

## 第 9 章 基本設計

## 目 次

第9章	基本設計	
9.1	概要	9-1
9.2	発破振動の規制値の設定	9-3
9.2.1	発破振動の概論	9-3
9.2.2	コンクリート構造物に対する影響	9-5
9.2.3	岩盤斜面に対する影響	9-6
9.2.4	既設コンクリート構造物に対する発破振動の許容値の実例	9-7
9.2.5	ヴィクトリア水力増設計画での発破振動の許容値	9-9
9.3	水路	9-10
9.3.1	ルート選定	9-10
9.3.2	導水路	9-13
9.3.3	水圧管路	9-16
9.3.4	調圧水槽	9-22
9.3.5	放水庭	9-29
9.3.6	既設作業横坑閉塞コンクリート	9-29
9.4	水力機器	9-31
9.4.1	水圧鉄管	9-31
9.4.2	鉄管弁	9-31
9.4.3	放水口ゲート	9-31
9.4.4	アクセスマンホール	9-31
9.5	発電所	9-32
9.5.1	土木構造物	9-32
9.5.2	電気機器	9-36
9.6	年間発生電力量計算	9-44
9.6.1	基本設計結果による設備出力と年間発生電量	9-44
9.6.2	プロジェクト評価のための追加電力量	9-45
9.7	系統解析	9-49
9.7.1	解析条件	9-49
9.7.2	解析結果	9-49
9.8	図面	9-51

## LIST OF TABLES

Table 9.1-1	Salient Features of Victoria Hydropower Expansion Project.....	9-2
Table 9.2.1-1	Comparison of Vibrations due to Earthquakes and Blasting.....	9-4
Table 9.2.1-2	Units for Vibration .....	9-4
Table 9.2.2-1	Experiment Result of Blasting Vibration for Crack Generation .....	9-6
Table 9.2.3-1	Affects on Rock Slopes due to Blasting Vibration.....	9-6
Table 9.2.4-1	Status (Soundness) of Lining Concrete of Existing Tunnel .....	9-7
Table 9.2.4-2	Maximum Allowable Vibration Velocity .....	9-7
Table 9.2.4-3	Allowable Blasting Vibration Applied to Railway and Road Tunnel Projects in Japan .....	9-8
Table 9.2.4-4	Blasting Vibration Limits for Mass Concrete (after Oriad) .....	9-8
Table 9.2.4-5	Allowable Blasting Vibration Applied to Hydropower Expansion Project by J-Power .....	9-9
Table 9.2.4-6	Allowable Vibration due to Drilling Machine to Make Opening in Concrete Gravity Dam.....	9-9
Table 9.3.2-1	Comparison of the Headrace Diameter .....	9-13
Table 9.3.2-2	Headrace Tunnel Support Pattern.....	9-13
Table 9.3.3-1	Comparison of the Penstock Diameter.....	9-16
Table 9.3.3-2	Penstock Tunnel Support Pattern .....	9-17
Table 9.3.3-3	Condition for Water Hammer Analysis .....	9-17
Table 9.3.4-1	Conditions and Result of Surging Analysis.....	9-23
Table 9.3.4-2	Conditions and Result of Reference Surging Analysis .....	9-28
Table 9.5.1-1	Floor Arrangements .....	9-36
Table 9.5.2-1	Revolving Speed .....	9-38
Table 9.6.1-1	Calculation of Installed Capacity .....	9-44
Table 9.6.1-2	Anneal Energy Based on Basic Design.....	9-44
Table 9.6.2-1	Anneal Energy in Case of Increase in Diversion Volume .....	9-45
Table 9.6.2-2	Annual Energy (Peak: Base = 14:86).....	9-49

## LIST OF FIGURES

Figure 9.2.1-1	Relations between Amplitude and Damages of Buildings due to Blasting Vibration .....	9-5
Figure 9.3.1-1	Route of Waterway.....	9-10
Figure 9.3.1-2	Waterway Plan and Profile.....	9-12
Figure 9.3.2-1	Comparison of the Headrace Diameter .....	9-13
Figure 9.3.2-2	Headrace Typical Section.....	9-15
Figure 9.3.3-1	Comparison of the Penstock Diameter.....	9-16
Figure 9.3.3-2	Water Head due to Water Hammer (Unit 4).....	9-18
Figure 9.3.3-3	Water Head due to Water Hammer (Unit 5).....	9-18
Figure 9.3.3-4	Penstock Typical Section (Tunnel).....	9-19
Figure 9.3.3-5	Penstock Plan and Section (Open-Air) .....	9-20
Figure 9.3.3-6	Penstock Profile (Open-Air) .....	9-21
Figure 9.3.4-1	Available Open Space for New Surge Tank.....	9-22
Figure 9.3.4-2	Water Level in the Surge tank at Up surge ( $Q_1$ 140 m <sup>3</sup> /s → $Q_2$ 0 m <sup>3</sup> /s; T = 5 s).....	9-23
Figure 9.3.4-3	Water Level in the Surge Tank at Up Surge ( $Q_1$ 133 m <sup>3</sup> /s → $Q_2$ 0 m <sup>3</sup> /s; T = 5 s).....	9-24
Figure 9.3.4-4	Water Level in the Surge Tank at Up Surge ( $Q_1$ 126 m <sup>3</sup> /s → $Q_2$ 0 m <sup>3</sup> /s; T = 5 s).....	9-24
Figure 9.3.4-5	Water Level in the Surge Tank at Down Surge ( $Q_1$ 70m <sup>3</sup> /s → $Q_2$ 140 m <sup>3</sup> /s; T = 5 s).....	9-25
Figure 9.3.4-6	Surge Tank Vertical and Cross Section .....	9-27
Figure 9.3.4-7	Water Level in the Surge Tank at Down Surge ( $Q_1$ 0 m <sup>3</sup> /s → $Q_2$ 140 m <sup>3</sup> /s; T = 5 s) .....	9-28
Figure 9.3.6-1	Access Adit Plug Concrete Plan and Section .....	9-30
Figure 9.5.1-1	Design Flow .....	9-33
Figure 9.5.1-2	Plan of the Existing and Expansion Powerhouse .....	9-34
Figure 9.5.1-3	Profile of the Existing and Expansion Powerhouse .....	9-35
Figure 9.6.2-1	Hourly Output of Annual Average in 2007 .....	9-46
Figure 9.6.2-2	Storage Zone of the Victoria Reservoir.....	9-46
Figure 9.6.2-3	Assumed Operation Mode .....	9-48

## 第9章 基本設計

### 9.1 概要

本調査では、S/Wにもとづき、通常のF/Sで実施される設計より詳しいレベルの設計（基本設計）を行なった。基本設計の主要なアウトプットは以下のとおりである。

- 増設計画の各構造物の諸元
- プロジェクトの一般平面図および縦断図
- 構造物（導水路トンネル、サージタンク、水圧管路、発電所、放水口等、横坑）の平面図と断面図
- 発電所機器配置平面図
- スイッチヤード機器配置平面図
- 単線結線図
- 土木工事の主要工種の数量表
- 施工計画
- 土木工事の主要工種の単価
- 工事費（環境対策費を含む）
- 事業工程表

本章では、**第6章**で選択された増設基本案の最適増設計画に対して実施した土木構造物、電気機器等の諸元の検討とそれにもとづき作成した図面について述べ、施工計画、工事費の算定および事業実施計画については、**第10章**で記載する。

増設計画は、増設用の既設取水口から既設の発電所に隣接する増設発電所までを、既設設備の水路とほぼ平行な水路で接続するものである。増設する2台の発電機器は、既設の発電機器が3台であることから、既設発電所側の機器を4号機、もう1台を5号機と名付けた。**Table 9.1-1**に既設のダム、取水口および本章で決定した土木構造物ならびに電気機器の諸元を示した。

Table 9.1-1 Salient Features of Victoria Hydropower Expansion Project

Item	Dimension	
Reservoir (Existing)	Full Supply Level	438.0 m
	Minimum Operation Level	370.0 m
	Available Depth	68.0 m
	Gross Storage Capacity	$722 \times 10^6 \text{ m}^3$
	Effective Storage Capacity	$688 \times 10^6 \text{ m}^3$
	Design Flood	$9,510 \text{ m}^3/\text{s}$
Dam (Existing)	Type	Concrete Arch Dam
	Height of Dam	122 m
	Length of Dam Crest	520 m
	Volume of Dam	$480 \times 10^3 \text{ m}^3$
Intake for Expansion (Existing)	Number	1
	Type	Inclined Intake
Headrace Tunnel	Number	One (1)
	Inner Diameter	6.6 m
	Total Length	5,003 m
Surge Tank	Type	Restricted Orifice Type
	Diameter	20.0 m (Upper Section) 6.6 m (Lower Section)
	Height	117.0 m (Upper Section) 32.9 m (Lower Section)
Penstock	Type	Tunnel & Open-air
	Number	Tunnel: One (1) Open-air: Two (2)
	Inner Diameter	Tunnel: 6.6 m to 5.6 m Open-air: 3.95 m to 2.85 m
	Length: Tunnel	575 m
	Length Open-air	175 m for Unit 4 160 m for Unit 5
	Total Length	750 m for Unit 4 735 m for Unit 5
Powerhouse	Type	Surface type
	Size	37m wide $\times$ 44m high $\times$ 69m long
Development Plan	Normal Intake Water level	430.0 m
	Normal Tail Water Level	231.2 m
	Gross Head	199.0 m
	Effective Head	183.3 m
	Maximum Discharge	$140 \text{ m}^3/\text{s}$
	Number of Unit	Two (2)
	Install Capacity	228 MW (only expansion)
	Peak Duration Time	3 hours
	95% Dependable Capacity	393 MW (with existing)
	Annual Generation Energy (Firm Energy*)	716 GWh (with existing) 468 GWh (with existing)
	(Secondary Energy**)	248 GWh (with existing)

Item		Dimension
Turbine	Type	Vertical Shaft, Francis Turbine
	Number	Two (2)
	Rated Output	122 MW per unit
	Revolving Speed	300 r/min
Generator	Type	Three-phases, Synchronous Generator
	Number	Two (2)
	Rated Output	140 MVA per unit
	Frequency	50 Hz
	Voltage	16.5 kV
	Power Factor	0.85 lag
Main Transformer	Type	Outdoor Special Three-phase Type or Outdoor Single Phase Type
	Number	Two (2)
	Capacity	145 MVA per unit
	Voltage	Primary 16.5 kV Secondary 220 kV
	Cooling	Natural Convection Oil Forced Air Type
	Switchyard	Type
Bus System		Double Bus
Number of Lines Connected		Three (3) cct Transmission Lines
Voltage		220 kV

Note: \* “Firm energy” means the total of power generated during 3-hour peak duration.

\*\* “Secondary energy” means the total of power generated in duration except 3-hour peak time.

なお、土木構造物の基本設計では、基本的な水理計算（水路の損失計算、サージング解析、水圧管路の水撃圧解析）は行ったが、主要部材の寸法等は既設の同規模の水力発電所の事例を参考に決定した。

構造物の地質図と基本設計で作成した図面は、9.8に添付した。

## 9.2 発破振動の規制値の設定

本増設計画は、既設のヴィクトリアダム、増設用の取水設備、既設の水路・発電所に近接して明りおよび地下工事を行うことになる。このため、増設工事に伴う発破の振動で既設構造物が損傷を受けないよう、発破による振動を制限する必要がある。この項では、発破による振動の許容値を設定する。

### 9.2.1 発破振動の概論

#### (1) 発破振動の特徴と地震による振動との比較

地震の振動と発破による振動は、以下のように比較できる。

- 1) 発破によって発生するエネルギーは小さく、局所的な振動であるため、発破振動が伝わる範囲は限られる。
- 2) 地震の周波数は1～5 Hz程度であるが、発破振動の場合は10～200 Hz周波数が高い。

- 3) 継続時間は、地震の場合数秒から数分であるが、発破振動の場合は1秒程度で収まる。

**Table 9.2.1-1 Comparison of Vibrations due to Earthquakes and Blasting**

Item	Earthquakes	Blasting
Affected area where vibration is felt	Several 100 km from the hypocenter	At most several 100 m from the blasting point
Frequency of vibration	Around 1 to 5 Hz (depending on characteristics of ground)	10 to 200 Hz or more
Duration of Vibration	Several seconds to several minutes	Within one second

Source: Japan Explosives Industry Association

## (2) 振動とその単位

振動が正弦波の場合、ある時刻  $t$  における変位  $Y$  は、以下の式で表現される。

$$Y = A \sin (2f \pi t)$$

ここに、 $A$  : 変位振幅

$f$  : Frequency

$\pi$  : 円周率

振動は、変位の他に、変位速度  $V$  あるいは、変位加速度  $\alpha$  で表すことができる。正弦振動の場合、これらの最大値は、次の式で表される。

$$V = 2f \pi A$$

$$\alpha = 2f \pi V = (2f \pi)^2 A$$

振動の変位、速度、加速度は、**Table 9.2.1-2**に示した単位で表わされる。

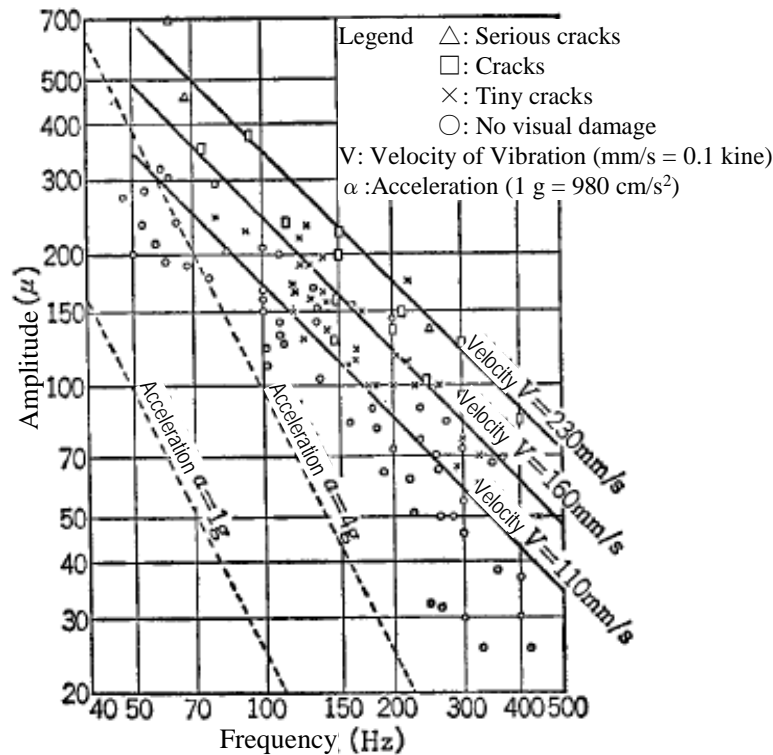
**Table 9.2.1-2 Units for Vibration**

	Standard Unit	Unit used practically
Displacement	cm	mm, $\mu$ (= 0.001 mm)
Velocity	cm/s	kine (cm/s)
Acceleration	cm/s <sup>2</sup>	gal (= cm/s <sup>2</sup> ), g (= 980 cm/s <sup>2</sup> )

## (3) 発破振動による破損

**Figure 9.2.1-1**にLangeforsらによって示された地盤の振幅と周波数、被害の程度の関係を示した。





(by Langefors et. al., Source: Japan Explosives Industry Association)

**Figure 9.2.1-1 Relations between Amplitude and Damages of Buildings due to Blasting Vibration**

Figure 9.2.1-1から同一程度の損傷が、振動の変位や加速度ではなく同程度の速度の大きさで生じており、発破振動の速度の大きさと建物の被害程度が一致することがわかる。よって、本調査でも発破振動の規制値は振動速度で表すことにする。振動速度の単位は、kineを使用する。

## 9.2.2 コンクリート構造物に対する影響

### (1) 3次元弾性論による推定

振動によるある材料内に発生する応力は、3次元弾性論により、次の式で算定できる。

$$\sigma = \frac{pCV}{g} x \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、 $\sigma$  : 振動による応力 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $p$  : 材料の密度 (g/cm<sup>3</sup>)
- $C$  : 材料の弾性波速度 (m/s)
- $\gamma$  : 材料のポアソン比
- $g$  : 重力加速度 (980 cm/s<sup>2</sup>)
- $V$  : 振動速度 (cm/s)

よって、材料内にある応力を生じさせる振動速度は、(1)式から

$$V = \frac{\sigma g}{\rho C} \times \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \dots\dots\dots (2)$$

となる。

材料をコンクリートとすると、一般的な物性値は、

$$\rho = 2.5 \text{ g/cm}^3$$

$$C = 3,000 \text{ m/s} = 300,000 \text{ cm/s}$$

$$\nu = 0.25$$

となる。コンクリートの引張強度を  $20 \text{ kg/cm}^2$ <sup>1</sup> とすると、(2)式から、コンクリートにクラックを発生させる振動速度は、 $V = 31.4 \text{ kine}$ となる。

## (2) 実験例

トンネルの巻立コンクリートおよび吹付コンクリートにクラックが発生し始める発破振動の限界値を実験で求めた事例をTable 9.2.2-1に示す。

**Table 9.2.2-1 Experiment Result of Blasting Vibration for Crack Generation**

Name of tunnel	Object	Velocity of vibration commencing to cause cracks
Hibi Tunnel	Lining concrete	more than 30 kine
Okitsu Tunnel	Lining concrete	more than 30 to 40 kine
Wakayama Tunnel	Shotcrete	more than 70 kine

Source: Japan Explosives Industry Association

Table 9.2.2-1でクラックが発生し始める振動速度の下限值は、(1)で算定したクラックを発生させる振動速度とほぼ一致する。

## 9.2.3 岩盤斜面に対する影響

Oriardによる、発破振動が岩盤斜面に与える影響をTable 9.2.3-1に示す。

**Table 9.2.3-1 Affects on Rock Slopes due to Blasting Vibration**

Vibration Velocity due to Blasting	Affects
5.1 to 10.2 kine	Rock fragments on rock slope fall
12.7 to 38.1 kine	Loose parts of rock slope collapse
63.5 kine or over	Week slopes start to damage

Source: Japan Explosives Industry Association

<sup>1</sup> 既設ヴィクトリア発電所のトンネルの巻立コンクリートの設計強度は  $200 \text{ kg/cm}^2$ であった。一般にコンクリートの引張強度は、圧縮強度の 1/10 程度であるので、ここでは、引張強度を  $20 \text{ kg/cm}^2$ とした。

## 9.2.4 既設コンクリート構造物に対する発破振動の許容値の実例

### (1) 日本の鉄道トンネルマニュアル

(財)鉄道技術総合研究所が作成した「既設トンネル近接施工対策マニュアル」では、既設トンネルの健全度により、発破振動の規制値を設定している。Table 9.2.4-1に既設トンネルの健全度の区分を、Table 9.2.4-2に発破振動の許容値を示した。

Table 9.2.4-1 Status (Soundness) of Lining Concrete of Existing Tunnel

Class of Soundness	Affects to Normal Operation	Deformation of Tunnel	Countermeasures for Repair
AA	Dangerous at the present time	Serious	To be taken immediately
A1	To become dangerous in near future	Large deformation and lowering function	To be taken urgently
A2	To become dangerous in future	Deformation is possible to proceed and function may lower	When required, to be taken
B	If worse, to be Classes A	If worse, to be Classes A	To be monitored and to be taken when required
C	No affect at the present time	Slight	To be inspected intensively
S	No affect	No deformation	Not necessary

Source: Japan Explosives Industry Association

Table 9.2.4-2 Maximum Allowable Vibration Velocity

Class of Soundness	Maximum Allowable Vibration Velocity
AA	2 kine
A1, A2	3 kine
B, C, S	4 kine

Source: Japan Explosives Industry Association

許容値が2~4 kineとなっていることは、9.2.2(1)で弾性論を用いて算定したクラックを発生させる速度値に対し、およそ8から15の安全率を見込んでいると思われる。

### (2) 日本での鉄道および道路トンネルの許容値の例

日本で行われた既設構造物に近接した鉄道および道路トンネル工事で採用された、発破振動による許容値をTable 9.2.4-3に示した。

Table 9.2.4-3

## Allowable Blasting Vibration Applied to Railway and Road Tunnel Projects in Japan

Name of Tunnel	Allowable Velocity	Shortest Distance to Existing Tunnel
Hibi Tunnel (Sanyo Shinkansen)	2.5 kine	11.4 m
Muikamachi Tunnel (Joetsu Shinkansen)	1.0 kine	1.8 m
Sasago Tunnel (Chuo Highway)	6.5 kine	17.0 m
Kinmeiro Tunnel (Sanyo Highway)	5.0 kine	5 m
Gorigamine Tunnel (Joetsu Highway)	4.0 kine	n.a.
Nagamine Tunnel (Hanwa Highway)	4.0 kine	n.a.
Mihara No.5 Tunnel (Highway)	1.0 kine*	15.5 m,

Note: \* Existing tunnel was classified as AA in the manual mentioned in 9.2.4 (1)

Source: Japan Explosives Industry Association, etc.

許容値は、既設トンネルとの距離が非常に近い、既設トンネルの健全性が著しく低い場合を除き、2.5～6.5 kine となっている。

## (3) インドの制限発破のガイドラインによる規定値

インドの Central Institute of Mining & Fuel Research が発行している、鉱山向けの制限発破のガイドライン (2007 年 10 月) による既設コンクリート構造物および岩盤への許容値を述べる。

## 1) 岩体への影響

このガイドラインでは、Richard、Moore の炭鉱での実績をもとに、発破振動によって生ずるひずみで制限している。「発破振動による岩体のひずみが、岩の引張破壊を起こすひずみの約 10% で岩体の損傷に結びつく。引張破壊を起こすひずみの 10% 程度の発生ひずみは、安全な制限値となる」としている。これは、炭鉱他の実績から、安全率を 10 程度見込むことを推奨していると考えられる。

## 2) 既設コンクリート構造物への影響

既設コンクリート構造物に対しては、Oriardによるコンクリートの材令と発破地点から構造物までの距離で、振動の規制値を振動速度で示している (Table 9.2.4-4参照)。

Table 9.2.4-4 Blasting Vibration Limits for Mass Concrete (after Oriad)

Concrete Age	Allowable Velocity from Blasting (kine)	Distance Factor (D.F.)
0 – 4 hrs	10.2 × D.F.	Distance: 0-15 m; D.F. = 1.0
4 hrs – 1 day	15.2 × D.F.	Distance: 15-46 m; D.F. = 0.8
1 day – 3 days	22.9 × D.F.	Distance: 46-76 m; D.F. = 0.7
3 days – 7 days	30.5 × D.F.	Distance: >76 m; D.F. = 0.6
7 days – 10 days	37.5 × D.F.	
10 days or more	50.8 × D.F.	

Source: Technical Guidelines for Controlled Blasting, Central Institute of Mining & Fuel Research, Oct 2007

Table 9.2.4-4で規定されている速度値は、前項の(1)と(2)と比較すると、安全率を考慮していない振動速度の限界値と考えられる。

#### (4) 電源開発株式会社の水力発電所増設プロジェクトの実例

Table 9.2.4-5に電源開発株式会社で実施した水力発電所の増設プロジェクトで採用された発破振動の許容値を示した。既設のダム、水路トンネル、発電所に対し、振動速度の許容値を2 kineとして工事を行った。

Table 9.2.4-5

#### Allowable Blasting Vibration Applied to Hydropower Expansion Project by J-Power

Project Name	Allowable Blasting Vibration Velocity (kine)	Remarks
Akiha No. 3	2	Existing structures including concrete gravity dam were located near new structures.
Okutadami Expansion *	2	Expansion of underground type powerhouse. Existing structures including concrete gravity dam, intake facilities, and underground powerhouse were located near new structures..
Ootori Expansion	2	Existing structures including concrete arch dam, intake facilities were located near new structures..

\* Blasting work was carried out under operation of the existing generation equipment  
Source; Electric Power Development Co., Ltd. (J-Power)

また、表中の秋葉第3プロジェクトおよび奥只見水力増設プロジェクトで実施された既設コンクリート重力ダムの削孔機による、水圧管路据付のための孔明け工事の許容値をTable 9.2.4-6に示した。

Table 9.2.4-6

#### Allowable Vibration due to Drilling Machine to Make Opening in Concrete Gravity Dam

Project Name	Allowable Vibration Velocity (kine) due to Machine	Remarks
Akiha No. 3	2.0	To install steel penstock, make an opening with 6.5 m in diameter
Okutadami Expansion	2.0	To install steel penstock, make an opening with 6.2-m square

Source; Electric Power Development Co., Ltd. (J-Power)

上記のプロジェクトでは、発破振動により既設設備に被害は生じなかった。

#### 9.2.5 ヴィクトリア水力増設計画での発破振動の許容値

以上のコンクリート構造物にクラックを発生させる発破振動値、ガイドライン、他のプロジェクトで採用された許容値から、以下のように考察される。

- 1) 2000年に実施された既設ヴィクトリア発電所の抜水点検から、既設トンネルはその機能を果たせる状況にあった。9.2.4(1)で述べた鉄道トンネルのマニュアルを参照した場合、そのカテゴリーはBからSの間になり、振動許容値は4 kineが適用できる。

- 2) しかしながら、本増設計画は既設アーチダムに近接していること、および圧力水路トンネルが対象となるので、上記よりは厳しい許容値を適用すべきと考えられる。
- 3) よって、電源開発株式会社が水力増設プロジェクトで適用した許容値 2 kine を本増設計画の発破振動の許容値として採用する。これは、**9.2.2 (1)** で弾性論を用いて算定した限界値に対し、約 15 の安全率を想定したこととなる。

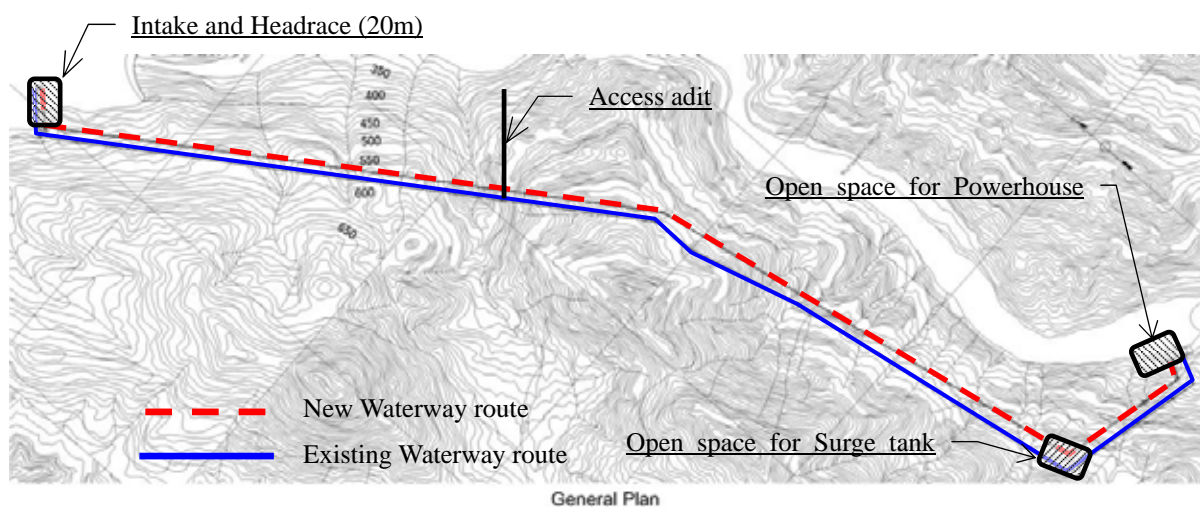
以下の基本設計では、発破振動の許容値を 2 kine として、トンネルルート of 検討、施工計画の検討、工事工程の作成を行う。

なお、既設取水設備や発電所に隣接した工事区間では、別途、発破による掘削以外の工法も検討する。

## 9.3 水路

### 9.3.1 ルート選定

ヴィクトリア水力発電所増設計画では、**Figure 9.3.1-1**に示す位置に、取水口および取水口ゲートから下流約 20 m までの導水路、作業横坑、サージタンク用地、発電所用地が既に完成していることから、新設水路ルートはこれらを結ぶものとした。



**Figure 9.3.1-1 Route of Waterway**

増設水路トンネル掘削時には、発破による振動が既設水路に有害な影響を与えてはならない。**9.2.5**で設定した増設水路トンネル掘削時の既設導水路ライニングコンクリートでの変位速度の許容値 2 cm/s 以下にするため、日本で使用されている次の式<sup>2</sup>を用いて発破場所と既設導水路ライニングコンクリート間の必要な離間距離を推定した。

<sup>2</sup> 旭化成による経験式、出所：日本火薬工業会

$$V = K \cdot W^{\frac{2}{3}} \cdot D^{-2}$$

- ここに、 V : 変位速度 (cm/s)  
K : 発破条件や岩盤特性によって変化する係数 (芯抜き 750、払い 350)  
W : 段あたりの薬量 (kg)  
D : 発破場所からの距離 (m)

\* 旭化成株式会社による経験式

全体工事工程から、一回の発破で 2.5 m 程度の掘進が要求されることから、離間距離は 36 m (トンネル中心間距離 43.5 m) に設定した。

なお、実施工にあたっては、事前に発破試験を行い、その場所の地盤条件に合った装薬量と変位速度との関係を確認し、これに基づいた発破規制を行う必要がある。

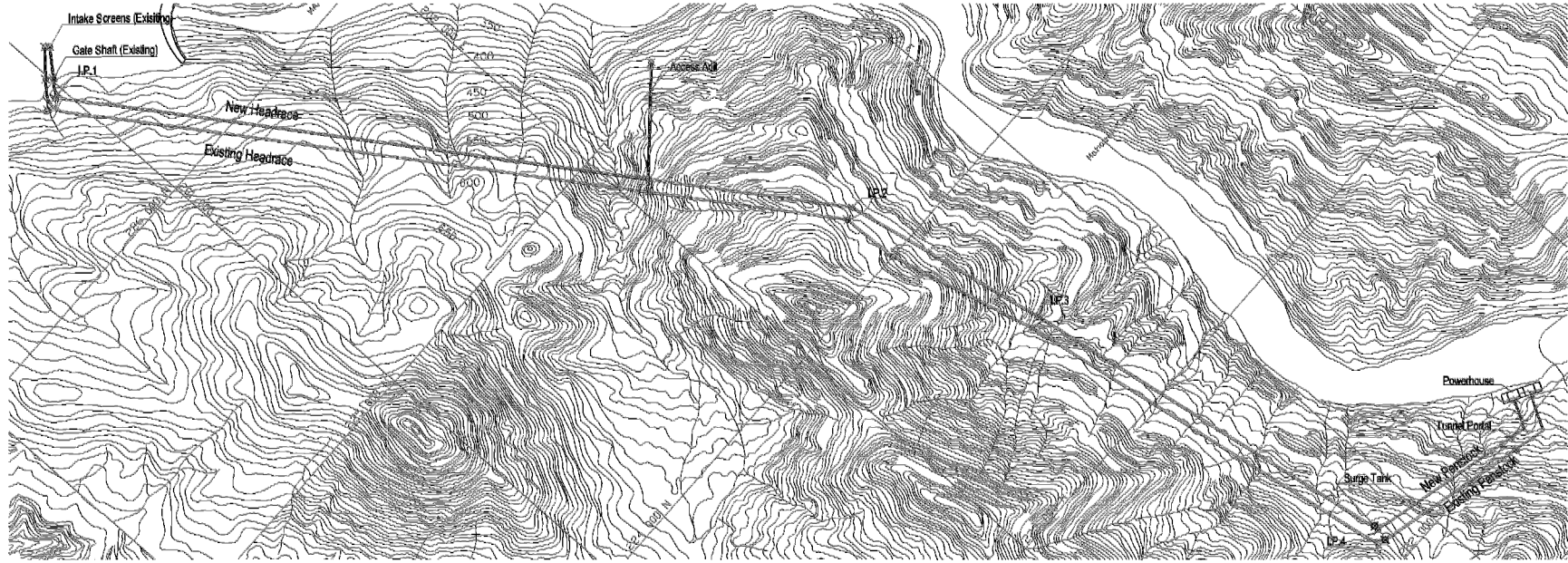
また、水路トンネルは、水路内圧力に対して十分に安定なように被りを確保していなければならない。鉛直方向、水平方向の水路トンネルの必要な被りは、以下の式で算定される。

$$H < \gamma_{rock} h$$

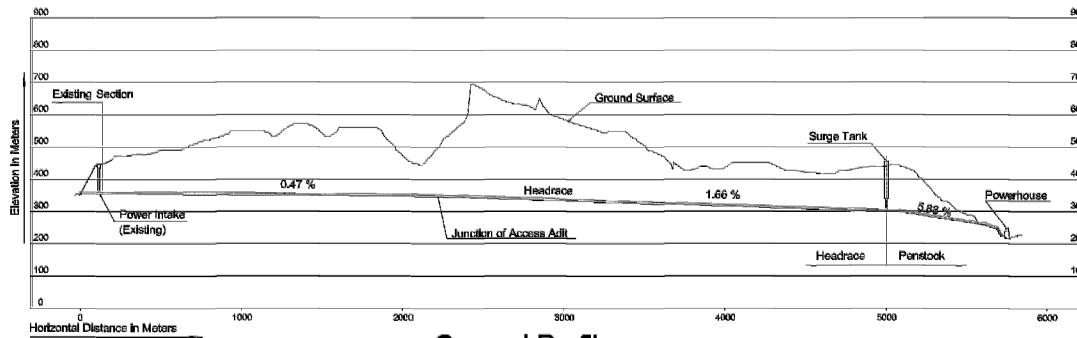
- ここに、 H : 全水頭 (FSL 438 (m) - 導水路標高)  
 $\gamma_{rock}$  : 岩の単位体積重量 (2.4 (t/m<sup>3</sup>))  
h : 被り深さ (m)

以上の条件を満たすように、水路ルートを **Figure 9.3.1-2** のように設定した。

なお、比較的トンネル被りが薄い区間での、水路トンネル被りと必要被りとの関係を **Appendix II** に示した。



General Plan  
Scale a



General Profile  
Horizontal; scale a. Vertical; scale b

	E	N	Bend Radius (m)	Horizontal Chainage (m)	Center EL. (m)
Intake screen (Existing)	201,081.44	226,643.96		0.000	
Gate shaft (Existing)	201,008.01	226,562.62		109.606	358.100
T.P.1 (A)	-	-		135.512	357.979
T.P.1 (B)	200,961.08	226,515.37	50.000		-
Adit junction	202,062.79	224,803.63		2,215.245	348.250
T.P.2 (A)	-	-		2,908.350	336.743
T.P.2 (B)	202,482.73	224,213.70	70.000		-
T.P.2 (B)	-	-		2,935.920	336.279
T.P.3	202,622.33	223,488.85			-
Change in Gradient	202,836.10	222,183.44		4,982.916	302.302
Start of Steel Lining	202,836.10	222,183.44		4,982.916	302.302
T.P.4 (A)	-	-			-
Surge tank	202,847.41	222,151.63	70.000	5,002.497	302.302
T.P.4 (B)	202,844.37	222,132.97	70.000		-
T.P.4 (B)	-	-		5,069.580	302.302
Start of Contraction	202,889.16	222,121.87		5,069.580	302.302
End of Contraction	202,894.69	222,120.50		5,069.580	301.967
Tunnel portal	203,381.15	222,000.01		5,576.437	272.493

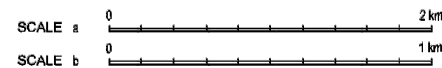


Figure 9.3.1-2 Waterway Plan and Profile



### 9.3.2 導水路

導水路トンネルは、全長 5 km の 1 条の円形断面圧力トンネルとする。

導水路の内径は、導水路に関わる建設費とO&M費から求めた年間経費(C)と年間の損失電力費(L)の和が最小となるように選定する。内径 6.0 mから 7.2 mの範囲で検討を行った結果、Table 9.3.2-1およびFigure 9.3.2-1に示すとおり、6.6 mでC+Lが最小になることから、導水路内径は 6.6 m とする。

Table 9.3.2-1 Comparison of the Headrace Diameter

Item	Unit	Alternative Diameter						
Headrace Diameter: D	M	6.0	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2
Cost: C	10 <sup>3</sup> USD	5,387	5,744	6,112	6,492	6,883	7,286	7,700
Loss: L	10 <sup>3</sup> USD	4,241	3,563	3,010	2,556	2,181	1,870	1,611
C+L	10 <sup>3</sup> USD	9,628	9,307	9,122	<b>9,048</b>	9,065	9,156	9,311

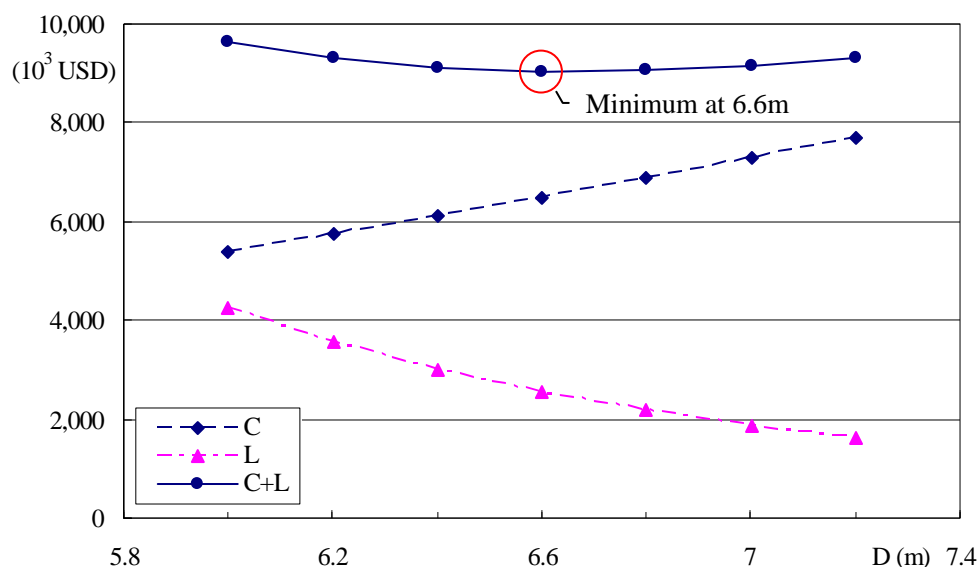


Figure 9.3.2-1 Comparison of the Headrace Diameter

トンネル支保パターンは、7.3.1(3)で述べたように、既設ヴィクトリア発電所の水路トンネルで採用されたものをもとにTable 9.3.2-2の4タイプを設定した。

Table 9.3.2-2 Headrace Tunnel Support Pattern

Item	Type I	Type II	Type III	Type IV
Shotcrete	Not required	t = 50mm	t = 100mm with wire mesh	t = 100mm with wire mesh
Rock bolt	Not required	L=3m@1.5m	L=4m@1.5m	L=4m@1.5m
Steel Lib	Not required	Not required	Not required	H150×150@1.0m

導水路ライニングは、水路の内圧に抵抗するため鉄筋コンクリートライニングとする。ライニング厚さは類似の事例から 60 cm とする。

トンネル頂部付近のトンネル掘削面とライニングコンクリート間は、コンタクトグラウトを行う。

ライニングコンクリートが所要強度に達した後、長さ 3 m のコンソリデーショングラウトを全周にわたり、1.5～3 m おきに行う。

導水路の一般断面を**Figure 9.3.2-2**に示す。

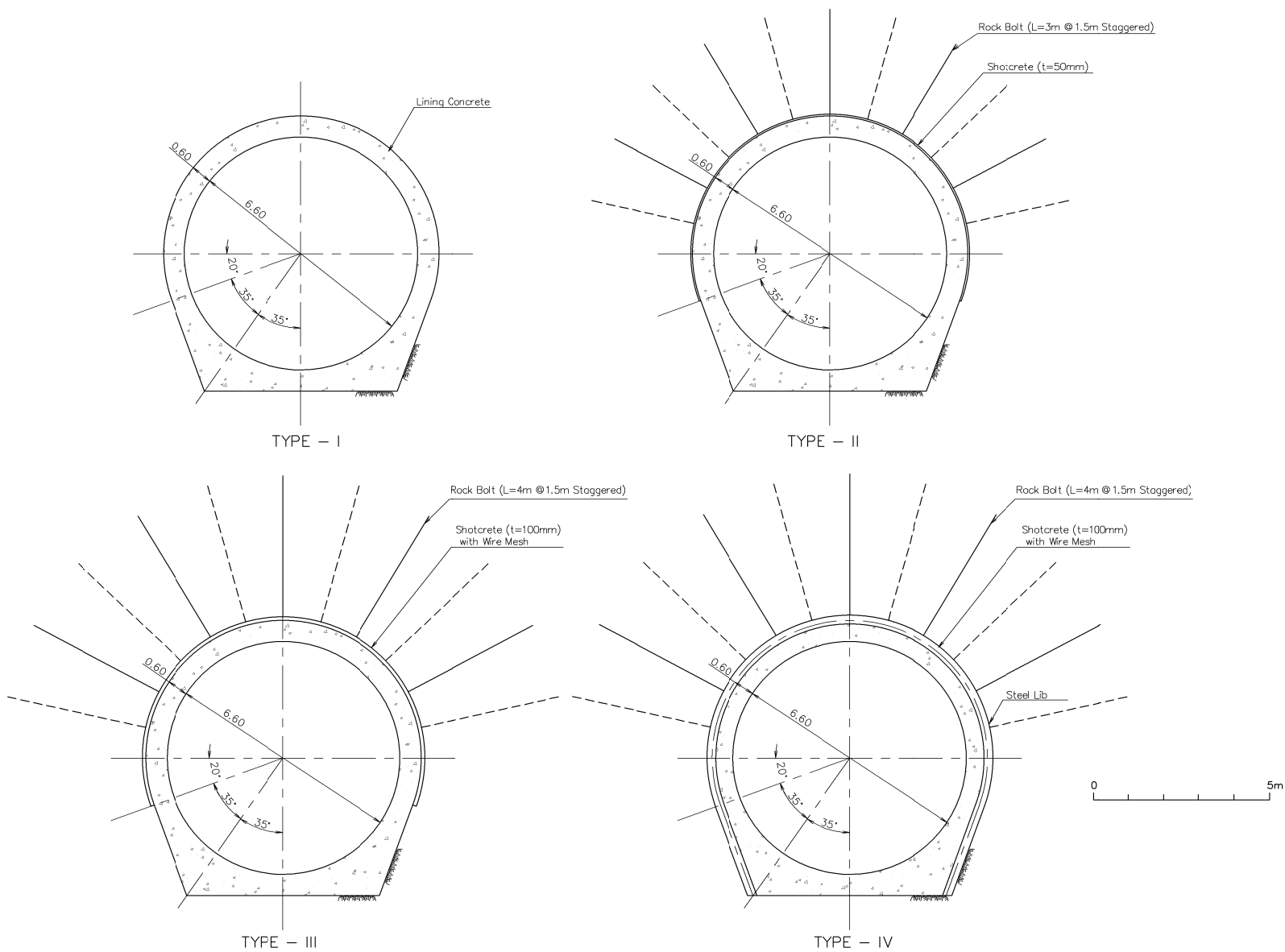


Figure 9.3.2-2 Headrace Typical Section

### 9.3.3 水圧管路

水圧管路は延長約 575 m のトンネル区間と、延長約 200 m の明かり区間とからなる。

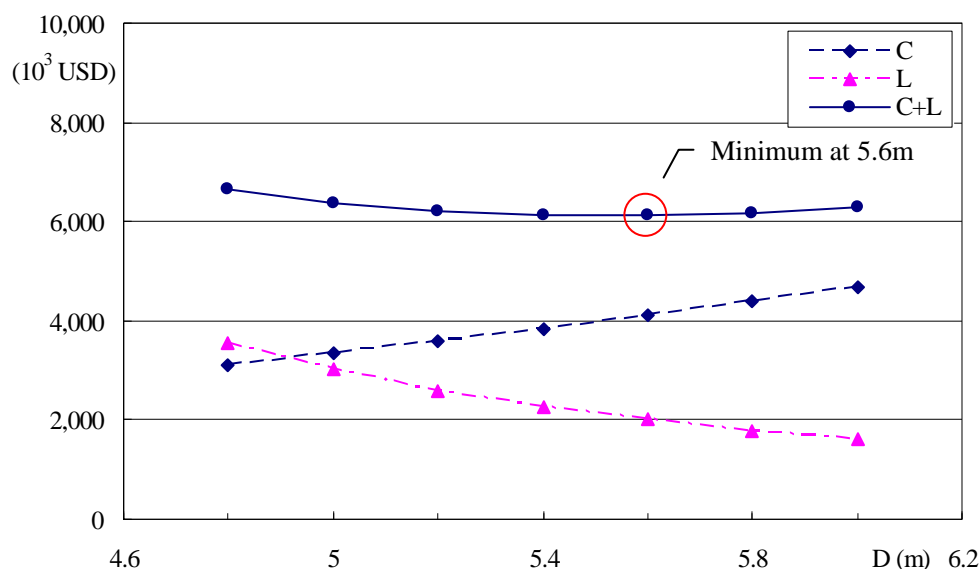
スリランカでは、明かり鉄管の分岐直後に鉄管弁を設置し、入口弁の故障等の不測の事態に備えることが一般的であり、本増設計画でも明かり鉄管は、トンネルの出口直後で 2 条に分岐させ、分岐直後に鉄管弁を設置する。また、既設の明かり鉄管にはメンテナンス時の機器搬入用に **Removable Penstock** が設けられているが、通常用いられる鉄管メンテナンス作業用の機器は鉄管マンホールから搬入可能であり、大型機器を水路内に搬入する場合は既設作業横坑閉塞コンクリートに設けられるアクセスマンホールが利用できることから、増設の明かり鉄管には **Removable Penstock** を設けない。

鉄管の内径は、分岐前後で管内流速が一定となるように設定する。

水圧管路の内径は、導水路と同様に、水圧管路に関わる年間経費 (C) と損失電力費 (L) の和が最小となる内径とする。分岐の上流側で内径 4.8 m から 6.2 m の範囲で検討を行った結果、**Table 9.3.3-1** および **Figure 9.3.3-1** に示すとおり、5.6 m で C+L が最小になることから、水圧管路内径は埋設鉄管区間で 5.6 m、分岐後の明かり鉄管区間で 3.95 m とする。なお、入り口弁直前では、電気機器の条件から内径を 2.85 m とする。

**Table 9.3.3-1 Comparison of the Penstock Diameter**

Item	Unit	Alternative Diameter						
Penstock Diameter: D	m	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0
Cost: C	10 <sup>3</sup> USD	3,095	3,340	3,595	3,848	4,121	4,404	4,696
Loss: L	10 <sup>3</sup> USD	3,555	3,021	2,596	2,272	1,998	1,777	1,595
C+L	10 <sup>3</sup> USD	6,650	6,361	6,191	6,120	<b>6,119</b>	6,180	6,291



**Figure 9.3.3-1 Comparison of the Penstock Diameter**

トンネル鉄管区間のトンネル支保パターンは、導水路トンネルと同様、既設ヴィクトリア発電所の水路トンネルで採用されたものをもとにTable 9.3.3-2の4タイプを設定した。

**Table 9.3.3-2 Penstock Tunnel Support Pattern**

Item	Type I	Type II	Type III	Type IV
Shotcrete	Not required	t = 50mm	t = 100mm with wire mesh	t = 100mm with wire mesh
Rock bolt	Not required	L=3m@1.5m	L=4m@1.5m	L=4m@1.5m
Steel Lib	Not required	Not required	Not required	H150×150@1.0m

トンネル鉄管の鉄管外壁面とトンネル掘削面との間は、類似の事例から 60 cm.とする。

鉄管据付に先立ち、L 3 @ 1.5~3 m のコンソリデーショングラウトを掘削線の全周にわたって実施する。

鉄管外壁面とトンネル掘削面との間は、鉄管据付後、充填コンクリートで充填される。

さらに、トンネルが水平に近い勾配(5.88%)であるので、トンネル頂部付近のトンネル掘削面と充填コンクリート間にコンタクトグラウトを行う。

明かり鉄管区間では、管胴の曲がり部、分岐管部にアンカブロックを設ける。また、水圧鉄管の主要耐圧部に支障をきたさないよう、適当な間隔で支台を設ける。アンカブロック、支台の詳細は、詳細設計において決定される。

鉄管設計に用いる内圧は、静水圧にサージングおよび水撃作用による上昇水圧を加味して求める。水撃作用およびサージングの検討は、起こりうる最大水圧の生じるTable 9.3.3-3に示す条件で行った。結果をFigure 9.3.3-2とFigure 9.3.3-3に示す。

**Table 9.3.3-3 Condition for Water Hammer Analysis**

Item	Unit	Down surge
Initial discharge	Q <sub>1</sub>	m <sup>3</sup> /s
		%
Final discharge	Q <sub>2</sub>	m <sup>3</sup> /s
		%
Time	T	s
Reservoir water level	EL	m

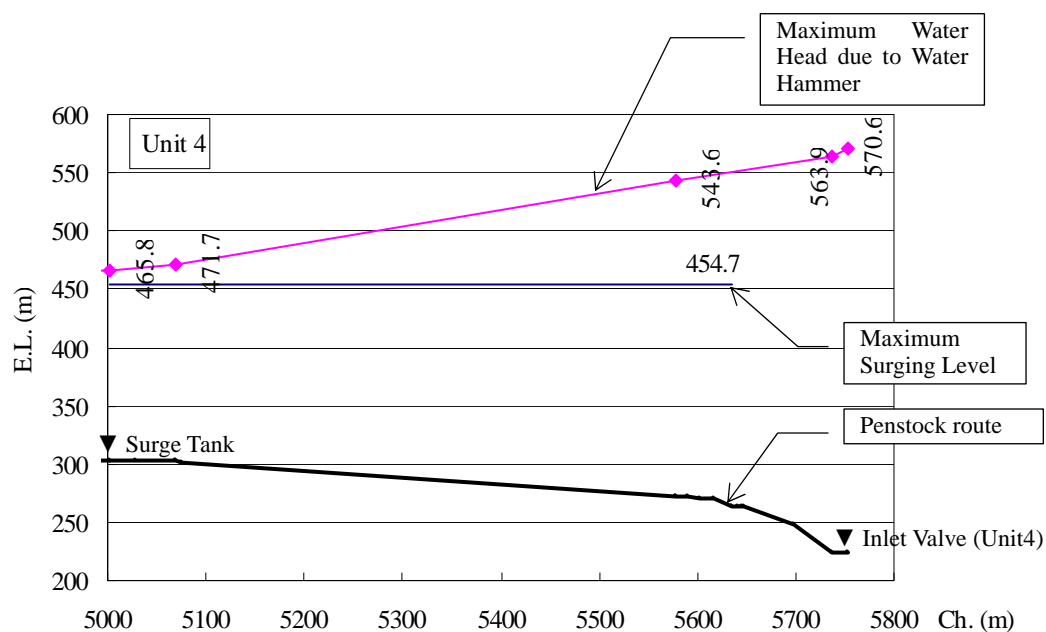


Figure 9.3.3-2 Water Head due to Water Hammer (Unit 4)

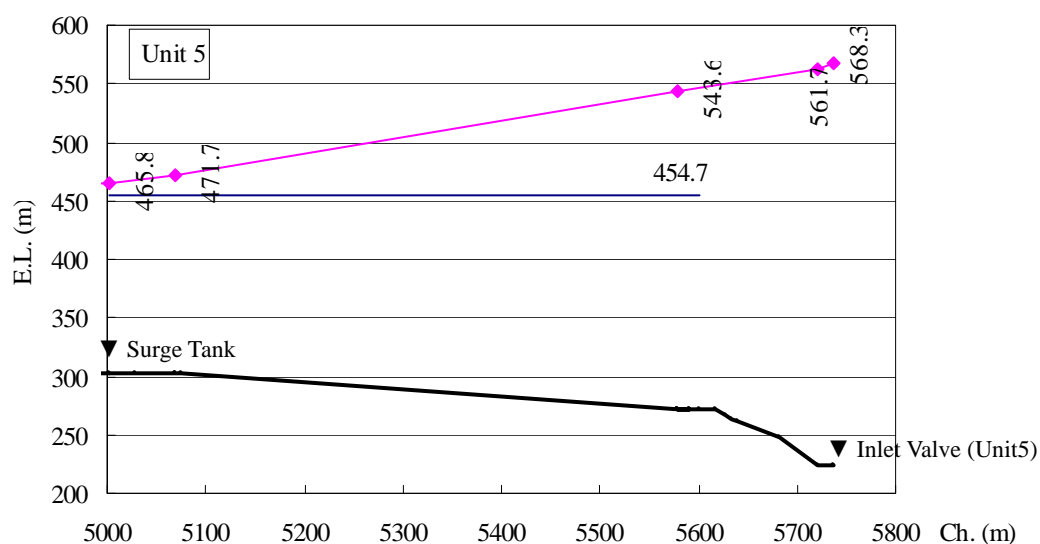


Figure 9.3.3-3 Water Head due to Water Hammer (Unit 5)

トンネル区間の鉄管に作用する外圧は、コンタクトグラウト圧の 0.6 MPa を見込むものとした。

トンネル鉄管の一般断面を Figure 9.3.3-4 に、明かり鉄管の平面および断面を Figure 9.3.3-5 と Figure 9.3.3-6 に示す。

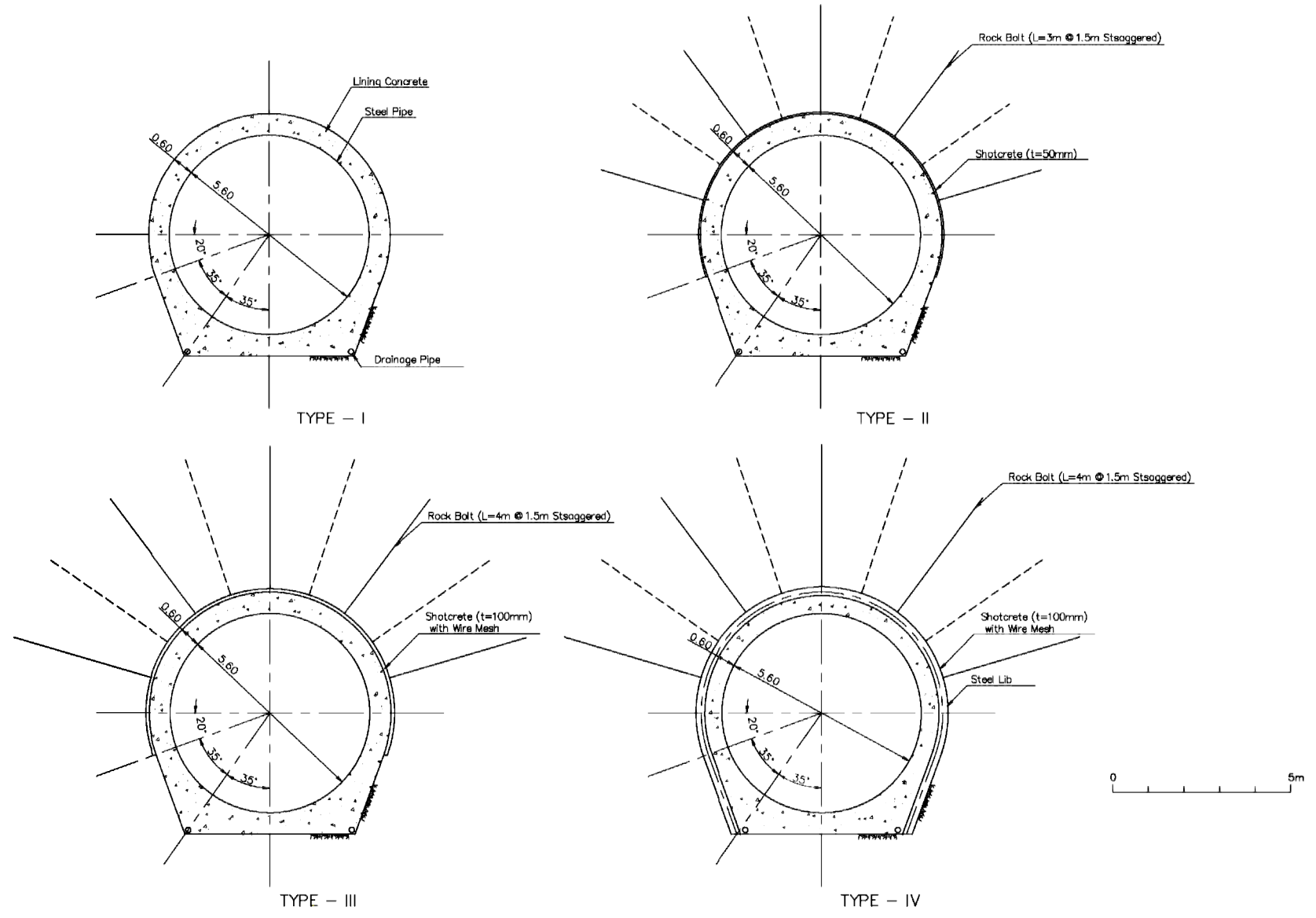
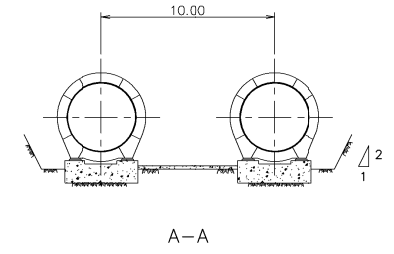
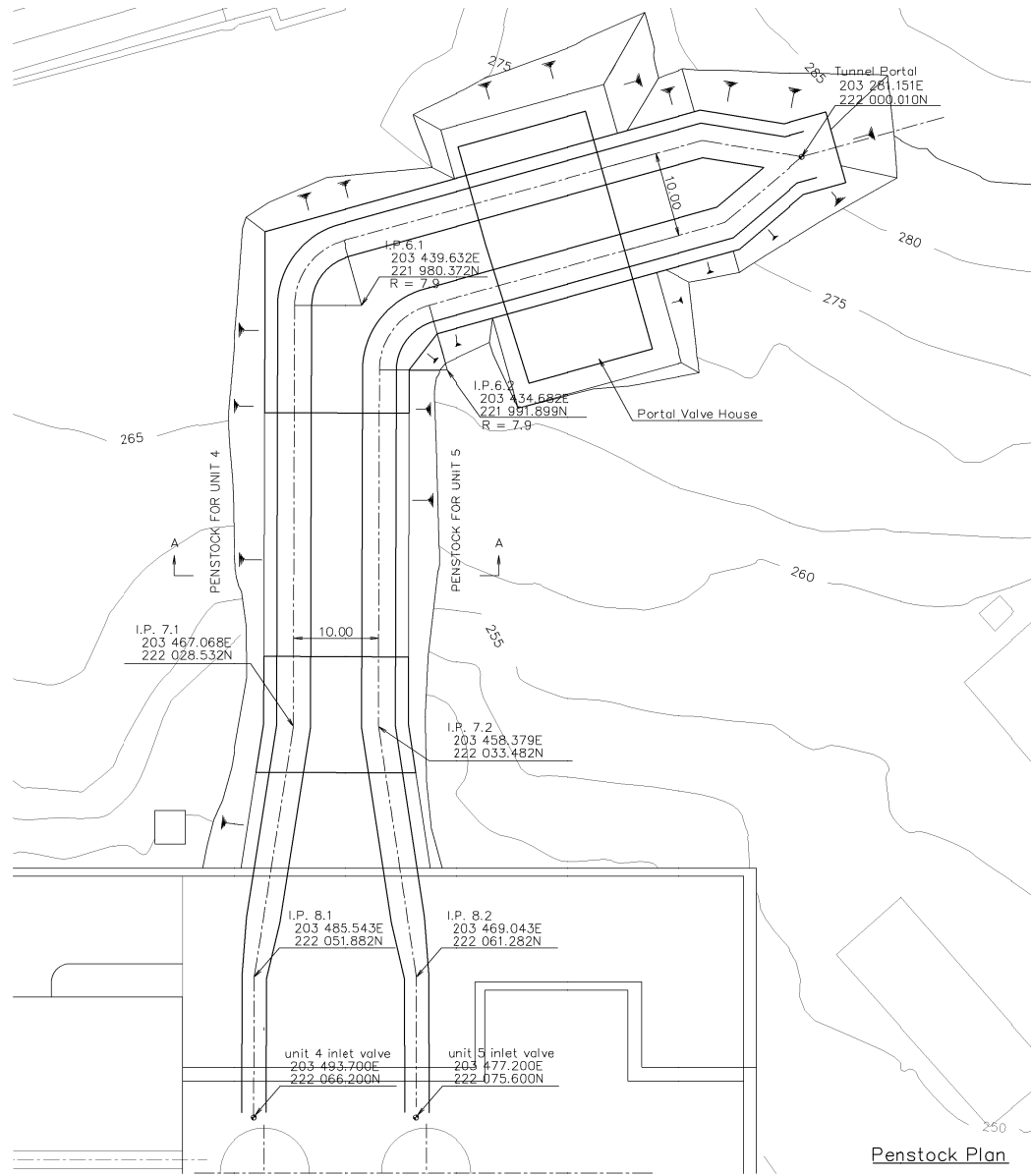


Figure 9.3.3-4 Penstock Typical Section (Tunnel)



NOTE:  
 Coordinations are tentative value. They shall be finalized at D/D stage.

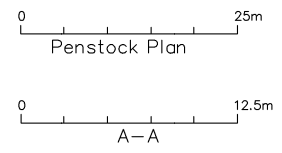


Figure 9.3.3-5 Penstock Plan and Section (Open-Air)



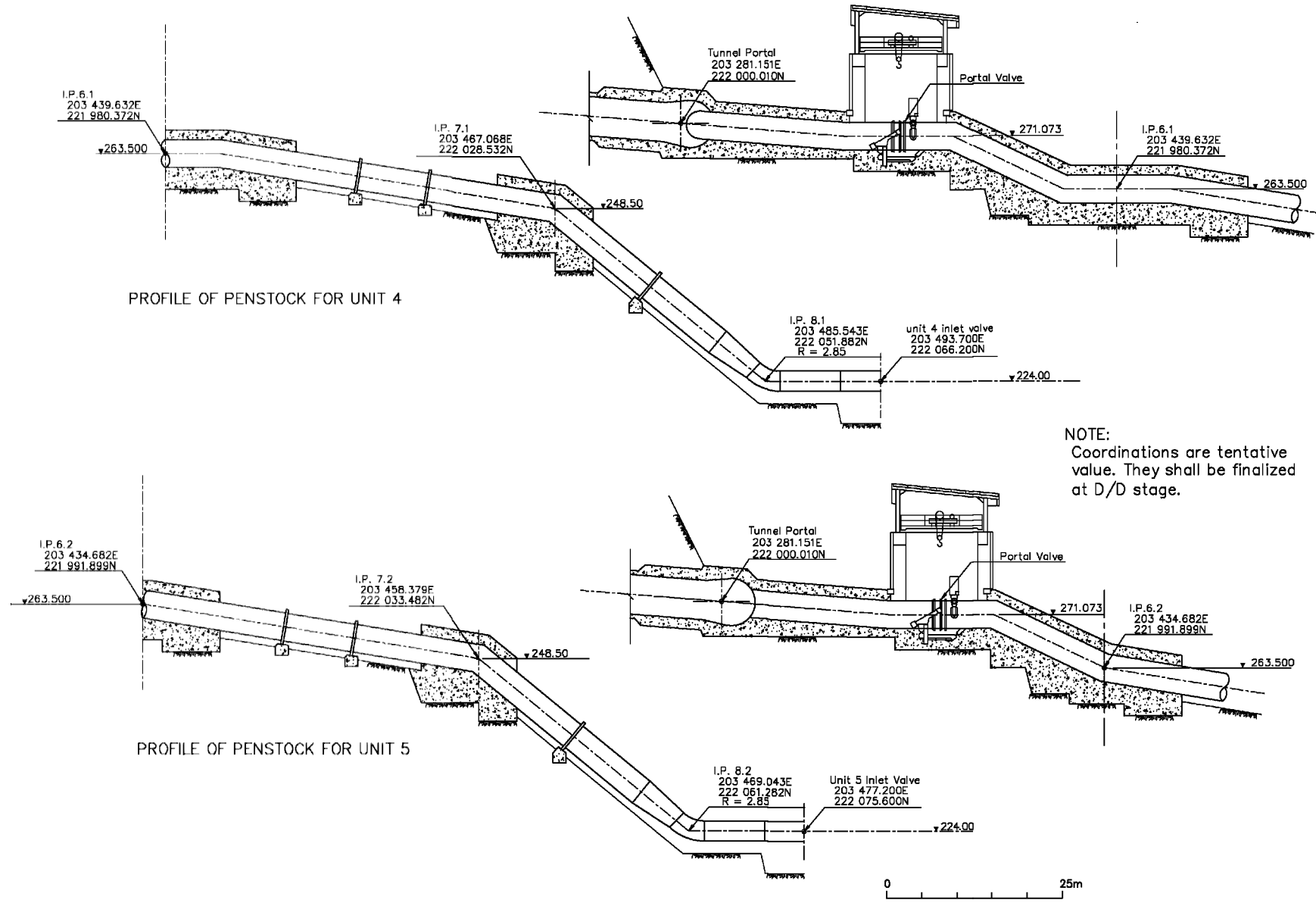
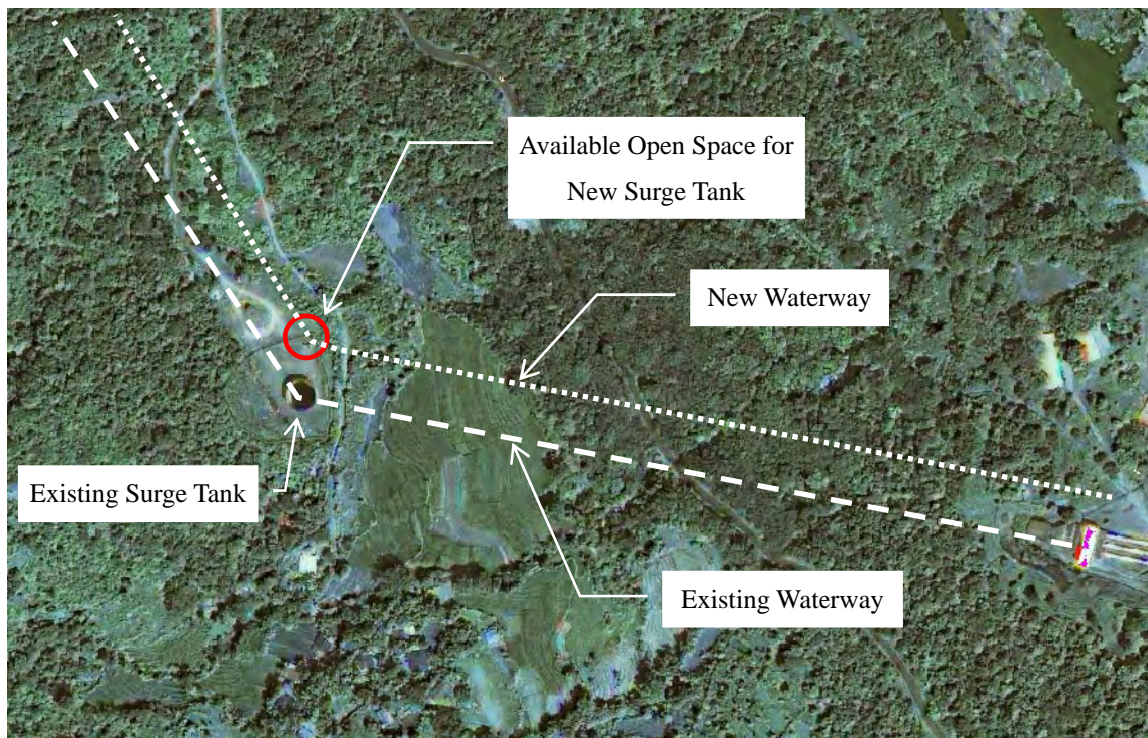


Figure 9.3.3-6 Penstock Profile (Open-Air)

### 9.3.4 調圧水槽

調圧水槽は、**Figure 9.3.4-1**に示すように、建設用地が既設調圧水槽の東側でのみ確保できるため、ここに新調圧水槽を設ける。調圧水槽形式は、既設調圧水槽と同じく、水槽容積を比較的小さくでき、減衰性もよい制水口型調圧水槽とする。



**Figure 9.3.4-1 Available Open Space for New Surge Tank**

調圧水槽の寸法は、既設調圧水槽寸法を参照しながら、**Table 9.3.4-1**に示す条件でサージング計算を行い、サージングの最高上昇水位が水槽天端を越えない容量を有し、最低下降水位が導水路天端よりも上の標高に収まるように設定した。

Up SurgeおよびDown Surgeでの調圧水槽内水位変動を**Figure 9.3.4-2**～**Figure 9.3.4-5**に示す。

Table 9.3.4-1 Conditions and Result of Surging Analysis

Item	Unit	Up surge			Down surge	
Initial discharge	Q <sub>1</sub>	m <sup>3</sup> /s	140 (70×2 units)	133 (66.5×2 units)	126 (63×2 units)	70 (35×2 units)
		%	100	95	90	50
Final discharge	Q <sub>2</sub>	m <sup>3</sup> /s	0 (0×2 units)			140 (100%) (70×2 units)
		%	0			100
Time	T	s	5			5
Reservoir water level	EL	m	438 (FSL)			370 (MOL)
Coefficient of Manning's roughness		m <sup>-1/3</sup> s	Concrete: 0.0115 Steel: 0.011			Concrete: 0.0145 Steel: 0.013
Maximum water level	EL	m	454.7	454.3	453.9	367.7
Minimum water level	EL	m	430.3	430.3	430.4	354.9

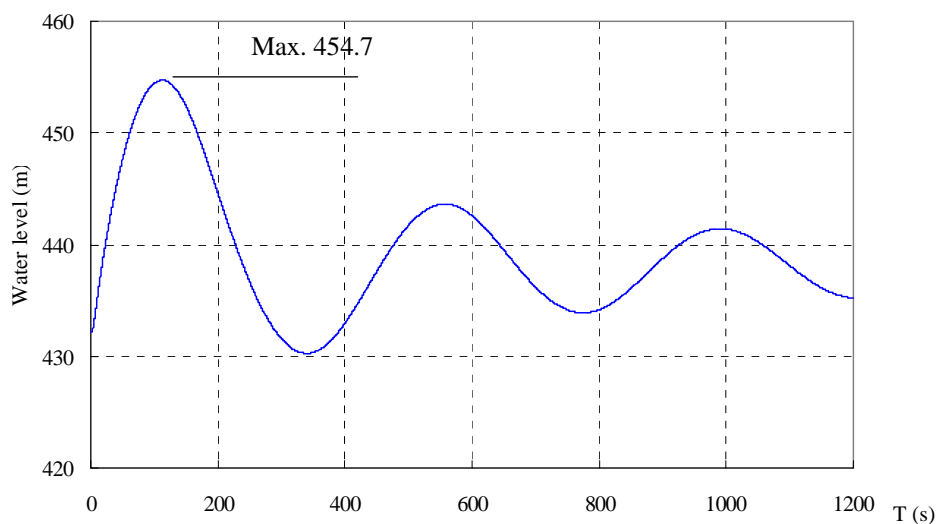
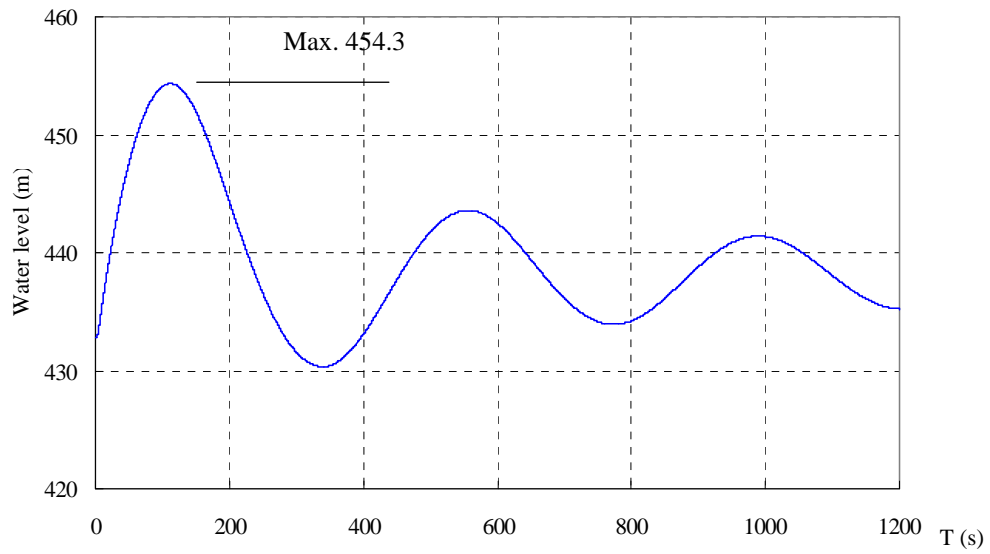
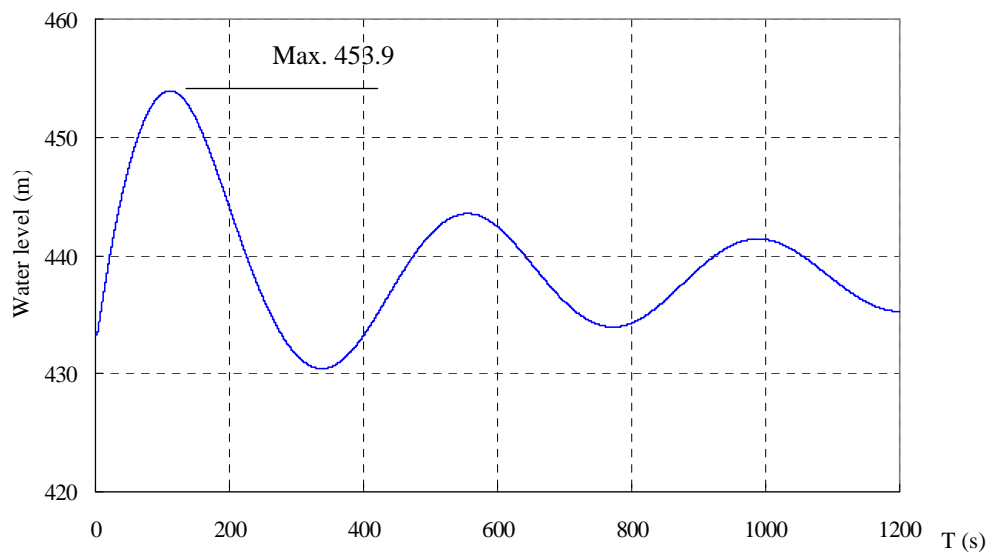


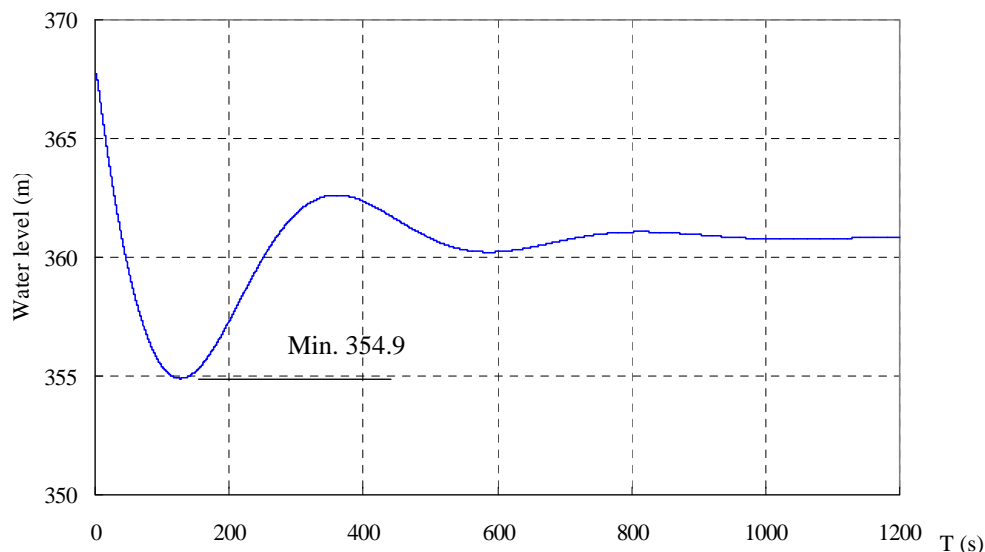
Figure 9.3.4-2 Water Level in the Surge tank at Up surge  
(Q<sub>1</sub> 140 m<sup>3</sup>/s → Q<sub>2</sub> 0 m<sup>3</sup>/s; T = 5 s)



**Figure 9.3.4-3 Water Level in the Surge Tank at Up Surge**  
 ( $Q_1$  133 m<sup>3</sup>/s →  $Q_2$  0 m<sup>3</sup>/s; T = 5 s)



**Figure 9.3.4-4 Water Level in the Surge Tank at Up Surge**  
 ( $Q_1$  126 m<sup>3</sup>/s →  $Q_2$  0 m<sup>3</sup>/s; T = 5 s)



**Figure 9.3.4-5 Water Level in the Surge Tank at Down Surge**  
**( $Q_1$  70m<sup>3</sup>/s →  $Q_2$  140 m<sup>3</sup>/s; T = 5 s)**

また、新調圧水槽は以下の Thoma – Schuller の安定条件を満足しているため、運転中に生ずる微小な水位の振動が減衰性であって、常に平衡状態に復元するような安定性を持ち、1 つの負荷変化によって生ずるサージングが、次の大きい負荷変化の重畳によっても設計条件以上の異常なサージングにならないような振動の減衰性を有している。

Thoma – Schuller の安定条件;

$$h_0 < \frac{H_g}{3} \sim \frac{H_g}{6}$$

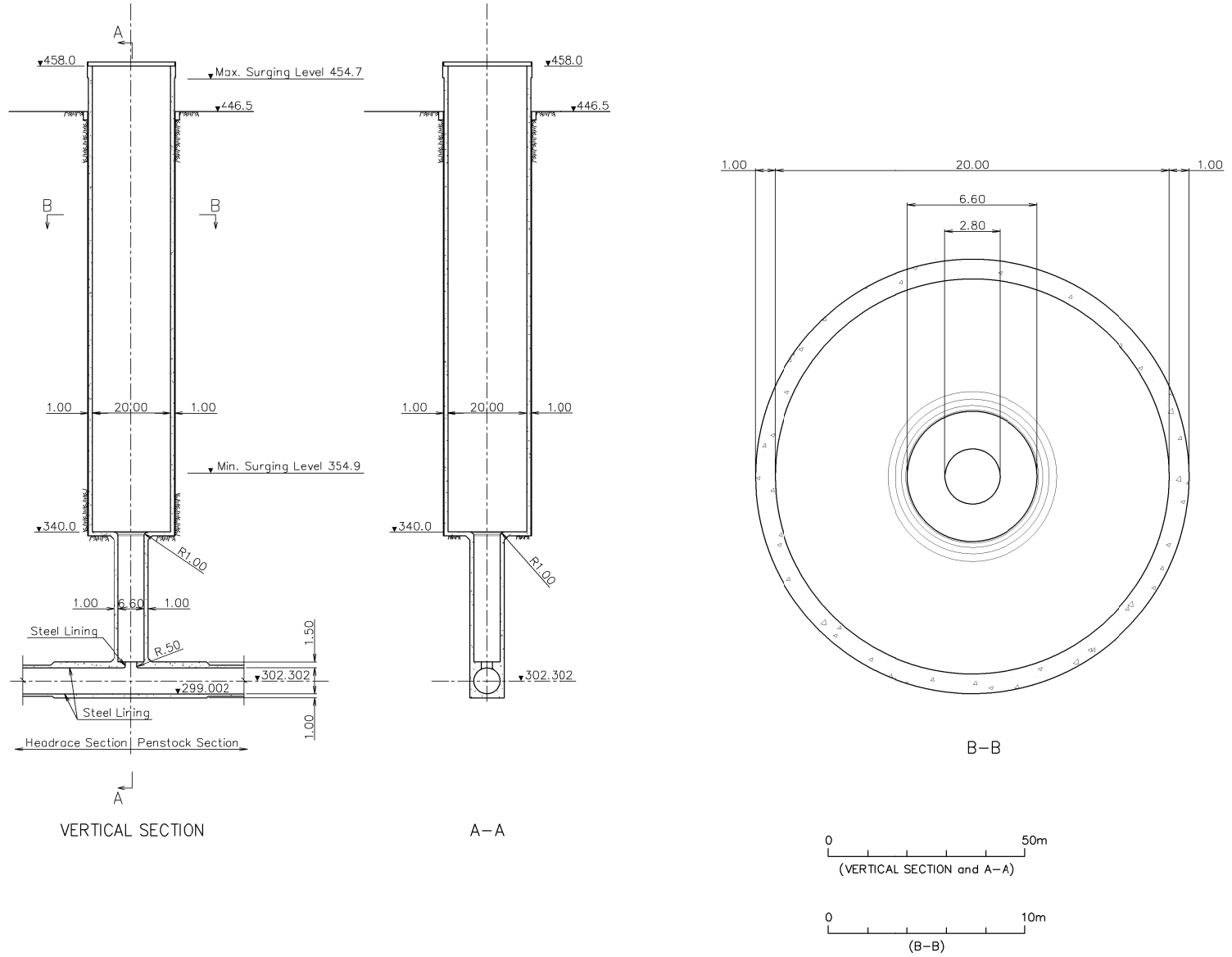
ここに、	$h_0$	: 最大使用水量時全損失水頭	13.8 m
	$H_g$	: 総落差	206.0 m
		→ $h_0 < 68.7 \sim 34.3$ .....	OK

$$F > \frac{Lf}{c(1+\eta)gH_g} \sim \frac{Lf}{c(1+\eta)(1+\frac{1-\eta}{1-\eta})g(H_g - z_m)}$$

ここに、	F	: 調圧水槽断面積	314 m <sup>2</sup>
	L	: 導水路長	5,017 m
	f	: 導水路断面積	34.2 m <sup>2</sup>
	c	: 水路の全総損失水頭係数 ( $h_0 = cv^2$ , $v$ : 導水路内流速= $Q/f$ )	0.8
	$k_0$	: $1/(2g) (Q_0/(C_d F_p))^2$	140m
	$\eta$	: $k_0/h_0$	2
	$z_m$	: 最高上昇水位	22.5m
		→ $F > 34.2 \sim 58.1$ .....	OK

一般的に、調圧水槽の上流部および下流部には、施工性確保のための水平区間を各々20 m 程度設けるが、新調圧水槽は I.P.4 の曲がり部に位置するため、調圧水槽上流側 20 m および下流側 67 m の曲線区間を水平区間とする。水平区間には、スチールライニングを施す。

調圧水槽の横断面および縦断面を**Figure 9.3.4-6**に示す。



## 【参考】

通常、調圧水槽の設計は、起こりうるサージングの最も厳しい条件として、Table 9.3.4-1に記載の条件で行われる。

ここでは、Table 9.3.4-2に示すような、水車停止状態からのフル出力発電の計算を参考として行った。調圧水槽内の水位変動をFigure 9.3.4-7に示す。

ヴィクトリア発電所のように、系統に連結された発電所では、実際にこのような運転を行うことは不可能である。

Table 9.3.4-2 Conditions and Result of Reference Surging Analysis

Item	Unit	Down surge
Initial discharge $Q_1$	$m^3/s$	0 (0×2 units)
	%	0
Final discharge $Q_2$	$m^3/s$	140 (100%) (70×2 units)
	%	100
Time T	S	5
Reservoir water level EL	m	370 (MOL)
Coefficient of Manning's roughness	$m^{-1/3}s$	Concrete: 0.0145 Steel: 0.013
Maximum water level EL	m	370.0
Minimum water level EL	m	350.4

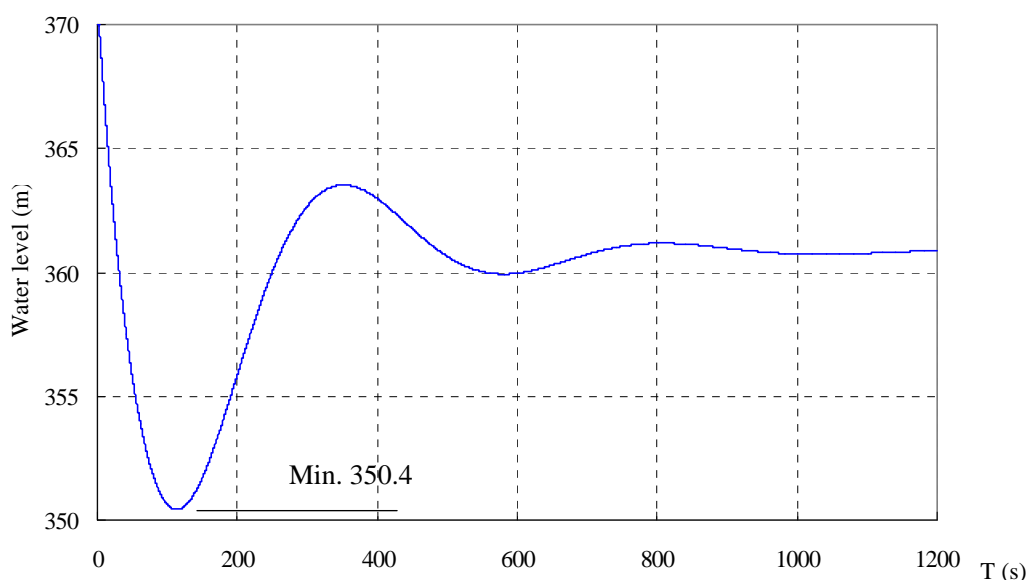


Figure 9.3.4-7 Water Level in the Surge Tank at Down Surge  
( $Q_1$  0  $m^3/s$  →  $Q_2$  140  $m^3/s$ ; T = 5 s)



### 9.3.5 放水庭

放水庭は、導流壁および越流堰とからなる。新設発電所と既設発電所の最大使用水量が同じであることから、増設発電所の放水庭の寸法は既設放水庭と同一とする。

放水庭越流堰の堰頂標高を既設発電所の堰頂標高の EL.230 m より低下させる場合、堰下流の河道を掘削する必要があり、また、既設発電所運転時に放流水が新設放水庭に流入することから、新越流堰の堰頂標高は既設堰頂と同じ EL.230 m とする。

放水庭の平面、断面は9.8の**Drawing 014**および**Draewng 015**に示すとおりである。

なお、発電所増設による発電所下流部からランデニガラ貯水池に至る約 1 km 区間のマハヴェリ川水位変化の状況を **Appendix II** に示す。

### 9.3.6 既設作業横坑閉塞コンクリート

既設作業横坑は既設発電所建設時に使用された延長約 400 m の一円弧幌形断面 (7.2 m×7.2 m) の横坑であり、増設工事においてもこの横坑を用いる。

既設作業横坑は、トンネル工事完了後に閉塞コンクリートで閉塞するが、スリランカでは将来のメンテナンスに備え、導水路途中に導水路に到達するためのアクセスマンホールを設けるのが一般的であるため、本閉塞コンクリートにも導水路内への機器搬入が可能となるように、直径 2 m のアクセスマンホールを設ける。

閉塞コンクリートは、閉塞コンクリートに作用する水路内圧に対しコンクリートの底面せん断力で対抗させる。閉塞コンクリートの長さ (L) は以下のように定めた。

$$L = n \frac{P \cdot A}{\tau \cdot l}$$

ここに、 P : 全水頭圧 (= F.S.L (438.0 m) - 閉塞コンクリート底部標高 (345.0m) = 93 tf/m<sup>2</sup>)

A : 閉塞コンクリート断面積 (46.28 m<sup>2</sup>)

τ : 閉塞コンクリートの許容せん断応力 (70 tf/m<sup>2</sup>)

l : 閉塞コンクリート幅 (7.2 m)

n : 滑動に対する安全率 (4)

$$\Rightarrow L = 15.94 \text{ m} \approx 20 \text{ m}$$

横坑閉塞コンクリートの平面および縦断を **Figure 9.3.6-1** に示す。

アクセスマンホールの詳細は、詳細設計時に決定する。

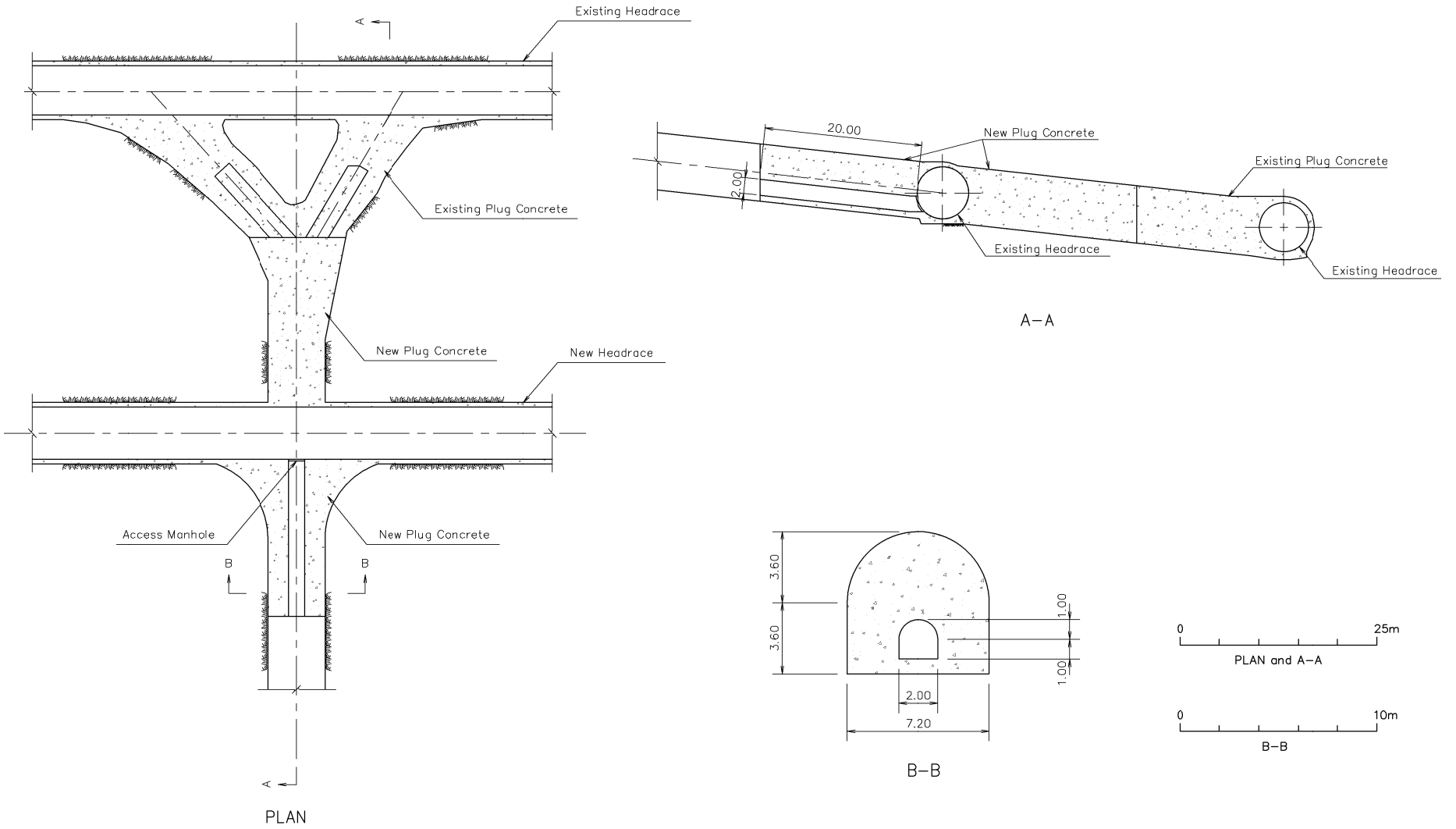


Figure 9.3.6-1 Access Adit Plug Concrete Plan and Section

## 9.4 水力機器

### 9.4.1 水圧鉄管

水圧鉄管は調圧水槽下流から入口弁上流までの区間に設置する。調圧水槽内張管下流端に接続される鉄管始点から約 575 m はトンネル区間、トンネル出口部で 2 条に分岐し、鉄管弁を経て発電所まで約 200 m は露出区間としている。トンネル区間の内径は導水路と同径の 6.6 m から 5.6 m に、分岐部で 3.95 m に、更に露出区間の発電所手前で 2.85 m に絞り、入口弁の上流に接続している。

設計条件としては、始点位置での設計内圧は約 1.6MPa、入口弁手前の終点では約 3.4MPa であり、設計外圧はグラウト圧として 0.6MPa を考慮することとした。また、既設トンネルの工事実績等からトンネル区間の岩盤は堅硬であると想定されるため、十分な地山被りがある鉄管始点からトンネル坑口の上流側 100 m までの区間で 20% の岩盤負担を行うことにより鉄管重量の軽減を図った。これらの条件より使用材料は JIS G 3106 の SM570Q とし、使用板厚は本管部分で 19 mm から 34 mm、枝管部で 23 mm から 30 mm とした。また、岩盤負担区間についてはスティフナーを設置することとした。分岐管については、既設設備は外部補強型三又分岐であるが、今回の増設の検討では内部補強型 Y 分岐とし損失の低減を図った。

### 9.4.2 鉄管弁

スリランカでは、明かり鉄管の分岐直後に鉄管弁を設置し、入口弁の故障等の不測の事態に備えることが一般的であり、本増設計画でも明かり鉄管は、トンネルの出口直後で 2 条に分岐させ、分岐直後に鉄管弁を設置する。

想定している主な用途は、発電所保安用途として入口弁故障時の機能代替、保守作業用途として片側通水状態での、伸縮管パッキン取替え、内面塗装塗替え、内部点検等である。

### 9.4.3 放水口ゲート

ドラフトチューブ出口と放水庭との間にドラフトチューブ放水時のメンテナンス用として放水口ゲートを設置する。諸元としては有効径間 3.7 m、有効高 3.7 m、設計水深 23.7 m のスライドゲートとし、水路 1 条に対して扉体を 2 組用意しドラフトチューブのピアの両側に戸当りを配置する構造とした。開閉装置は既設のガントリークレーンを流用することとし、走行用のレールを延長して増設放水口側にも移動可能な構造とする。

### 9.4.4 アクセスマンホール

導水路内部点検作業用に、既設作業坑との交点のプラグコンクリートに直径 2 m のアクセスマンホールを設置する。構造は同種設備の実績等より直径 2 m、長さ 10 m の溶接鋼管をプラグコンクリートに埋設する形式とし、端部にフランジを設け通水時はボルト・ナットによりバルクヘッドを取付け止水する。マンホールの開閉作業用に作業坑天井に H 型鋼のレールを取付け、これに懸架する電動ホイストによりバルクヘッドの取付け、取外し、移動を行う。

## 9.5 発電所

### 9.5.1 土木構造物

#### (1) 発電所レイアウト

前章で述べた代替案（下流案、揚水案）の比較検討の結果、既設発電所に隣接する基本案が技術面、経済面からみて最も有利であることが明らかとなった。増設発電所は、メンテナンス、オペレーションを容易にするよう、既設発電所と一体化してレイアウトした。

#### (2) 土木構造物諸元

土木構造物の諸元は、**9.5.2**で検討した水車、発電機、クレーン等の電気設備の諸元をもとに、以下のように決定した。なお、**9.1**で述べたように本調査の設計では、躯体の構造計算は実施しないこととする。

##### 1) 高さ

発電機の単機容量増に伴い、吸出し高が大きくなったため、水車標高が既設発電所に比べ4 m低くなった。また、クレーン吊上げ高が、機器サイズが大きくなったことに伴い、1 m高くなった。あわせて、ドラフトチューブ、水車、発電機の高さを基に、発電所の高さは、既設の27 mから32.7 m（クレーン上端からドラフトチューブ下端）となった。

##### 2) 幅（上下流方向）

発電所の幅は、水車、発電機の径、入口弁のサイズ並びに補機類に必要なスペースより、37 mとした。また、発電機の単機容量およびサイズが既設発電所より大きいため、クレーンスパンは既設発電所の15.30 mに対し、増設発電所は17.00 mとなった。

##### 3) 長さ

発電所の長さは、発電機の離間距離、組立室の必要スペースより、69 mとした。なお、既設発電所に比べクレーンスパンが拡大したため、既設クレーンおよび組立室を兼用することはできない。

##### 4) 各階標高

組立室標高は、既設進入道路からの資機材搬入を考慮して、既設発電所と同じEL. 242.00とした。また、発電機室フロー（EL. 230.25）において、既設発電所とトンネルで連結させた。

発電所の設計フローを**Figure 9.5.1-1**に示す。

新旧発電所の比較図を**Figure 9.5.1-2**および**Figure 9.5.1-3**に示す。

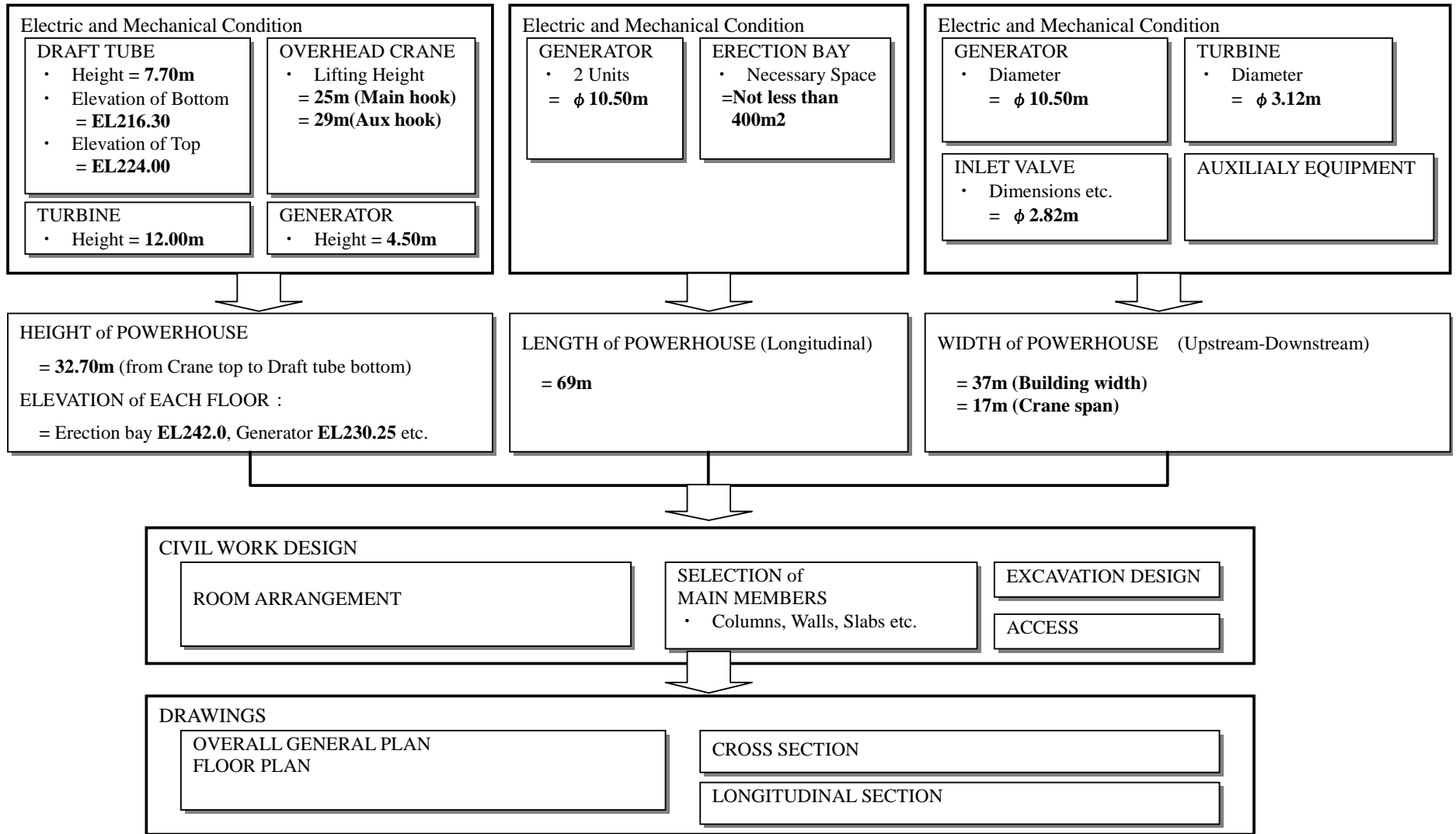


Figure 9.5.1-1 Design Flow

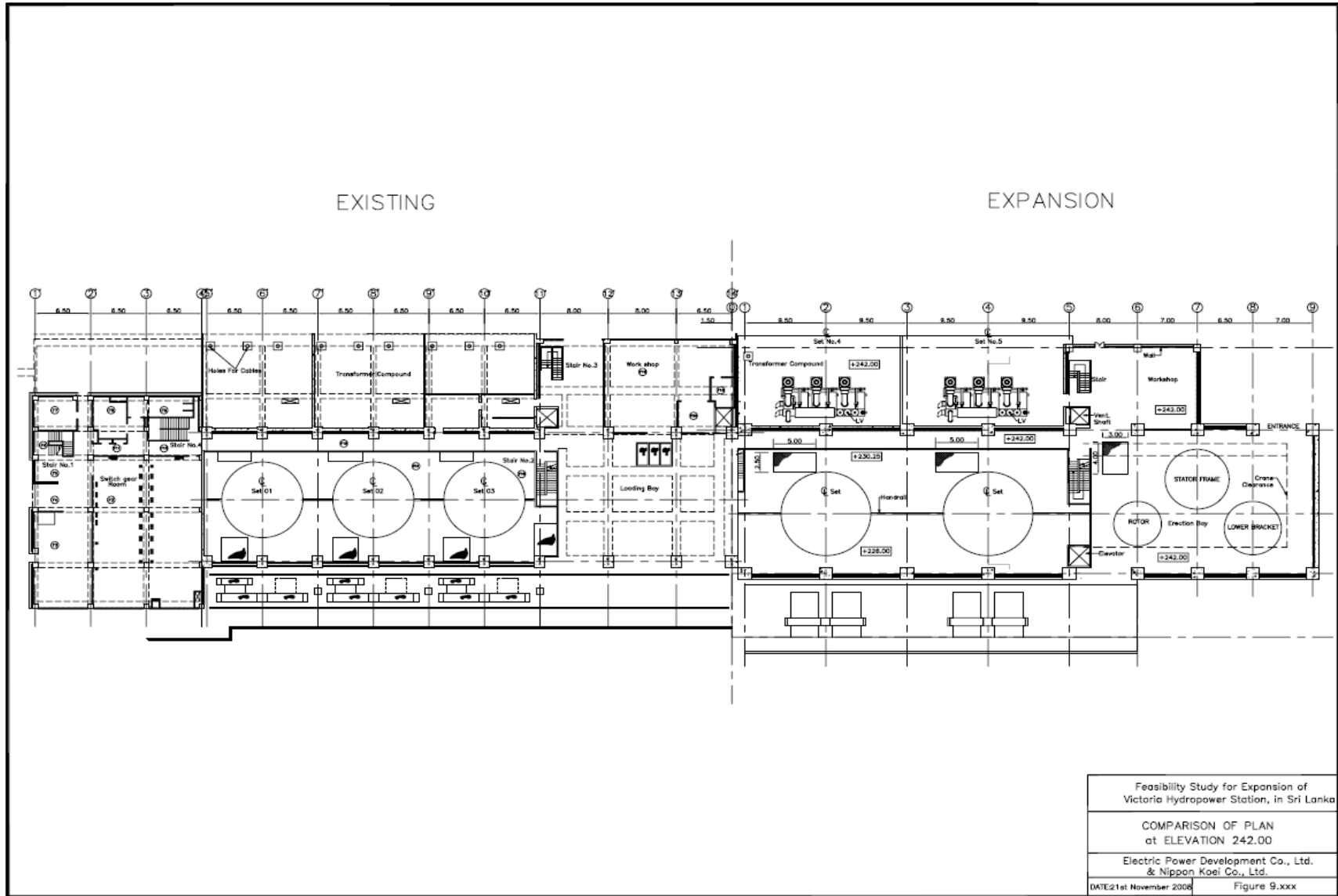


Figure 9.5.1-2 Plan of the Existing and Expansion Powerhouse

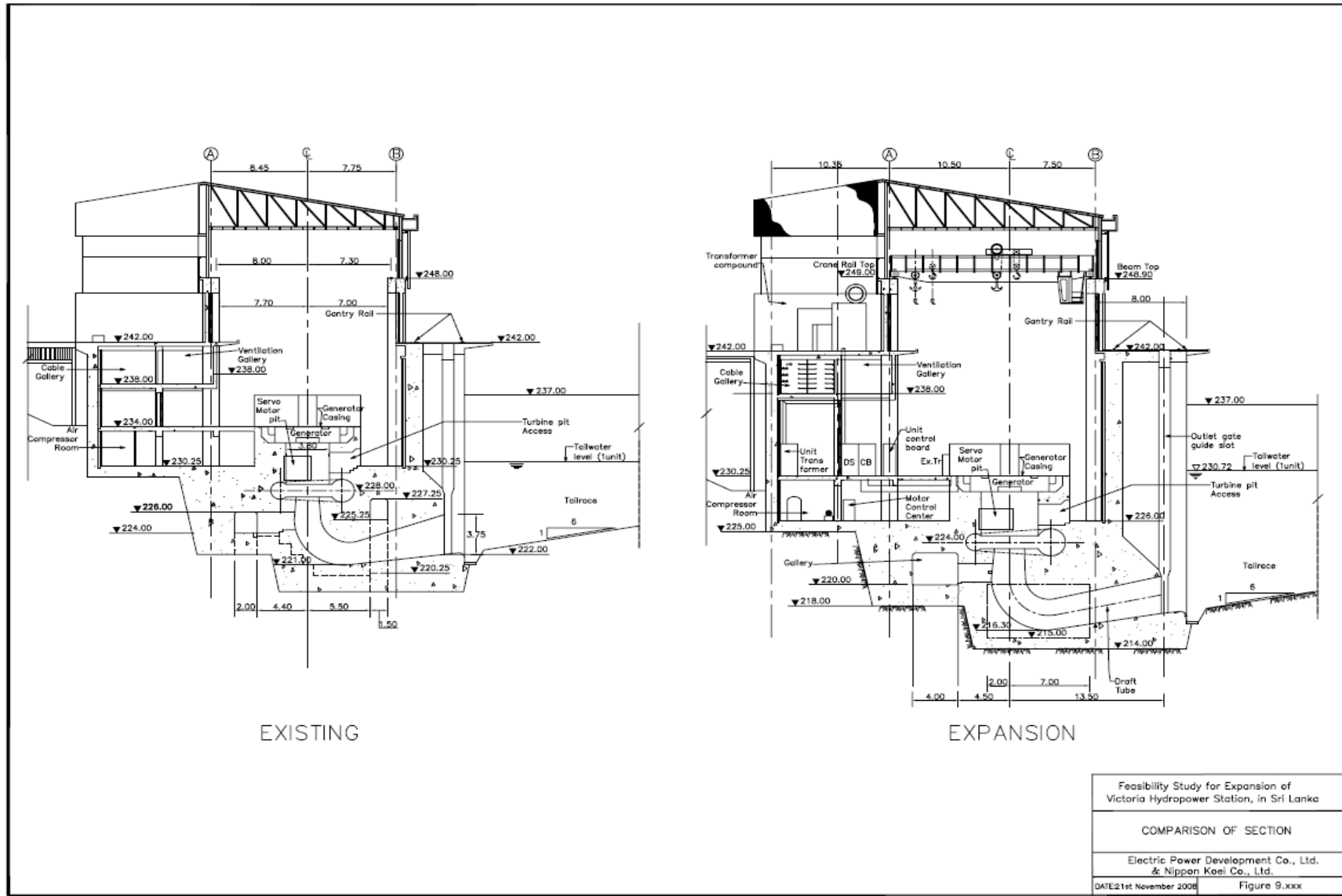


Figure 9.5.1-3 Profile of the Existing and Expansion Powerhouse

**(3) 電気機器設備レイアウト**

主要電気機器の配置（フロアー標高）はTable 9.5.1-1に示すとおりである。

**Table 9.5.1-1 Floor Arrangements**

Main Equipment	Floor Elevation
OHT Crane	EL 249.00
Ventilation Plant	EL 249.00
Transformer	EL 242.00
Erection Bay	EL 242.00
Work Shop	EL 242.00
Cable Gallery	EL 238.00
Ventilation Gallery	EL 238.00
Transformer Oil Water Separation Pit	EL 238.00
Storage Area	EL 238.00
Battery	EL 230.25
AC/DC Control Board	EL 230.25
Unit Control Board	EL 230.25
Low Voltage Cub.	EL 230.25
Air Compressor Room	EL 226.00
Oil Treatment Room	EL 226.00
Motor Control Center	EL 226.00
Governor Oil Pressure Tank	EL 226.00
Turbine Control Board	EL 226.00
Fire Distinguish System	EL 226.00
Governor Cabinet	EL 226.00
G.V.Servo Motor	EL 226.00
Inlet Valve	EL 220.00
Inlet Valve Control Board	EL 220.00
Inlet Valve Oil Pump	EL 220.00
Drainage Pump	EL 220.00
Drainage Pit	EL 220.00

**9.5.2 電気機器****(1) 一般**

増設機器は、基準有効落差（1台運転時）191.50 m、使用水量 70 m<sup>3</sup>/sを仕様とする水車（出力 122 MW）と発電機（定格容量 140 MVA）2台から構成される。

発電所内には、水車に直結される発電機およびそれらの給排水設備等の補機、並列用遮断機等の 16.5 kV開閉設備機器、制御機器、並びに天井クレーンが配置される。主要変圧器は発電所の屋外に設置し、発電機と並列用遮断器、断路器を経て接続される。発生電力は主要変圧器により 16.5 kVから 220 kVに昇圧され、発電所敷地内の開閉所からKotmale線 2回線およびRandenigala線 1回線を経由して需要端に送電される。



## (2) 水車

### 1) 水車出力

水車出力は、運転する有効落差と流量で定まるもので、本計画の場合、基準有効落差（1台運転時）191.5 m で計画され、単機あたりの出力は次の計算式により求められる。

$$\begin{aligned} P_t &= g \times Q \times H \times \eta_t \\ &= 9.8 \times 70 \times 191.5 \times 0.929 \\ &= 122,041 \text{ kW} \end{aligned}$$

≒ 122,000 kW

ここに、  $P_t$  : 水車定格出力(kW)  
 $g$  : 重力加速度 ≒ 9.8m/sec<sup>2</sup>  
 $Q$  : 定格流量(m<sup>3</sup>/s)  
 $H$  : 基準有効落差(m)  
 $\eta$  : 水車効率(実績値より推定)

### 2) 水車型式

一般的に、水車の型式はその落差と使用流量によって選定される。即ち、高落差ではペルトン水車またはフランシス水車が選定され、低落差ではカプラン水車またはバルブ水車のように可変翼にして高効率を得られる水車が選定される。フランシス水車の場合、適用される有効落差は 50～500 m とされている。

また、水車の大きさは相似則の理論に基づいており相似であればその性能は同一と考えて、これを比速度で表す。フランシス水車の場合、適用される比速度：70～350 m-kW とされている。

比速度は経験的に適用値に限界があり、日本の電気規格調査会 (JEC) の規格 (JEC-4001) に記載されている比速度の限界は次に示す計算で求められるが、限界比速度を超えて経済性を考慮して設計されるケースも多く厳密な値ではない。

$$N_{\text{slimit}}(132) \leq 35 + 21,000 / (H+25)$$

ここに、  $N_{\text{slimit}}$  : 限界比速度(m-kW)  
 $H$  : 落差(m) 191.5 m

上記の計算結果から、本計画の水車の比速度 132(m-kW)は、フランシス水車の領域内にあることがわかる。

適用落差および比速度から、経験、実績を考慮して、立軸フランシス水車を最適機種として選定した。

### 3) 定格回転数

次に限界比速度を目安として JEC の規格 (JEC-4001) に記載された式に基づき回転数を算出し、50Hz における極数、経済性を考慮して適切な定格回転数を決定した。

$$\begin{aligned}
 N &= N_{\text{slimit}} \times H^{5/4} / P^{1/2} \\
 &= 132 \times 191.5^{5/4} / 122,041^{0.5} \\
 &= 269 \text{ min}^{-1}
 \end{aligned}$$

Table 9.5.2-1から 269 min<sup>-1</sup>に近い値として定格回転数を 300 min<sup>-1</sup>とする。

Table 9.5.2-1 Revolving Speed

Number of Pole	50Hz	60Hz	Number of Pole	50Hz	60Hz
6	1000	1200	28	214	257
8	750	900	32	188	225
10	600	720	36	167	200
12	500	600	40	150	180
14	429	514	48	125	150
16	375	450	56	107	129
18	333	400	64	94	113
20	300	360	72	83	100
24	250	300	80	75	90

Source : JEC-4001: Turbine and Pump-Turbine

#### 4) 無拘束速度

無拘束速度は定格回転速度に対してフランシス水車で 1.6～2.2 倍程度である。

再計算後の比速度  $n_s = 147$  (m-kw)における倍数は、経験値として 1.83 倍と想定される。

したがって、定格回転速度  $n = 300$  (min<sup>-1</sup>) および基準落差  $H_{\text{nor}} = 191.5$  (m) のフランシス水車の無拘束速度は、

$$n_r = 300 \times 1.83 = 549 \text{ (min}^{-1}\text{)}$$

となる。

運転落差  $H$  が基準落差  $H_{\text{nor}}$  より高い場合は、無拘束速度は、落差の平方根に比例して大きくなる。即ち、最高落差 200 m においては、最大無拘束速度  $n_o$  は、次のようになる。

$$\begin{aligned}
 n_o &= 549 \times (200/191.5)^{1/2} \\
 &= 561 \text{ (min}^{-1}\text{)}
 \end{aligned}$$

#### 5) はずみ車効果(GD<sup>2</sup>)

負荷遮断時、水車の入力も瞬時に急減することが望ましいが、水圧管内の水撃作用による過度の圧力上昇を避けるため、ガイドベーンの開鎖時間を調整して水車発電機に適当なはずみ車効果を持たせ速度を上昇させることでそのエネルギーを吸収している。

発電機は自ずから固有GD<sup>2</sup>を持っており、その値は次式で計算される。

$$\text{固有GD}^2 = 0.6 \times P_g^{1.25} / n^{1.98} \times 10^6$$

ここで、 $P_g$  : 発電機定格容量 (kVA)

$n$  : 定格回転数 (min<sup>-1</sup>)

水車側から要求されるGD<sup>2</sup>の値が、発電機の値を超えなければ、新たな対策を講じる必要はない。

水車の要求する $GD^2$ は次式で表される。

$$GD^2 = 364 \times P \times (1 + \Delta h' / 2)^{3/2} \times (\tau + t/2) / (n2 \times \Delta n) \times (n'r - \Delta n^2) / n'r \times K (t \cdot m^2)$$

ここで、 $nr$  : 無拘束速度

$$n'r = (nr - n) / n$$

$t$  : ガイドベーン閉鎖時間

$\tau$  : 调速機不動時間

$K$  : 係数 (フランス水車 = 0.85)

$\Delta n$  : 速度変動率

また速度変動率 $\Delta n$ は次式で表される。

$$\Delta n = (Nm - Nl) / n : (\text{負荷急変時最大回転速度} - \text{変化前回転速度}) / \text{定格回転数}$$

$$Nm = n \times (\Delta n + 1)$$

ここで、 $\Delta n$ をそれぞれ、0.3, 0.35, 0.4 として、水車が要求する $GD^2$ を検討した。

その結果、ガイドベーン閉鎖時間を 5 秒とした場合、速度変動率が  $\Delta n = 0.4$  の時に

$GD^2$ は  $3,800 (t \cdot m^2)$  となった。

従って水車発電機の $GD^2$ は  $3,800 (t \cdot m^2)$  以上を有すること、また速度変動率は $\Delta n = 0.4$  を超えない設計とする。

## 6) 调速機

调速機は、デジタル PID 型を採用する。また、即応性向上のため制御器を直接、配圧弁上に配置した構造を採用する。

## 7) ランナー

ランナーの直径は水車設計全ての基準になる。ランナーの設計は各製作者、電力会社などが開発したモデルで水車特性を基に、先に示した特有速度、落差、流量、回転数などの諸元を加味してその直径が計算される。今までの蓄積データを解析して算出したランナー径は最大 3,140 mm、重量は 21t となる。これを基準に基本設計を行ったが、応札する製作会社により、そのサイズは異なる場合がある。本設計よりも、経済性、性能、品質関連で優位な提案が出された場合これを加味することとする。

ランナーは、13 クロム高ニッケル鋼のような耐摩耗性の高い材質を適用する。

## 8) 水車中心位置

水車の中心位置は、ランナーから発生するキャビテーション現象を予防することが肝要である。発電所設置箇所 of 放水路の水位を基準に水車の適切な吸出し高さを定める。

本計画の場合、キャビテーション係数 0.093 (電気学会基準値) から吸出し高さ (ランナ下端) -8.0 m が求められ、ランナ下端から水車中心までの距離 0.85m を考慮して、一台フル運転時の放水口水位が EL.230.72 m であることからランナー中心位置を EL.224 m と定めた。

$$230.72 - 8.0 + 0.85 = 223.57 \approx \text{EL.224 m}$$

## 9) 回転方向

水車の回転方向は、既設と同様反時計方向とした。

水車の回転方向は、水車補機の設置スペース、入口弁の位置等を検討し極力省スペース化を図ることを考慮して決定される。

### (3) 入口弁

形式は、複葉弁（バイプレーン）とする。制御は既設と同様油圧サーボモータによる。

最大水圧 350 m に耐え、流水遮断ができる能力を備えなければならない。

### (4) 発電機

発電機は、定格容量 140MVA (計算根拠は 2) に示す)、85%遅れ力率の立軸三相交流同期発電機とする。

#### 1) 発電機型式

発電機の型式については、回転数および発電機容量から選定されるが、本発電所の発電機は、容量、回転数 ( $300 \text{ min}^{-1}$ ) とともに比較的中規模であることから準傘型発電機とする。

一般的に、容量が 100 MVA 以上の立軸形発電機で準傘型を採用するのは無拘束速度が  $400 \sim 700 (\text{min}^{-1})$  の間であり、本発電機の場合  $561 (\text{min}^{-1})$  であることから、準傘型を適用した。

#### 2) 発電機の容量

発電機容量は次式で計算される。

$$\begin{aligned} P_g &= P_t \times \eta_g \times 1/\cos\phi \\ &= 122 \text{ MW} \times 0.975 \div 0.85 \\ &\doteq 140 \text{ MVA} \end{aligned}$$

ここに、  $P_g$  : 発電機容量  
 $P_t$  : 水車出力  
 $\eta_g$  : 発電機効率(実績より推定)  
 $\cos\phi$  : 力率

上記から、発電機の定格容量は 140MVA とする。

#### 3) 絶縁種別および冷却方式

発電機の回転子および固定子の巻線は F 種絶縁とし、冷却方式としては、閉鎖風道循環型とし、水冷熱交換器（エアクーラー）により冷却する。

#### 4) 発電機仕様

主な発電機の仕様は次のとおりである。

回転方向	発電機上方から見て、反時計方向
定格速度	$300 \text{ min}^{-1}$
定格容量	140 MVA
定格力率	0.85
定格電圧	16.5 kV

定格周波数 50 Hz

励磁装置は、サイリスタ方式を採用するものとし、系統電圧向上対策のため、高圧側電圧制御装置の採用を考慮する。また、軸受は信頼性の向上のため超耐熱性樹脂の採用を考慮する。

#### (5) 運転制御装置

水車、発電機、補機および屋外開閉所の運転制御は一人制御方式とし、既設発電所内の制御室の制御盤から行われるものとする。

制御はデスクトップコンピュータを利用した SCADA 方式による。伝送速度は信頼度向上のため、高速化 (1Gbps 以上) が望ましい。

また、統合化された情報は、大型プラズマディスプレイにより運転員が視認しやすい位置に設置するものとする。

また、中央給電指令所に対する必要な情報の受け渡しにあたり、必要となる通信設備が設置されなければならない。

発電機、主変圧器、220 kV 母線、220 kV パワーケーブルおよび所内回路を含めて必要な保護装置を設置しなければならない。

#### (6) 主要変圧器

発電機の発生電力は、発電機と主要変圧器間の主回路に設置された並列用遮断器により、電力系統に並列され、さらに屋外に設置された主要変圧器により 16.5 kV から 220 kV に昇圧され電力ケーブルによって屋外開閉所に設置する開閉機器に接続される。

主要変圧器の設置場所は、発電機からの接続および屋外開閉所への接続を考慮して、発電所組立室の下流側の発電所に隣接した場所とする。変圧器容量は、発電機容量に所内受電容量および無効電力を考慮して 145 MVA とした。

主要変圧器は輸送重量を考慮して、特別 3 相変圧器あるいは単相変圧器 3 台を 3 相に接続したものとする。主な仕様は次のとおりである。

- 定格容量145 MVA (単機容量)
- 定格電圧1 次 16.5 kV  
2 次 220 kV
- 定格電流1 次 5,100 A  
2 次 380 A
- 定格周波数 50 Hz
- 設置場所屋外
- 冷却方式ONAF (油入風冷式)

発電機と主要変圧器間の主回路接続は、母線に大電流が流れることを考慮して相分離母線もしくは相分割母線とする。

また、変圧器 2 次側（220 kV 側）は 220 kV 電力ケーブルで屋外開閉所に接続される。主要変圧器 2 次側は、雷からの保護のため、避雷器で保護されるものとする。

#### (7) 16.5 kV 屋内開閉機器

発電機と主要変圧器間には並列用遮断器の他に断路器、励磁用変圧器、サージアブソーバー、および所内電源を確保するための所内変圧器への回路等、16.5 kV 開閉設備が発電所内に配置される。

#### (8) 220kV 屋外開閉機器

増設用の屋外開閉機器は、既設屋外開閉所内の増設用スペースに設置する。

増設により必要となる屋外開閉機器は、主機（4 号機、5 号機）を 220 kV ブスに接続する 220 kV ガスしゃ断器（A ブス、B ブス）、断路器、保護継電器用および計測用 CT (Current Transformer)、VT (Voltage Transformer)、サポート 碍子、架線、屋外鉄鋼から構成される。

主要変圧器から屋外開閉機器までの送電は、既設ケーブルギャラリーの増設用ケーブル棚を利用して 220kV 電力ケーブルを施設する。個々の機器仕様については、詳細設計で検討される。

#### (9) 天井走行クレーン

主巻の吊上げ荷重は、据付機器の最大重量により選定され、一般的には発電機回転子が最重量機器になる。本計画では発電機回転子で約 192 t が想定される。

天井クレーンの定格吊上げ荷重はその最大重量機器に吊上げビーム、ワイヤロープ等の重量を加味し、115 t 以上×2 基と想定されるが、最大荷重は製作者によって差が出るがあるので、吊上げ荷重は詳細設計時に再検討する。

#### (10) 付属設備

発電所内に設置される付属設備としては、所内設備用の電源となる低圧電源設備、直流電源設備、ブラックスタートのためのディーゼル発電設備等があげられる。主なものは下記のとおり。

##### 1) 所内受電設備

発電所の所内電源は各発電機主回路から受電することとし、16.5/0.4 kV、3,000 kVA の所内変圧器をそれぞれ新たに設置し 400 V 低圧回路へ配電する。この所内電源設備からは、発電機所内の補機、屋内外の照明、屋外開閉所への電源として給電される。

取水口ゲート用電源として、新たに所内変圧器 11 kV/400 V、500 kVA および開閉器を設置する。

既設の所内開閉機器は、所内容量の増加に伴い定格値が変更されることからすべて更新される。また、所内の各補機間の接続は、制御ケーブル、電源ケーブルおよび通信ケーブルおよび端子箱など必要な設備で構成されなければならない。

## 2) 非常予備電源

非常用予備電源としてディーゼル発電設備が既設発電所内に設置されているが、その容量は 315 kVA であり増設発電所の所内負荷を賄うには無理があることから新たに増設分に対応する非常用電源としてディーゼル発電設備 500 kVA を追加する。

非常用電源設備は、既設および新設の所内回路に対して支障なく供給できるように接続される。

直流電源設備 DC230 V (制御用)、50 V (表示用) の充電設備はこの回路から接続され、制御回路および直流機器への電源を確保することになる。バッテリーは、防災上有利な VRLA (Valve Regulated Lead Acid) タイプを採用する。

## 3) 給水設備

発電機用の冷却水は、1、2号機別に放水庭から直接取水して、自動ストレーナーを通して給水ポンプにより冷却水を循環させる。

冷却後の冷却水は、放水庭に放水する方式とする。

## 4) 排水ポンプ

発電所の漏水量に対して、十分な容量を持つタンクを設置し、各号機共通で常用、予備 1 台の他、非常用としてジェットポンプを 1 台設置する。

一般的な発電所の漏水量を  $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$  とした場合、 $100 \text{ m}^3$  以上の容量を持つタンクを設置する必要があることから、排水ピットの容量は  $100 \text{ m}^3$  以上とする。

## 5) 空気圧縮機

入口弁操作および調速機用 (高圧) として常用、予備各 1 台、一般所内用 (低圧) として 1 台を設置する。適正圧力値は詳細設計時に決定される。

## 6) 圧油装置

入口弁操作および調速機用として各号機毎に圧油装置を設置する。装置は、圧油ポンプ (常用、予備各 1 台)、集油槽、圧油タンク、漏油タンク、制御盤および必要な部品で構成される。

## 7) 潤滑油装置

発電機、水車軸受用の潤滑油として各号機毎に潤滑油装置を設置する。装置は、潤滑油ポンプ、浄油装置 (油タンク、フィルター等) で構成される。

## 8) 配管

給水、排水、給油および空気圧縮装置については、上述の各機器の設計値を踏まえて、埋設配管を含めて必要な配管が施設される。詳細については、詳細設計時に決定される。

## 9) 消火設備

消火設備は、既設設備と同様ハロゲン化物消火設備を採用する。詳細については、詳細設計時に決定される。

## (11) その他

上述の内容は、基本設計として必要とされる基本的な検討内容である。

詳細設計の段階では、上述の基本設計に基づく個々の機器およびそれ以外の内容についても必要であれば詳細な仕様検討が実施されなければならない。

## 9.6 年間発生電力量計算

## 9.6.1 基本設計結果による設備出力と年間発生電量

ここでは、9.3から9.5までで決定した構造物、機器の諸元を用いて、設備出力を求め、年間発生電力量を計算する。

決定した水路の内径、延長をもとに、損失水頭を計算した（Appendixを参照）。基準取水水位は、第6章で検討したようにEL. 430 mとし、基準放水水位は、2台で最大使用水量 140 m<sup>3</sup>/sが放水口前庭部の堰を越流した時の水位標高EL. 231.04 mとした。Table 9.6.1-1に示したように、設備出力は228,000 kWとなり、単機出力は114,000 kWとなった。

Table 9.6.1-1 Calculation of Installed Capacity

Item	Unit	Figure
Maximum Discharge	m <sup>3</sup> /s	140
Normal Intake Water Level	m	430
Normal Tail Water Level	m	231.04
Gross Head	m	198.96
Head Loss	m	15.57
Effective Head	m	183.30
Efficiency of Turbine $\eta_t =$		0.929
Efficiency of Generator $\eta_g =$		0.975
Installed capacity	kW	228,000

Table 5.4-1に示したヴィクトリア貯水池の流入量から排砂のために放流した流量だけ差し引いた流量を用いて、上記の設備出力での年間発生電力量を計算した。結果をTable 9.6.1-2に示す。電力量計算の出力は、Appendix IIに添付した。

Table 9.6.1-2 Annual Energy Based on Basic Design

	Unit	Existing	Existing & Expansion
Installed Capacity	MW	210	438
Annual Energy	GWh	704.6	715.9
Firm*	GWh	229.8	468.2
Secondary**	GWh	474.9	247.7
95% Dependable Capacity	MW	210	393

Note: \* “Firm energy” means the total of power generated during 3-hour peak duration.

\*\* “Secondary energy” means the total of power generated in duration except 3-hour peak time.



## 9.6.2 プロジェクト評価のための追加電力量

この項では、第 11 章で行う経済・財務分析のケーススタディで使用する電力量の計算条件とその結果について述べる。なお、電力量計算の出力は、Appendix II に添付した。

### (1) Polgolla 堰からの分水量が増加した場合

5.4 項で述べたように、1985 年から 2006 年までの Polgolla 堰からの年間平均取水量 878 MCM であった。これは、1985 年に決定された年間取水量を 875 MCM とすることに基づいている。しかしながら、マハウェリ庁 (MASL) は、i) これまで実施されてきたスタディではこの取水量はもっと多い計画であり、ii) 灌漑用水の需要が増加すると想定されている、ことを理由に、Polgolla 堰からの取水量を増加させたい意向を持っている。

本調査の開始後、MASL から CEB に対し、本増設計画のスタディは、同堰の設計段階で想定された取水量 1,270 MCM に増加させて行うべきとのレターを受領した。CEB は、i) 将来の取水量は DSWRPP で決定されるので、それまでは現行の取水量 875 MCM を使用して将来計画を立案する、ii) 本調査では同堰からの取水量が 1,270 MCM に増加した場合も考慮する、との回答を MASL にした。

このような背景から、同堰からの取水量が 1,270 MCM に増加した場合の影響を検討することとなった。本調査では、発電量を計算して、経済評価を行うこととした。なお、この取水量の場合、ヴィクトリア貯水池への流入量が 1,532 MCM から 1,206 MCM に減少したことになる。

この流量での既設設備のみの場合と、増設後の場合の計算結果を Table 9.6.2-1 に示した。

**Table 9.6.2-1 Anneal Energy in Case of Increase in Diversion Volume**

	Unit	Existing	Existing & Expansion
Installed Capacity	MW	210	438
Annual Energy	GWh	572	572
Firm*	GWh	227	399
Secondary**	GWh	346	173
95% Dependable Capacity	MW	207	352

Note: \* “ Firm energy ” means the total of power generated during 3-hour peak duration.

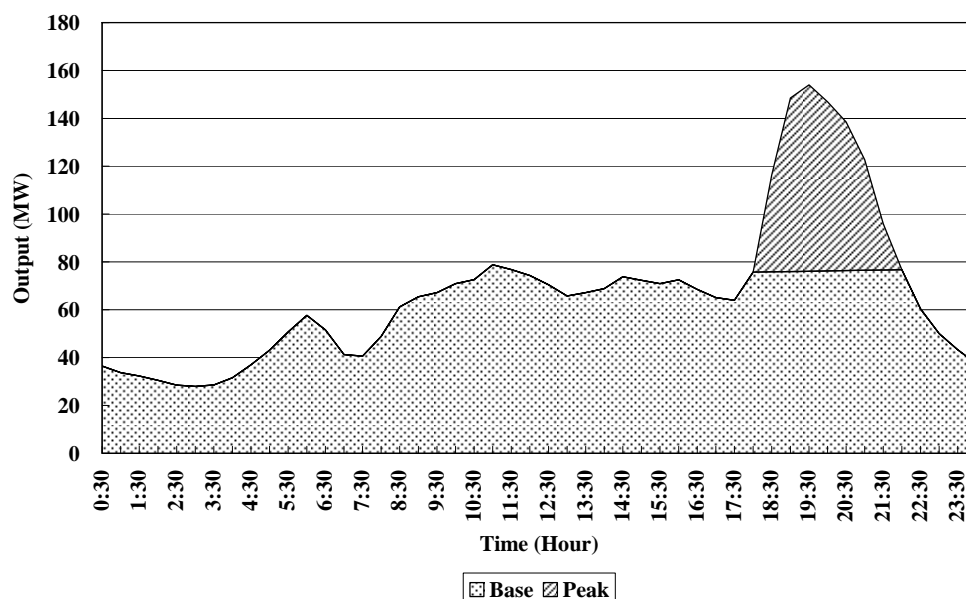
\*\* “ Secondary energy ” means the total of power generated in duration except 3-hour peak time..

9.6.1 の結果と比べると、増設後で年間発生電力量は約 20%、95% 保証出力は 10% 減少する。この場合の経済評価は、「11.1.5 感度分析」に記述した。

### (2) ベース電源として使用された場合

本調査は、現在ベースあるいはミドル電源として使用されているヴィクトリア発電所が増設後は、ピーク電源として使用される前提で実施されている。しかしながら、何かの原因でベース電源の開発が遅れ、ヴィクトリア発電所が増設後も現行のように運転された場合が想定される。このような運転が行われた場合の経済性への影響を確認することとした。

現在の運転パターンを知るため、2007年1年間の発電記録を、30分毎の年間平均発電出力として整理した。Figure 9.6.2-1にその結果を示す。



Source: CEB

Figure 9.6.2-1 Hourly Output of Annual Average in 2007

Figure 9.2.1-1の発電記録を、ベース電源としての発電量とピーク電源としての発電量にわけた場合、その比は、86 : 14 となった。これを1日の発電に使用する水量で考えると、ベース用として86%、ピーク用に14%使用したことにほぼ等しい。よって、増設後もベース電源としてもヴィクトリア発電所を使用する場合は、ベース電源用に年間約85%程度の水量を分配し、残りをピーク電源へ分配する発電方式を考える。

6.1.6(3)9)で設定した貯水池運用ルール (Figure 9.6.2-2として再掲) を使い、次のように想定した。

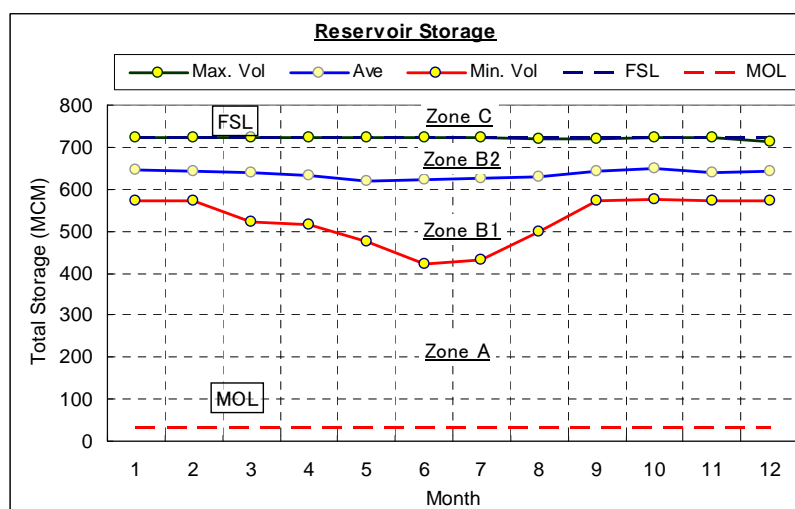


Figure 9.6.2-2 Storage Zone of the Victoria Reservoir

- 1) ベース電源用に使用する水量は年間を通し、約 85%なので、**6.1.4(3)**で算定した常時使用水量  $35 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$  (86%) はベース電源として使用することとした。
- 2) Zone A  
ベース電源としてのみ運用する。
- 3) Zone B1  
オフピーク時には、ベース電源として  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を使用し、ピーク帯 (3 時間) に増設前は既設設備で、増設後は増設の設備で、 $70 \text{ m}^3/\text{s}$ まで使用する
- 4) Zone B2  
オフピーク時には、ベース電源として  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を使用し、ピーク帯に増設前は既設設備のみで  $140 \text{ m}^3/\text{s}$ まで、増設後は両者の設備で  $280 \text{ m}^3/\text{s}$ まで使用する。
- 5) Zone C  
できるだけ長い時間、増設前は既設設備のみで  $140 \text{ m}^3/\text{s}$ を、増設後は両者の設備で  $280 \text{ m}^3/\text{s}$ を発電し、残りの時間帯は、ベース電源として  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を使用する

これらの運用ルールを**Figure 9.6.2-3**に示す。

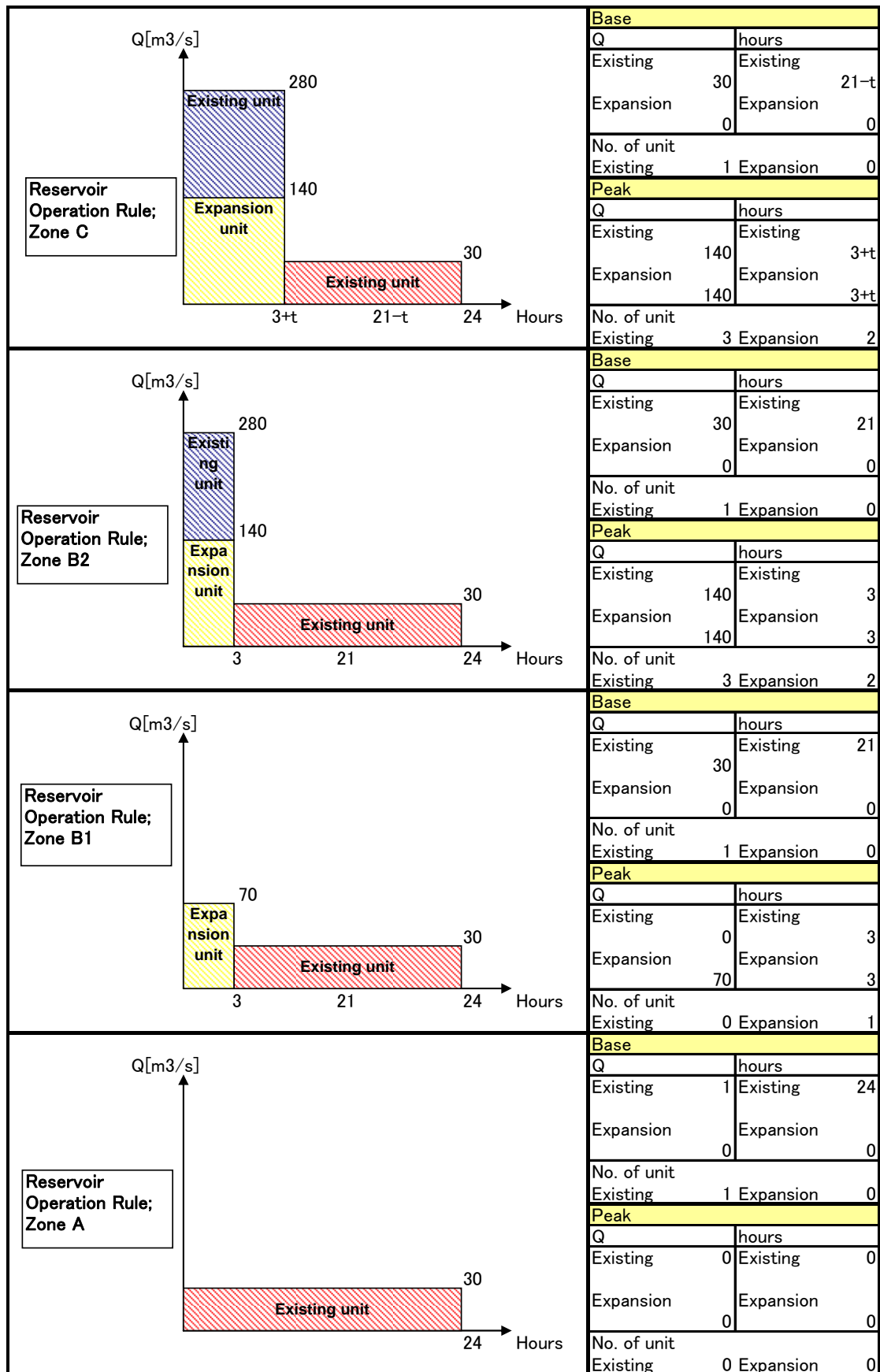


Figure 9.6.2-3 Assumed Operation Mode

この運用ルールを使った電力量計算結果をTable 9.6.2-2に示す。

**Table 9.6.2-2 Annual Energy (Peak: Base = 14:86)**

	Unit	Existing	Existing & Expansion
Installed Capacity	MW	210	438
Annual Energy	GWh	709	731
Firm*	GWh	135	172
Secondary**	GWh	575	558
95% Dependable Capacity	MW	49	49

Note: \* “Firm energy” means the total of power generated during 3-hour peak duration.

\*\* “Secondary energy” means the total of power generated in duration except 3-hour peak time.

9.6.1の結果と比べると、増設後で年間発生電力量は約2%増えるが、95%保証出力は1/8に減少する。この場合の経済評価は、「11.1.5 感度分析」に記載した。

## 9.7 系統解析

ヴィクトリア発電所の増設に伴うスリランカ系統への影響を確認するため、系統解析を実施し、ヴィクトリア増設の有無による比較評価を実施した。

### 9.7.1 解析条件

- (1) 対象年                   2015年
- (2) 増設台数               2台
- (3) 定格出力               114 MW/台（合計 228 MW）
- (4) 増設機の連系点       既設ヴィクトリア発電所 220 kV 母線
- (5) 運転について       既設ヴィクトリアも含めてピーク対応電源とする。従って、ナイトピークの需給状況を系統解析の対象とする。

### 9.7.2 解析結果

前述の解析条件において、水力発電最大のケース、並びに、火力発電最大のケースを対象として、以下の解析を実施した（詳細解析結果は、Appendix II を参照）。

- (1) 潮流解析
- (2) 短絡容量解析
- (3) 安定度解析

132 kV 系統の下位系統において変圧器の過負荷が多く見られ、また、火力最大運転時においては、下位系統の水力発電所が停止しているため、系統電圧を維持することが困難になる、等の系統上の問題点は多々あるものの、これらの問題は、ヴィクトリアの増設にかかわらず系統に内在する問題であり、ヴィクトリアの増設については、系統上の問題は生じない。

また、CEB の送電計画部においてもヴィクトリア増設に関する系統解析を実施しており、同様にヴィクトリア増設に伴う技術的な課題は見られないとの結論が得られている。