

### 1 0. 3. 2 水路および発電所

#### (1) 水路ルートを検討

下部計画はキハンシ川がウズングワ山地南東斜面の急崖を流下する際に得られる800mの高落差を利用するものでダムサイトは10. 3. 1(1)で述べたようにキハンシの滝上流約900mの地点が選定された。一方、放水口の位置としては、キハンシ川が斜面を流下し終わり河川勾配が緩くなる標高 300m付近が発電計画上有利であり、また地形的にも発電所、開閉所のスペースが十分確保でき、アプローチも容易なことから、地方主要道がキハンシ川と交叉する橋梁より約1 km上流の河床標高 290m地点を放水口位置として選定した。

ダムと放水口を結ぶ水路ルートは左岸案と右岸案が考えられる。キハンシ川付近の地形から左岸ルート案の方が、右岸ルートに比して水路延長の点で約1.5km短くなり経済的であると同時に作業坑等の施工性からも有利なため、フィージビリティ設計では、左岸ルートについて詳細に検討することとした。

縦断形状では次の5つの水路ルートが考えられる。

Table 10-7 Candidates of Waterway Route

Case	導水路	水圧管路	発電所
1	無圧式開水路	全線明かり式	半地下式
2	圧力式トンネル	全線明かり式	半地下式
3	圧力式トンネル	上部：埋設式、下部：明かり式	半地下式
4	圧力式トンネル	全線埋設式	半地下式
5	圧力式トンネル	全線埋設式	地下式

第1案は導水路を開水路とし、水圧管路始点に余水吐を有する構造である。この案では、調整池利用水深が3.0mであり低水時においても22.2 m<sup>3</sup>/secの流量を流下させるためには、圧力式トンネルに比べ、かなり大きな断面が必要となる。また、地形上水路ルート途中の尾根鞍部付近では急峻なため開水路を設置する場所がない。一方、経済性については圧力式の導水路とした場合、1 m当りの工事費は約2,800US\$ですが、開水路案では、約6,000US\$と2倍以上も高くなる。

第2案は導水路を圧力トンネルで水圧管路を全線明かりとする案である。この案は

管路通過区間の地表は、近年発生した崩壊地が数多く見られ、風化が相当進んでおり、かなり深部でないと鉄管基礎として十分な地耐力を有する地盤を得ることは出来ない。

以上から第1案および第2案を除外した第3案から第5案の3案（Fig.10-29～Fig.10-31）について経済性、施工性等の総合的な比較を行った。

3案についての検討結果はTable 10-8 に示すように水圧管路を全線埋設型とした第4案が他の案に比して総合的にすぐれており、第4案を採用した。

## (2) 取水口

取水口は Fig. 10-32に示すようにダムの直上流左岸側にダム軸に対し直角に配置した。ダム直上流に設置することは、ダムと離して単独に設ける場合に比し、掘削量、コンクリート量が軽減できる経済性を有すること、および取水口前面に堆積する土砂をダム堤体内に設ける土砂吐によって確実に除去することが可能となる。

取水口の構造は、前面底部に土砂の流入を防ぐために、高さ5mの溺堤を設ける。

溺堤の堤頂標高は、計画堆砂面と同じ1,125.00mとし、土砂吐ゲートの敷高はそれより2.00m低い1,123.00mとする。さらに溺堤頂部からダム天端までの間には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スクリーンを設置した。

取水口呑口におけるスクリーン通過流速は0.50m/sec以下とした。スクリーン通過流速が小さいことは以下の利点がある。

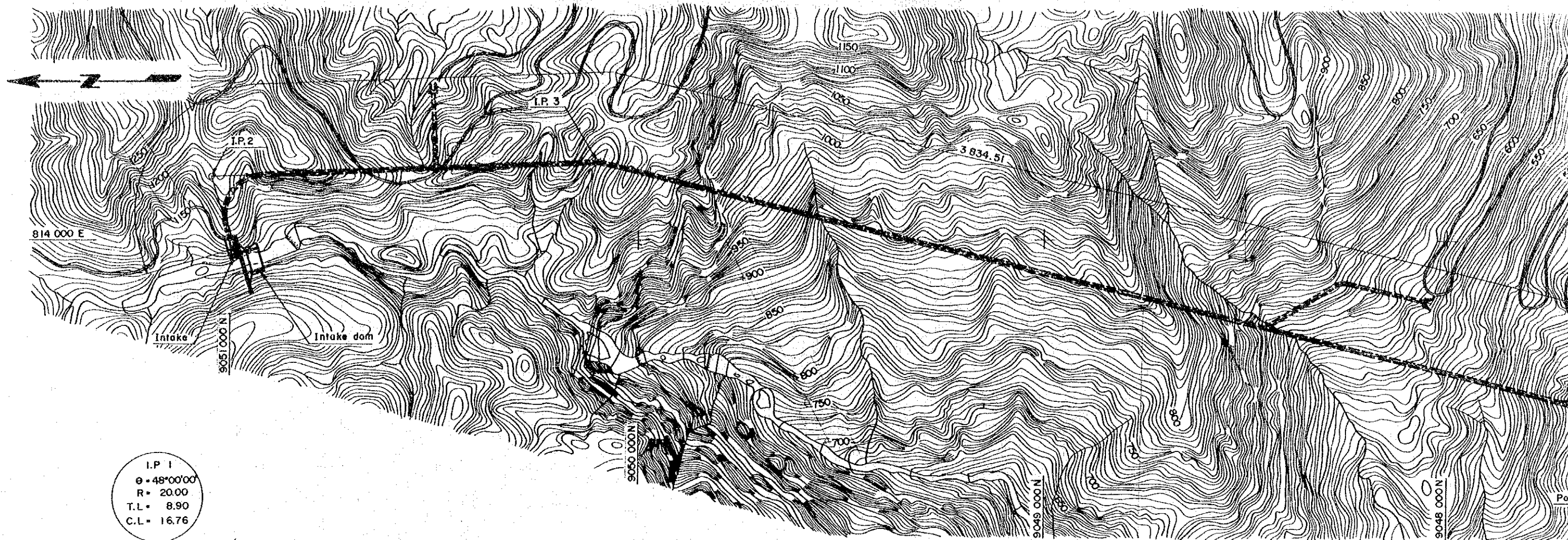
- i) 流入損失を小さくする。
- ii) 流入土砂を防止する。
- iii) スクリーンの除塵作業等の保守管理が容易となる。

導水路トンネル呑口部には、トンネルの点検等維持管理および、緊急時における取水停止のため取水口ゲート（幅4.0m、高さ8.0m、ローラーゲート）を設置する構造とした。

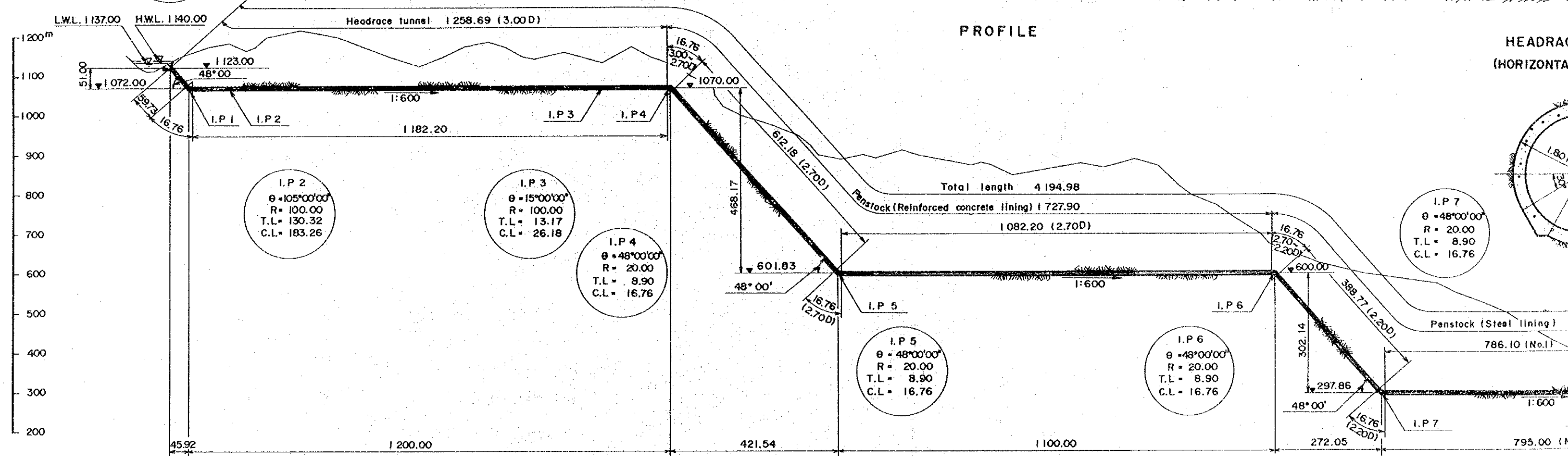
## (3) トンネル最適径の検討

トンネルの最適径を決定するには、建設工事費等に要する支出と損失水頭による逸失便益の合計が最小となるようにする。下部発電計画の発電所から上流側における導水路トンネルと水圧管路は Fig. 10-29 に示すように3本の斜坑と3本の水平杭から構成されており、最適径の計算を行うには各区間の整合性をとるために、全区間を対

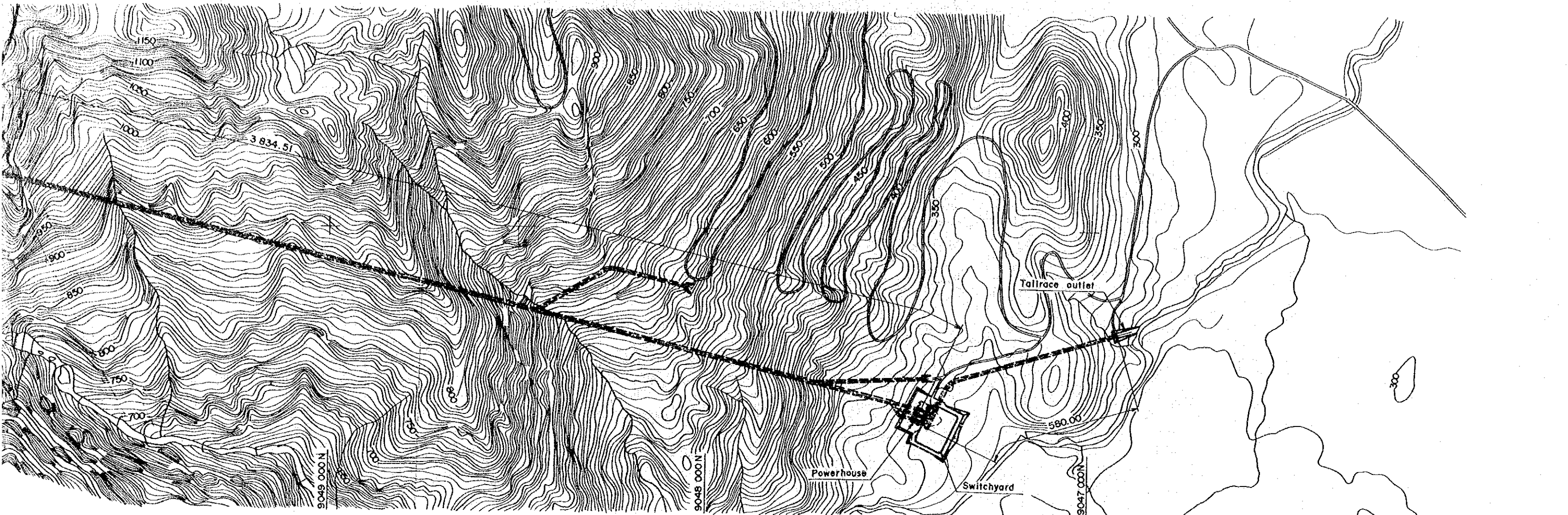
PLAN



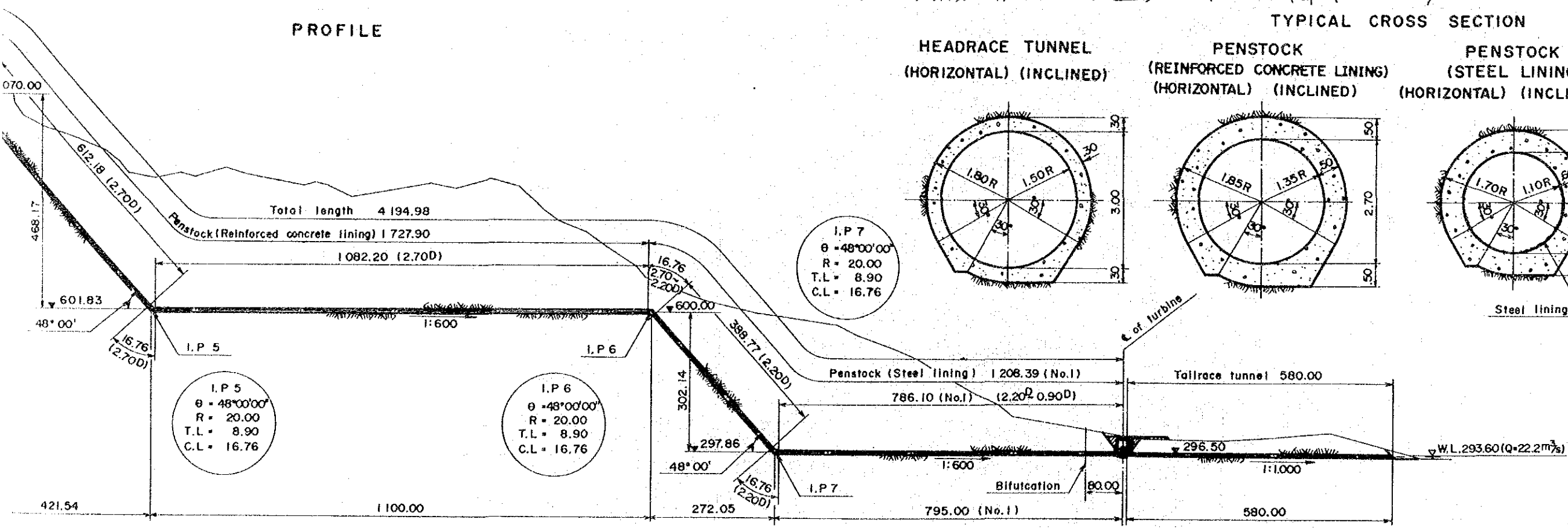
PROFILE



PLAN

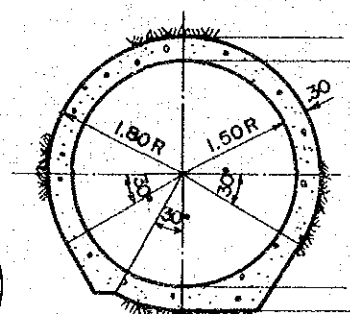


PROFILE

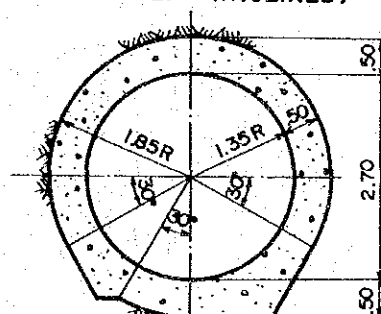


TYPICAL CROSS SECTION

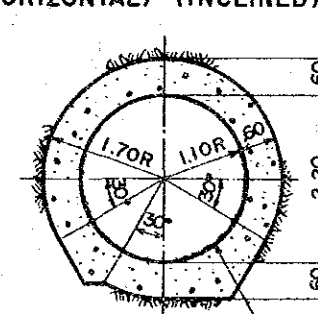
HEADRACE TUNNEL (HORIZONTAL) (INCLINED)



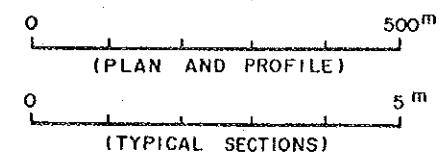
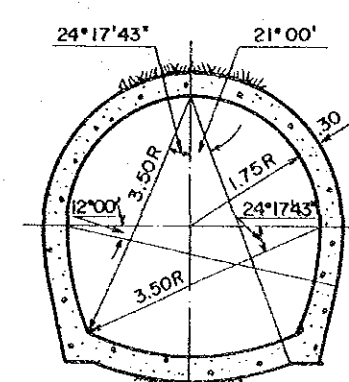
PENSTOCK (REINFORCED CONCRETE LINING) (HORIZONTAL) (INCLINED)



PENSTOCK (STEEL LINING) (HORIZONTAL) (INCLINED)



TAILRACE TUNNEL



KIHANSI HYDROELECTRIC  
 POWER DEVELOPMENT PROJECT

LOWER KIHANSI PROJECT  
 WATERWAY

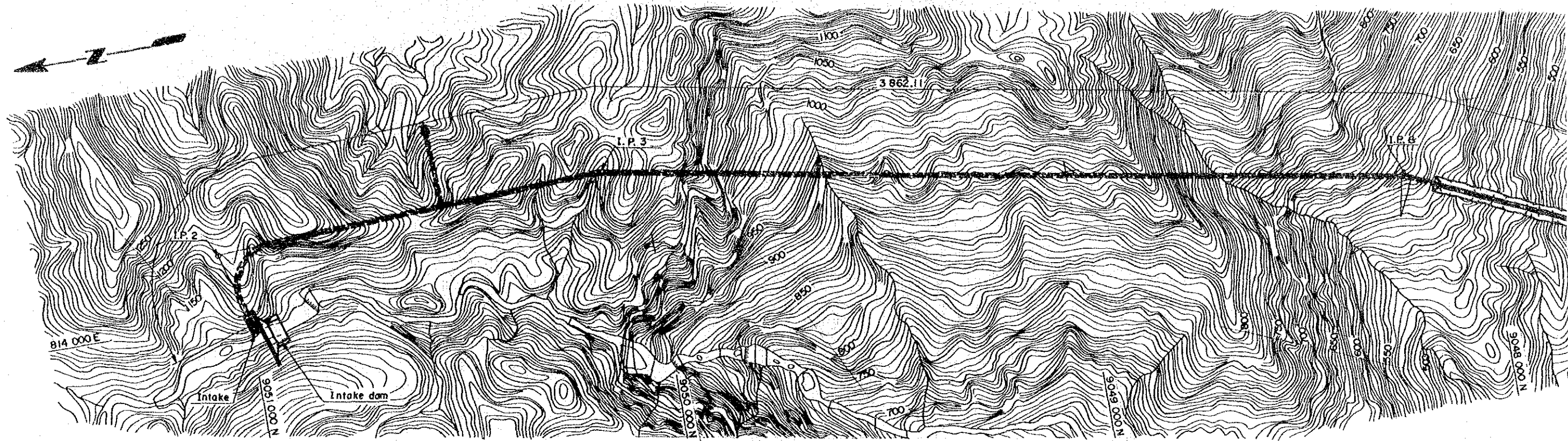
PLAN, PROFILE AND TYPICAL SECTIONS

Fig. 10-29      DATE:

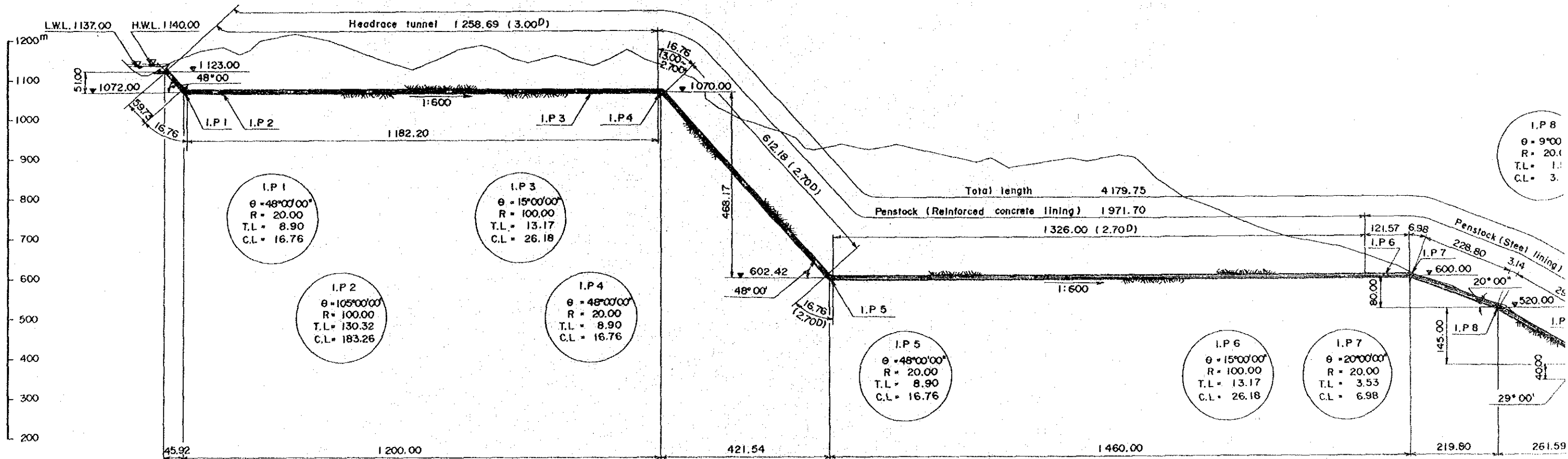




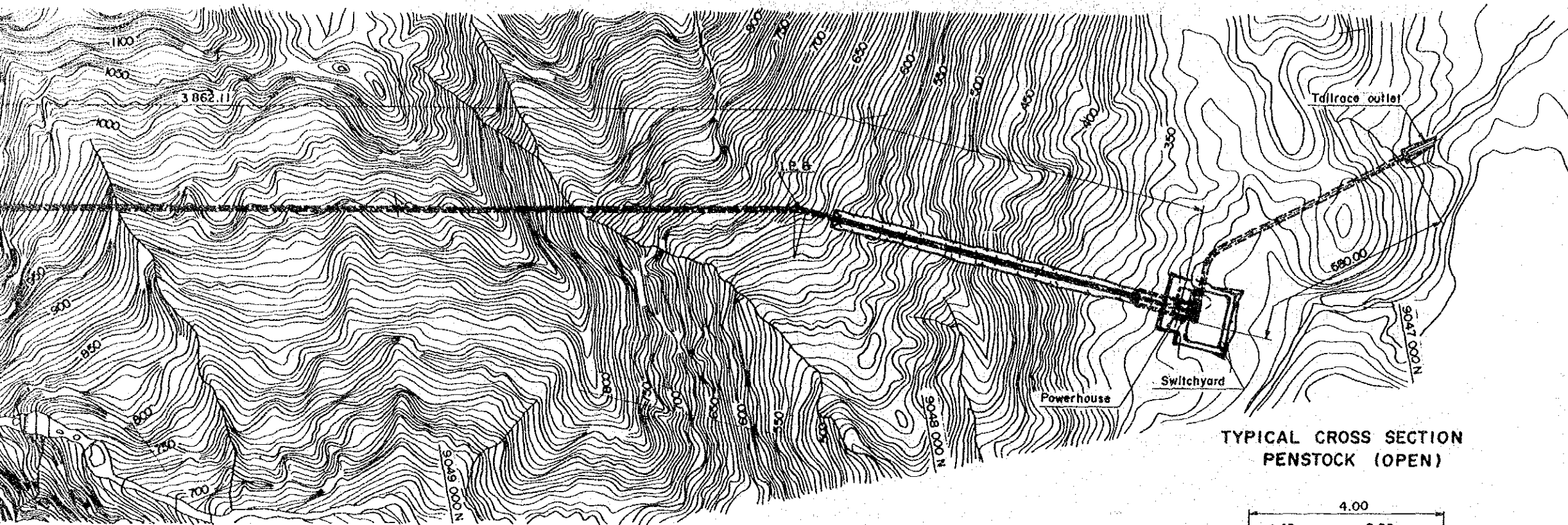
PLAN



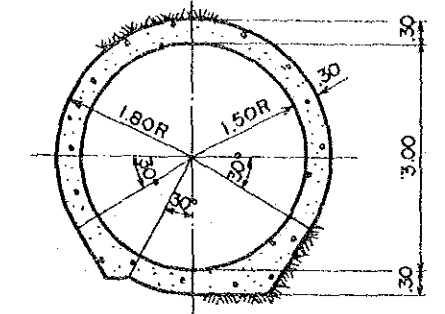
PROFILE



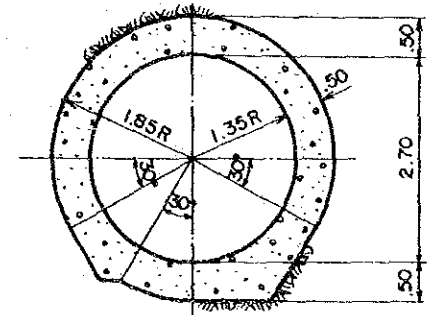
PLAN



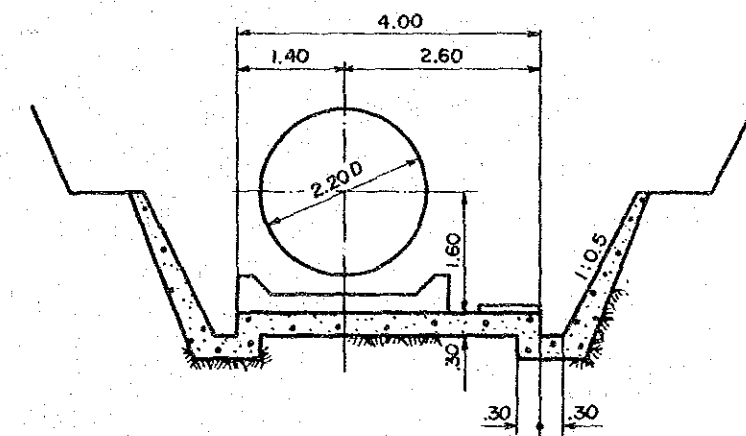
TYPICAL CROSS SECTION HEADRACE TUNNEL  
(HORIZONTAL) (INCLINED)



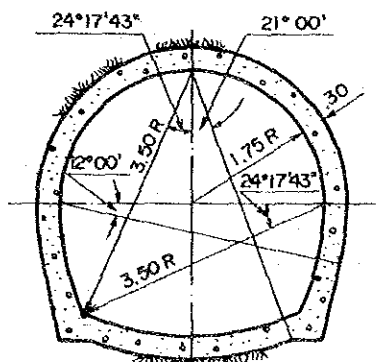
PENSTOCK (REINFORCED CONCRETE LINING)  
(HORIZONTAL) (INCLINED)



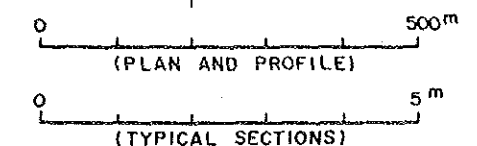
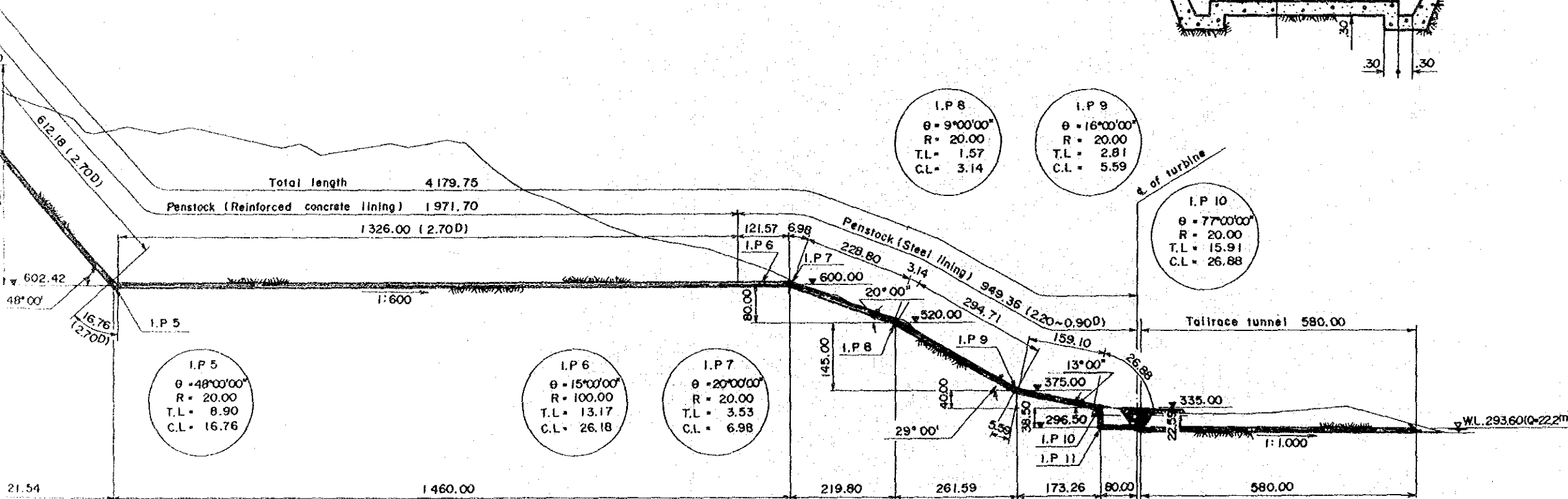
TYPICAL CROSS SECTION PENSTOCK (OPEN)



TAILRACE TUNNEL



PROFILE

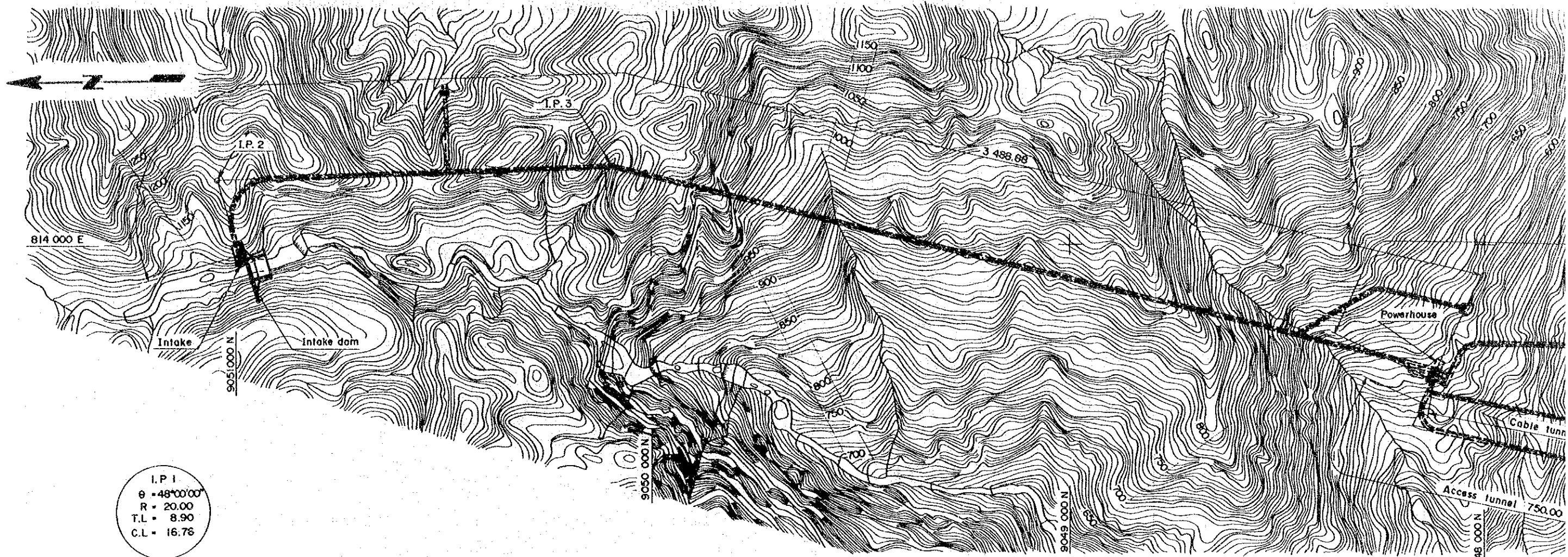


KIHANSI HYDROELECTRIC  
POWER DEVELOPMENT PROJECT  
LOWER KIHANSI PROJECT  
WATERWAY (ALTERNATIVE - 1)  
PLAN, PROFILE AND TYPICAL SECTIONS  
Fig. 10-30      DATE:

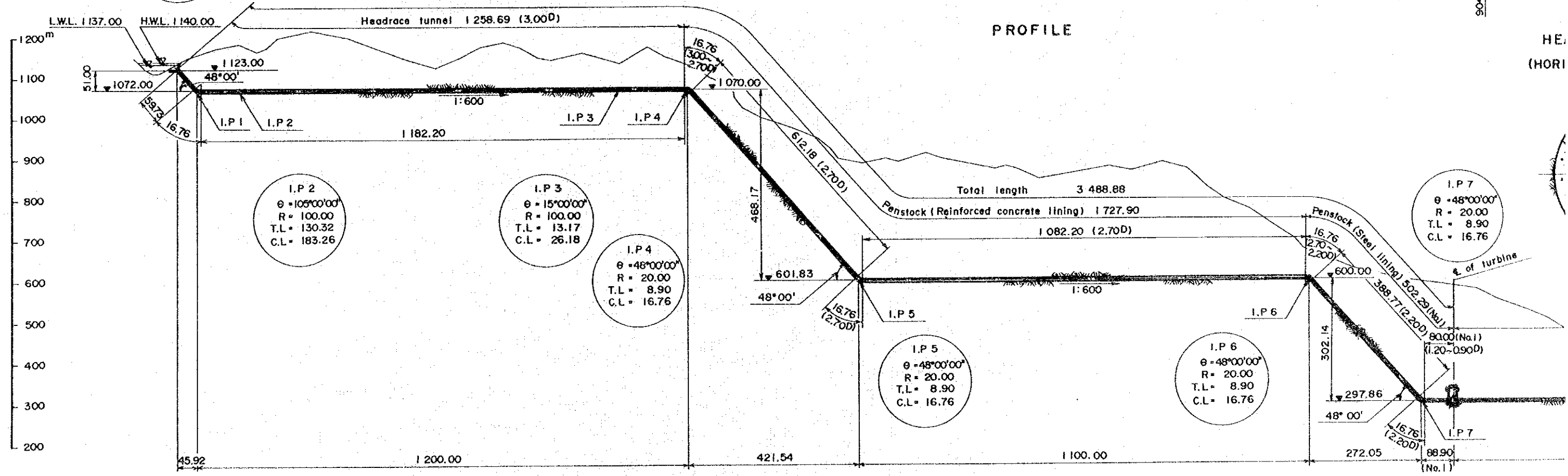




PLAN



PROFILE



I.P. 1  
 $\theta = 48^{\circ}00'00''$   
 $R = 20.00$   
 $T.L. = 8.90$   
 $C.L. = 16.76$

I.P. 2  
 $\theta = 105^{\circ}00'00''$   
 $R = 100.00$   
 $T.L. = 130.32$   
 $C.L. = 183.26$

I.P. 3  
 $\theta = 15^{\circ}00'00''$   
 $R = 100.00$   
 $T.L. = 13.17$   
 $C.L. = 26.18$

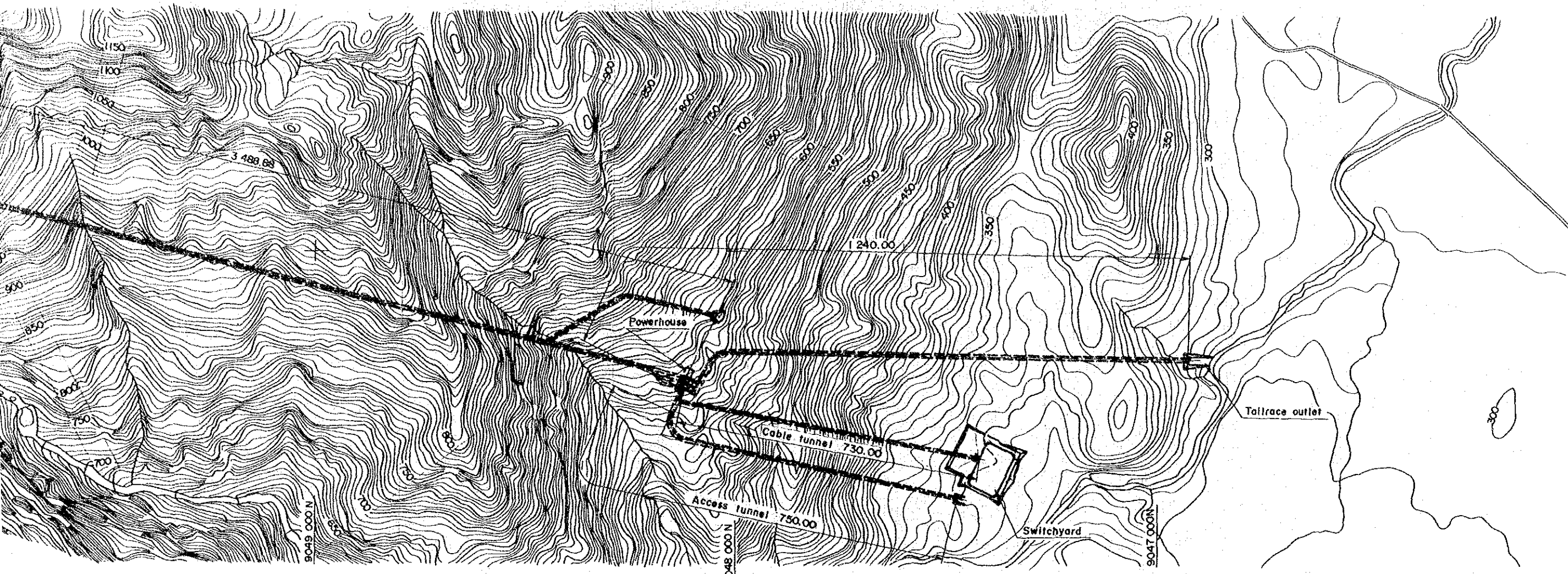
I.P. 4  
 $\theta = 48^{\circ}00'00''$   
 $R = 20.00$   
 $T.L. = 8.90$   
 $C.L. = 16.76$

I.P. 5  
 $\theta = 48^{\circ}00'00''$   
 $R = 20.00$   
 $T.L. = 8.90$   
 $C.L. = 16.76$

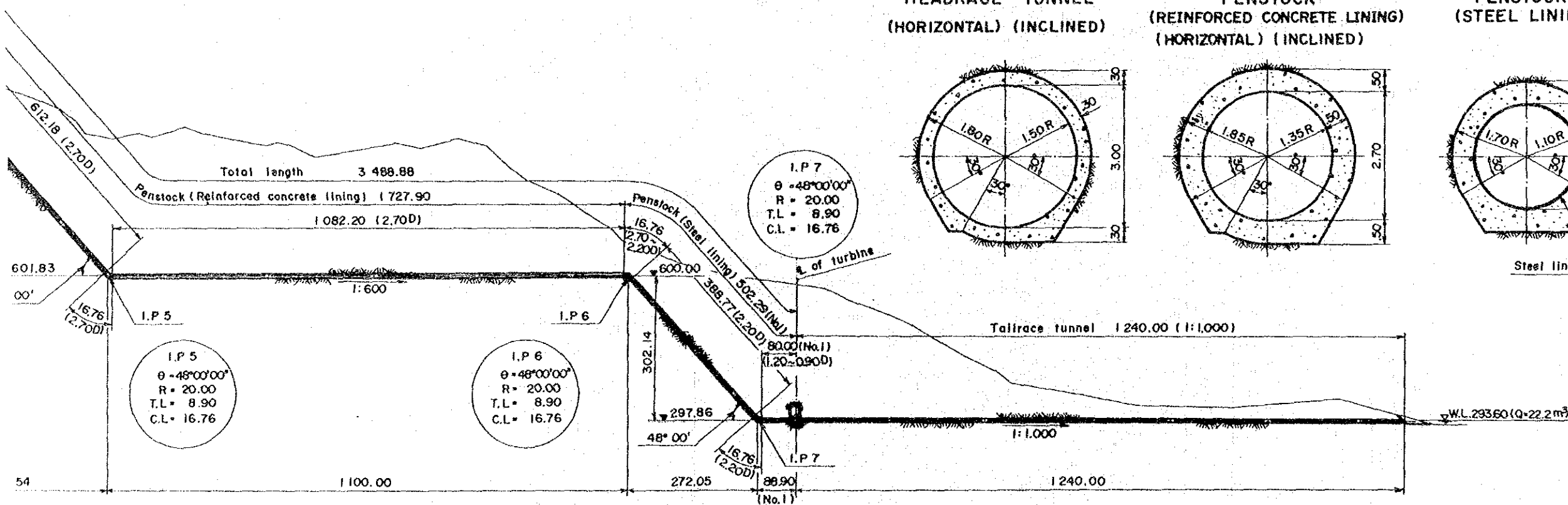
I.P. 6  
 $\theta = 48^{\circ}00'00''$   
 $R = 20.00$   
 $T.L. = 8.90$   
 $C.L. = 16.76$

I.P. 7  
 $\theta = 48^{\circ}00'00''$   
 $R = 20.00$   
 $T.L. = 8.90$   
 $C.L. = 16.76$

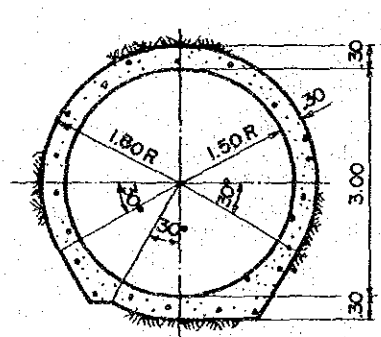
PLAN



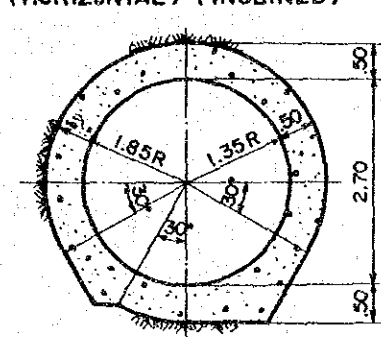
PROFILE



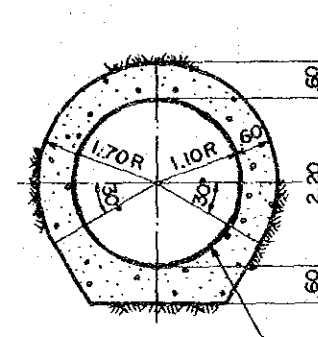
HEADRACE TUNNEL  
(HORIZONTAL) (INCLINED)



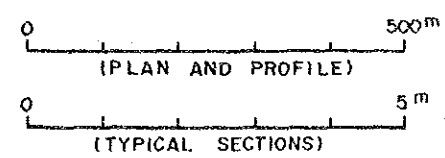
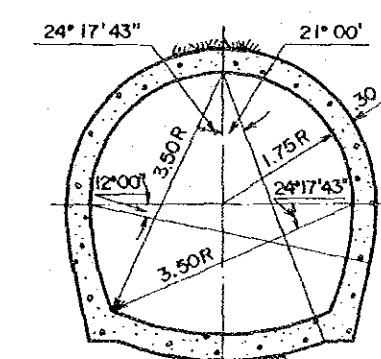
PENSTOCK  
(REINFORCED CONCRETE LINING)  
(HORIZONTAL) (INCLINED)



PENSTOCK  
(STEEL LINING)



TAILRACE TUNNEL



KIHANSI HYDROELECTRIC  
POWER DEVELOPMENT PROJECT

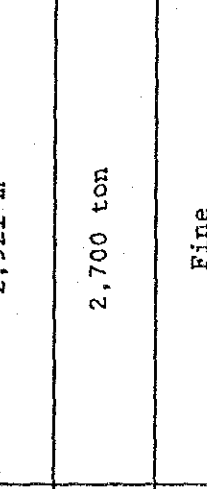
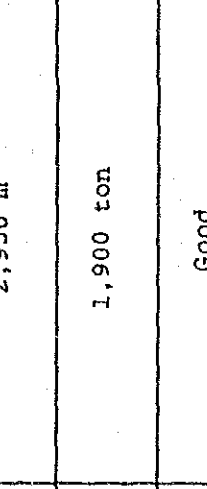
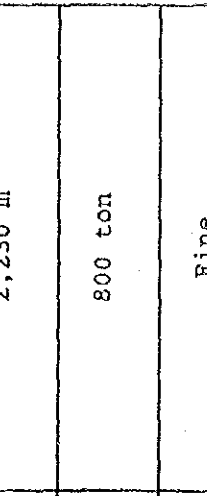
LOWER KIHANSI PROJECT  
WATERWAY (ALTERNATIVE - 2)

PLAN, PROFILE AND TYPICAL SECTIONS

Fig. 10-31      DATE;

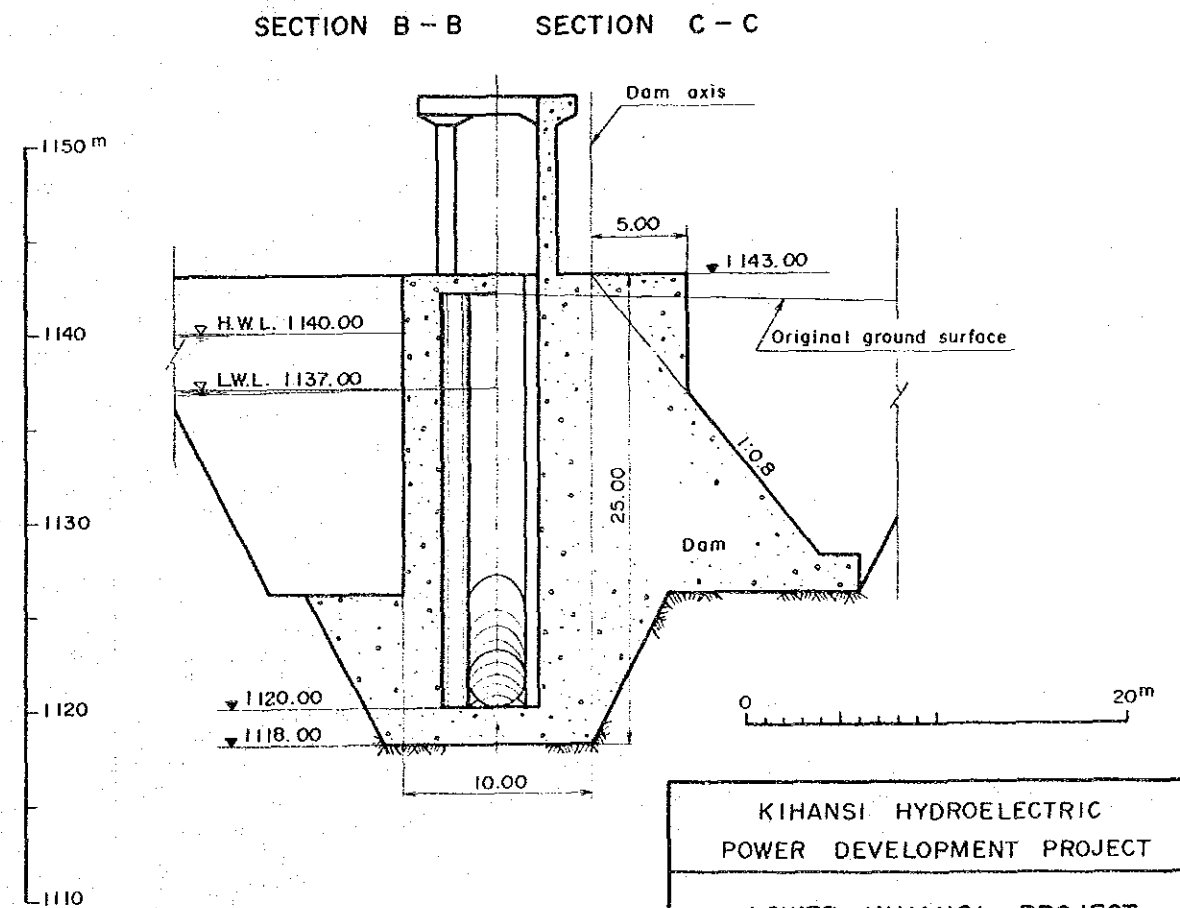
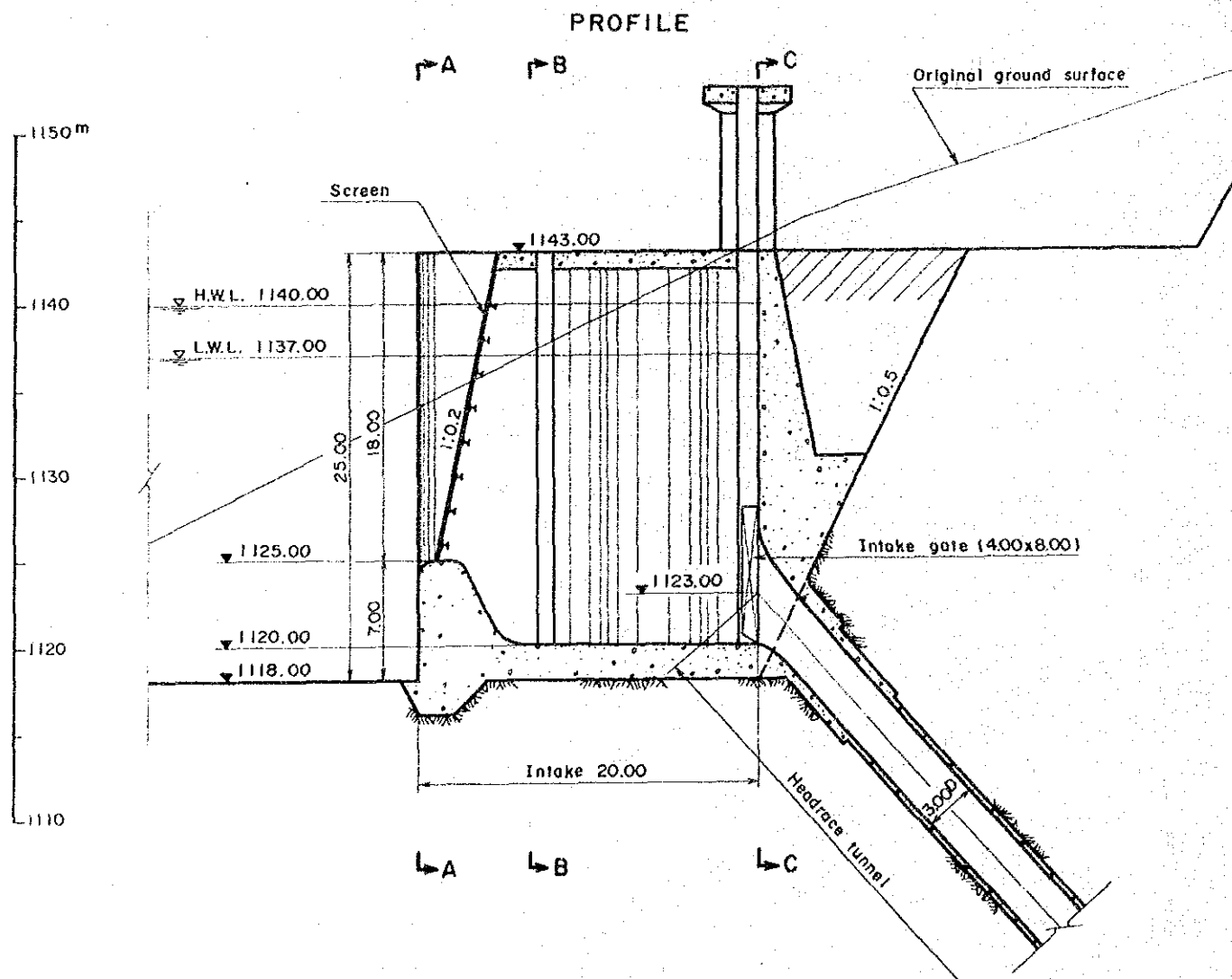
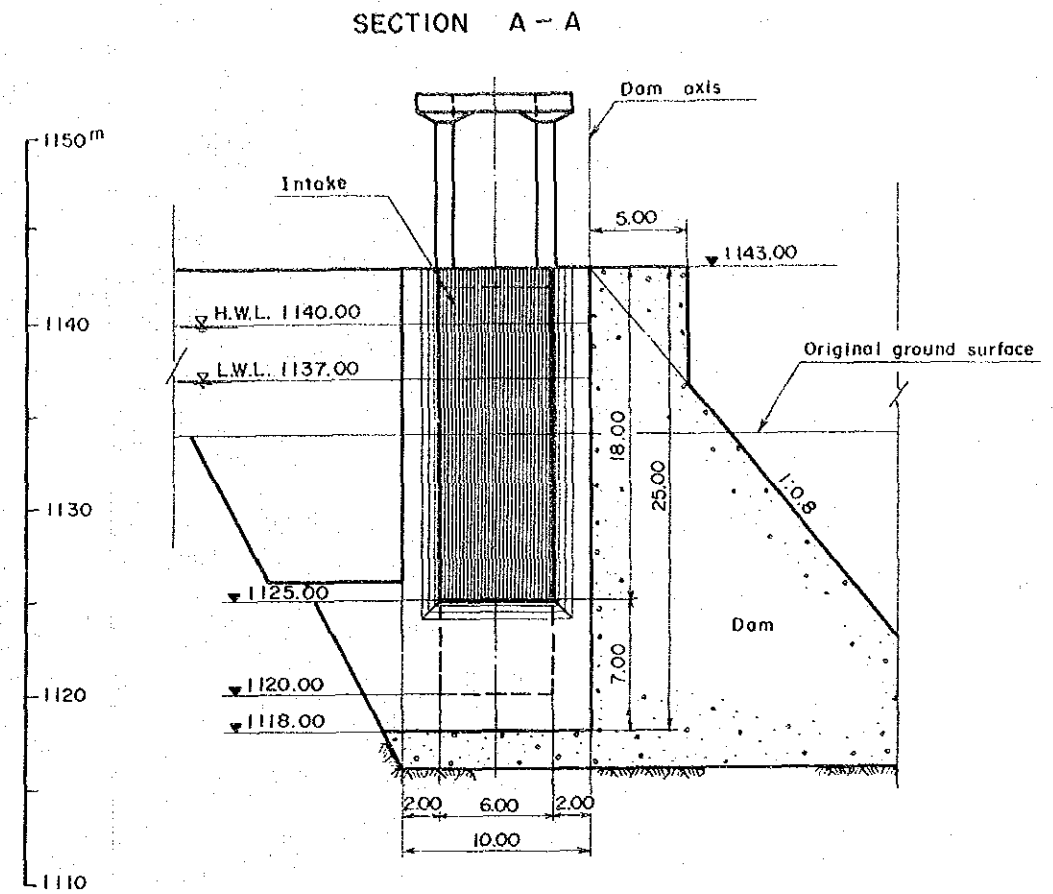
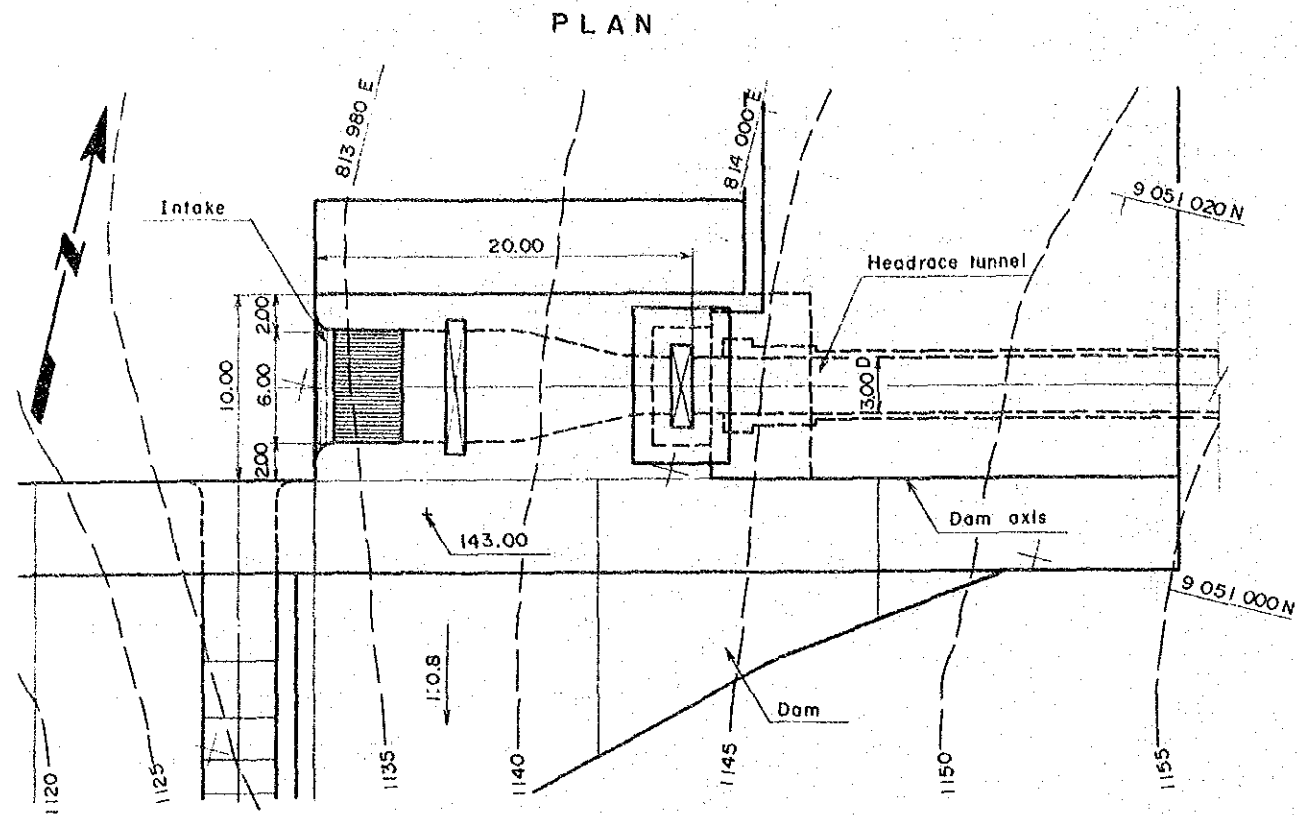


Table 10-8 Comparison of Waterway Route

Item	Case 3	Case 4	Case 5
Profile			
Length of Penstock	2,921 m	2,936 m	2,230 m
Weight of Steel Penstock	2,700 ton	1,900 ton	800 ton
Construction	Fine	Good	Fine
Construction Cost	31.2 x 10 <sup>6</sup> US\$	30.0 x 10 <sup>6</sup> US\$	33.9 x 10 <sup>6</sup> US\$
Ratio of Construction Cost	1.04	1.00	1.13







KIHANSI HYDROELECTRIC  
POWER DEVELOPMENT PROJECT

LOWER KIHANSI PROJECT  
INTAKE

PLAN, PROFILE AND SECTIONS

Fig. 10-32      DATE: \_\_\_\_\_



象として計算した。計算条件、計算結果は以下の通りである。

(計算条件)

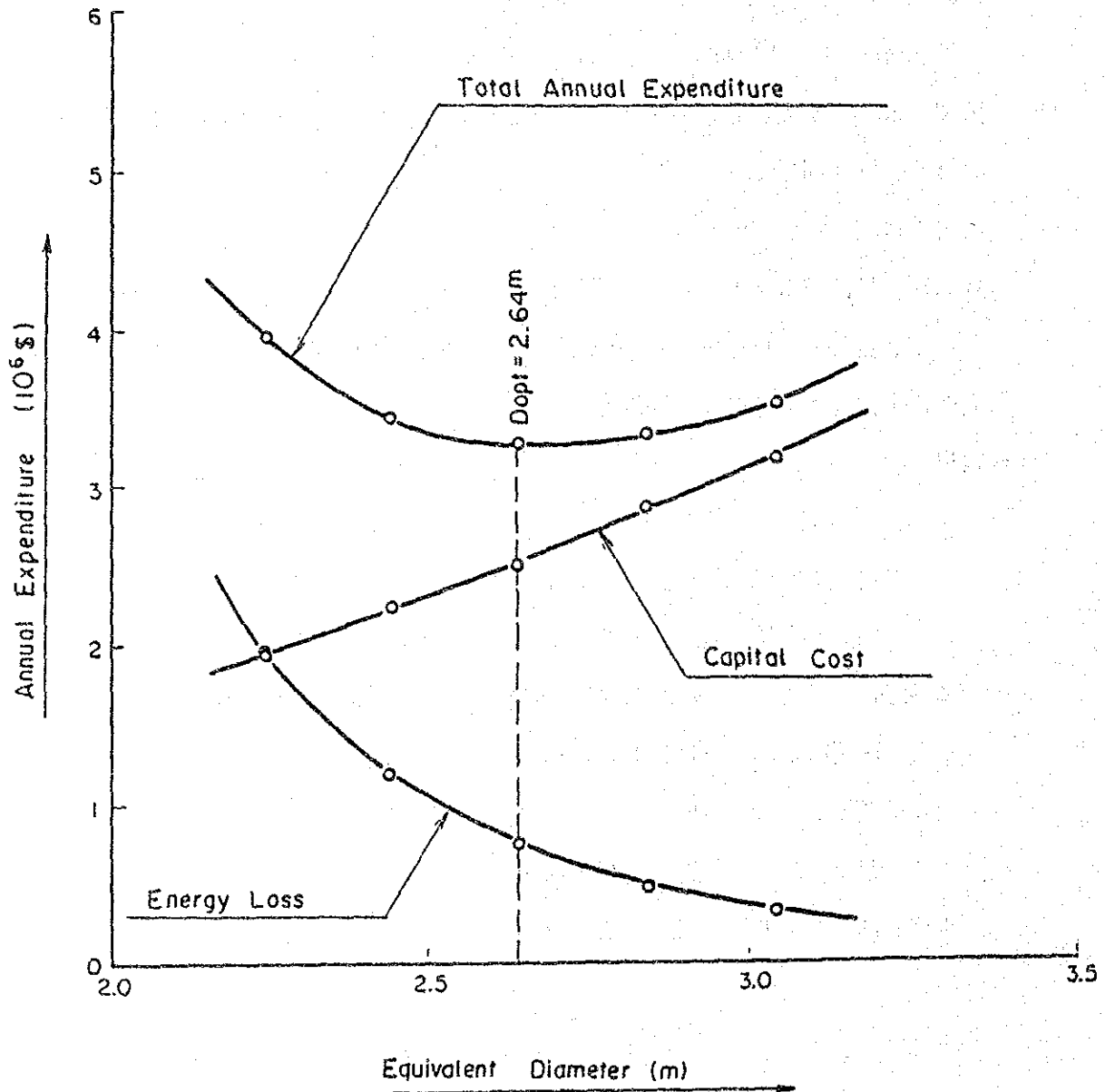
- 建設工事費は、トンネル掘削、斜坑掘削、巻立コンクリート、鉄筋、水圧鉄管とし、逸失便益と単位を合わせるために年経費率0.12を乗じて、1年当り支出に換算した。年経費率は、設備の減価償却、利子、維持管理等を考慮して決定した。
- 年間逸失便益は、水路における摩擦損失水頭分の損失電力量に kWh価値を乗じて求めた。kWh価値としては 0.035US\$ を使用した。
- 標高600m以上の水路区間は巻立コンクリートのみとし、それ以下は、岩盤の負担率を50%と仮定し、水圧鉄管を配置した。巻立コンクリート部の粗度係数は 0.013、鉄管部は0.012 とした。
- 斜坑部は同一断面とする。
- 計算順序は、導水路トンネル区間を5ケース (D=2.60m~3.40m、20cm刻み) として、各ケース毎に水圧管路の各区間における最適径を試行錯誤により決定し、最後に上記5ケースを比較検討した。

(計算結果)

Fig. 10-33 に示すように導水路トンネルおよび水圧管路の平均径2.64mに最適解が得られた。各区間の径は以下の通りである。

導水路斜坑	(EL. 1,123.00m~1,072.00m)	: 3.00m
導水路トンネル	(EL. 1,072.00m~1,070.00m)	: 3.00m
水圧管路斜坑	(EL. 1,070.00m~ 601.83m)	: 2.70m
水圧管路トンネル	(EL. 601.83m~ 600.00m)	: 2.70m
水圧管路斜坑	(EL. 600.00m~ 297.86m)	: 2.20m
水圧管路トンネル	(EL. 297.86m~ 296.50m)	: 2.20m

Fig. 10-33 Optimum Diameter of Waterway



#### (4) 導水路トンネル

下部計画では10.2.3で後述するようにペルトン水車を採用することから、緊急遮断時においてもデフレクターの作用により、水路内の急激な圧力上昇が生じず、また、トンネル内の水の補給や除去も少なくなる。したがって調圧水槽は設置しない構造とした。通常、調圧水槽を設置する場合は水槽より上流側の低圧区間を導水路トンネルとし、高水圧が作用する区間を水圧管路として設計するが、本計画では、その境界が不明瞭のため比較的圧力の小さい区間である標高1,070.00m以上を導水路トンネルとする。内径は前項で述べたように斜坑部、水平トンネル部共に3.00mとし、コンクリート巻立て厚さは標準を30cmとするが、導水路トンネル呑口部より530m～730m区間については地山被りが薄く、ボーリング調査によっても、相当深部にまで風化が及んでいることが予想されるため、内張管(板厚10mm)を布設して、漏水を防ぐと同時に内圧にも対処することとした。さらに、内張区間以外の全区間にわたって、トンネル掘削時に発生する地山のゆるみを補強すること、および巻立コンクリートと地山が一体となり内外圧に対処するために深さ3.0m、1断面3本のコンソリデーショングラウトを5.0m毎に配置する構造とした。

#### (5) 水圧管路

##### i) 水撃圧

下部発電所は水車がペルトン水車であり水車急閉塞時にはデフレクターで対処する。したがってノズル閉鎖時間は数百～数千秒に設定することが可能となり、理論的には水路内に水撃圧は発生しないことになるが、現時点では水車の細部設計が実施されていないため、管路の設計には閉鎖時間40秒のもとで発生する水撃圧と静水頭の和を設計水頭として採択することとした。

以下に水撃圧の計算条件および計算結果を記す。

##### (計算条件)

初期流量：3台運転、22.2m<sup>3</sup>/sec

初期水位：満水位、1,140.00m

ノズル閉鎖時間：3台同時、40秒

計算刻み時間：0.01秒



圧力伝播速度 : 1.000m/sec

損失水頭 : 各管路の管路端に集中して発生すると仮定

(計算結果)

Fig. 10-34 にNo.1 水車入口地点における圧力変化を示す。同地点における水撃圧の最高圧力上昇は、水車停止後 36.32秒後に発生し、79.361mとなるが、これを静水圧 843.50mとの比率で示すと 9.4%となる。

したがって水撃圧は、水車中心で79.50mを作用させトンネル延長に比例して取水口地点で0とする直線変化を設計値する。

#### ii) 水圧管路の設計基準

下部計画の水路は全長約4,200mであり、その内約2,940mが内圧10kgf/cm<sup>2</sup>以上を受ける水圧管路部から構成されている。したがって水圧管路の工事費は全体工事費に占める割合が非常に大きくなり、経済性を高めるためには、水圧管路部においてできるだけ巻立コンクリートで内外圧に対処し鉄管重量を減らすような設計が求められる。

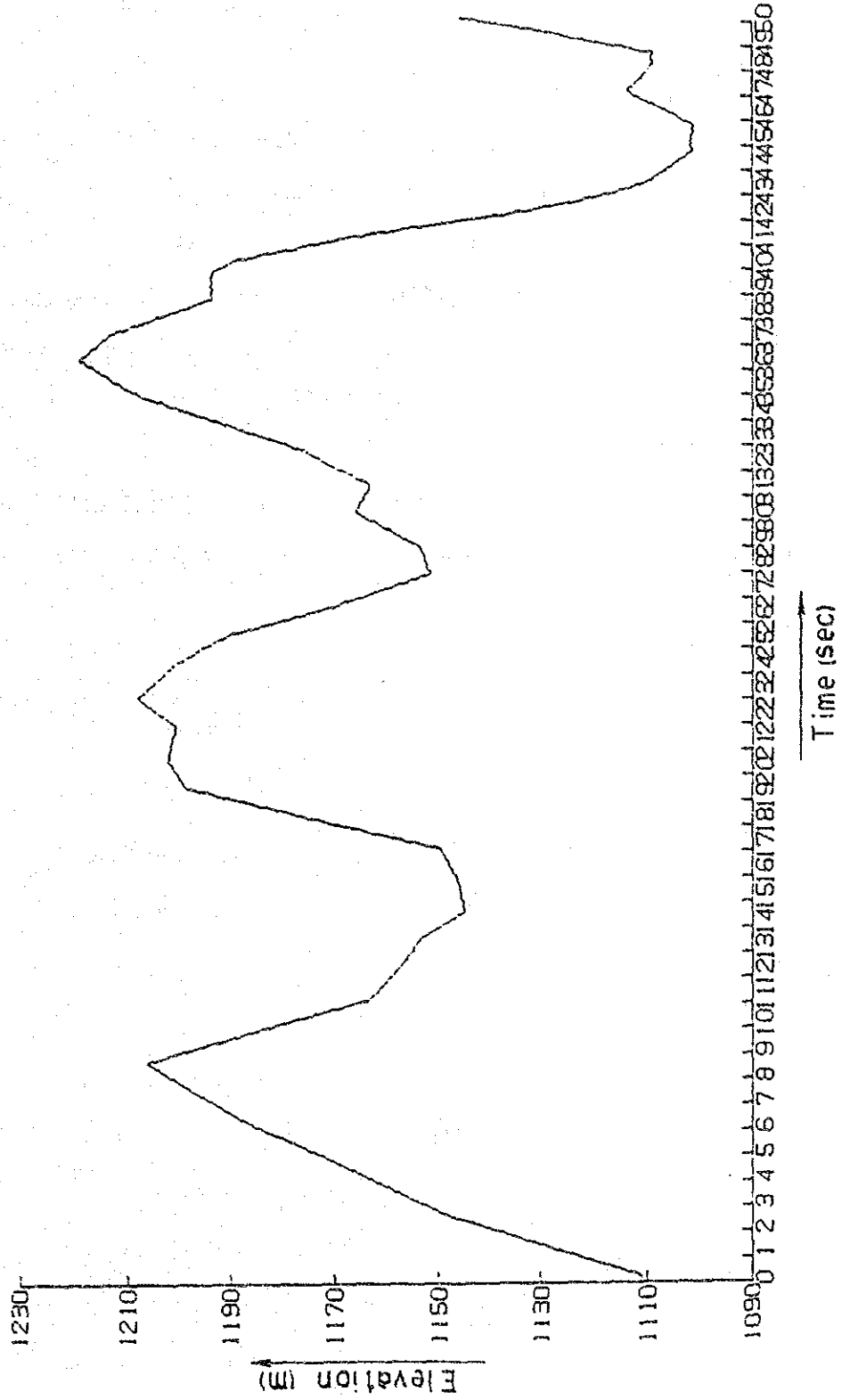
今回、実施した地質調査工事およびキダツ、ムテラ両発電所の実績より、当地点においても水路通過部の地質の大半が、堅硬な岩盤が期待されるため、本計画では以下の設計条件をもとにして経済的設計を行った。

- 一 周辺岩盤および巻立コンクリートで内外圧を負担できる箇所は水圧鉄管を省略する。
- 一 水圧鉄管区間においては周辺岩盤で内圧を負担させ、鉄管板厚を薄くし、経済性を向上させる。なお、検討の際に使用した設計水頭は、各断面における静水頭に水撃圧を加えたものとした。

#### iii) 巻立コンクリート区間

圧力トンネルにおける応力計算は、Otto-Frey-Baerの多重円筒体理論に基づいて設計し、圧力トンネルを巻立コンクリート、岩盤のゆるみ領域、堅硬な岩盤の3層の円筒として解析した。なお、コンクリートおよび岩盤のゆるみ層は引張に抵抗しないものとし、引張力はコンクリート中に複層に配置した鉄筋が受け持つものとする。計算条件および計算結果は以下の通りである。

Fig. 10-34 Water Hammer of Lower Kihansi Project



(計算条件)

トンネル内径: 2.70m

コンクリート巻厚: 0.50m

ゆるみ領域: 0.50m

コンクリートの弾性係数:  $2.1 \times 10^5$  Kgf/cm<sup>2</sup>

鉄筋の弾性係数:  $2.0 \times 10^6$  Kgf/cm<sup>2</sup>

岩盤の弾性係数:  $1.2 \times 10^5$  Kgf/cm<sup>2</sup>

ゆるみ領域の弾性係数 :  $6.0 \times 10^4$  Kgf/cm<sup>2</sup>

鉄筋 : 2-D22 @20cm

(計算結果)

上記の条件のもとでの計算結果は内圧 65.55Kgf/cm<sup>2</sup>までは鉄筋により引張力に対抗できる。

したがって、中段水平部の標高 600m (最大内圧 59.65Kgf/cm<sup>2</sup>) までは周辺岩盤および巻立コンクリートで内外圧に対処する構造とした。

なお、弾性係数等の設計条件については、さらに詳細な物性試験等の調査結果から、各区間毎の巻立厚さおよび配筋量を変化させる必要があるが、当設計では総ての区間を同一条件とした。

iv) 水圧鉄管部

標高 600m以下については、鉄管および周辺岩盤にて内外圧に対処する。周辺岩盤による内圧負担率は次式によって推定した。

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

ここに  $E_s$  : 鉄管の弾性係数 ( $= 2.1 \times 10^6$  Kgf/cm<sup>2</sup>)

$\alpha_s$  : 鉄管の線膨張係数 ( $= 1.2 \times 10^{-5}$  /°C)

$\Delta T$  : 鉄管の温度変化 ( $= 10^\circ\text{C}$ )

$\beta_c$  : コンクリートのそ性変形係数 ( $= 0$ )

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

$D_R$  : トンネル掘削直径 ( $= 340\text{cm}$ )

$\beta_g$  : 地山のそ性変形係数 ( $= 0.5$ )

$E_g$  : 地山の弾性係数 ( $= 1.2 \times 10^5 \text{ Kgf/cm}^2$ )

$m_g$  : 地山のポアソン数 ( $= 0.5$ )

計算結果は最小岩盤負担率の作用場所が、最大圧力作用部である分岐直前の内径2.20m地点であった。この地点 ( $D_R = 340\text{cm}$ 、 $t = 2.5\text{cm}$ 、 $H = 92.3\text{Kgf/cm}^2$ ) においては岩盤負担率  $\lambda = 0.53$  となるが安全を考慮して鉄管部はすべて50%の岩盤負担とした。

鉄管板厚の計算は、次式で行ないその結果をFig. 10-35 に示す。

$$t = \frac{HD}{2\sigma_a \eta} (1 - \lambda) + \epsilon$$

$t$  : 管厚 (cm)

$H$  : 設計水頭 ( $\text{Kgf/cm}^2$ )

$D$  : 管径 (cm)

$\sigma_a$  : 鉄管の許容引張応力 ( $= 2400 \text{ (Kgf/cm}^2)$ )

$\eta$  : 縦方向継手効率 ( $= 90\%$ )

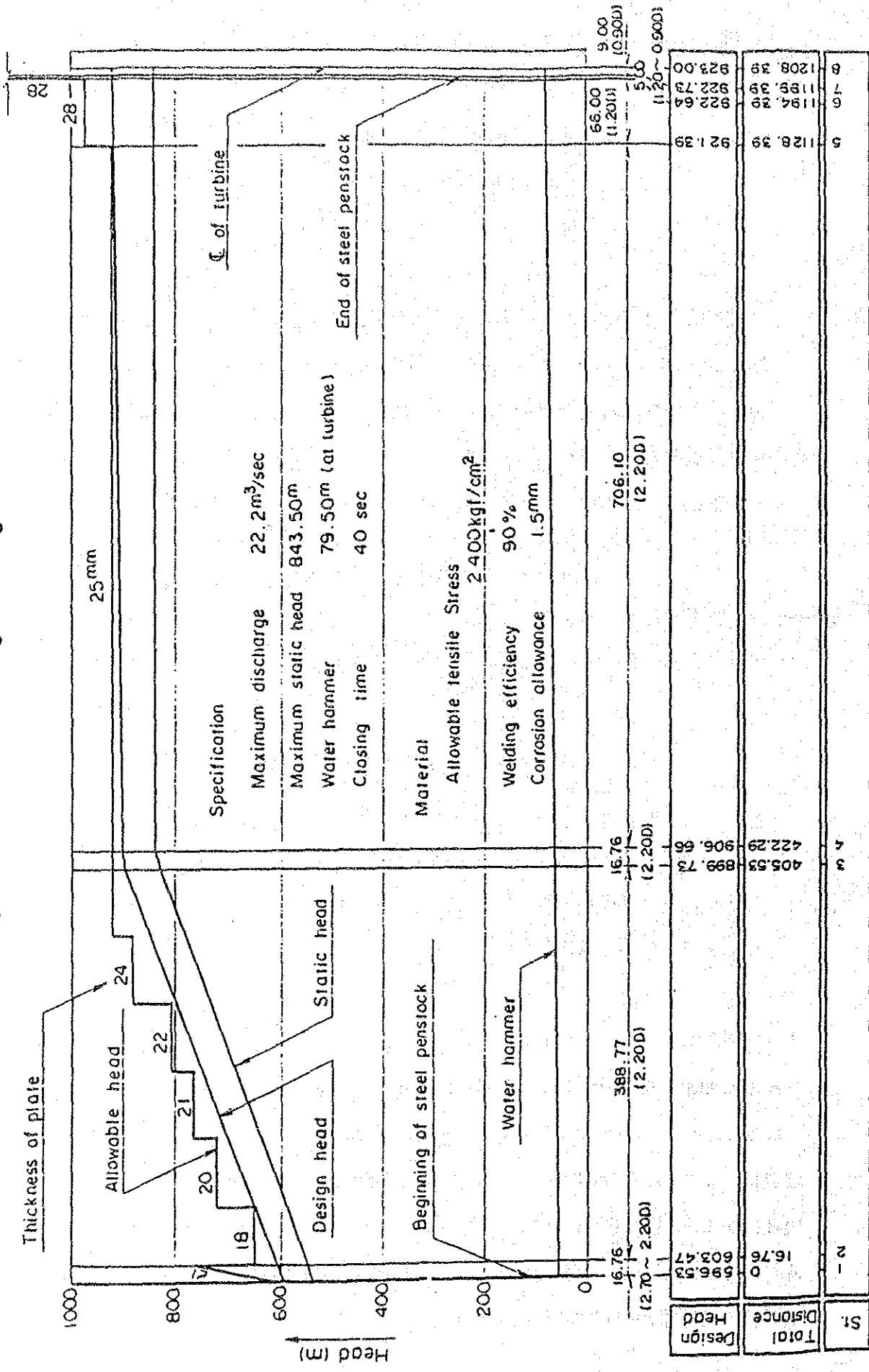
$\epsilon$  : 腐食に対する余裕厚 ( $= 0.15\text{cm}$ )

なお、分岐部の構造は損失水頭が少なく、経済性、施工性にすぐれているエッシャーワイス型を採用した。

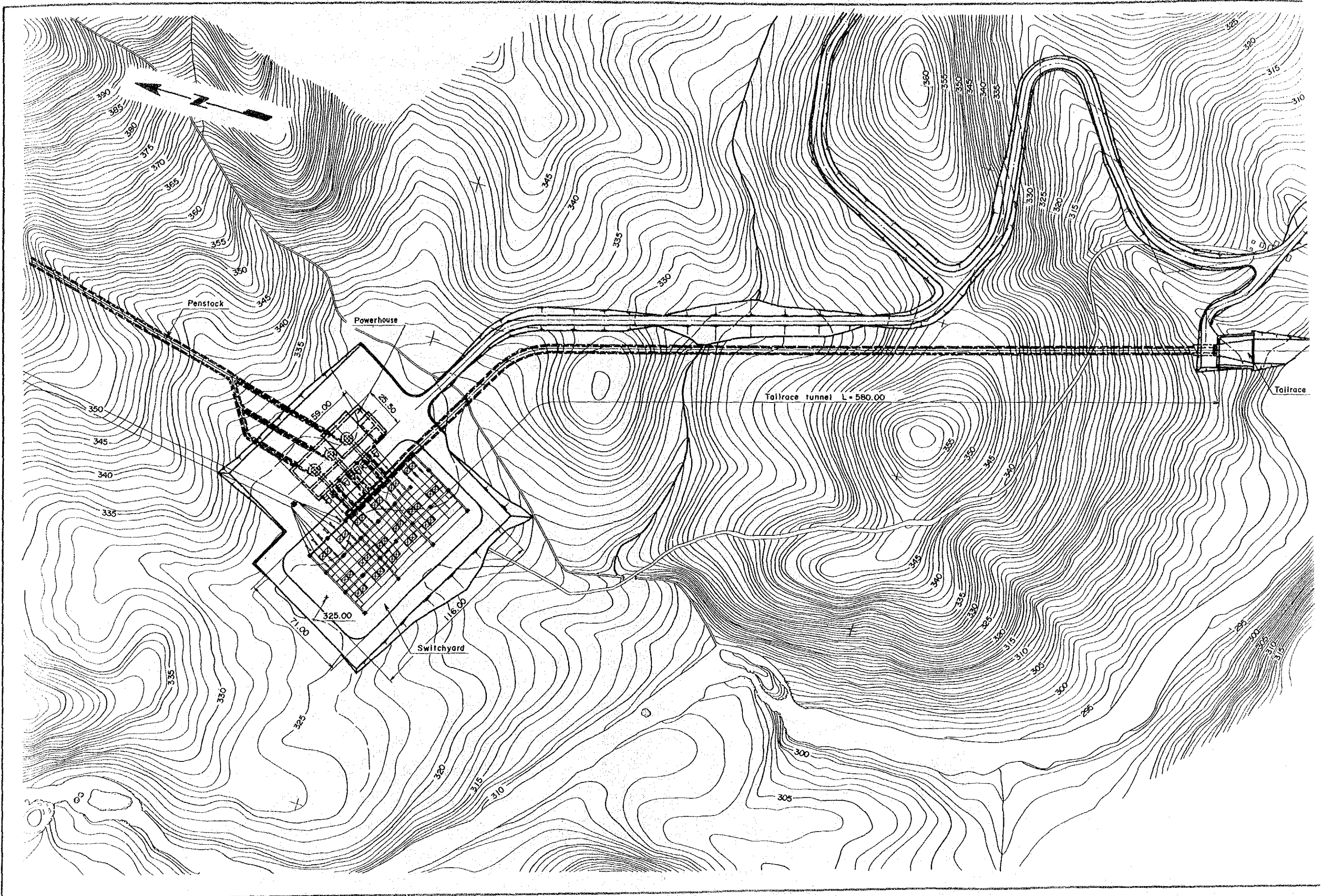
#### (6) 発電所および開閉所

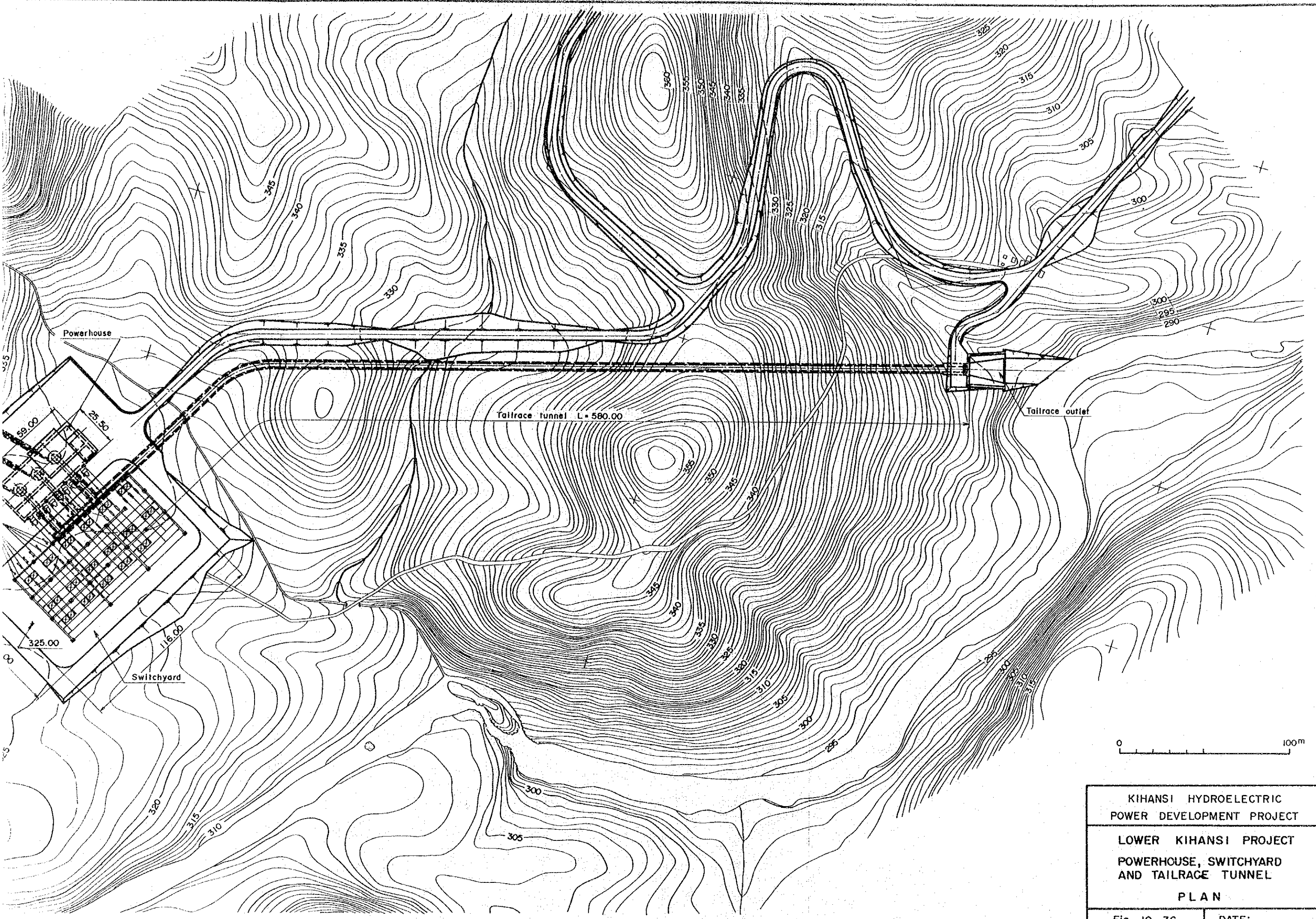
発電所および開閉所はFig. 10-36に示すように、地形上キハンシ川の河川勾配が緩くなり、キロンベロ平原に流れ込む際に形成した河岸段丘左岸に位置している。この地点は、多少の起伏はあるものの、ほぼ標高300m~330mの平坦地が広がっており、現在はかん木が生い茂っている。地質は第7章で述べた通りであるが発電所地点で実施した2本のボーリング結果によると、地表堆積物は比較的浅いものの、東西に添って帯状の破碎帯が存在する可能性がある。

Fig. 10-35 Steel Penstock Design Head Diagram

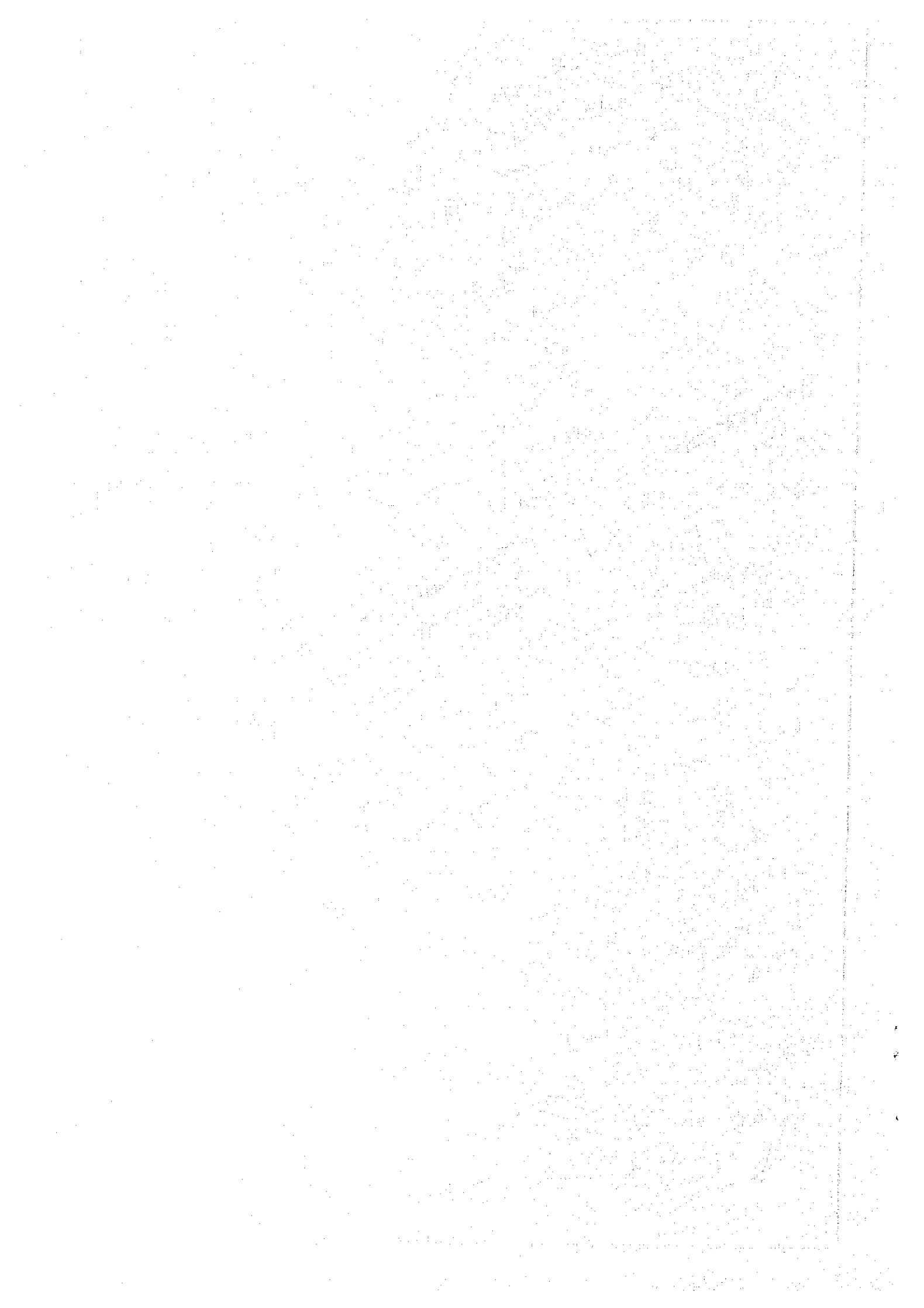








KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
LOWER KIHANSI PROJECT POWERHOUSE, SWITCHYARD AND TAILRACE TUNNEL	
PLAN	
Fig. 10-36	DATE:



以上の地形、地質と経済性、施工性を考慮して発電所はできるだけ山腹側に寄せ、さらに発電所建屋の掘削量を極力抑えるために水圧管路に対し発電所長軸を15度振り、入口バルブを水車側に近付けることにより建屋寸法の幅を短くした。

発電所は(1)水路ルート of 検討の結果により、Fig. 10-37 に示すような半地下式発電所とし、水車はペルトン水車3台、発電機室における所要寸法は幅25.50m、長さ59.00m、高さ34.60mとする。

水車中心は、採用水車がペルトン水車であることから、運転時において、水車直下の放水位と2.29mのクリアランスが保たれるように296.50mとした。なお水車直下の放水位は放水口より背水計算を実施した結果以下の通りである。

	使用水量 (m <sup>3</sup> /sec)	水位 (m)	水深 (m)
3台運転時	22.2	294.18	2.28
2台運転時	14.8	293.85	1.95
1台運転時	7.4	293.53	1.63

水車中心標高より発電機室(組立室)および天井クレーンレールの敷高が決定され、それぞれ302.00m、315.00mとなった。一方、発電所周辺の仕上げ標高は、掘削、盛土等の土工量が最も経済的になる325.00mとした。

発電所本館は天井スラブのコンクリート打設後埋め戻し、地上部には別に Fig. 10-38 に示すような管理棟(幅26.50m、長さ31.00m、2階建て)を設けることとする。

地表より標高302.00mの組立室までは23mの高低差があるため、地上管理棟に隣接して搬入用のガントリークレーンを設置し、資機材の搬入を行うものとする。

開閉所は発電所の川側に十分なスペースがあるため、発電所に隣接して、幅71.00m、長さ116.00mの敷地を造成した上に設置する。

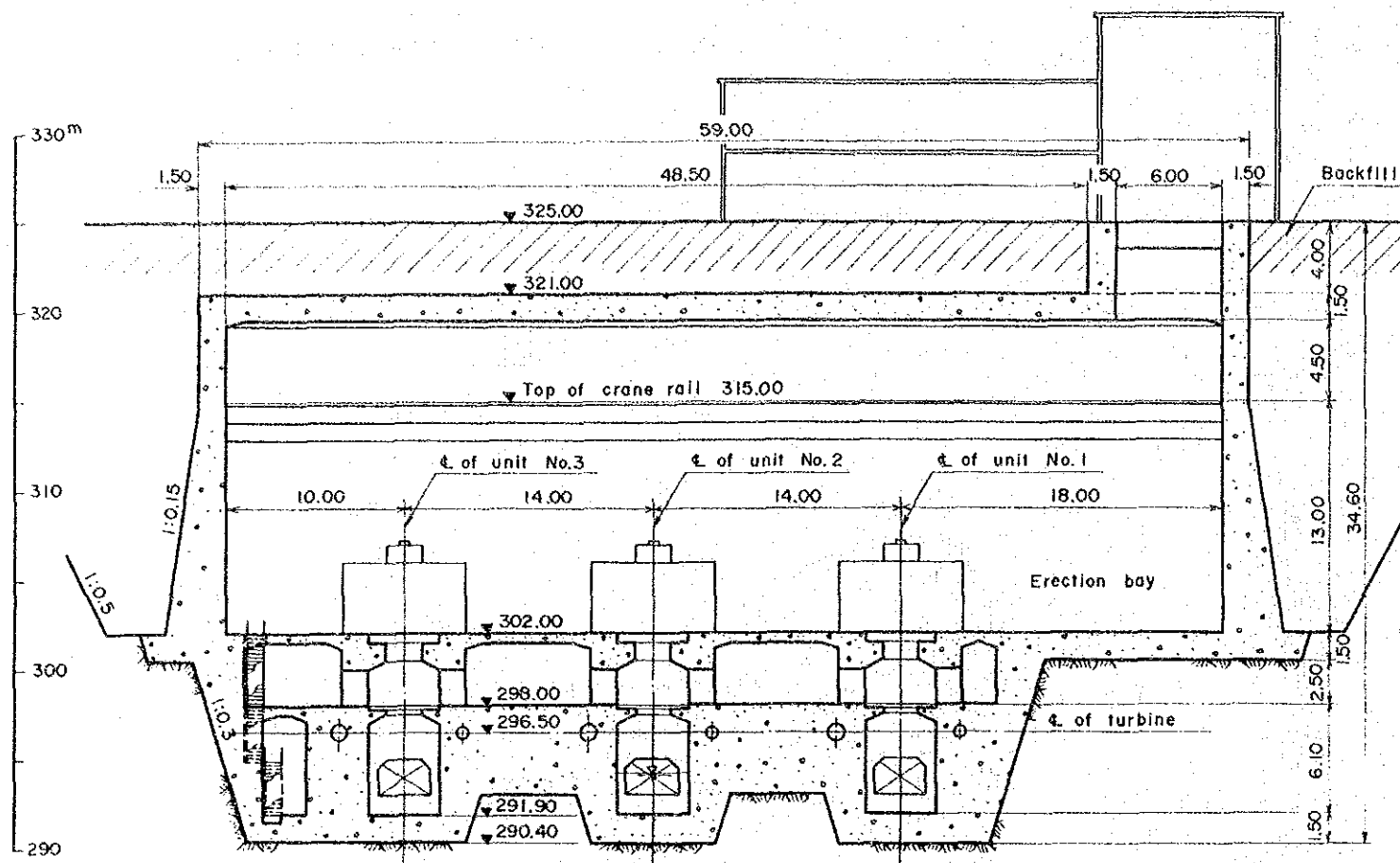
#### (7) 放水路トンネル

放水路トンネルは延長580.00mで約20mの落差を得ることを目的に設置する。放水路トンネルの断面特性及び通水容量はFig. 10-39 に示す通りであり、最大使用水量22.2m<sup>3</sup>/secは十分通水可能である。なお、トンネル勾配は1/1,000 で全線コンクリート巻立(粗度係数0.013)とし、通水容量計算はマンニングの式を用いた。



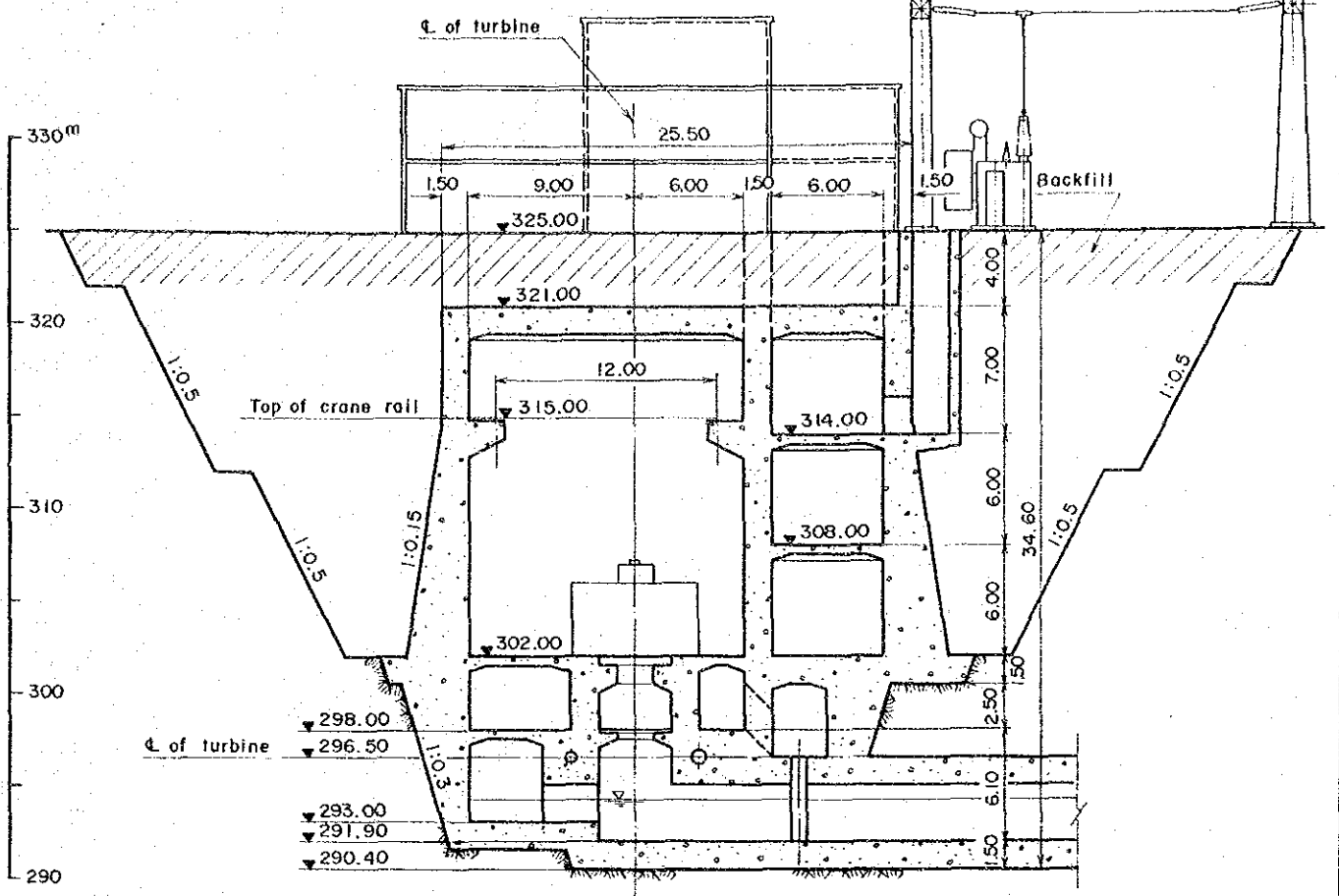


SECTION A - A

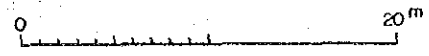
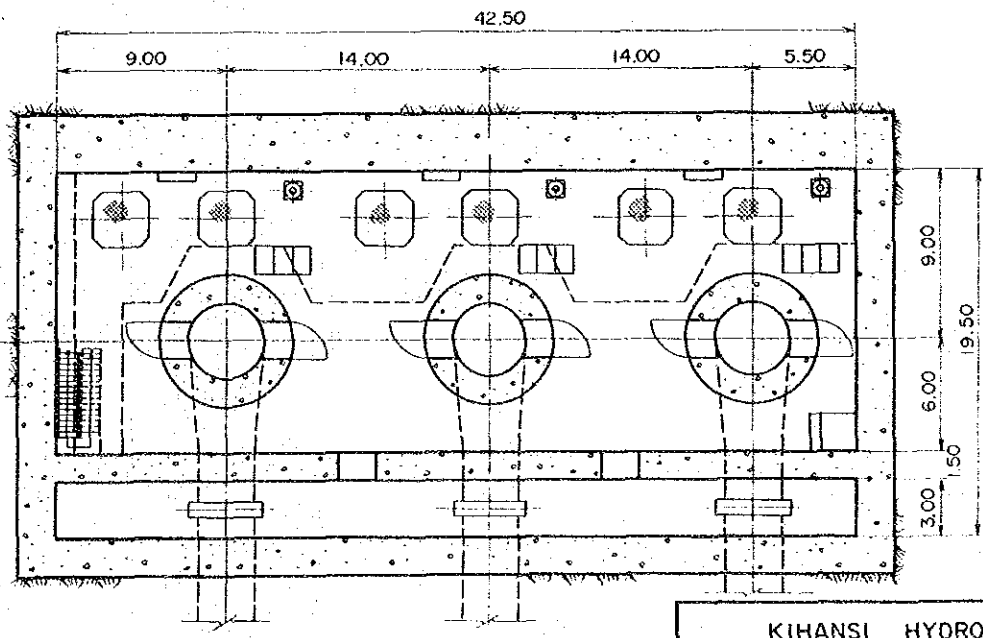
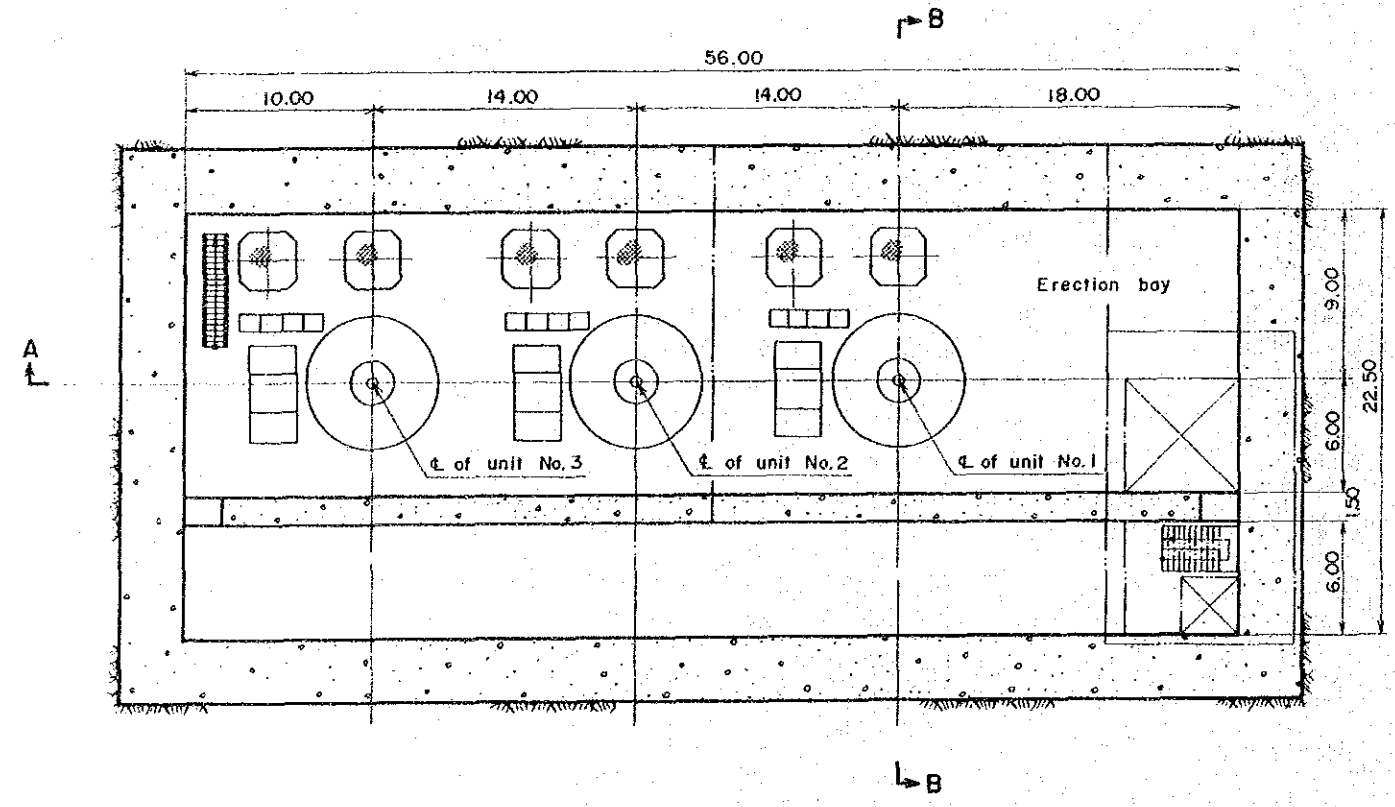


PLAN EL. 302.00

SECTION B - B



PLAN EL. 298.00



KIHANSI HYDROELECTRIC  
POWER DEVELOPMENT PROJECT

LOWER KIHANSI PROJECT  
POWERHOUSE

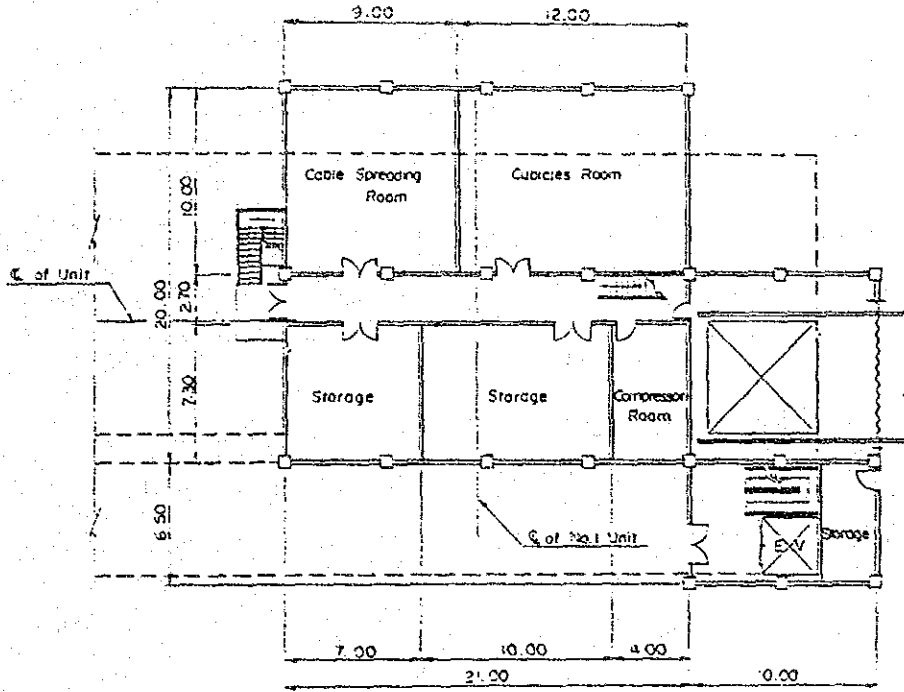
PLAN AND SECTIONS

Fig. 10-37      DATE;



Fig. 10-38 Lower Kihansi Project Control House Plans

Plan (1st Floor)



Plan (2nd Floor)

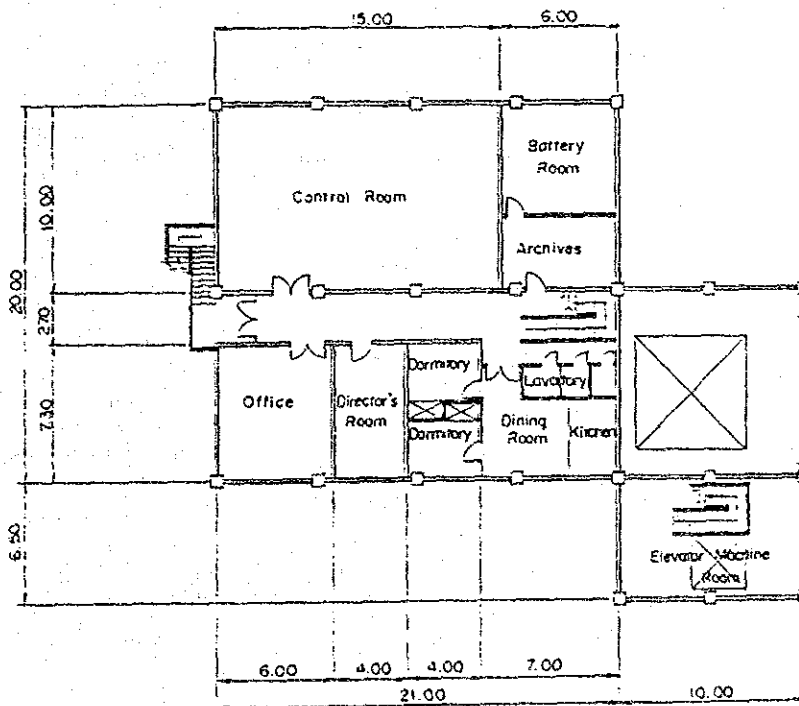
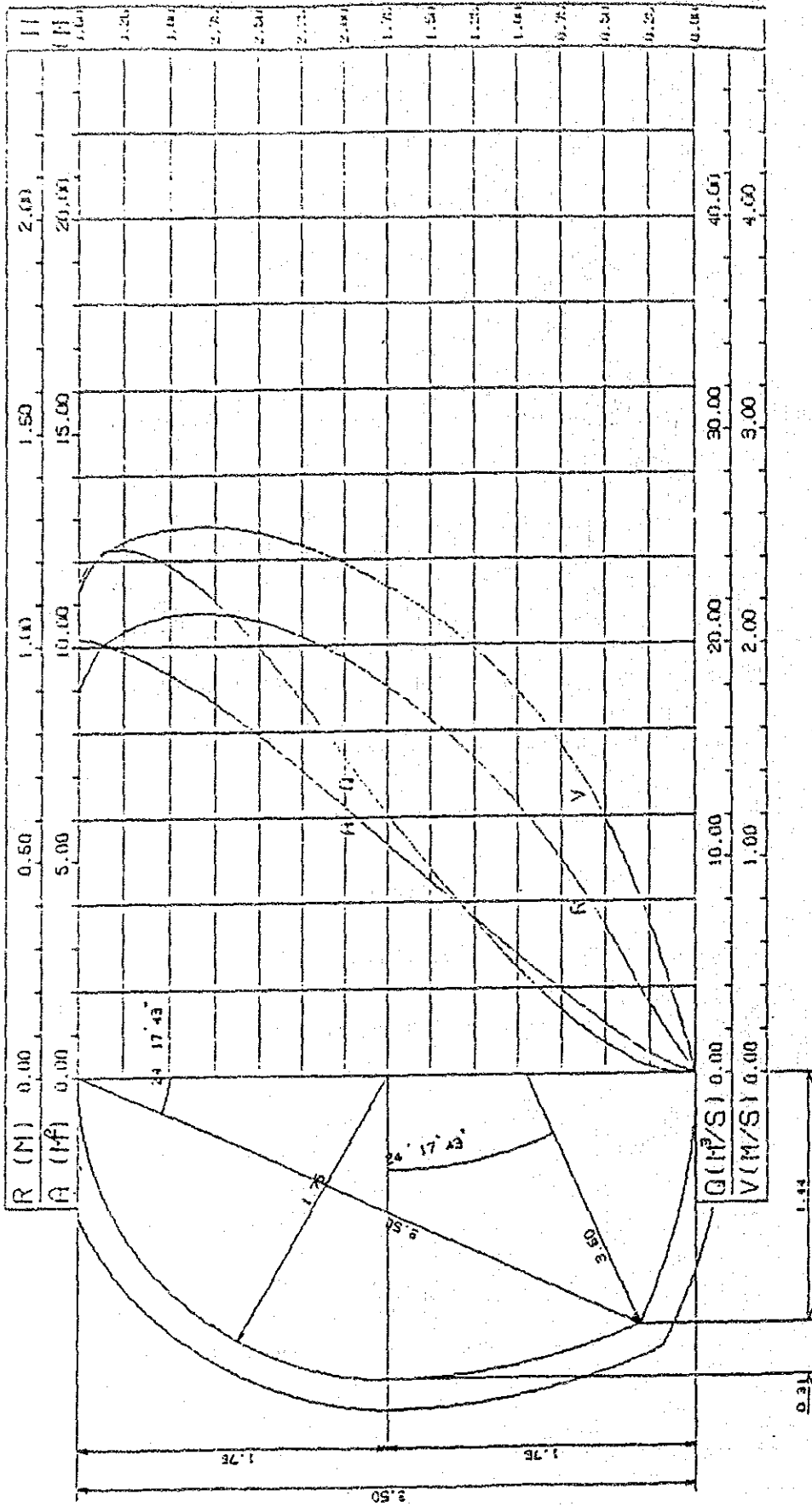


Fig. 10-39 Rating Curve in Tailrace Tunnel

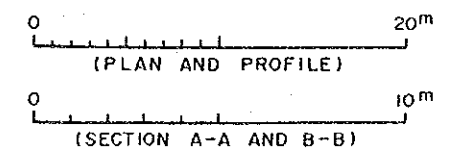
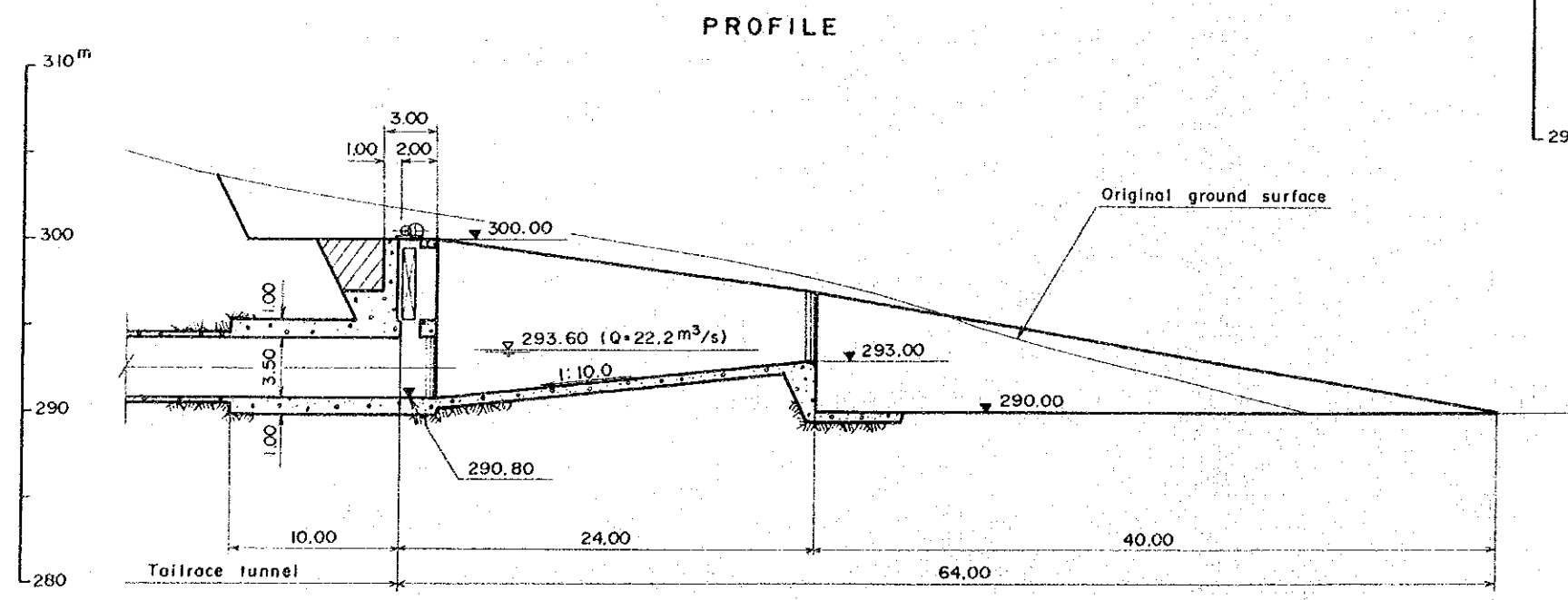
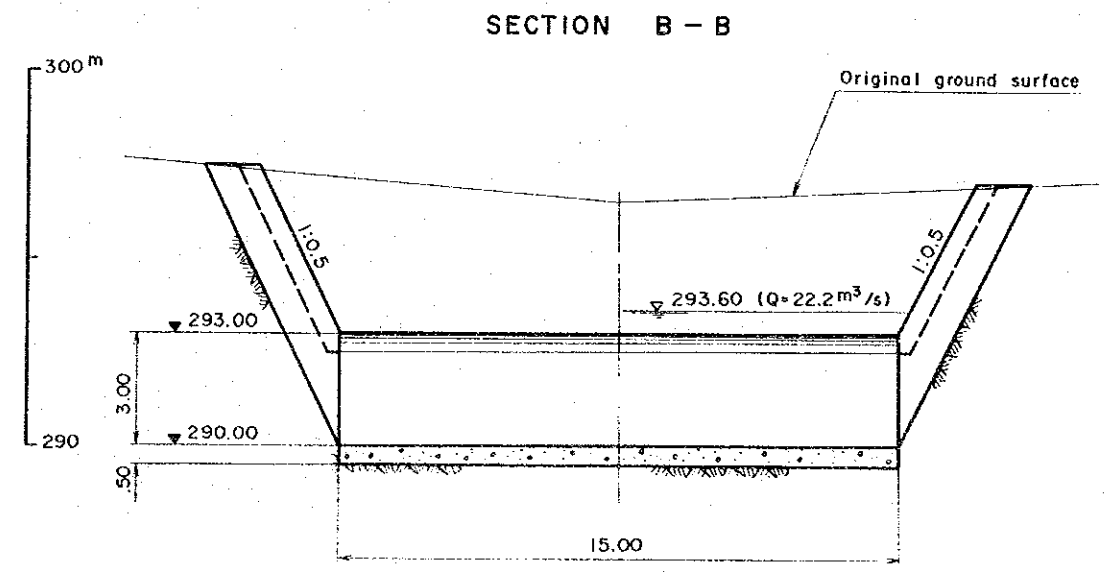
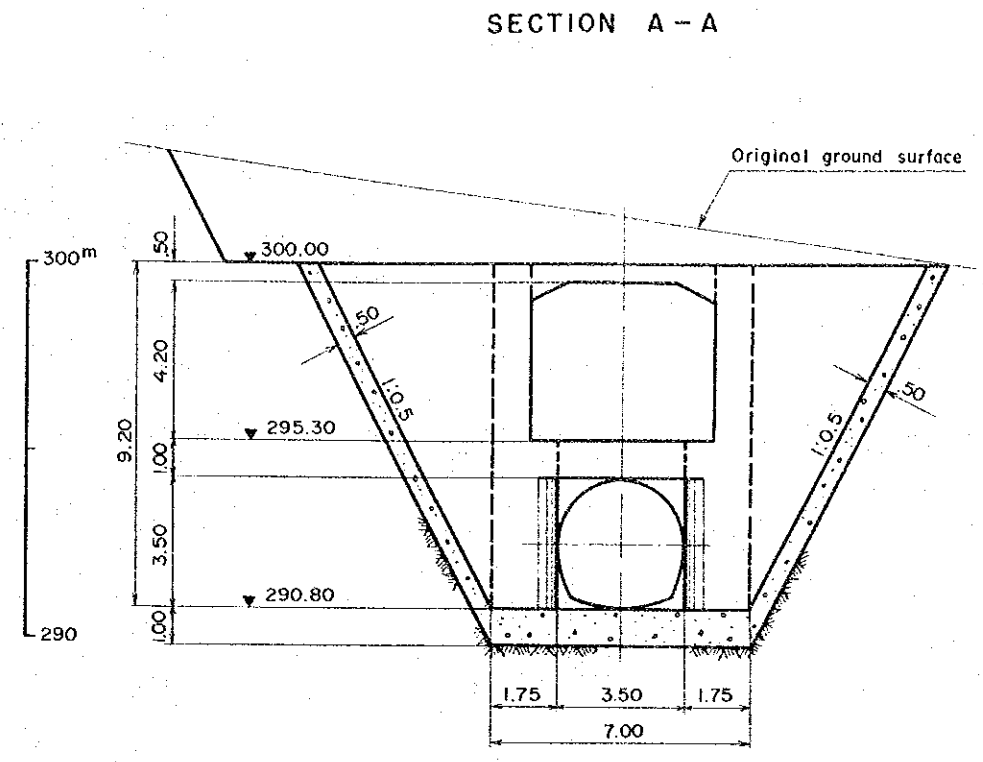
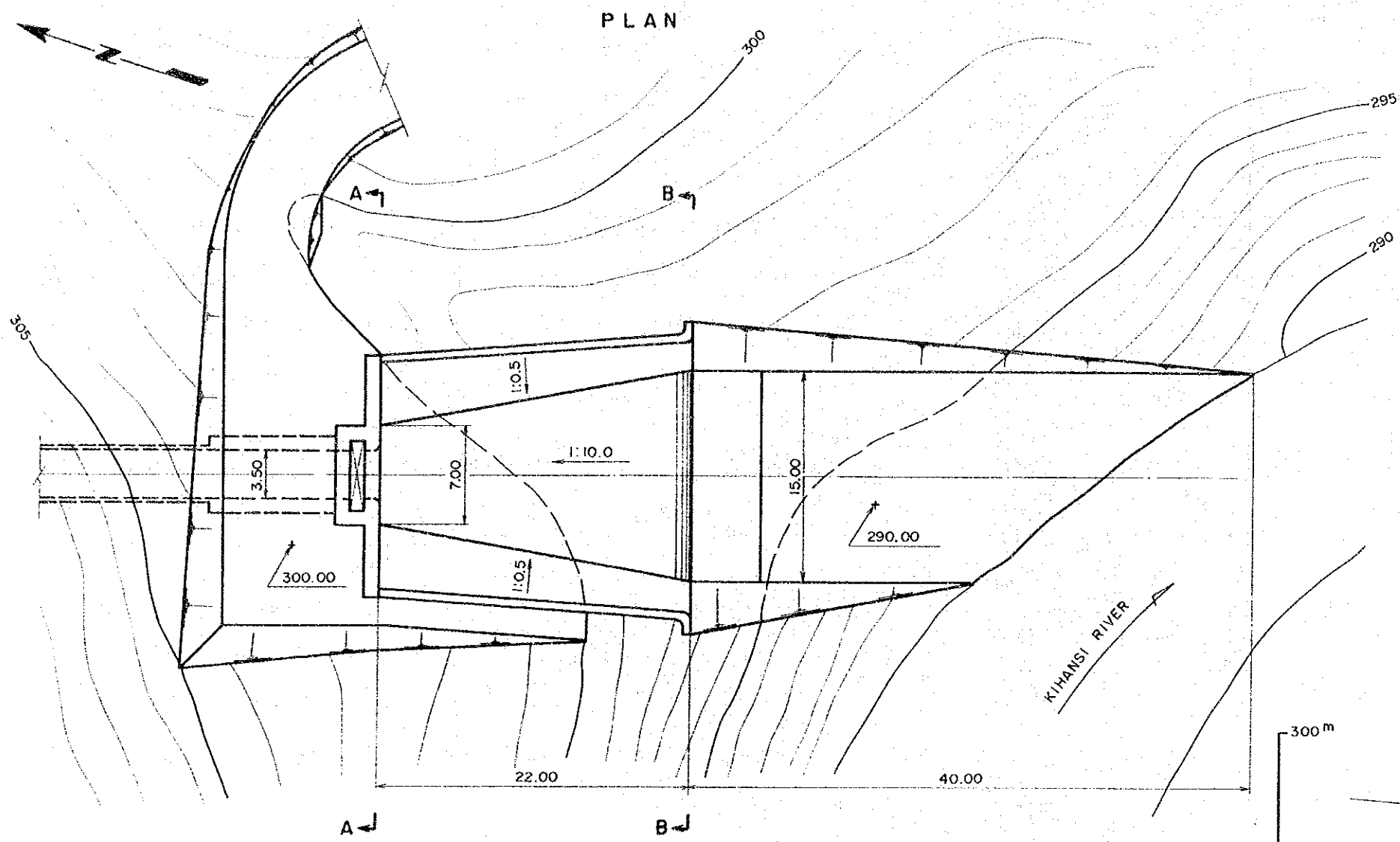


#### (8) 放水口

放水口は現河床高290.0mのキハンシ川わん曲部左岸側に設置する。ここより下流はキハンシ川の流れも平坦となり水路を延長しても落差増は得られない。放水口の位置は放水路トンネルルートを含めた地形、地質を考慮して当地点を選定した。放水口地点は川が緩やかに蛇行しており、右岸側にはかなり広範囲にわたって河床堆積層が存在し、左岸側は現地調査の結果、河床より約3m上の標高約293mの位置に洪水痕跡が認められた。下部計画ではペルトン水車を採用しているため、放水位の上昇が直接水車運転に支障を及ぼすため、洪水時においても連続運転が可能となるよう、放水口出口標高を洪水痕跡と同じ293.00mとし、幅15.0m、越流水深0.60m、落下高約3mの段落ち流れて河川に放流するものとする。放水口の形状をFig.10-40に示す。

一方、放水路トンネル内における最大使用水量22.2 $\text{m}^3/\text{sec}$ 時の等流水深は2.80mのため、放水口出口と放水路トンネル終点の水位が等しくなるよう放水路トンネル出口敷高を290.80mと決定した。なお、この位置には放水路トンネル保守点検および緊急時に備えるために4.0m $\times$ 4.0mの放水口ゲートを設置する。





KIHANSI HYDROELECTRIC  
POWER DEVELOPMENT PROJECT

LOWER KIHANSI PROJECT  
TAILRACE OUTLET  
PLAN, PROFILE AND SECTIONS

Fig. 10-40      DATE:



