

第9章 フィージビリティ設計

第9章 フィージビリティ設計

	頁
9.1 土木構造物	9-1
9.1.1 河流処理のための構造物	9-1
9.1.2 ダムおよび洪水吐	9-2
9.1.3 取水口	9-8
9.1.4 沈砂池	9-9
9.1.5 導水路トンネル	9-11
9.1.6 調圧水槽	9-17
9.1.7 水圧管路	9-21
9.1.8 発電所	9-29
9.1.9 放水路トンネル	9-35
9.1.10 放水口	9-36
9.2 電気機器	9-73
9.2.1 発電所	9-73
9.2.2 屋外開閉所およびその他機器	9-80
9.2.3 変電所、開閉所	9-82
9.2.4 送電線	9-83
9.2.5 輸送	9-87

LIST OF TABLES

Table 9-1	Qualitative Comparison of Sediment Flushing System
Table 9-2	Inflow Velocity at Intake
Table 9-3	Required Length of Desanding Basin
Table 9-4	Geological Classification along Power Tunnel
Table 9-5	Proposed Coefficient of Roughness (Manning)
Table 9-6	Lining Method Classification
Table 9-7	Economic Comparison by Powerhouse Type
Table 9-8	Comparison of Main Ratings between Francis and Pelton Turbine-Generator
Table 9-9 (1)	Economic Comparison for Selection of Conductor Size (For F.Y. 2001/2002)
Table 9-9 (2)	Economic Comparison for Selection of Conductor Size (For F.Y. 2007/2008)

LIST OF FIGURES

- Fig. 9-1 Load Diagram for Stability Analysis
- Fig. 9-2 Alternative Flushing System of Sediment Deposit
- Fig. 9-3 Relationship between B and L
- Fig. 9-4 Optimum Diameter of Power Tunnel
- Fig. 9-5 Oscillation Analysis (Sudden load-off)
- Fig. 9-6 Oscillation Analysis (Sudden load-on)
- Fig. 9-7 Optimum Diameter of Penstock
- Fig. 9-8 Water Hammer Analysis
- Fig. 9-9 Alternative Powerhouse Type
- Fig. 9-10 Rating Curve at Tailrace Outlet
- Fig. 9-11 Comparison of Main Dimensions between Francis and Pelton Turbine-Generator
- Fig. 9-12 (1) General Arrangement of Powerhouse in case of Francis Turbine (Sectional View)
- Fig. 9-12 (2) General Arrangement of Powerhouse in case of Francis Turbine (Longitudinal View)
- Fig. 9-13 (1) General Arrangement of Powerhouse in case of Pelton Turbine (Sectional View)
- Fig. 9-13 (2) General Arrangement of Powerhouse in case of Francis Turbine (Longitudinal View)
- Fig. 9-14 Comparison of Turbine Efficiency between Francis and Pelton Turbine
- Fig. 9-15 (1) Daily Peak Load Forecast and Arun 3 Operation Rule in Jan. 2002
- Fig. 9-15 (2) Daily Peak Load Forecast and Arun 3 Operation Rule in Jan. 2006
- Fig. 9-16 Example of Runner Removal Method for Francis Turbine
- Fig. 9-17 Single Line Diagram for Arun 3 P/S & S/Y Equipment
- Fig. 9-18 General Arrangement of Arun 3 Switchyard (In Case of GIS Equipment)
- Fig. 9-19 General Arrangement of Arun 3 Switchyard (In Case of Conventional Type Equipment)
- Fig. 9-20 Single Line Diagram for Dubi Substation
- Fig. 9-21 Single Line Diagram for Dhalkebar Switchyard
- Fig. 9-22 Single Line Diagram for New Kathmandu Substation

- Fig. 9-23 General Arrangement of Dubi Substation
- Fig. 9-24 General Arrangement of Dhalkebar Switchyard
- Fig. 9-25 General Arrangement of New Kathmandu Substation
- Fig. 9-26 Transmission System of Arun 3 Project

LIST OF DRAWINGS

DWG. C-1	Waterway General Plan and Profile
DWG. C-2	Dam River Diversion
DWG. C-3	Dam Plan
DWG. C-4	Dam Elevation and Sections
DWG. C-5	Desanding Basin Plan and Sections
DWG. C-6	Powerhouse General Plan
DWG. C-7	Surge Tank, Penstock, Tailrace Profile and Sections
DWG. C-8	Powerhouse Plan and Sections
DWG. C-9	Tailrace Outlet Plan and Sections
DWG. C-10	Alternative Dam Bottom Flushing Type Plan
DWG. C-11	Alternative Dam Bottom Flushing Type Sections
DWG. C-12	Alternative Penstock Outdoor Type Plan
DWG. C-13	Alternative Penstock Outdoor Type Profile and Sections
DWG. C-14	Alternative Powerhouse Outdoor Type Plan
DWG. C-15	Alternative Powerhouse Outdoor Type Sections
DWG. C-16	Alternative Powerhouse Site Kaguwa Site Penstock Plan
DWG. C-17	Alternative Powerhouse Site Kaguwa Site Penstock Profile

第9章 フィージビリティ設計

9.1 土木構造物

この章は仮設構造物とともに永久土木構造物および水門機器のフィージビリティ設計についてのべる。仮設構造物のカテゴリーには、仮締切ダム、仮排水路トンネルが含まれるし、そしてダム、洪水吐、沈砂池、取水口、導水路トンネル、調圧水槽、水圧管路、発電所及び放水路は永久構造物に分類される。

なおHileから発電所およびダム地点に至る取付道路は、建設工事中のあらゆる必要資材輸送路として、また発電開始後のサービス道路として重要であり、Vol. II に別冊としてまとめて述べる。

9.1.1 河流処理のための構造物

河川を横断するコンクリート構造物の場合、構造物の建設期間に従って、3年から5年の確率洪水に対し転流工構造物を設計することが一般的である。

アルン川ダム地点における5年確率洪水 (Gumbel, Instantaneous Peak) は2,550 m^3/s と推定されており、この洪水を転流するためには、5～6条の大口径 (7～10m) 仮排水路トンネルを建設する必要があることが明らかである。これは仮設備の建設としては極めて費用の嵩む時間を費やす工事となるので、工事費の節減と工程短縮のため、以下のような工法を採用する。すなわちダム型式と、ダム建設が全体の建設工程のクリティカルパスにならないことから5月から10月の高水期におけるダム建設を休止する計画とし、河流処理の設計洪水量を11月から4月の低水期の10年確率 (Gumbel, Instantaneous Peak) 洪水量 490 m^3/s とする。河床における掘削、コンクリート打設などは、3回の低水期、18ヶ月間で完了させることにする。転流計画の詳細は10章で述べる。

仮排水トンネル

内径7.00m、全長355mの標準馬蹄形の仮排水路トンネルをダム地点の右岸側に建設する。呑口と出口における敷標高はそれぞれ標高799.00mと標高793.00mである。トンネル全長に亘って巻立コンクリートを実施するが、これは粗粒の土砂を含む流水による浸蝕に対して耐久性をもたせ、設計洪水量を安全に流下させるためである。設計洪水量 490 m^3/s を流下させる呑口水位は約814mでありこの水位によるトンネル内流速は11 m/s である。

上流仮締切ダム

490m³/sの設計洪水を転流するため、上流仮締切ダムにおける水位は標高 814m であり、上流側仮締切ダム頂は、余裕高をみこみ、標高815.00とする。

ロックフィル型による上流仮締切ダムの高さは河床から約20mである。ダム頂の長さは約 113mとなる。この仮締切ダムは透水性の河床堆積上に建設されるので、スラリートレンチによってダム基礎遮水壁を建設する。

この仮締切ダムは、高水期に 490m³/sより大きな洪水が発生すると越流によって流失すると予想されるので次の低水期にふたたび建設しなければならない。

下流仮締切ダム

仮排水路出口の直ぐ上流側にロックフィル型の下流締切ダムを建設する。ダム頂は設計洪水量の水位を考慮して、標高 800とする。下流締切ダムの高さは河床から 9 mであり、ダム頂長は75mとなる。

上流側仮締切ダムと同様にスラリートレンチによる基礎処理を行う。

Khoktak Khola の転流工

地下式沈砂池の下流側に続く導水路トンネルはダム地点の下流側で小さな溪流である Khoktak Khola を渡る。このKhoktak Kholaを横断する構造物の建設のため河川処理が必要となる。

設計洪水量は、流域面積11km²に、比流量として10m³/s/km²を仮定することによって、110m³/sと設定した。

直径3.00mで延長270mの仮排水路トンネルを導水路トンネル上に適当な地山かぶりを残して設置する。

平水時の流量がきわめて少ないことおよびトンネル内空断面が小さく堅硬な岩盤が得られると判断されるのでコンクリート巻立は全長の50%とする。仮排水路トンネル呑口の直ぐ下流側に、仮排水路トンネルへ流水を転流するために6mの高さのコンクリート仮締切ダムを設置する。

9.1.2 ダムおよび洪水吐

(1) 位置および概要

ダム計画地点は、アルン川の本流とKhoktak KholaおよびNum Kholaの合流点から約 250m上流側に位置している。

この地点の河床は標高 793~795 mで川幅は50~60mであり、厚さ約13mの河床

堆積で覆われている。この河床堆積の下位では、近傍で実施されたボーリング調査によれば、標高 781~782 で基岩である眼球片麻岩が分布している。

片麻岩の一般的性質は片岩類ほど顕著ではないが異方性があり、その程度は幅が大きく、花崗岩に近いほぼ均質なものから、縞状構造の著しいものまで変化に富む。

従ってダム軸の選定と形状の決定にあたっては、できるだけ過大な応力を生じないような配慮が必要である。詳細調査によって軟質部が見つければ、その周辺の調査の密度を高めて分布と性状を確認しできるだけ掘削除去しなければならないが、フィジビリティ調査では標準的な掘削線を考慮しておく。

ダム地点における片麻岩の構造は走行 $N 20^{\circ} \sim 40^{\circ} E$ 、傾斜 $50 \sim 60^{\circ} E$ である。

従ってダム地点では見掛上右岸から左岸側に約 50° で、また下流から上流側に約 20° で傾斜している。

このことはダムから基礎岩盤に伝えられる荷重の方向を考慮すると問題はなからう。

ダム地点における設計洪水量としては、可能最大洪水量 (PMF) $7,700 \text{ m}^3/\text{s}$ を考慮する。これは水河湖の決壊による洪水 (GLOF) が河道を流下するに従って、ピークを減少させかつゲート操作を適切に行うことによって、PMF よりも小さくすることができ、GLOF が支配的な要素とならないからである。

(2) ダム形状

ダムは二つのダム断面形状をもっており、一つは非越流断面であり、他の断面は設計洪水を流下するために洪水吐として働く。前述の第 7 章で、最適なダム高の検討を行い、基準取水位標高 840.00 m が最適であり、また高水位 (HWL) は標高 842.00 m と決定した。

非越流部の頂標高は設計洪水のためのサーチャージ高さ 2.2 m 、および風による波浪高さまたは地震波浪を含み標高 846.00 と決めた。

従って、この断面におけるダム高は標高 781 m の基礎岩盤から標高 846 m の頂部まで最大 65 m である。この断面の幅は、4ヶ所の橋脚部も含めて 75 m である。

ダム構造物の下流側へ設計洪水を放流するためにダム自体に洪水吐断面が組み入れられている。ダム越流部の越流頂標高は、洪水期に導水路トンネルへ堆砂が流入するのを防ぐように標高は 828.00 とする。 $7,700 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流するために必要な越流水深と幅はそれぞれ 16.20 m と 60.00 m であり、従って洪水時の最高水位は標高

844.20mである。これは高水位(HWL)から2.20mのサーチャージ高を含んでいる。高水位(HWL)を標高842.00mに維持するために、幅12.00m、高さ14.50mのラジアルゲート5門をもうけ、高水期は、このゲートの全開または部分開放によって洪水が放流される。

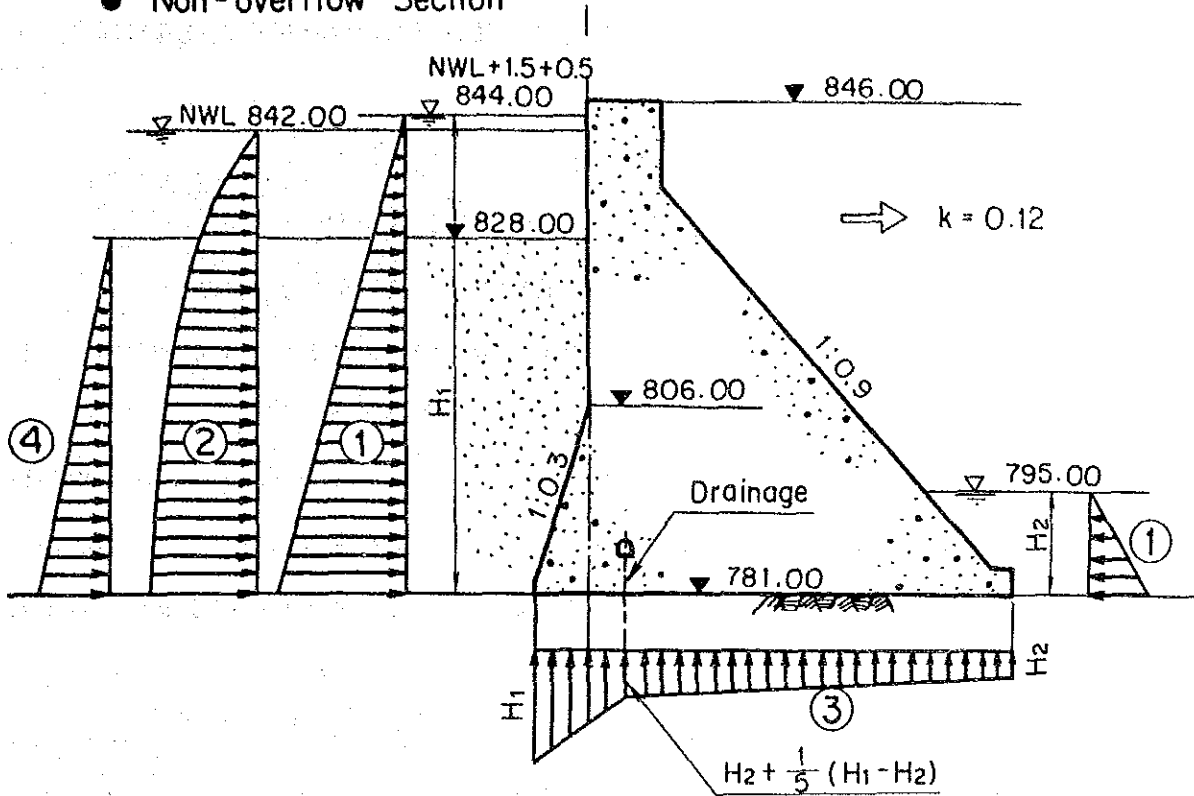
以上のべたような設計条件にもとづく基本形状について、高水位(HWL)で地震時のケースで安定解析を実施した。静水圧、地震力、揚圧力、堆泥圧などが外力である(Fig 9-1)。

満たすべき条件は、地震時でもダム上流面において引張応力が発生しないことである。基本三角形の頂点として標高846.00mを考慮して、下流側法勾配に1:0.9とし、上流側は標高806.00以下に0.3のフレットを持つ鉛直法面を採用する。

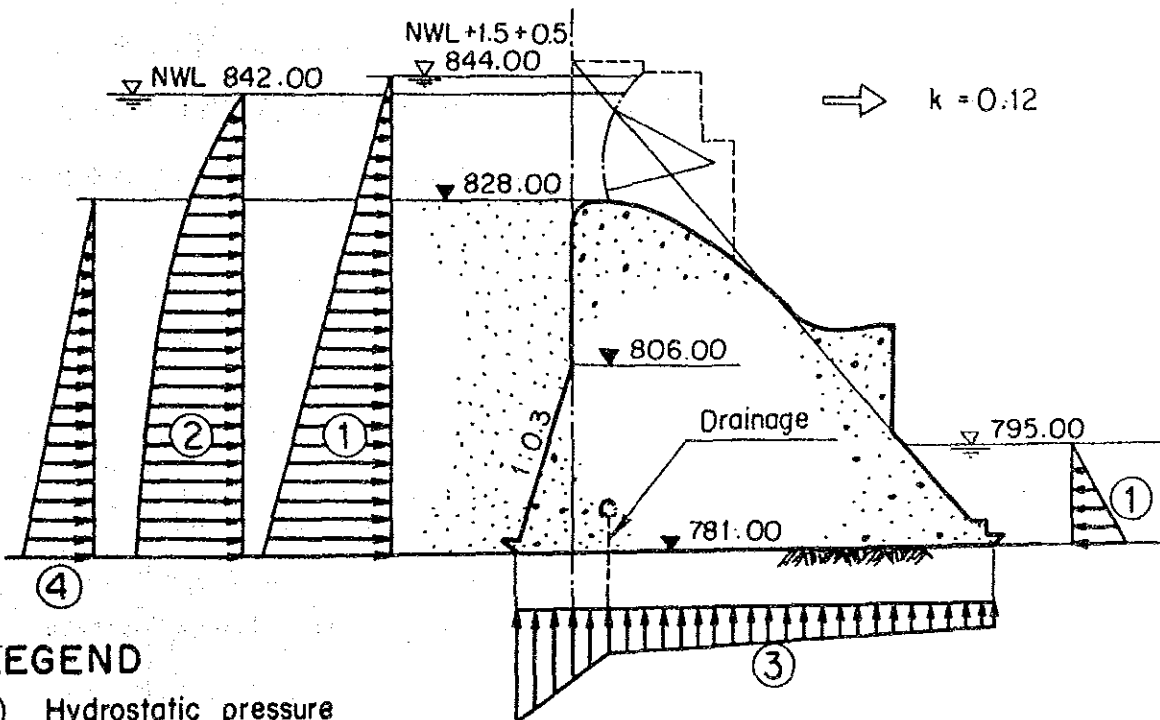
基礎地盤の剪断強度(τ_0)を150t/m²、内部摩擦係数(f)を0.75とした場合の剪断摩擦安全率(N)は3.9であり、ダム下流端における地盤反力(σ_0)は106.6t/m²である。

Fig. 9-1 Load Diagram for Stability Analysis

● Non-overflow Section



● Overflow Section



LEGEND

- ① Hydrostatic pressure
- ② Hydrodynamic pressure
- ③ Uplift
- ④ Sediment pressure

(3) 堆砂処理

ダム地点における年間堆砂量は、 $1152 \times 10^3 \text{ m}^3$ と推定しているが、これは貯水池容量に比較して大きな量であり堆砂位はダム建設完成後数年以内に越流頂部まで上昇するであろう。

この堆砂を処理する方法はダムに付属する設備に従って

(i) 排砂管と排砂ゲートの設置による低下（底部排砂方式）

(ii) 越流頂部のゲート操作による堆砂位の保持（頂部ゲート方式）

にわけられる。ふたつの方式の比較のために概念図と特徴をFig. 9-2 とTable 9-1に示した。

一般に、排砂管および排砂ゲートによる方式はコスト高ではあるものの、堆砂位および堆砂量を管理する上で頂部ゲートによる方式より優れている。しかしアルン川における特殊な条件として、流域の氷河湖決壊による洪水や山腹崩壊による土石流で流下する巨礫を含む土砂を考慮しなければならない。

ダム完成後の貯水池内の平均的な堆砂勾配は 0.01~0.004 になるのであろうが、このような縦断形状へ流入する流砂の最大粒径の平均値に関してBoqu川における堆砂調査データはいろいろな示唆を与える。¹⁾

これによれば、0.008 から0.006 の河床勾配における堆砂の平均最大径は 2.1m から 1.1mであり、排砂管および排砂ゲートのサイズは3~5 m程度必要となろう。巨礫のサイズ、必要な排砂設備の諸元の定量的検討や設備の操作性に基づく比較は現段階ではできないので構造の単純さと操作性の良さから頂部ゲート方式を採用した。

1 脚注 : Characteristics of Debris flow caused by outburst of glacier lake in Boqu River in Xizang, China, 1981

Xu Daoming
Lanzhou Institute of Glaciology and Cryopendology, Science
Academis

Fig. 9-2 Alternative Flushing System of Sediment Deposit

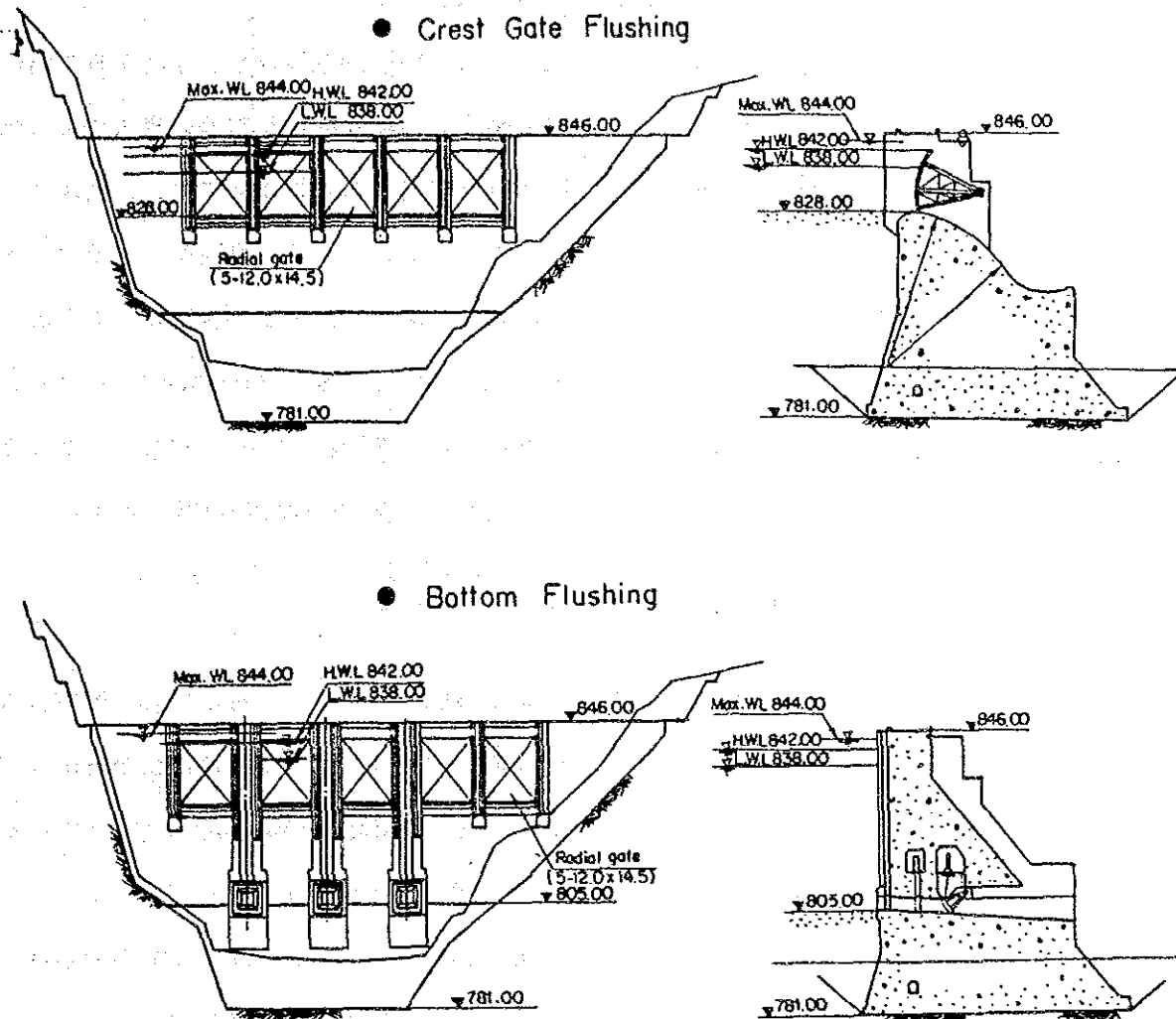


Table 9-1 Qualitative Comparison of Sediment Flushing System

Type	Bottom Flushing	Crest Gate Flushing
Sand flushing efficiency	Fair	Good
Deposit surface control	Fair	Good
Easiness for O/M	Good	Fair
Cost Ratio	1.00	0.87

(4) 洪水吐およびゲート

洪水吐には、幅 12.00m、高さ14.5mのラジアルゲート 5 門を設備し、可能最大洪水量 7,700m³/sを水位844.20で流下させるものとする。

5年確率～10年確率洪水のケースでは、高水位842.00を保持し、2門から3門のゲートを全開することによって洪水処理ができる。流砂を含む高速の流水による摩耗に対処するために、洪水吐シュートやフリップ部などの表面部では、高強度コンクリートや耐摩性コンクリートを採用し、さらにコンクリート表面をファイバー入り樹脂によってコーティングすることにする。放流された洪水の減勢はダム下流に形成されるプランジプールによって行う。放流による流水の飛翔距離 (L) は、フリップ先端における水頭 (H)、フリップの角度 (θ)、フリップバケットから下流側河川水位までの高さ (h) などにより変化し、次式によって計算される。

$$L = H \left(\sin 2\theta + \sqrt{\sin^2 2\theta + \frac{4h}{H} \cos^2 \theta} \right)$$

例えば、ダム水位が HWL 844m、下流水位 803m、フリップ角度を15° の場合飛翔距離はフリップの先端から約44.3mとなる。これは、ダム下流側近傍の河床堆積下位の基岩の有害な浸蝕を防止するため、十分に遠い距離である。フリップ角度その他の詳細構造の検討は、詳細設計の段階で行なわれる。

なお、プレフィージビリティ調査で採用されたプランジプールのための掘削は、洪水の最初の放流によってダム下流に自然に形成されるので省略した。

9.1.3 取水口

ダムのすぐ上流左岸側に、表面取水型の取水口 2 ユニットを設置する。ダム上流左岸側には走向 N 30° E で傾斜 50° ～ 60° の褶曲帯があって、UDH-8、UDH-9 でのコアボーリングの結果この岩盤はきわめてクラッキーであることがわかっている。従って取水口の位置はこの褶曲帯からはなれて堅硬な岩盤のところに設定する必要がある。

取水口呑口は標高840.00mの基準取水位で最大取水量のときでも平均流速が1m/sをこえない条件で設計した (Table 9-2)。流速は、標高838.00mの低水位のケースでは最大1.5m/sまで増加するであろうが、この程度の流速では渦などの不規則な流れは発生しないであろう。

Table 9-2 Inflow Velocity at Intake

EL	V (m/ s)	
	Inlet	Tunnel
842	0.75	0.9
840	0.99	1.2
838	1.48	1.8

導水路トンネル内への流木やその他異物の流入を防ぐために取水口呑口にスクリーンを設置する。導水路トンネルの排水あるいは緊急時における取水中止のため制水ゲート（幅11.00 m、高さ10.0m、ローラーゲート）が取水口ユニット当り1門設置される。この制水ゲートは発電所から遠隔操作されるものであり、また機側操作も行われる。取水口呑口から沈砂池に至る無圧式の短いトンネルは、褶曲帯に近接していることと、トンネル沿いの水密性を確実にするためにコンクリート巻立とする。

9.1.4 沈砂池

前述の褶曲帯とKhoktak Kholaおよびアルン川によってとりかこまれた地域にふたつの水室をもつ地下式沈砂池を建設する。それぞれの地下空洞の主要な諸元は、導水路トンネルとの接続部を含む長さ125m、幅20mおよび高さ32mである。

上記の主空洞の他に、主排砂トンネル（幅3.00m、高さ3.00m、長さ135m）、接続排砂トンネル、排砂ゲート（1.50m×2.50m、6門）および管理用の連絡通廊（幅3.00m、高さ3.50、長さ340m）がある。

主空洞の諸元選定は以下の方法で行った。

沈砂池の理論的に必要な長さは次の式によって求められる。

$$L = \frac{V}{W} \cdot y$$

ここで

L = 沈砂池の理論的長さ

V = 沈砂池内の流速

W = 静水中における砂粒子の沈降速度

y = 沈砂池の深さ

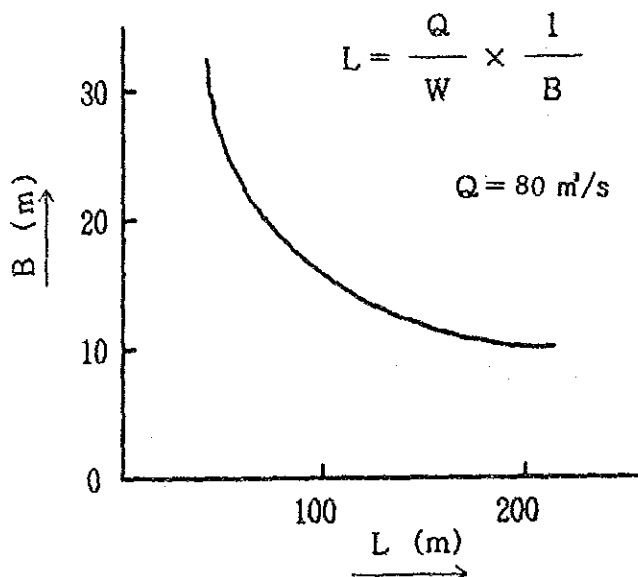
計算は、沈砂池の流速を30cm/sとし、流水から除去する砂粒子のサイズを0.3mm以

上として行なう。

これに関連して、0.3mmという数値は経験的な値で、なおかつ安全側の数値である。詳細設計の段階で浮遊砂の粒度分布、形状、硬度などの特性が明らかになればより合理的な沈砂池の設計が可能であろう。

沈砂池の流量 Q と除去すべき砂粒子の沈降速度 W を一定とすると沈砂池の長さ L はFig. 9-3に示すように幅 B に反比例する。

Fig. 9-3 Relationship between B and L



従って地下空洞の幅を増大すれば、沈砂池の長さLを減少することができるが、地下空洞の安定性の点から一般的には、最大掘削幅は25mまでであろう。

コアボーリングや弾性波探査によって明らかにされた沈砂池地点の地質条件にもとづき、掘削できる地下空洞の最大幅を約20mとすれば、長さLはTable 9-3 に示すように求められる。

Table 9-3 Required Length of Desanding Basin

Discharge m^3/s	EL	y (m)	V (m/s)	L (m)
80 x 2	842	14	0.29	102.7
80 x 2	840	12	0.33	101.5
80 x 2	838	10	0.40	102.6

理論的に要求される長さは、101.5mから102.7mであるが、いくぶんかの余裕をみこんで110mの設計長さを採用した。

二つの空洞は掘削による地山応力干渉が発生しないように中心間隔を50mとして配列する。

掘削後の壁面保護は、ワイヤーメッシュ、吹付コンクリートやロックボルトにより行うように設計した。しかし地質状態によってはさらにコンクリートによってアーチ部や側壁の巻立を行うものとする。また標高 828m以下の沈砂池下部は構造的な安定性ととも沈砂池の洗浄に便利のように全体にわたってコンクリート巻立とする。

底部の最適な形状として傾斜型を採用した。

9.1.5 導水路トンネル

(1) レイアウトと地質

導水路トンネルルートはダム地点（沈砂池）と調圧水槽を可能な限り短距離で結ぶ様決める。

ただしほぼ中間付近で通過するSuki Khola、Rara Kholaでも最小地山かぶりが確保でき、中間作業坑が長大にならないようにルート選定を行う。選定したルートによると、Khoktak Kholaを通過するカルバート部を除けば、地山かぶりはNum Khola、Suki KholaおよびRara Kholaにおいて最小となりこれらの場所では80~100 mであろう。トンネルに作用する40mの最大静水頭を考慮すると、これらの地山かぶりは十分に安全であろう。その他の位置では、200mから最大 1,000mに亘る十分に堅

硬な地山かぶりがある。

沈砂池の終端から調圧水槽の中心までの導水路トンネルの長さは11,352mである。

トンネル経過位置における地質概要は、上流側から順に、眼球片麻岩又は花崗岩、雲母片岩、および発電所近傍における花崗岩又は眼球片麻岩である。それぞれの地質境界およびその他の位置では破碎帯の存在を想定する必要がある。

地質および地山かぶりによるトンネル長さの割合はTable 9-4 の通りである。

Table 9-4 Geological Classification along Power Tunnel

Geology	Rock cover	L (m)	%
Gneiss	Less than 300 m	1,500	13.2
Granite	More than 300 m	4,350	38.4
Mica Schist	Less than 300 m	1,900	16.7
	More than 300 m	2,800	24.7
Sheared Zone, etc.	-	800	7.0
Total	-	11,350	100.0

(2) 最適径の検討

トンネルの最適径を決めるための基本概念は資本費による年間支出と損失水頭による年間逸失便益の合計が最少となるような径を選ぶことである。

トンネル建設費には掘削、巻立、作業坑、調圧水槽のシャフト掘削、巻立などの直接費に予備費、管理費などの間接費も含める。

調圧水槽の工事費もトンネル工事に含めるのは、調圧水槽の諸元が、トンネル径に依存して決まるためである。

年間支出は、トンネル設備の耐用年数や利子率によってもとめられる資本回収率に設備の維持管理のための費用を加えてもとめる。

また年間逸失便益は、便益単価と損失水頭の積によってもとめる。便益単価は7.2.5に示すようにkW価値として68US\$、 kWh価値として0.063 US\$である。

また損失水頭のうち摩擦損失を決めるためにTable 9-5 に示すマンニングの粗度係数を採用する。

Table 9-5 Proposed Coefficient of Roughness (Manning)

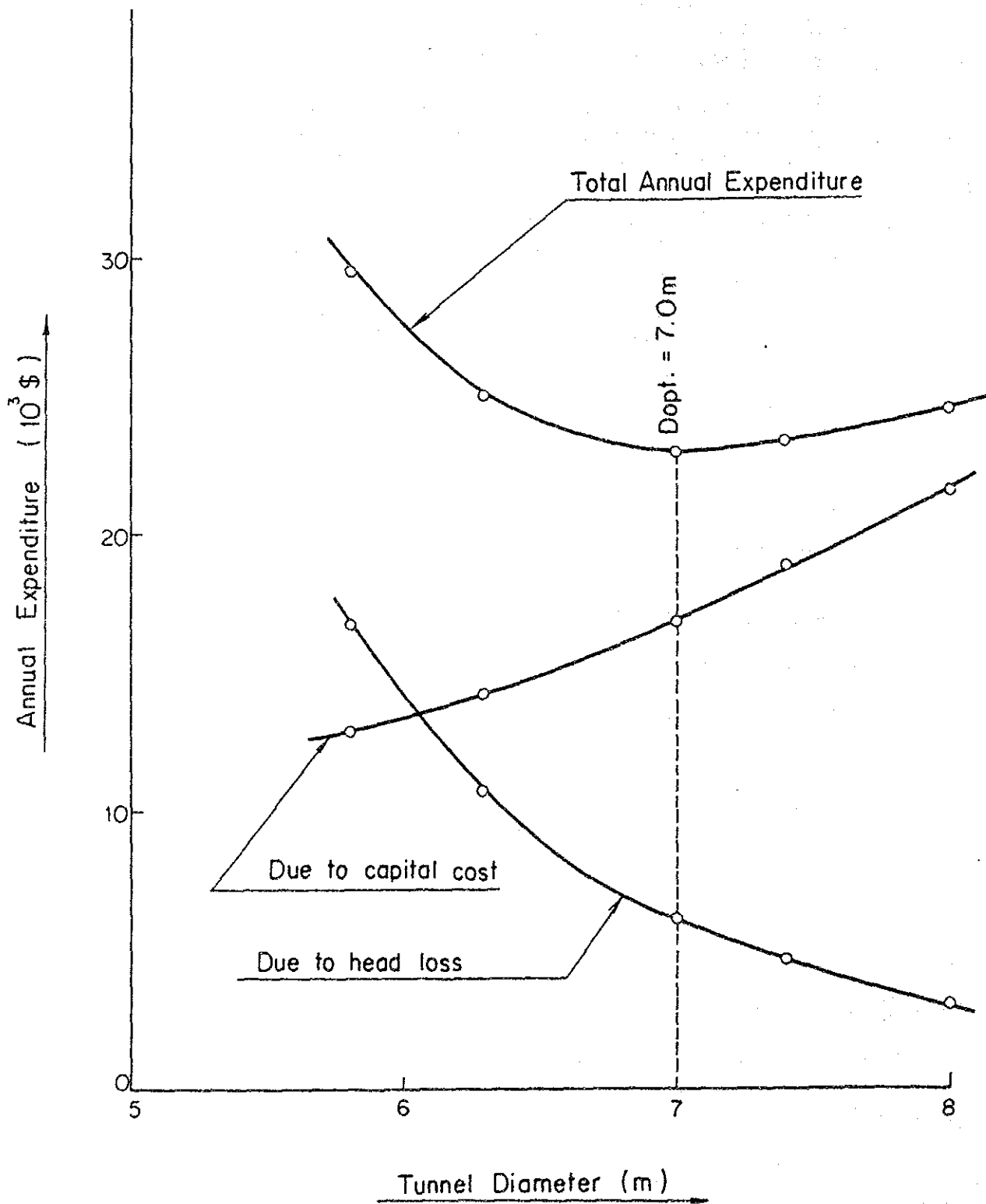
Case	Section	Max.	Av.	Min.
1	Unlined - TBM	0.022	0.020	0.018
2	Shotcrete - TBM	0.020	0.018	0.016
3	Shotcrete - CBM	(0.022)	(0.020)	(0.018)
4	Concrete lining	0.015	0.013	0.011
5	Steel	-	0.012	-

Note: (1) Figures in parentheses show the values for combination of shotcreted section and concrete lined section.

(2) TBM : Driven by Tunnel Boring Machine
CBM : Driven by Drilling and Blasting

Fig. 9-4 に示すように 400MWの開発規模の場合、7.00mのトンネル2条配置するのが最も経済的となる。

Fig. 9-4 Optimum Diameter of Power Tunnel



(3) 巻立工

トンネル巻立については、トンネル経過地の地質、地山かぶりおよび作用水圧などを考慮して基本的には無巻工法を採用する。

この場合、必要な地山かぶりは次式によって検討する。

$$L > \frac{H}{\gamma_R \cdot \cos \beta}$$

ここで L : トンネルから地表までの最短距離 (m)

β : 谷側の地表の平均勾配

γ_R : 岩の密度 (t/m^3)

H : 作用水圧 (m)

これによれば、作用水圧が $40t/m^3$ で、地表の平均勾配を 45° 、岩の密度を $2.7t/m^3$ 、安全率を 5 とすると、地山かぶり 100m 以上であれば良いことになる。

実際に無巻工法を適用する場合には、地山かぶりと作用する設計水圧の静水圧的なバランスという地形的条件のみでなく、トンネル経過地の地質的特徴を充分考慮する必要がある。すなわち

- ① トンネル経過地の地質区分と岩盤力学特性
- ② 断層破砕帯などによって特徴づけられる地質の不連続性、不均一性
- ③ 岩質による強い異方性に基づく剝離化と流水に対する耐蝕性

などが考慮されねばならない。

①、②については、航空写真判読や地表踏査等によって得られた地質情報に基づき作成された地質区分図（縦断、平面）が利用できる。③に関しては直接データは入手されていないので、第4章地質、DWG G-1、G-6により推定する。地山かぶりと地質区分に従った巻立工法についての設計概念を以下のように概括した。

(i) 片麻岩や花崗岩の分布する地区は、黒色鉱物の多い縞状構造の異方性の高い片麻岩から、マッシュで新鮮な片麻岩、花崗岩まで変化すると考えられる。

従ってこの地区における巻立工法はコンクリート巻立から吹付コンクリート、および無巻工法まで岩質に応じて対応する。

(ii) 雲母片岩の地区は、異方性があり剝離性のある一般的な性質を考えて巻立を行う。

ただし地山かぶりの厚さによって工学的な性状が異なると考えられるので、

地山かぶり が 300mより薄い場合は、コンクリート巻立、これより厚くしっかりした地山の場合は、吹付コンクリートとする。

(iii) 地質境界や断層帯は現在その性状が不明ではあるが、コンクリート巻立を適用する。

Table 9-6 に導水路トンネルのルート沿いの地質的、地形的条件に対応して採用した巻立工法の概要を示した。

Table 9-6 Lining Method Classification

Geology		Length (m)	Lining Method
Gneiss and Granite		5,852	Unlining Shotcreting Concrete lining Culvert (Khoktak Khola) Steel lining (Surge tank)
Mica Schist	Thin rock cover	1,900	Concrete lining
	Thick rock cover	2,800	Concrete lining Shotcreting
Geological Boundary & Sheared Zone		800	Concrete lining

また作業坑および調圧水槽の上流側のトンネル底部にロックトラップを設置する。これらのロックトラップは、運転開始の初期段階に発生すると推定されるトンネル壁面からのゆるんだ岩片の剝離や、その他の予期しがたい異物の流下による水車機器への影響を防ぐであろう。

またロックトラップで捕捉された岩片やその他材料をトンネルの外部に排除できるような構造の排砂管およびマンホール、バルクヘッド等を設備する。

トンネル建設は、アルン3計画の全体工程のクリティカルパスであり、これに対応するためにSuki KholaとRara Khola間のほぼ中間点で作業坑を計画する。この作業坑の上流側約 7,300mの長さ（円形断面）にわたってトンネル・ボーリングマシン（TBM）を採用する。同時に作業坑の下流側約 3,700mの長さ（標準馬蹄型）にわたっては通常の発破工法による掘進を適用する。

9.1.6 調 圧 水 槽

(1) 位置および形式

調圧水槽の近傍で実施されたボーリング (P-8)、弾性波探査 (A-line, No1 line) 結果によって判明した地質条件をもとに、以下のように考えて調圧水槽の位置、形式などを決定する。

調圧水槽の予定位置は地形が急峻にもかかわらず、表土および風化岩の層が厚いと推定されている。この層 ($V_p = 1.2 \sim 1.3 \text{ km/s}$) の厚さは20~25mと推定されるが、その強度特性は現在不明である。しかし大規模な掘削によって地山全体の不安定を誘発することを避けるため、可能な限りコンパクトな調圧水槽とするため制水口型調圧水槽とする。

制水口型調圧水槽は、水槽立坑の断面積は理論的には、制水口のない単働調圧水槽の場合の50%の断面積で良いので、立坑の建設費を大幅に減少することができる。

また立坑の上部における明り掘削も少なく出来るので掘削面の安定上有利であり、単働調圧水槽の場合に比べ優れている。

(2) サージング計算

調圧水槽の内径は静的安定条件、微小震動に対する安定条件 (トーマ・シュラーの安定条件) の両方を考慮して決定されねばならない。

調圧水槽で全負荷遮断 ($q = 80 \text{ m}^2/\text{s}$) のケースが最大水位上昇を与えると仮定し、最高水位を求める。これは送電線系統や開閉所機器の故障による緊急停止を想定したものであり、調圧水槽立坑頂部の標高はこれに余裕高さを加えてきめる。

負荷変動に伴って発生する水面振動の収束性に関連しては例えば30%や60%遮断のように部分負荷遮断の場合を検討するのが普通である。

一方50%から100%の負荷増加のケースが最大水位低下を与えると仮定し、導水路トンネルの天端はこの最低水位よりも充分低く設定しなければならない。

サージング計算は次の基本式の数値解析をパーソナルコンピュータプログラムを利用して行う。

$$\text{運動方程式} \quad \frac{d v}{d t} = \frac{z - c |v| v - k}{\frac{L}{g}}$$

$$\text{連続方程式} \quad \frac{d z}{d t} = \frac{Q - f v}{F}$$

$$\text{制水口抵抗} \quad k = \frac{|v_p| v_p}{2 g} = \frac{1}{2 g (C_d F_p)^2} |f v - Q| (f v - Q)$$

ここに、 v : 圧力水路内の流速（流れが貯水池からサージタンクへ向かう方向を正）

z : 水位

g : 重力の加速度

c : 損失水頭係数、水路の全損失水頭を h とするとき、 $h = c v^2$

L : 圧力水路の長さ、 f : 圧力水路の断面積

F : サージタンクの断面積 Q : 水車使用水量

v_p : 制水口通過流速

F_p : 制水口の断面積、 C_d : 制水口の流量係数

計算結果（アウトプット）を Fig. 9-5 および 9-6 に示す。

以上の基本的な考慮に基づき内径 14.00m、立坑底部から上部までの高さ 70.00 mと選定した。

Fig. 9-5 Oscillation Analysis (Sudden load-off)

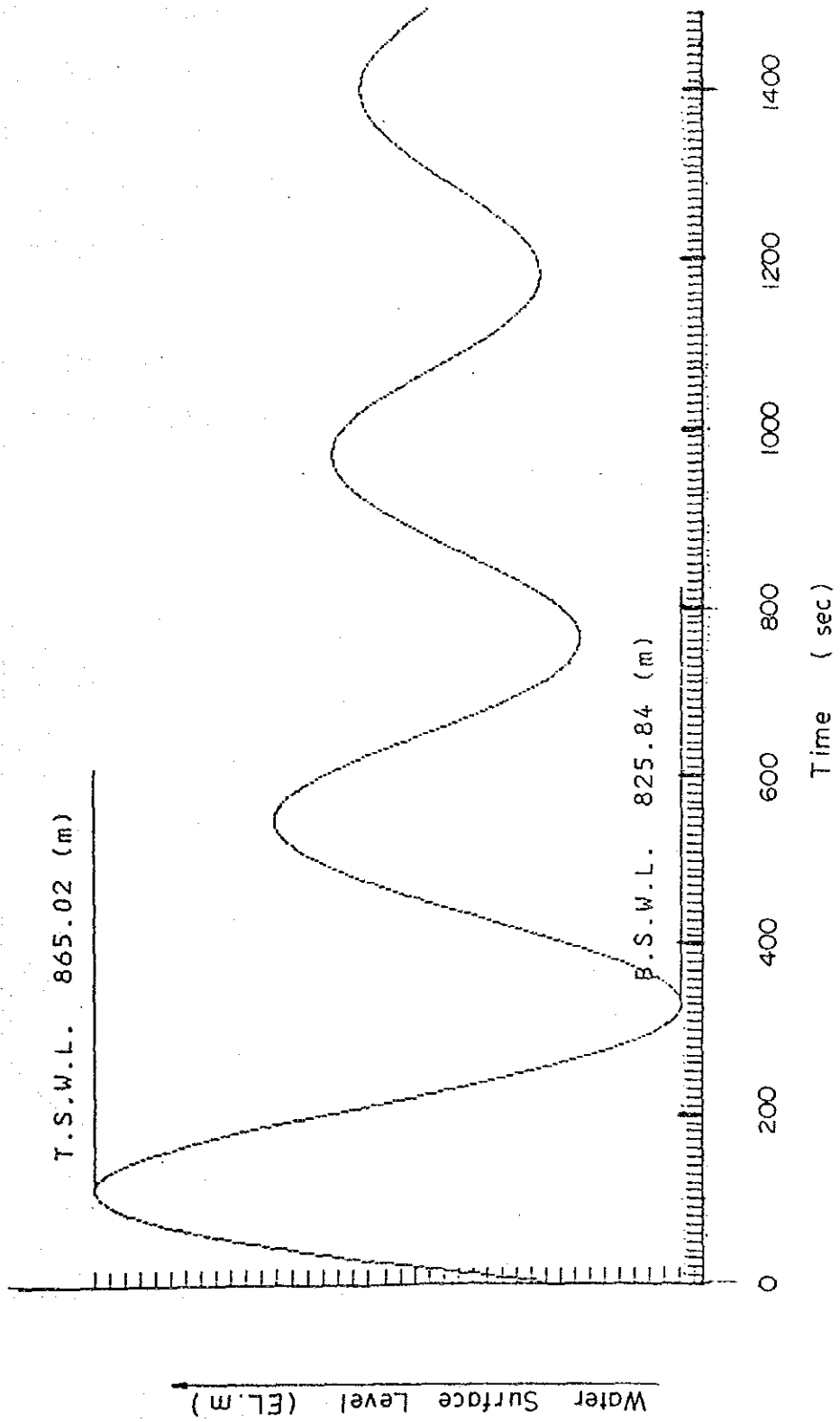
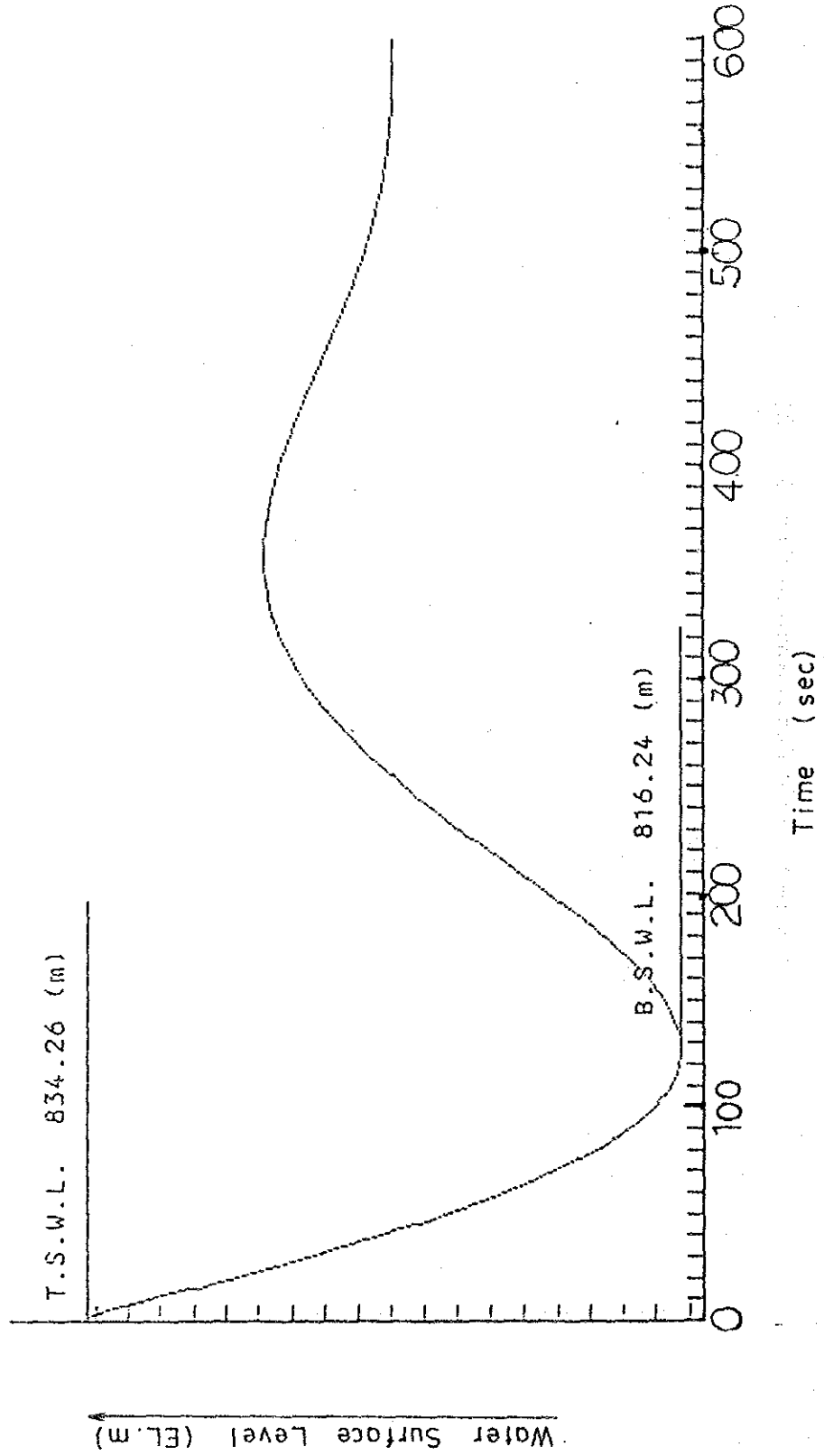


Fig. 9-6 Oscillation Analysis (Sudden load-on)



9.1.7 水 圧 管 路

(1) 型式および最適径

調圧水槽と発電所水車を連結して水圧管を設置する。先に述べたように、発電所型式を地下発電所で計画したので、水圧管もまた埋設式とした。

水圧管（1条）は調圧水槽のすぐ下流から立坑で約 270.90 m、水車センター標高 EL. 532.00まで下がり、そこから水平管を配置する。この下部水平部で分岐管によって3個に分岐し水車に接続する。管路長は、調圧水槽中心から水車センターまで376.74m（2号水車）である。

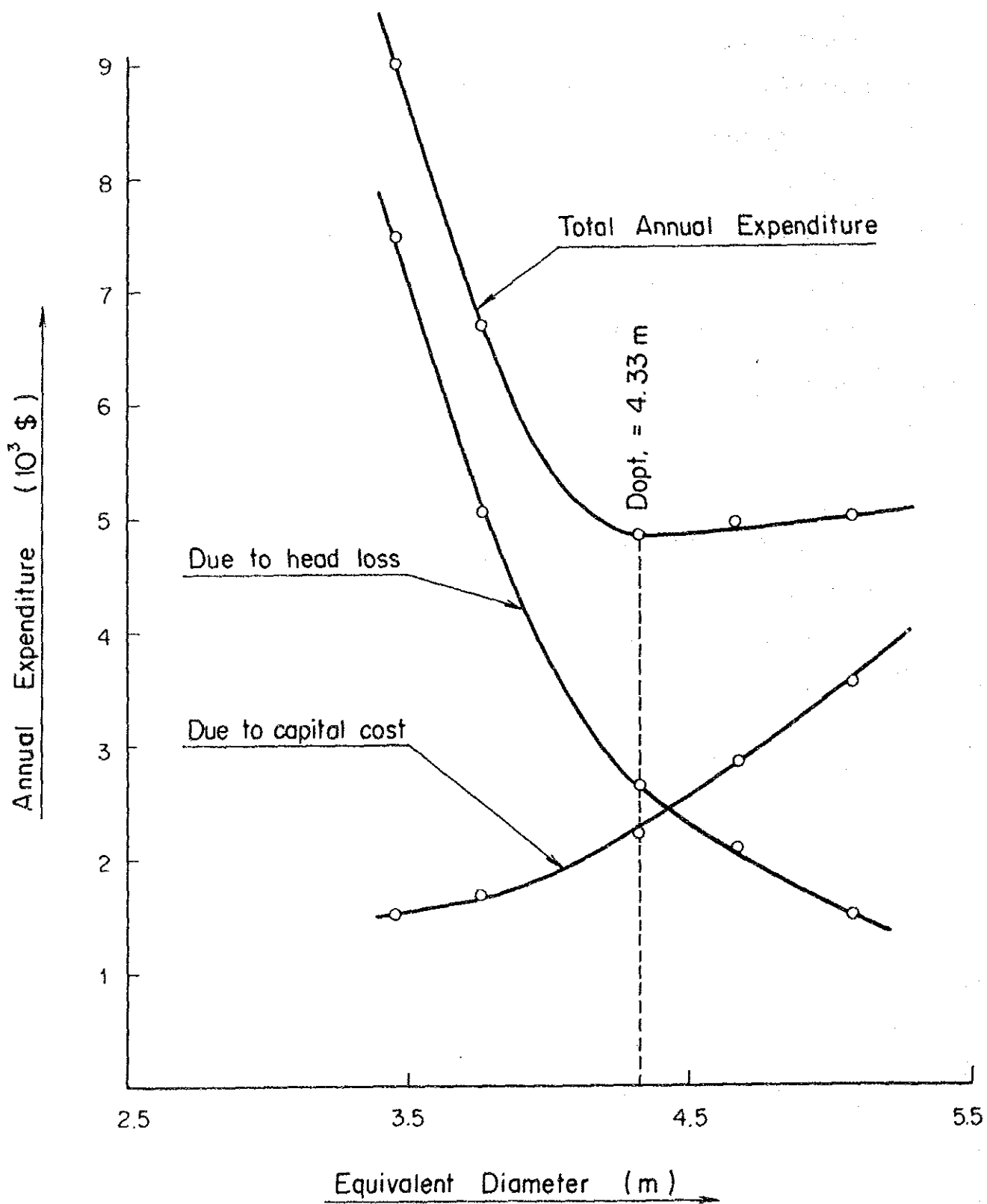
このレイアウトによれば水圧管の大部分はマッシュな眼球片麻岩地域（弾性波速度 4.5~4.4 km/s）を通り充分安全である。

水圧管の経済的直径の検討もまた、前出の9.1.5で述べた導水路トンネルと同じ概念にもとづき行う。直径は次の式によって計算される等価直径を意味する。

$$D = \frac{D_i L_i}{L_i}$$

水圧管の等価最適径はFig. 9-7に示すように4.3mである。計画した水圧管路管径は最上部5.80mから、立坑部は4.50~4.00m、下部水平部は4.00m、そして分岐部下流側は2.30mと変化する。これは等価直径 4.3mに見合うものである。

Fig. 9-7 Optimum Diameter of Penstock



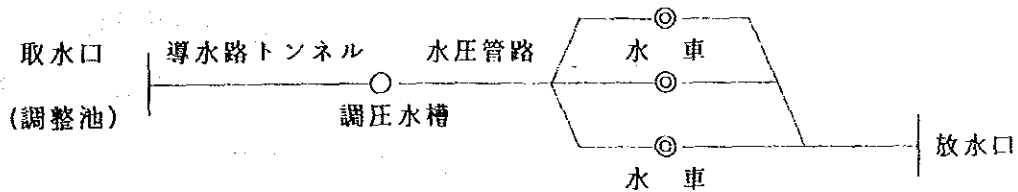
(2) 水撃圧

水圧管路の建設費の中で水圧管の費用は大きな部分を占める。また水路系最下流にあって最も大きな水圧を受ける構造物であり、ここでは安全でかつ建設費を安く抑えるための基礎的な検討を行った。

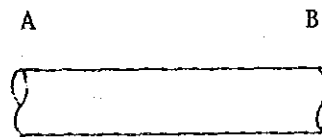
(i) 水撃圧の計算

下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計算する。

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て計算する。また、サージングの影響も含めた値を算出するものとする。



(ii) 基本式



上図のような単一管路における圧力波の計算の基本式は次の通りである。

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

ここに、

$H_A(t)$: 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

$$S \quad : \text{定数} = \frac{a}{g \cdot A}$$

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

(a) 閉塞器における境界条件

閉塞器すなわちガイドベーンにおいて直線的閉塞を行う場合、次のような境界条件が成り立つ。

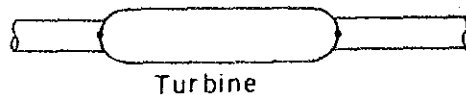
$$Q_A(t) = \left(1 - \frac{t}{T}\right) \sqrt{H_A(t) - H_B(t)}$$

ここに、

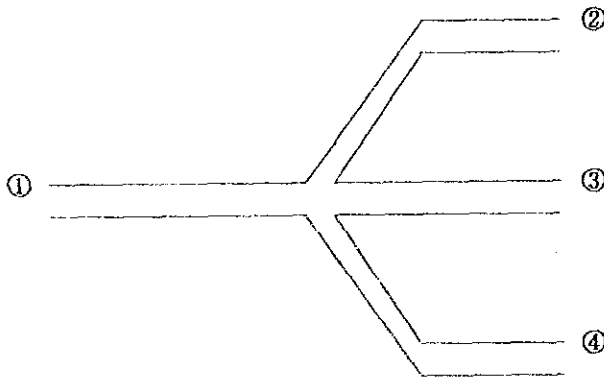
t : 閉塞器の閉塞時間内の任意の時間

$$(0 \leq t \leq T)$$

T : 閉塞器の閉塞時間



(b) 分岐における境界条件



分岐においては、4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、

$$Q_①, t = Q_②, t + Q_③, t + Q_④, t$$

が成り立つことが境界条件となる。

(c) 取水口（調整池）における境界条件

取水口においては、次の境界条件が成り立つ。

$$H_{\lambda}(t) = H_{\lambda, 0}$$

(iv) 基本数値

計算に使用した数値は次のとおりである。

(a) 導水路トンネル

長さ	11.350m
断面積（等価断面積）	32.71m ² （D = 6.45）

(b) 調圧水槽

立坑断面積	153.93m ² （D = 14.00m）
立坑基部標高	E.L. 800.00 m

(c) 水圧管路

長さ	調圧水槽～分岐	336.74m
	分岐～水車 1号、3号	49.12m
	2号	40.00m
断面積	調圧水槽～分岐	15.90 - 12.57m ²
	分岐～水車	4.15m ²

(d) 放水路

長さ	270.00m
断面積	27.89m ²

(e) 水車

最大使用水量	26.67m ³ /s × 3台 = 80m ³ /sec
台数	3台
中心標高	E.L. 532.00m
閉塞時間	5.0 sec

(f) 水位

貯水池水位	E.L. 842.00m
放水位	E.L. 538.00m

(g) 圧力伝播速度 1,000m/sec および 600 m/s

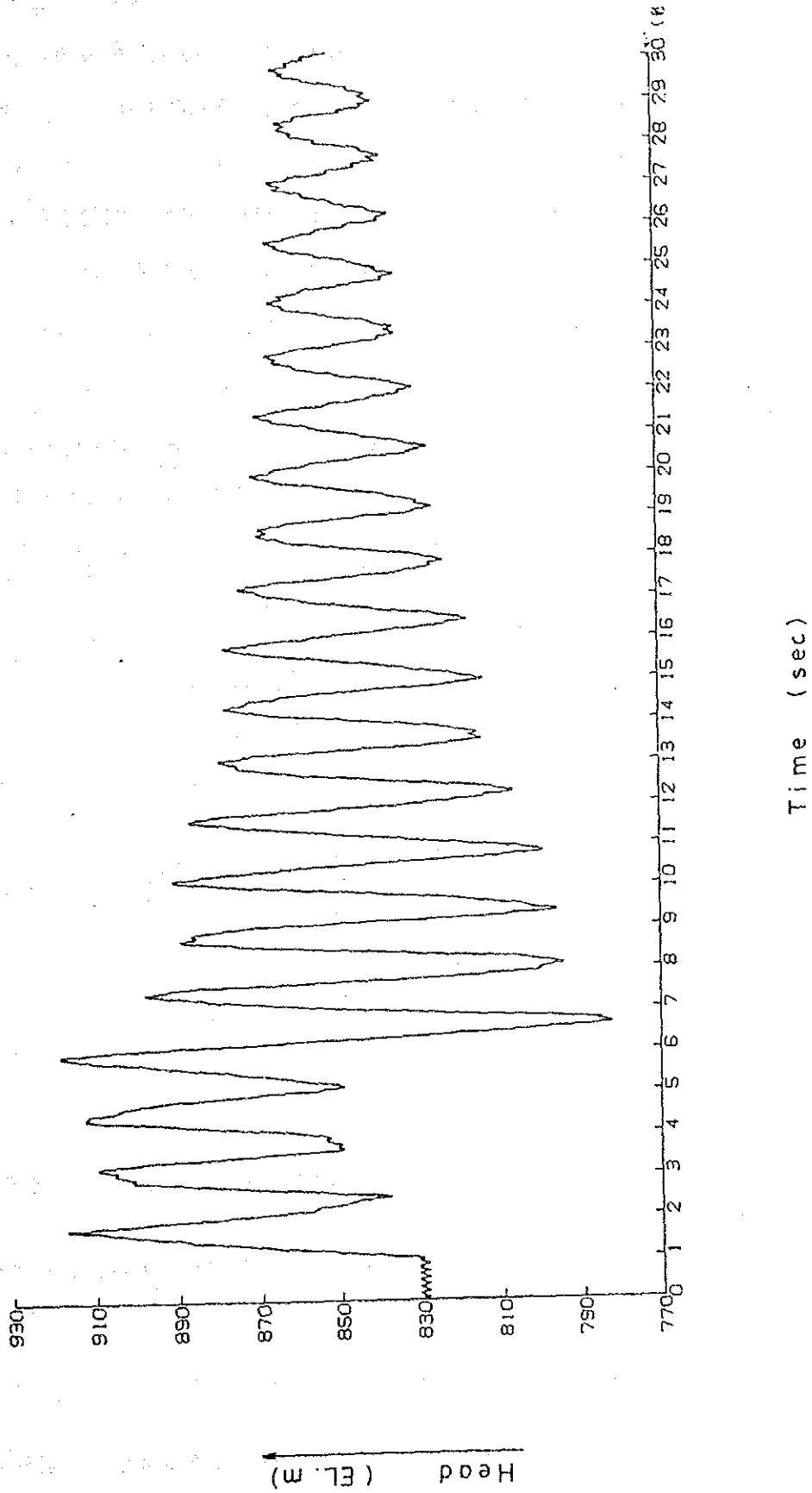
(v) 計算結果

計算は電子計算機により0.01秒ごとに行った。計算結果はFig. 9-8 に示すとおりである。

水撃圧の最大値を静止圧との比で示すと、次のとおりとなる。

$$H_{A.} / H_{A. (0)} = \frac{89.07}{310} = 0.287$$

Fig. 9-8 Water Hammer Analysis
 (Point 5. Downstream end of Penstock)



(3) 設計水頭

設計水頭は、高水位標高842.00から各点までの標高差による静水頭、調圧水槽におけるサージングの影響を考慮してサージング水頭および前出の水撃圧からなる。

水圧管末端（水車センター）における最大設計水頭は423.00mであり、これは310mの静水頭（ H_0 ）の30%に相当する水撃圧水頭 93.00mおよびサージング水頭20mによるものである。

埋設水圧管路の場合、設計水頭の一部を、周辺の岩盤、鋼管まわりの詰込コンクリートによって負担する方法で設計することが可能である。

周辺岩盤による内圧負担率を次式によって推定する。

$$\sigma = \frac{HD}{2t} (1 - \lambda)$$

$$\lambda = \frac{1 - \frac{E_s}{H} \alpha_s \cdot \Delta T \frac{2t}{D}}{1 + (1 + \beta_c) \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{2t}{D} \log_e \frac{D_R}{D} + (1 + \beta_g) \frac{E_s}{E_g} \cdot \frac{m_g + 1}{m_g} \cdot \frac{2t}{D}}$$

ここに E_s : 鉄管の弾性係数 ($2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

α_s : 鉄管の線膨張係数 ($1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$)

ΔT : 鉄管の温度変化

β_c : コンクリートのそ性変形係数

E_c : コンクリートの弾性係数 ($2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

D_R : トンネル掘削直径

β_g : 地山のそ性変形係数

E_g : 地山の弾性係数

m_g : 地山のポアソン数 (5)

λ は周辺岩盤の弾性係数 E_g 、管厚(t)と管径(D)の比などにより変化するが、

$E_g = 30,000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\frac{t}{D}$ を $3/400$ 、 Δt を 20°C とすると、岩盤負担率は33%

となる。また、 $\frac{t}{D}$ を $4/400$ とすると43%になる。

従って水圧管の設計水圧としては立坑部から下部水平部までは30%岩盤負担とする。

9.1.8 発電所

(1) 位置および型式

発電所はアルン川とWaleng Kholaの合流点から約 500m下流側のアルン川の左岸側のいわゆるPikhuwa 地点に建設する。

この近傍には洪水期にアルン川により運ばれた土砂の堆積物によって形成された約 4 haの河岸段丘面が広がっている。この河岸段丘の上部には平均斜度が約40° の山腹が広がっており、表層土のかぶりは比較的浅い。ただし山腹には10mをこえる巨礫が多数点在している。実施された調査ボーリング、弾性波探査（A線、No 1～No 3線）および地表踏査の結果などによれば、発電所地点の地質はマッシブな眼球片麻岩（Augen Gneiss）であり、大部分が岩級区分のC_H級として分類され、RQDは80%から 100%である。従って水圧管路を含む発電所レイアウトの設計は地下発電所と地表式の両方が技術的に可能であると考えられる。

従って経済比較は Fig 9-9に示すように3つのケースについて行った。

CASE 1	地表式水圧管路	——	地上式発電所
CASE 2	埋設水圧管路	——	地上式発電所
CASE 3	埋設水圧管路	——	地下式発電所

検討結果をTable 9-7 に示す。これによれば地上式発電所（CASE-1）は地下式発電所（CASE-3）にくらべプロジェクト建設費が 15.7×10^6 US\$安く、またCASE-1の純便益(B-C) もまたCASE-3のそれよりも 7.6×10^6 US\$大きくなる。

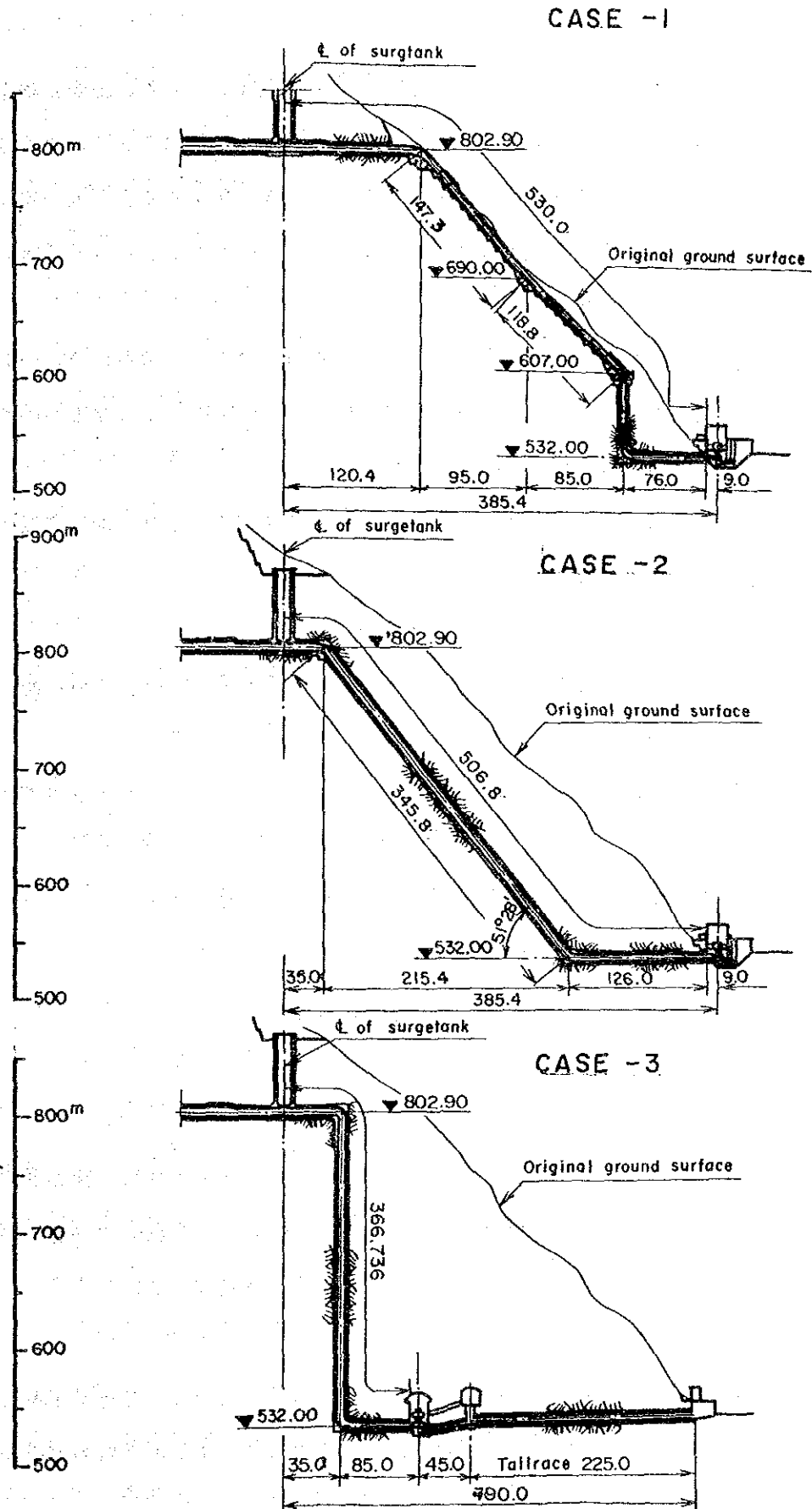
Table 9-7 Economic Comparison by Powerhouse Type

Unit: 10³ US\$

	Case 1 (Outdoor)	Case 2 (Outdoor)	Case 3 (Underground)
Construction Cost (C)			
Civil Works <u>1/</u>	210,100	209,600	227,100
Hydraulic Equipment	19,100	17,600	15,100
Project Cost	490,700	488,200	506,400
Economic Evaluation			
Present Value of C	237,900	236,700	245,500
Present Value of B	428,800	428,800	428,800
B - C	190,900	192,100	183,300
B/C	1.80	1.81	1.75

Note: 1/ : Construction cost of civil works include all items such as access road, dam, headrace tunnel, etc., besides penstock and powerhouse.

Fig. 9-9 Alternative Powerhouse Type



経済的な理由からのみ考えると、地表型式の発電所（CASE-1 又はCASE-2）を選ぶべきであろうが、ここでは以下の経済比較で計量できない項目を重視して地下発電所型式を採用した。

- (i) 発電所サイトの地形は極めて急峻で巨礫が点在しており、地表式構造物建設後の掘削斜面の安定性について、現段階で合理的に予想することができない。
- (ii) ダムから下流の発電所までの本流および支流に発生する土石流の規模、頻度、および地上式発電所の場合にこれによってこうむると予想される災害規模についての検討ができない。
- (iii) アルン3地点はその完成後は、ネパール国の安定した電力供給について、きわめて重要なものとなるため、上記の様な不測の原因による発電所の事故や停止は、絶対に避けなければならない。
- (iv) 一方発電所地点の深部の地質はきわめて良好と考えられ、地下発電所のための大型空洞の建設が安全にできる。

(2) 地下発電所および主変圧機室の設計概念

地下発電所空洞の概略寸法の選定に当たり考慮すべきことは、一般に次の通りである。

- ・発電機、水車、変圧器等の主要機器とその補機類のレイアウトに支障をきたさないこと。
- ・地質構造等を考慮し、過度な応力集中や変形を生じないこと。
- ・空洞掘削において安全を確保できること。
- ・経済性を考慮し、空洞体積を可能な限り小さくすること。

以下に、横断、縦断、平面形状について説明する。

横断形状

横断形状は、きのこ形とたまご形に分類できる。きのこ形は、天井部にアーチコンクリートを有し、側壁が垂直な形状である。たまご形は、アーチアバットの切込みがなく、全体が応力集中の少ない流線形の形状である。

(i) きのこ形

従来から数多く採用されているきのこ形には、次のような特長がある。

- ・天井アーチコンクリートを先行打設するために、本体掘削時の安全を確保する。

- ・側壁が垂直であるので、たまご形より空洞体積が小さくなる場合が多い。
- ・また、クレーン盤の支持も容易である。

(ii) たまご形

空洞に作用する応力解析 (FEM など)、施工技術 (ロックボルト・PSアンカー・吹付けコンクリート等) の進歩により信頼性が向上し、たまご形に代わってその安全性を確保できるようになったことにより、地下発電所横断形状として採用されている。

たまご形の形状には次のような特長がある。

- ・応力の分布状況、変位の特性、ゆるみ領域のいずれにおいても、きのこ形よりも力学的安定度が高い。
- ・空洞の一次覆工をそのまま永久覆工とする場合が多い。
- ・天井アーチコンクリートが不要である。

縦断形状

縦断形状を左右する要素に、主要変圧器の設置場所がある。

また、空洞が長い場合には、長軸と直角に岩盤部分を残すと、それがストラットとして作用し側壁変位が小さくなる。

平面形状

平面形状は、主機の台数により左右されることが多い。主機台数が単数の場合には、力学的に最も安定とされる円形の採用が可能である。主機が2台以上では、矩形となる場合が多い。地質等の影響については、一般に長軸方向の壁面安定を重視して空洞を配置する。

以上の事項を総合的に判断して、横断形状をきのこ形とし、縦断形状については、空洞中央に組立室を配置しロックストラット効果を期待する。

主変圧機室は主機室空洞より分離して、発電所下流側に平行に配置する。

また平面形状は長方形であり、その長軸の方向は、水路系のレイアウトとの関係から、発電所地点におけるアルン川にはほぼ平行な、N18°Wとなる。

この主空洞の長軸方向の設定は、構造地質学的な推定からすすめられる方向とは異なっている。

最適な主空洞の平面形状 (長軸方向)、横断形状などの検討は、地下発電所位置までに達する深部ボーリング調査 (最少長さ 160m)、あるいは後述するケーブル

トンネル沿いに調査坑（長さ約 200m）を掘削して、詳細な地質データの入手によって決定すべきである。

新しい地質データの追加によって配列および形状の修正が生じたとしても、発電所の基本レイアウトや建設費の大きな変更をひきおこさないと判断される。

主空洞の主要諸元（掘削寸法）は長さ 122m、アーチ部の最大幅25m、矩体幅 18.00m、最高高さ41.5mであり、掘削体積は82,000m³となる。なお、長さは将来の増設計画を含む長さである。

主空洞には、水車 - 発電機（67MW）が3台（将来計画6台）が収納される。

発電所は上部から主機室（EL 543.50）、キュービクル室（EL 539.00）、水車室（EL 534.50）、補機室（EL 529.50）、排水ピット等よりなる。主機室には天井走行クレーンが装備される。

主変圧機室は主空洞から 45.00mはなれてこれに平行に計画する。計画諸元（掘削寸法）は、長さ122.20m、アーチ部の最大幅 12.00m、矩体の幅9.20m、高さ 15.00m、掘削体積18,000m³である。

主変圧機室には主変圧機3台（将来6台）、ケーブル処理室、ドラフトゲートのための立坑3本（将来6本）等が設けられる。

(3) 周辺トンネル

地下発電所には、工事期間から完成後にわたりさまざまなトンネルが必要である。このうち完成後も発電所の機能保持に必要なトンネルをここでは周辺トンネルと定義し、概要を述べる。

建設工事のために必要な作業坑については第10章で述べる。

(i) 搬入トンネル

主要機器の搬入を主目的として設置し、地下発電所への主要な連絡となる。

搬入トンネルの諸元は発電所規模等により異なるが、一般には水車、発電機、変圧器などの搬入時荷姿により決められ、ここでは幅4.00m、高さ5.00m、長さ約 324mとする。ルートは放水口の下流側から、変圧器室を通して主機室空洞の中央部の組立室に至る。搬入路トンネルは地下発電所施工時の作業坑として用いられるが、搬入路の途中から分岐して、主変圧器室および主機室のアーチ部に至る作業坑が必要となる。

搬入トンネルは、地下発電所完成後の保守点検、換気坑等にも利用する。

(ii) 母線トンネル

主要変圧器室、主機室とを別空洞にしたので、発電機と主要変圧器を結ぶ母線の通路のために設けるトンネルである。諸元は幅2.00m、高さ3.00m、延長約30mのトンネル3本（将来6本）である。

(iii) ケーブルトンネル

主要変圧器室から開閉所に高圧電流を送電するメインケーブルの布設のため設置し、地下発電所への副通路となる。

ケーブルトンネルの諸元は、ケーブルの種類と容量、作業スペース等により決まる。ここでは幅3.50m、高さ3.00m、延長173mのトンネルを主変圧器室下部のケーブル処理室から屋外開閉所に向かって建設する。

9.1.9 放水路トンネル

水車のドラフト管の下流側に放水路トンネルを設置する。水車と放水口間の距離は約270mであり、主変圧機室に設けるドラフトゲートまで直径3.50mのトンネル3条、これより50m下流で合流させて、放水口まで直径5.80mの標準馬蹄形のトンネル1条（将来2条）配置する。

放水路トンネルは次のふたつの理由によって全長にわたってコンクリート巻立になる圧力トンネルとして設計した。

(i) トンネル天端を最低放水位より低くして、自由水面の部分的出現を防ぎ、トンネル内におけるエアハンマーの発生を避ける。

(ii) 圧力変動にともなって水中から分離する気泡の停滞と増大を避けるため、トンネル天端の縦断形状をなめらかにする。

放水路が長い圧力トンネルの場合には、負荷遮断や負荷急増による流量変化に帰因する圧力変化に対応する必要がある。

従ってドラフトゲート立坑のところで、小さな水室を放水路に接続して、有害な圧力変動を吸収するようにする。

9.1.10 放水口

発電所近傍には利用できる水位 - 流量のデータはない。また実際に水位測定が実施されている観測所 (Tumlingtar) は発電所地点から非常に遠いので、水位 - 流量曲線はマンニング公式による等流計算にもとづき決定した。

放水口地点での河床は標高535.00mとし、また近傍における平均河床勾配は、Pikhuwa およびKaguwa地点間 (約 1,000m) の高低差から約 $1/60$ と決める。

この勾配は、発電所上流にある河岸段丘の縦断勾配ともほぼ一致する。

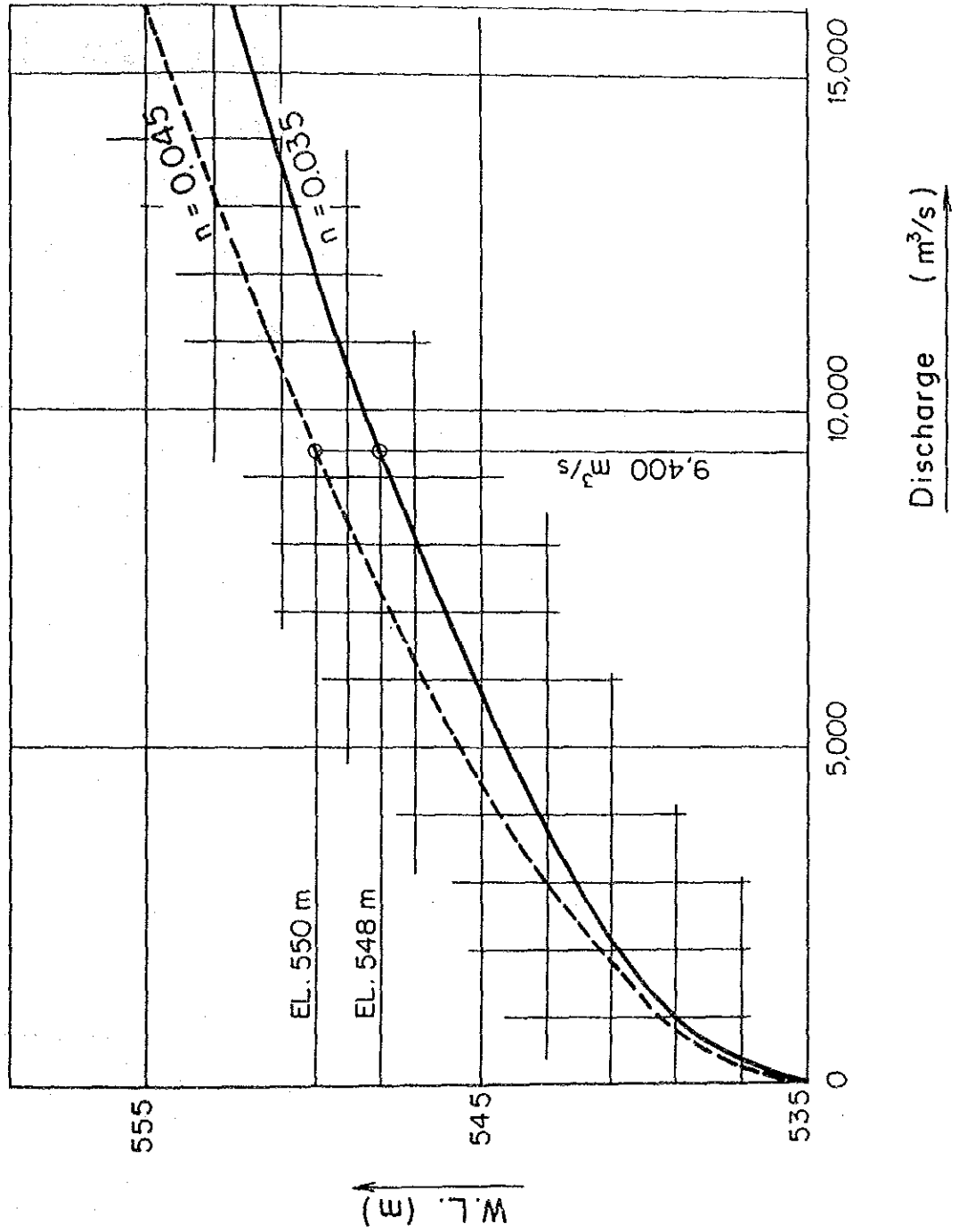
自然河川の粗度係数を 0.045~0.035 と仮定して、放水口地点における水位流量曲線をFig. 9-10のように決めた。

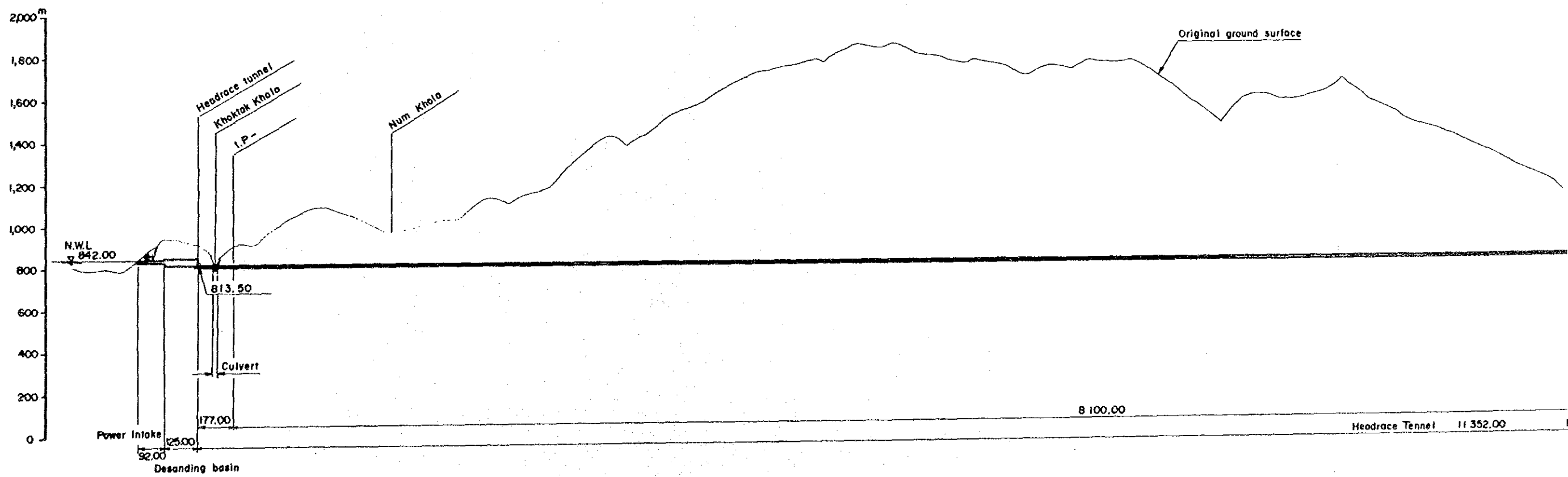
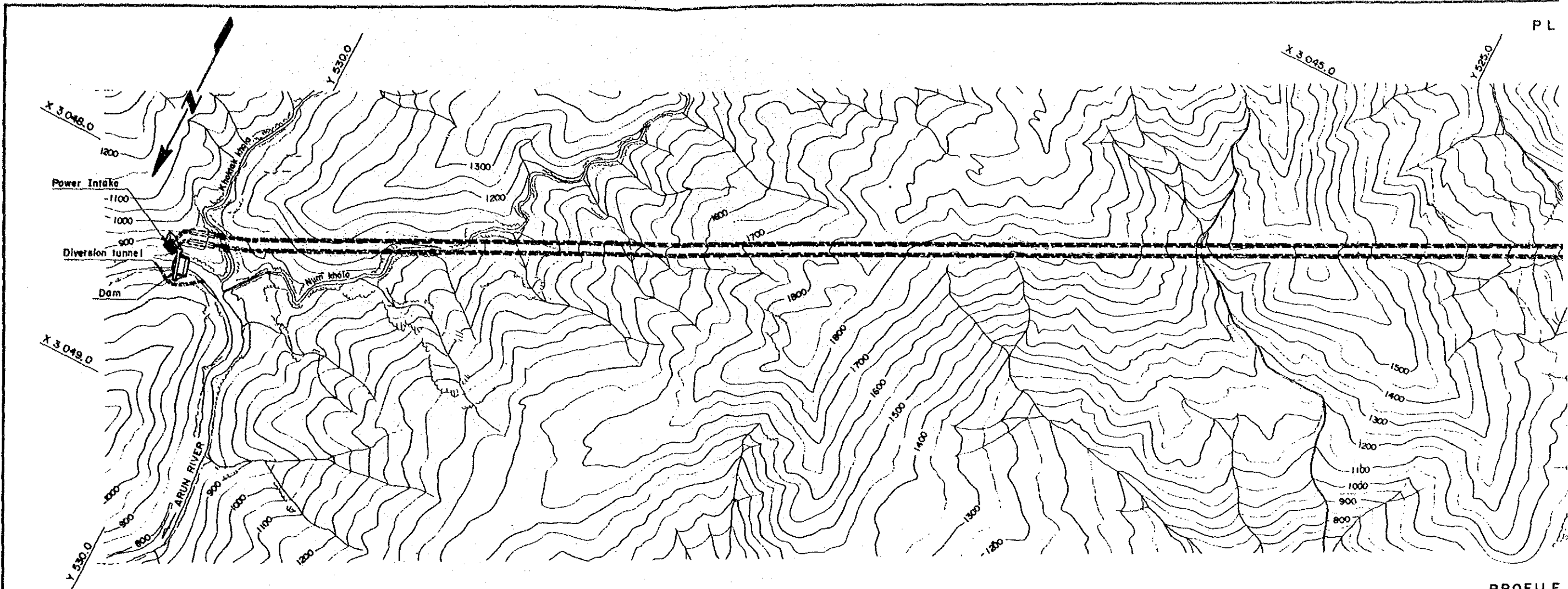
発電所における設計洪水量はダム地点の可能最大流量にLekhuwa Khola、Apsuwa Khola からの追加流量を含む可能最大洪水量であり、 $9,400\text{m}^3/\text{s}$ とする。

放水口の取付道路盤 (GL) はこの可能最大洪水の場合でも冠水しないように標高550.00mに設置した。

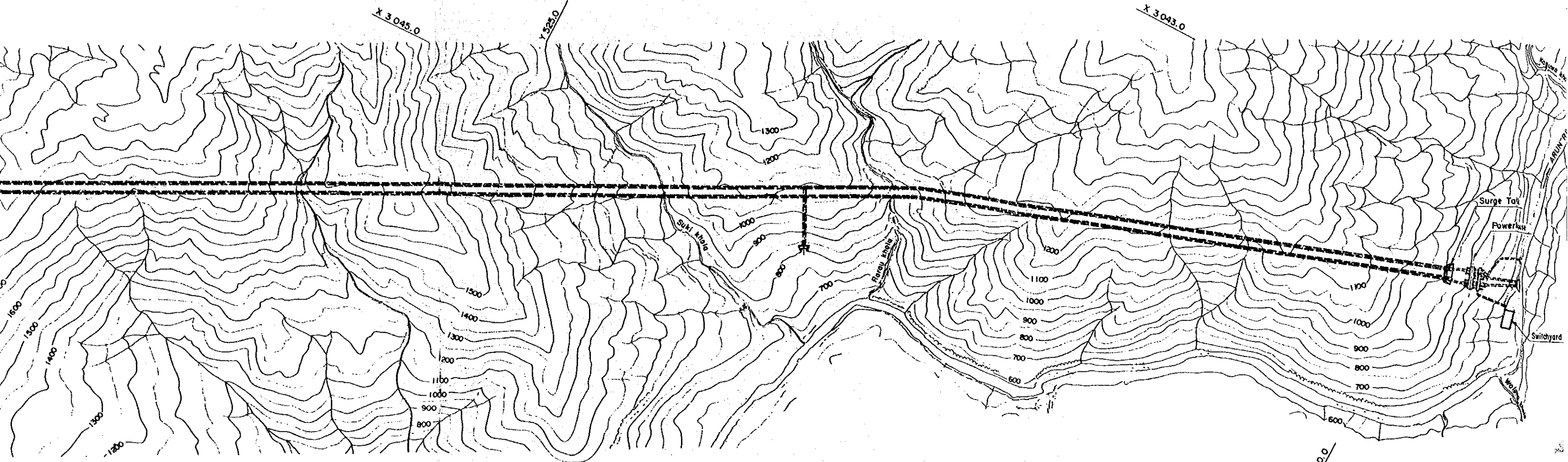
また平常時の水位としては、この水位流量の曲線より放水口地点での年平均流量 ($320 \times 1.2 = 390\text{m}^3/\text{s}$) に対応する水位として標高 538mとさだめる。

Fig. 9-10 Rating Curve at Tailrace Outlet

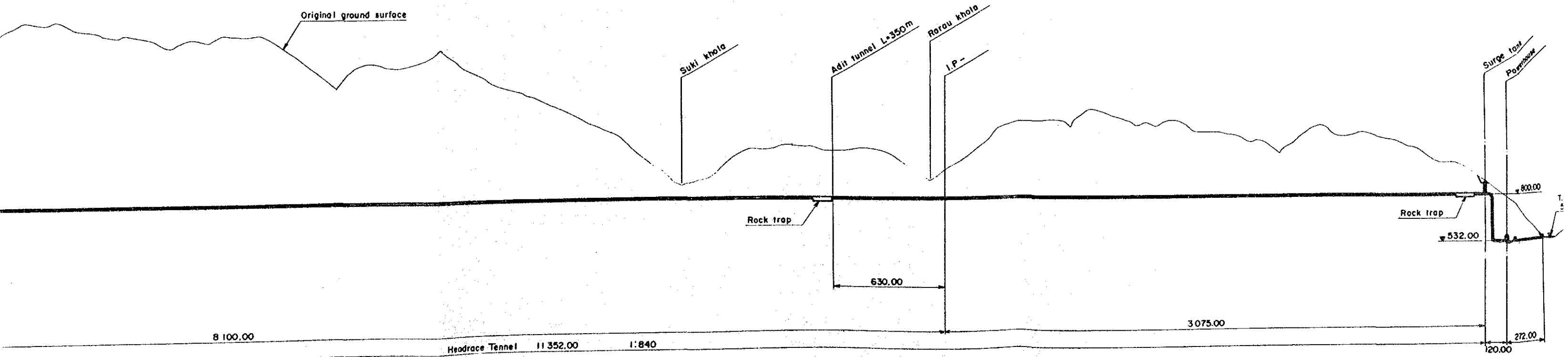




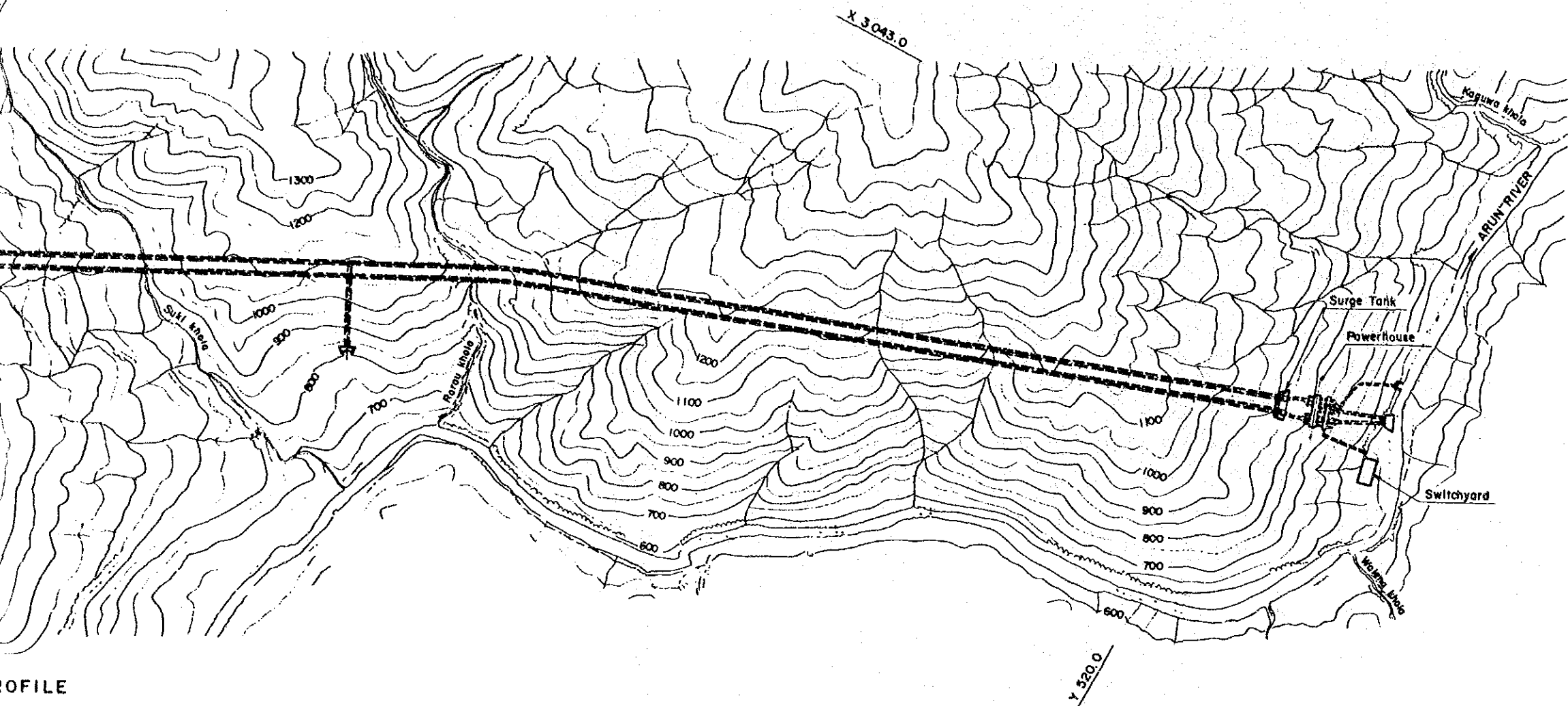
PLAN



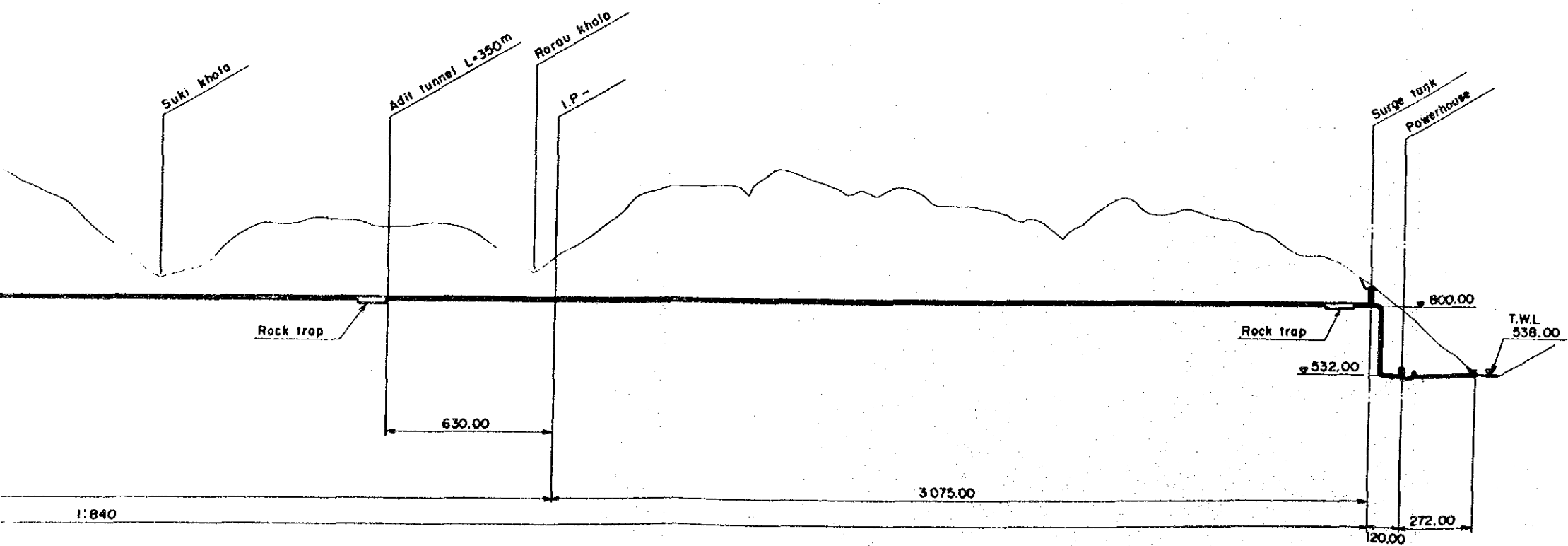
PROFILE



PLAN

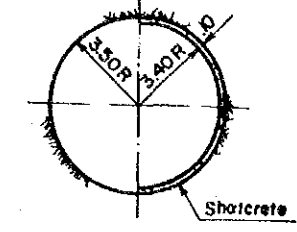


PROFILE

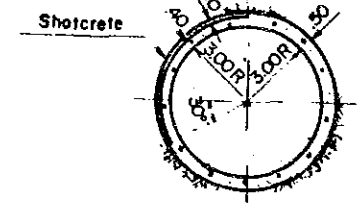


TYPICAL SECTIONS

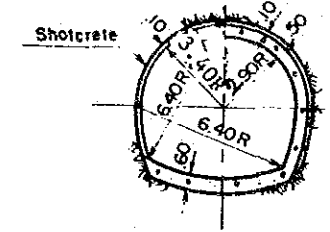
UNLINED (T.B.M) SHOTCRETE (T.B.M)



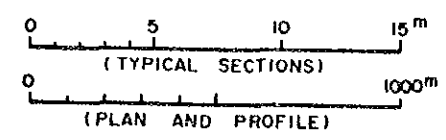
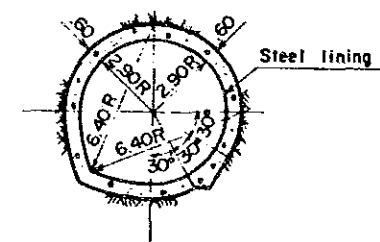
CONCRETE LINED (T.B.M)



SHOTCRETE CONCRETE



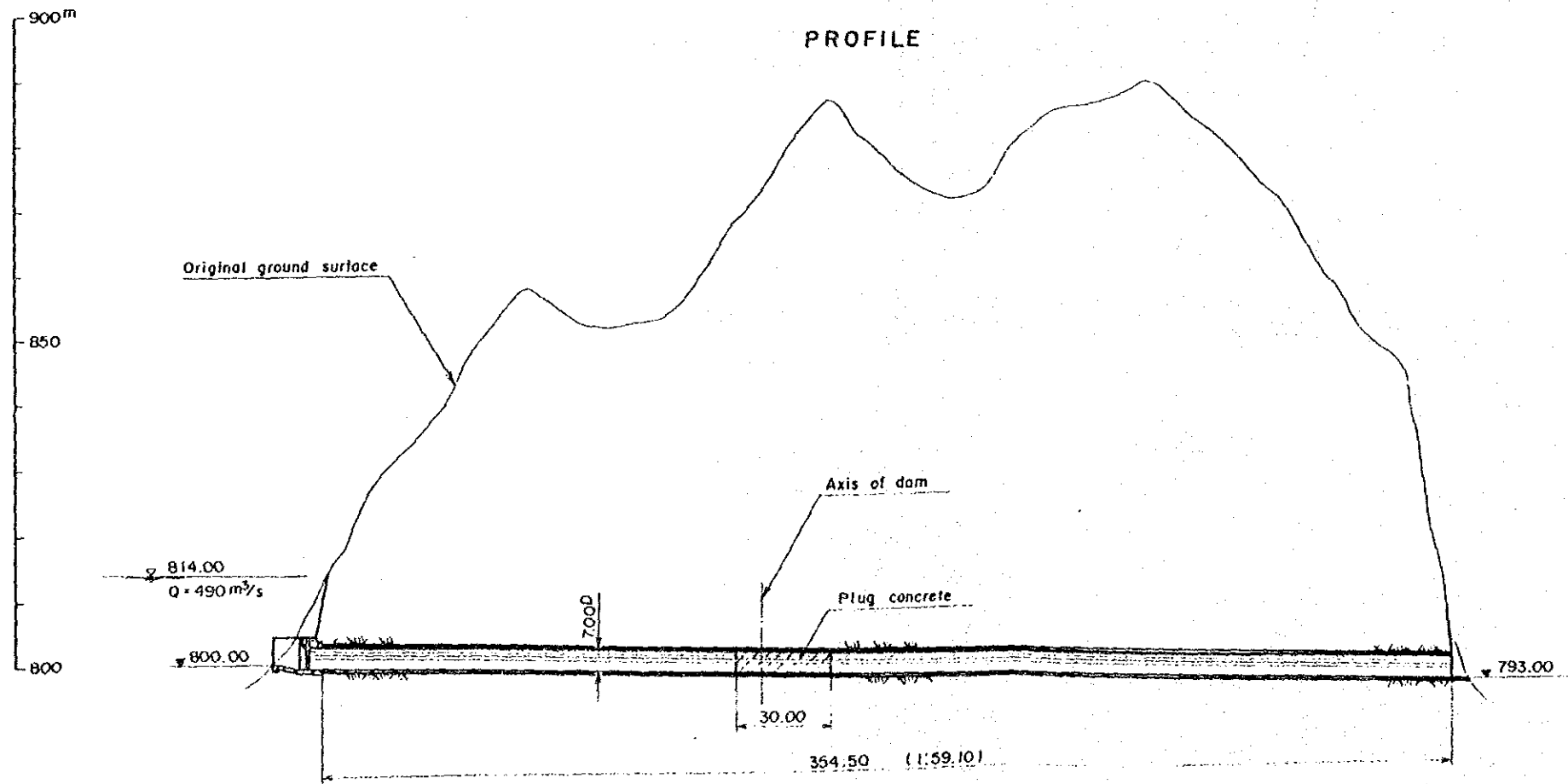
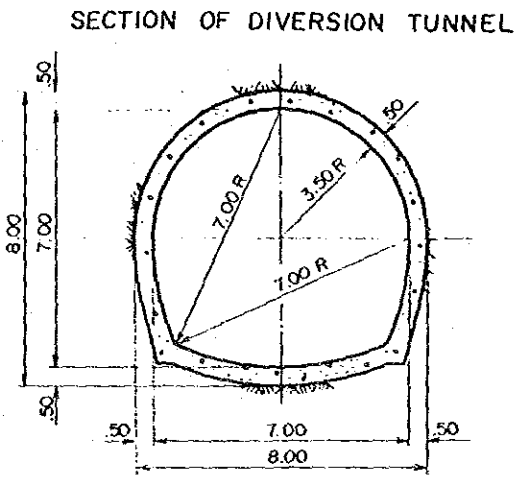
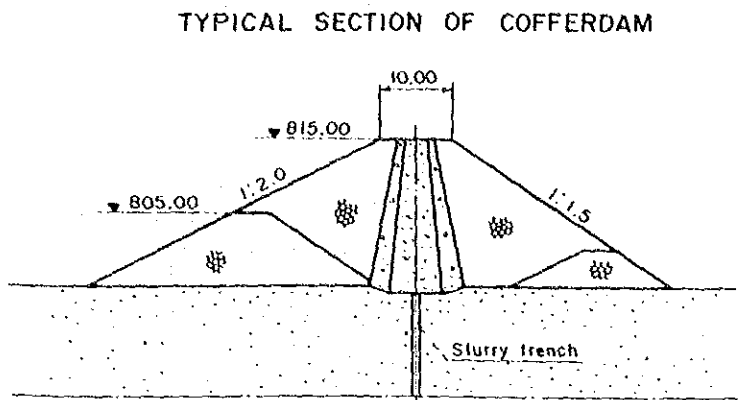
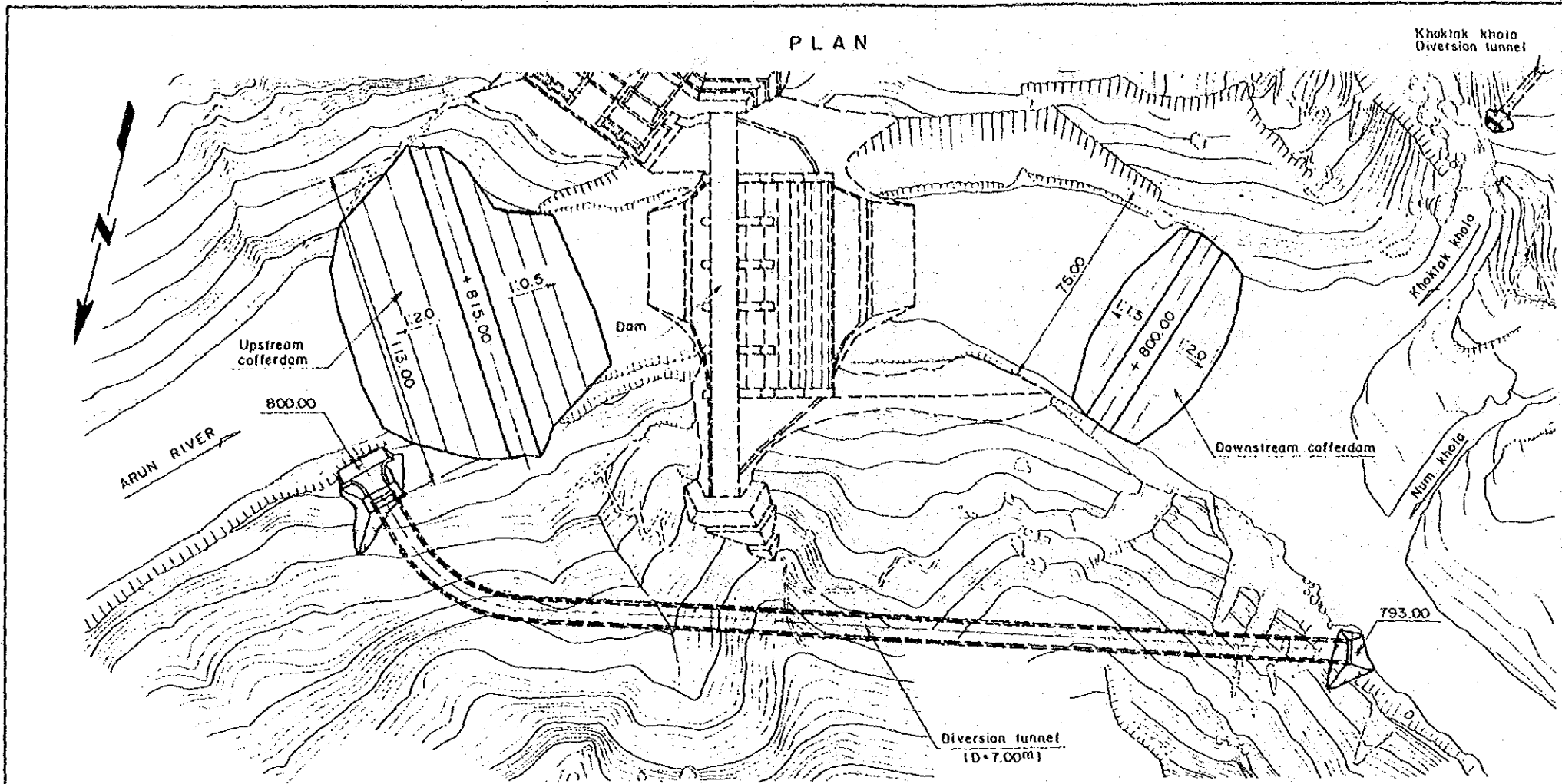
CONCRETE STEEL LINING



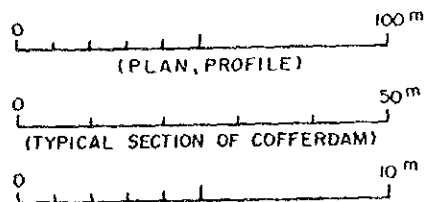
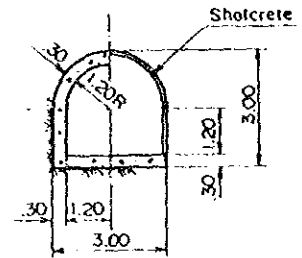
ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT
 FEASIBILITY STUDY

WATERWAY
 GENERAL PLAN AND PROFILE

DWG. C - 1 Date JUNE 1987

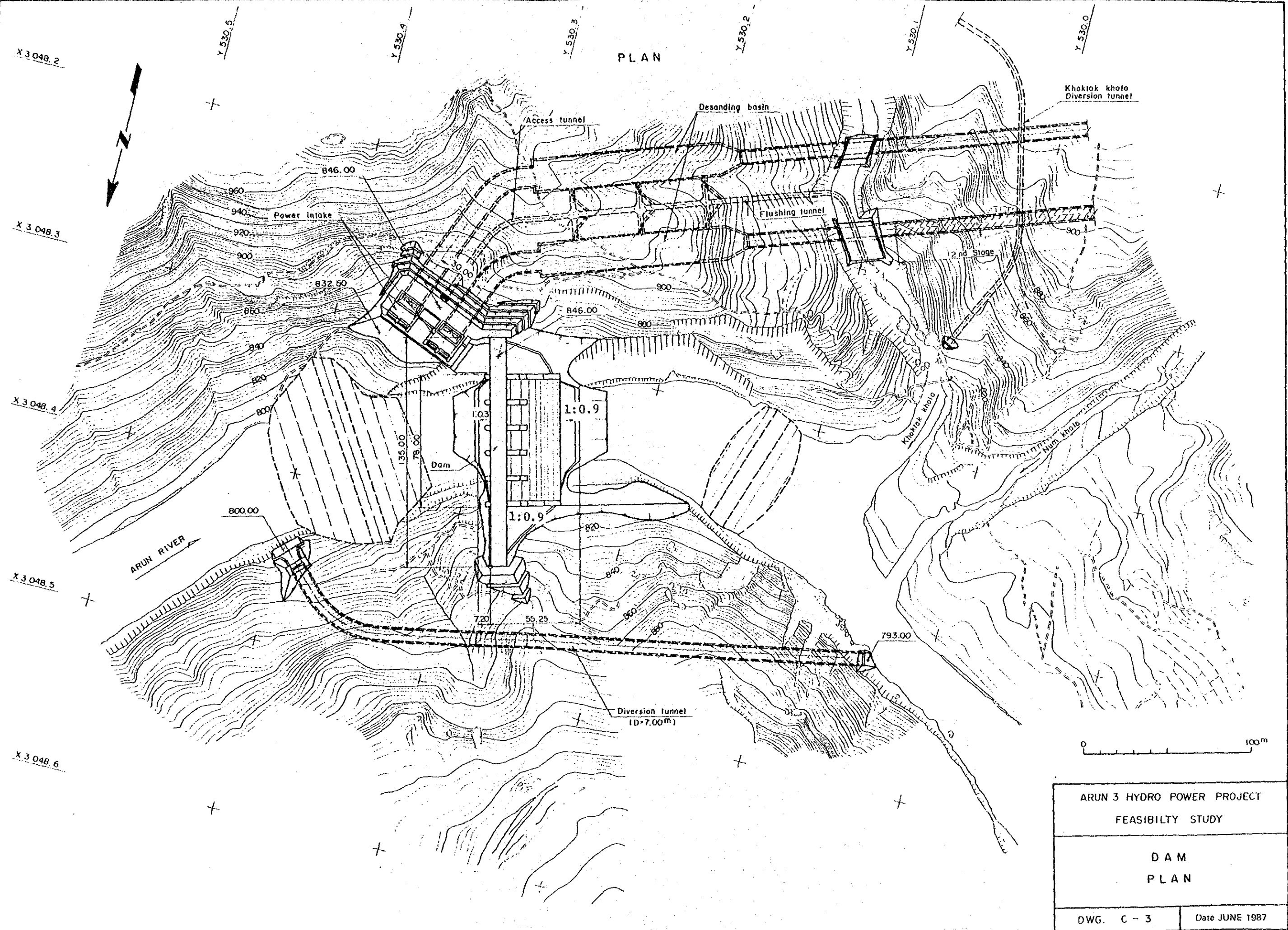


KHOKTAK KHOLA DIVERSION TUNNEL



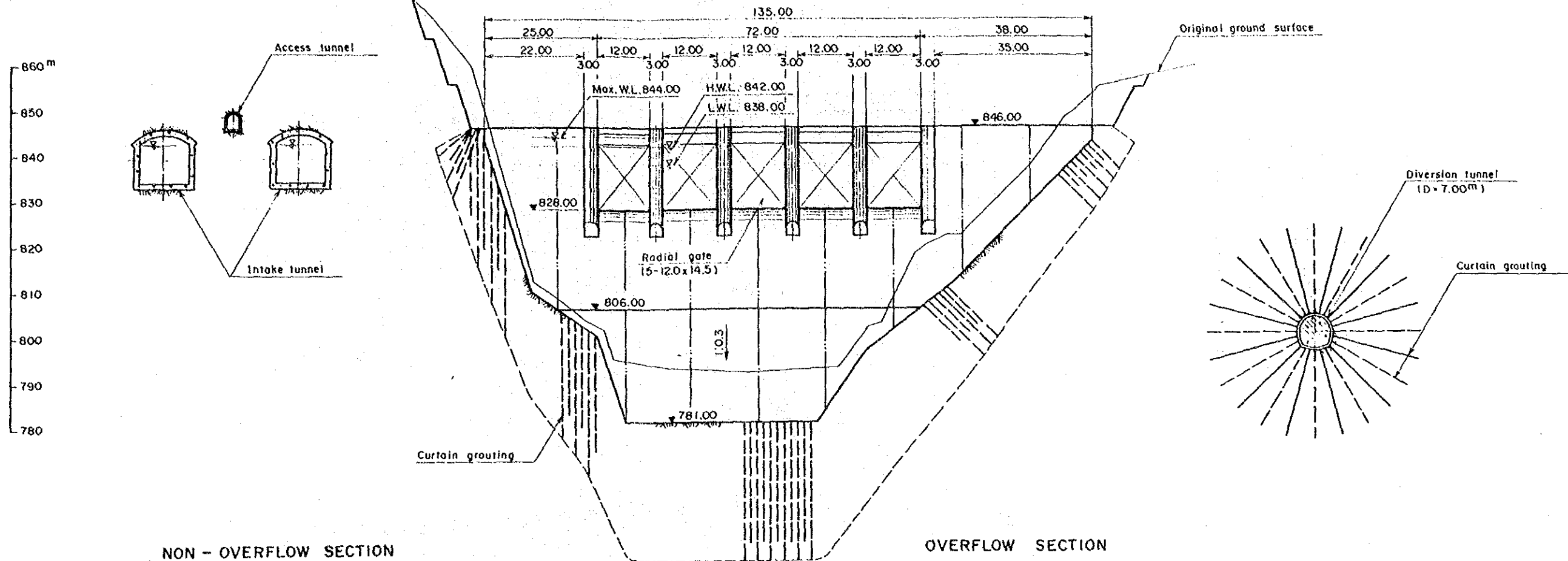
ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT	
FEASIBILITY STUDY	
DAM	
RIVER DIVERSION	
DWG. C - 2	Date JUNE 1987

PLAN

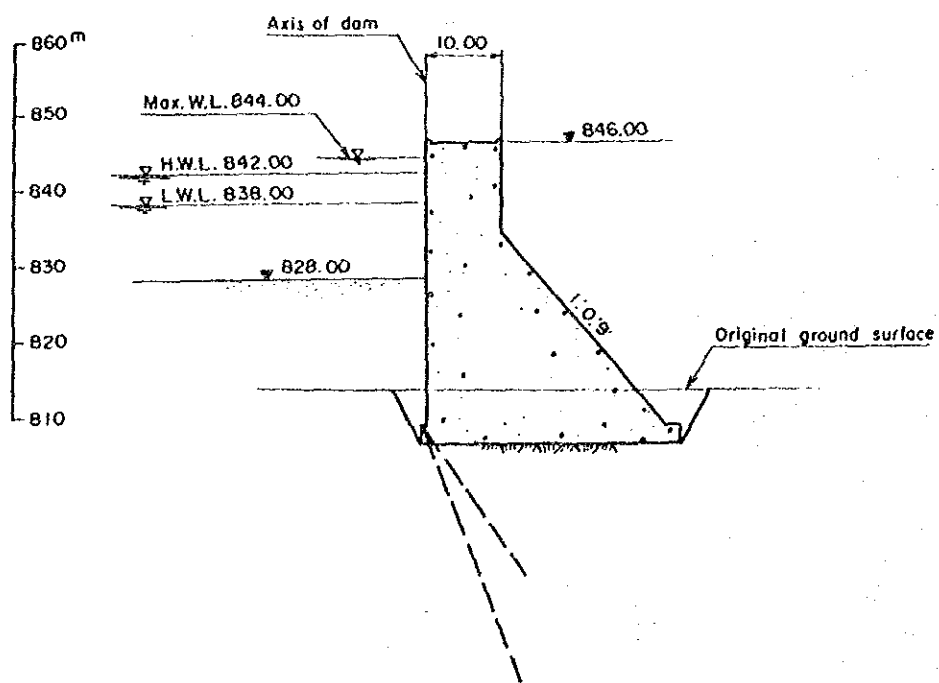


ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
DAM PLAN	
DWG. C - 3	Date JUNE 1987

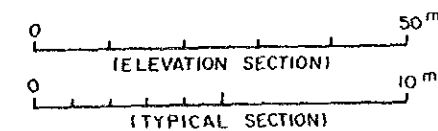
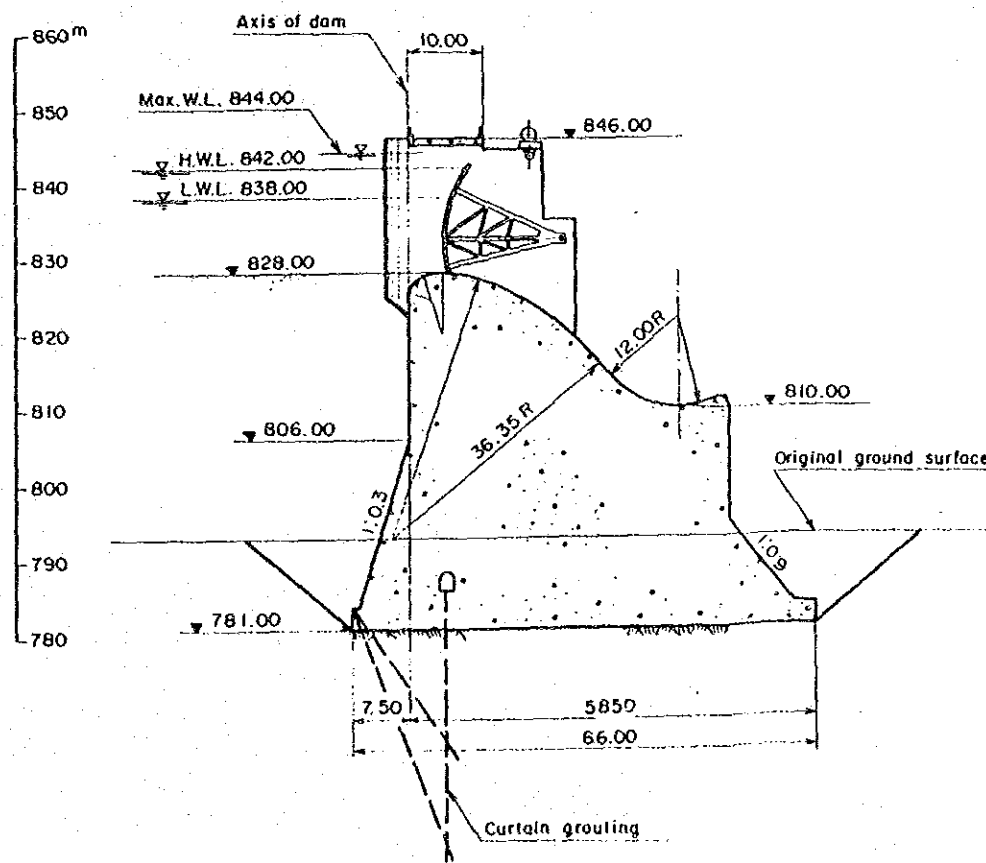
ELEVATION



NON - OVERFLOW SECTION

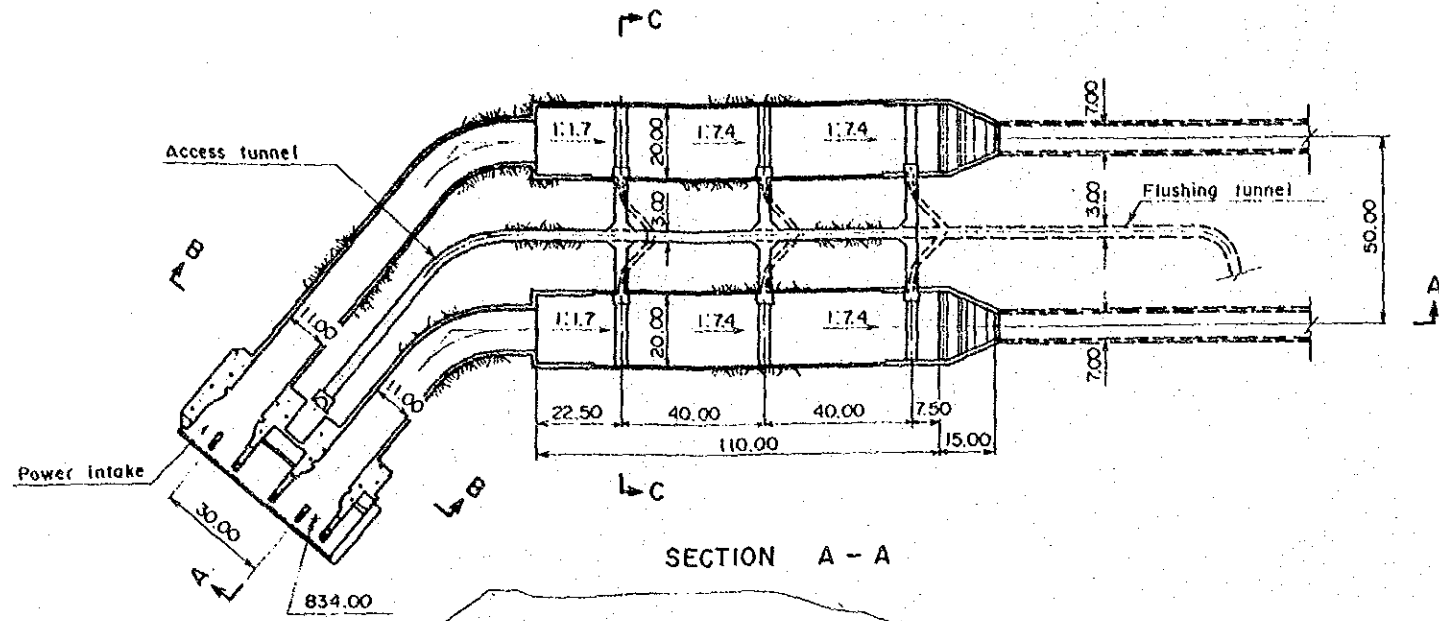


OVERFLOW SECTION

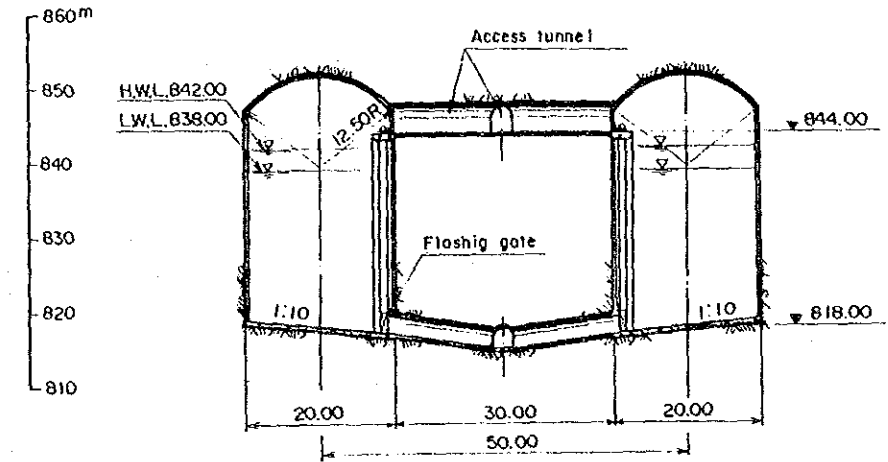


ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
DAM ELEVATION AND SECTIONS	
DWG. C - 4	Date JUNE 1987

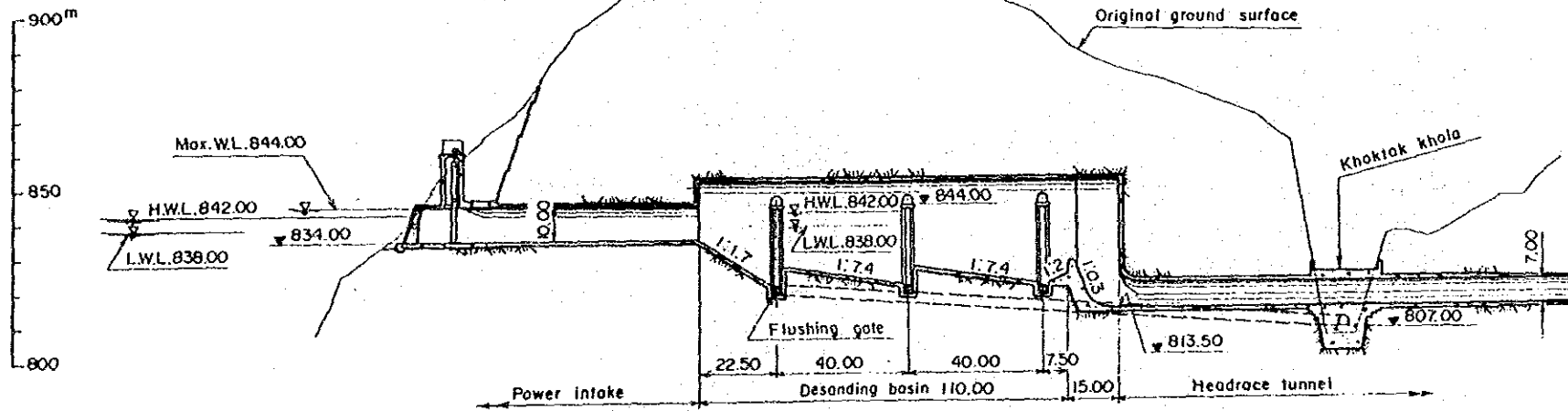
PLAN



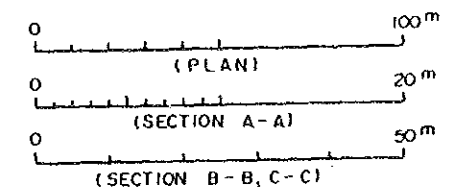
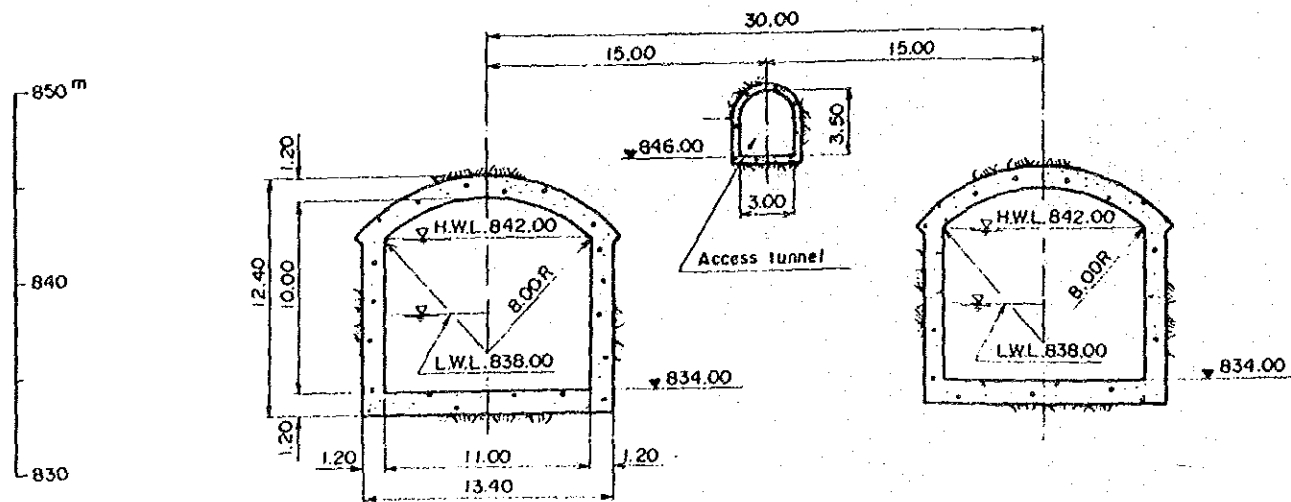
SECTION C - C



SECTION A - A



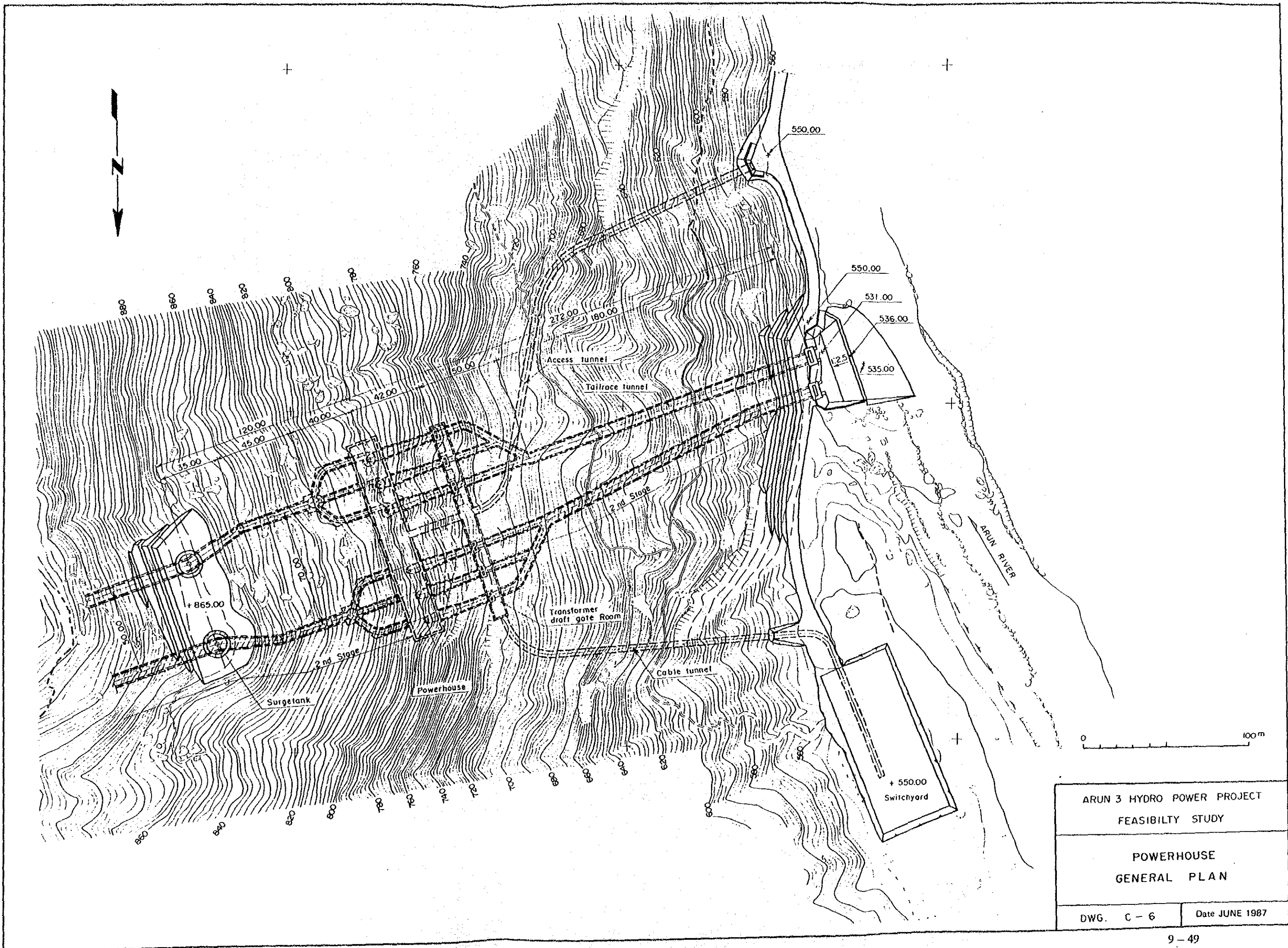
SECTION B - B



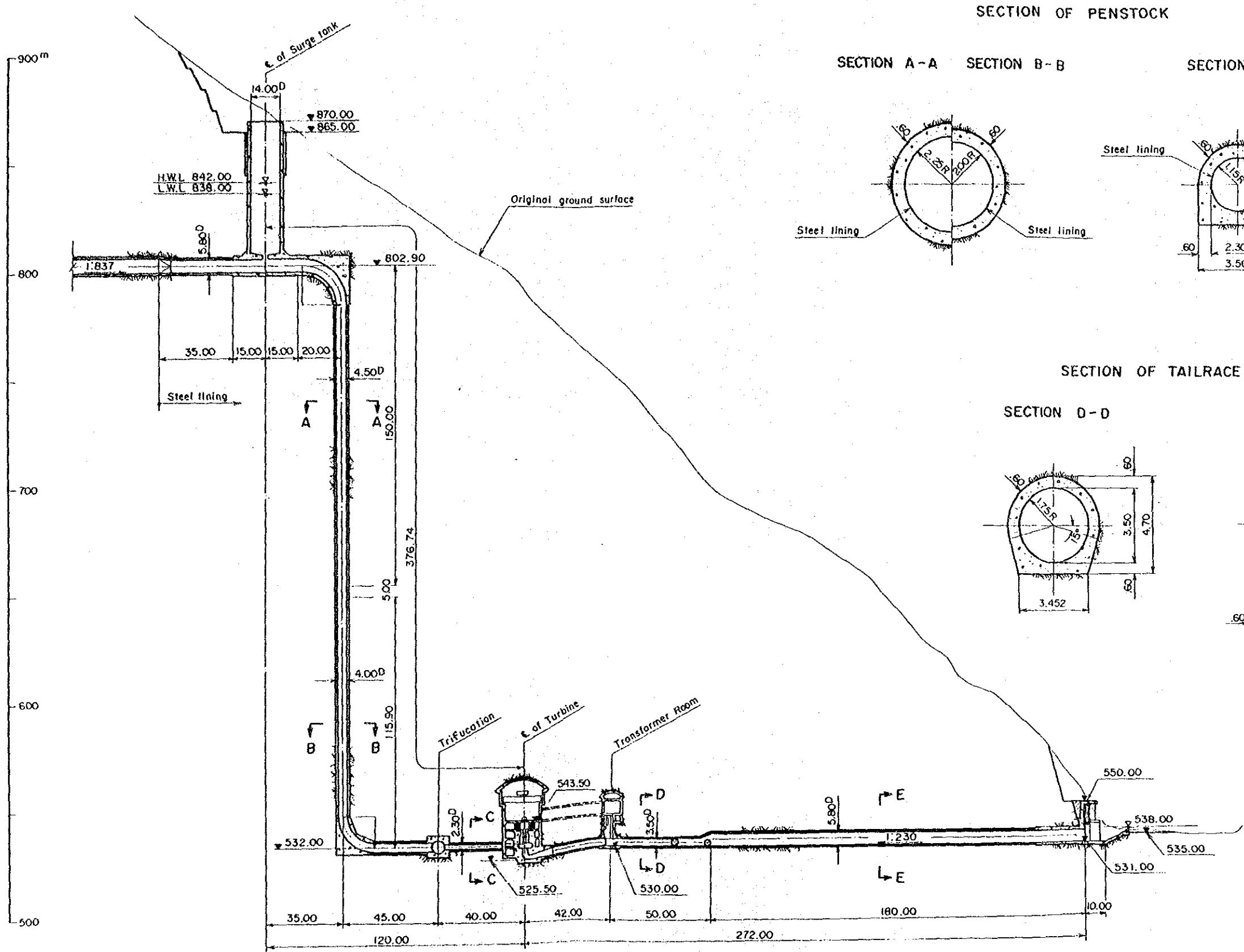
ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT
 FEASIBILITY STUDY

DESANDING BASIN
 PLAN AND SECTIONS

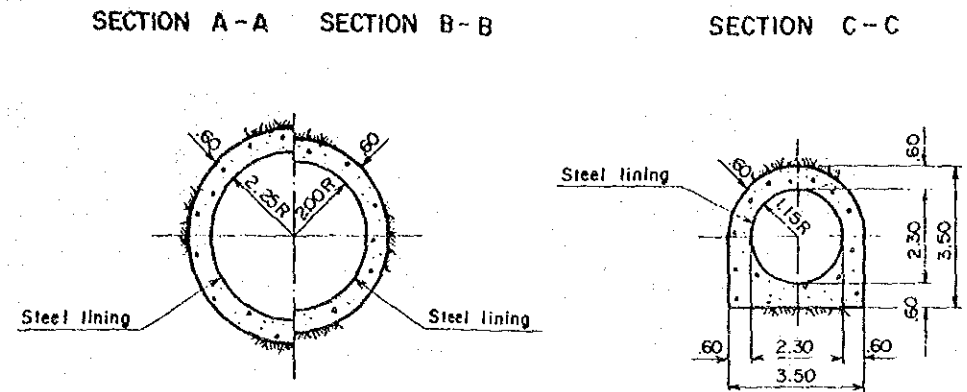
DWG. C - 5 Date JUNE 1987



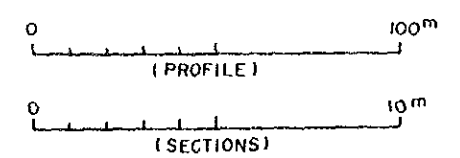
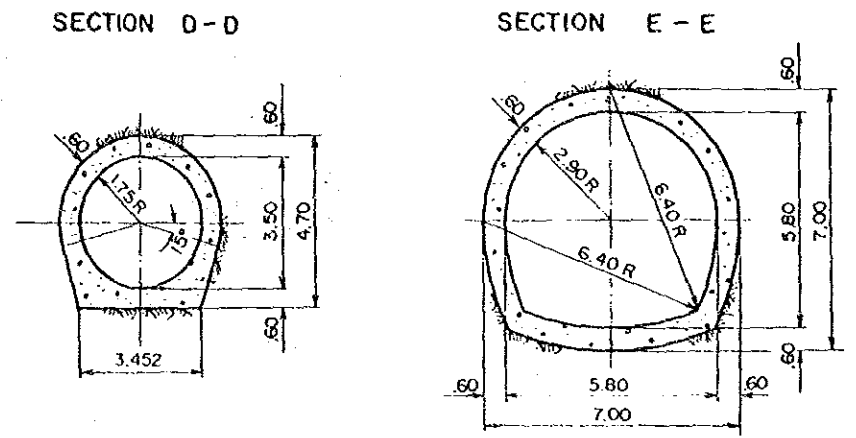
ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
POWERHOUSE GENERAL PLAN	
DWG. C - 6	Date JUNE 1987



SECTION OF PENSTOCK

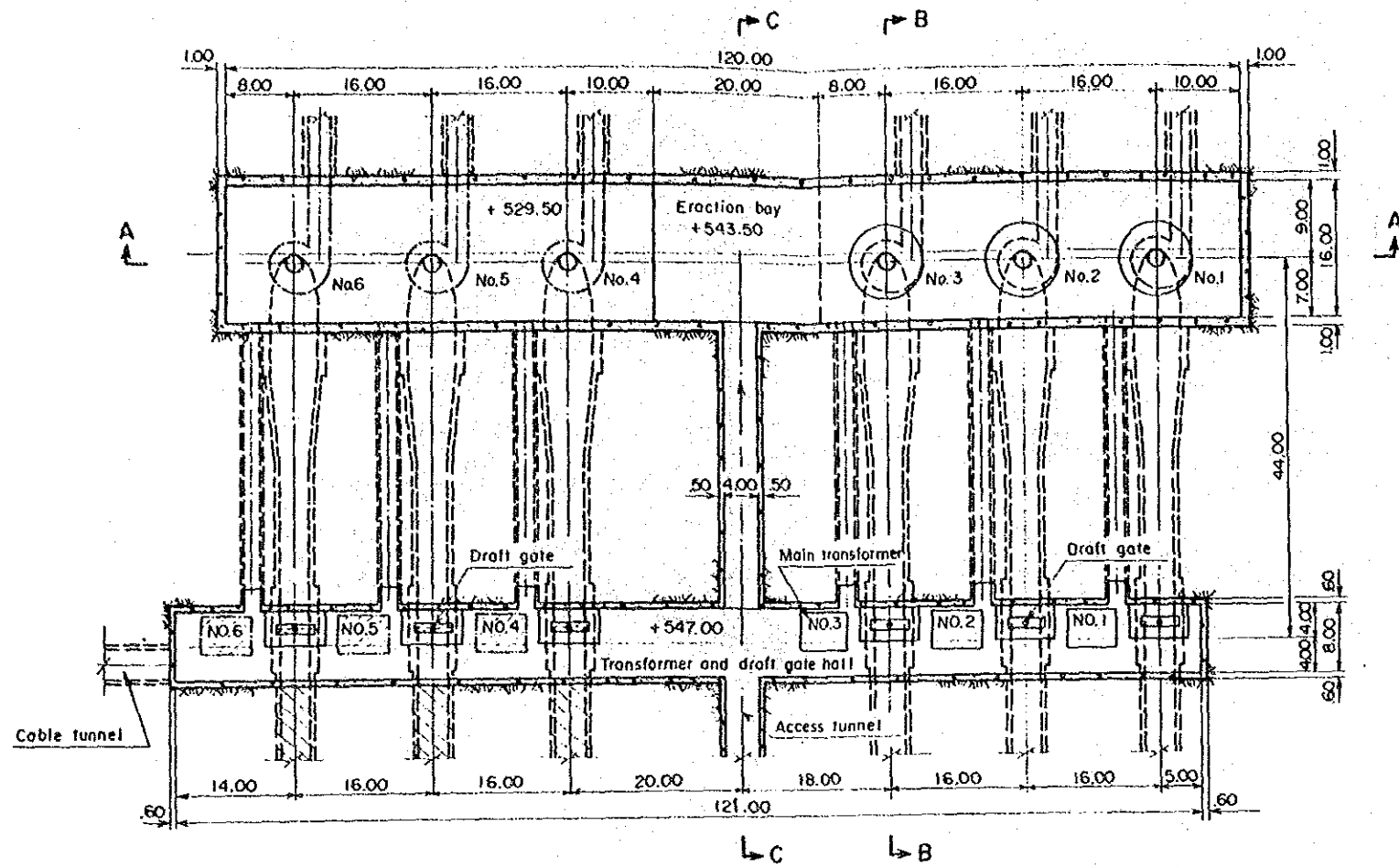


SECTION OF TAILRACE TUNNEL

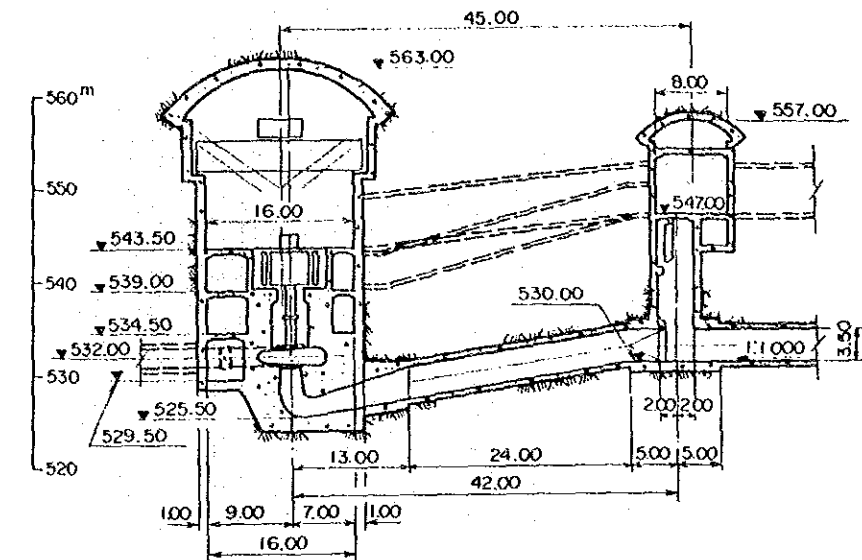


ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
SURGE TANK, PENSTOCK, TAILRACE PROFILE AND SECTIONS	
DWG. C-7	Date JUNE 1987

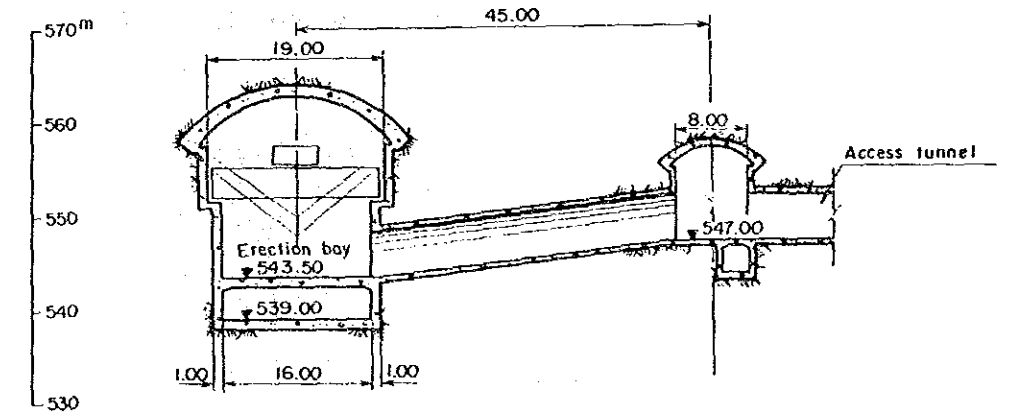
PLAN



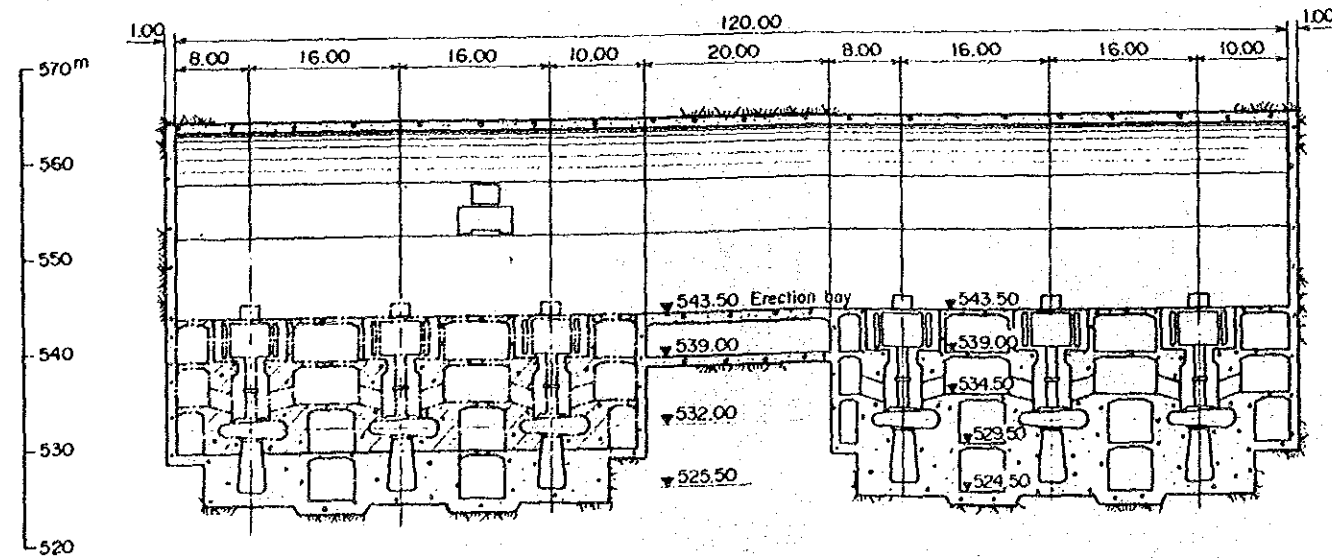
SECTION B - B



SECTION C - C



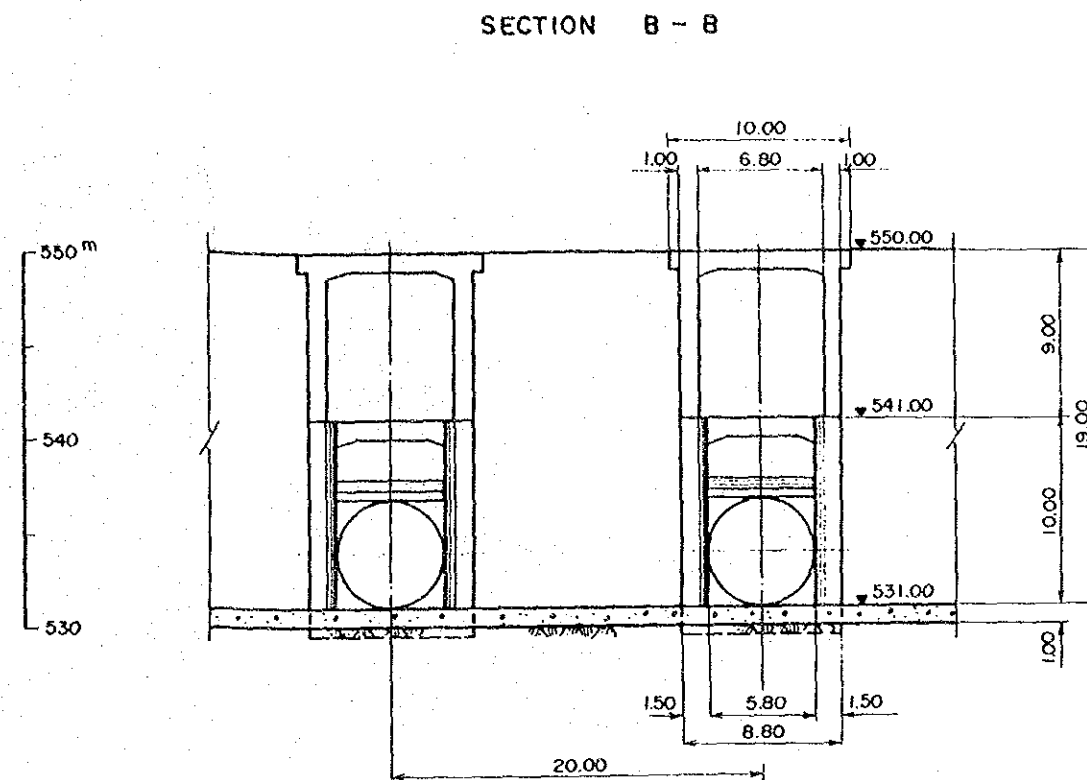
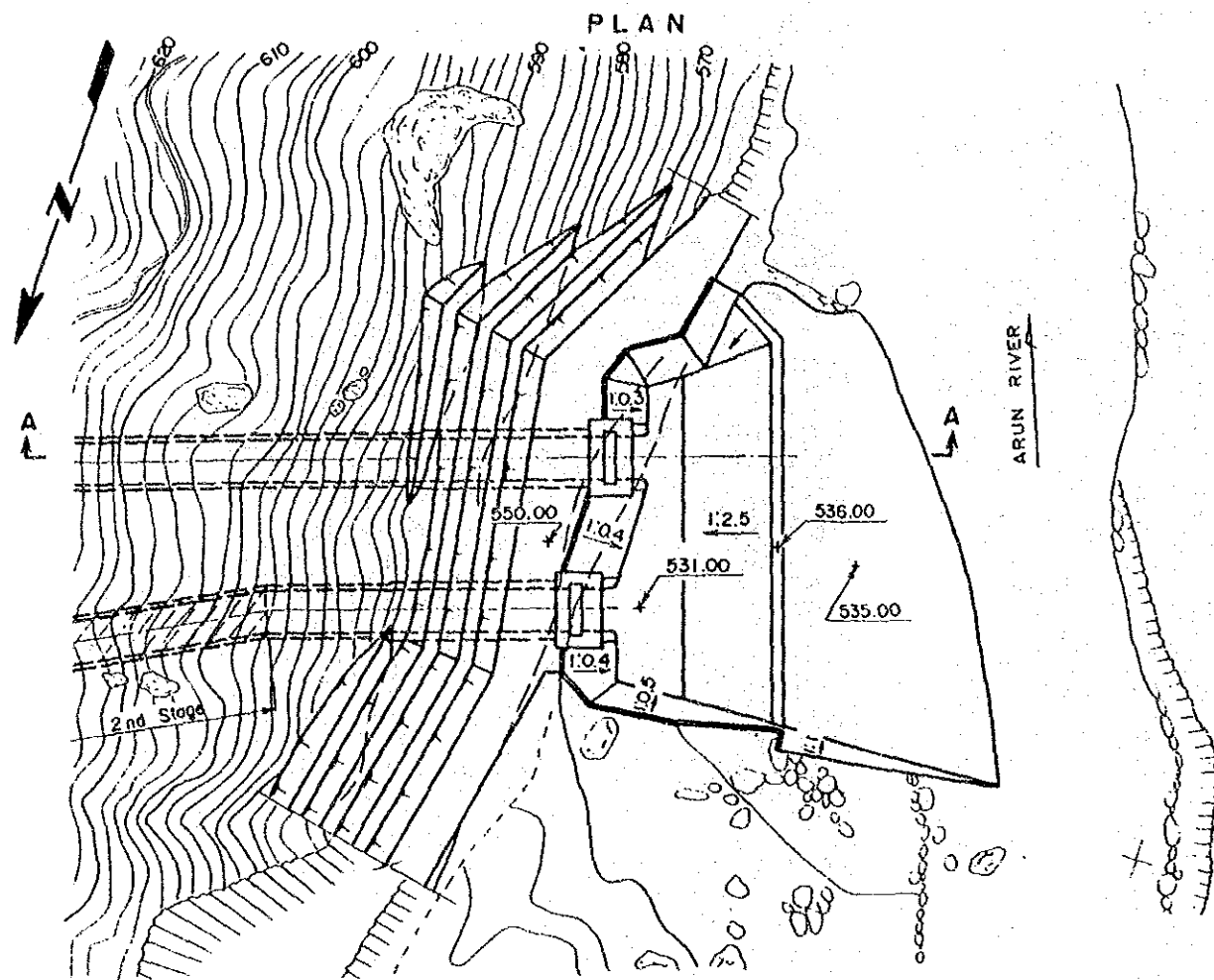
SECTION A - A



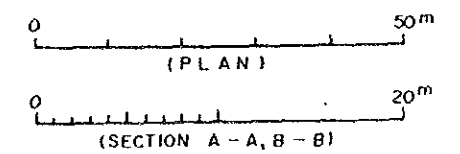
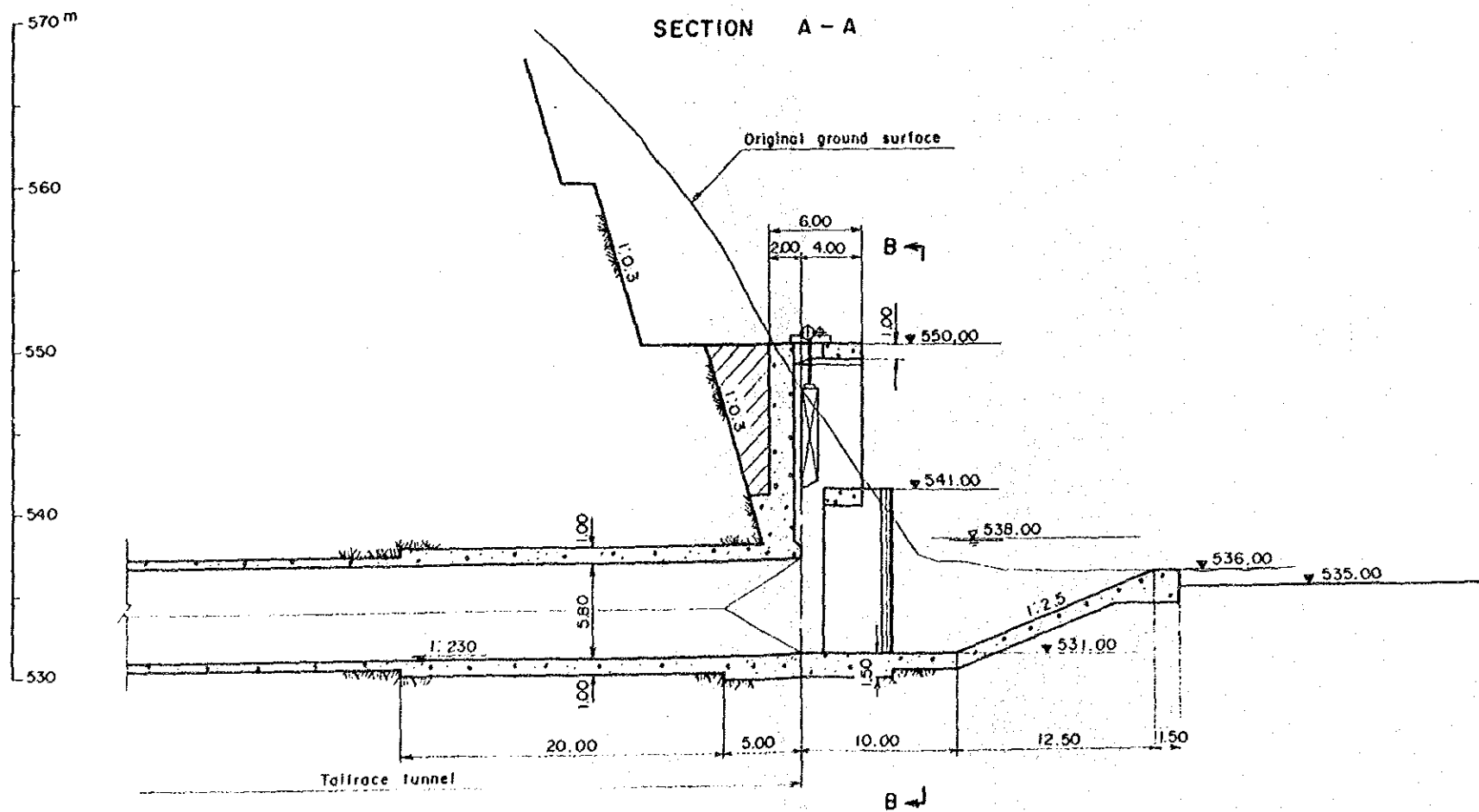
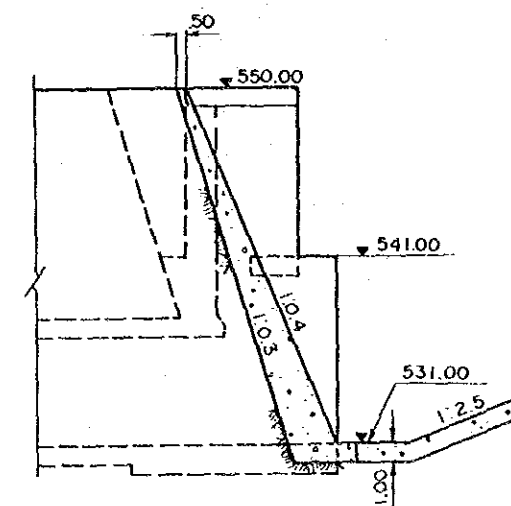
Legend



ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
POWERHOUSE PLAN AND SECTIONS	
DWG. C - 8	Date JUNE 1987

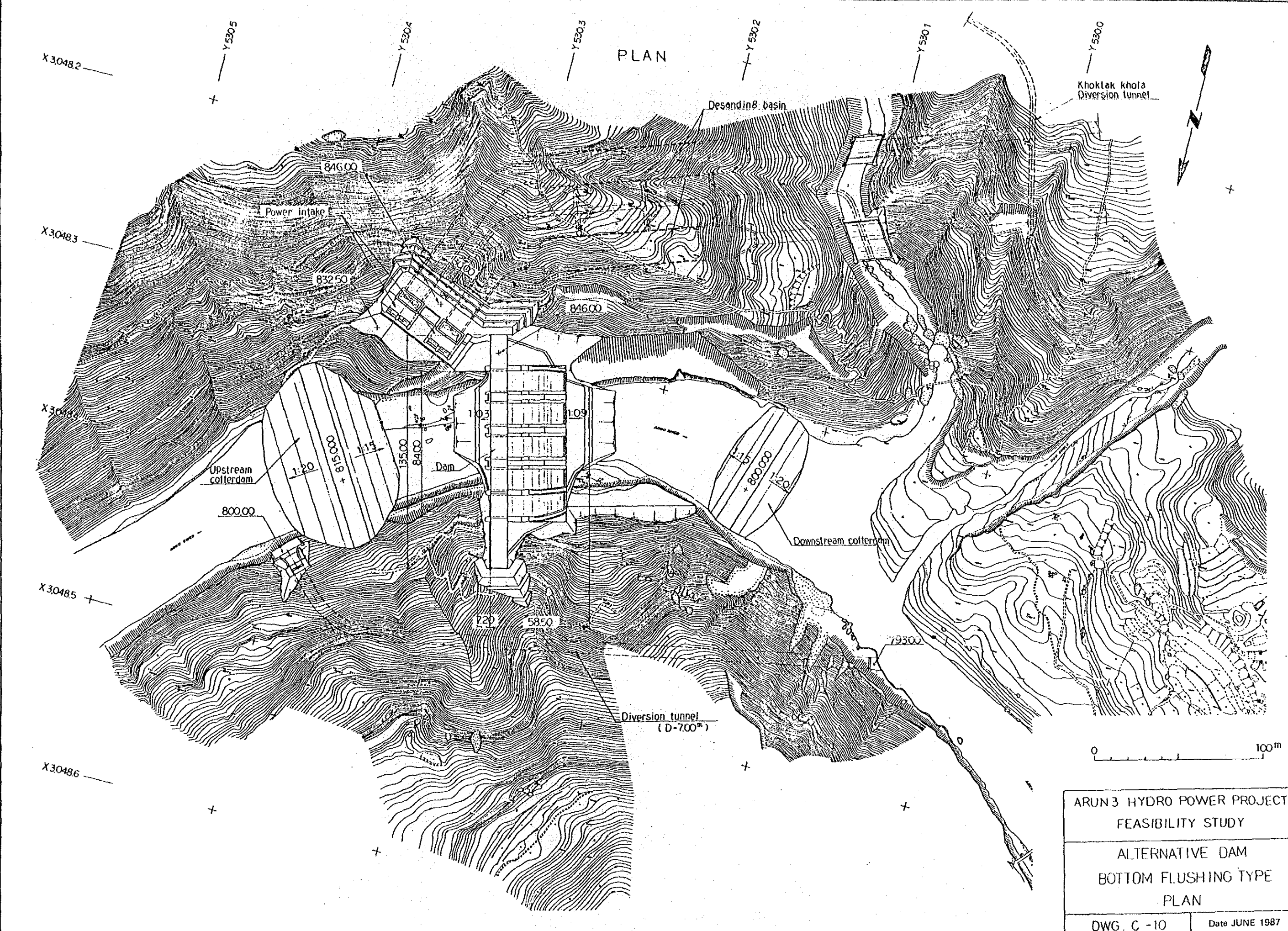


SECTION OF RETAINING WALL



ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT	
FEASIBILITY STUDY	
TAILRACE OUTLET	
PLAN AND SECTIONS	
DWG. C - 9	Date JUNE 1987

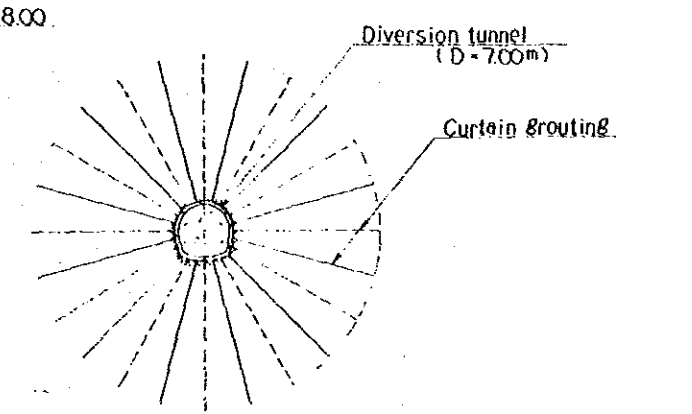
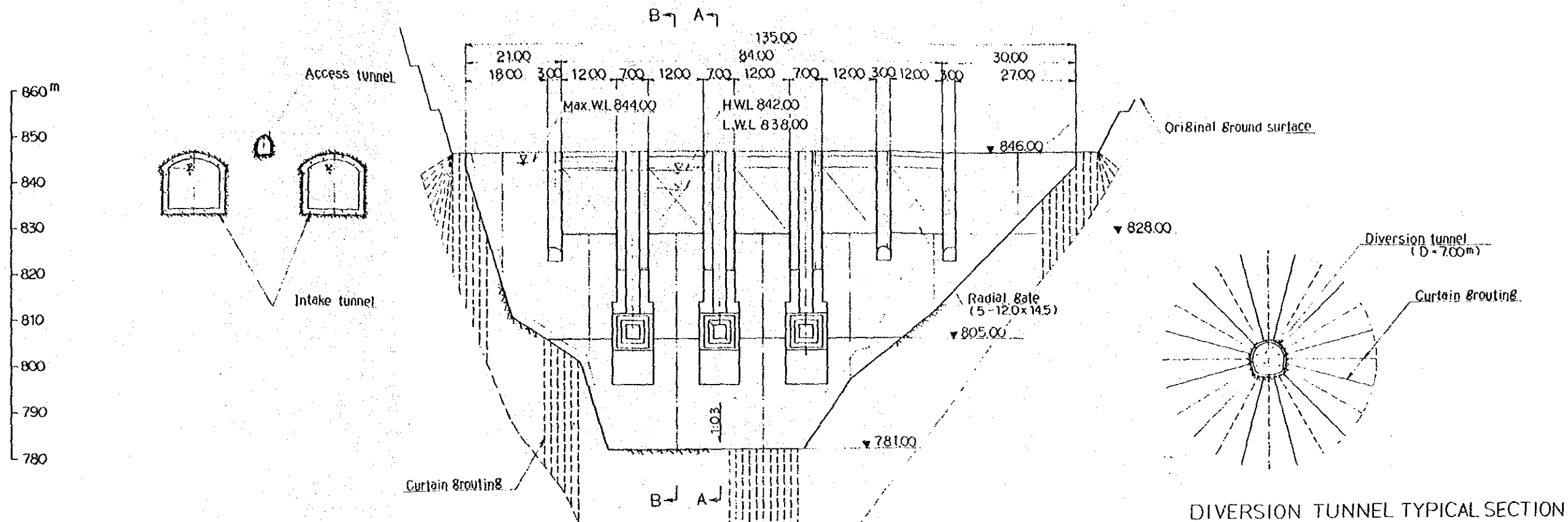
PLAN



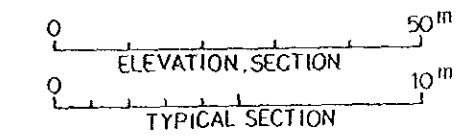
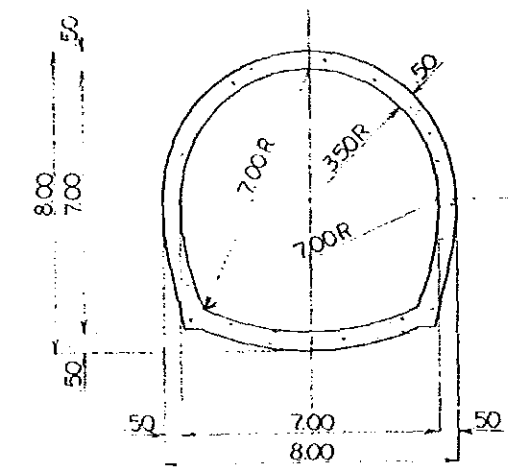
ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
ALTERNATIVE DAM BOTTOM FLUSHING TYPE PLAN	
DWG. C - 10	Date JUNE 1987



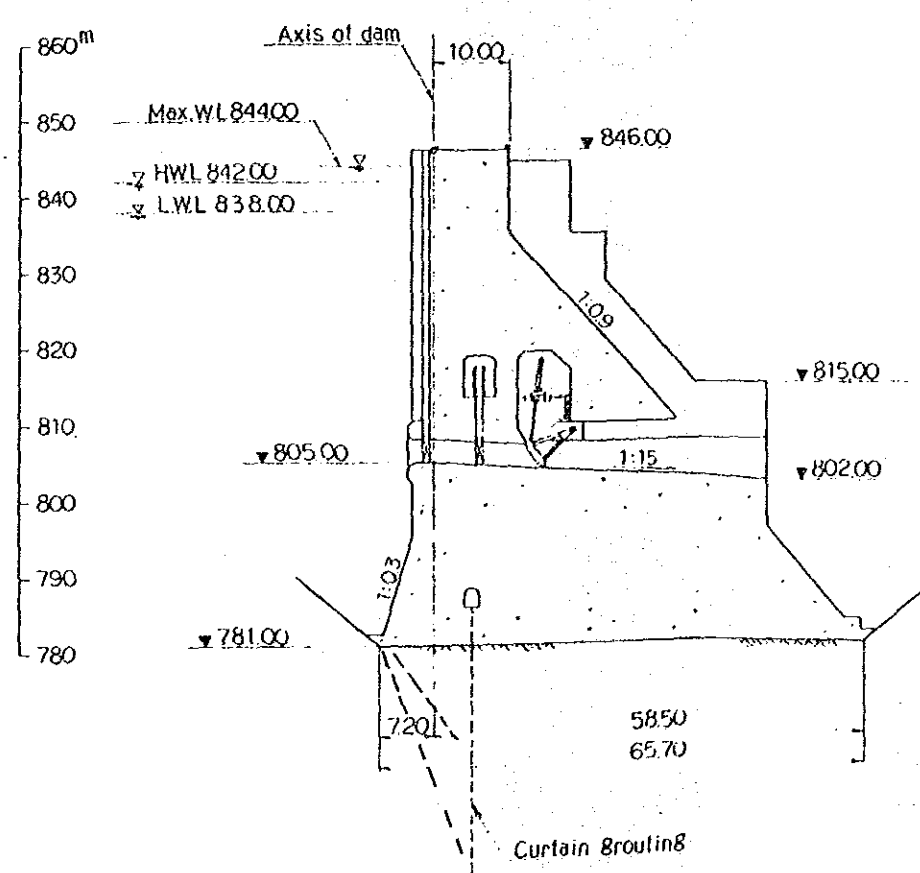
ELEVATION



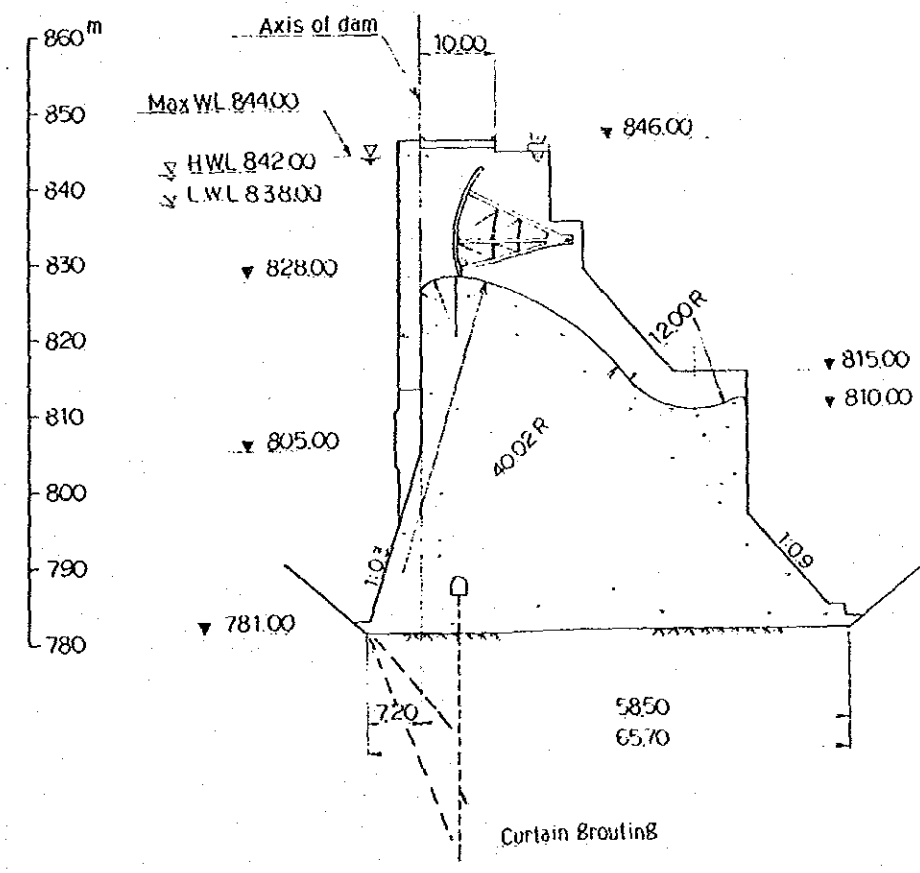
DIVERSION TUNNEL TYPICAL SECTION



SECTION A-A

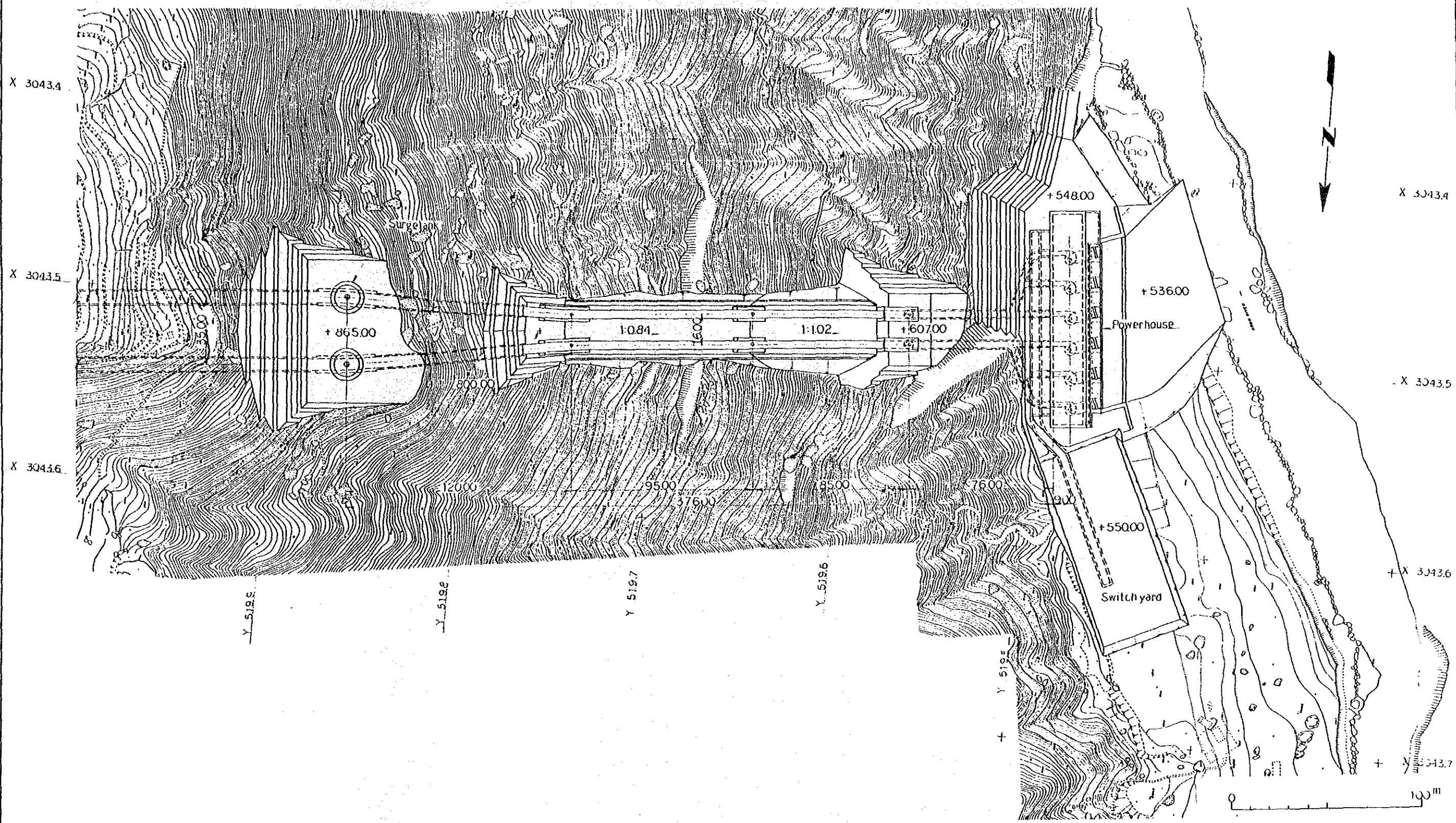


SECTION B-B



ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT	
FEASIBILITY STUDY	
ALTERNATIVE DAM	
BOTTOM FLUSHING TYPE	
SECTIONS	
DWG. C -11	Date JUNE 1987



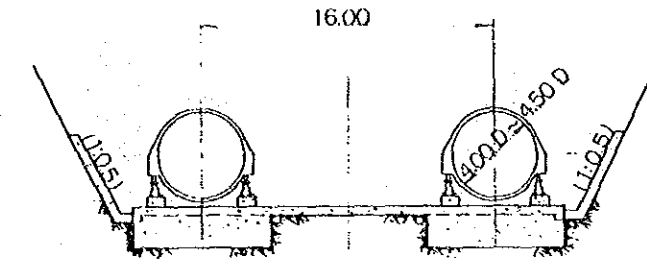
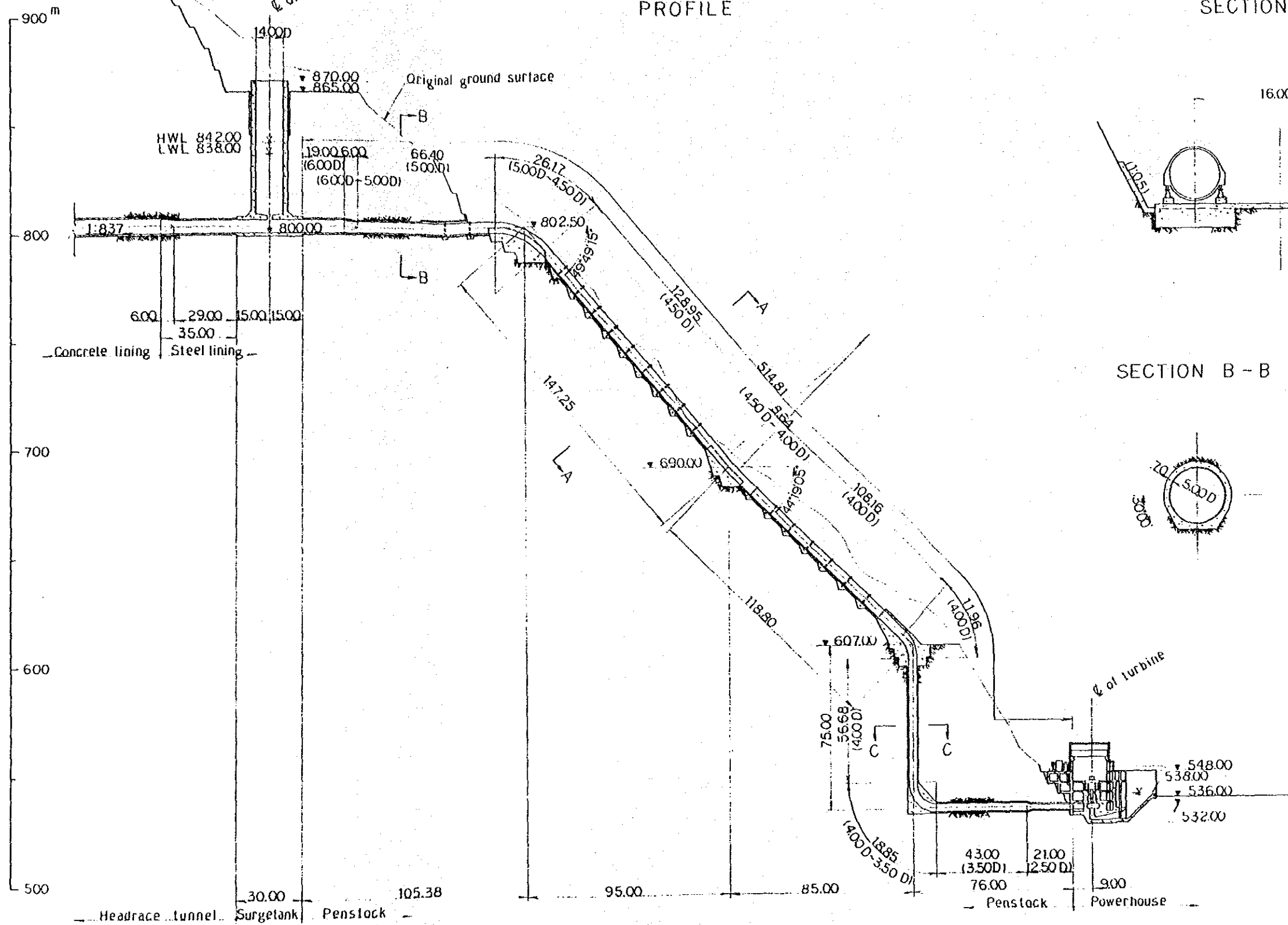


ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT
 FEASIBILITY STUDY
 ALTERNATIVE PENSTOCK
 OUTDOOR TYPE
 PLAN
 DWG. C-12 | Date JUNE 1987

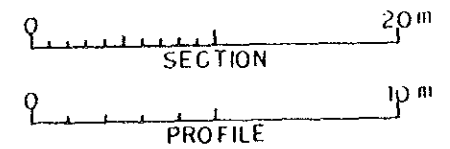
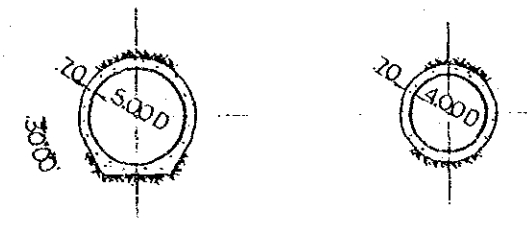


PROFILE

SECTION A - A



SECTION B - B SECTION C - C

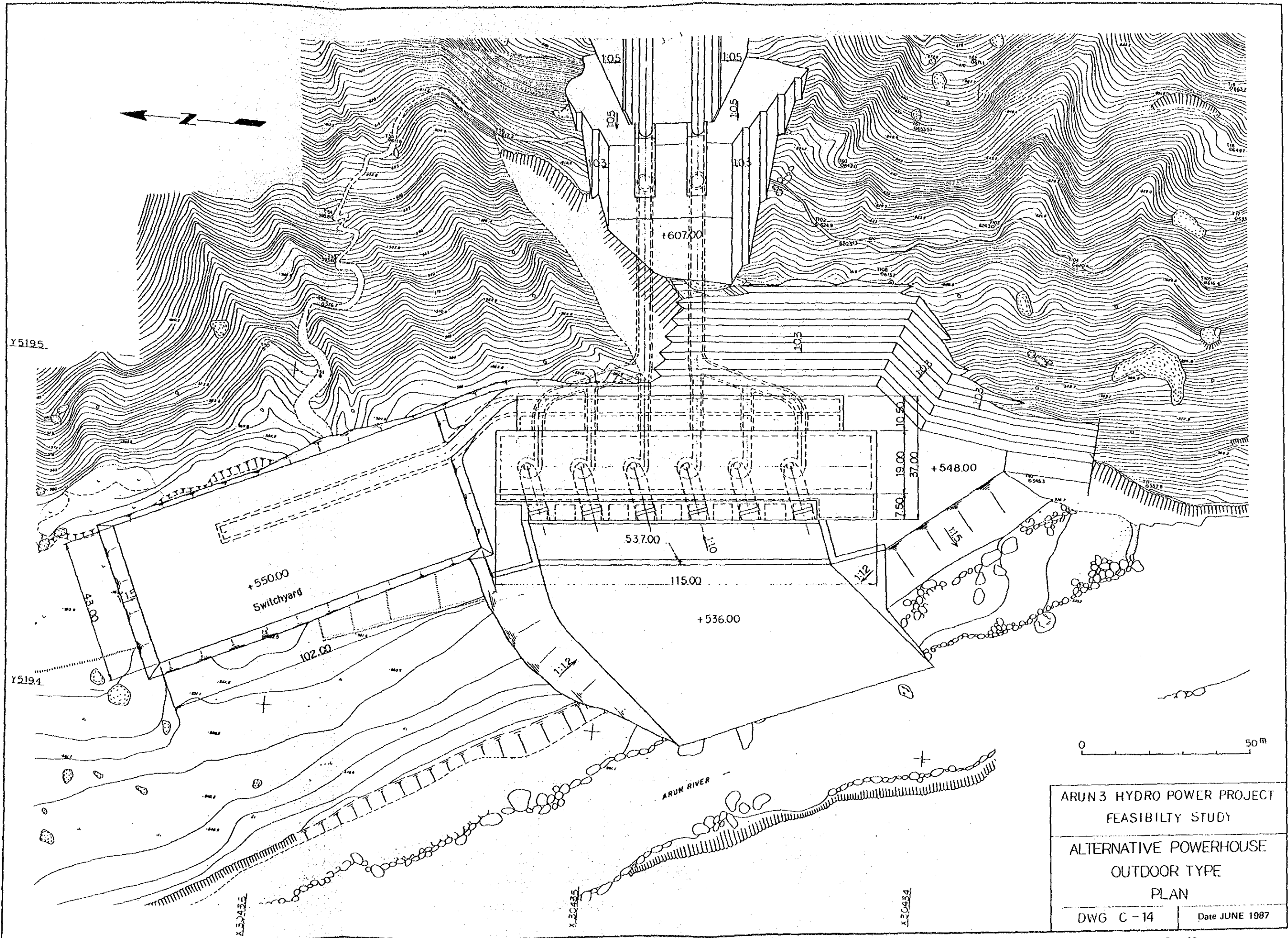


ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT
FEASIBILITY STUDY

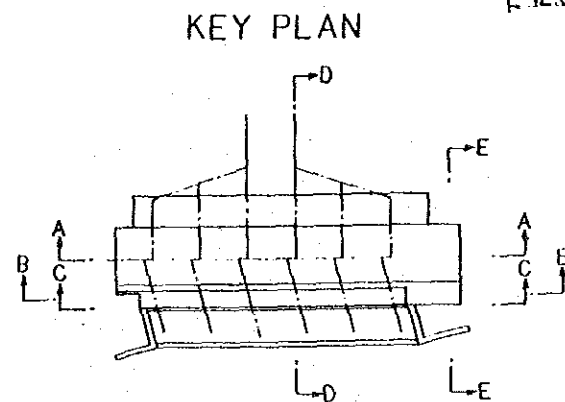
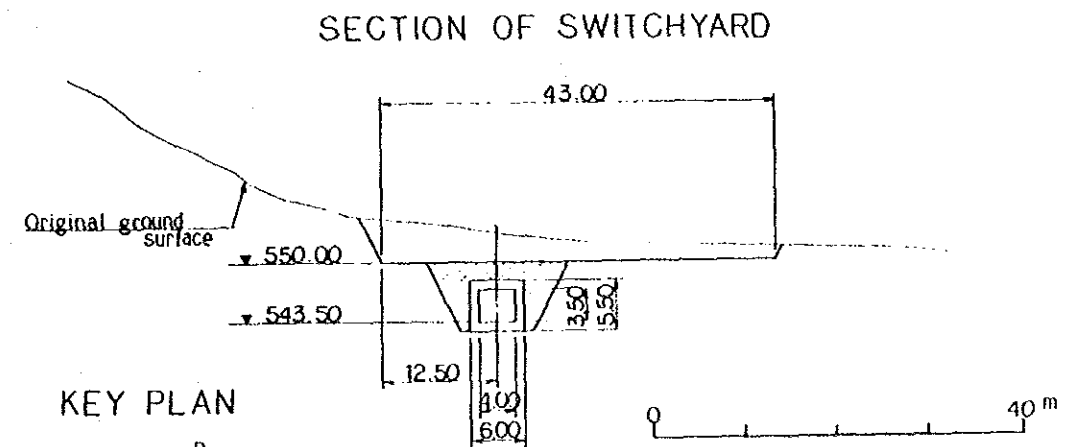
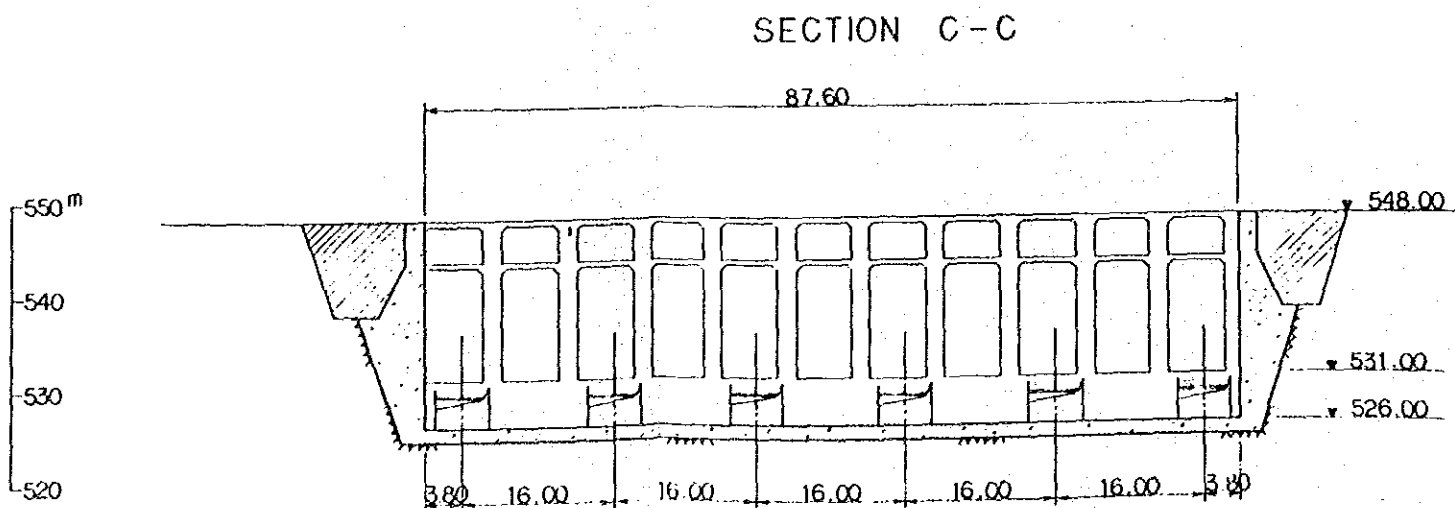
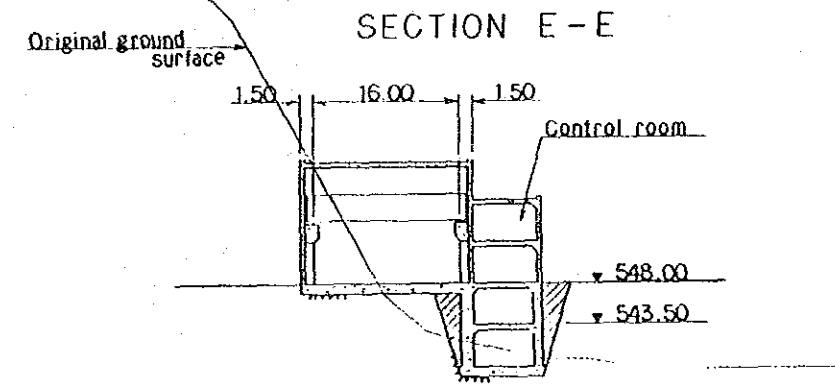
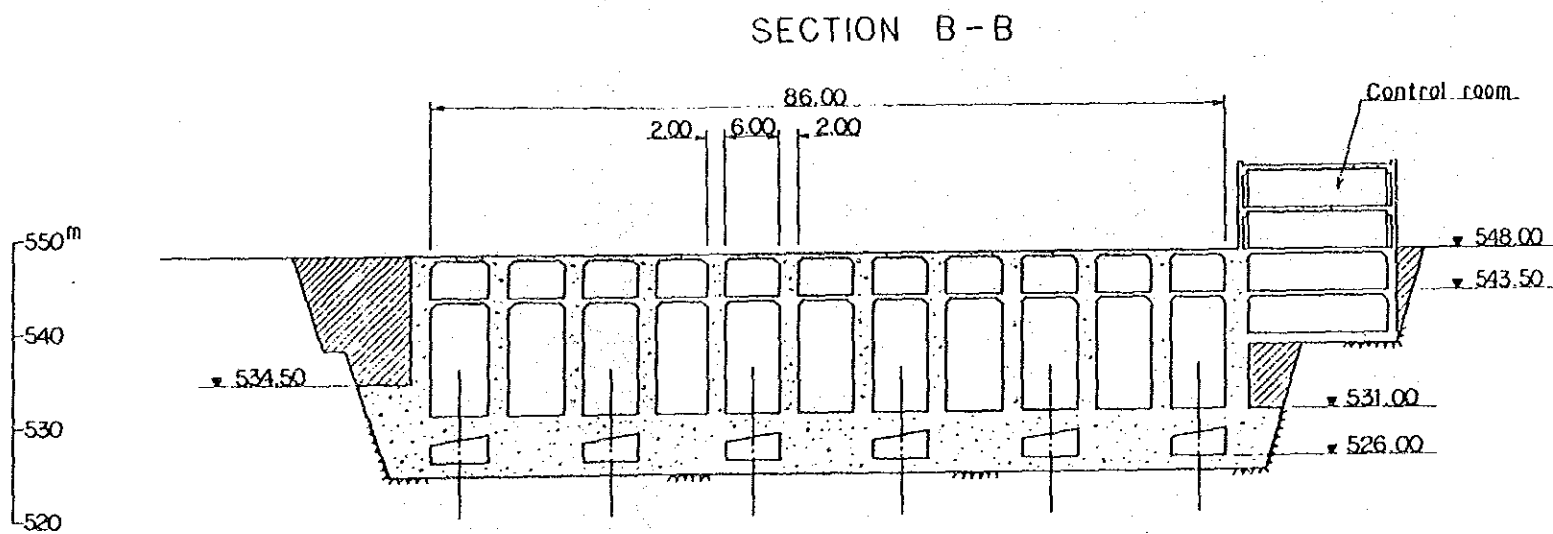
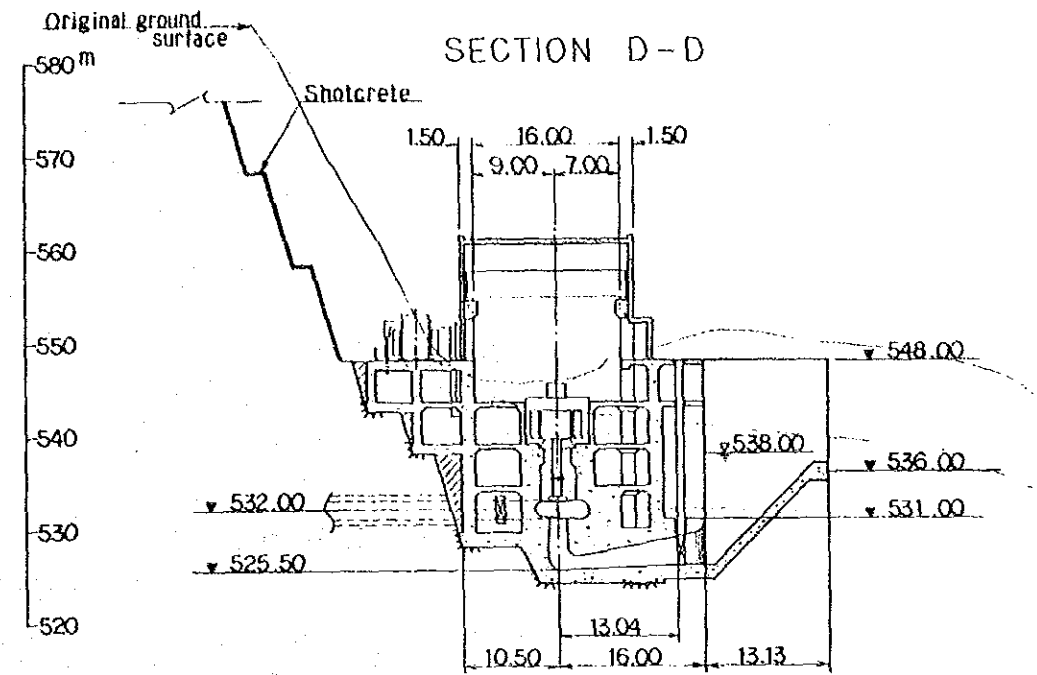
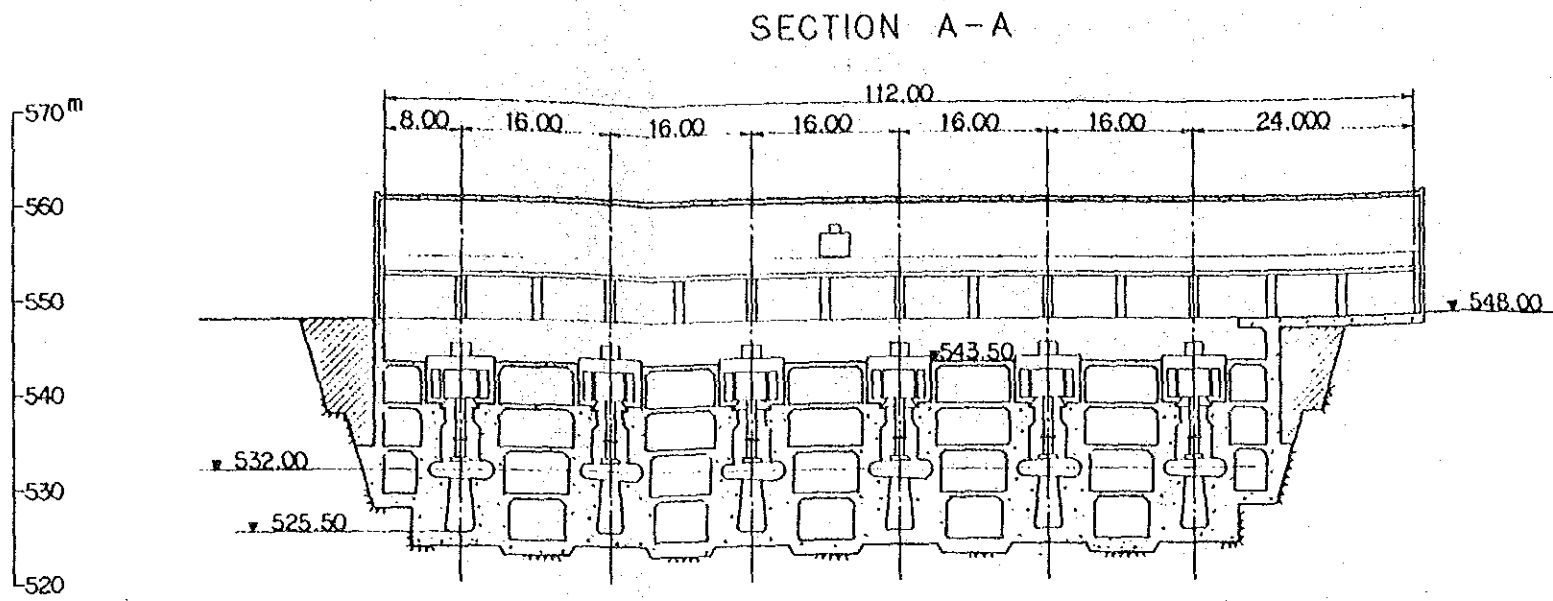
ALTERNATIVE PENSTOCK
OUTDOOR TYPE
PROFILE AND SECTIONS

DWG. C - 13

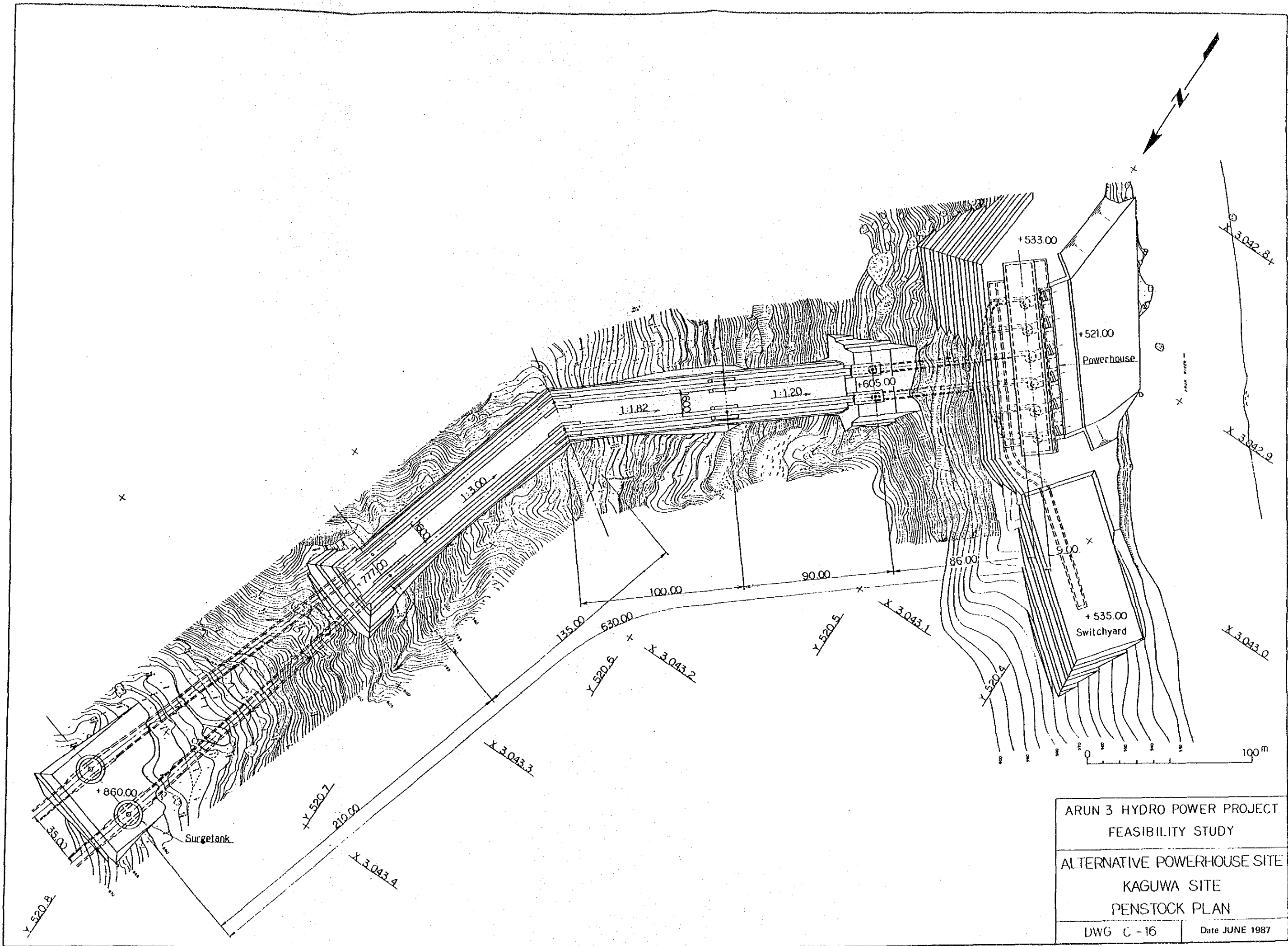
Date JUNE 1987



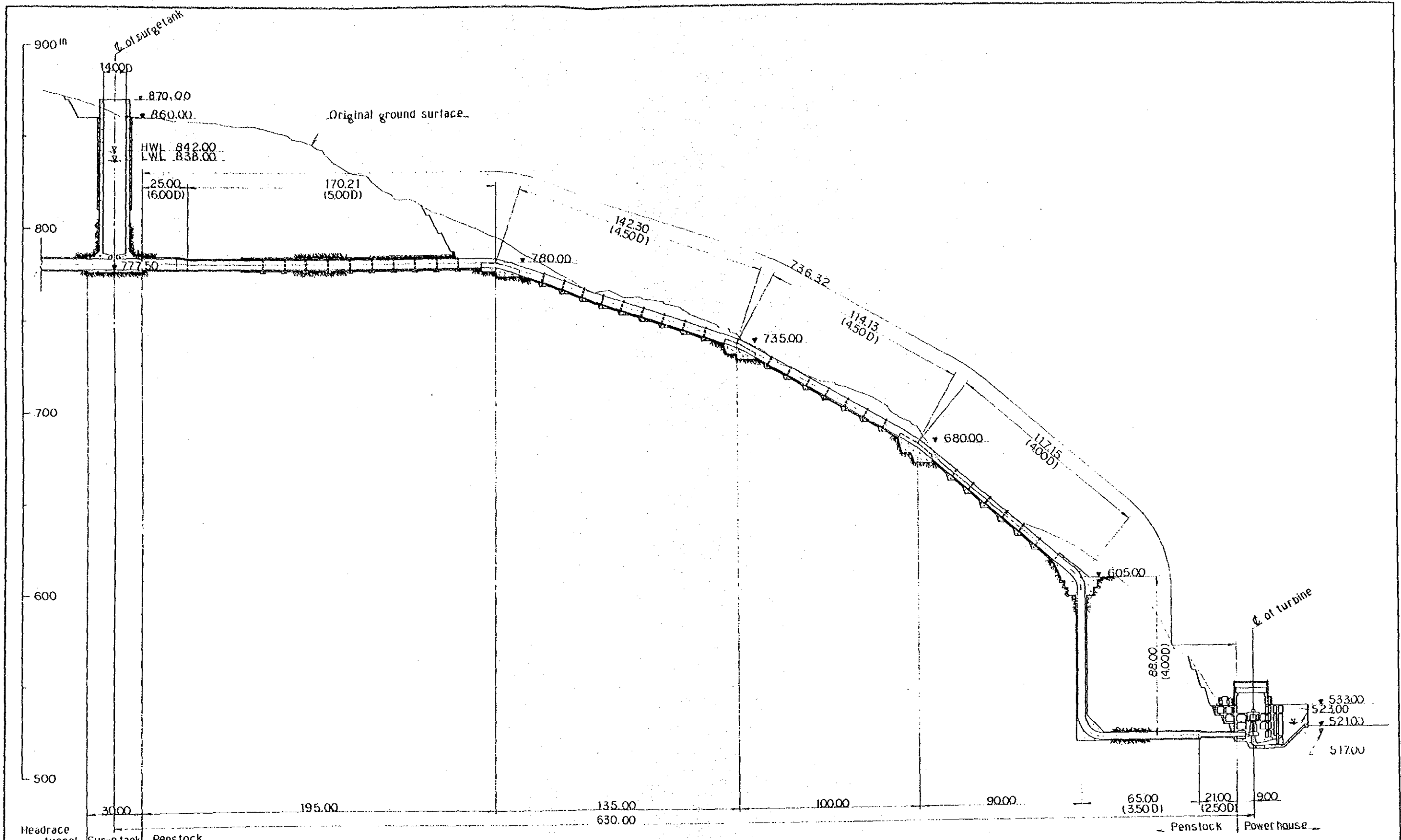
ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
ALTERNATIVE POWERHOUSE OUTDOOR TYPE PLAN	
DWG C-14	Date JUNE 1987



ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
ALTERNATIVE POWERHOUSE OUTDOOR TYPE	
SECTIONS	
DWG C-15	Date JUNE 1987



ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT FEASIBILITY STUDY	
ALTERNATIVE POWERHOUSE SITE KAGUWA SITE PENSTOCK PLAN	
DWG C - 16	Date JUNE 1987



ARUN 3 HYDRO POWER PROJECT
 FEASIBILITY STUDY
 ALTERNATIVE POWERHOUSE SITE
 KAGUWA SITE
 PENSTOCK PROFILE
 DWG. C - 17 Date JUNE 1987

