

### 3-3-8 発電所

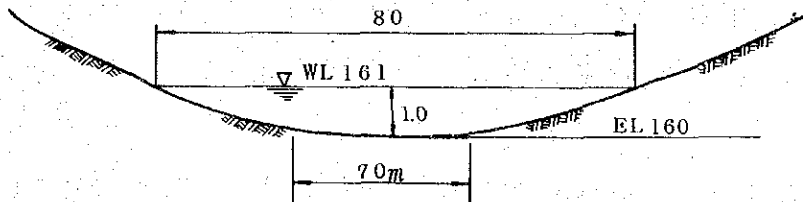
#### (1) 概要

発電所は水車発電機などの主要機械ならびに配電盤、開閉装置、付属諸機器などの付属部分から構成される。これら機器の配置と建物の設計にあたっては、建物工事費はもとより、全体の建設費が最も経済的となるようにすることが必要である。

発電所の位置は、水圧鉄管、放水および下流発電所との関係などの制約を受けるが、さらに切取り土量が少なく、基礎が良好で落石やなだれのおそれがなく、洪水に対しても安全であることなどを考慮して選定する。

#### (2) 放水位の決定

縮尺 1/1,000 地形図によると放水口付近の河床標高 159m~160m で、河床勾配は 1/130 程度と想定される。



河川断面を上図のように想定すれば、水深 1m での通水量は、Manning 公式によると

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

$$= 2.5 \times 0.96 \times 1/11.4 \doteq 2.1 \text{ m/sec}$$

$$\text{ここに } A \doteq 75 \text{ m}^2$$

$$R \doteq 0.94 \text{ m}$$

$$I^{1/2} \doteq 1/11.4$$

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{0.04} = 2.5$$

$$Q = A \cdot v = 75 \times 2.1$$

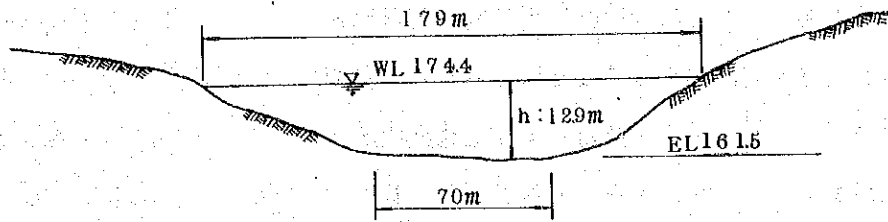
$$\doteq 157 \text{ m}^3/\text{sec}$$

したがって、河川水位を 161m とすれば、発電所最大使用水量 85.2m<sup>3</sup> に残流域からの流量 (35日流量 = 16m<sup>3</sup>/sec 程度) が加わった流量を安全に流下し得る。

放水口水位 (放水位) 決定においては、付近の堆砂や下流のせき上げ背水影響等を考慮して、十分の余裕を採る必要があるので、この余裕を 1m とし、放水位を 162m と定める。

次に発電所付近の洪水水位に対して安全な基準整地面高を計算する。

付近の河水断面は次のとおり。



水位 174.4m で

$$A = 1/2 (179 + 70) \times 12.9 \doteq 1,606 \text{ m}^2$$

$$P = 232 \text{ m}$$

$$R = 6.922$$

$$R^{2/3} = 3.632$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad n = 0.04$$

$$I = \frac{1}{130}$$

$$= \frac{1}{0.04} \times 3.632 \times \left(\frac{1}{130}\right)^{1/2} \doteq 8 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q = Av$$

$$= 1,606 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m/sec} = 12,848 \text{ m}^3/\text{sec}$$

発電所付近の200年洪水量は、流域面積 610 km<sup>2</sup> について貯水池における洪水カット効果  
を無視して  $8,900 \text{ m}^3/\text{s} \times \frac{610}{477} \doteq 11,400 \text{ m}^3$  で、上記水位で安全に流下させられる。発電  
所構造物の整地面を EL176.3m を基準として考えると、ディドヨン川の洪水時も発電所は  
完全に安全である。

次に水車中心の高さの決定は次のとおり。

フランス水車2台とし、特有速度を計算すれば

$$n_s = \frac{1,650}{(451)^{1/2}} = \frac{1,650}{21.237} = 77.7$$

これから回転数 N は

$$N = n_s \cdot H^{5/4} / P^{1/2}$$

ここに  $\frac{N}{n_s}$  = 特有速度

$$= 77.7 \times 451^{5/4} / (172,500)^{1/2} = 388$$

N = 360 回転 (60 サイクル) として機器を設計する。

ドラフトヘッドについては、次式で与えられる。

$$H_s = 10 - \sigma H$$

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.053 \left( \frac{n_s}{100} \right)^{\frac{4}{3}} \quad n_s = 77.7 \text{ として計算すれば} \\ &= 0.053 \left( \frac{77.7}{100} \right)^{\frac{4}{3}} \div 0.038 \end{aligned}$$

$$H_s = 10 - 0.038 \times 451 = -7.14m \quad (\text{損失落差の計算、3-3-16 参照})$$

$$\text{放水池水位} \quad 162.62m$$

$$\text{放水池水位} + H_s = 162.62m - 7.14m = 155.48m$$

水車中心線を156mとする。

現在の予定位置下流約250m付近の左岸側は、沢との出合いで地形がせばまっている。洪水時にはこの付近でせき上げ背水となることも考えられるため、工事中における発電所への冠水等をさけるため、ある程度低水敷から離れた位置に発電所位置を選定し、水路によって放流する案がベターと考えられるので、放水路による落差の獲得の面も考え合わせて総長200m程度の放水路での出合い沢付近まで導水することとする。

### (3) 発電所の設計

本計画では在来型の地上式発電所の設計が採用された。建家寸法は幅29.6m、長さ63m、高さ37mである。発電所設計の概要を図3-3-23に示す。

#### 1) 発電所建物の位置と大きさ

発電所建物の位置については、ディドヨン河の左岸側に設けられる。機器搬入道路、開閉所の位置、地形の状況を勘案し発電所建物の上流側に開閉所を設け、下流側に機器搬入道路を設ける配置とした。

発電所建物は最大洪水位と機器配置上の制約から、在来型の地上式で計画された。この建物内に2台の水車、発電機、入口弁およびこれらの補助設備、制御設備、修理工場、倉庫等を収容する。

この建物の概略寸法は下記のとおりである。

	主 建 物	補 助 建 物	全建物の大きさ
幅	20.3m	9.3m	29.6m
長  さ	63 m	63 m	63 m
高  さ	37.0m	26.8m	37.0m
地上部分	15.9m	7.7m	
地下部分	21.1m	19.1m	

発電所建物の平面図、断面図は図3-3-24～図3-3-30に示すとおりである。

上記の建物の寸法は下記の値に基づいて決定されたものである。

水車ランナーの車径上部	約 4.0 m
水車ランナーの車径下部	約 2.44 m
水車ランナーの高さ	約 1.52 m
スパイラルケーシング最大直径	約 2.27 m
2台の水車の中心間隔	1.8 m
ドラフトヘッド(水車中心からドラフトヘッド最低部間)	約 1.15 m
発電機ハウジングの内径(8角形の内接円)	約 1.0 m
クレーンスパン	18.2 m
クレーンの1F床上からクレーン梁上面までの長さ	7.7 m

## 2) 発電所建物内の機器配置

発電所の建物は地上2階、地下4階、計6階から成立っている。各階における機器は下記のように配置される。

### a) 地下4階(EL15.56 mおよびEL15.74 m)

この階には入口弁、水車ケーシングが据付けられる。この階は建物の最低部に位置し、水車発電機冷却用のストレーナ等の冷却水装置、ドラフト排水ポンプ、建物の排水ポンプ、圧油装置用集油槽、潤滑油の貯油槽等の機器が据付けられる。

この階は入口弁側(山側)は入口弁据付用の基礎のために、補助建物側(川側)と比較して1.8 m低くした。

### b) 地下3階(EL16.14 m)

この階は水車室と呼ばれ、水車の操作と制御に必要な機器が設備される。

主要機器として調速機、調速機用圧油装置、入口弁用圧油装置、空気圧縮機およびモータコントロールセンターが設備される。

### c) 地下2階(EL16.6 m)

この階は一般に発電機室と呼ばれ2台の発電機が設備される。発電機と主発電機とを結ぶ相分離母線およびしゃ断器、励磁用変圧器、自動電圧調整装置、電圧変成器、配電線盤および480V動力盤が設備される。

### d) 地下1階(EL17.2 m)

この階は発電機の上部のカバー部と水車発電機の分解組立用の組立室、倉庫および

修理工場から成立っている。またこの階の補助建物には、電圧変成器とサージアブソーバキュービクル、所内変圧器、所内変圧器用の断路器キュービクルおよび地下2階からの相分離母線が設備される。

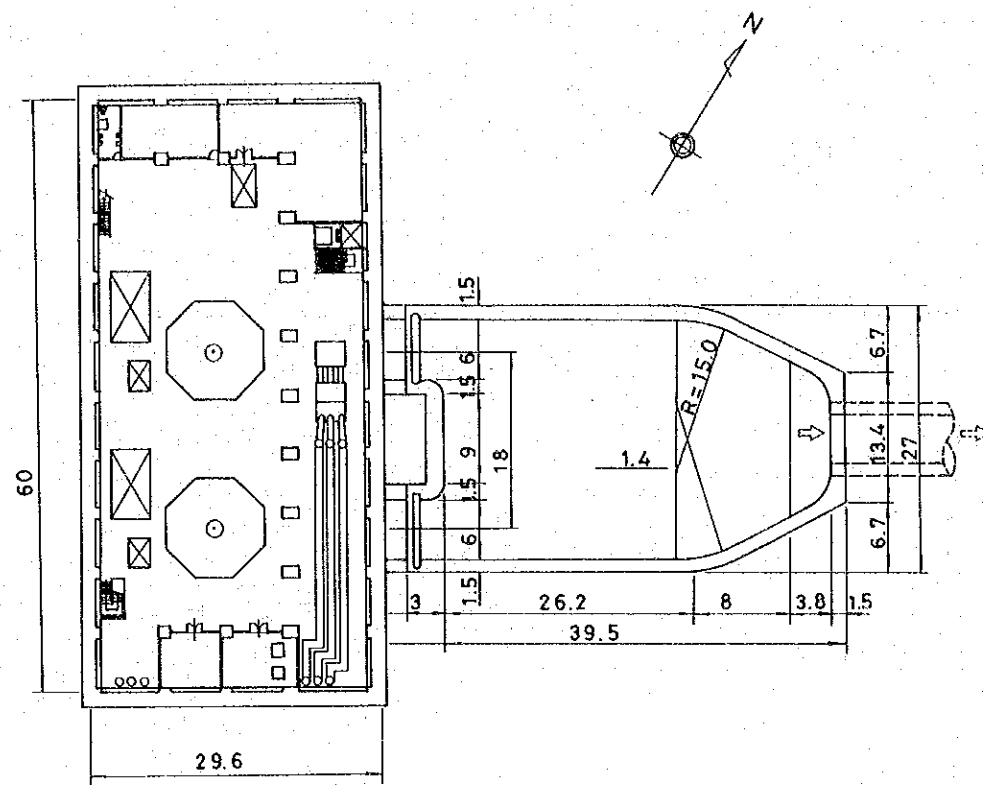
e) 地上1階 (EL176.5 m)

主要機器搬入用のプラットフォームが設備され、また補助建物には蓄電池室、ケーブル整理室、空調用機器室およびダイニング室が設けられる。

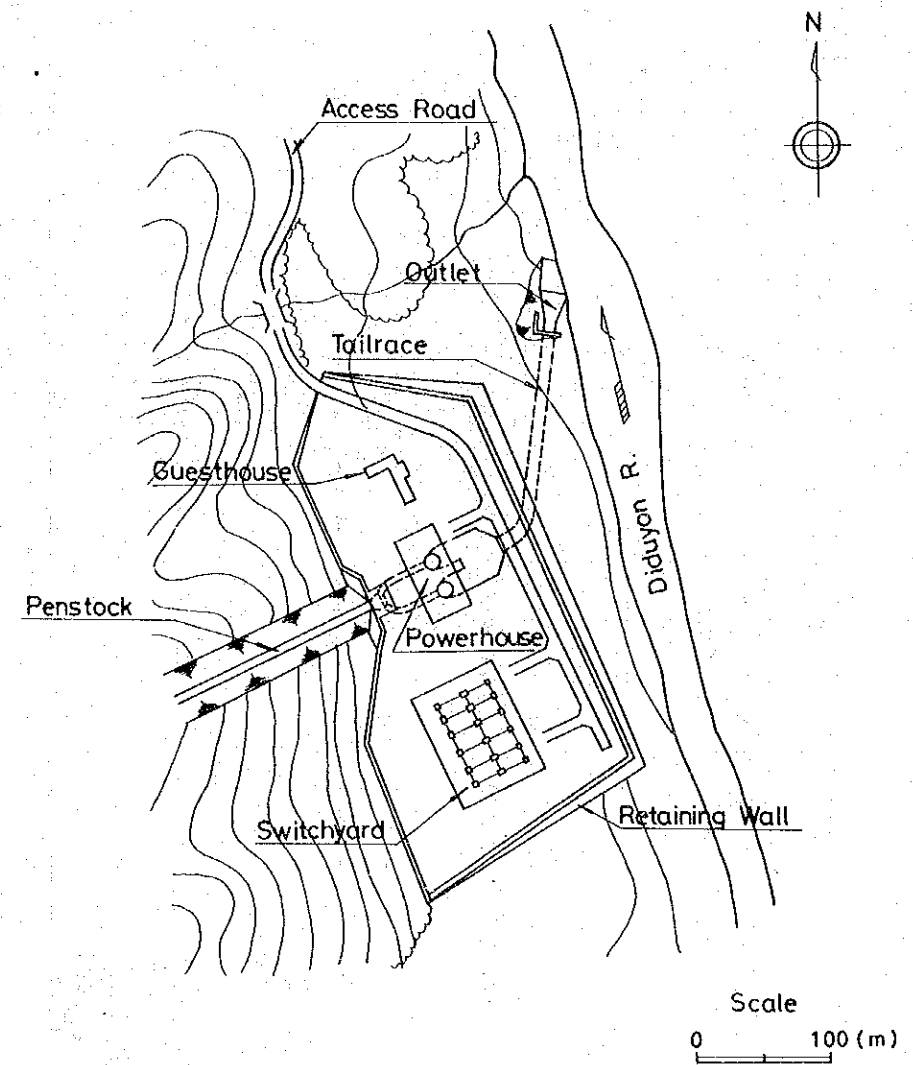
f) 地上2階 (EL179.5 m)

この階には配電盤室、通信およびリレー室、所長室、会議室、休息室および空調用機器が設けられる。

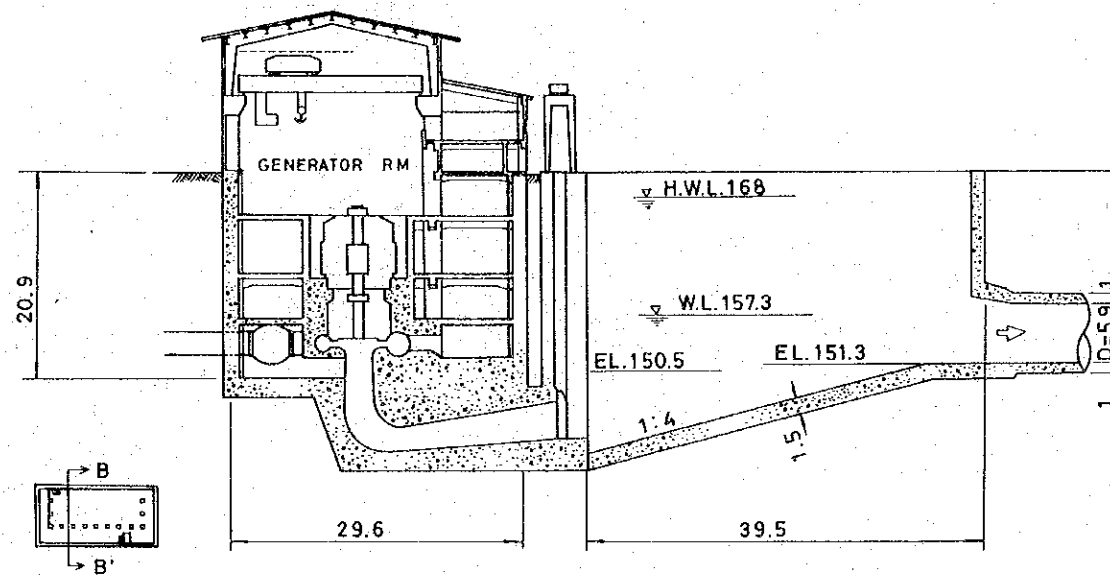
Plan of Powerhouse



Plan Around Powerhouse

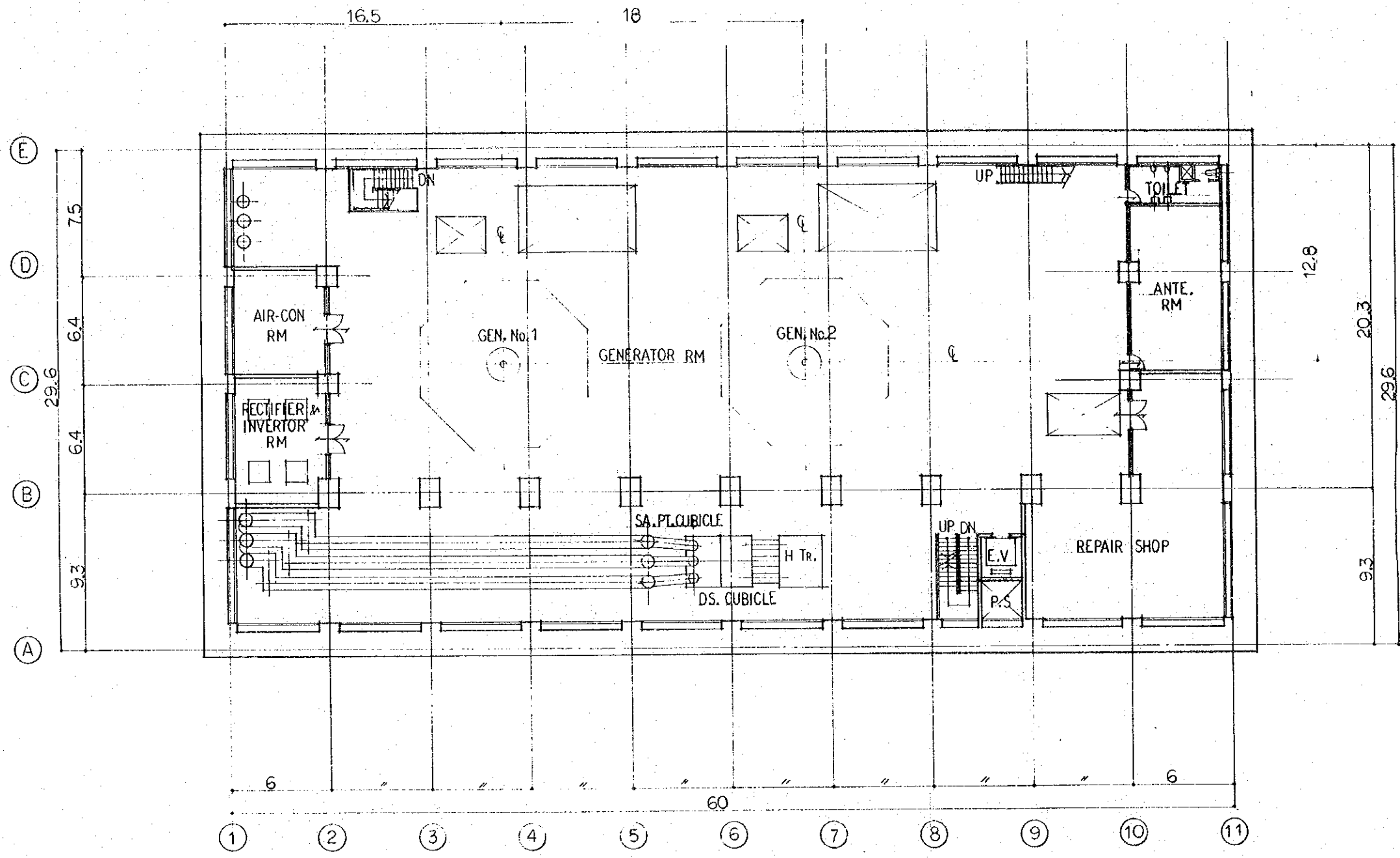


Longitudinal Section



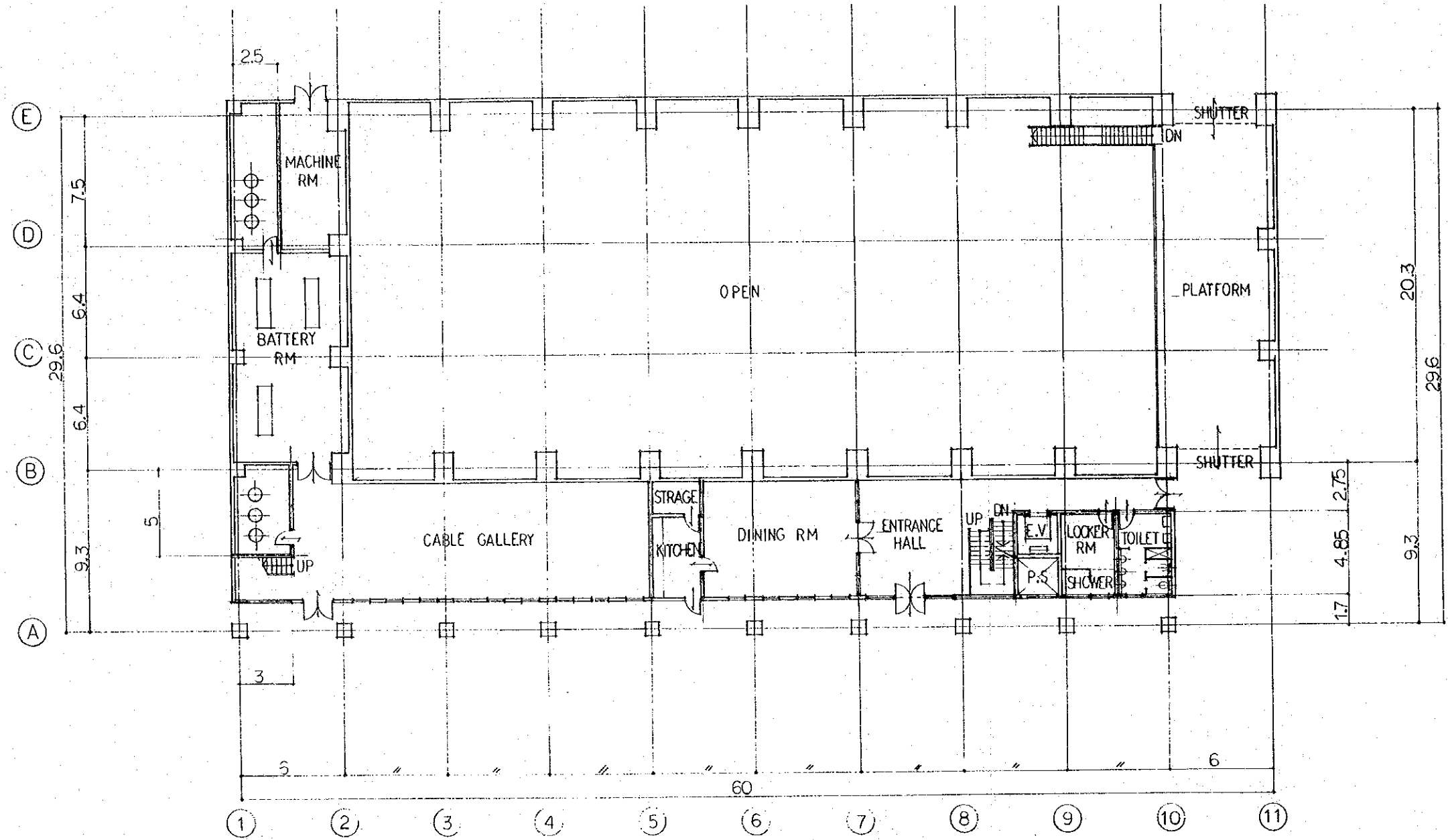
Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Powerhouse and Tailrace	
October	1980 Fig. 3-3-23

Architectural Plan of Powerhouse M.F. (EL.172m)



Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Architectural Plan of Powerhouse M.F. (EL. 172 )	
October	1980 Fig. 3-3-24

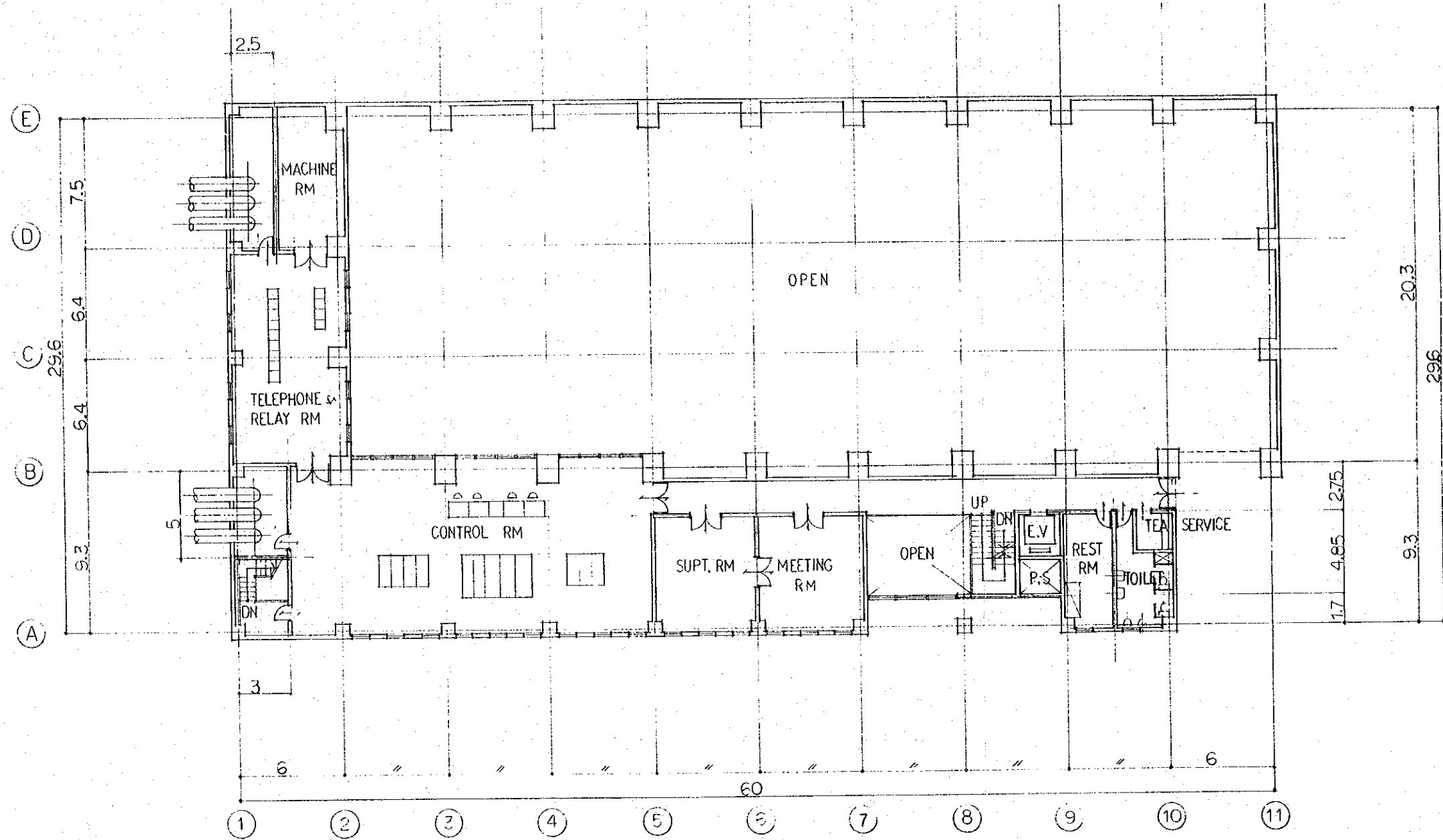
Guest House, 1F. Plan (EL. +176.5)



Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Guest House, 1F.	
Plan (EL. +176.5)	
October	1980   Fig. 3-3-25

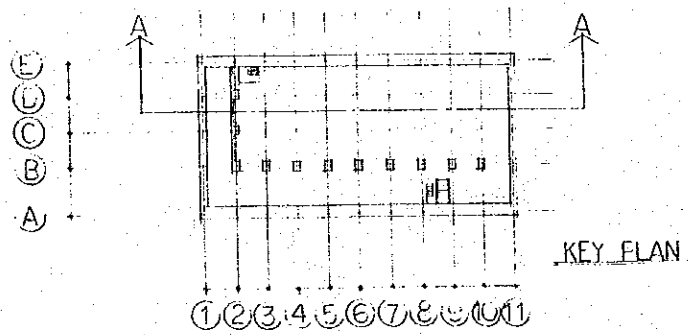
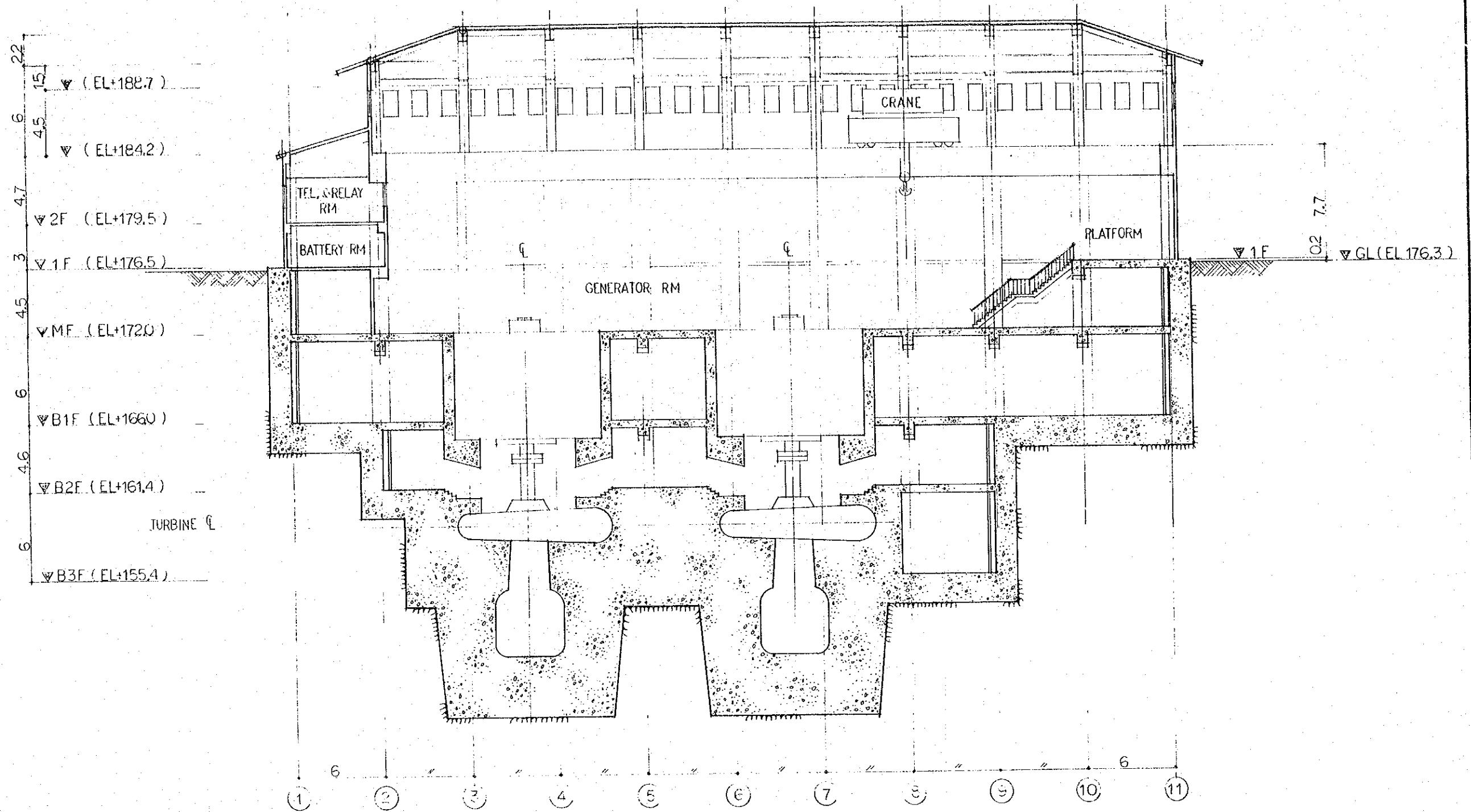


Architectural Plan of Powerhouse 2F. (EL. +179.5)



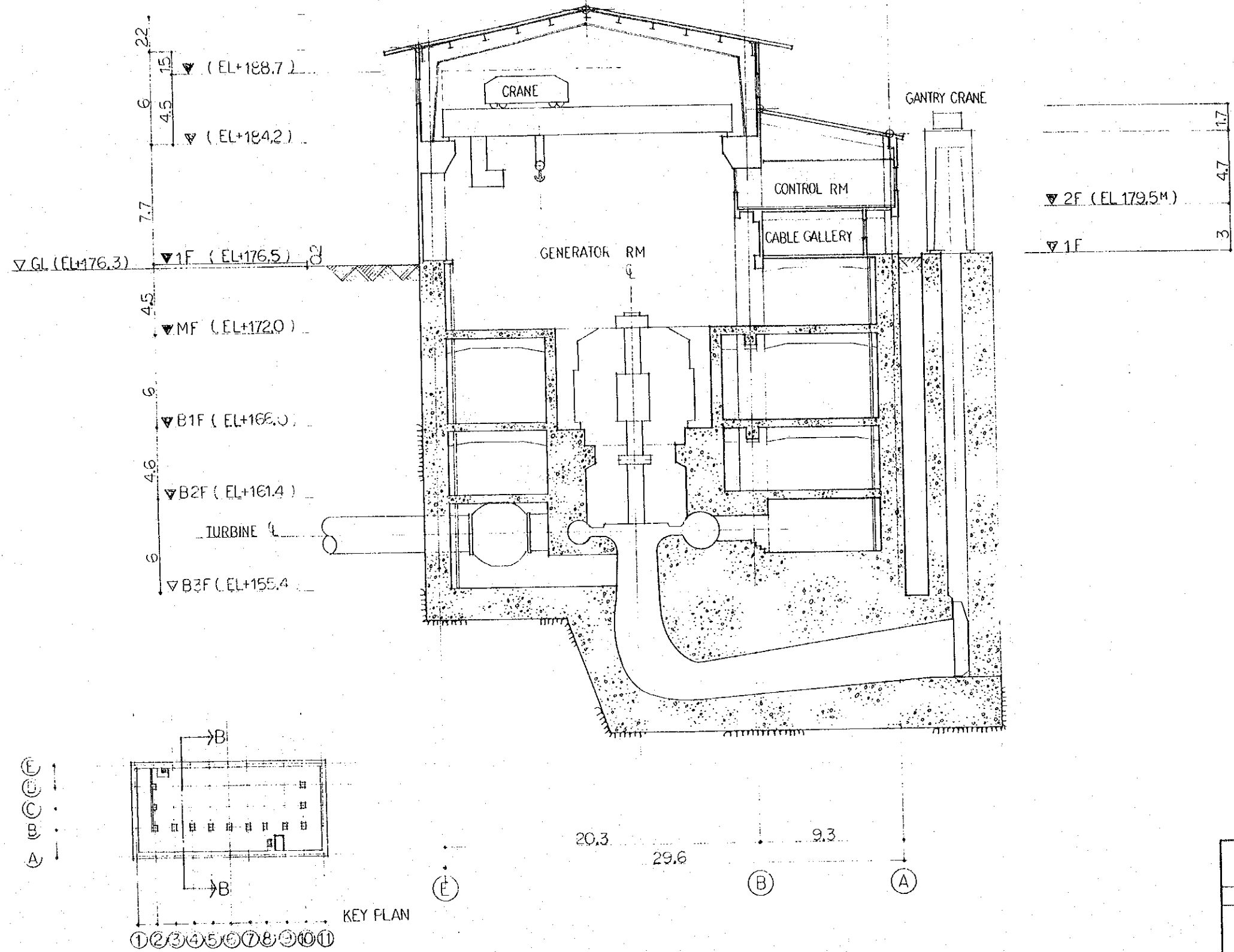
Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Architectural Plan of Power- house 2F (EL. +179.5)	
October	1980 Fig. 3-3-26

Typical Logitudinal Section of Powerhouse



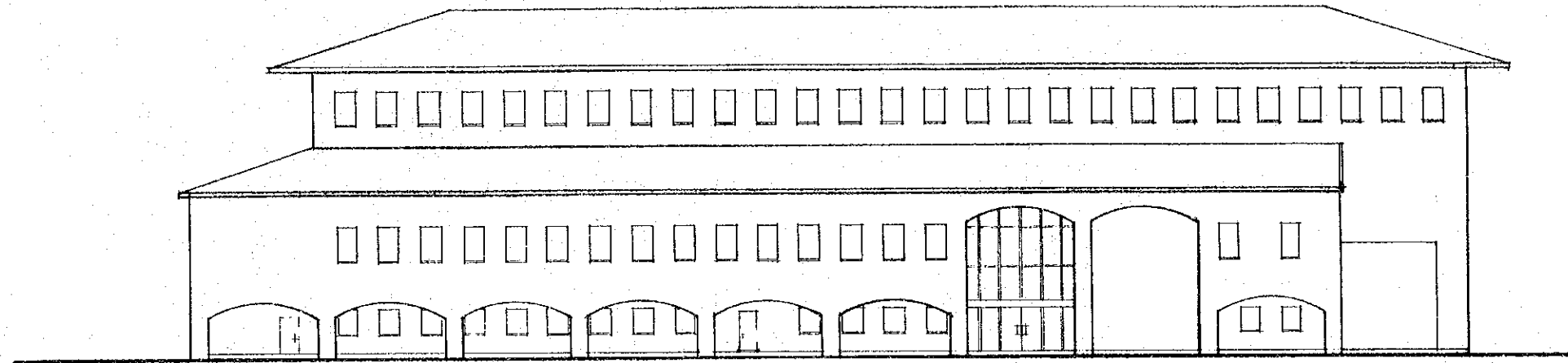
Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Typical Logitudinal Section of Powerhouse	
October	1980 Fig. 3- 3- 27

### Typical Cross-Section of Powerhouse

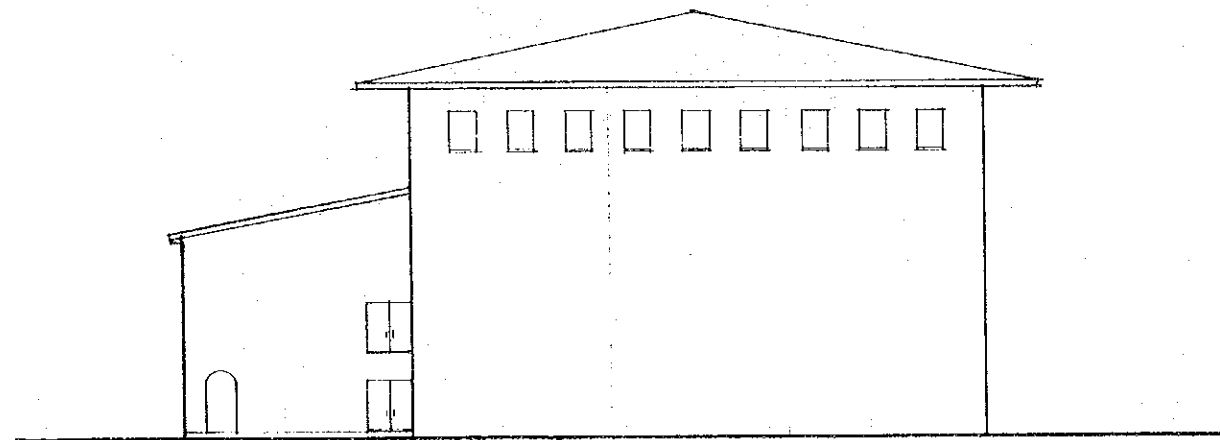


Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Typical Cross-Section at Powerhouse	
October	1980 Fig. 3-3-28

Facade of Powerhouse



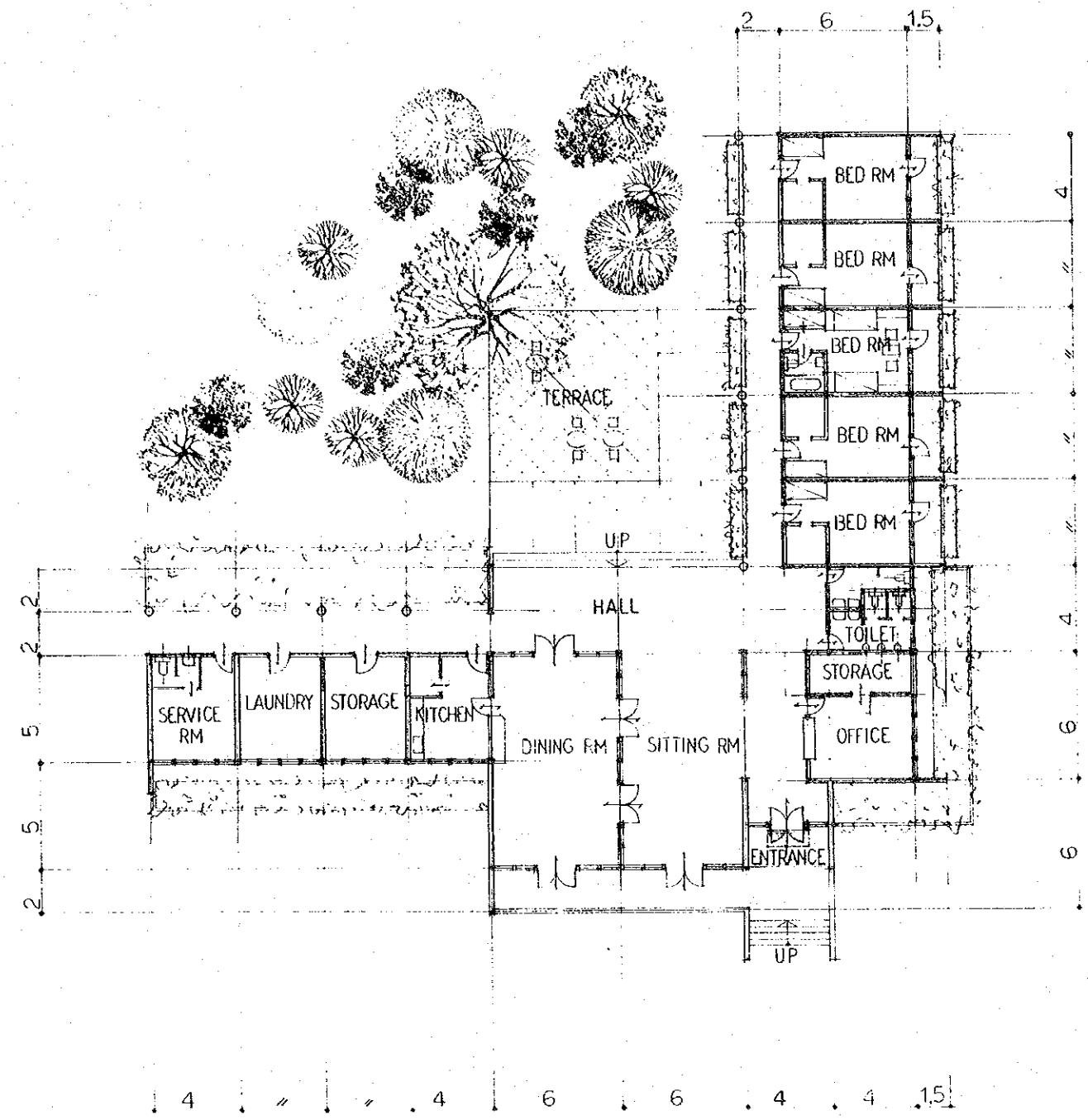
FRONT ELEVATION



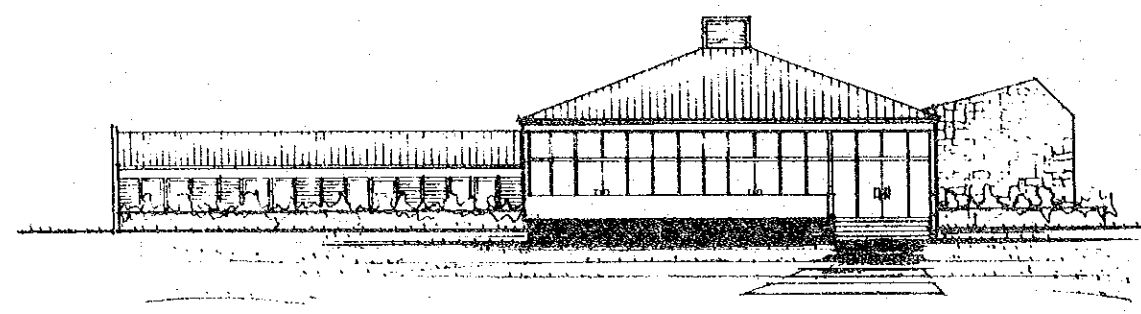
SIDE ELEVATION

Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Facade of Powerhouse	
October	1980 Fig. 3-3-29

Guest House, Facade and Floor Plan

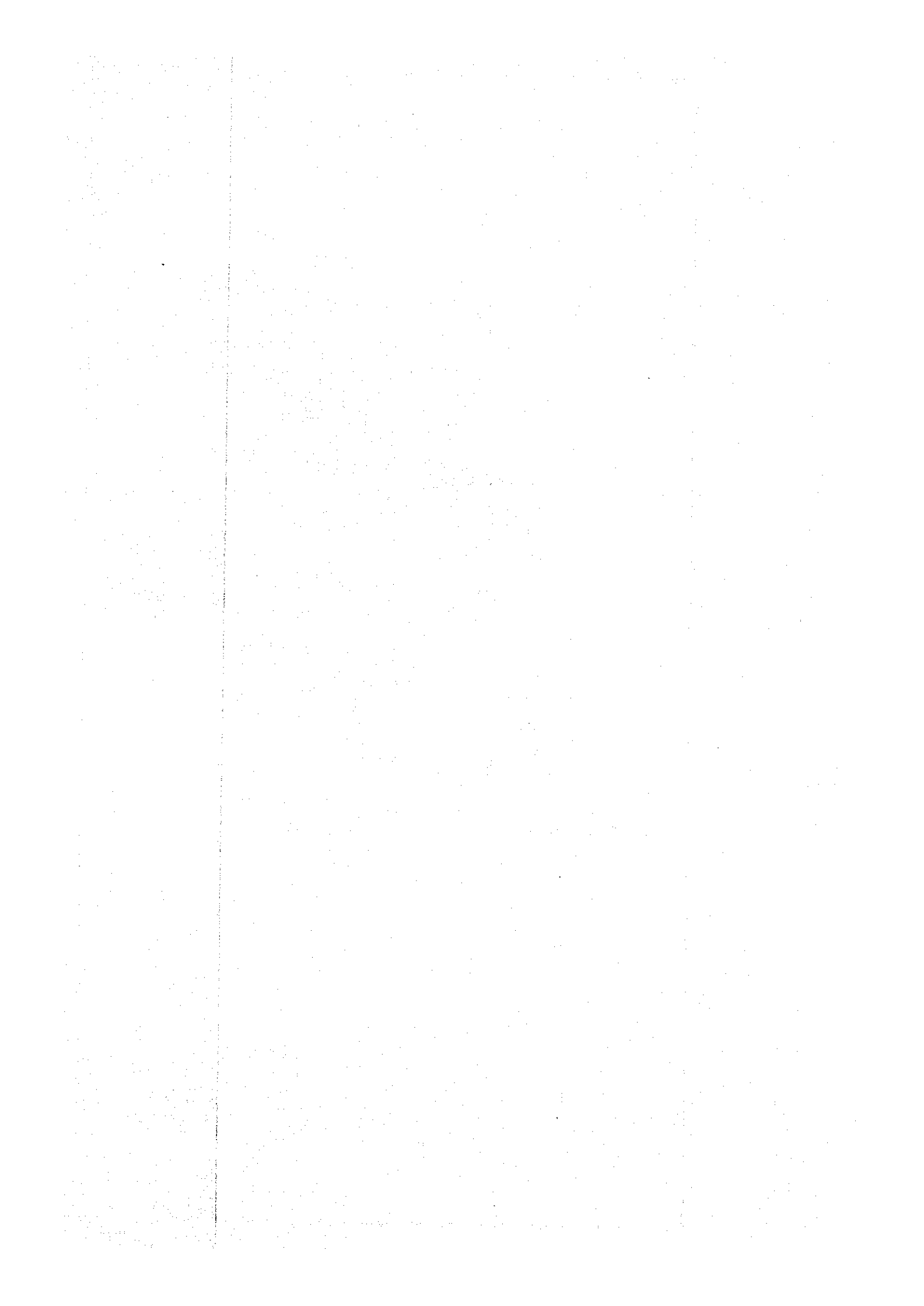


FLOOR PLAN



FRONT ELEVATION

Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Guest House, Facade and Floor Plan	
October	1980 Fig. 3-3-30



### 3-3-9 放水路、放水口

#### (1) 概要

水車からの放水を放水路へ導入するに当たり、負荷の変動により放水位が著しく変動すると水車の能率低下をきたすので、これを防ぐために水路幅をひろげて流速を下げる。この部分を放水庭という。放水庭の形状は、損失水頭をできるだけ小さくし、水車からの放水がすみやかに整流され、ふたたび滑らかに漸縮して放水路入口に達するように設計する。

放水路は、水車から出た水を河川に放流するための水路で、トンネル、蓋きょまたは開きょが用いられる。その断面は、使用水量の変動による水位変化および落差の損失を軽減するために、普通導水路よりも幅を広くし断面を大きくすることが多い。放水路が開きょの場合は幅の広い台形断面とし、トンネルまたは蓋きょのときは扁平馬蹄形断面が一般に用いられる。放水路の終端で、河川や下流貯水池に開口する部分を放水口という。

放水口的位置は一般に次の点に留意して選定する。

- (i) 洪水時に河床の変動や洪水による被害のおそれのない安全な場所であること。
- (ii) 土砂の堆積のおそれがないこと。特に下流貯水池に開口する場合は、貯水池内の堆砂傾向を調査し、放水口閉塞のおそれがないようにする。
- (iii) 本川または支川などの流心が直接放水口に激突しないような箇所であること。
- (iv) 放水口からの放流が対岸や付近河道を侵食しないように放水口的位置や方向を選定すること。

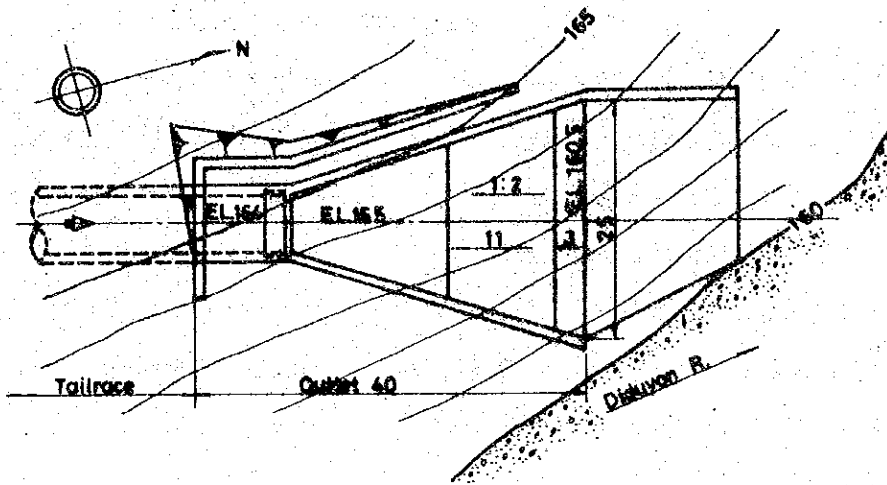
#### (2) 放水路・放水口の設計

本計画の放水路は、放水庭、短いトンネル、放水口から成る。2台の水車から放出された水は放水庭において合流調整され、 $D=5.9m$ の円形断面と長さ $110m$ のコンクリート巻立無圧トンネルを経て放水口からディドヨン川に還流する。

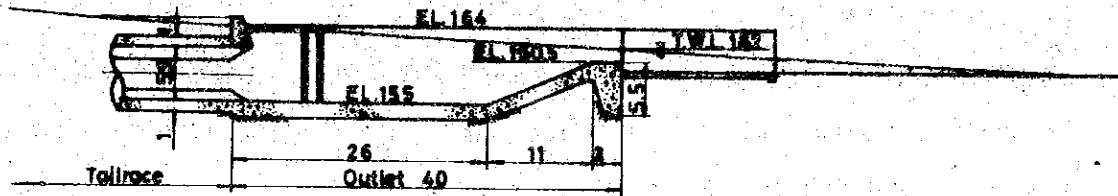
放水路の設計概要を図3-3-31に示す。

# Tailrace Outlet

## Plan of Outlet



## Longitudinal Section



Scale  
0 10 (m)

Diduyan Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency
Tailrace Outlet
October 1980 Fig. 3-3-31



### 3-3-10 主要機器の設計

#### (1) 概要

水車は、水圧鉄管を通して落下する水のもつエネルギーによって回転し、これに直結した発電機を回転させて発電を行うものである。

水車を水力学的見地から大別すると、衝動水車と反動水車に分けられる。

衝動水車は、圧力水頭をすべて速度水頭に変えたジェット流を大気中においてランナ（回転部）に作用させる構造の水車である。反動水車は、圧力水頭をもった流水がランナを通る間に速度に変わり、この際ランナベン（羽根）に及ぼす反作用によってランナを回転させる構造の水車である。現在発電用として使用されている水車には、衝動水車に属するものとしてペルトン水車、反動水車に属するものとしてフランス水車およびプロペラ水車がある。

水力発電所の発電機には突極型回転界磁式同期発電機が用いられる。水力用発電機の特徴で他の発電機と特に違うのは次の点である。

#### (i) 速度範囲が広い

個々の水力地点の諸元に応じた水車の速度に対応するため速度範囲が広い。

#### (ii) はずみ車効果に対する制約

水車調整機（水車の規定回転数を維持し、負荷に対応して水車出力を加減するために、ペルトン水車のニードルバルブやフランス水車、カプラン水車のガイドベーンの開度を自動的に加減する装置）は、密度の大きい水を制御する関係で、負荷変化に応じて作動する時間が他の原動機に比べて長くなる。この時間内の速度上昇を制限するため、水車側から要求される大きなはずみ車効果をもたせなければならない。

#### (iii) 据付け場所による制約

発電所の出力と機械の容量は経済的見地から見て大型化する傾向にあり、一方据付け場所は山間僻地が多いため、輸送と組立ての面で制約を受ける。

発電機の種類は、励磁方式により他励磁方式と自励磁方式、水車と直結する回転軸の方向により横軸型と立軸型、軸受の配置により普通型とかさ型などに区分される。

#### (2) 主要機器の設計

本発電所の水位、流量に対する水車・発電機の出力は下記のとおりとなる。

	各落差における水車・発電機出力		
	最高落差	基準落差	最低落差
流量 (m <sup>3</sup> /sec)	89.4	87.7	86.8
取水位 (EL)	64.8	638.7	620
放水路水位 (EL)	162	162	162
総落差 (m)	486	467.7	458
損失落差 (m)	38.5	37.0	36.2
有効落差 (m)	447.5	430.7	421.8
水車効率	0.898	0.9	0.896
発電機効率	0.98	0.98	0.975
水車出力 (kW)	352,000	333,200	321,500
発電機出力 (kW)	345,000	326,500	313,400

水車と発電機のユニット数を決めるには、次のような検討を経る。すなわち年間における流量の変動、輸送機器重量と発電所本館までの近接道路状況、全系統内に占めるユニット規模の比率、貯水池運用計画、各種のユニット分割に伴う経済的・技術的検討、土木設備の経済性、運転の便などがそれである。これらの検討を行った結果、本計画では2ユニット方式が採用された。

#### 1) 水車

水車を2台とする場合、1台の水車の最大出力は前記の如く  $\frac{352,000\text{kW}}{2} = 176,000\text{kW}$  (239,300 metric HP) となる。

この時の有効落差447.5mと出力176,000kWに対して水車の形式はフランシスまたはペルトンいずれも採用可能であるが、この発電所は出力の変動が少なく、ほとんど最大出力付近で運転可能であり、水車出力の50~60%以下で運転する事は考えられない。したがってペルトン水車採用による低出力時の効率がフランシス水車よりも優れているという利点が活用されないこと、ペルトン水車はフランシス水車に比較して価格が高いこと、またフランシス水車に比較して装置が複雑で運転保守がやや面倒になること等を考慮して、フランシス水車を採用した。

水車の仕様は次のとおりである。

形 式	立軸、単輪単流渦券、フランス水車	
水 力	最大	176,000kW (239,300 metric HP)
	基準	166,600kW (226,500 metric HP)
	最小	160,800kW (218,600 metric HP)
回 転 数	360 rpm	
台 数	2	

## 2) 入 口 弁

本発電所に設置する入口弁は静落差が最大486mであり、これに適するロータリ弁を採用する。

## 3) 発 電 機

発電機2台は昇圧変圧器を通して230KV送電線に接続され、サンチャゴ変電所まで送電される。この230kV送電線は大きな系統であり、大きな無効電力を供給することが予想されるので、発電機の力率は90%とする。

発電機の回転数360r.p.mと出力から、この発電機の形式は発電機回転子の上にラストメタル、および案内軸受回転子の下に案内軸受を置く普通型のものとなる。

発電機の仕様は下記のとおりである。

形 式	立軸、風道循環形空気冷却器 3相、同期発電機
出 力	定格出力……166,700kVA 115%出力…191,700kVA
力 率	90%遅れ
電 圧	13.8kV
周 波 数	60Hz
回 転 数	360 r.p.m.
台 数	2

水車、発電機の構造概念を図3-3-32に示す。

## 4) 主要変圧器

1台の発電機に対し1台の主要変圧器を接続するユニット方式を採用し、保守の信頼性

をはかるようにする。

1台の主要変圧器の総重量は約190トンとなり、輸送重量を40トン以下に制限するために各相毎に分割した、特別三相変圧器を採用して、現地に搬入する。この変圧器の出力は、発電機の115%定格出力に見合うよう189,000KVAとする。

この変圧器の仕様は下記のとおりである。

形 式	屋外用特別3相送油風冷式
出 力	191,700kVA
一次電圧	13,200V
二次電圧	230,000V
周波数	60Hz
台 数	2

発電機の引出端子と主要変圧器低圧側との接続は、この回路の電流が最大8,300Aにも達するので、高圧ケーブルを利用することは不可能となるため、相分離母線を使用する。

また主要変圧器高圧側は架空線により230KV母線に接続する。

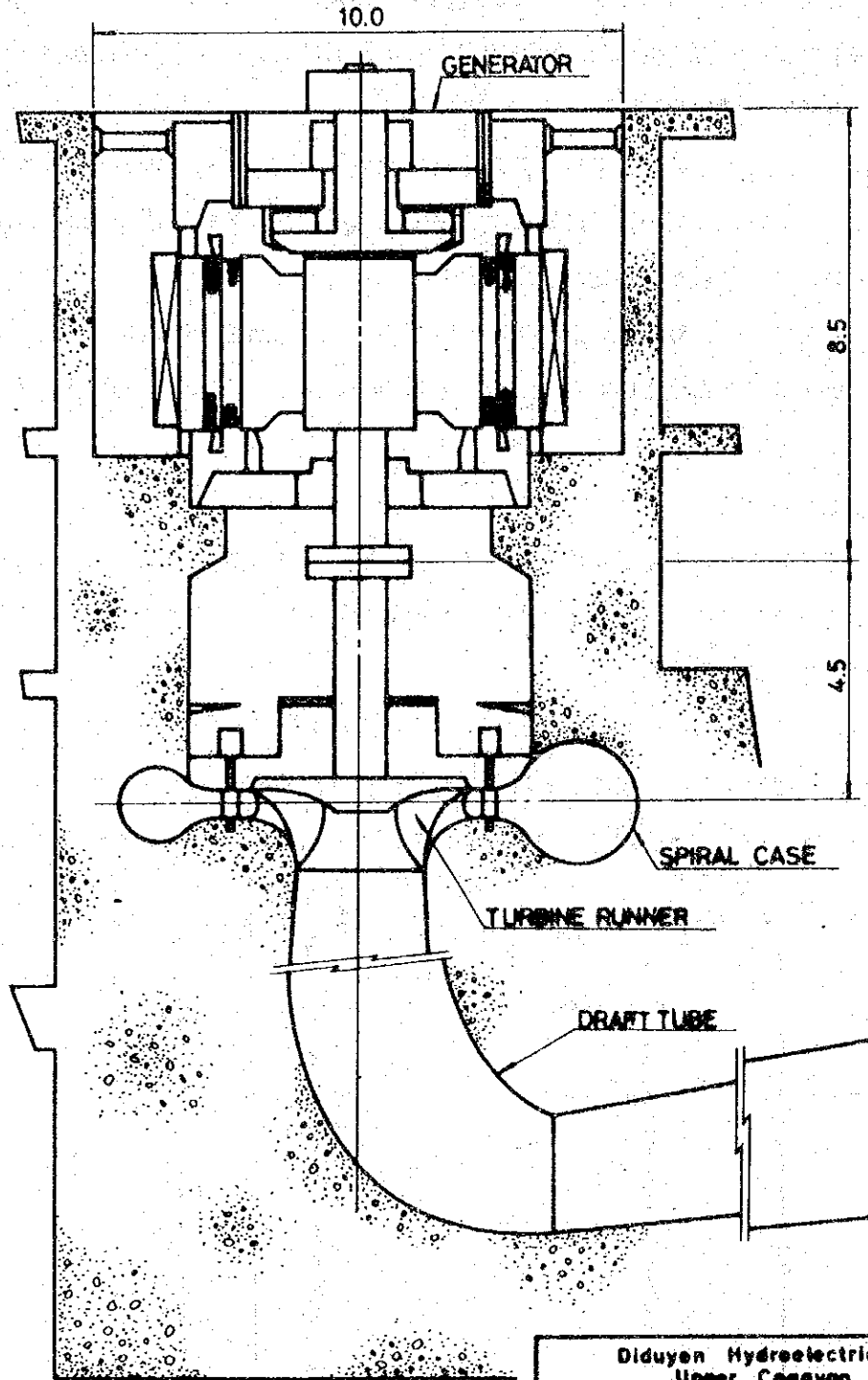
#### 5) 起 重 機

起重機によって吊上げられる最大重量は発電機の回転子である。この発電機の回転子の重量は約170トンと予想される。一般に起重機は吊上重量の大きさ、水車・発電機の設置台数および据付工程の短縮を考慮して2台または1台が設置されるが、本発電所については吊上重量は小さく、水車・発電機の台数も2台であるので起重機は1台とする。

起重機の仕様は大略下記のとおり。

形 式	屋内用低速形天上走行クレーン
定 格	主 巻 170トン
	補 巻 40トン
	ホイスト 10トン
レールスパン	18.2m

Cross - Section of Turbine and Generator



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency	
Cross-Section of Turbine and Generator	
October	1980   Fig. 3-3-32

### 3-3-11 開閉所と変電所

#### (1) 概要

開閉装置のうち、送配電線路の事故電流をしゃ断できるものをしゃ断器、単に電線路を区分するために使用するものを断路器という。線路に短絡、地路、断線などの故障が発生したときは、保護継電器が異常を検出し、その線路のしゃ断器に開放指令を与え、しゃ断器は2~8サイクルで線路を開放する。

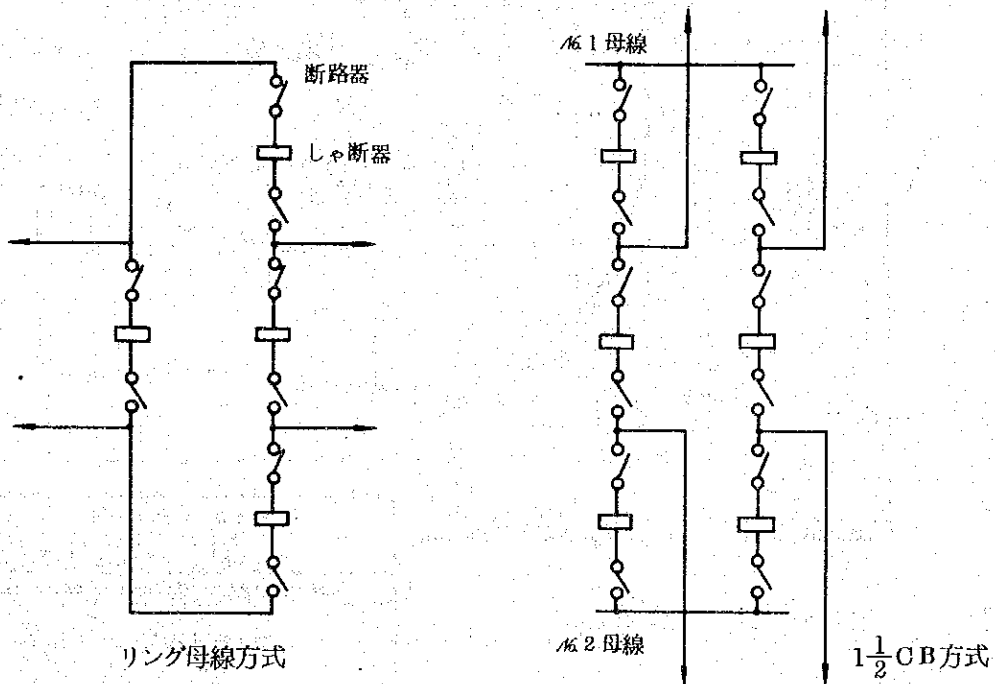
変電所は送電系統のかなめとして電圧の变成と電力の集中、あるいは配分を主な目的として設けられる。このほか電気の質を維持し、設備の保全を行うために電圧の調整、電力潮流の制御、系統の保護など多くの機能が要求される。

電圧段階別に分類して、最も高い送電電圧から通降する変電所を一次変電所と呼び、以下順次二次、三次変電所と称しているが、一次と末端の配電用変電所との中間にあるものを中間変電所と呼ぶこともある。

#### (2) 開閉所と変電所の設計

ディドヨン発電所とサンチャゴ変電所を230KV 2回線の送電線でつなぐ。したがって、この発電所には主要変圧器2バンクと230KV 2回線の送電線がつながる。230KV開閉所は発電所建物上流側に設備される。

230KV開閉所の主母線への接続方式としては、1½CB方式（主母線の間3組のしゃ断器を設備し、2回線がこの3組のしゃ断器の間に接続される方式）とリング母線方式（しゃ断器がリング状に結ばれ各回線がこのしゃ断器の間から引出される）が考えられる。



一般にリング母線方式は1½CB方式と比較して経済的であり、引出回線が5回線以下ではリング母線方式が採用される。また当初5回線以下の場合リング母線方式で建設され、将来さらに回線増が予想される場合は1½CB方式に移行するよう設計される。

本発電所では230KV送電線2回線、変圧器が2ユニットで将来に渡って引出回線数が増加することは考えられないのでリング母線方式とし、1½CB方式に移行できるような考慮は払わないものとする。

開閉所の面積は幅約61m、長さ約84mで5,124㎡となる。

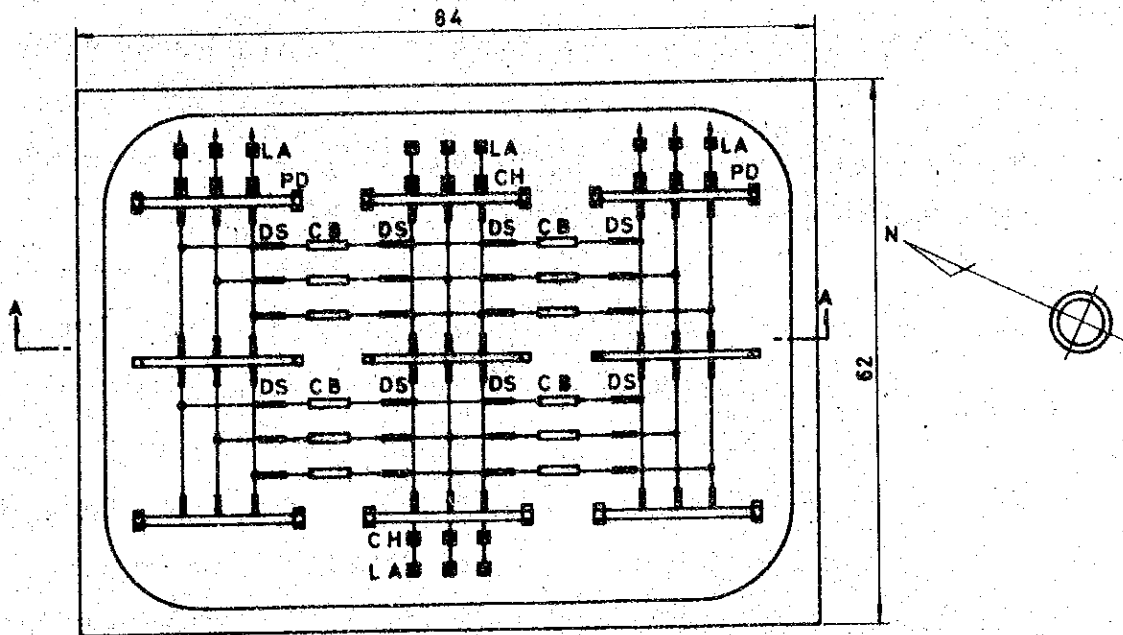
開閉所の概要を図3-3-33、単線結線図を図3-3-34に示す。

Plan and Section of Switchyard Equipment

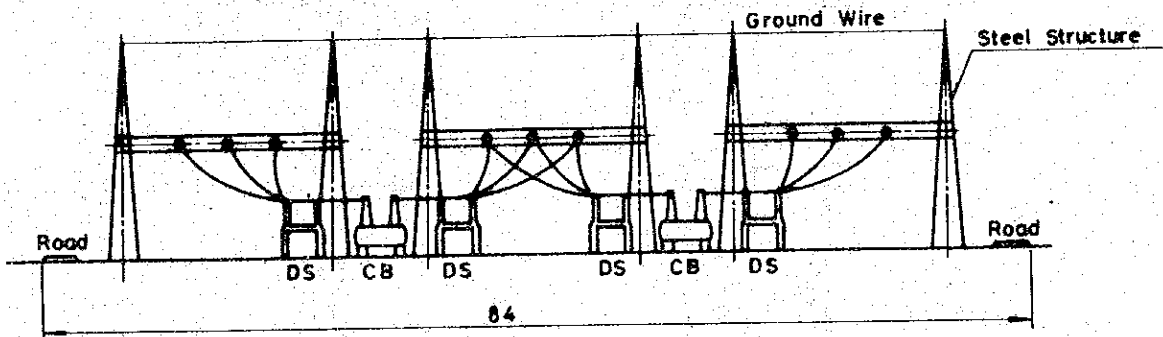
Legend

- LA : Lightning Arrestor
- PD : Potentiul Device
- DS : Disconnecting Switch
- CB : Circuit Breaker
- CH ; Cable Head

Plan



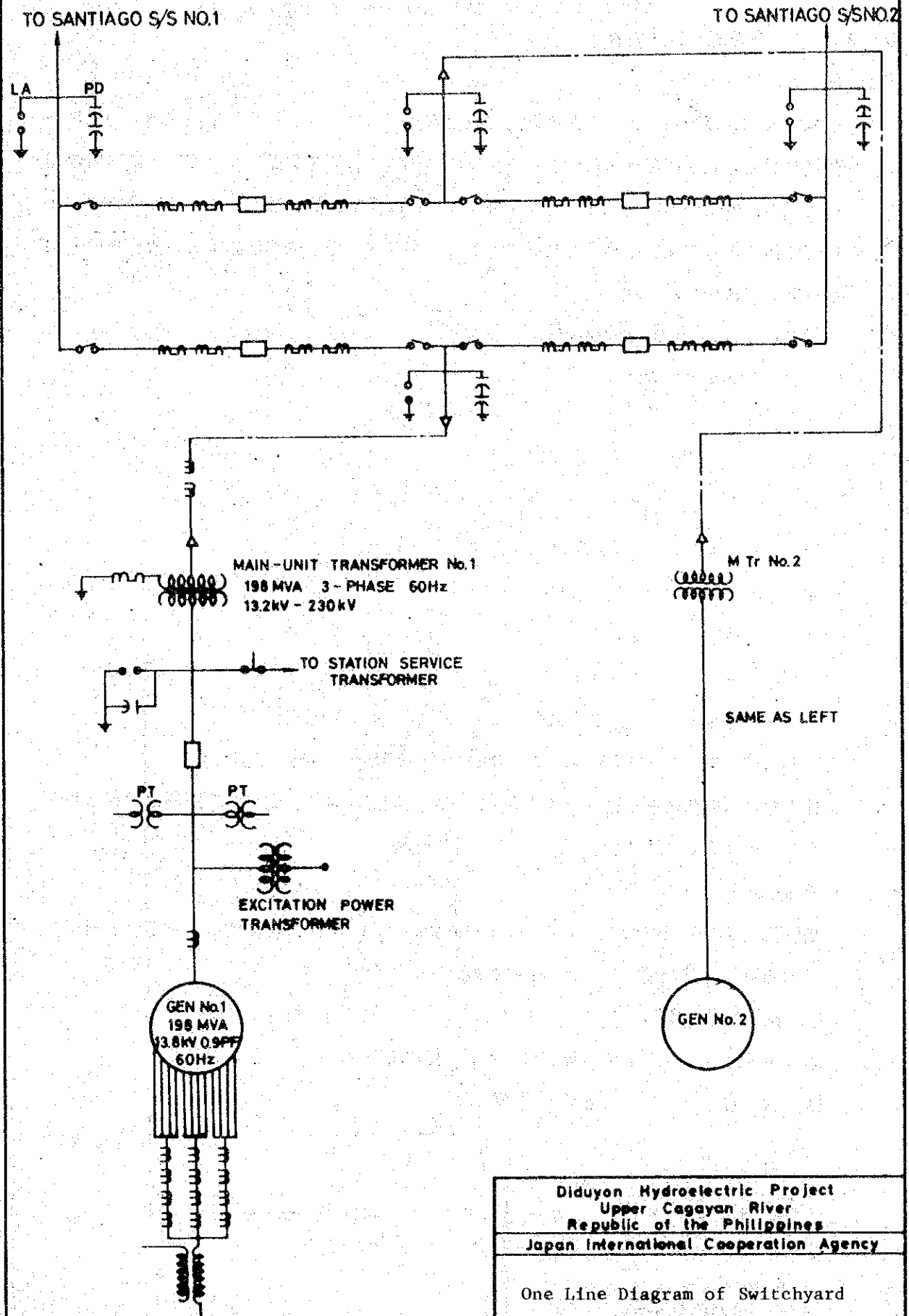
A - A Section



Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Plan and Section of	
Switchyard Equipment	
October	1980   Fig. 3-3-33



# One Line Diagram of Switchyard



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
One Line Diagram of Switchyard	
October	1980   Fig. 3-3-34

### 3-3-12 送電線と通信装置

#### (1) 概要

伝送する電流の種類によって交流方式と直流方式に分けられる。電気事業発達の初期には小規模な直流方式も採用されたが、その後は圧倒的に交流方式が採用されている。送電距離と送電電力の増大に伴い、良好な送電効率をうるには高電圧を必要とするが、交流方式によれば変圧器によって電圧の昇降を容易に行うことができ、発電機や電動機なども交流の方が一般に構造が簡単で安い。

本送電線は、230KV 2回線送電線、長さ45kmで、デイドヨン発電所と電力会社の既設サンチャゴ変電所をつなぐ。

#### 1) 送電線

電 圧	:	230kV
回 線	:	2
導 体	:	795MCM ACSR
架空地線	:	3/8" EHS
ウインドスパン	:	400m
ウエイトスパン	:	600m
鉄 塔	:	2回線用鉄塔
受電点設備	:	既設サンチャゴ変電所構内に所要の設備を設ける。

懸垂型鉄塔の代表例を図3-3-35に示す。詳細な設計、測量は次段階の調査期間内に実施すべきものとする。

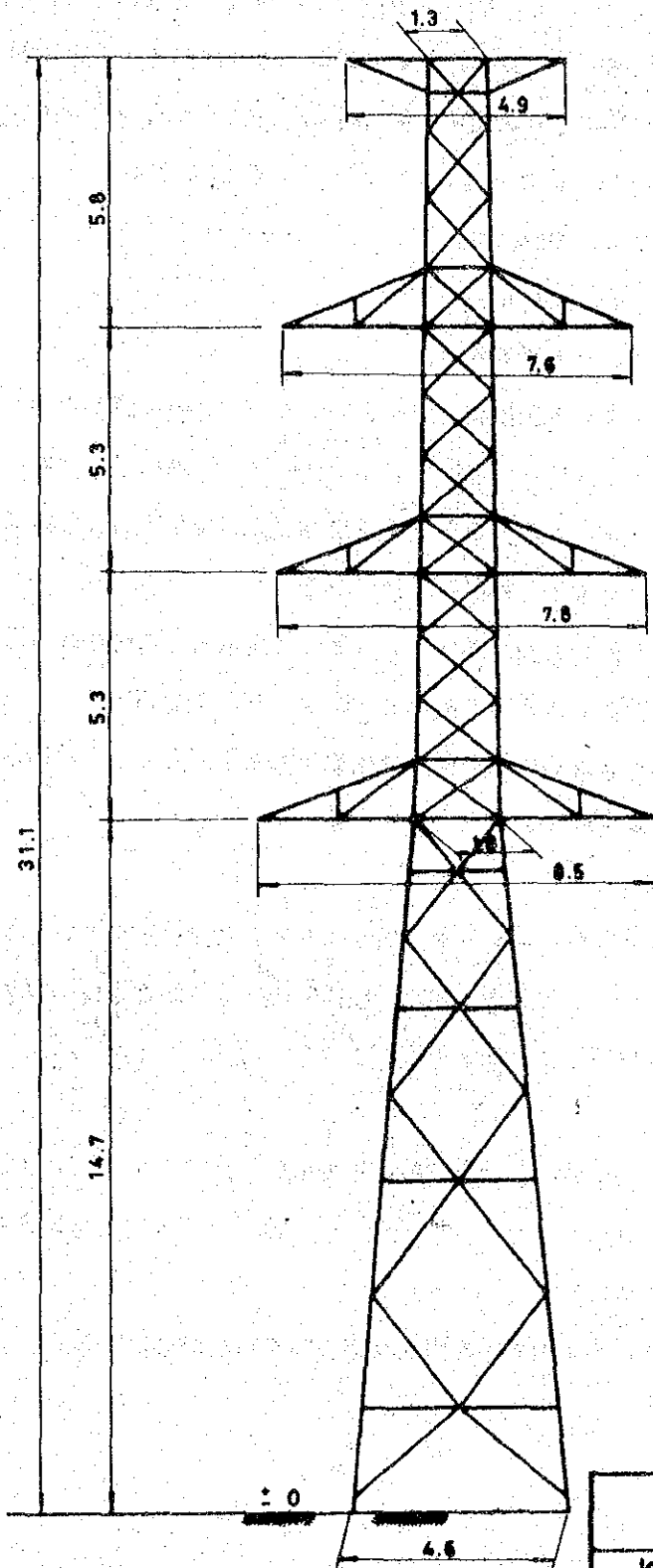
#### 2) 通信装置

通信装置はこの発電所とサンチャゴ変電所間の230KV送電線2回線それぞれを利用して電力線搬送装置を設け、下記の設備を設ける。

- (i) 電力線搬送電話
- (ii) キャリヤリレー(発電所-サンチャゴ変電所間)
- (iii) 遠方制御(発電所-給電所間)

# Suspension Tower for Transmission Line

Scale : 1/150



Diduyan Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency
Suspension Tower for Transmission Line
October 1980   Fig 3-3-35

### 3-3-13 工事用道路

本プロジェクト建設のためには、既設道路の他に、ダム、発電所、原石山、取水口、各トンネル横坑、水槽などの主要構造物と既設の林道をつなぐ工事用道路の新設が必要となる。新設道路の総延長は、ダムサイトに通じる輸送ルートをどの案とするかにより変わるが、全長約105 kmと概算される。すなわち、貯水池により水没する林道付替に基づくマラシウダムサイト間55 km、ダムサイトー発電所間38 km、および発電所ーデビビエ間12 kmである。

国道、県道、既設林道とアクセス道路の位置関係を、図3-3-36に示す。

工事用道路は上記のとおり次の3ルートからなる。

ルート1 …… バンバンまたはマラシウダムサイト

バンバンからカシブまで現在砂利道が通じているが、この区間のルート変更における交通障害を避けるために、マラシウからマンガ経由でシゲムに通ずる既設林道の改良とルート変更を行う案を検討する必要がある。距離は55 kmであるが、地形的に見て十分検討の価値がある。

シゲムーダムサイト間の既設林道は、貯水池の湛水前までに付替える必要がある。この付替道路は、貯水池の満水面上所要の高さに計画する。カンポテ川、ビヨイ川は小さな河川横断部には橋梁新設が必要となる。路面は砂利舗装とし、幅員8 mとする。

ルート2 …… ダムサイトー発電所

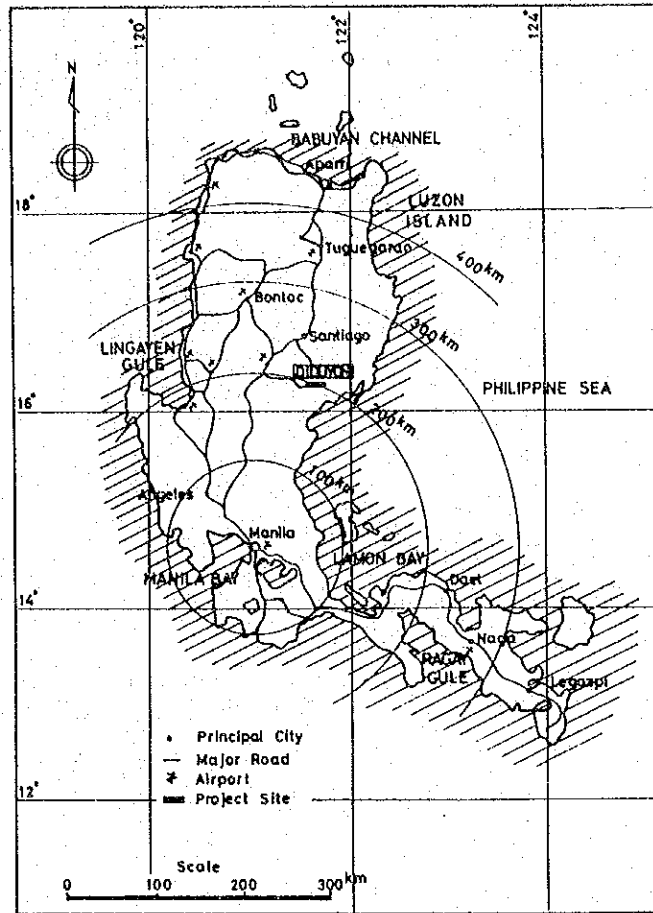
この区間は延長38 kmで、ディドヨン川ダムサイト右岸付近の7 kmと水路トンネルに沿うダムサイトーデディピオー水槽に至る24 kmと水槽ー発電所間7 kmから成る。砂利舗装、幅員は8 mとする。

ルート3 …… 発電所ーデビビエ

この区間は延長12 kmで、工事用道路として用いるだけでなく、工事完了後の発電所サービス道路とすることも考慮して、将来のアスファルト舗装と道路幅員の拡幅を考慮した設計とする。

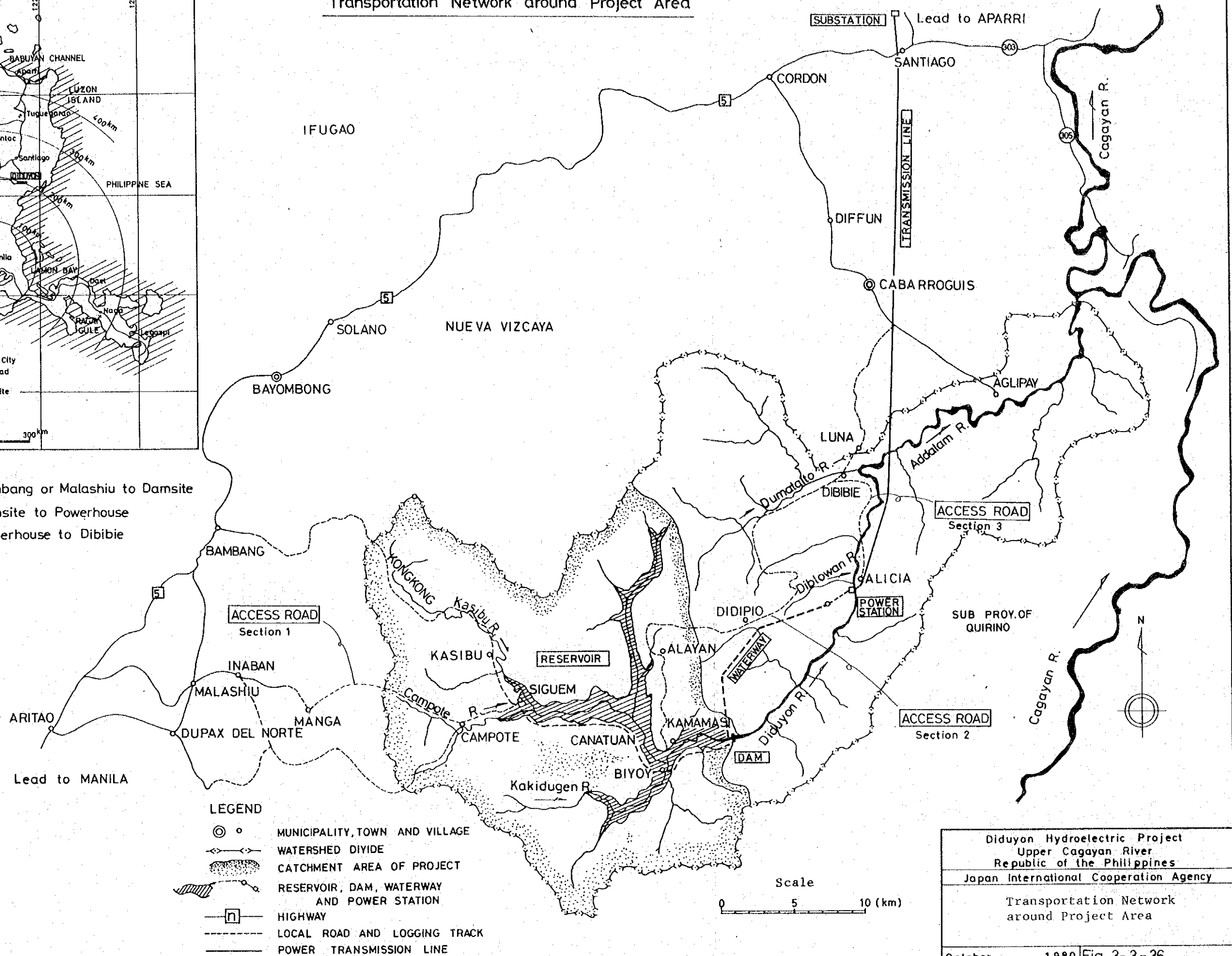
この区間では、デビビエ川や小河川横断部に橋梁新設が必要となる。





Transportation Network around Project Area

Note:  
 Section 1 From Bambang or Malashiu to Damsite  
 Section 2 From Damsite to Powerhouse  
 Section 3 From Powerhouse to Dibibie



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Transportation Network around Project Area	
October	1980 Fig. 3-3-36

### 3-3-14 建設用材料

#### (1) コンクリート骨材

フィジビリティ調査期間中の現地調査結果によると、アダラム川アグリパイとマガット川バンバンの両地点の河床堆積物は、質、量ともにディドヨン発電所のダムその他の工事に利用可能なものと考えられる。しかし、計画ダムのコンクリート体積は120万 $m^3$ にも達するもので、骨材全量を河床堆積物から採取するものとするれば、ダムサイトへの輸送は、毎日80km以上の距離を運搬する何百台というトラック群が必要となる。このため、ダム建設費は非常に高価となり、工専用道路が渋滞するであろうことは明らかである。これゆえ、ダムサイト付近に適当な原石山を求めざるを得ない。

㉞3ダムサイト下流右岸に当初想定した原石山は、目的に対して不相当と判断される。このため、本計画では別な原石山を想定している。新しい原石山候補地は、ダムサイトより2km上流のディドヨン川左岸側にある。現地地質踏査によれば、基岩は堅硬な安山岩で、岩体が大きく、表土も薄いものと考えられる。今回の骨材検討では、この原石山から骨材を採取するものとして工事計画と工事費積算を行った。

次段階の調査期間においては、今回の検討に使用した原石山が実際に適当なものであることを確認するため、綿密な現地調査をする必要がある。また、原石から細骨材まで生産することは一般に高価となり、河床堆積物をスクリーニングして一部の細骨材を輸送した方が安価なものとなる場合もあるため、次段階調査期間においては骨材価格の構成についても十分な検討が必要である。

原石山から破碎製造した人工骨材は、時としてアルカリ骨材反応など不利な性質を示すことがあるので、人工骨材品質の試験も欠かせない。

#### (2) セメント

既述のとおり、フィリピン国内のセメントの供給量は、現在のところ国内需要を十分に満たしている。

しかし、大規模な建設工事が現在および将来時点で展開されており、特にルソン島北部ではディドヨンプロジェクトに先行して高さ175m、コンクリート量200万 $m^3$ のコンクリートアーチダム建設がジェネド地点で実施される予定である。このため、フィリピンでは今後ともセメントの供給量が増加していくことは十分予想されているところから、ディドヨン地点建設工事では、先行プロジェクトによる拡充セメント供給能力の検討とともに、品質に関する検討も十分に行って、設計に反映させなければならない。

3-3-15 資機材および輸送計画

現地調査の結果をもとにして、輸送の基本計画と新設工事用道路および建設用資機材の調達計画の検討を行う。

(1) 基本計画

1) 港湾設備（マニラ港）

下記の機器仮置用地の確保が必要である。

上屋	2,500 m <sup>2</sup>
倉庫	6,500 m <sup>2</sup>
仮置場（広場）	3,600 m <sup>2</sup>
計	4,500 m <sup>2</sup>

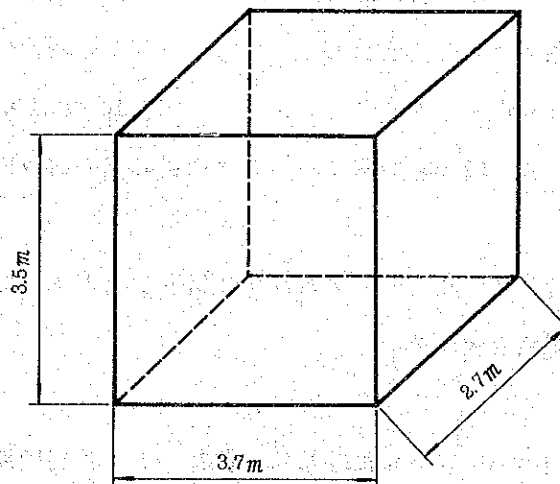
2) 既設橋梁（補強あるいは仮橋の架設）

マニラ～バンバン間について約10橋の補強、または仮橋が必要である。

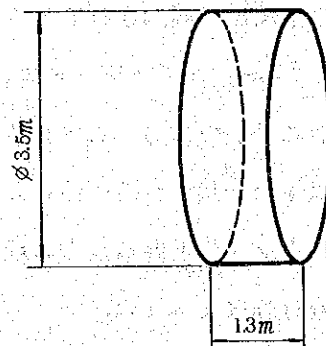
a) 基本条件

1) 輸送物品の概算寸法および重量

三相変圧器 重量：37トン



水車ランナ 重量：14トン





## ii) 輸送車輛

単体最大重量が約37tになるので、40t積みトレーラを使用する。トレーラの諸寸法および軸重等については図3-3-37に示す。

トラクタ 自重	10トン
トレーラ 自重	12トン
最大積載重量	40トン
計	62トン

## b) 補強および仮橋計画

### i) 補強計画

既設橋梁のスパン、耐力、補強施工の難易度、河川水位などを検討して、補強型式を決定する。補強型式には図3-3-38に示すようなオーバブリッジ型式と支柱型式があり、各橋梁に適した型式を採用する。

### ii) 仮橋の架設計画

既設橋梁において補強の不可能なものについては、仮橋を架設するか、河床に仮道路を造る川渡し方式（出水時に水没する）を採用する。仮橋の架設計画は、図3-3-39のように組立主構（トラス型パネル）とH鋼を主体としたもので、現地において組立てる。仮橋は特別な事情のないかぎり現橋に近接して架設する。この場合、橋長は現地合わせとするが、最大スパン長は25m程度とする。なお仮橋の設計荷重としては、一等橋（自動車荷重：TL-20トン）の基準を用いる。40トントレーラ荷重の走行時には、群集荷重、衝撃荷重その他の従荷重を考慮せず、許容応力度の割増しを見込む。

## 3) 取付道路および連絡道路

取付道路および連絡道路として約105kmの道路の新設を必要とする。これらの道路計画に考慮した基本条件は次のとおりである。

### a) 用途

ダム、発電所等の建設工事用、すなわち資機材の運搬ならびに発電機・変圧器等の重量物輸送、および発電所完成後の維持管理にも使用する。

### b) 車線数

取付および連絡道路の総輸送量や1日当たり最大運搬量、使用トラック形式などを考慮して2車線とする。

o) 縦断勾配

山間部の道路については8%勾配を上限とする。

d) 最小曲線半径

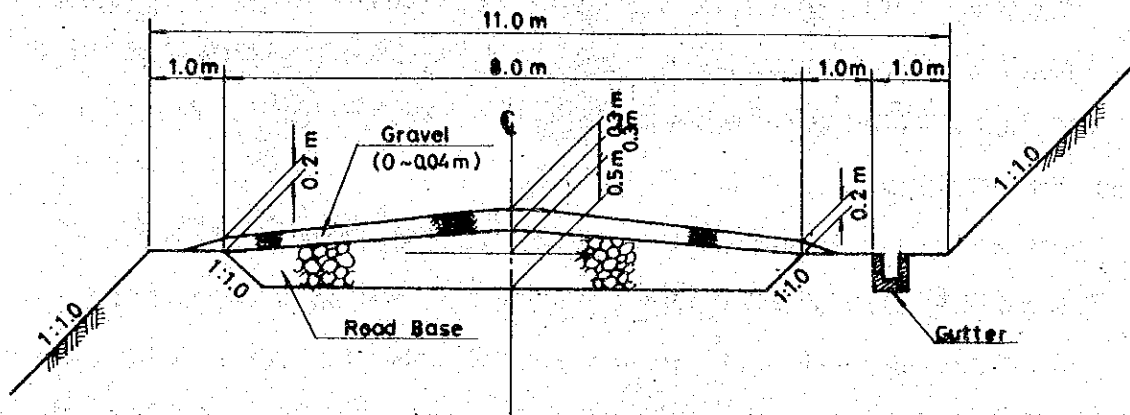
4.0トン積トレーラの走行を考慮して、50mとする。

e) 設計荷重

新設橋梁などの計画は、自動車荷重：TL2.0トンを採用する。4.0トントレーラが通行するときは、単独走行をし、低速運転をする必要がある。

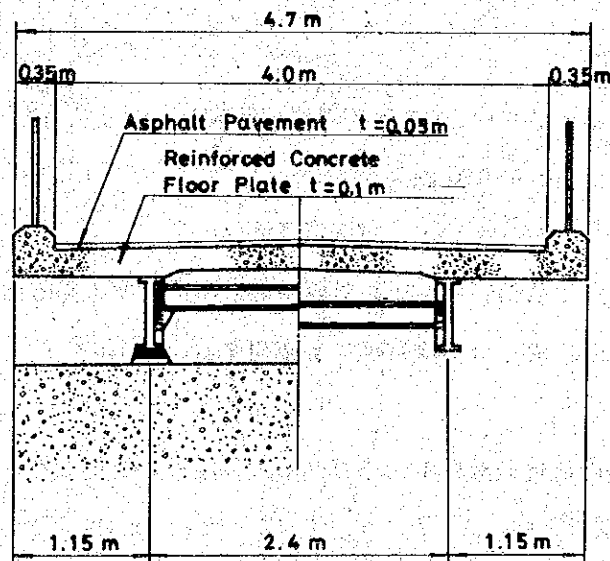
f)

Standard Section of Road



g)

Standard Section of Bridge



#### 4) 骨材運搬道路

骨材は、ダム建設工事で最も多量に使用される材料である。したがってこれをトラック輸送する場合には、所要輸送量を安定して確保するために、その幅員、勾配、曲線などについて検討する。

(i) 縦断勾配は8%程度とするのが望しいが、一般には10%程度も採用される。

(ii) 曲率半径

一般には100m以上とするが、やむを得ない場合は50m程度とすることがある。

(iii) 最高速度

最高速度は30km/hr.程度とする。

(iv) 幅員

骨材輸送トラックとして、一般に15～45トン級ダンプトラックが使用される。表3-3-3に代表的車種の標準寸法と、車線数を1車線または2車線道路としたときに必要な車道全幅員を示す。ダンプトラックの20～32トン走行を考えると、2車線で全幅員約13～15.5m程度が必要となる。

#### 5) 道路の安全施設

工専用道路として安全施設を完備する必要がある。以下に述べる安全施設については、当初の計画時点で十分に考慮しておく必要がある。

(i) 交差点ないし分岐点における各種道路標識や照明設備の設置。

(ii) 谷側路肩の転落防止のための駒止め工、ないしガードレールやデリネータの設置。

(iii) 曲線部における視距の確保、ないしカーブミラーの設備。

(iv) 山側斜面の落石防止のためのロックネット、モルタル吹きつけ、落石防護さくの設置。

#### 6) 道路の維持管理

道路を常に良好な状態に維持管理することは、輸送効率を確保するうえできわめて重要であり、下記事項について検討しておく必要がある。

(i) 原石山の不良岩、砕石等を利用して、路盤の維持をはかる。

(ii) モーターグレーダによる路面補修を定期的に行う。

(iii) 散水車により土煙防止を行う。

(iv) 沢の横断箇所は、暗きょ等により完全に排水する。

(v) 道路の山側には側溝を設け、この保守に留意する。

(1) 骨材運搬中の落石や急な掘削斜面からの落石は、タイヤの損耗、スプリングの折損に影響するばかりでなく、運行に支障を与えるため、落石除去のための労務者およびタイヤドーザ等を配置する。

(2) 建設用資機材の調達計画

建設用資材のうち木材、骨材、セメント、鉄筋、ダイナマイト以外の諸資材のほとんどは、国外からの輸入に頼らなければならない。

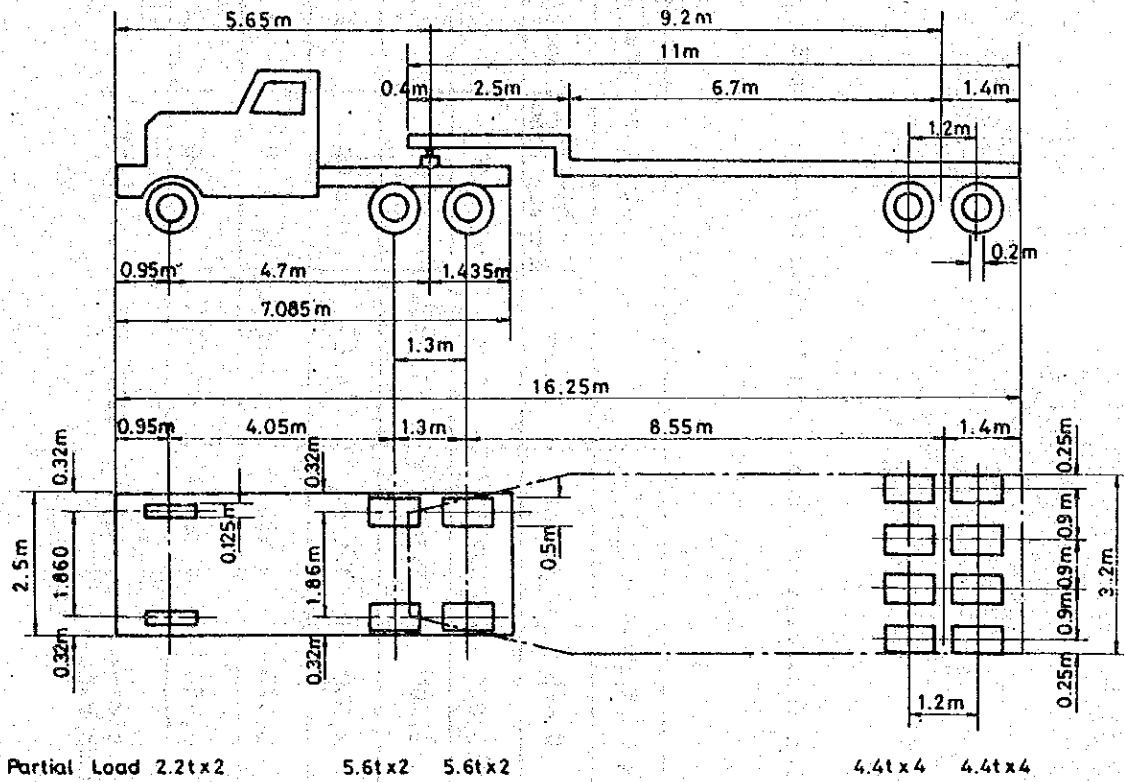
建設機械も同様、大小を問わず国外からの調達でまかなう計画とする。

Table 3-3-3 Specifications of Dump Trucks and Minimum Width of Road

Model	Max Loading Capacity (t)	Dimensions of Trucks (mm)			Structure and Width of Road (m)				
		Length	Width	Height	Lane	Central Safety Zone	Shoulder	One lane	Two lanes
Hino ZG 1500	15	6,595	3,000	3,275	4.00	1.50	1.00	6.00	11.50
Komatsu HD180	18	7,295	3,000	3,300	4.00	2.00	1.00	6.00	12.00
" HD200	20	7,450	3,360	3,450	4.35	2.00	1.00	6.35	12.70
" HD320	32	7,800	3,670	3,950	4.65	3.00	1.50	7.65	15.30
" HD460	46	8,900	4,050	4,260	5.05	3.50	2.00	9.05	17.60

Note: The space for side-gutters, guard rails and so on shall be considered when needed.

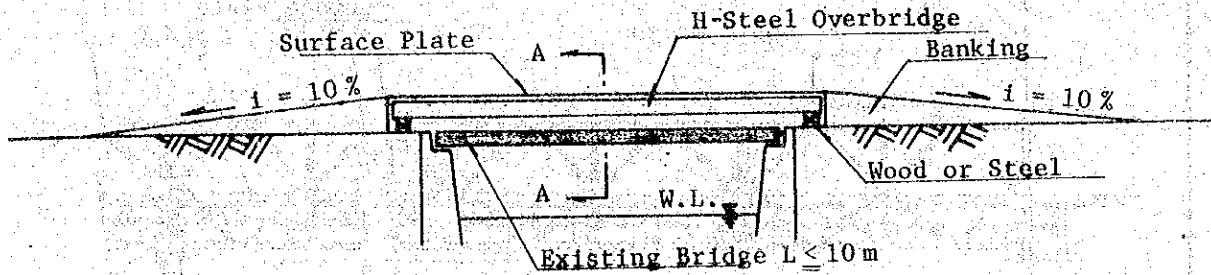
Dimension of 40-t Trailer



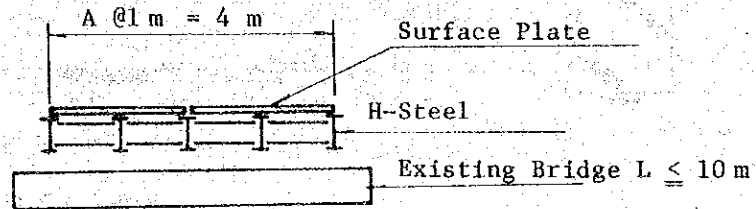
Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Dimension of 40-t Trailer	
October	1980 Fig. 3-3-37

# Reinforcement of Existing Bridges

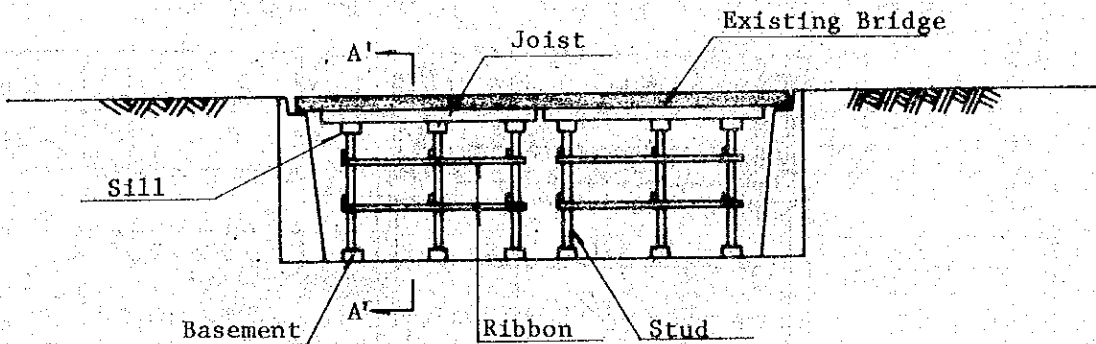
## (1) Overbridge



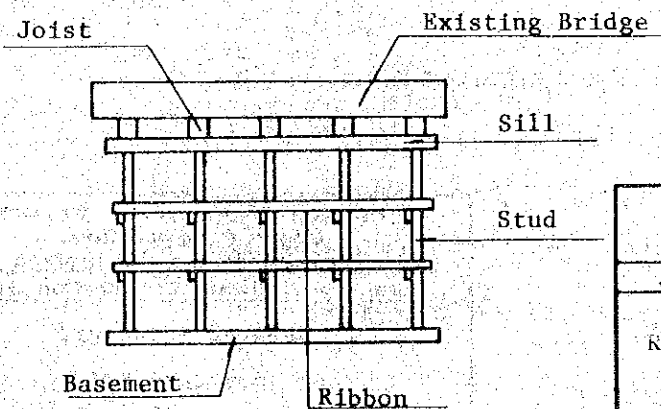
### A ~ A Section



## (2) Steel or Wood Stud Type

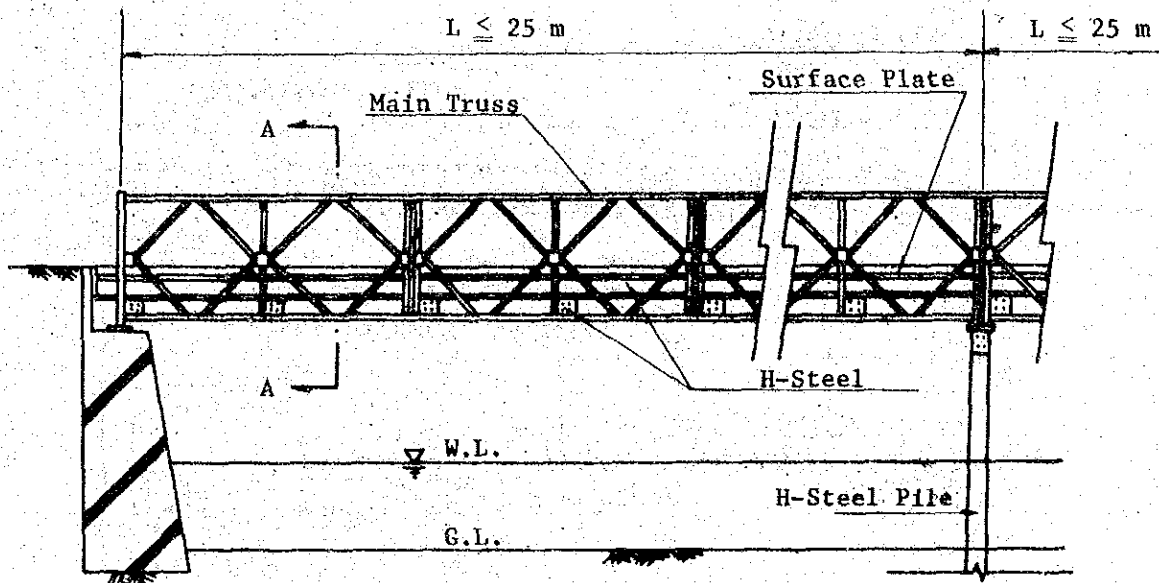


### A' ~ A' Section

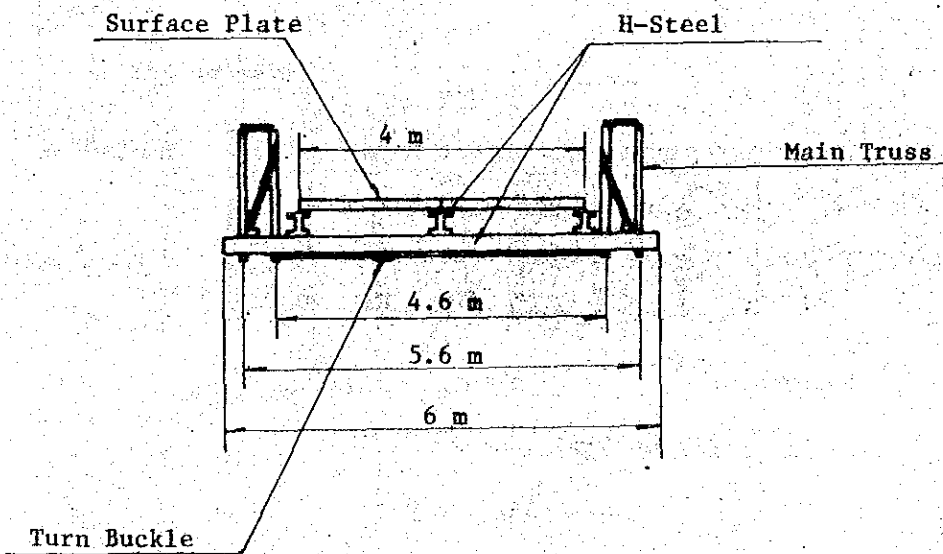


Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Reinforcement of Existing Bridges	
October	1980   Fig. 3-3-38

## General Structure of Temporary Bridge



A - A Section



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency
General Structure of Temporary Bridge
October 1980 Fig. 3-3-39



3-3-16 有効落差、理論水力および出力計算

(1) 有効落差の計算

1) 取水口および取水口隣接トンネルの損失落差 ( $h_1$ )

a) 流入による損失落差 ( $h_1$ )

$$h_1 = (1 + f_e) \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad (B 7.0m \times H 17.2m \times 2基の取水口)$$

$v_2$  : 流入後の流速 =  $Q/A$  (m/sec)

$f_e$  : 流入損失係数 = 0.2

	Q	B	H	A	$v_2$	$v_2^2/2g$	$1+f_e$	その他損失	$h_1$
最大	85.2	7.0	17.2	120.4	0.708	0.026	1.2	0.038	0.100

b) ピアによる損失落差 ( $h_2$ )

$$h_2 = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h_p)^2} - \frac{1}{b_1^2 \cdot H_1^2} \right\}$$

$C$  : ピアの平面形状による係数 = 0.92

$b_1$  : ピア直上流面の水路幅 = 15.0m

$b_2$  : 水路幅からピア幅を控除した純幅 = 14.0m

$H_1$  : 上流側の水深 (32.0m)

$\Delta h_p$  : 仮定水面低下量 (m) …… 近似値

	Q	$Q^2/2g$	$H_1$	$\Delta h_p$	$(H_1 - \Delta h_p)^2$	$C^2$
最大	85.2	370.36	32.0	0.001	1023.94	0.846

	$b_2^2$	$\frac{1}{C^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h_p)^2}$	$b_1^2$	$H_1^2$	$\frac{1}{b_1^2 H_1^2}$	その他損失	$h_2$
最大	196.0	0.000006	225.0	1024	0.000004	0.000	0.001

c) スクリーンによる損失落差 ( $h_3$ )

$$h_3 = B \sin \theta \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V_1^2}{2g}$$

$B$  : 格子バーの断面形状による係数 = 2.34

$\theta$  : 格子の傾斜角 =  $90^\circ$   $\therefore \sin \theta = 1.0$

$t$  : 格子バーの太さ = 10%

$b$  : 格子の目の大きさ = 100%

$$f_r = B \cdot \sin \theta \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}} = 2.34 \times 1.0 \times \left(\frac{10}{100}\right)^{\frac{4}{3}} = 0.109$$

	Q	B	H	A	V <sub>1</sub>	V <sub>1</sub> <sup>2</sup> /2g	f <sub>r</sub>	その他 損失	h <sub>3</sub>
最大	85.2	14.0	17.2	240.8	0.354	0.006	0.109	0.000	0.001

d) トンネルにおける損失落差 (h<sub>4</sub>)

$$h_4 = f' \frac{L}{R} \frac{V^2}{2g}$$

$$f' : \text{摩擦損失係数} = \frac{2g n^2}{R^{4/3}}$$

$$L : \text{トンネル長} = 41.0 \text{ m}$$

$$n : 0.013$$

$$R = \frac{\text{面積}}{\text{潤辺}} = \frac{208225}{210677} = 0.9884$$

	Q	A	V	f'/R	L	V <sup>2</sup> /2g	その他 損失	h <sub>4</sub>
最大	85.2	208225	4.092	0.0034	41.0	0.854	0.031	0.150

e) 取水口および取水口隣接トンネルの損失落差の合計 (h<sub>I</sub>)

h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	余裕	h <sub>I</sub>
0.100	0.001	0.001	0.150	0.078	0.330

2) 圧力トンネルにおける損失落差 (h<sub>II</sub>)

a) 入口部における損失落差 (h<sub>1</sub>)

$$h_1 = f_e \frac{V^2}{2g}$$

$$f_e : \text{流入損失係数} = 0.2$$

$$V_2 : \text{流入後の流速 (m/sec)} = Q/A$$

$$A : \text{トンネル通水断面積} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 5.9^2}{4} = 27340 \text{ m}^2$$

	Q	A	V	V <sub>2</sub>	V <sup>2</sup> /2g	f <sub>e</sub>	その他 損失	h <sub>1</sub>
最大	85.2	27340	3.116	9.709	0.495	0.2	0.021	0.120

b) 摩擦による損失落差 (h<sub>2</sub>)

$$h_2 = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$f' = \text{摩擦損失係数} = 124.5 n^2 / D^{1/3}$$

$$L_1 = \text{トンネル長} = 11,450 \text{ m (D=5.9 m) (コンクリート)}$$

$$L_2 = \text{トンネル長} = 250 \text{ m (D=5.0 m) (内張)}$$

$n_1 = 0.013$  (コンクリート),  $n_2 = 0.012$  (内張鋼管部)

$$(f/D_1) = \frac{1245n^2}{D^{4/3}} = \frac{1245 \times (0.013)^2}{(5.9)^{4/3}} = 0.0020$$

$$(f/D_2) = \frac{1245n^2}{D^{4/3}} = \frac{1245 \times (0.012)^2}{(5.0)^{4/3}} = 0.0021$$

	V	f/D	L	$V^2/2g$	その他 損失	$h_2$
$D_1 = 5.9$	3.116	0.0020	11.450027	0.495	0.064	11.400
$D_2 = 5.0$	4.339	0.0021	25.0000	0.961	0.005	0.510

合計  $h_2 = 11.400 + 0.510 = 11.910$

c) 漸縮による損失落差 ( $h_3$ )

$$h_3 = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad V_2 : \text{漸縮後の平均流速}$$

D	$f_{gc}$	$V_2$	$V_2^2/2g$	その他 損失	$h_3$
5.9~5.0	0.0075	4.339	0.961	0.003	0.010

合計  $0.010 \times 2 = 0.020$

d) 漸拡による損失落差 ( $h_4$ )

$$h_4 = f_{ge} \cdot f_{se} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$f_{ge}$  : 漸拡損失係数 = 0.65

$f_{se}$  : 急拡損失係数 = 0.125

D	$f_{ge}$	$f_{se}$	$V_1$	$V_1^2/2g$	その他 損失	$h_4$
5.0~5.9	0.65	0.125	4.339	0.961	0.002	0.080

合計  $0.080 \times 2 = 0.160$

e) 圧力トンネルにおける損失落差の合計 ( $h_{II}$ )

$h_1$	$h_2$	$h_3$	$h_4$	余裕	$h_{II}$
0.120	11.910	0.020	0.160	3.78	15.990

3) 水圧管路における損失落差 ( $h_{III}$ )

a) 摩擦による損失落差 ( $h_1$ )

$$h_1 = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$f$  : 摩擦損失係数 =  $1245 n^2 / D^{1/3}$

$n$  : 粗度係数 = 0.012

№	D	L	A	$D\sqrt{3}$	$1245n^2$	f	f/D
1	5.0	3770	19.635	1.710	0.0179	0.0105	0.0021
2	5.0~4.7	6.0	18.474	1.693	〃	0.0106	0.0022
3	4.7	3970	17.349	1.675	〃	0.0107	0.0023
4	4.7~4.4	6.0	16.260	1.657	〃	0.0108	0.0024
5	4.4	3840	15.205	1.638	〃	0.0109	0.0025
6	4.4~4.1	6.0	14.186	1.620	〃	0.0110	0.0026
7	4.1	3840	13.202	1.600	〃	0.0112	0.0027
8	4.1~3.8	6.0	12.254	1.581	〃	0.0113	0.0029
9	3.8	3850	11.341	1.560	〃	0.0115	0.0030
10	2.7	620	5.725	1.392	〃	0.0129	0.0047
(分岐)	2.7	620	5.725	1.392	〃	0.0129	0.0047
計		20130					

$$Q = 85.2$$

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V	4339	4612	4911	5240	5603	6006	6454	6953	7513	7441
$V^2/2g$	0.961	1.085	1.231	1.401	1.602	1.840	2.125	2.467	2.880	2.825
$h_1$	0.761	0.014	1.124	0.020	1.538	0.029	2.203	0.043	3.326	<del>0.823</del> 0.823
計	1.0704									

$$\text{合計 } 1.0704 + 0.196 = 1.0900$$

b) a) の №10 における球分岐の損失落差 ( $h_2$ )

$$h_2 = fd \frac{V_1^2}{2g}$$

fd : 球分岐による損失水頭係数 = 0.75

Q	D	A	$V_1$	$V_1^2$	$V_1^2/2g$	$f_0$	その他損失	$h_2$
85.2	3.8	11.341	7.513	56.445	2.880	0.75	0.000	2.160

c) a) の №10 における曲りによる損失落差 ( $h_3$ )

$$h_3 = fb_1 \cdot fb_2 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$f_{b_1} \cdot f_{b_2}$  : 曲りの損失水頭係数

R	D	$\theta$	$f_{b_1}$	$f_{b_2}$	$f_{b_1} \cdot f_{b_2}$
20.000	2.700	30°~00'~00"	0.131	0.577	0.076
20.000	2.700	45°~00'~00"	0.131	0.707	0.093

Q	V	$V^2/2g$	$f_{b_1} \cdot f_{b_2}$	$h_3$
42.6	7.441	2.825	0.076	0.215
42.6	7.441	2.825	0.093	0.263
計				0.478 0.478

合計  $0.478 + 0.022$  (その他) = 0.500

d) 水圧管路における損失落差の合計 ( $h_{III}$ )

$h_1$	$h_2$	$h_3$	余裕	$h_{III}$
10.900	2.160	0.500	4.200	17.760

4) 放水路における損失落差 ( $h_{IV}$ )

a) 放水池における損失落差 (断面変化による損失) ( $h_1$ )

$$h_1 = h_e + \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$h_e = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$$

$$f_{sc} : \text{漸縮損失係数} = \sqrt{A_1/A_2} = \sqrt{\frac{99.11}{378.47}} = 0.485$$

$$V_1 : \text{断面変化前の平均流速} = \frac{Q}{A_1} = \frac{85.2}{378.47} = 0.225 \text{ m/s}$$

$$V_2 : \text{断面変化後の平均流速} = \frac{Q}{A_2} = \frac{85.2}{99.11} = 0.860$$

$$\begin{aligned} \therefore h_1 &= 0.485 \times \frac{0.860^2}{2 \times 9.8} + \frac{1}{2 \times 9.8} (0.860^2 - 0.225^2) \\ &= 0.057 \end{aligned}$$

b) トンネル入口による損失落差 (急縮) ( $h_2$ )

$$h_2 = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$$

$$f_{sc} : \text{急縮損失係数} = 0.5$$

$$V_2 : \text{急縮後の流速} = \frac{Q}{A} = \frac{85.2}{273.40} = 3.116 \text{ m/s}$$

$$\therefore h_2 = 0.5 \times \frac{3.116^2}{2 \times 9.8} = 0.248 \text{ m}$$

c) トンネルの摩擦による損失落差 ( $h_3$ )

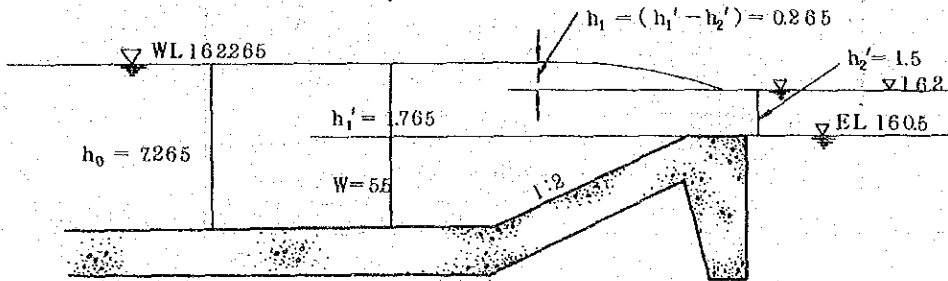
$$h_3 = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$f = \frac{1245n^2}{D^{1/3}} = \frac{1245 \times (0.013)^2}{(5.9)^{1/3}} = 0.0116$$

$$L = 110m$$

$$\therefore h_3 = 0.0116 \times \frac{110}{5.9} \times \frac{3.116^2}{2 \times 9.8} = 0.107$$

d) 放水路溺堤による損失落差 ( $h_4$ )



もぐり堰に関する本間公式で求める。

$$Q = \mu' \cdot B \cdot h_2 \sqrt{2g(h_1' - h_2')}$$

$$\mu' : \text{越流係数} = 2.6 \times (0.31 + 0.23 \times \frac{h_1'}{W})$$

$$B : \text{溺堤天端長} = 25.0m$$

$$\mu' = 2.6 \times (0.31 + 0.23 \times \frac{1.765}{5.5})$$

$$= 0.9979$$

$$Q = 0.9979 \times 25.0 \times 1.5 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (1.765 - 1.5)}$$

$$= 85.2 m^3/sec$$

$$h_1 = (h_1' - h_2') = 1.765 - 1.5 = 0.265m \quad \text{と b), c) の損失落差を WL}$$

162.265に加えると、放水庭における水位 162.620 が得られる。この水位により放水庭の損失落差が求められる。

e) 放水路における損失落差の合計 ( $h_W$ )

$h_1$	$h_2$	$h_3$	$h_4$	その他 損失	$h_W$
0.057	0.248	0.107	0.265	0.243	0.920

5) 損失落差の合計

	個 所	最 大 (m)
損 失 落 差	取 水 口	0.330
	圧力トンネル	15.990
	水 圧 管 路	17.760
	放 水 路	0.920
	計	35.000

6) 有効落差

項 目	最 大	常時尖頭
使用水量 (m <sup>3</sup> /s)	85.2	85.2
取 水 位 (m)	64.8	62.0
放 水 位 (m)	16.2	16.2
総 落 差 (m)	48.6	45.8
損 失 落 差 (m)	3.5	3.5
有 効 落 差 (m)	45.1	42.3

(2) 理論水力

$$P_e = 9.8 \cdot H_e \cdot Q$$

ここに  $P_e$  : 理論水力 (kW)

$H_e$  : 有効落差 (m) = 42.3 m

$Q$  : 使用水量 (m<sup>3</sup>/sec) = 85.2 m<sup>3</sup>/s

$$P_e = 9.8 \times 42.3 \times 85.2 = 353,188 \text{ (kW)}$$

(3) 発 電 力

$$E = \xi \times P_e$$

ここに  $E$  : 発電力

$P_e$  : 理論水力

$\xi$  : 効率 (水車効率・発電機効率) =  $\frac{(0.896)}{(0.975)} = 0.8736$

$$E = 0.8736 \times 353,188 = 308,545 \text{ (kW)}$$

### 3-4 灌漑計画

#### 3-4-1 概要

フィリピン政府は1973年から米の増産を促進するため「Masagana 99」という増産運動を計画実施している。

ディドヨン川に発電ダムが建設された暁には、乾期でも発電時 $22m^3/sec$ の放水が可能であり、この放流水を利用してダム下流のアダラム川、カガヤン川流域の適当な地区に灌漑施設を建設することによって年二作の水稲作が可能になるならば、国家的意義も高く、ダム建設によって米増産の一端にも寄与することになり、当プロジェクトの付加価値も高くなる。

このような見地から、ダム下流水域での灌漑施設による水田造成の可能性を検討することとした。

#### 3-4-2 灌漑施設の現況と調査地区の設定

カガヤン川中流域の灌漑施設および灌漑計画の中心となるプロジェクトは、左岸の広大な農耕適地を包含しているマガット多目的計画である。これはカガヤン川本流にそそぐマガット川に貯水池やダムを建設し、発電のほか、灌漑施設を各所に設け、

- (i) 既設灌漑40,000haをさらに拡張改善して52,200haにする。
- (ii) 新しい灌漑施設を創設して49,800haに灌漑する。

等の目標のもとに計102,000haの受領面積を持つプロジェクトである。

すなわち、本計画の対象地域は南はCordon、Diffun、Sagudayの線から、東側(カガヤン川の左岸側)はEchague、Cauayan、Gamuの線に及ぶ広大な沃野である。同地域に含まれていない地区は、標高が高く、丘陵地で、灌漑には不適當な所が多い。

今回の調査区域はアダラム川が平野部に流出したアグリパイを中心とした地域、マガット計画から除外された左岸の一部、およびカガヤン川の右岸で東部の山岳丘陵との間にはさまる河川沿岸沿いの地域等を対象とした。

#### 3-4-3 灌漑可能候補地の選定

先ず、灌漑可能候補地として図上作業により、先にあげた調査区域を対象に標高線、勾配、傾斜度等の要素を考慮して、次の7地区を選定した。

- ① Cabarroguisの南側約1,000ha(EL115~138m)
- ② アダラム川の右岸アグリパイの東側地区約2,000ha(EL110~130m)
- ③ カガヤン川とアダラム川の合流点から3km下流左岸Dipangit barrio地区約300ha



(EL83~100m)

- ④ カガヤン川とアダラム川の合流点から15km下流左岸のPangal NorteからGarit Norteに至る約2,000ha (EL75~90m)
- ⑤ カガヤン川右岸DalibubanからJonesに至る道路の両側700ha (EL70~90m)
- ⑥ ④地区のカガヤン川と山裾との間南北15km、東西2.5km、2,200ha (EL70~110m)
- ⑦ AngadからCauayanに至るカガヤン川右岸から東側山側に至る細長い幅3kmの土地8,000ha (EL42~58m)

これを略図で示せば図3-4-1のとおりである。

次に、図上で選定した上記7地区を順次踏査して、現況を調査した。

#### 3-4-4 候補地検討の考え方

上記7候補地区の検討に当って、各地区採用プライオリティの基本的考え方を次に述べる。

ディドヨン貯水池建設による下流域灌漑の受益効果を高めるため、渇水期常時放水の活用に重点をおき、できればアダラム川の流水を活用することに優先順位を置く。しかし自然流下方式が地形上不可能な場合は、河川から直接ポンプアップして取水する灌漑方式を考慮せざるを得ない。

アダラム川と直接関係ある候補地 $\#1$ 、 $\#2$ の検討は個別に後述するが、カガヤン川とアダラム川の合流点より下流にある $\#3$ ~ $\#7$ については、カガヤン川本流の水量と渇水期におけるアダラム川の水量を利用することによって、年2作の水稲作は可能である。灌漑総面積13,200haに対し、2ℓ/ha/secの水が必要とすると、26.4 $m^3$ /secの水量で灌漑可能である。

問題は、これら5地区が主としてカガヤン川本流の水を利用していると一般的に見なされることと、ダムサイトよりはるか遠隔の地にあるので、一般通念として、ディドヨン発電計画に直接結びつく灌漑計画と見られるかどうかの点である。

したがって、この同一条件下にある5地区がディドヨン発電計画の一環として採用される方針が日比両国間で合意されない以上、 $\#3$ から $\#7$ までの5地区ごとに個別に分析することは、あまり意味がない。よって本検討では、 $\#4$ 地区を典型的な地区として造成計画案と投資効果の作業を試み、 $\#3$ から $\#7$ までの地区は $\#4$ 地区との面積比によって拡大計算することとした。(  $\#3$ から $\#7$ までの5地区がディドヨン計画の一環として採用可能であると決定した段階で別個に詳細な検討を行うことは、それなりの意義がある。)

### 3-4-5 候補地の検討

候補地 $\#1$ 、 $\#2$ はアダラム川の谷間に建設する貯水池（河床EL125m、貯水高60m）から取水するとして、

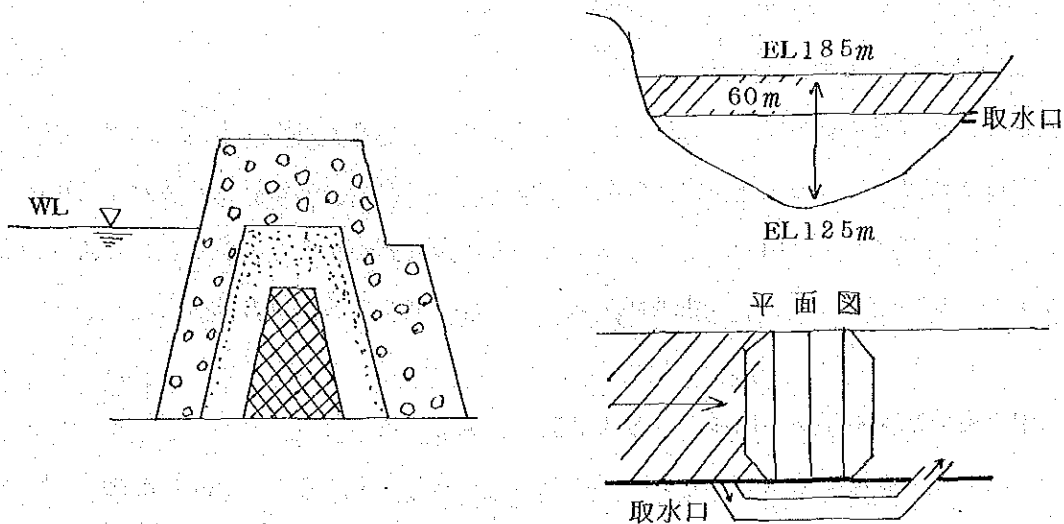
川床標高： EL125m

水路勾配：  $\frac{1}{1000} \sim \frac{1}{2000}$

30kmの延長に対し約30mの標高差を要する。

水田標高： EL120m～130m

なので、EL150m～160mのダム標高から取水することになる。



貯水池ダムの両側から取水して、水路を川に沿って掘削造成するとしても、 $\#1$ 地区までは約25kmを要し、 $\#2$ 地区は35kmを要する。

いま仮に $3\text{m}^3/\text{sec}$ の灌漑水を取水すると、必要な水稻水量は $2\text{l}/\text{sec}/\text{ha}$ で十分なので、約1,500haの灌漑が可能である。

#### (1) 水路建設費

$3\text{m}^3/\text{sec}$  に対し

$70,000\text{円}/\text{m} = 70,000,000\text{円}/\text{km}$  として

$\#1$ への水路25kmにつき 1,750,000,000円

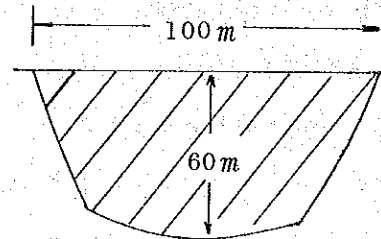
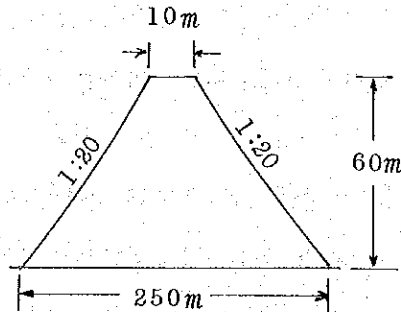
$\#2$ への水路35kmにつき 2,450,000,000円

これは主幹線水路の費用だけであって、さらに支線、末端水路の造成費をこれに加えなければならない。このような長距離の場合は、水路そのものの維持管理費も軽視できない。

#### (2) 貯水池ダムの建設費

本ダムは常時  $22 \text{ m}^3/\text{sec}$  の放水となるが、約 30% の損失を見て  $15 \text{ m}^3/\text{sec}$  とすると、1カ月の貯水量は

$$15 \text{ t/sec} \times 3,600 \text{ sec} \times 6 \times 30 \text{ 日} \div 10,000,000 \text{ m}^3/\text{月}$$



1) フィルダム

掘削	$50 \times 10^3 \text{ m}^3$	2,100円	105,000千円
盛土	$400 \times 10^3 \text{ m}^3$	1,500円	600,000
			<hr/>
			$705,000 \times 1.23 = 867,150 \text{ 千円}$

2) 洪水吐

掘削	$200 \times 10^3 \text{ m}^3$	2,700円	540,000千円
コンクリート	$35 \times 10^3 \text{ m}^3$	20,000円	700,000
鉄筋	700トン	150,000	105,000
ゲート	550トン	800,000	440,000
			<hr/>
			$1,785,000 \times 1.2 = 2,142,000 \text{ 千円}$

$$(867,150 \text{ 千円} + 2,142,000 \text{ 千円}) \times 1.03 = \underline{3,099,425 \text{ 千円}}$$

約 3.1 億円  $\div$  7.500 万 \$

(昭 45 豊川用水造水路計画等の資料)  
に物価上昇率を考慮したもの。

(3) 候補地 1 についての検討

多少の小丘陵が起伏する 1,000 ha 余りの地区で、付近に河川から取水している水田も小規模ながら点在するが、ダム下流のアダラム川の水を利用することは困難である。

上述したように、アダラム川に建設を予定される貯水池から遠距離の灌漑水路を設けるとしても、ダム取水地点の標高 EL150 ~ 100m から勾配 1 : 1,000 の水路をつけ、途中で EL170m の広い丘陵を通過せねばならぬので、経費的にも技術的にも見込みがない。

(4) 候補地 2 についての検討

アダラム川下流右岸の約 2,300ha の候補地は、図上でも相当高低差のある複雑な地形で、地区内には小溪流もあって、農地造成するとしても、利用灌漑面積は 2,000ha 程度と見られる。

当該計画地区は EL130m 以下の範囲と限定し、地区内勾配を平均 7 度と推定して、高低差による段階農地造成 (contour farming method と strip farming method を使用) によらざるを得ない。

灌漑計画としては、アダラム川の右岸に隣接していることから、2カ所の揚水場を設置して揚水灌漑をする。同地区を地形 (溪流) によって区分して A-600ha、B-400ha、C-1,000ha と分け、B の 400ha 地区は標高差により第 2 次揚水で揚水せざるを得ない。したがって、標高を考慮した揚水場 3カ所にはパイプで連結せざるを得ない (図 3-4-2、図 3-4-3)。

なお、他候補地区 №3~№7 の既成田畑と異なり、同地区では起伏ある丘陵原野を開墾し、農地造成には地形により何段かのレベル化をせねばならぬ工事費が加算される。

#### (5) カガヤン川沿いの候補地 (№3~№7) についての検討

№3、№4、№5、№6、№7 はそれぞれカガヤン川本流とアダラム川が合流した後の右岸、左岸であり、しかもカガヤン川水面は深く、両岸とも 15m~20m の土手ないし崖をなしているため、ポンプ揚水によらざるを得ない。

短い現地踏査の間では僅か一部に灌漑水田らしきものも見受けられたが、大部分は天水田で、年 1 作である。このような水田も、全面積から言えば 2~3 割程度で、他は殆んど畑でとうもろこし、タバコ、豆類などを栽培している。現地踏査中に 2、3 の農民にヒヤリングした結果によると、灌漑施設ができて年 2 回米作が可能になる日を待望している。

№3、№4 はカガヤン川左岸にあるが、マガット計画から除外された地区であり、他は全てカガヤン川右岸で、東側に走る山系丘陵との間に介在する河川沿いの細長い地形である (図 3-4-4)。

№3 から №7 までの灌漑可能面積は合計 13,200ha である。

### 3-4-6 灌漑化に必要な工事費

未開墾地を開拓し、ポンプアップによる灌漑化を進めるために必要な工事費のうち、主なものは次の 5 つに分けられる。

#### ① 農地造成工事費

- ② ポンプ施設工事費
- ③ 用水路等工事費
- ④ 堰と沈砂池施設工事費
- ⑤ 道路施設工事費

今回調査した候補地 $\#1 \sim \#2$ は未開墾原野であるため①～⑤の各工事費が必要であり、候補地 $\#3 \sim \#7$ は未灌漑農地であるため①農地造成工事費が不要である。なお、 $\#2$ と $\#4$ が2,000haと同面積であるため、このプロトタイプについて必要な施設数と原単位を計算し、これ以外の地域は必要に応じてこれを基に計算して求めるものとした。

(1) 農地造成工事費

農地造成工事費 (ha 当り)

11トンプルドーザで機械開墾した場合

	勾配 5°の場合	7°の場合 (推算)	10°の場合 (アブラゲプロジェクト)
A 切盛土	2,613 \$	3,600 \$	5,100 \$
B 抜根・抜石 雑物除去 土地改良	1,400 \$	1,400 \$	1,400 \$ ( $\div 10,000$ 円)
計	4,013 \$	5,000 \$	6,500 \$

今回平均7°の場合と推定して計算すると、ha当り35,000円(1\$ = 7円として)となり、候補地 $\#2$ の場合は2,000haに対し70,000,000円となる。

(2) ポンプ施設工事費

一例として候補地 $\#4$ のポンプ施設経費を概算する(図3-4-5)。

先ずポンプ施設の基準となる用水量の算定を行う。灌漑用水量の算出はNIAが既往プロジェクトの計画諸元を参考にしながら、計画作付体系、土壌条件を基本に決定している。灌漑用水量は、作付体系から耕起、しろかき期および普通期によって量が異なるが、当該地域では下記のようになっている。

耕起	130mm/日
しろかき期	130mm/日
普通期	8.4mm/日 (6月の蒸発散量6.4mm+浸透量2mm)

また上記の用水量は、ほ場における用水量を示すもので、灌漑施設の決定には損失水量を見込む必要があるから、下記のように損失を見込む。

ほ場損失	20%
支線送水損失	15%
幹線送水損失	20%
計	55%

以上の基準から、ほ場における灌漑用水量を  $1\text{ l/sec/ha}$  と決定した。したがって各種損失を含めたポンプ場における単位送水量は  $1.84\text{ l/sec/ha}$  となる。

次に、計画に必要な施設の容量の検討を行うと以下のとおりである。

(i) 用水量 (Q)

$$\begin{aligned} Q &= 2,000\text{ ha} \times 1.84\text{ l/sec/ha} \\ &= 3,680\text{ l/sec} \\ &= 3.68\text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

(ii) ポンプの台数および口径 (D)

ポンプ管内流速  $3\text{ m/sec}$  程度で

ポンプ3台とする。

$$D = \left( \frac{4 \times 1.23}{3 \times 314} \right)^{1/2} = 0.72\text{ m}$$

(iii) 全揚程 (H)

$$H = 35\text{ m} + 7\text{ m} = 42\text{ m}$$

ここに  $7\text{ m}$  = 実揚程ロス

(iv) モーター出力 (P)

$$\begin{aligned} P &= \frac{0.163 \times 74 \times 42}{95 \times 96} = \frac{5066}{912} = 5.55\text{ kW} \\ 5.50\text{ kW} \times 3 &= 16.50\text{ kW} \end{aligned}$$

(v) ポンプ施設 (1基当り)

$$8,240,000\text{ ¥}$$

(3) 用水路、排水路、道路、水管理所

NIA発表の Summary of Cost Estimates/ha, Magat III の基礎数字を利用すると次のとおりである。

(i) Construction of Canals, Laterals, sub-Laterals and Structures

約  $6,300\text{ ¥/ha}$

(III) Construction of Terminal Facilities

約 1,350 円/ha

(III) Construction of Drainage

約 600 円/ha

(IV) Construction / improvement of access roads

約 550 円/ha

(V) Water management Station

約 150 円/ha

合計 8,950 円/ha

故に、 $8,950 \text{円} \times 2,000 \text{ha} = 17,900,000 \text{円}$

(4) 堰と沈砂池施設工事費

同地区 (2,000 ha の例) の揚水場付近のカガヤン川は川幅が  $100 \text{m} \sim 120 \text{m}$  で、川流中央の水深は  $2 \sim 3 \text{m}$  と観測される。これから揚水する場合、流水をある程度せきとめる堰を河中に設け、河岸に沈砂池を併設する必要がある。

この施設の工事費は、

100m 堰の場合	6,230 万円	} 計 6,703 万円 $\div$ 223 万 円
(150m 〃	9,345 万円)	
沈砂池	473 万円	

(算出根拠)

① 堰

壁  $1.35 \text{m} \times 3 \text{m} = 4.05 \text{m}^2/\text{m}$

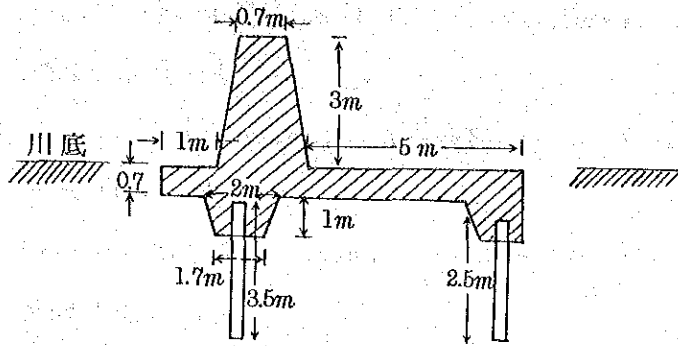
底板  $0.7 \text{m} \times 8 \text{m} = 5.6 \text{m}^2/\text{m}$

ハンチ  $(1.85 \text{m} \times 1 \text{m}) \times 2 = 3.7 \text{m}^2/\text{m}$

計  $13.35 \text{m}^2/\text{m}$

鉄筋  $13.35 \text{m}^2/\text{m} \times 100 \text{kg}/\text{m}^2 = 1,335 \text{t}/\text{m}$

パイ  
(鉄筋コンクリート)  $3.5 \text{m} + 2.5 \text{m} = 6 \text{m}$



コンクリート	26.7万円/m
鉄筋	16.2万円/m
鉄筋コンクリート天板	5.0万円/m
計	47.9万円/m × 1.3諸掛 = 62.3万円/m

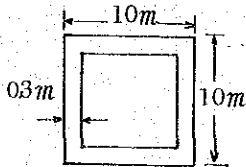
したがって100mの堰は

$$62.3 \text{万円} \times 100 \text{m} = 6,230 \text{万円}$$

150mの堰は

$$62.3 \text{万円} \times 150 \text{m} = 9,345 \text{万円}$$

② 沈砂池



コンクリート壁  $0.3 \text{m} \times 3 \text{m} \times 40 \text{m} = 36 \text{m}^3$   
(厚さ)(深さ)(長さ)

コンクリート底  $0.7 \text{m} \times 100 \text{m}^2 = 70 \text{m}^3$

計  $106 \text{m}^3$

鉄筋  $106 \text{m}^3 \times 0.12 \text{t/m}^3 = 12.7 \text{t}$

$106 \text{m}^3 \times 2 \text{万円/m}^3 = 212 \text{万円}$

$12.7 \text{t} \times 1.2 \text{万円/t} = 152 \text{万円}$

$(212 \text{万円} + 152 \text{万円}) \times 1.3 = 473 \text{万円}$

(5) 道路施設工事費

1) 道路施設基準

カガン川下流の灌漑地区(3地区合計13,200ha)で三祐コンサルタントが採用した道路施設基準は一応妥当なものと思われるので、これを採用すると



	密度	幅員
幹線道路	2m/ha	6m
支線道路	31m/ha	2~5m
耕作道路	17m/ha	2m

2) 当地区 2,000 ha の場合は

幹線道路	4,000 m
支線道路	62,000 m
耕作道路	34,000 m

3) 金額

幹線道路	$4,000 \times 4,170 \text{円} = 16,680,000 \text{円}$
支線道路	$62,000 \times 2,200 \text{円} = 136,400,000 \text{円}$
耕作道路	$34,000 \times 1,500 \text{円} = 51,000,000 \text{円}$
計	204,080,000円
	<u>6,803,000円</u>

(日本建設省の基準による砂利道単価による)

(6) 候補地別の工事費算出

灌漑化施設に必要な工事費をベースにⅡ、ⅣおよびⅢ～Ⅶの合計工事費を算出すると、次の結果を得る。

1) 候補地Ⅱの工事費(2,000 ha 当り)

(i) 農地造成工事費  $= 70,000,000 \text{円}$

(ii) ポンプ施設工事費(3カ所)  $\times 8,240,000 = 24,720,000 \text{円}$

(iii) 用水路工事費

この地区特有の揚水場へのパイプ連絡費用、付属施設等を考慮して約2倍の

15,000円/ha とすれば

$$15,000 \text{円/ha} \times 2,000 \text{ha} = 30,000,000 \text{円}$$

(iv) 堰と沈砂池施設工事費(2カ所)  $\times 2,230,000 = 4,460,000 \text{円}$

(v) 道路施設工事費  $= 6,803,000 \text{円}$

計 135,983,000円

2) 候補地Ⅳの工事費(2,000 ha 当り)

(i) 農地造成工事費 0

(III) ポンプ施設工事費(1カ所)	=	8,240,000円
(IV) 用水路工事費	$8,950円/ha \times 2,000$	= 17,900,000円
(V) 堰と沈砂池施設工事費(1カ所)	=	2,230,000円
(VI) 道路施設工事費	=	6,804,000円
計		35,173,000円

3) 候補地№3～№7の合計工事費(13,700ha当り)の推計(№4をベースに13,700haに拡大した場合の工事費)

(I) 農地造成工事費		0
(II) ポンプ施設工事費(6カ所)	$\times 8,240,000$	= 49,440,000円
(III) 灌漑排水諸施設工事費	$8,950円 \times 13,200$	= 118,140,000円
(IV) 堰と沈砂池施設工事費	$(6カ所) \times 2,230,000$	= 15,480,000円
(V) 道路施設工事費	$6,803,000 \times 5$ 団地	= 34,015,000円
計		217,075,000円

(≒ 31,010,714\$)

建設工事期間4年、建設工事の準備期間は1年半で、全建設期間は5年半とする。

### 3-4-7 経済評価

灌漑化施設に必要な工事費に加え、一般的に必要なとされる諸費用を考慮して、投資効果の試算を試み、内部利子率を算出した。

#### (1) 候補地№2の便益

№2の便益は表3-4-1、表3-4-2、表3-4-3に示すとおりで、内部利子率は2.71%に過ぎず、灌漑化のみを独立した事業とみなした場合は、常識的に経済性があるとは思われない。

#### (2) 候補地№3～№7の便益

№3～№7の便益は表3-4-4、3-4-5、3-4-6、3-4-7、3-4-8、図3-4-6に示すとおりで、内部利子率は13.57%となり、本地域の灌漑開発計画は一応経済的に妥当であるといえる。

なお工事に関わる必要年数は次のように設定した。

(i) 灌漑、排水諸施設	118,140,000円
--------------	--------------

第2年目から第4年目まで3カ年間

(Ⅲ) ポンプ施設(6カ所) 49,440,000円

初年度と第2年度で完成

(Ⅳ) 堰と沈砂池(6カ所) 15,480,000円

初年度と第2年度で完成

(Ⅴ) 道路施設(5団地) 34,015,000円

最終年度に完成

工事費総額 217,075,000円

### 3-4-8 結論

発電ダムに貯留される水を利用した灌漑の可能な地域を、ダム下流からカガヤン川中流域にかけて調査、検討した結果、次の結論に達した。

ダム下流で、ダム建設と比較的関連の深い地域の候補地Ⅵ1、Ⅵ2に関しては、貯水ダムは非常に建設費が高つくため、この案を捨てる。念のために地形的に比較的可能性の残る候補地Ⅵ2についてのみ揚水システムによる計画に基づいて経済評価を試みたところ、これも内部収益率が低く、灌漑化の単独事業としてみた場合は有効な地域ではない。

次にカガヤン川本流に接している候補地Ⅵ3～Ⅵ7に関しては、揚水システムにより現況の非灌漑農地を灌漑する計画で経済評価を試みたところ、内部収益率は比較的高く、将来においては経済的には一応妥当性のある地域である。

なお当灌漑計画は、現地踏査等による個々の地域の現況把握や資料収集が十分でないため、農業センサス等の総括的資料による推定試算によって行っている。その為、次のステップでは当該地域ごとの資料および国や地域の農業政策や開発計画等を考慮して、詳細な評価を行う必要がある。

以上を要約すると、アダラム川およびカガヤン川のマガット計画非包含地域内では、カガヤン川本流沿いのⅥ3～Ⅵ7の地域において将来の農業効果が認められる。

しかし、この計画地域もマガット計画の際に計画から除外された地域であり、相当の投資を必要とするので、カガヤン川全体の農業プロジェクトとの比較から判断されるべきである。

この意味で、ディドヨン貯水池による渇水期流量の増大を源資として、将来の農業計画を詳細に検討するのが妥当と思われ、ディドヨン計画ではできることなら下流の農業便益を考慮することなく、発電単独の計画として実施するのが望ましい姿と考えられる。

Table 3-4-1 Net Production Value of Irrigation Plan Studied (1)

	Without Project	With Project (Paddy)	
		Wet	Dry Season Total
I. Yield (t/ha)	0	3.5	4.0
II. Unit Price (₱)		1,127	1,127
III. G.P.V. (₱/ha)		3,945	4,508
IV. Production (₱/ha)		1,647	1,695
V. N.P.V. (₱/ha)		2,278	2,813
VI. Cropped Area (ha)	0	1,800	2,000
VII. Production of Paddy		6,300	8,000
VIII. Total N.P.V. (₱10 <sup>3</sup> .-)		4,136	5,626
Incremental N.P.V. (₱10 <sup>3</sup> .-)		9,762 <sup>4</sup>	9,762

Table 3-4-2 Internal Rate of Return of Irrigation Plan Studied (1)

(Unit: \$1,000)

Year	Cost	Benefit		Total	Discount at 3%		Discount at 2%	
		N.P.V.	O & M		Cost	Benefit	Cost	Benefit
1	34,089				33,096		33,421	
2	44,360				41,814		42,637	
3	53,261				48,741		50,187	
4	14,614	1,600	410	1,190	12,984	1,057	13,501	1,097
5		2,400	410	1,990		1,717		1,802
6		6,000	800	5,200		4,355		4,617
7 - 30		9,762	800	8,962		127,112		150,519
12	2,000				1,403		1,577	
20	2,000				1,107		1,346	
28	2,000				374		1,149	
Total	152,324				140,099	134,241	143,820	150,037

Table 3-4-3 Summary of Irrigation Project Cost (1)

(Unit: 1,000 ₪)

	1st Year	2nd Year	3rd Year	4th Year	Total
1. Preparation Work	1,000	1,000	1,000	1,000	4,000
2. Construction Work					
a. Construction for farm land	20,000	20,000	30,000		70,000
b. Weir and Silting Basin (2 places)	2,234	2,234			4,468
c. Pumping Facility (3 places)	8,240	8,240	8,240		24,720
d. Canal		10,000	10,000	10,000	30,000
e. Road	1,134	1,134	2,268	2,268	6,804
3. Land Acquisition	260				260
4. Engineering	200	170	100	80	550
5. Government Administration	150	230	230	105	760
6. Contingency	600	1,000	1,000	1,000	3,600
7. Price Escalation	271	352	423	116	1,162
<b>Total</b>	<b>34,089</b>	<b>44,360</b>	<b>53,261</b>	<b>14,614</b>	<b>146,324</b>

Table 3-4-4 Net Production Value of Irrigation Plan Studied (2)

	Without Project					With Project		
	Rainfed	Paddy		Corn	Total	Paddy		Total
		Irrigated Wet	Irrigated Dry			Wet	Dry	
I. Yield (ton/ha)	1.1	2.1	2.2	0.7		3.5	4.0	
II. Unit Price (₹/ton)	1,127	1,127	1,127	800		1,127	1,127	
III. G.P.V. (₹/ha)	1,240	2,367	2,479	560		3,945	4,508	
IV. Production Cost (₹/ha)	495	1,058	1,039	241		1,647	1,695	
V. N.P.V. (₹/ha)	745	1,309	1,440	319				
VI. Cropped Area (ha)	2,443	345	80	4,858		13,000	13,200	26,200
VII. Production of Paddy (ton)	2,687	725	176	-	3,588	45,500	52,800	98,300
VIII. Total N.P.V. (₹10 <sup>3</sup> )	1,820	452	115	1,550	3,937	29,874	37,132	67,006

Incremental N.P.V. : 63,069,000 ₹ (Project Benefit)

Incremental Production of Paddy: 94,712 tons

Table 3-4-5

Summary of Irrigation Project Cost (2)

(unit : 1,000 ₪)

	<u>1st Year</u>	<u>2nd Year</u>	<u>3rd Year</u>	<u>4th Year</u>	<u>Total</u>
1. Preparatory Works		2,000	2,000	2,000	6,000
2. Construction Works					
a. Weir & Silting Basin	7,740	7,740			15,480
b. Pumping Facility	24,720	24,720			49,440
c. Canal		39,380	39,380	39,380	118,140
d. Road			17,008	17,008	34,015
3. Land Acquisition	1,500	2,000			3,500
4. Engineering Fee	3,000	2,000	1,500	1,500	8,000
5. Government Administration	1,000	1,500	1,500	1,000	5,000
6. Contingency	4,000	6,000	6,000	6,000	22,000
7. Price Escalation	3,357	6,827	5,391	5,351	20,926
Total	45,317	92,167	72,779	72,239	282,502

Note: (1) Contingency is an allowance of 10% on the above sum-total estimated construction costs

(2) Price Escalation is counted for an annual increase at 8%.



Table 3-4-6 Internal Rate of Return of Irrigation Plan Studied. (2)

(Unit : 1,000 ₪)

Year	Cost	Benefit		Total	Discount at 3%		Discount at 2%	
		N.P.V.	O & M		Cost	Benefit	Cost	Benefit
1	45,317				39,927		39,752	
2	92,167				71,546		70,920	
3	72,779				99,776		49,124	
4	72,239	8,100	2,500	5,600	43,530	3,375	42,771	3,316
5		12,000	2,500	9,500		5,044		4,934
6		24,000	5,000	19,000		8,887		8,656
7		63,000	5,000	58,069				23,206
8 - 30		63,000	5,000	58,069		167,645		157,621
12	5,000				1,094			
20	5,000				397			
28	5,000				144			
Total					206,414	208,883	204,097	197,733

Table 3-4-7

Production Cost of Farming Without Project

(#/ha)

Item	Paddy						Corn	
	Rainfed		Irrigated				Q'ty	Cost
	Q'ty	Cost	1st Crop		2nd Crop			
		Q'ty	Cost	Q'ty	Cost			
I. Labor Requirement								
a. With animal (Man-day)	19	171	19	171	19	171	9	81
b. Without animal (-do-)	44	264	52	312	52	312	22	132
II. Fertilizer (kg)								
a. Urea			50	94	50	94		
b. Ammosul			100	112	100	112		
c. 16-20-0			25	38	25	25		
d. 14-14-14			75	107	70	99		
III. Insecticide								
a. Liquid (Qt)			40	92	40	92		
b. Granular (kg)			1.0	3	1.0	3		
IV. Herbicide								
a. Liquid (Qt)			2.0	56	1.6	45		
b. Granular (kg)			1.0	3	1.0	3		
V. Miscellaneous								
		10		20		20		
VI. TOTAL								
		445		1,008		976		223

Table 3-4-8 Production Cost of Palay with Project

(Unit : P/ha)

	Unit	Wet		Dry	
		Q'ty	Cost	Q'ty	Cost
<b>I. Labor Requirement</b>					
a. With Animal	man-day	22	198 P	22	198 P
b. Without Animal	man-day	92	552	92	552
<b>II. Seed</b>					
	kg	44	58	44	58
<b>III. Fertilizer</b>					
a. Urea	kg	56	105	67	126
b. Ammosul	kg	119	133	143	160
c. Superphosphate of line	kg	177	269	177	269
<b>IV. Insecticides</b>					
a. Carbonfuran, G	kg	2.3	14	2.3	14
b. Cloroimeforn, G	kg	17	82	17	82
c. Diazinon, G	kg	14	124	14	124
d. Diphacinone, P	g	250	12	250	12
<b>V. Herbicide</b>					
a. 2-4-D Ethyester	kg	25	70	25	70
<b>VI. Miscellaneous</b>					
			30		30
<b>VII. Total Cost</b>					
			<u>1,647</u>		<u>1,695</u>

Remarks;

Unit Price

Labour

With Animal P 9/day  
Without Animal P 6/day

Fertilizer

Urea P94/50kg  
Ammosul P56/50kg  
Superphosphate P76/50kg  
of line

Herbicide

2-4-D Eghylester P2.8/kg

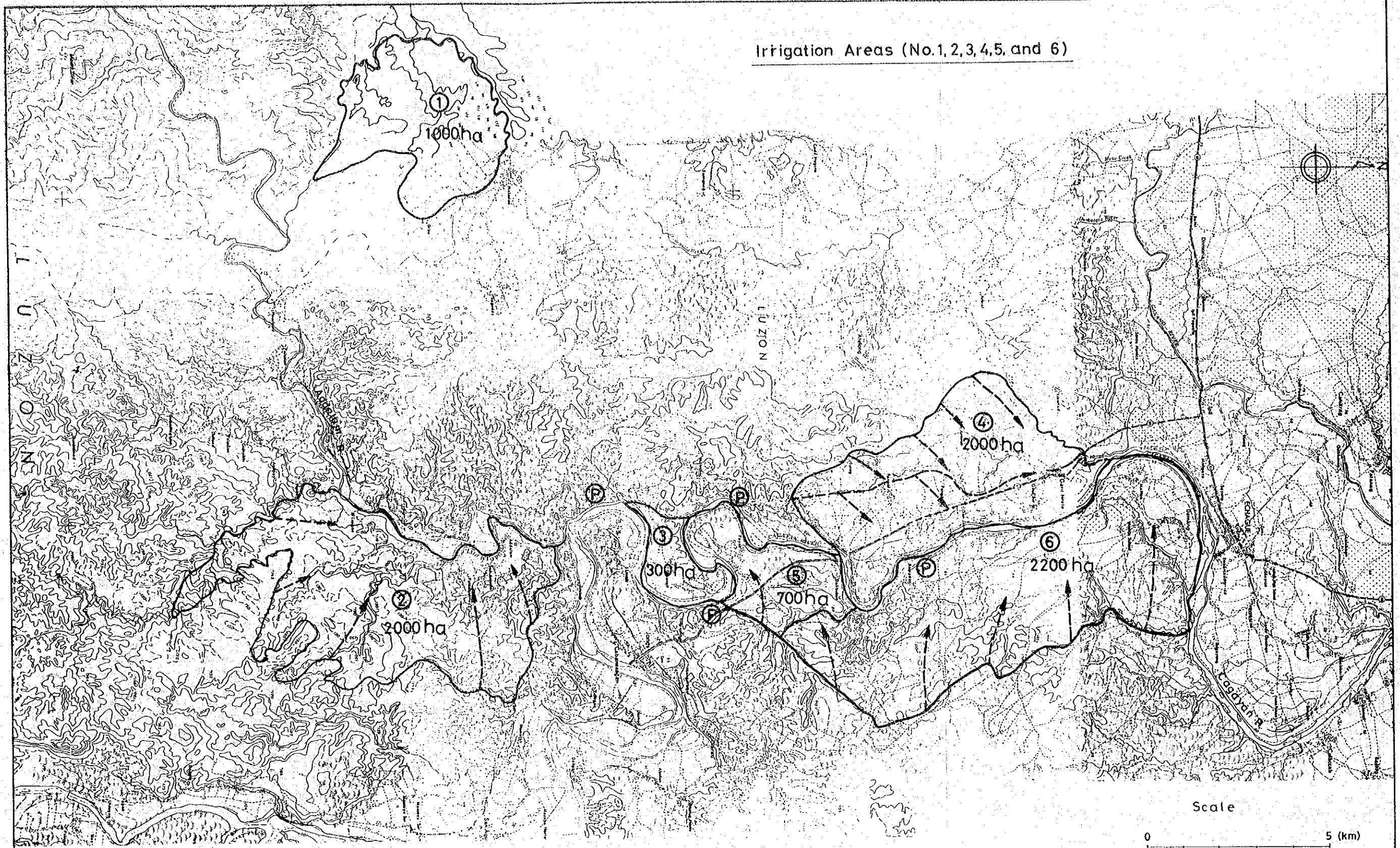
Insecticide

Carbofuran, G P 6.2/kg  
Cloroimeforn, G P 4.8/kg  
Diazinon, G P 8.9/kg  
Diphacinone, P P48.0/kg

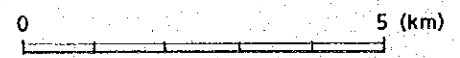
Note:

G - Granular  
P - Powder  
Qt- Quart = 0.946 l

Irrigation Areas (No.1,2,3,4,5, and 6)



Scale

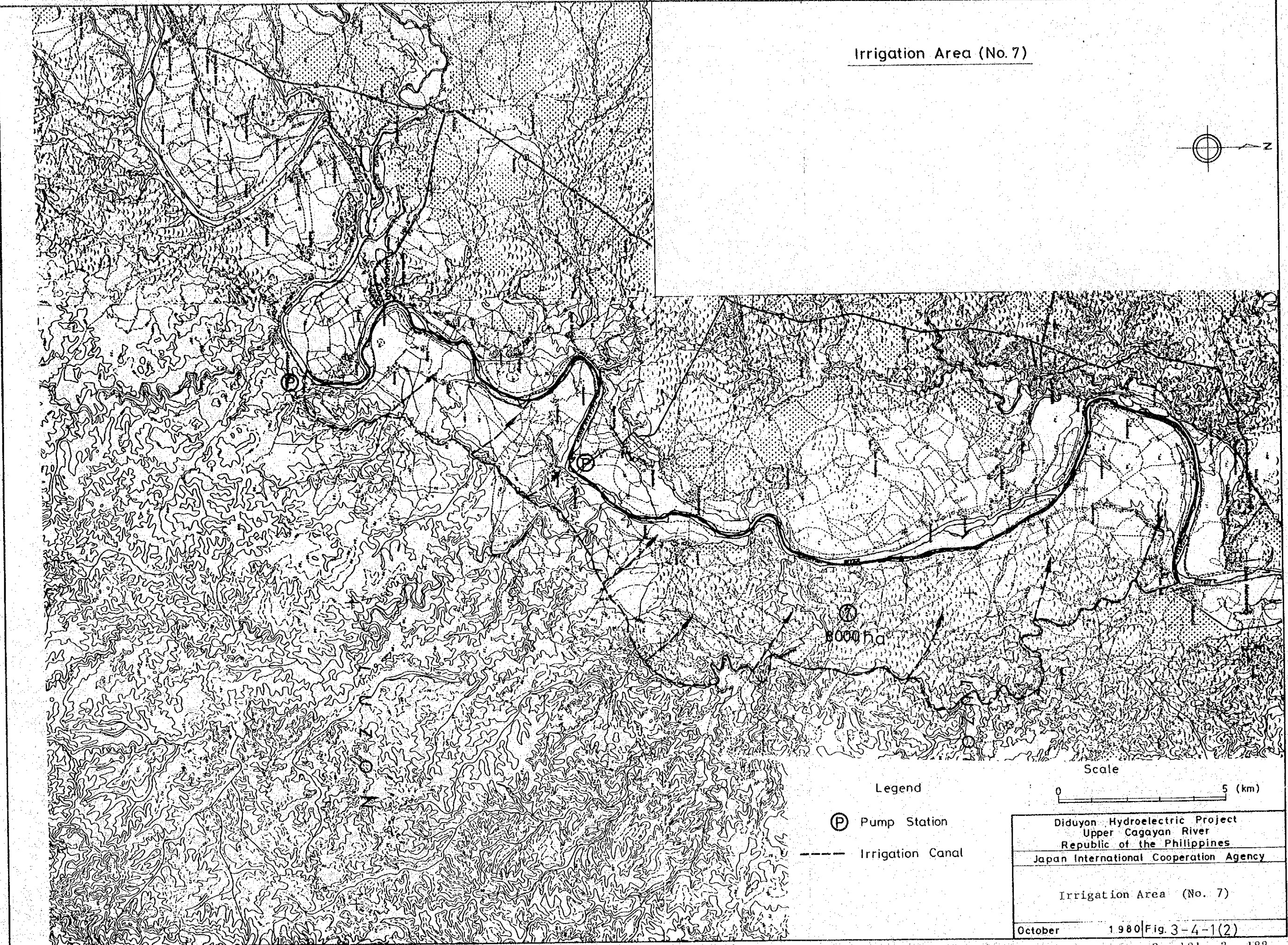
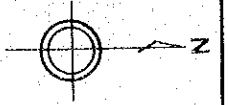


Legend

- Ⓟ Pump Station
- Irrigation Canal

Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency	
Irrigation Areas (No. 1, 2, 3, 4, 5 and 6)	
October	1980 Fig. 3-4-1(1)

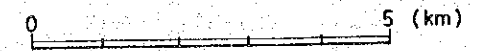
Irrigation Area (No. 7)



Legend

- Ⓟ Pump Station
- Irrigation Canal

Scale



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency	
Irrigation Area (No. 7)	
October	1980 Fig. 3-4-1(2)