

フィリピン国サンミゲール・アランアラン地区米  
増産計画実施設計報告書

1968年9月

海外技術協力事業団

禁止出持

用保存

JICA LIBRARY



1044936[1]

国際協力事業団		
受入 月日	'84. 5. 25	F 2/8
登録No.	607891	84.1 AF

## は し が き

フィリピン国における農業開発協力として、去る1966年9月、第1次予備調査団が派遣され、かんがい中心とする米作団地の建設が重要であることが明らかにされたが、これに引続いてフィリピン政府より第2次調査団の派遣の要請があり、1967年4月から40日間、ミンドロ島ナウハン地区、レイテ島サンミゲルアランアラン地区、ミンダナオ島タイバレー地区の3地区の現地調査が行なわれた。

さらにフィリピン政府はこの第2次調査団の報告書を細部にわたり検討を加えた結果、ミンドロ島ナウハン地区、レイテ島サンミゲルアランアラン地区の2地区について、米作モデル団地建設計画の実施設計を行なうことが日本政府との間に合意された。

この調査団は、農林省農地局設計課武田健策氏を団長とする21名からなり、それぞれの2地区に分かれて、1967年3月6日から4月30日まで調査がなされた。特にこの調査は、かんがい施設の設計のみならず、米の乾燥施設、貯蔵施設等の流通施設の設計を含み、米作モデル団地建設計画の構想のもとにとりまとめたもので、こゝにサンミゲル・アランアラン地区報告書を提出する運びとなった。

この報告書がフィリピン米増産の一助となり、日本とフィリピンの友好親善の経済交流に寄与するならば幸いである。

終りに、本調査の実施にあたり、支援と協力を惜しまなかったロペス副大統領、ウマス農業天然資源省次官、以下フィリピン側関係者をはじめ、現地において協力された在マニラ日本大使館の方々、調査団の派遣に協力いただいた外務省、農林省、日本農業土木コンサイタンツならびに調査に参加された団員各位に対し、こゝに厚く御礼申し上げます。

1968年9月

海外技術協力事業団

理事長 渋沢 信 一

# 目 次

I 地区の現況 .....	1
II 建設計画 .....	3
A 最終位置の決定 .....	3
1. かんがい地域の境界 .....	3
2. 頭首工 .....	3
3. 用水路及び付帯構造物 .....	4
a) 連絡水路 .....	4
b) 幹線水路 .....	4
c) チェックゲート .....	4
d) 支線水路 .....	4
e) 排水路 .....	4
f) 農道 .....	5
g) 連絡道路 .....	5
h) 維持管理及び営農指導施設 .....	5
B 設計 .....	5
1. 用水量 .....	5
2. 頭首工及びチェックゲート .....	6
a) 設計方針及び基準 .....	6
b) 頭首工の主要寸法 .....	6
c) チェックゲージの主要寸法 .....	7
3. 幹線用水路 .....	7
a) 設計方針及び基準 .....	7
b) 連絡水路 .....	8
c) 幹線水路 .....	8
4. 支線用水路 .....	9
a) 設計方針及び基準 .....	9
b) 設計流量の決定 .....	9
c) 水路断面の決定 .....	11
5. 水路付帯構造物 .....	12
a) 設計方針及び基準 .....	12
b) 水路構造物一覧表 .....	14
6. 農道及び連絡道路 .....	15
7. 橋梁 .....	15

C	積算	16
D	施工計画	23
E	工程表	24
F	仕様書	25
III	維持管理	27
IV	普及サービス(営農指導)	29
V	経済分析	31
VI	償還計画	33
VII	乾燥,貯蔵,精米施設	35
	付属資料	49
I	数量一覧表	49
II	仕様	59
III	減水深の現場調査資料	99
IV	頭首工設計資料	101
V	アランアラン地区の水路及び付帯構造物設計資料	113
VI	サンミケル地区チェックシート及び水路設計資料	125
VII	地区の農業概況	139
VIII	事業による増加収益	145
IX	N.I.A方式による費用便益比率	149
X	設計図面目録	151

# I 現 況

## I 現 況

### A 位 置

サンミゲル・アランアラン (San Miguel-Alangalang) 地区は北レイテ県 (Leyte del Norte), タクロバン (Tacloban) 市の西方, 約 40 Km の地点にある。計画地区はタクロバン-カリガラ (Carigara) 国道から北方に広がり, マイニット (Mainit) 河を横断する国道橋で分岐するアランアラン-サンミゲル間の県道に沿っている。

地区は二つの地区即ちアランアラン地区とサンミゲル地区に分けられる。

### B 地 形

地区はおおむね平坦であるが, 地表は北方にやや傾斜している。標高はアランアラン地区で 40 m から 20 m に, サンミゲル地区は 20 m から 10 m に変化している。

地区の主要用水源であるマイニット河は, 国道と交叉する点の近くで北東に向って流れ, それから地区の東側に曲って流れている。

地区の数多くのクリークの中で一番大きいルカイ・クリーク (Lukay creek) は, マイニット河と国道との交叉点から始まり, アランアラン地区をマイニット河とほぼ平行に流れ, 最後はサンミゲル地区の東のマイニット河に合流している。地区はココナツ林と, とうもろこし畑及び水田からなりたっている。



## Ⅱ 建設計画

## II 建設計画

### A 最終位置の決定

#### 1. かんがい地域の境界

この計画地域の全かんがい可能面積は 1,086 ha. であり、内アランアラン地区 636 ha. サンミゲル地区 450 ha. である。

##### a) アランアラン地区

アランアラン地区は南をアランアラン-ハロ (Jaro) 間の国道、東をマイニット河、西をアラブノグ (Arabunog) クリークとして、ボルシェ村 (Bo. Borseth) に通ずる村道の北約 0.8 Km で境界を接している。三つおクリーク即ちリプトン (Libtong) クリーク、ダタ (Data) クリーク、ルカイ・クリークが谷間をなしている地域と交叉している。

##### b) サンミゲル地区

サンミゲル地区は南をルカイ・クリーク、東をマリポーロン (Maliporon) クリーク、北をサピニトン (Sapiniton) 河、西をリプトン・クリークで境界を接している。バラン (Baran) クリークは本地区を二分して流れ、本部では数ヶの小クリークが本地区を流れている。

#### 2. 頭首工

マイニット河はカバヨンガン (Cabayongan) 河とマイニット国道橋の上流 1.9 Km の点で合流し、さらに、同橋の上流 1.2 Km の点でマイニット河はオールドマイニット (Old Mainit) 河と合流する。このオールドマイニット河は橋の上流約 3 Km 地点でカバヨンガン河から分れている。マイニット河の河川勾配は約 1 : 200 である。国道橋のたもとは公共事業局水文課 (the Hydrology Division of the Bureau of Public Works) によって建てられた自記水位計があり、マイニット河の水位は記録されている。橋地点での流量とオールドマイニット河との合流点での流量は実質的には変わらないから合流点下流の流量は観測記録された資料と同じである。

乾期には合流地点での流量はそれぞれ差がない。

頭首工位置の選定にあたっては二つの頭首工地点が考えられる。一つは橋の上流約 1.7 Km 点であり、一つは橋地点から上流約 1.0 Km である。これら頭首工地点は N. I. A. が計画した頭首工地点と略同地点である。下流側の頭首工地点は乾季中でも必要水量を満す流量があるが、上流側頭首工地点では、同時期中、流量は半減するので計画地区のかんがい必要水量を充分に取水することは出来ない。

従って必要流量にするため、オールドマイニット河から取水する第 2 の頭首工を考えた。

第 1 頭首工は、マイニット河の流量をオールドマイニット河に放流する機能を持ち、それによって第 2 頭首工により計画地域に両河川の流量を供給することが出来る。上流側頭首工方式 (頭首工間の連絡水路を含む) と下流側頭首工方式が経済的であり加うるに上流

側頭首工方式は N. I. A. が計画中のマイニット河の右岸地区のかんがい用水を取水する場合にも有利な条件をそなえている。以上のような諸点から、上流側頭首工計画を採用した。

### 3. 用水路及び付帯構造物

#### a) 連絡水路

連絡水路は第1頭首工の取水量を第2頭首工迄導水放流する為設計され、その延長は約600mである。

#### b) 幹線水路

幹線水路は全計画地域の用水量を第2頭首工よりアランアラン地域との交叉点まで導水するもので延長1,140mである。

上記水路は両方ともコンクリート舗装水路である。

幹線水路には二つの構造物がある。一つはクリーク横断の水路橋、一つは国道横断の逆サイホンである。

#### c) チェック・ゲート

サンミゲル地域の水源はルカイ・クリークであり、このクリークの流量はアランアラン地区の支線水路によりマイニット河の流量を補給し、チェック・ゲートによりルカイ・クリークより取水しサンミゲル地区に配水する。

#### d) 支線

アランアラン地区には、地区内の各かんがい可能区域の用水量を導水するため、支援A, A<sub>1</sub>, Bが考えられる。

支線Aは延長6,505mでアラブノグ・クリークとリプトン・クリーク間の385haをかんがいする。支線A<sub>1</sub>は支線Aより分岐し、延長3,200m、リプトン・クリークとルカイ・クリーク間の218haをかんがいする。さらにアランアラン-サンミゲルの間の県道の東側に面積72.0haの水田があるので幹線水路から分岐する支線Bをもって2,330mである。

支線Aには二つの分水工及びボルシエ村への村道横断の逆サイホン、支線Bには分水工及び県道横断の逆サイホンがある。

サンミゲル地区には三支線A, A<sub>1</sub>, Bが各地区をかんがいするために考えられる。支線Aは延長4,219.4mでバラン・クリークとマリポーロン・クリーク間の350haをかんがいするように設計する。支線A<sub>1</sub>は支線Aより分岐し、合計延長1,980.22mでバラン・クリークとアランアラン-サンミゲル県道の西側の55haをかんがいする。支線A, A<sub>1</sub>には各々分水工があり、支線Bには、県道を横断する逆サイホンがある。

#### e) 排水路

延長1,100mの排水路を1ヶ所、サンミゲル地区の中央部の凹地より排水するため計画する。この水路の排水口はマリポーロン・クリークである。

f) 農 道

アランアラン地区には、国道からボルシエ村まで支線Aに沿って延長5,847 mの農道を設け、又サンミゲル地区にはチェックゲートから支線Aに沿って延長4,219.4 mの農道を設ける。

g) 連絡道路

アランアラン地区には県道から農道までこの地区を横断する三つの連絡道路を計画する。この三つの道路即ち連絡道路I, II, IIIはお互いに約1.0 Km間隔にある。連絡道路Iは、延長890 m, 道路IIは1,243 m, 道路IIIは1,295 mである。

サンミゲル地区には県道から農道まで地区を横切って三つの連絡道路を計画する。連絡道路Iは延長780 m, 道路IIは983 m, 道路IIIは1,744.25 mである。

h) 維持管理及び営農指導施設

維持管理及び営農普及のための建物は県道に沿ったアリコノブ村 (Barrio Aliconob) に設けられる。

アリコノブ村は計画地域の中央に位置し地区内いずれの地点からも交通の便が良い。頭首工地点はアリコノブ村より約6 Kmの地点にあり管理のためゲート管理支所を設置する。

B 設 計

1. 用 水 量

a) 減 水 深

現場で調査した資料から、アランアラン地区に対しては平均16 mm/日の減水深、サンミゲル地区に対しては22 mm/日の減水深とした。二地区間の減水深の違はそれぞれの地区の土性の違によるものである。アランアランの土壌はPalo-clay loamであり、サンミゲルの土壌はSan manuel silt loamである。

(注 減水深に関する現場調査資料は付属資料を参照のこと)

b) 用水量の計算

取水量は次式により計算した。

$$Q_{\max} = \frac{(ds \times as + dc \times ac) \times 10}{(1-r) \times (24 \text{ hr} \times 60 \text{ mm} \times 60 \text{ sec})} \text{ m}^3/\text{sec}$$

ここに

ds : Silt loamにおける減水深 22 mm/day

as : Silt loamの面積 450 ha (= 0.9 × 全面積)

dc : Clay loamにおける減水深 16 mm/day

ac : Clay loamの面積 (= 0.9 × 全面積)

r : 水の損失率 0.15

$$Q_{\max} = \frac{(22 \times 450 + 16 \times 636) \times 10}{(1-0.15) \times 24 \times 60 \times 60} = 2.730 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$Q_{max}$  は  $QA = 1.386 \text{ m}^3/\text{sec}$  (アランアラン地区に対して)

$QB = 1.344 \text{ m}^3/\text{sec}$  (サンミゲル地区に対して)

である。マイニット河の最小流量は付属資料の5ヶ年の記録のように全計画面積に対する用水量

## 2. 頭首工及びチェック・ゲート

### a) 設計方針及び基準

調査の結果、アランアラン地区の現地盤面の最高標高は約40mである。取水工、幹線水路、フルーム、幹線サイホンによる水頭損失の合計は約1.0mである。従って、第2頭首工の取水水位はアランアラン地区の最高地盤高に1.0m加えることで標高41.0mと決定する。同様に第1頭首工の取水水位は取水工と連絡水路による全水頭損失は約1.0mと考えられるから第2頭首工の取水水位に1.0m加えることで標高42.0mと決定する。

土砂吐の巾は、土砂吐ゲートがマイニット河の平水量にほぼ等しい流量で操作するものとし、河床の平均排砂粒径が20cmであると仮定して設計する。

エプロン、捨石工の設計にはブライの公式を用いる。

ダム設計基準は次の通りである。

マイニット河の粗度係数	: 0.06
コンクリートの粗度係数	: 0.015
転倒に対する安全率	: 基面及びフーチングのミドルサード内にあること。
滑動の安全率	: 1.5
摩擦係数	: 0.5
基礎の支持力	: $40 \text{ t/m}^2$
コンクリートの許容圧縮応力度	: 80%
鉄筋の許容引張応力度	: 1,400%

### b) 頭首工の主要寸法

	第1頭首工	第2頭首工
頭首工の型式	越流重力式	越流重力式
頭首工巾	76.0 m	25.0 m
土砂吐(ピア-含む)	6.0 m	5.0 m
	70.0 m	20.0 m
堰天端標高	42.10 m	41.10 m
取水量	$1.64 \text{ m}^3/\text{sec}$	$2.73 \text{ m}^3/\text{sec}$
取水水位	42.00 m	41.00 m
最大洪水位	44.50 m	43.00 m

	第1頭首工	第2頭首工
土砂吐		
巾	4.0 m	3.0 m
敷高	40.50 m	39.50 m
敷勾配	1:50	1:50
操作面標高	48.20 m	46.70 m
ゲートの型式	ローラーゲート	ローラーゲート
ゲートの寸法	1.6 m × 4.0 m	1.6 m × 3.0 m
ゲート数	1	1

c) チェックゲートの主要寸法

	寸法
頭首工の型式	越流重力式
頭首工巾	20.5 m
土砂吐(ピアーを含む)	4.0 m
固定堰	16.5 m
堰天端標高	19.5 m
取水量	1.344 m <sup>3</sup> /sec
取水位	19.45 m
最大洪水位	20.80 m
土砂吐	
巾	3.0 m
敷高	17.7 m
敷勾配	水平
操作面標高	24.3 m
ゲートの型式	ローラーゲート
ゲートの寸法	1.8 × 3.0 m
ゲート数	1

3. 幹線水路

a) 設計方針及び基準

一般にコンクリート舗装水路の最大許容流速は1.20 m/secとする。舗装水路の水面上のライニング高は水深の1/2、最小15 cmとする。一方舗装水路の水面上の堤堰高は土水路の標準に等しく、水深の1/2とする。維持管理用道路又は農道として使用されるパー

△は、3.0 m<sup>3</sup>/secより少い流量の水路で3.0 mから4.0 mとする。維持管理用道路又は農道が必要ない所では、盛土巾は1.0 m程度でよい。

開水路の公式としては Manning 公式が通常使用される。

この公式は次の通りである。

$$V = \frac{1}{n} I^{1/2} R^{2/3}$$

ここに V : 流速 m/sec  
I : 水頭勾配  
R : 径深 m  
n : 粗度係数

一般にコンクリート舗装水路には粗度係数 n = 0.015 が使用される。

コンクリート舗装水路に於いてはコンクリート舗装の費用が工費に大きな比率を占めるので経済的見地から潤辺を最小にしなければならない。しかし経験上から施工面及び維持管理面を考慮して最大法勾配は 1 : 1.50 が適当と思われる。コンクリート舗装水路には C コンクリートを用い矩形断面水路には A コンクリートを用いる。

水路の構造設計基準は次の通りとする。

コンクリートの許容圧縮応力度	80 ㎏
鉄筋の許容引張応力度	1,400 ㎏
土圧係数	0.333

#### b) 連絡水路

連絡水路はマイニット川の年洪水位のわずかの増加でも潜没し大きな水圧を受けることになる。

このことから、鉄筋コンクリート矩形水路を採用した。

水 理 計 算 表

水路名	断面	水路延長	設計流量	流速	水深	勾配
連絡水路	矩形	593 m	1.64 <sup>m<sup>3</sup>/sec</sup>	1.117 <sup>m/sec</sup>	0.871 m	1/1,000

#### c) 幹線水路

幹線水路の設計はオールドマイニット河の左岸に深い堀削を要する区間があり、洪水時には、幹線水路の側壁に対する土圧及び水圧は非常に大きなものとなる。この事から鉄筋コンクリート矩形水路が測点 18.0 より測点 76.0 間の断面に望ましい。

測点 76.0 と測点 116.4 間は幹線水路は台形コンクリート舗装水路とする。

水 理 計 算 表

水路名	断面	水路延長	設計流量	流 速	水 深	勾 配
幹線水路	矩 形	742.0 m	2.73 m <sup>3</sup> /sec	1.073 m/sec	1.157 m	1/1,800
	台 形	399.0 m	2.73 m <sup>3</sup> /sec	1.059 m/sec	1.112 m	1/1,800

4. 支 線 水 路

a) 設計方針及び基準

支線は流量の大きく、掘削の大なる部分を除いて、土水路とする。土水路の場合の許容流速は、水路法面の浸蝕やシルト等の推砂を起さないような流速でなければならない。

従って土水路の許容流速は水路の土性並びに水深によって支配される。土水路の流速は普通0.30 m/secから0.70 m/secの範囲にあり又、ローム質シルトの水路底の場合の一般的限界は経験上次表に示される。

土水路の許容最大流速表

水 深	最 大 流 速
0 ~ 0.30	0.35 m/sec
0.31 ~ 0.60	0.50
0.61 ~ 0.90	0.60
0.91 ~ 1.20	0.65

開水路の余裕高は、水路の規模、位置、流速、洪水流入量及び土性等で決まる。土水路の最小の余裕高は、水深の1/3、最小30 cmする。

バーム又は堤頂巾は、コンクリート舗装水路の標準と合せる。マニング公式は支線水路の計算に用いるが粗度係数  $n = 0.025$  を土水路には用いる。

法勾配1 : 1.50又は1 : 1.0（垂直長：水平長）が普通の条件の土水路に一般に用いられる。従って、次の基準に従って法勾配を決めた。

土水路の法勾配の標準法

水 深	法 勾 配
0.30 ~ 0.70	1 : 1.0
0.71 ~ 1.00	1 : 1.5

b) 設計流量の決定

最終位置の決定の項で述べた如く、各支線の設計流量は、その支配面積の割合で計算される。

各水路に対する設計流量を算定すると次の通りである。



アラニアラン地区設計流量表

配水組織	水路名	水路延長	かんがい 支配面積	全かんがい 面積	面積の%	設計流量	備 考
		m	ha	ha	%	m <sup>3</sup> /sec	
支線 A	Ⅵ	960.0	56.5	56.5	8.88	0.122	L-A1を 含む L A1, L B を含む
	V	839.2	75.7	75.7	11.90	0.166	
	Ⅳ	952.3	67.5	199.7	31.40	0.435	
	Ⅲ	2,565.7	91.8	291.5	45.83	0.635	
	Ⅱ	1,044.2	48.5	557.7	87.69	1.215	
	I	143.6	6.4	636.0	100.00	2.730	
	計	6,505.0	385.0				
支線 A1	Ⅱ	2,129.0	145.7	145.7	22.91	0.318	
	I	1,151.0	72.0	217.7	34.23	0.474	
	計	3,280.0	217.7				
支線 B	Ⅱ	1,898.5	71.9	71.9	11.31	0.157	サンミゲルへ 1,344m <sup>3</sup> /sec
	I	431.5	0	71.9	11.31	1.507	
	計	2,330.0	71.9				

サンミゲル地区設計流量表

配水組織	水路名	水路延長	かんがい 支配面積	全かんがい 面積	面積の%	設計流量	備 考
		m	ha	ha	%	m <sup>3</sup> /sec	
支線 A	V	1,192.5	115.8	115.8	25.73	0.346	
	Ⅳ	970.9	238.6	238.6	53.02	0.713	
	Ⅲ	1,569.1	340.0	340.0	75.56	1.015	
	Ⅱ	286.9	450.0	450.0	100.00	1.344	
	I	200.0	450.0	450.0	100.00	1.344	
	計	4,219.4	450.0	450.0	100.00	1.344	
支線 A1	Ⅲ	420.22	16.0	16.0	3.56	0.048	
	Ⅱ	798.0	30.0	30.0	6.67	0.090	
	I	762.0	110.0	110.0	24.44	0.329	
	計	1,980.22	110.0	110.0	24.44	0.329	
支線 B	Ⅱ	1,100.0	15.0	15.0	3.33	0.045	
	I	483.22	55.0	55.0	12.22	0.165	
	計	1,583.22	55.0	55.0	12.22	0.165	

c) 水路断面の決定

各支線の計画水路断面を、水理的最も有利断面を考慮しつつ、次表の如く決定した。設計の詳細は付属資料を参照のこと。

アラニアラン地区水路断面表

水路名	断面	ライニング	側法	底巾	水路高	設計流量
支線 A-I	台形	コンクリート ライニング	1:1.5	m 0.65	m 1.50	m <sup>3</sup> /sec 2.730
" II	"	土水路	"	0.60	1.30	1.215
" III	"	"	"	0.55	1.00	0.635
" IV	"	"	1:1	0.55	0.95	0.435
" V	"	"	"	0.40	0.75	0.166
" VI	"	"	"	0.40	0.70	0.122
支線 A1-I	"	"	"	0.55	1.00	0.474
" II	"	"	"	0.45	0.90	0.318
支線 B-I	"	コンクリート ライニング	1:1.5	0.45	0.95	1.501
" II	"	土水路	1:1	0.45	0.70	0.157

サンミゲル地区水路断面表

水路名	断面	ライニング	側法	底巾	水路高	勾配	設計流量
LA-I	矩形	コンクリート ライニング		m 1.50	m 1.00		m <sup>3</sup> /sec 1.344
" II	台形	土水路	1:1.5	0.60	1.45	1/1300	1.344
" III	"	"	"	0.55	1.30	1/1100	1.015
" IV	"	"	"	0.45	1.10	1/900	0.713
" V	"	"	1:1.0	0.45	0.90	1/600	0.346
LA1-I	"	"	"	0.45	0.95	1/600	0.389
" II	"	"	"	0.30	0.65	1/450	0.090
" III	"	"	"	0.30	0.55	1/450	0.048
LB-I	"	"	"	0.30	0.75	1/400	0.165
" II	"	"	"	0.30	0.55	1/250	0.045

5. 水路付帯構造物

a) 設計方針及び基準

i) 分水工

アランアラン地区には分水工を3個所設置する。

第1及び第2分水工は量水のためパーシャル・フルーム型とし取水量の変動にも利用可能な型式を採用した。

第3分水工はルカイクリークへの放流量と支線B-IIの分水比が極端に差があること及び充分な落差がとれること等を考慮して定水頭オリフィスを備えた型式を採用した。

サンミゲール地区には分水工を2個所設置する。両方とも落差工と量水を兼ねた越流分水工とした。

ii) 落差工

落差工はエネルギーをおだやかに減殺するように各支線水路に設けられるべきで下流構造物がライニング舗装されている場合を除き2.0 m<sup>3</sup>/sec 前後の流量に対して最大水面落差は約1.0 mが適当である。

落差工には付帯して普通チェック構造物を設ける。

これは一つには上下流の洗堀を防ぎ、他方水路の流量を測定する目的をもっている。この量水には普通フランシス公式を使用する。

$$Q = 1.84 (b - 0.2d) d^{3/2}$$

ここに Q : 設計流量

b : 越流巾

d : 越流水深

(接近速度水頭を無視する)

次図は静水池部分の諸元を示したものである。

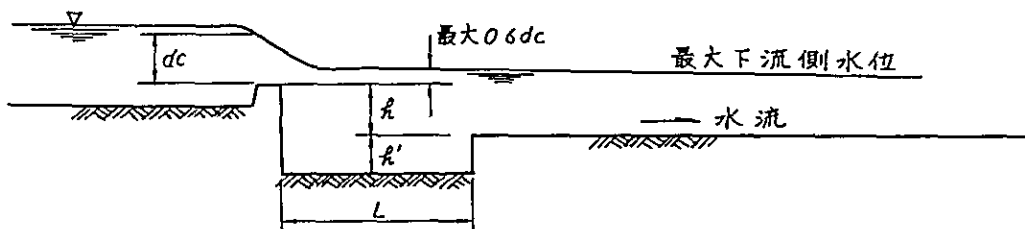
静水池の長さは、この諸元により決定されたものに0.15 m内外の余裕をもたせて設計すべきである。

静水池の長さは次式により求める。

$$L = [2.5 + 1.1 dc/h + 0.7 (dc/h)^2] \sqrt{h dc}$$

$$h' = dc/2$$

静水池諸元



### iii) 余 水 吐

水路内の過剰水量を放流するために水路余水吐を設ける。これは上流に於ける取水の中止による流量増や雨水の流入による流量増を放流したり、水路管理面から水路を空にする等の目的をもつ。

余水路設計に必要な諸元は各々の条件からして用水路と同様である。設計流量を流す余水路の利用の頻度から同流量程度の用水路設計に於ける許容流速、粗度係数及びフリーボードを次の如くに決定する。

余水路の許容流速  $V = 0.80 \text{ m/sec}$

粗 度 係 数  $n = 0.025$

フ リ ー ボ ー ド  $F = 0.150$

水路堤頂に横越流堰を設置し、クレスト標高を計画水位に一致させる。水路余水吐は原則として水路流量の変化する個所に設け、上下流水路の流量差をもって堰巾を決定する。その際越流水深は全て  $0.10 \text{ m}$  と仮定する。

### iv) サ イ ホ ン

アランアラン地区には小サイホンが2ヶ所設置され、1つは支線水路B-IIが県道を横断する地点に設けられる。又それらは鉄筋コンクリート管とし、管径は管内流速を上流の流速の1.5倍と仮定し、それによって決定する。

サンミゲル地区には県道を横断するサイホンがあり、同様に設計した。

### v) 取 水 樋 管

各支線に設置される取水樋管は各支線と  $1.0 \text{ m}$  等高線の交点に設けることを原則とする。しかしながら支配面積の極めて小さな ( $5.0 \text{ ha}$  未満) 取水樋管については、最寄の取水樋管に合口する。樋管の口径は管内流速  $1.0 \text{ m/sec}$  を標準に決定する。

測量測定のための構造物又は器械としては定水頭オリフィス、パーシャルフルーム、堰、スパーリングメーター等がある。本計画地区においては特に量水のための構造物や器械は経済的見地から採用しない。

しかしながら樋管が流れる流量は流入口に設ける量水標の読みからオリフィス公式により概ね知ることが出来る。オリフィス公式としては次式を用いる。

$$Q = C \cdot A \sqrt{2gH}$$

ここに Q : 流 量

H : 入口における水頭

C : 流量係数

A : 流 積

流量係数 C は  $0.75$  を用いる。

b) 構造物一覧表

水路名	水路構造物						
	サイホン	水路橋	分水工	落差工	暗渠	取水樋管	余水吐
連絡水路							
幹線水路	1	1					

アランアラン地区

水路名	水路構造物						
	サイホン	水路橋	分水工	落差工	暗渠	取水樋管	余水吐
支線A-I			1			1	
II			1	1	1	5	1
III				9	2	8	1
IV	1					3	
V				3		8	1
VI				4		6	1
支線A1-I				5	1	8	1
II				8	1	13	1
支線B-I							
II	1		1	7		7	1
計	2	0	3	37	5	59	7

サンミゲル地区

水路名	水路構造物						
	サイホン	水路橋	分水工	落差工	暗梁	取水樋管	余水吐
支線A-I							
II			1				1
III				2	2	10	1
IV				1		10	1
V				1	1	7	1
支線A1-I			1		1	4	1
II						3	1
III					1	3	1
支線B-I	1			1		5	1
II						1	1
計	1	0	2	5	5	43	9

6. 農道及び道路

道路の巾員は3.5 mとし、そのうちの2.5 mを厚さ15 cmの砂利舗装とする。道路面が現地盤面より低い場合は側溝を設ける。

道 路 一 覧 表

アランアラン地区

道 路 名	延 長	備 考
農 道	5,846.8 m	幹線水路 1,141.0 m 支線水路 4,705.8 m
道 路 I	890.0	
” II	1,243.0	
” III	1,295.0	
計	9,274.8	

サンミゲル地区

道 路 名	延 長	備 考
農 道	4,219.4 m	
道 路 I	780.0	
” II	983.0	
” III	1,744.25	
計	7,726.65	

7. 橋 梁

橋の巾員は3.5 mとし、木橋とする。

設計荷重はTL-6 ton とし、木材の許容応力度は次の通りとする。

曲 げ	90 ㎏
圧 縮	70 ”
支 圧	20 ”
剪 断	8 ”

橋 梁 一 覧 表

橋 名	道路名	橋 数	スパン長	巾 員	摘 要
管 理 橋	農 道	1	7.0 m	3.5 m	アランアラン地区
農 用 橋	道路 I	1	8.0	3.5	”
”	” II	2	8.0	3.5	”
”	” III	1	8.0	3.5	”
”	” IV	1	4.0	3.5	サンミゲル地区

注 TL-6 ton 荷重は日本土木学会の基準であり、U.S.B.R.で使用されているH-6荷重に殆んど同じである。

C 積 算

項 目	単 位	数 量	単 価 (円)	金 額 (円)	摘 要
I 土木工事費				2,395,000	
1. 頭 首 工				655,900	
1-1 第1頭首工				390,096	≒390,100
掘 削	m <sup>3</sup>	3,545.09	12	42,541	
流用盛土	〃	2,836.07	2	5,672	3,545.09×0.8
不足土	〃	7,698.86	3	23,097	
Aコンクリート	〃	344.81	240	82,754	
6"コンクリート	〃	679.70	130	88,361	
"B"2"コンクリート	〃	8.48	105	890	
Cコンクリート	〃	222	140	311	
鋼矢板	t	76.50	1,000	76,500	
鋼 材	〃	3.05	1,000	3,050	
木工沈床	m <sup>2</sup>	773.0	40	30,920	
ゲート 1.6×4.0	式	1		} 36,000	ローラゲート
〃 1.2×2.0	〃	2			スルースゲート
1-2 第2頭首工				265,771	≒265,800
掘 削	m <sup>3</sup>	3,327.46	12	39,930	
埋戻及び盛土	〃	1,938.33	2	3,877	
Aコンクリート	〃	449.58	240	107,899	
6"コンクリート	〃	220.20	130	28,626	
"B"2"コンクリート	〃	9.31	105	978	
Cコンクリート	〃	2.24	140	314	
鋼矢板	t	38.1	1,000	38,100	
鋼 材	〃	3.111	1,000	3,111	
木工沈床	m <sup>2</sup>	173.40	40	6,936	
ゲート 1.6×3.0	式	1		} 36,000	ローラゲート
〃 1.0×3.0	〃	2			スルースゲート
2. 用 水 路				1,217,400	
2-1 連絡水路				109,308	≒109,300
掘 削	m <sup>3</sup>	1,478.78	2	2,958	
流用盛土	〃	1,183.02	2	2,366	1,478.78×0.8
不足土	〃	2,168.94	3	6,507	

項 目	単位	数 量	単価(¥)	金 額(¥)	摘 要
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	404.44	240	97,066	
フィルタードレーン	"	58.73	7	411	
2-2 幹線水路				253,959	≒254,000
掘削	m <sup>3</sup>	13,343.40	2	26,687	
埋戻及び盛土	"	5,862.18	2	11,724	
Aコンクリート	"	757.63	240	181,831	
Cコンクリート	"	215.46	140	30,164	
フィルタードレーン	"	71.06	7	497	
砂利	"	436.50	7	3,056	
2-3 チェックゲート				102,000	
掘削	m <sup>3</sup>	966.00	2	11,592	
埋戻及び盛土	"	662.00	2	1,324	
Aコンクリート	"	248.21	240	59,570	
6 <sup>#</sup> コンクリート	"	60.98	130	7,924	
玉石コンクリート	"	20.88	105	2,192	
木工沈床	m <sup>2</sup>	64.0	40	2,560	
ゲート 3.0×1.8	式	1		} 16,000	ローラーゲート
" 2.0×1.0	"	1			スルースゲート
鋼材	t	0.508	1,000	508	
フィルタードレーン	m <sup>2</sup>	3.93	7	28	
止水板, 伸縮板 その他				302	
2-4 支線及び水路構造物				752,100	
a アランアラン地区				477,700	
(i) 支線 A				124,718	≒124,700
掘削	m <sup>3</sup>	5,528.52	2	11,057	
流用盛土	"	4,422.82	2	8,846	5,528.52×0.8
不足土	"	25,173.44	3	75,520	
Cコンクリート	"	121.12	140	16,957	
砂利	"	1,762.50	7	12,338	
(ii) 支線 A <sub>1</sub>				19,770	≒19,800
掘削	m <sup>3</sup>	1,656.03	2	3,312	
流田盛土	"	1,324.82	2	2,650	1,656.03×0.8
不足土	"	4,602.65	3	13,808	



項 目	単位	数 量	単価(円)	金 額(円)	摘 要
(iii) 支 線 B				3 3,050	≒33,100
掘 削	m <sup>3</sup>	1,148.75	2	2,298	
流用盛土	〃	919.00	2	1,838	1,148.75×0.8
不 足 土	〃	1,822.50	3	5,468	
Cコンクリート	〃	167.47	140	23,446	
(iv) サイホン				34,498	≒34,500
掘 削	m <sup>3</sup>	766.91	8	6,135	(3ヶ所)
埋戻及び盛土	〃	464.41	2	929	
Aコンクリート	〃	79.86	240	19,166	
Bコンクリート	〃	3.99	105	4,190	
R・CパイプØ600	m	24.29	40	972	
〃 Ø700	〃	15.00	54	810	
練 石 張	m <sup>2</sup>	26.87	70	1,881	
チリヨケ	t	0.41	1,000	410	
(v) 分 水 工				42,888	≒42,900
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	133.57	240	32,057	(3ヶ所)
Bコンクリート	〃	0.14	105	15	
ゲート 1.2×218	式	2		5,000	
〃 1.0×1.0	〃	2		3,600	
〃 0.6×0.61	〃	1		1,000	
〃 0.48×0.45	〃	1		900	
捨 石	m <sup>3</sup>	78.99	4	316	
(vi) 落 差 工				87,328	≒87,300
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	106.14	240	25,474	(37ヶ所)
捨 石	m <sup>3</sup>	563.09	4	2,252	
練 石 積	〃	105.74	70	7,402	
ゲート 1.7×1.8	式	1	3,000	3,000	
〃 1.3×0.6	〃	14	1,500	21,000	
〃 1.1×0.55	〃	8	1,400	11,200	
〃 0.9×0.35	〃	10	1,300	13,000	
〃 0.7×0.35	〃	4	1,000	4,000	
(vii) フル ー ム				6,398	≒6,400
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	26.66	240	6,398	

項 目	単位	数 量	単価(円)	金 額(円)	摘 要
(Ⅶ) 放水工				12,207	≒12,200
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	34.88	240	8,371	
盛土	"	901.65	2	1,803	
練石張	m <sup>2</sup>	290.40	70	2,033	
(Ⅷ) 取入樋管				64,444	≒64,400
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	91.87	240	22,049	(59ヶ所)
R・CパイプØ150	m	63.20	6	379	
" Ø200	"	57.90	7	405	
" Ø250	"	26.30	9	237	
" Ø300	"	5.30	14	74	
ゲート	式	59	700	41,300	
(Ⅸ) 暗渠				52,801	≒52,800
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	5.12	240	1,229	
捨石	m <sup>3</sup>	122.87	4	492	
R・CパイプØ700	m	80.0	54	4,915	
" Ø800	"	80.0	70	5,600	
" Ø900	"	240.0	90	21,600	
" Ø1,200	"	120.0	163	19,560	
b サン・ミゲール地区				274,400	
(i) 支線 A				117,000	
掘削	m <sup>3</sup>	10,941.80	2	21,884	
流用盛土	"	8,753.4	2	17,507	10,941.8×0.8
不足土	"	10,710.5	3	32,132	
Aコンクリート	"	137.49	240	32,998	
フィルタードレーン	"	33.47	7	234	
砂利	"	1,582.28	7	11,076	
ウイープホール				1,169	
伸縮板その他					
(ii) 支線 A <sub>1</sub>				13,732	≒13,700
掘削	m <sup>3</sup>	632.0	2	1,264	
流用盛土	"	505.6	2	1,011	632.0×0.8
不足土	"	3,818.98	3	11,457	

項 目	単位	数 量	単価(円)	金 額(円)	摘 要
(iii) 支 線 B				9,902	≒9,900
掘 削	m <sup>3</sup>	184.16	2	368	
流用盛土	"	147.33	2	295	184.16×0.8
不足土	"	3,079.57	3	9,239	
(iv) 分 水 工				19,300	(2ヶ所)
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	54.73	240	13,135	
捨 石	"	1.76	2	21	
ゲート 2.0×0.85	式	1		2,000	
" 1.0×0.55	"	1		1,300	
" 1.0×0.6	"	2	1,350	2,700	
止水板, 伸縮 その他				114	
(v) サイホン				7,800	(1ヶ所)
掘 削	m <sup>3</sup>	289.04	8	2,312	
埋戻及び盛土	"	220.84	2	442	
Aコンクリート	"	13.34	240	3,202	
6'コンクリート	"	8.07	130	1,049	
R-Cパイプφ450	m	20.0	20	400	
鉄バシゴ及びチリヨケ	t	0.38	1,000	380	
ゴムリングその他				15	
(vi) 落 差 工				19,754	≒19,800
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	52.28	240	12,547	(5ヶ所)
捨 石	"	26.98	12	443	
ゲート 1.0×0.7	式	2	2,200	4,400	
" 0.9×0.55	"	1		1,300	
" 0.75×0.4	"	1		1,000	
木 材	m <sup>3</sup>	0.64	100	64	
(vii) 放 水 工				40,677	≒40,700
掘 削	m <sup>3</sup>	1,417.67	2	2,835	
流用盛土	"	380.41	2	761	
不足土	"	346.36	3	1,039	
練石張	m <sup>2</sup>	513.97	70	36,042	
(viii) 取 入 樋 管				36,464	≒36,500
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	42.02	240	10,085	(43ヶ所)

項 目	単 位	数 量	単 価 (円)	金 額 (円)	摘 要
R-Cパイプ Ø150	m	48.0	6	288	
" Ø200	"	52.0	7	364	
" Ø250	"	81.0	9	729	
" Ø350	"	7.0	14	98	
ゲート Ø200	式	28	500	14,000	
" Ø250	"	14	700	9,800	
" Ø350	"	1	1,100	1,100	
(X) 暗 渠				9,717	≒9,700
練石積	m <sup>3</sup>	75.48	70	5,284	
捨 石	m <sup>3</sup>	33.90	12	407	
R-Cパイプ Ø900	m	24.0	90	2,160	
" Ø800	"	7.0	70	490	
" Ø700	"	24.0	54	1,296	
" Ø400	"	5.0	16	80	
3. 排 水 路				14,033	≒14,000
掘 削	m <sup>3</sup>	3,478.0	2	6,956	
盛 土	"	1,728.0	2	3,456	
落 差 工				3,621	(2ヶ所)
Aコンクリート	m <sup>3</sup>	13.86	240	(3,326)	
捨 石		16.88	12	(197)	
鋼 材		0.098	1,000	(98)	
4. 用地及び補償				200,000	
5. 施工管理費		(1~4)×5%		103,000	
6. 予 備 費		(1~4)×10%		205,000	
土 木 工 事 計				2,395,000	
II 連絡道路				46,300	≒46,000
a アランアラン地区 (RI, RII, RIII)				19,984	≒20,000
掘 削	m <sup>3</sup>	1,685.30	2	3,371	
流用盛土	"	1,348.24	2	2,696	1,685.3×0.8
不 足 土	"	337.06	3	1,011	
砂 利	"	1,285.51	7	8,999	
橋 梁				3,907	

項 目	単 位	数 量	単 価 (円)	金 額 (円)	摘 要
木 材	m <sup>3</sup>	3 203	100	(3,203)	
橋 杭					
Ø300×5.0m	本	24	21	( 504)	
Ø250×3.0m	"	8	25	( 200)	
b サン・ミゲール地区 (RⅠ, RⅡ, RⅢ)				19,062	≒19,100
掘 削	m <sup>3</sup>	1,720.40	2	3,441	
流用盛土	"	1,149.1	2	2,298	
不足土	"	578.8	3	1,736	
砂 利	"	1,315.22	7	9,207	
暗 渠				1,639	
練 石 積	m <sup>3</sup>	144.2	70	(1,009)	
R-CパイプØ1,000	m	7.0	90	( 630)	
橋 梁				741	
木 材	m <sup>3</sup>	5.51	100	( 551)	
鋼 材	t	0.14	1,000	( 140)	
釘その他				( 50)	
c 用 地 費				5,000	
d 予 備 費				4,100	
Ⅲ 維持管理及び営農指導施設					
1. 事務所及び車庫	m <sup>2</sup>	200.0	150	30,000	
2. ジープ, オートバイ	台	ジープ1 オートバイ3		11,000	
3. ゲート管理人宿舍	m <sup>2</sup>	30.0	100	3,000	
4. 事 務 設 備				5,000	
5. 給 水 施 設				2,000	
I, II, III の 計				2,492,000	
Ⅳ 開田及び用水溝					地主施工
1. 開 田	ha.	604.0		302,000	
2. 用 水 溝	ha.	482.0		25,000	
計	ha.	1,086.0		327,000	
I, II, III, IV の 計				2,819,000	

## D 施 行 計 画

### 1. 準 備 工 事

最初に頭首工の工事用運搬道路を国道より第2頭首工を通過して第1頭首工まで設けるべきである。道路は国道と第2頭首工間の平坦なトゥモロコシ畑を利用し、第2頭首工から第1頭首工への運搬道路は約100m上流地点迄オールド・マイニット河に沿って設け、オールドマイニット河を横断する。そのため木橋を設ける。河を渡った後運搬道路はココナッツ畑を通過し、第1頭首工へ通じる。アランアラン-サンミゲル地区には、運搬道路として利用可能な既耕作道が数多くある。倉庫、事務所及び他の必要施設は頭首工現場附近に設置する。

第1及び第2頭首工、連絡水路、幹線水路を完成後それらの施設はアランアラン-サンミゲル地区に移設する。

### 2. 河川及び仮締切堤

第1頭首工の工事ではマイニット河の半川締堤を設ける。

まず河川の左岸半分を築堤により締切り、土砂吐、取水工及び固定堰の一部を施工する。

最初の仮締切堤を施工する時、洪水を考慮し、在来のミオ筋を掘削することが必要である。第2の仮締切堤は右岸側に設ける。第2仮締切期中施工済みの土砂吐及び定堰の一部をミオ筋として使用する。第2頭首工も同様に施工する。設計図に土堰堤として示されるこれらの仮締切堤はブルドーザーその他機械で築堤する。

### 3. 掘 削

仮締切 掘削はブルドーザーその他機械でドライワークで施工する。ブルドーザー、デイチャーその他機械は連絡水路、幹線水路、支線水路の掘削にも使用する。

### 4. 資 材

砂は第1頭首工下流で得られる。粗骨材及び捨石工の石は頭首工地点で採取出来る。土取場としては地区内に散在する小さな丘を利用する。

E 工事工程表

工種	月																								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
準備工																									
取水堰 №1																									
” №2																									
運絡水路																									
幹線水路																									
チェックゲート																									
支線水路																									
水路構造物																									
排水路																									
道路																									

F 仕 様 書

仕様書本文については附属資料参照



# Ⅲ 維 持 管 理

## Ⅱ 維持管理

この計画では、水稻の二期作に必要なかんがい水量の確保、各圃場に対する円滑な配水を可能とする分水施設の設置について、十分な考慮が払われている。

これらの施設を有効に運営する為、国は基幹施設を直轄管理とし、施設の維持管理に経験の深い技術者を配置する。また、圃場内の水管理については、受益農家による水利団体を組織し公的な水管理を行なう。

### A 維持管理施設

#### 1. 維持管理事務

かんがい施設の維持管理の便を考慮し、維持管理事務所は、地区の中心部の Aliconob 部落に設置する。

この事務所には、かんがい事業と共に国が行なう普及サービス（営農指導）の為の事務所を併設する。

#### 2. ゲート管理支所

第1頭首工および第2頭首工の操作の為ゲート管理支所を第1頭首工地点に設置する。

### B 維持管理要員

施設の維持管理の為、国は次の要員を配置する。

水管理人 1名、ゲート管理人 2名、  
見張人 5名（見張人1名が200haを受持つ）

### C 維持管理費

かんがい施設の維持管理の為必要な年経費は、総額24,664ペソである。

これは1ha当り24.66ペソとなる。（別表）

### D 維持管理組織

かんがい施設の維持管理は、N I Aの組織に従って政府の地方機関によって行なわれる。

各圃場への水の効果的な配分を行なう為に全受益者を組合員とする水利団体を組織し水利団体を組織し水利団体の役員になるよう水管理を行なう。

水利団体の運営方式、公平な水配分に関する農民の指導、教育については、普及サービス（営農指導）とともに別途設置予定のパイロット・ファームにおいて日本人技術者による具体的な指導が行なわれる。

サンミゲル・アランアラン地区の維持管理費見積額（かんがい面積 1,068 ha）

費用の種類				費用
人件費				
水	管	理	人 1名	2,544.00
ゲ	ー	ト	管 理 人 2名 1名当り	2,160.00
見	張	人	5名 1名当り	2,160.00
計				<u>17,664.00</u>
物材費				5,000.00
雑費				2,000.00
合 計				<u>24,664.00</u>
ha 当り維持管理費				24.66

注 かんがい施設 頭首工 2  
 幹線水路 1  
 支線 5

## IV 普及サービス(営農指導)

#### IV 普及サービス（営農指導）

かんがい施設の設置とともに、米増産を実現するために必要なことは、受益者に対してすぐれた稲作営農技術を普及、徹底することである。

国は現地に営農指導事務所を設置し、有能な技術者を駐在させて、稲作営農技術の指導、普及に当る必要がある。

この実施に当っては、品種の選択、作期の決定、耕種肥培管理（施肥、病虫害防除、農作業）およびこれらにともなって必要となる営農資金の確保、更に生産物の貯蔵、販売について十分考慮すべきである。またこれらを効果的に行なう為には、農民の組織化が必要となる。

必要な普及関係施設及び技術要員は次の通りである。

##### 普及サービス（営農指導）事務所

かんがい施設の維持管理事務所に併設する。

##### 営農指導要員

事務所長	1 名
稲作専門家	1 名
農民組織信用関係専門家	1 名
普及員	1 名
水管理専門家	1 名

営農指導を効果的に行なう為には、現地における在来技術あるいは農民の行動意識について十分の研究を必要とする。この意味から、事業開始に先立って、地区近隣にパイロット・ファームを設置し、先行的営農指導活動を開始することが必要である。

日本政府は、パイロット・ファーム設置について援助の準備を進めている。

##### 普及サービス（営農指導）に要する費用見積額

費用の種類		費用
人件費		
事務所長	1 名	4,404.00
稲作専門家	1 名	3,792.00
農民組織信用関係専門家	1 名	3,792.00
普及員	1 名	3,792.00
水管理専門家	1 名	3,792.00
計		19,792.00
諸経費		5,000.00
合計		24,572.00

# V 經 濟 分 析

## V 経済分析

この事業の経済効率を、事業によって得られる直接便益と事業に必要な直接費用との対比によって算定すると次のとおりとなる。

A 投資額	(単位ペソ)
1. 土木工事費	2,395,000.00
2. 連絡道路費	46,000.00
3. 維持管理および営農指導施設費	51,000.00
合計	2,492,000.00
4. 地均し、畦畔小溝工事費	
(土地所有者支出)	
地均し、畦畔工事費	302,000.00
小溝工事費	25,000.00
合計	327,000.00
B 年経費	
1. かんがい施設の維持管理費	24,664.00
2. 営農指導費	24,572.00
3. 投資の償却費 50年 7%	
$(2,492,000 \times 0.07246) \_a /$	180,570.00
合計	229,806.00
C 土地所有者が支払う年経費	
1. 小溝の維持管理費 (1,086 ha × 10.00/ha)	10,860.00
2. 地均し、畦畔、小溝の償却費 (327,000 × 0.091123) $\_b /$	29,832.00
合計	40,692.00
D 事業効果	
1. 事業効果	
a 粗収益	474,548.00
b 生産費	329,088.00
c 純益	145,460.00
2. 事業完了後生産額	
a 粗収益	2,953,920.00
b 生産額	1,924,044.00
c 純益	1,029,876.00
3. 事業による増加年純益	
$(1,029,876 - 145,460)$	884,416.00

4. 効果発生の遅延修正 5年 7% (簡便法による)

$$(884,416 \times 0.71275) \underline{c} / \quad 630,368.00$$

5. 土地所有者支払い年経費 差引き純益

$$(630,368 - 40,692) \quad \underline{\underline{589,676.00}}$$

E 費用, 便益比率

年 純 益 589,676.00

年 経 費 229,806.00

費用・便益比率 2.57

注

$$\underline{a} / \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}, \quad i = 0.07, \quad n = 50, \quad 0.07246$$

$$\underline{b} / \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}, \quad i = 0.09, \quad n = 50, \quad 0.09123$$

$$\underline{c} / \frac{1}{(1+i)^n}, \quad i = 0.07, \quad n = 5, \quad 0.71275$$



# VI 償 還 計 画

## VI 償還計画

基幹施設に対する資金の償還条件を年利7%、償還期間25年とし、また末端の小溝、地均し、畦畔造成に対する資金の条件を年利9%、償還期間10年とした償還計画は次のとおりである。

### A 投資額に対する年償還額

#### 1. 基幹施設費

(1) 投資額	(単位ペソ)
土木工事費	2,340,000.00
連絡道路費	101,000.00
維持管理および営農指導施設費	51,000.00
合計	<u>2,492,000.00</u>

#### (2) 年償還額

利子率 (i)

償還期間 (n)

$$\text{年償還率} = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} = 0.08581$$

年償還額 (2,492,000 × 0.08581)	<u>213,040.00</u>
ha 当り	196.00

#### 2. 小溝、地均し、畦畔造成費

(1) 投資額	327,000.00
---------	------------

#### (2) 年償還額

利子率 (i)            9%

償還期間 (n)        10年

$$\text{年償還率} = \left( \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right) = 0.15582$$

年償還額 (327,000 × 0.15582)	<u>50,950.00</u>
ha 当り	47.00

#### 3. 年償還額の合計

ha 当り

<u>263,990.00</u>
<u>243.00</u>

### B 償還可能額 (土地所有者の増加純益)

#### 1. 事業による増加純益

(付録を見よ)

884,416.00

#### 2. 控除される必要経費

かんがい施設の維持

管理費

24,664.00

小溝の維持管理費		10,860.00
計		35,524.00
3. 差引年純益		84,892.00
	当り	782.00

C 償還の可能性検討

純益に対する償還額の比率

$$\frac{\text{要償還額}}{\text{償還可能額}} = \frac{26,399.0}{84,892} = 0.31$$

注1) この計算では、建設開始後効果発生までのタイム・ラグを考慮していない。

2) 営農指導に要する人件費は政府負担として、必要経費としていない。

## Ⅶ 乾燥・貯蔵・精米施設

## Ⅶ 乾燥・貯蔵・精米施設

### 1. 施設の位置の選定

この地方には雨期があり、その粗集荷は容易でないばかりか、集荷したのを出来るだけ速かに乾燥せねばならない。この処理が遅れると折角集荷した籾は損耗をきたす。

従って施設の位置の選定には集荷に最も便利である地点を求めねばならない。

またこの計画地区はサンミゲル (San-Miguel) とアランアラン (Alangalang) の二つの異った行政区 (Municipality) にまたがっているから、両区の農家に不平を感じさせないように両地区から等しく便利な地点を選ぶ必要もある。

以上の点から両地区の中間地点、却ちカビテ・サンミゲル (Cavite san Miguel) 道に沿い、ボルジェ (Borsesh) への分岐点が妥当と思われる。

ここには古い小さな精米所が現在あるけれど、最早老朽化の段階にあるから、これに代って設置しても良い訳である。この地点の優位性を詳説すると、

#### (1) 位置の便宜性

a 集荷の点では上述のように両地区の全たく中間点にあって、便宜であるばかりでなく両地区農民もこの地点について不平を感じない筈である。

b 集荷上は隣接地域からの集荷にも便宜であり、カビテ・サンミゲル道は舗装されていて、そのまま一級国道に連っており近接の町々へは勿論、港のあるタクロバン (Tacloban) 市へ容易に到達できる。

#### (2) 土質・ボーリング未着手

(3) 氾濫・精米所が現存している点から雨期の氾濫のおそれはないと思われるが不確である。

#### (4) 現存施設との関係

a 地区内外には小型コーノ (Cono) やキスキサン (Kiskisan) 型の精米機が散見されるが、いずれも処理能力は小さい。

b 近接の町ハロー (Jaro) とパロー (Palo) に夫々 500 cavs 1,000 cavs の収容力のある FACOMA 所属の倉庫があり、またアランアラン町には 15,000 cavs の収容力のある倉庫がある。後者は殆んど利用されておらず、これを活用してはとの意見もあったが、調査の結果増築の余地に乏しく、また立地の関係からも上記のように新設が適当と判断された。

以上のように近接地に倉庫はあるが将来の増産を考えると可成り倉庫に不足を来すものと予想される。同様に精米施設についても現存施設の経済的老朽の点は論外としても、この地方では不足が感じられた。

(註) "Survey of warehouses by committee composed of PNB, DBP, ACA as of July, 1967" によれば Leyte province の倉庫不足は次の通りである。(単位: 56キロ入り精米千袋)

倉庫の必要とする収容力	775.0
現在の倉庫の収容力	353.4
差引必要な収容力	421.6

## 2. 計 画 基 準

この地区のかんがい配水計画によれば、水稻栽培の予定面積は 1,080ヘクタールで、近い将来のヘクタール当り収量は第一期作で 3.5トン、第二期作で 4トンが期待されている。従って年間の粗生産量は次の通りとなる。

第一期作	85,910 cavs	(3,780トン)
第二期作	98,180	(4,320 )
合 計	148,090	(8,100 )

この年間粗生産量に対し、販路にのほらない粗数量を次の諸項目別に算定した。

### (1) 農家の自家消費量

$$350戸 \times 5人 \times 5 cavs = 8,750 (\text{単位 cavs/年当})$$

### (2) 種 子 量

$$4 cavs \times 1,080 \text{ヘクタール} = 4,320$$

### (3) 飼 料

$$\text{農家自家消費量の } 6\% = 525$$

### (4) 圃場における損失

$$\text{総生産量の } 2\% = 3,682$$

### (5) 臨時雇等への現物支払

$$\text{総生産量の } 10\% = 18,409$$

合 計

35,686

(注) 第一項 農家個数は地区内の現在数。家族当り人員は現在 4.5人であるが、この国の年間人口増加率 3.2%を考慮し、近い将来 5人に増すものと予想した。一人当り年間粗消費量は現在 4.6 cavs であるが、産米の増加に伴い 5 cavsに達するものと予想した。

第二項 一般にヘクタール当り種子 所要量は 1 cavs、年に二作として 2 cavs であるが貯蔵中の損失、選種による減量或は災害等に対処し、必要量の倍量を準備するものとした。

第三ないし第 5 項の係数は "Disposition of palay output in the Philippines, 1954/55 to 1964/55" によった。

圃場における損失が多いように思われるかと思うが、RCA その他の政府機関の調査によれば、収獲後の圃場に一平方米当り 300粒の粗が落ちており、この粒数は収量の 6%に当たることであるから圃場での損失見積 2%は過大な係数とは思われない。臨時雇等に対する現物払 10%の見積はレイテ地方に付ては過少かと思われる。

この地方では村内の労働力ばかりでなく可成り季節移動労働者に頼って穂摘式の収獲をしているからである。

以上の年生産量と非販売量との差が販売される。換言すれば貯蔵の対象となる数量である。即ちその数量は

$$184,090 - 35,686 = 148,404 \text{ cavs}$$

生産量に対する販売量の割合は

$$148,404 \div 184,090 = 80.6\%$$

販売量のより多い時期は生産量の多い第二期作(98,180 cavs)と予想されるから設計基準はこの時期の数量に基づかねばならない。

即ち、その量は

$$\text{収納計画量} = 98,180 \times 0.806 = 79,133 \text{ cavs}$$

#### A 精米計画

中部ルソンの米の主産地での調査によれば、生産籾の処理のパターンは

1. その63%は精米されて販売
2. 残り37%は籾で販売
3. 精米期間は3乃至6ヶ月

この計画地域でも増産が期待通り達成されれば、ルソンにおけるパターンに従って処理されるものと予想される。従って

- 1) 精米期間を最も短かく3ヶ月と仮定すれば、一期間に精米される数量は最大限

$$79,133 \times 0.63 = 49,770 \text{ cavs}$$

従って1ヶ月当り16,590 cavs, 1日当り553 cavsの精米能力を必要とする。

- 2) 精米期間を最も長く6ヶ月と仮定すれば、一期間の総数量49,770 cavs は1ヶ月当り8,295 cavs, 1日当り276 cavs の精米能力を必要とする。

以上の3ヶ月乃至6ヶ月間に処理すべき数量から判定し、差当り300 cavs/Rhrの能力をもつ精米機で充分である。即ち6ヶ月操業を仮定すれば1日12時間の稼働で足り、3ヶ月という短期間を仮定しても24時間操業で処理できるからである。

#### B 乾燥計画

この地域で特に考慮を払わねばならぬのは、農家はその生産籾を脱穀後直ちに持込んでくるから、籾の水分含量は高く、これを最小の投資額で、籾の損失を出来るだけ少なくし、且つ精米後の完全粒の割合をより多くするにはどのような乾燥方法が経済的に最も合理的であるかである。

設計基準としては乾燥上最も支障の多い雨期の収穫物、即ち第一期作の搬入量によった。その数量は $85,910 \times 0.806 = 69,243 \text{ cavs}$ である。

(註) タクロバン観測所の過去10ヶ年の記録によれば年間の降雨分布は11月と12月に最も多く、年平均降水量(10ヶ年平均2,014 mm)に対し夫々12.6%及び12.3%を示している。次にこの作期の収穫期の巾は、収穫が穂摘み式で雇傭労力を多く要する関係から、田植時期の巾は広く、従って収穫期も90日余りに亘っている。

将来はこの刈取方法も改善されると思われるので、ここでは籾の搬入時期の巾を70日におさえた。この仮定によれば、搬入日量は平均  $69,243 \div 70 = 989 \text{ cavs}$  となる。

この日量に必要な乾燥機を備えねばならぬとすると、その台数が多いばかりか、投資額も増し、また乾燥機の稼働日数即ち利用度をも低下させることになる。そこで貯蔵箱の利用が考えられ、これによって乾燥機の台数を減し得る筈である。このことは逆に乾燥機の利用度を当然増す故である。

そこで貯蔵箱と乾燥機を等分に利用するとすれば、ピーク時の搬入量は半減し、直接乾燥機で処理する量は  $989 \text{ cavs}$  の半量  $494 \text{ cavs}$  となる。

この方法による利点を挙げれば次の通りである。

- 1) 乾燥機の効率の増加
- 2) 乾燥機に対する投資額の減少
- 3) 乾燥経費の低減
- 4) 胴割を最小限度に止め、精米歩留の増加
- 5) 搬入量の急増する日にも貯蔵箱の活用によってこれを消化できる。
- 6) 貯蔵箱の利用により品種別の取扱が容易になる。

但し搬入される籾の含有水分が著るしく多い場合には、貯蔵中の変質や、乾燥中の支障をよく考えて、乾燥機の稼働計画と貯蔵箱への収納量を案配せねばならない。若し以上のように一日当り乾燥取扱量を  $494 \text{ cavs}$  と想定すれば必要な乾燥機の台数は  $150 \text{ cavs} / 12 \text{ hr}$  のもの2台、或は  $300 \text{ cavs} / 12 \text{ hr}$  のもの1台となる。

これを24時間フル稼働すれば1日当乾燥量は  $600 \text{ cavs}$  となる。しかし24時間継続運転は事実上不可能なので、24時間運転、8時間休止を繰返し4日間／サイクルの方法によれば  $1,800 \text{ cavs}$ 、即ち1日当り  $450 \text{ cavs}$  の乾燥が可能である。この量は必要量  $494 \text{ cavs}$  より  $44 \text{ cavs}$  少ないが、この程度の量では乾燥機を1台増すほどではないから、これを貯蔵箱へ廻すこととする。

## C 貯蔵庫の計画

一般に穀物は三つの方法によって貯蔵されている。

- 1) 袋貯蔵或は堆積貯蔵
- 2) バラ貯蔵
- 3) 袋貯蔵とバラ貯蔵の組合せ

このセンターの場合、第三の方法がよいと思われる。この方式によれば、乾燥関係で種々の利点のあることは別としても、包装材料の節約、運転経費の軽減、穀粒の最小の減損等の利点が挙げられる。

さきに挙げた精米と籾の販売比率  $63:37$  をもととして、バラ貯蔵と袋貯蔵の比率を  $6:4$  と想定する。この比率によればピーク時の(第二期作)総貯蔵量は次の通りである。

バラ貯蔵による数量  $47,400 \text{ cavs}$       袋貯蔵による数量  $31,600 \text{ cavs}$



1) バラ貯蔵に必要な面積

所要貯蔵量 47,400 cavs (2,085,600kg)

1立方メートルの粗重は約864kg, これを5.5メートルの高さに積むとすれば

$$\text{所要面積} = \frac{2,085,600}{864 \times 5.5} = 1,041.7 \approx 1,042 \text{ 平方メートル}$$

貯蔵箱の奥行きを6メートルとすると, 貯蔵箱の延積巾は173.6メートルとなる。

この箱を倉庫の両側に並べれば, 一辺の長さは86.8メートル $\approx$ 87メートルとなる。

2) 袋貯蔵に必要な面積

所要貯蔵量 31,600 cavs

積上げの高さを7メートルとし, 1立方メートルに8cavs積めるとし, 架台間の通路に2割をさかねばならぬとすると, 次の式が成り立つ

$$31,600 = (\text{床面積}) \times 7.0 \times 8 \times 0.8$$

従って床面積705平方メートルが得られる。

若し12メートル巾に積むとすれば, 床面積の長辺は58.7メートル $\approx$ 59メートルとなる。

3) 精米機及び乾燥機の所要面積 140平方メートル

4) 事務室兼検査室の面積 80平方メートル

これは倉庫そのものの中に設けるよう設計した。

5) 通路その他に必要な面積 656.4平方メートル

従って総所要面積は

袋貯蔵	705平方メートル
バラ貯蔵	1,046
精米機及び乾燥機	140
事務室	80
エンジン室	25
通路その他	656.4
合計	2,652.4平方メートル

以上の所要面積から横巾を30.2メートルとすると奥行きは87メートルとなり, これにエンジン室25平方メートルが加わる。

6) 貯蔵箱の所要面積

バラ貯蔵される粗に有効に通気するため, 積み目の深さを約17呎即ち5.18メートルとした。従ってこの箱の横巾6メートル, 奥行き6メートル, 高さ5.5メートルとすると一箱の有効体積は $6 \times 6 \times 5.5 = 198$ 立方メートルとなる。この体積でバラ貯蔵量を割れば貯蔵箱の筒数が得られる。即ち,  $5,729 \div 198 = 28.9 \approx 28$ 箱、

この貯蔵箱は14筒宛倉庫の両側に並置される。

#### D 補助機械機具

このセンターの設計には幾つかの調製加工に必要な機械器具が附ずいている。斯種の機器の利用によって品質管理の実効が挙げられるばかりでなく、工場の能率も著るしく増進する。次に主な機器を挙げ、その作用の概要を述べる。

- 1) 通気装置 四方を丈夫な板でこさえ、底部はメッシュ・ワイアを二重に張った貯蔵箱に有効に通気を計るため、移動性の送風機とモーターの組合せたものを備え、水分を調節する。この装置は燻蒸剤で害虫防除をする際にも利用する。
- 2) 原料選別機 搬入された籾を先ずこの機械にかけ、異物や不稔籾を除去する。これにより乾燥の効率を上げると共に精米作業も容易となる。
- 3) 自動秤 原料選別後と乾燥後に籾を秤量すれば除去された異物等の量や貯蔵量が正しく記録される。
- 4) 台秤 搬入時の籾或は販売前の籾や精米を袋毎に秤量するのに必要である。
- 5) 移動性ニューマテイク・コンベア 貯蔵箱への籾の出し入れ、また貯蔵箱から乾燥機への運搬に必要であり、労働力は可成り節約される。
- 6) 温度計と水分検定器 貯蔵箱内の湿度及び貯蔵籾の水分含量を知るのに必要である。
- 7) 発電室 この地区には送電されていないので(アランアランの町には夜間だけ送電されている)、このセンターでは発電室を設け動力を要する機械に送電し併せて必要な照明をする。

#### 3. 所要金額の見積りとその仕様

このセンターの運営は民間に委託されることになっている。

従って施設費を少なくする必要から、できるだけ国産の機具機材を使用することとした。その見積金額及び仕様は次の通りである。

事項	仕様	数量	単価 ( ¥ )	合計金額 ( ¥ )
倉庫の建設	鉄骨平屋建	1	177,000	177,000
事務室を含む	床コンクリート 屋根及び側壁波型鉄板張 詳細別図			
精米機	コーノ型精米機 300cavs/12時 70H.P.ディーゼルエンジン付	1	109,000	109,000
乾燥機	平型DAE及びUPCA乾燥機 火焔送風機モーター調節機付	2	18,000	36,000
貯蔵ビン	木造組立式 側壁は共通 横巾、奥行共に6米、高さ箱自体	28	-	143,500

	付5.5米, 底部0.6米, 箱の底部 はメッシュワイアを二重に張る。			
袋貯蔵用架台	各架台は底部に4本の角材(3"× 3"×3'2")を並べ3枚の原板 (6'×12"×1")を1"間隔に並べ る。	319	36.61	11,700
送風機	3,400CFM 所要馬力 3.5HP	14	600	8,400
原料選別機	3.5トン/時 0.75kWモーター付	1	11,000	11,000
自動秤	0.55トン/cye	1	11,000	11,000
台秤	1トン	2	1,000	2,000
	0.5トン	2	700	1,400
ニューマテイクコンベア	移動型	1	10,000	10,000
温度計	Probe型	14	100	1,400
電気水分計		2	1,300	2,600
発電室	32キロワット発電機2基	1		100,760
配線及び照明を 含む	配電盤動力配線 照明配線を含む 発電室10米×13米 高さ4米			
総計				625,760

(註) その他必要な機械機具及び施設, 例えば運搬用トラック, 袋口縫ミシン, 脱穀機, 粗脱穀処理物等は収益性の算定並びに販売方法の調査後に決定するものとする。

#### 所要金額見積りとその仕様に関する資料

##### 1) 倉庫(事務室を含む)

###### a 倉庫の可能収容力

$$30.2\text{米} \times 8.7\text{米} \times 7\text{米} \times (8 \times 0.8)\text{cavs} = 117,707\text{cavs}$$

(所要収容力の148%)

###### b 標準倉庫の建設費によるcavan当り単価 1.34

$$\therefore \text{費用} = 117,707 \times 1.34 = 157,727$$

鉄骨組立費はマニラ市以外では25%増し, 即ち  $37,950 \times 0.25 = 9,500$

###### c エンジン室25平方米は平方米当り単価 50として 1,250

###### d 従って合計金額は $157,727 + 9,500 + 1,250 = 168,477$

これに予備費5%, 即ち 8,423を見積る。

e 総費用は  $168,477 + 8,423 = 176,900 \doteq 177,000$

2) 貯蔵ビンの材料とその費用

a jaist

所要体積 0.65 立方米  $\doteq$  23 立方呎

BF は  $23 \times 12 = 276$

yacal wood の B. F. 当り単価 0.95

$\therefore$  費用 =  $276 \times 0.95 = 262$

b Floaring

所要体積 0.37 立方米 = 13.1 立方呎

B. F. =  $13.1 \times 12 = 157$

apitong wood の B. F. 当り単価 0.40

$\therefore$  費用 =  $157 \times 0.40 = 62.8 \doteq 63$

c Ply wood

所要板数 53 耐水性合板の単価 15

$\therefore$  費用 =  $53 \times 15 = 795$

d Post

支柱を含む柱の体積 6.02 立方米

B. F. =  $212.6 \times 12 = 2,551$

yacal rough の B. F. 当り単価 0.93

$\therefore$  費用 =  $2,551 \times 0.93 = 2,372$

e メシュ・ワイアを除く1箱当り費用

$262 + 63 + 795 + 2,372 = 3,492$

f この貯蔵ビンは組立式とし、隣りの箱とは側壁を共通にする。

1 側壁の費用 =  $\frac{3,492}{5} = 698$  側壁数 =  $84 + 30 = 114$

従ってメシュ・ワイアを除く箱の費用は合計して

$698 \times 114 = 79,572$

g メシュ・ワイア

貯蔵ビンの床面積の総計は 1,008 平方米 = 10,850 平方呎

銅製メシュ・ワイア  $1/16'' \times 3'$  のもの呎当り単価 3.20

$\therefore$  費用 =  $\frac{10,850}{3} \times 3.2 = 11,600$

普通のメシュ・ワイア  $1/2'' \times 1/2'' \times 3'$  のもの呎当り単価 1.50

$$\therefore \text{費用} = \frac{10,850}{3} \times 1.50 = 5,420$$

$$\text{合計費用} = 11,600 \times 5,420 = 17,020$$

h ボルト及び釘

木材費の16%と見積る。

$$\therefore \text{費用} = 79,572 \times 0.16 = 12,732$$

i 労力費

総材料費の25%と見積る。

$$\therefore \text{費用} = (79,572 + 17,020 + 12,732) \times 0.25 = 27,331$$

j 貯蔵ビンの施設費総計

木 材	79,572
メッシュ・ワイア	17,020
ボルト・釘	12,732
労 賃	27,331
合 計	136,655
5%の予備費	6,832
総 計	143,487 $\doteq$ 143,500

### 3) 通風方式

a 風量, 水分含量 18%乃至12%に対し 2.50 CFM/cavs

b 貯蔵箱の容量 1,480 cavs

c 粗の堆積深 16呎

d 所要静圧 4吋

e 所要馬力は  $Q \left( \frac{P+0.25}{4,700} \right)$  による

$$\text{この場合 } Q = 1,480 \times 2.5 = 3,700 \text{ CFM} \quad P = 4 \text{ 吋}$$

$$\therefore \text{HP} = 3,700 \times \frac{4+0.25}{4,700} = 3.34 \doteq 3.5$$

f 送風機仕様 3,700 CFM

静 圧 4 SWP

電 動 機 3.5 HP

送風機一式の価格 ¥ 600

個 数 14

従って送風装置の合計金額  $600 \times 14 = 8,400 \text{ ¥}$

### 4) 木製架台

各台は4本の角材(3"×3"×3'2")と3枚の厚板(6'×12"×1")からなる。

4本の角材の体積0.75立方呎=9 B.F. 単価 0.3

- ∴ 費用  $9 \times 0.93 = 8.37$   
 3枚の厚板の体積  $6 \times 1 \times 3 = 18 \text{ B.F.}$  単価 0.95
- ∴ 費用  $18 \times 0.95 = 17.10$   
 木材の価格  $8.37 + 17.10 = 25.47$   
 木材価格の15%を釘の価格とすれば 3.82
- ∴ 総材料費  $25.47 + 3.82 = 29.29$   
 労力を総材料費の25%とすると 7.32
- ∴ 1架台当り価格は  $29.29 + 7.32 = 36.61$   
 架台数 319  
 従って総費用は  $36.61 \times 319 = 11,678 \div 11,700$

### 5) 発電設備

#### a 照明

- 倉庫の床面積  $30 \times 88 = 2,640$  平方米  
 $2,640 \times 10.764 = 28,416$  平方呎  
 500ワットの電球の照明範囲  $24 \text{ 呎} \times 24 \text{ 呎} = 576$  平方呎  $\div 580$  平方呎

$$\text{所実行球数} \frac{28,416}{580} = 48.9 \div 50$$

$$\therefore \text{総 kW} \frac{500 \times 50}{1,000} = 25 \text{ kW}$$

$$\therefore \text{HP} = 25 \times \frac{1}{0.746} = 33.5 \text{ H.P.}$$

#### b 乾燥機

$$1 \text{ 台当り所要 H.P.} = 3/4 \text{ H.P.}$$

$$\therefore 2 \text{ 台分} \quad 3/4 \times 2 = 1.5 \text{ H.P.}$$

#### c 原料選別機

$$\text{所要 H.P.} \quad 2 \text{ HP}$$

#### d 送風装置

$$1 \text{ 台当} \quad 3.5 \text{ H.P.} \quad 14 \text{ 台分} \quad 3.5 \times 14 = 49 \text{ H.P.}$$

$$\text{従って総所要 H.P.} \quad 33.5 + 1.5 + 2 + 49 = 86 \text{ H.P.}$$

$$(\text{総 kW は } 86 \times 0.746 = 64 \text{ kW})$$

#### e 発電機

32 kWの発電機2台を必要とする。

$$1.5 \text{ kW分の価格} \quad 2,000$$

$$\therefore 1 \text{ 台当り価格} \frac{2,000}{1.5} \times 32 = 42,600$$

$$2 \text{ 台分} \quad 42,600 \times 2 = 85,200$$

この価格の5%は配電盤その他の機具に必要とすれば

$$85,200 \times 0.05 = 4,260$$

従って合計価格は  $85,200 + 4,260 = 89,460$

f 発電室

面積を  $10 \text{ 米} \times 13 \text{ 米} = 130 \text{ 平方米}$  とす。

1 平方米当り建設費は 50

∴ 発電室の費用 =  $130 \times 50 = 6,500$

g 発電室の総価格

$$89,460 + 6,500 = 95,960$$

予備費をその5%とすれば  $95,960 \times 0.05 = 4,798 \approx 4,800$

従って総費用は  $95,960 + 4,800 = 100,760$

## 精米及び貯蔵施設の経済的背景

農業生産は気象条件に影響され季節毎の生産量の変異は著しくまた不規則なのを特徴としている。他方農産物の消費は変動が少なく殆んど一定した需要を形成している。従って農産物に対し、ある特定の時期即ち季節的に生産のかたよらないよう、生産の巾を拡げることが常に要求されている。

穀物の販売上非常に重要な問題の一つは、個々の農家はその生産物を有効に貯蔵する能力に欠けている点である。このため農産物の販売を調節し、高値の際に利益をあげる途をなくしている。販売問題こそ需要と供給を調節する最終的方途にはかならない。米の販売に限定して考えても、生産者に最も妥当な報酬を確保し且つ販売関係者に公正な取扱マージンを得させるために、貯蔵従って倉庫に関し有効適切な方策が工夫されねばならない。

上記の観点から初貯蔵に関する経済性に付いて考察してみたい。

次に進歩したバラ貯蔵の方法と精米工場の経済的利点の二、三を挙げる。

1. 基本的に固定費となっている袋或は容器の費用の一部が減少する。
2. 米の劣化、砕けまた胴割等による質的損失を防ぐ。
3. 常に効率が高く、工場の操業度も高い。
4. 燻蒸剤の使用、温度の調節、乾燥処理により確実に品質管理がなされる。

しかし乍ら、貯蔵設備や加工方法に付いて以上のように設定したものをより良く改善するには投資額の増設が必要である。この点を別としても予想収益と対比してその危険負担に付ても考慮を払わねばならない。

あれこれ考えると、収益性を算定し、別の代替案との収益率を比較して経済的判定がなされねばならない。その上、他の費用は別としても、少くとも経済費の節減や材料の損耗の減少による利益から得られる有利性も判定上欠かせないことである。



## 勸告

精米貯蔵施設についての完全な収益性調査をするのに必要な準備期間が極めて限られていたもので、上述のように施設の設計に不可欠な収益性及び販売計画に関する部分は割愛せざるを得なかった。

よってこの部分に関する調査の続行されること、またこの場合の調査団は引続き両国の Counterpart によって構成されること。調査に際しては必要な充分の期間が与えられることが勸告される。

# 付 属 資 料

# I 数量一覽表

取水堰数量一覧表

	№ 1	№ 2	計
A種コンクリート $m^3$	344.81	449.58	794.39
B種6'コンクリート "	679.70	220.20	899.90
" 2' " "	8.48	9.31	17.79
C種コンクリート "	2.22	2.24	4.46
型 枠 $m^3$	1,747.28	1,869.61	3,616.99
止水板 $m$	28.95	28.93	57.88
エラスチック・ファイバー $m^2$	17.78	15.30	33.08
シート・パイル $m$	255	127	382
鉄 筋 $kg$	24,301.94	30,793.63	55,095.57
鋼 材 "	3,050.06	3,110.58	6,160.64
木工沈床 $m^2$	773.00	173.40	946.40
ゲ ー ト	1.6 $m \times$ 4.0 $m \times$ 1ヶ ローラーゲート 1.0 $\times$ 2.0 $\times$ 2ヶ スルースゲート	1.6 $m \times$ 3.0 $m \times$ 1ヶ ローラーゲート 1.0 $m \times$ 3.0 $m \times$ 2ヶ スルースゲート	
堀 削 $m^3$	3,545.09	3,327.46	6,882.55
埋 戻 盛 土 "	10,534.93	1,938.33	12,473.26
そ の 他			

水路工数量一覧表

	△種 コンクリート	C種 コンクリート	掘 削	埋戻盛土	型 枠	鉄 筋	ワイプホール 用砂利	砂 利
連絡水路	404.44		1,478.78	3,351.96	3,099.93	13,661.97	58.73	
幹線水路	757.63	215.46	13,343.40	5,862.18	6,854.78	10,552.68	71.06	486.50
支線水路 A		121.12	5,528.52	29,596.26	742.45			1,762.50
" A /			1,656.03	5,927.47				
" B		167.47	1,148.75	2,741.50	1,546.23			
計	1,162.07	504.05	23,155.48	47,479.37	12,243.39	24,214.65	129.79	2,199.00

サイホン工数量一覧表

	国道サイホン	小サイホン No. 1	小サイホン No. 2	計
A種コンクリート	40.91	19.72	19.23	79.86
型 枠	196.41	108.92	95.13	400.46
B種2 <sup>号</sup> コンクリート	3.99			3.99
止水板 B=150	24.20			24.20
ヒューム管	φ600		24.29	24.29
	φ700	15.00		15.00
練 石 工		17.15	9.72	26.87
ちりよけスクリーン	211.26	112.84	83.78	407.88
掘 削	272.28	241.30	253.33	766.91
埋 戻 盛 土	257.56	206.88	252.56	464.44
鉄 筋	2,165.02	916.20	853.45	3,934.67

分水工数量一覧表

	1号分水工	2号分水工	3号分水工	計
A種コンクリート	64.35	48.22	21.00	133.57
B種2 <sup>号</sup> コンクリート	0.09	0.05		0.14
型 枠	335.55	253.49	156.36	745.40
止 水 板	15.87			15.87
エラスチック・ファイラー	3.01			3.01
捨 石 工	15.86	30.93	32.20	78.99
鉄 筋	3,465.68	2,065.39	1,411.44	6,942.51

落差工数量一覧表

タイプ	水路名	落差	△種コンクリート	型	種	鉄	筋	空	石	積	木	材	ゲ	一	ト
A	L-A-II	1.0m	6.73		39.41	442.94	32.05				0.41		1.70m×0.8m×1ヶ		
B	L-A-III	1.0	13.62		89.94	876.96	61.14				0.96		1.30 ×0.60×3		
C	"	0.75	19.95		130.55	1,315.60	101.90				1.60		1.30 ×0.60×5		
D	"	0.5	3.67		22.36	242.23	21.38				0.32		1.30 ×0.6 ×1		
E	L-A-V	1.0	2.88		33.15	137.85	25.50		26.01		0.42		0.90 ×0.35×3		
F	L-A-VI	0.8	3.36		38.44	176.40	30.92		25.36		0.52		0.70 ×0.35×4		
G	L-A/-I	1.0	17.20		120.84	1,119.72	73.92				1.28		1.30 ×0.60×4		
H	"	0.5	3.46		21.67	226.93	18.48				0.32		1.30 ×0.60×1		
I	L-A-II	1.0	23.28		170.94	1,487.64	100.08				1.68		1.10 ×0.5 ×6		
J	"	0.5	6.26		42.02	406.34	33.36				0.56		1.10 ×0.55×2		
K	L-B-II	1.0	3.84		43.52	172.96	42.44		34.48		0.60		0.90 ×0.35×4		
L	"	0.5	1.89		21.84	88.98	22.92		19.89		0.36		0.90 ×0.35×3		
Total			106.14		774.68	6,694.55	563.09		105.74		9.03				

水路橋数量一覧表

	水路橋	水路	トランジション	計
A種コンクリート	10.03	12.45	4.18	26.66
型 枠	81.04	66.51	46.74	194.29
鉄 筋				1,232.45

余水吐数量一覧表

	A種コンクリート	型 枠	鉄 筋	盛 土	練石積
幹線水路余水吐	34.88	206.86	1960.12		
支線水路余水吐 №1				46.55	74.32
” №2				136.00	80.68
” №3				216.00	24.58
” №4				135.00	16.92
” №5				122.40	38.75
” №6				119.70	34.80
” №7				126.00	20.35
計	34.88m <sup>3</sup>	206.86m <sup>3</sup>	1960.12kg	901.65m <sup>3</sup>	290.40m <sup>3</sup>

取水樋管数量一覧表

A種コンクリート		91.87m <sup>3</sup>
鉄 筋		4,003.91kg
型 枠		983.89m <sup>3</sup>
ヒューム管	φ150	63.20m
	φ200	57.90m
	φ250	26.30m
	φ350	5.30m



道路工数量一覧表

	道路Ⅰ	道路Ⅱ	道路Ⅲ	計
掘削	517.7	968.8	198.8	1,685.30
盛土	712.0	2,939.9	2,630.2	6,582.10
砂利	333.75	466.13	485.63	1,285.51

橋梁数量一覧表

	管理橋	農道橋	計
木桁	12.121	12.89	25.01 <i>m</i> <sup>2</sup>
木枕	18	14	32 本
木板	5.38	1.64	7.02 <i>m</i> <sup>2</sup>
ポルト	182 ケ	150	332 ケ

暗渠工数量一覧表

	A種コンクリート	型枠	空石積	R . C . パイプ			
				φ700	φ800	φ900	φ1,200
№ 1	1.47	15.03	33.18				12.0
№ 2	0.97	9.94	26.04			12.0	
№ 3	0.97	9.94	26.04			12.0	
№ 4	1.00	10.16	26.04		8.0		
№ 5	0.71	7.14	16.57	8.0			
計	5.12 <i>m</i> <sup>2</sup>	52.21 <i>m</i> <sup>2</sup>	122.87 <i>m</i> <sup>2</sup>	8.0 <i>m</i>	8.0 <i>m</i>	24.0 <i>m</i>	12.0 <i>m</i>

数量一覧表(サンミゲール地区)

A 用 水 路

1. チェックゲート及び支線(水路構造物は除く)

項 目	単 位	チェックゲート	支 線		
			A	A <sub>1</sub>	B
掘 削	m <sup>3</sup>	966.0	10,941.8	632.0	184.16
盛 土	"	137.0	19,463.9	4,324.58	3,226.9
埋 戻	"	525.0			
A コンクリート	"	248.21	137.49		
6' コンクリート	"	60.98			
玉石コンクリート	"	20.88			
型 枠	m <sup>2</sup>	702.78	914.19		
鉄 筋	kg	8,495.22	3,840.15		
木工沈床					
丸 太	m <sup>3</sup>	31.62			
ボ ー ル ト	kg	106.52			
玉 石	m <sup>3</sup>	31.10			
止 水 板					
B = 150	m	35.20			
B = 200	m	13.90			
手摺用鉄管	kg	167.10			
鉄 バ シ ゴ	kg	36.01			
伸 縮 板	m <sup>2</sup>	4.40	0.57		
マスチックファイラー	m <sup>2</sup>		0.01		
ド レ ー ン	"	3.93	33.47		
ローラーゲート	式	1			
スルースゲート	式	1			
ウイープホール	式		146		

2. 分水工及び落差工

項 目	単位	分 水 工		落 差 工				支線 A
		№ 1	№ 2	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	
A コンクリート	m <sup>3</sup>	3858	16.15	1553	1553	1345	7.77	
型 枠	m <sup>2</sup>	249.37	124.04	69.14	69.14	50.40	35.45	
鉄 筋	kg	2,064.39	604.54	643.85	643.85	592.62	412.81	
止 水 板	m	14.34						
伸 縮 板	m <sup>2</sup>	2.99						
ゲート 2.0 × 0.8	式	1						
1.0 × 0.5 5	式	1						
1.0 × 0.6	式		2					
1.0 × 0.7	式			1	1			
0.9 × 0.5 5	式					1		
0.75 × 0.4	式						1	
捨 石	m <sup>3</sup>	1.76		8.2	8.2	7.35	5.48	7.75
木 材	"							0.64

3. サイホン, 暗渠及び取入樋管

項 目	単 位	サイホン	暗 渠					取入樋管
			支 線 A			支 線 A <sub>1</sub>		
			I.P. 5	№ 1 +686.9	I.P.12	№ 0 +433.1	№ 1 +653.1	
掘 削	m <sup>2</sup>	289.04						
盛 土	"	2139						
埋 戻	"	199.45						
A コンクリート	"	13.34						
6' コンクリート	"	8.07						
型 枠	m <sup>2</sup>	1488.2						
鉄 筋	kg	1740.71						
スクリーン 用鋼材	kg	336.78						
鉄 バ シ ゴ	kg	43.17						
練 石 積	m <sup>2</sup>		15.46	15.32	19.35	16.00	9.35	
捨 石	m <sup>2</sup>		8.55	8.55	6.53	6.56	3.71	
R . C . パイプ								
Ø 1 5 0	m							48.0
Ø 2 0 0	m							52.0
Ø 2 5 0	"							81.0
Ø 3 5 0	"							7.0
Ø 4 0 0	"						5.0	
Ø 4 5 0	"	20.0						
Ø 7 0 0	"		12.0	12.0				
Ø 8 0 0	"					7.0		
Ø 9 0 0	"				9.0			
ゲ ー ト								
Ø 2 0 0	式							28
Ø 2 5 0	"							14
Ø 3 5 0	"							1

4. 放 水 工

項 目	単 位	支 線 A				支 線 A <sub>1</sub>			支 線 B	
		№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 1	№ 2	№ 3	№ 1	№ 2
掘 削	m <sup>2</sup>		229.04	541.88		77.06	302.25	10.89		256.55
盛 土	"		14			116.34	169.28	355.07		84.68
練 石 張	m <sup>2</sup>	112.40	87.54	101.10	107.07	28.62	16.94	13.89	33.55	128.6

B 排 水 路

項 目	単 位	排水路	落 差 工	
			№ 1	№ 2
掘 削	m <sup>2</sup>	3,478.0	6.	
盛 土	"	1,728.0		
A コ ン ク リ ー ト	"		6.93	6.93
型 枠	m <sup>2</sup>		62.92	62.92
鉄 筋	kg		598.68	598.68
捨 石	m <sup>2</sup>		8.19	8.19
鋼 材	kg		49.2	49.2

C 連 絡 道 路

項 目	単 位	道 路			暗 渠	橋 梁
		I	II	III		
掘 削	m <sup>2</sup>	469.6	614.1	636.7		
盛 土	"	568.7	264.0	895.2		
練 石 積	m <sup>2</sup>				14.42	
木 材	"					5.51
鋼 材	kg					139.92
R.C.パイプφ1,000	"				7.0	

# Ⅱ 仕 様 書

## A 共通仕様書

## 第一章 伐開及表土処理工事仕様書

1. 全用地から担当技師 ( the engineer ) が保存を命じた木を除いて、全ての木、切株、かん木、根、草木、丸太、くず、その他障害物を取り除かなければならない。  
そのような物件は燃やすか、現場より移すか、担当技師が承認した方法で処理をしなければならない。又、公安、その他第三者に被害を与えないように注意しなければならない。
2. また刈り取られていない作物がある所では収穫するか、請負人が担当技師より施工準備のため、疑問の場所の伐開を文書で許可をとらない限り、伐開してはならない。
3. 盛土下の現地盤は全ての有機物を除去する。盛土が 30 cm 以上の水圧を受ける所か、道路の基礎となる処では、上記盛土の基礎となる現地盤面を前に指示した伐開に加えて、少なくとも 15 cm 掘り取らなければならない。
4. 雑草その他を燃やして処理する場合は、消火に留意しなければならない。
5. 伐開作業終了後、担当技師の検査を受けた後でなければ、次の作業に着手してはならない。



## 第二章 水路掘削工事仕様書

1. 掘削は図面に示されるものか又は担当技師が定めた標高，法，寸法までしなければならない。  
しかし，示された法，断面は施工前又は施工中に図面に示された傾斜，寸法の一部変更を命  
じることがある。

掘削は図面に示されるか又は担当技師によって示された標高，法，寸法まで技術的良心を持  
って仕上げなければならない。

土水路では過剰掘削は最大10 cmまで許される。

請負人は，図面に示された標高，法の許容誤差以上の過剰掘削に対し補修しなければなら  
ない。

この補修に対しては請負人は追加補償金を受取れない。

2. 予期しない不良土，埋設物又は埋木などは除去しなければならない。
3. 切取り箇所ノワキ水又はノリ面崩壊のおそれがある場合には，すみやかに担当技師の指示を  
受け，処理しなければならない。

請負人独自の判断に基いて処理した場合，失敗による全ての費用は請負人が負担しなければ  
ならない。

4. 担当技師によって埋戻土として適当と認められた水路掘削 (channel excavation) の流用掘  
削土は全部水路盛土，堤防又は構造物の裏込土として用いることが出来る。残土又は埋戻に適  
当でない土は担当技師が指示した土捨場に捨てなければならない。

### 第三章 盛土工事仕様書

1. 水路盛土及び堤防は担当技師の承認を得て、適切に準備された基礎の上に図面に示されるか担当技師によって示された標高、コウ配、寸法に施工しなければならない。かん木、根、芝或いは他の腐食物又は不適當な物件は盛土上に置いてはならない。

2. 盛土は適當なる機械施工によらなければならない。

30 cm 以内の圧力水頭を受け、且機械施工によって盛立てられる盛土は水平な層で施工し、施工中、盛土上の機械の運行はその車輪の転圧効果を最大に分布させるようにしなければならない。

直接、堀削土を流用した盛土の場合も水平に広げて施工しなければならない。

残土は望ましい転圧の程度まで締固めるものとする。仕上盛土は担当技師によって定められる程度の沈下は認められる。余盛を行なう場合はノリシリを所定の位置におき、余盛天バを見通して盛立てなければならない。

3. 30 cm 以上の圧力水頭を受けるか、又は道路盛土として使用される機械施工の盛土は転圧後引続き 20 cm を越えない厚さに広げ、出来得る限り水平にしておかねばならない。各層共、横断方向の全巾に広げ転圧しなければならない。転圧開始時、土の含水量は標準実験室転圧試験 (ASTM Designation : D 698-42T) によって定められた最適含水量かそれに近くなければならない。

上記必要量に適合するに充分な転圧のための含水量を持たぬ盛土材料は担当技師により指示されるように散水しなければならない。過度の含水量を持つ盛土材料は転圧される以前に適當な程度まで乾燥するものとする。

盛土層は横断の全巾まで広げ満足すべき含水比にした後、転圧しなければならない。

各層の転圧の程度は標準現場密度試験で定められる。各層は次層のまき出しが認められる以前に必要な転圧の % を得なければならない。

盛土としてまき出される土の種類により、必要転圧は次表の通りである。

AASHO 法によって得られた 標準転圧及び最大密度 (ASSHO 1-99-38)	必要最大転圧 最大密度の %	
	道 路	道路を除く
lbs. per cu. ft	%	%
90 - 99	100	80
100 - 109.9	95	80
110 - 119.9	95	80
120 - 129.9	90	80
130 以上	90	80

手動器具による盛土はゆるんだ状態で15cmを越えない層に広げ、散水を必要とするなら望ましい含水比を得られるよう散水し、上記必要転圧度と等しくなるよう手動で締固めなければならない。盛土は沈下を考えて担当技師によって指示された高さまで施工する。くり石、砂利、玉石は他の材料と一様に混合され、盛土中又は盛土下のどの部分にも固まってないように盛土中にまき出されなければならない。

4. 水路盛土や堤防が低い沼沢地を横切って施工されるとき、上層土が担当技師によって定められた基礎として不適当な処では、基礎部の上層土剝取を盛土工事以前に命ずる。

剝取及び剝取土の処分は補足的仕事であるから、工事費の対象にはならない。しかしながら、現地盤面より20cm以上の深さの剝取りが担当技師により命ぜられた時は20cm剝取土より下の剝取土は水路堀削(channel excavation)として支払われる。

5. 盛土敷内にワキ水や滞水がある場合は担当技師の指示に従い適当な排水処置を講じなければならない。
6. 新盛土を在来路面と一体とする場合はあらかじめその表面をかき起してから盛土を行ない、入念に締固めなければならない。

#### 第四章：土取土工事仕様書

1. 土取場は全ての不適當な材料を取り除く為に指示された通り伐開し、剝取りせねばならない。  
土取場は担当技師により指示された深さまで測量して掘削しなければならない。  
利用しようとする土取場は、一番近くの自然の排水口か担当技師によって指示された排水口まで排水出来るよう掘削しなければならない。
2. 水路盛土か堤防に近い土取場より盛土材料がとられた時は盛土の外側ノリシリと土取場の端の間に、図面に特に示されるか、担当技師によって指示されない限り3：1より緩い法をもつた5 m以上のバームを残さなければならない。土取場の表面は平坦で一様な状態に残しておくなければならない。

## 第五章 構造物掘削工事仕様書

1. 基礎は図面に示され、且担当技師によって指示された通りにフーチング、床、砂利ブランケットの底面、フィルター排水工、捨石工、練捨石工の外側線に従って掘削し労働者が自由に動ける寸法でなければならぬ。掘削寸法が明示されない場合は型枠の立込み、コンクリートの打込みなどの作業が安全にできるよう掘削しなければならない。
2. 普通掘削に関してはコンクリート、砂利ブランケット、捨石工、練捨石工が敷設される基礎は適当な機械器具で基礎を充分転圧し整形した後、定められた寸法、法で正確に仕上げなければならない。もし、普通掘削のどの点でも構造物の寸法、法以上に掘削されたなら、過剰掘削は担当技師の承認を得て選ばれた材料で埋戻し20cm以下の厚さの層にまき出し、水分を与え、特別のローラー締固め機又は他の承認された方法で完全に転圧しなければならない。

### 3. 施工中河川の切替及保護

請負人は施工中、必要な仮締切堤、水路、フルームその他仮設分水及び保護工を施工し管理しなければならない。請負人はそのために必要な全ての材料を備え施工中必要とされるいろいろな工事での排水に必要なポンプ施設をも備え設置し、維持し、作動しなければならない。

利用する必要がなくなったら、全ての仮締切堤、その他の保護工は河川から取り除き施工される構造物や河川の自然の流れを妨害しないよう担当技師が指示するように平坦にしなければならない。

請負人は自分の費用で洪水によって引き起された基礎又は他の仕事の損傷、又は分水及び保護工のどの部分に関する失敗に対しても責任を持たなければならない。

4. もし構造物掘削又は水路掘削の流用土が請負人によって仮締切堤や他の仮設保護工の施工に使用され、洪水によって洗い流されるか、請負人のそのような使用のため構造物埋戻や盛土に不適当となった場合はそれらの材料は請負人の費用で再敷設しなければならない。
5. 仮締切ダム、水路、フルーム及び他の仮設分水工、保護工を施工するための労務、機械、用品、資材を備える費用と必要時には何時でも工事が洪水を受けないように維持し、且つ仮締切ダムの資材の撤去をも含む費用及び契約工事が完成した後に必要とされる全ての仕事の費用は構造物掘削の請負単価に含まれる。
6. 基礎—可能な所では構造物は全て明り掘削で施工する。必要と認めた所では掘削は承認を受けた方法に従って支柱で支え筋かいを入れ、仮締切ダムで保護せねばならぬ。
7. 基礎は全て構造物の確かな支持力が得られるに必要な深さまで掘削しなければならない。  
掘削された土の確かな支持力が図面に記せられた支持力より小さい時は何時でも杭打又は適当な広がり基礎を用いる事がある。

フーチング底部の掘削は図面に示されたように概略であり、監督官は満足な基礎が得られるに必要なフーチングの寸法、標高の変更を文書で命じるかもしれない。

担当技師が文書で命じた支持力試験は土の支持力を決めるためのものである。

支持力試験の費用は別件工事として支払われる。

8. いかなる場合でも掘削の完了後は底地盤の土質支持力その他必要な事項について、担当技師の検査を受け、その承認を受けた後でなければ次の工事に着手してはならない。

## 第六章 構造物埋戻工事仕様書

1. 埋戻しされる部分にくづや他の障害物などは全て取り除かなければならない。埋戻しされる切土部分は排水よくしなければならない。泥やゆるんだものは埋戻し前に除去しなければならない。担当技師によって決められた適当な含水比を持つ埋戻土は30 cm以下の層にゆるくまき出し、それから出来得る限り転圧されるよう締固工具、ローラー又は締固め機で完全に締固めしなければならない。埋戻し作業の開始時刻は担当技師が決定する。
2. 埋戻土は前の地盤と同等以上の密度となるまで突固め仕上げしなければならない。
3. 埋戻し及び突固めに当っては構造物に偏圧を与えないように注意し、その施工方法はあらかじめ担当技師の承認を受けなければならない。

## 第七章 指定土取土工事仕様書

### 1. 路 盤

路盤はこの仕様書の第二章，第三章の適用出来る条項に従って準備しなければならない。

指定土取土のまき出し以前に前もって施工された路盤は異物を全て除去しなければならない。表面の適切な転圧や表面の変位は担当技師が検査する。路盤に現われるわだちや軟弱又はたわんだ部分や不適当な転圧をした部分や仕様書に述べられた表面の変位は第二章，第三章に従って仕上げなければならない。

### 2. 指定土取土 ( selected borrow )

土取場は必要と認められた場合は杭打された範囲内を伐開しなければならない。不適当な積みすぎは担当技師が定めたように剝取処理しなければならない。土取場の境界は担当技師が指示する。又、請負人は担当技師の承諾なしに示された深さより深く掘削してはならない。

全体の掘削深さは可能な限り一様で側法は担当技師が指示する傾斜に切らなければならない。

### 3. 資材は第三章 ' 盛土 ' の条項に従って図面に示されるか、担当技師が指示した位置に置かななければならない。



## 第八章 道路路床工事仕様書

### 1. 路 盤

路床は砂利使用とする。

路盤は砂利路床を施工する以前にこの仕様書の第七章の適用出来る条項に従って準備しなければならない。

また路床及び路盤の切盛土工は、次の各項によらなければならない。

- (1) 作業場は降雨及びワキ水に対して常に排水を完全にし、路床土の含水軟化を防止しなければならない。
- (2) 雨期においてワキ水のおそれのある場合は、担当技師に報告してその指示を受けなければならない。
- (3) 在来路床土が腐植土、軟弱な粘土、その他有害な土質の場合は監督員の指示に従い、適当な措置を講じなければならない。
- (4) 在来道路に直接路盤工をつくる場合は、路面の凹凸を切込砂利又は指示する材料で修正するものとする。また、路肩、側コウその他埋設する部分はよくすき取り清掃した後、指示する材料で埋込み転圧するものとする。
- (5) 転圧及び盛立によって破損のおそれがある地下埋設物はあらかじめ担当技師の指示に従って保護しておかなければならない。

### 2 路 床

路床材は全て既設の路盤にまき出し層にして転圧しなければならない。既設の路盤又は厚さで15cm以下の施工中の層の上に路床材を置き又は広げ特に指示されない限り路床の端より中心に向かって切れ目なしに連続的に進めなければならない。

路床材は転圧された後、層が必要な厚さを持つようにゆるんだ一様の厚さの層で切れ目なしに撒き出されなければならない。

撒き出しは撒き出し箱(spreader boxes)か台車でし、ブレードグレーダーに必要な厚さ、巾に広げ列状にまき出さなければならない。

一層以上の層が必要とされる時は、次に記述する施工の手続きが各層毎、同じように適用される。

路床材が撒き出された後、図面に示された横断に一致するように基層材を一様な面に均さなければならない。7 ton以上の重さ、少なくとも2mの長さのブレードをもち、2m以上の車巾をもつグレーダーを均しに使用する。

3. 混合する追加フィルター材は担当技師により指示された数量だけ、ゆるく撒き出された基層上に一様に撒き出し、それからブレードで層中に完全に混合しなければならない。

全層の混合が一様となるまで道路の中心と端に交互に地均しする。

フィルター材の追加は加える材料ともとから撒きだされている材料の混合が全ての点で必要な粒度や質をもつようなものでなければならない。

4. ローラーでならずのはゴムタイヤのローラーです。ローラーは最小4個の空気式タイヤの車輪をもち、タイヤ圧は最小の車輪荷重で5.5 ㎏から7.0 ㎏に維持しなければならない。ローラーの車輪は最小中心間隔82cmで一線にそろえ、ローラーは凹凸の地盤を運行する時、車輪が全て、大体等荷重を受けるよう設計されていなければならない。

ローラーは適当な型式のトラクターで3 km/hr - 8 km/hrの速度で牽引しなければならない。

5. 最後の撒き出し均平化につづいてすぐ行なうローラーならしは縦断的な両端より始め、中心に向かって進み、充分転圧されるまで少くともローラー巾の半分位何度も運行する。特に指示されない限りローラーは3 km/hr - 5 km/hrの速度です。

6. 路床材は混合、地均し、ローラー均し締固め中、担当技師が命じた時散水しなければならない。

各散水量は担当技師が指示する。

7. 補充材は全層がち密で転圧された塊りとなり且つ図面に示される粒度や横断となるまでじょじょに表面に加えるか或いは取り除くかしてローラーで施工しなければならない。

8. 最終の検査や受取りまでは図面に示された粒度や、横断に等しい表面を得るために指示されたように地均しとローラーがけを交互に行ない維持しなければならない。

## 第九章 コンクリート工事仕様書

### 1. コンクリート混合の分類及び配合

コンクリートはコンクリートを使用する構造物に必要な強度及び耐久性を得られるように配合しなければならない。コンクリートの種類及び寸法はこの仕様書では次の通りである。

種類及骨材の最大寸法	材令28日の最小 圧縮強度	骨材の指示・寸法	
Class 'C' ¾"	3,000	フルイの番号 #4 に対し	¾"
Class 'A' 1-½"	3,000	"	1-½"
Class 'B' 6"	2,000	"	6"

上表に示されたいろいろな種類及び寸法のコンクリートは指示された強度以上のコンクリートを得られるように設計しなければならない。

### 2. Constant Cement factor に基づく配合

下記に示す修正をしなければならない、しかしセメント1袋(94ポンド)当りの細、粗骨材の重量及び粗骨材の最大寸法及び各種類のコンクリートのコンシステンシは次の通りである。

コンクリートの 種類及寸法	最小のセメント 袋/m <sup>3</sup>	表面乾燥飽和状態の 骨材の量/セメント1袋 (9416s)		最大正味 水分量/セメ ント 1袋 -キロ	振動を受け たスランブ のコンシス テンシ インチ
		細骨材 キロ	粗骨材 キロ		
'C' ¾"	9.2	86	113	27.8	1-3
'A' 1-½"	8.5	77	145	27.8	1-3
'B' 6"	5.2	105	300	25.0	1-2

上表に示された細、粗骨材の重量は請負人の設計配合(前以って監督員の承認を得た)が利用出来ない時だけ使用しなければならない。

上表に示された重量配合は砂、砂利については2.65 ± 0.05の表面乾燥飽和状態の比重でありセメントや骨材が殆んど一定の品質で保つことに基づいたものである。他の重量は示された重量を使用し比重については計算表で用いられる骨材の比重比を乗ずることで求められる。

バラツキはASTM規定のC-128, C-127の抽出及び試験方法に従ってしなければならない。

表示された重量は表面乾燥飽和状態の骨材量に計算する。バッチの重量は計量箱に運ばれる骨材の水分状態に一致するように修正しなければならない。

吸収試験はASTM規定のC-128, C-127の抽出及び試験方法に従ってしなければならない。

### 3. 新しいコンクリートの試料採取

担当技師が施工途中に行なうコンクリートの強度試験の回数を責任をもって決める。

各試験では4個以上の供試体でなければならない。各種類のコンクリート又はその一部分

の少くとも75㎏毎又は一構造物に打設される各一日毎に少くとも一組の供試体を採取しなければならない。新しいコンクリートはASTM規定のC-172に従って取り、ASTM規定のC-31に従って養生しなければならない。

#### 4. コンシステンシ

コンクリートは各々の場所に必要とするウォークアブルであるようなコンシステンシを持たなければならない。

コンクリートは鉄筋のまわりを流動するようなコンシステンシであり、分離した粗骨材の各一つ一つが、砂の配合量を含んだモルタルで包まれていなければならない。

コンシステンシはコンクリートを適切に打設する機械の能力によって測定されるものであって、混合や輸送中の困難さで測定されるものではない。必要とされるスランプは担当技師の承諾なしに大きくしてはならない。指定の機械で可能な限り乾いた状態で打設されるコンクリートを用いなければならない。

#### 5. 材料の計量

材料は特に指示されるか担当技師が特に他の方法を指示しない限り重量で計量しなければならない。

骨材やセメントの重量を測る設備はこの目的のために適切に設計し、設置しなければならない。

セメントと各寸法別の骨材は各々別個に計量する。

重さを計る方法としては次々に計られる数量が設計量の1%以内の誤差で計れる位の正確さを要する。

標準袋のセメント(94 lbs)は重さを計る必要がないがバラセメントは重量を計らなければならない。

混合する水は容積か重量で計らなければならない。水を計る方法は管理するのに容易であり且つタンクの容量の0.5%の増減に対し正確さをもつものでなければならない。計量器は全て担当技師の承認を受けなければならない。ネコ車による計量は許されない。包み又は袋セメントを使用する時各バッチの骨材量は一つ又はそれ以上の袋セメントに十分なものであり、一袋以下のセメントを必要とするバッチは認められない。

#### 6. 材料の貯蔵

セメントは現場に到着するとすぐ湿気を受けないように地面より十分な高さに作られた床を持つ、確実に風雨を防げる場所に貯蔵しなければならない。

骨材の貯蔵、運搬及び取扱いについては、骨材は種類ごとに区分して貯蔵し、かつ、運搬しなければならない。また直接土の上に置いてはならない。ただし、その搬出方法が機械的であって土の混入のおそれがない時は担当技師の許可を得て土の上に置くことができる。

粗骨材は貯蔵、運搬中に粗細の分離を生じないようにしなければならない。

細骨材は含水量を一定にするため、貯蔵場を区分し又は排水をよくする。

またブルドーザーなどでかきならして、乾燥させるなどの処置をしなければならない。

粗骨材は含水量を一定にするため貯蔵中の排水をよくしなければならない。

骨材は暑中においては日光の直射をさけるなどの設備をしなければならない。又堆積の上に牽引機械を作動してはならない。

鉄筋を貯蔵するときは直接地上に置くことを避け、倉庫内又は適当な覆いをしなければならない。

## 7. コンクリート混合一般

コンクリートは現場で機械混合しなければならない。

人力混合は機械がこわれた非常の場合とか全コンクリート量が少量の小水路構造物の施工の時だけ認められる。両方の場合とも請負人は担当技師の文書での認可を得なければならない。

現場混合—コンクリートは全体に材料が様に分布するよう承認された寸法、型式のバッチャーで完全に混合しなければならない。

ミキサーは適当な水の貯蔵施設、各バッチ毎の水量を正確に計量出来、自動的に制御出来る装置を持たなければならない。望ましい事としては、機械の操作方法が材料が指示された最小時間内に混合されるまで各バッチの回転数を変え、自動的にミキサーの流出量を調節出来るようにしなければならない。

ミキサー内の全量は次のバッチの材料を入れる前にドラムの中より吐出るようにしなければならない。

一バッチを構成している材料は同時にミキサーに入れなければならない。一袋バッチ以下の表示容量のミキサーは使用してはならないし、ミキサーをその表示容量以上に変えてはならない。

混合期間中、ミキサー中に材料、水を入れた後、ミキサーは一分間当り14～20の回転数で回転しなければならない。

各バッチの最小混合時間はミキサーに全材料及び水が入れられた後、次の通りとする。

ミキサーの容量	混 合 時 間
½ yard <sup>3</sup> 以下	1 ½分
¾ ～1½ yard <sup>3</sup>	1 ½ "
2 又は 3 yard <sup>3</sup>	2 "
4 yard <sup>3</sup>	2 ½ "

必要コンシステンシーを保持するために水を加えなければならないような過度の混合は認められない。

ミキサーの中に入れる最初のバッチのコンクリート材料は、ドラムの内側の付着のためミキサー中の必要なモルタル量を減じないように十分な量のセメント、砂、水を含まなければならない。

## 8. 手 練 り

手練りコンクリートを用いる場合には必ず担当技師の許可を得なければならない。

手練りは水密性の鉄板練り台及び混合用スコップを用いて行ない、原則として次の順序による。セメントと砂のカラ練り4回以上、これに水を適量に加えて3回以上切返し、均等質のコンクリートを得るまで続けなければならない。

## 9. トラック混合

トラックミキサーは回転するドラム型で水密のコンクリートが全体にわたって材料が一様に分布し、混合出来るように作られたものでなければならない。コンクリートの骨材は全てドラムに詰める前に配合機で正しく計量しなければならない。

連続的に供給する時を除いてトラックミキサーは混合水のためのタンクを備えていなければならない。

加える水の量をすぐに変えることが出来る装置をタンクが備えていない限り、水は規定量だけをタンクに入れなければならない。

タンクが必要でない場合は混合水をバッチに直接加えてもよい。トラックミキサーは混合時間がすぐ担当技師によって変えることが出来る装置を備えていなければならない。

トラックミキサーのバッチの最大寸法は製作者が申し出たものか又は金属性のミキサーに印されたミキサーの最小表示容量を越えてはならない。トラック混合は水を含めて全ての材料がドラムに入れた後、50回転以上続けなければならない。

混合速度は4RPM以上、6RPM以下にする。

混合はセメントが水や骨材に加えられた後、30分以内に開始しなければならない。

セメントを、水気のあるミキサードラムの中の湿潤骨材の上に入れた時、又は温度が90°F以上の時、又は早強ポルトランドセメントが用いられる時は混合時間を15分に減らすものとする。又、骨材から十分水を除去しセメントが有害な変化を示さないようにした時、セメントの骨材への混入と混合開始間の時間の制限は考慮しなくてよい。

## 10. コンクリートの搬出及び打設時間

コンクリートは混合水のセメント又は骨材への混入又はセメントの骨材への混入後45分以内に型枠中、最終位置に打設しなければならない。

## 11. 供 給

コンクリート作業中、コンクリートの供給速度は取扱に又は打設に適当な供給が出来るものでなければならない。

この速度はバッチ間の間隔が20分を越えない程度のものでなければならない。

コンクリートの供給及び取扱いの方法としては最も少い扱いでコンクリート構造物に損傷を与えないような打設を容易にするようで行なければならない。

## 12. 再 練

最初のセットは混合コンクリートは使用してはならない。部分的に硬化したコンクリートは再び練り混ぜなければならない。

## 18. コンクリートの運搬及打設一般

コンクリート打込み開始前に担当技師の承認を得なければならない。コンクリート打設は技師の判断で状況が適切な打設及び硬化によくないと考えられた時は認められない。

コンクリート打設前に全てのノコギリくず、木片及び他の施工上のくずれた岩、付着した物などを型枠、支柱、ささえ、しんばりの内側から除去しそしてコンクリートをその打設場所に打込む前に一時的に型枠を正しい位置に保持するようにし、コンクリート打設に不必要な高さの型枠は取り除かなければならない。

そのような仮設材は型枠から完全に除去しコンクリート中に埋め込んで서는ならない。

コンクリートは分離させず材料の損失をないようにする方法で可能な限りすみやかにミキサーから型枠まで運ばなければならない。

適当な設備でコンクリートが分離しないようにしている所、又、特に技師が指示した所を除いて、1.5 m以上の垂直高より打込をしてはならない。ベルトコンベアー、連動機あるいはこれに似た絶えずコンクリートを空気にさらしているコンクリート打込方法は認められない。

打設作業が1.5 m以上のコンクリートの落下を含む時は、金属性のシート又は他の承認を受けたパイプで施工しなければならない。

パイプは打設中、コンクリートを一杯に保ち、パイプの下端は新しく打設されたコンクリートの中に埋め込んでいなければならない。

コンクリートは型枠の隅、角及び鉄筋その他埋設物の周囲まで材料を分離しないで打設しなければならない。コンクリートは型枠中可能な限り最終位置まで打設し、かたまりの中の流動は2 mを越えてはならない。そして同時に分離を最小にするようにしなければならない。一度に転圧する量は3 m以下とする。

型枠、埋設材の近く又は指示された他の地点ではコンクリートが指示されたように横の動きを最小にし、厚さで50 cmを越えない水平層で効果的に転圧されるよう打設量を加減しなければならない。

コンクリートの作業及び一作業区画にコンクリートを打込む順序は監督員の指示に従わなければならない。

コンクリートは練ませたものをすみやかに打込むことを原則とするが、特別の事情ですみやかに打込むことができない場合でも、練ませ開始から打ち終るまでの時間は、一時間を越えてはならない。

コンクリート打込み、締固め中に表面に上昇してくる水は、できる限り少くするように配合及び打上り速度を調節しなければならない。また上昇してきた水はくみ取るか又は布、海綿などでぬぐいとったのち、次のコンクリートを打込まなければならない。

雨中のコンクリート打ちはできるだけ避け、担当技師の指示により中止しなければならない。雨が強くて打ったばかりのコンクリートの面に水がたまるか又はコンクリートを洗うような場合にはコンクリート打ちを中止しなければならない。

暑中のコンクリート施工にあたってはコンクリートの温度を低くし、日光の直射をさけるなどの処置をしなければならない。

品質不良のコンクリート、打込み前に少しでも固ったコンクリートその他打損じのコンクリートは捨てなければならない。この場合の費用は請負人の負担とする。

狭い型枠に打込む時はフレキシブルな薄いシートを通して打込まなければならない。

薄い床板に猫車をを使用して打込む場合は後へさがりながら打込まなければならない。

型枠に開口をもうけた場合は開口の下にポケットをもうけ、その下に垂直にコンクリートを落すようにしなければならない。

斜面にコンクリートを打込む場合は、斜面の下方から打始めなければならない。

#### 14. 土基礎上のコンクリート

コンクリートは全てよどんだ水又は流れている水のないきれいな湿った表面に打設しなければならない。

コンクリートの打設に先立って土基礎はこの仕様書に従って十分に転圧しなければならない。

#### 15. コンクリートの打設高

特に指示され、示されない限りマスコンクリートの打設高は1.5 mを越えてはならない。

引き続いて行なう各打設は最小7 2時間たってからでなければならない。3 mの打設高がピアー、壁では3 mの打設高は認める。ここに指示した打設高はスリップ・フォームの使用が承認された所では適用されない。

打設し振動させる時、コンクリートは全て特に指示されない限り厚さで5 0 cm以下の大体水平な層でなければならない。打設は、まだ傾斜がゆるやかになっていないコンクリート面が次のコンクリートの打設前にそのまま硬化しないうちにしなければならない。

スラブは一般にその厚さが大きくて有害な結果とならない限り、一回で打設しなければならない。

#### 16. コンクリートの強化

コンクリートは機械的なバイブレーターで締固めしなければならない。バイブレーターは埋込式のもので、いつも打数及びコンクリートを強化する性能が適当でなければならない。

振動数は6,000回/分以上とする。型枠又は表面バイブレーターは特に担当技師の文書での承認がない限り使用してはならない。振動の時間は有害な分離を起さないで満足すべき強化となるに必要な時間とする。コンクリートの各層の強化についてはバイブレーターは殆んど垂直に入れて動かす。

又その振動高さはバイブレーターの自重で貫入し、下層の上の部分のコンクリートを再振動する程度としなければならない。

バイブレーターで型枠中にコンクリートを動かしたり、型枠中にコンクリートを運んだりしてはならない。



## 17. コンクリート打上り面の仕上げ

コンクリート打上り仕上げをしなければならないコンクリート打上り面に近いコンクリートの取扱いは、コンクリート表層に望ましい程度の強化ばかりでなく、次の打上りの付着のための望ましい程度の粗さを示す最小のものとする。

表面振動或いは極端な表面工事は認められない。

型枠や次のコンクリート或いは裏込のない、まだ仕上げされていない上面は全ていくらか指示されるように上り勾配にしておき板で叩いて仕上げしなければならない。

## 18. 鉄筋中のコンクリート打設

鉄筋中にコンクリートを打設する時は鉄筋による粗骨材の分離が起らぬよう注意しなければならない。

梁や版の底面など型枠の近くに鉄筋が集っていて打設の困難な所ではコンクリートと同等の配合比のモルタルで表面を含むためモルタルを最初に打込まなければならない。

## 型 枠

### 1. 一 般

型枠はコンクリートをつめこみ、コンクリートを必要な線に形作りし異物の汚染からコンクリートを防ぎ、近くの掘削面から離しておく必要のある時は常に用いなければならない。型枠はコンクリートの打設、振動の圧力に耐えられるに十分な強度を持ち、そして正しい位置に堅固に維持しなければならない。型枠はコンクリートからのモルタルの流失がないようすき間のないものでなければならない。

埋戻しがなされない表面への型枠は合板か鉄板の型枠を使用しなければならない。

ライニング型式の型枠は適切な状態で管理し、とり変える必要を生じたら新しい材料でとり代えなければならない。切りつめられた合板型枠とか鉄製の型枠のよじれのような局部的な欠点は許されない。

人目につくコンクリート面は全て滑らかできめも一様で良い表面に仕上げねばならない。

### 2. 型枠連結材

型枠の締付けに使用され埋込まれる棒鋼は埋込んだままにしておきコンクリートの型枠面より 3 cm 以上離れていなければならない。棒鋼の端の埋込まれる締付け材は除去した後も正しい形の穴を示すようなものでなければならない。型枠を保持するために埋込まれる鉄線は水圧を受けるコンクリート壁とか連結材が結びつくコンクリート面で永久的にさらされているような所では許されない。鉄線は盛土が壁の両側にあるところで、コンクリート壁の型枠を保持するのに用いてよい。鉄線は型枠を除去した後、コンクリート面で切断しなければならない。

### 3. 型枠の清掃及び塗油

コンクリートを型枠に打設した時、型枠の表面はコンクリートを汚染し、型枠面の仕上げに関係がある仕様書どおりの仕上げを妨げるようなモルタルとか他の異物の接着がないようにし

なければならない。コンクリートを打設する前に型枠面は接着をよく妨げ、又コンクリート面をよごさない市販の型枠油を塗油しなければならない。

#### 4. 型枠の取りはずし

型枠は不完全な表面の修理を出来るだけ早くするため可能な限りすみやかに除去しなければならない。どんな場合でも担当技師の承認を得てから取りはずさなければならない。

必要とされる修理及び取扱いはすぐにし、すみやかに指定の養生に引き継がなければならない。型枠はコンクリートの損傷のないよう除去し、そのような損傷を受けたコンクリートは修理しなければならない。

beam 又は cylinder 試験で管理されていない現場作業では、型枠や支保材の除去は次の通りである。

<u>構造物の種類</u>	<u>最終の打設後取りはずし時期</u>
アーチ・ビーム・ガーダースラブ	14日
支間3m以下のスラブ	7日
ビーム・高欄・パラペット らんかん・壁などの側壁	12時間～48時間

#### 5. 養生及び保護一般

コンクリートは全て早強セメントで作られたコンクリートのため、養生期間が3日でよい場合を除いて承認を受けた方法又は局所的な状態に適合した方法の併用で7日以上、湿潤養生をしなければならない。請負人は手元にコンクリートの打設が現実が始まる以前に設置出来る適切なコンクリート養生又は保護の設備を持たなければならない。

##### 水 養 生

コンクリートは承認を受け、水を飽和した材料又は穴のあいたパイプ組織又は機械散水又は表面を絶えず(周期的でなく)湿潤に保つ他の承認を受けた方法で湿潤に保たなければならない。

木目欠き継ぎの型枠が使用され養生のため現場に残されている処ではたえず継目のはなれ、又コンクリートが乾燥しないように湿潤にしておかななければならない。養生のための水は一般に清浄でコンクリートの有害な汚染や変色を引き起す物質のないものでなければならない。

##### 飽和砂養生

砂で養生される水平施工継目及仕上げ面は養生期間中一様に分布し、絶えず飽和している最小5cm厚さの砂で覆わなければならない。

##### 養 生 材

養生材は一般に使用してはならない。養生材は水養生が適用出来ないことが証明されていて、特に文書で指定されている特別な場合だけ使用出来る。そのような場合、養生材は被膜タイプのものであり、加えられるコンクリートが接着しない面にだけに用いる。

### 伸縮，収縮及びコントロール継目

伸縮，収縮及びコントロール継目は必要とされるところの位置及び寸法が施工計画で指示されたように施工しなければならない。施工計画で指示されたところを除いて，コンクリート面に埋込み接着されている隅角保護材又は固定された金属はすべて伸縮又は収縮継目で連続させてはならない。

### 止 水 ゴ ム

#### 1. 一 般

図面に示された止水ゴムは請負人が指示された位置に設置するか，監督官の指示に従って設置しなければならない。請負人は施工中止水ゴムの支持及保護に適切な注意を払わなければならない。請負人は仕様書に指示されていない限り必要とされる止水ゴム及付属部品を準備し設置しなければならない。

#### 2. 設 備

天然ゴム，適当な合成ゴムあるいは天然及び合成の混合ゴムの止水ゴムは図面に示されるか，指示されたように継目に設置しなければならない。位置，寸法及び設置方法は図面に示され，仕様書中に与えられた通りにしなければならない。設置中継目の漏れを取除くよう止水ゴムが正しく位置するか細心の注意を払わなければならない。止水ゴムの底部は他の止水工を確実にするものでなければならない。

止水ゴムは全て各継目毎に連続した水密の膜を作るよう設置しなければならない。

構造物の施工中は止水ゴムは支持され完全に保護するよう作らなければならない。

穴のあいた損傷した止水ゴムは取り代えるか修理しなければならない。全ての継目の近くでは最大の密度及び水密なコンクリートを用いるようにしなければならない。

コンクリートの打設をやめた時，機械的な損傷からさらされて突出している端及び特に埋込まれる止水工の端を保護するよう適切な注意を払わなければならない。

現場及び工場での重ね合せは両方とも止水ゴムの製作工場のすいせんに従ってしなければならない。

止水ゴムは熱和硫加工で重ね合せ，重ね合せされていない材料の50%以上の引張強度を持たなければならない。

止水ゴムは図面に示された断面をもたなければならない。ゴムはASTM D-735の標準仕様書の適用出来る項目に従って，天然，合成，再生又はこれらの併用のものとする。

### コンクリートの修理，完成及び仕上げ作業

請負人はコンクリートの修理，完成及び仕上げ作業で使用される全ての資材，手続，作業，方法及び設備の承認を監督官に提出しなければならない。

コンクリートの修理は型枠の取りはずし後24時間以内に完成しなければならない。

### 鉄 筋 工

鉄筋の全ての継手は図面に示されたとおりにしなければならない。継手はACI慣例の規定

によらなければならない。結束線を巻く代りに鉄筋を溶接することは監督官が承認した時には認められる。

ASTM仕様書はAWS D 12.1-61に一致した満足出来る溶接の可能性を確かめることを補足しなければならない。溶接作業は担当技師の満足のいく資格試験に合格した作業員だけでなさなければならない。

鉄筋工は金属性のコンクリート支保材、間隔材、連結材の使用によって現場でしなければならない。

そのような支保材はコンクリート作業中、鉄筋工を現場で維持するに十分な強度を持たねばならない。支保材はむき出しにされたり、コンクリートの変色や不良化を進めたりしないような方法で使用しなければならない。

鉄筋は組立てる前に清掃し、浮サビ、油、ペンキ、泥、その他コンクリートの付着を害するおそれのあるものは除去しなければならない。

## 第十章 鉄筋コンクリート管工事仕様書

### 1. 掘 削

必要なソリは許されるが、溝は担当技師が指示した深さ、傾斜まで掘削しなければならない。

溝の底は管の外径の少なくとも10%は管の形に合わせて切らなければならない。溝の中は満足出来る継目作業及び管の下及びまわりの基礎材の完全な締固めを可能にする以上に大きくはならない。

基礎面は管の全長について堅いが柔軟性のある基礎としなければならない。カラーのためにその部分の所を掘削しなければならない。

岩や堅硬な地質に出会ったら溝は管の底部より少なくとも15cm以上の深さを掘削しなければならない。この部分は土で更に埋戻し、完全に締固めなければならない。管の下の軟い不良材は全て担当技師が要求する深さまで除去し、深さで15cm以下の層をなして承認を受けた選ばれた材料で置換えねばならない。そして各層を完全に締固めねばならない。

### 2. 管 の 布 設

管は下部より上部に向って布設し端は十分に密に連結し、与えられた標高及び勾配に正しく注意深く布設しなければならない。管を溝に布設する時、管を下げるために適切な設備を備えなければならない。管体毎、使用される継目型式に合った方法で隣接する管に安全に接合しなければならない。継目はすべて特に指示がない限り、ポルトランドセメント1、砂1.5の比からなる硬練りのモルタルを詰めなければならない。

セメント、砂、水は「コンクリート仕様書」で与えられた材料の必要条件に合致しなければならない。

モルタルは耐久性のある水密な継目を作るよう打設しなければならない。各管体を布設した後、次の管体を布設する前にソケットの下の部分は隣接する管の内面を平らに一様にするような深さまでモルタルで内側を完全に塗布しなければならない。管体を布設した後、継目の残部をモルタルで詰めなければならない。十分な量のモルタルを継目の外側のまわりにビーズ bead を作るように用いなければならない。継目の内側はそれからぬぐわれ滑らかに仕上げなければならない。当初の固定後、外側のモルタルは完全に湿った土の覆い、又は黄麻布で空気や日光から保護しなければならない。正しい路線にないか、布設後、過度の沈下を示すか損傷を受けた管はすべて取除き、補償金なしに再布設しなければならない。

管は受口の中心と差口の中心が一致するように布設し、木製又は鉄製クサビでその位置を固定し、フィルター材料を布設した管が移動しないように注意して敷き込み、平らな層になるよう締固めなければならない。水路舗装又は水路構造物の下に管が布設される場合は、管の外側の溝はすべて水路のコンクリートの底までフィルター材料で充てんし、またコンクリートが打設中流れこんで障害を起さないためにタール紙で被覆しなければならない。

地面の傾斜が急激に変化している時は、コンクリートノコギリ又はノミもしくは傾斜を変え

るために請負人が選定した適当な方法で切断しなければならない。切断された断面は継手で堅くその位置に固定しなければならない。モルタルはすきまなく継手の中に突き込まなければならない。

コンクリート管に接続関連するコンクリート構造物は管伏設後コンクリート打設し構造物と管を堅く結合させなければならない。コンクリート管及び陶管の布設に対する公差はコウ配の誤差は±2 cm路線からのずれは管の各断面で2 cm以内とし、また、いかなる場所でも5 cm以内でなければならない。

### 3. 埋 戻 し

管を設置しモルタル継目を十分に固定した後、掘削土或いは土取土のよい材料を管に沿って深さで15 cm以下の層で埋戻し、少くとも管の外径と同じ巾の管の両側に乱されない限り、材料がこの部分に突き出さないよう完全に締め固めねばならない。各層はもし乾燥しているなら水分を与えそれから機械力を作ったランマー面積で160 cm<sup>2</sup>以下、そして20 kg以上の重さの手動の重い鉄製のダンパーで締め固めねばならない。この埋戻し及び締め固め方法は盛土が管の上面より20 cm高い標高にくるまで続けねばならない。

施工上、管の上部に高い盛土が必要になった時は埋戻し方法に関して特別な指示が担当技師から指示される。

## 第十一章 玉石コンクリート工事仕様書

結合材用コンクリートの準備及び取扱いは指定した成分の配合を除いて「コンクリート」仕様書に基づかなくてはならない。石材は現場で設置する以前に完全に湿潤状態にしておかなければならない。

全ての石の全表面は結合材用コンクリートで完全に覆わなければならない。一般に石積 $1m^2$ は $\frac{1}{2}m^3$ のコンクリート結合材を必要とする。

請負人はこの配合の変動によって、価格に対しても修正に対しても権利は認められない。

石材はどの石も計画書に示された高さ以上に突出してこないようによく固定しなければならない。コンクリート結合材は石積中に全然すき間がないように石材間のすき間に完全に注入しなければならない。

鉄筋を使用する場合は積石は鉄筋の近くに4インチ以上接近してはならない。石積は水養生で5日間で養生しなければならない。

## 第十二章 捨石工事仕様書

捨石が砂利ブランケット上に設置されない時は路盤を図面に示された必要標高まで掘削し、それから適切に締固め、整形しなければならない。

出来上がった路盤上に捨石工のための石材を基礎が最小のづれや乱れしか起さないように注意して設置しなければならない。

石材は流水の流速による変位に対し、最小の抵抗しか示さないように互いに密に設置され、整えなければならない。それから岩の切片や適当な大きさの裏込石を図面に指示されたように捨石の½の厚さで石材間のすきまにつめなければならない。



### 第十三章 ろ過排水工事仕様書

ろ過排水のための基礎は図面に示された標高，寸法まで掘削し，それから適当に担当技師が指示したように締固めしなければならない。

材料を出来上がった基礎フィルター上に置き広げ，各層は担当技師が承認した程度の振動転圧機で転圧しなければならない。

次層の布設は担当技師が布設及び前の層の転圧を承認して後にだけ認められる。

最高のフィルター層を布設する前に，吐出のための穴のあいた排水管を図面に示されたように設置しなければならない。吐出の排水管の継目は管のまわりにコンクリートを打設する時，セメントグラウトの浸入を妨げるために堅固なものでなければならない。コンクリート作業中の変位を妨げるため管を十分にぬぐっておかななければならない。コンクリートが直接フィルター上に打設される時，コンクリートが打設される全面は打設前に reinforced building paper の層で覆わなければならない。

## 第十四章 鋼製ゲート設置工事仕様書

ゲートは計画書に示され、製作者が準備した施工図通りの構造で設置し一体化しなければならない。

コンクリートに埋込まれたアンカーボルトは全てそのアンカーボルトを設置してから少なくとも7日後まで動かしてはならない。しゅん工前に担当技師によってゲートの試運転をしなければならない。

鋼製ゲートがもし構造物の施工中設置するのに遅れて支給されたなら、ゲートのアンカーボルト及び巻上機に必要な穴を、その据付のためにコンクリート中に設けなければならない。

穴の大きさ、位置は担当技師が決めるが、アンカーボルトを設置する時、新しいコンクリートファイラーで接着させる為、穴は粗くしておかなければならない。

もし、アンカーボルトのために新しい穴が必要となったなら、その穴を請負人が自分の費用で設けなければならない。契約金の修正はこの遅れに関しては行なわれない。

鉄材はコンクリートに接触し、又は滑動接触する部分を除いてすべて塗装しなければならない。木質部は図面に明示されない限り塗装してはならない。

## 第十五章 ・ 鋼矢板工事仕様書

1. 矢板のキャップの底より低い床掘溝は掘削しなければならない。必要な所では矢板を支保する仮設を設けなければならない。

鋼矢板は図面に示されるか、担当技師が文書で命じた標高や傾斜で打ち込まなければならない。図面に示される矢板の先端の標高は概略と見なすものとする。傾斜、標高が変化しても請負人は追加補償金を受けると権利はない。

2. 鋼製矢板の打込みはドロップハンマー又は蒸気式ハンマー又はそれに似た承認を受けた矢板打込機で施工しなければならない。
3. 打込みキャップは必ず使用しなければならない。

キャップは堅固な鋳鋼製でなるべく複式（2枚使用）を用いる。矢板との間ゲキには長クサビを堅固に打込み、頭部打込み用木部は常に予備品を用意し、適宜これを取替えなければならない。

4. 鉄スリの重量は打込み矢板重量の2～3倍とし、地質に適応したものを使用しなければならない。

矢板頭部の損傷及び傾斜防止のため落差を少く、打数を多くするように打込み方法に注意しなければならない。

5. 矢板打込のヤリ形はハンマーが自由に動けるように施工され、十分な張りなわで固定しなければならない。担当技師が文書で認めない限りファン射式は許されない。

6. 鉄矢板は図面で指示された標高、勾配に合わせて全長、垂直に打込まなければならない。

矢板を下より上まで互いに連結しなければならない。

地下の障害物のためワン曲したりこれ以上貫入出来ない矢板は無理に施工してはならない。

このような場合、この標高より下部の矢板の打込みはがんこな矢板を残しておくか、その部分より上の矢板を引き抜かなければならない。

障害物はその後、全ての打込壁を固定した時、掘削して除去しなければならない。各矢板を一気に必要な標高まで打込むより一線に矢板を並べ、それからじょじょに打込むのが一番よい。

必要な時は何時でも適切な仮設を、矢板を適切な位置に打込むガイドとして設けなければならない。矢板を打込み残片を切った後、担当技師の満足のいく方法で床掘溝を埋戻さなければならない。

7. もし矢板を打込むのが不可能とわかったなら明り掘削にたより、それから矢板を図面に従って布設しなければならない。

矢板は床掘溝の埋戻し中、その垂直の位置を保つよう支えなければならない。

埋戻しは同側同時に施工し、同じ割合で進めなければならない。埋戻材及び転圧程度は担当技師が決める。この方法で建込まれた矢板は打込んだものとして見られる。この方法を用いた時の追加補償金は認められない。

## 第十六章 木クイ打工事仕様書

- クイは指定の材種のもので、まっすぐで大節、死節、朽節及び裂目などの欠点のない材質良好なものでなければならない。また両端の中心を結ぶ線から径の $\frac{1}{3}$ 以上の偏心のある木材であってはならない。
- クイは生木を用い、なるべく現場で皮ハギし、クイの先端は四角スイ形に削り地質の堅くなるに従い鈍角にしなければならない。削る部分の高さは径の1.5～2倍とし、角は適当な面取りを行わなければならない。鉄クツを用いる場合はクイと鉄クツはすべての部分に密着させなければならない。クイ頭はクイ中心線に対して直角に切り、かつ、正しく円形に仕上げなければならない。特に必要のある場合はクイ頭には打込み及び破砕を防止するため、鉄輪又は鉄帽を使用しなければならない。
- クイはあらかじめヤリ形を出し、正しい位置に建込まなければならない。
- 打込オモリはクイ重の1.5倍を基準とする。
- 落下スイによる打込みにあたっては、クイ頭を著しく損傷しない程度の落下高とし、支持力に指定のある場合の落下高は担当技師の指示を受けなければならない。
- 打込みにあたってはクイの偏位を防止するため支柱、緊張器、ジャッキなどにより絶えず修正しなければならない。クイ頭が破砕した場合は担当技師の指示を受けなければならない。  
また、打込作業中、クイに裂目又は打狂いを生じた場合は担当技師の指示に従って打替え又は増打ちをしなければならない。
- クイの継手は図面に従って正しく中心線に直角に切り密集させ、鉄製添板をクイの周囲に十分接着させ、打込み中衝撃などで偏心及び屈曲のないようにしなければならない。
- 所定の根入を得ることができなくなった場合及び所定の支持力を得ることのできないおそれのある場合は、担当技師の指示を受けなければならない。  
また、所定の根入の範囲内で所定の支持力が出た場合も同様とする。
- 打込み不可能となりクイ頭を切り捨てるときは文書をもって届出なければならない。
- クイ打終了後は担当技師の承認を得て、クイの上端を水平に所定の高さに切りそろえなければならない。その切取長はクイ長の2%以内とする。
- 支持力を必要とするクイは打止め沈下量を記録し、すみやかに担当技師に提出しなければならない。クイの支持力の検査は担当技師の指示する方法による。
- 建込み、打初め、打上り及び継手施工の場合は担当技師の立会を得なければならない。立会を得なかった場合は引抜、打直しを命ずることがある。

▲

## 第十七章 雑金物工事仕様書

### 一 般

1. 構造物の鉄製部品はなるべく工場で加工し、リベット止め又は溶接で組立てなければならない。

製作組立はすべて部材が変形又はヒズミなく、設計どおりに組立てなければならない。また、部材はすべて搬送及び設置中に変形を防ぐために正しく緊張しなければならない。

2. リベット孔は押抜き又はドリルあけとし、組立後互いに合致しなければならない。リベットはすべて加熱したものを圧力ハンマーを用いて打込み頭部を十分に支えて軸が曲らないように打込まなければならない。不完全なリベットはすべて切断し取替えなければならない。
3. 工場溶接はすべてシャヘイされたアーク電気溶接法を用い、溶接棒はこれに適応したものを使用しなければならない。現場溶接にはガス溶接を用いてもよい。溶接工はすべて溶接作業に対して十分な溶接技術の資格を有しなければならない。
4. 請負人は本章及び担当技師の指示にもとづき、すべて技術的良心をもって、構造物に対する金物取付、清掃、塗装等を行わなければならない。金物工の取付については、工員の中で熟練工だけを従事させなければならない。部材の取扱いに当っては部分が曲ったり破損したりしないように注意しなければならない。また、施工中における損傷は請負人の負担で修理し、担当技師の検査を受けなければならない。コンクリート中に埋込む金物工は、コンクリート打設時に埋込み、もし、あらかじめ箱抜きするよう図示又は担当技師の指示がある場合は金物取付後、コンクリートをてん充しなければならない。アンカーボルトは担当技師の特別の指示がなければ、コンクリート打設時に取付けなければならない。高欄又は他の比較的軽い附属物に必要なアンカー又はアンカーボルトをコンクリート打設前に取付けることができない場合は、コンクリートが充分硬化してから穴あけし伸縮ボルト又は鉛伸縮アンカーを装置しなければならない。コンクリート中に埋込む金物は、正しく設置しコンクリート打設中移動しないように固定しなければならない。コンクリートに接し、又はハメ込む金物はすべてコンクリート打設前に表面のサビ、ゴミ、グリス浮片、ペースト、モルタル及び他の異物等は完全に清掃しなければならない。

## 第十八章 木工沈床工事仕様書

1. 本仕様書は頭首工下流護床工として設ける木工沈床に関するものであって、各設計図及び担当技師の指示に従い施工しなければならない。
2. 木材としては特に水中から出入りする部分の木部の腐朽を防ぐため、新鮮かつ傷のない材木を使用しなければならない。
3. 石材は少なくとも30cm以上の大きさをもつものを使用し、沈石の沈床からの脱出を避けるようにしなければならない。

## 第十九章 板柵工事仕様書

1. 本仕様書は木橋工土留壁及び木製落差工等に設ける木柵に関するものであって、各設計図及び担当技師の指示に従い施工しなければならない。
2. 施工に当っては木材は新鮮かつ傷のないものを使用せねばならない。
3. 板柵予定線の深さ、土質を十分考慮の上、根入れ、間隔、板の厚さ、必要の場合は控ぐいア  
ンカーの長さ等を検討し施工しなければならない。

## 第二十章 練石積工事仕様書

### 材 料

1. 石材は、堅硬、かつ均一で風化のおそれがなく、割目その他の欠点のないものを選び、その採取地、品質については、あらかじめ担当技師の承認を得なければならない。
2. 石材は、担当技師によって指示される面及び控長を有するものとし、面の形状は長方形と平面又はゆるやかなトツ面をなし、控気は、面の $\frac{1}{2}$ 以上の断面積を有し、かつ控え長さの $\frac{1}{2}$ 以上の合ばを有するものでなければならない。
3. 石材の寸法は下記を標準とする。

前面の寸法	控 長	m <sup>2</sup> 当の個数
24 cm	35 cm	16
30	45	10
60	60	5

### 段 取

4. 所定の掘削後には、基礎地盤の土質の支持力などについて、担当技師の検査を受けなければならない。
5. 基礎地盤は、石積ノリ面に直角に切りならすものとし、基礎の高さにいちじるしい変化のある場合は、正しく階段状につくらなければならない。
6. 根石及び天バ石はなるべく大きい石を選ぶ。

### 積 形

7. 石積みは、特に指示する場合のほか谷積みとする。  
石積みは最低部から開始し、ほぼ等高を保ちながら積みあげなければならない。
8. 石積みは水平水系にて石の合バ先端を合せ、かつ谷の寸法をできる限りそろえるように配置しなければならない。谷の不ぞろいは石の大小で調節しなければならない。また高さの調節は上部三段内で行う。
9. 石積みはノリ面に起伏がなく、またノリ面がはらみ出さないように築造しなければならない。積石は、合バを密着させ、それぞれ下方の石に平等に重量をかけるようにする。
10. 銅飼で積石を固定し、各段をすえ終るごとに所定の裏込めを施し、指定配合の固練りコンクリートを下方両側に充テンしなければならない。次に金棒その他を使用して積石の全周に空ゲキのないように突込み、毎回ほぼ谷の高さまで打上げるようにしなければならない。この場合、裏込めの前面を型板で仕切って、コンクリートを充テンし、硬化後型板を抜きとる。
11. 又次の各項に注意して施工しなければならない。
  - (1) 積石は清浄でなければならない。泥土、ゴミなどが付着している場合は、水で洗わなければならない。
  - (2) 積石、裏込み石が乾燥している場合は、コンクリート充テン前に散水して湿らせなければならない。



ならない。

- (3) 充テンしたコンクリートは、すみやかにムシロなどでおおい、散水して常に湿潤を保たせなければならない。
- (4) 充テン後6時間以上たったコンクリートに打継ぎをする場合は、薄く敷モルタルをしなければならない。
- (5) 天バコンクリートは裏込めコンクリートと同時に施工し、適当な排水コウ配を付けなければならない。
- (6) 背面のワキ水又は滞水を排除するため、排水ヒを設けなければならない。

## B 特別仕様書

## 第一章 用水路工事仕様書（土水路）

用水路は次の仕様で施工する。

1. 全必要巾の伐開清掃を行わなければならない。ただし、清掃作業をする際に障害となる水たまりがある場合はこれらの排水施設を同時に施工しなければならない。
2. 土工は先づ基準線を水路堤防の天端とし、切土、盛土を行って基盤を作る。この際、水路となる部分が盛土の場合には礫などが含まれていない水路整形するのによい土で盛り上げなければならない。

盛土の場合、外側面法肩部は約30cm程度巾を広く盛立て、後で所定法面に切り取り仕上しなければならない。

3. 所定の大きさの水路断面を基盤中に掘削しなければならない。この際掘削土は堤防法外に捨てるものとする。尚、切土部の基盤のとき、砂、礫等、漏水する土質にそう遇した時は、良土との置換を担当技師が請負人に命ずる。この際、土の選択、施工厚は担当技師が決定する。

掘削は機械施工によるが、機械のみにて整形が不完全の場合は人力により最終仕上げを行わなければならない。転石などが法面にあらわれた場合はこれを取除き、その穴などは良土をもって埋戻さなければならない。

法面に湧水がある場合は法面が湧水でくずれないようにする。一般に湧出個所から砂利のめくら暗渠で水路敷内又は水路外に導水しなければならない。

4. 担当技師がその出来型の良否を確認した後でなければ水路の掘削に着手してはならない。

なお、水路掘削に対しては請負人は常に定規をもって断面の大きさを検定しつゝ施工しなければならない。

5. 工事中、一般通行に支障のないよう、仮道路及び仮橋など、担当技師の指示により施工しなければならない。
6. 以上の作業は全て一般仕様書に完全に準拠して行ない、又、この仕様書にないものは担当技師の指示を受けなければならない。

## 第二章 排水路工事仕様書（土水路）

排水路は次の仕様で施工する。

1. 全必要巾の伐開清掃を行わなければならない。この際、掘削機械など作業に困難な湿地などがある場合は乾燥させるための仮排水路等を施工しなければならない。
2. 掘削部を掘削し、両側堤防上に盛上げる。この盛土部は一般仕様書に準拠したつき固めを忘れてはならない。
3. 盛土が所定の高さまで完了し、掘削も所定の深さまで完了した後、水路内面及び堤防外面の法仕上を機械又は人力で施工しなければならない。
4. 掘削部に湧水のある個所は、湧水に対しての施設を設けねばならない。
5. 用水路工事の5，6項は排水路工事においても同様とする。

### 第三章 コンクリートライニング水路工事仕様書

#### 土 工

1. 全必要巾の伐開清掃は用水路工事仕様書と同様にしなければならない。
2. 第一次水路の仕上げ基準高をコンクリートライニング天端コンクリートの下端として施工する。

その他用水路工事仕様書の2項に準じて施工しなければならない。

3. 所定の大きさまで規定断面を掘削する。この際、この掘削土は水路の両側に盛立てるが、ライニングコンクリートを打設するのに支障ない点までとしなければならない。

ライニング天端上を仕上げる土量は堤防の上にあらかじめ盛立てておかなければならない。残土がある場合は法外に捨てなければならない。

法面の整形は入念に行い転石などの障害物は取除き、その穴を良土で埋戻さなければならない。法面又は底面より湧水のあるときは、法面に小溝を掘りこれに砂利を満たし、これを水路底に導き水路内に湧出させるか、水路外に導水する施設を設けなければならない。土質が膨脹性粘土である場合はこれを取除き良土で置換えなければならない。この程度については担当技師が決定する。

4. ライニングコンクリートが打設完了し、所定の日数が経過した後、ライニング上の盛土を施工しなければならない。この際、ライニングコンクリート上の盛土される法面部の土は特に不透水性材料を選んで充分つき固め雨水が浸滲して、ライニングの裏面に浸入するのを防がなければならない。

#### ライニングコンクリートの打設

##### コンクリート

1. ライニング用コンクリートはクラスCとし、担当技師はその骨材の配合比を請負人に示すものとする。一般に粗骨材を三種類、細骨材を二種類に分離して、Cコンクリート配合中における豆砂利(5~10mm)の量を約5%に減少しなければならない。
2. コンクリートはプラスチックであって十分な締固めができ、斜面に止まるだけの硬さがなければならない。スランプは5~6.5cmとしなければならない。

##### 打 設

コンクリートの打設は法面より施工し、ライニング量が少ないため人力により打設するものとする。打設に先立ち完全に整形された法面の基盤を十分に湿潤にしなければならない。一般にぬからない程度で深さ15cmに及ぶ程度に湿潤する。次に水路法面に沿って上下流にライニング厚さに等しい角材を固定する。又、法下にも打設しようとするコンクリート長に等しい長さの角材を固定する。

また、頂部にも止型枠を固定しなければならない。

ウィーブホール地点は掘削してフィルター材をつき、アスファルト、フェルト紙をしかなければ

ばならない。コンクリートは下部より打設し、上部に及び所定の厚さのあるように常に検定して打設しなければならない。柄のついた木板又は木の棒などを用いてコンクリートを打ち、震動を与えつゝ充分つき固めなければならない。次にコテで表面を平滑にする。尚、コテは水平になで、決して上下になで、上下のコテ跡の出来ぬようにしなければならない。

側壁は片側ずつ施工し、かつ、連続して施工せず一スパン飛びに施工し、次に残りのスパンを打設しなければならない。

側壁コンクリート打設後、敷コンクリートを打設する。この際も基盤を均し、湿潤にした上でコンクリートを連続して打設施工しなければならない。コンクリートの養生は封カン剤の散布によって行なう。この封カン剤の種類等は担当技師が決定する。

ウイーブホールはコンクリート打設完了後、コテ仕上完了前に木の先端の尖った杭により穴をあけ、ウイーブホールを挿入し、周囲をつき固め充分コンクリートと密着するように取付ける。ウイーブホールの弁は下流側が開くように取付けなければならない。

収縮目地は水路断面が小さく、側壁を交互に打設するので必要はないが、底板は側壁の施工目地と同一ヶ所に巾 1.0 ～ 1.3 cm、深さ 2.5 cm 程度の溝をコンクリート打設時に設けなければならない。

コンクリートライニング上の盛立を施工前に降雨などで雨水が浸入し側壁を破壊するおそれがあるため、これを防ぐために、ビニール膜、又は防水布でライニング天端を覆うよう担当技師が命ずることがある。

## 第四章 取 水 堰 仕 様 書

### 1. 仮締切り，水替え

仮締切りは土砂締切りとし，図面にて示す範囲と断面にて築堤しなくてはならない。

仮締切りは半川締切りとし，最初左岸側から行き土砂吐と固定堰の一部を完成した後，撤去し右岸側の締切りを行う。

左岸側締切りを行う場合，現在のみを筋を図面にて示すとおり掘さくし通水断面を拡大しなければならない。

図面にて示す仮締切り断面は最小限の断面であり，もしも漏水が多い場合は担当技師の指示により，必要とする断面に大きくしなければならない。

工事完了後は担当技師の指示に従い，すみやかに撤去しなければならない。

施工にあたっては仮締切り内の水替えを行う。

水替えに必要なポンプその他の設備を準備しなければならない。

設備能力は浸透水，降雨に対して十分なものとし，設置前に担当技師の承認を得なければならない。

### 2. 掘 さ く

基礎掘さくは掘削機械で荒掘りを行ない大半掘さくした後，人力にて図示した所定の深さに仕上げるものとする。

所定の深さ以上に誤って掘さくした場合には必らず，コンクリートで，てん充しなければならない。

### 3. コンクリート

堤体コンクリートは土砂吐堰柱，取水口，堰柱等の図面にて示す鉄筋を使用せる部分にクラスAコンクリートを使用し，その他の部分はクラスB，6<sup>°</sup>コンクリートを使用するものとする。

本体コンクリート打設前に捨コンクリートを図面にて示す厚さに打設しなければならない。

捨コンクリート打設に先だち底板部の浮遊土砂を除去しなければならない。

捨コンクリート打設終了後は下部の土砂の流出を防止するため，捨コンクリート打設面までの埋戻し等の必要な処置を担当技師の指示に従い行なわなければならない。

### 4. ゲ ー ト

土砂吐ゲートは鋼製ローラーゲートとし三方水密方式とする。

取入口ゲートは鋼製スルースゲートとし四方水密方式とする。

扉体は設計水位時において，十分な強度と水密性を保持しなくてはならない。

戸当り金物はゲートに作用する水圧荷重を安全有効に堰柱コンクリートに分布伝達する構造とする。

戸当りは戸滑箱抜内に据付けるものとし，図面に示す通り正確に据付けなくてはならない。

敷金物はゲート降下の衝撃に充分耐え得るものでなくてはならない。

巻上機は手動方式とし、手動力は10kg以内とし、急降下防止装置を備え、又修理点検のためのゲート休止装置も備えなくてはならない。

据付完了後は担当技師の指示する方式に従い作動試験等を行い、水密状態その他各部の操作についての検査を受けるものとする。



### Ⅲ 減水深の現場調査資料

## 減水深の現場調査資料

計画地域の土壌はアランアラン地区の *pale clay loam* とサン・ミゲル地区の *San manuel silt loam* に分れる。

減水深は9点で調査した。

蒐集した資料は次の通りである。

地点番号	土 壤	測 定	期 間
1	San manuel silt loam	18 mm ~ 22 mm	3月26日 ~ 4月4日
2	”	20 ~ 26	3月26日 ~ 4月4日
3	”	16 ~ 17	3月28日 ~ 4月4日
4	Pale clay loam	10 ~ 16	3月26日 ~ 4月4日
5	”	11 ~ 15	3月28日 ~ 4月4日
6	”	8 ~ 13	3月26日 ~ 4月4日
7	”	8 ~ 15	3月26日 ~ 4月4日
8	”	16 ~ 17	3月26日 ~ 4月4日
9	”	15 ~ 18	3月28日 ~ 4月4日

## IV 頭首工設計資料

## 頭首工の設計

### (1) 土砂吐

#### (a) 基準排砂流量

土砂土の重要な機能の一つにみお筋を維持することである。

年中土砂を流下させるため、乾期における基準流量を考える。

マイニット川とオールドマイニット川との合流地点での流量の比率を6：4とすると、それぞれの流量は次表の様になる。

1960年

月	平均流量	合流点での流量		摘要
		マイニット川	オールドマイニット川	
	<i>m/sec.</i>	<i>m/sec.</i>	<i>m/sec.</i>	
1	6,610	3.97	2.64	
2	7,740	4.64	3.10	
3	4,920	2.95	1.97	
4	6,520	3.91	2.61	
5	5,350	3.21	2.14	
6	4,800	2.88	1.92	
7	4,470	2.68	1.79	
8	3,890	2.33	1.56	
9	3,760	2.26	1.50	
10	12,070	7.24	4.83	
11	8,720	5.23	3.49	
12	9,110	5.47	3.64	

1961年

月	平均流量	合流点での流量		摘要
		マイニット川	オールドマイニット川	
1	8,410 $m^3/sec.$	5.05 $m^3/sec.$	3.36 $m^3/sec.$	
2	12,740	7.64	5.10	
3	9,260	5.56	3.70	
4	5,840	3.50	2.34	
5	5,790	3.47	2.32	
6	4,110	2.67	1.44	
7	3,160	1.90	1.26	
8	3,180	1.91	1.27	
9	2,560	1.54	1.02	
10	3,320	1.99	1.33	
11	7,160	4.30	2.86	
12	8,340	5.00	3.34	

以上の表より基準排砂流量は、それぞれ次の様にする。

マイニット川 4.0  $m^3/sec.$

オールドマイニット川 3.0 "

(b) 土砂始動のための流速  $V_c$

$$V_c = 1.5 C \sqrt{d}$$

ここに  $C : 3.2 \sim 3.9$

$d : 粒径 0.2 \text{ mm}$

(i) ダム No 1

$$V_c = 1.5 \times 3.2 \times \sqrt{0.2} = 2.146 \text{ m/sec.}$$

(ii) ダム No 2

ダム No 1 に同じ

(c) 土砂吐巾員の決定

$$b = \frac{Q \cdot g}{V_c^3}$$

ここに  $b : 土砂吐巾員$

$Q : 基準排砂流量$

$V_c : 始動のための流速$

(i) ダム No 1

$$Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$V_c = 2.146 \text{ m/sec.}$$

$$b = \frac{4.0 \times 9.8}{2.146^3} = 4.0 \text{ (m)}$$

従って 4.0 m とする。

(ii) ダム No 2

$$Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$V_c = 2.146 \text{ m/sec.}$$

$$b = \frac{3.0 \times 9.8}{2.146^3} = 3.0 \text{ (m)}$$

従って  $b = 3.0 \text{ m}$  とする。

(d) 土砂吐敷の勾配

土砂吐敷の勾配は、基準排砂流量における限界勾配よりも急にする。

限界勾配は

$$I_c \geq \frac{n^2 g \frac{10}{9}}{q_c \frac{2}{9}}$$

ここに  $I_c$  : 限界勾配

$n$  : 粗度係数 0.03

$q_c$  : 巾 1 m 当り流量

(i) ダム No 1

$$q_c = 1.0 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

$$\frac{10}{q^9} = 1.2629$$

$$I_c \geq \frac{0.03^2 \times 1.2629}{1.0} = \frac{1}{88}$$

従って  $I_c = 1/50$  とする。

(ii) ダム No 2

ダム No 1 と同じ

(e) 下流エプロン及び護床工の長さ

ブライの次式による

$$l_1 = 0.9 C \sqrt{H_a}$$

$$L = 1.00 C \sqrt{H_a \cdot q}$$

$$\ell_2 = L - \ell_1$$

ここに  $\ell_1$  : エプロン長

$\ell_2$  : 護床工長

$L$  : エプロン長と護床工長との和

$C$  : ブライの係数

$H_a$  : 最大水位差

$q$  : 巾1 m当りの流量(洪水時)

(i) ダム No 1

$$H_a = 1.80 \text{ m} \quad q = 10.0 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

$$\ell_1 = 0.9 \times 6 \times \sqrt{1.8} = 7.24 \text{ (m)}$$

従って  $\ell_1 = 10.0 \text{ m}$  とする。

$$L = 1.00 \times 6 \times \sqrt{1.8 \times 10.0} = 25.5$$

$$\ell_2 = 25.5 - 10.0 = 15.5$$

よって  $\ell_2 = 16 \text{ m}$  とする。

(ii) ダム No 2

$$H_a = 1.80 \text{ m} \quad q = 6.0 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

$$\ell_1 = 0.9 \times 6 \times \sqrt{1.8} = 7.24 \text{ (m)}$$

従って  $\ell_1 = 9.7 \text{ m}$  とする。

$$L = 1.00 \times 6 \times \sqrt{1.8 \times 6.0} = 19.7 \text{ (m)}$$

$$\ell_2 = 19.7 - 9.7 = 10.0 \text{ (m)}$$

よって  $\ell_2 = 12.0 \text{ m}$  とする。

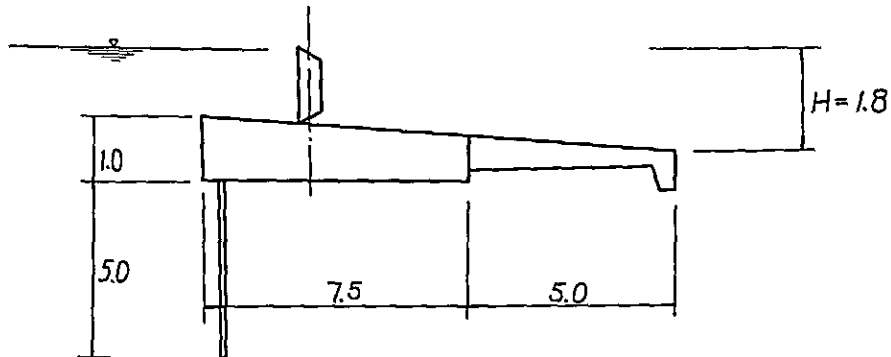
(e) 浸透路長の検討

最少必要浸透路長  $L$  は

$$L \geq C \times H$$

検討はブライの方法とレーンの方法とについて行う。

(i) ダム No 1



① ブライの方法

$$C \times H = 6 \times 1.8 = 10.8 (m)$$

$$L = 1.0 + 5.0 \times 2 + 12.5 = 23.5 (m)$$

$$\therefore L > CH$$

② レーンの方法

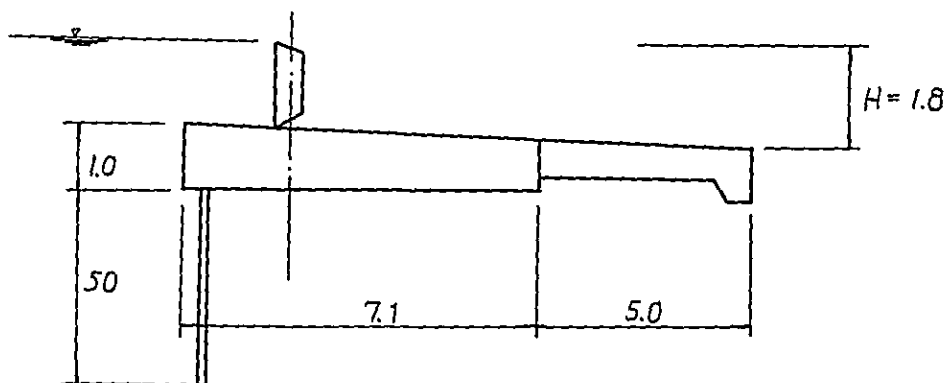
$$C \times H = 3 \times 1.8 = 5.4 (m)$$

$$L = 1.0 + 5.0 \times 2 + 12.5 \times \frac{1}{2} = 15.2 (m)$$

$$\therefore L > CH$$

故に安全である。

(ii) ダム No. 2



① ブライの方法

$$CH = 6 \times 1.8 = 10.8 (m)$$

$$L = 1.0 + 5.0 \times 2 + 12.1 = 23.1 (m)$$

$$\therefore L > CH$$

② レーンの方法

$$CH = 3 \times 1.8 = 5.4 (m)$$

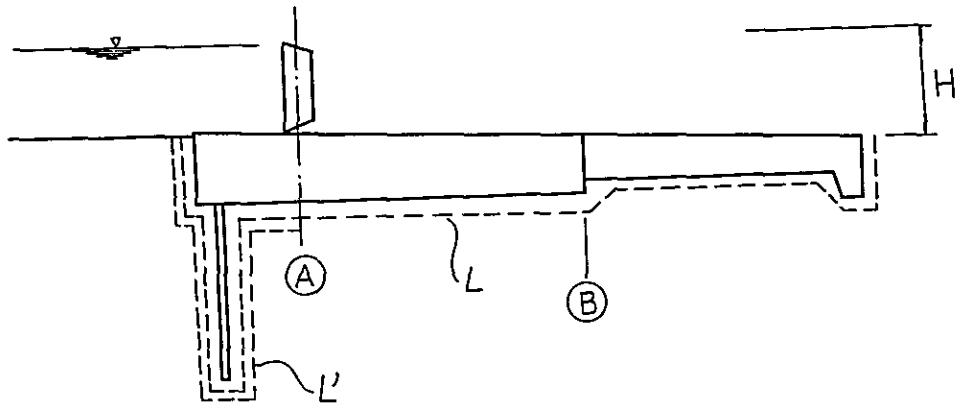
$$L = 1.0 + 5.0 \times 2 + 12.1 \times \frac{1}{2} = 15.0$$

$$\therefore L > CH$$

従って安全である。



(f) エプロン原さの決定



フライの次式による

$$t \geq \frac{4}{3} \times \frac{H-h}{r-1}$$

ここに  $t$  : エプロンの厚さ  
 $H$  : 最大水位差  
 $h$  : A点またはB点までの損失水頭

$$h = \frac{H}{L} \times L'$$

$L$  : 浸透路長 (フライによる)  
 $L'$  : A点またはB点までの浸透路長  
 $r$  : コンクリートの比重

(1) ダム No. 1

① ④点において

$$h = \frac{1.8}{23.5} \times 13.5 = 1.03$$

$$t \geq \frac{4}{3} \times \frac{1.8 - 1.03}{2.4 - 1} = 0.73$$

よって 1.0 m とする。

② ③点において

$$h = \frac{1.8}{23.5} \times 18.4 = 1.42$$

$$t \geq \frac{4}{3} \times \frac{1.8 - 1.42}{2.4 - 1} = 0.36$$

従って 0.6 m とする。

(iii) ダム #2

① ④点において

$$h = \frac{1.8}{2.3.1} \times 13.4 = 1.04$$

$$t = \frac{4}{3} \times \frac{1.8 - 1.04}{2.4 - 1} = 0.73$$

よって 1.0 m とする。

② ⑤点において

$$h = \frac{1.8}{2.3.1} \times 18.1 = 1.41$$

$$t \geq \frac{4}{3} \times \frac{1.8 - 1.04}{2.4 - 1} = 0.37$$

従って 0.6 m とする。

(2) 固 定 堰

(a) 堰頂標高及び底面標高

堰頂標高は取水位に余裕高 10 cm を加えるものとする。

(i) ダム #1

取 水 位	EL 4 2.0 0
堰 頂 標 高	EL 4 2.1 0
底 面 標 高	EL 4 0.0 0

(ii) ダム #2

取 水 位	EL 4 1.0 0
堰 頂 標 高	EL 4 1.1 0
底 面 標 高	EL 3 9.0 0

(b) 断面の決定

断面形は、ブライの方法により決定する。

$$L = \frac{H + h_1}{\sqrt{r}}$$

$$B = \frac{h_1}{\sqrt{r}}$$

ここに L : 底巾

B : 堰頂巾

H : 堰高

$h_1$  : 越流水深

r : コンクリートの比重

(i) ダム No 1

$$H = 2.1 \text{ m}$$

$$h_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$r = 2.4$$

$$\therefore L = \frac{2.1 + 2.4}{\sqrt{2.4}} = 2.9 \text{ (m)}$$

$$B = \frac{2.4}{\sqrt{2.4}} = 1.55 \text{ (m)}$$

従って  $L = 3.6 \text{ m}$ ,  $B = 1.5 \text{ m}$  とする。

(ii) ダム No 2

ダム No 1 と同じ

(c) 下流エプロン及び護床工長の決定

ブライの方法により求める。

$$\ell_1 = 0.6 C \sqrt{Ha}$$

$$L = 0.66 C \sqrt{Ha \cdot q}$$

$$\ell_2 = L - \ell_1$$

(i) ダム No 1

$$Ha = 1.74 \text{ m} \quad q = 6.0 \text{ m}^2/\text{sec}/\text{m}$$

$$\ell_1 = 0.6 \times 6 \sqrt{1.74} = 4.75$$

よって  $\ell_1 = 5.0 \text{ m}$  とする。

$$L = 0.66 \times 6 \sqrt{1.74 \times 6.0} = 12.8$$

$$\ell_2 = 12.8 - 5.0 = 7.8$$

従って  $\ell_2 = 10.0 \text{ m}$  とする。

(ii) ダム No 2

$Ha$  がダム No 1 と同じであるのでエプロン長は  $5.0 \text{ m}$  とする。

$$q = 3.0 \text{ m}^2/\text{sec}/\text{m}$$

$$L = 0.66 \times 6 \times \sqrt{1.74 \times 3.0} = 9.0 \text{ (m)}$$

$$\ell_2 = 9.0 - 5.0 = 4.0 \text{ (m)}$$

従って  $\ell_2 = 6.0 \text{ m}$  とする。

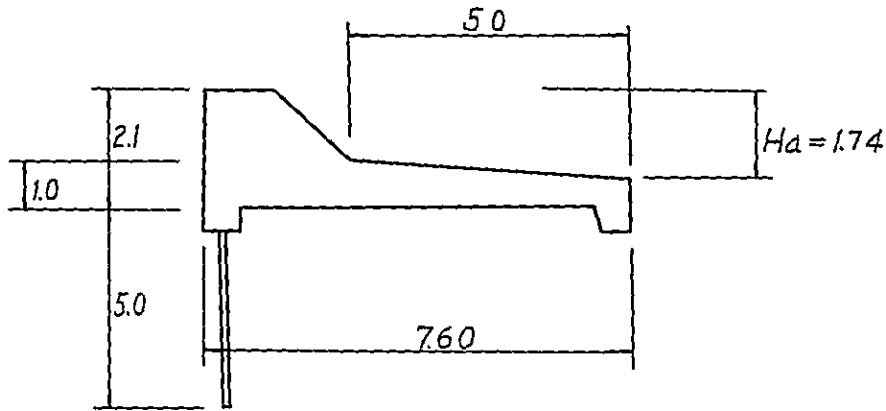
(d) 浸透路長の検討

次式により検討する

$$L \geq CH$$

検討はブライの方法とレーンの方法とについて行う。

(i) ダム № 1



① ブライの方法

$$CH = 6 \times 1.74 = 10.44$$

$$L = 1.0 + 5.0 \times 2 + 7.60 = 18.60$$

$$\therefore L > CH$$

② レーンの方法

$$CH = 3 \times 1.74 = 5.22$$

$$L = 1.0 + 5.0 \times 2 + 7.60 \times \frac{1}{2} = 13.53$$

$$\therefore L > CH$$

従って浸透路長に対しては安全である。

(ii) ダム № 2

ダム № 1 と同じであるので省略する。

(e) エプロン厚さの決定

ブライの方法により計算する。式は土砂吐の項に記してあるので省略する。

(i) ダム № 1

$$h = \frac{1.74}{1.8.6} \times 13.6 = 1.27$$

$$t \geq \frac{4}{3} \times \frac{1.74 - 1.27}{2.4 - 1} = 0.44$$

従って  $t = 1.0 \text{ m}$  とする。

(ii) ダム № 2

ダム № 1 と同じであるので計算は省略する。

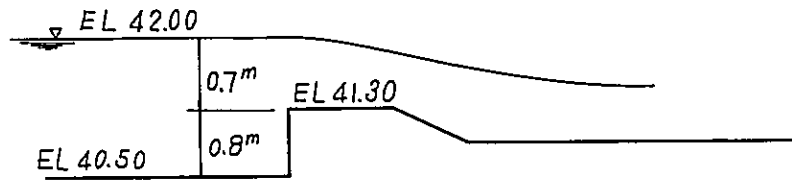
$t = 1.0 \text{ m}$  とする。

(3) 取水工

(a) 取水量及び取水口巾員

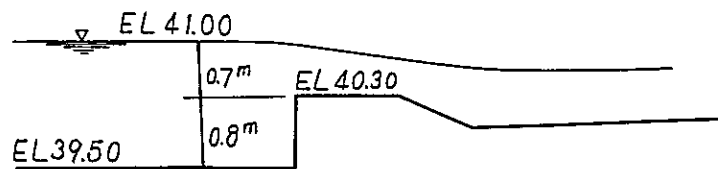
(i) ダム No. 1

取水量	$Q = 1,640 \text{ m}^3/\text{sec}$
取水水位	EL 42.00
取水口巾員	$2.0 \text{ m} \times 2 = 4.0 \text{ m}$
ピヤ一巾	$0.6 \text{ m}$



(ii) ダム No. 2

取水量	$Q = 2,730 \text{ m}^3/\text{sec}$
取水水位	EL 41.00
取水口巾員	$3.0 \text{ m} \times 2 = 6.0 \text{ m}$
ピヤ一巾	$0.6 \text{ m}$



(b) 水理計算

取水口における水面低下量は次式による。

$$\Delta H = h_z + h_c + h_{sc} + h_s + h_{sc'} + h_f + h_t$$

- ここに  $\Delta H$  : 全水面低下量
- $h_z$  : 流入による水面低下量
  - $h_c$  : 段による "
  - $h_{sc}$  : 急縮による "
  - $h_s$  : ちりよけによる "
  - $h_{sc'}$  : 漸拡による "
  - $h_f$  : 摩擦による "
  - $h_t$  : 漸縮による "

従って計算結果は次の通りである。

(i) ダム No 1

$$\Delta H = 0.127 (m)$$

従って  $\Delta H = 0.130 m$  とする。

(ii) ダム No 2

$$\Delta H = 0.115 (m)$$

従って  $\Delta H = 0.120 m$  とする。

## V アランアラン地区

水路及び附帯構造物の設計資料

水 理 計 算 表

水路名	水深	粗度係数 $n$	流積 $A$	側辺 $P$	径 $R$	深 $R^2/3$	勾配 $I$	$I^{1/2}$	流速 $V$	流量 $Q$
連絡水路	0.871	0.015	1.394	3.342	0.417	0.558	$\frac{1}{1,000}$	0.0316	1.177	1.641
幹線水路 A型	1.157	0.015	2.545	4.514	0.564	0.688	$\frac{1}{1,800}$	0.0236	1.078	2.731
幹線水路 B型	1.112	0.015	2.578	4.659	0.553	0.674	$\frac{1}{1,800}$	0.0236	1.059	2.730
支線水路 A-I	1.112	0.015	2.578	4.659	0.553	0.674	$\frac{1}{1,800}$	0.0236	1.059	2.730
支線水路 A-II	0.978	0.025	2.022	4.127	0.490	0.622	$\frac{1}{1,700}$	0.0242	0.602	1.215
支線水路 A-III	0.713	0.025	1.155	3.121	0.370	0.515	$\frac{1}{1,400}$	0.0267	0.550	0.635
支線水路 A-IV	0.643	0.025	0.769	2.368	0.324	0.472	$\frac{1}{1,100}$	0.0301	0.568	0.435
支線水路 A-V	0.420	0.025	0.334	1.588	0.210	0.353	$\frac{1}{800}$	0.0354	0.497	0.170
支線水路 A-VI	0.360	0.025	0.274	1.418	0.193	0.334	$\frac{1}{800}$	0.0354	0.450	0.130
支線水路 A <sub>1</sub> -I	0.671	0.025	0.819	2.448	0.335	0.482	$\frac{1}{1,100}$	0.0301	0.580	0.474
支線水路 A <sub>1</sub> -II	0.604	0.025	0.637	2.158	0.294	0.443	$\frac{1}{1,250}$	0.0282	0.500	0.318
支線水路 B-I	0.783	0.015	1.272	3.273	0.389	0.533	$\frac{1}{900}$	0.0333	1.183	1.501
支線水路 B-II	0.394	0.025	0.333	1.564	0.213	0.357	$\frac{1}{900}$	0.0333	0.476	0.157

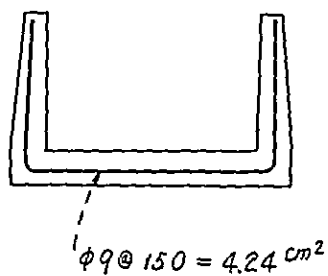
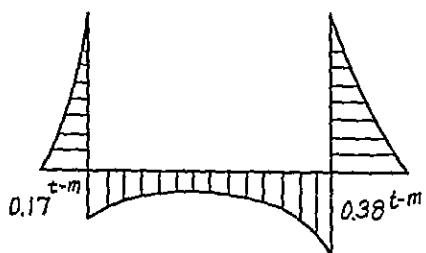
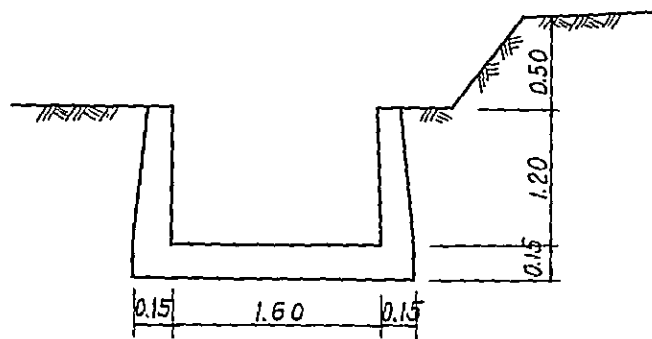
各水路水理計算は Manning 公式による。



連絡水路の計画断面

曲げモーメント

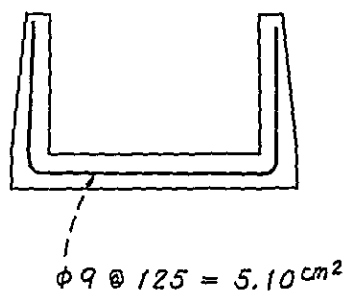
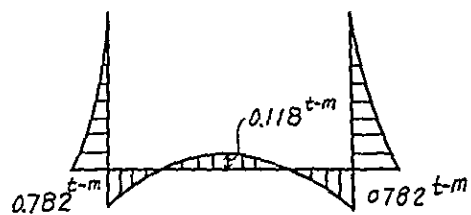
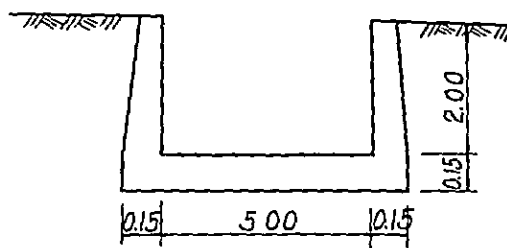
鉄筋コンクリート



放流工の計画断面

曲げモーメント

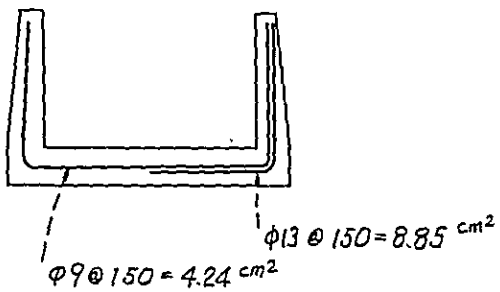
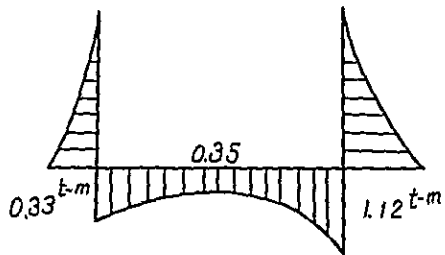
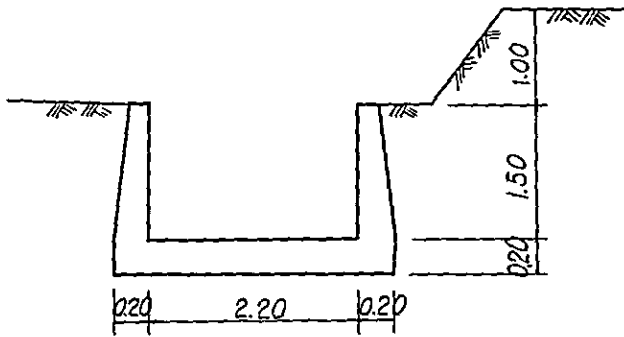
鉄筋コンクリート



幹線水路の計画断面

曲げモーメント

鉄筋コンクリート

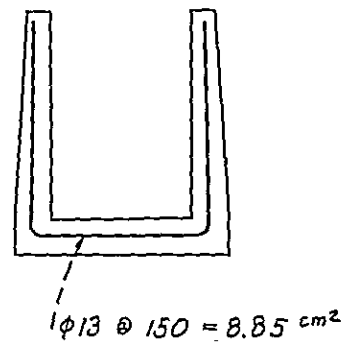
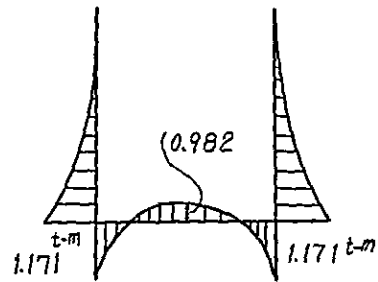
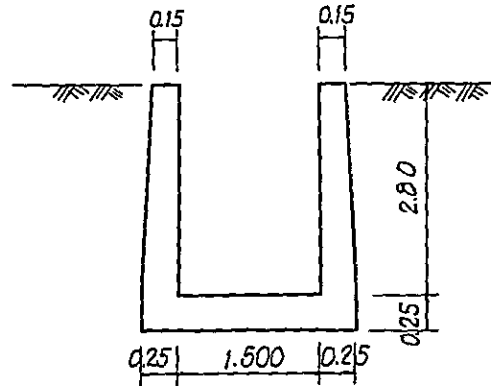


小サイホンの出入口の

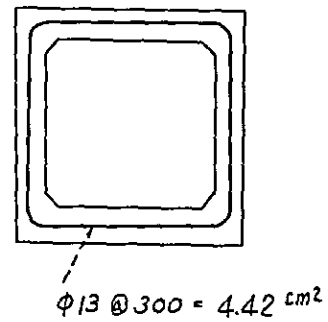
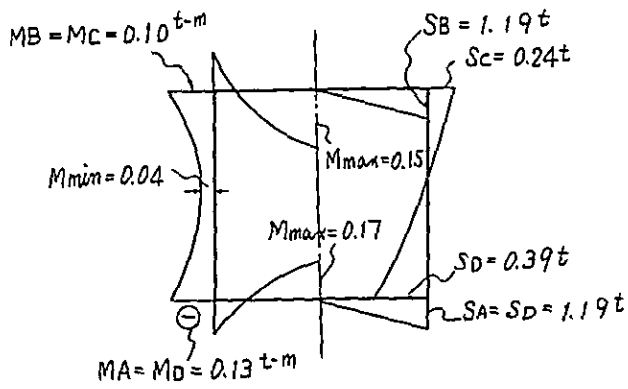
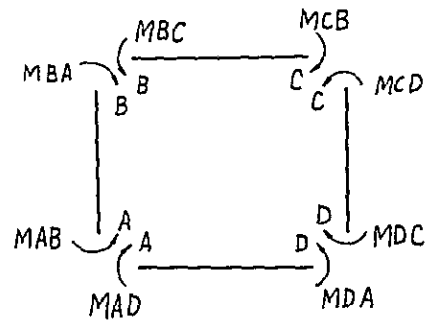
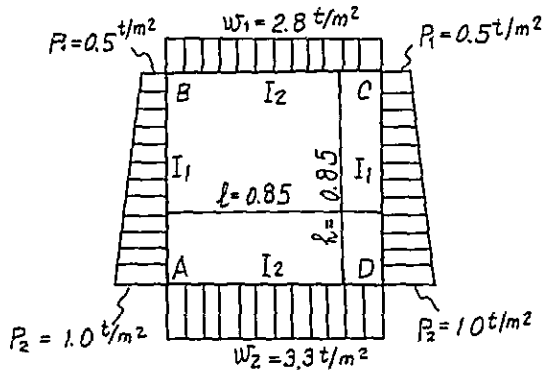
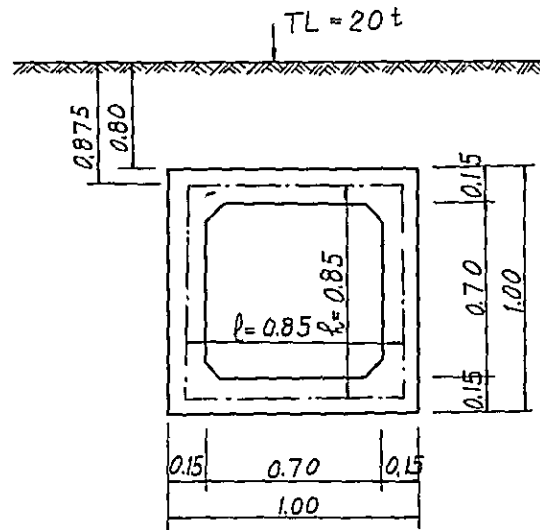
計画断面

曲げモーメント

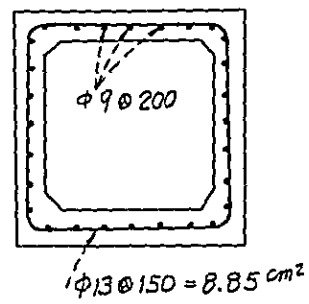
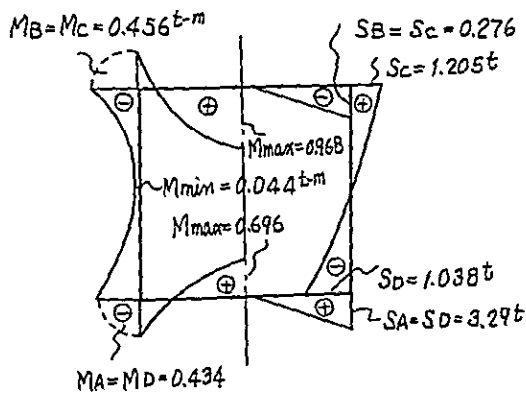
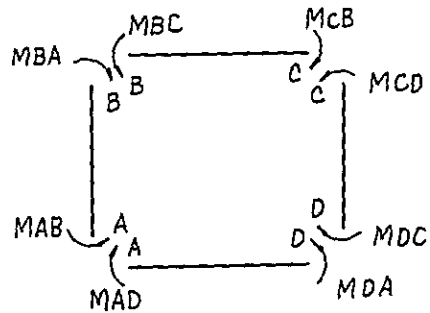
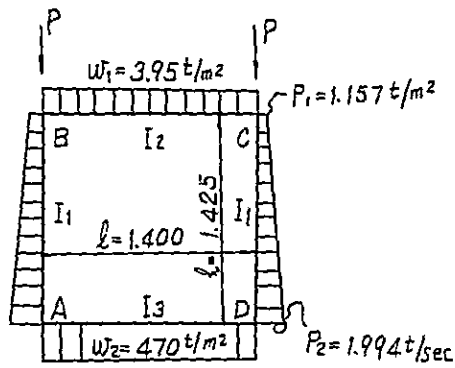
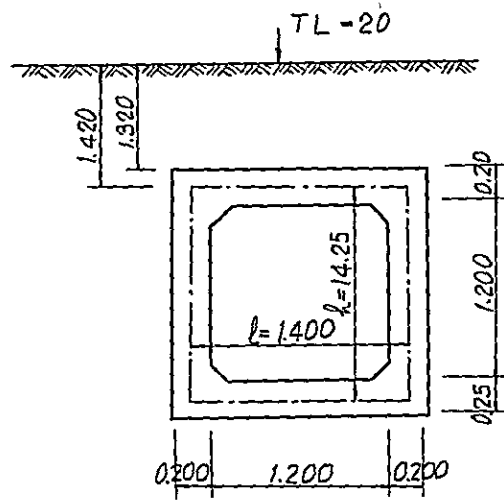
鉄筋コンクリート



小サイホン本体の計画断面 荷重 曲げモーメント  
 端モーメント 剪断力 及び 鉄筋コンクリート



国道サイホンの計画断面 荷重 曲げモーメント  
端モーメント 剪断力 及び 鉄筋コンクリート



### 1号分水工及び2号分水工

パーシャルフリュームは基本的に集中部、頸部及び跳水部の3部からなる。

頸部は下流に9:24の勾配で傾斜し、跳水部に於いて底部は1:60の逆勾配をなす。

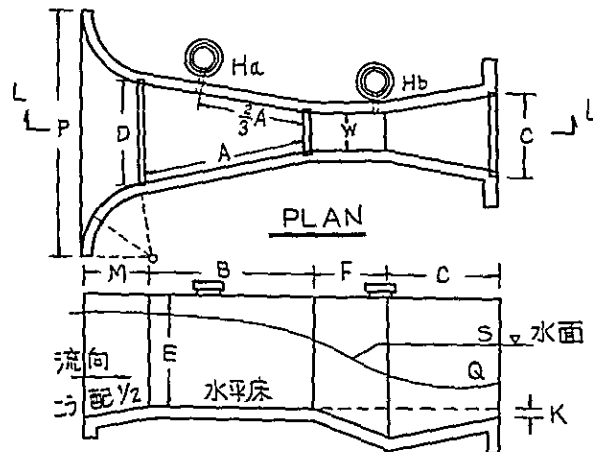
跳水部の下流端底標高はクレスト標高より3 inch 低くする。

頸部巾員は1フィートから8フィート程度頸部の長さは2フィート、跳水部は3フィートを標準とする。

パーシャルフリュームには2個の水位観測用のゲージかを備える集中部の $\frac{2}{3}$ の位置に上流ゲージ頸部下流端に下流ゲージがとりつけられる。

零点標高をクレストに一致させたゲージを鉛直に立てることが必要である。

1号分水工の設計流量の範囲は1,215  $m^3/s$ ~1,501  $m^3/s$  2号分水工の設計流量の範囲は0.474  $m^3/s$ ~0.635である。従って1号分水工と2号分水工にとりつけられるパーシャルフリュームは標準寸法表より次表の如くなる。



断面L-L

1号分水工標準寸法表

記号	寸法	記号	寸法
W	121.92 cm	G	91.20 cm
A	182.88	K	7.62
$\frac{2}{3}A$	121.92	N	22.86
B	179.39	R	60.96
C	152.40	M	30.48
D	193.68	P	271.11
E	91.44	X	5.08
F	60.96	Y	7.62

2号分土工標準寸法表

記号	寸法	記号	寸法
W	60.96 cm	G	91.20 cm
A	152.40	K	7.62
⅝	101.60	N	22.86
B	149.47	R	50.48
C	91.44	M	38.10
D	120.65	P	195.44
E	91.44	X	5.08
F	60.96	Y	7.62

パーシャルフリュームに加えて各分土工には、それぞれ制水門扉が上流整流槽に設けられ各分水路の流量調節を行う。

下流ゲージの読みが上流ゲージの読みの70%を越えない範囲では完全越流であるので上流水位の読みから次表を用いて流量を求める。

完全越流時の流量計算表

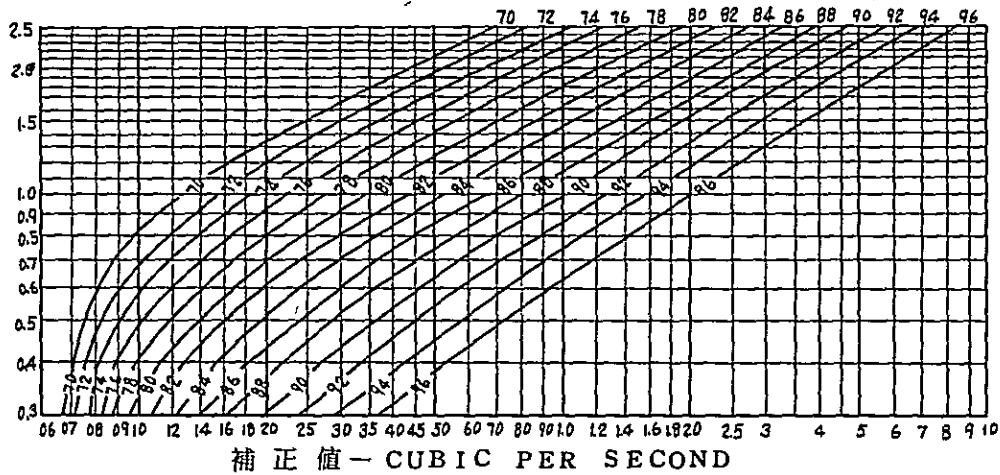
1 号 分 水 工				2 号 分 水 工			
水 頭		流 量		水 頭		流 量	
Feet	Meter	Cusec	m <sup>3</sup> /sec	Feet	Meter	Cusec	m <sup>3</sup> /sec
1.10	0.335	18.6	0.527	0.85	0.259	6.22	0.176
1.15	0.351	19.0	0.538	0.90	0.274	6.80	0.193
1.20	0.366	21.3	0.603	0.95	0.290	7.39	0.209
1.25	0.381	22.8	0.646	1.00	0.305	8.00	0.227
1.30	0.396	24.2	0.685	1.05	0.320	8.63	0.244
1.35	0.411	25.7	0.728	1.10	0.335	9.27	0.263
1.40	0.421	27.2	0.770	1.15	0.351	9.94	0.282
1.45	0.442	28.8	0.816	1.20	0.366	10.6	0.300
1.50	0.457	30.3	0.858	1.25	0.381	11.3	0.320
1.55	0.472	32.0	0.906	1.30	0.396	12.0	0.340
1.60	0.488	33.6	0.952	1.35	0.411	12.7	0.360
1.65	0.503	35.3	1.000	1.40	0.427	13.5	0.382
1.70	0.518	37.0	1.048	1.45	0.442	14.2	0.402
1.75	0.533	38.7	1.096	1.50	0.457	15.0	0.425
1.80	0.549	40.5	1.147	1.55	0.472	15.8	0.447
1.85	0.564	42.2	1.195	1.60	0.488	16.6	0.470
1.90	0.579	44.1	1.249	1.65	0.503	17.4	0.493
1.95	0.594	45.9	1.300	1.70	0.518	18.2	0.515
2.00	0.610	47.8	1.354	1.75	0.533	19.0	0.538
2.05	0.625	49.7	1.408	1.80	0.549	19.9	0.564
2.10	0.640	51.6	1.461	1.85	0.564	20.8	0.589
2.15	0.655	53.5	1.515	1.90	0.579	21.6	0.612
2.20	0.671	55.5	1.572	1.95	0.594	22.5	0.637
2.25	0.686	57.5	1.628	2.00	0.610	23.4	0.663
2.30	0.701	59.6	1.688	2.05	0.625	24.3	0.688
2.35	0.716	61.6	1.745	2.10	0.640	25.3	0.716
2.40	0.732	63.7	1.804	2.15	0.655	26.2	0.742
2.45	0.747	65.8	1.863	2.20	0.671	27.2	0.770

下流ゲージの読みが上流ゲージの読みの70%を越えると不完全越流になる。

真の流量を求めるには次図の曲線から読みとった値に次表のK値をかけて求めた流量を完全越流の場合の流量から差し引くことによって得られる。

巾員 K 値 関係 表

巾 員 "W"		K 値
Feet	Meter	
1.0	0.305	1.0
2.0	0.610	1.8
4.0	1.219	3.1
6.0	1.829	4.3
8.0	2.438	5.4



水 理 計 算

越流堰長の計算は次式による。

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}}$$

- ここに G : 越流係数 1.70  
 H : 越流深  
 Q : 設計流量  
 B : 堰長

放水路には Manning 公式が用いられる。

公式は次のとおりである。

$$V = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} \quad Q = A \cdot V$$

- ここに V : 速度 m/sec  
 I : 勾配  
 R : 径深  
 n : 粗度係数

計算結果は次表の通りになる。



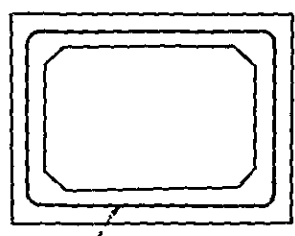
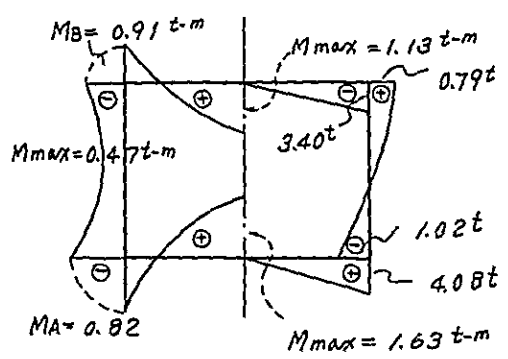
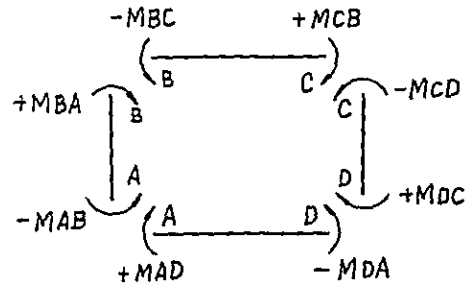
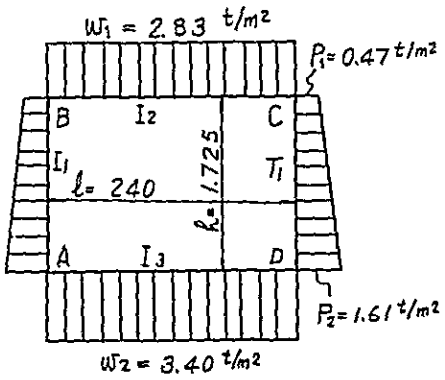
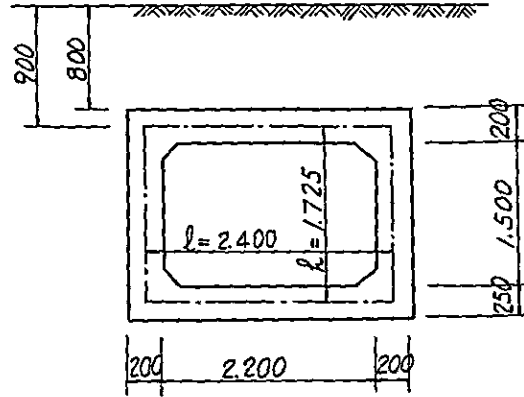
堰 長 算 定 表

余水吐名	流 量	越流深(H)	$H^{\frac{3}{2}}$	$B = \frac{Q}{1.70 H^{\frac{3}{2}}}$
1号余水吐	0.106	0.10	0.0316	2.00
2号 "	0.200	0.10	0.0316	3.75
3号 "	0.291	0.10	0.0316	5.50
4号 "	0.144	0.10	0.0316	2.70
5号 "	0.156	0.10	0.0316	2.90
6号 "	0.318	0.10	0.0316	6.00
7号 "	0.157	0.10	0.0316	3.00

放水路水理計算表

余水吐名	水深	流 積	潤 辺	径 深	$R^{\frac{2}{3}}$	勾 配	$I^{\frac{1}{2}}$	流 量 $Q = AnI^{\frac{1}{2}}R^{\frac{2}{3}}$
1号余水吐	0.24	0.142	0.138	0.138	0.266	0.005	0.0707	0.107
2号 "	0.37	0.266	1.396	0.190	0.331	0.0033	0.0577	0.204
3号 "	0.47	0.432	1.776	0.243	0.390	0.002	0.0447	0.301
4号 "	0.30	0.198	1.198	0.163	0.299	0.004	0.0632	0.147
5号 "	0.31	1.227	1.227	0.167	0.303	0.004	0.0632	0.157
6号 "	0.49	1.836	1.836	0.251	0.398	0.002	0.0447	0.328
7号 "	0.32	1.255	1.255	0.171	0.308	0.004	0.0632	0.167

樋管の計画断面 荷重 曲げモーメント  
 端モーメント 剪断力 及び 鉄筋コンクリート



$\phi 16 @ 150 = 13.40 \text{ cm}^2$

## Ⅵ サンミゲル地区

### チェックゲート及水路設計資料

## A 水理計算 (サンミゲル地区)

### I ルカイクリークチェックゲートの水理計算

#### I-1 土砂吐及び固定堰

Check gate 設置附近の Lukay Cr. の水理諸元は次の如くである。

$$S : 1/1,000$$

$$n : 0.07$$

$$V : 0.60 \text{ m/sec}$$

$$Q : 24.6 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{F.W.S} \quad 20.800 \text{ m}$$

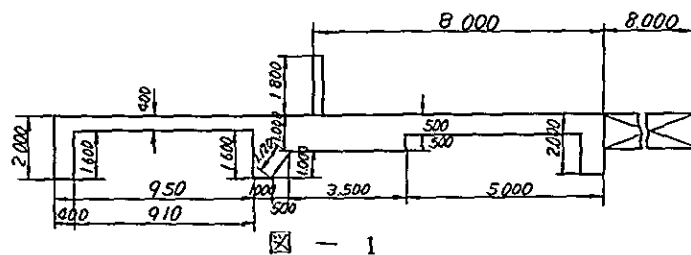
#### I-1-1 土砂吐の計算

築造後の越流量  $Q_n = 7.00 \text{ m}^3/\text{sec}$  とする。

##### (a) 下流側エプロン長

ブライ公式より

$$\begin{aligned} \ell_1 &= 0.6 C \sqrt{H_a} \\ &= 0.6 \times 12 \sqrt{1.80} \\ &= 9.65 \text{ m} \end{aligned}$$



固定堰部エプロンの先端と揃えるため  $\ell = 8.00 \text{ m}$  とし、不足長は上流側エプロンの浸透路で十分補えるものとした。

##### (b) 護床工長の計算

エプロン長  $\ell_1$  と護床工長  $\ell_2$  との合計長  $\ell$  は

$$\begin{aligned} \ell &= 0.67 C \sqrt{H_a q_n} \\ &= 0.67 \times 12 \times \sqrt{1.80 \times \frac{7.00}{3.00}} \\ &= 16.00 \text{ m} \end{aligned}$$

※  $q_n =$  土砂吐  $1 \text{ m}$  巾当りの計画洪水量

$$\therefore \ell_2 = 16.00 - 8.00 \text{ m} = 8.00 \text{ m}$$

##### (c) 浸透路の長さ

$$\begin{aligned} \text{浸透路の最小必要長} \quad L &= C \cdot H \\ &= 12 \times 1.80 \\ &= 21.60 \text{ m} \end{aligned}$$

これに対し  $L - \ell = 21.60 - 8.00 = 13.60 \text{ m}$  この差長を上流側エプロンで補う。

##### (i) ブライの方法

$$\begin{aligned} \text{クリーブ長} \Sigma L &= 2.00 + 0.40 + 1.60 + 9.10 + 1.60 + 1.00 + 1.12 + 3.50 + 0.5 + 5.00 \\ &= 25.82 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = CH = 12 \times 1.80 < 25.82 \text{ m}$$

(ii) レーンの方法

重みつきクリープ長はブライと同様に

$$L = \sum L_v + \frac{1}{2} \sum L_H$$

$$= (2.00 + 1.60 + 1.60 + 1.12 + 0.5) + \frac{1}{2} (9.50 + 5.00 + 5.00)$$

$$= 13.32 \text{ m}$$

こゝに以上2氏の計算結果より最大のブライ氏を採り

$$L = 25.82 \text{ m} > 21.60 \text{ m}$$

で安全である。

(d) 下流側エプロン厚の計算

$$t = \frac{4}{3} \times \frac{H-h}{r-1}$$

H : 1.80 m

L : 25.82 m

L' : セキ体下流までのクリープの長さ

$$= 2.00 + 0.40 + 1.60 + 9.10 + 1.6 + 1.00 + 1.12 + 3.50$$

$$= 20.32$$

$$h : \frac{H}{L} \cdot L' = \frac{1.80}{25.82} \times 20.32 = 1.41 \text{ m}$$

r = 2.4 (コンクリートの比重)

$$\therefore t = \frac{4}{3} \times \frac{1.8 - 1.41}{2.4 - 1} = 0.37 \text{ m}$$

余裕を見て0.5 mとする。

I-2 固定堰の計算

築造後の越流量を

$Q_m = 17.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ と

する。

(a) 下流側エプロン長

ブライ公式より

$$\phi = 0.6 C \sqrt{H a}$$

$$= 0.6 \times 12 \times \sqrt{0.80}$$

$$= 6.41$$

$$= 7.00 \text{ m}$$

若干余裕を見て7.00 mとする。

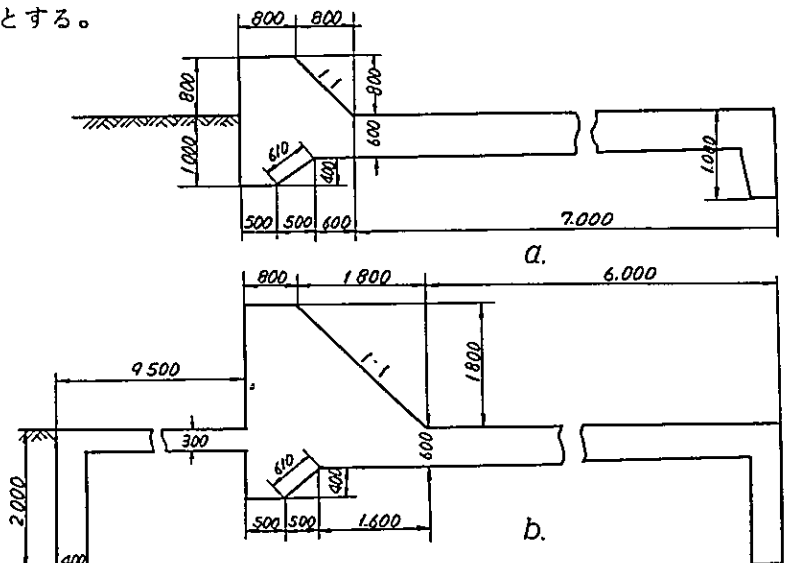


図 - 2

(b) 護床工長の計算

ブライ公式より

$$\begin{aligned}\ell &= 0.67 C \sqrt{H a \cdot q n} \\ &= 0.67 \times 1.2 \sqrt{0.80 \times \frac{17.60}{16.50}}\end{aligned}$$

※  $q_m$  = 固定堰巾 1 m 当りの計画洪水量

$$= 7.42 \text{ m}$$

$$\therefore \ell_2 = \ell - \ell_1$$

$$= 7.42 - 7.00$$

$$= 0.42 \text{ m}$$

護床長 0.42 m は無視し、図-2 の b タイプ部分に土砂吐と同様  $\ell_2 = 8.00 \text{ m}$  の護床工を考えた。

(c) 滲透路長の計算

a 及び b タイプの内、危険側と思われる a タイプについて計算する。

$$\begin{aligned}\text{滲透路の最小必要量 } L &= C \cdot H \\ &= 1.2 \times 0.8 \\ &= 9.6 \text{ m}\end{aligned}$$

これに対して  $L - \ell = 9.60 - 7.00 = 2.60 \text{ m}$  の差長を上流側の止水壁で補う。

(i) ブライの方法

$$\begin{aligned}\text{クリープ長 } \Sigma L &= 1.00 + 0.50 + 0.61 + 0.60 + 7.00 = 9.71 \text{ m} \\ L &= C \cdot H = 1.2 \times 0.80 < 9.71 \text{ m}\end{aligned}$$

(ii) レーンの方法

$$\begin{aligned}L &= \Sigma L_v + \frac{1}{2} \Sigma L_H \\ &= (1.00 + 0.61) + \frac{1}{2} (0.50 + 0.60 + 7.00) \\ &= 4.31 \text{ m}\end{aligned}$$

以上によりブライ氏の値を採り、 $L = 9.71 \text{ m} > 9.60 \text{ m}$  で安全である。

(d) 下流側エプロン厚の計算

$$\begin{aligned}t &= \frac{4}{3} \times \frac{H-h}{r-1} & H &: 0.80 \text{ m} \\ &= \frac{4}{3} \times \frac{0.80 - 0.223}{2.4 - 1} & L &: 9.71 \text{ m} \\ &= 0.548 & L' &: \text{セキ体下流までのクリープの長さ} \\ & & &= 1.00 + 0.50 + 0.61 + 0.60 \\ & & &= 2.71 \text{ m} \\ & & h &: \frac{H}{L} \cdot L' = \frac{0.80}{9.71} \times 2.71 = 0.223 \text{ m}\end{aligned}$$

若干の余裕を見て  $t = 0.60 \text{ m}$  とする。

1-2 取水工

1-2-1 条件

1. 取水：全量取水  $Q = 1.344 \text{ m}^3/\text{sec}$

2. 取水位  $EL = 19.450 \text{ m}$

3. 巾員  $B = \frac{1.344}{0.75 \times 0.90} = 2.000 \text{ m}$

4. 流入流速  $V = 0.900 \text{ m}/\text{sec}$

5. 敷標高  $EL = 18.700 \text{ m}$

1-2-2 取入口における損失落差

(a) 流入口における損失落差： $h_1$

流入口を図-1の断面の通り仮定して計算する。

入口部河川側はプールとなっているので  $v_1 = 0$  と考える。

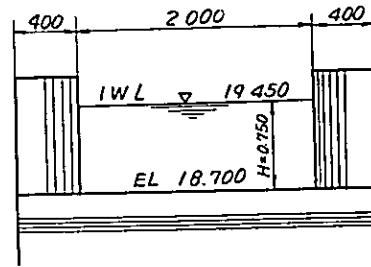


図-1

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} (1 + f_1) \quad \text{※ } f_1 \dots \text{丸形付入口 } 0.2$$

$$= \frac{0.900^2}{2 \times 9.8} (1 + 0.2)$$

$$= 0.049 \text{ m}$$

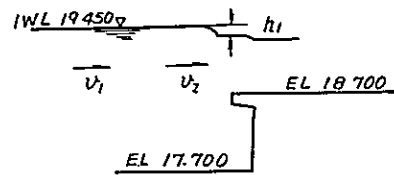


図-2

降下水位は

$$19.450 \text{ m} - 0.049 \text{ m} = 19.401 \text{ m}$$

(b) 段による損失落差： $h_2$

$$h_2 = f_2 = f_2 \frac{v_2^2}{2g} + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$$

$$v_1 = \text{前項より } 0$$

入口の河川流速  $v_1 = 0$  と見做すので、こゝでは  $f_2 = 0.5$  の角型流入損失係数と同様に考える。

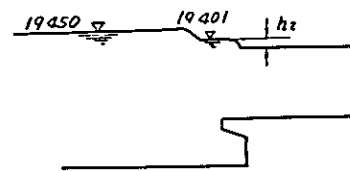


図-3

$$\therefore h_2 = f_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$= 0.5 \times \frac{0.900^2}{19.6}$$

$$= 0.021 \text{ m}$$

よって降下水位は

$$19.401\text{ m} - 0.021\text{ m} = 19.380\text{ m}$$

(e) ごみよけスクリーンによる損失落差:  $h_3$

$$h_3 = \beta \sin \theta \left( \frac{t}{d} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V_1^2}{2g}$$

ここに

$\beta$  = スクリーンの断面形による

係数 = 2.34

$\theta$  = スクリーンの傾斜角 =  $63^\circ 30'$

$\sin \theta = 0.895$

$t$  = スクリーンの太さ = 12 mm

$d$  = スクリーンの目の大きさ

$$= 112 - 12$$

$$= 100\text{ mm}$$

$v_1$  = スクリーンの上流側の流速

$$= \frac{1.344}{0.68 \times 2.00}$$

$$= 0.988\text{ m/sec}$$

$v_1$  の値は浮流物がかゝらない場合であって、今浮流物が 20 cm 附着したものとすれば

$$v_0 = \frac{v_1 H_1}{H_0}$$

$$= \frac{0.988 \times 0.680}{0.480}$$

$$= 1.400\text{ m/sec}$$

$$\therefore h_3 = 2.34 \times 0.895 \times \left( \frac{12}{100} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1.40^2}{19.6}$$

$$= 2.094 \times 0.0592 \times 0.1$$

$$= 0.012\text{ m}$$

よって降下水位は

$$19.380 - 0.012$$

$$= 19.368\text{ m}$$

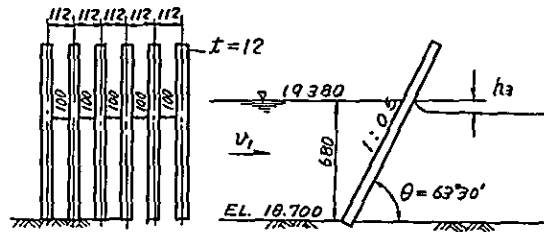


図 - 4

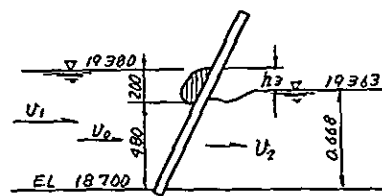


図 - 5



(d) 断面急縮による損失落差:  $h_4$

$$h_4 = f_3 \frac{v_2^2}{2g} + \left( \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right)$$

ここに

$$f_3; \frac{A_2}{A_1} = \frac{1.50 \times 0.768}{2.00 \times 0.668} = 0.83$$

$$\therefore f_3 = 0.15$$

$$v_2; v_2 = \frac{1.344}{1.50 \times 0.668} = 1.16 \text{ m/sec}$$

$$v_1 = 0.97 \text{ m/sec}$$

$$\therefore h_4 = 0.15 \times \frac{1.16^2}{19.6} + \frac{1.16^2 - 0.97^2}{19.6}$$

$$= 0.031 \text{ m}$$

よって  $A_2 - A_2$  断面の水位は

$$1.9368 \text{ m} - 0.031 \text{ m} = 1.9337 \text{ m}$$

(e) 摩擦による損失落差:  $h_5$

$$h_5 = n^2 - \frac{V^2}{R \frac{4}{3}} L$$

$$= 0.015 \times \frac{1.16^2}{0.38 \frac{4}{3}} \times 8.50$$

$$= 0.000225 \times \frac{1.3456}{0.272} \times 8.50$$

$$= 0.0008 \text{ m}$$

よって降下水位は

$$1.9337 \text{ m} - 0.0008 \text{ m} = 1.9329 \text{ m}$$

(f) 総損失落差

流入口における損失落差	$h_1 = 0.049 \text{ m}$
段 による	$h_2 = 0.021 \text{ m}$
スクリーンによる	$h_3 = 0.012 \text{ m}$
断面急縮による	$h_4 = 0.031 \text{ m}$
摩擦による	+) $h_5 = 0.0008 \text{ m}$
小 計	<hr/> 0.121 m
その他(余裕を見て)	+) 0.029 m
	<hr/> 0.150 m

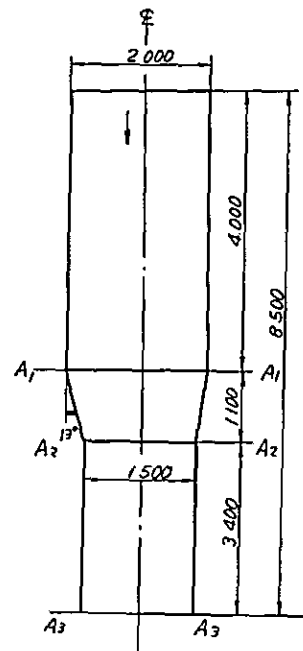


図 - 6

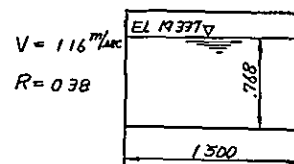
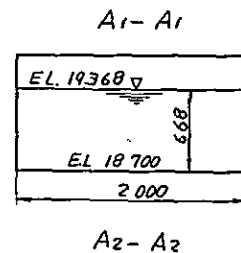


図 - 7

従って幹線水路の起点水位は

$$19.450 \text{ m} \div 0.150 \text{ m} = 19.300 \text{ m}$$

$$\text{敷高は } 19.300 - 0.768 = 18.532 \text{ m}$$

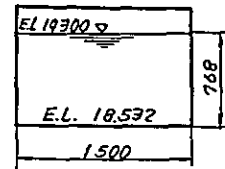


図 - 8

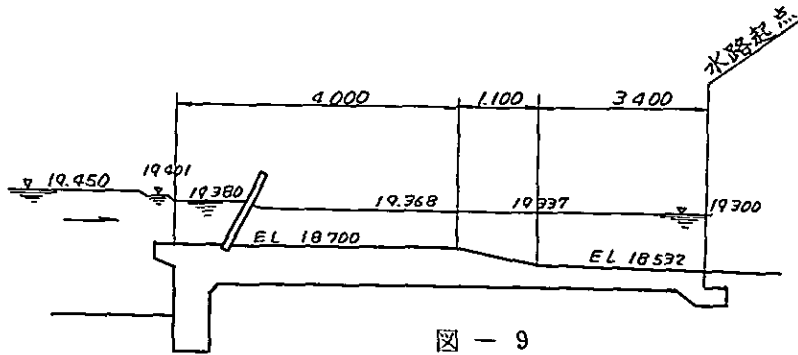


図 - 9

### 1-3 用水路水理計算

#### (a) 設計条件

Manning の水理公式  $V = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}}$

n 粗度係数 コンクリートライニング水路の場合

0.015

土水路

0.025

V 流速 コンクリート水路の場合

1.20 m/sec 以下

土水路の場合

0.70 m/sec 以下

水理上最有利断面の底幅水深の係数

$$A = \frac{Q}{V}$$

1. 側法 1 : 0.0 の場合

$$\text{水深 } H = 0.707 \sqrt{A}$$

$$\text{底幅 } B = 1.414 \sqrt{A}$$

2. 側法 1 : 1.0 の場合

$$\text{水深 } H = 0.740 \sqrt{A}$$

$$\text{底幅 } B = 0.613 \sqrt{A}$$

3. 側法 1 : 1.5 の場合

$$\text{水深 } H = 0.689 \sqrt{A}$$

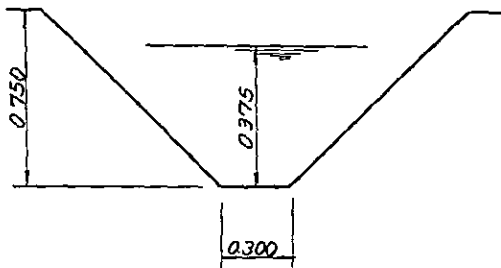
$$\text{底幅 } B = 0.417 \sqrt{A}$$

上記の係数により水利上最有利断面の底幅，水深を求め，求めた底幅を整数にし勾配を求めた。その勾配を又整数にし等流水深を求めた結果が次表のとおりである。なお支線Bについては地形上より水利上最有利断面からの勾配でなく地形上の勾配とした。

(b) 計算結果

用水系統	水路名	断面	側ノリ	流量(Q) m <sup>3</sup> /sec	底幅(D) m	水深(D) m	流積(A) m <sup>2</sup>	流速(V) m/sec	コウ配(I)	ライニング
A	I	矩形	1:0	1.344	1.50	0.768	1.152	1.167	1/900	コンクリートライニング
	II	梯形	1:1.5	1.344	0.60	0.962	1.965	0.684	1/1,300	土水路
	III	梯形	1:1.5	1.015	0.55	0.834	1.502	0.676	1/1,100	土水路
	IV	梯形	1:1.5	0.713	0.45	0.704	1.060	0.673	1/900	土水路
	V	梯形	1:1	0.346	0.45	0.525	0.512	0.676	1/600	土水路
A <sub>1</sub>	I	梯形	1:1	0.329	0.45	0.513	0.494	0.666	1/600	土水路
	II	梯形	1:1	0.090	0.30	0.287	0.168	0.534	1/450	土水路
	III	梯形	1:1	0.048	0.30	0.208	0.106	0.454	1/450	土水路
B	I	梯形	1:1	0.165	0.30	0.375	0.253	0.652	1/400	土水路
	II	梯形	1:1	0.045	0.30	0.173	0.082	0.549	1/250	土水路

1-4 支線B県道横断サイホン水理計算



$$Q = 0.165$$

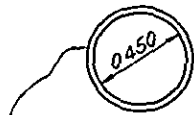
$$V_1 = 0.693$$

$$A_1 = 0.238$$

$$D = 0.450$$

$$A_2 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.450^2}{4} = 0.159$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.165}{0.159} = 1.038$$



REINFORCED CONCRETE  
PIPE

入口損失落差

$$h_L = f_L \frac{(V_2^2 - V_1^2)}{2g}$$

$$\text{ここに } f_L = 0.50 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0.50 \times \frac{1.038^2}{196} = 0.028$$

$$= 0.028 + \frac{(1.038^2 - 0.693^2)}{19.6} = 0.028 + 0.030 = 0.058$$

スクリーン損失  $h_s = 0.006$

管内マサツ損失

$$h_t = f \cdot L \cdot \frac{V_z^2}{2g}$$

$$\text{ここに } f = \frac{1245 \times n^2}{D^{\frac{4}{3}}} = \frac{1245 \times 0.016^2}{0.3448} = 0.092$$

$$L = 20.00 \text{ m}$$

$$h_v = \frac{V_z^2}{2g} = \frac{1.038^2}{19.6} = 0.055$$

$$= 0.092 \times 20.00 \times 0.055 = 0.101$$

出口損失落差

$$h_v = 1.0 \times \frac{V_z^2}{2g} = 1.0 \times \frac{1.038^2}{19.6} = 0.055$$

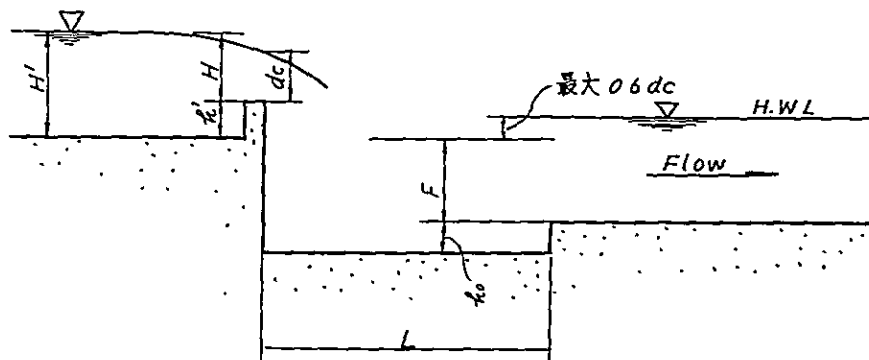
全損失落差

$$\Sigma h = h_t + h_s + h_f + h_v$$

$$= 0.058 + 0.006 + 0.101 + 0.055 = 0.220 \text{ m}$$

## 1-5 用水路落差工水理計算

(a) 計算方法



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

C : 越流係数 = 2.0

B : 越流巾

H : 越流水深

$$d_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{g B^2}}$$

$d_c$  : 限界水深

$Q$  : 流量

$B$  : 越流幅

$g$  : 重力の加速度 = 9.8

$$L = \left[ 2.5 \times 1.1 \frac{d_c}{F} + 0.7 \left( \frac{d_c}{F} \right)^3 \right] \sqrt{F \cdot d_c}$$

$L$  : 静水池長

$F$  : 落差

$$h_o \geq d_c / 2$$

$$h' = H' - H$$

$H'$  : 背水現象を越させない為の堰上げ高さ

$H'$  : 上流水路水深

$H$  : 越流水深

計算結果は次のとおりである。

(b) 計算結果

水路 用水系統	略名	落差 工名	測点	流量Q m <sup>3</sup> /sec	堰幅F m	落差F m	H m	h' m	d <sub>c</sub> m	L m	h <sub>o</sub> m
Ⅱa 2	Ⅱa 1 + 586.9										
Ⅳ	Ⅱa 3	Ⅱa 2 + 646.9	0.713	0.9 0	1.0 0	0.539	0.165	0.400	2.0 5	0.2 5	
支線 B	Ⅴ	Ⅱa 4	Ⅱa 3 + 4 6.9	0.346	0.7 5	1.0 0	0.375	0.150	0.279	1.7 0	0.1 5
		Ⅰ	Ⅱa 1	Ⅱa 0 + 5 2 0	0.165	0.5 0	0.7 0	0.282	0.093	0.223	2.5 0

1-6 分水工水理計算

落差工兼用の分水工については落差と同様にして計算した。

分水工名	測点	分水量 Q m <sup>3</sup> /sec	堰幅B m	落差F m	H m	h' m	dc m	L m	ho m	摘要
No.1	支線A	1.015								落差なし
	I.P.4	0.329	1.85	0.20	0.199	0.314	0.148	1.50	0.20	
No.2	支線A <sub>1</sub>	0.090	1.00	0.60	0.127	0.386	0.094	1.00	0.05	
	I.P.3	0.165	1.00	0.20	0.190	0.323	0.140	1.00	0.075	

1-7 放水工の水理計算

$$\text{越流堰幅} \quad Q = C \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad C = 1.7$$

$$\text{放水路} \quad Q = A \cdot V \quad V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad n = 0.025$$

$$V \leq 0.80 \text{ m/sec}$$

放水路については用水路水理計算と同様にして計算した。

名称	Q m <sup>3</sup> /sec	越流堰		放水路					側法	
		H m	B m	A m	P m	R m	I	V m		
支線A No.1	0.329	0.100	6.500							
支線A No.2	0.302	0.100	6.000	0.398	1.706	0.233	$\frac{1}{400}$	0.759	1:1.0	
支線A No.3	0.367	0.100	7.000	0.461	1.836	0.251	$\frac{1}{400}$	0.796	1:1.0	
支線A No.4	0.346	0.100	6.500							
支線A' No.1	0.074	0.100	1.500	0.109	0.900	0.121	$\frac{1}{200}$	0.682	1:1.0	
支線A' No.2	0.042	0.100	1.000	0.055	0.664	0.083	$\frac{1}{100}$	0.759	1:1.0	
支線A' No.3	0.048	0.115	0.700	0.074	0.752	0.098	$\frac{1}{150}$	0.652	1:1.0	
支線B No.1	0.105	0.100	3.500							
支線B No.2	0.045	0.113	0.700	0.066	0.716	0.092	$\frac{1}{150}$	0.682	1:1.0	

排水路の設計

(a) 断面の算定

1. 雨量

確率最大日雨量	附属資料より
1 / 5	187 mm
1 / 10	249 mm

1/10 確率最大日雨量を採用する

2. 流出率

60%とする

3. 排除時間

2 dayとする

4. 集水面積

113.5 ha

5. 排水量の算定

$$Q = \frac{113.5 \text{ ha} \times 0.249 \text{ m} \times 0.6}{60 \text{ sec} \times 60 \text{ sec} \times 24 \text{ h} \times 2 \text{ day}} = 0.984 \text{ m}^3/\text{sec} \doteq 1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$$

6. 断面の決定

用水路と同様に計算すれば次のとおりである

名称	流量 m <sup>3</sup> /sec	断面	底幅	水深	勾配	側法	流速 m/sec
排水路	1.00	台形	0.50 m	0.823 m	1/1,100	1 : 1.5	0.691

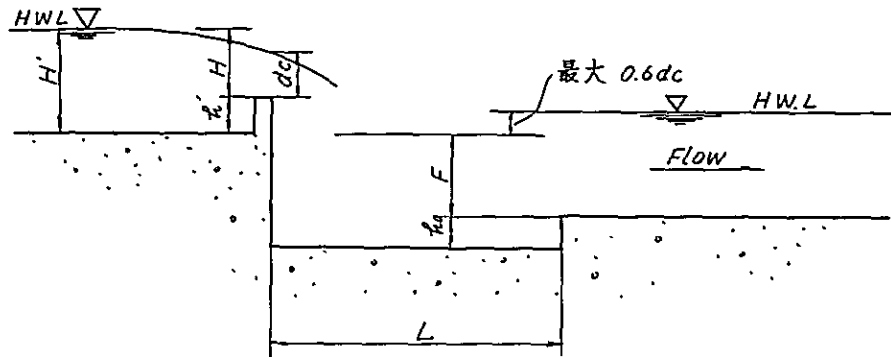
n : 粗度係数 0.025 土水路

(b) 落差工水力計算

用水路と同様に計算した結果は次のとおりである。

落差工名	測点	流量Q m <sup>3</sup> /sec	堰幅B m	落差F m	H m	h' m	dc m	L m	ho m
#1	#0+100	1.00	1.00	0.80	0.73	0.10	0.468	2.20	0.25
#2	#0+400	1.00	1.00	0.80	0.73	0.10	0.468	2.20	0.25

計算方法



$$Q = C \cdot B \cdot H \quad C : 20$$

$$dc = 8 \sqrt{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad g : 98$$

$$L = \left[ 2.5 + 1.1 \frac{dc}{F} + 0.7 \left( \frac{dc}{F} \right)^3 \right] \sqrt{Fdc}$$

$$ho \cong dc / 2$$

$$h' = H' - H$$



## Ⅶ 地区の農業概況

## Ⅶ 地区の農業概況

### 1. 受益面積

サン・ミゲル—アランアラン地区はアランアランで、Cavite, Leurdes, Patong, Binutong, Lukag, Borseth, Aliconob, Bubunao, Hupit, サンミゲルでLukay, Barian, Cargynato, Tanghas, Minogbinog, Malaguinabot, Malipuran, Cabatianuhan, Squatter, Guinciananの各村又は部落があり、1,540 haの面積を包括している。  
(測量では1,430 ha)

### 2. 農家戸数

アランアラン地区では、地区内で農業を営んでいるのは184戸数、サンミゲルの増産センター地区内では159戸数がある。

### 3. 土地所有者

合計174人の地主が地区内の土地を所有しており、土地所有形態としては内84%が10 ha以下である。

### 4. 主要土地利用

土地利用に関しては、農用地が全面積の91%を占めており、生産目的に使用されていない他の土地は、地区面積の8%にしかならない。24 haの面積が宅地として使用され、村の居住地に散在している。計画地区の村の内、ボルシェ村だけがはっきりした部落をなしている。穀作地の分布については、米及びとうもろこし畑が地区の66%を占めている。

### 5. 土地有形態、農家戸数及び面積

農家戸数は合計343であり、次のように分かれている。

(a)自作27%, (b)自小作1%, (c)小作72%, 農用地の全面積は1,398 haであり、その内48%が自作に属し、52%が小作に属している。

農用地のうち、自小作のものはわずかである。

両地区の農用地の平均面積は4.1 haであり、アランアラン地区では1農家当り4.4 haとなりサンミゲル地区ではそれよりは少ないものとなる。

### 6. 籾生産

サンミゲル—アランアラン地区の稲作地の合計は667 haである。1966年から1967年の耕作年の全収穫高のha当り平均収量は20.9カバン(cavans)である。町別に見ると、アランアラン地区の米生産高の方がサンミゲル地区より大きい。

アランアラン地区の恵まれた所では6.4カバンの収量差を生じている。

### 7. 籾生産費

北部レイテ県のかんがいされている低地の平均生産費は、ha当り390ペソ(pesos)であり、無かんがいの低地の平均生産費は291ペソである。高地の稲作の全農家費用は少なくともha当り232ペソである。

(注 生産をあげると、単位面積当りの農作業費は実際増加する。概してこの増加費用は作物

の保護及び収穫，脱こく作業によっている。北部レイテ県の収穫，脱こく者の分前は，物納か市場価格で，生産の1/7～1/6を占めている。）

表 1. 1967年レイテ島，サンミゲルーアランアラン地区  
土地所有者数及び土地所有面積

土地所有の規模	土地所有者数	分 布	土地面積	分 布
ha		%	ha	%
5.0 以下	115	66.1	210	13.6
5.0 ~ 9.9	31	17.8	202	13.1
10.0 ~ 24.9	18	10.3	273	17.7
25.0 ~ 49.9	4	2.3	124	8.1
50.0 ~ 99.9	2	1.2	117	7.6
100.0 ~ 199.9	4	2.3	614	39.9
200.0 以上	—	—	—	—
計	174	100.0	1,540	100.0

表 2. 1967年レイテ島，サンミゲルーアランアラン地区  
土地所有形態別農家戸数及び面積

土地所有形態	農 家 戸 数	農 用 地 面 積
自作	91	666 ha
自作小	4	13
小作	248	719
計	343	1,398

表 2.1 1967年レイテ島，サンミゲルーアランアラン地区  
町別，土地所有形態別，農家戸数及び面積

町	農 家 数				農 自 地 ha l			
	計	自作	自作小	小作	計	自作	自作小	小作
サンミゲル	159	41	2	116	595	203	7	385
(%)	(100.0)	(25.8)	(1.3)	(72.9)	(100.0)	(100.0)	(1.2)	(64.7)
アランアラン	184	50	2	132	803	463	6	334
(%)	(100.0)	(27.2)	(1.1)	(71.7)	(100.0)	(57.7)	(0.7)	(41.6)
計	343	91	4	248	1,398	666	13	719
(%)	(100.0)	(26.5)	(1.2)	(72.3)	(100.0)	(47.6)	(0.9)	(41.5)

1 宅地を含む

表 2.2 1967年レイテ島, サンミゲル-アランアラン地区  
町別, 土地所有形態別農用地平均面積

町	農用地の平均	土地所有形態別農用地平均 ha			
		自	作 自	小 作	小 作
サンミゲル	3.7 ha	4.9		3.4	2.3
アランアラン	4.4	9.3		3.0	2.5
地区平均	4.1	7.3		3.2	2.9

表 3. 1967年レイテ島, サンミゲル-アランアラン地区  
町別, 主要土地利用別面積及び割合

土地利用	サンミゲル		アランアラン		計	
	面積	分布	面積	分布	面積	分布
	ha	%	ha	%	ha	%
宅 地	8	1.3	16	1.7	24	1.5
農 用 地	595	93.8	803	88.7	1,398	90.8
そ の 地	31	4.9	87	9.6	118	7.7
計	634	100.0	906	100.0	1,540	100.0

表 3.1 1967年レイテ島, サンミゲル-アランアラン地区  
作付別面積及び分布

作 付	面 積	分 布
籾	595 ha	42.6 %
トウモロコシ	327	23.4
ヤシ	345	24.7
果 樹	6	0.4
野菜及び根作物	20	1.4
そ の 他	27	1.9
未 耕 作 他	78	5.6
計	1,398	100.0

表 3.2 1967年レイテ島, サンミゲル-アランアラン地区  
町別, 籾生産高

収 穫 別	面 積	生 産 高	ha当り生産高
	ha	袋(44kg)	袋(44kg)
サンミゲル	356	6,370	17.9
低地第1期作 <u>a</u>	356	6,370	17.9
低地第2期作 <u>c</u>	—	—	—
高 地 <u>b</u>	—	—	—
アランアラン	311	7,550	24.3
低地第1期作 <u>a</u>	239	5,860	24.5
低地第2期作 <u>c</u>	72	1,690	23.5
高 地 <u>b</u>	—	—	—
	667	13,920	20.9

a 無かんがい

b トウモロコシが籾の代わり高地に植えられた。

c 普通低地第2期作として利用されている29haの面積が1966年から1967年の耕作年の間作付されていない。

表 4. 北レイテ県平均農作業費

農 作 業 等 費 用	ha 当 の 平 均 生 産 費 <u>1</u>		
	かんがい低地	無かんがい低地	高 地
	ペソ	ペソ	ペソ
農 家 費	499.60	291.06	232.65
I 農 作 業 費	218.34	127.71	148.93
苗 代 等 <u>2</u>	6.86	6.87	—
耕 起 <u>3</u>	63.73	43.17	73.32
田 植 <u>4</u>	28.82	14.74	8.75
除 草 等 <u>5</u>	35.10	3.54	31.80
収 穫 <u>6</u>	78.41	53.85	31.69
貯 蔵 <u>7</u>	5.42	5.54	3.37
II その他作業費 <u>8</u>	29.98	24.92	20.72
III 固 定 費 <u>9</u>	251.28	138.43	63.00

1 人件費は調査賃金比に基く。

2 種の選択, 苗代保護を含む。

3 除草, 第1期及び第2期の耕起, 第1期及び第2期の碎土を含む。

- 4/ 引き抜き, 結束, 小運搬, 田植, 再植付を含む。
- 5/ 利用可能な所では, かんがい排水, 除草, 中耕, 施肥, 病虫害防除を含む。
- 6/ 脱こくを含む。
- 7/ 乾燥及び運搬を含む。
- 8/ 種, 肥料, 農薬, 水利費, 労務者の食料費を含む。
- 9/ 減価償却, 借地費, 地税を含む。

表5. 1965年~1967年の北レイテ県  
 籾の作付形態別 ha 当り加重平均生産高

作 付 形 態	平 均 生 産 高
	袋 ( 4 4 kg )
低地 ( 1 期及び 2 期作の平均 )	3 2. 5
かんがい地	4 1. 3
無かんがい地	2 8. 4
低地第 1 期作	3 5. 0
かんがい地	4 2. 9
無かんがい地	3 1. 1
低地第 2 期作	3 0. 0
かんがい地	3 9. 5
無かんがい地	2 6. 0
高 地	1 6. 4
低地及び高地の平均	3 1. 0

## Ⅷ 事業による増加収益

Ⅷ 事業による増加収益

第1表 1967年計画地域に於ける主要な土地利用及び純かんがい可能面積

作物	面積 ha	分布の%	かんがい可能面積 <sub>a</sub> (計画面積) ha
1 低地米	565.4	39.5	509.0
2 高地米 <sub>b</sub>	106.6	7.5	95.0
3 とうもろこし	535.0	37.4	482.0
4 やしその他	223.0	15.6	
計	1,430.0	100.0	1,086.0

a : 1968年になされた詳細設計測量に基く。

b : Camote に使用される面積を含む。

第2表 1967年計画地域内の農場に於ける作物生産量及び収益

作物	収穫面積 ha	ha当収穫 <sub>a</sub> カバン	生産高 カバン	単位 ペン	収益 ペン
<u>現況</u>					
<u>籾</u>					
低地第1期作					
a) かんがい	84.0	42.9	3,604	16.0	57,664
b) 無かんがい地	481.4	31.1	14,972	16.0	239,552
低地第2期作					
a) かんがい地	67.2	39.5	2,654	16.0	42,464
b) 無かんがい地	48.1	26.0	1,251	16.0	20,016
高地作	106.6	16.4	1,748	16.0	27,968
とうもろこし	535.0	11.6	6,206 <sub>袋</sub>	14.0	86,884
計					474,548
<u>計画</u>					
<u>籾</u>					
低地第1期作					
かんがい	1,086.0	80.0	86,880	16.0	1,390,080
低地第2期作					
かんがい	1,086.0	90.0	97,740	16.0	1,563,840
計					2,953,920
増加					2,479,372

a 1965年～1967年の北レイテ県3年間の加重平均



第3表 1967年現況及び計画地域の作付形態と農作業の種々の費用による低地及び高地粗のha当り平均生産費

	現 況				計 画	
	低地作物 (かんがい)	低地作物 (無かんがい)	高地作物	とうもろ こし	1 期 作	2 期 作
全農作業の費用	390.43	291.06	232.65	170.33	856.83	914.85
I 農 作 業	218.34	120.71	148.93	134.23	320.75	337.25
a) 苗 代	6.86	6.87	-	-	11.50	11.50
b) 耕 起	63.73	43.17	73.22	75.03	75.00	75.00
c) 田 植	28.82	14.74	8.75	6.88	50.00	50.00
d) 除草その他	35.10	3.54	31.80	23.30	52.25	52.25
e) 収 穫	78.41	53.85	31.69	20.02	120.00	135.00
f) 貯 蔵	5.42	5.54	3.37	-	12.00 <sup>a</sup>	13.50 <sup>b</sup>
II 他作業費	29.98	24.92	20.72	10.59	321.90	346.90
III 固定費用	142.11	138.43	67.00	25.51	214.18	230.70

<sup>a</sup> , <sup>b</sup> かんがい費は含まない。

第4表 1967年受益地に於ける作物の純生産収益

作 物	面 積	生産費(ha当)	生 産 費	全 収 益
	ha	ペソ	ペソ	ペソ
<u>現 況</u>				
1. 作物生産の総収益				474,548
2. 生産費による減額				
a) 低地第1期作				
(a) かんがい地	84.0	390.43	32,796	
(b) 無かんがい地	481.4	292.06	140,116	
b) 低地第2期作				
(a) かんがい地	67.2	390.43	26,237	
(b) 無かんがい地	48.1	291.06	14,012	
c) 高 地 作	106.6	232.65	24,800	
d) とうもろこし	535.0	170.33	91,127	
純 収 益				329,088 145,460
<u>計 画</u>				
1. 作物生産の総利益				2,953,920
2. 生産費による減額				
a) 低地第1期作	1,086.0	856.83	930,517	
b) 低地第1期作	1,086.0	914.85	993,527	1,924,044
純 利 益				1,029,876

第5表 1967年 受益地内に於ける全作物生産量の総計及び純収益

項	目	総 収 益	生 産 費	純 収 益
		ペソ	ペソ	ペソ
計	画	2,953,920	1,924,044	1,029,876
現	況	474,548	329,088	145,460
増	加	2,479,372	1,594,956	884,416

## IX N・I・A方式による費用便益比率

N. I. A. 方式による費用便益比率

a. 全建設費

		ベソ	
(1) 土木工事費	2,395,000.00		
(2) 連絡道路	46,000.00		
(3) 維持管理及営農指導施設	51,000.00		
小計	<u>2,492,000.00</u>		
(4) 整地, あぜ, みぞ	<u>327,000.00</u>		
計			<u>2,819,000</u> <sup>ベソ</sup>

b. ベソ単位による年平均償還費

(1) 保証及基金	2,492.000		
利子 7%			
25年間償還			
a) 費用の41% (15年間で償還)	1,021,720		
b) 費用の59% (10年間で償還)	1,470,280		
利子 7%		投資基金 <sup>a</sup>	償還費計
1~15年	174,440 <sup>ベソ</sup>	年償還	
16~25年	102,920	51,025	225,465
		122,452	225,372

a 4%利子を追加

年平均償還費

$$\frac{(225,465) \times 15 + (225,372) \times 10}{25} = 225,428$$

(2) 農業貸付D.B.P	334,000		ベソ
利率 9%			
10年償還			
$327,000 \times 0.15582$ <sup>ベソ</sup>		50,953	
計			<u>276,381</u> <sup>ベソ</sup>

c. 全年経費

a) 年平均償還費	276,381	
b) かんがい組織の維持管理	24,664	
c) みぞの維持管理 (10.00 <sup>ベソ/ha</sup> × 1,086 <sup>ha</sup> )	10,860	
d) 営農指導	24,572	
計		336,477

d. 費用便益費率

$$\begin{aligned} \text{費用便益比率} &= \frac{\text{全純年収益 } e}{\text{全年経費}} \\ &= \frac{884,416}{386,477} = 2.63 \end{aligned}$$

e 付録資料を参照のこと

注

投資基金

$$\text{a) 1年} \sim \text{15年} \quad 1,021,720 \div \sum_{n=0}^{n=14} \frac{(1+i)^n}{(n+1)} \div 15 = 51,025$$

$$\sum_{n=0}^{n=14} \frac{(1+i)^n}{(n+1)} = 1.33493 \quad (i=0.04)$$

$$\text{b) 16年} \sim \text{25年} \quad 1,470,280 \div \sum_{n=0}^{n=9} \frac{(1+i)^n}{n+1} \div 10 = 12,245.2$$

$$\sum_{n=0}^{n=9} \frac{(1+i)^n}{(n+1)} = 1.2007 \quad (i=0.04)$$

$$\text{b/} \quad \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^{n-1}} = 0.15582 \quad (n=10 \quad i=0.09)$$

## X 設計図面目録

## 図 面 目 録

図面番号		図面名称
101		位置図
102		計画概要図

### アランアラン地区図面目録

図面番号	構造物名称	図面名称
D-1	頭首工, 連絡水路	一般平面図
D-2	第1頭首工	構造図
D-3	土砂吐	"
D-4	土砂吐	配筋図 (1)
D-5	"	" (2)
D-6	取水工	構造図
D-7	"	配筋図
D-8	"	手摺, チリヨケ詳細図
D-9	"	ゲート構造, 据付図
D-10	擁壁	配筋図
D-11	第2頭首工	構造図
D-12	"	"
D-13	土砂吐	配筋図 (1)
D-14	"	" (2)
D-15	取水工	構造図
D-16	"	配筋図
D-17	"	手摺, チリヨケ詳細図
D-18	取水工	ゲート構造, 据付図
D-19	擁壁	配筋図
D-20	"	配筋図 (2)
D-21	頭首工	施工計画図
D-22	連絡水路 流入工	構造図
D-23	連絡水路	縦断図
D-24	幹線水路	"
D-25	連絡水路, 幹線水路	標準断面図

図面番号	構造物名称	図面名称
D-26	水路橋	構造図
D-27	"	配筋図
D-28	幹線放水工	構造図
D-29	"	配筋図
D-30	管理用橋梁	構造図
D-31	幹線サイホン	"
D-32	"	配筋図
A-1	支線水路	一般平面図
A-2	支線A	縦断図 (1)
A-3	"	" (2)
A-4	"	" (3)
A-5	"	" (4)
A-6	"	" (5)
A-7	支線A <sub>1</sub>	" (1)
A-8	"	" (2)
A-9	"	" (3)
A-10	支線B	" (1)
A-11	"	" (2)
A-12	支線A	標準断面図
A-13	支線A, B	"
A-14	第1小サイホン	構造図
A-15	第2小サイホン	"
A-16	第1分水工	構造図
A-17	"	断面図
A-18	第2分水工	構造図
A-19	第3分水工	"
A-20	"	配筋図
A-21	"	ゲート構造, 据付図
A-22	Aタイプ落差工	構造図
A-23	B "	"
A-24	C "	"
A-25	D "	"
A-26	E, F "	"



図面番号	構造物名称	図面名称
A-27	Gタイプ落差工	構造図
A-28	H "	"
A-29	I "	"
A-30	J "	"
A-31	K, L "	"
A-32	第1放水工	"
A-33	第2 "	"
A-34	第3 "	"
A-35	第4 "	"
A-36	第5 "	"
A-37	第6 "	"
A-38	第7 "	"
A-39	A, Bタイプ取入樋管	"
A-40	C "	"
A-41	連絡道路 I	縦断図
A-42	" II	"
A-43	" III	"
A-44	農道橋	構造図
A-45	第1, 第2, 第3, 暗渠	"
A-46	第4, 第5 "	"
A-47	乾燥貯蔵精米施設建物	平面図, 立面図
A-48	"	鉄骨詳細図, 正面図
A-49	"	詳細図
A-50	" 発電機室	平面図, 立面図

サンシゲール地区図面目録

S-1	支線水路	一般平面図
S-2	チェックゲート	一般図
S-3	" 固定比, 木工沈床	構造図
S-4	" 土砂吐	"
S-5	" 取水工, 擁壁	"

図面番号	構造物名称	図面名称
S-6	チェックゲート "	配筋図
S-7	"	ゲート構造, 据付図
S-8	"	土工図 (1)
S-9	"	" (2)
S-10	"	" (3)
S-11	"	仮設図
S-12	支線 A	縦断図 (1)
S-13	"	" (2)
S-14	"	" (3)
S-15	" A <sub>1</sub>	" (1)
S-16	"	" (2)
S-17	支線 B	" (1)
S-18	"	" (2)
S-19	支線 A, A <sub>1</sub> , B 及び排水路	標準断面図
S-20	フルーム及び取付水路	構造図及び詳細図
S-21	第 1 分水工	構造図
S-22	"	配筋図
S-23	第 2 "	構造図
S-24	"	配筋図
S-25	支線 B サイホン	構造図及び詳細図
S-26	支線 A 第 1, 第 2 落差工	構造図
S-27	"	配筋図
S-28	" 第 3 落差工	構造図
S-29	" "	配筋図
S-30	" 第 4 落差工	構造図
S-31	" "	配筋図
S-32	支線 B 落差工	構造図
S-33	支線 A 第 1 放水工	"
S-34	" 第 2 "	"
S-35	" 第 3 "	"
S-36	" 第 4 "	"
S-37	支線 A <sub>1</sub> 第 1 "	"
S-38	" 第 2 "	"

図面番号	構造物名称	図面名称
S-39	支線A <sub>1</sub> 第3放水工	構 造 図
S-40	支線B第1 "	"
S-41	" 第2 "	"
S-42	支線A第1暗渠	"
S-43	" 第2 "	"
S-44	" 第3 "	"
S-45	支線A <sub>1</sub> 第1,第2暗渠	"
S-46	取入樋管	"
S-47	"	ゲート構造, 据付図
S-48	排水路	縦 断 図
S-49	排水路落差工	構 造 図
S-50	" "	縦 断 図
S-51	連絡道路 I	"
S-52	" II	"
S-53	" III	" (1)
S-54	"	" (2)
S-55	" II 橋梁	構 造 図
S-56	" I 暗渠	"

