

176
612
1111

フィリピン共和国

アンブクラオダム修復計画

調査報告書

(要 約)

昭和63年3月

国際協力事業団

フィリピン共和国

アンブクラオダム修復計画

調査報告書

(要 約)

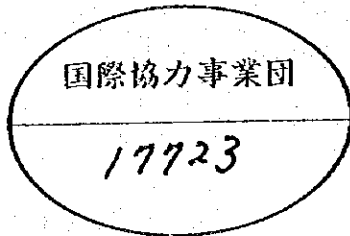
JICA LIBRARY



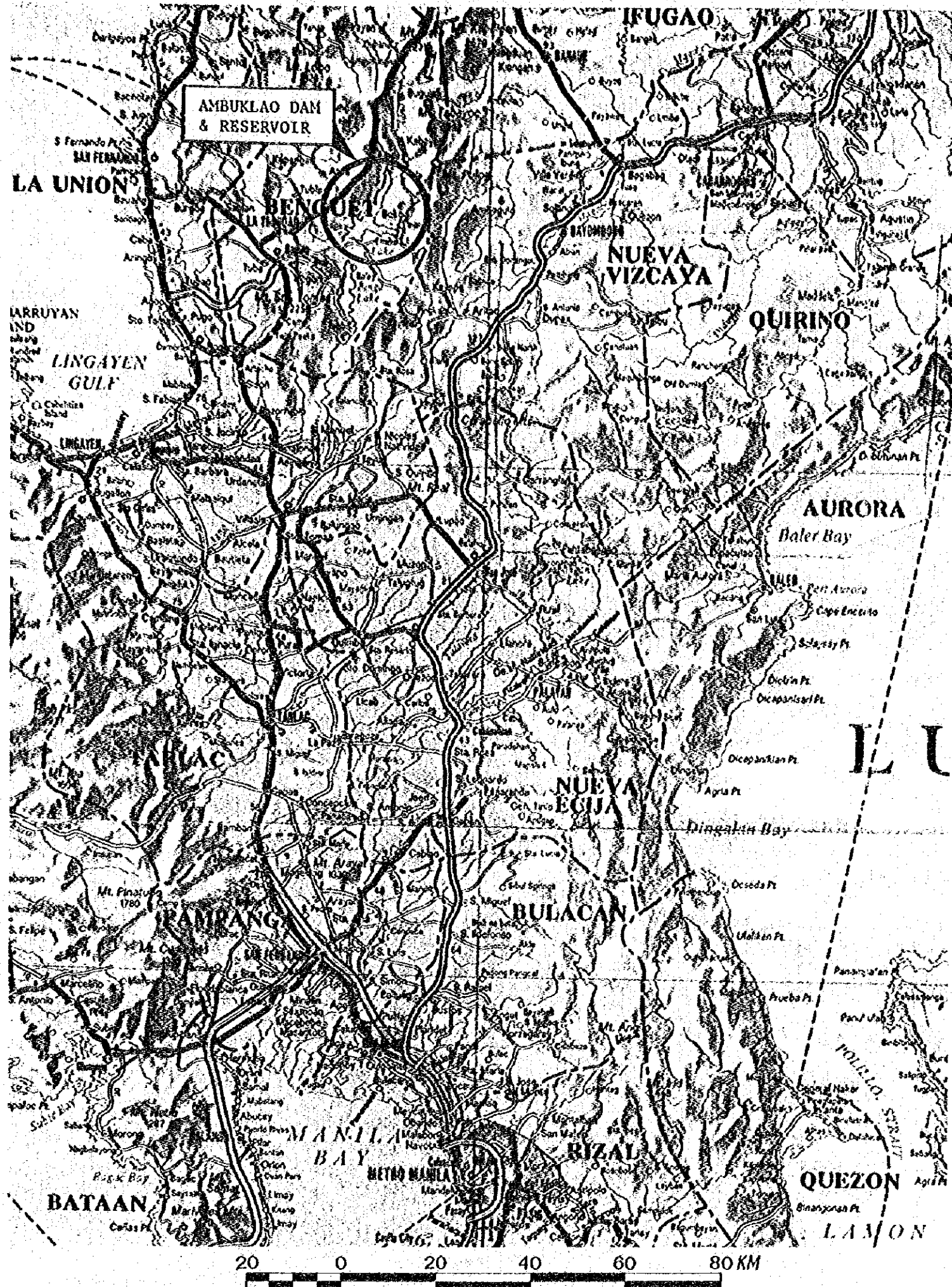
1065721E13

昭和63年3月

国際協力事業団



17723



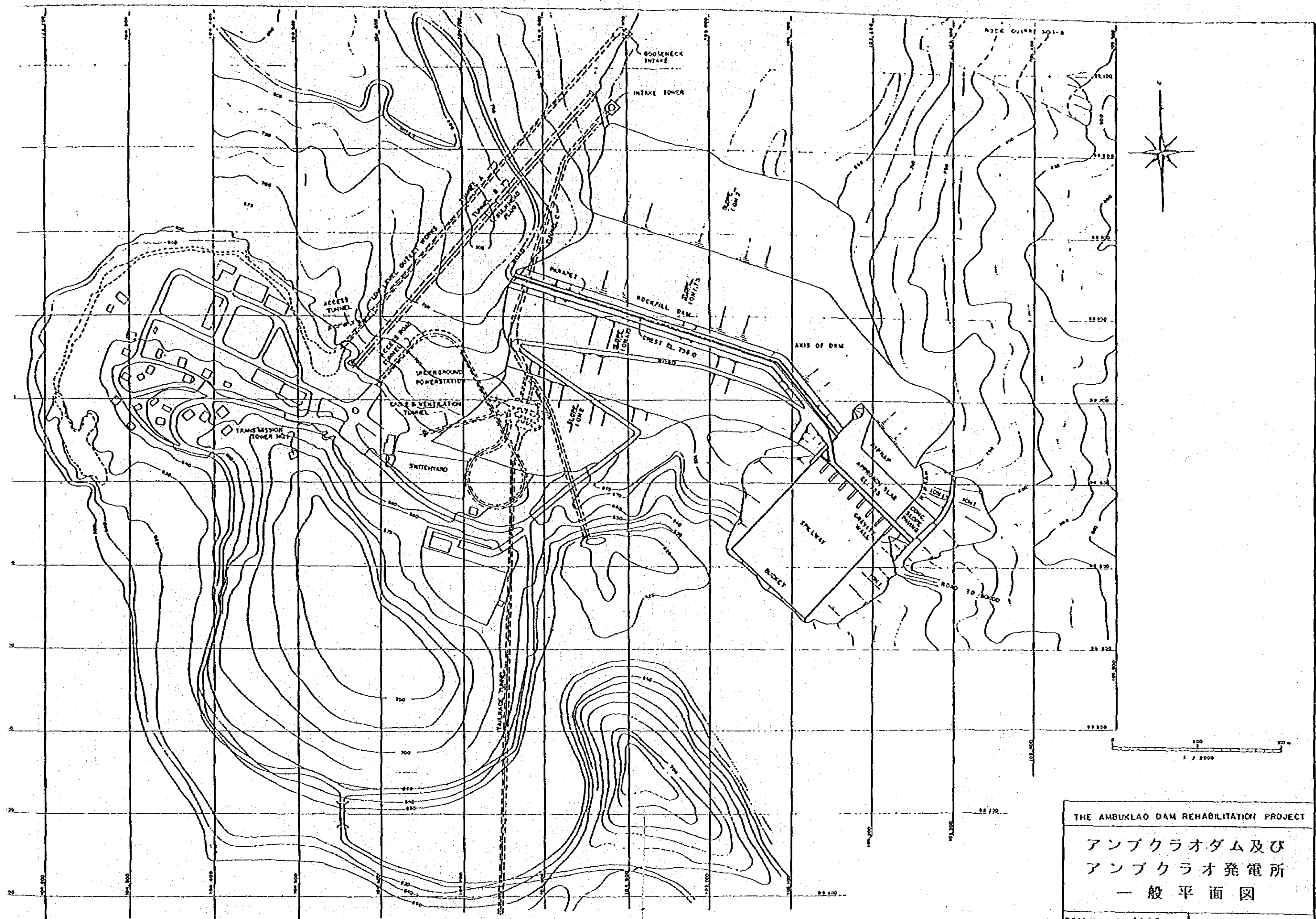
THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

プロジェクト地域
一般平面図

SCALE AS SHOWN

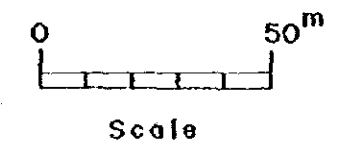
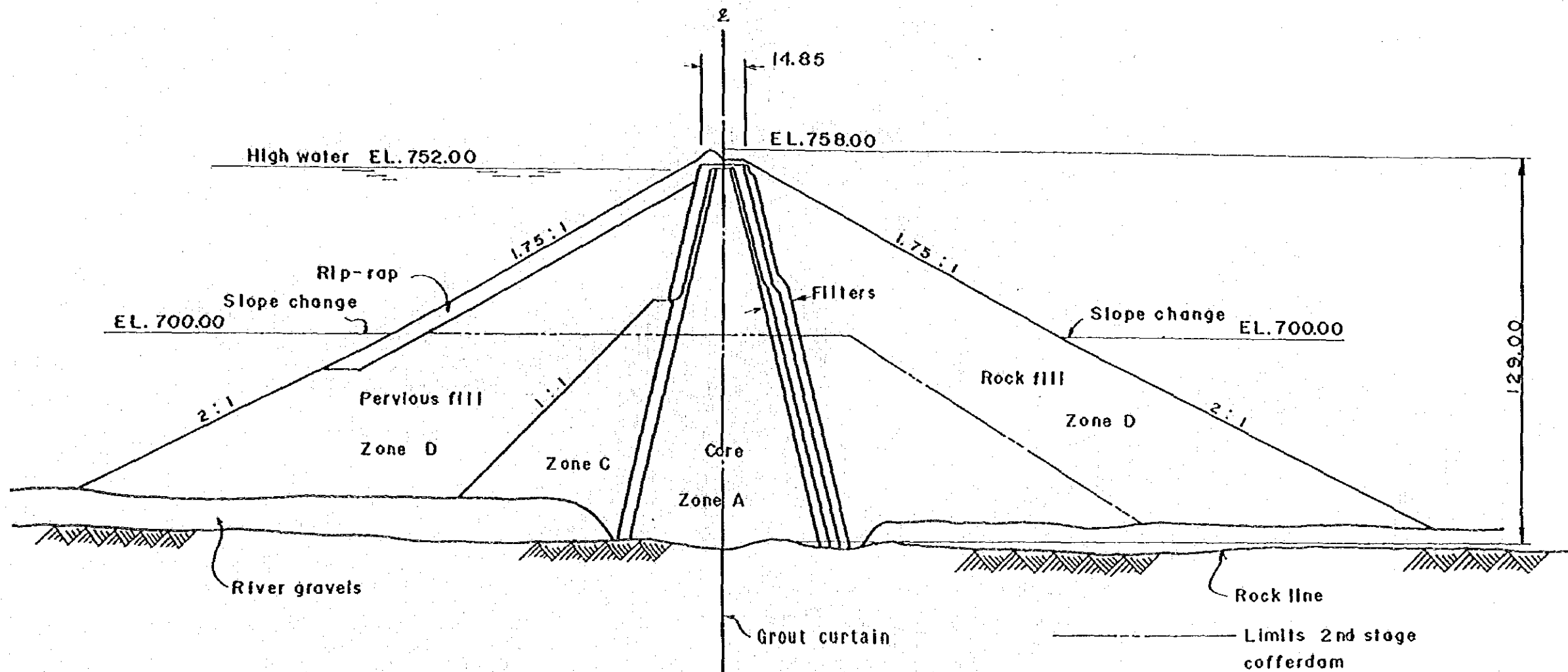
DATE

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



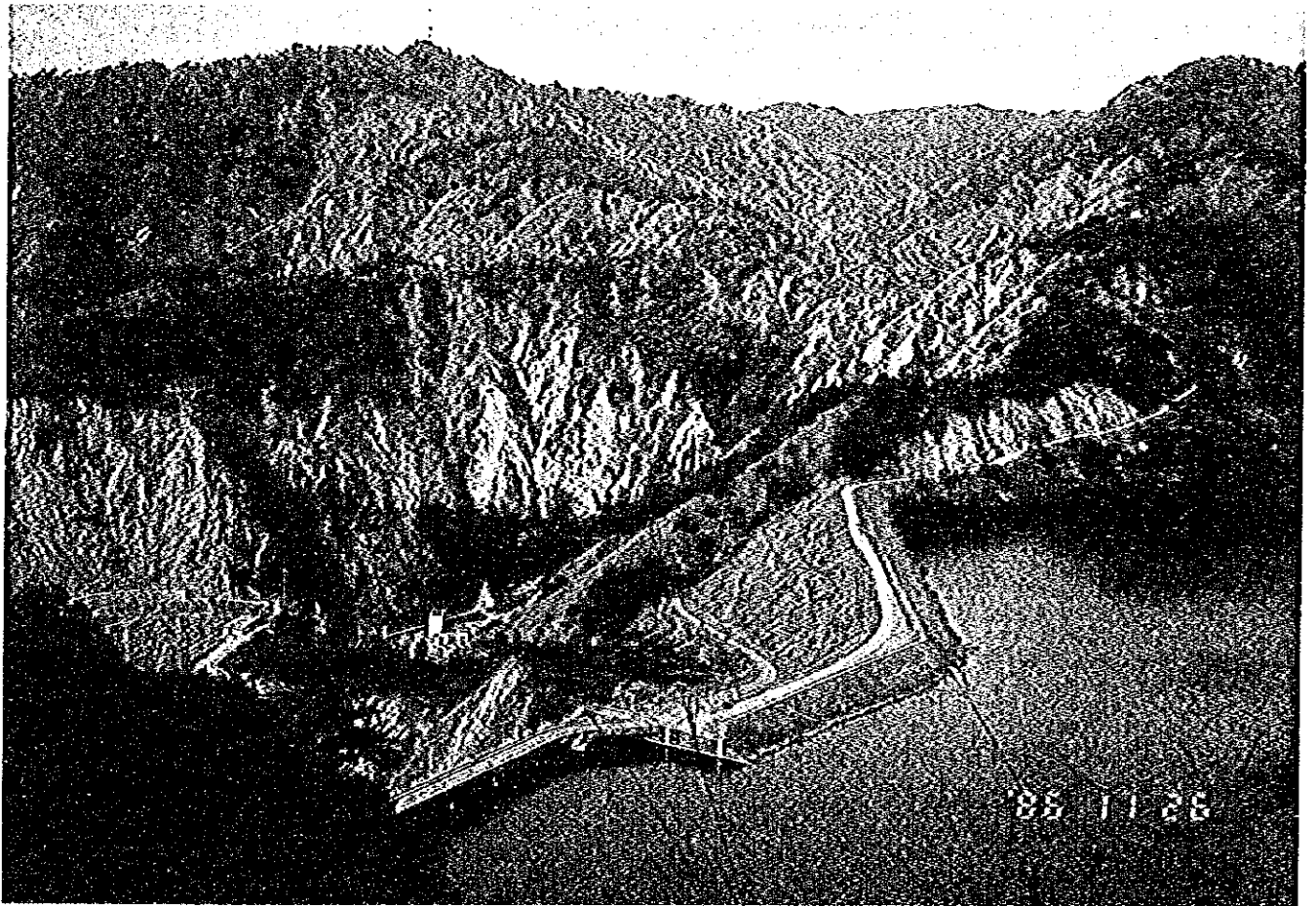
THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT
 アンブクラオダム及び
 アンブクラオ発電所
 一般平面図
 SCALE 1:4000 DATE _____
 THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

アンブクラオダム標準断面図



THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT	
アンブクラオダム標準断面図	
SCALE As shown	DATE
THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	

アンプクラオダム全景
(左岸県道より)



目 次

・ 位置図および現地写真

・ 勅 告 1 ~ 4

・ 本 文

I 緒 言

1. 調査の背景および調査内容 1- 1~ 2
2. 調査団の編成 1- 3~ 4

II 要約と結論

1. 現 地 調 査 2- 1~ 2
2. 追加調査工事 2- 3~ 4
3. モニタリング 2- 5~ 6
4. 構造物の安定解析 2- 7~ 10
5. 構造物の安全性 2- 11~ 13
6. ダムの安全管理体制組織 2- 14~ 17
7. 堆砂に対する安全性 2- 18~ 19
8. 修復計画 2- 20~ 23
9. ダム構造物管理基準 2- 24~ 25

III 参 考 資 料 3- 1~ 77

勸告

勸 告

アンブクラオ発電所は、現状のまま運転が継続されると、1996年以降は貯水池内の堆砂のため、運転が不能となることが予想される。しかし、適当な修復工事と良好な保守を行って運転すれば、貯水池が堆砂で埋まるまで、今後約40年にわたって発電の機能は現状に近い能力を維持することが判明した。しかし、発電所の取水は既にシルトや砂の混入が見受けられるので、緊急に取水塔周辺の浚渫を行いながら修復工事を施工するなど一刻の猶予も許されないプロジェクトである。

1. ダム

(1) 上流のり面

ダム上流のり面は、貯水池水位の上昇、下降及び'85年の地震などに起因したものかと思われる著しい損傷が各所に認められる。とくに、EL.733.00mおよびEL.752.00m辺りには、風浪による侵食の跡もあり、所定の地震の条件を考慮した場合、のり面のすべり安全率が著しく不足していることから、施工性も考えてのり面勾配1:1.80に早急に修復する必要がある。

(2) ダム左岸やせ尾根河岸の洗掘防止

尾根の河岸は、断層の存在により岩盤が脆く、洪水吐から放流が行われるたびに旋流によって河岸が洗掘され、崩壊が逐次的に進行するため護岸を施し、ダム基盤としての安定を計る必要がある。

(3) やせ尾根地山の補強

同上やせ尾根の直下にあるドレーン坑の天井の崩壊は、(2)で述べた現象などと共にダム安定上重要な基盤の安定を阻害するため、これ以上ドレーン坑の天井崩壊の進まないよう補強することが必要である。

2. 洪水吐

洪水吐左岸地山の安定性については、実測地形図をもとに、その安定解析を行った結果、1以上の安全率が確保されていることが確認された。しかし、引き続き地山内の地下水位や

変位計などによる地山の挙動観測を含むモニタリングを行い、監視体制を維持し続けることが必要である。

3. 貯水池

貯水池の堆砂については、アンブクラオダムが建設されて以来30余年の間に貯水池へ流入した土砂量が年間平均で約3,683,000m³であると報告されている。この量は、東南アジアの各河川の実績にくらべて、非常に多量なものである。

このような堆砂の影響を、堆砂の状況シミュレーションした結果、アンブクラオ発電所は、1992年に、また砂シルト面の安定勾配を1/75とすると、1996年以降には常時、砂やシルトを吸い込んで発電が不能となることが予想される。

従って、早急に取水施設の改善を行い、発電所機能の維持を計らなければならない。

また、修復工事が完成するまでの間(1992年～1996年)、発電所の機能を維持するため、既設取水塔周辺の浚渫をおこない堆砂面を、1980年時点の標高に維持する必要がある。

4. 発電所

(1) 発電所周辺の漏水

アンブクラオ発電所は、地下式発電所としてダムの直下に設置されている。このため、かなりの量の漏水が予測された。これらの漏水量を把握するため、発電所周辺に漏水測定か所を設け漏水量を測定してきたが、大きな問題となるような漏水は認められなかった。しかし、測定を開始して1シーズンの記録しかないので、今後も測定を続ける必要がある。

(2) 水車の漏水

1986年11月の調査時点においては、1,2号水車の封水装置から著しい漏水がみられた。このような漏水は、取水に砂を伴っているため漏水が生じているものと考えられる。したがって、今回の取水塔改良工事によって大幅に改善されるが、別途冷却用水の取水系統に改良を加え使用する水の清浄化を計る必要がある。

(3) 水車入口弁の漏水

水車入口弁の漏水については、NAPOCOR側の説明によると、弁1台について漏水量は3,000ℓ/minであると報告されている。30年間以上使用されていることと水車の保守には

欠かせない施設であるので、既設のバタフライバルブとスフェリカルバルブを撤去し、新しいパイプラインバルブと取り替える必要がある。

5. 放水路

(1) 堆砂の発電におよぼす影響

現在、堆砂によりアンブクラオ発電所の放水位は約 4.00m 堰上げられている。これが発電所の運転におよぼす影響を吟味すると、起動時には発電所の運転に問題はない。また、緊急遮断の場合についても運転に支障はないものと推定される。しかし、E/S の段階においてはより詳細な水理検討を行う必要がある。

(2) 放水路出口の堆砂

この発電所は、放水路出口付近の堆砂により常時落差を 3% 弱、損失している。これに対する対策を検討したが、いづれも経済的に得策とは言えない。したがって、発電に支障がないかぎり、この件に対する積極的投資は行うべきではないと判断される。

ビンガ貯水池の堆砂対策との関連において、抜本的対策が立案されるまで暫定的対策（河床整理工事）で現状維持を計るのが得策である。

6. ダムの安全管理体制組織の確立

アンブクラオダムの安全管理体制組織に関しては、Northern Luzon Regional Center（北ルソン地方事務所）の Central Maintenance/Technical Services の Central Maintenance 内に機械係、電気係と並んで土木係を設置し、土木技術者 2 名、補助員 3 名を配属する必要がある。

本店においては Hydro Power Project Department 内に Project Design Division などと並んで保守課を設置し、数名の土木技術者を配置し、Regional Center の土木係との関係のもとに、保守、点検、修繕などの保守業務の統括に当たらせる。

なお、ダムの運営と土木設備の保守業務のために、アンブクラオ発電所にも土木技術者 1 名を配置することが必要である。

7. 今後のアンブクラオダム修復計画の進め方

1996 年に工事を完成するためには遅くとも 1989 年度から調査工事や設計の業務を始め、

1991年夏には入札書類を整える必要がある。また設計業務を進めるための調査測量業務は、一部貯水池内で行う業務（ボーリング、測量）があるため、十分に時間的余裕をもって実施することが必要である（参考資料 8.2.3）。

一方、取水塔改造工事が完成するまで既設取水塔周辺を浚渫し、アンブクラオ水力発電所の運転を維持するため、浚渫設備を導入することが急がれる。

このドレッシングシステムは、早急な投入が望まれるのでアンブクラオダム修復計画として一括計上しているが、早期に手当ができるならば修復計画から切り放し単独でも、早期着手に踏み切るべきであることを勧告するものである。（表-8.10参照）

本 文

I 緒 言

I 緒 言

1. 調査の背景および調査内容

アンブクラオダムおよびその付帯設備は、フィリピン共和国マニラ市の北北西、約180kmにあるバギオ市の東36kmに位置し、米國ハルザ社の設計により1956年に建設された水力発電所である。

ダムは、高さ129m、中央しゃ水壁型ロックフィルダムであり、貯水池は流域面積690km²で、総貯水量3.29億m³、有効貯水量2.58億m³である。発電設備は、最大出力75MWで、ルソン島における尖頭負荷に対応する主要電源として稼動している。

アンブクラオダムは、建設以来30年余を経過しているため、その保安全管理業務・地すべり対策などのリハビリテーション計画が考えられていた。そして、1985年4月24日午前0時15分と9時7分の2度にわたる地震によって、アンブクラオダムが一部被害を受けたことおよび貯水池への堆砂の進行ならびに放水口付近の堆砂が、発電に支障を来していることが問題となり、それらの修復計画策定が緊急かつ重要性を持つに至ったものである。

これらの問題についてNAPOCORは独自に調査を進める一方、フィリピン政府を通じ日本政府に対し技術援助の要請があり、その重要性に鑑み国際協力事業団は昭和61年8月事前調査団を現地に派遣し調査打ち合わせを行った。その結果、1986年11月よりNAPOCORとの間で締結されたScope of Workに基づき、アンブクラオダム修復計画の本格調査実施の運びとなったものである。

アンブクラオダム修復計画調査業務の内容は大略下記の通りである。

1. 各種データおよび情報の収集と分析
2. 現在行なわれているモニタリングシステムについての調査および検討
3. 貯水池（含取水施設）・ダム・洪水吐・洪水吐左右岸アバット・洪水吐右岸上流導流壁・発電所（含取付道路トンネル）・放水路トンネルおよび出口等の現地調査
4. アンブクラオダム安全管理に関して最も適切なモニタリングシステムの確立
5. 追加調査工事

本業務遂行のために必要な下記の追加調査工事の指導監督

- 1) 地形測量
- 2) ダム観測施設の設置

3) ボーリング・トレンチ・ピッチング調査および堤体材料試験

4) 漏水量測定施設の設置

6. 測定マニュアルの作成

測定項目は次の通り

1) 漏水量測定

2) ダム変形量測定

3) 地下水位測定

7. モニタリング

下記モニタリングの指導・監督を行なう。

1) 漏水量測定

5) 貯水池流量・流出量調査

2) ダム変形量測定

6) 降水量・気温観測

3) 地下水位測定

7) 地震観測

4) 貯水池水位測定

8) 地すべり観測

8. 構造物の安定解析に関する検討

1) ダム

2) 洪水吐右岸上流側導流擁壁

3) 洪水吐左岸アバットメント地山

9. 構造物の安全性に関する検討

1) 洪水吐容量の安全性の検討

2) 発電所への漏水の原因と安全性に関する検討

10. ダムの安全管理体制組織の確立

11. 堆砂に対する安全性に関する調査検討

12. 修復計画の策定

13. ダム構造物管理基準の作成

2. 調査団の編成

上記業務を担当した JICA チームはつぎのとおりである。

総括	山田直明
土木(設計)	原田次夫
土木(設計)	鶴巻有一郎
土木(計測)	藤原保
地質	川原恵
機械	富岡一郎
経済	小川修平
特認技術者	田中治雄

である。また、NAPOCOR 側の構成メンバーは、

NAPOCOR

1. MR. FRANCISO T. DELGADO - Sr. Vice-President, Eng'g. & Nuclear
2. MR. MARCIANO C. AVENDANO - Vice-President, Engineering

HYDRO POWER PROJECTS DEPARTMENT

1. MR. PANCHO C. DINO - Actg. Manager, Hydro Power Projects Dept.
2. MR. R. I. EVANGELISTA - OIC, Hydro Projects Design Division
3. MR. C. L. DE LEON - Principal Engr. II

1. MR. RODOLFO C. DELA CRUZ - Manager, Hydro Power Proj. Dev. Div.
2. MR. J. V. LAHOZ, JR. - Project Coordinator (Principal Engr. II)
3. MRS. J. E. HERRERA - Economist
4. MR. M. V. AQUINO - Principal Engr. I

ENGINEERING RESOURCE SERVICES DEPARTMENT

1. MR. RONALDO A. ALMERO - Manager, Eng'g. Resource Services Dept.
2. MR. R. M. PULANCO - Manager, Geology & Geotechnics Division
3. MR. P. E. PANA - Principal Engr. II
4. MR. F. Y. ROXAS - Principal Geologist. II

5. MR. J. TOLENTINO —Senior Geologist

1. MR. ZOSIMO P. SANTOS —Manager, Eng'g. Surveys & Investigation Division
2. MR. P. DELA CRUZ —Principal Engr. II

1. MR. F. N. DE GUZMAN —Manager, Materials Investigation and Tests Services
Division

1. MR. B. A. CALONG —Chief, Hydrology Services
2. MR. A. S. NAYON —Principal Hydrologist

Ⅱ 要約と結論

2. 追加調査工事

2.1 ダムの安定解析のための測量

ダムの安定解析のためのみならず、修復計画策定に必要な地形測量として、下記のものが、NAPOCORによって実施され諸検討に供された。

2.1.1 地形測量

- | | |
|------------------------------|--------------|
| (1) ダム上流のり面の地形測量 | S = 1 / 500 |
| (2) 洪水吐左岸アバットメントの地形測量 | S = 1 / 500 |
| (3) ダム直下流部の地形測量 | S = 1 / 500 |
| (4) 砂防ダム計画地点 (Pesac) の地形測量 | S = 1 / 500 |
| (5) 放水口より下流河道の地形測量 | S = 1 / 1000 |

2.1.2 縦横断測量

- | | |
|--------------------------------|-------------|
| (1) ダム上流のり面の縦横断測量 | S = 1 / 200 |
| (2) 貯水池流入する Bokod 川横断測量 | S = 1 / 200 |
| (3) 砂防ダム計画地点 (Pesac 川) の横断測量 | S = 1 / 200 |
| (4) 放水口より下流河道の縦横断測量 | S = 1 / 200 |

2.2 ダム観測施設の設置

ダムの変位測定設備として、ダム頂部の Alignment - 1 および Alignment - 2 の整備を行なった。このため、左右兩岸に固定点 (SP-14 J, SP-1 J) および、引照点 (SP-25 J, SP-3 J) がそれぞれ新たに設置され、またダム頂部の既設可動標的 (DA-3 ~ 20, DA-85) の全てを点検、整備を行なった。

2.3 ボーリング、トレンチ、ピッチング調査および堤体材料試験

洪水吐左岸アバットメントの地下水位観測のため、11本のボーリング孔 (DWH-1 ~ 11) を配置した。また、貯水池内において、堆砂の状態を調べるため、取水塔の上流 50 m 地点および Bantey 川合流点に夫々 1 本ずつ配置した。さらに、NAPOCOR 独自の計画で、取水塔上流 100 m 地点にボーリング 1 本が追加された。

なお、トレンチ、ピッチング調査および堤体材料試験は、今回それらの必要性がないものと判断され、実施されなかった。

2.4 ダム漏水量測定施設の設置

ダム下流側ののり尻付近に、自動記録装置付の漏水量測定施設が新設された。

アンブクラオダムの場合、地下発電所およびその周辺にある各種のトンネルが、ダムの直下に配置されている。したがって、これらの漏水量を把握するため、地下発電所周辺のトンネル内に漏水量測定用の三角堰または四角堰が計13か所に設置された。

3. モニタリング

アンプクラオダムにおいて、実施しているモニタリングの内容は、次の通りである。

3.1 漏水量およびその水質

漏水量の測定は、ダム直下流に設置したダム漏水量測定装置(図-2.3, 2.4)と、地下発電所の周辺に13ヶ所設置した流量測定装置(表-2.1)によって測定されている。また、本調査期間中に収録された測定結果は下記の通りである。

ダム漏水量測定	1987年 3月 1日から連続計測 1987年11月12日まで測定結果収録
地下発電所周辺漏水量測定	1987年 3月 1日から連続計測 1987年11月12日まで測定結果収録

また、水質調査については必要ないと判断したので実施しなかった。

3.2 変 形

1) ダムの変形

ダム変形測定は、ダム頂部の Alignment - 1 及び Alignment - 2 の 2 測線に於いて測定されている。

それらの測線の位置は、図-2.1の通りである。

ダム変形測定は、1987年3月17日から連続計測されており、1987年11月6日までの測定結果を収録した。

2) インクリノメーター

インクリノメーターの測定は洪水吐左岸の既設(1979年設置)の調査孔に於いて測定されている。その位置は図-2.2に示す通りである。

測定は1987年3月13日から連続測定されており、1987年8月10日までの測定結果を収録した。

3.3 洪水吐左岸ボーリング孔およびダム堤体内の地下水位

左岸ボーリング孔およびダム堤体内の地下水位の測定は、つぎのとおり実施されている。

ダム堤体内地下水位 1987年 2月 5日から連続計測
1987年 8月25日まで測定結果収録

左岸ボーリング孔 ボーリング完了後から連続計測
DWH-1, 2, 4, 5 孔は1987年11月9日まで測定結果収録
DDH-A, B, Cおよび堤体内測定孔は、1987年8月25日まで測定結果収録

3.4 貯水池水位

アンプクラオ水力発電所は、1時間ごとに貯水池水位を測定し、記録している。

3.5 流入量・流出量

流入量および流出量は、アンプクラオ水力発電所にて記録されており、必要に応じて入手できる。

3.6 降雨量

降雨量は、毎日測定されており、モニタリング時に記録する。

3.7 地震記録

アンプクラオダム地点においては、有益な地震記録は、入手できなかった。しかし、アグノ川下流域の Bongel 及び Kanoong Station のデータは入手できた。

4. 建造物の安定解析

追加調査工事およびモニタリングの結果により、各建造物の安定解析を行った結果、次の事項が明らかとなった。

4.1 ダムの安定検討

4.1.1 ダム上流のり面の安定解析

図-4.1に示すように、設計時の勾配は1:1.75であるが、建設後の沈下変形によって1987年現在、ダムの全ての断面において設計勾配は確保されていない。しかしながら、現況を原設計の1:1.75に修復する場合、施工の便宜性を配慮して1:1.80に修復するものとする。この場合の表層すべりの安全率が1.0となる時の、地震係数を計算して求めると、 $k = 0.14$ となる。アンプクラオダムの設計地震係数は $k = 0.15$ であり、上記との差は0.01である。設計地震係数と加速度との間には、直接関係はないけれども種々の研究検討の結果を基にして、地震係数から最大加速度を算出すると次のようになる。

$k = 0.15$ の場合 最大加速度 $\alpha = 245 \sim 367 \text{ gal}$

$k = 0.14$ の場合 最大加速度 $\alpha = 229 \sim 343 \text{ gal}$

最大加速度を比較すると、いずれも200 galを超過しており、アンプクラオダムの地震時の応答現象においては、地震係数 $k = 0.15$ と $k = 0.14$ との差は、殆ど認められないものと考えてよい。従って、結果としてアンプクラオダムの修復計画案としては、原設計に復旧することを原則とし、施工性を考慮して1:1.80の勾配を採用するものとする。

また、原設計勾配1:1.75の場合、安全率1.0とすると、地震係数は $k = 0.136$ となる。さらに、最大加速度は、 $\alpha = 222 \sim 332 \text{ gal}$ となり、この場合でもダムの地震時の応答現象は、前記2つのケースとほぼ同じであると考えられる。

4.1.2 ダム下流のり面の安定解析

図-4.2に示すダム下流のり面にたいして、原設計条件下でのり面の安定解析計算を行った結果、地震を考慮しない場合、安全率は、 $S.F. = 1.374$ である。また、地震を考慮した場合の安全率は、僅かに1.0を下回り、 $S.F. = 0.989$ であるが、ロック材の設計値が $\phi = 40^\circ$ であるので、実質的には、 $\phi = 43^\circ$ を期待できるので、安全率は、1.0以上あるものと考えてよい。従って、対策を必要としない。

4.1.3 ダムの水理的安定性に関する考察

フィルダムの水理的安定性について検討する場合、ダムおよび基礎を流下する浸透水の流量と流速の2つを考慮する必要がある。

浸透水によって、ダムの水理的安定性が損なわれたり、また問題の発生するのは、一般に初期たん水時および異常洪水時で流水がダム頂を越流する場合である。アンブクラオダムの場合、1976年に大洪水が発生しているが、ダム本体および基礎岩盤には、何らの支障もみられなかった。

ダム建設後、すでに30年経過していることから、ダム本体内部および基礎岩盤内の浸透流の挙動は、定常状態にあり、かつ安定した状態に保たれているものと考えられる。

したがって、現状におけるダムの水理的安定性は十分確保されているものと判断される。

4.2 洪水吐左岸アバットメントの安定検討

4.2.1 比較的浅いすべり面の場合

図-4.3に示す section J3Aについて、のり面の安定解析検討を行った結果、浅いすべり面の場合、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ のとき、粘着力 C は、地震の条件を考慮しても、 $C = 4.3 \text{ kg/cm}$ あればすべり安全率は1.0を確保することができる(図-4.4(a)参照)。岩盤のすべり安定検討には、通常地震の条件を考慮しないのが慣例である。地震を考慮しない場合には、 $\phi = 35^\circ$ で $C = 3.1 \text{ kg/cm}$ となっている。洪水吐左岸アバットメントの地質分布から見て、岩盤強度の期待値として、 $\phi \geq 38^\circ$ 、 $C = 5 \text{ kg/cm}$ と推定することができよう。従って、結果として安全率は、1.0以上確保されることになる。

4.2.2 深いすべり面の場合

図-4.3に示した section J3Bについて、前項の場合と同様、解析を行った結果、深いすべり面の場合、下部標高の閃緑岩にすべり面が到達することになる。この場合岩盤強度の期待値は、変成岩に比べて、かなり大き目の値を推定することができる。 $\phi = 45^\circ$ の場合をみると、岩盤内の間隙水圧80%を考慮する条件においても、 $C = 5.5 \text{ kg/cm}$ だけあれば、安全率 S.F. = 1.0を確保することができる。この場合のすべり面は図-4.4(b)に示されている。

4.3 洪水吐右岸導流壁の安定検討

4.3.1 導流壁の安定検討

導流壁は、5つのBayから構成されているが、これらのうち最も規模の大きいBay 1(図-4.5)について検討を行った結果、擁壁の転倒については、安定な状態にある。また洪水吐流入部方向へのスライドに対する安全率も、設計値として慣行的に採用されている常時で $S.F. \geq 1.50$ 、地震時で $S.F. \geq 1.20$ を全て満たされている。

さらに、地盤支持力については、地盤のせん断強度常数として、安全側に見込んだ $C = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 40^\circ$ の条件において、常時および地震時共、十分な安全率を有している。これらの安全率は、地盤の許容支持力に対する安全率であるので、極限支持力に対しては、さらに常時で3倍、地震時で2倍の安全率となる。

4.3.2 導流壁の構造検討

(1) 壁の断面計算

逆T型擁壁に作用する外力の最大となる地震時($k = 0.15$)について、各応力度を求めると、 $\sigma_c = 41.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_c = 4.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1,523 \text{ kg/cm}^2$ となる。結論として、コンクリートの応力度については、適切な値であるが、鉄筋の応力がいくらか大きい丸鋼の許容応力度($\sigma_{ss} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$)以下であるので、特に問題はない。

(2) フーチングの断面計算

鉛直壁とフーチングとの接続部について、各応力度をもとめるとコンクリートの応力度については、特に問題はないと判断される。ただ鉄筋の応力度は、降伏点 $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ 以下であるが、許容応力度 $\sigma_{ss} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$ を上廻っている。実在する構造物であることから、破壊に対する安全率が約2倍であることを勘案して安定構造物と判断される。

4.4 地震記録の解析

4.4.1 解析結果とその考察

表-4.1にKANOONG Station、表-4.2には、BONGEL Stationのそれぞれ地震記録の解析結果を一覧表にして示してある。

KANOONG St.およびBONGEL St.では、数多くの地震が発生している。それらの地震に関するMagnitude、震央など詳細なデータは不明であるが、地震波形の周期特性から判断して殆どの地震は、上記観測所から比較的近い所、すなわち40-50kmまでの範囲内に震源があるものと考えられる。また、これら地震の震源はアンブクラオダムサイトからも、同じく40-50km程度以内にあるものと推定される。

アンブクラオダムの固有振動周期は、0.65 sec程度と考えられる。解析を行った全ての地震の卓越周期は、上記のダム固有振動周期より著しく小さい。

以上の検討結果から次のことが結論付けられる。

アンブクラオダムは、極めて地震多発地帯に築造されている。また、当該ダムに影響を与える地震の震源は、ダムサイトから比較的近く、概して40-50km以内であろう。従って、振動の卓越周期は小さく、0.2-0.4 secとなる。図-4.6は、地震の震源距離と卓越周期との関係を示すものである。前記地震は $M_g=5.9$ であることから、ダムサイトでは周期の短い地震動であったことが判かる。また、この事実はBONGEL St.で、計測されたデータを解析した結果とも、よく一致しているものである。

このことから、ダムの耐震性として、このような周期の小さい地震入力を考慮した動的検討が必要と考えられるが、種々の点において、ロックフィルダムの動的解析とその評価について研究段階にあることも、拒めない事実である。

5. 構造物の安全性

5.1 洪水吐容量の安全性の検討

洪水吐の容量の検討に当り、採用する確率流入量を B₁ グループ (参考資料表 - 5.1 参照) のデータから計算された 200 年確率流量の 1.2 倍の流量 $9,840 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($=8,200 \text{ m}^3/\text{s} \times 1.2$) を採用する。なお、この 200 年確率は、日雨量データの推算に当り最大限の雨量を与える包絡線を用いて得られた値であるが、この $8,200 \text{ m}^3/\text{s}$ を実測データのみを用いた確率年数に逆算すると 19,680 年に当る。

ゲート操作を下記の通りとした場合

貯水池水位が EL	752.3 に達した時	1 門全開
"	752.32	"
"	752.34	"
"	752.45	"
"	752.50	"
"	752.55	"
"	752.60	"
"	752.65	"

貯水池の最上昇水位は EL. 754.372m となり、バラペット天端標高 758.000 m との間の余裕高は 3.628 m であり、最大放流量は $9,568 \text{ m}^3/\text{s}$ である。(図-5.4 に水位上昇、放流量を示す)

なお、地震による波浪高さは、佐藤の式を使用し、設計震度 $K = 0.15$ 、地震周期 1.0 秒とするととき 0.63 m となる。また風による波浪は、Bretschneider-Sarage による算定図に、風速 50 m/s 、吹送距離 2,831 m、ダム堤体の斜面勾配 (1 : 1.75) を代入すれば 3.0 m となる。

以上の検討によって、現在の洪水吐の容量は十分であると認められる。

5.2 発電所への漏水の原因と安全性に関する検討

5.2.1 発電所周辺の漏水

アンブクラオ発電所は、地下発電所としてダム直下に設置されている。このため、かなりの量の貯水池の水が地山を通じて、発電所本館、取付トンネル、ブスダクトトンネルなどへ、漏水しているものと考えられる。

これら漏水の原因を解明するため、発電所周辺のトンネルに漏水量測定か所（13か所）を設置して、1987年3月1日より漏水量の測定を続けてきたが、今までのところ、問題となるような現象は認められなかった。

しかし、測定期間が短いので今後も測定を続ける必要がある。

なお、バルブ室および発電機室はポンプ排水の影響が入っていると思われるので、運転実績と照らして、原因を確認しておくことが必要である。

5.2.2 水車の漏水

1986年11月の現地調査時点においては、1、2号水車の封水装置から著しい漏水がみられた。

このような漏水は、アンブクラオ水力発電所のように、発電用取水から冷却水を取水している場合には、その取水に砂などを伴っているため、封水装置のカーボンパッキングの摩耗が激しく、そのために多量の漏水が生じているものと考えられる。したがって、取水に砂が混入することを防がない限り、水車の補修頻度は、今後も増え続けることとなる。これは取水塔改造工事によって、大幅に改善されるが、別途、冷却水の取水系統に改良を加え、封水装置に使用する水の清浄化を計る必要がある。

5.2.3 水車入口弁の漏水

水車の入口弁は $\phi 2,600\text{mm}$ のパタフライバルブ（非常用）と $\phi 2,155\text{mm}$ のスフェリカルバルブとが、各水車ごとに配置され、バルブ室に設置されている。NAPOCORの説明によれば、閉鎖時にいづれも $3,000\text{ l/min}$ 程度の漏水があるとのことであった。今回は断水して調査することが出来ないため、状況は定かでないが、30年間以上も使用されたバルブは、多分、戸当り部が洗掘され、確実に閉鎖されないことが推測される。水車の良好な保守点検を行うためには、水車入口弁の存在は、不可欠である。修復計画策定に当たっては、

最悪の状態を想定して、各バルブ（バタフライバルブ・スフェリカルバルブ）を撤去し、パイプラインバルブに取り替えるものとした。

6. ダムの安全管理体制組織

6.1 北ルソン地域事務所 (Northern Luzon Regional Center) について

アンブクラオ発電所が所属する北ルソン地域事務所は、ビンガ、アンガット、マガットなどの大ダムを初めとして、5発電所で863MWの水力発電設備を管理運営している、Luzon Gridの中で、中心的役割をもった事業所である。

この事業所は、1,591名のNAPOCOR職員によって組織されているが、土木技術者はアンガット発電所に3名しかも、水文担当者が配属されているだけである。

このことは、土木構造物の保守点検が、土木技術者によって行われてはいない、と言うことである。

大規模なダムなど土木構造物を擁する当事業所では少なくとも、図-6.2の如く土木係を設け、2名の土木技術者と同アシスタント3名を配置して、アンブクラオ発電所をはじめ、管内各発電所の土木構造物の保守点検に万全を期する必要がある。

6.2 本社の組織について

電源設備を円滑に運営するためには、現場で定期的に行われる保守点検の結果を解析評価して、年々の保守計画および長期保守計画を樹立し、この計画によって予算設定と、補修工事などの保守業務が実施されてゆかねばならない。

また、大規模で、かつ重要な土木構造物については、別途モニタリングによる監視が行われ、そのデータの解析が、土木技術者によって定期的に行われなければならない。

これらの業務を効率よく実施するためには、本社水力プロジェクト部内に設計課とならんで保守課を設け、数名の土木技術者を配し業務に当たらせる必要がある(図-6.1参照)。

6.3 アンブクラオ発電所について

発電所には最低1名の土木技術者が駐在して、保守点検業務に当たる必要がある。

この技術者は、発電所において日常行なわれる定期的な土木構造物の巡視点検や、ダム洪水吐のゲート操作や、貯水池水位の動きの監視など、多くの業務を担当することになる。

また、現地駐在の土木技術者が居れば、発電所単位の小規模修繕工事などを、臨機に処置ができ効果的対応ができる利点がある。

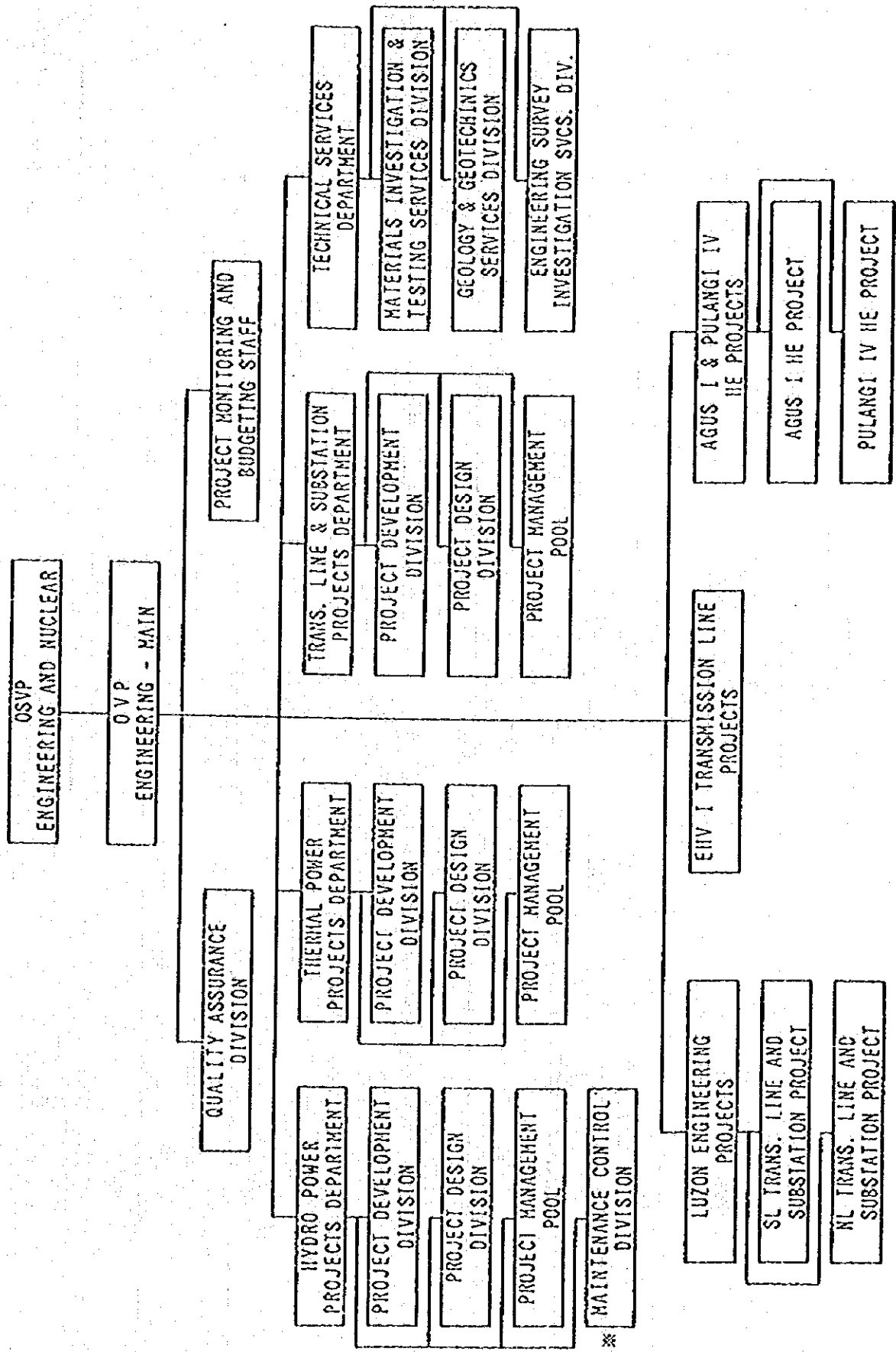
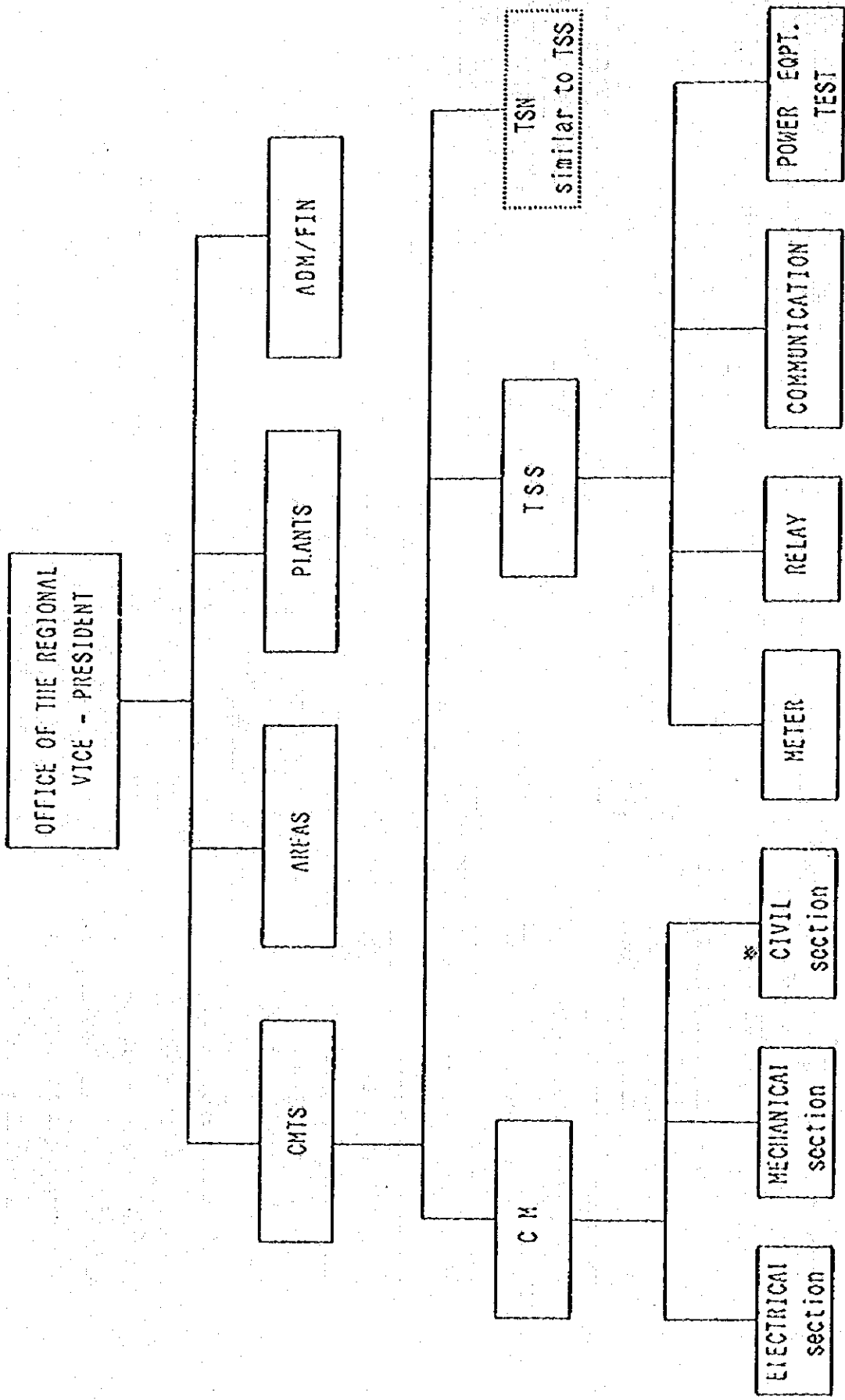


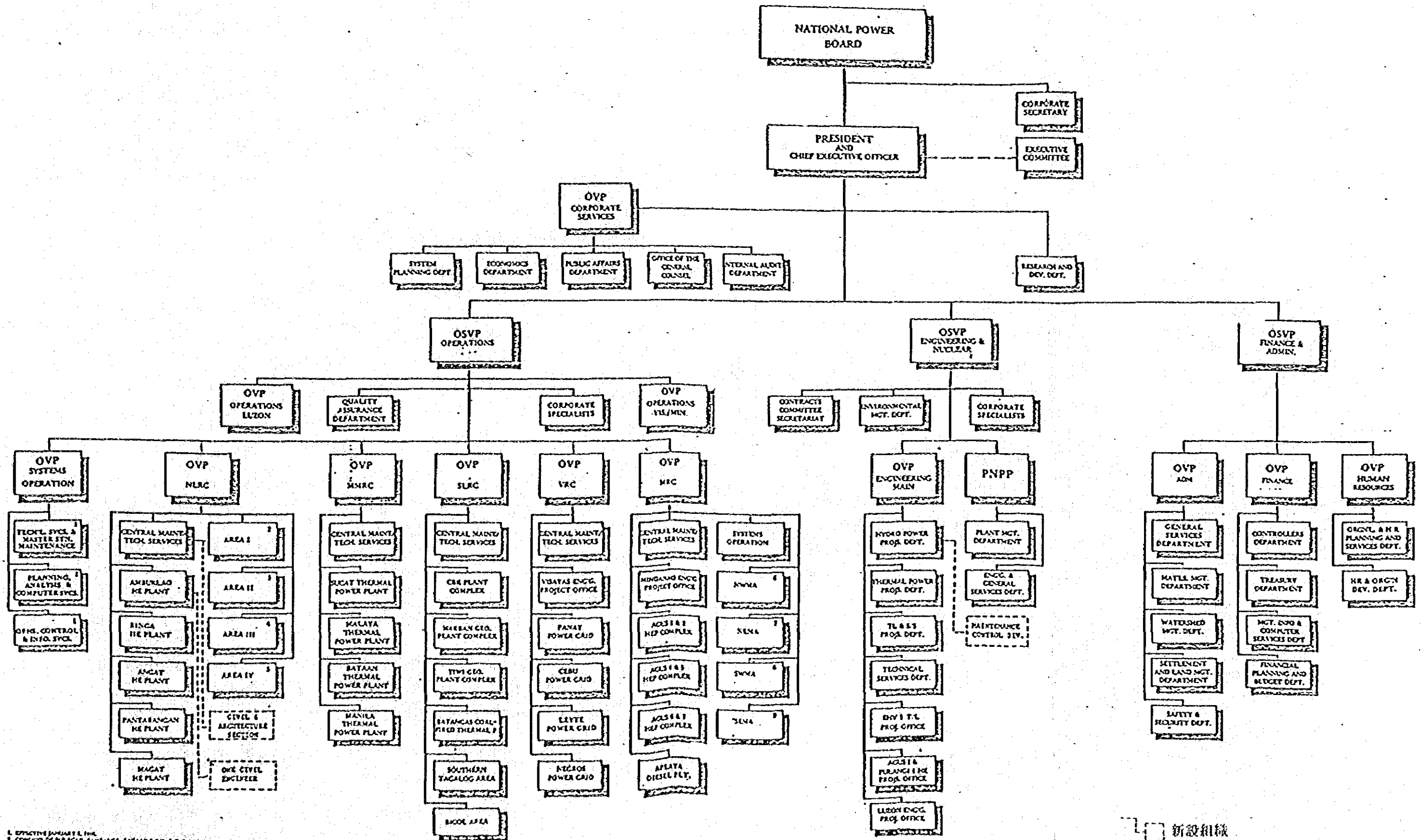
図-6.1 NAPOCOR 本社組織図

※ 保守線の施設ヶ所



※ 新設土木係

図-6.2 NAOCOR北ルソソ地域事務所組織図



1. EFFECTIVE JANUARY 1, 1988.
 2. CONSISTS OF BALACUA, FAMBANGA, BATAAN & ERASER R.S. AREAS.
 3. CONSISTS OF CANTIAN, PANGALANAN, WESTERN PANGALANAN, SAN BALIS & TAGALOG R.S. AREAS.
 4. CONSISTS OF BUDON, MOKO, BODON R.S., NORTH LUN, SINGLET, SOUTH LUN, BODONT & LA LUPON R.S. AREAS.
 5. CONSISTS OF CAGAYAN, BANGAL, PUYA, PUYA, QUELON & PUYA R.S. AREAS.
 6. CONSISTS OF ALBAY, CALAJ R.S., ALBAY & SAN ANGELO R.S. AREAS.
 7. CONSISTS OF CAGAYAN DE ORO, BUTUAT, BUKANG & ADRAH R.S. AREAS.
 8. CONSISTS OF GENERAL SERVICES & RESEARCH R.S. AREAS.
 9. CONSISTS OF SOUTH BAYAN, NORTH BAYAN & ERASER R.S. AREAS.
 • Down to Department/Grid level.

新設組織

圖-6.3 NAPOCOR 全社組織圖

7. 堆砂に対する安全性

7.1 今後の貯水池の堆砂の進行予測

7.1.1 実績堆砂量の引き伸ばしによる取水塔への進行

これまでの堆砂の進行状況(図-7.3)から、堆積傾向を三分類する。

- 1) B点より上流の区間の年平均堆積量は、 $0.463 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ である。
- 2) B点からD点間の年平均堆積量は、 $1.844 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ である。
- 3) D点からE点間の年平均堆積量は、 $1.376 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ である。

この量を1986年の貯水池底の形状に堆積させると、取水口の位置にD点が達するのは、約6.2年後の1992年である(計算を図-7.7に示す)。

7.1.2 シミュレーションモデルによる今後の堆砂形状の進行

シミュレーションモデルに用いた計算式は次の通りである。また貯水池内の水流及び土砂の運動を一次元解析法で扱う。シミュレーションによる1986年から以後2035年までの堆砂の進行予測の計算結果を図-7.8に示す。2035年の堆砂形状以後は、一部の土砂量がSpillwayに流下することとなる。それまでは、流入砂量は全て堆積する結果となっている。

以上の結果から見ると、シルト・砂の水中での安定勾配を $1/75$ とすると、1996年以降発電所は、常時シルト・砂を吸い込むこととなり、発電が不能となることが予想される。

また、実績堆砂量の引伸ばし手法によると、1992年には、上記のような状態が出現する可能性もある。

7.2 各種対策案の水理検討

7.2.1 取水塔周辺部の浚渫深さ

取水塔周辺部の流れによって、堆積面が洗掘され、堆積物が取水口へ流入する状態を調べるために、流れのシミュレーションを行った。

その結果、堆積物が取水口へ流入するのを防止するためには、1980年の堆砂面標高まで浚渫する必要がある。

また浚渫の平面方向の範囲については、シルト砂の安定勾配を $1/75$ とすれば、取水塔を中心に約300mの範囲に浚渫を行えばよい。

7.2.2 放水路トンネルの堆砂に伴う水理現象

放水路を延長した場合の水理的課題として、負荷急増時の放水路サージチャンバーの水位上昇がある。

洪水時の最大放流量に $9,490\text{ m}^3/\text{s}$ の時の河川水位 EL. 582.85 を用い、かつ、サージタンクの最上昇水位をバルブチャンパー室の敷高 EL. 604 以下に押えるには、負荷増に要する時間を 180 sec 以上にする必要がある。なお、現在の放水路を使用する場合に当っても負荷増に要する時間を 30 sec 以上とし、バルブチャンパー室へのサージングによる流入を防止する必要がある(図-7.10 参照)。

7.2.3 放水路の下流河道の開削整理による水理特性

放水口から下流 1,500 m 区間の河床高が放水口の水位を上昇させる結果となっていることから(図-7.9を参照)、ここでは、この間の開削整理を行うことによって、放水口の水位をどの程度低下させることが出来るかを不等流計算により検討する。

開削整理の 8 ケースを検討し、これを図-7.11 に示すこれによると開削整理 E 案がもっとも有利となっている(参考資料 表-7.1 参照)。

なお、アンプクラオダムと放水口間に流入するベサル川からの年間平均流出土砂量の推算是、ビンガ貯水池の堆砂量から求める必要があるが、ここでは、ボコド川、ラベイ川、バンテイ川、ペサック川の堆砂データから概略的な推算を行えば、 $456,000\text{ m}^3/\text{year}$ (シルトは含まない)である。

7.2.4 砂防ダムの設計

取水塔に近いラベイ川、バンテイ川、ペサック川からの砂礫の流出を遅らせる必要から砂防ダムの計画を行う。またダム下流のベサル川については、放水口より下流の堆砂対策である。この砂防ダムの水理的な設計値および諸元は参考資料表-7.2の通りである。

砂防ダムの処理する土砂量 1 m^3 当たり費用は、 $2.7\sim 9.3\text{ US\$}$ となり、ダム修復工事のそれ ($0.14\text{ US\$}/\text{m}^3$) にくらべて大変高価になるので、砂防計画は修復計画に採用しなかった。

8. 修復計画

8.1 修復計画案の策定

8.1.1 貯水池の堆砂対策

7章に述べた如く、堆砂の進行は、このまま放置しておけば、数年にして、現在の取水塔からの取水は、不可能となることは、明白である。

従って、発電所の機能を維持するためには、堆砂の進行を阻止するか、排砂することによって、現取水塔を堆砂から守る方法と、堆砂が進行してきても取水ができる構造に取水塔を改良するか、何れかの対策を取る必要がある。

その対策案について

- (A) 大型浚渫船による排砂案
- (B) 取水塔周辺防護壁構築案
- (C) 大容量排砂設備新設案
- (D) 傾斜型取水塔改造案
- (E) 垂直型取水塔改造案

の5案が考えられる。

これらの中から最も工事費が安く、停電時間と工期が短く、かつ、最も施工が容易な案は、E案である(参考資料 表-8.1, 8.2参照)。

従って、貯水池堆砂対策としては新取水塔を建設し、堅坑で旧導水路に連結するE案を修復計画案として取り上げることとする(図-8.1~8.3)。修復工事費は、19,350,000米ドルが必要である。

8.1.2 ダム上流面の崩壊修復

NAPOCORの測量調査により、ダム上流面の形状が明かとなったが(EL. 715.00m以下は不明)、上流面の損傷は予想外に激しい。4章で述べたようにダム上流面の崩壊箇所の修復は、施工性も考えて元設計勾配に近い、勾配1:1.8まで、可及的速やかに復元が行われるべきである(図-8.4~8.7)。

一方、貯水池にはシルトの堆積が、EL. 686.00mまで来ていることが、1986年の貯水池堆砂調査測量で報告されている。これは、ダム上流面工事の設計施工上の大きな問題点と

なるので、可及的速やかに、ダム上流面にそって、その形状と堆砂状況とその物性値の調査し、問題解決に資する必要がある。ここでは、現情報の範囲で、ダム下流に原石山を計画し、ダム上流面を前記勾配に、修復することとしたが、今後調査した資料に基づき、設計・工事数量など再検討が必要である。今回の見積によると、修復工事費は7,333,000米ドルが必要となる。

8.1.3 放水路出口の堆砂対策

7章で述べた如く、アンプクラオ発電所の放水口付近の堆砂は、アンプクラオダムの残流域から流出す土砂が、ビンガ貯水池の湛水の最終端付近に堆積したものであって、ビンガ貯水池の堆砂が大きく影響している。

従って、ビンガ貯水池の堆砂対策とあわせて、技術的な対策が決定されるまでは、暫定処置として、河床開削により、放水位の上昇を防ぐことが得策と考える。ここでは、経済比較の結果からも明らかなように、河床開削案を修復計画案として取り上げることとした(図-8.9, 8.10参照)。その修復工事費は1,333,000米ドルと見積られた。

8.1.4 水車入口弁の改造

水車入口弁は、標高EL.605.00mのバルブ室に、ユニットごとにバタフライバルブとスヘリカルバルブとが一組となって設置されている。NAPOCORの説明によれば、閉鎖時においてもバルブの滲水量は、約3,000 l/minある。30年間無修理で使用してきた機器としては、殆どその限界に来ているものと推測される。

また、このバルブが水車保守には欠かせない重要な施設であるので、修復計画としてはバタフライバルブと、スヘリカルバルブを撤去し、パイプレンバルブに取り替える案を採用した。その工事費は2,133,000米ドルに見積られる。

8.1.5 取水塔周辺浚渫工事

7章で述べたごとく、貯水池の堆砂面は、既に取水口の敷高に達している。修復工事が完成するまでの間(1992-1996)、発電所の機能を維持するため、既設取水塔周辺の浚渫をおこない堆砂面を、1980年時点の標高に維持する必要がある。

この対策として、浚渫船(50 m³/時)を投入し既設取水塔周辺(300m)のシルト・砂を、排除する(図-8.11~13)。シルト・砂は、ダム直下流の沈澱池で乾燥し、放水口付近の

土捨場に収容される。この浚渫船は、修復工事期間中使用するが、工事終了後は、他の工事に転用される。

この設備費は、5,456,000米ドルと見積られた。

8.2 修復計画の総事業費

8.2.1 修復工事費

スクリーニングテストにより経済的な修復案として選出した取水塔改造工事（E案）をはじめ修復に必要な工事を含めた修復計画総事業費は、42,436,000米ドルであり、総額の56%にあたる23,497,000米ドルが外貨分であり、内貨分は米ドル換算18,339,000米ドルである。この概算の基準は1987年3月であり、エスカレーションは考慮していない（表-8.3）。

なお、各工事の建設工事費、内貨、外貨の分担並びに年次別支出については表-8.4～9に示す通りである。

8.2.2 実施工程案

修復工事の工期は、表-8.10に示す如く、取水塔改造工事が工期を支配しており、調査工事設計業務を1989年に開始出来るとすれば工事着手は1992年10月となり、1996年9月末に全修復工事を完成することが出来る。取水塔周辺浚渫工事は、1年前の着工となる。

8.2.3 修復計画実施のための調査計画

修復計画実施に先立って、1989年8月より諸調査（参考資料8.2.3）を実施し、1990年7月には完了し、詳細設計などの円滑な進展を計る必要がある。

8.3 経済分析

修復計画の経済分析には、E案によるダム修復計画とダム修復を行わず、他の方法によって、電力需給の維持を図る代替案について、電力系統全体を検討範囲とした詳しい分析を行なう。さらにその結果に基づいて各案の運転保守費用を計算し、先に算出した工事費とともに修復案の代替案に対する内部収益率（IRR）を算出して経済性の評価を行った。

この分析を行なうに当っては、NAPOCORが1987年6月に策定したPower Development Program（1987～2000年）を基本にして検討する。

即ち、この計画では、電力需要想定、電源開発計画、各種電源の供給力（出力）に関する技術的条件ならびに固定費および可変費算出のための経済的条件などが、具体的に示されているので、原則的にはこれらの条件を用いて検討する。

ダム修復計画（案(a)）の費用をCostとし代替案（案(b),(c)）の費用をBenefitとして、投資額および運転保守費をもとにキャッシュフローを作成し、内部収益率を計算すると表-8.3.2, 3の通りである。これらの結果は、図-8.3.1および図-8.3.2に示す通りである。

この計算の結果によれば、このダム修復工事による電力および電力量の確保は、他の同規模の地熱発電所（1×55 MW）の代替開発（案(b)）に対してIRRは42.24%となり経済的に有利である。本来、経済比較をする案の系統信頼度の条件は同一であるべきであるが無対策（案(c)）は参考のため、予備力を供給力に使うて系統信頼度を落し需要に対応したケースである。このケースのIRRは17.69%となった。すなわち、アンブクラオダム修復計画は無対策（案(c)）に比べても経済的に有利である。この理由は、無対策（案(c)）の場合に電力系統全体で見るときに可変費の比較的高価な電源の発電電力量が増加して、電力系統全体としての可変費が増加するからである。

9. ダム構造物管理基準

9.1 モニタリング

フィルダムのモニタリングは、標準的には次の3段階に分けて実施するのが望ましい。アンブクラオダムは、築造後すでに30年以上経過していることから、第3段階に相当するが、1985年4月地震及び地下水観測ボーリング孔の新設などの条件を考慮して、第2段階を一部修正したもので当分の間実施し、その後第3段階に固定することを提案する。なお、第1段階から第3段階までのモニタリングの項目と頻度を表-9.1に示す。

(a) 第1段階

初期たん水期間で、水圧荷重が始めてダムに作用することによって、最大水圧の満水位までの間、ダムは様々な形の応答を示す。この期間は、ダムの安全管理上、最も重要な期間であり注意深く、かつ、観測頻度を多くして実施されなければならない。またモニタリングの結果は、直ちに整理、解析検討を行ない安全の程度および新たな段階への水位上昇の可否を判断しなければならない。

(b) 第2段階

第1段階に引き続き、ダム本体および基礎岩盤の浸透流の挙動も含めダム全体の挙動が、定常状態にあると判断されるまでの期間である。おおむね3年から5年の期間である。

(c) 第3段階

第2段階が過ぎた後の期間であり、ダムの機能が継続している期間で前記の第1、第2の各段階の期間に比べて、必然的に最も長い期間となる。

9.2 工作物の点検巡視

目視による異常の早期発見は、如何なるケースにおいても工作物の損傷や事故防止に極めて有効である。点検巡視は、定期的を実施するものと、地震や洪水など発生した直後に実施する不定期的なものがある。これら点検巡視の標準的なものを表-9.3に示す。アンブクラオの場合も、この表に従って点検巡視するのが望まれる。

9.3 細部点検および調査検討

前 9.1 及び 9.2 項において記述した工作物についてのモニタリングデータや定期点検あるいは、地震、洪水など異常に大きい外力の作用した直後における特別点検において、工作物に異常あるいは損傷、さらにはモニタリングデータに異常な挙動の顕れた時には、その工作物について詳細な調査が要請される。

この調査は、発生した問題の程度およびそれら構造物の重要度によってその調査程度は異なる。

アンブクラオダムの場合、1976年12月の異常洪水あるいは1985年4月の地震などの直後に実施された各種の調査検討は、この項で述べる“細部点検および調査検討”に相当するもので適切な方策が採択されたものと判断される。

9.4 適切な補修工事

詳細な調査検討の結果、工作物の安全性が危惧されたり、損傷が著しい場合には緊急に補修工事が実施されなければならない。