

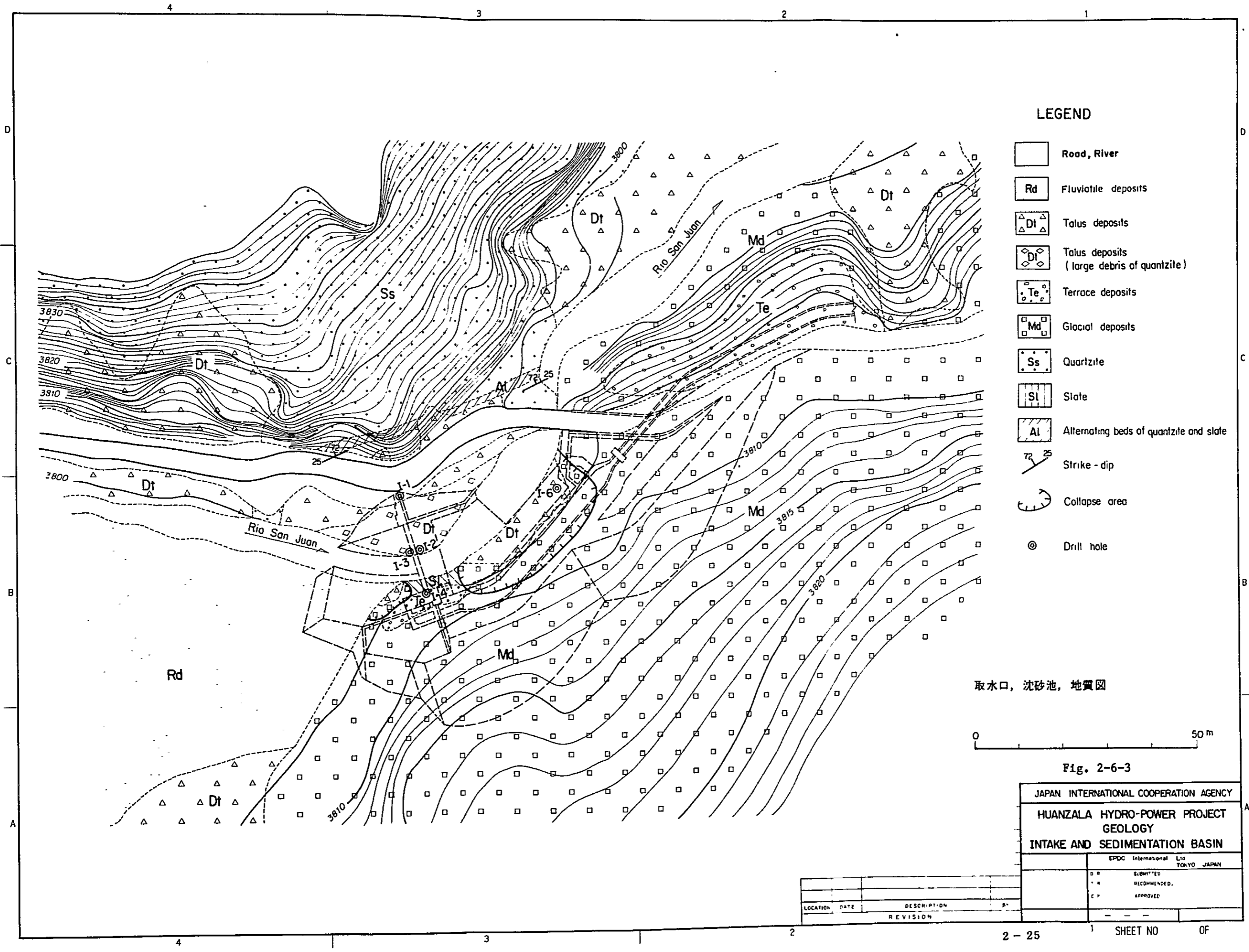
地質調査用ボーリング、試掘、位置図

0 500m

Fig. 2-6-2

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY			
GEOLOGY LOCATION OF CORE BORING AND TEST PIT			
EPDC International Ltd. TOKYO JAPAN			
	D.R.;	SUBMITTED;	
	T.R.;	RECOMMENDED;	
	C.K.;	APPROVED;	
	-	-	-

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			



**LEGEND**

- Road, River
- Rd Fluvatile deposits
- △ Dt Talus deposits
- ◇ Dt Talus deposits (large debris of quartzite)
- Te Terrace deposits
- Md Glacial deposits
- Ss Quartzite
- ▨ SI Slate
- ▩ Al Alternating beds of quartzite and slate
- ↗ 25 Strike - dip
- ⤵ Collapse area
- ⊙ Drill hole

取水口, 沈砂池, 地質図

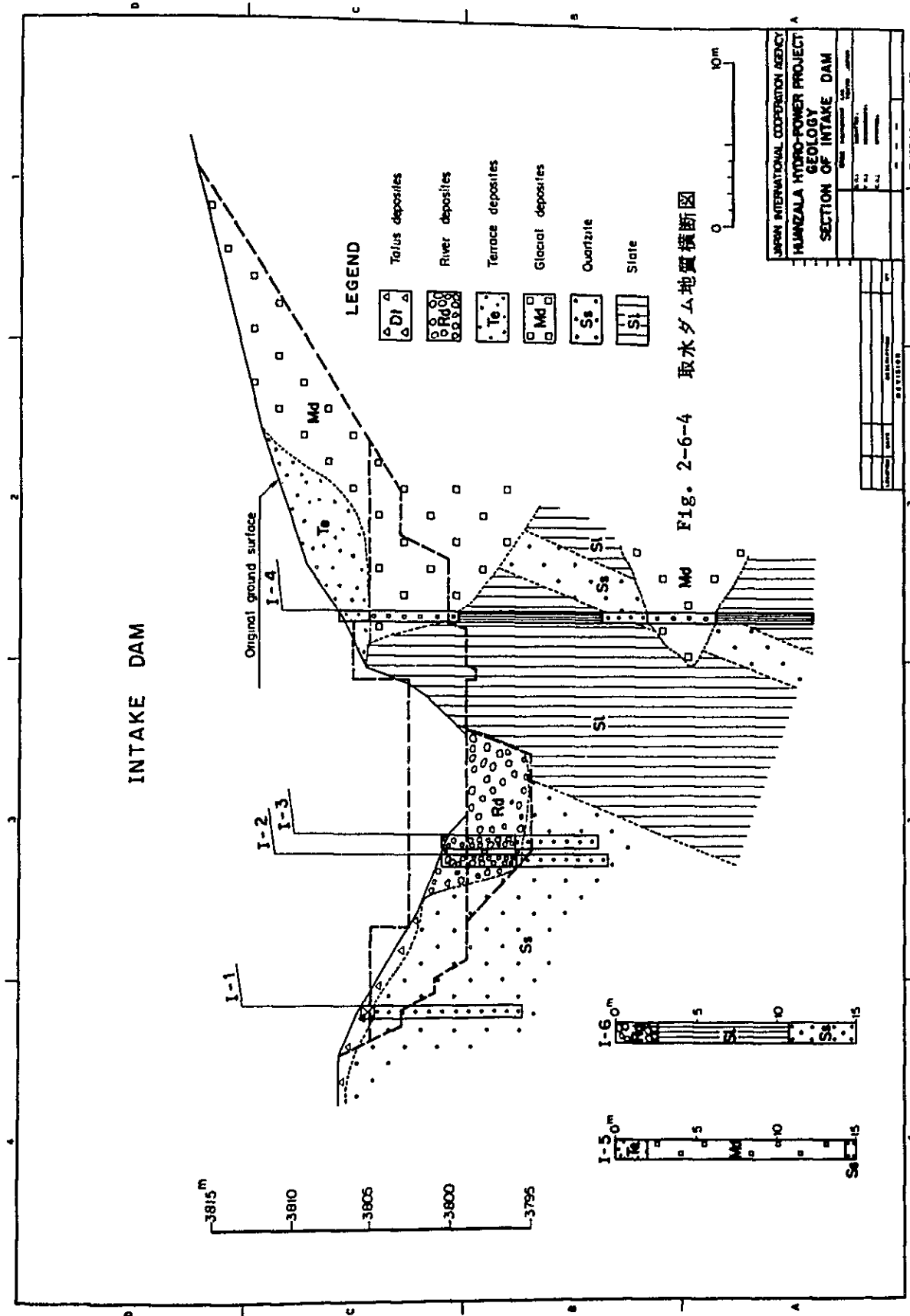


Fig. 2-6-3

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT	
GEOLOGY	
INTAKE AND SEDIMENTATION BASIN	
EPDC	International Liaison Office
D R	SUBMITTED
R	RECOMMENDED
C P	APPROVED

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

1



INTAKE DAM

LEGEND

- Dt Talus deposits
- Rd River deposits
- Te Terrace deposits
- Md Glacial deposits
- Ss Quartzite
- Sl Slate

Fig. 2-6-4 取水ダム地質横断面図





JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY  
 HUMANZALA HYDRO-POWER PROJECT  
 GEOLOGY  
 SECTION OF INTAKE DAM

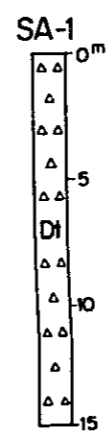
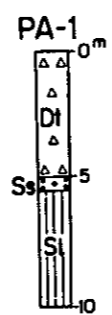
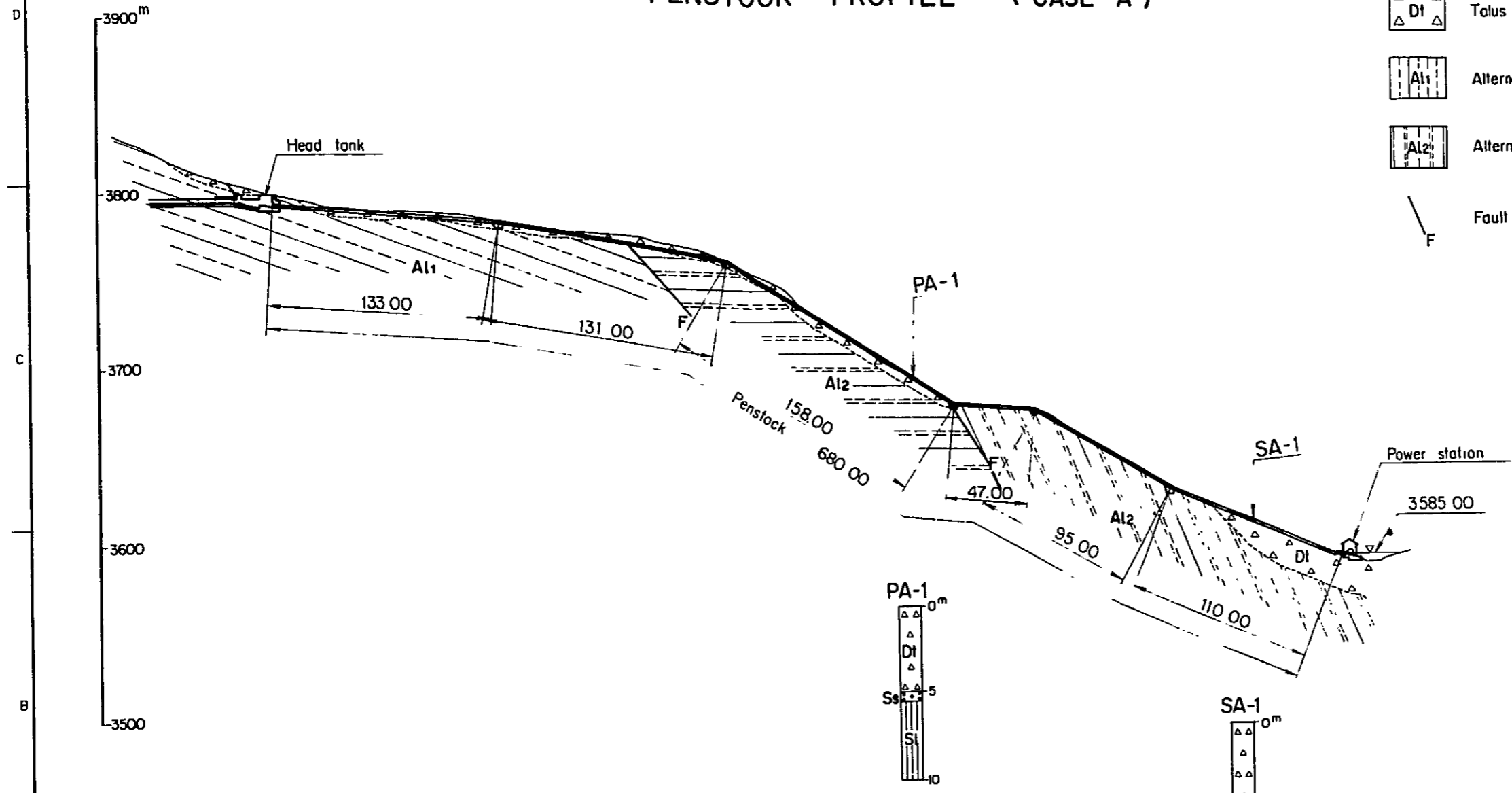
DATE	BY	REVISION

SHEET NO. 07

# PENSTOCK PROFILE (CASE - A)

## LEGEND

-  Talus deposits
-  Alternating beds of quartzite and slate (1)
-  Alternating beds of quartzite and slate (2)
-  Fault



水圧管路地質図 (A 案)

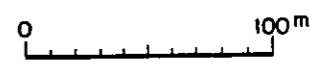







Fig. 2-6-5

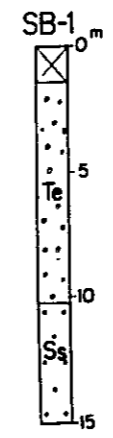
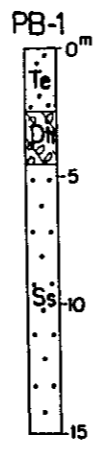
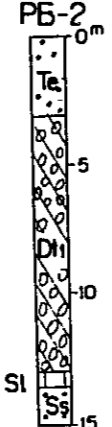
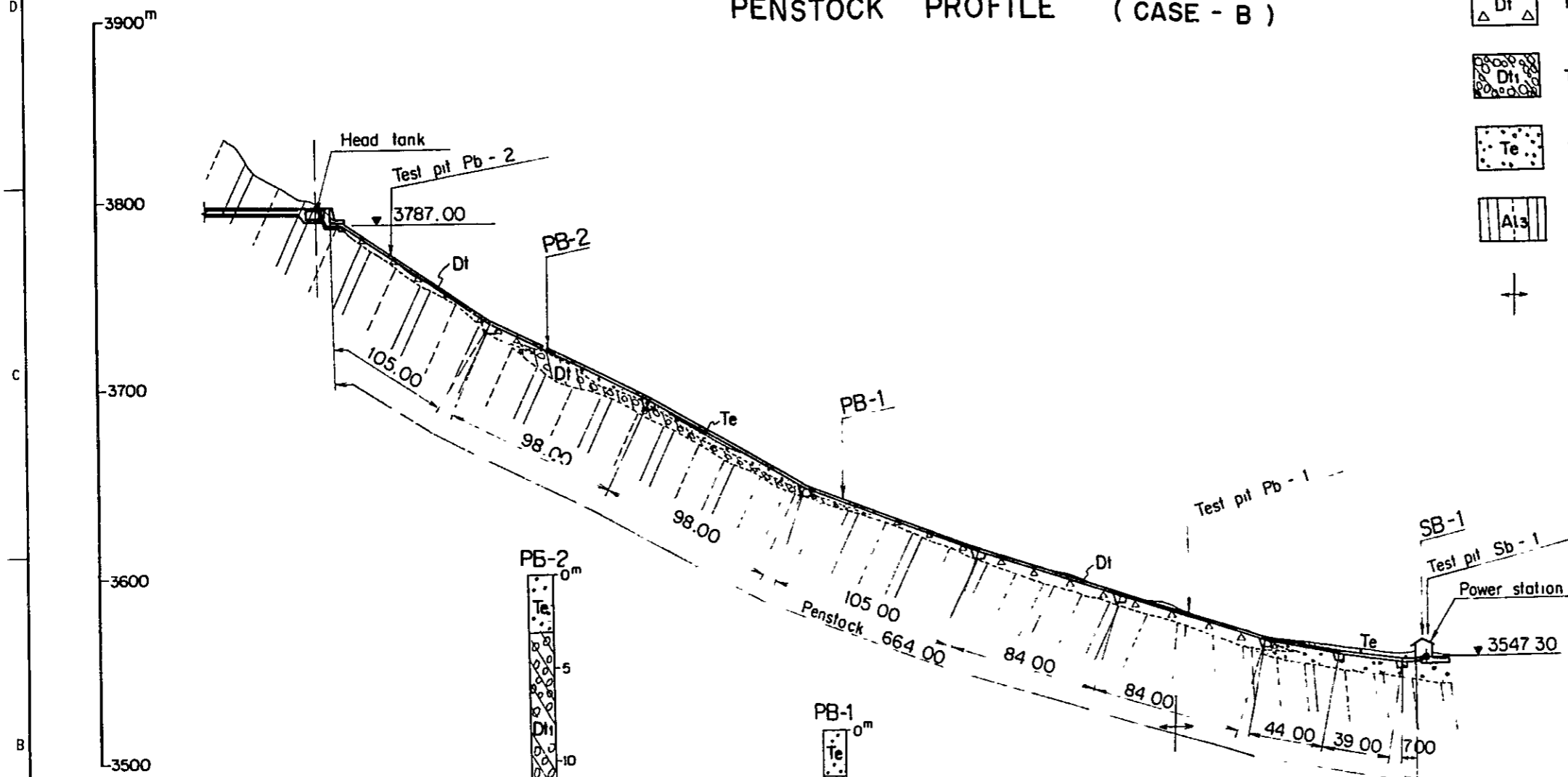
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT	
GEOLOGY	
PENSTOCK (CASE A)	
EPOC Internacional Ltd TOKYO JAPAN	
DR	SUBMITTED:
TR	RECOMMENDED:
CR	APPROVED:

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

# PENSTOCK PROFILE (CASE - B)

## LEGEND

-  Talus deposits
-  Talus deposits (1) (Large debris of quartzite and slate)
-  Terrace deposits
-  Alternating beds of quartzite and slate (3)
-  Anticlinal axis

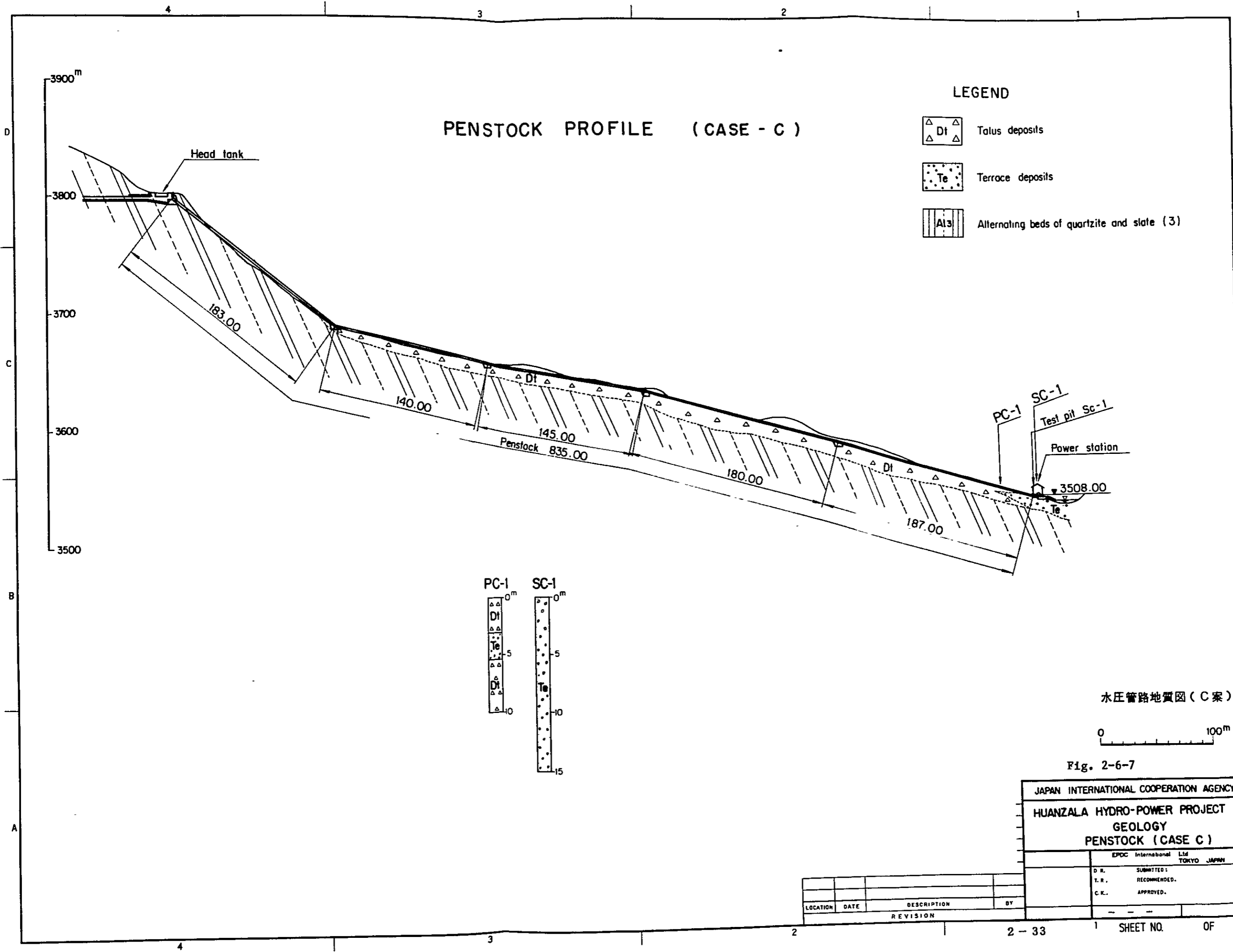


水圧管理地質図 (B案)



Fig. 2-6-6

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT GEOLOGY PENSTOCK (CASE B)	
EPOC International Ltd TOKYO JAPAN	
D.R.	SUBMITTED:
T.R.	RECOMMENDED:
C.K.	APPROVED:
LOCATION	DATE
REVISION	
2-31	1 SHEET NO. OF

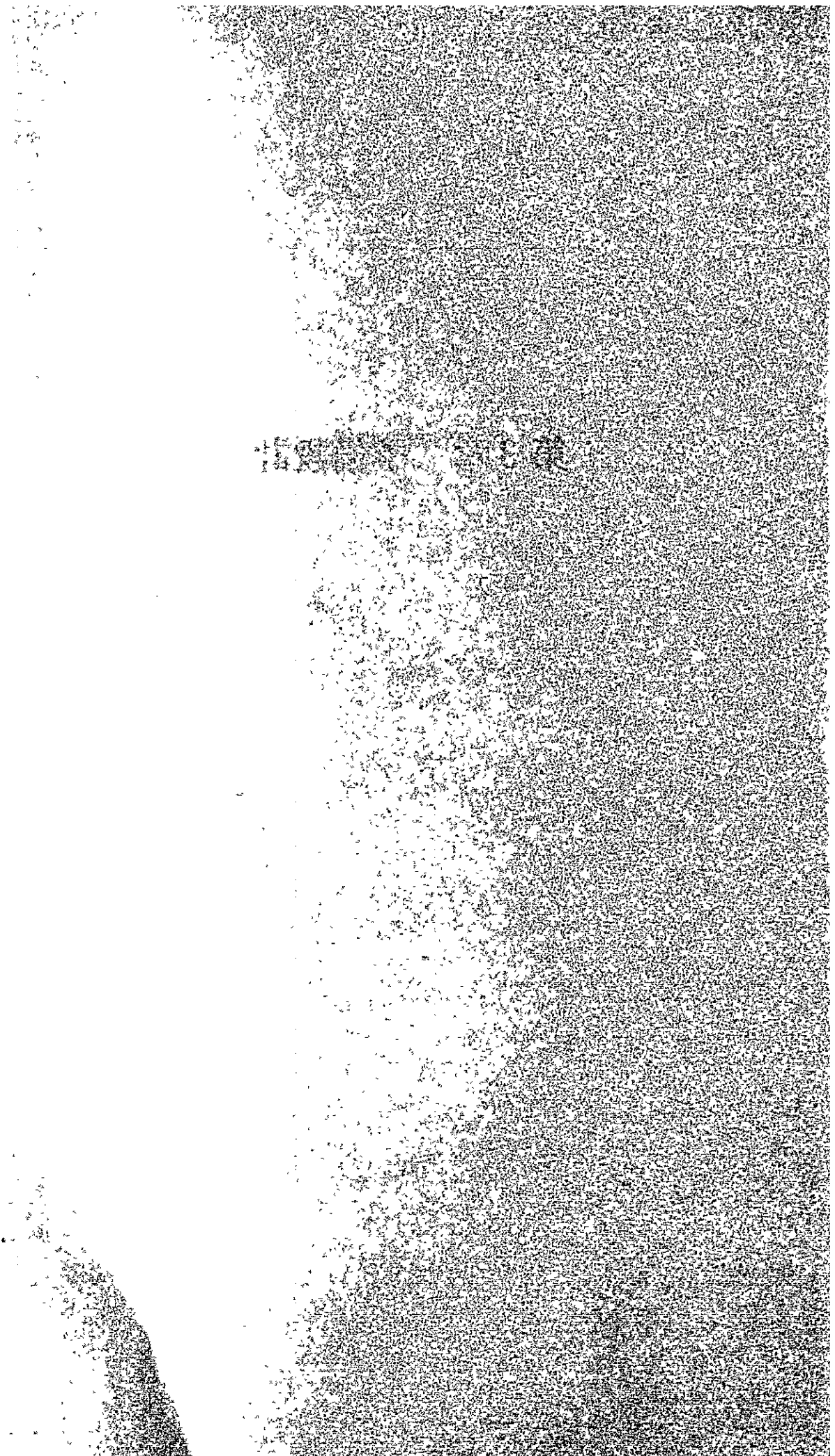


.....

.....



## 第 3 章 予備設計



## 第 3 章 予 備 設 計

3.1	取 水 ダ ム .....	3 - 1
3.1.1	ダ ム .....	3 - 1
3.1.2	取 水 施 設 .....	3 - 2
3.2	沈 砂 池 .....	3 - 2
3.3	導 水 路 .....	3 - 3
3.4	ヘッドタンクおよび余水路 .....	3 - 3
3.5	水 圧 管 路 .....	3 - 4
3.6	発 電 所 .....	3 - 32
3.6.1	発 電 所 建 家 .....	3 - 32
3.6.2	水 車 .....	3 - 33
3.6.3	発 電 機 .....	3 - 34
3.6.4	主 要 変 圧 器 .....	3 - 35
3.6.5	開 閉 機 器 .....	3 - 35
3.6.6	制 御 方 式 .....	3 - 35
3.6.7	絶 縁 設 計 .....	3 - 36
3.7	送 電 線 .....	3 - 37
3.7.1	経 過 ル ー ト .....	3 - 37
3.7.2	気 象 条 件 .....	3 - 37
3.7.3	送電線の設計 .....	3 - 37
3.8	鉾山側連系変電所 .....	3 - 39
3.9	Electro Peru 配電系統との連系 .....	3 - 40
3.10	設 計 図 .....	3 - 45



## 第3章 予備設計

### 3.1 取水ダム

#### 3.1.1 ダム

取水ダムはArequipa橋(Pte. Arequipa)の上流約40mに選定した。ダム地点から上流は約1.0kmにわたり勾配のゆるい湿源地帯(Pampa)となっている。Pte. Arequipaより下流は谷巾がやや広くなり、谷を形成する兩岸の斜面が急峻で累道との高低差も大きい。ダム地点は谷が狭まり、左右岩が露出している。同地点は、地質、地形的にも施工性の面から見てもダムサイトとして最適である。ダム軸は、ダム地点よりも下流橋までは右岸が崖錐で洪水のために根元が洗われて崩壊している。

ダムサイトの左岸は珪岩が露出しており、右岸は河床付近に粘板岩がわずかに露出し、その上に氷河性堆積物が存在している。河床部は、砂レキが約5.0mの厚さで堆積し、その下位は堅硬な珪岩が存在している。

ダムは河床より下部の砂レキ部を基礎コンクリートで置き換え、その上に高さ3.50m、堤長約25.00mの重力式コンクリートダムとした。越流部は、巾15.00mでゲートを設けない自然越流型とする。

ペルーの河川は、雨期(洪水期)になると、河川勾配がきついで、毎日のように土砂流が流れる。従ってダムには大きな土砂吐を設け取水効果を妨げないようにするのが一般的である。しかし当ダムサイトは、上流に大きなPampaがあり河床勾配は非常にゆるくなっていて土砂沈降に効果が期待出来るものと考えられるので、特別大きな土砂吐は設けていない。又、ダムおよび土砂吐の越流部表面の石張りによる補強も特に考慮していない。

ダム本体コンクリート(基礎コンクリートを含む)は、付近で玉石の採取が可能であるからコンクリート量の節約のため玉石を混入とする。

ダムの基礎は、ボーリング孔の透水試験の結果、珪岩で $1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 、右岸の崖錐および粘板岩(頁岩)の風化部は $5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であること、ダム高が低く水圧が小さいので止水工は行なわない。

ダムエブロン部の下流は、河床部の洗掘を防ぐため玉石を敷詰め間にコンクリートを投入する構造とした。

設計洪水量  $100\text{ m}^3/\text{sec}$  を、越流長  $15.00\text{ m}$  と土砂吐  $2.00\text{ m} \times 2.00\text{ m}$  より放流する時の水深を Cal. 3-1-1 により求めた。その結果、ダム越流頂 (EL3802.50m) よりの越流水深は  $2.00\text{ m}$  となるので設計洪水位を EL3804.50m とし、非越流部の高さは、これより  $0.50\text{ m}$  の余裕を見て EL3805.00m とした。

ダムの安定計算は、Cal. 3-1-2 で行なった結果、転倒、滑動、地盤支持力のいずれも安定条件を満足している。

### 3.1.2 取水施設

取水口は、右岸ダム前面直角方向に隣接して設け、最大  $2.20\text{ m}^3/\text{sec}$  を取水し沈砂池に直結する。呑口の大きさは、土砂流入を極力防止するため呑口の流入速度を  $0.5\text{ m}/\text{sec}$  とし、流入幅を  $4.00\text{ m}$  とし、前面にスクリーンを設けた。沈砂池入口には、維持管理のため、 $1.50\text{ m} \times 1.20\text{ m}$  の制水ゲートを装備する。

## 3.2 沈砂池

流水中の浮遊土砂は、水路に沈積して、流積を狭げめ、一部は鉄管、水車に進入してこれらを損耗させる。これを防ぐために取水施設になるべく近い箇所に沈砂池を設け、ここで流水中の土砂を沈積させ排除させる必要がある。当沈砂池は、ダムと Pte. Arequipa 間の右岸側に設けた。これによりダム、取水口および沈砂池が 1ヶ所に集中しているため、施工性の面でも経済的にも有利となる。また、この部分は崩壊した崖錐部であり、この沈砂池が護岸及び導流壁の役目も果している。

ダムによる貯水面積が大きくここでの土砂沈降効果が期待されるので沈砂池は 1面とし、しかも平均流速を  $0.50\text{ m}/\text{sec}$  とやや大きな値をとり (通常は  $0.20\text{ m}/\text{sec}$  程度) 断面を極力小さくした。Cal. 3-2-1 の計算より幅  $3.50\text{ m}$  長さ  $40.00\text{ m}$  深さ  $2.20\text{ m}$  (平均) となり、川側の側壁はダム下流の導流壁を兼ねる構造とした。沈積した土砂を除くため、 $1.00\text{ m} \times 1.20\text{ m}$  の排砂ゲートを装備し、川側導流壁に使用水量 ( $2.20\text{ m}^3/\text{sec}$ ) 以上の余水を越流させる幅  $25.00\text{ m}$  の余水吐を設けた。

沈砂池の終端部には導水路の維持管理のため、 $1.20\text{ m} \times 1.80\text{ m}$  の制水ゲートを設置

する。

### 3.3 導水路

導水路は Rio San Juan 右岸に沿って開水路 3,000 m トンネル 1,650 m の無圧水路である。

水路経過地の地質は、開水路については崖錐および段丘堆積物、水河性堆積物で、トンネルについては  $\mu 1$  は珪岩を主体とし、時には粘板岩を狭むが全体に堅硬である。 $\mu 2$  は粘板岩および粘板岩・珪岩互層で入口より 150 m 付近の断層部分を除き堅硬である。

水路ルートを選定は 1/5000 地形図と現地踏査により行なったが地形図の精度が良くないため詳細設計時に水路延長等精査する必要がある。開水路のルートは地形に沿って布設することとなる。水路は斜面部を通過するため極力小さい断面にすれば経済的に有利となる。これより断面は底幅 1.20 m 天端幅 2.28 m 深さ 1.80 m の台形とする。その勾配は 1/1000 で延長は  $\mu 1$  1,900 m,  $\mu 2$  1,100 m の石張構造である。

途中、道路横断ヶ所は幅 1.20 m × 高さ 1.80 m、厚さ 0.25 m のカルバートとし、沢部横断ヶ所は、幅 1.20 m × 高さ 1.80 m、厚さ 0.20 m の矩形断面とした。又、経過地は草原地帯であり家畜の放牧が行なわれているため所々に橋と柵が必要である。トンネルのルートは、地形の急峻部や大きな転石のある開水路の施工が困難な地域とした。最大使用水量が 2.20 m<sup>3</sup>/sec と少ないため断面は施工可能な最小断面とし、その大きさは掘削断面で高さ 2.50 m 幅 2.00 m インバートコンクリート厚 0.20 m の上部半円部矩形断面とする。勾配は開水路と同様に 1/1,000 とした。坑口付近および地質の状況に応じてコンクリートの巻立を行なう。

各断面の水力特性計算を Cal. 3-3-1 で行ない各々の特性曲線を図 3-3-1 ~ 図 3-3-5 に示した。

### 3.4 ヘッドタンクおよび余水路

ヘッドタンクは、図 3-10-5 に示すように、地形上の制約を考慮し円形とした。

ヘッドタンクは発電所の負荷変動に伴なり水圧管流量と導水路流量との差を調整すると

ともに、流水中の土砂をここで最終的に沈澱除去し、水車に障害を与えないようにするものである。容量は負荷急増時に短時間に水量を補給するもので、最大使用水量の2分程度に相当する容量が必要である。

ヘッドタンクの大きさは直径9.00m高さ5.50mである。有効容量は280 $m^3$ となり最大使用水量の約2分間相当分とした。水圧鉄管呑口直前の取水庭にはスクリーンと1.20m×1.20mの制水門を土砂吐には排砂門を装備する。

ヘッドタンクには全負荷をしゃ断した場合に導水路の頂部に圧力をかけない範囲の水位で最大使用水量を安全に放流することのできる余水吐を設けることが必要である。

余水路はヘッドタンクで越流した水を安全にもとの河川に放流するものである。この発電所は豊水期には負荷調整運転を行なうので絶えず溢水があるものと思われる。余水路のルート選定には慎重を期すが、この地点での地形、施工性および経済性を考慮してヘッドタンク地点の直上流の沢にトンネルで導き、斜面沿は開水路により流下させる。断面は水路底幅0.60m天端幅1.50m高さ1.50mで延長は既設道路まで370mとした。

なお、詳細設計時には、位置や延長について精査の上検討する必要がある。

### 3.5 水圧管路

水圧管路は図3-10-7に示すように、地形、地質状況または施工性を考慮して露出式水圧管路を採用した。

地表踏査および試掘調査の結果、基盤の粘板岩・珪岩互層の上に厚さ3～5mの崖錐や段丘堆積物が存在している。堆積物は岩屑や砂レキで構成され、締まって安定しているが固定台および支台の基礎は岩着しないので施工に当っては注意を要する。山体の斜面は上部で30度下部で20度であり水圧管路の布設には特に問題はない。

鉄管は、内径1.10m～0.55mの1条とする。その延長は664mとなる。Cal.3-5-1で水撃圧を、Cal.3-5-2で水圧鉄管の損失水頭および管厚の計算を行なった。その結果最大水撃圧は水車中心で37.00m管路の損失水頭は7.20m管厚は5～12mmとなった。

なお、詳細設計時には、現在開発中の新型材料による水圧管路が経済性と安全性の面で当地点に適合すると思われるので検討の対象になるだろう。



Calc 3-1-1 Spillway discharge capacity

a) General

Spillway discharge capacity is obtained by following formula.

$$Q = Q_1 + Q_2$$

where

Q : Spillway discharge (m<sup>3</sup>/sec)

Q<sub>1</sub>: Overflow discharge from spillway (m<sup>3</sup>/sec)

Q<sub>2</sub>: Outflow discharge through sandflush gate (m<sup>3</sup>/sec)

b) Basic formula

Q<sub>1</sub> and Q<sub>2</sub> are calculated by the next formulas respectively.

◦ Overflow discharge from spillway

$$Q_1 = CB H^{3/2} \quad (1)$$

$$C_d = 2.20 - 0.0416 (H_d/w)^{0.990} \quad (2)$$

$$C = 1.60 \times \frac{1 + 2a(H/H_d)}{1 + a(H/H_d)} \quad (3)$$

where

Q<sub>1</sub>: Overflow discharge (m<sup>3</sup>/sec)

B : Width of crest (m)

$$B = 15.0 \text{ m}$$

H : Water depth (m)

W : Height of crest (m)

$$W = 3.5 \text{ m}$$

H<sub>d</sub>: Design head (m)

$$H_d = 2.0 \text{ m}$$

C : Variable coefficient of discharge

C<sub>d</sub>: Coefficient of discharge

when H = H<sub>d</sub>

$$C_d = 2.176$$

a : Constant

When  $H = H_d$ ,  $C = C_d$ , a would be known by formulas (2) and (3).

$$a = 0.563$$

• Outflow discharge through sand flush gate

$$Q_2 = C_c a \cdot B \sqrt{\frac{2g (h_o - C_c a)}{1 - (C_c a/h_o)}} \quad (4)$$

where

$Q_2$ : Outflow discharge ( $m^3/sec$ )

$C_c$ : Coefficient of convergence

a : Opening height of gate (m)

$$a = 2.0 \text{ m}$$

$h_o$ : Upstream water depth (m)

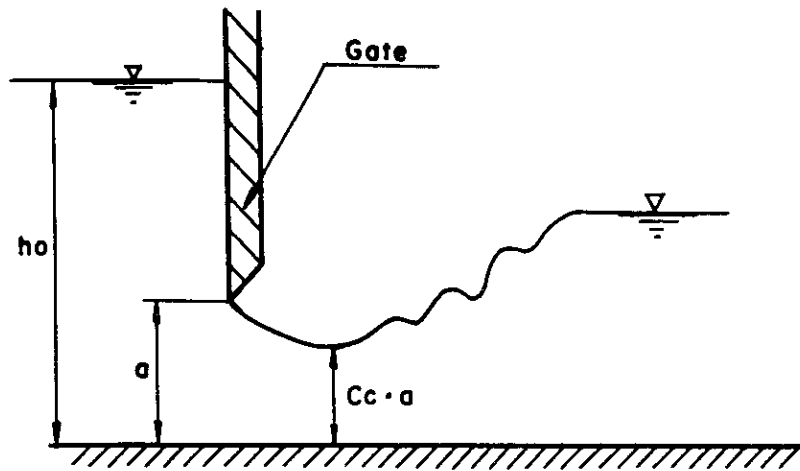
B : Width of sand flush gage

c) Results and conclusion

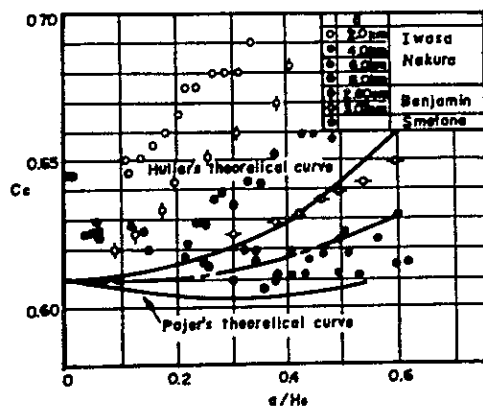
Results of calculations are shown in Tables 1-1, 1-2 and 1-3, respectively.

Discharge capacity curves are also shown in Fig. 1-2.

According to these results, design flood ( $100 \text{ m}^3/sec$ ) would be released safely with reservoir water level of 3,804.5 (m).



Coefficient of convergence



--- used for this case

Table 3-1-1 余水吐からの越流量

Water level (m)	Water depth H (m)	Coefficient of discharge C	Discharge Q (m <sup>3</sup> /sec)
3,802.5	0	0	0
3,803.0	0.5	1.797	9.53
3,803.5	1.0	1.951	29.27
3,804.0	1.5	2.075	57.18
3,804.5	2.0	2.176	92.32
3,805.0	2.5	2.261	134.06
3,805.5	3.0	2.333	181.84

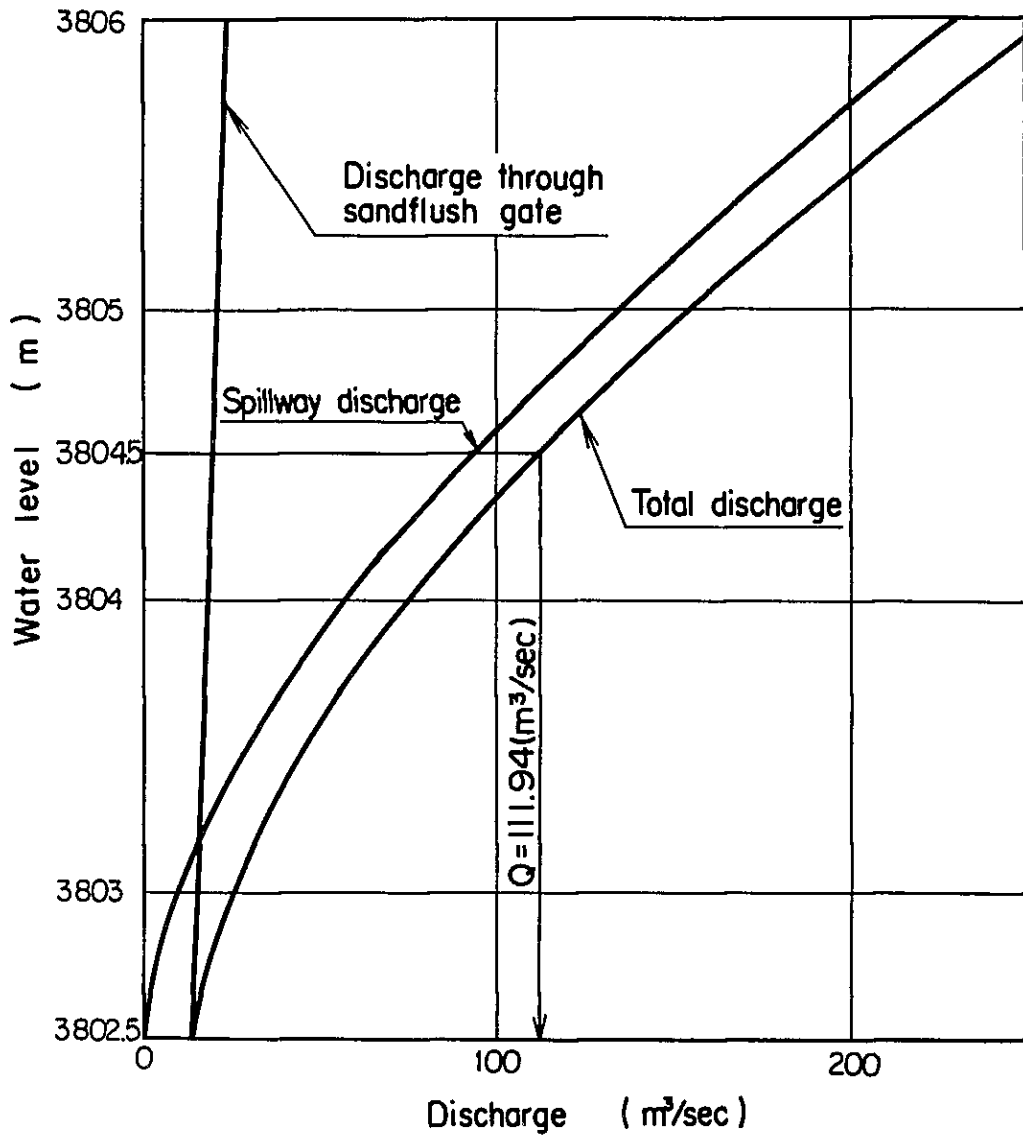
Table 3-1-2 排砂ゲートからの放流量

Water level (m)	Upstream water depth Ho m	a/Ho	Coefficient discharge C.v	Discharge Q m <sup>3</sup> /sec
3,802.5	2.1	0.95	0.70	13.91
3,803.0	2.6	0.77	0.65	15.15
3,803.5	3.1	0.65	0.64	16.79
3,804.0	3.6	0.56	0.63	18.22
3,804.5	4.1	0.49	0.625	19.62
3,805.0	4.6	0.43	0.62	20.90
3,805.5	5.1	0.39	0.618	22.17

Table 3-1-3 越流容量

Water level (m)	Discharge (m <sup>3</sup> /sec)		Total discharge (m <sup>3</sup> /sec)
	Spillway	Sand flush	
3,802.5	0	13.91	13.91
3,803.0	9.53	15.15	24.68
3,803.5	29.27	16.79	46.06
3,804.0	57.18	18.22	75.40
3,804.5	92.32	19.62	111.94
3,805.0	134.06	20.90	154.96
3,805.5	181.84	22.17	204.01

Fig. 3-1-1 越流容量曲線



Calc 3-1-2 Stability analysis of intake dam

a) General

Stability analysis was performed on the typical section of intake dam under below mentioned conception.

- No tensile stress must be produced along the upstream face of dam in any conditions.
- Safety factor against sliding, obtained by following formula, is not less than 4.

$$F_s = \frac{IA + \mu \Sigma V}{\Sigma H}$$

where

$F_s$ : Safety factor against sliding

$I$  : Shearing strength of foundation rock (= 150 t/m<sup>2</sup>)

$A$  : Base area (m<sup>2</sup>)

$\mu$  : Coefficient of friction between rock and concrete (= 0.75)

$\Sigma V$ : Sum of vertical loads (t)

$\Sigma H$ : Sum of horizontal loads (t)

- Compressive stresses on foundation rock are not more than allowable value below.

$$\text{Foundation rock} = 200 \text{ t/m}^2$$

b) Design loads

- Dead loads

Unit weight of concrete  $\gamma_c = 2.3 \text{ t/m}^3$

Unit weight of water  $\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$

- Seismic load

Seismic coefficient  $K = 0.10$

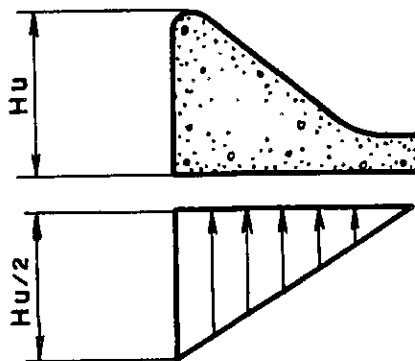
Seismic loads act in upstream direction.

- Hydrostatic pressure

Hydrostatic pressure works on upstream and that of downstream is neglected.

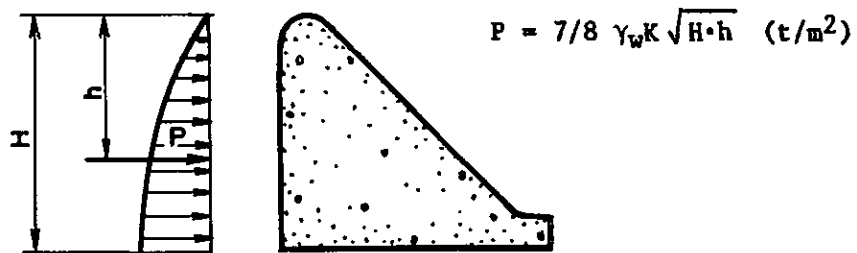
- Uplift

Distribution of uplift is assumed as below.



- Hydrodynamic pressure

Hydrodynamic pressure is assumed as follows:



- Sedimentary pressure

Design level of sedimentation is E.L. 3,802.5 m.

$$P_e = C_e \gamma_s d \text{ (t/m}^2\text{)}$$

where

$C_e$ : Coefficient of sedimentary pressure (= 0.5)

$\gamma_s$ : Unit weight of sediment (= 1.1 t/m<sup>3</sup>)



d : Depth of sediment (m)

Note: Some values, which is impossible to assume without any experiments, are taken as same as those of Paucartambo II in Peru.

c) Result of calculations

• Normal condition

Load	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M+ (t-m)	M- (t-m)
Dead L.	19.619	-	1.533	-	30.076	-
Hydrost. P.	-	6.125	-	1.167	7.148	-
Uplift	-8.750	-	1.667	-	-	14.586
Sediment P.	-	3.369	-	1.167	3.932	-
Total	10.869	9.494			41.156	14.586

Moment (+): Clockwise

$$\text{Foverturning} = \frac{\sum M+}{\sum M-}$$

$$= 2.82$$

$$x = \frac{\sum M}{\sum V}$$

$$= 2.445$$

$$e = 0.06 < B/6 = 0.83$$

Reaction forces

$$P = \frac{\sum V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \begin{cases} 2.32 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ 2.03 \end{cases} < 200 \text{ t/m}^2$$

OK

$$F_{\text{sliding}} = \frac{IA + \mu \sum V}{\sum H}$$

$$= \frac{150 \times 1 + 0.75 \times 10.869}{9.494}$$

$$= 16.7 > 4$$

OK

◦ Earthquake condition

Load	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M+ (t-m)	M- (t-m)
Dead L.	19.619	-	1.533	-	30.076	-
Seismic L.	-	-1.962	-	0.974	-	1.911
Hydrost. P.	-	6.125	-	1.167	7.148	-
Uplift	-8.750	-	1.667	-	-	14.586
Hydrody. P.		-0.714	-	1.40	-	1.00
Sediment P.	-	3.369	-	1.167	3.932	-
<b>Total</b>	<b>10.869</b>	<b>6.818</b>			<b>41.156</b>	<b>17.497</b>

$$\text{Foverturning} = \frac{\Sigma M+}{\Sigma M-}$$

$$= 2.35$$

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$

$$= 2.176$$

$$e = 0.32 < \frac{B}{6}$$

Reaction forces

$$P = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \begin{cases} 3.02 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ 1.33 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{cases} < 200 \text{ t/m}^2$$

OK

d) Conclusion

Stability analysis has done in normal and earthquake conditions briefly.

According to these results, intake dam is safely enough but now any properties of materials were not given. Therefore after investigating these properties, stability analysis should be done more in detail.

Fig. 3-1-2 取水ダム断面(上流側)

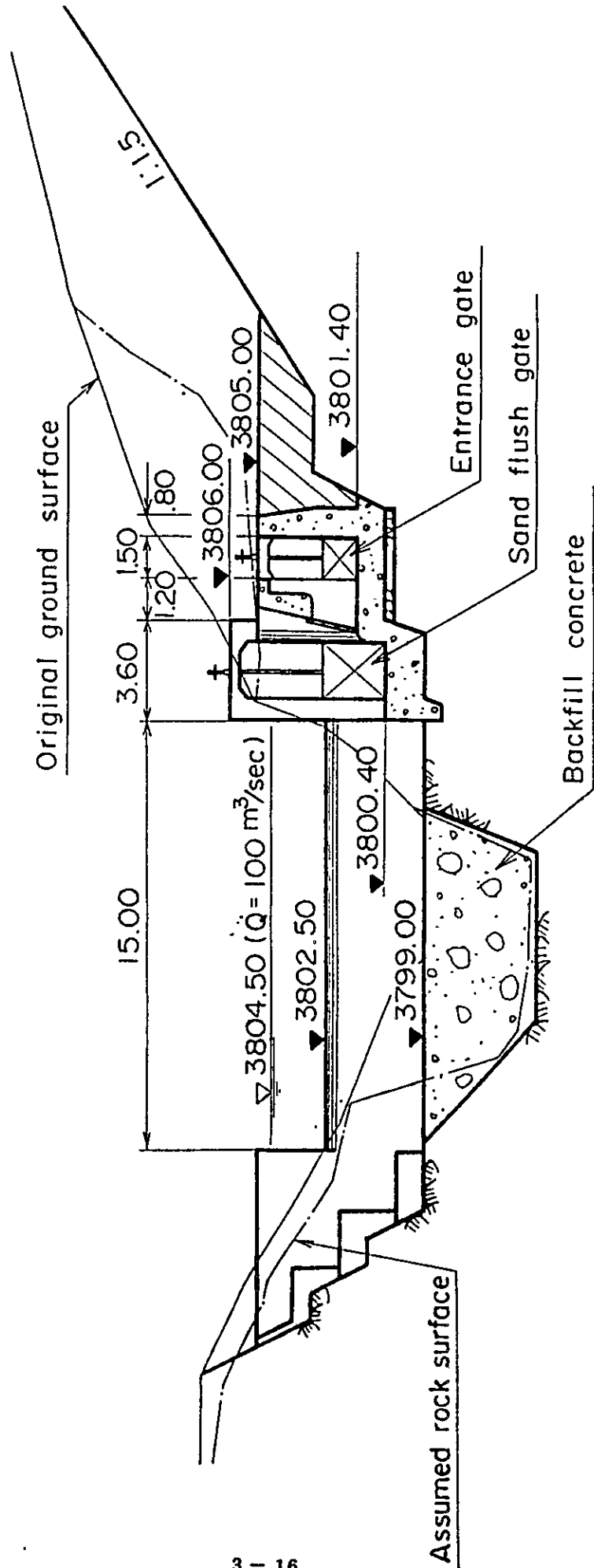
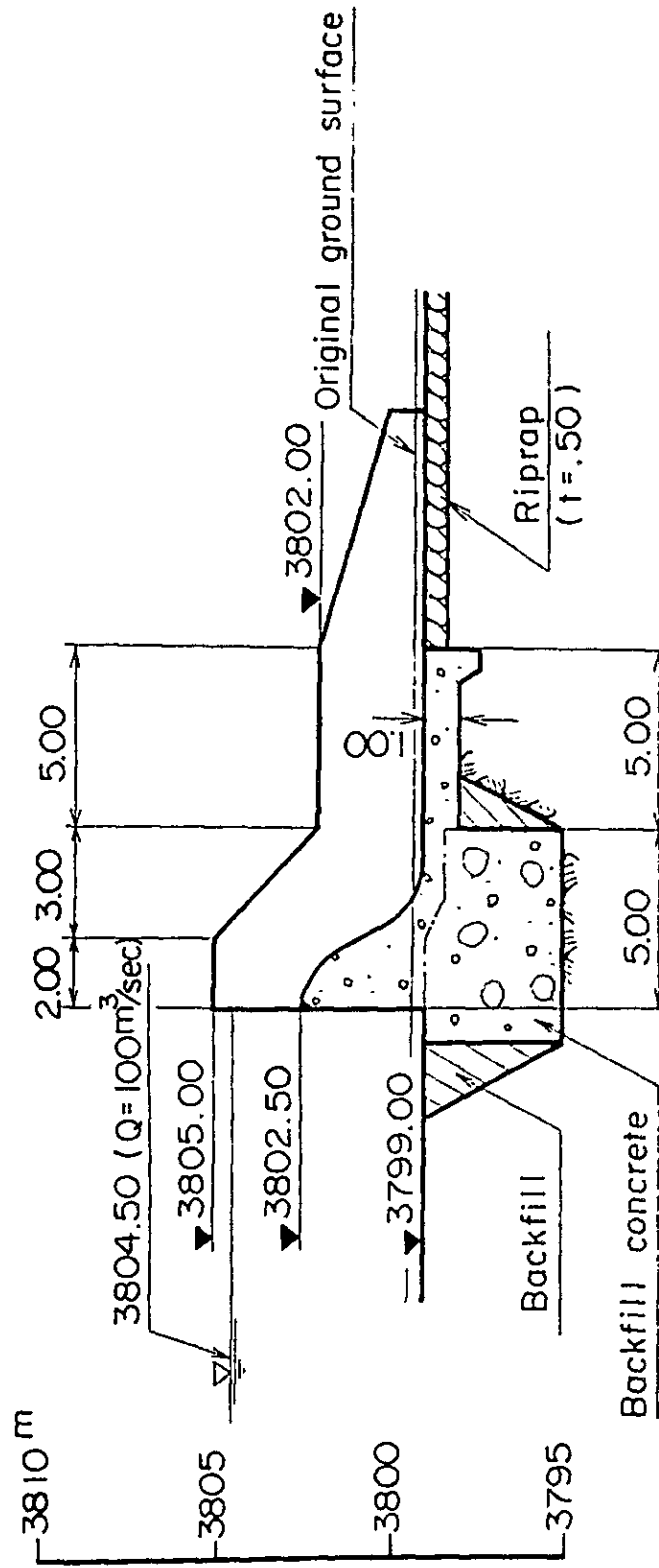


Fig. 3-1-3 越流部縦断面図



Calc 3-2-1 Design of sedimentation basin

a) Required length of sedimentation basin

$$L \geq \frac{h}{V_g} u$$

where

L : Length of sedimentation basin (m)

h : Water depth (m)

u : Average velocity (m/sec)

$V_g$  : Terminal settling velocity of finest sand particle required to be settled (cm/sec)

Terminal settling velocity of finest sand particle required to be settled is given in Table 3-2-1.

Table 3-2-1 粒度別沈降速度

d (mm)	$V_g$ (cm/sec)
0.5	12.554
0.4	8.034
0.3	4.519
0.2	2.009
0.11	0.589
0.1	0.502

(These values were used for the design of Paucartambo II in Peru.)

In this study, average velocity was decided as 0.5 (m/sec) and finest sand particle required to be settled was chosen  $d = 0.2$  (mm). Width of sedimentation basin was to be 3.5 (m) judging from topographical conditions.

$$u = 0.5 \text{ (m/sec)}$$

$$h = \frac{Q}{BU}$$
$$= \frac{2.2}{3.5 \times 0.5}$$
$$= 1.26 \text{ (m)}$$

$$\therefore L \geq \frac{h}{V_g} u$$
$$= \frac{1.26}{2.009 \times 10^{-2}} \times 0.5$$
$$= 31.4 \text{ (m)}$$

L was decided as 40 (m) with some addition for safety.

b) Dimensions of sedimentation basin

Length	40.0 (m)
Width	3.5 (m)
Average velocity	0.5 (m/sec)
Average water depth	1.26 (m)
Min. particles to be settled	0.2 (mm)

Dimensions of sedimentation basin was decided as above.

Calc 3-3-1 Discharge capacity of canal (I)(II)(III) tunnel (I)(II)

a) Basic formula

Discharge capacity is given by the following formula.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

where

Q : Discharge (m<sup>3</sup>/sec)

n : Coefficient of roughness (Table 3-3-1)

R : Hydraulic mean depth (m)

I : Slope I = 1/1000

Table 3-3-1 粗 度 係 数

Condition	n
Mortar masonry	0.025
Concrete	0.014
Rock	0.035

b) Results

Discharge capacity curves are shown in Fig. 3-3-1 ~ 3-3-5.



Fig. 3-3-1 開水路タイプ I

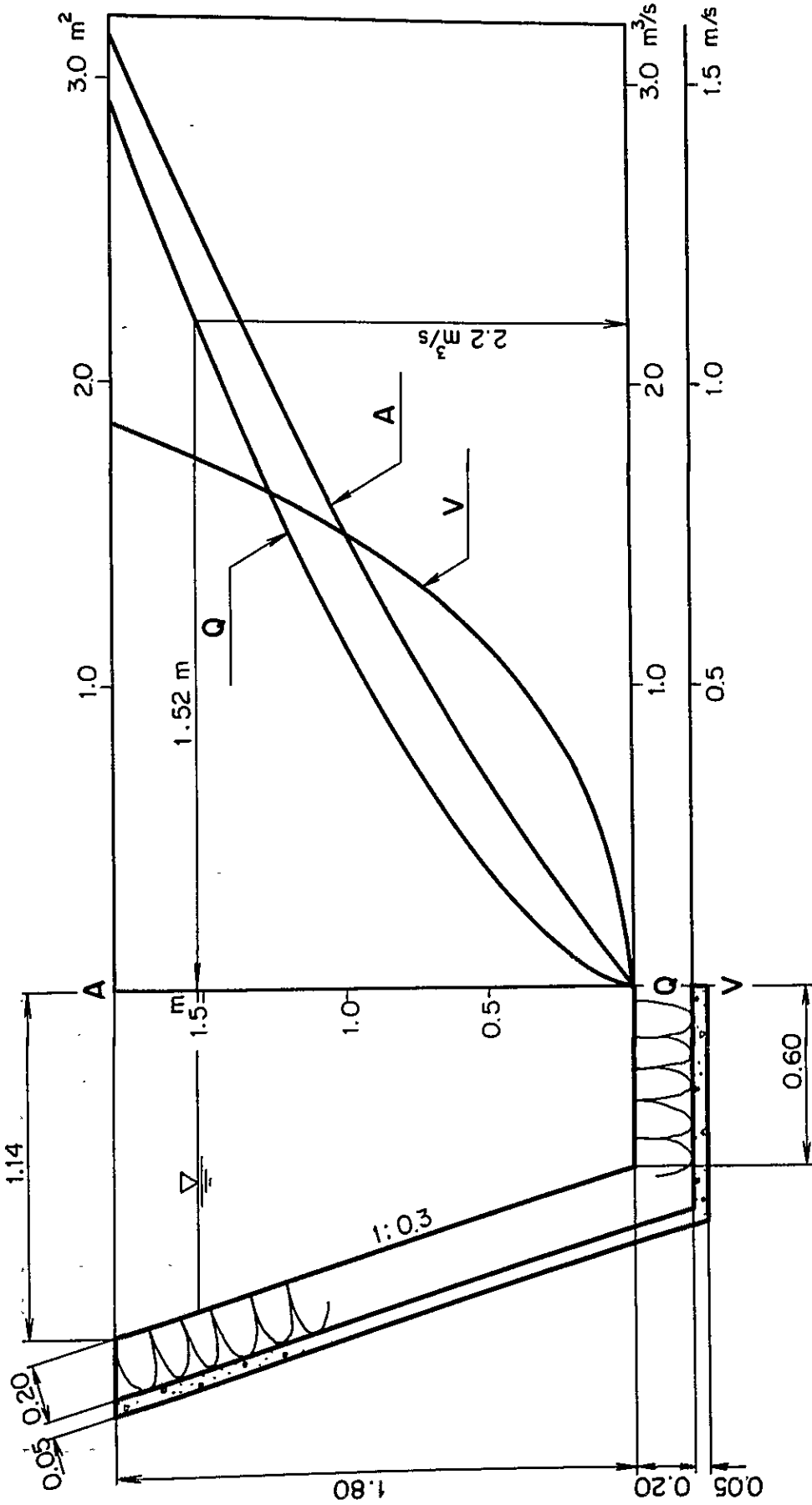


Fig. 3-3-2 開水路タイプ II

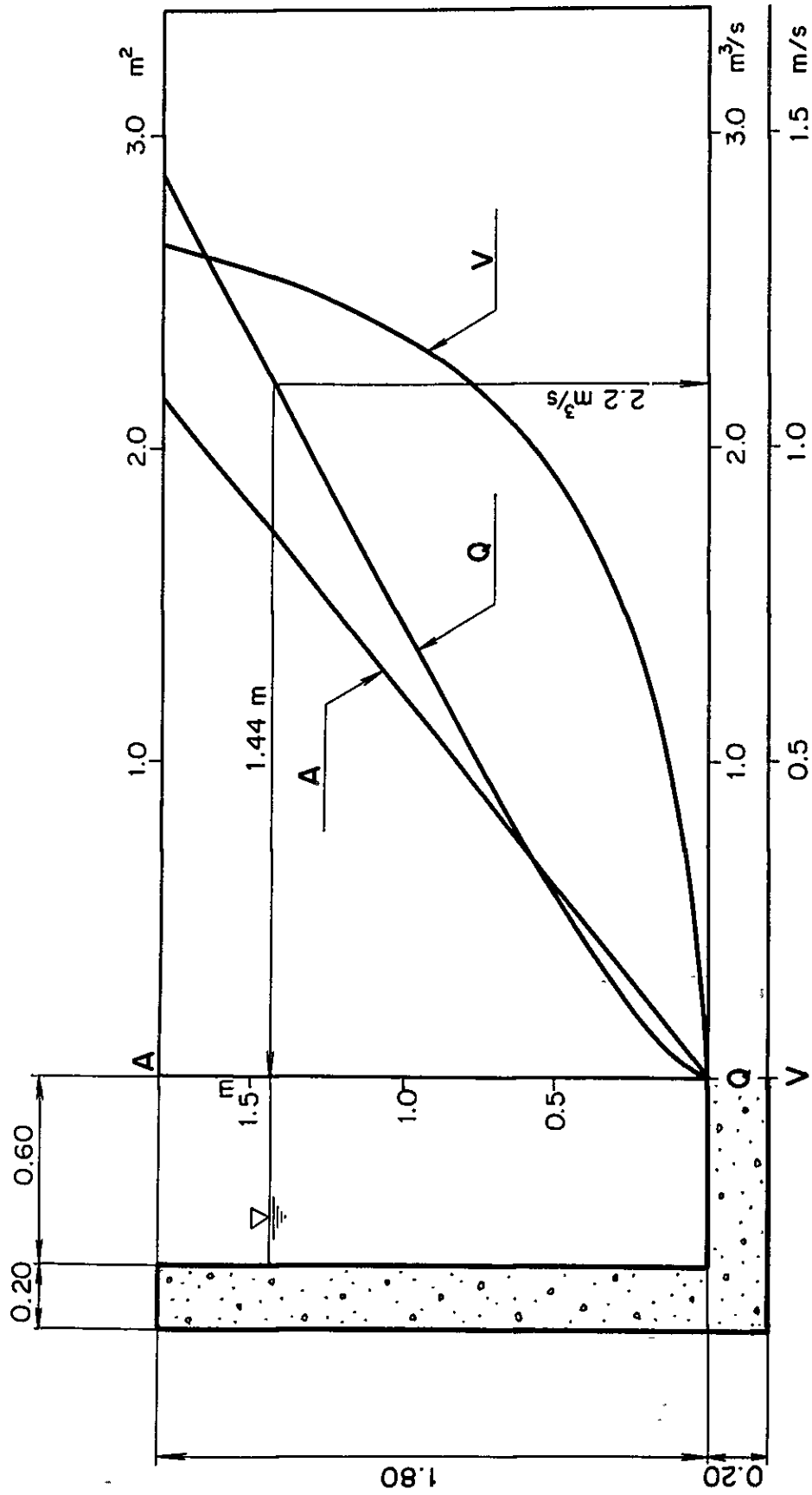


Fig. 3-3-3 開水路タイプⅢ (カルバート)

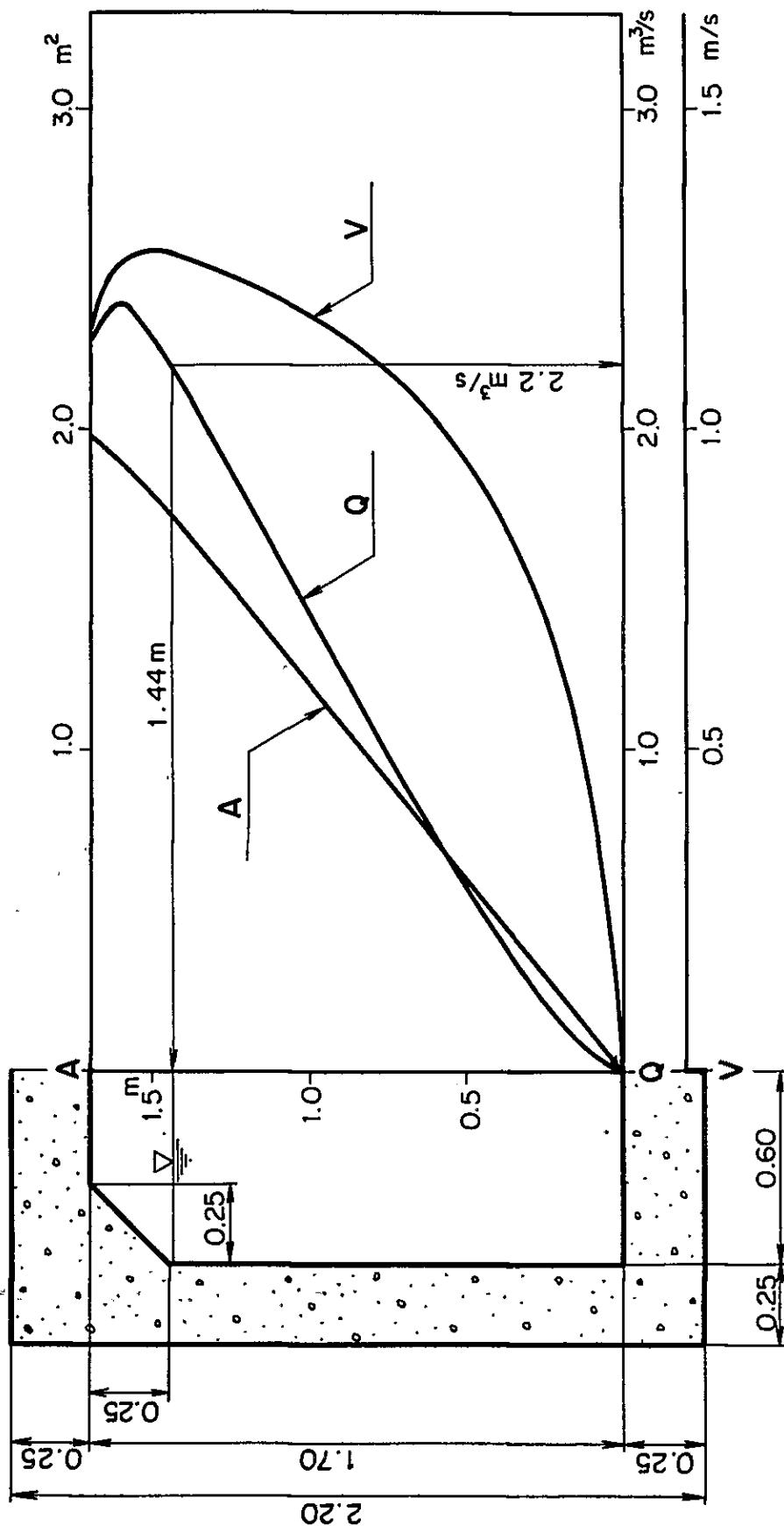


Fig. 3-3-4 トンネルタイプ I

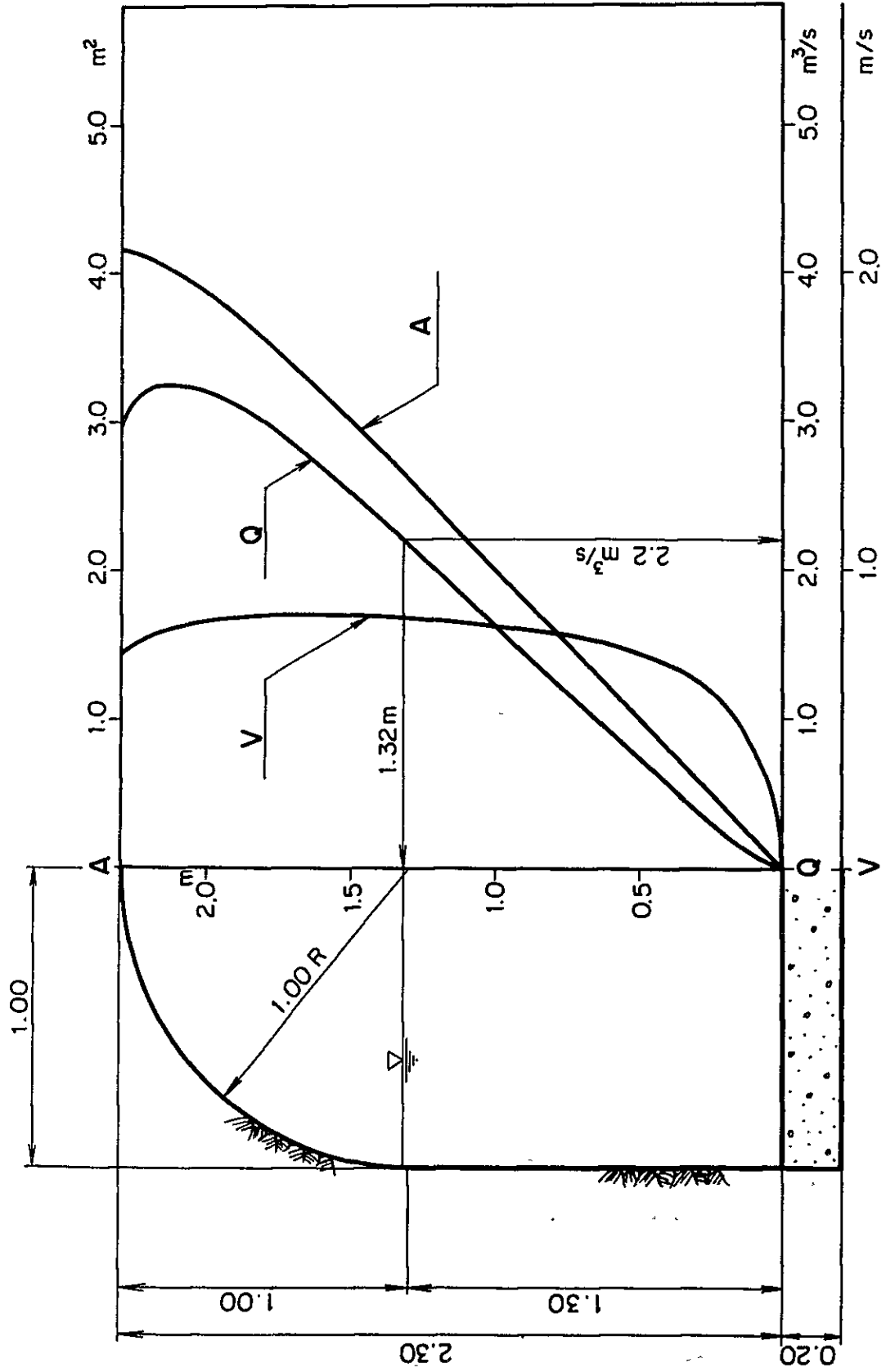
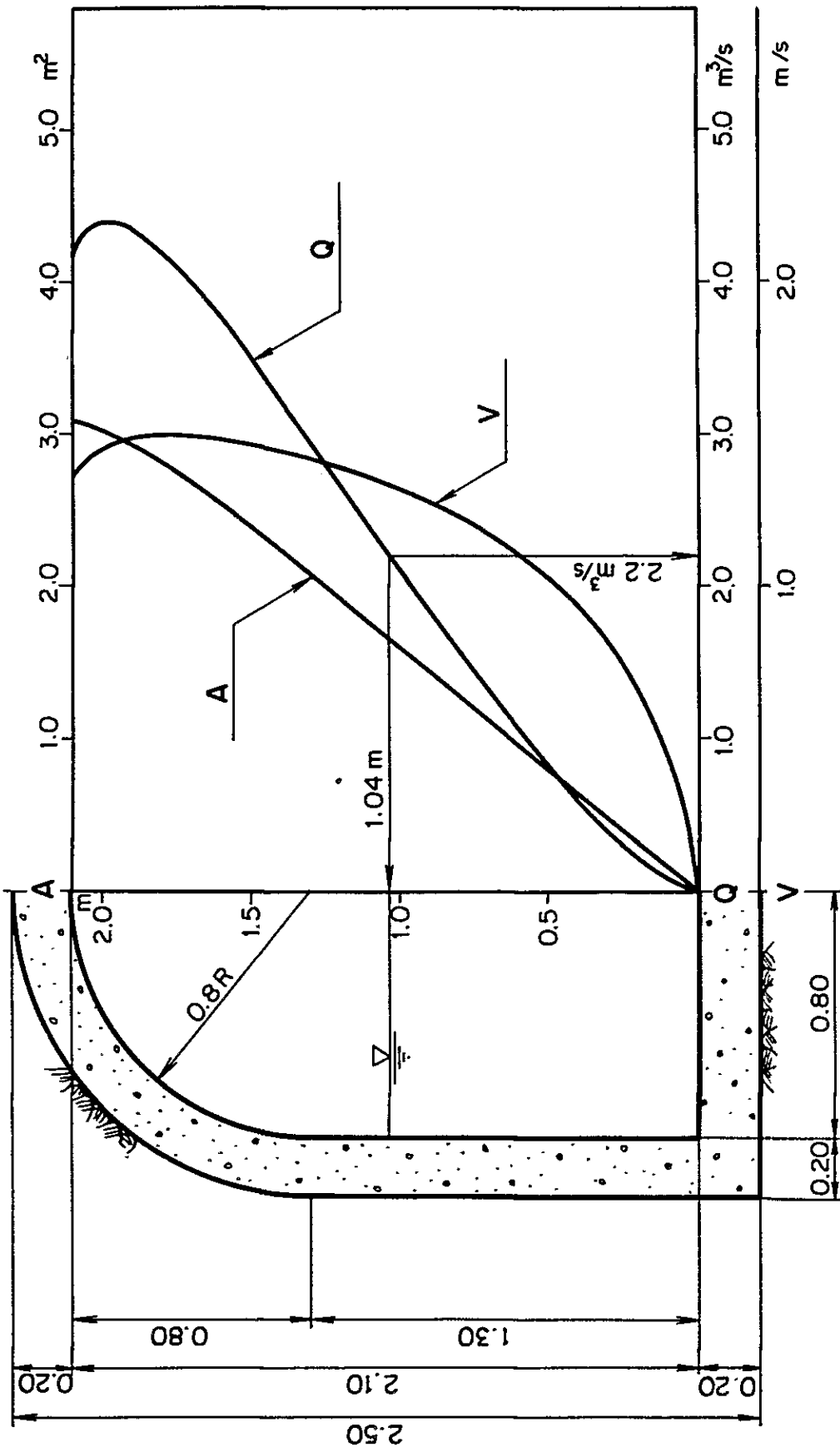


Fig. 3-3-5 トンネルタイプII



Calc 3-5-1 Water hammer

a) Basic formula

$$H_m = \frac{NH_o}{2} + \frac{H_o}{2} \sqrt{N^2 + 4N} \quad (1)$$

$$N = \left( \frac{L V_o}{g T H_o} \right)^2 \quad (2)$$

where

H<sub>m</sub>: Max. water pressure rise (m)

H<sub>o</sub>: Max. static head at turbine (= 249.2 m)

L : Length of penstock (= 665.5 m)

V<sub>o</sub>: Mean velocity in penstock (m/sec)

g : Acceleration of gravity (= 9.8 m/sec<sup>2</sup>)

T : Closing time (= 30 sec)

b) Results

• Case 1

In this case, H<sub>m</sub> was calculated by formula (1) and (2) with T = 30 (sec).

Result is shown below.

$$H_m = 7.033 \text{ (m)}$$

$$P = H_m/H_o$$

$$= 2.82\%$$

• Case 2

In this case, H<sub>m</sub> was assumed as 15% of max. static head at turbine.

$$H_m = 249.2 \times 0.15$$

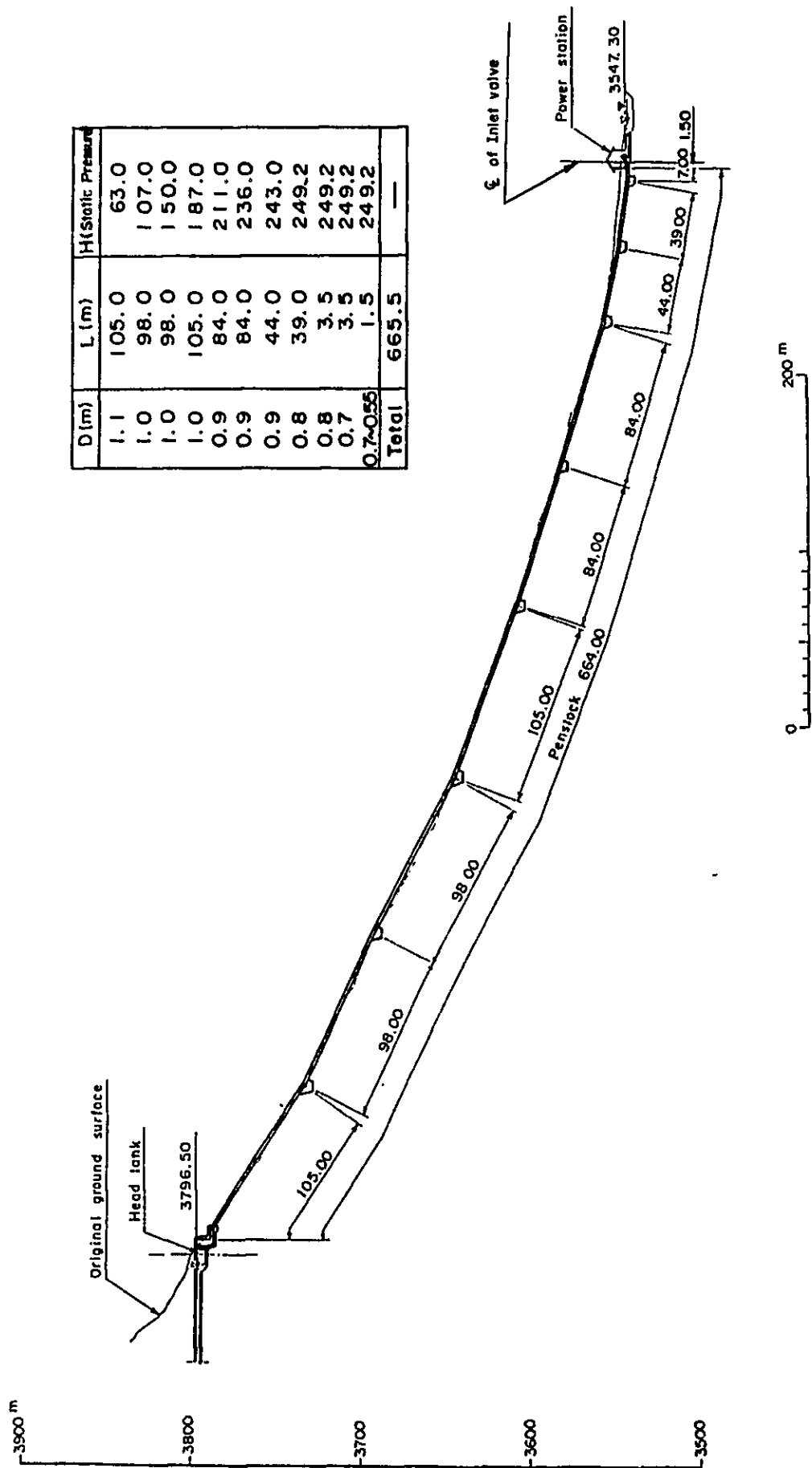
$$= 37.38 \text{ (m)}$$

$$P = 15\%$$

Comparison between two cases, case 2 was taken as a design head for designing penstock.

$$\frac{H_m \text{ (Max. water pressure rise)} = 37.38 \text{ (m)}}{\text{(at the center of turbine)}}$$

Fig. 3-5-1 水压管路縦断





### Calc 3-5-2 Design of penstock

Diameter and thickness in each section were decided in this study

#### a) Head loss

Total head loss in penstock should be below 7.5 (m) considering power product, therefore diameter was decided to satisfy with this condition.

Generally head loss due to friction is over 90% of total head loss. According to this fact, head loss due to friction is only calculated in this study and total head loss is assumed with some addition.

#### ◦ Basic formula

$$h_f = \frac{124.5 n^2}{D^{4/3}} \times L \times \frac{Q^2}{2gA^2}$$

where

Q: Discharge (= 2.2 m<sup>3</sup>/sec)

A: Area of penstock's section (m<sup>2</sup>)

D: Diameter of penstock (m)

n: Coefficient of roughness (= 0.012)

L: Length (m)

#### ◦ Result

Diameter of penstock in each section is given as follows:

D (m)	L (m)	Head loss (m)
		$\times Q^2$
1.1	105.0	$9.365 \times 10^{-2}$
1.0	98.0	$1.453 \times 10^{-1}$
1.0	98.0	$1.453 \times 10^{-1}$
1.0	105.0	$1.556 \times 10^{-1}$
.90	84.0	$2.184 \times 10^{-1}$
.90	84.0	$2.184 \times 10^{-1}$
.90	44.0	$1.144 \times 10^{-1}$
.80	39.0	$1.901 \times 10^{-1}$
.80	3.5	$1.706 \times 10^{-2}$
.70	3.5	$3.477 \times 10^{-2}$
(.70 ~ .55)	1.5	$5.394 \times 10^{-2}$
Total	665.5	$1.387 \times Q^2$

$$\begin{aligned} \therefore h_{LOSS} &= 1.387 \times 2.20^2 \text{ (cm)} \\ &= 6.174 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Total head loss in penstock is assumed 7.2 m with 15% of additional.

$$\underline{H_{LOSS} = 7.2 \text{ (m)}}$$

b) Thickness of penstock

- Thickness of penstock

Thickness of penstock is obtained by next formulas.

$$t = \frac{PD}{2\sigma_a} + \epsilon \quad (1)$$

$$t \geq \frac{D + 800}{400} \quad (2)$$

where

- t : Thickness (mm)
- P : Internal water pressure
- D : Diameter
- $\sigma_a$ : Allowable stress (= 1300 kg/m<sup>2</sup> SS41)
- c : Corrosion allowance (c = 1.5 mm)

Note: P was shown in chapter-5 (water hammer).

o Result

Result of calculations are shown below:

\*\*\*\*\*

\*\*\* INPUT DATA \*\*\*

N	D(M)	L(M)
1	1.100	105.000
2	1.000	98.000
3	1.000	98.000
4	1.000	105.000
5	0.900	84.000
6	0.900	84.000
7	0.900	44.000
8	0.800	39.000
9	0.800	3.500
10	0.700	3.500
11	0.550	1.500

\*\* WATER HAMMER \*\*

D<sub>w</sub>= 7.033 (M)  
D<sub>p</sub>= 2.82 (%)

\*\* DESIGN HEAD \*\*

N	DESIGN-H
1	68.897 (M)
2	118.402 (M)
3	166.906 (M)
4	209.804 (M)
5	238.522 (M)
6	268.240 (M)
7	277.712 (M)
8	286.102 (M)
9	286.299 (M)
10	286.495 (M)
11	286.580 (M)

\*\* REQUIRED THICKNESS

T( 1)= 4.75 (MM) *
T( 2)= 6.05 (MM)
T( 3)= 7.91 (MM)
T( 4)= 9.56 (MM)
T( 5)= 9.75 (MM)
T( 6)= 10.78 (MM)
T( 7)= 11.11 (MM)
T( 8)= 10.30 (MM)
T( 9)= 10.30 (MM)
T( 10)= 9.21 (MM)
T( 11)= 7.56 (MM)

\* IS DECIDE BY MIN. THICKNESS

\*\* WEIGHT OF PENSTOCK \*\*

\*\*\* THICKNESS \*\*\*

T( 1)= 5.00 (MM)
T( 2)= 7.00 (MM)
T( 3)= 8.00 (MM)
T( 4)= 10.00 (MM)
T( 5)= 10.00 (MM)
T( 6)= 11.00 (MM)
T( 7)= 12.00 (MM)
T( 8)= 11.00 (MM)
T( 9)= 11.00 (MM)
T( 10)= 10.00 (MM)
T( 11)= 8.00 (MM)

\*\* SIGMA(TENSILE) \*\*  
UNIT(KG/CM<sup>2</sup>)

SGM( 1)= 1082.67
SGM( 2)= 1076.38
SGM( 3)= 1283.89
SGM( 4)= 1234.14
SGM( 5)= 1262.76 < $\sigma_{sa}=1300$ kg
SGM( 6)= 1270.61
SGM( 7)= 1190.19
SGM( 8)= 1204.64
SGM( 9)= 1205.47
SGM( 10)= 1179.68
SGM( 11)= 1212.45

## 3.6 発 電 所

### 3.6.1 発電所建家

発電所はRio San Juan右岸の河岸段丘上に建設される。この位置はHuallanca部落の対岸上流で、既設のElectro Peru発電所の直上流である。

水車発電機は1組で、横軸ベルトン水車を採用したため計画洪水水位EL 3544mに対し、洪水時にも運転可能であるように水車中心標高は3547.3mとし、発電所床面標高は3546.5mとした。

また、図3-10-9に示すように横軸機であるため単床で、床面の構造も単純であり平家造りである。建家の寸法は幅10.00m、高さ8.30m、長さ23.00mで、構造としては地中梁、柱は鉄筋コンクリート造り、クレーンのランウェイガードはH鋼、壁面はコンクリートブロック積とした。

屋根の構造としては鉄骨、波形トタン葺きとし明りとりのためスカイライトを設け、防犯および第三者の危険防止のため窓は高窓とした。

発電所基礎地盤は良く締った砂レキ層で試掘の結果でも岩盤に到達しなかったので建家の設計としては荷重が一様に広く分布するよう配慮し、建設工事に際してはなるべく地盤を乱さないよう注意して掘削を行なう必要はあるが地盤補強処理などの対策は必要としない。

### 3.6.2 水 車

Huanzala水力発電所は水路式発電所でありその有効落差は242m、最大使用水量は2.2 m<sup>3</sup>/secである。この発電所では1.4.3で述べたように、水車・発電機台数は1台とした。この条件で横軸1ランナ、2ノズル、ベルトン水車を採用した。しかし、最近小水力発電機器の技術革新により、フランシス水車の適用も不可能では無い。依って、下記の如く両水車の特性比較を行って本計画でベルトン水車を採用した理由を明らかにする。

ベルトン水車とフランシス水車の比較表

比較事項	ベルトン水車	フランシス水車
水車種類	衝動水車	反動水車
出力 1)	4,450 kw	4,480 kw
回転速度	450 r.p.m	1000~1200 r.p.m
構造	簡 単	複 雑
効 率	最高86%程度。部分負荷でも変化小	最高87%程度。部分負荷で低下大
キャビテーションの影響	小	大。殊に部分負荷時に大きい。
流水中の土砂による摩耗	比較的小さい	大
部分負荷限度 2)	20%程度	40%程度、以下は問題多い
分解点検手入	簡 単	複 雑
ランナ肉盛り補修	熟練は要するが可能	このクラスでは不可能
急停止時の水圧上昇/ 速度上昇	1.1~1.5 / 1.05~1.1倍	1.25~1.3 / 1.3~1.4倍
水車発電機価格	約1.2	1

注 1 フランシス水車は、ドラフトチューブによって約2m程度有効落差が増すので出力が増す。

2 フランシス水車は、40%以下の部分負荷で運転するとキャビテーションが激しくなり、振動発生、効率も低下する。キャビテーションとは、水力機械の内部の流速が大きく、圧力が低い個所で発生する現象で、振動、材料の侵食の原因となり、効率も低下する。

上表に示す通り、フランシス水車は、定格出力が若干大きく、主機価格が約20%程度安い、しかし、その他の事項では、ベルトン水車が優れている。殊にペルー国内では、一般に河川流水中に含まれる珪砂が多い。珪砂は、硬く、形状が鋭い角を持つので、水

車内部(ランナー・ガイドベン・ライナー, など)を激しく摩耗することがある。例えばマチュピチュ発電所(出力40MW)では, フランス水車のランナー, ガイドベンの摩耗が激しく, 毎年1回分解点検を行い, ランナー, ガイドベンを取替え修理を行っている。このほか, フランス水車の土砂による摩耗の事例が多く, ベルギー共和国の電力界では水力機器の設計条件が許すかぎりフランス水車よりベルトン水車を採用している。Rio San Juan流域の地質条件から判断すれば流水中には珪砂が多く含まれることが想定される。1982年12月実施した水質検査でも, 低濁度のサンプル水中に珪砂が28 P.P.M検出されており高水時などに珪砂分が増加することは明白である。

以上の理由により, ベルトン水車を採用した。

#### 水車の概要

形 式 ; 横軸, 単輪2射ベルトン水車(HP1R2N)

有効落差 ; 242 m

最大使用水量 ; 2.2 m<sup>3</sup>/sec

定格出力 ; 4450 kW

定格回転速度 ; 450 r.p.m

特有速度 ; 22.2 m - kW

入口弁 ; 蝶形弁

制御方法 ; 電気-油圧

#### 3.6.3 発電機

水車に直結する発電機は横軸三相交流同期発電機で, 冷却方式は風冷式とし特に水冷却器は設けない。

定格力率の選定は, Huanzala 鉱山の負荷力率, 既設ディーゼル発電機の定格力率などを勘案し, 0.82とした。

励磁方式はメンテナンスフリー化を目指し, ブラシレス方式とした。また, 自動電圧調整器はトランジスタ化したものが使用されるであろう。

#### 発電機の概要

形 式 ; 横軸三相交流同期発電機

定 格 出 力 ; 5 2 0 0 kVA

定 格 電 圧 ; 6.6 kV

定 格 力 率 ; 0.8 2

定 格 周 波 数 ; 6 0 Hz

定 格 回 転 速 度 ; 4 5 0 r.p.m

励 磁 方 式 ; ブラシレス ( 交流励磁機 + 半導体整流器 )

### 3.6.4 主要変圧器

主要変圧器は屋外用三相油入自冷形とし、一次三角接続、二次星形接続、中性点抵抗接地とし、一次側は発電機電圧、二次側は送電々圧に合せた。なお、このクラスの変圧器は、ベルー国産品で充分と考えられる。

#### 変圧器の概要

形 式 ; 屋外用, 三相, 油入, 自冷

定 格 容 量 ; 5 2 0 0 kVA

定 格 電 圧 ; 6.6 / 3 3 ± 5 % kV

定 格 周 波 数 ; 6 0 Hz

### 3.6.5 開閉機器

発電機側 6.6 kV, 送電線側 3 3 kV ともしゃ断器は真空しゃ断器を採用しメンテナンスフリー化を計った。6.6 kV 側は屋内形メタルクラッドとし、3 3 kV 側は屋外に設置し、コンベンショナル形とした。図 3-10-11 に発電所単線結線図を示す。また、機器配置は図 3-10-9 を参照されたい。

### 3.6.6 制御方式

発電所の制御方式は一人制御方式とし、配電盤室において、主要な制御を行い得る。また、この発電所では、豊水期・渇水期には夫々下記の出力制御方式が採用されるので主機の運転⇔停止操作が極めて少ないことが予測される。

(1) 豊水期 : 調速機による負荷, 周波数の調整運転。

(2) 渇水期 : ( 流入量 2.2 m<sup>3</sup>/sec 以下 ) ヘッドタンクに設ける水位調整器に

### よる水位調整運転

以上の理由により、制御方式の設計では常時運転中はほとんど運転員の手を要しないよう配慮した。

### 3.6.7 絶縁設計

この水力発電所で設備される発電所機器、送電線、鉾山側連系変電設備は、すべて標高3850m~4000mの地域に設置される。従って、空気絶縁の低下を考慮に入れて設計する必要がある。

絶縁の標高補正率は日本には基準がないが、米国規格では下表の如く定められている。

#### 標高補正率

#### AMERICAN NATIONAL STANDARD DEFINITIONS AND REQUIREMENTS FOR ALTITUDE CORRECTION FACTORS

Altitude		Altitude Correction Factor To Be Applied to:		
		Rated Withstand Voltage	Current Rating	Ambient Temperature
Feet	Meters	Col 1	Col 2	Col 3
3300	1000	1.00	1.00	1.00
4000	1200	0.98	0.995	0.992
5000	1500	0.95	0.99	0.980
6000	1800	0.92	0.985	0.968
7000	2100	0.89	0.98	0.956
8000	2400	0.86	0.97	0.944
9000	2700	0.83	0.965	0.932
10000	3000	0.80	0.96	0.920
12000	3600	0.75	0.95	0.896
14000	4200	0.70	0.935	0.872
16000	4800	0.65	0.925	0.848
18000	5400	0.61	0.91	0.824
20000	6000	0.56	0.90	0.800

\* For maximum ambient of 40°C for nonenclosed switches and 40°C outside the enclosure for enclosed switches.

For operation at continuous current rating.



南米の高地に設備する電気設備はすべて上記規準に沿って設計されている。依って、この計画でも上記規準を適用し標高補正率は夫々 0.70 とした。

### 3.7 送電線

#### 3.7.1. 経過ルート

Huanzala 水力発電所(標高 3546 m) から, Huanzala 鉱山(標高 4000 m) 間の送電線経路は約 10 km である。送電線ルートは発電所から約 2 km の間は Huallanca の西端を通り, ユーカリ林の中を通過してその後約 8 km は Rio Torres 右岸沿いに鉱山に至る。この地域の植生としてはユーカリ樹のほかは草地で, 他に見るべきものは無い。また線下に存在するユーカリ林の大部分は Santa Luisa 社の資産である。建設及び将来保守の各段階でのアプローチの便宜を計るため送電線ルートは Rio Torres の右岸の道路沿いに選定された。図 3-10-13 にルートを示す。

#### 3.7.2. 気象条件

この地方の気象は, 乾期(5~8月, 10~11月), 雨期(12~4月) および9月の小雨期があり年間降雨量は 900~1100 mm である。気温は年平均 15℃, 最低はマイナス 2~3℃ で季節に依る気温変化よりも, 1日のうちの気温変化が大きいいわゆる高地気象である。

年間雷雨日数(IKL)は60日程度と見られ, 耐雷設計の配慮が必要である。また, 最大風速については近くに観測所がなく不明であるが, ベルー共和国の設計基準に示されている値 25 km/sec を適用すれば問題ない。

#### 3.7.3. 送電線の設計

##### (a) 電圧の選定

送電線の亘長 10 km, 送電々力 4200 kW とすると, 送電々圧は 22 KV でも良い。しかし乍らベルー共和国では 22 KV と云う電圧を全く使用していないので, ベルー規格に合致する 33 KV を採用する。

(b) 回 線 数

本計画では、当初33KV二回線案が考えられていたが、検討の結果一回線でも充分安定して発電所・Huanzala 鉱山間の送電が可能である。依って初期投資節減のため一回線とした。

(c) 電 線

使用電線は鋼心アルミより線(ACSR)又は硬銅より線(HDCC)が考えられるが、経済性からみて鋼心アルミより線を使用する。

電線サイズはAWG2/0(67.42mm<sup>2</sup>)でも送電損失5%以下で送電が可能であるが、AWG2/0は鋼心が単線で信頼性に欠け、一般に幹線用としては使用されない、依って鋼心がより線であるACSR120mm<sup>2</sup>を使用する。

(d) 罫 子

罫子は250mm懸垂罫子を使用し、一連の個数は前述の高地補正率を採用した結果4個とする。

(e) 架 空 地 線

気象条件で述べたように、この地方はIKLが60日程度であるので架空地線1条を設備する。架空地線は38mm<sup>2</sup>の亜鉛鍍鋼より線を使用し、しゃへい角は30度以内とする。

(f) 支 持 物

この送電線の平均径間は100mとすれば、支持物として鉄塔、鉄柱、コンクリート柱、木柱が考えられるが、下記の選定理由によりコンクリート柱とした。

○ 鉄塔、鉄柱

ペルー国内に著名な製作者はなく、Electro Peruほか電気事業者は輸入している。また、町工場での製作は可能だが亜鉛鍍金はできず、信頼性にも欠ける。

○ コンクリート柱

ペルー国の基準により製作している会社が3社あり、経験も豊富で腕木など

アクセサリも完備している。

○ 木 柱

ペルー国内には杉, 松, など針葉樹が少く, 15~16 mの直幹が得られる樹木はユーカリのみである。ユーカリは乾燥中にヒビ割れが生じ易い。また, クレオソート注入処理工場も無い, 従ってペルーの電気事業者は主にカナダから輸入している。

以上の理由から, 本計画ではペルー国内で生産が可能であり且つ技術的に信頼度の高く, ペルーの規格品であるコンクリート柱を採用する。図3-10-14および図3-10-15に標準装柱を示す。

### 3.8 鉱山側連系変電所

図3-10-10に示すごとく, 既設のHuanzala 鉱山電力系統と, 本計画で建設されるHuanzala水力発電所, 送電線を連系するため, 既設のディーゼル発電所東側(下流側)に屋外変電所を設ける。

この変電所には, 送電々庄33KVからディーゼル発電所母線電圧2.2KVに降圧して連系するため必要な5200kVAの三相変圧器一台を設置する。この変圧器は一次側, 二次側とも星形接続であるため1/3容量の三次巻線(安定巻線)を必要とする。

33KV側, 2.2KV側とも真空しゃ断器を使用しメンテナンスフリー化を計った。2.2KV側は屋内メタルクラッド形, 33KV側は屋外に設置しコンベンショナル形とした。図3-10-12に単線結線図および機器配置を示す。

#### 変圧器の概要

形 式 ; 屋外三相油入自冷三次巻線付

定 格 容 量 ; 5 2 0 0 kVA

定 格 電 圧 ; 3 3 ± 5 % / 2.2 KV

定 格 周 波 数 ; 6 0 HZ

### 3.9 Electro Peru 配電系統との連系

先に述べた如く、この地方の Electro Peru の配電系統は、Huallanca の既設水力発電所(156KW)より供給される Huallanca 配電系統と、La Union のポータブル形ディーゼル発電機(125KW)より供給される La Union 配電系統がある。この両系統を Huanzala 電力系統と連系するため、図3-10-11 Huanzala 水力発電所、単線結線図に示す如く、6.6KV母線に Electro Peru 配電線引出し設備を設けた。

この引出口のしゃ断器(VCB)以降の連系工事は、一般民生用電力供給者である Electro Peru で施工されるものと理解する。

また、既設の Electro Peru の水力発電所、ディーゼル発電装置共、電力系統に並列し運転出来る設備とはされてないので、これを廃止転用されるか、並列装置、调速機など改良し運用されるかは Electro Peru 当局の判断に任せるものとする。

Table 7-1-1 Project Feature

1. 一般

河川名 ; Rio San Juan  
 流域面積 ; 153.7 km<sup>2</sup>

2. 発電計画

取水位 ; 3802.5 m  
 ヘッドタンク水位(標高) ; 3796.5 m  
 水車中心標高 ; 3547.3 m  
 総落差 ; 249.2 m  
 有効落差 ; 242.0 m  
 最大使用水量 ; 2.2 cu.m/sec  
 出力 ; 4200.0 kW  
 年間可能発生電力量 ; 32187 × 10<sup>3</sup> kWh

3. 取水ダム

形式 ; 重力式コンクリート造り  
 越流部標高 ; 3802.5 m  
 越流堤長 ; 15.0 m  
 高さ ; 3.5 m

4. 沈砂池

巾 ; 3.5 m  
 長さ ; 40.0 m  
 高さ ; 1.7 ~ 3.5 m

## 5. 導水路

### (1) 用水路

形式	; 台形, 石張り (Type I), コンクリート矩形 (Type II) 又は コンクリート暗渠 (Type III)
延長	; 3000 m
巾×高さ	; Type I : 1.2 × 1.8 (1:0.3) m Type II : 1.2 × 1.8 m Type III: 1.2 × 1.7 m
勾配	; 1:1000

### (2) トンネル

形式	; 巻立 (Type II) 又は無巻 (Type I) 上部円形—底部角形
延長	; 1650 m
巾×高さ	; Type I : 2.0 × 2.3 m Type II : 1.6 × 2.1 m
勾配	; 1:1000

## 6. ヘッドタンク

形式	; 円筒形
直径	; 9.0 m
高さ	; 5.5 m

## 7. 水圧管路

形式	; 全熔接鋼管—路出形
延長	; 664.0 m
直径	; 1.10 m ~ 0.55 m

## 8. 発電所

形式	; 地上形
長さ×巾×高さ	; 23.0 m × 10.0 m × 8.3 m

## 9. 電気設備

設備出力 ; 4,200 kW

### 水車

形式 ; 横軸1ランナ, 2ノズル, ベルトン水車

台数 ; 1

有効落差 ; 242.0 m

最大使用水量 ; 2.2 cu.m/sec

回転速度 ; 455 r.p.m.

### 発電機

形式 ; 横軸三相交流同期発電機

台数 ; 1

出力 ; 5,200 kVA

電圧 ; 6.6 kV

力率 ; 0.82 (lagging)

周波数 ; 60 Hz

### 主変圧器

形式 ; 屋外三相油入変圧器

台数 ; 1

容量 ; 5,200 kVA

電圧 ; 6.6/33±5% kV

## 10. 送電線

回線数 ; 1

電線 ; A.C.S.R. 120 mm<sup>2</sup>

がい子連 ; 250 mm 懸垂型, 4ヶ連

架空地線 ; 38 mm<sup>2</sup> GSC, 1 line  
支持物 ; コンクリート柱  
電 圧 ; 33 kV  
巨 長 ; 10 km

11. ワンサラ鉾山側変電所

変 圧 器

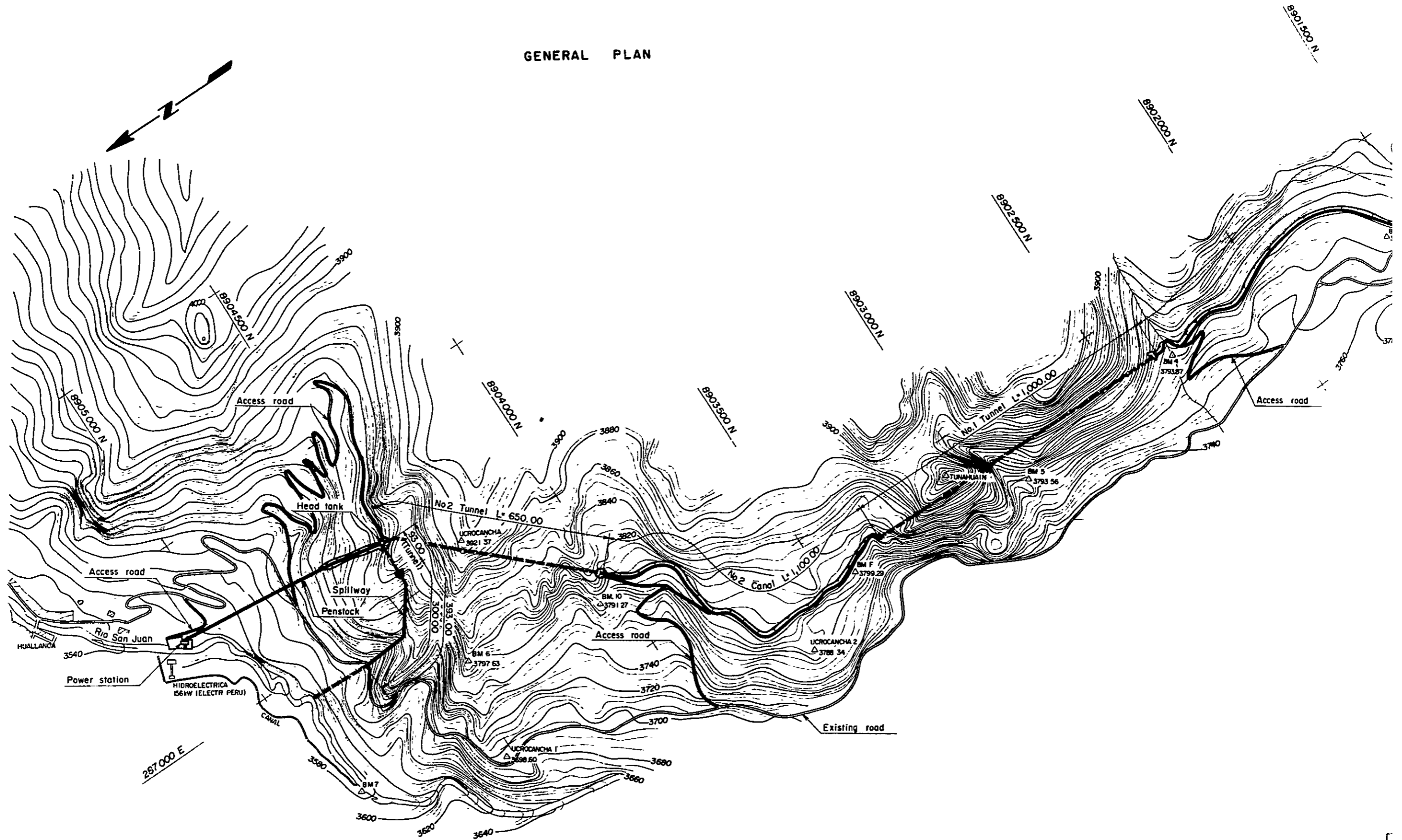
形 式 ; 屋外三相油入変圧器  
台 数 ; 1  
容 量 ; 5,200 kVA  
電 圧 ; 33 ± 5%/2.2 kV



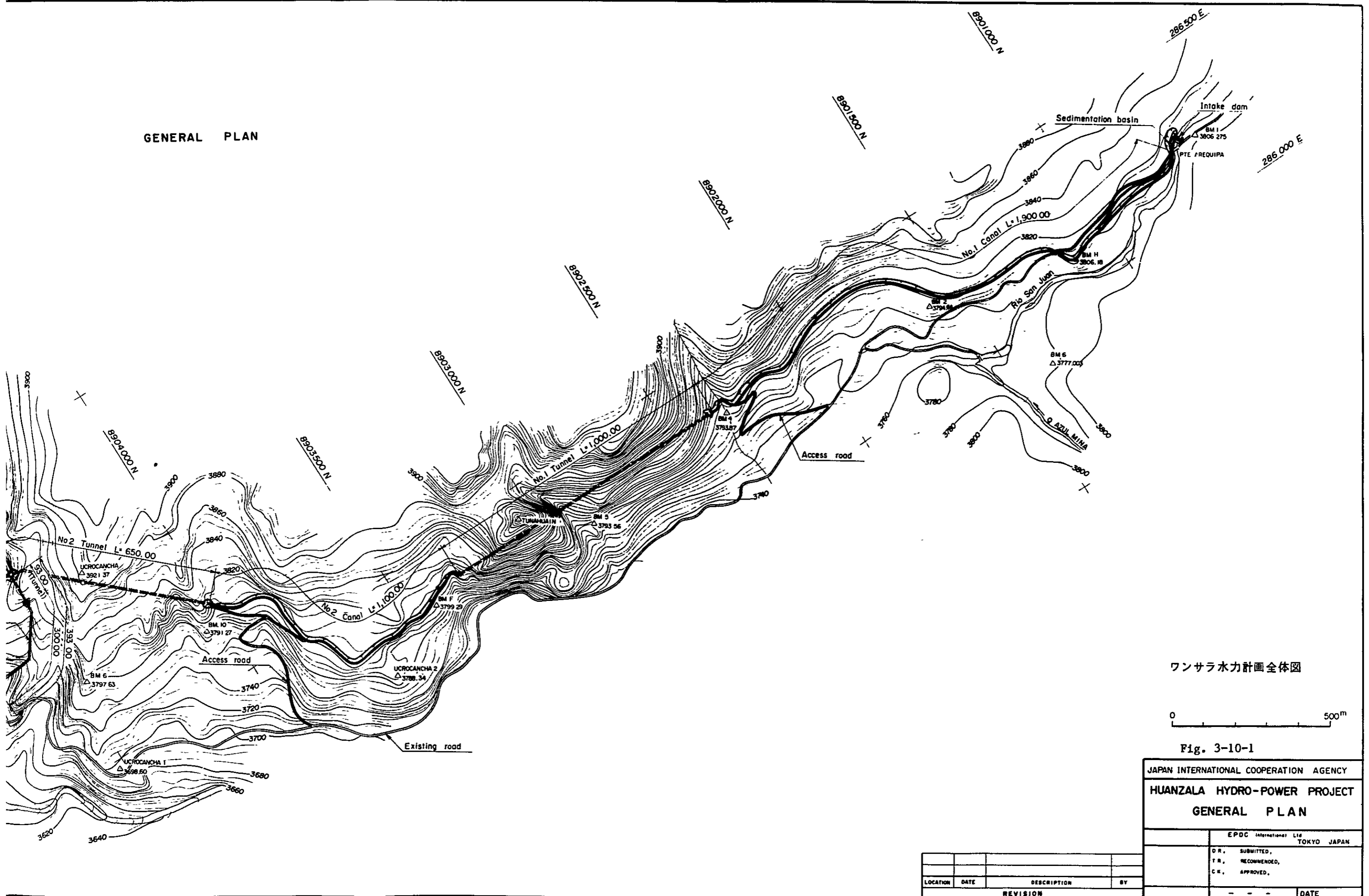
### 3.10 設計図

本プロジェクトで建設せんとする Huanzala 水力発電所の設計図は Fig. 3-10-1 から Fig. 3-10-15 に示されている。

GENERAL PLAN



GENERAL PLAN



ワンサラ水力計画全体図

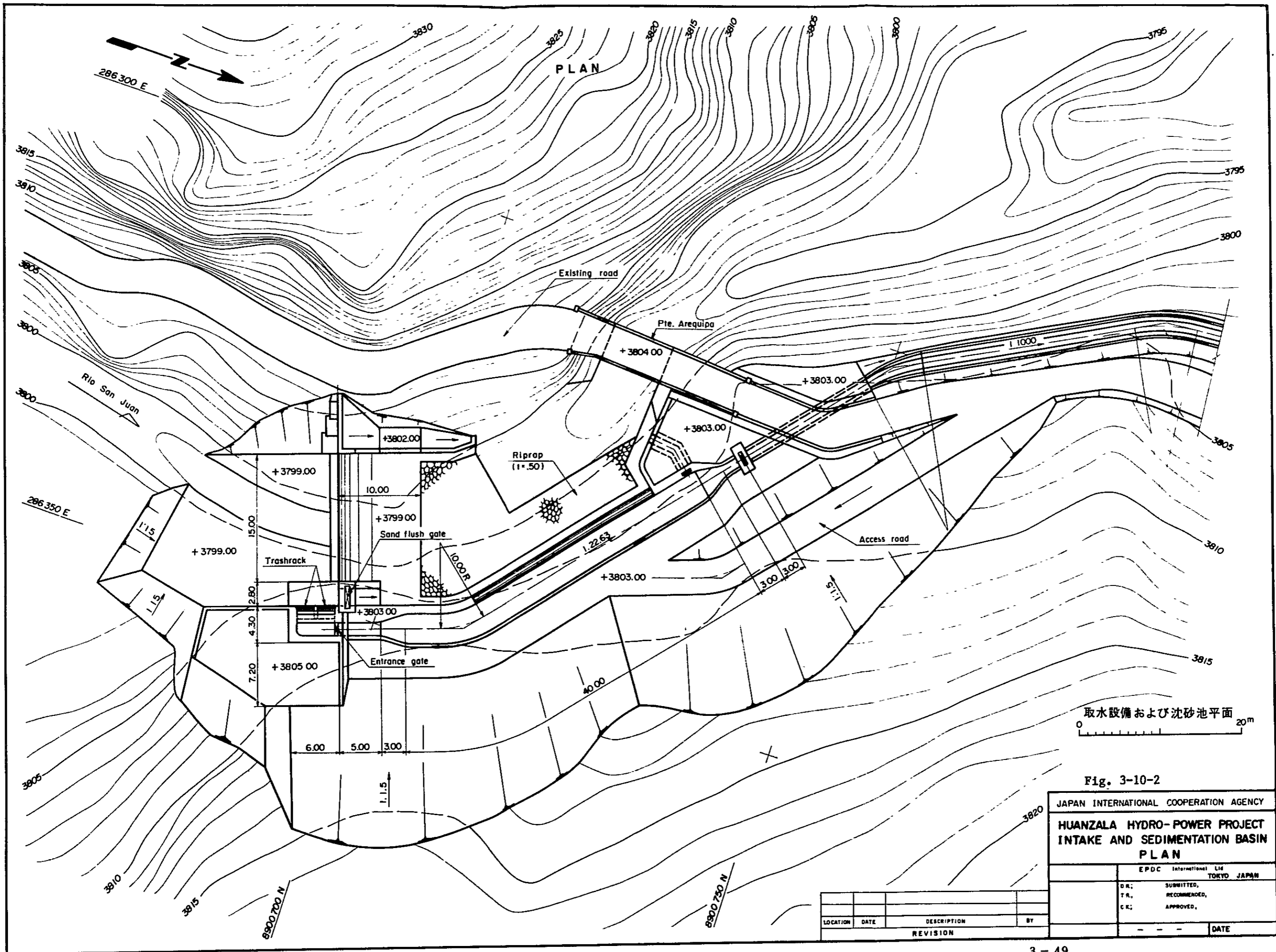


Fig. 3-10-1

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY  
 HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT  
 GENERAL PLAN

EPDC International Ltd		TOKYO JAPAN	
D R.	SUBMITTED,		
T R.	RECOMMENDED,		
C K.	APPROVED,		
REVISION			DATE

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY

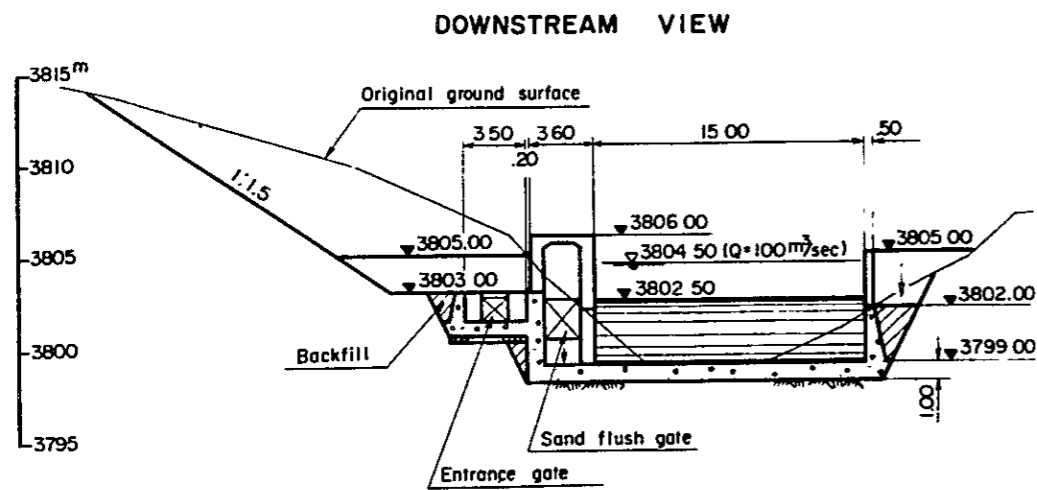
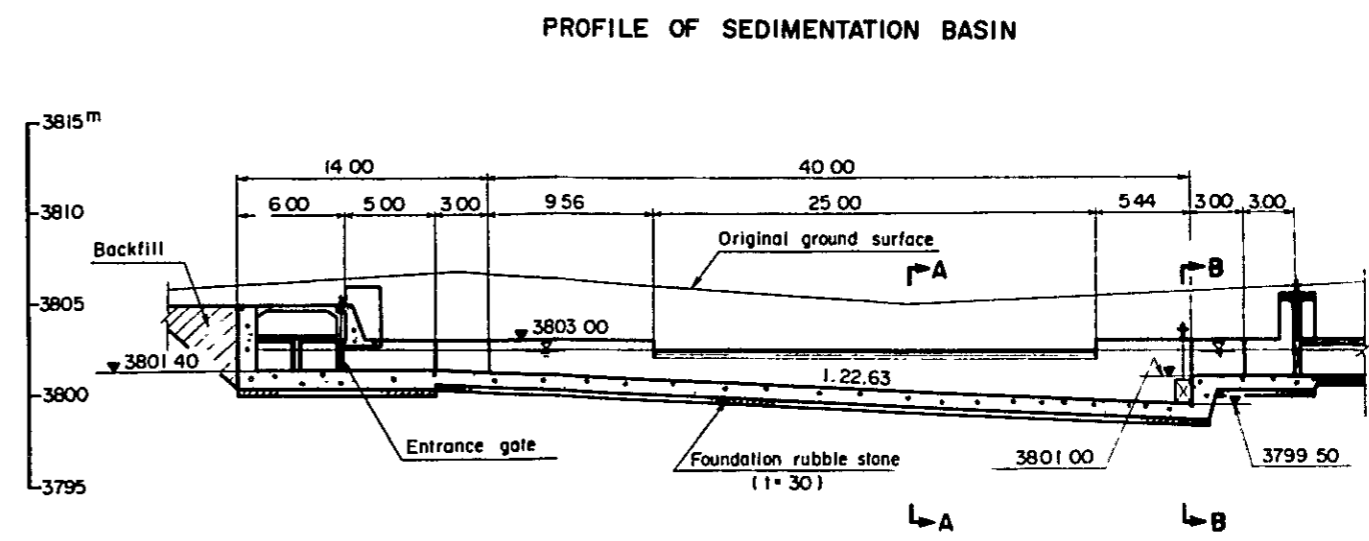
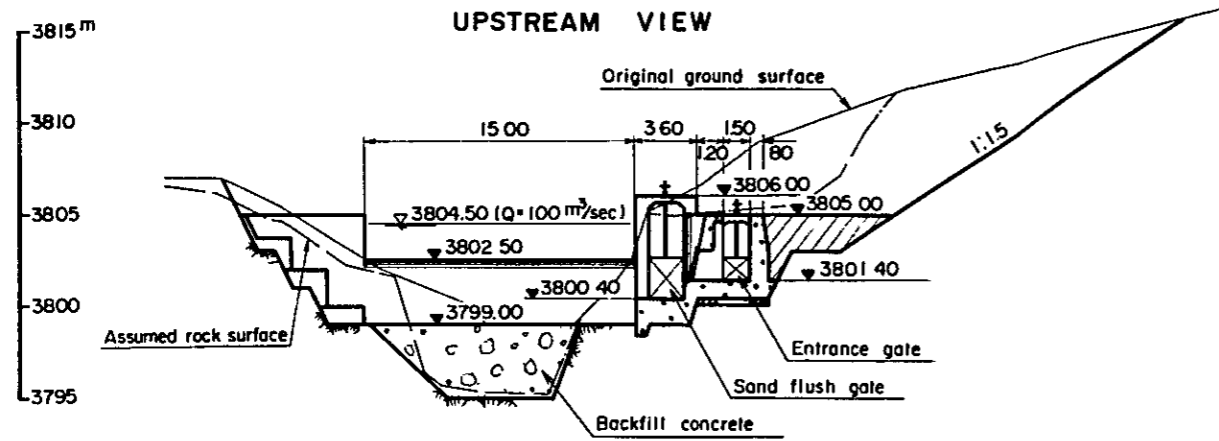


取水設備および沈砂池平面  
0 20m

Fig. 3-10-2

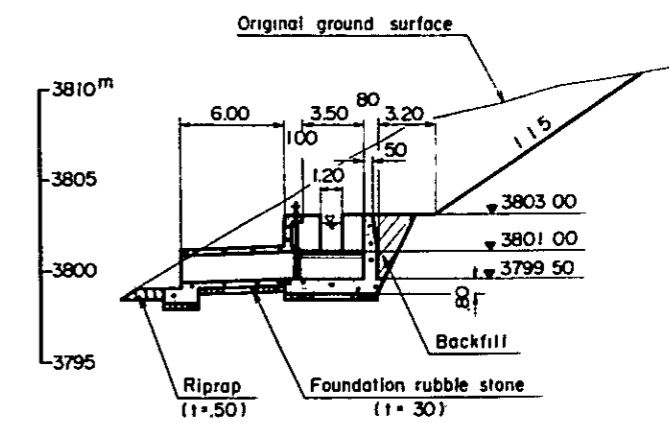
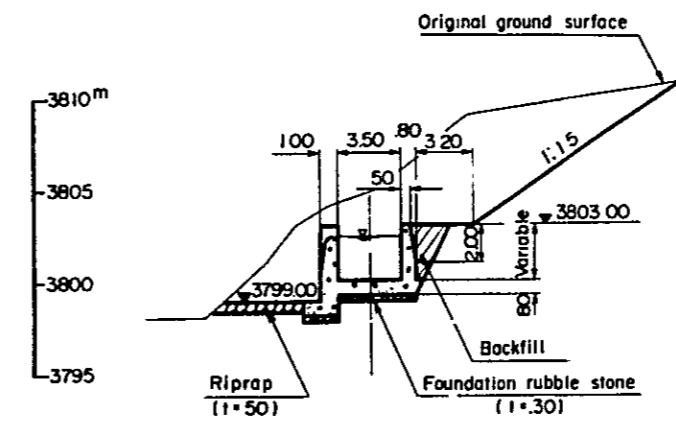
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY			
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT INTAKE AND SEDIMENTATION BASIN PLAN			
EPDC International Ltd		TOKYO JAPAN	
D.R.:	SUBMITTED,		
T.R.:	RECOMMENDED,		
C.K.:	APPROVED,		
			DATE

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
		REVISION	



SECTION A - A

SECTION B - B

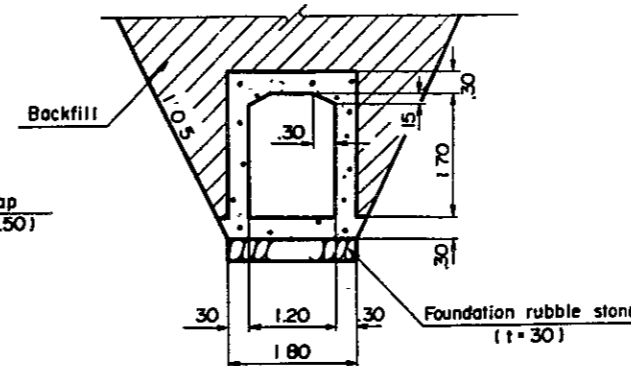
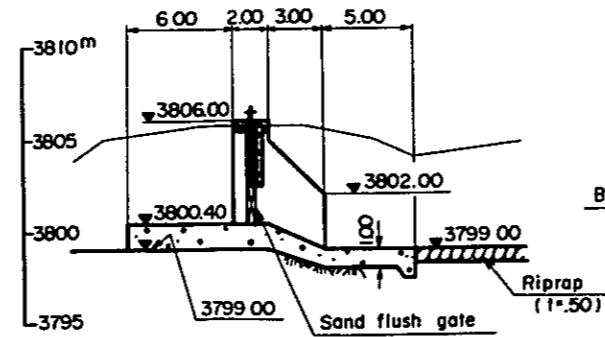
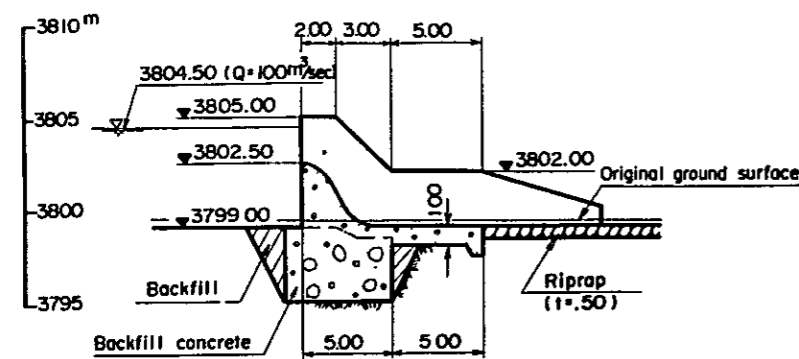


OVERFLOW SECTION

SAND FLUSH SECTION

CULVERT SECTION

(Under the existing road)



取水ダムおよび沈砂池横断

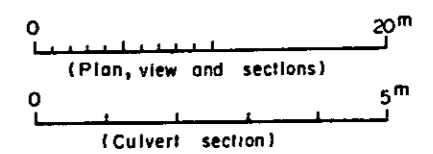
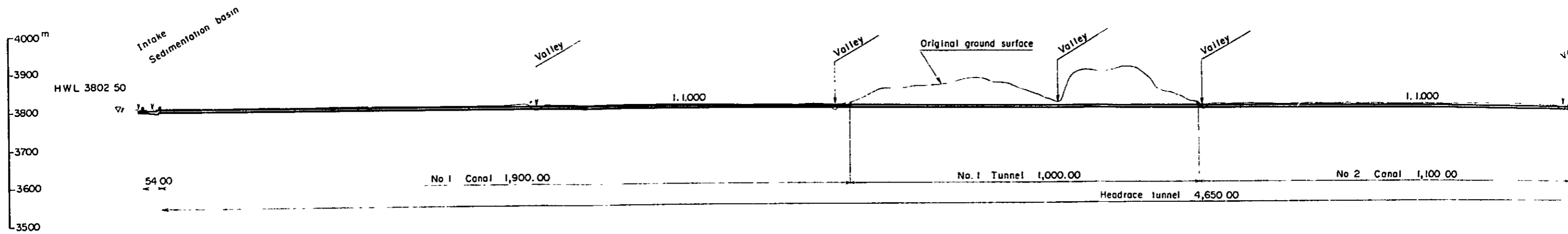


Fig. 3-10-3

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO - POWER PROJECT INTAKE AND SEDIMENTATION BASIN VIEW AND SECTIONS	
EPDC International Ltd TOKYO JAPAN	
D.R.	SUBMITTED;
T.R.	RECOMMENDED;
C.R.	APPROVED;
	DATE

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
		REVISION	

PROFILE

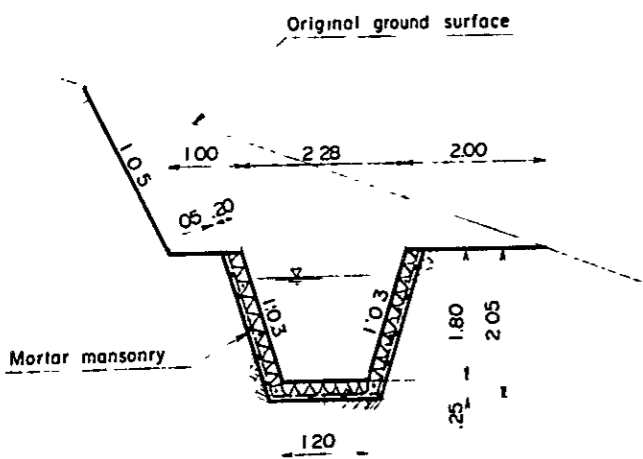


TYPICAL SECTIONS

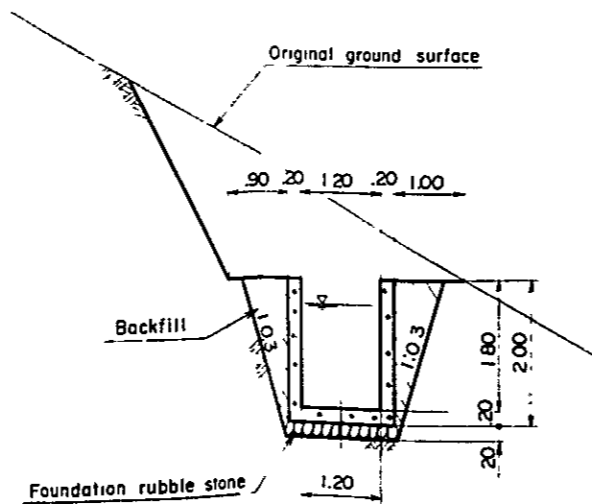
SECTION OF CANALS

SECTION 0

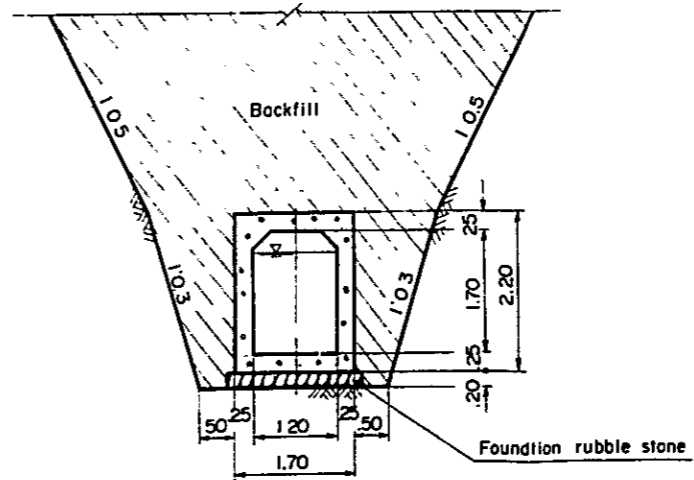
TYPE - I



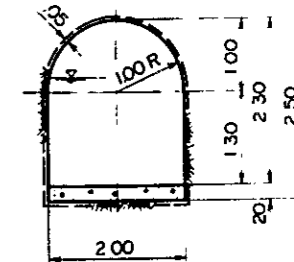
TYPE - II



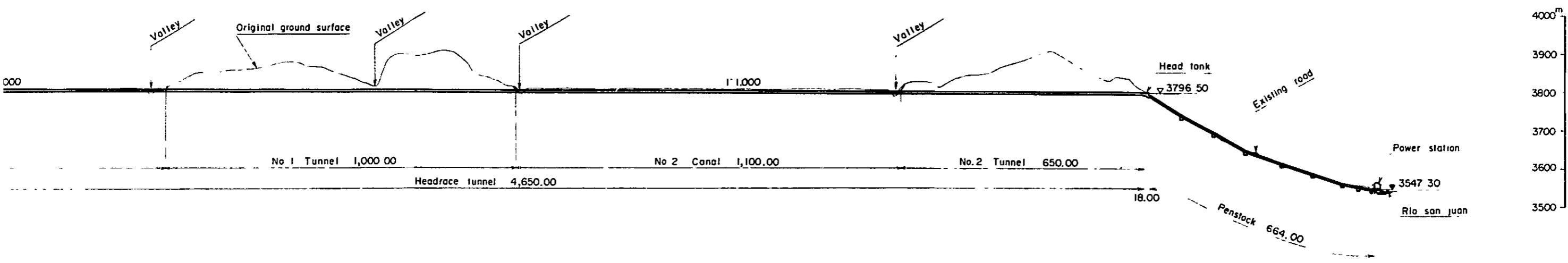
TYPE - III



TYPE - I



PROFILE

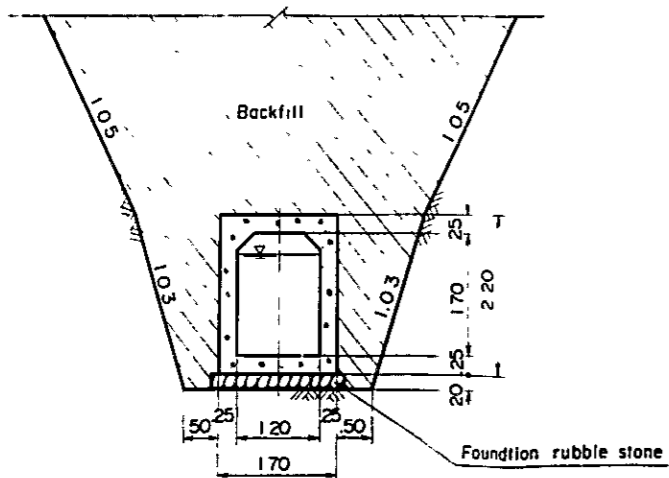


TYPICAL SECTIONS

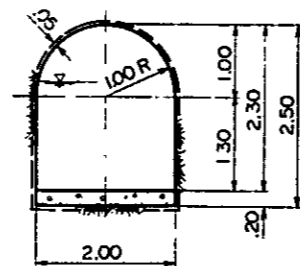
CANALS

SECTION OF TUNNEL

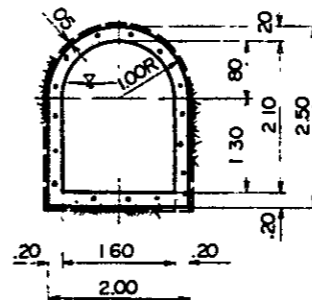
TYPE - III



TYPE - I



TYPE - II



水路縦断および標準断面

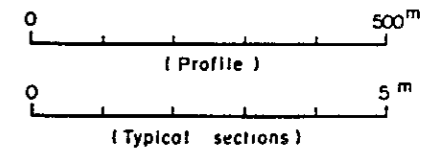
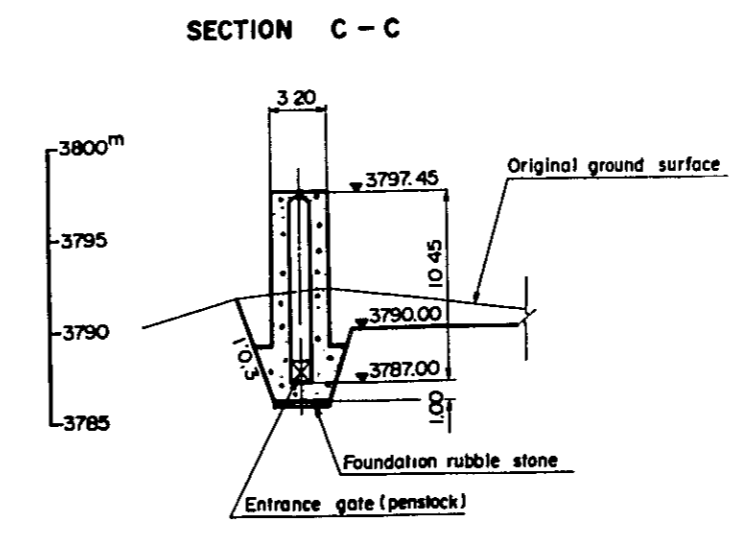
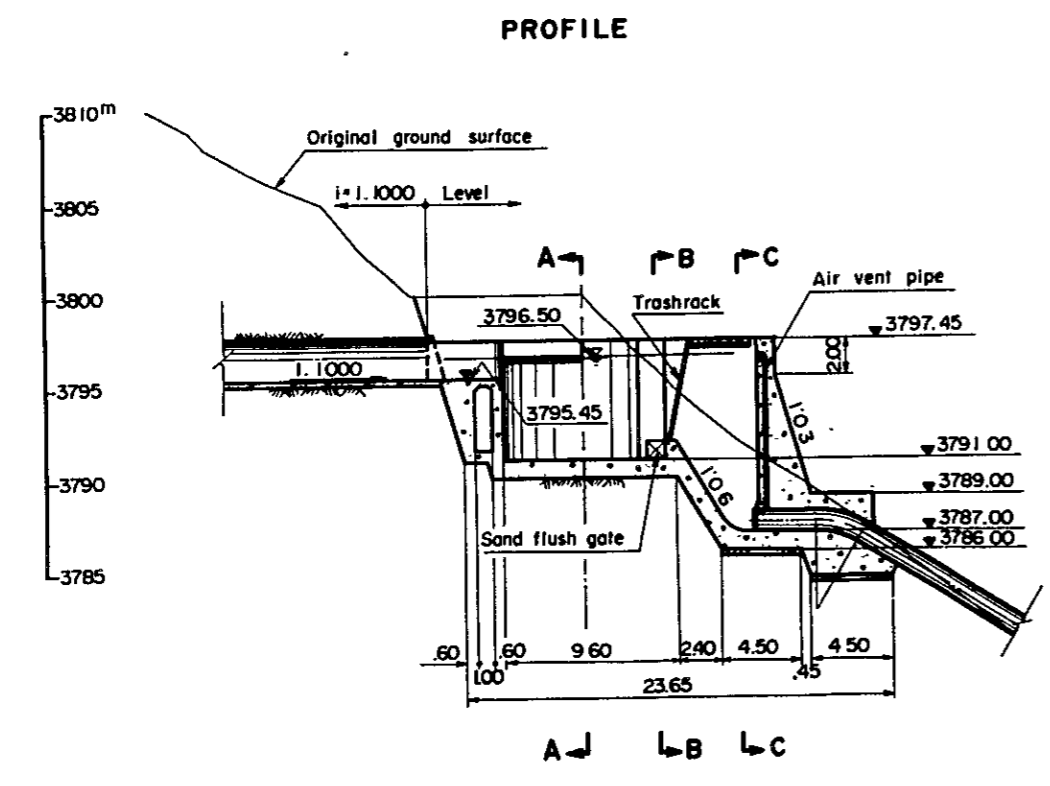
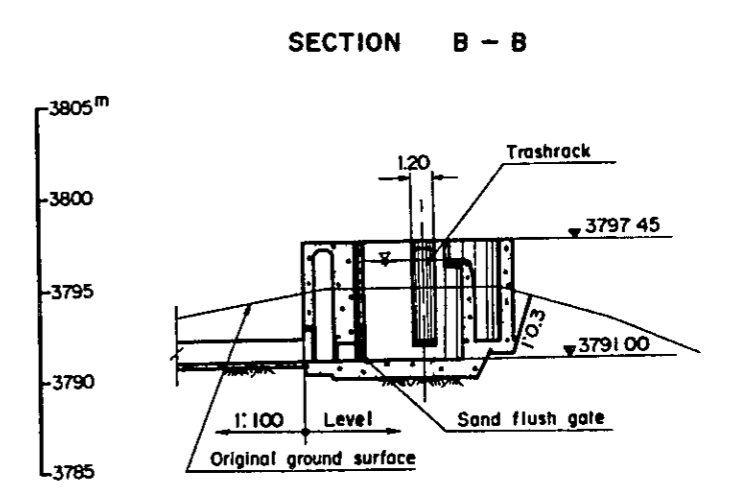
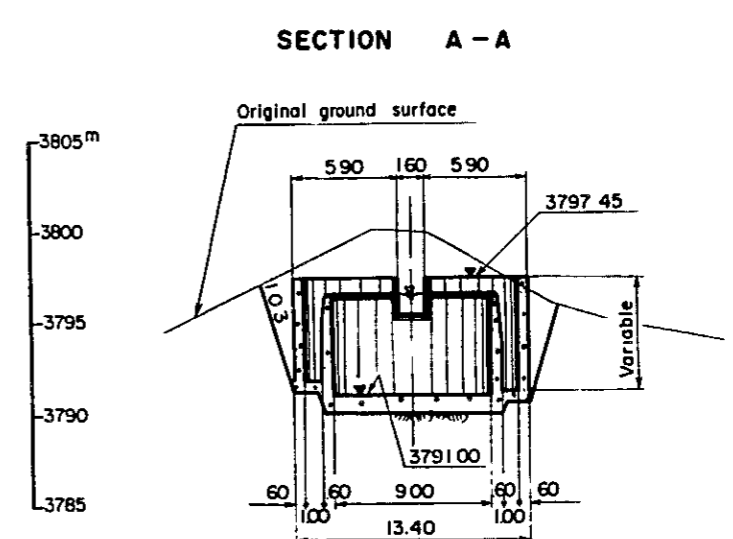
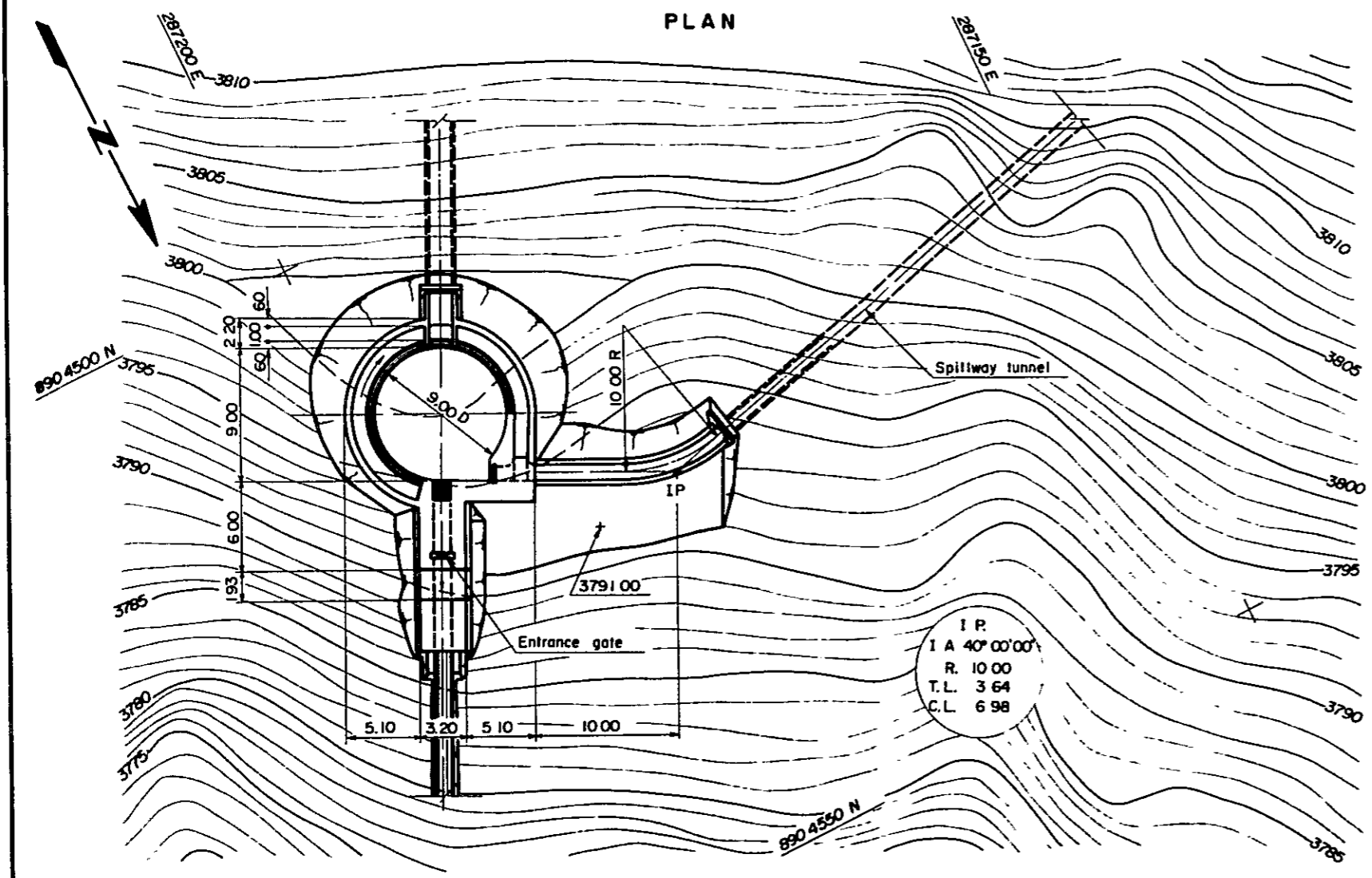


Fig. 3-10-4

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT WATERWAY PROFILE, TYPICAL SECTIONS	
EPDC International Ltd TOKYO JAPAN	
D.R.	SUBMITTED,
T.R.	RECOMMENDED,
C.R.	APPROVED,
LOCATION	DATE
REVISION	BY
	DATE

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
		REVISION	



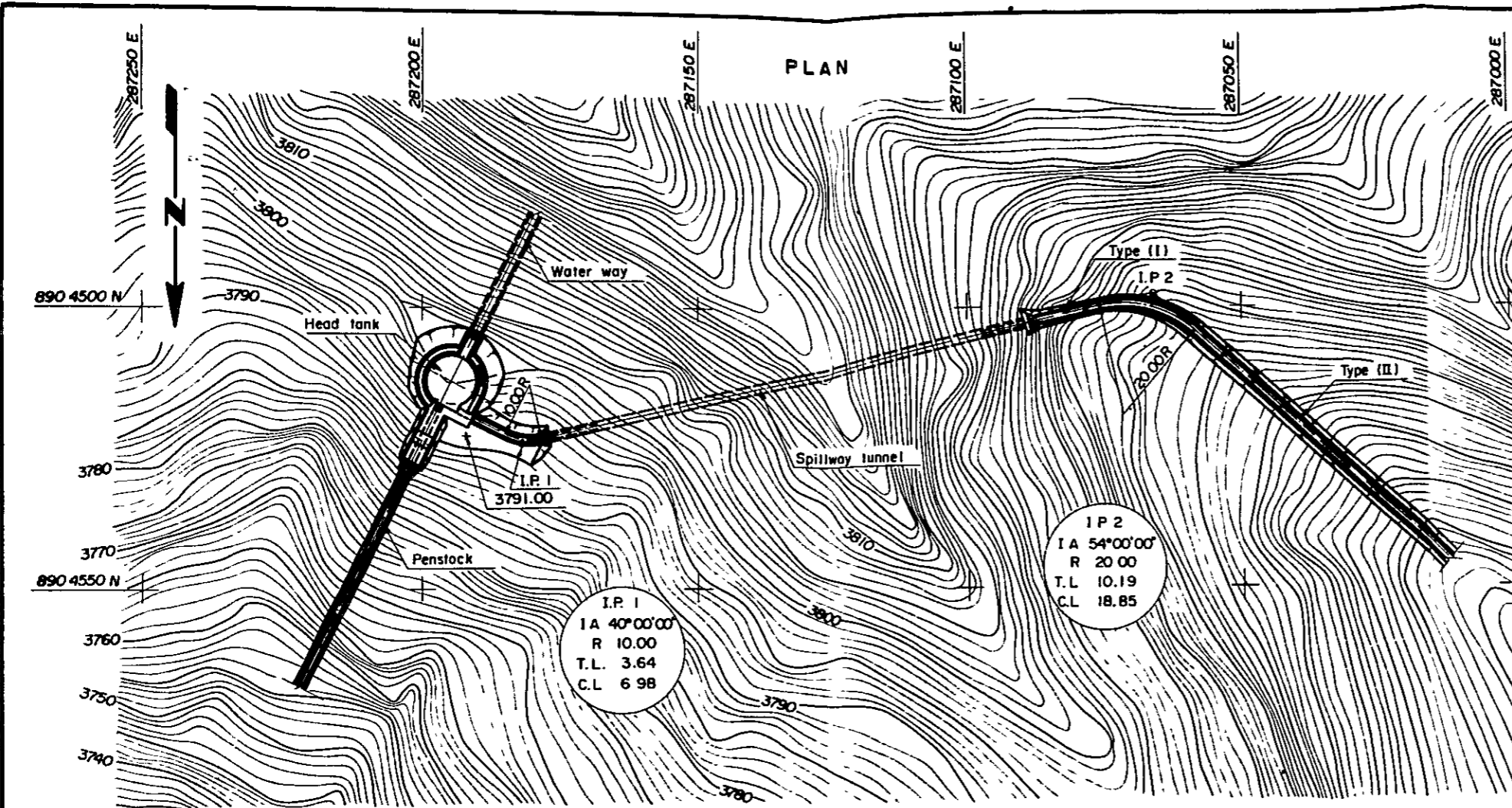
ヘッドタンク平面縦断および横断

0 20m

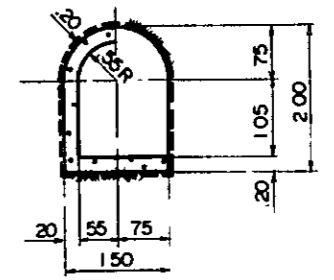
Fig. 3-10-5

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY			
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT			
HEAD TANK			
PLAN, PROFILE AND SECTIONS			
EPDC International Ltd		TOROKO JAPAN	
D.R.	SUBMITTED;		
T.R.	RECOMMENDED;		
C.E.	APPROVED;		
LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			DATE

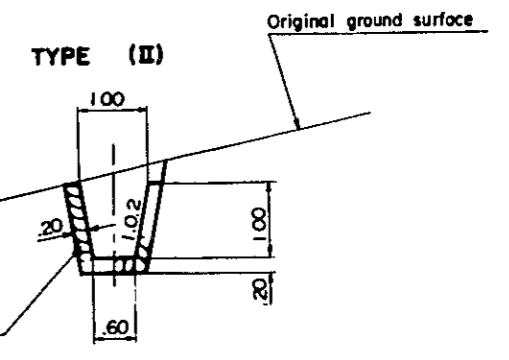
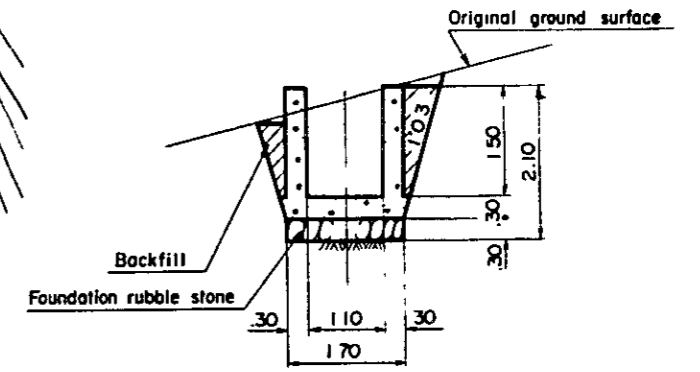


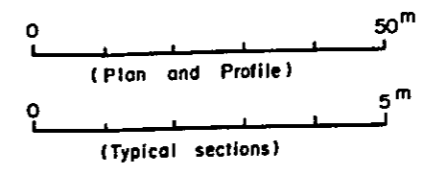
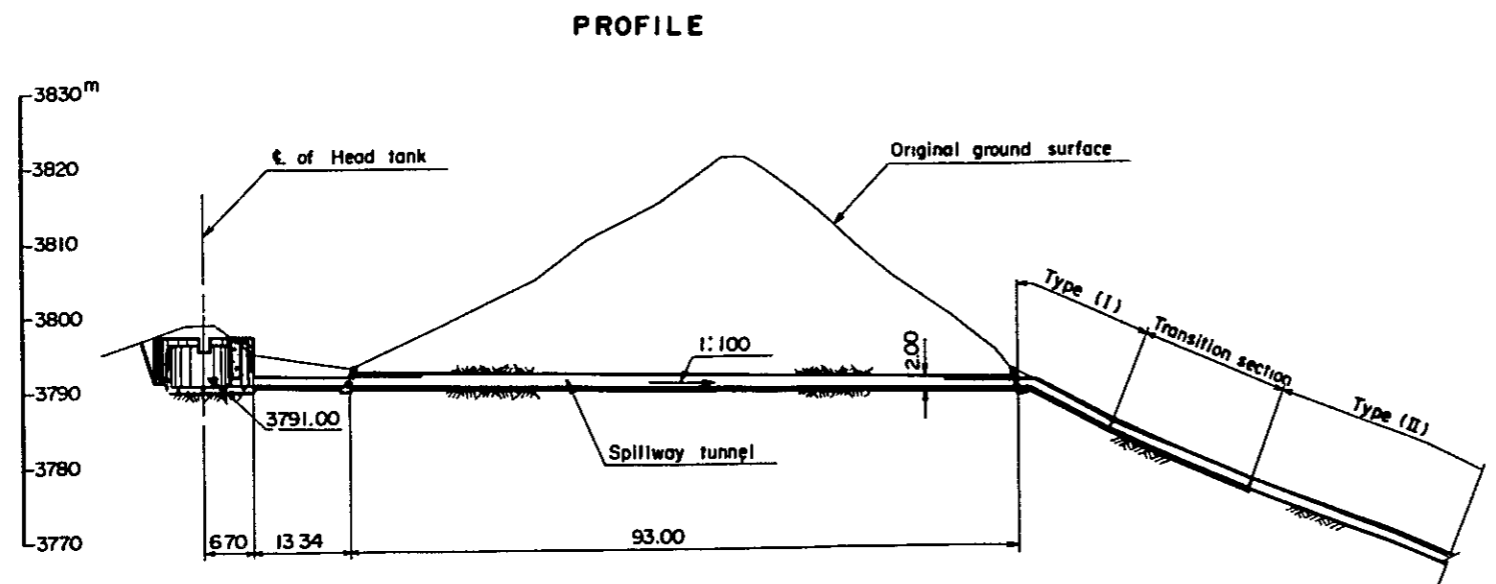
TYPICAL SECTION OF SPILLWAY TUNNEL  
Lining Section Non-lining Section



TYPICAL SECTION OF SPILLWAY CHANNEL  
TYPE (I)



余水路平面縦断および断面

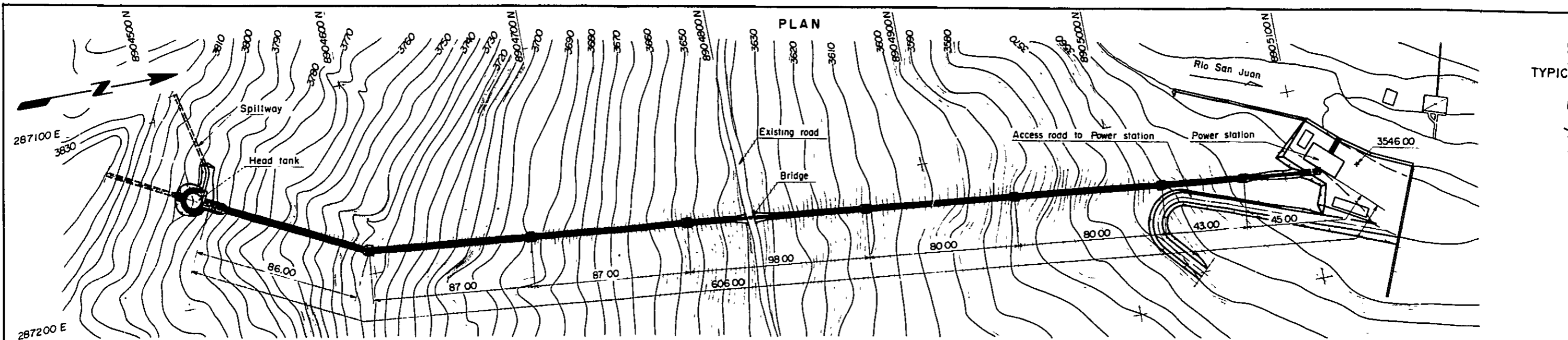


Note: 1 As for spillway tunnel, lining or non-lining would depend on the geological condition.  
2 Spillway channel (Type II) would be provided from the end of transition section to the intersection of the existing road.

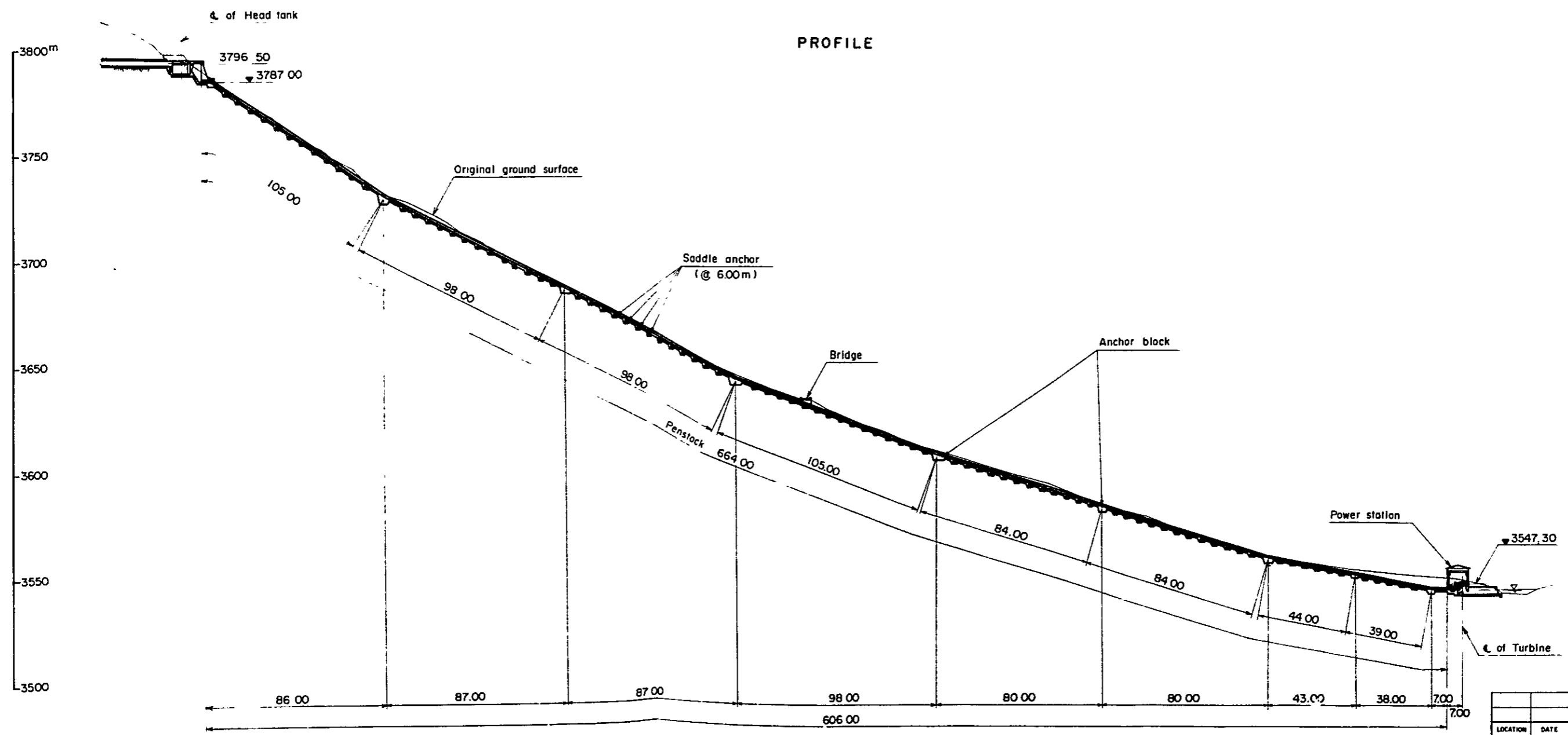
LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

Fig. 3-10-6

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT	
SPILLWAY	
PLAN, PROFILE AND SECTIONS	
EPDC	International Liaison TOKYO JAPAN
D.R.	SUBMITTED,
T.R.	RECOMMENDED,
C.R.	APPROVED,
REVISION	DATE



TYPIC



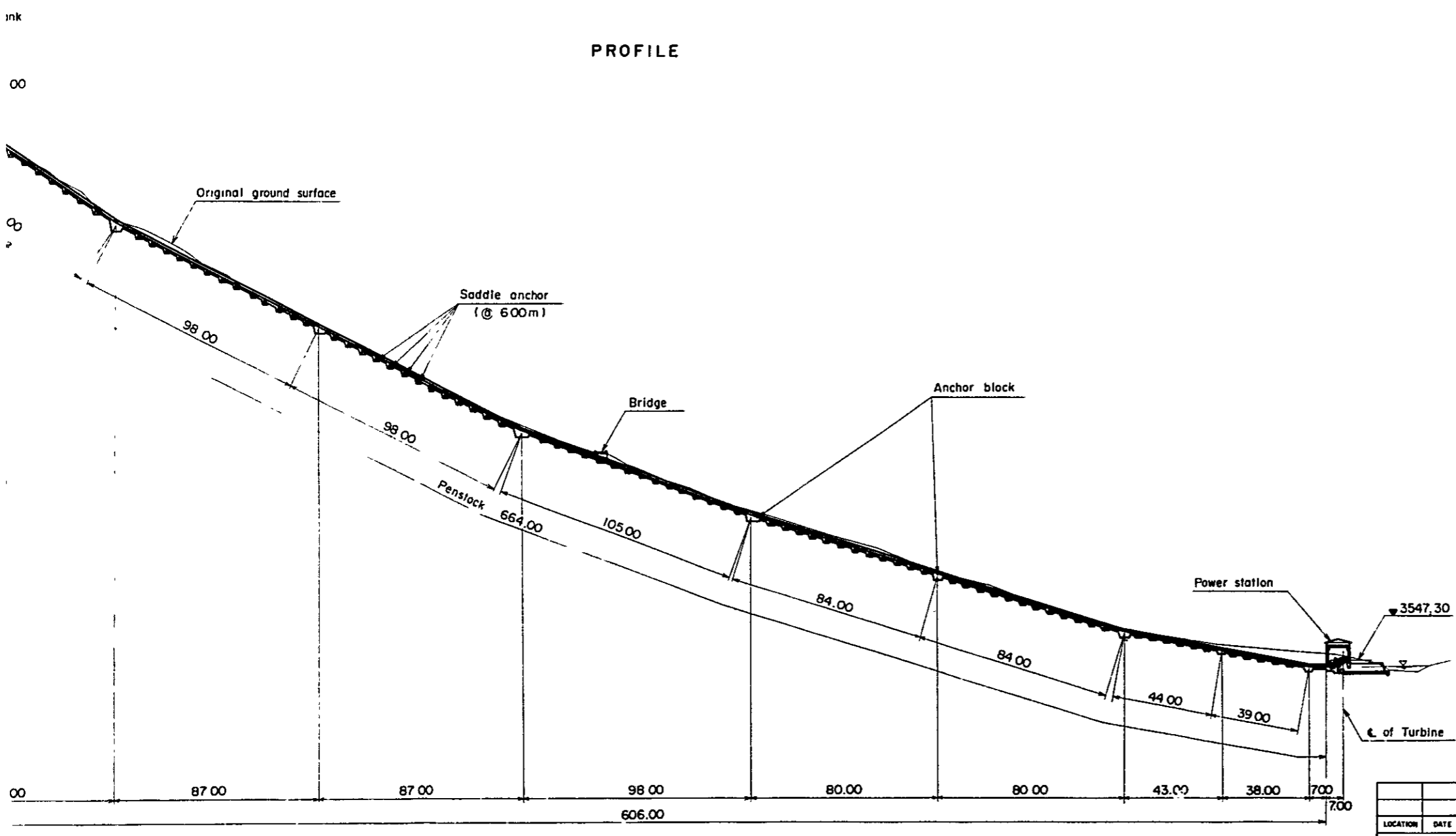
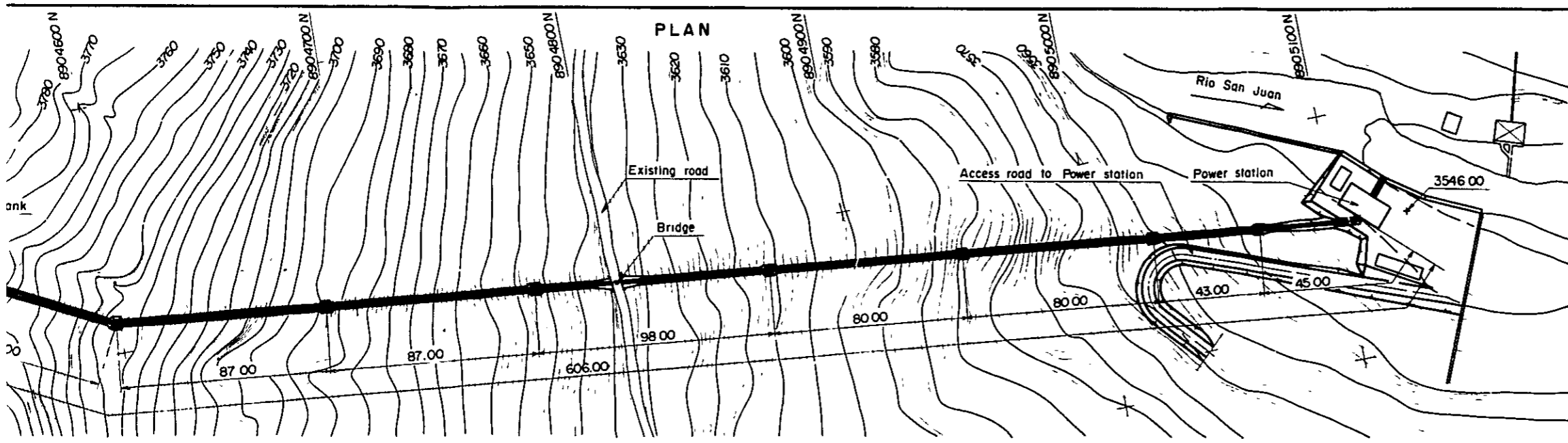
TYPIC

Foundation r

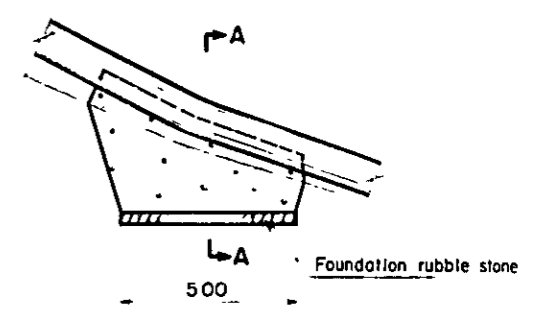
Foundation r

LOCATION	DATE	DESCRIPTION

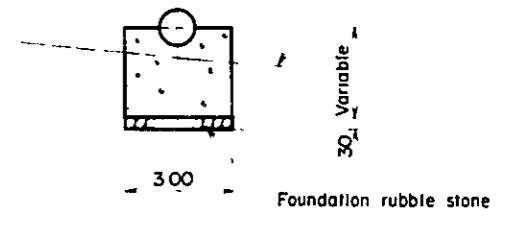
REVISION



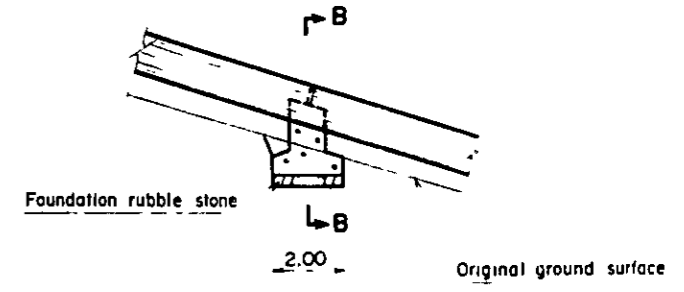
TYPICAL SECTION OF ANCHOR BLOCK



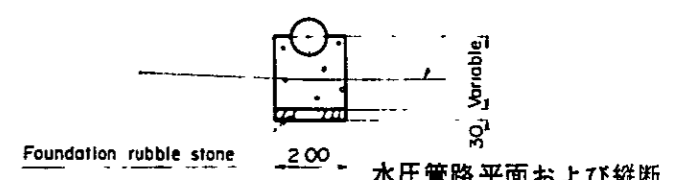
SECTION A - A



TYPICAL SECTION OF SADDLE ANCHOR



SECTION B - B



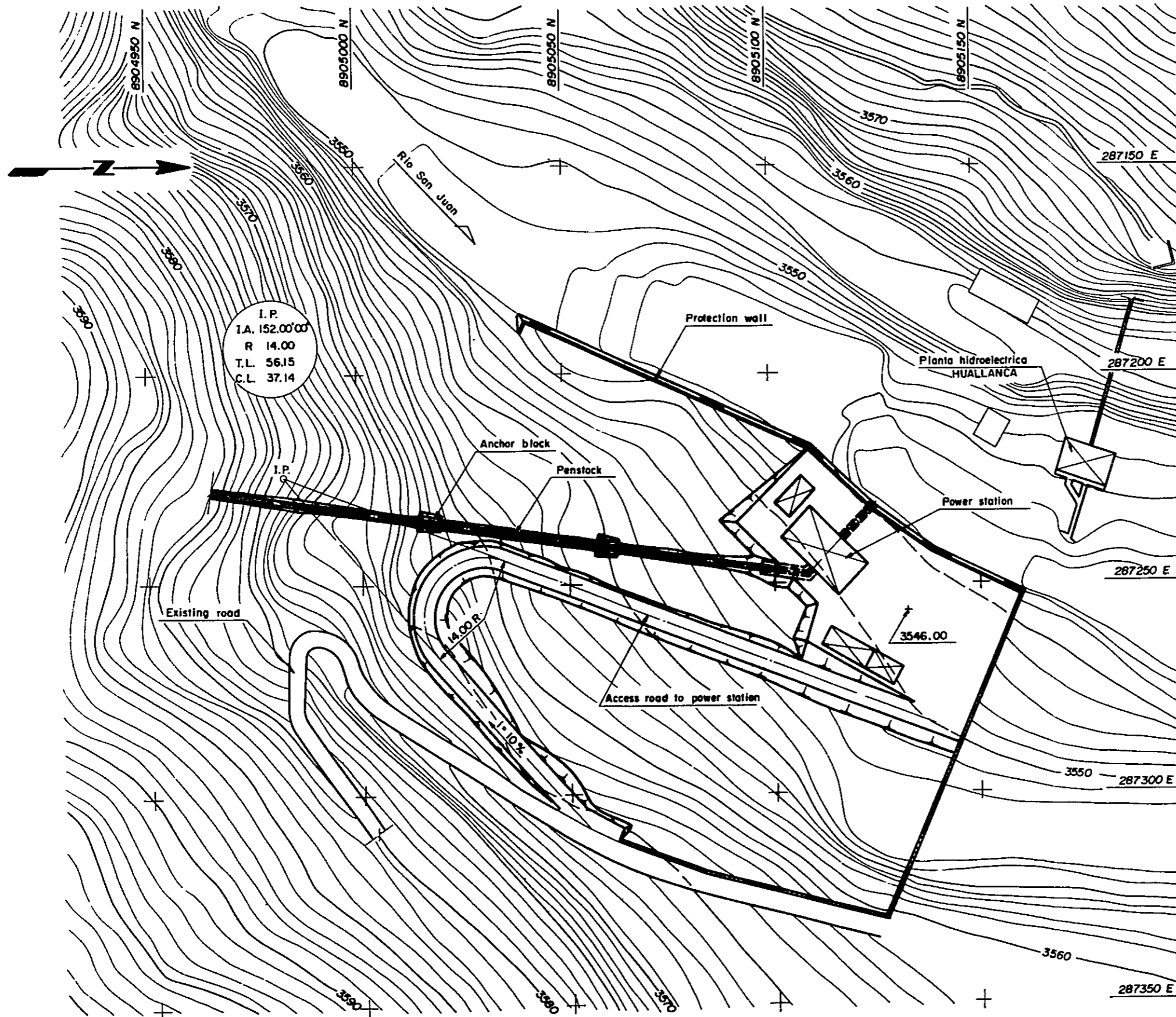
0 100m  
(Plan and Profile)

0 10m  
(Sections)

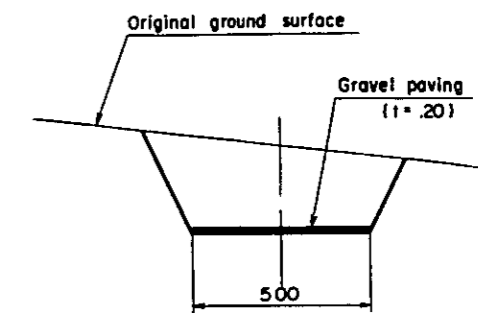
Fig. 3-10-7

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY			
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT			
PENSTOCK			
PLAN AND PROFILE			
EPDC International Ltd TOKYO JAPAN			
D.R.	SUBMITTED.		
T.R.	RECOMMENDED.		
C.K.	APPROVED.		
LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			
			DATE

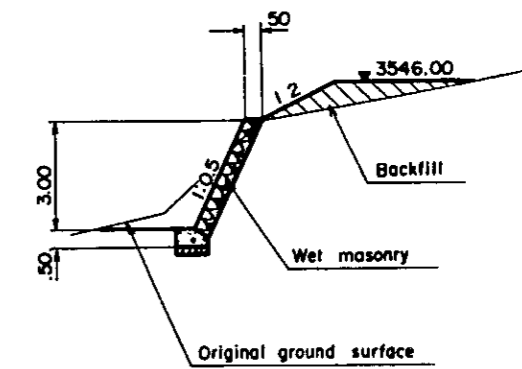
GENERAL PLAN



TYPICAL SECTION OF ACCESS ROAD



TYPICAL SECTION OF PROTECTION WALL



発電所附近平面図

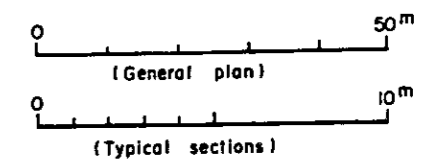
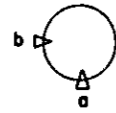
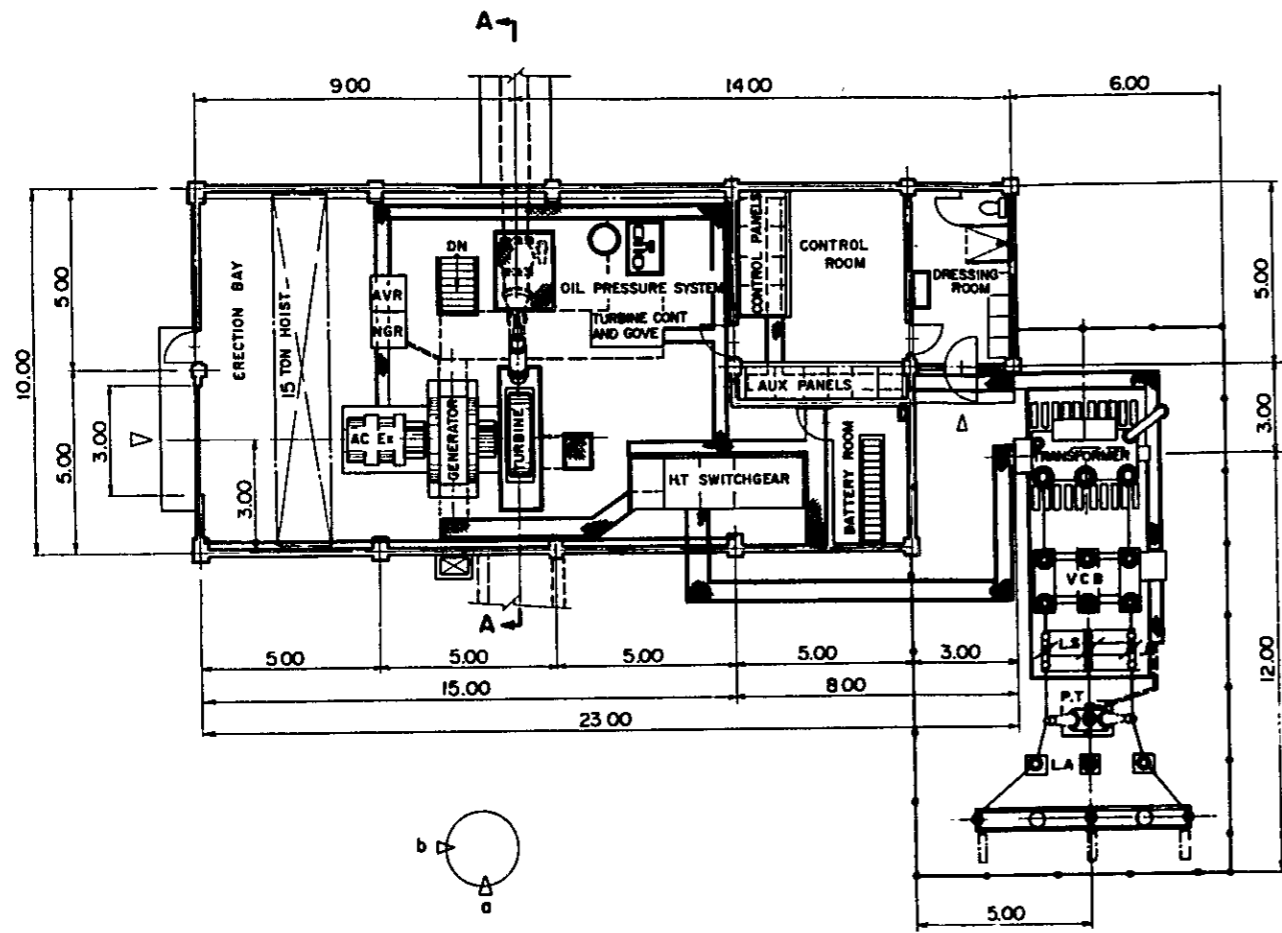


Fig. 3-10-8

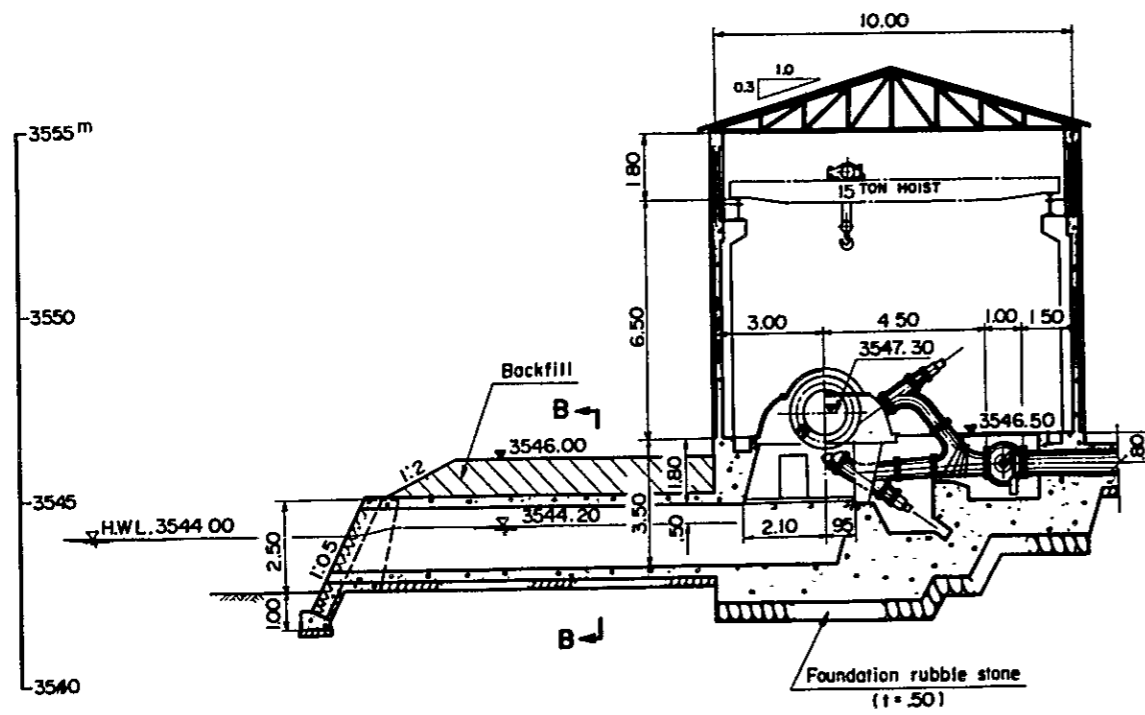
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT	
POWER STATION	
GENERAL PLAN	
EPDC International Ltd TOKYO JAPAN	
D R :	SUBMITTED;
T R :	RECOMMENDED,
C E :	APPROVED;
- - -	DATE

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

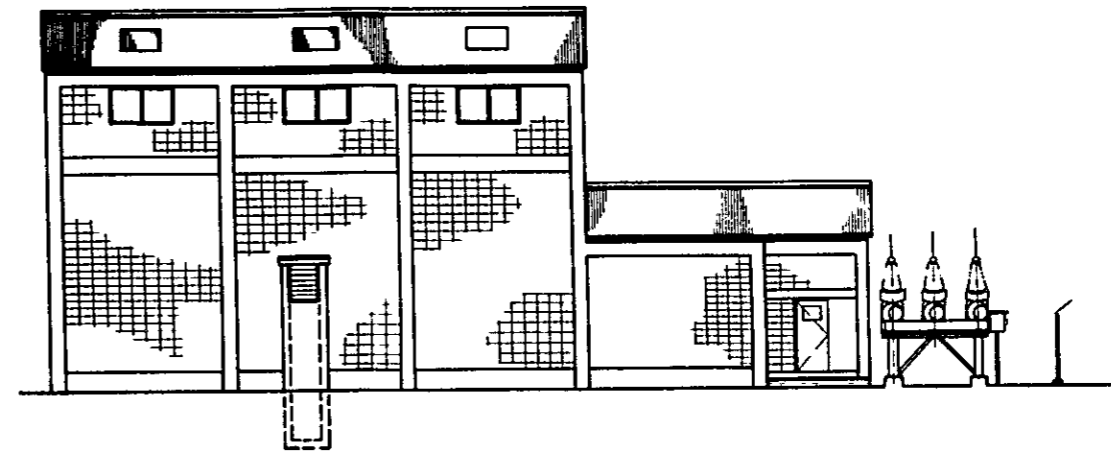
PLAN



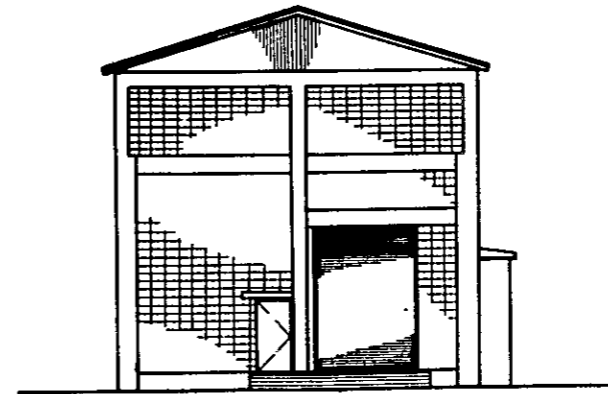
SECTION A - A



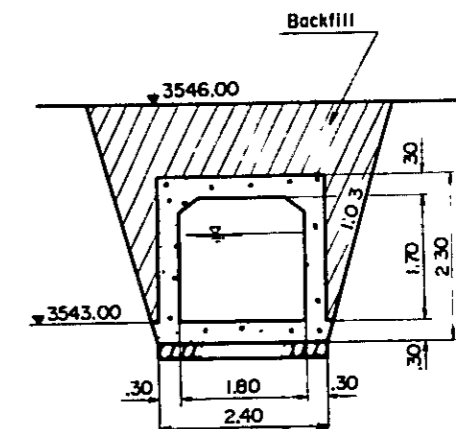
ELEVATION a



ELEVATION b

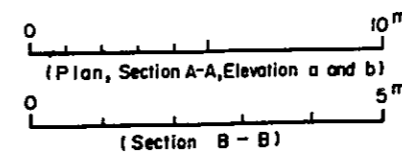


SECTION B - B

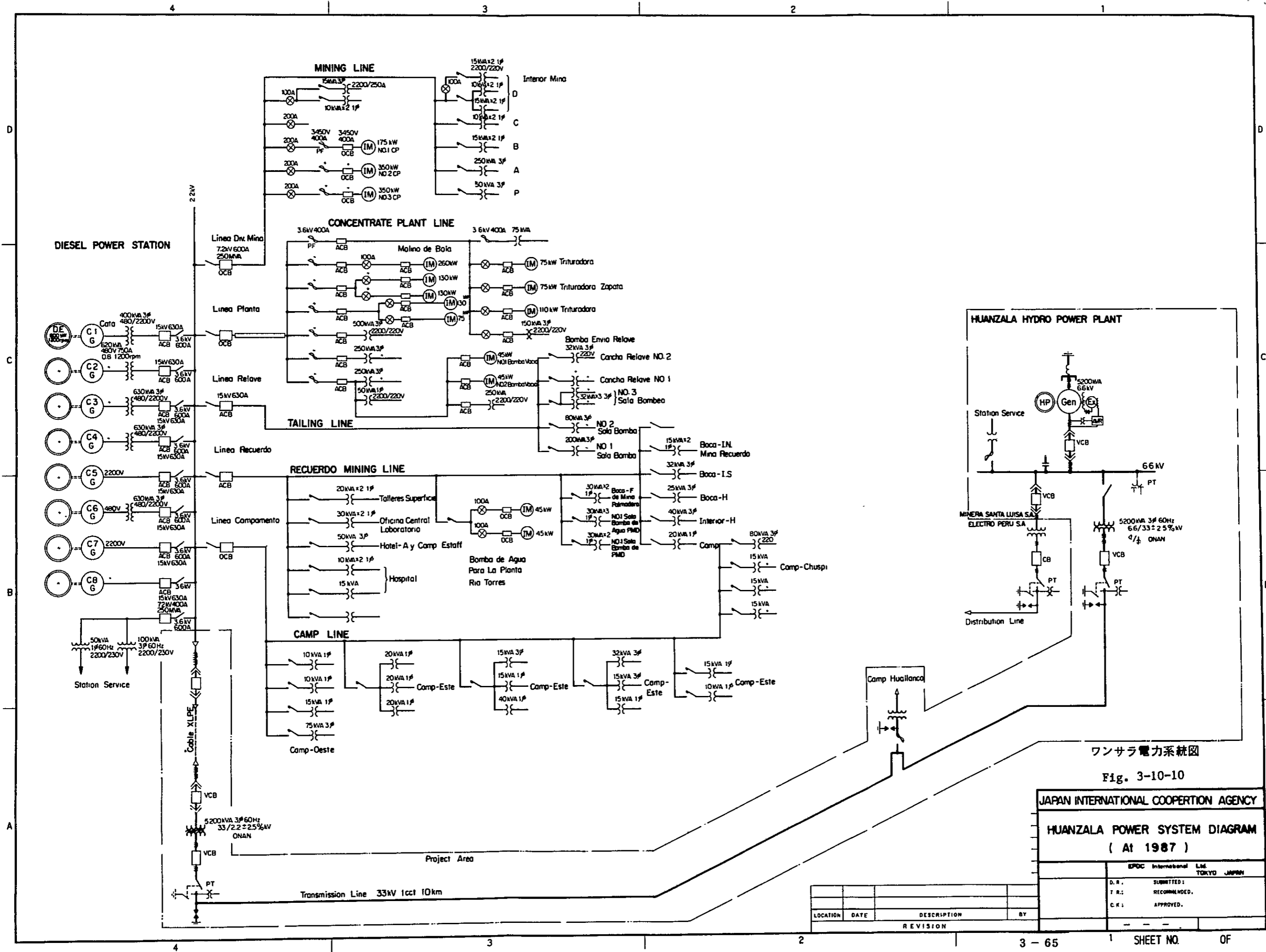


発電所平面、縦断、および横断

Fig. 3-10-9



JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO-POWER PROJECT	
POWER STATION	
PLAN, ELEVATIONS AND SECTIONS	
EPDC International Ltd. TOKYO JAPAN	
D.R.	SUBMITTED;
T.R.	RECOMMENDED,
C.K.	APPROVED,
LOCATION	DATE
DESCRIPTION	BY
REVISION	DATE

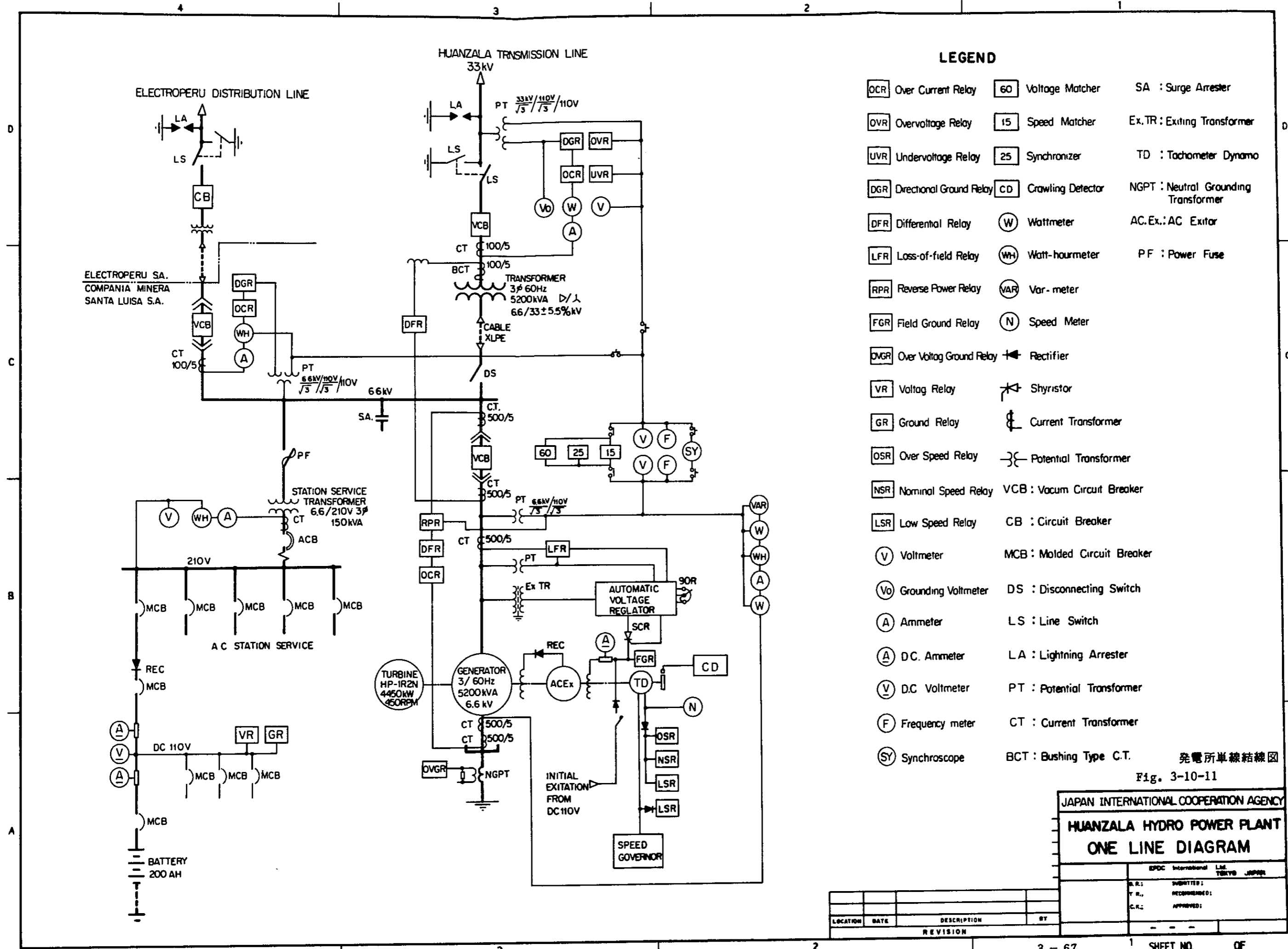


ワンサラ電力系統図

Fig. 3-10-10

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA POWER SYSTEM DIAGRAM ( At 1987 )	
EPOC International Ltd. TOKYO JAPAN	
D. R. :	SUBMITTED.
T. R. :	RECOMMENDED.
C. K. :	APPROVED.

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			



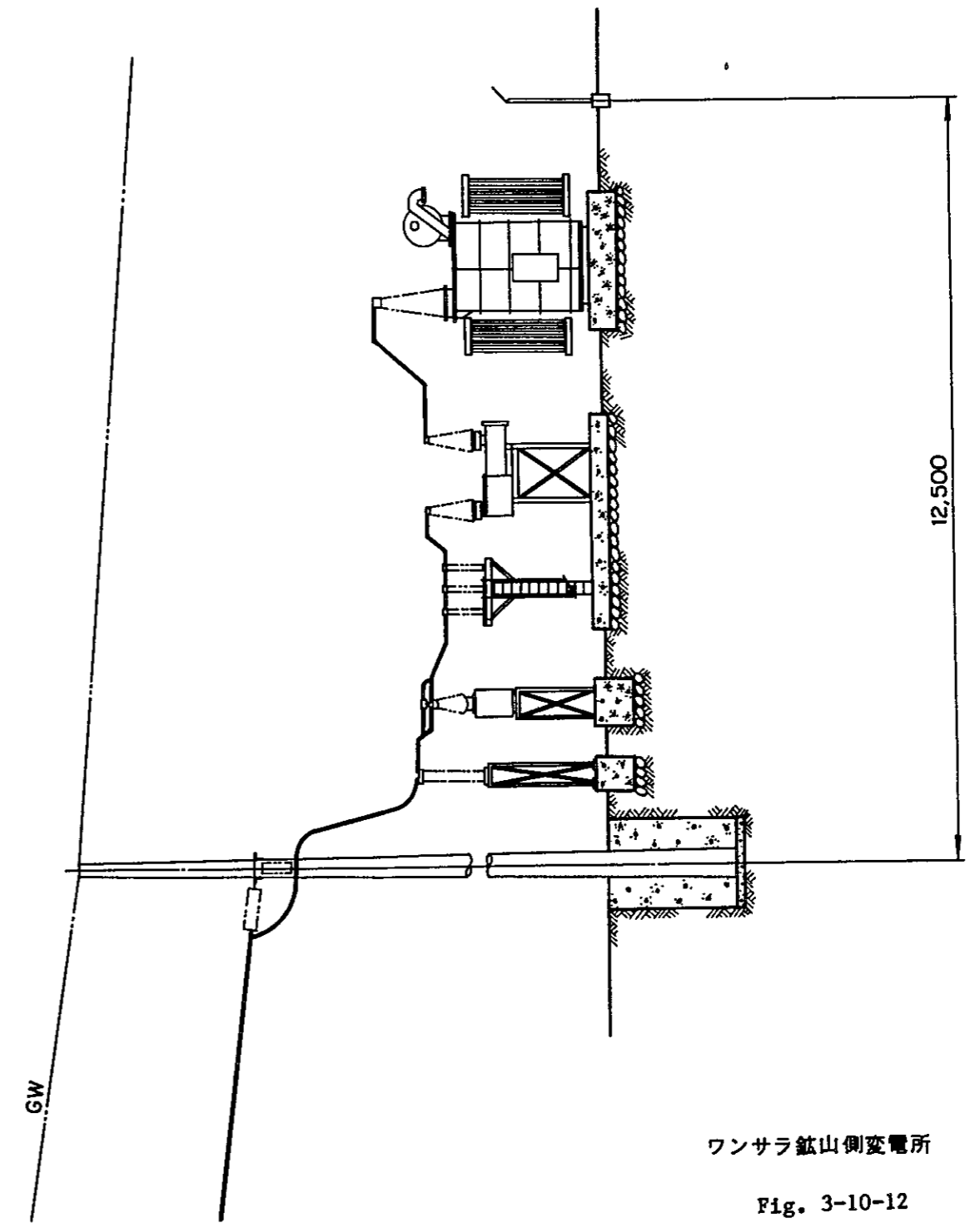
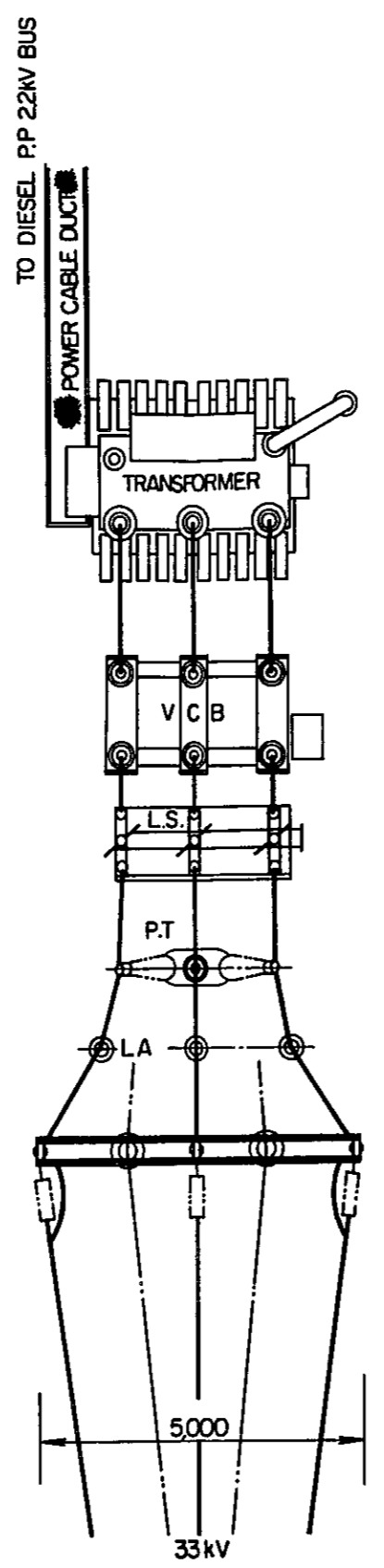
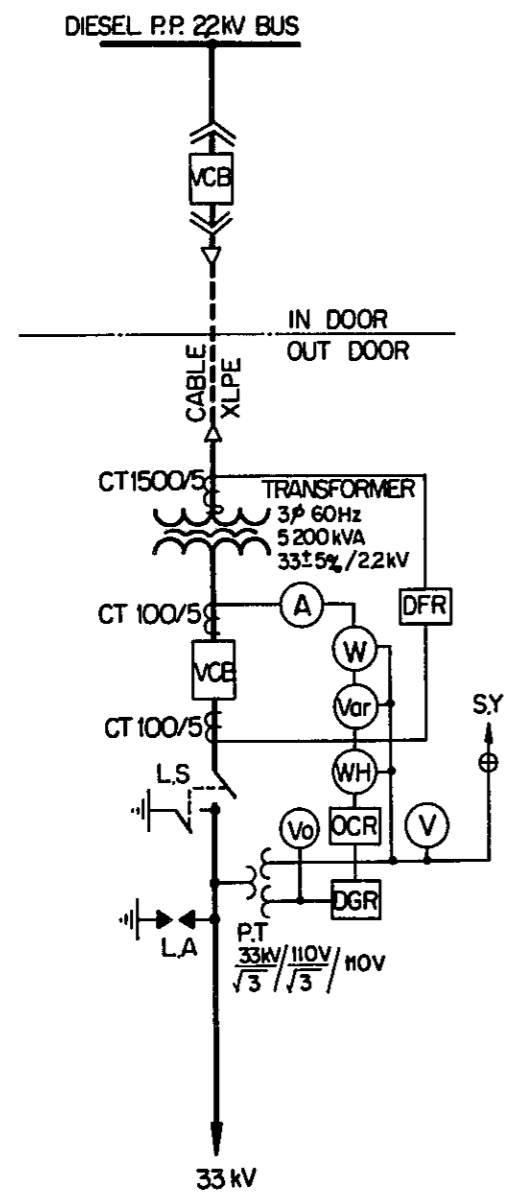
**LEGEND**

- OCR Over Current Relay
- OVR Overvoltage Relay
- UVR Undervoltage Relay
- DGR Directional Ground Relay
- DFR Differential Relay
- LFR Loss-of-field Relay
- RPR Reverse Power Relay
- FGR Field Ground Relay
- DVGR Over Voltage Ground Relay
- VR Voltage Relay
- GR Ground Relay
- OSR Over Speed Relay
- NSR Nominal Speed Relay
- LSR Low Speed Relay
- V Voltmeter
- Vo Grounding Voltmeter
- A Ammeter
- A D.C. Ammeter
- V D.C. Voltmeter
- F Frequency meter
- SY Synchroscope
- 60 Voltage Matcher
- 15 Speed Matcher
- 25 Synchronizer
- CD Crawling Detector
- W Wattmeter
- WH Watt-hourmeter
- VAR Var-meter
- N Speed Meter
- Rectifier
- Shyristor
- Current Transformer
- Potential Transformer
- VCB: Vacuum Circuit Breaker
- CB: Circuit Breaker
- MCB: Molded Circuit Breaker
- DS: Disconnecting Switch
- LS: Line Switch
- LA: Lightning Arrester
- PT: Potential Transformer
- CT: Current Transformer
- BCT: Bushing Type C.T.
- SA: Surge Arrester
- Ex.TR: Exiting Transformer
- TD: Tachometer Dynamo
- NGPT: Neutral Grounding Transformer
- AC.Ex.: AC Excitor
- PF: Power Fuse

発電所単線結線図  
Fig. 3-10-11

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY			
<b>HUANZALA HYDRO POWER PLANT</b>			
<b>ONE LINE DIAGRAM</b>			
EPDC International Ltd. TOKYO JAPAN			
D.R.:	DRAWN:	C.R.:	APPROVED:

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			



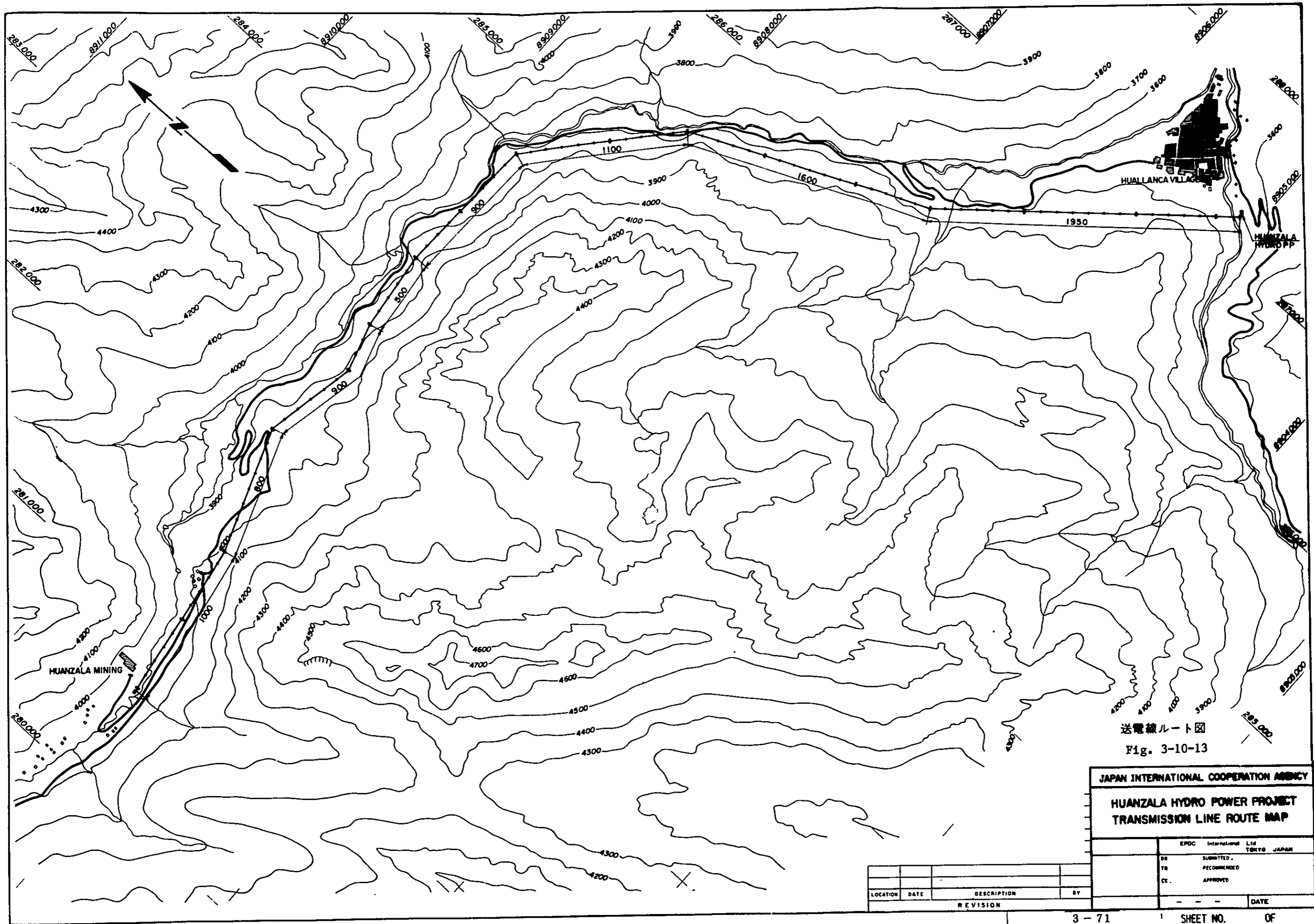
ワンサラ鉱山側変電所

Fig. 3-10-12

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
HUANZALA HYDRO POWER PROJECT	
HUANZALA MINING SIDE SUBSTATION	
EPDC International Ltd. TOKYO JAPAN	
D.R.:	SUBMITTED:
T.R.:	RECOMMENDED:
C.K.:	APPROVED:

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			





送電線ルート図  
Fig. 3-10-13

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

**HUANZALA HYDRO POWER PROJECT  
TRANSMISSION LINE ROUTE MAP**

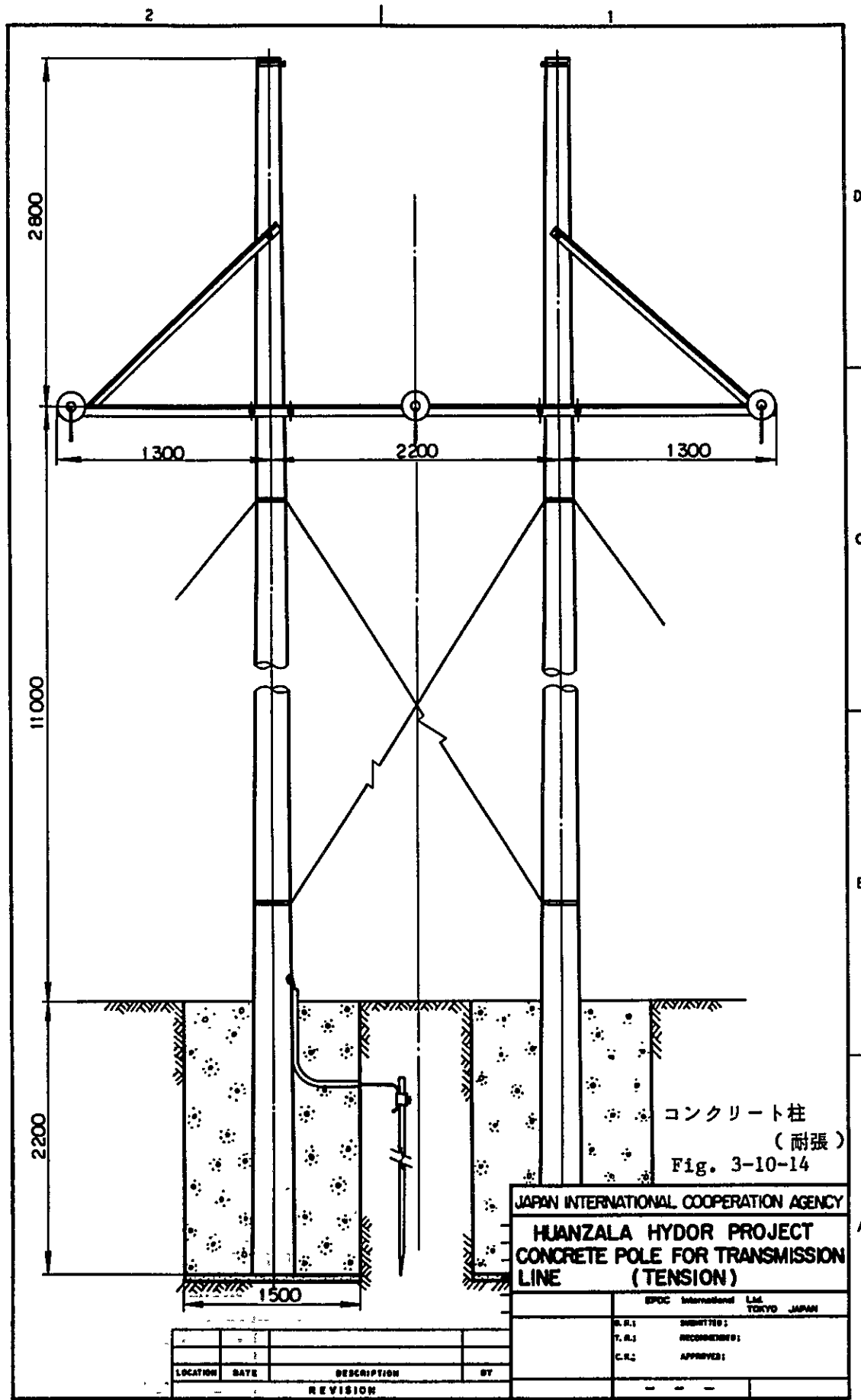
EPDC International Ltd TOKYO JAPAN

DR SUBMITTED  
TR RECOMMENDED  
CC APPROVED

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

DATE





SHEET NO. 2 OF 2

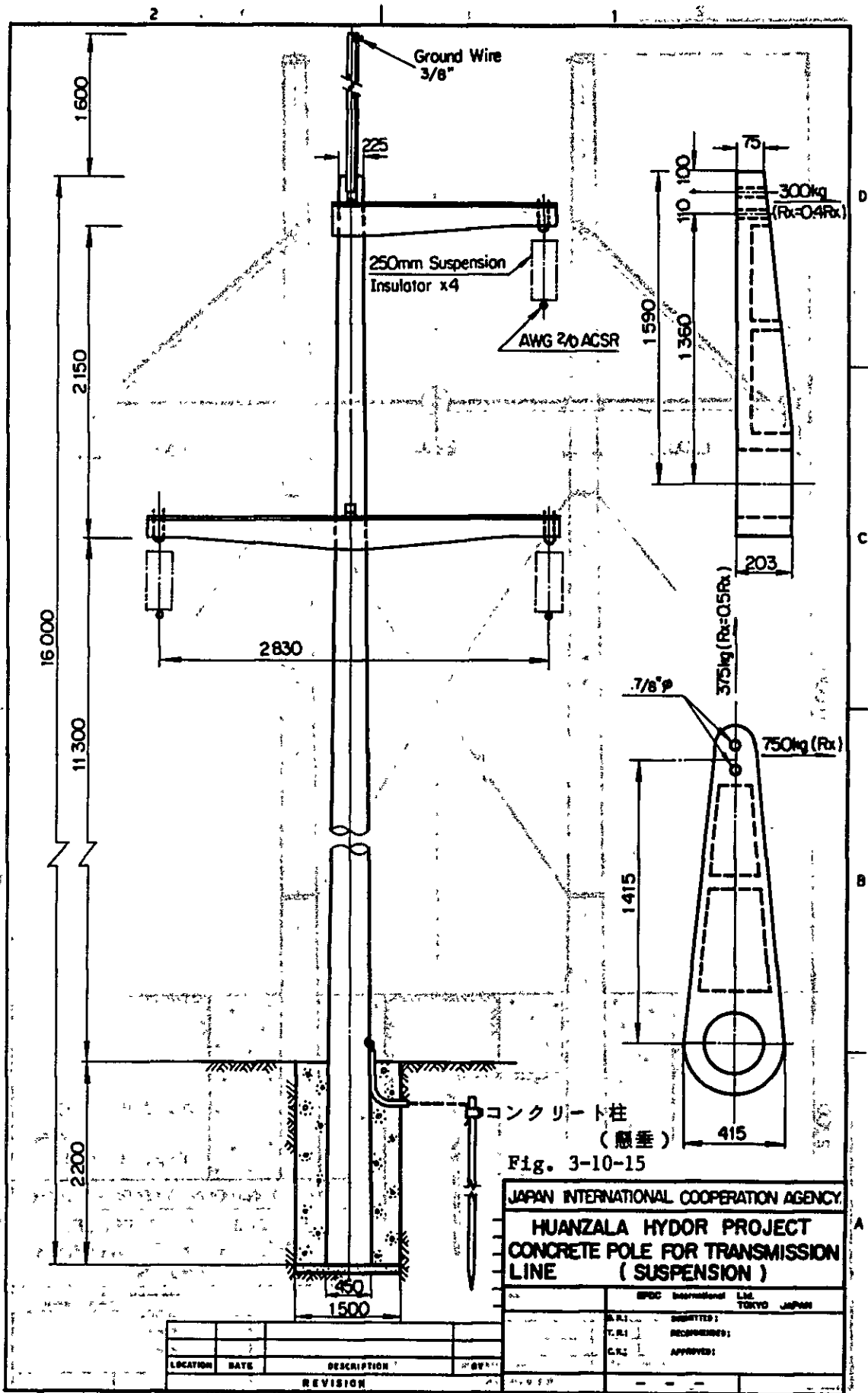


Fig. 3-10-15

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY  
 HUANZALA HYDOR PROJECT  
 CONCRETE POLE FOR TRANSMISSION  
 LINE (SUSPENSION)

JICA International Ltd.	
TOKYO JAPAN	
C.R.1	DESIGNED:
T.R.1	RECOMMENDED:
C.R.2	APPROVED:

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

## 第4章 工事費積算と施工計画

1911

## 第 4 章 工事費積算と施工計画

4.1	工事費積算 .....	4 - 1
4.1.1	基本条件 .....	4 - 1
4.2	工事費の総括 .....	4 - 2
4.3	施工計画 .....	4 - 2
4.3.1	河 流 処 理 .....	4 - 4
4.3.2	工 事 用 道 路 .....	4 - 4
4.3.3	水 路 ト ン ネ ル .....	4 - 4
4.3.4	セメントの品質とコンクリート用骨材の確保 .....	4 - 4
4.4	工 事 工 程 .....	4 - 5





## 第4章 工事費積算と施工計画

### 4.1 工事費積算

#### 4.1.1 基本条件

Huanzala 水力発電所建設に要する工事費を積算するに当っては、計画地点の自然条件、地域条件、工事規模および現在期待し得る技術水準等を考慮し、ペルー共和国における1983年6月現在の物価に基づいて積算を行なった。

工事費積算のための基本条件は次に述べる通りである。

##### (1) 工事費積算の範囲

工事費積算には取水ダム・導水路・等を含む Huanzala 発電所、同発電所から Huanzala 鉱山側連系変電所まで約 10 km の送電線および同変電所における送電線引込用の開閉設備および 5200 kVA 変圧器 1 台の増設に要する費用を含むものとする。なお、工事着工前に実施せねばならない詳細設計費および準備工事費等請負付託までに必要とする費用をも含むものとする。

##### (2) 土木工事費

- (a) 工事数量は第3章「予備設計」に添付した予備設計図面および必要に応じて更に詳細な設計図面を作成の上積算した。
- (b) 基準単価についてはペルー国内で調達される資材および労務者の費用は1983年6月現在物価に基づいて積算した。また輸入資材および輸入工費用機械の価格は1983年の C.I.F. 価格に基づいて積算した。
- (c) 工事単価はペルー国内における最近の水力発電所積算実績（Yuncan プロジェクト，Aricota プロジェクト），日本における近年の建設経験および Huanzala 地点の地域条件を加味して算定する。
- (d) 土木工事費には 5 % に相当する予備費を計上した。

(3) 機器類の費用

水圧鉄管，ゲート類，電気機器，主変圧器を除く変電設備，送電線用碍子等の機器類は外国において製作，供給されるものとした。主要送電線資材および主変圧器はペルー国内において製作されるものを使用するものとした。必要に応じて海上輸送費，保険料，荷揚費用，輸入税，ペルー国内の陸上運賃，現場据付費を加算した。

(4) 技術料

技術料には詳細設計費および工事監督費を計上した。

(5) 管理費

管理費には Lima および Huanzala の建設事務所の技師，人件費，設備費，および管理に要する費用を計上した。

(6) 補償費

取水ダムによる水没地，構造物設置ヶ所，その他必要な用地の買収費を計上した。

(7) 建設中利息

建設中利息は工事工程と年別所要資金に基づいて積算した。利子率は工事費の70%に対しては3%，残り30%の工事費には8%とした。

#### 4.2 工事費の総括

Huanzala 水力発電所建設に要する総工事費はUS 1 359 000 \$と算定される。その内訳は表4-2-1の通りである。

#### 4.3 施工計画

Huanzala 水力発電所建設工事に関する施工計画を検討する上で特に留意すべき事項お

Table 4-2-1 建設費概要

<u>Item</u>	<u>Cost (10<sup>3</sup>¥)</u>
1. 土木工事	
(1) 取水口（ダム，取水口，沈砂池）	578
(2) 用水路	1,057
(3) 導水トンネル	1,765
(4) ヘッドタンク	517
(5) 水圧管路（水圧管，基礎）	1,039
(6) 発電所（取付道路，建家，機器基礎）	504
(7) 雑工事（仮道路，護岸）	557
2. 電気工事	
(1) 電気設備（水車，発電機，変圧器）	4,000
(2) 鉾山側変電所	287
(3) 送電線	417
3. 補償	304
4. 技術費	1,217
5. 管理費	435
6. 予備費	304
7. 建中利子	609
合 計	13,590

よび、今後解明すべき重要な事項につき述べる。

#### 4.3.1 河 流 処 理

取水口ダムの施工には河川水を迂回させることが必要となる。河床内に迂回工をもうけてダムの底部コンクリートを施工する。以後はダム堤内にバイパス水路を設け、河川水を流下させる方法により上部コンクリートを施工できるようにするのが得策である。

上記の理由から、取水ダムの施工は第1年目の渇水期に着手し、次の年の渇水期にバイパス水路の閉塞をもって終了するよう計画した。

#### 4.3.2 工 事 用 道 路

Rio San Juan に沿って、HuallancaよりPte. Arequipaおよび取水地点上流に至る県道がある。建設に当ってはこの県道を資材運搬用の主要ルートとして使用することになる。この県道は管理が行き届いていないので建設前に拡巾、縦断補正および排水工等の整備を施す必要がある。

水路の施工にはさらに、この県道からの取付道路をもうける必要である。水路工事用として、№1トンネルの上口、および№2トンネルの上口に至る取付道路と、ヘッドタンク水圧管路工事用として、水圧管路沿いにヘッドタンクに至る取付道路を計画した。

従って、ヘッドタンク、水圧管路工事用に索道等の特殊仮設備は使用しないこととした。

#### 4.3.3 水 路 ト ン ネ ル

№1トンネルは延長が1,000mあり通気、ズリ処分、施工能率および工期等総合的に判断して上口および下口の2工区に分けて施工することとした。

#### 4.3.4 セメントの品質とコンクリート用骨材の確保

この発電所の建設には約10,000m<sup>3</sup>のコンクリートを使用することになるが、これに使用する細骨材について、今回の調査では有望な採取地を確認するに至っていないので、場合によっては鉾山廃滓の転用も含めて、今後の調査検討が必要である。

ペルーで生産されるセメントの品質や使用する骨材の種類とコンクリート強度との関係については工事前に確認しておく必要がある。

#### 4.4 工事工程

本プロジェクトの工事期間は検討の結果、実施設計および準備工事10ヶ月、本工事は2ケ年が必要である。

概略工事工程を図4-4-1に示す。

Fig. 4-4-1 ワンサラ水力計画工事工程表

I T E M	Year Month	1984			1985			1986			1987					
		1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	
実施設計および準備工事		Definite Study  Start of Main Works (1985-1)  Access Roads														
ダム, 取水口	Approx. Volume Ex. 13,000m <sup>3</sup> Conc. 1,800m <sup>3</sup>	Ex.  Conc.  Gate														
導水キヤナル	Ex. 34,000m <sup>3</sup> Conc. 800m <sup>3</sup> Masonry 14,000m <sup>2</sup>															
氈1導水トンネル	Ex. 5,000m <sup>3</sup> Conc. 700m <sup>3</sup>	Ex.  Conc.														
氈2導水トンネル	Ex. 3,300m <sup>3</sup> Conc. 400m <sup>3</sup>	Ex.  Conc.														
水圧管路	Ex. 3,600m <sup>3</sup> T-Ex. 300m <sup>3</sup> Conc. 900m <sup>3</sup> Masonry 700m <sup>2</sup>	Ex.  Conc.  Spillway														
発電所	Ex. 1,000m <sup>3</sup> Conc. 1,300m <sup>3</sup> Inst. 680m	Ex.  Inst.  Conc.														
ヘッドタンクおよび余水	Ex. 8,000m <sup>3</sup> Conc. 300m <sup>3</sup> House 300m <sup>2</sup>	Ex.  Conc.  House														
電気設備		Inst.  Test														
送電線																



JICA