

が十分でなく、全体を破碎するに至らず、各孔の孔口まわりを破碎する程度であった。今回の測定結果のデータでも、ケースFでは発破特有の振動波形が認められ、良好な記録が得られているが、他のケースではほとんど定常波に近い波形のみが見られる。また、Fig. 6-11に示すように全体的に大きくバラツキではあるが、爆薬量が多くなるケースほど、大きな振動速度を示す傾向は認められる。Fig. 6-12では発破地点から測点までの距離と振動速度を示すが、バラツキが大きく明確ではないが、距離減衰傾向も見られる。

ケースI、Jの静的破碎剤（カームマイト）を使用した試験の場合には、水との水和反応によって発生する膨張圧を利用しているために全く騒音、振動、飛石は生じなかった。ケースJ場合には、カームマイト充填後30分程して、噴出現象を起こし始め、ケースIと比較すると効果が小さかった。ケースIは、十分に効果があり、岩が細かく破碎された。しかし効果が表れるのに長時間を要した。

低爆速火薬（CCR）を用いるケースC、Dの試験を計画していたが、基礎岩盤が高透水性を示し湧水がかなりあることが穿孔作業中に判明したため、たとえ試験を実施しても効果が期待できず、振動値はダイナマイトの1/5～1/10程度であることが明らかであるので実施を中止した。

なお、各発破試験の測定データは、Appendix 2に示す。

#### 6.4.6 測定結果の解析および考察

発破によって発生する振動速度と爆薬量との間には、一般的には次式の関係がある。

$$V = K \cdot W^m \cdot D^n$$

V：振動速度（Kine=cm/s）

W：爆薬量（kg）

D：距離（m）

K：岩質、火薬の種類、発破方法により定まる定数

今回の振動測定結果の整理についても上式を適用し次のようにまとめることとした。指数m、nについては、 $m=0.5 \sim 1.0$  (2/3, 3/4)、 $n=-1 \sim -2$  (-1.5、-2)の範囲と考えられている。今回は測点が至近距離であることから、距離による減衰が大きくなっていることが予想されるので、過去の至近距離のデータとも照合し、一般的に使用されている $m=2/3$ 、 $n=-2$ の指数を採用することにする。

従って、今回の発破振動に関する基本方式は次式となる。

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

本式に実測の最大振動速度を記録したケースFの値を適用し、係数K値を求めるとK=974が得られたので、安全側にまらめて以下のようなになる。

$$\text{普通ダイナマイト} \quad K = 1000$$

因みに全データの単純平均K値は355である。

なお、本K値を使用して、今回のダイナマイト薬量 (kg) および発破地点からの距離 d (m) にあてはめて逆算し、各測点の最大振動速度を求めて見ると、最大としてケースEの中でNo.1-Vに1.28kineが算出されるが、実測では0.28kineと小さく、十分な安全側のK値であると判定される。

以上の発破試験の結果より、第2期計画発電所本体掘削の際には、既設発電所に悪影響を及ぼさないよう少なくとも振動速度を2kineに迎えた制限発破にて掘削を行なうことが望ましい。その際、今回得られた実験式を基本に各発破の爆薬量を設定し、各発破毎に発破振動をモニターしながら、爆薬量、発破振動をコントロールする必要がある。参考として Fig. 6-13 に本基本式を使用し算出した爆薬量、距離および振動速度の関係を図示した。

特に1自由面岩盤破碎の場合には、2自由面以上の破碎に比べ、同じ爆薬量で振動速度が大きいため、段発破器の利用なども考慮した方が良いと考える。

低爆速火薬 (CCR)、静的破碎剤 (カームマイト) は本地点のように高透水性地盤には1自由面岩盤破碎にはあまり破碎結果を期待できないが、既設発電所に近いエリアの2自由面以上の岩盤破碎の場合にはこれらの火薬、破碎剤等の使用も一考される。

但し、これらの発破による掘削は爆薬量を制限するため十分に岩盤を破碎できない場合もあるので、ジャイアントブレイカー等による小割を併用することも考慮すべきであろう。

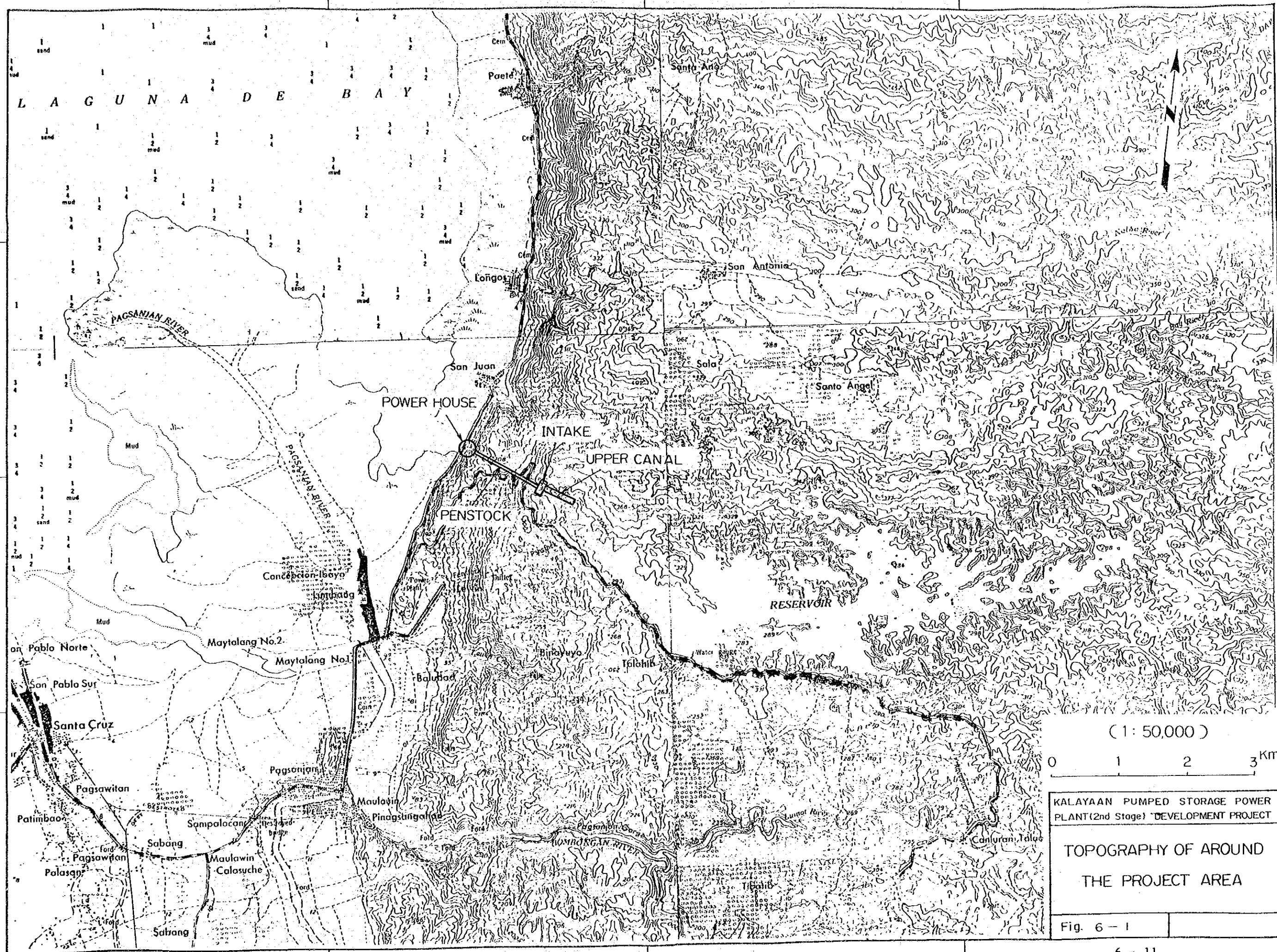
Table 6-1 Measuring Results of Blasting Tests

Case-No.	Weight (g)	Drill Depth (m)	Dis. (m)	Meas. Point No.	Acceleration( $\alpha$ ) (gal=cm/s <sup>2</sup> )	Frequencies(f) (Hertz)	Velocity ( $V=\alpha/2\pi f$ ) (kine=cm/s)	K
Case-A (Explosive)	750	1.30		54 No. 1-H	43	120	0.06	201.5
				54 No. 1-V	22	120	0.03	103.1
				67 No. 2-H	32	120	0.04	230.8
				63 No. 3-H	35	120	0.05	223.2
				63 No. 3-V	15	120	0.02	95.7
Case-B (Explosive)	1,200	1.30		56 No. 1-H	220	120	0.29	810.3
				56 No. 1-V	49	120	0.06	180.5
				69 No. 2-H	52	120	0.07	290.8
				64 No. 3-H	55	120	0.07	264.6
				64 No. 3-V	55	120	0.07	264.6
Case-E (Explosive)	1,800	1.30		34 No. 1-H	59	120	0.08	61.1
				34 No. 1-V	209	120	0.28	216.6
				48 No. 2-H	205	120	0.27	423.3
				46 No. 3-H	220	120	0.29	417.2
				46 No. 3-V	272	120	0.36	515.9
Case-F (Explosive)	2,100	1.50		43 No. 1-H	70	80	0.14	157.0
				43 No. 1-V	67	25	0.43	480.9
				56 No. 2-H	80	25	0.51	973.9
				53 No. 3-H	251	110	0.36	622.1
				53 No. 3-V	164	80	0.33	558.9
Case-I (Calmmite)	25,560	1.50			More effectively			
Case-J (Calmmite)	64,440	1.50			Effectively			

Generating	No. 1-H	43	60	0.11
	No. 1-V	40	60	0.11
	No. 2-H	36	30	0.19
	No. 3-H	33	105	0.05
	No. 3-V	61	105	0.09

Non Generating	No. 1-H	7	120	0.01
	No. 1-V	21	120	0.03
	No. 2-H	21	120	0.03
	No. 3-H	22	120	0.03
	No. 3-V	23	120	0.03

Measuring point No.1 ; Power house's wall      -H ; Horizontal component  
 No.2 ; Switch control box                      -V ; Vertical component  
 No.3 ; Generator room



( 1 : 50,000 )

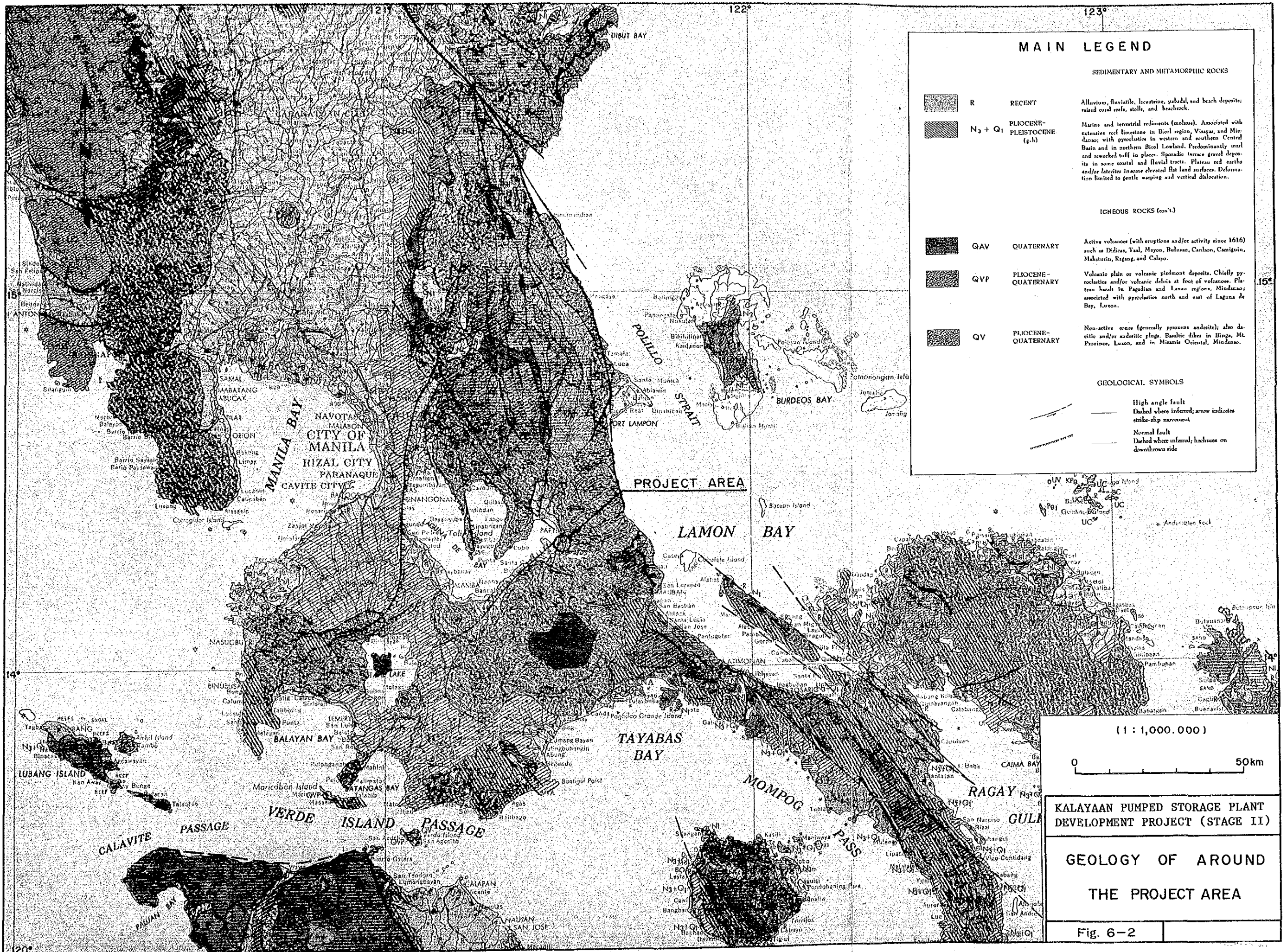
0 1 2 3 Km

KALAYAAN PUMPED STORAGE POWER PLANT (2nd Stage) DEVELOPMENT PROJECT

TOPOGRAPHY OF AROUND THE PROJECT AREA

Fig. 6 - 1





**MAIN LEGEND**

SEDIMENTARY AND METAMORPHIC ROCKS

- R**    **RECENT**    Alluvium, fluvialite, lacustrine, paludal, and beach deposits; raised coral reefs, atolls, and beachrock.
- N<sub>3</sub> + Q<sub>1</sub>**    **PLIOCENE-PLEISTOCENE (t-h)**    Marine and terrestrial sediments (molasse). Associated with extensive reef limestone in Davao region, Visayas, and Mindanao; with pyroclastics in western and southern Central Basin and in northern Bicol Lowland. Predominantly mud and reworked tuff in places. Sporadic terrace gravel deposits in some coastal and fluvial tracts. Plateau red earths and/or laterites in some elevated flat land surfaces. Deformation limited to gentle warping and vertical displacement.

IGNEOUS ROCKS (con't.)

- QAV**    **QUATERNARY**    Active volcanoes (with eruptions and/or activity since 1616) such as Didicas, Taal, Mayon, Bulusan, Canlon, Camiguin, Makaturin, Rigson, and Calayo.
- QVP**    **PLIOCENE-QUATERNARY**    Volcanic plain or volcanic piedmont deposits. Chiefly pyroclastics and/or volcanic debris at foot of volcanoes. Plateau basalt in Pagadian and Lanao regions, Mindanao; associated with pyroclastics north and east of Laguna de Bay, Luzon.
- QV**    **PLIOCENE-QUATERNARY**    Non-active cones (generally pyroxene andesite); also dacitic and/or andesitic plugs. Basaltic dikes in Binz, Mt. Province, Luzon, and in Misamis Oriental, Mindanao.

GEOLOGICAL SYMBOLS

- High angle fault
- Dashed where inferred; arrow indicates strike-slip movement
- Normal fault
- Dashed where inferred; hachures on downthrown side

(1 : 1,000,000)

0 50km

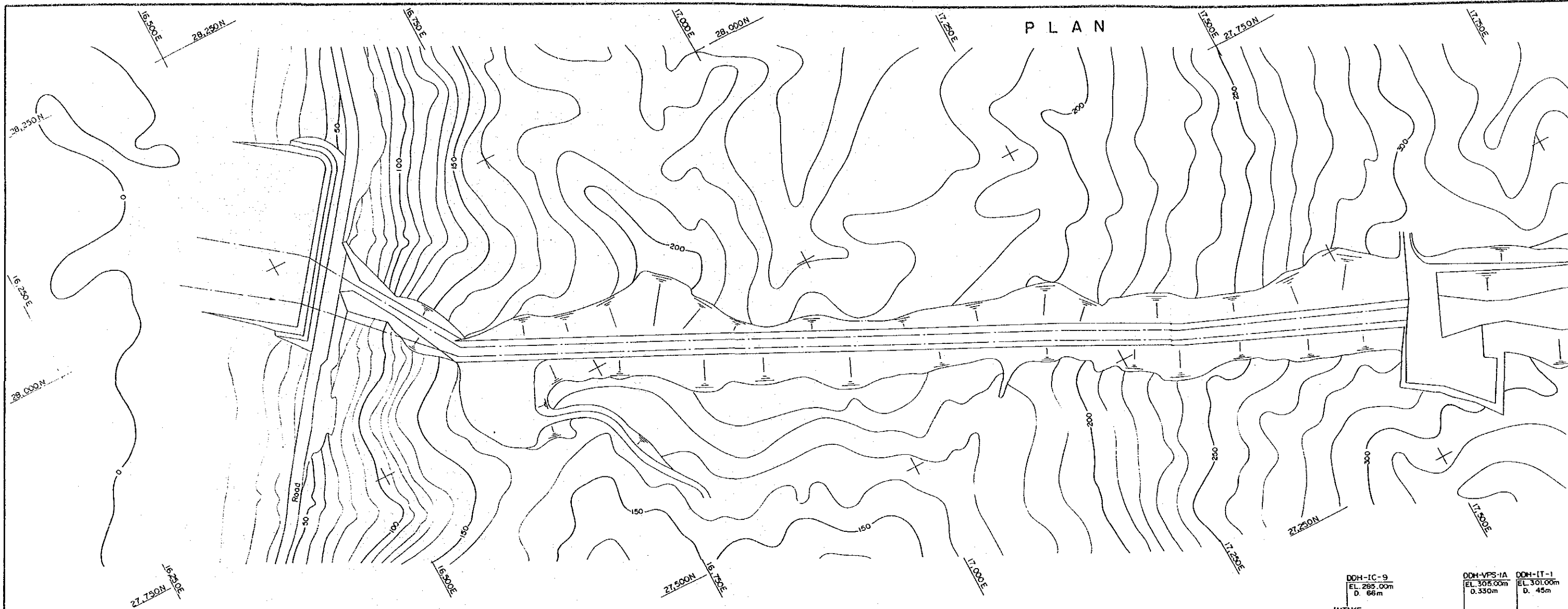
**KALAYAAN PUMPED STORAGE PLANT DEVELOPMENT PROJECT (STAGE II)**

**GEOLOGY OF AROUND THE PROJECT AREA**

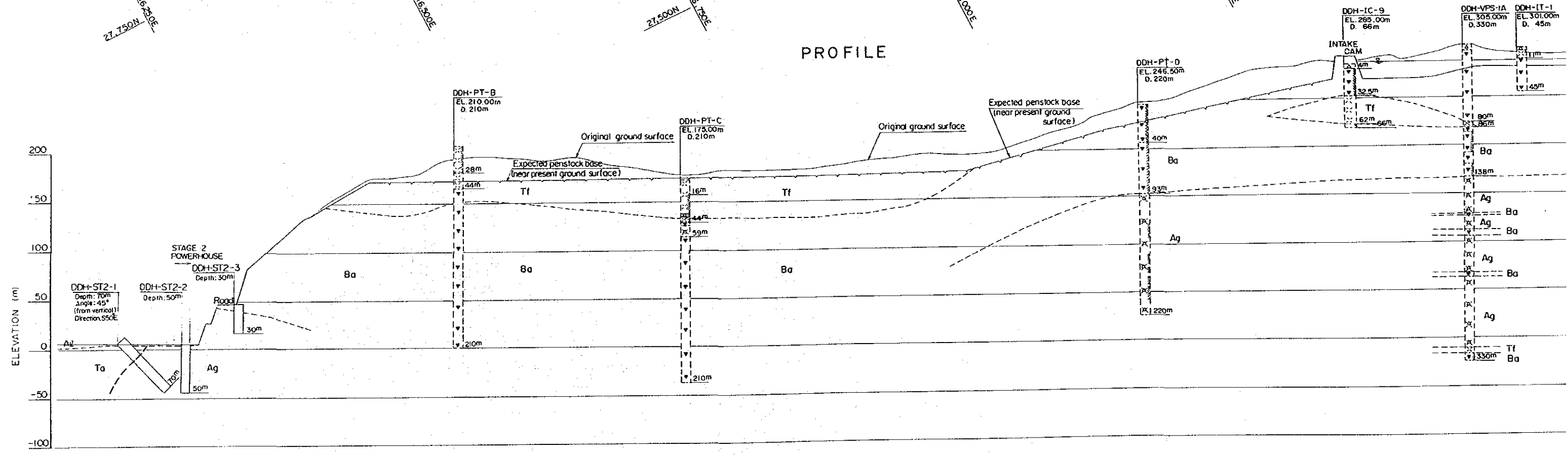
Fig. 6-2



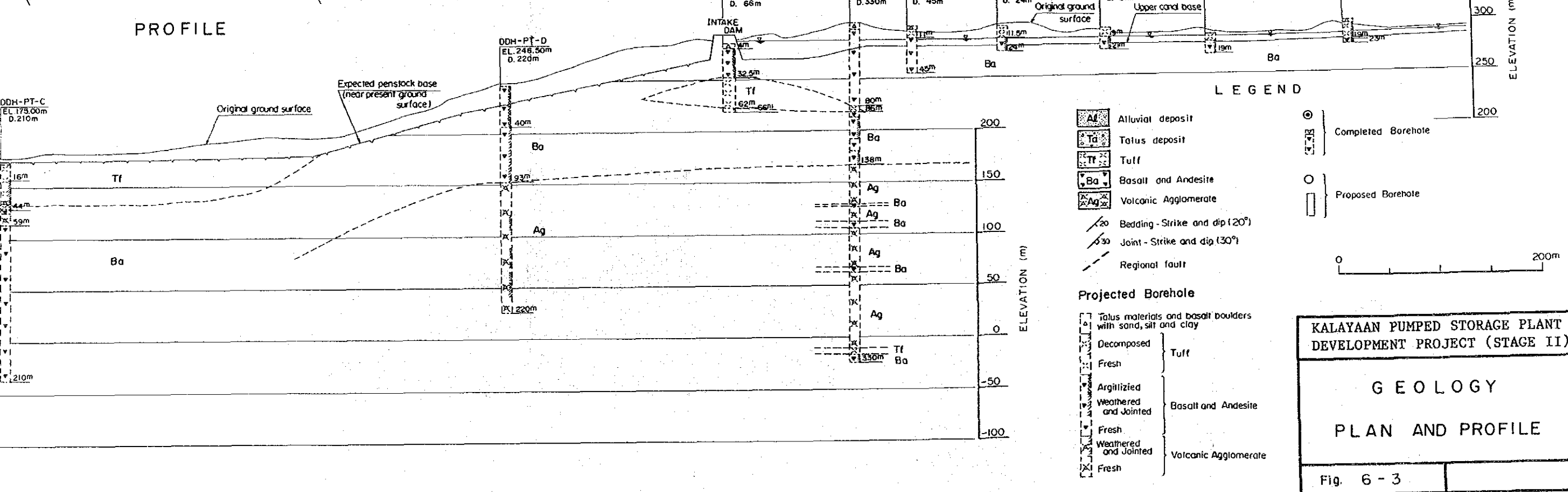
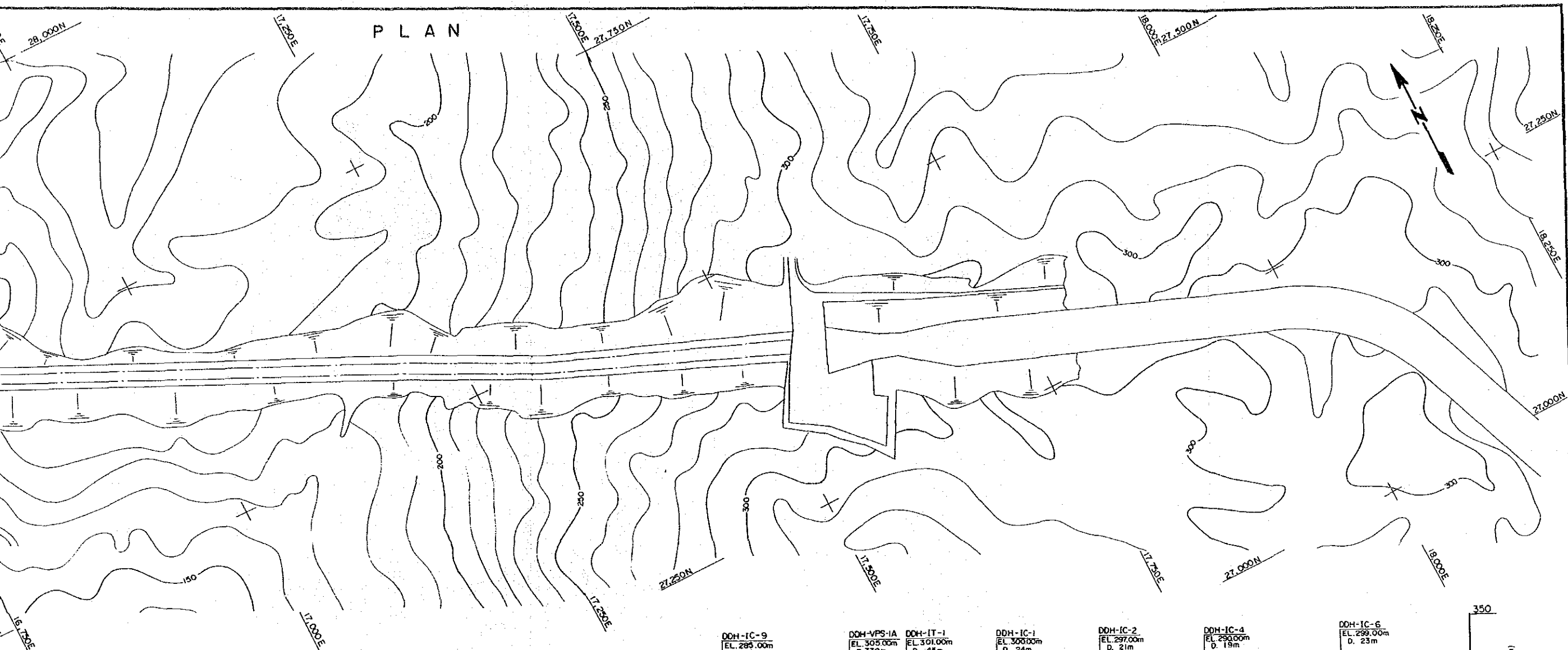
PLAN



PROFILE







KALAYAAN PUMPED STORAGE PLANT  
DEVELOPMENT PROJECT (STAGE II)

## GEOLOGY

### PLAN AND PROFILE

Fig. 6 - 3



DDH-STII-1

DDH-STII-2

DDH-STI-3

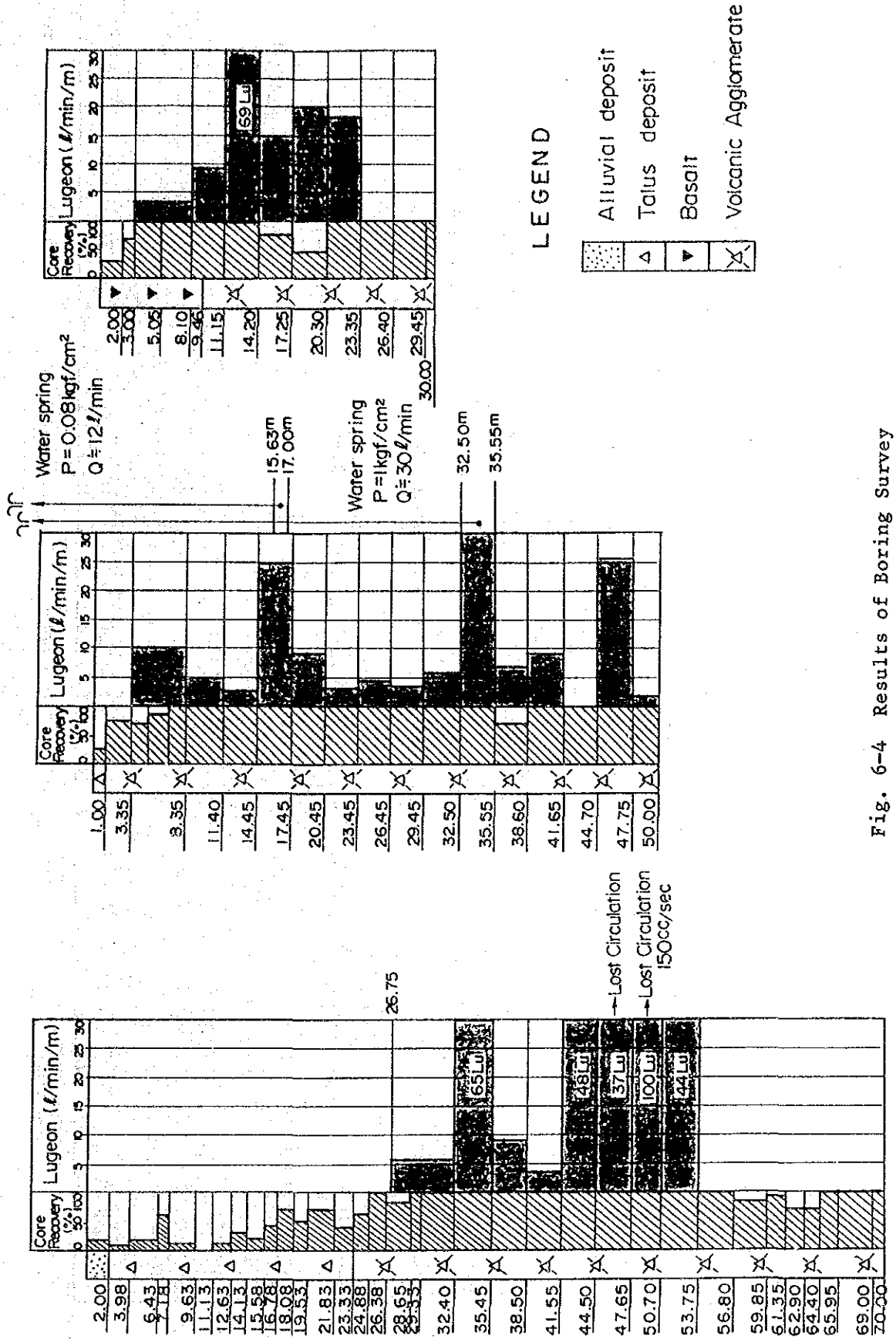


Fig. 6-4 Results of Boring Survey

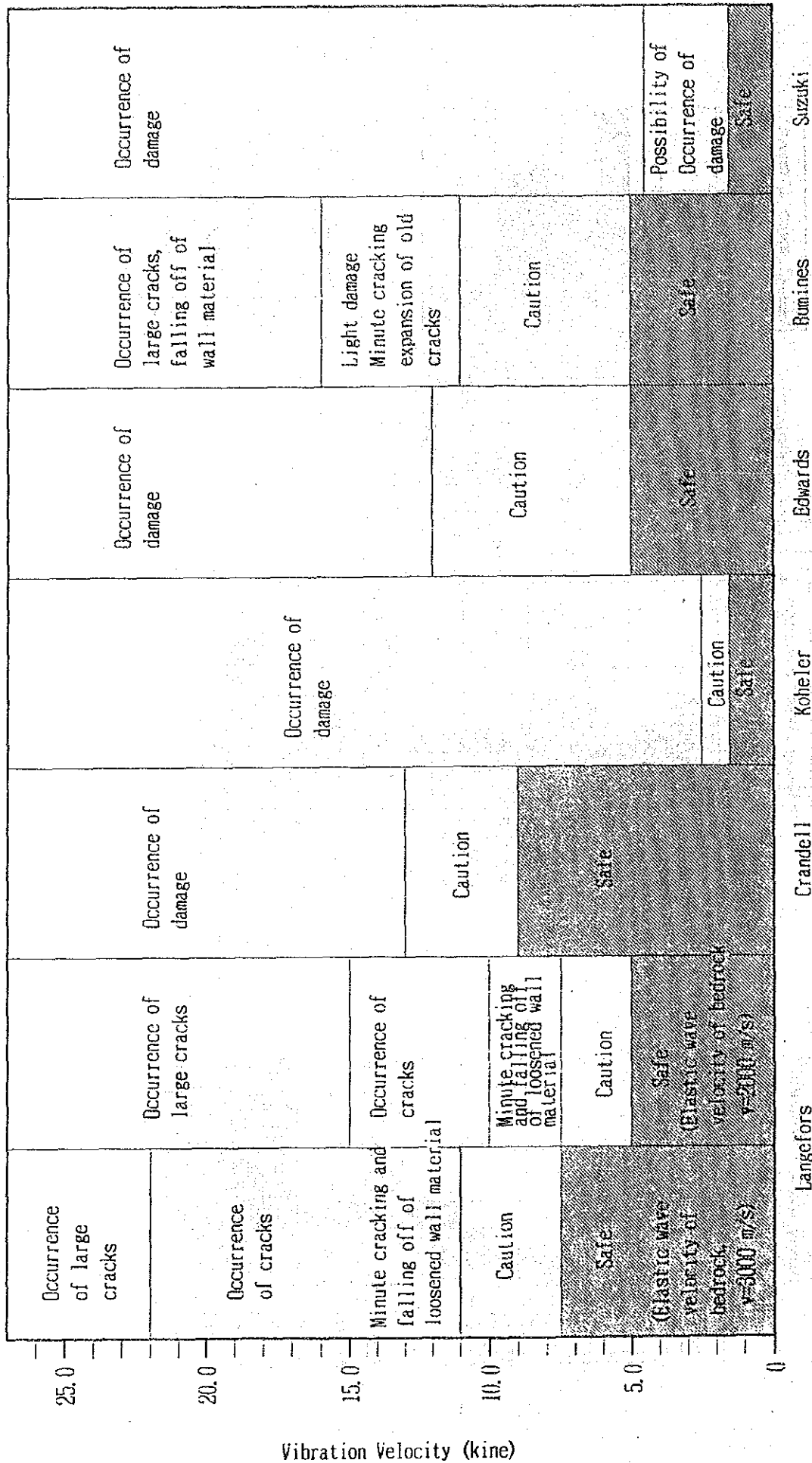
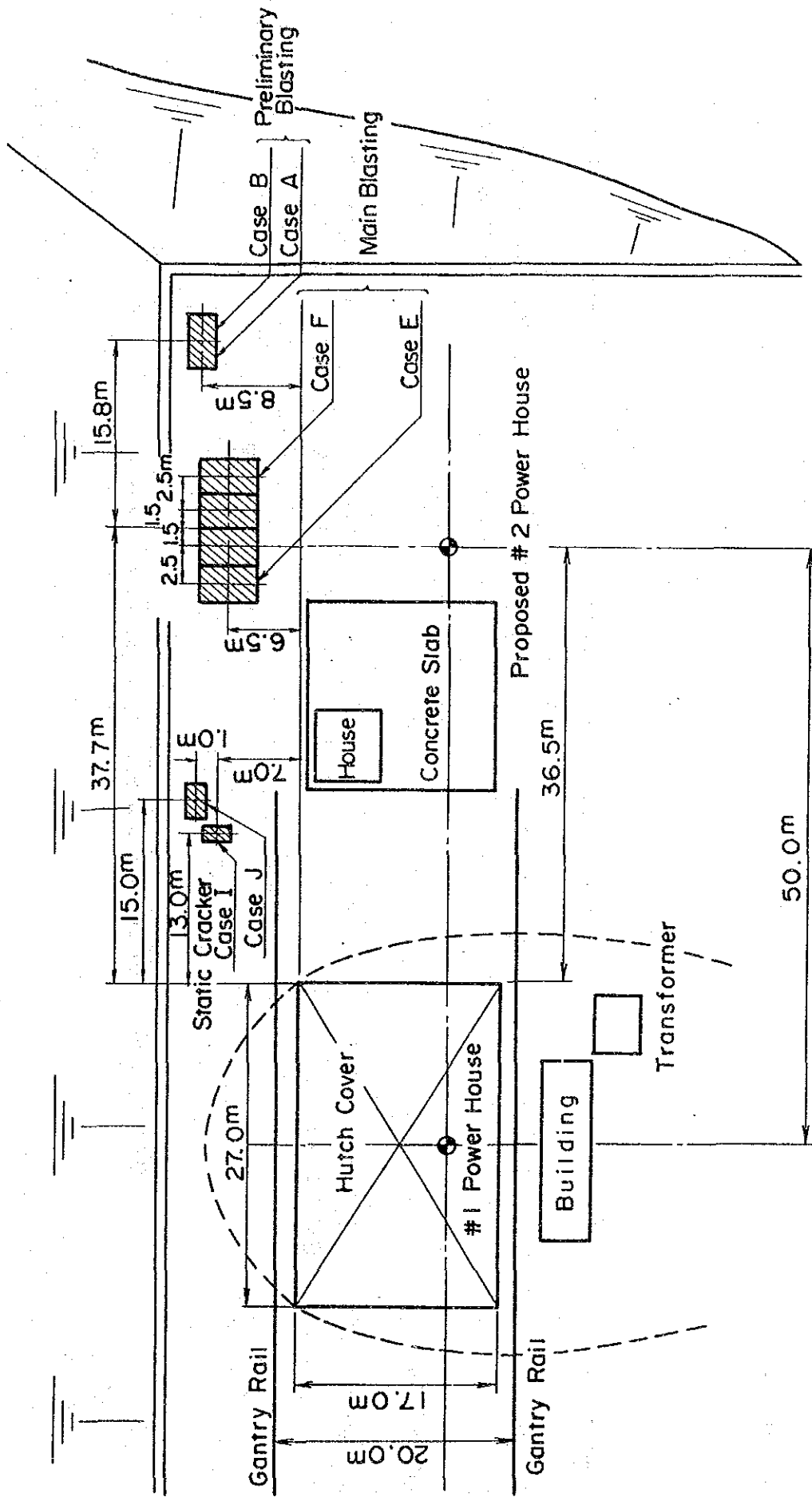


Fig. 6-5 Intensity of Blasting Vibration and Damage Caused



PLAN (S=1/500)

Fig. 6-6 Blasting Test Area

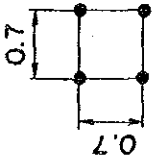
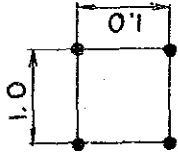
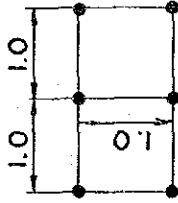
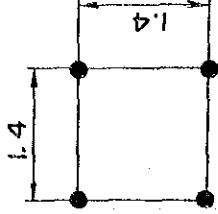
Case	A	B	E	F
Blasting Pattern				
Explosive Used	Conventional Dynamite	Conventional Dynamite	Conventional Dynamite	Conventional Dynamite
Charge	75g x 2.5rods/hole x 4holes = 750g	75g x 4rods/hole x 4holes = 1200g	75g x 4rods/hole x 6holes = 1800g	75g x 7rods/hole x 4holes = 2100g
Depth of Drilling	1.3m	1.3m	1.3m	1.5m
Diameter of Drilling	35mm	35mm	35mm	70mm

Fig. 6-7 Preliminary and Main Blasting Test Pattern

Case	I	J
Blasting Pattern		
Explosive Used	Static Cracker (calmmite)	Static Cracker (calmmite)
Charge	1.36kg/m x 1.5m x 12 holes = 24.48 kg	5.46kg/m x 1.5m x 8 holes = 65.52 kg
Depth of Drilling	1.5m	1.5m
Diameter of Drilling	35 mm	70 mm

Fig. 6-8 Static Cracker Test Pattern

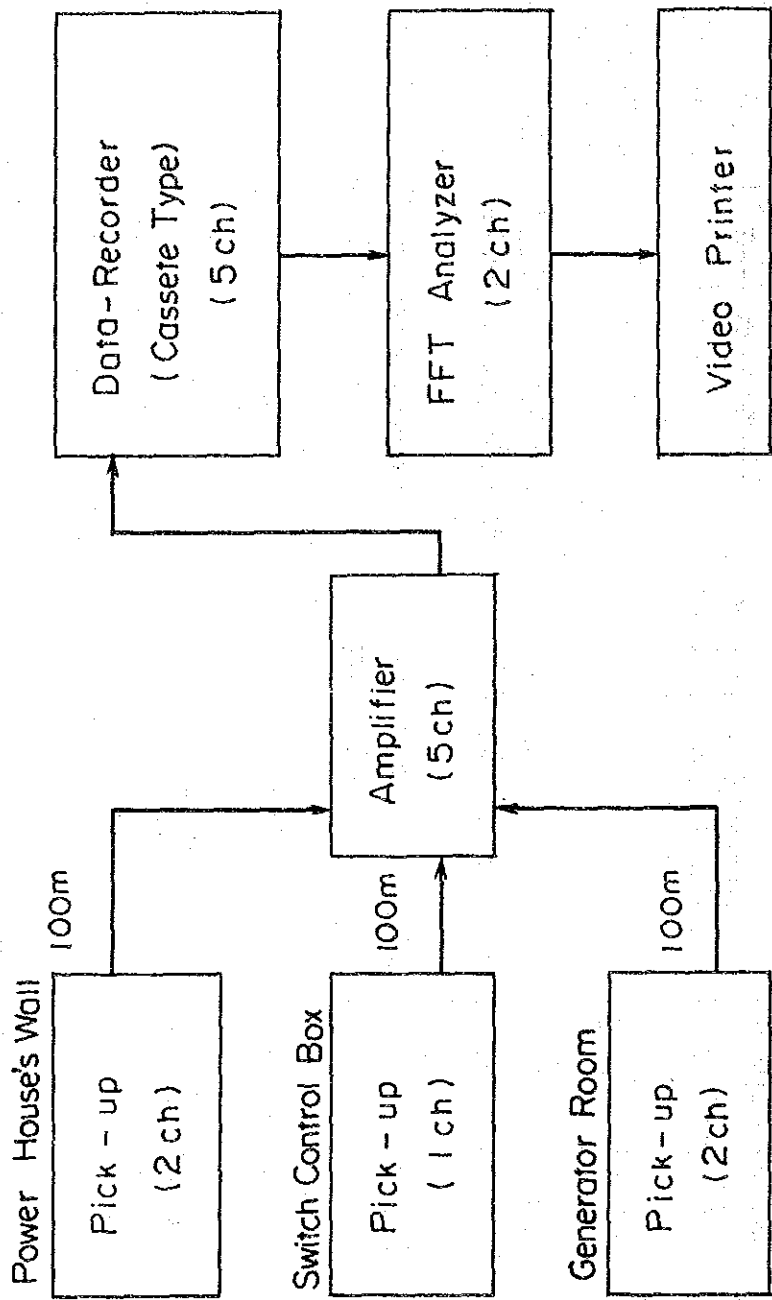


Fig. 6-9 Measuring Instruments Configuration



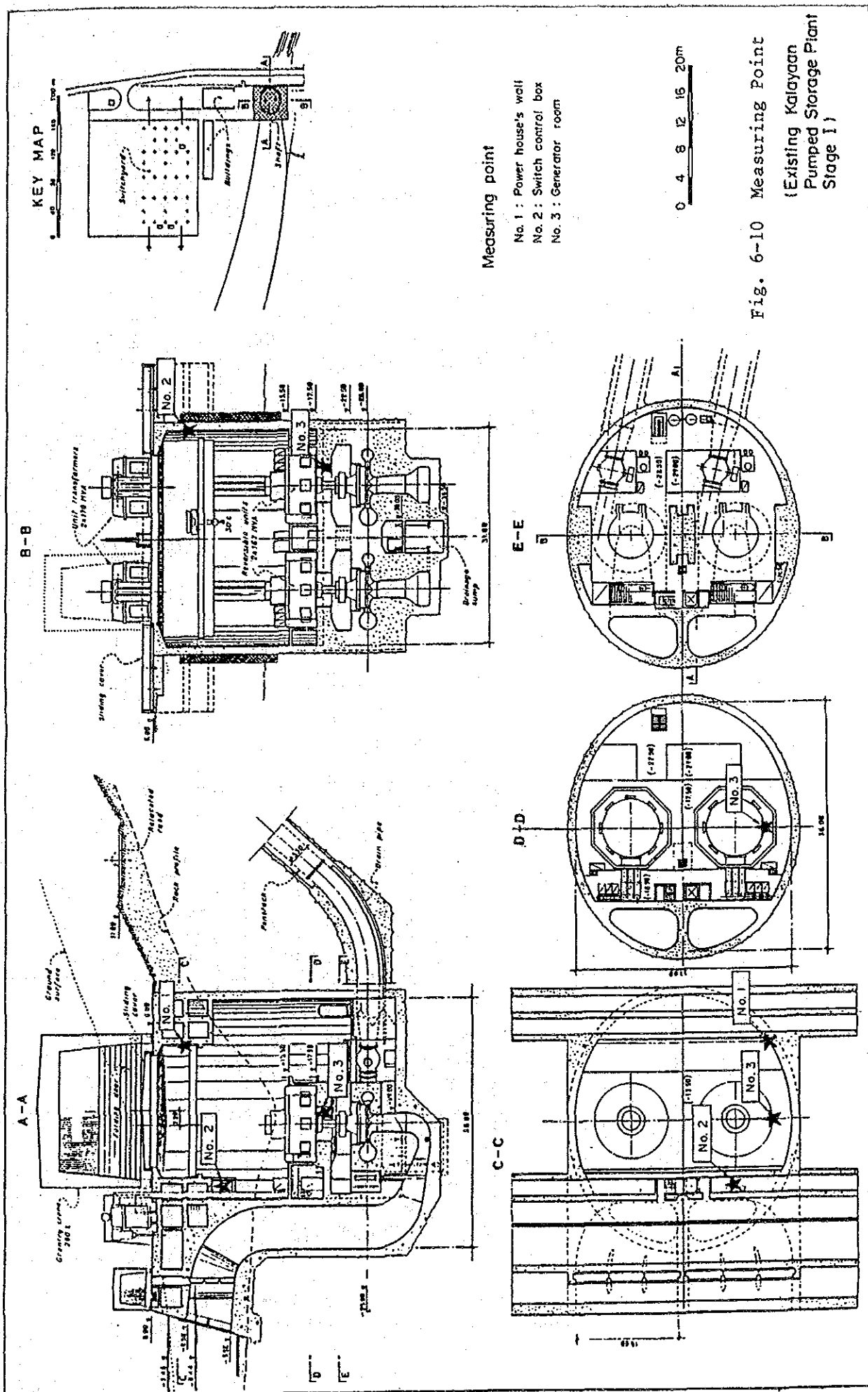


Fig. 6-10 Measuring Point  
(Existing Katayaan Pumped Storage Plant Stage I)

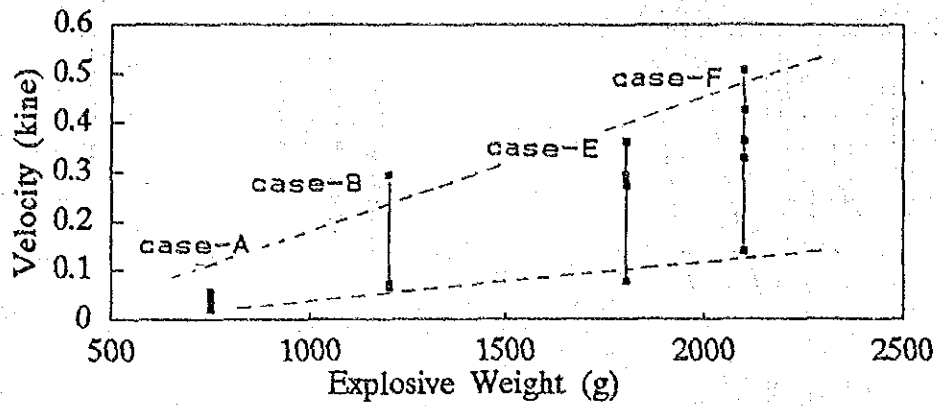


Fig. 6-11 KALAYAAN P.S.P.P. (II) Blasting Test Explosive Weight - Velocity

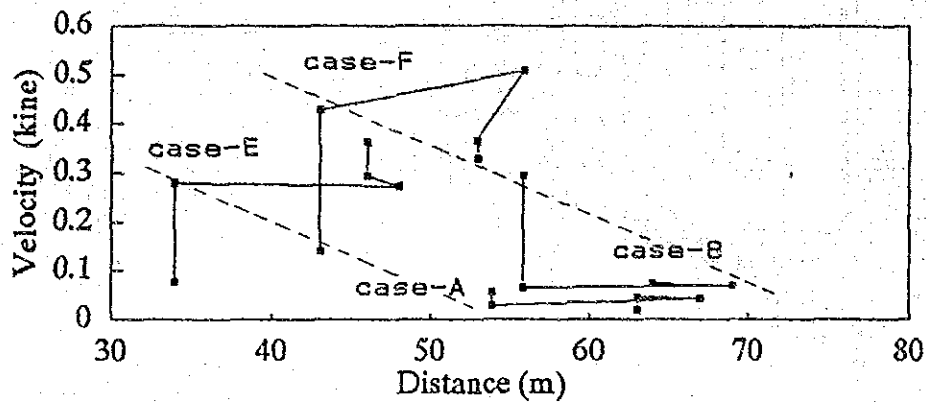


Fig. 6-12 KALAYAAN P.S.P.P. (II) Blasting Test Distance - Velocity

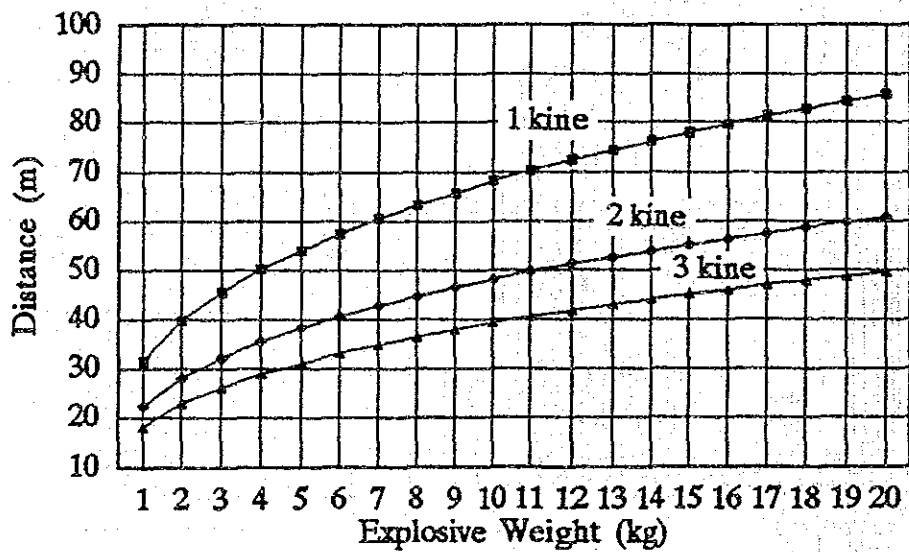


Fig. 6-13 KALAYAAN P.S.P.P. (II) Blasting Test Explosive Weight - Distance - Velocity

## 第 7 章 地 震



## 第7章 地 震

### 7.1 フィリピン国の地震活動特性の概要

#### (1) 地震の発生機構

フィリピン諸島は、Fig 7-1 に示すようにフィリピン海プレートおよびユーラシア・プレートという、二大構造プレート (tectonic plate) の境界付近に位置している。これらの二大構造プレートのうち、東側に位置しているフィリピン海プレートは、更にその東側から、太平洋プレートによって、年間約7 cmの割合で押されているためにフィリピン海プレートとユーラシア・プレートの接合部分では、ユーラシア・プレート側へ、年間約3 cmの割合でもぐり込みが生じている。また、ユーラシア・プレートの構造運動の北東方向成分の運動のため、Palawan島と Mindoro島及び Zamboanga半島北部とMindanao島西部が活発な衝突をくり返している。

フィリピン国における地震活動性の高さは、これらの構造プレートの相互作用やフィリピン断層に沿った相対変位および他の活断層に沿った構造運動等に起因するものである (Fig. 7-2)。

#### (2) 地震活動特性

1897年から1989年までの93年間に、計画地点を中心に半径約600km以内で生じた1,182の地震の震央位置 (epicenter)を Fig. 7-3に示す。これらの震央をマグニチュード別に示したものが Fig. 7-4(1)~(5)である。

これらの震央分布から、フィリピン国において地震活動性が高いのは、その東部に位置している東部Mindanao, Samar島および Leyte島であることが分るが、これはフィリピン海溝に沿った構造プレートのもぐり込みに起因するものである。また、その他に北部 LuzonやLubang島や Mindoro島の周辺にも比較的地震活動性の高い領域が存在していることが分る。

### 7.2 設計震度

#### (1) 計画地点の最大加速度の評価

設計震度の決定のために、統計的手法によって計画地点の最大加速度の評価を行った。ここで用いた地震データは、現地調査時に NAPOCORより入手したデータであり、1897年から1989年までの1,182個の地震データである。また、最大加速度の評価の際

しては、次に示す4種類のモデルを用い、モデル毎に計算される最大加速度から、様々な再現期間に対応する確率地震加速度を求めた。次頁にその値を示す。

① 河角式

$$M_k = 2 (M_n - 4.85)$$

$$R_n = \sqrt{d^2 + \Delta_n^2}$$

$$R_{100} = \sqrt{100^2 + \Delta_n^2}$$

$$\Delta_n \geq 100\text{km} ; I_n = M_k - 0.00183 (\Delta_n - 100) - 4.605 \log_{10} \frac{\Delta_n}{100}$$

$$\Delta_n < 100\text{km} ; I_n = M_k - 0.01668 (R_n - R_{100}) - 2 \log_{10} \frac{R_{100}}{R_n}$$

$$I_n \leq 5.5 ; \alpha_n = 0.45 \times 10^{0.5 I_n}$$

$$I_n > 5.5 ; \alpha_n = 18.849 \times 10^{0.2041 I_n}$$

ここで、 $M_n$  : マグニチュード,  $d$  : 震源深さ (km),  $\Delta_n$  : 震央距離 (km)

$R_n$  : 震源距離 (km),  $I_n$  : 気象庁震度階,  $\alpha_n$  : 最大加速度 (gal)

② 岡本式

$$i = \frac{\Delta_n + 40}{100} (-7.604 + 1.7244 M_n - 0.1036 M_n^2)$$

$$\alpha_n = 640 \times 10^i$$

ここで、 $M_n$  : マグニチュード,  $\Delta_n$  : 震央距離 (km),  $\alpha_n$  : 最大加速度 (gal)

③ Esteva - Rosenbluth 修正式

$$\alpha_n = \frac{110e^{0.8 M_n}}{R^{1.6}}$$

ここで、 $M_n$  : マグニチュード,  $R$  : 震源距離 (km),  $\alpha_n$  : 最大加速度 (gal)

④ 建設省 新耐震設計法（1種地盤）式

$$\alpha_n = 28.5 \times 10^{0.207M_n} \times \Delta_n^{-0.598}$$

ここで、 $M_n$  : マグニチュード,  $\Delta_n$  : 震央距離 (km),  $\alpha_n$  : 最大加速度 (gal)

(2) 設計震度

統計的手法による最大加速度の評価の結果は、再現期間 (Return period)

$T = 1000$  年に対し、 $\alpha_n = 80$  galである。

これより判断すると、計画地点の水平方向設計震度は  $K_H = 0.10g$  が妥当と考えられる。

一方、既設発電所（第1期計画）の設計に際して用いられた水平方向設計震度は  $K_H = 0.15g$  である。

これらより総合的に判断して、計画地点の水平方向設計震度  $K_H = 0.15g$  とする。

Maximum Accelerations for Return Periods  
(unit:gal)

Model No.	Return Period (Year)									
	2	10	20	30	50	100	200	300	500	1000
① Kawasumi	3	20	28	33	38	46	54	59	64	72
② Okamoto	3	20	27	32	37	45	53	57	63	70
③ Estuva & Rosenbluth (modified)	3	18	25	30	35	42	49	53	58	66
④ Ministry of Construction	3	22	31	36	42	51	60	65	71	80

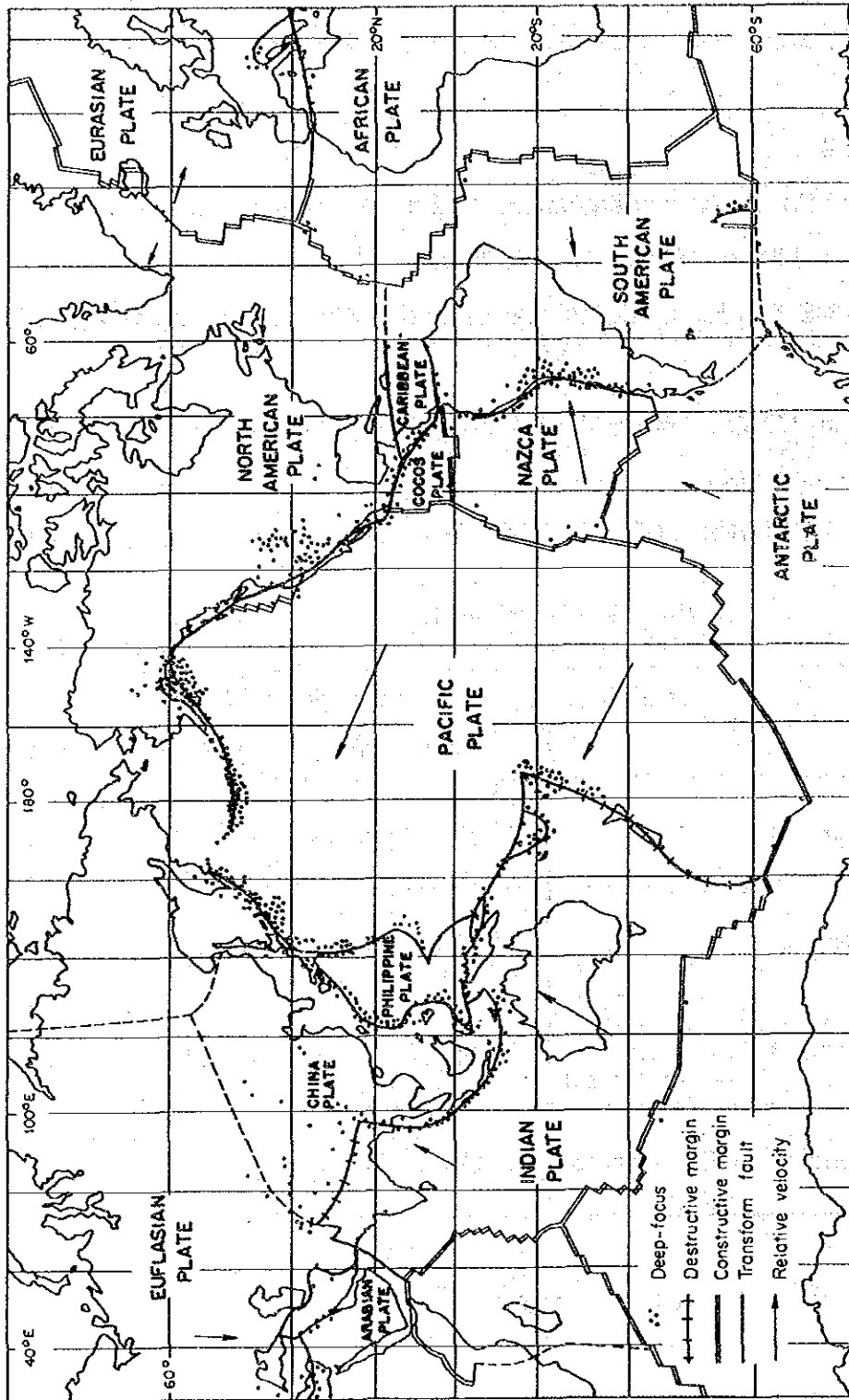


Fig. 7-1 Tectonic Plates in the World



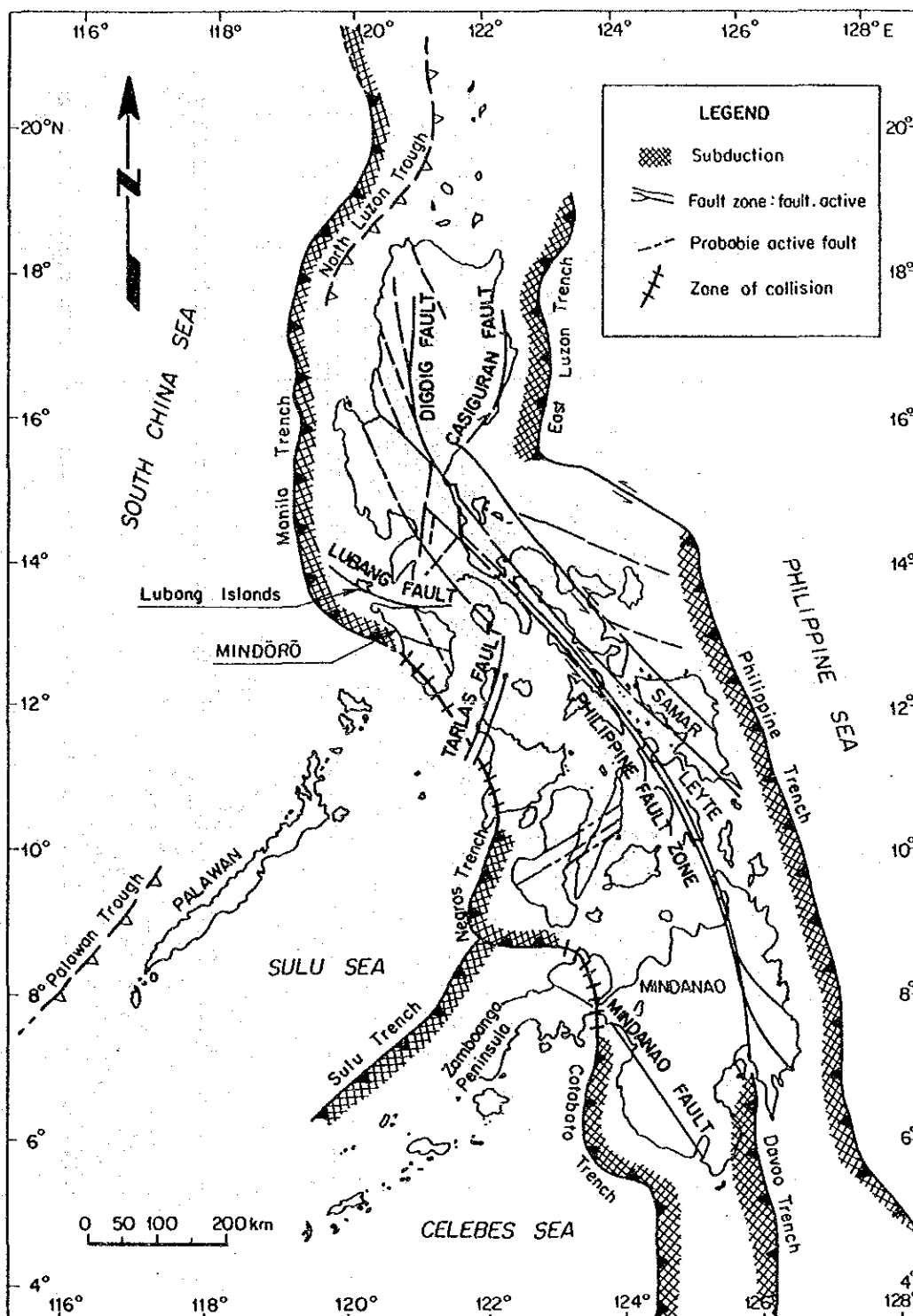


Fig. 7-2 Distribution of Earthquake Generators in the Philippines

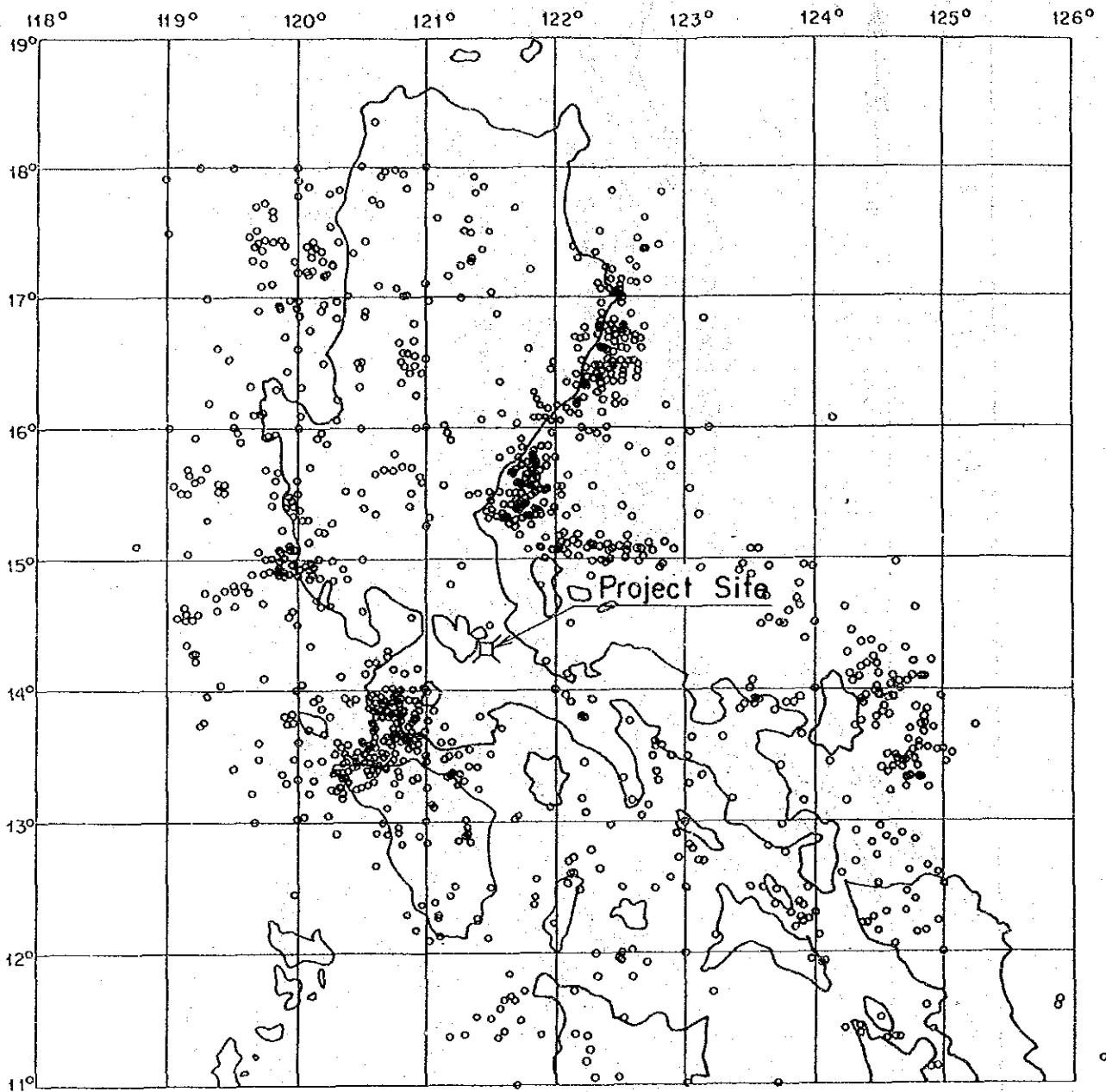


Fig. 7-3 Seismicity around the Project Site during 1897 - 1989

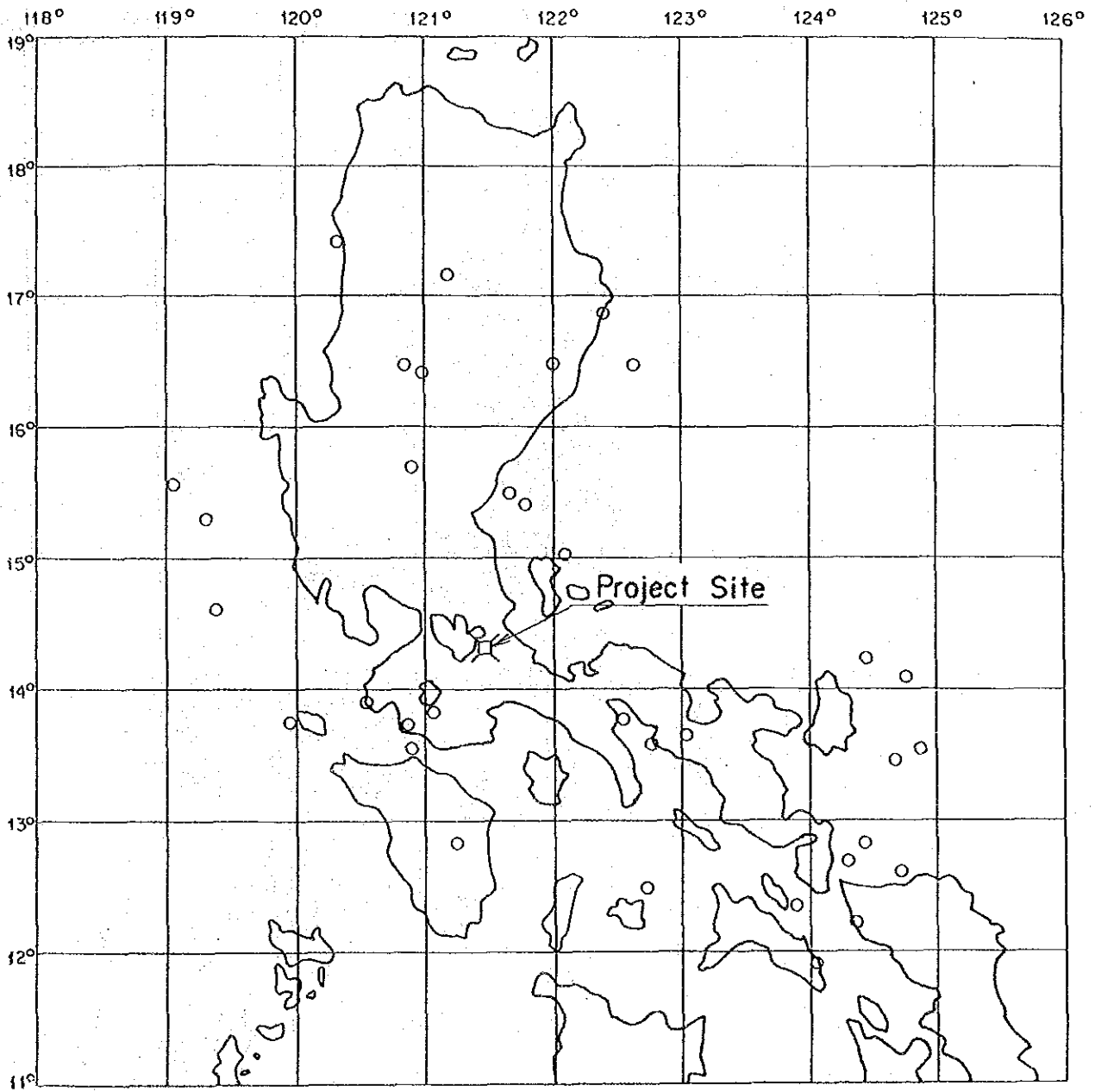


Fig. 7-4 (1) Seismicity around the Project Site during 1987 - 1989  
( $3.0 \leq M < 4.0$ )

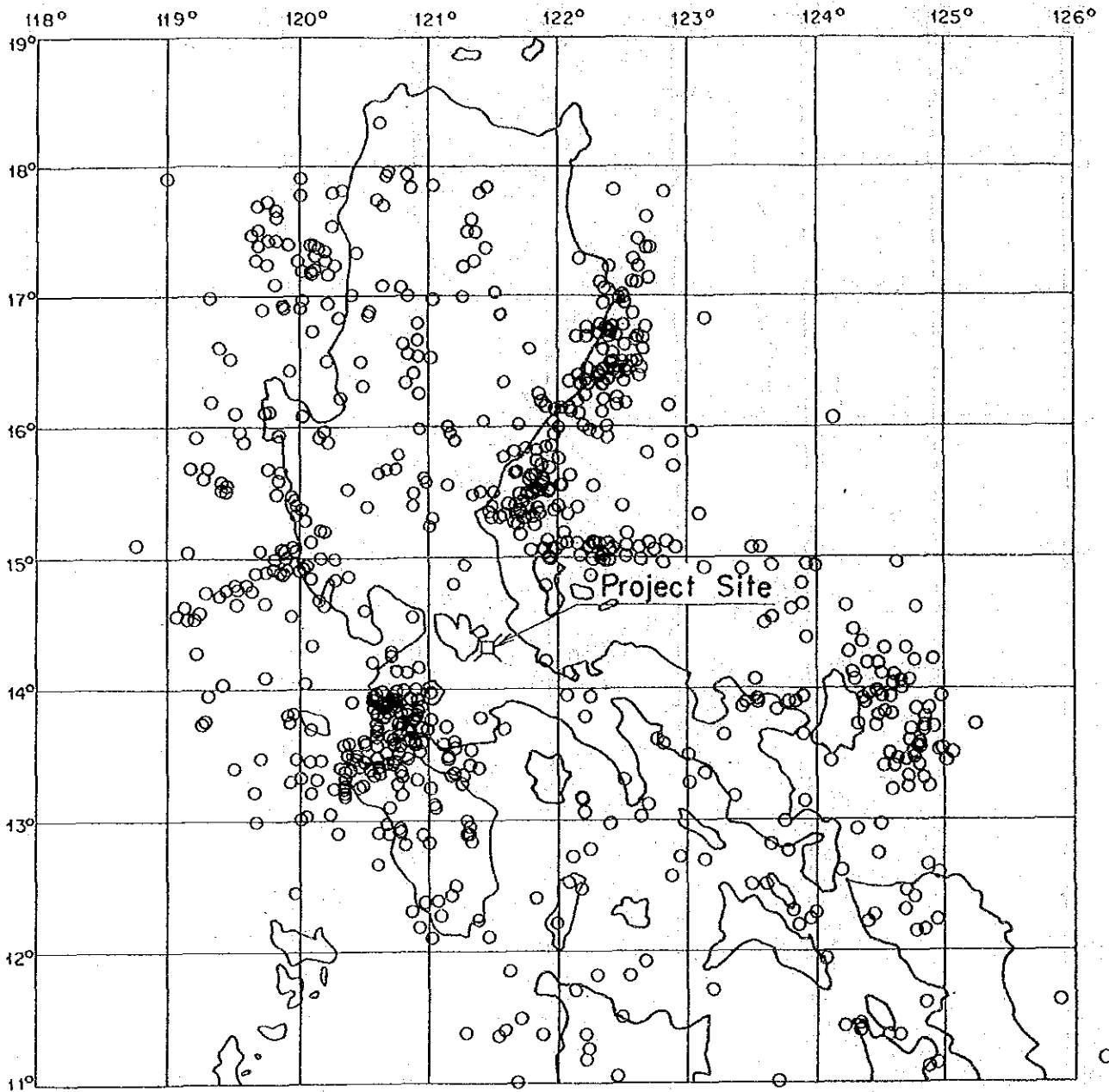


Fig. 7-4 (2) Seismicity around the Project Site during 1897 - 1989  
( $4.0 \leq M < 5.0$ )

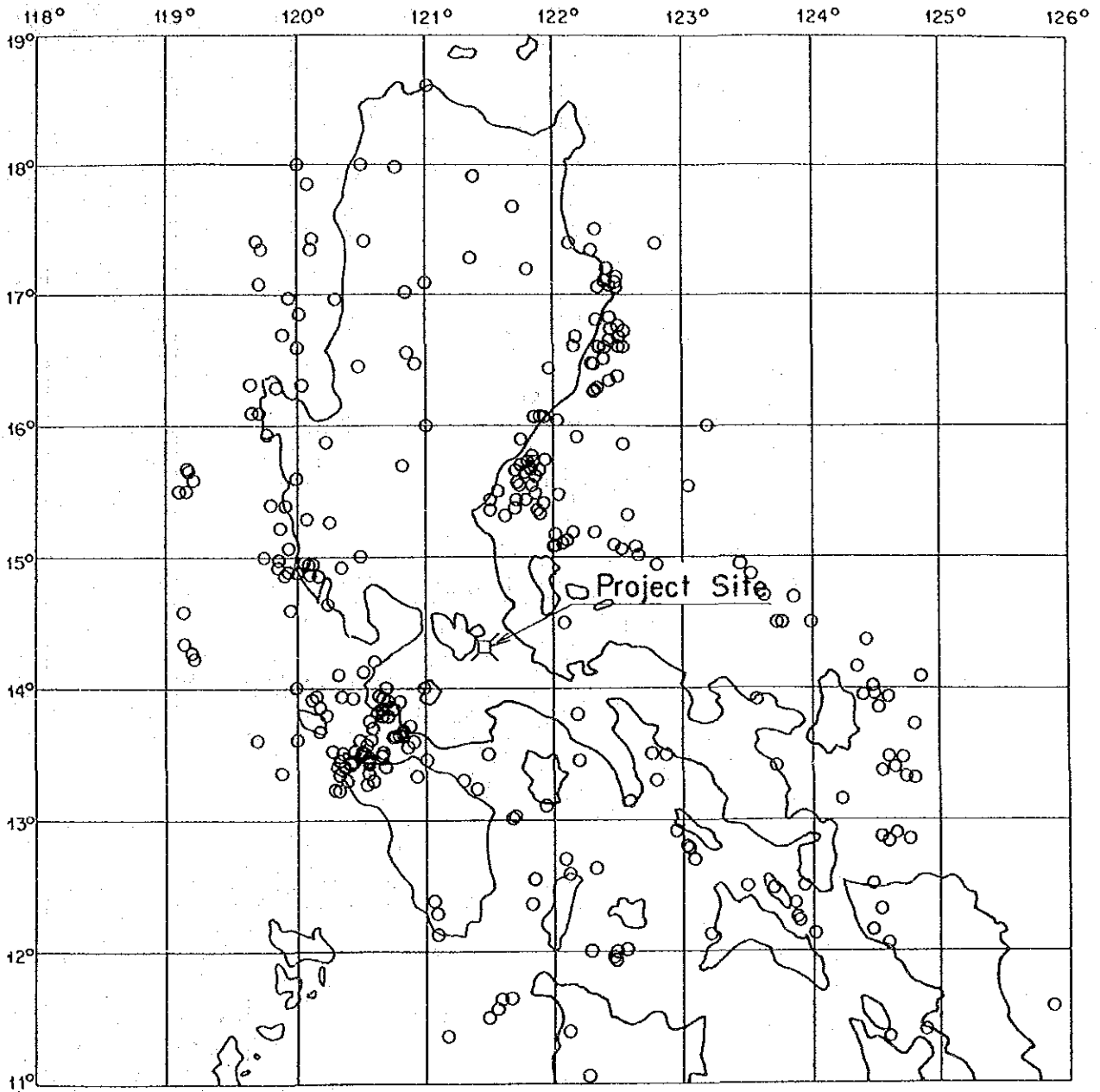


Fig. 7-4 (3) Seismicity around the Project Site during 1897 - 1989  
 $(5.0 \leq M < 6.0)$

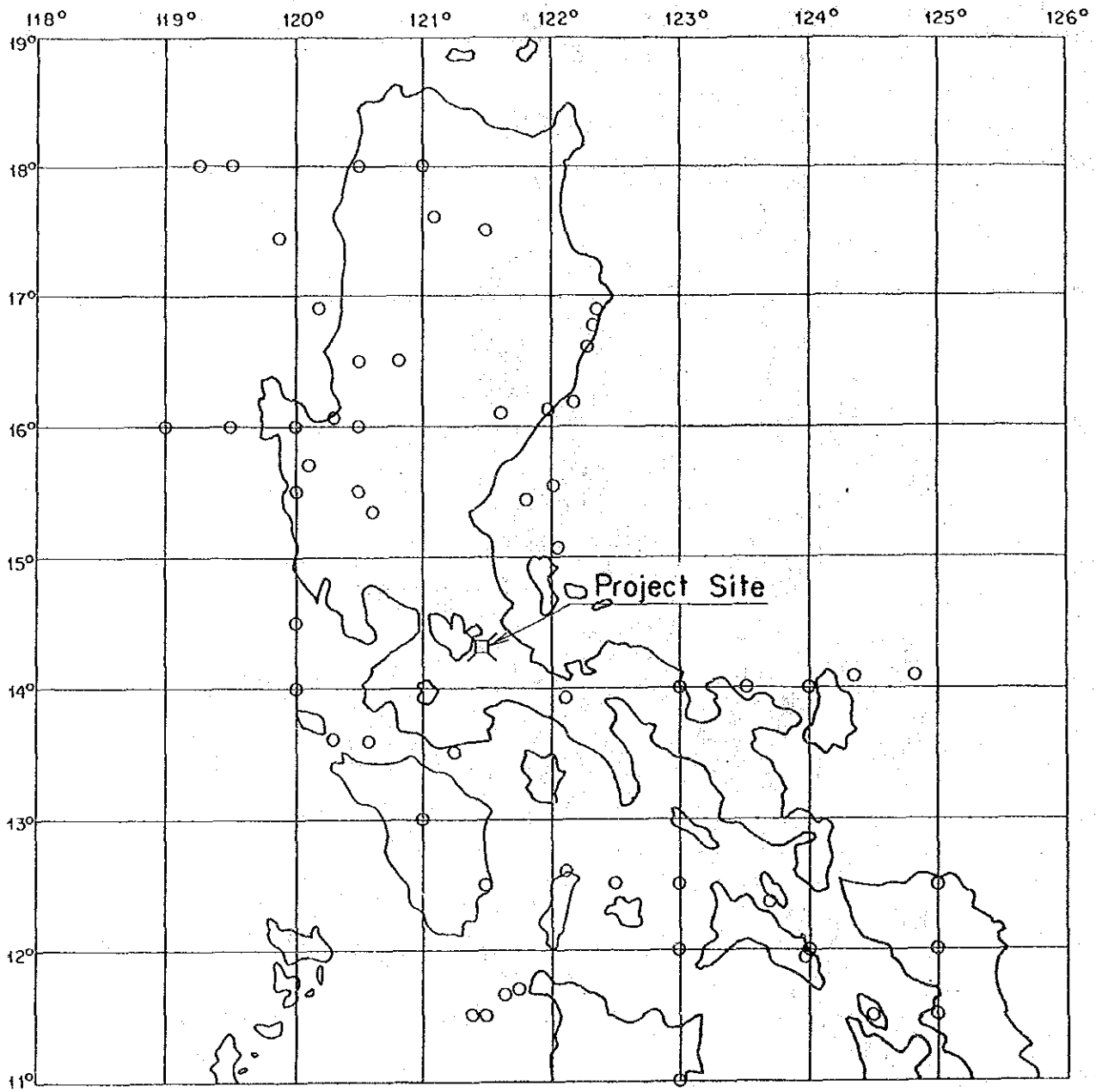


Fig. 7-4 (4) Seismicity around the Project Site during 1897 - 1989  
 $(6.0 \leq M < 7.0)$

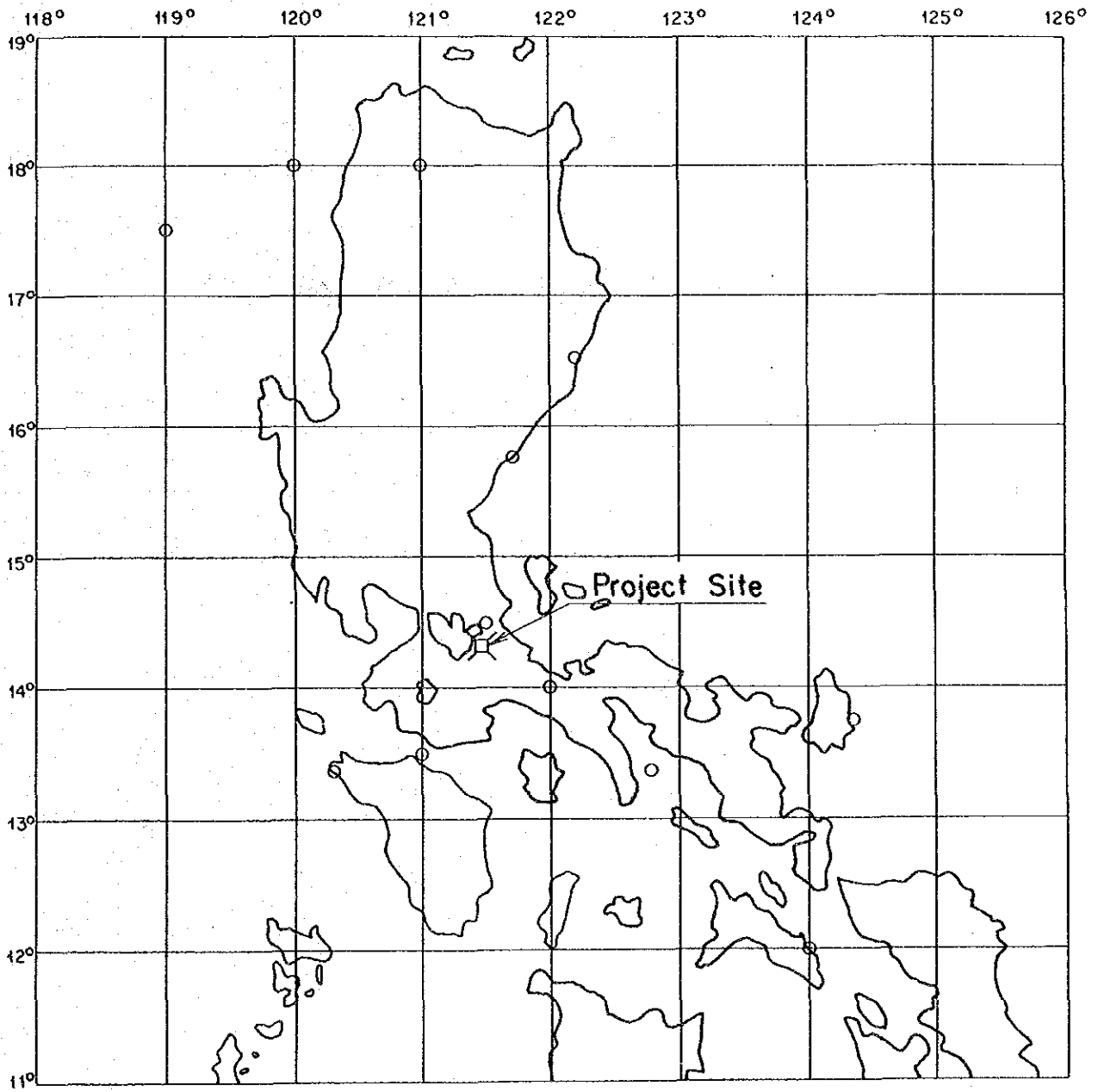


Fig. 7-4 (5) Seismicity around the Project Site during 1897 - 1989  
( $7.0 \leq M < 8.0$ )





## 第 8 章 開 発 計 画



## 第8章 開発計画

### 8.1 開発規模

発電ピーク持続時間として6時間の揚水発電所を Kalayaan地点に想定すると、Caliraya貯水池の容量から考えて、最終ステージで約 2,000 MW までの開発が可能である。しかし、この規模は 1990年代後半に必要なピーク電源としては大き過ぎる。

従って、電源のベストミックスという観点から、至近年の揚水発電所の開発規模を検討した。第4章 4.1で述べたように将来の Luzon系統での平日のオフピーク電力はピーク電力の60%前後、日負荷率は80%程度と予想される。

負荷率はいわば、その日の平均電力に該当するもので残りの約 20%がピーク性の負荷を意味している。ピーク負荷は、応答性に優れた貯水池水力、揚水、ガスタービンなどから賄なわれるべき性質のものである。

この20%のピーク性電力の約半分の10%を速応性に優れ、かつ負荷調節能力のある揚水発電所で補うものとする。

90年代後半(1996 ~2000年)のピーク電力需要は平均で 5,800 MW であることから、この時期の揚水発電所出力として、その10%の約 600MWが必要と考えられる。

現時点で既設分 300MWが運転しているため、増設分として約 300 MW の開発が望まれることが判る。従って、開発規模は 300 MW とする。

更にピーク負荷の内、揚水発電所で分担する発電エネルギーもkW同様に日間電力量の半分の10%と考えると、1990年代後半に、第1期計画、第2期計画の両計画で必要な1日当りの発電エネルギーEは次式に示すようになる。

$$E(\text{MWh}) = 5,800\text{MW} \times 0.1 \times 12\text{h}/2 = 3,480 \text{ MWh}$$

3,480MWhを第1期計画、第2期計画の合計出力 600MWで割ると、5.8h時間となり、1日の発電時間は約6時間となる。Kalayaan発電所を6時間発電運転するには、揚水効率から 8.5時間程度の揚水運転時間が必要であり、日揚水源資の不足分があれば、週間揚水で補うものとする。

なお、300 MW 開発の場合のユニット数は第9章 9.2 “系統解析”の中で適正なユニットサイズが 150 MW と述べられていることから台数は2台となる。

## 8.2 揚水源資と開発時期

第4章で行なった、需要想定と電源開発計画に基づき揚水源資と供給予備力の面から第2期計画の開発時期を検討した。

### (1) 検討条件

- ・第1期計画分の揚水源資は供給予備力確保の意味から従来通り石油火力に依るものとした。
  - ・第2期計画分の揚水源資は経済揚水という位置付けから石炭火力とした。
  - ・深夜率は60%と仮定した。
  - ・石炭火力および地熱発電所の保証出力は定格の95%とした。
- よって揚水源資は次式で与えられる。

$$\text{揚水源資} = (\text{ベース電源} \times 0.95) - (\text{ピーク需要} \times 0.6)$$

### (2) 検討結果

Table 8-1 および Fig. 8-2 に示すように経済揚水の源資は1997年以後に発生する。またこの時期、kW 供給力が低いことからガスタービンに代るピーク電源としてはもとより、負荷平準化機能を有する揚水電源投入の意義は大きい。

なお、開発ステップとしては次の2案が考えられる。

〈2段開発〉 1997年1月 揚水1ユニット 150 MW (3号機) 増設  
1997年7月 " 150 MW (4号機) 増設  
代替電源はガスタービン 2 × 188 MW

〈1段開発〉 1997年7月揚水2ユニット、2 × 150MW 3, 4号同時増設  
代替電源はガスタービン 376 MW 相当

## 8.3 揚水発電パターン

Fig. 8-3 に1997年7月のピーク日(平日)に於ける各電源の配分と揚水機の運転パターンを示す。

また、1998年の月曜から日曜までの1週間の揚水発電サイクルを Fig 8-4 に示す。

## 8.4 貯水池運用計画

貯水池の運用計画に当たって、Caliraya貯水池を中心とした既設発電所 (Caliraya, Kalayaan) の経緯および上池 (Caliraya & Lumot 貯水池) と下池 (Laguna湖) についての機能を検討し、その機能の範囲内において貯水池の運用計画を検討する。

### 8.4.1 既設々備の経緯

#### (1) Caliraya貯水池と発電所

上池の Caliraya貯水池はダム水路式の Caliraya発電所の貯水池として1938年3月より調査が開始され、1939年12月建設が開始された。第2次世界大戦中の1942年8月に Caliraya発電所2台の機器が運転開始したが、1945年3月に破壊された。修復は1945年4月より開始し、ダムは1946年に完成し、発電所は1950年3月に出力32MW (8MW×4) で運転開始している。

なお、Lumot貯水池は Caliraya貯水池の流入量の補強として1951年に築造され37km<sup>2</sup> がCaliraya貯水池に流域変更された。

#### (2) Kalayaan揚水発電所

Manila首都圏のピーク電力安定確保のため、NAPOCORは、1973年にCaliraya貯水池を上池とし、Laguna湖を下池とする大規模揚水発電開発計画の「Kalayaan Pumped Storage Plant」(ELC, EDCOP)フィジビリティ報告書を取りまとめた。

この報告は第1期300MW 最終第4期に別けて1,200MWのピーク電力を開発するものである。

第1期計画150MW×2は、1982年5月、1982年8月にそれぞれ運転開始した。

なお、第1期建設時に第2期と第3期の上部開水路、取水口、および第2期の水圧管路敷地の緩勾配部、開閉所敷地と地下通路および発電所敷地を先行して施工した。

当初の第2期開発計画は「Kalayaan Pumped Storage Plant」フィジビリティ報告書(May 1973, ELC Electroconsult, Milano, Italia)によると次のような諸元である。

諸 元

上 池 :		<u>Caliraya貯水池</u>	<u>Lumot貯水池</u>
流域面積	km <sup>2</sup>	92.	37.
満水位	m	EL 288.00	EL 290.00
低水位	m	EL 286.00	EL 286.00
有効貯水容量×10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>	22.6	22.00

下 池 : L a g u n a 湖

流域面積	km <sup>2</sup>	3.24
満水位	m	EL 0.60
低水位	m	EL -0.36
有効貯水容量×10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>	4,000.

水圧管路:

明 り 部

直径×長さ m 6.00 × 1,210

トンネル部

直径×長さ m 3.30 × 68 × 2列

発電計画:		<u>発 電 時</u>	<u>揚 水 時</u>
基準有効落差	m	282.00	289.50
最高有効落差	m	286.50	291.00
発電使用水量	m <sup>3</sup> /s	120 (60×2)	
揚水量	m <sup>3</sup> /s		96.00
最大出力	MW	300 (150×2)	
発電機容量	MVA	334 (167×2)	
定格回転数	r. p. m	300	

8.4.2 上池と下池の機能

第2期開発計画に当たって上池と下池の機能について検討する。

## (1) 上池

### (a) Lumot貯水池の機能

補助的に Lumot貯水池が存在するが次の事項により揚水発電所の上池としては機能しない。

- もともとが、Caliraya発電所の使用水量  $14.74 \text{ m}^3/\text{s}$  を対象に Lumot流域の流量を年間調整することが目的になっている。
- 両貯水池の連絡水路は直径  $2 \text{ m}$ 、水位差  $3 \text{ m}$  で  $4.1 \text{ m}^3/\text{s}$  の通水能力程度で、第1期の発電使用水量  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ 、揚水量  $96 \text{ m}^3/\text{s}$  と比較して小さい。従って、揚水発電運転時の Lumotの Caliraya 貯水池に対する補給または貯水の補助的な機能はない。
- 連絡水路の増設による Caliraya貯水池との一体化計画は、Lumot貯水池の満水位が Caliraya貯水池満水位より  $2 \text{ m}$  高いため運用していく上で単純ではない。

### (b) Caliraya貯水池の機能

ダムおよび付帯構造物より貯水池の機能は次のように考慮される。

- 貯水池満水位は「カリラヤ修復計画調査報告書」(Sept. 1986, JICA)によると、現状ではダムの安定および設計洪水量から常時満水位 EL 288.0 m でなければ安全ではない。
- 貯水池の運用水位についても上記報告書によれば、現状のダム上流側斜面のコンクリートスラブのクラックに対するダムの安全性は、最低水位 EL 286.0 m までの急激な水位変動に対しては確認されている。  
今後、現在の最低水位 EL 286.0 m をより低下させると、その EL 286.0 m 以下の時間当り水位変動は、さらに急激になり堤体の安全に好ましくない。
- 調整容量は、利用水位 EL 288.0 m ~ EL 286.0 m の水深  $2.0 \text{ m}$  としてその間の貯水量を、現在 NAPOCORで使用している「Caliraya Reservoir Plants Characteristic」表によると、 $22.09 \times 10^6 \text{ m}^3$  で発電設備 300MW の発電時間にして約50時間の容量がある。第5章 Fig. 5-1に Caliraya Reservoir Capacity を示す。
- 流域の年間流入量は Lumotを含めた総流入量（損失流量をのぞいた有効流量）で約  $200 \times 10^6 \text{ m}^3$  あり、発電設備 300MW 発電時間にして約 460時間の容量がある（第5章5.2.2 (1)参照）。

- 貯水池の年間蒸発量は前項の流入量の損失流量に含まれているが、水文観測の蒸発量 1,200mmより推定すると次の通りである。

貯水池の年間蒸発量 = 観測蒸発量 × 係数 × 貯水池面積

$$10,200,000\text{m}^3 = 1,200\text{mm}/1,000 \times 0.7 \times 12.2\text{km}^2 \times 1,000,000$$

なお、Lumot 貯水池の年間蒸発量は

$$5,400,000\text{m}^3 = 1,200\text{mm}/1,000 \times 0.7 \times 6.4\text{km}^2 \times 1,000,000$$

推定値の合計は総流入量の約 8%弱である。

上池の諸元は Carilaya 貯水池の機能により次のように整理する。

上池の諸元

満水位	EL 288.00 m
低水位	EL 286.00 m
利用水深	2.00 m
有効貯水容量 (継続時間)	22.09 × 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> (300MW, 50時間)
自然流入量 (継続時間)	200.00 × 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> (300MW, 460時間)

## (2) 下池

下池の機能は次のように考慮される。

- 発電放流される位置は北東部 Laguna湖の最も奥まった付近であり、水深は浅く 2 m以内である。今後も Pagsanjan河よりの流出土によって年々浅くなる傾向にある第 1 期計画の放水路工事での浚渫も延長 2 km以上にわたって実施しており、保守管理上も浚渫が必要になっている (第 5 章 5.3.3 参照)。
- Pagsanjan 河より放水口までの距離は約 2 km、河口はそれより湖に 6 km突出している。しかし、発電所放水口の位置としては水路関係の経済性から現在の位置が良い。
- 第 1 期放水路付近の Laguna湖には、水草が円形状に集まったものがいくつか見られ、揚水時の取水に草根が影響を与えることがある。
- Laguna湖の水位は、第 5 章 5.3.2 で述べているが、揚水発電計画の上で第 1 期計画の設計水位は妥当と考えられる。



下池はLaguna湖の機能より次のように整理する。

放水口位置 : 現在位置

設計水位 :

満水位 EL 3.24 m

平均水位 EL 0.60 m

低水位 EL -0.36 m

### 8.4.3 貯水池運用の検討

#### (1) 一般的運用パターン

上池の有効容量は  $22.09 \times 10^6 \text{ m}^3$  である。この貯水池が日当たりピーク発電時間と揚水時間・水位変動の一般的2つのパターンを以下に検討する。

条件

上池有効容量  $22.09 \times 10^6 \text{ m}^3$

発電運用は次のように仮定する。

機器ユニット 第1期および第2期、4台

発電スタート時水位 満水位 EL 288.0

発電流量  $Q_t$   $240.0 \text{ m}^3/\text{s}$

揚水流量  $Q_p$   $200.0 \text{ m}^3/\text{s}$

自流分  $q_i$   $0.4 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{日}$

Lumot 貯水池との水位差による流出入は考慮しない。

#### (a) 日運用のパターン

上池の日容量収支を同一にした場合について試算した。(Fig. 8-5 参照)

$T_t$	$V_o$	$V_p$	$h$	$T_p$
ピーク発電時間 Hr	使用水量 $\times 10^6 \text{ m}^3/\text{s}$	揚水水量 $\times 10^6 \text{ m}^3/\text{s}$	水位変動 $\text{m}^*$	揚水所要時間 Hr
3	2.59	2.19	287.79	3.04
6	5.18	4.78	287.57	6.64
8	6.91	6.51	287.43	9.04
9	7.78	7.38	287.35	10.25
12	10.37	9.97	287.13	13.85
15	12.96	12.56	286.90	17.44

注：\*の水位変動の貯水池容量は、満水時から使用水量を差引き発電時間に流入する自流分を加えた。(当日の最低水位)

$$V_o = 3,600 T_t \cdot Q_t \quad V_p = V_o - q_t$$

$$T_p = V_p / (3,600 \cdot Q_p)$$

前記の結果より次のように考察される。

- 1日の揚水時間が現実には9時間以内であることを考慮するとピーク発電は8時間以内に制約される。
- ピーク発電が8時間以内とすると貯水池の水位変動は0.5~0.6 m程度であり利用水深2.0mであることを考えると利用効率が悪い。従って、週間パターンによる運用を考慮し利用効率を高めることが必要である。
- ピーク発電が8時間以内の場合、貯水池の予備力としての発電時間は18時間程度ある。

(b) 週間運用のパターン

上池の週間運用を考慮し、ピーク発電を発電需要の多い月曜日から金曜日までの5日間とした場合、週末の土・日曜日の揚水はピーク発電した日の揚水時間を短縮することになる。このピーク発電した日当たりの短縮時間を検討し、ピーク発電日の増分継続時間を検討する。(Fig.8-6 参照)

$T_p$	$V_p$	$\Delta T_p$	$T_t$
週末揚水時間 Hr	揚水容量 $\times 10^6 \text{ m}^3$	揚水短縮時間 Hr/日	ピーク増分継続時間* Hr/日
9	6.48	1.8	1.69
12	8.64	2.4	2.19
18	12.96	3.6	3.19
24	17.28	4.8	4.19

注：\*の増分継続時間は揚水容量に2日分の自流分容量を加えている。

$$V_p = 3,600 Q_t \cdot T_p$$

$$\Delta T_p = T_p / 5$$

$$\Delta T_t = (V_p + 2 q_t) / (5 \times 3,600) Q_p$$

上記の結果より次のように考察される。

- 前項において揚水時間は日に9時間程度とすると、発電時間は8時間程度に制約されるとしたが、週末に24時間揚水を行うことによって、12時間の発電も可能と思われる。
- 週末の24時間揚水は池容量の利用率86%に達する。

(2) 1998年5月における週間貯水池運用

8.3 節に述べている、1998年の年間で需要の高い5月の平日における1週間の揚水発電サイクルの貯水池運用パターンを以下に検討した。

諸元は次の通りである。

上池有効容量	$22.09 \times 10^6 \text{ m}^3$
機器ユニット	第1期および第2期、4台
発電スタート時水位	満水位 EL 288.0
発電出力 P	$4 \times 150 \text{ MW}$
発電流量 Q <sub>t</sub>	$4 \times 62 \text{ m}^3/\text{s}$
揚水入力 P <sub>p</sub>	$4 \times 159 \text{ MW}$
揚水流量 Q <sub>p</sub>	$4 \times 49.9 \text{ m}^3/\text{s}$
自流分 q <sub>i</sub>	$0.32 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{dy}$

(Table 5-1 の5月平均値)

揚水発電サイクルFig. 8-4 よりTable 8-2 に示した通り貯水池変動を求め貯水池運用パターンをFig. 8-7 に示した。

上記の結果より次の様に考察される。

- 週間の池容量の利用率は52%であり、水位の最大変動は0.91mである。
- 池容量の利用率52%に止まっているのは、運転開始2年目で十分な揚水資源であるベース火力が不足しているためと考えられる。
- 土、日曜日には週間揚水量の44%を揚水して月～金曜日間の揚水時間を短縮している。

Table 8-1 Power Development Program and Available Pumping Power

YEAR	New Power Plants (MW)	Reiter/Power decay Site (MW)	Installed capacity total base p.p.	Demand (MW)	Available pump pow.	Reserve Margin(%)			
1989 (existing)	Hydro	1227							
	Oil P.	1925							
	Geo P.	660							
	Coal P.	300							
	Gas. T	210							
	Total	4322	none	0	4322	960	2938	-850.8	47.1
1990	Hopwel GT	200							
	P. barge GT	120							
	Sub. tot.	320	none	0	4642	960	3266	-1047.6	42.1
1991	Sucat GT	30							
	New GT	300							
	Sub. tot.	330	none	0	4972	960	3520	-1200	41.3
1992	P. P Barge	27.5	Carilaya #1, #2	-16					
	BacMan Geo	110							
	Comb cyc	200							
	Sub. tot.	337.5			5293.5	1270	3787	-1065.7	39.8
1993	P. P. Barge	27.5							
	BulsanGeo	60							
	Coal#3	300							
	MaibaraGeo	10							
	Bac-Man#2	40							
	Sub. tot.	737.5	none	0	6031	1980	4069	-560.4	48.2
1994	Balo-Balo	22							
	PinatobGeo	60							
	Sub. tot.	82	GT	-105	6008	2040	4367	-682.2	37.6
1995	Jagua Geo	40	Botocan#3	-1					
	Tongo-GeoA	440	Manila#1, 2	-200					
	DelGallGeo	120	GT	-160					
	Sub. tot.	600			6247	2640	4680	-300	33.5
1996	Tongo-GeoB	440							
	Coal A-1	300	GT	-165					
	Sub. tot.	740			6822	3380	5012	203.8	36.1
1997	Coal A-2	300	Carilaya#3	-8					
	GT / P M	300	GT	-14					
	Sub. tot.	600			7400	3680	5361	279.4	38.0
1998	Coal B-1	300	P. P. Barge	-14					
	Casencan	268	Botocan, 2	16					
			Sucat #1	-150					
	Sub. tot.	568			7788	3980	5730	343	35.9
1999	Coal B-2	300							
	Comb. cyc	300	GT	-105					
	Sub. tot.	600			8283	4580	6119	679.6	35.4
2000	Comb. cyc	600	GT	-160					
			Carilaya#4	-8					
	Sub. tot.	600	Sucat #2	-200					
				8515	5180	6529	1003.6	30.4	

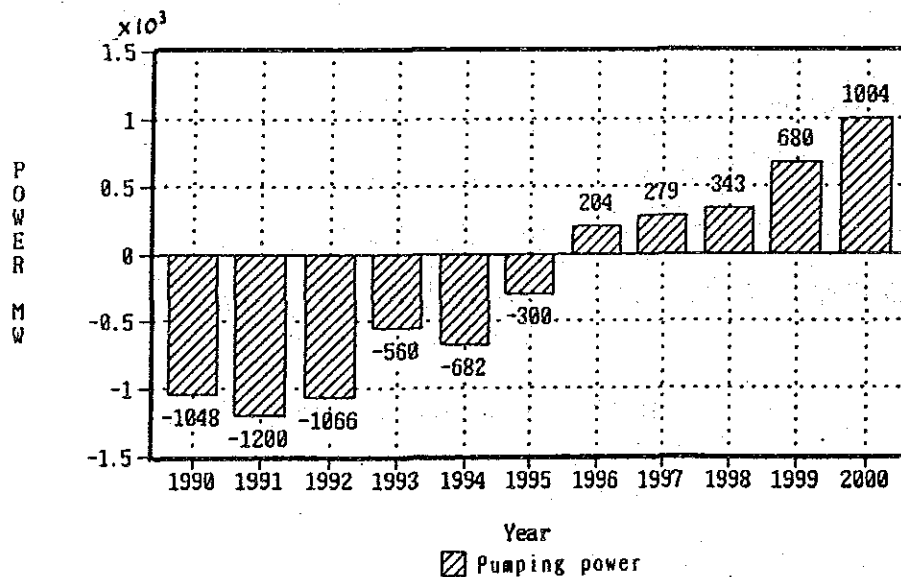


Fig. 8-2 Available Pumping Power from Base Power Plants

Table 8-2 Reservoir Operation of One Weed (May, 1998)

Week	Pumping		Generating		Inflow Zi 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Reservoir			Operation time hr	
	E Mwh	V 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	E Mwh	V 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>		Ve 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Vg 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	WL m		
Mon	3.600	4.07	2.400	3.57	0.10	17.92	74.84	287.65	0 → 7.5Pum 10 21 Gen 24	
						22.09	79.01	288.00		
						18.70	75.62	287.72		
Tue	1.800	2.03	2.800	4.17	0.10	18.74	75.66	287.72	0.5 → 7.5Pum 10 22 Gen 24	
						20.87	77.80	287.90		
						16.90	73.83	287.56		
Wed	1.800	2.03	2.800	4.17	0.10	16.93	73.85	287.57	0.5 → 7.5Pum 10 22 Gen 24	
						19.07	75.99	287.74		
						15.10	72.02	287.41		
Thu	1.800	2.03	2.800	4.17	0.10	15.12	72.05	287.41	0 → 7.5Pum 10 22 Gen 24	
						17.26	74.18	287.59		
						13.29	70.21	287.25		
Fri	1.800	2.03	2.800	4.17	0.10	13.31	70.24	287.25	0.5 → 7.5Pum 10 22 Gen 24	
						15.45	72.37	287.44		
						11.48	68.40	287.09		
Sat	2.800	3.16	0	0	0.11	11.51	68.43	287.09	0 → 8 Pum 24	
						14.78	71.70	287.38		
						—	—	—		
Sun	5.800	6.55	0	0	0.23	0.22	14.99	71.92	1 → 17 Pum 24	
						21.78	78.70	287.97		
						—	—	—		
Total	19.400	21.92	13.600	20.24	2.27	0.09	21.87	78.79	287.98	
						—	—	—		

Note : P = 2 × 300 MW, Qt = 2 × 124 m<sup>3</sup>/s  
 Pp = 2 × 318 MW, Qp = 2 × 99.8 m<sup>3</sup>/s

Inflow qi = 324,194 m<sup>3</sup>/dy

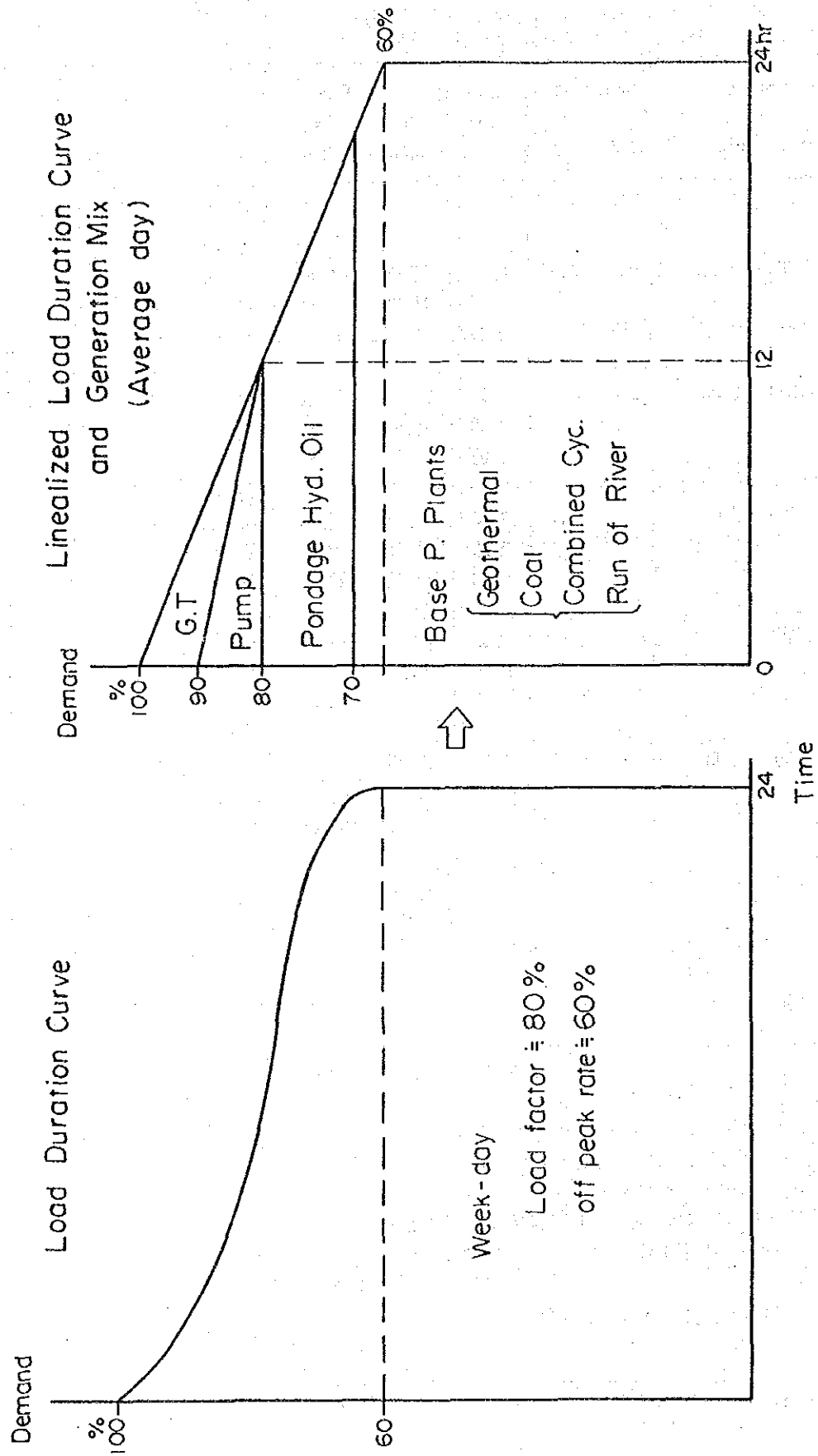


Fig. 8-1 Preferable Generation Mix in Future

{ Peak demand : 5361 MW  
 off peak rate : 60%  
 Load factor : 82%

Oil. P.	Rate	MIN	60%
BAT 1	75MW	50	45
BAT 2	150	80	90
SUC 1	150	50	90
SUC 2	200	120	120
SUC 3	200	120	120
SUC 4	300	120	180
MAL 1	300	120	180
Total	1375	660	825

Malaya unit 2 (350MW) is out of service

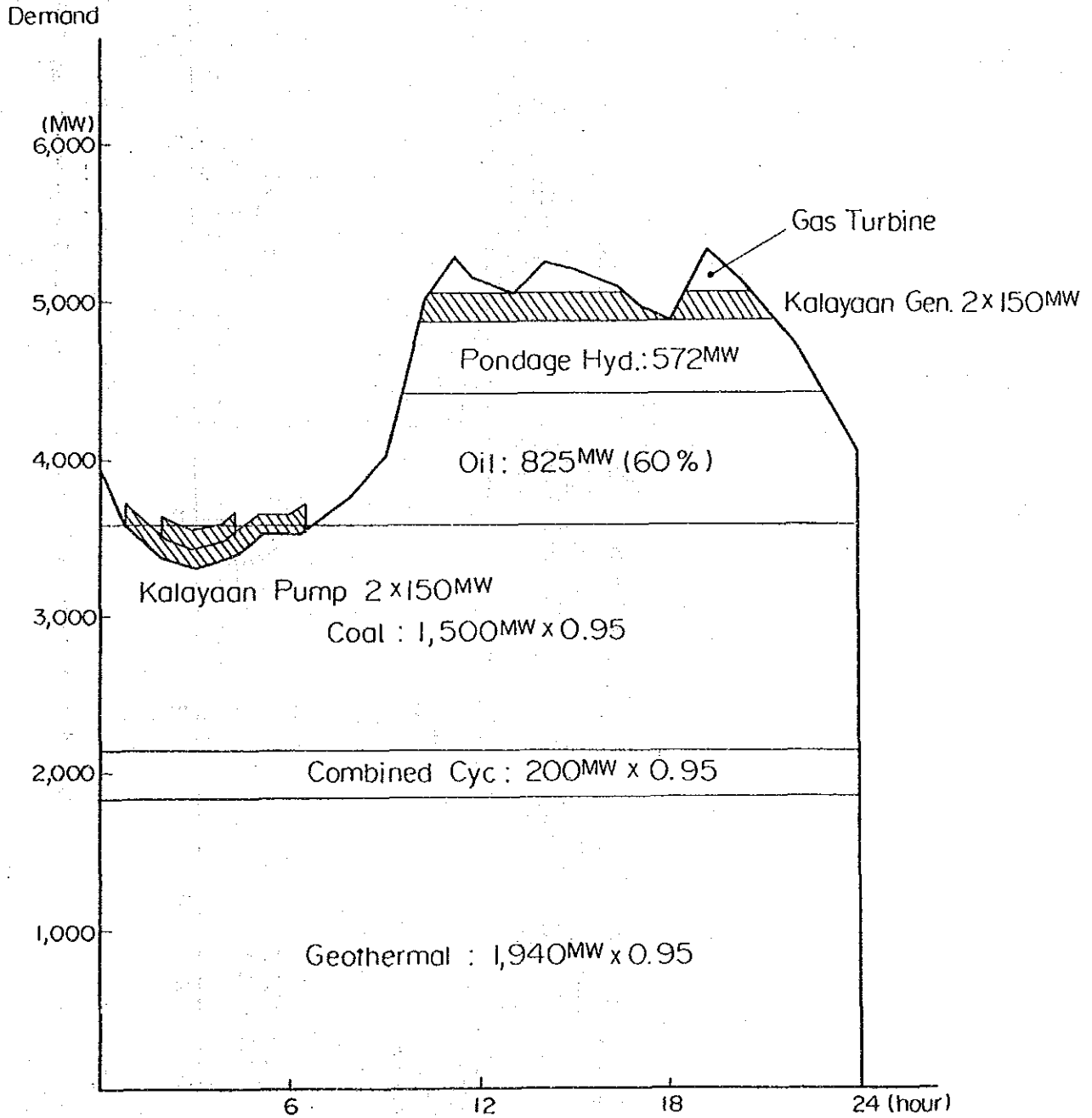








Fig. 8-3 Pumping and Generation Cycle of a Weekday in July 1997

Legend

-  Gas Turbine
-  Kalayaan Pumping
-  Kalayaan Generation
-  Pondage Hydro
-  Oil Thermal
-  Base P. Plant

O.R : off peak Rate

L.F : Load Factor

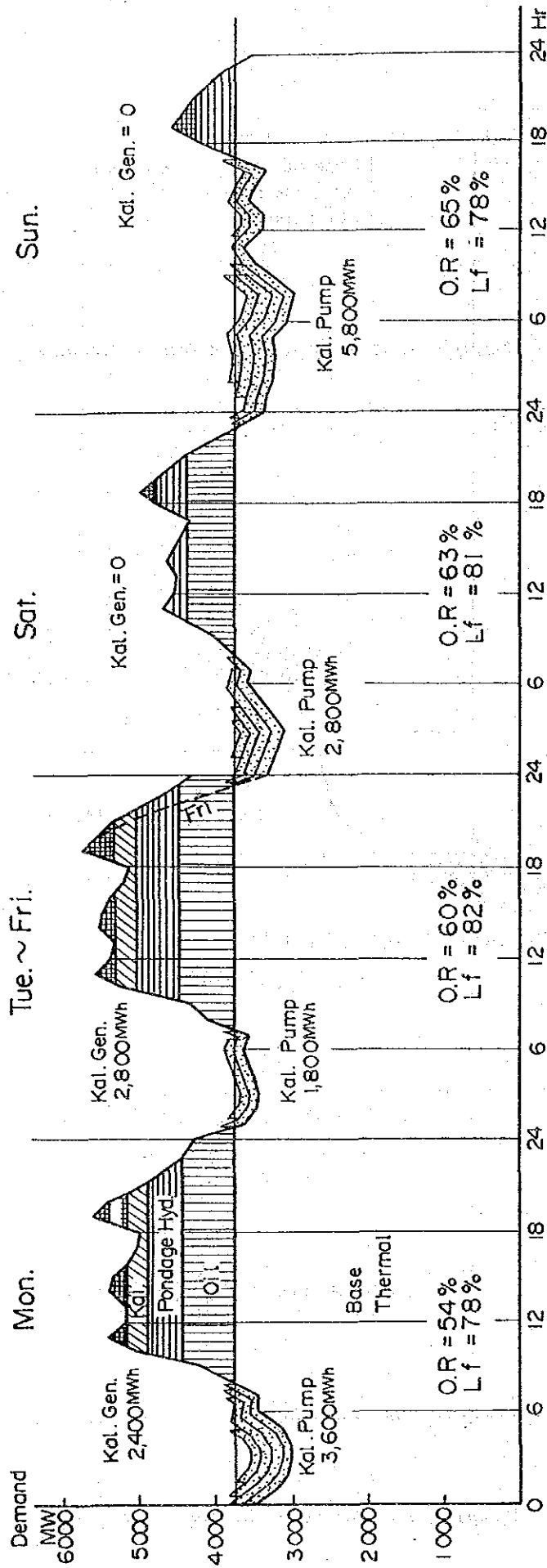
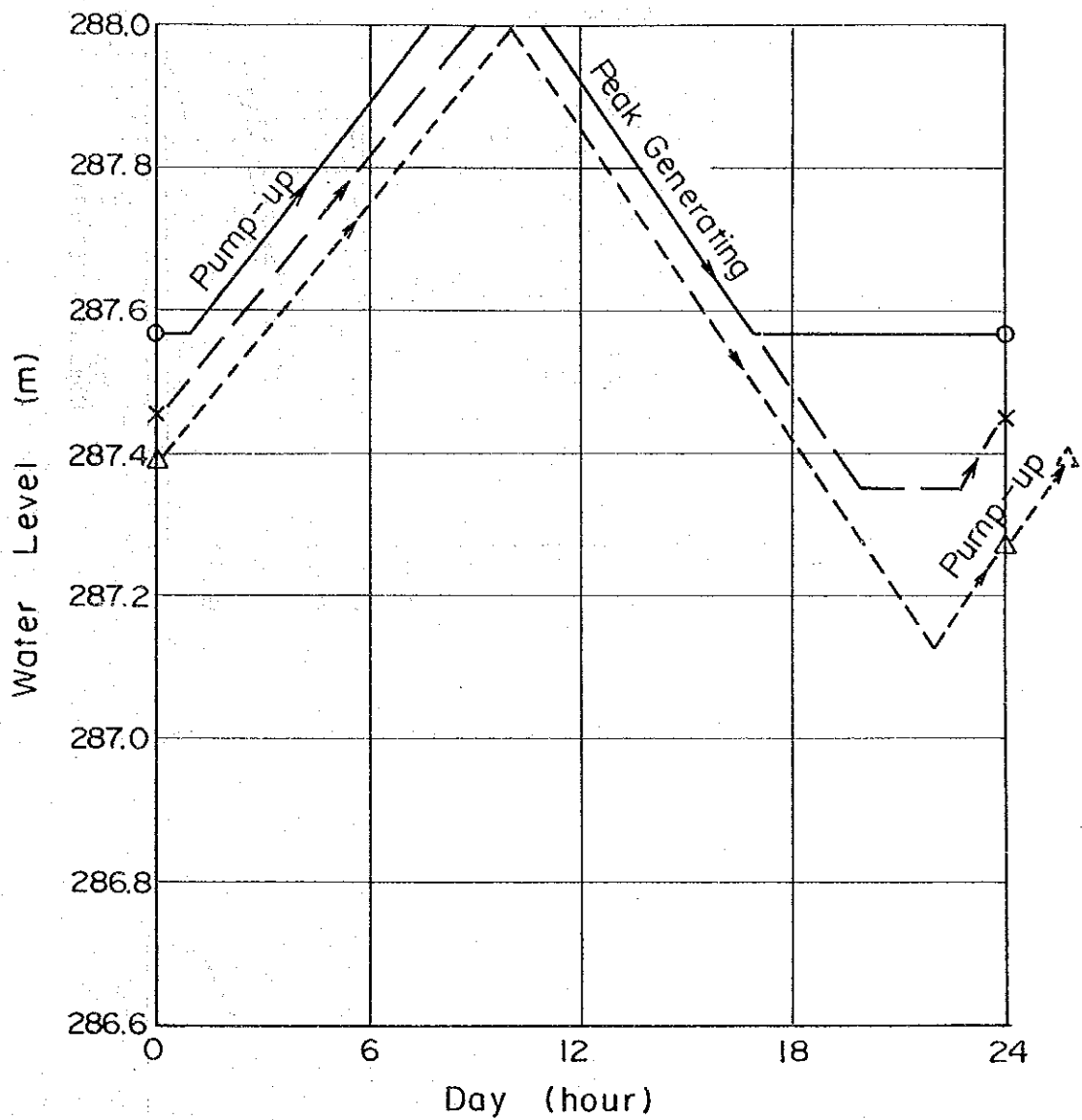


Fig. 8-4 Pumping and Generation Cycle of One week in May 1998





Notes ;	Peak Generating Time	Time Required for Pump-up
○—○	6 hr	6.64 hr
x—x	9 hr	10.25 hr
△-△	12 hr	13.85 hr

Fig. 8-5 Daily Operation Pattern of Caliraya Reservoir

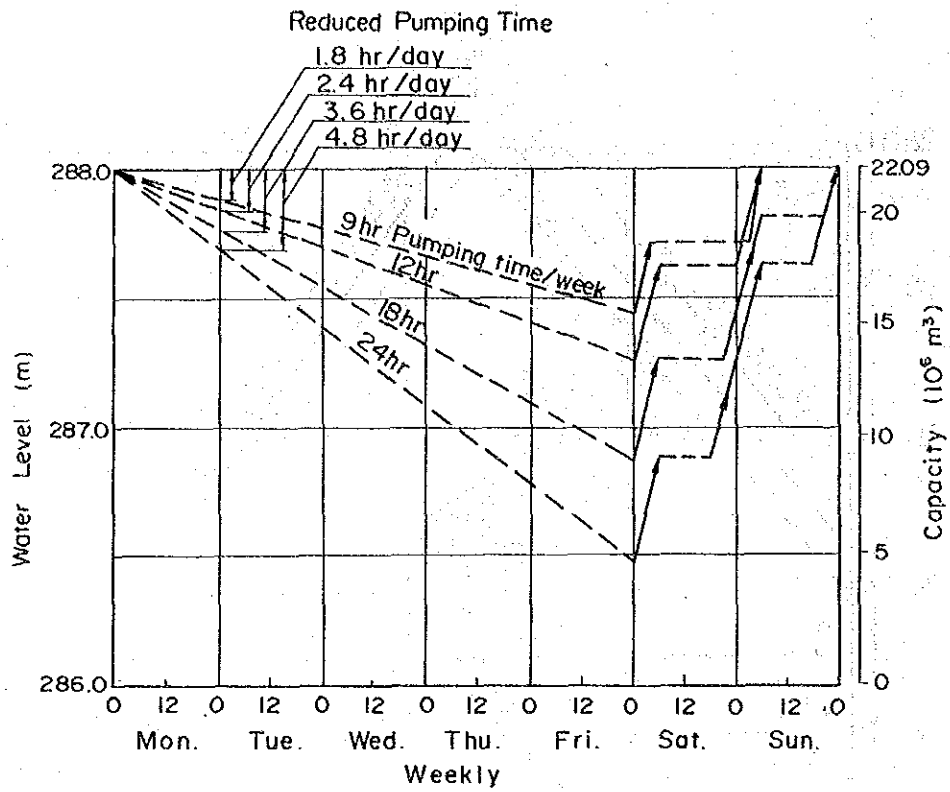


Fig. 8-6 Weekly Operation Pattern of Caliraya Reservoir

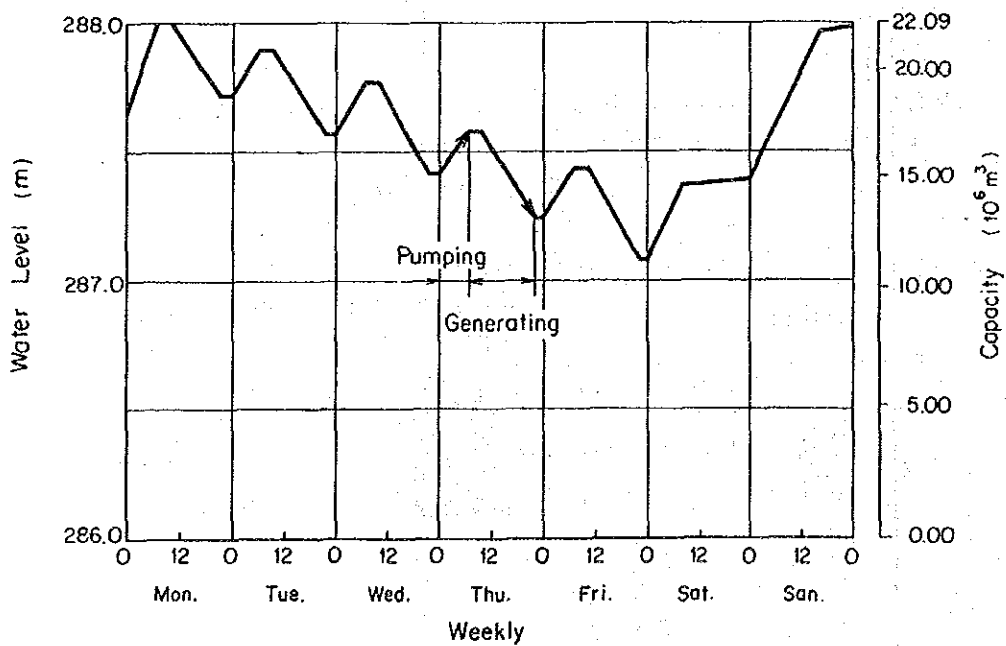


Fig. 8-7 Reservoir Operation of One Week (May, 1998)

## 第 9 章 送電計画および系統解析



## 第9章 送電計画および系統解析

### 9.1 送電計画

Luzon系統は現在 230kV送電線全長約 3,300kmにて連系されている。また下位系統とManila市内の電力供給を受け持つ MELARCOの系統は 115kVで運用されている。

1988年に完成した Naga ~ Kalayaan 間の 500kV設計送電線約 490kmは未だ充電されていないが、1995年のTongonan地熱発電所の完成までには、500kV で運用される予定である。現在さらに Kalayaan ~ San Jose 間で 500kV送電線の建設が進められているが、90年代後半には、Casecnan水力開発との関連からこの 500kV送電線は Pantabangan近くまで延長される計画である。

Tongonan地熱発電所のある Leyte島と Luzon本島は Samar島を経由して HVDC ±400kV で連系される案が有力である。

一方、Kalayaan ~ Malaya 間の古い 230kV送電線 ACSR 795MCM×1は、数年前に ACSR 795MCM ×4 (2回線) に建て替えられており、十分な熱容量 (1回線当り 1,200MW) があるため、Kalayaan 第2期増設分についても、この 230kV送電線の開閉所へ引き込む案で検討した。

2000年頃の Luzon島の500kV 送電線路図を Fig.9-1に示す。

### 9.2 系統解析

Kalayaan揚水発電所の第2期計画の運転開始翌年の1998年について、潮流計算と簡易周波数計算および安定度計算を行なった。

#### (1) 潮流計算

##### (a) 検討条件

1998年5月 Luzon系ピーク需要 5,730 MW

1998年5月 Luzon系オフピーク需要 3,440 MW

負荷力率：95% (遅れ)

新規電源の引き込み変電所

• Tongonan地熱 (1995, 96年) → Naga 500 kV bus

• Coal A (1996, 97年) → Botolan 230 kV bus

・ Casecnan (1998年) —————→ Pantabangan 230kV bus

・ Coal B (1998年) —————→ Tayabas 500 kV bus

電圧調整目標：各変電所とも95～105%

## (b) 検討結果

潮流計算結果を Fig. 9-2と Fig. 9-3に示す。第2期計画運転開始後も関連系統で過負荷となる送電線はないが、深夜揚水運転時の電圧維持のため、揚水機力率を95%程度とすることが望ましい。

## (2) 簡易周波数計算

### (a) 周波数変動の現状

Luzon 系統における周波数調整目標は、 $60 \pm 0.3$  Hz の範囲であるが、現実には、昼間帯で  $\pm 0.3$  Hz、系統容量の小さい夜間では  $\pm 0.5$  Hz程度振れている。

一般に揚水機は始動時よりも解列時の方が、揚水入力変化が大きく、現状で150MWユニット1台の揚水解列時に0.6Hz程度周波数が上昇している。この大巾な周波数変動を抑制するため NAPOCOR では事前に水力機の出力調整を行ない周波数変動巾が規定値内に納まるよう運用面で対処している。

因みに、現状系統の深夜帯での系統定数Kを推定する。

$$K = 0.6 \text{ Hz} / 150 \text{ MW} / \Sigma PG$$

ここに、

$$\Sigma PG \text{ (1989年 深夜の系統容量)} \approx 1800 \text{ MW}$$

これより、

$$K = 7.2 \text{ Hz/puMW} \quad \text{となる。}$$

### (b) 適正なユニット容量

第2期計画が運転開始した後は現在のような事前の周波数調整なしに、自由に揚水始動、停止できるような設備面での配慮が必要である。

そのためには、将来、夜間の揚水始動、停止時に周波数変動巾を0.3Hz以内に抑える必要がある。

この条件を満足するようなユニット容量を求めると、次式に示すように1997年の運開予定年で約150MWとなる。

$$\Delta f = 7.2 \text{ Hz/puMW} \times PM / \Sigma PG \leq 0.3 \text{ Hz}$$

上式に、

$\Sigma PG : 3,500 \text{ MW}$  (1997年 深夜の系統容量) を代入して

$PM \leq 145 \text{ MW}$  を得る。

150 MWというユニットサイズは既設の1, 2号機と同じであり、プラントの一貫運用の面から考えても受け入れ易いといえる。

(3) 安定度

揚水機は、昼の発電運転時よりも夜間の揚水運転時の方が安定度は厳しくなる。そこで夜間における安定を検討した。

(a) 検討条件

汐流断面 : 1998年 オフピーク深夜 (Kalayaanフル運転)

想定事故 : Kalayaan揚水発電所の開閉所出口での 230kV送電線 1回線 3相短絡 100ms 後事故回線を永久遮断する。

その他 : 発電機の制御系 (AVR, ガバナー) は無視する。

(b) 検討結果

Fig. 9-4 に示すように深夜に Kalayaan 第1期, 第2期共全負荷運転で揚水中に、230kV 送電線至近端で3相短絡故障が発生しても安定度は維持されることが判明した。

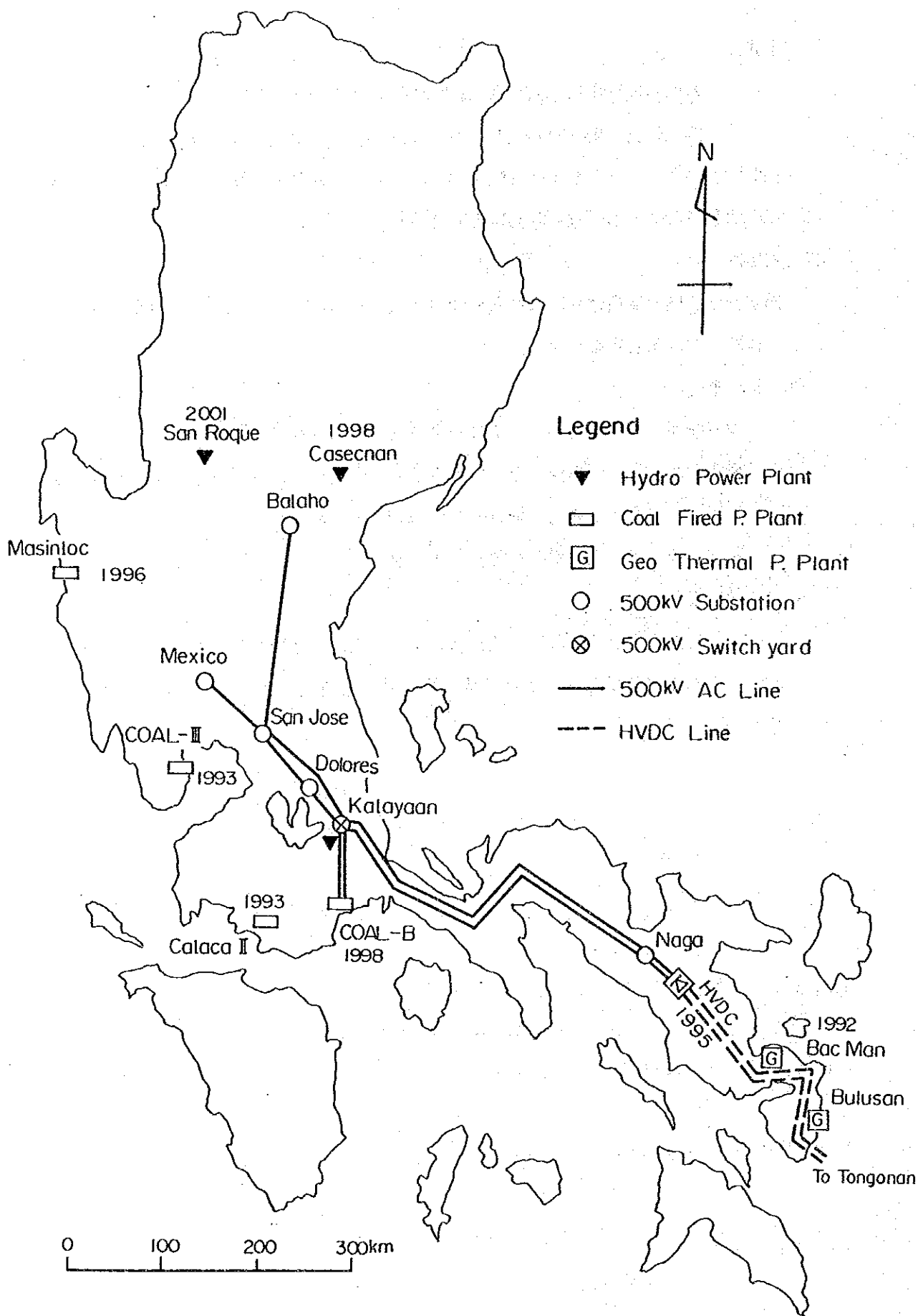


Fig. 9-1 Map of the Luzon Grid in the Late 1990s



# LOAD FLOW IN 1998 PEAK

P+jQ [MW,MVar] V∠θ [%∠deg]

LUZON GRID 500/230KV

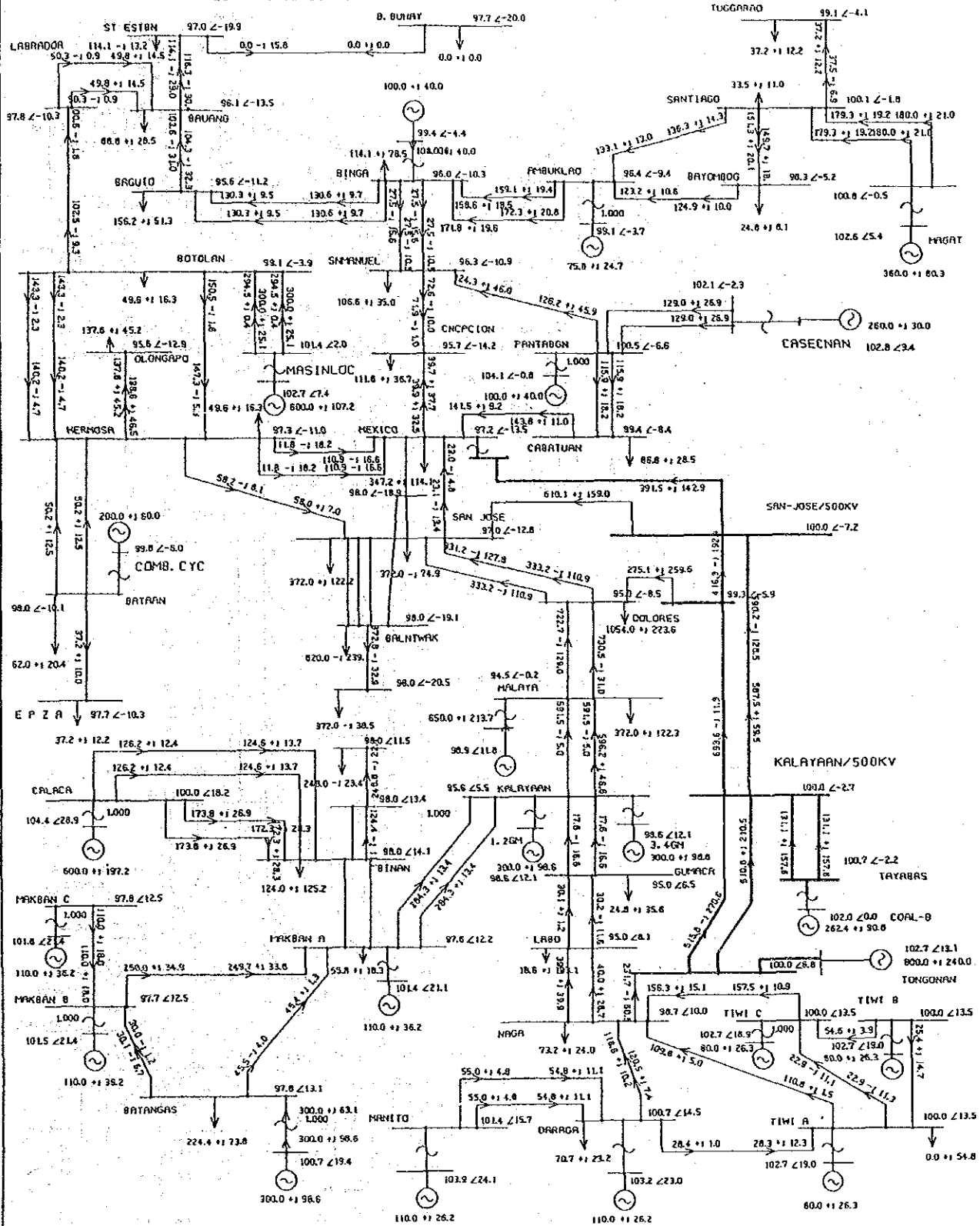


Fig. 9-2 Load Flow in 1998 (peak)

EPOC

# LOAD FLOW IN 1998 NIGHT

LUZON GRID 500/230KV

P+JQ [MW,MVar] VZB [%∠deg]

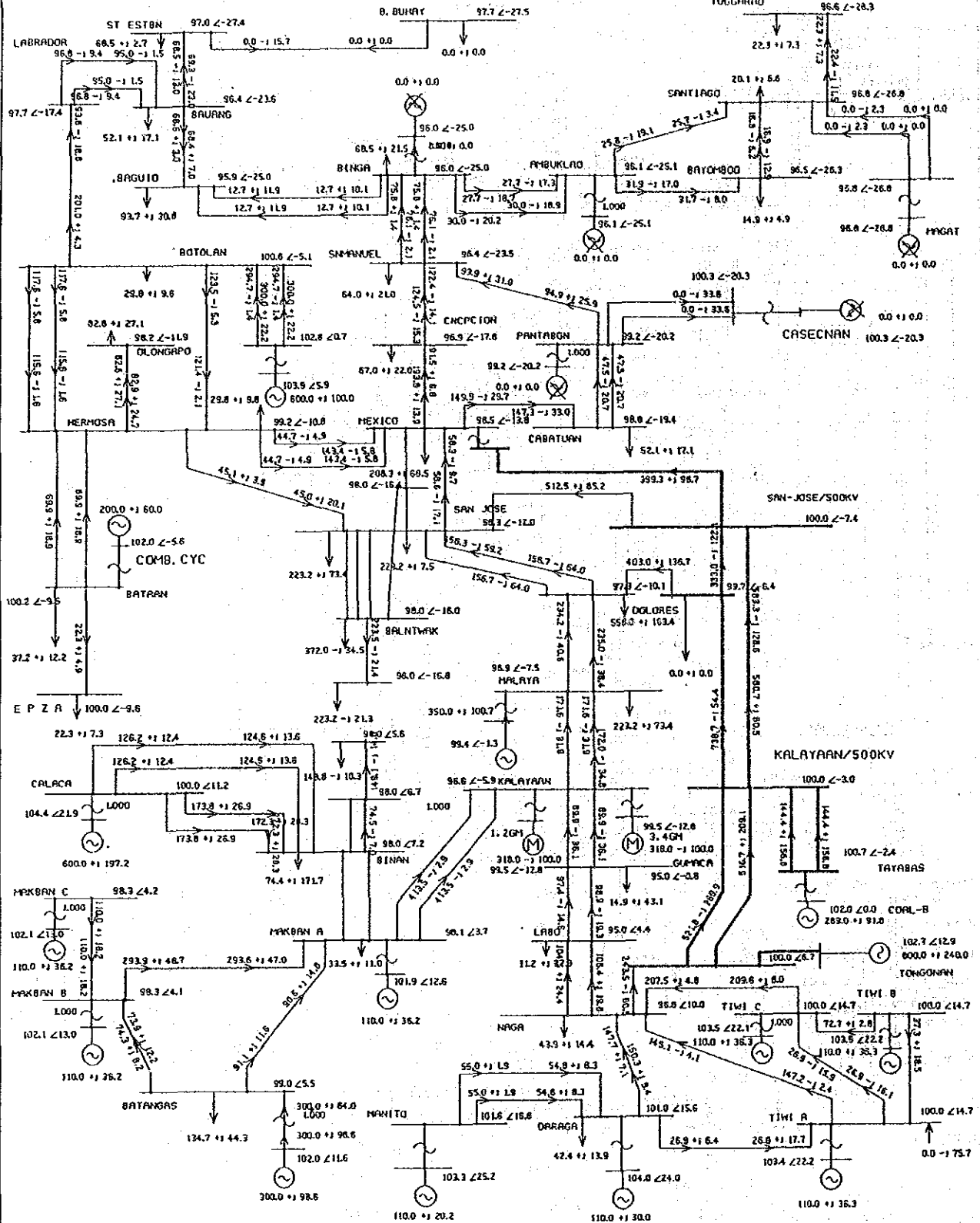


Fig. 9-3 Load Flow in 1998 (night)

EPOC

3-LINES TO GROUND FAULT AT KALAYAAN 230KV BUS

#1L Kalayaan-Malaya tripped after 4 cycl

Code	Term	Case	Type	Max	Min
1 —○—	KLYAN-G1	AVRNONE	G	-25.913	-132.993
2 —△—	MASIN-G	AVRNONE	G	20.564	6.684
3 — —	TIWI-AG	AVRNONE	G	24.391	15.918
4 —×—	MANITO-G	AVRNONE	G	31.040	22.357

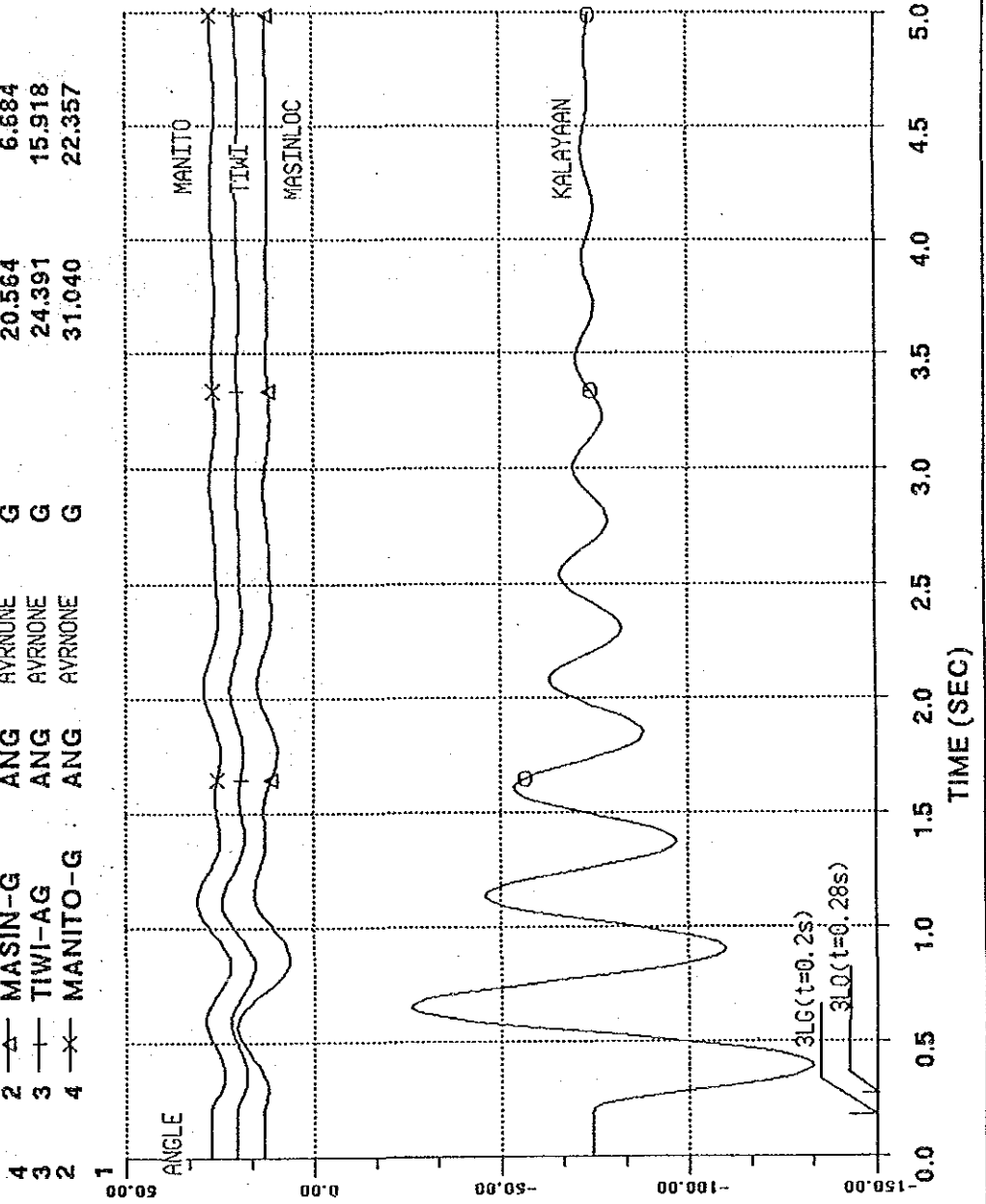


Fig. 9-4 Result of Stability Study



## 第 10 章 概 略 設 計



## 第10章 概略設計

### 10.1 既設構造物の現状

#### 10.1.1 Caliraya 貯水池

Calirayaダムと洪水吐を中心に調査した。

両構造物とも約50年前に築造されたもので、水際斜面に小規模の侵食が、貯水池全周にわたって見られる。これは発電、揚水の繰り返しによる水位の変動によるものと思われる。

ダムの上流コンクリート面も一部侵食が認められる。

現在洪水吐で修復工事が実施されており、近い将来、ダムの修復も実施される計画である。

#### 10.1.2 上部水路と取水口

上部水路は取水口および水路左岸より調査したが、第2期計画に関して何等支障となるものは見られなかった。コンクリートライニングの水路終端部分も良好な状態にある。

水路右岸上部の地山に地すべりの跡がある。この滑りに対する対策が取られているが現在滑動中かどうかはよくわからないので、今後この滑りに対する監視を続ける必要があるだろう。

一方、1988年、NAPOCORにより上部水路、および Caliraya貯水池の堆砂状態確認のための測量が実施されている。

この測量によれば上部水路取水口直上流に堆砂が確認できる (Fig. 10-1参照)。これは上部水路が設計流量の1/3の流量で運用されているため、現在の水路の流速が小さく、揚水中放水路から運ばれたシルトが流路の底に堆積したと思われる。

取水口構造物について、第2期のために既に据付けられているゲートスロット等を潜水夫による水中検査を含めて詳細に調査した。

この水中調査によれば、増設に関して特に障害となるものは発見されなかった。しかし、将来ゲート据え付け時には、ゲートスロットおよびインバートに散在している小石等沈澱物を除去する必要がある。

第2期工事の実施にあたっては、既設取水口全般にわたって補修が必要である。現

状ではメンテナンスが必ずしもよく行なわれているとはいえない。

照明システムの電線は度々盗まれており、その補修も充分とはいえない。しかし、第2期計画に際してその取水口設備を使用するのに著しく困難を来すような重大な問題は無い。

### 10.1.3 水圧鉄管路

水圧鉄管路は、取水口から終端部のほぼ垂直区間の手前のアンカーブロックまで調査点検し、さらに国道からも観察した。

既設の水圧鉄管路は、概して良好な状態にあり、最近塗装されており、表面に僅かな錆が点在するだけであった。ジョイント部のシーリングを取り替えたとのことであるが、全ての伸縮継手において圧力をもたない毎分数リットル程度の漏水が見られた。これは伸縮継手の構造、および施工に若干の問題があるのではないかと考えられる。

第1期の水圧鉄管路に平行した所内機用鉄管は良好な状態であった。

水圧鉄管路全長に沿って照明システムが設けられており夜間の監視にも十分な配慮がなされている。

既設水圧鉄管用トレンチは、縦断的にほぼ水平な部分の全長にわたって、その左側に第2期用の水圧鉄管据え付けにも十分な幅を有して設けられている。

第2期工事の施工にあたってこの水圧鉄管路部分は、取水口付近の極く限られた部分の掘削が必要である。

また、アンカーブロックについては、増設用として鉄管路の水平部分の終端のブロックが既に施工されている。

一方、縦断的に急峻になる国道 Lumban-Kalayaan 線の上部の第2期計画用の水圧鉄管路は、まだ掘削されていない。

### 10.1.4 発電所ならびに放水路

既設発電所について、特別な問題はなく、また報告もされていない。第2期計画の構造物の施工が直接この既設発電所に影響することはない。放水路については、シルトの堆積および水草が問題となり、第1期計画運転開始後5年程度で底部を原設計線まで浚渫が行なわれたことが報告されている。

第2期計画のために必要な工事は、既設発電所に隣接して第2期計画用の発電所立坑を設けること、放水路については第2期計画用の放水路を設けることである。



### 10.1.5 サービスビルおよびコントロールビル

所内用発電機とガントリークレーンが収容されているサービスビルは、良好な状態にあった。第2期計画が既設々備に併設となればこの建物は、新しい機器の組立てに利用することができる。コントロールビルも良好な状態にメンテナンスが行なわれている。

### 10.1.6 開閉所

開閉所は、第2期計画に必要なスペースが確保されており、ケーブルギャラリーも既に施工済である。

開閉所機器基礎および第1期工事中に建設し使用されたプラント機器荷揚げ用ドックには、かなりの水平変位と不等沈下が生じており、また開閉所のケーブルギャラリーでその継目が（水平に5 cm程度、不等沈下2 cm程度）変位し、止水板が破壊されたところから漏水が生じていた。

ドックの水平の動きはドック施工中に始まったもので、それから開閉所内に進行していったものと思われる。

現在では、変位は既に完全に発達し終わっている（ギャラリー内に設けた継目計はその後の変位を示していない）。従って、これらのギャラリーは、継目が正しく補修された後は使用に際して何等問題とはならないと考える。

## 10.2 代替案

### 10.2.1 基本条件と代替案

Kalayaan発電所のフィジビリティ調査報告書は、1973年5月の Kalayaan Pumped Storage Plant Technical Feasibility Report (by ELC) があり、その中で総合的な代替レイアウトの検討が行なわれており次の点が特に留意されている。

- 揚水発電所の位置
- ステージ開発を考慮した上部水路の設計
- 取水口の位置と構造
- 発電所タイプ： Laguna湖岸での半地下式、および他の位置での地下式
- 発電所位置に伴う水圧鉄管路のレイアウト検討

これらの検討の結果によって選定されたレイアウトは、最終的に採用され詳細設計、

施工を経て既設の構造物となっている。

上記レイアウト検討時に考慮された点に加えて、今回第2期計画に関して検討される代替案は、現在既に第2期のために施工されている構造物、および第1期計画の施工中に得た経験を十分考慮する必要がある。

第2期計画用の代替案の検討に際して、下記の点を考慮した。

- 第2期の施工にあたって既設発電設備の運用に支障がないようにすべきである。
- 第2期のレイアウトは、将来実施されるであろう第3期計画等の増設を妨げるべきでない。
- 第2期の合計出力は300MW、150MW 2台が設置される。
- 電気機械設備の詳細については今後の検討となるが、代替案検討に際しては第1期計画設備を参考とする。
- 水路構造物についても既設設備の設計を参考とする。
- 第2期計画竣工後も Caliraya貯水池の水位運用範囲は変更されない。

その結果次の3つの基本的なレイアウトが考えられた。

Alternative A： 第2期計画の基本レイアウト

Alternative B： 水圧鉄管の終端部が鉛直立坑に埋め込まれたもの  
— 立坑型発電所

Alternative C： 地下発電所

これらの代替案の説明は次節にゆずるが、検討中以下の点が判明した。

- いずれの代替案でも、第1期時に施工された既設取水口設備が用いられるべきである。
- 地形を考えれば、既設水圧鉄管路水平部端部にサージタンクを設けることは経済的に不可能である。既設水圧鉄管路のほぼ水平な区間末端での地盤標高は175mである。したがってこの位置におけるサージタンクは、高さ100m以上となり、このような構造物は、この地域の地震活動状況を考えれば経済的でない。

他のレイアウトとしては、

- 全埋設鉄管とした立坑型発電所
- 発電用取水口の直下の地下に設置する発電所と長い放水路トンネル案

が考えられるが、地質状況が未確認であることを考慮すれば必ずしも経済的とはいえず、また工期が相当長くなると考えられるのでこれらは採用しない。

### 10.2.2 Alternative A

この案は、第1期計画時に考えられた第2期計画用の原設計で、Fig. 10-2に示されている。主な特長は以下の通りである。

- 取水口； ゲートを設置し、既設取水口を使用する。
- 水圧鉄管路； 基本的には地表式水圧鉄管路で、既設鉄管路にほぼ平行している。布設される水圧鉄管は次の通りである。
  - \* ほぼ水平な区間（取水口から第5アンカーブロックまで）  
：直径6.00m 長さ約 1,000m 第5アンカーブロック直前で5.50mに縮小
  - \* 第5アンカーブロックから第6アンカーブロック間の急傾斜区間  
：直径 5.50m 長さ約80m
  - \* 第6アンカーブロックから国道との交叉部との間のほぼ鉛直な区間  
：直径 5.00m 長さ約 100m、この区間の終端から2本に分岐
  - \* 国道交叉部から発電所入口までの間隔  
15mの2本の平行な斜坑に設置される水圧鉄管  
：直径 3.3m 2本 長さ約 100m
- 発電所は既設から50m離れた立坑式で、150MWの可逆式ポンプ水車、発電電動機が2台設置される。
- 放水路は、原設計で考えられたもの。
- 既設のコントロールビルおよび開閉所に第2期計画用に必要な機器を設置する。

### 10.2.3 Alternative B

この代替案は Fig. 10-3 に示されている。主な特長は以下の通りである。

- 取水口； ゲートを設置し、既設取水口を使用する。
- 水圧鉄管路； 基本的には、地表式水圧鉄管路で既設鉄管路にほぼ平行している。
  - \* ほぼ水平な区間（取水口から第5アンカーブロックまで）は、Alternative A に同じ。  
（水圧鉄管直径 6.00m 第5アンカーブロックの直前で 5.50mに縮小）
  - \* 第5アンカーブロック後、2分岐し間隔 15mの2本の平行な立坑に設置される水圧鉄管

- ：直径 3.5m 2本 長さ約 165mの鉛直鉄管路、水圧鉄管の直径は末端で 3.30mに縮小
- \* 立坑の末端から発電所入口までの区間で間隔 15mの2本の平行な水平坑に設置される水圧鉄管
  - ：直径 3.3m 2本 長さ約 110m
- 発電所立坑ならびに放水路； Alternative A に同じ。
- 既設のコントロールビルおよび開閉所に第2期用に必要な機器を設置する。

#### 10.2.4 Alternative C

この代替案は Fig. 10-4 に示されている。主な特長は以下の通りである。

- 取水口； ゲートを設置し、既設取水口を使用する。
  - これは、Alternative A ならびにBと同様である。
- 水圧鉄管路； 部分的には、地表式水圧鉄管路で既設鉄管路にほぼ平行している。
  - \* ほぼ水平な区間（取水口から第4アンカーブロックまで）
    - （水圧鉄管直径 6.00m 第5アンカーブロックの直前で 5.50mに縮小）
    - ：直径 5.40 m 2本 長さ 700m 第4アンカーブロック直前で 4.90mに縮小
  - \* 第4アンカーブロック後長さ約 280mの斜坑内に設置される水圧鉄管
    - ：直径は 4.9mで中間部で 4.50mに縮小し、長さは約 280m
  - \* 斜坑の末端付近で分岐され、発電所入口で直径が 3.2mに縮小される。
- 地下発電所； 地山内約 250mの深さに位置し、150MW のユニット2台が設置され、専用の組立て室およびサービスエリアを有する。また主変圧器は隣接する地下空洞に設置される。
- 進入路の坑口； 既設のサービスビル付近に設け、組立て室に達する。
- ケーブルギャラリー； 別に設け、既設発電所に達する。管理棟と開閉所へのケーブルルートは、既設発電所立坑内に設けられる。
- 放水路圧力トンネル； 直径 6.00m 延長 220m
- 放水路； 他の代替案と同じである。
- 既設のコントロールビルおよび開閉所に第2期用に必要な機器を設置する。

## 10.2.5 施工上配慮すべき事項

### (1) Alternative A

Alternative Aで技術的に配慮しなければならない点は以下の通りである。

— 発電所立坑での掘削では、第1期計画の施工中に遭遇したと同じ問題（不良な岩盤と多量の湧水）が予想されること。

また既設々備に近いので、新設される立坑の掘削には、特別な配慮が必要である。

— 水圧鉄管路の急傾斜区間の掘削作業中には、Lumban-Kalayaan 間の国道を如何にして通行止めにする事なく工事の施工をするかである。

これに関しては、特に次の2つの作業が問題となる。

\* 水圧管路のほぼ鉛直な区間の掘削

\* 水圧鉄管および分岐部の据付け施工

これらの作業は、特別な制限がなければ12ヶ月で終了できるが、何等かの制限を受ければ相当の期間かかることになる。

この解決策として次の可能性が考えられる。

\* 発破毎の掘削量および鉄管据付け作業を制限する。

また発破は夜間を実施し、少なくとも道路の1車線は翌朝には開通させる。

このような制限を行なえば、鉄管据付け工程は大幅に遅れることになる。

\* 発電所区域内を通る仮のバイパス道路を設ける。

これは掘削そのものに対する制約を最小限にすることができる。

\* LumbanからKalayaan取水口までの既設道路を利用し、取水口から Kalayaan までの新設道路を設ける。新設道路長は約5 kmとなる。

\* 掘削によって直接影響を受ける区間を迂回するバイパストンネルを設ける。

### (2) Alternative B

Alternative Bは Alternative Aに比べ、水圧鉄管路の末端部が2本の平行な鉛直立坑に埋め込まれていて、道路交通に対する障害が最小限におさえられる利点がある。

発電所の運転という観点から考えれば、Alternative Bは本質的にはAlternative Aと同じものである。将来発電所を増設する場合、両案とも可能であるが、B案において斜面の上端で2本の平行な立坑の始点に分岐管を設置するには、スペースにそれほど余裕がない。

### (3) Alternative C

Alternative Cは、既設の構造物および運転に対する影響を最小限に出来るという利点がある。

特に、既設の発電所立坑に隣接する新たな立坑掘削が避けられる。

反面この代替案は、他の代替案と比較して次のような多くの不確定要素と不利な点がある。

- 既設に対して新設は全く別の発電所となり、両発電所の共同運用が複雑になる。
- 将来発電所を更に拡張する場合、合理的で経済的な設計は困難で、唯一考えられる案は、各開発ステージそれぞれに独立した発電所を設けることになり、これらの共同運用が非常に困難になる。
- 地下発電所の掘削で遭遇する地質条件が充分把握されていない。

この種の構造物を安全で、しかも経済的に設計するためには、充分な地質調査が必要であり、少なくとも入札書類作成には不可欠である。

#### 10.2.6 代替案の経済比較

添付した図面に基づき、主要工事について工事費を積算した。

これらの積算に用いた単価は、フィリピンで実施された類似工事および国際的な資材単価を参考にした。

これらの主要な工事以外の工事費および予備費は、現段階では主要工事費に対する比率で計上してある。

3つの代替案それぞれについての土木工事、ゲート、鉄管および電気機器を含めた工事費の比較を、次表に示す。

(単位：US\$M)

Alternative	A	B	C
土木工事費	28.5	30.5	40.0
ゲート鉄管費	31.2	30.3	24.2
電気機器費	66.2	66.2	69.0
管理費	7.5	7.6	8.0
予備費	8.6	8.6	9.0
裸工事費	142.0	143.2	150.2

### 10.2.7 代替案の検討結果

経済比較の結果と、上記に述べた技術的な面を考慮に入れれば第2期計画の最適な計画はAlternative Aであるといえる (Fig. 10-5)。

このA案は既設との連系も容易にでき、第3期計画以降の将来の増設に対しても基本的に有利と考えられる。

さらに、A案は詳細設計や施工計画の立案の際も第1期計画で得られた経験を十分に生かすことができ、大規模な地下工事に伴う不確定要素が少ない利点がある。

選定された最適計画の特徴と次の段階で更に検討すべき点は次節の通りである。

## 10.3 土木構造物の設計

最適なレイアウトAlternative Aを設定した後、設計が水理的にも構造的にも妥当であることを確かめ主構造物を最適化するための検討を実施した。

### 10.3.1 上部開水路

上部開水路の通水量増加に対する水理的な挙動は、既に検証されている (Completion Report July 1983)。

原設計の諸元 (長さ1120m, 底面幅45m, 底面標高281.50, 側部斜面1.7H/1V) から第2期計画では次の結果が推定される。

- 一定常な状態では、最大流速 (全水車運転、貯水池最低水位) は約1.1m/s である。
- 取水口での最高および最低水位はそれぞれ EL 290.02 (全機揚水運転、貯水池内の水位290.00) および EL 285.80 (全機水車運転、貯水池内の水位286.00) である。
- 全機を同時遮断すると取水口で水位が瞬間的に最大 0.7mサージングにより上昇する。
- 4台同時に発電起動すると、取水口で水位は、瞬間的に 3.5m下降する。

これらの結果から上部開水路は第2期計画を増設して使用しても問題はないと考えられる。しかし水圧鉄管へ空気が入る危険を避けるためには水車を同時に起動することを避けることが望ましい。特に貯水池の水位が低い時には注意しなければならない。

4台運転時において開水路の流速が増加するので水路底面のシルト堆積物を水圧鉄管や水車に引き込むことになる。従って第2期計画運開までに水路の浚渫をする必要がある。

水路右岸斜面に過去の滑り跡が観られることからして、将来の挙動を調べるために、適当な測定装置を設置することが望ましい。

### 10.3.2 取水口 (Fig.10-6)

既設の取水口を使用する。(Fig.10-5 参照) 第2期計画の工事は次の通りである：

- 幅2.80m、高さ6.00mの取水口ゲート2門の設置。
- 漸変部の埋設鉄管と露出管の一部設置。

取水口部の工事にあたっては、仮プラグの上流側部分底部を検査し、すべてのシルトや土砂の堆積物を除去し、必要ならばゲートの戸溝の修繕を行わなければならない。

次にゲートを設置し、仮プラグの除去と水圧鉄管を設置する。

また同時に取水口設備の完全な修復工事を行う。

### 10.3.3 水圧鉄管 (Fig.10-7)

第2期計画の水圧鉄管は、第1期計画時に考えられた経路に従って据付けるものとする。即ち、これは既設の水圧鉄管と平行である。最初の設計では、以下のような区分となっている。

- 取水口から国道の上の斜面上部にいたるまでの、ほぼ水平な部分は、延長約1,000mである。

これまでの検討によるとこの区間では、第1期計画で既に掘削された開渠部に水圧鉄管を設置する。またこの区間では五つのアンカー・ブロックが計画されているが、第5アンカー・ブロックは第1期工事時に既に施工されている。

- 第5アンカー・ブロックから第6までの短い傾斜部分は、約80mの長さの区間。
- 第6アンカー・ブロックから国道横断部までは、約100mの急傾斜区間で、端部に分岐がある。
- 分岐した水圧鉄管は、約100mの長さで、発電所の入り口に至り、間隔が15mの平行した斜坑にそれぞれ設置される。

#### (1) 経済的直径

水圧鉄管の各区間の経済的な直径を決めるため、水圧鉄管の総工事費と発電所の耐用年数期間中の水頭損失による電力ロス(揚水、発電とも)の和を最小にするという通常の方法で経済評価を行った。



結果は次に示す通りである。

区 間	経済直径 (m)
取水口 , 第2アンカーブロック間	4.8
第2アンカーブロック , 第3アンカーブロック間	4.5
第3アンカーブロック , 第5アンカーブロック間	4.3
第5アンカーブロック , 第6アンカーブロック間	4.1
第6アンカーブロック , 道路横断部間	4.0
地下部 (2条)	2.9

## (2) 採用された直径

これらの直径に対して出力変動による水車の安定性を検証する必要がある。出力変動による水車の安定性を許容できる範囲に保つため、下記の如く定義される管路時定数  $T_c$  は、一般に 2.0 程度に保たれるべきである。

$$T_c = (L_1 V_1 + L_2 V_2 + L_3 V_3 + \dots + L_n V_n) / g H$$

ここに、 $L_i$  ,  $V_i$  : それぞれ水圧鉄管の各区間の長さ と 流速

$g$  : 重力の加速度

$H$  : 最低落差

この場合、前述の経済的な直径が採用されたならば、管路時定数は約 3.75 となり、これは水車の安定性の観点から、また Luzon 島の電力系統における Kalayaan 発電所の重要性をも考慮すると、はるかに高過ぎるものである。

各区間の長さは地形的な条件によって決まるものであるから、許容できる値まで管路時定数を小さくするためには、流速を減じる必要があり、従って直径を増さねばならない。

第1期計画の設計によれば、各区間の直径は次のようになっている：

- 最初のほぼ水平な区間、取水口から第5アンカーブロックまで：6.00m
- 第5アンカーブロック、第6アンカーブロック間の傾斜区間：5.50m
- ほぼ鉛直な区間、第6アンカーブロックと道路横断部：5.00m
- 埋設区間、2分岐後：3.30m

これらの直径に対して管路時定数は2.10に減じられ、これは許容できると考えられる。従って、第2期計画の水圧鉄管には既設の水圧鉄管と同じ直径を採用することとする。

また、分岐の位置について、第1期で採用されたような埋設部始端に設ける案と終端部に設ける案が考えられる。

しかし分岐部の単体の大きさが7m × 6m × 5mと比較的大きいが、現在のLumban-Kalayaan国道上から容易に据え付けられることから分岐部を埋設始端部に設けることとする。

水圧鉄管の直径が第1期のものに等しいことから、対応する土木構造物の諸元（アンカーブロックと小支台）も基本的には同じである。

第5アンカーブロックまでのほぼ水平な部分では、第1期計画の水圧鉄管に近接しているために、考慮すべきことは、アンカーブロック基礎掘削中の発破の管理である。またKalayaan計画は将来第3期計画増設の可能性があるため、第2期の工事中に第3期計画増設のために幅10mの水圧鉄管路拡巾を含めることとする。

一方水圧鉄管の急峻部の工事中は、交通をバイパストンネルに迂回させるとしても、発電所区域に岩片が落下しないよう発破管理が必要と考えられる。

#### 10.3.4 Lumban-Kalayaan国道の迂回トンネル

既に述べたように、工事期間中のある時期Lumban-Kalayaan国道沿いに継続的に安全な交通を保つためにバイパストンネルを設けることが提案される。

このトンネルは既設の第1期計画水圧鉄管との交叉の約70m前で国道から分かれてトンネル部に入り、第2期用水圧鉄管を過ぎて70mのところまでトンネルを出て再び道路に達するものとする。トンネルは第1期、第2期の両計画の水圧鉄管の掘削斜面から最低30mの距離を保つようにする。

このバイパストンネルは幅5m、高さ5mで1車線とし、片側に歩道を設ける。照明を設け、交通を管理するため出入口に信号を設置する。トンネルの底面はコンクリート舗装とする。原則として出入口および安定上必要とされる場所を除いてはライニングはしない計画とする。

### 10.3.5 発 電 所

新設発電所は、既設発電所から50m離れて位置し、その中に150MWの可逆式ユニット2台が設置される (Fig. 10-8)。

以下の各節で述べるように、ポンプ水車の技術の進歩により第1期計画で採用した300rpmのユニットと同じ水車中心標高でも360rpmのユニットが選べるようになり電気機械の経済的な設計が可能となった。従って発電所設備の基本的な配置は第1期と非常に似たものとなる。

発電所の諸元は既設のものと類似したものとなり、深さは同じであるが、新しいユニットの速度をあげたことから、詳細に検討すれば水平方向の寸法がいく分小さくなる可能性もある。

掘削工法は第1期に用いられたものと本質的に同じものとし、掘削に先立って、表面まで地中壁を設け、地中壁で囲まれた部分の土砂を排除し、岩盤部はグラウチングを行ないながら所要の深さまでの掘削する計画とした。(Fig. 10-9, 10 参照)

Kalayaan第2期計画の施工にあたって、重要な技術上の問題は、土木構造物および第1期の設備に対する損傷を防ぐため、新しい発電所立坑掘削中に実施する発破の管理である。これについては、第6章 6.4において述べた通りである。

将来の増設計画時(第3期)の発電所掘削工事における発破作業を減らし発電所の工事を容易にするため、第2期発電所の左側に標高6.00mの敷地を第3期発電所用として拡張しておくことを提案する。この敷地は、第2期計画作業スペースとしても非常に有用である。

### 10.3.6 放 水 路 (Fig. 10-11)

開水路の大部分は第1期計画に既に浚渫されているので、工事は新しい立坑の直下流に実質的に限られるが、新たに堆積したシルトを水路底面まで除去する必要がある。

今回実施された深浅測量の結果 (Fig. 10-12 参照) によると流速が遅くてシルトが堆積している水路の左岸にそって浚渫が必要であろう。しかしいずれにしても、第2期計画運開後にも定期的に浚渫を実施することにより開水路を維持管理する必要がある。

### 10.3.7 開閉所

開閉所における土木工事は、既設ギャラリーのジョイント修繕と、増設機器の基礎の施工である。

漏水しているジョイント部は、ギャラリー外面を露出させるために掘削しなければならない。そしてコンクリートの一部を取りこわし、止水板を取り換える必要がある。

### 10.3.8 荷揚げ設備

既に述べたように、第1期計画工事に使用された荷揚げ設備は、第2期計画にも使用できるよう改修工事が必要である。ガントリークレーンは長期間にわたって使用されておらず、また保修もされていないので使用にあたっては、よく検査し必要ならば修理しなければならない。

クレーンレールは地盤のずれにより目違いが生じているので、使用にあたってはレールを取り替える必要がある。また、この荷揚げ設備から開閉所の裏を通過して発電所に至る運搬用道路を整備する必要がある。

## 10.4 電気設備の設計

### 10.4.1 発電所

以下の理由により第2期計画の電気機器の諸元、機器配置などは、基本的に第1期計画に準拠して設計する。

- 第1期工事は既に第2期計画以降を十分考慮した設計および施工を行っている。例えば、組立クレーンおよび組立場所（サービスビルディング）の共用、第2期のための屋外開閉所機器スペースおよび電力、制御ケーブル用ギャラリーの施工等が上げられる。
- 発電所建屋構造に係わる機器配置について、第1期計画は合理的な設計がされており、特に大幅な変更を要する不都合な点も見当たらない。また、運転、保守の容易性を考慮すると、第1期と協調を取ることが重要な要素となる。

#### (1) ホンプ水車

型 式 : 可逆式立軸フランシス形ポンプ水車

台 数 : 2 台

(a) 水車運転

	(最高)	(基準)	(最低)
有効落差 (m) :	287.2	282.0	278.4
流量 (m <sup>3</sup> /s) :	60.7	62.0	61.6
出力 (MW) :	154	154	150
回転速度 (r. p. m) :	360	360	360
比速度 (m-kW) :	119.4	122.3	122.6

(注) 流量は概数である。

(b) ポンプ運転

	(最高)	(最低)
全揚程 (m) :	291.4	283.8
揚水量 (m <sup>3</sup> /s) :	47.4	49.9
入力 (MW) :	152	155
回転速度 (r. p. m) :	360	360
比速度 (m-m <sup>3</sup> /s) :	35.1	36.8

(注) 揚水量は概数である。

回転方向は第1期計画同様、発電電動機から見て水車運転は反時計方向、ポンプ運転は時計方向とする。

第1期と異なる点に回転速度の選定が上げられる。第1期の回転速度は300r. p. m であるが、キャビテーション特性および水撃圧の検討結果 (10.4.2項参照) から、ポンプ水車中心標高を第1期と同様 EL. -25.00mとした場合でも 360r. p. m の採用が可能である。一方、第1期と同様の300r. p. m を採用した場合は、ポンプ水車中心標高を EL. -21.00mまで上げることが可能であるが、300r. p. m 案と 360r. p. m 案における工事費の比較は以下に示す通り、360r. p. m案の方が経済的に有利となる。

[単位: US\$]

	300r. p. m 案	360r. p. m 案
土木工事費	- 560,000	0
電気機器代	+1,200,000	0

## (2) 発電電動機

型式	:	三相交流同期発電電動機
台数	:	2台
発電機出力 (MVA)	:	167
電動機出力 (MW)	:	155
電圧 (kV)	:	13.8
周波数 (Hz)	:	60
回転速度 (r. p. m)	:	360
極数	:	20
力率	:	発電機 0.90 (遅れ) 電動機 0.95 (進み)
短絡比	:	1.0

第1期計画と異なる点に、スラスト軸受支持方式が上げられる。

第1期は水車上カバー支持方式であるが、第2期計画ではこれに替わり発電電動機を半傘型として、スラスト軸受を下ブラケットで支持するコンクリートパレル支持方式を採用する。

以下に両方式の主要な特長を示す。

### (a) 支持剛性

#### 一 上カバー支持方式

スラスト荷重は、軸受サポート、水車上カバー、スピードリングを介してコンクリート基礎に伝達されるが、必要な縦剛性を得るために、特に軸受サポートの剛性を大きくする等の考慮が必要となる。また、ガイド軸受に作用する横方向荷重は軸受けサポート、上カバーを介して支持させるため、大きな横方向支持剛性を得ることは難しい。

#### 一 パレル支持方式

スラスト荷重およびガイド軸受に作用する横方向荷重は、下ブラケットを介して直接コンクリート基礎に伝達されるため大きな剛性を得ることができる。

(b) 運転特性および保守性

— 上カバー支持方式

スラスト軸受は、水車上カバーを介して支持されるため、水圧による上カバーの変形および振動等の影響を直接受ける。また、水車上カバー廻りが狭隘であり、点検がしづらい。

— バレル支持方式

スラスト軸受は、下ブラケットを介して直接コンクリート基礎により支持されるため、水車の振動等の影響を受けにくい。また、水車上カバー部のスペースは広く、水車ガイド軸受や封水パッキン等の分解点検は容易である。高速大容量機の場合は、通常バレル支持方式が機器の剛性を高める上で有利であり、多く採用されている。

(3) 揚水始動方式

第1期は揚水始動方式として、1、2号機共ポニーモータ始動方式をメインに、同期始動方式をバックアップとして採用している。

同期始動は1号機から2号機の始動または、その逆も可能である。また同期用母線として屋外開閉所1 $\frac{1}{2}$ CB母線(230kV)の片母線を使用しているため、特別に同期用母線や断路器等の機器を増設することなく、第1期から第2期の揚水始動が可能である。従って第2期の始動方法に第1期を利用した同期始動方式とすれば最も経済的なシステムを構築することができる。

しかしながら、この方式は実際の運用を考慮すると、以下のような欠点を持っており採用することはできない。

— 同期始動方式は、自己始動ができないために、第1期が故障や水圧鉄管路の抜水等で運転不能の場合には、揚水運転が不能となる。

— 第1期、第2期共制御シーケンスが相当複雑なものとなる。

従って第2期についても第1期同様自己始動可能な方式をメインに同期始動方式をバックアップとして採用するのが最良の設計といえる。

第2期に適用可能な自己始動方式として、ポニーモータ始動方式以外には、近年の揚水始動方式の主流である、サイリスタ始動方式(static frequency changer)があるので、両者の特長を以下に示す。

(a) ポニーモータ始動方式

- 発電電動機の頂部に直結してポニーモータが付属するために、回転部全体の軸長が長くなり、軸振動抑制上不利となる。
- 運転時の損失（風損）が増大する。
- 回転機であるポニーモータ以外に、回転速度制御用の液体抵抗器とスリップリング、ブラシ等が付属し保守上好ましくない。
- サイリスタ始動方式に比較して低価格である。

(b) サイリスタ始動方式

- 構成機器が多く、設置スペースを多く必要とする。
- 高価格であり、各号機専用に設けるには経済的にも、また設置スペース的にも不利である。
- 発生高調波対策の検討が必要である。

以下に両方式の比較を示す。

	(価 格)	(設置スペース)
ポニーモータ始動方式 (2組)	100%	100%
サイリスタ始動方式 (1組)	125%	200%

主機2台に対し、サイリスタ始動装置を1組とした場合の信頼性については、①サイリスタ素子予備回路の設置、②制御回路の完全2重化と自動点検回路の付加、により十分確保することが可能であり、更に、バックアップとして同期始動方式を採用することから何ら問題はない。

以上、ポニーモータ始動方式とサイリスタ始動方式を比較検討した結果は、現在のところポニーモータ始動方式が価格面で優位である。しかしながら、将来価格が下がるようであればサイリスタ方式の採用も可能となる。以下にポニーモータの諸元を示す。

型 式	:	三相誘導電動機
台 数	:	2台
電動機出力 (MW)	:	11
電 圧 (kV)	:	4.16
周 波 数 (Hz)	:	60
回 転 速 度 (r. p. m)	:	400
極 数	:	18



#### (4) 制御および保護リレー装置

近年のデジタル技術の進歩は著しく、自動運転制御装置のみならず、従来アナログ装置で構成していた水車调速機制御装置（GOV）、発電機励磁制御装置（AVR）更には、機器および送電線用保護リレー装置もデジタル化する時代となっている。

これらの背景には、デジタル化によるより高度な制御、保護機能の追求と信頼度向上およびメンテナンスフリー指向が上げられる。

しかしながら、万一トラブルが発生した場合には、高度化、高密度化しているがゆえに、その処置に苦慮することが考えられ、特に海外製品を導入する場合には問題である。

以上のような点を考慮して、調整機能を有するGOVおよびAVRと安全運転の要である保護リレー装置には従来形（静止形アナログ）を採用する。一方、自動運転制御装置については、以下の理由によりデジタル化されたシーケンス制御装置（programmable logic controller：PLC）を採用する。

- 揚水発電所は一般の発電所に比較して補機や運転モードの種類が多く、制御シーケンスが複雑なものとなる。これを従来の電磁リレーの組合せによる装置で構築すると、長期に亘り信頼性を確保することが難しい。
- シーケンス制御装置のデジタル化は、デジタルGOVやAVRに比較して歴史も古く、十分な実績を有している。また、最近のマイクロプロセッサやメモリーの大容量化および自動監視、異常診断機能の充実などハード、ソフト両面での技術進歩と相俟って完成度の高い物となっている。
- 万一のトラブル発生時には、PLC除外による手動操作運転を続行することができる。

運転モードは第1期同様以下の通りとする。

- (i) 発電運転
- (ii) 調相運転
- (iii) 揚水運転（ポニーモータ始動および同期始動）
- (iv) 揚水待機運転（ 同 上 ）
- (v) 発電—揚水（揚水—発電）切替運転

(5) 入口弁

第1期同様ロータリ弁を採用する。

(6) 補機

調速機用圧油装置、空気圧縮装置、給水および排水装置等の仕様、レイアウトはほぼ第1期に準じたものとする。

ガイドベーン軸受および入口弁主軸にオイルレスメタルを採用することによりグリース給油装置を省略する。

#### 10.4.2 キャビテーション特性及び水撃圧の検討

(1) キャビテーション特性

キャビテーション係数 $\sigma$ は以下の通り求められる。

$$\sigma = (H_a - H_v - H_s) / H_e$$

ここに、

$H_a$  : 大気圧 (m)

$H_v$  : 飽和蒸気圧 (m)

$H_s$  : 押込み深さ (m)

$H_e$  : 有効落差又は揚程 (m)

(a) 水車運転時のキャビテーション係数 $\sigma$

$H_a = 10.33\text{m}$  (標高0mの値)

$H_v = 0.43\text{m}$  (水温30℃の値)

$H_s = -24.64\text{m}$  { 水車中心標高 (-25.00) — 最低  
放水路水位 (-0.36) }

最高有効落差運転時の $\sigma$ は、

$$\sigma = (10.33 - 0.43 - (-24.64)) / 287.2$$

$$= 0.120 \text{ (水車比速度 } n_{st} = 119.4 \text{ m-kw)}$$

(b) ポンプ運転時のキャビテーション係数 $\sigma$

最高揚程運転時の $\sigma$ は、

$$\sigma = (10.33 - 0.43 - (-24.64)) / 291.4$$

$$= 0.119 \text{ (ポンプ比速度 } n_{sp} = 35.1 \text{ m-m}^3/\text{s)}$$

キャビテーション特性は、運転領域が最高効率点から離れると悪くなる傾向が

あるものの本計画の場合は、落差並びに揚程変動幅が小さいので、ほぼ最高効率点近傍での運転が可能であり、キャビテーション特性からは有利である。

上記のキャビテーション係数值（ランナ中心におけるプラント $\sigma$ 値）は、従来の実績から判断して、適当な値と評価できる。

(2) 水 撃 圧

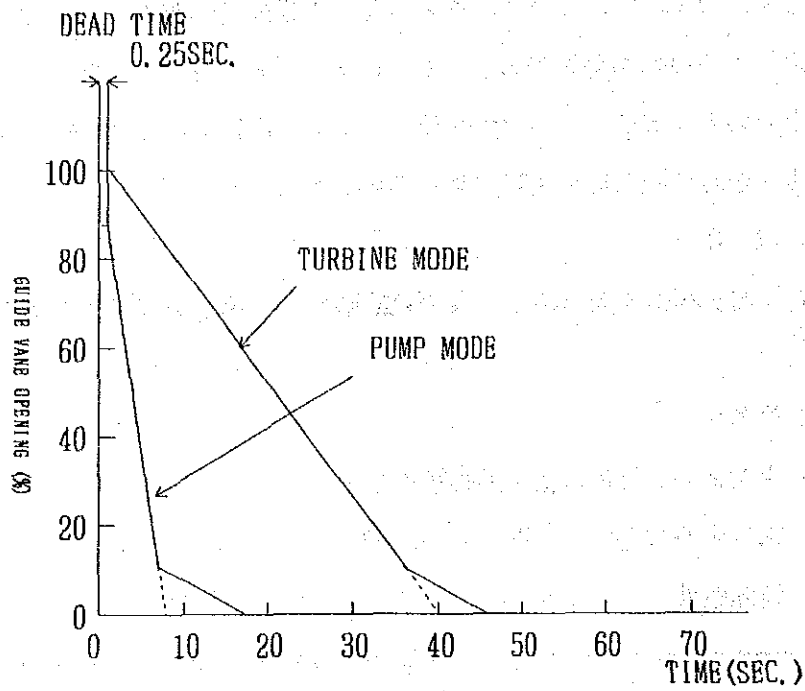
2台同時負荷遮断時（および入力遮断時）の水撃圧を計算機によりシュミレーションした。

(a) 計算条件

- 水路系の条件は、第1期の値を使用。
- 水車中心標高 : EL. - 25.00m
- 運転条件

	水車運転	揚水運転
上池水位 (EL-m)	287.0	286.0
下池水位 (EL-m)	0.6	3.24
有効落差/揚程 (m)	282.0	283.8
流 量 (m <sup>3</sup> /s)	62.0	49.9
水車出力/ポンプ入力 (MW)	155.0	151.3
回転速度 (r. p. m.)	360	360

- $GD^2$  : 4,900 ton-m<sup>2</sup>
- ガイドベーン閉鎖時間



ガイドベーン閉鎖時間

(b) 計算結果

計算結果は、以下の通りである。(Fig. 10-13 ~ Fig. 10-14参照)

	Unit 3	Unit 4
(水車運転時)		
最大鉄管水圧値 (m)	408.0	408.0
最小吸出管水圧値 (m)	13.9	13.9
最大速度上昇値 (rpm)	484.8	484.8
(ポンプ運転時)		
最大鉄管水圧値 (m)	345.0	345.0
最小鉄管水圧値 (m)	194.0	194.0
最大吸出管水圧値 (m)	36.0	36.0

一般に高落差ポンプ水車の水車運転負荷遮断時には、高調波成分による圧力上昇が発生する。

この値を従来の実績から静落差の3%と想定し、前記の計算値に加える。

高調波成分による圧力上昇値は、

$$(287.0\text{m} - 0.6\text{m}) \times 0.03 = 8.6\text{m}$$

から9mを考慮すると、最大鉄管水圧値は417m(408m+9m)となり、第1期の保証水圧値426.5m以内に抑えることができる。

一方、回転速度上昇値についても、34.7%の上昇となり第1期の保証値45%を満足することができる。

#### 10.4.3 屋外開閉所他

##### (1) 主要変圧器

型	式	:	屋外三相、送油風冷式
台	数	:	2 台
容	量 (MVA)	:	167
電	圧 (kV)	:	230 / 13.8

負荷時タップ電圧切換器付

設置場所は第1期同様発電所建屋に隣接した地上面とし、水噴霧による消火装置を設備する。

##### (2) 始動用変圧器

第1期のポニーモータ電源として、容量15MVA(230kV / 4.16kV)の変圧器2台が屋外開閉所に設置されており、各号機の同時始動を避ける運用により共用が可能である。また、第2期計画のための所内電力をまかなえる容量も持っている。

##### (3) 屋外開閉機器

屋外開閉所の母線構成は、230kVの1 1/2 CB方式であり、現在6回線の送電線が引き出されている。第2期のための機器スペース、例えば、遮断器、断路器、ケーブルヘッド等のスペースは、既に用意されているので、第1期と同じレイアウトとする。単線結線図およびレイアウトを Fig. 10-15、Fig. 10-16 に示す。

遮断器は第1期同様SF<sub>6</sub>ガス遮断器を使用するが硝子型に替えて、現在多用されているCT内蔵のタンク型を採用する。また、230kV電力ケーブルはOFケーブルに替えて230kVクラスで十分実績のあるCVケーブルを採用することで油圧調整のための付属装置を省略する。

(4) 組立クレーンおよび荷揚げ用クレーン

第1期で使用した組立クレーン(340tonガントリークレーン)、組立スペース(サービスビルディング)およびバージ船による機器輸送のための荷揚げ用クレーン(130tonガントリークレーン)等の設備は第2期でもそのまま使用可能である。

組立クレーンは、常時サービスビルディング内に収納されており良好な状態にある。

一方、荷揚げ用クレーンについては収納建屋もなく長年月野ざらしの状態であり、使用前には荷重試験を含む十分な点検が必要である。

10.4.4 輸 送

かつ大品の輸送は、第1期工事同様、下池の Laguna湖から Manila湾に注いでいる Pasig川をバージ船を利用して行う。

第1期の放水路下流に荷揚げ用ドックと前項のクレーンが設備されている。ドックからサービスビルディングまでは、トレーラによる運搬となる。

かつ大品および重量物として次の機器がある。

	寸法 (m)			重量 (t)	分割数
	H	W	L		
ランナー	1.6	4.2	4.2	45	1
主要変圧器	4.5	3.5	6.0	100	1

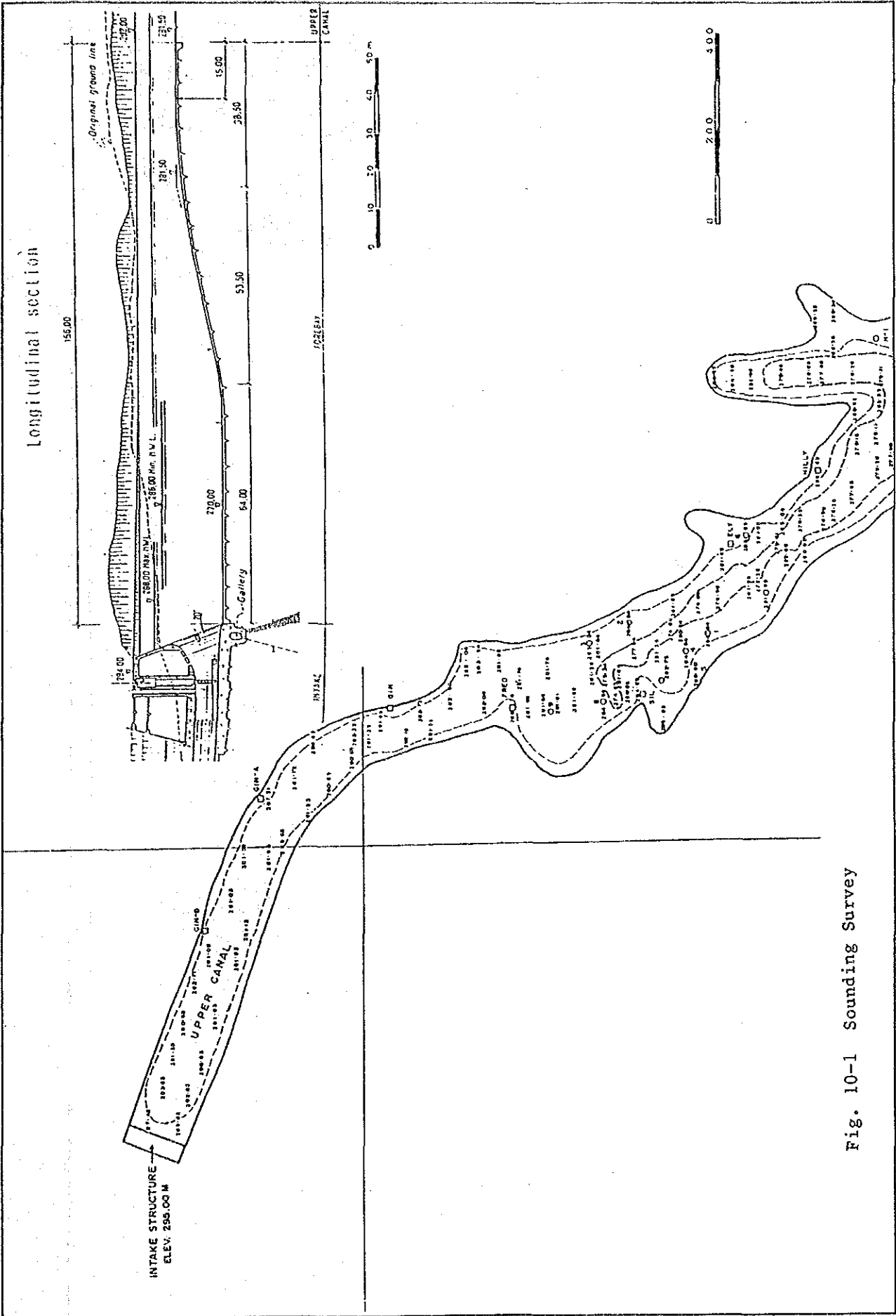


Fig. 10-1 Sounding Survey

