りとする。

$$Q = 10 \times r_t \times A / 3600$$
$$= 10 \times 34.7 \times 3.04 / 3600 = 0.293 (m^3/S)$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/1000$$

$$b = 1.00 (m)$$

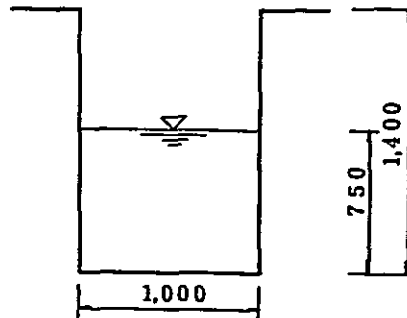
以上の条件より断面を算定する。

$$H/b = 0.75 \quad \therefore H = 0.75 m$$

$$A = bH = 0.75 m^2$$


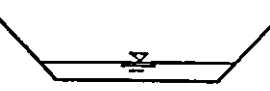

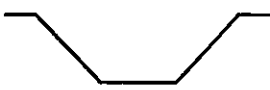


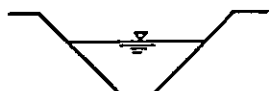

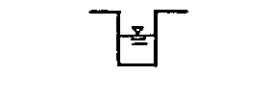
$$v = Q/A = 0.391 m/S$$

$$D = H + F_b = 1.40$$



7) 承排水路断面一覧

第4-10表 承排水路断面一覧 (SAKURAGI)

水路名	断面	Q ( $m^3/S$ )	H (m)	A ( $m^2$ )	v (m/S)	D (m)	W (m)	b (m)
S1		8.427	1.700	9.690	0.870	3.500	11.000	4.000
S2		4.013	0.873	8.619	0.466	3.500	16.000	9.000
S3		4.013	1.200	6.240	0.643	3.500	11.000	4.000
S4		0.000	0.000	0.000	0.000	3.500	11.000	4.000
D1		1.785	1.220	2.708	0.659	1.900	4.800	1.000
D2		0.584	0.720	1.238	0.472	1.400	3.800	1.000
D3		2.369	1.420	3.436	0.689	2.100	5.200	1.000
D4		2.045	1.330	3.099	0.660	2.000	5.000	1.000
小排水路		0.293	0.750	0.750	0.391	1.400	1.000	1.000

#### 4.2.4 ポンプ計画

##### 1) ポンプ揚水計画

###### (1) ポンプ揚水量 ( $Q_1$ )

$$Q_1 = 7.26 \text{ m}^3/\text{min}$$

###### (2) ポンプ全揚程 ( $H_T$ )

ポンプ吸込水位 7.18 m (現地盤より 2 m 下)

ポンプ吐出水位 13.50 m

管路損失水頭 5.18 m (13.80 km  $\times$  3.76 m/km,  $\phi$ 350)

ポンプ回り損失水頭 1.00 m

$$\therefore H_T = (13.50 - 7.18) + 5.18 + 1.00 = 12.5 \text{ m}$$

###### (3) 原動機所要出力

$$\begin{aligned} P_m &= 0.163 \gamma Q H (1 + \alpha) / \eta_p \eta_t \\ &= 0.163 \times 1.00 \times 7.26 \times 12.5 \times (1 + 0.20) / 0.78 \times 0.93 \\ &= 24.5 \approx 30 \text{ kW} \end{aligned}$$

###### (4) ポンプの種類と口径

ポンプ選定図表 ( $H_T - Q$  曲線図) より, 吸込管, 吐出管口径 250  $\times$  200 の小形両吸込うず巻ポンプを採用する。

###### (5) ポンプ運転時間

かんがい時間におけるポンプ運転時間を第4-11表に示す。これより年間ポンプ運転時間は4090hrで, 1日24hrポンプを運転すると稼働日数は170日となる。

第4-11表 ポンプ運転時間 (SAKURAGI)

月	農業用水 必要量 ( $m^3$ )	基底流 利用可能量 ( $m^3$ )	ポンプ依存量 ( $m^3$ )	ポンプ能力 ( $m^3/min$ )	ポンプ 運転時間 (hr)
10	210,608	24,118	186,490	7.26	428
11	256,584	23,340	233,244	"	535
12	330,208	24,118	306,090	"	702
1	224,843	24,118	200,725	"	460
2	145,295	22,562	122,733	"	281
3	289,387	24,118	265,269	"	608
4	276,068	23,340	252,728	"	580
5	240,415	24,118	216,297	"	496
計	1,973,408	189,832	1,783,576	—	4,090

2) ポンプ排水計画

(i) ポンプ排水量

本地区は全域水稻栽培であるため、最低圃場田面位より30cmの湛水を洪水時に認める。従ってポンプ排水量は、総圃場内流出量より田面上の許容湛水量を差し引くと求められる。

いま、総圃場内流出量 ( $Q_V$ ) は次式で求められる。

$$Q_V = \sum_{i=1}^2 10 f_i r_t A_i$$

ここで、 $f_i$  流出率  $f_1 = 0.8, f_2 = 0.6$

$r_t$  1/10 確率年日降雨量 170mm

$A_i$   $A_1 = 49.67ha, A_2 = 10.09ha$

$$\therefore Q_V = 77,843 m^3$$

つきに、田面上許容湛水量 ( $Q_A$ ) は面積38haの上に貯水される。平均湛水深を15cmとすれば

$$Q_A = 2,881 m^3$$

故にポンプ排水量は、 $Q_V - Q_A = 74,962 m^3/day = 521 m^3/min$  となる。

(2) ポンプ全揚程 ( $H_T$ )

ポンプ吸込水位            9.18 m (現地盤より 1.0 m 下)

ポンプ吐出水位            12.50 m

ポンプ回り損失水頭        0.70 m

$$\therefore H_T = (12.50 - 9.18) + 0.70 = 3.72 = 4 \text{ m}$$

(3) 原動機所要出力

$$\begin{aligned} P_m &= 0.163 \gamma Q H (1 + a) / \eta_p \eta_t \\ &= 0.163 \times 1.00 \times 26.1 \times 4.0 / 0.83 \times 0.93 \\ &= 220 \text{ (kW)} \end{aligned}$$

なお、ポンプ台数は 2 台とする。

(4) ポンプの種類と口径

ポンプ選定図表より、口径 450 mm の横軸型斜流ポンプ 2 台とする。



### 4.3 ポアヴィスタ普及農場の設計

#### 4.3.1 地区の概要

	UEKI	MURASAWA	TOTAL	
① 測地面積	41.396ha	16.504ha	ha	
② 関係面積	36.321(100%)	15.520(100%)	51.841	②=③+④
③ 主要施設地 つぶれ地	5.819(16)	2.740(18)	8.559	
④ 圃場面積	30.502(84)	12.780(82)	43.282	④=⑤+⑥
⑤ 末端施設地 つぶれ地	3.213	1.096	4.509	
⑥ かんがい 面積	27.289	11.484	38.773	

注) 堤防, 幹線道路, 幹線用排水路敷地

但し, 圃場内中央(山~川)へ走る2本の幹線排水路及び1本の連絡用道路敷地は⑤に含まれている。

UEKI氏とMURASAWA氏の境界は, 主要施設のつぶれ地率(③/②)が, ほとんど差異がないので, 現在の境界でもって, 面積を区分している。

#### 4.3.2 水源施設

##### 1) 栽培計画

かんがい面積38.773haの全域に水稻を栽培する。日消費水量は, バリケイラス農業開発センター試験圃場に準ずる。

##### 2) 水源計画

水源としては, 後背地の山地流域(4045ha)の基底流量(0.93m<sup>3</sup>/S/100ha)を利用する。水量が不足する場合は, リベイラ川よりポンプ取水する。水源別取水量は第4-12表のとおりである。

第4-12表 水源別取水量

	取水量	備考
自然取水	$(m^3/S)$ 0.038	山地流域水の利用
機械取水	0.064	リベイラ川の利用
計	0.102	農業用水必要量

上記取水量の算定根拠は以下のとおり。

(1) 農業用水必要量

1959/10~1960/5 の期間における有効雨量を差し引いた半旬毎の平均必要量は第4-13表に示すとおり、最大  $0.102 m^3/S$  である。

(2) 自然取水可能量

基底流量の算定根拠は4-1-2参照されたい。本地区の山地流域面積  $0.04045 km^2$  より、基底流量は  $0.064 m^3/S$  となる。

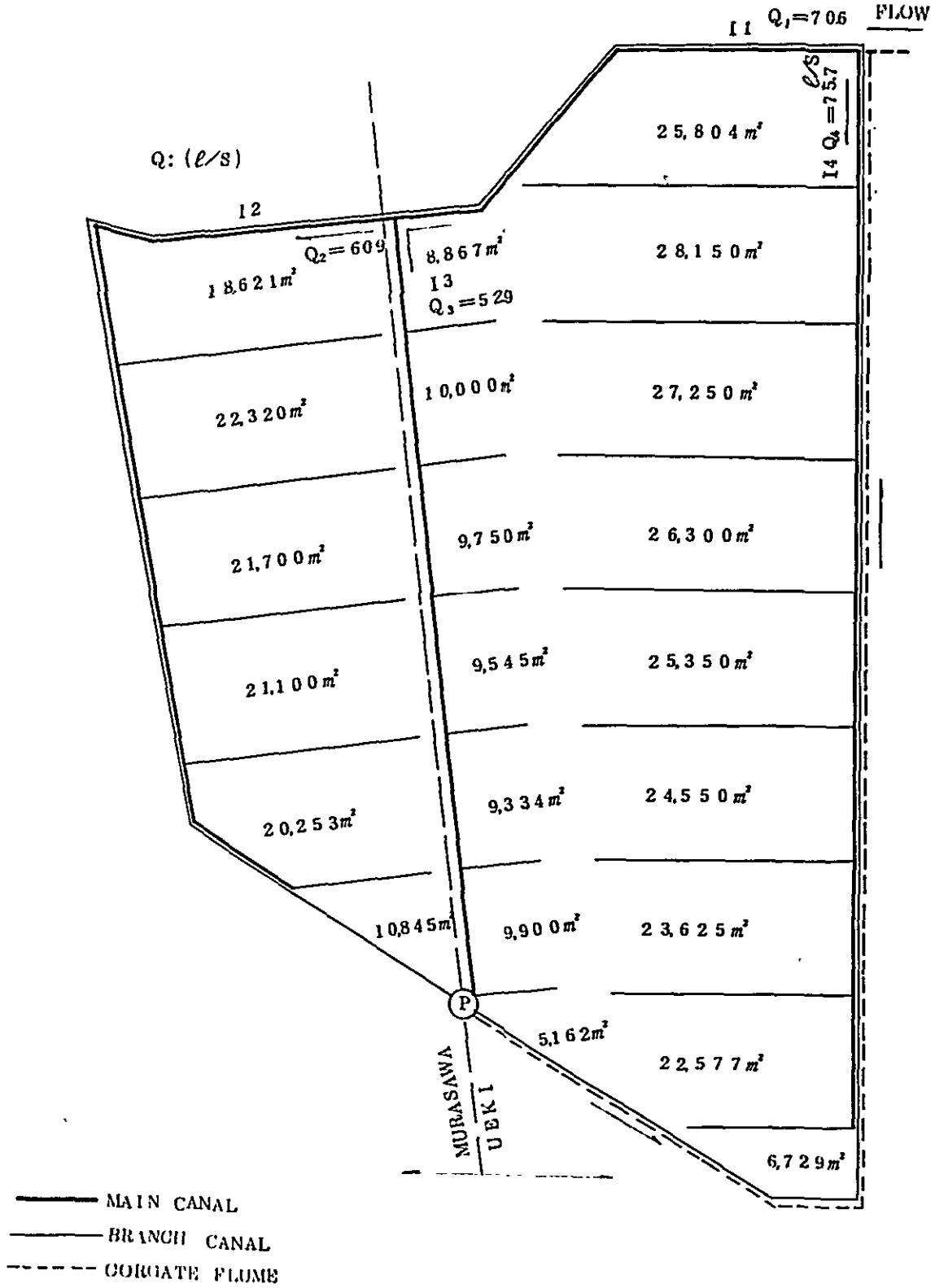
(3) 機械取水必要量

(1), (2)の差し引きより、 $0.064 m^3/S$  となる。

第4-13表 農業用水必要量 (UEKI & MURASAWA)

年	日	用水量	年	日	用水量
59/10	1	0.051	60/2	1	0.046
	2	0.066		2	0.049
	3	0.065		3	0.061
	4	0.096		4	0.084
	5	0.034		5	0.000
	6	0.046		6	0.028
/11	1	0.090	/3	1	0.083
	2	0.082		2	0.090
	3	0.053		3	0.084
	4	0.082		4	0.079
	5	0.090		5	0.079
	6	0.067		6	0.090
/12	1	0.102	/4	1	0.102
	2	0.085		2	0.076
	3	0.102		3	0.102
	4	0.102		4	0.016
	5	0.085		5	0.000
	6	0.102		6	0.102
60/1	1	0.081	/5	1	0.076
	2	0.037		2	0.083
	3	0.000		3	0.067
	4	0.090		4	0.057
	5	0.090		5	0.043
	6	0.090		6	0.090

図 1 5 Irrigation Plan (UEKI & MURASAWA)



### 3) 送水方式

山地流出水は、かんがい地区最高位部承水路にゲートを設け取水される。取水された用水は土水路幹線用水路、末端用水路をへて各圃場へ補給される。

また、揚水されたリベイラ川からの用水は、揚水機場より地区高位部水槽まで堤防法面に沿わしたコルゲート水路によって導水された後、各圃場へ配水される。

なお、かんがい計画は 図 4-5 のとおりである。

### 4) 用水路断面の検討

水路名は 図 4-5 に示すとおりで、各断面の諸元は次表のとおりである。

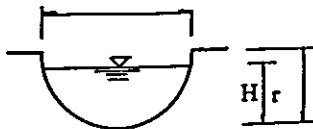
第4-14表 用水路諸元

水路名	面積	流量	自然勾配	計画勾配	材質	備考
I0		$\frac{m^3}{S}$ 0.064		1/500	コルゲート	
I1	17.74	0.071	1/3876	1/1000	土水路	
I2	11.45	0.061	1/1159	1/800	"	
I3	6.26	0.053	1/912	1/400	"	
I4	21.03	0.076	1/1365	1/900	"	
小用水路	282			1/500	"	

注) 流量は代かき時にて算定，代かき面積 20ha/day，代かき日数 20日間

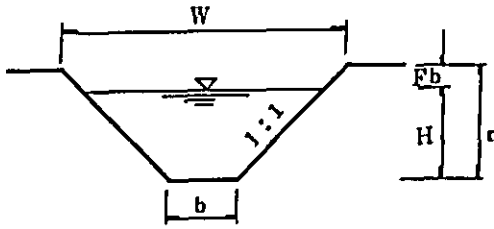
断面形状は下記のとおり。

コルゲートフリーム D型



$$n = 0.025$$

土水路



$$n = 0.035 \quad F_b = 0.05H + hv + 0.10$$

$$b = 0.500$$

(1) 用水路 10 断面の算定

$$Q = 0.064 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/500$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0358$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0358$
0.300	0.141	0.942	0.150	0.282	0.0039
0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0113

$$\therefore r = 0.300 \text{ m}$$

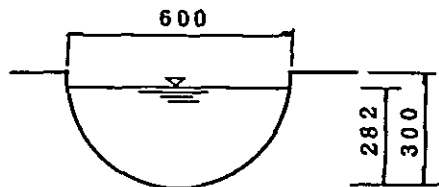
$$\frac{Qn}{I^{1/2} \cdot r^{8/3}} = 0.8884$$

$$\therefore H/r = 0.939 \quad \therefore H = 0.939 \times 0.300 = 0.282 \text{ (m)}$$

$$\therefore \theta = 173^\circ = 3.019 \text{ (Rad)}$$

$$\therefore A = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.131 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.489 \text{ m/S}$$



コルゲートフリューム D 600×300型

(2) 用水路 I1 断面の算定

$$Q = 0.0706 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/1000$$

$$\therefore Qn/\sqrt{I} = 0.0781$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0781$
0.40	0.360	1.631	0.221	0.3655	0.0535
0.30	0.240	1.348	0.178	0.3164	-0.0021

$$\therefore H = \frac{0.30 \times 0.0535 - 0.40 \times (-0.0021)}{0.0535 - (-0.0021)} = \frac{0.016 + 0.0008}{0.0556}$$

$$= 0.304 \text{ (m)}$$

0.304	0.244	1.360	0.179	0.3176	0.000
-------	-------	-------	-------	--------	-------

$$\therefore v = Q/A = 0.289 \text{ (m/s)}$$

$$\therefore F_b = 0.05H + hv + 0.10$$

$$= 0.120$$

$$\therefore D = H + F_b = 0.424 \approx 0.43 \text{ (m)}$$

$$\therefore W = 2D + b = 1.36 \text{ (m)}$$

(3) 用水路 I2 断面の算定

$$Q = 0.0609 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/800$$

$$\therefore Qn/\sqrt{I} = 0.0603$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0603$
0.30	0.240	1.348	0.178	0.3164	0.0156
0.25	0.188	1.207	0.156	0.2890	-0.0058
0.263	0.201	1.244	0.162	0.297	0.000

$$\therefore H = \frac{0.25 \times 0.0156 - 0.30 \times (-0.0058)}{0.0156 - (-0.0058)} = \frac{0.0039 + 0.00174}{0.0214}$$

$$= 0.263 \text{ m}$$

$$\therefore v = Q/A = 0.303 \text{ (m/S)}$$

$$\therefore F_b = 0.05H + hv + 0.10$$

$$= 0.118 \text{ m}$$

$$\therefore D = H + F_b = 0.263 + 0.118 = 0.381 \approx 0.39 \text{ (m)}$$

$$\therefore W = 2D + 0.50 = 1.28 \text{ (m)}$$

(4) 用水路 13 断面の算定

$$Q = 0.0529 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/400$$

$$\therefore Qn/\sqrt{I} = 0.0371$$

H	A	P	R	$R^2/S$	$R^2/S \cdot A - 0.0371$
0.20	0.140	1.066	0.131	0.2579	0.000

$$\therefore H = 0.20 \text{ m}$$

$$\therefore v = Q/A = 0.378 \text{ (m/S)}$$

$$\therefore F_v = 0.05H + hv + 0.10$$

$$= 0.117 \text{ (m)}$$

$$\therefore D = 0.20 + 0.117 = 0.317 \approx 0.32 \text{ (m)}$$

$$\therefore W = 2D + 0.50 = 1.14 \text{ (m)}$$

(5) 用水路 14 断面の算定

$$Q = 0.0757$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/900$$

$$\therefore Qn/\sqrt{I} = 0.0795$$

H	A	P	R	$R^2/S$	$R^2/S \cdot A - 0.0795$
0.350	0.298	1.490	0.200	0.3420	0.0224
0.300	0.240	1.348	0.178	0.3164	-0.0036
0.308	0.249	1.371	0.182	0.3212	0.000

$$\therefore H = \frac{0.300 \times 0.0224 - 0.350 \times (-0.0036)}{0.0224 - (-0.0036)} = \frac{0.0067 + 0.0013}{0.026}$$

$$= 0.308 \text{ (m)}$$



$$\therefore v = Q/A = 0.304 \text{ (m/S)}$$

$$\begin{aligned} \therefore F_b &= 0.05H + hv + 0.10 \\ &= 0.120 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\therefore D = H + F_b = 0.428 \approx 0.43 \text{ (m)}$$

$$\therefore W = 2D + b = 1.36 \text{ (m)}$$

(6) 小用水路断面の算定 (A = 2815ha)

$$Q = 0.0476 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/500$$

$$\therefore Qn/\sqrt{I} = 0.0373$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0373$
0.10	0.06	0.783	0.077	0.1810	-0.0264
0.30	0.24	1.348	0.178	0.3164	0.0386
0.181	0.123	1.012	0.122	0.2460	0.007

$$\therefore H = \frac{0.10 \times 0.0386 - 0.30 \times (-0.0264)}{0.0386 - (-0.0264)} = \frac{0.01178}{0.06500}$$

$$= 0.181$$

$$\therefore v = Q/A = 0.387 \text{ (m/S)}$$







$$\therefore F_b = 0.05H + hv + 0.10 = 0.117 \text{ (m)}$$

$$\therefore D = H + F_b = 0.181 + 0.117 = 0.298 \approx 0.30 \text{ (m)}$$

$$\therefore W = 2D + b = 1.10 \text{ (m)}$$

(7) 用水路断面一覧

第4-15表 用水路断面一覧 (UEKI & MURASAWA)

用水路名	断面	Q ( $m^3/s$ )	H (m)	A ( $m^2$ )	v (m/s)	D (m)	W (m)
I 0		0.064	0.282	0.131	0.489	0.300	0.600
I 1		0.071	0.304	0.244	0.289	0.430	1.360
I 2		0.061	0.263	0.188	0.303	0.390	1.280
I 3		0.053	0.200	0.140	0.378	0.320	1.140
I 4		0.076	0.308	0.249	0.304	0.430	1.360
小用水路		0.048	0.181	0.123	0.387	0.300	1.100

4.3.3 築堤及び排水施設

1) 築堤計画

計画対象地域 (約 51 ha) は現在水稲, 放牧地として使用されているが, ここに図 4-6 の如く築堤を行い 43ha の圃場を造成する。

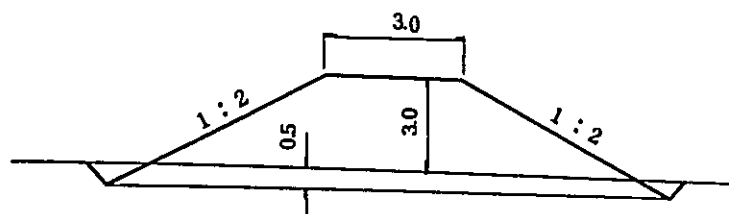
この堤防計画に当っては DAEE が施工したボーデル I の築堤計画に準じた。

堤防高………リベイラ川水位観測所 (レジストロ町) の既応最高水位 H.W.L1060 より平均河床勾配 1/10000 で求めた洪水位に 1.0 m のフリーボード見込んだ値 EL 1250 m とした。

堤防の高さは表土はぎ 50cm を見て次図の如く 3.0 m, 法面勾配  $m = 2.0$ , 天端幅  $b = 3.0 m$  とした。

築堤土量は堤防と同断面の承水路を堤防沿いに掘削し, これに当てる。掘削した承

水路は背後地（443ha）からの洪水を受けリベイラ川に排水する。



## 2) 排水計画

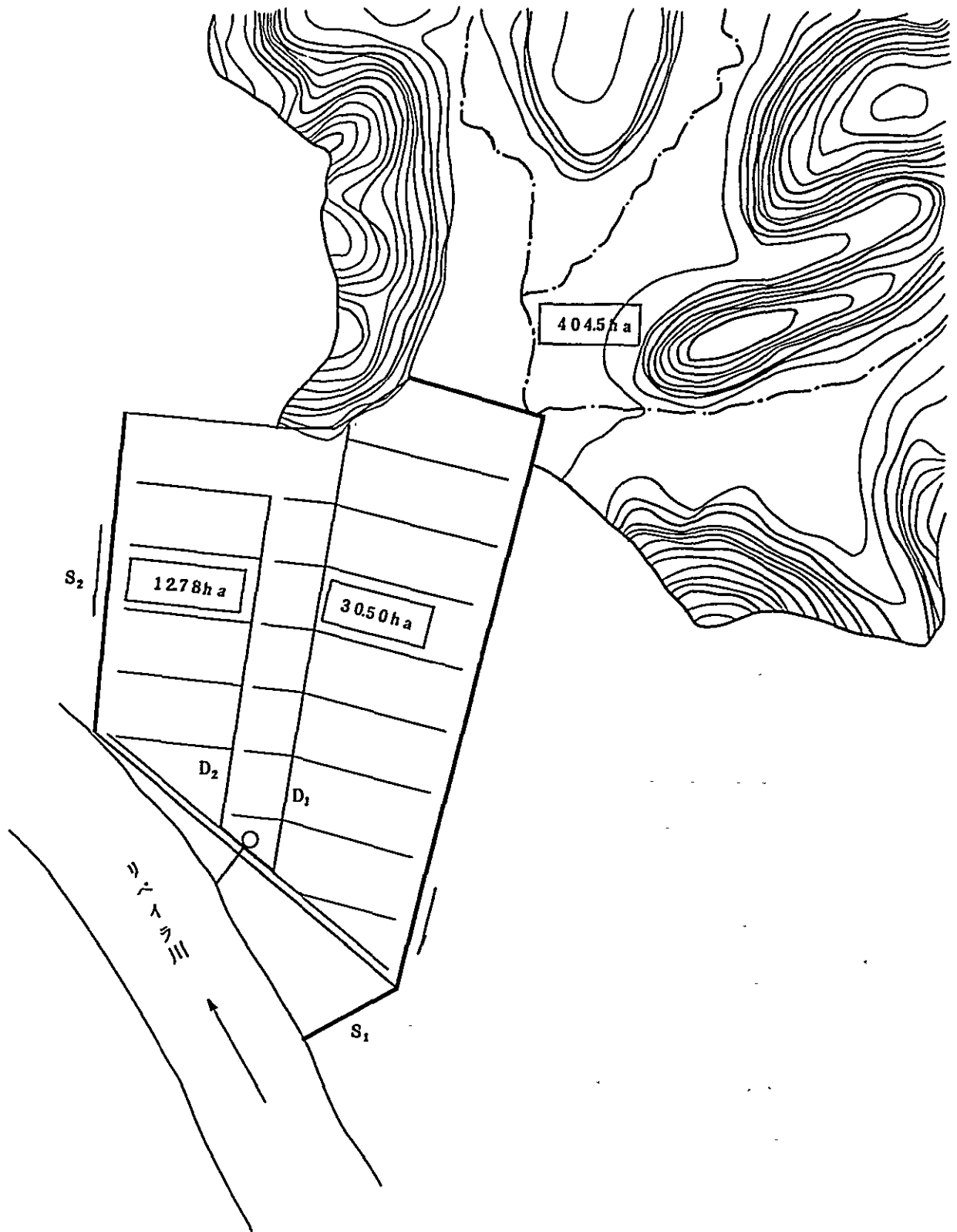
排水計画は図 4-6 に示すとおりである。

- (1) 計画対象地東部山地流域（4045ha）の流出水は承水路によりリベイラ川に排水する。
- (2) 圃場内は、土水路でもって地区西端まで導水し、自然排水及び機械排水を行なう。
- (3) MURASAWA 氏と UEKI 氏との境界に排水路を設け、両氏が独自な水操作を可能ならしむるようにする。
- (4) ポンプは用排兼用横軸斜流ポンプ（500mmφ 1 台）を使用する。
- (5) 排水路別の支配面積は第 4-16 表のとおり。

第 4-16 表 承排水路の支配面積

	支配面積	圃場	山地	備考
	(ha)	(ha)	(ha)	
D 1	30.50	30.50	0.0	
D 2	1278	1278	0.0	
D 3	43.28	43.28	0.0	
S 1	404.50	0.00	404.5	
S 2	0.00	0.00	0.0	築堤土として利用

図 4-6 排水計画 (UEKI & MURASAWA)



3) ピーク流出量の算定

ピーク流出量の算定は合理式による。

$$Q = f r_t A / 3.6$$

ここで Q : ピーク流出量 (m<sup>3</sup>/s)

f : 流出率 圃場部 0.8 , 山地部 0.6

r<sub>t</sub> : 洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr)

A : 集水面積 (km<sup>2</sup>)

いま、最長承排水の S1, D1 について洪水到達時間を算定すると下表のとおりである。

第4-17表 洪水到達時間の算定

水路名	区間	延長 (m)	落差 (m)	自然勾配	計画勾配	到達速度 (m/s)	到達時間 (sec)
S1	山地部	3,050	20	1/152	-	0.98	3,113
	圃場部	1,169	0	0	1/3000	0.16	7,129
D1	圃場部	745	0.70	1/1064	1/1000	0.32	2,350

そこで、S1 水路、D1 水路の洪水到達時間は、284hr および 1hr となるから、平均降雨強度は各々、20.6mm/hr、34.7mm/hr となる。

従って各水路のピーク流出量 (Q) は次表のとおりとなる。

第4-18表 ピーク流出量 (Q) の算定

	支配面積	圃場	山地	ピーク流出量 Q		同左合計	備考
				圃場	山地		
D1	(ha) 30.50	(ha) 30.50	(ha) 0.00	(m <sup>3</sup> /s) 2352	(m <sup>3</sup> /s) 0.000	(m <sup>3</sup> /s) 2352	S2 水路は支配流域なきため省略
D2	1278	1278	0.00	0.985	0.000	0.985	
D3	4328	4328	0.00	3337	0.000	3337	
S1	404.50	0.00	404.50	0.000	13.869	13.869	

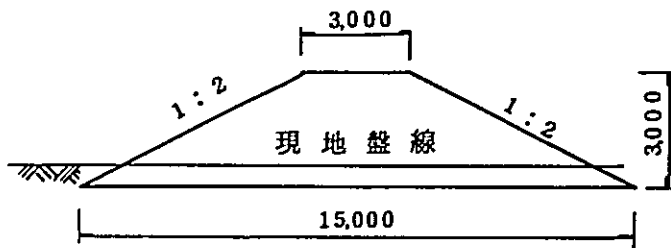
4) 承水路断面の算定

承水路断面の算定において考慮した事柄は次項のとおりである。

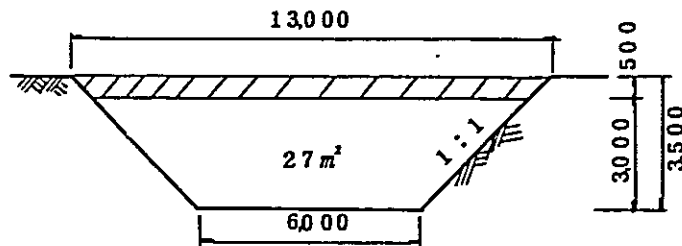
- (1) 計画ピーク流出量が流下できること。
- (2) 水路掘削土は、築堤容土として利用できるに十分な土量をもつこと。

今、本地区の堤防断面は下図の通りであって、 $27\text{m}^2$ の断面をもつので、同様の断面積を与えると下図のとおりとなる。

堤 防 断 面



承 水 路 断 面 (S1)



次に、本水路の水深を算定する。

$$Q = 13869\text{m}^3/\text{S} \quad b = 6.0\text{m}$$

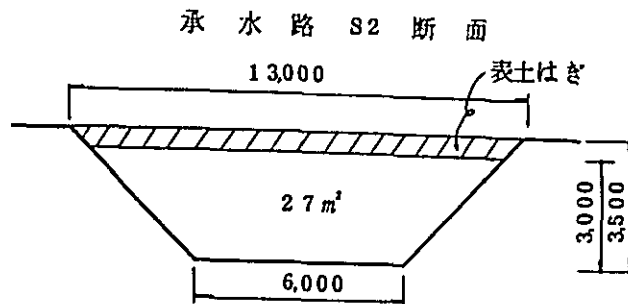
$$n = 0.035$$

$$I = 1/3000$$

$$\therefore H/b = 0.400 \quad \therefore H = 0.400 \times 6.0 = 2.400\text{m} \quad v = 0.688\text{m}/\text{S}$$

以上よりピーク流出量は流下できる。

次に、承水路 S2 は排水支配面積をもたないので、築堤断面と同様の断面積をもたせると下図のとおりとなる。



5) 排水路断面の算定

断面形状は農業試験場のものと同じ。

(1) 排水路 D1 の算定

$$Q = 2.352 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$I = 1/1000$$

$$H = 1.30 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 299 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.787 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 1.90 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 480 \text{ m}$$

(2) 排水路 D2 の算定

$$Q = 0.985 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$I = 1/1000$$

$$H = 0.93 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 1.795 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.549 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 1.60 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 330 \text{ m}$$

(3) 排水路 D3 の算定

$$Q = 3.337 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$I = 1/1000$$

$$H = 1.68 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 4.502 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.741 \text{ m/S}$$

$$D = H + F_b = 2.30 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 5.60 \text{ m}$$

6) 小排水路断面の算定

最大圃区 (2815ha) の小排水路について検討する。断面形状は下図のとおりで土水路直掘りとする。

$$Q = 10 \times r_t \times A/3600$$

$$= 10 \times 34.7 \times 2815/3600 = 0.271 (\text{m}^3/\text{S})$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/1000$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

以上の条件から

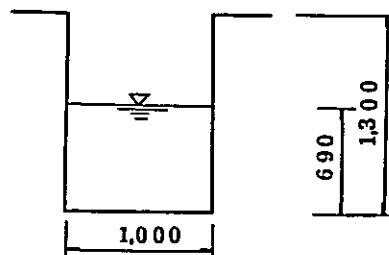
$$Q_n / I^{1/2} b^{8/3} = 0.2999$$

$$\therefore H/b = 0.686 \quad \therefore H = 0.686 \text{ m}$$

$$A = bH = 0.686 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.395$$

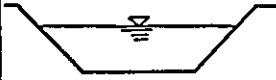
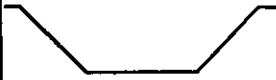

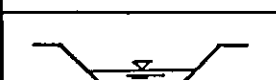


$$D = H + F_b = 1.30 \text{ m}$$





7) 承排水路断面一覧

第4-19表 承排水路断面一覧 (UEKI & MURASAWA)

水路名	断面	Q ( $m^3/s$ )	H (m)	A ( $m^2$ )	v ( $m/s$ )	D (m)	W (m)	b
S 1		13869	2400	20160	0.688	3500	13000	6000
S 2		0.000	0.000	0.000	0.000	3500	13000	6000
D 1		2352	1.300	2990	0.787	1900	4800	1000
D 2		0985	0.930	1795	0.549	1600	3300	1000
D 3		3337	1.680	4502	0.741	2300	5600	1000
小排水路		0.271	0.686	0.686	0.395	1300	1000	1000

4.3.4 ポンプ計画

1) ポンプ揚水計画

(1) ポンプ揚水量

$$Q_r = 0.064 \text{ m}^3/\text{s} = 384 \text{ m}^3/\text{min}$$

(2) ポンプ全揚程 ( $H_T$ )

ポンプ吸込水位 6.55 m (現地盤より 2 m 下)

ポンプ吐出水位 11.00 m

水路損失水頭 25.3 m

ポンプ回り損失水頭 1.00 m

$$\therefore H_T = (11.00 - 6.55) + 25.3 + 1.00$$

$$= 7.98 \text{ m} = 8 \text{ m}$$

(3) 原動機所要出力

$$\begin{aligned} P_m &= 0.163 \gamma Q H (1 + a) / \eta_p \eta_t \\ &= 0.163 \times 1.00 \times 384 \times 8 \times (1 + 0.2) / 0.75 \times 0.93 \\ &= 8.6 \text{ (KW)} \end{aligned}$$

(4) ポンプの種類と口径

排水ポンプを兼用する。

(5) ポンプ運転時間

かんがい期間におけるポンプ運転時間を第 表に示す。これより、年間ポンプ運転時間は、2999hr で、1日24hr ポンプを運転すると稼働日数は125日となる。

第4-20表 ポンプ運転時間 (UEKI & MURASAWA)

	農業用水 必要量	基底流 利用可能量	ポンプ依存量	ポンプ能力	ポンプ 運転時間
	( $m^3$ )	( $m^3$ )	( $m^3$ )	( $m^3/min$ )	(hr)
10	158,403	101,773	56,630	3.84	246
11	200,312	98,490	101,822	"	443
12	257,786	101,773	156,013	"	678
1	175,531	101,773	73,758	"	321
2	113,415	95,207	18,208	"	79
3	225,919	101,773	124,146	"	540
4	171,547	98,490	73,057	"	318
5	187,689	101,773	85,916	"	374
計	1,490,602	801,052	689,550	—	2,999

## 2) ポンプ排水計画

### (1) ポンプ排水量

本地区も全域水稲栽培であるため、最低圃場田面位より 30cm の湛水を洪水時に認める。

いま、総圃場内流出量 ( $Q_V$ ) は次式で求められる。

$$Q_V = 10 f r_t A$$

ここで、 $f$  : 流出率 0.8

$r_t$  : 1/10 年確率日降雨量 170

$A$  : 4328 ha

$$\therefore Q_V = 58861 \text{ m}^3$$

つぎに、田面上許容湛水量 ( $Q_A$ ) は 9.1 ha の田面上に貯水される。平均湛水深を 15cm とすれば、

$$Q_A = 13650 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{故に、ポンプ排水量は、} Q_V - Q_A &= 45211 \text{ m}^3/\text{day} \\ &= 31396 \text{ m}^3/\text{mm} \end{aligned}$$

となる。

### (2) ポンプ全揚程 ( $H_T$ )

ポンプ吸込水位 655 m (現地盤より 2.0 m 下)

ポンプ吐出水位 1058 m

ポンプ回り損失水頭 1.00 m

$$\therefore H_T = (1058 - 655) + 1.00 = 5.03 \approx 6.0 \text{ m}$$

### (3) 原動機所要出力

$$\begin{aligned} P_m &= 0.163 \gamma Q H (1 + \alpha) / \eta_p \eta_t \\ &= 0.163 \times 1.00 \times 31.4 \times 6.0 \times (1 + 0.2) / 0.84 \times 0.93 \\ &= 47.2 \text{ (KW)} \end{aligned}$$

### (4) ポンプの種類と口径

ポンプ選定図表より、口径 500mm の横軸形斜流ポンプを採用する。

#### 4.4 ポーデル1 普及農場の設計

##### 4.4.1 地区の概要

本地区は、サンパウロ州公共事業局水道電力部（D A E E）により概略計画を既に終え、一部工事を実施中のポーデルI（1,280ha）の一部である。従って今回の計画においては次の前提をおく。

- ① 今回計画対象地及びその周辺の排水は、D A E Eの方針に従い本計画では、計画地区内の排水路のみを考慮する。
- ② 既計画のポンプ規格に従うこととするが、この排水ポンプを用水兼用とする。
- ③ 既計画の上水路用水幹線の諸点は不明であるが、今回計画する用水路と連絡をはかり用水の安全をはかる。

又、本地区の面積概要は第4-21表のとおりである。

第4-21表 面積概要

区 分	面 積 (ha)	備 考
対 象 面 積	3 5. 7 4	
かんがい面積	3 0. 8 7	内、展示ほ場 9. 5 7 ha
潰れ地面積	4. 8 7	潰れ地率 13. 6 %

##### 4.4.2 水 源 施 設

###### 1) 水 源 計 画

水源として、リベイラ川よりポンプ取水（最大0.081m<sup>3</sup>/S）する。（第4-22表参照）

###### 2) 栽 培 計 画

かんがい面積30.87haの全地区に水稻を二期栽培する。

日消費水量はバリケラス農業開発センター試験ほ場に準ずる。

###### 3) 用 水 配 分 計 画

リベイラ川よりポンプ加圧された用水は、コルゲート水路により導水され、末端土水路を経て各ほ場に分水される。

用水路および小用水路の最大通水量は下表のとおり。

第4-22表 最大通水量

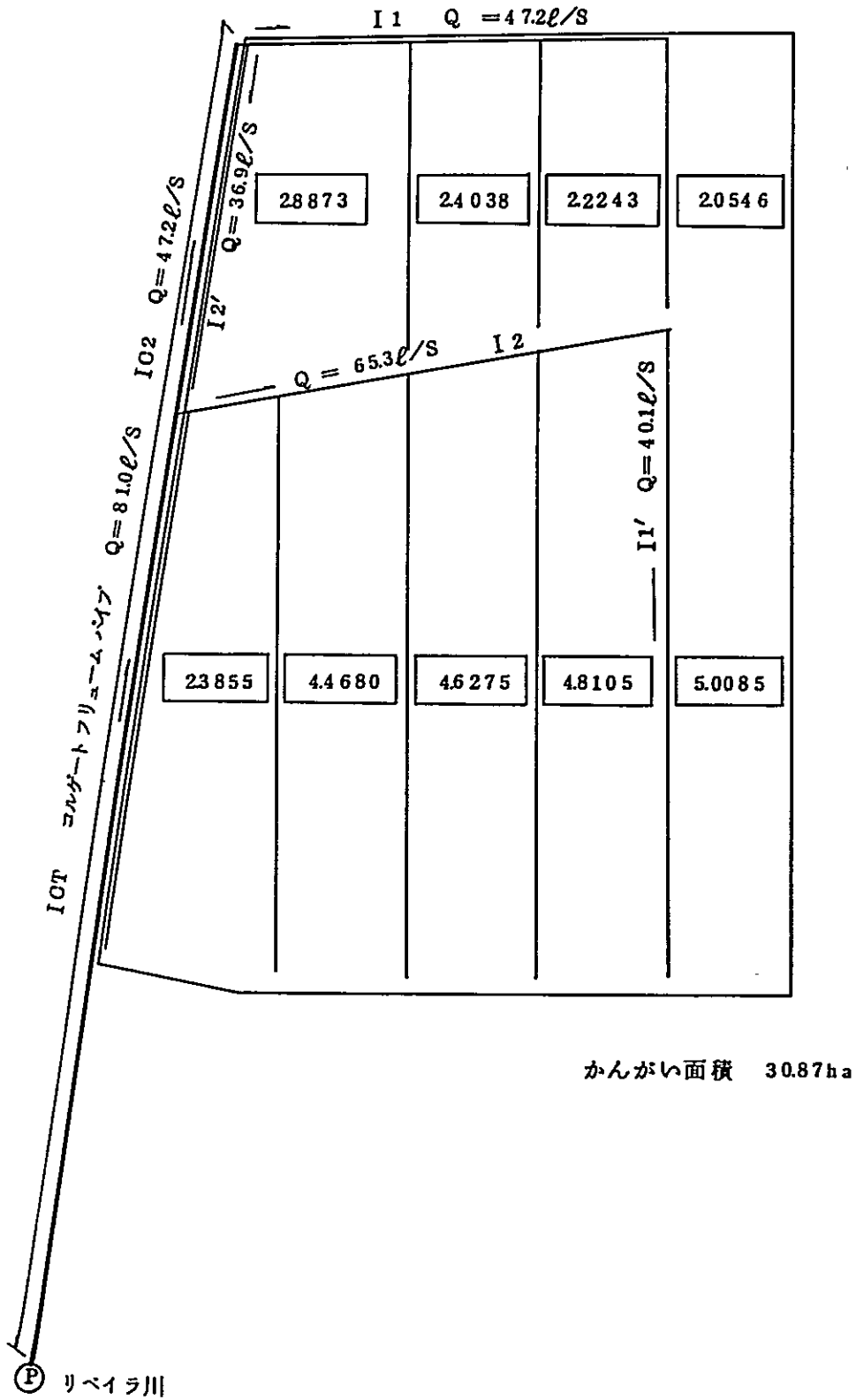
区分	支配面積	最大通水量		備 考
		代かき時	管理時	
I C 1	(ha) 30.87	( $l/s$ ) 80.0	( $l/s$ ) 81.0	代かき 1.5ha/day 150mm 養い水減水深 10mm 管理期ピーク減水深 17mm
I C 2 1	9.57	47.2	25.1	
I 2	21.30	65.3	55.9	
I 1'	5.01	40.1	13.1	小用水路
I 2'	2.89	36.9	7.6	"

水路名は 図 4-7 参照

第4-23表 農業用水必要量(OYADAMARI)

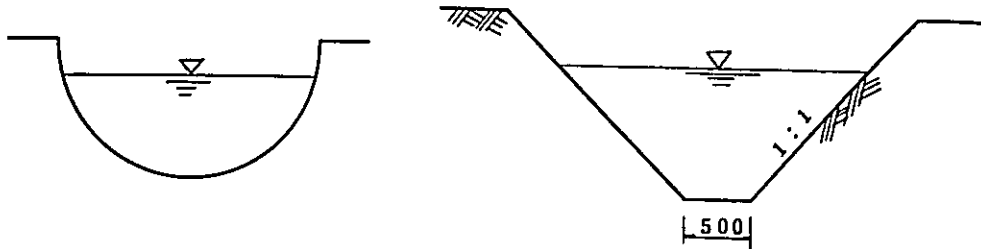
年 月	半月	用 水 量		年 月	半月	用 水 量	
		$(m^3/s)$				$(m^3/s)$	
59/10	1	0.041	60/2	1	0.037		
	2	0.052		2	0.039		
	3	0.052		3	0.048		
	4	0.076		4	0.067		
	5	0.039		5	0.000		
	6	0.036		6	0.022		
/11	1	0.075	/3	1	0.066		
	2	0.065		2	0.071		
	3	0.042		3	0.066		
	4	0.066		4	0.063		
	5	0.072		5	0.063		
	6	0.053		6	0.071		
/12	1	0.081	/4	1	0.081		
	2	0.067		2	0.060		
	3	0.081		3	0.081		
	4	0.081		4	0.013		
	5	0.067		5	0.081		
	6	0.081		6	0.081		
60/1	1	0.065	/5	1	0.060		
	2	0.030		2	0.066		
	3	0.000		3	0.054		
	4	0.072		4	0.046		
	5	0.072		5	0.034		
	6	0.072		6	0.072		

図 4-7 ボーデル 1 普及農場用水配分計画



4) 用水路断面の検討

幹線用水路 I 1, I 2 はコルゲートフリーム水路とし, その他は土水路とする。  
コルゲート水路及び土水路の断面形状は下図のとおり。



なお, 各水路の計画動水勾配 ( I ) は, 第 4 - 2 4 表に示すとおり。

第 4 - 2 4 表 用水路計画勾配

区 分	延 長 (m)	現 況 高低差 (m)	現 況 勾 配	計 画 勾 配	備 考
I C 1	9 3 7	0.2 0	1 / 4.686	1 / 3.000	コルゲート
I C 2	2 8 5	0.1 5	1 / 214	1 / 500	"
I 1	3 2 0	0.1 0	1 / 3.200	1 / 3.500	土 水 路
I 2	3 6 5	0.0 5	1 / 7.305	1 / 7.500	"
I Ⅰ	4 9 7	0.1 5	1 / 3.313	1 / 3.500	"
I Ⅱ	2 7 5	0.1 5	1 / 1.833	1 / 2.000	"

(1) 用水路 I C 1 断面の検討

$$Q = 0.081 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.015$$

$$I = 1/3.000$$

$$Qn/\sqrt{I} = 0.1109$$

r	A	P	R	R <sup>2/3</sup>	R <sup>2/3</sup> A - 0.1109
0.500	0.393	1.566	0.250	0.3968	0.0450
0.450	0.318	1.413	0.225	0.3699	0.0067
0.400	0.251	1.256	0.200	0.3420	-0.0251

$$\therefore r = 0.450$$

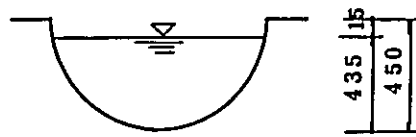
$$\frac{Qn}{\sqrt{I} \cdot r^8/3} = \frac{0.1109}{0.1189} = 0.9327$$

$$\therefore H/r = 0.966 \quad \therefore H = 0.966 \times 0.45 = 0.435$$

$$\therefore \theta = 176.1^\circ = 3.073$$

$$\therefore A = 1/2 r^2 (\theta - \sin\theta) = 0.306 m^2$$

$$\therefore v = Q/A = 0.081/0.306 = 0.265 m/S$$



コルゲート フリユーム D900×450

(2) 用水路 I C. 2 断面の検討

$$Q = 0.0472 m^3/S$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/500$$

$$Qn/\sqrt{I} = 0.0264$$

r	A	P	R	R <sup>2/3</sup>	R <sup>2/3</sup> A - 0.0264
0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0019
0.300	0.141	0.942	0.150	0.2823	0.0134

$$\therefore r = 0.300 (m)$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{I} \cdot r^8/3} = \frac{0.0264}{0.0403} = 0.6550$$

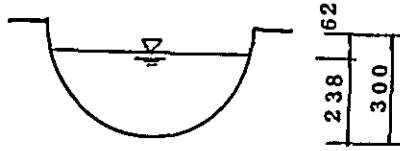
$$\therefore H/r = 0.792 \quad \therefore H = 0.238 (m)$$

$$\therefore \theta = 156^\circ = 2.722$$

$$\therefore A = 1/2 r^2 (\theta - \sin\theta) = 0.105 (m^2)$$

$$\therefore v = Q/A = 0.450 (m/S)$$





コルゲート フリユーム D 600×300 型

(3) 用水路 J 1 断面の検討

$$Q = 0.0472 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/3500$$

$$Qn\sqrt{I} = 0.0977$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0977$
0.400	0.360	1.631	0.221	0.3655	0.0339
0.340	0.286	1.462	0.196	0.3374	-0.0012

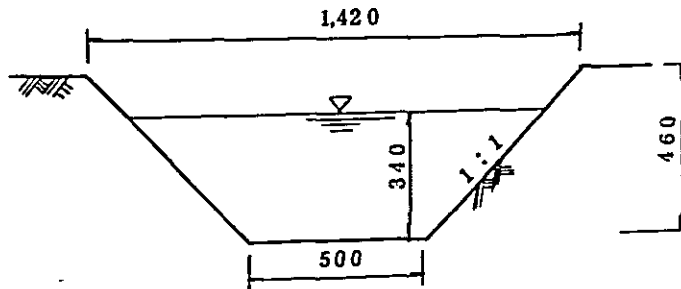
$$\therefore H = 0.34 \text{ m}$$

$$\therefore v = Q/A = 0.165 \text{ (m/S)}$$

$$\therefore Fb = 0.05H + hv + 0.10 = 0.118 \text{ (m)}$$

$$\therefore D = H + Fb = 0.34 + 0.12 = 0.46 \text{ (m)}$$

$$\therefore w = 1.42 \text{ (m)}$$



(4) 用水路 I 1 断面検討

$$Q = 0.0653 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/7500$$

$$Qn\sqrt{I} = 0.1980$$

H	A	P	R	R <sup>2/3</sup>	R <sup>2/3</sup> A - 0.1980
0.600	0.660	2.197	0.300	0.4481	0.0977
0.500	0.500	1.914	0.261	0.4084	0.0062
0.480	0.4704	1.8576	0.253	0.4000	-0.0098

$$\therefore H = \frac{0.480 \times 0.0062 - 0.500 \times (-0.0098)}{0.0062 - (-0.0098)} = 0.492 (m)$$

$$\doteq 0.50 (m)$$

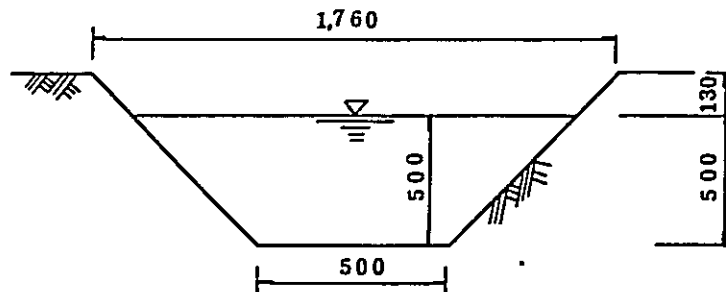
0.492	0.4882	1.8916	0.258	0.4053	0.000
-------	--------	--------	-------	--------	-------

$$\therefore v = Q/A = 0.134 (m/S)$$

$$\therefore Fb = 0.05H + hv + 0.10 = 0.126 (m) = 0.13 (m)$$

$$\therefore D = H + Fb = 0.63 (m)$$

$$\therefore w = 0.63 \times 2 + 0.5 = 1.76 (m)$$



(5) 小用水路 I 1' 断面の検討

$$Q = 0.0401 (m^3/S)$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/3500$$

$$Qn\sqrt{I} = 0.083$$

H	A	P	R <sup>2/3</sup>	R <sup>2/3</sup> A - 0.083
0.300	0.240	1.348	0.3164	-0.0071
0.320	0.2624	1.4050	0.3270	0.0028

$$\therefore H = \frac{0.300 \times 0.0028 - 0.320 \times (-0.0071)}{0.0028 - (-0.0071)} = 0.314 = 0.32 (m)$$

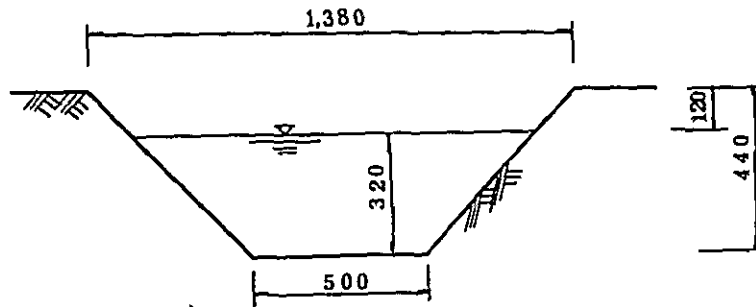
0.314	0.2556	1.3661	0.3235	0.000
-------	--------	--------	--------	-------

$$\therefore v = Q/A = 0.157 (m/S)$$

$$\therefore Fb = 0.05H + hv + 0.10 = 0.117 \doteq 0.12 \text{ (m)}$$

$$\therefore D = H + Fb = 0.44 \text{ (m)}$$

$$\therefore w = 0.44 \times 2 + 0.5 = 1.38 \text{ (m)}$$



(6) 小用水路 I 2'

$$Q = 0.0369 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/2000$$

$$Qn/\sqrt{I} = 0.0578$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0578$
0.250	0.188	1.207	0.156	0.2898	-0.0033
0.260	0.1796	1.235	0.160	0.2947	0.0004

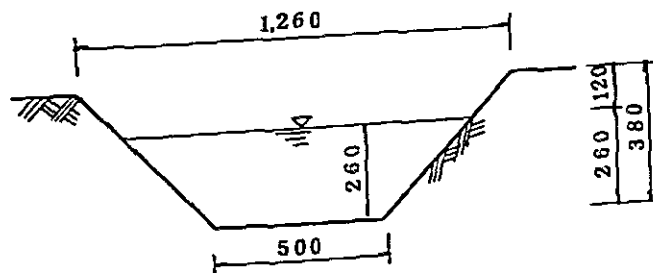
$$\therefore H = 0.260 \text{ (m)}$$

$$\therefore v = Q/A = 0.187 \text{ (m/S)}$$

$$\therefore Fb = 0.05H + hv + 0.10 = 0.115 \doteq 0.12 \text{ (m)}$$







$$\therefore D = 0.26 + 0.12 = 0.38 \text{ (m)}$$

$$\therefore w = 0.38 \times 2 + 0.5 = 1.26 \text{ (m)}$$



(7) 用水路断面一覧

第4-25表 用水路断面一覧(OYADOMARI)

用水路名	断面	Q ( $m^3/S$ )	H (m)	A ( $m^2$ )	v ( $m/S$ )	D (m)	w (m)
IC <sub>1</sub>		0.081	0.485	0.306	0.265	0.450	0.900
IC <sub>2</sub>		0.047	0.238	0.105	0.450	0.300	0.600
I <sub>1</sub>		0.047	0.340	0.286	0.165	0.460	1.420
I <sub>2</sub>		0.065	0.492	0.488	0.134	0.630	1.760
I <sub>1</sub> '		0.040	0.314	0.256	0.157	0.440	1.380
I <sub>2</sub> '		0.037	0.260	0.198	0.187	0.380	1.260

4.4.3 排水施設

本計画における排水施設は、区内排水路のみ検討し、区外施設(排水機場、放水路等)については、DAEEの計画に依拠する。

排水計画は図4-8に示すとおりである。

1) ピーク流出量の算定

ピーク流出量の算定は合理式による。

$$Q = fr_t A / 3.6$$

ここで Q; ピーク流出量 ( $m^3/S$ )

f; 流出率 0.8

$r_t$ ; 洪水到達時間内平均降雨強度 ( $mm/ha$ )

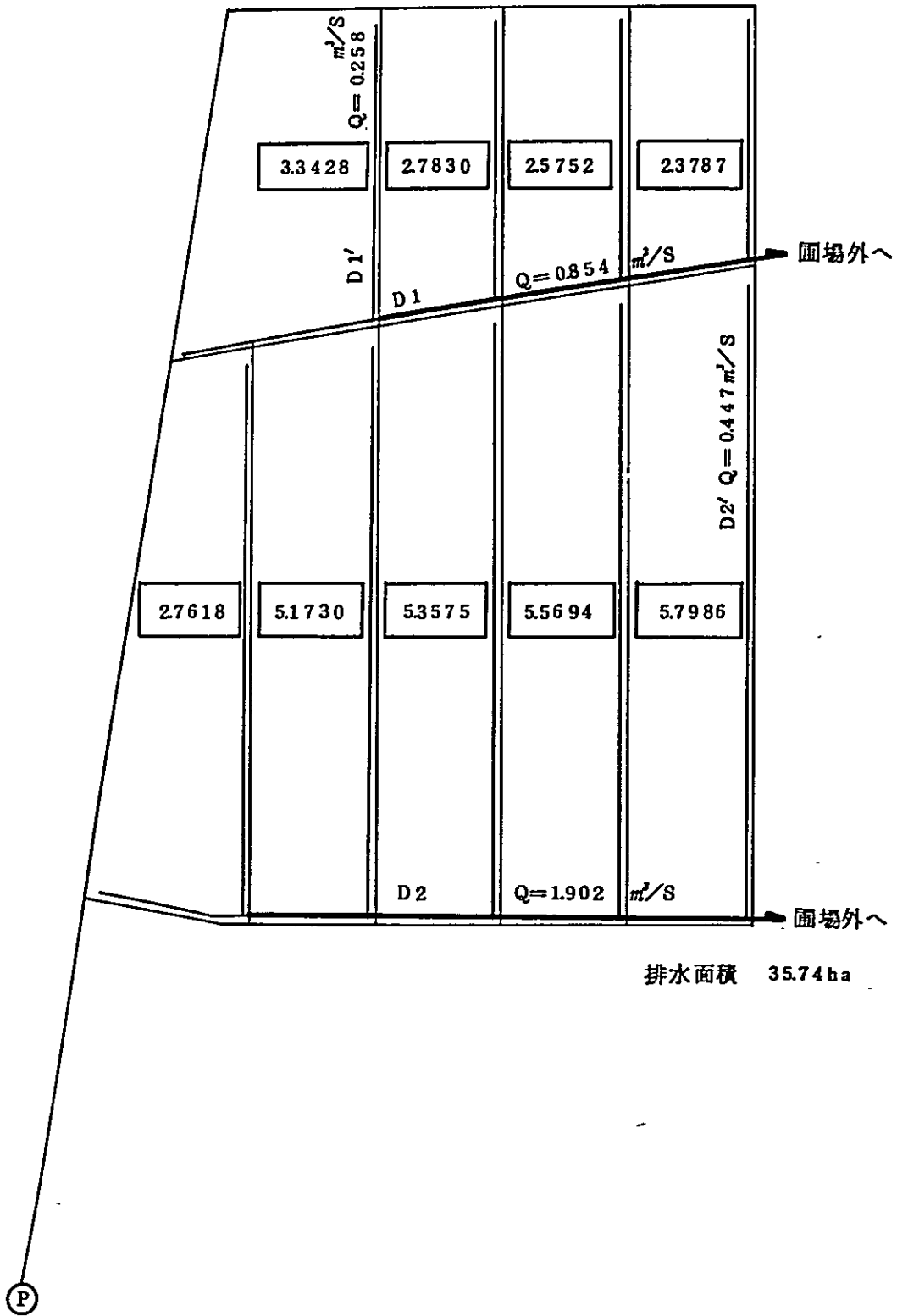
A; 集水面積 ( $km^2$ )

又、排水路勾配を  $1/3000$  と仮定すると、最大洪水到達時間は D 2 水路に生じ、到達時間は 1 時間以内となる。従って、 $r_t$  は、 $1/10$  確率降雨強度 ( $170\text{mm/day}$ ) を使用すれば、 $34.7\text{mm/hr}$  となる。そこで、各排水路のピーク流出量は第 4-26 表のとおりとなる。

第 4-26 表 ピーク流出量

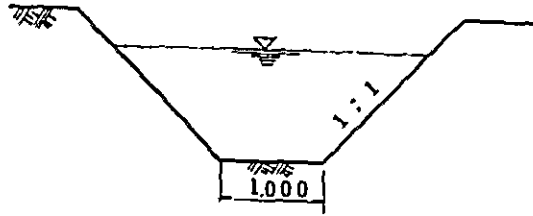
	支配面積	ピーク流出量	備 考
	(ha)	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	
D 1	1 1.0 7 9 7	0.8 5 4 4	
D 2	2 4.6 6 0 3	1.9 0 1 6	
D 1'	3.3 4 2 8	0.2 5 7 8	小排水路 I 型
D 2'	5.7 9 8 6	0.4 4 7 1	" II 型

図 4 - 8 ボーデル 1 普及農場排水計画

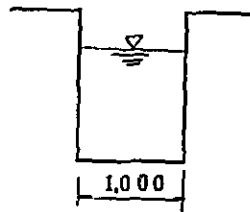


2) 排水断面の検討

排水路及び小排水路の断面はすべて土水路とし、その形状はト14のとおりとする。  
 又排水路勾配は第4-27表に示す。



土水路 (n = 0.035)  
 側法勾配: 1:1  
 底巾 0.50m  
 摘要 D1, D2 (排水路)



土水路 (n = 0.035)  
 側法勾配: 0  
 底巾 0.50m  
 摘要 D1', D2' (小排水路)

第4-27表 排水路計画勾配

区分	延長 (m)	現況 高低差 (m)	現況勾配	計画勾配	備考
D1	337	0.05	1/6,740	1/3,000	
D2	442	-0.05	-1/8,840	1/3,000	
D1'	250	0.10	1/2,500	1/1,000	
D2'	515	0.15	1/3,433	1/1,000	

(1) 排水路 D1 断面の検討

$$Q = 0.854 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$I = 1/3,000$$

$$H = 1.12 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 2.374 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.360 \text{ m/S}$$

$$D = H; Fb = 1.80 \text{ m}$$

$$w = 2D + b = 4.60 \text{ m}$$

(2) 排水路 D 2 断面の検討

$$Q = 1.902 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$I = 1/3.000$$

$$H = 1.55 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 3.953 \text{ m}^2$$

$$v = Q/A = 0.481 \text{ m/S}$$

$$D = H + Fb = 2.20 \text{ m}$$

$$w = 2D, b = 5.40 \text{ m}$$

(3) 小排水路 D 1' 断面の検討

$$Q = 0.2578 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/1.000$$

$$Qn/\sqrt{I} = 0.2853$$

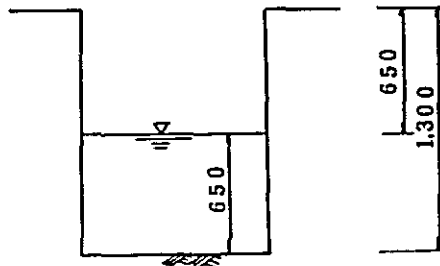
H	A	P	R	R <sup>2/3</sup>	R <sup>2/3</sup> A - 0.2853
0.800	0.800	2.600	0.308	0.4561	0.0796
0.700	0.700	2.400	0.292	0.4401	0.0227
0.650	0.650	2.300	0.283	0.4310	-0.0052

$$\therefore H = 0.650 \text{ (m)}$$

$$\therefore v = Q/A = 0.397 \text{ (m/S)}$$

$$\therefore Fb = 0.60 \text{ (m)}$$

$$\therefore D = H + Fb = 1.30 \text{ (m)}$$



(4) 小排水路 D 2' 断面の検討

$$Q = 0.0471 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

$$n = 0.035$$



$$I = 1/1.000$$

$$Q_n/\sqrt{I} = 0.4948$$

H	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.4948$
1.00	1.000	3.000	0.333	0.4804	-0.0144
1.10	1.100	3.200	0.344	0.4909	0.0452

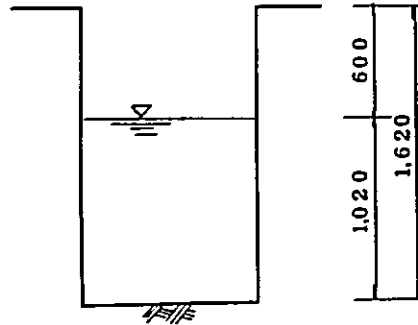
$$\therefore H = \frac{1.00 \times 0.0452 - 1.10 \times (-0.0144)}{0.0452 - (-0.0144)} = 1.024 = 1.02(m)$$

1.024	1.024	3.048	0.336	0.4833	0.0001
-------	-------	-------	-------	--------	--------

$$\therefore v = Q/A = 0.137 (m/S)$$

$$Fb = 0.60$$

$$\therefore D = H + Fb = 1.62(m)$$



(5) 排水路断面一覧

第4-28表 排水路断面一覧 (OYADAMARI)

排水路名	断面	Q ( $m^3/S$ )	H (m)	A ( $m^2$ )	v ( $m/S$ )	D (m)	w (m)
D 1		0.854	1.120	2.374	0.360	1.80	4.60
D 2		1.902	1.550	3.953	0.481	2.20	5.10
D 1'		0.258	0.650	0.650	0.397	1.30	1.00
D 2'		0.447	1.024	1.024	0.437	1.62	1.00

#### 4.4.4 ポンプ計画

排水計画における排水ポンプの計画はDAEEの計画に依拠することとし、ここでは用水ポンプの計画を行なう。

##### (1) ポンプ揚水量

$$Q_1 = 0.081 \text{ m}^3/\text{S} = 4.86 \text{ m}^3/\text{min}$$

##### (2) ポンプ全揚程 (Hr)

ポンプ吸込水位 650 m

ポンプ吐出水位 935 m

水路損失水頭 0.60 m

ポンプ廻り損失水頭 1.00 m

$$\therefore Hr = (935 - 650) + 1.00 = 3.85 = 4.0 \text{ m}$$

##### (3) 原動機所要出力

$$P_m = 0.163 \gamma Q H (1 + \alpha) / \eta_p \eta_t$$

$$= 0.163 \times 1.00 \times 4.86 \times 4.0 \times 1.2 / 0.77 \times 0.93 = 5.3 \text{ (KW)}$$

##### (4) ポンプの種類と口径

ポンプ適用図表より  $\phi 200$  SPE 小形斜流ポンプを採用する。

##### (5) ポンプ運転時間

かんがい期間におけるポンプ運転時間を第4-29表に示す。これより年間ポンプ運転時間は、4,197 hr で、1日ポンプを24 hr稼働させると延べて、175日となる。

第4-29表 ポンプ運転時間(OYADOMARI)

	農業用水 必要量	基底流 利用可能量	ポンプ依存量	ポンプ能力	ポンプ 運転時間
	( $\text{m}^3$ )	( $\text{m}^3$ )	( $\text{m}^3$ )	( $\text{m}^3/\text{min}$ )	(hr)
10	130,948	0	130,948	486	448
11	159,527	0	159,527	"	546
12	205,299	0	205,299	"	703
1	139,792	0	139,792	"	479
2	90,334	0	90,334	"	309
3	178,756	0	178,756	"	612
4	171,639	0	171,639	"	588
5	149,474	0	149,474	"	512
計	1,225,769	0	1,225,769	—	4,197

## 第 5 章 施 工 計 画

### 5.1 概 要

試験場（開発センター）、桜木農場（ポードル・イトバミリン）、植木、村沢農場（ポードル・ポアピスタ）、親泊農場（ポードル・I地区）の全工事を概ね、3年6ヶ月で完成するものとし、必要な土工機械の種類と数量を示せば第5-1表の通りである。

第 5-1 表

機 種		数 量	機 械	
名 称	規 格		記 号	番 号
ブ ル ド ー ザ ー	湿地 16t	4	B.W.	№1～№4
パ ワ ー シ ョ ベ ル	0.8m <sup>2</sup>	1	P.S.	
バ ッ ク ホ ー	0.45m <sup>2</sup>	2	B.H.	
ド ラ ッ グ ラ イ ン	1.0m <sup>2</sup>	2	D.	№1～№2
ダ ン プ ト ラ ッ ク	4t	4	D.T.	№1～№4
ト ラ ク タ ー	10.5t	1	Tr	

一般に丘地の掘削、短距離運土、敷均転圧、特にダム本体の敷均転圧には、ブルドーザーを使用して転圧の効果を高めることとし、低湿地の一般作業には湿地ブルドーザーを使用する。

固くしまった地山からの土取りにはパワーショベルが最適な機械であり、ダム用土の土取り、道路用土の土取りに使用する。

下方掘削には、ドラッグラインを用い、排水機場、幹線排水路、堤外排水路の掘削、堤防盛土等の主力機種とし、小規模の下方掘削にはバックホーを用い、ダムの止水壁床掘、放水路掘削、支線排水路の掘削等を行なう。遠距離運搬にはダンブトラックを用い、ブルドーザーで集積された土を積込むにはパワーショベルをあてることとする。圃場の荒起し砕土にはデスクブラウ、デスクハローを夫々トラクター10.5tに装着索引することとする。

以下地区別、工種別に記述する。

## 5.2 地区別，工種別施工計画

### 5.2.1 農業開発センター

#### 1) 丘 地

道路掘削，盛土敷均し転圧，砂利敷用にブルドーザーをあて，此の間運搬盛土はダンプトラックにより運搬し，積込にはパワーショベルをあてる。

建物敷地の切均し転圧にはブルドーザーを用いる。

#### 2) 排水機場

ドラグラインを用いて掘削し，掘削土は圃場内道路盛土にあてる。

#### 3) 排水路

幹線排水路の掘削にはドラグラインを，支線排水路の掘削にはバックホーを用い，掘削土は圃場内道路盛土に流用する。

#### 4) 放水路

低地掘削にはドラグラインを用い丘地の一般掘削はブルドーザーで行ない，水路部分の掘削には，バックホーを充当する。掘削土は圃場内道路にダンプトラックで運搬盛土する。ブルドーザーで掘削した土の積込にはパワーショベルをあてる。

#### 5) 圃場内道路

上記の排水機場，排水路及び放水路の掘削により運び込まれた盛土の敷均し転圧はブルドーザー1～2の2台で行なう。

#### 6) ダム

仮排水路敷の伏開表土剝はブルドーザーで，掘削はドラグラインにより行ない，埋戻締固はドラグラインとラムマーで施工する。

土取場の伏開表土剝及び本体伏開表土剝にはブルドーザーを用いて施工する。止水壁床掘にはドラグラインとバックホーを，埋戻にはドラグラインを用い，ラムマーにより入念に締固める。

ダム本体用土の土取場掘削と土運搬には，パワーショベルとダンプトラックを用いブルドーザーによって敷均し充分転圧する。

土取場掘削に先立ち，土取場背後地からの降雨毎の流出水を遮断し，土取場の過湿を防ぐため，トレンチを掘って置く必要がある。

土取場は固く締まった地盤が望ましく，掘削土は仮置することなく，直ちに運搬し敷均し転圧する必要がある。これらのことはダムの盛土の含水比が，なるべく小さい

ことが要求されるからである。

以上の観点から土取場掘削には掘削力が大きく直積ができるパワーショベルが最も適当な機種であると言える。

盛土の転圧表面には、堤軸に直角方向に若干の勾配をつけ、雨水のすみやかな排除をはからなければならない。又堤軸全線に亘り一様な立上りになる様工事を進めなければならない。

ダムの兩岸の地山取付け部分は転圧の困難な場所となり、漏水のおそれのある部分でもあるので、転圧には細心の注意をもつてのぞみ、場合によってはラムマーで締め固めの補助をする必要がある。

#### 7) 仮 締 切 ダ ム

表土剝、敷均転圧にはブルドーザー、土取場掘削運搬にはパワーショベルとダンプトラックを使用する。

#### 8) 圃 場

伐開、抜根、基盤切盛にはブルドーザーを用い、整地が完了したところから順次、トラクターにより犁起し、砕土を行ない作付準備を完了する。

#### 9) 余 水 吐

4)の放水路と同じく一般掘削にはブルドーザーを、水路部掘削にはバックホーを用い、ブルドーザーによる掘削土は、パワーショベルで積込み、ダンプトラックにより圃場内道路に運搬し盛土に充当する。

#### 10) 周 遊 道 路

掘削、敷均転圧をブルドーザーの一貫作業で施工する。

#### 11) 法 尻 排 水 路

バックホーで掘削する。

上記の工種別、機械別作業の施工時期、施工期間を棒グラフによって施工順序を示したものが第2-10表である。

全施工期間は、2年3ヶ月である。

### 5.2.2 イトバミリン普及農場

#### 1) 排水路

幹線排水路の掘削には、ドラグラインを使用し、支線排水路の掘削には、バックホーを用い、掘削土は道路盛土に流用する。

堤防敷及び堤外排水路の表土剝には、バックホーを用い、堤外排水路掘削をドラグライン<sup>Ⅱ</sup>～<sup>Ⅲ</sup>で行ない掘削土は堤防盛土に流用する。

#### 2) 堤防

盛土は 1)による流用土の外に、ドラグラインで引き続き堤外地を掘削して掘削土を盛土する。

#### 3) 道路

1)による流用土の他に良質土を最寄の山地からパワーショベルとダンプトラックの組合せで掘削運搬し、ブルドーザーで敷均し転圧する。

#### 4) 圃場

ブルドーザーを用いて、排根、基盤の切盛整地を行ない、ついでトラクターを用いて犁起し砕土を行なう。

上記の工種別、機械別作業の工程計画表を第 2-11 表に示す。

### 5.2.3 ポアピスタ普及農場

#### 1) 排水路

幹線排水路の掘削には、ドラグラインを使用し、支線排水路の掘削にはバックホーを用い、掘削土は道路盛土に流用する。

堤防敷及び堤外排水路の表土剝には、ブルドーザーを使用し、堤外排水路掘削はドラグラインで行ない、掘削土は堤防盛土に流用する。

#### 2) 堤防

盛土は 1)による流用土の外に、ドラグラインを用いて堤外地を掘削して盛土に充当する。

#### 3) 道路

1)による流用土の他に良質土を適当な附近地から、パワーショベルとダンプトラックの組合せで掘削運搬し、ブルドーザーで敷均し転圧する。

#### 4) 圃 場

ブルドーザーを用いて、排根、基盤の切盛整地を行ない、ついでトラックターを用いて犁起し砕土を行なう。

上記の工種別、機械別作業の工程計画表を第 2-11 表に示す。

全施工期間は 2 年 3 ヶ月である。

#### 5.2.4 ポーデル 1 普及農場

##### 1) 排 水 路

幹線排水路、支線排水路ともにバックホーで掘削し、掘削土は道路盛土に流用する。

##### 2) 道 路

1)による流用土の他に不足分は、適当な附近地からパワーショベルとダンプトラックの組合せて良質土を掘削運搬し、ブルドーザーで敷均し転圧する。

##### 3) 圃 場

湿地ブルドーザーを用いて、排根、基盤の切盛整地を行ない、ついでトラックターによって犁起し砕土を行なう。

上記の工種別、機械別作業の工程計画表を第 2-11 表に示す。

全施工期間は 7 ヶ月である。

第 2-10 表～第 2-11 表を一括して機械別に、施工地区、工種、施工期間の全工程計画は第 2-12 表に示す。

全工事を完了するに要する期間は 4 年 10 ヶ月である。

### 5.3 事業費の算定

各施設に必要な事業費は次表の如くである。

工 種	数 量	金 額 cr	備 考
[A] 農業開発センター			
1. 整地工事	4 215 ha	2 661 510.8	
2. かんがい施設工事	6,963 m	3 727 581.3	
3. 排水施設工事		2 156 844.0	
4. 圃場内道路工事		3 028 144.0	
5. 畑かん施設工事		2 992 800.0	スプリンクラー施設
6. ポンプ場工事	1 式	2 682 911.12	
7. ダム工事	1 式	1 246 700.00	
8. 道路工事		1 707 685.86	
9. 建物工事	5,498 m <sup>2</sup>	1 249 320 000.0	
計		1 958 718 532	≒ 1 958 700 000
[B] イトバミリ普及農場			
1. 整地工事	4 967 ha	1 766 434.9	
2. かんがい施設工事	8,259 m	4 188 095.1	
3. 排水施設工事	7,080 m	1 825 371.8	
4. 圃場内道路工事	9,219 m	1 399 110.8	
5. 築堤工事	93,542 m <sup>2</sup>	2 684 645.1	
6. 取水樋門工事	1 式	2 324 000.00	
7. ポンプ場工事	1 式	1 688 600.00	
計		3 107 367.77	≒ 3 107 300 000
[C] ポアヴィスタ普及農場			
1. 整地工事	3 877 ha	1 384 539.3	
2. かんがい排水工事	7,717 m	2 216 833.1	
3. 排水施設工事	6,139 m	1 516 96.9	



工 種	数 量	金 額 cr	備 考
4. 圃場内道路工事	7,203 m	10,228,925	
5. 築堤工事	92,008 m <sup>2</sup>	28,280,788	
6. 取水樋門工事	1 式	207,600.00	
7. ポンプ場工事	1 式	1,241,300.00	
計		23,458,313.0	≒ 2,345,000.00
[D] ボーデル1普及農場			
1. 整地工事	30.87 ha	110,229.50	
2. かんがい施設工事	6,147 m	306,793.13	
3. 排水施設工事	4,239 m	98,661.75	
4. 圃場内道路工事	5,380 m	8,280.186	
5. ポンプ場工事	1 式	35,000.00	
計		633,486.24	≒ 63,340.00

〔A・B・C・D〕の合計	(cr)	(円)
	28,543,700.00	(1,141,748,000)
	25,672,700.00	1,066,908,000

上記の工事を別紙施工工程計画表に基づいて施工する場合の必要建設機械の年次購入計画は次表の如くである。

施 工 機 械 購 入 予 定 表

月 日	施 工 機 械 名	部 分	単 価(円)	数 量	合 計(円)
1976 1 月 使 用	湿地ブルドーザー 16t	本 体	12000	2	24000
	#	レ - キ	1500	2	3000
	#	ク レ - ン	2000	2	4000
	#	スベアパーツ(5%)	500	2	1000
	小 計				32000
	パ ッ ク ホ ー	本 体	10600	1	10600
	# 0.45m <sup>2</sup>	スベアパーツ(5%)	400	1	400
	小 計				11000
	パ ワ ー シ ョ ベ ル	本 体	5800	1	5800
	0.8m <sup>2</sup>	スベアパーツ(5%)	200	1	200
	小 計				6000
	ダ ン プ ト ラ ッ ク	本 体	2400	4	9600
	4 t	スベアパーツ(5%)	100	4	400
	小 計				10000
	計				59000
1976 4 月 使 用					
	ド ラ グ ラ イ ン	本 体	29600	1	29600
	1.0m <sup>2</sup>	スベアパーツ	400	1	400
	小 計				30000
	パ ッ ク ホ ー	本 体	10600	1	10600
	0.45m <sup>2</sup>	スベアパーツ	400	1	400
	小 計				11000
	計				41000
	コ ン ク リ ー ト ミ キ サ	0.12 m <sup>2</sup> 練	300000	2	600000
ラ ン マ ー	重量 100Kg	200000	2	400000	
水 中 ポ ン プ	50 Ø	150000	5	750000	

月・日	施工機械名	部 分	単 価(円)	数 量	合 計(円)
1977 1 月 使用	パイプレータ-		50,000	5	250,000
	湿地ブルドーザ-	本 体	12,000	2	24,000
	" 16t	レ - キ	1,500	2	3,000
	"	ク レ - ン	2,000	2	4,000
	"	スペアパ-ツ(5%)	500	2	1,000
	小 計				32,000
	ドラグライン	本 体	29,600	1	29,600
	1.0m <sup>2</sup>	スペアパ-ツ	400	1	400
	小 計				30,000
	バックホ-	本 体	10,600	1	10,600
		スペアパ-ツ	400	1	400
	小 計				11,000
	トラクタ-	本 体	7,950	1	7,950
	湿 地 105t	<sup>26#</sup> ×24 ブラウイングハロー	3,120	1	3,120
	"	スペアパ-ツ	398	1	398
	"	<sup>24#</sup> ×24 ディスクハロー	2,150	1	2,150
	"	スペアパ-ツ	257	1	382
	小 計				14,000
	計				
	総 計				167,000

(4,175,000.00 cr)

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
1. 整 地				
伐 開	295.100m <sup>2</sup>	0.37	109,187.00	
伐 根	29.51 ha	105.69	3,118.91	70%
排 根	29.51 ha	135.63	4,002.44	
整 地	29,001.08m <sup>2</sup>	2996	86,887.23	
耕 土(ブラウイングハロー)	4215 ha	343.15	14,463.77	
耕 土(ディスクハロー)	4215 ha	187.62	7,908.18	
畦 畔	4.810m	1.22	5,868.20	
諸 経 費			34,715.35	(231,435.73)
小 計			266,151.08	
2. かんがい施設				
幹 線 水 路	- m			
"	232 m	130.19	30,204.08	
"	554 m	53.90	29,860.60	
"	434 m	95.28	41,351.52	
"	822.5m	95.28	78,367.80	
支 線 水 路	4,069.5m	1.15	4,679.92	
分 水 槽 A 型	22 un	1,472.86	32,402.92	
" B 型	12 un	2,207.65	26,491.80	
導 水 管 路	853.0m	61.72	52,647.16	
樋 管 φ200	78.5m	114.62	8,997.67	
" φ400	103.5m	184.87	19,134.04	
諸 経 費			48,620.62	(324,137.51)
小 計			372,758.13	
3. 排 水 施 設				
幹 線 水 路	10,034.50m <sup>2</sup>	1.27	12,743.81	ドラグライン掘削
支 線 水 路	6,288.00m <sup>2</sup>	1.73	10,878.24	バックホー掘削

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
暗 渠 L=15.00	1 uni	10,798.64	10,798.64	
" L=12.00	2 uni	9,003.06	18,066.12	
" L=12.00	5 uni	8,082.48	40,412.40	
" L= 9.00	12 uni	7,267.47	87,209.64	
小排水路	6,100.9 m	1.22	7,443.09	法面整型
諸経費			28,132.79	(187,551.94)
小 計			215,684.73	
4. 圃場内道路				
敷均し転圧	50,759.9 m <sup>2</sup>	1.03	52,282.69	
敷砂利	2,067 m <sup>2</sup>	93.20	192,644.40	
法面整型	13,521.9 m <sup>2</sup>	1.36	18,389.78	
諸経費			39,497.53	(263,316.87)
小 計			302,814.40	
5. スプリンクラーかんがい施設				
	1式		299,280.00	
小 計			299,280.00	
6. ポンプ場工事				
	1式		2,682,911.12	
小 計			2,682,911.12	
7. ダム工事				
	1式		1,246,700.00	
小 計			1,246,700.00	
8. 道路工事				
	1式		1,707,685.86	
小 計			1,707,685.86	
9. 建物工事				
事務所	756 m <sup>2</sup>	2,300.00	1,738,800.00	
寄宿舍	864 m <sup>2</sup>	2,600.00	2,246,400.00	
倉庫	2,072 m <sup>2</sup>	1,500.00	3,108,000.00	

種 目	數 量	單 (cr) 價	金 (cr) 額	備 考
官 舍	1,800 $m^2$	3,000.00	5,400,000.00	120 $m^2$ × 15棟
小 計			12,493,200.00	
合 計			19,587,185.32	

≐19,587,000.00

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
1. 土工工事費				
掘 削	2,444.67 $m^2$	1.27	3,104.73	ドラグライン 0.6 $m^2$
埋 戻	1,594.29 $m^2$	0.84	1,339.20	"
捨石護岸 $t=20cm$	1,150.67 $m^2$	29.00	33,369.43	
鉄筋コンクリート	447.670 $m^2$	330.20	147,820.63	1:2:3
型 枠	1,658.46 $m^2$	37.60	62,358.09	
鉄 筋	3,114.226 Kg	5.80	180,625.10	
無筋コンクリート	3,006.9 $m^2$	249.70	750,822	1:4:8
基礎杭 $\phi 30$ L=5.00	88 un	354.49	31,195.12	
鋼 矢 板	52 un	733.17	38,124.84	II型 L=5.0 m
そ の 他 上記の3%			15,163.36	
諸 経 費			78,091.30	(520,608.72)
小 計			598,700.02	
2. 建家工事費				
	1,037.5 $m^2$	2,000	2,075,000.00	2,000 Cr \$ / $m^2$
小 計			2,075,000.00	
3. ポンプ機械費				
	1式		1,544,825.00	送水パイプを含む
小 計			1,544,825.00	
4. 金物工事				
スクリーン	1.08 t	15,000	16,200.00	0.54 t / un $\times 2 = 1.08$ t
スルースゲート	1式		156,450.00	1.60 $\times$ 1.60 = 2.56 $m^2$
そ の 他	0.76 t	12,000	9,120.00	
小 計			181,770.00	
5. 仮設工事				
ポンプ排水	60日	27.52	1,651.20	
鋼 矢 板	405枚	366.58	148,464.90	II. L=500 m
小 計			150,116.10	
合 計			2,682,911.12	

A-7 ダム工事

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
1. 堤 体				
伐 開	6 2.27 $m^2$	0.37	23.03	$3113.68 \div 50m = 62.27m^2$
伐 根	0.001 ha	10569	0.10	$62.27 \times 0.20 = 12.45m^2$
表 土 剝	3,113.68 $m^2$	294	9,154.21	
カットオフ掘削1	444.26 $m^2$	4.14	1,839.23	ドラグライン0.60 $m^2$
カットオフ掘削2	739.20 $m^2$	1.98	1,463.61	バックホー
カットオフ埋戻	1,183.46 $m^2$	6.30	7,455.79	$0.84 + 2.59 + 2.87$ バックホー 0.60 $m^2$
運搬盛土	2,266.743 $m^2$	4.94	11,197.710	$1.04 + 1.03 + 2.87$
張 芝	2,654.14 $m^2$	4.60	12,209.04	
法面整形	2,695.04 $m^2$	1.36	3,665.25	
小排水路	270.00 m	2.22	599.40	バックホー
排水樋管 $\phi 0.50$ $\leq 1000m$	2 un	1,842.91	3,685.82	
諸 経 費			22,810.88	152,072.58
小 計			174,883.46	
2. 取 水 施 設				
ヒューム管	40.0 m	37.80	1,512.00	
鉄筋コンクリート	111.46 $m^2$	330.20	36,804.09	1:2:3
捨コンクリート	11.38 $m^2$	249.70	2,841.58	1:4:8
鉄 筋	7,017.16 Kg	5.80	40,699.52	
型 枠	507.99 $m^2$	37.60	19,100.42	
無筋コンクリート	24.24 $m^2$	293.60	7,116.86	1:3:4
掘 削	332.88 $m^2$	1.73	575.88	バックホー
埋 戻	175.20 $m^2$	1.03	180.45	バックホー
そ の 他			5,441.54	
諸 経 費			17,140.85	(114,272.34)
小 計			131,413.19	



種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
機 器				
ディスクバルブ	1 un.	30,100	30,100.00	
パーシャルフルーム	2 un.	1,060	2,120.00	
ヌルースバルブ	2 un.	7,500	15,000.00	
小 計			47,220.00	
合 計			178,633.19	
3. 放 水 路				
掘 削	15,459.45 m <sup>2</sup>	092	1,422,269	ブルドーザー
〃	11,619.20 m <sup>2</sup>	173	2,010,122	バックホー
〃	4,550.58 m <sup>2</sup>	127	577,924	ドラグライン
伐 開	16,562.00 m <sup>2</sup>	037	612,794	ブルドーザー
伐 根	1.66 ha	105.69	17,545	〃
表 土 剝	1,116.75 m <sup>2</sup>	092	102,741	〃
カットオフ掘削1	0 m <sup>2</sup>	4.14	0	ドラグライン
〃 2	5,285.0 m <sup>2</sup>	198	1,046,430	バックホー
カットオフ埋戻	5,285.0 m <sup>2</sup>	6.30	332,955	ドラグライン 084+259+287
運 搬 捨 土	6,156.50 m <sup>2</sup>	494	3,041,311	
法 面 整 形	1,110.00 m <sup>2</sup>	136	150,960	
張 芝	890.00 m <sup>2</sup>	4.60	4,094.00	
鉄筋コンクリート	18,322.00 m <sup>2</sup>	330.20	7,208,992	1:2:3
捨コンクリート	12,965.00 m <sup>2</sup>	249.70	3,237,360	
型 枠	712.66 m <sup>2</sup>	37.60	26,796.02	
鉄 筋	7,914. Kg	5.80	45,901.20	
捨 石 護 岸	7,195.0 m <sup>2</sup>	29.00	208,655.00	
鉄筋コンクリート橋	2式	53,956.00	107,912.00	
無筋コンクリート	32,999.00 m <sup>2</sup>	293.60	9,688,510	
そ の 他			143,245.3	286,490.51×0.05
諸 経 費			58,296.25	388,641.68×0.15
小 計			446,937.93	

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
4. 国道 BR116号涵管の保護				
鉄筋コンクリート管 $\phi 1000$	700 m	378.40	26,488.00	
鉄筋コンクリート	184,704 $m^3$	330.20	60,989.26	
捨コンクリート	$m^3$	249.70		
鉄 筋	9,655 kg	5.80	55,999.00	
型 枠	265.9 $m^2$	37.80	10,051.02	
捨石護岸	2,065 $m^3$	29.00	59,885.00	
表土剝	2700 $m^2$	2.94	7,938.00	ブルドーザー
掘削	1,060 $m^2$	1.98	2,098.80	バックホー
運搬盛土	23,514 $m^3$	4.94	116,159.16	
基礎杭	422 un.	45.12	19,040.64	
諸経費			53,797.33	(358,648.88)
小 計			412,446.21	
5. 周遊道路				
伐開	5,100 $m^2$	0.37	1,887.00	ブルドーザー
伐根	0.51 ha	105.69	5390	//
掘削転土	4,920 $m^2$	0.92	4,526.40	//
諸経費			970.09	
小 計			7,437.39	
6 土取場				
伐開	10,000 $m^2$	0.37	3,700.00	ブルドーザー
表土剝	3,000 $m^2$	0.92	2,760.00	// 0.30 m
諸経費			969.00	6460
小 計			7,429.00	
7. 仮設工事				
表土剝	240 $m^2$	2.94	705.60	
運搬盛土	2,526.25 $m^3$	4.94	12,479.67	2.87+1.03+1.04 ブルドーザー
ポンプ排水	120 日	2752	3,302.40	4meses
諸経費			2,473.15	16,487.67
小 計			18,960.82	
合 計			1,246,728.00	

## A-8 道路工事

工事費 1,707,685.86

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
掘 削	58,340 m <sup>3</sup>	0.92	53,672.80	
盛 土 転 圧	8,749 m <sup>3</sup>	1.03	9,011.47	
運 搬 捨 土	49,591 m <sup>3</sup>	8.95	443,839.45	
排	1 uni	4,367.96	4,367.96	φ500
"	1 uni	2,513.44	2,513.44	φ500
"	3 uni	1,842.91	5,528.73	φ500
ア ス フ ェ ル ト	21,726	3,825.00	83,101.95	
砕 石	1,448.40	93.20	134,990.88	
諸 経 費			22,274.16	
計			1,707,685.86	

## 〔B〕イトバミリン普及農場工事

## 工 事 費

3,107,300.00

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
1. 整 地 工				
排 根	4 9.6 7 ha	1 3 5.6 3	6,7 3 6.7 4	
整 地	3 4,1 7 3.0 m <sup>2</sup>	2.9 9 6	1 0 2,3 8 2.3 0	6 8 8 m <sup>2</sup> /ha
耕 土(ブラウイングハロー)	4 9.6 7 ha	3 4 3.1 5	1 7,0 4 4.2 6	
耕 土(ディスクハロー)	4 9.6 7 ha	1 8 7.6 2	9,3 1 9.0 8	
畦 畔	1 4.8 5 3 m	1.2 2	1 8,1 2 0.6 6	
諸 経 費 15%			2 3,0 4 0.4 5	(153,603.04)
小 計			1 7 6,6 4 3.4 9	
2. かんがい施設				
幹 線 水 路	1,5 1 0 m	2 1 0.1 9	3 1 7,3 8 6.9 0	900×450 コルケート水路
"	8 3 7 m	2.4 5	2,0 5 0.6 5	
"	1,0 3 0 m	2.4 5	2,5 2 3.5 0	
支 線 水 路	4,8 8 2 m	1.1 5	5,6 1 4.3 0	
分 水 槽	1 6 un	1,4 7 2.8 6	2 3,5 6 5.7 6	
"	1 un	2,2 0 7.6 5	2,2 0 7.6 5	
暗 渠	9.0 m	1 8 4.8 7	1,6 6 3.8 3	9.0 0 × 1
"	8 0.0 m	1 1 4.6 2	9,1 6 9.6 0	5.0 × 1 6
諸 経 費 15%			5 4,6 2 7.3 2	(364,182.19)
小 計			4 1 8,8 0 9.5 1	
3. 排 水 施 設				
幹 線 排 水 路	2,5 0 0 m	8.2 1	2 0,5 2 5.0 0	H = 1.9 0 m
支 線 排 水 路	4,5 8 0 m	3.2 0	1 4,6 5 6.0 0	
暗 渠	1 7 un	7,2 6 7.4 7	1 2 3,5 4 6.9 9	
諸 経 費 15%			2 3,8 0 9.1 9	158,727.99
小 計			1 8 2,5 3 7.1 8	
4. 圃 場 内 道 路				
幹 線	4,6 3 9 m	1 6.5 9	7 6,9 6 1.0 1	

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
支 線	4,580 m	9.76	44,700.80	
諸 経 費 15%			18,249.27	121,661.81
小 計			139,911.08	
5. 築堤工事				
表土はぎ	34,564.5 m <sup>2</sup>	2.94	101,619.63	
堤防盛土	58,978.2 m <sup>2</sup>	0.84	49,541.68	ドラグライン
堤外排水路	64,792.2 m <sup>2</sup>	1.27	82,286.09	ドラグライン
諸 経 費 15%			35,017.11	(233,447.40)
小 計			268,464.51	
6. 取水樋門工事	1 式		232,400.00	
小 計			232,400.00	
7. ポンプ場工事	1 式		1,688,600.00	
小 計			1,688,600.00	
計			3,107,300.00	
			3,107,300.00	

## B-6 取水樋門工事

金額 232,400

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
1. 土木工事				
掘 削	589.08 m <sup>3</sup>	1.27	748.13	
埋 戻	452.28 m <sup>3</sup>	0.84	379.92	
捨石護岸	305.60 m <sup>3</sup>	29.00	8,862.40	
鉄筋コンクリート	97.98 m <sup>3</sup>	330.20	32,353.00	1:2:3
型 枠	456.50 m <sup>2</sup>	37.60	17,164.40	
鉄 筋	4,899 Kg	5.80	28,414.20	50%
基礎杭	144 式	45.12	6,497.28	
そ の 他 3%			2,832.58	
諸 経 費 15%			14,587.79	(97,251.91)
小 計			111,839.70	
2. 樋 門				
スルースゲート	2 式	56,300	112,600.00	
	1 式	8,000	8,000.00	
小 計			120,600.00	
計			232,439.70	

## B-7 ポンプ場工事

金額 1,688,600.00

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
1. 土木工事				
掘 削	736.19 m <sup>3</sup>	1.27	934.96	ドラグライン0.6m <sup>3</sup>
埋 戻	527.01 m <sup>3</sup>	0.84	442.68	
捨石護岸	478.00 m <sup>3</sup>	29.00	13,862.00	
鉄筋コンクリート	1043.02m <sup>3</sup>	330.20	344,440.52	1:2:3
型 枠	536.76 m <sup>2</sup>	37.60	20,182.17	50% 104,302×50
鉄 筋 ½" - 1"	5,215.10 Kg	5.80	30,217.58	1:4:8
捨コンクリート	17.265m <sup>3</sup>	249.70	4,311.07	
基礎杭 Ø10cm	102 式	45.12	4,602.24	
そ の 他 3%			3,270.69	
諸 経 費 15%			16,844.08	(112,293.91)
小 計			129,137.99	
2. 建物工事費	101.7 m <sup>2</sup>	1,500.00	152,550.00	1500 cr/m <sup>2</sup>
小 計			152,550.00	
3. ポンプ機械費	1 式		1,235,860.00	
小 計			1,235,860.00	
4. 金物工事				
スクリーン	0.313 t	15,000	4,695.00	0006×005×35 ×19×2×7.85
フラップバルブ	1 式	22,500	22,500.00	
スルースバルブ	1 式	3,900	3,900.00	
クレーン	1 式	140,000	140,000.00	
小 計			171,095.00	
			1,688,642.99	
計			1,688,600.00	

(C) ポアピスタ普及農場工事

金額 2,066,000.00

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
1. 整 地				
排 根	5 1.8 4 ha	1 3 5.6 3	7,0 3 1.0 5	
整 地	2 6.6 7 3m <sup>2</sup>	2.9 9 6	7 9,9 1 2.3 0	
耕 土(ブラウイングハロー)	3 8.7 7 ha	3 4 3.1 5	1 3,3 0 9.9 2	
耕 土(ディスハロー)	3 8.7 7 ha	1 8 7.6 2	7,2 7 4.0 2	
畦 畔	1 0.5 5 2 m	1.2 2	1 2,8 7 3.4 4	
諸 経 費 15%			1 8,0 5 9.2 0	(120,39473)
小 計			1 3 8,4 5 3.9 3	
2. かんがい施設				
幹 線 水 路 № 1	1,2 9 0 m	9 5.2 8	1 2 2,9 1 1.2 0	600×300 コルゲート水路
" № 2	4 7 5 m	7.0 9	3,3 6 7.7 5	
" № 3	7 8 0 m	6.4 1	4,9 9 9.8 0	
" № 4	6 3 0 m	5.7 8	3,6 4 1.4 0	
" № 5	9 2 5 m	7.0 9	6,5 5 8.2 5	
支 線 水 路	3,6 1 7 m	1.1 5	4,1 5 9.5 5	
分 水 槽 TIPO-A	1 9 式	1,4 7 2.8 6	2 7,9 8 4.3 4	
" TIPO-B	2 式	2,2 0 7.6 5	4,4 1 5.3 0	
暗 渠 Ø400	9.0 m	1 8 4.8 7	1,6 6 3.8 3	9m×1
" Ø200	1 1 4.0 m	1 1 4.6 2	1 3,0 6 6.6 8	6m×19
諸 経 費 15%			2 8,9 1 5.2 1	(192,76810)
小 計			2 2 1,6 8 3.3 1	
3. 排 水 施 設				
幹 線 排 水 路	2,1 0 0 m	8.2 1	1 7,2 4 1.0 0	
支 線 排 水 路	4,0 3 9 m	3.2 0	1 2,9 2 4.8 0	
暗 渠	1 4 式	17,267.4 7	1 0 1,7 4 4.5 8	
諸 経 費 15%			1 9,7 8 6.5 5	131,91038
小 計			1 5 1,6 9 6.9 3	



種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
4. 圃場内道路				
幹 線	2,730 m	16.59	45,290.70	
支 線	4,473 m	9.76	43,656.48	
諸 経 費 15%			13,342.07	(88,947.18)
小 計			102,289.25	
5. 築堤工事				
表土はぎ	36,523.8 m <sup>2</sup>	2.94	107,379.97	
築 堤	55,485.2 m <sup>2</sup>	0.84	46,607.56	
堤外排水路	72,387.7 m <sup>2</sup>	1.27	91,932.37	
諸 経 費 15%			36,887.98	(245,919.9)
小 計			282,807.88	
6. 取水樋門工事	1 式		207,600.00	
小 計			207,600.00	
7. ポンプ場工事	1 式		1,241,300.00	
小 計			1,241,300.00	
計			2,345,831.40	
			2,345,000.00	

## C-6 取水樋門

金額 207,600.00

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
1. 土木工事				
掘 削	479.44 m <sup>2</sup>	1.27	608.88	
埋 戻	343.04 m <sup>2</sup>	0.84	288.15	
捨石護岸	317.40 m <sup>2</sup>	29.00	9,204.60	
鉄筋コンクリート	87.33 m <sup>2</sup>	330.20	28,836.36	
型 枠	398.23 m <sup>2</sup>	37.60	14,973.44	
鉄 筋	4,366.5 Kg	5.80	25,325.70	50Kg/m <sup>2</sup>
基礎杭	134 式	45.12	6,046.08	
その他 3%			2,558.49	
諸経費 15%			13,176.25	(87,841.70)
小 計			101,017.95	
2. 取水樋門				
ゲ ー ト 2-2.0×35	2 式	49,300	98,600.00	
” ∅800	1 式	8,000	8,000.00	
小 計			106,600.00	
計			207,617.95	
			207,600.00	

## C-7 ポンプ場工事

金額 1,241,300.00

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
1. 土木工事費				
掘 削	1,068.89 m <sup>3</sup>	1.27	1,357.49	ドラグライン 0.6m <sup>3</sup>
埋 戻	808.19 m <sup>3</sup>	0.84	678.87	
捨石護岸	469.38 m <sup>3</sup>	29.00	13,612.02	
鉄筋コンクリート	115.469m <sup>3</sup>	330.20	38,127.86	1:2:3
型 枠	654.23 m <sup>2</sup>	37.60	24,599.04	
鉄 筋	5,773.45 Kg	5.80	33,486.01	50 # 115,469×50
捨コンクリート	236.20m <sup>3</sup>	249.70	58,979.1	1:4:8
基礎杭	109 式	45.12	4,918.08	
その他 3%			3,680.31	
諸経費 15%			18,953.63	126,357.59
小 計			145,311.22	
2. 建家工事	101.7 m <sup>2</sup>	1,500.00	152,550.00	1,500ci/m <sup>2</sup>
小 計			152,550.00	
3. ポンプ機械費	1 式		772,412.50	
小 計			772,412.00	
4. 金物工事				
スクリーン	0.313 t	15,000	4,695.00	0006×005×35 ×19×2×785
フラップバルブ	1 式	22,500	22,500.00	
スルースゲート	1 式	3,900	3,900.00	
クレーン	1 式	140,000	140,000.00	
小 計			171,095.00	
計			1,241,368.22	
			1,241,300.00	

## (D) ボーデル工普及農場工事

金額

633,400.00

種 目	数 量	単 (cr) 価	金 (cr) 額	備 考
1. 整 地 工				
排 根	3 0.8 7 ha	1 3 5.6 3	4, 1 8 6.8 9	
整 地	2 1.2 3 9 $m^2$	2.9 9 6	6 3, 6 3 2.0 4	6 8 8 $m^2$ /ha
耕 土(ブラウイングハロー)	3 0.8 7 ha	3 4 3.1 5	1 0, 5 9 3.0 4	
耕 土(ディスクハロー)	3 0.8 7 ha	1 8 7.6 2	5, 7 9 1.8 2	
畦 畔	9, 5 4 7.5 m	1.2 2	1 1, 6 4 7.9 5	
諸 経 費 15%			1 4, 3 7 7.7 6	(95,851.74)
小 計			1 1 0, 2 2 9.5 0	
2. かんがい施設				
幹 線 水 路 № 1	9 4 0.0 m	2 1 0.1 9	1 9 7, 5 7 8.6 0	コルゲート水路 900×4.5 600×300
" № 2	3 5 0.0 m	9 5.2 8	3 3, 3 4 8.0 0	"
" № 3	4 1 5.0 m	7.0 9	2, 9 4 2.3 5	
" № 4	4 6 5.0 m	1 0.1 7	4, 7 2 9.0 5	
支 線 水 路	3, 9 7 7.0 m	1.1 5	4, 5 7 3.5 5	
分 水 槽 TIPO-A <sub>1</sub>	9 ヶ所	1, 4 7 2.8 6	1 3, 2 5 5.7 4	
" TIPO-B <sub>2</sub>	1 ヶ所	2, 2 0 7.6 5	2, 2 0 7.6 5	
暗 渠 Ø 400	1 8.0 m	1 8 4.8 7	3, 3 2 7.6 6	9 m×2
" Ø 200	4 2.0 m	1 1 4.6 2	4, 8 1 4.0 4	6 m×7
諸 経 費 15%			4 0, 0 1 6.4 9	(266,776.64)
小 計			3 0 6, 7 9 3.1 3	
3. 排 水 施 設				
幹 線 排 水 路	9 8 0 m	1 0.1 6	9, 9 5 6.8 0	
支 線 排 水 路	3, 2 5 9 m	3.2 0	1 0, 4 2 8.8 0	
暗 渠	9 式	7, 2 6 7.4 7	6 5, 4 0 7.2 3	Ø800 L=9.00
諸 経 費 15%			1 2, 8 6 8.9 2	(85,792.83)
小 計			9 8, 6 6 1.7 5	

種 目	数 量	単 価 (cr)	金 額 (cr)	備 考
4. 圃 場 内 道 路				
幹 線	2,854 m	16.59	47,347.86	
支 線	2,526 m	9.76	24,653.76	
諸 経 費 15%			10,800.24	(72,001.62)
小 計			82,801.86	
5. ポンプ場工事費				
機 場	1 式	10,000	10,000.00	10m <sup>2</sup> 1,000ci/m <sup>2</sup>
ポンプ機械費	1 式	32,500	25,000.00	Ø 200
小 計			35,000.00	
計			633,486.24	
			633,400.00	

単 価 表

№	種 目	材 料	単 位	単 価 (円)	備 考
1	掘 削	軟 土 1.5 m	m <sup>3</sup>	16.10	人 力
2	"	硬 土 1.5 m	m <sup>3</sup>	22.80	"
3	埋 戻 ・ 盛 土	層 20cm	m <sup>3</sup>	19.80	"
4	掘 削 ・ 転 土	ブルドーザー 15t	m <sup>2</sup>	0.92	機 械 施 工
5	掘 削 ・ 盛 土	"	m <sup>2</sup>	2.94	圃 場 内 土
6	レ ベ リ ン グ	"	m <sup>2</sup>	0.056	"
7	敷 均 し	"	m <sup>2</sup>	0.67	"
8	転 圧	"	m <sup>2</sup>	0.37	"
9	敷 均 し ・ 転 圧	"	m <sup>2</sup>	1.03	"
10	伐 開	"	m <sup>2</sup>	0.37	"
11	伐 根	"	ha	105.69	"
12	排 根	"	ha	135.63	"
13	掘 削 ・ 積 込 み	パワーショベル	m <sup>2</sup>	1.04	機 械 施 工
14	"	バックホー	m <sup>2</sup>	1.98	" φ90
15	"	" (0.35 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	1.73	" φ180
16	掘 削	ドラグライン	m <sup>2</sup>	1.27	"
17	盛 土 ・ 埋 戻 し	" (0.60 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	0.84	"
18	掘 削 ・ 積 込 み	トラクターショベル (0.40 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	2.00	"
19	運 搬	ダンプトラック 4t	m <sup>2</sup>	5.92	"
20	"	" (4t)	m <sup>2</sup>	2.87	ダ ム 盛 土 用
21	耕 土	プラウイングハロー付トラクター	ha	343.15	10.5t
22	"	ディスクハロー付トラクター		187.62	7.5t
23	鉄 筋 工	CA-24-A 平均 1/4" - 3/8"	Kg	5.60	
24	"	" 1/2" - 1"	Kg	5.80	
25	コ ン ク リ ー ト 工	1 : 2 : 3	m <sup>3</sup>	330.20	
26	"	1 : 3 : 4	m <sup>3</sup>	293.60	

№	種 目	材 料	単 位	単 価(cr)	備 考
27	コンクリート工	1:4:8	m <sup>3</sup>	249.70	
28	型 枠	ベニヤ板使用	m <sup>2</sup>	37.60	
29	モ ル タ ル	1:3	m <sup>3</sup>	348.20	
30	配 管	コンクリート管 φ0.30	m	37.80	
31	"	" φ0.50	m	81.00	
32	"	" φ0.60	m	106.20	
33	"	鉄筋コンクリート管 φ0.80	m	218.40	
34	"	" φ1.00	m	378.40	
35	"	" φ1.20	m	523.40	
36	敷 砂 利		m <sup>3</sup>	93.20	
37	捨 石 護 岸		m <sup>3</sup>	145.20	
38	ブルドーザー運転経費	15t	hr	40.69	
39	パワーショベル "	0.6m <sup>3</sup>	hr	34.71	
40	ドラグライン	0.6m <sup>3</sup>	hr	34.71	
41	バックホー	0.35m <sup>3</sup>	hr	29.64	
42	トラクターショベル	0.40m <sup>3</sup>	hr	25.87	
43	ダンプトラック	4t	hr	20.15	
44	トラクター	7.5t	hr	34.71	
45	"	10.5t	hr	38.09	





主要構造物延長調書

1. 道 路

		算 式	延 長 m
ア ク セ ツ ソ  (幹線農道)	I 号		766
	II 号		653
	III 号		648
	小計		2,067
ト ラ ン ス バ ー サ ル  (支線農道)	I 号		357
	II 号		376
	III 号	630 - 6 × 2ケ	618
	IV 号	833 - 6 × 3ケ	815
	V 号	962 - 6 × 3ケ	944
	VI 号	1,048 - 6 × 3ケ	1,030
	小計		4,140
マ ー ジ ナ ル  (支線農道)	I 号	2,292 - 6 × 3ケ	2,274
	小計		2,274
合 計			8,481 m

2. 用水路

用幹-I = 用水路幹線I型

用支-I = // 支線I型

	算 式	総延長	暗渠延長	実延長
用幹Ⅱ(CF700)型		250m	18.0	232
用幹Ⅴ(CF600)型		882	59.5	822.5
用幹Ⅳ(CF600)型		460	26.0	434
用幹Ⅲ(CF300)型		592	38.0	554
小 計		2,184	141.5	2,042.5
用 支 - I	367-50	317	-	317
用 支 - II	197+270+114	581	-	581
用 支 - III	74+287+278+182	821	13.5	807.5
用 支 - III	現道沿い	185	-	185
用 支 - IV	203+287+283+177	1,050	13.5	1,036.5
用 支 - IV	現道沿い	120	-	120
用 支 - V	289+287+288+172	1,036	13.5	1,022.5
小 計		4,110	40.5	4,069.5
合 計		6,294m	182.0m	6,112.0m

### 3. 排水路

排幹 - I = 排水路幹線 I 型

排支 - I = 排水路支線 I 型

	算 式	総延長	暗渠延長	実延長
排 幹 - (D4)	$145 + 110.5 + 120 + 120 + 120 + 120$	7355	423	6932
排 幹 - (D1)		155	120	143
排 幹 - (D3)	$109.5 + 120 + 120 + 120$	4695	394	430.1
排 幹 - (D2)	$299 + 96 + 120 + 120$	635	368	598.2
小 計		1995	1305	1864.5
排 支 - I	$367 - 50$	317	-	317
排 支 - II	$197 + 270 + 120$	587	120	575
排 支 - III	$74 + 287 + 278 + 188$	827	120	815
排 支 - IV	$203 + 287 + 283 + 183$	956	120	944
排 支 - V	$289 + 287 + 288 + 178$	1042	120	1030
排 支 - VI		159.4	120	147.4
排 支 - VII		408	-	408
小 計		4296.4	60	4236.4
合 計		6291.4	190.5m	6100.9m

用水路暗渠構造物調査

構造物 交差点	併		暗渠		備考
	A	B	口径	延長(m)	
アクセツソ I トランスバーサル I マ - ジナル	3	-	φ400	20.0	アクセツソ=幹線農道
			"	5.5	
アクセツソ I トランスバーサル III	1	1	"	8.5	マ - ジナル=支線農道
アクセツソ I トランスバーサル IV	1	1	"	"	トランスバーサル=支線農道
アクセツソ I トランスバーサル V	1	1	"	"	
アクセツソ I トランスバーサル VI	2	-	"	"	
トランスバーサル II (A61)	1	1	φ400	18.0	
アクセツソ II (A61)	1	1	φ200	8.0	
アクセツソ II トランスバーサル III	1	1	φ400	6.5	
アクセツソ II トランスバーサル IV	1	1	"	"	
アクセツソ II トランスバーサル V	1	1	"	"	
アクセツソ II トランスバーサル VI	1	1	"	"	
トランスバーサル III アクセツソ III	1	1	φ200	10.5	
アクセツソ III トランスバーサル IV	2	1	"	6.5	
			"	13.5	
アクセツソ III トランスバーサル V	2	1	"	6.5	
			"	13.5	
アクセツソ III トランスバーサル VI	3	-	"	6.5	
			"	13.5	
合計	22	12	φ200 L= 78.5 m φ400 L= 103.5		

排水路暗渠構造物調書

φ=800mm

構造物 交差点	K1 φ800		K2 φ800		K3 φ800		K4 φ800		K5 φ800	
	鏡壁 個数	暗渠 延長	鏡壁 個数	暗渠 延長	鏡壁 個数	暗渠 延長	鏡壁 個数	暗渠 延長	鏡壁 個数	暗渠 延長
	個	m	個	m	個	m	個	m	個	m
アクセツソ I トランスバーサル II							2	9.0		
" " トランスバーサル III					1	120	2	9.0		
" " トランスバーサル IV					1	120	2	9.0		
" " トランスバーサル V					1	120	2	9.0		
" " トランスバーサル VI					1	120	2	9.0		
" " マ - ジ ナ ル					1	120				
アクセツソ II トランスバーサル III	2	15.0								
" " トランスバーサル IV							2	9.0		
" " トランスバーサル V							2	9.0		
" " トランスバーサル VI							2	9.0		
" " マ - ジ ナ ル			2	120						
アクセツソ III トランスバーサル IV										
" " トランスバーサル V										
" " トランスバーサル VI										
" " マ - ジ ナ ル			2	120						
トランスバーサル VI マ - ジ ナ ル							2	9.0		
ケ 所		1		2		5		12		

普及及農場數量計表

項目	材料	イトバミリンン普及農場				ポアピスタ普及農場				ポ-テール工	
		圃場	堤防	取水ダ-ト	機場	圃場	堤防	取水ダ-ト	機場	圃場	機場
排水	ブルド-ザ-	4967ha				5194ha				3087	
地工	"	34,1730m <sup>2</sup>				26673m <sup>2</sup>				21239	
耕土	ブラウイングハロ-	4967ha				3877ha				3087	
"	デイスクハロ-	4967ha				3877ha				3087	
掘削	ブルド-ザ-低地		34,564.5m <sup>2</sup>				36,523.8m <sup>2</sup>		1,068.89m <sup>2</sup>		
"	ドラグライン		64,792.2m <sup>2</sup>		73619m <sup>2</sup>		72,387.7m <sup>2</sup>	4,794.4m <sup>2</sup>			
"	パツクホ-										
"	パウ-シヨベル										
盛土(埋戻)	ドラグライン		58,978.2m <sup>2</sup>	4,522.8m <sup>2</sup>	5270m <sup>2</sup>		55,485.2m <sup>2</sup>	3,430.4m <sup>2</sup>	808.19m <sup>2</sup>		
鉄筋	1/2" ~ 1"			4,899.0kg	5,215.10kg			4,366.5kg	5,773.45kg		
鉄筋コンクリ-ト	1 : 2 : 3			89,586m <sup>2</sup>	104,302m <sup>2</sup>			87,339m <sup>2</sup>	115,469m <sup>2</sup>		
無筋コンクリ-ト	1 : 3 : 4			8386m <sup>2</sup>	1,7265m <sup>2</sup>			23,627m <sup>2</sup>			
"	1 : 4 : 8										
型枠	φ1.0 L=4.0m			4,565.0m <sup>2</sup>	5,3676m <sup>2</sup>			3,982.3m <sup>2</sup>	65,423m <sup>2</sup>		
基礎				144本	102本			134本	109本		
石張				30,860m <sup>2</sup>	4,780m <sup>2</sup>			31,740m <sup>2</sup>	46,938m <sup>2</sup>		
畦畔	厩1	14,853m				10,552m				9,547.5m	
碎線用水路	厩2	1,510m				1,290m				9400m	
"	厩3	837m				475m				3500m	
"	厩4	1,030m				780m				4150m	
"	厩5	-				630m				4650m	
"		-				925m					
支線用水路		4,882m				3,617m				3,9720m	
分水	A型	16ヶ				1ヶ				9ヶ	
"	B型	1ヶ				2ヶ				1ヶ	
用水暗渠	φ400	90m				90m				180m	
"	φ200	800m				1140m				420m	
碎線排水路		2,500m				2,1000m				9,8000m	
支線	"	4,580m				4,0390m				3,2590m	
暗渠		17m				14ヶ				9ヶ	
碎線道路		4,639m				2,7300m				2,854m	
支線道路		4,850m				4,4730m				2,526m	

