

第7章 開発規模ならびに発電計画の検討

100

第7章 開発規模ならびに発電計画の検討

7.1 基本の方針ならびに条件	7-1
7.1.1 基本の方針	7-1
7.1.2 基本的条件	7-1
7.2 集水路の検討	7-4
7.2.1 集水路のルートならびに型式の検討	7-4
7.2.2 集水路容量の検討	7-8
7.3 貯水池規模の検討	7-8
7.4 貯水池の運用操作	7-10
7.5 保証水量	7-26
7.6 発電所最適規模と最大使用水量	7-26
7.6.1 Julumito 水力発電所の供給能力とその性格	7-26
7.6.2 負荷曲線と新規供給力	7-26
7.7 保証尖頭使用水量	7-29
7.8 設備出力および保証尖頭出力	7-29
7.9 主機台数	7-29
7.10 可能発生電力量	7-30

FIGURE LIST

- Fig. 7 - 1 Route of Diversion Waterway
- Fig. 7 - 2 Result of Study on Optimum Capacity Cauca and Palace Diversion Waterway
(Cost of Energy)
- Fig. 7 - 3 Result of Study on Optimum Capacity of Cauca and Palace Diversion Waterway
(Benefit-Cost Ratio)
- Fig. 7 - 4 Result of Study on Optimum Water Surface and Effective Storage Capacity of
Reservoir
- Fig. 7 - 5 Operation Rule of Reservoir
- Fig. 7 - 6 Reservoir Operation (1962 to 1976)
- Fig. 7 - 7 Result of Study on Optimum Max. Discharge and Installed Capacity
- Fig. 7 - 8 Load Curve in Dec. 1978
- Fig. 7 - 9 Energy Production

TABLE LIST

- Table 7 - 1 Study on Optimum Capacity of Cauca and Palace Diversion Waterway (1), (2)
- Table 7 - 2 Study on Optimum High Water Surface and Effective Storage Capacity
- Table 7 - 3 Study on Optimum Maximum Discharge and Installed Capacity
- Table 7 - 4 Calculation of Output
- Table 7 - 5 Energy Production

第 7 章 開発規模ならびに発電計画の検討

7.1 基本の方針ならびに条件

7.1.1 基本の方針

Julumito 水力発電開発計画の基本的開発構想は、すなわち、Rio Cauca 本流およびその支流 Rio Palace, Rio Blanco の水を取水し、集水路 (Cauca 集水路, Palace 集水路, および Blanco 集水路) により、Rio Cauca 支流の Rio Sate に設ける Julumito 貯水池へ、これらの水を導入する。導水した水は、貯水池において調整された後、圧力トンネルを経て Julumito 発電所へ導水し発電を行なうものである。

従って、本計画の開発計画の規模を決めるために下記の諸検討を行なう必要がある。

- a) 基本的開発計画の検討
- b) ダムの位置ならびにダム型式の検討
- c) 発電所の位置ならびに型式の検討
- d) 各集水路の型式ならびに通水容量の検討
- e) 貯水池規模 (貯水池満水位および有効貯水容量) の検討
- f) 発電所使用水量 (圧力トンネル容量) および設備容量の最適規模の検討

以上の内 a), b) および c) については、「Preliminary Study on Julumito Hydroelectric Project June 1970」においてスタディが行なわれているので本報告書でのスタディは省略する。従って、本章においては d), e) および f) についてのスタディを行ない Julumito 水力発電計画の最適規模を決定することとする。

7.1.2 基本的条件

上記の最適規模の検討は次の諸条件によつて行なうこととする。

(1) 基本的開発計画

既に上述のプレリミナリィ・スタディにおいて最適開発パターンとして選定された Plan-C とする。

(2) ダムの位置および型式

ダムの位置および型式はプレリミナリィ・スタディで結論されている No. 2 ダム地点およびロックフィルダムとする。

(3) 発電所の位置および型式

発電所の位置および型式はプレリミナリィ・スタディにおいて結論されている Rio Cauca 右岸下流地点案で、かつ明り型式とする。

(4) 最適規模決定のための評価基準は次による。

第 11 章で述べる経済評価基準との整合性を考慮し代替火力および Julumito 水力発電所のそれぞれのコストを次のごとく算定した。

a) 代替火力の kW および kWh コスト

第 11 章で算定された代替火力発電所のコストは、建設費、運転維持費、燃料費および取替費を含めた水力の耐用年数 50 年間に見合う総コストであり、また耐用年数間におけるエスカレーションが考慮されている。したがってこれらの要素を考慮し Julumito 水力発電所が運開する 1985 年初頭における kW および kWh 便益を次のごとく算定した。

(i) Paipa 火力 3 号機の送電端の 1979 年時点の燃料コストは次のごとく表わされる。

$$\begin{aligned} & \text{US}\$0.185/1,000 \text{ kcal} \times 860 \text{ kcal/kWh} \times 1/0.313 \\ & = \text{US}\$0.508/\text{kWh} \end{aligned}$$

但し 熱効率：31.3% (送電端)

従って 1985 年初頭の Julumito 水力発電所の kWh 便益は新 Popayan 変電所地点において次のごとく算定される。

$$\begin{aligned} & \text{US}\$0.508(1+0.07)^0 \times 1/(1-0.003)(1-0.01) \\ & = \text{US}\$0.826/\text{kWh} \end{aligned}$$

但し 所内損失率：0.3%

送電線損失率：1.0%

(ii) Paipa 火力発電所耐用年数間の平均燃料価格 (kWh 便益) α_1 は次のごとく表わされる。(APPENDIX-IV 参照)

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{a(1+i)[(1+i)^n - (1+e)^n]}{(1+i)^n(i-e)} \times \frac{i}{1 - \frac{1}{(1+i)^n}} \\ &= \frac{0.826(1+0.108)[(1+0.108)^{25} - (1+0.07)^{25}]}{(1+0.108)^{25} \times (0.108 - 0.07)} \times \frac{0.108}{1 - \frac{1}{(1+0.108)^{25}}} \\ &= 1.652 \text{ US}\$/\text{kWh} \end{aligned}$$

但し a：1985 年時点の燃料費

i：10.8% (耐用年数間平均金利)

e：7.0% (燃料費のエスカレーション)

(iii) Julumito 水力発電所と代替火力との間の便益・費用比率

1979 年初頭に換算された Julumito 水力および代替火力の総費用より求まる便益・費用比率は 1.567 である。一方 Julumito 水力発電所の耐用年数間平均の年経費は 10,939,000 USドルであるので kW 便益 α_2 は次のごとく表わされる。

$$\alpha_2 = \frac{1.567 c \cdot f - G \cdot \alpha_1}{P}$$

$$= \frac{1.567 \times 103,200 \times 10^3 \times 0.106 - 300 \times 10^6 \times 0.01652}{53,000}$$

$$= 229.91 \text{ US\$}/\text{kW}$$

但し c : Julumito 水力建設費
 f : " 年経費率
 G : " 発電々力量
 α_1 : 代替火力燃料費

以上のことから代替火力の kW および kWh 便益を次のごとくなる。

kWh 便益 (α_1) : 0.01652 US\$ / kWh
 kW " (α_2) : 229.91 US\$ / kW

b) Julumito 水力発電所の年経費と発電コスト

Julumito 水力発電所の年経費を想定するにあたっては耐用年数間にわたる金利、減価償却費、人件費、修繕費、一般管理費分担額等を想定しなければならない。

第 12 章財務分析で述べる借入金の金利条件とは別に Julumito 水力発電所の建設費に対する金利および減価償却費は次のごとく算定した。

建設費の外貨分に対し、耐用年数 50 年間にわたり 8 %、内貨分に対し 10 % を考慮する。この結果減価基金法による金利および減価償却費は 9.1 % となる。

人件費、修繕費、一般管理費等は一般に建設費に対する割合で示され国際的にもこれらの経費率に大きな差異はない。Julumito 水力発電計画の建設費に対する比率を次のごとく想定した。

人件費および修繕費 : 1.0 %
 一般管理費 その他 : 0.5 %

以上述べたことから Julumito 水力発電所の経費率を次のごとく想定する。

金利および償却 0.091
 人件費および修繕費 0.010
 一般管理費 その他 0.005
 計 0.106

従って、Julumito 水力発電所の年経費および新 Popayan 変電所地点での発電コストは次のごとくなる。

$$\text{年経費} = \text{建設費} \times \text{経費率} = 103,200 \times 10^3 \text{ US\$} \times 0.106$$

$$= 10,939 \times 10^3 \text{ US\$}$$

$$\text{発電コスト} = \frac{\text{年経費}}{\text{発電可能電力量}} = \frac{10.939 \times 10^6}{300 \times 10^6} = 0.0365 \text{ US\$ / kWh}$$

(5) 集水路および貯水池規模の評価方法

以上述べた基本的条件の基で、Palace, Blanco および Cauca 集水路の通水容量およびダムの高さをパラメーターとした最適規模の検討を代替火力の kW 価値および kWh 価値より、各規模の便益(B)を求め、一方各規模に対応する計画の建設コストと経費率（経費率は全ての開発案に対し 10.6%）よりコスト(C)を求め便益・費用比率 B/C が最大となる案を最適規模とした。

なお貯水池の運用については、7.4 “貯水池運用基準” を全ての計画案に原則として適用し、可能発電々力量を算定した。

7.2 集水路の検討

7.2.1 集水路のルートならびに型式の検討

Rio Sate に位置する Julumito 貯水池の自己の直接流域は 31 Km² であり、計画全体流域 1,124 Km² の 3% にすぎない。残りの 1,093 Km² は Rio Cauca, Rio Palace および Rio Blanco の流域であり、これら流域の水を集水路により Julumito 貯水池へ導水するものである。

Julumito 貯水池へ導水される各河川の取水ダム地点における集水流域面積を示すと次のごとくとなる。

集水路の名称	自己の集水流域面積 (Km ²)	累計流域面積 (Km ²)
Palace	197	197
Blanco	39	236
Cauca	857	1,093

これら流域からの集水のために建設される集水路は、比較的その距離が長く、かつ通水容量が大きいので、その建設コストが Julumito プロジェクト全体の開発規模および経済性に影響する。また集水路の型式選定にあたっては、完成後の維持管理の面も考慮し選定されねばならない。

(1) Cauca 集水路

最も重要な集水路である Cauca 集水路のルートは Rio Cauca 右岸の平坦な地形を通過することになるため、土砂等の流入の恐れがない。従って、維持管理に問題が無く、また建設費の最も安い開渠案を採用することとし、かつ水路延長が最短になるようルートを選定

した。

(2) Palace, Blanco 集水路

この両水路により全体の取水量のほぼ 26% を集水することとなる。水路の経過地は丘陵地帯であり、丘、谷および起伏が多く複雑な地形を呈している。従って水路の形式としては、トンネル案および開渠（一部トンネルを含む）案が考えられる。

Palace, Blanco 両集水路ルートならびに型式について、開渠案（一部トンネルを含む）およびトンネル案について比較を行なった。

その結果は次の通りである。

		開 渠 案	トンネル案
Palace 集水路			
最大通水量	(m^3/sec)	12.0	12.0
延長 (m)	開 渠	3,970	—
	トンネル	420	770
断面 (m)	開 渠	4.5 × 1.9 × 2.2 (上部半円下部方形)	—
	トンネル	2.8 × 2.8	(上部半円下部方形) 2.8 × 2.8
Blanco 集水路			
最大通水量	(m^3/sec)	13.8	13.8
延長 (m)	開 渠	3,950	—
	トンネル	850	3,650
断面 (m)	開 渠	4.8 × 2.0 × 2.3 (上部半円下部方形)	—
	トンネル	3.0 × 3.0	(上部半円下部方形) 3.0 × 3.0
建設費 ^{※1}	(US\$)	5,840,000	7,470,000
維持修繕費 ^{※2}	(")	1,860,000	470,000
建設費 + 維持修繕費	(US\$)	7,900,000	7,940,000

※1 建設費は直接土木建設費のみ。予備費および金利は含まない。

※2 耐用年数 50 年間の維持修繕予想額を現在価値に換算した金額。

但し、金利 10%、物価人件費のエスカレーションは年間 10% とした。
なお開渠案の場合は通常の維持費の他、山腹の土砂の流入を排除する費用を含む。

トンネル案の場合は両トンネルとも大部分は火山灰層（一部は風化安山岩）の地層の中に設置されることとなるが、特別な漏水等のない限り施工上特に問題はないものと考えられる。

また将来の維持修繕等の管理面からみてもトンネル案はほとんど問題はなく、維持管理

費も極めて少ない。

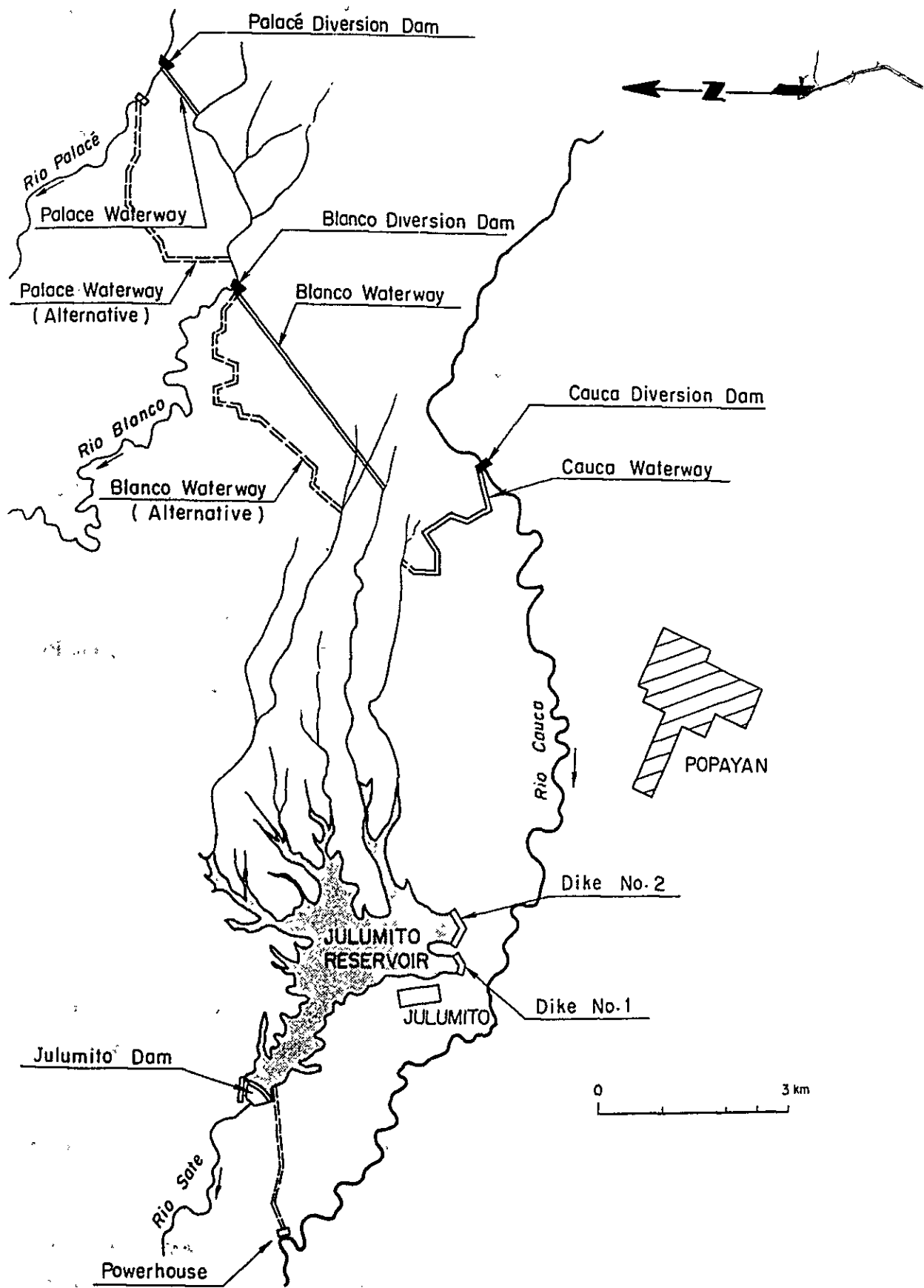
一方開渠案は明り工事であるので施工も容易であり、かつ初期の建設費は安い。

但し、水路通過地の地形および地質状況から見て完成後運用に入ってからこの長水路には山腹からの土砂の崩壊流入を予想しなければならない。この費用は相当額に達するものと予想され、建設費と毎年の維持修繕費を現価換算額で評価すればその額は両案ともほとんど同額である。

また土砂流入の場合、集水停止に伴う減電も生ずることになる。

よって、Palace, Blanco の両集水路については将来の維持管理を考慮して、若干初期の建設費は高いがトンネル案を採用することとする。

Fig. 7-1 Route of Diversion Waterway



7.2.2 集水路容量の検討

集水路の最適通水容量について下記の方法により検討を行なうこととする。即ち、Rio Cauca, Rio Palace および Rio Blanco の各取水ダム地点からの取水量を次のごとくとする。

Rio Cauca 取水ダム地点最大取水量 (Cauca 集水路最大通水容量)

30.0 m³/sec 35.0 m³/sec 40.0 m³/sec 45.0 m³/sec

Rio Palace 取水ダム地点最大取水量 (Palace 集水路最大通水容量)

8.0 m³/sec 10.0 m³/sec 12.0 m³/sec 14.0 m³/sec

Rio Blanco 取水ダム地点最大取水量 (Blanco 集水路最大通水容量)

1.4 m³/sec 1.6 m³/sec 1.8 m³/sec 2.0 m³/sec

上記各最大取水量の組合せにより、各々のケースの電力コストおよび便益、年間経費等を検討し、最も経済的な取水量 (集水路の最大通水容量) を決めることとする。

計算は下記の条件により行なう。

- (1) Julumito 貯水池の満水位は 1,715.00 m, 有効貯水容量は 50.37×10^6 m³ とする。
- (2) 貯水池を運用基準により操作して、保証水量を求め 12 時間運転可能な発電所出力を設定する。
- (3) その他の一般条件は 7.1.2 項によるものとする。

以上により検討を行なった結果を Table 7-1 および Fig.7-2, 7-3 に示す。この図表からも明らかなごとく、Rio Cauca 取水ダムからの取水量は 40.0 m³/sec, また Rio Palace 取水ダムからの取水量は 12.0 m³/sec にした場合が最も経済的な規模である。

よって各集水路の最大通水容量は次のごとくとする。

Cauca 集水路 40.0 m³/sec

Palace 集水路 12.0 m³/sec

Blanco 集水路 13.8 m³/sec

※ Rio Blanco ダムからの最適取水量を同様に検討した結果 1.8 m³/sec となった。

7.3 貯水池規模の検討

Rio Cauca, Rio Palace および Rio Blanco の流量はそれぞれの取水ダム地点において取水され、集水路により Julumito 貯水池へ集水される。貯水池流入量の季節的変動および経年的変動は APPENDIX-V の Mass Curve に示されるごとくである。

(註) この Mass Curve は、第 5 章「水文」で述べた 1962 年から 1976 年迄の 15 ケ年間の流量資料に基づいて、各取水地点での毎日の取水可能量を計算して月別に集計作成したものである。

かかる季節的および経年の流入量の変動を貯水池において効果的に調整し、渇水期および洪水年に補給を行ない発電所出力の長期にわたる安定化を図るよう、貯水池容量を確保すること

が必要である。また貯水池満水位については上記の貯水容量の確保が可能であり、かつ発電経済上最も有利な規模でなければならない。

本項においては、上記の観点から Julumito 貯水池の満水位について現地調査の結果から判断して技術的に可能と考えられる標高 1,710 m から 1,718 m までの範囲で下記のケースをえらび、その各々について電力コスト、便益・経費率を計算して比較検討を行なうこととする。

満水位標高 (m)		有効貯水容量 (10^6m^3)		
Case 1	1,712	20	30	40
Case 2	1,715	40	50	55
Case 3	1,718	40	50	60

また計算の条件は次の通りである。

- (1) Cauca, Palace 集水路の最大通水容量は、それぞれ $40.0\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $12\text{ m}^3/\text{sec}$ (Blanco 集水路は $13.8\text{ m}^3/\text{sec}$) とする。
- (2) 保証水量は各ケースともそれぞれ 7.4 項に述べる貯水池運用基準に基づき、貯水池運用を行ない、15 年を通じて保証する水量をとる。
- (3) この保証水量を基にして尖頭出力運転時間より発電所の最大設備出力を決める。
- (4) 主要構造物の建設費は予備設計を行なって求める。
- (5) その他は 7.1.2 項の諸条件による。

上記により検討した結果は Table 7-2, 3 および Fig. 7-4 に示す。この検討結果からみると、貯水池の満水位標高は 1,715.0 m, また貯水池有効容量は $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ の場合が最も経済性が高く、最適規模といえる。

よって本計画の貯水池の規模は満水位標高 1,715.0 m, 利用水深 15.0 m, 有効貯水容量を $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ とする。

7.4 貯水池の運用操作

Julumito 貯水池の運用操作ルールは次の諸点を考慮して決定する。

- (1) 1 年の内では豊水期の流水を貯水し、これを渇水期に放流するいわゆる渇水補給を行なうこと。
- (2) 豊水年の出水を貯留し渇水年に補給し保証水量を出来るだけ大きく確保するよう運用する。
- (3) 貯水池の無効越水を出来るだけ小さくなるよう運用する。
- (4) 長期にわたり安定した出力を確保出来、かつ発生電力量が大きくなるよう運用する。

Fig. 7-5 は上記により定めた Julumito 貯水池の運用操作ルールである。この操作ルールは Julumito 水力発電計画の検討のために仮りに設定したものであり、Julumito 発電所が完成し、実際の運用を行なう時期にはさらに精密な運用操作ルールを設定して運転されなければならない。

Fig. 7-5 に示された貯水池操作ルールに基づいて 1962 年から 1976 年までの 15 年間について Julumito 貯水池を運用した場合の使用水量、貯水および補給、貯水池水位等は Fig. 7-6 に示す通りである。

また上記貯水池運用による Julumito 発電所の発生電力量は Table 7-5, Fig. 7-9 に示す。

Fig. 7-2 Result of Study on Optimum Capacity of Cauca and Palace Diversion Waterway (Cost of Energy)

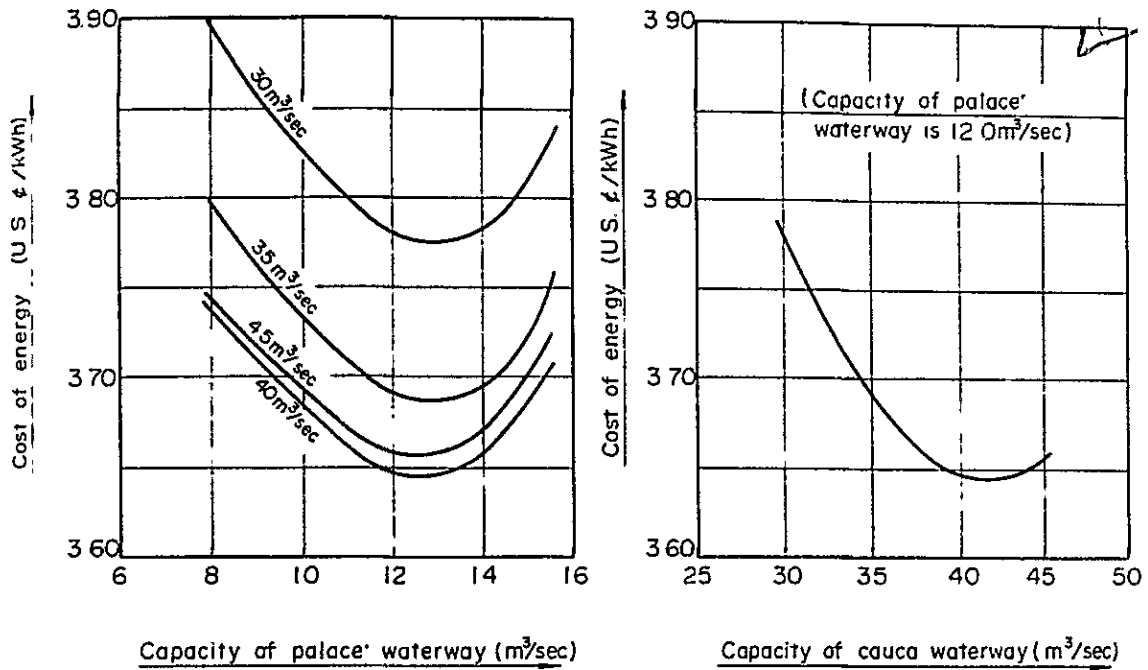


Fig. 7-3 Result of Study on Optimum Capacity of Cauca and Palace Diversion Waterway (Benefit Cost Ratio)

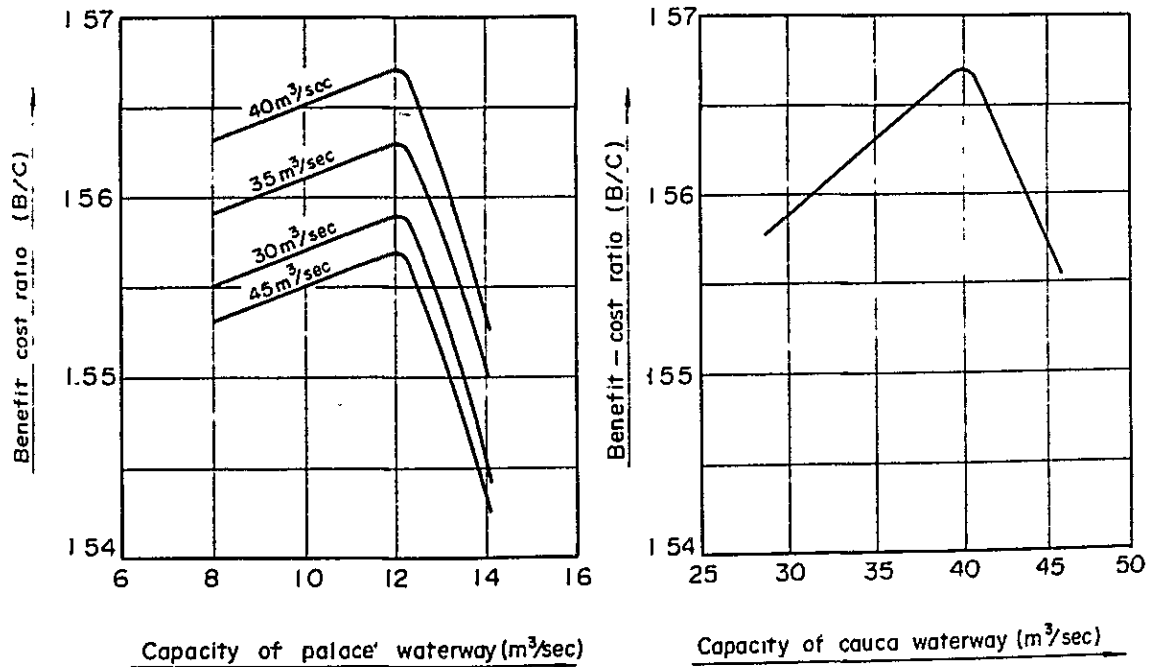
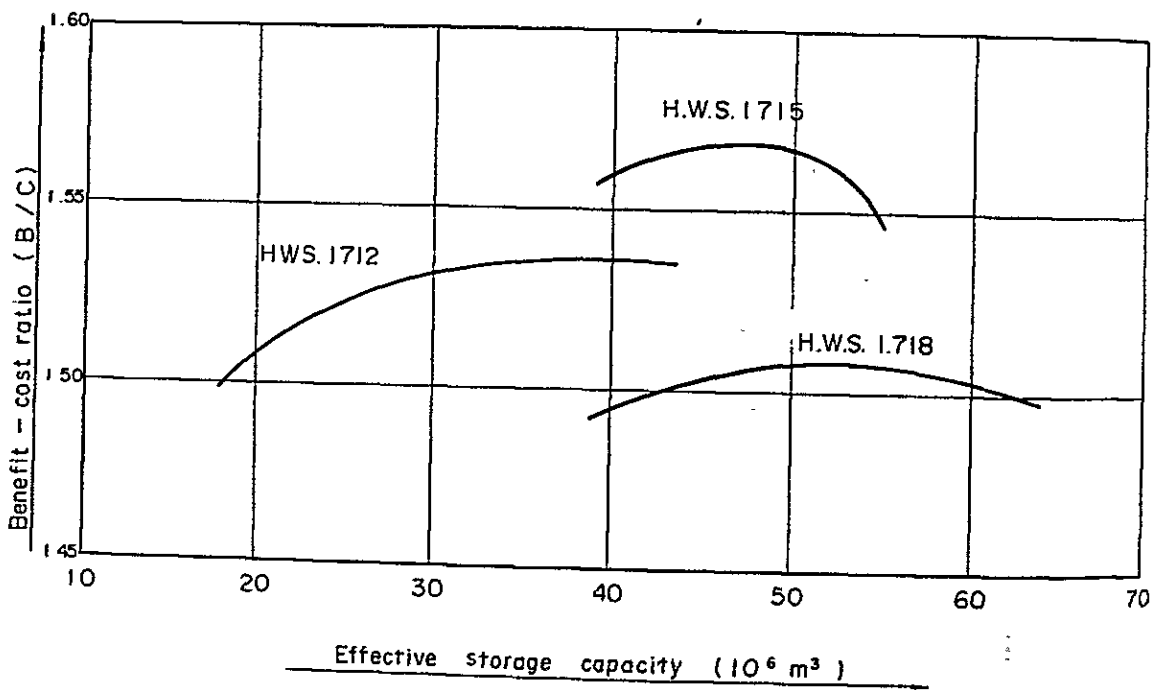
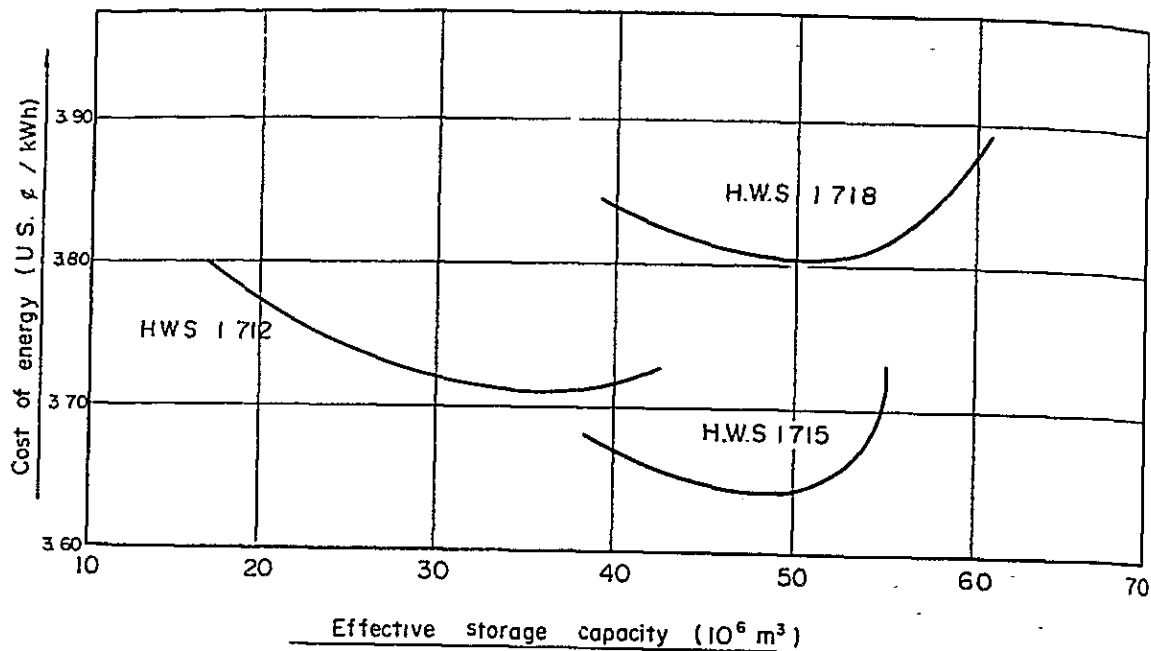


Fig. 7-4 Result of Study on Optimum Water Surface and Effective Storage Capacity of Reservoir



(Unit , m³/sec-month)

Storage at the end of previous month
 Storage at the end of current month
 Standard middle limit of storage
 Maximum storage
 Minimum storage
 Overflow in current month
 Standard upper limit of discharge for power
 Standard lower limit of discharge for power
 Flow in current month
 Discharge for power in current month

(Unit ; m³/sec - month)

m³/sec Jan. to May
 m³/sec Jun. to Dec
 m³/sec Jan to Dec.

as

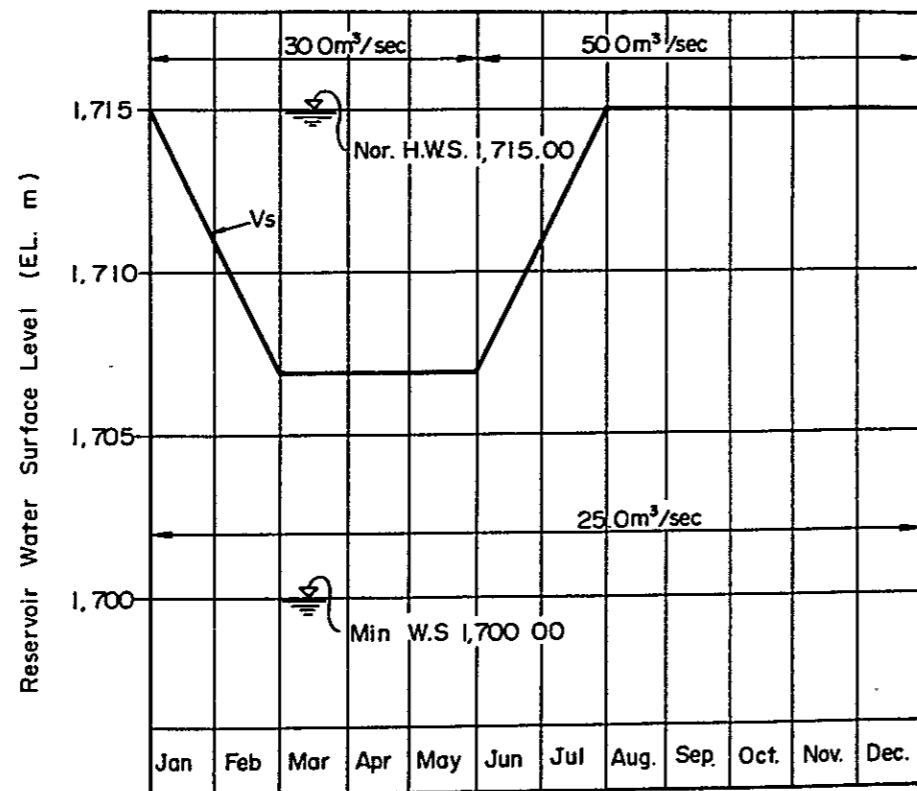
$$\begin{aligned}
 V_{n-1} + q_n - Q_n &\longrightarrow V_n = V_{n-1} + q_n - Q_n \\
 V_{n-1} + q_n - Q_n &\longrightarrow \begin{cases} V_n = V_{n-1} + q_n - Q_n - f_n \\ f_n = V_{n-1} + q_n - Q_n - V_{max} \end{cases}
 \end{aligned}$$

e

$$\begin{aligned}
 &> V_s \\
 \begin{cases} \parallel \\ \triangleright \end{cases} V_{n-1} + q_n - V_s &\longrightarrow Q_n = Q_u \\
 \triangleright V_{n-1} + q_n - V_s &\longrightarrow Q_n = V_{n-1} + q_n - V_s \\
 &< V_s \\
 \begin{cases} \parallel \\ \triangleright \end{cases} V_{n-1} + q_n - V_{min} &\longrightarrow Q_n = Q_L \\
 \triangleright V_{n-1} + q_n - V_{min} &\longrightarrow Q_n = V_{n-1} + q_n - V_{min}
 \end{aligned}$$

Fig. 7-5 Operation Rule of Reservoir

Month	Vs		
	m	10 ⁶ m ³	m ³ /sec-day
Jan	1,710.8	31.30	362.3
Feb	1,707.0	17.38	201.2
Mar.	1,707.0	17.38	201.2
Apr	1,707.0	17.38	201.2
May	1,707.0	17.38	201.2
Jun.	1,710.9	31.71	367.0
Jul	1,715.0	50.37	583.0
Aug.	1,715.0	50.37	583.0
Sep.	1,715.0	50.37	583.0
Oct.	1,715.0	50.37	583.0
Nov.	1,715.0	50.37	583.0
Dec	1,715.0	50.37	583.0



Symbols (Unit : m³/sec-month)

- V_{n-1} : Storage at the end of previous month
- V_n : Storage at the end of current month
- V_s : Standard middle limit of storage
- V_{max} : Maximum storage
- V_{min} : Minimum storage
- f_n : Overflow in current month
- O_u : Standard upper limit of discharge for power
- Q_L : Standard lower limit of discharge for power
- q_n : Inflow in current month
- Q_n : Discharge for power in current month

Constants (Unit ; m³/sec-month)

- O_u = 30.0 m³/sec Jan. to May
50.0 m³/sec Jun. to Dec
- Q_L = 25.0 m³/sec Jan. to Dec

Basic Formulas

$$\begin{aligned}
 V_{max} &\geq V_{n-1} + q_n - Q_n && \longrightarrow && V_n = V_{n-1} + q_n - Q_n \\
 V_{max} &< V_{n-1} + q_n - Q_n && \longrightarrow && \begin{cases} V_n = V_{n-1} + q_n - Q_n - f_n \\ f_n = V_{n-1} + q_n - Q_n - V_{max} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Operation rule

1. $V_{n-1} + q_n > V_s$
 - (1) $Q_u \leq V_{n-1} + q_n - V_s \longrightarrow Q_n = Q_u$
 - (2) $Q_u > V_{n-1} + q_n - V_s \longrightarrow Q_n = V_{n-1} + q_n - V_s$
2. $V_{n-1} + q_n < V_s$
 - (1) $Q_L \leq V_{n-1} + q_n - V_{min} \longrightarrow Q_n = Q_L$
 - (2) $Q_L > V_{n-1} + q_n - V_{min} \longrightarrow Q_n = V_{n-1} + q_n - V_{min}$

Fig. 7-6 Reservoir Operation (1962 to 1976)

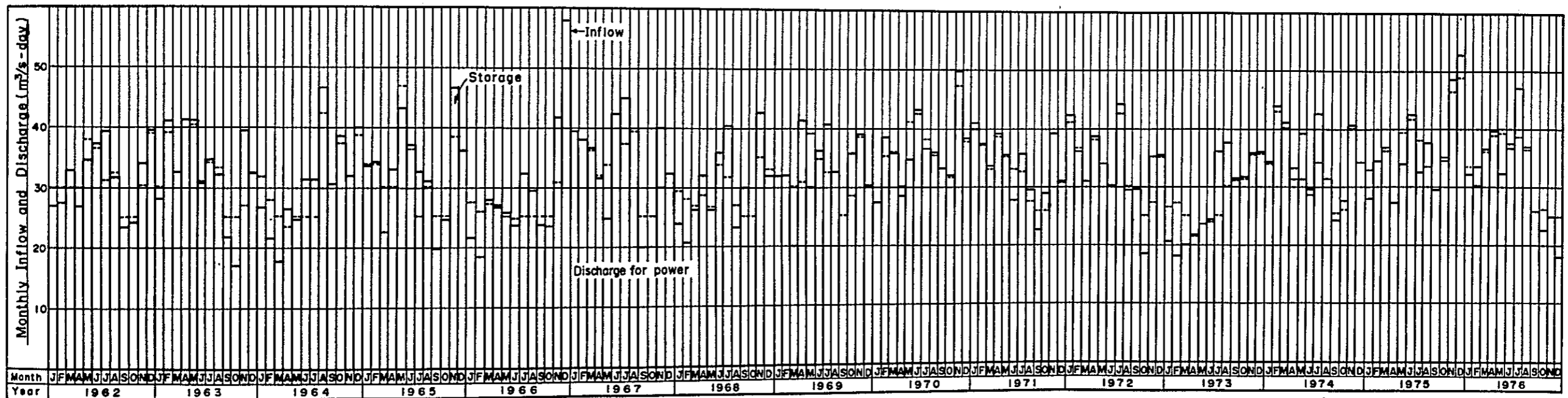
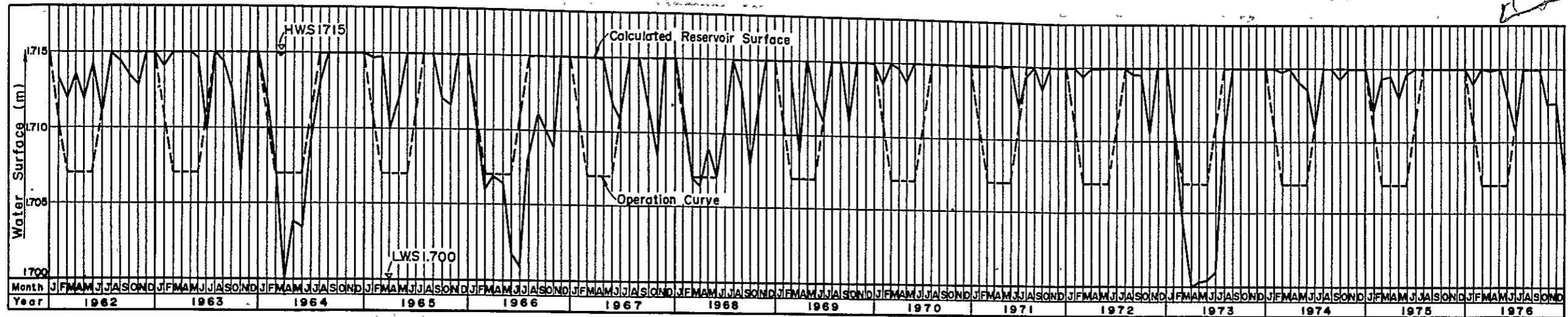


Table 7-1 (1) Study on Optimum Capacity of Cauca and Palace Diversion Waterway

(Unit: m³/sec.-day)

Case	Mark	Capacity of Waterway		Rio Cauca				Rio Palace'				Rio Blanco				Rio Sate	Reservoir Inflow
		Cauca (m ³ /sec.)	Palace' (m ³ /sec.)	Run-off	Intake-flow	Over-flow	Intake-Ratio	Run-off	Intake-flow	Over-flow	Intake-Ratio	Run-off	Intake-flow	Over-flow	Intake-Ratio		
1	30 - 8		8.0 (9.4)					2,212.4	1,121.8	66.4							10,830.0
2	30 - 10		10.0 (11.4)					2,444.7	889.5	73.3							11,062.3
3	30 - 12	30.0	12.0 (13.4)	9,019.6	7,920.4	1,099.2	87.8	3,334.2	2,616.8	717.4	78.5	410.5	363.2	47.3	88.5	334.0	11,234.4
4	30 - 14		14.0 (15.4)					2,744.9	589.4	82.3							11,362.5
5	35 - 8		8.0 (9.6)					2,212.4	1,121.8	66.4							11,173.4
6	35 - 10		10.0 (11.6)					2,444.7	889.5	73.3							11,405.7
7	35 - 12	35.0	12.0 (13.6)	9,019.6	8,251.1	768.5	91.5	3,334.2	2,616.8	717.4	78.5	410.5	375.9	34.6	91.6	334.0	11,577.8
8	35 - 14		14.0 (15.6)					2,744.9	589.4	82.3							11,705.9
9	40 - 8		8.0 (9.8)					2,212.4	1,121.8	66.4							11,408.0
10	40 - 10		10.0 (11.8)					2,444.7	889.5	73.3							11,640.3
11	40 - 12	40.0	12.0 (13.8)	9,019.6	8,476.6	543.5	94.0	3,334.2	2,616.8	717.4	78.5	410.5	385.0	25.5	93.8	334.0	11,812.4
12	40 - 14		14.0 (15.8)					2,744.9	589.4	82.3							11,940.5
13	45 - 8		8.0 (10.0)					2,212.4	1,121.8	66.4							11,562.2
14	45 - 10		10.0 (12.0)					2,444.7	889.5	73.3							11,794.5
15	45 - 12	45.0	12.0 (14.0)	9,019.6	8,624.5	395.1	95.6	3,334.2	2,616.8	717.4	78.5	410.5	391.3	19.2	95.3	334.0	11,966.6
16	45 - 14		14.0 (16.0)					2,744.9	589.4	82.3							12,094.7

Table 7-1 (2) Study on Optimum Capacity of Cauca and Palace Diversion Waterway

Case	Mark	Firm discharge (m ³ /sec.)	Installed Capacity (MW)	Annual Energy Production (10 ⁶ kWh)	Construction Cost (10 ³ U.S.\$)	Annual Cost (10 ³ U.S.\$)	Cost of Energy (U.S.¢/kWh)	Surplus Benefit (10 ³ U.S.\$)	B/C
1	30 - 8			276.2	101,509	10,767	3.898	5,975	1.555
2	30 - 10	25.0	53.0	282.6	101,991	10,821	3.829	6,027	1.557
3	30 - 12			287.3	102,387	10,849	3.776	6,076	1.559
4	30 - 14			290.8	103,802	10,999	3.782	5,984	1.544
5	35 - 8			285.5	102,255	10,838	3.796	6,058	1.559
6	35 - 10	25.0	53.0	291.7	102,774	10,889	3.733	6,109	1.561
7	35 - 12			296.2	103,104	10,923	3.688	6,149	1.563
8	35 - 14			299.0	104,255	11,045	3.694	6,074	1.550
9	40 - 8			291.0	102,566	10,868	3.735	6,119	1.563
10	40 - 10	25.0	53.0	296.3	102,981	10,910	3.682	6,164	1.565
11	40 - 12			300.0	103,200	10,935	3.645	6,200	1.567
12	40 - 14			302.4	104,406	11,059	3.657	6,116	1.553
13	45 - 8			292.8	103,377	10,957	3.742	6,059	1.553
14	45 - 10	25.0	53.0	297.9	103,783	10,997	3.692	6,103	1.555
15	45 - 12			301.4	104,009	10,020	3.656	6,138	1.557
16	45 - 14			303.8	105,274	11,146	3.669	6,052	1.543

Table 7-2 Study on Optimum High Water Surface and Effective Storage Capacity

Case	H. W. S. (m)	Storage Capacity (10 ⁶ m ³)		Firm Discharge (m ³ /sec.)	Max. Discharge (m ³ /sec.)	Effective Head (m)	Installed Capacity (MW)	Annual Energy Production (10 ⁶ kWh)	Construction Cost (10 ³ U.S.\$)	Annual Cost (10 ³ U.S.\$)	Cost of Energy (U.S.¢/kWh)	B/C
		Gross	Effective									
1			20	23.1	46.2	126.3	49.2	286.4 (279.9)	99,725	10,564	3.774	1.508
2	1,712	47.6	30	23.7	47.4	125.2	50.0	290.8 (284.2)	99,817	10,572	3.720	1.531
3			40	24.4	48.8	123.5	50.8	294.5 (287.8)	100,926	10,695	3.716	1.536
4			40	24.4	48.8	127.6	52.5	303.2 (296.3)	103,261	10,871	3.669	1.560
5	1,715	60.8	50	25.0	50.0	126.0	53.1	307.0 (300.0)	103,200	10,935	3.645	1.567
6			55	25.3	50.6	124.9	53.3	305.4 (298.4)	104,745	11,097	3.719	1.548
7			40	24.4	48.8	131.2	54.0	311.0 (303.9)	111,051	11,658	3.836	1.495
8	1,718	77.5	50	25.0	50.0	130.3	54.9	316.2 (309.0)	110,935	11,751	3.803	1.508
9			60	25.7	51.4	129.1	55.9	314.5 (307.3)	112,510	11,924	3.880	1.503

(the number in parenthesis is energy at new substation)

Table 7-3 Study on Optimum Maximum Discharge and Installed Capacity

Case	H. W. S. (m)	E. Storage Capacity (10 ⁶ m ³)	Drawdown (m)	Firm Discharge (m ³ /sec.)	Plant Factor (%)	Max. Discharge (m ³ /sec.)	Installed Capacity (MW)	Annual Energy Production (10 ⁶ kWh)	Construction Cost Total (10 ³ U. S. \$) (U.S.\$/kW)	Annual Cost (10 ³ U.S. \$)	Cost of Energy (U.S.¢/kWh)	B/C	
1					75	32.5	33.9	270.5 (264.3)	87,190	2,572	9,181	3.474	1.324
2	1,712	40.0	13.4	24.4	50	48.8	50.8	294.5 (287.7)	100,650	1,981	10,666	3.707	1.540
3					35	69.7	72.6	294.5 (287.7)	123,870	1,706	13,120	4.560	1.252
4					75	33.3	35.4	282.4 (275.9)	89,380	2,525	9,408	3.410	1.349
5	1,715	50.0	15.0	25.0	50	50.0	53.0	307.0 (300.0)	103,200	1,947	10,935	3.645	1,567
6					35	71.4	75.9	307.0 (300.0)	127,400	1,679	13,492	4.497	1.270
7					75	33.3	36.6	294.1 (287.3)	96,040	2,624	10,111	3.519	1,301
8	1,718	50.0	11.1	25.0	50	50.0	55.0	316.2 (308.9)	109,970	1,999	11,657	3.774	1.522
9					35	71.4	78.5	316.2 (308.9)	134,200	1,710	14,216	4.602	1.248

(the number in parenthesis is energy at new substation)

Table 7-5 Energy Production

(Unit: 10³ kWh)

Month Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Annual
1962	24,518	21,911	24,125	23,408	24,262	33,610	26,219	26,650	19,776	20,264	23,904	31,968	300,616
1963	24,622	28,926	26,775	32,861	33,711	30,146	20,844	27,306	19,738	19,597	20,989	26,574	312,088
1964	25,988	20,800	18,380	16,484	18,487	18,429	19,878	34,750	24,333	30,638	25,284	31,785	285,236
1965	27,851	25,060	24,513	22,944	30,810	29,388	26,486	25,356	19,815	19,860	30,415	29,590	312,087
1966	23,214	17,769	20,388	20,143	18,665	16,831	18,900	19,656	19,261	19,643	24,005	41,130	259,605
1967	32,381	28,295	29,752	25,354	24,262	33,180	30,118	32,297	19,761	19,667	23,263	26,454	324,783
1968	23,790	20,481	20,588	21,312	21,940	22,849	26,408	21,999	19,168	19,491	27,549	27,021	272,595
1969	25,975	23,772	24,171	23,565	27,835	29,355	27,148	26,610	19,500	23,139	30,571	24,900	306,541
1970	24,407	25,977	29,411	23,664	25,807	32,916	29,703	28,985	26,255	25,900	37,463	30,980	341,469
1971	32,761	27,507	26,964	30,630	28,822	26,002	25,649	23,007	20,359	20,924	31,029	25,088	318,744
1972	33,789	27,950	24,468	30,064	27,854	23,888	34,890	24,725	23,696	20,111	21,443	28,764	321,641
1973	22,396	18,841	17,544	14,841	17,003	16,616	19,339	24,764	24,792	25,737	28,238	29,331	259,442
1974	27,860	31,912	32,990	26,432	26,258	26,423	28,631	25,839	20,291	21,465	32,018	28,038	328,158
1975	26,931	21,741	29,767	23,669	25,343	32,396	26,456	30,491	23,580	28,449	36,917	40,265	346,004
1976	27,547	23,136	29,664	30,963	29,130	30,816	32,275	30,172	20,580	21,494	19,728	19,878	315,383
Average	26,935	24,272	25,300	24,422	25,346	26,856	26,196	26,840	21,394	22,425	27,521	29,451	

7.5 保証水量

前節に述べた貯水池操作ルールにより、Julumito 貯水池の運用を行なった結果は Fig. 7-6 に示すが、これによれば 1962 年より 1976 年までの 15 ケ年間の内、渇水年である 1964 年の 3 月、4 月の間で 11 日、1973 年 4 月から 6 月の間で 36 日、15 ケ年合計 47 日（1 ケ年平均 3.1 日）が運用最低流量 $25 \text{ m}^3/\text{sec}$ を下まわる使用水量となるが、これ以外の全ての日数は $25 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の使用水量が保証される。

以上から Julumito 発電所の保証水量は $25 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。

7.6 発電所最適規模と最大使用水量

貯水池式発電所の場合、発電所規模の決定は二つの側面を考慮しながら決められなければならない。すなわちダムの高さ、貯水池への流入量、貯水池の調整能力等より決まる発電所としての供給能力の側面と、もう一方の側面は電力需要の負荷曲線（負荷の形状）から要請される新規発電所の期待供給能力である。すなわち両側面からみた供給能力があり両者が一致することが最も望ましい。Julumito 水力発電計画は CEDELCA および CEDENAR 電力系統内において唯一の貯水池式発電所であり、将来の負荷曲線の中で既設自流式および日調整池式発電所はベース負荷を分担し、その残り（差引負荷）を Julumito 水力発電所が分担することが望ましく、この場合、Julumito 水力発電所の負荷分担は差引負荷の形状負荷率をカバーし得る保証出力と保証電力量を有することが望ましい。

7.6.1 Julumito 水力発電所の供給能力とその性格

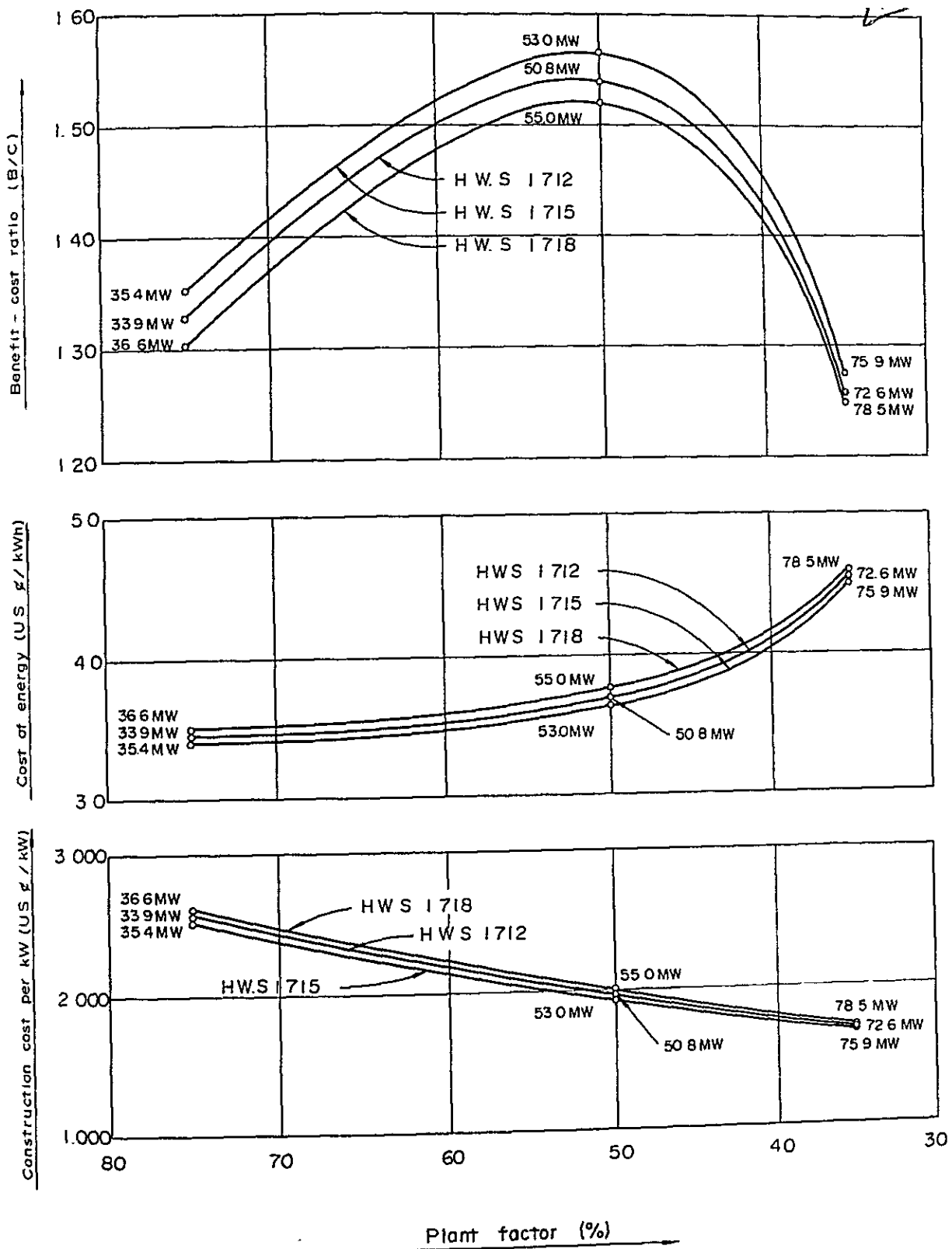
Julumito 水力発電所は $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ の有効貯水容量を有し貯水池への流入量を季節および年間をとおして調整可能な貯水池式発電所である。しかしながら、利用落差 126m に対し、貯水池からの圧力トンネルの巨長は 1,770m と比較的長く、かつ 7,040m の集水路を有する。従って、ピーク用発電所としての経済性にもおのずと限界がある。すなわち、設備利用率をあまり低くとると、経済性が急速に悪化する地点特性を有するといえる。

Julumito 発電所の設備利用率をいかにとるかは上記の地点特性についても十分検討した上で決める必要がある。各設備利用率に対応する代替火力（第 11 章、経済評価を参照）との比較による便益・費用比率を Table 7-3 および Fig. 7-7 に示す。

7.6.2 負荷曲線と新規供給力

Fig. 7-8 に示すごとく、1978 年は 12 月労働日における負荷曲線は、ISA 電力系統より、昼間および点灯時間に電力受電をしていることが判る。第 4 章電力需要想定でも述べたごとく、CEDELCA および CEDENAR 電力系統は将来の負荷曲線も、ほぼ同一の形状を示すものと思われる。

Fig. 7-7 Result of Study on Optimum Max. Discharge and Installed Capacity



従って ISA より受電している部分負荷の形状に合致した供給能力(保証出力・保証電力量)を有する新規発電所の投入が望ましい。 Julumito 水力発電所の年間負荷率は 65%であり、この値は、将来予想される CEDELCA および CEDENAR 電力系統の年負荷率 54~52%より高いが、一方 Julumito 水力発電所の保証使用水量は $25 \text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{day}$ であり、湯水時においても現在 ISA より受電している差引負荷の部分を提供する能力(負荷率 50%)があることが判る。

Fig. 7-8 (1) Load Curve in Dec. 1978

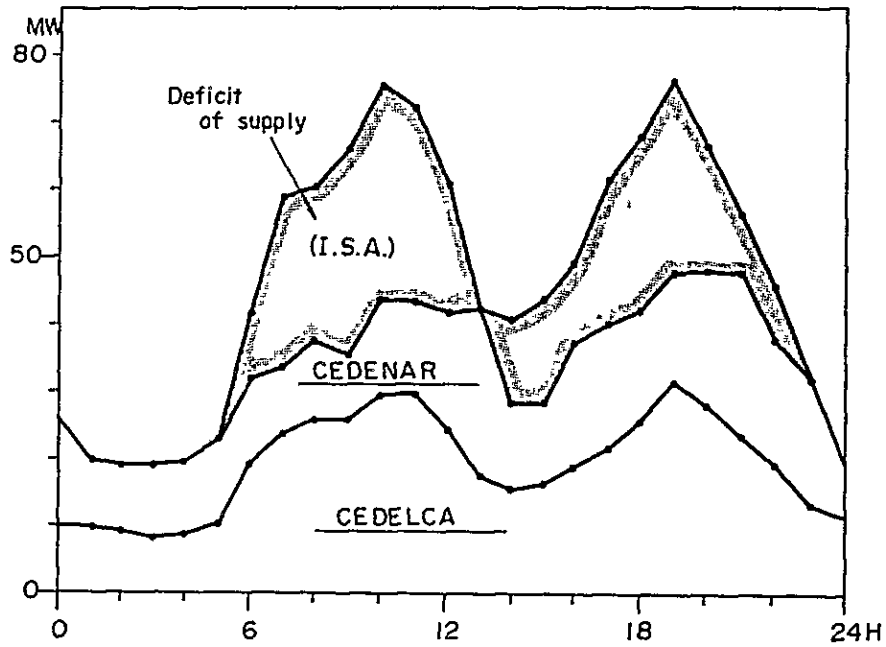
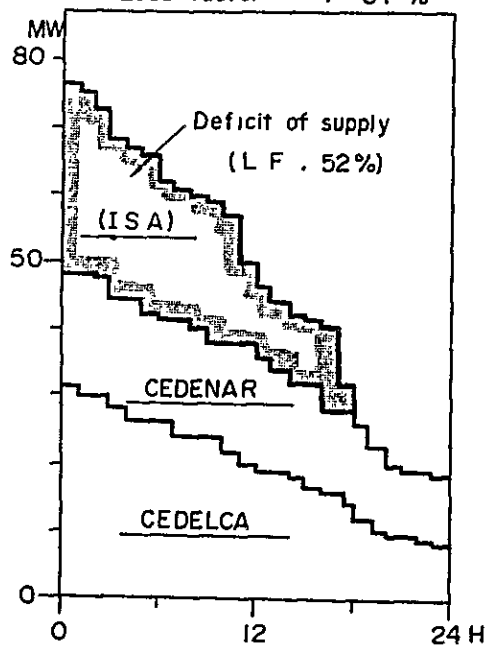


Fig. 7-8 (2) Load Duration Curve in Dec. 1978

Max. Demand ; 76.6 MW
 Daily Energy ; 1,121 MWh
 Load factor . 61%



7.7 保証尖頭使用水量

Julumito 発電所の保証尖頭出力を算出するための保証尖頭使用水量は、貯水池が最低水位の時にこの発電所の水車が呑みこむことが可能な使用水量であり、 $48.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。

7.8 設備出力および保証尖頭出力

設備出力、保証尖頭出力およびそれらの計算は Table 7-4 に示す。取水位は設備出力に対しては貯水池の基準水位、保証尖頭出力に対しては貯水池の最低水位とする。放水位は最大使用水量時の発電所放水口における水位とする。

Table 7-4 Calculation of Output

Unit	Installed Capacity	Firm Peak Output (Dependable capability)
Available Discharge ($\text{m}^3/\text{sec.}$)	50.0	48.1
Intake Water Level (m)	1,710.0	1,700.0
Tailrace Water Level (m)	1,577.0	1,577.0
Effective Head (m)	126.0	116.5
Output (kW)	53,000	47,200

7.9 主機台数

主機台数は輸送限界、機器の製作限界、経済性および電力系統との調和などを考慮して最も有利なものが決定されねばならない。

Julumito 水力発電計画の場合、コロンビア国内の輸送上の問題は、道路、橋梁を踏査した結果から判断して問題ないと思われる。従って機器台数は経済性および電力系統との調和の観点から決めて良い。

一般に発電所ではユニット出力を大きくするほど機械費、土木工事費が総合して経済的になる傾向にある。よってユニット出力は機器の信頼度、すなわち運転実績、製作技術などを考慮してなるべく大容量とすることが望ましい。しかし、電力系統が小さい場合、あまり大きなユニット出力は事故および作業のため停止した場合、供給支障をまねくことになる。

一般に供給対象地域の電力需要の規模に対し最大ユニット容量は20%程度が電力系統の運用上好ましい限界とされている。現在の CEDELCA および CEDENAR 電力系統内で最大のユニット容量は1975年に運開した Florida II 発電所の12.0 MWである。1975年の最大電力需

要は 53.9 MWであったので最大電力需要に対し 22%となる。一方 Julumito 水力発電所が開通する 1985 年の CEDELCA および CEDENAR 電力系統の最大電力需要は 131 MW であるので、Julumito 水力発電所のユニット容量 26.5 MW は 20% である。

一方 CEDELCA および CEDENAR 電力系統は 230 kV 送電線で連系されるので Julumito 水力発電所事故時にも連系変圧器を通して瞬時に肩代りの電力を中央電力系統より受電することが可能である。したがって主機台数 1 台案も検討したが、Julumito 水力発電所は年間をとおして高水位運転の機会が多く、また発電所設備利用率は 66% に達する。すなわち主機を 1 台とすれば、停止に伴い貯水池からの越水の可能性も生ずる。しかし 2 台案であれば Julumito 貯水池の調整容量からみて 1 台運転可能であれば貯水池からの越水を防ぐことが可能である。

Julumito 水力発電所の高水位、高利用率運転については Fig.7-7 を参照されたい。

以上述べたごとく、電力系統の運用面および Julumito 水力発電所の貯水池の調整容量の観点から主機台数は 2 台とする。

7.10 可能発生電力量

7.4 項で設定した Julumito 貯水池運用基準に基づいて算出した。可能使用水量と貯水池水位を用いて 1962 年から 1976 年までの 15 ケ年間の月別可能発生電力量を計算する。その結果は Table 7-5 および Fig.7-9 に示す通りで、上記 15 ケ年間の平均発生電力量は次のようになる。

1 次 電 力 量	259.400 MWh
2 次 "	47.600 MWh
合 計	307.000 MWh

1 次電力量は 1962 年～1976 年 15 ケ年の内、最湯水年(1973 年)の電力量をとる。

また、2 次電力量は 15 年平均電力量の内、上記 1 次電力量を上まわる電力量とする。

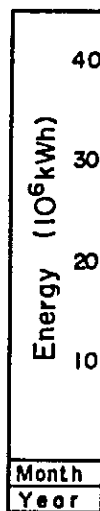
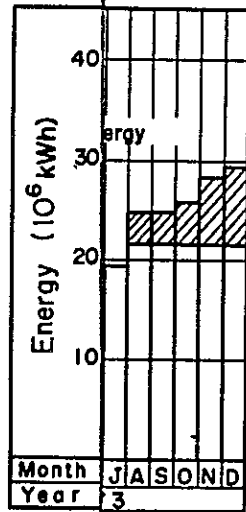
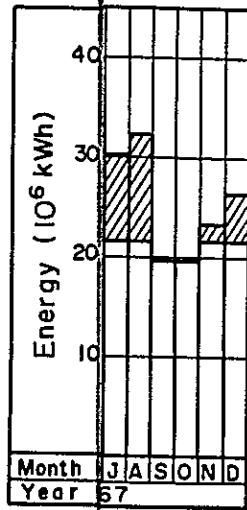
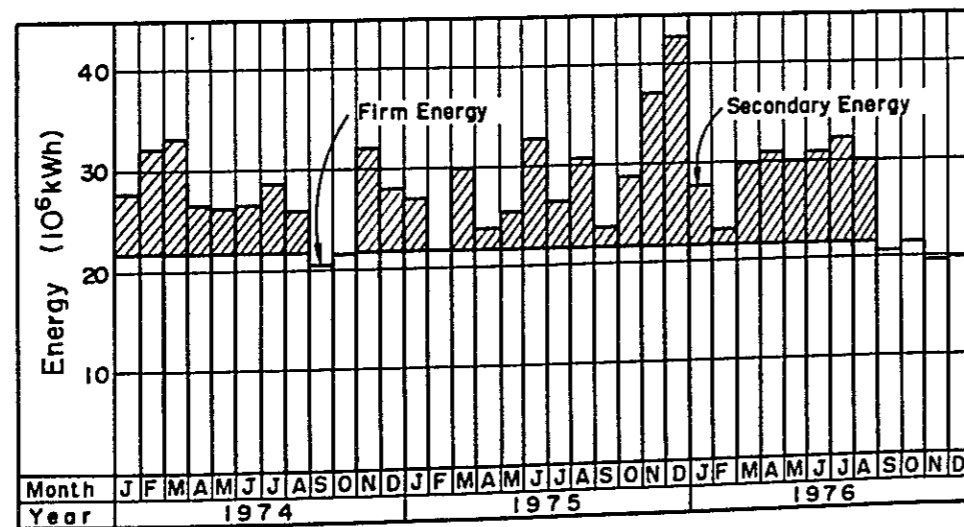
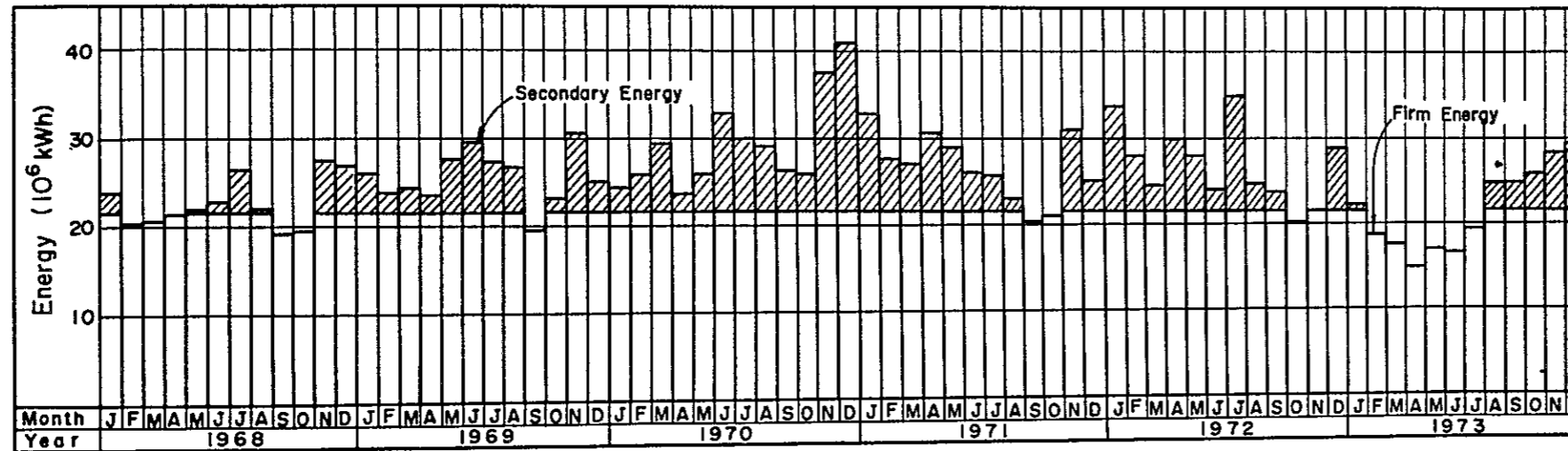
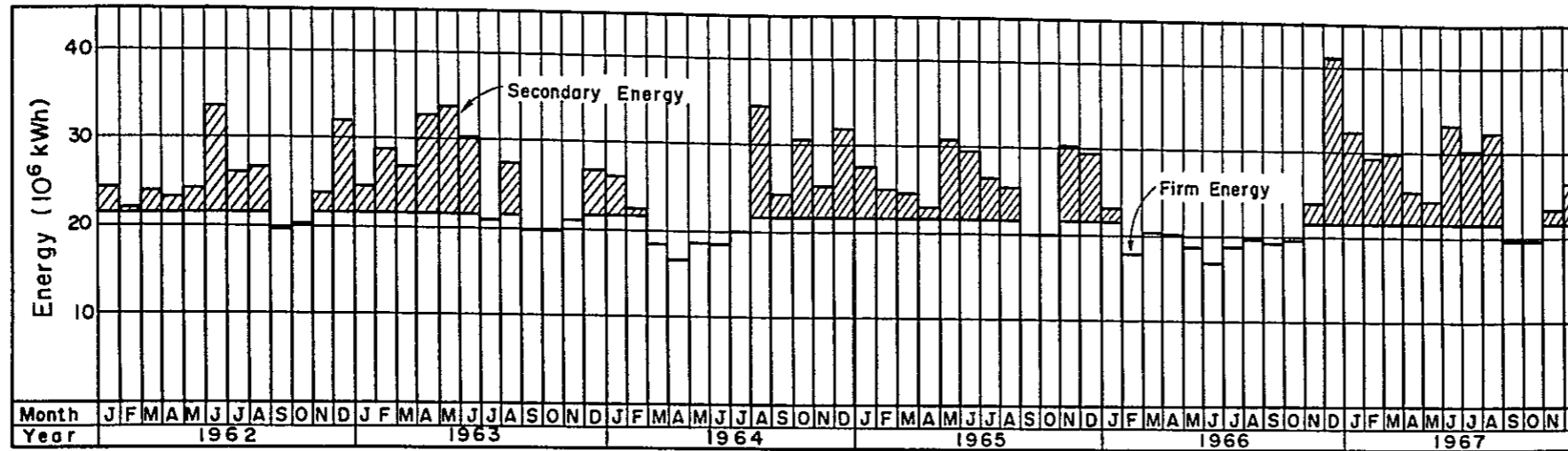


Fig. 7-9 Energy Production



Year	Firm Energy	Secondary Energy	Total
1962	259.442	41.174	300.616
1963	*	52.646	312.088
1964	*	25.794	285.236
1965	*	52.645	312.087
1966	*	163	259.605
1967	*	65.381	324.783
1968	*	13.153	272.595
1969	*	47.099	306.541
1970	*	82.027	341.469
1971	*	59.301	318.743
1972	*	62.199	321.641
1973	*	0	259.442
1974	*	68.716	328.158
1975	*	86.562	346.004
1976	*	55.941	315.383
Average	*	47.517	306.959

第8章 予備設計



第8章 予備設計

8.1 設計	8-1
8.1.1 土木構造物	8-1
8.1.2 水車および発電機	8-26
8.1.3 送電線および通信設備	8-26
8.1.4 主要諸元	8-27
8.2 電力系統解析	8-77
8.2.1 目的	8-77
8.2.2 前提条件	8-77
8.2.3 検討結果	8-78

FIGURE LIST

- Fig. 8 - 1 Wave uprush (including wave height) obtained by combining the S. M. B. Method with Saville Method
- Fig. 8 - 2 Typical Cross Section of Main Dam
- Fig. 8 - 3 Water Pressure in the Core
- Fig. 8 - 4 Pore Pressure at Full Reservoir Stage
- Fig. 8 - 5 Pore Pressure at Draw-Down Stage
- Fig. 8 - 6 Pore Pressure at Construction Stage
- Fig. 8 - 7 Stability Analysis Case (1)
- Fig. 8 - 8 Stability Analysis Case (2)
- Fig. 8 - 9 Stability Analysis Case (3)
- Fig. 8 - 10 Flow Net (Full Reservoir)
- Fig. 8 - 11 Economical Diameter Diagram
- Fig. 8 - 12 Surge Tank
- Fig. 8 - 13 Surging Curve
- Fig. 8 - 14 Economical Diameter Diagram
- Fig. 8 - 15 Penstock Water-Hammer
- Fig. 8 - 16 Steel Penstock Design Head Diagram
- Fig. 8 - 17 Power House Single-Line Diagram
- Fig. 8 - 18 Transmission Line Route
- Fig. 8 - 19 Transmission Line Tower Configuration
- Fig. 8 - 20 Telecommunication System Diagram
- Fig. 8 - 21 Impedance Map of Power System Related with Julumito Power Project in Beginning of 1985
- Fig. 8 - 22 Power Flow and Voltage Regulation in 1985
- Fig. 8 - 23 Power Flow and Voltage Regulation in 1985
- Fig. 8 - 24 Power Flow and Voltage Regulation in 1985
- Fig. 8 - 25 Short Circuit Capacity in 1985
- Fig. 8 - 26 Transient Stability in 1985
- Fig. 8 - 27 Transient Stability in 1985
- Fig. 8 - 28 Transient Stability in 1985

第 8 章 予 備 設 計

8.1 設 計

8.1.1 土木構造物

(1) 主ダム

a) 概 要

ダム地点の地形および第 6 章「地質および材料」で述べた地質状況、またダム地点周辺で採取可能なダム築造材料の特性、さらに完成後のダム挙動等を考慮して、ダムの型式はフィルタイプが最も適当であると判断する。

コンクリートダムの築造は第 6 章で述べたごとく、ダムの基礎となる地質が主に安山岩質熔岩であるが、一部火山灰質地質を含んでいること、また良質なコンクリート用骨材を多量に得ることが出来ないこと等から技術的、経済的に不可能と考える。

ダム地点近傍で採取可能な不透水性土質材料は火山灰層と安山岩質熔岩層の風化残留土である。いずれもコア材料としてはかなり高い不透水性を有しているが、一般に非常に細粒であり、自然含水比は高い。

不等水性材料の上記の性質（特に圧縮性）、および使用するロック材料の性質、さらにダム地点の地形、岩盤の露出状況を考慮して、ダムはアーチ状のダム軸を有した傾斜コア型の設計とし、上流面勾配 1 : 2.3 , 下流面勾配 1 : 1.8 とする。

次の詳細設計の段階においては、本ダムの築造材料および基礎地盤についての詳細な調査結果に基づき、最終設計を行なわなければならない。

b) 余裕高の決定

ロックフィルダムの余裕高は、風、地震による波、洪水吐ゲート操作中の不慮の事故による水位上昇およびダムの型式等を考慮して下記の式により決定される。

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{z} + h_a + h_i$$

ここで

H_f ; 余裕高 (m)

h_w ; 風による波浪高 (m)

h_e ; 地震による波浪高 (m)

h_a ; 洪水吐ゲート操作中の不慮の事故による水位上昇 (m)

h_i ; ダムの型式による安全高

(i) 風による波浪高 h_w

h_w は S.M.B.法により下記の条件のもとで決定される。

F ; 吹送距離 4.0 Km

V ; 風速 30 m/sec

上流側法面勾配 1 : 2.3

Fig. 8-1 により

$$h_w = 1.10 \text{ m}$$

(ii) 地震による波浪高 h_e

h_e は次式により決定される。

$$h_e = \frac{K \cdot \tau}{2\pi} \sqrt{g \cdot H_0}$$

ここで

K ; 震度 0.05

τ ; 地震波周期 1 秒

g ; 重力加速度 9.8 m/sec

H_0 ; 貯水池水深 78 m

以上により

$$h_e = 0.22 \text{ m}$$

(iii) 洪水吐操作中の不慮の事故による水位上昇 h_a

この値は洪水量、事故継続時間に比例し、湛水面積、ならびに水門の門数に反比例する。したがってこのダムにおいて h_a は小さな値をとることが推定されるが、安全を考えて標準値 0.5 m とする。

$$h_a = 0.5 \text{ m}$$

(iv) ダムの型式による安全高 h_i

ロックフィルダムにおいては、ダム天端越流が致命的な事故となるので、コンクリートダムにおけるよりは大きな h_i を取る。ここでは標準値 1.0 m とする。

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

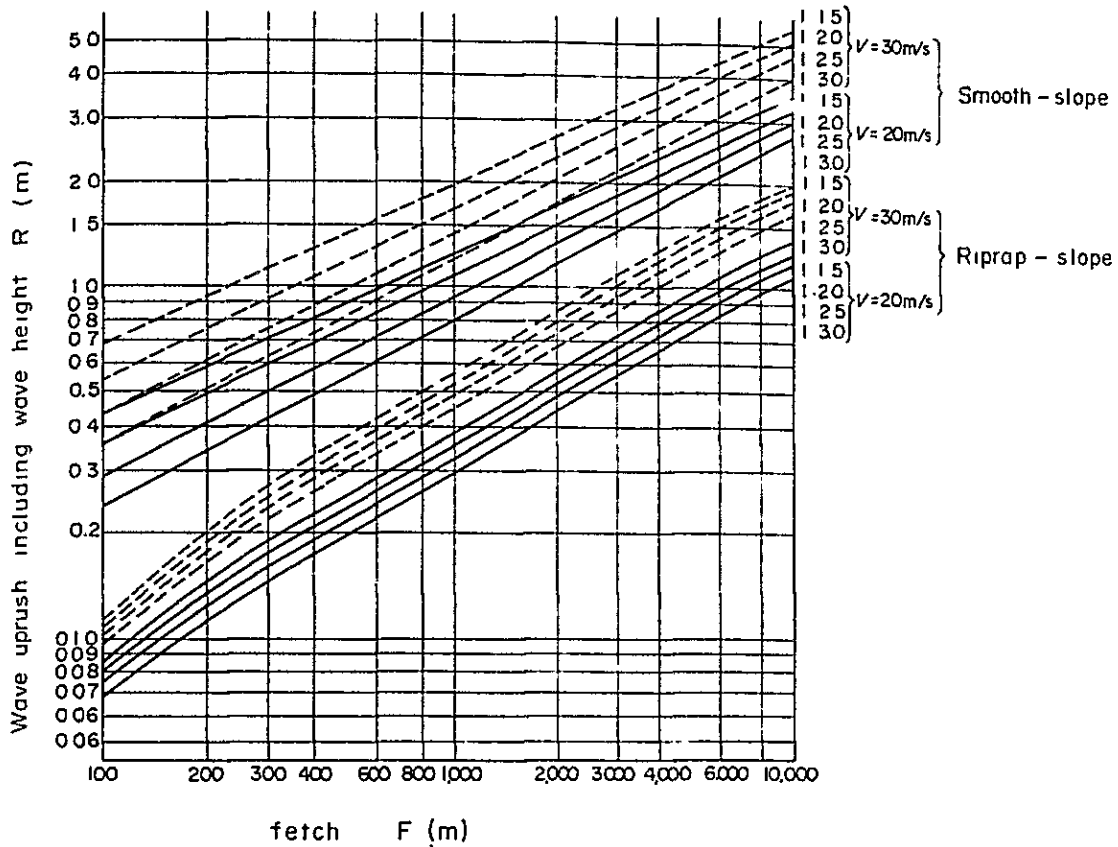
(v) 余裕高 H_f

以上の結果より

$$H_f \geq 1.10 + 0.22/2 + 0.50 + 1.00 = 2.71 \text{ m}$$

安全を考え $H_f = 3.00 \text{ m}$ と決定する。従ってダム天端標高は 1,718.00 m となる。

Fig. 8-1 Wave Uprush (Including Wave Height) Obtained by Combining The S.M.B. Method with Saville Method



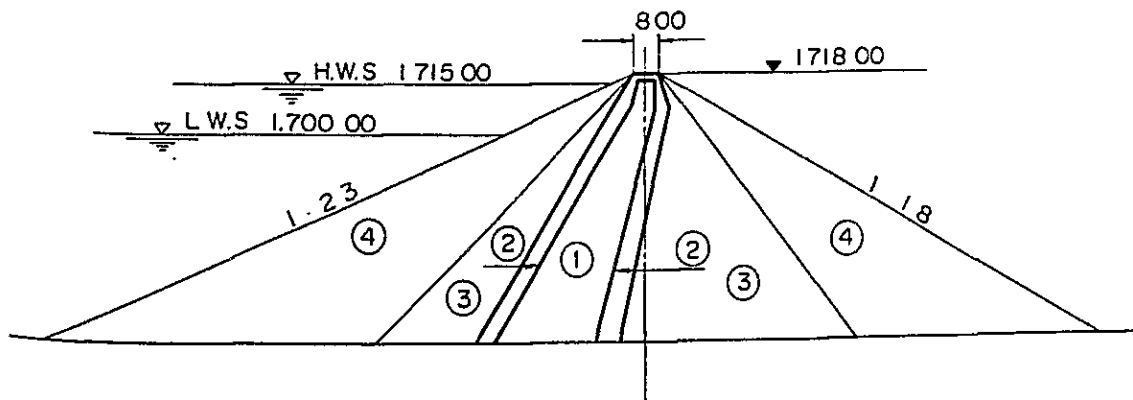
c) ダムの安定計算

(1) 概 要

安定計算は、満水時、水位急降下時および完成直後時について行なう。計算は想定した円形滑り面についてスライス法によって行なわれる。

計算断面は Fig.8-2 に示す通りである。

Fig. 8-2 Typical Cross Section of Main Dam



計算に使用する盛立材料の物性値は、試験結果およびこれまでに建設されたダムの種類材料の物性値等を考慮して下記のように仮定した。

ゾーン	材 料	比 重	単位体積重量 (t/m ³)			内部摩擦係数	粘着力 (t/m ²)
			乾 燥	湿 潤	飽 和		
①	コ ア	2.52	1.26	1.71	1.76	0.577	0
②	フ ィ ル タ ー	2.35	1.81	1.90	2.04	0.700	0
③	細 粒 ロ ッ ク	2.35	1.68	1.76	1.97	0.781	0
④	粗 粒 ロ ッ ク	2.35	1.62	1.67	1.93	0.839	0

(ii) 安定計算

安定計算は、スウェーデン法を基にして電源開発会社が開発した計算法により、I. B.M.タイプ 370-148 を使用して行なう。

安全率は次式により与えられる。

常 時

$$SF(N) = \frac{\sum (N + H_n - U) \tan \phi + \sum C \cdot L}{\sum (T - H_t)}$$

地震時

$$SF(E) = \frac{\sum (N + H_n - U) \tan \phi - \sum N_e \tan \phi + \sum C \cdot L}{\sum (T - H_t) + \sum T_e}$$

ここで

N ; 垂直応力

T ; 接線方向力

$\tan \phi$; 内部摩擦係数

H_n ; 水圧の垂直方向成分

H_t ; 水圧の接線方向成分

U ; 間ゲキ圧

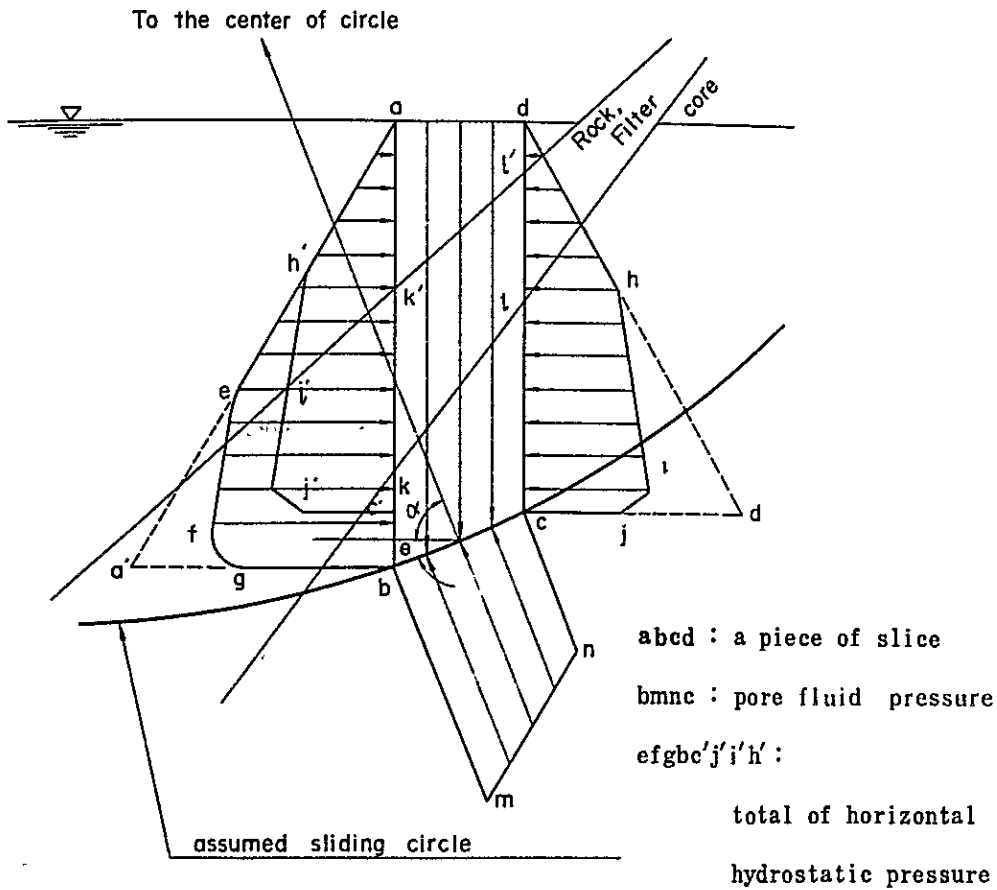
C ; 粘着力

L ; すべり円弧長

N_e ; 地震力の垂直方向成分

T_e ; " 接線方向成分

Fig. 8-3 Water Pressure in the Core



$$\Sigma N \cdot \tan \phi = \Sigma \{ \gamma (k'bc'l') + \gamma_w (abcd) \} \cos \theta \cdot \tan \phi$$

$$\Sigma H_n \cdot \tan \phi = \Sigma (efgbc'j'i'h') \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

$$\Sigma U \tan \phi = \Sigma (bmnc) \tan \phi$$

$$\Sigma T = \Sigma \{ \gamma (k'bc'l') + \gamma_w (abcd) \} \sin \theta$$

$$\Sigma H_t = \Sigma (efgbc'j'i'h') \sin \alpha$$

$$\Sigma N_e \tan \phi = \Sigma \beta_i (k'bc'l') \lambda \sin \theta \tan \phi$$

$$\Sigma T_e = \Sigma \beta_i (k'bc'l') \lambda \cos \theta$$

unit weight

γ : normal condition

β : earthquake condition

coefficient of earthquake : k

④ 計算条件

安定計算は次の各ケースについて、上流側及び下流側法面に対して行なった。各ケースとも、常時および地震時の安全率を計算した。

ケース (1) 満水時 水位 1,715.00 m

ケース (2) 水位急降下時 水位 1,700.00 m

ケース (3) 完成直後

仮定した間ゲキ圧は Fig. 8-4 ~ Fig. 8-6 に示す通り。

水平震度 K は 0.05 を使用した。

Fig. 8-4 Pore Pressure at Full Reservoir Stage

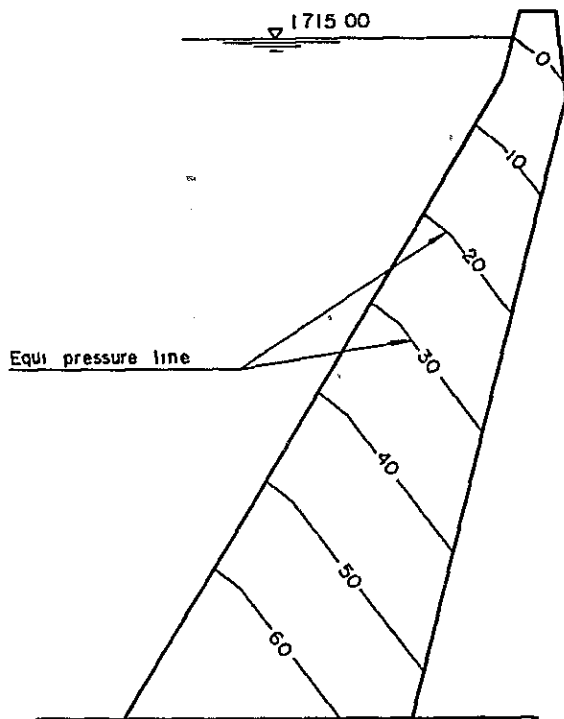


Fig. 8-5 Pore Pressure at Draw-Down Stage

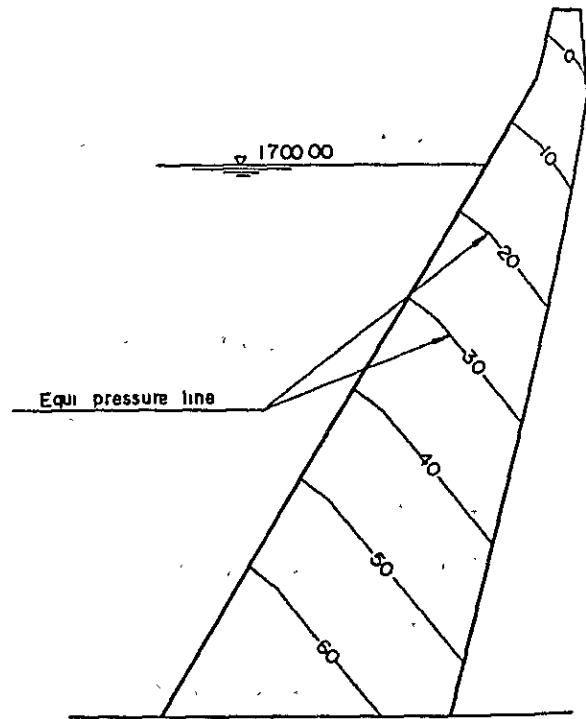
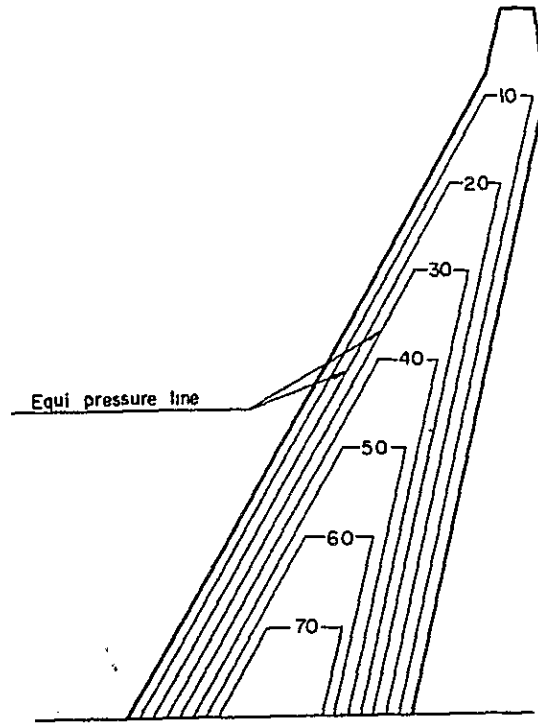


Fig. 8-6 Pore Pressure at Construction Stage



(iv) 計算結果

Slope	Case	Safety Factor (F)	
		Normal condition	Earthquake condition
Upstream	(1)	1.82	1.45
	(2)	1.73	1.43
	(3)	1.63	1.41
Downstream	(1)	1.52	1.35
	(2)	1.52	1.35
	(3)	1.27	1.10

Fig. 8-7 Stability Analysis Case (1)

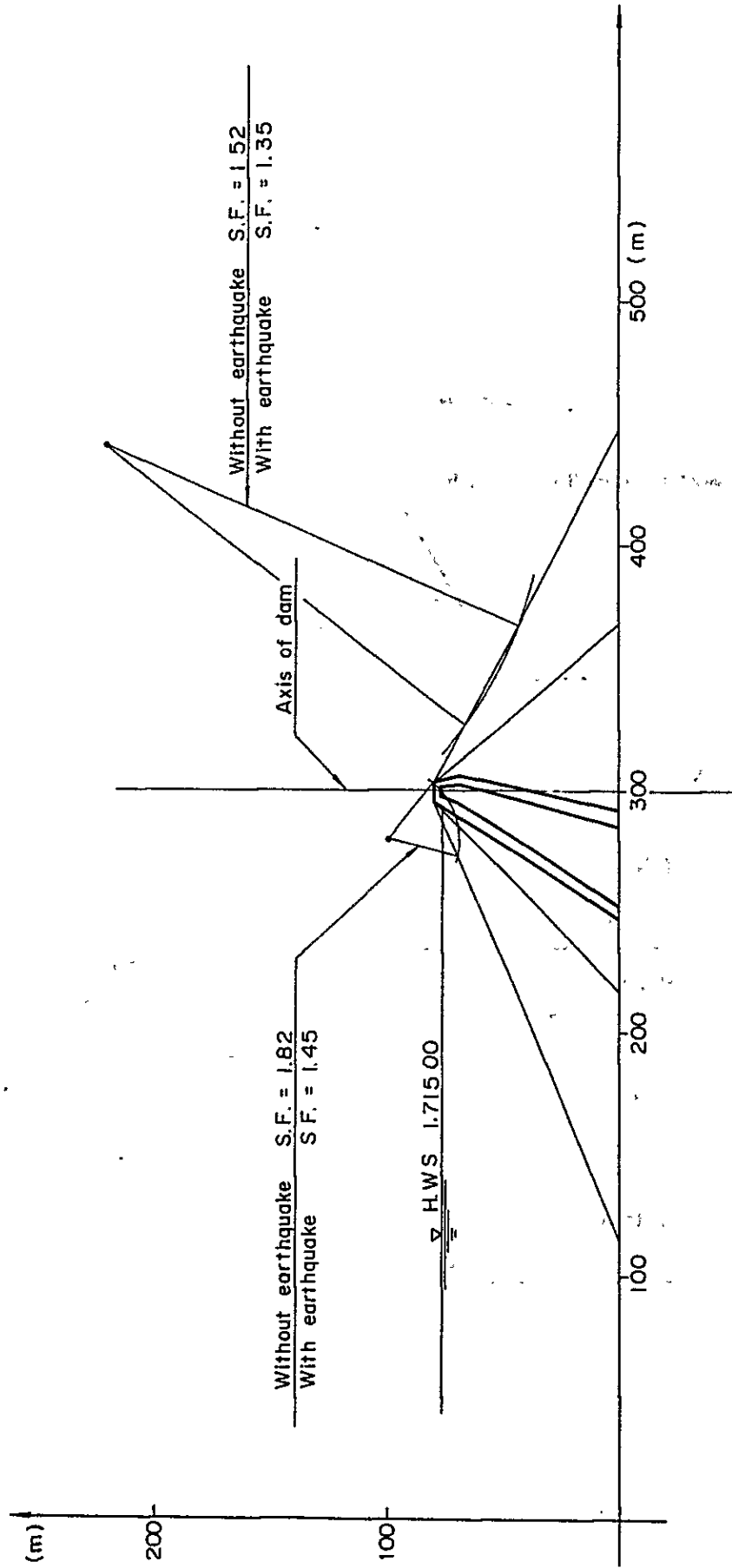


Fig. 8-8 Stability Analysis Case (2)

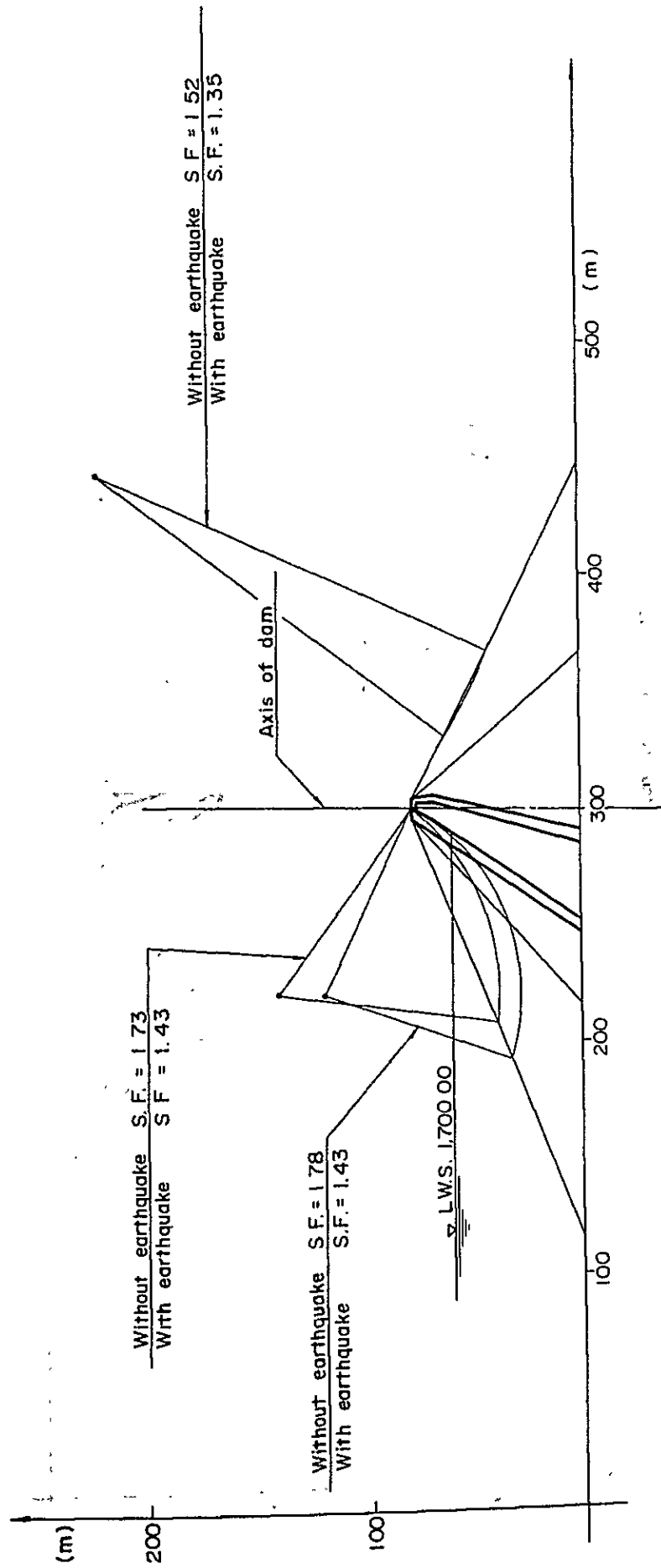
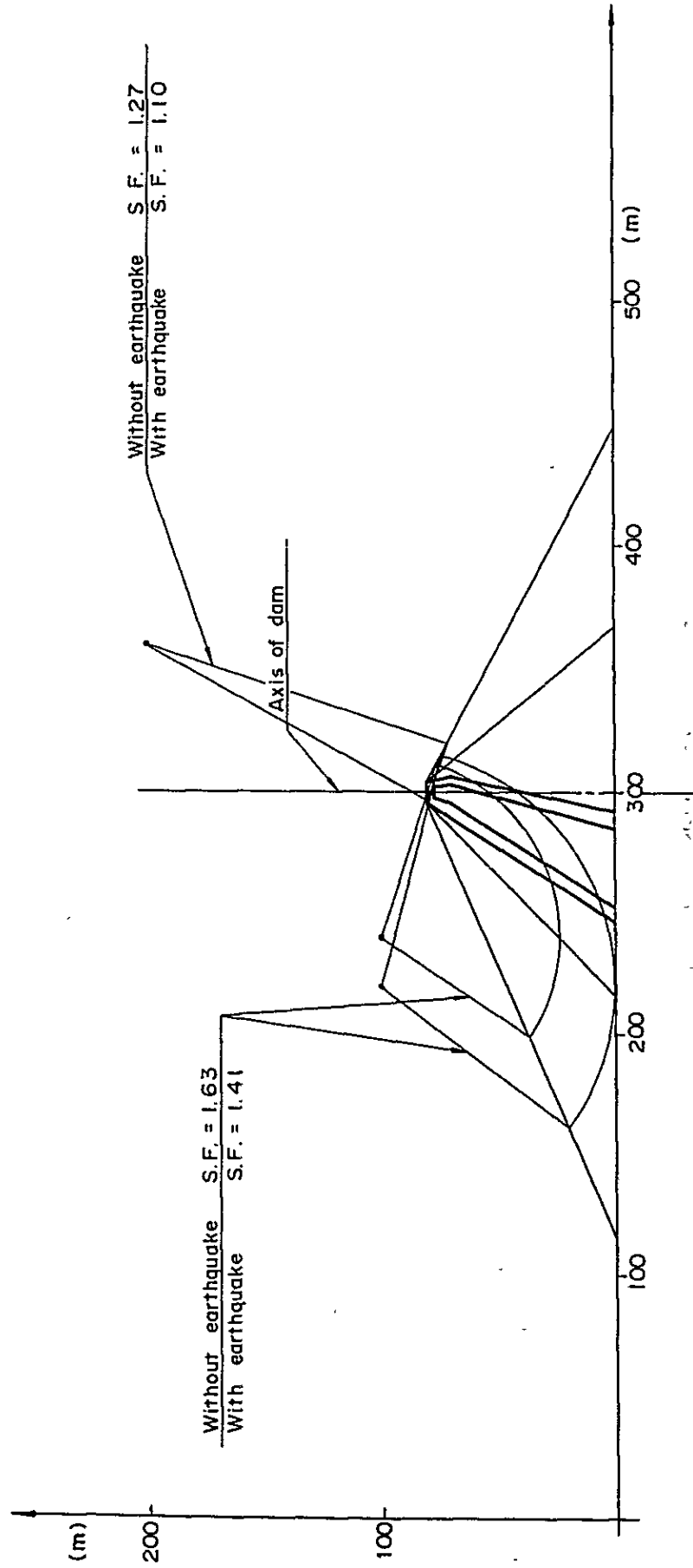


Fig. 8-9 Stability Analysis Case (3)



d) ダムしゃ水ゾーンの浸透流計算

(i) しゃ水ゾーンの浸透流量

下記の条件で浸透流量を計算した。

貯水池水位	1,715.00 m
ダム高さ	80 m
しゃ水ゾーンの透水係数	1×10^{-7} m/sec

フロー・ネットは Fig. 8-10 に示す通りである。

浸透流量は次式により求める。

$$Q = K \cdot H \cdot \left[\frac{n_c}{n_d} \right] \cdot L$$

ここで

Q ; 浸透流量

K ; 透水係数

H ; 上下流のヘッド差 77 m

n_c ; 流管数 17

n_d ; 等ポテンシャル線による仕切り数 6

L ; ダム軸長 340 m

$$Q = 7.4 \text{ } \ell/\text{sec}$$

(ii) 浸透流速の計算

動水こう配の最も大きな流線について次式により浸透流速を求める。

$$V = K \cdot \frac{H}{L}$$

ここで

V ; 浸透流速

K ; 透水係数

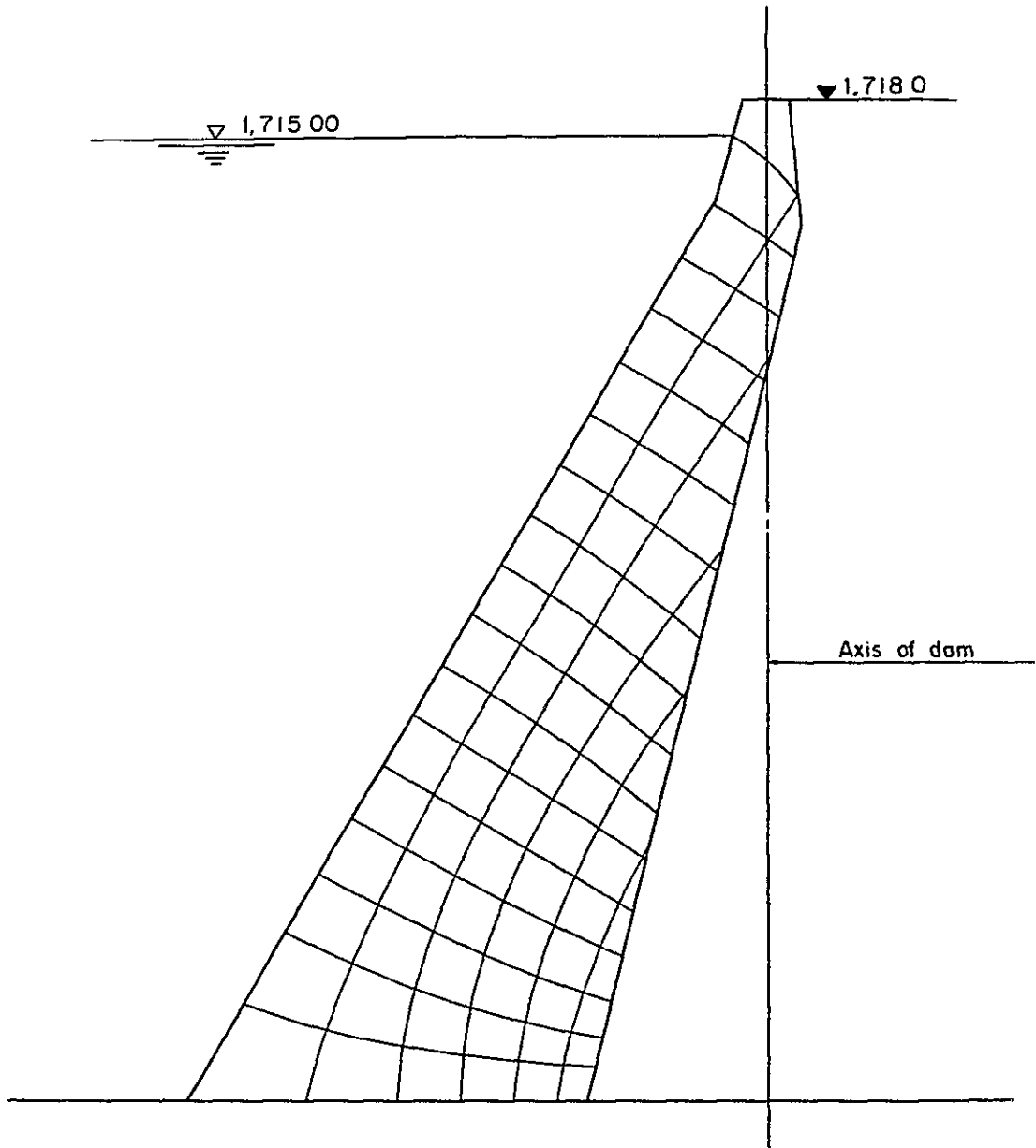
H ; 上下流のヘッド差 77 m

L ; 流線長 32 m

$$V = 2.41 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

浸透流速は十分に小さく、パイピングに対し安全である。

Fig. 8-10 Flow - Net (Full Reservoir)



e) 仮排水トンネルおよび放流路トンネル

工事中の河流の付替は左岸に設ける内径 2.5m の仮排水トンネル 1 本により行なう。仮排水トンネルの通水容量はダム工事期間中の安全を考慮し、 $25 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。

また、上流より仮排水トンネルに平行に内径 2.5m のトンネルを掘削し、工事完成後ダム軸下流部で仮排水トンネルと連結し、放流路として使用する。

(2) 洪水吐

第 5 章「水文」で述べたごとく、主ダム地点の設計洪水量 (Rio Sate) は $95 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。洪水吐はシュート式で、洪水吐水位 1,715 m にて $95 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流下することが出来る構造とする。洪水吐は地形上から経済的に築造可能な主ダムの右岸に設けることとし、流量調節は $4.00 \text{ m} \times 5.00 \text{ m}$ のフラップゲート一門で行なう設計とする。

(3) 取水口

取水口は土砂の流入を防ぐため、ダム地点から約 200m 上流の Rio Sate 左岸の沢部に設けることとし、 $1:0.7$ の勾配をもつ傾斜型とする。取水口の敷標高はこの地点の地質状況、圧力トンネルの中心標高、および施工方法等を考慮し、貯水池の低水位以下 15m の標高 1,685m に設定する。取水口前面には除塵スクリーンと除塵機用ガイドレールを設ける。圧力トンネルの保守点検等のため取水口斜面に沿いローラー・ゲートを設置する。

(4) 圧力トンネル

圧力トンネルは円形断面とし、その内径は水路建設費にかかわる年支出と、動水こう配にかかわる年損失料金との和が最小になるように決定された。その検討結果は Fig. 8-11 に示すとおりで、トンネル内径は 4.20m とする。

圧力トンネルを設ける取水口と発電所間の地質は第 6 章「地質および材料」で述べたごとく、表層部から約 30~40m が火山灰層であり、その下部に厚い安山岩質熔岩が存在する地質状況である。圧力トンネルの中心はこの安山岩質熔岩の中に入るよう、かつ充分この層の覆りが得られるよう選定する。

トンネルは全長にわたって鉄筋コンクリートの巻立を行ない、必要により取水口、調圧水槽付近、あるいは地質の悪い所は内張鉄管等による補強を行なう計画である。

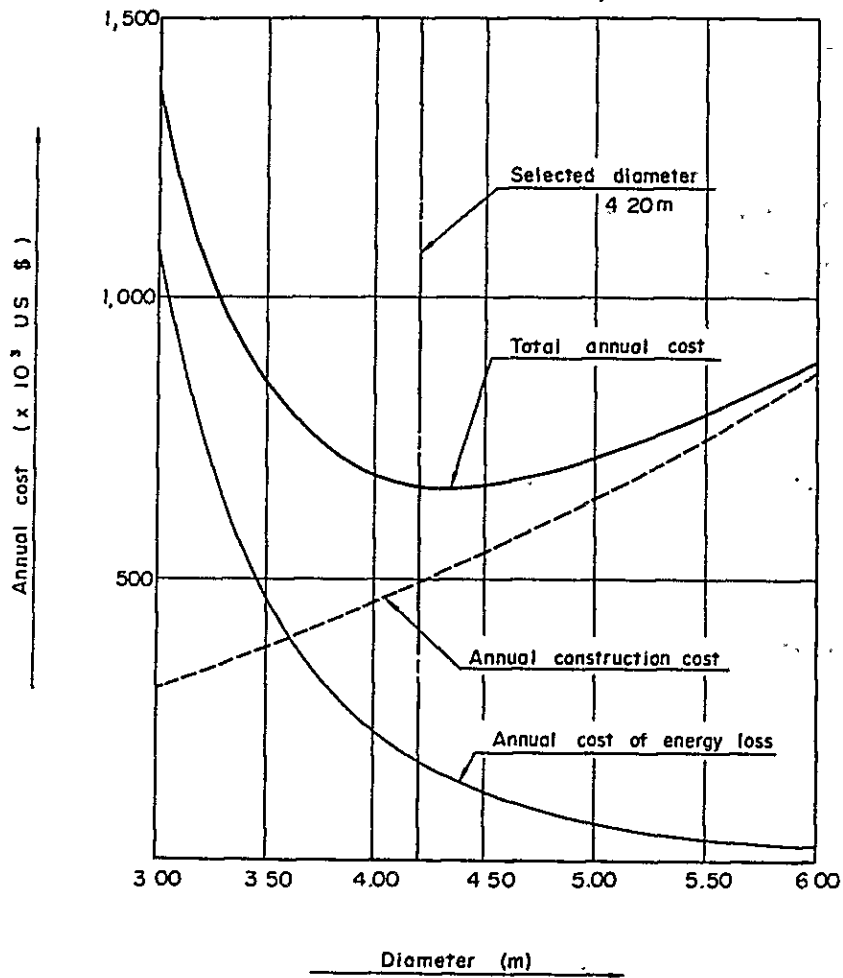
また、工事のための作業坑は取水口側と発電所側にそれぞれ設ける計画である。

(5) 調圧水槽

a) 概要

調圧水槽の型式は、この地点の地形および上部半分を火山灰層に設けなければならない、地質状況とそれに伴う施工の困難さを考慮し、複雑な構造のものはさき、制水口型調圧水槽とし、断面形状は内径 8.00m の円形とする。

Fig. 8-11 Economical Diameter Diagram (for $Q = 50 \text{ m}^3/\text{sec.}$)
(Headrace Tunnel)

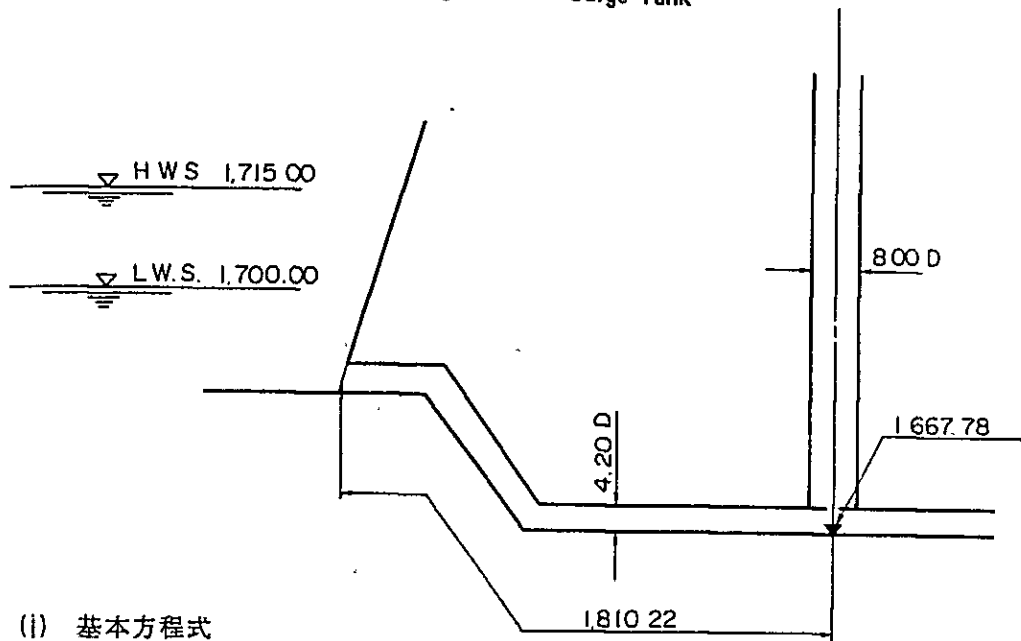


Note. Construction cost of headrace tunnel is direct cost excluding indirect cost (interest contingency and escalation ; 60% direct cost)

調圧水槽の設計に当っては、貯水池満水位において全負荷をしゃ断した場合、および貯水池低水位において $\frac{1}{2}$ 負荷を急増した場合、それぞれ圧力トンネルおよび水車に悪影響を与えないことを設計条件とする。

b) サージング計算

Fig. 8-12 Surge Tank



(i) 基本方程式

$$\frac{dV}{dt} = \frac{Z - \varepsilon \cdot |V| \cdot V - K}{L/g}$$

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{Q - f - V}{F}$$

$$K = \frac{1}{2g \cdot (C_d \cdot F_p)^2} |f \cdot V - Q| \cdot (f \cdot V - Q)$$

ここで

- Z ; 調圧水槽水位
- V ; トンネル内流速 (m/sec)
- L ; 取水口～調圧水槽間のトンネル長さ (m)
- f ; トンネル断面積 (m²)
- F ; 調圧水槽断面積 (m²)
- ε ; トンネル損失水頭係数
- Q ; 使用水量 (m³/sec)
- C_d ; 制水口の流出係数
- F_p ; ポートの断面積 (m²)

(ii) 基本数値

$$F = 50.265 \text{ m}^2$$

$$f = 13.854 \text{ m}^2$$

$$L = 1,810.22 \text{ m}$$

$$F_p = 3.801 \text{ m}^2$$

$$C_d = 0.8 \text{ (流入)}, 0.7 \text{ (流出)}$$

全負荷しゃ断の場合

$$\text{閉鎖時間} \quad T_1 = 0 \rightarrow 5 \text{ 秒}, Q = 50 \text{ m}^3/\text{sec} \rightarrow 0$$

$$\text{貯水池水位} \quad H_0 = 1,715.00 \text{ m}$$

$$\text{トンネル損失水頭係数} \quad \epsilon_{up} = 0.2120$$

負荷急増の場合

$$\text{開放時間} \quad T_1 = 0 \rightarrow 2 \text{ 秒}, Q = 25 \rightarrow 50 \text{ m}^3/\text{sec}$$

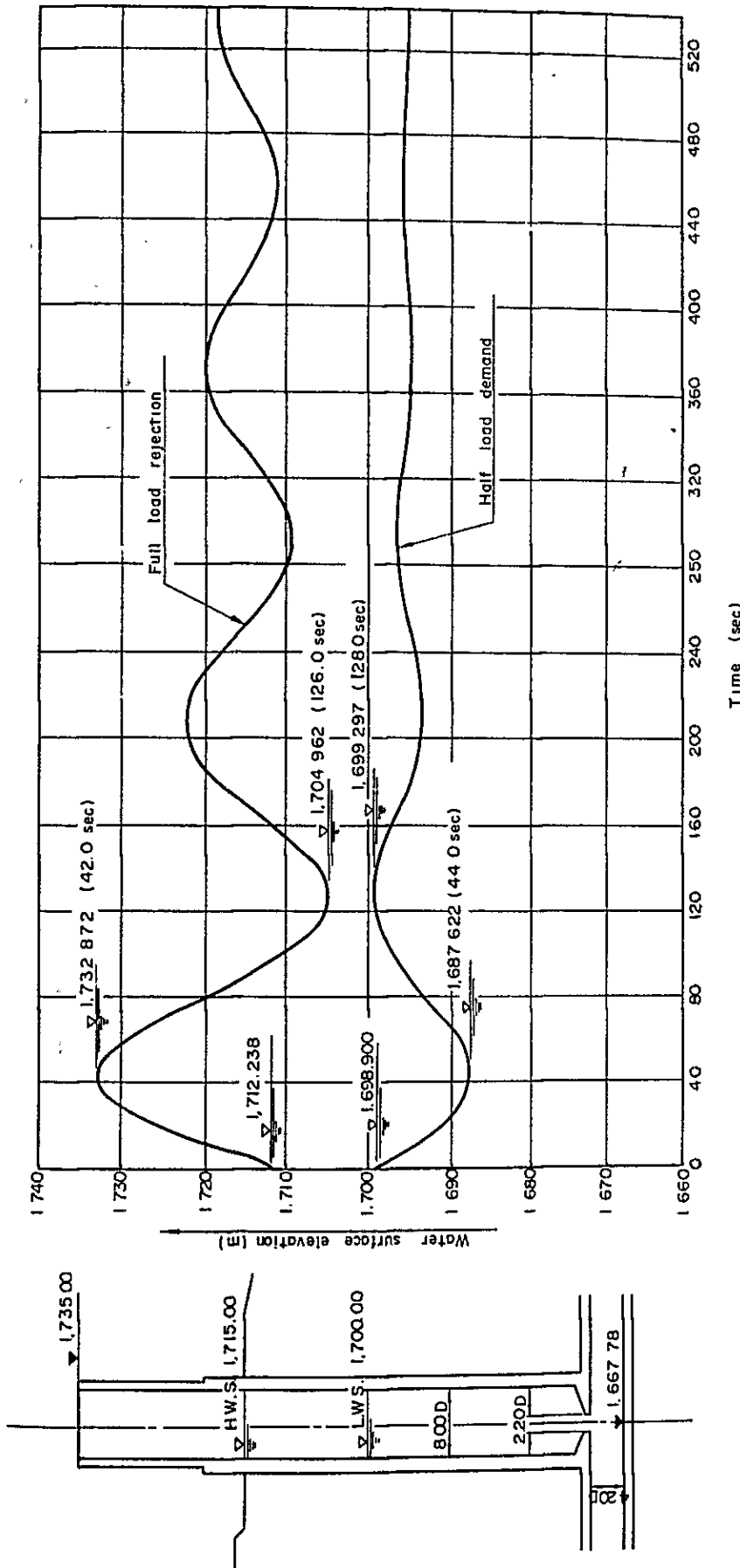
$$\text{貯水池水位} \quad H_0 = 1,700.00 \text{ m}$$

$$\text{トンネル損失水頭係数} \quad \epsilon_{down} = 0.3378$$

(iii) 計算結果

計算はルンゲクッター法により、0.5秒刻みでI.B.M.タイプ370-148を用いて行なった。計算結果はFig.8-13に示す。

Fig. 8-13 Surging Curve



In the case of full load rejection
 $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$
 $n = 0.0110$
 $\xi_{up} = 0.2120$
 $WSE = 1,715.00$

In the case of half load demand
 $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$
 $n = 0.0140$
 $\xi_{down} = 0.3378$
 $WSE = 1,700.00$

(6) 水圧鉄管路

a) 概要

水圧鉄管路の設計は、設置場所の地形、特に地表面の傾斜の状況および地質等を考慮の上、地表式案と堅坑式案の両案について検討した結果、地表式案の方が堅坑案に比べ、建設費が若干安いこと、施工が容易であること、および維持管理がむずかしくないこと等から、地表式案を採用することとした。しかしながら、地表式案、堅坑案については、今後の地形、地質調査の結果、前者に問題がある場合はデフニットスタディにおいて堅坑案に変更することも可能である。

水圧鉄管は上部で1条、発電所に入る直前で2条に分岐する溶接鋼管とする。管胴材料は主にSM53、またはSM58(JIS)もしくはこれに相当する材料を用いるものとする。管路の内径は数種の平均内径について圧力トンネルの内径の検討と同様、年間経費と、損失水頭による年間損失便益を算出し、その和が最小となるものを選ぶこととする。その結果はFig. 8-14に示す通りで、平均内径3.70mを選んだ。これにより内径を4.2m～3.2mに変化させることにする。

水圧鉄管の設計は静水頭にサージングによる水頭および水撃圧を内圧として考慮する。なお水圧鉄管路の掘削岩は前述のごとく、主ダムのロック盛立材料に流用する計画である。

b) 水撃圧計算

(i) 計算方法

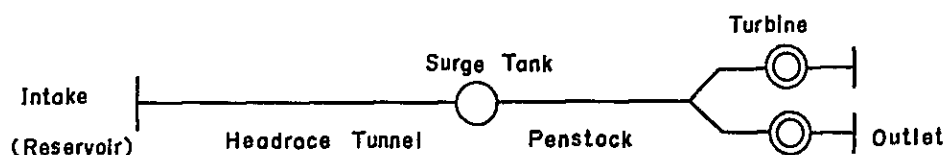
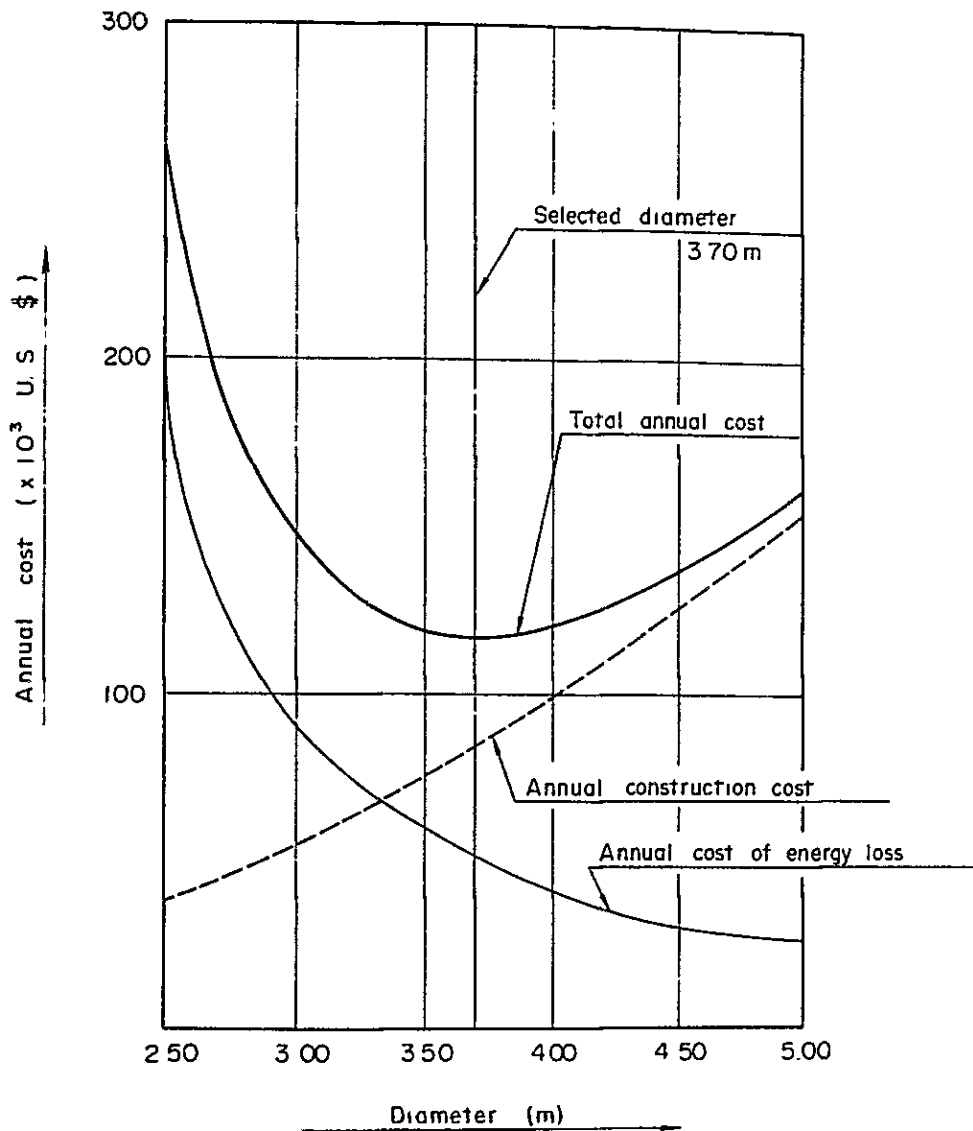


Fig. 8-14 Economical Diameter Diagram (for $Q = 50 \text{ m}^3/\text{sec}$)
(Penstock)

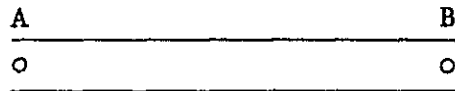


Note , Construction cost of penstock is direct cost excluding indirect cost
(interest, contingency and escalation 60% of direct cost)

図のような管路系において、水車のガイドベーンの開度を変えた際に生ずる圧力および流量の変化を次節に示す基本式を0.01秒ごとに逐次近似法によって解いて求める。

ガイドベーンの開度は直線変化するものとし、損失水頭は想定した管路端に集中して生ずるものとし、実際の管路長によって計算する。またサージングの影響を含めた値を算出するものとする。

(iii) 基本式



図のような単一基本管路における圧力波の計算の基本式は次のとおりである。

$$H_A(t) \pm S \cdot Q_A(t) = H_B(t - \frac{L}{a}) \pm S \cdot Q_B(t - \frac{L}{a})$$

ここで

- $H_A(t)$; 時刻 t における A 点の圧力
- $Q_A(t)$; 時刻 t における A 点の流量
- $H_B(t - \frac{L}{a})$; 時刻 $t - \frac{L}{a}$ における B 点の圧力
- $Q_B(t - \frac{L}{a})$; 時刻 $t - \frac{L}{a}$ における B 点の流量
- S ; 定数 = $\frac{a}{gA}$
- a ; 管内の圧力波の伝播速度
- g ; 重力の加速度
- A ; 管の断面積
- L ; 管の長さ

(iii) 境界条件

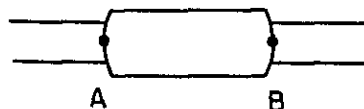
① 閉そく器における境界条件

閉そく器すなわちガイドベーンにおいて直線的閉そくを行なう場合、次のような境界条件が成立つ。

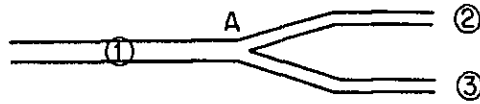
$$Q_A(t) = (1 - \frac{t}{T}) \cdot \sqrt{H_A(t) - H_B(t)}$$

ここで

- t ; 閉そく器の閉そく時間内の任意の時間 ($0 \leq t \leq T$)
- T ; 閉そく器の閉そく時間



② 分岐における境界条件



分岐においては、3条の管路はA点で圧力が等しいことおよび流量が連続すること。
すなわち

$$Q_{①,t} = Q_{②,t} + Q_{③,t}$$

が成立することを境界条件とする。

③ 取水口（貯水池）における境界条件

取水口においては次の境界条件が成立つ

$$H_{A,t} = H_{A,o}$$

(Ⅳ) 基本数値

計算に使用した基本数値は次のとおりである。

圧力トンネル

長さ	1,810.22 m
断面積	13.854 m ² (内径7.00 m)

調圧水槽

断面積	50.265 m ² (内径8.00 m)
堅坑基部標高	1,669.95 m

水圧管路

	長さ	断面積
調圧水槽～分岐		
区間 1	92.86 m	13.854 m ²
区間 2	69.35 m	10.752 m ²
区間 3	81.98 m	8.042 m ²
分岐～水車	14.37 m	3.142 m ²

放水路

長さ	9.73 m
断面積	6.870 m ²

水車

最大使用量	25.0 × 2 = 50.0 m ³ /sec
台数	2台

中心標高	1,572.00 m
閉そく時間	5 秒
水 位	
貯水池水位	1,715.00 m
放 水 位	1,577.00 m
圧力波伝播速度	900 m/sec

(V) 計算結果

計算は電子計算機により 0.01 秒ごとに行なった。

計算結果は Fig. 8-15 に示すとおり。

水撃圧の最大値を静水圧との比で示すと次のとおりになる。

$$H_A, (5.0) / H_A, (0) = \frac{189.089}{143.0} = 1.322$$

c) 水圧鉄管の強度計算

(i) 主要点における設計水頭

水撃作用およびサージングによる上昇水圧は「b.水撃圧の計算」をもとにして水車中心において、水車中心静水頭の約 40%、調圧水槽部始点において約 55%とする。中間は直線変化するものとする。

(ii) 管厚の計算式

$$\sigma = \frac{P \cdot D}{2 \cdot (t - \varepsilon) \cdot \eta}$$

ここで

σ ; 鉄管の円周方向応力 (kg/cm²)

P ; 作用内圧 (kg/cm²)

D ; 管内径 (cm)

t ; 管厚 (cm)

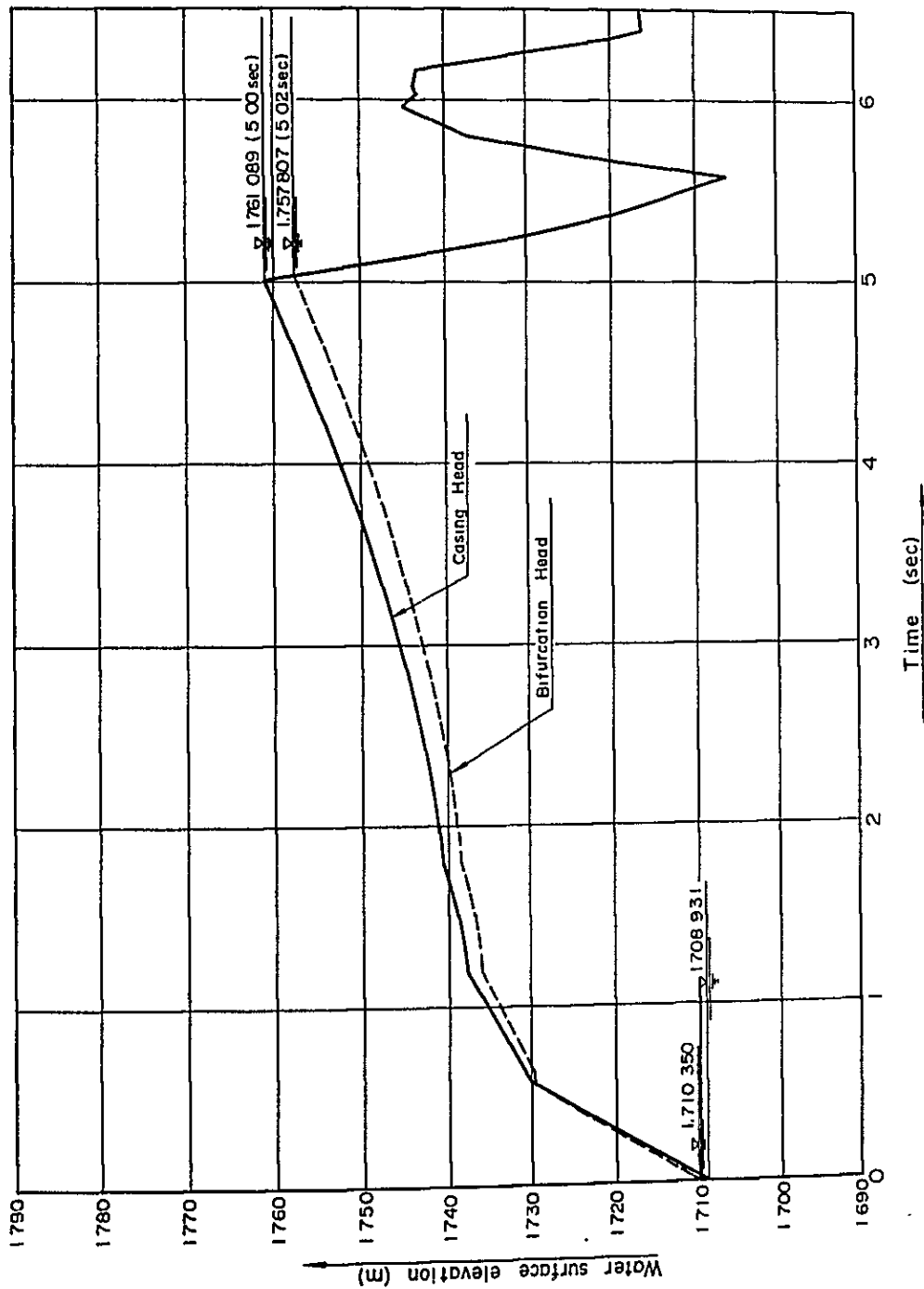
ε ; 余裕厚 = 0.15 (cm)

η ; 縦方向溶接継手効率 = 0.95

(iii) 計算結果

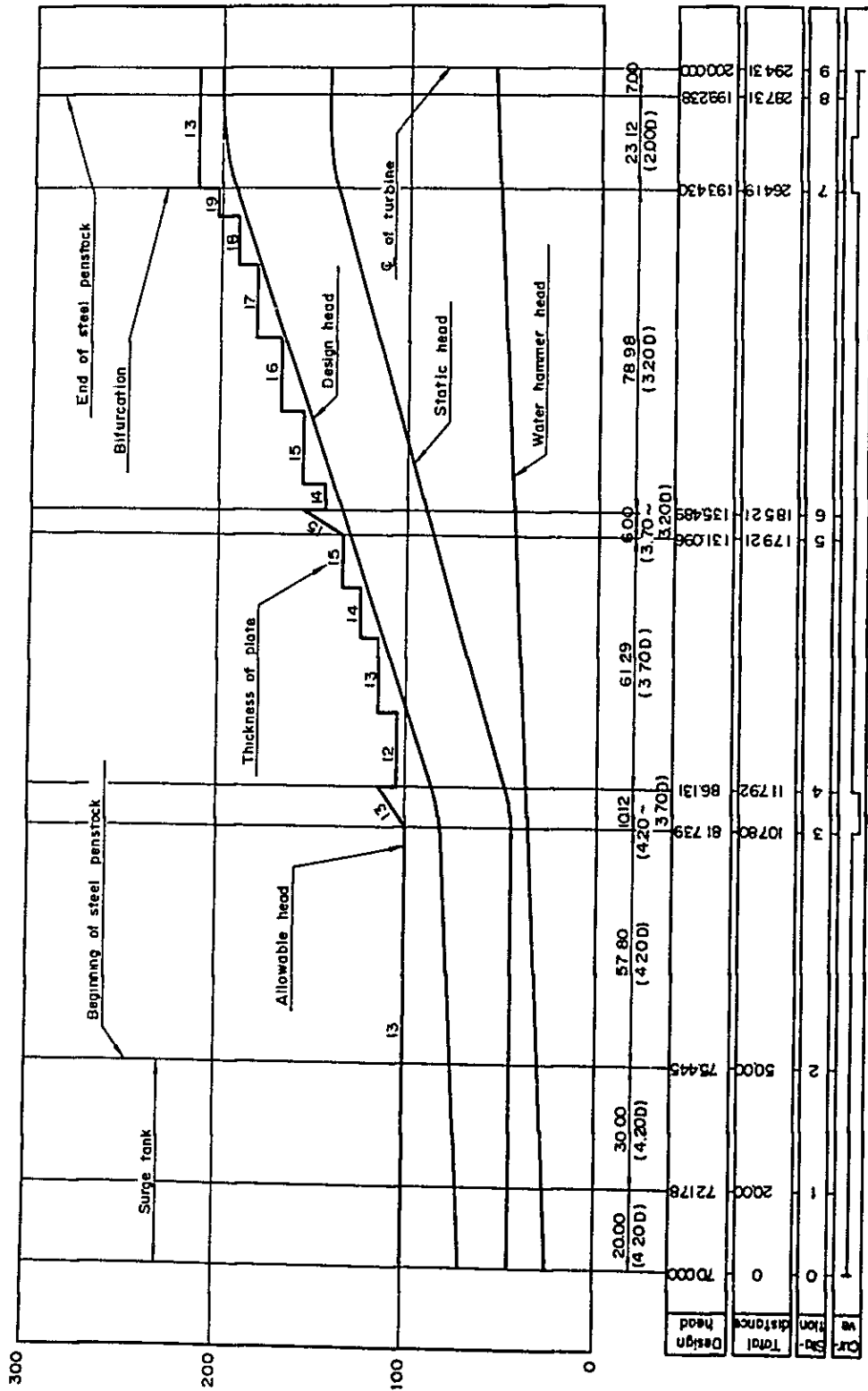
水圧鉄管の設計水頭および管厚を Fig. 8-16 に示す。

Fig. 8-15 Penstock Water-Hammer



Reservoir water surface elevation	1,715 00 m
Tailrace water surface elevation	1,577 00 m
Maximum discharge	25 m ³ /s x 2 = 50 m ³ /s
Number of generator	2 units
Closing time	5 sec
Pressure wave propagation velocity	900 m/sec

Fig. 8-16 Steel Penstock Design Head Diagram



SPECIFICATION

- Maximum discharge: 50 m³/sec
- Maximum static head: 143.00 m
- Water hammer (at turbine): 189.09 m
- Closing time: 5.0 sec
- Material: 1950 kg/cm
- Allowable tensile stress: 9.5%
- Welding efficiency: 1.5 mm
- Corrosion allowance:

(7) 発電所, 屋外開閉所

発電所, 開閉所は地形, 地質を考慮し, 地上式の発電所および屋外開閉所とする。ドラフト管はエルボ型とし, 出口にゲートを設けることとする。屋外開閉所は発電所屋上に設置することとする。なお発電所の掘削岩も可能な限り主ダム盛土に流用する。

(8) Rio Cauca 取水ダム

型式は自由越流型のコンクリート重力式ダムとし, 通水部は水位 4.9m にて $1,490 \text{ m}^3/\text{sec}$ を完全に流下させる越流部を有する設計とする。右岸取水口附近には $6.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$ の土砂吐ゲートを設置し確実に取水が出来るようにする。

また, ダム基礎となる砂礫層に対しては透水を防ぐためダム軸に沿い, 深さ 11m の鋼矢板を連続的に打ち込むものとする。取水庭部には $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ の排砂路を設け, 流入した土砂をフラッシュアウトする構造とする。

(9) Rio Palace 取水ダム

Rio Cauca 取水ダムと同様の構造とする。通水部は水位 3.5m にて $450 \text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水量を流下させることが可能な設計とする。

左岸取水口部附近には $4.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$ の土砂吐ゲートを設置する。また取水庭には $1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$ の排砂路を設置する。

(10) Rio Blanco 取水ダム

型式は前記 2 つの取水ダムと同様自由越流型のコンクリート重力式ダムとする。通水部には水位 2.0m にて $175 \text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水量を流下させることが可能な設計とする。

左岸取水口部附近には $3.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$ の土砂吐ゲートを設置する。また取水庭には $1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$ の排砂路を設置する。

(11) Cauca 集水路

Cauca 集水路は延長 2,400m のコンクリート開渠部と 220m のトンネル部よりなる。コンクリート開渠部はこう配 1:600 で最大通水量 $40.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ を安全, かつ経済的に流下し得る断面を選定する。コンクリート開渠部の取水口附近には横越流部を設け導水路最大通水容量以上の流入については越流させる設計とする。またトンネル部は標準馬蹄型の無圧トンネルとしコンクリート巻立の設計とする。

(12) Palace 集水路, Blanco 集水路

Palace 集水路は延長 770m, 内径 2.8m の上部半円下部方形の無圧トンネルとし, こう配 1:800 にて最大通水量 $12 \text{ m}^3/\text{sec}$ を安全かつ経済的に流下し得るコンクリート巻立の設計とする。

Blanco 集水路は延長 3,650m, 内径 3.0m の上部半円下部方形のコンクリート巻立の無圧トンネルとし, こう配 1:800 にて最大通水量 $13.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ を安全かつ経済的に流下し得る設計とする。

Palace, Blanco 両集水路とも、取水口直下流には横越流部を設け、導水路最大通水容量以上の流入については越流させる設計とする。

8.1.2 水車および発電機

Julumito 水力発電所の基準有効落差は 126.0m, 利用水深は 15.0m, 水車 1 台当りの最大使用水量は 25.0m³/sec である。この条件に合致する水車としては立軸フランス水車とすることが最も適当である。水車の出力は、1 台当り 27,500kW, 回転数は 400 rpm とする。入口弁としては槳形弁を設備する。発電機は定格力率 0.9 (遅れ) において 1 台当り 29,500 kVA, 電圧は 11kV, 閉鎖風道循環型とする。所内補機はユニット・システムを採用する。

屋外開閉所は発電所の屋上に設け、主変圧器 29,500kVA, 3 相送油風冷式変圧器は発電所建屋の上流側に隣接して設ける。変圧器 2 次側電圧は 115kV とし、新 Popayan 変電所向け 115kV 引出設備は 1 回線とする。引出口にはしゃ断器を設け新 Popayan 変電所受電側に設置されるしゃ断器との間には転送しゃ断方式を採用するものとする。すなわち新 Popayan 変電所において、外部故障時には動作せず、内部事故時 (Julumito 発電所側事故時) のみ動作する継電器を設け、この継電器が動作した時は自端のしゃ断器をトリップさせると同時に Julumito 発電所にトリップ信号を送り Julumito 発電所の 115kW 線路側しゃ断器をトリップさせるものである。主変圧器 2 台を除く屋外開閉所機器については発電所建屋周辺の山の法面の掘削量を減らすため発電所建屋の屋上に配置するものとした。

以上の水車、発電機および屋外開閉所の各機器の制御には一人制御方式を採用し配電盤室にて全ての機器が操作可能なよう設計する。発電所の単線結線図を Fig. 8-17 に示す。

8.1.3 送電線および通信設備

Julumito 水力発電所で発生した電力を新 Popayan 変電所まで送電するため Julumito 発電所と新 Popayan 変電所間に 115kV 送電線, 1 回線, 10 km を建設する。送電線の経過地は発電所引出地点を除いては、なだらかな丘陵地であり特に問題はないが、発電所建屋の位置からみて対岸の丘陵地に引留鉄塔を建設し一度 Rio Cauca を横断しさらにもう一度右岸側に Rio Cauca 横断させ新 Popayan 変電所まで直線的にルートをとるものとする。

ルート図を Fig. 8-18 に示す。また本送電線に使用される標準鉄塔図を Fig. 8-19 に示す。

通信設備の範囲としては Julumito 発電所およびその受電変電所である新 Popayan 変電所間の保安通信設備として次のものを設置するものとする。

一 給電用通信設備

一 トランスファー・トリップ用通信設備

上述の通信設備を構成するため Julumito 水力発電所と新 Popayan 変電所間に電力線搬送設備を設けるものとし、その通信系統を Fig. 8-20 に示す。

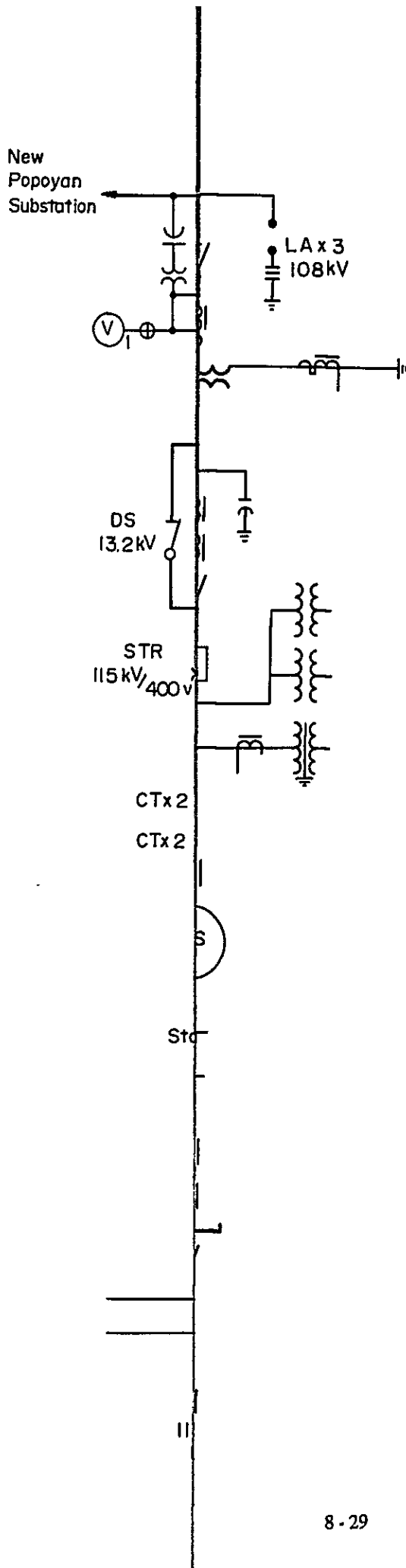
以上述べたごとく本計画の工事範囲は新 Popayan 変電所の 115kV 屋外開閉所の引込鉄構までである。但し通信設備は、新 Popayan 変電所に Julumito 水力発電所の対向設備が設置される。

8.1.4 主要諸元

フルミート発電開発計画に於ける各種構造物の主要諸元は、下記に示す通りである。

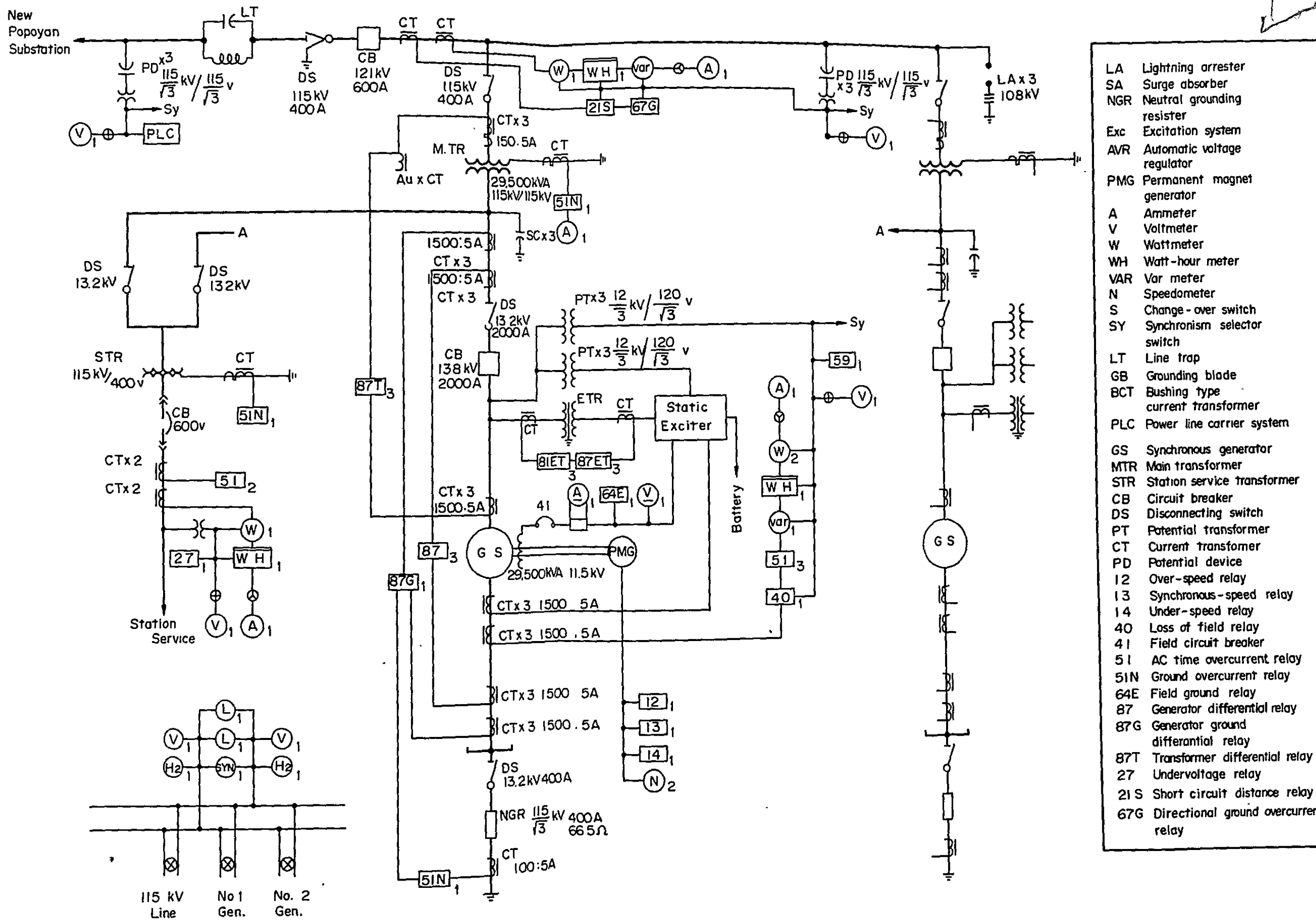
Item	Description	
<u>CIVIL STRUCTURE</u>		
Dam	Inclined core type, Rockfill dam	
	Elevation of crest	1,718.0 m
	Height	82.0 m
	Length of crest	340.0 m
	Width of crest	8.0 m
	Slope of upstream face	1 : 2.3
	Slope of downstream face	1 : 1.8
	Volume of dam	1,254,000 m ³
Diversion	Tunnel type	
	Length	380.0 m
Outlet	Tunnel type	
	Length	365.0 m
	Type of valve	Hollow Jet Valve
Spillway	Chute spillway with control gate	
	Design flood discharge	95.0 m ³ /sec
	Type of gate	Flap gate
	Number of gate	1
	Dimension of gate	4.00 x 5.00
Dike No. 1	Earthfill	
	Height	4.0 m
	Length of crest	224.64 m
	Slope of upstream face	1 : 2.0
	Slope of downstream face	1 : 2.0
	Volume of dike No. 1	12,500 m ³

Item	Description	
Generator	Three-phase, synchronous generator, vertical shaft, rotating field closed type	
	Capacity	29,500 kVA
	Voltage	11.0 kV
	Frequency	60 Hz
	Number of units	2
Transformer	Three-phase outdoor, oil-immersed self-cooled type	
	Capacity	29,500 kVA
	Voltage	10.5/115 kV
	Number of units	2
Outdoor Switchyard	Transmission voltage	115 kV
Transmission Line	Distance	10 Km
	Voltage	115 kV
	Number of circuits	1 cct
	Conductor	160 mm ² ACSR
	Insulator	250 mm suspension insulator ball and socket type
	Overhead ground wire	45 mm ² GSC
	Support	Steel tower
<u>TELECOMMUNICATION SYSTEM</u>		
	For communication system	1 ch
	For Carrier relaying system	1 ch



LA	Lightning arrester
SA	Surge absorber
NGR	Neutral grounding resistor
Exc	Excitation system
AVR	Automatic voltage regulator
PMG	Permanent magnet generator
A	Ammeter
V	Voltmeter
W	Wattmeter
WH	Watt-hour meter
VAR	Var meter
N	Speedometer
S	Change-over switch
SY	Synchronism selector switch
LT	Line trap
GB	Grounding blade
BCT	Bushing type current transformer
PLC	Power line carrier system
GS	Synchronous generator
MTR	Main transformer
STR	Station service transformer
CB	Circuit breaker
DS	Disconnecting switch
PT	Potential transformer
CT	Current transformer
PD	Potential device
12	Over-speed relay
13	Synchronous-speed relay
14	Under-speed relay
40	Loss of field relay
41	Field circuit breaker
51	AC time overcurrent relay
51N	Ground overcurrent relay
64E	Field ground relay
87	Generator differential relay
87G	Generator ground differential relay
87T	Transformer differential relay
27	Undervoltage relay
21S	Short circuit distance relay
67G	Directional ground overcurrent relay

Fig. 8-17 Power House Single-Line Diagram



LA	Lightning arrester
SA	Surge absorber
NGR	Neutral grounding resistor
Exc	Excitation system
AVR	Automatic voltage regulator
PMG	Permanent magnet generator
A	Ammeter
V	Voltmeter
W	Wattmeter
WH	Watt-hour meter
VAR	Var meter
N	Speedometer
S	Change-over switch
SY	Synchronism selector switch
LT	Line trap
GB	Grounding blade
BCT	Bushing type current transformer
PLC	Power line carrier system
GS	Synchronous generator
MTR	Main transformer
STR	Station service transformer
CB	Circuit breaker
DS	Disconnecting switch
PT	Potential transformer
CT	Current transformer
PD	Potential device
12	Over-speed relay
13	Synchronous-speed relay
14	Under-speed relay
40	Loss of field relay
41	Field circuit breaker
51	AC time overcurrent relay
51N	Ground overcurrent relay
64E	Field ground relay
87	Generator differential relay
87G	Generator ground differential relay
87T	Transformer differential relay
27	Undervoltage relay
21S	Short circuit distance relay
67G	Directional ground overcurrent relay

Fig. 8-18 Transmission Line Route

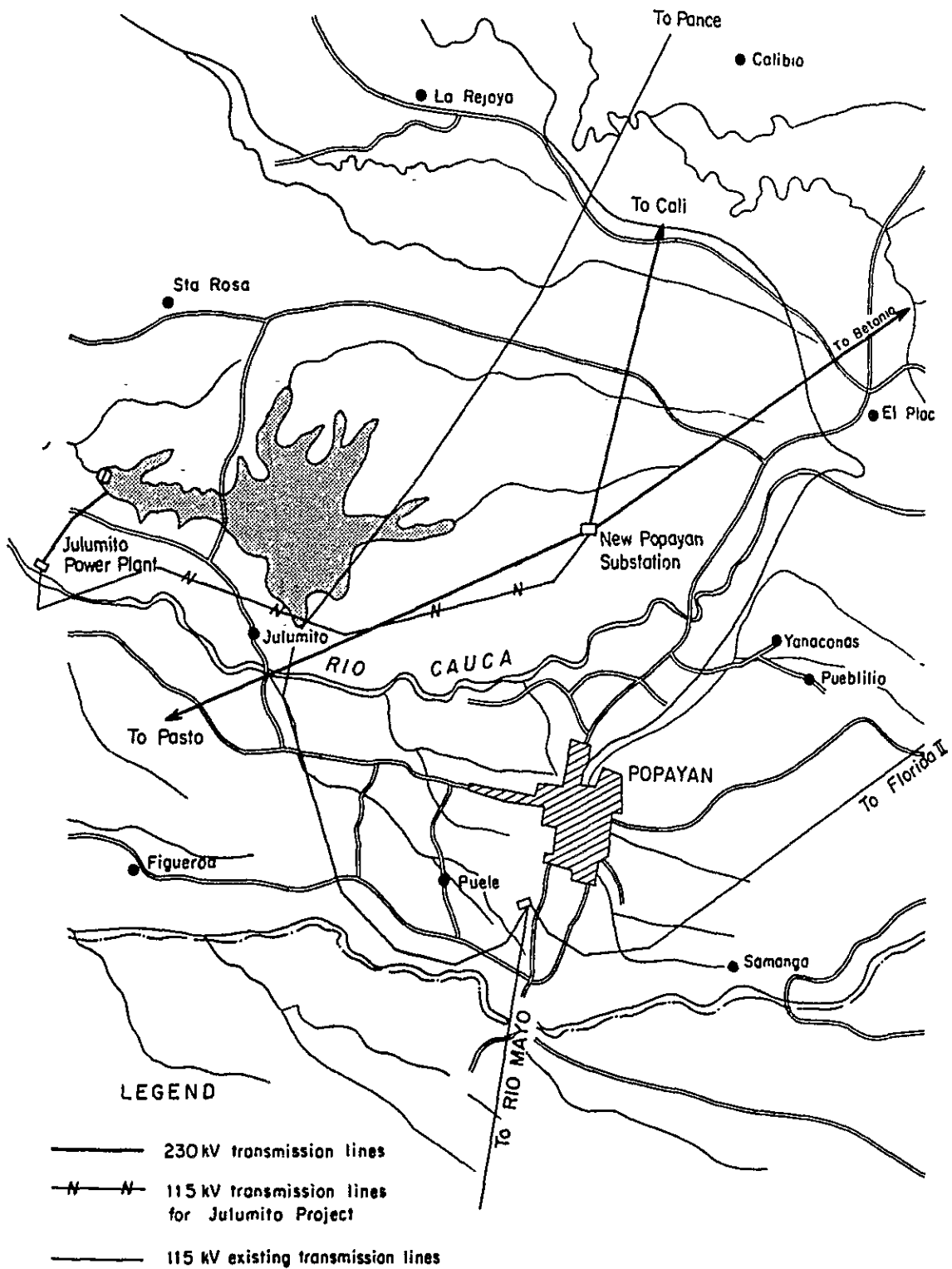


Fig. 8-19 Transmission Line Tower Configuration

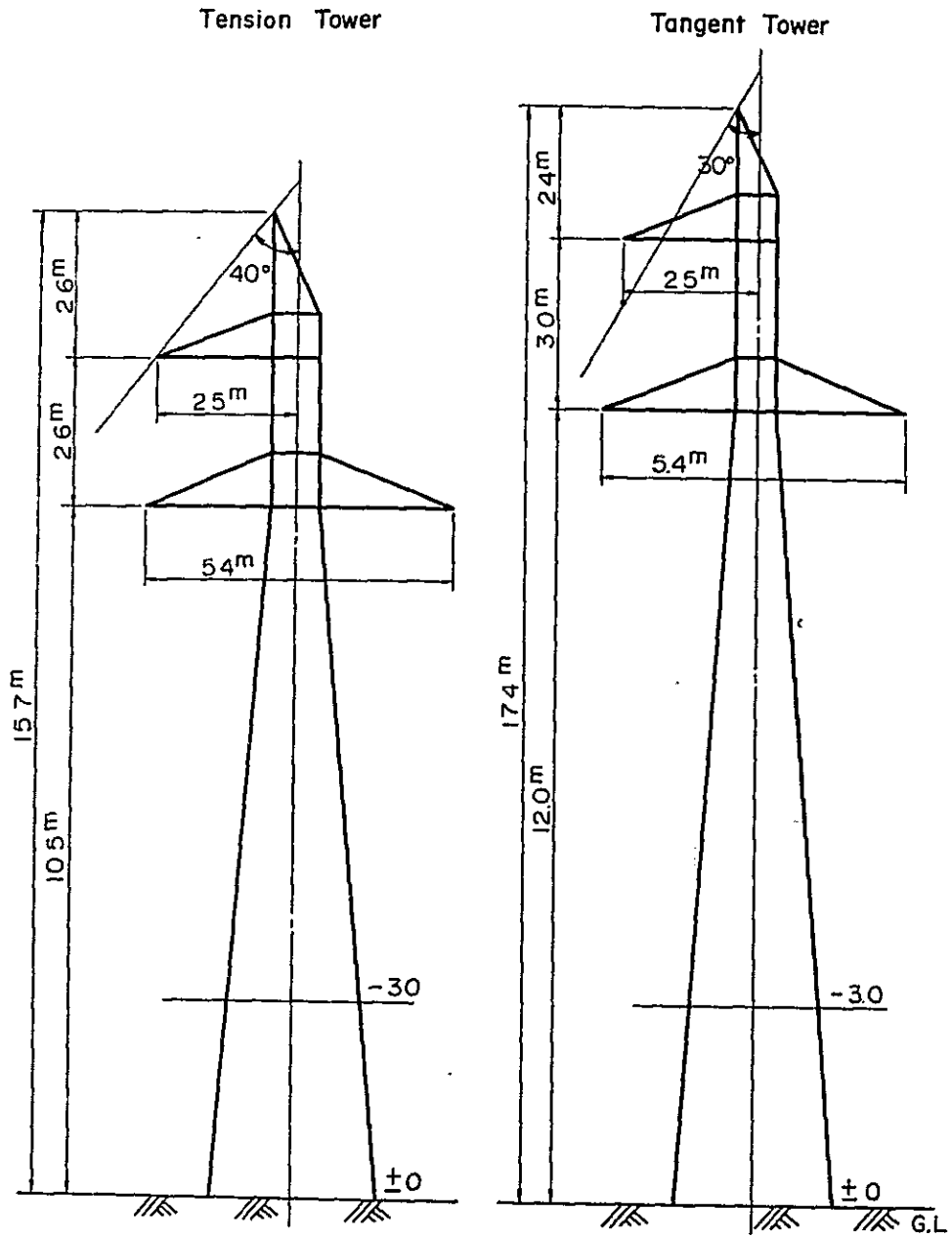
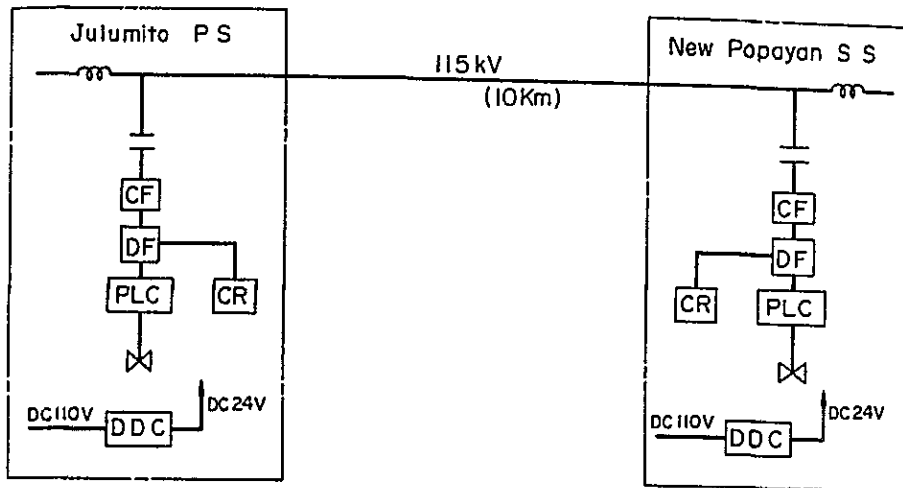
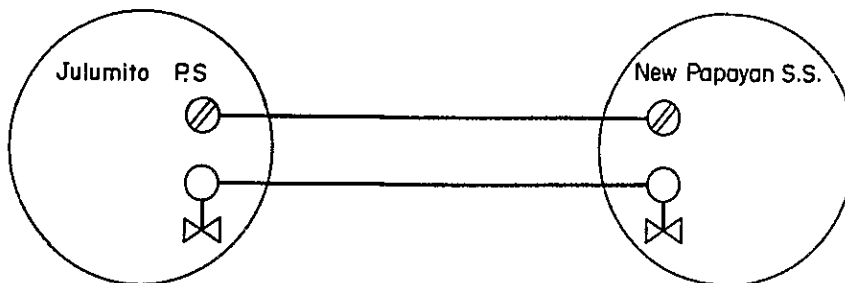


Fig. 8-20 Telecommunication System Diagram



Legend

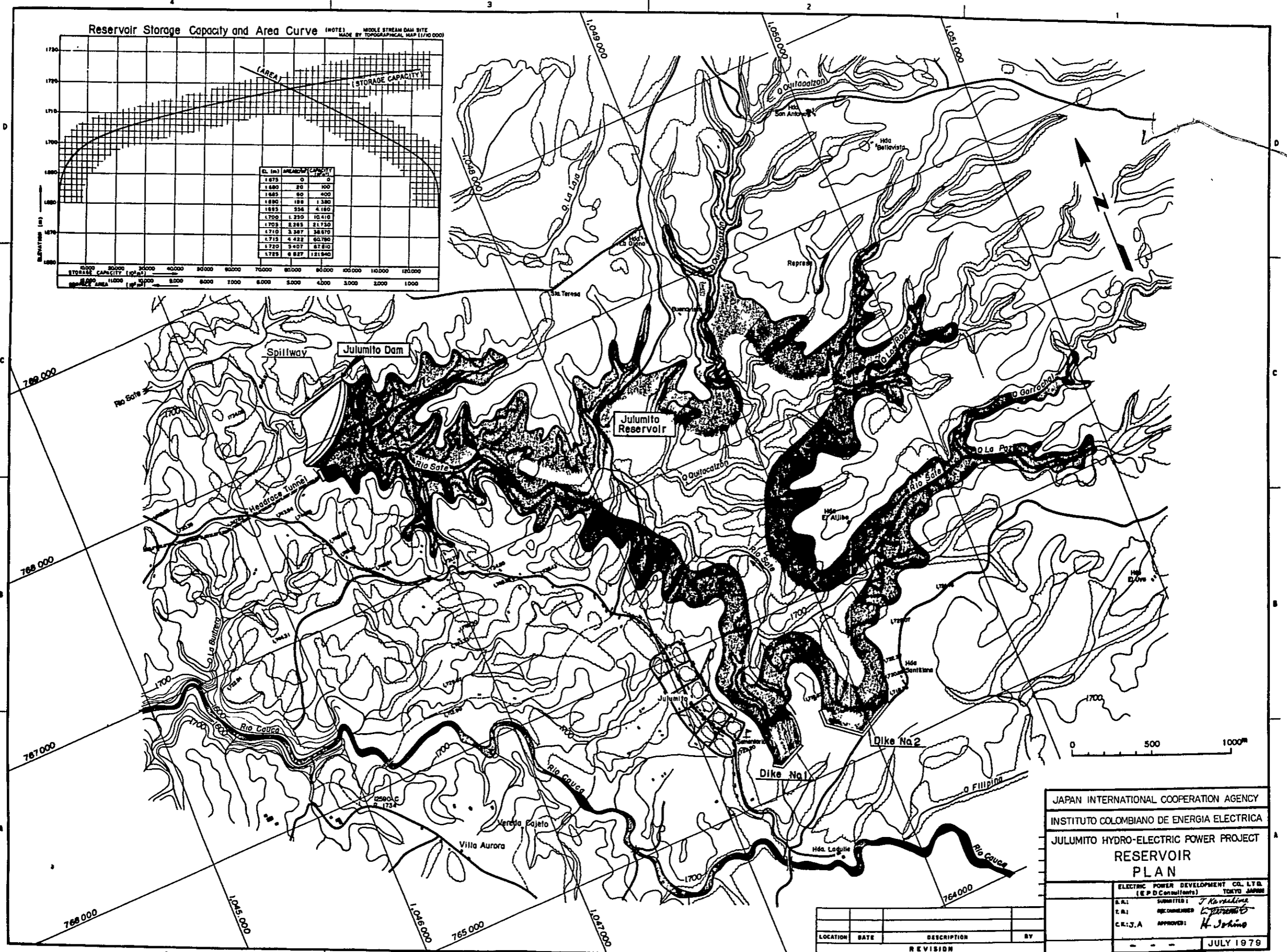
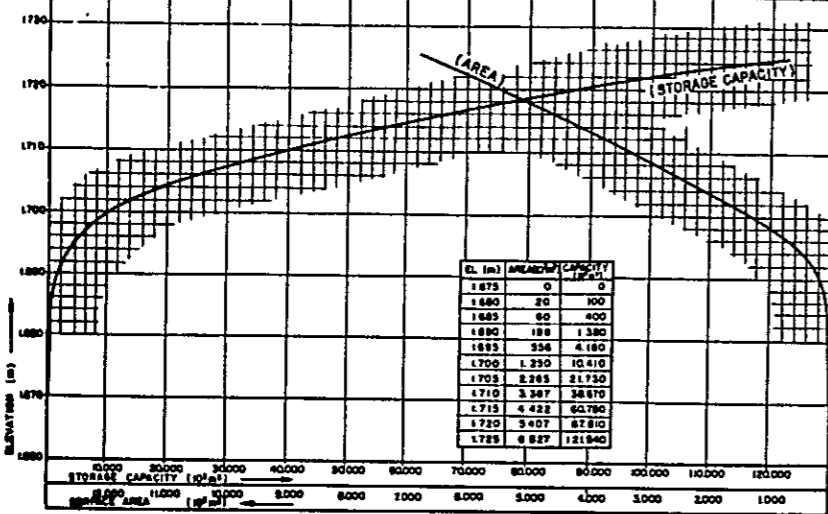
- Line trap
- Coupling capacitor
- Coupling filter
- Power line carrier telephone terminal equipment
- Carrier transfer trip relaying equipment
- Telephone handset
- DC-DC Converter



Legend

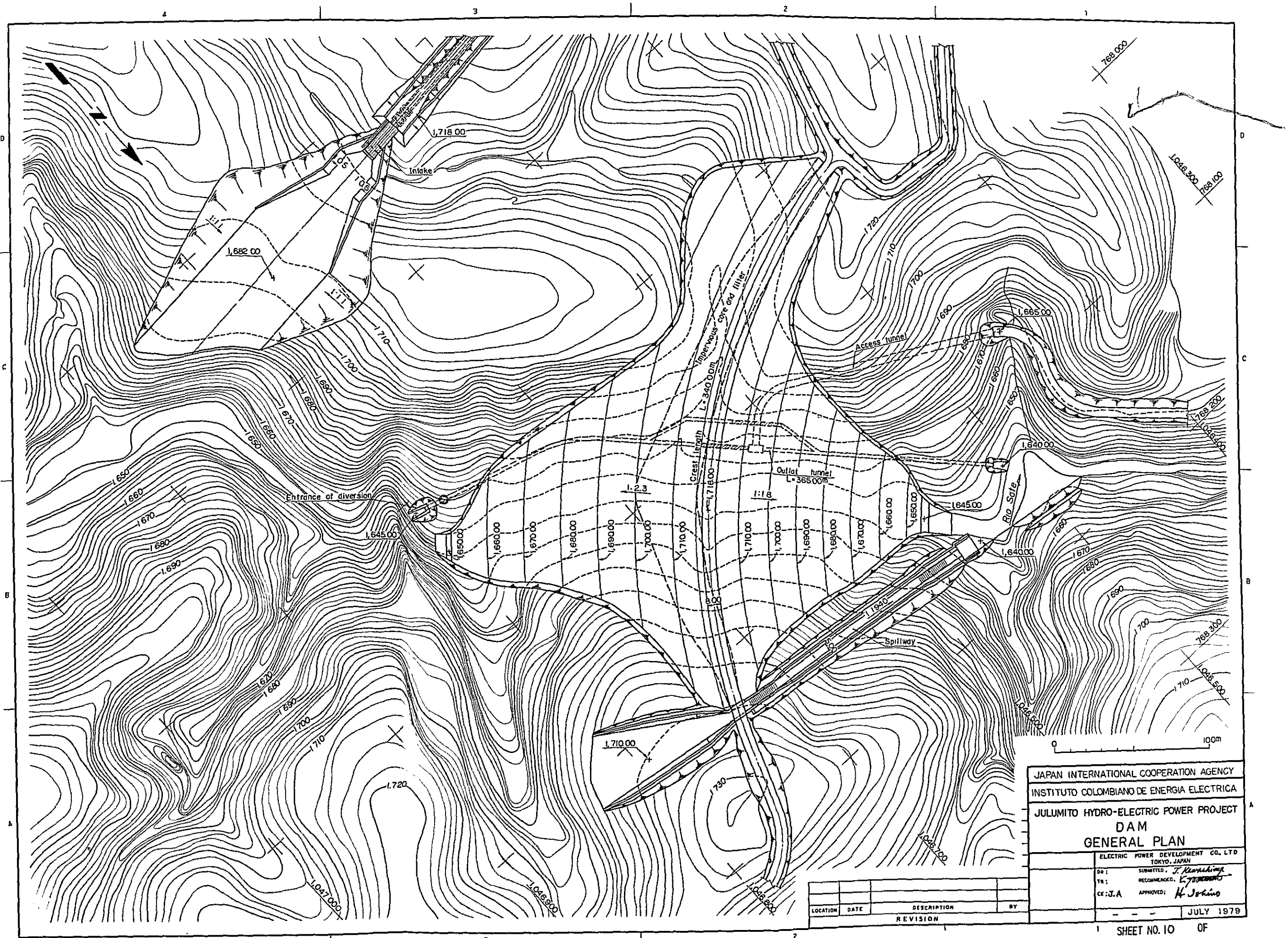
- Load dispatching telephone channel
- Carrier transfer trip relaying channel

Reservoir Storage Capacity and Area Curve (NOTE) MIDDLE STREAM DAM SITE
MADE BY TOPOGRAPHICAL MAP 1:750 000



JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
INSTITUTO COLOMBIANO DE ENERGIA ELECTRICA	
JULUMITO HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT	
RESERVOIR PLAN	
ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO. LTD. (E.P.D. Consultants) TOKYO, JAPAN	
S.E.I.	SUBMITTED BY: <i>J. Kuroki</i>
E.R.	APPROVED BY: <i>L. Jimenez</i>
C.R.:J.A.	APPROVED BY: <i>H. Ishino</i>
JULY 1978	

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
		REVISION	



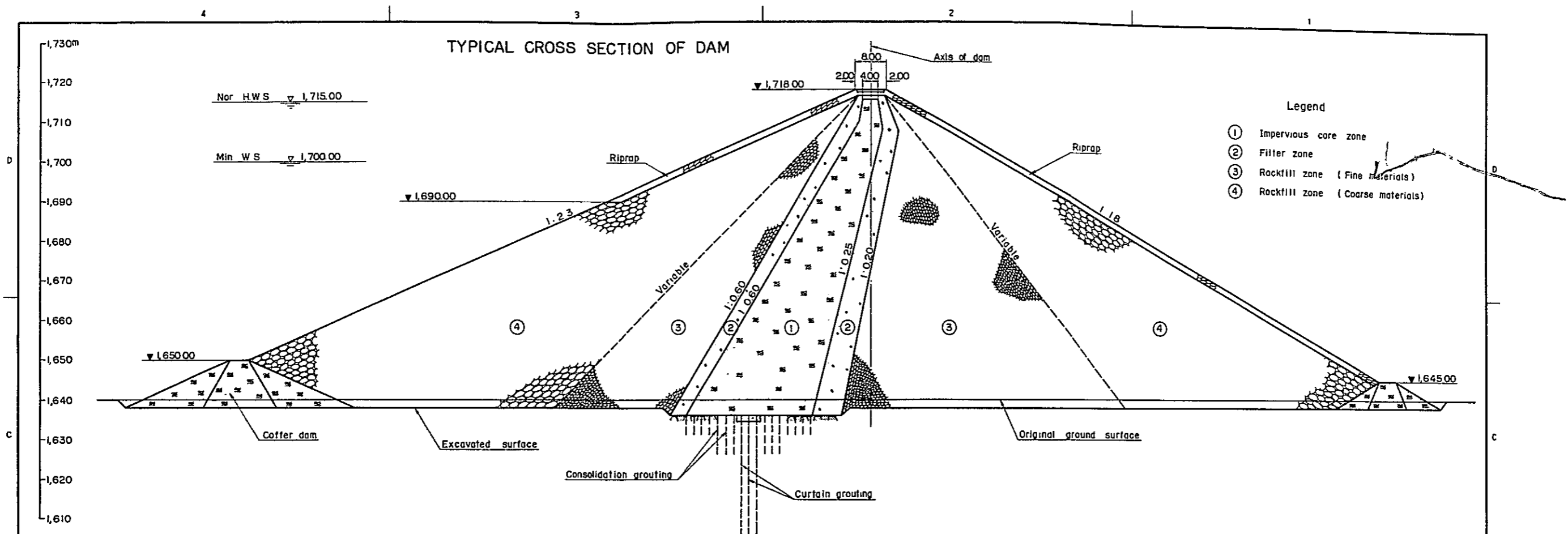
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
 INSTITUTO COLOMBIANO DE ENERGIA ELECTRICA
 JULUMITO HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT
 DAM
 GENERAL PLAN

ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO. LTD
 TOKYO, JAPAN

DR: SUBMITTED: *J. Kawahara*
 RECOMMENDED: *K. Yamamoto*
 CR: J.A. APPROVED: *H. Ishino*

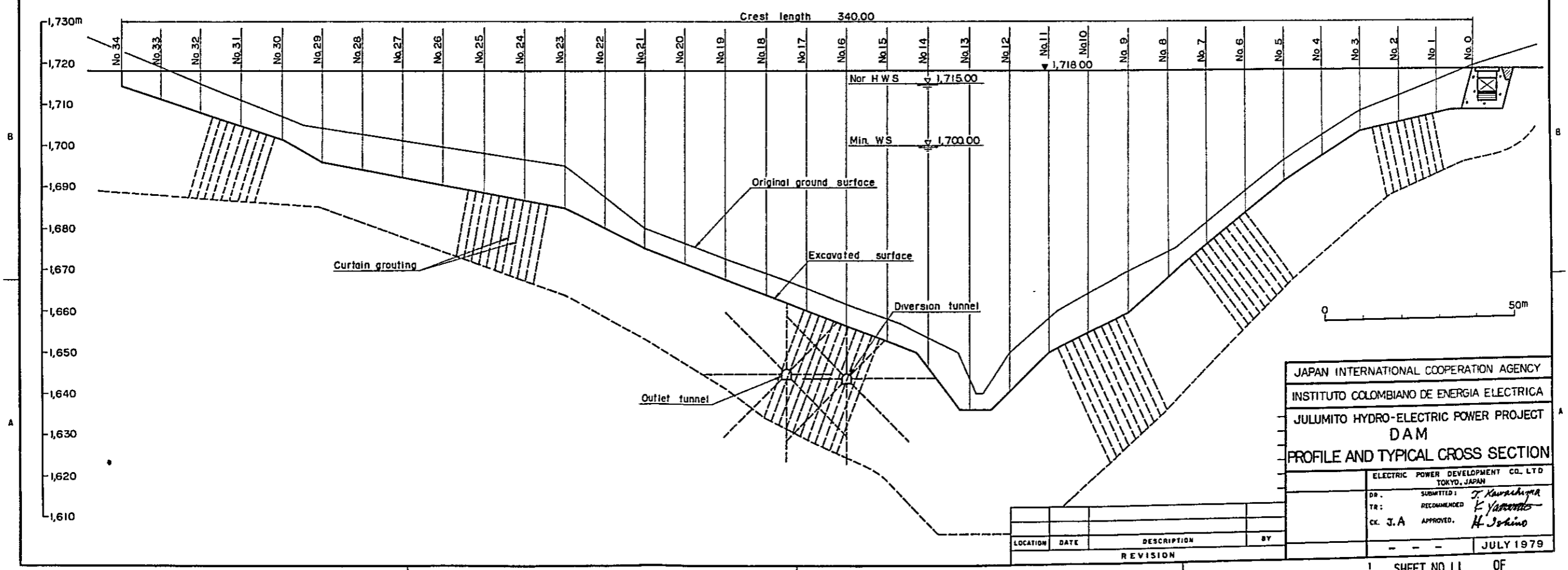
JULY 1979

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
		REVISION	



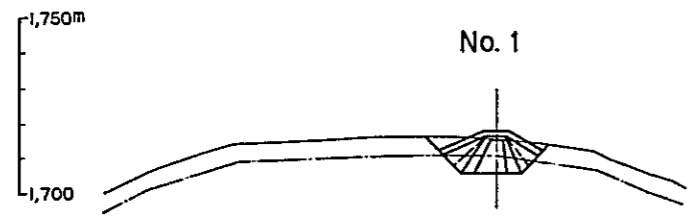
- Legend
- ① Impervious core zone
 - ② Filter zone
 - ③ Rockfill zone (Fine materials)
 - ④ Rockfill zone (Coarse materials)

PROFILE OF DAM

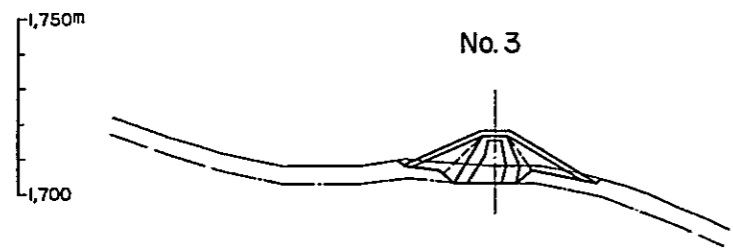


JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
INSTITUTO COLOMBIANO DE ENERGIA ELECTRICA	
JULUMITO HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT	
D A M	
PROFILE AND TYPICAL CROSS SECTION	
ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO. LTD TOKYO, JAPAN	
DR. J. A.	SUBMITTED: T. Kawahara
	RECOMMENDED: K. Yamamoto
	APPROVED: H. Ishino
	JULY 1979

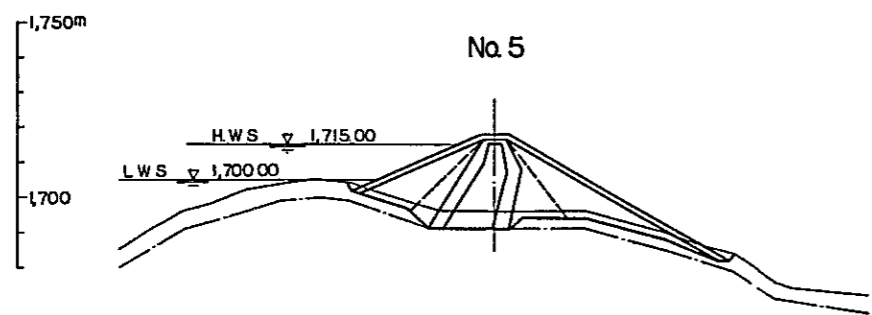
LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY



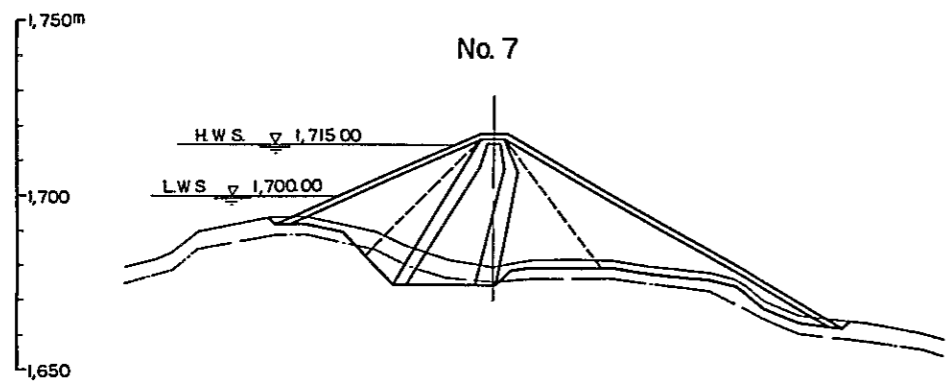
No. 1



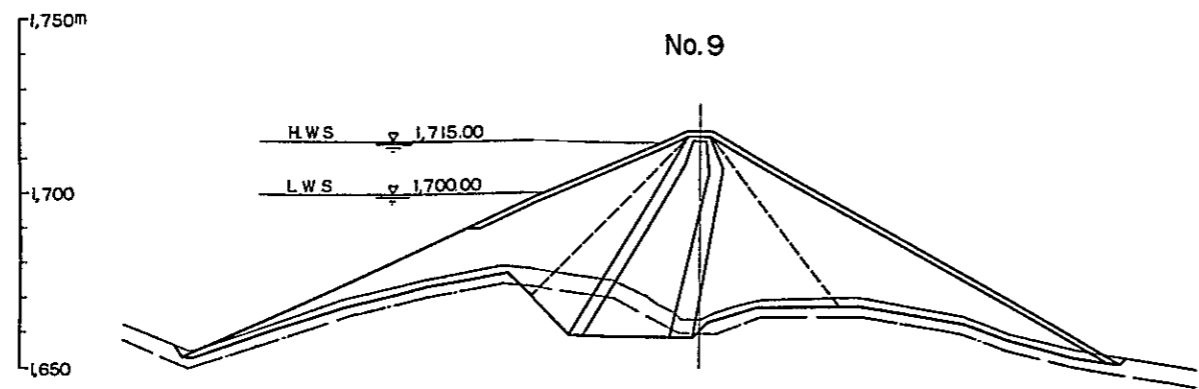
No. 3



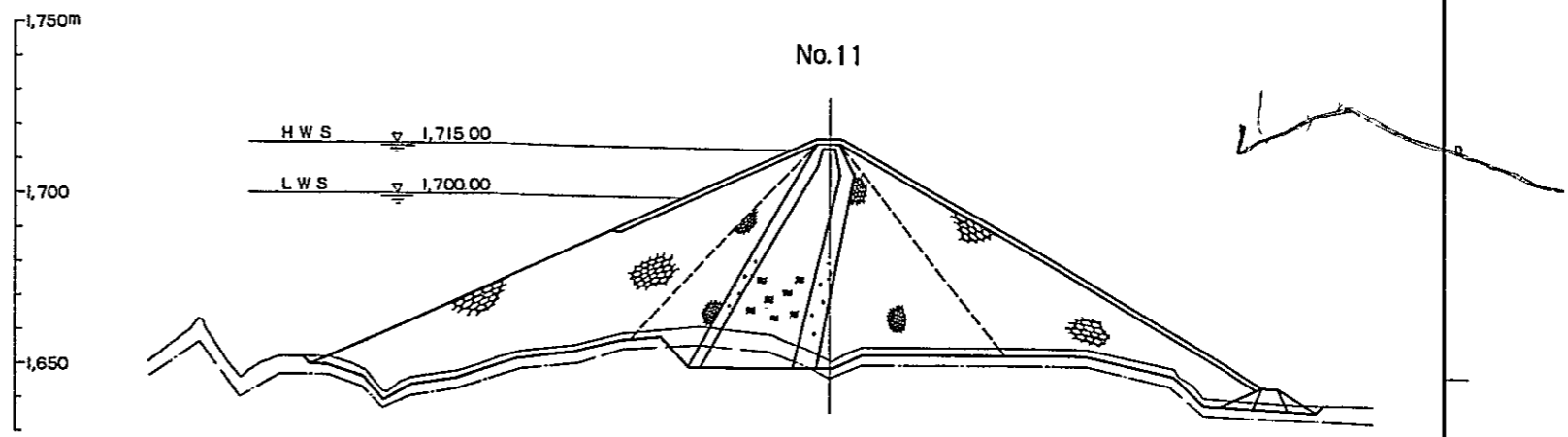
No. 5



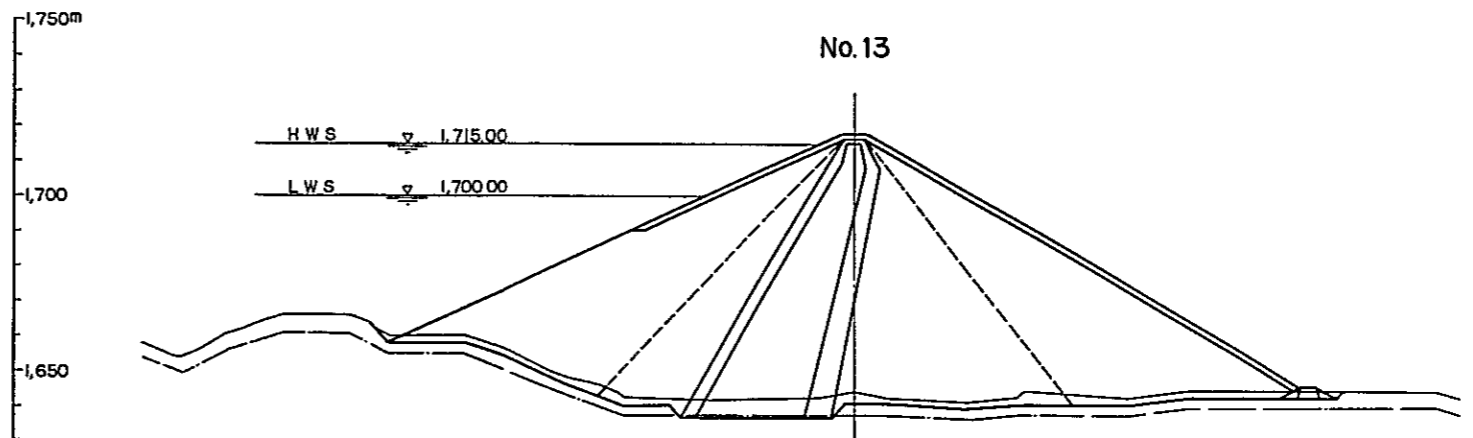
No. 7



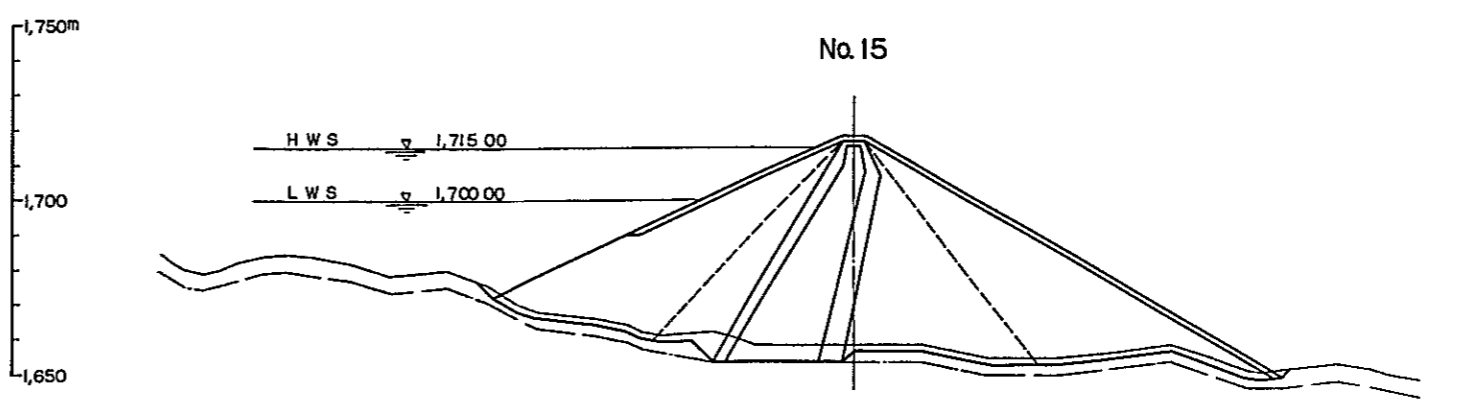
No. 9



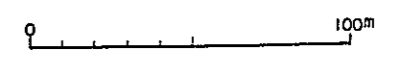
No. 11



No. 13

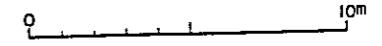
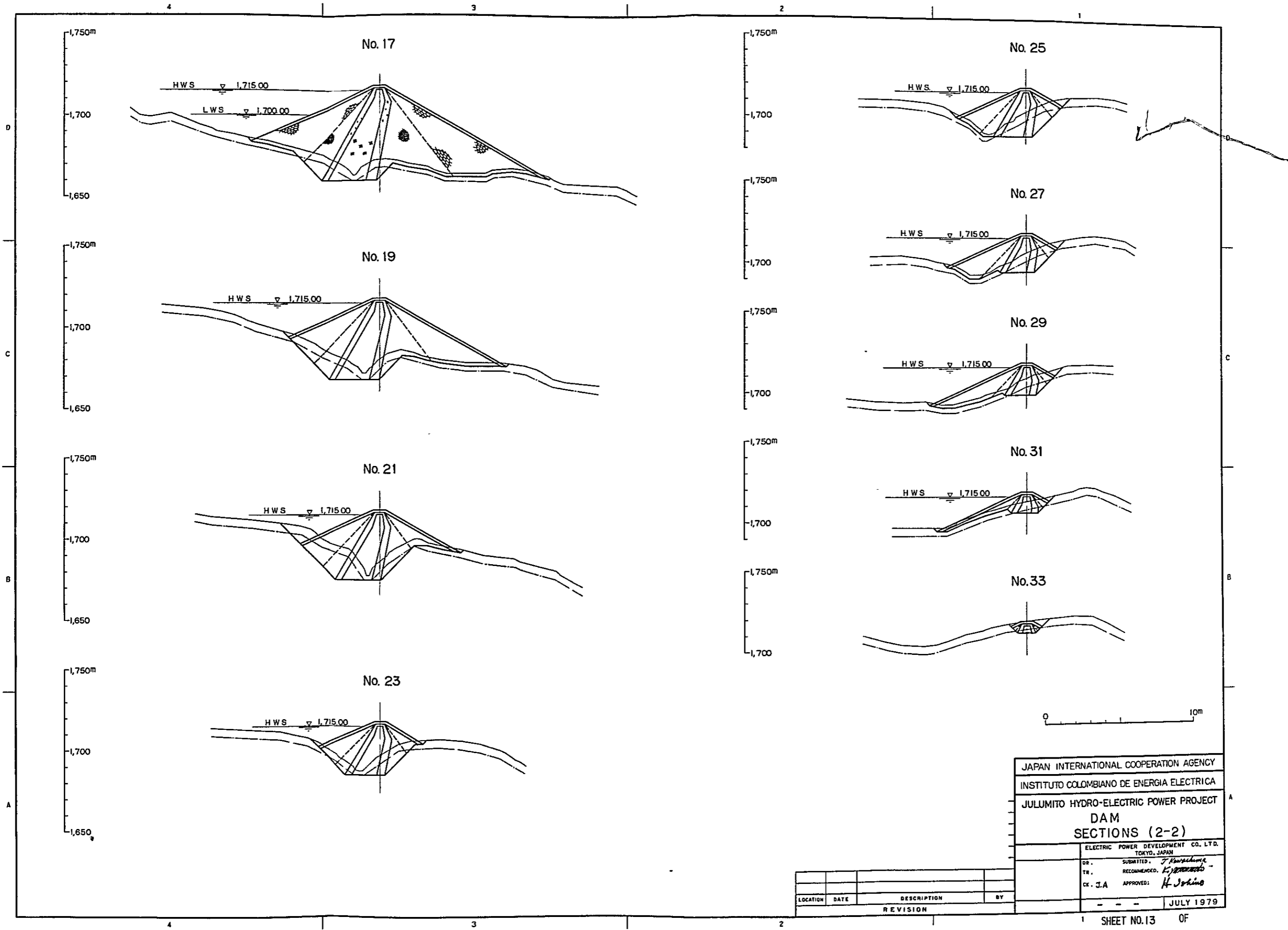


No. 15



LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

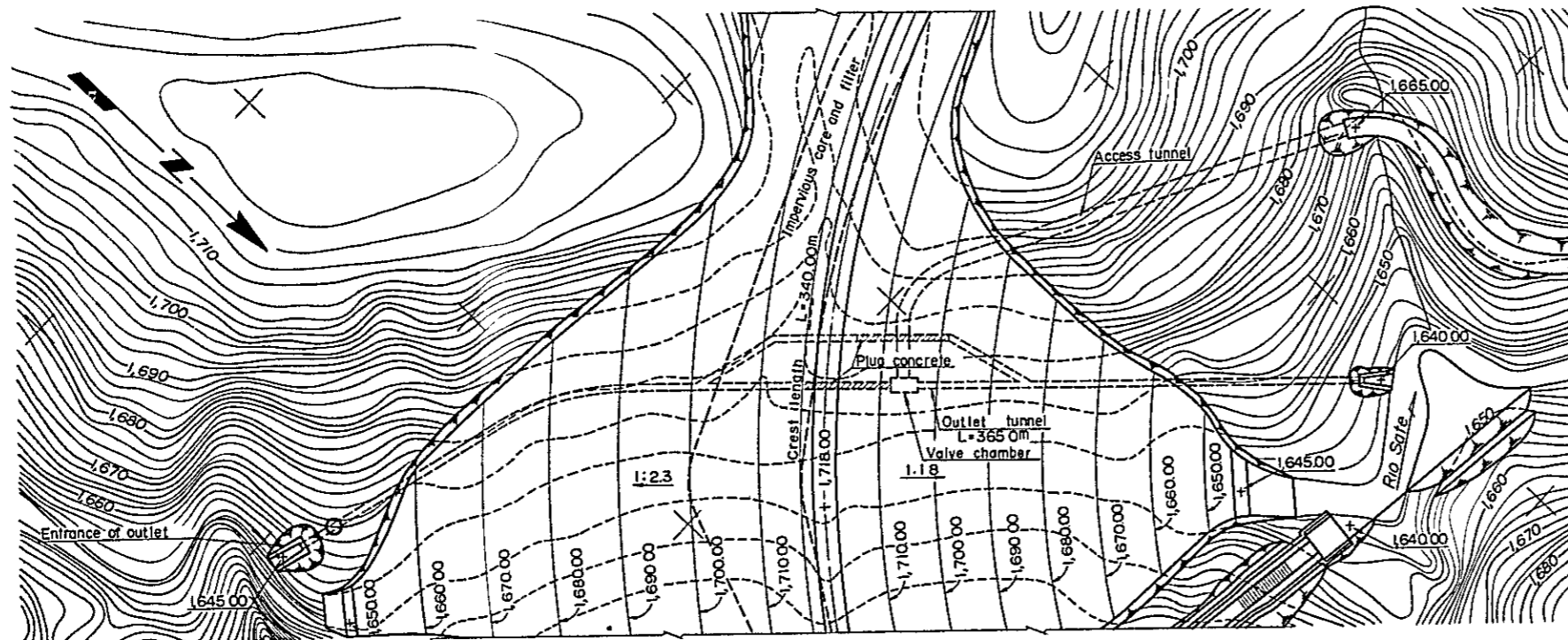
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
INSTITUTO COLOMBIANO DE ENERGIA ELECTRICA	
JULUMITO HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT	
DAM	
SECTIONS (2-1)	
ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO. LTD. TOKYO, JAPAN	
DR	SUBMITTED: <i>F. Kawakami</i>
TR	RECOMMENDED: <i>E. Yamamoto</i>
CK: J.A	APPROVED: <i>H. Ishino</i>
JULY 1979	



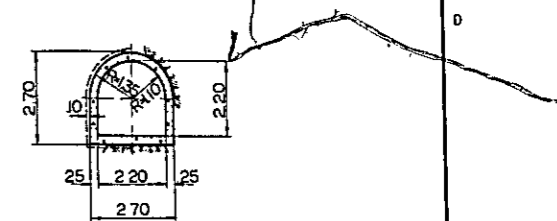
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
INSTITUTO COLOMBIANO DE ENERGIA ELECTRICA	
JULUMITO HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT	
DAM	
SECTIONS (2-2)	
ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO. LTD. TOKYO, JAPAN	
DR.	SUBMITTED: <i>T. Kawasumi</i>
TR.	RECOMMENDED: <i>K. Yamamoto</i>
CR. J.A.	APPROVED: <i>H. Ishino</i>
JULY 1979	

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

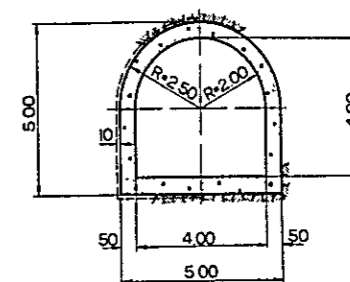
PLAN



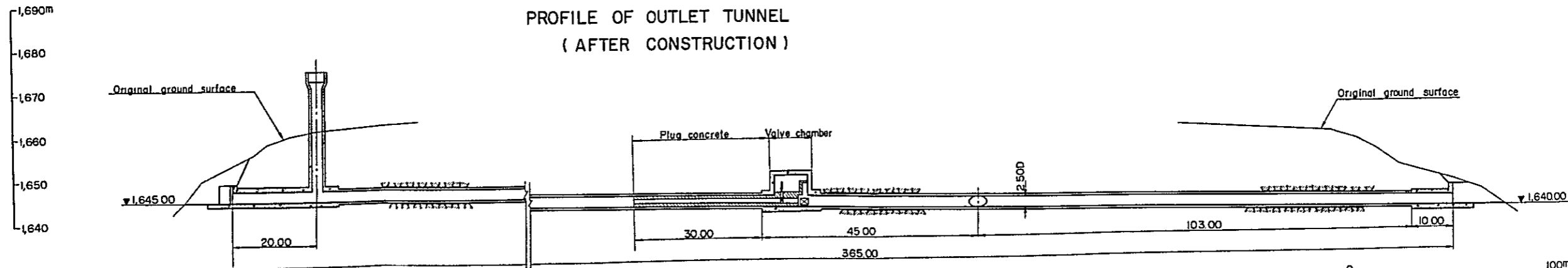
TYPICAL CROSS SECTION OF DIVERSION TUNNEL AND OUTLET TUNNEL



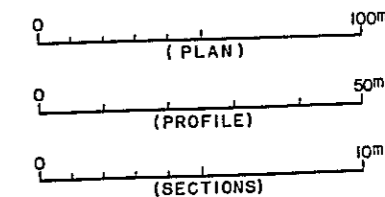
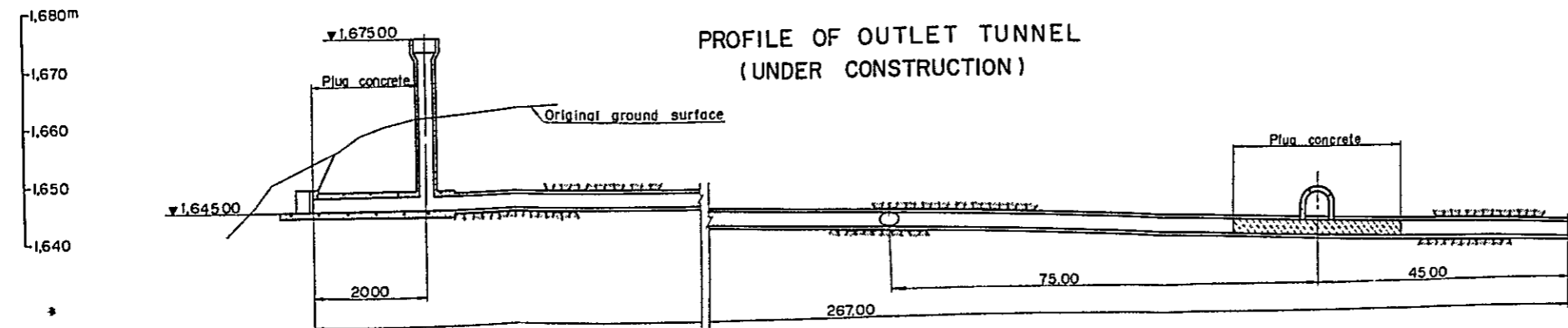
TYPICAL CROSS SECTION OF ACCESS TUNNEL



PROFILE OF OUTLET TUNNEL (AFTER CONSTRUCTION)



PROFILE OF OUTLET TUNNEL (UNDER CONSTRUCTION)



JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
 INSTITUTO COLOMBIANO DE ENERGIA ELECTRICA
 JULUMITO HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT
 DIVERSION AND OUTLET TUNNEL
 PLAN, PROFILE AND SECTIONS

ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO. LTD
 TOKYO, JAPAN
 DR: SUBMITTED: J. Kawabuchi
 TR: RECOMMENDED: F. Yamamoto
 CK: J. A. APPROVED: H. Ishino

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

JULY 1979
 SHEET NO. 14 OF