

フィリピン共和国

ビンガダム修復計画

調査報告書

(要 約)

平成元年 2 月

国際協力事業団

フィリピン共和国

ビンガダム修復計画

調査報告書

(要約)



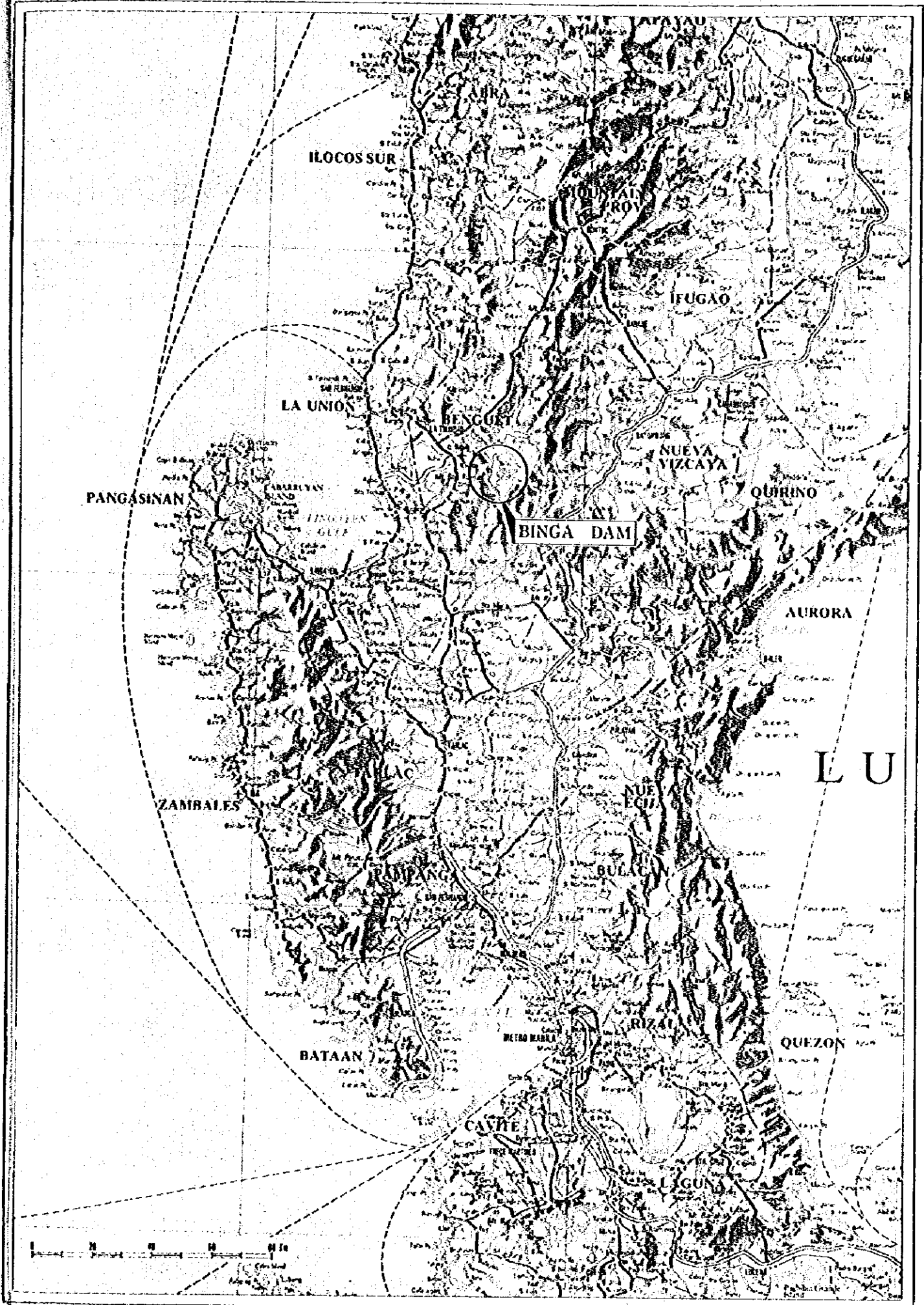
19040

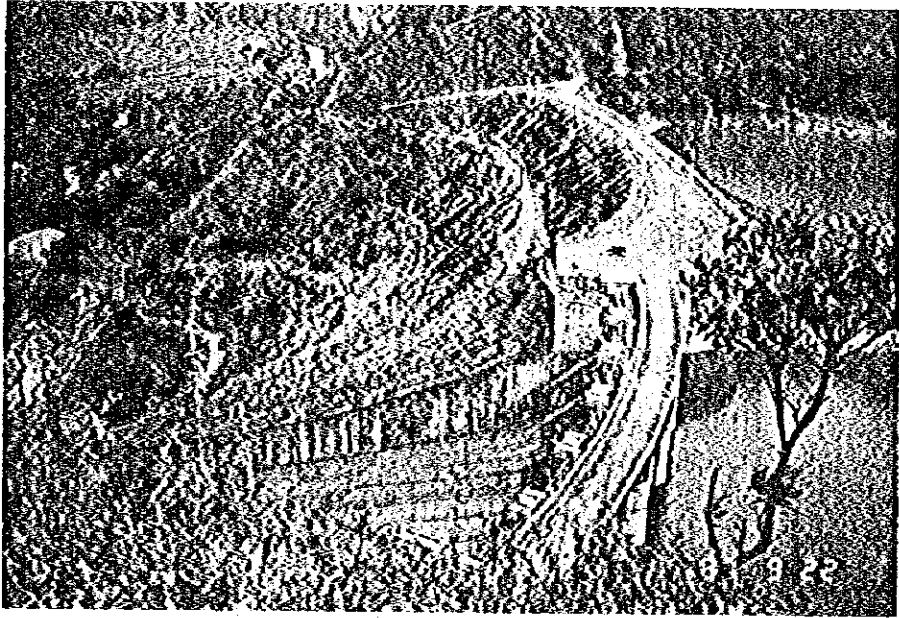
平成元年 2 月

国際協力事業団

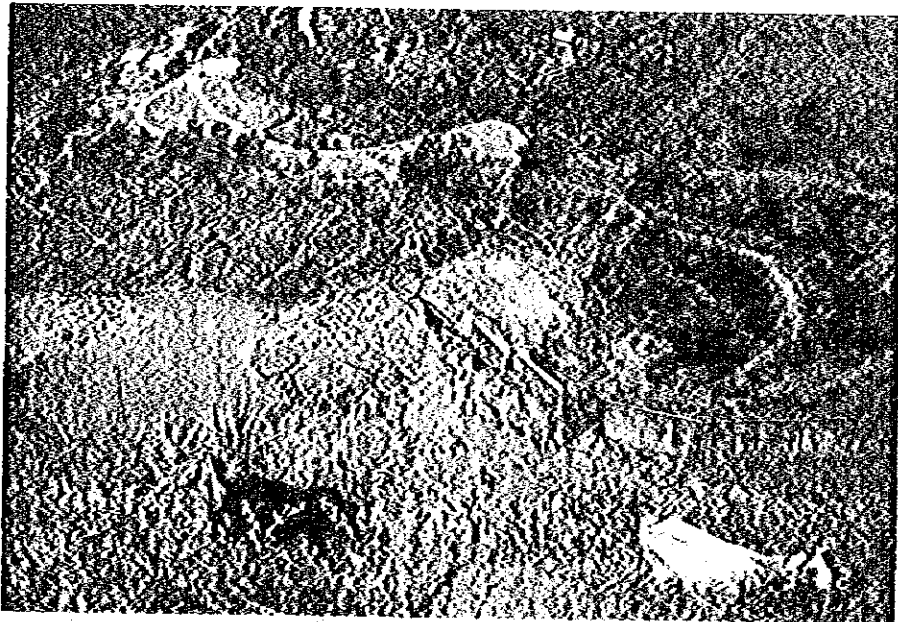
国際協力事業団

19040

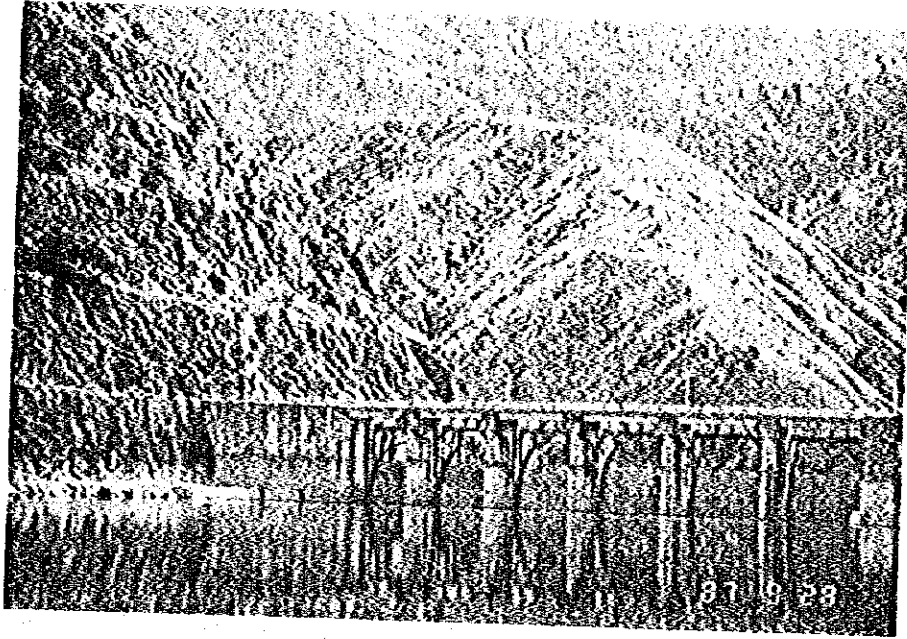




ビンガダムおよび洪水吐（手前）



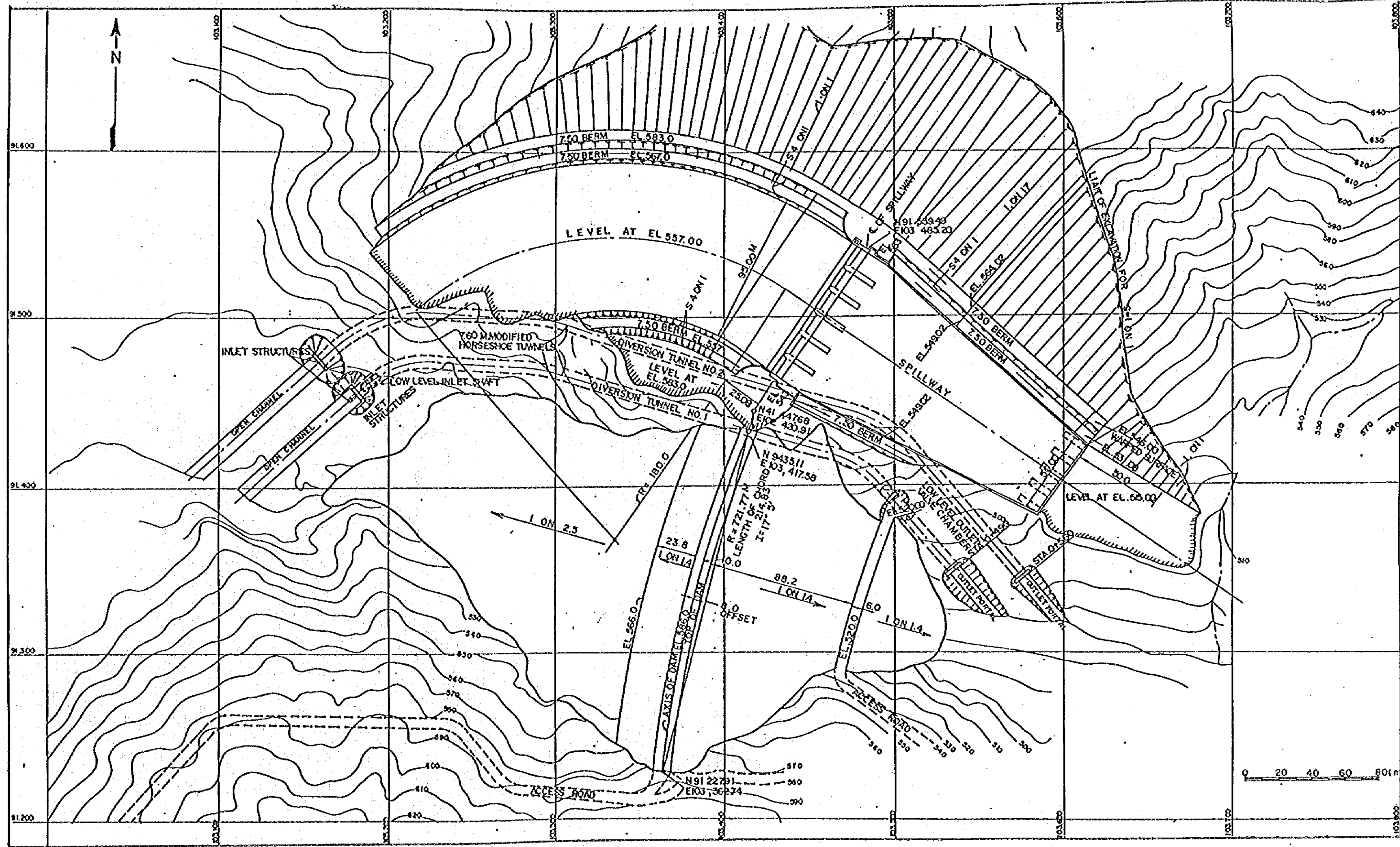
ダム下流端擁壁（破損している）

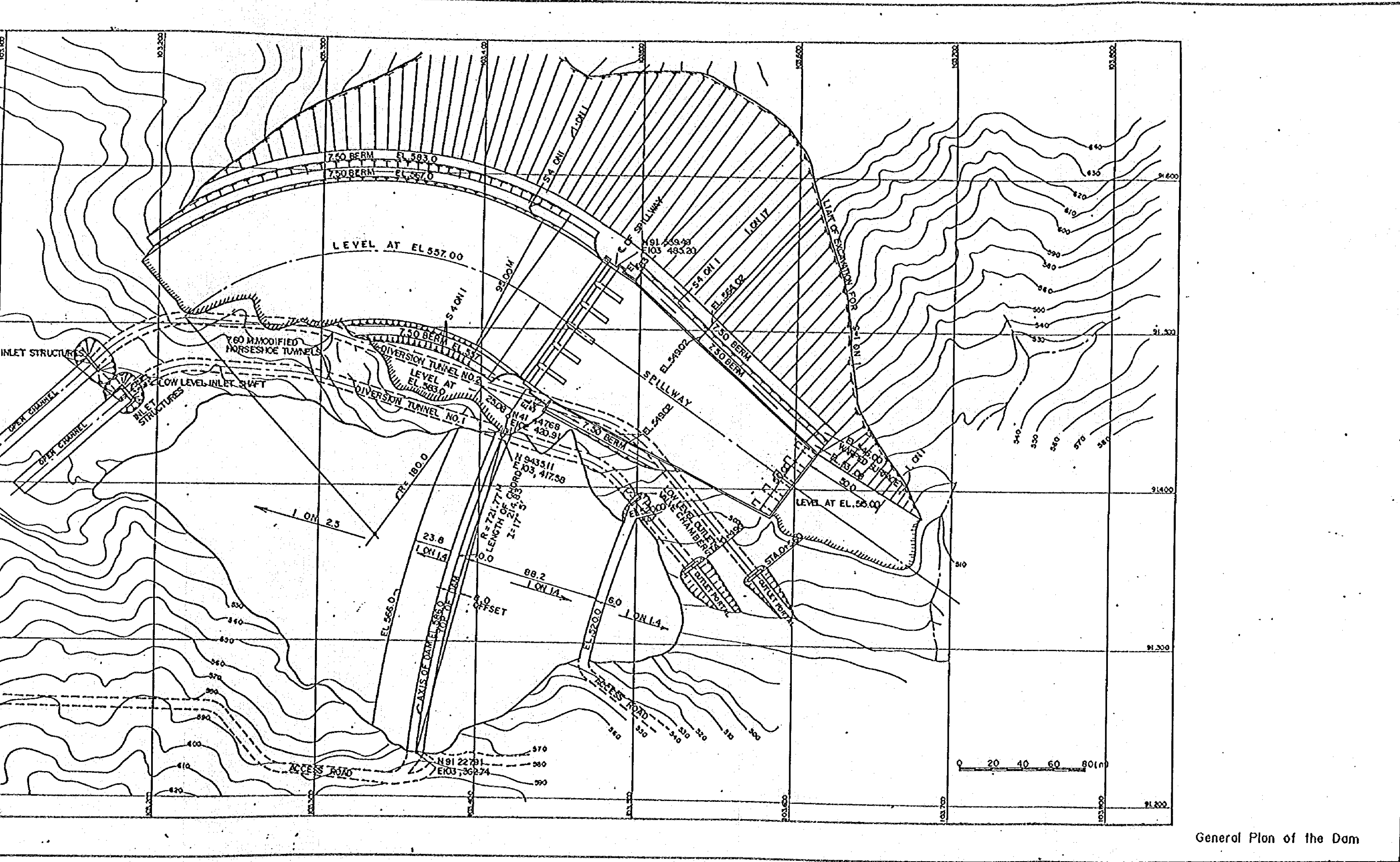


洪水吐



ダム左岸掘削法面





General Plan of the Dam

目 次

位置図および現地写真

ダム附近一般平面図

1. 緒 言	1-1
1.1 調査の背景と調査内容	1-1
1.2 ビンガダムの概要	1-2
1.3 現地調査	1-4
1.4 追加調査工事	1-5
1.5 モニタリングシステム	1-6
2. 要約と結論	2-1
2.1 ダムの安定性	2-1
2.2 ダム左岸掘削法面の安定性	2-2
2.3 洪水吐容量	2-2
2.4 貯水池内堆砂	2-4
2.5 修復工事	2-4
2.6 経済分析	2-6
2.7 ダムの安全管理組織	2-7
3. 各 論	3-1
3.1 ダムの安定性検討	3-1
3.2 ダム左岸掘削法面の安定性検討	3-10
3.3 洪水吐容量の検討	3-14
3.4 貯水池内堆砂の水理検討	3-19
3.5 修復計画	3-25
3.6 経済分析	3-38

1. 緒 言

1. 緒 言

1.1 調査の背景と調査内容

ビンガダムは、建設以来29年を経過し、その保守管理業務の整備を含め、ダム下流端擁壁の破損、洪水吐末端部コンクリートの浸蝕、ダム左岸掘削法面の劣化等が問題となり、その修復計画のための調査が重要性をもつに至った。

これらの問題についてNAPOCORは独自に調査を進める一方1985年4月3日、在フィリピン日本大使館に、アンブクラオダム、アンガットダムとともにビンガダムの安定解析とその対策および保守管理業務の整備対策を要請した。

フィリピン政府は日本政府に対して、1985年4月19日付け公信602号でアンブクラオダム、アンガットダムとともにビンガダムの修復計画についての調査を要請した。国際協力事業団（JICA）はその重要性を認め、1987年2月事前調査団を現地に派遣し、要請の背景確認、業務範囲の策定等関係者と打合せを行った。

その結果、国際協力事業団とNAPOCORの間で締結されたImplementing Agreementにもとづきビンガダムの修復計画調査が実施の運びとなったものである。ビンガダム修復計画調査の内容は次のとおりである。

- (1) 調査関連データの収集
- (2) 現在行われているダムのモニタリングについての調査
- (3) 現地調査
 - 一ダム、洪水吐、減勢池、ダム下流端擁壁、貯水池内および上流部の堆砂
- (4) ダムモニタリングシステムの確立
- (5) 追加調査工事計画立案と仕様書作成および調査工事の指導監督
 - 一測量、ボーリング、テストピット、漏水量測定、ダム変形量測定
- (6) 測定マニュアルの作成およびモニタリングの指導監督
 - 一ダム漏水量測定、ダム変形量測定、地震観測
- (7) 構造物の安定解析、安全性の検討
 - 一ダム本体、ダム左岸掘削法面
 - 一洪水吐容量、ダム下流端擁壁
- (8) 貯水池上流端付近の堆砂除去についての検討
- (9) 修復計画案の策定および経済評価

(10) ダムの安全管理体制組織の検討

(11) ダム構造物管理基準の作成

1.2 ビンガダムの概要

ビンガダムおよびその付帯設備はフィリピン共和国ルソン島のマニラ市の北々西180kmにあるバギオ市の東方31kmに位置する。ビンガダムの位置するアグノ川には、ビンガダム貯水池の直上流にはアンブクラオダムがある。

ビンガダムは高さ107.34m、堤頂長215mの傾斜しゃ水壁型ロックアップフィルダムで総貯水容量 $87.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、有効貯水容量は $48.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。流域面積は936 km^2 である。

発電設備は、最大出力100MWであり、230kVの送電線でアンブクラオ発電所(出力75MW)とともにマニラに送電されており、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。

1956年に完成したアンブクラオ発電所に引続いてビンガ発電所は1960年5月から営業運転を行っている。

ビンガ水力発電所の主要諸元は表-1.1に示すとおりである。

表-1.1 ビンガ水力発電所主要諸元

位置	Barrio Binga, Municipality of Itogan, Benguet Province	
河川名	Ago River	
運転開始	1960年5月	
設備出力	100MW	
発生電力量	436GWh (1977年~1986の平均)	
流域面積	936 km^2	
貯水池	総貯水容量	$87.4 \times 10^6 \text{ m}^3$
	有効貯水容量	$48.2 \times 10^6 \text{ m}^3$
	最高水位	FWL. 579.5m
	常時最高水位	HWL. 575.0m
	最低水位	LWL. 555.0m

ダム	形式	傾斜しゃ水壁型ロックフィルダム
	高さ	107.37m
	ダム頂標高	EL. 586.0m
	ダム堤頂長	215m
	ダム頂長幅	10m
	ダム底面幅	400m
	ダム体積	1.876×10 ⁶ m ³
洪水吐	形式	ゲート付きシュート型
	長さ	94.5m
	溢流頂標高	EL. 563.0m
	ゲート	幅12.5m×高さ12×6門 テンダーゲート
	ゲート頂標高	EL. 575.0m
	設計洪水量	5,200m ³ /sec
	取水口	取水塔入口敷高
導水路トンネル	内径5.6m×長さ760m×1条	
	入口敷高	EL. 540.0m
調圧水槽	差働式	高さ86m 内径15.0m (EL. 596~547m) 5.8m (EL. 547~510m)
	水圧管路	3.66m~2.44m×4条
発電所	形式	地下式
	寸法	長さ77.3m×幅14.3m×高さ24.4m
	発電機床面標高	EL. 423m
	水車中心標高	EL. 416.5m
放水路トンネル	内径6.0m×長さ2,000m×1条	
	出口敷高	EL. 410.50m
水車	形式	立軸フランシス
	定格出力	25MW×4台
	定格落差	156m

	定格回転数	327.3rpm
	製作	Riva Milano (Italy)
発電機	容量	27,800kVA×4台
	銘板容量	109,000kW
	力率	0.9
	周波数	60Hz
	製作	Oerikon (Switzerland)
設計	NAPOCOR, Engineering & Development Corporation of the Philippine, Tippeta-Abetts McCarthystration of New York	
施工	Philippine Engineers Syndicate, Inc.	

1.3 現地調査

ビンガダム修復計画調査団による現地調査は1987年9月17日から同年10月16日までの1カ月間にわたって行われた。各専門家の担当業務と滞在期間は下記のとおりであった。

土居元之	総括	1987.9.17~10.16
池田正時	土木(設計、工事、保守管理)	同上
小林六郎	土木(水文、水理)	同上
藤原 保	土木(追加調査工事、計測)	1987.10.1~12.28
遠藤修実	地質	1987.9.17~10.16

調査団が現地滞在中に行った主な調査活動は次のとおりである。

- (1) NAPOCORへのインセプションレポートの提出および説明
- (2) ビンガダムに関連する各種情報、データの収集
 - 土木構造物の設計図面
 - 水文資料
 - 発電記録、貯水池操作記録
 - その他ビンガダム関連報告書等
- (3) ダム左岸掘削法面、ダム下流擁壁等損傷部の実状調査
- (4) 貯水池上流部の堆砂状況の実状調査および河床堆砂の粒度分布の実測

- (5) 追加調査工事の計画および仕様書の作成
- (6) 追加調査工事の指導監督
- (7) モニタリング器材の据付指導および測定マニュアルの作成
- (8) モニタリングの指導監督

調査団は、1ヶ月の現地調査結果と所見を要約した“Report on Field Study for the Binga Dam Rehabilitation Project 16 October 1987” および追加調査工事の仕様書“Specification of the Additional Investigation works for the Binga Dam Rehabilitation Project 15 October 1987”を作成しNAPOCORに提出した。

上記調査業務のうち(6)追加調査工事の指導、監督、(7)モニタリング器材の据付指導および測定マニュアルの作成、(8)モニタリングの指導監督業務、については担当団員1人が引続き1987年12月28日まで現地に滞在しこの任にあたり“Measurement Manual for the Binga Dam Rehabilitation Project December 1987”を作成しNAPOCORに提出した。さらに同団員はその後1988年3月、6月および10月の3回にわたり現地を訪れNAPOCORの実施するモニタリングの指導、助言を行うとともに、モニタリングデータの収集を行った。

1.4 追加調査工事

ダム本体およびダム左岸掘削法面の安定性の検討、ダム下流端擁壁の修復計画検討および貯水池内堆砂の水理検討等に必要な資料を得るために以下の調査工事を行った。

調査工事は調査団が作成した技術仕様書に基づきNAPOCORが実施した。

(1) 測量

—ダム横断測量	3 測線×350m	縮尺 1 : 200
—ダム左岸掘削法面断面測量	3 測線×250m	縮尺 1 : 200
—ダム下流河川横断測量	11測線	縮尺 1 : 200
—ダム洪水吐下流地形測量	300m×260m	縮尺 1 : 200

(2) ボーリング

—ダム下流端擁壁付近	3 孔 (15.5m + 30.7m + 33.1m)
------------	-----------------------------

- | | |
|----------------|------------------|
| —ダム左岸掘削法面 | 1孔×50m |
| (3) 河床材料試験 | |
| —テストピット | 9ヶ所 |
| —材料試験 | 粒度分布、比重および単位体積重量 |
| (4) 浮遊砂濃度測定 | |
| —アグノ川およびアドノット川 | 各1地点 |

1.5 モニタリングシステム

ビンガダムにおいて、現在実施されている計測は、ダム頂に設けられた気象観測装置による降雨、蒸発量、気温、最高最低気温、風向風速、湿度等の項目についての毎日の定時観測であり“Weather Report”として月報にまとめられている。

貯水池水位は、洪水吐呑口上流部にとりつけた量水標を毎正時に目視によって観測記録している。

また、貯水池の深淺測量については1960年発電開始後現在まで1967年1979年および1986年の3度にわたり実施されその結果は“SEDIMENTATION STUDIES OF AMBUKLAO & BINGA RESERVOIR SEPTEMBER—1986 NATIONAL POWER CORPORATION”に要約されている。

これ以外には、ダム等の土木構造物に対する計測器による継続的なモニタリングは特に行われていない。

今回ダムの挙動を監視するためのモニタリング設備として、ダム外部変形測定設備、ダム漏水量測定設備および地震計を設置した。測定機器はJICAが提供し、据付は調査団の監督のもとにNAPOCORが実施した。

これらの新設モニタリング機器の仕様を表-1.2に示す。

表-1.2 JICA供与機器の仕様

1. 漏水量測定装置

- | | |
|-------------|--------------------------------------|
| (1) 直角三角刃型板 | 630mm×860mm×6mm |
| (2) 整流板 | 800mm×860mm |
| (3) 水位センサー | 型式 中浅 W-350-00 (水圧式)
測定範囲 0~100cm |
| (4) 水位記録計 | 型式 中浅 W-551-02 |

2. 光波測距儀

- | | |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| (1) セオドライト | 型式 ニコン MTD-2B
測角精度20秒読み 測距離1,200m |
| (2) ファンクションキーボード、バッテリー、三脚、その他付属品 | |

3. 地震計

- | | |
|------------------|------------------------------------|
| (1) 換振機 | 型式 勝島 SDA-240-3
水平方向2成分 上下方向1成分 |
| (2) 強震計(サイスマーター) | 型式 勝島 VSS-1FS |
| (3) スイッチボックス | 型式 勝島 SW-1 |
| (4) オッシログラフ | 型式 勝島 5M26 |
| (5) ケーブルその他付属品 | |

4. 採水器

- | |
|-----------------|
| 型式 簡易採水器B型(土研式) |
| 採水容量 1,100cc |

5. 流速計

- | |
|-----------------------------|
| 型式 中浅 J-061 |
| 測定範囲 0.3~2m/sec~4m/sec(切換式) |

2. 要約と結論

2. 要約と結論

2.1 ダムの安定性

ビンガダムは1959年(29年前)に完成した高さ107.37m、堤体積187.6万 m^3 の傾斜しゃ水型のロックフィルダムである。原設計図によるダムの基本形状は上流法面は、上部(EL. 586~EL. 566) 1:1.4、下部は1:2.5の2勾配、下流面は1:1.4の一樣勾配である。

また、竣工図によると上流面上部(EL. 586~EL. 566)で1:1.35、上流面下部(EL. 566以下)で1:2.57、下流面は上部(EL. 586~EL. 568)で1:1.30、下部(EL. 568以下)で1:1.37となっている。

今回、ダム横断形状を実測した結果、上流面上部EL. 586m~EL. 557mの間でダムの断面が減少しており、法勾配が1:1.30と急勾配となっていることが確認された。

本検討では、現時点で適用されるロックフィルダムに関する安定検討の手法を用いて、実測断面形状について、その安定を検討したものである。ダムの安定計算に必要な盛土材料のせん断強度等の物性値としては、当ダムの建設以来長年月たっていることもあり、設計報告書が既に散逸して入手出来なかったため、ビンガダムの直上流にほぼ同時期(1956年)に建設されたアンブクラオダム(中央遮水壁型ロックフィルダム)で用いられた諸値(アンブクラオダム修復調査計画 1988年3月 JICA)、その他の資料を参考として定めた。また、ダムのゾーニングについては原設計図面を用いた。

ダムの安定計算は円形すべり法面により、ダムの上流面、下流面それぞれについて常時、地震時について行った。この結果、現状ダム断面においては、下流面は安全率がいずれの場合についても1.15以上で安全であるが、上流面上部については、地震時に安全率が1以下となることが判った。これは現状ダムの法面勾配が竣工時に比べ、1:1.30と急勾配になっているためと考えられる。ダム本体の補修として、ダム上流面をダム頂EL. 586からEL. 557までの区間を一樣勾配の1:2.23と整形する事によって地震時の安全率が1以上となり、ダムの安全性を確保することができる。

2.2 ダム左岸掘削法面の安定性

左岸掘削法面は最大高さ約130m、最大長さ約500mの規模で、法面勾配約60°で、20m毎に幅8.5mの小段が7段設けられている。

この法面は変成した安山岩および玄武岩等の溶岩からなるが、これらの岩石は堅硬で割れ目は少ない。現地における地表地質調査の結果に基づき、ダム左岸掘削法面の実測縦断図を用いてすべり解析を行った結果、いずれの想定すべり面に対しても、すべりに対する安全率は1.3以上となり、法面全体の安定については問題がないことが判った。

ただし、ダム軸から下流側にあつては、法面上のいくつかの小断層の周辺に割れ目が発達し、これらの部分が雨水により浸食されてガリーが形成されて小段が崩落し、通行不可能となっている部分がある。

したがって、ダム左岸掘削法面については、法面全体にわたる修復工事ではなく、小段上に放置された崩壊土砂岩塊の撤去、および雨水による法面の浸食防止のため、崩落箇所を含む弱層部の法面保護工事が主体となる。

2.3 洪水吐容量

ビンガダムの洪水吐は、幅12.5m、高さ12mのテントゲート6門を持つシュート型の洪水吐である。ビンガダム貯水池への流入量として、アンプクラオダムからの放流量、およびアンプクラオ～ビンガダム間の残流域からの流出量を考慮した。

前者についてはアンプクラオ修復計画調査報告書によるアンプクラオ洪水吐の放流量を採用し、後者については流域の降雨量を用いて、流出閾数法により流出量を算定した。この結果、通常ロックフィルダムの設計洪水流量として用いられる確率200年洪水の1.2倍の値（ビンガダムにあつては洪水最大放流量=11,050m³/secとなる）に対し、貯水池の最大水位はF.W. L. 579.34mとなり、これに風および地震による波浪高さ2.20mを加えて、ビンガダム天端高EL. 586.0mに4.46mの余裕をもち、安全であるといえる。

2.4 貯水池内堆砂

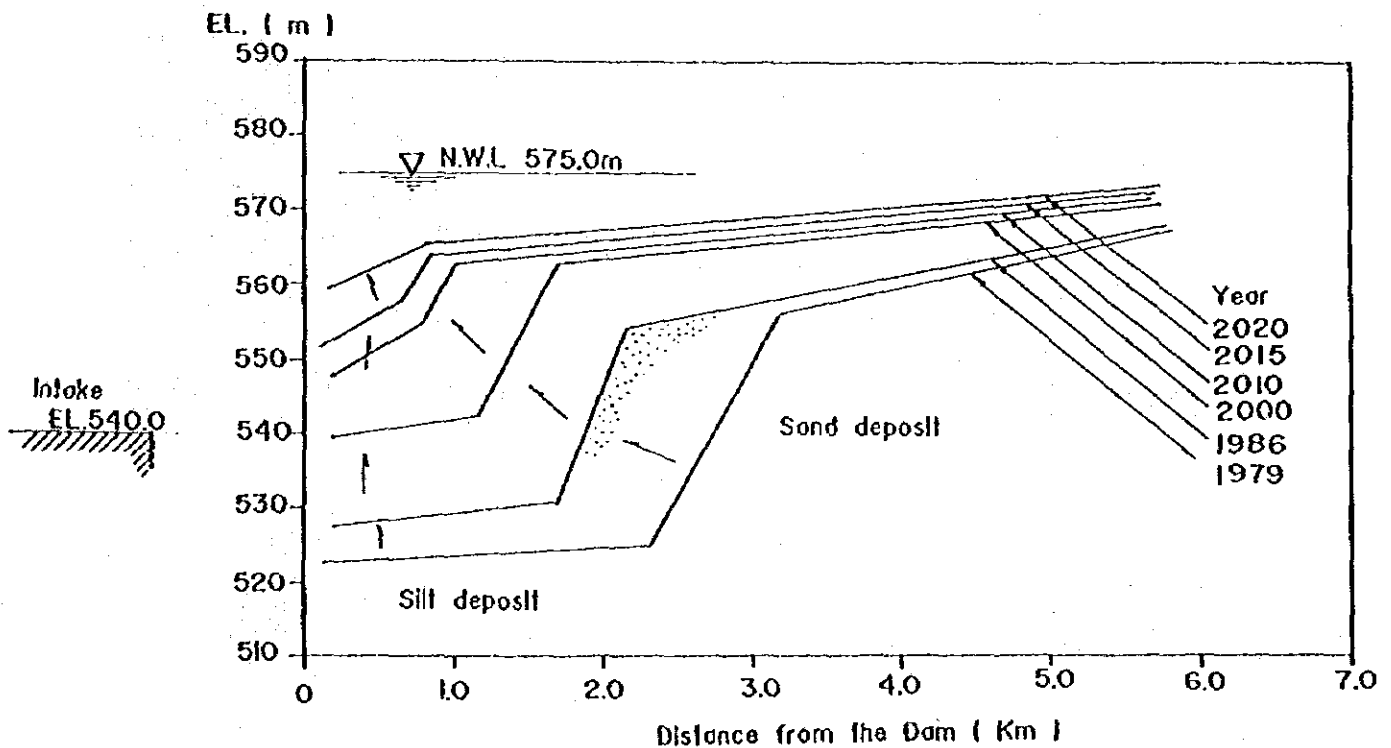
ビンガダム建設以来現在に至るまで、ダムの貯水池容量は流入土砂のため年々減少し、1960年の総貯水池容量87.4×10⁶ m³（うちH.W. L. 575～L.W. L. 555間の

有効容量 $45.9 \times 10^6 \text{ m}^3$ から1986年の総貯水池容量 $56.1 \times 10^6 \text{ m}^3$ (うち有効容量 $36.2 \times 10^6 \text{ m}^3$) まで、総貯水池容量で $31.3 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、有効容量で $9.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ 減少している。これは、年間単位流域面積 (流域面積 246 km^2) あたり $4,900 \text{ m}^3/\text{Yr}/\text{km}^2$ の土砂の流入量に相当し、直上流に位置するアンブクラオダム流域 (流域面積 690 km^2) の $5,340 \text{ m}^3/\text{Yr}/\text{km}^2$ の、アンガットダム流域 (流域面積 568 km^2) の $5,720 \text{ m}^3/\text{Yr}/\text{km}^2$ に比べ、やや小さい値となっている。

本報告書においては、ビンガ貯水池のシミュレーションモデルを作成し、これを用いて貯水池内における堆砂の今後の進行予測を、最近の実測貯水池断面の利用可能な1986年を始点として実施した。

その結果、図-2.1に示すように、堆砂面が上昇し、シルト層が取水口敷高EL. 540mまで到達するのが2000年 (11年後)、さらに砂礫層が取水口付近まで進行し、砂礫が流入するのが2015年以降 (現在から26年以降) であることが判った。

図-2.1 ビンガ貯水池内堆砂進行模式図



堆砂の進行による貯水池容量の減少と、これに伴う年間発生電力量の変化について試算した結果は表-2.1に示すとおりであり、発生電力量の減少はそれ程顕

著でなく、2010年における発生電力量の減は現在に較べ1%以下と、ほぼ無視できる程度であるといえる。

表-2.1 貯水池堆砂の進行と年発生電力量

年	貯水池有効容量 (10 ⁴ m ³)	比率 (%)	年発生電力量 (GWh)	比率 (%)
1986	39.0	100	481	100
1990	37.0	95	481	100
2000	32.0	82	480	99.8
2010	26.5	68	478	99.4

次に、ビンガダム貯水池上流端に位置するアンブクラオ発電所放水口前面の平均河床高の今後の経年変化を、前記の貯水池内の堆砂シミュレーションの結果を基にして予測した。この結果によると、2020年には、1986年の河床に較べ約7m上昇することが判った。

河床上昇に伴うアンブクラオ発電所への影響については、落差減少による発電力損失と、発電所運転上の機能上の障害とが考えられるが、後者については負荷急増時の放水路サージタンクの水位変動、特に上昇水位が問題となる。アンブクラオ発電所の負荷増加時間および放水口の河床高を種々変えてサージ計算を実施した結果、負荷増加時間を90秒以上とすることによって、2020年の河床高に対応する最上昇水位を放水路サージタンクパルプチャンパー室の敷高EL. 604m以下に保つことができることが判った。

2.5 修復工事

現地調査、調査工事およびこれを基にした解析検討の結果、ビンガダムにおいては、ダム上流法面ロック盛立工事、ダム下流端趾部ロックダイク工事およびダム左岸掘削法面保護工事が必要であることが明らかになった。各工事の概要は次のとおりである。

—ダム上流法面ロック盛立工事

地震時のダムの安定性を確保するため、ダム上部EL. 586m (ダム天端) ~EL. 557m間の法面勾配を現在の1:1.3から1:2.23の緩勾配とし、また法面の風浪による損傷を防ぐためリップラップで表面を仕上げる。

ロック材の原石山としては、ダム左岸の旧原石山跡地とし、ロック材はブルドーザーによる敷き均し転圧で盛立を行う。表面リップラップ仕上げは盛立に従って行う。

ロックの盛立量は、50,500 m^3 であり、施工は渇水期1シーズンの7ヶ月で完了する。

この間は水中工事を避けるために貯水池水位をL. W. L. 555m以下に制限することとする。

—ダム下流端趾部ロックダイク

現在破損したまま放置されている洪水吐減勢池右岸側にあるダム法尻防護擁壁にかわるものとして、同じ場所にロックダイクを設置するものである。

ロックダイクは延長107m、幅65m、勾配1:5.5~1:2の捨石による法尻防護堤であり、ロック盛立量は、15,000 m^3 である。ロック材の原石山は、ダム上流面工事と同じ原石山を用い、盛立、表面仕上げもダム上流面工事と同一工法とする。工事期間は4ヶ月でありダム放流量の少ない渇水期に実施する。

—ダム左岸掘削法面保護工事

法面の損傷箇所および弱層部の法面保護工事として、ショットクリート実施する。ショットクリート施工に先立ち、小段上の崩落土砂・岩塊の除去を行う。ショットクリートの施工箇所は、15箇所13,000 m^3 であり、最上部から順次下方に向かって施工する。施工期間は14ヶ月である。

これら3工事の施工は、最初の1年でダム上流面ロック盛立工事を完了し、次の1年でダム下流端趾部ロックダイク工事、これに引続きダム左岸掘削法面保護工事を実施する。全体工期は39ヶ月となる。

3工事に要する工事費は、直接工事費 2.75×10^4 US\$であり、調査費、エンジニアリング費、NAPOCORの管理費、予備費を加えて総計 3.7×10^4 US\$となる。工事費の内訳は表-2.2のとおりである。

表-2.2 工 事 費 内 訳

単位：1,000US\$

1. 直接工事費	
a. ダム上流面ロック盛立	1,310
b. ダム下流端趾部ロックダイク	481
c. ダム左岸掘削法面崩落土砂・岩塊除去	61
d. ダム左岸掘削法面ショットクリート	898
小 計	2,750
2. 調 査 費	
測量、ボーリング他	170
3. エンジニアリング費	165 (6%)
4. NAPOCOR管理費	60 (2%)
5. 予 備 費	555 (20%)
合 計	3,700

2.6 経済分析

ビンガダム修復工事は、1990年から調査、設計を開始するとして、1995年の工事完成まで6カ年を要し、その事業費は、総額 $3,700 \times 10^3$ US\$である。工事実施期間4年間のうち、ダム上流面盛立工事中の6カ月間は貯水池の水位を低下させる必要があるため発生電力量がその期間減少する。この減少量は、17.9GWhである。この減少量をルソングリッドの既設石油火力発電所の可変費（燃料費）で評価し、事業費とともに工事完成年度の1995年時点を基準とした価格に換算すると、 $C_1 = 5,381 \times 10^3$ US\$となる。

また、この修復工事の効果は、工事完成後将来にわたって持続的に発揮されることから、上記費用 $C_1 = 5,381 \times 10^3$ US\$を1996年から2010年（1960年運転開始後50年）までの15年間にわたって均等化した等価年額で表すと、 $C_1 = 876 \times 10^3$ US\$/年となる。一方、ビンガ水力発電所の供給力（MW）および発生電力量（GWh/年）の評価をNPCの電源開発計画（Power Development Program June 1988 NAPOCOR）に記載されている電源中最も安価なガスタービン発電所で代替するものとして評価すると、その評価額は、 $A = 24,144 \times 10^3$ US\$/年となる。

ビンガダム修復工事実施による安全性の向上（ダムの破壊確率が1/79年から1/400年に向上する）による期待便益 B は、 $B = \alpha \times A$ で表わされる。ここに α は修復工事実施前後の破壊確率 P_1 、 P_2 、残存耐用年数 L 、（年）割引年 i の関数であり、この場合 $B = 1,450 \times 10^6$ US\$となる。

すなわち修復工事による年額期待便益 B は、修復工事の費用 $C_1 = 876 \times 10^6$ US\$/年よりも大きく（ $B/C_1 = 1.66$ ）この修復工事は経済的に妥当性を有するといえる。

なお、この修復工事の費用は、ビンガ水力発電所の評価額 A の3.6%である。

2.7 ダムの安全管理組織

ダムの安全管理組織に関しては、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。そして、ビンガ発電所のダムをはじめ、土木設備の保守、点検、修繕およびモニタリングを担当させる。

また、この系にはビンガ発電所だけでなく、アンブクラオ、マガット、パンタバンガン、アンガットなどの管内全発電所の土木設備に関する保守、点検などをも担当させる。

一方、本店にはHydro Power Project Department内にProject Design Divisionなどと並んで保守課を設置する。そして数名の土木技術者を配置し、Regional Centerの土木係と関係のもとに、保守、点検、修繕などの保守業務の統括に当たらせるとともに、Technical Services Departmentで集約したモニタリング結果の土木的見地からの解析、計画などの業務も担当させるものとする。

なお、ダムその他の土木設備の日常の保守点検業務のために、ビンガ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。

3. 各 論

3. 各 論

3.1 ダムの安定性検討

3.1.1 設計および工事記録

当ダムは32年前の1956年に建設を開始し、1959年に完成した。発電開始は1960年5月と記録されている。調査は、1948年頃から開始されていたようであるが、設計が本格化したのは1956年のようである。設計時の記録は十分に入手出来なかったが、僅かに次の2種類の資料によって設計の基本点をうかがい知ることができる。

- (1) Supplement to the Interim Geological Report on the Binga Project for the National Power Corporation June 1957 by Irving B. Crosby
- (2) Interim Report on the Design of the Dam for the Binga Hydroelectric Project October 1956 by EDCOP-TAMS

TAMSは米国の設計会社でTippettes-Abbett McCarthy-Strationの略である。工事中の記録は全く入手できず、ダムの平面図と中央断面図の竣工図を入手したのみである。工事施工者はPESI (Phillippine Engineers Syndicate, Inc.) であった。

3.1.2 ダムの形状

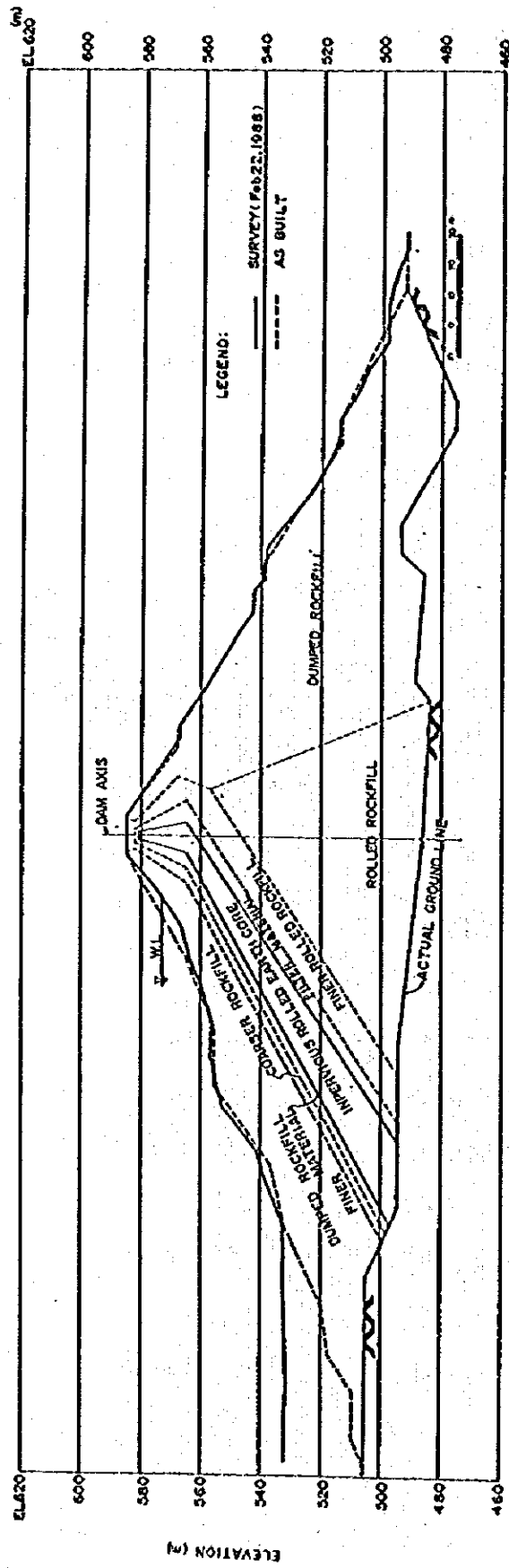
ダムの形状を把握するために、当調査においてダム横断測量(3測線)を実施した。

図-3.1に竣工図と実測図の比較を示す。これによって判明することは、ダム上流面上部EL. 586m~EL. 556mの約20m間に断面減少があり、EL. 567m~EL. 557mの10m間は断面増加が生じている。EL. 532以下にはシルトの堆積が生じている。下流面は上流面と比較して竣工時からの変化が少なく、EL. 515~EL. 500間に僅かな断面減少があるのみで、EL. 500~EL. 494間には断面増がある。

ダム上部について、実測断面図と竣工図による上下流面の堤体勾配を比較すると次のとおりとなっている。

ダム上部 (EL. 586~566) の堤体勾配

	上流面	下流面
竣工図	1 : 1.35	1 : 1.30
実測図	1 : 1.30	1 : 1.43



THE BINGA DAM REHABILITATION PROJECT	
Cross Section of Dam	
As Built and As Surveyed	
SCALE	DATE
THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	

3.1 Cross Section of Dam As Built and As Surveyed

3.1.3 ダムの安定計算

(1) 検討の要旨

当ダムの設計時にどのような安定検討がなされたかは記録が入手されず、不詳である。概念的には下流面はロック材の安息角、上流面は傾斜コア材のすべり安定性によってダムの断面が決定されていると考えられる。

当ダムの断面（竣工図による）は基本的には上流面 1 : 1.35~2.57、下流面 1 : 1.30~1.37となっており比較的急である。特に上流面の上部は 1 : 1.35と急勾配であり、波浪作用による浸食が生じている。そこで、当調査では現時点で適用されているフィルタイプダムに関する安定検討の手法を用いて、当ダムの安定性をチェックするものとする。

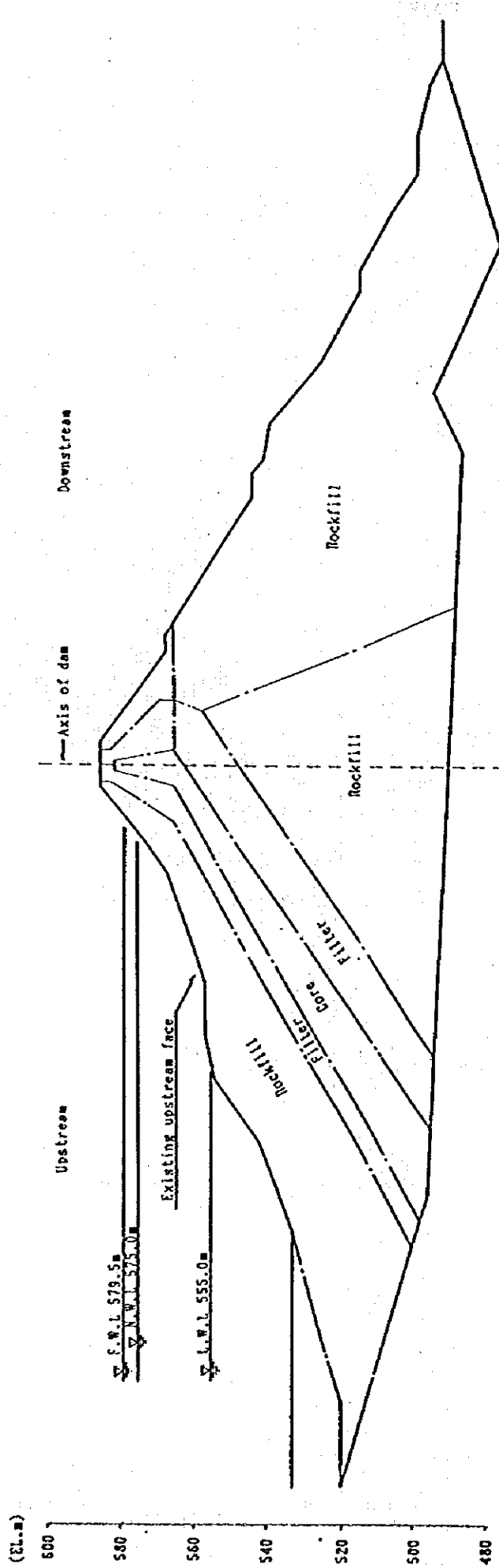
(2) 計算条件

当ダムの安定計算に用いた計算断面は、ダムの代表断面として今回測量を実施したD-2断面について行う。D-2断面を図-3.2に示す。

当ダムの堤体材料のせん断強度については設計データがないので当ダムの上流に位置するアンプクラオダムにおける堤体材料のせん断強度、その他の資料を参考として表-3.1のように設定した。また堤体材料の単位体積重量については表-3.2のように設定した。

表-3.1 堤体材料のせん断強度

Zone	内部マサツ角(°)	粘着力(kg/cm ²)
rock material	43	0
filter material	35	0
core material	23	0.6



3 - 3.2 Cross Section D2 As Surveyed on 1988

表-3.2 堤体材料の単位体積重量

(ton/m³)

Zone	γ_d	γ_t	γ_{sat}
rock material	1.9	2.0	2.1
filter material	1.9	2.0	2.1
core material	1.8	1.9	2.0

Notes : γ_d dry Condition

γ_t wet Condition

γ_s saturated Condition

安定計算におけるダム水位条件については、次の3ケースにて行う。

ケース-1 F. W. L. 579.5

ケース-2 H. W. L. 575.0

ケース-3 L. W. L. 555.0

ただしケース-3のL. W. L.時にあつては、ダム水位の急低下をも考えてコア内の水圧はH. W. L.までの水圧が残留しているものとする。

また地震の条件がダムの安定に大きく影響を与えるが、当ダムは地震地帯に位置していることから、当然地震条件が考慮されるべきである。ここでは当初設計時の地震条件が不明であることからアンブクラオダムでの地震条件をそのまま採用することとし、地震係数として $K_1=0.15$ とする。また、堤体の安定計算は、円形すべり面によるスライス法にて行う。

(3) 計算結果

1. ダム上流法面の安定計算

ダム上流法面の安定性は、通常ダム盛立完了直後、満水時、水位下降時等貯水池水位の条件と、地震条件を組合せた種々のケースについて実施される。

ここでは、これらの組合せとして6ケースの安定計算を行ったが、その結果を表-3.3に示す。

表-3.3 ダム上流法面すべり安全率

		大きいすべり		小さいすべり	
		安全率	すべり半径 (m)	安全率	すべり半径 (m)
常 時 (N)	F. W. L.	2.16	92.5	1.25	22.6
	H. W. L.	2.06	117.5	1.26	28.3
	L. W. L.	1.67	103.3	1.32	78.0
地 震 時 (S)	F. W. L.	1.18	110.6	0.81	33.0
	H. W. L.	1.16	110.6	0.87	33.7
	L. W. L.	1.06	98.5	0.98	78.0

この表には局部的なすべりとして、堤体上部に発生する小さいすべりと堤体全体についての大きいすべりの2とおりについて示した。

常時についてみると、大きいすべり小さいすべり、いずれの場合にもすべりの安全率はすべての水位条件で1.25以上であり、安全である。両者の安全率を比較すると、小さいすべりの安全率の方が小さくなっている。これは堤体の法面勾配が1:1.30と小さいことに起因している。水位条件に着目すると、大きいすべりの場合L.W.L.時にすべり安全率が小さくなっているが、これは水位急低下時のコア内の残留水圧を考慮しているためである。次に地震時にあつては、大きいすべりの安全率はどの水位条件でも1以上(最小で1.06)であり安全であるが、小さいすべりに対してはF.W.L.~H.W.L.時に安全率が0.81~0.87となっている。従つて、現状のダム上流面上部の形状では地震(設計震度 $K_s=0.15g$)とF.W.L.~H.W.L.が同時に生じた場合には、小さいすべり発生の可能性があると見える。参考のため、現状の堤体形状で小さいすべりに対する安全率が1となるような震度を算出すると表-3.4のとおりとなり、水位条件により設計震度の50%~90%の値であることがわかる。

表-3.4 ダム上流法面のすべり安定震度

	安全率が1となる震度	すべり半径(m)	確率年
F. W. L.	0.075	30.79	79
H. W. L.	0.090	32.61	115
L. W. L.	0.135	72.79	301

ii. ダム下流法面の安定計算

ダム下流法面のすべりについては、ダム水位条件および地震条件として、上流法面の安定計算と同様の6ケースを考える。これらの計算結果を表-3.5に示す。

表-3.5 ダム下流法面すべり安全率

		大きいすべり		小さいすべり	
		安全率	すべり半径(m)	安全率	すべり半径(m)
常時 (N)	F. W. L.	1.71	724.3	1.55	40.45
	H. W. L.	1.71	724.3	1.55	40.45
	L. W. L.	1.71	724.3	1.55	40.45
地震時 (S)	F. W. L.	1.23	1,529.6	1.15	40.45
	H. W. L.	1.23	1,529.6	1.15	40.45
	L. W. L.	1.23	1,529.6	1.15	40.45

これらの結果から小さなすべりの安全率が小さくなっているが、この理由は上流法面の場合同様、堤体上部法面勾配が小さい為である。いずれの場合も常時ではすべり安全率1.5以上、地震時でも1.15あり、ダム下流面のすべりについては問題ないといえる。

iii. ダム上流法面補修後の安定計算

前項でのダム安定計算の結果、ダム上流面の地震時の安定性に問題があり、

これは、堤体上部の法面勾配が部分的に1:1.30と急であることに起因している。従って、補修方法は、図-3.3に示す如く、ダム上流面を一様な勾配1:2.23になるようにする。この断面について前項と同様のすべり計算を行ったが、その結果を表-3.6に示す。

表-3.6 ダム上流面すべり安全率 (修復後)

		大きいすべり		小さいすべり	
		安全率	すべり半径 (m)	安全率	すべり半径 (m)
常 時 (N)	F. W. L.	1.92	98.8	2.01	49.2
	H. W. L.	1.84	106.6	2.04	44.3
	L. W. L.	1.50	106.6	2.16	95.4
地 震 時 (S)	F. W. L.	1.09	118.2	1.23	49.24
	H. W. L.	1.09	118.2	1.37	40.3
	L. W. L.	1.00	106.6	1.50	189.1

3.1.4 ビンガ地点における確率地震

ビンガ地点 (北緯16.395°、東経120.728°) を含む北緯13°~19°、東経119°~123°の区域についての地震記録を用いて、ビンガ地点における地震の再帰年の検討を行った。

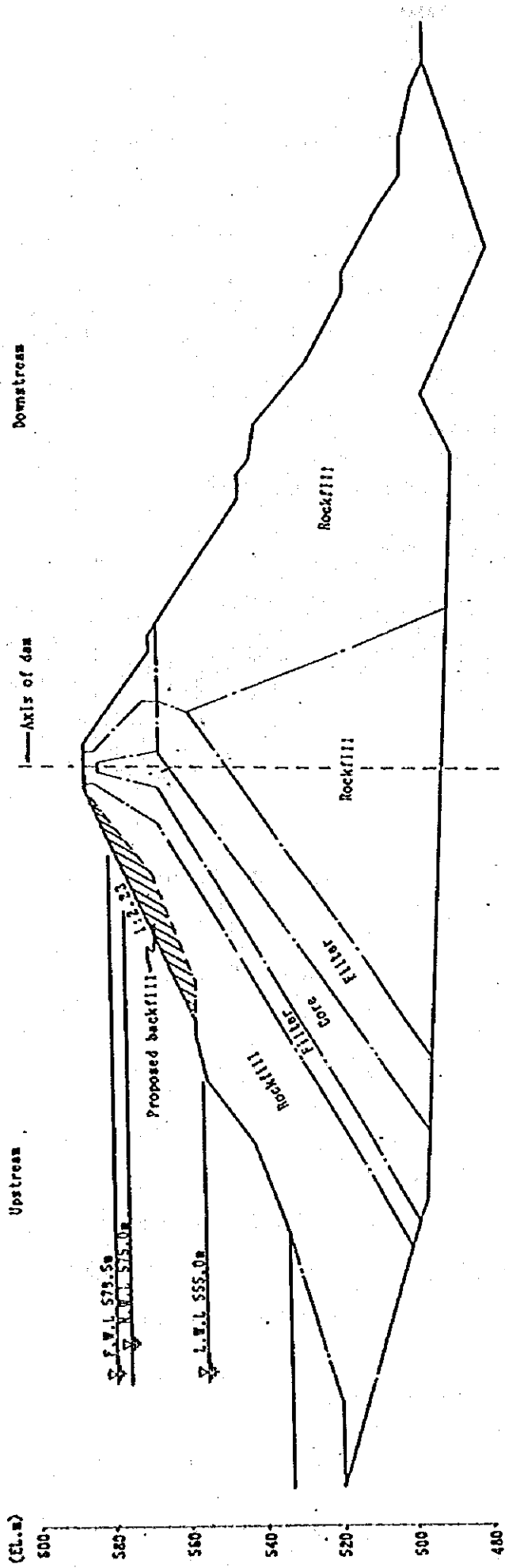
この記録は、1896年から1986年の91年間にわたっており、このうちデータのない年を除くと利用できる年数は54年間である。この期間に発生した1,550個の地震について、発生日時、震央位置 (緯度、経度)、震源深さおよびマグニチュードが記録されている。これら観測されたすべての地震について、金井式を用いてビンガ地点での換算地震動を求める。

ついでこれらのうち各年最大の地震動 a について、 a の出現確率 $\phi(a)$ を Gumbel III型の分布関数で表現すると、

$$\phi(a) = \exp \left\{ - \left(\frac{\ln W - \ln a}{\ln W - \ln V} \right)^k \right\}$$

で表わされる。

計算結果、ビンガ地点における分布関数形のパラメーターの値は、 $W =$



3 - 3.3 Cross Section D2 Proposed Rehabilitation Measures

578.965, $V = 1.210$, $k = 3.988$ となり、地震動の a に対応する再現期間 T (年) は $T = 1 / (1 - \phi(a))$ で求めることができる。

図-3.4に使用したデータおよび前記の手順で導かれた分布曲線を示す。またこの分布式を用いて再現期間 T 年に対応する地震動 a (gal) は表-3.7のとおりとなり、先にダム安定性の検討で用いた $K_s = 0.15 g$ (=147gal) は400年確率の地震に相当することが判る。

表-3.7 再帰年と地震動

再帰年 (年)	20	50	79	100	115	200	301	400
地震動 (gal)	31	57	74	83	88	113	132	147
震度 (Kh)	0.03	0.06	0.075	0.08	0.09	0.12	0.135	0.15

3.2 ダム左岸掘削法面の安定性検討

3.2.1 計算条件

ダム左岸掘削法面は、法高さ130m以上の長大法面である。斜面を構成している岩盤のほとんどは、CMクラスの岩盤であり、法面上部にCLクラス、Dクラスの岩盤が存在する。またCMクラスの岩盤内にわずかなFaultが存在する。

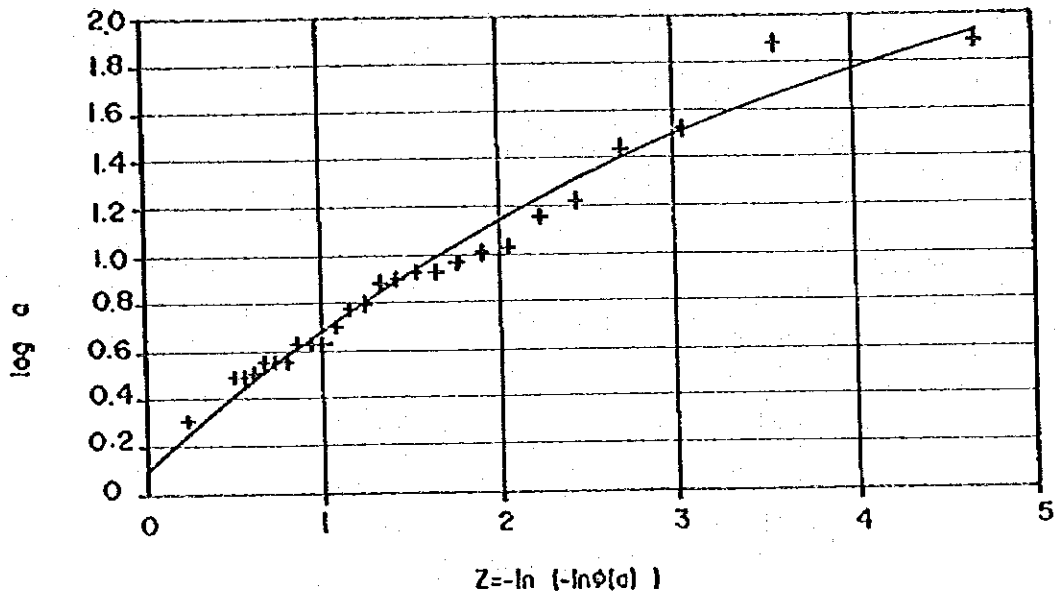
本検討では、CMクラス、CLクラス、Dクラスのそれぞれの岩盤が均質であると仮定して、法面の全高さの範囲にわたって可能なすべり面を想定し、安定計算を行う。

計算は今回の調査で実施された地形測量の内、CLクラス、Dクラスの岩盤層厚が最も厚いS-2断面について行う。S-2断面を図-3.5に示す。

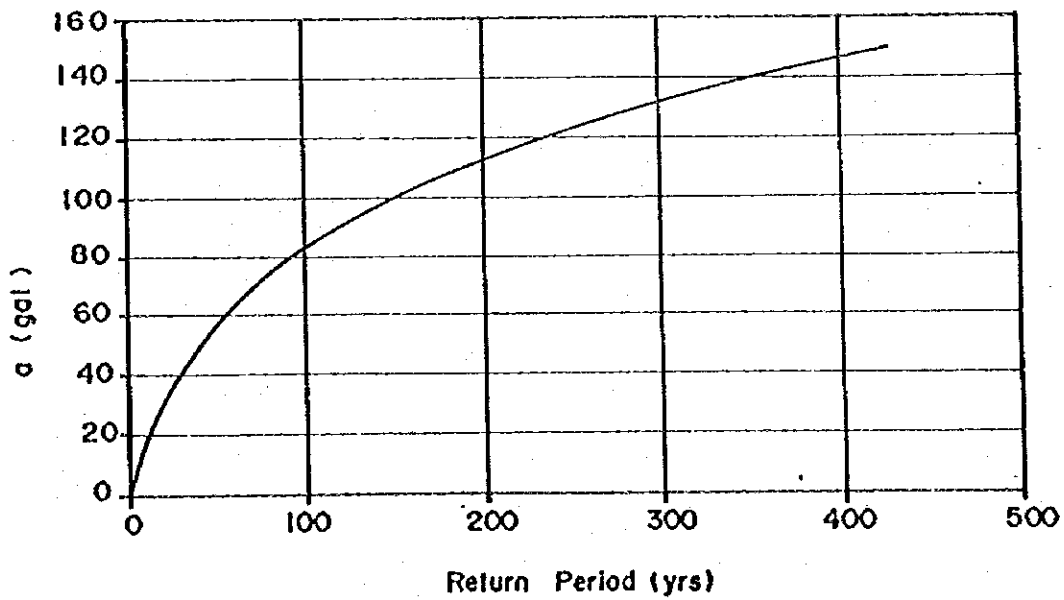
本法面を構成している岩盤のせん断強度については、表-3.8に示す地質技術者による推定値を用いる。また、同表に計算に用いた単位体積重量の推定値も記した。なお、地下水位条件は、豪雨状態を考慮して、地表面までとし、地震条件はダムの安定計算と同様 $K_s = 0.15$ とした。

法面安定計算の方法は、ダムの安定計算と同様、円形すべり法のスライス法によった。

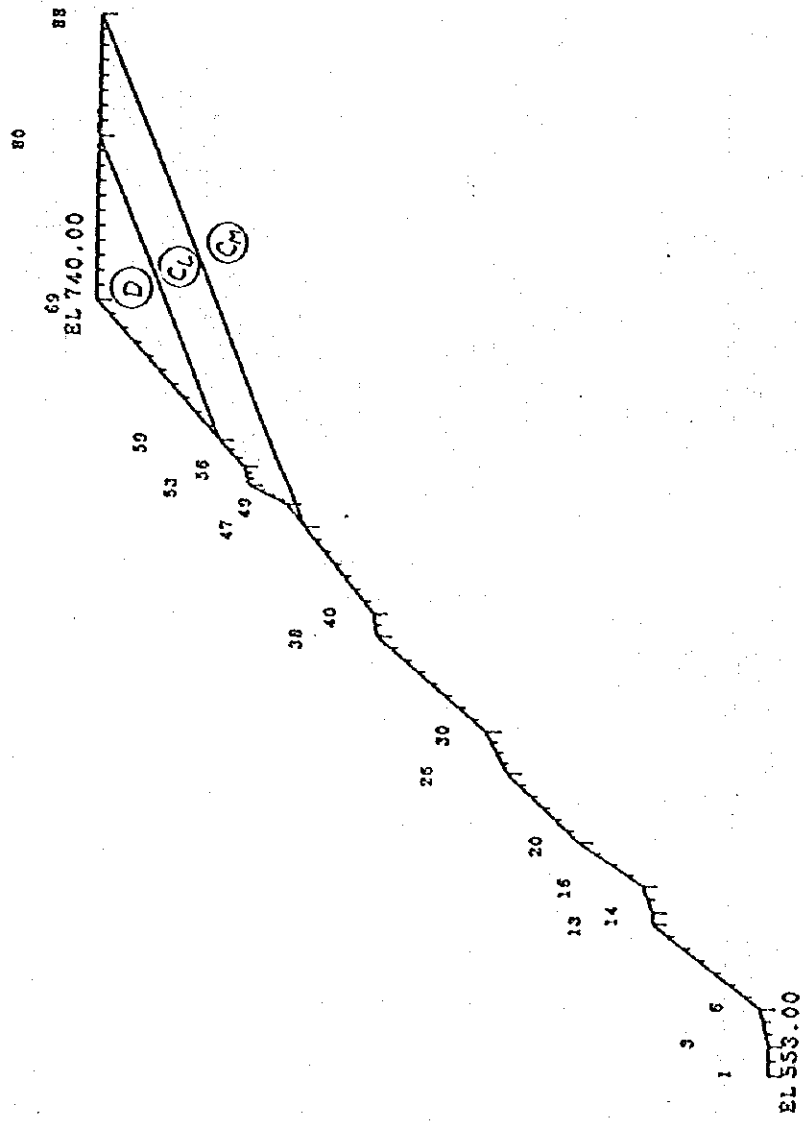
Distribution Curve of Earthquake



Return Period of Earthquake



☒ - 3.4 Return Period of Earthquake



***** LEFT BANK *****

図 - 3.5 安定計算に用いた断面

表-3.8 法面構成材料の単位体積重量とせん断強度

	単位体積重量(U/m^3)	内部マサツ角 ($^{\circ}$)	粘着力(kg/cm^2)
D-クラス	2.0	30	2.0
CL-クラス	2.2	38	7.0
CM-クラス	2.4	45	18.0

3.2.2 計算結果

左岸堀削法面のすべりに対する安定計算結果、最も安全率の小さい可能すべり面は、法面頂部の岩質区分Dクラス部を通るすべり面であるが、この場合でも安全率(F_s)は

常時 $F_s=2.87$

地震時 $F_s=2.30$

であり、法面すべりについては安全といえる。

すべての可能すべり面に対する安定計算結果を表-3.9に示す。

この表から、各小段間のすべりに対する安全率は7.9~11.3、また法面頂部と各小段間のすべりについては、2.3~5.5と十分な安全率を持っていることが判る。

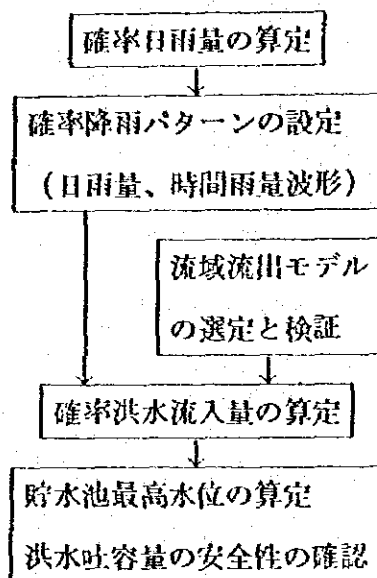
表-3.9 法面すべり安定計算 (すべり面と安全率)

想定すべり面					常時		地震時
始点標高 EL. (m)	終点標高 EL. (m)	法高 (m)	始点節点 No.	終端節点 No.	すべり 半径(m)	安全率	安全率
740	716	24	73	62	67.8	2.87	2.30
740	687	53	73	49	108.9	4.47	3.67
740	662.5	77.5	74	39	84.9	6.63	5.48
740	626	114	72	26	95.6	4.82	3.98
740	585	155	72	14	128.6	3.67	3.04
740	553	187	72	3	154.9	3.14	2.60
699	663	36	56	40	27.8	13.47	11.34
665.7	626	39.7	41	26	31.5	11.37	9.72
632	585	47	30	14	35.7	9.10	7.86
586.5	555.5	31	15	6	22.6	12.67	11.05

3.3 洪水吐容量の検討

3.3.1 検討の手順

洪水吐の容量の検討、すなわち計画洪水が流入した場合の貯水池の最高水位の算定は次の手順で行った。



3.3.2 確率日雨量の算定

ビンガ地点における確率日雨量は、1902年から1984年（1939年～1946年の欠測期間を除く）の76年間の年最大日雨量を用いて対数正規法、積率法およびGumbel-Chowの方法により求めた。

使用したデータのうち、1970年以降はビンガ地点における観測値であり、それ以前においてはバギオ市での月雨量観測値をビンガ地点での日雨量に換算して用いている。

表-3.10 確率日雨量

確率年 (年)	確率日雨量 (mm)		
	対数正規法	積率法	Gumbel-Chow法
10,000	785.5	794.8	750.7
1,000	617.9	623.9	604.5
200	507.5	511.6	502.6
100	461.3	464.7	458.6

3.3.3 確率降雨パターンの設定

ビンガ貯水池への各確率年に対応する確率流入量ハイドログラフを求めるための確率降雨パターンは、

- i) 波形については、ビンガ地点での既往最大日雨量(367mm)を記録した1976年5月23日～27日の5日連続降雨の日雨量波形を、
- ii) 日降雨量は、実績日雨量367mmを前出Gumbel-Ghow法による確率日雨量に引伸し、他の日は上記5日連続雨量と相似になるよう割増して作成した。

また、流出解析を行うために必要な時間雨量分布は、確率日雨量から物部式

$$R_T = R_d (T/24)^K$$

R_T : T時間雨量

R_d : 日雨量

K : 地点により決まる常数。

を用いて、後期集中型の時間雨量分布波形を求めた。式中Kの値はビンガ地点の降雨特性から求めたK=0.76を使用した。

各確率年に対応する降雨量パターンは表-3.11のとおりである。

表-3.11 確率降雨パターン (日雨量mm)

日	10,000年確率	200年確率	既往最大実績* (1976年5月)
第1日	207.8	139.1	101.6
第2日	470.1	314.1	229.9
第3日	750.5	502.6	367.0
第4日	324.7	217.5	158.5
第5日	7.1	4.7	3.6

*1976年5月

3.3.4 流域流出モデルの作成

降雨～流出の関係を表わすモデルとして、流出関数法を使用する。

このモデルの概要は以下のとおりである。

1時間当り r (mm/hr) の雨が1時間の間に降った時の流出量 Q は

$$Q = \left(\frac{r}{3.6}\right) A f a^t \cdot \text{EXP}(-at)$$

ここに A : 流域面積 (km²) (ビンガダム残流域に対して $A=246$ km²)

f : 流出係数 (=0.8を採用)

a : $1/t_p$

t_p : 降雨開始からピーク流出量が現われるまでの遅れの
時間 (hr) (=2.9hr)

t : 時間経過 (hr)

である。降雨の時間経過に従って、上式を重ね合わせることで時間～流出量曲線が得られる。

また上式における t_p は、以下の方法により求める。

洪水の到達速度は、Rzihaの式

$$W = \left(\frac{h}{L}\right)^{0.6}$$

により求める。

ここに W : 洪水の伝播速度 (m/sec)

h : 流域上流端と貯水池との標高差 (m)

L : 流域上流端から貯水池までの距離 (m)

さらに、洪水の到達時間は、

$$T_a = \frac{L}{W}$$

により求める。

ここに T_a : 洪水到達時間 (sec)

ビンガダム流域の場合

$$L = 34.32 \text{ km}$$

$$h = \text{EL. } 2,290 \text{ m} - \text{EL. } 575 \text{ m} = 1,715.0 \text{ m}$$

より

$$W = 20 \times (1,715.0 / 34,320)^{0.6} = 3.31 \text{ m/sec}$$

となり

$$t_p = L/W = 34,320 / 3.31 = 10,368.58 \text{ (sec)} = 2.9 \text{ (hr)}$$

となる。

ビンガ貯水地への流入量は、アンブクラオダム放流量と、前述のビンガダム残流域からの降雨流出量を用いて表わされる。それら各流量の関係は、次式のようになる。

$$Q_{i+1} = Q_{i+1} + (Q_{s1} + Q_{e1})$$

ここに Q_{i+1} : ビンガダム流入量

Q_{i+1} : ビンガダム残流域流入量

Q_{e1} : アンブクラオダム発電放流量

Q_{s1} : アンブクラオダム洪水吐放流量

上記の式を用い1976年5月22日～30日、同年6月25日～7月3日および1986年7月9日～7月11日の3ケースの洪水期間の再現を行いモデルの適合性を確かめた。

3.3.5 確率洪水流入量の算定

ビンガダムへの確率流入量は、アンブクラオダムからの確率放流量とビンガダム残流域からの確率雨量に基づく流出量の和で表わされる。前者については、アンブクラオダム修復計画（「アンブクラオダム修復計画調査報告書 昭和63年3月、国際協力事業団」）において検討されており、本検討で用いた同じ降雨（1976年5月23日～27日の記録）を基にして各確率年に対応するアンブクラオ流域の降雨パターンを定めている。したがって、アンブクラオダムからの確率放流量の算定には、この降雨パターンを用い、ビンガダム残流域については先に求めたビンガ流域の確率降雨パターンを用いた。

流出解析は、アンブクラオ、ビンガ流域とも流出関数を使用した。各確率降雨に対するピーク流量の計算結果は表-3.12のとおりである。

表-3.12 各確率降雨に対するピーク流量

確率年	アンブクラオダム		ビンガダム
	流入量	放流量	流入量
200	8,201	8,068	9,230
10,000	12,419	11,235	12,940

(m³/sec)

3.3.6 貯水池最高水位の算定

(1) 洪水流入による上昇水位

前節で求めたビンガダム流入ハイドログラフを用いて、確率1/200の1.2倍（ピーク流入量 $9,230\text{ m}^3/\text{sec} \times 1.2 = 11,080\text{ m}^3/\text{sec}$ ）の流入があった場合のビンガ貯水池の水位変動を計算した。洪水時のゲート操作は現在ビンガダムで採用されているゲート操作規準（貯水池の水位に応じて放流量を規定する）を採用した。

また、ゲート全開時における水位と放流量の関係は標準型越流頂自由越流量の岩崎の式を、また、ゲート部分閉時の放流係数はUSBR（米開拓局）越流頂テンターゲートの流量係数を用いた。

検討に用いたビンガダム洪水吐の諸元は

溢流頂標高：EL. 563.0m

ゲート径間：12.5m

ゲート関数：6門

である。

計算の結果洪水流入による貯水池の最上昇水位はWL. 579.339mであり、ピーク放流量は $11,050\text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

(2) 風および地震による波浪高さ

風による波浪高さはSMB法による式を用い、風速としてバギオでの観測値の最大値 $50\text{ m}/\text{sec}$ （ビンガでの最大記録は $36\text{ m}/\text{sec}$ ）を、またフェッチとしてビンガ貯水池の形状から $1,400\text{ m}$ を用いた。このとき風による波浪高さは $h_w = 1.70\text{ m}$ となる。

地震による波浪高さは佐藤博士の式に地震の震度 $K = 0.15$ 、周期 $\tau = 1\text{ sec}$ 、常時満水位時の水深 $H_0 = 45\text{ m}$ を代入して $h_e = 0.50\text{ m}$ を得る。

(3) 貯水池最上昇水位

ビンガ貯水池の最上昇水位は、次表に示すとおり、風および地震による波浪高さを考慮してWL. 581.54mとなる。ダム天端標高EL. 586mに対し 4.46 m の余裕をもち、ビンガダムの洪水吐は、200年確率の1.2倍の洪水に対し十分な容量をもつといえる。

1/200年確率の1.2倍 の洪水流入による 最高水位 (EL. m)	風による 波浪高さ (m)	地震による 波浪高さ (m)	貯水池 最上昇水位 (EL. m)
WL. 579.34	1.70	0.50	WL. 581.54

3.4 貯水池内堆砂の水理検討

3.4.1 貯水池内堆砂の履歴

(1) 貯水池の縦断形状

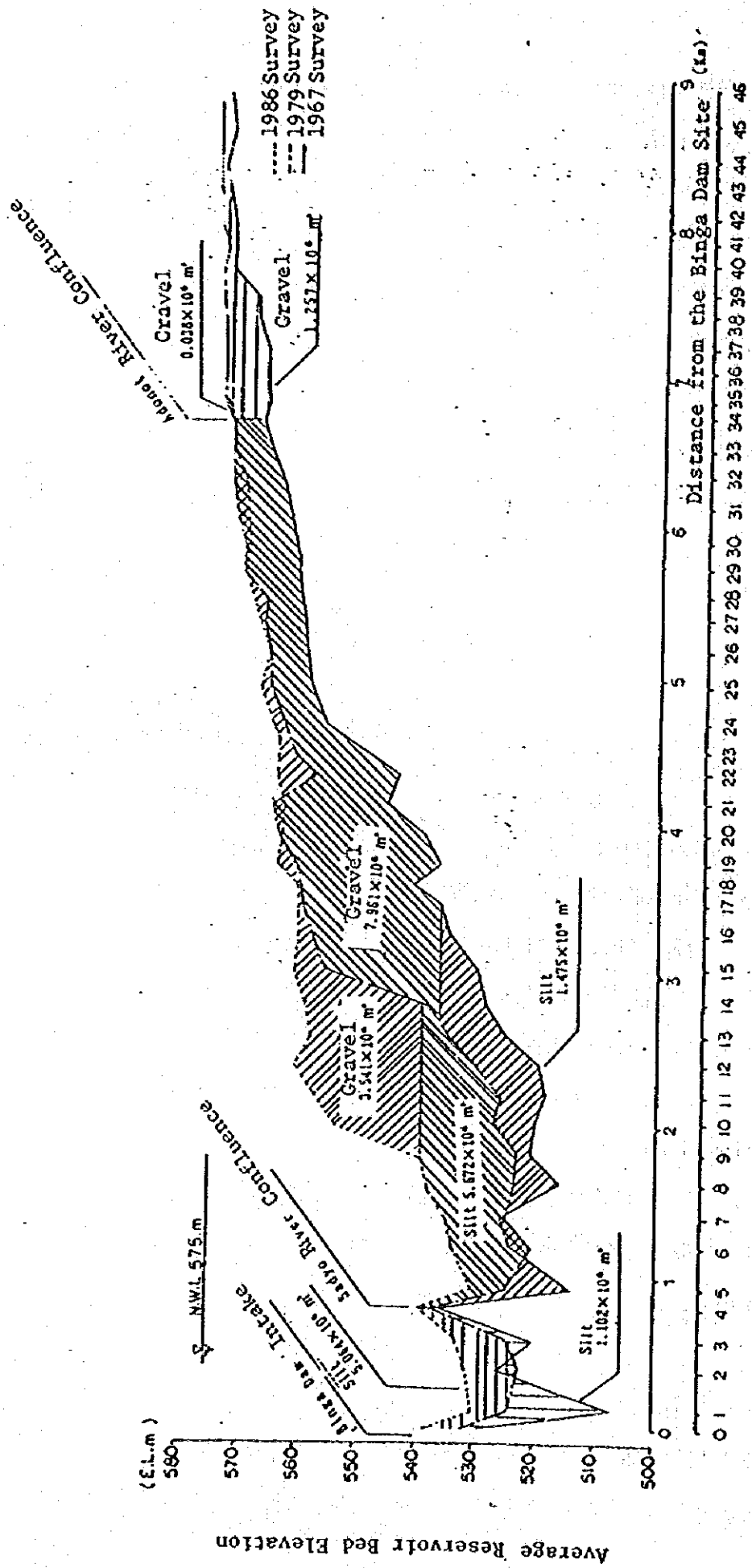
ピング貯水池は、ダムから貯水池上流端アンプクラオ発電所放水口まで約9 kmの延長があり常時満水位 (HWL, 575m) での湛水面積は1960年のダム完成時で4.2km²である。ピング貯水池の深淺測量はその後、1967年、1979年および1986年に実施されている。

図-3.6に示されるように、貯水池内の堆砂形状は、流域内で生産・流送されてきた土砂中の粗粒部分 (粒径0.1~0.2mm以上) が砂礫粒子の移動限界水深に達して堆積したいわゆるデルタを形成、それらはデルタの頂より上流側の頂置堆積層 (Top-set beds) およびデルタの頂の直下流の急勾配部の前置堆積層 (Fore-set beds) からなっている。

図-3.6からこのデルタの前面が経年的に下流へ進行し1967年でダムから4.5km、1979年で3 km、1986年では2 kmの地点に到達していることがわかる。

デルタの下流側は粒径0.1mm以下のウォッシュロードが堆積しており、デルタ下流の緩勾配の底部堆積層 (Bottom-set beds) および、さらに下流側のダム地点までの間に密度流によりウォッシュロードが輸送されて堆積して密度流堆積層 (Density current beds) からなっている。

各測量年毎の堆積形状から各区間毎の堆積砂量を求めると表-3.13のとおりとなり、1967年~1979年間に 11.8×10^4 m³、1979年~1986年の間に 14.3×10^4 m³堆積している。



Cross Section No.

3.6 Progress of Sedimentation and Volume of Sediments in the Binga Reservoir

表-3.13 各測量年毎の堆積形状から各区間毎の堆積土砂量

($\times 10^6 \text{ m}^3$)

期 間		Adonot川より 上 流	Adonot川～ Sadyo川	Sadyo川より 下 流	計
1967～1979	砂 礫	1.257×	7.961	—	} 11.8
	シルト	—	1.475	1.102	
1979～1986	砂 礫	0.038	3.541	—	} 14.3
	シルト	—	5.672	5.064	

(2) 貯水池容量の変化

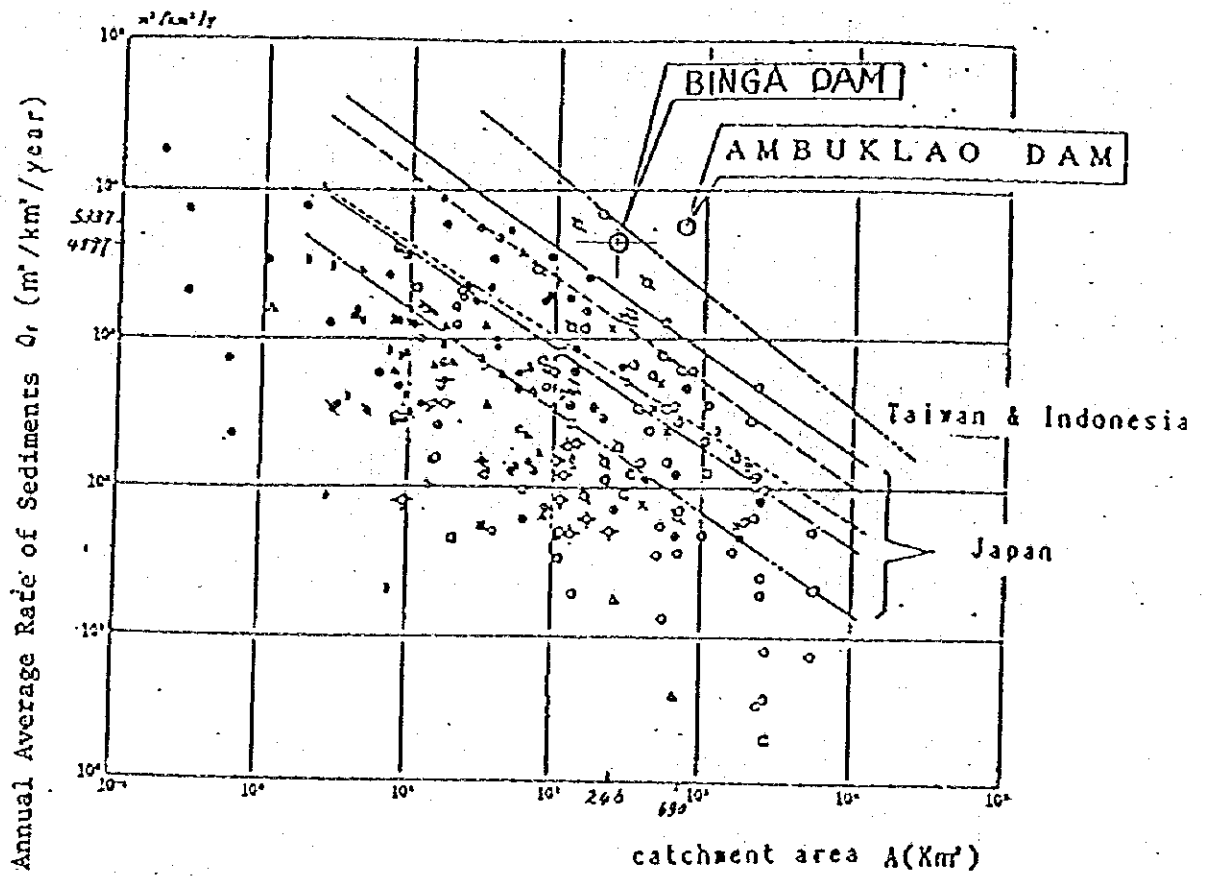
1960年、1967年、1979年および1986年のピング貯水池の貯水位と貯水容量曲線が、NPCによって作成されている。これによると、各代表年での総貯水容量、有効貯水容量、無効貯水容量、および堆砂量は表-3.14のようになる。

表-3.14 各代表年での総貯水容量、有効貯水容量、無効貯水容量および堆砂量

($\times 10^6 \text{ m}^3$)

年	総貯水容量	有効貯水容量	無効貯水容量	堆砂容量
1960	87.443	45.887	41.556	0
1967	81.889	44.070	37.819	5.554
1979	64.843	35.103	29.740	22.600
1989	56.119	36.173	19.946	31.324

この表-3.14から、1960年～1986年の26年間の年平均堆砂量および比堆砂量はそれぞれ $1.205 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ および $4,897 \text{ m}^3/\text{year}/\text{km}^2$ となることが判かる。この比堆砂量を他の流域と比較すると図-3.7のようになり、アンプクラオ流域の $5,337 \text{ m}^3/\text{year}/\text{km}^2$ に比べやや少ない値となっている。



3.7 Comparison of the Binga Sediment Yields with Those of Other River Basins

3.4.2 貯水池内の堆砂予測計算

(1) 堆砂計算式

貯水池内の水流および土砂の運動は一次元解析法で扱い、水流の計算は、不等流計算によって行う。流砂量の計算には、掃流砂に対しては、篠原・楢の式を、浮遊砂に対しては、Lene-Kalinskeの式を、さらに連続式にウォッシュ・ロードを考慮している。

(2) 検証計算

シュミレーション・モデルの検証のため、実測された河床高の存在する1979年から1986年の間について7年間の堆砂シミュレーション計算を行い、実測河床高と計算河床高との比較検討を行う。計算結果1986年の実測河床高を比較的良好に再現できた。

計算に用いた条件は次のとおりである。

河道断面：計算には台形にモデル化した断面形を用いる。(延長7 km。断面数は、36断面。)

流況：1979年～1986年間の7年間の年流況の中から、1981年の流況を平均年流況として与える。

ピーク洪水量は、日流量(1981年の実績では $933.8 \text{ m}^3/\text{s}$)とピーク流量との関係から求めた値 $1,544.4 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた。

流入土砂量：1979年から1986年間の年平均堆砂量 $2.045 \times 10^6 \text{ m}^3$ を年間流入土砂量とする。

(3) 堆砂予測計算

先に検証を行なった堆砂計算式を用い1986年以降、2022年までの堆砂予測計算を行った。その結果、堆砂の進行に伴う貯水容量の変化は表-3.15に示すとおりである。

堆砂の進行速度は2010年までは約 200 m/year である。また、取水口地点の堆砂高(Na.1断面)の2015年までの上昇速度は約 0.8 m/year である。

表-3.15 貯水池容量および堆砂面標高の変化

年	総貯水容量 ×10 ⁶ m ³	有効貯水容量 ×10 ⁶ m ³	無効貯水容量 ×10 ⁶ m ³	取水口前面の 堆砂面標高 EL. m
1986	60.83	38.93	21.90	528.453
1990	55.00	37.03	17.97	531.355
2000	41.56	31.94	9.62	539.267
2010	28.65	26.58	2.07	547.894
2015	22.45	22.18	0.27	552.067

堆砂予測計算の計算条件は次のとおりである。

河道断面：検証計算に用いたと同様台形モデル河道断面を用いる。(ただし、1986年の河道形状から作成)

流入土砂量：1967年から1986年間の19年間の年平均堆砂量 $1.3742 \times 10^6 \text{ m}^3$ を年間流入土砂量とする。

流況は検証計算と同様とした。

3.4.3 貯水池内堆砂の発生電力量に及ぼす影響

堆砂予測計算により求めた2010年までの貯水池容量曲線を用いてピンガ発電所の年間発電電力量が、堆砂の進行に伴ってどのように変化するかを計算する。一般に、貯水池への年間流入量パターンが想定出来れば、一定の貯水池運用ルールのもとに貯水池の水位～容量曲線に対応して年間の発生電力量を求めることができ、したがって貯水池の有効容量が変化した場合にもその変化した水位容量曲線を用いて同じ貯水池運用ルールによって年間発生電力量を求めてその増減を知ることができる。

ピンガ発電所の年間発生電力の算出にあたっては年間流入量のパターンとして、最近10年間(1977～1986年)の代表年として1980年を選びこの年の日流入量(アンブクラオ発電放流量+アンブクラオ洪水吐放流量+アンブクラオ～ピンガダム間残流域からの流入量)を用い、日単位で計算した。また、貯水池の運用ルールとしては同日のピンガ発電所の実績使用水量を目標使用水量とした。

計算結果は表-3.16に示すとおりとなり堆砂による貯水池の容量の減少に伴う発生電力の減少はそれ程顕著ではなく2010年に有効貯水容量が $26.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ (1986

年の32%減)になった時点においても発生電力量は1986年の値に比べ0.6%の減にしかすぎないことが判る。このことは、河川自流の季節調整は、上流の大貯水容量をもつアンプクラオ貯水池で行われ、ビンガ発電所はこの調整ずみの流量をいわば流れ込み式発電所に近い形で運転しており、ビンガ貯水池の容量は週間または日間の流量調整として機能していることを示している。このためビンガ貯水池が堆砂のため有効容量が減少しても年間発生電力量には左程大きい影響を与えないといえる。

表-3.16 貯水池堆砂の進行と年発生電力

年	貯水池容量 (10 ⁶ m ³)			年発生電力量	
	総容量	有効容量	(比率)	GWh	(比率)
1986	61.5	39.0	(100)	481	(100)
1990	55.0	37.0	(95)	481	(100)
2000	41.5	32.0	(82)	480	(99.8)
2010	28.5	26.5	(68)	478	(99.4)

3.5 修復計画

3.5.1 修復計画案

(1) ダム上流法面ロック盛立

ダム本体について、その安定性を検討するためにダムの縦断測量を実施した。この実施断面形状を竣工時の断面形状と比較すると、特に上流面上部EL. 586～EL. 557m区間で竣工時より断面が減少していることが判った。さらに、現状断面形状で貯水池の水位がF.W.L.、H.W.L.およびL.W.L.の水位条件で常時および地震時について、ダムのすべりに対する安定性を計算した結果、常時については問題ないが、地震時のF.W.L.の条件の場合、上流面上部の小さいすべりに対してすべりに対する安全率が1以下となることが判った。

したがって、ダム上流面上部EL. 586～EL. 557m区間の現状法面の上にロック材を盛立、地震時の安定性を増すとともに、風浪にさらされた法面の損傷の回復を図ることとする。

ロック材、盛立の法面勾配は、先のダムの安定性の検討で述べた如く、地震時の安全率が1以上となるようにEL. 586～EL. 557m区間を1:2.23とする。ま

た、上流法面保護のリップラップの捨石の大きさは、Hudson式を用いて算定し、 $D=0.8\text{m}$ 、($W=0.7\text{ton}$)とする。

ロック材盛立の数量は、ダム設計断面形と実測断面形の差から算出し、その値は $V=50,500\text{m}^3$ となる。

ダム上流法面のロック盛立設計諸元を表-3.17に示す。

表-3.17 ダム上流法面ロック盛立設計諸元

(1) 盛立範囲	EL. 586~EL. 557m
(2) 法面勾配	1 : 2.23
(3) リップラップ材	直径 $D=0.8\text{m}$ (重量700kg)
(4) 盛立設計数量	50,500 m^3

(2) ダム下流端趾部ロックダイク

ダム趾部は洪水吐の減勢池に近く、洪水時には、スキージャンプから減勢池への放流水により減勢池内に回転流が生じ、放流量が大きい場合にはダム趾部洗掘のおそれがある。このため、ダム完成後、趾部防護のためのコンクリート擁壁が建設されたが、1976年6月の出水時(最大放流量 $2,602\text{m}^3/\text{s}$)に、この擁壁の基部が洗掘され擁壁が破損した。その後、この擁壁は復旧されないまま現在に至っている。

復旧対策としては、損傷した旧擁壁を撤去して同タイプの擁壁を再建する案と、捨石護岸タイプ(ロックダイク)とする案を比較検討の結果、ここでは後者のロックダイク案を採用することとした。この場合、破損している旧擁壁は撤去する必要がなく、そのままロックダイクの一部として用いられること、および材料となるロック材が近傍で入手可能であること等の利点がある。

ダム趾部の地形測量結果および減勢池の水理検討結果からダム趾部ロックダイクの設計諸元を表-3.18のとおりとする。

表-3.18 ロックダイク設計諸元

- (1) 型式 : ダンプドロックフィル
- (2) 勾配 : EL. 502~EL. 493 1 : 5.5
EL. 493~底部 (±EL. 485) 1 : 2
- (3) ロック材粒径 : 平均粒径 $d = 0.5\text{m}$ ($W = 200\text{kg}$)
- (4) リップラップ材の粒径 :
表面 $d_{\max} = 1.0\text{m}$ ($W = 1.3\text{ton}$)
- (5) 盛立設計数量 : $V = 15,000\text{m}^3$

(3) ダム左岸掘削法面の補修

掘削法面について、今回実施した実測縦断測量図を基にして、斜面のすべりに対する安定解析を行なった結果、法面全体についてすべりに対して安全であることが確認された。

法面は、掘削されたままの状態では表面処理は特に施工されていないため、掘削後約30年を経過した現在では、部分的な雨水による浸食崩落箇所が10数ヶ所見られる。しかし、法面全体としては堅硬な岩石から形成されており、法面の形状をよく知っているといえる。

したがって、法面の修復工事としては、小段上に堆積したまま放置されている崩落土砂岩塊の撤去および弱層部の雨水および風化作用による浸食、崩落の進行防止案が必要であると考えられる。

このための工法として吹付工（ショットクリート）を選定する。

施工ヶ所は、現地調査の結果、既崩落ヶ所を主体とする図-3.8に示す15ヶ所とする。主要設計諸元は表-3.19のとおり。

表-3.19 ショットクリート設計諸元

- (1) 工種 : コンクリート吹付工
- (2) 吹付厚さ : 15cm
- (3) メッシュ : 網目50~100mm
- (4) アンカーピン : D16mm 長さ 1m 0.5本/㎡
- (5) 施工ヶ所 : 15ヶ所
- (6) 施工面積 : 13,000㎡

LEGEND

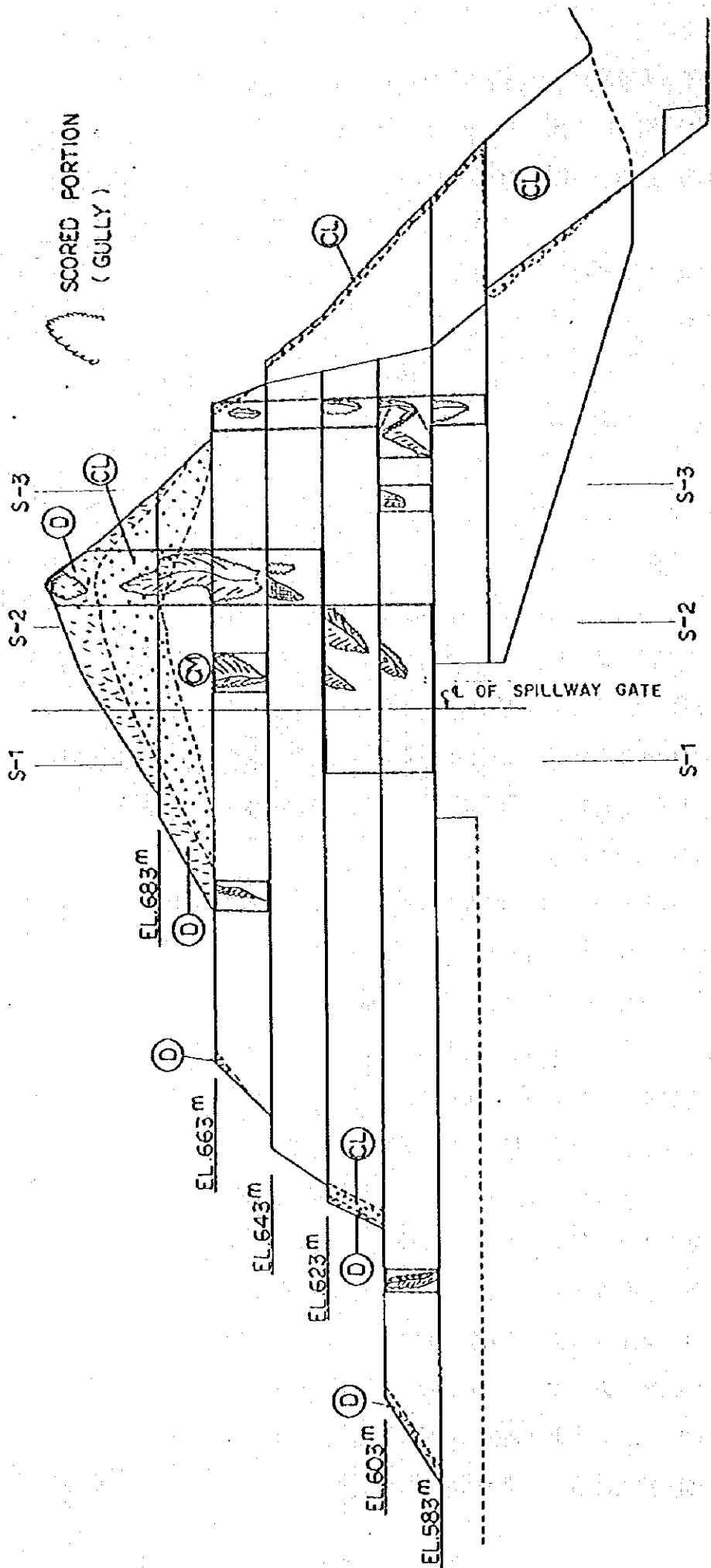
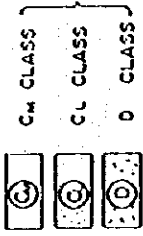


Fig - 3.8 Area of the Slope to be Shotcreted

3.5.2 施工計画

(1) ダム上流法面ロック盛立工事

ビンガダムの堤体修復に使用するロック材の採取地としては、ダム左岸法面を候補地とする。ここは、ダム建設時のロック材採取地であり、亀裂も少なく風化も進んでいないことから良好なロック材が採取可能である。

工事は、先ず原石山の整備から着手する。

一方、ダムの水位のL.W.L.までの降下を待って、ダム上流右岸に沿った元進入路の整備を行う。

ロック材の採取はクローラドリルを使用して、Short Bench Cut方式で行う。

ロック材料の集積、積込みは31t級ブルドーザー、および3m³級トラックターショベルで行い、運搬には道路条件から11t級ダンプトラックを使用するものとする。

ロック材の盛立は、ダム上流右岸沿いの進入路を経由してEL. 555盤から31t級ブルドーザーで敷均し、転圧を行うものとする。

表層のリップラップはバックホー、および11t級トラッククレーンを使用して表面仕上げを盛立に追従して行うものとする。

ロック盛立量50,500m³のダム上流面修復工事の全期間は約12ヶ月とする。ただし、ロックの盛立は洪水期1シーズン中に済ませることとし、この間は貯水位をL.W.L. 555に制限することにする。

(2) ダム下流端趾部ロックダイク工事

ロックダイクに使用するロック材はダム上流面修復ロック材に採用した原石山から引続き採取するものとする。

盛立材料としては選別された粗大ロックを使用することにする。

工事はダム下流右岸からの進入路を経由して、31t級ブルドーザー、1m³級バックホーを搬入し、先ずロックダイクの基盤となすべき河床部の整形、不適材の除去、および倒壊擁壁下部の空洞部をロック材にて填充する。

次にダム下流端からロックダイクの盛立を行う。

ロック材の採取、運搬、盛立、およびリップラップの仕上げはダム上流面ロック盛立と同一の重機による工法をとることにする。

ロックダイク 15,000m³のダム下流面修復工事の全期間は約7ヶ月としている。
ただし、ロックダイクの盛立はダム放流量の少ない渇水期に施工するものとする。

(3) ダム左岸掘削法面・ショットクリート工事

ダム左岸掘削法面の崩落土砂・岩塊除去工事の完了に引続いて本工事に着手する。

ショットクリート工事は最上部から順序下方に向って施工する。

先ず、人力、並びに圧縮空気によって、法面表面の浮石を除去し、金網取付を行う。

ショットクリート吹付には5 m³/hr級の吹付機を使用する。

ショットクリート材料の細骨材は、購入品を搬入使用することにし、現地にセメントと共に貯蔵設備を設けることにする。

法面浮石およびショットクリートリバウンド材料等各小段上の残材料は順次小型トラック・ショベル、8 tダンプトラックにより土捨場に捨土処理する。ショットクリートの施工期間としては、雨期の効率低下を考慮し、約14ヶ月とする。

3.5.3 工事工程および事業費

以上に述べた各修復工事件名別の建設工事費の概算を算出すると、表-3.22～3.25のとおりとなる。また、修復計画総事業費は表-3.21のとおりとなる。

また、ビンガダム修復工事工程は表-3.20のとおりとなり、これに基づいての年次別工事費支出計画は表-3.26のとおりとなる。

3.5.4 施工中の地水位低下による損失電力量

ダム上流面ロック盛立は水中工事を避けるため乾期を選び、貯水池の水位をL. W. L. に下げて実施する。この時期としては、1967年～1986年の20年間のビンガ貯水池への月平均流入量記録から、流入量の少ない12月から5月の6ヶ月間を選ぶ。

ビンガ発電所の貯水池運用は、豊水期の8月、9月に貯水してH. W. L. とし、次の乾期の末の4月、5月までH. W. L. を保ちつつ運転し、7月で水を使い切ってL. W. L. まで水位を下げ次の出水を待つルールカーブが設定されている。した

表-3.20 ビンガダム修復工事工程案

工 事 件 名	第1年度 (1992)			第2年度 (1993)			第3年度 (1994)			第4年度 (1995)								
	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ダム上流面ロック盛立準備、仮設備																		
原石山表土処理																		
ロック採取、盛立																		
リップラップ仕上げ																		
ダム下流面ロックダイク準備、仮設備																		
ロック採取、選別																		
ロック盛立																		
リップラップ仕上げ																		
左岸掘削法面崩落土除去準備、仮設備																		
崩落土除去																		
左岸掘削法面・ショット準備、仮設備																		
ショットクリート																		
残材除去																		
貯水池制限水位																		
EL. 575.00																		
EL. 565.00																		
EL. 555.00																		

表-3. 21 ビンガダム修復工事費総括表

単位：米ドル

項 目	金 額	備 考
1. 修 復 工 事 費		
ダム上流面ロック盛立	1,310,000	
ダム下流面ロックダイク	481,000	
左岸掘削法面崩落土除去	61,000	
左岸掘削法面ショットクリート	898,000	
小 計	2,750,000	
2. 調 査 費		
測 量	28,000	
ボ ー リ ン グ	105,000	
物 理 探 査	14,000	
諸 試 験	23,000	
小 計	170,000	
3. 用 地 費	0	
4. エンジニアリング費	165,000	(工事費×0.06)
5. NAPOCOR 管理費	60,000	(工事費×0.02)
6. 予 備 費	555,000	(工事費×0.20)
7. 合 計	3,700,000	

表-3.22 ダム上流面ロック盛立工事費内訳書

＄ 1,310,000

名 称	仕 様	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要
直接工事費						
原石山表土除去		m ²	25,000	4.3	107,500	伐開, 捨土処理共
原石山不良岩除去	採石, 運搬	m ²	15,000	8.6	129,000	捨土処理共
ロック盛立	採石, 運搬, 盛立	m ²	50,500	11.8	595,900	原法面整形, リップラップ 仕上共
雑 工 事		式	1		41,600	
計					874,000	
間 接 費						
仮 設 備 費	(25%)	式	1		218,000	
現 場 管 理 費	(10%)	式	1		87,000	
一 般 管 理 費	(15%)	式	1		131,000	
計					436,000	
合 計					1,310,000	

表-3.23 ダム下流面ロックダイク盛立工事費内訳書

\$ 481,000

名 称	仕 様	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要
直接工事費						
原石山不良岩除去	採石, 運搬	m ²	15,000	8.6	129,000	捨土処理共
ロック盛立	採石, 運搬, 盛立	m ²	15,000	11.8	177,000	リップラップ 仕上共
雑 工 事		式	1		15,000	
計					321,000	
間 接 費						
仮 設 備 費	(25%)	式	1		80,000	
現 場 管 理 費	(10%)	式	1		32,000	
一 般 管 理 費	(15%)	式	1		48,000	
計					160,000	
合 計					481,000	

表-3.24 夕ム左岸掘削法面崩落土除去工事費内訳書

\$ 61,000

名 称	仕 様	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要
直接工事費						
崩 落 土 除 去		m ²	7.700	5.0	38,500	捨土処理共
雑 工 事		式	1		2,000	
計					40,500	
間 接 費						
仮 設 備 費	(25%)	式	1		10,300	
現 場 管 理 費	(10%)	式	1		4,100	
一 般 管 理 費	(15%)	式	1		6,100	
計					20,500	
合 計					61,000	

表-3.25 ダム左岸掘削法面ショットクリート工事費内訳書

\$ 898,000

名 称	仕 様	単 位	数 量	単 価	金 額	摘 要
直接工事費						
ショットクリート	厚さ15cm メッシュ入り	m ²	1,900	253.00	480,700	
残 材 除 去	崩落土, リバウンド材	m ²	1,900	5.0	9,500	捨土処理共
雑 工 事		式	1		107,800	
計					598,000	
間 接 費						
仮 設 備 費	(25%)	式	1		150,000	
現 場 管 理 費	(10%)	式	1		60,000	
一 般 管 理 費	(15%)	式	1		90,000	
計					300,000	
合 計					898,000	

表-3.26 ビンガダム修復工事費年次別支出表

単位：米ドル

項 目	合 計	1990	1991	1992	1993	1994	1995
1. 修復工事費							
ダム上流面ロック盛立	1,310,000			250,000	1,060,000		
ダム下流面ロックダイク	481,000				140,000	341,000	
ダム左岸掘削法面崩落土除去	61,000					61,000	
ダム左岸掘削法面ショットクリート	898,000					360,000	538,000
小 計	2,750,000			250,000	1,200,000	762,000	538,000
2. 調査費	170,000	110,000	60,000				
3. 用地費	0						
4. エンジニアリング費	165,000	30,000	100,000	35,000			
5. N.A.P.O.C.O.R 管理費	60,000	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
6. 予備費	555,000	10,000	20,000	50,000	240,000	150,000	85,000
7. 合 計	3,700,000	160,000	190,000	345,000	1,450,000	922,000	633,000

がってダム上流面修復工事期間中、本来ならH.W. L. で運転する所を制限水位のL.W. L. に保つため、発生電力量が減少する。1977年～1986年の月平均発生電力量は表-3.27のとおりであり、これから12月～5月間の平均発生電力量124.3GWhに対し、工事期間中の損失電力量は $124.3 \times (1 - 2.742/3.202) = 17.9$ GWhとなる。

ただしここで2.742、3.202はそれぞれビンガ発電所のH.W. L. 575m、L.W. L. 555m時における電水比 (m³/KWh) である。

表-3.27 月発生電力量 (1977/1986年平均)
(GWh)

月	発生電力量	月	発生電力量
12	25.8	6	27.5
1	16.8	7	42.0
2	20.5	8	64.5
3	19.0	9	72.4
4	19.6	10	58.1
5	22.6	11	47.0
計	124.3	計	311.5
合 計			435.8

3.6 経済分析

3.6.1 ビンガダム修復工事に伴う費用

ビンガダム修復工事に伴う費用は、工事費用と工事期間中の貯水地水位低下による損失電力（発電電力の減少）からなる。後者については既設石油火力の可変費で評価する。工事費用および損失電力費用の年度別内訳、1995年時点での現在価値、および1996年から2010年までの15カ年（残存耐用年数）にわたって割引率14%で均等化した等価な年均等額は表-3.28のとおりであり、ビンガダム修復工事の年均等額は 876.1×10^6 US \$/年となる。

表-3.28 修復工事費および損失電力発電電力

年	工事費 (10 ³ US\$)	損失電力費用 (10 ³ US\$)	合計 (10 ³ US\$)	備考 (損失電力GWh)
1990	160	—	160	—
1991	190	—	190	—
1992	345	104	449	3.7
1993	1,450	399	1,849	14.2
1994	922	—	922	—
1995	633	—	633	—
合計	3,700	503	4,203	17.9
現在価値	4,708.6	672.6	5,381.2	
年均等額	766.6	109.5	876.1	

3.6.2 ビンガ水力発電所の価値評価

ビンガ水力発電所の価値は、ビンガ水力発電所の供給力と年間発電電力量に見合う代替電源の経済費用により評価される。

ビンガ水力発電所の供給力および年間発電電力量ならびにこれらから算出されるプラントファクターは、表-3.29とおりとする。

表-3.29 供給力, 年間発電電力量およびプラントファクター

	発電端	送電端
供給力 (MW)	100	99.7
年間発電電力量 (GWh)	435.8	434.5
プラントファクター (%)	49.75	49.75

(注) 年間発電電力量は、1977年から1986年までの10カ年発電実績の平均値である。

代替電源としては“Power Development Program June 1988 NAPOCOR”に記載されている主要電源、地熱発電所、ガスタービン発電所、石炭火力発電所のうち地熱発電所は相対的に高価であり、ここでは過酷側の評価を行うために、地熱発電所は

除外して、ガスタービンおよび石炭火力発電所の費用を用いて評価する。

計算結果は表-3.30のとおりとなりガスタービンによる評価額の方が小さく、この評価額 $24,144.6 \times 10^3$ US\$/年をビンガ水力発電所の価値評価額とする。

表-3.30 ビンガ発電所の価値評価額

	(10 ³ US \$ / 年)	
	ガスタービン発電所 による価値評価	石炭火力発電所 による価値評価
供給力 (99.7MW) に対する価値	6,557.3	23,082.5
年間発電電力量 (434.5GWh) に対する価値	17,587.3	5,883.4*
合 計	24,144.6	28,965.9

*石炭火力のプラントファクター70.27%とビンガのプラント
ファクター49.75%の差を考慮した値 (本文 12.4.3章参照)

3.6.3 ビンガダム修復工事の妥当性

修復工事の経済的妥当性は、これに要する費用とそれから得られる便益の比較によって判定される。

費用については前出の 876.1×10^3 US\$/年であるが、便益はビンガ水力発電所の代替電源による評価額 $24,144.6 \times 10^3$ US\$/年そのものではないことは、明白である。修復工事を行わずとも、通常の状態では運転を継続し所要の機能を充足しているからである。本修復工事の目的は一定の設計条件のもとに、ダムが安全であるように補強することであり、発電所の出力あるいは発生電力の増加を意図したのではない。

即ちビンガダムについていえば、現状にあつては、震度 $K_a=0.075$ g (確率年79年に相当) 以下の地震時については安全であるが、設計震度 $K_a=0.15$ g (確率年400年に相当) の地震が起こった場合には破損の可能性がある。このことから、設計震度の地震時にも安全であるようにダム上流面の修復工事を行うことを意図した

ものである。

安全性の向上による便益は、構造物破損時の被害額期待値の減少で評価することができる。この被害額期待値は(破損する外力の生起確率)×(構造物の価値)で求めることができる。ここで破損する外力の年生起確率として、修復工事を実施しない場合については $1/79$ 、実施する場合には $1/400$ を用い、また構造物の価値としてビンガ水力発電所の評価額 $24,144.6 \times 10^4$ US\$/年を用いて、年当りの被害額の期待値を算出することができる。これをもとに、残余耐用年数15カ年間の期待値を割引率 $i = 14\%$ で基準年での期待値に換算すると、修復工事を実施しない場合の被害額期待値は $0.076 \times 24,144.6 \times 10^3$ US\$/年 $= 1,835 \times 10^3$ US\$/年、修復工事を実施する場合の被害額期待値は $0.016 \times 24,144.6 \times 10^3$ US\$/年 $= 386 \times 10^3$ US\$/年が得られる。

従って、被害額期待値の減少、すなわち安全性の向上による便益 B は $1,835 - 386 = 1,450 \times 10^3$ US\$/年となる。

これから、便益と費用の比 $B/C = 1.66$ となり、本修復工事は経済的に妥当であるといえる。

