

9.2.3 新設の工事用道路及びアクセス道路

現在、ハトカム村からダムサイトまでの区間には本調査で実施した地質調査用の仮設道路がナムニアップ川左岸沿いに存在している。本仮設道路に簡易舗装改良工事を加えることで、建設時の工事用道路として利用することが可能である。しかしながら、本道路を工事完了後長期に渉りアクセス道路として利用した場合、周辺の急峻な地形から維持修復費用がかさむことが懸念される。従って、永久的なアクセス道路は主としてナムニアップ川右岸側に設置することとする。

ハトカム村からダムサイトまでの工事用道路及びアクセス道路の配置を図面 02 に示す。また、これらの道路の縦断及び横断図を図面 03 に示す。

アクセス道路は全長 12.1km で、ハトカム村を起点としナムニアップ川左岸側に設けられる管理事務所脇を通過し、逆調整池ダム地点で兩岸に分岐する。右岸道路は逆調整池ダム上の橋、2 箇所の土手(サドルダム)を通過後、本ダム発電所及び取水口ゲート塔に至る。一方、左岸側は 2 箇所の土手(サドルダム)に至る迄は、維持管理を目的としてアクセス道路が設けられる。この 6m 幅の幅員にはアスファルト簡易舗装が敷かれる。

左岸側アクセス道路のさらに先方には、全長 9.9km の工事用道路がダムサイトまで建設される。また、ソプヨーク村のコンクリート骨材採取場からダムサイトまでの工事用道路が別に建設される。この道路は全長 23.7km で、ナムニアップ川沿いの右岸側に設けられる。同工事用道路の配置を図面 04 に示す。

9.3 本ダム

9.3.1 一般配置

ダムサイトには、主たる構造物として 2 条の仮排水路トンネル、コンクリート表面遮水型ロックフィルダム(CFRD)、ゲート式洪水吐、取水口と導水路トンネル、サージタンク、ペンストック、地上式発電所、非常用放流設備等を配する。基本レイアウトを図 9.3.1 に示す。

中央コア遮水壁型ロックフィルダム(ECRD)及び転圧コンクリート重力式 RCC ダムとのダム形式比較検討の結果、ダムサイトの地形・地質的な条件、材料入手の容易さ、技術・コスト面での優位性から、CFRD が最も望ましいダム形式として選定された。ダム軸は、主として洪水吐流入部での掘削が過剰にならないようにとの観点から、ナムカサ川と本川の合流部下流約 1.1km とした。

洪水吐は、地形条件を考慮し左岸側に配置する。一方、取水口、導水路トンネル、サージタンク、ペンストック、地上式発電所を右岸側に配置する。片方に非常用放流設備を備えた 2 条の仮排水路トンネルも同様に右岸側に配する。

本ダム諸元は以下の通りに定める。

- 堤頂標高 : EL.325.0m
- パラペット擁壁天端標高 : EL.325.7m
- トースラブ底標高 : EL.174.0m
- ダム高 : 151m (EL.325-EL.174)
- 堤頂幅 : 10m
- 堤頂長 : 513m
- 上流側勾配 : 1:1.4
- 下流側勾配 : 1:1.4
- 堤体積 : 7.3 百万 m³

なお、CFRD の設計にあたってはオーストラリア大ダム会議(ANCOLD)が 1991 年に作成したガイドライン等を参照した。

9.3.2 ダム軸の選定

第 1 フェーズ調査では、当時の 1:25,000 既往地形図上で、ナムニアップ本川とナムカサ川の合流地点より約 800m 下流の溪谷をダム地点として選定していた。

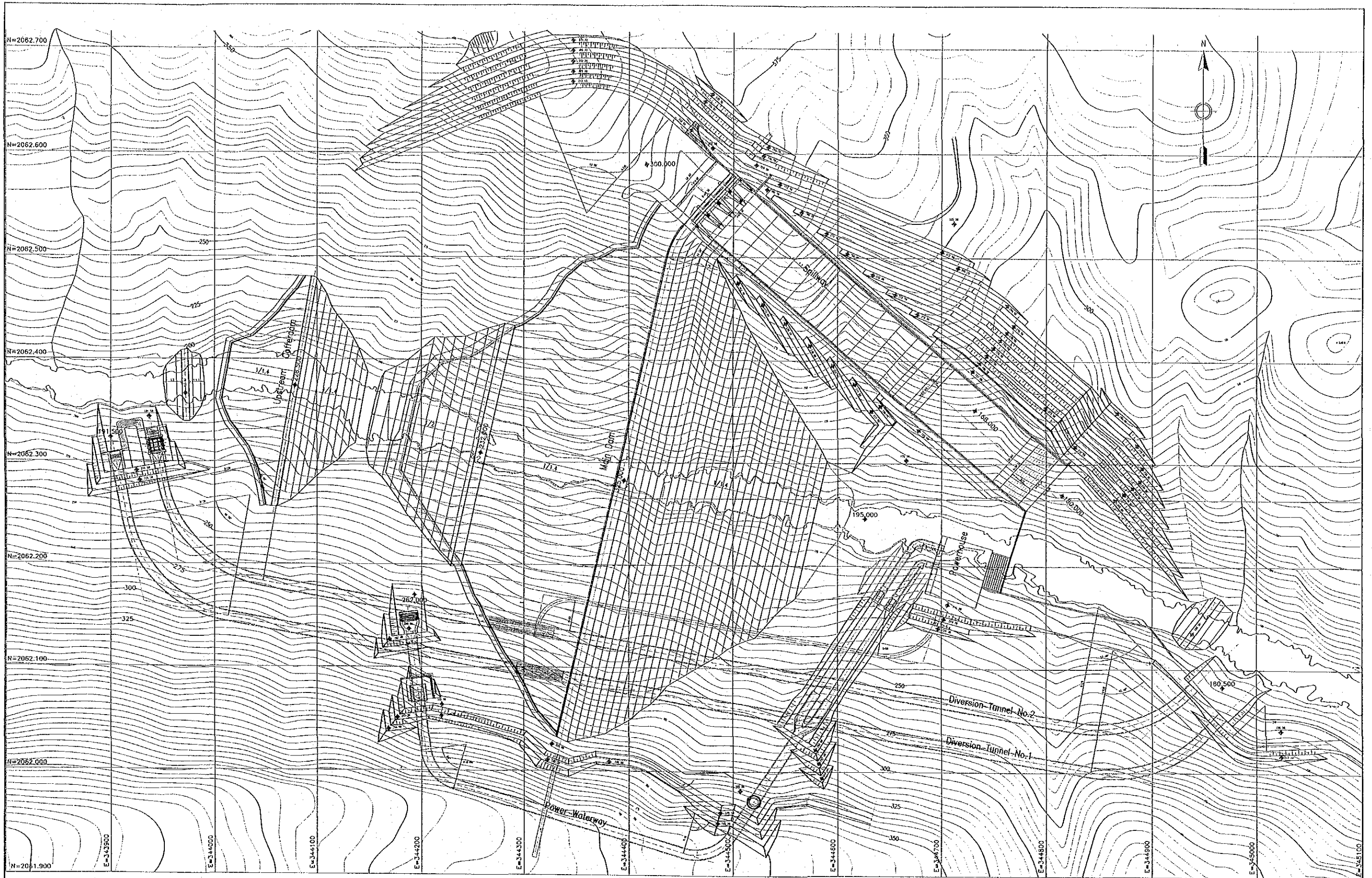
しかし、本第 2 フェーズ調査で、新規作成された地形図を下に同地点をダム軸とした場合を検討した結果、地形的な制約から洪水吐導流部の掘削高が図 9.3.1(図面 05)に示すように約 180m に達することが明らかとなった。兩岸アバットメント上部に分布する礫岩は、掘削にさらされるとオープンクラックを生じやすい傾向にあるため、このような高さの掘削は望ましくないと判断した。この結果、さらに下流のダム軸代替案を設定した。

新規下流軸案では、左岸・右岸の地形的条件が大きく異なっているため、洪水吐をこれら兩岸に配した場合について工事費の比較を行った。右岸・左岸に洪水吐を配した場合のレイアウトを図 9.3.2 に示した。上記各代替案の比較結果を下表に示す。

表 9.3.1 ダム軸代替案の比較

No.	比較項目	単位	上流軸案 右岸洪水吐	新規下流軸案 右岸洪水吐	新規下流軸案 左岸洪水吐
1.	ダム堤体積	mil.m ³	7.0	7.2	7.3
2.	洪水吐掘削量	mil.m ³	7.1	8.5	5.8
3.	直接工事費計	mil.US\$	301.6	313.9	291.8
4.	洪水吐導流部掘削高	m	180	135	90

比較検討の結果、下流軸で左岸に洪水吐を配する案が、他案に比して経済性で勝るのみならず、掘削高をも低く抑えることが可能であることが判明した。したがって、本案を採用することとした。

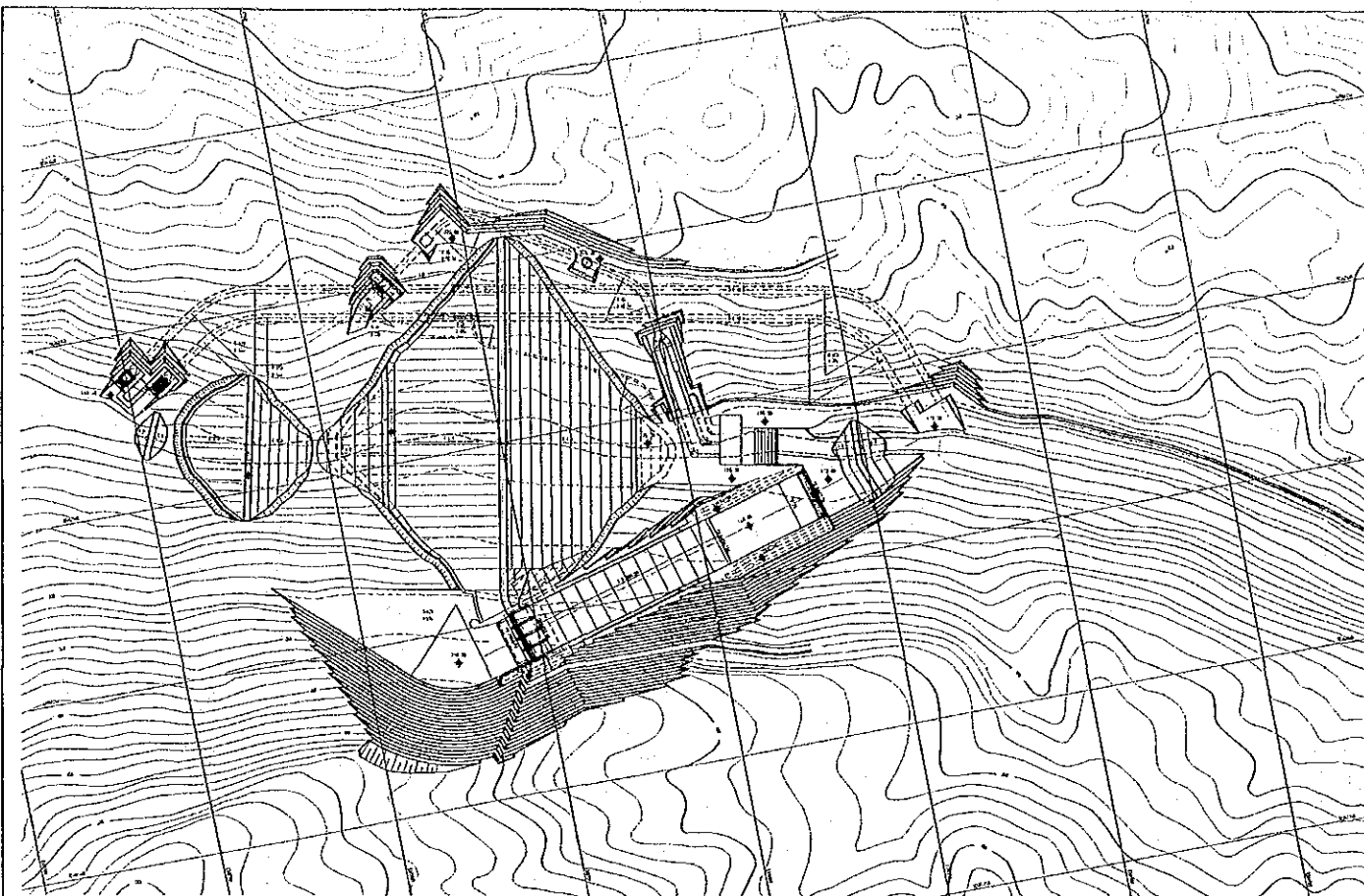


SCALE 0 100m

FEASIBILITY STUDY
ON THE NAM NGIEP-1 HYDROELECTRIC POWER PROJECT (Phase II)
IN THE LAO PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

図 9.3.1

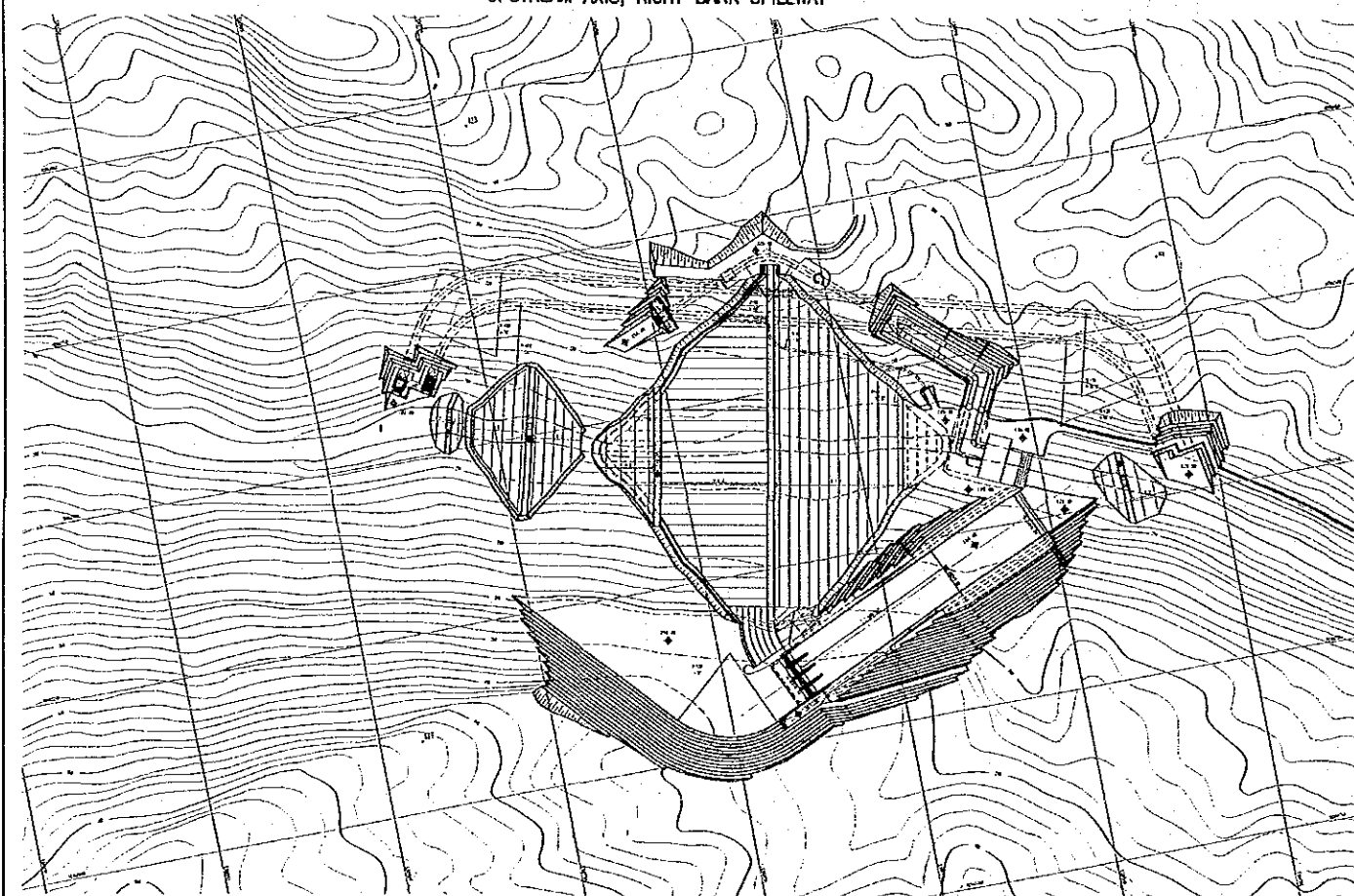
本ダム、一般配置図



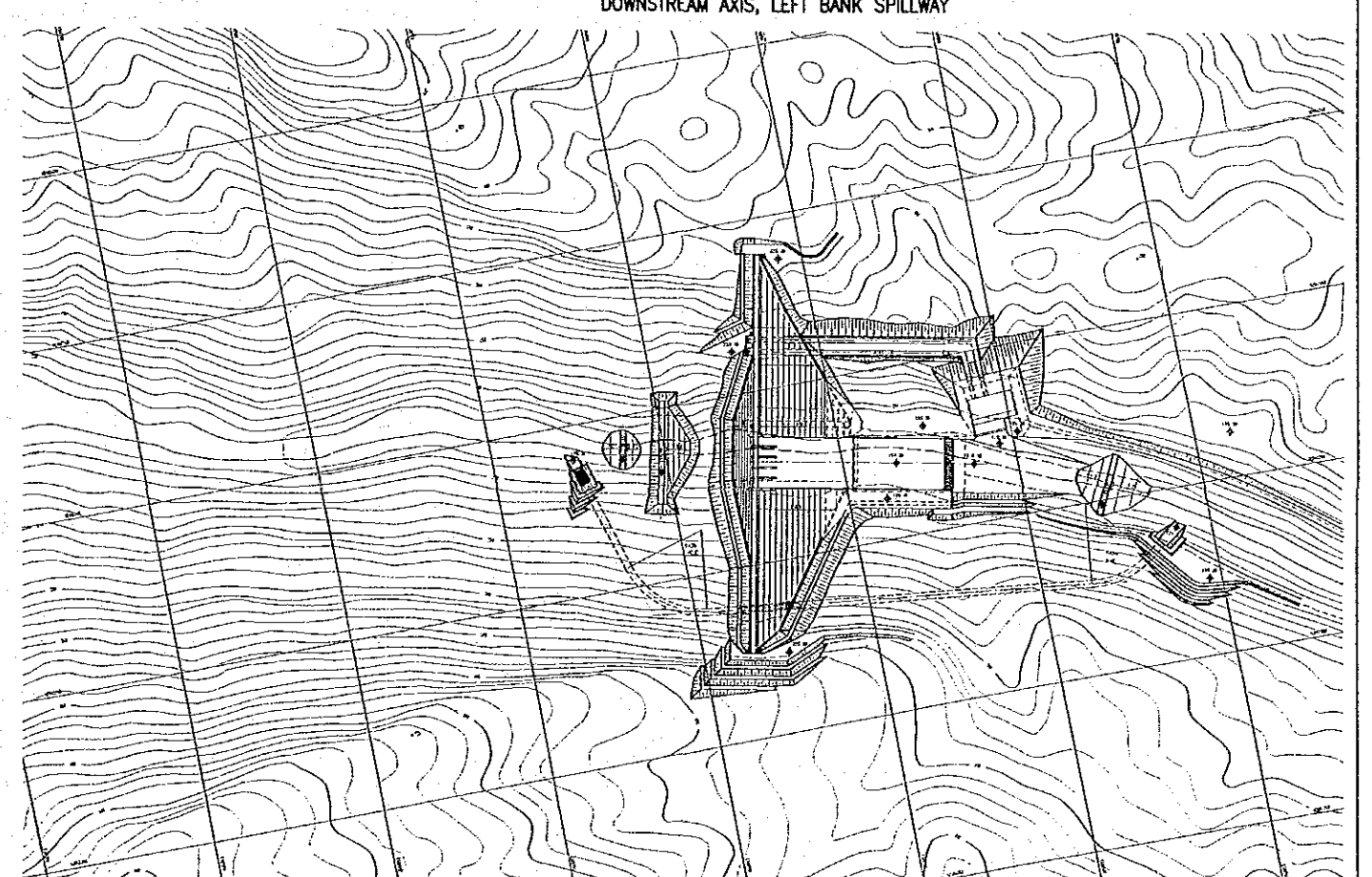
UPSTREAM AXIS, RIGHT BANK SPILLWAY



DOWNSTREAM AXIS, LEFT BANK SPILLWAY



DOWNSTREAM AXIS, RIGHT BANK SPILLWAY



DOWNSTREAM AXIS, RCC PLAN

SCALE 0 500m

FEASIBILITY STUDY
ON THE NAM NGIEP-I HYDROELECTRIC POWER PROJECT (Phase II)
IN THE LAO PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

图 9.3.2
本ダム、一般配置図 (代替案: 将来拡張時)

9.3.3 ダム形式

地形・地質的な条件を考慮すると、本プロジェクトに適用可能なダム形式として、①コンクリート表面遮水型ロックフィルダム(CFRD)、②粘土心壁型ロックフィルダム(ECRD)、③重力式転圧コンクリートダム(RCC)が考えられる。

しかしながら、ECRD の場合、必要とされる大量の土質材料の存在がダム地点近くで確認されるに至っていないこと、また雨季にはコア材盛立の作業に支障が予想されることから、代替案としての検討対象から除外した。

RCC 案については、そのレイアウトを図 9.3.1 に示すように考えた。ダム諸元は、堤体基礎が C₄級堅岩に着岩し、かつその安定性が確保されるように、以下のように定めた。

- 堤頂標高 : EL.325m
- 堤頂幅 : 7.0m
- 下流側勾配 : EL.325m~EL.314m は垂直、EL.314m 以下は 1:0.8
- 上流側勾配 : EL.325m~EL.220m は垂直、EL.220m 以下は 1:0.4
- ダム高 : 160m (ダム基礎 EL.165m)

CFRD 案と RCC 案の工事費比較を下表に示す。

表 9.3.2 CFRD 案と RCC 案の比較

項目	単位	RCC	CFRD
ダム堤体積	mil.m ³	2.8	7.3
堤体の単価	US\$/m ³	48.6	3.3
直接工事費計	mil.US\$	332.7	291.8

CFRD 案が RCC 案に経済性で勝ることが明らかとなった。よって CFRD 案を最適なダム形式として選択した。

9.3.4 本ダムの詳細検討

(1) ダム堤頂

ダム上流堤頂に 4.7m 高のパラペット擁壁を設け、波浪防御の機能をもたせると同時に、堤頂を通行する歩行者に対する安全柵(堤頂より 0.7m 高)となるようにする。パラペット擁壁頂部標高は、風・地震による波浪高及び洪水吐を有するフィルダムに対する余裕高を加味して、以下の条件を満足するように EL.325.7m に設定する。

- FSL より 5m 以上上部にあること(>EL.320m+5m=325m)

- PMF時洪水水位(EL.324.2m)より 1.5m 以上上部にあること(>EL.324.2m+1.5m=325.7m)

堤頂標高は EL.325m とする。総堤頂長は 513m、堤頂幅は 2 車線道路が設けられるように 10m とする。堤頂の詳細構造を図面 07 に示す。

なお、設計上の標高とは別途、施工時に盛立の沈下に対する余裕高を見込む必要がある。一般には、良く転圧された盛立の場合、盛立高の 0.5~1%を見込めば十分とされる。よって本プロジェクトの場合には 1m 程度の余裕高が必要となる。但し、添付図面にはこの余裕高を除いて標高を示しているため、施工時には注意が必要である。

(2) ダム堤体勾配

堅固なロック材での盛立勾配は、1:1.3 の安息角で安定することが一般に認められている。本プロジェクトでは一部に砂岩を盛立に用いることを考慮に入れ、上下流勾配とも、これより若干緩くし図面 07 に示すように 1:1.4 とする。

(3) ダム基礎

全ての河床堆積物、及び風化度の進行した岩は、ダム堤体盛立前に全て掘削・撤去する。トースラブを除くダム堤体は風化度の軽微な C_L 級岩の上に設ける。

(4) トースラブ

ダム堤体上流法面スラブの接地部にはトースラブを設け、水密性を高くする。トースラブはまた、コンソリデーショングラウト及びカーテングラウトのグラウトキャップとしても機能する。

トースラブは十分な強度と低い変形性を有する C_M 級岩に接地させる。したがって、最深部でトースラブ底標高を EL.174m に設定した。

当ダムサイトの C_M 級岩は、右岸地質褶曲部の「軽微にエロディブル」な部分と、それ以外の「エロディブルでない」部分に大別される。一方、一般的な CFRD 設計指針によれば、トースラブ位置での可能動水勾配は前者で 1:18、後者で 1:12 となる。よってトースラブのエプロン幅を左岸最深部で 8m、右岸最深部で 12m とする。また、エプロン幅及び厚さは下表に示すように標高によって変える。

表 9.3.3 トースラブ幅

標高 (m)	左岸エプロン幅 (m)	右岸エプロン幅 (m)	スラブ厚 (m)
EL.220 以下	8.0	12.0	0.80
EL.220 - EL.250	6.0	8.0	0.65
EL.250 以上	4.0	6.0 - 4.0	0.50

スラブ厚は、法面スラブ厚と同程度とする。スラブには断面積比で最低 0.3% 程度の鉄筋を配する。また、トースラブはアンカーバーにて堅岩に固定し、施工時の荷重やグラウト圧に

耐えるようにする。

トースラブと法面スラブの境界にはフレキシブルジョイントを設け、法面スラブの変位を吸収できるようにする。このためにジョイントフィラーと2枚の止水板を埋める。止水板はトースラブ間のジョイントにも設ける。

トースラブ上下流方向の岩盤面に、それぞれ2m幅、5m幅で浸透長増加を目的とした吹付コンクリート工を施す。

(5) 基礎処理

トースラブ表面からの基礎処理として、カーテングラウト及びコンソリデーショングラウトを行う。前者は透水性の低い帯状の層を深く形成することを目的とし、後者は動水勾配が最大となるトースラブ直下の漏水を防ぐことを目的とする。

原則的に、中央1列のカーテングラウトとこれを挟んでの2列のコンソリデーショングラウト、計3列の配置を考える。例外的に、透水性が心配される右岸の地質褶曲部については、トースラブ幅を広げてカーテングラウトを2列とする。

カーテングラウトの深さは過去の実績と地質条件を勘案した上で、左岸で「 $H/3 + 25$ 」(Hは孔上のダム高 m)とし、右岸では更に25m加えて「 $H/3 + 50$ 」とする。したがって、右岸最深部でのグラウト長は100mに達する。各深度でのグラウト長は図9.3.3(図面06)に示す通りとなる。グラウト孔間隔は、1次孔を6mとし、追加の2次、3次孔は中央内挿法により施工される。

コンソリデーショングラウトは孔間隔3m、長さは地質褶曲部分で10m、その他で5mを考える。また、グラウト作業用トンネルをダム天端右岸に100m、洪水吐のある左岸に30mそれぞれ設ける。

(6) 法面スラブ

最小法面スラブ厚は、施工性を考慮すると30cm以上必要である。また、過去の実績からみてスラブでの動水勾配は200以下に抑えることが望ましい。以上の判断に基づき法面スラブ厚は、 $t = 0.3 + 0.003 \times H$ (単位 m、Hはダム高)から算定する。頂部で0.30m、最深部で0.8mのスラブ厚となる。スラブには断面積比で最低0.5%程度の鉄筋を配し、止水板をジョイントに設ける。

(7) ダム堤体のゾーニング

図面07に示すように、ダム堤体断面内をその機能から、トランジション・ゾーン、メインロックフィル・ゾーン、止水ゾーンの3者に区分する。

トランジション・ゾーンは上・下流方向に2つに分けられる。上流トランジション・ゾーンは法面スラブを支持する基礎として施工され、材料の巻出し、振動ローラーによる転圧などの

施工性を考慮した 5m 幅に小粒のロック材を用いて造られる(図面 07 の“2”)。転圧の層圧は最大骨材 75mm を用いて 0.5m である。

下流トランジション・ゾーンは、フィルターの目的で上流トランジション・ゾーンの直下に選別されたロック材を 5m 幅で施工するものである(同 3A)。このゾーンは選別された上・下流ゾーンの間間的な粒度を巻き出し、上流トランジション・ゾーンと同じ層圧で転圧される。

メイン・ロックフィルゾーンは基本的に透水性で、貯水池からの水圧に充分耐えるロック材で造られる。これは上・下流方向の 2つのゾーンで構成され、上流部の 2/3 を占める上流ロックフィルゾーンと水圧を緩やかに基礎部へ伝える下流ロックフィルゾーンからなる。

サイトで採取される礫岩及び砂岩が盛立に用いられる。上流ロックフィルゾーンには盛土の沈下や変位を低く抑え、ひいてはコンクリート表面スラブのクラック防止に配慮するため、より強度のある礫岩を用いる(同 3B)。転圧層圧は原則 1m、トランジション・ゾーンとの境界では 0.5m とする。一方、下流ロックフィルゾーンに対しては、砂岩を流用し(同 3C)、層厚も 1.5~2m に増加させる。ロック材の寸法は層厚相当とする。

止水効果の落ちる継目からの漏水を制限する目的で、粒度の良い礫からシルトまでの材料を止水ゾーンとして堤体上流に施す(同 1A)。また、止水ゾーン上面はランダム材(同 1B)で覆う。

9.4 仮排水設備

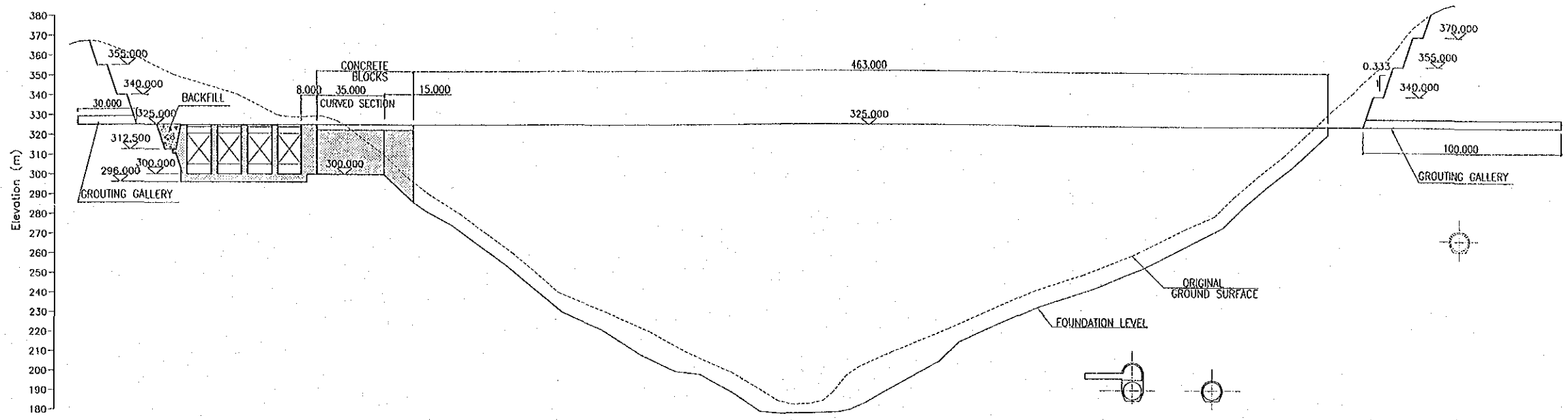
9.4.1 一般配置

本ダム施工中、河川水は右岸に掘削された 2本のトンネルを通じ転流される。トンネルは泥岩・砂岩の互層に掘削される。また、本ダムの上・下流部には仮締切堤をそれぞれ設ける。

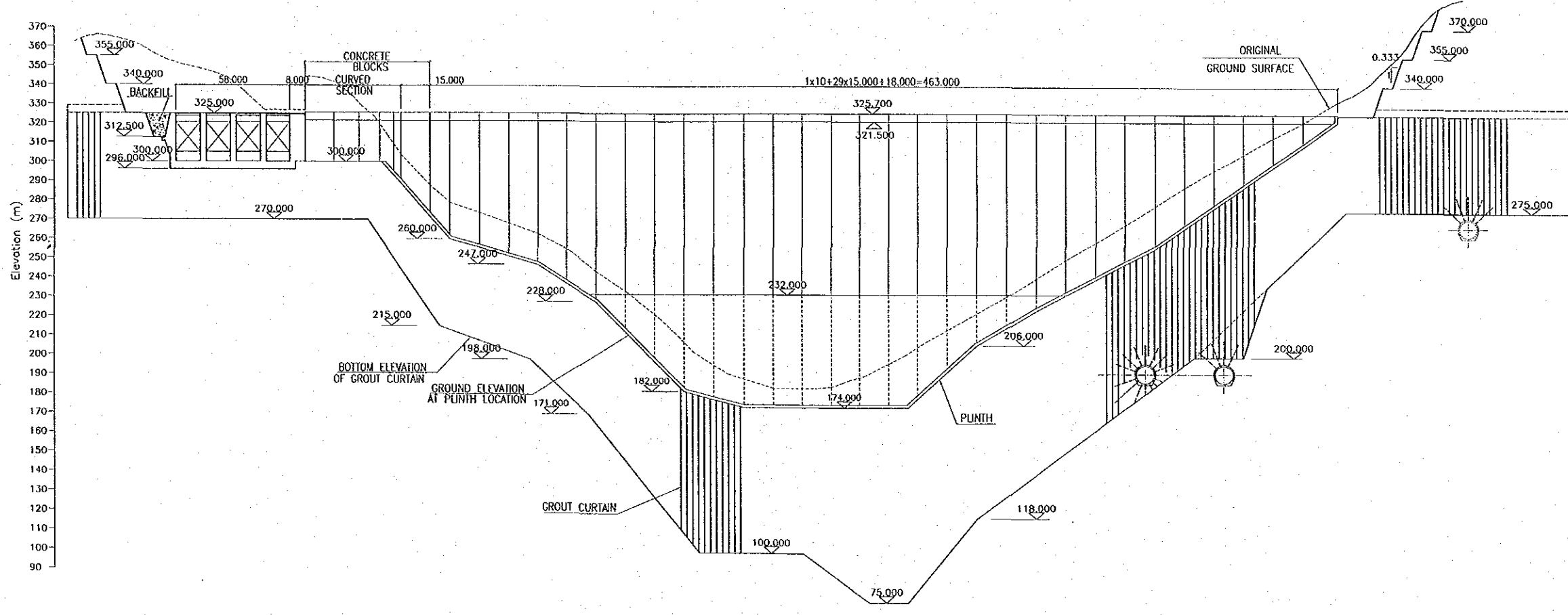
転流の機能が終了すると、内 1本(No.1)を完全に閉塞する。一方、もう 1本(No.2)には放流設備を設ける。堆砂の影響を防ぐために No.2 トンネルの流入部には取水タワーとトラッシュラックを設置する。排水路トンネルのレイアウトを図面 11~14 に示す。

仮排水設備の諸元は以下の通りに設定する。

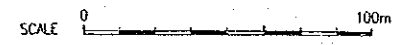
- トンネル条数 : 2本
- トンネル内径 : 9.2 m (2本とも同径)
- トンネル巻厚 : 0.7m
- トンネル長 : 1,176 m(No.1)及び 1,079 m(No.2)
- 仮締切堤高 : 46.5 m (上流側)



LONGITUDINAL SECTION ALONG THE REFERENCE LINE



FRONT ELEVATION



FEASIBILITY STUDY
ON THE NAM NGIEP-I HYDROELECTRIC POWER PROJECT (Phase II)
IN THE LAO PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

図 9.3.3

本ダム、縦断及び立面図

9.4.2 設計確率洪水

CFRD の仮排水設備の設計をするにあたり確率洪水年をいくらにすべきかについては、明確な基準は存在していない。

以下はラオス国で過去実施された CFRD のフィージビリティ・スタディで採用された確率洪水年である。

表 9.4.1 ラオス国 CFRD の設計確率洪水年

プロジェクト	設計確率洪水年	備考
Hoay Ho 水力	20	稼動中
Nam Ngum 2 水力	25	計画中
Nam Ngum 3 水力	100	計画中

ナムニアップ発電所はダム直下に設けられるため、設計確率洪水年を小さくとると施工中に洪水に見舞われる可能性が高くなる。工期の遅れに直結するこうしたリスクを低減するため、確率洪水年を大きめにとって安全側の設計とする必要がある。

以上にに基づき、設計対象洪水量は 25 年確率洪水量の 2,420 m³/s とする。なお、これより小さい確率洪水年では、第 5.6 章に示したように、5 年確率で 1,590 m³/s、10 年確率で 1,930 m³/s、20 年確率で 2,300 m³/s である。

9.4.3 仮排水設備の最適化

(1) 代替仮排水設備案

本ダムの上・下流部に仮締切堤をそれぞれ設ける代りに、本ダムそのものを締切堤とする段階施工案が考えられる。この場合には、1 乾季の間に本ダム盛立高さが仮排水設計洪水位以上に立ち上がらなければならない。

ダムサイト右岸底部には、地質褶曲の存在が確認されている。この部分のグラウト作業には若干の不確実性が残っている。このため、グラウト作業がクリティカルとなる CFRD の盛立作業で、1 乾季の間に所定の高さまで施工する確実性は低い。したがって、本ダムの一部を上流仮締切堤とする段階施工案は採用しないこととした。

(2) 最適仮排水設備寸法

転流量が大きく、また放流設備を施工しながら転流を行うため、2 本のトンネルが必要となる。最適な仮排水設備寸法は、トンネルと上流締切堤の建設費の合計を最小化することで求められる。この結果、表 9.4.2 に示すようにトンネル内径 9.2m、上流締切堤頂標高 EL.228.5m が最適な組合せとなった。

表 9.4.2 最適仮排水設備寸法

No.	項目	単位	比較代替案				
			8.8	9.0	9.2	9.4	9.6
1.	転流トンネル径	m	8.8	9.0	9.2	9.4	9.6
2.	上流締切堤高	1,000 US\$	53.2	49.7	46.5	43.6	40.9
3.	建設費	1,000 US\$	21,555	21,364	21,300	21,346	21,469

注釈：上記建設費はトンネル、取水・排水口部コンクリート、閉塞工及び上流仮締切堤を含む。

9.4.4 仮排水設備の詳細検討

転流工は小流量時には自由水面水路として、また大流量洪水時には圧力水路として機能する。9.2m径のトンネル2本を設けた場合の貯水池水位－流量曲線を図9.4.1に示す。

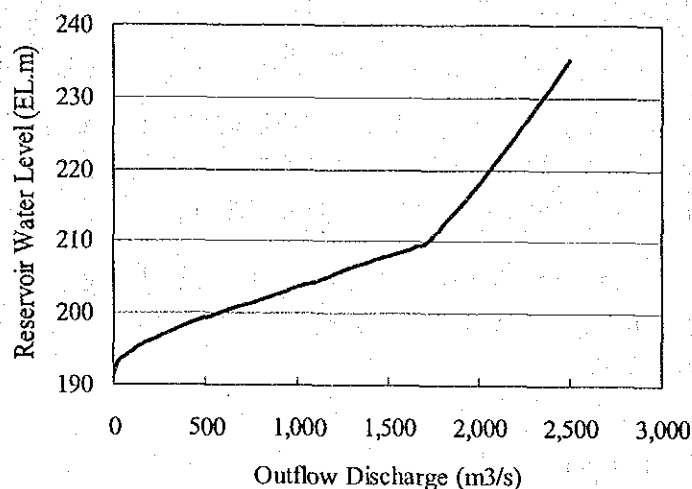


図 9.4.1 仮排水設備 貯水位－流量曲線

上流締切堤の堤頂までの貯水池容量は比較的小さいが、ピーク流量調節効果は若干期待できる。9.2m径トンネル2条の場合、25年確率洪水は 2,420 m³/s から 2,260 m³/s までカットされる。これに対応する貯水位は EL.226.5m となる。

上流締切堤は 46.5m 高の CFRD として設計する。堤頂標高は 25 年確率洪水を 2m の余裕高で流せるように EL.228.5m とする。一方、下流締切堤の堤頂標高は 25 年洪水の背水計算結果に 1m を加え、EL.188m とする。

トンネルの取水・排水口敷高はそれぞれ EL.191.5m、EL.180.5m とする。トンネル長は No.1 が 1,176m、No.2 が 1,079m で、いずれも内径 9.2m の円形断面とする。両トンネルの中心間隔は 40m とする。トンネル巻厚は 0.7m とし、自由水面流れの底面侵食に備えて全周配筋を行う。また、トンネル全長にわたり裏込めグラウト及びコンソリデーショングラウトを実施する。また、各仮排水路トンネルの流入口には、締切ゲートを 2 門設ける。

9.5 洪水吐

9.5.1 一般配置

本プロジェクトの洪水吐は、ダム左岸に位置するゲート式越流タイプとする。ゲート4門を配した越流部から流下した洪水は、矩形コンクリート開水路を通り、水平水叩き形式の減勢池を経由してダム下流に放流される。洪水吐の縦横断図を図面15～18に示す。

本設計で採用する洪水吐の形状及び水理諸元は以下の通りである。

- 非越流部標高 : EL.325.0m
- 導流路敷高 : EL.300.0m
- 越流頂標高 : EL.305.0m
- ゲート諸元 : 4門、12.25m幅、16.5m高
- PMF時の洪水位 : EL.324.2m
- 水路幅 : 58m (=12.25m x 4 + 3.0m x 3)
- 減勢池敷高 : EL.168.0m
- 減勢池長 : 114m
- 掘削数量 : 5.8百万 m³

9.5.2 設計確率洪水

大ダムの既往設計事例に準じ、PMF(14,220m³/s)に対し、貯水池のピーク流量調節効果を見込んで、洪水が下流に安全に流せるように設計する。

また、第8.3.2章で詳述した背水影響検討によれば、タビアン地区での実質的な水没を避けるためには、貯水池洪水位も常時満水位(FSL)と同じEL.320m以下に押える必要がある。よって、洪水吐の機能を5,210 m³/s(1,000年確率洪水)がゲート全開状態でFSL以下で流せるように設計する。

一方、下流減勢池は100年確率洪水である3,290 m³/sに対して設計する。

9.5.3 代替洪水吐案

本プロジェクトの洪水吐は、貯水池上流域に洪水時被害をもたらさずにFSLを出来るだけ高く設定できるように、ゲート式越流タイプとした。ノン・ゲート方式、ゲート/ノン・ゲート併用方式等は、いずれも洪水時被害を避けるためにFSLを下げねばならず、発電量の低下を来すことから、採用しないこととする。

9.5.4 洪水吐の詳細検討

越流部前面には、緩やかに洪水流を誘導するための導流部を設け、敷高が越流部堤高より5m低いEL.300mになるよう掘削する。

越流部には12.25m幅、16.5m高のラジアルゲートを4門配置する。この諸元は、単位水路幅当り流量が200 m³/s/mを超えないように、またゲート高が20mを越えないようにして定めた。前述したように同越流部は、5,210 m³/s(1,000年確率洪水)をゲート全開でFSLで流せる。また、PMF(14,220 m³/s)に対しては、貯水池の調節効果によりピークカットされた流量7,860 m³/sが洪水位324.2mで流下できる。また、ラジアルゲートの前面に維持管理用ストップログを設置する。

洪水が流下する矩形コンクリート開水路の幅は58m、導流壁高は7.6mでPMF時の流量7,860 m³/sが越流することなしに流下できる能力を有する。水平水叩き形式の減勢池は100年確率洪水である3,290 m³/sに対して設計する。減勢池長は114m、底敷高は標高168mとする。

9.6 非常用放流設備

9.6.1 一般配置

非常用放流設備を底部放水路として、貯水池初期湛水時の水位上昇速度の制限、下流河道への維持用水の放流、緊急時の水位低下などの目的で設置する。

底部放水路は、ダムの完成後に締切られた2号仮排水路トンネルを利用して設ける。バルブ室はトンネル中間部のメインプラグ内に設置する。バルブ室への進入用に右岸発電所ヤードよりギャラリーを設ける。

本設計で採用する放流設備の形状及び水理諸元は以下の通りである。

- 放流容量 : 200 m³/s(貯水池水位がFSLの場合)
- 放流バルブ径 : 2.5 m
- 鋼製パイプ : 3.5 m径、45m長
- ギャラリー長 : 410 m
- 閉塞工長 : 45 m

9.6.2 放流設備の詳細

2号仮排水路トンネルの閉塞工末端に2.5m径のHowel-bunger式バルブを設ける。この寸法は9.2m径のトンネルに設置しうる最大級であると考えられる。

貯水位とバルブからの放流量の相関を図 9.6.1 に示す。水位が一定値に達するまで、放流量は流入部タワー取水部の能力により決まるのがわかる。図によれば、放流能力はナムニアップ川の年間平均流量とほぼ匹敵するオーダーであり、貯水位の管理及び維持流量の放流に十分な能力を有することが分る。

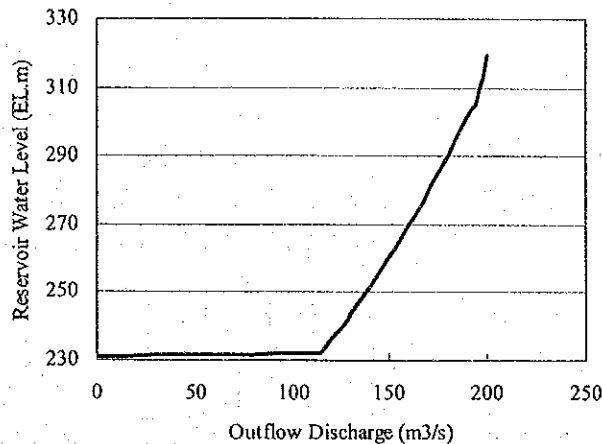


図 9.6.1 非常用放流設備 貯水位—流量曲線

上記バルブの他、緊急用ゲートを設ける。排水路トンネルの閉塞工長は、コンクリート剪断力に対する安全率 4 を見込んで 45m とする。

9.7 発電用取水口及び導水路

9.7.1 一般配置

発電用取水口、導水路トンネル、サージタンク、ペンストックを本ダムの上流側に配置する。これらの構造物の配置にあたっては、将来設備容量の拡張が有り得ることを前提とする。即ち現計画の 260MW(16 時間ピーク)から図面 27 に示す 520MW(8 時間ピーク)への拡張が将来行われる可能性あることから、現計画の 260MW 用導水トンネルを山側に配し、拡張用のスペースを川側に残すようにする。発電用取水口及び水路の形状諸元は以下の通りである。

- 取水口敷高 : EL.263 m
- 導水路トンネル長 : 504 m
- 導水路トンネル内径 : 9 m
- サージタンク径 : 12 m
- サージタンク主槽高 : 45 m
- ペンストックトンネル長 : 50 m

- ペンストック(開掘削)長 : 243 m(水平距離)
- ペンストック内径 : 8.0 m(分岐前)、6.4 - 4.0 m(分岐後)
- ペンストック終端標高 : BL.177.5 m

9.7.2 水路の最適化

(1) 最適導水トンネル径

最適導水路トンネル径は、導水路トンネル及び取水口の建設費、維持管理費、及び損失水頭エネルギーの現在価値の和を比較することで求められる。径 8.6m から 9.4m まで 0.2m 間隔で比較すると、表 9.7.1 に示すように、9.0m 径が最も経済的であることが分る。

表 9.7.1 最適導水トンネル径

No.	項目	単位	比較代替案				
1.	導水トンネル径	m	8.6	8.8	<u>9.0</u>	9.2	9.4
2.	建設費・維持費の現在価値	1,000 US\$	6,861	7,116	7,288	7,629	7,894
3.	損失水頭エネルギーの現在価値	1,000 US\$	3,624	3,248	2,918	2,624	2,371
4.	現在価値計	1,000 US\$	10,485	10,364	<u>10,206</u>	10,253	10,265

(2) 最適ペンストック径及び閉鎖時間

最適ペンストック径及び閉鎖時間は、ペンストック、水車及び発電機の建設費、維持管理費、及び損失水頭エネルギーの現在価値の和を比較することで求められる。平均ペンストック径 5.2m から 6.0m まで 0.2m 間隔、閉鎖時間 5 秒から 7 秒まで 1 秒間隔で比較すると、表 9.7.2 に示すように 5.6m 径、6 秒閉鎖時間が最も経済的であることが分る。

表 9.7.2 最適ペンストック径及び閉鎖時間

項目	単位	比較代替案				
ペンストック径(平均)	m	5.2	5.4	<u>5.6</u>	5.8	6.0
閉鎖時間	秒	5	5	5	5	5
水圧上昇率	%	28.0	25.7	23.7	22.0	20.4
建設・維持費の現在価値	1,000 US\$	34,964	35,507	36,187	36,740	37,450
損失水頭エネルギーの現在価値	1,000 US\$	11,451	10,274	9,351	8,619	8,026
現在価値計	1,000 US\$	46,415	45,781	<u>45,538</u>	45,359	45,476
閉鎖時間	秒	6	6	6	6	6
水圧上昇率	%	22.9	21.0	19.4	18.0	16.7
建設・維持費の現在価値	1,000 US\$	34,781	35,222	35,879	36,643	37,248
損失水頭エネルギーの現在価値	1,000 US\$	11,451	10,274	9,351	8,619	8,026
現在価値計	1,000 US\$	46,232	45,496	<u>45,230</u>	45,262	45,274
閉鎖時間	秒	7	7	7	7	7
水圧上昇率	%	19.3	17.8	16.4	15.2	14.2
建設・維持費の現在価値	1,000 US\$	34,868	35,414	35,922	36,675	37,292
損失水頭エネルギーの現在価値	1,000 US\$	11,451	10,274	9,351	8,619	8,026
現在価値計	1,000 US\$	46,319	45,688	45,273	45,294	45,318

9.7.3 取水口及び導水路の詳細検討

(1) 発電用取水口

取水敷高は、100年堆砂標高として想定される EL.230m 以上とし、かつ導水路トンネル径の2.5倍以上の深さで MOL の下となるようにし、さらに開掘削が高くなりすぎないように、EL.263m に設定する。また取水口断面は、トラッシュラック前面での流速が 1 m/s 以下になるように設計する。

(2) 圧力導水路トンネル

導水路トンネルは、現計画の 260MW に対し 1 条とする。トンネルは主として泥岩・砂岩の互層中に掘削される。全長は 504m、内径 9.0m の円形断面とする。将来、発電容量の拡張を行う場合には、さらに同断面 1 条を川側に 40m の中心距離をおいて建設することになる。

コンクリート巻厚は、経験式 $t=0.05xD+0.25$ (単位 m、D は内径) に基づき 0.7m とする。内水圧に抵抗するために鉄筋を全周に配する。また、トンネル全長にわたり裏込めグラウトとコンソリデーショングラウトを施す。

(3) サージタンク

サージタンクは、一般的に経済的とされる制水口タイプとし、トーマの安定条件より主槽径を 12m とする。概算によれば USWL 及び DSWL はそれぞれ標高 333m 及び 289m となる。主槽天端と底部の標高はこれらに 2m 及び 1m の余裕高を加味してそれぞれ標高 333m と 288m とし、よって主槽高は 45m となる。主槽の下には 5.5m 径のライザーを 16.8m 高さで設け、導水路トンネルと接続する。この接続部には、直径 4.4m の制水口を設ける。

(4) ペンストック

サージタンク下流部には 8m 径の埋設式水圧鉄管路を擁するペンストックトンネルを 50m 区間建設する。トンネル出口でペンストックは 2 条に分岐し、水平距離 243m で発電所に到達する。分岐後のペンストック径は 6.4m から 4.0m に漸縮する。水圧鉄管の総重量は約 2,100 トンに及ぶ。

9.8 本ダム発電所

9.8.1 一般配置

発電所は、ダム本体の下流側の平場に位置した半地下式で計画する。地上標高は、放流庭での 100 年確率洪水位より 2m 上がりの EL.195m とする。発電所には 2 基の縦軸フランシス型発電水車を備える。水車の据付高さは、一台運転時の水車ランナーのキャビテーションを考

慮して EL.177.5m とする。

発電所建屋は、発電機主回路の開閉機器、励磁装置、水車制御盤、调速機油圧システム、冷却水給水システムなどの補機類、水車、発電機を基本に設計する。245kV ガス絶縁開閉装置 (GIS) の部屋を発電所の上流側に配置する。

発電所の地下構造物は補機類を配置するため 3 階建とする。水車、発電機の組立床は地上位より 0.2m 高くとる。発電機床(地下 1 階)には発電機開閉機器、励磁装置、低圧開閉機器を配置する。水車床はコンプレッサー、圧油タンク、ガバナー制御盤などの水車制御機器を配置する。地下 2 階は冷却水給水、濾過器、モーターコントロールセンターを置く。

水圧鉄管に接続する主弁は最下床(地下 3 階)に配置する。ガバナー油の集油タンクも同じ床に置く。建屋およびドラフトチューブからの排水は排水ピットに集め、排水ポンプで放水庭に排出する。発電機器の制御盤は付属建屋の地上 1 階に配置する。本ダム発電所の基本諸元は以下の通りである。

- 発電所地上標高	: EL.195 m	- 貯水池満水位	: EL.320 m
- 発電所長	: 70m	- 最低運転水位	: EL.296 m
- 発電所幅	: 50m	- 基準落差	: 127.7 m
- 発電所高	: 46m	- 最大使用流量	: 230 m ³ /s
- 水車中心標高	: EL.177.5m	- 発電所出力	: 260 MW
- 定格放水水位	: EL.181.4m		

9.8.2 発電水理諸元

(1) 放水庭水位曲線

放水庭及び逆調整池ダム間の不等流計算結果に基づき、放水庭水位曲線を図 9.8.1 に示すように得た。

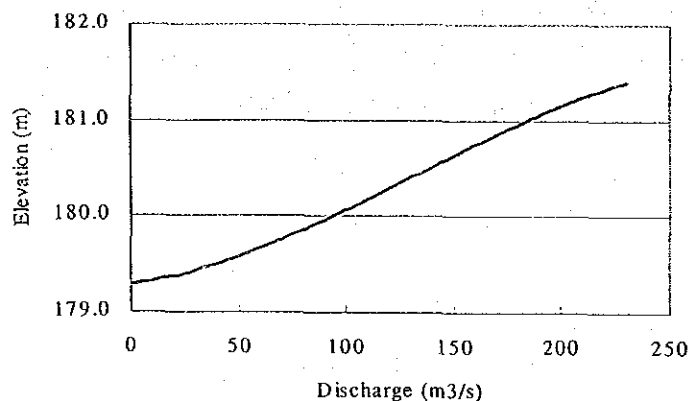


図 9.8.1 本ダム発電所の放水庭水位曲線

(2) ヘッドロス曲線

本章で記述する水路諸元に基づき、ヘッドロス曲線を図 9.8.2 に示すように得た。

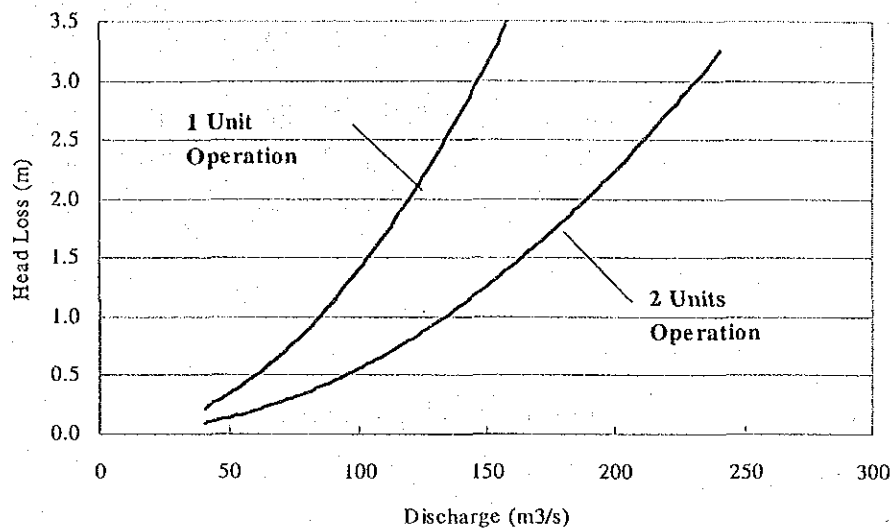


図 9.8.2 本ダム発電所のヘッドロス曲線

9.8.3 発電機器

(1) 水車

水車出力は、下記の落差と流量で計算した。

- 最大有効落差 : 138.3 m
- 基準有効落差 : 127.7 m
- 最低有効落差 : 112.1 m
- 水車流量 : 115 m³/s

水車の定格は、下記の通りとする。

- 水車タイプ : 縦軸フランシス型
- 定格出力 : 133.8 MW
- 定格回転数 : 214 rpm

水車タイプは適用落差より、また回転数は限界比速度より決定した。スパイラルケーシングは溶接鋼板製で、ランナーは 13 クロム 4 ニッケルのステンレス鋳鋼とする。ドラフトチューブは鋼板製とし、出口部はコンクリート製とする。

水車の制御は PID デジタルガバナーで行う。水車の運転制御バルブは、アクチュエーター盤

に収納する。

それぞれの発電ユニットには主弁を設け、主機停止中は水圧鉄管からの水を止水する。止水タイプは複葉弁とし、油圧サーボモーターによって運転する。また、空気圧縮機を装備する圧油装置をそれぞれのユニットに設けて、水車および主弁の操作を行う。

冷却水給水システムをそれぞれの発電機ユニットに持たせ、冷却水をドラフトチューブより取水し、アリングおよび発電機の冷却システムに供給する。建屋からの水抜き、および排水のために排水設備を設け、集水ピットに集めた水を放水庭に放出する。

(2) 発電機

発電機の仕様は下記の通りとする。

- 種類 : 準傘型三相同期交流発電機
- 定格出力 : 144 MVA
- 力率 : 0.9
- 回転数 : 214 rpm
- 発電機端子電圧 : 16 kV
- 絶縁階級 : Fクラス
- 励磁装置 : サイリスタ静止型

発電機は同期用の 17.5kV の遮断器を通して主変圧器に接続される。主回路の導体は重電流が流れることを考慮し、相分離母線を用いる。

(3) 変圧器

発電機電圧 16kV を系統電圧の 230kV に昇圧するために、主変圧器を発電所の上流側に設備する。主変圧器の仕様は下記の通り。

- 形式 : 単相、油入り
- 基準電圧 : 16/230 kV
- 定格容量 : 144 MVA
- 冷却方式 : 強制送油・強制風冷

中性点は直接接地とする。変圧器の 2 次側は油-ガスブッシングを介して 245kV GIS に接続される。

ダム施設および発電所内電源用に、50MVA のローカル変圧器を一台暫定的に設備する。電圧は 230kV より 20kV に降圧し、所内電力を供給するばかりでなく、軽負荷系統電圧の制御のリアクトルを繋げるものとする。リアクトルの必要容量は最終設計時の系統解析の結果に

よって決める。また、主変圧器には、火災消火及び延焼防止のため水噴霧消火設備を設ける。

(4) 中圧及び低圧開閉機器

発電所の単線結線図を図 9.8.3 に示す。

発電機開閉機器を、主変圧器と発電機に、また所内変圧器に繋ぐために配置する。発電機と主変圧器との間に 6000A 定格の相分離母線を取付ける。系統と発電機の同期をさせるために 17.5kV の SF6 ガス絶縁遮断器を設置する。計測および機器保護のための必要な計器用変圧器、変流器をキュービクルに収納する。発電機母線からの所内電源分岐回路には、短絡電流を抑制する限流リアクトルを設備する。

50MVA からの所内電源及びダム施設用の電源を供給するために、20kV 屋内開閉機器を設備する。所内電源を発電機補機類に配電するために、3 相 4 線式の屋内低圧開閉機器を設備する。また、発電機器の制御電源及び発電機の初期励磁用に 110V の直流電源を設備する。

(5) 制御及び保護システム

発電機器には、マイクロプロセッサ型の制御システムと変圧器を含めた一体型保護装置を設置する。発電機、水車はローカル制御盤および制御室の遠方監視盤より、自動または手動のいずれでも制御ができるシステムとする。発電機ユニット、開閉機器および所内電源のコントローラーをそれぞれ設備し、その機器は高速の光ファイバーで結ぶ。給電指令所から、システムオペレーションの監視及び制御のために SCADA システムを設備する。

送電線保護には、電力線搬送を用いたデジタル型の距離継電器装置を設置する。

(6) 諸設備

水車、発電機の組立てのために、吊上げ荷重 160 トンの天井走行クレーンを 2 台設備する。所内停電及び発電所の保安上から、500kVA の非常用ディーゼルエンジン発電機を一台設ける。また、発電所、屋外、取水口の管理棟の運営及び保守のため、電話及び拡声機器を設ける。

(7) 230kV GIS 開閉装置の採用

高圧開閉装置の形式は、機器設備費用に運転・保守、将来の拡張計画及び用地を考慮して決定される。このプロジェクトにおいては、従来型の空気絶縁開閉装置と SF6 ガス絶縁型の GIS 開閉機器を発電所の開閉機器として考慮した。

従来型の開閉装置、GIS のいずれを採用するにしてもそれぞれ長所、短所があるが、工事を含まない設備費用を比較すると、従来型機器が GIS のそれに比べ 30%ほど安い。

しかし従来型の場合、発電所近傍に 100m x 100m の用地が必要となる。本計画においては、

将来電力需要のパターンの変化にも追従できるように、すなわち現行の 260MW 出力(発電ピーク時間 16 時間)から 2 倍出力の 8 時間ピークに変更する場合の電力供給も考えて設計している。この場合、増設機器の拡張用地が発電所周辺では得られず、1.5km 下流側での建設となる。この建設コストは、ほぼ GIS とした場合の建設コストと同じとなる。

さらに、GIS のほうが従来型より運転・保守・拡張の容易さが認められること、さらに発電所付近での拡張工事用地を確保しておく必要があることから、コンパクトな GIS 開閉機器を採用することとした。

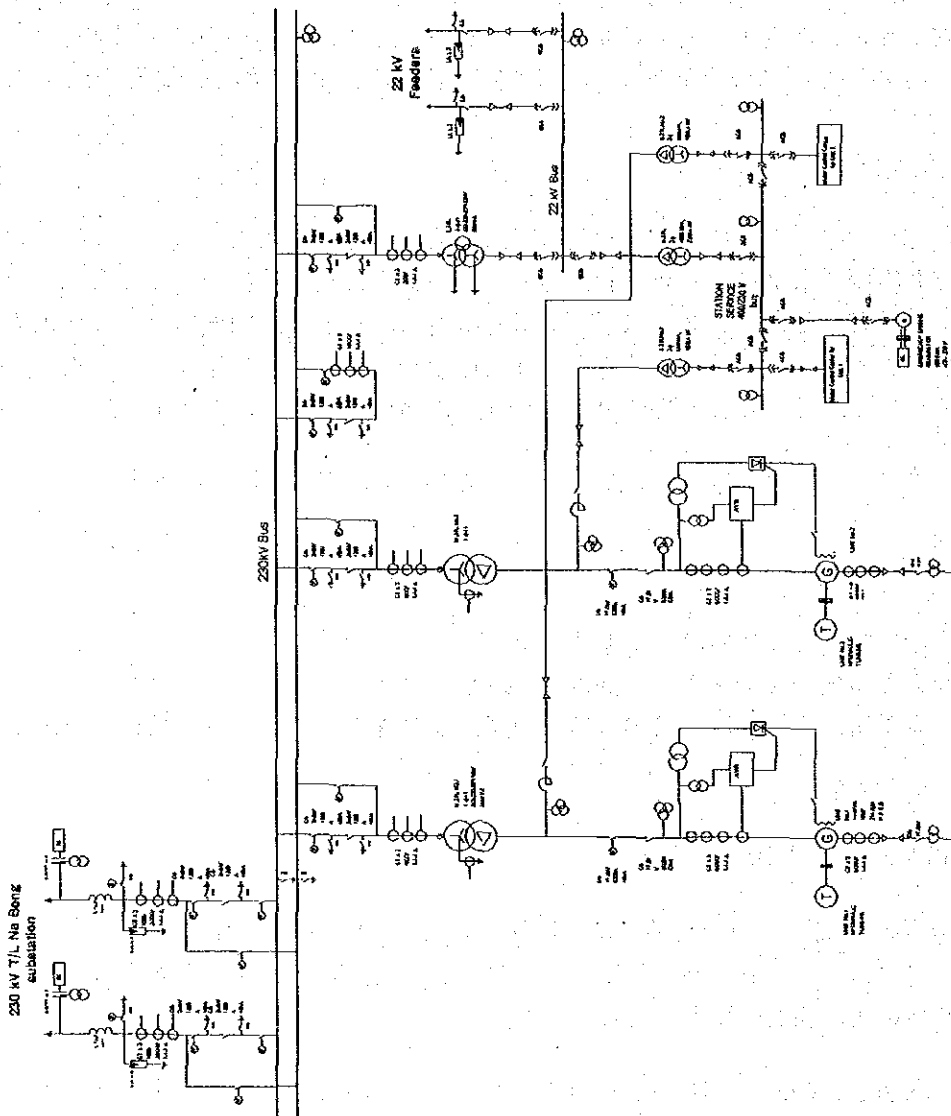


図 9.8.3 発電所の単線結線図

9.9 逆調整池ダム

9.9.1 一般配置

逆調整池ダムは、本ダム軸から約 5km 下流に建設される。同サイトには、主たる構造物として左岸側にコンクリート表面遮水型ロックフィルダム(CFRD)、中央部にゲート式洪水吐、右岸側に発電所を配置する。これらの基本レイアウトを図 9.9.1(図面 23)に示す。

逆調整池ダム地点で河道が左方向に彎曲しているので、堆砂の影響を防ぐため、発電所は右岸側に設けることとした。また、左岸側の比較的平らな丘陵部を狙って、工事中の仮排水開水路を掘削する。

逆調整池ダムの形状諸元は以下の通りである。

- 非越流部標高 : EL.184m
- 越流頂標高 : EL.172 m
- ゲート諸元 : 5 門、12m 幅、9.5m 高
- 減勢池敷高 : EL.163 m
- 減勢池長 : 40 m
- CFRD 部堤頂長 : 110 m

9.9.2 逆調整池必要容量

16 時間ピーク流入量を 24 時間流出量に平滑化する機能を持たせた逆調整池に必要な容量は、下記の式より 4.5 百万 m^3 と算出される。

$$\text{容量 } V_r = (230 \text{ m}^3/\text{s} - 153 \text{ m}^3/\text{s}) \times 3,600 \text{ 秒} \times 16 \text{ 時間}$$

ここに、230 m^3/s : ダム発電所からの 16 時間ピーク流入量

153 m^3/s : 逆調整池ダムからの流出量 (= 230 m^3/s x 16 時間 / 24 時間)

逆調整池ダムに発電機を設置するので、落差を最大限に利用するために、満水位を本ダムの発電所放水位標高 EL.181m に合わせる。最低水位標高を EL.176m とすれば、4.7 百万 m^3 の有効貯水容量が確保できる。

9.9.3 逆調整池ダムの詳細検討

(1) 工事中の仮排水工

工事中、仮排水工の設計洪水は 1,590 m^3/s (5 年確率洪水)とし、これを下流に流すために底幅 50m の台形断面水路を長さ 500m にわたり左岸の丘陵部に建設する。仮排水路の取水・排水口

敷高はそれぞれ EL.164m、EL.163.5m とする。ダムサイトの上下流に仮締切堤を設けて河川流を水路に転流後、河道中央部の洪水吐及び右岸の発電所施工を行う。これらの構造物が完成後、河川流を洪水吐に転流し、左岸側の非越流部を施工する。仮排水工のレイアウトは、図面 22 に示す通りとなる。

(2) 洪水吐越流部

洪水吐は 12m 幅、9.5m 高のローラーゲート 5 門を有し、100 年確率洪水の 3,290 m³/s を満水位で流せる設計とする。越流頂標高は EL.172m とし、減勢工エプロン長を 40m、敷標高を EL.163m とする。

(3) 非越流部

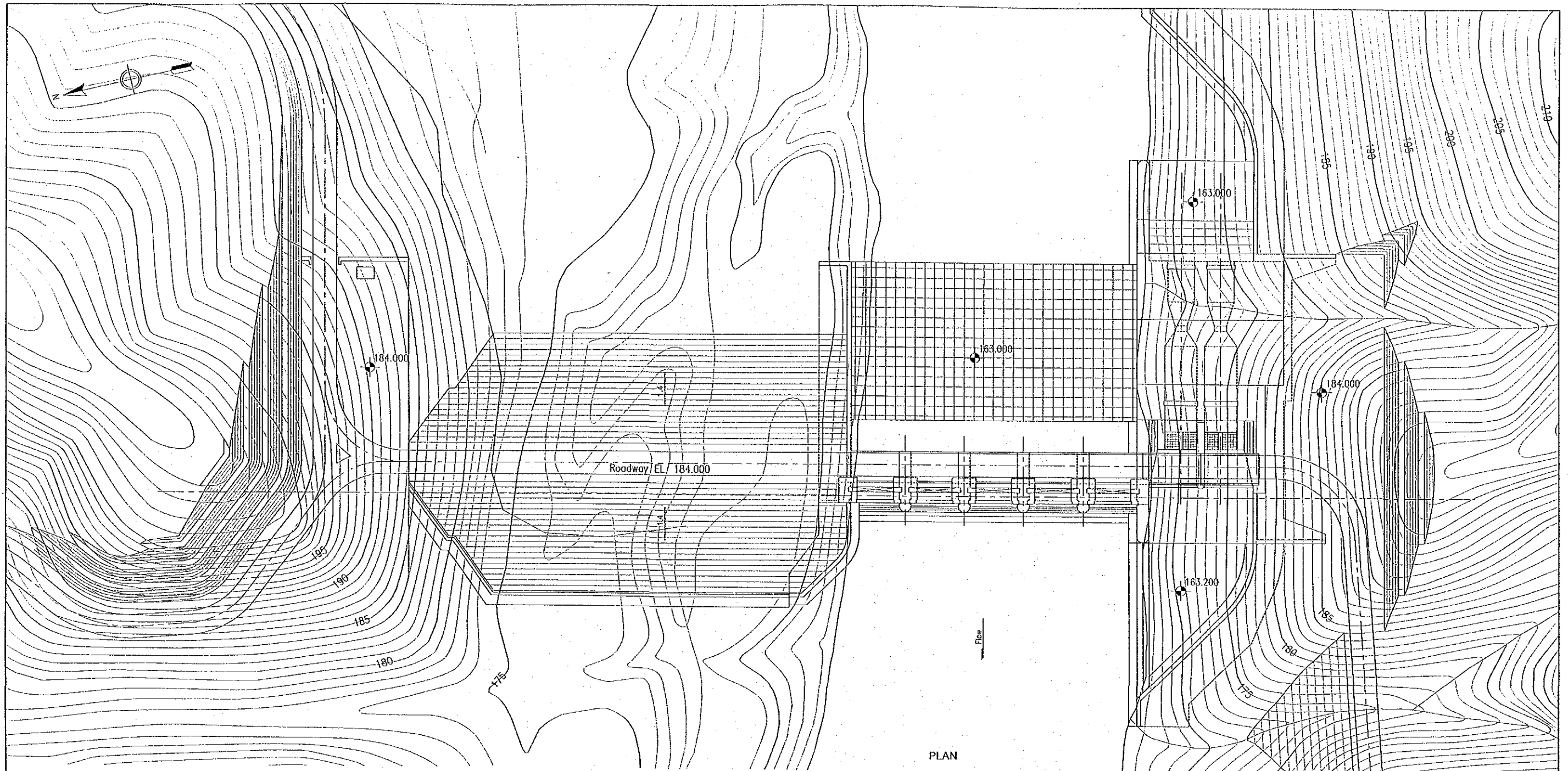
洪水吐左端部は CFRD 形式ダムの非越流部に接続する。非越流部の標高は満水位より 3 m 高い EL.184 m とする。

(4) 補助堤防

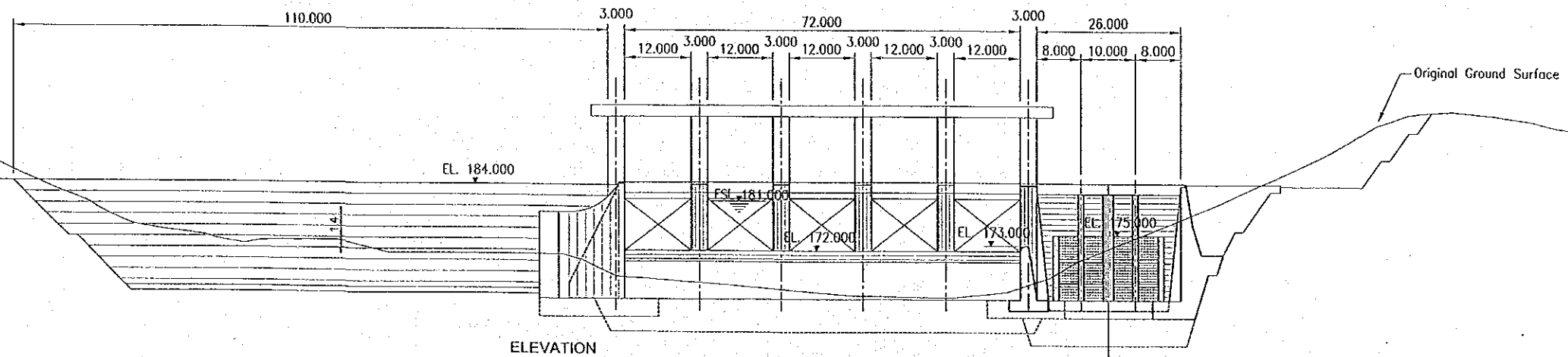
逆調整池満水位以下の部分に、不透水性材料を盛立てた堤防を逆調整池周りに 4 箇所建設する。堤長と高さは下記に示す通りである。

表 9.9.1 逆調整池周りの補助堤防

番号	場所	堤長(m)	高さ(m)
1	右岸	400	8
2	右岸	50	10
3	左岸	50	10
4	左岸	30	5



PLAN



ELEVATION



FEASIBILITY STUDY
ON THE NAM NGIEP-I HYDROELECTRIC POWER PROJECT (Phase II)
IN THE LAO PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

図 9.9.1
逆調整池ダム、平面及び立面図

9.10 逆調整池ダム発電所

9.10.1 一般配置

発電所には 2 基のバルブ型水車発電機を備える。水車の据付高さは一台運転時の水車ランナーのキャビテーションを考慮し EL.161 m とする。

発電所建屋は、発電機主回路の開閉機器、励磁装置、水車制御盤、调速機油圧システム、冷却水給水システムなどの補機類、水車、発電機を基本に設計する。また、115kV の屋外開閉所を国内供給電源用送電線のために設備する。

逆調整池ダム発電所の基本諸元は以下の通りである。

- 発電所地上標高	: EL.184 m	- 貯水池満水位	: EL.181.0m
- 発電所長	: 49 m	- 最低運転水位	: EL.176.0m
- 発電所幅	: 26 m	- 基準落差	: 12 m
- 発電所高	: 30 m	- 最大使用流量	: 160 m ³ /s
- 水車中心標高	: EL.161.0m	- 発電所出力	: 16.8 MW
- 定格放水位	: EL.167.3m		

9.10.2 発電水理諸元

放水庭及びハトカム村測水所間の不等流計算結果に基づき、放水庭水位曲線を図 9.10.1 に示すように得た。なお、ヘッドロスは極めて小さいのでここでは省略した。

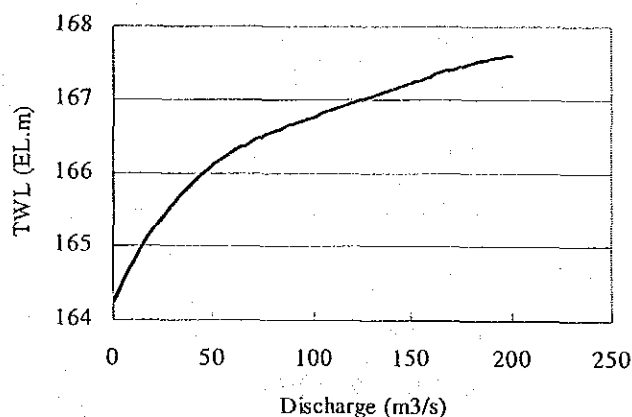


図 9.10.1 逆調整池ダム発電所の放水庭水位曲線

(3) 変圧器

発電機電圧 6.6kV を系統電圧の 115kV に昇圧するため、主変圧器を発電所の上流側に設備する。主変圧器の仕様は下記の通り。

- 形式 : 単相、油入り
- 基準電圧 : 6.6/115 kV
- 定格容量 : 19 MVA
- 冷却方式 : 自然空冷

中性点は直接接地とする。地域の電力供給用および本ダムとの関係 22kV 配電線のために 1MVA、6.6/22kV のローカル変圧器を設備する。

(4) 中圧及び低圧開閉機器

発電所の単線結線図を図 9.10.2 に示す。

7.2kV 定格の発電機開閉機器を、主変圧器と発電機及び所内変圧器につなぐために配置する。計測及び機器保護のための必要な計器用変圧器、変流器はキュービクルに収納する。6.6kV の発電機ブースからの地域用の電力供給に 20kV の屋内開閉機器を設備する。

所内電源を発電機補機類に配電するため、3相4線式の屋内低圧開閉機器を設備する。

発電機器の制御電源及び発電機の初期励磁用に 110V の直流電源を設備する。

(5) 制御及び保護システム

発電機器には、一体型保護装置を設置する。発電機、水車はローカル制御盤および制御室の遠方監視盤より、自動または手動のいずれでも制御ができるシステムとする。給電指令所からシステムオペレーション監視及び制御のための SCADA システムを設備する。

送電線保護には電力線搬送を用いたデジタル型の距離継電器装置を設置する。

(6) 諸設備

水車、発電機の組み立てのために吊上げ荷重 40 トンの天井走行クレーンを 1 台設備する。また、所内停電および発電所の保安上から、100kVA の非常用ディーゼルエンジン発電機を一台設備する。

(7) 115 kV 開閉機器

従来型の 123kV 定格の屋外変電機器を、発電所からパクサン変電所に繋ぎ込む 115kV 送電線のために設備する。

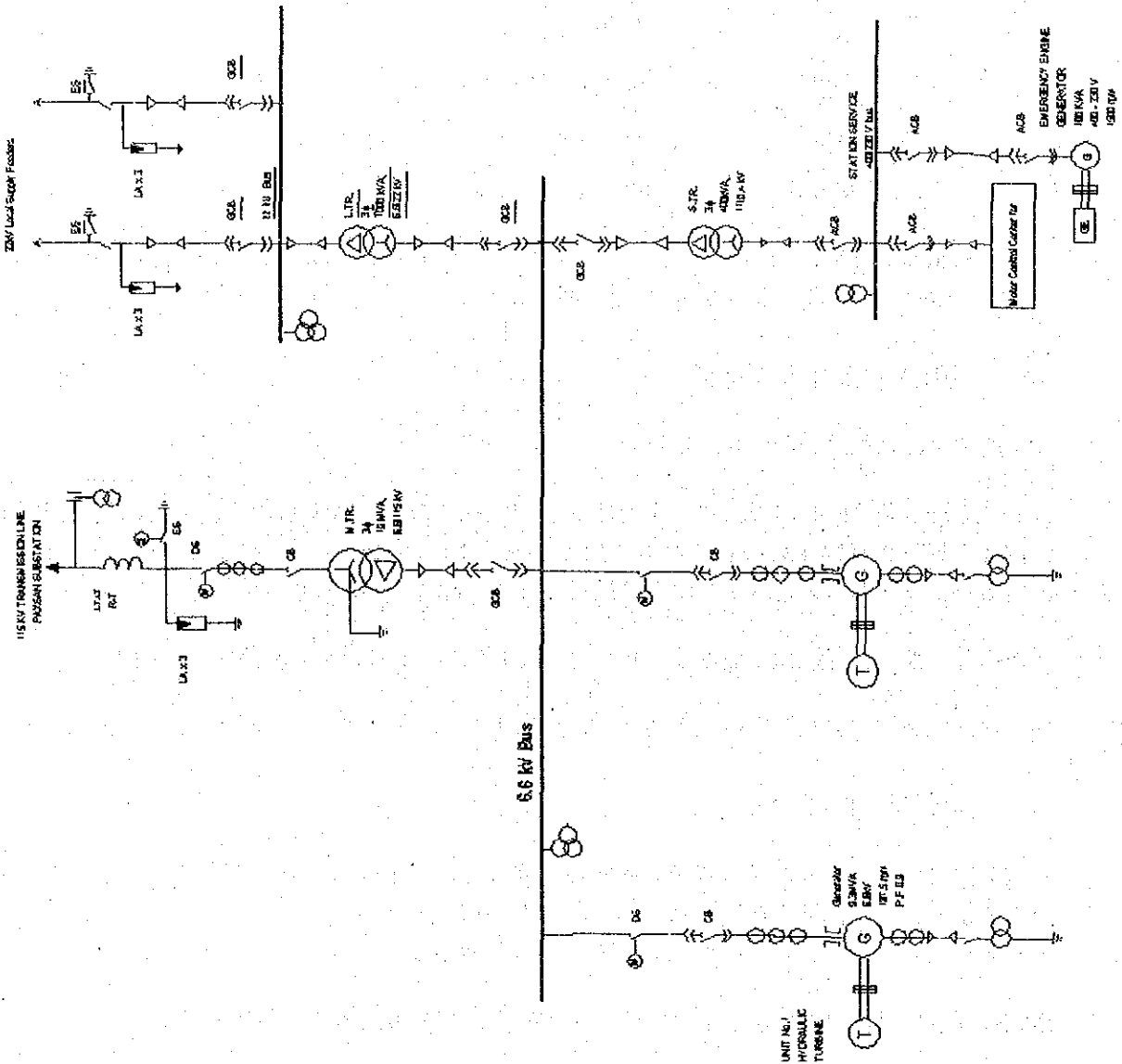


図 9.10.2 逆調整池ダム発電所の単線結線図

9.11 送電線及び変電所

9.11.1 主幹送電線及び変電所

(1) 送電線

ナムニアップ-I 水力発電所で発電された電力は、主としてタイ国に輸出されることが想定されている。同発電所はタイ国境に接するバクサンから 40 km 北方に計画されており、複数の送電線ルートが考えられる。

現在バクサンには、EDL が所有するナムルック水力発電所から 115kV の送電線が延伸されており、対岸のタイ国ブンカン変電所と連繫されている。

一方、ラオス国政府はすでに、IPP プロジェクトのナムグム 3 水力発電計画に関連し、将来の超高圧送電線系統調査を実施している。この調査結果によれば、発電した電力を近隣国へまとめて輸出するため、これらの地域間を結ぶ 500kV 基幹送電線及び集結変電所(コレクター変電所)の建設を提案している。その中で、ラオス国内の北部と中部にある IPP 発電所の集結変電所候補地として、ナボンをあげている。ここでは、各発電所から電力を受電し、送電電圧 230kV を 500kV に昇圧する。同変電所はビエンチャン市より 45km、またナムニアップ-I 水力発電所より 125.2 km の距離に位置する。送電線ルートを図面 25 に示す。

同発電所からの送電線は 1,297,000 MCM のアルミ導体鋼芯撚り線を使用し、架空地線は 3/8” メッキ鋼芯撚り線とする。

基幹系統および集結変電所は、ラオス国全土に計画中の IPP プロジェクトの電力システムを効率良く運営するために設立が予定されているナショナルグリッド電力会社によって建設されるとしている。したがって本計画の最終送電線ルートは、先行するナムグム 2 及び 3 両水力発電計画の 230kV 送電線と終結変電所の最終建設計画により確定することになる。

(2) 変電所

上述したように、集結変電所はナムグム 2 及び 3 両水力発電計画に伴い、ナボンに建設される予定である。同計画によれば、ナムニアップ-I 発電所完成前には、集結変電所の主構造物は出来上がっているはずである。従って、本プロジェクトの対象は、ナボン変電所の 230 kV 送電線の繋ぎ込みベイの建設と関連の制御、保護装置及び土木工事となる。

(3) 22kV 配電線

プロジェクトの施設電源供給と逆調整池の発電所との連携のために 22kV 配電線を建設する。

9.11.2 国内消費用送電線及び変電所

(1) 送電線

逆調整池発電所で発電した電力は、国内消費向けとなる。現在、逆調整池から 40km 離れたパクサン変電所が最も近い変電所である。パクサン変電所と発電所を繋ぐ送電線は、電圧 22kV と電圧 115kV の 2 つの案が考えられる。この場合、発電所出力 19MVA を考えると 115kV 送電線が有利である。電圧 22kV、導体サイズ 240mm² の 2 回線送電線でも最大負荷時の電圧降下 13% が以上となり下がりすぎる。送電線ルートを図面 26 に示す。

逆調整池の発電所からの送電線は 150mm² のアルミ導体鋼芯撚り線を使用し、架空地線は 3/8" のメッキ鋼撚り線とする。

(2) 変電所

上述したように、本プロジェクトの対象は、パクサン変電所の 115kV 送電線の繋ぎ込みベイの建設と関連の制御、保護装置および土木工事である。

(3) 22kV 配電線

プロジェクト近辺の電力供給のために 22kV 配電線を建設する。

第10章 施工計画・積算

10.1 概要

本章では、予備設計並びに各種現場条件に基づき作成する施工計画及び積算について述べる。施工計画は、建設工事の実施に対してのみならず事業費積算における指針としても用いられる。したがって、施工計画では、①現実的な施工方法の骨子、②必要となる施工機械並びに設備の仕様、③アクセス道路及び仮設備の配置計画に基づく各種材料の運搬距離、④詳細な工事工程について検討する。

一方、積算は、原則として単価見積り方式で作成する。事業費積算は、土木工事及びメタル・機電設備工事からなる建設工事費、環境対策費、SPC 運営費並びに価格予備費(物価上昇費)で構成する。

10.2 施工計画及び工程

10.2.1 基本条件

(1) 施工可能日

建設予定地における年間降雨量は、ダムサイト近くの Muong Kao 雨量観測所で観測した1991年から2000年までの10年間の日雨量データから、1,900~3,700mm(平均 2,900mm)の範囲に及んでいることがわかる。降雨データの一覧を表10.2.1に示す。

表 10.2.1 Muong Kao 雨量観測所における降雨データ一覧(単位:mm)

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
1991	0	0	45	9	87	416	545	637	319	6	0	23	2,087
1992	25	52	7	19	238	683	461	373	50	0	0	30	1,939
1993	2	24	140	164	407	876	901	662	499	45	0	0	3,718
1994	0	88	108	61	288	756	656	613	272	52	0	14	2,908
1995	1	0	0	29	316	831	747	865	235	52	0	0	3,076
1996	0	124	82	193	173	417	659	747	347	60	58	0	2,860
1997	15	12	69	180	333	456	1,020	376	465	17	0	0	2,942
1998	0	15	51	50	179	527	1,012	649	123	48	0	0	2,654
1999	0	0	156	257	795	821	598	589	333	59	31	0	3,640
2000	0	45	39	208	393	956	667	504	339	46	0	0	3,197
平均	4	36	70	117	321	674	727	601	298	39	9	7	2,902

上記降雨データから、集中的な降雨は5月から9月の期間で観測され、この期間における合計降雨量は年間降雨量の約90%を占めることがわかる。

一方、掘削工、盛土工、コンクリート工及びグラウト工からなる主要な建設工事の施工可能日数は、上述の日雨量データを用いて検討する。各降雨範囲毎の月平均降雨日数を以下の通り集計した。

表 10.2.2 月平均降雨日数(単位：日)

日雨量の範囲 (mm)	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
=0	30.1	25.4	27.4	23.1	18.2	9.1	8.9	11.7	17.9	27.9	29.4	30.5	259.6
0<x<=5	0.7	0.7	1.4	1.3	2.1	1.8	2.6	2.1	1.5	1.5	0.0	0.2	15.9
5<x<=10	0.1	0.7	0.4	1.4	1.4	2.9	2.7	3.3	2.2	0.6	0.3	0.0	16.0
10<x<=20	0.1	0.5	0.7	2.7	3.2	3.5	4.7	3.2	3.2	0.3	0.1	0.2	22.4
20<x<=30	0.0	0.2	0.3	0.2	1.8	3.2	3.0	3.3	1.8	0.1	0.1	0.0	14.0
30<x<=40	0.0	0.5	0.4	0.7	1.8	3.0	2.2	2.2	0.8	0.4	0.1	0.1	12.2
40<	0.0	0.0	0.4	0.6	2.5	6.5	6.9	5.2	2.6	0.2	0.0	0.0	24.9
合計	31.0	28.0	31.0	30.0	31.0	30.0	31.0	31.0	30.0	31.0	30.0	31.0	365.0

降雨による主要な建設工事の施工不可能日数は以下の通り仮定する。

表 10.2.3 施工不可能日数の基準(単位：日)

日雨量の範囲 (mm)	掘削工	盛土工	コンクリート工	グラウト工
0<x<=5	0	0	0	0
5<x<=10	0	0	0	0
10<x<=20	0	0.5	0	0
20<x<=30	0	0.5	1.0	0
30<x<=40	1.0	1.0	1.0	1.0
40<	1.0	1.0	1.0	1.0

上記データを用いて、主要な建設工事の月別施工可能日数を以下の通り算定する。

表 10.2.4 工種別月別施工可能日数(単位：日)

1. 掘削工	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
祭日	0.0	0.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	5.0
日曜	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	51.6
降雨	0.0	0.5	0.8	1.3	4.3	9.5	9.1	7.4	3.4	0.6	0.1	0.1	37.1
重複日	0.0	0.1	0.1	0.6	0.8	1.4	1.3	1.1	0.5	0.1	0.0	0.2	6.0
不可能日合計	4.3	4.7	5.0	8.0	8.8	12.4	12.1	10.6	7.2	4.8	4.4	5.2	87.7
施工可能日	26.7	23.3	26.0	22.0	22.2	17.6	18.9	20.4	22.8	26.2	25.6	25.8	277.3

2. 盛土工	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
祭日	0.0	0.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	5.0
日曜	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	51.6
降雨	0.1	0.9	1.3	2.8	6.8	12.9	13.0	10.7	5.9	0.8	0.2	0.2	55.3
重複日	0.0	0.1	0.2	0.8	1.1	1.8	1.9	1.5	0.8	0.1	0.0	0.2	8.6
不可能日合計	4.3	5.0	5.4	9.2	11.0	15.3	15.4	13.4	9.4	5.0	4.5	5.3	103.3
施工可能日	26.7	23.0	25.6	20.8	20.0	14.7	15.6	17.6	20.6	26.0	25.5	25.7	261.7

3. コンクリート工	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
祭日	0.0	0.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	5.0
日曜	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	51.6
降雨	0.0	0.7	1.1	1.5	6.1	12.7	12.1	10.7	5.2	0.7	0.2	0.1	51.1
重複日	0.0	0.1	0.2	0.6	1.0	1.8	1.7	1.5	0.7	0.1	0.0	0.2	8.0
不可能日合計	4.3	4.9	5.2	8.2	10.4	15.2	14.7	13.5	8.8	4.9	4.5	5.2	99.7
施工可能日	26.7	23.1	25.8	21.8	20.6	14.8	16.3	17.5	21.2	26.1	25.5	25.8	265.3

4. グラウト工	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
祭日	0.0	0.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	5.0
日曜	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	51.6
降雨	0.0	0.5	0.8	1.3	4.3	9.5	9.1	7.4	3.4	0.6	0.1	0.1	37.1
重複日	0.0	0.1	0.1	0.6	0.8	1.4	1.3	1.1	0.5	0.1	0.0	0.2	6.0
不可能日合計	4.3	4.7	5.0	8.0	8.8	12.4	12.1	10.6	7.2	4.8	4.4	5.2	87.7
施工可能日	26.7	23.3	26.0	22.0	22.2	17.6	18.9	20.4	22.8	26.2	25.6	25.8	277.3

上表から、各主要工事の年合計及び月平均施工可能日数は以下の通りである。

表 10.2.5 年合計及び月平均施工可能日数(単位：日)

工種	年合計	月平均
掘削工	277	23
盛土工	262	22
コンクリート工	265	22
グラウト工	277	23

なお、地下工事に関しては、1年を通じて月当たり25日施工可能とする。

(2) 建設材料

必要な主要建設材料は、それぞれ次の方法で調達するものと仮定した。

① コンクリート骨材

粗骨材及び細骨材からなるコンクリート骨材は、ダムサイトから上流約 23.7 km のナムニアップ川左岸側に予定される原石山(ソプヨーク村付近)から調達する。

② ダム堤体盛立用ロック材

ロック材は、ダムサイトから 1 km の範囲内に確認される砂岩層の原石山から調達する。また、洪水吐の岩掘削から再利用材として選別されたロック材も使用する。

③ セメント

セメントは全てタイ国から輸入する。

④ 鉄筋

ラオス政府と外国資本との共同企業体として 1994 年 9 月に設立された Vientiane Steel

Industry Co Ltd.は、鋼鉄製品を生産・販売するラオス国内で唯一かつ初めての製造業者である。この業者は、国際規格に準じた異形及び丸鋼鉄筋も生産可能である。一方、タイ国からの輸入鉄筋もまた利用可能である。

⑤ 燃料

軽油及びガソリン等の燃料は、ラオス政府の管理下、国内市場価格で購入可能である。

⑥ 爆薬

岩発破作業に必要な爆薬及び起爆装置は、タイ国から輸入する。

⑦ 木製材

合板及び材木等木製材は、ラオス国内で調達可能である。

(3) 仮設備

建設工事中の仮設備は、主に①材料貯蔵、コンクリート製造設備及び骨材製造設備、②建設業者のキャンプ、③SPC 会社の現地事務所、④土捨場で構成する。巻末に添付の図面-02 に示す通り、各仮設備はダムサイトから逆調整池ダムの間に点在している各平地に配置可能である。

10.2.2 施工方法

(1) 転流計画

① 仮排水路トンネル

ダム建設工事期間中の河流処理は、仮排水路トンネル方式で実施する。内径 9.2 m の仮排水路トンネル 2 本をダムサイト右岸側に計画した。仮排水路トンネルの延長は、それぞれ約 1,180 m と 1,070 m である。両仮排水路トンネルは、3ブーム油圧トンネルジャンボ、1.9 m³ サイドダンプホイールローダー及び 10 ton ダンプトラックを使用し、上半先進-下半ベンチカット工法によって掘削する。

仮排水路トンネルの建設はクリティカルパスワークとなるため、両仮排水路トンネルとも上下流両側から同時に掘削開始する。トンネル掘削の月進平均速度は、サイクルタイムの検討結果から 110 m/月が期待できる。トンネル内の支保工は、吹付けコンクリートとロックボルトを用いて実施する。またコンクリート巻立工は、10.5 m 長のトンネル移動鋼製型枠、100 m³/h コンクリートポンプ車及び 4.5 m³ アジテータトラックを用いて実施する。各工事の平均運搬距離は、アクセス道路及び仮設備の配置計画に基づいて以下の通りとした。

表 10.2.6 河川処理工における運搬距離(単位：km)

工 種	運搬距離(km)	備 考
トンネル掘削工	5.5	ダム軸から土捨場まで
コンクリート巻立工	1.5	プラントヤードからダム軸まで

なお、仮排水路トンネル工の全建設期間は、2006年1月から2007年8月までの約20ヶ月で計画した。ただし、建設機材の準備が2005年12月末までに完了できることが条件である。

② 転流工

仮排水路トンネルの完成後、河川をトンネルへ導流するため、上下流のプライマリーコファードダムを建設する。一般に、転流工は乾期中に実施するべきと推奨される。したがって当スケジュールでは、乾期が始まる2007年10月始めに転流工を達成できる予定とする。転流後には、CFRDタイプの上流コファードダムを建設する。

(2) 本ダム本体

① 基礎掘削

基礎ゾーンの掘削は、両アバットの標高が最も高い位置から開始可能となる。ロック材盛土基礎の主に土塊掘削は、44 ton リッパ付きブルドーザ、10.3 m³ ホイールローダ及び46 ton ダンプトラックを用いて実施する。プリンス基礎の主に岩掘削は、ベンチ高3 m未満のショートベンチカット方式で実施する。装薬穴の削工は150 kg クローラドリルで行い、岩の小割りには7.5 kg ピックハンマーで行う。

両アバット部の掘削は、河川の転流前にほぼ完了でき、一方河床部の掘削は、転流後に着手可能となる。基礎掘削工における平均運搬距離は以下の通り仮定する。

表 10.2.7 基礎掘削工における運搬距離(単位：km)

工 種	運搬距離(km)	備 考
明かり掘削工	5.5	ダム軸から土捨場まで

基礎掘削工の全建設期間は、2007年10月始めに転流工を達成できる条件とし、2006年11月から2008年1月までの約15ヶ月で計画する。

② 盛立用ロック材の原石山

岩掘削は、180 kg クローラドリル、32 ton ブルドーザ、44 ton ブルドーザ、10.3 m³ ホイールローダ及び46 ton ダンプトラックを使用し、ベンチ高8 mのベンチカット方式で実施する。盛立て用ロック材の平均運搬距離は、以下の通り算定する。

表 10.2.8 盛立て用ロック材の運搬距離(単位：km)

材 料	運搬距離(km)	備 考
盛立用ロック材	1.0	原石山からダム軸まで

③ ダム盛立て

必要となる盛立用ロック材の数量は、合計 7,268,000 m³ である。盛立用ロック材は、原石山からのロック材及び洪水吐の岩掘削から再利用材として選別されたロック材から得られる。下表に示す通り、その割合は、原石山からのロック材 41%、洪水吐からの再利用ロック材 59% である。

表 10.2.9 盛立材料の割合(単位：m³)

材料の出所	数量(m ³)	割合
洪水吐からの再利用ロック材	4,288,880	59%
原石山からのロック材	2,979,120	41%
合計	7,268,000	100%

洪水吐からの再利用ロック材の上記数量は、後述する(3) 洪水吐で算出している地山状態での数量 3,063,486 m³ を、土量換算係数(地山状態：締め固め状態 = 1:1.4)を用いて締め固め状態での数量へ変換したものである。

盛立工は、敷き均し作業で 32 ton ブルドーザ、締め固め作業で 15 - 18 ton 振動ローラを用いて実施する。締め固め作業は、層厚 0.4 - 0.8 m、1 層当たり転圧回数 6 回を標準とする。

ダム盛立工の全建設期間は、ダム基礎掘削完了後、2008 年 2 月から 2009 年 10 月までの約 21 ヶ月で計画する。ダム盛立工の月平均盛立量は、350,000 m³/月で計画する。

④ プリンス及びスラブのコンクリート工

プリンスの建設は、一般にダム盛立より前に実施されるべきである。したがって、プリンスの建設は、両アバットのプリンス基礎面の掘削並びに岩盤検査に続いて、その検査完了部分から順次実施可能となる。一方、河床部分のプリンスの建設は、河床掘削完了後開始可能となる。コンクリート打設作業は、100 m³/h コンクリートポンプ車及び 4.5 m³ アジテータトラックを用いて実施する。

フェーススラブの施工は、2 段階で実施する。第 1 ステージは、ダム盛立がダム高の中段まで達すると開始可能となる。第 2 ステージは、ダム盛立完了とともに開始可能となる。コンクリート打設作業は 15 m 幅のスリップフォーム、コンクリートシュート及び 4.5 m³ アジテータトラックを用いて実施する。プリンス並びにスラブコンクリート工における平均運搬距離は以下の通りと仮定する。

表 10.2.10 プリンス並びにスラブコンクリート工における運搬距離(単位：km)

工種	運搬距離(km)	備考
プリンスコンクリート工 スラブコンクリート工	4.0	プラントヤードからダム軸まで

一方、プリンス並びにスラブの建設において必要なコンクリート製造設備は、コンクリート量及び打設期間を考慮して以下の仕様を備えた設備を計画する。

表 10.2.11 コンクリート製造設備の仕様

番号	項目	仕様
1.	プラントタイプ	傾動式ドラム
2.	ミキサ1基当りの混合能力	1.5 m ³
3.	ミキサの数	3 基
4.	混合時間	2.5 分
5.	プラント能力	97.2 m ³ /h
6.	運転時間	7 hrs
7.	1日当り生産能力	680 m ³ /day
8.	セメントサイロ	600 ton

プリンスコンクリート工の全建設期間は、2007年10月始めに転流工を達成できる条件とし、2007年5月から2008年4月までの約12ヶ月で計画する。一方、2段階で実施されるスラブコンクリート工の建設期間は、それぞれ第1ステージ：2008年10月から2009年3月までの約6ヶ月と第2ステージ：2009年11月から2010年4月までの約6ヶ月で計画する。

⑤ コンクリート骨材の原石山

岩掘削は、180 kg クローラドリル、32 ton ブルドーザ、1.2 m³ バックホー及び 10 ton ダンプトラックを使用し、ベンチ高 8 m のベンチカット方式で実施する。コンクリート骨材の平均運搬距離は以下の通り算定する。

表 10.2.12 コンクリート骨材の運搬距離(単位：km)

材 料	運搬距離(km)	備 考
コンクリート用骨材	27.5	原石山からプラントヤードまで

一方、ダムサイトでは粗骨材と細骨材を生産するため、骨材製造設備を設置する。骨材製造設備の必要能力は、コンクリート製造設備の生産能力から想定可能なピークコンクリート量に基づいて計画する。コンクリート製造設備は、1日当たり生産能力 680 m³/日を備えた設備 2 基を必要とする。1 基はプリンス及びスラブコンクリート用、もう 1 基は洪水吐建設用としてそれぞれ利用される。したがって、プリンス及びスラブコンクリートの示方配合は、類似プロジェクトを参照してポルトランドセメント 307 kg、細骨材 722 kg、粗骨材 1,122 kg と想定し、骨材製造設備の生産能力を次のステップで概略算定する。

- (i) 細骨材生産用のロッドミル、クラシファイヤー等からなる製砂プラント設備の生産能力は、次式から約 70 ton/h と設定する。

$$\text{生産能力 } Cs = Q \times f / (T \times E)$$

Where, Q : ピーク時必要細骨材製品量 (680 m³/day x 2 nos. x 0.722 ton/m³ = 982 ton/day)

f : 細骨材生産過程でのロス率 (1.15)

T : ピーク時日当たり稼働時間 (24 hr)

E : プラント稼働率 (0.7)

(ii) コーンクラッシャー等からなる2次プラントの生産能力は、次式から約180 ton/hと設定する。

$$\text{生産能力 } C = C1 + C2$$

ここで C1 : 製砂に必要な生産能力 ($Cs \times 1.15 = 80.5 \text{ ton/h}$)

C2 : 粗骨材生産に必要な能力 (以下のとおり)

$$\text{ここで } C2 = Q2 \times f2 / (T \times E) = 97.6 \text{ ton/h}$$

Q2 : ピーク時必要粗骨材製品量 ($680 \text{ m}^3/\text{day} \times 2 \text{ nos.} \times 1.122 \text{ ton/m}^3 = 1,527 \text{ ton/day}$)

f2 : 2次プラント生産過程でのロス率 (1.15)

T2 : ピーク時日当たり稼働時間 (24 hr)

E2 : プラント稼働率 (0.75)

(iii) ジョークラッシャー等からなる1次プラントの生産能力は、次式から約250 ton/hと設定する。

$$\text{生産能力 } C = C' \times f3 \times f4 / (E1 \times T1 / E2 \times T2)$$

ここで C' : ピーク時2次プラント生産能力 (180 ton/h)

f3 : 1次プラント生産過程でのロス率 (1.15)

f4 : 原石供給変動に対する係数 (1.1)

E1 : 1次プラント稼働率 (0.7)

E2 : 2次プラント稼働率 (0.75)

T1 : 1次プラントピーク時日当たり稼働時間 (24 hr)

T2 : 2次プラントピーク時日当たり稼働時間 (24 hr)

⑥ 基礎処理

コンソリ及びカーテン両グラウト工は、プリンスの建設と同時に施工可能である。コンソリレーショングラウト工は、150 kg クローラドリル及び 5.5 kW ロータリーボーリングマシンを用いて削孔する。カーテングラウト工は、150 kg クローラドリル、5.5 kW 及び 11 kW ロータリーボーリングマシンを用いて削孔する。セメントグラウトは、200 lit x 2 グラウトミキサー、7.5 kW 及び 11 kW グラウトポンプを備えた中央プラントで混合する。

コンソリレーショングラウト工の建設期間は、2007年7月から2008年6月までの約12ヶ月で計画する。一方、カーテングラウト工の建設期間は、2007年7月から2008年10月までの約16ヶ月で計画する。

(3) 洪水吐

① 掘削

土塊掘削は、本体ダム基礎掘削と同時に 44 ton リッパ付きブルドーザ、10.3 m³ホイールローダ及び 46 ton ダンプトラックを用いて実施する。岩掘削は、150 kg クローラドリル、32 ton ブルドーザ、1.2 m³バックホー及び 10 ton ダンプトラックを使用し、ベンチ高 5 m のベンチカット方式で実施する。

一方、洪水吐から掘削されたロック材は、選別され 2 つのグループに分類される。それは、①ダム盛立用ロック材として再利用可能なロック材、②その他土捨場へ運搬されるロック材である。地質学上の判断では、砂岩・礫岩は盛立用ロック材として期待できる。したがって、再利用ロック材の数量は、洪水吐部の各地質フォーメーションにおける砂岩及び礫岩の分布率から以下の通りとする。

表 10.2.13 再利用ロック材の数量(単位：m³)

フォーメーション	岩掘削(m ³)	率(%)	再利用ロック材
Ss + Ms	173,934	50	86,967
フォーメーション 5	2,026,136	95	1,924,829
フォーメーション 4	566,107	30	169,832
フォーメーション 3	912,267	85	775,427
フォーメーション 2	212,862	50	106,431
合計	3,891,306	-	3,063,486

一方、各掘削材の平均運搬距離は以下のとおり算定する。

表 10.2.14 洪水吐掘削工における運搬距離(単位：km)

材 料	運搬距離(km)	備 考
再利用ロック材	0.5	ダムサイト内
その他掘削材	5.5	ダム軸から土捨場まで

洪水吐掘削工の全建設期間は、建設機材のダムサイトへの動員を 2005 年 12 月末までに完了し、また転流工を 2007 年 10 月始めに達成できる条件とし、2006 年 1 月から 2008 年 2 月までの約 26 ヶ月で計画する。

ゲート据付作業は、洪水吐越流部コンクリート完了後に洪水吐の上流側に設置される 30 ton トラッククレーンにて行なう。ゲートアンカー部、アーム部、扉体部、開閉機の据付は洪水吐のピア一部のコンクリート作業完了後に行なう。据付期間は 2008 年 8 月から 2009 年 1 月の 6 ヶ月で計画する。

② コンクリート工

セルフクライミング装置付き定置型タワークレーン(バケット容量: 4.5 m³、最大作業半径: 75 m)は、洪水吐上位部のコンクリート打設に使用する。一方、洪水吐下位部のコンクリート打設は、50 ton クローラクレーン(バケット容量: 3.0 m³)及び 100 m³/h コンクリートポンプ

車を用いて実施する。混合されたコンクリートは、4.5 m³ アジテータトラックで運搬する。洪水吐コンクリート工における平均運搬距離は以下の通りとする。

表 10.2.15 洪水吐コンクリート工における運搬距離(単位 : km)

工種	運搬距離(km)	備考
洪水吐コンクリート	4.0	プラントヤードからダム天端まで

コンクリート製造設備は、コンクリート量及び打設期間を考慮し、本ダム本体用と同じ 1 日当たり生産能力 680 m³/day を備える設備を必要とする。

洪水吐コンクリート工の全建設期間は、2007 年 10 月始めに転流工を達成できる条件とし、2007 年 5 月から 2008 年 10 月までの約 18 ヶ月で計画する。

(4) 取水工

土塊掘削は、44 ton リッパ付きブルドーザ、10.3 m³ ホイールローダ及び 46 ton ダンプトラックを用いて実施する。岩掘削は、ベンチ高 3 m 未満のショートベンチカット方式で実施する。一方、シャフト掘削は切り下がり工法で施工し、支保工はショットクリートとロックボルトを用いて実施する。

明かりコンクリート工は、30 ton クローラクレーン(バケット容量: 1.0 m³)及び 100 m³/h コンクリートポンプ車を用いて実施する。一方、シャフト部コンクリート巻立て工は 100 m³/h コンクリートポンプ車を用いて実施する。

上記全てのコンクリート工は、本体ダムの基礎掘削工と同時に実施可能である。全建設期間は、2006 年 11 月から 2007 年 7 月までの約 9 ヶ月で計画する。

(5) 導水路トンネル

導水路は、次の 3 つのセクションで構成する。それは、①内径 9.0 m、延長 504 m の導水路トンネル、②内径 12.0 m のサージタンク、③延長 50 m のトンネル部と延長 243 m の明かりペンストック部からなるペンストックラインである。

導水トンネル及びペンストックの両トンネル部は、3 ブーム油圧トンネルジャンボ、1.9 m³ サイドダンプホイールローダ及び 10 ton ダンプトラックを使用し、上半先進一下半ベンチカット工法で掘削する。トンネル掘削の月進速度は、サイクルタイムの検討結果から 55 m/月を期待できる。トンネル内の支保工は吹付けコンクリートとロックボルトを用いて実施する。またコンクリート巻立工は、10.5 m 長のトンネル移動鋼製型枠、100 m³/h コンクリートポンプ車及び 4.5 m³ アジテータトラックを用いて実施する。

サージタンクのシャフト掘削は、切下り工法で施工され、支保工はショットクリートとロックボルトを用いて実施する。シャフト部コンクリート巻立工は 100 m³/h コンクリートポンプ車を用いて実施する。

各工事における平均運搬距離は以下の通りとする。

表 10.2.16 導水路工における運搬距離(単位：km)

工 種	運搬距離(km)	備 考
トンネル掘削	5.5	ダム軸から土捨場まで
コンクリート巻立工	1.5	プラントヤードからダム軸まで

導水路トンネルは、仮排水路トンネル No.2 の掘削が完了後、トンネル No.2 で使用した建設機械一式を転用して入口部から掘削する。導水路トンネル掘削の建設期間は、2006 年 12 月から 2007 年 9 月までの約 10 ヶ月で計画する。

一方、ペンストックトンネルは、その出口部分の明り掘削が完了後、導水路トンネルで使用した建設機械一式を転用して出口部から掘削する。ペンストックトンネル掘削の建設期間は、2007 年 12 月から 2008 年 1 月の約 2 ヶ月で計画する。結果として、パイプ据付工を除く導水路工の全建設期間は、2006 年 12 月から 2008 年 4 月までの約 17 ヶ月で計画する。なお、パイプ据付工には 2008 年 5 月から約 8 ヶ月を必要とする。

水圧鉄管据付はペンストックトンネル掘削完了後、30 ton トラッククレーン、30 ton ウインチ、単管搬送用台車、溶接・塗装用作業台車等にて実施する。据付期間は 2008 年 5 月から 2008 年 12 月の 8 ヶ月で計画する。

(6) 発電所

掘削工は、河川の転流後着手可能となる。土塊掘削は、44 ton リッパ付きブルドーザ、10.3 m³ ホイールローダ及び 46 ton ダンプトラックを用いて実施する。岩掘削は、ベンチ高 3 m 未満のショートベンチカット方式で実施する。掘削工に続いて、明りコンクリート工は、30 ton クローラクレーン(バケット容量: 1.0 m³)及び 100 m³/h コンクリートポンプ車を用いて実施する。

上記土木工事の建設期間は、転流工を 2007 年 10 月始めに達成できる条件とし、2007 年 10 月から 2008 年 7 月までの約 10 ヶ月で計画する。

一方、建物、設備及び電気工事ならなる建築工事は、コンクリート工完了後実施する。また門型走行クレーン、ドラフトチューブ及びタービン等の据付作業は、コンクリート及び建築工事と同時に実施する。

発電機器据付工事は次のように行う。

水車のドラフトチューブの組立ては天井走行クレーンの据付前に、巻上機または発電所建設用のタワークレーンを使って行う。ドラフトチューブ周りの 2 次コンクリート及びスパイラルケーシングの基礎に続き、上部ドラフトチューブ、ステイリング及び分割したケーシングをケーシングピットに搬入し溶接する。出来上がったケーシングは水圧テストを行い最大水圧の 1.5 倍 (1 分) に耐えることを確認する。ケーシングのセンターリング及びレベリング

を行った後、ケーシングの2次コンクリートを打設する。また、ケーシングの組み立てと並行して付属の配管作業を進める。ランナーを含む水車の組み立て作業はケーシングの2次コンクリートの養生期間中に行う。水車ピットは発電機下部ブラケットの底面までバレル基礎のコンクリートの型枠として鋼板で形成し、バレル基礎コンクリートを打設する。

発電機バレル基礎コンクリートの養生後、水車の最終センターリングを行い、このセンターを基準にして発電機の組立てを行う。発電機の据付は2台の天井走行クレーンを使い行う。発電機の補機類、開閉制御器機は発電機の組立作業と並行して行う。

主変圧器は低床型トレラーの荷台より、横取りでそれぞれの変圧器基礎の上に設置する。

245 kVのGISは送電線、発電機、母線のユニット毎に分けて輸送し、トラッククレーンで荷降ろしを行い、発電所GIS室に埋設した鉄鋼基礎上に設置する。小さいコンポーネントの組立ては5トン走行クレーンで行う。

発電機器の据付及び試験まで期間は2009年の1月より22ヶ月で計画した。

(7) 仮排水路トンネルの非常用放流設備及びプラグ

仮排水路トンネル No.2 に設置される非常用放流設備は、バルブ、非常用ゲート及びインタースクリーンからなる。これら据付作業は、トンネル内をドライ状態にして実施する。仮排水路トンネル No.1 のゲートクローズは、本体ダム工事の完了後、2010年5月の始めに予定されることから、仮プラグ工を含む非常用放流設備の据付期間は、2009年10月から2010年4月までの約7ヶ月で計画する。

貯水池の湛水は、仮排水路トンネル No.1 のゲートクローズ後、2010年5月始めから開始可能となる。したがって、1号発電機及び2号の商用運転は、2010年10月始め及び2010年11月始めからそれぞれ開始できる。

(8) 逆調整池設備

逆調整池設備は、堰越流部と非越流部、発電所と開閉所、土堤で構成される。転流工は、左岸側の段丘部を掘削した開水路を使って行う。転流後には、堰越流部の基礎掘削を開始する。堰越流部のコンクリート工は、30 ton クローラクレーン(バケット容量: 1.0 m³)及び100 m³/h コンクリートポンプ車を用いて実施する。堰越流部のコンクリート工完了後、河流は元の河流へ転流され、それから非越流部の基礎掘削を開始する。CFRD タイプである堰非越流部は本体ダムと同じ手順で建設する。

堰の全建設期間は、2008年11月から2009年8月までの約10ヶ月で計画する。

逆調整池ゲートは逆調整池ダムの越流部コンクリート工完了後、堰越流部の上流側に30 ton トラッククレーンを設置して行なう。据付期間は2009年5月から2009年7月の3ヶ月で計画する。