

8. 構造物の安定解析

8. 構造物の安定解析

8.1 ダムの安定検討

- 8.1.1 ま え が き
- 8.1.2 安定解析の方法
- 8.1.3 設計条件および堤体材料の物性
- 8.1.4 ダム上流のり面の安定解析
- 8.1.5 ダム下流のり面の安定解析
- 8.1.6 ダムの水理的安定性に関する考察

8.2 洪水吐左岸アバットメントの安定検討

- 8.2.1 ま え が き
- 8.2.2 解析断面および解析条件等
- 8.2.3 解析結果とその考察

8.3 洪水吐右岸導流壁の安定検討

- 8.3.1 ま え が き
- 8.3.2 導流壁の安定検討
- 8.3.3 導流壁の構造検討

8.4 ダムの動的解析結果 “Finite Element Studies of Ambuklao Dam Final Report” by Salvador F. Reyes Consultant, Sep. 24, 1985に関するコメント

8.5 地震記録の解析

- 8.5.1 地震記録
- 8.5.2 記録地震波の解析
- 8.5.3 解析結果とその考察

8. 構造物の安定解析

8.1 ダムの安定検討

8.1.1 まえがき

ダムの設計図ならびに施工図の主なものは、建設後30年経過した現在、その殆んどが紛失してしまっており、また再生もされていない。とくに、ダムの設計条件などについては、詳細な資料はない。唯一の参考資料としては、ASCF Paper No.3057, 1967に掲載された“Ambuklao Rockfill Dam, Design and Coustruction” by E. Montford Fucik, Robert F. Edbrookeがある。

一般に、ダムの安定検討は、(1)構造力学的安定性と(2)水理学的安定性の2つについて検討すれば十分である。

先ず前者については、通常 (a)ダムの上流および下流の各のり面のすべり破壊に対する安定性、および (b)水圧による堤体の下流方向へのスライドに対する安定性のそれぞれについての検討がとり上げられる。この他、ダムの変形に関する問題として、堤体材料の圧密沈下、水圧载荷によるダムの変形、ゾーン境界部における不同沈下などに対する安定検討が考えられる。

アンブクラオダムの場合、建設後すでに30年経過していることから、このようなダムの変形に関する検討は、少なくとも静的条件においては、その実施の必要性はないものと判断される。

以下、前記の(1)および(2)の項目については記述する。

8.1.2 安定解析の方法

ダムの安定解析手法については、ASCEレポート(前出)を参考にすることは、勿論のことであるが、さらにアンブクラオダムの建設当時である1950年代のUSAにおけるロックフィルダムの設計、施工技術レベルを考慮に入れて解析手法を選定している。

ASCEレポートによると、ダムの安定解析は、いわゆる“Wedge Theory”によって検討されている。この方法は、コア部を含み、コアより下流側の堤体が全水圧に抵抗するとして下流方向へのスライドに対する安定性を検討することである。

“Wedge Theory”の場合、簡略な式を導くことができ、結果として式(8-1)あるいは

は式(8-2)^{*1}を用いて安全率が求められる。

$$S.F. = \left(\frac{L}{H}\right) \cdot \left\{ \frac{\gamma_t}{\gamma_w + K \cdot \gamma_t (L/H)} \right\} \tan \phi \dots\dots\dots (8-1)^{*1}$$

$$= \left(\frac{L}{H}\right) \tan \phi \dots\dots\dots (8-2)^{*1}$$

ここに、S.F. = スライドに対する安全率

H = 静水頭 (m)

γ_t = 堤体材料の平均単位体積重量 (t/m³)

γ_w = 水の単位体積重量 (t/m³)

K = 設計地震係数

L = コア上流端からダムのり面までの長さ (m)

ϕ = 堤体材料の内部摩擦角 (°)

式(8-1)あるいは式(8-2)の何れの式においても、 $(L/H) \geq 2$ の条件は、容易に満たされるので、ダムの下流側がロックフィルである場合、水圧による下流方向へのスライドに対する安全率は、のり面のすべりに対する安全率に比べて、比較的大きな値を示すことになる。

従って、ロックフィルダムの安定検討は、“Wedge Theory”法のみでは、不充分であることが明確である。結果として、ダムの上・下流のり面のすべりに対する安定検討が不可欠となり、また最も重要な安定検討の項目となる。

アンブクラオダムの場合、ダムの上・下流のり面について、安定検討の行われたという資料はない。もし、のり面のすべり安定検討が実施されておれば、1:1.75と云う急勾配の設計はできなかつたであろう。

1950年代のUSAにおけるロックフィルダムの設計手法は、現在のそれに比べて、幾らか異っている。20~30年前においてはFig-8.1(a)御母衣ダム(1960年完成)およびFig-8.1(b)喜撰山ダム(1970年完成)に示すように、すべり面の始点をダムクレストのり肩に固定し、試行法によって最少安全率を求める方法が採用されていた。この事実に基づき、

*1 • “Study on Stability Analysis, Design and Constuction of Rockfill Dams” by DR. Tsuguo HARADA, March, 1977

• Interm Report on the Study for Ambuklao Dam Rehabilitation Project, The New Japan Engineering Consaltants, Inc., June 1987

以下においてはアンブクラオダムののり面のすべり安全率を上記の手法を用いて求めている。

なお安全率は、式(8-3)を用いて求めることができる。

$$S.F. = \frac{\sum \{ C \cdot l + (N - U - N_e) \tan \phi \}}{\sum (T + T_e)} \dots\dots\dots (8-3)$$

ここに、S.F. = 安全率

N = 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力 (t/m)

T = 各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力 (t/m)

U = 各スライスのすべり面上に働く荷重の間隙水圧 (t/m)

N_e = 各スライスのすべり面上に働く地震荷重の垂直分力 (t/m)

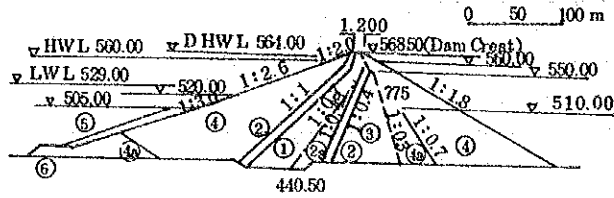
T_e = 各スライスのすべり面上に働く地震荷重の接線分力 (t/m)

φ = 材料の内部摩擦角 (°)

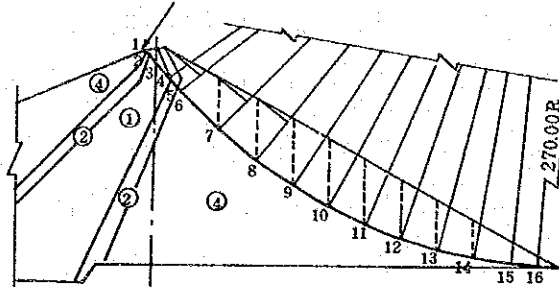
C = 材料の粘着力 (t/m²)

l = すべり面の長さ (m)

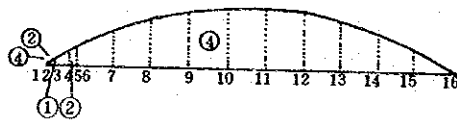
Typical Section of Dam



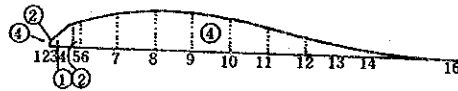
Begining point of Sliding Surface



Vertical Forces

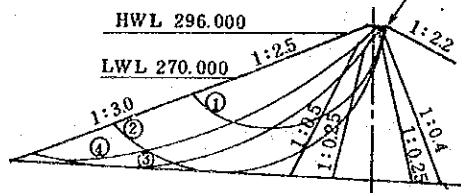


Tangential Forces



(a) 御母衣ダム (高さ 131m, 1960 完成)

Begining point of Sliding Surface



Safety Factors

Circle No	At H. W. L		At Water Level Drawdown	
	K = 0	K = 0.12	K = 0	K = 0.12
①	3.73	2.13	2.70	1.80
②	4.69	2.58	3.35	2.24
③	2.73	1.61	2.49	1.54
④	2.69	1.47	2.43	1.46

(b) 喜撰山ダム (高さ 95m, 1970 完成)

図 - 8.1 ロックフィルダムののり面安定解析の実例

8.1.3 設計条件および堤体材料の物性

堤体材料のせん断強度については、ASCEレポート（前出）に記載があり、表-8.1に示す値となっている。また、図-8.2にダムゾーンニングを示す。

表-8.1 ダム盛立材料の設計値

Zone	Material Characteristics		Unit Weight
	Value of ϕ	$\tan \phi$	
Zone A (core material)	15°	0.268	
Zone B (filter material)	35°	0.700	
Zone C	35°	0.700	Not indicated
Zone D (rock material)	40°	0.839	
River gravels	30°	0.577	

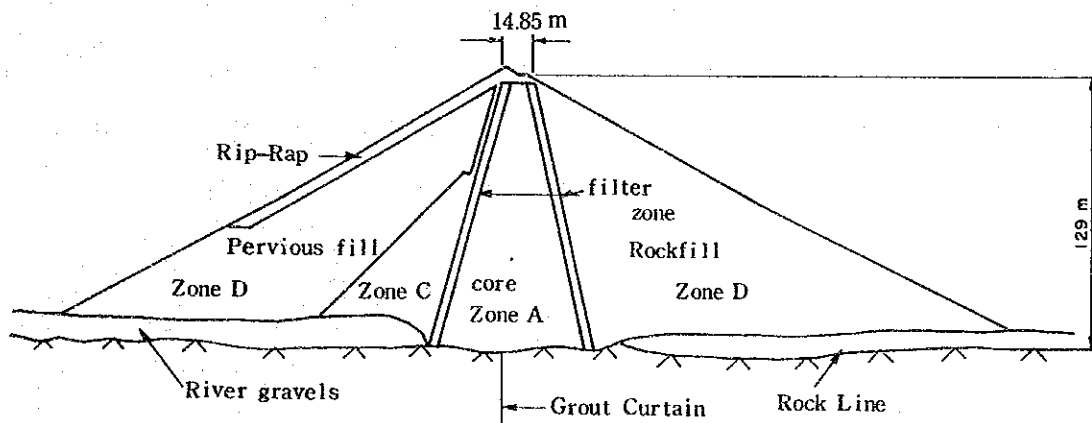


図-8.2 アンブクラオダムのゾーンニング

しかしながら、表-8.1に示された物性値の決定条件については、不詳である。ここでは、常識的に圧密・排水条件での試験値と理解するのが妥当である。

さらに、Zone A (core zone) 材料についてのみ、1985年の地震後の修復工事において、土質試験が実施されている。この結果は、表-8.2に示す通りである。

表-8.2 ゾーンA、コア材料のせん断強度試験値(1985年8月実施)

(1) CU Test		
C _{cu} : 8.6 kPa	C _{cu} : 3.3 kPa	C _{cu} : 7.1 kPa
ϕ_{cu} : 26°	ϕ_{cu} : 26°	ϕ_{cu} : 23°
(2) CD Test		
C _{cd} : 6.6 kPa	C _{cd} : 1.2 kPa	C _{cd} : 3.3 kPa
ϕ_{cd} : 28°	ϕ_{cd} : 31°	ϕ_{cd} : 28°
(3) Average Value and Converted to kg/cm ² Unit		
C _{cu} = 0.645 kg/cm ²		
C _{cd} = 0.377 kg/cm ²		
ϕ_{cd} = 29°		

ダム材料の単位体積重量については、zone Aは、上記の土質試験の結果を参考にし、また、zone Bおよびzone Dは、閃緑岩であること、ならびに現地調査の結果に基づいて、それぞれの値を選定し、これを表-8.3に示してある。ちなみに、すべり面解析の場合、材料の単位体積重量のすべり安全率に与える影響は、極めて僅少であるので、表-8.3に示す仮定値を用いても、結果として安定性評価において過ちをおかすことはない。

表-8.3 解析に用いたダム盛立材料の単位体積重量

Zone	γ_d *1 (g/cm ³)	γ_t *2 (g/cm ³)	γ_{sat} *3 (g/cm ³)
Zone A (core material)	1.83	2.20	2.28
Zone B (filter material)	1.90	1.95	2.18
Zone D (rock material)	1.80	1.85	2.11

Notes : *1 dry condition.
 *2 wet condition.
 *3 saturated condition.

材料のせん断強度のうち、粘着力の取り扱いについては、慣例的には、安定計算に考慮されないことが多い。とくにロック材料の粘着力は世界の何れの国でも無視されている。一方、コア材料の粘着力の方は、安定解析に考慮されることがある。

また、地震の条件が、ダム設計に大きく影響を与えることになる。アンブクラオダムは、地震地帯に位置していることから、当然、耐震設計が考慮されている。ASCEレポート（前出）によると、地震時のすべり安全率 $S.F. = 1.21$ が最小と記述されている。しかし、設計地震係数の記述はない。このため、図-8.3を参照し、式(8-4)を用いて逆算すると、設計地震係数 $K = 0.15$ が求められた。計算条件は、ダム完成後、満水地震時で揚圧力を考慮しない場合であり、アンブクラオダムの設計値として $K = 0.15$ は、極めて適切な値であると思われる。

$$S.F. = \frac{(N_1 - U) \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{P + (N_1 + N_2) K} \quad \dots\dots\dots (8-4)$$

ここに、 $S.F.$ = すべり安全率（地震時最小 1.21）

K = 設計地震係数

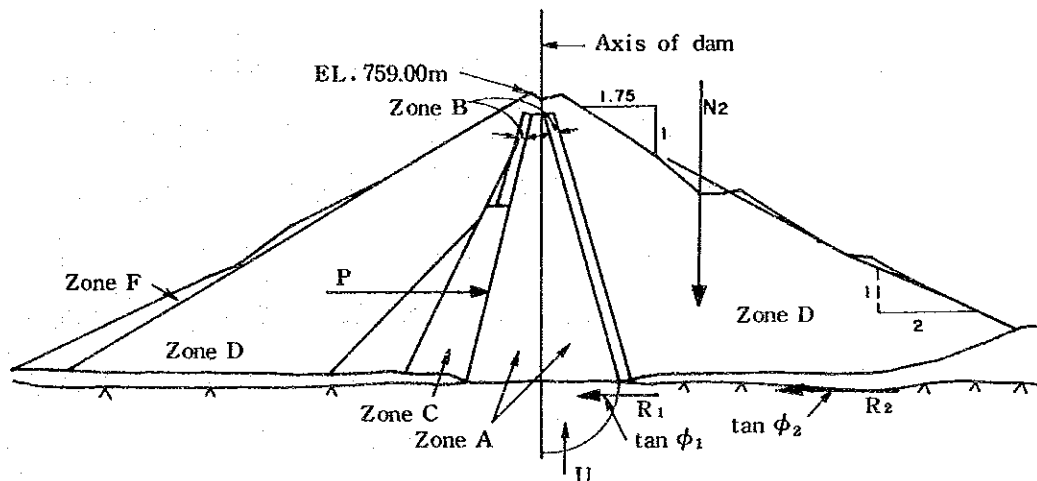


図-8.3 クサビ型すべり安定解析

なお、アンブクラオダムの下流側のり面に道路が設けられているが、このような道路の設置によってできる急勾配（図-8.3，図-8.4 (b)参照）は、ダムの設計勾配と無関係なものとして取り扱われている。

これは、今から約20年程前までの設計の考え方である。現在の慣行法では、Fig-8.4 (a)に示すように、道路設置によってできる急勾配も、設計勾配として取り扱われている。こ

のため、この急勾配部のすべり安全率の低下することを避け、所定の安全率を確保するため、ダムの基本断面と関係ないよう設計勾配の外側に道路を設ける手法がとられている。

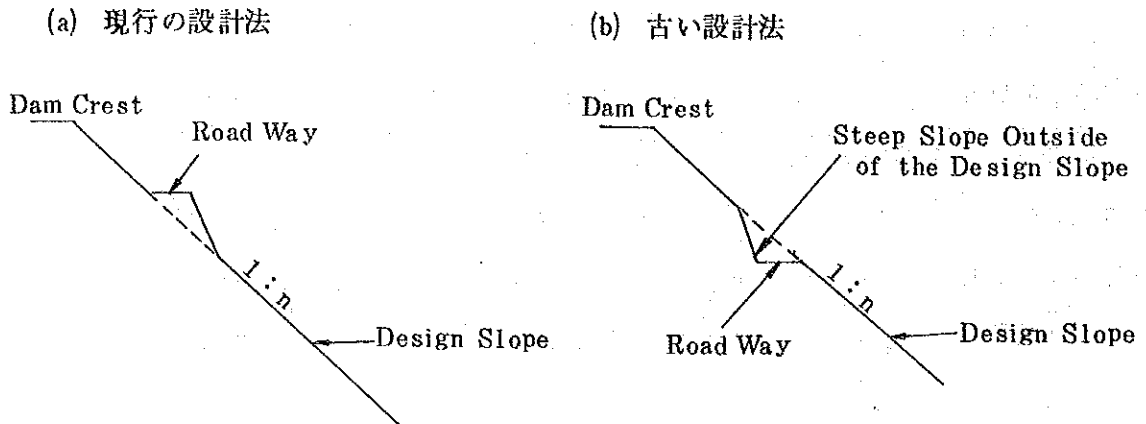


図-8.4 ダムのり面に設けられる道路と設計のり面勾配

8.1.4 ダム上流のり面の安定解析

(1) 解析ケースおよび解析断面

ダム上流のり面の安定性は、通常、ダム盛立完了直後、満水時、中間水位時、水位急降下時など貯水池水位の条件と地震条件とを組み合わせた種々のケースについて実施される。しかしながら、アンブクラオダムの場合、貯水池式水力のダムであること、および Rehabilitation Project であることから、安全率の最も小さくなる満水・地震時について、検討を行えば十分である。なお、ここでは、参考のため、低水位で地震時の条件を1ケース考慮している。臨界すべり面の位置については、すべり面の始点を下流のり肩に固定し、任意のすべり面およびロックフィルダムの場合、すべり安全率の最少となる表層すべり面の両者を選定し、それぞれについて解析を行った。なお、盛立材料の物性値については、表-8.1に示した、いわゆる設計値を、また zone A 材料についてのみ、表-8.2に示した土質試験値をも解析に用いた。表-8.4は、解析を行った全てのケースを一括して示したものである。

一方、解析断面は、実測量の結果求められたダム上流面形状の中から、平均的にみて、最も急勾配である Section - S 6 を選定した。また表層すべりの場合は、局部的に最も急勾配である Section - S 16 を選定した。この勾配は、1 : 1.32 (1 = 鉛直) である。なお、コア部の Flow - Net は、Trial and Error 法により求め、解析に用いた(図-8.5参照)。

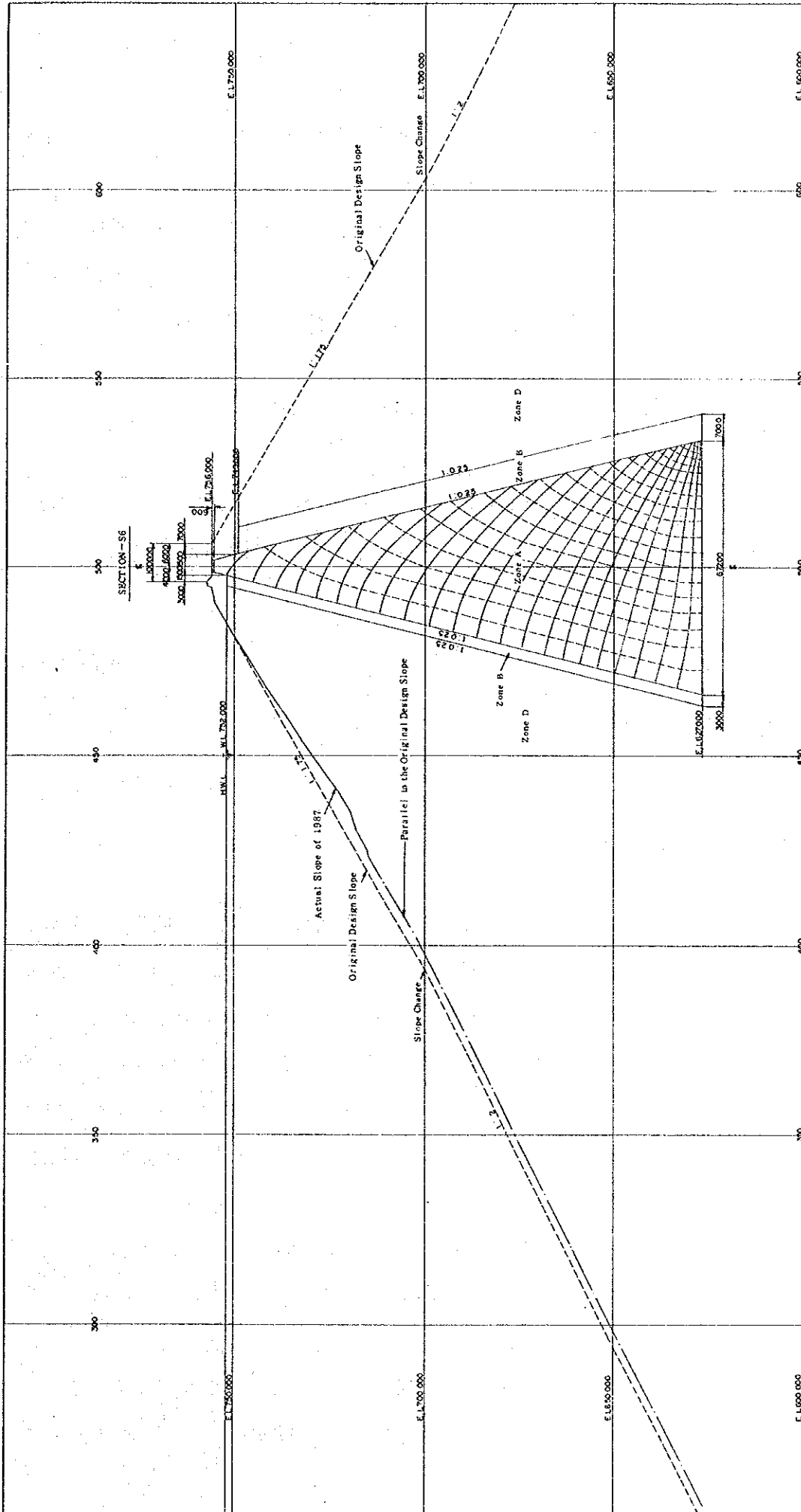


図-8.5 ダム上流のり面の安定解析断面とフローネット

(2) 解析結果とその考察

表-8.4 に示した解析ケースについて、安定計算を行った結果を一括して、表-8.5 に示してある。

表-8.5 を参照しながら、結果について考察を加えるものとする。まず、地震力を考慮しない条件での安全率は、case-1 で S.F. = 1.478, case-3 で S.F. = 1.484 であり、何れのケースも、おおむね妥当な安全率を有しているものと考えられる。

表-8.5 ダム上流のり面のすべり安全率

Case No	Case-1, Case-2, Case-3, Case-4, Case-5, Case-6, Case-7, Case-8, Case-9, Case-10
Safety Factor	1.478 0.855 1.484 0.857 — — 1.083 0.631 — —
ϕ Value of Rock	— — — — $44^{\circ}32'$ $49^{\circ}58'$ — — — —
Slope Gradient	— — — — — — — — $1:2.90$ $1:2.50$

- Notes :
- *1 k = 0.15, S.F. = 1.0
 - *2 k = 0.15, S.F. = 1.2
 - *3 k = 0.15, S.F. = 1.2, $\phi = 40^{\circ}$
 - *4 k = 0.15, S.F. = 1.2, $\phi = 43^{\circ}$

次に、地震力を考慮した場合の結果をみると、材料物性に設計値を用い、地震力を考慮した case-2 で S.F. = 0.855 (図-8.6 参照)、また case-4 で S.F. = 0.857 と、何れも安全率は、1 以下となっている。case-5 では、S.F. = 1.0 となるときの zone D (ロック材) の ϕ_a 値を逆算しているが、 $\phi_a = 44^{\circ}32'$ と求められている。また、case-6 では、S.F. = 1.2 と仮定しているので、 $\phi_a = 49^{\circ}58'$ となっている。良質のロック材を用い、よく締固められた場合で、応力レベルの低いときは、 $\phi_a = 43^{\circ} \sim 45^{\circ}$ を十分期待することができるが、case-6 の $\phi_a = 49^{\circ}$ は期待できない。

貯水池水位の低下時の case-7 の場合、S.F. = 1.085 と、僅かながら 1.0 を上廻っている。1985年4月の地震時の貯水池水位は、EL 703.00 であったが、これは、case-7 の条件とほぼ同一と考えられる。

case-8, 9 および case-10 の3ケースは、何れも表層すべり (半無限長斜面のすべり) の場合で、粘着力のない盛立材料 (砂礫, ロック材など) の斜面では、すべり安全率の

表-8.4 ダム上流のり面の安定解析ケース

Case No	Shear Strength of Materials			Coefficient of Seismicity(k)	Remarks
	core	filter	rock		
Case - 1	$C_d = 0$ $\phi_d = 15^\circ$	$C_d = 0$ $\phi_d = 35^\circ$	$C_d = 0$ $\phi_d = 40^\circ$	0	original design condition in 1987
Case - 2	$C_{cu} = 0$ $\phi_{cu} = 15^\circ$	- ditto -	- ditto -	0.15	core zone ϕ_{cu}
Case - 3	$C_{cd} = 0.377$ $\phi_{cd} = 29^\circ$	- ditto -	- ditto -	0	soil test results (CD) for core zone
Case - 4	$C_{cu} = 0.645$ $\phi_{cu} = 23^\circ$	- ditto -	- ditto -	0.15	soil test results (CU) for core zone
Case - 5	- ditto -	- ditto -	to be calculated by back-analysis at S.F. = 1.0	0.15	- ditto -
Case - 6	- ditto -	- ditto -	- ditto - at S.F. = 1.2	0.15	- ditto -
Case - 7	- ditto -	- ditto -	$C_d = 0$ $\phi_d = 40^\circ$	0.15	original design condition at L.W.L
Case - 8	-	-	- ditto -	0.15	surface slide condition
Case - 9	-	-	- ditto -	0.15	- ditto - slope gradient to be calculated by S.F.=1.0
Case -10	-	-	$C_d = 0$ $\phi_d = 43^\circ$	0.15	- ditto -

Note : CD consolidation and drain condition.
 CU consolidation and undrain condition.

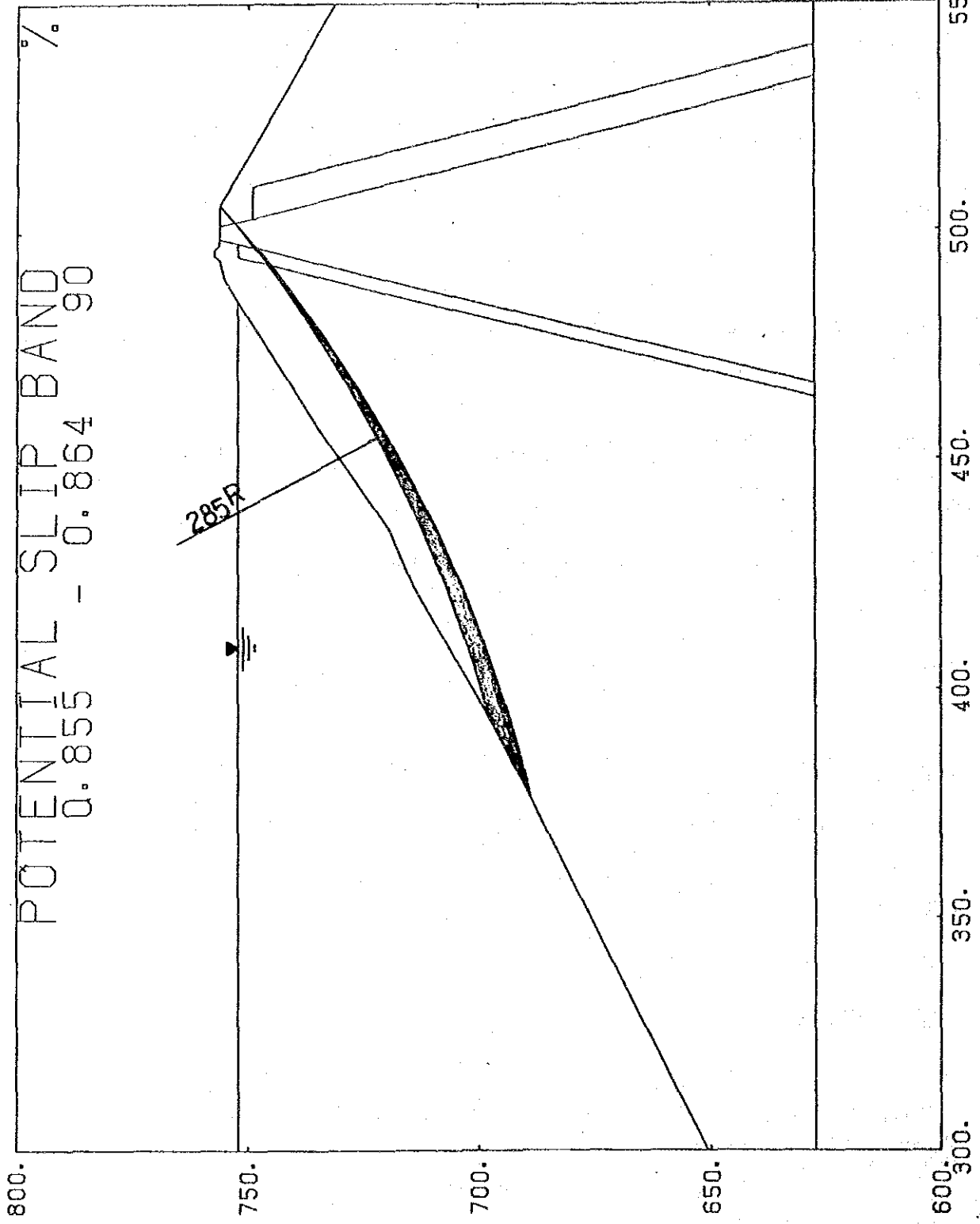


図-8.6 ダム上流のり面の臨界すべり面

最少となることが知られている。(P.8-2の参照*1)。case-8では、S.F. = 0.631となり、大きく1.0を下廻っている。ダムの上流のり面を調査すると、表層部のリブラップが、斜面に沿って崩落した箇所が、到るところに確認することができる。この事実は、表層部の安全率の小さいcase-8の結果を裏付けしているものと思われされる。

case-9およびcase-10は、修復計画を配慮して検討したものである。修復工事において調達できるロック材料の物性によって、設計のり面勾配は、当然異なる。現場踏査の結果、ロック材の調達できる原石山としては、洪水吐の対岸にある閃緑岩の山が最適である。この材料は、現ダムのロック盛立材料と同等程度の品質であると推定される。

従って、修復工事の実施に先立って、原石山から試料を採取し、大型三軸圧縮試験($\phi 30\text{cm} \times h 60\text{cm}$ 以上)を行って、ロック材料のせん断強度を求め、前記の結果を用いて、り面勾配を決定することができる。

以上に述べた通り、アンプクラオダムを新たに建設する場合を考えると、ロック材料の巾値を 43° としても、り面の勾配は1:2.50必要となる。しかし、ここで更に考慮しなければならないことは、建設後すでに30年経過したダムであることおよび地震の条件であり、これらの条件を修復計画として、如何に取り扱うかということである。

図-8.5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。前記したように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。

ダム上流のり面の EL. 715.00 以下の状況は、実測図がないので上流のり面修復工事の算定に当っては図-1.2.2.0, 1.2.2.1 の如く実測図を参考にして、地形図を仮定し、1 : 1.80 の場合と 1 : 1.75 の場合と同一条件で数量を算出した。それらの工事費・数量を比較すると次の通りとなる。

ケース	I	II
のり面勾配	1 : 1.80	1 : 1.75
盛土量 (リップラップを含む)	230,000 m ³	188,000 m ³
総工事費 (US\$)	7,333,000	6,028,000
許容地震発生確率年	46年	38年

両者の間に工事費で約 130 万米ドルの差がある。一方、許容地震発生確率年はリップラップ部材料の強度 ($\phi = 43.0^\circ$) を用いて、安全率 $f = 1.0$ の場合の各のり面勾配に対応する k 値を求め、その k 値に当る地震の発生する確率年を算定したものである。

この結果によるとのり面勾配が 1 : 1.80 の場合は、46 確率年の地震に耐えられる。1 : 1.75 の場合との間には確率年で 8 年の開きがある。

ダムの耐用年数 $T = 40$ 年と設定すると、今後 40 年間に安全率 1.0 を超える地震の発生する確率は、ケース I で 58 % ケース II で 65 % となる。

8.1.5 ダム下流のり面の安定解析

(1) 解析ケースおよび解析断面

下流のり面のすべり安全率が最少となる条件、すなわち満水地震時を主なる解析ケースとして選定した。また、これらとの比較のため、地震を考慮しないケースをも加えた。材料物性については、表-8.1 および表-8.2 に示す各値を用いた。

また、特に、コア材料の物性については、地震時において、圧密排水 (CD) および圧密非排水 (CU) の両方について解析を行った。

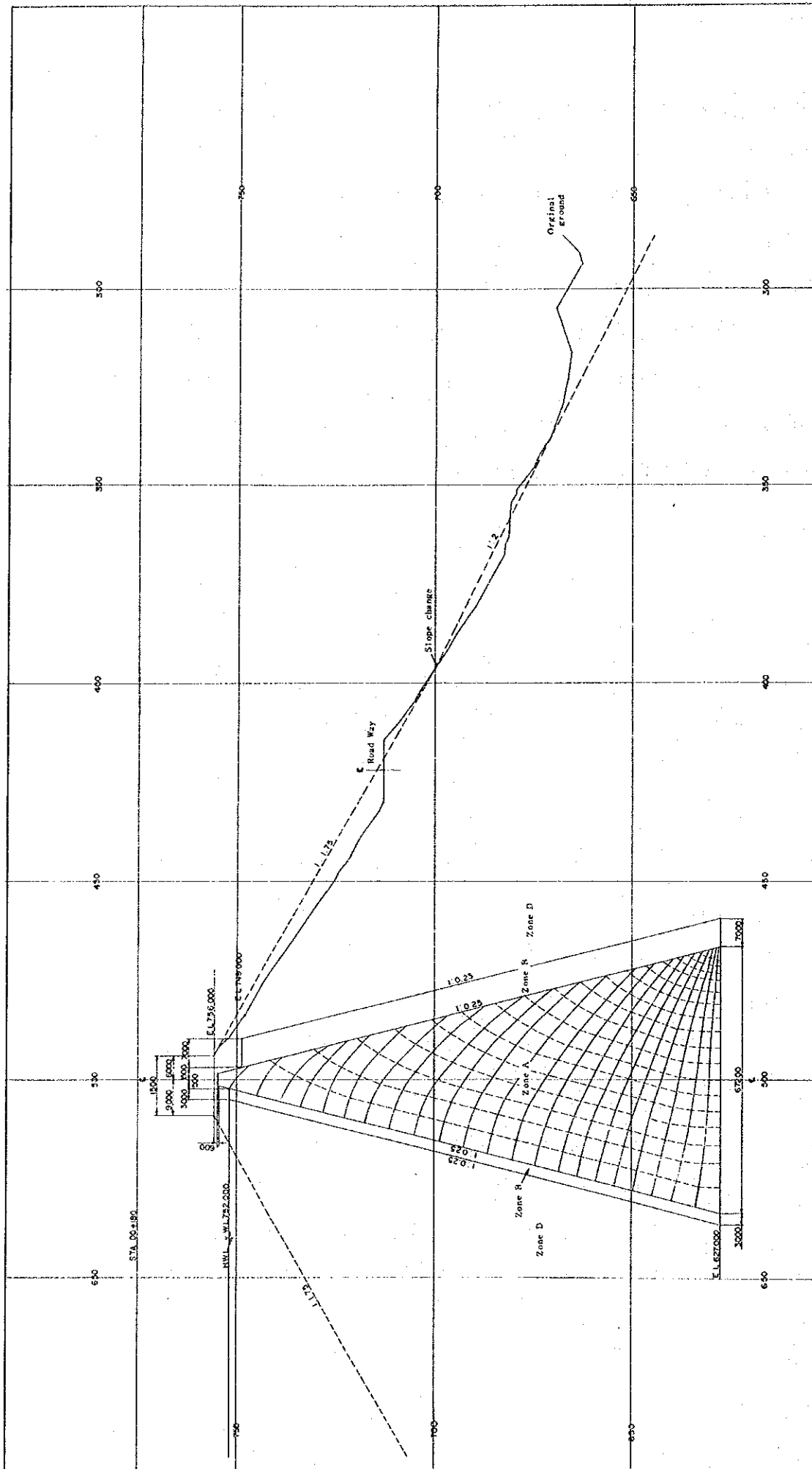
以上の解析ケースを一括して示したのが、表-8.6 である。

なお、解析断面としては、1985年に実施された測量の結果から、DA 10, STA. 00+180断面を選定した。これを図-8.7に示す。

さらに、コア部の Flow-Net は、上流のり面の場合と同様図-8.5に示すものを用いた。

(2) 解析結果とその考察

表-8.6に示した解析ケースについて、計算を行った結果をまとめて示したのが、表-8.7である。先ず地震を考慮しない条件である Case-1 および Case-3 の結果をみると、安全率は、Case-1 の場合、 $S.F. = 1.374$ 、Case-3 の場合、 $S.F. = 1.396$ と何れも妥当な安全率を有しているものと考えられる。



図一 8.7 ダム下流のり面の安定解析断面とフローネット

表 - 8.6 ダム下流のり面の安定解析ケース

Case No	Location of Sliding Plane	Shear Strength of Materials			Coefficient of Seismicity(k)	Remarks
		core	filter	rock		
Case-1	Fixed beginning Point	$C_d = 0$ $\phi_d = 15^\circ$	$C_d = 0$ $\phi_d = 35^\circ$	$C_d = 0$ $\phi_d = 40^\circ$	0	original design condition in 1987
Case-2	- ditto -	$C_{cu} = 0$ $\phi_{cu} = 15^\circ$	- ditto -	- ditto -	0.15	- ditto - core zone (CU)
Case-3	- ditto -	$C_{cd} = 0.377$ $\phi_{cd} = 29^\circ$	- ditto -	- ditto -	0	soil test result(CD) for core zone
Case-4	- ditto -	$C_{cu} = 0.645$ $\phi_{cu} = 23^\circ$	- ditto -	- ditto -	0.15	soil test result(CU) for core zone
Case-5	Unfixed	- ditto -	- ditto -	to be Calculated so as to have S.F = 1.0	0.15	- ditto -
Case-6	Fixed beginning Point	$C_d = 0$ $\phi_d = 15^\circ$	- ditto -	$C_d = 0$ $\phi_d = 40^\circ$	0.15	original design condition core zone (CD)
Case-7	- ditto -	$C_{cd} = 0.377$ $\phi_{cd} = 29^\circ$	- ditto -	- ditto -	0.15	soil test result(CD) for core zone
Case-8	Unfixed	$C_{cu} = 0.645$ $\phi_{cu} = 23^\circ$	- ditto -	- ditto -	to be Calculated so as to have S.F = 1.0	- ditto -

Note : CD consolidation and drain condition.

CU consolidation and undrain condition.

表 - 8.7 ダム下流のり面のすべり安全率

Case No.	Case-1,	Case-2,	Case-3,	Case-4,	Case-5,	Case-6,	Case-7,	Case-8
Safety Factor	1.347	0.989	1.396	1.018	—	0.984	1.021	—
ϕ Value of Rock	—	—	—	—	$40^{\circ} 32'$ ^{*1}	—	—	—
k Value	—	—	—	—	—	—	—	0.14 ^{*2}

Notes : *1 $k=0.15$, S.F.=1.0

*2 ϕ Value of Rock = 40° , Soil test results for core zone, S.F.=1.0

地震を考慮した場合の Case - 2 および Case - 6 の安全率は、何れも僅かに 1.0 を下廻り、それぞれ S.F. = 0.989 (図 - 8.8 参照), および S.F. = 0.984 であるが、ロック材の設計 ϕ 値を考えると、実質上は 1.0 以上であると考えてよい。また、コア部に新たな土質試験値を用いた Case - 7 の安全率は、S.F. = 1.021 となり、1.0 を上廻っている。コア部の排水条件を異にする Case - 2 と Case - 6 および、Case - 4 と Case - 7 について、それぞれ安全率を比較してみても、両者間に大きな差異は認められない。この理由は、仮想すべり面の中で、すべり面のコア部を切る部分が、全すべり面に対して、僅かであることに起因しているものと考えられる。

Case - 5 は、 $K=0.15$ の条件で安全率 S.F. = 1.0 となる時のロック材の ϕ 値を逆算したものである。計算の結果、 $\phi = 40^{\circ} 32'$ が求められた。ロック材のせん断強度の新しい試験値はないが、著者の経験と知識から、アンブクラオダムのロック材料では、少なくとも 43° 以上の ϕ 値の期待することができるものと考えられる。

さらに、ロック材料の設計値 $\phi = 40^{\circ}$ とし、コア材料には新しい試験値を用いて、S.F. = 1.0 として、地震震度 K を逆算したのが、Case - 8 で、 $K = 0.14$ と求められている。

以上、Case - 1 から Case - 8 までの解析結果を考察すると、地震震度 $K = 0.15$ のとき、安全率が 1.0 程度のケースがあるが、1950年代の設計法や材料の設計値と併せ勘案すれば、下流のり面のすべり安定性については、ほぼ満足した結果であると判断される。

なお、ロックフィルダムの場合、表層部のすべり安全率の最小となることが知られていることは、先に述べたが (P.8-2 *1 参照)、下流のり面の場合もこの安全率は、1.0 以下と

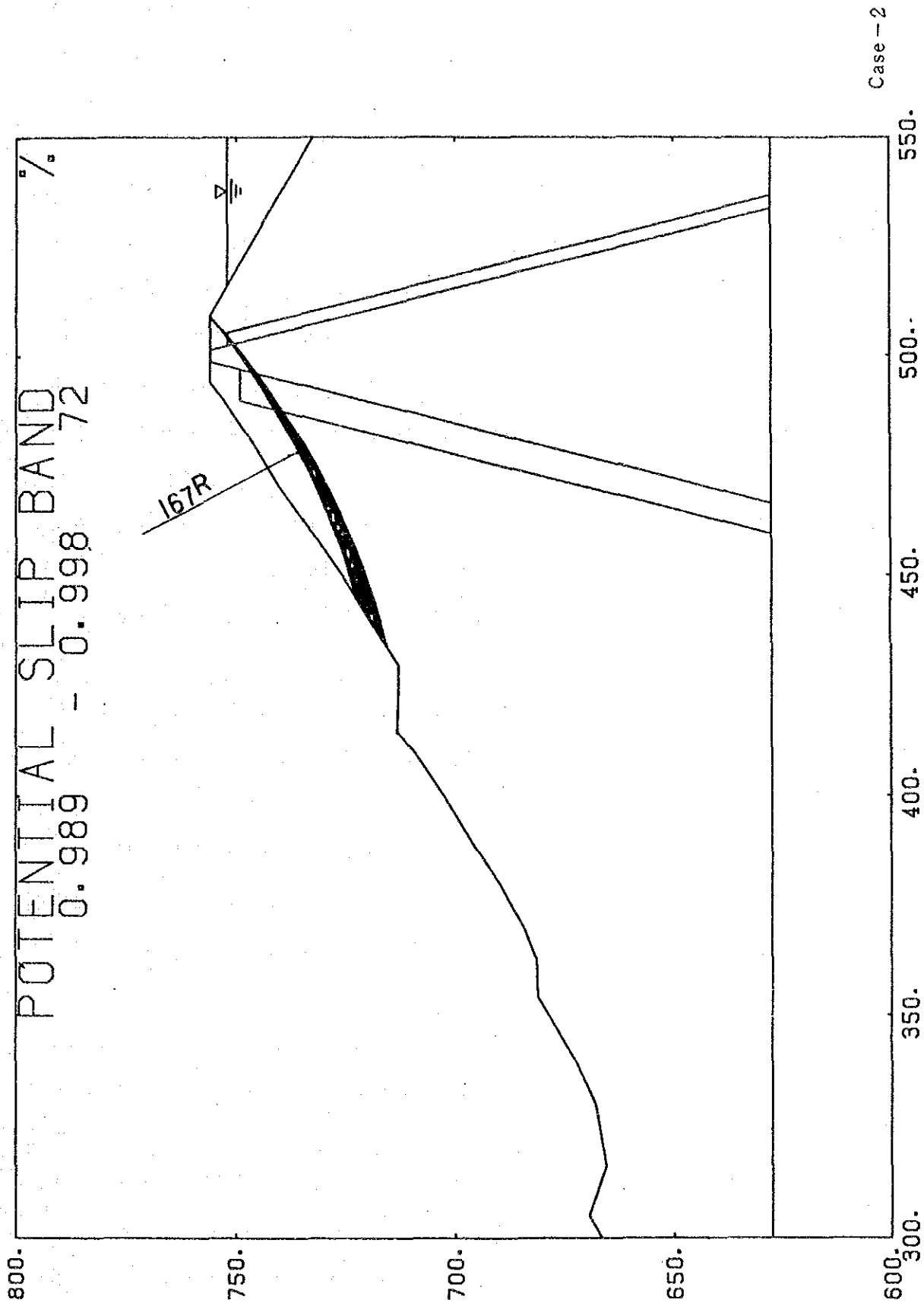


図-8.8 ダム下流のり面の臨界すべり面

なる。この事実については、1950年代では、未開発の技術であった。表層すべりの場合は、進行性破壊の過程をたどるものと考えられ、のり面の破壊は、下流のり面の表層部から始まり、順次深部のすべりに移行するものと推測される。また破壊の進行は、破壊性外力の継続時間とも、密接な関連を持つものである。

8.1.6 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。

コア部内の浸透流は、PZ-1およびPZ-2の孔内水位の観測データから、その異常のないことが明確である。また基礎岩盤の浸透流については、流量の経時的变化は、量的にはよいけれども、貯水池水位と高い相関性を有するデータがあり、堅硬な岩盤と30年の実績を踏まえて考えれば、毎年同じような挙動を繰り返しているものと考えられる。結論として、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。

8.2 洪水吐左岸アバットメントの安定検討

8.2.1 まえがき

安定検討の対象としている洪水吐左岸アバットメントは、地形的には、急斜面を呈している。しかしながら、貯水池水圧に対しては、一応十分な岩盤の厚みを有し、貯水池側で直接水圧を受けた状態で、上記の急斜面の安定性が問題となるような構造系ではない。従って、アバットメントの安定性は、岩盤内の地下水の動態に大きく支配されると考えてよい。

一方、1976年の異常洪水のあと、アバットメント全域にボーリング孔と横坑によるドレーンシステムが設置され、現在に至っている。このドレーンシステムの設置後、岩盤内の地下水位は、ドレーン設置前に比べて、相当低い状態に保持されているものと推測される。

アバットメントの安定検討は、急峻な岩盤斜面について、地下水の影響を考慮したすべり安定性を検討することで十分である。また、現場における安全管理として、岩盤内の地下水位の観測ならびに変位計による岩盤の挙動観測を定期的にかつ継続実施することにある。

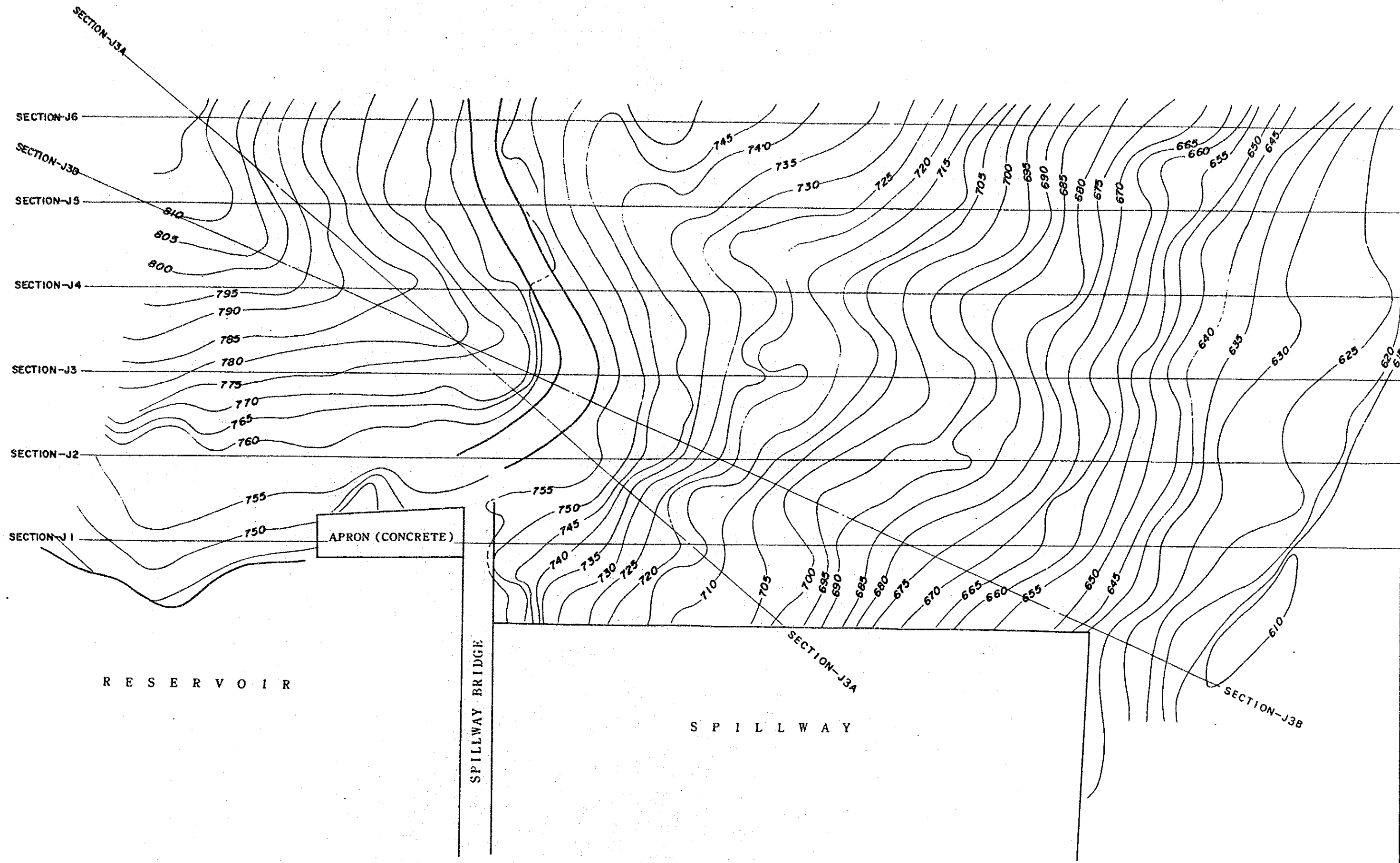
ここでは、アバットメントのすべり安定性について検討した事柄について記述するものとする。

8.2.2 解析断面および解析条件等

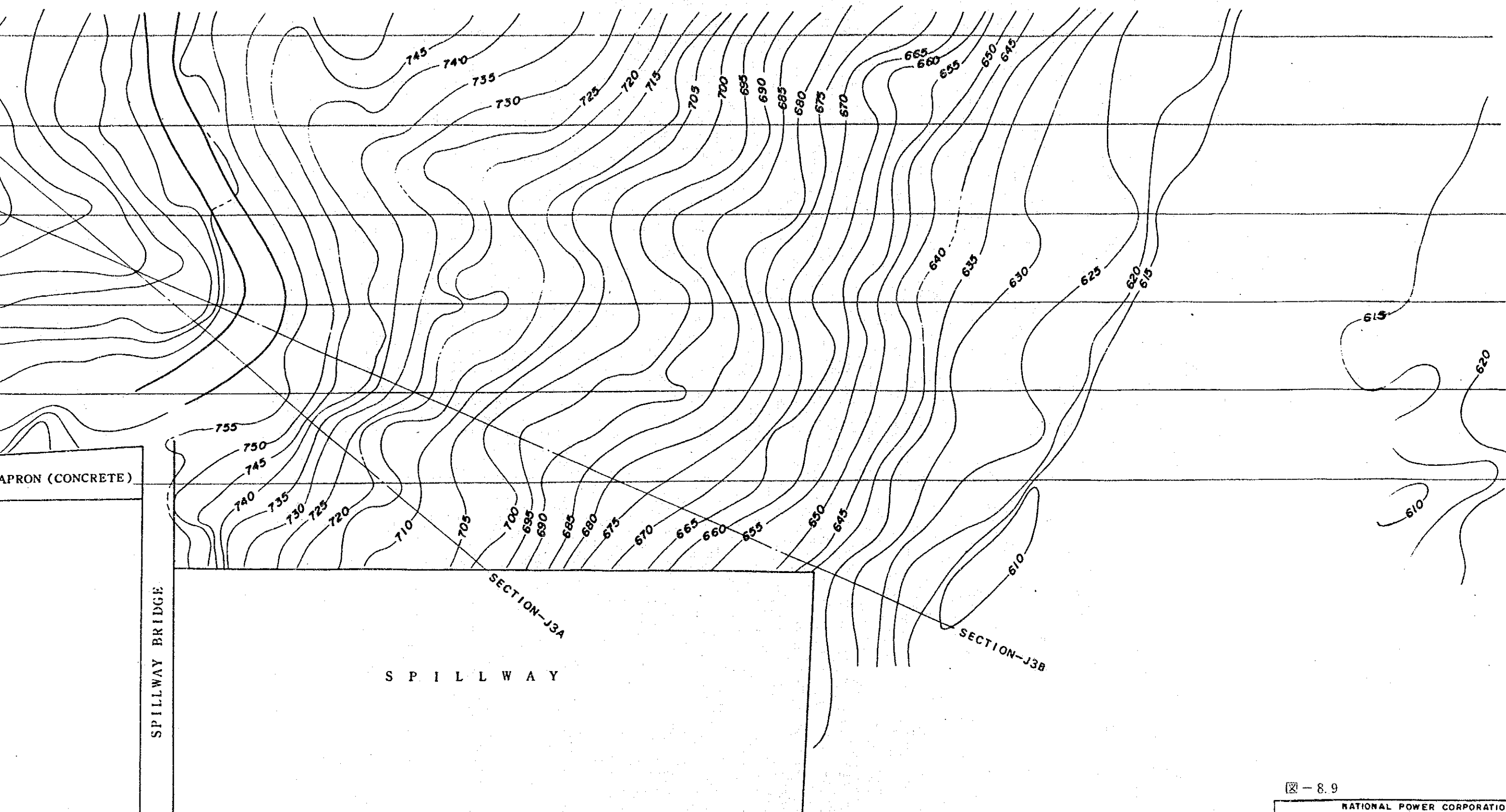
1987年に実施された地形測量の結果を用いて、解析断面の選定を行った。基本的な考え方として、①部分的に極めて急斜面のところが存在していることから、比較的浅い急斜面のすべりを取り上げた。図-8.9(平面図)及び図-8.10に示すSection-J3Aが、この解析断面に相当する。次は、②比較的広範囲に亘り、急斜面を形成している断面におけるすべり安定性で、これに相当する断面は、Section-J3Bで、同じく図-8.9(平面図)および図-8.10に示してある。

解析条件としては、前記したように、地下水の条件を考慮する必要があるが、前記①の浅いすべり検討においては、局所的急斜面であること、ならびに岩盤表層部における雨水の浸透と排水の条件から、地下水の条件は考慮していない。なお、表層部におけるクラックの存在を想定して、地震の条件を付加することとした。

一方、前記②の深いすべり面の検討においては、すべり面上における地下水のポテンシャルの80%(地震を考慮しない時)および50%(地震を考慮する)のそれぞれについて解析を行っている。なお、慣行的には、地震と豪雨は同時に発生しないとする設計条件の基本



SCALE 1:500 MTS



SCALE 1 : 500 MTS

図 - 8.9

NATIONAL POWER CORPORATION
ENGINEERING SURVEYS & INVESTIGATION SERVICES DIVISION-ERSD
DILIMAN, QUEZON CITY

AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

ダム洪水吐左岸アバットメントの実測図

SURV'D: T. Y. DE ROBLER SUBMITTED: M. P. VALDEABELLA
DRAFTED: J. L. BAMBAG, JR. RECOMMENDED: R. C. Y. P. C. C.
CHECKED: F. Y. SEBASTIAN APPROVED: Z. P. SANTOS, JR.

SHEET 1 OF 5 | DATE: AUG. 1987 | DWG. No.

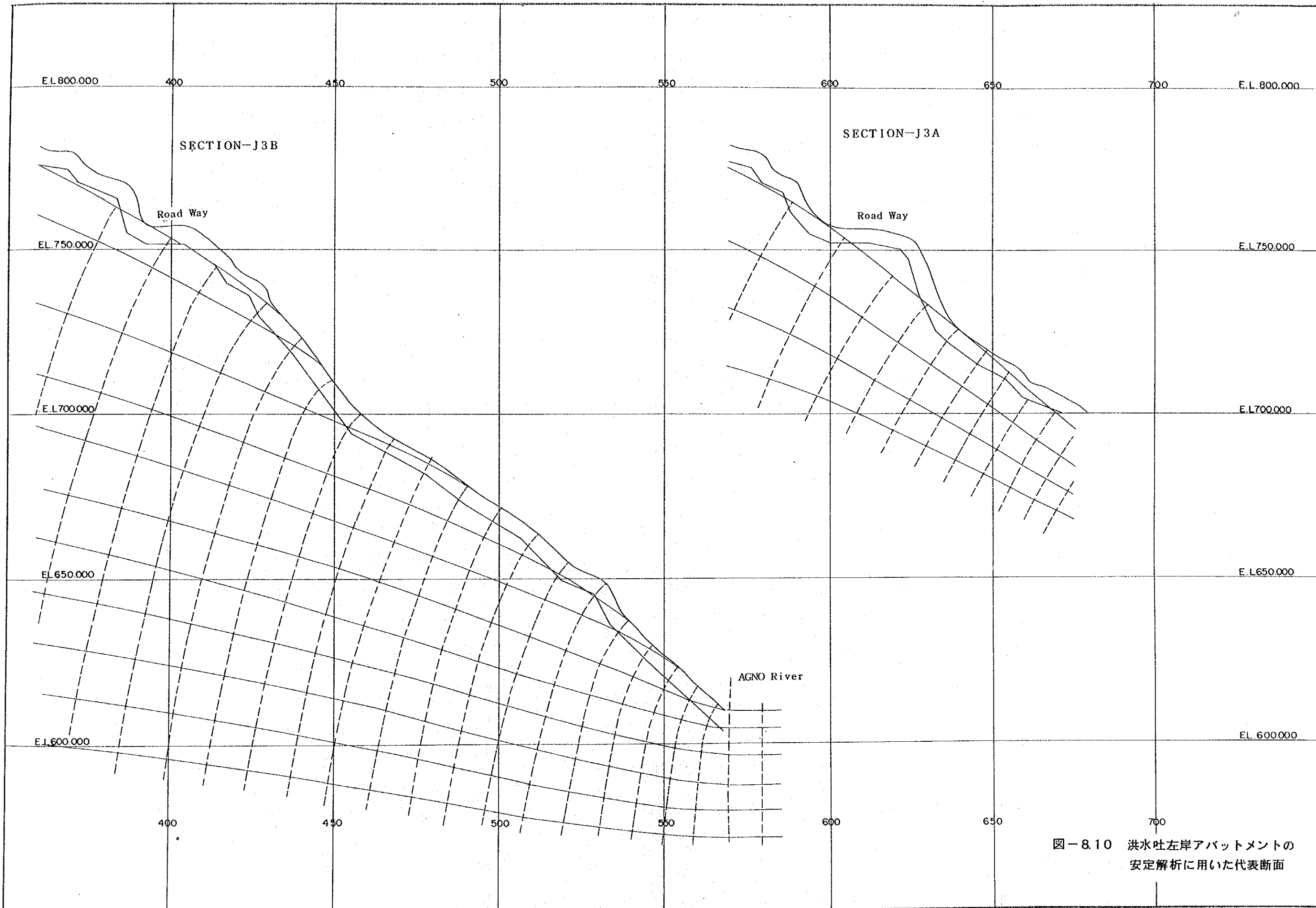


図-8.10 洪水吐左岸アバットメントの
安定解析に用いた代表断面

的な考え方がある。

岩盤物性については、実測データは一切ないことから、経験的な知識に基づいて推定し設定することとした。このため、岩盤斜面のすべり安全率が 1.0 となるときの岩盤のせん断強度（粘着力 C と内部摩擦角 ϕ ）を求めることとした。

一方、岩盤の単位体積重量 γ については、表層部の風化を考慮して、深さ 5 m までとそれ以深の 2 つに分割し、次の通り設定した。

地表から深さ 5 m まで：

$$\gamma_{wet} (\text{湿潤状態}) = 2.35 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{sat} (\text{飽和状態}) = 2.42 \text{ g/cm}^3$$

深さ 5 m 以深：

$$\gamma_{wet} (\text{湿潤状態}) = 2.40 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{sat} (\text{飽和状態}) = 2.45 \text{ g/cm}^3$$

8.2.3 解析結果とその考察

(1) 比較的浅いすべり面の場合（前記①のケース）

Fig - 8.10 に示す section J3A について、すべり安全率 $S.F. = 1.0$ となるときの、岩盤のせん断強度を求めた結果を表 - 8.8 に示してある。

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、 $C = 4.3 \text{ kg/cm}^2$ あればすべり安全率は 1.0 を確保することができる（図 - 8.11 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 $C = 3.1 \text{ kg/cm}^2$ となっている。洪水吐左岸アバットメントの地質分布は、上部では変成岩（Metamorphic），下部では閃緑岩（Diorite）である。特に上部の変成岩は、下部の閃緑岩に比べて風化もいくらか進み、また亀裂の発達も著しいようである。浅いすべり面の場合には、変成岩の領域内の問題となるが、岩盤強度の期待値として、 $\phi \geq 45^\circ$ ， $C = 5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 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。

表-8.8 浅いすべりに於けるすべり安全率

Case	Conditions of Analysis		Shearing Strength of Rock		
	Coeff. of Seismicity(k)	Seepage water	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 50^\circ$
Case-1	0	no water	C = 3.1%	C = 2.3%	C = 1.7%
Case-2	0.15	no water	C = 4.3%	C = 3.8%	C = 3.4%

(2) 深いすべり面の場合(前記②のケース)

図-8.10に示した section J3Bについて前(1)項の場合と同様、すべり安全率 S.F. = 1.0 となるときの岩盤のせん断強度を求め、表-8.9に示した。

前(1)項で記述したように、深いすべりの場合、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。表-8.9に示す case-2において $\phi = 45^\circ$ 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、 $C = 5.5 \text{ kg/cm}^2$ 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-8.12に示されている。

前にも記したように岩盤の場合、地震の条件は考慮しないのが通例である。

なお、岩盤の物性値について試験を行って確認しておくことも考えられる。試験の規模、精度、岩質のパラッキなどにより、通常精度の高い物性値を試験によって求めることは、一般に困難である。しかし、アンブクラオダムの場合は、幸いドレーン坑が設けられているので適切な規模で現場試験を実施することは可能であろう。

表-8.9 深いすべりに於けるすべり安全率

Case	Condition of Analysis		Shearing Strength of Rock		
	Coeffi. of Seismicity(k)	Seepage water	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 50^\circ$
Case -1	0	no water	C = 3.1%	at C = 0* ¹	at C = 0* ²
Case -2	0	80%* ³	C = 15%	C = 5.5%	C = 1.5%
Case -3	0.15	50%	C = 20%	C = 10%	C = 5.0%

Note : *1 S.F. = 1.071

*2 S.F. = 1.303

*3 地山安定解析には、地震を考慮しないのが慣習であることから Case 2 が最も厳しい条件となる。(図-8.12(a)参照)

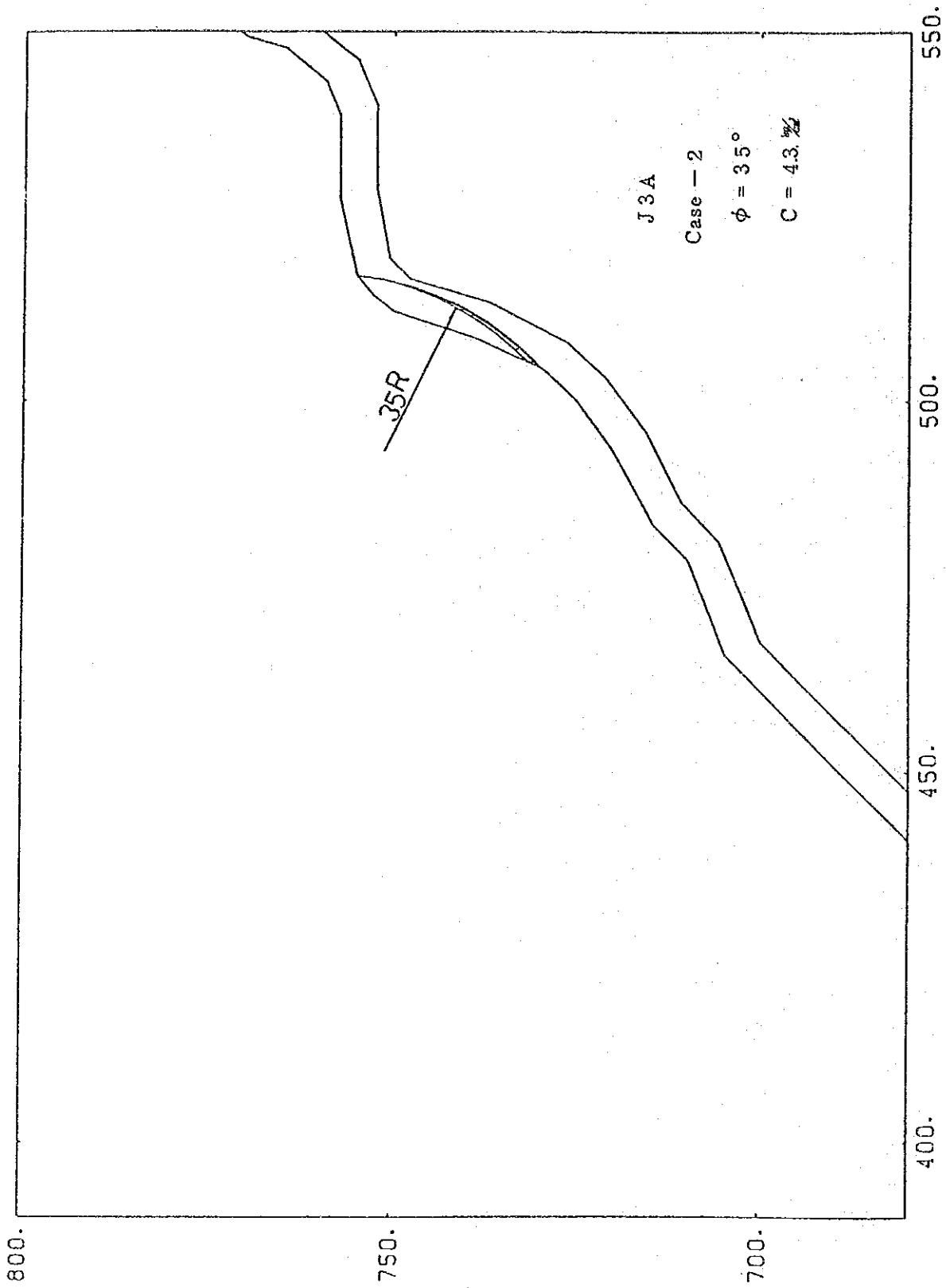


図-8.11 浅いすべり面における臨界すべり面

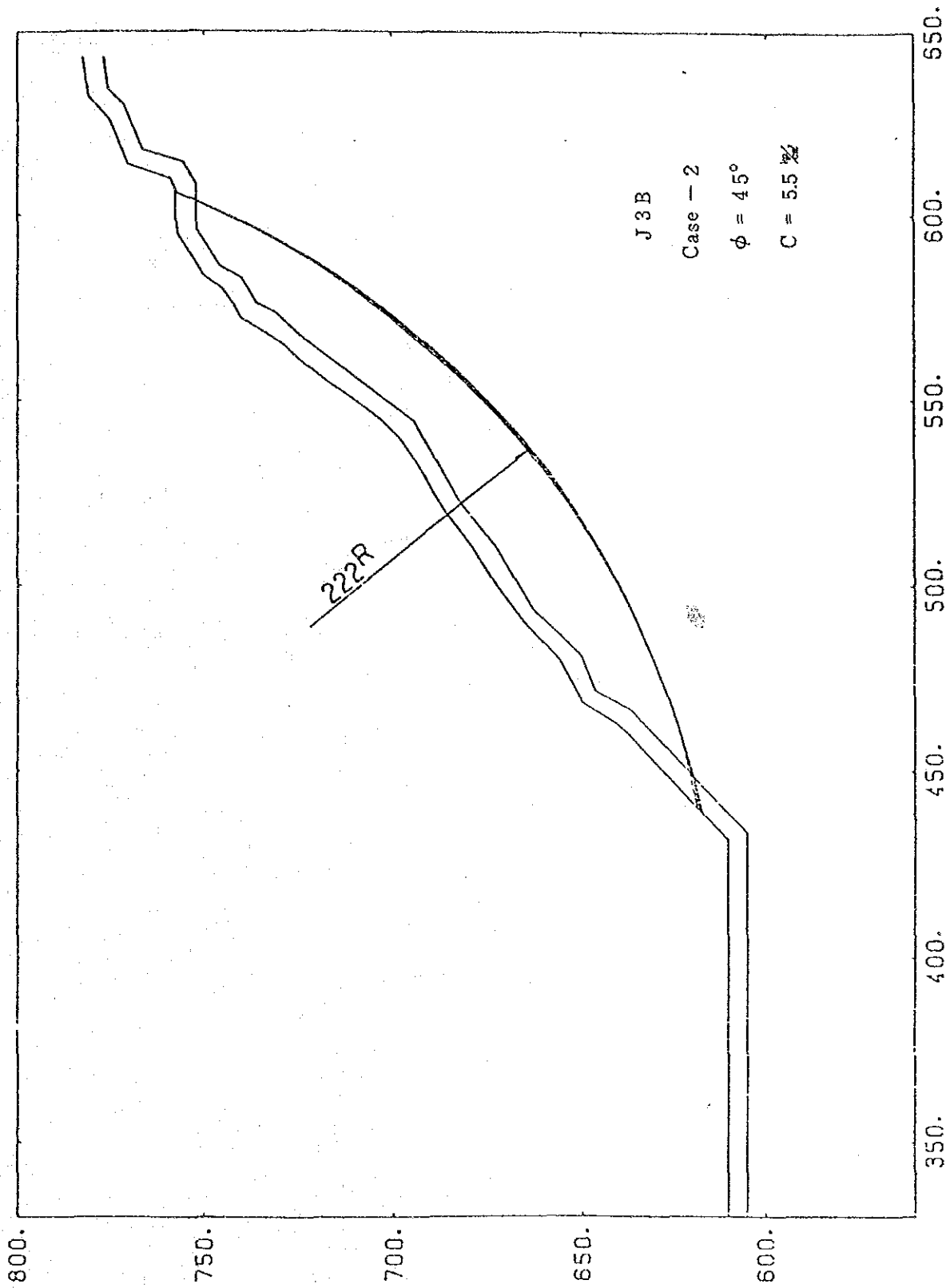


図-8.12 深いすべりに於ける臨界すべり面

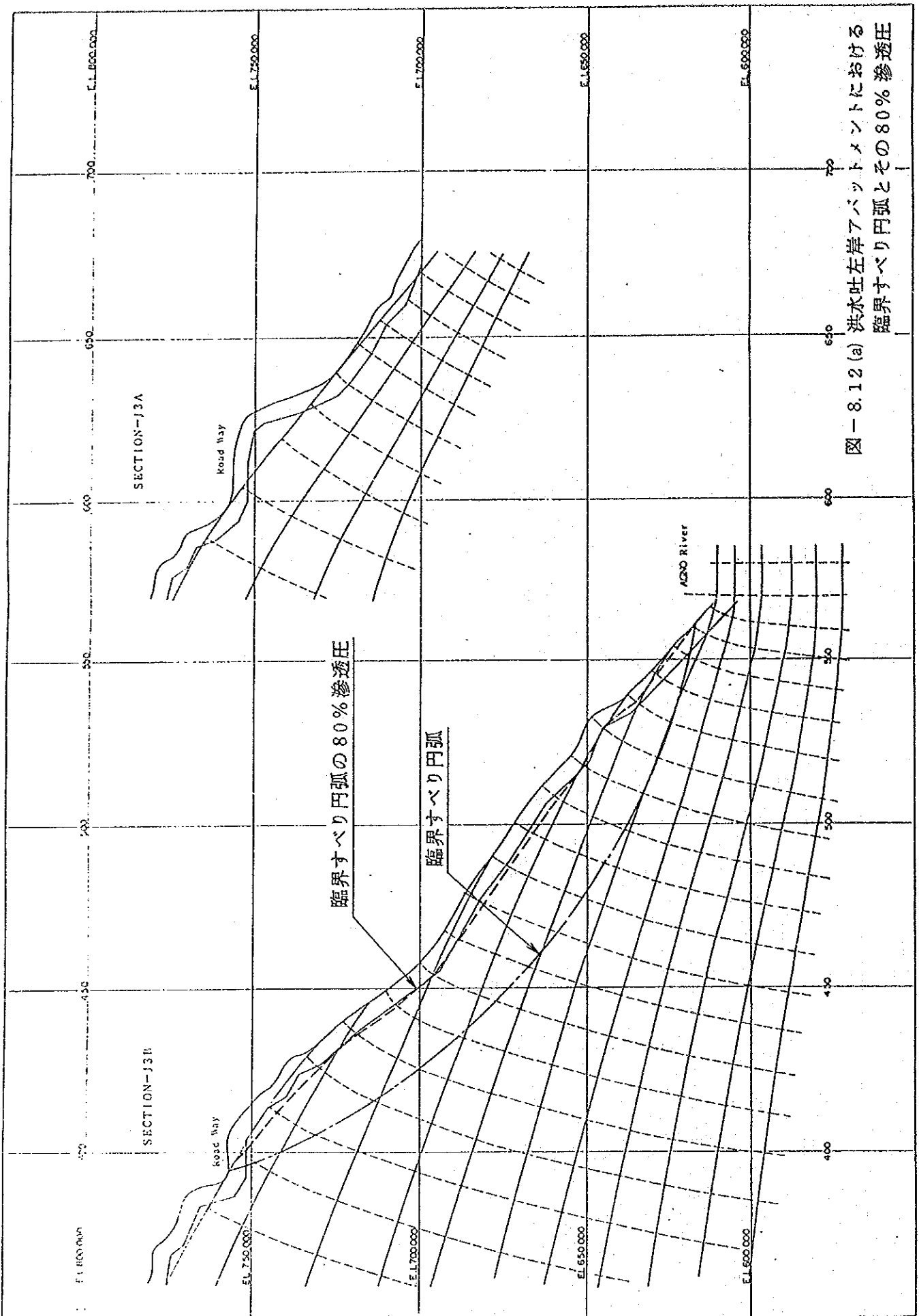


図-8.12 (a) 洪水吐左岸アバットメントにおける
臨界すべり円弧とその80% 渗透圧

8.3 洪水吐右岸導流壁の安定検討

8.3.1 まえがき

ダムの盛立部と洪水吐流入部との境界に導流壁が設けられている。この導流壁は、逆T型の形状で、鉄筋コンクリート構造である。また、5つのBayから構成されており、各Bayは下記に示す規模を有し、それぞれ水密ジョイントで接続されている。

導流壁の番号	高さ	長さ
Bay 1	21.00	11.59
Bay 2	21.00	14.47
Bay 3	21.00 ~ 16.05	10.47
Bay 4	16.05 ~ 11.10	10.47
Bay 5	11.10 ~ 6.00	15.00

1985年4月地震により、各々のBay間の水密性が損なわれたため、水密ジョイントの修復工事が実施された。この事実に基づき、導流壁の安定性および断面構造について検討したものを以下に記述する。

8.3.2 導流壁の安定検討

(1) 解析ケースおよび壁の構造

前項で記述したように、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-8.13) について、安定検討を行うものとする。

構造上、いわゆる逆T型の擁壁の安定性は、通常、常時および地震時のそれぞれについて、転倒、滑動および支圧の3項目について検討されなければならない。さらに、鉄筋コンクリート構造としては、主要な断面における鉄筋およびコンクリートの応力度について、それぞれ許容応力以下にあるかどうか検証しておく必要がある。

なお、逆T型擁壁に働く土圧の考え方については、2~3の方法が提案されており、何れの方法も実際の設計に用いられている。結果としては、何れの方法を用いても、余り差異はないものと考えられる。ここでは、表-8.10に示す3つのケースについて安定性の検討を行っている。なお、前記3ケースの構造および土圧の作用条件について図示したのが、図-8.14である。

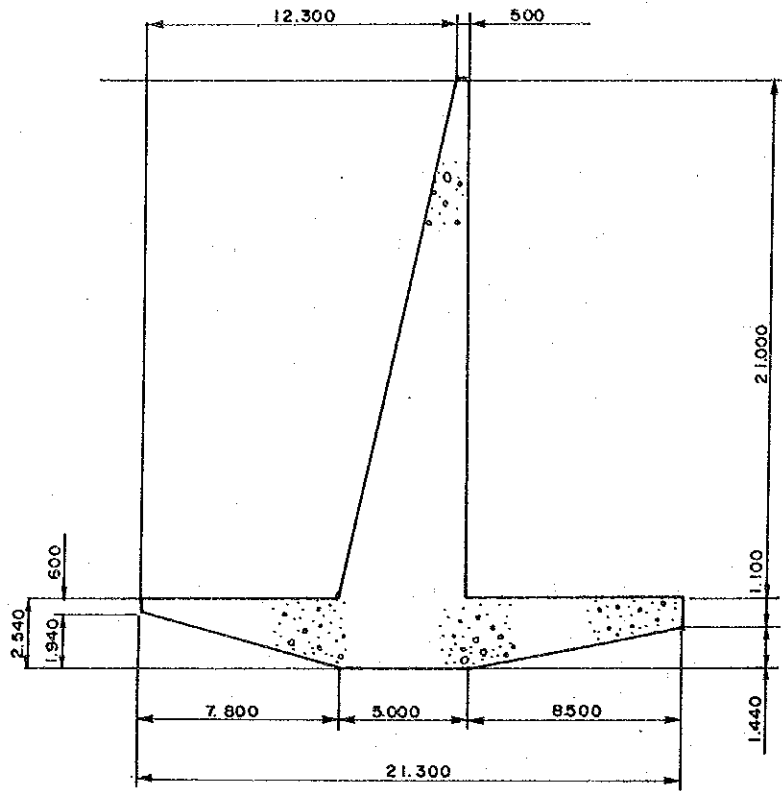


図 - 8.13 導流壁断面図 (Bay 1)

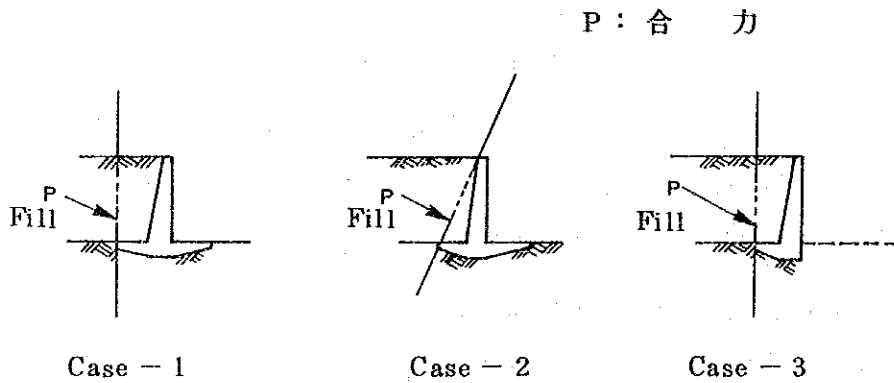


図 - 8.14 逆 T 型導流壁に作用する土圧の考え方

表-8.10 逆T型導流壁の安定解析のケース

Case No	Condition of Earth Pressure	Stability to be Studied	
Case -1	Vertical Plane	} Overturning Sliding Bearing	Ordinary and Earthquake Conditions
Case -2	Inclined Plane		
Case -3	Vertical Plane no Front Footing		

(2) 解析に用いる式

a) 土圧の計算式

常時土圧 $P_E = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot h^2 \dots\dots\dots (8-5)$

地震時土圧 $P_{EE} = \frac{1}{2} K_{EA} \cdot \gamma \cdot h^2 \dots\dots\dots (8-6)$

ここに、 P_E = 主働土圧強度(常時)(t/m)

P_{EE} = " (地震時)(t/m)

K_A = クーロン土圧の主働土圧係数(常時)

K_{EA} = " " (地震時)

γ = 土の単位体積重量(t/m³)

h = 土圧算定に用いる擁壁の高さ(m)

b) クーロン土圧の主働土圧係数

常時の場合

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2} \dots\dots\dots (8-7)$$

地震時の場合

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\theta + \delta)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta)} \frac{\sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \alpha)} \right]^2} \dots\dots\dots (8-8)$$

ここに、 ϕ = 土の内部摩擦角 (°)

θ = 壁背面と鉛直面のなす角 (°)

θ_0 = 地震合成角 = $\tan^{-1} K_h$

K_h = 設計水平震度

δ = 壁面摩擦角 (°)

α = 裏込め部表面と水平面のなす角 (°)

c) 転倒に対する偏心量を求める式

$$e = \frac{B}{2} - d \dots\dots\dots (8-9)$$

ここに、

e = 荷重合力のフーチング中心からの偏心距離 (m)

B = フーチングの幅 (m)

d = 荷重合力の原点からの水平距離 (m)

$$= (\sum M_v - \sum M_H) / \sum P_v$$

$\sum M_v$ = 荷重の鉛直成分による原点におけるモーメントの合計 (t・m/m)

$\sum M_H$ = 荷重の水平成分による原点におけるモーメントの合計 (t・m/m)

$\sum P_v$ = 荷重の鉛直成分の合計 (t/m)

$$e \leq B / 6$$

d) 滑動に対する安全率を求める式

$$S.F = \sum P_v \tan \phi_B / \sum P_H \dots\dots\dots (8-10)$$

ここに、S.F = 滑動に対する安全率

ϕ_B = コンクリートと基盤の摩擦係数

e) 地盤支圧力を求める式

$e = 0$ (偏心なし) の場合

$$q_{\max} = \Sigma P_v / B \dots\dots\dots (8-11)$$

ここに、 q_{\max} = 最大支圧力 (t/m²)

$e \leq B/6$ の場合

$$q_{\max} = \frac{\Sigma P_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \dots\dots\dots (8-12)$$

$e > B/6$ の場合

$$q_{\max} = \frac{2 \Sigma P_v}{3 d} \dots\dots\dots (8-13)$$

f) 許容支持力を求める式

$$\frac{Q_U}{F_B} = A' \left\{ \alpha \cdot K \cdot C \cdot N_c + K \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B' \cdot N_r \right\} \dots\dots\dots (8-14)$$

ここに、 Q_U = 地盤の極限支持力 (t)

F_B = 安全率 (常時: 3, 地震時: 2)

C = 地盤の粘着力 (t/m²)

q = 上載荷重 (t/m²) = $\gamma_2 \cdot D_f$

A' = 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 = 支持地盤及び根入れ地盤材料
の単位体積重量 (t/m³)

B' = 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅
= $B - 2e$

B = 基礎の幅 (m)

e = 荷重の偏心量 (m)

D_f = 基礎の有効根入れ幅 (m)

α, β = 基礎の形状係数 (帯状の場合,
 $\alpha = 1.0, \beta = 1.0$)

表-8.11 洪水吐流入部導流壁の安定解析結果

Case No.	Analysis Condition Earth of Pressure	Stability Evaluation					
		① for Overturning		② for Sliding		③ for Bearing	
		Ordinary	During Earthquake	Ordinary	During Earthquake	Ordinary	During Earthquake
Case - 1	Vertical Plane	Stable	Stable	SF = 5.13	SF = 1.77	SF = 3.25 ^{*1}	SF = 2.28 ^{*1}
Case - 2	Inclined Plane	Stable	Stable	3.46	1.36	2.63 ^{*1}	1.82 ^{*1}
Case - 3	Vertical Plane no Front Footing	Stable	Stable	4.85	1.71	5.20 ^{*2}	1.49 ^{*2}

Note : *1 Assuming C = 0.5%, $\phi = 30^\circ$

*2 Assuming C = 0.5%, $\phi = 40^\circ$

$K =$ 根入れ効果に対する割増し係数

$$= 1 + 0.3 \frac{D'f}{B'}$$

$N_o, N_q, N_r =$ 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(3) 安定性検討結果

前(1)項で記述した解析ケースについて、前(2)項の計算式を用いて、検討を行った結果を総括して、表-8.11に示してある。表から、擁壁の転倒については、各解析ケース共全て安定な状態にある。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 $S.F. \geq 1.20$ を全ての解析ケースにおいて満たされている。

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。

8.3.3 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 ($K = 0.15$) において、フーチングと鉛直壁の境界部 (図-8.15, sect. A-A) におけるコンクリートの圧縮応力度及びせん断応力度、ならびに鉄筋の引張応力度について検討を試みる。断面形状は、図-8.15に示す。

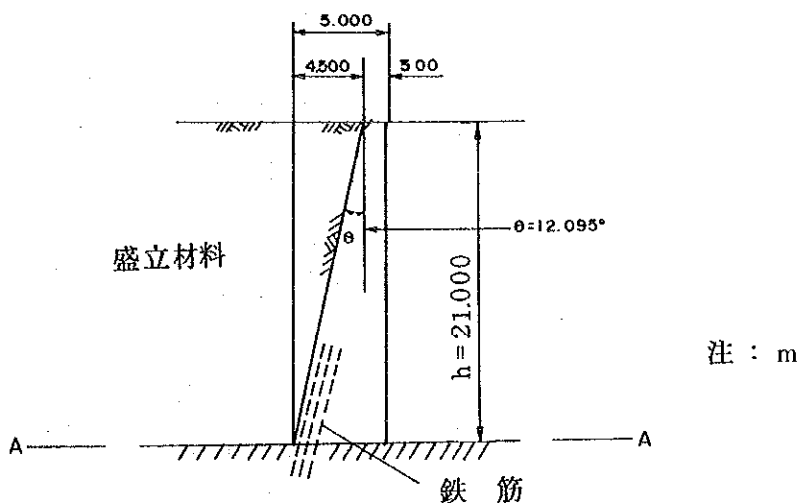


図-8.15 導流壁部の検討断面

計算の結果、せん断力および曲げモーメントは、それぞれ、

$$\begin{aligned} \text{sect A-A におけるせん断力} &= (\text{自重によるせん断力}) \\ &+ (\text{土圧によるせん断力}) \\ &= 21.66 \text{ t/m} + 155.56 \text{ t/m} \\ &= 177.22 \text{ t/m} \end{aligned}$$

sect A-A における曲げモーメント

$$\begin{aligned} &= (\text{自重による曲げモーメント}) \\ &+ (\text{土圧による曲げモーメント}) \\ &= 165.38 \text{ t-m/m} + 1,088.92 \text{ t-m/m} \\ &= 1,254.30 \text{ t-m/m} \end{aligned}$$

となる。一方、各応力度を求める式は、それぞれ式(8-15)、式(8-16)および式(8-17)で示される。

(a) コンクリートの圧縮応力度: σ_c (kg/cm²)

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{K \cdot j \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots (8-15)$$

(b) コンクリートのせん断応力度: τ_c (kg/cm²)

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \dots\dots\dots (8-16)$$

(c) 鉄筋の引張応力度: σ_s (kg/cm²)

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \dots\dots\dots (8-17)$$

ここに、 $M = \text{曲げモーメント} = 1,254.30 \text{ t} \cdot \text{m/m}$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.9032$$

$$\begin{aligned} K &= \text{中立軸比} = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \\ &= 0.2903 \end{aligned}$$

$$n = \text{ヤング係数比} = 15$$

$$p = \text{鉄筋比} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003959$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \text{引張応力の断面積} \\
 &= \#10 \text{ BAR} @ 125 \times 3 \text{ Lines} \\
 &= 190.02 \text{ cm}^2 \\
 b &= \text{断面の幅} = 100 \text{ cm} \\
 d &= \text{断面の有効高さ} = 500 - 20 = 480 \text{ cm} \\
 S &= \text{せん断応力} = 177.22 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

これらの式に数値代入を行って、各応力度を求めると、 $\sigma_c = 4.15 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_c = 4.1 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 1,523 \text{ kg/cm}^2$ 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 ($\sigma_{sa} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$) 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

フーチングの構造検討は、図-8.16に示すように、鉛直壁とフーチングとの接続部 (section B-B) におけるコンクリートの圧縮ならびに引張応力度と鉄筋の引張応力度を検証することで十分である。

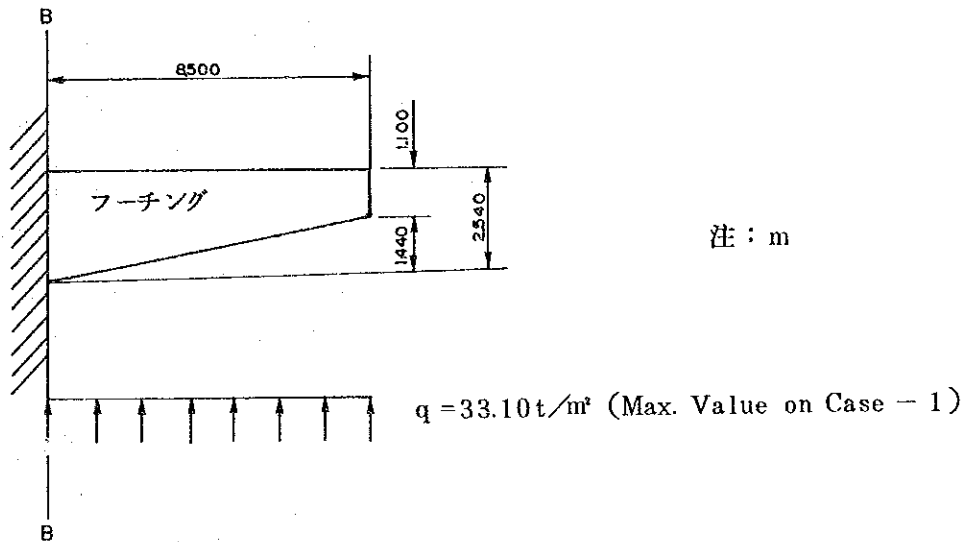


図-8.16 フーチング部の検討断面

section B-B におけるせん断力

$$\begin{aligned}
 &= (\text{自重によるせん断力}) + (\text{地盤反力によるせん断力}) \\
 &= -38.68 \text{ t/m} + 281.35 \text{ t/m} = 242.67 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

section B-Bにおける曲げモーメント

=(自重による曲げモーメント)+(地盤反力による曲げモーメント)

$$=-142.72\text{ t/m}+1,195.74\text{ t/m}=1,053.02\text{ t/m}$$

この場合の各応力度は、式(8-15)、式(8-16)および式(8-17)の各式を用いて計算することができる。

ここで鉄筋量は、#10 BAR@150, 3 Lines であるので、 $A_s = 158.34\text{ cm}^2$ 、また基礎掘削断面を考慮して計算の結果は、 $\sigma_c = 62.4\text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_c = 7.7\text{ kg/cm}^2$ および $\sigma_s = 2,116.5\text{ kg/cm}^2$ と求められる。これら応力度のうち、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、Feild Point に対する安全率を求めると $2,400 / 2,116.5 = 1.13$ となり 1.0 を上廻っている。しかしながら、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。

8.4 ダムの動的解析結果 Finite Element Studies of Ambuklao Dam Final Report
by Salvador F.Reyes Consultant, Sep. 24, 1985に関するコメント

1985年4月に発生した地震のあと、F.E.Mによりダムの動的解析が行われ、標記のレポートが、NAPOCOR宛提出されている。このレポートについてのコメントを以下に記述する。

(1) ダムモデルの要素分割 (Total 35 elements) が粗いので、材料物性の区分が実物に近いようモデル化することは難しい。通常、ダムの上部は、より細かく要素分割が行われる。

(2) ダム材料の物性は、コア部とロック部の2つに区分している。フィルター部の物性を考慮したり、また堤体内部を深度別に異なる物性を考慮するなどすれば、よりよいモデル化が可能である。

(3) コア部の物性

乱されない試料を用いて、圧密、三軸圧縮、直接せん断などの試験が行われているが、何れも静的試験であり、動的物性試験ではない。なお、これらの試験結果をどのように活用されているか記述されていない。余り有効に使用されているとは思われない。

(4) ロック部の物性

ポアソン比 $\nu = 0.3$ で一定値を用いている。参考のため日本における2つのロックフィルダムのポアソン比の分布をFig-8.17*1に示す。また、ロック部のヤング係数 E は、次式を用いている。

$$E = K \cdot P \dots\dots\dots (8-18)$$

ここに、 $K = \text{定数} = 85$ (推定値)

$P = \text{平均垂直応力}$

*1 "Study on Stability Analysis, Design and Construction of Rockfill Dams" by Tsuguo HARADA, March, 1977

式(8-18)のK値は、1955年から1966年の始めまで、すなわちEL 740.00までの水位上昇によるダム天端の水平変位量を用いて決定されている。したがって、これは、第一回目のたん水時の変位を対象としていることになる。ロックフィルダムの変位特性において、初期たん水時と繰り返したん水後の変形特性との間には著しい相違がある(図-8.18参照)ので、前記のデータを用いていることに疑義がある。また平均垂直応力Pは、どうして求められたか不明である。

(5) モードによって、ダム天端にクラックの発生することを指摘しているが、モードのみからクラック発生の可・否にまで言及することに疑問がある。

(6) ロックフィルダムの卓越周期について

ダムの断面形状を三角形とし、完全弾性体で、なおかつ等方等質と仮定したとき、第一次のせん断モードの周期は、式(8-19)で示される。

$$T = 2.61 \frac{H}{V_s} \dots\dots\dots (8-19)$$

ここに、T = 第一次モードの周期(sec)

H = ダムの高さ = 129m

V_s = せん断波の速度 = 500m/sec(仮定)

ν = ポアソン比 = 0.35(仮定)

したがって、式(8-19)から、 $T = 0.67 \text{ sec}$ が求められる。また岡本・田村の実験式(8-20)を用いて計算すると、周期 $T = 0.65 \text{ sec}$ となる。

$$T = 0.5 \times \frac{H}{100} \dots\dots\dots (8-20)$$

標記のレポートの解析結果では、 $T = 3.23 \text{ sec}$ となっており、式(8-19)および式(8-20)から求められた卓越周期に対して5倍と大きい。また、式(8-19)に $T = 3.23 \text{ sec}$ を代入し、ダム材料のせん断波速度を求めると、 $V_s \doteq 100 \text{ m/sec}$ となる。建設後30年経過したアンブクラオダムは勿論のこと、盛立て直後のロックフィルダムにおいても、 $V_s \doteq 100 \text{ m/sec}$ のような小さな値を推定することはできない。この解析のどこかに誤りがあるものと考えられる。

第一次モードの周期 $T = 3.23 \text{ sec}$ に疑問があるので、第二次モード以降についても疑

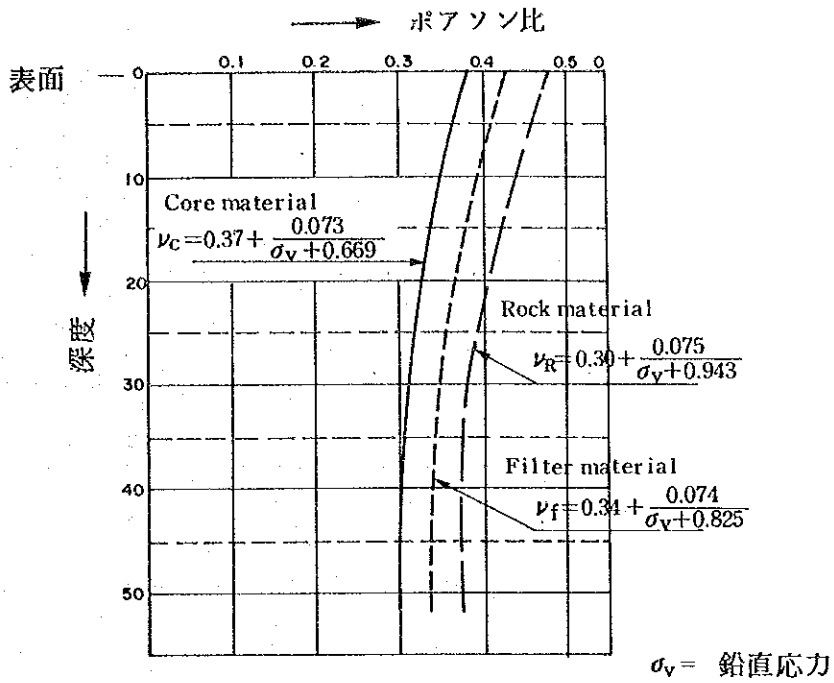


図-8.17 実績ロックフィルダムに於けるポアソン比の分布*1

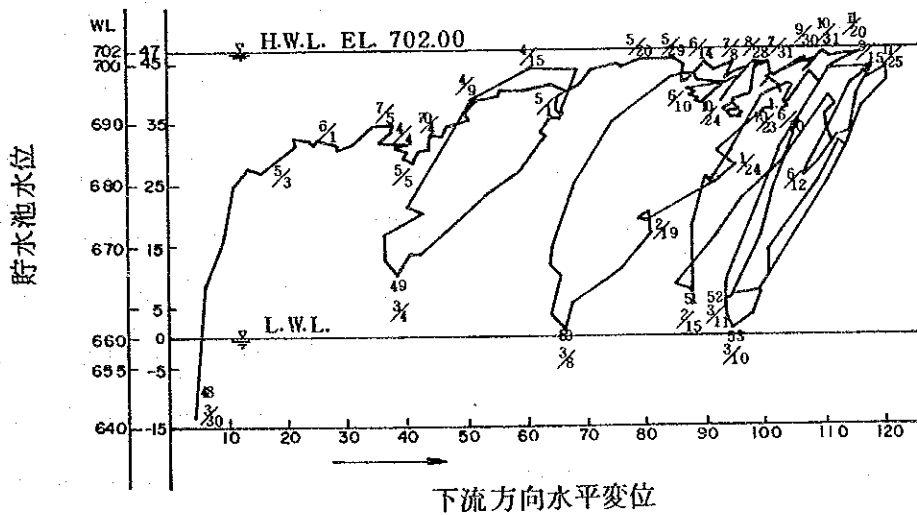


図-8.18 高いロックフィルダムに於けるクレストの水平変位と貯水池水位との関係*1

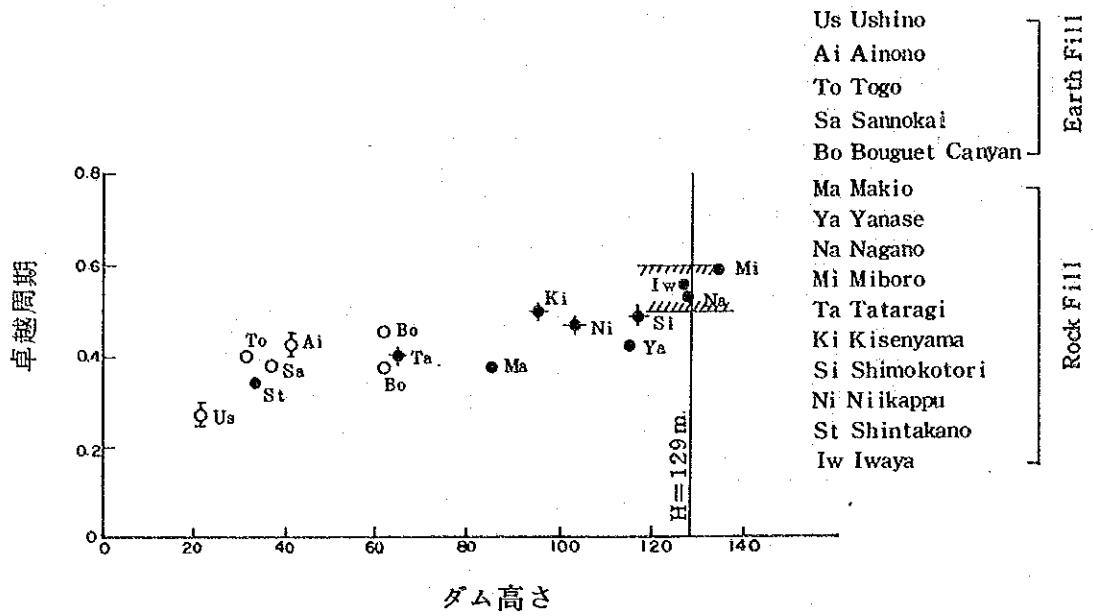


図-8.19 フィルダムに於ける卓越周期

義がある。参考のため、常時微動、発破地震動および地震観測等により求められたフィルダムの上・下流方向の第一次モードを図-8.19^{*2}に示す。高さ129mのアンブクラオダムの場合、 $T = 0.65 \sim 0.68 \text{ sec}$ が妥当な値と考えられ、レポートの結果である $T = 3.23 \text{ sec}$ は信じ難い値であることが、これからも明らかである。

*2 "The Distribution Characteristics of the Material Properties and the Dynamic Behaviours of Rockfill Dams" by Yoshiro Sawada, et al, Central Research Institute of Electric Power Industry, Report No. 377008, Nov. 1977

8.5 地震記録の解析

8.5.1 地震記録

アンブクラオダムは、地震の多発地帯に位置していると考えられる。しかしながら、建設当初から地震に関する関心は極めて薄く、1985年4月の地震発生時点まで、ダムサイトには観測施設は皆無の状態であった。このため、前記の地震発生後、ダムサイト左岸の現場事務所内に、鉛直一成分の地震計が急遽設置されたが、十分な維持管理が行われていない。

アンブクラオダムから南に約50km、Agno川の下流にあるNAPOCORのSAN MANUEL SUB-STATION構内に地震観測所が設置されている。ここは、各所に配置された感振器から送られてくる地震波形を記録する集中管理所となっている。この地震計のNetworkは、1982年に完成しているが、記録を収集している程度に止まっている模様である。また、計器故障による欠測も多い。

以下においては、収集された地震記録の中から比較的記録の整理されており、アンブクラオダムに近いKANOONGとBongelの各Stationの地震波形について解析を行った。KANOONG St.は、SAN MANUEL S/Sから北方10km、BONGEL.St.は、同じく北東8kmにそれぞれ位置している。(図-8.20参照)。

集中管理所においては、SPRENGNETHER INSTRUMENT Co., Inc.製のPortable Seismic System MEQ-800により鉛直一成分の振動をオッシュログラフに記録するSystemとなっている。

8.5.2 記録地震波の解析

前項で述べたように、収集された地震記録は、鉛直振動一成分である。また、地震の大きさとオッシュログラフの倍率が適当とは思われないところがあり、殆んど全ての地震記録において、針(ペン)が振り切れたものとなっている。このため、地震の最大加速度を読み取ることができない。

一般的に、地震の構造物に与える影響因子は、構造物の周期特性も重要であるが、外力としての地震については、主に最大加速度、周期、継続時間の3つが最主要である。従って、前記の地震記録からは、少なくとも周期特性と継続時間の2つは読み取ることが可能である。このことから、これら地震記録の解析は非常に有意義なことであり、また将来新たな地震計を設置する場合の地震計の仕様を策定する参考データとなり得るものである。

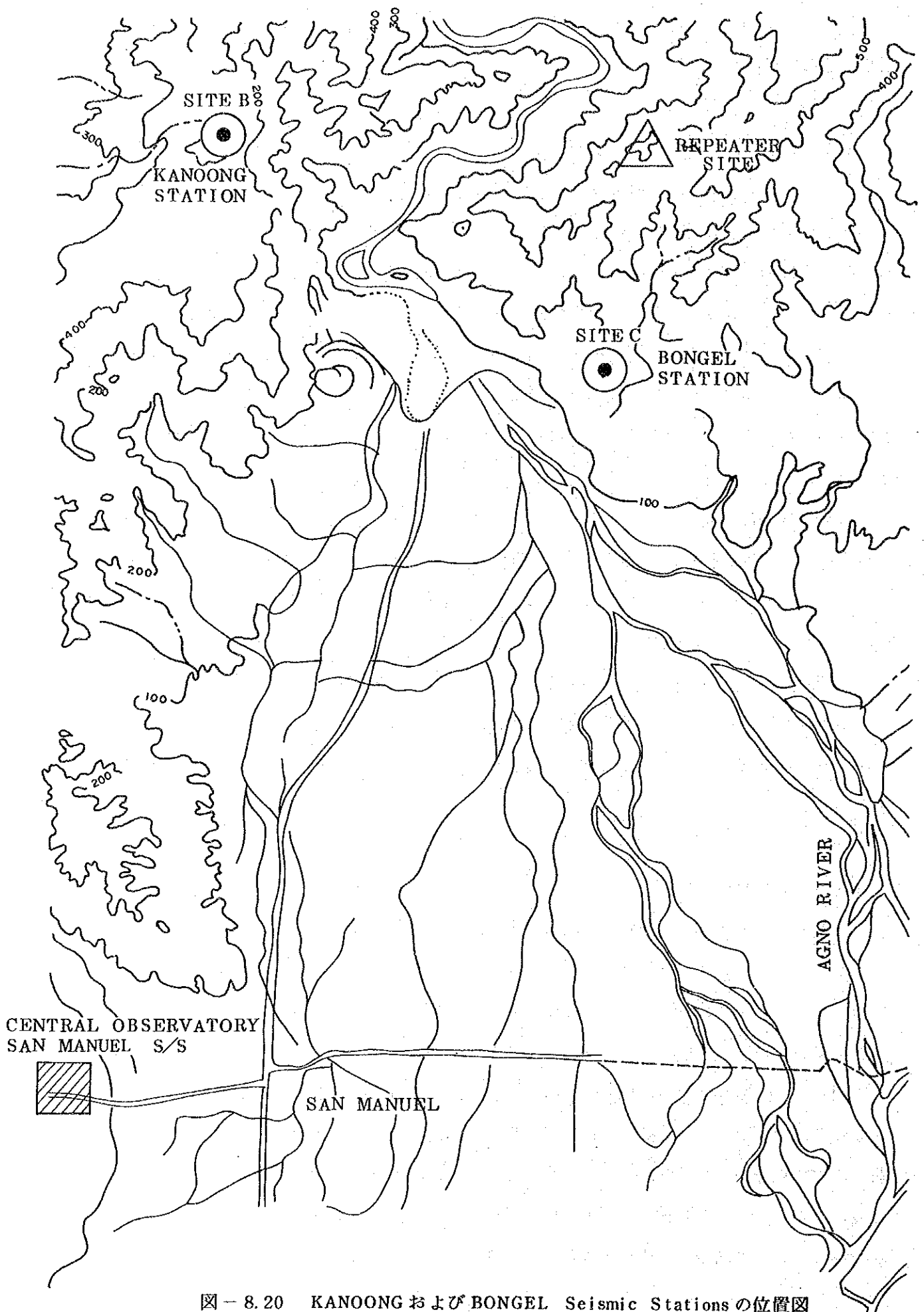


図 - 8.20 KANOONG および BONGEL Seismic Stations の位置図

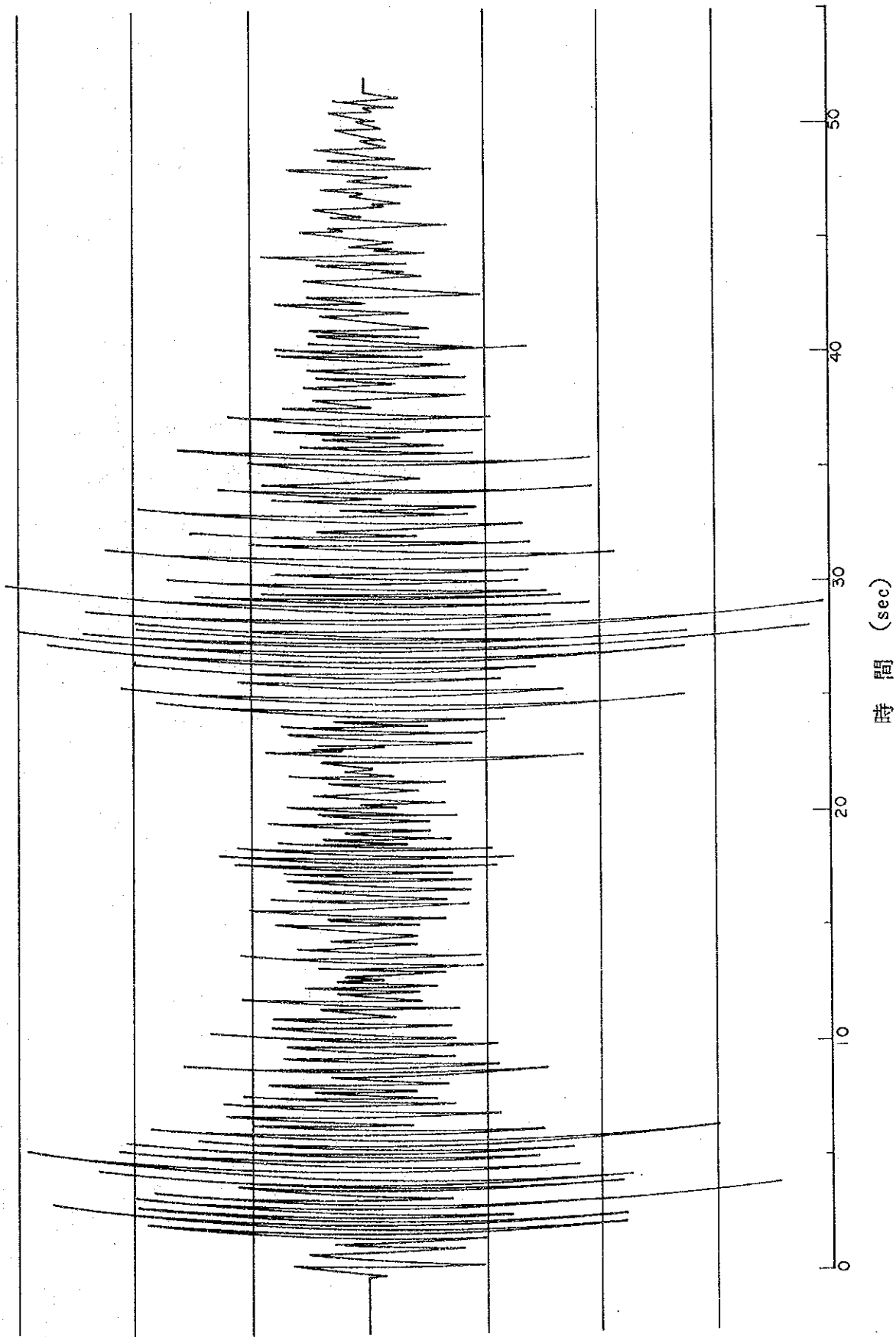


図-8.21 KANOONG St.にて記録された地震波の一例 (K-1波、4倍に拡大)

地震波形は、1分6cmのスピードで記録されているので、解析のためこれを4倍に引き伸ばして、肉視により解析を行った。参考として、図-8.21にその一例を示した。

解析した地震波形の数は、KANOONG Stationの記録から、16波形、BONGEL Stationの記録から46波形、合計62波形である。

8.5.3 解析結果とその考察

表-8.12にKANOONG Station、表-8.13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。

(1) KANOONG Stationの地震について

1984年から1986年の地震記録から、比較的大きな地震について16波形を選び出した。

Table-8.12に示すように、波形解析を行った時間間隔すなわち主要地震動の継続時間と考えられる時間であるが、K-11やK-14では140~150 sec、K-6でも120 secなどの地震動が記録されており、継続時間の非常に長いのが特徴と云える。

地震動の卓越周期を見ると、最も短周期が0.25 secであり、また殆んど全ての地震の卓越周期が0.375 secである。このように短周期の地震が卓越することは、震源が観測地点に比較的近いことを意味するものである。

表 - 8.12 KANOONG St. において記録された地震波の特性

Record of Seismograph	Date Recorded	Time Taken for Analysis (sec)	Numbers of Wave	Predominant Period Pd ₁ (sec)	Remark
K - 1	'85. 1. 15	4 8.3	1 0 5	0.25	
K - 2	'85. 1. 15	4 0.5	9 8	0.375	
K - 3	'85. 2. 12	5 3.0	14 0	0.25	
K - 4	'85. 11. 21	4 3.5	9 9	0.375	
K - 5	'85. 11. 27	5 8.5	15 0	0.375	
K - 6	'86. 8. 9	1 2 4.3	2 1 1	0.375	
K - 7	'86. 8. 11	1 0 0.0	2 0 6	0.375	
K - 8	'86. 8. 12	2 7.0	7 8	0.375	
K - 9	'86. 8. 31	8 4.8	1 9 7	0.375	
K - 10	'85. 1. 21	1 0 2.3	2 0 5	0.375	
K - 11	'85. 1. 21	1 4 8.8	2 5 4	0.375	
K - 12	'84. 1. 3	1 1 1.5	1 9 7	0.375	
K - 13	'85. 1. 12	9 7.0	1 8 2	0.25	
K - 14	'85. 1. 12	1 4 4.3	2 5 4	0.375	
K - 15	'85. 1. 31	9 7.3	1 8 4	0.375	
K - 16	'85. 2. 8	3 8.5	1 1 7	0.25	

表-8.13 BONGEL St. において記録された地震波の特性

Record of Seismograph	Data Recorded	Time Taken for Analysis (sec)	Numbers of Wave	Predominant Period Pd ₁ (sec)	Remark
B-1	'85. 5. 17	154.3	279	0.5	
B-2	'85. 5. 25	30.8	64	0.375	
B-2'	'85. 5. 25	55.3	97	0.5	
B-3	'85. 5. 20	46.3	107	0.375	
B-4	'85. 5. 16	52.0	104	0.375	
B-5	'85. 5. 15	44.0	97	0.375	
B-6	'85. 5. 15	54.3	124	0.375	
B-7-1	'85. 5. 15	69.8	142	0.5	
B-7-2	'85. 5. 15	40.5	89	0.375, 0.5	
B-8	'85. 5. 15	72.3	141	0.5	
B-9	'85. 5. 14	70.8	144	0.375	
B-9'	'85. 5. 14	43.3	89	0.5	
B-10	'85. 4. 25	39.5	83	0.375	
B-11	'85. 4. 17	70.8	138	0.5	
B-12	'85. 3. 5	100.0	182	0.5	
B-13	'85. 2. 16	113.3	210	0.5	
B-14	'85. 2. 5	46.5	98	0.375	
B-15	'85. 1. 31	99.0	190	0.375	
B-16	'85. 1. 12	95.8	189	0.375	
B-17	'85. 1. 12	170.8	276	0.5	
B-18	'85. 5. 13	40.4	88	0.375	
B-20	'85. 5. 13	114.0	182	0.375	
B-22	'85. 5. 13	53.3	113	0.375, 0.5	
B-23	'85. 5. 13	28.1	50	0.5	
B-24	'85. 4. 23	234.5	327	0.375	
B-25	'85. 4. 24	14.0	33	0.375	
B-26-1	'85. 4. 24	42.8	93	0.375	
B-26-2	'85. 4. 24	16.0	33	0.375	
B-26-3	'85. 4. 24	28.0	58	0.375	
B-26-4	'85. 4. 24	76.5	158	0.375	
B-26-5	'85. 4. 24	43.4	82	0.5	
B-27	'85. 4. 24	38.3	74	0.375	
B-28	'85. 4. 24	36.0	77	0.375	
B-29	'85. 4. 24	45.5	98	0.375, 0.5	
B-30	'85. 4. 24	30.5	70	0.375	
B-31	'85. 4. 24	46.8	96	0.5	
B-32	'85. 4. 24	47.0	99	0.375	
B-33	'85. 4. 24	37.8	76	0.375	
B-34	'85. 4. 24	51.3	102	0.375	
B-35'	'85. 4. 24	77.5	160	0.375	
B-36	'85. 4. 24	31.8	77	0.25	
B-37	'85. 4. 24	61.5	125	0.375	
B-38	'85. 4. 24	27.0	61	0.375	
B-39	'85. 4. 24	37.3	86	0.375	
B-40	'85. 4. 24	40.5	81	0.375, 0.5	
B-41	'85. 4. 24	14.5	32	0.375, 0.5	

(2) BONGEL Stationの地震について

解析に取り上げたBONGEL Stationの地震記録は、1985年1月～5月間に発生した地震であり、特に4月～5月に集中している。この期間に、地震の集中して発生していることについては、既往の記録もなくBONGEL St.も1982年から稼働し、短期間であることから、明確にすることはできない。Table - 8.13に示すように、地震の継続時間をみると、KANOONG St.の結果と同様、一つの地震の継続時間の長いのが特徴である。

一方、周期特性については、表 - 8.13に示されるように、卓越周期は0.375 sec ~ 0.5 secである。従って、卓越周期についてはKANOONG St.の地震に比べて、やや長い周期のものが含まれている。

KANOONG St.とBONGEL St.とは、Agno川を隔てて約4.5km離れて対坐している。2つの観測所で同一地震を取り上げてみると1985年1月12日の地震で、KANOONG St.のK-13およびK-14がBONGEL St.のB-16およびB-17に相当する。また、1985年1月31日の地震でK-15とB-15とが同一地震である。同一地震であるので地震の継続時間はほぼ同じであるが、周波数特性に若干の相違がみられ、BONGEL St.の方が卓越周期が大きい。

一般にAgno川のような河川は、断層の存在など地質構造線を形成していることが多い。従って、地質構造に起因して地震動が河川を横断して伝播する場合に、河川の両岸において振動特性の異なることが考えられる。

また、震源までの距離と周波数特性との関係をみると、40~50 kmまでの距離では、周波数特性の殆ど変化しないことが知られている。さらに、地震のMagnitudeと卓越周期の関係においては、Magnitudeが大きいほど卓越周期が大きく、 $Mg = 5.0 \sim 8.0$ で、震源までの距離が40~50 kmの地震の場合、卓越周期は、0.2~0.4 secの範囲にあることも知られている。しかし、ここでは、同一地震であることからMagnitudeは同じである。従って、KANOONG St.とBONGEL St.との卓越周期の差は、地質構造に起因するものではないかと思われされる。BONGEL St.で記録された、1985年4月24日の地震はアンブクラオダムおよび、その周辺構築物に大きな被害をもたらした。

地震の震源は、アンブクラオの東26km、深さ33km、震央は、Latitude 16.48N, Longitude 120.99Eで、 $Mg = 5.9$ とされている。前述したBONGEL St.で記録された地震の周波数特性をみると、卓越周期は0.375 secである。従って、アンブクラオダムサイトでの卓越周期は0.375 secよりやや小さなものと推定される。図-8.22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。なお、KANOONG St. では、上記の地震は計器不調のため記録が取れていない。

(3) 考 察

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 40-50 km 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 40-50 km 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（8.4 項参照）。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 40-50 km 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。

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。

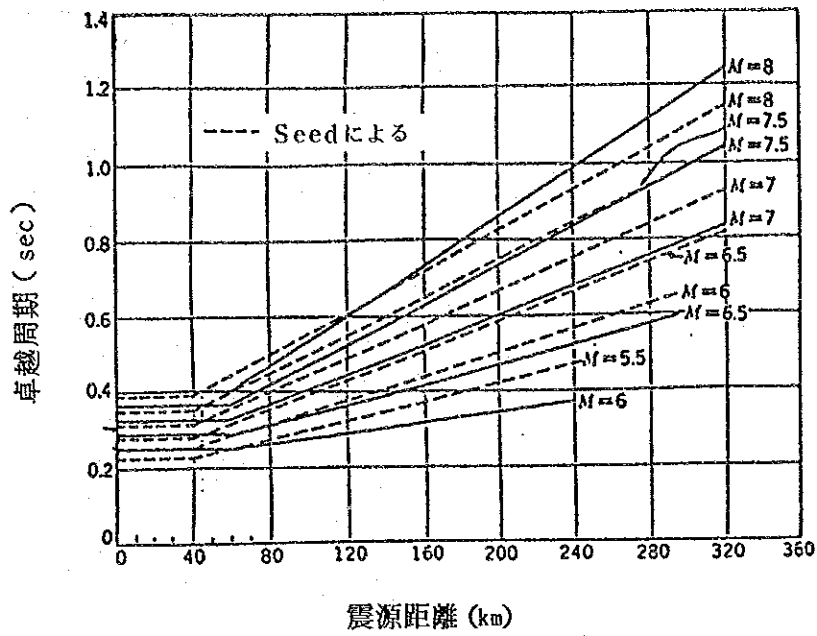


図-8.22 日本のダム基盤における加速度の卓越周期

9. 構造物の安全性

9. 構造物の安全性

9.1 洪水吐容量の安全性の検討

9.1.1 検討の手続

9.1.2 確率日雨量

9.1.3 確率洪水量

9.1.4 洪水吐の容量

9.2 発電所への漏水の原因と安全性に関する検討

9.2.1 発電所周辺の漏水

9.2.2 水車の漏水

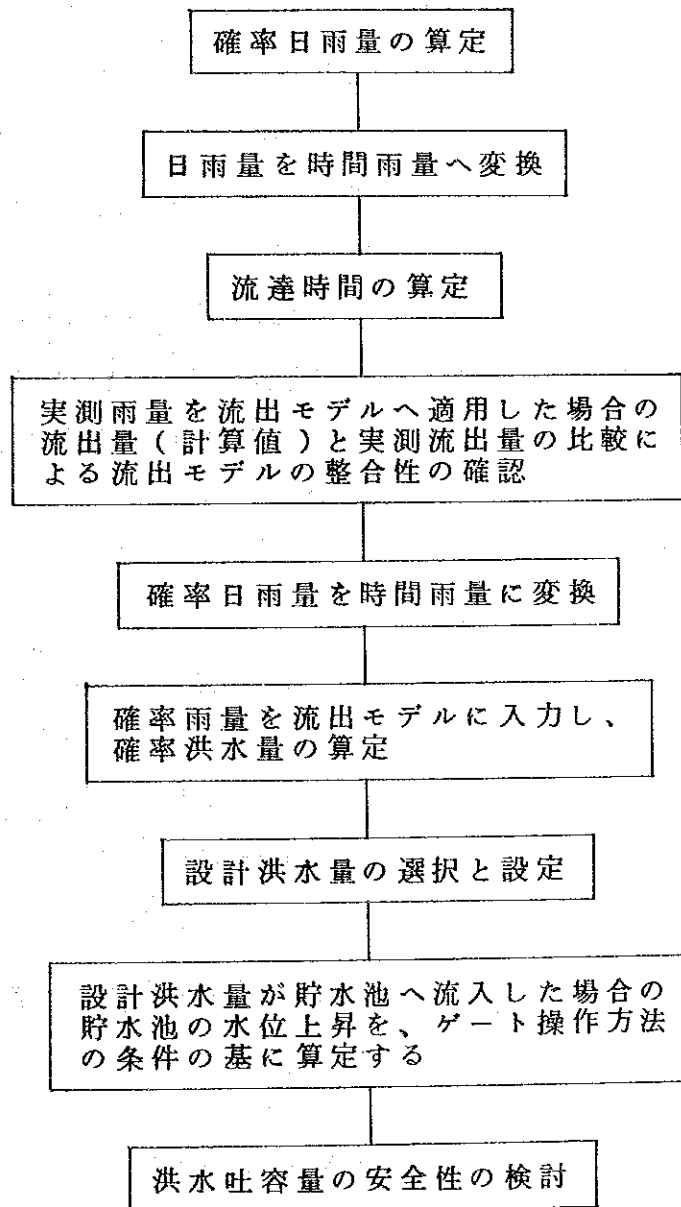
9.2.3 水車入口弁の漏水

9. 構造物の安全性

9.1 洪水吐容量の安全性の検討

9.1.1 検討の手順

洪水吐の容量の安全性を解析するため、ここでは、次の手順によった。



9.1.2 確率日雨量

アンブクラオダム流域内の雨量記録の期間が短いことから、確率日雨量の解析に当って4つのグループ(A, B₁, B₂, B₃)のデータが作成された。それらは、

A : 1964年から1986年までの実測記録による日雨量のデータ

B₁ : 1902年から1963年までの推定値の日雨量データをAグループに追加した場合であって、この推定方法に、三つの方法(B₁, B₂, B₃)を用いたものの中の一つである。

その方法は、バギオ市の1902年から1984年間の月雨量記録、アンブクラオダム地点の1957年までの月雨量記録、アンブクラオダム地点の1964年から1987年2月までの日雨量の記録の相関を求め、図-9.1, 9.2の関係を得る。これらの相関図を用いて1902年から1963年までのデータを次の方法によって推定する。長期間のバギオ市の月雨量記録からアンブクラオの月雨量を、図-9.1を使用して求める。次にアンブクラオの月雨量から、アンブクラオの日雨量を図-9.2を使用して求める。

この図-9.2の使用に当って、B₁の方法は、信頼帯の包絡曲線(図中のD曲線)を使用する場合である。即ち、最大限の雨がアンブクラオ地点に降るものとした取り扱いである。

B₂ : B₁と同様に、1902年から1963年までの推定日雨量の作業に当って、図-9.2中の平均曲線(B曲線)を使用した場合である。B曲線は、異常値のデータを除く、最小2乗法によって求められたものである。

B₃ : B₁と同様に、1902年から1963年までの推定日雨量の作業に当って、図-9.2中のF曲線を採用した場合である。F曲線は、平均曲線の95%の信頼帯を持った曲線である。

以上の4つのグループのデータに対し、Gumbel-Chowの方法によって確率日雨量を求めると表-9.1の如くなる。また、データのHazen-Plotを図-9.3, 9.4, 9.5, 9.6に示す。

確率日雨量の計算値は、データの種類によって大きな差を示す。200年確率日雨量を各グループについて記せば、

A : (実測データのみ)	560 _{mm} / day
B ₁ : (信頼帯の包絡線)	903 _{mm} / day
B ₂ : (平均曲線)	676 _{mm} / day
B ₃ : (平均曲線の95%の信頼帯曲線)	759 _{mm} / day

である。ここで信頼帯の包絡線から最大限の雨量を与えるB₁グループの200年確率を採用

した場合、この 903mm/day 値を他のグループ毎の確率年に逆算すると、

Aグループ：19,680年の確率

B₁グループ：200年の確率

B₂グループ：2,360年の確率

B₃グループ：800年の確率

であり、洪水吐の容量検討に、 903mm/day を採用すれば、これは、200年から19,680年の確率年の範囲に属することとなる。この大きな違いは、当検討の流域の雨量データの期間が短いことに起因しており、今後も観測を継続しなければならないことを示している。

次に、日雨量を時間雨量への変換式は、日本で一般に用いられている物部の式

$$r_T = R_{24} (T/24)^{1/3}$$

を使用する。ここに、

r_T : T時間降雨量

R_{24} : 日雨量(単位: mm)

である。この時間雨量を1日毎の中央集中型の分布に配列し、流出量の計算に用いる。

9.1.3 確率洪水量

貯水池への流入量を算出するに当り、まず洪水の到達時間を設定する必要がある。ここでは、西ドイツ国バイエルン地方で用いられている、Rzihaの式

$$W = 20 (h/L)^{0.6}$$

ここに、

W : 洪水の到達速度 (m/s)

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)

から洪水の到達速度を求める。さらに、洪水の到達時間は、

$$T_a = L / W$$

から求める。ここに $L = 45\text{km}$, $h = 1048\text{m}$, $W = 2.1\text{m/s}$, $T_a = 6.0\text{hr}$ である。

次に、流出の計算は、流出関数法によって算出する。計算式は、

$$Q = (r/3.6) A f \alpha^2 t \cdot \text{EXP}(-\alpha t)$$

ここに、

A : 流域面積 (km^2)

f : 流出係数 (= 0.8 を採用)

α : $1 / t_a$

r : 時間雨量

t_a : 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

t : 時間経過 (hr)

である。この計算式により、ダム完成後計測された最大の洪水記録を基に、流出計算値と比較し、計算モデルの再現性について確認する。

洪水記録は、1976年5月23日から26日までの記録である。この4日間の日雨量記録は第1日目から順に 123.2, 218.4, 406.1, 91.7 mm/day である。また貯水池へのピーク流入量は、貯水池の1時間間隔の水位上昇記録からピーク流入量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定される。(図-9.7に水位記録と推定流入量・時間曲線を記す。)この雨量記録を用いたシミュレーションから流入量への変換は、図-9.8の如くなり、そのピーク流入量は $3,687 \text{ m}^3/\text{s}$ でほぼ良好な一致と見ることが出来る。

次に確率日雨量に対する流出量の計算を行う。計算に用いる降雨量の分布は、観測以来、最大の連続雨量記録であり、最大の洪水量を記録した1976年5月23日から26日までの記録を参考に設定する。その方法は、まず実測ピーク日雨量を確率日雨量に置き換える。次に他日の日雨量に (確率日雨量) / (実測ピーク日雨量) の倍率を掛算し、実測日雨量の分布と類似の分布を作り、これをシミュレーションシステムへの入力値とした。この方法は、日本の河川計画やダム計画に用いられる一般的な方法である。

以上の方法によって、各確率日雨量に対するピーク流入量を求め、表-9.2に示す。ここで各確率日雨量から求められるピーク流入量を確率洪水量と定める。

B_1 グループの200年確率雨量に対する貯水池への時間一流入量は、図-9.9の通りである。

9.1.4 洪水吐の容量

洪水吐の容量の検討に当り、採用する確率流入量を、 B_1 グループ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。

本ダムの設計諸元からゲートに関する諸元を読み取ると、

洪水吐型式：ゲート付越流シュート式

シュート部幅：127m

ゲート数：8

ゲート型式：テンターゲート

ゲート規模：12.5m(W)×12.5m(H)

設計洪水量：7,300m³/sec

ゲート敷高標高：EL.740m

パラペット天端標高：EL.758m

最上昇水位：EL.752m

である。

洪水吐1門当りの全開時の放流量の計算式は

$$Q = CBh^{3/2}$$

の概算式を用いる。ここで越流係数(C)を設計放流量7,300m³/s(8門全開)から逆算し、

$$C = Q / Bh^{3/2} \cdot N$$

$$= 7300 / (12.5 \times 12^{1.5} \times 8)$$

$$= 1.756$$

とする。

ゲート操作方法は、

貯水池水位がEL 752.3に達した時、3門開放

さらに、

貯水池水位がEL 752.5に達した時、追加2門を開放

さらに、

貯水池水位がEL 752.7に達した時、追加3門を開放

し、合計8門を開放している。また閉鎖条件は、一度開放すると、これを継続させ再度の閉鎖を行わない。

を基本的な操作方法とした。この場合の貯水池水位の上昇時間曲線、貯水池への流入量時間曲線、ゲートからの放流量時間曲線、は図-9.10の如くなる。

この9,840m³/sの流入量に対する計算結果は、

最上昇水位	EL 754.290m
余 裕 高	3.710m
計	EL 758.000m

である。現在のバラペット天端高はEL 758であるから、バラペット天端と最上昇水位との間には、3.710mの余裕がある。また最大放流量は9,486m³/sである。

次にゲート操作を個々のゲートが異なる時点で操作する方法に修正し、下流への放流量の急増を遅らせる。

即ち、

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	“

とすると、

最上昇水位	EL 754.372 m
余 裕 高	3.628 m
計	EL 758.000 m

であり、また最大放流量は9,568m³/sである。(図-9.11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秒とするとき0.63mとなる。また風による波浪は、Bretschneider・Sarageによる算定図に、風速50m/s、吹送距離2,831m、ダム堤体の斜面勾配(1:1.75)を代入すれば3.0m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。なお、今後も、雨量観測を継続し、将来、確率洪水量の算定を再度行えば、本検討の結果が評価されよう。また、ゲート操作の微調整は下流河道の水位上昇や、警報装置の設置とも合せ、将来、検討する必要がある。

9.2 発電所への漏水の原因と安全性に関する検討

9.2.1 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、5, 6章で述べた如く、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。その結果を吟味すると、地表に近い位置にある測点では、降雨との関連を思わせる変化(SW-1, SW-2A, SW-8, SW-9)を示しているが、その他の測点は、おおむね緩やかに貯水池水位を追従している。SW-7(サージタンクへの通路), SW-12(発電所地下)を除けば、貯水池水位が最低(EL. 700m)で0~100ℓ/minに減少し、満水時には20ℓ/min~550ℓ/minに変化している。これら漏水量およびその変化は、測定した期間が、3月1日より11月中旬までであるので、今後も測定を続けその変化を監視する必要があるが、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。

なお、SW-7, SW-12はポンプ排水の影響が入っていることを思わせるような変化が記録されているので、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。

9.2.2 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、冷却用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。

9.2.3 水車入口弁の漏水

水車の入口弁はφ2,600mmのバタフライバルブ(非常用)とφ2,155mm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。現地調査時点では、これらバルブ自身からの漏水は殆ど認められなかったが、NAPOCORの説明によれば、閉鎖時にいづれも3,000ℓ/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。断水の上調査し、この部分を補修するか、新しいバルブと取り替えるか、判断を必要とするところがある。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。

表-9.1 確率日雨量

	Aグループ	B ₁ グループ	B ₂ グループ	B ₃ グループ
Return Period	Peak rainfall 実測データのみ による推算 *(observed from 1964 through 1986)	Peak rainfall 包絡線による 推算*(observed from 1902 through 1986)	Peak rainfall 平均曲線による 推算	Peak rainfall 平均曲線の95% 信頼帯曲線によ る推算
year	mm/day	mm/day	mm/day	mm/day
10,000	852	1,368	1,036	1,168
1,000	680	1,093	824	927
200	560	903	676	759
100	508	822	612	686
50	456	740	548	613
25	403	657	484	540
20	386	630	463	516
10	332	546	397	441
5	276	458	328	363
2	191	325	224	244
1.4	147	255	170	182

Note : Data from 1902 to 1986

1902~1963 : Fitted value

1964~1986 : Observed value

Data from 1964 to 1986

all data were observed.

表-9.2 確率ピーク流入量

日雨量データ 確率年	Aグループ (実測データ)	B ₁ グループ (信頼帯の包絡線)	B ₂ グループ (平均曲線)	B ₃ グループ (平均曲線の95% 信頼帯曲線)
10,000	m ³ /s 7736	m ³ /s 12419	m ³ /s 9407	m ³ /s 10605
1,000	6173	9919	7482	8415
200	5085	8201	6136	6892
100	-	7460	-	-
50	-	6715	-	-
月別の20年確率 6月	1720	-	1654	-
月別の20年確率 7月	2001	-	2201	-
月別の20年確率 8月	1873	-	2221	-

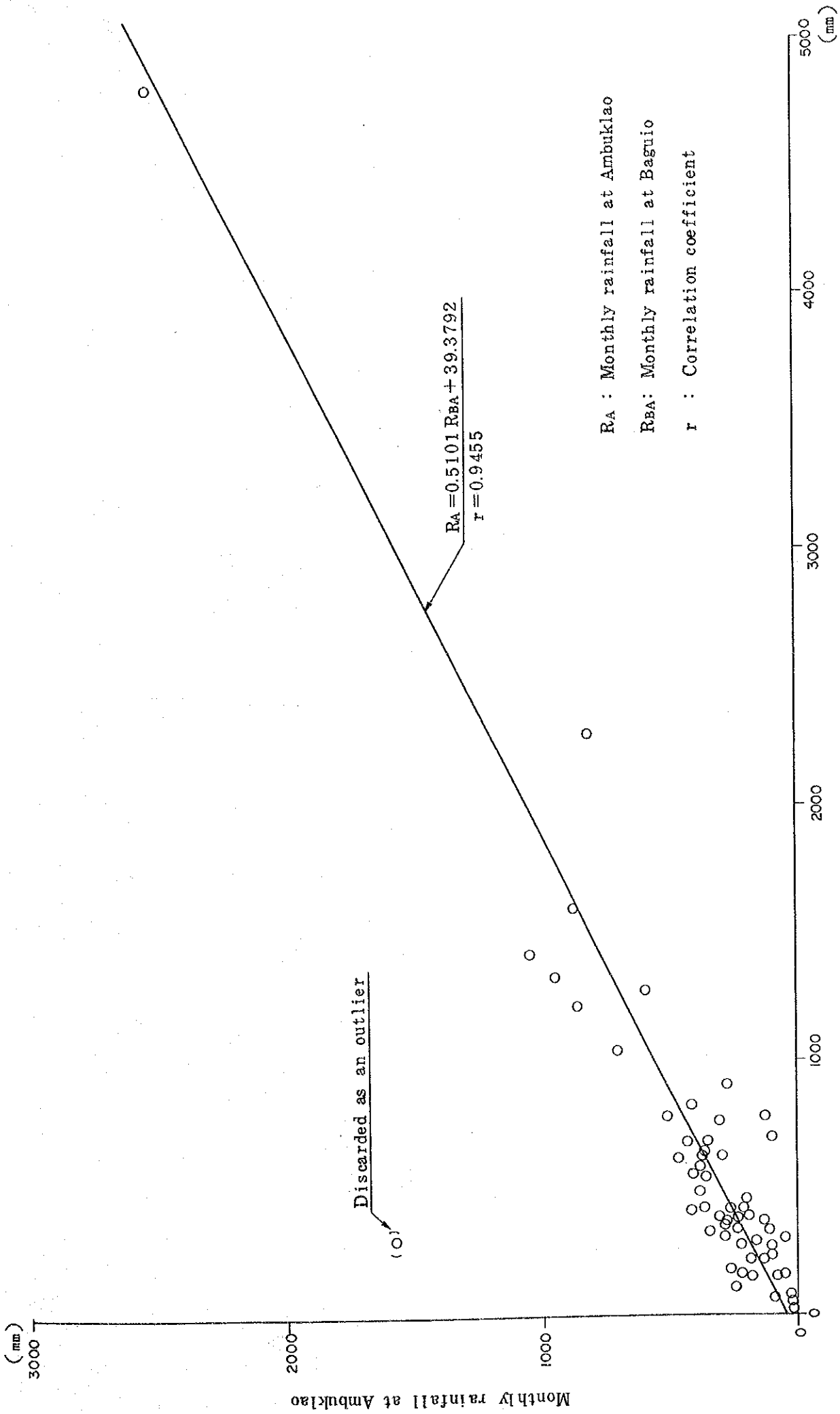
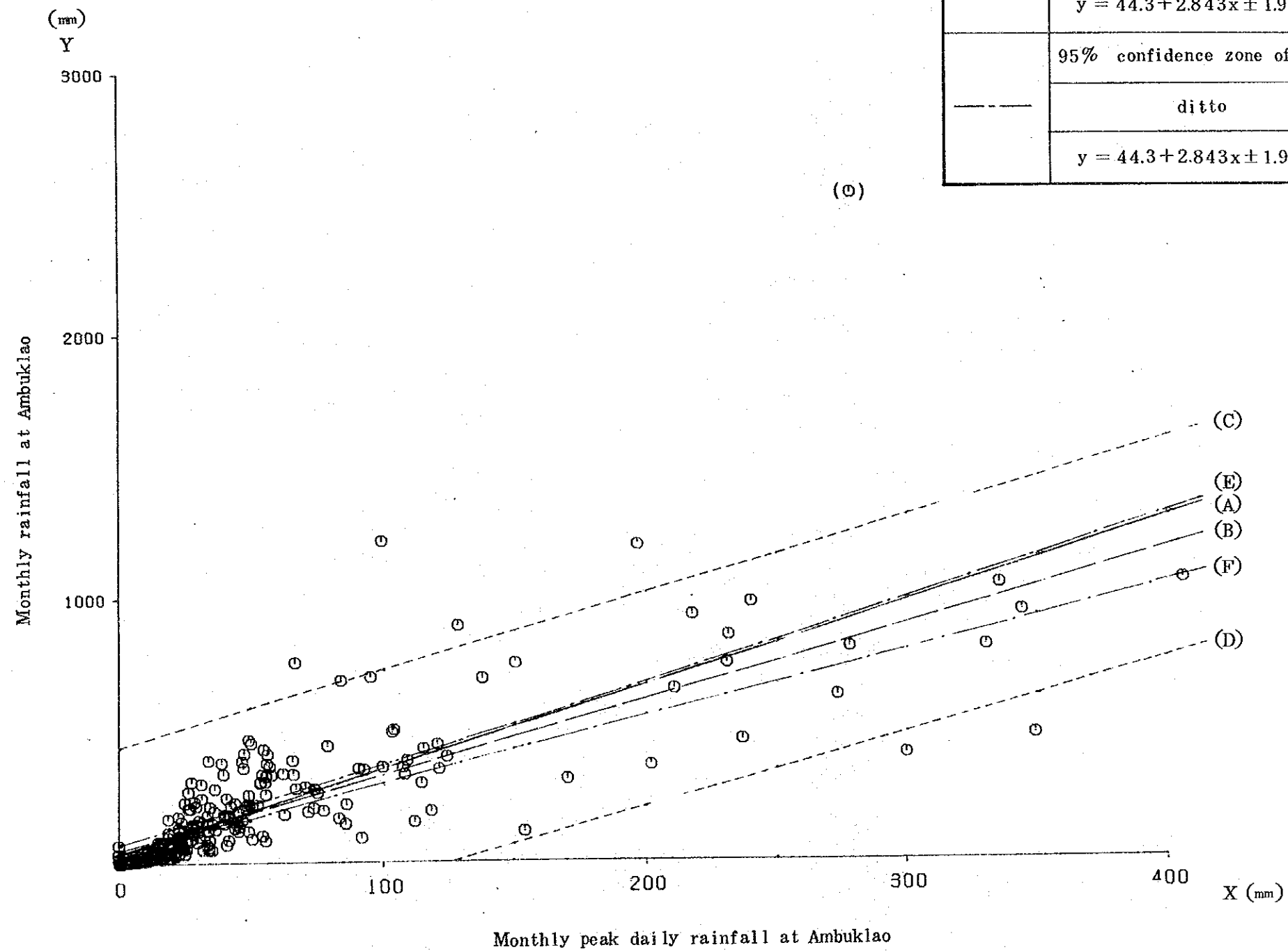


図-9.1 アンブクラオとバギオの月雨量の関係



Relation of monthly rainfall and daily rainfall		
————	Average line of all data	:(A) line
————	Average line excluding data $y = 44.3 + 2.843x$:(B) line
	Envelope curve of confidence zone of (B) line	:(C) line(upper)
-----	ditto	:(D) line(lower)
	$y = 44.3 + 2.843x \pm 1.96 \sqrt{0.0325x^2 - 3.046x + 42,526}$	
	95% confidence zone of (B) line	:(E) line(upper)
-----	ditto	:(F) line(lower)
	$y = 44.3 + 2.843x \pm 1.96 \sqrt{0.0325x^2 - 3.046x + 4230}$	

図-9.2 アンブクラオ地点における月内のピーク日雨量と月雨量の関係

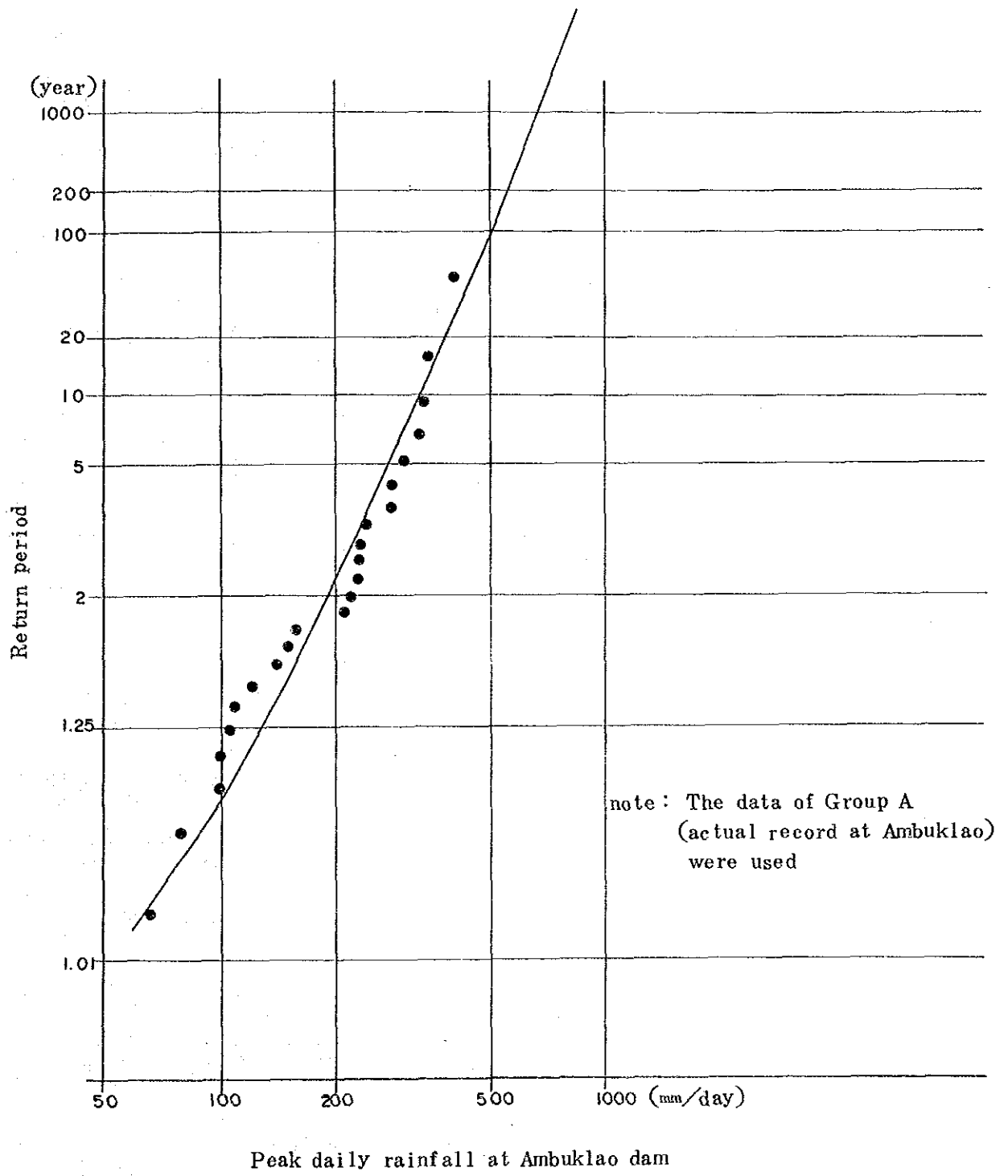
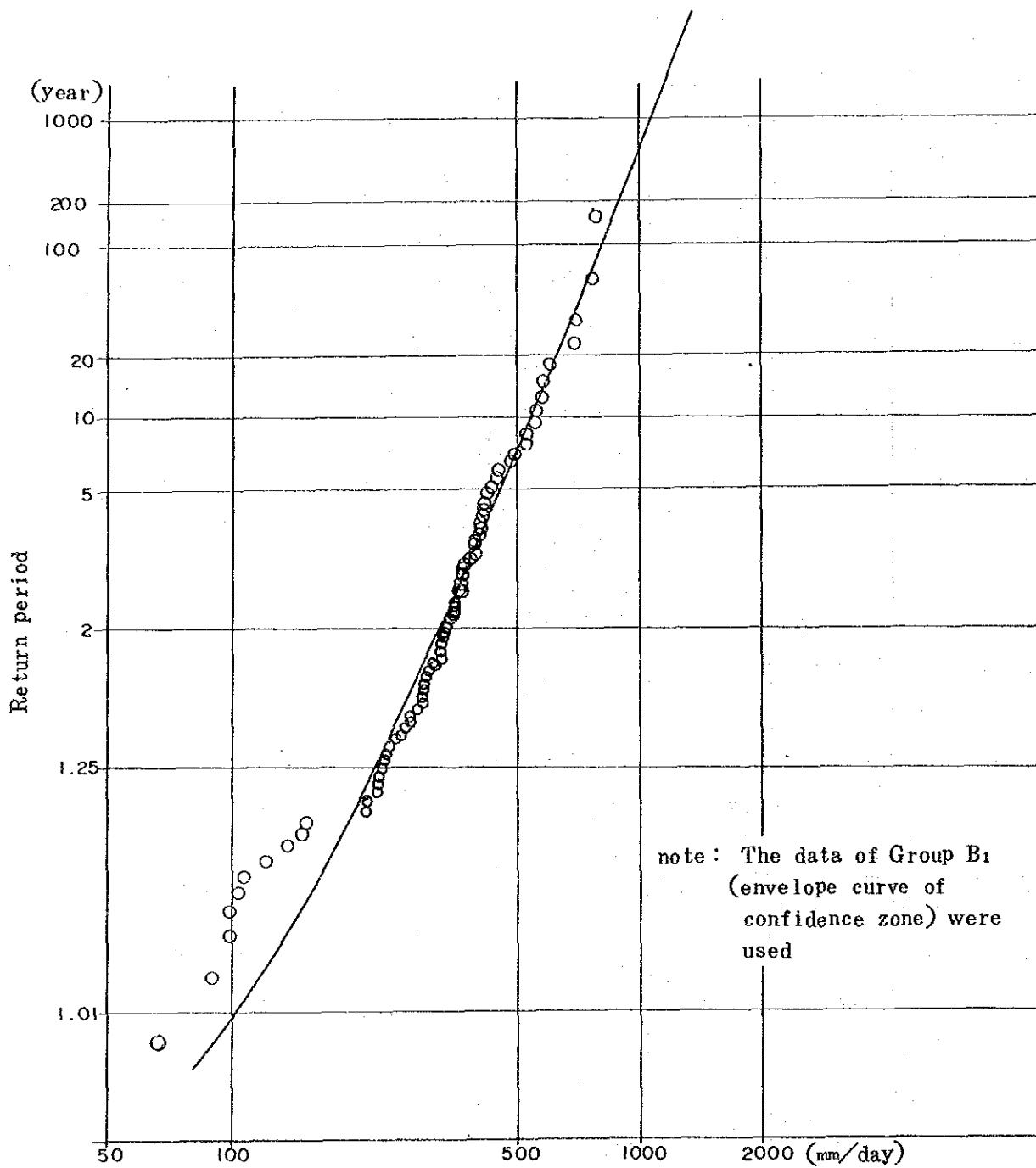


図-9.3 アンブクラオダムの確率日雨量



Peak daily rainfall at Ambuklao dam

図-9.4 アンブクラオダムの確率日雨量

note: The data of Group B₂
(Average line) were used

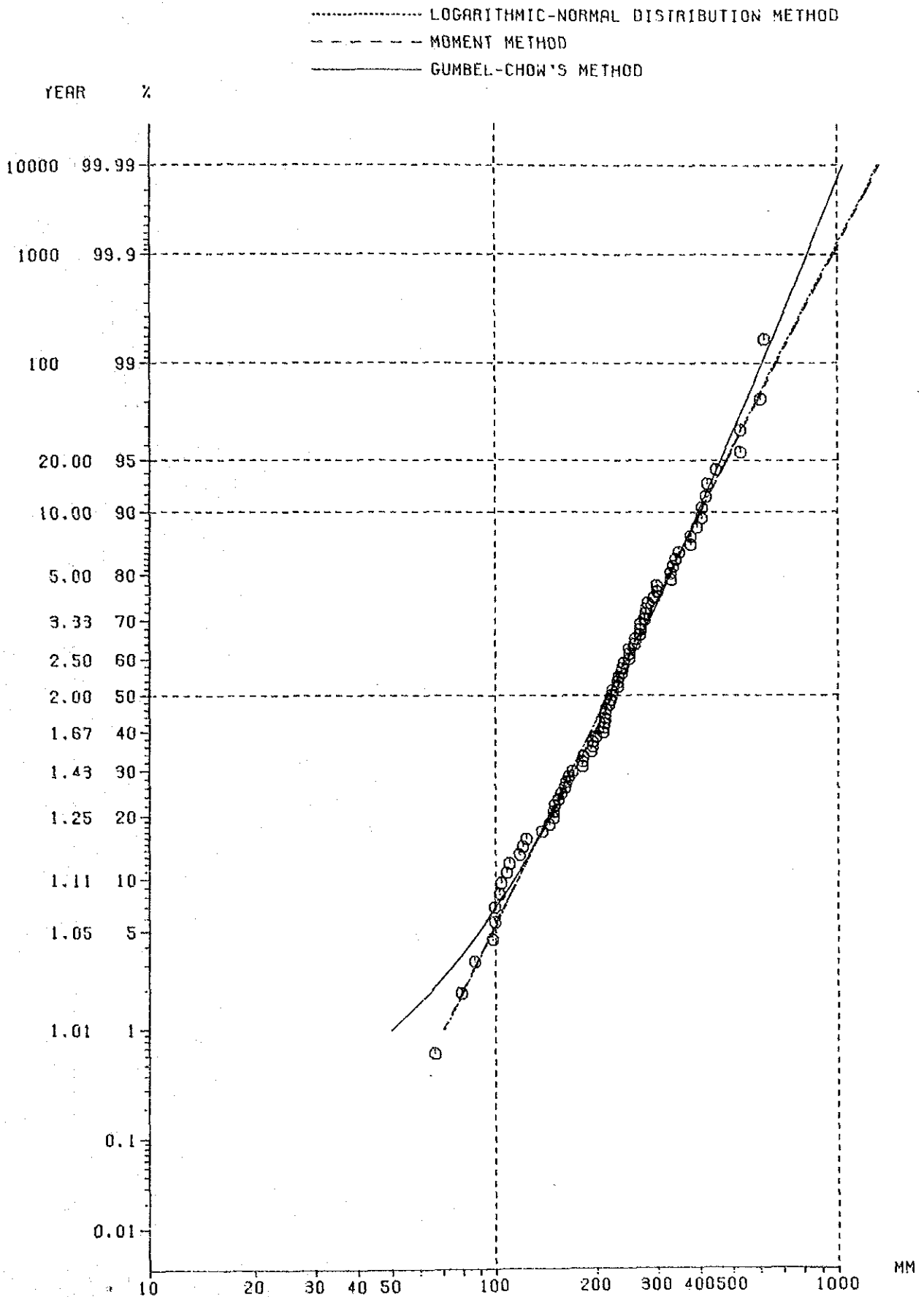


図-9.5 アンブクラオダムの確率日雨量

note : The data of Group B₃ (95% confidence zone of average line) were used

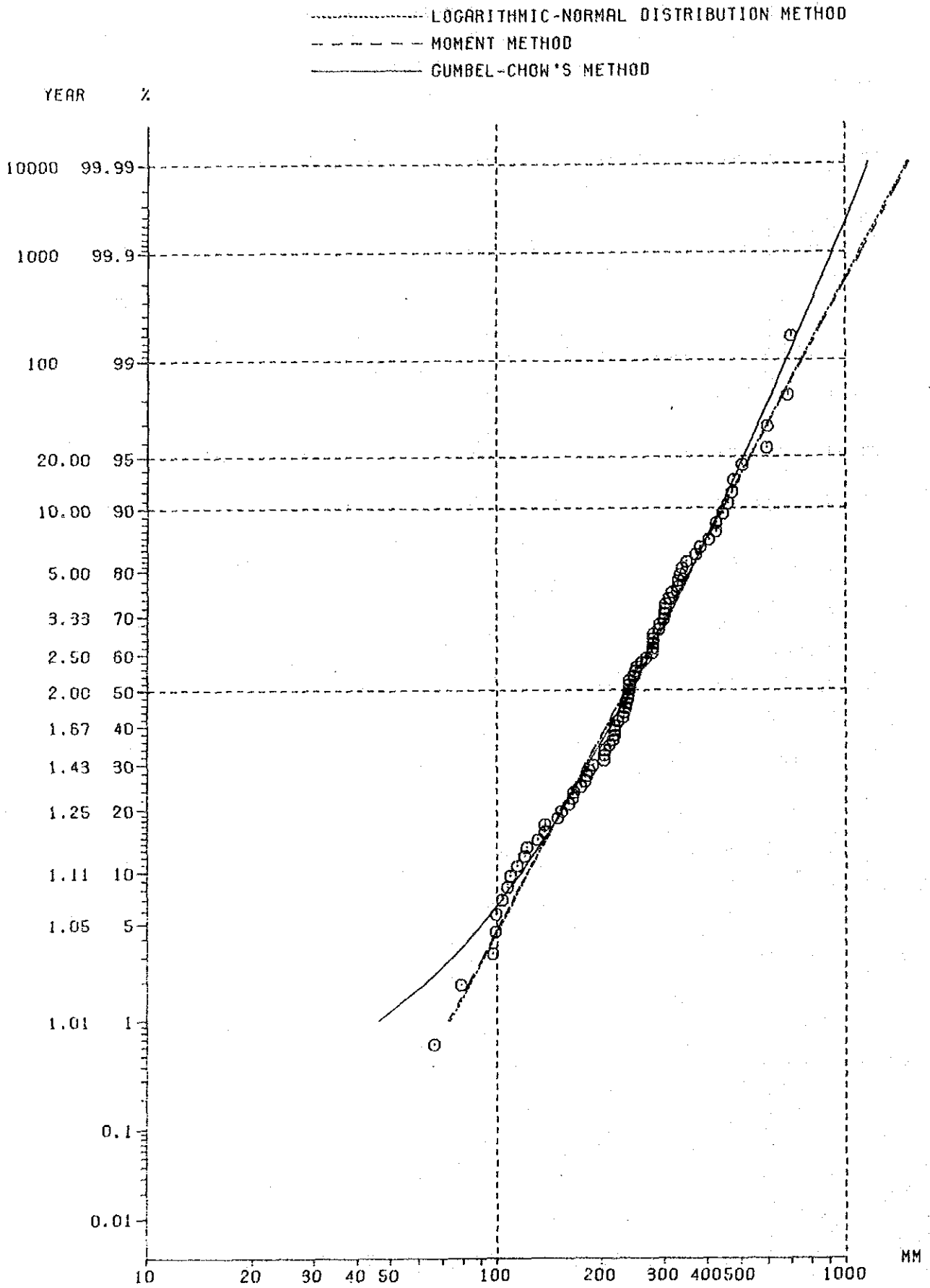
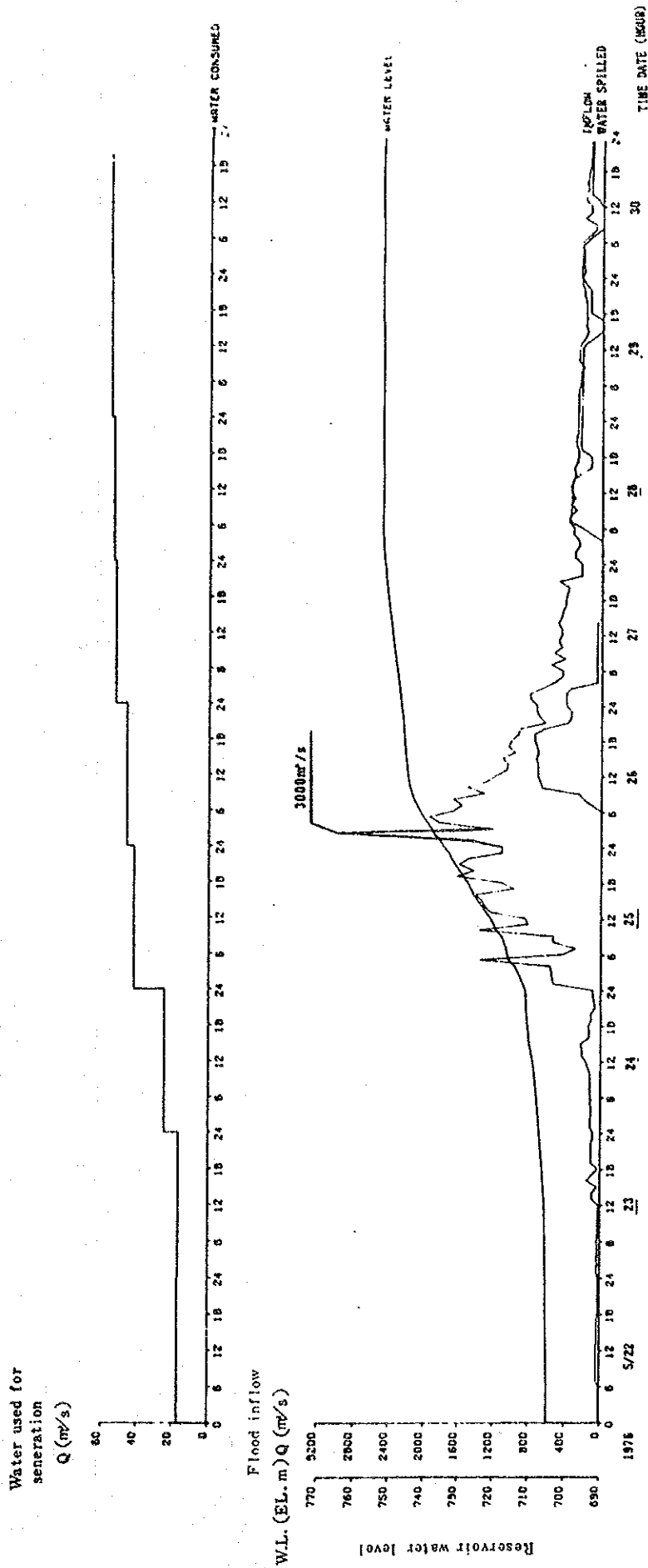


図-9.6 アンブクラオダムの確率日雨量



Ambuklao H.E.P. inflow

図-9.7 1976年5月22日~30日までのアンプクラオダムへの洪水流入量・水位上昇・放流量・発電使用水量記録

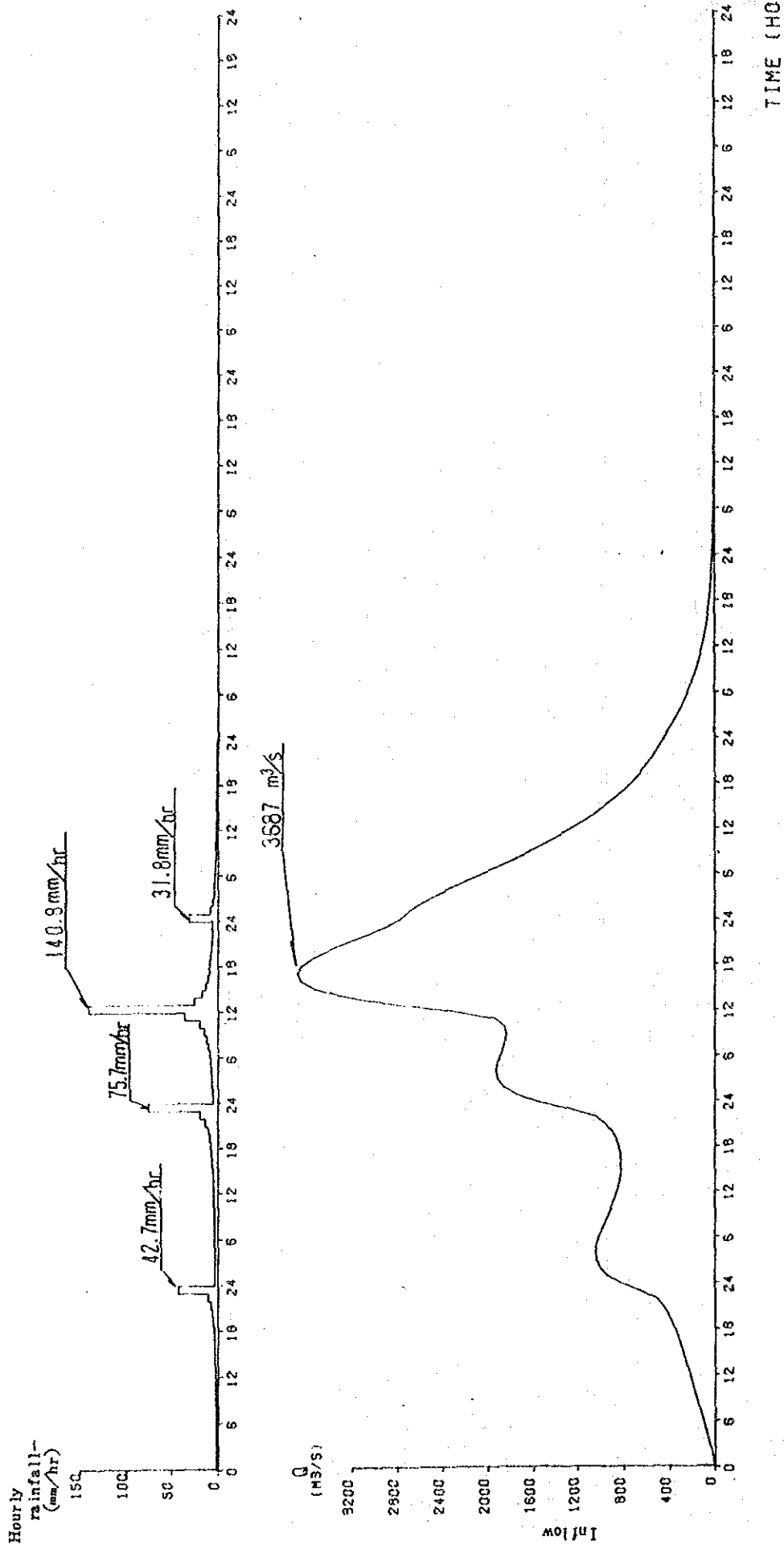


図-9.8 1976年5月の406mmの降雨量に対する流入量計算値

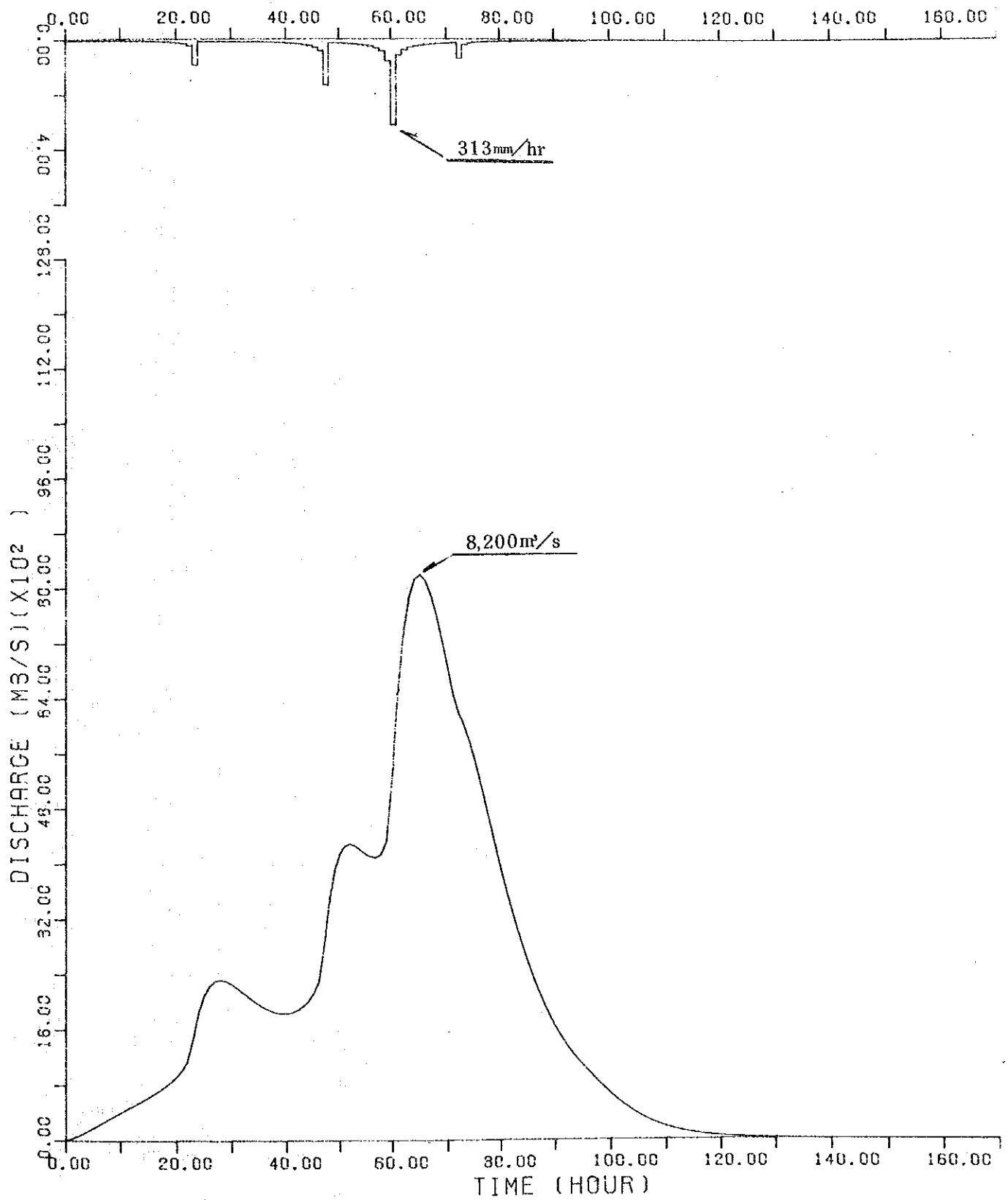
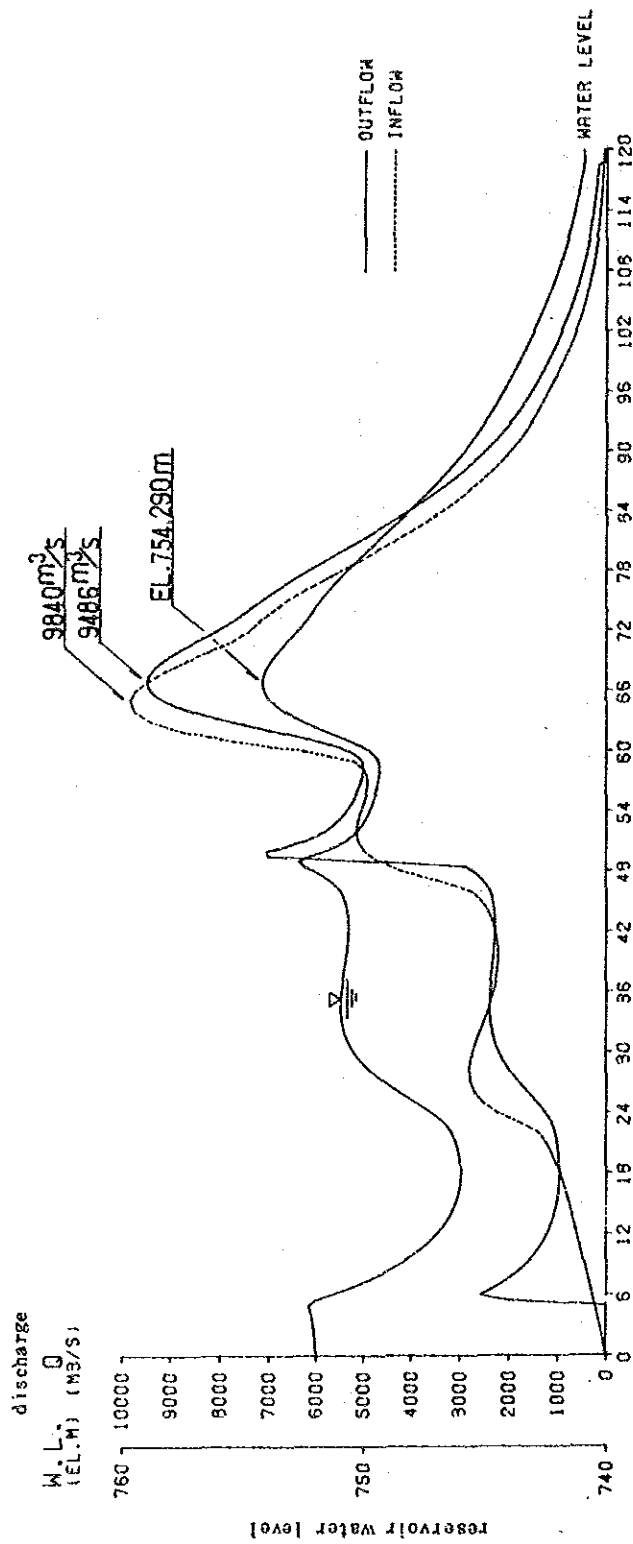


図-9.9 200年確率洪水量に対する流入量時間曲線



NUMBER OF
 OPERATING GATES

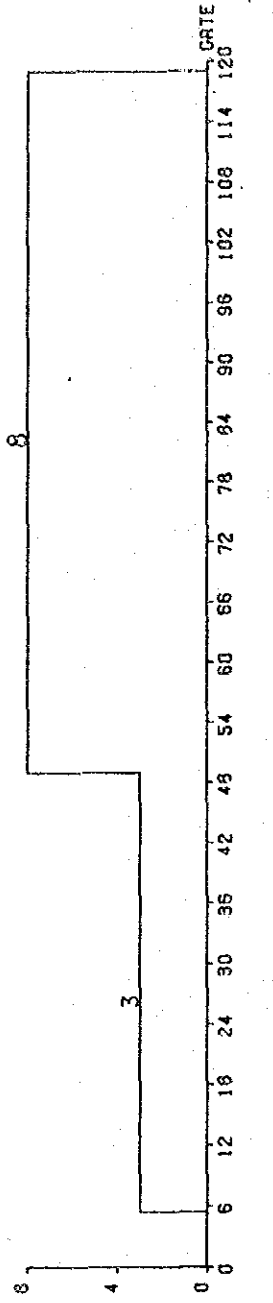
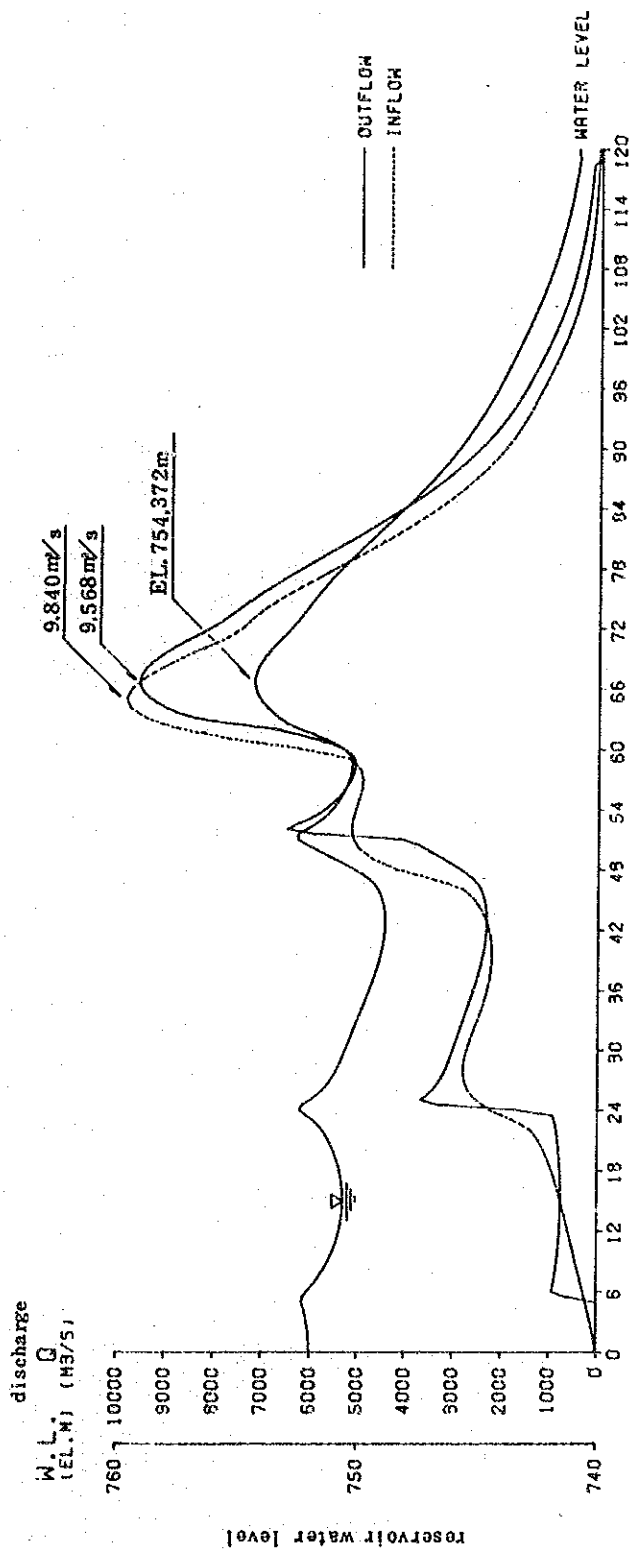


図-9.10 200年確率×1.2倍の流入量に対するゲート操作と水位上昇・放流量時間曲線



NUMBER OF OPERATING GATES

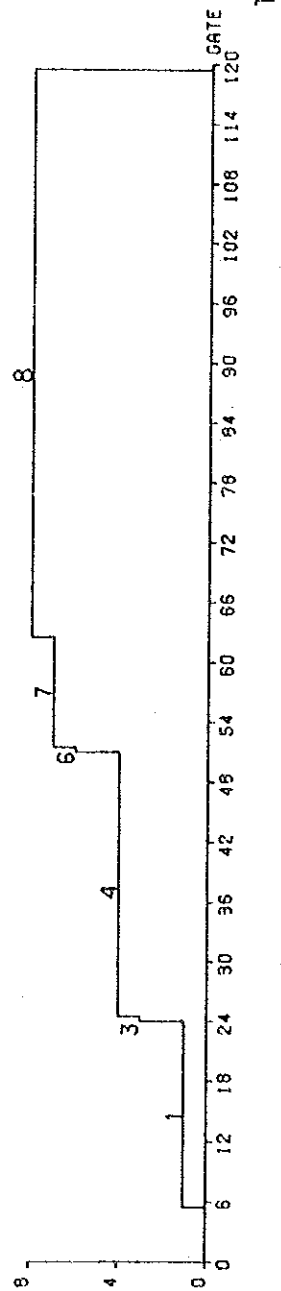


図-9.11 200年確率×1.2倍の流入量に対するゲート操作と水位上昇・放流量時間曲線

10. ダムの安全管理体制組織

10. ダムの安全管理体制組織

不断の保守点検は、高価な建設費を投じて建設された設備を、常にまた長期にわたって、良好な状態に保たせるためには、欠かせない手段である。また、そうすることによって、施設の能力を、安定してしかも有効に発揮できるようになり、設備投資の効果も充分に発揮されることとなる。

今回、フィリピン共和国の既設電力設備について、調査する機会を得て、つづさに、その現状を調査することが出来た。その結果、設備稼働状態は、からなずしも良好な状態とは言い難い印象をもった。また、その数値は、大きな改善の余地と可能性を持っていることを示している。

また、保守管理に関する技術各分野の中で、プラントに直接関係のある機械および電気技術分野に関しては、組織が確立され十分な技術者が配置されているが、重要土木構造物が存在する土木技術分野は、組織および技術者の配置が不十分であるとの印象をもった。

フィリピン共和国と日本国とでは、消費側の実態や、気象条件、発電設備の規模、構成などいろいろな点で事情は異なる。しかし、保守管理に関する組織を充実し、保守費を投じて、設備有効利用を計れば、設備稼働率向上の可能性は十分に存在すると考えられる。

数パーセントの設備稼働率向上は、数十万 kW 規模の新規設備投資に匹敵する。そして、その年間の保守運営費は、現時点で投資する数十万 kW の設備費の約 10% まで計上しても、財政的には、新規設備に投資することと同価値であることを考えると、保守運営の改善は、合理性を持っていると言えよう。

急速に進展していたフィリピン共和国の電力需要の伸びも、ここ数年低調となっているが、フィリピン共和国における電力需要は、将来、大幅な伸びを示すことは明らかである。きたるべき電力設備の増大に備えて、この機に、保守管理体制を整備、拡充し置くことは、今後の電気事業の運営に大切なことである。

(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 863 MW 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、傘下の 5 水力発電所と 4 地域の運営を行なっている。しかし、この組織を構成する技術者は、電気、機械の技術者が

殆どで、各発電所の技術者も加えると、863MWを、1,120名（運転455、保守665）で運営している。

一方、大規模なダムや土木設備を擁する当事業所の土木技術者は、アンガット発電所に3名（Hydrologist）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なわれてはいない、と言うことである。

土木構造物は、年々手入れを行ない、計画的な保守管理を行なわないと、或る時、突然、多額の保守工事費の出費を招くケースが多々ある。少なくとも、図-10.2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。

(2) 本社の組織について

老朽発電所もあれば、最近完成した新鋭の発電所もあって、電源設備事情は複雑であるのが常であるとともに、土木設備の事情もまた複雑である。

それら設備を円滑に運営するためには、現場で定期的に行な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する必要がある。

また、この計画に従って予算設定と、補修工事などの保守業務が実施されて行かねばならない。

このほかに、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なわれ、そのデータの解析が、土木技術者によって定期的に行なう必要がある。

これらの業務を効率よく実施するため、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-10.1参照）

或る電力会社においては、土木構造物について、診断システムを開発し、新旧各種各様の施設にたいして、診断を行ない、いかに最少の保守費で、有効な施設の運用を行なえるか、研究が行なわれているほどである。

(3) アンブクラオ発電所について

さて、現時点で成すべきことは、特に、土木構造物について、建設当時の情報の整理と、実測調査をおこなって、その施設の現状を、正確に把握することが、先ず第一である。時間が経てば経つほど、これらの資料は、散逸し、施設の状況を、正確に把握するこ

とが困難になって行くものである。例えば、ダムの下流側のり面の境界は、どこからが地山で何処がダム本体であるか、感覚的には分かっているが、現場では判然としていない。これらの業務は、プロジェクトの重要性、建設年次などによって、プライオリティを付けて、計画的に遂次実施し、積み上げて行くことが、確実に、しかも経済的負担が少なく済む実行方法である。

次いで行なうべき事項は、日常行なう定期的な土木構造物の巡視点検である。特に、大規模で重要土木構造物が、広い地域に存在する北ルソン地域事務所では、各発電所に最低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、発電所にあつて、単に土木構造物の巡視点検のみならず、定常的には、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。

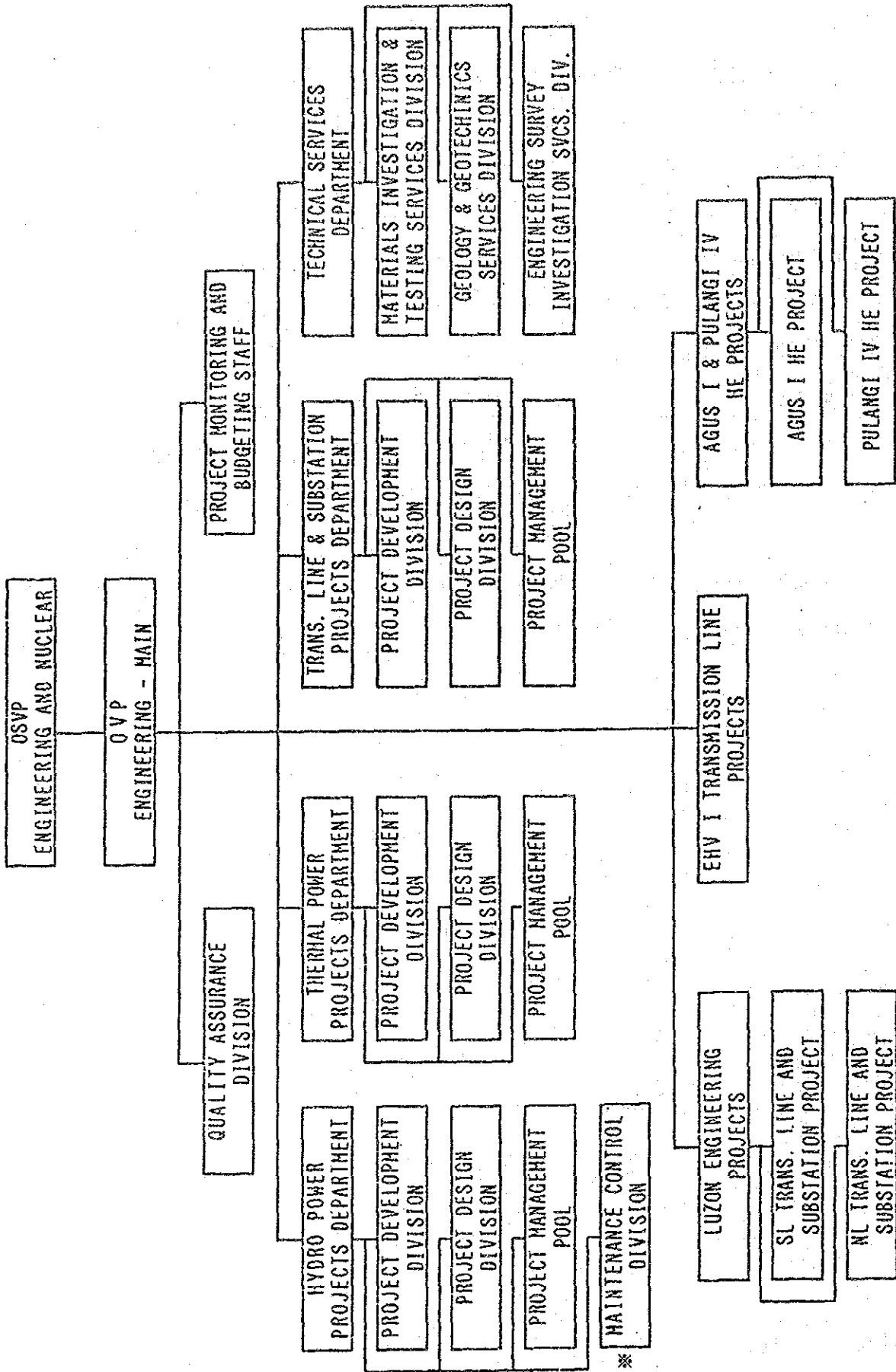
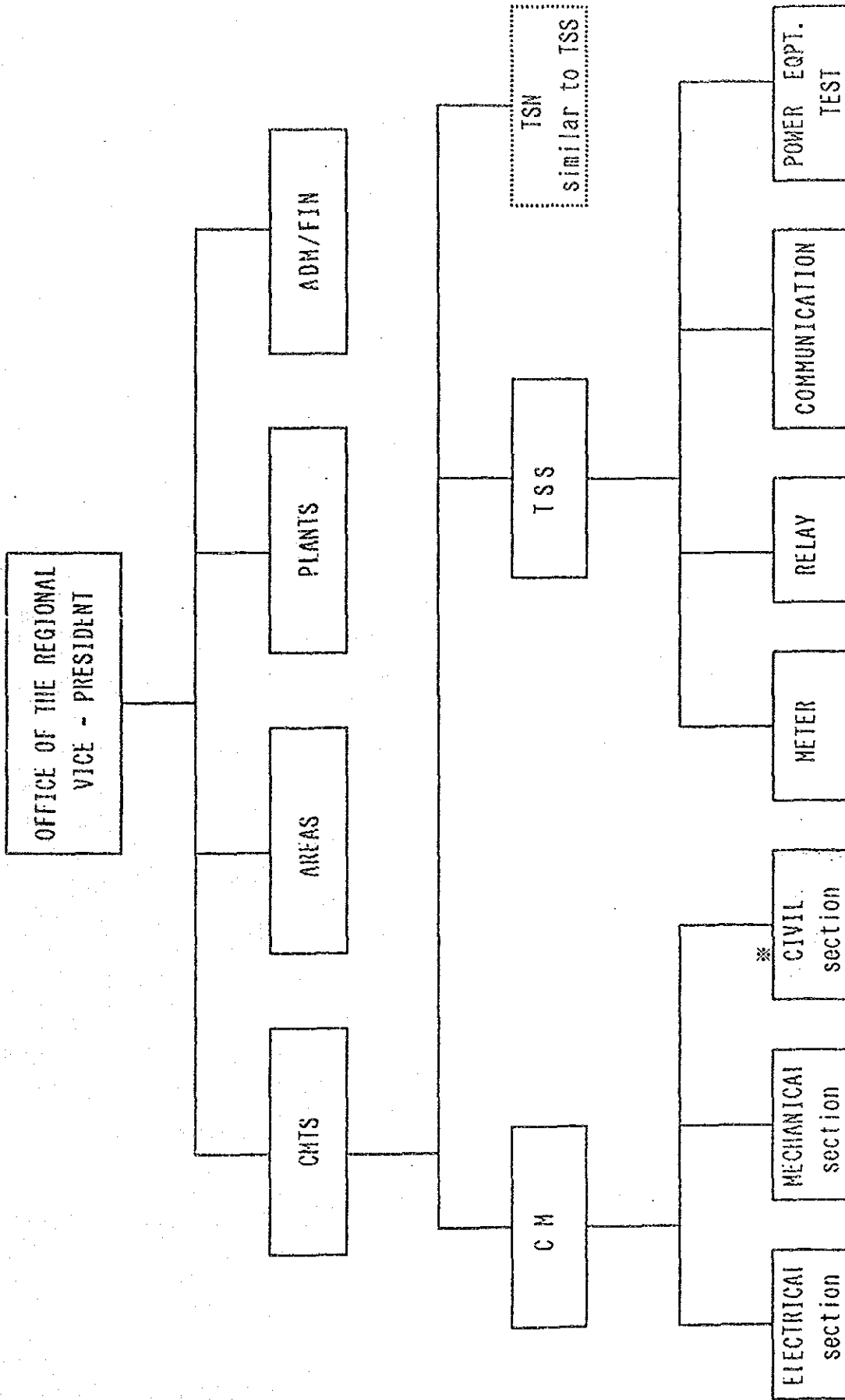


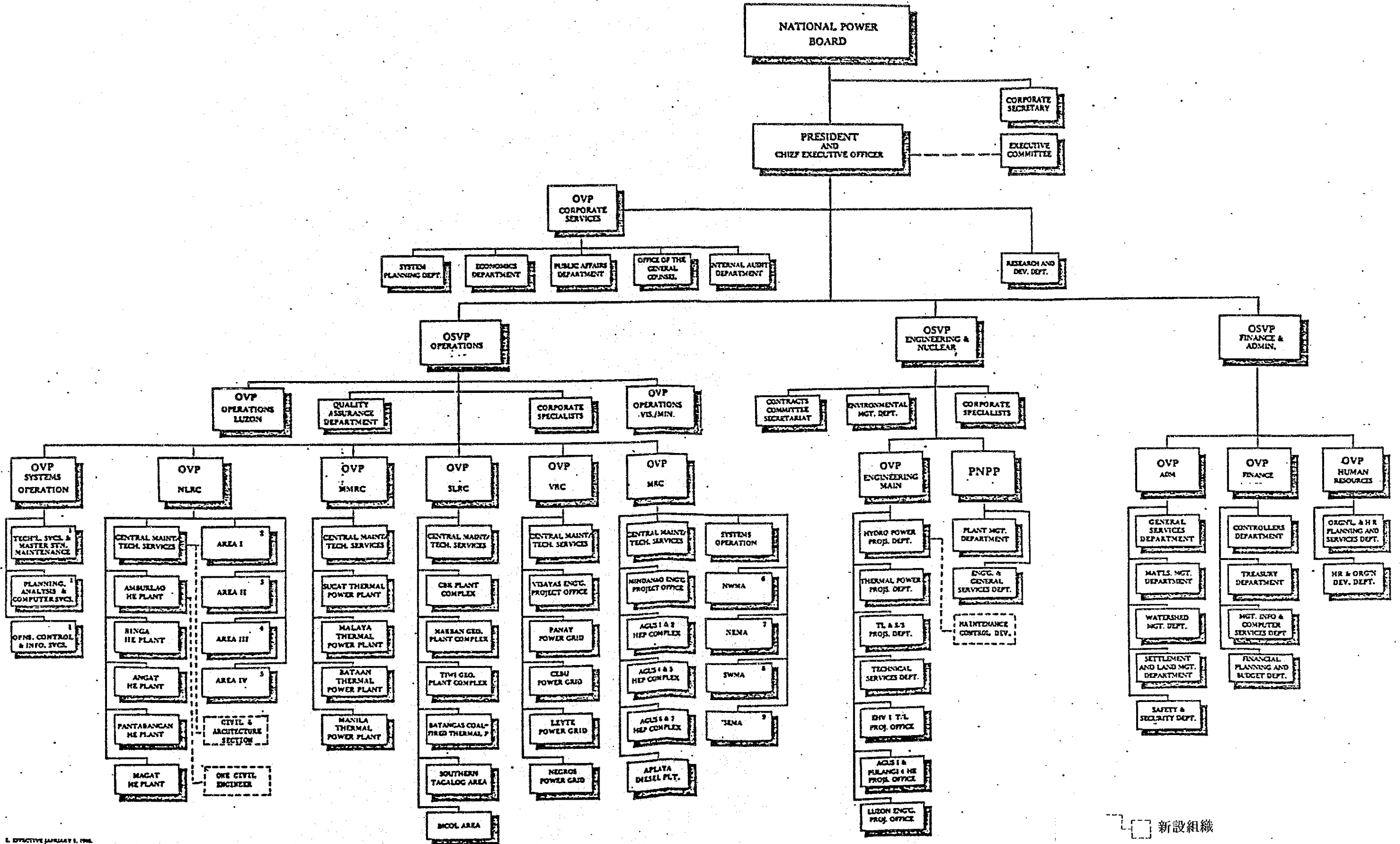
図-10.1 NAPOCOR 本社組織図

* 保守課の新設ヶ所



※ 新設土木係

図-10.2 NAPOCOR北ルソン地域事務所組織図



1. EFFECTIVE JANUARY 1, 1981.
 2. DIVISIONS OF BALACAN, PANAYAN, BATAAN & BICOL SUB-AREAS.
 3. DIVISIONS OF EASTERN PANAGANAN, WESTERN PANAGANAN, ZAMBALLES & TAYALAC SUB-AREAS.
 4. DIVISIONS OF ILOCOS NORTE, ILOCOS SUR, NORTHERN SONGLEY, SOUTHERN SONGLEY & LA LUYON SUB-AREAS.
 5. DIVISIONS OF CAGAYAN, ISABELA, NUEVA VIZCAYA-QUEZON & NUEVA ECJA-AURORA SUB-AREAS.
 6. DIVISIONS OF BULACAN, LARANG SUR, AURORA & ZAMBONANGA SUB-AREAS.
 7. DIVISIONS OF CAGAYAN DE ORO, BUTUAN, SURIGAO & AGUSAN SUB-AREAS.
 8. DIVISIONS OF GENERAL SANTOS & SARANAN SUB-AREAS.
 9. DIVISIONS OF SOUTH BAYAN, NORTH BAYAN & SIBAYAN SUB-AREAS.

• Down to Department/Grid level.

圖-10.3 NAPOCOR 全社組織圖

