

Figure 9-3 Discharge Duration and Intake Water at Naradaw Site

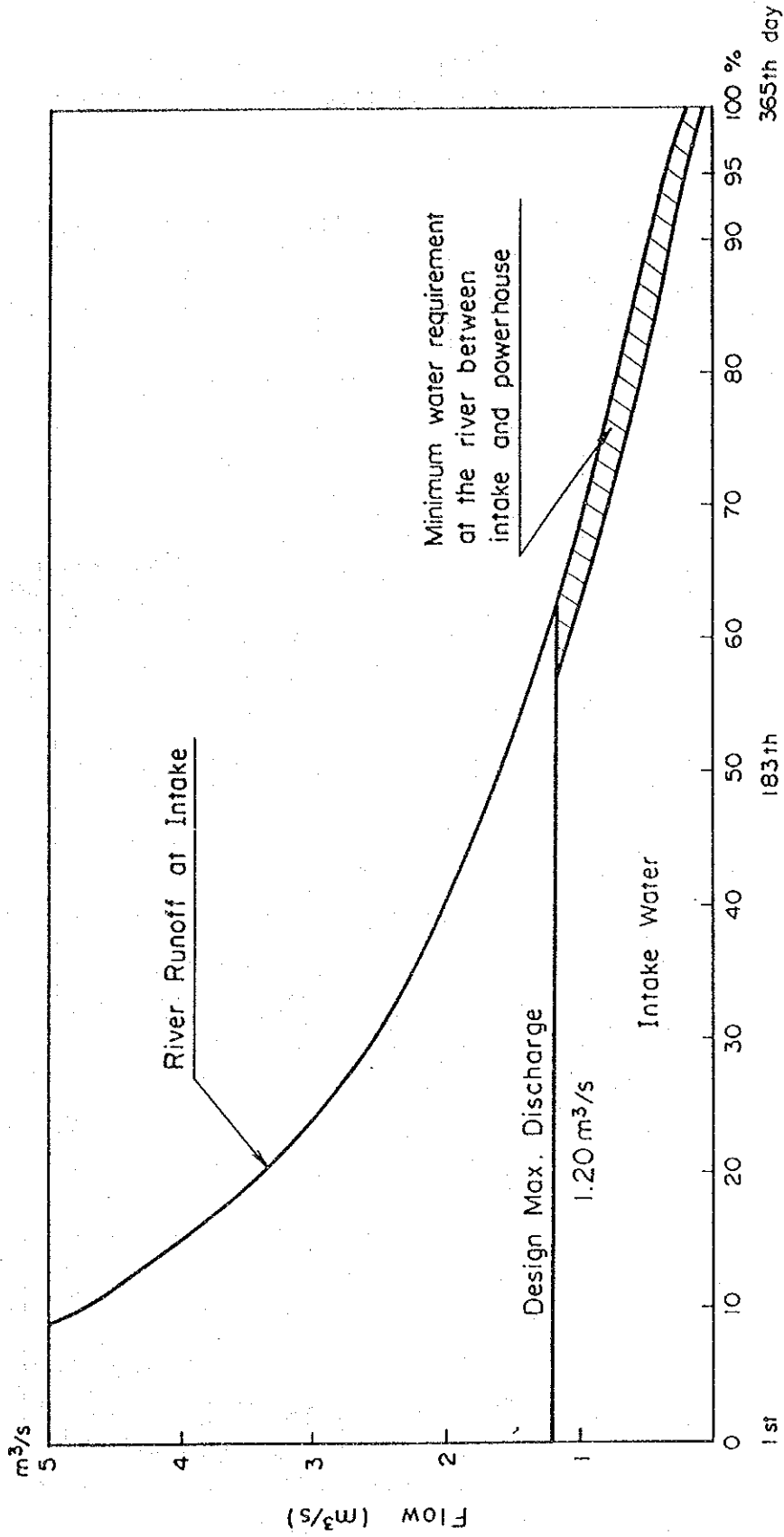


Figure 9-4 Optimization of Installed Capacity Saleable Energy

(In case that Carabau two units works)

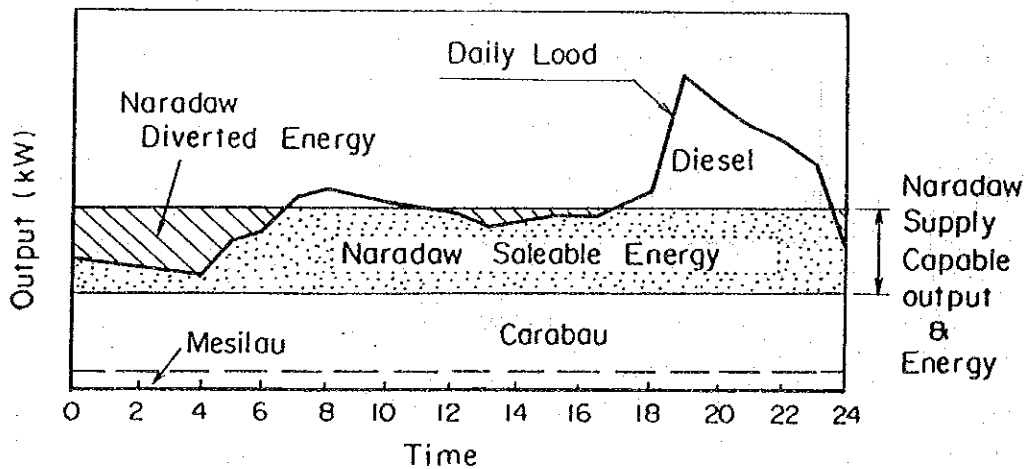
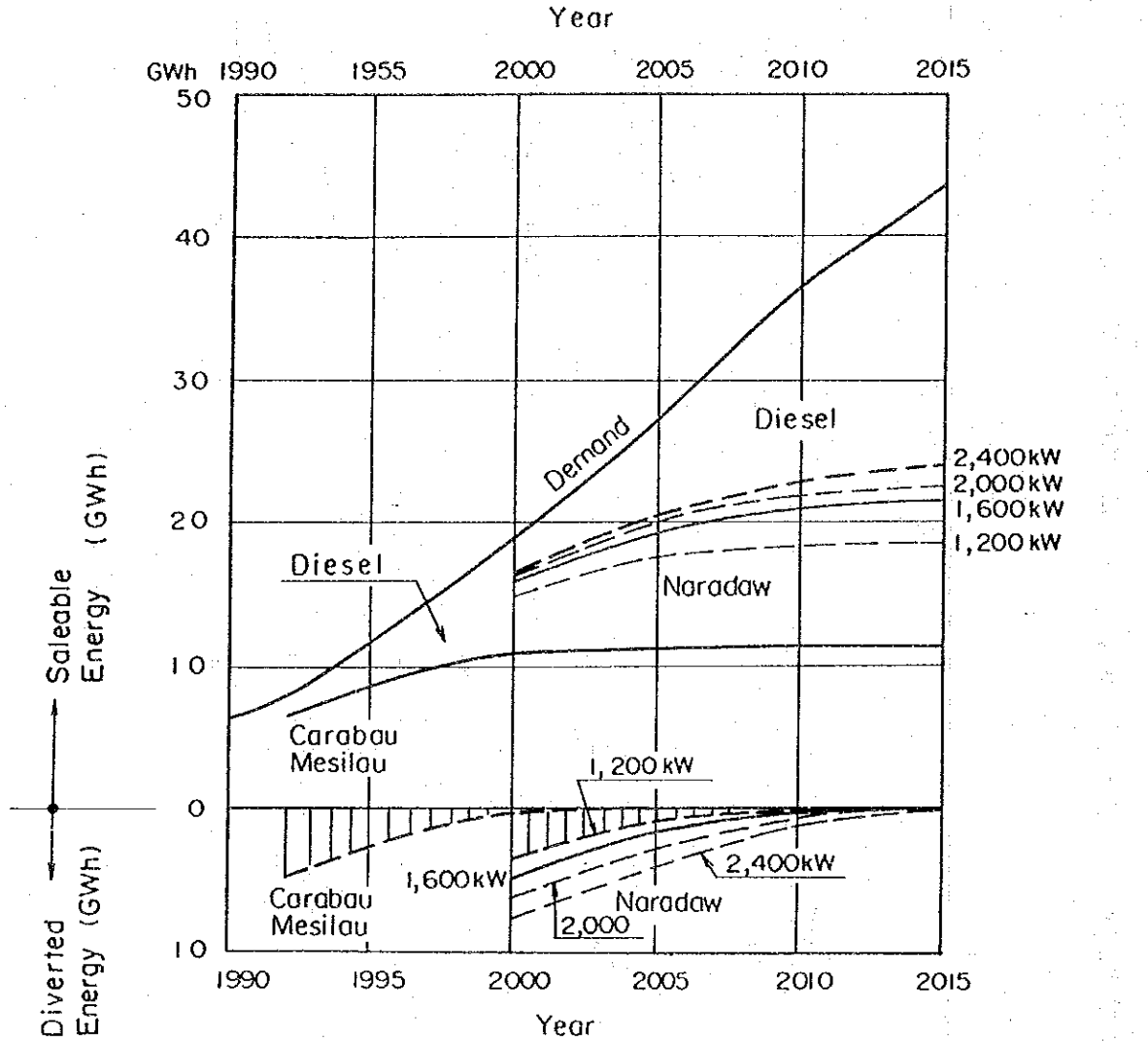
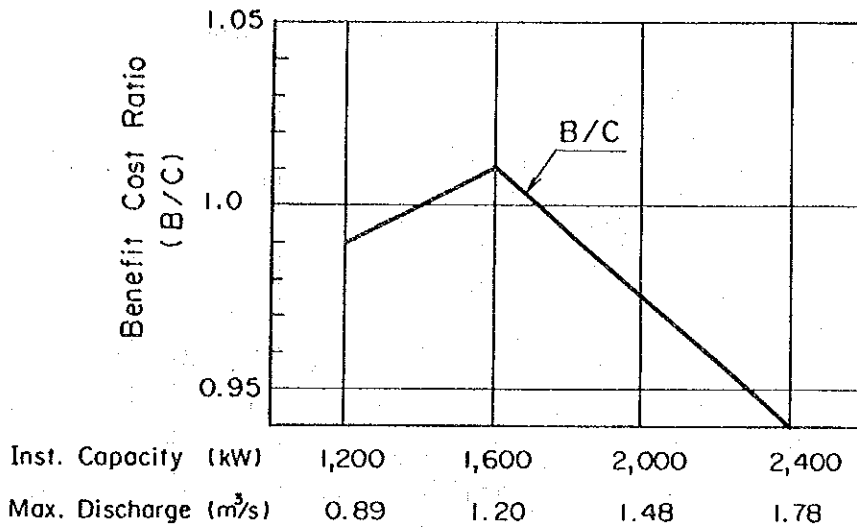


Figure 9-5 Optimization of Installed Capacity

(1) Benefit Cost Ratio (B/C)



(2) Saleable Energy and Construction Cost

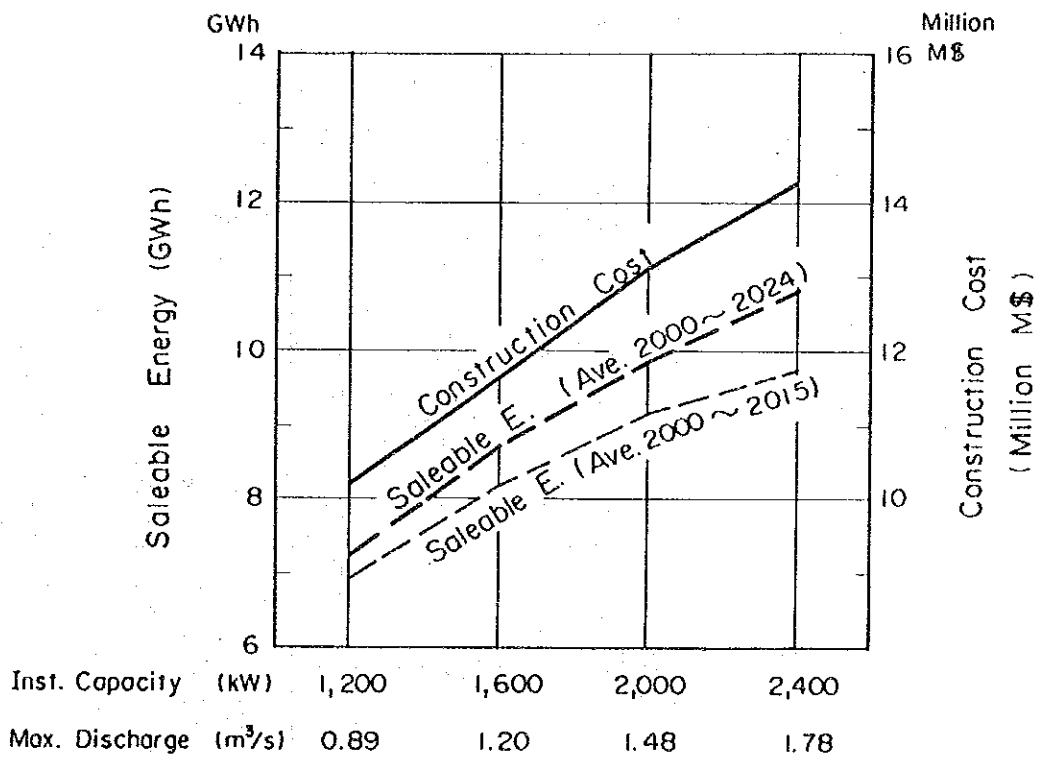
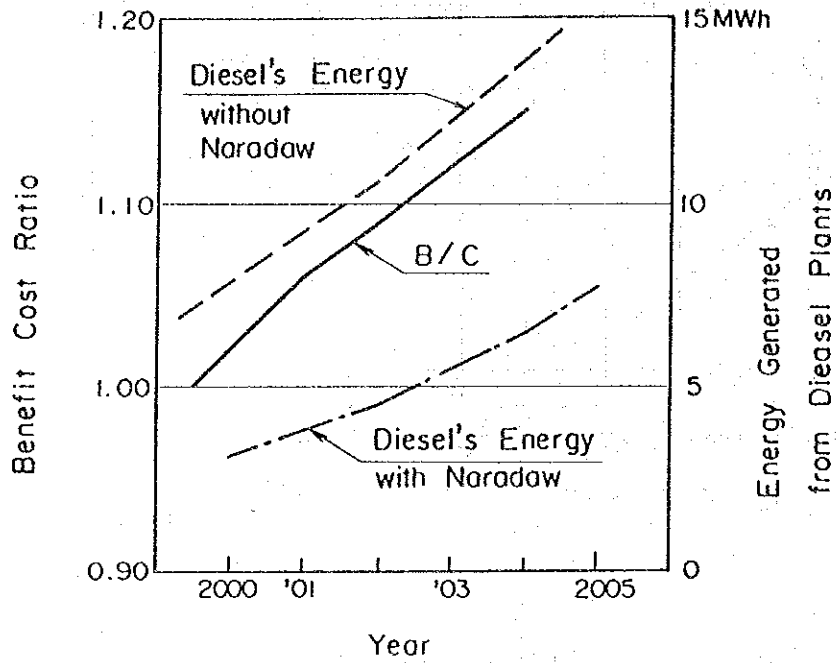


Figure 9-6 Commencement of Power Operation

(1) Benefit Cost Ratio of Naradaw
in Case That Carabau 2 units Work



(2) Benefit Cost Ratio of Naradaw
in Case That Carabau 1 unit Works

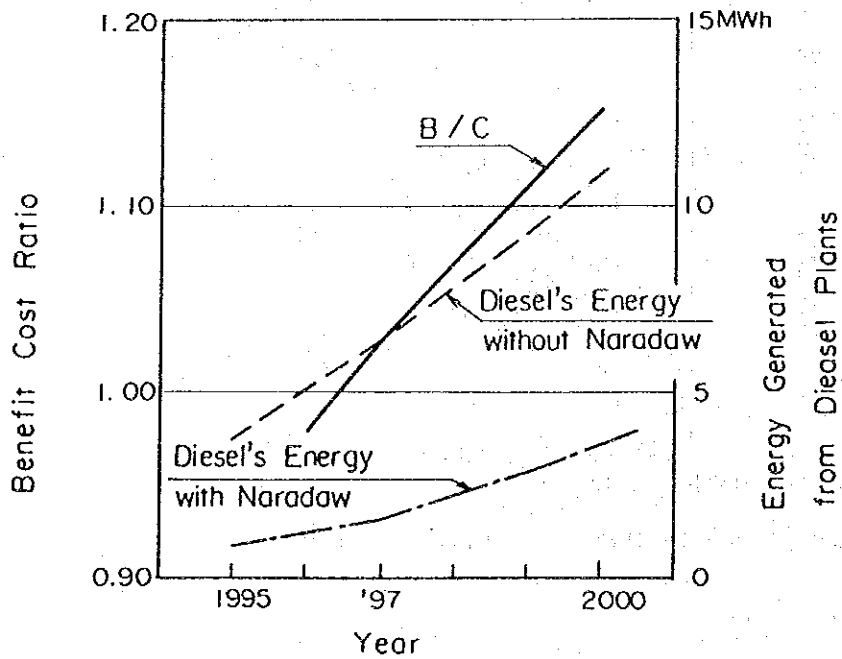


Figure 9-7 Hydro Power Supply Capability in a Year

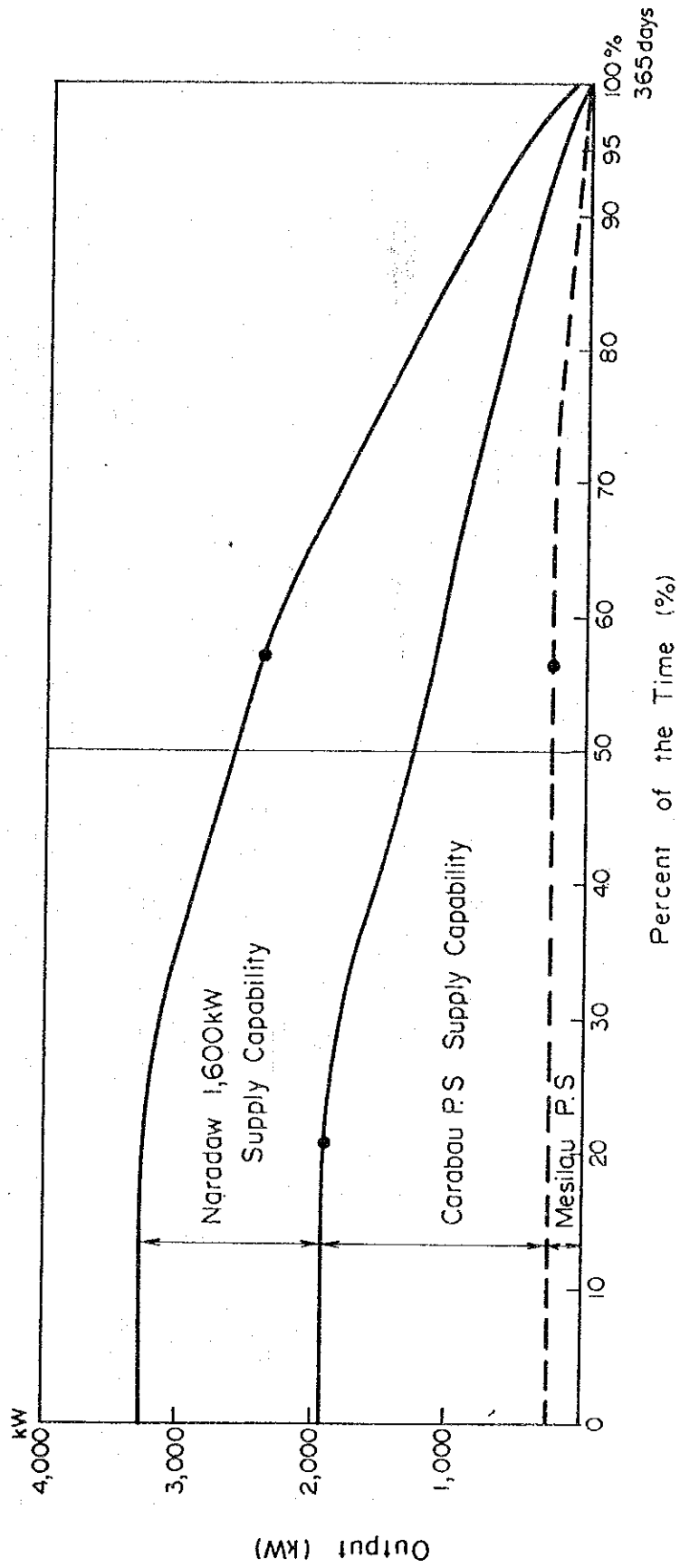
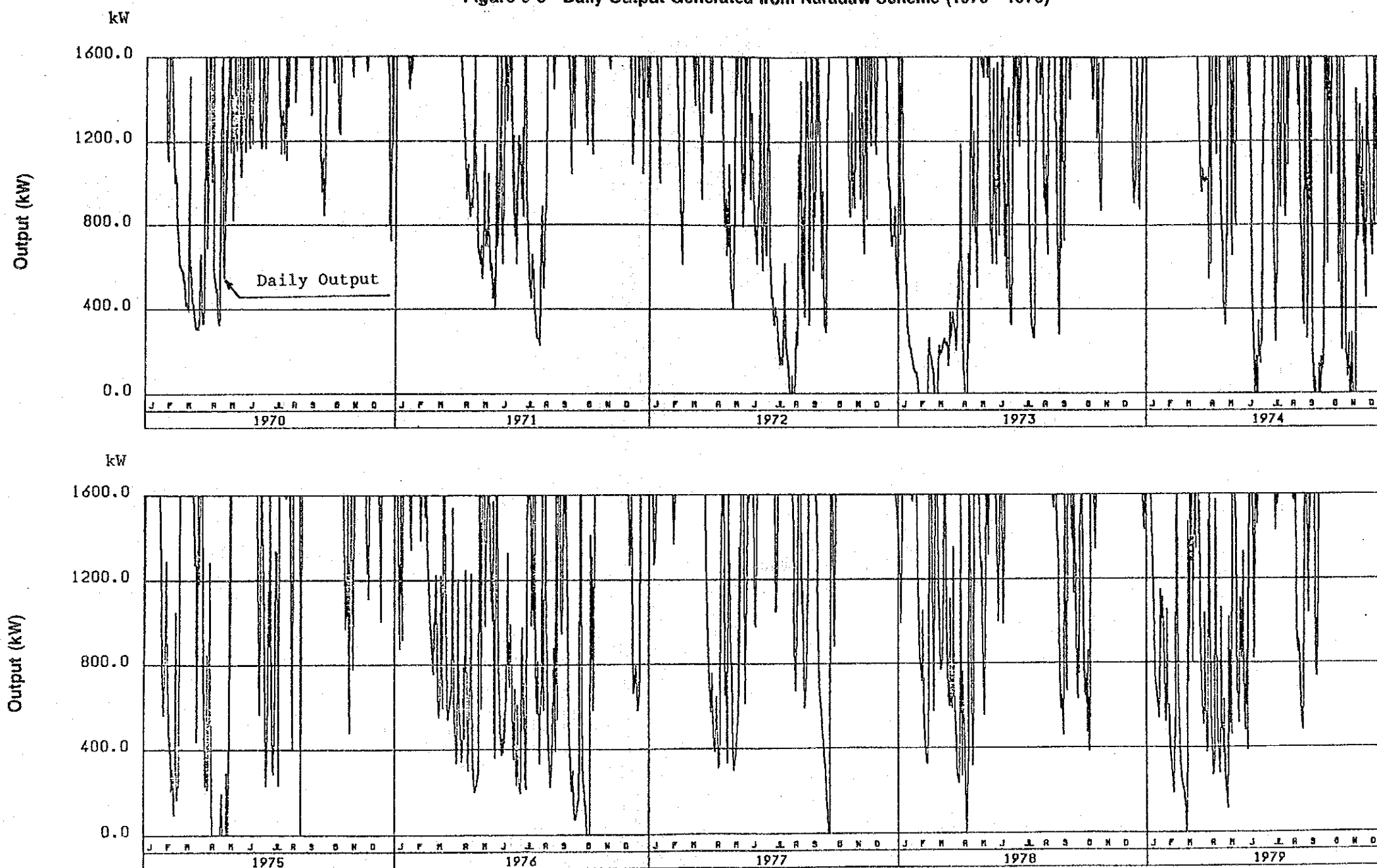


Figure 9-8 Daily Output Generated from Naradaw Scheme (1970 - 1979)



- Note 1. Installed capacity 800 kW x 2 units, Max. Discharge 1.2 m³/s Net Head 170 m.
 2. Minimum water requirement at the river between the intakes and the powerhouse is 0.15 m³/s.

第10章 送電計画

第10章 送電計画

	頁
10.1 送電パターンの選定	10-1
10.2 送電線の主要諸元	10-3
10.3 送電線のルート	10-4

List of Figures

- Figure 10-1 Comparison of Power Transmission Pattern
- Figure 10-2 Steel Pole for 11 kV HV Line
- Figure 10-3 Proposed 11 kV HV Line for Naradaw P. S

第10章 送電計画

Naradaw小水力発電所の発生電力は、この地域の電力需要の中心地であるRanau町（1990年末の需要家数2,296）およびKundasang町（1990年末の需要家数482）に主として供給される。さらに近い将来、Kinabalu国立公園経由、Bundu Tuhan（1990年末の需要家数182）およびRanau町の北東20kmに位置するPoring（温泉地）等への11kV送電線の拡張計画がある。（Fig.4-1 参照）

10.1 送電パターンの選定

サバ州内で現在採用されている送配電々圧は次のとおりである。

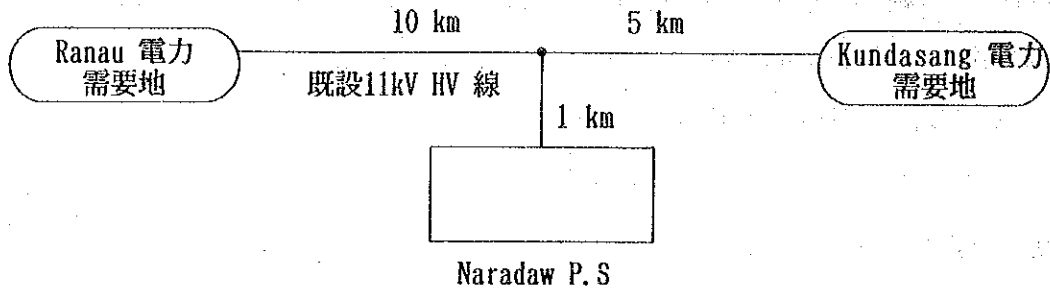
電力系統公称電圧 (Nominal system voltage)	機器最高電圧 (Highest voltage for equipment)
11 kV	12.1 kV
33 kV	36.3 kV
66 kV	72.5 kV
132 kV	145 kV
275 kV (計画中)	300 kV
500 kV (計画中)	525 kV

Naradaw小水力発電所の対象となる電力系統は、11kV、送電線総長96kmで構成されている。この11kV送電線のうちRanauディーゼル発電所とKundasangディーゼル発電所間15kmは、硬アルミ線（HAL）断面積0.1662 sq-in、送電容量2,000kWで両電力需要地を結ぶ連系送電線として機能している。

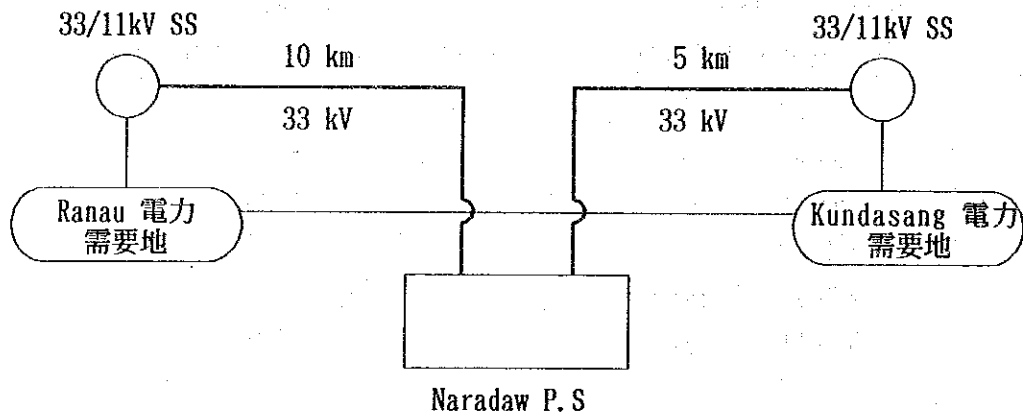
Naradaw小水力発電所の発電出力は、1,600kWで計画されており、既設送電線の送電容量および上述の2つの電力需要地との位置関係からみて次の如き送電パターンが考えられる。

Fig.10-1 Comparison of Power Transmission Pattern

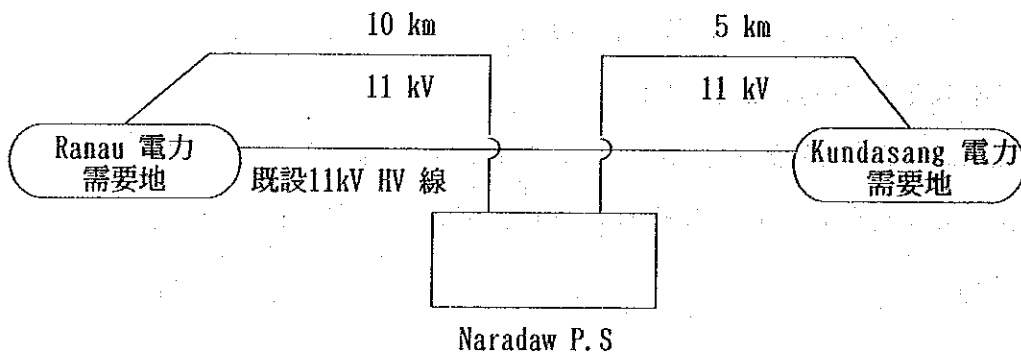
送電パターンA



送電パターンB



送電パターンC



上述の送電パターンの技術的および経済的な特徴は次のとおりである。

	送電パターンA	送電パターンB	送電パターンC
建設費の比較	M\$ 140,000	M\$ 1,701,500	M\$ 949,000
供給信頼度	劣る	良	良
送電損失	3.0%	1.4%	3.0%
選択すべき順位	①	③	②

既設送電線よりT分岐した場合の発電所までの新設送電線の距離は1kmである。

Appendix 5に示すとおり、Naradaw小水力発電所地点から最も送電距離の長いRanau電力需要地までの10kmを電圧降下10%で送電可能な発電所出力は2,200kWである。換言すれば既設11kV HV 線を利用して発電する場合、Naradaw発電所の最大出力は2,200kWまで許容出来ることを意味する。

なお、上述の送電電力2,200kWはNaradaw小水力発電所からみた最も過酷な送電条件である。

10.2 送電線の主要諸元

Ranau-Kundasang電力系統を構成する11kV HV 線は、硬アルミ線 (HAL)、ピン碍子、マレーシア国産の鉄柱、腕金等で構成される。

使用電線は、現地事情を考慮すればイギリス規格の硬アルミ線 (No.0000B&S) 0.1662sq. in を採用するのが妥当である。

なお、11kV HV 線の支持物である鉄柱の主要諸元をFig. 10-2に示す。

11kV HV送電線の主要諸元

- 距離 : 1 km (発電所より既設11kV送電線T分岐点まで)
- 電線 : 硬アルミ線 (HAL) 0.1662 sq. in
- 碍子 : 10kVピン碍子 および 10" 引留碍子
- 支持物 : 3371-1鉄柱

注：並行配列の電線下部に鉄線2条のガードワイヤを装備する。

10.3 送電線のルート

Naradaw小水力発電所の発電所建物は、Liwagu川とMesilau川の合流点より数10メートル上流に位置する。発電所の屋外に位置する11,000V/3,300V昇圧変圧器よりKundasang-Ranau道路沿いに建設されている既設11kV HV 線に1kmの11kV HV 線を建設し接続するものとする。

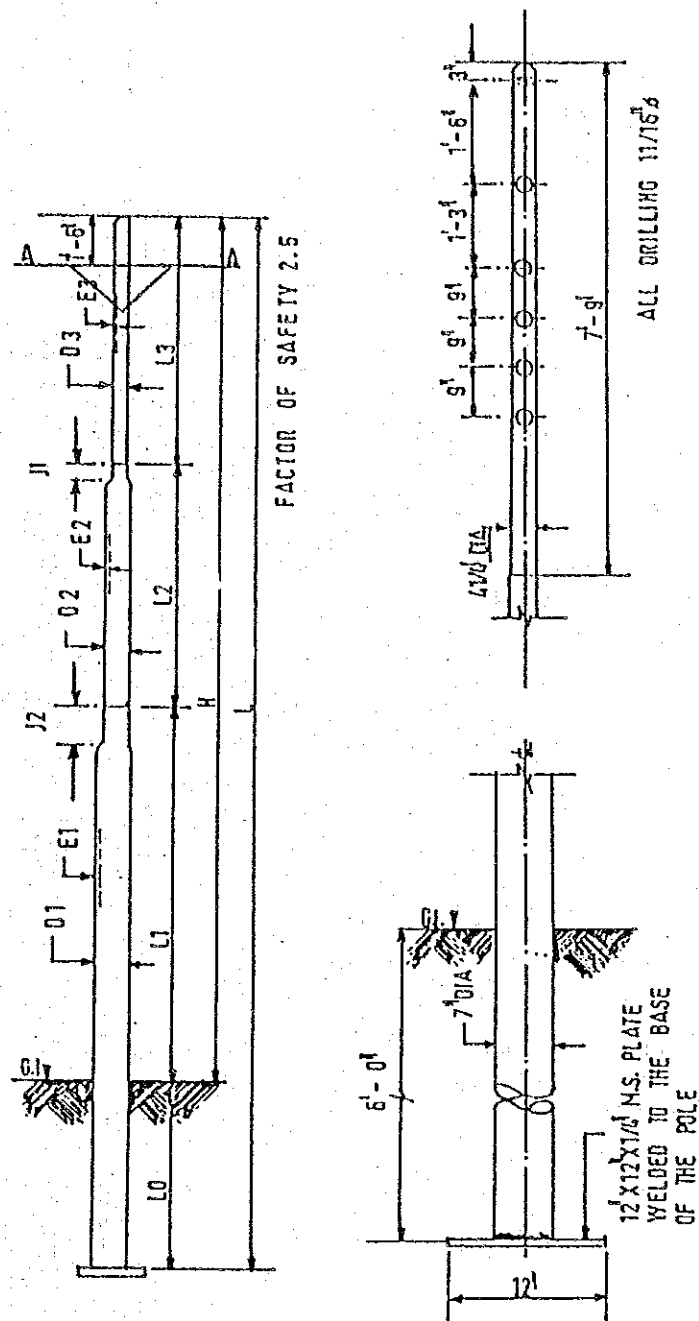
送電線ルートの選定にあたっては、既設11kV HV 線の位置およびルート上の地形等を充分考慮する必要がある。

Ranau-Kundasang道路よりKauluan村への道路沿いには既設11kV HV 線より分岐した11kV HV 線があるが、Naradaw発電所の発生電力の大きさからみて直接接続するのは好ましくない。

上述の分岐道路のRanau側にBesel Charch 用50kVA変圧器が、道路沿いに設置されている。Naradaw小水力発電所からの11kV HV 線はBesel Charch 50kVA変圧器の設置点よりKundasang側の道路分岐点付近で接続するものとした。

送電線ルート図をFig. 10-3に示す。

Figure 10-2 Steel Pole of 11 kV HV Line



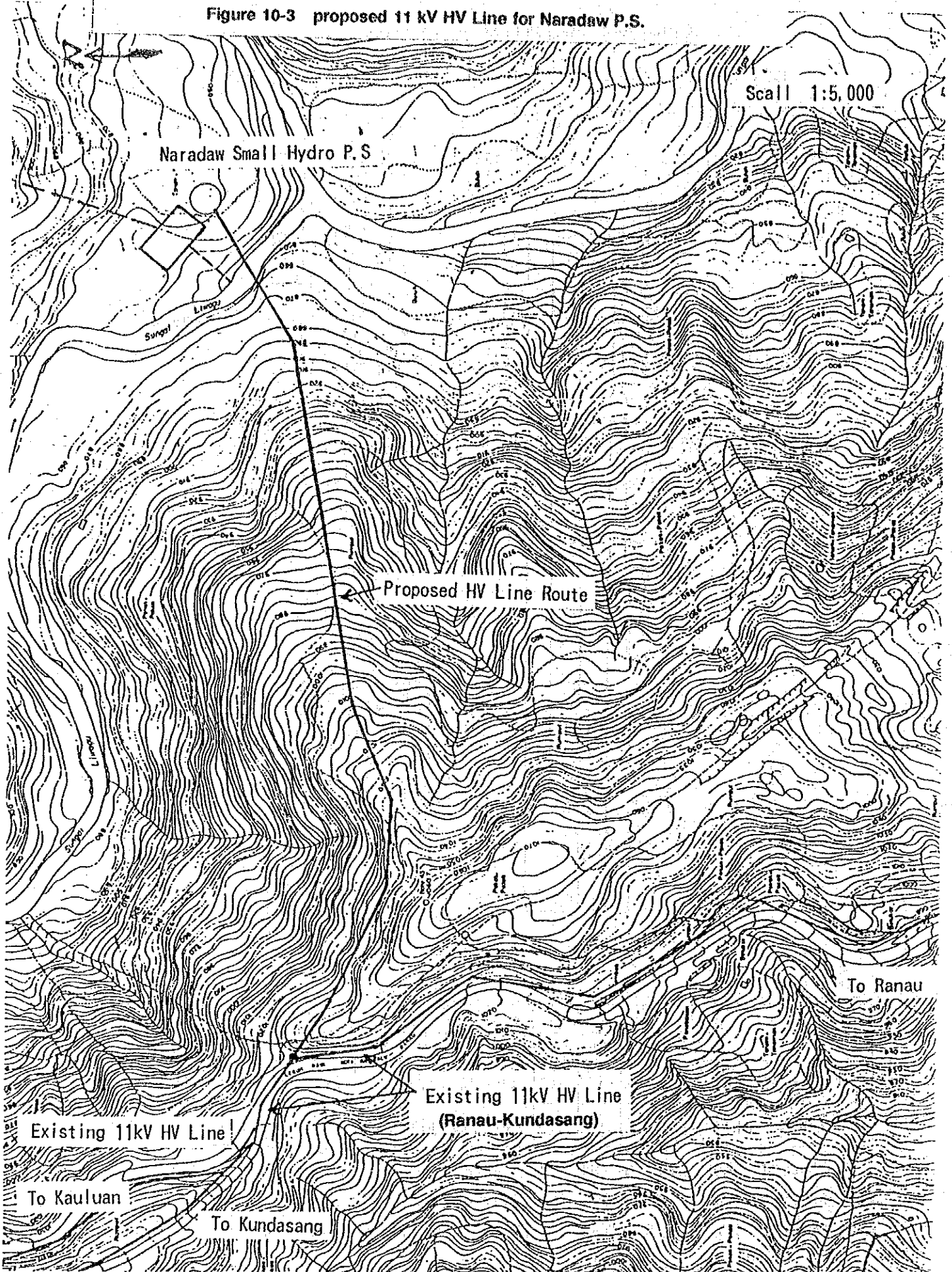
BASE PLATE DETAIL

DRILLING DETAIL

POLES	L	H	L0	L1	L2=L3	D1	D2	D3	a	b	c	E1	E2	E3
	FT	FT	FT	FT	FT	IN	IN	IN	IN	IN	IN	IN.	IN.	IN.
INTERMEDIATE H.T.	33	27	6	11 1/2	7 3/4	7	6	5	94	704	257	177	157	138
TERMINAL H.T.	33	27	6	11 1/2	7 3/4	7 1/2	6 1/4	4 3/4	103	898	428	197	167	148

- a. = EQUIVALENT WIND LOAD ON THE POLE ACTING AT A-A
- b. = TOTAL WORKING LOAD (FACTOR OF SAFETY 2.5)
- c. = MINIMUM LOAD FOR TEMPORARY DEFLECTION OF NOT MORE THAN 6" FOR INTERMEDIATE H.T. J1 = 12" J2 = 14"

Figure 10-3 proposed 11 kV HV Line for Naradaw P.S.



第11章 予備設計

第11章 予 備 設 計

	頁
11.1 予備設計の概要	11-1
11.2 土木構造物	11-4
11.2.1 取水ダム	11-4
11.2.2 取水口	11-13
11.2.3 沈砂池	11-14
11.2.4 ヘッドpond	11-17
11.2.5 パイプライン	11-20
11.2.6 水圧鉄管	11-25
11.2.7 発電所	11-27
11.2.8 アクセス道路	11-28
11.3 電気機器	11-29
11.3.1 基本的な設計条件	11-29
11.3.2 検討結果	11-30

List of Figures

Figure 11-1	Rating Curve of Overflow Crest at Liwagu
Figure 11-2	Rating Curve of Overflow Crest at Mesilau
Figure 11-3	Optimum Diameter of Pipeline
Figure 11-4	Design Head at Turbine Center
Figure 11-5	Wall Thickness of Penstock
Figure 11-6	Rating Curve of Liwagu River at Powerhouse Site
Figure 11-7	Single line Diagram for Naradaw Small Hydro-Power Project

List of Drawings

Drawing 11-1	General Plan
Drawing 11-2	Liwagu Intake Facility, Plan
Drawing 11-3	Liwagu Intake Dam, Profile and Sections
Drawing 11-4	Liwaggu Intake Dam and Desilting Basin, Plan and Sections
Drawing 11-5	Liwagu Headpond, Plan and Sections
Drawing 11-6	Mesilau Intake Facility, Plan
Drawing 11-7	Mesilau Intake, Plan, Elevations & Sections
Drawing 11-8	Mesilau Intake & Desilting Basin, Plan and Sections
Drawing 11-9	Mesilau Headpond, Plan and Sections
Drawing 11-10	Pipeline, Profile and Details
Drawing 11-11	Penstock, Plan, Typical Section & Details
Drawing 11-12	Penstock, Profile
Drawing 11-13	Powerhouse, Plan and Sections
Drawing 11-14	Access Roads and Transmission Line
Drawing 11-15	Alternative Intake (Mesilau), Flushing Gate Dam
Drawing 11-16	Alternative Intake (Mesilau), Inflatable Rubber Dam
Drawing 11-17	Alternative Headpond (A), Plan
Drawing 11-18	Alternative Headpond (B), Plan and Sections
Drawing 11-19	Alternative Pipeline

第11章 予備設計

11.1 予備設計の概要

第9章で設定したNaradaw Projectの最適開発計画にもとづいて、取水設備、水路、発電所、アクセス道路等の土木構造物、および水車発電機等の電気機器に対して比較検討を行い、最適レイアウトを設定することにより本計画の予備設計を実施する。

Naradaw ProjectはLiwagu川およびMesilau川の2つの取水設備から最大使用水量 $0.70\text{m}^3/\text{s}$ および $0.50\text{m}^3/\text{s}$ を取水し、パイプラインにより両河川合流点上部の丘に導き合流させた後、丘斜面に設置する水圧鉄管を経て合流点直上流のLiwagu川河岸段丘に位置する発電所までの有効落差170mを利用し、最大使用水量合計 $1.20\text{m}^3/\text{s}$ により1,600kWの発電を得る計画である。送電線は対岸の国道に沿う既設線に短距離で接続される。

土木設備については取水方式の選定、沈砂池の規模の検討、ヘッドポンドの位置の選定、パイプラインのルート選定、材質、管径およびパイプの支持方式、ペンストックの板厚、支持方式等の比較検討を行った。検討に用いた地形図は、パイプラインおよびアクセス道路については1/2,500、他はすべて1/500を用いた。一方、電気設備については水車型式の選定、発電機の型式等について比較検討を行った。

最終的に選定されたNaradaw Projectの主要諸元は以下のとおりであり、その設計図をDWG.11-1~14に示す。

(1) Liwagu取水設備

取水ダム	：	構造	：	越流型コンクリート造り
		寸法	：	高さ 3.50m、越流部長さ 24.00m
		設計洪水量	：	$200\text{m}^3/\text{s}$
取水方式	：	河床取水型 (チロリアンタイプ)		
		最大取水量	：	$0.70\text{m}^3/\text{s}$
沈砂池	：	構造	：	コンクリート造り開渠式
		巾	：	4.00m
		長さ	：	14.00m
ヘッドポンド	：	構造	：	コンクリートフェーシング型式
		容量	：	800m^3

(2) Mesilau取水設備

取水ダム : 構造 : 越流型コンクリート造り
寸法 : 高さ 4.00m、越流部長さ 22.00m
設計洪水量 : 180m³/s
取水方式 : 河床取水型 (チロリアン型)
最大取水量 : 0.50m³/s
沈砂池 : 構造 : コンクリート造り開渠式
巾 : 2.50m
長さ : 11.00m
コネクティングパイプ (鋼製パイプ)
内径 : 0.60m
長さ : 90m
ヘッドポンド : 構造 : コンクリートフェーシング型式
容量 : 600m³

(3) Liwaguパイプライン

型式 : 露出式鋼製パイプ
内径 : 0.70m
延長 : 2,680m

(4) Mesilauパイプライン

型式 : 露出式鋼製パイプ
内径 : 0.60m
延長 : 990m

(5) ペンストック

型式 : 埋設型鋼製パイプ
内径 : 0.80m
延長 : 780m

(6) 発電所

型式 : 地上型
寸法 : 巾 11.00m、長さ 19.00m

(7) 水車

型式 : Turgo-Impulse Turbine

台数 : 2

有効落差 : 170m

最大使用水量 : 0.60m³/s

(8) 発電機

型式 : 3相同期発電機

台数 : 2

容量 : 890kVA

(9) 変圧器

型式 : 自冷3相変圧器

台数 : 2

容量 : 890kVA

(10) 送電線

電圧 : 11kV HV

巨長 : 1,000m

(11) アクセス道路

新設 : 延長 5,460m

改修 : 延長 1,450m

各設備の設計の詳細については次節に示す。

11.2 土木構造物

11.2.1 取水ダム

(1) ダム位置の選定

取水ダムを設ける位置は、河川の状況を考慮して、取水機能および構造上の安定が確保できる地点を選定する。位置選定にあたっては、以下の諸条件を考慮して、現地踏査を行った上で決定した。

- 濁水時でも必要な水位が確保でき確実な取水ができること。特にMesilau地点はPinosuk礫層に位置するために注意を要する。
- 荒れた河床でなく、洪水によっても河床状況が変わりにくいこと。また、巨大な転石が点在するところは避ける。
- ダム設置により生ずるセキ上げにより、上流側において山腹斜面の崩壊等が起きないこと。
- 構造上の安定が得られ、またダム長が比較的短くてすむ地点であること。
- ダム直下流においてヘッドポンドが設置できる有効な場所を確保できる地点であること。
- LiwaguパイプラインとMesilauパイプラインの合流点において、動水勾配が同じになるような標高に、両ダム位置を設けること。

Liwaguダム位置、Mesilauダム位置を選定した具体的な理由は、以下の通りである。

Liwagu

- 選定されたダム位置は、この周辺ではダム長が一番短くなる地点である。
- 選定されたダム位置の下流側は、河川勾配が急(1/7)で河床が荒れ、また巨大な転石が点在するため、適切でない。
- 選定されたダム位置の上流側は、右岸に河岸段丘がひろがっており、ここにダム位置を選定した場合、ダム長はかなり長くなるため、適切でない。
- 選定されたダム位置の下流左岸に、ひらけた河岸段丘があり、ヘッドポンド設置に適切である。

Mesilau

- 選定されたダム位置は、この周辺ではダム長が一番短くなる地点である。
- Liwaguの取水水位に対して適切なMesilauの取水水位にするためには、ダム位置をさらに上流側にすることが望ましいが、河道が急激に湾曲し河床が荒れているため、適切なダム位置を見つけることができない。
- ダム位置を下流側に設定することは、取水水位が低くなること、また左岸側に沢があることにより、適切でない。
- 選定されたダム位置の下流約100mにはひらけた河岸段丘があり、ヘッドポンド設置に適している。

(2) 取水設備の比較検討

Naradawプロジェクトの取水設備の最適案を選定するため、Mesilau取水ダム地点において、取水設備の比較検討を行った。

次の代表的な取水設備、3案について比較した。

- バースクリーン型取水設備
- 側方取水型取水設備
- 合成ゴム製起伏堰

(a) バースクリーン型取水設備 (Stream bed type intake)

Naradawプロジェクトに採用される、バースクリーン型取水設備をDWG. 11-7に示す。バースクリーン型取水口は、取水ダムの越流部に設けられ、直径10cmの鋼管をスクリーンとして用いる。

バースクリーンの純間隔より小さな土砂は、取水される水と一緒に取水路内に流入する。大きな砂利、転石等は、越流部天端に設けられたスクリーンを越えダム下流に流下する。洪水期には、取水路内を頻繁に点検し、取水路内に堆積した土砂を排砂する必要がある。この取水設備には、取水路および沈砂池の2箇所、土砂の沈砂が可能である。取水路内に堆積した土砂は、取水路下流端に設けた土砂吐ゲートより排砂される。

取水路と沈砂池は、取水路上部に設けられたオリフィスにより接続され、砂利等の大きな堆積物は沈砂池内に流入しない構造とした。

(b) 側方取水型取水設備

第2の代案として、側方取水型取水方式が考えられる。

側方取水型取水設備をDWG. 11-15に示す。

本案の取水口は、土砂吐き直上流部に設けられ、洪水時には取水口周辺部のみの排砂が可能である。

この取水設備は、小規模の溪流取水方式の水力発電に多く採用されている。洪水時には、通常、発電のための取水は行わず、土砂吐きゲートを開けて排砂作業が行われることが多い。もし洪水期に発電を行った場合、大量の土砂が水路内に流入する危険性が高く、これらの流入土砂処理のための設備管理費が増大する。

Naradawプロジェクトは、独立した小規模電力系統内に電力を供給する発電所で、洪水期にも発電する必要があるため、水路内へ土砂流入の危険性が高い側方取水型取水設備は好ましくない。

- (c) 第3の代案としてゴム製起伏ダムが考えられる。このラバーダム取水堰は、洪水期にダム地点の水位を検出し、自動的に河床全幅の排砂が可能で、自然河川の状態が維持できる利点がある。(DWG. 11-16 参照)

この案は検討した3案の中では、最も建設費が高い。

- (d) 建設工事費は、バースクリーン型取水設備が最も安い。ラバーダムを用いた取水方式は、最も高くバースクリーン型の約2倍である。

以下に建設工事費の比較を示した。

取水方式	建設工事費 (M\$)
Bar Screen Intake (Stream bed type intake)	322,000
Side Intake with Flush Gate	388,000
Inflatable Rubber Dam	764,000

(3) 取水ダムの構成

Naradaw Projectの取水ダムは、取水部、越流部および非越流部を含むダム本体と下流エプロン、および護床工から成る。

ダムは取水のために河川水位を上げることを目的とし、その横断形状は外力に対して安全な形状を持たなければならない。非越流部は、設計洪水量に対してアバットメントを崩壊から保つことを目的としている。

下流エプロンは浸透水によるパイピングや、越流水によって引き起こされる洗掘より、河床を防ぐことを目的としている。護床工は、越流水によって引き起こされる洗掘より河床を防ぐことを目的とし、じゃかご工、または大型の転石（1 m³/個以上）による石張りにより製造される。

(4) 設計洪水量

(a) 設計洪水量の設定

ダムの安定計算や、越流部の容量決定のために、設計洪水量を設定しなければならない。設計洪水量は、過去の洪水記録や雨量記録より確率洪水量を算出し、それを基に決められる。大ダムでは、ダム崩壊による被害を考慮して可能最大洪水量や100年確率洪水量が、設計洪水量に適用される。

設計洪水量は、ダムの規模や河川の状況に対応した規模の確率流量から求められるべきである。このためNaradawプロジェクトでは、既往最大洪水量を考慮し、50年確率洪水量より設計洪水量を求めた。以下にその値を示す。

Liwagu ダム	200 m ³ /s
Mesilau ダム	180 m ³ /s
放水口地点	220 m ³ /s

(b) 洪水位

設計洪水位は、以下の式により計算される。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

Q : river flow

h_c : Critical Depth

b : Over flow width

g=9.8 α=1.1

Naradawプロジェクトでは越流部のクレスト高が異なるため、上式を変換したものをを用いる。

$$Q = \frac{\sqrt{g}}{\alpha} (b_1 h_1^{3/2} + b_2 h_2^{3/2} + b_3 h_3^{3/2})$$

この計算結果をFig. 11-1および11-2の水位－流量曲線に示す。このグラフより、非越流部の標高はLiwaguが105.20m、Mesilauが104.50mとした。

(5) ダムの安定

(a) ダム基礎地盤

1) ダム基礎地盤の設定

Liwaguダム地点の地質は、基盤であるCrocker層に約3mの現河床堆積物が被っている。Crocker層の上部数mは風化が進み、透水係数も $K=9.0 \times 10^{-2} \sim 4.2 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ と高い値を示している。現河床堆積物の透水係数は $K=1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ である。

一方Mesilauダム地点の地質は、Pinosuk礫層の上部に約6mの現河床堆積物が被っている。透水係数はPinosuk礫層が $K=8.3 \times 10^{-3} \sim 4.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 、現河床堆積物が $K=1.7 \times 10^{-2} \sim 6.3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ である。

現河床堆積物のN値は、Liwagu地点、Mesilau地点いずれも50以上であり、よく締まった地盤であると考えられる。(地質の詳細は7.4章参照)

以上に述べた地質調査の結果から判断して、取水ダムの基礎は深部まで掘削を行わず、現河床堆積物を整形した状態とした。これは、深部への掘削を行っても、ダムの基礎としてはそれほど改良されないこと、当プロジェクトの取水ダムは高さが3.5～4mと低く、現河床堆積物は地耐力を十分に有し、浸透についても対応が可能であることから、現河床堆積物を取水ダムの基礎とした。

また、Mesilauダム地点はPinosuk礫層に位置するため、ダムを設置した場合、伏流等により取水のための水位を確保できないことが、当初懸念された。しかしながら、JICA調査団の3回にわたる現地踏査(特にMarch 1992の渇水期)において、ダム地点周辺で伏流は見られていなかった。またボーリング孔による透水試験結果において、Pinosuk礫層の透水性は $K=8.3 \times 10^{-3} \sim 4.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ を示し、上部を覆っている河床堆積物より透水性は低くなっている。

これらのことより、Mesilau地点に存在するPinosuk礫層に取水ダムを設置し

て、取水を行うことが可能と判断した。

2) パイピングの防止

透水性地盤上に取水ダムを設ける場合は、パイピングの防止および浸透量の抑制に必要な浸透流路長を確保しなければならない。

ダムの上下流の水位差によって、地盤内を浸透する流水が、地盤を構成する土粒子を移動させようとし、この作用が進行すると地盤に水孔を造り、基礎の破壊に至る。このパイピング防止のため、流速の抑制に必要な浸透路長を確保するようにダムの構造を設定する。

この浸透路長を確保するために、ダム本体の下流側にエプロンが設けられ、地盤に垂直にカットオフを設ける。確保されなくてはならない浸透路長は、次の2つの方法により求めた。

ブライの方法

$$l = l_v + l_h \geq C \times \Delta H$$

l : ダムの基礎面に沿って測った浸透路長

l_v : 鉛直方向の浸透路長

l_h : 水平方向の浸透路長

C : 基礎地盤の種類によって決まる係数

$C = 5$ (boulders, gravel and sand)

ΔH : 上下流の最大水位差

$$\begin{aligned} \text{Liwagu} \quad l_h &\geq C \times \Delta H - l_v \\ &= 5 \times 2.2\text{m} - (3.0 + 1.0 + 1.0) \text{m} = 6.0\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Mesilau} \quad l_h \geq 5 \times 2.8\text{m} - (3.5 + 1.0 + 1.0) \text{m} = 8.5\text{m}$$

レーンの方法

レーンは鉛直浸透路長を1とした場合、水平浸透路長の効果は鉛直浸透路長の1/3とした。

$$l' = l_v + 1/3 l_h \cdot 2 C' \times \Delta H$$

l' : 重みつき浸透路長

l_v : 鉛直浸透路長

l_h : 水平浸透路長

C' : 基礎地盤の種類によって決まる係数

$$C' = 2.5 \text{ (Boulders including cobble \& gravel)}$$

$$\begin{aligned} \text{Liwagu} \quad l_h &\geq 3 \times (C' \times \Delta H - l_v) \\ &= 3 \times \{2.5 \times 2.2\text{m} - (3.0 + 1.0 + 1.0) \text{m}\} = 1.5\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Mesilau} \quad l_h \geq 3 \times \{2.5 \times 2.8\text{m} - (3.5 + 1.0 + 1.0) \text{m}\} = 4.5\text{m}$$

上記の計算を基に安全をみこんで、縦断方向のダム長さ（ダム本体+エプロン）は次の値を採用した。

$$\text{Liwagu} \quad L = 7.0\text{m}$$

$$\text{Mesilau} \quad L = 9.0\text{m}$$

3) 浸透量の検討

渇水時の河川流量が、取水量に対して小さい場合には、ダム基礎からの浸透が問題となる。このため上記で定めたダムについて、半無限大の浸透性地盤上に設置されたダムとして浸透量の検討を行う。Liwagu、Mesilau両地点における透水係数、セキ上げ水位、ダム幅に大差が無いため、Liwaguの地点を代表させ計算を行う。地盤の透水係数は、Liwagu、Mesilau両地点における透水試験の結果を考慮し、安全側を見込んで $K = 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ を採用する。

$$Q = B \times q = B \times k \times \Delta h \times \frac{1}{\pi} \times \log e \left(\frac{2x}{\ell} + \sqrt{\left(\frac{2x}{\ell}\right)^2 - 1} \right)$$

Q : 浸透量

B : ダム幅 $B = 33.0\text{m}$

q : 単位幅当りの浸透量

k : 透水係数 $k = 1 \times 10^{-2}\text{cm/s} = 1 \times 10^{-4}\text{m/s}$

Δh : セキ上げ水位 $\Delta h = 2.2\text{m}$

ℓ : 縦断方向のダム長さ $\ell = 7.0\text{m}$

x : ダム上流部における、地盤へ浸透する範囲

河川勾配 $I = 1/20$ 、ダム高さ $h = 2.2\text{m}$ 、安全率 $k = 2$ とすると

$$x = k \times h / I = 2 \times 20 \times 2.2 = 88\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{従って } Q &= B \times q = 33.0 \times 1 \times 10^{-4} \times 2.2 \times \frac{1}{\pi} \times \log e \left\{ \frac{2 \times 88}{7} + \sqrt{\left(\frac{2 \times 88}{7}\right)^2 - 1} \right\} \\ &= 33.0 \times 2.38 \times 10^{-4} \\ &= 7.9 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

この浸透量は渇水時のLiwaguの河川流量 $Q = 0.26\text{m}^3/\text{s}$ に対して約3%であり、取水に関して影響はないと考えられる。

(b) ダムの安定計算

堤体の安定計算を実施し、安定であることを確かめなければならない。安定計算は、その水平断面および堤体と基礎岩盤との接触面について、外力および自重に対し次の条件を満足するように行う。

- 上流端には、鉛直方向の引張応力を生じないこと。
(合力の作用線が底辺の中央1/3以内を通ること)
- せん断摩擦力に対して滑動しないこと。
- 底面における圧縮応力が地盤の許容応力以下であること。(沈下しないこと)

7章「地質」で述べた通り、計画地点周辺において、幾度かの地震が発生している。このためダムの安定計算において、地震時の検討も合わせて行った。その計算

は、堤体に作用する地震慣性力を、ダムの自重に堤体震度を乗じた値とし、堤体に水平に作用するものとする。堤体震度は、当該地域の地震の規模、ダムの種類、ダムの高さ等を考慮して決めるが、Naradaw Projectでは0.12を採用する。

安定計算で考慮する外力は、静水圧、堆積土圧、揚圧力、地震慣性力とする。

ダムの標準断面によって行われた安定計算を、Appendix 6に示す。これにより、ダムが安定であることが確かめられている。

11.2.2 取水口

(1) 河床取水型

バー・スクリーンを有した河床取水型取水口を採用する。

これはチロリアン (Tyrolean) 型とも呼ばれ、溪流取水の代表的な方式である。単位幅当りの取水量は実験結果および今までの実績より、 $0.1\text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。このため、Liwaguの取水口部の長さを7.0m、Mesilauの長さを5 mとした。

礫や浮遊流下物の目づまりを起こりにくくするため、バーの傾斜角を約 20° とした。実用的には、バーの直径は10cm、間隙は4 cm程度が標準である。

(2) 洪水時の対策

Naradaw Projectにおいては、洪水時にも取水を実施するため、過剰な流入量を低減すること、および堆積土砂の排除を容易にすることが必要である。

過剰な流入量および流入土砂の下流側沈砂池への流出を抑制するため、取水口部と沈砂池の水理的な接続構造としてオリフィスを採用した。また堆積土砂の排除を容易にするため、取水口部の底勾配を1/30以上とした。この勾配であれば、後方に設置した手動スピンドル式の排砂ゲートを開けば、流入水のもつ掃流力により、排砂が容易に可能となる。

堆積土砂がオリフィス標高まで達しないうちに、出水後は頻繁に排砂を行うことが必要である。

11.2.3 沈砂池

土砂が浮遊したままパイプラインへ流入し、パイプラインの凹部に沈澱して流積をせばめたり、一部は水圧管や水車に流入し、これを摩耗させることになる。これらを防ぐために、取水口部の直下流に沈砂池を設け、流入土砂を沈澱させて排除する。

(1) 沈砂池の大きさ

沈砂池の大きさは次式によって決定する。

$$L = k \times \frac{h}{Vg} \times U = \frac{k \times Q}{B \times Vg} \quad h = \frac{Q}{U \times B}$$

k : 安全率 2.0

Vg : 沈澱させようとする最も細かい砂粒子の限界沈降速度
砂粒径 d=0.3mm Vg= 0.04m/s

B : 沈砂池の幅

Q : Q_{max.} of Liwagu = 0.70m³/s
Q_{max.} of Mesilau = 0.50m³/s

U : 沈砂池内の平均流速 U= 0.3m/s

h : 平均水深

この式は流水中の最も細かい砂粒子が、沈降しながら沈砂池の終端の底部に達する動きに基づいて導かれたものである。

一般には、砂粒径 d=0.5~1.0mm に対する限界沈降速度 Vg=0.1m/s をとり、平均流速は 0.3m/s 以内とするのが標準である。Liwagu、Mesilau のダムサイトにおいては、流出土砂量が多いこと、および洪水時にも取水を行うことを考慮して、沈降させる最小粒径を d=0.3mm とし、限界沈降速度を Vg=0.04m/s とした。

以上より、必要な沈砂池の大きさにおける、B、L および h の関係は次のようになる。

Liwagu

$$L = 2.0 \times \frac{0.7}{0.04 \times B} = \frac{35.0}{B}$$

$$h = \frac{0.7}{0.3 \times B} = \frac{2.33}{B}$$

Mesilau

$$L = 2.0 \times \frac{0.48}{0.04 \times B} = \frac{24.0}{B}$$

$$h = \frac{0.48}{0.3 \times B} = \frac{1.60}{B}$$

Liwagu
(Q = 0.7 m³/s)

B (m)	2	3	4	5
L (m)	17.5	11.7	8.8	7.0
h (m)	1.17	0.77	0.58	0.47

Mesilau
(Q = 0.5 m³/s)

B (m)	2	3	4	5
L (m)	12.0	8.0	6.0	4.8
h (m)	0.80	0.53	0.40	0.32

取水口部と接続するオリフィスの直後では偏流、渦流や逆流が多少生じることから、上記数値に余裕をもたせ、Liwagu、Mesilau地点の地形特性を考慮し、以下の様に定めた。

Liwagu B = 4.0m L = 14.0m

Mesilau B = 2.5m L = 11.0m

(2) 沈砂池の構成

堆積土砂の排除を容易にするため、底勾配を1/30以上とした。下流側には手動スピンドル式の排砂ゲートを設ける。

Liwaguにおいては、沈砂池のすぐ後方にヘッドポンドを設け、オリフィスにより接続する。このため沈砂池には余水吐は設けず、余水はヘッドポンドの余水吐より河川へ流出させる。

Mesilauにおいては、下流に離れたヘッドポンドに長さ $L=90\text{m}$ 、 $D=60\text{cm}$ のステールパイプで接続する。パイプの呑口部には、点検用にストップゲートを設ける。また呑口部が落葉等であつまらないようにコンクリートスラブで沈砂池を覆う。

洪水時に河川を流下する土石流が沈砂池に逆流するのを抑制するために、余水吐にはコンクリートによる覆いをする。

11.2.4 ヘッドポンド

(1) ヘッドポンドの機能

ヘッドタンクは以下の役割を持つ。

- 水撃圧が上流側の導水路へ波及することを防ぐ。しかし、ペルトン水車やターゴ水車のようなインパルス型水車を適用する場合は、デフレクターの機能により水撃圧は無視することができる。
- 負荷の急激な変化に追従させるために、使用水量をすばやく調整するための水量を確保する。勿論、負荷の微小変動も調整する。
- 余水吐設備を設けることにより、取水量と使用水量に差が出た時に生じる余剰水を河川に流下させる。
- 流水中の土砂を最終的に沈澱させる。

Naradaw Projectにおいてはヘッドポンドが採用される。これは、上記に述べたヘッドタンクの役割に加え、渇水期にピーク発電をするために必要な容量をヘッドポンドで確保するという機能を有する。9章「最適開発計画」に示す通り、河川流量を調整するために必要な容量は1,400m³である。

ヘッドポンドは、水撃圧をパイプラインに波及するのを防ぐために、通常、水圧鉄管とパイプラインの間に設置するが、Naradaw Projectにおいてはデフレクターを有するターゴ水車を使用するため、ヘッドポンドを取水設備と水圧鉄管の間のいずれの位置にも設置可能である。このためヘッドポンドの位置の検討を次に示す。

(2) 位置の選定および比較検討

ヘッドポンドの候補地として、次の2案を選定し、比較検討した。

■ 単一ヘッドポンド方式

水圧管路上流端、LiwaguとMesilauパイプラインの合流点の標高1030m付近の丘の上にヘッドポンドを設ける。

■ 2ヘッドポンド方式

MesilauおよびLiwagu両取水ダム付近にそれぞれヘッドポンドを設ける。

(a) 単一ヘッドポンド方式 (DWG. 11-18 参照)

単一ヘッドポンド方式には、次のような欠点がある。

- 大規模の掘削が必要であること。Naradaw部落の直上部 BL. 1030m付近において約12,000m³の掘削が必要となる。この掘削工事は、周辺の自然環境や、村人の日常生活に悪影響を与える。
- ヘッドポンドからの越流水を処理するため、ヘッドポンドからMesilau川までの長さ約200m、高低差70mのエネルギーキラーを備えた階段式の長い余水路を設ける必要がある。
- 水圧管路上流端にヘッドポンドを設ける案は、それぞれの取水口地点にヘッドポンドを設ける案に比べ約1.4倍の工事費が必要である。

概略の工事費の積算結果を次表に示す。

建設工事費の比較

ヘッドポンドの位置および型式	工事費 (M\$)
Single Headpond (Top of hill)	
Concrete facing	662,000
Two Headpond (Concrete facing)	
Liwagu Site	191,000
Mesilau Site	293,000
Total	484,000

(b) 2ヘッドポンド方式

この方式は、単一ヘッドポンド方式に比べ、次のような利点が考えられる。

- ヘッドポンドを川の近くに設けることができ、余水路および排砂設備の配置が容易にできる。
- すべての堆砂は、取水路や沈砂池に設けられたゲートやヘッドポンドの排砂管により排砂でき、導水管内への土砂の流入は少ないものと考えられる。

以上の理由により、2ヘッドポンド方式をNaradawプロジェクトに採用した。

(3) ヘッドポンドの規模

Naradaw Projectにおいて、河川流入量を調整するために必要な容量1,400m³を、最大使用水量の比によりLiwagu、Mesilauのそれぞれのヘッドポンドに分けて設置する。それぞれの必要容量は以下の通りである。

$$\text{Liwagu} \quad V = 1,400\text{m}^3 \times 0.7/1.18 \approx 800\text{m}^3$$

$$\text{Mesilau} \quad V = 1,400\text{m}^3 \times 0.48/1.18 \approx 700\text{m}^3$$

この容量に加え、ヘッドポンドには、レベルカバナー運転に必要な余裕水深をL.W.Lの下に50cm設ける。

なおパイプラインの呑口は、空気混入を避けるために、上に述べた限界水深より2×D下げた位置に設ける。

以上によりヘッドポンドの規模を決定した。

(4) ヘッドポンドの構成

Liwagu

ヘッドポンドは沈砂池に直接オリフィスにより接続される。ヘッドポンドの構造は、川側がL型擁護壁、底部および山腹側がコンクリートフェーシングとした。掘削および部分的な盛土により基礎が作られ、その上に栗石の敷設を行い、コンクリート構造物を設置する。

余剰水を安全に河川に流出させるために余水吐を設ける。また堆積した土砂を排除するために、排砂ゲートを設ける。パイプラインの呑口部にはスクリーンを設け、その後方には、水路系の点検等に使用するストップ・ゲートを設ける。レベル・ガバナー運転や河川流入量の把握に必要な水位計を設置する。

Mesilau

ヘッドポンドは地形上の制約から、取水ダムの下流約100mに設ける。沈砂池とヘッドポンドは延長90mのスチールパイプにより接続する。掘削と盛土を行い池を築造し、コンクリートフェーシングにより遮水する。楕円に近い形状をなし、パイプラインの呑口および排砂管は底部に設ける。他の設備はLiwaguヘッドポンドと同様である。

11.2.5 パイプライン

(1) ルート選定

パイプラインのルートについては、次に述べる点に留意し、図上検討（1/2,500地形図）、現地踏査を行った上で検討を実施した。

- 水路勾配が動水勾配線以下であること
- 地形が急峻でないこと
- 崩壊等の地質上の大きな問題点が無いこと
- パイプライン延長が短くなること

構造的に安定したパイプラインが設置でき、かつ工事費が安くなるルートを2案選択し、これらを比較検討した。検討にはパイプラインのみならず工事用道路として用いるアクセス道路も合わせて行った。水平ルート案をDWG. 11-1、村道沿いルート案をDWG. 11-19に示す。

(a) 水平ルート案

地形・地質状況に合わせて30m程度の起伏をもつが、ほぼ動水勾配線に沿って設定したルートである。

Mesilau側は、地形が緩やかであり、地質も安定しており、パイプラインおよびアクセス道路の設置は易しい。

Liwagu側は、山腹が起伏に富んでおり、沢がいくつか存在し、水路橋の設置も必要となる。また、ダムより2.1kmの所では、崩壊地の痕跡が残る斜面の上部を通過するため、排水工等の対策を十分に立てる必要がある。

(b) 村道沿いルート案

Liwaguにおける地形・地質状況が、特に悪い箇所を避けるため、パイプライン始点1,180mよりMesilauパイプライン合流点までの約1,570m区間を、村道沿いに設置するルート案である。

村道が標高925mまで下がり、約120mの高圧がかかることと、点検用の高圧バルブ、および排水箇所において流水を減勢する設備が必要なこと、村道沿いに設置されている既設の送電線の移設が必要となる等の特徴がある。

これらを考慮して工事費を算出した結果、村道ルート案がいく分高くなるもののほぼ同じ結果となった。ただし、村道ルート案には次に述べる不確定要素が残るため、水平ルート案を採用することとした。

- 村道の管理境界が確認できないため、管理境界の範囲が広い場合には、工事費の増加が見込まれる。
- 村道を利用する車両の事故により、高圧パイプラインに対して悪影響を受けやすい。

なお、選定されるルートについては本プロジェクトの実施に先立ち、中心線の測量を行い、地形および地質条件を配慮したより正確な水平ルートおよび標高を設定することが必要である。

(2) 管材料

(a) 管材の選定

パイプラインに加わる内圧は低圧のため（最大でも 3 kgf/cm²程度）、管材には、通常使われているスチールの他に、据付が容易であると思われるHDPE（高密度ポリエチレン管）を検討した。

次の理由からスチールパイプを採用することとした。

- スチールパイプの材料費は考えられる管材質の中で一番安価である。HDPEはスチールパイプの1.6倍の単価で、据付費の低減を考慮しても割高となる。
- Liwaguパイプラインルートは地形の起伏が激しく、サドルサポートの径間を長くすることができるスチールパイプが有利となる。

(b) スチールパイプ

スチールパイプの材質は、サバ州の水力発電所で一般的に用いられているBS 3601 ERW410相当とした。

板厚は、製作・運搬・据付等の条件に対して必要な剛性を保つこと、および溶接施工上必要な厚さから6 mmとした。

塗装は、下塗りを行った後、内面はタールエポキシ樹脂塗装、外面は塩化ゴム系塗装とした。

(3) 最適径の検討

Naradaw Projectの土木工事における大きな特色は、パイプラインが長いことから、その工事費が土木工事全体に占める割合が大きいことである。そのためパイプラインの工事費が、このプロジェクトの経済性に大きな影響を及ぼす。

このため、内径の違いから生ずる工事費および内径の違いによる有効落差から生ずる便益を比較することにより、経済的な最適径を検討する。

最適径の算出は以下の通り行う。

$$B_g - C_g = (B_g - B) - (C + C_o) = (B_g - C_o) - (B + C)$$

B_o : Annual benefit in effective head

B_g : Annual benefit in gross head

B : Annual benefit loss due to head loss

C_g : Annual cost for the construction cost

C_o : Annual cost for the construction cost without pipeline

C : Annual cost for the construction cost of pipeline

最適化の方法は“有効落差分の年間便益”と“総工事費の年間経費”の差 ($B_g - C_g$) を最大にできる、パイプ径である。これは上式でわかる通り、“損失水頭による年間便益の損失”と“パイプライン”工事費による年間経費”との和 ($B + C$) が最小にできるパイプ径である。

便益 (B) と経費 (C) はパイプライン1 m当りについて次の式で算出する。

$$B = (\text{Benefit for firm peak power}) + (\text{Benefit for energy}) = B_{kW} + B_{kWh}$$

$$B_{kW} = (\text{Unit kW } B) \times (\text{Output for head loss}) = 240M\$/kW \times \Delta P$$

$$B_{kWh} = (\text{Unit kWh } B) \times (\text{Energy for head loss}) = 0.18M\$/kWh \times \Delta E$$

$$C = (\text{Annual cost factor}) \times (\text{Construction cost of pipe}) = 0.115 \times C_{con}$$

計算結果をFig. 11-3に示し、計算内容をAppendix 6に示す。この結果からパイプラインの内径を次のように決定した。

Liwagu $D = 70\text{cm}$

Mesilau $D = 60\text{cm}$

(4) 支持方式

パイプラインの支持はLiwagu、Mesilau共全区間コンクリートサドル式とした。基礎地盤は地耐力があまり期待できないので、不等沈下を避けるために、サドル下部にフーチングを設けた。サドルの高さは地形・地質状況に合わせ、数種類を設定することが望ましいが、ここでは1 mと2 mの2タイプの選定を行った。

管径70cmおよび60cm、板厚6 mmというスチールパイプの構造より、サドル支持台の間隔は12mとした。

(5) 選定されたパイプライン

Mesilau側のルートは地形が緩やかであるため、アクセス道路は起伏することなく設置することが可能である。このためパイプラインは、アクセス道路沿いに下流側を下り勾配を保ち設置する。Liwaguパイプラインとの合流手前のやせ尾根は、開さくによりショートカットする。

Liwagu側のルートは地形が険しく起伏に富んでおり、斜面の安定を図るため、アクセス道路は掘削を少なくし、地形なりに設置される。このためパイプラインは、部分的には道路より少し離れた位置に設置される。

固定台は、勾配の変化点に数ヶ所設置され、そこに伸縮ジョイントを設けられる。Liwaguパイプラインは片勾配とならず起伏を有するため点検時に必要なエアバルブを凸部に、ドレーンバルブを凹部に設ける。

(6) ストップバルブ

LiwaguおよびMesilauパイプラインは水位差11.8mを有するヘッドポンドを上流にもち、ペンストック上流部で合流する複合管である。

本パイプラインは最大使用水時、Liwaguで0.70 m^3/s 、Mesilauで0.50 m^3/s の取水が可能であるよう設計されている。

しかし、河川流量が大きく低下した場合はそれぞれのパイプラインにより摩擦損失が変化するため、この比率と異なった流量が流れる。また、取水停止時にはLiwaguヘッドポンドの水がMesilau側に流れる。さらに河川流量が低下した場合にはLiwaguパイプラインに空気混入が生ずる。

これらを防止するため、Liwagu、Mesilauパイプラインの合流点直前に、それぞれ

ストップバルブを設ける。このバルブは電動開閉タイプとし、発電所から自動制御できるようにする。このバルブは次の状況のときに、制御を行う。

発電所が運転を停止した時に、Mesilau側ストップバルブを閉塞する。また渇水期に河川流量が少なくなった時期で、Liwaguヘッドポンドの水位がLWL以下になった場合はLiwagu側ストップバルブを閉塞し、Mesilau側で運転を続ける。

Mesilauヘッドポンドの水位がLWL以下になった場合はMesilau側ストップバルブを閉めLiwagu側で運転を続ける。このように常時両ヘッドポンドの水位を監視しバルブを自動制御し、両ヘッドポンドの水を有効に使用する。

また一方の水路系の点検時には、このバルブを閉塞することで他の水路系により発電を行う。

このストップバルブは、制御システムを含めて常時使用できるように日常細密な点検整備が必要である。

11.2.6 水圧鉄管

(1) 一般

Liwagu取水口からの長さ2.68kmのLiwaguパイプラインは、直径60cmのMesilauパイプラインとNaradaw部落上部で合流する。この地点から発電所までの780mの間に、内径80cmの埋設式水圧鉄管が据付けられる。発電所は、Liwagu川とMesilau川の合流点の上流約100mのLiwagu川左岸に設けられる。

現地踏査および地質調査結果に基づき、水圧鉄管のルートは、地質的に安定している尾根部を選んだ。

(2) 水圧鉄管の支持方式

選定された水圧鉄管のルートの地質は、一般的に安定しているが1991年から1992年初期にかけて実施された踏査および水圧管路ルート上で行ったボーリング調査の結果から、比較的地耐力の少ない部分が見受けられた。このため鉄管の支持方式は、埋設式を採用した。

埋設方式は、地上設置方式に比べ次のような利点が考えられる。

- プロジェクト区域の環境に与える影響が少ない。
- 村人やその家畜の移動に支障とならない。
- 落石等による水圧鉄管の損傷を防止できる。

埋設鉄管は、地表より1-2mの位置に設けられた砂基礎の上に設置し埋設される、例え、埋設方式を採用した場合でも、曲管部および急峻な直管部に固定台が必要となるであろう。また地耐力の十分でない固定台の部分には、杭基礎等による固定台支持方法を考慮する必要がある。

地上設置方式の水圧管路は、地下埋設方式に比べ、支台部に荷重が集中するため、基礎が大きくなり建設費も高くなる。埋設方式および地上設置方式の建設費を以下に示す。

埋設式水圧管路 M\$ 813,000

地上式水圧管路 M\$ 900,000

以上により、埋設方式の水圧管路を採用する。

(3) 設計水圧の検討

LiwaguおよびMesilauのパイプラインの終端部には、それぞれ維持管理用のストップバルブが設けられる。パイプラインおよび水圧管路の設計水圧の算定には、次の3方式の取水方法を考慮した。

(a) LiwaguおよびMesilauの両取水口より取水する場合。

(b) Mesilau取水口から取水する場合。

(c) Liwagu取水口から取水する場合。

このケース(c)の場合に、最も大きな水撃圧が発生する。これは静水圧が最も高く、パイプラインが長いからと考えられる。

以下にそれぞれの取水時における、負荷遮断時の水撃圧の計算結果を示す。

取水箇所	Liwagu	Liwagu+Mesilau
使用水量 (m ³ /sec)	0.70	1.20
静水圧 (m)	195.00	184.00
弁閉塞時間 20sec の水撃圧 (m)	32.90	19.44
負荷急遮断時 水撃圧 (m)	170.62 (t < 7.2 sec)	206.68 (t < 3.8 sec)

以上に示すごとく、負荷急遮断時の水撃圧は、非常に大きい。

このため、水車バルブの閉塞時間を長くとり、水圧上昇を極力小さくする必要がある。Fig. 11-4にコントロールバルブの閉塞時間と水撃圧との関係を示した。例えば、バルブの閉塞時間を2分と長くした場合には、水撃圧は約5 mにしかない。

水撃圧を小さくするためには、水車の選定も重要となる。この問題を解決するためには、長いコントロールバルブの閉塞時間が設定可能な、デフレクターと電動ニードルバルブを持ったインパルス型水車の採用が不可欠となるであろう。このプロジェクトでは、ターゴインパルス型水車を採用し、これに対応している。

(4) 水圧鉄管の板厚の計算

水圧鉄管の設計水圧は、静水圧と水撃圧により構成される。

水撃圧を少なくするためには、ニードル・バルブの閉塞時間をできるだけ長くする必要があり、このプロジェクトではこれを60sec以上に設定することにより、水撃圧

を静水圧の15%以下におさえ、水車中心における水圧鉄管の設計水圧を224mとした（静水圧 195m + 水撃圧 29m）。

水圧鉄管の板厚の計算は、以下の条件を考慮して行った。

- 水圧鉄管はマレーシアで入手可能な材料を使用する。
- 許容引張応力度は、約 1,300kg/cm²とする。
- 腐食代 : 1.5 mm
- 最小板厚 : 6 mm

Fig. 11-5に水圧鉄管板厚の計算結果を示す。

11.2.7 発電所

発電所の位置は以下の基準により選定した。

- 洪水に対して安全であること
- 掘削土砂の土捨場が発電所近くに確保できること
- 発電に使用した水が容易に、かつ、安全に放流できる放水口の設置が可能であること
- 工事費が安いこと

発電所の敷地標高は、Liwagu川の洪水位より十分安全な高さを確保し、BL. 853.00 mとした。発電所地点のLiwagu川の洪水位と洪水量は、それぞれ BL. 848.50mおよび 220m³/secである(Fig. 11-6 参照)。

発電所の敷地標高は、放水位 BL. 852.00mに1mの余裕をもっている。発電所の床は、敷地より20cm程度高くし雨水の流入を防止している。発電所建屋は、209m²で建屋内には、800kW 2台の発電機が据付けられ、機器の据付および点検整備のための容量6 tonの吊り上げ設備、運転要員のためのシフトルーム、便所、倉庫、工具用の棚等が設けられる。

発電に使用された水は、それぞれの水車下部に設けられた減勢池に放水された後、Liwagu川に放流される。

2台の変圧器が、発電所の東側に設置され、発電された電力を11kVに昇圧して送電線に送る。変圧器および発電所周辺には、ガードフェンスを設置する。

発電所上流川の窪地に、発電所および水圧管路で発生する土砂の土捨場を設ける。

11.2.8 アクセス道路

(1) 新設道路

Naradaw 計画のため新たに建設するアクセス道路として以下のルートを計画した。

区 間	タイプ	延 長
1. Liwagu取水設備～既設道路	Type A	950 m
2. 既設道路～パイプライン合流点	Type A	1,250 m
3. Mesilau取水設備～パイプライン合流点	Type B	1,000 m
4. 既設集会所～パイプライン合流点	Type B	700 m
5. 既設橋梁～発電所	Type A Type B	780 m 780 m
合 計	(Type A) (Type B)	5,460 m (2,980 m) (2,480 m)

これらの道路は有効巾員を4mとして計画した。Type Aは地形の急傾斜区間であり、掘削量が多く、かつコンクリート製U形側溝による排水工、コンクリートよう壁による崩壊防止工を計画した。

特に既設道路の上段に位置するLiwaguパイプライン沿いのアクセス道路（Type A、上表2）区間は、急峻な山腹斜面を通過するため、切り取りを最少にすると共に道路勾配を急にして、排水効果を図った。Type Bは緩斜面区間であり、掘削量も少なく、簡単な排水工を計画した。両タイプとも掘削斜面は種子吹付工を施工し、緑化することにより降雨による斜面崩壊を防止するよう計画した。なお沢通過部は橋梁は設けず、コンクリートスラブを設けるものとした。

各アクセス道路のルートはDWG. 11-14に示すとおりである。

(2) 既設道路改修

Liwaguパイプラインの一部および水圧鉄管中段に至る既設道路は道巾が狭く、かつ路面が不安定である。これらの道路は工事着手に当り改修が必要である。

既設道路の改修として1,450m区間を計画した。

11.3 電気機器

11.3.1 基本的な設計条件

小水力発電所の基本的設計思想は、大規模水力と同様の設備と運用方式を踏襲すると単位エネルギー当りのコストが非常に高くなり発電所の建設は出来ないので、土木・電気設備の設計を行うにあたっては出来るだけ簡素化を図るものとした。又設計の簡素化が設備の保守運用の面においても、人手に頼る度合を小さくするよう配慮するものとした。電気機器の設計に当っては現状の対象電力系統と、さらに将来の電力系統を考え、電力系統の中で占めるNaradaw小水力発電所の出力比率を考慮し、常時監視制御方式(One-man control system)を採用するものとした。この場合の設計上の基本条件等は次のとおりである。

(1) 負荷調整方式

Naradaw小水力発電所では合流水槽を省略し、河川より直接取水の後、沈澱池を通った後Head Pondから鉄管路により発電所に直接導水される。従って水車への流入量を河川からの取水量に一致させなければならない。このためLiwagu川とMesilau川の両Head Pondに水位検出器を設け、水位に応じ水車への流入量を調整する水位調整器による運転方式を適用する。

なお電力系統の負荷需要に合せたピーク運転も可能なようプログラム運転モード装置、系統安定度に寄与するガバナー・フリー運転等が出来るものとする。

速度-負荷制御は通常ガバナーにより作動するジェット・デフレクターにより行われる。この制御方式により全負荷遮断の場合でも鉄管路のパイプラインに水圧上昇は起こらない。なおニードルバルブはデフレクターの制御に追従して制御することが可能であるが、閉鎖の度合いは鉄管路の許容水圧上昇の範囲内におさえられる。

(2) 保護制御装置の構成

年間を通じて河川水量の増減が大きく、小流量時は1台のみ運転して効率アップを計る必要がある。この意味において、保護・制御システムはユニット・システムで構成するものとして発電所の経済性を計るものとする。具体的には下記仕様を有するものとする。

- 励磁方式はブラッシレスとする。

- AVR、電気ガバナーのレギュレーター部分、監視、操作、制御、保護装置を一体化する。
- 主機の停止制御は非常停止（86-1）と普通停止の2通りとする。
- 配電盤室は設けず制御装置は主機と同一フロアーに設置する。
- 自動同期装置用スイッチ、水位調整スイッチ、プログラム運転モードスイッチ等を設ける。
- 集合動作表示器（30S）および、集合故障表示器（30F）を設ける。

(3) 水車形式の選定

水車形式の選定については、開発地点の基本諸元、河川の流況等を考慮し、技術的および経済的に満足するよう慎重に検討を行う必要がある。特に豊水期に流域より流れ込む土砂は、水車の摩耗に大きく影響するので水車の保守、点検の容易さにも充分配慮するものとした。なお対象電力系統の規模とNaradaw小水力発電所が分担すべき負荷、特に深夜の軽負荷時にはユニット出力に対し、30%前後まで出力が低下することが考えられる。このため水車形式によってはキャビテーションが発生し長期の運転に耐えられないものもある。

11.3.2 検討結果

(1) 運転方式

本発電所は電力系統の中で占める比率が高いことから運転員を常駐させることが望ましい。特に豊水期には長期間に亘り連続運転することが予想されるが、他の水力発電所との協調運転が必要で、この場合、給電指令による負荷調整、ユニットの運転停止が不可欠である。この意味において常時監視方式（One-man control方式）を採用するものとする。このため発電所建物内に仮眠室を含めた2部屋を設けるものとする。電力の安定供給や、系統周波数を目標運用幅におさめる目的で自動的に発電機出力や電圧を調整する制御装置（ガバナー・フリー、レベルガバナー、プログラム運転装置、AVR等）を設けるものとする。

なお発電所の運用に当って必要な通信設備としては、無線電話回線（短波）をKundasang-Naradaw、Ranau-Naradaw間に設けるものとする。

(2) 主機の選定

(a) 水車

一般的に云って、Naradaw小水力発電所に適用出来ると考えられる水車型式は、反動水車ではFrancis、衝動水車ではCross-Flow、Pelton又はTurgo-Impulseの何れかが適当と考えられる。

- Francis水車は、他の水車型式に比べて水車効率が低いことから世界中で最も多く使用されている。しかし本計画では落差170mに対し、使用水量が0.60 m³/sと小さい為、水車の羽根間隔が極端に狭くなり、機械加工も難しく、製作上の難点がまず指摘される。また衝動水車に比較し、比速度 (Specific Speed) が大となるが、発電機の回転数が1500rpmとなり、標準品の適用が難しい。

- PeltonおよびTurgo-Impulse型水車は落差、使用水量、保守、運用面からみて特に問題となることはない。

価格的には、Turgo-Impulseが有利となるが効率面では若干Pelton水車が有利である。すなわちメリットである価格差、デメリットであるTurgoとPelton水車の効率差 (影響する期間は50日程度であり、この期間内の減電々力量を考慮する) を評価してもTurgo-Impulseが有利であり、Turgo-Impulse水車を採用することとした。

(b) 発電機

本プロジェクトに採用が可能な発電機としては、同期発電機と誘導発電機が考えられる。価格的には誘導発電機が有利であるが、電力系統に並列する時の突入電流が大きく、この対策にはかなりの費用を必要とする。又結論的に云って、電力系統の規模からみて誘導発電機の適用は困難である。したがって他の発電所と同様、同期発電機を採用し、電力系統の安定度および供給信頼度の向上の確保を行うものとする。

(c) 開閉所機器

- 主要変圧器の主要台数は、主機一台に対して変圧器一台を設置し、計2台とする方法と、主機2台分をまとめて変圧器一台とする方法が考えられるが、変圧器は静止機器であることから、高い信頼度が期待できるが、不測の事故を考慮し2台とすることとした。

- 開閉機器として11kV側には既設電力系統の設計思想に合わせて、電力フューズ、断路器および避雷器を設けるものとする (Fig.11-7参照)。

なお、11kV側のしゃ断器を省略した結果、11kV送電線と主変圧器の選択保護が考慮されていないことに留意する必要がある。

Naradaw 小水力発電所の主要諸元

水 車

タイプ	Turgo-Impulse Turbine
台 数	2
有効落差	170 m
最大使用水量	0.60 m ³ /s
回転数	1,000 rpm

発電機

タイプ	三相同期発電機
台 数	2
容 量	890 kVA
※電 圧	3,300 V
電 流	156 A
回転数	1,000 rpm

変圧器

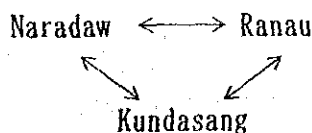
タイプ	自冷3相変圧器
台 数	2
容 量	890 kVA
※電 圧	11,000V / 3,150V

発電所制御方式

常時監視制御方式 (One-man Control System)

通信方式

無線電話回線 (短波)



- ※ Standard voltage of 415V for generator and transformer will be applicable for the Project without any incremental cost. However, it is better to determine the voltage at the definite design stage.

Figure 11-1 Rating Curve of Overflow Crest at Liwagu (L = 24 m)

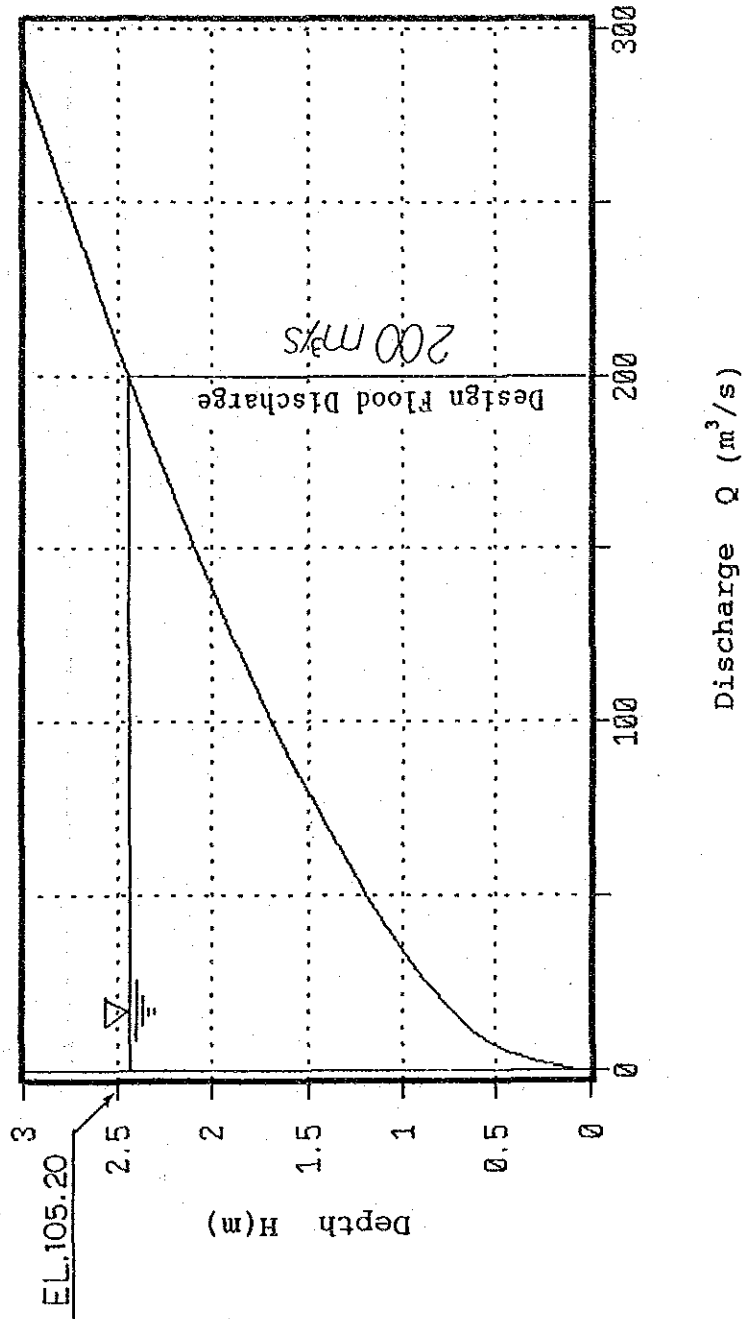


Figure 11-2 Rating Curve of Overflow Crest at Mesilau (L = 22 m)

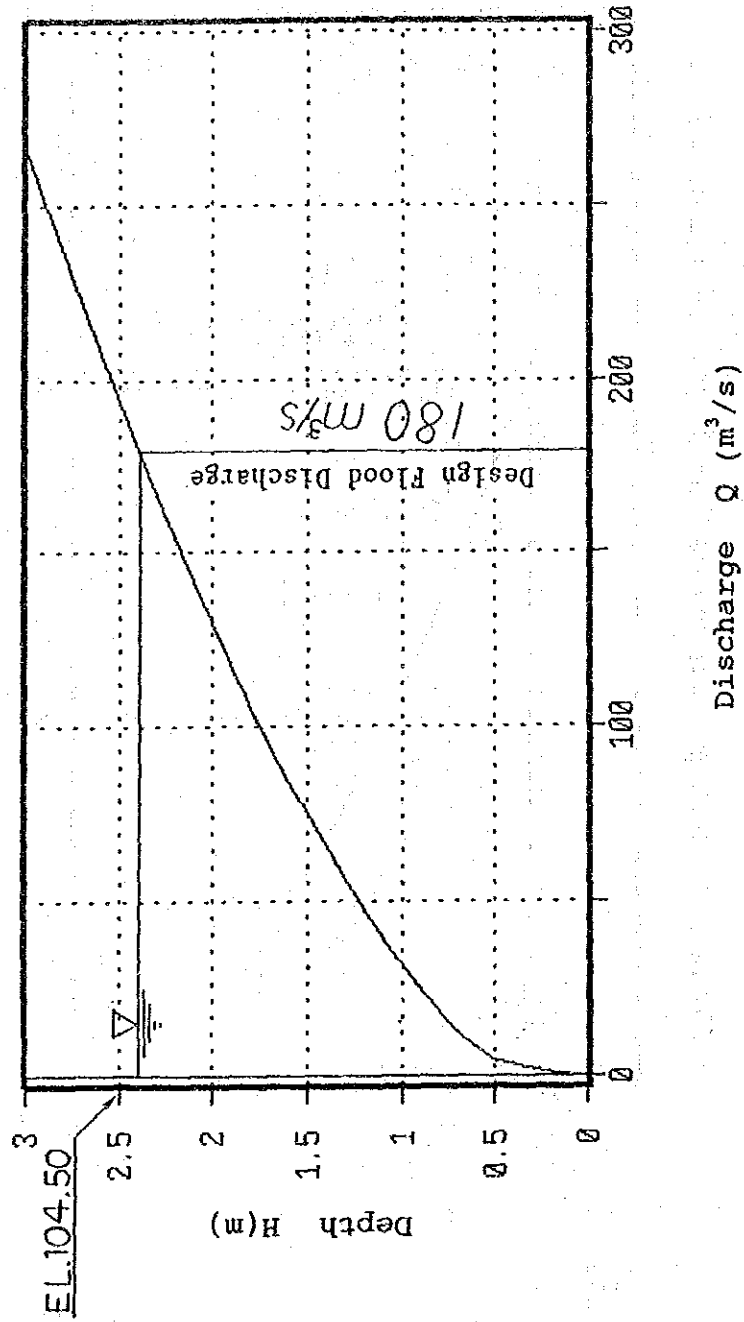
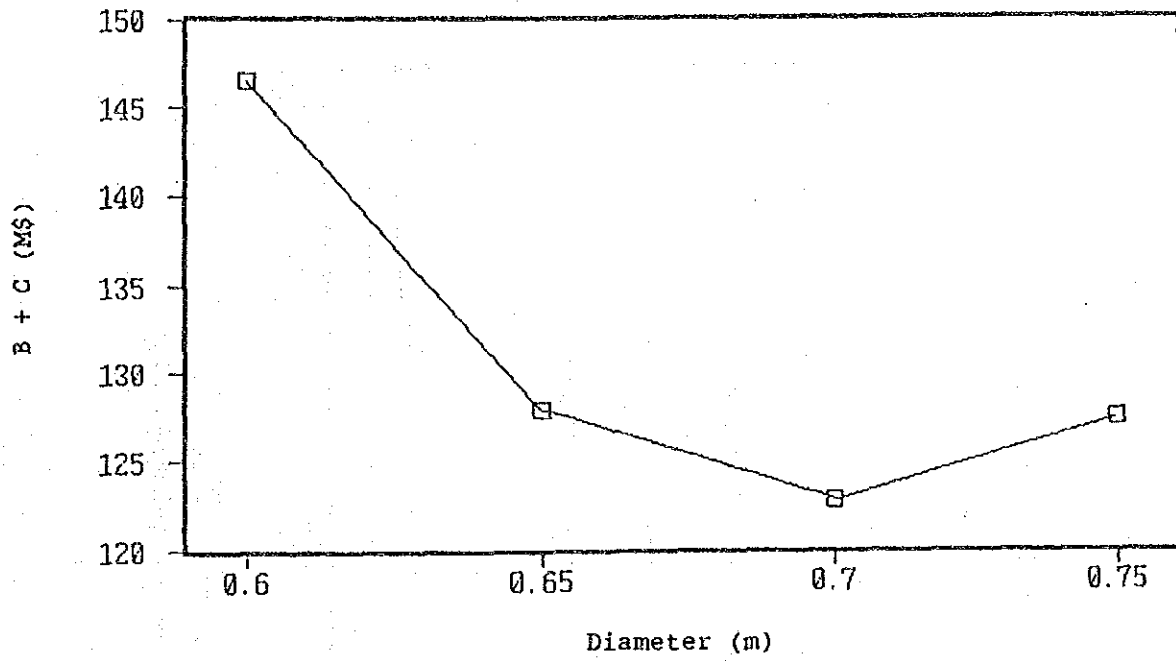


Figure 11-3 Optimum Diameter of Pipeline

Optimum Diameter at Liwagu



Optimum Diameter at Mesilau

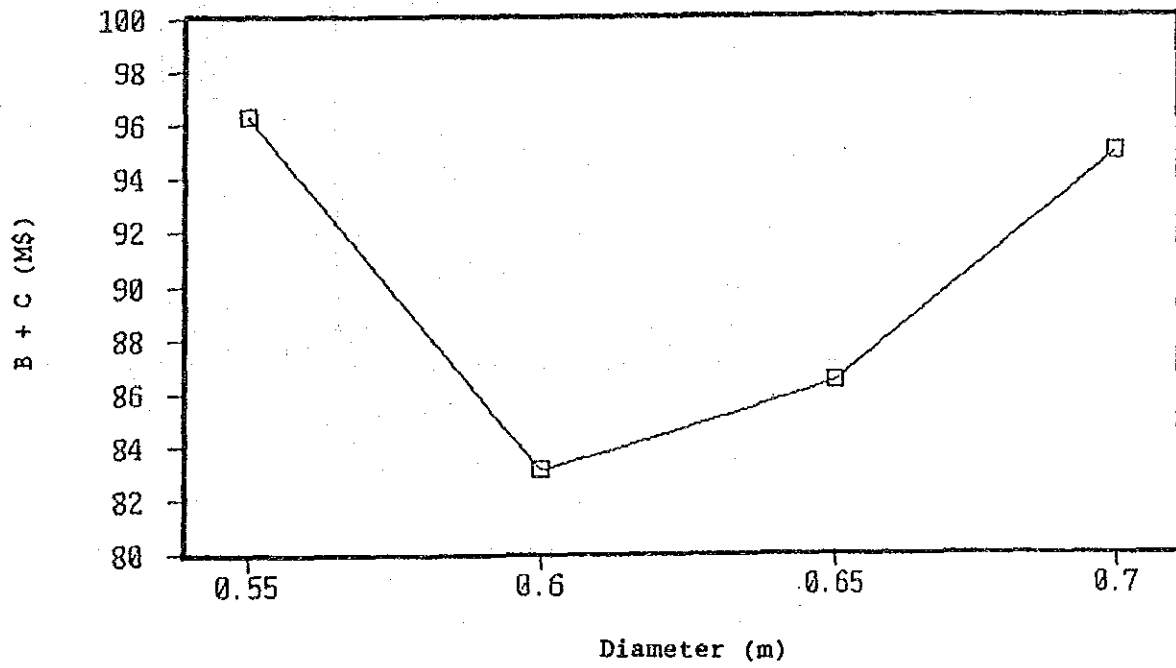


Figure 11-4 Design Head at Turbine Center

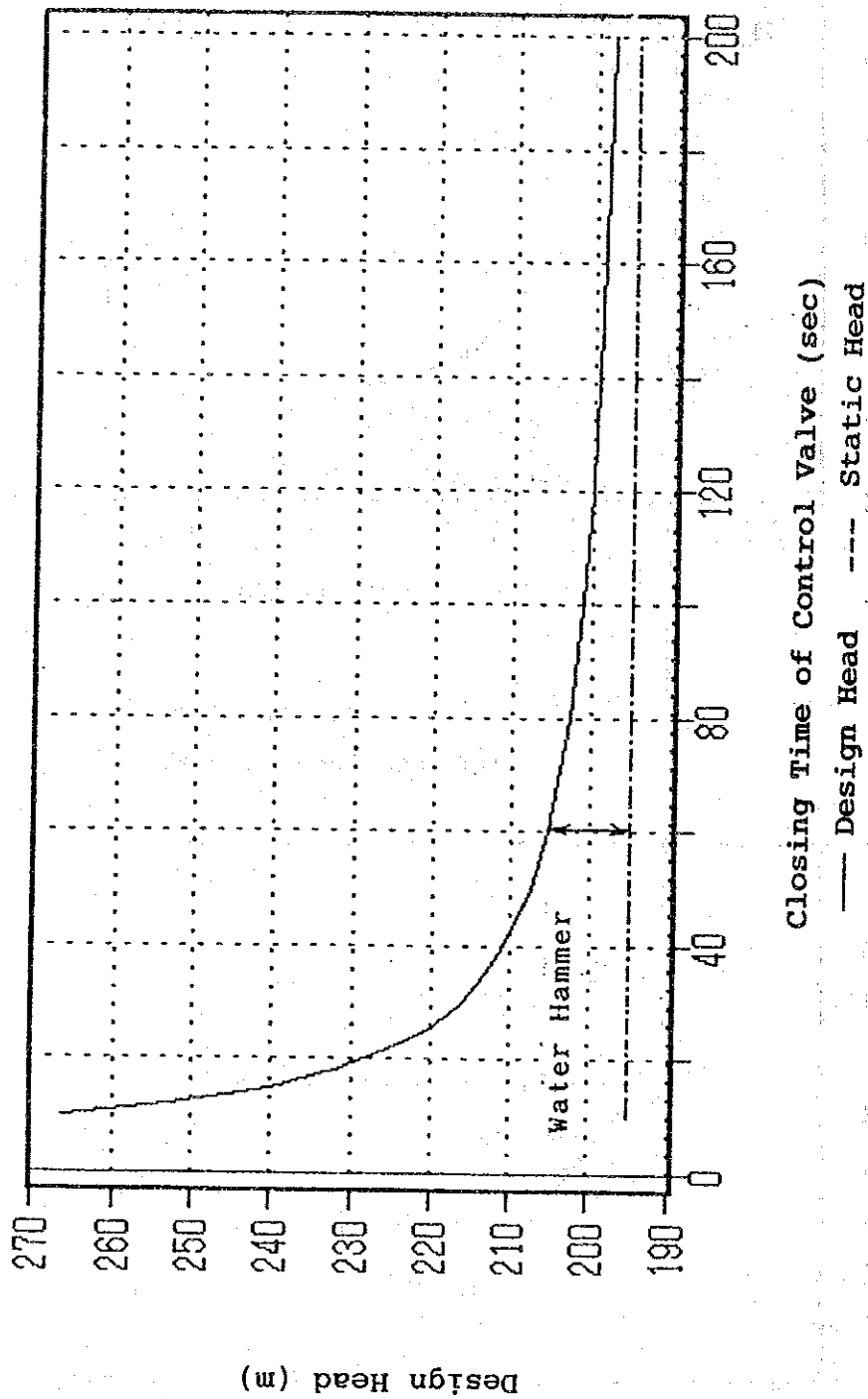


Figure 11-5 Wall Thickness of Penstock (mm)

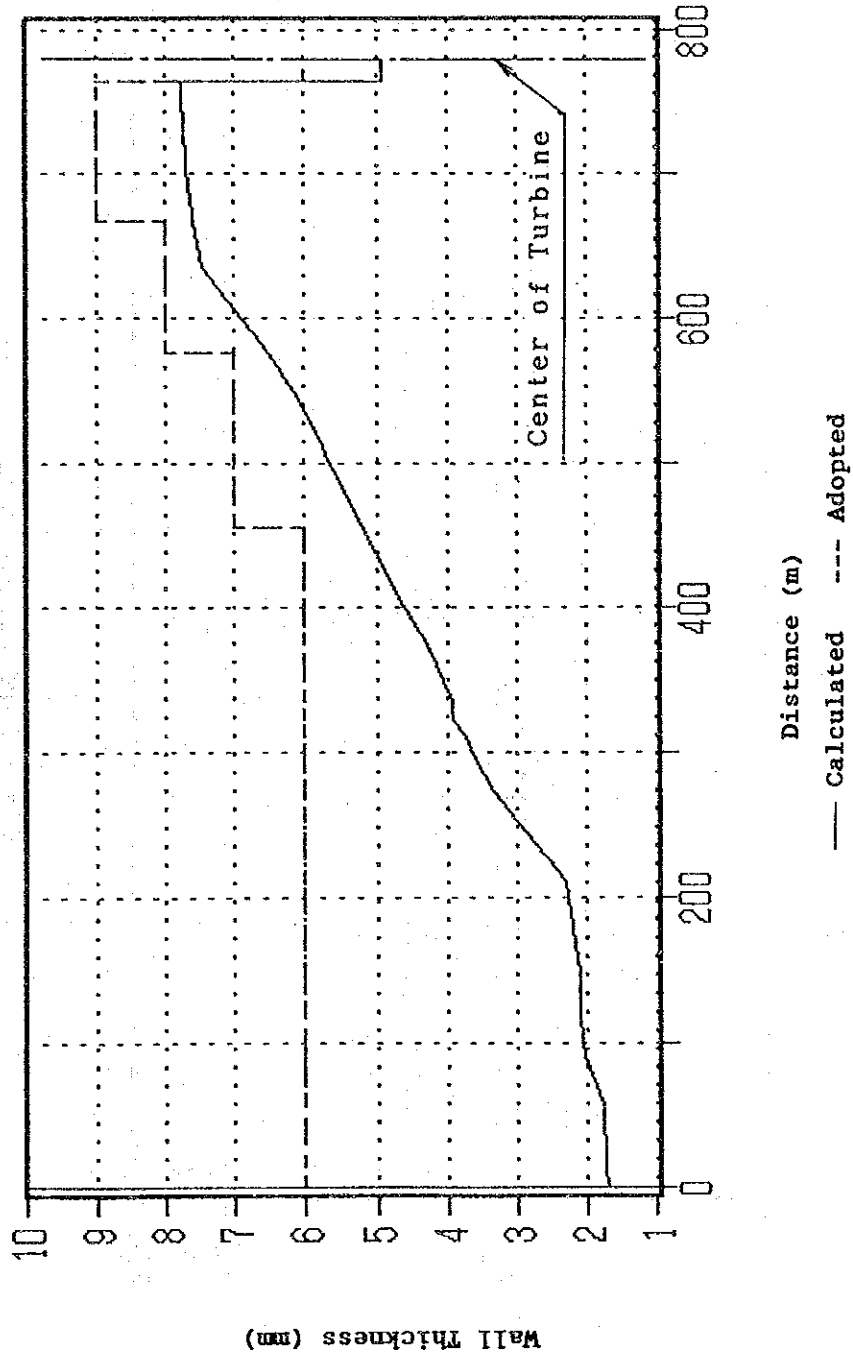


Figure 11-6 Rating Curve at Powerhouse Site

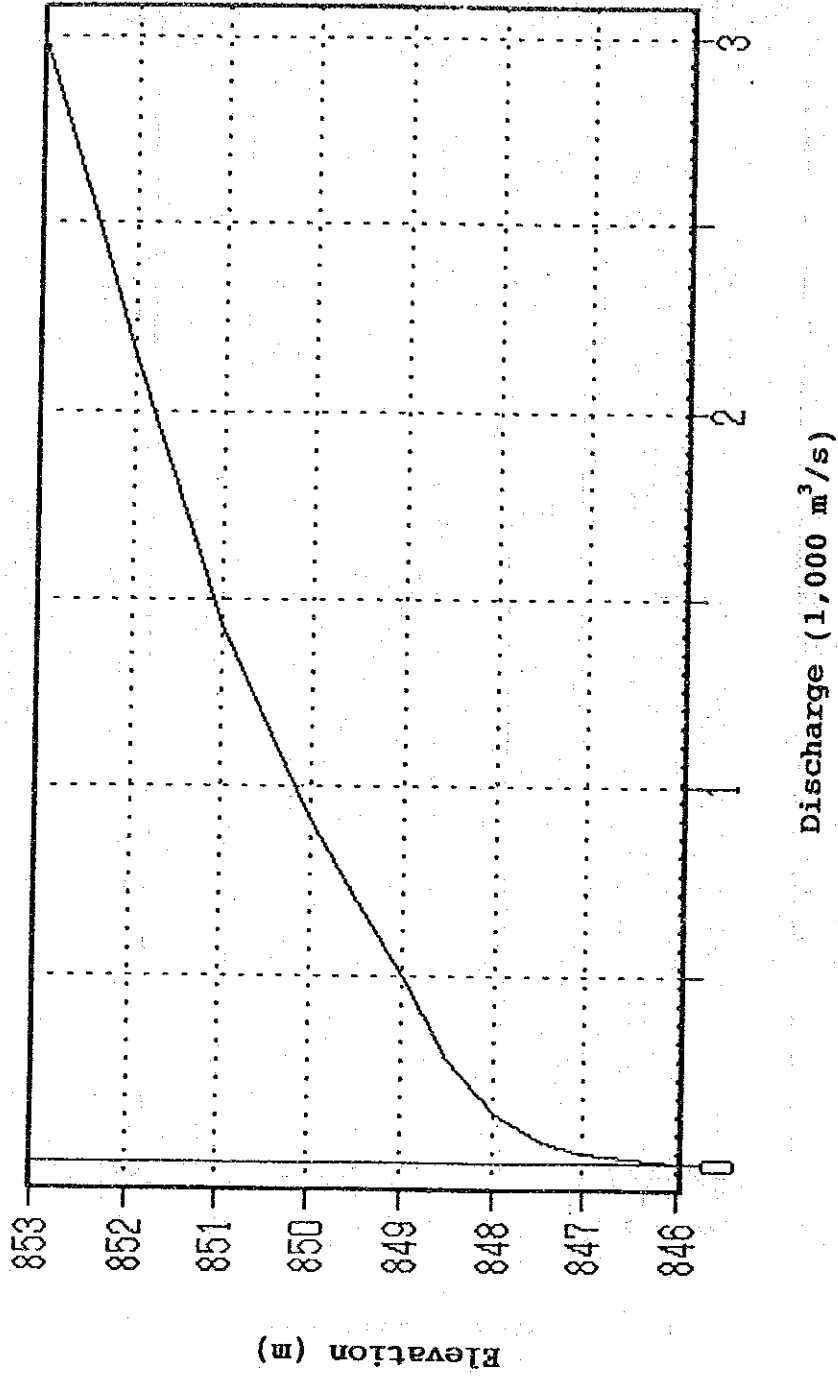
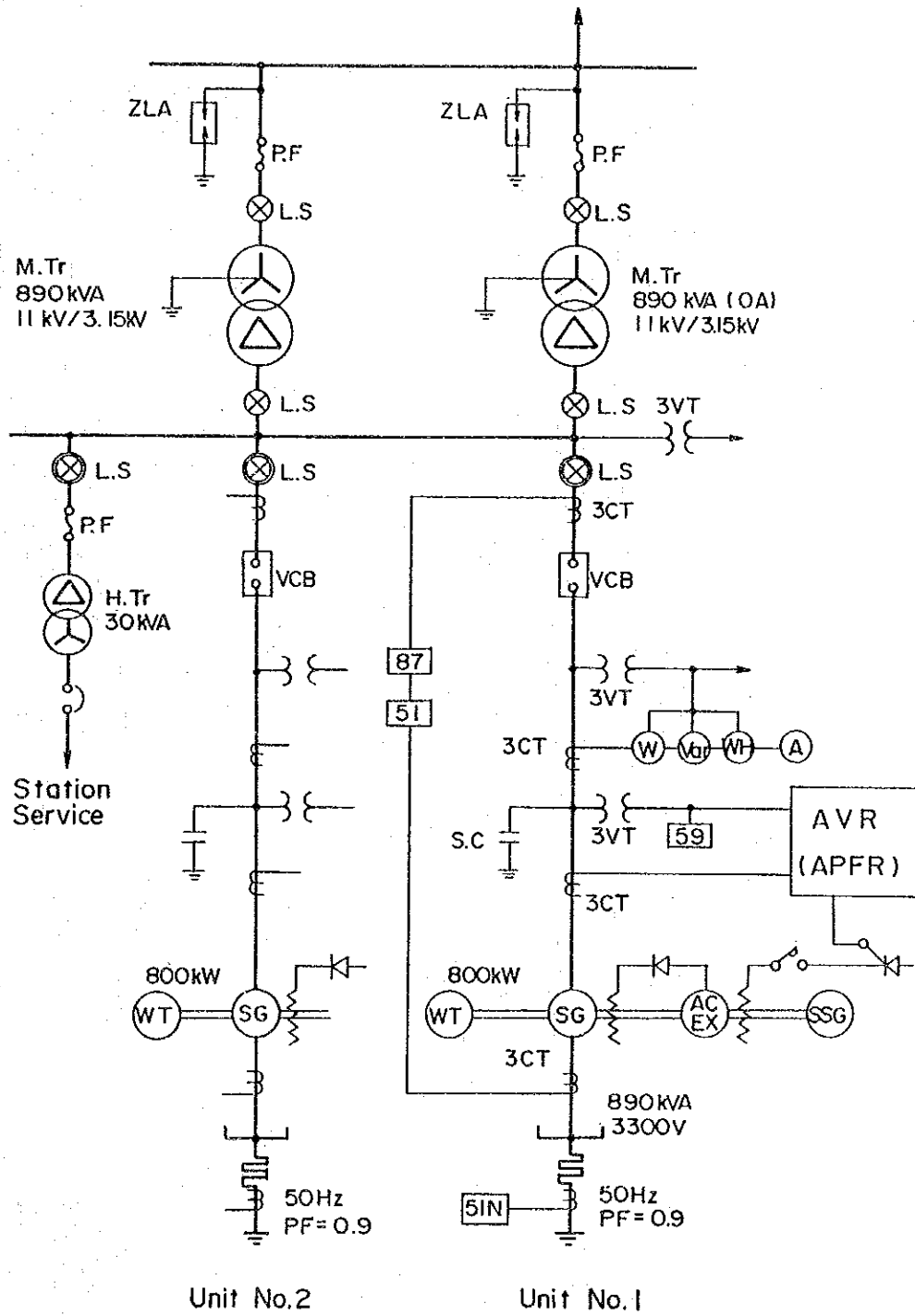
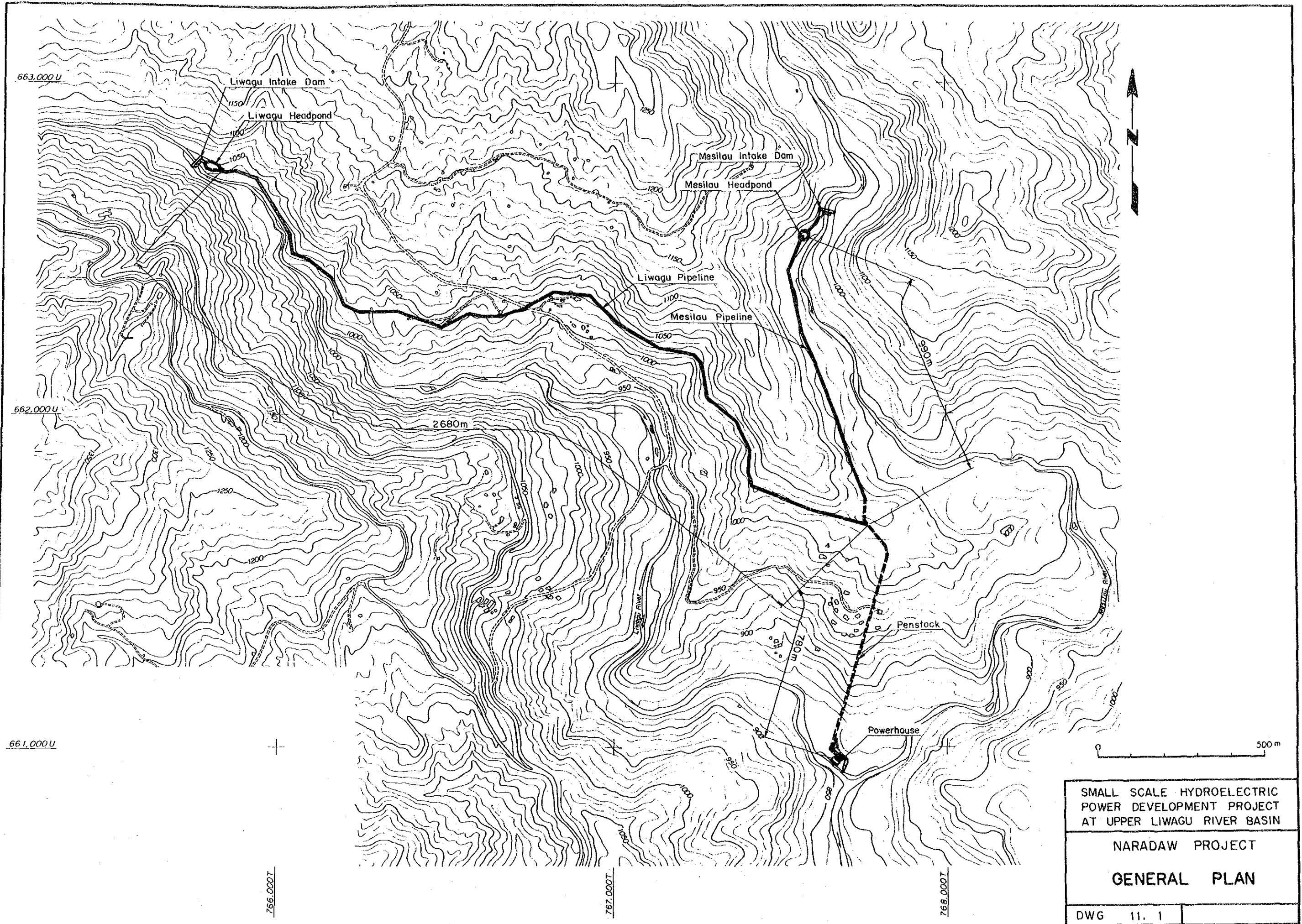


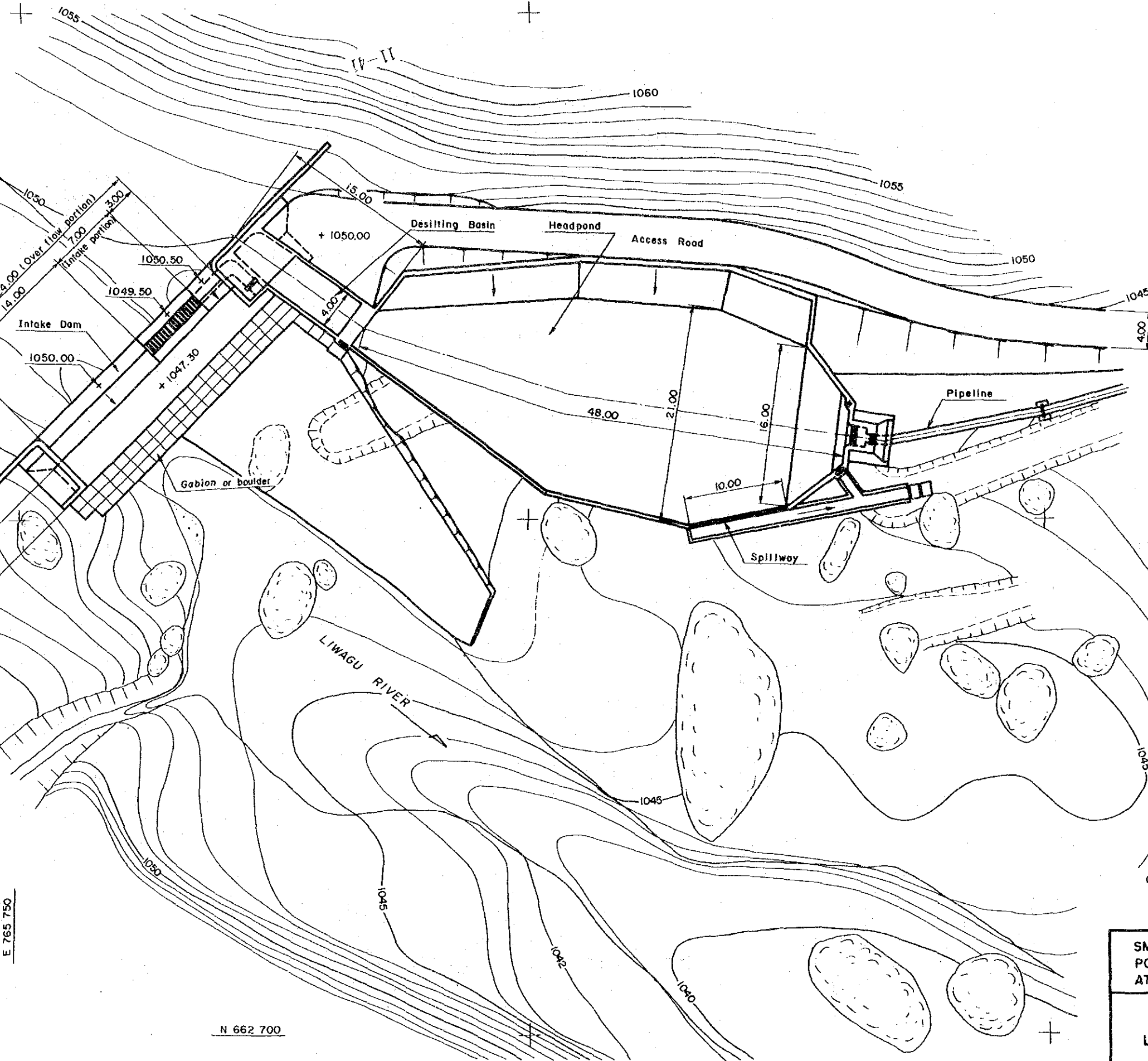
Figure 11-7 Single Line Diagram for Naradaw Small Hydro-Power Project





SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN	
NARADAW PROJECT	
GENERAL PLAN	
DWG	11. 1

N 662 800



E 765 750

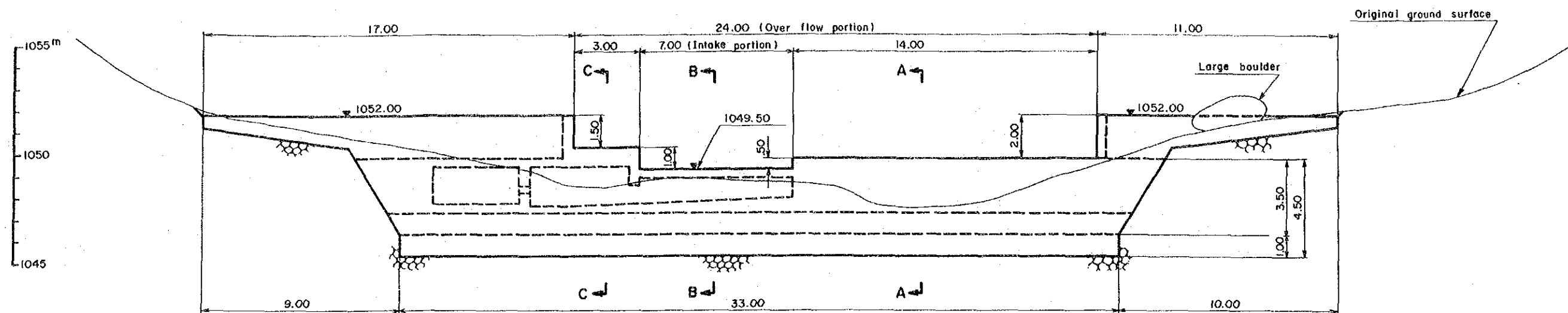
N 662 700

SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

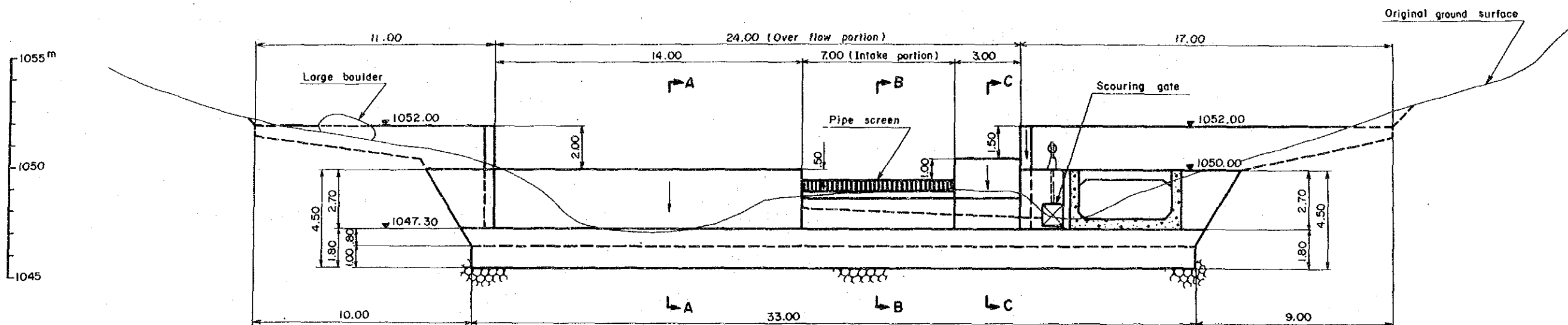
NARADAW PROJECT
LIWAGU INTAKE FACILITY
PLAN

DWG 11. 2

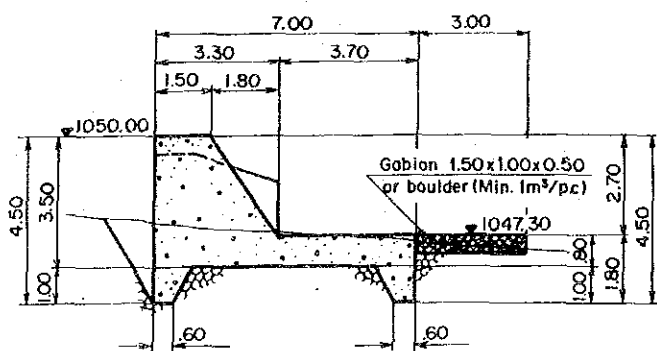
PROFILE FROM UPSTREAM SIDE



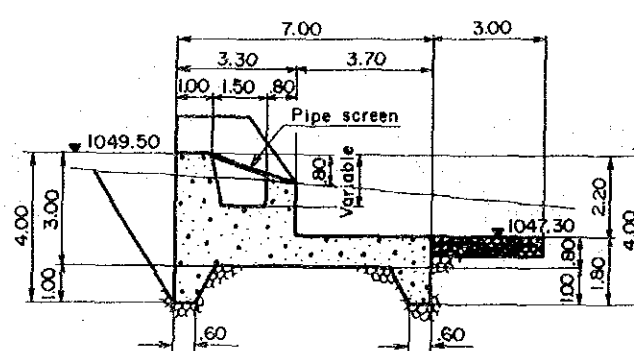
PROFILE FROM DOWNSTREAM SIDE



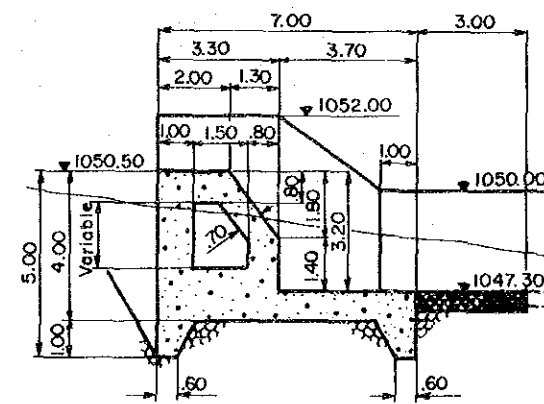
SECTION A-A



SECTION B-B



SECTION C-C

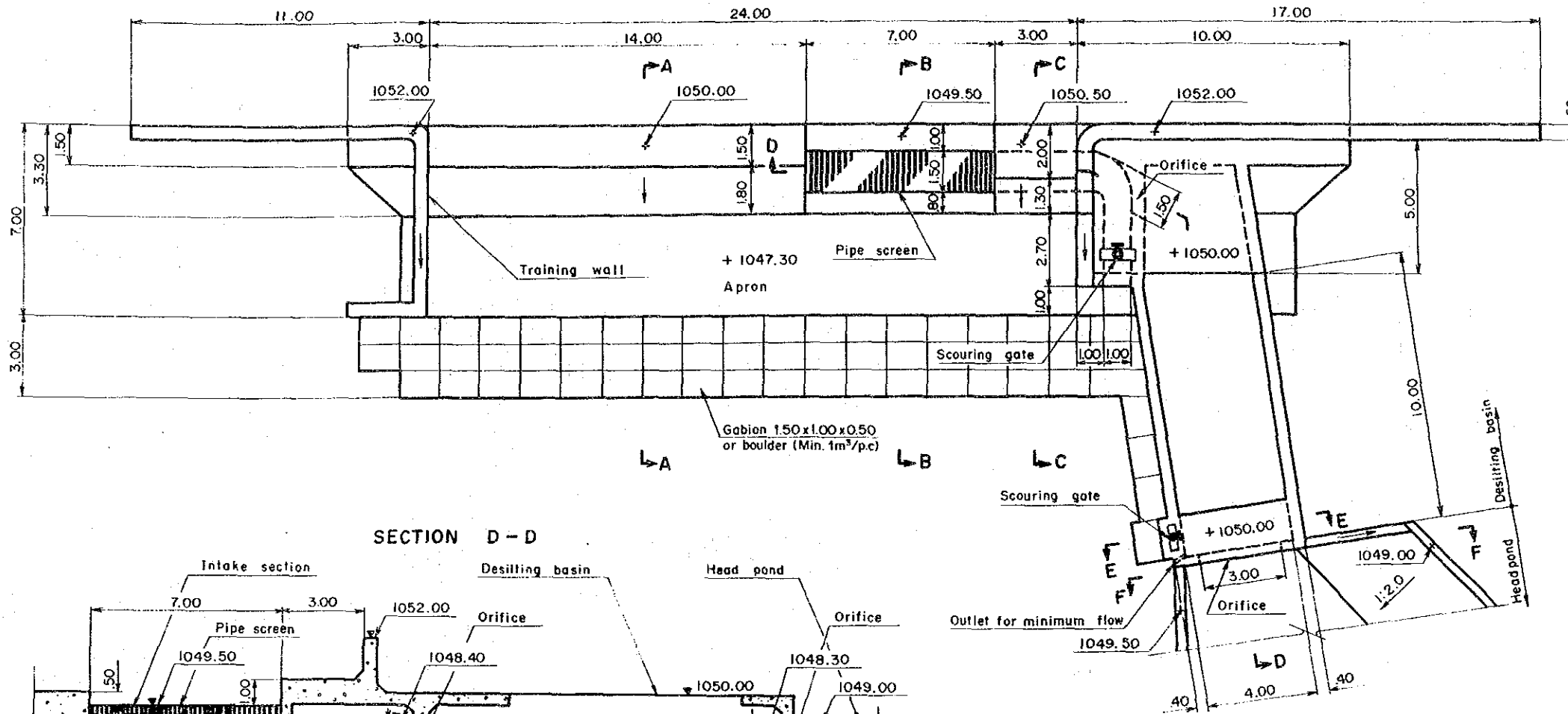


SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

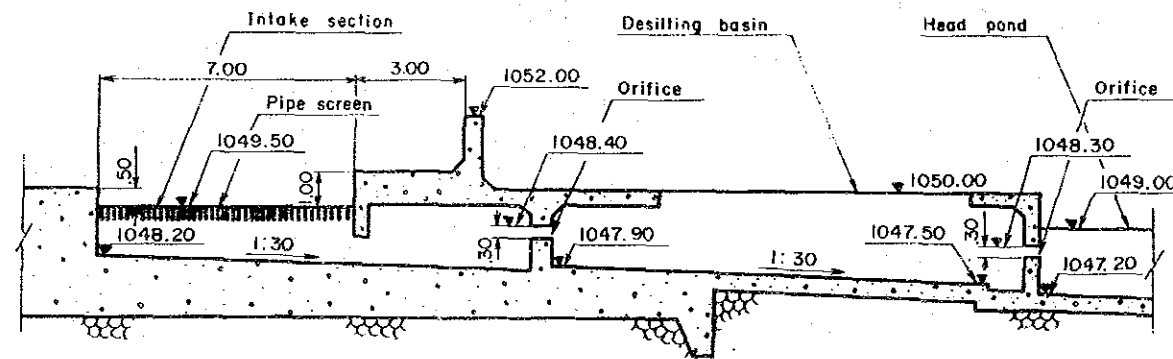
NARADAW PROJECT
LIWAGU INTAKE DAM
PROFILE AND SECTIONS

DWG 11.3

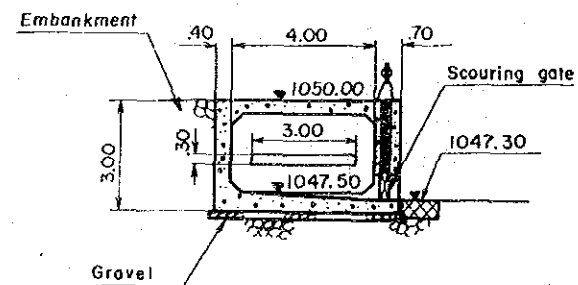
PLAN



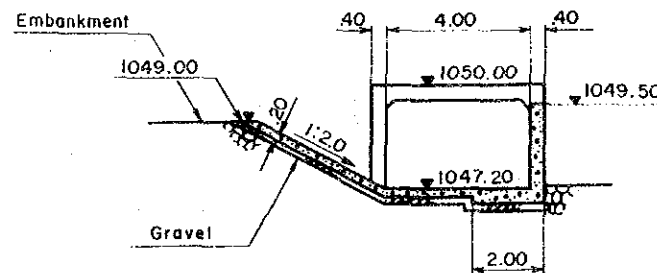
SECTION D-D



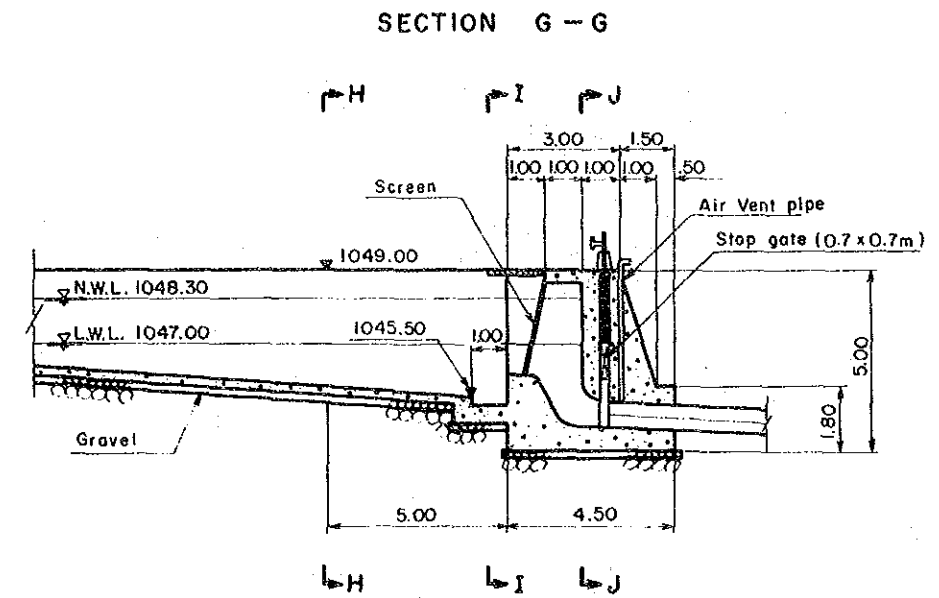
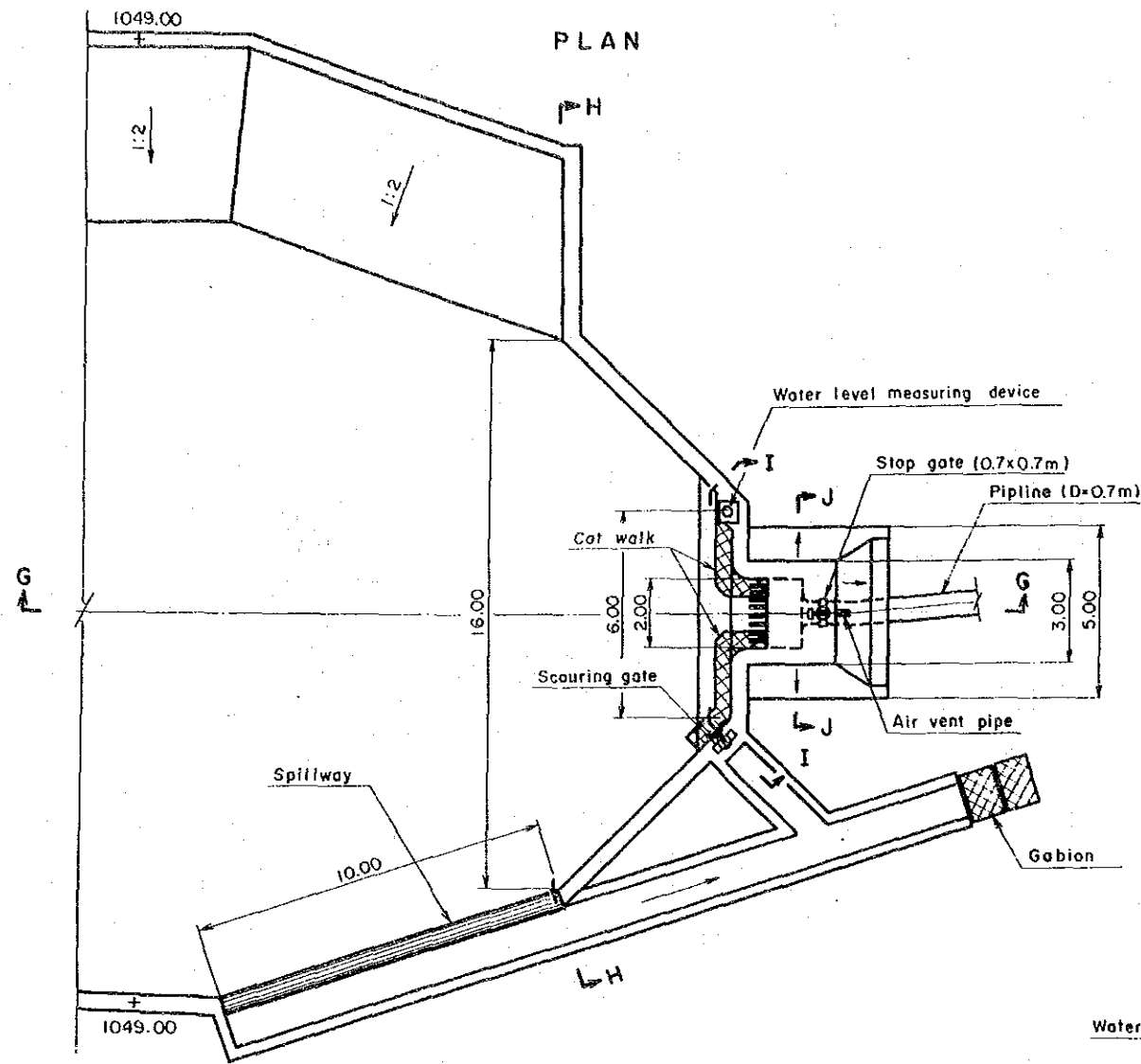
SECTION E-E



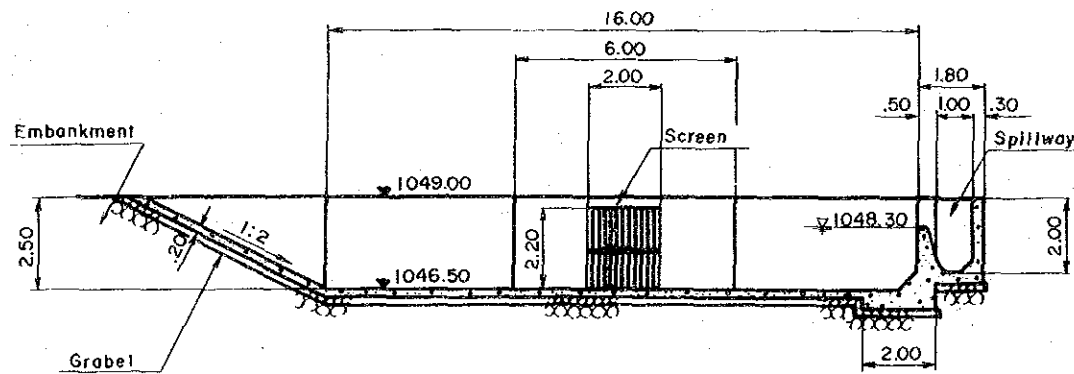
SECTION F-F



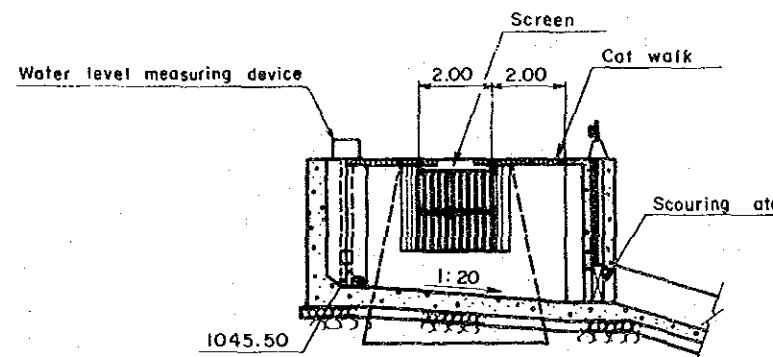
SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN	
NARADAW PROJECT	
LIWAGU INTAKE DAM AND DESILTING BASIN	
PLAN AND SECTIONS	
DWG	11. 4



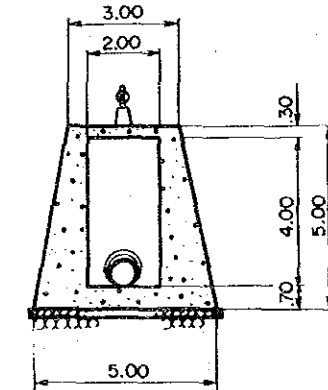
SECTION H-H



SECTION I-I



SECTION J-J

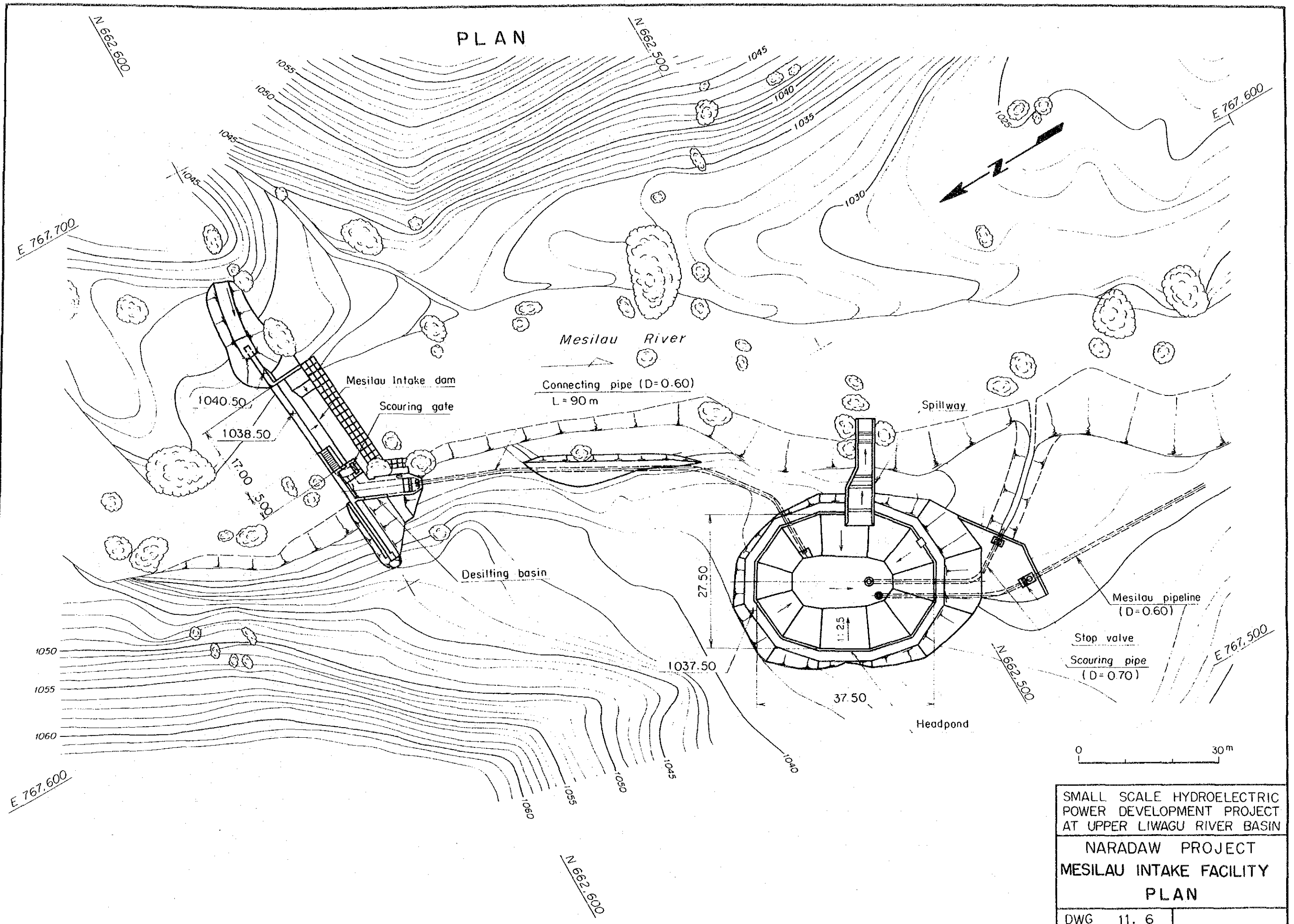


SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

NARADAW PROJECT
LIWAGU HEADPOND
PLAN AND SECTIONS

DWG 11.5

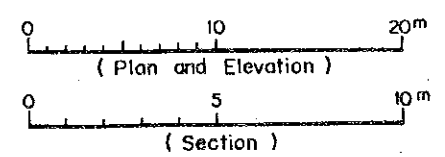
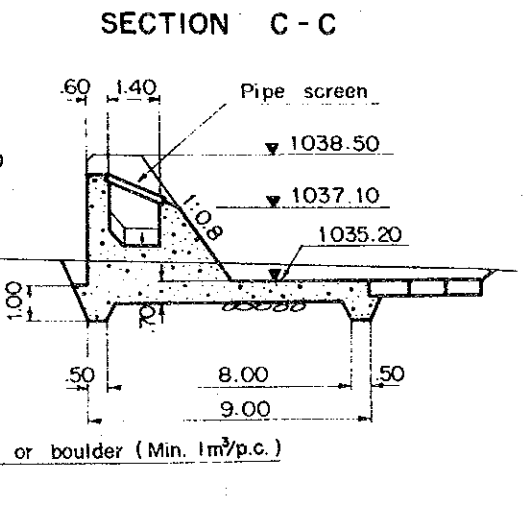
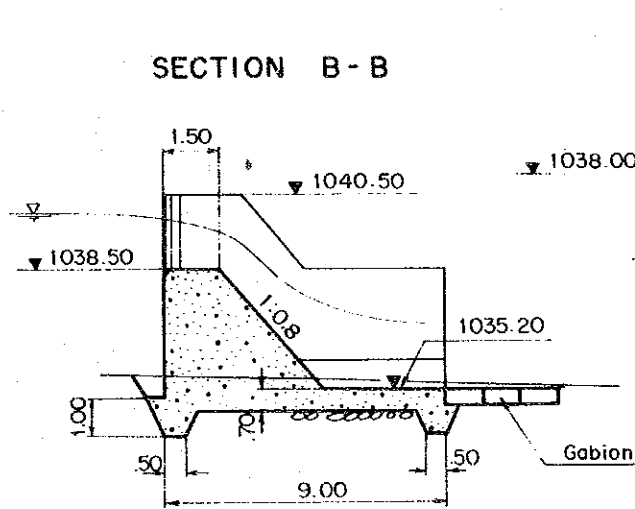
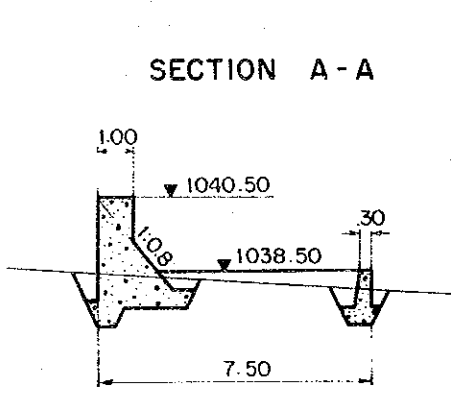
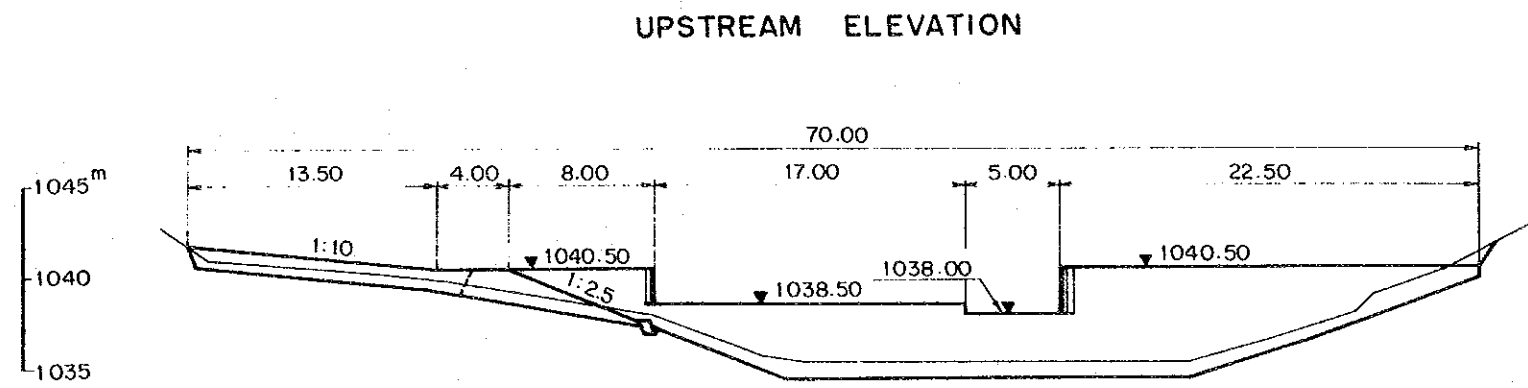
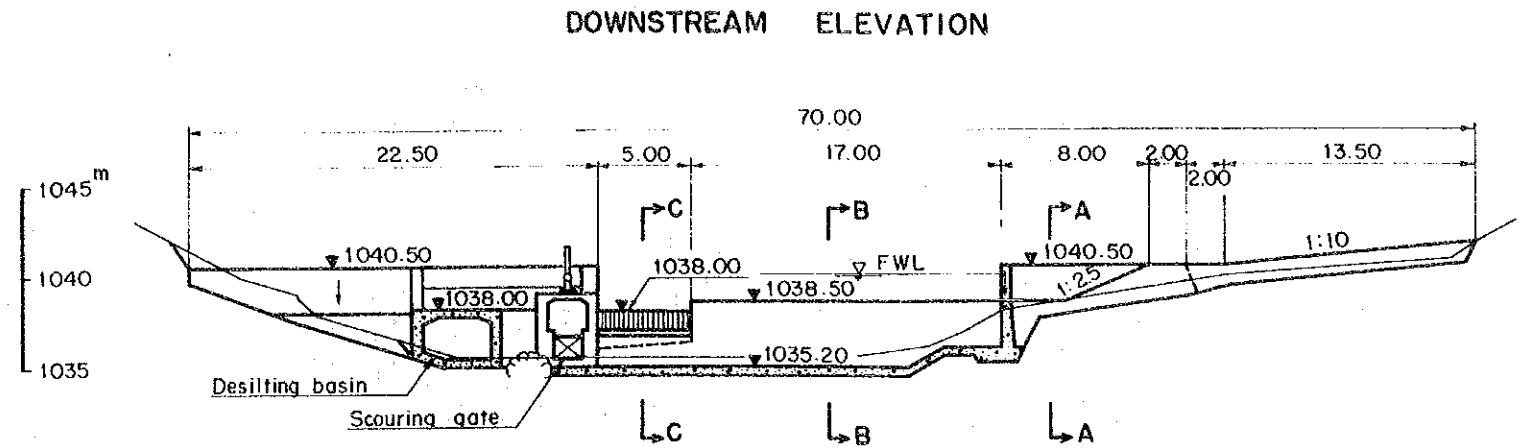
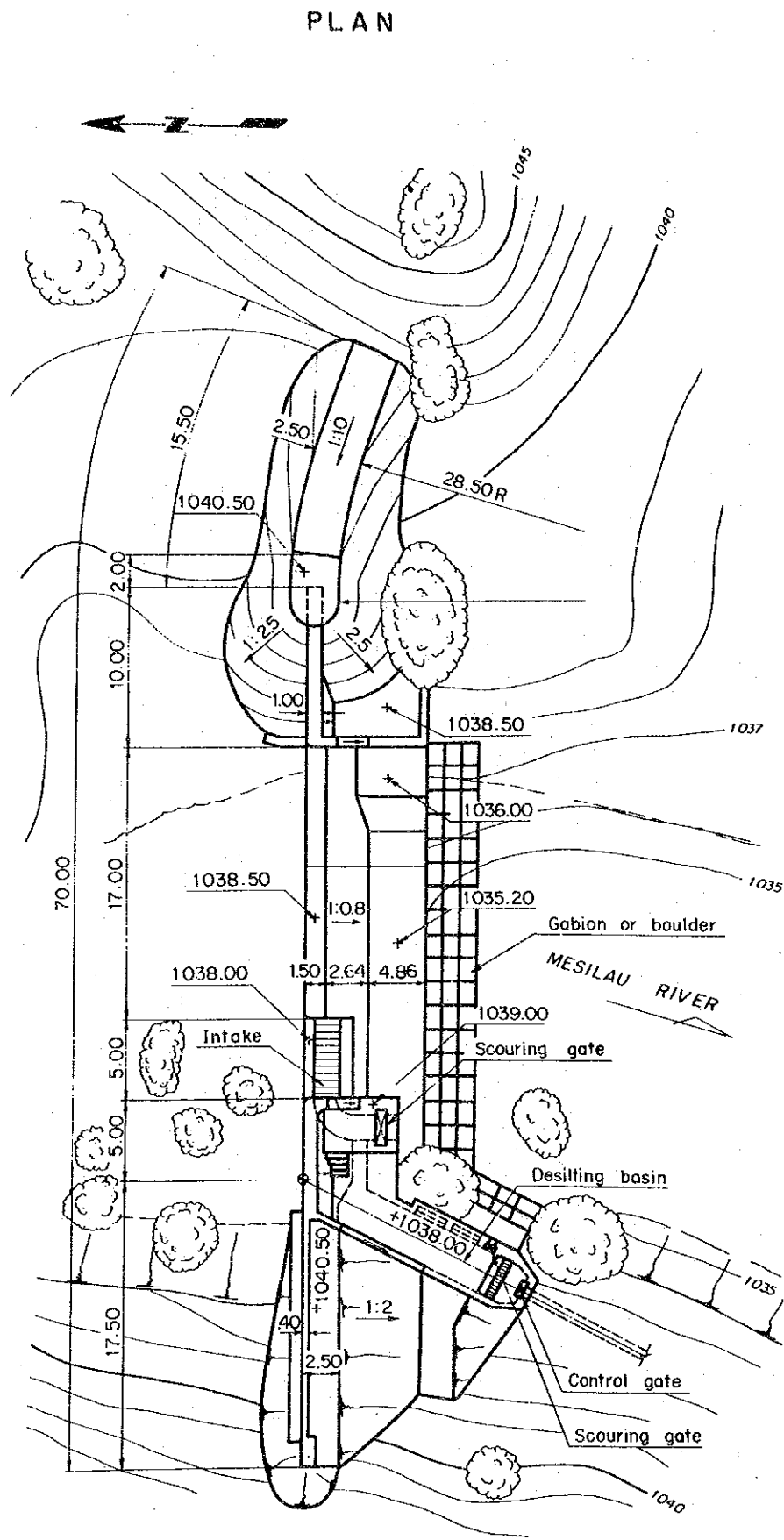
PLAN



SMALL SCALE HYDROELECTRIC
 POWER DEVELOPMENT PROJECT
 AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

NARADAW PROJECT
 MESILAU INTAKE FACILITY
 PLAN

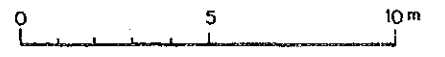
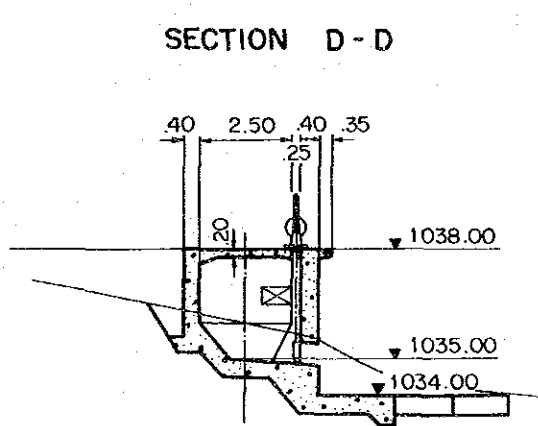
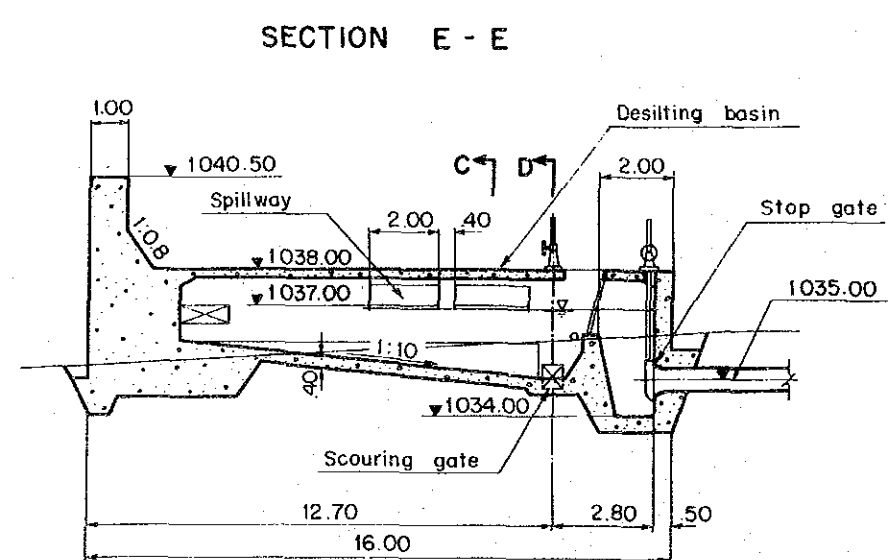
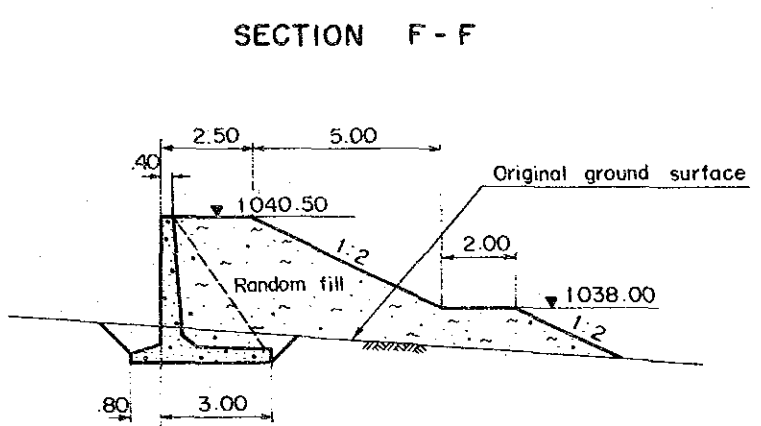
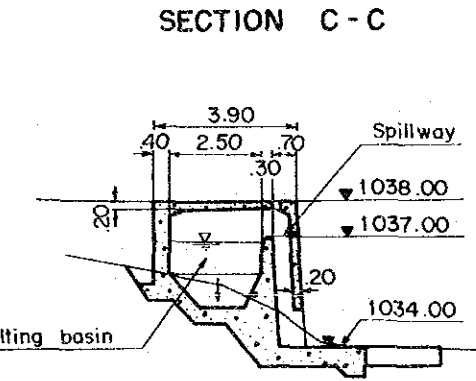
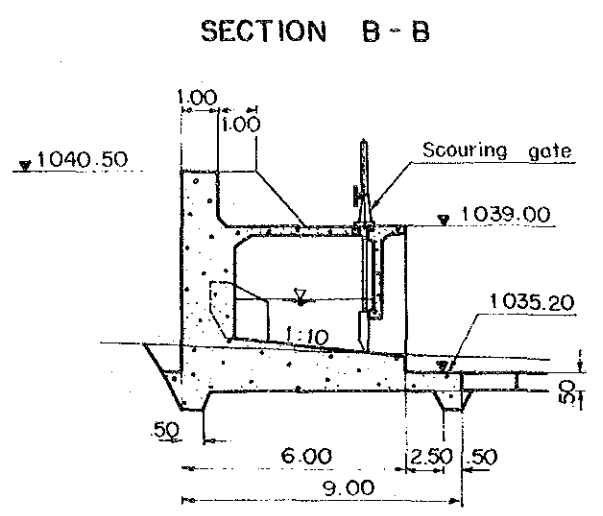
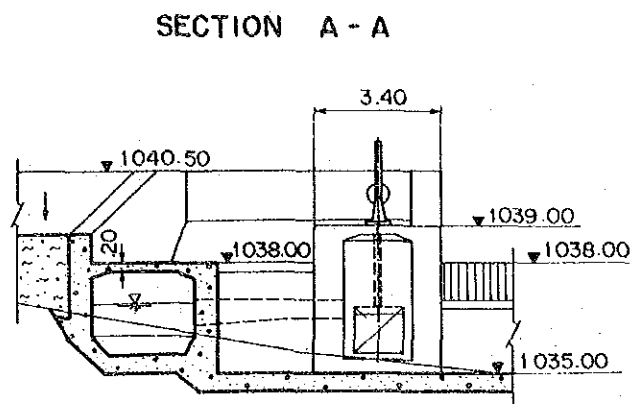
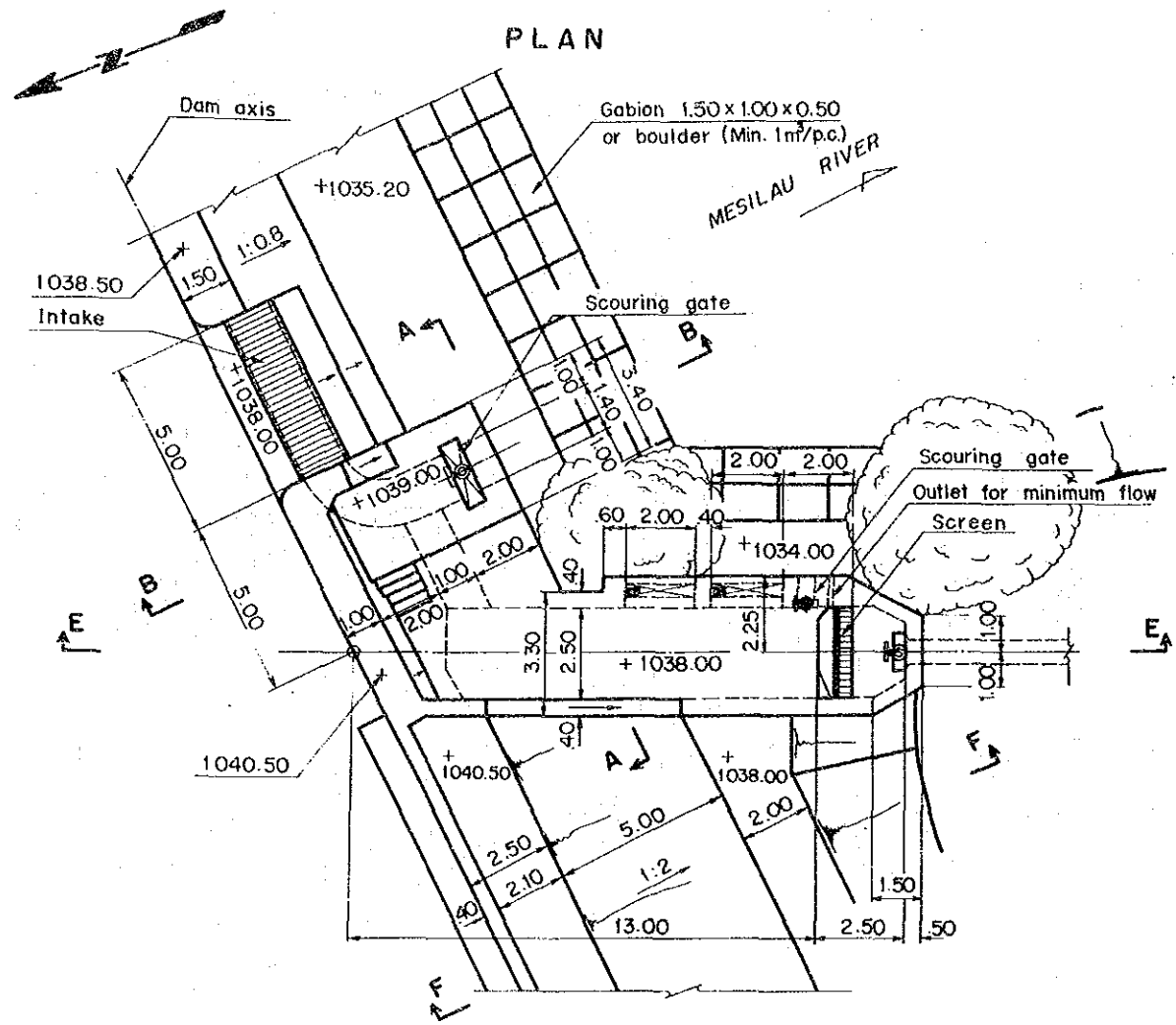
DWG 11. 6



SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

NARADAW PROJECT
MESILAU INTAKE
PLAN, ELEVATIONS & SECTIONS

DWG 11. 7

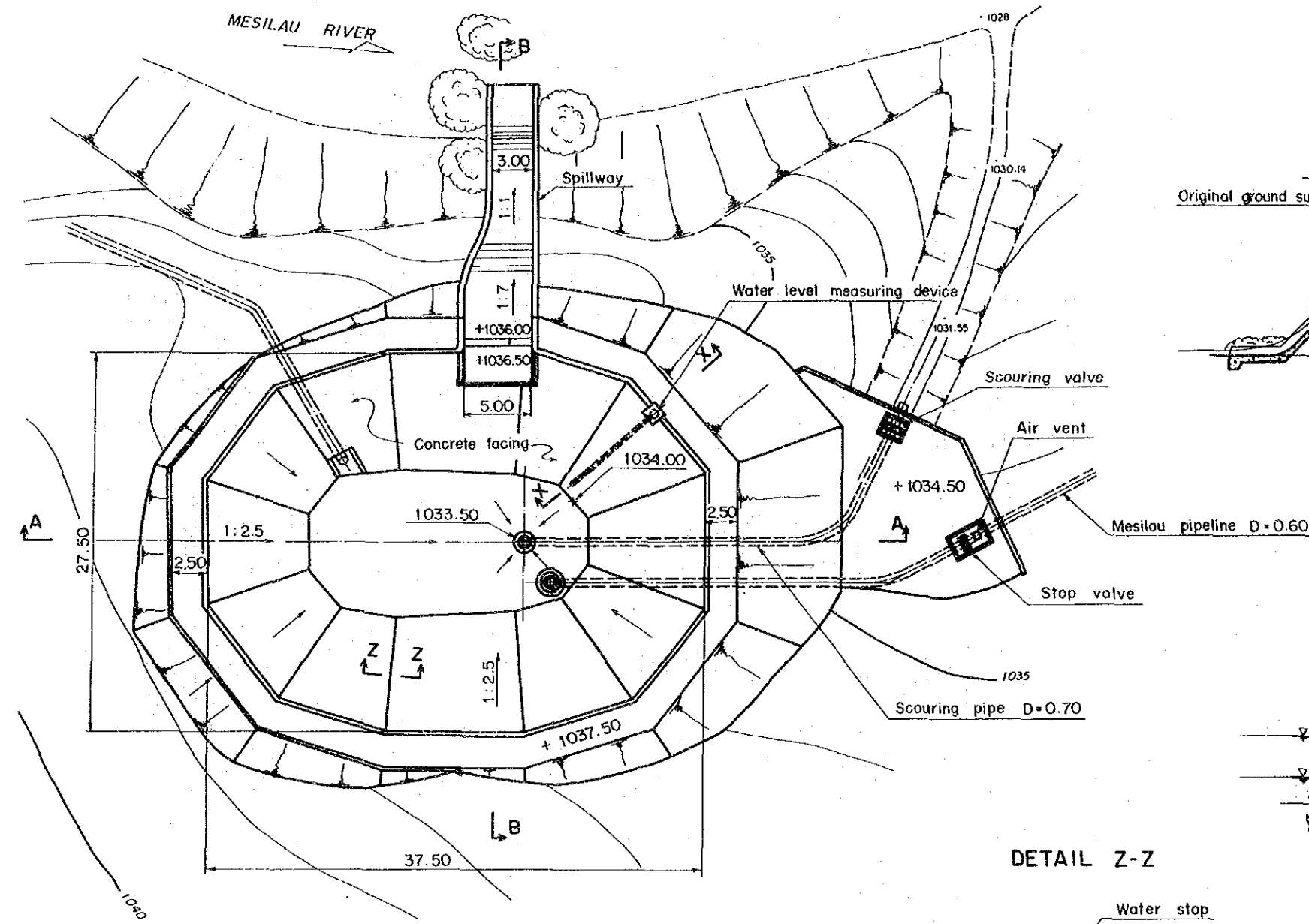


SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

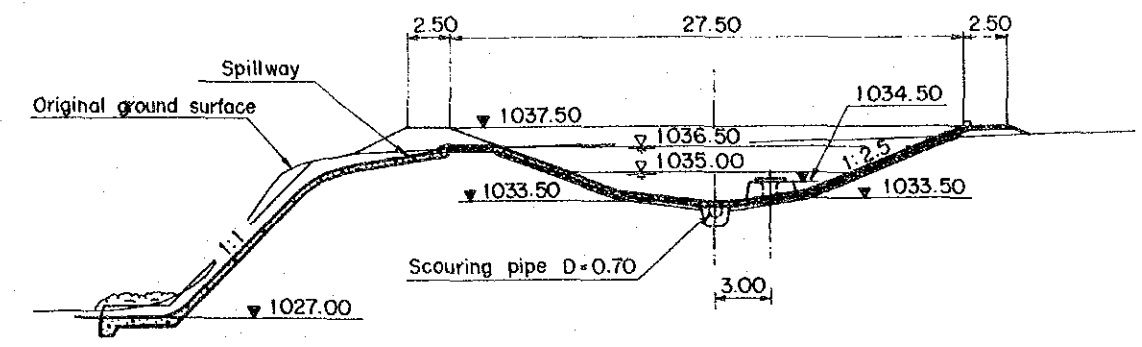
NARADAW PROJECT
MESILAU INTAKE & DESILTING BASIN
PLAN AND SECTIONS

DWG 11. 8

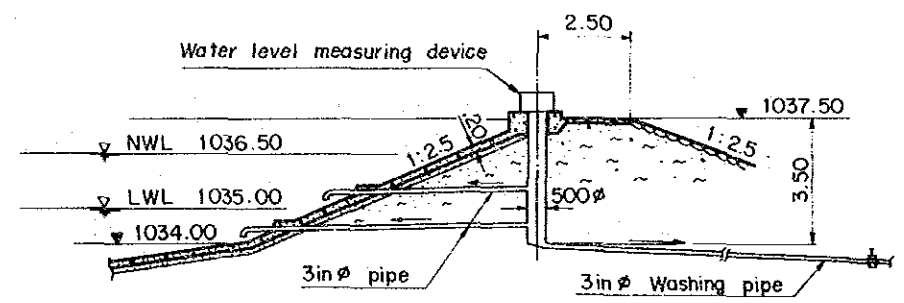
PLAN



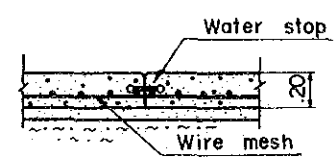
SECTION B - B



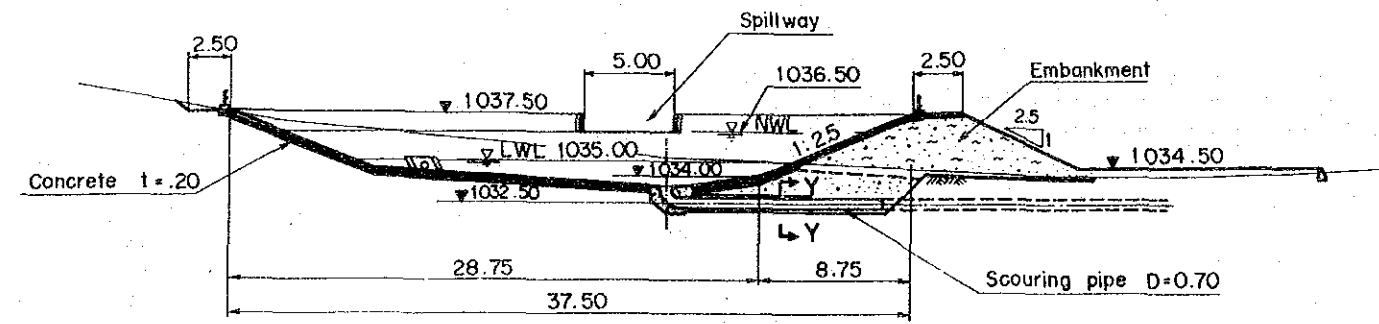
DETAIL X - X



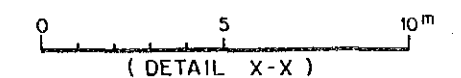
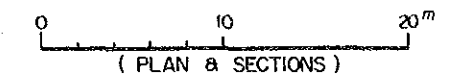
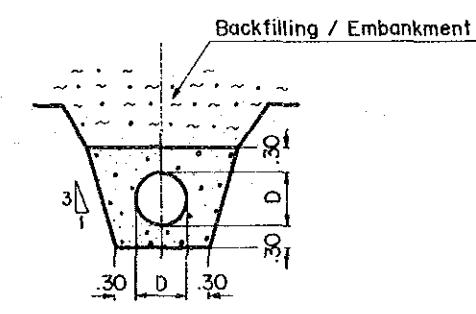
DETAIL Z - Z



SECTION A - A



DETAIL Y - Y



SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

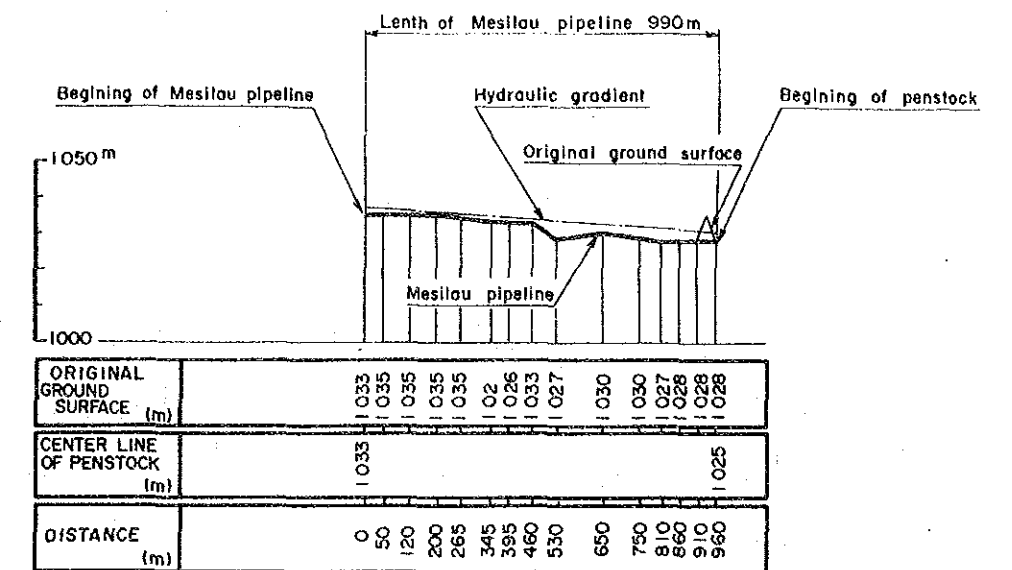
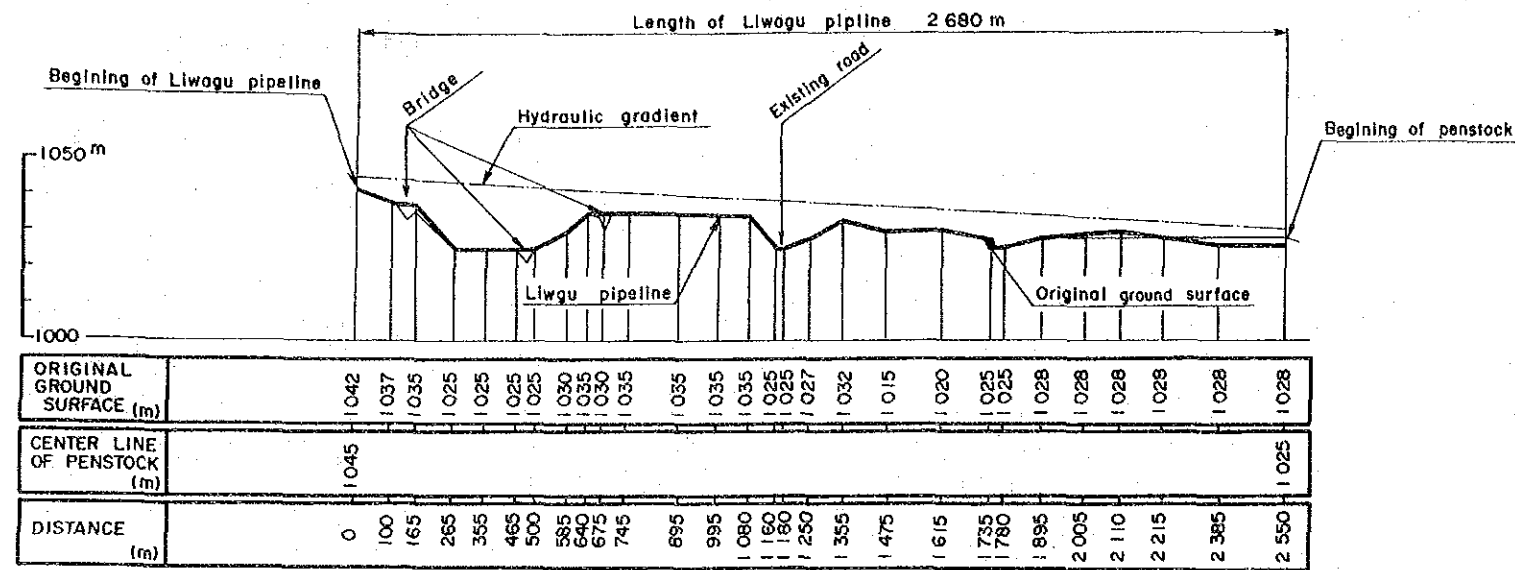
NARADAW PROJECT

MESILAU HEADPOND

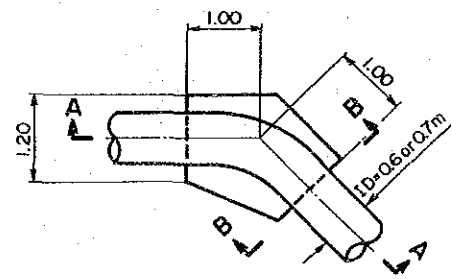
PLAN AND SECTIONS

DWG 11. 9

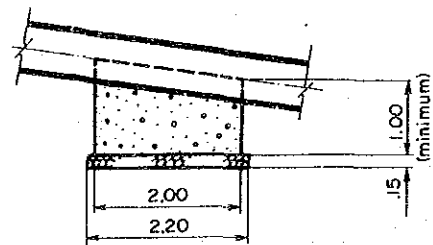
PROFILE OF PIPELINE



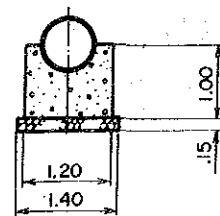
ANCHOR BLOCK
PLAN



SECTION A - A

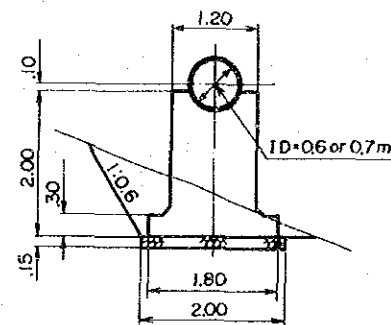


SECTION B - B

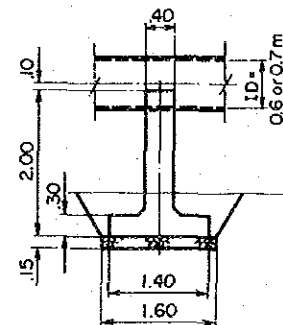


SADDLE SUPPORT TYPE (1)

FRONT VIEW

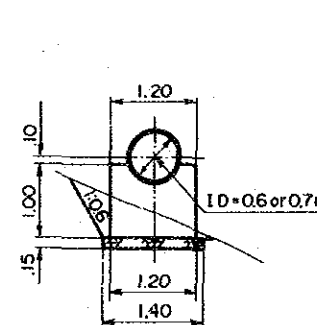


SIDE VIEW

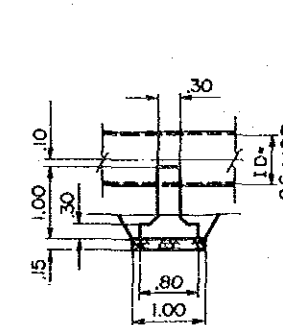


SADDLE SUPPORT TYPE (2)

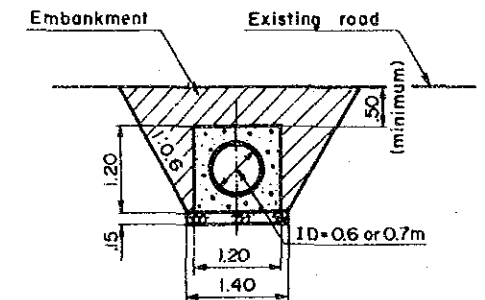
FRONT VIEW



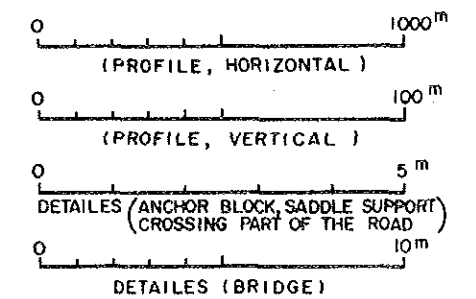
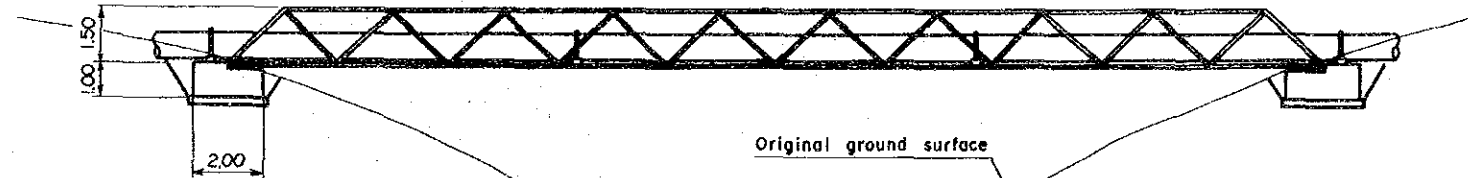
SIDE VIEW



CROSSING PART OF THE ROAD



BRIDGE FOR PIPELINE (L=30 m)

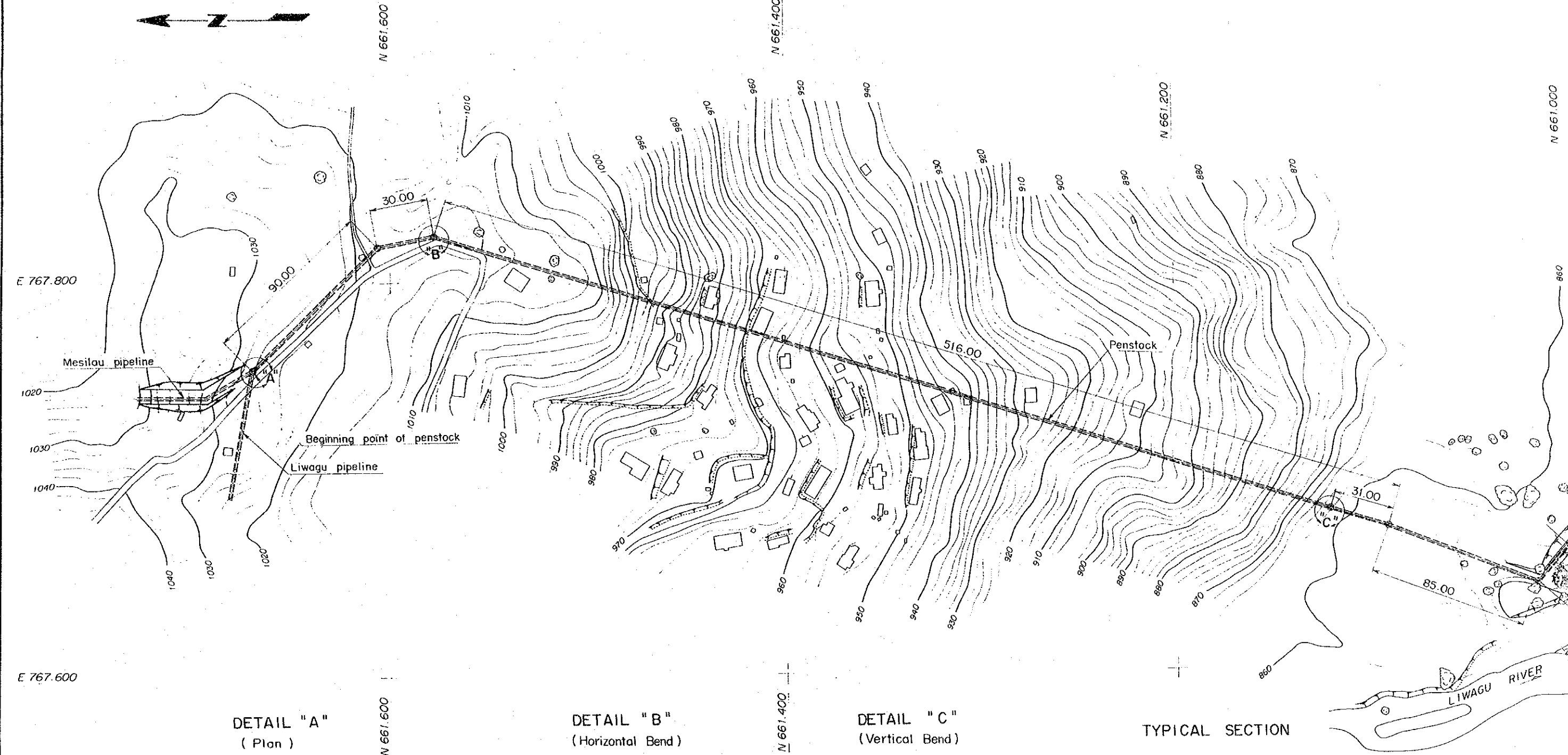


SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

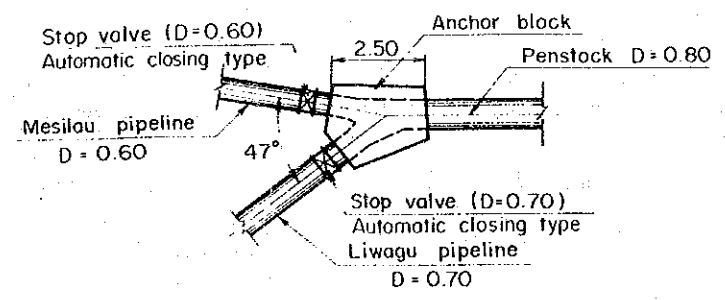
NARADAW PROJECT
PIPELINE
PROFILE AND DETAILS

DWG 11. 10

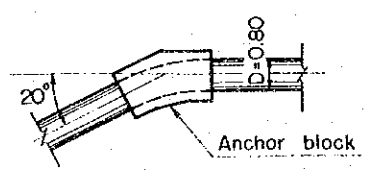
PLAN



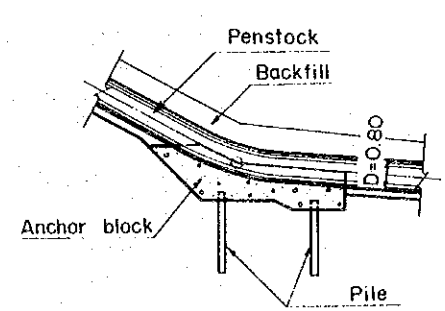
DETAIL "A"
(Plan)



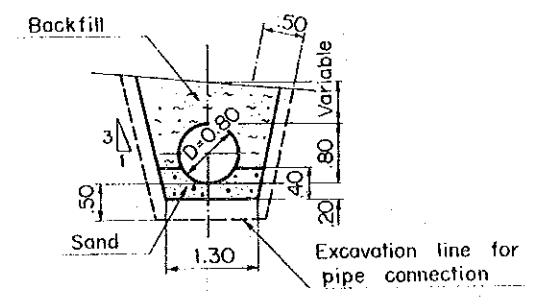
DETAIL "B"
(Horizontal Bend)



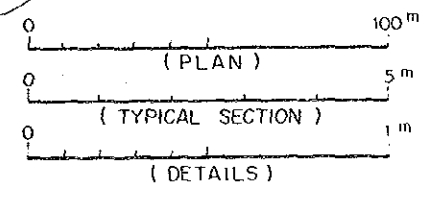
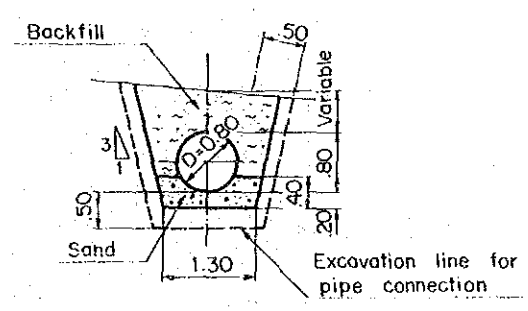
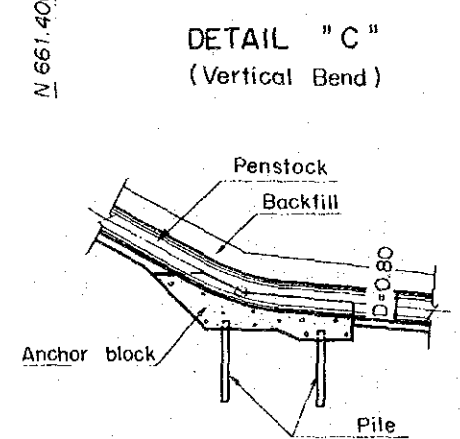
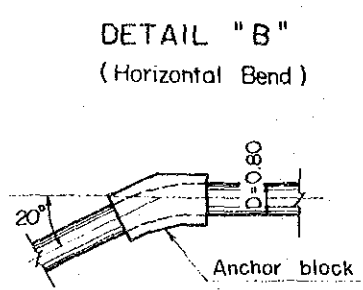
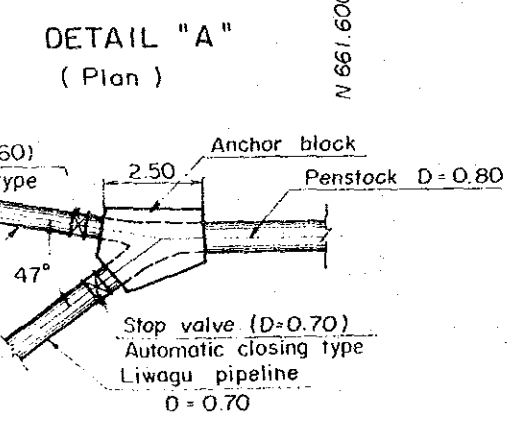
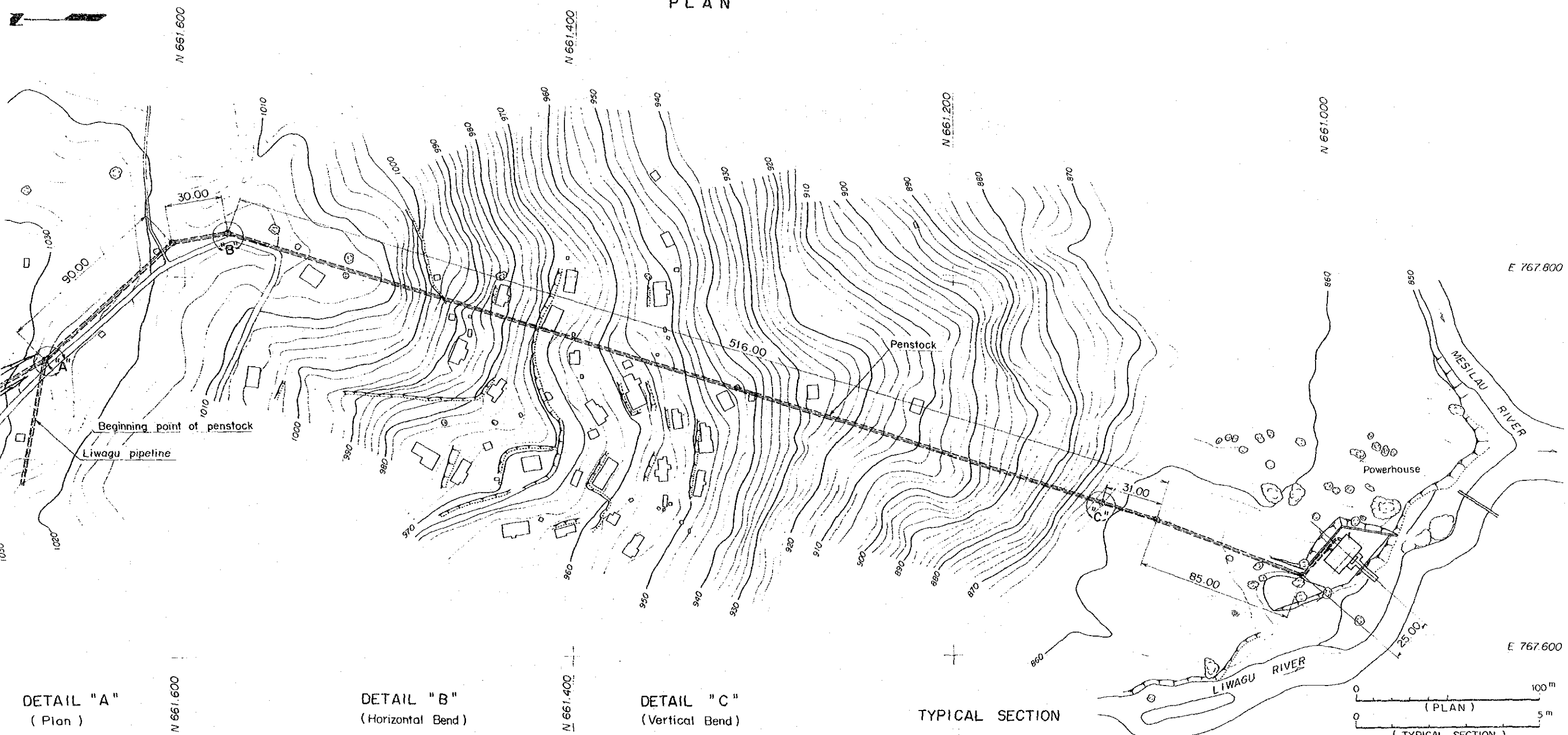
DETAIL "C"
(Vertical Bend)



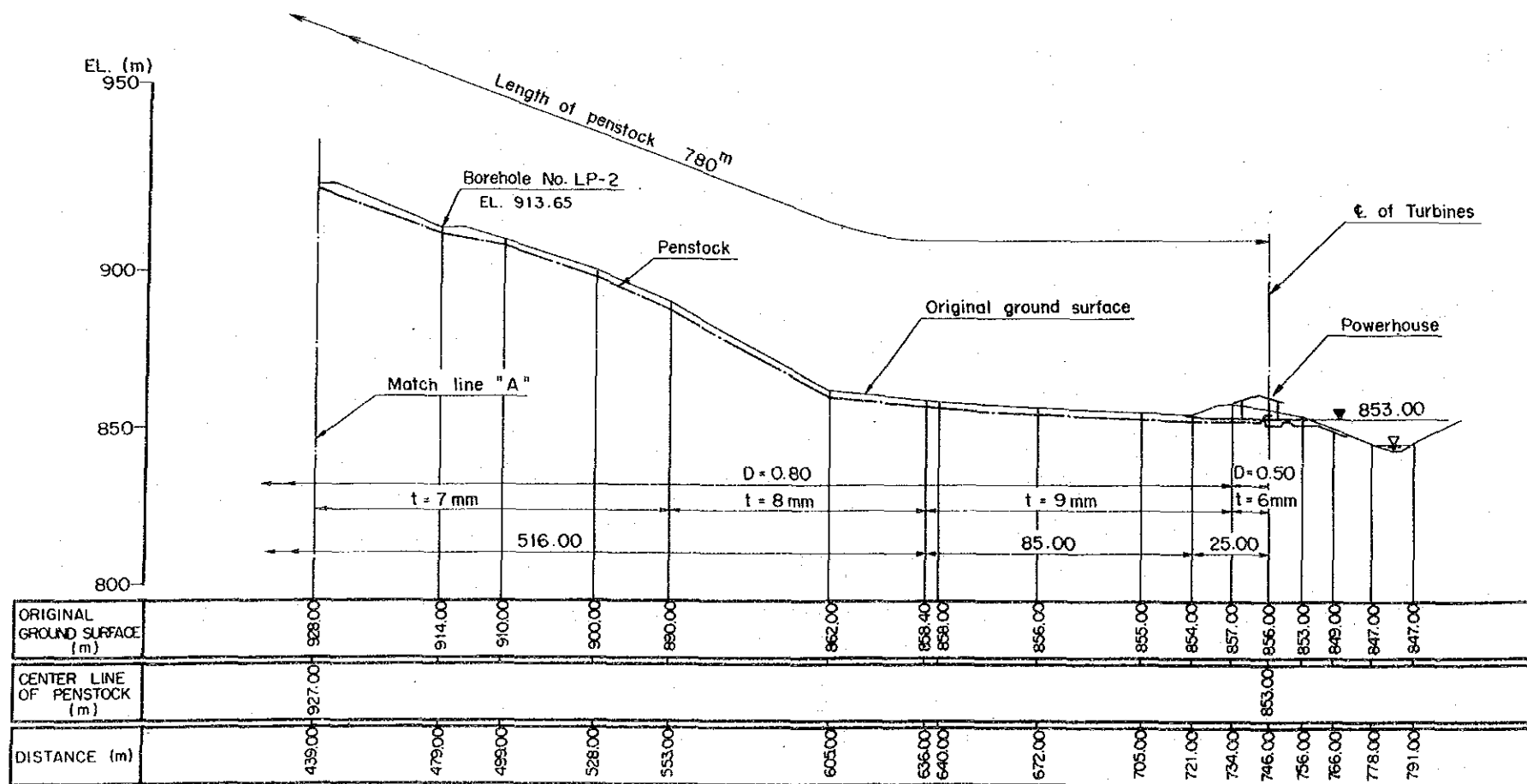
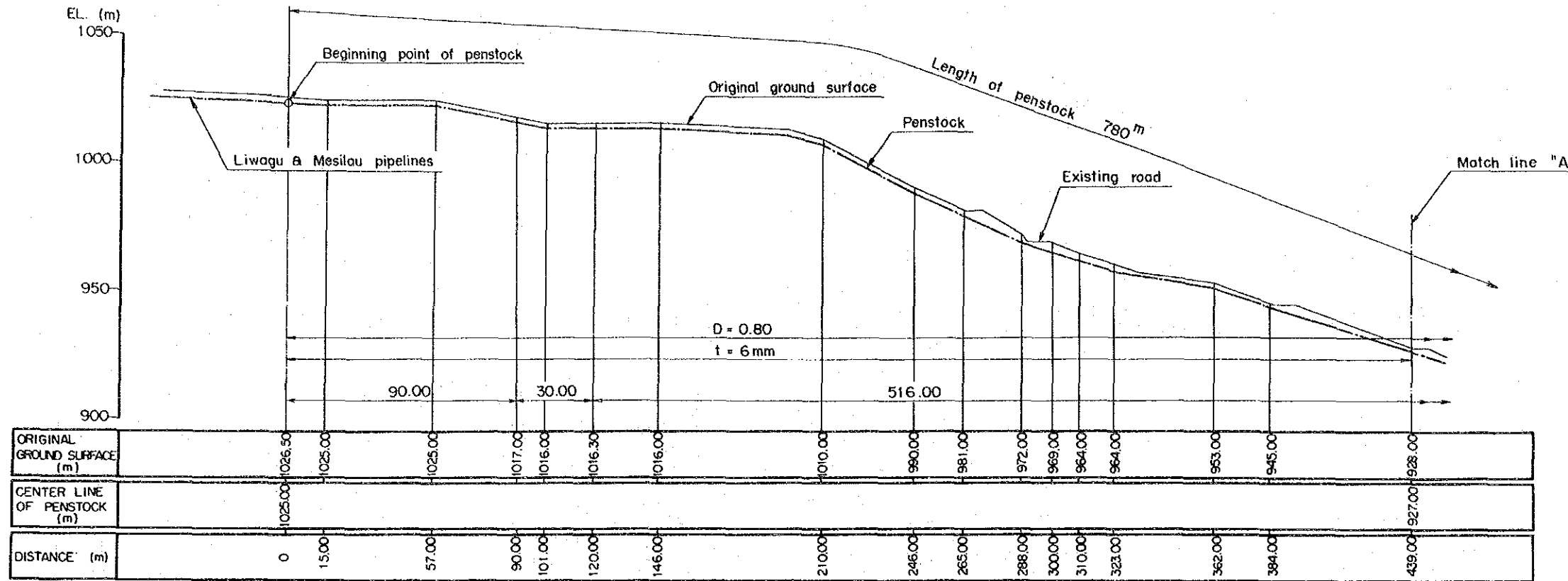
TYPICAL SECTION



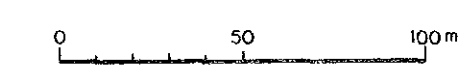
PLAN



SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN	
NARADAW PROJECT	
PENSTOCK	
PLAN, TYPICAL SECTION & DETAILS	
DWG	11. 11



Note: Anchor blocks shall be provided at bends and steep slope portions.

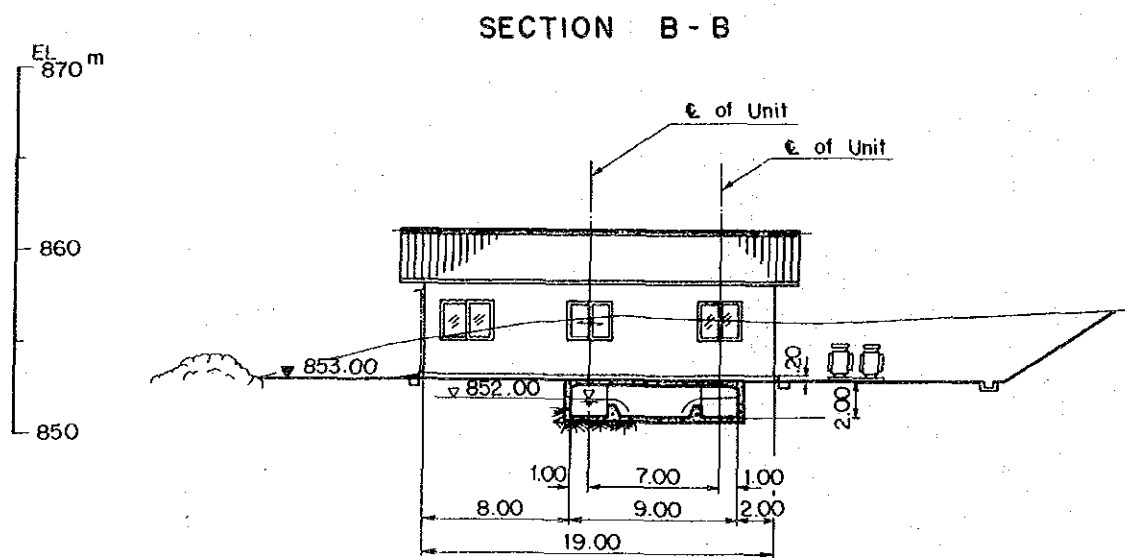
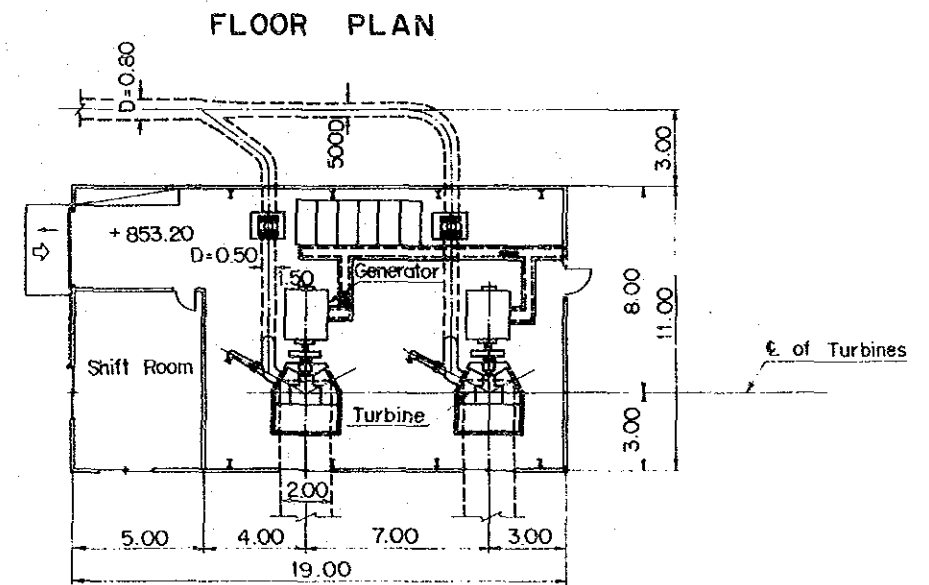
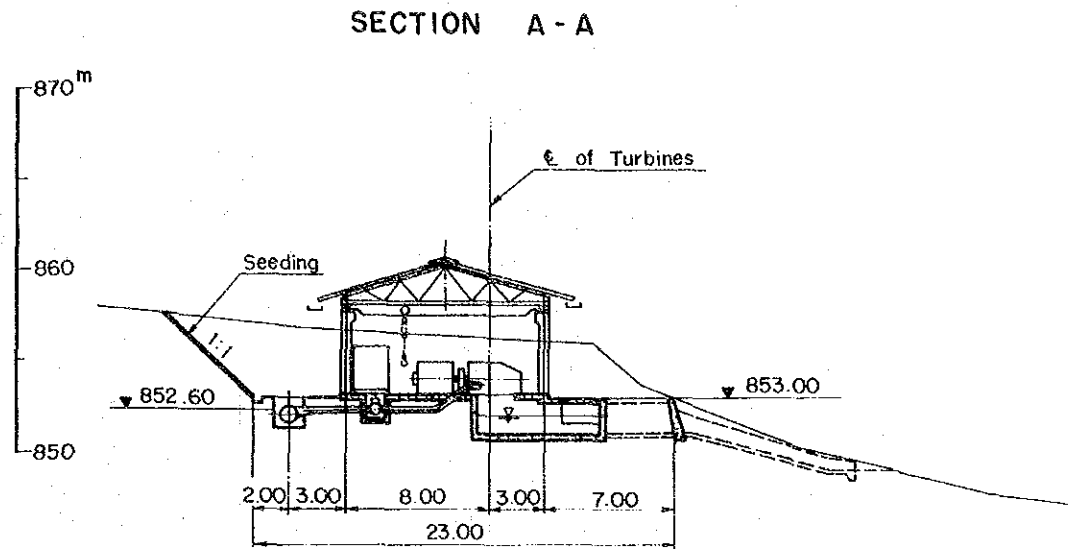
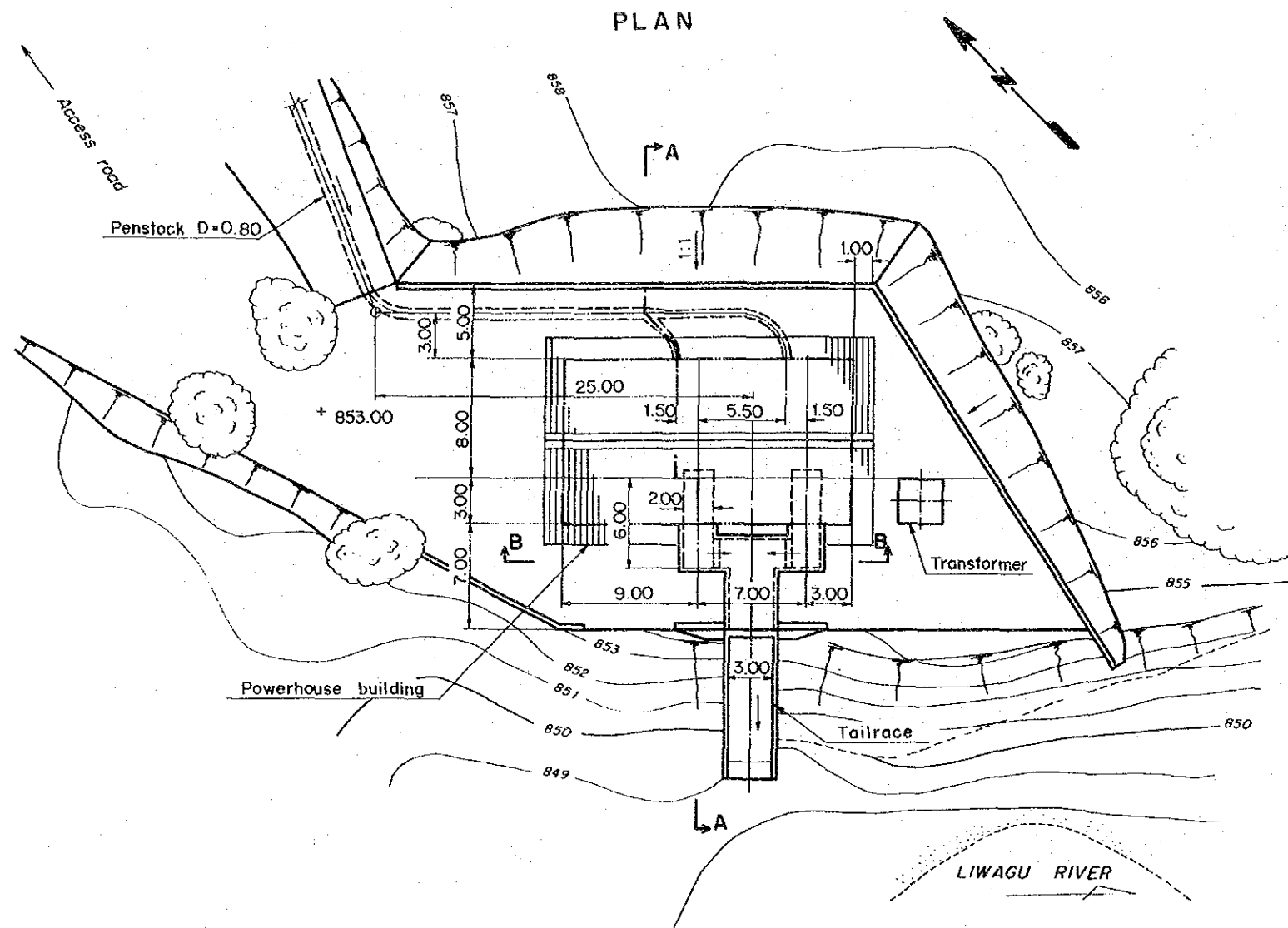


SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

NARADAW PROJECT

PENSTOCK PROFILE

DWG 11.12



0 10 20^m
(PLAN & SECTIONS)

0 5 10^m
(FLOOR PLAN)

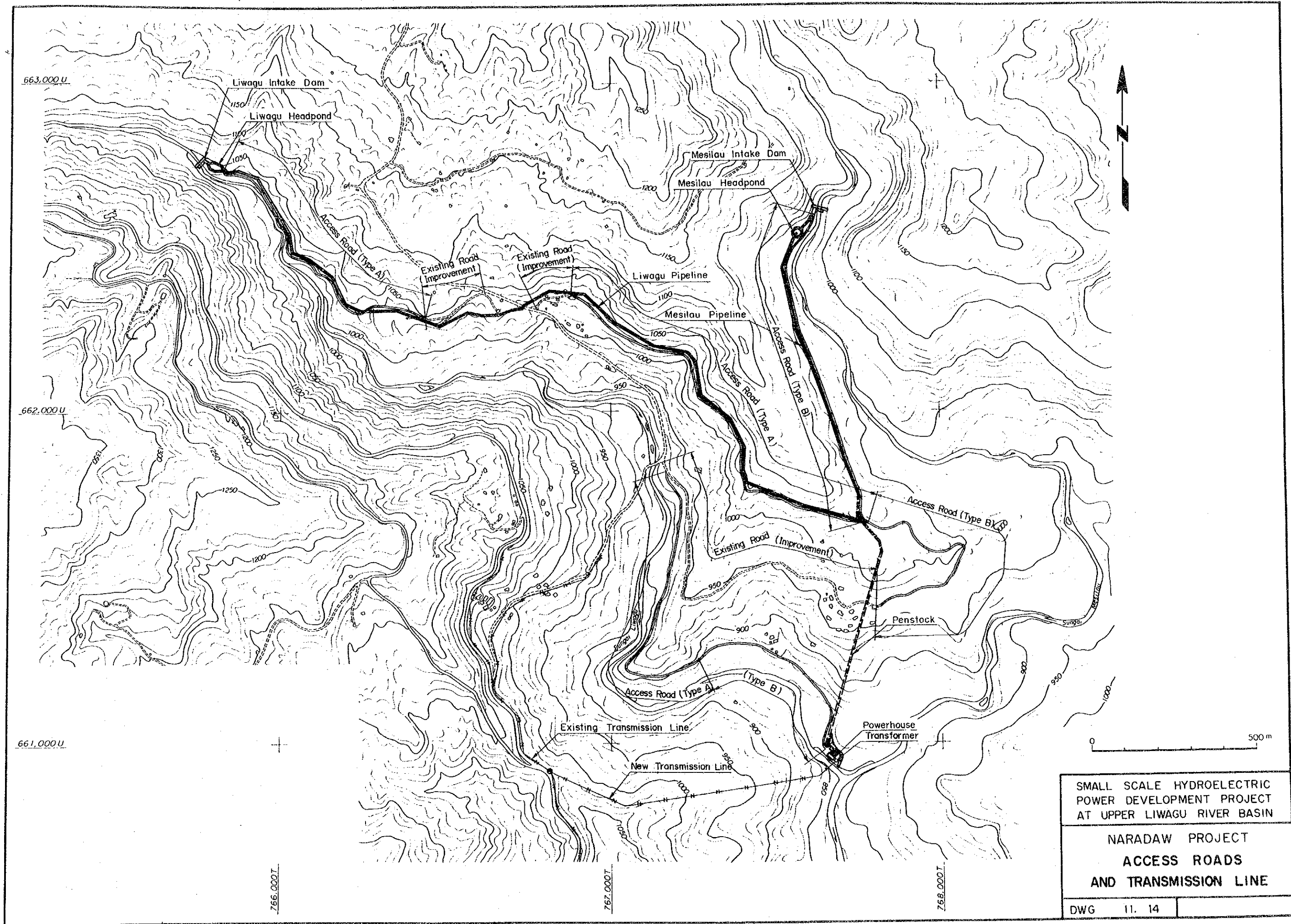
SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

NARADAW PROJECT

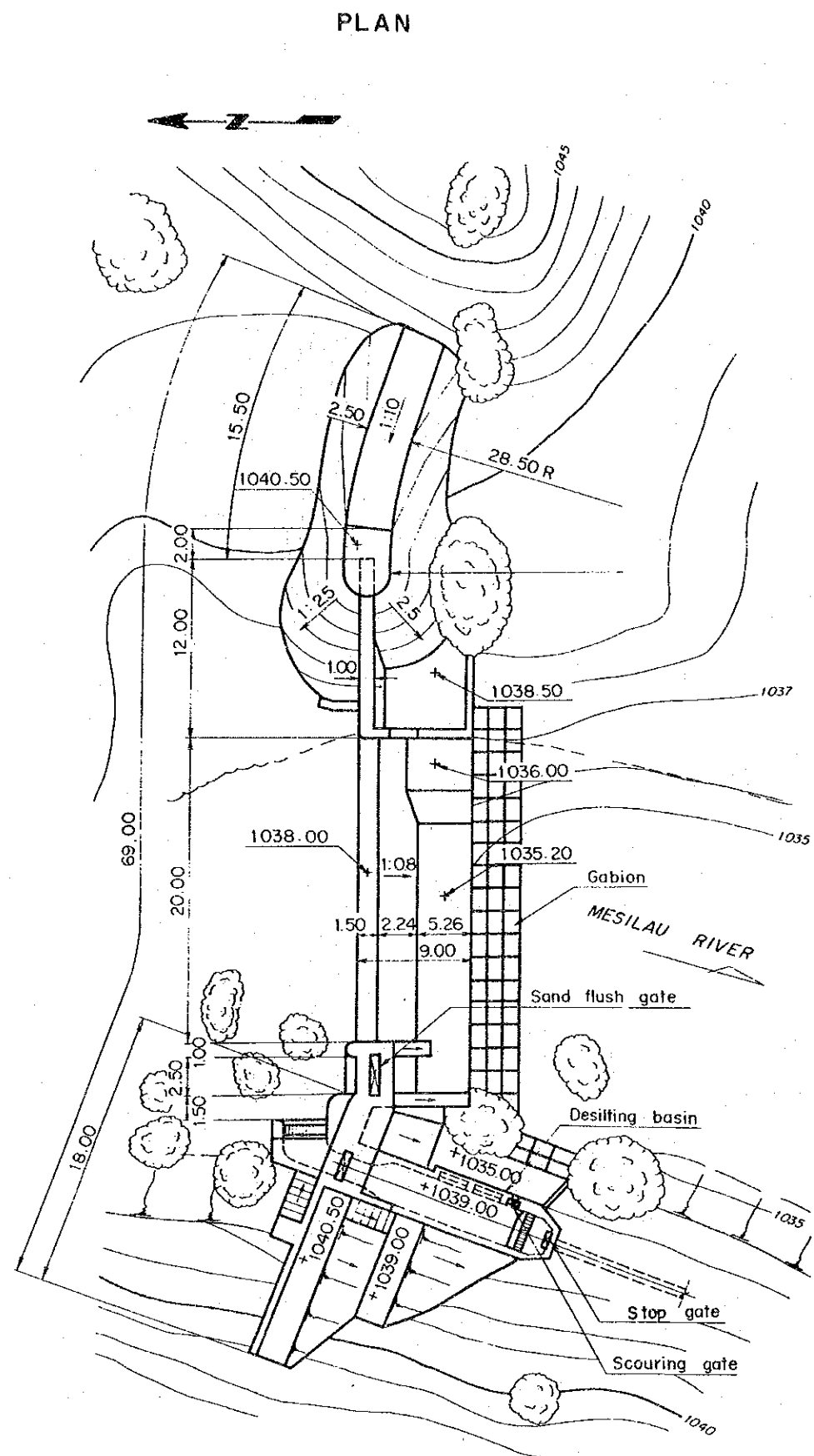
POWERHOUSE
PLAN AND SECTIONS

DWG 11. 13

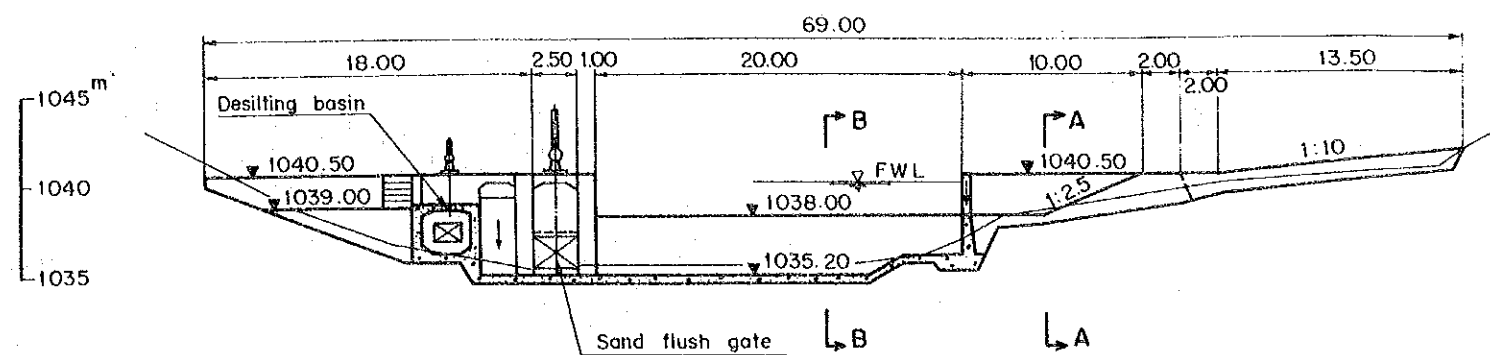
11-65



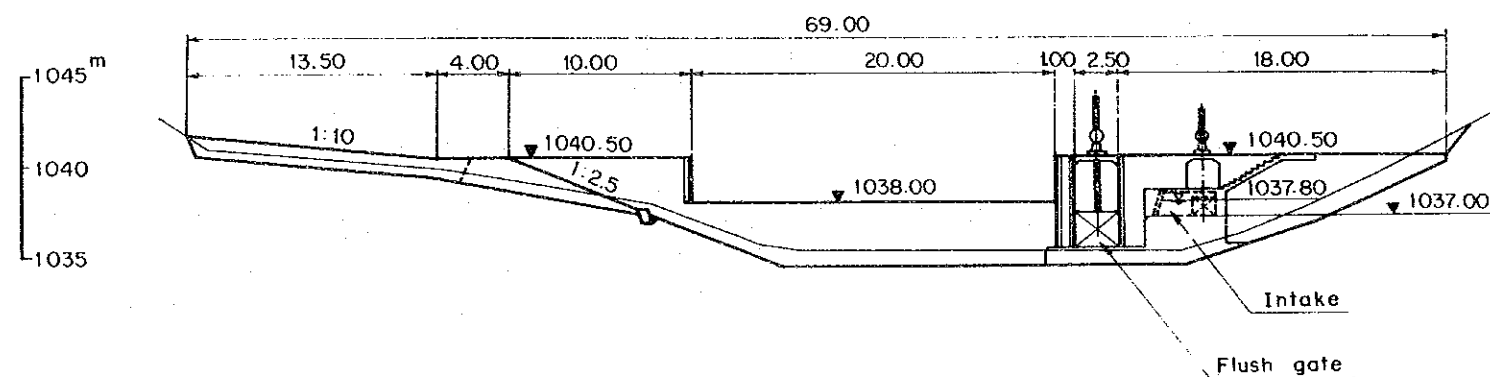
SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN	
NARADAW PROJECT ACCESS ROADS AND TRANSMISSION LINE	
DWG	11. 14



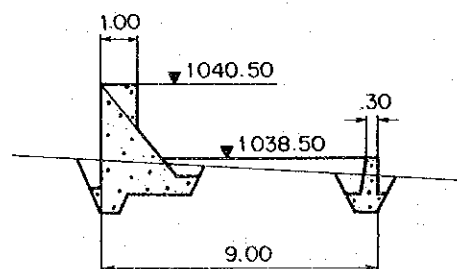
DOWNSTREAM ELEVATION



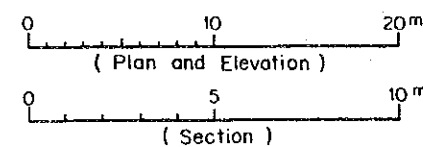
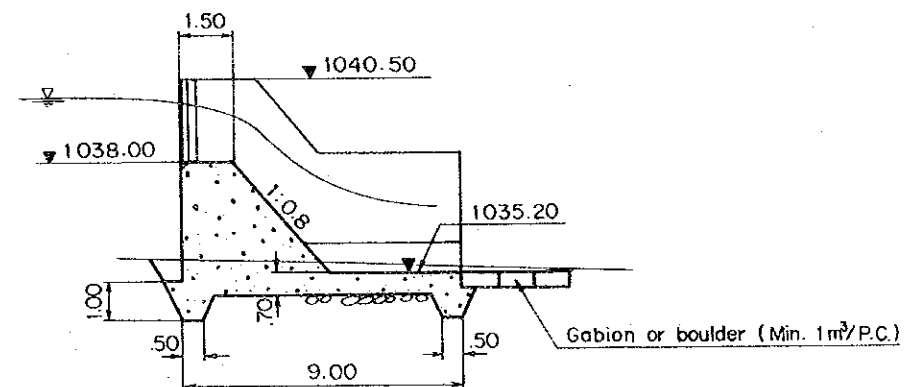
UPSTREAM ELEVATION



SECTION A - A

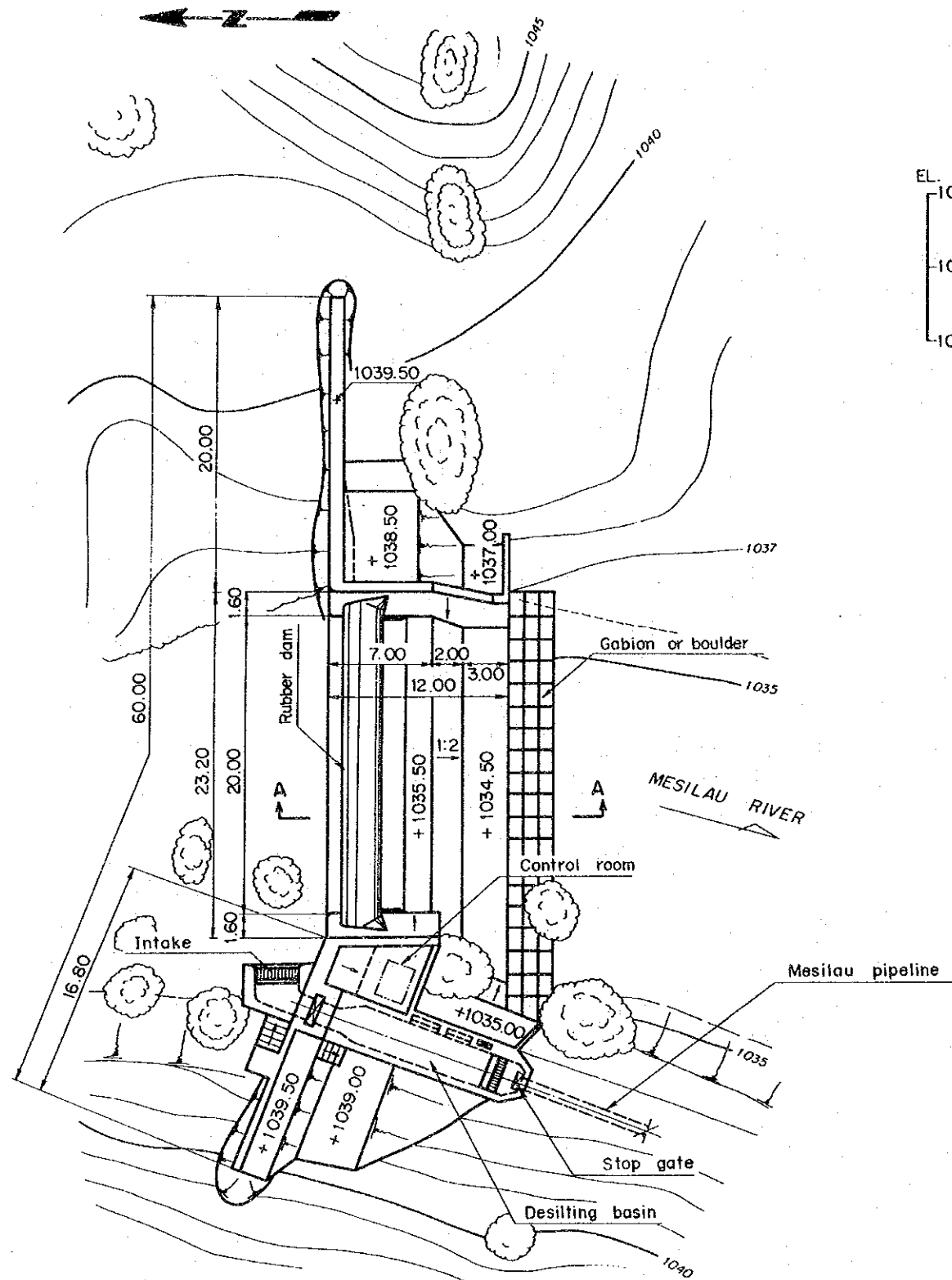


SECTION B - B

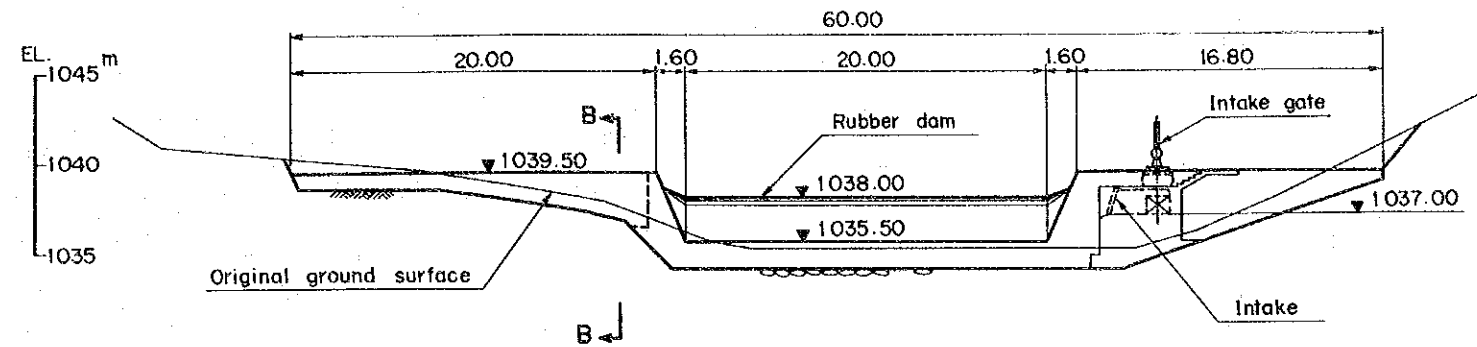


SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN	
NARADAW PROJECT ALTERNATIVE INTAKE (MESILAU) FLUSHING GATE DAM	
DWG	11. 15

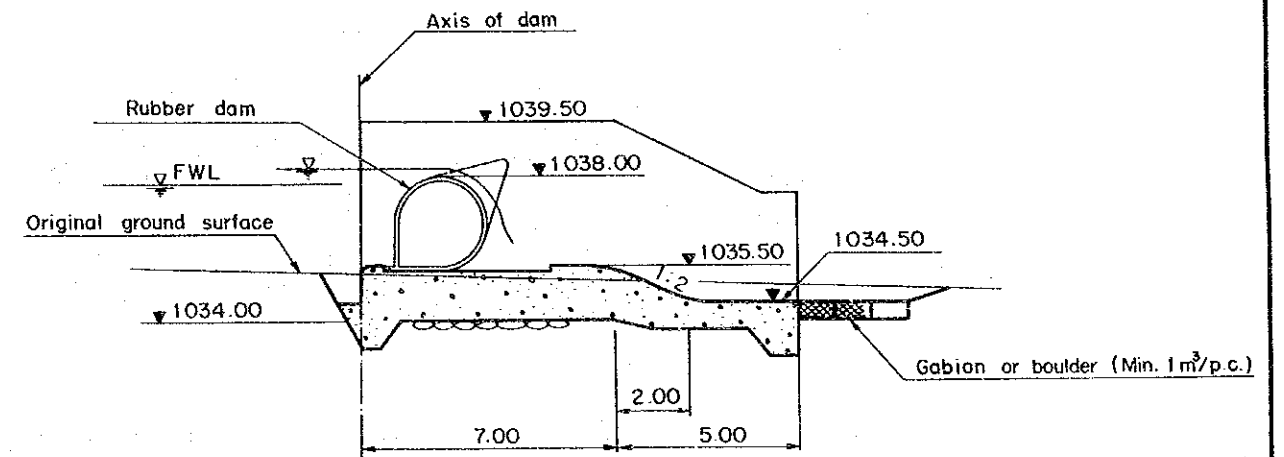
PLAN



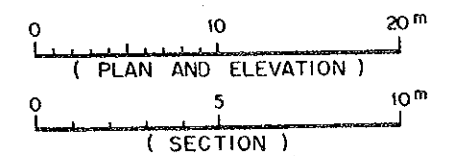
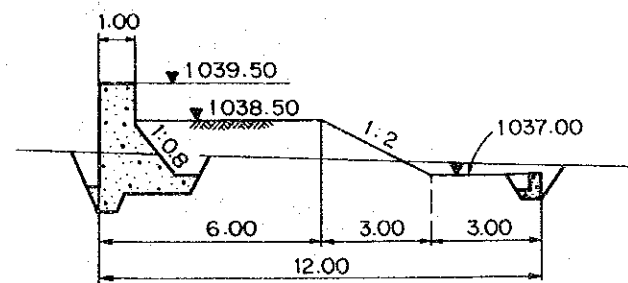
UPSTREAM ELEVATION



SECTION A - A



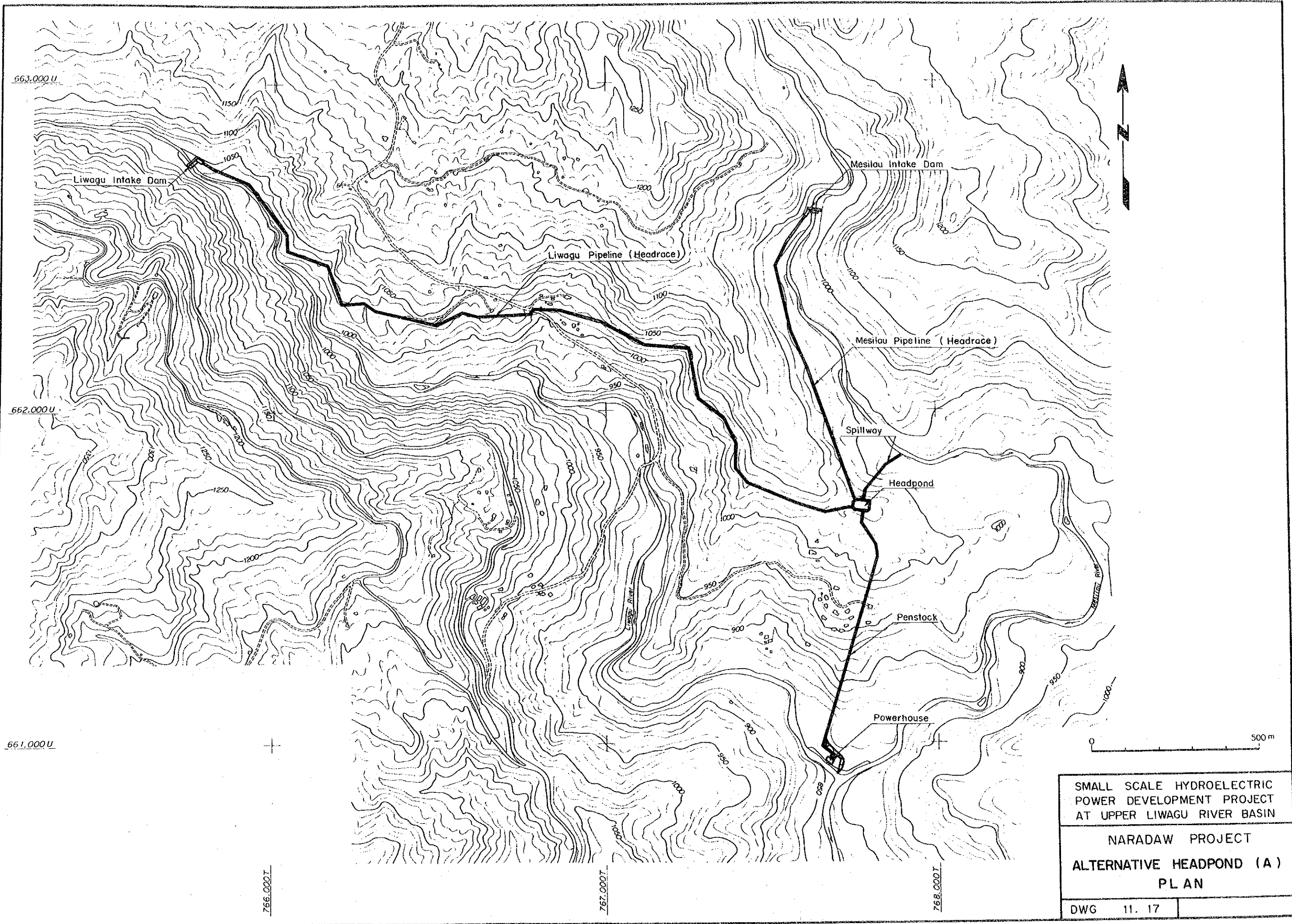
SECTION B - B



SMALL SCALE HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN

NARADAW PROJECT
ALTERNATIVE INTAKE (MESILAU)
INFLATABLE RUBBER DAM

DWG 11. 16



SMALL SCALE HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT AT UPPER LIWAGU RIVER BASIN	
NARADAW PROJECT ALTERNATIVE HEADPOND (A) PLAN	
DWG	11. 17

