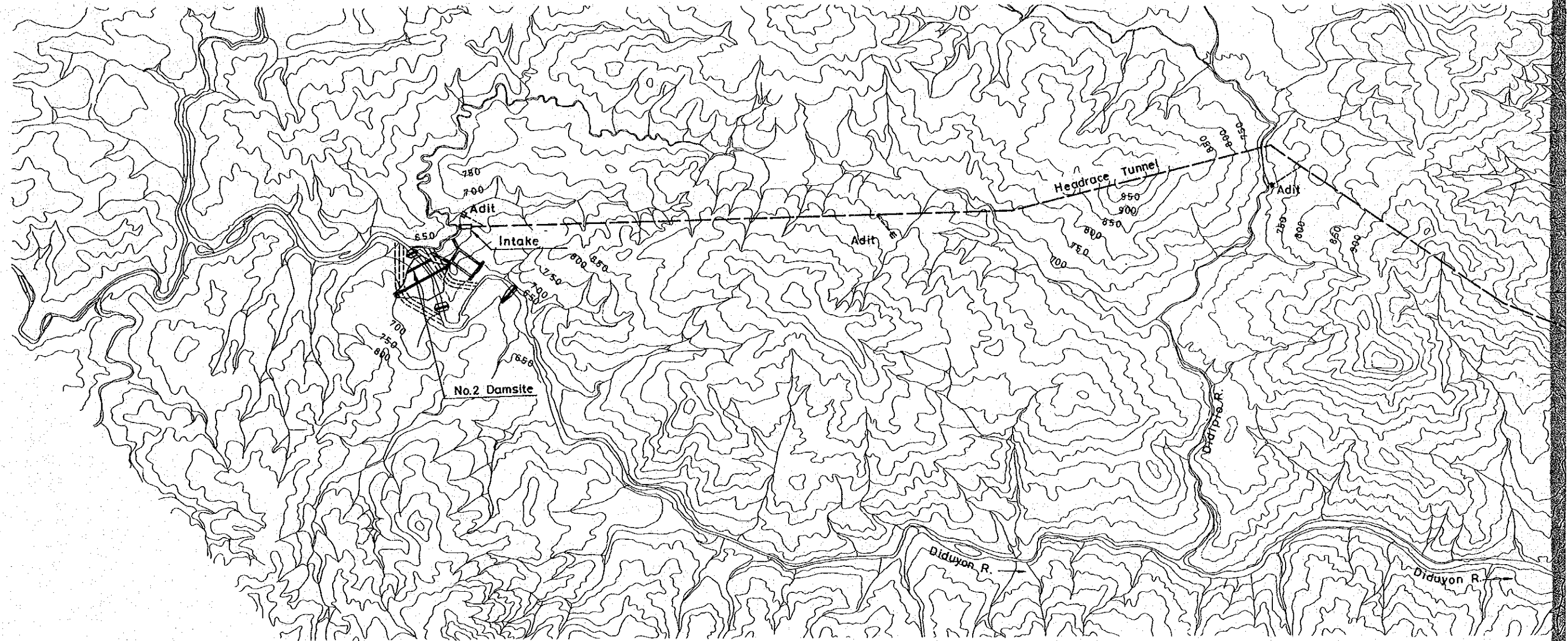
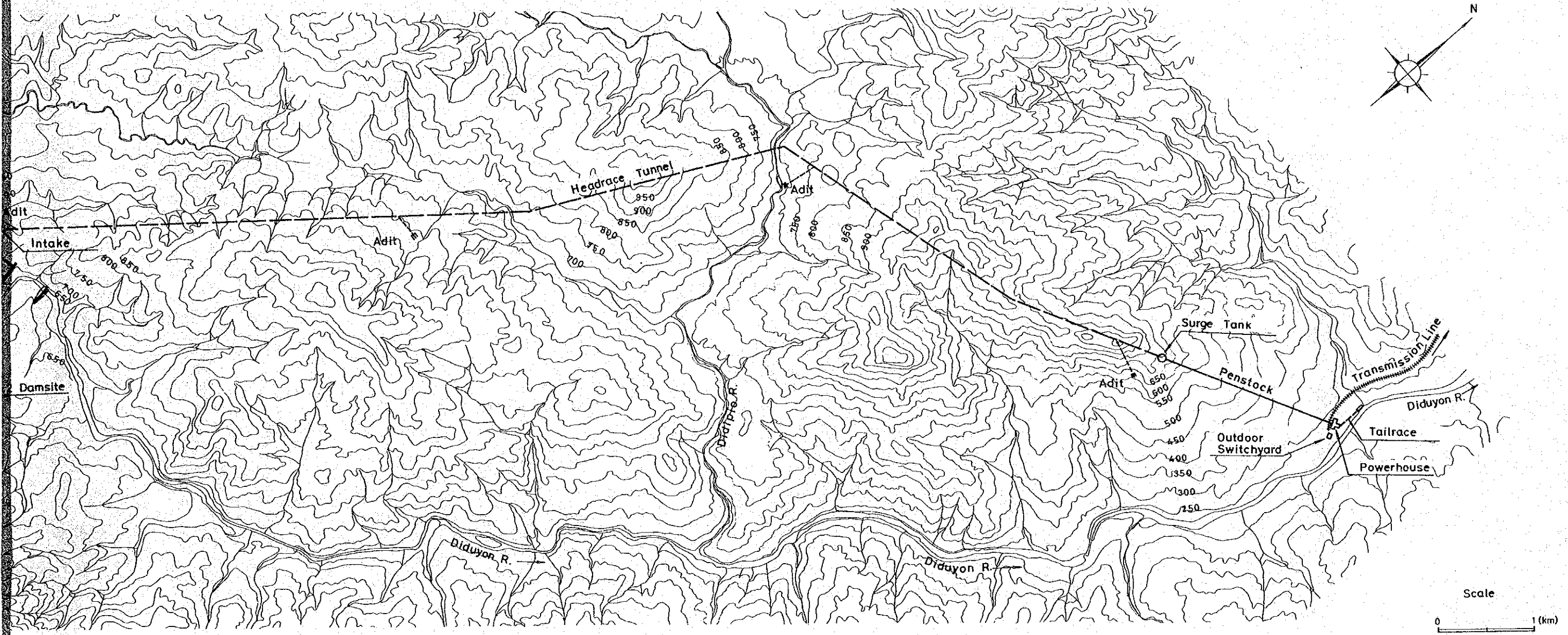


General Layout of the Project

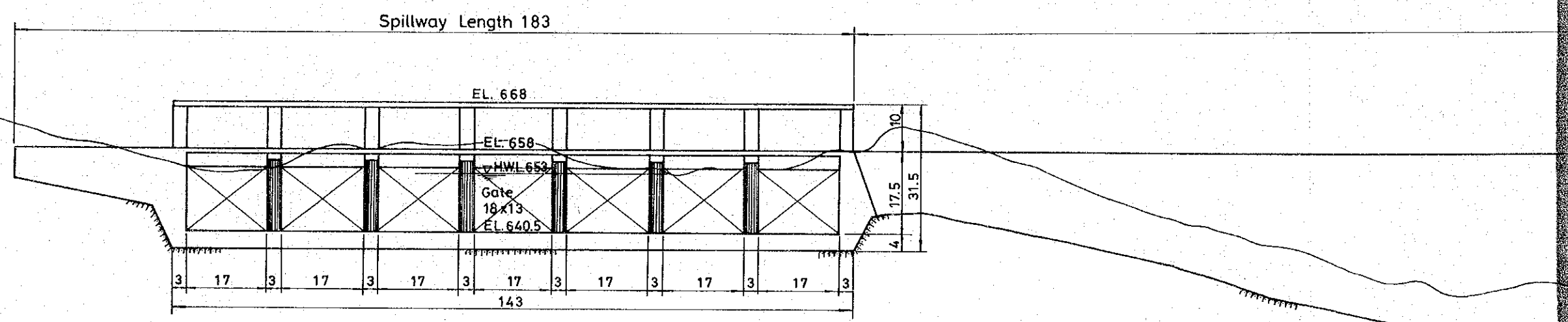


General Layout of the Project

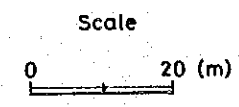


Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency	
General Layout of the Project (No. 2 Damsite)	
October 1980	Fig. 3-3-7

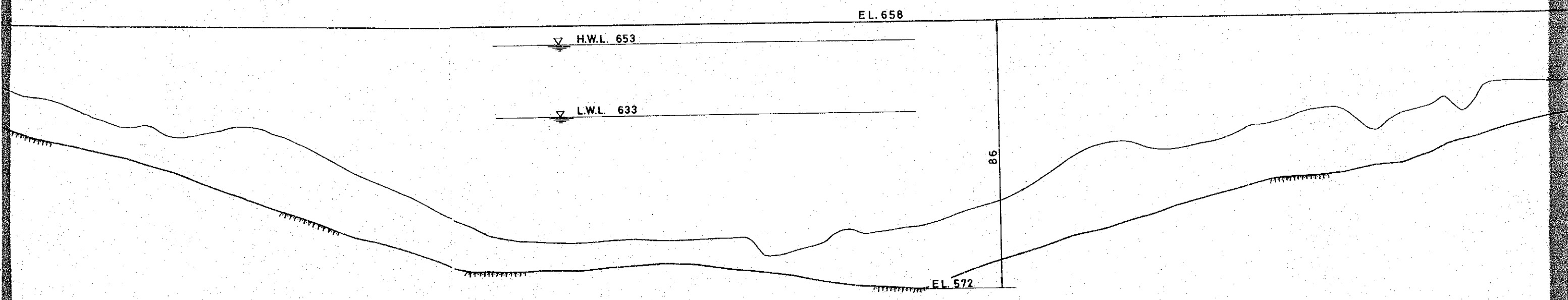
EL. (m)
650
600



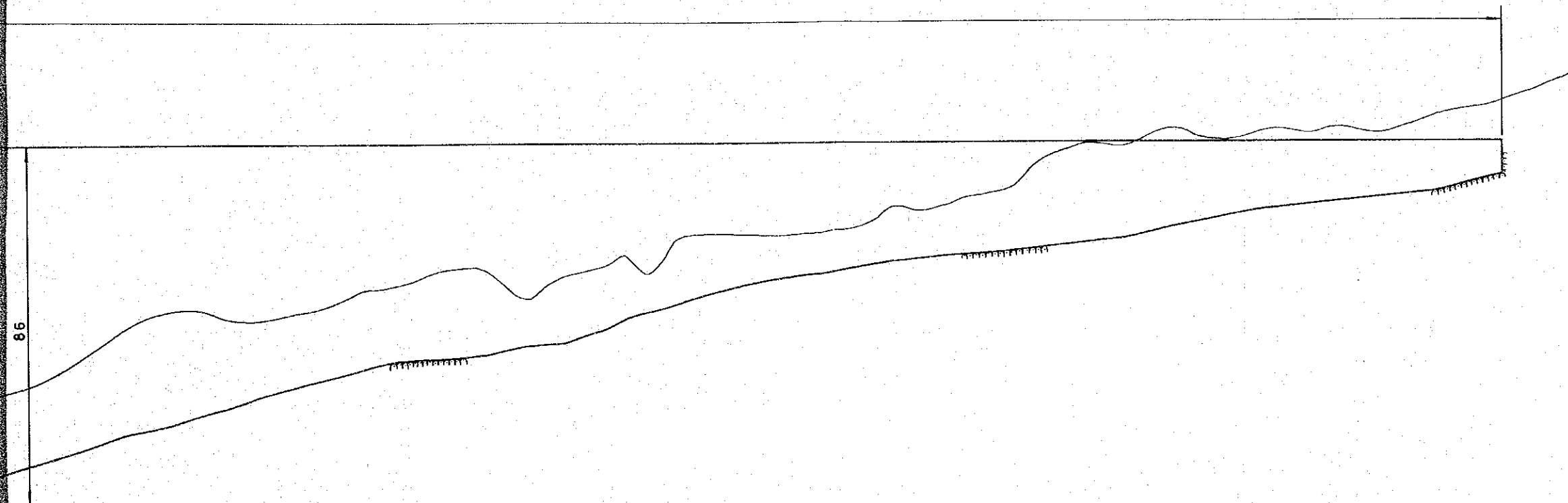
Longitudinal Section of Reservoir Dam and Spillway (No.2 Damsite)



Dam Length 692

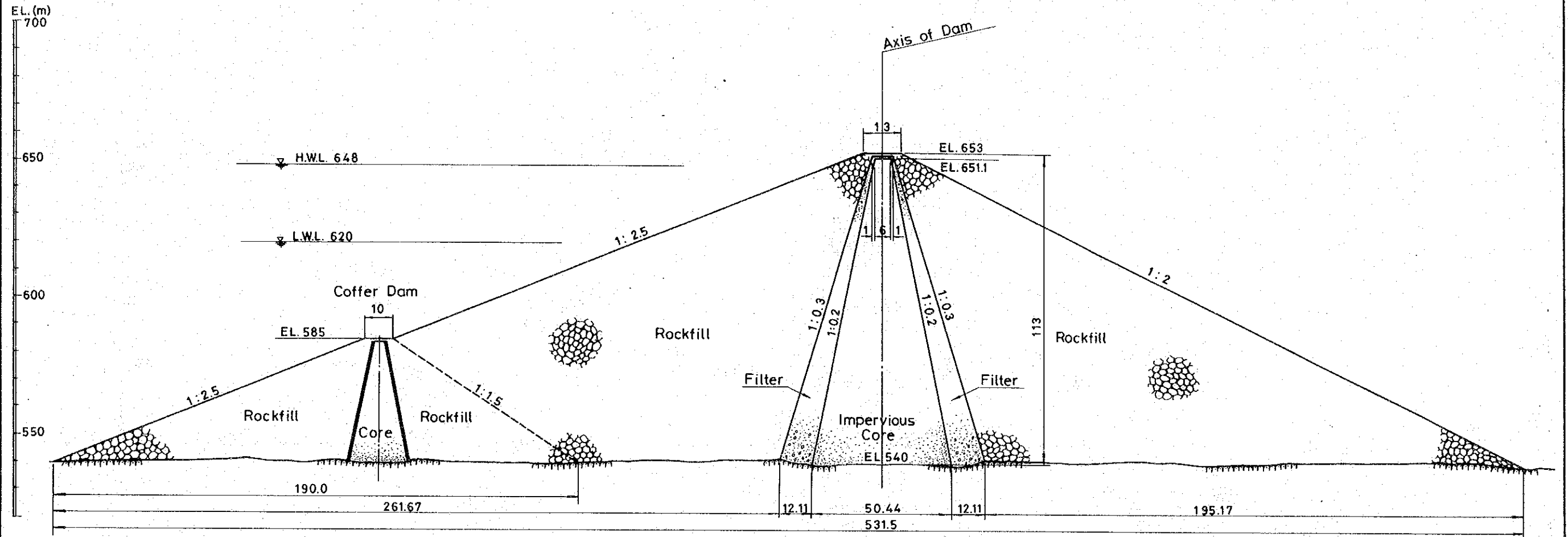
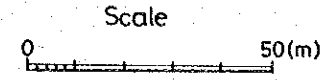


ay (No.2 Damsite)



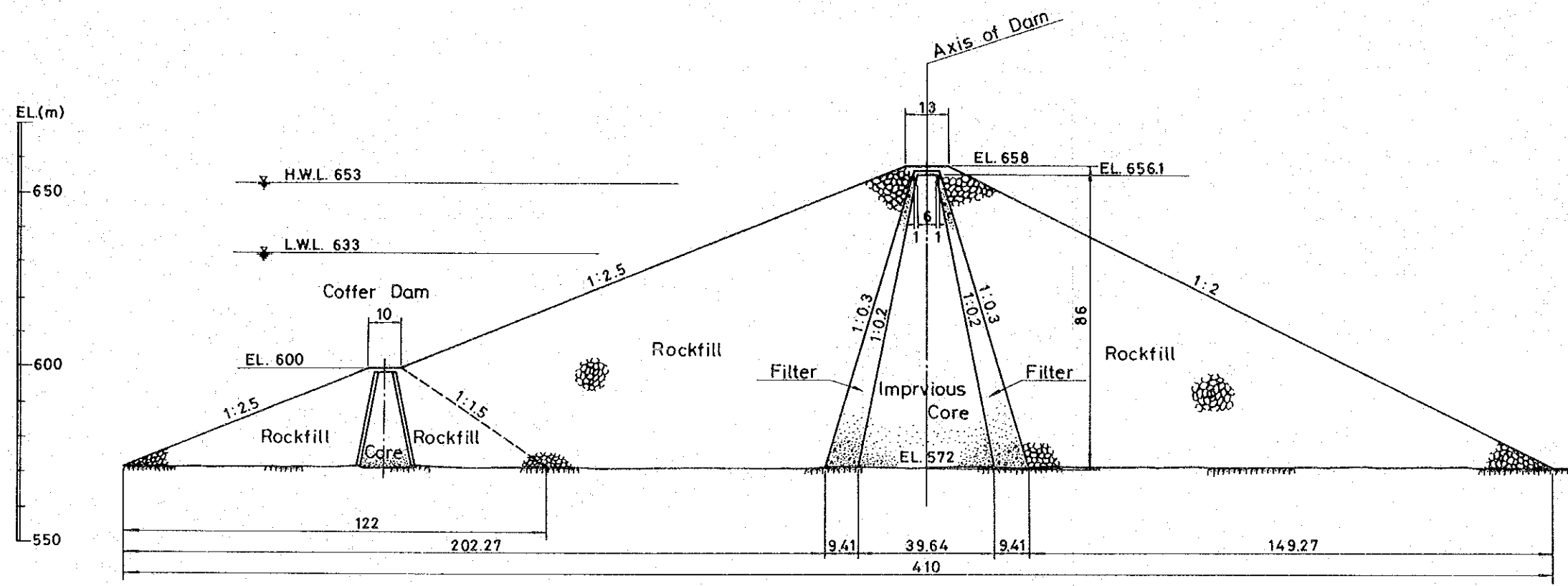
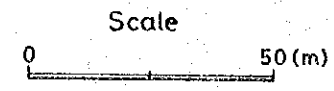
Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Longitudinal Section of Reservoir Dam and Spilway (No.2 Damsite)	
October 1980	Fig. 3-3-8

Cross-Section of Reservoir Dam (No.2 Damsite)



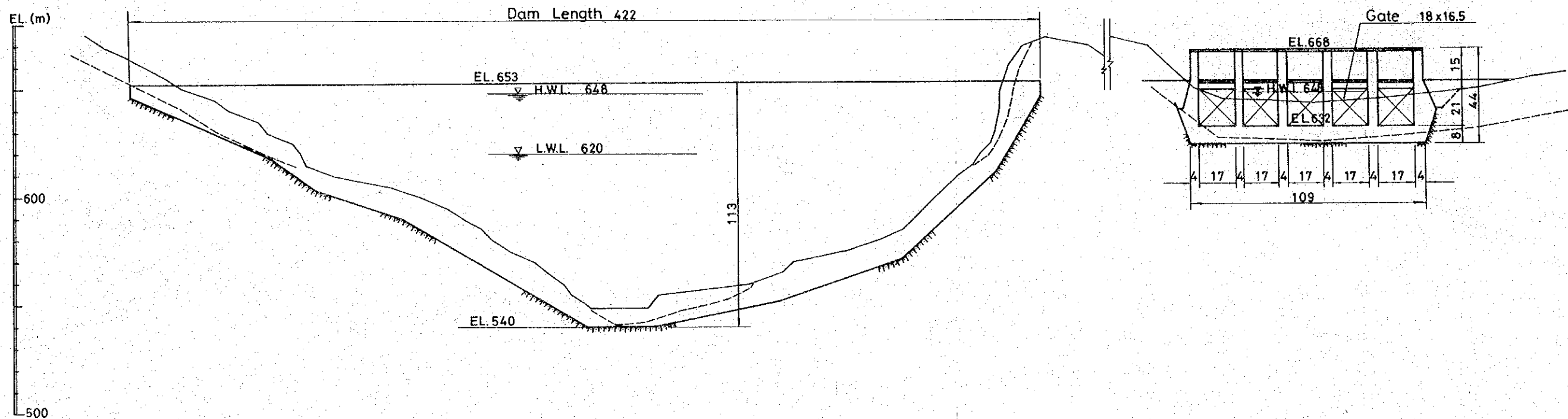
Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Cross-Section of Reservoir Dam (No.2 Damsite)	
October	1980 Fig.3-3-9

Cross-Section of Reservoir Dam (No.3 Damsite)
(Fill Dam)



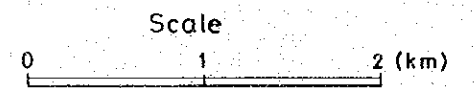
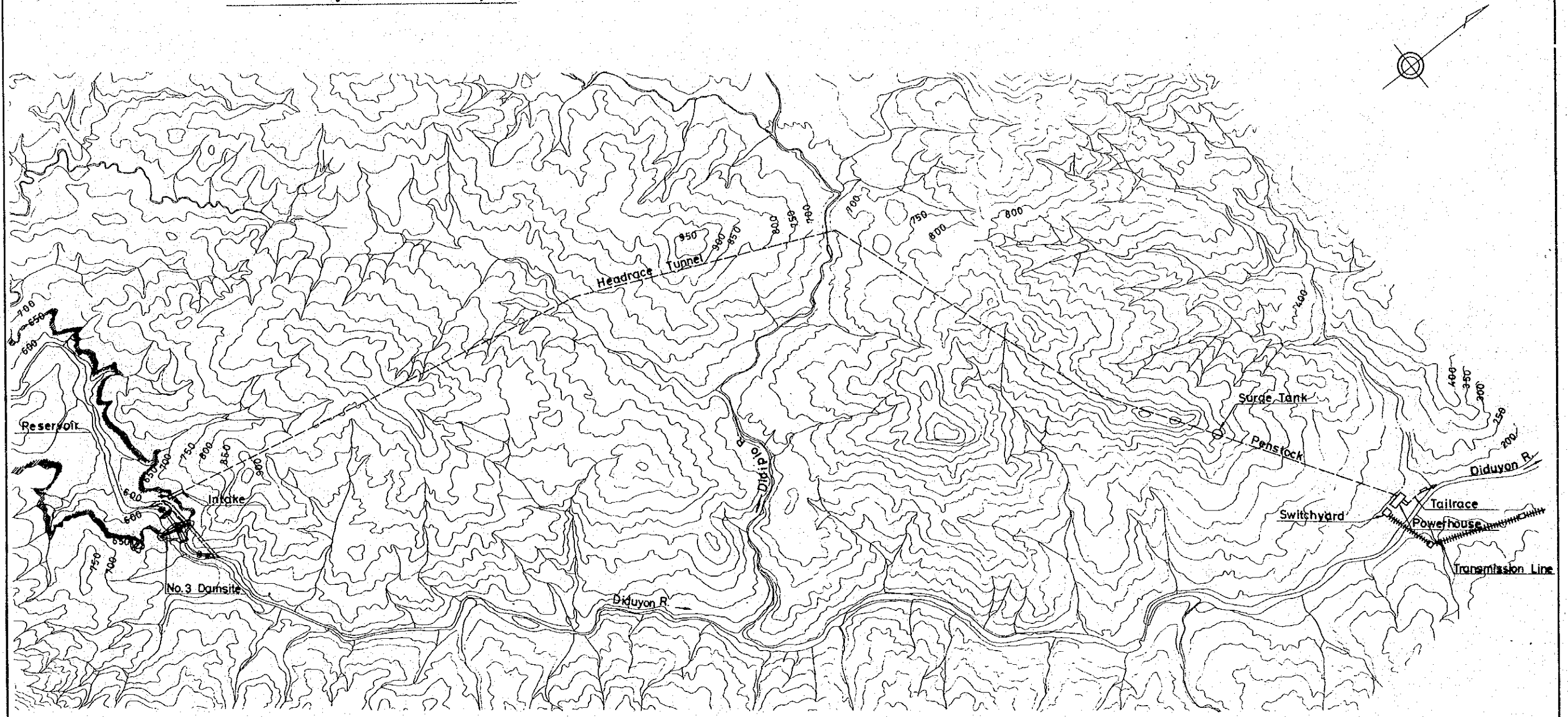
Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Cross-Section of Reservoir Dam	
(No. 3 Damsite, Fill Dam)	
October	1980 Fig. 3-3-10

Longitudinal Section of Reservoir Dam and Spillway (No.3 Damsite)



Diduyon Hydroelectric Project - Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Longitudinal Section of Reservoir Dam & Spillway (No.3 Damsite, Fill Dam)	
October	1980 Fig. 3-3-11

General Layout of the Project



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency
General Layout of the Project (No. 3 Dam site)
October 1980 Fig. 3-3-12

3-3-3 貯水池・ダム・洪水吐

(1) 概要

ダムサイトおよびその形式・規模の選定に当たって考慮すべき点は、

- (i) 建設予定地点の地形条件
- (ii) 地質条件
- (iii) 水文条件
- (iv) 堤体条件

等の要素であり、これらの要素を経済性および安全性の観点から総合的に検討したうえで、ダムサイト、形式および規模が決定される。いずれの要素も非常に複雑でかつ相互にからみ合っており、一義的な決定は困難であるが、ダム建設に到るまでそれぞれの調査の進捗に従い、常に経済性と安全性の検討を繰返し行うことによって、最終的に最適なダムサイト、形式、および規模が決定される。もとより、この過程では設計技術的な問題だけではなく、ダム建設の施工条件および施工技術を含めて、総合的に決定されなければならない。

(2) ダムサイトの選定

本地点の予備検討段階で、ダムサイトとして最適なのは $\#3$ ダムサイトで、ここにできるだけ高いコンクリートダムを計画すべきこと、および $\#2$ ダムサイトを比較案として検討すべきことが指摘された。

さらに本調査期間中、地形、地質的建設材料の調査が進む過程でダムサイト選択に関し、次のような諸点が明らかになった。

- 1) 航空写真測量の結果、 $\#2$ 、 $\#3$ ダムサイトともに1:50,000軍用地図から算定した貯水量が実際には2割がた少ない。
- 2) ダムサイトの地形測量結果から、貯水池の満水面は $\#2$ ダムサイトでEL650~655m、 $\#3$ ダムサイトでEL645~655以下である。
- 3) $\#2$ ダムで採用すべきダムタイプはロックフィルであるが、コア材として適当な材料が量、質ともに不足である。
- 4) $\#3$ ダムサイト右岸にはT字の脚状に伸びている顕著なやせ尾根があるが、この尾根の地質状態を究明するため行われた地質調査の結果によると、この尾根の基盤状態は低いダムの築造を許し得る程度のものである。
- 5) デイドヨンダムに対して採用すべきダム様式は、アーチダムは地形・地質上の見地から不相当と考えられるが、コンクリートダムまたはフィルダムのいずれのタイプでも可能

である。フィルダムとする場合は、 $10,000\text{ m}^3/\text{sec}$ を越える大きな設計洪水量を安全に流下すべき洪水吐をこの尾根に設けなければならぬ点と、 $\#2$ ダムサイトの場合同様、フィルダムに必要なコア材料の確保が困難な点に、大きな問題点がある。

6) 各ダムサイトにおける貯水量によって、発電所出力、特に常時出力は必然的に変化する。

7) $\#3$ ダムサイトの川底幅は約 45 m と狭いので、洪水吐の設計に注意する必要がある。

$\#2$ および $\#3$ ダムサイトの断面と水位・容量曲線を図 3-3-13、図 3-3-14 に示す。

(3) ダムと貯水池の決定

ダムサイト ($\#3$ ダムサイト) は、流域分水嶺の下流約 30 km の峡谷に位置する。このダムサイトは、既述のとおり 3 つの候補地点のうちから選ばれたものである。このダムサイトは V 字型の峡谷をなし、高さとの比は約 $1:3$ である。ダムの高さは経済検討の結果から決定した。すなわち、ダムの高さを 108 m から 118 m で 1 m おきに経済検討を行なうと、図 3-3-6 に示すような結果となり、ダムの高さが 111 m (HWL 648 m) の付近においてもっとも経済的なダムの高さとなる。よって、高さ 111 m の重力コンクリートダムが推奨される。このダムサイトは、上記のようにすぐれた条件を持っているため、きわめて効率のよい貯水池築造が可能で、 120 万 m^3 のコンクリートダムにより 5.8 億 m^3 の貯水量を得ることができる。

ダムサイト基礎岩盤は集塊岩から成り、十分な支持強度を持つ。ダムサイトの岩盤上砂れき地被りも厚くない。このダムサイトは全体的にダム築造に好適であり、唯一の問題点は右岸やせ尾根の存在と、その中に断層が存在する懸念があったことである。この懸念を解明するため、調査期間中に地質調査が行われ、その結果、低い副ダムの建設を防げるような大きな断層は存在しないことが明らかにされている。

ダムの主要諸元は次のとおりで、全体配置を図 3-3-15、図 3-3-16、図 3-3-17 に示す。

ダムタイプ： コンクリートダム

高さ： 111 m

容量： $1.2 \times 10^6\text{ m}^3$

計画洪水流量： $8,900\text{ m}^3/\text{sec}$

このダムのコングリート骨材としては、粗・細両骨材ともディドヨン川下流アグリパイおよびマガット川バンバン等の天然堆積骨材が質量とも一応使用可能と判断される。しかし、これをダムまで運搬するとなると、大量かつ長距離の輸送となって、骨材単価および輸送道路混雑の面から、これを避けることが望ましい。

この観点から、ダムサイト近傍で適切な骨材山を求めることが絶対必要である。

№3ダムサイト下流右岸で調査した骨材山候補地は、土被りが厚く、不適當と考えられる。

そのため、今回の地質踏査結果からダムサイト左岸上流2kmの位置に所在する安山岩の山が岩量、岩質ともに適当なものと認め、これから粗・細両骨材を生産・運搬のうえ使用する計画とした。ただし、この候補地については、次段階の調査期間に所要の調査を実施して確認する必要がある。

今回のダム設計においては、設計諸元の細密調査が未了なので、設計はかなり保守的な立場に立たざるを得ない。ダムをもう少しスレンダーな断面にし、堤体積を減少する意味で、曲線重力ダムとすることも考えられるが、そのためには今後ダム基岩の現地強度調査、コンクリート練混ぜ試験その他の具体的な設計条件を確立しなければならない。

主ダムの他に、右岸尾根に高さ11m、体積20,000m³のフィルタイプのサドルダムが建設されるが、これにはあまり大きな問題はない。

仮排水路トンネルの流量は1,900m³/secで、これは2年確率の洪水流量に相当する。仮排水路トンネル断面積は57m²×2の断面を持ち、トンネル内流速は最大16.6m/sec以下である。ダムの洪水吐は200年確率洪水を採り、設計洪水量は8,900m³/secとする。ダムサイト下流の谷は、幅が約45mとかなり狭く、かつダムサイト直下流で大きく曲流しているため、全量を越流堤からシュート式で流下させることは、水理的にもダム建設費の面でも不都合である。

そこで、洪水吐は次の2部分に分けて、所期全洪水量进行处理する設計とした。

- ① ダム越流部から制水門つきシュートタイプ洪水吐で5,100m³/secを流下
- ② 工事中仮排水トンネル2本を利用して、ゲートおよび立(斜)坑に接続、3,800m³/secを流下

この設計による場合、仮排水トンネルの転用には、工程上のくふうが必要である。

また、洪水吐設計全体(下流の減勢・保護施設を含む)について、洗掘、渦流発生等の現象発生をさげ、洪水を安全に流下し得るようにするため、水理解析および一連のモデルテス

トが必要である。

(4) 貯水池の運用

貯水池運用および発電量の計算は、次の方式で行う。

1) 使用水量

記号 Q_{firm} : 常時使用水量

Q_{max} : 最大使用水量

$Q_p(i)$: 発電使用水量

$Q_i(i)$: ダムへの流入量

$Q_o(i)$: 貯水池からの溢流量

$Q_D(i)$: 貯水池からの補給する流量

$V(i)$: 貯水池の空容積

a) i の時点で、貯水池が満水状態の場合

i) 貯水池水位が満水位で発電する場合

① $Q_i(i+1) \geq Q_{max}$ のとき

この時は

$$Q_p(i+1) = Q_{max}$$

$$Q_o(i+1) = Q_i(i+1) - Q_{max}$$

$$Q_D(i+1) = 0$$

$$V(i+1) = 0$$

とする。

② $Q_{firm} < Q_i(i+1) < Q_{max}$ のとき

$$Q_p(i+1) = Q_i(i+1)$$

$$Q_o(i+1) = 0$$

$$Q_D(i+1) = 0$$

$$V(i+1) = 0$$

ii) 貯水池から補給して発電する場合

$Q_i(i+1) \leq Q_{firm}$ のとき

$$Q_p(i+1) = Q_{firm}$$

$$Q_o(i+1) = 0$$

$$Q_D(i+1) = Q_{firm} - Q_i(i+1)$$

$$V(i+1) = Q_D(i+1) \cdot \Delta t$$

b) iの時点で貯水池が満水でない場合

河川への総流入量 $Q_i(i+1)$ を一時貯水池に貯えるものと仮定して計算を進める。

i) 貯水池が満水の状態となる場合

① $Q_i(i+1) \cdot \Delta t - V(i) \geq Q_{max} \cdot \Delta t$ のとき

$$Q_p(i+1) = Q_{max}$$

$$Q_o(i+1) \cdot \Delta t = [Q_i(i+1) \cdot \Delta t - V(i)] - Q_{max} \cdot \Delta t$$

$$V(i+1) = 0$$

$$Q_D(i+1) = 0$$

② $Q_{firm} \cdot \Delta t < Q_i(i+1) \cdot \Delta t - V(i) < Q_{max} \cdot \Delta t$ のとき

$$Q_p(i+1) \cdot \Delta t = Q_i(i+1) \cdot \Delta t - V(i)$$

$$Q_o(i+1) = 0$$

$$V(i+1) = 0$$

$$Q_D(i+1) = 0$$

ii) 貯水池から補給して発電する場合

$Q_i(i+1) \cdot \Delta t - V(i) \leq Q_{firm} \cdot \Delta t$ のとき

$$Q_p(i+1) = Q_{firm}$$

$$Q_o(i+1) = 0$$

$$Q_D(i+1) \cdot \Delta t = [Q_{firm} - Q_i(i+1)] \cdot \Delta t + V(i)$$

$$V(i+1) = Q_D(i+1) \cdot \Delta t$$

として求める。

上部ダムからの流水量を考慮する場合は、下部ダムへの流入量は、上部貯水池からの溢流 $Q_o(i)$ と上部ダムの使用水量 $Q_p(i)$ と残流域からの流入量 $Q_{io}(i)$ が入って来るものとする。

したがって、下部ダムへの流入量 $Q_i(i)$ は、

$$Q_i(i) = Q_{io}(i) + Q_o(i) + Q_p(i)$$

となる。

2) 出力および発電力量の計算

出力：P

$$P = 9.8 \cdot \xi \cdot H \cdot Q_p$$

ここで、 ξ ：発電機の合成効率

H ：落差（貯水池位－放水位－損失水頭）

Q_p ：発電機の使用水量

電力量： E

$$E = 9.8 \cdot \xi \cdot H \cdot Q_p \cdot T$$

ここで、 T ：時間

電力量の月別表は表 3-3-2 に示す。

(5) 貯水池の調整力指標

ディドヨン貯水池の調整力指標は次のとおりである。

$$\begin{aligned} \text{調整率} &= \frac{\text{有効貯水量 (m}^3\text{)}}{\text{年間総流入量 (m}^3\text{)}} \\ &= \frac{454 \times 10^6}{3084 \times 3600 \times 8760} = 0.467 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{補給率} &= \frac{\text{最大使用水量 (m}^3\text{/sec)}}{\text{年平均流入量 (m}^3\text{/sec)}} \\ &= \frac{85.2}{30.8} = 2.76 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{補給持続日数} &= \frac{\text{有効貯水量 (m}^3\text{)}}{\text{最大使用水量 (m}^3\text{/sec)} \times 86,400} \\ &= \frac{454 \times 10^6}{85.2 \times 3,600 \times 24} = 62 \text{日} \end{aligned}$$

ディドヨン貯水池の運用図を図 3-3-18 に示す。

(6) ダム構造物の設計

1) ダム中心線の決定

ダム中心線決定にあたっては、ダム基礎岩盤の状態と洪水処理の両面から決定しなければならないが、本ダムサイトの場合は、河流がダム予定地直下流から左に急角度で大きく湾曲しているほか、ダム直下の川幅がきわめて狭いため、洪水処理の点からは水理条件として非常に窮屈である。

水平水たたきを採用する案を検討したが、減勢池用の土工、コンクリートとも膨大な量となり経済的ではないので、減勢型式として水中バケットタイプと下流副ダムによる下流

水位のせき上げの方法で対処する設計とした。

下流減勢工を適当な位置に選定すれば、減勢と流向変更の両者を満足させうるものと考えられる。この確認検証のためには、規模の大きい3次元の水理実験による必要があるので、全体の設計確定前に水理実験を実施しなければならない。また、前述のとおり計画洪水量が川幅の割合と比べてきわめて大きいので、全量をオーバーフロー形で処理すると川幅が不足となり、大量の地山切取を要し、工事費の増加、施工の困難性の点から、仮排水路トンネルに一部洪水量の流下を負担させる設計とした。

2) 右岸鞍部サドルダムの設計

地質調査の結果から、右岸の鞍部には地盤標高が満水位以下の所が若干あり、かつ岩盤の程度もD級で、リジッドな構造物の基礎とするには不安がある。したがってこの部分のサドルダムはフィルダム型式とし、基礎岩盤はグラウト注入工により強度の改良と遮水性を改良する工法を採用する。

盛立材料は、近傍のものを使用するのが望ましい。今までの土質材料の調査試験結果では、自然含水比が高く、最大乾燥密度が低く、塑性が高いなど、高いダムの場合は施工上問題の多い材料が広く分布している結果が得られたが、今後なお調査を続け、かつダイオライトなどの風化土岩利用を考慮すれば、低いサドルダム築造は可能と考えられる。

3) ダムの構造計算

a) 設計条件(満水位の地震時について計算する)

i) 各部の標高

ダム天端	EL 651 m
基本三角形頂点	EL 654 m
常時満水面	EL 648 m
越流部天端	EL 633 m
非越流部天端	EL 651 m
設計堆砂面	EL 608 m
標準断面 基礎岩盤 越流部	EL 540 m
非越流部	EL 547 m

ii) 設計水位及びダム非越流部天端標高

① 設計水位

満水位WL 648 mに風波および地震波浪による水位上昇分を加算し、設計水位と

する。

② 風波による水位上昇高

$$h_w = 0.00086 \cdot V^{1.1} \cdot F^{0.45}$$

ただし、V : 10分間平均風速 30 m/s

F : 対岸距離 3,000 m

$$h_w = 0.00086 \times (30)^{1.1} \times (3,000)^{0.45}$$

$$\doteq 1.33 \text{ m}$$

③ 地震波浪による水位上昇高

$$h_e = 1/2 \cdot k\tau/\pi \cdot \sqrt{g \cdot H_0}$$

ただし k : 堤体震度 0.12

\tau : 地震周期 1 sec

H₀ : 水深 (m)

$$= 648 - 540 = 108 \text{ m}$$

$$h_e = 1/2 \times 0.12 \times 1/\pi \times \sqrt{98 \times 108}$$

$$= 0.62 \text{ m}$$

④ 余水路操作上の不慮の事故による水位上昇高

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

⑤ ダムの種類による余裕

$$h_i = 0 \quad (\text{コンクリートダムの場合につき})$$

⑥ ダム非越流部標高の決定

$$\text{常時満水位} \quad 648 + 1.33 + 0.62 + 0.5 = 650.45 \text{ m}$$

$$\text{設計洪水位} \quad 648 + 1.33 + 0.5 = 649.83 \text{ m}$$

ゆえにダム非越流部標高をEL 651 m (満水位 + 3 m) とすれば、上記の条件すべてを満足する。

⑦ ダム設計水位の決定

$$\text{EL } 648 + 1.33 + 0.62 + 0.5 = 650.45 \text{ m}$$

Ⅲ) 諸 値

$$\text{堤体コンクリート単位体積重量} : \gamma_0 = 2.35 \text{ t/m}^3$$

$$\text{ピア} \quad \text{〃} \quad \text{〃} : \gamma_1 = 2.40 \text{ t/m}^3$$

$$\text{水の} \quad \text{〃} \quad \text{〃} : W_0 = 1.00 \text{ t/m}^3$$

堆砂の単位体積重量：

$$\text{〃 (見掛け)} \quad W = 1.70 \text{ t/m}^3$$

$$\text{〃 (水中)} \quad W_1 = 1.05 \text{ t/m}^3$$

$$W_1 = W - (1 - r) \cdot W_0$$

$$= 1.70 - (1 - 0.35) \times 1.00 = 1.05 \text{ t/m}^3$$

式中、 r = 空隙率 = 35%

$$\text{土圧係数} : \quad C_e = 0.4$$

$$\text{地震係数 (水平)} : \quad K = 0.12$$

IV) 許容応力

$$\text{コンクリート許容圧縮応力度} : \quad \sigma_{ca} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鉄筋許容引張応力度 SD35} : \quad \sigma_{sa} = 2,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{地盤の許容支持力} : \quad 300 \text{ t/m}^2$$

V) 安全条件

① 滑動に対する安定

Henny 公式

$$N = \frac{f \cdot \sum V + \tau \ell}{\sum H} \geq 4$$

ここに N : せん断マサツ安全率

f : 内部マサツ係数 0.65

V : 垂直力 (t)

τ : せん断強さの最低値 = 250 t/m²

H : 水平力 (t)

ℓ : せん断幅 (m)

② 圧力強度

$$\sigma = \frac{\sum V}{\ell} \left(1 \pm \frac{6e}{\ell} \right) \leq \sigma_a$$

ここに σ : 圧力強度 (t/ml) (σ_u = 上流側圧力強度

σ_d = 下流側圧力強度)

ℓ : 基礎面幅 (m)

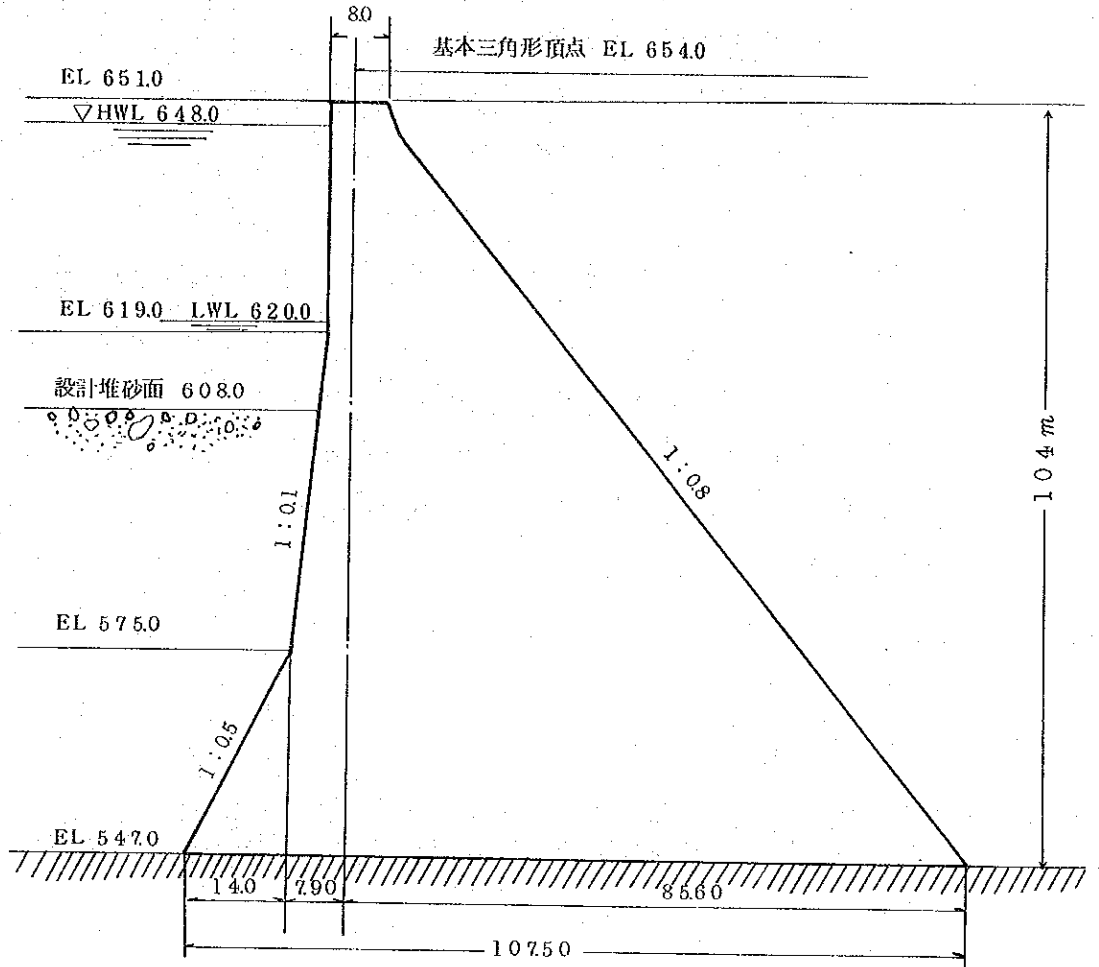
V : 垂直力 (t)

e : 偏心距離 (m)

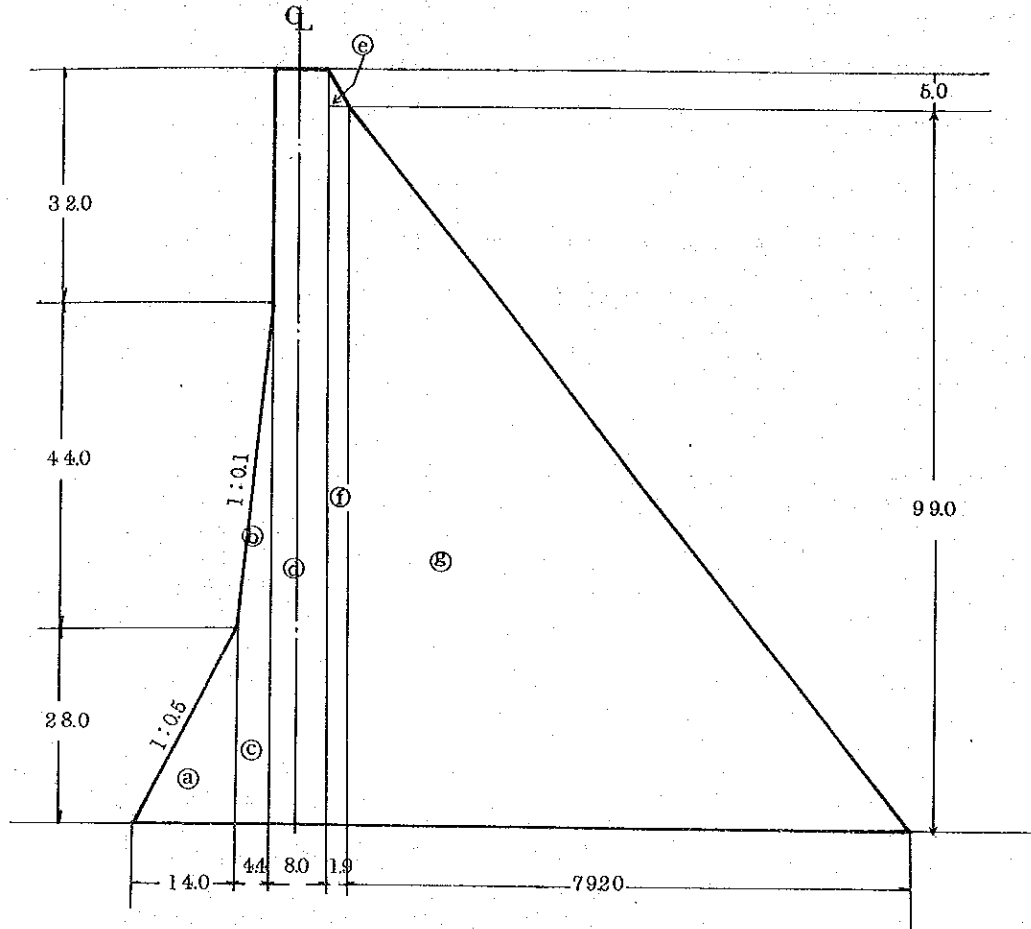
σ_a : 岩盤の許容応力度 = 300 t/ml

b) 非越流部の計算

標準断面



1) 堤体断面積および重心位置



- ㉑ $A_1 = 1/2 \times 140 \times 280 = 1960 \text{ m}^2$
 $x_1 = -(350 + 44 + 1/3 \times 140) = -125.67 \text{ m}$
 $y_1 = 1/3 \times 280 = 93.33 \text{ m}$
- ㉒ $A_2 = 1/2 \times 44 \times 440 = 968 \text{ m}^2$
 $x_2 = -(350 + 1/3 \times 44) = -49.67 \text{ m}$
 $y_2 = 280 + 1/3 \times 440 = 426.67 \text{ m}$
- ㉓ $A_3 = 44 \times 280 = 12320 \text{ m}^2$
 $x_3 = -(350 + 1/2 \times 44) = -5.70 \text{ m}$
 $y_3 = 1/2 \times 280 = 140 \text{ m}$
- ㉔ $A_4 = 80 \times 1040 = 8320 \text{ m}^2$
 $x_4 = 1/2 \times 80 - 350 = 0.50 \text{ m}$
 $y_4 = 1/2 \times 1040 = 520 \text{ m}$

- ⑤ $A_5 = 1/2 \times 190 \times 5.0 = 4750 m^2$
 $x_5 = 45 + 1/3 \times 190 = 5.133 m$
 $y_5 = 990 + 1/3 \times 5.0 = 100.667 m$
- ⑥ $A_6 = 190 \times 990 = 18810 m^2$
 $x_6 = 450 + 1/2 \times 190 = 5.45 m$
 $y_6 = 1/2 \times 990 = 4950 m$
- ⑦ $A_7 = 1/2 \times 792 \times 990 = 392040 m^2$
 $x_7 = 45 + 190 + 1/3 \times 7920 = 32.80 m$
 $y_7 = 1/3 \times 990 = 330 m$

	A (m ²)	x (m)	y (m)	Ax	Ay
①	196.0	-125.67	9333	-2463132	1829268
②	96.8	-49.67	42667	-480806	4130166
③	1232	-57.00	140	-702240	1724800
④	832.0	0.50	520	41600	4326400
⑤	4750	5.133	100667	24382	478168
⑥	18810	5.45	49500	1025145	9310950
⑦	392040	32.80	3300	12858912	129373200
計	5361250			126408469	190110552

$$x = 126408469 / 5361250 = 23578 m$$

$$y = 190110552 / 5361250 = 35460 m$$

ii) ダムに作用する外力

① 堤体重量

$$W_1 = 5361250 m^3 \times 235 t/m^3 = 12598938 t$$

$$x_1 = 23578 m$$

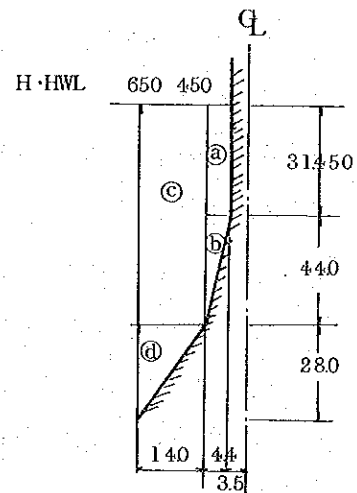
$$y_1 = 35460 m$$

② 上流法面水重

① $A_1 = 440 \times 31450 = 138380 m^2$

$$x_1 = -(350 + 1/2 \times 440) = -570 m$$

② $A_2 = 1/2 \times 440 \times 440 = 9680$



$$x_2 = -(350 + 2/3 \times 440) = -6433 \text{ m}$$

$$\textcircled{c} \quad A_3 = 140 \times 75.450 = 1,056,300 \text{ m}^2$$

$$x_3 = -(350 + 440 + 1/2 \times 140) = -1490 \text{ m}$$

$$\textcircled{d} \quad A_4 = 1/2 \times 140 \times 280 = 1960 \text{ m}^2$$

$$x_4 = -(350 + 440 + 2/3 \times 140) = -17233$$

	A	x		Ax
Ⓐ	138380	- 570		- 788766
Ⓑ	96800	- 6433		- 622714
Ⓒ	1,056,300	-14900		-15,738,870
Ⓓ	196,000	-17233		- 3,377,668
計	1,487,480			-20,528,018

$$W_2 = 1,487,480 \text{ t}$$

$$x = 20,528,018 / 1,487,480 = -13,801 \text{ m}$$

③ 堆泥重

$$\textcircled{a} \quad A_1 = 1/2 \times 330 \times 330 = 5445 \text{ m}^2$$

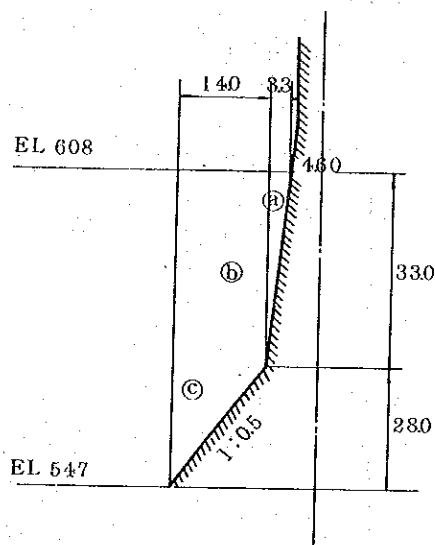
$$x_1 = -(46 + 2/3 \times 330) = -680 \text{ m}$$

$$\textcircled{b} \quad A_2 = 140 \times 330 = 4620 \text{ m}^2$$

$$x_2 = -(46 + 33 + 1/2 \times 140) = -1490 \text{ m}$$

$$\textcircled{c} \quad A_3 = 140 \times 280 \times 1/2 = 1960 \text{ m}^2$$

$$x_3 = -(460 + 330 + 2/3 \times 140) = -17233 \text{ m}$$



	A	x		Ax
Ⓐ	5445	- 680		- 370260
Ⓑ	4620	-1490		- 6883800
Ⓒ	1960	-17233		- 3,377,668
計	712,450			-10,631,728

$$W_3 = 712,450 \times 1.05 = 748,073 \text{ t}$$

$$x_3 = -10,631,728 / 712,450 = -14,923 \text{ m}$$

④ 静水圧

$$P_o = 1/2 \times h^2 \cdot W = 1/2 \times (EL\ 650.450 - EL\ 547.000)^2 \times 10 = 5350.951\ t$$

$$y = 1/3 \times 103.450 = 34.483\ m$$

⑤ 動水圧

$$P_d = 7/12 \cdot W \cdot k \cdot H^{1/2} \cdot h^{3/2}$$

$$= 7/12 \times 10 \times 0.12 \times (EL\ 648 - EL\ 547)^{1/2} \times (101)^{3/2}$$

$$= 71407\ t$$

$$y = 2/5 \cdot h = 2/5 \times 101 = 40.40\ m$$

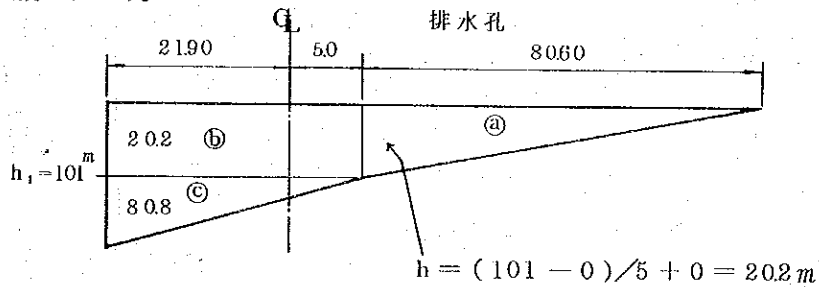
⑥ 堆泥圧

$$P_e = 1/2 \cdot W \cdot C_e \cdot h^2$$

$$= 1/2 \times 1.05 \times 0.40 \times (EL\ 608 - EL\ 547)^2 = 781.41\ t$$

$$y = 1/3 \times h = 1/3 \times 61 = 20.333\ m$$

⑦ 揚圧力



① $A_1 = 1/2 \times 80.60 \times 20.2 = 814.06\ m^2$

$x_1 = 5.0 + 1/3 \times 80.6 = 31.867\ m$

② $A_2 = 26.90 \times 20.20 = 543.38\ m^2$

$x_2 = 1/2 \times 26.90 - 21.90 = -8.45\ m$

③ $A_3 = 1/2 \times 26.90 \times 80.80 = 1086.760\ m^2$

$x_3 = 1/3 \times 26.90 - 21.90 = -12.933\ m$

	A	x	Ax
①	814.06	31.867	25941.650
②	543.38	- 8.450	- 4591.561
③	1086.76	-12.933	-14055.067
計	2444.20		7295.022

$$U = -2,444,20t$$

$$x = 7,295.022 / 2,444.20 = 2985 m$$

⑧ 堤体にかかる地震力

$$F = W_1 \times 0.12 = 12,598.938 \times 0.12 = 1,511.873t$$

$$y = 35,460m$$

項目	外力 (t)		アーム (m)	モーメント (tm)
	V	H		
堤体重量	12,598.938		23578	297,057.760
上流面水重	1,487.480		-13801	-20,528.711
堆泥重	748.073		-14923	-11,163.493
静水圧		5,350.951	34483	184,516.843
動水圧		714.07	40400	28,848.428
堆泥圧		781.41	20333	15,888.410
揚圧力	-2,444.200		2985	-7,295.937
地震力		1,511.873	35460	53,611.017
合計	12,390.291	8,358.304		540,934.317

ΣV	ΣH	ΣM	ℓ	$\Sigma V \cdot f$ ($f=0.65$)	$\tau \cdot \ell$ ($\tau=250t/m^2$)	$\Sigma V \cdot f + \tau \cdot \ell$	$N = \frac{\Sigma V \cdot f + \tau \cdot \ell}{\Sigma H}$
12390291	8358304	540934317	107500	8053689	26875	34928689	4.18
							> 4

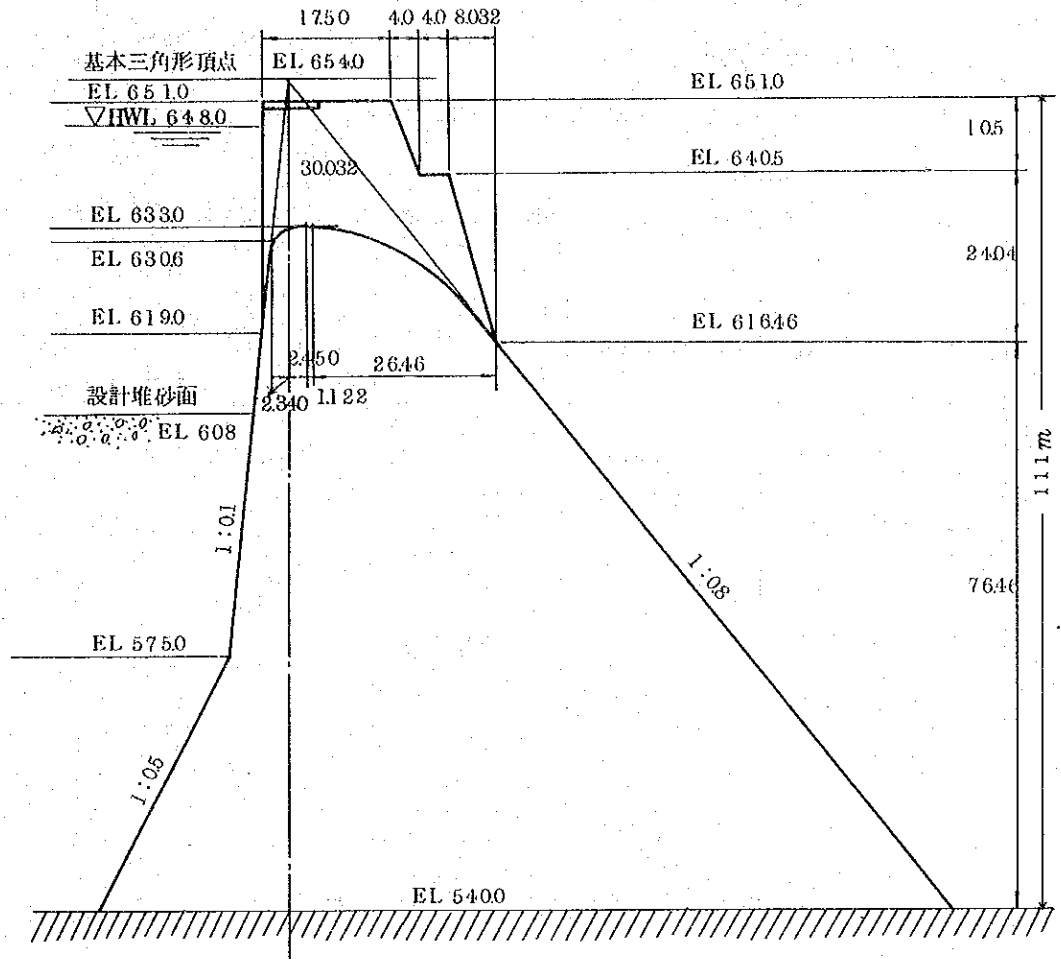
$\Sigma M / \Sigma V$	e	σ_e / ℓ	$1 - \sigma_e / \ell$	$1 + \sigma_e / e$	$\Sigma V / \ell$	σ_u	σ_d
43058	11.808	0.659	0.341	1.659	115.259	39303	191215

故にこの断面は安全である。

< 300

e) 越流部の計算

標準断面



i) 付帯荷重の重量および重心位置

ゲート及び巻上機関係

a. ゲート

$$W_g = 115 \text{ t}$$

$$x_g = 3.40 \text{ m}$$

$$y_g = 100.50 \text{ m (EL 640.50 - EL 540)}$$

b. 巻上機

$$W_w = 40 \text{ t}$$

$$x_w = 8.750 \text{ m}$$

$$y_w = 112.300 \text{ m (EL 652.300 - EL 540)}$$

c. 付属橋梁

$$W_b = 140 \text{ t}$$

$$x_b = 1/2 \times 8.00 - 3.50 = 0.50 \text{ m}$$

$$y_b = 110.5m \text{ (EL 650.50 - EL 540)}$$

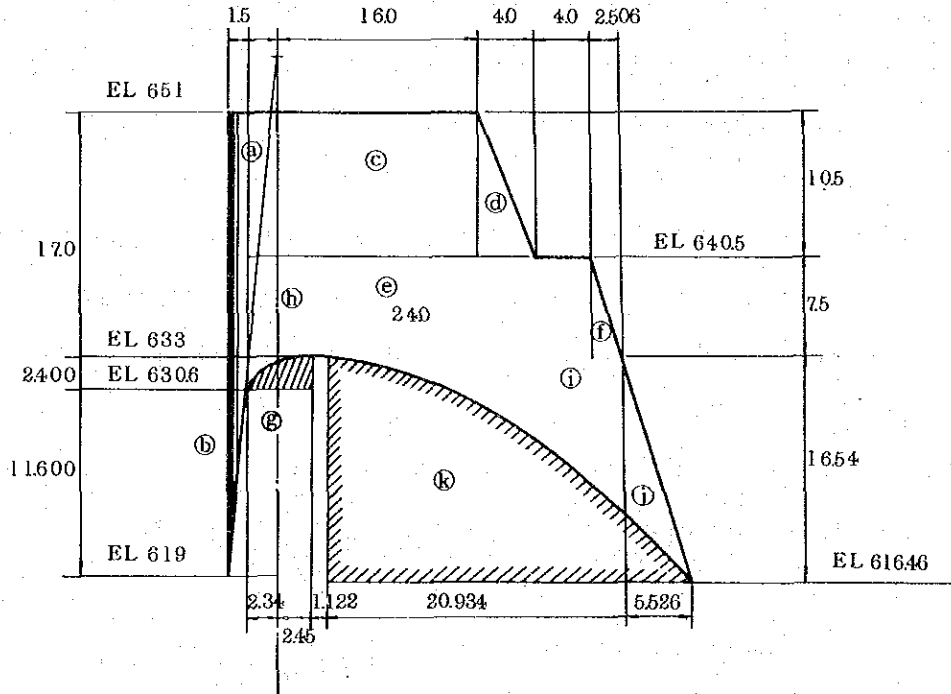
	W(t)	x (m)	y (m)	W · x	W · y
a	115.0	3.40	100.50	391.0	11,557.500
b	4.00	8.750	112.30	350.0	4,492.000
c	140.0	0.500	110.50	70.0	15,470.000
計	295.0			811.0	31,519.500

$$W_1 = 295 t$$

$$x = 811.0 / 295.0 = 2.749 m$$

$$y = 31,519.500 / 295.0 = 106.846 m$$

II) ピアの重量及び重心位置



$$\textcircled{a} \quad V_1 = \pi \times (15)^2 \times 1/2 \times 1940 = 68565 m^3$$

$$x_1 = -(20 + 0.212 \times d) = -(2 + 0.212 \times 3) = -2.636 m$$

$$y_1 = (\text{EL} 6306 - \text{EL} 540) + 1/2 \times 19400 = 100300 m$$

$$\textcircled{b} \quad V_2 = \pi (15)^2 \times 1/2 \times 11600 \times 1/2 = 20499 m^3$$

$$x_2 = -2.636 m$$

$$y_2 = (\text{EL} 6190 - \text{EL} 540) + 2/3 \times 11600 = 86733 m$$

$$\textcircled{c} \quad V_3 = 160 \times 105 \times 30 = 5040 m^3$$

$$x_3 = 1/2 \times 160 - 20 = 600m$$

$$y_3 = (EL651 - EL540) - 1/2 \times 105 = 105.75m$$

④ $V_4 = 1/2 \times 40 \times 105 \times 30 = 630m^3$

$$x_4 = 140 + 1/3 \times 40 = 153.33m$$

$$y_4 = (EL651 - EL540) - 2/3 \times 105 = 104.0m$$

⑤ $V_5 = 240 \times 75 \times 30 = 5400m^3$

$$x_5 = 1/2 \times 240 - 20 = 100m$$

$$y_5 = (EL633 - EL540) + 1/2 \times 75 = 96.75m$$

⑥ $V_6 = 1/2 \times 2506 \times 75 \times 30 = 28193m^3$

$$x_6 = 220 + 1/3 \times 2506 = 228.35m$$

$$y_6 = (EL633 - EL540) + 1/3 \times 75 = 95.5m$$

⑦ $V_7 = 479 \times 24 \times 30 = 34488m^3$

$$x_7 = 1/2 \times 479 - 24 = -0.005m$$

$$y_7 = (EL6306 - EL540) + 1/2 \times 24 = 91.8m$$

⑧ $V_8 = 0.021285 \times (\alpha)^2 \times 30 = 0.021285 \times (191.42)^2 \times 30 = -23398m^3$
($\alpha = 191.42$)

$$x_8 = 0.1471\alpha - 2342 = 0.1471 \times 191.42 - 2342 = 0.474m$$

$$y_8 = (EL6306 - EL540) + 0.0515 \times 191.42 = 31.586$$

⑨ $V_9 = 20934 \times 1654 \times 30 = 1038745m^3$

$$x_9 = 245 + 1.122 + 1/2 \times 20934 = 14039m$$

$$y_9 = (EL61646 - EL540) + 1/2 \times 16540 = 84.73m$$

⑩ $V_{10} = 1/2 \times 5526 \times 1654 \times 30 = 1371m^3$

$$x_{10} = 2450 + 1.122 + 20934 + 1/3 \times 5526 = 26348m$$

$$y_{10} = 7646 + 1/3 \times 16540 = 81.973m$$

⑪ $V_{11} = 4\ell^2/3m \cdot 30 = (4 \times (13232)^2/3 \times 0.8) \times 30 = -875429m^3$
($\ell = 13232m, m=0.8$)

$$x_{11} = 2450 + 1.122 + 3/4 \cdot \ell = 13496m$$

$$y_{11} = 7646 + 2\ell/5m = 76.46 + 2 \times 13232/5 \times 0.8 = 83076m$$

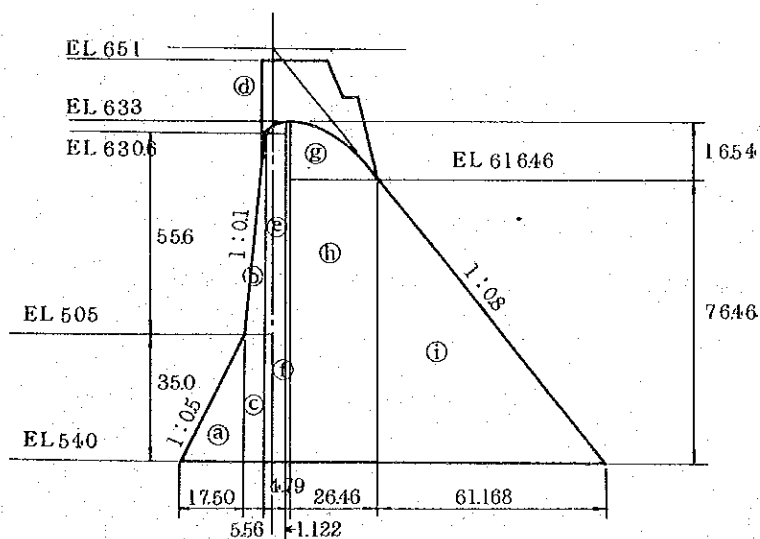
	V	x	y	V · x	V · y
Ⓐ	68565	-2.636	1003	-180737	6877070
Ⓑ	20499	-2.636	86733	- 54035	1777940
Ⓒ	5040	6000	10575	30240	5329800
Ⓓ	630	15333	1040	965979	65520
Ⓔ	5400	10000	9675	54000	522450
Ⓕ	28193	22835	955	643787	2692432
Ⓖ	34488	-0.005	918	- 0172	3165998
Ⓗ	△ 23398	0474	91586	△ 11091	△ 2142929
Ⓙ	1038745	14039	8473	14582941	88012863
Ⓚ	1371	26348	81973	3612311	11238498
Ⓚ	△ 875429	13496	83076	-11,814789	-73252397
計	1,535,763			16,168,194	150,464,470

$$W = 1,535,763 \times 24 = 3,685,831t$$

$$x = 16,168,194 / 1,535,763 = 10,528m$$

$$y = 150,464,470 / 1,535,763 = 97,974m$$

Ⅲ) 堤体断面積及び重心位置



$$\text{Ⓐ } A_1 = 1/2 \times 1750 \times 350 = 306250m^2$$

$$x_1 = -(234 + 556 + 1/3 \times 17500) = -13,733m$$

$$y_1 = 1/3 \times 350 = 11,667m$$

- ⑥ $A_2 = 1/2 \times 556 \times 556 = 154568 m^2$
 $x_2 = -(2340 + 1/3 \times 556) = -4193 m$
 $y_2 = (EL575 - EL540) + 1/3 \times 55.60 = 53533 m$
- ⑦ $A_3 = 556 \times 350 = 1946 m^2$
 $x_3 = -(234 + 1/2 \times 556) = -5120 m$
 $y_3 = 1/2 \times 350 = 17500 m$
- ⑧ $A_4 = 0.021285 \times (\alpha)^2 = 0.021285 \times (19.142)^2 = 7799 m^2$
 $x_4 = 0.1471 \alpha - 2340 = 0.1471 \times 19.142 - 2340 = 0.476 m$
 $y_4 = 0.0515 \alpha + 90600 = 91586 m$
- ⑨ $A_5 = 479 \times 90600 = 433974 m^2$
 $x_5 = 1/2 \times 479 - 234 = 0.055 m$
 $y_5 = 1/2 \times 906 = 4530 m$
- ⑩ $A_6 = 1122 \times 930 = 104346 m^2$
 $x_6 = 2450 + 1/2 \times 1122 = 3011 m$
 $y_6 = 1/2 \times 930 = 465 m$
- ⑪ $A_7 = 4 \ell^2 / 3 m = 4 \times (13232)^2 / 3 \times 0.8 = 291810 m^2$
 $x_7 = 2450 + 1122 + 3/4 \times 13232 = 13496$
 $y_7 = 2 \ell / 5 m + 7646 = 2 \times 13232 / 5 \times 0.8 + 7646 = 83076 m$
- ⑫ $A_8 = 2646 \times 7646 = 2023132 m^2$
 $x_8 = 2450 + 1122 + 1/2 \times 2646 = 16802 m$
 $y_8 = 1/2 \times 7646 = 3823 m$
- ⑬ $A_9 = 1/2 \times 7646 \times 61168 = 2338453 m^2$
 $x_9 = 2450 + 1122 + 2646 + 1/3 \times 61168 = 50421 m$
 $y_9 = 1/3 \times 76460 = 25487 m$

	Δ (m)	x (m)	y (m)	$\Delta \cdot x$	$\Delta \cdot y$
㊸	306.250	-13.733	11.667	Δ 4,205.731	3,573.019
㊹	154.568	-4.193	53.533	Δ 648.104	8,274.489
㊺	194.6	-5.120	17.500	Δ 996.352	3,405.5
㊻	7.799	0.476	91.586	3.712	714.279
㊼	433.974	0.055	45.300	23.869	19,659.022
㊽	104.346	3.011	46.500	314.186	4,852.089
㊾	291.81	13.496	83.076	3,938.268	24,242.407
㊿	2,023.132	16.802	38.23	33,992.663	77,344.336
①	2,338.453	5.0421	25.487	11,790.713	59,600.151
計	5,854.932			150,329.640	201,665.290

$$W = 5854.932 \times 18000 \times 235 = 247663.600 \text{ t}$$

$$x = 150,329.640 / 5,854.932 = 25.676 \text{ m}$$

$$y = 201,665.290 / 5,854.952 = 34.444 \text{ m}$$

Ⅳ) ダムに作用する外力

① 付帯荷重 (ピアとも)

	W (t)	x (m)	y (m)	$W \cdot x$	$W \cdot y$
W_1	295.0	2.749	106.846	810.955	31,519.570
W_2	3,685.381	1.0528	97.974	38,799.691	361,071.510
計	3,980.831			39,610.646	392,591.080

$$W_1 = 3980.831 \text{ t}$$

$$x = 39,610.646 / 3,980.831 = 9.950 \text{ m}$$

$$y = 392,591.080 / 3,980.831 = 98.620 \text{ m}$$

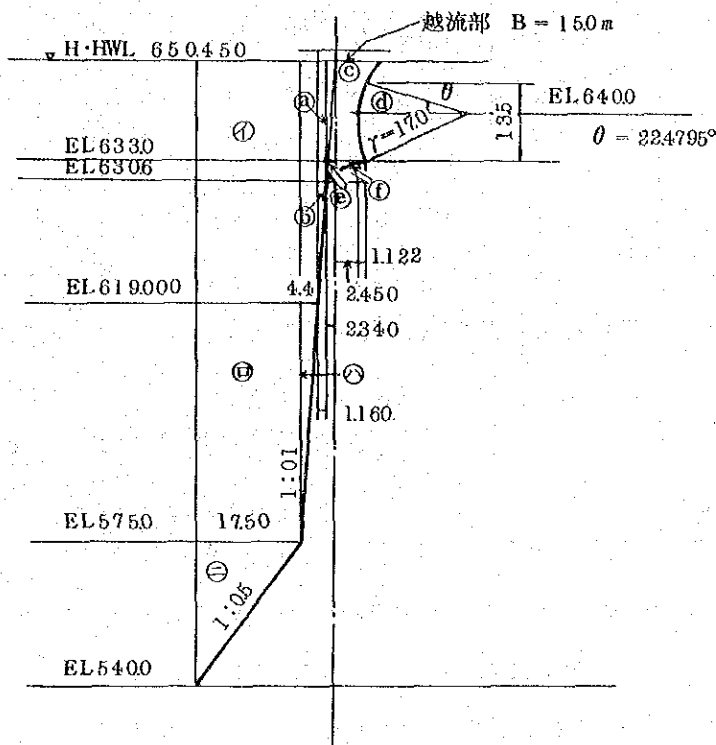
② 堤体自重

$$W_2 = 247,663.600 \text{ t}$$

$$x = 25.676 \text{ m}$$

$$y = 34.444 \text{ m}$$

③ 上流面水重



(A) 越流部

$$\textcircled{a} \quad A_1 = 1.16 \times (\text{EL} 650.450 - \text{EL} 630.6) = 230.26 \text{ m}^2$$

$$x_1 = -(2.340 + 1/2 \times 1.16) = -2.920 \text{ m}$$

$$y_1 = (\text{EL} 630.6 - \text{EL} 540) + 1/2 \times 1.9850 = 100.525 \text{ m}$$

$$\textcircled{b} \quad A_2 = 1/2 \times 1.160 \times 1.160 = 6.728 \text{ m}^2$$

$$x_2 = -(2.340 + 2/3 \times 1.160) = -3.113 \text{ m}$$

$$y_2 = (\text{EL} 619 - \text{EL} 540) + 2/3 \times 1.1600 = 86.733 \text{ m}$$

$$\textcircled{c} \quad A_3 = 5.912 \times 17.450 = 103.164 \text{ m}^2$$

$$x_3 = 1/2 \times 5.912 \times 2.340 = 6.816 \text{ m}$$

$$y_3 = 9.30 + 1/2 \times 17.450 = 101.725 \text{ m}$$

$$\textcircled{d} \quad A_4 = -(\pi r^2 \times \frac{44.959^\circ}{360^\circ} - 13 \times 15.708 \times \frac{1}{2}) = -11.285 \text{ m}^2$$

$$x_4 = 3.400 - \frac{2 [1/3 \sin 224.795 (2 + \cos^2 224.795) - 0.382235 \times \cos 224.795]}{2 \times 0.382235 - \sin 2\phi}$$

$$= 3.400 - \frac{0.02084}{0.0581}$$

$$= 3.041 \text{ m}$$

$$y_4 = (\text{EL}64000 - \text{EL}540) = 1000 \text{ m}$$

$$\textcircled{e} \quad A_5 = 479 \times 2400 = 11496 \text{ m}^2$$

$$x_5 = 1/2 \times 479 - 2340 = 0055 \text{ m}$$

$$y_5 = (\text{EL}6306 - \text{EL}540) + 1/2 \times 2400 = 91800 \text{ m}$$

$$\textcircled{f} \quad A_6 = -0021285 \times (\alpha)^2 = -0021285 \times (19142)^2 = -7799 \text{ m}^2$$

$$x_6 = 01471\alpha - 2340 = 0476$$

$$y_6 = 00515\alpha + 906 = 91586$$

	A	x	y	Ax	Ay
Ⓐ	23026	-2920	100525	-67236	2314689
Ⓑ	6728	-3113	86733	-20944	583540
Ⓒ	103164	0616	101725	63549	10494357
Ⓓ	-11285	3041	1000	-34318	-1128500
Ⓔ	11496	0055	91800	0632	1055333
Ⓕ	-7799	0476	91586	-3712	-714279
計	125330			-62029	12605140

$$W = 125330 \times 1500 \times 100 = 187995 \text{ t}$$

$$x = -62029/125330 = -0495 \text{ m}$$

$$y = 12605140/125330 = 100576 \text{ m}$$

(B) 上流堤体面水重 (B=18000 m)

$$\textcircled{1} \quad A_1 = 31450 \times 21900 = 688755 \text{ m}^2$$

$$x_1 = -(3500 + 1/2 \times 21900) = -14450 \text{ m}$$

$$y_1 = (\text{EL}619 - \text{EL}540) + 1/2 \times 31450 = 94725 \text{ m}$$

$$\textcircled{2} \quad A_2 = 17500 \times 4400 = 7700 \text{ m}^2$$

$$x_2 = -(79 + 1/2 \times 17500) = -16650 \text{ m}$$

$$y_2 = 35000 + 1/2 \times 44000 = 57000 \text{ m}$$

$$\textcircled{3} \quad A_3 = 1/2 \times 44 \times 440 = 96800 \text{ m}^2$$

$$x_3 = -(3500 + 2/3 \times 44) = -6433 \text{ m}$$

$$y_3 = 35000 + 2/3 \times 440 = 64333 \text{ m}$$

$$\ominus A_4 = 1/2 \times 17500 \times 35000 = 306250 m^2$$

$$x_4 = -(7900 + 2/3 \times 17500) = -19567 m$$

$$y_4 = 2/3 \times 35000 = 23333 m$$

	A	x	x	A · x	A · y
①	688.755	-14.450	94.725	-995.2510	65,242.317
②	770.000	-16.650	57.000	-12,820.500	43,890.000
③	96.800	-6.433	64.333	-622.714	6,227.434
④	306.250	-19.567	23.333	-5,992.394	7,145.731
計	1,861.805			-29,388.118	122,505.482

$$W = 1,861.805 \times 18,000 \times 1.0 = 33,512,490 t$$

$$x = -29,388.118 / 1,861.805 = -15,785 m$$

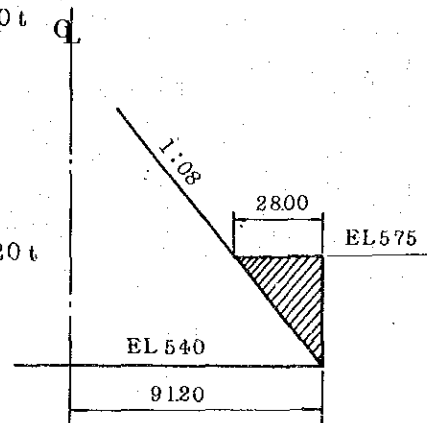
$$y = 122,505.482 / 1,861.805 = 65,799 m$$

④ 下流法面水重

$$W = 1/2 \times 280 \times 350 \times 180 \times 1.0 = 8,820 t$$

$$x = 91.20 - 1/3 \times 280 = 81.867 m$$

$$y = 2/3 \times 350 = 233.33 m$$



⑤ 上流側静水圧

ピア及びゲートに作用する幅と堤体に作用する幅に区分して計算し合成する。

(A) ピア・ゲート

$$P_0 = (EL650.450 - EL633.0)^2 \times 1.0 \times 1/2 \times 180 = 2,740.525 t$$

$$y = EL640.0 - EL540 = 100.00 m$$

(B) 堤体に働く静水圧 (台形分布)

$$\text{① } P_{01} = 1/2 \times 93.0 \times 93.0 = 4,324.5 t$$

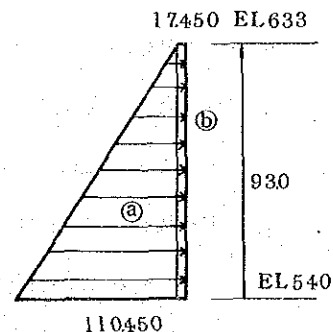
$$y_1 = 1/3 \times 93.0 = 31.0 m$$

$$\text{② } P_{02} = 17,450 \times 93.0 = 1,622,850 t$$

$$y_2 = 1/2 \times 93.0 = 46.5 m$$

$$\therefore P_0 = (4,324.5 + 1,622,850) \times 180 = 107,052.30 t$$

$$y = \frac{4,324.5 \times 31.0 + 1,622,850 \times 46.5}{4,324.5 + 1,622,850} = \frac{20,952,202.0}{5,947.35} = 35,229 m$$



$$\therefore \Sigma P_0 = 2740525 + 1070523 = 109792825 \text{ t}$$

$$y = \frac{2740525 \times 1000 + 1070523 \times 35229}{109792825} = \frac{4045397900}{109792825} = 36.846 \text{ m}$$

⑥ 下流静水圧

$$P_0' = -1/2 \times 350 \times 350 \times 180 = -11,025 \text{ t}$$

$$y = 1/3 \times 350 = 11.667 \text{ m}$$

⑦ 堆泥圧

$$P_e = 1/2 \times W_1 \times C_e \times h^2 \times B$$

$$= 1/2 \times 105 \times 0.40 \times (68)^2 \times 180 = 17,478.72 \text{ t}$$

$$y = 1/3 \times h = 1/3 \times 68 = 22.667 \text{ m}$$

⑧ 堆泥重

$$\text{a) } A_1 = 330 \times 175 = 5775 \text{ m}^2$$

$$x_1 = -(7900 + 1/2 \times 175) = -16,650 \text{ m}$$

$$\text{b) } A_2 = 1/2 \times 330 \times 330 = 54,450 \text{ m}^2$$

$$x_2 = -(7900 - 1/3 \times 3300) = -6,800 \text{ m}$$

$$\text{c) } A_3 = 1/2 \times 17500 \times 350 = 3,062,500 \text{ m}^2$$

$$x_3 = -(7900 + 2/3 \times 17500) = -19,567 \text{ m}$$

	A	x		Ax	
⑧ a)	5775.00	-16650		-96153.75	
⑧ b)	54450	-6800		-370260	
⑧ c)	3062500	-19567		-5992394	
計	938200			-15978029	

$$W = 938200 \times 18000 \times 105 = 17731980 \text{ t}$$

$$x = -15978029/938200 = -17031 \text{ m}$$

⑨ 動水圧

$$P_d = 7/12 \cdot W \cdot k \cdot H^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot B$$

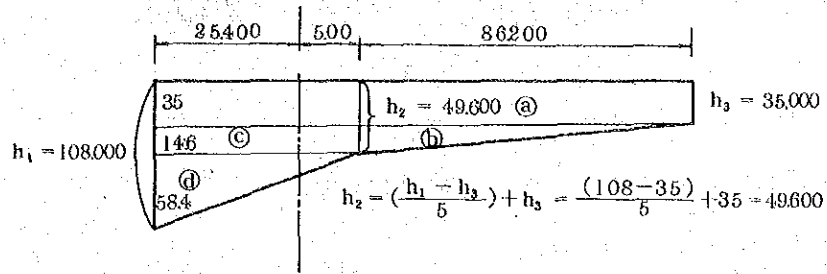
$$= 7/12 \times 100 \times 0.12 \times (108)^{1/2} \times (108)^{3/2}$$

$$= 14696641 \text{ t}$$

$$(H = \text{EL}648 - \text{EL}540 = 108)$$

$$y = 0.4h = 0.4 \times 108 = 43.20 \text{ m}$$

⑩ 揚 圧 力



Ⓐ $A_1 = 116600 \times 35000 = 4081 m^2$

$x_1 = 1/2 \times 116600 - 25.400 = 32.900 m$

Ⓑ $A_2 = 1/2 \times 86200 \times 14600 = 629260 m^2$

$x_2 = 5.00 + 1/3 \times 86200 = 33.733 m$

Ⓒ $A_3 = 30400 \times 14600 = 44384 m^2$

$x_3 = 1/2 \times 30.4 - 25.400 = -10.200 m$

Ⓓ $A_4 = 1/2 \times 30.40 \times 58.400 = 887.680 m^2$

$x_4 = 1/3 \times 30.400 - 25.400 = -15.267 m$

	A	x	A x
Ⓐ	4,081	32.9	134,264.900
Ⓑ	629.26	33.733	21,226.828
Ⓒ	443.84	-10.200	-4,527.168
Ⓓ	887.68	-15.267	-13,552.211
計	6,041.78		137,412.349

$V = -6,041.78 t \times 180 = -1,087,520.40 t$

$x = 137,412.349 / 6,041.78 = 22.744 m$

⑪ 付帯荷重にかかる地震力

$F_1 = W_1 \times 0.12$

$= 3,980.831 \times 0.12 = 477.700 t$

$y = 98.620 m$

⑩ 堤体にかかる地震力

$$F_2 = 247663600 \times 0.12 = 29719632 \text{ t}$$

$$y = 34.444 \text{ m}$$

(満水位・地震時)

項目	外力 (t)		アーム (m)	モーメント (t·m)
	V	H		
付帯荷重	3,980.831		9.950	39,609.268
堤体重量	247,663.6		25.676	6,359.010593
上流面水重(越流部)	1,879.95		-0.495	-930.575
〃 (堤体)	33,512.490		-15.785	-528,994.655
下流法面水重	8,820.000		81.867	722,066.940
静水圧(上流側)		109,792.825	36.846	4,045,426.429
〃 (下流側)		-11,025.000	11.667	-128,628.675
堆泥圧		17,478.720	22.667	376,190.146
堆泥重	17,731.980		-17.031	-301,993.351
動水圧		14,696.641	43.20	634,894.891
揚圧力	-108,752.040		22.744	-2,473,456.397
地震力	付帯			
	堤体		477.70	98.62
		29,719.632	34.444	1,023,663.004
合計	204,836.810	161,140.510		9,833,968.388

ΣV	ΣH	ΣM	ℓ	$\Sigma V \cdot f$ ($f=0.65$)	$\tau \cdot \ell \cdot \beta$ ($\tau=250 \text{ t}$)	$\Sigma V_1 f$ $+ \tau \cdot \ell \cdot \beta$	$N = \frac{\Sigma V f + \tau \cdot \ell \cdot \beta}{\Sigma H}$
204836810	161140510	9833968388	116600	133143927	524700	657843927	4.08
							> 4

$\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	σ	$\frac{\sigma_e}{\ell}$	$1 - \frac{\sigma_e}{\ell}$	$1 + \frac{\sigma_e}{\ell}$	$\frac{\Sigma V}{\ell \cdot \beta}$	σ_u	σ_d
48009	15109	0.777	0.223	1.777	97597	21764	173430
							< 300

故にこの断面は安全である。

(7) 洪水吐の検討

1) 概要

ダムには必ず洪水吐を設けて、上流への背水の影響を考慮した所定の越流水深で設計洪水量を安全に下流へ疎通させることが必要である。洪水吐の構成要素は下表に示すような形式に分類される。これらの各構成要素を組合わせて、ダムの形式および周囲の地形などの環境条件に最も適した洪水吐の形式を選定し、洪水の円滑な疎通と放流される水のエネルギーの減勢を全うするように設計する。

洪水吐の構成要素（日本大ダム会議「ダム設計基準」による。）

流入部		導流部	減勢工	
越流式	正面越流型	シュート式 トンネル式 堤体流下式	跳水式	水平水たたき型
	横越流型			傾斜水たたき型
	半円越流型			バケツ型
	朝顔型			
オリフィス式			スキージャンプ式	
サイフォン式			自由落下式	

重力ダムの洪水吐としては、通常ダムの天端に越流頂を設け、洪水を堤体下流面に沿って流下させたあと、ダム下流に接続する水たたき上で跳水作用によって減勢する方式が最もひろく用いられている。また水たたきを逆傾斜にしたり（例：井川ダム）、バケツ型減勢工を用いた例もある。

2) 計画・洪水流量

既述の検討結果により、 $\mathcal{A}3$ ダムサイト（コンクリート重力ダム）の計画洪水流量は、 $8,900\text{ m}^3/\text{sec}$ を使用する。

施工に際しての河川転流計画は、コンクリートダムでは2年確率洪水量（ $\mathcal{A}3$ ダムで $1,900\text{ m}^3/\text{sec}$ ）を、フィルダムでは20年確率洪水量（ $\mathcal{A}2$ ダムで $5,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $\mathcal{A}3$ ダムで $5,600\text{ m}^3/\text{sec}$ ）を対象として考えるものとする。

3) ダム越流量計算

このダムサイトでは、洪水量（ $8,900\text{ m}^3/\text{sec}$ ）に比し、原河床下幅が45mと狭い。洪水を全量ダム下面をオーバーフローさせると、純越流幅が100m程度を要することにな

り、ダム下流部の地山切取が大きく、工事費および施工性の点から、オーバーフロー式とともに、仮排水トンネルを利用して洪水量の一部を流下させる計画とした。

すなわち、洪水吐は

(i) $5,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 容量のゲート付シュート型洪水吐

(ii) $3,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 容量のトンネル式洪水吐

の2つからなる。

(i) ダム越流量

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

$$\text{ここに、} C = 1.974$$

$$B = 15 \text{ m} \times 3 \text{ 門} = 45 \text{ m}$$

$$H = 15 \text{ m}$$

$$= 1.974 \times 45 \times (15)^{3/2}$$

$$= 5,160 \text{ m}^3/\text{sec} > 5,100 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(ii) トンネル余水吐容量

$$Q = A \sqrt{2gH}$$

$$A = \pi r^2/2 + 3.86 \text{ m} \times 7.72 \text{ m} = 53.2 \text{ m}^2$$

$$H = \text{EL}633 - \text{EL}541 = 92 \text{ m}$$

$$= 52.2 \sqrt{2 \times 9.8 \times 92}$$

$$= 2,259 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$2Q = 4,518 \text{ m}^3/\text{sec} > 3,800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

故に、ダム越流量 $5,100 \text{ m}^3/\text{sec}$

トンネル余水吐 $3,800 \text{ m}^3/\text{sec}$

計 $8,900 \text{ m}^3/\text{sec}$ を安全に流下し得る。

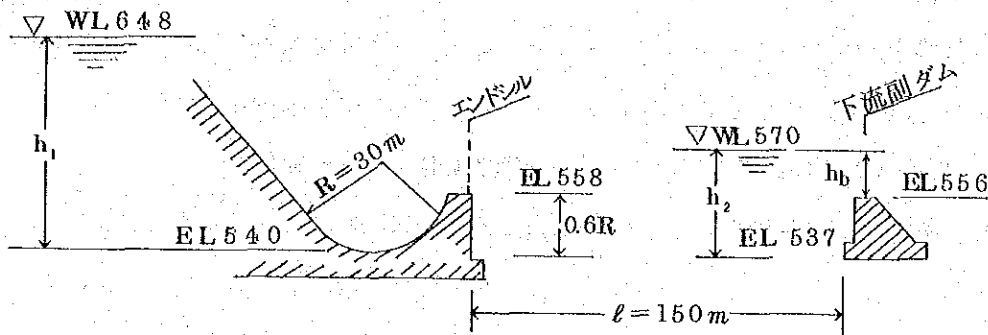
(iii) 水中バケットを利用した減勢池

水中バケットによる跳水は、Mcpherson-Karrが与えた条件から求めると、次のようになる。

いま洪水吐を $15 \text{ m} \times 15.5 \text{ m} \times 3 \text{ 門}$ とすれば

$$h_1 = 648 - 540 = 108 \text{ m}$$

$$q = 5,100 / 45 = 113.3 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$



$$q/\sqrt{g} \cdot h_1^{3/2} = 113.3/\sqrt{9.8} \cdot 108^{3/2} = 0.0322$$

このダムの場合、減勢後の流水の方向を変えることと下流水深 h_2 を適当な値に選ぶ2つの目的で、下流に副ダムを設けることとし、水理公式集 (P304) の計算図表を使って

$$q/\sqrt{g} \cdot h_1^{3/2} = 0.0322$$

$$h_2/h_1 \doteq 0.3, \quad h_b/h_u = 0.12, \quad h_b = 0.4h_2, \quad h_1/R = 3.6$$

を満足すればよいことになり、

$$\text{下流水深 } h_2 = 108 \times 0.3 = 32.4m, \quad R = 30m$$

$$h_b = 32.4 \times 0.4 = 12.96m$$

従って減勢池水位は $537 + 32.4 = 569.4 \doteq 570m$ とし、下流に設ける副ダムは越流水深 $1.4m$ 、クレスト高 $556m$ とする。

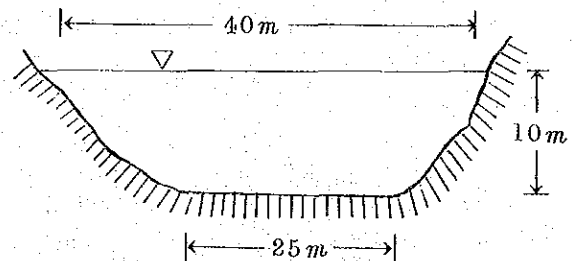
下流副ダムからの流下流速は、自然河川における洪水時流速に比較して大差ない値とする。即ち、ダム下流部の河川勾配は平均 $1/50 \sim 1/30$ であるから、勾配 $1/40$ として断面を概算すれば

$$A = (40 + 25)/2 \times 10 = 325m^2$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.045} \times (6.5)^{2/3} \times \frac{1}{6.32}$$

$$= 12.2m/sec$$



V は $10 \sim 13m/sec$ 程度と考えられる。

下流副ダムは幅 $60m$ として、 $5,100m^3/sec$ を流下させる時の水理関係は

$$H = 1.4m, \quad bc = 9.3m, \quad Vc = 9.5m/sec$$

$$\therefore Q = 9.3 \times 9.5 \times 60 = 5,300m^3/sec$$

で、所与の条件を満足する。

なお、減勢池内の水理については、水理模型実験によって確認しなければならない。

Table 3-3-2

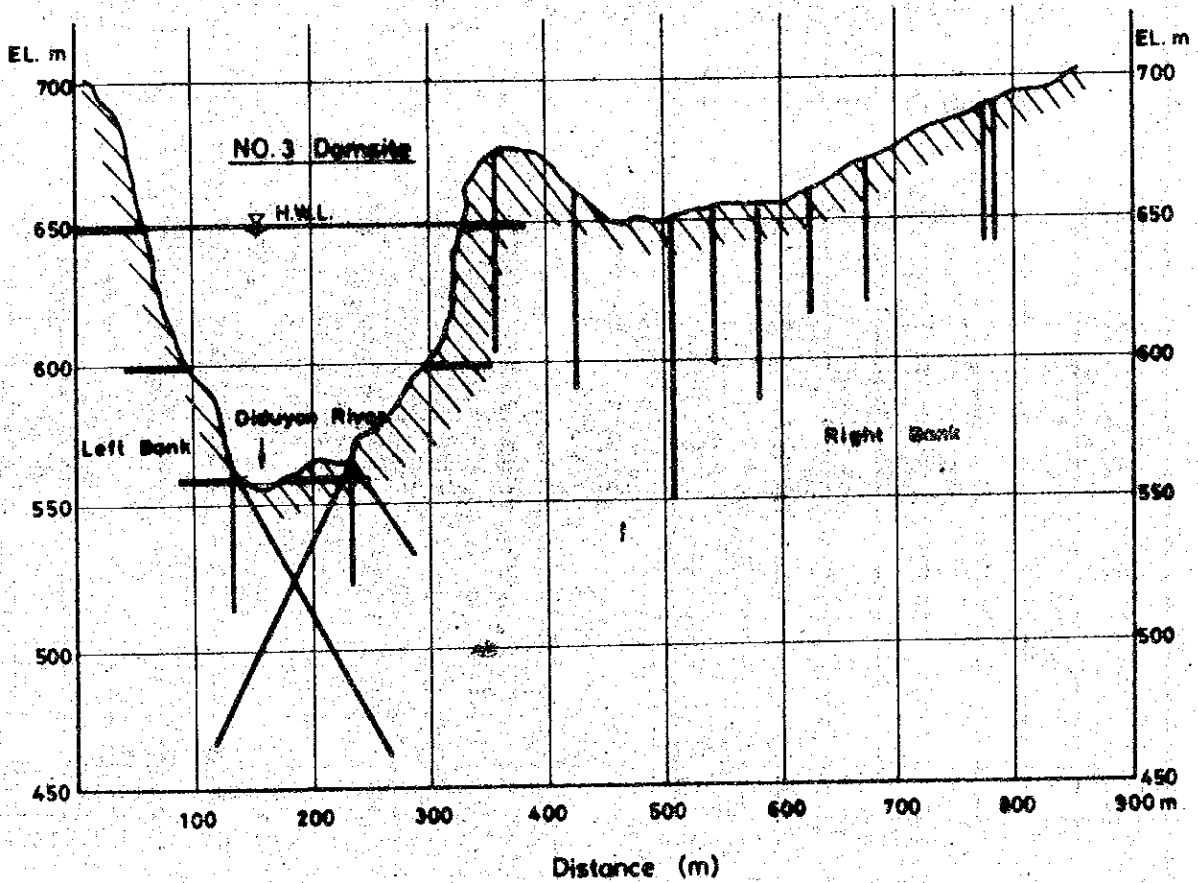
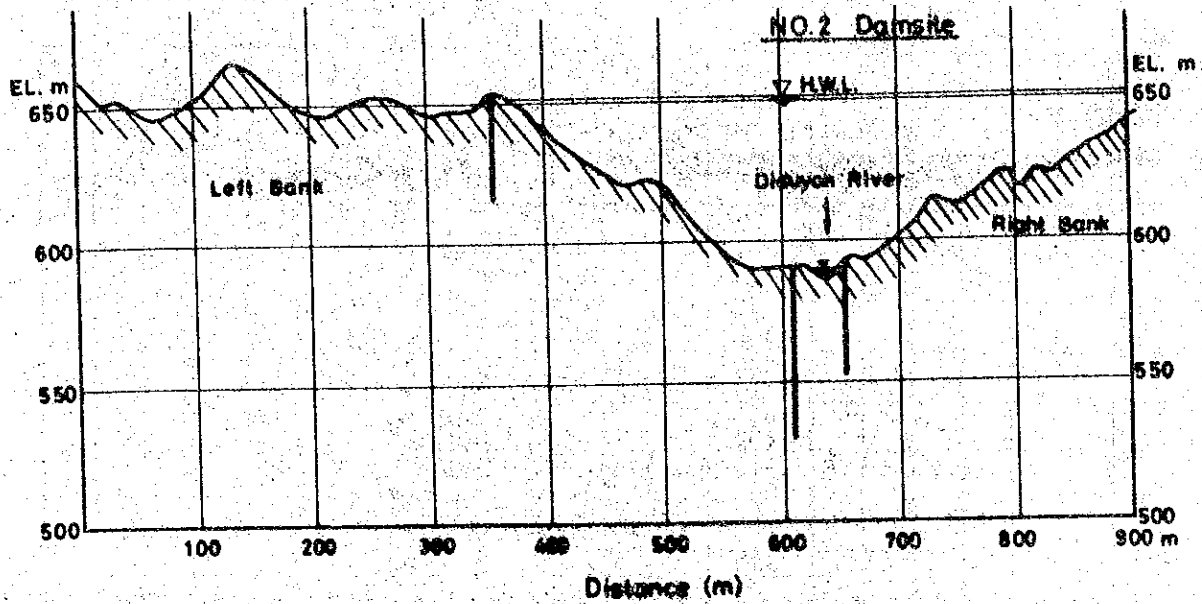
Monthly and Annual Energy Generated

(Unit: 10^6 kWh)

Year	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1977
Month																
Jan.	102.1	76.1	77.6	76.6	77.2	127.6	68.2	173.2	94.1	60.0	59.5	114.7	99.1	59.8	59.8	60.5
Feb.	126.3	55.4	57.3	68.1	62.3	90.7	54.7	59.1	56.6	54.1	53.9	67.9	56.6	54.0	54.0	54.6
Mar.	72.7	65.9	60.6	60.6	60.6	60.6	60.4	60.5	60.4	59.7	59.6	115.4	60.3	59.6	59.6	60.3
Apr.	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6	58.6	58.3	58.5	58.3	57.5	57.5	74.0	58.1	57.3	57.3	58.2
May	60.5	60.5	60.5	60.4	60.5	60.4	60.3	60.3	60.1	59.1	59.2	114.0	59.8	58.9	58.8	60.1
June	58.6	58.5	58.5	58.5	58.5	58.3	58.5	58.2	58.1	56.8	57.2	94.5	57.7	56.6	56.9	58.1
July	62.9	60.5	60.5	60.5	61.7	60.2	60.4	59.9	60.1	58.2	58.9	123.4	59.6	58.0	58.9	60.1
Aug.	100.1	63.3	89.9	133.2	82.6	60.3	60.4	59.8	60.0	57.7	58.7	60.6	59.7	57.4	58.8	60.1
Sep.	80.8	70.4	82.9	92.5	88.8	58.4	58.5	58.0	58.1	55.5	56.9	108.8	57.7	55.1	56.8	58.3
Oct.	157.3	97.4	90.5	72.6	215.4	74.8	60.4	60.3	60.1	57.3	59.6	242.3	59.5	56.9	58.9	60.4
Nov.	78.9	126.9	150.4	59.6	234.5	105.4	234.2	233.8	58.2	55.9	233.9	234.5	57.5	56.2	57.8	79.1
Dec.	87.2	117.4	109.7	130.6	200.6	117.6	242.3	119.5	60.1	58.8	202.3	242.3	59.7	59.4	241.9	103.3
Total	1,046.0	910.9	957.0	931.8	1,261.3	932.9	1,076.6	1,061.1	744.2	690.6	1,017.2	1,592.4	745.3	689.2	879.5	773.1

Total Energy : $15,309.1 \times 10^6$ kWh (for 16 years)Average Annual Energy : 956.8×10^6 kWh

Comparison of Damsite Valley Shapes

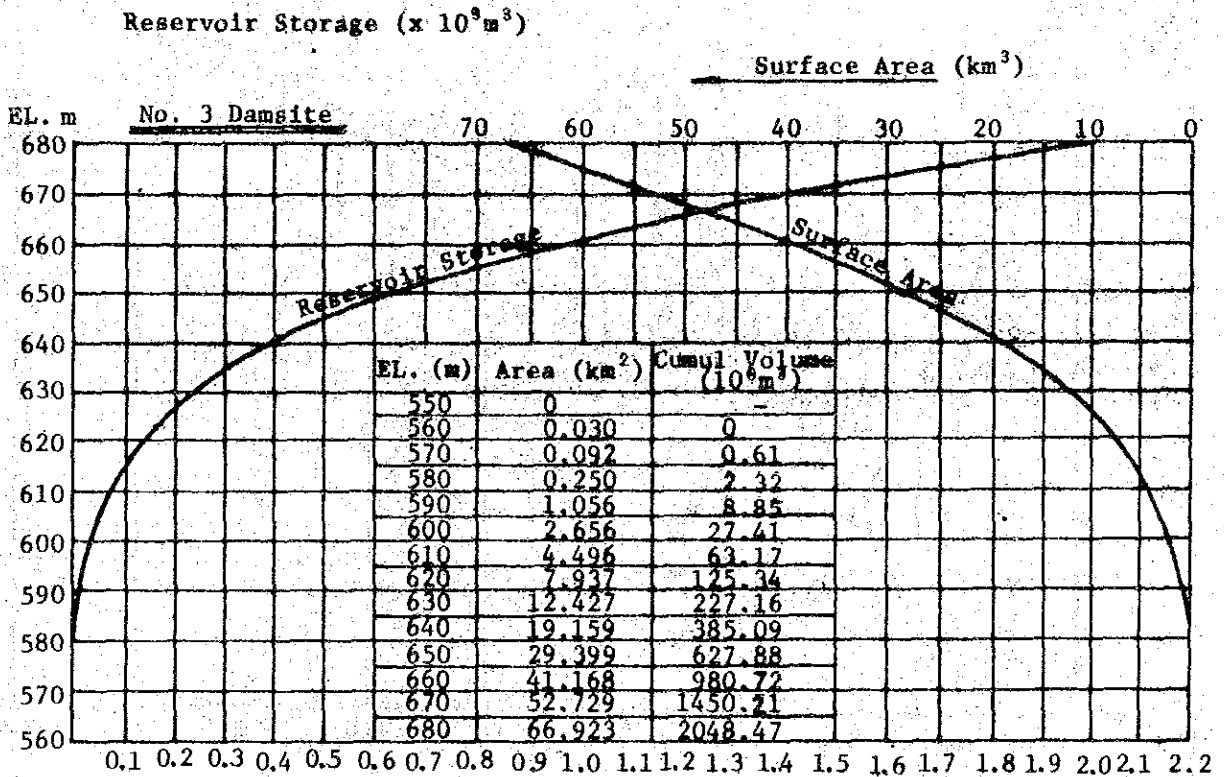
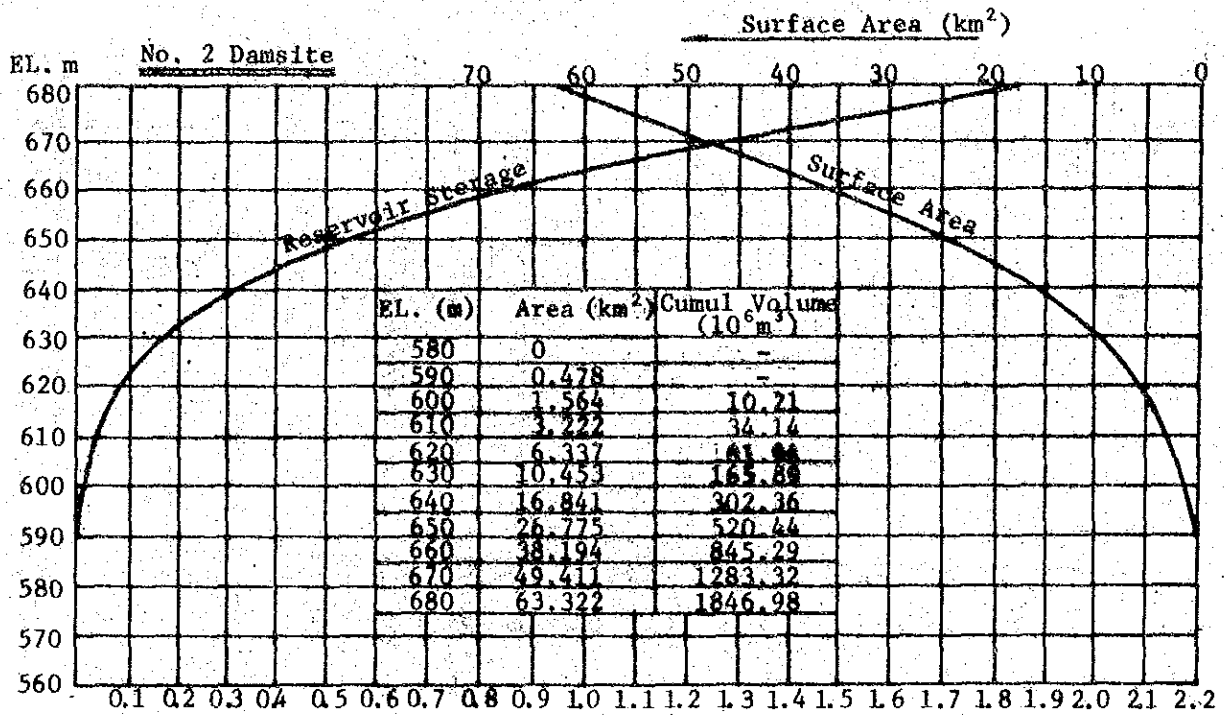


Legend

- AdH
- Drilling

Diduyan Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines Japan International Cooperation Agency
Comparison of Damsite Valley Shapes
October 1980 Fig. 3-3-13

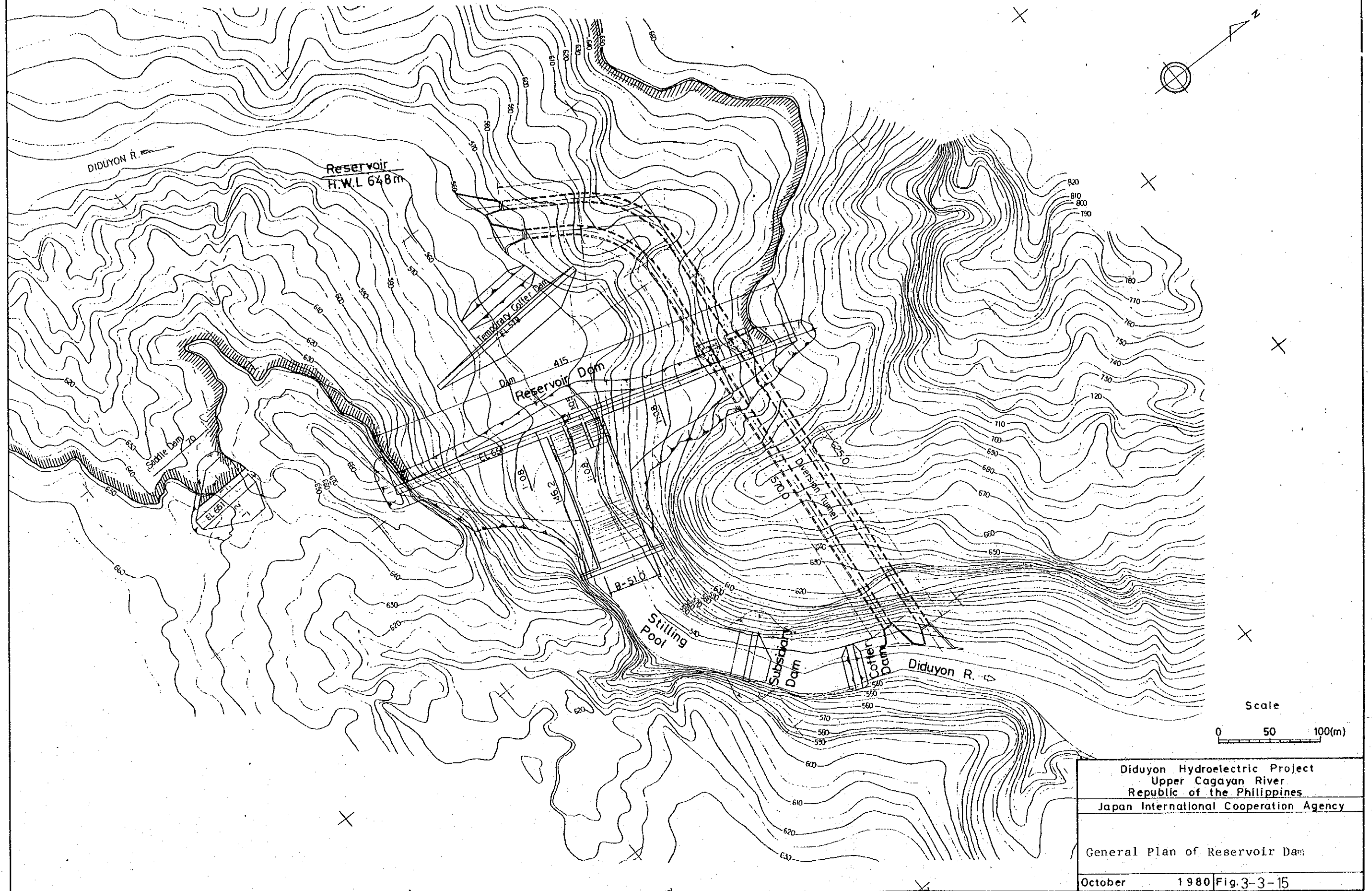
Reservoir Storage - Surface Area Curve



Reservoir Storage (x 10⁹m³)

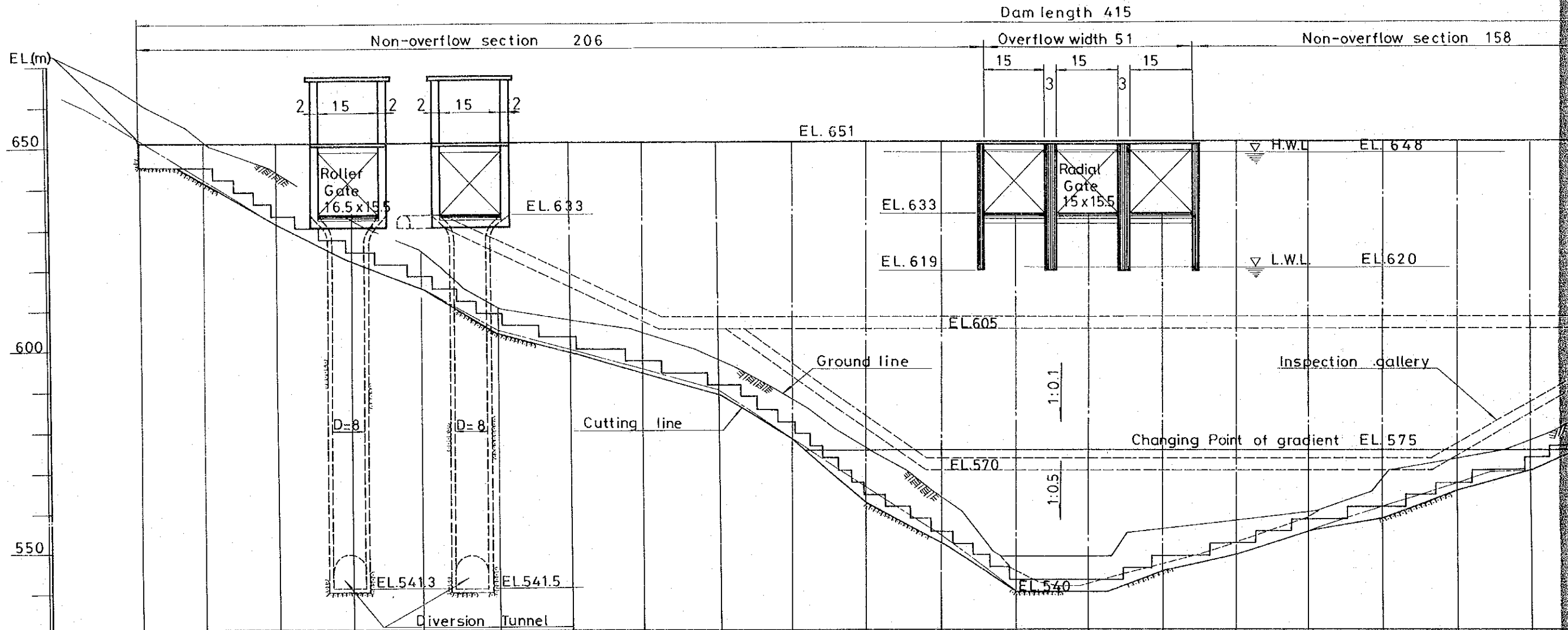
Diduyan Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Reservoir Storage-Surface Area Curve	
October	1980 Fig. 3-3-14

General Plan of Reservoir Dam



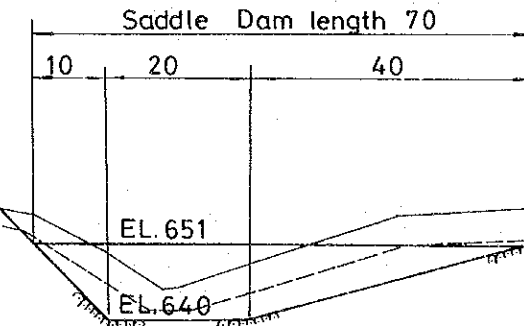
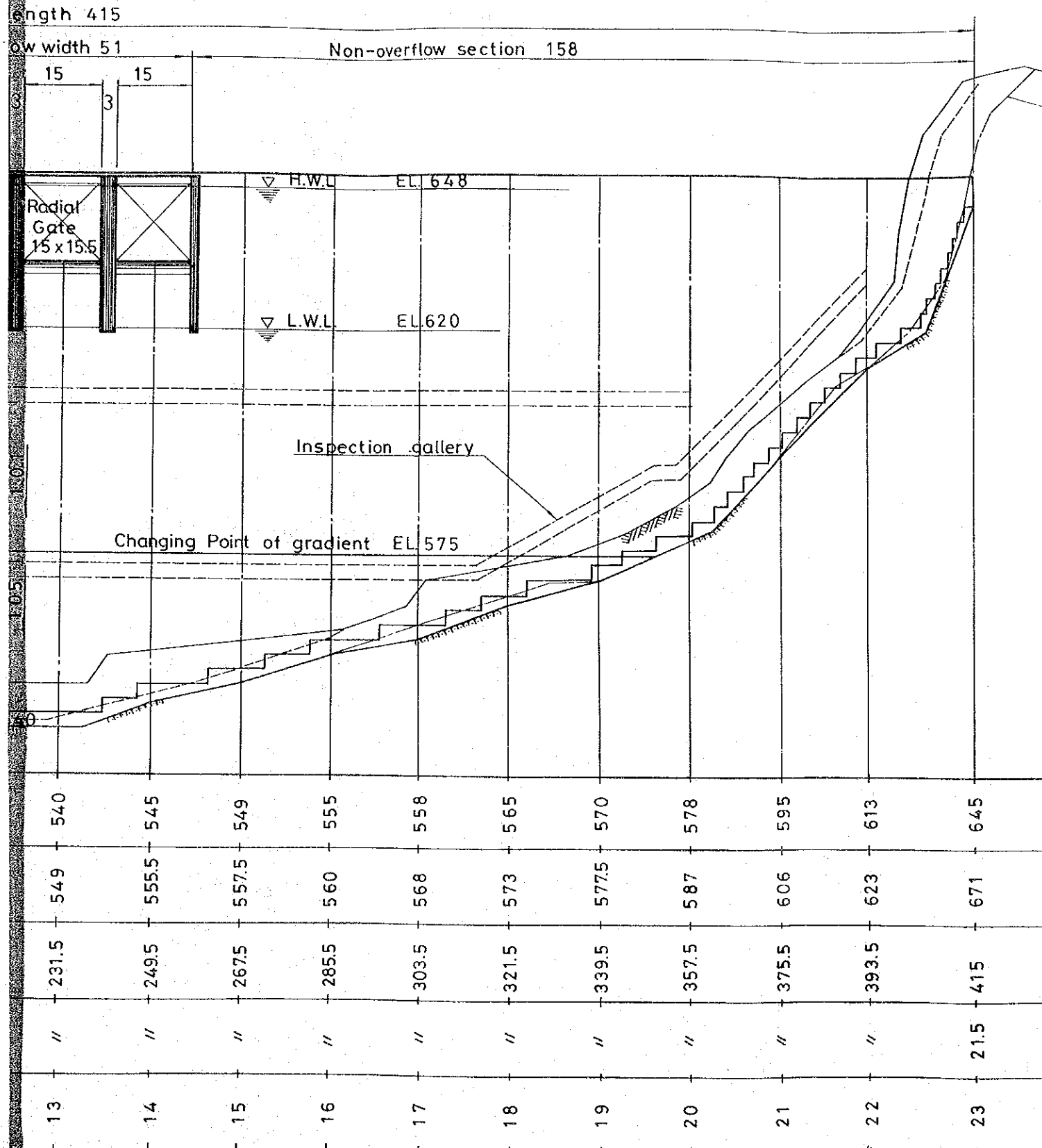
Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
General Plan of Reservoir Dam	
October	1980 Fig.3-3-15

Upstream Elevation of Reservoir Dam and Saddle Dam



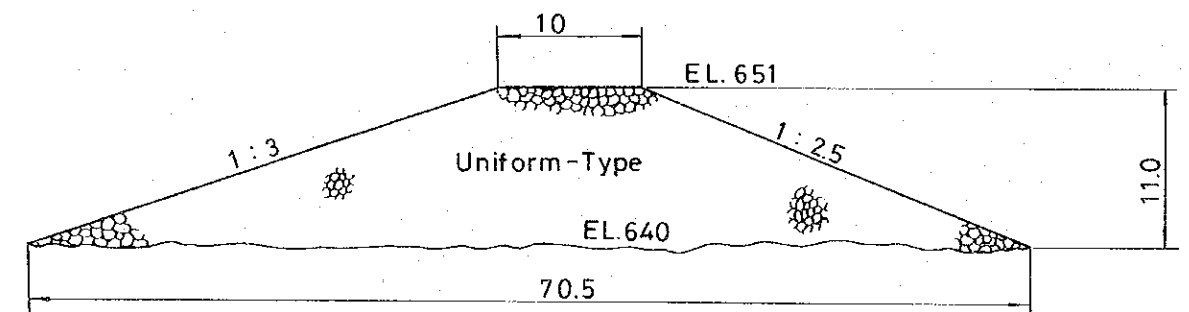
P	PD (m)	TD (m)	GH (m)	FH (m)
0	0	0	661	665
1	15.5	15.5	651	642
2	18	33.5	644	631
3	"	51.5	632	622
4	"	69.5	624	615
5	"	87.5	610.5	604
6	"	105.5	607	599
7	"	123.5	604	594
8	"	141.5	597.5	589
9	"	159.5	587.5	578
10	"	177.5	575.5	562
11	"	195.5	563.5	552
12	"	213.5	549	540
13	"	231.5	549	540
14	"	249.5	555.5	545
15	"	267.5	557.5	549
16	"	285.5	560	555
17	"	303.5	568	558
18	"	321.5	573	565
19	"	339.5	577.5	570

Upstream Elevation of Reservoir Dam and Saddle Dam



Typical Cross Section of Saddle Dam (Enlarged)

Scale 0 10

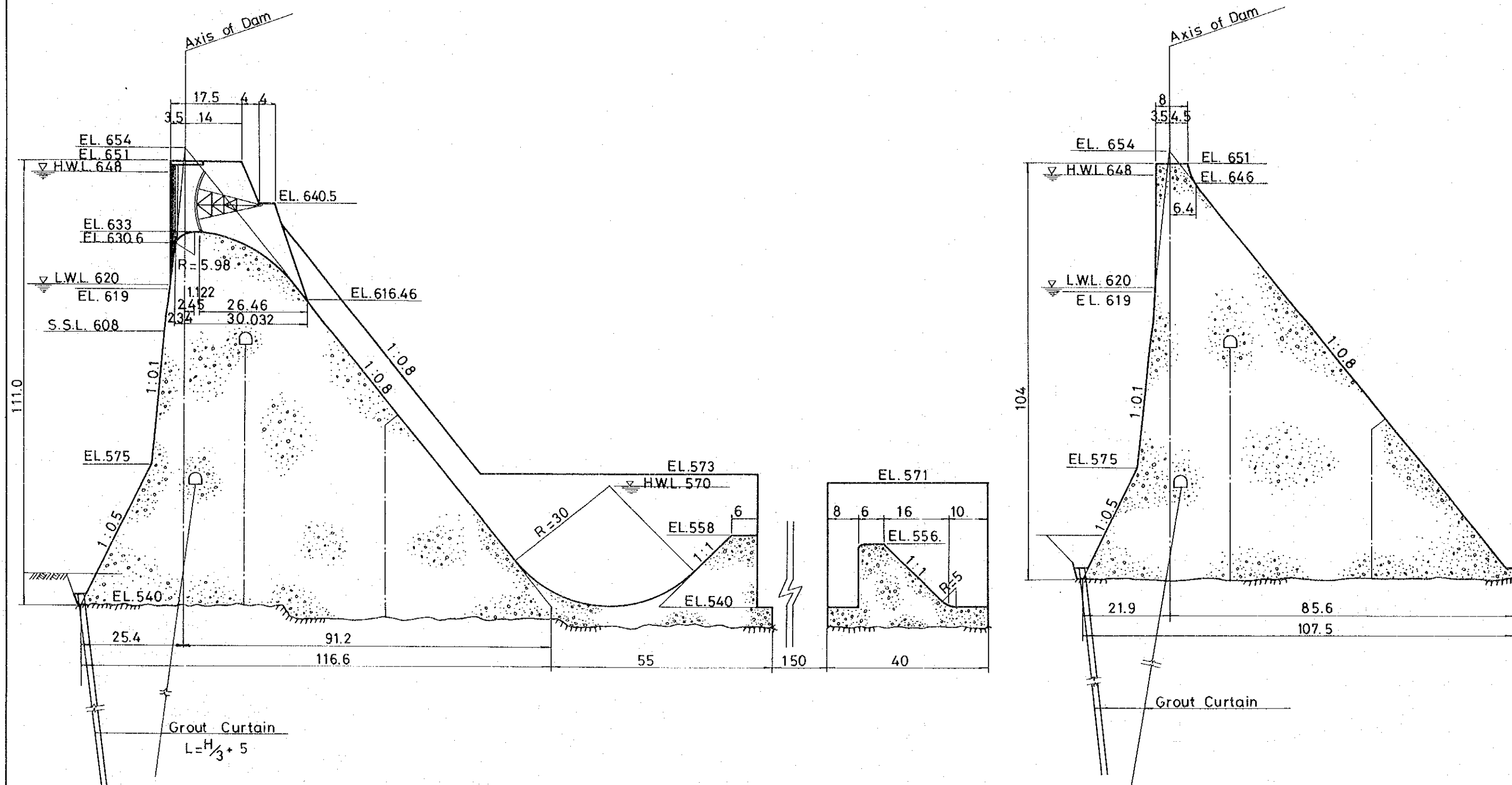


Scale

0 50(m)

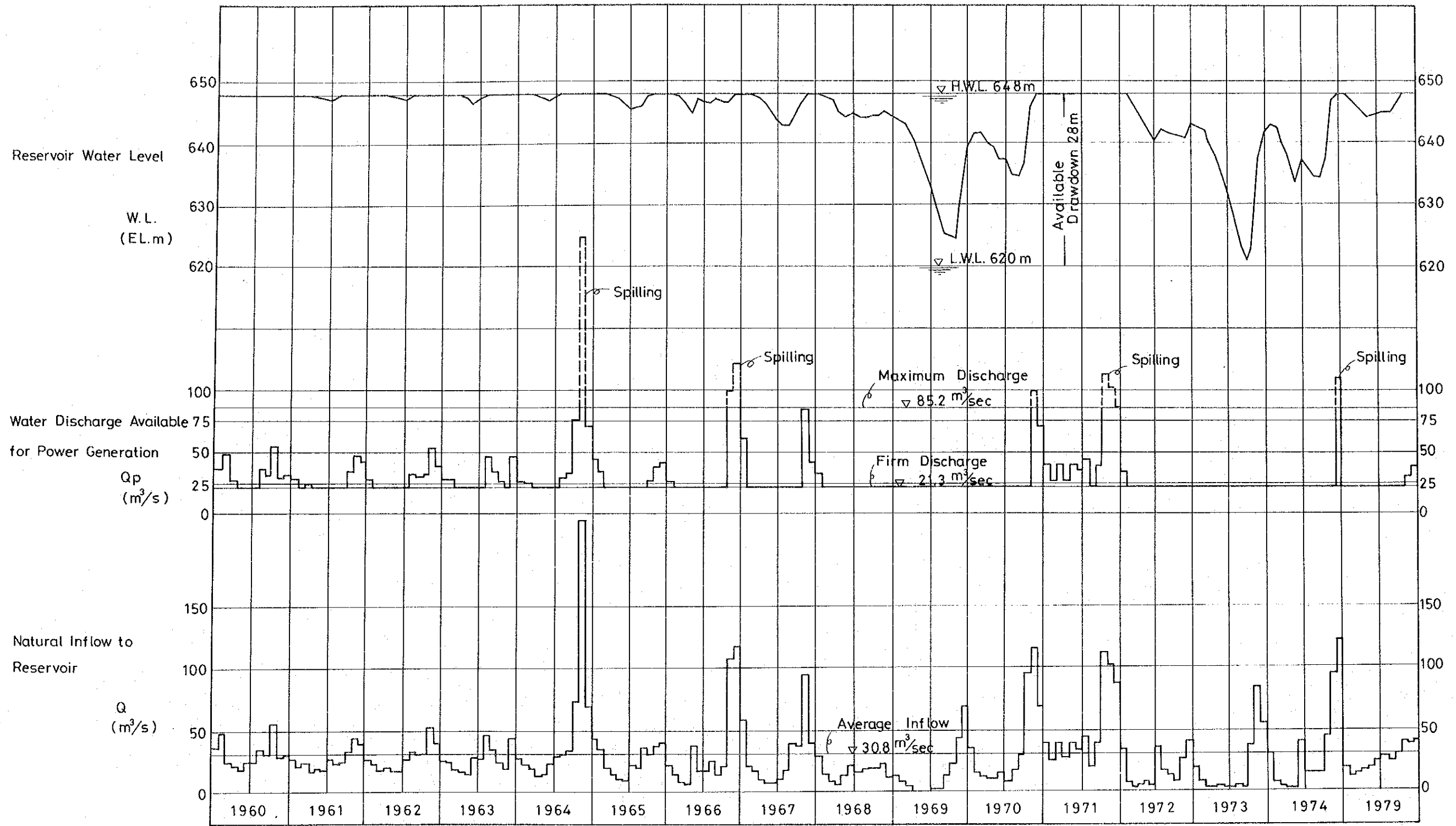
Diduyon Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Upstream Elevation of Reservoir	
Dam and Saddle Dam	
October	1980 Fig. 3-3-16

Cross-Section of Reservoir Dam



Diduyan Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Cross-Section of Reservoir Dam	
October	1980 Fig. 3-3-17

Operation Diagram of Reservoir



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Operation Diagram of Reservoir	
October	1980 Fig.3-3-18

3-3-4 取水口

(1) 概要

ダム水路式発電所では、取水口は一般に圧力傾斜式側方取水型とし、取水口の標高は、ダム水位低下時にあっても渦等の発生による空気の混入が行われないように、貯水池低水位より接続する圧力トンネル内径の2倍以上の深さを保つように敷高を設定することとされている。

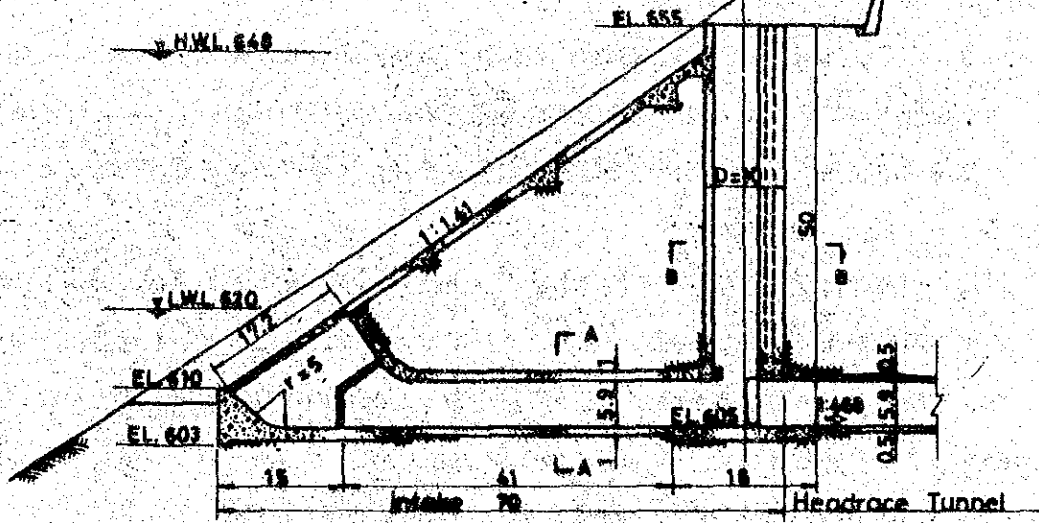
取水口前面にはスクリーンを設ける。ゲートはローラーゲートとする。ゲート故障時および補修用に備えて角落しを挿入しうるようにグループを設ける。ゲート背面には空気孔を設け、不時のゲート急閉塞を行ったときには圧力トンネル内に真空現象が発生しないように配慮するものとする。

(2) 取水口構造物の設計

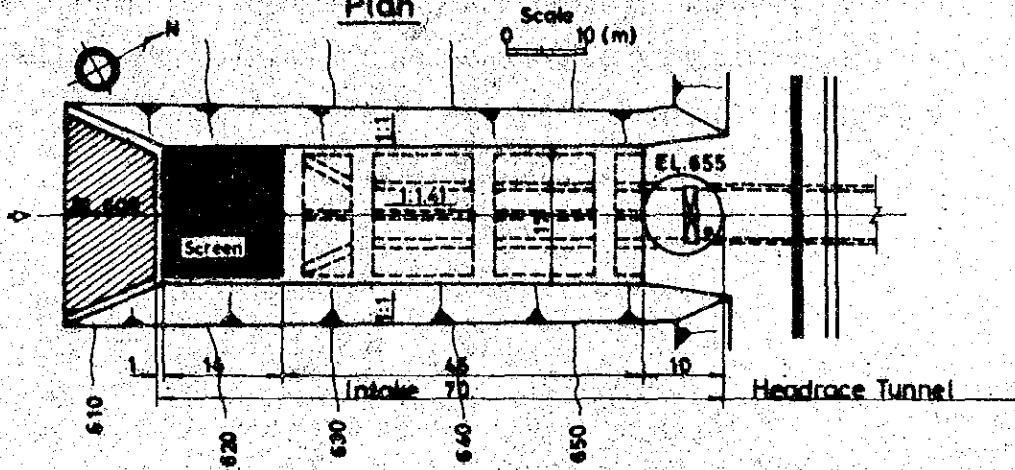
河川の左岸側に傾斜式側方取水口を設置する。取水口の高さは水位が低い時に圧力トンネルに空気が入るのを防ぐため、貯水池の低水位より15m低い位置にある標高605mに設置する(図3-3-19)。

Plan and Section of Intake Structures

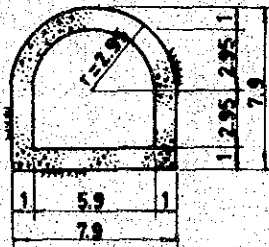
Longitudinal Section



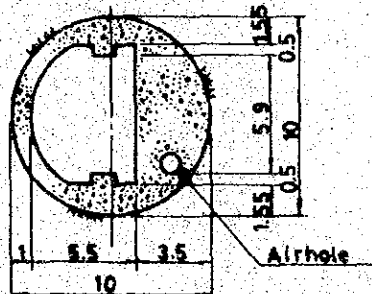
Plan



Section A-A



Section B-B



Diduyan Hydroelectric Project	
Upper Cagayan River	
Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Plan and Section of Intake Structures	
October	1980 Fig. 3-3-19

3-3-5 導水路トンネル

(1) 概要

導水路とは、取水口から水槽（ヘッドタンクまたはサージタンク）までの水路をいい、水理学的に無圧水路（自由水面をもった自然流下式のもの）と圧力水路とに分けられる。

水路の長い発電所では、導水路の工事費が全土木工事量の主要部分を占めることが通常であり、また水路工事が工期を支配することが多いから、経過地の選定、水路の種類や断面の決定などについては、工事費、工期、維持費などの面から慎重に検討する必要がある。このため、水路全域の地質を十分調査して、大きな破砕帯や軟弱地質地帯などはできるだけ避け、坑口の位置やトンネルの施工区間長、捨土の方法、工事用材料や仮設備の場所などを考慮して十分に比較検討のうえ、水路中心線を決定しなければならない。

(2) ルートの選定

ディドヨン川は、ダムサイト下流で大きく北東に向きを変え、平均河川勾配 $1/34$ の急流となって発電所サイトに至る。

ダムサイトから発電所用地までの集水地域は、右岸側ではきわめて狭く、分水界は河道から 5 km しか離れていない。右岸の山腹勾配は $1/2\sim 1/3$ 程度と急で小溪流が山腹を流れる。また、左岸側はマンパラン山地の東端になり、標高 $1,000\text{ m}$ クラスの高い山がディドヨン川に接近してきている。ダムサイトと発電所サイトの間地点では、デディピオ川およびその支流が南流してディドヨン川に合流する流下区間のディドヨン川の河川は狭く、本川に合流する兩岸小溪流はすべて懸崖状をなしている。デディピオ川との合流点下流 3 km の地点で川幅は少し広くなる。河床標高 $EL160\text{ m}$ から下流は兩岸山腹が $1/5$ 程度のゆるやかな傾斜となり、河川勾配も $1/120$ とゆるくなって、北方へコースを変ずる。

河床標高 150 m 付近になると、ダムサイト下流 1.35 km のデビオワン川合流点に至るが、左岸側では 800 m 等高線が河道から 2 km 離れたところまで接近してきている。これより下流に行くに従い、ディドヨン川沿いの山陵尾根は河道から遠くなり、河道近くの山頂標高は 500 m 前後と低いものとなる。

デビオワン川合流点付近上流左岸側には、川沿いに長さ $1,000\text{ m}$ 、幅 100 m の河岸段丘があり、発電所開閉所建設に十分な敷地を提供している。ダムサイトからこの河岸段丘までの間は兩岸山腹斜面が直接河川に接しており、この区間で発電所用地を求めるのは困難である。

右岸は、山腹傾斜が急で小溪谷にきざまれ凹凸が激しい。そのうえ右岸はディドヨン川の

カーブした河道の外側を通過することになり、延長も長くなる。この点から右岸水路ルートは推奨できない。

これに反して、左岸側にはデディピオ川が山腹に深く切り込んでいるため、水路ルートは多少遠回りとなるが、この左岸地形は横坑間トンネルの部分長を4km以下にできる利点がある。これは最長トンネルが短くなって、トンネル建設上の利便が大きい。

(3) 水路構造物の設計

水路トンネルは1本で、構造は圧力トンネルとなる。全長11,700kmのこのトンネルは、4つの区分(2.15km、3.75km、3.5km、2.3kmの部分)に分けられる。トンネル建設のため、延長250m、500mと340mの3つの横坑と300mの斜坑を設ける。トンネルのルートと敷高は、トンネル上の山のかぶりがその点に働く水頭の少なくとも0.2、できることなら0.4にするという計画方針に基づいて設定する。

トンネル断面は内径5.9mのコンクリート巻立円形とし、覆工の平均厚さは0.55mである。デディピオ川および支流に設ける横坑付近には、一定の区間にわたって直径5mの鋼製補強管を挿入し、コンクリート覆工およびグラウト工を施工する。コンクリート巻厚は建設中も随時検討するものとし、その決定はトンネルの設計および現地の地質に通じた技術者の判断によることになる。圧力トンネルのグラウチング工法はトンネルルート内岩盤の弾性係数および強度に基づいて定めるべきである。圧力トンネルの断面決定にあたっては、トンネルの直径を変えた場合の損失水頭と年間の費用分析によって最適断面を採るようにした。

圧力トンネル断面の最適化をはかるための経済性判定の概算法をのべると次のとおりである。

水路設備の設計は、経済性を主にして配置規模を決定するが、経済性判定は下記のように概算できる。

発 電 力:	$P = \alpha \cdot Q \cdot H$	記 号 Q = 流量 m^3/sec H : 有効落差
電 力 量:	$W = \beta \cdot \sum Q \cdot H \cdot T$	
建 設 費:	$C = \sum e_i$	
落差の変化:	ΔH_i	
工事費の変化:	ΔC_i	

水路長、水路径、鉄管径の変化等による落差と工事費の変化の程度と経済性の関係は

$$B \pm \Delta B = (P \pm \Delta P) \xi + (W \pm \Delta W) \eta$$

$$= \xi \cdot \alpha Q (H \pm \Delta H) + \beta \cdot \sum Q (H \pm \Delta H) T$$

$$C \pm \Delta C = C \left(1 \pm \frac{\Delta C}{C}\right)$$

$$\frac{B \pm \Delta B}{C \pm \Delta C} = \frac{B \left(1 \pm \frac{\Delta B}{B}\right)}{C \left(1 \pm \frac{\Delta C}{C}\right)} = \frac{\xi \alpha Q \cdot H \left(1 \pm \frac{\Delta H}{H}\right) + \beta \sum QH \left(1 \pm \frac{\Delta H}{H}\right) T}{C \left(1 \pm \frac{\Delta C}{C}\right)}$$

ΔH 、 ΔC があまり大きくない範囲で変化する場合について見れば、

$$\frac{B \pm \Delta B}{C \pm \Delta C} = f \cdot \left(1 \pm \frac{\Delta H}{H} + \frac{\Delta C}{C}\right) \text{ となる。}$$

したがって $\frac{\Delta H}{H}$ と $\frac{\Delta C}{C}$ の差を求めて経済性の目途をつけることができる。

つぎに水路中心線および直径の検討をすると水路の径および長さによる経済性の概算を下記要領に従って行う。

1) 水路における摩擦ロス

$$h_e = \frac{f}{R} \cdot \frac{v^2}{2g} L$$

$$\begin{cases} v = \frac{Q}{A} \\ Q = 85.2 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \quad n = 0.013$$

$$\begin{aligned} h_e &= \frac{1245 \times n^2 \times Q^2}{2g \times \left(\frac{\pi}{4}\right)^2} \cdot \frac{L}{D^{16/3}} \\ &= 12633 \cdot \frac{L}{D^{16/3}} \end{aligned}$$

直径 (m)	摩擦損失 (m)
6.1	$8.186 \times 10^{-4} L$
5.9	$9.779 \times 10^{-4} L$
5.7	$1.175 \times 10^{-3} L$
5.5	$1.422 \times 10^{-3} L$

ii) 水路中心線、水路長の決定

水路中心線は、デディピオ沢の横断の位置によって、1案 12.45 km、2案 11.7 km、3案 10.53 kmの間で選定しうるが、1案を基として、これに対して水路橋を設けることとする最短の場合(3案)と、沢横断部で内張管を施工することでトンネルをやや短くする場合(2案)の両案を考えて比較すると、次のとおりとなる。

2案では沢横断部の最少かぶりを内圧(サージタンク内、EL 670 m - EL 580 m = 90 m)の20%以上40%までとし、かつ内張鉄管で補強する。3案では長さ100 mの水路橋とその前後各250 mの鉄管路部分を考慮する。

	水路長m	直径	摩擦損失	損失の差	工事費差額	摘要
1	12,450	5.9	12,175	—		
2	11,700	5.9	11,441	+0.734	増 440 減 850 } 百万円 減 410	内張管 150m + 100m = 250m 水路延長 750m 減
3	10,530	5.9	10,297	+1.878	増 1,200+880 減 2,170 } 百万円 減 90	水路橋 100m 鉄管路 250m + 250m 水路延長 1,920m 減

1、2、3案の比較では、1に比べて

$$2 \text{ 案は、} 1 + \frac{0.734}{451} + \frac{41}{1,170} = 1 + 0.0016 + 0.0035 = 1.0051$$

$$3 \text{ 案は、} 1 + \frac{1.878}{451} + \frac{0.9}{1,170} = 1 + 0.004 + 0.0008 = 1.0048$$

となり、 $\frac{B}{C}$ は 2案が 0.51%程度上廻ることになり、3案は 0.48%程度にとどまるので、水路中心線は 2案とする。

水路の径についても同様の検討をすれば、

$L = 11.7 \text{ km}$ に対しては、

(単位：上表と同じ)

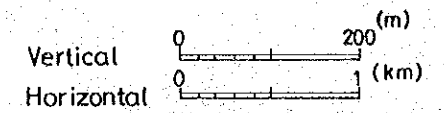
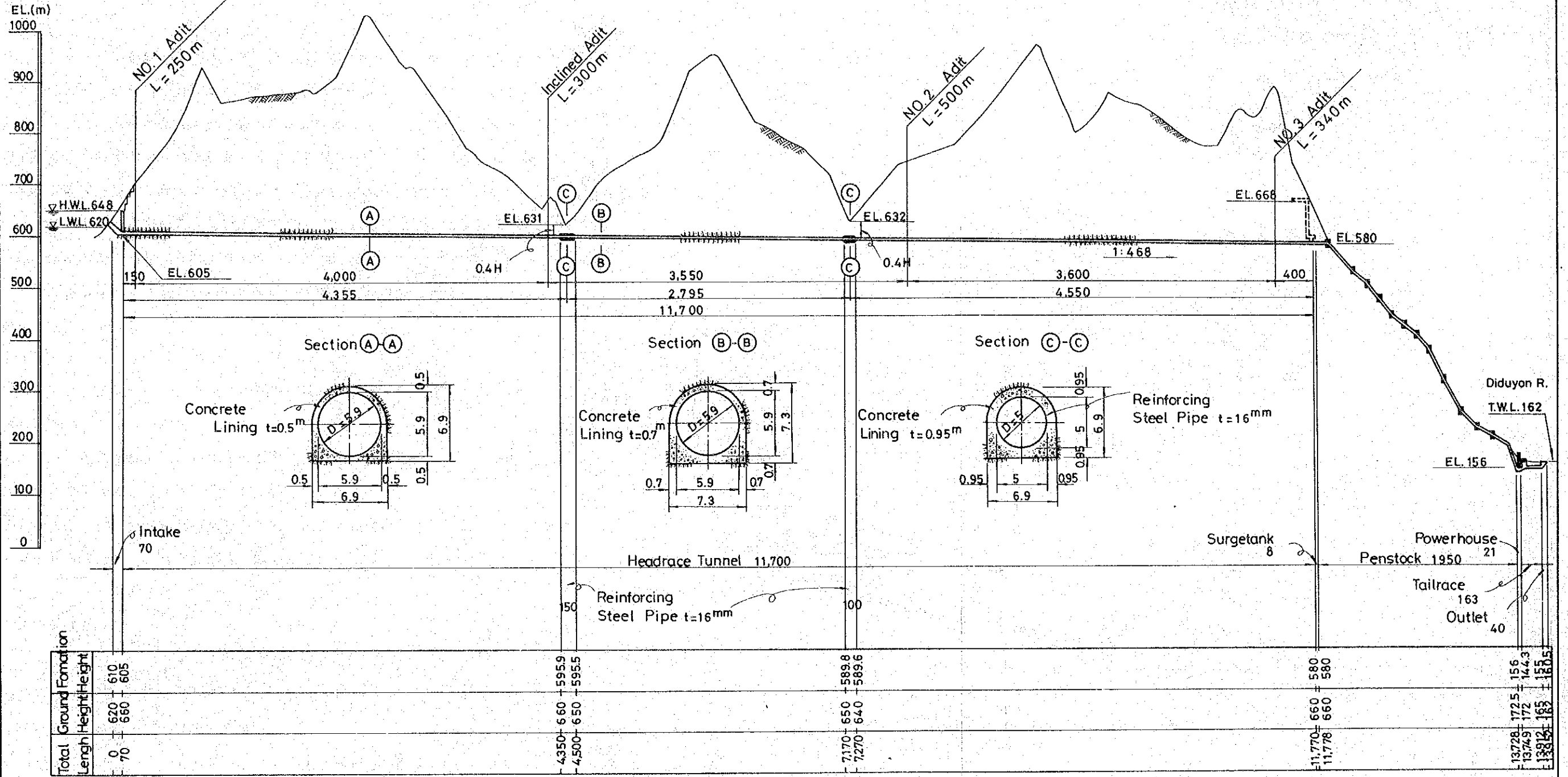
径	損失係数	摩擦損失	損失の差	工事費差額	B/C
6.1	$8.186 \times 10^{-4} L$	9.578			1
5.9	$9.779 \times 10^{-4} L$	11.441	1.863	△ 444	1.0001
5.7	$1.175 \times 10^{-3} L$	13.748	4.170	△ 889	0.998
5.5	$1.422 \times 10^{-3} L$	16.637	7.059	△ 1,345	0.996

となり、5.9 m が適当であるといえる。したがって、トンネルは径 5.9 m、長さ 11.7 km として設計する。

圧力トンネル内の平均流速は 3.116 m/sec となる。コンクリートの粗度係数は 0.013 とした。

本水路トンネルの断面概要を図 3-3-20 に示す。

Profile and Section of Waterway, Headrace and Tailrace



Diduyon Hydroelectric Project
 Upper Cagayan River
 Republic of the Philippines
 Japan International Cooperation Agency

 Profile and Section of Waterway,
 Headrace & Tailrace
 October 1980 Fig. 3-3-20

3-3-6 調圧水槽

(1) 概要

一般に圧力トンネルが短い場合は、調圧水槽は不要となり、トンネルは水圧の程度により鉄筋コンクリート巻立または内張鉄管として水圧鉄管に直結する。しかし、圧力トンネルの長さが相当大きいと、水車が急停止した場合の水撃作用によって圧力トンネル内に異常な圧力上昇を生じる。この圧力上昇を防ぐとともに、発電所の負荷（水車使用水量）増減に応じて水量の補給、吸収を行うために、圧力トンネルと水圧鉄管との接合部に自由水面をもった調圧水槽を設けるのが普通である。この水槽によって、負荷急しゃ断の場合の水撃作用による圧力波は水槽水面で反射し、これより上流の圧力トンネルに圧力増加が波及せず、また負荷急増の場合には水槽内の水量が一時的に補給されて、水圧管内に異常な圧力低下が発生するのを防止する。

(2) 水槽の設計

本計画の場合、水室式サージタンクの採用が適切である。これは貯水池の利用水深がかなり大きく、水路トンネルや水圧鉄管から成る水路系が長大なためである。デイドヨン発電所の出力がルソン電力系統で占める比率はかなり大きい。したがって、タンクの設計断面は計算値に相当の余裕をもって大きく造られている。

以上により、水槽予定位置付近の地形的な特徴、水圧管の長さをいくらかでも短縮するなどの配慮などを考慮して、水室の配置を決めるものとする。

1) サージタンクの計画条件

水路トンネル

$$\text{長さ: } 11,700\text{ m} \begin{cases} \text{コンクリート巻立部} & 11,450\text{ m} \\ \text{内張管部} & 250\text{ m} \end{cases}$$

$$\text{径: } 5.9\text{ m}, \quad fA = \frac{\pi}{4} D^2 = 27.34\text{ m}^2$$

$$\text{最大使用水量: } Q = 85.2\text{ m}^3/\text{s} \quad \text{最大時流速 } \frac{Q}{fA} = 3.116\text{ m/s}$$

粗度係数:

$$n = 0.0115 \quad \text{アップサージの場合}$$

$$n = 0.0145 \quad \text{ダウンサージの場合}$$

$$n = 0.013 \quad \text{定常運転の場合}$$

水路損失係数:

摩擦損失

$$h_e = \frac{f}{R} L \frac{v^2}{2g} = \frac{1245 n^2}{D^{4.8}} L \cdot \frac{(3116)^2}{2g}$$

$n = 0.013$ の場合

$$h_e = \frac{1245 \times 169 \times 10^{-4} \times 9.709}{10661 \times 196} L = 0.978 \times L \times 10^{-3}$$

$n = 0.0115$ の場合

$$h_e = 0.765 \times L \times 10^{-3}$$

$n = 0.0145$ の場合

$$h_e = 1.216 \times L \times 10^{-3}$$

水路途中の内張管および取水口の損失を加えて水路の全損失水頭を計算する。

取水口損失:	0.500 m	0.500 m	0.500 m
水路摩擦損失: (L=11,450m)	$n = 0.0115$ 8.759 m	$n = 0.0145$ 13.923 m	$n = 0.013$ 11.198 m
内張管部損失: (L=250m)	$n = 0.011$ 0.423 m	$n = 0.0130$ 0.591 m	$n = 0.0120$ 0.504 m
その他損失:	0.318 m	0.486 m	0.293 m
計 (Zo)	10.000 m	15.500 m	12.500 m
損失係数 C	1.030	1.596	1.287

遮断時の計算

$$F = (D=8m) \text{ とすれば } F = \frac{\pi D^2}{4} = 50.265$$

$$Z^* = v_0 \sqrt{Lf/gF} = 3116 \times \sqrt{\frac{11700 \times 2734}{98 \times 50.265}} = 79.40$$

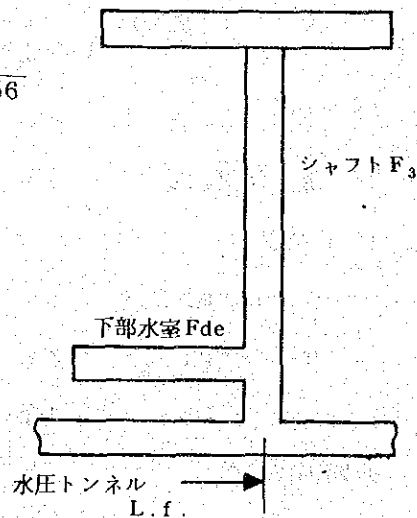
振動安定の条件は

$$F > \left(1 + 0.482 \frac{Z^*}{H_0}\right) \frac{L \cdot f}{2CgH_0}$$

$$F > \left(1 + 0.482 \frac{79.40}{456}\right) \frac{11700 \times 2734}{2 \times 1.030 \times 98 \times 456}$$

$$F > (1 + 0.08) \times 34.75 = 37.5$$

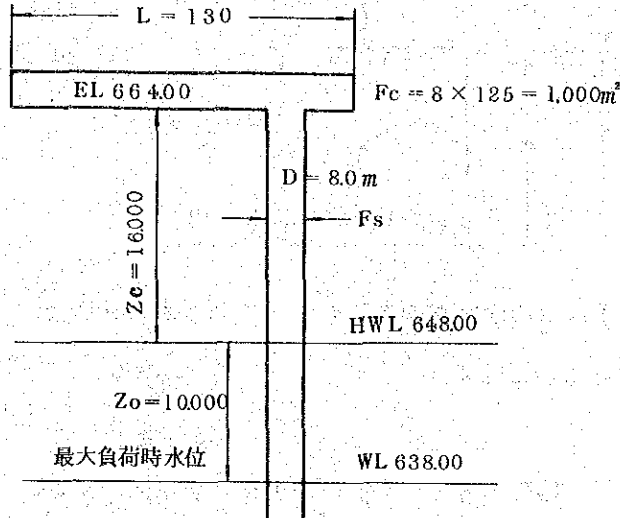
$F = 50.265 m^2$ とすれば振動の安定は得られる。



負荷瞬間遮断の場合の上部水室の容量、位置を概算するため Frank-Schulter の式

$$\frac{2}{\epsilon c} X_m = \frac{2}{\epsilon c} X_c - \log_e \left[\left\{ 1 - \frac{F_c}{F_s} \left(1 - \exp \frac{2}{\epsilon c} (X_c - 1) \frac{F_s}{F_c} \right) \right\} / \left(1 + \frac{2}{\epsilon c} X_m \right) \right]$$

を使って、減算により求める。



$$F_s = \frac{\pi}{4} \times 8^2 = 50.265 \text{ m}^2$$

$$F_c = 8 \times 125 = 1000 \text{ m}^2 \text{ とすれば}$$

$$\frac{F_s}{F_c} = 0.0503 \quad X_c = \frac{Z_c}{Z_o} = \frac{-16}{10} = -1.6$$

$$\epsilon c = \frac{L \cdot f v_o^2}{9 F_c Z_o^2} = \frac{11700 \times 2734 \times (3116)^2}{98 \times 1000 \times 10^2} = 3169$$

$$\frac{1 - X_c}{\epsilon c} \times \frac{F_s}{F_c} = \frac{1 - (-1.6)}{3169} \times 0.0503 = -0.0413$$

$$\frac{X_c}{\epsilon c} = \frac{-1.6}{3169} = -0.0505$$

$$X_m = -2.207 \text{ とすれば、} \frac{2 X_m}{\epsilon c} = \frac{2 \times (-2.207)}{3169} = 1.392$$

$$\frac{2}{\epsilon c} X_c = 2 \times (-0.0505) = -1.010$$

$$\log_e \left[\left\{ 1 - \frac{F_c}{F_s} \left(1 - \exp \frac{2}{\epsilon c} (X_c - 1) \frac{F_s}{F_c} \right) \right\} / \left(1 + \frac{2}{\epsilon c} X_m \right) \right]$$

$$\log_e \left[\left\{ 1 - 19895 \left(1 - \exp \frac{2}{\epsilon c} (X_c - 1) \frac{F_s}{F_c} \right) \right\} / \left(1 + \frac{2}{\epsilon c} X_m \right) \right]$$

$$= \log_e \left[\left\{ 1 - 19895 (1 - 0.9208) \right\} / (1 - 1.3929) \right]$$

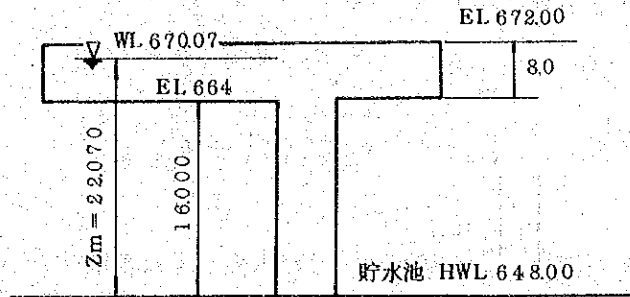
$$= \log_e \left[(1 - 15758) / -0.3929 \right] = \log_e 1.4655 = 0.382$$

$$\frac{2}{\epsilon c} X_c - \log_e \left[\left\{ 1 - \frac{F_c}{F_s} \left(1 - \exp \frac{2}{\epsilon c} (X_c - 1) \frac{F_s}{F_c} \right) \right\} / \left(1 + \frac{2}{\epsilon c} X_m \right) \right]$$

$$= -1.010 - 0.382 = -1.392$$

したがって $X_m = -2.207$ となる。

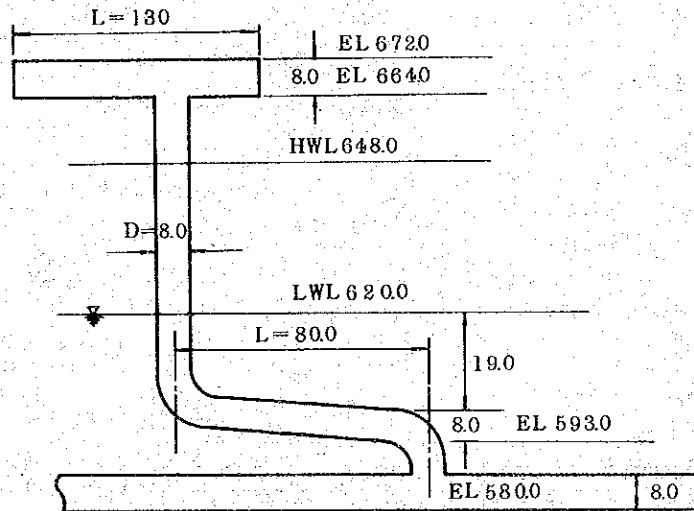
$$Z_m = Z_0 \times X_m = 1.0 \times (-2.207) = -2.2070$$



なお、地形上から上部水室用の横坑を設けるので、地形にあわせて水室長を適宜きめるが、 $1,000 \text{ m}^2$ は最小限確保するものとする。

下部水室の容量

下部水室については地形・地質を考慮して下図のような形を採用する。



$$C = 15.5 / 9.709 = 1.596$$

下部水室の長さ L_c は、次の式で求められる。

$$L_c = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_1} F_s \frac{(X_m - a^2)^{\epsilon_1 / \epsilon_2} (1 - \epsilon_2 / \epsilon_s)}{\sum \frac{X_m}{X_c} (x - a)^2 (\epsilon_1 / \epsilon_2 - 1) BC \Delta x}$$

$$\epsilon_1 = 2(X_m - a^2) / \left\{ \log_e \left(\frac{X_m - 1}{X_m - a^2} \right) + \frac{1}{\sqrt{X_m}} \log_e \left(\frac{\sqrt{X_m + 1} \cdot \sqrt{X_m - a}}{\sqrt{X_m - 1} \cdot \sqrt{X_m + a}} \right) \right\}$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{(1 - a)^2} \left\{ (X_m - a^2 - \frac{f}{2})^2 - \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right\}$$

$$\phi = (1 - a) \left\{ \frac{\pi}{4} (3 + a) - 2 \right\}$$

1) 半負荷→全負荷に急増する場合

$$Z_m = 27m \quad Z_o = 15.5m \quad Z_c = 19m$$

$$X_m = \frac{Z_m}{Z_o} = \frac{27}{15.5} = 1.742$$

$\alpha = 0.5$ とすれば

$$f = (1 - 0.5) \{ 0.785 \times 35 - 2 \} = 0.374$$

$$\epsilon_1 = 2(X_m - \alpha)^2 / \log_e \left(\frac{X_m - 1}{X_m - \alpha} \right) + \frac{1}{\sqrt{X_m}} \log_e \left(\frac{\sqrt{X_m} + 1}{\sqrt{X_m} - 1} \cdot \frac{\sqrt{X_m} - \alpha}{\sqrt{X_m} + \alpha} \right)$$

$$= 2(1.742 - 0.25)^2 / \log_e \left(\frac{1.742 - 1}{1.742 - 0.25} \right) + \frac{1}{\sqrt{1.742}} \log_e \left(\frac{1.742 + 1}{1.742 - 1} \times \frac{1.742 - 0.5}{1.742 + 0.5} \right)$$

$$\text{分母} = \log_e \left(\frac{0.742}{1.492} \right) + \frac{1}{1.320} \log_e \left(\frac{2.320}{0.320} \times \frac{0.820}{1.820} \right)$$

$$= \log_e 0.497 + \frac{1}{1.320} \log_e 3.226 = -0.699 + 0.897 = 0.198$$

$$\epsilon_1 = \frac{2 \times 1.492}{0.198} = 15.071$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{(1 - \alpha)^2} \left\{ (X_m - \alpha^2 - \frac{\phi}{2})^2 - (\frac{\phi}{2})^2 \right\}$$

$$= \frac{1}{(0.5)^2} \left\{ (1.742 - 0.25 - \frac{0.374}{2})^2 - (\frac{0.374}{2})^2 \right\} = \frac{1}{0.25} \{ 1.703 - 0.035 \} = 6.672$$

$$\epsilon_s = \frac{L \times f \times v^2}{98 \times F_s \times Z_o} = \frac{11.700 \times 27.34 \times 3.116^2}{98 \times 50.265 \times 15.5} = 262.44$$

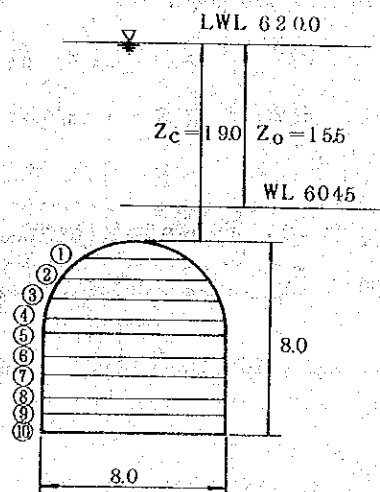
$$\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} = \frac{15.071}{6.672} = 2.259$$

$$\frac{\epsilon_2}{\epsilon_s} = \frac{6.672}{262.44} = 0.254$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_1} = \frac{262.44}{15.071} = 1.741$$

$$\Delta x = \frac{\Delta Z}{Z_o} = \frac{0.800}{15.5} = 0.0516 = 0.052$$

$$L_c = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} F_s \frac{(X_m - \alpha^2)^{\epsilon_1} (1 - \epsilon_2 / \epsilon_s)}{\sum_{X_c} (x - \alpha)^2 (\epsilon_2^{\epsilon_1 - 1}) BC \Delta x}$$



№	B	Z	x	$x - a^2$	$(x-a)^2 \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} - 1\right)$	$(x-a)^2 \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} - 1\right) BC \Delta x$	摘要
1	3.487	19.4	1.252	1.002	1.003	0.182	
2	5.713	20.2	1.303	1.053	1.067	0.317	
3	6.928	21.0	1.355	1.105	1.134	0.409	
4	7.631	21.8	1.406	1.156	1.200	0.476	
5	7.960	22.6	1.458	1.208	1.269	0.525	
6	8.000	23.4	1.510	1.260	1.338	0.557	
7	8.000	24.2	1.561	1.311	1.406	0.585	
8	8.000	25.0	1.613	1.363	1.477	0.614	
9	8.000	25.8	1.665	1.415	1.548	0.644	
10	8.000	26.6	1.716	1.466	1.619	0.674	
計						4.983	

$$L_c = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_1} F_s \frac{(X_m - a^2) \frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} (1 - \frac{\epsilon_2}{\epsilon_s})}{\sum_{X_c} (x-a)^2 \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} - 1\right) BC \Delta x}$$

$$= \frac{1.741 \times 50265 \times (1.742 - 0.25) 2.259 (1 - 0.254)}{4.983} = 32.4m$$

したがって、地形上から下部水室長を80mとし、敷勾配は1/100程度の勾配をつけ、水路と狭角30度で山の芯に入れるよう配慮する。

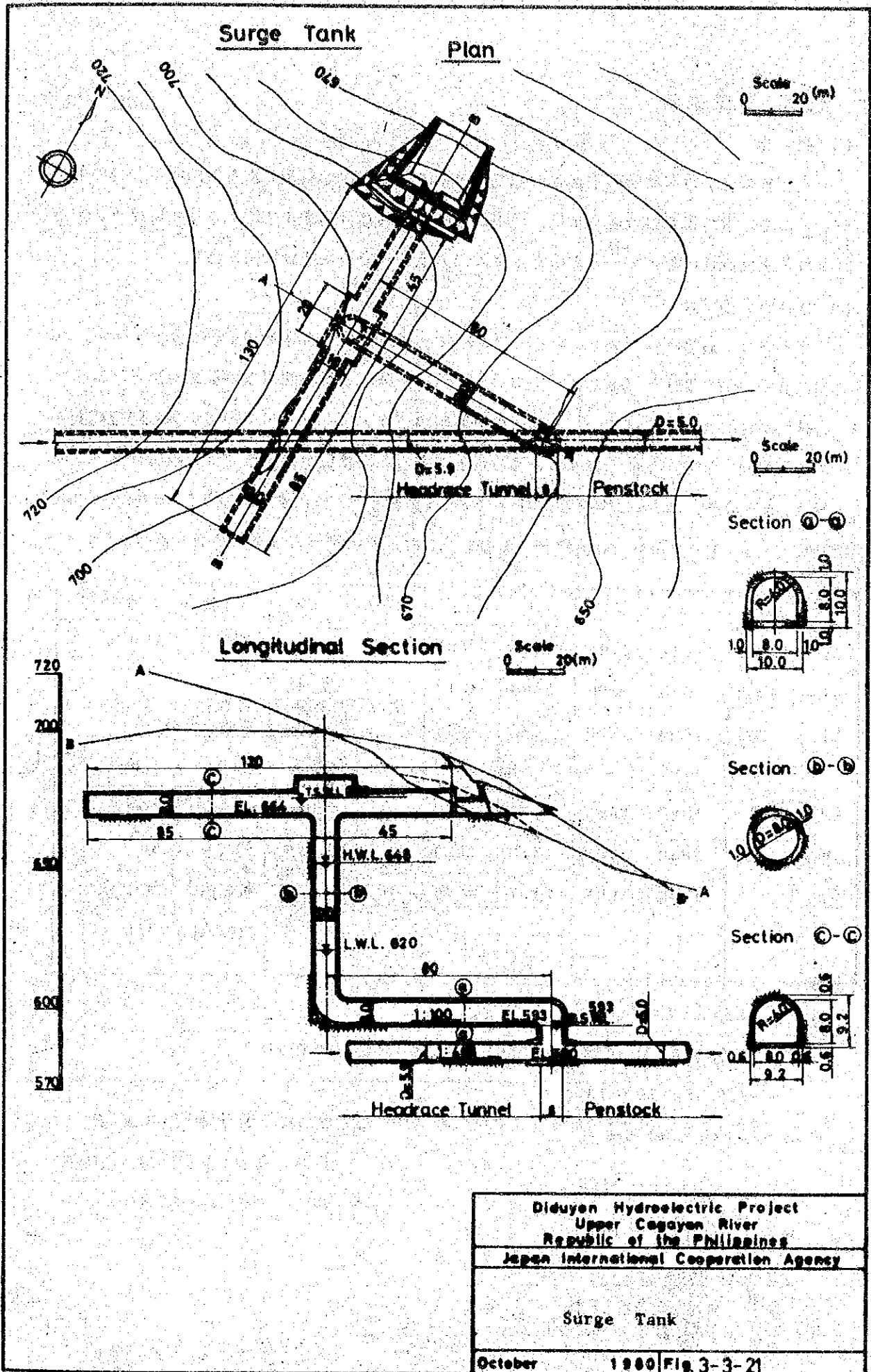
以上の方法で設計したサージタンクの概要を図3-3-21に示す。

立坑：高さ7.1m、直径8mの円形断面

水室：上室-57m²の横断面をもつ長さ130mのトンネル

下室-57m²の横断面をもつ長さ80mのトンネル

設計に使用した粗度係数は計算の中で示した値による。



3-3-7 水圧鉄管

(1) 概要

水圧鉄管は水力発電所の主要工作物で、水車に高圧または高速の水を供給するための導水管である。水路式発電の場合には、河川から取り入れた水をまず水路トンネルに導き、水槽を経て水圧鉄管に落とす。ここから水車入口の主弁までが水圧鉄管路である。

(2) 水圧管路の設計

水圧管は、溶接鋼管1条で、図3-3-22に示すとおり水車前面で2条に分岐させる。鋼材はHT-80クラスの高張力鋼を使用し、設計の合理化と鋼材使用量の節減を図る。

鉄管長は約2,000mとなり、水撃圧の上昇がかなり大きくなるので、バルブの閉塞時間がある程度長くして、水圧上昇をおさえることとする。概算検討の結果では、鉄管径を4.7m～3.7m～分岐～2.7mの管路と5.0m～3.8m～分岐～2.7mとする案のうち、5.0m～3.8m～分岐～2.7mの方が若干経済性があるので、この案での設計とりまとめをする。

径	5.0	4.7	4.4	4.1	3.8	分岐管	2.7	摘要
Ai	19625	17341	15198	13196	11335		5723	
vi	4341	4913	5606	6457	7517		7444	
Li	377	403	390	390	391		59	漸縮を含む
	(6)	(6)	(6)	(6)				
hf	0.933	1.386	1.908	2.781	4.179		0.978	$hf = \frac{13211 \times Li}{D^{16/3}}$
$D^{16/3}$	5.341	3.840	2.701	1.853	1.236		1.997	$\Sigma hf = 12.165$
$\frac{v^2}{2g}$		1.232	1.603	2.127	2.883	2.162		漸縮損失 $0.001 \frac{v^2}{2g}$ 曲りの損失 0.010

$$A_m = \Sigma Li / \Sigma (Li/Ai)$$

$$= 2069 / (19210 + 23240 + 25661 + 29554 + 34495 + 20619)$$

$$= 2069 / 152779 = 13.542$$

$$V_{om} = Q_o / A_m = 6.292 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{8}{4020/1070} = 2.129$$

$$p = \frac{1070 \times 6.292}{1.96 \times 525} = 0.654$$

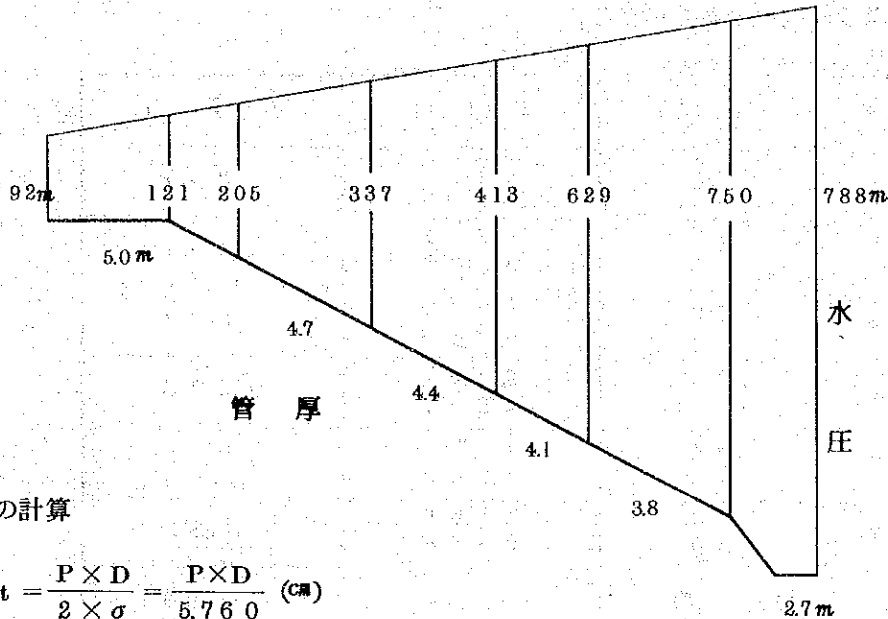
$$n = \frac{p}{\theta} = \frac{0.654}{2.129} = 0.307$$

水圧上昇は、

$$\frac{h}{H_0} = \frac{2n}{1+n(\theta-1)} = \frac{2 \times 0.307}{1+0.307(2.129-1)} = \frac{0.614}{1.347} = 0.456$$

従って、ガイドベン位置での水圧上昇率を0.50とすれば、

$$h + H_0 = 525 \times 1.5 = 788m$$



管厚の計算

$$t = \frac{P \times D}{2 \times \sigma} = \frac{P \times D}{5,760} \text{ (cm)}$$

この式によって計算した管厚を次表に示す。

H (cm) D (cm)	9.2	20.5	33.7	41.3	62.9	75.0	78.8	備考
500	4,600 (14+2)	10,250 (18+2)						上: P×D 下: (t/mm)
470		9,635 (17+2)	16,839 (28+2)					
440			14,828 (26+2)	18,172 (32+2)				
410				16,933 (30+2)	25,789 (45+2)			
380					23,902 (42+2)	28,500 (50+2)		
270						20,250 (36+2)	21,276 (37+2)	

8.0kg/cm² 高張力鋼を使用し、降伏点7.0kg/cm²に対し安全率1.8を割増して2.18とすれば、式中のσは次のように採った。

$$7.0\text{kg/cm}^2 \div 2.18 = 3.2\text{kg/cm}^2$$

となるが、溶接効率90%として

$$\sigma = 3,200 \text{ kg/cm}^2 \times 0.9 = 2,880 \text{ kg/cm}^2, \therefore 2\sigma = 5,760$$

D = 5mの場合は、最小板厚を $t = \frac{D+800}{400}$ から16mmとする。

鉄管重量は次のとおりになる。

D (m)	t (mm)	W (t/m)	重量 (t)
5	16	1,979	847
	20	2,476	
4.7	19	2,211	1,151
	30	3,500	
4.4	28	3,058	1,322
	34	3,718	
4.1	32	3,261	1,573
	47	4,807	
3.8	44	4,172	1,768
	52	4,940	
2.7	38	2,566	323
	39	2,635	
分岐管			140t
計			7124

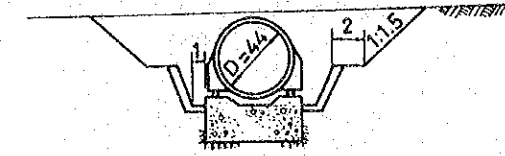
付属金物および若干の余裕として15%を見込むと、鉄管総重量は $7,124 \text{ t} \times 1.15 = 8,200 \text{ t}$ となる。

以上の結果を要約すると、水圧管内径は5.0m~2.7m、全長2,013mとなり、管内流速は管径に応じて4.341~7.444m/秒と変化する。管厚は、水圧に応じて16mmから52mmまでに漸変する。水圧管の金重量は8,200tに達する。

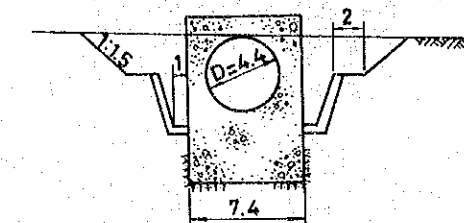
高張力鋼の採用は、本鉄管路が長大かつ高圧なところから、鋼厚の減少と所要鋼材の節減に大きな効果を及ぼしている。

Penstock

Typical Section of Ring Support Saddle Scale 0 10(m)

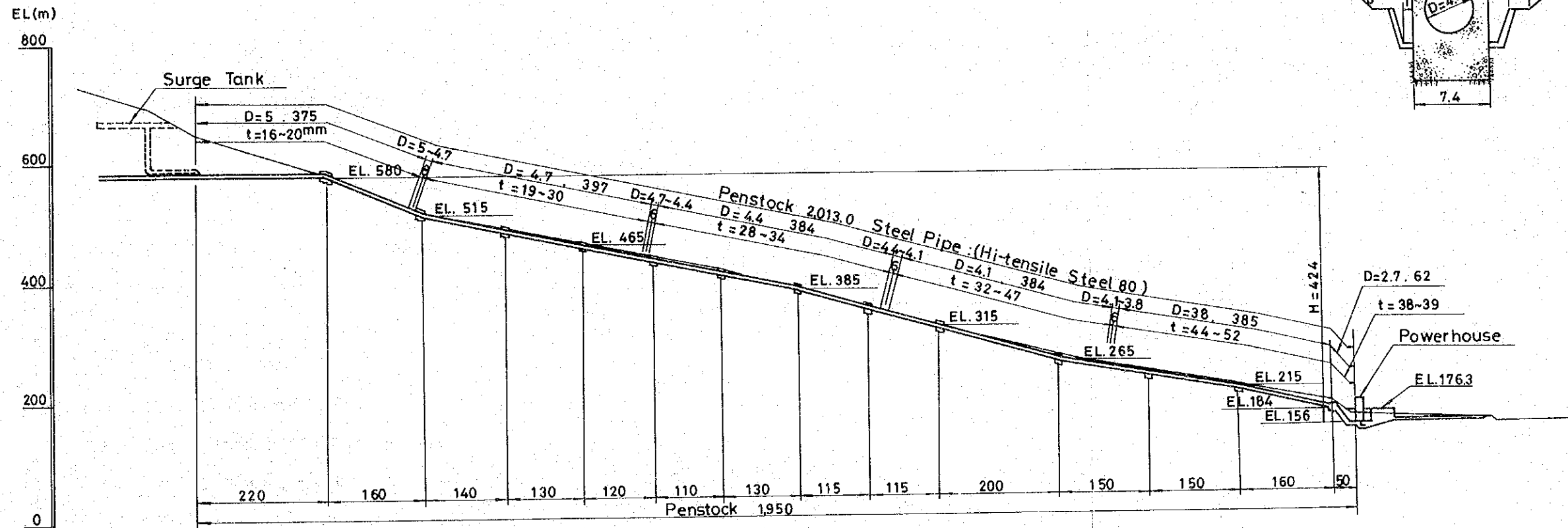


Anchor Block



Longitudinal Profile

Scale 0 200(m)



Diduyon Hydroelectric Project Upper Cagayan River Republic of the Philippines	
Japan International Cooperation Agency	
Penstock	
October	1980 Fig.3-3-22

