

下 筈 ダ ム 基 礎 岩 盤 の 安 定 解 析

(昭 和 4 2 年 3 月)

石 井 文 雄
飯 田 隆 一
岸 本 貞 男

目 次

I	はじめに	1
II	ダムサイトの地形，地質およびその力学的性質	2
III	基礎岩盤の安定性解析方法	12
	1. 二次元的な安定性検討	12
	2. 三次元的な安定性検討	18
IV	基礎岩盤の二次元模型実験	21
	1. 相似律と模型材料	21
	2. 実験目的および方法	22
	3. 実験結果および考察	35
V	基礎岩盤の安定性解析結果	42
	1. 二次元的な安定性解析	42
	2. 三次元的な安定性解析	50
VI	結 び	56
	参 考 文 献	58

I は じ め に

下釜ダムは現在筑後川水系津江川に建設されている高さ98mの多目的アーチ式コンクリートダムである。

一般的にみて、ダムの設計施工を合理的に進めるためにはダム本体に関する研究はもちろんの事であるが、その基礎岩盤の地質学的かつ力学的性質を正しく把握しておくことが是非必要なことである。とくに近年、建設される多くのダムサイトでは構造物それ自体の大型化や基礎となる岩盤に種々の欠陥を用つていくことが多く、それらの形や力学的な性質を知つて、基礎岩盤のマスとしての安定性を正しく評価しておくことが必要である。

下釜ダムサイトにおいても、2章で述べられているように、詳しい基礎岩盤の地質学的な調査および力学的な調査が行なわれた。そして、その結果を用いて基礎岩盤の安定性を詳しく検討し、ダムの建設を合理的におし進めるという方針がとられた。そのために、ダム基礎の安定性をいかに合理的に検討するかが問題となつた。

しかし、現在、このような基礎岩盤の安定性の検討方法として確立されたものはない。これは岩盤の力学が近年始めて本格的に手を加えられた事を考え合せば首肯される所である。そこで、この種の問題を取扱つた過去の数少ない事例および類似した事例に検討を加えて、この問題をより合理的に検討し得る方法を提案した。その方法は3章において述べられるように、模型実験と土質力学的な取扱いを組み合わせたものである。

この方法によつて、本地点の基礎岩盤の安定性を岩盤の力学的実情を考慮してかなり詳しく検討することができた。その内容が4.5章に述べられている。

なお、この一連の試験研究は昭和37年度以来九州地方建設局の依頼によつて行なわれたものであり、本文はその総括的な報告書である。

Ⅱ ダムサイトの地形、地質およびその力学的性質

下釜ダムサイトの地形は図-1に示すとおりであつて主な特徴はつきに述べるとおりである。

- ① ダムサイトは本川が蛇行した部分に位置し、兩岸から尾根が突き出して、峡谷をなしている。岩盤斜面は急でとくに右岸 EL270m 以上はほとんど鉛直に近い。
- ② 左右岸とも、下流側に沢がある。とくに、右岸の沢は規模が大きく、そのため尾根に鞍部が現われ、突出した尾根は一つの小さな山体をなしている。基盤マスは、左岸が大きい。
- ③ 右岸 EL270m 附近に階段状の段丘がある。

ダムサイトの地質調査はグリット方式による横坑およびボーリング孔によつて行われた。その結果を資料①から要約、掲載すると、

- ① 当ダムサイトは新第3紀層に属する2種の安山岩から成つている。一つは下釜溶岩（複輝石角閃石安山岩）であり他は小竹溶岩（黒雲母複輝石角閃石安山岩）と呼ばれるものである。これらは小竹溶岩の中を下釜溶岩が噴出をおつた形になつており、ダムサイト兩岸および河床部は下釜溶岩となつている。両岩の接触面は図-2に示されるように左岸では地表から30～80mのところに山側へ急に傾斜して、上流から下流に通つており、右岸では逆に下釜溶岩部が角錐状をなすように位置している。
- ② それぞれの岩石の諸性質は表-1に示されるとおりであつて、岩質そのものは堅硬であるが、下釜溶岩部では割れ目の発達はかなりいちじるしく、それらの割れ目には流入粘土を介在していることが多い。割れ目の発達のし方は右岸よりも左岸の方が顕著である。小竹溶岩は下釜溶岩より幾分軟かくとくに接触部では軟かい。また小竹溶岩は全般的に多孔質である。

表-1 下釜及小竹溶岩の物理的性質（文献1より）

項 目	下 釜 溶 岩		小 竹 溶 岩	
	気乾燥状態	湿潤状態	気乾燥状態	湿潤状態
比 重	—	2.4	—	2.3
吸 水 量 (%)	—	3.5	—	5.7
弾 性 波 速 度 (Km/sec)	4.3	4.1	3.0	3.5
動 弾 性 係 数 E_d (kg/cm^2)	370.000	260.000	150.000	200.000
静 弾 性 係 数 E_s (kg/cm^2)	260.000	150.000	180.000	160.000
圧 縮 強 度 σ_c (kg/cm^2)	900	850	—	800
引 張 強 度 σ_t (kg/cm^2)	48	—	—	—
剪 断 抵 抗 (kg/cm^2)	$2\sigma + 80$		$2\sigma + 70$	

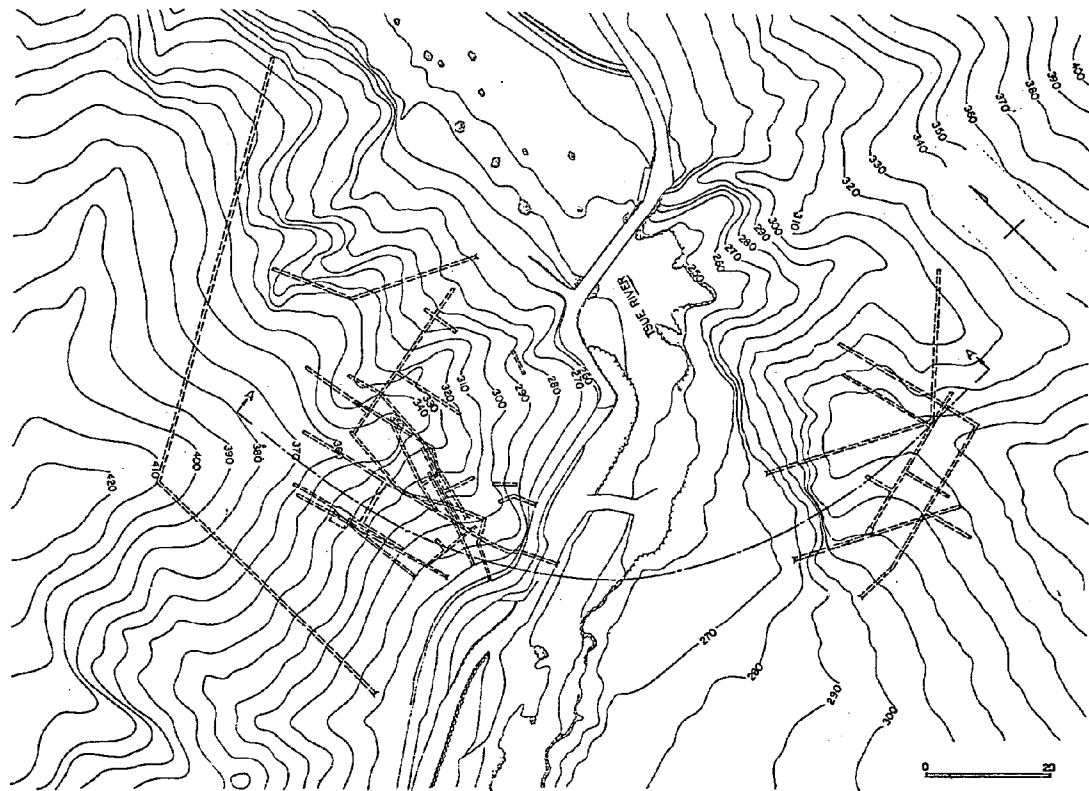


图 - 1 地形图

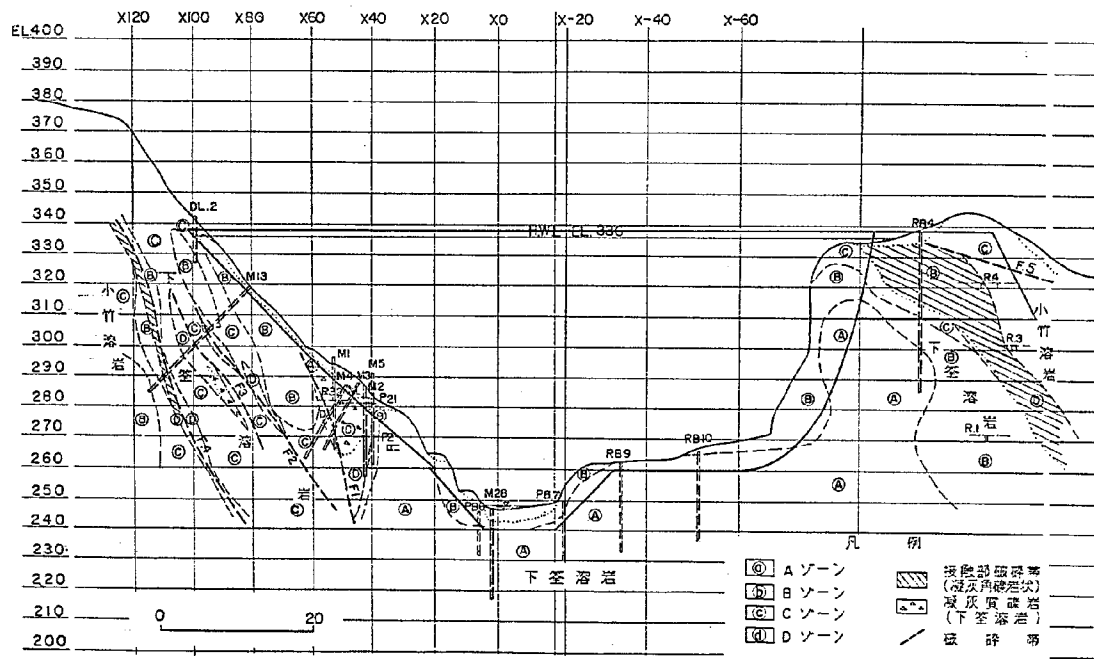


図-2 地質鉛直断面図

③ 破砕帯は左岸に4本あつて、互いにほぼ平行であつていずれも $50 \sim 70^\circ$ で川落の傾斜をもっている。それぞれの規模は $0.5 \sim 1.0 \text{ m}$ 程度の巾をもっている。

破砕帯内の割れ目にはかなり多量の流入粘土が存在する部分がある。

右岸下茶溶岩部には破砕帯は存在しておらず、総じて堅硬である。

こうした地質学的な調査結果を基礎岩盤の安全性という工学的な問題とを結びつける努力として、本ダムサイトにおいては岩盤の評価分類が試みられた。すなわち、岩盤の力学的性質あるいはその量的な評価に関係するとみなされる要素をとりあげて、岩盤の分類を行った。

ここではその主要素として、次に示すように割れ目の頻度、岩石の堅硬度、および割れ目の状態の3つをとり上げ、それぞれを三段階に分け、それらの組合せで、岩盤の分類を行っている。

① 割れ目の頻度	② 岩石の堅硬度	③ 割れ目の状態
A 割れ目間隔 50cm以上	I 堅 硬	a 開口われ目
B " 15~50 cm	II 中硬又は部分的に軟弱	b 粘土夾われ目
C " 15cm以下	III 軟 弱	c 閉口われ目

一方、岩盤の力学的性質を知るために種々の試験が行われた。以下にその概要および結果を述べる。

① 弾性波測定：基礎岩盤の平均的な動弾性の性質を知る目的で平均速度法、またグラウト効果の判定など局所的な動弾性の性質の変化を知る目的から屈折波法が行なわれた。結果として、弾動波速度は $1 \sim 3 \text{ Km/sec}$ の範囲にあるが、上述した岩盤区分との相関性は少ないようである。

② ジャツキ試験：岩盤の静定な変形性を知る目的で行なわれた。載荷面積は 0.5 m 、最大荷重は約 50 Kg/cm^2 である。試験ケ数は54ケであつてその結果を分類表示すると表-2の通りである。

表-2 ジャツキ試験による静弾性係数(文献①より)

岩 種 別		静弾性係数 E_s (Kg/cm^2)			摘 要
		標本数	平均値	95%信頼限界	
下 茶 溶 岩	A ゾ ー ン	3	128500	92000~165000	
	B "	14	44300	34800~53900	
	C "	11	26900	22200~31500	
	D "	5	22100	15700~28500	
	C, D "	16	25300	21800~28800	
	グラフト后Cゾーン	4	45400	27000~63800	
	凝灰角礫岩	5	13800	11300~16300	
小 竹 溶 岩		6	13000	9800~16200	

- ③ せん断試験：岩盤のせん断強度を知る目的でブロックシーヤートスト方法によつて行なわれた。試験結果を岩盤の分類によつて眺めると、クーロンの式で内部摩擦係数 f の項はあまり変化しないので、一応 $f = 1.2$ ($\phi = 50^\circ$) とし、粘着性的せん断抵抗力 τ_0 を最少自乗法によつて推定した結果を表-3に示す。

表-3 剪断試験(ブロックシーヤートスト)による強度常数(文献1より)

岩種別		試験個数	せん断抵抗強度
下 笠 溶 岩	A, Bゾーン	(4点)	$\tau = 1.2\sigma + 1.6$ (Kg/cm^2)
	Cゾーン	(5点)	$\tau = 1.2\sigma + 7$ (")
	Dゾーン	(4点)	$\tau = 1.2\sigma + 0.3$ (")
	小竹溶岩	(5点)	$\tau = 1.2\sigma + 1.4$ (")

- ④ 引張試験：岩盤の強度の推定の目的で行なわれたが岩盤の引張抵抗強度が非常に小さいため、破壊強度が岩盤内にある割れ目の方向、間隔などによつて、大きく左右され、この方法による岩盤のせん断強度の推定はかなりむづかしいことがわかつた。
- ⑤ グラウト試験：岩盤の変形性や強度などが、グラウテングによつて、どの程度改良され得るものかを知る目的で行なわれた。試験はCゾーンに相当する地点で行なわれ、グラウトによる岩盤改良の目安として、表-4のような結果を得た。

表-4 ㊸ゾーンの改良度(グラウトによる)(文献1より)

	グラウト前	グラウト後
弾 性 波 速 度	2.00 Km/sec	3.0 Km/sec
動 弾 性 係 数	83000 Kg/m^2	180000 Kg/cm^2
静 "	27000 "	45000 "
変 形 係 数	11.000 "	25000 "
剪 断 抵 抗	$1.2\sigma + 7$	$1.2\sigma + 7$

以上述べて来た岩盤の地質学的分類に岩盤の力学的試験を加味して、本ダムサイトの岩盤を表-5に示すように㊸㊹㊺㊻の4つのゾーン分類した。この分類によつて、図-2、図-3のような工学的地質図が作成された。

これらの結果をみると、基盤の安定性に直接関係をもつ㊹あるいは㊺ゾーンの分布がかなり広く、それらの力学的性質、位置、方向が基礎岩盤の安定性に及ぼす影響を十分検討しておかなければならない。

表-5 力学的或はグラウト効果を考慮した分類(文献1より)

岩盤等級	総合判断	岩の硬さ	割目間	割目の状態	記号	力学的抵抗	グラウト工法の適否, 効果	摘 要
Aゾーン	良好	堅硬	15cm以上	密着 開口割目面に風化の跡が見られず流入粘土類を含まない。	A1c B1c A1a B1a	マス岩盤としての変形性並に 剪断抵抗に関して特に懸念され る要素がない。 $E_s = 90000 \sim 14000 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_0 = 250 \text{ t/m}^2$ $f = 12$ 前後	セメントグラウトによる透水性の改善 は困難でない。岩盤が本来持つて いる力学的性質の改善の可能性は少 ない。又その必要を認めない。 ($E_s = 90000 \text{ kg/cm}^2$ 以上) ($\tau_0 = 250 \text{ t/m}^2$) ($f = 12$ 前後)	
Bゾーン	普通	堅硬 中硬	15cm以上 15cm以下 15cm以上	流入粘土を含む 開口割目であるが流入粘土を 含まず 密着 密着 開口割目であるが流入粘土を 含まず	A1b B1a C1c A1c B1c A1a B1a	マス岩盤としての変形性並に 剪断抵抗性について特別の処 理の必要性は認めない。 $E_s = 35000 \sim 55000$ $\tau_0 = 150 \sim 200$ $f = 12$ 前後	透水量を全般に1ルウオン程度にす る事に困難さはない。変形性能の改善は 10~15%程度はある。 ($E_s = 4000 \sim 80000$) ($\tau_0 = 200$ 以上) ($f = 12$ 前後)	
Cゾーン	やや不良	堅硬 中硬	15cm以下 15cm以上 15cm以下	開口割目に流入粘土を含む " 密着 開口割目であるが流入粘土を 含まず	C1b A1b B1b C1c C1a	変形量は相当大きくクリープ も大きい。 $E_s = 22000 \sim 32000$ $\tau_0 = 50 \sim 150$ $f = 12$ 前後 (小竹溶岩) $E_s = 15000 \sim 30000$ $\tau_0 = 50$ 以下 $f = 12$ 前後	注入圧力 $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ のセメント グラウトで変形性の改善はかなり期待 できる。剪断抵抗に対しては、直接的 効果は少ない。透水性の改善はかなり 慎重な作業が必要である。高圧注入の 効果は、期待できる。 ($E_s = 30000 \sim 50000$) ($\tau_0 = 50 \sim 200$) ($f = 12$ 前後) 力学的性能の改良効果は少ない。	
Dゾーン	不良	中硬 軟弱	15cm以下 破碎帯	流入粘土を含む " 密着から開口割目に流入粘土 を含むものまで	C1b A, B, C III A, B, C	$E_s = 20000$ 以下 $\tau_0 = 20$ 以下 $E_s = 15000$ 以下 $\tau_0 = 20$ 以下	($E_s = 30000$ 以下) ($\tau_0 = 30$ 以下) ($f = 12$ 前後) ($E_s = 20000$ 以下) ($\tau_0 = 20$ 以下)	

EL. 320

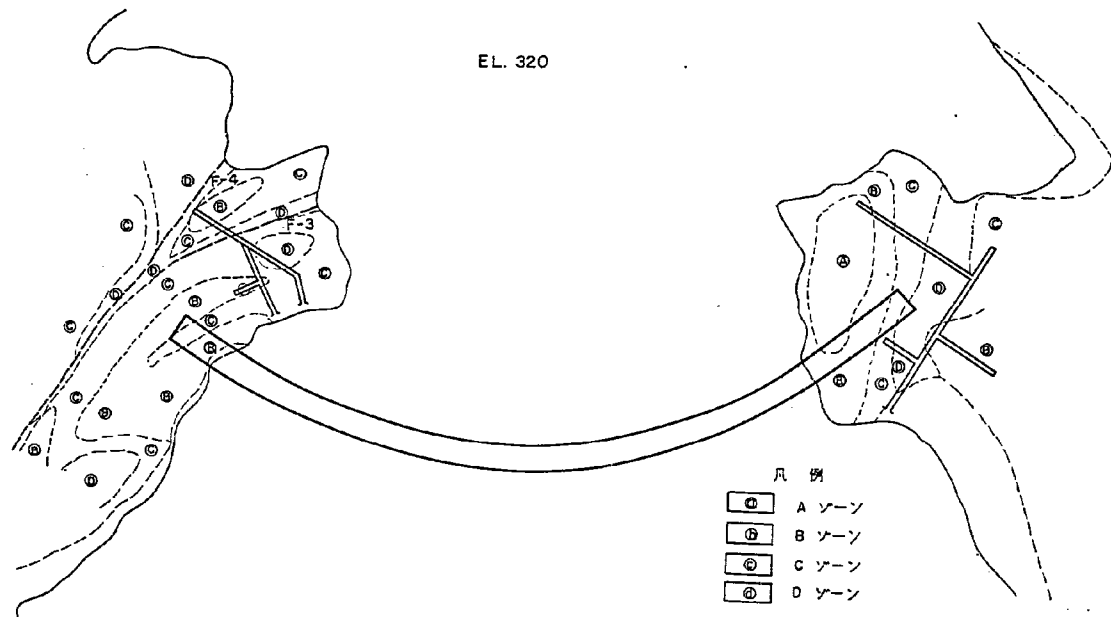


図-3-1 地質平面図

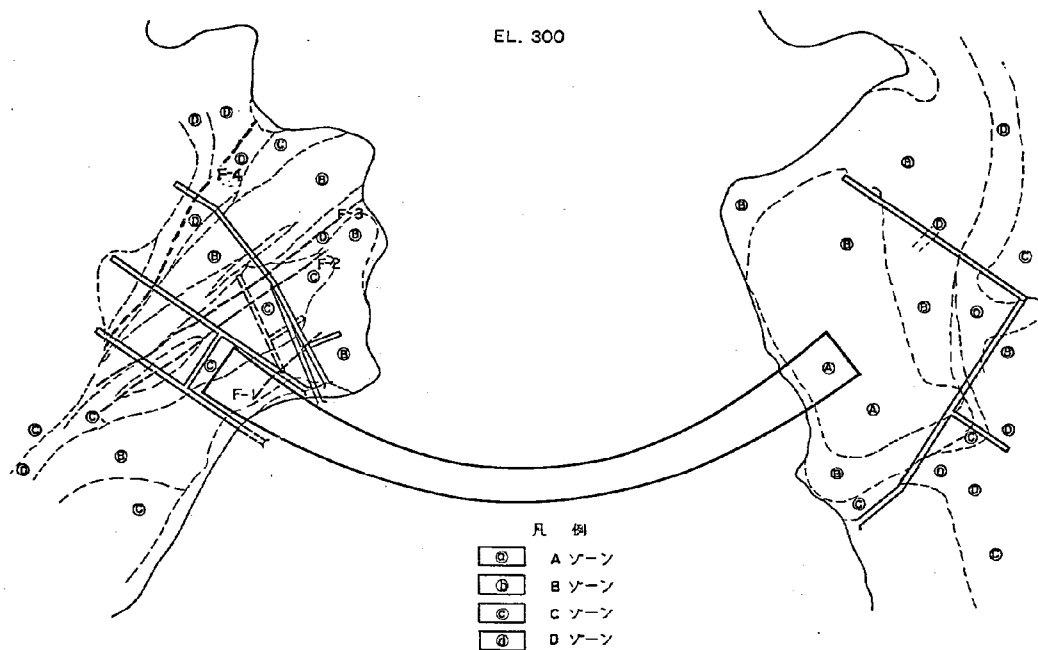


図-3-2 地 質 平 面 図

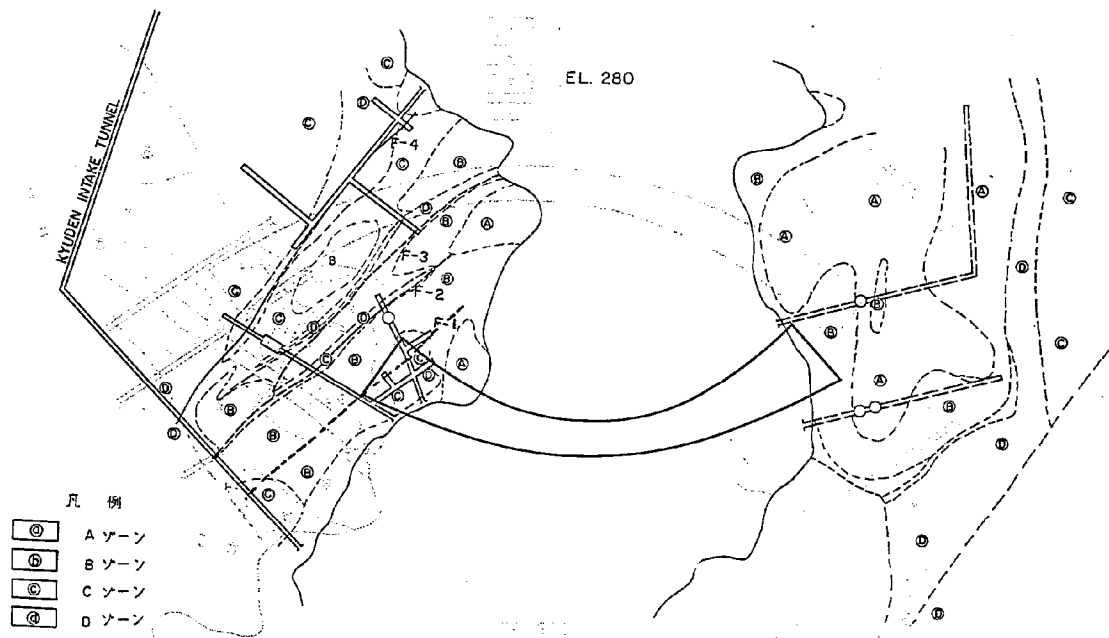


図-3-3 地 質 平 面 図

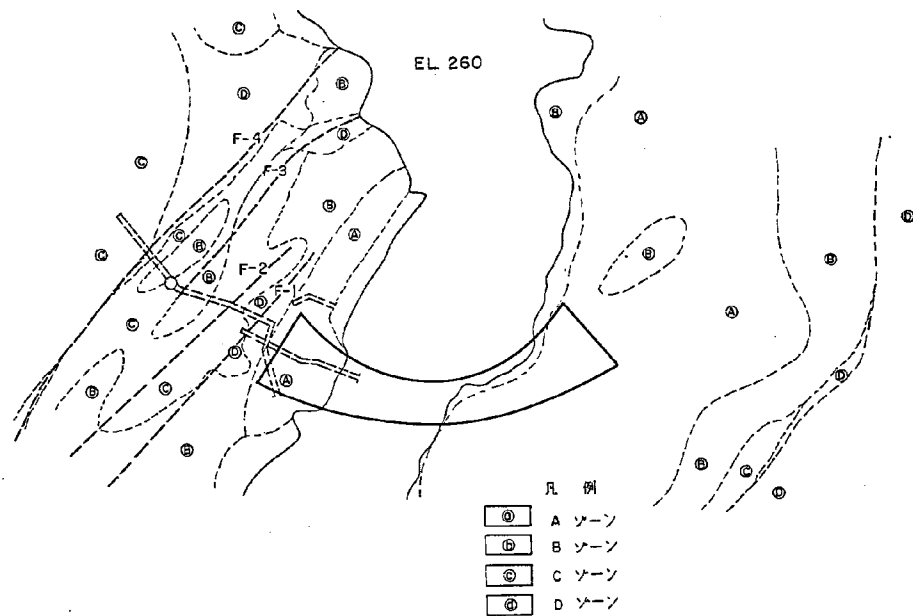


図-3-4 地 質 平 面 図

Ⅲ 基礎岩盤の安定性解析方法

基礎岩盤の力学的性質は現在殆んどわかつておらず、したがって、基礎の支持力とか安全性を合理的に検討する方法には確立されたものはないようである。しかし、従来その必要性から、種々の便法がとられていたようである。ここではそれらについて簡単に考察し、この種の問題の解析法として、一つの試みを述べる。

従来、基礎の安定性の検討方法として、主として材料の類似性から土質力学的な取り扱いが行われていた。すなわち、すべり面法とか支持力理論である。しかし、それらの方法の基礎的な仮定^②を眺めてみると、岩盤の場合には別の取り扱いが必要であるように考えられる。

それは、材料の破壊強度、材料の非均質性および非等方方法、およびすべり面の形状に関するものである。土の斜面の安定性を検討するときにはこれらにかなり簡単な仮定を設けている。しかし、岩盤を対象とするときにはつねに土のような簡単な仮定を設けてよいかどうか大きな問題である。とくにその内、材料の非等性が重要な因子であると考えられる。岩盤には大小さまざまな不連続面があつて、その形状とか力学的性質が岩盤の力学的性質を支配すると考えられるからである。事実例えば、Klaus W. John^③は岩盤を Jointed Structure(きれつ体)であるとして、細かい検討の方針を立てている。そしてそれ自体は示唆に豊んだものであるが、それを実用的に用いるためには岩盤の力学的性質に関して基本的な調査研究が必要であるように思われる。そこで、このきれつ体の岩盤を実用的に取扱うために、模型実験による方法が考えられる。しかし、模型にきれつ体を再現することの困難さから、例えば岩盤内に断層などが存在するとき、その断層などが、どのような形で直接破壊に結びつくかを知るために、川俣ダム^④、湯田ダム^⑤、黒四ダム^⑥の基礎について行なわれた連続体的な破壊実験による方法がとられることがある。しかし、模型材料に関する相似率の問題など今後明らかにされなければならない問題がある。そこで、以下では破壊現象をできるだけミクロにながめ、不連続面など岩盤の力学的実情を考慮し、安全率とすべり面の形状をより合理的に検討する方法を提案する。

一般に基礎の破壊現象は三次元的な広がりをもつものが多いが、二次元的な現象とみられることもあり、以下では二次元的な取扱いと、三次元的な取扱いに分けて考察する。

1. 二次元的な安全性の検討

1) 点安全率とすべり線

まず現象を二次元的な場合について考える。これは直接的には重力ダムの基礎などに対応するが、三次元的な複雑な現象も適当な方法で二次元化し得ると考えられる。岩盤の破壊がモール・クーロンの破壊説に従うとして、岩盤のせん断強度 τ が次のクーロンの式

$$\tau = \tau_0 + f\sigma \dots\dots\dots(1)$$

であらわされるとする。ここに τ_0 は粘着性のせん断強度 f は内部摩擦係数 ($f = \tan\phi$)、 σ は破壊面に作用する垂直応力である。この式は実用的にはかなりの適応性をもつてい

るようであるが、 σ が負（引張）とが非常に大きくなつたときにどうなるかはよくわかつていない。

さて、外力によつて岩盤内のある点に生ずる応力を主応力で σ_1, σ_3 ($\sigma_1 > \sigma_3$)、主応力の方向を $x-y$ 座標で x から α とする。

この応力によつてその部分の岩盤が降伏あるいは破壊に至るかどうかは $\sigma-\tau$ 平面で (1) 式と主応力円的位置関係によつて定まる。すなわち両者が接するときその点は破壊領域に達するものと考えられる。したがつて、両者のへだたりがその点の破壊に対する余裕すなわち安全性に関係する。

その余裕を計算するには二つの面から眺めることが必要である。一つは主応力円が増大して (1) 式に接する場合、すなわち、最大荷重に対する余裕（荷重安全率と呼ぶ）であり、他は (1) 式の強度が劣化して主応力円に接する場合で、最小抵抗強度に対する余裕（強度安全率と呼ぶ）である。つぎにこの両者の工学的な意味と安全率の値を選びく。

まず荷重安全率は図-4 に示すように荷重の増加に伴つて応力値が大きくなり破壊する場合である。荷重には水圧、泥圧、地震など種々のものがあつて、それらが一緒に大きくなるとは考えられず、また岩盤が非弾性的な要素をもっているため、全体の応力が一緒に相似的に増加することはないが、これが図に示すように直線的に増加するとすると、破壊状態は次式で示される。

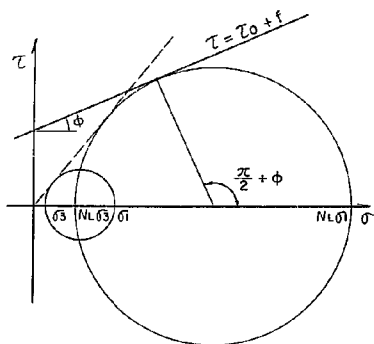


図-4 荷重安全率

$$1 = \frac{\tau_0 + f N_L \sigma}{N_L \tau} \dots\dots\dots (2)$$

ここで N_L は荷重安全率である。これを解いて、

$$N_L = \frac{\tau_0 \cos \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \dots\dots\dots (3)$$

を得る。またそのときのすべり面の方向は 2 組あつて、 σ_1 の作用面から $\pm (\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ だけ傾いた面で、次式であらわされる。

$$\frac{dy}{dx} = \tan \left\{ \alpha \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (4)$$

(3)式で N_s が負になることがある。それはモールの応力円の包絡線の勾配が(1)式の勾配よりも小さいときに両者が σ の正領域で交わらない、すなわち破壊に至らないことを意味する。

つぎに強度安全率 N_s について考えてみる。岩盤の劣化現象は地質学的な考察や経験的な事実からかなり認められているが、その詳しい研究は現在ほとんどなされていない。また強度安全率の中には強度常数の推定誤差に対する余裕も含めなければならない。すなわち、岩盤試験によるしる経験的判断によるしる、推定された強度には誤差をもっている。

ここではこれらの誤差を全て含めて、 τ_0 、 f が一様に何分の一になつたときにその点が破壊に至るかという条件の下に解く、これは図-5 からわかるように、次式であらわされる。

$$N_s(\theta) = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \dots\dots\dots (5)$$

強度安全率は考える面によつて異なり、 $N_s(\theta)$ が最少になるのは、

$\frac{dN_s(\theta)}{d\theta} = 0$ から、その最少値 N_s は、

$$N_s = \frac{\sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)} \dots\dots\dots (6)$$

またそのときのすべり面は矢張り2組あつて、次式であらわされる。

$$\frac{dy}{dx} = \tan \left\{ \alpha \pm \left(\frac{\pi}{4} \right. \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \right\} \dots\dots\dots (7)$$

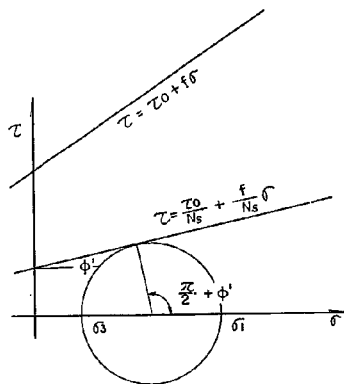


図-5 強度安全率

このように点安全率は、定義の仕方によつて異なつた値および異なつたすべり面の方角をもつことがわかつた。なお、荷重変動に対する安全率 N_s は劣化現象の面から眺めると(2)式からも分るように τ_0 のみの劣化と等価である。一般に両者を比較すると次式の関係がある。

$$N_s \geq N_b \quad \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \geq \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots (8)$$

すなわち、すべり面の方向は荷重変動の方がより第一主応力の方向に近くなる。したがつて、安全率の値そのものからみれば、強度安全率の面から検討すれば、安全側の検

討をすることになると云えよう。

上の諸式は、いま着目している点が、強度的に等方性の場合に成り立つものであり、もし、この点を通つて、不連続面が通つていたり、破砕帯などの弱層部があるときには、その部分の強度如何によつてはその面でのすべりが生じることがある。この点について、考えてみる。

まず、不連続面として、一つの面で表わされるときには、その面でのすべり安全率と(3)式あるいは(6)式との大小関係によつて不連続面上でのすべりが生ずるかどうかを検討される。不連続面に沿うすべり安全率は不連続面上のせん断強度を $\tau = \tau_0 + f\sigma$ とし、さらに最少主応力 σ_3 と不連続面のなす角を β とすれば、

荷重変動に対して、

$$N_L \beta = \tau_0 / \left[\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta - f \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \right\} \right] \dots (9)$$

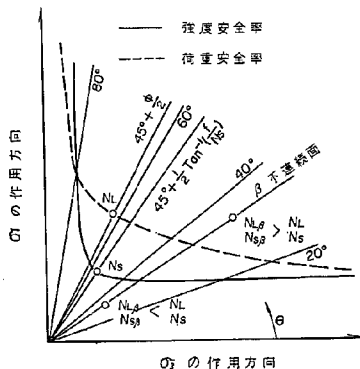
強度劣化に対して、

$$N_L \beta = \left[\tau_0 + f \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \right\} \right] / \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \right\} \dots (10)$$

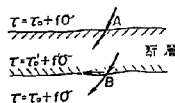
となる。この式と(3)、(6)式との大小関係によつて不連続面でのすべりが生じるかどうかが決まると考えてよい。この様子を示したものが図6である。

つぎに、かなり巾のある弱層部をもつときについて考えてみる。この場合の特徴は、二種の異なつた強度定数の岩盤が一つの面で相接していると言うことである。図一7で堅岩部の強度定数を (τ_0, f) 断層のそれを (τ_0', f') とする。また、両者の接触面上で荷重の作用点よりの点をA、他をB点とし、その点の応力を $(\sigma_1, \sigma_3, \alpha)$ 、 $(\sigma_1', \sigma_3', \alpha')$ とする。このとき、それぞれの点ですべりが生ずると考えられる方向は一応3つずつある。すなわち堅岩内での最少点安全率面、断層内での最少点安全率面および両者の接触面に沿うすべりの三種である。

このいずれによつて、その点でのすべりの方向および点安全率が



図一6 安全率分布図



図一7 説明図

定まるかということは、すべりがどちらの方向から入るかということに關係する。いいかえれば、堅岩の方からすべり破壊が進入するか断層内部から破壊が生じ、そのすべりが堅岩の方に伸びるかという2つの場合である。まず、それぞれの点安全率およびすべり線を列記する。(強度劣化の場合)

堅岩内での点安全率

$$N_{ss} = \sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_3)} / \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \dots\dots\dots (11)$$

$$\text{すべり線} : \pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(f/N_{ss}) \right\}$$

断層内での点安全率

$$N_{sf} = \sqrt{(\tau'_0 + f'\sigma'_1)(\tau'_0 + f'\sigma'_3)} / \left\{ \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \right\} \dots\dots\dots (12)$$

$$\text{すべり線の方向} : \pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(f'/N_{sf}) \right\}$$

両者の接統面でのすべりは(10)式で示される。このとき、一般には $N_{sf} < N_{sp} < N_{ss}$ の關係があるので、堅岩内から生じたすべりが伸びるときには、 $\pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(f/N_{ss}) \right\}$ の方向に進入し、断層内部で $\pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(f'/N_{sf}) \right\}$ に変化して行く。そして、両接触面ですべりが生ずることはないと考えられる。これに対し断層内から生じたすべりが堅岩に伸びるときには、 N_{sp} と N_{ss} との大小關係によつて、両岩の接統部ですべりが生じることになる。このとき、これを“断層面への乗移りが生じた”と呼ぶことにする。以上のことから分るように図-7の場合で、堅岩Aから伸びたすべりについてはA点での乗移りの検討は不要であり、B点で検討を行なえばよいわけである。

こうした比較検討を行なうことによつて、ジョイントの方向性や断層などの不連続面を含めて、点安全率およびすべり線の方向を計算することができ、岩盤の力学的実情を合理的に加味できる。ここで点安全率について考えてみると、点安全率は従来のあるすべり線に沿う平均的安全率よりかなり小さくなる部分がある筈である。

この結果が岩盤の総合的な安定性を検討する上に重要な意味をもつことはもちろんのことであるが、これらの結果から、全体としてのすべり線および安全率を検討することを考えなければならない。

2) すべり線逐次計算

岩盤の全体としての安全性およびすべり面を追跡するためには岩盤の応力とひずみの關係、応力のつたわり方さらに岩盤内の一部に塑性的な変形あるいは破壊が現われたときの応力および変形の変化、あるいはその伝播などのいわゆる逐次破壊現象とそれに伴う応力の再配分現象を取り扱はなければならない。しかしこうしたことは現象的に2,3 ⑦⑧ 認められている程度で定量的には全くわかつていないのでここではこれを全く無視する。すなわち比較的弾性的な状態での応力分布から破壊を予測するという立場を取る。

先に述べた点安全率およびすべり線図によつて、全体としてすべり線網が組立てられる。すべり線網は2つのグループから成り、お互いにある角度で交叉する。すべり線を見出すのは荷重安全率の場合には(4)式からわかるように主応力線に一定角 $\pm(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2})$ で交叉することから等角破壊線として求め得るが、強度安全率では主応力線とすべり線とのなす角が(7)式のようにその点での安全率の関数となつて非常に複雑となる。そこでこれを実用的には点々でのすべり方向を考慮したスケッチ風を作ることもよいが、破壊を応力の再配分現象を考えない逐次破壊現象として眺め、微少部分を考えると、ある点から出たすべり線がどの方向に進んだとき最もすべり易いかという形で定めることができる。しかし、その微少区間でのすべり線の形状が問題となる。ここではそれを円弧(場合によつては塑性理論の流れを踏んで対数らせん形とすることもできる。)とする。

この具体的な計算は強度安全率に対しては図-8に示されるようにある点Aのすべり線に沿つて出てすべり線が円弧であるとするとB点での入角 τ は $2\beta-\delta$ となり、その面での安全率は、

$$N \cdot S = \frac{\tau_0 + f \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_n + \sigma_r) + \frac{1}{2}(\sigma_r - \sigma_n) \cos 2\tau - \tau_{nv} \sin 2\tau \right\}}{\frac{1}{2}(\sigma_r - \sigma_n) \sin 2\tau + \tau_{nv} \cos 2\tau} \quad \dots (13)$$

となり、この値が最少となる次の点Bを選ぶことによつて逐次、すべり線の推定が可能である。

こうして、種々の点を破壊の起点として、すべり線網を作り、それに沿う点安全率を求めて、その値の大きさとかその分布の仕方から、全体としてのすべり線および安全率を評価する。この立場からすると、点安全率が最少な点がかならずとも全体の破壊につながることもあり得る。

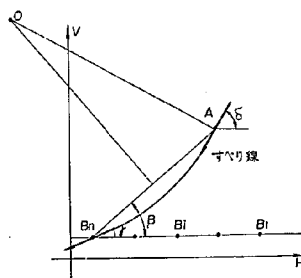


図 - 8 説 明 図

3) 岩盤内応力および浸透水の影響

上に述べ所では外力による岩盤内の応力および強度が既知であると仮定したり浸透水の影響を考えていない。

以下でこの点について考えてみる。岩盤の強度については先にも述べたように、現在殆んどわかつておらず、実用的にクーロンの式で表わされるとして、現位置でのプロクチャーテストによつて、その推定を行なっているが、基礎としてのマスに比して、供試体が小さいため、局所的な影響を受ける恐れがあり、試験地点の選定とか結果の評価は十分注意を払わなければならない。

岩盤内の応力を合理的に求めることは、非常に困難である。それは地形、地質などの複雑さの外に、岩盤内に存在する不連続面の存在によつて、連続体としてのいわゆる弾性理論では取り扱い得ない現象を伴なっている。^{⑦⑧} すなわち岩盤内にある不連続面はせん断抵抗力および引張り抵抗力に弱いため、荷重の作用方向により多くの力が伝達されるということが実験的に認められている。このような現象を十分考慮して岩盤内の応力を求めることは非常に困難である。

こうした事情から、応力測定を模型実験によつて求めることにする。しかし模型実験では、地形、地質の変化をかなり詳しく取入れることができるが、模型材料が普通弾性的な性質を示しており、上述の不連続性を詳しく考慮して非弾性的な性質を加味することとは困難である。

基礎内に浸透水が存在するときには応力的にも強度的、さらに、物性的にも影響を受けるものと思われる。この問題を応力の面から理論的に取り扱った多孔質媒質論^⑨によれば、浸透水の応力的影響は定常状態では直応力にのみ現われ直応力から間隙水圧(u)を差し引いた有効応力を考えればよいことになる。すなわち、(1)式を次式に変えることでよい。

$$\tau = \tau_0 + f(\sigma - u) \dots\dots\dots (1)'$$

したがつて、岩盤内の間隙水圧の分布を求めなければならないが、それ自身が一つの大きな問題を成しており二・三の研究が行なわれている。^{⑩⑪}しかし、ここではこれを簡単に重力の場でのダルシーの流れと考へて図解法によつて求めることにする。水平二次元面内の流れもこれを重力の場での流れと仮定する。

以上のべた一連の手法によつて、岩盤内の不連続面およびその力学的性質を考慮して基礎の安定性をかなり詳しく検討することが可能である。

2. 三次元的な安定性検討

ダム基礎岩盤とくにアーチダム基礎岩盤は外力が三次元的に作用しており、その破壊現象は当然三次元的であるとみなされる。この三次元的な現象を取扱う場合に、一つの方法はこれをあくまで三次元的なマスとして取扱う場合と、二次元化した面で取扱うとする場合がある。

前者には断層、層理面などであらかじめ、破壊岩の形を決めて、その平衡を検討する場合と、断層などの不連続面で一つの面が定まらないようなとき、簡単な面例えば簡面を適用する場合がある。断層、節理などの面から岩塊を定めて検討する方法としては、ロツキー・ビーラーによる方法¹²⁾、W. Wittke¹³⁾、Pierre などの方法がある。ロツキー・ビーラーの方法では断層、節理などで岩柱を想定し、その変形を考慮して、安定性を検討しており、またWittkeの方法によれば、ジョイント、シームなどの面から岩盤内に四面体を想定し、その安定性を検討している。しかし、つねにこのようなロツキー・ビーラーや四面体が想定できるとは限らず、また、破壊面の一部にしかそのような不連続面が影響しないこともあつ

て、比較的均質等方性体での検討方法も要求される。こうした観点から、簡面を適用して、計算をする場合があるが、一般性に欠ける場合がある。そこで、これらに代つて二次元化された面で検討する方法が行なわれることがある。これは三次元的な破壊を二次元面であらわそうとするもので、それには、最も簡単に水平二次元面のみの場合と水平二次元面と鉛直二次元面との組合せの場合さらに L. Müller^③ による傾斜二次元面の場合とがある。これは丁度アーチダムの応力解析の発展的過程に類似している。①の場合には簡単に過ぎて、現象を十分説明しきれないと考えられ、③は傾斜角の大きさの決める過程に問題がある。

そこで、以下では 2 つか 3 つの二次元化された面で三次元破壊面を表示することを考えてみる。まず、そうした取扱いの理論的な裏付けが問題になるが、三次元応力下での岩盤の破壊理論がよくわかつていないことや、三次元応力と二次元的なみかけの応力との関係が一律に論じ得ないため、これを明らかにすることは困難である。そこで以下では構造力学的な観点からこの問題を取り扱う。

アーチダムの基礎岩盤の二次元化には本体の形状との関係から図-9 のように半径方向、接線方向、水平方向にとるのが良いであろう。アーチダム本体から伝達される荷重および自重などをこれらの二次元面に配分して、すべり面の位置およびその値をもつて、三次元すべり面での安全率とする。しかしその具体的作業は複雑であるので、ここでは、二次元面として、水平二次元面と半径方向鉛直二次元面の 2 つの面とする。そしてそれぞれの二次元面で最少抵抗面を見出す。安全率は簡単にある標高に属する一組の水平、鉛直面がその標高に作用する外力に耐えるという力の平衡のみを考えて、次式で定義する。

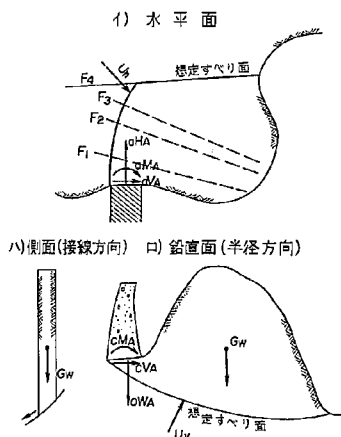


図-9 要素二次元面

$$SF = \frac{\tau_{0h} \cdot L_h + f_h \cdot V_h + \tau_{0v} \cdot L_v + f_v \cdot V_v}{T_h + T_v} \dots\dots\dots (14)$$

ここに T : 全外力によるせん断力, L : すべり面長さ, V : 全外力による鉛直力である。サフィックス h, v は水平、鉛直面を意味する。

しかし、この定義はかなり大胆なもので、これらで、三次元すべり面を全部もうらし得

ないし、又荷重のうち地山の自重も全部が考慮されていない。(アーチ標高部分に限られる。)二次元化された断面での限界すべり面計算は土質力学的な方法によるか、1) で述べた方法による。

ここではもつとも簡単に図-10に示すように外力を弦ABに沿って分解し次式で安定率を定義する。

$$SF = \frac{\overline{AB} \cdot r_0 + fV}{T} \dots\dots\dots (15)$$

つぎに外力にふれておく、考慮すべき外力はダム本体の設計基準に従うものとする。岩盤に伝えられる外力はダム本体の設計が一般に Trial Load Analysis によっているので、ダムアバットでの断面力はアーチ成分、片持ばり成分に分割されている。そこで、一応アーチ成分を水平二次元面、片持ばり成分を鉛直面に分担させるが、両者のせん断力は同種の力

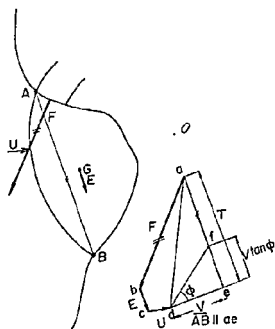


図-10 安全率簡易計算法

であつて、基礎の安定計算に際しては(14)式が最少になるように、せん断力の配分を考えなければならないであろう。このようにして、二次元要素面での安全率と三次元安全率を標高別に眺めることができ、その分布から、全体としての安全性が評価されるものと考えられる。

Ⅳ 基礎岩盤の二次元模型実験

1 相似率と模型材料

模型と実物の力学的関係をつける相似率はこの種の問題ではバツキンガムの π 定理を基本として組立てられている。その結果を要約すると、

① 幾何学的相似，荷重分布の相似

② 変形機構，破壊機構の相似

になる。しかし、実際にこれらを完全に満足させることは不可能であり、普通は模型実験の目的に応じて、それに関係する主要な要素だけを満足させるようにしている。以下に後で必要となる主な関係式を示す。まず、弾性ひずみについては材料の変形性を完全弾性体とみなし、模型と実物とのポアソン比が等しいとすれば、

$$\varepsilon_p / \varepsilon_m = W_p / W_m \cdot (\ell_m / \ell_p)^2 \cdot E_m / E_p \quad \dots\dots\dots (16)$$

が成り立つ。ここに、 ε ：ひずみ， W ：荷重， E ：弾性係数である。添字 m, p は模型および実物を意味する。(16)式で ℓ_m / ℓ_p は模型の縮尺を意味し、 $(\ell_m / \ell_p)^2$ は荷重密度に関係する、縦、横の縮尺を意味する。

破壊実験に関する相似律を立てるためには材料の破壊条件を明らかにしなければならない。岩盤がモール・クーロンの破壊条件に従うものとする、耐荷力 P について、模型と実物の間で、内部摩擦係数が等しく、かつ次の式が成り立たなければならない。

$$P_p / P_m = \tau_{op} / \tau_{om} \cdot (\ell_m / \ell_p)^2 \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここに τ_o は粘着性的せん断強度である。

また、破壊実験で破壊に至る過程すなわち破壊に至るまでの変形性が問題になるときは、強度に関する物理量と変形に関する物理量を考えなければならない。そしてこのとき、次の関係が満足されなければならない。

$$\begin{aligned} E_m / \tau_{om} &= E_p / \tau_{op}, \quad f_m = f_p, \quad \nu_m = \nu_p \quad \dots\dots\dots (18) \\ P_m \cdot \ell_m^2 / \tau_{om} &= P_p \cdot \ell_p^2 / \tau_{op} \end{aligned}$$

ここに、 f は内部摩擦係数， ν はポアソン比である。

模型材料は上に述べて来たような力学的関係を満足するものでなければならない。従来、石膏と珪藻土の混合物、軽石コンクリート、ゴムなどがこの種の模型実験の材料として用いられて来たが、石膏および珪藻土が用いられることが多い。これは鋳型、切削が容易である外に、材質の管理が容易であるためである。

石膏および珪藻土の力学的性質については、所々に発表されており、¹⁵⁾ここでは割愛するが、その力学的性質として、弾性係数が代表的な物理量となり、石膏、珪藻土、および水の重量比で調整される。すなわち、石膏および珪藻土の混合物は比較的弾性的に挙動し、両者の比によつて、弾性係数を約4,000～70,000 kg/cm²で自由に変化させることができる。

2. 実験目的および方法

1) 実験の目的

2章で考察した様に、このダム地点の基礎岩盤は地形的条件や、地質力学的条件に、問題があると考えられ、本体の形状と関連させて、基礎岩盤の安定性について、十分検討しておくことが必要であるとされた。そのために、必要な基礎の安定性に関する一連の検討方法を第3章で照会した。ここではその計算に使用される岩盤内応力を知り、また、それが、ダム本体の形状とどのような関連をもつかを調べることを主目的とし、さらに二次的には破壊実験をとうして破壊のし方を知ることを目的として、一連の二次元的な模型実験が実施された。

2) 実験の種類

実験の種類は次表-6に示されるように、ダム本体の相違による岩盤内応力の変化と、ある特定の本体の形状に対して、地質条件を十分加味して行なわれたものから成りいずれも応力測定を主体とし、破壊実験を従としてゐる。

Model 1, 2, 3, は表-6に示すように特徴的な本体形状、SG-3, SG-3-85, SZ-2-60に対応するもので、Model 4は本体の最終形状に近いSN-5-72に対するもので、その特徴とする所は表中に記されているとおりである。

すべての実験は水平二次元面について行なわれた。なお、実験1, 2, 3に対して、地質条件を十分取入れていないのは、地質調査の進捗状態から、制約を受けたものであり、本体形状と岩盤内応力との比較は一体模型によつてもかなり進め得ると考えたからである。

表-6 模型実験の種類

実験番号	標高	ダム本体形状	本体形状の特徴	岩盤模型の表示
Model-1	EL 280 260	SG-3	対称三心不等厚アーチ (アーチ中心線は一心円弧) 中心角 EL 260 47°27' EL 280 48°16'	断層、岩盤区分を表現せず、一体模型 $E_m = 60,000 \text{ kg/cm}^2$
Model-2	EL 280 260	SG-3-85	対称五心不等厚アーチ (アーチ中心線は三心円弧) 中心角 EL 260 37°29' EL 280 38°10'	" $E_m = 60,000 \text{ kg/cm}^2$
Model-3	EL 280 260	SZ-2-60	対称放物線型アーチ(不等厚) 中心角 40°一定角	" $E_m = 60,000 \text{ kg/cm}^2$
Model-4	EL 280 260	SN-5-72	非対称五心不等厚アーチ 中心角 EL 260 35°26' (左岸) EL 280 37°43' 谷形に出来るだけ順応させたもの	断層、岩盤区分を $E_m = 10,000 \sim 60,000 \text{ kg/cm}^2$ で表示

また、左岸基礎岩盤を対象とし、対象断面をEL 260 m と EL 280 m とにしたのは、地形的条件、地質の力学的性質の変化ダムスラストの方向・大きさなどの条件を取り入れ定めた。

3) 実験の方法

実験の方法は図-11に示す鋸製型枠を用いて行なわれた、模型の最大寸法は150 × 170 cmで厚さ10 cmである。これにダムから伝達される断面力を傾斜偏心した単一荷重になおして、油圧ジャッキによって載荷した。(表-6, 表-7) 模型は精度を高めるため一つのタイプにつき2個ずつ行なった。

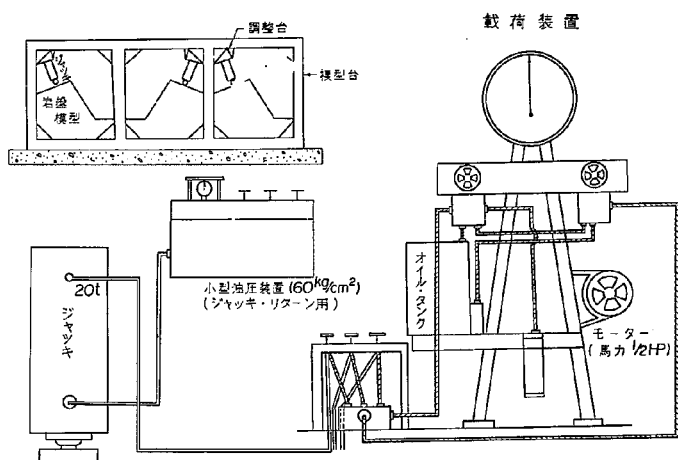


図-11 載荷装置

応力測定は模型表面に添付したゲージ長さ10 mm の三方向(直角形)抵抗線ひずみ計によって、模型表面でのひずみ量を測定することによって行つた、ひずみ測定は多点式自動ひずみ記録計によつた。以下にひずみ成分と応力成分との換算式および、応力に関する基本的な関係式を示しておく、座標を図-12の通りにとるとき、3応力成分、 σ_H , σ_v , τ_{HV} とひずみ成分 ε_H , ε_v の間には、

$$\sigma_H = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_H + \nu \varepsilon_v)$$

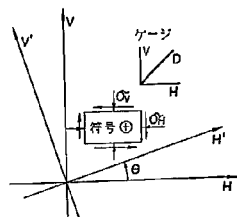


図-12 座標

$$\sigma_v = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_v + \nu \epsilon_H)$$

$$\tau_{HV} = \pm \frac{E}{2(1+\nu)} (2\epsilon_D - (\epsilon_H + \epsilon_D)) \quad (19)$$

また、これを H'V' 座標に変換すると、

$$\begin{aligned} \sigma_{H'} &= \sigma_H \cos^2 \theta + \sigma_v \sin^2 \theta + 2\tau_{HV} \sin \theta \cos \theta \\ \sigma_{V'} &= \sigma_H \sin^2 \theta + \sigma_v \cos^2 \theta - 2\tau_{HV} \sin \theta \cos \theta \\ \tau_{H'V'} &= \frac{1}{2} (\sigma_H - \sigma_v) \sin 2\theta + \tau_{HV} \cos 2\theta \end{aligned} \quad (20)$$

さらに、この応力から主応力は

$$\begin{aligned} \sigma_1 \} &= \frac{\sigma_H + \sigma_v}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_H - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{HV}^2} \\ \sigma_3 \} & \\ \alpha &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_v} \end{aligned} \quad (21)$$

模型に取り入れる荷重条件および岩盤の力学的条件は次の通りとした。

まず、荷重について考えてみる。ここで問題になるのは水平二次元面に作用させる力どのように選ぶかである。これは先にも述べた三次元安定計算と関連するものであるが、一応アーチ成分から出る断面力を水平二次元面に持たせることにした。これは後にも考察するように下部標高では鉛直二次元面に抵抗強度の余裕があり、カンチレバー要素から出るせん断力を支えてなおあまりあるからである。

岩盤に作用する断面力はモーメント、推力、せん断力であり、実験装置の簡単のため、これを一つの過心、傾斜した力に置きかえた。

荷重条件は静水圧+泥圧に対するものを一般とした。それが表-7に示されている。しかし、SN-5-72に対しては、温度荷重についても考えた。温度荷重を考えると、表-8に示すようになって、温度荷重を考慮することによつて、スラスト自身の大きさは、増加するが、その作用方向は山側に向いてくることがわかる。これを基礎の安定性の面から眺めると、前者は安定性を減じ、後者は安定性を増加する要素になつて、その判断はかならずしも容易でない。ここでは中間の立場として、 $\frac{C}{2}$ だけの温度荷重を考慮した。

なお、表-8には、カンチレバー要素のせん断力を水平成分に持たせるとすると、どのようになるかを示した。その結果によると、スラストはカンチレバーせん断力が加わることによつて相当に下流側に向き、基礎の安定性を減ずる方向をとる。

これで安定計算をすると安全側の計算となる。模型の縮尺は1/100であつて、模型実験に取り入れられる範囲は図-13に示すとおりである。模型にとり入れた岩盤の力学的な値は先にも述べたように、主目的が弾性領域内での応力分布にあることから、弾性係数のみである。

それぞれの実験に対する、実物と模型の力学常数を比較したものが表-9、10に示されている。

表-7 ダムアバットにおける断面力

タイプ	EL	$a H_A (t/m)$	$a V_A (t/m)$	$a M_A (mt/m)$	$a M_A / a H_A = e (m)$	$\theta = \tan^{-1} (\frac{V_A}{H_A})$	$\phi_A + \theta$	$R (t/m)$	アバット巾 (m)
SG-3	280	6860.0	-535.8	-14479.2	-2.11	4° 28'	52° 45'	6880.9	12.0
	260	7553.1	-1436.8	-27402.0	-3.63	10° 47'	58° 14'	7688.5	14.4
SG-3-85	280	6559.3	-765.7	-23206.7	-3.54	6° 40'	44° 57'	6603.8	24.9
	260	7611.7	-1595.2	-33385.2	-4.39	11° 50'	49° 19'	7777.0	29.0
SZ-2-60	280	6670.1	-829.5	-17710.1	-2.66	7° 05'	47° 05'	6722.1	22.4
	260	7727.5	-1575.1	-24764.9	-3.20	11° 31'	51° 31'	7886.4	25.2
SN-5-72	280	3455.0	-819.6	-7150.6	-2.07	13° 21'	51° 04'	3550.9	-
	260	3064.6	-730.7	-2980.9	-0.97	13° 25'	48° 26'	3150.5	-

H: スラスト

e: 偏心量

R: 合力

V: セン断力

θ : 傾斜角

suff. a: アーチ成分による

M: モーメント

ϕ_A : アーチ中心角

suff. A: アバットにおける

表-8 ダムアバットにおける断面力

荷重	EL m.	アーチ成分のみ						片持ばり成分も含む				
		$aH_A(t/m)$	$aV_A(t/m)$	$aM_A(mt/m)$	$R_A(t/m)$	θ	d (m)	H'	$aV_A + \beta_c V_A$	R'	θ'	ϕ_A
静水圧 + 泥 圧	280	3162.3	-898.9	-8121.2	3287.6	15°52'	-2.57	3188.9	-1442.4	3499.9	24°20'	37°43'
	260	2504.6	-821.5	-3712.0	2635.9	18°09'	-1.48	2597.1	-1994.0	3274.2	37°31'	35°01'
静水圧 + 泥圧 + 温度 (2)	280	3455.0	-819.6	-7150.6	3550.9	13°21'	-2.07	3481.5	-1331.7	3727.6	20°56'	37°43'
	260	3064.0	-730.7	-2980.9	3150.5	13°25'	-0.97	3157.1	-1792.8	3630.6	29°35'	35°01'
静水圧 + 泥圧 + 温度 (9)	280	3742.7	-740.4	-6173.9	3815.2	11°11'	-1.65	3774.2	-1221.0	3966.8	17°56'	37°43'
	260	3624.6	-639.9	-2249.8	3680.7	10°01'	-0.62	3717.1	-1591.6	4043.5	23°11'	35°01'

H: スラスト

e: 偏心量

R: 合 力

V: せん断力

θ : 傾斜角

suff.a: アーチ成分による

M: モーメント

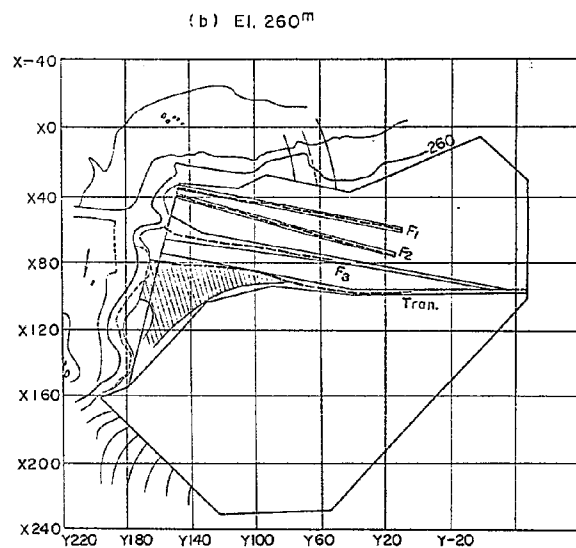
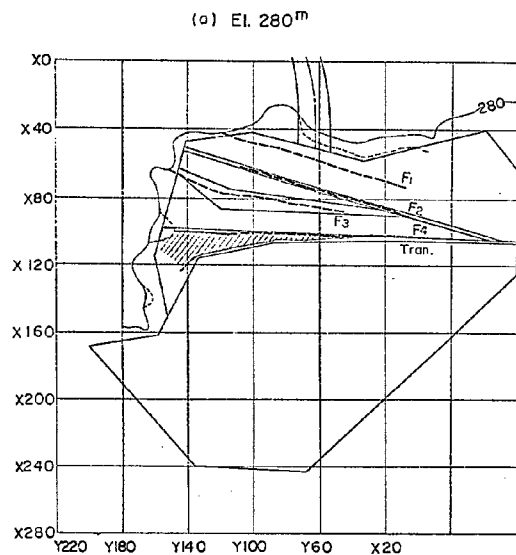
ϕ_A : アーチ中心角

suff.c: カンチレバー成分による

β : 集中荷重係数

suff.A: アバットにおける

: カンチレバー成分を加える



凡 例

 接角部破碎带
(泥灰角砾岩状)
 破 碎 带

0 20 40^m

图-13(a)(b) 模 型 形 状 图

表-9 実物と模型との荷重および力学的性質の対比

タイプ	LEL	実 物		模 型				
		弾性係数 (E_p)	荷重強度 (P_p)	弾性係数 (E_m)	硅藻土D /石膏P	水(W) /石膏P	荷重強度 (P_m)	材料試験 (E_m')
SG-3	280	40,000	6880.9	60,000	0.025	0.645	4.30	52,000
	260	60,000	7688.5	60,000	0.025	0.645	4.81	48,000
SG-3-85	280	40,000	6603.8	60,000	0.025	0.645	4.13	49,000
	260	60,000	7777.0	60,000	0.025	0.645	4.86	52,000
SZ-2-60	280	40,000	6722.1	60,000	0.025	0.645	4.20	46,000
	260	60,000	7886.4	60,000	0.025	0.645	4.93	47,000

表-10 実物と模型での諸元比較 (SN-5-72)

	実 物			模 型			型		
	弾 性 係 数 (E_p) kg/cm ²	粘 着 性 係 数 ($T_o p$) t/m ²	内部摩擦係数 (f_p)	弾 性 係 数 (E_m) kg/cm ²	粘 着 性 係 数 ($T_o m$) kg/cm ²	内部摩擦係数 (f_m)	水 (W) /石膏P	硅藻土(D) /石膏P	材料試験 (E_m')
岩 盤 B	60,000	200	1.2	60,000	9.7	0.80	0.65	0.03	52,000
C	40,000	100	1.2	30,000	6.1	0.68	1.05	0.23	26,000
Fault D	30,000	30	1.2	15,000	3.9	0.54	1.70	0.55	13,000
Transient D	20,000	10	1.2	10,000	3.0	0.45	2.40	0.80	9,000
岩 盤 D	30,000	50	1.2	30,000	6.1	0.68	1.05	0.23	26,000

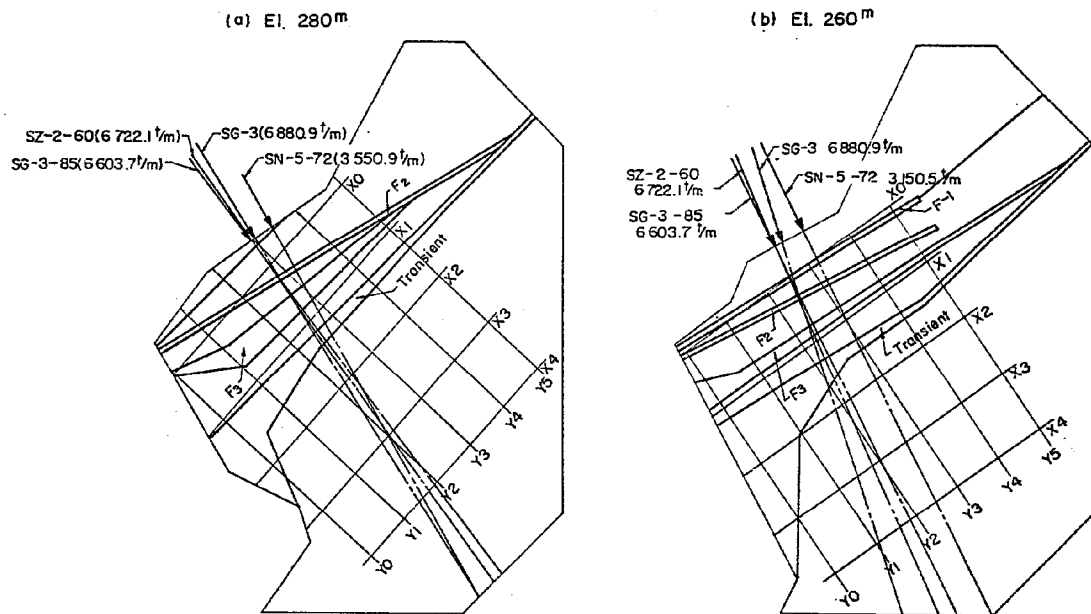
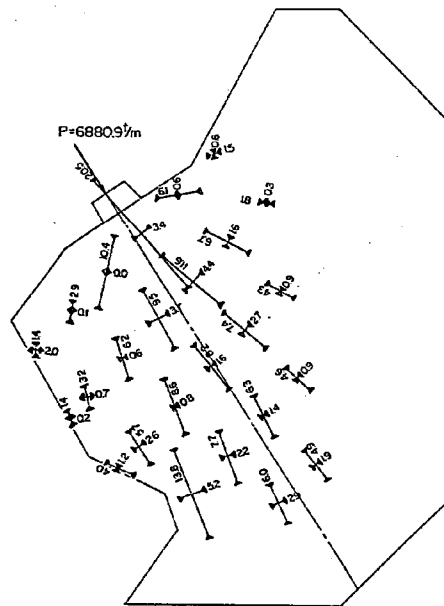
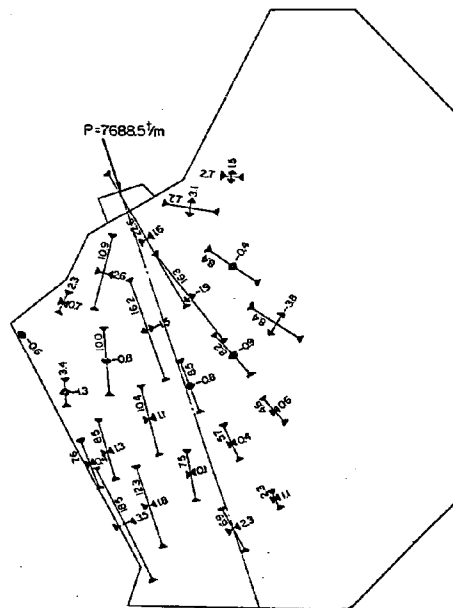


図-14 (a)(b) スラストライン比較図

(a) EL. 280^m



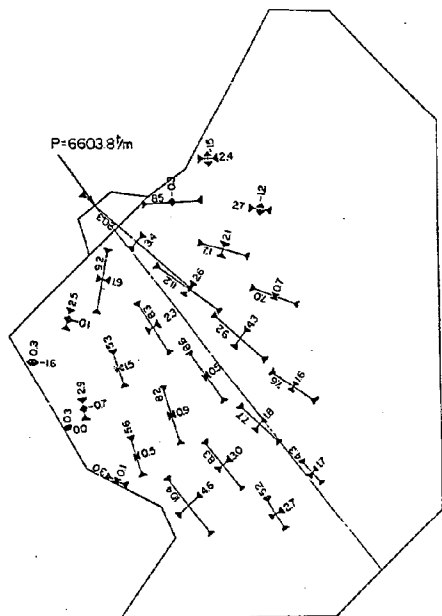
(b) EL. 260^m



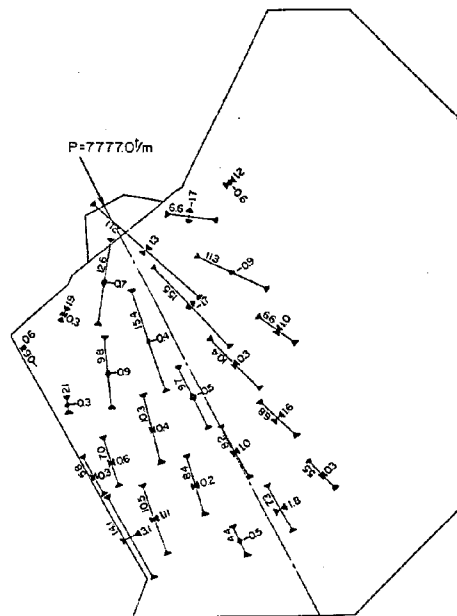
凡 例
 0 10 20 30m
 0 10 20 kg/cm²
 ——— 压 缩
 ——— 引 张

图-15(a)(b) 主 应 力 图(89-3)

(a) EL. 280m



(b) EL. 260m



凡 例

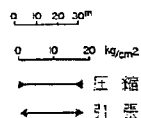


图-16(a)(b) 主 应 力 图 (8Q-3-85)

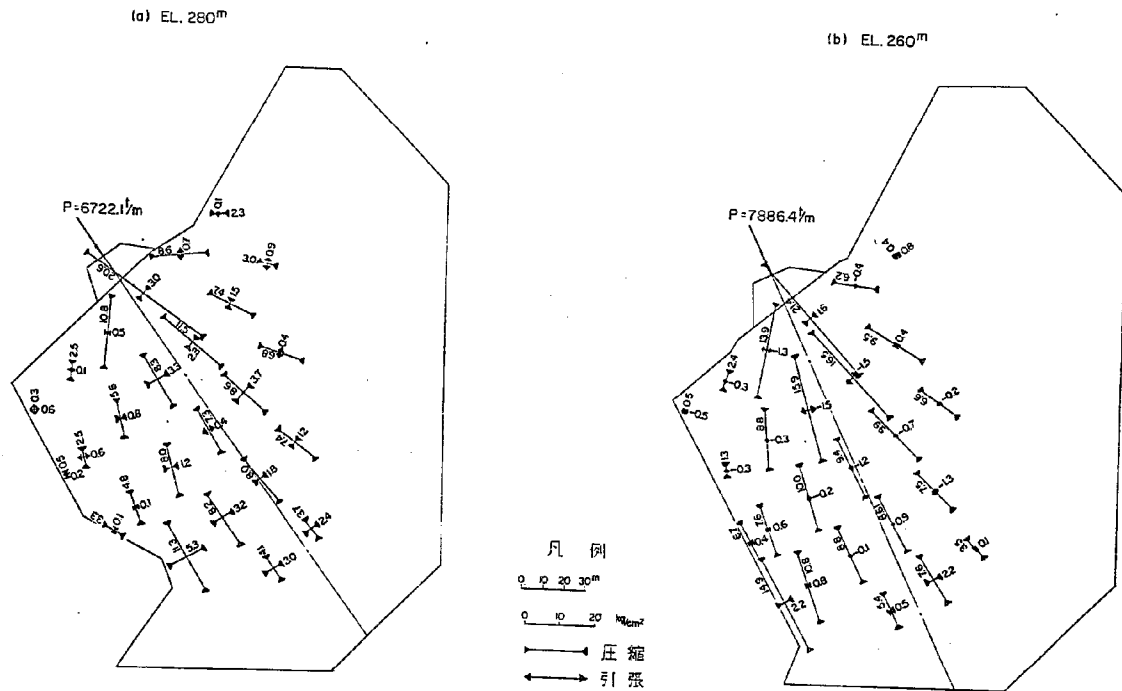
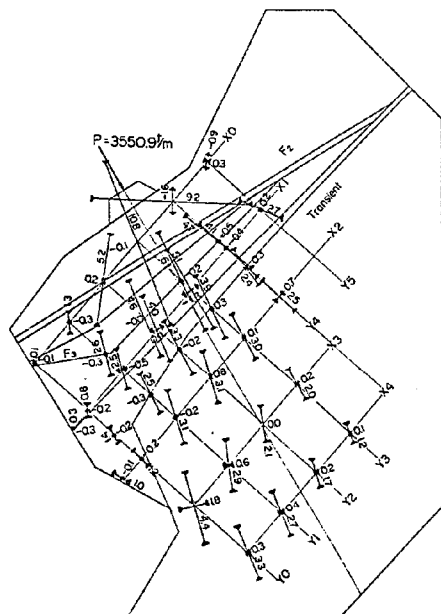
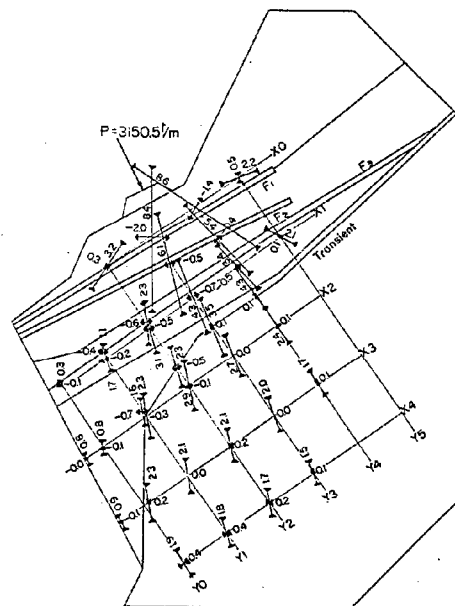


图-17(a)(b) 主应力图(8Z-2-60)

(a) EL. 280^m



(b) EL. 260^m



凡例
 0 10 20 30 m
 0 10 20 kg/cm²
 压 缩
 拉 力

图-18(a)(b) 主应力图(BN-5-72)

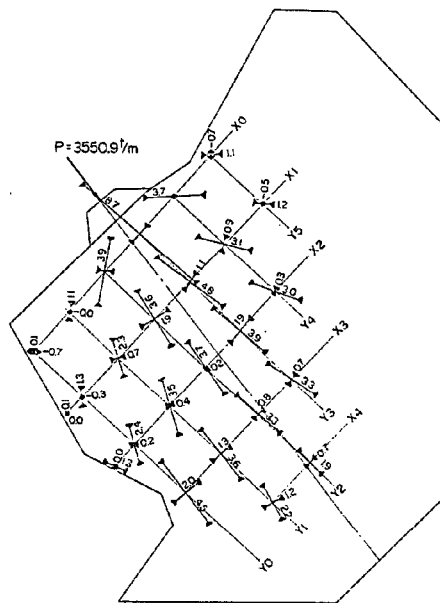
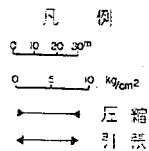
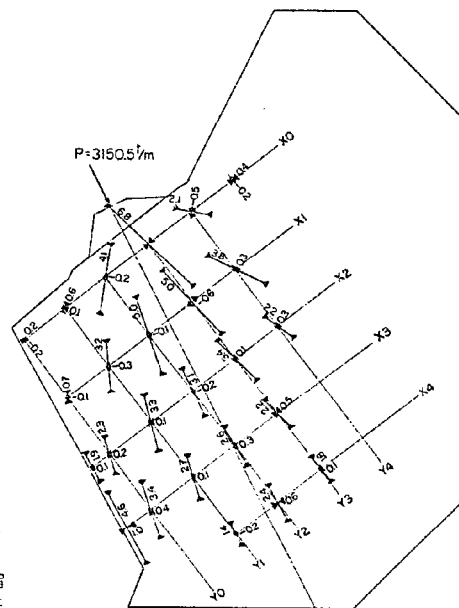
(a) EL. 280^m(b) EL. 260^m

圖-19(a)(b) 主 応 力 図 (修正 SG-3-85)

Model 1, 2, 3 では岩盤の弾性係数を一様とした。これは先にも述べたように、基礎岩盤の調査の進捗状況と関連しているが、ダム本体の形状と岩盤内応力との関係は一体模型によつてもある程度わかると判断されたからである。Model 4 の SN-5-72 タイプでは断層部、接触部および岩盤の評価分類を含めて、図 13 (a)(b) のように模型にとり入れた。なお、表-9、10 の岩盤の力学常数が第 2 章で示したものと若干の相違を見せているが、それは調査の発展的過程で生じたものである。

Model 11~4 での模型上でのスラストラインの比較をしたものが図-14 (a)(b) である。

なお、表-10 で石脊のせん断強度は直接せん断試験を行つて得たものから推定したものである^⑩。

3. 実験結果および考察

まず Model 1~3 によつて得られた設計荷重による岩盤内応力を図-15 (a)(b)~図-17 (a)(b) に示す。

これらの結果から考察される所を列挙すると、

- ① いずれのタイプとも最大圧縮応力はアバットメント直下に生じその最大値は標高によつて若干の差はあるが大体 2.0 Kg/cm^2 程度である。
- ② 主応力線をみると第一主応力線はアバット周辺ではスラスト方向に関して放射線状に近い。これが、下流側の沢附近ではその自由面の影響を受ける。第二主応力はかゝむね圧縮であるが、部分的に引張応力となつている部分がある。その現われるのはスラストライン近くである。
- ③ EL 280^m にみられる下流部の沢による応力集中の程度はかなり大きく、大体 1.0 Kg/cm^2 程度の値を示している。
- ④ ダム本体の形状によつて、岩盤内に生ずる応力には、大きな差がないようである。このように 3 つのタイプで応力的に大きな差が認められないのは、アバットにおける断面力(表-7)の比較からも理解される。

つぎに、実験 4 の SN-5-72 によつて、得られた主応力図を図-18 (a)(b) に示す。この実験では先にも述べたように岩盤の地質調査結果をできるだけ詳しく模型に取入れている。

また本体の形状は SG-3, SG-3-85, SZ-2-60 と異なり図-1 に見られる EL270^m 盤にある河床のテラスを生かし、それ以下をプラグするものとして、ダムスラストの小変化を計つたものであるためスラストは前 3 つのタイプに比し非常に小さくなつている。

ここで、模型に岩盤区分をとり入れたことによつて、応力分布がどのように変化したかをみるために、図-14 (a)(b) から、SN-5-72 に近い SG-3-85 のスラストを SN-5-72 のスラストに一致させたときの主応力を図-19 (a)(b) に示す。これを修正 SG-3-85 と呼ぶ。

これらの図を通して考察される所を列挙すると、

(a) EL. 280^m

(b) EL. 260^m

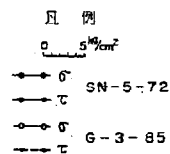
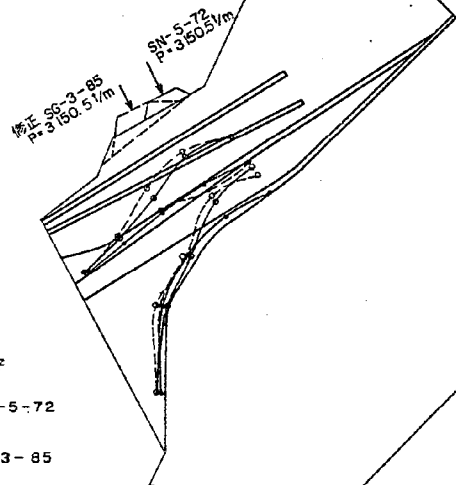
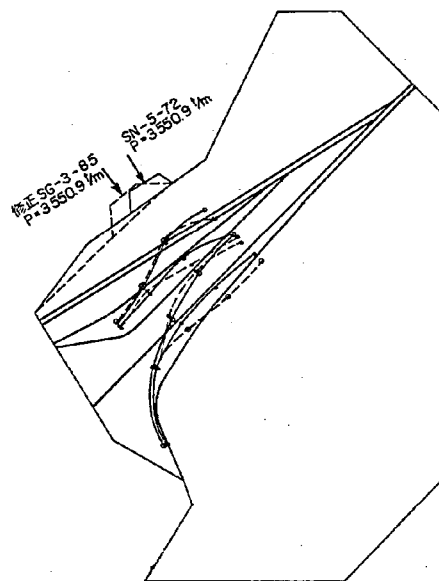
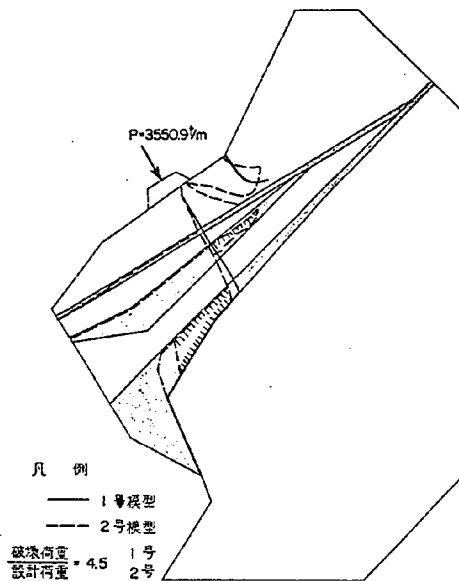


図-20 (a)(b) 断層沿いの応力分布図

(a) El. 280m



(b) El. 260m

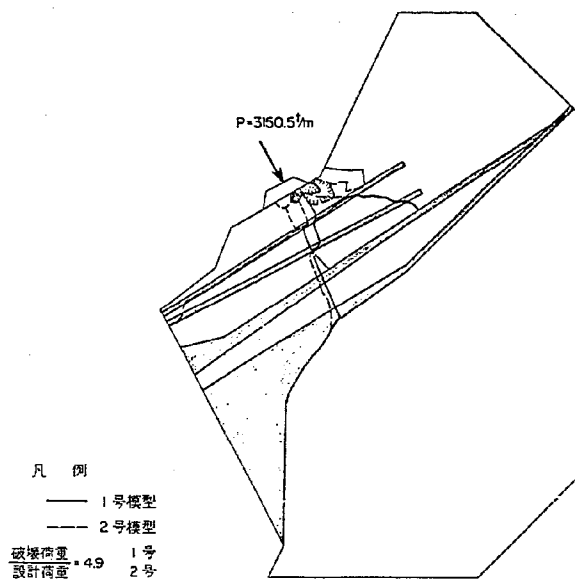


図-21(a)(b) 破 壊 面 ス ケ ッ チ

① 応力値は弾性係数に関係するので、直接の比較はむづかしいが、 $SN-5-72$ に対する岩盤内応力値は前の3つのタイプに比して相当に小さくなり、最大で 10 kg/cm^2 （圧縮）である。

② 断層、破砕帯を表示したModel 4で得られる応力分布は、これを一様な弾性体と考えたとき得られる分布とかなり大きな差がある。

まず主応力線は、修正SG-3-85ではかなり放射線状であるのに対し、Model 4では第一主応力線がかなり上流側に移動している。

応力値の比較は、両模型の弾性係数に直接関連するので、直接比較しても意味は少ないかも知れない。

③ 個々の測定点での比較をすると、最も大きな差のあるのが、アバット上流端の第2主応力である。これがかなり大きな引張応力に変化している。これは岩盤の変形性を考えれば容易に理解されよう。ダムスラスト下流には断層とか接触部などの大きい変形性をもつ部分があるため、表面近くの岩盤は弾性床上の片持ばりのようになりアバット上流端に第2主応力として大きな引張りが出たものと考えられる。

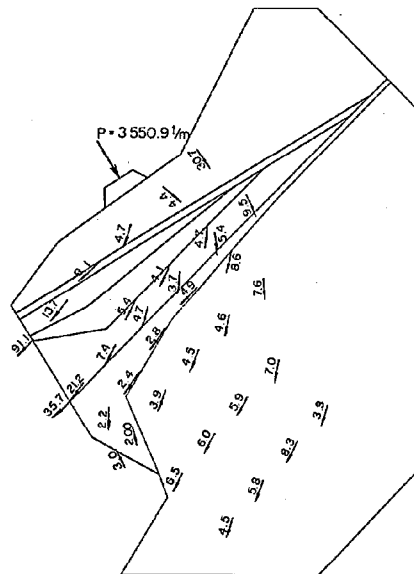
④ 主応力線と断層面との交角は局部的に眺めると、堅岩部と断層材料の変形性の差によって変化し、その差が大きいほどより直交に近づくものと考えられるが、この結果からはその傾向はなくむしろ逆の傾向すら認められる。これは断層の存在によって荷重分担の形が大きくなることを意味しているものと考えられる。

⑤ 主な断層沿いのせん断応力と垂直応力を修正SG-3-85と比較すると、図-20(a)(b)となる。この図からわかることは、せん断力正の部分がSG-3-85のときよりさらに上流側に進行していることである。これは、後でも考察するように、これらの断層面ですべり得る可能性を増していることになり注意を要する点である。

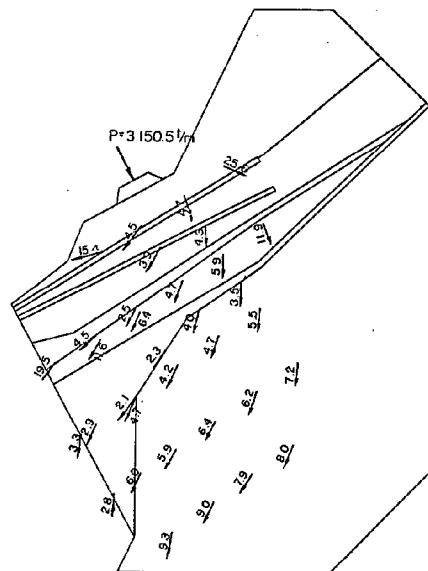
つぎに破壊実験の結果を示しておく。Model 1～3までの破壊実験の結果からは、石筈個々の立割が生じたり、平板の厚さ方向に破壊したりすることが多く、この種の破壊実験の意義は少ないのでここではModel 4に対するものを示す。結果は図-21(a)(b)に示す通りで、ほぼ一瞬に破壊した破壊荷重の設計荷重に対する比は、1、2号模型とも $EL 260 \text{ m}$ のとき4.9、 $EL 280 \text{ m}$ のとき、4.5となつている。

破壊の主な形はダムアバット上流端付近から圧潰または引張り破壊によつて、破壊線はいり、ほぼ接触部とスラストラインの交点付近で、接触面に乗り移つている。このときの破壊面はせん断破壊とみられた。

(a) EL. 280^m



(b) EL. 260^m

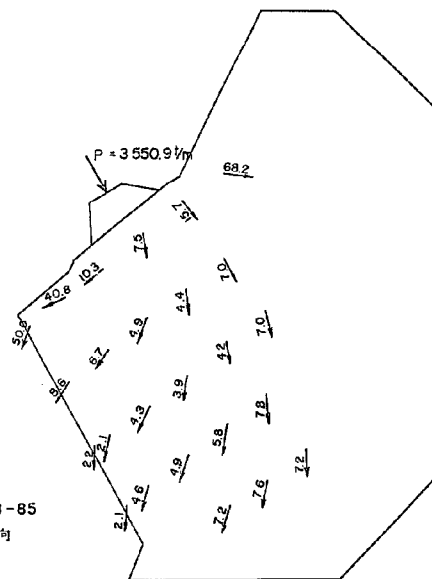
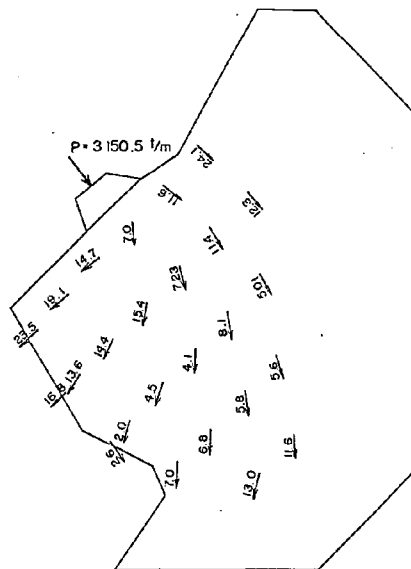


凡 例
Type SN-5-72
→ すべり線方向
4.5 点安全率

図-22(a)(b) 点安全率をよびすべり線図(SN-5-72)

(a) EL. 280^m

(b) EL. 260^m



凡例

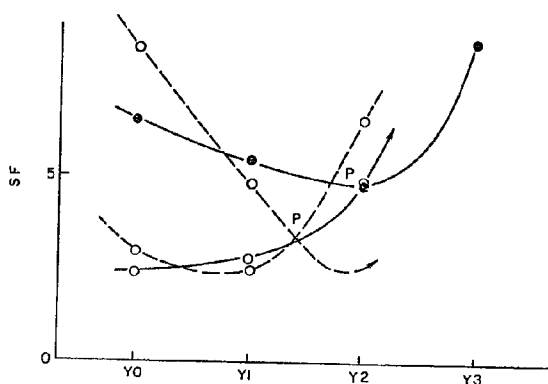
Type 修正 SG-3-85

→ 矢張り線方向

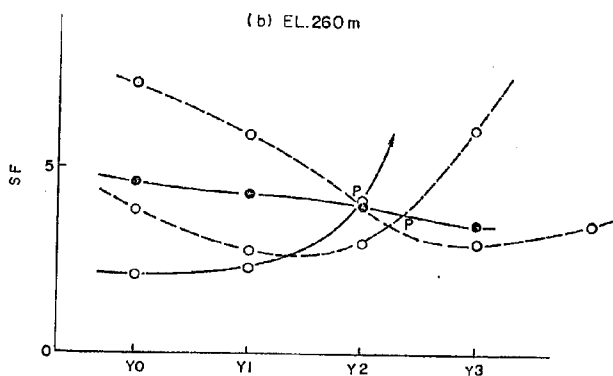
4.5 点安全率

図-23 (a)(b) 点安全率および矢張り線 (SG-3-85)

(a) EL.260 m



(b) EL.260 m



—●—●— 堅岩内安全率 (SN-5-72) —○—○— 堅岩内安全率 (修正 G-3-85)
 —○—○— 接触面沿安全率 (SN-5-72) —○—○— 接触面沿安全率 (修正 G-3-85)

図-24(a)(b) 接触面沿いの安全率分布

V 基礎岩盤の安定性解析結果

1. 二次元的安定性解析

以上述べて来た応力測定結果を用いて、基礎岩盤の二次元的安定性に検討を加えた結果について述べる。

まず、表-10に示した岩盤の強度常数を用いて、点安全率を求める。点安全率は(a)式と(b)式に示されるように、荷重安全率と強度安全率の二種が考えられるが、(b)式にみられるように、値としてもまたすべり線の方向としても強度安全率の方を考えておけば実用的に安全側である。したがって、以下では強度安全率のみを考える。(b)式に従って、各標高での主応力値を用いて点安全率およびすべり線の方向を求めたものが図-22(a)(b)、23(a)(b)である。図-22(a)(b)はSN-5-72タイプに対応するものであつて、図-23(a)(b)スラストに修正を加えた修正SG-3-85に対応するものである。強度定数はSN-5-72に対応させて選んでいる。すなわち、修正SG-3-85に対する点安全率およびすべり線は岩盤の変形性は一様とし、強度常数のみを岩盤区分によつて変えたものである。両者の比較によつて、岩盤の変形性が安定性に及ぼす影響を知ることができるであろう。

計算された点安全率で注意を要するのは、断層附近の点安全率である。断層附近の応力に対して、点安全率は堅岩内ですべり場合と断層内ですべる場合の二つの場合があるが、ここではその小さい方が表示されている。

この結果をみると、SN-5-72で、断層あるいは接触部内の安全率が強度に小さい部分がある。しかし、そのときのすべり線は堅岩内に進入していく方向を示している。

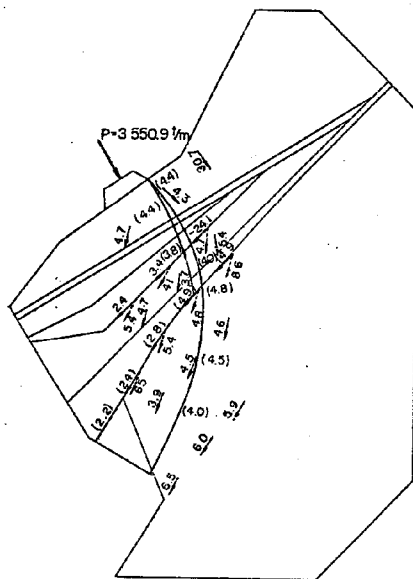
つぎに、SN-5-72と、SG-3-85を比較すると、安全率の値はアバウト近くでは前者の方が若干小さくなっている。またすべり線の方向は大体において下流側（第一群は）に向つて円弧状に流れており、前者の方が後者よりも、かなり川側に向いていと云える。したがって、この図からは、岩盤の変形性によつて、かなり危険側に向う可能性のあることが示唆される。

さて、こうした点安全率をもとにして、全体としてのすべり線の形状および安全率を検討しよう。

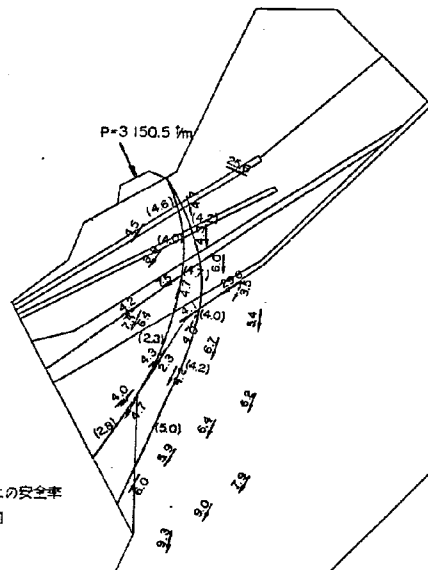
まず、図-23(a)(b)にて、点安全率が小さい部分に目を向けると、先にも述べたように、断層内部や接触部内部の値が小さくなっている。したがって、それらの点が仮綴の発端となり得る。しかしその部分のすべり線は他の部分よりも山側に向いていて、かならず、堅岩内にすべり線が伸びて行かなければならない。このとき、堅岩内での安全率がどの程度になるかによつて、このすべり線の伸長性がきまつて来る。そして、場合によつては堅岩との接触面に沿つてすべることもあり得る。これが図-7で述べられたところである。

そこで、この事について、検討を加える。そのために、断層面や接触面沿いの安全率分布

(a) EL. 280^m



(b) EL. 260^m



- 凡 例
- Type SN-5-72
- 想定すべり面
- (4.5) 想定すべり面上の安全率
- 点すべり面方向
- 4.5 点安全率

図-25 (a)(b) すべり線図 (SN-5-72)

と、その応力で堅岩内で破壊する最少安全率とを比較した一例が図-24(a)(b)である。この図のように一般に両安全率分布曲線は一点で交叉することが多い。この事の意味することは、その点Pより下流では断層あるいは接触面沿いにすべり易いことを意味し、Pより上流側ではそれらの面ではすべらず堅岩内にすべり線が伸びて行くことを意味している。図で、修正SG-3-85タイプに対するP点がSN-5-72よりも下流側に来ているのは、SN-5-72タイプの方が接触面ですべり得る範囲(可能性)が大きいことを意味する。

これらの結果を図-22, 23に考慮して、全体としての安全率およびすべり線を見す。

先にも述べたように、すべり線網は二組あつて、それぞれ無数存在し得る。そしてそれぞれのすべり線に沿つて一つづつ安全率が対応するものと考えられ、その安全率が最少となるすべり線にそつて全体としてのすべりが生ずることになる。その最少値となるすべり線は(Ⅱ)式または目測によつて計算すると図-25(a)(b), 26(a)(b)に示すとおりとなる。この結果から、次のことが考察される。

- ① すべり線網の内、最少安全率となるのは、ダムアバット上流端を通るものである。
- ② SN-5-72タイプですべり線がF₁ ~ F₂。断層へ乗移る可能性は少ないが、接触面に乗移る可能性が大きい。すなわち、図-24(a)(b)によつて、アバット上流端から出たすべり線はP点より下流で接触面と交わる。これは、接触面にすべり線が乗り移り、そのまま接触面に沿つた破壊となることを意味する。しかし、G-3-85ではその可能性は少なく、堅岩内にすべり線がのびて行く。しかし、この場合でも、アバット上流端から出たすべりがクラック・ジョイントなどの影響によつて、P点より下流で交叉すれば乗り移りが生ずるわけで、そのようなジョイント・クラックがないかどうか注意しなければならない。
- ③ このことは、両者の応力図の差によるものであつて主として、断層、接触部の変形性に起因するものと思われる。
- ④ すべり線に沿う点安全率の分布は図に示すとおりであつて、岩盤の強度の影響を直接的に受けている。

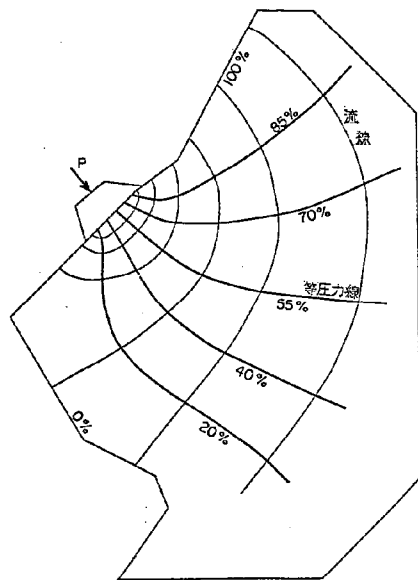
このような二次元的な安定計算の結果と模型実験での結果を比較したものが、図-27(a)(b)である。

この結果によると安全率の値としてはかなりの差を示しているが、すべり面の形はかなりの一致をみせている。安全率の値は破壊実験での安全率が荷重安全率であり、計算によるものが強度安全率であることを考えれば、(Ⅱ)式からある程度当然のことと云える。また、破壊実験での安全率は(Ⅱ)式あるいは(Ⅲ)式によつて修正されなければならない。

この点について、以下に若干の考察を加える。

破壊実験で、破壊に至るまでの変形性も大きな意味をもつとして、作られた相似律が(Ⅲ)式である。この式に従つて、表-10に示された常数を整理すると、表-11のようになる。このことから、この種の模型実験では、弾性、破壊領域を通して、相似性を満足させること

(a) El. 280m



(b) El. 260m

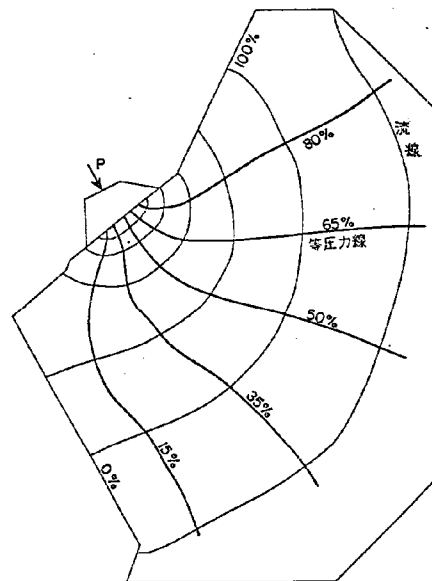


圖-28(a)(b) 流 線 網

(a) EL. 280^m

(b) EL. 260^m

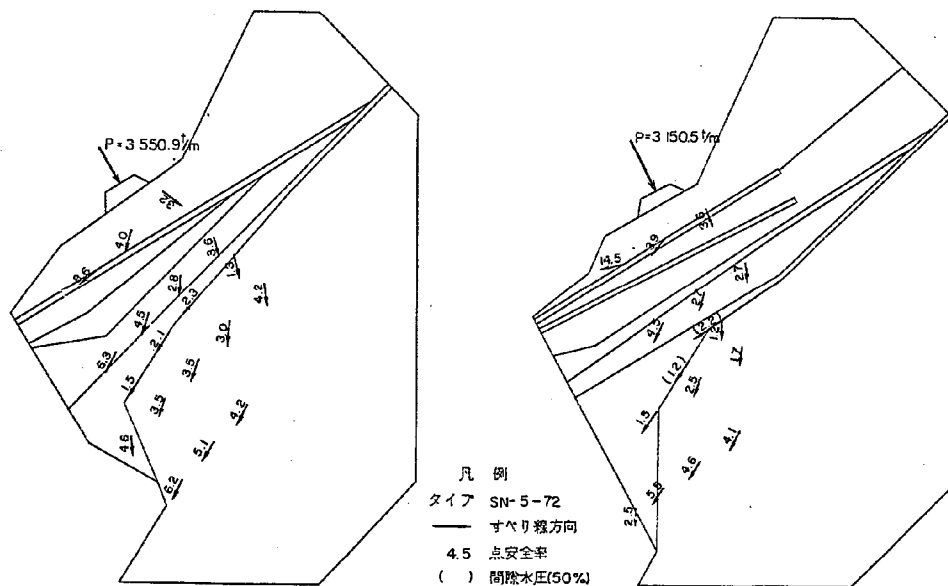


図-29 (a)(b) 点安全率およびすべり線図(浸透水考慮)

はかなりむつかしいことがわかる。破壊実験で得られた安全率は(8)式からわかるように、 τ_{op}/τ_{om} が関係している。この値は表から見られるように岩盤

表-11 実物と模型での諸元比較

岩盤区分	実 物		模 型		T_{op}/T_{om}
	E_p/T_{op}	f_p	E_m/T_{om}	f_m	
B	3000	1.2	6200	0.80	2.06
C	4000	1.2	4900	0.68	1.64
$F_1 \sim F_3$	10000	1.2	3800	0.54	0.77
接触部	20000	1.2	3300	0.45	0.33
小 竹	15000	1.2	4900	0.68	0.82

区分別に大きく変化している。したがって、実物の破壊強度を推定することは容易でない。また、強度安全率を求めるためには工夫を要し、例えば多種の模型を使つて、内挿する方法などをとらねばならないであろう。これらの考察から石膏材料によつて作られた、弾性的相似条件を満足した模型では、破壊に対する相似条件は満足できず、断層破碎帯などの弱い部分が強目に、逆に堅岩部が弱めに表現されることがわかる。

模型実験によつて得られた値にはこのような評価を加えなければならないであろう。

つぎに浸透水の影響を考えてみる。これは先にも考察したように、流線網を作ることによつて、ほぼ解決する。しかし、水平二次元面での流線網は非常に複雑である。その研究も殆んどなされていない。

ここではこれを重力を含む二次元面での問題として、流線網を作つてみる。しかし、流線網の三次元的な広がりや、グラウトなどの考慮をすれば、このものとはかなり異なると考えられる。図-28(a)(b)が、流線網である。

この結果から、それぞれの点での間隙水圧を求め、これを応力値から差し引いて、点安全率を計算すると、図-29(a)(b)が得られる。この結果から、浸透水の影響によつて点安全率はかなり小さくなる。また、そのために、すべり線は山側に向くことになる。これはすべり線の方が第一主応力面から $\pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \right\}$ だけ傾くことを考えれば理解される。しかし、このときにも、接触面へののり移りは生ずる。

このように浸透水の影響が大きいことから、安定性を合理的に検討するためには浸透水の問題が水理学的に研究されねばならない。

ここではかなり大胆にこの問題を取扱つているため、計算結果を検討する上に種々の問題がある。しかし、少なくとも、間隙水圧の安定性に及ぼす影響の重大さは指摘されていると考える。

以上の事から、破壊面はダムアバットメント上流端からスラスト方向にのび、これと接触面との交点附近で、接触面に乗り移り、下流沢にぬける形となる。このすべり面に沿う点安全

率はかなり変動する。接触面沿いの点安全率はかなり小さいものがある。これは岩盤の強度と接触面の方向に直接関係することなどが考察される。

2. 三次元的な安定性検討

ここでは上で述べて来た詳しい二次元的な検討結果を基本として三次元的な検討を行なった結果について述べる。ここでとる解析方法は先にも述べたように、かなり大胆な考えにもとづくものである。すなわち、ある点に三次元的に作用する外力はその点で要素となる二次元面にて支えられるとするものである。

まず、SN-5-72タイプで得られたダムアバットメントでの外力を標高別に眺めると

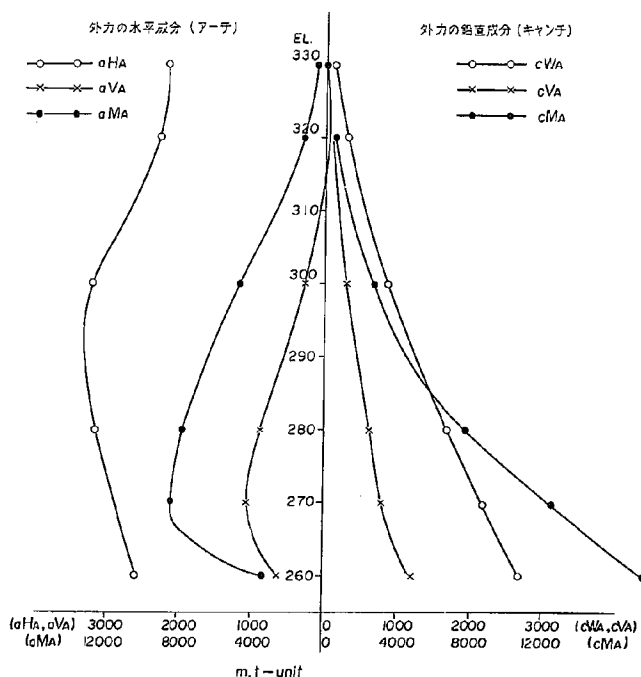


図-30 ダムアバットメントにおける断面力の標高別分布

図-30 が得られる。

これから、スラストは平面的には標高が下るにつれて下流の方に向い、鉛直面では、スラストの水平からの偏角が標高が下るにつれて大きくなることがわかる。

このことは後述するように外力が水平面と鉛直面で支えられるという仮定を評価する上に重要なことである。

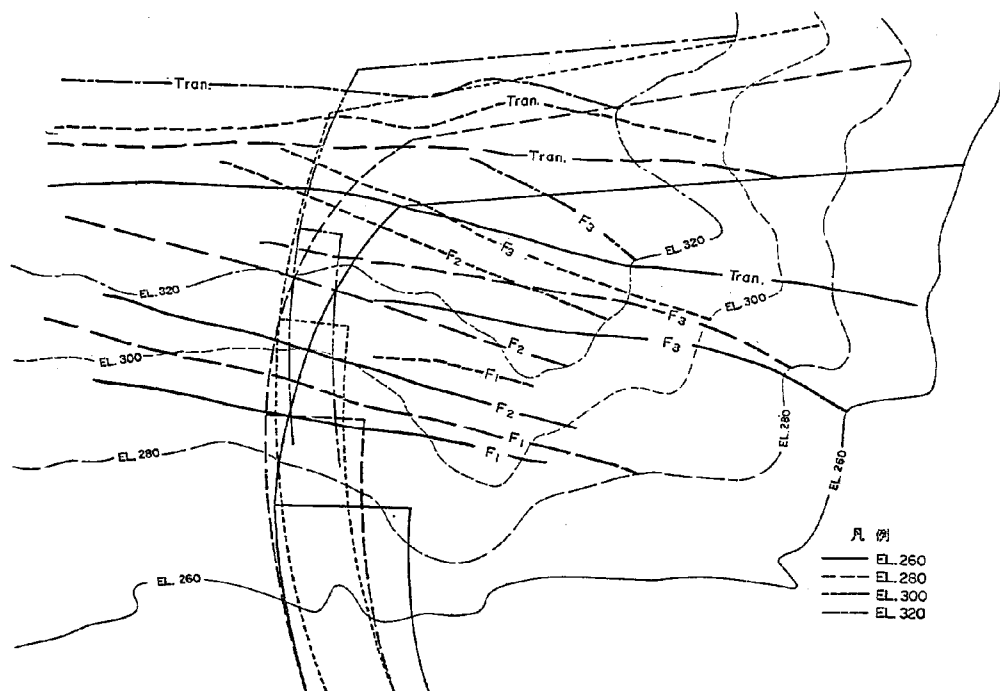
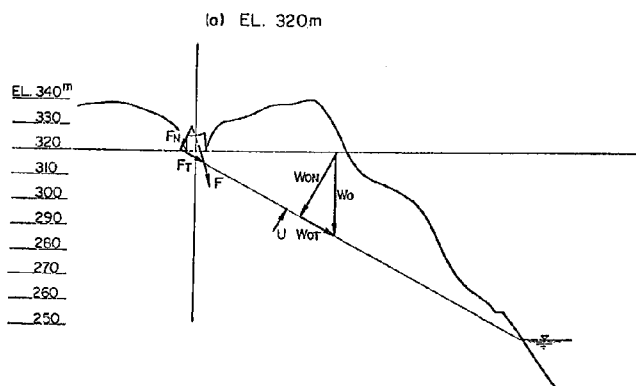


図-31 水平二次元面での限界すべり面



凡 例

F : ダム本体からの力

W_o : 山の自重

U : 揚 圧 力

Suffix 力のすべり面に垂直方

N.T. : 向とせん断方向の成分

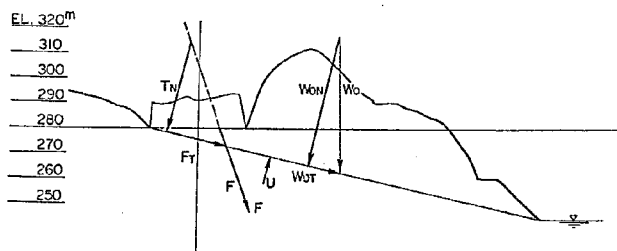


図-32 鉛直二次元面での限界すべり面

二次元的な検討結果を用いて、EL 260, 280, 300, 320 m の各標高での水平面のすべり線を求めた。それが図-31である。一方同じ標高で半径方向を含む鉛直面から限界すべり面を見出し、(その一例が図-32)それぞれの要素の安全率および(4)式で定義される安全率を見出し一括整理したものが、表-12(a)(b)である。表中外力によるすべり面沿いのせん断力および垂直力は曲線から成るすべり面を直線に置き換えて、分解した。その直線のおき方によつて、図-33に示されるようにCase 1, Case 2, Case 3の3つの場合にわけた。

表-12(a) 安全率一覧表(一)(SN-5-72 左岸、アーチ要素、片持ばり要素別版)

安全率 標高	要素二次元面 水 平 面			鉛直面			
	case 1	case 2	case 3		case 1	case 2	case 3
320	5.9	8.1 (7.8)	13.0	6.9 (6.8)	6.5	7.1 (7.0)	7.9
300	3.2	3.9 (3.5)	5.0	7.9 (7.6)	5.4	6.3 (5.9)	6.9
280	3.3	4.1 (3.4)	5.6	7.8 (7.3)	5.4	6.3 (5.8)	7.2
260	5.1	6.9 (5.6)	11.3	9.5 (8.7)	7.6	9.5 (7.4)	11.3

() : 揚圧力(上流30%)考慮

表-12(b) 安全率一覧表(二)(SN-5-72 左岸、アーチせん断力を鉛直面で分担)

安全率 標高	要素二次元面 水 平 面 安 全 率			鉛 直 面	(9)式の定義による三次元安全率		
	case 1	case 2	case 3		case 1	case 2	case 3
320	6.2	8.5 (8.1)	14.8	7.0 (6.8)	6.7	7.3 (7.1)	8.0
300	4.6	6.5 (5.9)	10.1	7.4 (7.0)	6.4	7.1 (6.7)	7.9
280	4.2	6.8 (5.7)	13.3	5.6 (5.0)	5.2	5.8 (5.2)	6.5
260	9.0	14.4 (11.6)	45.4	7.3 (6.8)	7.8	8.8 (7.8)	10.3

浸透水はすべり線にそつて、上流端30%、下流端0%の直線分布と仮定した。なお、浸透係数は安定性に重大な影響をもつので、これを0%、30%、100%としたときの安全率を表-13に示しその影響の割合を示した。

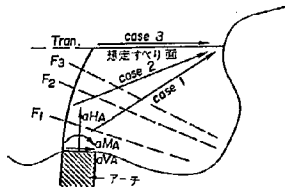


図-33 説明図

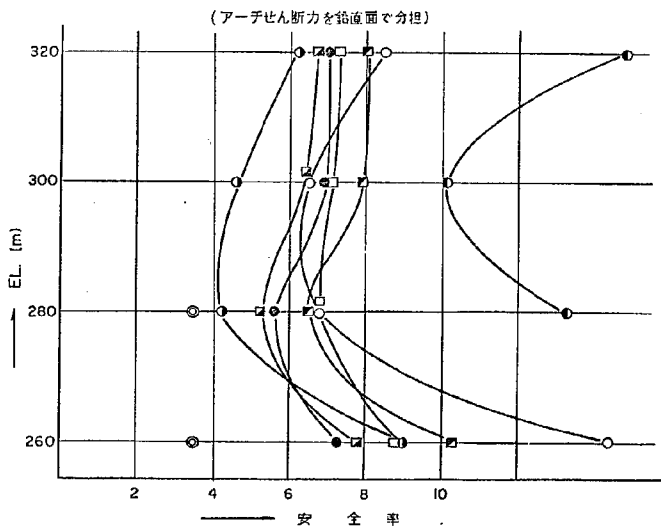
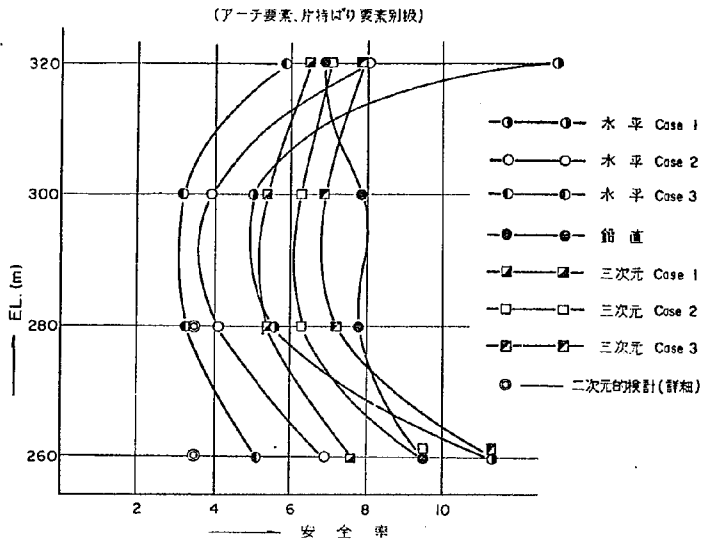


図-34 (a)(b) 標高別安全率分布図

また、先にも述べたように、アーチせん断力と片持ばりせん断力とは同一種であるので、その配分をどのようにするかが問題である。図-30でも考察したよう

表-13 安全率一覧表(浸透水)

揚圧力 係数 EL	水平二次元面 (case 2)			半径方向鉛直二次元面 (自重考慮)		
	0 %	30 %	100 %	0 %	30 %	100 %
320	8.1	7.8	7.1	6.9	6.8	6.5
300	3.9	3.5	2.7	7.9	7.6	6.8
280	4.1	3.4	1.8 (2.5)	7.7	7.3	3.1
260	6.9	5.6	2.6 (4.9)	9.5	8.7	7.0

註：() は拘束力の α が負のとき、これをとりとしたもの。

に、標高の低い部分では、水平二次元面内の安全率が小さくなる。これはスラストの大きさの他にアーチせん断力が大きく関係している。一方下標高の鉛直断面では安全率にかなりの余裕があるので、結果的にアーチせん断力が鉛直断面でもたれることになると考えられる。このように考えて、アーチせん断力と片持ばりせん断力を Trial Load Analysis そのままとした場合と、アーチせん断力を全て、鉛直面でもたせるとした二種の計算をした。表-12 (a) が前者に対応し、表-12 (b) が後者に対応する。

これらの計算結果を標高に対比して図-34 (a)(b) に図示した。

これらの結果から考察されるところでは、

- ① 水平面と鉛直面での安全率は全体的に水平面での安全率が小さい。標高別には水平面内安全率は中間標高で小さく、鉛直面内安全率は下部標高に余裕がある、これは図-30のアーチ断面力の分布および地山自重を考えれば当然である。
- ② 例式による三次元安全率は当然ながら両要素面での安全率の中間にあり、全体として5以上期待できる。これらの分布と前節で述べた二次元検討結果を比較すると、後者の方がかなり、厳しく検討していることになる。
- ③ 表-12で浸透水を考えると安全率がかなり小さくなっている。その影響の程度は直接揚圧力係数に関係している。標高別では当然下の標高ほど揚圧力の影響が大きいく。これらのことから、岩盤内止水には十分な注意が払われなければならない。

VI む す び

下筈ダムサイトは地形的、地質学的かつ力学的な種々の問題が感知され、下筈ダムの合理的かつ安定な建設のためには基礎岩盤の安定性が十分に検討されなければならないという立場がとられた。

そのために、入念な地質調査やその力学的性質の調査がいろいろの型で行なわれた。こうして得た資料をもとにして、基礎の安定性をかなり合理的な手法によつて検討した。

その検討結果を以下に列挙する。

- ① まず、安全率に関する考察によつて安全率の工学的意味がかなりはつきりするとともに、それぞれに対するすべり線の相違を明らかにした。そして、従来の方法よりもかなり合理的な検討方法が組み立てられた。
- ② ダム本体の設計過程にあらわれた3つのダムタイプについて、それが岩盤内応力に及ぼす影響について調べてみると、とくに大きな差異はなかつた。(図-15(a)(b)~17(a)(b))
しかし、SN-5-72タイプによつて岩盤内応力は半減される。
- ③ 岩盤内の断層破碎帯によつて、岩盤内応力がどのように変わるかを調べるため、SN-5-72タイプと修正SG-3-85タイプの応力分布を比較すると、断層破碎帯によつて、岩盤内応力がかなり大きく変化することがわかる。(図-18(a)(b), 19(a)(b))
- ④ その結果、その変形性によつて、点安全率およびすべり線の方向が変つて来る。とくに断層破碎帯によつて、全体としてすべり線が川側に向く。(図-22(a)(b), 23(a)(b))
- ⑤ すべり線が断層面や接触面へ乗り移るかどうかを検討すると、SN-5-72タイプでは接触面へすべり線が乗り移ることがわかり、そのために安全率がかなり小さくなる。とくに接触部沿いの点安全率が小さくなる。その値は接触面の幾何学的な方向と強度が直接関係する。したがつてその適切な評価が必要である。
- ⑥ すべり線に沿う点安全率はEL 280m, EL 260mとも2.5~5.5程度に変化し、平均的には3.5程度である。
- ⑦ 浸透水を大胆な仮定のもとに考慮すると点安全率はさらに小さくなり、点安全率で2.0以下の部分がある。このように浸透水は基礎の安定性に重要な影響をもっていることがわかり、その合理的考慮の仕方が問題である。工学的には止水が重要な意味をもつ。(図-29(a)(b))
- ⑧ 三次元的な検討結果をみると、三次元的な安全率は水平要素二次元面での安全率よりも大きい。これは下標高での鉛直要素二次元面での安全率が大きいことによるものと考えられる。

そして、それぞれの要素面での安全率は、点安全率によるものより大きい。

これらの結果から、本ダムサイトの基礎は一応十分な安全性をもっていると判断されるが、

さらにその安全性を高めるためには、基礎岩盤のグラウトによる改良およびとくに止水が重要である。このうち基礎岩盤のグラウトによる改良は変形性の改良のみであつても圧力的にかなりの効果があると判断される。その領域はすべり線から下流側が直接の対象とされるがアバット周辺、および接触部内のP点より下流部がとくに重要であろう。

止水工事は万全を期することが望まれる。

最後に、この一連の検討を進める上に、松原、下釜ダム工事々務所の関係諸氏に多大の援助をいただいた。ここに感謝の意を表する。

参 考 文 献

1. 九州地建“下築ダム岩盤の評価分類とその量的性質の関連”第20回建設省技術研究会，昭和41年11月，
2. 例えばW.Taylor “Fundamentals of Soil Mechanics”，Tohn Willy and Sons, Inc., New York.
3. K.W. John, “An Approach to Rock Mechanics”, Proceeding of A S G E, S.M., 1962. 8.
4. 中村ほか“川俣ダム基礎処理”第一回岩盤力学シンポジウム，土木学会，1962。
5. 富士野ほか“湯田ダム基礎処理計画”，第一回岩盤力学シンポジウム，土木学会，1962。
6. 高野，“アーチダムの基礎の安定性に対する実験的検討方法に関する研究”，土木学会論文集，78号，1962.1.
7. 多目的岩盤試験班，“日本の多目的ダムにおける岩盤試験”，第8回大ダム会議論文集，C.5，1963.
8. 林，“ひびわれ性基盤，斜層基盤の応力伝播の特性およびアーチダム基盤のすべり破壊の安全率分布の考察，第一回岩盤力学シンポジウム，1962.
9. 例えば南雲，“岩石の変形に関する力学理論について”，第3回岩盤力学シンポジウム 1965. 11.
10. 大長，“アーチダム基盤内の浸透流に関する実験的研究”土木学会論文集，97号，1963. 9.
11. F.Pacher “Die Lage des Dichtungsschirmes von Bogenstaumauern und ihr Einfluss auf die Standsicherheit der Felswiderlager”，Roch Mechanics and Engineering Geology. Vol. 1/2 1965.
12. 土木学会編：工事報告，川俣アーチダム，土木学会，（1965）。
13. W.Witte, “Ein rechnerischer Weg zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen in Fels mit durchgehenden, ebene Absonderungsflächen” Roch Mechanics and Engineering Geology, 1965.
14. L. Müller, “Safety of Rock Abutments on Concrete-Dams,” 7th International Congress on large Dams, Rome 1961. (R.90)
15. 例えば林，“アーチダムとその基盤の破壊実験方法に関する考察”，電研所報 土木62004，1962.
16. Ishii and others, “On the Strength Characteristics of Bedded Rock”，土研所報，（投稿中）。