

第6章 開発計画の最適化

目 次

第 6 章	開発計画の最適化	
6.1	代替案の比較検討	6-1
6.1.1	代替案の概略	6-1
6.1.2	比較検討手法	6-3
6.1.3	ピーク継続時間の検討	6-5
6.1.4	増設規模の検討	6-8
6.1.5	各代替案の諸元	6-11
6.1.6	発生電力量	6-19
6.1.7	地質	6-26
6.1.8	施工計画	6-27
6.1.9	自然および社会環境への影響	6-30
6.1.10	費用便益評価	6-30
6.1.11	WASP-IVによる検討	6-38
6.1.12	比較検討結果	6-45
6.2	増設計画の最適化	6-45
6.2.1	機器台数の検討	6-45
6.2.2	基準取水水位検討	6-51
6.2.3	既設・増設発電所の運転分担の検討	6-54
6.2.4	最適増設計画	6-55
6.2.5	最大可能発生電力量の算定	6-56

LIST OF TABLES

Table 6.1.3-1	Maximum Demand	6-5
Table 6.1.4-1	Study Scenarios.....	6-11
Table 6.1.5-1	Tunnel Length of Each Option.....	6-11
Table 6.1.5-2	Randenigala Reservoir Water Level.....	6-12
Table 6.1.5-3	Head Loss of Each Option	6-15
Table 6.1.5-4	Effective Head of Each Option	6-15
Table 6.1.6-1	Data Used for Simulation Study	6-25
Table 6.1.6-2	Annual Energy and Power Output	6-26
Table 6.1.8-1	New Access Tunnel and New Access Road	6-27
Table 6.1.8-2	Construction Period and Period of Drawdown of Randenigala Reservoir.....	6-27
Table 6.1.10-1	Economic Data Used for B/C Analysis.....	6-31
Table 6.1.10-2	Project Construction Cost for Each Option.....	6-32
Table 6.1.10-3	Operation Rule during Construction	6-33
Table 6.1.10-4	Reduction of Annual Energy during Construction	6-33
Table 6.1.10-5	Pump-up Cost of Pumped Storage Option	6-34
Table 6.1.10-6	Summary of the Project Cost	6-35
Table 6.1.10-7	Annualized Project Cost of Each Option	6-36
Table 6.1.10-8	Summary of Benefits for Each Option.....	6-37
Table 6.1.10-9	Unit Construction Cost of Alternative Options	6-37
Table 6.1.10-10	Summary of B/C Analysis.....	6-38
Table 6.1.11-1	WASP-IV Input Data for Basic and Downstream Options	6-39
Table 6.1.11-2	WASP-IV Input Data for Pumped Storage Option.....	6-40
Table 6.1.11-3	Cost of Each Option on WASP-IV Result.....	6-40
Table 6.1.11-4	Difference of Costs of Basic Option and Other Options.....	6-40
Table 6.1.11-5	Power Development Plan of Basic Option.....	6-42
Table 6.1.11-6	Power Development Plan of Downstream Option	6-43
Table 6.1.11-7	Power Development Plan of Pumped Storage Option	6-43
Table 6.1.11-8	Annual Energy of Pumped Storage Option.....	6-44
Table 6.1.11-9	Operation Time of Pumped Storage Generation	6-44
Table 6.1.12-1	Summary of Comparative Study	6-45
Table 6.2.1-1	Acceptable Sudden System Outage Capacities for Future.....	6-48
Table 6.2.1-2	Annual Energy and Dependable Capacity of Each Option	6-49
Table 6.2.1-3	Annualized Benefit for Each Option.....	6-50
Table 6.2.1-4	Project Cost of Each Option.....	6-51
Table 6.2.1-5	Result of B/C Analysis.....	6-51
Table 6.2.2-1	Examined Normal Intake Water Level.....	6-52
Table 6.2.2-2	Annual Energy and Dependable Capacity for Each Normal Intake Water Level	6-53
Table 6.2.2-3	Annualized Benefit of Each Normal Intake Water Level.....	6-53

Table 6.2.2-4	Project Cost for Each Normal Water Level Option.....	6-53
Table 6.2.2-5	B/C for Each Normal Water Level Option.....	6-54
Table 6.2.3-1	Annual Energy and Dependable Capacity for Each Alternative Rule.....	6-55
Table 6.2.3-2	Annualized Benefit of Each Normal Intake Water Level.....	6-55
Table 6.2.3-3	B/C for Each Operation Priority Option	6-55
Table 6.2.5-1	Annual Energy and Dependable Capacity when the Spilled Discharge is not Deducted	6-56

LIST OF FIGURES

Figure 6.1.1-1	General Plan of Alternative Options	6-2
Figure 6.1.2-1	Flow Chart of Comparative Study for Alternative Options	6-4
Figure 6.1.3-1	Maximum Demand	6-5
Figure 6.1.3-2	Daily Load Curve (2003/12/17 & 2006/5/15).....	6-6
Figure 6.1.3-3	Load Duration Curve (2003/12/17 & 2005/5/21)	6-7
Figure 6.1.3-4	Annual Load Duration Curve in 2007.....	6-7
Figure 6.1.4-1	Mass Curve Analysis for the Victoria Hydropower	6-9
Figure 6.1.4-2	Firm Discharge and Maximum Plant Discharge for Existing and Expansion Plants.....	6-10
Figure 6.1.5-1	Basic Option: General Plan and profile	6-16
Figure 6.1.5-2	Downstream Option: General Plan and Profile.....	6-17
Figure 6.1.5-3	Pumped Storage Option: General Plan and Profile.....	6-18
Figure 6.1.5-4	Gross Head of Basic Option.....	6-13
Figure 6.1.5-5	Gross Head of Downstream Option	6-14
Figure 6.1.5-6	Gross Head of Pumped Storage Option	6-14
Figure 6.1.6-1	Optimal Rule Curve Suggested in “Mahaweli Water Resources Management Project”	6-19
Figure 6.1.6-2	Operation Rule Curve of the Victoria Reservoir from April to September in 2008	6-20
Figure 6.1.6-3	Network Model of the Victoria and Randenigala System.....	6-21
Figure 6.1.6-4	DP Result: Reservoir Volume Fluctuation	6-23
Figure 6.1.6-5	Reservoir Storage Volume Boundaries.....	6-23
Figure 6.1.6-6	Storage Zone of the Victoria Reservoir	6-24
Figure 6.1.8-1	Downstream Option: Access Road and Adit.....	6-28
Figure 6.1.8-2	Pumped Storage Option: Access Road and Adit.....	6-29
Figure 6.1.10-1	Water Balance Simulation Model	6-32
Figure 6.2.1-1	Daily Load Curve in 2006.....	6-47
Figure 6.2.1-2	Daily Load Curve in 2007.....	6-47
Figure 6.2.2-1	Normal Intake Water Level in the Comparative Study	6-51
Figure 6.2.2-2	Frequency of Reservoir Water Level.....	6-52
Figure 6.2.2-3	Relation of B/C and Normal Intake Water Level	6-54

第6章 開発計画の最適化

開発計画の最適化の目的は、増設計画の代替案の中から最適な代替案を選定し、選定された代替案に対して、機器台数や基準取水位の検討などにより最適な増設計画を決定することにある。本章では代替案の比較検討の方法や比較検討結果を 6.1 に述べ、6.2 において選定された代替案の最適増設規模の検討を述べる。

6.1 代替案の比較検討

ヴィクトリア水力発電所の増設計画は新たな導水路トンネル、調圧水槽、水圧管路と増設用の発電所の建設からなる。取水設備は 1985 年に完成したヴィクトリアダム建設時に将来の増設を見込んで既に建設されており、既設発電所の隣には増設発電所に敷地が確保されている。増設計画の第 1 案としては、建設時の考えに従い、取水設備から既存導水路トンネルにほぼ平行に導水路トンネルを設け、確保された既存発電所横の敷地に増設発電所を建設するものとし、「増設基本案」と呼ぶ。この増設基本案に加え、さらに以下二つの代替案を検討する。

- a) 有効落差の増加を見込んで増設発電所を既存発電所の下流に建設する案（下流案）
- b) ヴィクトリア貯水池を上池、ランデニガラ貯水池を下池とした揚水発電とする案（揚水案）

代替案の比較検討では、以上の 2 つの代替案を加えた 3 つの増設案を比較検討し、最適な増設案を選定する。

6.1.1 代替案の概略

代替案の平面図を **Figure 6.1.1-1** に示す。

(1) 増設基本案

増設基本案は既存ヴィクトリア水力発電所に隣接した増設用の敷地に発電所を建設する。

(2) 下流案

下流案は、第 7 章の 7.2 で記載した堆積物を避け、既存発電所の下流約 2 km の地点に地上式の増設用発電所を建設する。下流に設けることにより、有効落差の増加にともなう発電出力の増加を期待する。なお、この堆積物を避けるため、地下式発電所を既設発電所の下流約 1 km に設けた場合との比較は **Appendix II** に添付した。

(3) 揚水案

揚水案はヴィクトリア貯水池と下流に位置するランデニガラ貯水池の総落差約 190 m を利用して、揚水発電を行う案である。

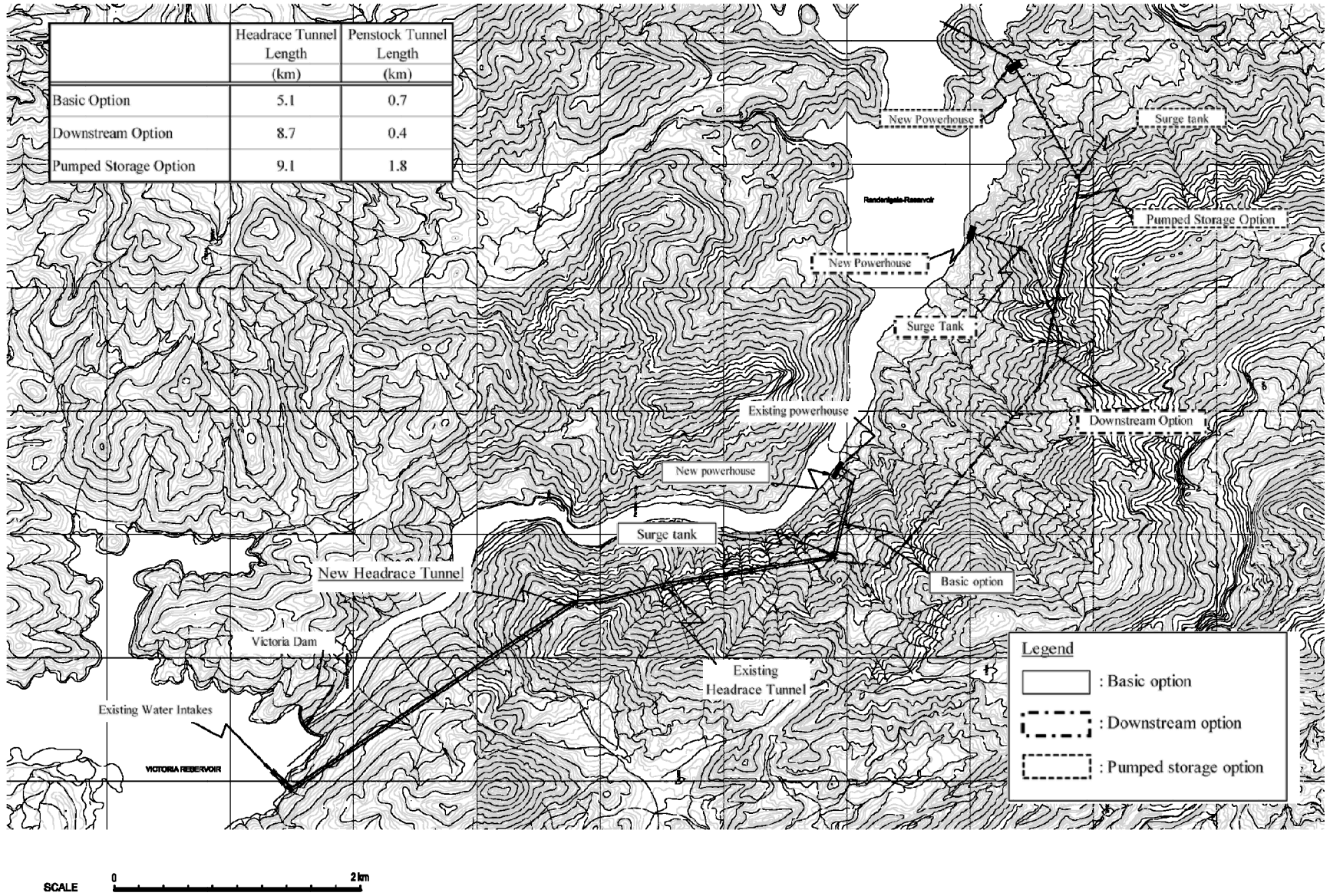


Figure 6.1.1-1 General Plan of Alternative Options

6.1.2 比較検討手法

各代替案の比較検討では、(1)経済性、(2)施工性および(3)環境影響を考慮して最適な代替案を選定することとする。

(1) 経済性

各代替計画案の便益(B)は代替火力の建設・運転費から算出した年経費とし、費用(C)は当該増設計画の建設・運転費として求めた年経費とする。各代替案の B/C を算定し、B/C が最大となる計画案を選定する。

(2) 施工性

各代替計画案の施行条件を整理することにより、それぞれの施工に伴う仮設工事の難易度および下流域への灌漑用水および生活用水の供給に対する制限による経済的影響を整理し、評価する。

(3) 環境影響

各代替計画案についての自然および社会環境影響を整理し、その対応策も含めて比較検討する。

比較検討のフローチャートを **Figure 6.1.2-1** に示す。

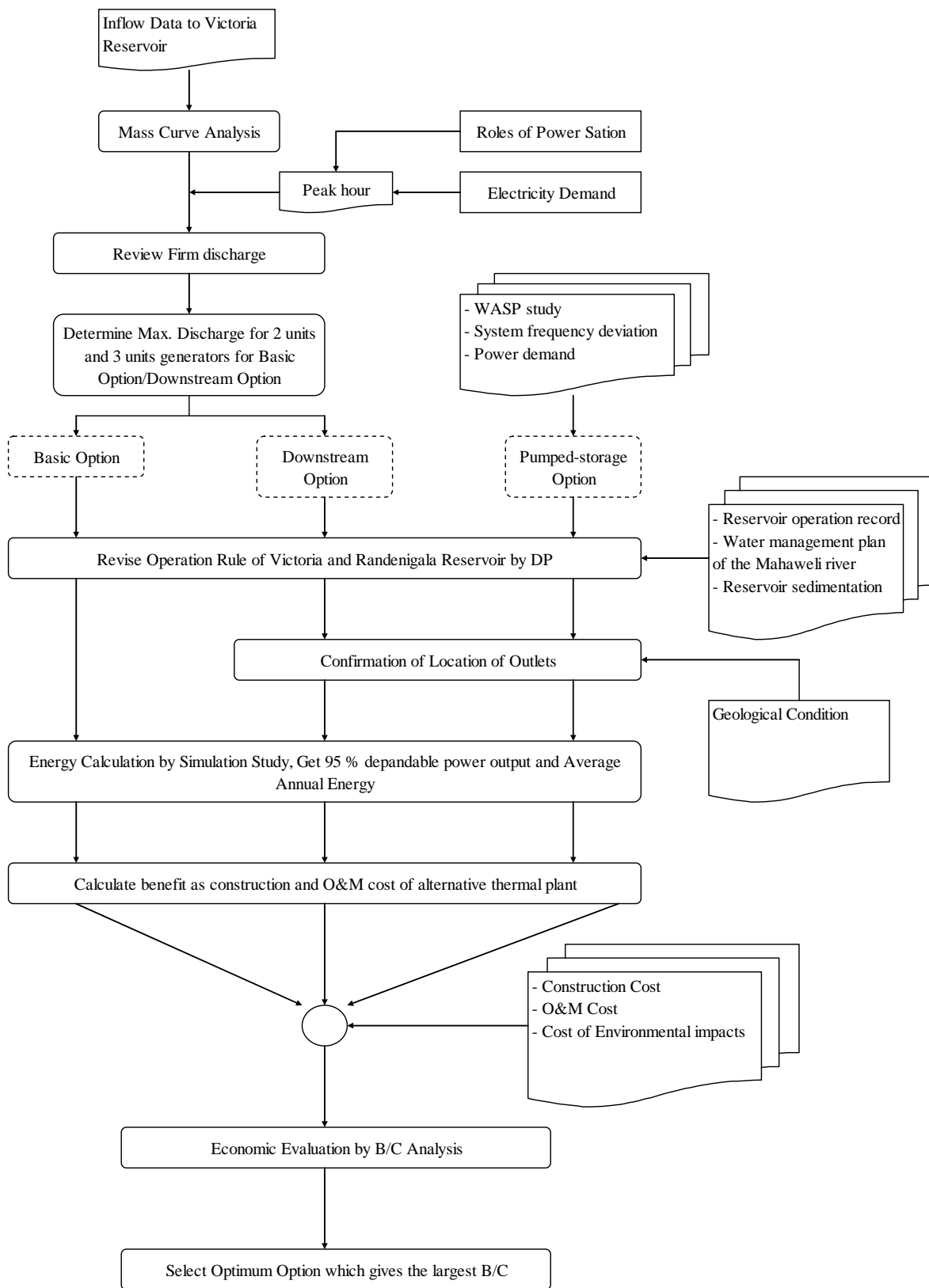


Figure 6.1.2-1 Flow Chart of Comparative Study for Alternative Options

6.1.3 ピーク継続時間の検討

既設ヴィクトリア発電所の貯水容量は7億トン以上であり、ピーク発電とベース需要に対応した運転が可能である。運転実績を見ると、周波数調整のためピーク需要とともにベース需要に対応した運転実績が認められる。ヴィクトリア発電所は、増設後はスリランカ国の増大するピーク負荷に対応するためのピーク対応の発電所となる計画である。

ここで、本発電所の増設後のピーク継続時間の検討を行った。

検討にあたっては、月別ピーク負荷、負荷形状および負荷継続曲線より求めることとした。

(1) ピーク負荷

スリランカ国の電力需要に関して、季節的な変化はあまり顕著ではないが、例年4月から5月、または11月から12月にかけて、ピークが最大となる傾向が見られる。

また、**Figure 6.1.3-1** からピーク需要は着実に増加していることがわかる。

月別ピーク負荷の推移を、**Table 6.1.3-1** および **Figure 6.1.3-1** に示す。

Table 6.1.3-1 Maximum Demand

(Unit: MW)

Year	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
2003	1,413.9	1,434.9	1,455.8	1,454.9	1,453.6	1,455.6	1,450.0	1,445.8	1,491.3	1,491.7	1,483.6	1,515.6
2004	1,510.1	1,492.5	1,515.4	1,531.6	1,506.5	1,501.8	1,513.4	1,532.7	1,525.6	1,524.0	1,559.9	1,563.4
2005	1,583.8	1,625.5	1,646.1	1,644.7	1,748.2	1,642.1	1,633.4	1,682.8	1,716.1	1,724.9	1,673.0	1,711.2
2006	1,718.1	1,758.0	1,796.7	1,817.6	1,892.5	1,789.8	1,754.1	1,764.6	1,784.9	1,791.6	1,700.7	1,750.5
2007	1,788.1	1,799.6	1,837.1	1,800.6	1,829.6	1,803.5	1,814.6	1,816.9	1,802.6	1,805.9	1,840.1	1,835.3

Source: Monthly Review Report, CEB

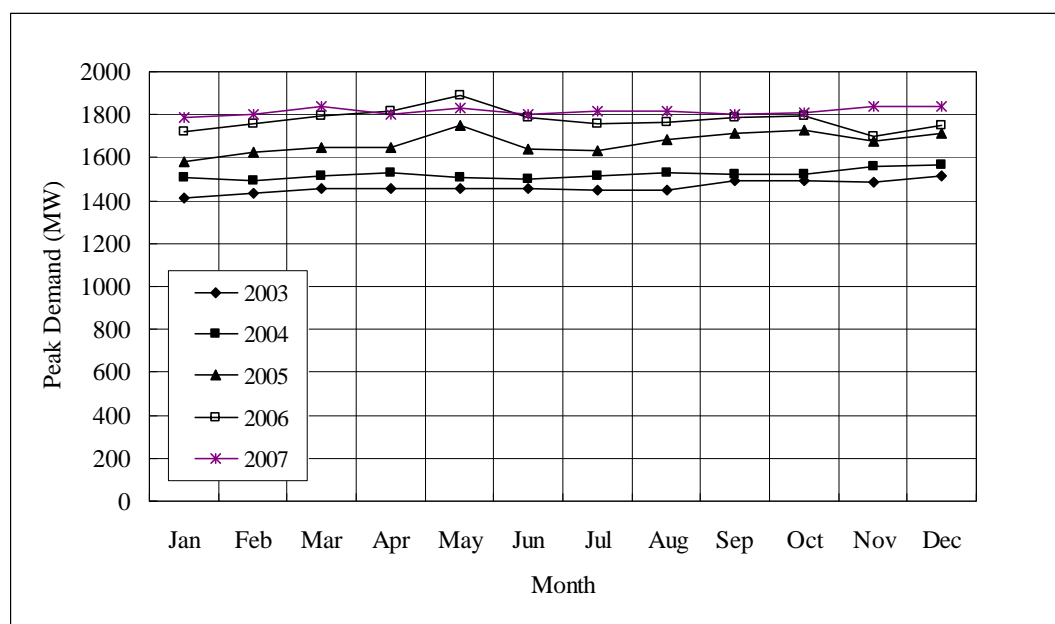


Figure 6.1.3-1 Maximum Demand

(2) 日負荷パターン

これまでの最大ピーク負荷は、2008年5月21日夜間に1,922 MWが記録されている。

年間最大負荷を記録した2003年12月17日および2008年5月21日の日負荷曲線を **Figure 6.1.3-2** に示す。

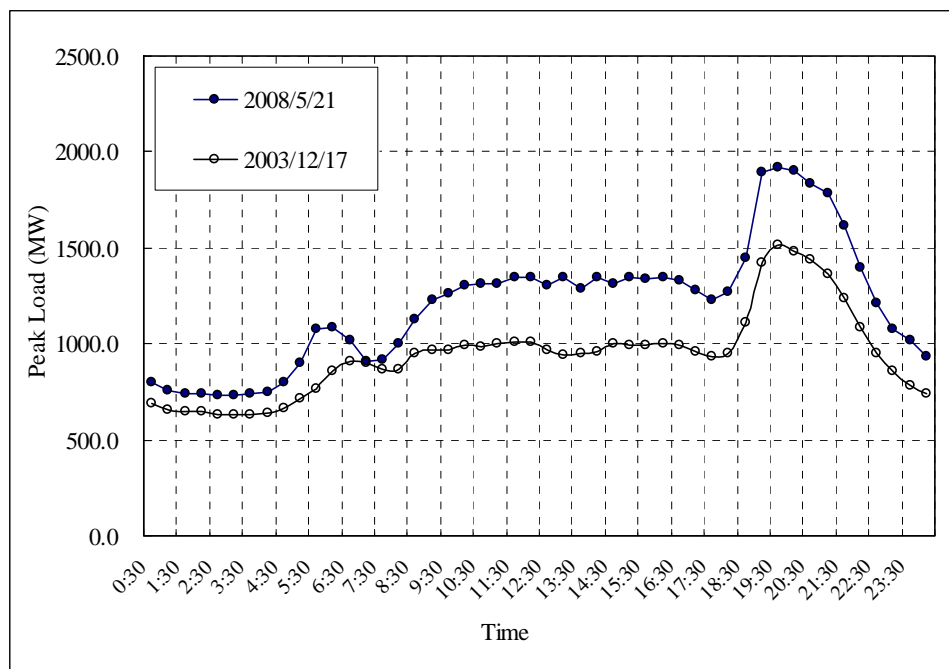


Figure 6.1.3-2 Daily Load Curve (2003/12/17 & 2006/5/15)

負荷パターンについては、18時30ごろから22時30分ごろまでにピーク負荷が発生する典型的な民生需要である。また、調査団の調査結果では、今後、大きな需要となる工場等の建設計画も予定されていないことから、今後も民生需要型の負荷形状が続くものと思われる。

(3) 負荷継続曲線

1) 日負荷継続曲線

年間最大ピーク負荷を記録した2008年5月21日および2003年12月17日の日負荷継続曲線を **Figure 6.1.3-3** に示す。ピーク継続時間は3時間と見られる。

2) 年負荷継続曲線

2007年における年負荷継続曲線を **Figure 6.1.3-4** に示す。ピーク継続時間は3時間と確認できる。

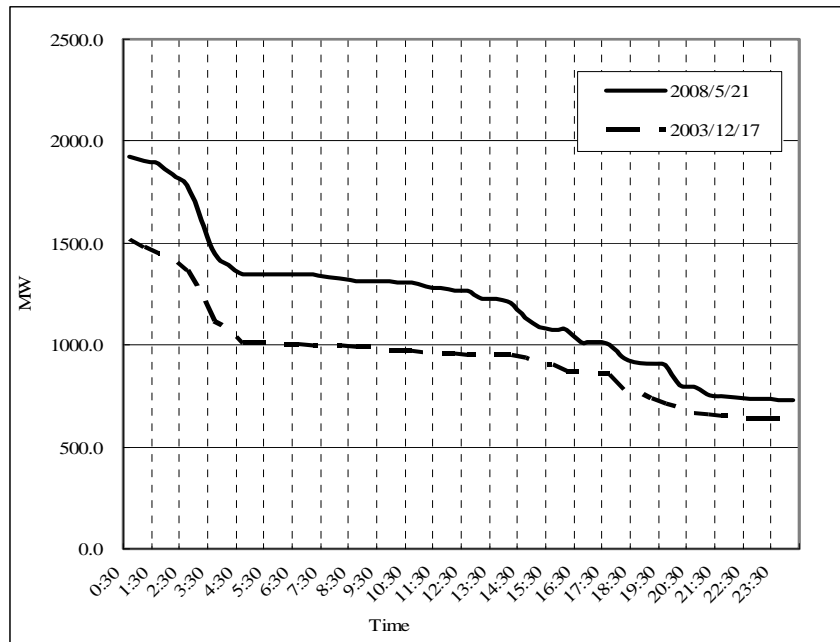


Figure 6.1.3-3 Load Duration Curve (2003/12/17 & 2005/5/21)

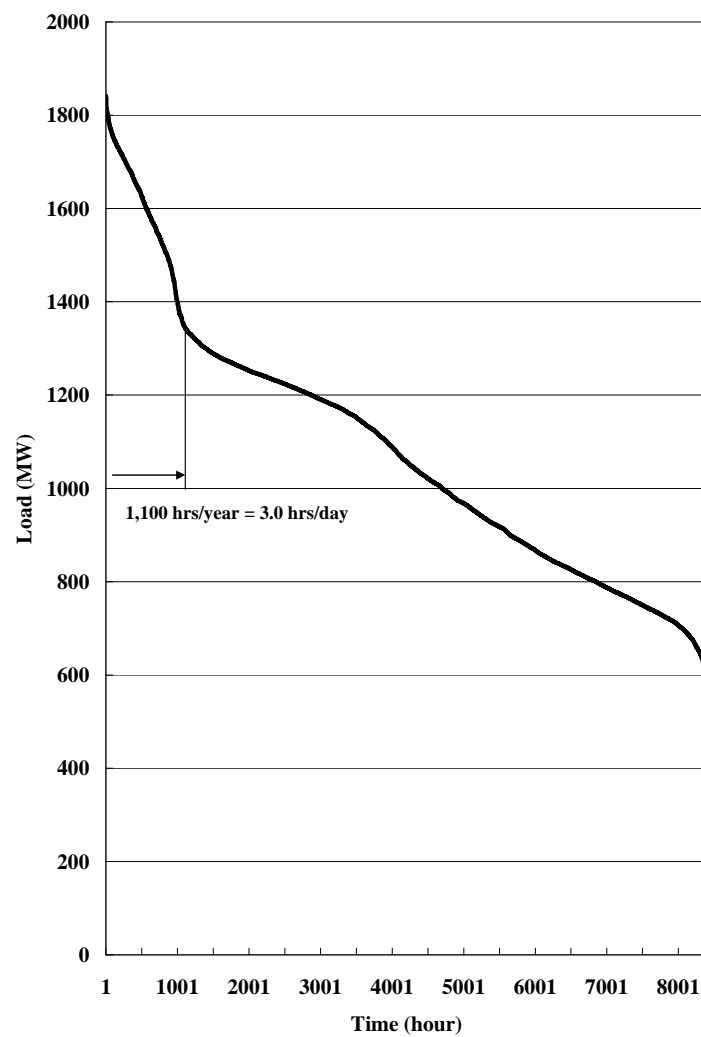


Figure 6.1.3-4 Annual Load Duration Curve in 2007

(4) ピーク継続時間

ピーク継続時間については、**Figure 6.1.3-3** に示した日負継続荷曲線と **Figure 6.1.3-4** に示す毎時間の負荷を記録した 2007 年の年負荷継続曲線から検討した。

この曲線から、ベースからピーク負荷に変化してピーク負荷が継続する時間帯は年間を通じて 3.0 時間と観察される。

過去の負荷パターンを見ても同様な傾向であることから、今後もこの負荷パターンは持続するものと予想される。従ってピーク継続時間は 3 時間程度が妥当と判断した。

この結果に基づき、増設後のヴィクトリア水力発電所の運用についてカウンターパートの CEB と協議を行い、既設と増設発電所の運用は共にピーク対応として運用することおよび、増設後の同発電所の等価ピーク継続時間は 3 時間とすることで合意した。

一般に貯水池式水力発電計画の等価ピーク継続時間を検討する方法は、電力需要面からの検討と水力発電計画面からの検討がある。本調査では前者のみを検討したが、その理由は、**Appendix-II** に記載した。

6.1.4 増設規模の検討

(1) 増設用取水設備の可能取水量

増設用機器の最大使用水量を決定するひとつの制約は、増設用取水設備の可能取水量である。増設用取水設備はヴィクトリアダム建設時に将来の増設を見込んで建設されており、既設用の取水設備と同じ構造である。

一般にスクリーンにおける接近流速は 1.0 m/s 以下に抑えなければならないが、その場合の可能取水量は既設発電所の最大使用水量と同じく 140 m³/s となる。よって、増設発電所の最大使用水量の上限は 140 m³/s となる。

(2) 増設用常時使用水量の検討

増設用に利用可能な水量をマスカーブにより検討する。マスカーブの検討に使用するヴィクトリア貯水池への流入量は、ヴィクトリア貯水池上流に位置する Polgolla 堰の 1985 年から 2006 年まで 22 年間の下流への放流量と、Polgolla 堰からヴィクトリアダムまでの残留域からの流入量との合計から求める。残留域からの流量は Polgolla 堰の流域面積と残留域の面積比で求め、ヴィクトリアダムの年平均放流量と年平均流入量の合計値が同じになるように調整を行った。

ヴィクトリア貯水池の容量は貯水池への総流入量に対して大きいため、貯水池の運用は単年ではなく数年で満水位に回復させるものとして使用水量を検討する。

これらの条件で作成したマスカーブを **Figure 6.1.4-1** に示す。

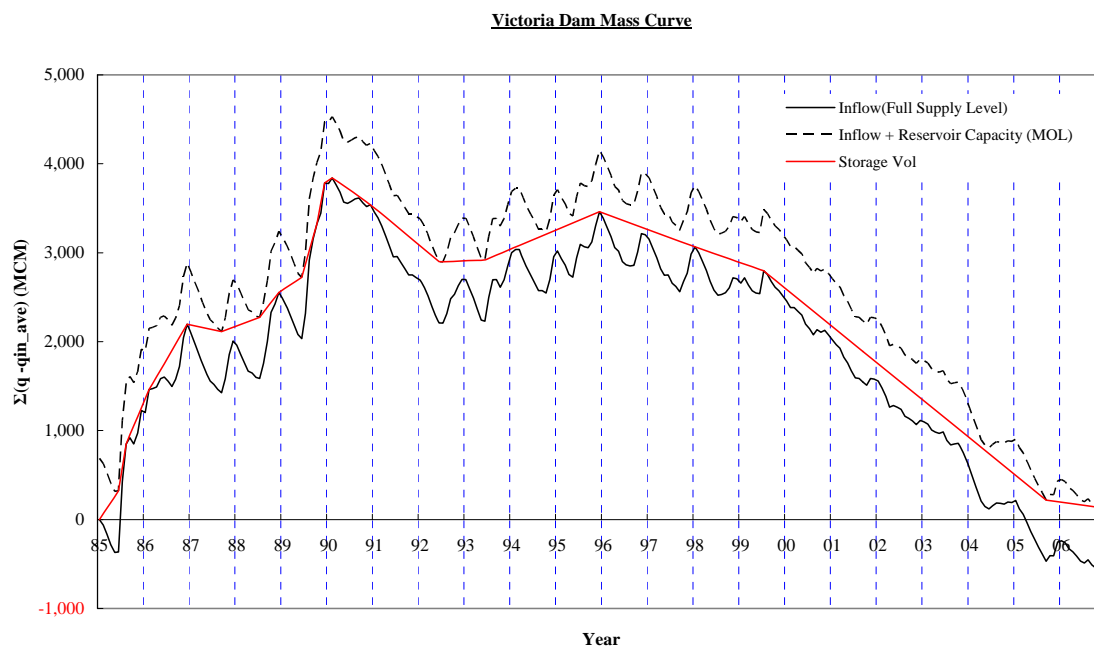


Figure 6.1.4-1 Mass Curve Analysis for the Victoria Hydropower

Figure 6.1.4-1 に示すマスカーブの検討では 95%保証流量を算定し、求められた流量を常時使用水量とする。常時使用水量は $35 \text{ m}^3/\text{s}$ と算定された。

常時使用水量は 24 時間継続して利用できる水量であり、ピーク対応の発電の場合はピーク継続時間から次式により最大使用水量を求める。

$$Q_{max} = Q_{firm} \times \frac{24}{T} (\text{m}^3/\text{s})$$

ここに、

Q_{max} : 最大使用水量 (m^3/s)

Q_{firm} : 常時使用水量 (m^3/s)

T : ピーク継続時間 (hour)

6.1.3 で述べたように、ピーク継続時間を 3 時間とすると、最大使用水量は以下のとおり $280 \text{ m}^3/\text{s}$ と計算される。

$$Q_{max} = 35 \times \frac{24}{3} = 280 (\text{m}^3/\text{s})$$

ここで算定された最大使用水量は、既設発電所と増設発電所を合わせた水量である。既設発電所の最大使用水量が $140 \text{ m}^3/\text{s}$ であることから、残りの $140 \text{ m}^3/\text{s}$ が増設用に利用できる最大使用水量となり、既設発電所と同規模となる。常時使用水量と既設・増設の最大使用水量の関係を Figure 6.1.4-2 に示す。

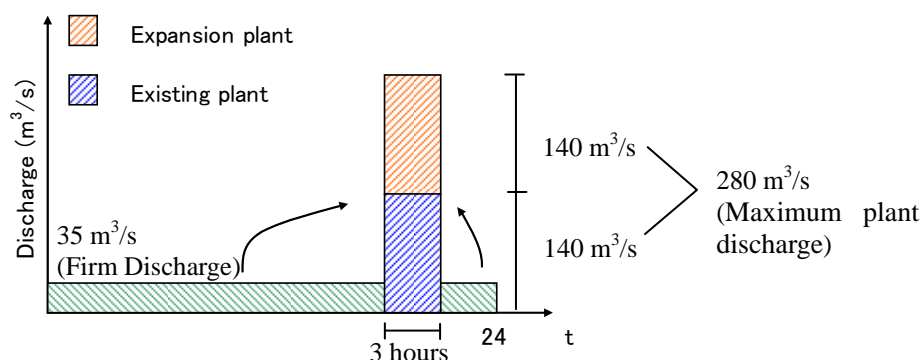


Figure 6.1.4-2 Firm Discharge and Maximum Plant Discharge for Existing and Expansion Plants

(3) 増設基本案と下流案の増設台数

代替案の比較検討では、単機容量を既設発電所と同じ 70 MW として行う。既設発電所の最大使用水量は $140 \text{ m}^3/\text{s}$ で、水車台数は 3 台であることから、1 台当りの最大使用水量は $46.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ($= 140 \text{ m}^3/\text{s} \div 3 \text{ units}$) となる。そのため、機器台数は最大 3 台となり、2 台増設 (140 MW) と 3 台増設 (210 MW) のケースを検討する。2 台増設の場合最大使用水量は $93.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ($= 46.7 \times 2 \text{ units}$) となる。

単機容量 (機器台数) は、最適代替案を選定した後の最適増設計画の検討で、選定を行う。

(4) 揚水案の単機容量の決定

揚水案の設備容量は増設基本案と下流案と同じく最大で 210 MW とする。その場合の発電機の単機容量は 210 MW (1 unit), 105 MW (2 units) および 70 MW (3 units) が考えられる。

揚水発電では、下池から上池への揚水時に水車がポンプとして機能する。このポンプは、揚水時には最大出力で稼動するため、揚水発電の単機容量の決定には揚水で使用する電力が系統の周波数に与える影響を考慮しなければならない。

CEB 系統では、系統周波数が 1.25 Hz 以上変動した場合には自動的に負荷遮断が行われる。210 MW または 105 MW を単機容量とした場合には CEB の系統の周波数の変動が 1.25 Hz 以上となり、採用できない。よって、周波数変動の制約から揚水案の発電機単機容量は 70 MW とした。機器台数は、単機容量 70 MW が 2 台の場合と 3 台の場合の 2 ケースを検討対象とした。

(5) 検討ケース

代替案の比較検討では、増設台数を 2 台および 3 台とし、ピーク継続時間を 3 時間として検討する。代替案比較検討の各ケースを **Table 6.1.4-1** に示す。

Table 6.1.4-1 Study Scenarios

	Basic Option		Downstream Option		Pumped Storage Option	
Number of units (unit)	3	2	3	2	3	2
Maximum plant discharge (m ³ /s)	140	93.4	140	93.4	140	93.4

6.1.5 各代替案の諸元

各代替案の平面・縦断図を Figure 6.1.5-1 から Figure 6.1.5-3 に示す。

(1) 導水路の線形

1) 導水路トンネルの必要かぶり

導水路トンネルは圧力水路であり、トンネル内の内圧を拘束するために十分なかぶりを要する。導水路トンネルの線形は、地形図で地表の高さが EL. 450 m より高い場所に敷設するものとする。

2) 導水路トンネルの線形

トンネル線形は必要かぶりと放水路の敷高および後述の発電所位置により決まる。トンネルの線形を Figure 6.1.1-1 に示す。各代替案のトンネル長さを Table 6.1.5-1 に示す。

Table 6.1.5-1 Tunnel Length of Each Option

(km)		
Basic Option	Downstream Option	Pumped Storage Option
5.8	9.1	10.9

上表より、トンネル長さは揚水案の場合増設基本案のほぼ倍となり、下流案は増設基本案の 1.6 倍となることがわかる。

(2) 発電使用水量

各代替案の使用水量は、6.1.4 (2) で述べたとおり単機あたりの最大使用水量は 46.7 m³/s となり、2 台増設の場合は 93.4 m³/s、3 台増設の場合 140 m³/s となる。

(3) 放水口と発電所位置

各代替案の発電所位置と放水口位置は地形の条件を参考に決定する。

1) 増設基本案

増設基本案では既存発電所に設けられた、増設用スペースに新たな発電所を設ける。よって、放水口は既設発電所放水口の横に設けられる。増設基本案の放水口・発電所位置を Figure 6.1.5-1 に示す。

2) 下流案

調査団は第 1 次現地調査において CEB の提案する下流案の発電所設置候補地をもとに、地形・地質条件を鑑みて候補地近傍に下流案の発電所および放水口を設けることとした。下流案の放水口・発電所位置を **Figure 6.1.5-2** に示す。

3) 揚水案

揚水案の放水口位置は、ランデニガラ貯水池に位置する。調査団はランデニガラダムが建設される以前に作成された地形図を入手し、ランデニガラ貯水池内に設ける放水口位置を選定した。揚水案の発電所は地下発電所形式とし、調圧水槽の位置と放水口位置から決定した。揚水案の放水口・発電所位置は **Figure 6.1.5-3** に示す。

(4) 放水口敷高

放水口敷高は発電所放水庭の標高であり放水位により求まるが、ヴィクトリア発電所の放水位はランデニガラ貯水池の水位変動に影響を受けるため、増設発電所の放水位の決定にはランデニガラ貯水池の運用規則を考慮する必要がある。

ランデニガラ貯水池の貯水位レベルの諸元を **Table 6.1.5-2** に示す。

Table 6.1.5-2 Randenigala Reservoir Water Level

Water level	Elevation (m)	Storage (MCM)
Maximum Flood Level	236.2	n.a.
Design Flood level	234.5	n.a.
Retention Level (FSL)	232.0	860
Drawdown Level	220.0	590
Exceptional Drawdown Level	203.3	295

Source: "Randenigala Project, Mahaweli Ganga Development, Randenigala and Rantembe Headworks and Power Stations, Part D: Design Report" Joint Venture Randenigala, Salzgitter Consult GMBH, Salzgitter, Agrar-Und Hydrotechnik GMBH, Essen, Electrowatt Engineering Serices Ltd. Zuerich, November 1981

調査団はランデニガラ発電所に貯水池操作についてヒアリングを行い、水位の条件について以下のとおり確認した。

- ▶ ランタンベ貯水池が建設された後、“Drawdown level”として設定されている水位 EL. 220 m は操作上意味を持っておらず、“Exceptional drawdown level”(EL. 203.3 m)を最低水位 (Minimum operation level)として設定している。
- ▶ しかし、ランデニガラ発電所の機器運用上、水位を EL. 209 m 以下に下げると発電機器の運用に支障をきたすため、水力発電運用上の最低水位は EL. 209 m ASL としている。
- ▶ 今までの貯水池運用記録では下部放流設備を用いて EL. 207 m まで下げたことがある。

以上より、放水口敷高を設定するためのランデニガラ貯水池の最低水位は、下流案は EL. 209 m とし、揚水案では実績の最低水位においても揚水を可能にするため、最低水位を EL. 207 m とする。なお、増設基本案の放水口は既設放水口に隣接して設置されるので、ランデニガラ貯水池の最低水位の影響は受けない。

ランデニガラ貯水池の最低水位より、増設発電所の放水口敷高を以下のように設定する。

1) 増設基本案

増設基本案の放水口敷高は既設発電所と同じく EL. 230 m とする。

2) 下流案

総落差をかせぐために放水口敷高はできるだけ低く設置する。ランデニガラ貯水池の運用上の最低水位は EL. 209 m であり、水車機器に必要な 4 m の吸出高をとると、EL. 205 m が放水口敷高となる。

3) 揚水案

揚水案は揚水時の空気連行を防ぐために、水位から敷高まで放水路の直径 2 倍をとる必要がある。ランデニガラ貯水池の最低水位は EL. 207 m であり、放水路直径は 6 m と見込まれることから、放水口敷高は EL. 195 m とする。

(5) 落差および水頭

1) 総落差

総落差は基準取水位と放水位の差であり、各代替案の総落差は以下のとおり設定する。

a) 増設基本案

基準取水位 : $(EL. 438 m - EL. 370 m) \times 2/3 + EL. 370 m \approx EL. 415 m$

基準放水位 : EL. 232 m.

総落差 : $EL. 415 m - EL. 232 m = 183 m$

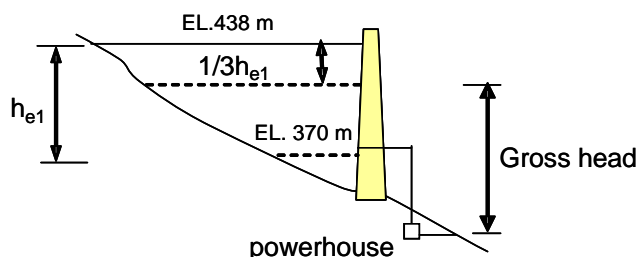


Figure 6.1.5-4 Gross Head of Basic Option

b) 下流案

基準放水位 : $(EL. 232 m - EL. 209 m) \times 1/2 + EL. 209 m \approx EL. 221 m$

総落差 : $EL. 415 m - EL. 221 m = 194 m$

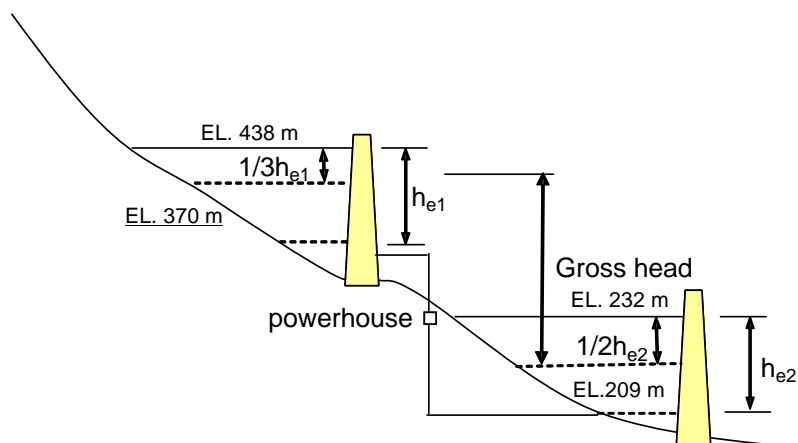


Figure 6.1.5-5 Gross Head of Downstream Option

c) 揚水案

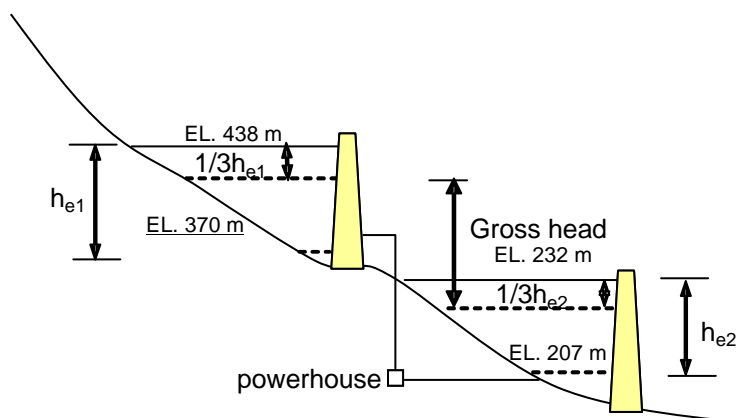
基準放水位 : $(EL. 232 \text{ m} - EL. 207 \text{ m}) \times 2/3 + EL. 207 \text{ m} \approx EL. 224 \text{ m}$ 総落差 : $EL. 415 \text{ m} - EL. 224 \text{ m} = 191 \text{ m}$ 

Figure 6.1.5-6 Gross Head of Pumped Storage Option

2) 有効落差

有効落差は運転中の水車に実際に作用する全水頭であり、次式に示すように発電機出力は有効落差と流量により決定される。

$$P [\text{kW}] = g \times \varepsilon \times Q \times He$$

ここに、

- g : 重力加速度 [m/s^2]
- ε : 合成発電効率
- Q : 流量 [m^3/s]
- He : 有効落差 [m]

上式のとおり有効落差は総落差から損失水頭を差引いた残りの落差であり、損失水頭は取水口から放水口までの間を流れが流下する際に失う水頭である。損失水頭は水路内の摩擦および取水口や分岐など流れの乱れにより生ずるが、水路が長い場合は摩擦による損失が主なものとなる。損失水頭は一般的に流量の関数で示され、各代替案の損失水頭を **Table 6.1.5-3** に示す。

Table 6.1.5-3 Head Loss of Each Option

		Equation	Maximum head loss
Basic option	3 units	$6.76 \times 10^{-4} Q^2$	13.2 m
	2 units	$1.81 \times 10^{-3} Q^2$	15.8 m
Downstream option	3 units	$9.73 \times 10^{-4} Q^2$	19.1 m
	2 units	$2.61 \times 10^{-3} Q^2$	22.8 m
Pumped Storage option	3 units	$1.32 \times 10^{-3} Q^2$	25.8 m
	2 units	$3.65 \times 10^{-3} Q^2$	31.8 m

Note: $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ for 3 units and $93.7 \text{ m}^3/\text{s}$ for 2 units

この場合各代替案の有効落差は、**Table 6.1.5-4** のとおりとなる。

Table 6.1.5-4 Effective Head of Each Option

	# of units	Gross Head (m)	Head loss (m)	Effective Head (m)
Basic Option	3	183	13.2	170
	2		15.8	167
Downstream Option	3	194	19.1	175
	2		22.8	171
Pumped Storage Option	3	191	25.8	165
	2		31.8	159

Table 6.1.5-4 に示すように、揚水案は導水路トンネルが長いために損失水頭が大きく、有効落差は小さい。

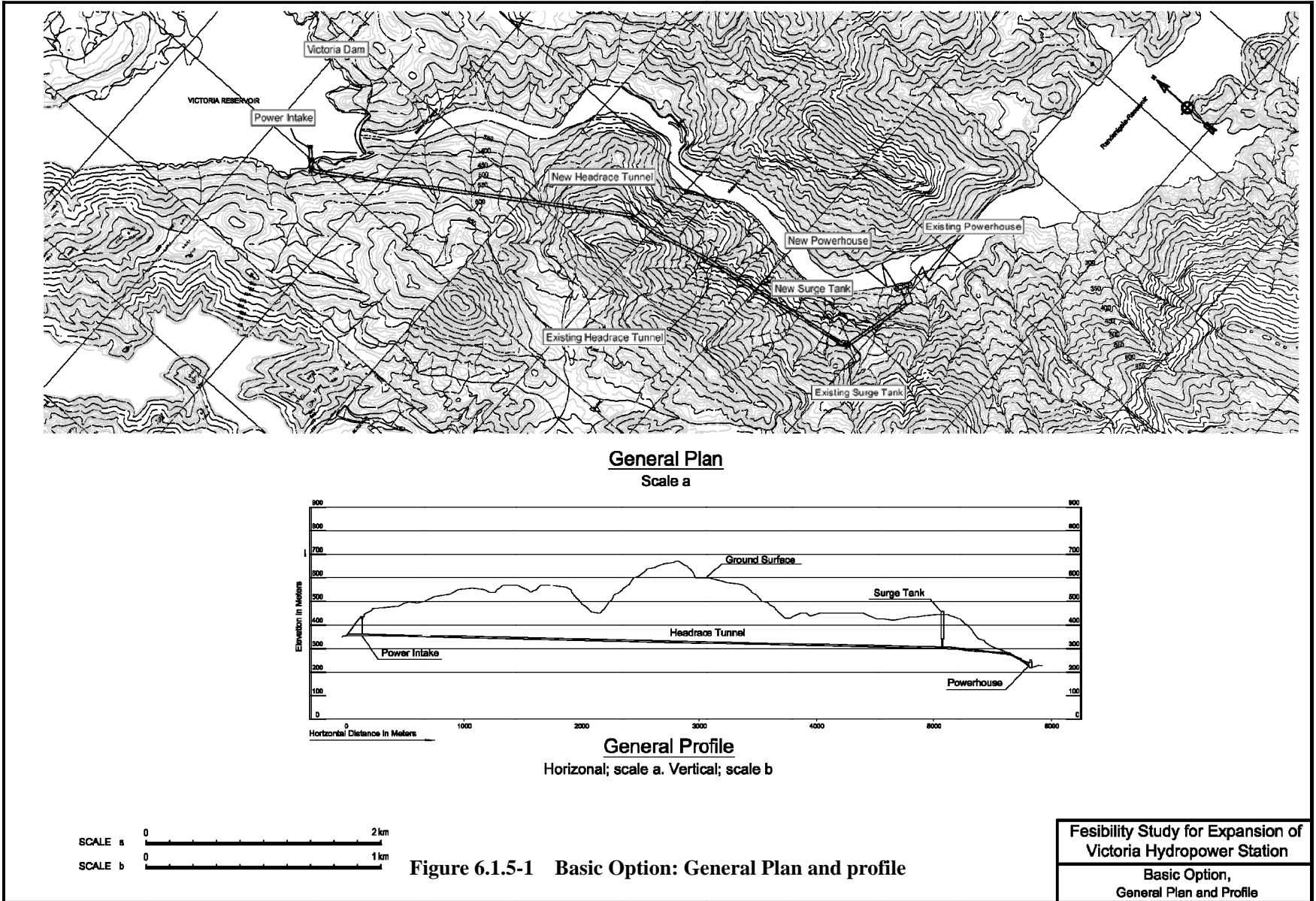
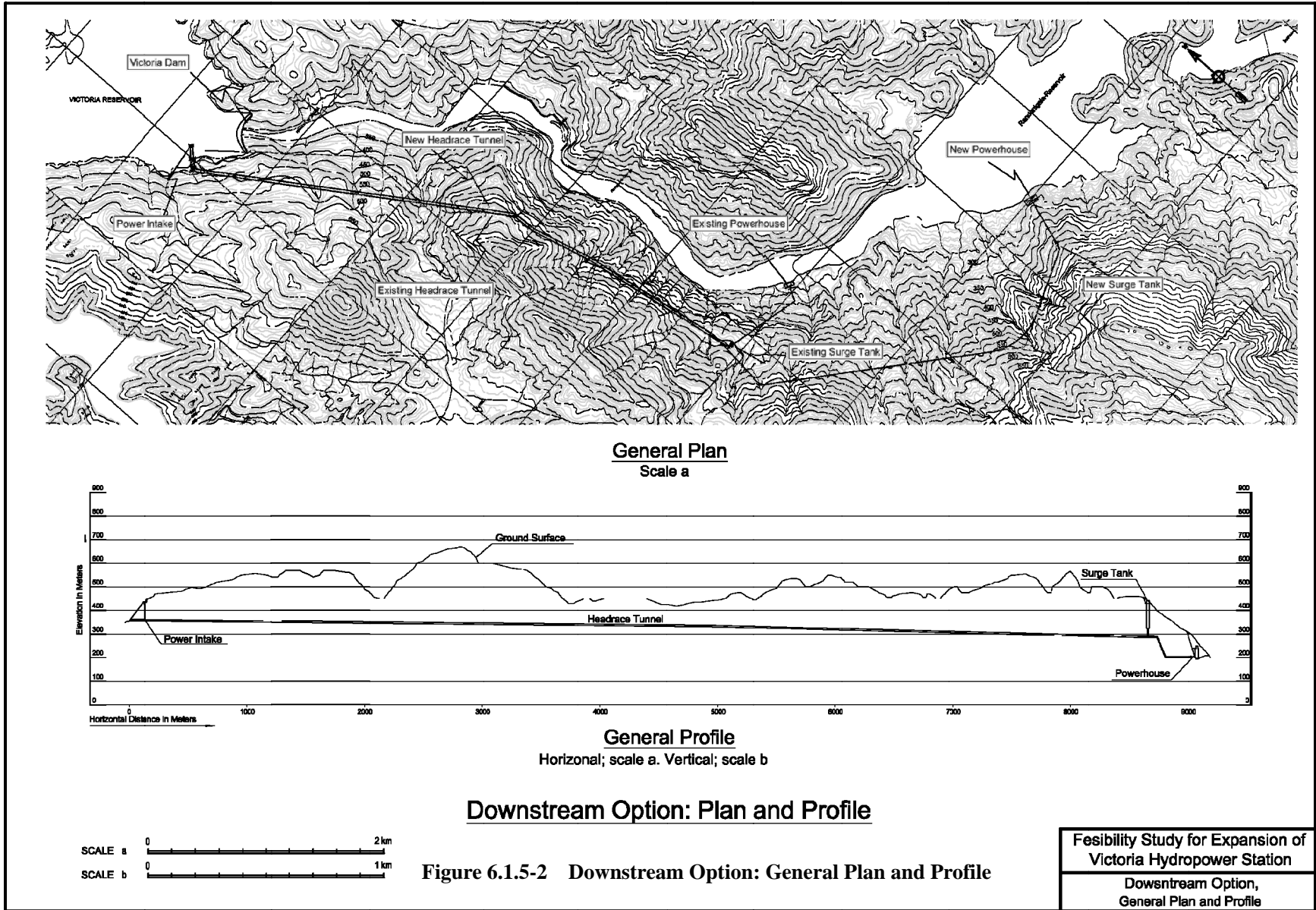


Figure 6.1.5-1 Basic Option: General Plan and profile



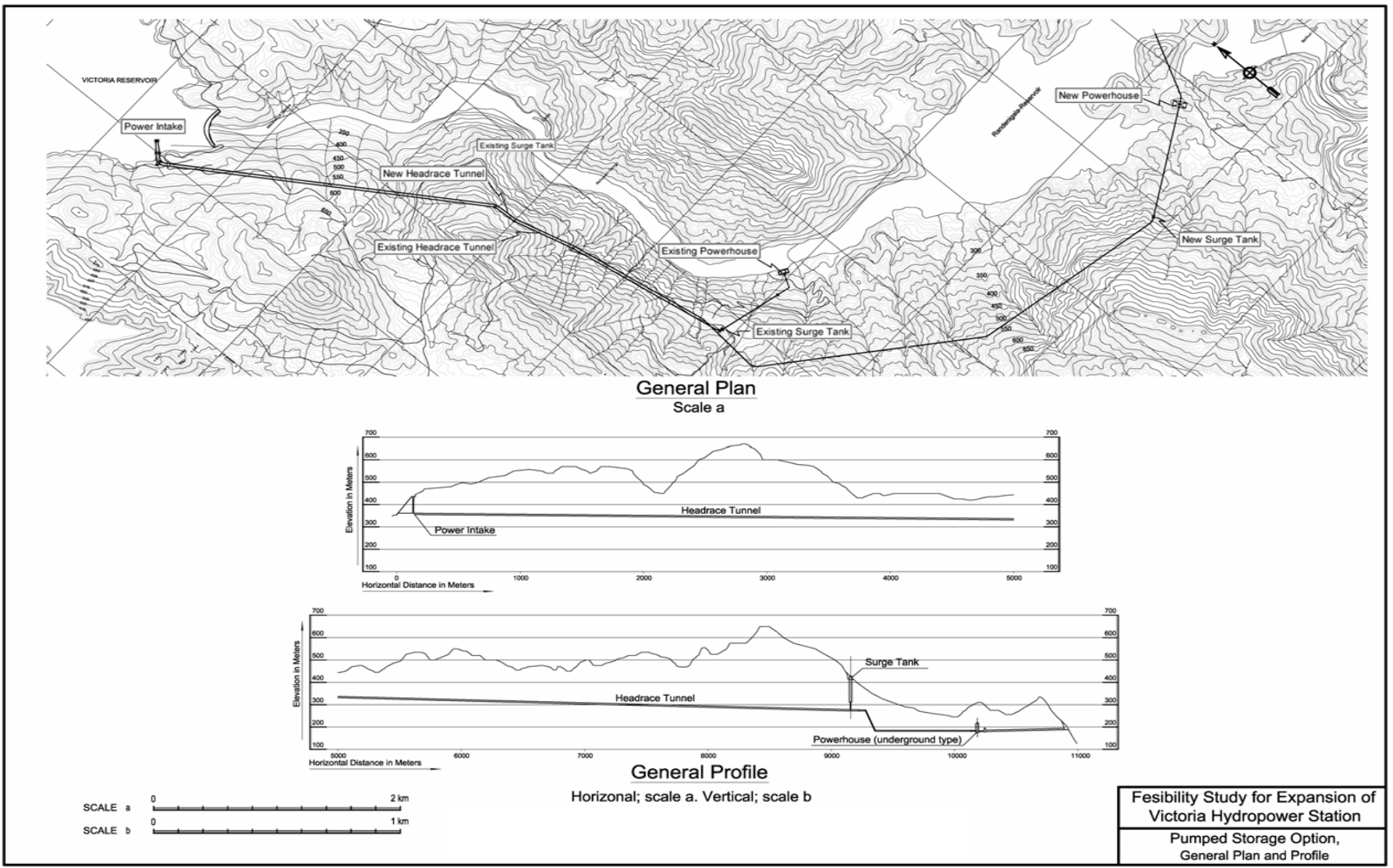


Figure 6.1.5-3 Pumped Storage Option: General Plan and Profile

6.1.6 発生電力量

(1) 貯水池運用の見直し

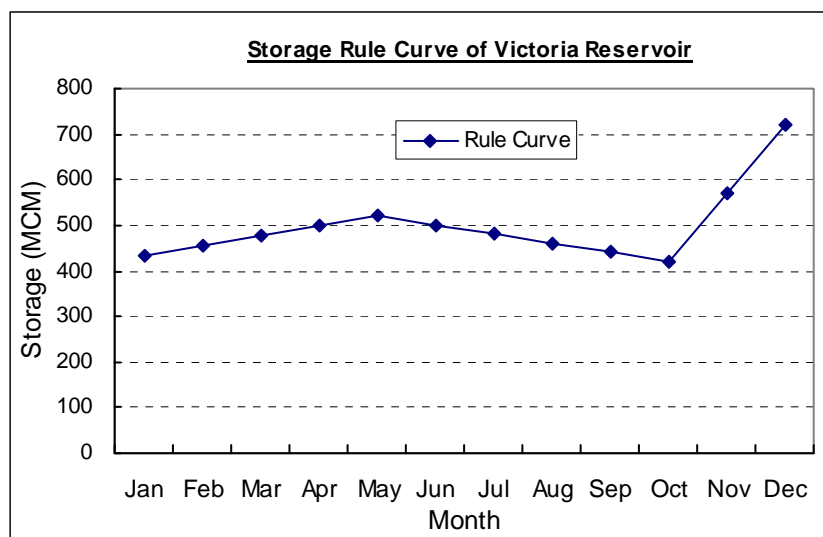
代替案の比較検討では増設後の発生電力量を最大化させるようヴィクトリア貯水池の運用規則を見直す。各代替案の発生電力量は見直された貯水池運用に基づき発生電力量を計算し、比較検討を行う。

(2) ヴィクトリア貯水池の現状の運用規則

ヴィクトリア貯水池運用規則は 1985 年にカナダ国際開発庁（CIDA）の援助により行われた“Mahaweli Water Resources Management Project”で提案された運用規則を用いている。

この事業では下流の灌漑への供給を最優先させ、ヴィクトリア、ランデニガラ、ランタンベの合計の発生電力量が最大となるような運用ルールを定めている。

最適化されたヴィクトリア貯水池の運用曲線を **Figure 6.1.6-1** に示す。

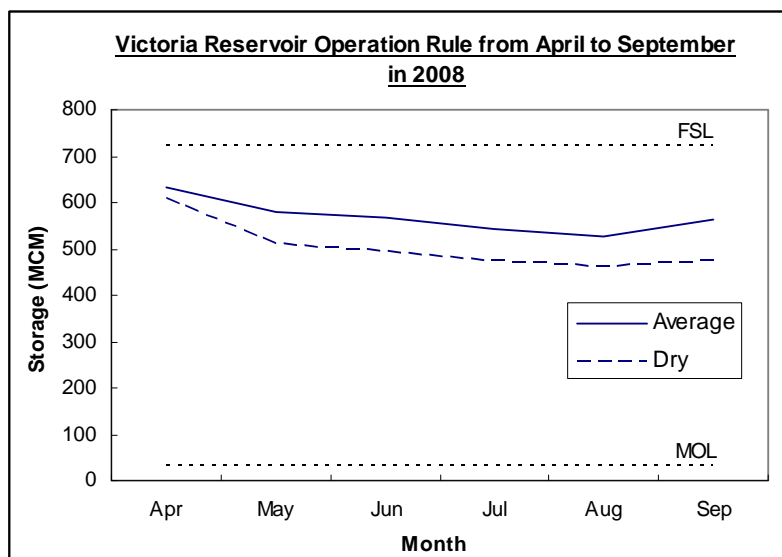


Source: MASL

Figure 6.1.6-1

Optimal Rule Curve Suggested in “Mahaweli Water Resources Management Project”

ヴィクトリアダムを管轄するマハウェリ庁は **Figure 6.1.6-1** に示す運用規則と 30 年間の流量データと灌漑需要量を用いて半年に 1 回シミュレーションを行い、シミュレーションから得られる超過確率 50%と 80%の月ごとの貯水池水位を運用曲線として活用している。例として 2008 年 4 月から 9 月までの運用曲線を **Figure 6.1.6-2** に示す。この運用曲線はマハウェリ庁で半年ごとに発行される“Seasonal Operation Plan”に掲載され、その半年間の貯水池運用は、概ねこの運用曲線から大きく逸脱しないように運用されている。



* Average : 50% exceedance probability,

Dry : 80% exceedance probability

Source: "Seasonal Operation Plan 2008", MASL

Figure 6.1.6-2

Operation Rule Curve of the Victoria Reservoir from April to September in 2008

(3) 貯水池運用の最適化

1) 最適化手法

貯水池運用の最適化では、ヴィクトリアとランデニガラ両発電所の発生電力量が最大となるような貯水池運用を求める。最適化手法としては貯水池運用のような逐次的な意思決定のツールとして用いられる動的計画法を適用する。動的計画法の実行プログラムとしてコロラド州立大学で開発された動的計画法のフリーソフト“CSUDP”¹を用いる。

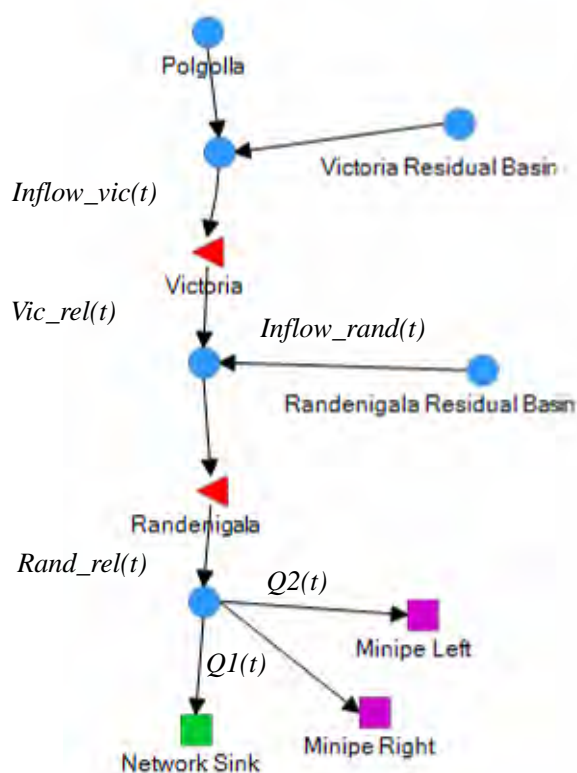
2) 水資料

マハウェリ庁から提供された1985年から2006年まで22年間のヴィクトリア貯水池への月平均流量と下流の灌漑需要量を用いた。

3) モデルの構造

ヴィクトリアダムとランデニガラダムの構造はネットワークモデルとなり、Figure 6.1.6-3にそのモデルの構造を示す。

¹ Labadie, J.W., (2003) "Generalized dynamic programming package: CSUDP." Documentation and user manual, Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.



*This network structure is depicted by MODSIM, a network simulation software package

Figure 6.1.6-3 Network Model of the Victoria and Randenigala System

Figure 6.1.6-3 に示すネットワーク構造を動的計画法に適用する。

4) 目的関数

動的計画法の目的関数はヴィクトリア発電所とランデニガラ発電所の合計の発生電力量の最大化であり、次式で示される。

$$\text{目的関数;} \quad \text{Maximize} \sum_{i=1}^m \text{Vic_ene}(t) + \text{Rnd_ene}(t) - \text{penalty}$$

ここに、

$\text{Vic_ene}(t)$: 時間 t におけるヴィクトリア発電所の発生電力量 (GWh)

$\text{Rnd_ene}(t)$: 時間 t におけるランデニガラ発電所の発生電力量 (GWh)

penalty : 下流への灌漑需要が満たされない場合に課されるペナルティ項

m : 時間ステップ数

発生電力量は落差と発電に使用する放流量の関数となり、次式で算定される。

$$\text{発生電力量} = g \times Q_{power} \times He \times \varepsilon \times t$$

ここに、

g	: 重力加速度 (m/s^2)
Q_{power}	: 発電使用水量 (m^3/s)
He	: 有効落差 (m)
ε	: 合成効率
t	: 発電時間 (hr)

灌漑用水は発電よりも優先順位が高いため、制約条件は灌漑需要が満たすことにある。しかし、灌漑需要を単純に制約条件として設定した場合には実行不可能解に陥り計算が収束しなくなるため、目的関数にペナルティ項（非常に大きな負数）を課して制約条件の代わりとする。ペナルティ項は灌漑需要が満たされない場合にのみ課され、灌漑用水への放流を優先させる。

5) 決定変数

決定変数は以下のとおり 4 つとなる；

$Vic_rel(t)$: 時間 t におけるヴィクトリア発電所からの放流量
$Rnd_rel(t)$: 時間 t におけるランデニガラ発電所からの放流量
$Q1(t)$: 時間 t における灌漑用地“Minipe Right Bank”への放流量
$Q2(t)$: 時間 t における灌漑用地“Minipe Left Bank”への放流量

6) 状態関数

状態関数はヴィクトリア貯水池とランデニガラ貯水池の水収支であり、次式で示される。

➤ ヴィクトリア貯水池

$$Vic_vol(t) = Vic_vol(t-1) + Inflow_vic(t) - Vic_rel(t)$$

➤ ランデニガラ貯水池

$$Rand_vol(t) = Rand_vol(t-1) + Inflow_rand(t) + Vic_rel(t) - Rand_rel(t)$$

7) 拘束条件

本モデル拘束条件は；

- ヴィクトリア貯水池とランデニガラ貯水池の貯水位は常に最低水位以上とする。
- すべての変数は正の整数とする。

8) 検討結果

1985 年から 2006 年まで 22 年間の流量・灌漑データを用い、ヴィクトリアとランデニガラ発電所の発生電力量を最大とする貯水池の運用について検討を行った。22 年間の最適貯水量を **Figure 6.1.6-4** に示す。

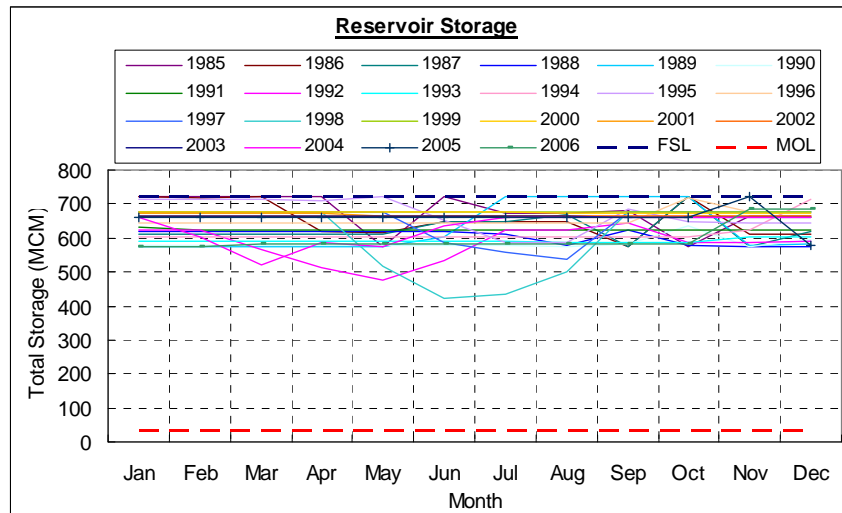


Figure 6.1.6-4 DP Result: Reservoir Volume Fluctuation

Figure 6.1.6-4 に示すように、解析結果は貯水容量が 600MCM から 700MCM の間の高い水位付近で高止まりする結果となった。これは、落差と発電効率の大きい高い水位での、運転を維持することがよいことを意味している。

9) 運用ルール

動的計画法で与えられた結果は 22 年間の最適貯水池運用であり、その結果自体は貯水池ルールカーブとはならない。貯水池ルールカーブは得られた 22 年間の結果をグラフに示し、各月の貯水量の上限と下限の包絡線および平均値の線を引き貯水池ルールカーブとする。

Figure 6.1.6-5 に最適貯水池運用結果に各月の上限と下限の包絡線および平均値の線を重ね合わせたものを示す。

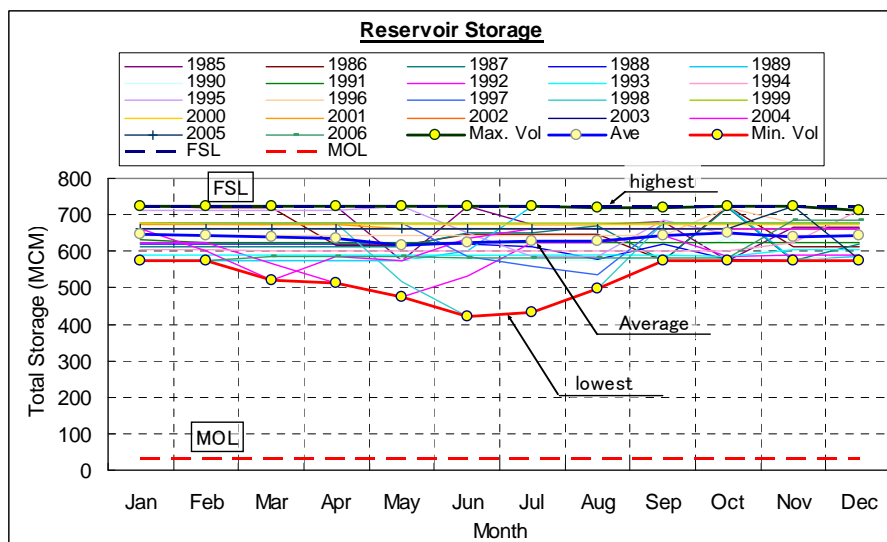


Figure 6.1.6-5 Reservoir Storage Volume Boundaries

上図の赤線で示される各月の貯水量の下限を下限貯水量とし、黒線で示される各月の上限を上限貯水量とする。ヴィクトリア貯水池の有効貯水量は Figure 6.1.6-6 のように分割し、それぞれ貯水量が少ない方から Zone A、Zone B1、Zone B2、Zone C とする。

Zone A ではピーク時間 (3 時間) のみの運転とし、使用水量は最大使用水量以下とする。
Zone B1 では最大使用水量で 3 時間運転を行い、Zone B2 ではピークに加え 2 次電力を発電する。
Zone C では Zone B2 に下がるまでフル運転を行う。

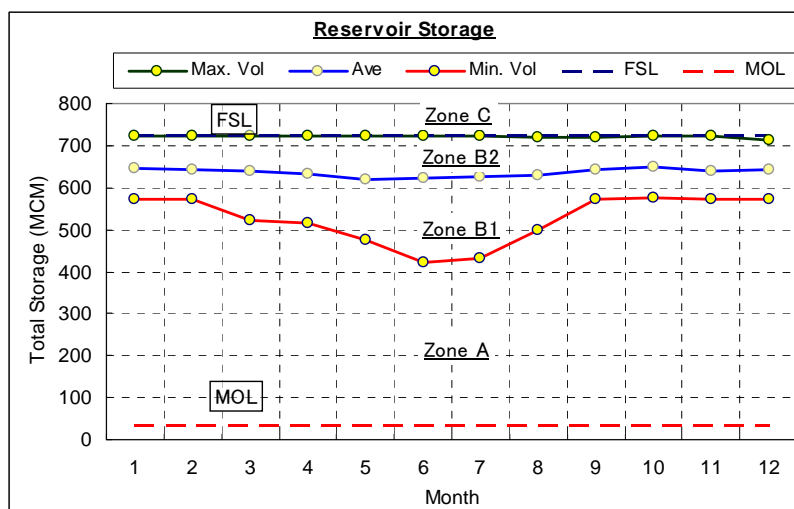


Figure 6.1.6-6 Storage Zone of the Victoria Reservoir

各ゾーンにおける発電使用水量と発電時間を以下のとおり設定した。

Zone A $Hr = 3$ 時間

$$Q_{power} = (Vol_{vic}(t) - Vol_{MOL}) / (Midtrgt(t) - Vol_{MOL}) * (Q_{max} - Q_{min}) + Q_{min}$$

ここに、

Hr : 発電時間

Q_{power} : 発電使用水量

$Vol_{vic}(t)$: 時間 t におけるヴィクトリア貯水池の貯水量

Vol_{MOL} : ヴィクトリア貯水池の最低水位における貯水量

$Midtrgt(t)$: 時間 t における中間目標貯水量

Q_{max} : 最大使用水量

Q_{min} : 最小の発電使用水量

Zone B1

$Hr = 3$ 時間

$$Q_{power} = Q_{max}$$

ここに、

Hr : 発電時間

Q_{power} : 発電使用水量

Q_{max} : 最大使用水量

Zone B2

$$Q_{power} = Q_{max}$$

$$Hr = Vol_{in}(t) / Vol_{max}$$

ここに、

- Hr : 発電時間 (≥ 3)
 $Vol_in(t)$: 時間 t における流入量
 Vol_max : 最大使用水量を使用して 1 時間発電するために必要な水量
 ただし Hr は 3 時間以上とする。

Zone C

$$Q_{power} = Q_{max}$$

Hr = 上限目標貯水量までフル運転を行う。

$$= (Vol_in(t) + Vol_vic(t-1) - Hightgt(t)) / (Vol_max)$$

ここに、

- Hr : 発電時間 (≥ 3)
 $Vol_in(t)$: 時間 t における流入量
 $Vol_vic(t)$: 時間 t におけるヴィクトリア貯水池貯水量
 $Hightgt(t)$: 時間 t における上限貯水量
 Vol_max : 最大使用水量を使用して 1 時間発電するために必要な水量
 ただし Hr は 3 時間以上とする。

(4) 揚水案の発電方式

6.1.11 で述べるように、WASPでの解析で、揚水案での増設発電所の年間最大発電量を年間 1,000 時間と想定して算出し、解析を行った。その結果、解析期間（2008 年から 2027 年）のうち、2021 年以降で揚水発電の時間が増えるが、2021 年から 2027 年までの平均年間発電時間は、374 時間となった。そこで、揚水発電時間を年間 374 時間とし、増設発電所で揚水発電をしていない日のピーク時間帯には、ヴィクトリア貯水池の自分流分を使用した発電を行う混合揚水とし、揚水案の電力量を算出した。

(5) 発生電力量計算

上記(3)で決められた貯水池運用ルールをもとに、22 年間の水文資料を用いて増設後の発生電力量の計算を行った。流量は 1985 年から 2006 年までの貯水池への流入量と下流の灌漑需要量を用い、無効放流は流入量から差し引いた。シミュレーションに用いた資料を Table 6.1.6-1 に示す。

Table 6.1.6-1 Data Used for Simulation Study

Data	Duration	Data type
Inflow	Jan 1985 to Dec 2006	Monthly Inflow discharge data at Polgolla diversion with inflow from residual basin. Spillover discharge is deducted from inflow.
Irrigation Demand	Jan 1985 to Dec 2006	Monthly demand quantity of Minipe Cut Left bank and Minipe Cut Right Bank
Spillover discharge	Jan 1985 to Dec 2006	Spillover discharge recorded at Victoria reservoir

ヴィクトリアとランデニガラ貯水池に流入する残留域からの流量は流域比で求め、実測された貯水池の水収支に合うように調整を行った。

発生電力量計算はExcelにマクロプログラムを組み込み、計算を行った。発生電力量の計算結果を **Table 6.1.6-2** に示す。

Table 6.1.6-2 Annual Energy and Power Output

	# of units	Expansion plant	Existing + Expansion plant					
		Installed Capacity (MW)	Annual Energy (GWh)	Firm Energy* (GWh)	Secondary Energy** (GWh)	95% Dependable Capacity (MW)	Pump-up Energy (GWh)	Net Annual Energy (GWh)
Basic Option	3	213	651	452	198	359		651
	2	140	651	381	271	336		651
Downstream Option	3	219	652	449	203	361		652
	2	143	652	378	275	333		652
Pumped Storage Option	3	198	729	445	284	396	-106	623
	2	128	711	343	368	310	-68	643

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.

Table 6.1.6-2 に示すとおり増設基本案と下流案を比べた場合、下流案の総落差は増設基本案より大きいにもかかわらず、発生電力量はほとんど同じ結果となった。理由としてはヴィクトリア貯水池とランデニガラ貯水池の間の有効落差が **6.1.5 (5)** で設定した落差よりも小さくなったことが挙げられる。これは、ランデニガラの貯水位はヴィクトリア水力発電所からの放流量に依存し、ヴィクトリア水力発電所からの放流によりランデニガラ貯水池水位が上がったものと見られる²。

揚水案の発生電力量は代替案の中で最も大きいのが、**Table 6.1.6-2** の右欄に示す揚水に必要な電力量を差し引くと発生電力量は3案の中で最も小さくなる。

結果として発生電力量計算では、電力量の増加が見込まれた下流案と増設基本案の発生電力量に大きな差はなく、揚水案では発生電力量は大きいのが、揚水に消費する電力量を考慮すると増設後の電力量の増加は見込めない結果となった。

6.1.7 地質

トンネル線形はヴィクトリア水力発電所の建設期間中に、軟弱な地盤に遭遇したため元々の線形を変更した経緯がある。発電所建設後、地質鉱山局作成の地図より既設トンネル近傍に断層が確認されている。

増設基本案のトンネル線形は断層にあたることはないが、下流案と揚水案は断層にあたる危険性が高い。そのため、下流案もしくは揚水案が採用された場合には、F/S 中か詳細設計時に追加の地質調査とその対策を講じる必要がある。これら地質調査の費用は下流案と揚水案の追加工事費となる (**7.2** 参照)。

² 電力量計算では、Randenigala 貯水池の水位は算出していないが、水収支計算から求めた水位を Appendix II に示した。