

土木研究所資料

川治ダム基礎岩盤の安定解析報告書

昭和51年3月

建設省土木研究所

ダム部ダム構造研究室

正 誤 表

ページ	行	誤	正
2	4	また5章には	また6章には
4	F1	図1-1~1-7に	図1-2に
13	表1-3	坑必	坑名
25	8	については、5.3で	については、6.3で
51	F7	H. U ₁ ...	V. U ₁ ...
76	6	W-10, W-3.	W-10, W-5, W-3
92	F1	大同小異 がある	大同小異 である。
101	図6-22	基礎に対する力の き	基礎に対する力の傾き
		かぶりの 量と	かぶりの重量と
105	5	この弾性係数の ---	別紙の通り訂正
111	6	ここで ν --- ポアソン比	別紙の通り訂正

6-7-3 試験結果とその考察

断層のジャッキ試験を行ない測定値の整理を行なう場合に懸念されたことは、断層の平面的な広がりか充分でないために、半無限の条件を満足し得るかという点と、岩盤と同様の押し固まり現象が生じて弾性体として挙動し、弾性係数の整理ができるかという点であった。

a) 半無限弾性体と近似することの妥当性について

載荷面外の変位は半無限弾性体と仮定すると次式で与えられる。

$$\Delta W = \frac{(1-\nu^2)}{\pi a E} F \sin^{-1} \left(\frac{a}{r} \right)$$

ここに

ΔW …… 荷重 F による沈下量

ν …… ポアソン比

a …… 載荷板半径

E …… 弾性係数

r …… 載荷板中心と測定点までの距離

比較にあたっては理論式より得られる変位を F/E をパラメータとして計算し、これに測定された変位をプロットした。弾性係数の値は各ゲージ列毎に独自に計算した値を用いた。全体的に見ると両者は比較的よく一致している。特に $F-7$ 断層板 3 では全方向に対し極めてよく一致している。又、 $F-1$ 断層板 3 等に於ては、測定初期には両者に差があるが、載荷が繰返されるにつれて次第に一致してくる傾向が見られる。以上のことから、おおむね半無限弾性体と考へてもさしつかえないことが判明した。

b) 弾性係数(変形係数)について

半無限体と近似すると、等変位載荷に対して弾性係数は次式で与えられる。

$$E = \frac{(1-\nu^2)(P_2-P_1)}{2\pi a(W_2-W_1)}$$

ここで ν …… ポアソン比 (0.2)

a …… 載荷板半径 (1.5 cm)

P_1, P_2 …… 荷重～変位曲線のうち荷重増加時から取出された直線部の 2 点

W_1, W_2 …… P_1, P_2 に対応する載荷板上の平均変位量

弾性係数の計算には、各荷重段階毎に 2 回目以降の昇圧曲線のうち比較的直線状の区間を用いたが、各測定個所間の比較を行なうため P_1, P_2 の間を次の様に定めた。

荷重段階(t)	P_1 (t)	P_2 (t)
8	2.0	8.0
16	6.0	16.0
24	12.0	24.0

表 6-7 弾性係数の算出に使用する荷重

変形係数の計算には、最初に 24 t に達した時の値を採用した。但し、階段載荷時における繰返し回数が測定箇所によってかなり異なるうえに、除荷時の残留変位が大きいため、測定箇所間で比較しやすいように、8 t 2 回、16 t 2 回、その後 24 t の載荷形式に統一した。そのため、各載荷段階で 3 回目以後の測定値を除外し、その分だけ変位をシフトさせてつないだグラフを基に計算した。

測定結果を見ると、弾性係数の値は載荷が繰返されるに従って次第に大きくなるだけでなく荷重段階が変わると飛躍的に大きな値となる傾向があり、24 t 載荷時の弾性係数は 8 t 載荷時の 2 ~ 2.5 倍となっている。これは今回の測定箇所のうち最も高い弾性係数を持つ F-7 断層 4 でほとんどみられず、岩盤のジャッキ試験にも見られないため断層材料に特有な性質であると考えられる。

この弾性係数の著しい変化は、同一荷重段階に見られるものもあるが、荷重段階が変わった時に飛躍的に大きな変化を示すものが多いため、単に結固め現象からでは説明できない。又、断層巾が載荷板直径に比して狭く、周辺に良好な岩盤が存在することから、荷重が大きくなると影響範囲が広がる結果、周辺の岩盤の影響がでるものと考えられる。拘束、非拘束によって弾性係数はほとんど選がみとめられなかった。

6-7-4 設計に用いる弾性係数（変形係数）

測定結果に見られる通り、早い時期に低い荷重で得られた値と、載荷を繰返した後でかつ高い荷重で得られた値との間に大きな差があるので、ダム完成後実際に岩盤にかかる荷重の形を考へて、最初の洪水によって生ずる変形と、その後の水位の昇降によって生ずる変形とを区別し、それぞれに対応する弾性係数（変形係数）は次の様になる。

断 層	初期荷重	繰返荷重
F-1	2000 Kg/cm ²	6000 Kg/cm ²
F-7	3000	1000

表 6-6 断層の弾性係数（変形係数）

川治ダム基礎岩盤の安定解析

土木研究所ダム部ダム構造研究室

主任研究員 水 野 光 章

関東地方建設局川治ダム工事事務所

吉 村 佐

永 山 功

梶 沢 秀 人

元関東地方建設局

糖 沢 宏 二

目 次

は じ め に

第 1 章	ダムサイトの地形地質	4
1.1	ダムサイトの地形地質概説	4
1.2	ダムサイトの卓越断層	4
第 2 章	基礎岩盤の力学的性質に関する試験	14
2.1	堅岩のジャッキ試験	14
2.2	堅岩のブロックシア試験	16
2.3	断層のジャッキ試験	18
2.4	断層の引拔せん断試験	18
2.5	基礎岩盤の設計値とその重要性	25
第 3 章	本体設計の経緯と基礎岩盤の安定に関する配慮	27
第 4 章	基礎岩盤の安定解析法と解析結果	36
4.1	概 説	36
4.2	安定解析の流れ図	47
4.3	2次元スライス上におけるHennyの安全率	48
4.4	2次元スライス上における有限要素法による線安全率	54
4.5	剛体滑り法による滑動に対する安全率	58
4.6	2次元スライス上における断層面沿いの滑動に対する点安全率	63
4.7	3次元応力状態における断層面沿いの滑動に対する点安全率	68

第 5 章	安定解析の結果とその工学的判断 (結論)	76
第 6 章	川治ダム基礎岩盤の安定解析に際して種々検討した事項	79
6.1	断層沿いの滑動安全率算出のための Henny 法の取扱い	79
6.2	剛体滑り法において底面が傾斜している場合の安全率の変化	81
6.3	応力解析の精度に関する検討	83
6.4	2次元有限要素法による断層のコンクリート置換の効果の検討 ...	92
6.5	地山の初期応力が岩盤の安定性に与える影響	97
6.6	岩盤 P S 工の理論的背景	97
6.7	断層のジャッキ試験による弾性係数、変形係数	102
6.8	既存のアーチダムの点安全率の検討	112

は　じ　め　に

川治ダムは利根川総合開発の一環として、鬼怒川流域の栃木県塩谷郡藤原町大字川治教老地先に建設中の、洪水調節、灌漑及び都市用水補給を目的とした多目的ダムであり、流域面積 323.6 km^2 湛水面積 2.2 km^2 、総貯水容量 $83,000,000 \text{ m}^3$ 、堤高 140 m のアーチ式コンクリートダムである。

この貯水容量のうち、 $36,000,000 \text{ m}^3$ を利用して、川俣ダムと共にダム地点に於ける計画高水量 $3,600 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水調節を行ない、五十里ダムの洪水調節と合わせて鬼怒川石井地点の基本高水ピーク流量 $8,800 \text{ m}^3/\text{s}$ を $6,200 \text{ m}^3/\text{s}$ に調節すると共に、利根川の高水流量をも低減させるものであり、さらに、残り有効貯水容量 $40,000,000 \text{ m}^3$ を利用して、流水の正常な機能の維持、特定灌漑、都市用水の新規補給を行なうものである。

しかるに、 140 m の堤高をもつハイダムにもかかわらず、ダムを支持する基礎岩盤には数多くの断層・節理が存在しダムの安定性を低下させている。このうち卓越断層と呼ばれる主要断層は、図 1-1 に示すように概ね上下流方向に走行しほぼ鉛直の傾斜をもち極めて連続性が良い。特に、右岩は F-8、F-2、F-4、F-6 等の断層が 20 m 前後の間隔をなして走行し、これらの断層で切られた岩盤はロッキービラーを形成している。

このロッキービラーがダムのスラストを受けた場合に断層沿いにせん断破壊して下流に抜け出す危険性が考えられ、しかるべき安全性が確保されない場合は、基礎処理を行なうこととし、本体アーチの設計は既に完了している。

基礎処理を行なうとすれば、従来より用いられてきた、断層のコンクリート置換が、せん断抵抗力を増加させるには手取り早い方法であるが、右岸の断層をみると、断層の中は極めて狭く ($5 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$)、しかも前述したように、数多く存在するために、コンクリート置換を行なう際に周辺岩盤を傷める度合も大きいと予想され、基礎処理を著しく難かしいものになっている。

一方、左岸は、F-1、F-7 断層と呼ばれる比較的規模の大きな断層が存在し、これらは破碎帯を含めて巾 1 m はあり、これらのコンクリート置換は可能と思われる。

このようにダムを支える基礎岩盤の安定性は大きく卓越断層沿いのせん断破壊に対する安全性に依るが、断層処理を行なうにしても前述したようなデメリットも予想されるため、卓越断層沿いのせん断破壊に対する安全性を正しく把握し、処理を必要とする断層の区分けを行なう必要がある。

このような要請から、基礎岩盤の安全性について従来よりアーチダムの基礎岩盤の安定解析に常用来られてきた手法である Henny の方法、剛体滑り法で解析を行なうとともに、2 次元および 3 次元有限要素法を用いて内部応力の算出を行ない、応力破壊条件に照らし合わせた安全性の判断をも行なった。

この結果、基本的には基礎岩盤の安全性については確保され大々的な基礎処理は不用であるとの

確信を得たが、その結論に至るまでの経過をまとめたものが本報告書である。

本報告書の中で目新しいものがあるとすれば、4.7で取扱っている3次元応力解析である。この方法は従来行なわれた例が極めて少なく、筆者等は従来から行なわれている2次元スライス上での応力解析との定性的な関係をつかみ得たと判断している。また5章には、川治ダム基礎岩盤の安定解析に際して、種々検討したものの中からコンクリートダムの解析に有益な資料となると思われるものをリストアップしたもので参考として戴ければ幸いである。

また本解析にあたっては、多くの方々の御指導を得た。

川治ダム所長 糸林芳彦氏、同じく前所長 和気三郎氏、土木研究所の飯田、柴田両氏には特に多くの示唆を戴いた。ここに深く感謝するものである。

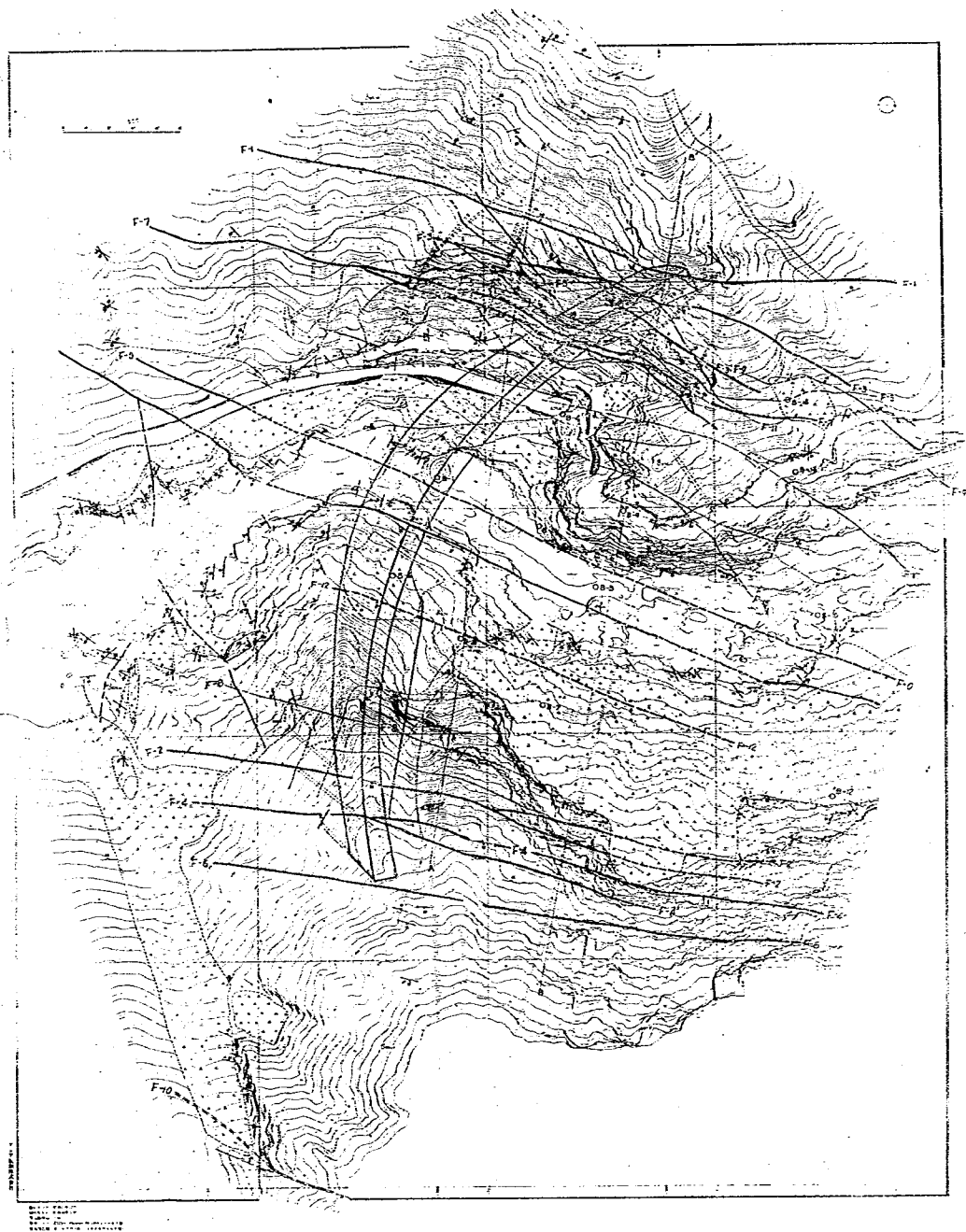


図1-1 ダムサイト平面図

第 1 章 ダムサイトの地形地質

1. 1 ダムサイトの地形地質概説

ダムサイトの地形は、右岸は標高 1007 m の南平山の斜面が、左岸は男鹿川との間の 900 m 前後の稜線からの斜面が川に向かって落ちこんでおり、鬼怒川本流はこの斜面の間を極めて急峻な谷壁を作りつつ蛇行して流れている。このため左右岸の山腹は急勾配できつ立し、堅硬な岩盤が露頭しており、アーチダムを築造する上で好適な地形を形成している。このような地形を形成した原因として $N70^{\circ}W$ 方向の断層および節理の影響が大きく、ほとんど垂直な岩盤面はこれら節理で岩塊が滑落した結果であり、転落した岩塊は河床を 20 m 近くも埋めている。

このようにアーチダムのサイトとしては好適な地形であるが、これらの卓越した走行傾斜を有する断層、節理の存在がダムサイトとしての価値を著るしく低める結果となっている。

ダムサイトを構成する岩石は第 3 紀の川治流動凝灰岩および閃緑岩である。川治ダムサイトの地質の特徴として、これらの岩石が互いに重なり合い、移り変って複雑な関係を示している点で地質学者の間にもこの生成の原因に対する明解な説明はない。閃緑岩は左岸の EL 630 m 以下および右岸尾根上流部に多く見られ、風化変質は地表近くを除きほとんどなく新鮮で堅硬な性質を有する。凝灰角礫岩は右岸の大部分を占めて分布しており、変質の程度は低く、比較的新鮮で堅硬である。しかし、閃緑岩中に取込まれた部分では変質が著るしく、節理断層の規模が大きくなるのが特徴である。

一般には次節で述べる卓越した断層を除いてはアーチダムのサイトに適した地質であると言える。

1. 2 ダムサイトの卓越断層

ダムサイトの卓越した走行傾斜を有する断層のうちで、ダム本体の安全性に直接影響があると考えられる断層は、右岸の F-8、F-2、F-4、F-6、左岸の F-1、F-7 断層であり共に卓越方向の $N70^{\circ}W80^{\circ}N$ で走行している。表 1-1、1-2 に主要断層の一覧表を示し、図 1-1 ~ 1-7 に地質水平断面図を示してある。

表 1-1 右岸主要断層一覧表

項目 断層	走行傾斜	巾	断層物質	摘 要
F-2	N70°W80°N	10 cm ~ 20 cm	粘土 2 cm 角礫マサ化 20 cm	断層の巾そのものは小さく、 断層の集中性が少ない。
F-4	N68°W90°	20 cm ~ 30 cm	粘土 3 ~ 10 cm マサ化	断層の周辺岩盤には、同傾向 の節理の発達がある。
F-6	N65°W88°N	10 cm	粘土 5 cm 角礫 5 cm	断層物質は、粘土より砂質物 を多く含む。
F-8	N70°W90°	10 cm	粘土、砂質 フッ石	連続性はよく、アンジュレーション 及びエッジエロンは少ない。

表 1-2 左岸主要断層一覧表

項目 断層	走行傾斜	巾	断層物質	摘 要
F-1	N70°W70°N	100 cm ~ 200 cm	粘土 30 ~ 50 cm 周辺破砕	断層の集中性高い。 断層周辺の岩は極めて良好で ある。
F-7群	N70°W75°N	100 cm ~ 200 cm	粘土化著しい 周辺破砕	断層物質は粘土が多い。 F-1、F-7 共に大きくアン ジュレーションしており、特に F-7群は、2本又は3本の断 層によって構成されている。

地質図にみるように、これら卓越断層はほぼ川と平行して走行し、これはアーチダムのスラストに対して、滑り破壊を起こしやすい走行ともなっている。また、右岸の卓越断層は 20 m 程度の間隔をおいて何本も平行に走り、極めて連続性がよい。これら断層によって右岸基礎岩盤はロッキーパーラーを形成し、このビラーがダムスラストによって下流に抜け出さないか否かが問題となる。

このほか地表付近では、緩傾斜なシーム断層が比較的多くみられ、右岸上流寄りでは上流傾斜、左岸下流寄りでは下流傾斜となっている。しかし連続性は顕著ではない。

地質調査は横抗観察、ボーリングを主体に行なった。横抗調査の実績を一覧表にして示したものが表 1-3 である。

岩盤の評価は通常行なわれている岩級区分に基づき、アバットメントの岩盤は 140 m のハイダムであることを考慮して OH 級を主体としている。

-127



图 1-2(2) 地质水平断面图 EL. 600

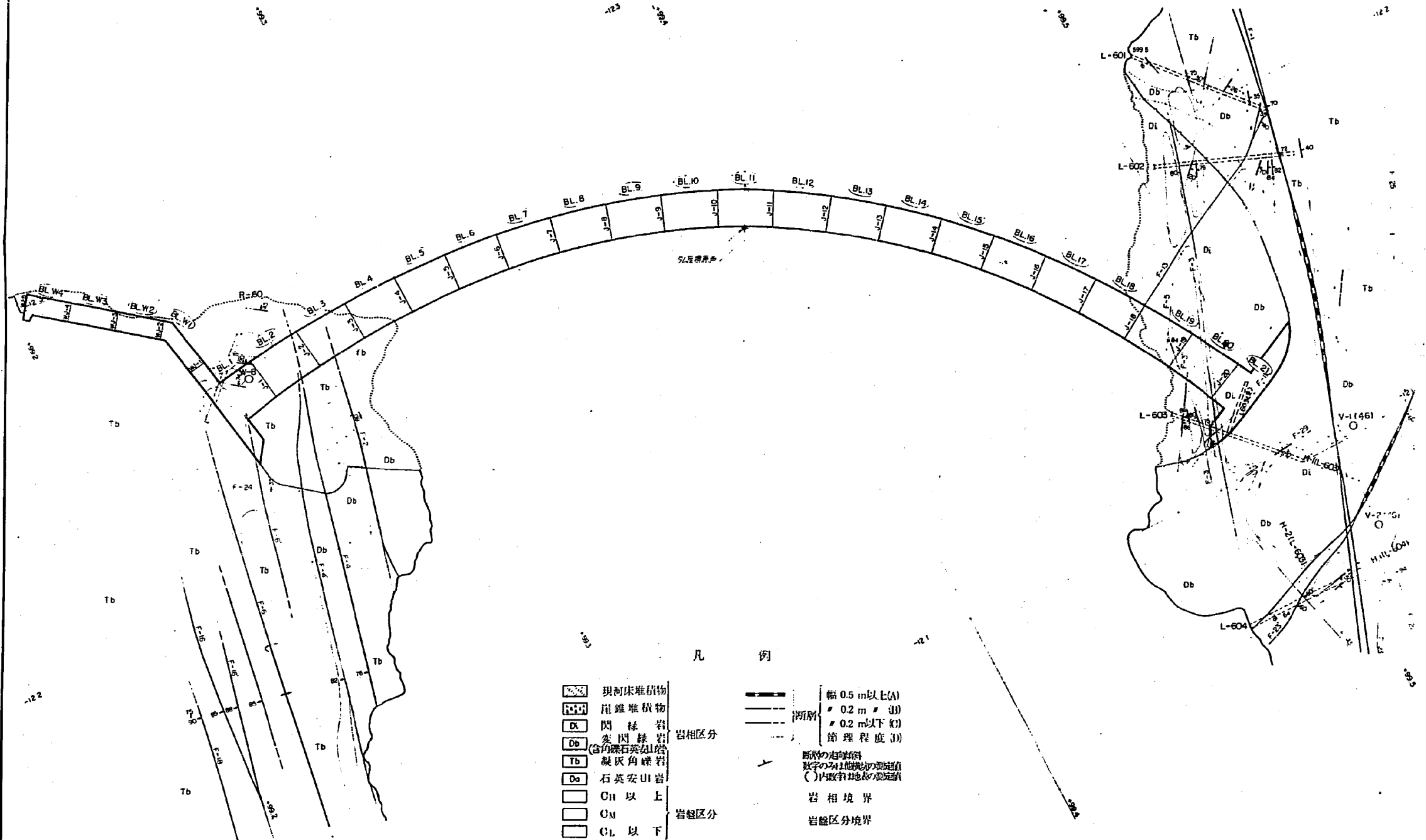


図 1-2 (3) 地質水平断面図 EL. 580

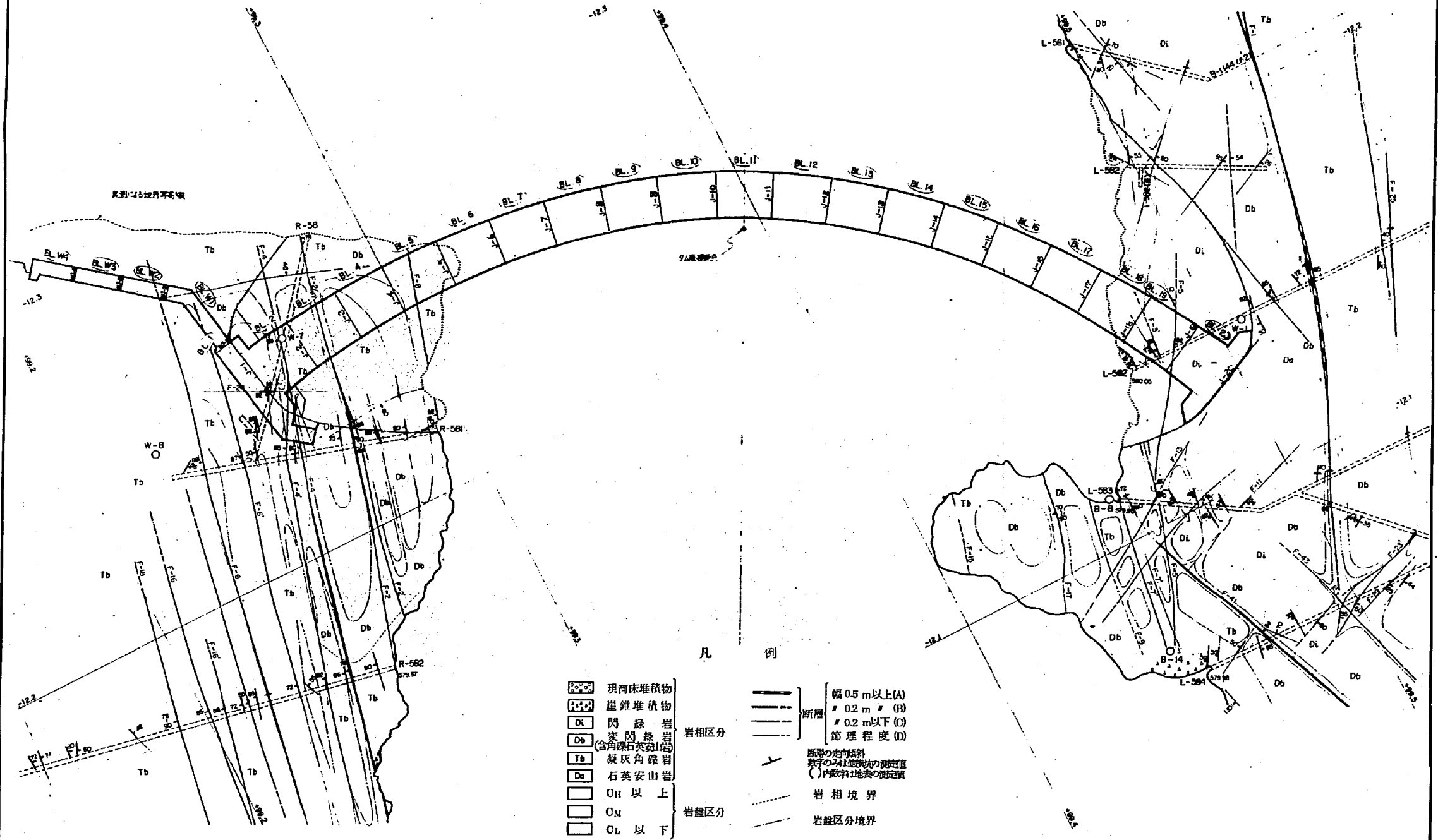


図1-2(4) 地質水平断面図EL. 560

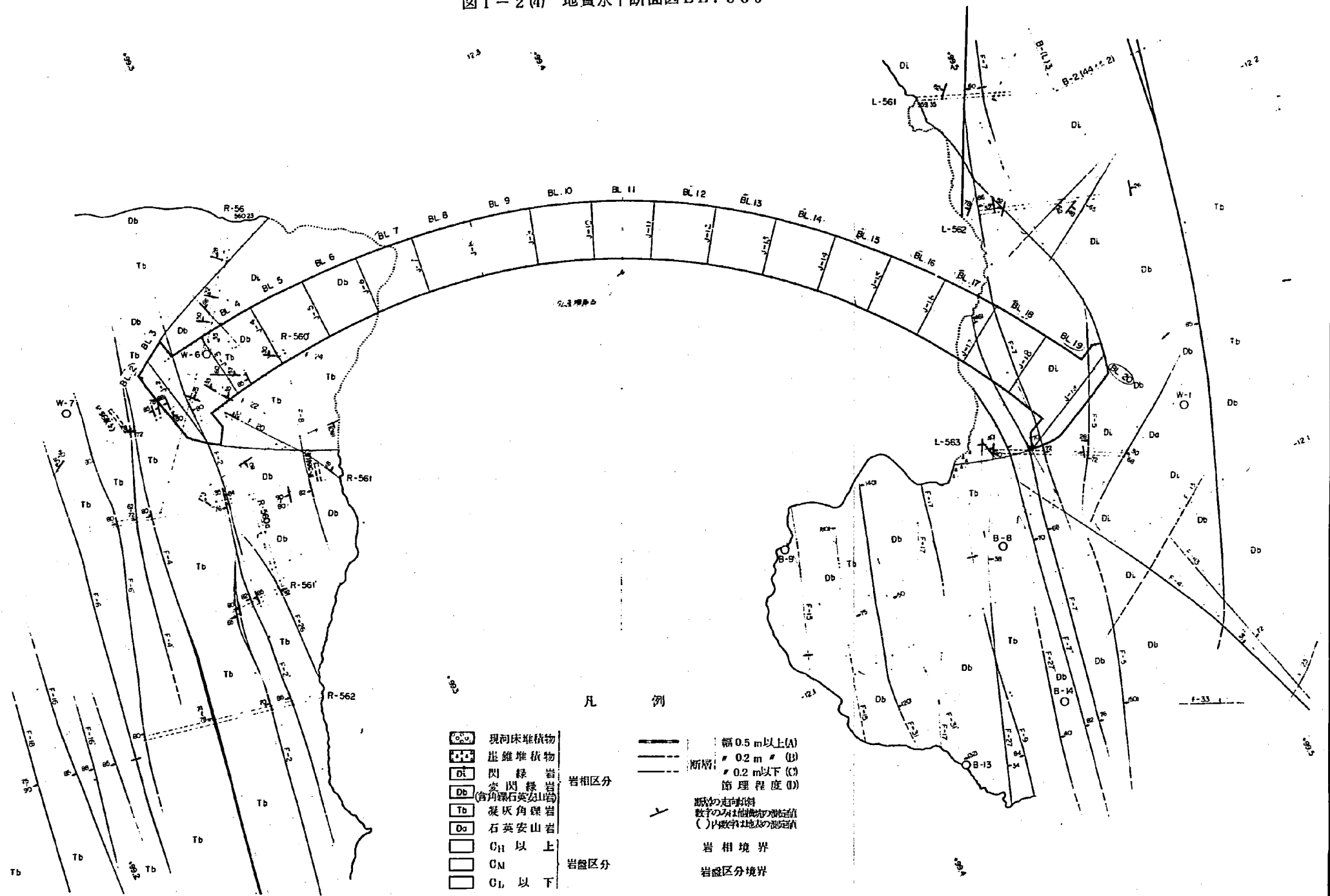
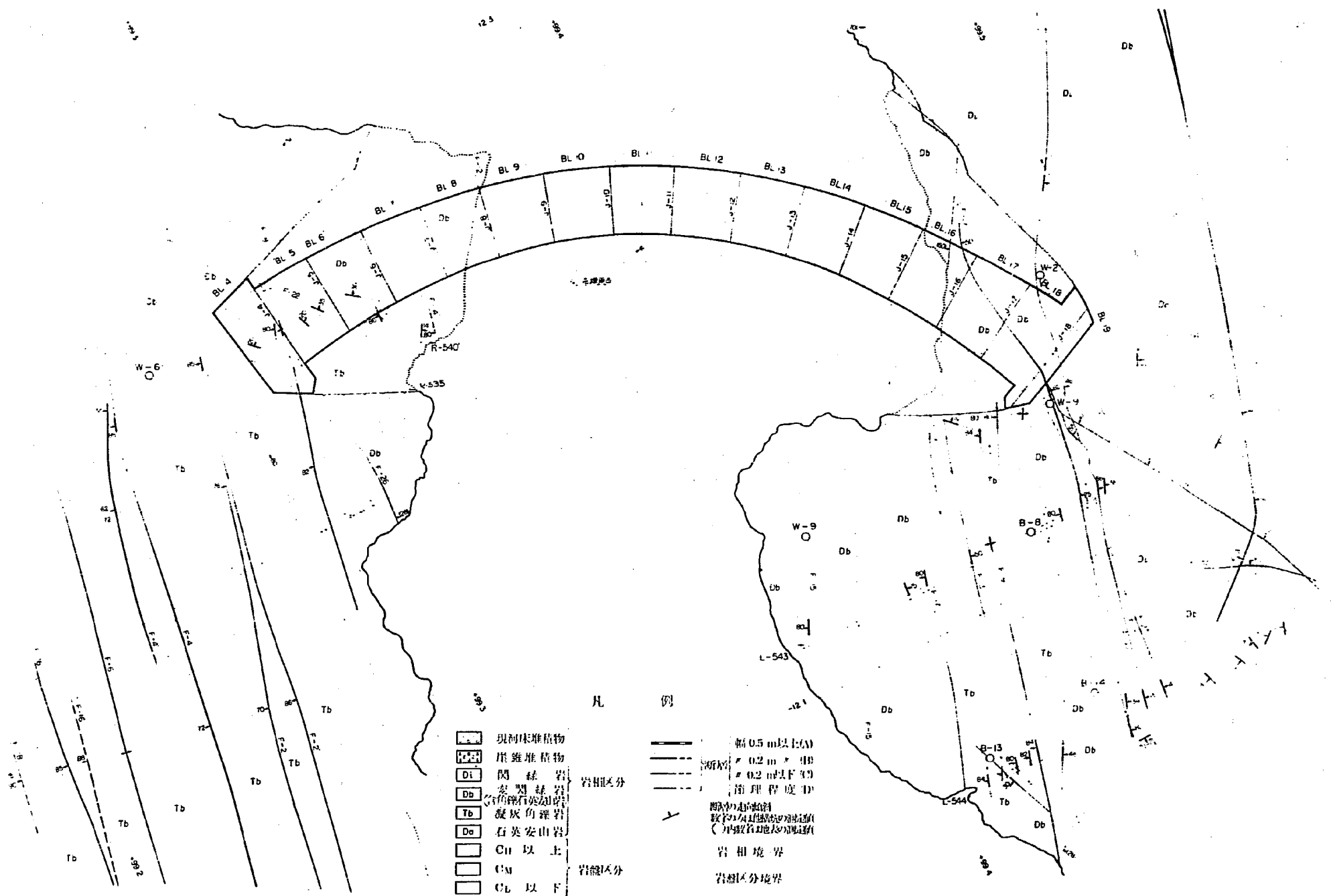


图 1-2(5) 地质水平断面图 Bl. 540



凡 例

- 现代堆积物
- 堆积物
- Di 闪绿岩
- Db 安基岩
- Tb 凝灰角砾岩
- Da 石英安山岩
- Cn 以上
- Cm
- Cl 以下

岩相区分

岩相区分

- 幅 0.5 m 以上 (A)
- 幅 0.2 m 以下 (B)
- 幅 0.2 m 以下 (C)
- 治理程度 (D)
- 岩相境界
- 岩相区分境界

図1-2(6) 地質ダム水平断面図EL. 520

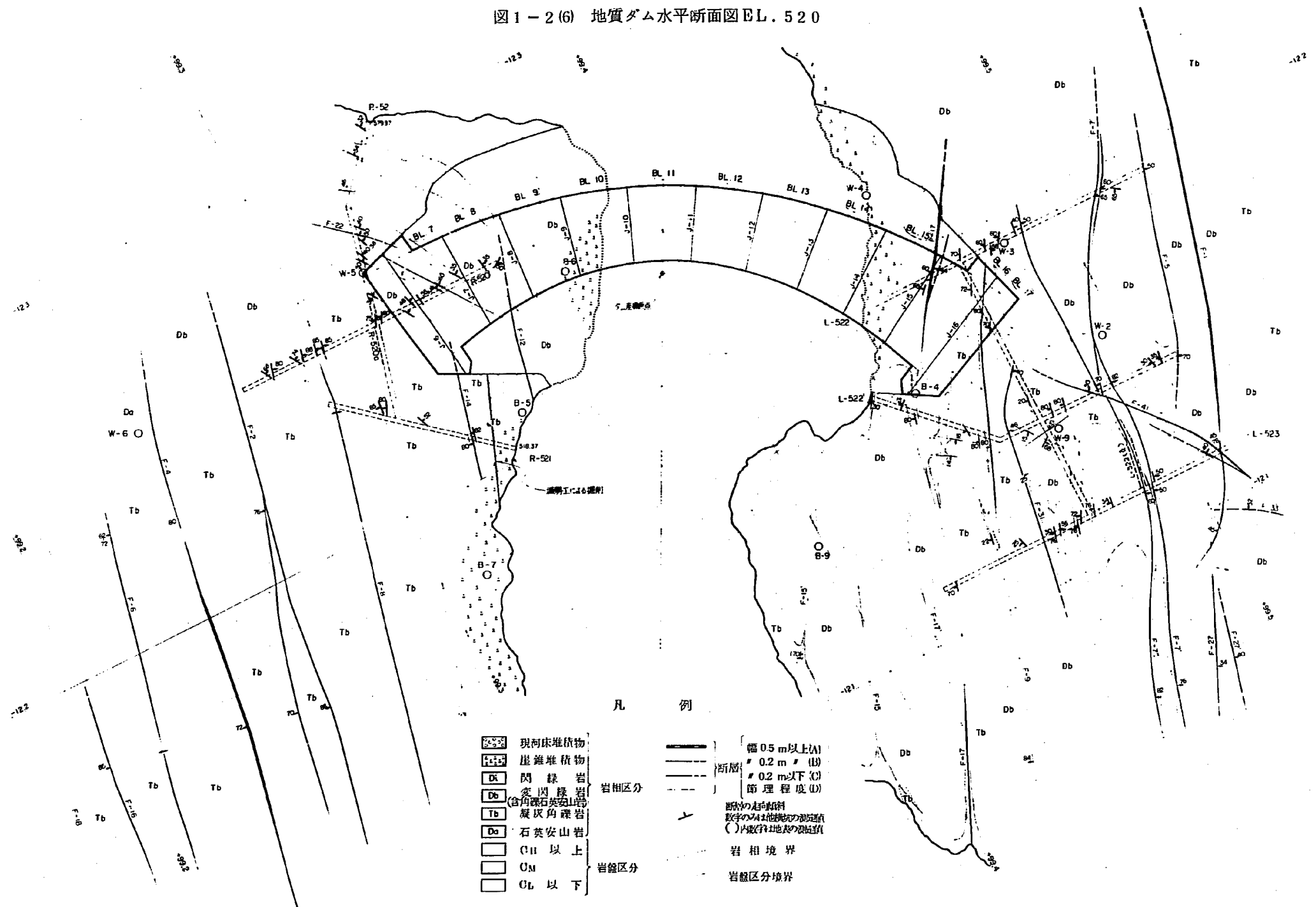


図1-2(7) 地質水平断面図 E.L. 500

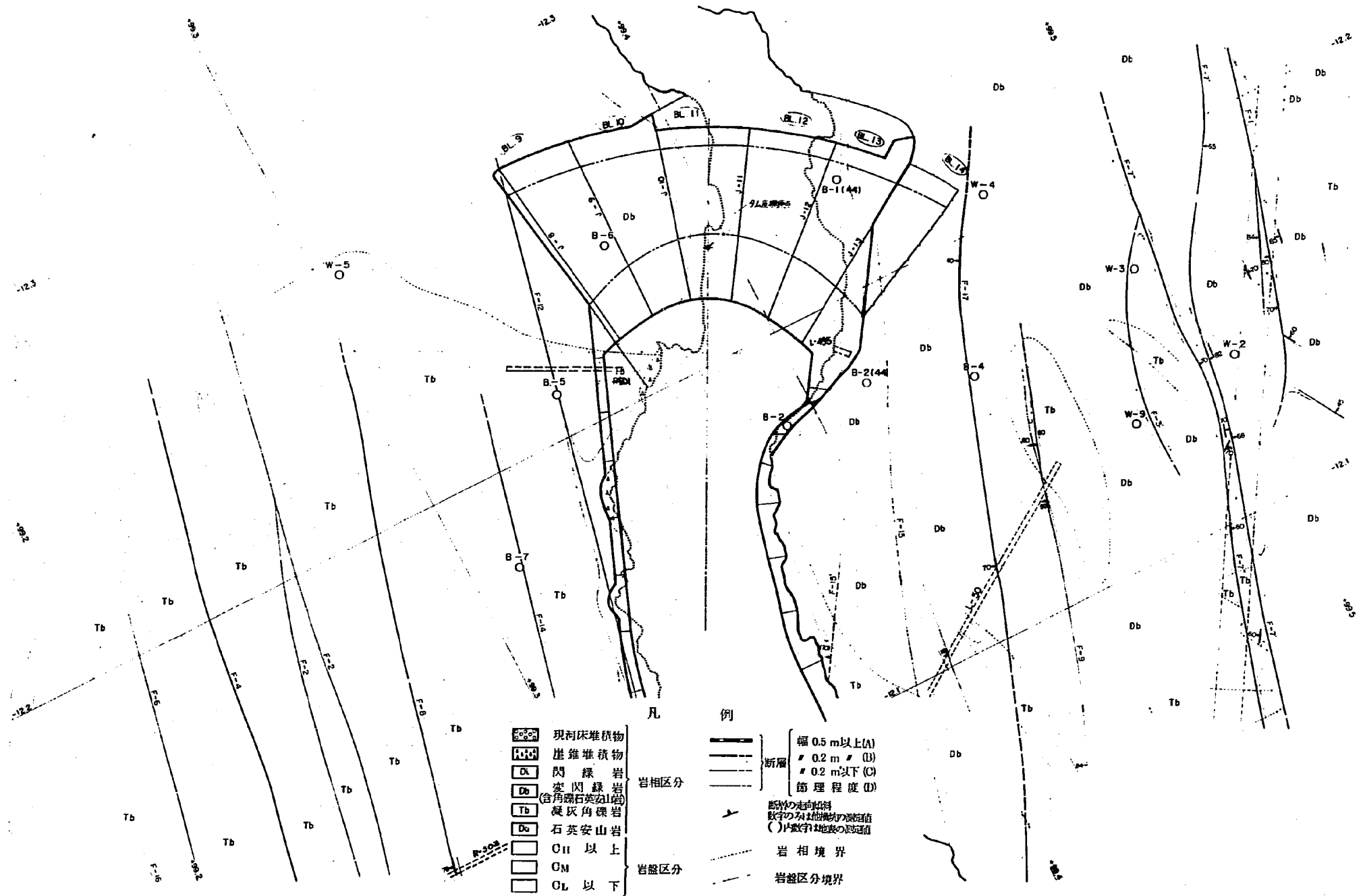


表 1-3 調查橫坑一覽表

標 高	右 岸		左 岸	
	坑 必	延 長 (m)	坑 名	延 長 (m)
E L 500	R 501	28	L 500	95
	R 503	80		
E L 520			L 522 (支)	20
	R 520	92	L 522	80
	R 520'	79	L 522'	93
	R 521	55	L 523	94
			L 520 (a,b)	77
E L 540	R 540'	92	L 542'	60
	R 535	5	L 543	140
			L 544	121
			L542' -543-544	73
E L 560	R 560	99	L 560	65
	R 560'	77	L 561	40
	R 561	75	L 562	40
	R 561'	20	L 563	40
	R 562	50		
E L 580	R 580	71	L 581	40
	R 581	75	L 582	45
	R 582	130	L 582'	120
	R 583	80	L 583	150
			L 584	140
			L583-584	45
E L 600	R 600	35	L 601	40
			L 602	40
			L 603	77
			L 604	65
計		1,143		1,819

第 2 章 基礎岩盤の力学的性質に関する試験

基礎岩盤の安全性を正しく評価するには解析法の妥当性もさることながら、岩盤の物理的性質を正しく把握がより一層大切である。川治ダムでは一般に行なわれている堅岩の岩盤試験に加えて基礎岩盤の安定性に重大な影響を与える断層に対しても試験を実施した。

解析に必要な物理定数は、強度と変形性であるが、これらは具体的には、せん断破壊の安全率の算出 (τ , f)、岩盤内応力の算出 (E) に必要となるものである。

2.1 堅岩のジャッキ試験

弾性係数の測定は、L-563 坑で 2 ケ所、R-580 及び R-560' 坑で各 1 個所で行なった。L-563 坑は当サイトで最上級 B の岩盤であり、R-580, R-560 坑は堅岩としては、最低級 CM と判定できる岩盤である。

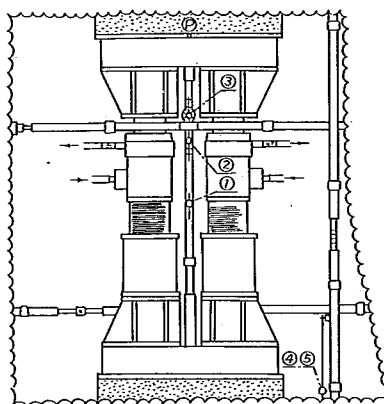
測定は、土木研究所の「ジャッキ法による岩盤の変形係数測定法規準」に従い、載荷装置は土研式岩盤支持力測定装置を用いた。

結果を、表 2-1 に示すが、変形係数と弾性係数に大きな差がないことから、岩盤の変形性の指標として従来より慣用されている弾性係数をここでも用いることにした。応力解析に用いた弾性係数は 50,000 ~ 100,000 Kg/cm^2 である。

表 2-1 弾性係数測定結果

		右 岸					
		R-580			R-560'		
			谷側壁	山側壁		下 盤	上 盤
変形係数 (E_v)	W (mm)	152	0.575	0.810	2.675	1.535	1.190
	P (Kg/cm^2)	60	60	60	60	60	60
	変形係数 (Kg/cm^2)	50,000	66,100	40,900	28,400	24,800	31,900
弾性係数 (E_s)	W ₁ (mm)	1.51	0.485	0.790	3.580	1.535	1.220
	W ₂ (mm)	1.69	0.635	0.920	3.985	1.695	1.360
	W ₂ - W ₁ (mm)	0.18	0.150	0.130	0.405	0.160	0.140
	P ₁ (Kg/cm^2)	48	40	44	44	48	48
	P ₂ (Kg/cm^2)	60	60	60	60	60	60
	P ₂ - P ₁ (Kg/cm^2)	12	20	16	16	12	12
	弾性係数 (Kg/cm^2)	84,500	84,500	78,000	50,100	47,500	54,300
おし固り係数 (E_s/E_v)		1.69	1.28	1.91	1.76	1.92	1.70

		左			岸		
		L-563A 地点			L-563B 地点		
			上 盤	下 盤		上 盤	下 盤
変形係数 (E_v)	W (mm)	1.00	0.445	0.570	0.79		0.79
	P (Kg/cm^2)	60	61	60	60		60
	変形係数 (Kg/cm^2)	81,000	91,000	71,000	102,000		51,000
弾 性 係 数 (E_s)	W ₁ (mm)	0.57	0.315	0.315	1.495		0.51
	W ₂ (mm)	0.825	0.45	0.45	0.72		0.665
	W ₂ -W ₁ (mm)	0.255	0.135	0.135	0.225		0.155
	P ₁ (Kg/cm^2)	30	30	30	30		30
	P ₂ (Kg/cm^2)	60	60	60	60		60
	P ₂ -P ₁ (Kg/cm^2)	30	30	30	30		30
	弾性係数 (Kg/cm^2)	159,000	150,000	150,000	180,000		131,000
おし固り係数 (E_s/E_v)		1.96	1.65	2.11	1.76		2.57



①～⑤：ダイヤルゲージ取付箇所
⑥：プレッシャーゲージ取付箇所

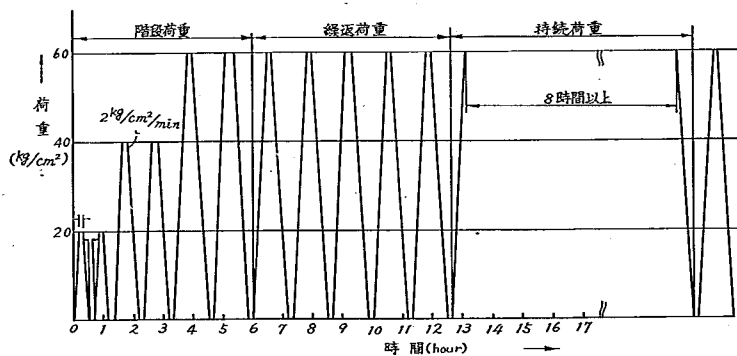


図 2-1 ジャッキ試験装置図および載荷形式

2.2 堅岩のブロックシア試験

試験は土木研究所の「ブロックシャ-テストによる岩盤せん断強度測定規準（案）」に従って行なった。試験箇所はダム基礎としては最低の岩級となる OM を対象にし右岸尾根上流部で行ない、せん断力の載荷方向をアーチスラストの方向と一致させるため、ラインボーリングにより新設横坑を掘削し実施した。試験結果は図 2-3 に示す通りであり、岩盤の内部摩擦角 45° 、せん断強度は $180 \sim 350 \text{ t/m}^2$ と推定される。

設計に用いる岩盤の強度定数としては、せん断強度 180 t/m^2 、内部摩擦係数 1 としたが、これは試験値の下限である。

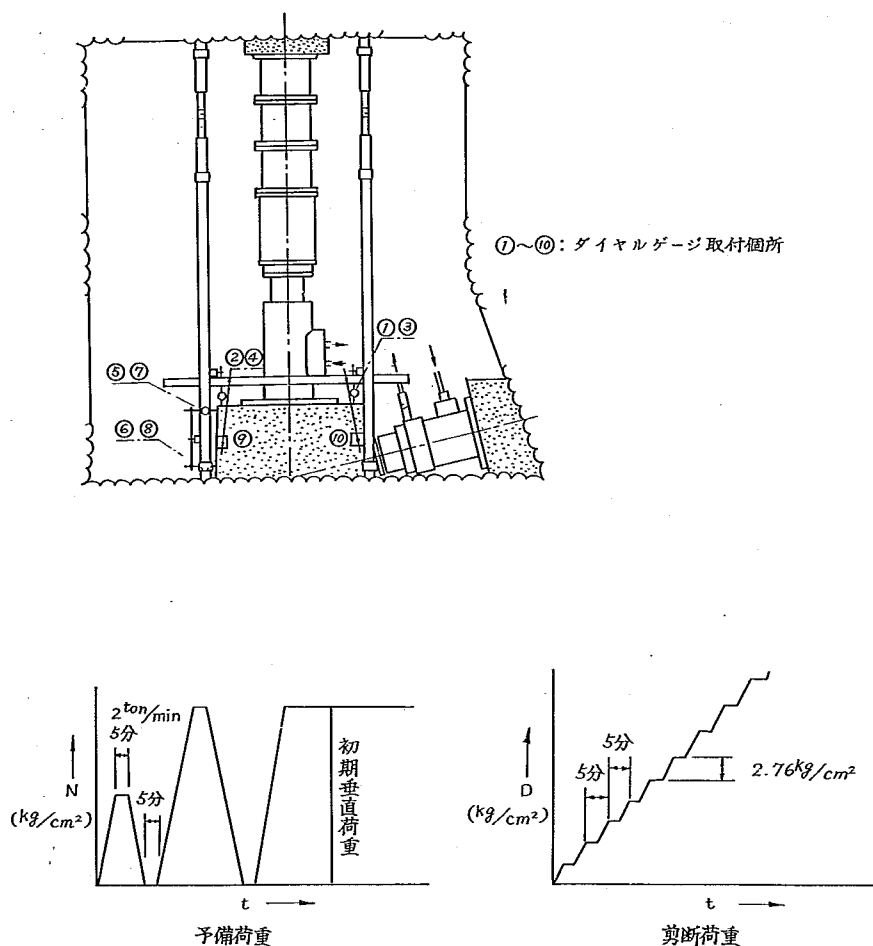


図 2-2 ブロックせん断試験装置図および載荷形式

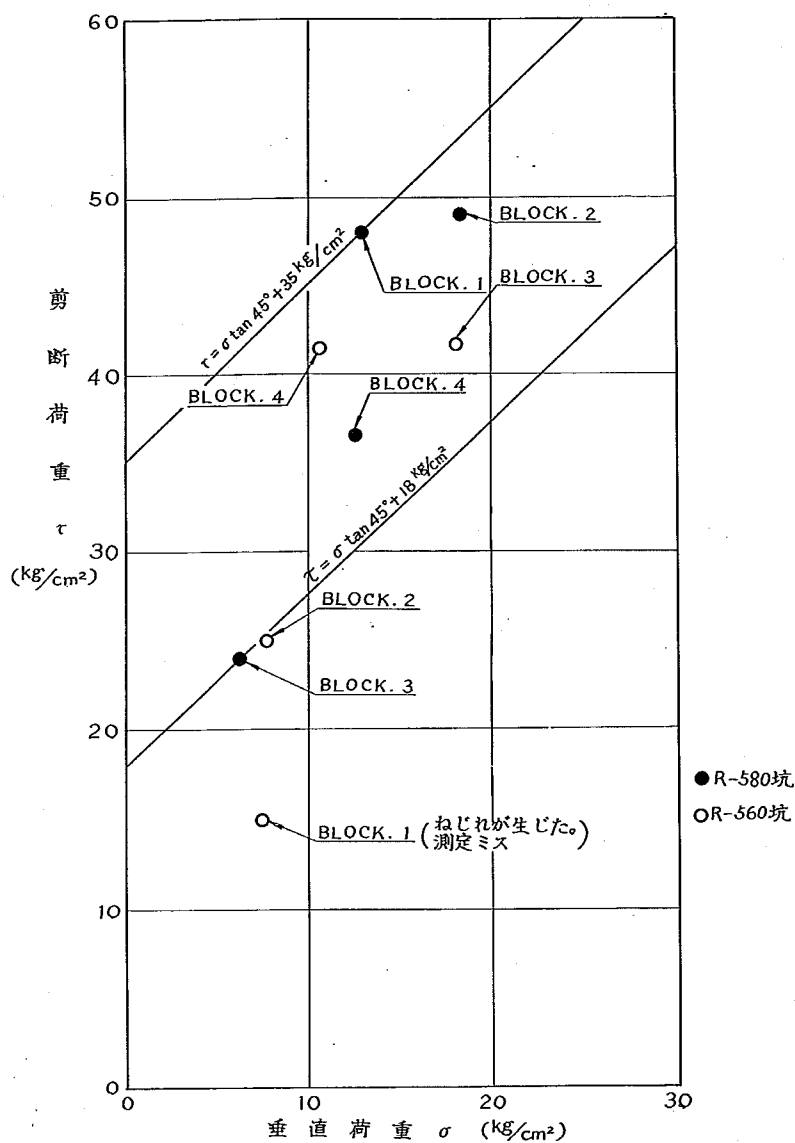


図 2 - 3 岩盤のせん断強度

2.3 断層のジャッキ試験

断層を弾性体として取り扱うには大いに疑問があるが、応力解析を行なう際には、断層は広い岩盤マスの中にあつては微細であり、弾性論に基づく応力解析によつても大きな誤差を生じないと判断した。そこで断層の変形特性を弾性体としての挙動を示すか否かも含めてジャッキ試験を行なつて検討した。

この種の試験については実施された例も少ないので 6.7 で詳しく報告することにし、ここでは詳細については省略する。

この試験の結果からは、押し固まり現象は大きいが、擬似弾性体として取り扱い得ることを示唆している。

表 2-2 断層の弾性係数(変形係数)

断 層 名	初 期 荷 重	繰 返 荷 重
F-1	2000 Kg/cm ²	6000 Kg/cm ²
F-7	3000 Kg/cm ²	10000 Kg/cm ²

2.4 断層の引拔せん断試験

断層のせん断強度を求めるには、ロックせん断試験、ブロックせん断試験等が行なわれた例があるが、川治ダムの断層はほぼ鉛直に近い傾斜を持っているためこれら試験が困難なので、岩盤内にピアノ線群を垂直に埋設し、これを上方に引抜くことによつて岩盤の剪断強さを計る引拔せん断試験を実施した。

測定は、L-523 坑、L-543A 坑、L-543 支坑に於て行なつた。これらはダムサイトで最も大きな F-1 断層、比較的均等に破砕された F-7 断層が存在する個所である。試験結果は表 2-3 に示す通りであり、破壊形状によつて測定値に大きなバラツキがある。そこで設計には、後述するような考察を加え、せん断破壊が生じたと考えられる普通型と断層両浮型の平均値 30 t/m² を用いることとした。

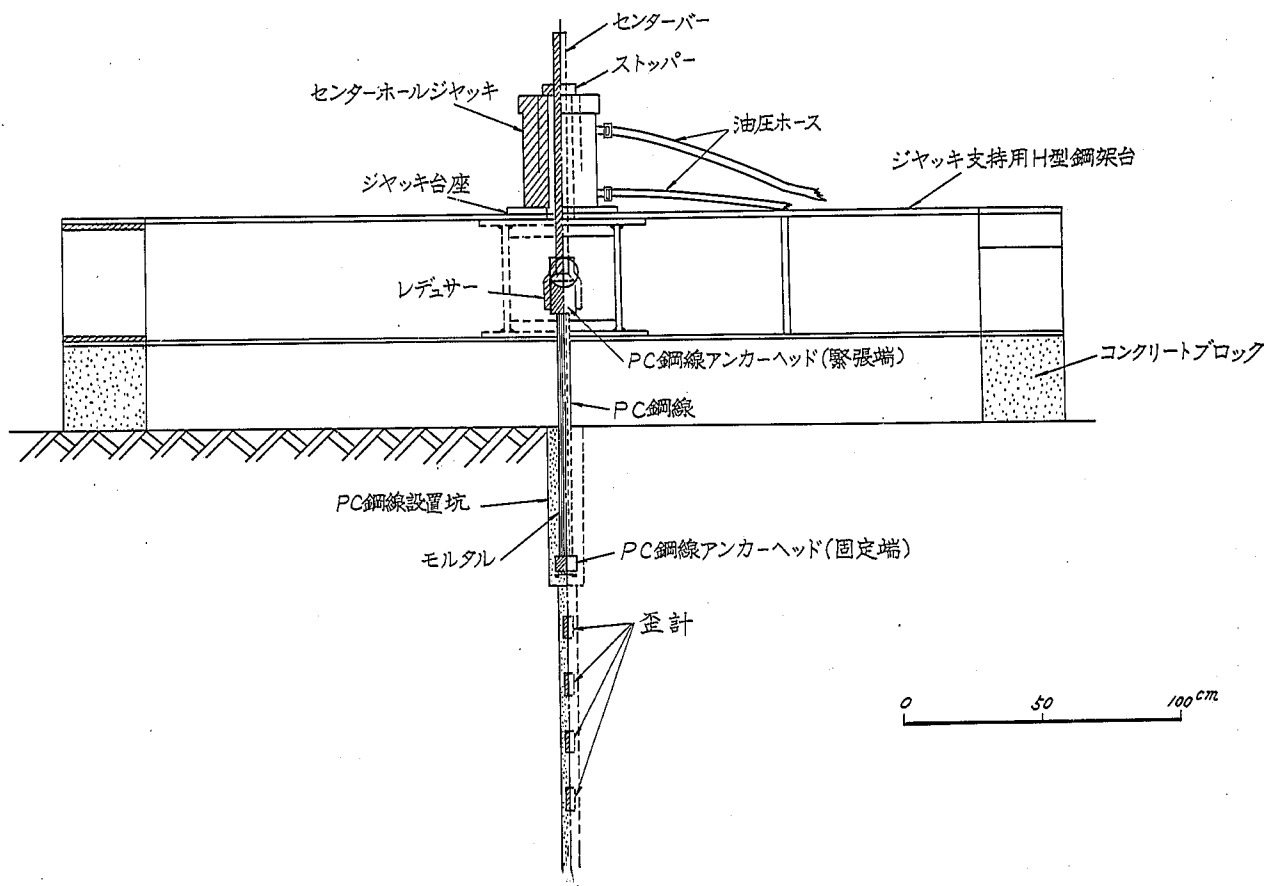


図 2 - 4 - (1) 岩盤引抜装置

表 2-3 断層の剪断強度

破壊の型	試験の位置	剪断強度	平均
普通型	L-522'-1	36.2 t/m^2	30.2 t/m^2
	// -3	24.2	
風化型	L-543-1-2	10.3	14.6
	// -3	16.5	
	// -4	17.1	
断層片浮き型	L-522'-2	16.5	21.8
	// -4	19.6	
	L-543-2-1	24.4	
	L // -3	37.8	
	// -4	14.6	
	// -5	17.8	
断層両浮き型	L-522'-5	34.4	28.3
	L-543-1-1	22.1	

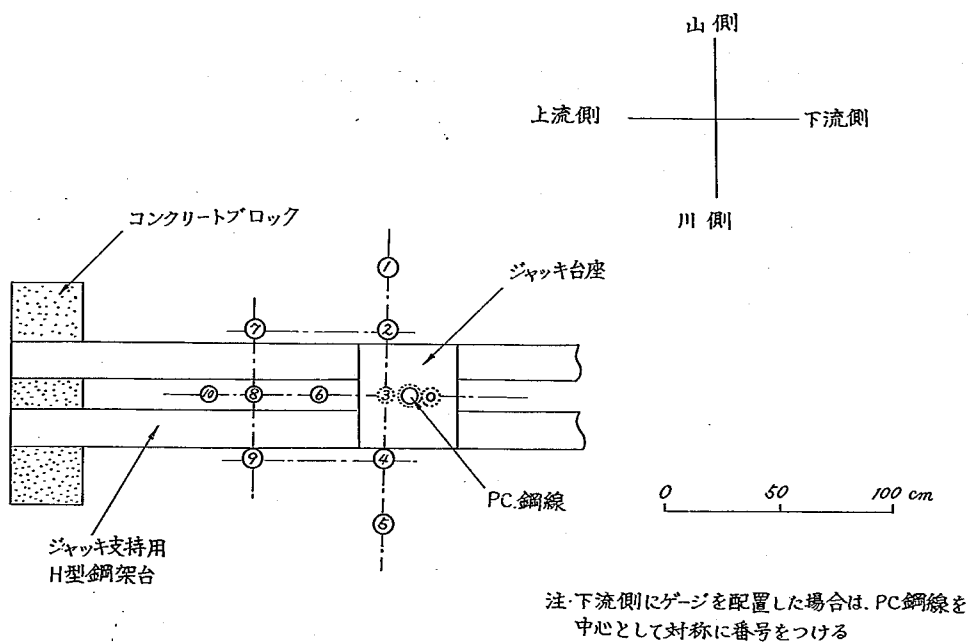


図2-4-(2) 引抜試験ダイヤルゲージ配置図(平面図)

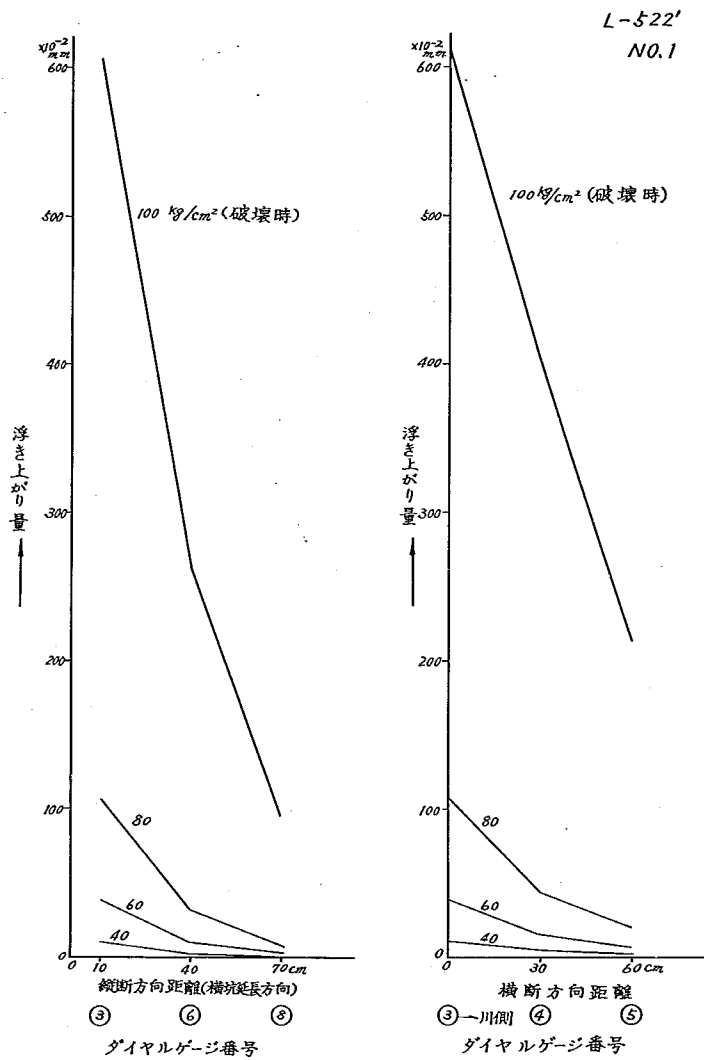


図2-5-(1) 岩盤表面変位量 (普通型)

L-543-1
N0.3

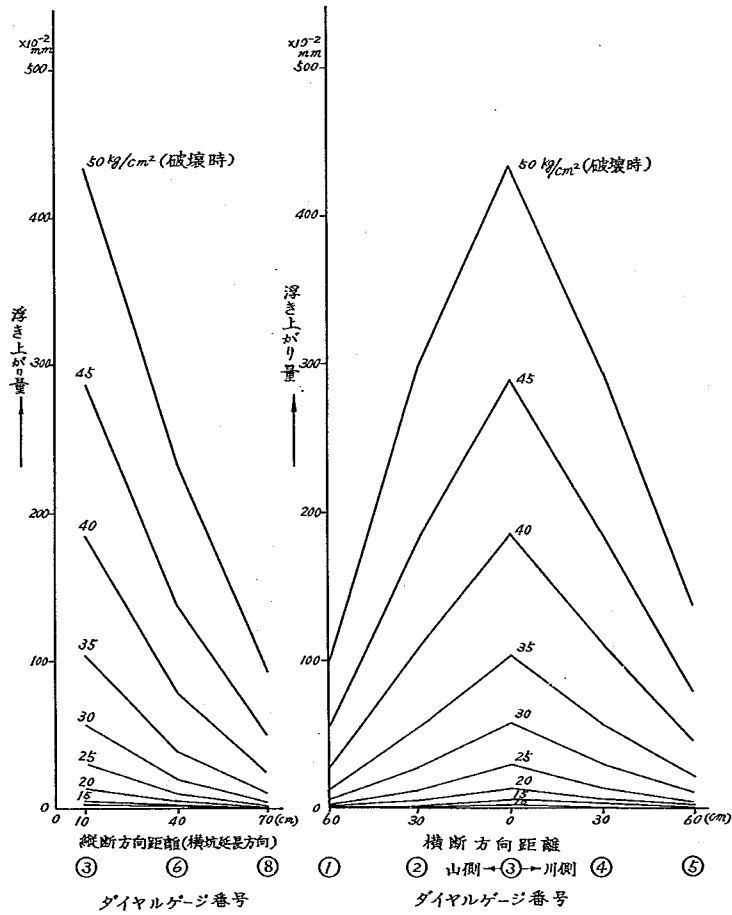


図2-5-(2) 岩盤表面変位量 (風化型)

L-543-2
No. 3

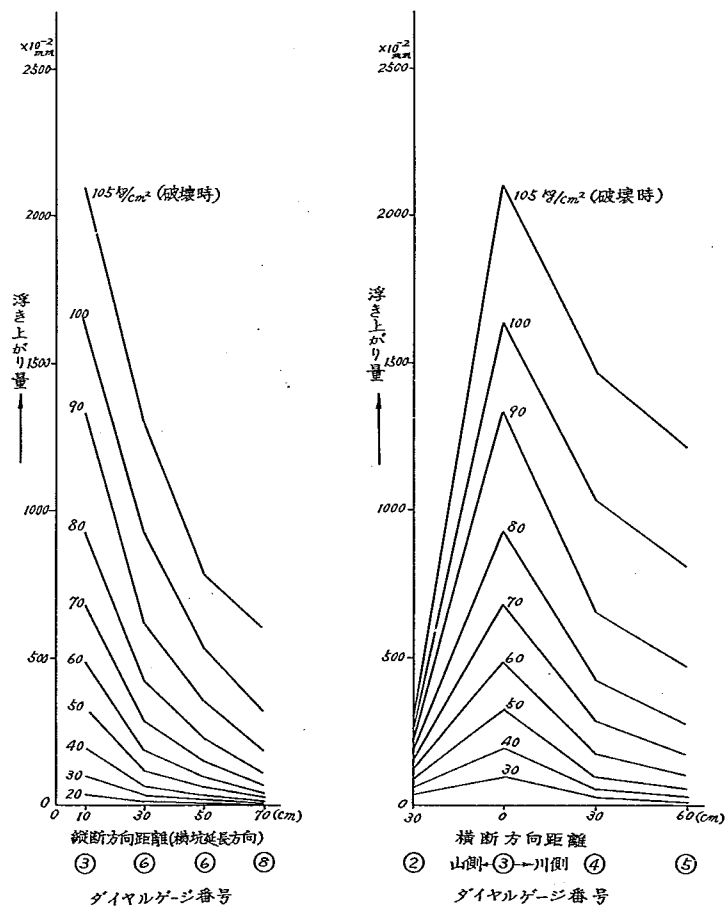


図 2-5-(3) 岩盤表面変位量(断層片浮型)

L-543-1
No. 1

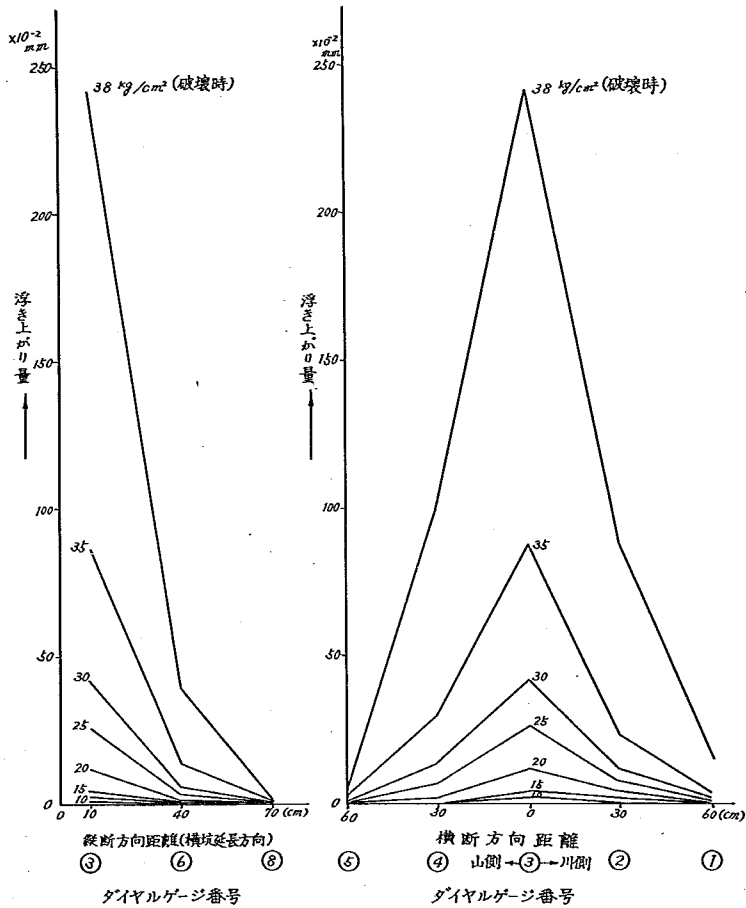


図 2 - 5 - (4) 岩盤表面変位量 (断層両浮型)

2.5 基礎岩盤の設計値とその重要性

基礎岩盤の安定解析の精度を支配する要素には種々のものがあるが、すでに述べたように最も重要なものは設計に用いる岩盤等の物理定数の信頼性である。そこでこれらの数値の誤差が後の安全率にどの程度の影響を与えるか考察してみる。

まず弾性係数に対しては応力値を大きく左右させる支配的要因にはならないので多少の誤差は許容されると思われる。また断層の弾性係数という考え方は疑問の余地があるが、断層巾が薄いため、断層の弾性係数が基礎岩盤内の応力分布に大きな影響を与えないことを確認した。この点については、5.3で断層の弾性係数の差によって生じる応力解析結果の差異について詳しく論じたので参照されたい。

次に強度定数について考える。岩盤のブロックせん断試験の結果は概ねバラツキが少なく、岩盤の内部摩擦角 45° も妥当な仮定であり、せん断強度は $180 - 350 \text{ t/m}^2$ の間と判断して問題はないと思われる。設計値は試験値の下限 180 t/m^2 を使用したが控えめな値ながらも十分妥当な値である。

断層の引拔せん断試験は十分にオーソライズされた方法ではなく、また破壊形状も4つの型に分類されており、設計値の決定には大いな議論があったが、まず破壊の形式を図2-5に示す試験時の変位分布より分類した。この変位形状から破壊の形態を次のように推測した。

すなわち

- 1) 普通型は、引抜きの際の浮上り量が比較的对象に生じ、亀裂も放射状に生じる最も一般的な破壊形式である。
- 2) 断層両浮き型は、PC鋼線の両側の相当部分が断層を境に浮き上がってくるもので、典型的なせん断破壊形式である。
- 3) 風化型は、特に著しく風化されている岩盤にPC鋼線が埋設されたもので特殊なケースであり、一般的な断層の性状を代表していない。
- 4) 断層片浮き型は、一方の破壊が断層面の滑りによっているもので、変位量が断層を境にして全く異なり、断層のない側は変位量はなく、変位がある点をヒンジとして生じているものであり、破壊形式はせん断よりも引張破壊に近い。
- 5) 従って、せん断破壊を代表するものは、普通型と断層両浮き型となる。そ

そこで設計強度は普通型と断層両浮き型の平均値 30 t/m^2 を用いることとした。

また、内部摩擦係数は、川辺川ダム、奈川渡ダムにおける断層のブロックせん断試験結果等を参考として0.5と定めたものである。

表2-5に設計値を示す。

表 2-5 基礎岩盤の設計値

	弾 性 係 数	内部摩擦係数	剪断強度
岩 盤	$50,000 \sim 100,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\tan \phi = 1$	180 t/m^2
断 層	5,000	$\tan \phi = 0.5$	30

第 3 章 本体設計の経緯と基礎岩盤の安定に関する配慮

昭和 41 ～ 47 年にかけて 3 Km におよぶ横坑調査、弾性波試験、岩盤試験、透水試験が行なわれ、ダムサイト付近の地質の把握にエネルギーが集中された。しかし図 1-2 の地形図に示すように、右岸上流部および左岸下流部の山の逃げという制約条件があるため、ダム位置はこの間の約 100m に絞られた。次にこの区間のどこにダムの位置を決めるべきかの検討に入ったが、兩岸の基盤の得失を基礎処理のやり易さも含めて整理すると次のことが言える。

右岸は、

①川にはほぼ平行な断層、F-8、F-2、F-4、F-6 が走行し、これ以外にも節理が多数発達している。

②右岸卓越断層は 1 本をとり出してみると高々巾 30 cm、平均 5 ～ 10 cm であり、コンクリート置換工を行なうと周辺の堅岩を傷め山の大規模な緩みを引起す可能性がある。

③右岸尾根下流部はこれら卓越断層によって薄いロッキーパーラーを形成している。

左岸は、

①川に平行に F-1、F-7 断層が走っているが、断層周辺部は良好な岩盤が分布している。

②左岸 F-1 断層は EL 590 ～ 619 m の 30 m 間、F-7 断層は EL 520 ～ 550 m の 30 m 間が問題となり、処理工の範囲はこの間に限られると思われる。

③F-1、F-7 断層は巾 200 ～ 300 cm に及び断層のコンクリート置換はやりやすい。

④左岸下流部の EL 580 m 以下には、いわゆる左岸半島が控えており、ショルダーの厚みをましている。従って下部標高の置換には地山の緩みの可能性は比較的少ない。

以上のことをふまえこの 100 m の間に、上流案 (A)、中間案 (B)、下流案 (C) を考え、さらにその中間に AB 案、BC 案を設け、具体的に検討したがその結果、地形・地質の関係上 AB 案が最もよいとの結論に達した。さらに AB 案に対し、位置と向きの微小修正を検討した結果、処理工がむずかしい右岸に対してはアーチスラストを可能な限り山側へ向け、右岸卓越断層を助けるのが最適と考え、AB-4 案なる現在の位置が決定された。(図-3.1 参照)

さらにアーチ形状についても検討が加えられたが、可能な限り、アーチスラストを断層と直交させ、基礎の厚みをましたいという理由から、アーチの中心角を小さくする必要があったが、中心角を小さくするとクラウン付近では大きな引張力が働くため、クラウン付近で曲率半径を小さくし、アバット付近の曲率半径を大きくとれる放物線アーチとした。

最終本体形状、形状を規定するダム定規を図 3.2、図 3.3 に示した。

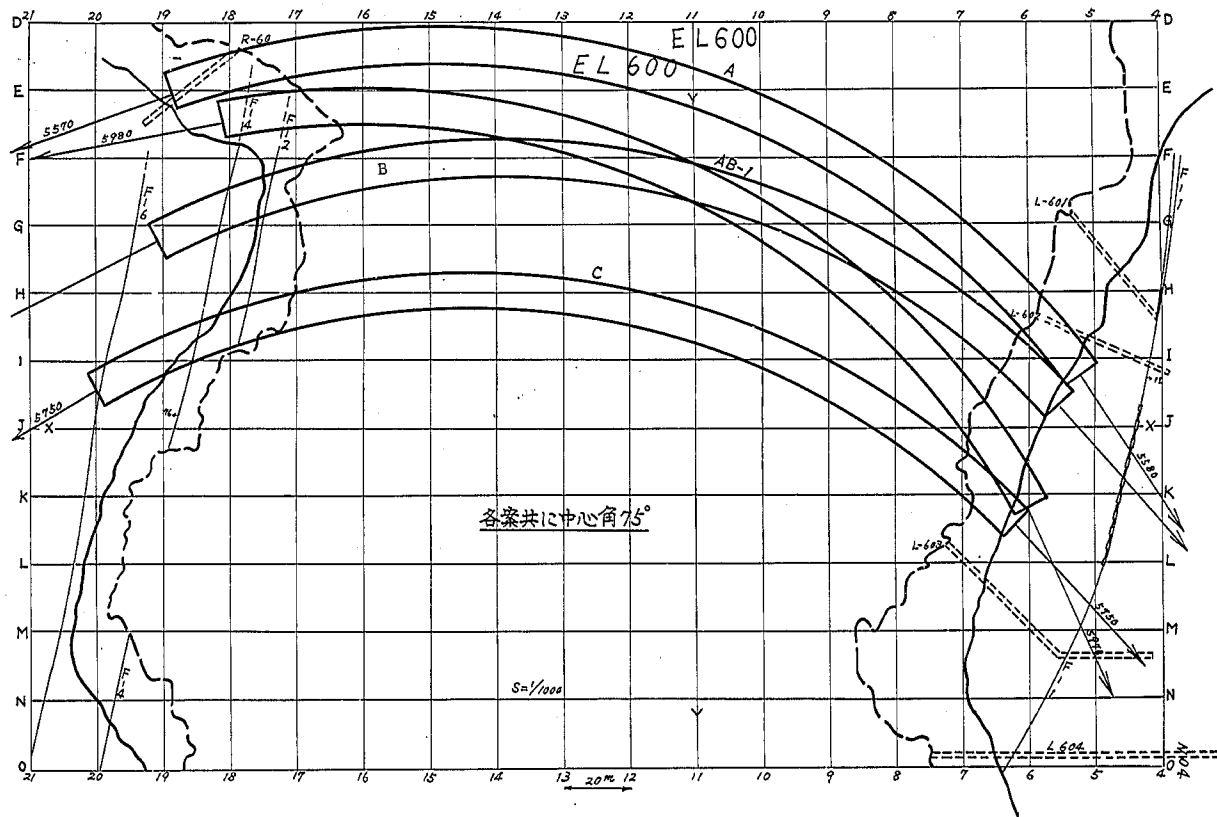


図3-1-(1) ダム水平スライス図 (A, B, AB-1, C案)

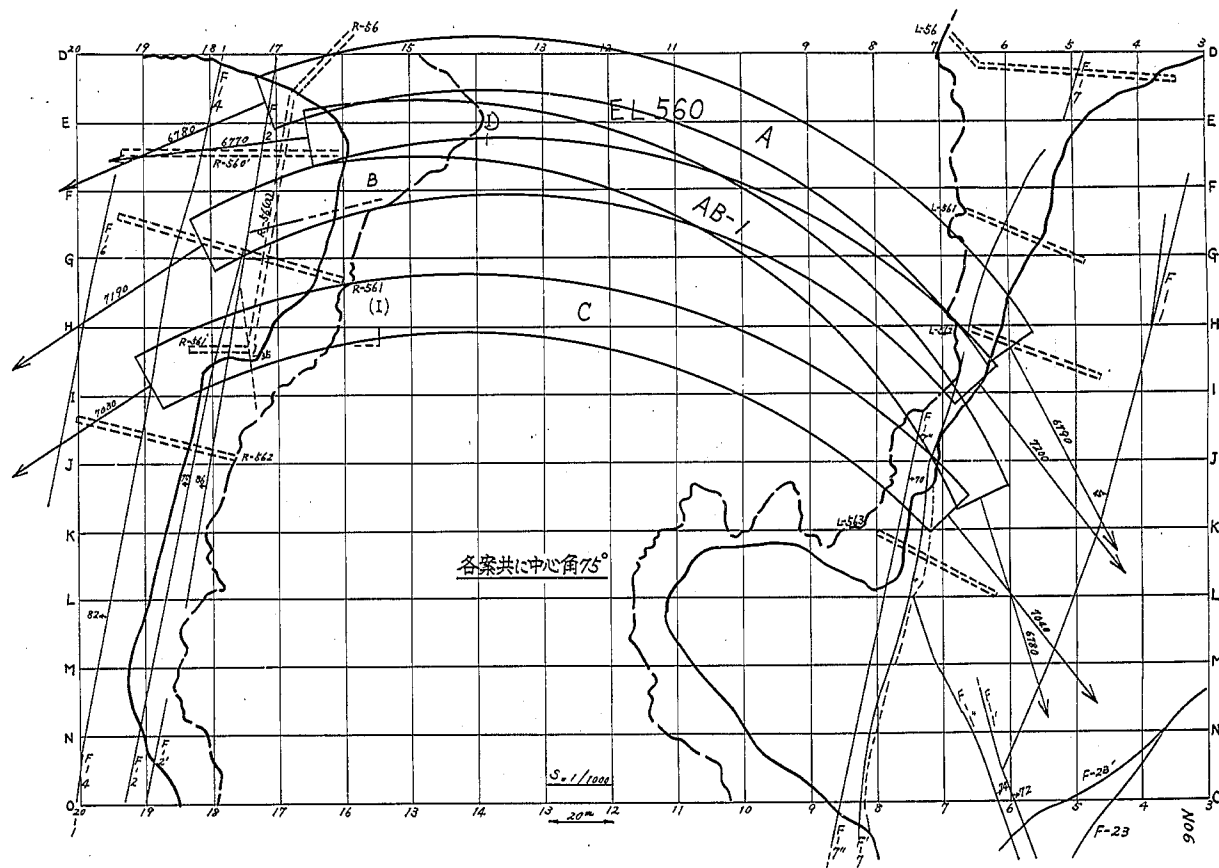


図 3-1-(2) ダム 水平 ス ラ イ ス 図

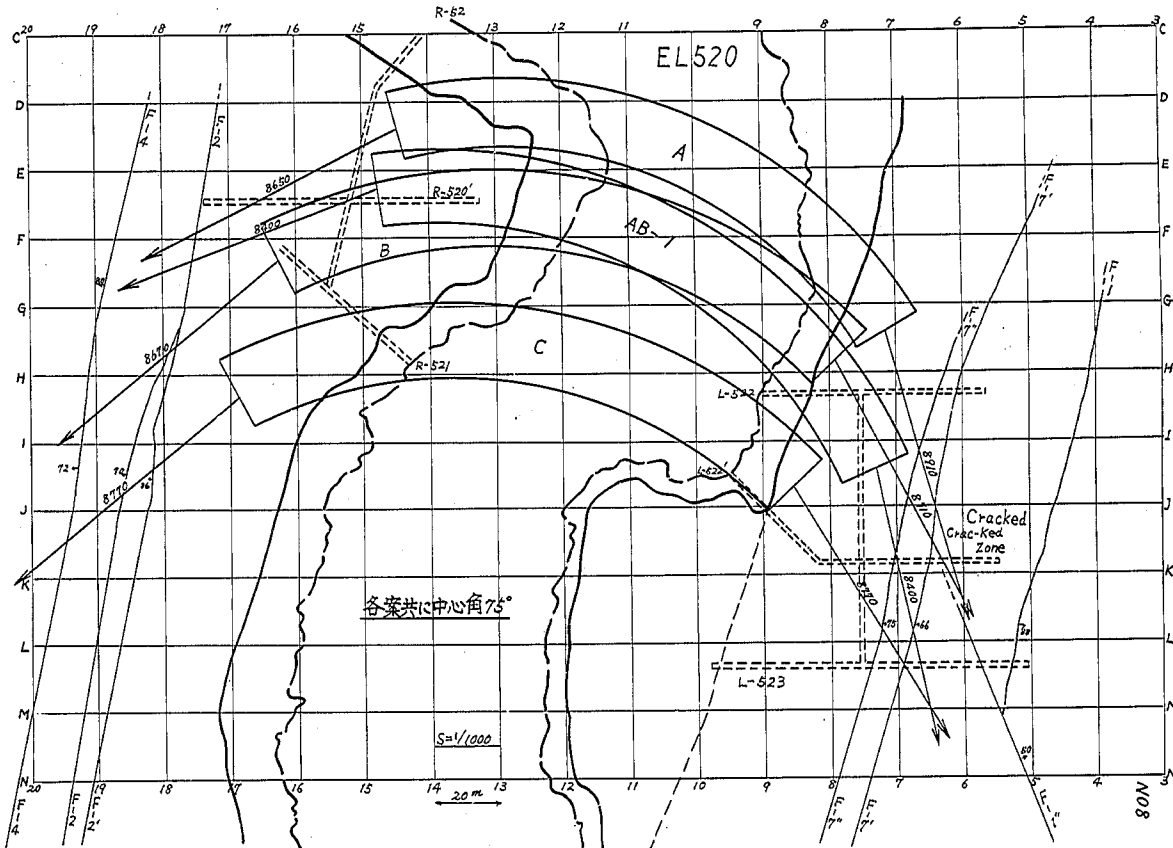


図 3-1-(3) ダム水平スライス図

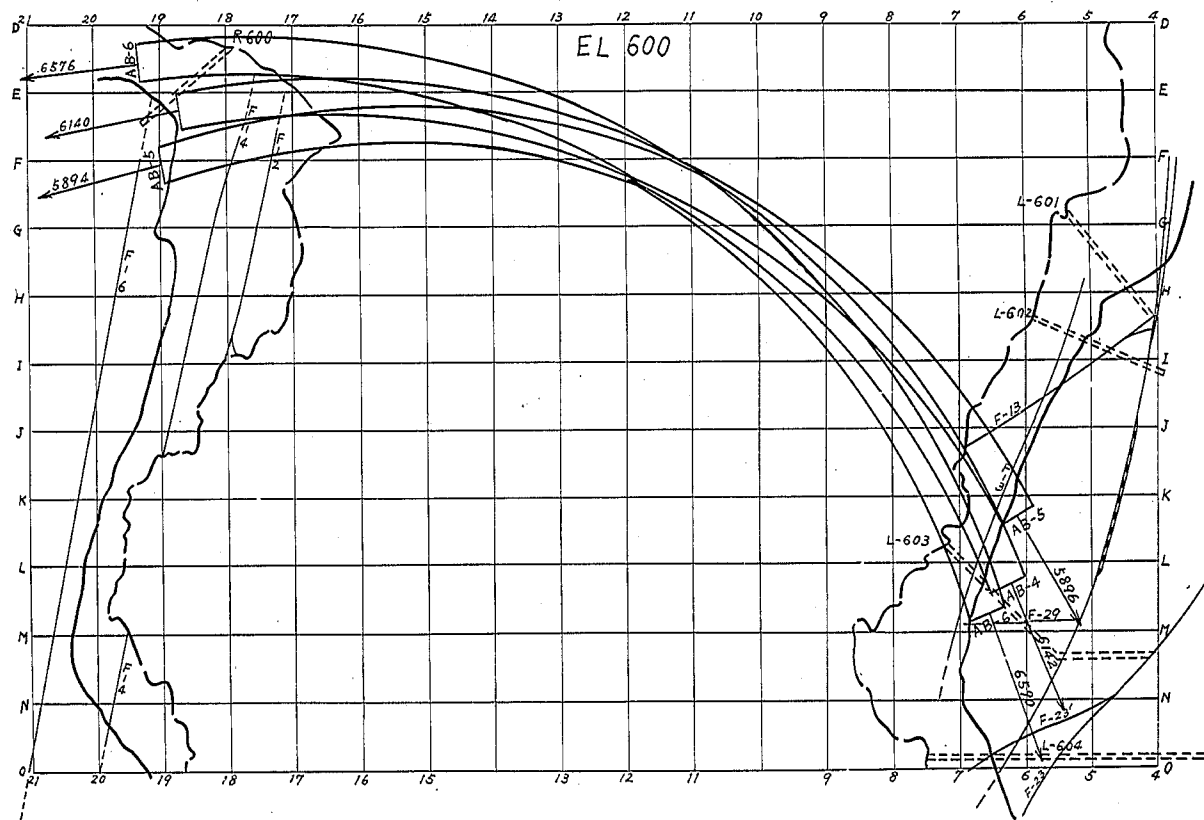


図 3-1-(4) ダム水平スライス図 (AB-4, 5, 6 案)

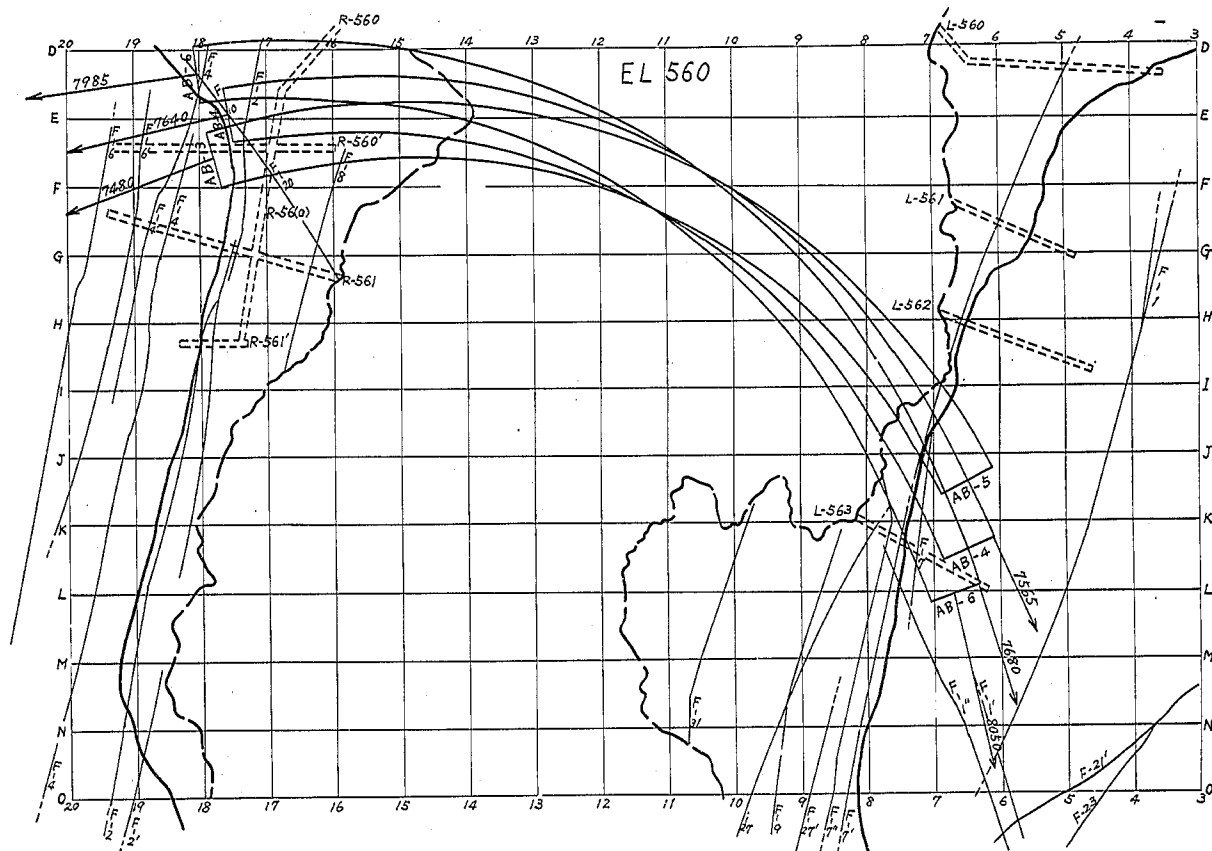


図3-1-(5) ダム 水平スライス図

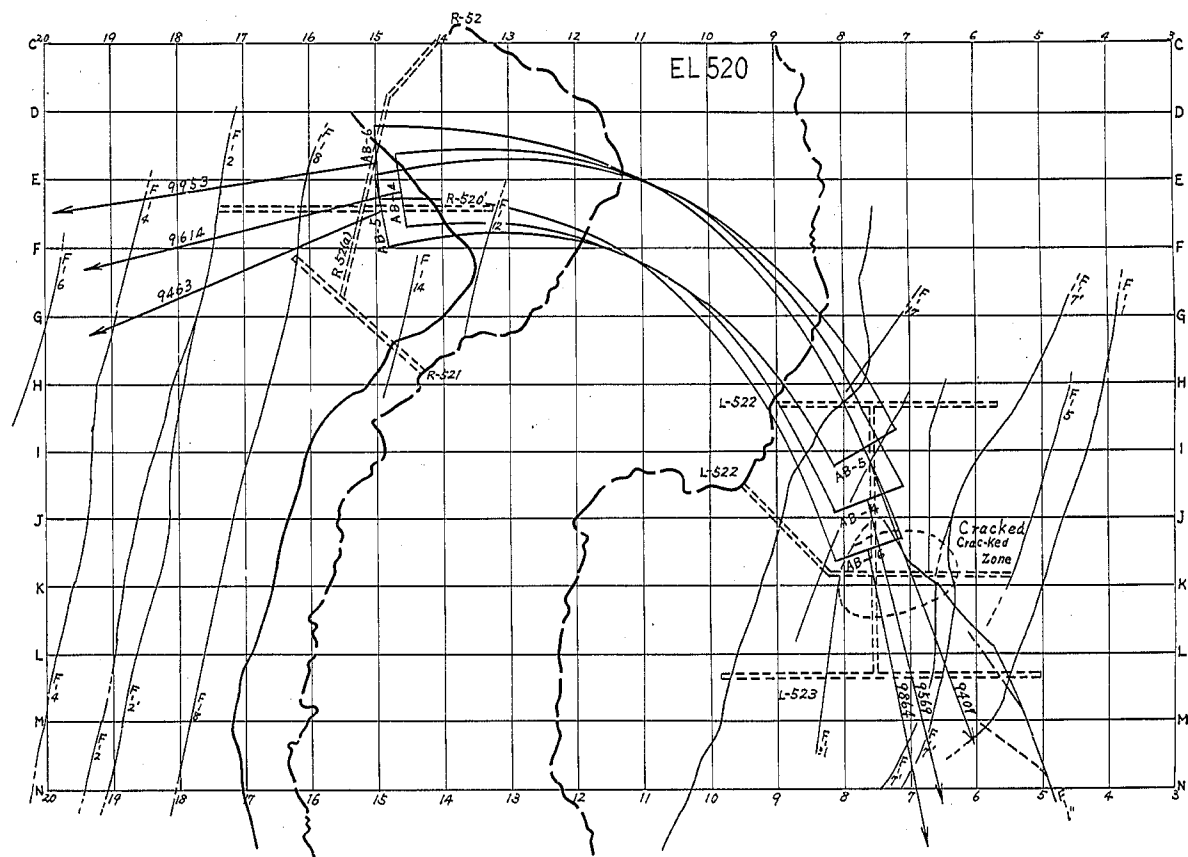


図 3-1-(6) ダム 水平 ス ラ イ ス 図

図3-2 ダム平面図

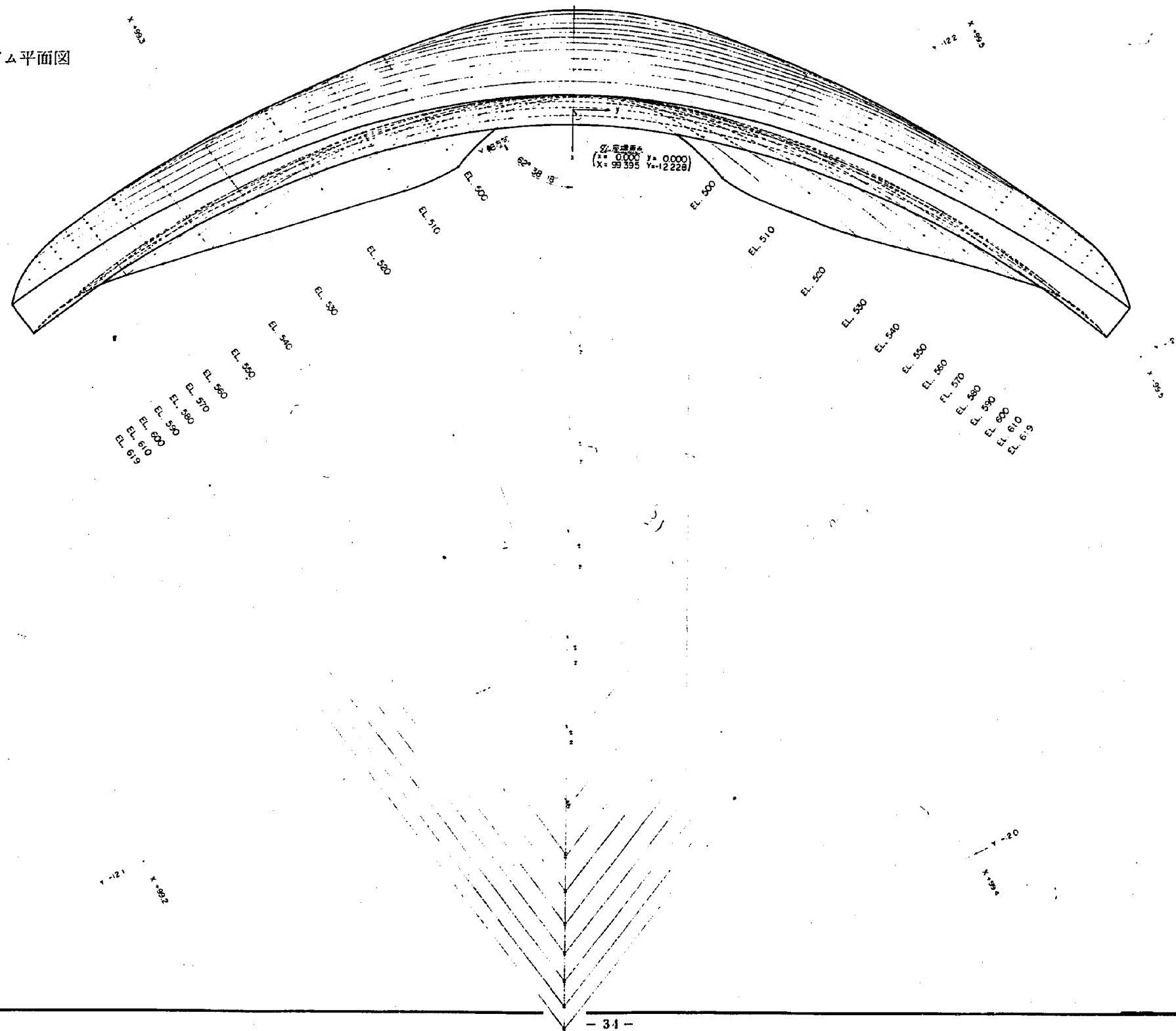
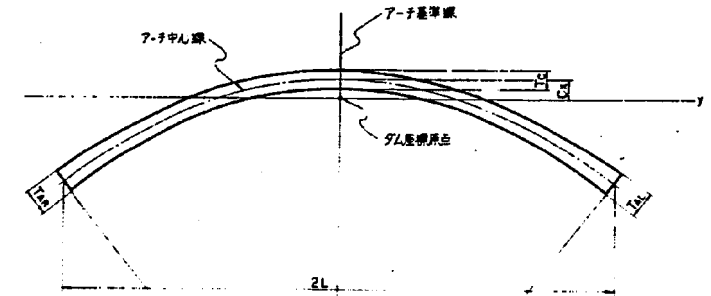
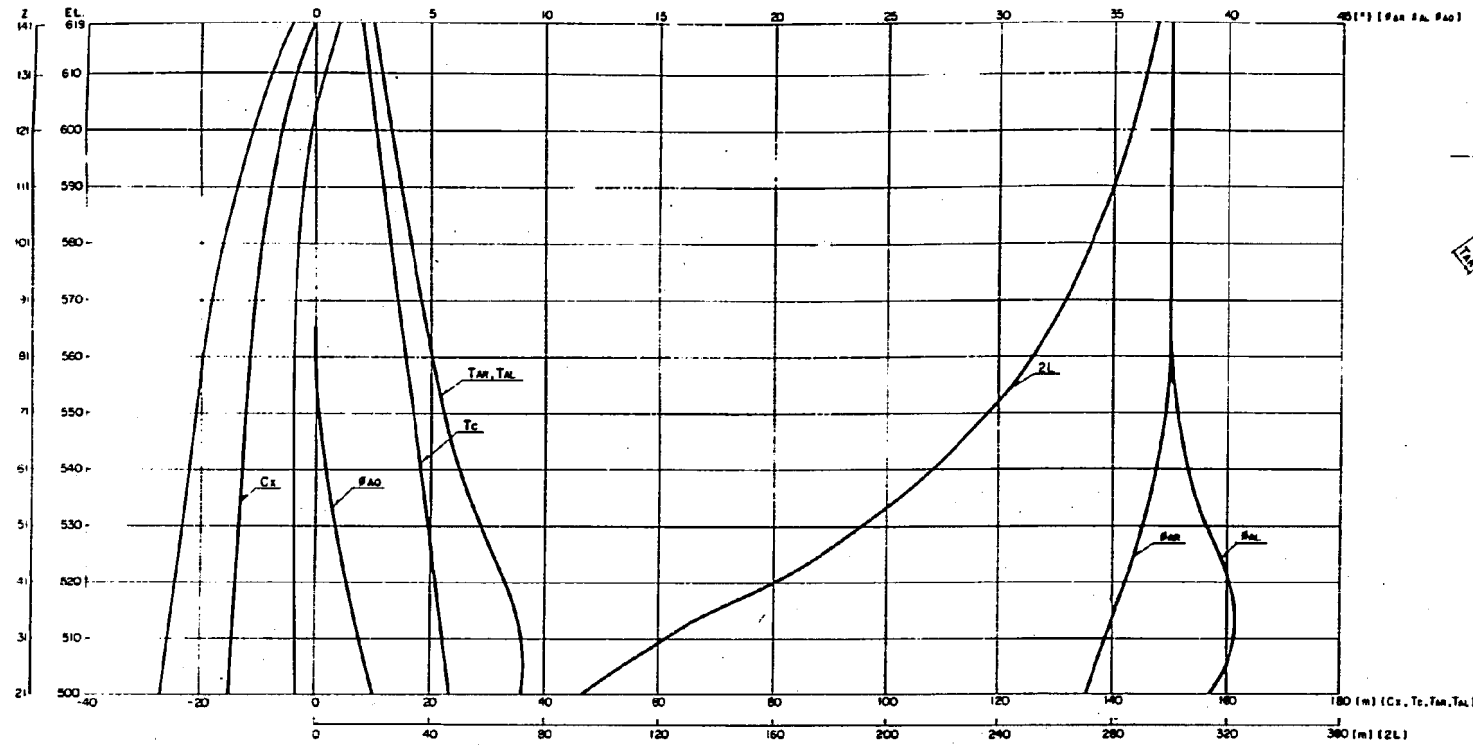


図3-3 ダム定規図

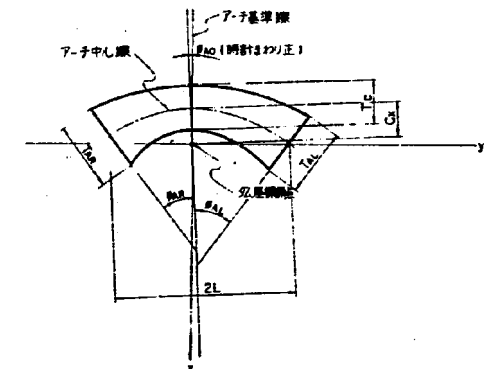
ダム定規

水平アーチ定規

EL. 619 ~ EL. 565



EL. 565 ~ EL. 500



ダム基本寸法

高さ	Cx	Tc	Ta		2L	#A		
			R	L		R	L	O
619.000	0.000	8.000	10.000	10.000	294.999	37°-30'-00"	37°-30'-00"	—
610.000	-2.917	9.157	11.479	11.479	291.431	37°-30'-00"	37°-30'-00"	—
600.000	-5.671	10.443	13.109	13.109	286.247	37°-30'-00"	37°-30'-00"	—
590.000	-7.914	11.729	14.764	14.764	279.780	37°-30'-00"	37°-30'-00"	—
580.000	-9.644	13.014	16.407	16.407	272.030	37°-30'-00"	37°-30'-00"	—
570.000	-10.863	14.300	18.050	18.050	262.997	37°-30'-00"	37°-30'-00"	—
560.000	-11.629	15.586	19.776	19.776	252.217	37°-28'-32"	37°-31'-56"	-0°-01'-00"
550.000	-12.229	16.871	22.084	22.084	236.906	37°-16'-50"	37°-47'-25"	-0°-06'-58"
540.000	-12.932	18.157	25.098	25.098	216.599	36°-53'-24"	38°-18'-17"	-0°-24'-56"
530.000	-13.528	19.443	28.696	28.696	191.297	36°-18'-15"	38°-04'-38"	-0°-48'-53"
520.000	-14.088	20.729	33.000	33.000	161.000	35°-31'-24"	40°-06'-27"	-1°-20'-47"
510.000	-14.611	22.014	36.068	36.068	121.697	34°-38'-16"	40°-28'-17"	-1°-55'-04"
500.000	-15.098	23.300	36.000	36.000	93.378	33°-46'-16"	38°-14'-51"	-2°-26'-06"

ダム基本式

EL. 619 ~ 565	$2L = -6.41534 \times 10^{-5} Z + 2.13505 Z + 121833 \times 10^3$
565 ~ 520	$2L = -2.49765 \times 10^{-5} Z^2 + 5.32757 Z - 1.54449 \times 10^4$
520 ~ 500	$2L = -5.08067 \times 10^{-5} Z^2 + 3.89611 Z + 1.80000 \times 10^4$
Tc EL. 619 ~ 500	$Tc = -1.28571 \times 10^{-5} Z + 2.60000 \times 10^4$
Cx EL. 619 ~ 565	$Cx = 2.55979 \times 10^{-5} Z^2 - 3.69623 \times 10^{-5} Z + 1.57539$
565 ~ 500	$Cx = 1.83450 \times 10^{-5} Z^2 + 3.91070 \times 10^{-5} Z - 1.60000 \times 10^4$
Ta EL. 619 ~ 565	$Ta, Ta_L = -1.64286 \times 10^{-5} Z + 3.30000 \times 10^4$
565 ~ 520	$Ta, Ta_L = 3.32628 \times 10^{-5} Z^2 - 7.36406 \times 10^{-5} Z + 5.76012 \times 10^4$
520 ~ 500	$Ta, Ta_L = -1.56825 \times 10^{-5} Z^2 + 8.22377 \times 10^{-5} Z + 2.25473 \times 10^4$
#Ao EL. 619 ~ 565	$\#A_o = 0$
565 ~ 520	$\#A_o = -1.16049 \times 10^{-5} Z^2 + 1.99604 \times 10^{-5} Z - 8.58298 \times 10^{-5}$
520 ~ 500	$\#A_o = 4.72186 \times 10^{-5} Z^2 + 6.57248 \times 10^{-5} Z - 5.83846 \times 10^{-5}$
EL. 619 ~ 565	$\#A_L = 6.54498 \times 10^{-5}$
565 ~ 520	$\#A_L = 2.24699 \times 10^{-5} Z^2 - 3.86482 \times 10^{-5} Z + 6.20686 \times 10^{-1}$
520 ~ 500	$\#A_L = -1.38615 \times 10^{-5} Z^2 + 9.34410 \times 10^{-5} Z + 5.49903 \times 10^{-1}$
#AR EL. 619 ~ 565	$\#A_R = -6.54498 \times 10^{-1}$
565 ~ 520	$\#A_R = 1.70363 \times 10^{-5} Z^2 - 2.93024 \times 10^{-5} Z - 5.28498 \times 10^{-1}$
520 ~ 500	$\#A_R = -1.66321 \times 10^{-5} Z^2 - 1.39688 \times 10^{-5} Z - 5.59932 \times 10^{-1}$

第 4 章 基礎岩盤の安定解析法と解析結果

4. 1 概 説

アーチダム基礎岩盤の安全性に対してダム設計基準に於ては、基礎岩盤の弱点と考えられる面で4以上の剪断摩擦安全率が必要であると規定している。これに対し、2次元スライス上の滑り破壊に関して Henny の公式を用いた方法によって安定解析を行なうのが通例であり、さらに詳しい検討が必要な時には剛体滑り法・ロッキーパー法と呼ばれる3次元解析がなされている。この3次元解析がより真の安全率を表現しているのは自明であり、その理由はアーチダムは重力ダムと異なり、3次元構造物であり、ダムから基礎岩盤へ作用する荷重は3次元的に伝達するからである。

これらの方法によって得られた安全率を全体的安全率と定義するのに対し、基礎岩盤内の任意の微小部分が応力に対して破壊しないかとする点安全率の考え方も近來常用されるようになった。この局所的な安全率による工学的判断は、近來の有限要素法の普及に伴って応力解析が容易に行なわれること、また、従来に比べ基礎岩盤の悪い箇所にもダムサイトを設けなくてはならない状況から、必然的に登場した手法である。

さて、既に述べた通り、川治ダムの基礎岩盤は上下流方向に発達した幾本もの鉛直な卓越断層によりロッキーパーの様相を呈し、これら卓越断層に対する安全率は極めて低いことが予想され、基礎岩盤の破壊に対する安全率を算出し、如何なる規模の処理が必要かを見きわめることが重要な課題となっていた。本章では、上記諸手法を駆使して行なった解析結果をまとめると共に基礎岩盤の安全性に対する判断を加えることにする。

具体的な解析に先立ち、半径方向調整計算によるダム本体の応力度とアバットメントを通して基礎岩盤に伝達される荷重を一覧表にして示す。本体の応力解析は土木研究所のアーチダム版6プログラムを使用している。なお本体設計の詳細については、土木研究所資料 820 号「川治アーチダムの設計」を参照されたい。

表 4-1 ダム本体応力計算条件

地震係数	$K = 0.00, 0.24$	
静水深	$H_o = 117.8\text{ m}$	(EL 617.8 m)
動水深	$H_d = 118.0\text{ m}$	(EL 618.0 m)
堆砂面	$H_s = 44.0\text{ m}$	(EL 544.0 m)
コンクリート単位重量	$P_c = 2.35\text{ t/m}^3$	
砂の水中単位重量	$P_s = 1.00\text{ t/m}^3$	
土圧係数	$C_e = 0.60$	
コンクリート弾性係数	$E_c = 0.25 \times 10^7\text{ t/m}^2$	
コンクリート熱膨張係数	$C = 0.10 \times 10^{-4}\text{ 1/deg}$	
コンクリートポアソン比	$V_c = 0.20$	
岩のポアソン比	$V_R = 0.20$	
岩の弾性係数	$E_R = 0.50 \times 10^6\text{ t/m}^2$	(EL 603 m)
	0.60×10^6	(EL 580 m)
	0.70×10^6	(EL 550 m)
	0.90×10^6	(EL 520 m)
	0.10×10^7	(EL 510 m~)

表 4-2 ダムから基礎岩盤へ作用する力

左 岸 (常時)

EL	vW	crM	crV	crH	wW	wM	arM	arH	arV
	t/m	tm/m	t/m	t/m	t/m	tm/m	tm/m	t/m	t/m
603	30.1	-405.4	-112.2	0.0	418.2	-517.5	-6784.6	5432.6	-18.0
580	130.9	-5406.0	-349.6	-8.2	1161.7	-1462.2	-13320.5	6010.8	-482.4
550	196.2	-15162.6	-823.7	-22.6	2379.1	2868.3	-22801.8	6618.8	-1010.9
520	265.2	-54175.5	-2312.5	-172.6	3968.8	20064.9	-35980.5	7484.9	-1869.3
510	371.9	-81697.2	-2606.6	-452.3	4566.8	24205.2	-30245.4	6828.6	-2046.8
505	467.3	-92434.4	-3140.2	-564.3	4853.5	22883.9	-9894.8	5249.1	-324.7
500	1076.2	-69457.0	-3567.0	64.5	4869.5	-19191.8	-	-	-

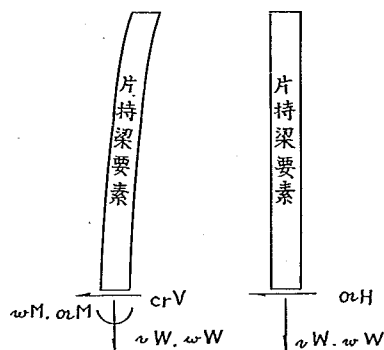
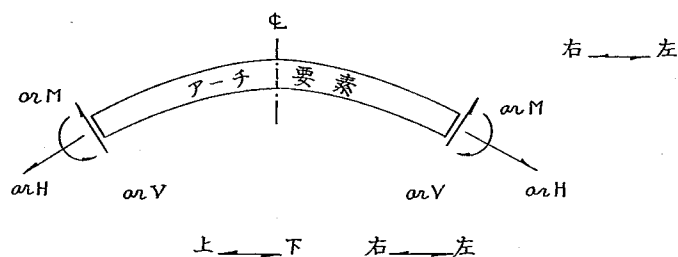
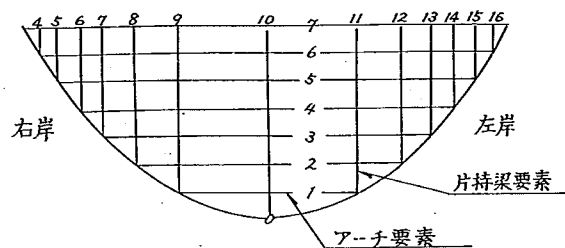
右 岸 (常時)

EL	vW	crM	crV	crH	wW	wM	arM	arH	arV
	t/m	tm/m	t/m	t/m	t/m	tm/m	tm/m	t/m	t/m
603	30.1	-405.4	-112.2	0.0	418.2	-517.5	-5992.3	5432.9	-43.0
580	130.9	-4719.7	-310.5	6.7	1161.7	-1462.2	-11272.1	6008.4	-467.7
550	176.6	-14721.6	-903.6	19.6	2360.0	3832.7	-19050.1	6606.5	-659.7
520	249.9	-60715.6	-2564.3	241.4	3871.9	20706.0	-34052.1	7559.2	-1658.9
510	441.8	-83694.7	-2581.4	572.2	4476.3	21577.2	-24902.9	6955.1	-1972.6
505	540.6	-91366.3	-2944.2	668.1	4783.7	19815.8	-10860.5	5365.5	-630.0
500	1076.2	-69457.0	-3567.0	64.5	4869.5	-19191.8	-	-	-

高さ 1 m 当りの力 & モーメント

* 温度荷重は 0.0

表中の記号の説明



ar --- アーチ

cr --- カンチレバー

w --- 鉛直外力

w --- 自重

H --- 接線方向力

V --- 半径方向力

W --- 鉛直力

M --- モーメント

最終案 (case 28)

$k = 0.0$

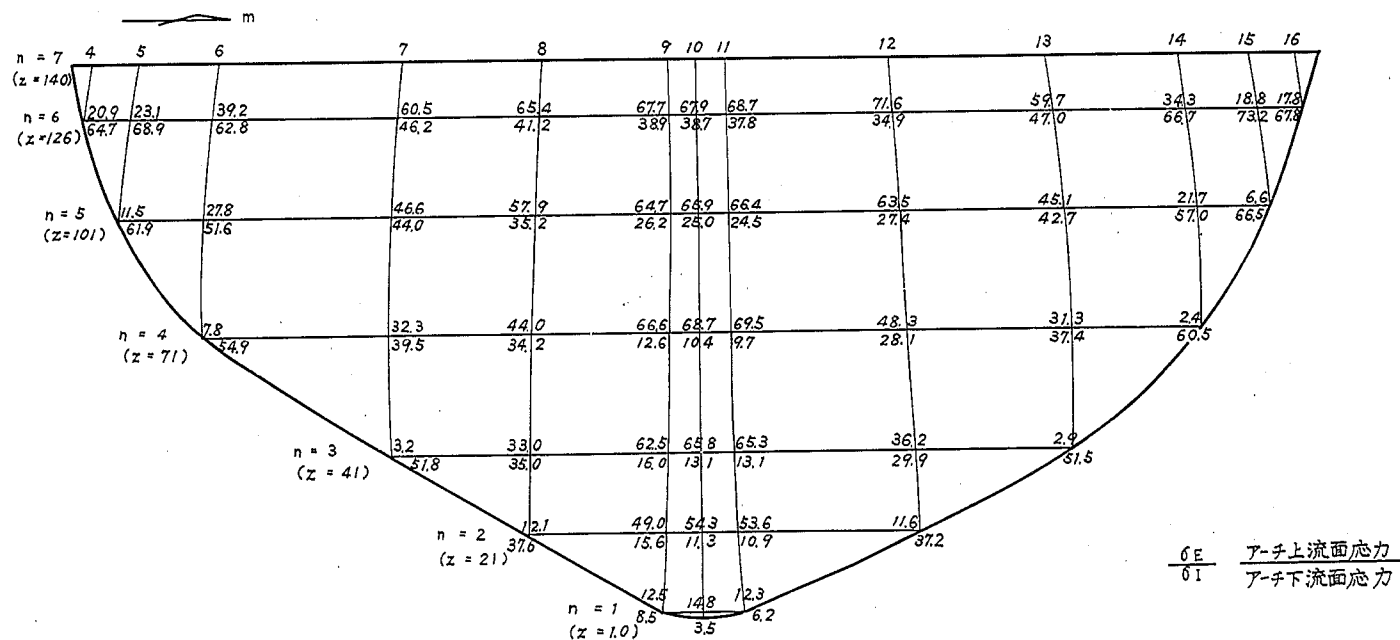


図4-1-1) ア - チ 応 力 度 (常時)

最終案 (case 28)

$k = 0.0$

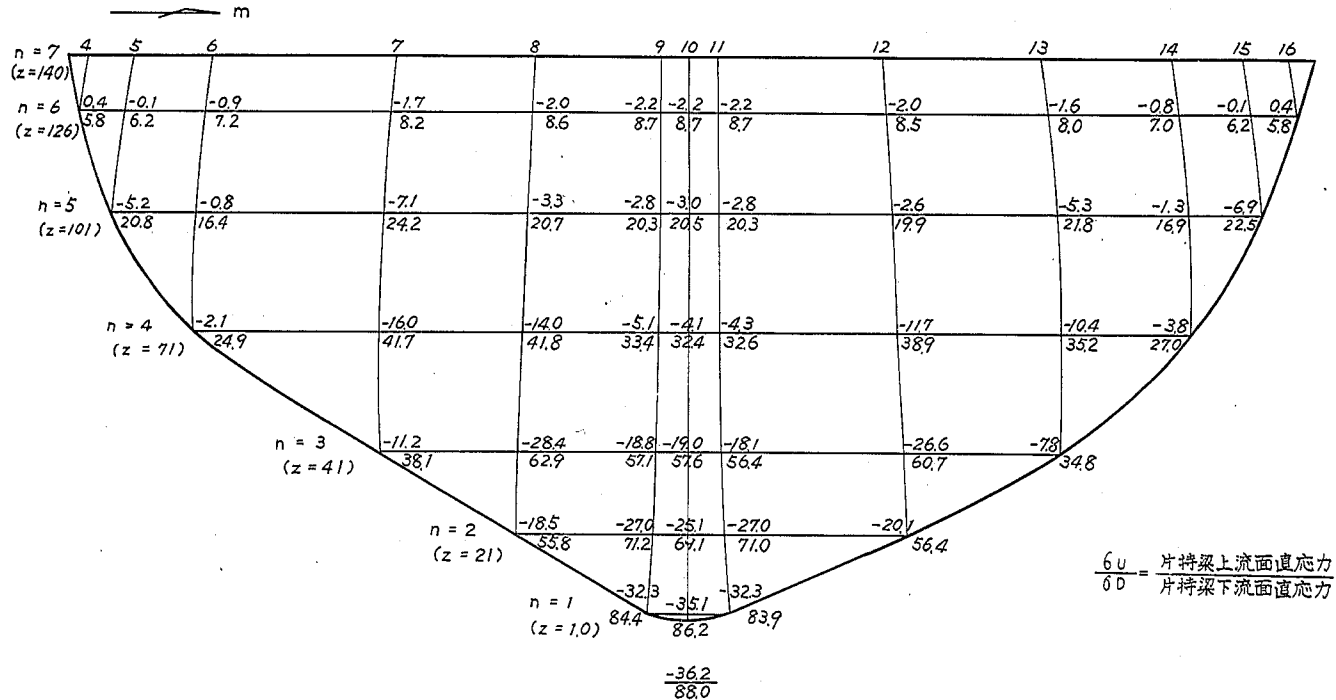


図 4-1-(2) 片持梁応力度 (常時)

最終案 (case 28)

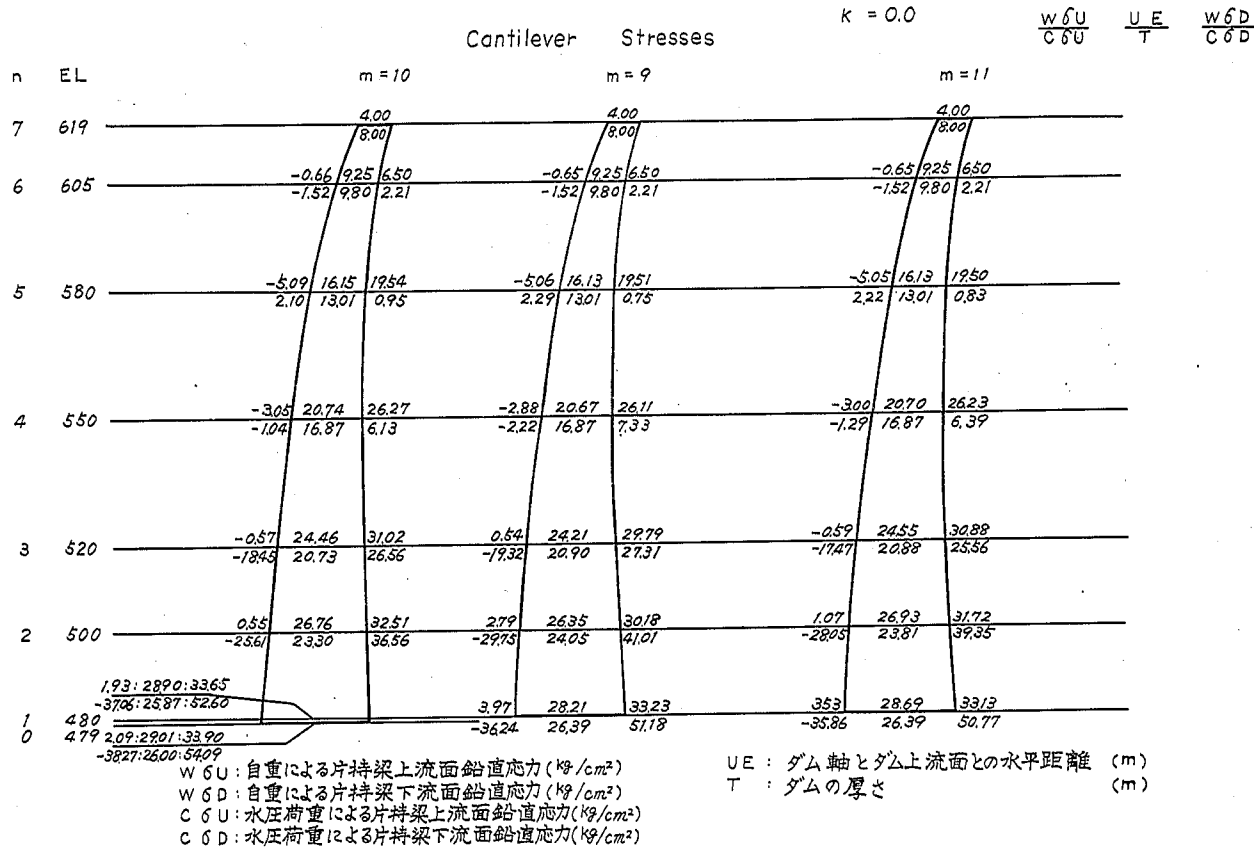


図4-1-(3) 片持梁応力分布 (常時)

最終案 (case 28)

$k = 0.0$

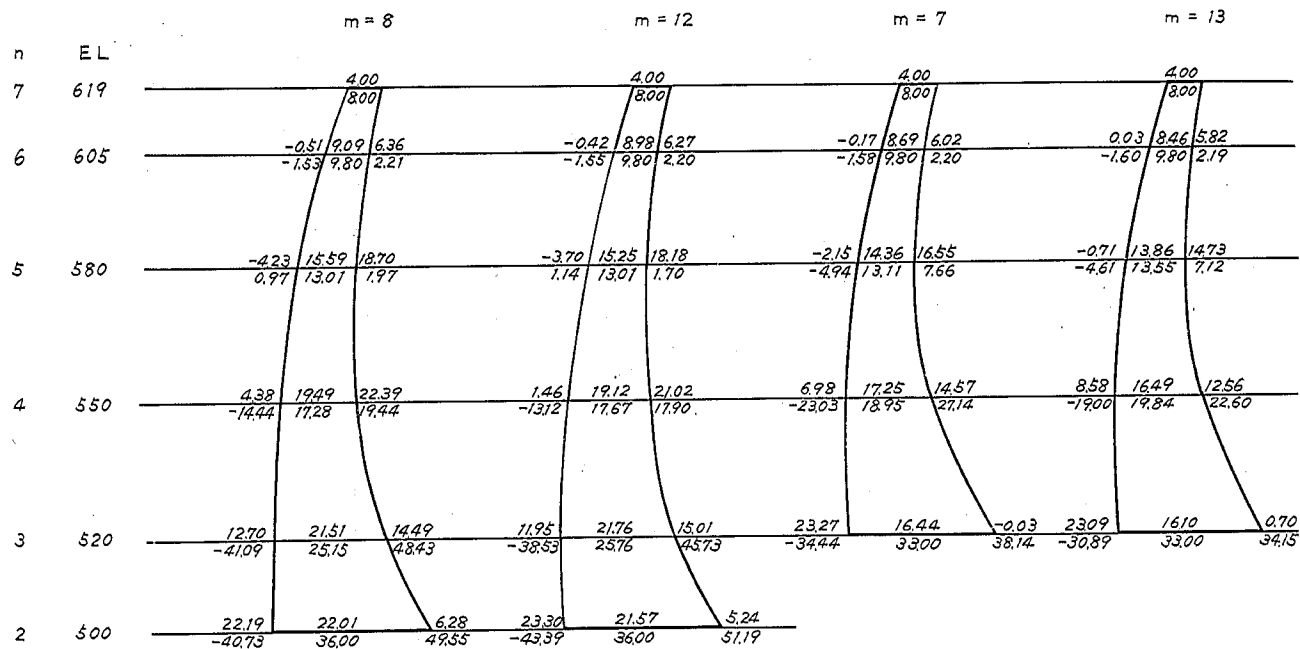


圖 4-1-(4) 片持梁応力分布 (常時)

最終案 (case 28)

$k=0.0$

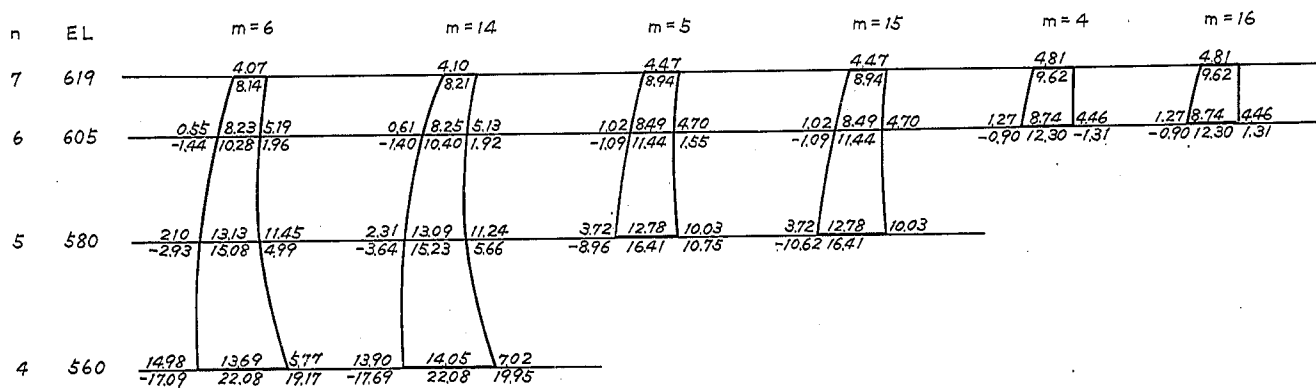


圖 4-1-(5) 片持梁応力分布 (常時)

最終案 (case 28)

$\kappa = 0.0$

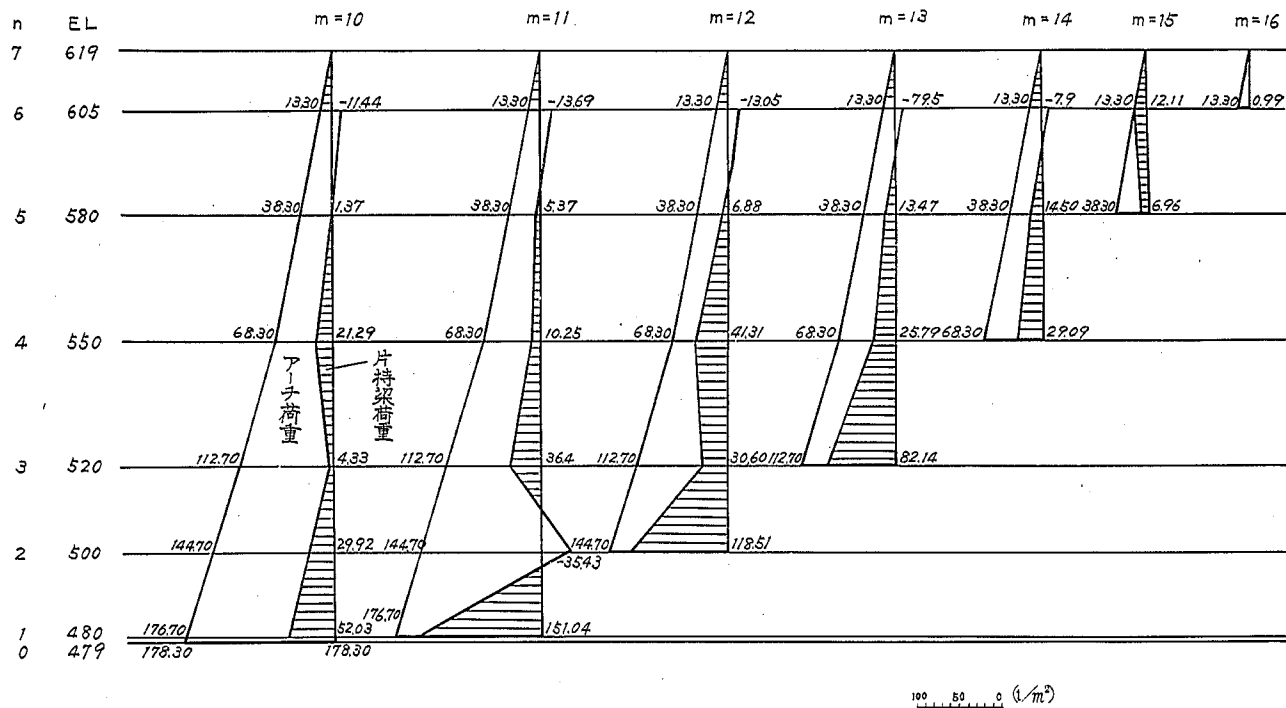


図4-1-(6) 荷重分担図 (常時)

最終案 (case 28)

$k = 0.0$

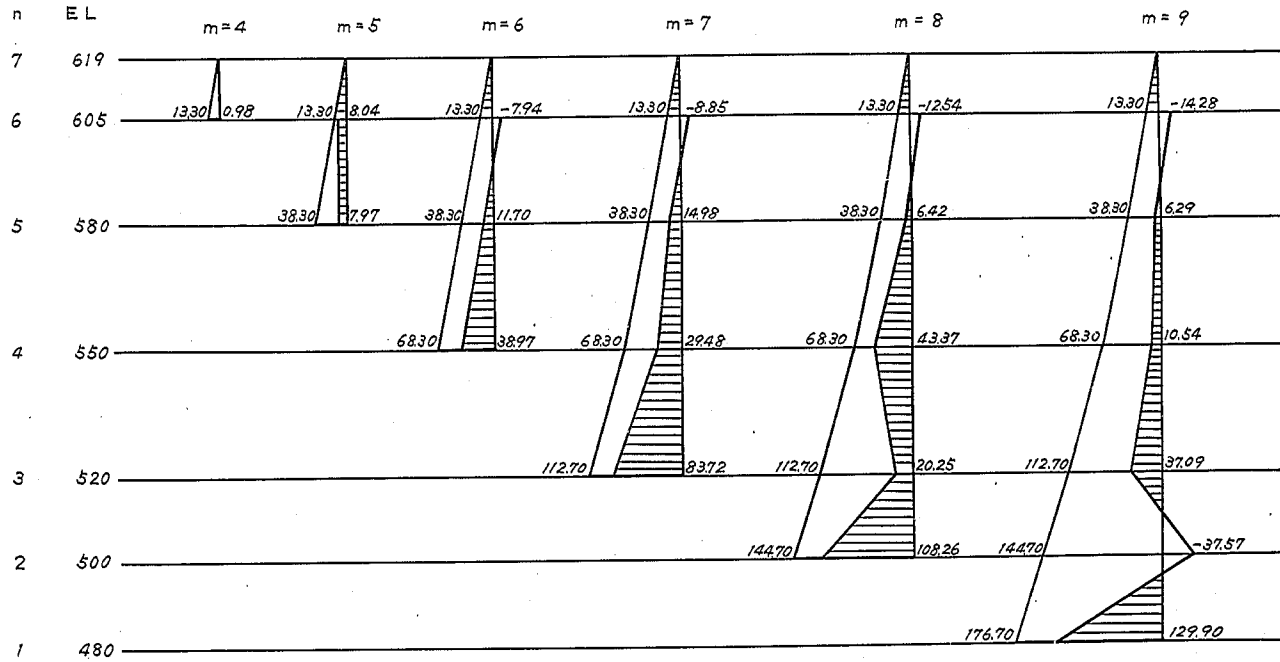


図 4-1-(7) 荷重分担図 (常時)

4. 2 安定解析の流れ図 (フローチャート)

基礎岩盤の安全性は、次の2つの条件を共に満足するかどうかによって決定される。

① 全体的安全性が確保されること

② 局所的安全性が確保されること

これらの具体的な解析法として前者は、Henny の公式に基づく方法、剛体滑り法による安全率による判定法を用い、後者は岩盤の内部応力より求められる点安全率による判定法によることにした。

①、②それぞれの判定法に対して、最初に比較的解析の楽な2次元スライス上での検討を行ない、この検討で十分な安全性が確保されない時には、さらに現実の破壊のない応力分布状態を表現している3次元状態での検討を行なった。3次元解析においても目標とする安全率を得られない場合には基礎岩盤の大規模処理を行なって目標とする安全率まで安全率を高める必要がある。

この基礎岩盤の安定解析の流れを示したものが図4-2のフローチャートである。

図4-2 川治ダム基礎岩盤の安定性に対する検討のフローチャート

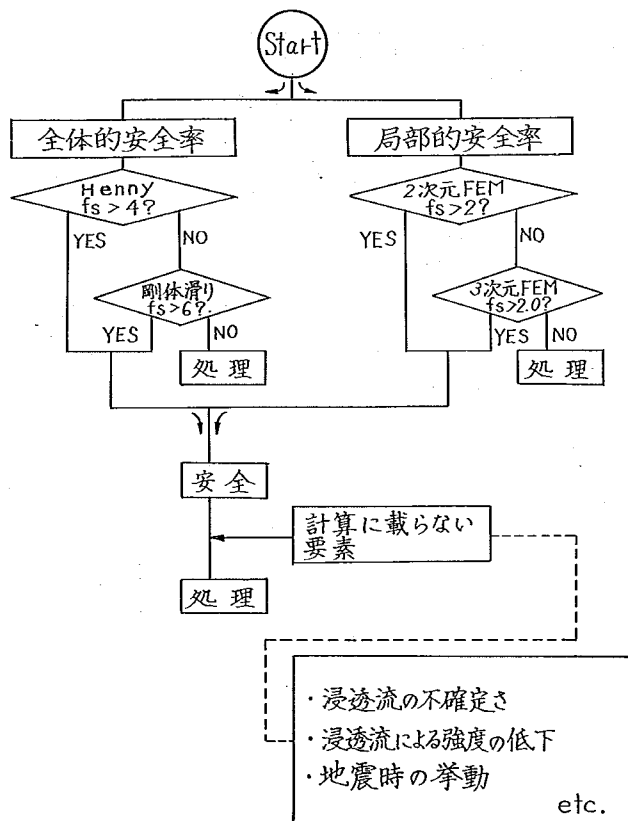


図4-2に示される通り、目標とした安全率は、Henny の公式を用いた場合はダム設計規準に示される4を採用し、剛体滑り法においては6を採用した。剛体滑り法の目標安全率を2次元解析の安全率4に対して1.5倍の割増しをしているのは、解析モデルを水平な底面を有する剛体（岩盤マス）としているためで、第6章に詳しく述べた通り傾斜を持った底面を有する剛体（岩盤マス）の滑り破壊の安全率は水平な底面を有する場合よりも小さくなり、この安全率の低下に見合うだけの余裕を見込んでいるためである。

局所的安全性の検討での目標とする安全率は2を採用した。これは以下の様な理由に基くものである。すなわち、岩盤の様な弾性体と考えられるものに対しては、降伏強度はその破壊強度の60%程度であることが確認されている。繰返し荷重が作用する場合には、応力がこの降伏点に達すると破壊に至る可能性もあるため、ダム湛水後の水位変動を考慮した場合、 $1/0.6 = 1.7$ 安全率が要求される。これに破壊強度の信頼性・不確定要素に対する余裕を見込んだ値として安全率2を目標としている。断層は完全なる弾性体とみなすことには無理があるが、断層のジャッキ試験結果にも見られる通り、かなり弾性体に近い挙動を示す断層も存在するため、岩盤の場合と同様に目標とする安全率を2としたものである。

4.3 2次元スライス上に於ける Henny の安全率

4-3-1 概 説

Henny の公式を用いた安全率の算出方法は最も簡便な安定計算法であり、過去多くのダムでの基礎岩盤の解析がこの方法によりなされている。しかし、計算法の簡便さのため、多くの仮定が設けられており、第6章に示した通り、計算法の改良を試みて現段階の解析法を確立した。

4-3-2 滑り線の決定

滑り線は以下の条件より想定した。

- (1) 滑り線はアバット上流端より始まり、アバット岩着面に垂直に伸び断層に至る。
- (2) 断層から地表に至るまでの滑り線は、断層と 45° の角をなす。
- (3) この条件の下に安全率が最小となる滑り線を試行により求め、これを想定滑り線とする。

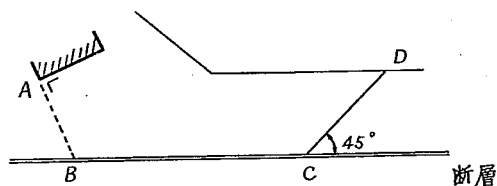


図4-3 Henny の方法による想定滑り線

4-3-3 アーチスラストの作用

Henny の公式に於て、アーチスラストのうち滑り線に平行な力は破壊力、垂直な力は摩擦抵抗力として作用するが、アーチスラストを滑り線 A B C D にどの様に作用させるかが問題となる。断層面 B C に作用させるのが常識的に思えるが、この場合、C D 部の地山反力が見落されることになり、かなり低目の安全率が得られる。また、この反力を算出する方法もよい方法がない。従って、滑り線の平均的方向 B D^{*} にスラストを作用させ、B D に平行な成分を破壊力、垂直な成分を摩擦抵抗力とした。

また、摩擦係数は安全側を見積り断層の値 $f = 0.5$ を用いた。

* 平均的滑り方向を B C 方向としたのは、A B 間の抵抗を 0 としたためである。

4-3-4 滑り抵抗力の評価

図 4-3 に示される想定滑り線中、A B 部分は有限要素法による応力解析の結果、滑り線に直交する方向に引張領域となるため、岩盤内に不連続面があることを考慮すると、この部分の剪断強度を期待するには無理がある。A B 部の剪断抵抗力を無視することとした。

断層と岩盤のせん断強度・摩擦係数は表 4-3 の通りである。

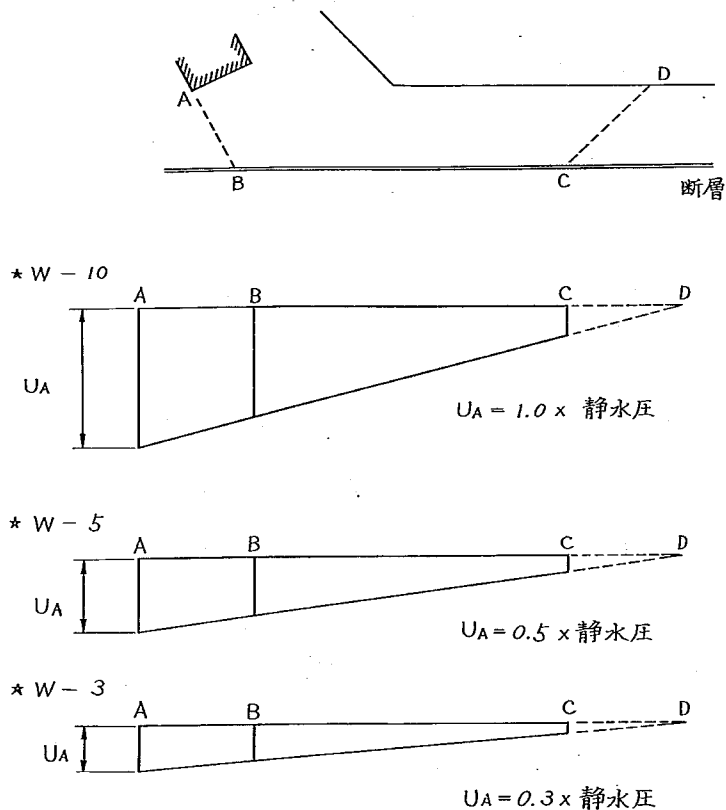
	断 層 部	堅 岩 部
せん断強度 τ_0	30 t/m ²	180 t/m ²
摩擦係数 f	0.5	1.0

表 4-3 解析に用いる強度

4-3-5 間隙水圧の評価

岩盤中の間隙水圧の分布を算出する方法はいまだ見出されておらず、安定計算に間隙水圧をどのように取り入れるかが問題となる。従ってここでは、次の4つの間隙水圧を想定した。

図4-3 間隙水圧のとり方



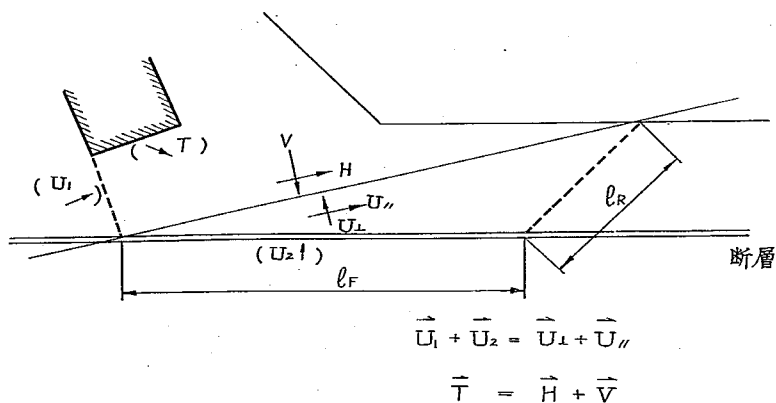
(註) 図中CD間の間隙水圧は Henny の式に於いて安全率を増加させる方向に作用している。
 間隙水圧を大まかな仮定のもとに算出しているだけに、この力による安全率の増加を期待する
 のには多少無理があろう。従ってここではCDの間隙水圧は計算上無視する。

4-3-6 Henny の公式による線安全率の算出法

安全率の算出は次式による。

$$n = \frac{\tau_F \ell_F + \tau_R \ell_R + f(V - U_{\perp})}{H + U_{\parallel}} \quad \dots\dots(1)$$

図4-4 外力の分解法



- ここに ℓ_F 断層沿いの滑り線長
 ℓ_R 堅岩沿いの滑り線長
 T アーチスラスト
 U 間隙水圧
 $H, U_{\parallel}$ 上記の力の平均滑り線方向成分
 $H, U_{\perp}$ 上記の力の平均滑り線に直な成分

なお、 f の値は安全側を見積って断層の値 $f_F = 0.5$ を用いている。解析はダムアバットメントに断層が表われる標高(図4-5の標高の高い点で示される位置がこの標高に該当する)から、アーチスラストが急激に小さくなる下部標高 $EL 520 m$ までを対象としている。

結果は、表4-4の通りであり、各卓越断層毎に、標高と安全率の関係を示したものが図4-4である。安全率はF-6断層を別とするとかなり目標とした安全率を下廻っている。しかしF-1断層以外では安全率が低い標高は $40 m$ 程度の区間におさまっている。

表 4-4 Henny の方法による線安全率

$$\tau_F = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_R = 180 \text{ t/m}^2$$

※ W-0

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	1.0	—	—	—	—	5.7
580	2.1	—	—	—	—	3.8
560	2.8	—	—	—	3.4	7.3
540	—	—	—	3.0	5.5	—
520	—	0.8	1.7	3.7	—	—

W-3

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.9	—	—	—	—	5.4
580	1.9	—	—	—	—	3.4
560	2.5	—	—	—	3.0	5.3
540	—	—	—	2.6	4.0	—
520	—	0.6	1.4	2.7	—	—

W-5

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.9	—	—	—	—	5.2
580	1.8	—	—	—	—	3.1
560	2.2	—	—	—	2.8	4.4
540	—	—	—	2.3	3.4	—
520	—	0.5	1.1	2.2	—	—

W-10

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.8	—	—	—	—	4.7
580	1.6	—	—	—	—	2.6
560	1.8	—	—	—	2.2	3.0
540	—	—	—	1.8	2.3	—
520	—	0.2	0.9	1.5	—	—

※間隙水圧の想定(図4-3参照)

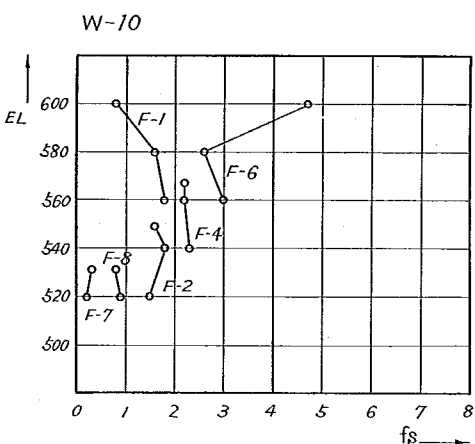
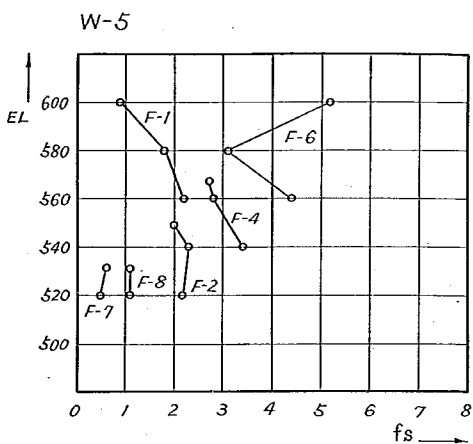
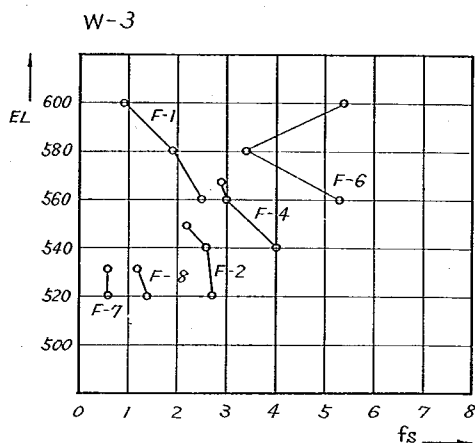
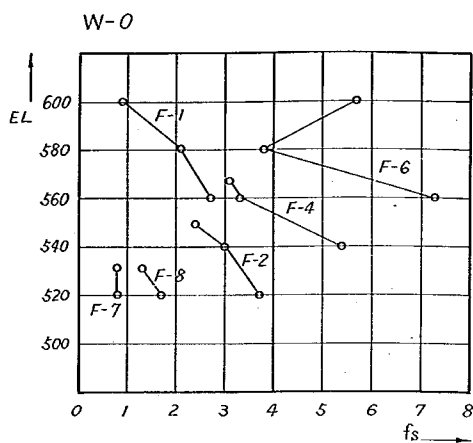


図4-5 Hennyの公式による各標高別安全率

4. 4 2次元スライス上に於ける有限要素法による線安全率

4-4-1 概 説

Henny の方法では目標とした安全率を満足しないことが判明した。そこで更に厳密な方法で2次元線安全率の検討を行なうことにした。すなわち Henny の方法では滑り線 CD 部の支圧抵抗をみるために V, H を平均的滑り方向 BD に垂直、平行なスラスト成分として取扱ったが、この曖昧さをなくするため、有限要素法によって求まる想定滑り線上の応力を総計し、その総計した破壊力と総計した抵抗力より安全率を算出するものである。

4-4-2 滑り線の決定

滑り線の決定法には次の2種類の方法が考えられる。

- (i) 局所的な最小点安全率を生じる点を結んで得られる想定滑り面
 - (ii) 線安全率最小となるように試行によって求めた想定滑り面
- ここでは (ii) の方法を採用した。その理由として、1つは Henny の方法との比較が可能な点、第2は、(ii) の安全率は (i) より小さくなる点があげられる。

ここでは、Henny の公式による簡便法がどの程度信頼性があるかを検証するため、滑り線は Henny の公式による簡便法と同じ条件で決定した。すなわち

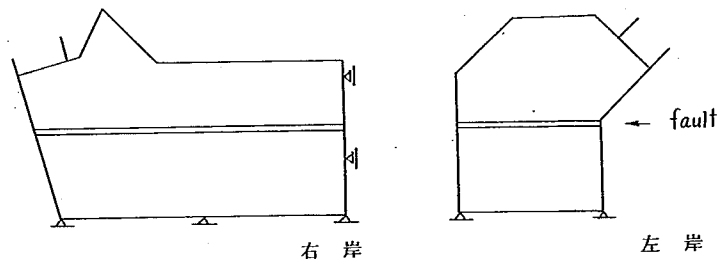
- (i) 滑り線はアバット上流端より始まり、アバット岩着面に垂直に伸び断層に至る
- (ii) 断層から地表面に至るまでの滑り線は断層と 45° の角をなす。
- (iii) この条件の下に安全率が最小となる滑り線を試行により求め、これを想定滑り線とする。

4-4-3 基礎岩盤のモデル化

有限要素法では、基礎岩盤を計算可能な大きさのブロックとして取出し、断層厚も誇張して挿入しなければならない。この際に生ずる誤差については第6章で十分に検討を加えてあるので参照されたい。

又、Henny の方法と同様に破壊線 AB の抵抗を無視するために、基礎岩盤のモデルは、次の様にした。

図4-6 FEMによる解析モデル



堅岩・断層の物理的性質等は次の通りである。

☆堅岩 ヤング率 $E_R = 50,000 \text{ Kg/cm}^2$

$100,000 \text{ Kg/cm}^2$ (右岸 520 m 以下)

ポアソン比 $V_R = 0.2$

☆断層 ヤング率 $E_F = 5,000 \text{ Kg/cm}^2$

ポアソン比 $V_F = 0.3 (F-7)$

$0.4 (F-1)$

0.25 (その他)

断 層 厚 $D = 0.5 \text{ m}$ (右岸)

$3.0 \text{ m} (F-1)$

$10.0 \text{ m} (F-7)$

4-4-4 間隙水圧の評価

間隙水圧についてはヘニーの方法に準ずる。

4-4-5 線安全率の算出法

安全率の算出は次式による。

$$n = \frac{\sum_{RF} (\tau_0 \Delta \ell + f \sigma \Delta \ell) - \int_{RF} U d\ell}{\sum_{RF} \tau \Delta \ell} \quad \dots\dots (2)$$

ここに τ_0 剪断強度 (断層 30 t/m^2 堅岩 180 t/m^2)

f 摩擦係数 (≈ 0.5 ≈ 1.0)

σ 滑り線沿いの直応力

τ 滑り線沿いの剪断応力

$\Delta \ell$ 滑り線沿いの要素の長さ

U 間隙水圧

$\sum_{RF}$ 滑り線沿いの和

$\int_{RF} \tau d\ell$ 滑り線沿いの積分値

④ 間隙水圧は FEM による計算式の場合、全ての箇所では安全率を低下させる力として作用している。従って、水圧分布を三角形分布とする。しかし、台形分布とした場合の差は十分小さい。

解析結果を表 4-5、図 4-7 に示す。Henny の式によったのと同様、目標とした安全率は得られない。一方 Henny の公式を用いた方法の結果の相関性をみると概ねよい相関を示し、Henny の方法が十分信頼に足る方法であることがわかる。F-1 について多少相関性にかけるのは、有限要素法のモデルでは F-1 を下流まで抜けているモデルで解析しているのに対し

Henny の方法では、断層が途中で消えていると解析しているためである。又、安全率が大きいもので誤差が大きくなるが、十分な安全率が得られているものに対しては誤差が大きくても実用上はさしつかえないと考えられる。

表 4-5 FEMによる線安全率

$$\star \tau_F = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_R = 180 \text{ t/m}^2$$

W-0

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.9	—	—	—	—	—
580	0.9	—	—	—	—	—
560	0.7	—	—	—	2.7	3.9
540	—	1.9	—	2.2	3.7	—
520	—	0.7	1.7	3.4	—	—

W-3

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.8	—	—	—	—	—
580	0.8	—	—	—	—	—
560	0.6	—	—	—	2.5	3.6
540	—	1.6	—	2.1	3.3	—
520	—	0.5	1.5	3.0	—	—

W-5

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.8	—	—	—	—	—
580	0.7	—	—	—	—	—
560	0.5	—	—	—	2.3	3.4
540	—	1.4	—	2.0	3.0	—
520	—	0.4	1.3	2.7	—	—

W-10

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	0.8	—	—	—	—	—
580	0.6	—	—	—	—	—
560	0.3	—	—	—	2.0	2.9
540	—	0.9	—	1.7	2.4	—
520	—	0.2	0.9	2.0	—	—

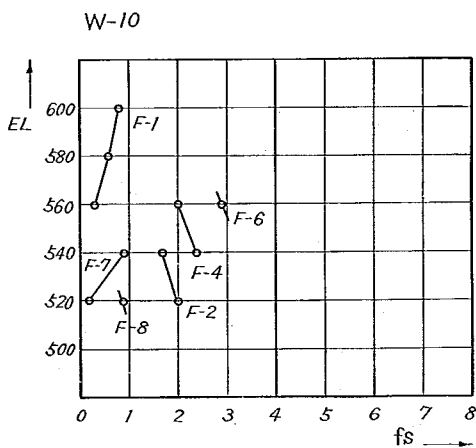
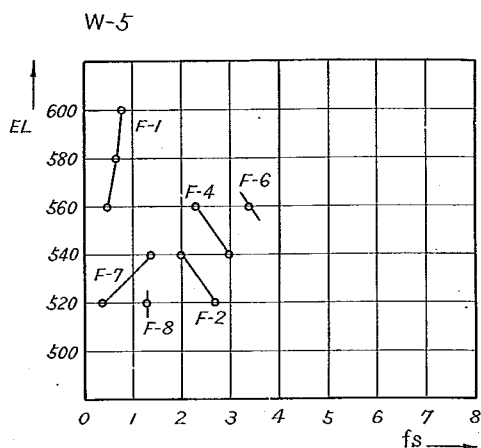
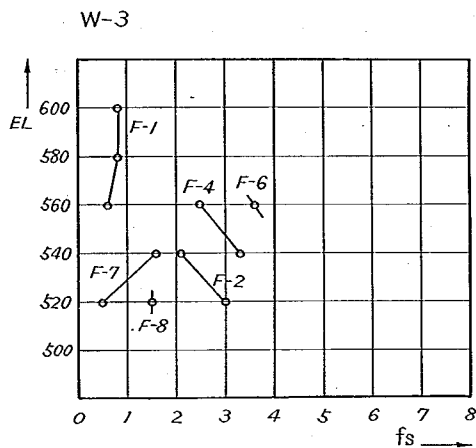
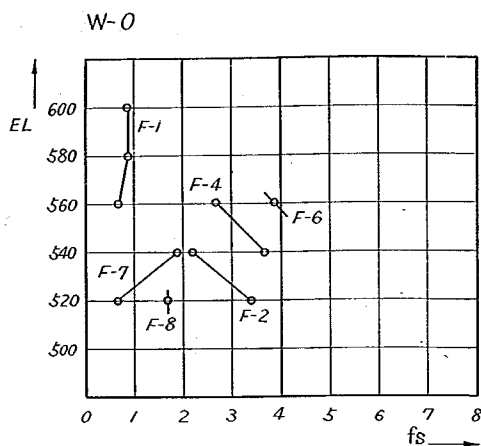


図4-7 FEMによる各標高別安全率

4. 5 剛体滑り法による滑動に対する安全率

4-5-1 概 説

Henny の方法を基礎とした 2 次元解析では、目標とする安全率が得られないことが判明した。既に述べたように、2 次元的安全率が真の安全率を表現していないことは、アーチダムが重力ダムと異なり 3 次元的構造物であることを考えれば理解できる。したがって、基礎岩盤の安全性は、以下に示す 3 次元の岩盤マスの破壊に対する安全性を検討した剛体滑り法による方がより真実に近い安全性の評価が可能となる。

4-5-2 滑り剛体の決定

剛体滑り法に於ける剛体の形状は、各標高に於ける Henny の方法より最小の安全率を与える滑り線の包絡面からなる岩盤マスとし、底面は水平とした。このように最小安全率を与える平面の組み合わせからなる剛体としたことで、この剛体が他の剛体に比して安全率が最小となることは容易に予想し得る。

4-5-3 アーチスラストの作用

Henny の方法に述べた通り、図 4-8 の面 O C D の支圧力を見落すことが安全率を過少に評価することになるわけであるが、剛体滑り法に於ては、有限要素法による基礎岩盤内の応力分布をもとに外力を割り振り、この堅岩部に作用する力をも考慮した。即ち、アーチスラストは、断層上に (V_F, H_F) 堅岩上に (V_R, H_R) なる力として作用する。ここで Henny の方法のように平均的滑り方向 $\vec{BD}$ としなかったのは、各標高で $\vec{BD}$ の方向が異なるのをきらったためである。

この力のうち、滑り面に垂直な成分 V_F 、 V_R は摩擦抵抗力 $f_F V_F$ 、 $f_R V_R$ として作用し、平行な成分 H_F, H_R は滑り破壊を生ぜしめる力として作用する。

4-5-4 滑り抵抗力の評価

抵抗は、側面と底面のせん断抵抗が考えられる。抵抗力は $\tau_0 + fV$ の形で表現される。 τ_0, f の値は次の通りである。

図 4-8 剛体滑り法解析モデル

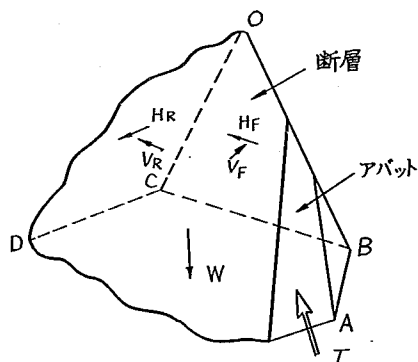


表 4-7 解析に用いる強度

	断 層 部	堅 岩 部	底 面 部
せん断強度 τ_0	30 t/m ²	180 t/m ²	180 t/m ²
摩擦係数 f	0.5	1.0	1.0

なお、これは底面を堅岩とした場合の検討に相当しているが、底面に弱層がある場合を考え
 目標とする安全率6を満足するのに必要な底面せん断抵抗 τ_{BR} を逆算し、この値が大きい箇
 所に弱層がある場合は、その弱層を対象とした個別的検討を行なうことにした
 (詳しくは4-5-7参照)

4-5-5 間隙水圧の評価

間隙水圧については、Henny の方法に準ずる。

4-5-6 安全率の算出

安全率は次式で求められる。

$$n = \frac{\tau_F A_F + f_F (V_F - U_F) + \tau_R A_R + f_R (V_R - U_R) + \tau_B A_B + f_B (W - U_B)}{H_F + H_R} \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 τ 剪断強度 ($\tau_F = 30 \text{ t/m}^2$ $\tau_R, \tau_B = 180 \text{ t/m}^2$)

f 摩擦係数 ($f_F = 0.5$ $f_R, f_B = 1.0$)

A 滑り面面積

V 滑り面に垂直なスラスト成分

H // 平行なスラスト成分

W 剛体自重

U 間隙水圧

サフィックス F 断 層

R 堅 岩

B 底 面

結果は表4-8、図4-9に示す通りであるが、Henny の方法及び有限要素法による線安
 全率の解析結果に比べ、安全率が格段に向上し、目標とした安全率6を各標高、各卓越断層で
 満足した。これは底面部の抵抗と自重による効果が表現できたため、この解析結果の方が真
 の安全率を表現していると考えられる。

表 4-8 剛体滑り法による安全率

W-0

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	27.7	—	—	—	—	103.8
580	10.7	—	—	—	—	24.6
560	11.0	—	—	—	26.7	19.5
540	—	—	—	12.6	20.0	—
520	—	22.9	12.0	14.1	—	—

W-3

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	27.2	—	—	—	—	102.5
580	10.4	—	—	—	—	24.0
560	10.6	—	—	—	25.7	18.8
540	—	—	—	12.0	19.2	—
520	—	21.9	11.6	13.5	—	—

W-5

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	27.0	—	—	—	—	101.7
580	10.2	—	—	—	—	23.6
560	10.3	—	—	—	25.1	18.4
540	—	—	—	11.6	18.7	—
520	—	21.3	11.2	13.1	—	—

W-10

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	26.4	—	—	—	—	99.6
580	9.8	—	—	—	—	22.6
560	9.7	—	—	—	23.5	17.2
540	—	—	—	10.6	17.2	—
520	—	19.6	10.4	12.1	—	—

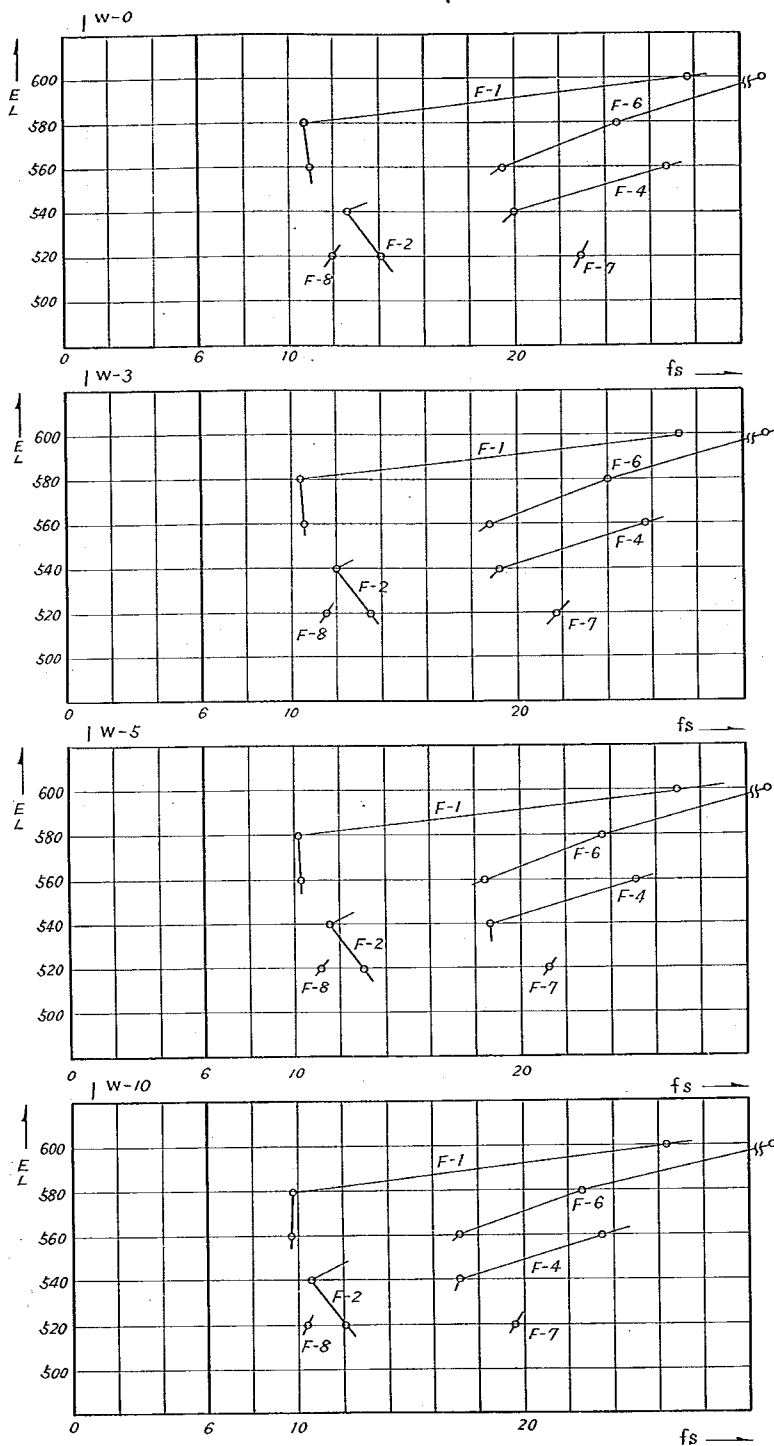


図 4-9 剛体滑り法による安全率

4-5-7 安全率=6を確保するために必要な底面のせん断強度

既に述べた剛体滑り法の安定解析に於て、底面は堅岩であると仮定してきた。しかし緩傾斜な断層が底面に存在する場合には、剛体滑り法による安全率は、大きく低下することが予想される。そこで本検討に於ては、逆に安全率6を確保するために必要な底面のせん断強度を求めた。この時の計算条件は間隙水圧係数 0.3、底面の摩擦係数は 0.5 とした。この計算結果で所要のせん断強度が大きく緩傾斜な断層が存在する場合には、安全率が低くなる標高に対しては緩傾斜な断層が存在するかどうか入念な調査を行なった。緩傾斜の断層が存在した場合は、個別的にその安全性について検討を加えることにした。

安全率6を満足するのに必要な底面のせん断強度について、表4-9、図4-10に結果を示してある。

図4-10より緩傾斜な断層が存在した場合に目標とした安全率6を満足し得ない可能性のある標高が識別できる。この結果を参考として、緩傾斜な断層の再調査検討を行なった結果、F-1とF-41で区切られる岩盤マスの安定が問題になり、またそれ以外には問題となる緩傾斜な断層は現時点ではないことが判明した。

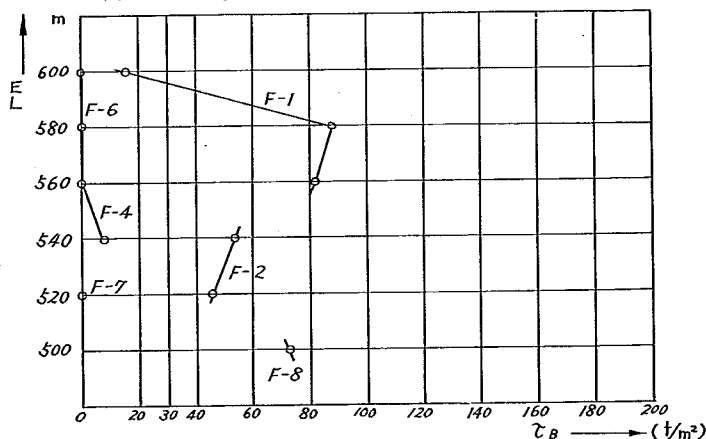
表 4-9 安全率=6を得るのに必要な底面の剪断強度

W-3	F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
	EL						
	600	14.7	—	—	—	—	0
	580	87.6	—	—	—	—	0
	560	81.2	—	—	—	0	0
	540	—	—	—	53.6	8.4	—
	520	—	0	72.1	40.6	—	—

$$\begin{aligned} * \tau_F &= 30 \text{ t/m}^2 \\ \tau_R &= 180 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

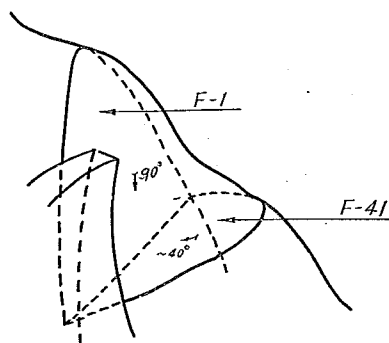
(t/m)

図4-10 安全率=6を得るのに必要な底面の剪断強度



○ F-1 と F-41 で囲まれるブロックの滑りに対する検討

図 4-1-1 F-1 F-7 で囲まれるブロック



滑りの方向を F-1 と F-41 に平行な方向とする。

滑り方向の外力・自重成分

$$H = 122,277.8 \text{ t (-)}$$

F-1 に垂直な外力・自重成分

$$V_1 = 1,128,374.9 \text{ t}$$

F-41 に垂直な外力・自重成分

$$V_{41} = 1,230,668.9 \text{ t}$$

H がダム側を向き、滑り得ない。

以上の検討結果から、全体的安全率は、目標とした安全率を満足し、基礎岩盤の安全性は、マクロなアプローチの仕方からは、確保されるとの結論を得た。

4. 6 2 次元スライス上における断層面沿いの滑動に対する点安全率

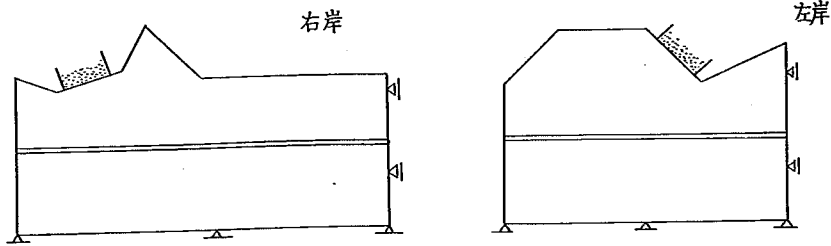
4-6-1 概 説

従来の基礎岩盤の安定解析は全体的安全率を問題にした巨視的見地に立った検討を行っていたが、より合理的設計に対しては微視的検討が必要となってくる。即ち、基礎岩盤内に弱点部を残しておくことは逐次破壊を考えた場合に問題が生ずるし、この解析を行なうことによって基礎処理を施す場合の施工箇所を決定するよい指標が得られるからである。点安全率は有限要素法による応力計算から容易に求められるようになっており、今後この微視的検討は欠かせないものとなる。

4-6-2 基礎岩盤のモデル化

概略は既に 4-4 に於て述べたが、点安全率については 4-4 のように上流側地山を取除くことはしなかった。それは 4-4 では A B C D なる線を破壊線と考え A B 部の抵抗を無視したため上流側地山を取除いたのであるが、点安全率の計算に於いては、そのような全体的破壊でなく基礎岩盤のいかなる部分に安全率の低い所が生ずるかを見るためのものだからである。従って計算に組込んだモデルの形状は次の通りである。

図 4-12 有限要素法による解析モデル



4-6-3 点安全率の算出法

点安全率は次式で求められる。

$$f_s = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 σ ……断層面に作用する直応力 τ ……断層面に作用する剪断応力

$$\tau_0 \dots 30 \text{ t/m}^2 \quad f = 0.5$$

間隙水圧の算出法はいまだよい方法が見出されておらず、又この値によって安全率がかなり左右されるため、計算にはこの不確定要素である水圧を考慮しなかった。

結果を表 4-10 図 4-13 に示す。この結果をみると各断層とも、安全率が低く、また各標高についても目標とした安全率を満足し得ない部分が上下流方向に広範囲に分布している。点安全率が最小となる個所は、アーチスラストの方向が断層と交さる部分で生じている。また、アバットメント上流側にも点安全率の低い個所が存在するが、これは断層上に引張応力が作用するため、せん断力も小さく、区間も短いため、上流側の低安全率個所については問題とする必要はないと考えられる。

表 4-10 2次元スライス上における断層面内の最小点安全率

* $\tau_F = 30 \text{ t/m}^2$
 $f = 0.5$

W-0	F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
	EL						
	600	1.02	—	—	—	—	—
	580	1.38	—	—	—	—	—
	560	2.63	—	—	—	1.13	—
	540	—	0.63	—	1.04	—	—
	520	—	1.07	0.93	1.18	—	—

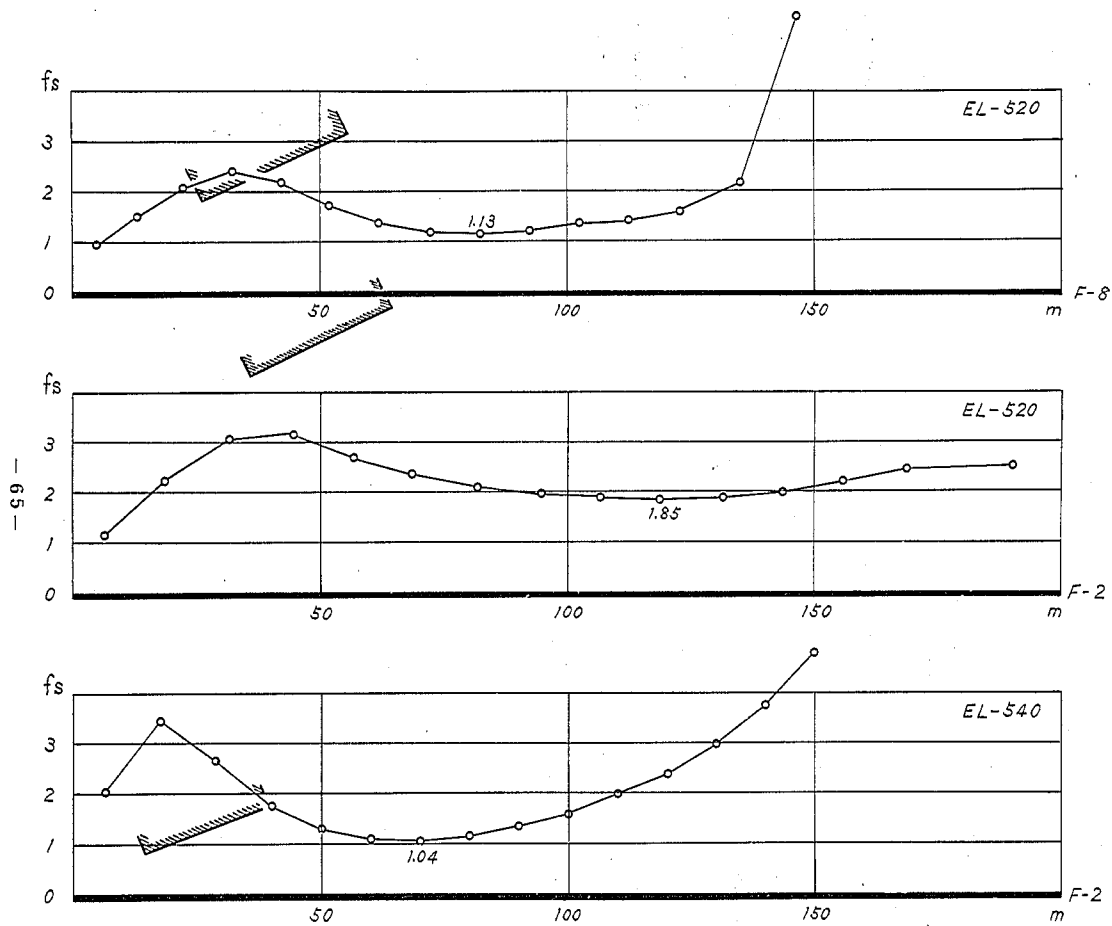
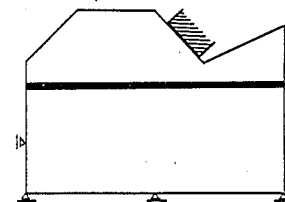
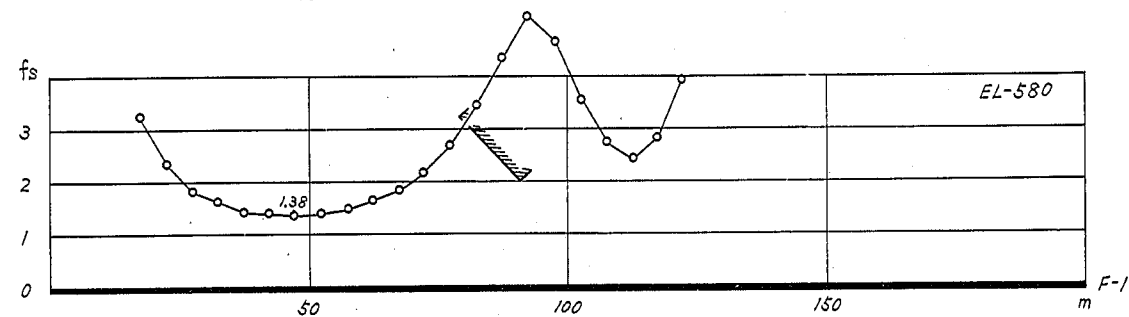
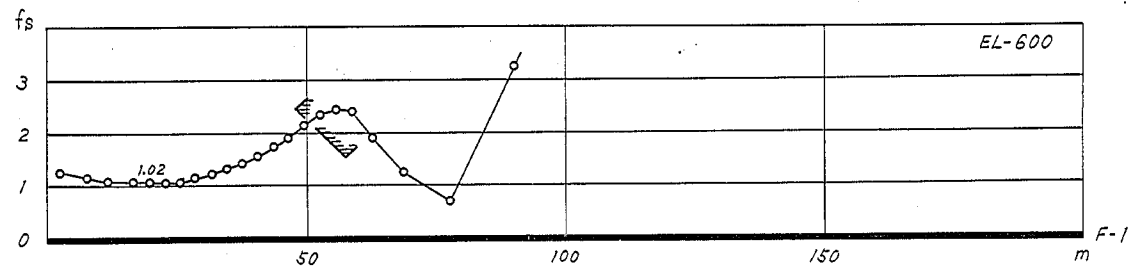
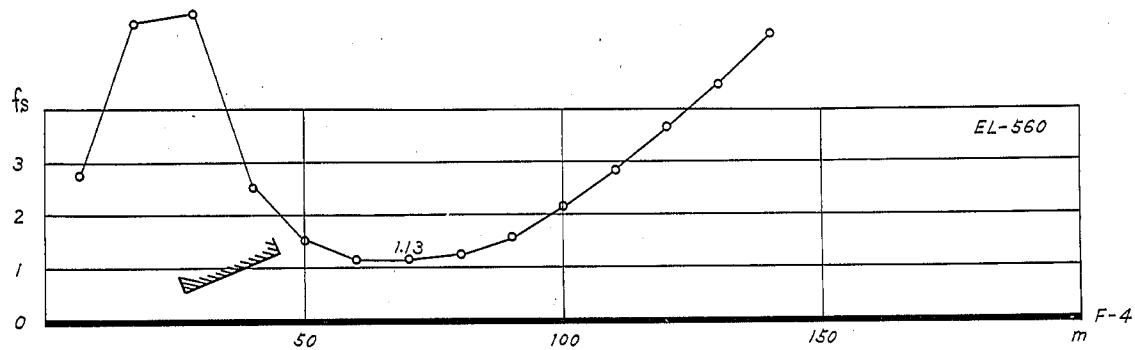
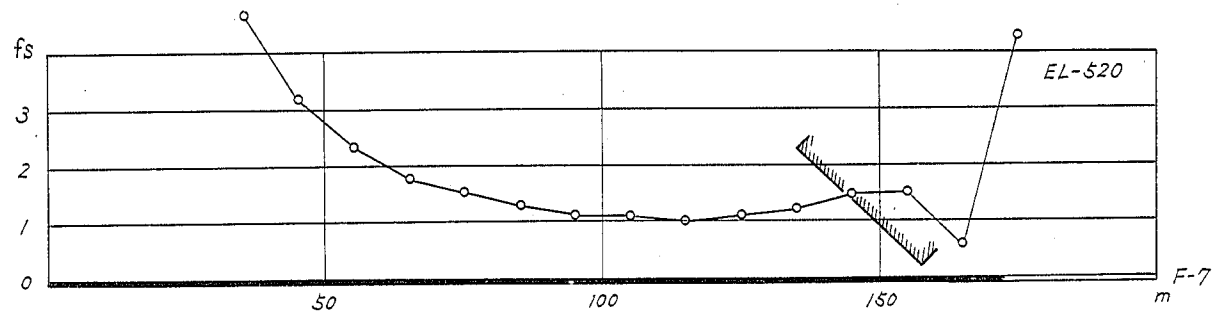
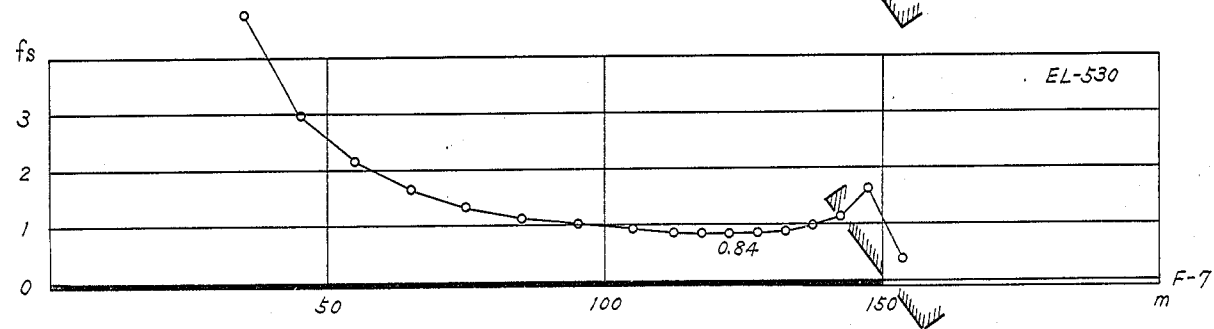
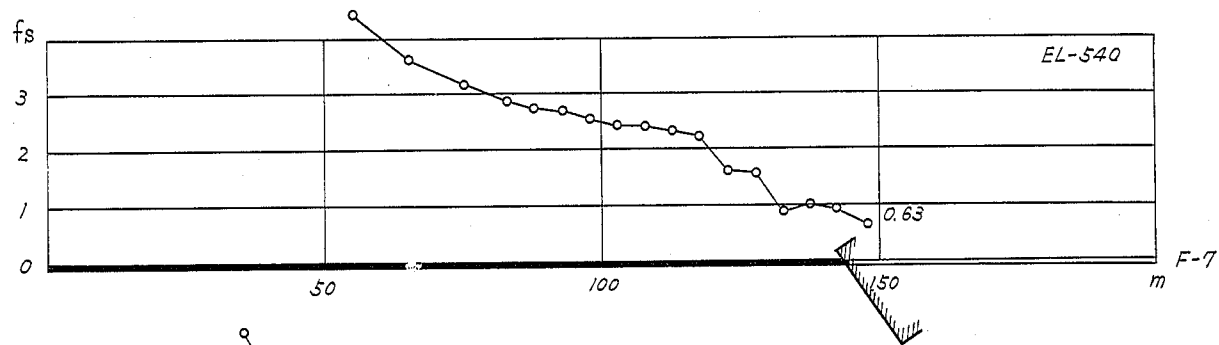


図4-13 2次元FEMによる断層内の点安全率の分布





4.7 3次元応力状態に於ける断面面沿いの滑動に対する安全率

4-7-1 概 説

2次元スライス上の点安全率を解析した結果十分な安全率が確保されないため、より現実に近い3次元有限要素法を試みた。3次元解析が2次元解析より優れている点は、基礎岩盤の自重と3次元応力分散を考慮できる点にあり、アーチダムの基礎岩盤の応力状態のように3次元応力分布をなすものに対しては、これらの効果は無視できないものである。しかし、3次元解析は2次元解析に比べ、繁雑な作業が必要で、今後は、解析モデルの要素分割の自動化が開発されることが期待される。

また、解析例が少なく信頼性に欠ける面もあるため、解析に先立ち、十分な予備検討を加え精度面での検討を行なった。^{*}

^{*}土木研究所資料「ダム工学に於ける有限要素法(2)」参照

4-7-2 基礎岩盤のモデル化

3次元有限要素法では、2次元有限要素法に比べて要素分割が粗くなるため、精度が低下することが予想される。そこで計算を2段階に分け、第1段階では境界を遠方にとった粗い要素分割で計算を実行し、次に問題となる部分を細かい要素で分割して応力を求めるという手法をとった。この時第2段階の境界条件として第1段階の変位量を入力した。この手法がなりたつ理由は、解析が変位法によるため応力値よりも変位値の方が精度が高いためである。

また、精度を増すため、要素は中間節点を持ち、高次の変位分布が表現できる27節点6面体要素を使用した。

弾性係数、ポアソン比等計算に使用した値は次の通りである。

堅 岩 弾性係数 $E_R = 50000 \text{ Kg/cm}^2$

ポアソン比 $V_R = 0.2$

断 層 弾性係数 $E_F = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

ポアソン比 $V_F = 0.25$ (右岸)

$= 0.3$ (左岸)

地山自重 $r = 2.6 \text{ t/m}^3$

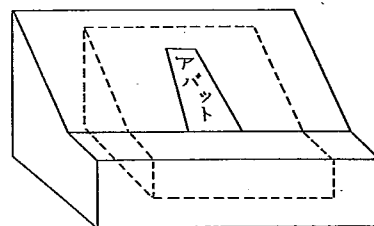
断 層 厚 $D = 2.5 \text{ m}$ (右岸)

$= 4.0 \text{ m}$ (F-1)

$= 5.0 \text{ m}$ (F-7)

図4-14

3次元解析で用いた手法



—— 第1段階計算のモデル

----- 第2段階計算のモデル

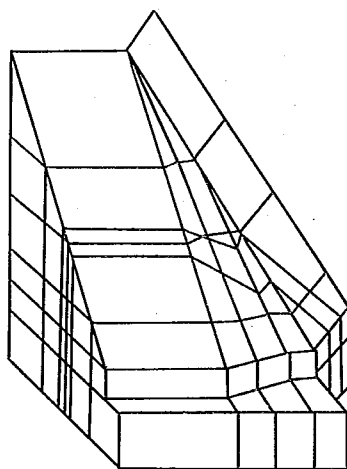
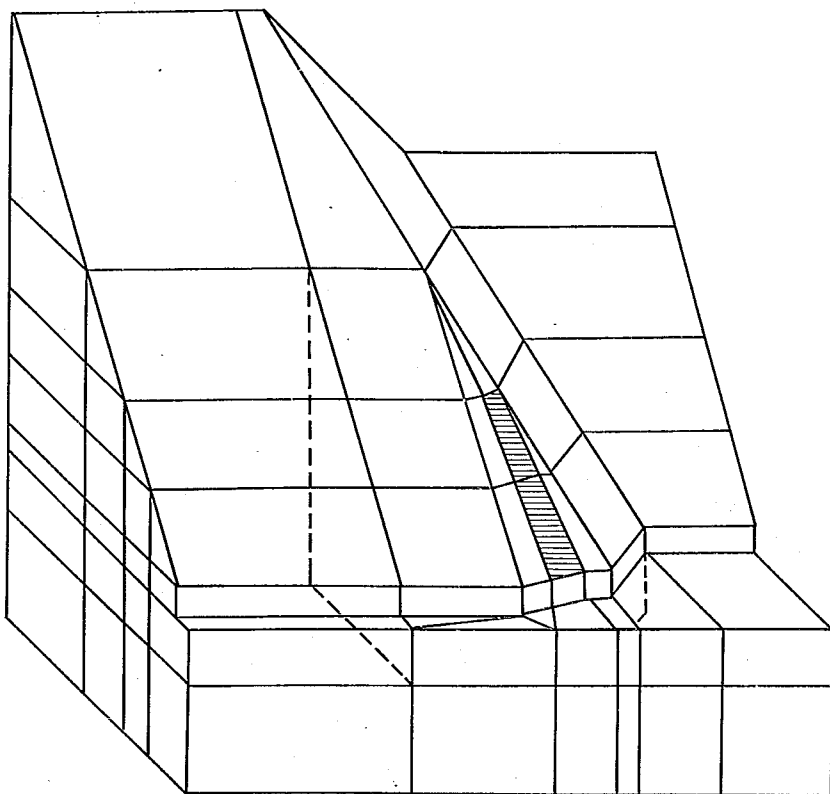


図 1 5 3次元有限要素法による川治ダム解析モデル

4-7-3 点安全率の算出法

断層面上の点安全率は次式で与えられる。

$$f_s = \frac{\tau_0 + f_F \sigma}{\tau} \quad \dots\dots (5)$$

ここに σ 断層面に働く直応力 τ_0 断層の剪断強度 (30 t/m²)

τ 断層面に働く剪断応力 f_F 断層の摩擦係数 (0.5)

安全率は自重なしと自重考慮の2ケースを扱った。

結果は表4-11、図4-16に示すが、3次元的な応力分散と自重による初期応力の効果が表われて、2次元解析に比して安全率が向上すると共に、点安全率の低い区間が狭い範囲に限られてくる。自重を考慮した場合には安全率は目標とした値2を上回っており、局所的にも安全性が十分確認された。

表 4-11 有限要素法による断層内の点安全率

W-0 1) 自重を考慮しない場合

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	2.1	—	—	—	—	—
580	2.0	—	—	—	—	—
560	2.3	—	—	—	—	—
540	—	1.7	—	1.9	—	—
520	—	2.2	1.7	2.8	—	—

2) 自重を考慮した場合

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	5.9	—	—	—	—	—
580	3.7	—	—	—	—	—
560	3.7	—	—	—	—	—
540	—	2.6	—	2.0	—	—
520	—	3.2	2.5	2.4	—	—

W-3 1) 自重を考慮しない場合

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	2.0	—	—	—	—	—
580	1.9	—	—	—	—	—
560	—	—	—	—	—	—
540	—	1.4	—	1.6	—	—
520	—	1.6	1.3	2.2	—	—

2) 自重を考慮した場合

EL \ F	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	5.3	—	—	—	—	—
580	3.5	—	—	—	—	—
560	—	—	—	—	—	—
540	—	3.8	—	1.9	—	—
520	—	2.7	2.1	2.2	—	—

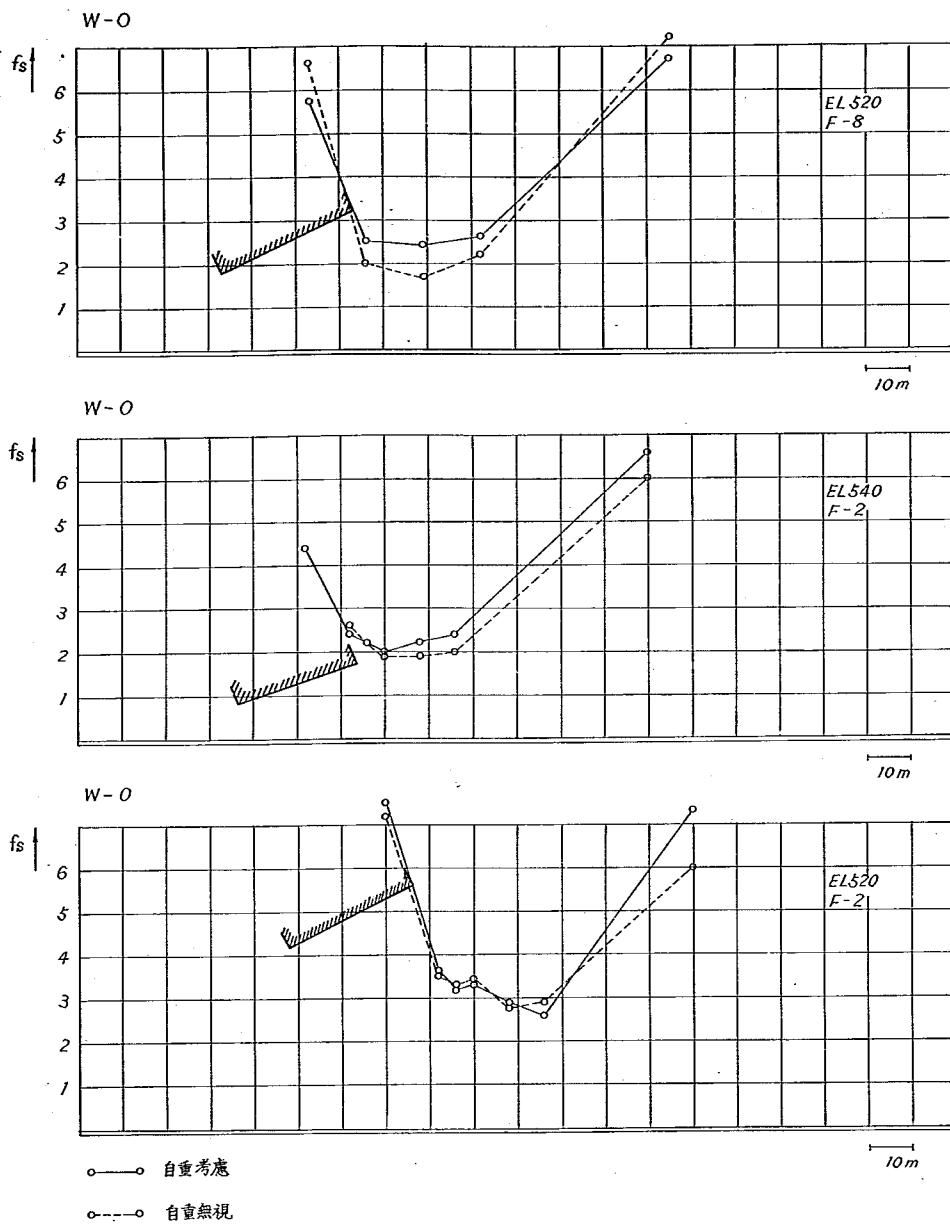
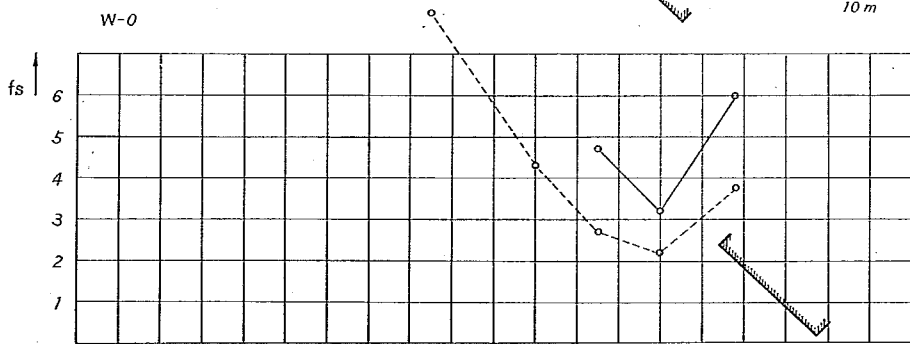
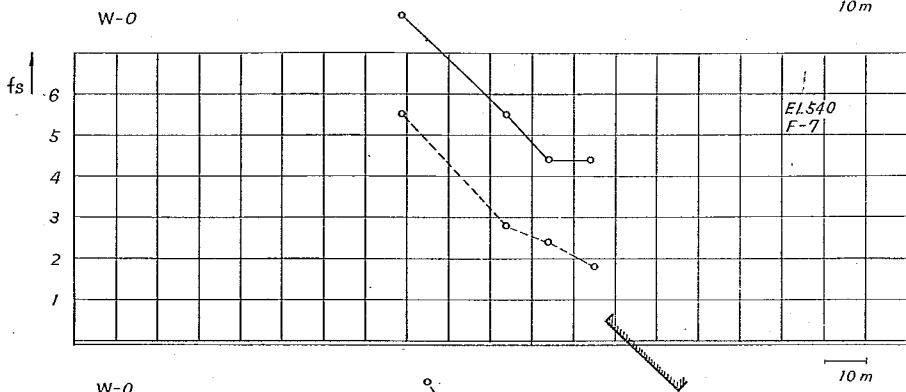
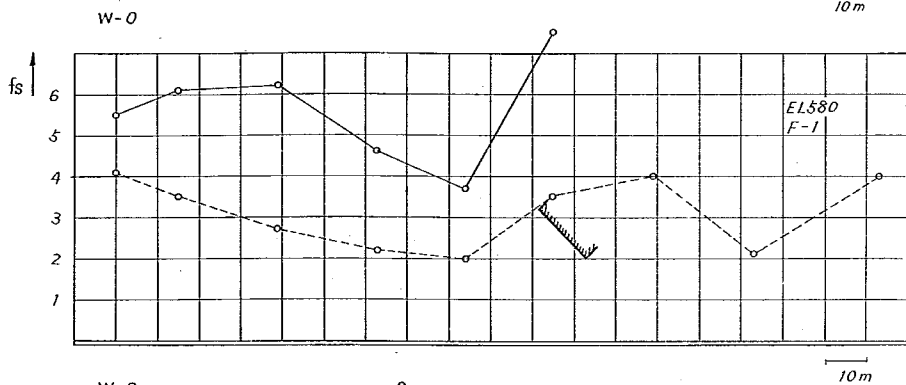
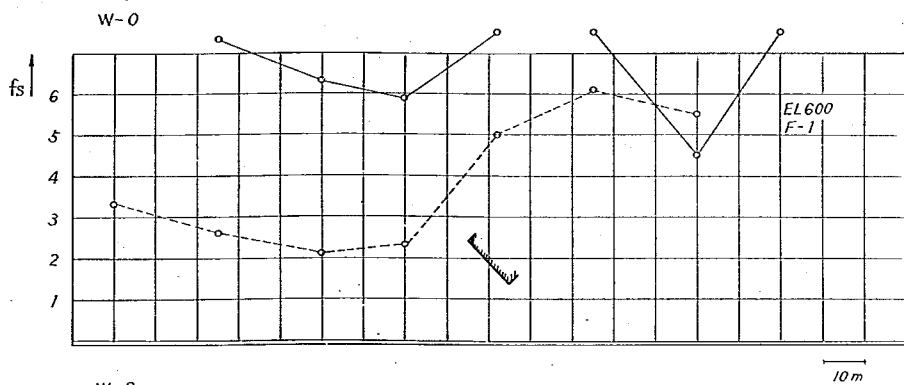
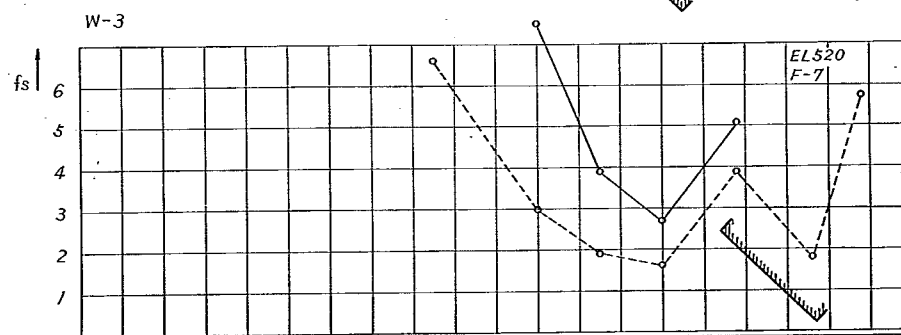
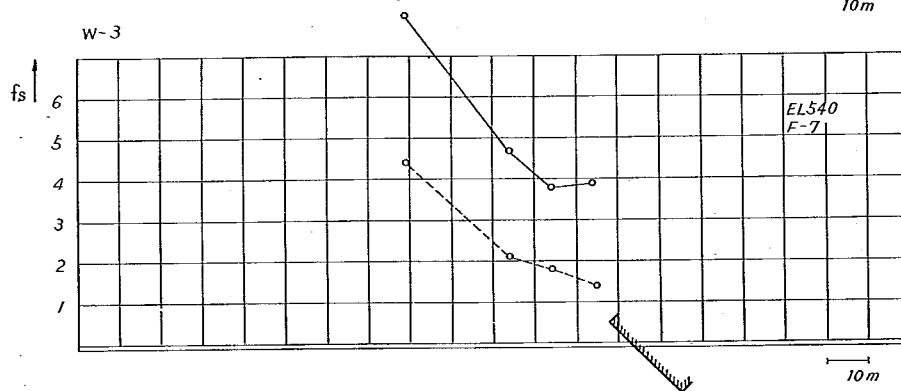
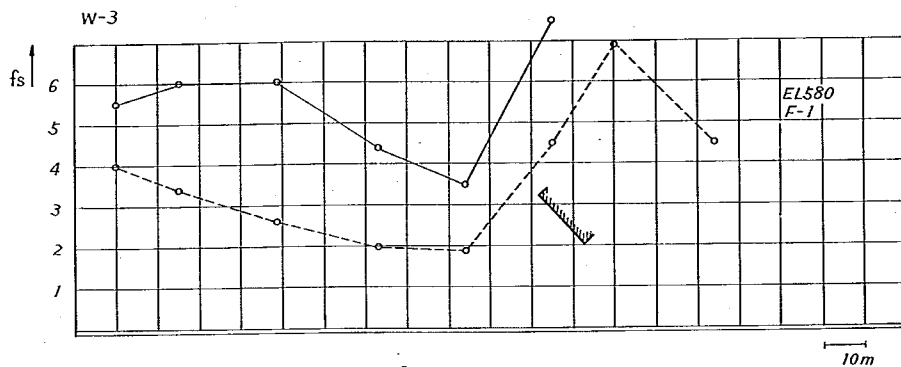
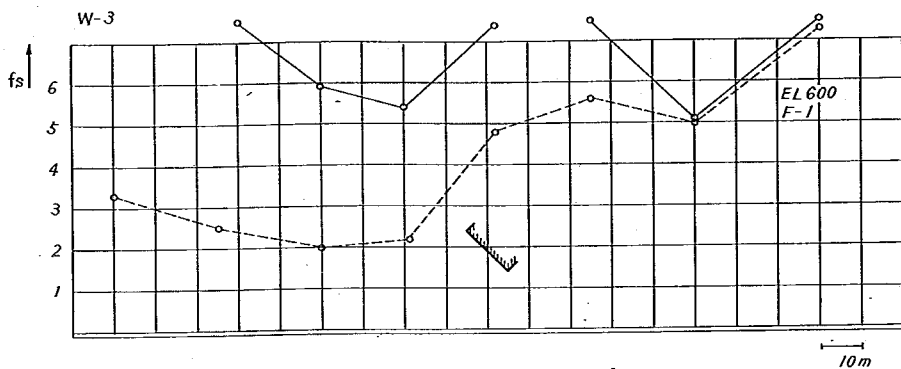
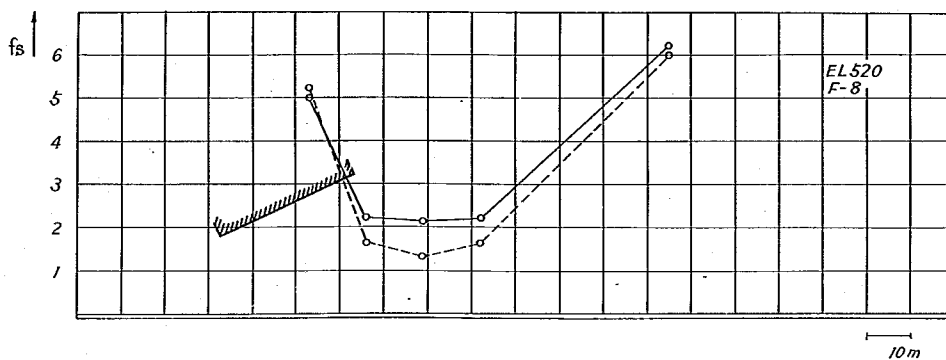


図 4 - 1 6 3次元FEMによる断層内の点安全率の分布

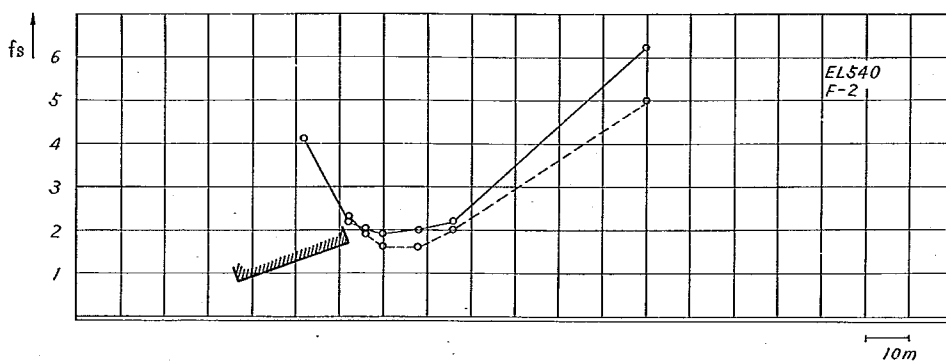




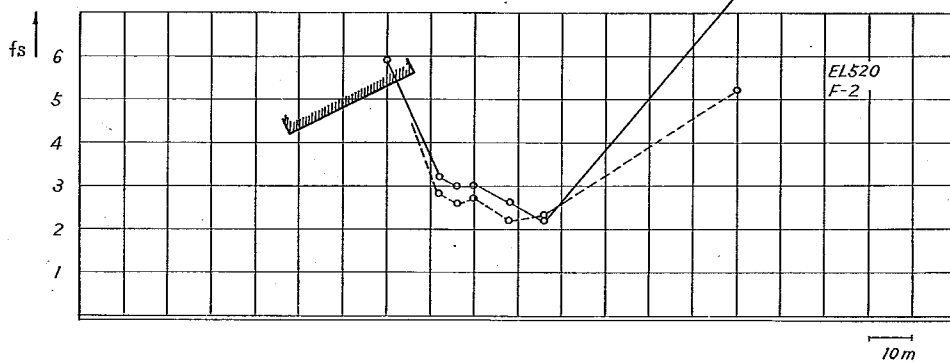
W-3



W-3



W-3



第 5 章 安定解析の結果とその工学的判断（結論）

4-2 ~ 4-7 で検討した各種安定解析法の結果を表 5-1、図 5-1 に再掲する。

表 5-1 解析結果一覧表（W-3 に対する値）

断 層	EL	Henny	F E M 線安全率	剛体滑	2 次 元 点安全率	3 次 元 点安全率
F-1	600	0.9	0.8	27.2	1.0	5.3
	580	1.9	0.8	10.4	1.4	3.5
	560	2.5	—	10.6	2.6	—
F-7	520	0.6	0.5	21.9	1.1	2.7
F-8	520	1.4	1.5	11.6	0.9	2.1
F-2	540	2.6	2.1	12.0	1.0	1.9
	520	2.7	3.0	13.5	1.2	2.2
F-4	560	3.0	2.5	25.7	1.1	—
	540	4.0	3.3	19.2	—	—
F-6	600	5.4	—	102.5	—	—
	580	3.4	—	24.0	—	—
	560	5.3	3.6	18.8	—	—

注：2次元点安全率のみ W-0 に対する値である。

基礎岩盤の安定解析法である Henny 法、剛体滑り法、有限要素法などの諸法は既に十分な検討が加えられている方法であり、理論的には十分に信頼性に足る方法である。むしろ問題となるのは、設計値の信頼性と個々の解析結果にどのような総合的判断を下すかにある。

設計値のうち、問題となる数値は、断層の剪断強度 30 t/m^2 の信頼性と間隙水圧の評価の 2 点にあると思われる。

間隙水圧については、岩盤内の水圧分布が不明なため（浸透流による間隙水圧分布の解析例はいくつかあるが、岩盤内の水の流れは亀裂を通る水の流れて、管路の流れに近く、non-Darcy の流れである。）、W-10, W-3, W-0 の 4 つを考えたが、止水処理による効果、3 次元の間隙水圧の低下を考えると W-3 程度の間隙水圧を考慮すれば十分と考えられる。

又、断層のせん断強度 30 t/m^2 については、全体的安全率に於ては支配的要素とはならないが局所的安全率については極めて支配的要素である。設計値 30 t/m^2 が確保するためには、十分な止水が施されなければならないと考えられる。

この様に、安全率が確保されるためには、十分に止水処理を行なうことが前提となり、この場

合、基礎岩盤の安定性は図5-2に示したフローチャートを図の様な経路をへて安全と確認される。

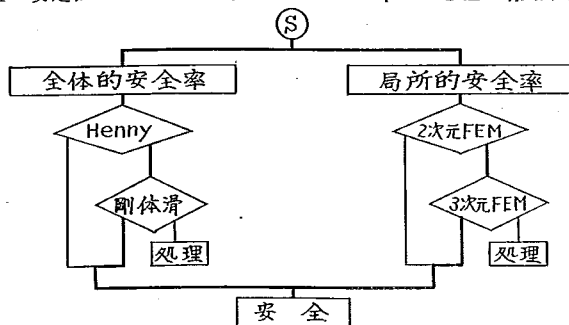


図5-2 解析経過

少し詳しく解析結果を検討しよう。

全体的安全率のうち、Hennyの方法で問題となるのは、EL520mのF-8, F-2, F-7, EL540mのF-2, EL560mのF-4, F-1, EL580m及びEL600mのF-1である。しかしこの2次元解析が真の破壊に対する安全率を表現していないのは既に述べた通りであり、具体的には解析結果中F-7の安全率の低さに単的に表れている。即ち、左岸半島によるショルダーの厚さを考慮すればF-7の安全率は大きなはずで、剛体滑り法ではこれが十分に評価でき大きな安全率を得ている。他の断層についても大なり小なり同様な議論ができ、Hennyの方法で問題となるのは、安全率の低い区間が広範囲の標高に渡る場合であり、その点で問題となる断層はF-1に限られるが、これもEL580m以下の標高には半島が控えており、破壊の可能性はないとみてよいであろう。剛体滑り法に於ては、全て十分な安全率が得られており、全体的安全性は確認された。但し、剛体滑り法による解析中にも述べた通り、底面の所要強度が 30 t/m^2 以上の所に新たな緩傾斜断層が発見された場合には再検討を要する。

局所的な安全率に対して、2次元点安全率において問題となるのはHennyの方法で全体的安全率が少なかった標高のアーチスラストと断層の交差する付近である。このように全体的安全率と局所的な安全率の間にはある程度の相関性が認められる。3次元点安全率においては、3次元応力分散の効果と基礎岩盤の自重による初期応力の効果が表われて、全般的に安全率が向上すると共に、低安全率の低い区間が狭い範囲に限定されている。局所的な安全率に於ては安全性が確認された。

さて、ここで3次元の検討を以て所要の安全率が確保されたからといって全て安全とみなし、2次元の検討を無視するのは疑問であり、本解析結果の示す真の意味は、3次元の解析をもってしか安全性が確保されない従来のダムに比して安全率の低い基礎岩盤をとらえるべきである。しかし、3次元的安全率が確保されている以上、大々的な断層置換処理には至らず（これは基礎岩盤をかえてゆめめる可能性がある。）安全率を幾分増加させるという余裕的な考えでの処理で十分と考えられる。現在はこの処理方法として岩盤PS工が考えられており、この施工範囲は2次元の検討結果安全率の確保されない区間としている。

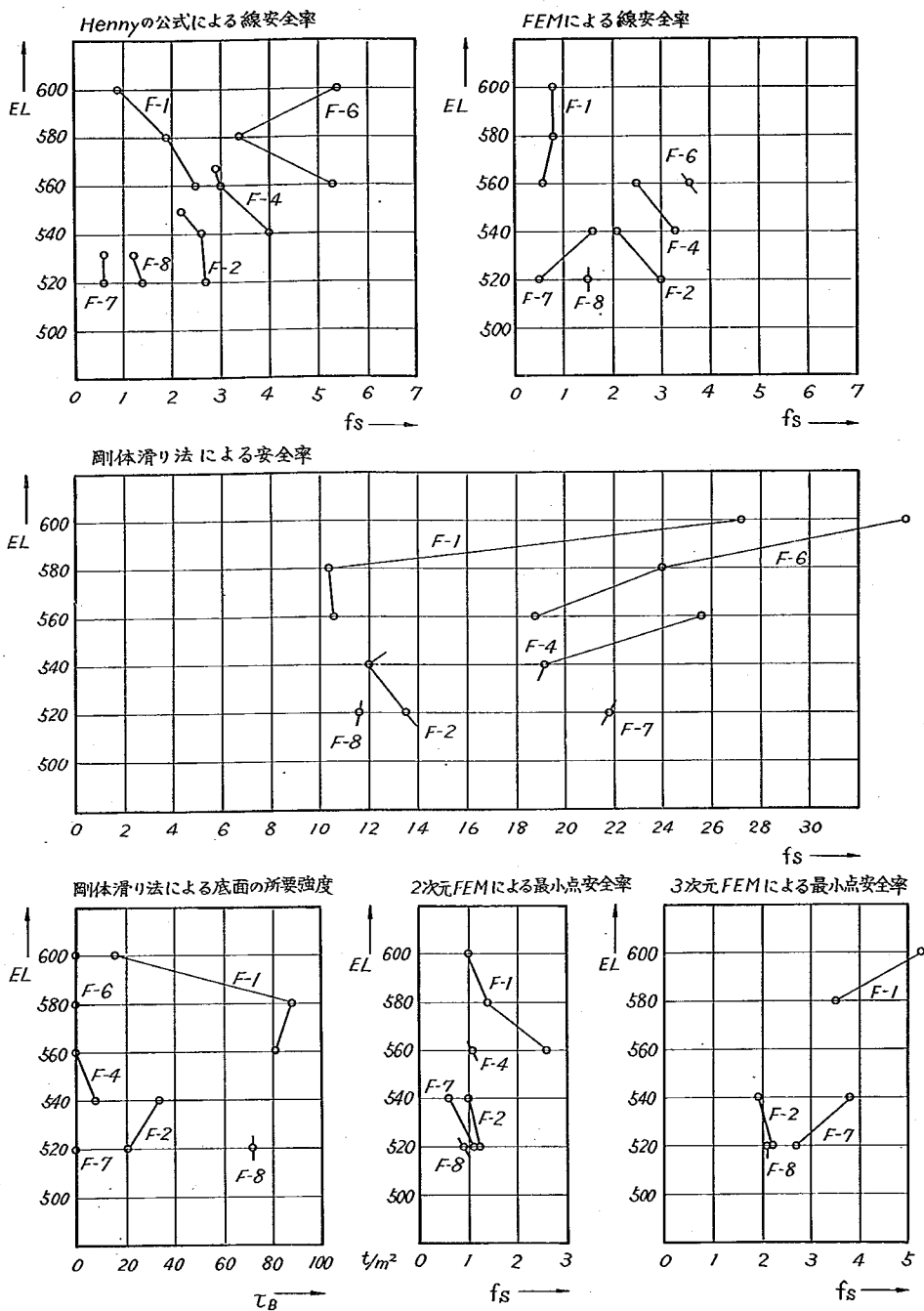


図 5-1 安定解析結果総括図

第 6 章 川治ダム基礎岩盤の安定解析に際して種々検討した事項

第 5 章までに述べた川治ダム基礎岩盤の安定解析は、今まとめた段階では、一本道のように見えるが、実際にはここまで到達するには、様々な右余曲折を経ている。本章ではこの間において種々検討した事項のうち、他のダムにおいても参考となる問題、第 5 章までの本文で省略した比較的重要な部分について報告することにする。

6. 1 断層沿いの滑り安全率算出のための Henny 法の取扱い

Henny の公式による滑り安全率は周知の通り、

$$f_s = \frac{fV + \tau_0 \ell}{H}$$

で表わされるが、上式を 2 次元平面スライスで断層を含む滑り線にどの様に適用するか、またその滑り線をどのように想定するかが当初からの問題であった。予備的検討の段階では、アーチスラストと断層との角度のみによって安全率が決定されるとし、ショルダーの厚みを無視した検討が行なわれてきたが、不当に安全率が低めに算出され、ショルダーの大小を正當に評価できない。そこでこの点を補う方法が必要となり、種々の方法が考案されたが、最終的には第 4 章に示す方法を採用した。ここではそこに至るまでの経移を示すことにする。

(i) 第一段階

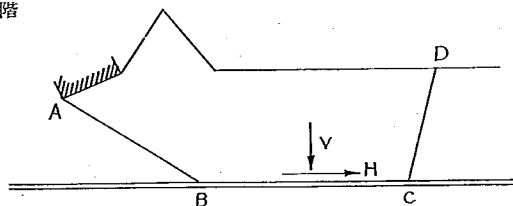


図6-1 第1段階における滑り線

安全率は次式によって算出する。

$$f_s = \frac{\tau_R \ell_{AB} + \tau_F \ell_{BC} + \tau_R \ell_{CD} + f_F V}{H}$$

ここで滑り線は次の様に決定する。即ち、 $\vec{AB}$ はアーチスラストの方向 $\vec{CD}$ は安全率最少の方向、C は安全率最小となるように試行により求めた点である。しかし本方法は次の 2 点に難点がある。

- ① $\vec{AB}$ と $\vec{BC}$ が薄い角度で交わる場合、滑り線は B より手前で断層に乗移ると考えられる。

- ② $\angle BCD$ が直角に近い。これは、BC間のせん断強度に比べCD間の剪断強度がかなり大きなため、CD間の距離が短い方が剪断抵抗が小さくなるためである。これを改めたのが次の方法である。

(ii) 第二段階

安全率の算出式は第一段階と同じであるが、滑り線は次の様に修正する。即ち、 $\overrightarrow{AB}$ はアバットに直角、 $\overrightarrow{CD}$ は $\overrightarrow{BC}$ と 45° をなす方向である。なぜ 45° としたかと言えば、*高野氏の行った模型によるアーチダムの破壊実験において、川治ダムの卓越断層と同種の上下流方向に鉛直なジョイントを表現したモデルにおいてこの方向に破壊することを知ったためである。

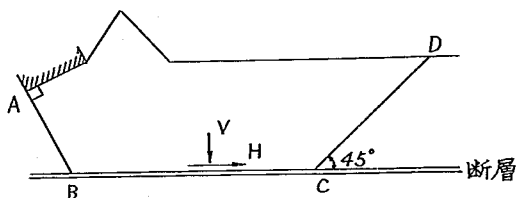


図6-2 第二段階における滑り線

(iii) 第三段階

第二段階における方法は、2次元有限要素法との比較に於て問題点が指摘された。それは、AB面に働く応力は引張力であり、岩盤内に潜在するクラック等を考えると抵抗力は0に近いと考えられ、安全率にABの抵抗をみない方が妥当であると考えられる。

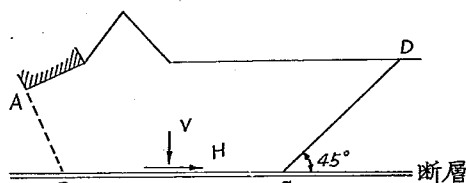


図6-3 第三段階における滑り線

*高野 稔「アーチダムの基盤の安全性に関する実験的研究」

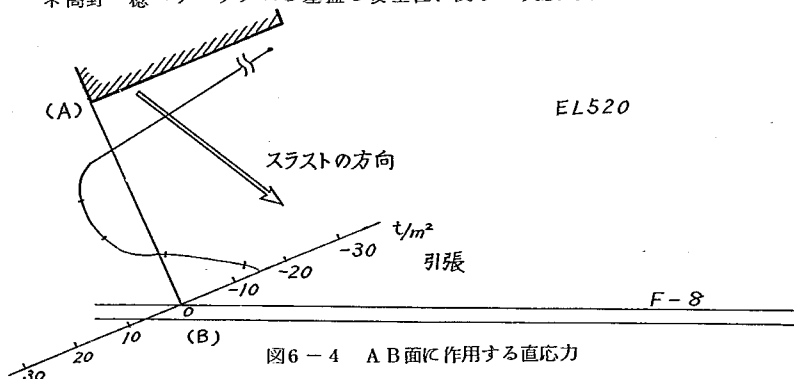


図6-4 AB面に作用する直応力

第1～第3段階の方法は極めて安全サイドの検討となっている。それはアーチスラストをBC面(断層面)に作用させており、実際にはHのかなりの分がCD面の支圧抵抗により軽減されるためである。これをみたのが第4章に示したHennyの方法で、ここでは、アーチスラストを平均的滑り方向であるBDに対して、垂直、平行な成分として分割することによりCD部の支圧抵抗をみている。これはあくまで便宜的方法であるが、Hennyの方法を最も厳密なかたちで取扱

った、CD部の支圧を応力の形で算出し、応力を積分することにより Total の力による安定をみた2次元有限要素法による極限安全率とよい相関を示している。

このように、第4章で示した方法は、重力ダムの河床部に緩傾斜な断層がある等の同種のモデルに対して簡単にその安全率を算出でき、簡便な割に比較的精度の高い方法として提案できる。

6. 2 剛体滑り法に於いて底面が傾斜している場合の安全率の変化

第4章の剛体滑り法による検討は底面が水平な剛体の滑りに対して安全率を算出しているが、底面が水平面であるという仮定は現実的なものではない。

しかし、実際には底面をどのように仮定してよいかは断定しがたく、計算も極めて複雑なものになる。そこで、簡単なモデルを用いて、底面の傾斜角と安全率の関係を導いてみる。これはF-1, EL580m以上の部分を近似している。

(i) 流れ目、さし目の底面に対する検討

この場合、Wと $T_{\perp}$ の関係により滑りの方向が変化するため、安全率の算出式が異なる。

$$T_{\parallel} = 97000 \text{ t}$$

$$T_{\perp} = 89000 \text{ t}$$

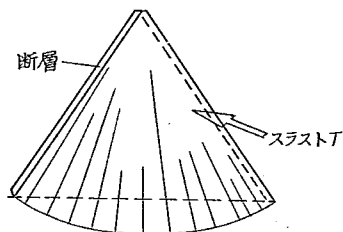


図6-5 解析モデル

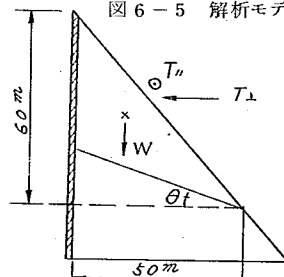


図6-6 流れ目、さし目の底面を持つ場合の解析モデル
(底面が山側、川側に傾いている場合)

即ち、

- $T_{\perp} > W \tan \theta$ の時 (この時自重による川側すべり成分が生じないので、滑りの向きは断層沿いに下流方向となる。)

$$f_s = \frac{f_{\text{底面}} W / \cos \theta + \tau_{\text{底面}} A_{\text{底面}} + f_{\text{断層}} (T_{\perp} - W \tan \theta) + \tau_{\text{断層}} A_{\text{断層}}}{T_{\parallel}} \quad \dots (5)$$

- $T_{\perp} < W \tan \theta$ の時 (この時は、自重による川側すべり成分があるため、この方向とスラストによる断層沿い下流方向と合成された方向がすべりの方向となる。)

$$f_s = \frac{f_{\text{底面}} (W \cos \theta + T_{\perp} \sin \theta) + \tau_{\text{底面}} A_{\text{底面}}}{\sqrt{T_{\parallel}^2 + (W \sin \theta - T_{\perp} \cos \theta)^2}} \quad \dots (6)$$

底面を岩及び断層とした時の安全率と傾斜角の関係は以下の図のようになる

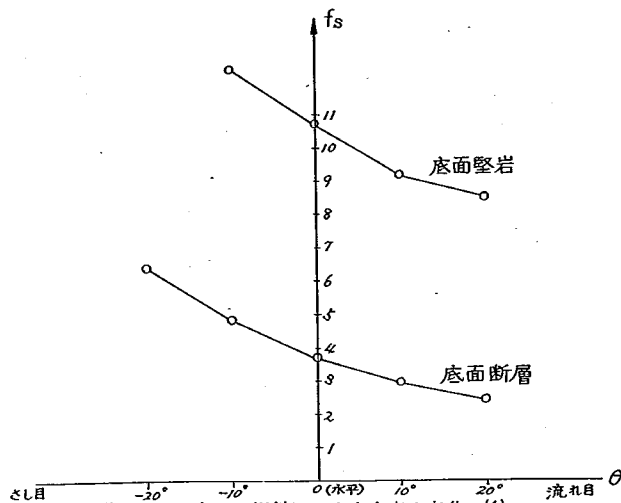


図6-7 底面の傾斜による安全率の変化 (I)

(ii) 下流落ち、上流落ちの底面に関する検討

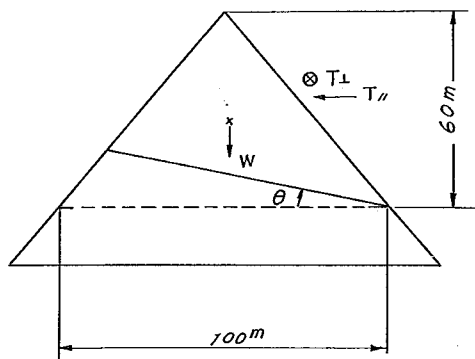


図6-8 下流落ち、上流落ちの底面を持つ場合の解析モデル

この場合、安全率の算出式は、

$$f_s = \frac{f_{\text{底面}} W / \cos \theta + \tau_{\text{底面}} A_{\text{底面}} + f_{\text{断層}} T_L + \tau_{\text{断層}} A_{\text{断層}}}{T - W \tan \theta} \quad \dots (7)$$

となる。底面が岩及び断層とした時の安全率と傾斜角の関係は図6-9のようになる。

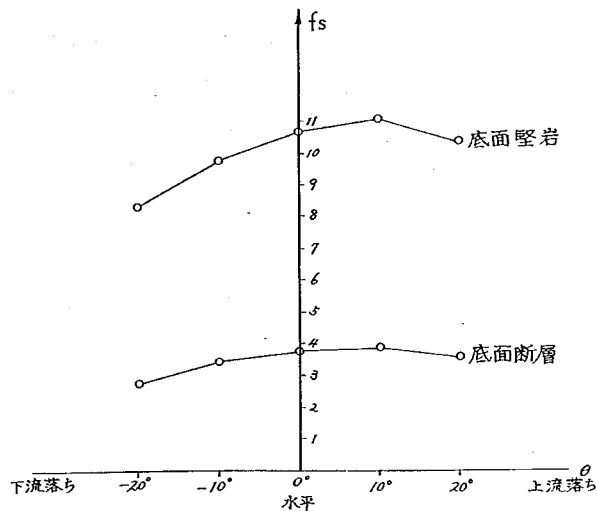


図 6-9 底面の傾斜による安全率の変化 (2)

以上の計算より、下流落ち・流れ目の底面を持つ剛体の場合には、安全率が低下することが確かめられた。このため、剛体滑り法を水平底面で計算することにより、真の安全率より幾分高めの安全率が得られるため、剛体滑り法での目標とする安全率は第 4 章に示した通り 6 とした。また底面に断層がある場合は著しく安全率が下がるが、現実の地質調査で確認された断層のうち不利となる組み合わせについて第 4 章に報告した通り別途検討したものである。

6. 3 応力解析の精度に関する検討

有限要素法を用いて岩盤の内部応力を求める場合、その裏付けとして有限要素法の精度について検討しておく必要があろう。3 次元有限要素法に関しては別に報告したが（土木研究所資料「ダム工学に於ける有限要素法(2)」）、ここでは 2 次元有限要素法について扱う。

有限要素法の解析手法に対しては要素分割を細かくすれば十分な精度が得られることは既に十分な検討と実績より認められているところであり、本検討は次の様な、本解析に付随する問題点に関して行なった。すなわち

- 1) 断層の弾性係数の違いによる応力度の変化
- 2) 断層の厚さの違いによる応力度の変化
- 3) 解析モデルの大きさによる（無限体を有限の大きさのモデルで近似する際の）応力度の変化

について検討したものである。

6-3-1 断層の弾性係数の違いによる応力度の変化についての検討

既に述べた通り、川治ダム断層の弾性係数はジャッキ試験の結果によると初期荷重に対しては $2000 \sim 3000 \text{ Kg/cm}^2$ 、繰返し荷重に対しては $6000 \sim 10000 \text{ Kg/cm}^2$ という値が得られて

いる。そこで弾性係数の違いによる応力度の差異を調べるため、 $E_F = 1000, 5000$ 及び 10000 Kg/cm^2 の3ケースに対し解析を行なった。結果を、表6-1、図6-10に示すが、これによると弾性係数が小さい方が安全率が高くなっている。これは一般的感覚とずれがあるが破壊強度を弾性係数によらず一定としていることに問題がある。応力度は弾性係数が小さい程分散され均一な値に近づいている。これは断層がクッションの効果を示すためと考えられる。しかし、弾性係数が極度に低いと考えられる Case-2 ($E_F = 1000 \text{ Kg/cm}^2$) を別にすれば、弾性係数による差異は少ない。

以上の検討結果より、本解析では小さめの弾性係数を用いることは、工学的に危険側になると判断し 5000 Kg/cm^2 を使ったものである。

case 名	断 層	EL	弾 性 係 数	平均的安全率	最小点安全率
2	F-1	600 ^m	Kg/cm^2 1000	2.5	1.3
3	"	"	5000	1.7	0.8
1-1	"	"	10000	1.6	0.7

表 6-1 弾性係数の差による点安全率の変化

6-3-2 断層の厚さの違いによる応力度の変化についての検討

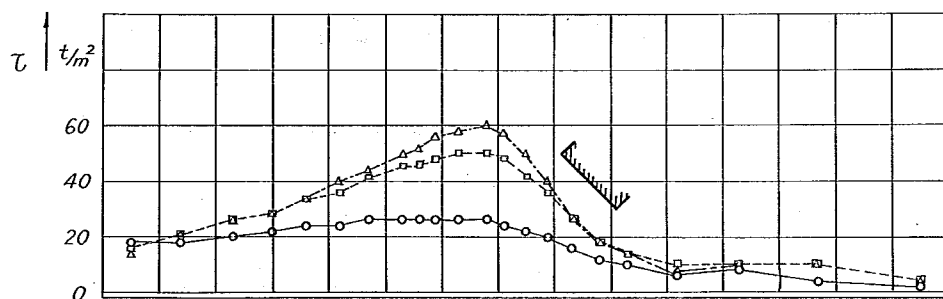
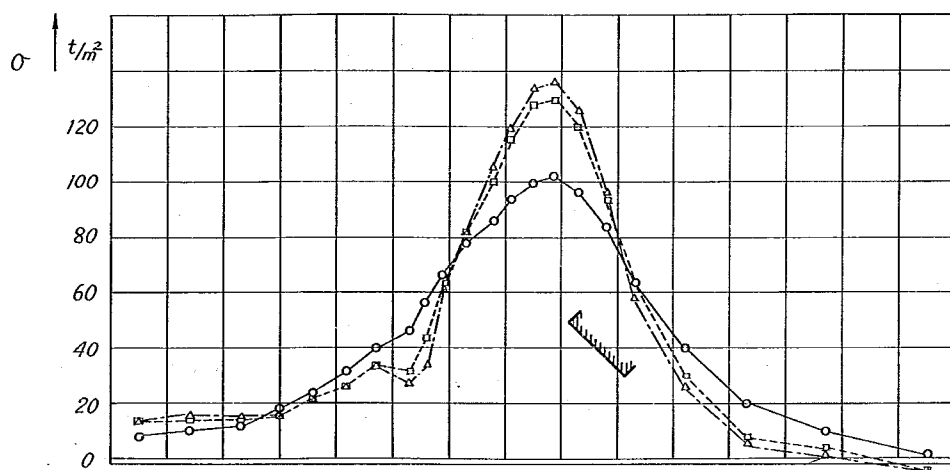
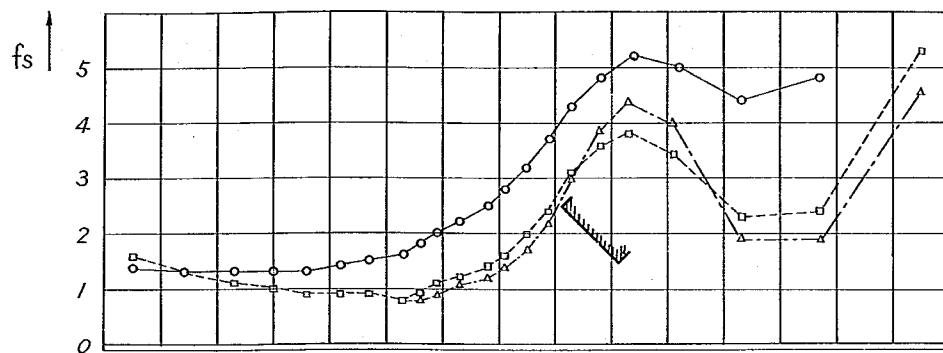
川治ダムの断層厚は最も大きなF-1断層についても1m前後であり、右岸断層については10~20cm程度にすぎない。しかし、有限要素法では極端にうすい要素を用いることは精度上好ましくないとされており、計算では断層が誇張された大きさに拡大されている。

そこで、断層厚の差による応力度の変化をみるため、断層厚10m 5m 3mの3ケースについて解析を行なった。結果を以下に示すが、これによると、断層巾が厚いほど点安全率が増加するが、これも6-3-1と同様に断層の規模によらず強度を一定とみているからである。応力度は6-3-1と同様な理由により断層厚が厚い程、分散されている。しかし、断層厚によって点安全率はほとんど変化しない。

Case 名	断 層	EL	断 層 厚	平均点安全率	最小点安全率
1	F-1	600m	10	1.5	1.1
2	"	"	5	1.4	0.9
3	"	"	3	1.4	0.8

表 6-2 断層厚の差による点安全率の変化

本解析では第4章に述べた巾を用いているが実際の巾との差異に起因する誤差は少いと判断できる。



○—○ Case 2 ($E = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)
 □—□ Case 3 ($E = 5000$)
 △—△ Case 1-1 ($E = 10000$)

図6-10 弾性係数の差による応力度の変化 (F-1 FL600m)

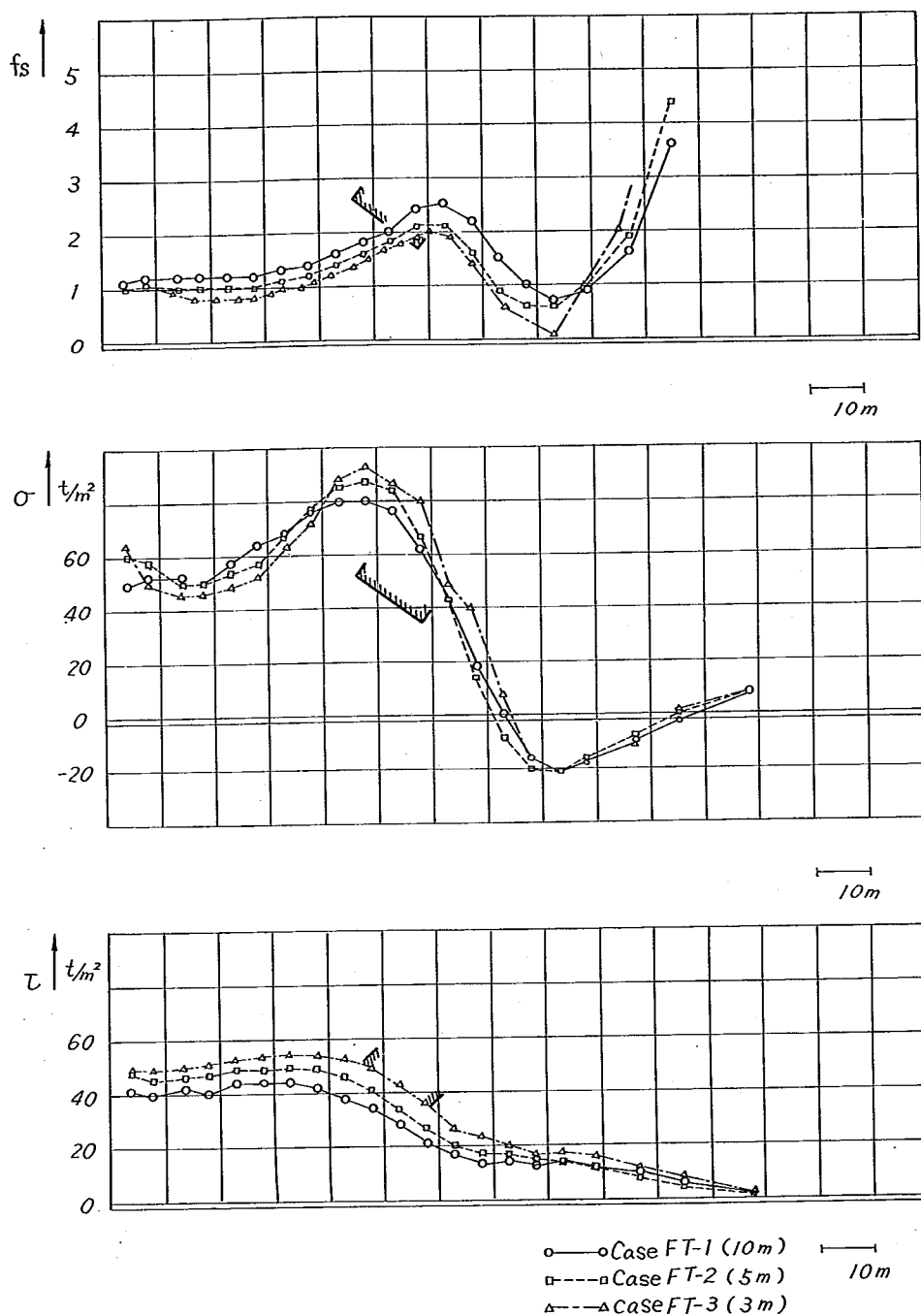


図6-11 断層中の差による応力度の変化(F-1, EL600m)

6-3-3 解析モデルの大きさによる応力度の変化についての検討

有限要素法による計算に於ては解析モデルを無限体として取扱うことができないため、これを無限体と近似できる有限の大きさのモデルとして解析しなければならない。ここでは、その境界のとり方によって応力度がどのように変化するかを調べるために、上流側と下流側の境界をそれぞれ動かしてみた場合の応力度の変化を解析した。

上流側境界の検討は、左岸F-1断層EL600mで、下流側境界の検討を右岸F-8断層EL520mで行なった。解析モデルは図6-12に示す通りである。

この応力解析結果を表6-3、図6-13に示してある。

case名	断層	EL	アバット上流端より上流側固定端までの距離	平均点安全率	最小点安全率
11	F-1	600m	64m	1.4	0.8
11-1	"	"	26	1.3	0.9
11-2	"	"	100	1.5	0.8

case名	断層	EL	アバット下流端より下流側固定端までの距離	平均点安全率	最小点安全率
R-6	F-8	520m	149m	3.2	1.2
R-7	"	"	69	4.9	1.8
R-7-1	"	"	229	3.4	1.2

表 6-3 解析モデルの大きさによる点安全率の変化

これより、左岸F-1断層については上流側の境界の取り方によらず点安全率はほぼ一定とみなされる。これは、F-1断層より前の地山の厚さが薄いため、上流側へ伝わる力が小さいためと考えられる。

右岸F-8断層については、R-7の安全率が他に比べてかなり大きく、境界のとり方に問題があることが認められる。本解析にはR-6程度の位置に境界を設定すれば十分であることからこれを参考に境界を設定した。

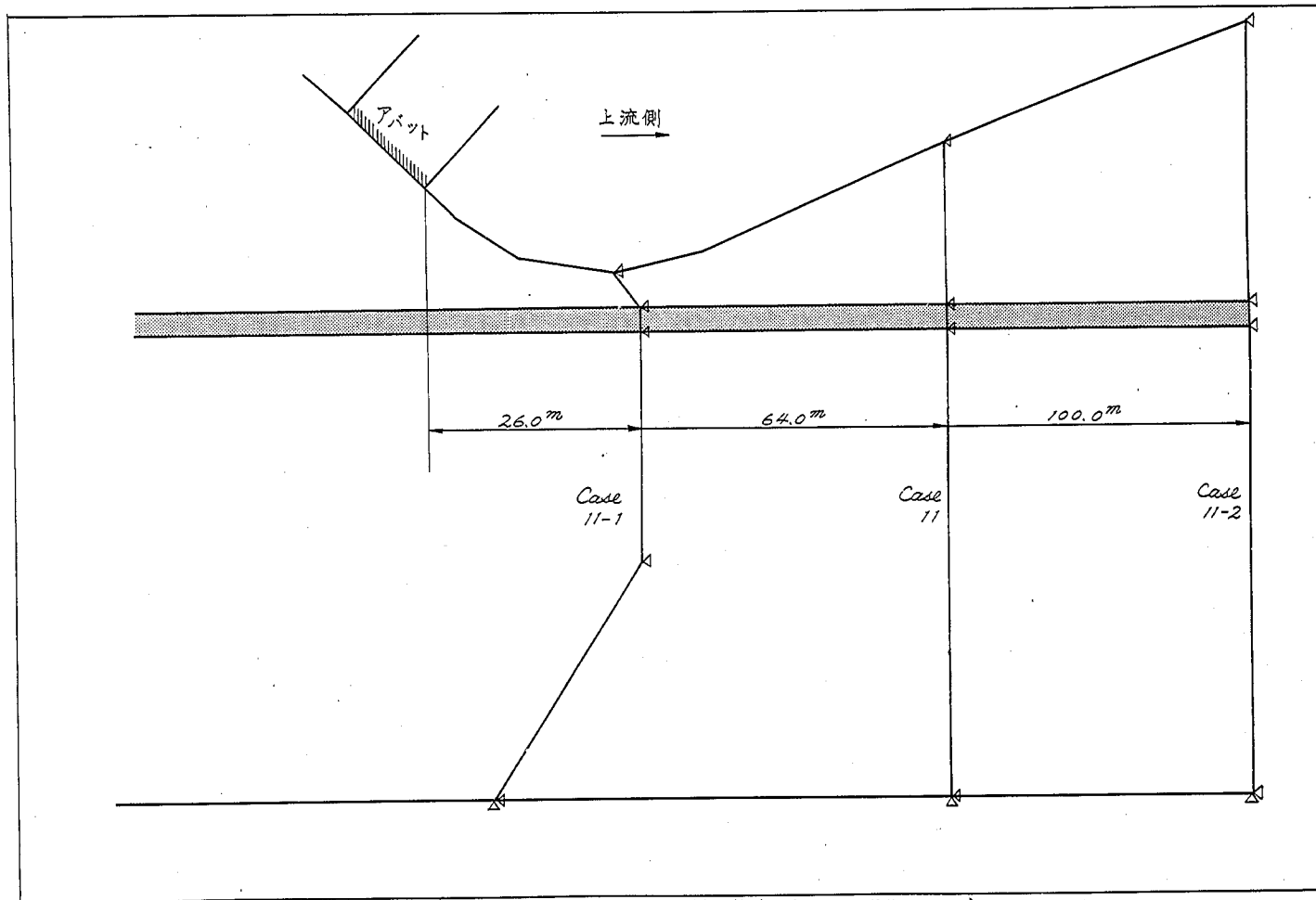


図6-12-1) 解析モデルの境界条件(左岸F-1 EL600m)

$S = 1 : 1000$

右岸 EL 520

Case _____

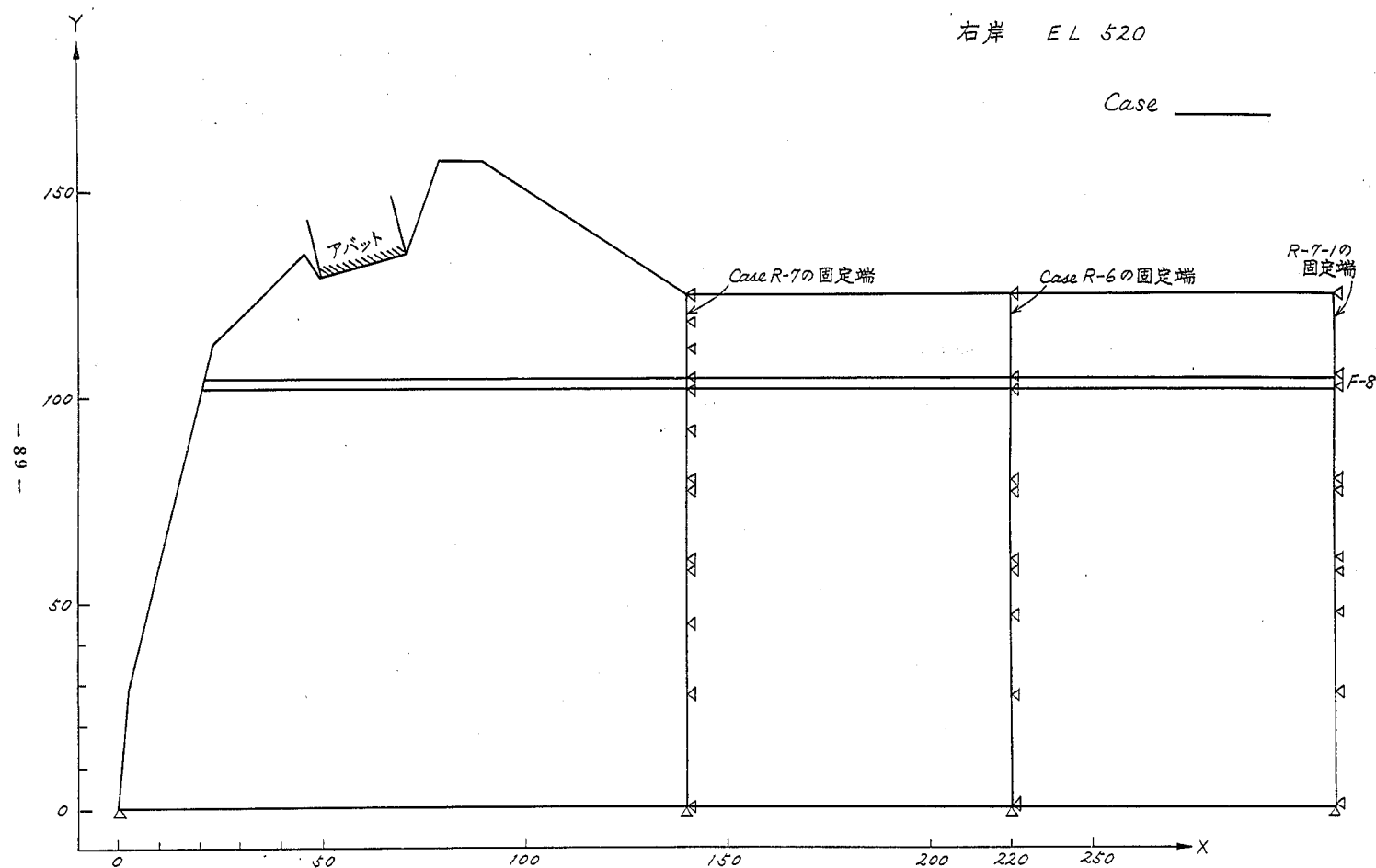


図 6-12-(2) 解析モデルの境界条件 (右岸 F-8 EL 520m)

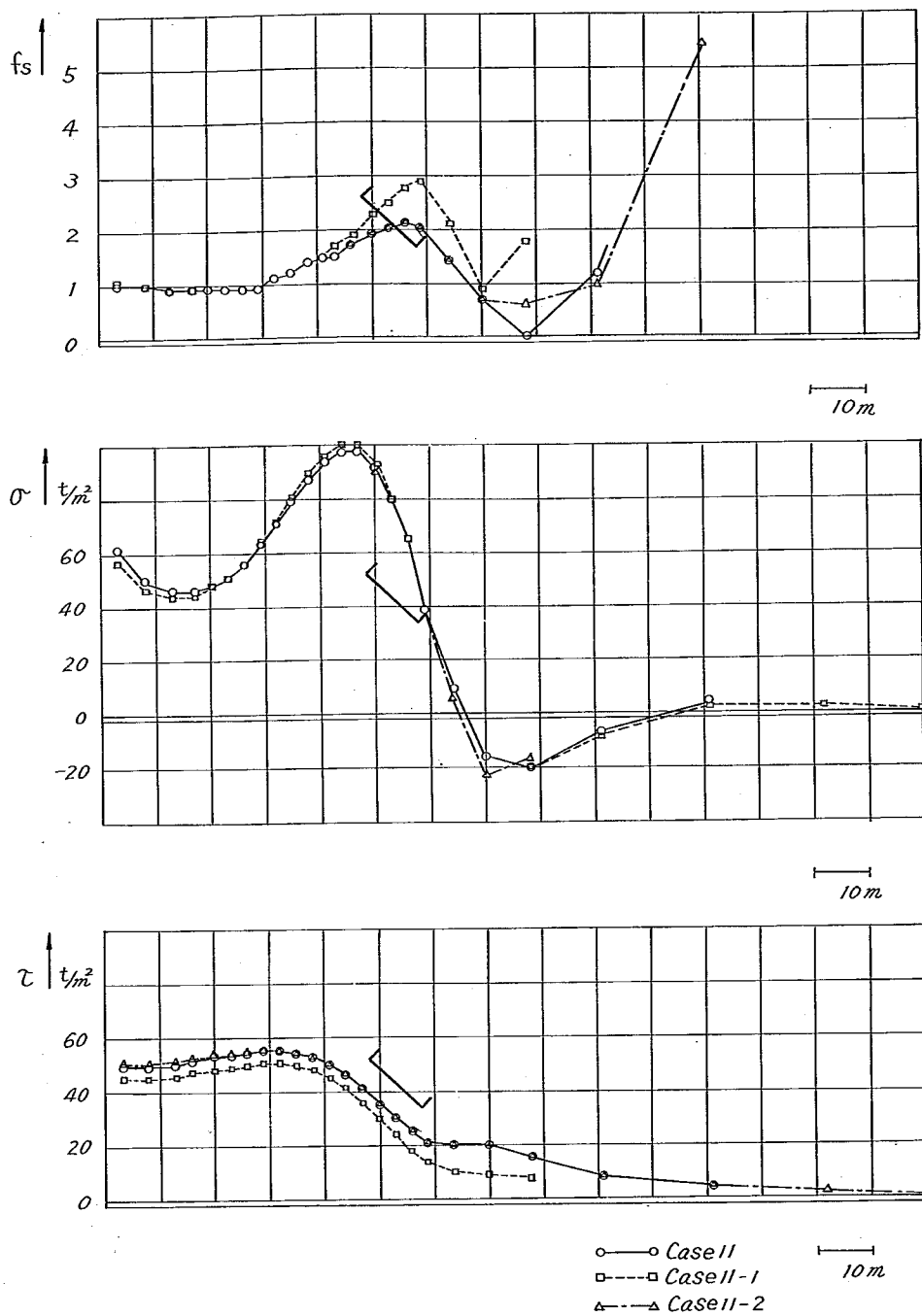


図6-13-(1) 上流側境界条件の差による応力度の変化(左岸F-1 断層EL600m)

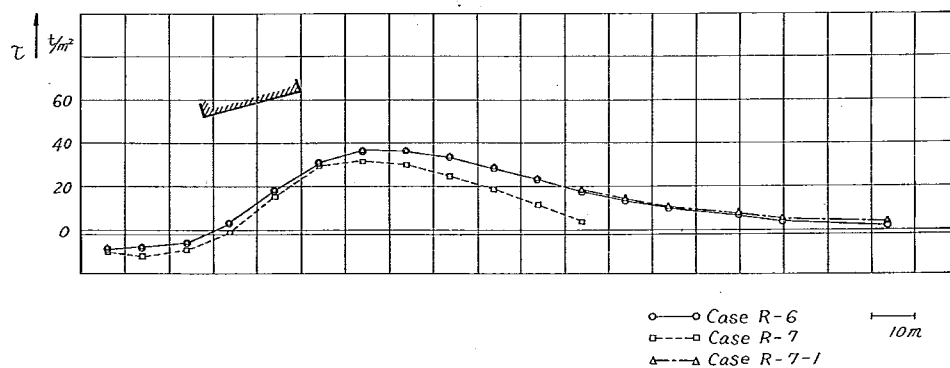
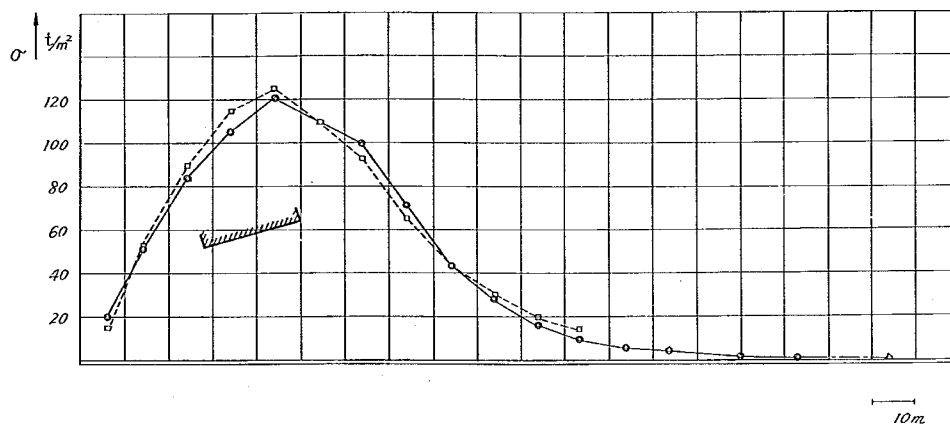
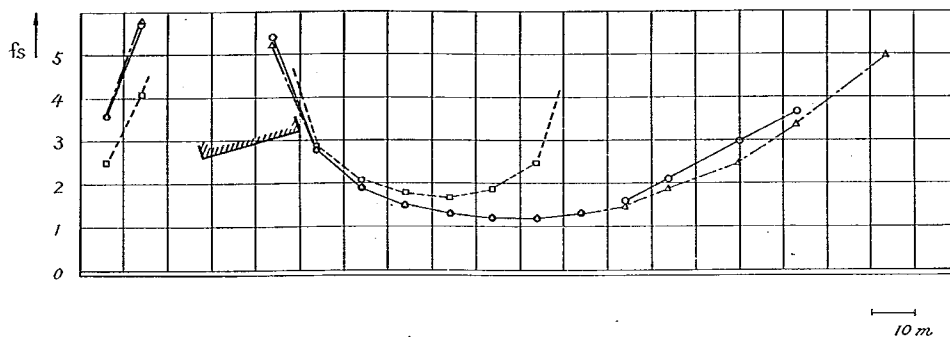


図6-13-(2) 下流側境界条件の差による応力度の変化(右岸F-8 断層EL520m)

6. 4 2次元有限要素法による断層のコンクリート置換の効果の検討

基礎岩盤の安定解析に際して2次元スライス上における安全率がかなり低いことが判明した時点で、断層のコンクリート置換が真剣に検討された。ここではコンクリート置換の効果についてその一部を報告するものである。対象とした断層は最もコンクリート置換が施工しやすく、当初から安全率が低いと思われていた B1.600 m の F-1 断層である。

検討した各ケースの内容を以上の表にまとめた。

Case	計 算 内 容	置 換 長
2	置換を全く行なわない場合	0 m
4	応力の最も大きな部分と下流端及びその中間の3ヶ所を置換	5 4.5
5	Case 4 で下流端の置換を取除いた	3 6.0
6	Case 4 と同じ置換長で置換場所を変化させた	5 4.5
7	コンクリート置換ブロックを細かく配列した場合	

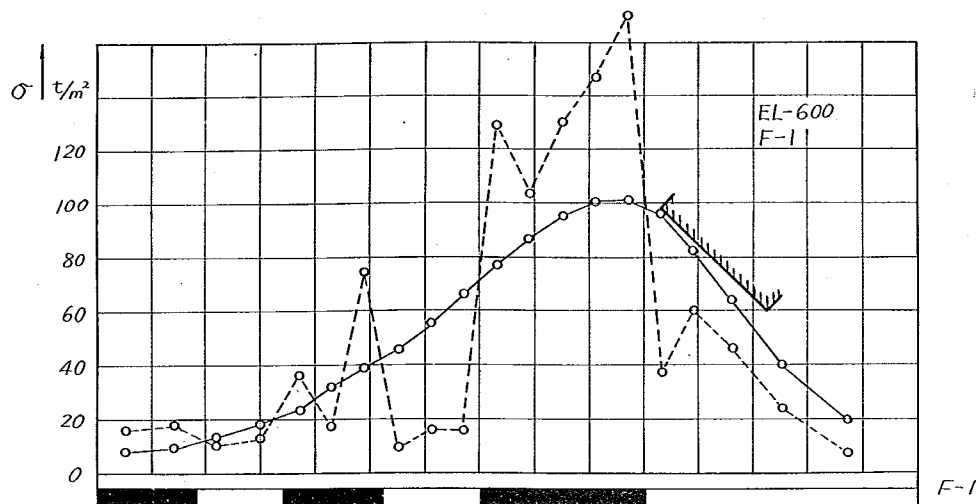
表 6-4 計算内容

計算は次の条件で行なった。

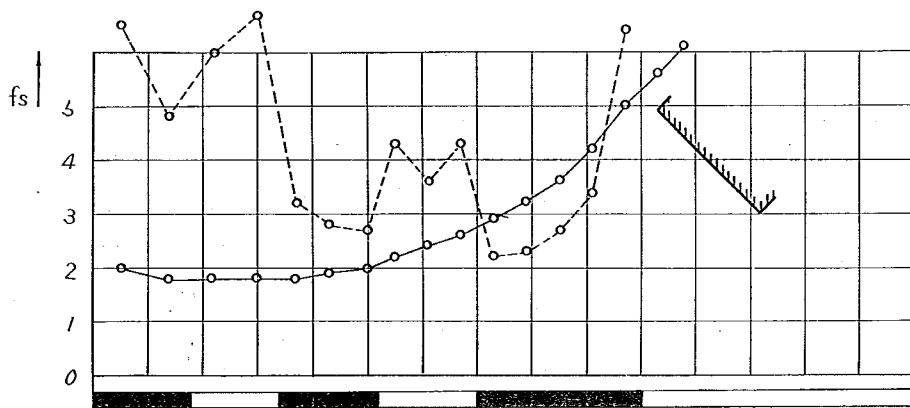
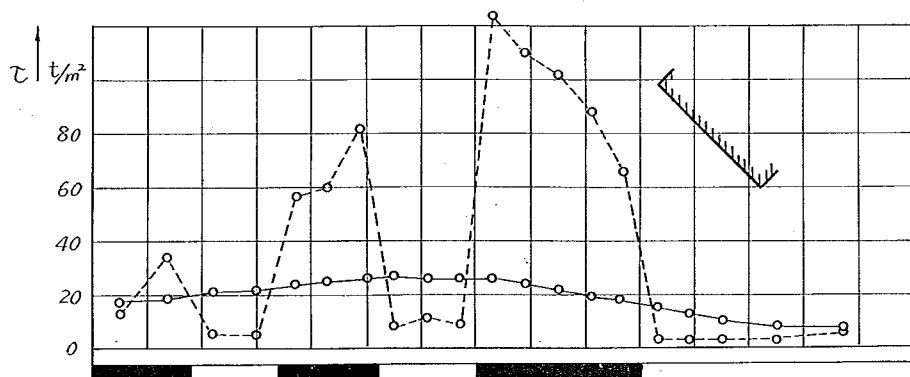
	弾性係数	ポアソン比	剪断強度	摩擦係数
堅 岩 (C _H)	55 000 $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	0.2		
堅 岩 (C _M C _L)	20 000	0.2		
断 層	5 000	0.4	30 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$	0.5
コンクリート	200 000	0.2	150	1.0

表 6-5 計算条件

解析結果を図6-14に示す。(1)は Case 2 と Case 4 を比較したものであるが、コンクリート置換部に応力が集中し、その周辺の断層部の応力がその分減少している。安全率は断層部では著しく上昇し、置換部では応力集中のため断層部より低下している。(2)は Case 4 と Case 5 を比較したものであるが、下流端の置換により、同箇所の安全率はかなり上昇しているが、応力分布に関する限りさほど両者に差はなく、置換部は応力値の大きな所とするのが適切であることを物語っている。(3)は Case 4 と Case 6 を比較したものである。置換区間がほぼ同一のため両者の応力分布は大同小異である。(4)は Case 4 と Case 7 の比較であるが、置換区間を細か



F-1



Case2置換なし

Case4置換区間

○—○ Case2
○---○ Case4

5m

図 6-14-(1) コンクリート置換による安全率の変化(1)

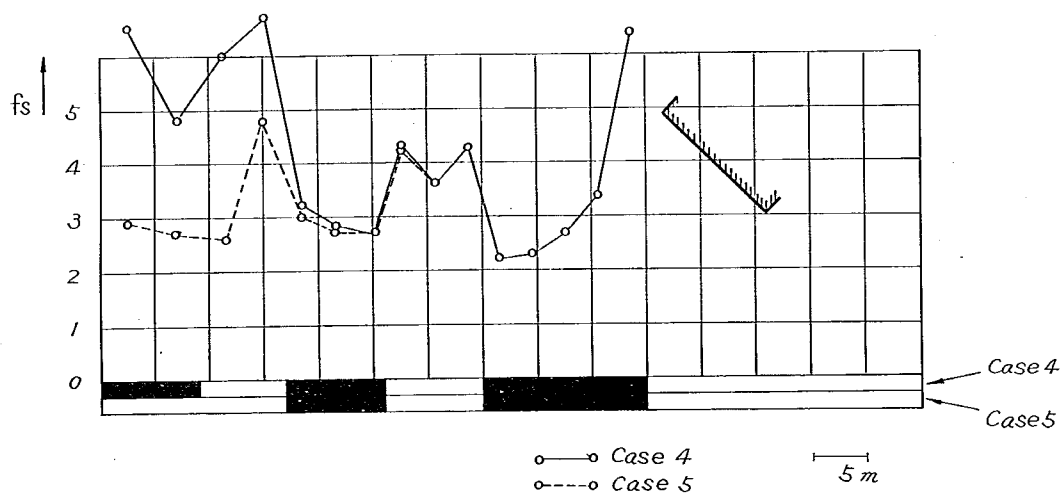
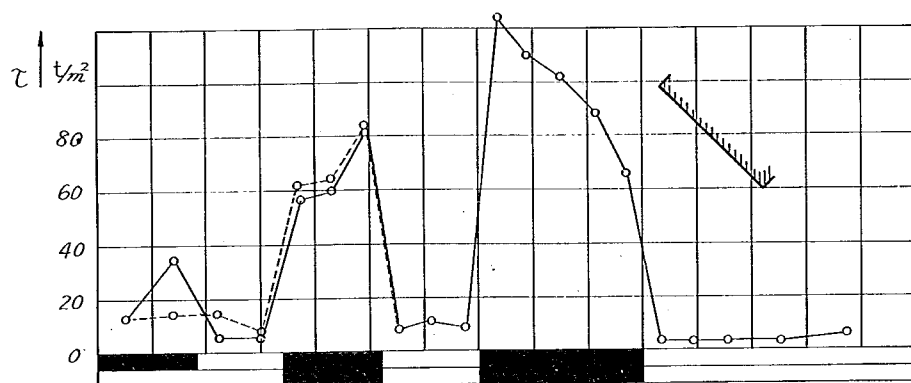
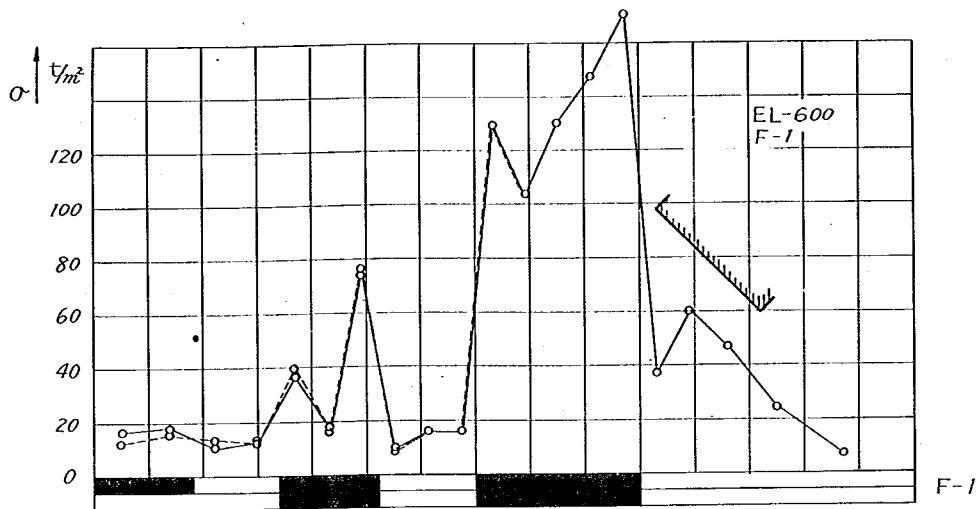


図 6-14-(2) コンクリート置換による安全率の変化(2)

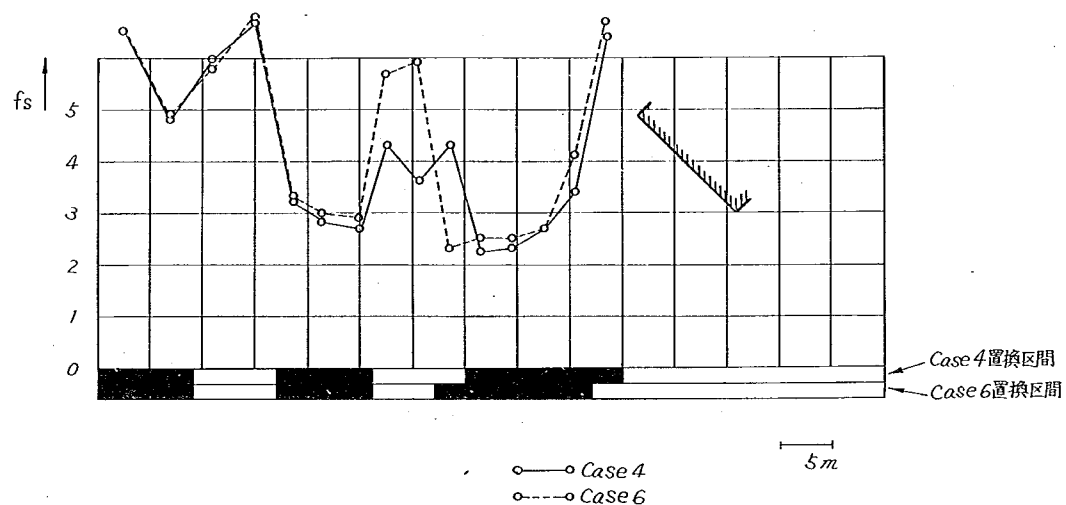
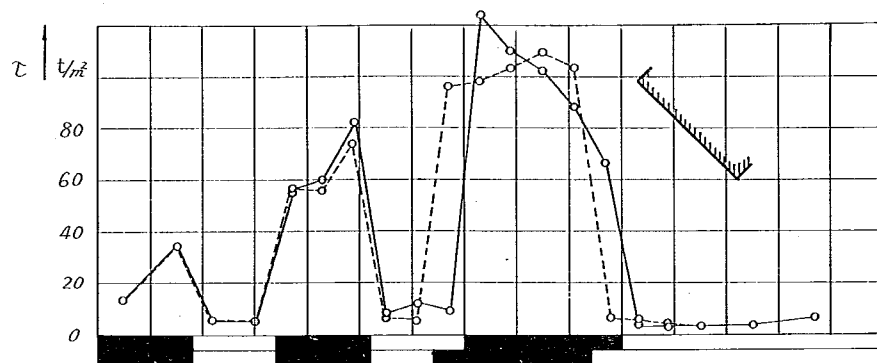
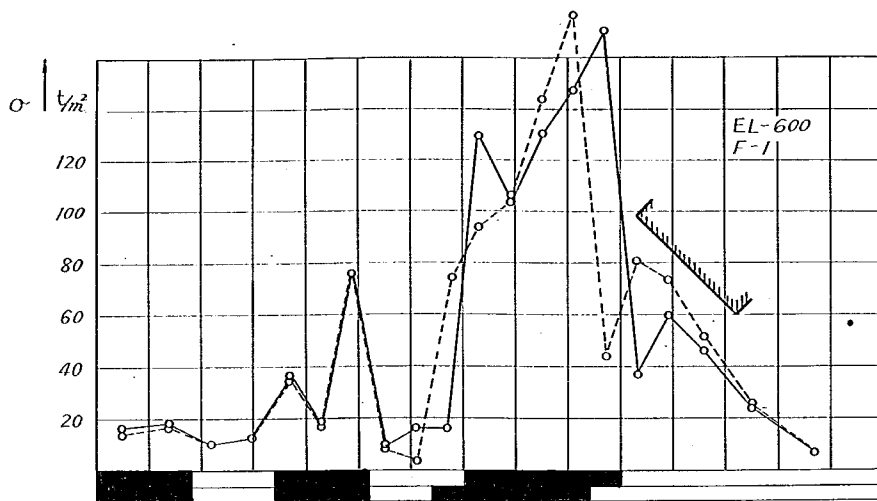


図6-14-(3) コンクリート置換による点安全率の変化(3)

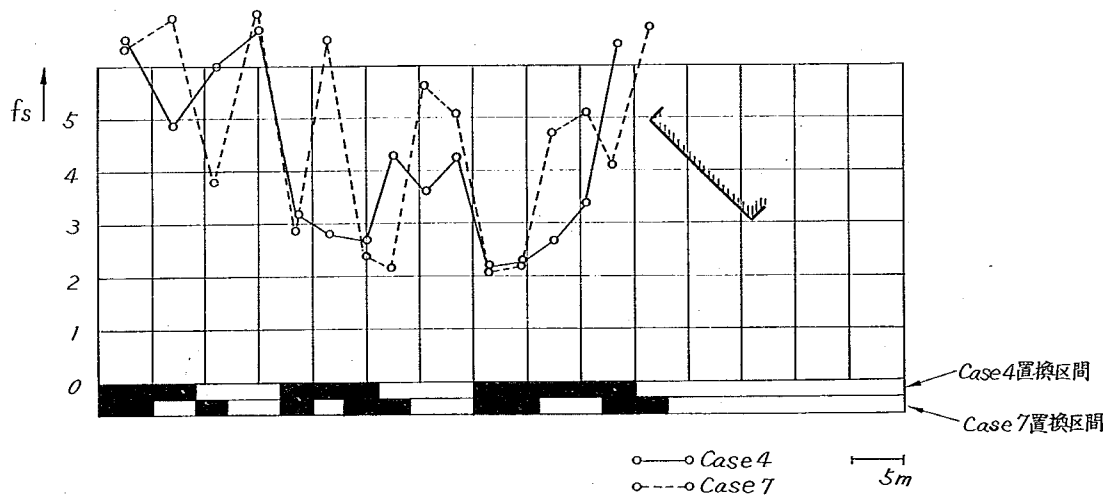
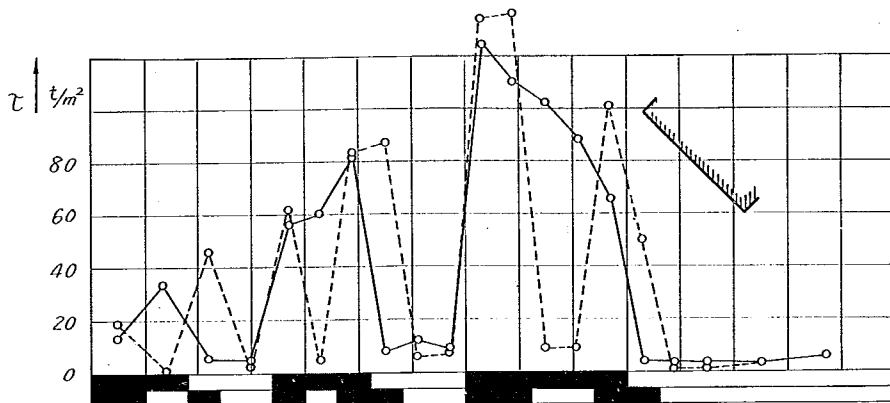
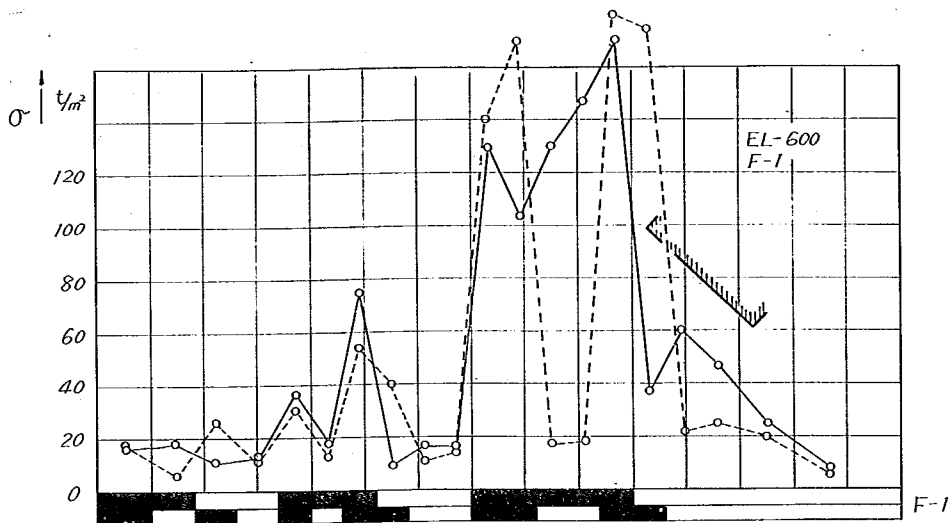


図6-14-(4) コンクリート置換による点安全率の変化(4)

いブロックに分けると応力分布が複雑になり好ましくない状態であると考えられる。以上の結果をまとめると次のことが言える。

- ① コンクリート置換は、点安全率の改善を目的とするならば応力の集中するスラストの方向と断層とが交差する部分に施工するのが有効である。
- ② Henny の式に基づく全体安全率に対しては、置換部分の場所の選択においては大きく置換部分の長さのみによる。

6. 5 地山の初期応力が岩盤の安定性に与える影響

2次元解析が3次元解析に比して控え目な安全率を与える理由としては応力の3次元分散と地山の初期応力を考慮できない点が挙げられることは既に述べたが、後者について考えてみる。重力ダムの様な鉛直な2次元スライスを取り出して解析する場合は自重の効果を解析することも可能であるが、アーチダムの様に水平スライスを取り出した場合には全くこれが期待できない。しかし自重によってもポアソン比によって定まる水平力が作用することは明らかであり、これによって断層沿いの滑り安全率が増加することは十分に予想できるはずである。この結果が第4章の3次元点安全率に単的に表われている。即ち、左岸F-1断層に於ては、自重を考慮した場合としない場合に於て点安全率が2以上も増加している。しかし、主応力が断層に直角になるとはかぎらず、場合によっては断層沿いに剪断力を生じる場合もありうるわけで右岸の断層に於て、安全率がほとんど増加しないのは実にこれが原因となっている。図6-15に地山の自重を考慮した場合としない場合の断層面に働く応力の変化を示す。2つの応力の差が自重による初期応力を表現している。

しかし、初期応力を考慮する際に全く問題がないわけではなく、地山の形成段階に於て褶曲による応力の発生、断層の発生による剪断力の開放などの自重によらない応力の存在があること、又、岩盤の生成過程上、土の内部応力の様に、自重による鉛直力とポアソン比による水平力という考え方が全く成立しない場合もあり、これらの応力状態を弾性論により求まる応力状態で近似することとどの位妥当性があるかは、今後検討を加える必要があろう。

6. 6 岩盤PS工の理論的背景

川治ダムは基礎処理工法として岩盤PS工を採用するが、その理論的背景を考慮してみる。

岩盤PS工とは、岩盤にボーリングを施こして鋼棒を挿入し、一端を固定してから他端を引張ることによって岩盤を締め付ける、基礎改良工事である。岩盤を締め付けるプレストレスの大きさは、鋼材を緊張する時の反力として作用する圧縮応力である。

岩盤PS工による基礎岩盤の改良が行なわれた例として、chaudanne ダム、Vajant ダム、

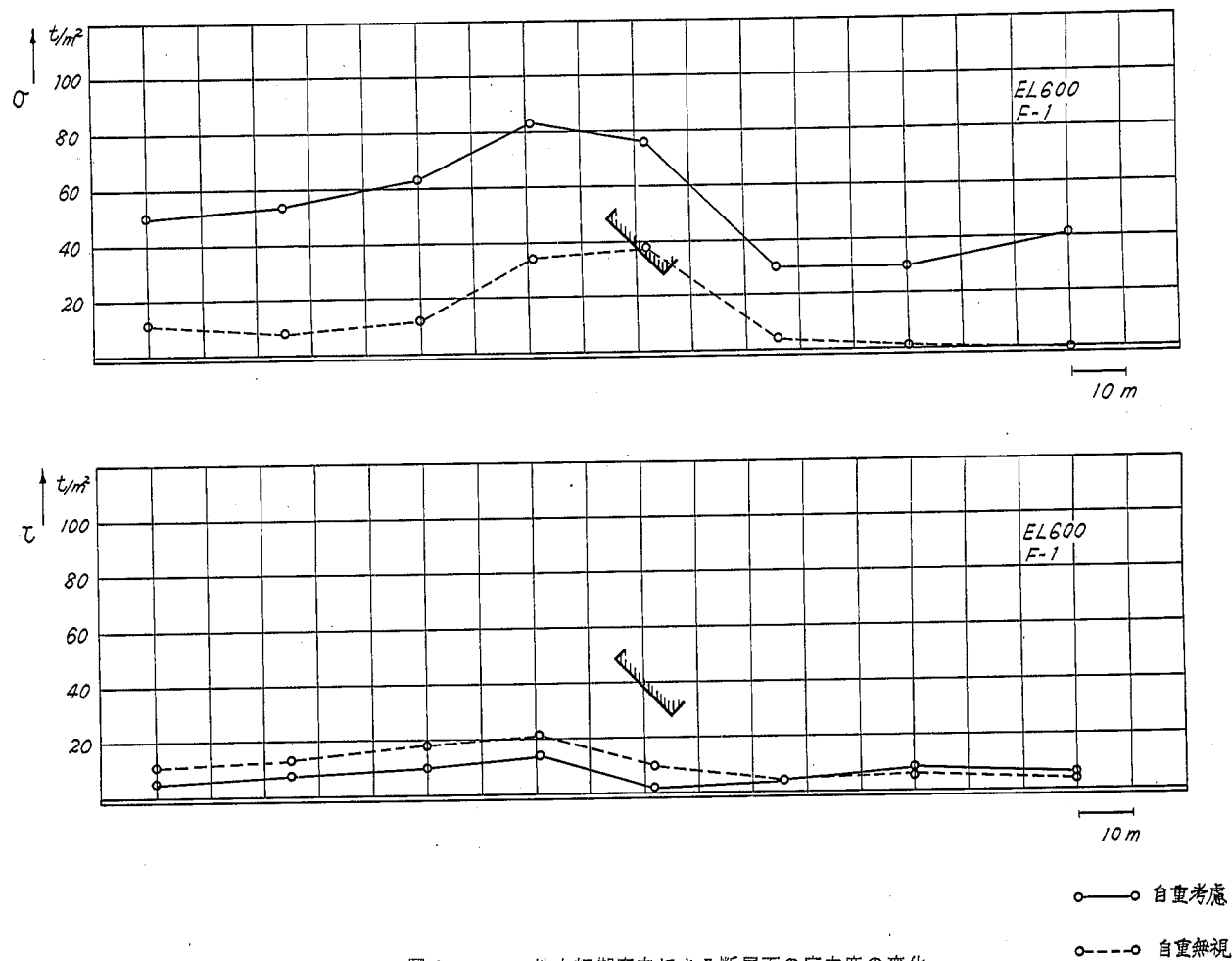


図 6-15 地山初期応力による断層面の応力度の変化

Castillon ダム、我が国においては、川俣ダム、奈川渡ダム、矢作ダムなどが挙げられる。

普通、岩盤は硬い岩のかみ合いによって大きな支持力をもつものであるから、プレストレスによってかみ合いを増大させれば、強さは著しく増すものと思われるのであるが、その評価法に確立されたものはない。

一般的な効果の判定法をあげれば、次の様なものがある。

6.6-1 Mohr の応力円に基づく方法

ダムからの荷重が作用した場合の基礎岩盤内の応力状態は図中の Mohr の円 A で表現される。次に適当な方向にプレストレスを作用させた場合の応力状態は図中の Mohr の円 B に移行する。これらの応力円と、Coulomb の破壊説で表わされる、 $\tau = \tau_0 + f\sigma$ なる直線との距離の増加がプレストレスによる効果として判定される。

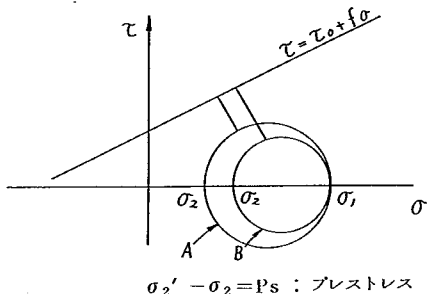


図 6-16 Mohr の円による
プレストレスの効果の判定

川治ダムにこれを適用する場合、上の方法は多少変更される。それは卓越断層によって滑りの方向が規定されているためであり、プレストレスの効果は、ヘニーの公式の応力による表示、いわゆる滑り線沿いの点安全率による基準

$f_s = (\tau_0 + f\sigma) / \tau$ によって単的に表わされる。これによって、プレストレスの効果表現すると下図のようになる。

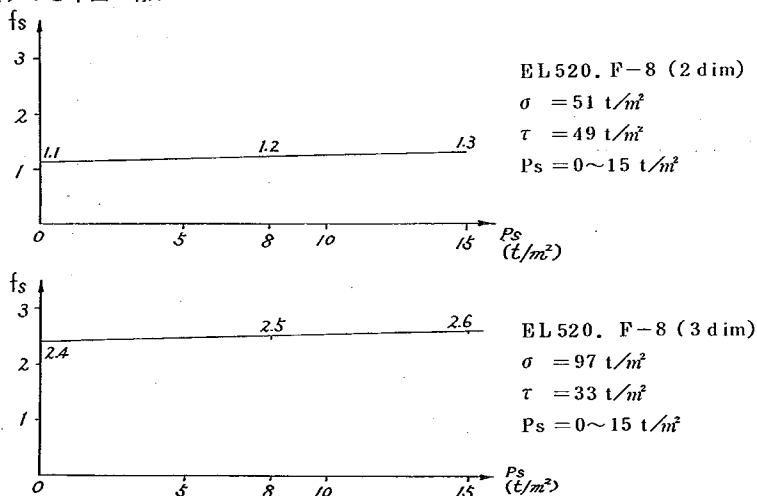


図 6-17 プレストレスによる点安全率の増加

従って安全率の上昇は、 8 t/m^2 で 0.1 程度しか期待できない。

6-6-2 法面安定に対する効果による判定法

図に示すように、斜面の横方向にプレストレスを与えると、岩盤に作用する合力の向きが山側に β だけ傾くことになり、法面勾配が β だけ緩くなったのと同じ効果になる。

これは、卓越断層の処理よりも、右岸 low-dip 断層、左岸半島の崩落の押えなどに有効である。

左岸半島部法面にこの方法を適合すれば下図の通り

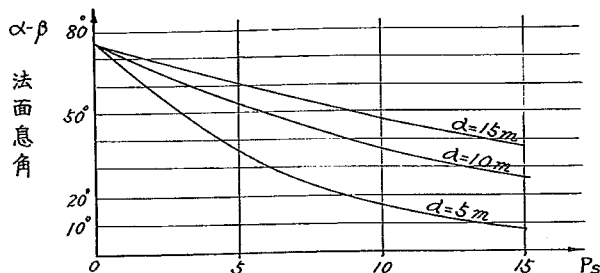


図6-19 プレストレスによる法面息角の変化

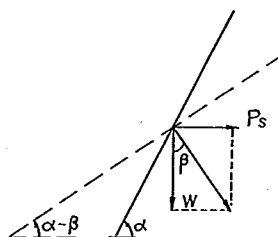
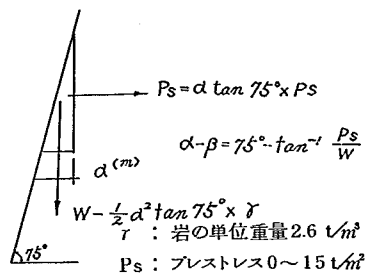


図 6-18 法面安定に対する
プレストレスの効果



6-6-3 プレストレスの大きさに相当する分だけ根入れ深さを大きくとったものとして判定する

る方法

斜面が鉛直軸となす角を 30° とすると、プレストレスによる等価な根入深さは

$$\Delta d = \frac{P_s}{r \sin 30^\circ}$$

増加する。

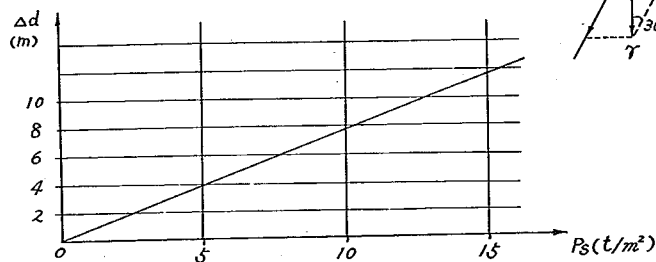
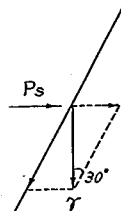


図6-20 プレストレスによる根入深さの変化



Meyerhof の図表より、限界支持力の増加を算出すれば次の通りである。

EL 520 $b = 32.5m$ (基礎巾)

$d = 18.0m$ (根入深)

$\Delta d = \frac{P_s}{r \sin 30^\circ}$ (P_s による根入深の増分)

$\alpha = 50^\circ$ (基礎傾斜角)

$\varphi = 45^\circ$ (内部摩擦角)

$i = 30^\circ$ (斜面が鉛直となす角)

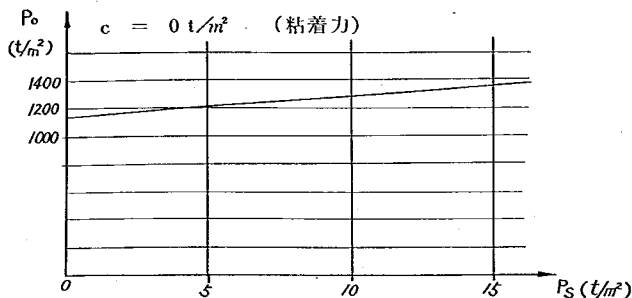
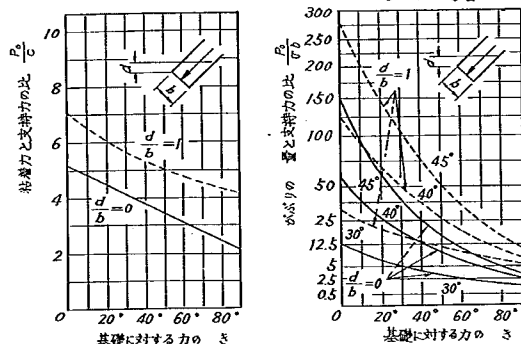


図 6-21 プレストレスによる限界支持力の変化

$\varphi = 0$ の場合



6.7 断層のジャッキ試験による弾性係数・変形係数

断層を対象としたこの種の試験の実施例は極めて少ないため、川治ダムに於て実施された断層のジャッキ試験について詳しく扱う。試験は最も大きな規模の断層に対して行ない。半無限体と仮定して計算を行なった。

6-7-1 試験の方法

- a) 載荷は直径 30 cm の剛体載荷板を使用し、その他は土木研究所の「岩盤の変形係数測定法—ジャッキ法による岩盤の変形係数測定法基準(案)」に準拠した。ただし最高荷重は材料の強度を考慮して基準案の 1/2 程度とする。
- b) 試験を行なう断層は、巾が載荷板の直径と大差ないものの単一のものとしては最も大きい断層として F-1 断層を、断層帯を調べる試験として F-7 グループの断層をとりあげ、両者について試験を行なう。
- c) 断層材料はかなり塑性的な性質を持っていると考えられるので、載荷によって載荷面外が盛り上がることが予想される。この盛り上がりを防ぐために、一部の測定箇所で載荷面の外側にコンクリートを打設して載荷ジャッキとは別個のジャッキで加圧して測定した。そして非拘束状態による試験、則ち、試験面の周囲を固定しないで行う通常の試験のデータと比較検討する。拘束コンクリート板の影響は予想し難いが、盛り上がりを防ぐことによって載荷面が広がり、かつ荷重がふえるために沈下量が増加する効果の両方が考えられる。
- d) 上記のように周辺の盛り上がりが見込まれることや、断層部分と堅岩部分の間で変位量の差が生じたり、さらに剪断破壊がおこることが予想されるので載荷面外についても変位を測定する。
- e) F-1 断層及び F-7 グループの各 1 箇所を予備試験用の試験箇所とし、その結果によって測定方法を再検討する。また全部の箇所について測定時に荷重変位量曲線を作成し、変位の状況をチェックし、測定法検討の資料とする。
- f) 拘束、非拘束両状態の測定を行なう箇所では拘束状態の測定を先に行なう。これは非拘束の場合、塑性流動を起こす恐れがあるからである。
- g) 載荷方向は、断層の延長方向とする。
- h) 載荷板には、断層材料の性質から考えるとフラットジャッキを用いるのが望ましかったが製作に時間がかかるため採用を断念した。載荷板が剛体であるから荷重の大きさはジャッキ出力の形でしか読みとることが出来ず、このため最高荷重は規準案に示された値の正確に 1/2 (30 kg/m^2) にはできないので、近似値としてジャッキ出力を 24 ton とした。これは直径 30 cm の載荷板に分布するとすれば、約 34 kg/cm^2 になる。

6-7-2 試験装置

試験装置を以下に示す。

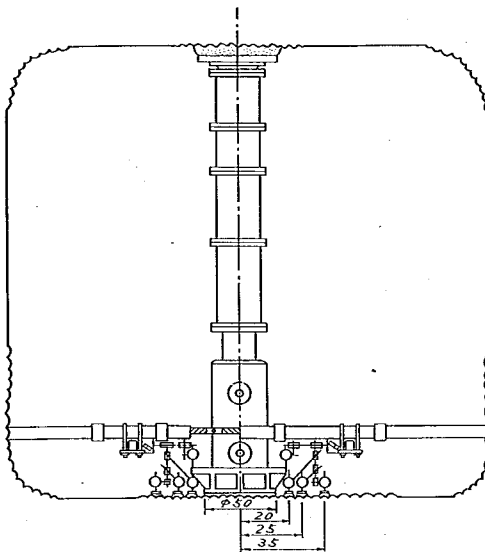


図 6-23-1) 試験装置 (非拘束状態)

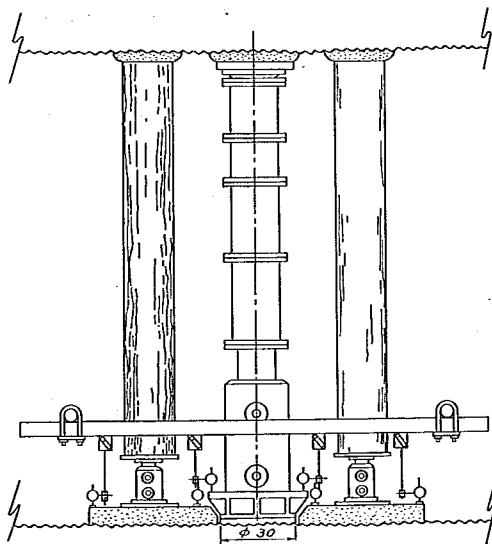


図 6-23-2) 試験装置 (拘束状態)

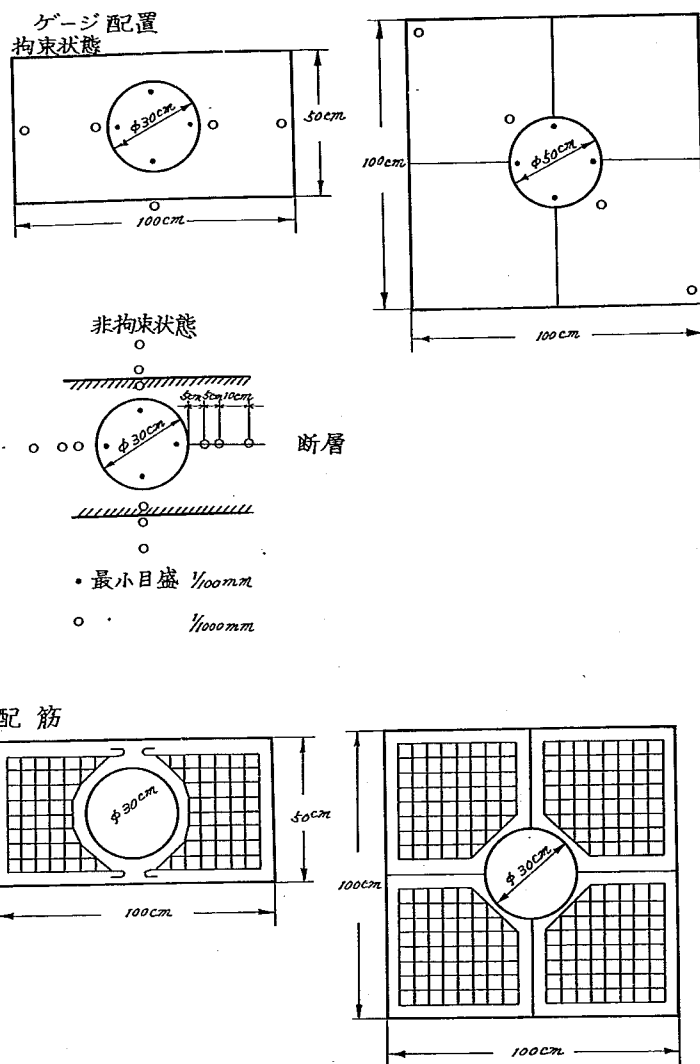


図 6 - 2 3 - (3) ゲージの配置と拘束コンクリートの配置

6-7-3 試験結果とその考察

断層のジャッキ試験を行ない測定値の整理を行なう場合に懸念されたことは、断層の平面的な広がり が 充分でないために、半無限の条件を満足し得るかという点と、岩盤と同様の押し固まり現象が生じて弾性体として挙動し、弾性係数の整理ができるかという点であった。

a) 半無限弾性体と近似することの妥当性について

載荷面外の変位は半無限弾性体と仮定すると次式で与えられる。

$$\Delta W = \frac{(1-\nu^2)}{\pi a E} F \sin^{-1} \left(\frac{a}{r} \right)$$

ここに

ΔW 荷重 F による沈下量

ν ポアソン比

a 載荷板半径

E 弾性係数

r 載荷板中心と測定点までの距離

比較にあたっては理論式より得られる変位を F/E をパラメータとして計算し、これに測定された変位をプロットした。弾性係数の値は各ゲージ列毎に独自に計算した値を用いた。全体的に見ると両者は比較的良好に一致している。特に F-7 断層層 3 では全方向に対し極めてよく一致している。又、F-1 断層層 3 等に於ては、測定初期には両者に差があるが、載荷が繰返されるにつれて次第に一致してくる傾向が見られる。以上のことから、おおむね半無限弾性体と考えてもさしつかえないことが判明した。

b) 弾性係数 (変形係数) について

半無限体と近似すると、等変位載荷に対して弾性係数は次式で与えられる。

$$E = \frac{(1-\nu^2) (P_2 - P_1)}{2 \pi a (W_2 - W_1)}$$

この弾性係数の著しい変化は、同一荷重段階に見られるものもあるが、荷重段階が変わった時に飛躍的な大きな変化を示すものが多いため、単に締固め現象からでは説明できない。又、断層巾が載荷板直径に比して狭く、周辺に良好な岩盤が存在することから、荷重が大きくなると影響範囲が広がる結果、周辺の岩盤の影響がでるものと考えられる。拘束、非拘束によって弾性係数はほとんど差がみとめられなかった。

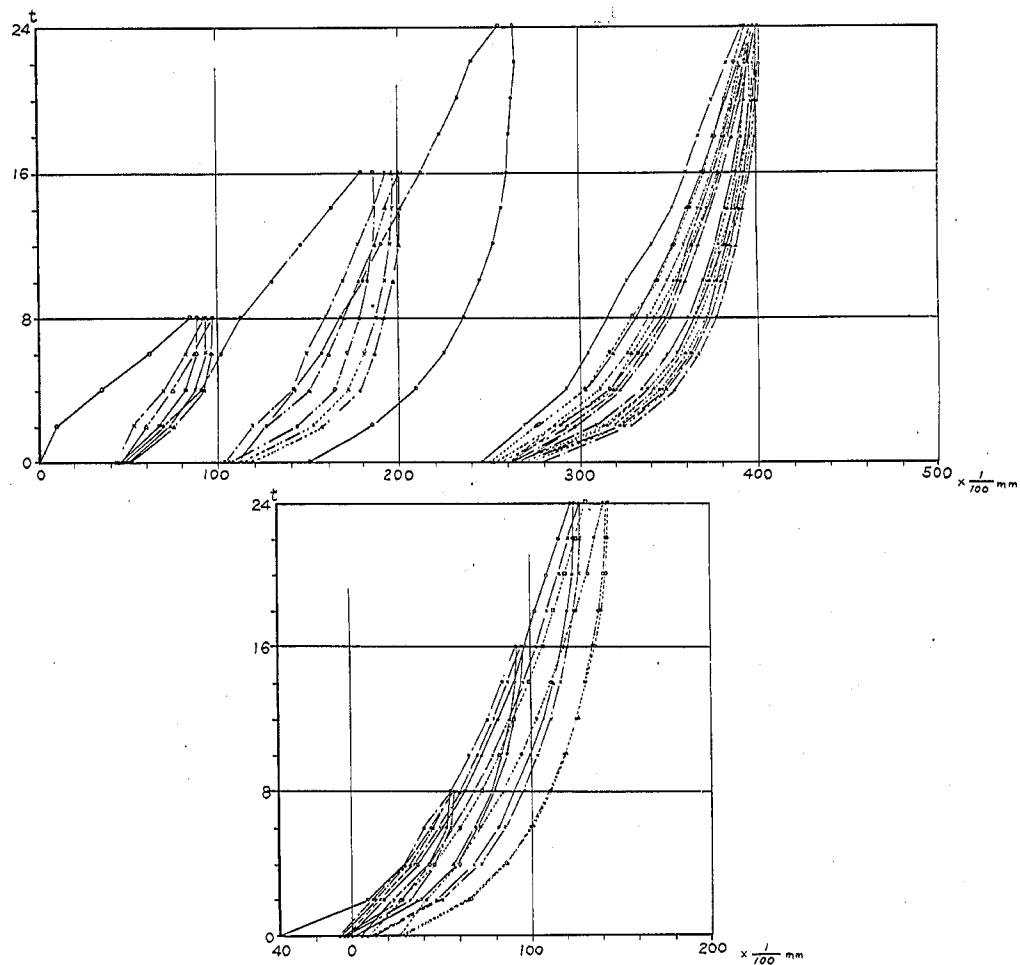


圖 6-24-(1) F-7 斷層 載荷試驗結果

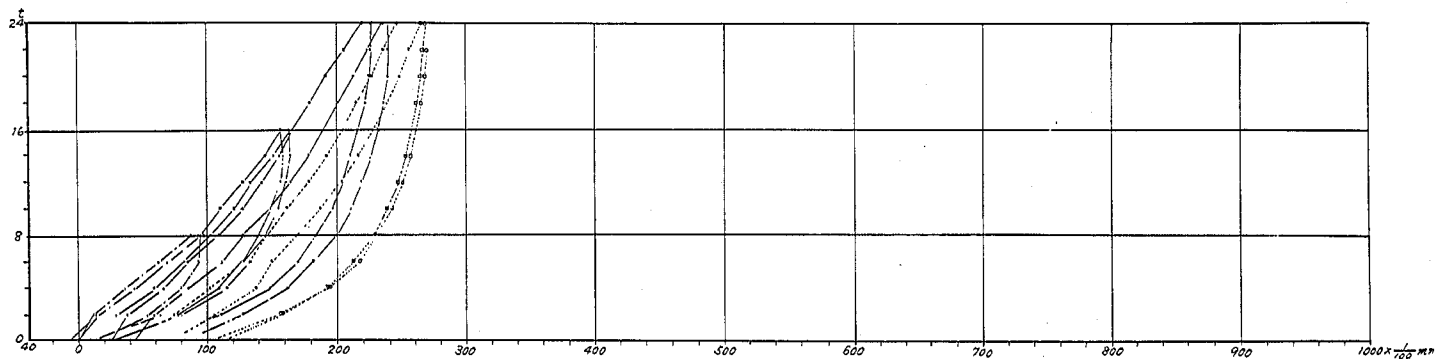
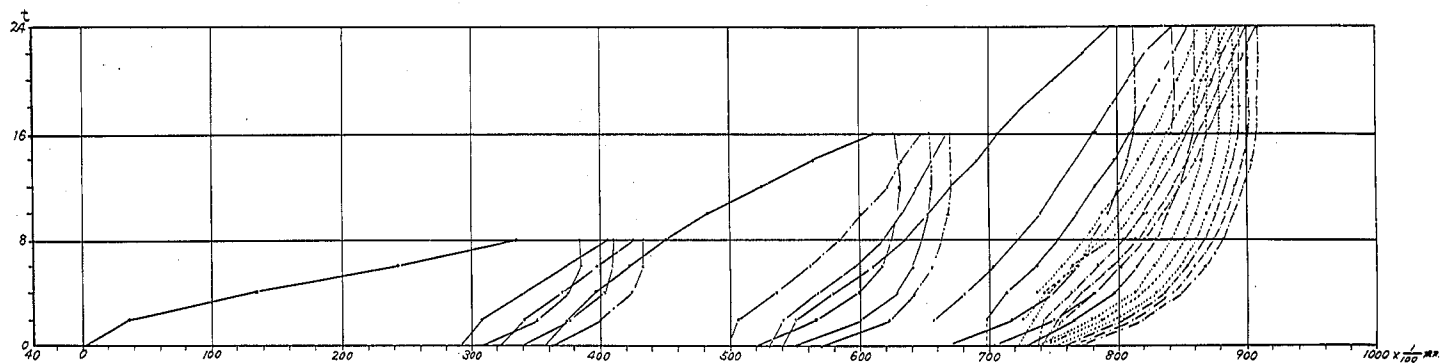
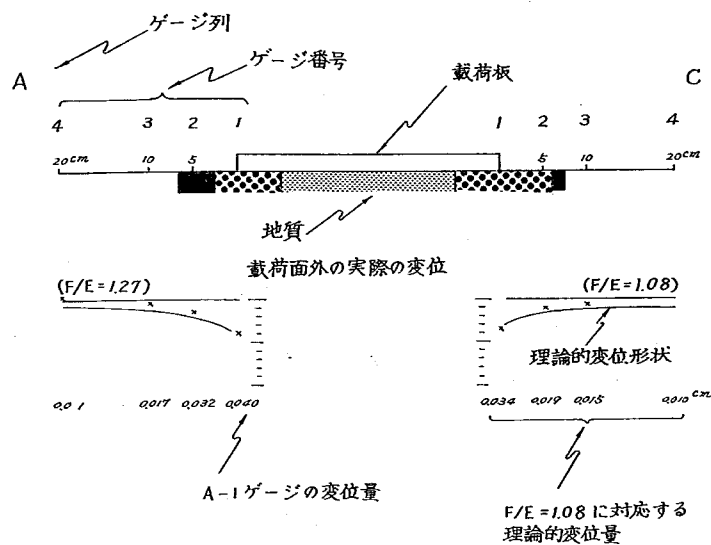


圖 6-24-(2) F-1 斷層 載荷試驗結果



地 質

-  断層および断層粘土
-  マサ状に風化
-  著く風化(マサ状に近い)
-  かなり風化(鈍い叩音)
新鮮または弱風化

図6-25-(1) 載 荷 面 外 の 変 位 凡 例

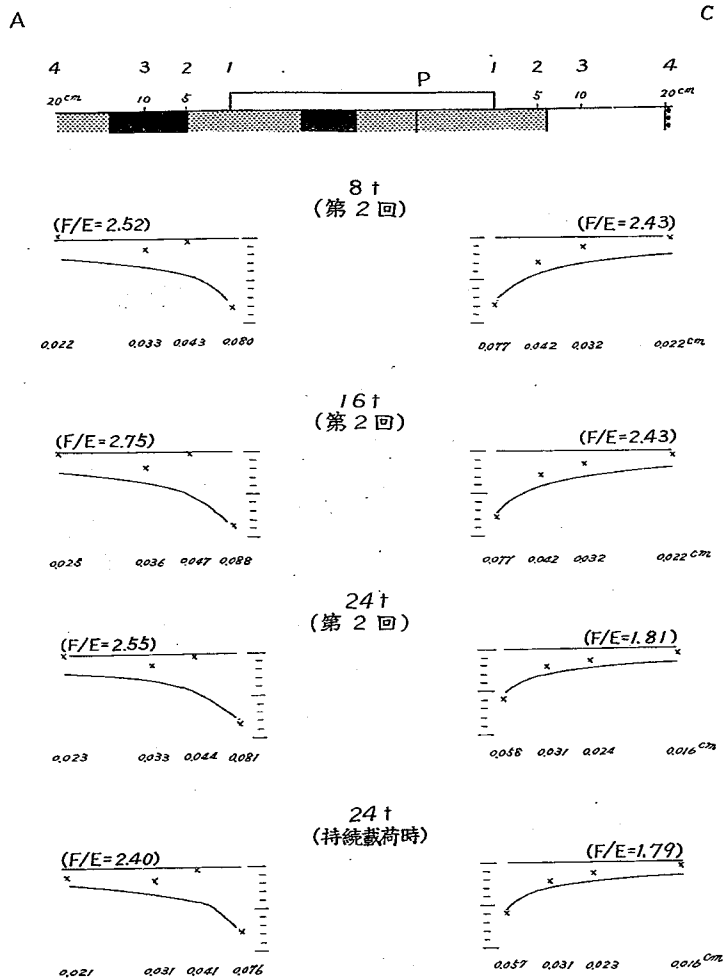


図 6-25-(2) 載荷面外の変位 F-1 №3

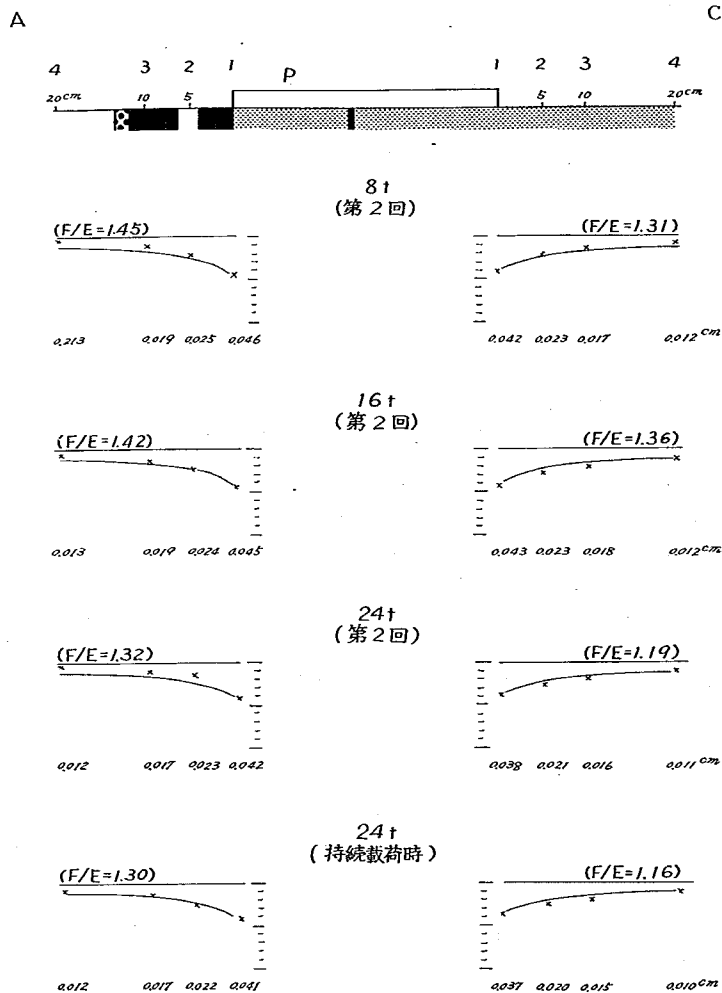


図6-25-(3) 載荷面外の変位 P-7 №3

6-7-4 設計に用いる弾性係数（変形係数）

測定結果に見られる通り、早い時期に低い荷重で得られた値と、載荷を繰り返した後でかつ高い荷重で得られた値との間に大きな差があるので、ダム完成後実際に岩盤にかかる荷重の形を考へて、最初の湛水によって生ずる変形と、その後の水位の昇降によって生ずる変形とを区別し、それぞれに対応する弾性係数（変形係数）は次の様になる。

断 層	初 期 荷 重	繰 返 荷 重
F-1	2000 Kg/cm ²	6000 Kg/cm ²
F-7	3000	1000

表 6-6 断層の弾性係数（変形係数）

ここで ν …… ボアソン比（0.2）

a …… 載荷板半径（15 cm）

P_1 P_2 … 荷重～変位曲線のうち荷重増加時から取出された直線部の2点

W_1 W_2 … P_1 P_2 に対応する載荷板上の平均変位量

弾性係数の計算には、各荷重段階毎に2回目以降の昇圧曲線のうち比較的直線状の区間を用いたが、各測定箇所間の比較を行なうため P_1 P_2 の間を次の様に定めた。

荷 重 段 階 (t)	P_1 (t)	P_2 (t)
8	2.0	8.0
16	6.0	16.0
24	12.0	24.0

表 6-7 弾性係数の算出に使用する荷重

変形係数の計算には、最初に24 tに達した時の値を採用した。但し、階段載荷時における繰返し回数が測定箇所によってかなり異なるうえに、除荷時の残留変位が大きいため、測定箇所間で比較しやすいように、8 t 2回、16 t 2回、その後24 tの載荷形式に統一した。そのため、各載荷段階で3回目以後の測定値を除外し、その分だけ変位をシフトさせてつないだグラフを基に計算した。

測定結果を見ると、弾性係数の値は載荷が繰返されるに従って次第に大きくなるだけでなく荷重段階が変わると飛躍的に大きな値となる傾向があり、24 t載荷時の弾性係数は8 t載荷時の2～2.5倍となっている。これは今回の測定箇所のうち最も高い弾性係数を持つF-7断層板4でほとんどみられず、岩盤のジャッキ試験にも見られないため断層材料に特有な性質であると考えられる。

6. 8 既存のアーチダムの点安全率の検討

川治ダムの安定解析の作業途中で、2次元有限要素法による応力解析の結果得られる点安全率が目標とした安全率2を確保し得ないことが判明した時点で、断層内の点安全率については2という値がいらないのではないかとする議論が生まれた。

この理由として断層は弾性体というよりも塑性体に近く、応力が破壊点まで達すると、応力は飽和状態になり点安全率の高い他の部分に応力の再配分が行なわれるとするもので、従って断層内の点安全率はフィルダムの場合と同様に1.2程度で十分ではないかとする意見である。しかし岩盤内の想定破壊マスはその境界を全て断層で仕切られているわけではない。このことは断層が変位して応力を他の部分に再配分して行く間に、他の堅岩の部分が追随し得るかという問題があり、そうすると最早弾性計算の領域内では議論し難い問題となる。このため川治ダムに於ても堅岩と同様点安全率の目標を2においたが、議論の中で十分な安全性を保っている他の既存のダムの応力解析を行ない実際にどの程度の安全率が必要かの参考に供することとなった。以下ここではその結果について説明する。

Aダムでは断層のせん断強度を 50 t/m^2 、Bダムでは 5 t/m^2 としているが、この検討では条件をそろえるために全て 30 t/m^2 とした。

解析モデルと計算の条件を図6-26に示し、解析結果を図6-27に示したが、両ダムともコンクリート置換の基礎処理を行なっているため、基礎処理前と後について解析し、その効果も見られるようにしてある。

解析結果をみると、Aダムの断層に対しては、基礎処理前はF-30、F-8断層をのぞき各断層とも安全率は2を上回っている。これは、ダムスラストが他の2ダムに比べて小さいため、 σ 、 τ が小さく、相対的に断層の強度 30 t/m^2 が大きな値になるためと思われる。又、F-30、F-8に対しては、コンクリート置換及びトランスミッティングウォールが効果的に作用して、置換部に応力が集中し、断層部の応力を緩和している。結果的には概ね点安全率2を確保している。

Bダムの断層に対しては、コンクリート置換前にはS、D断層に対しては安全率が2を下回る区間が広範囲に渡って存在している。しかし、コンクリート置換を行なった後を見ると、Aダムの場合と同様に、置換部に応力集中（特に剪断力の集中）が著しく、断層部の剪断力がその分緩和され、断層部の安全率は著しく増加している。しかし、Bダムの応力解析では前述の通り断層の剪断強度を 30 t/m^2 としているのに対し、実際の設計値では 5 t/m^2 を採用しており、これを本解析に適合させると、安全率は2.5前後減少するため、安全率2を切る区間は大巾に発生することになる。

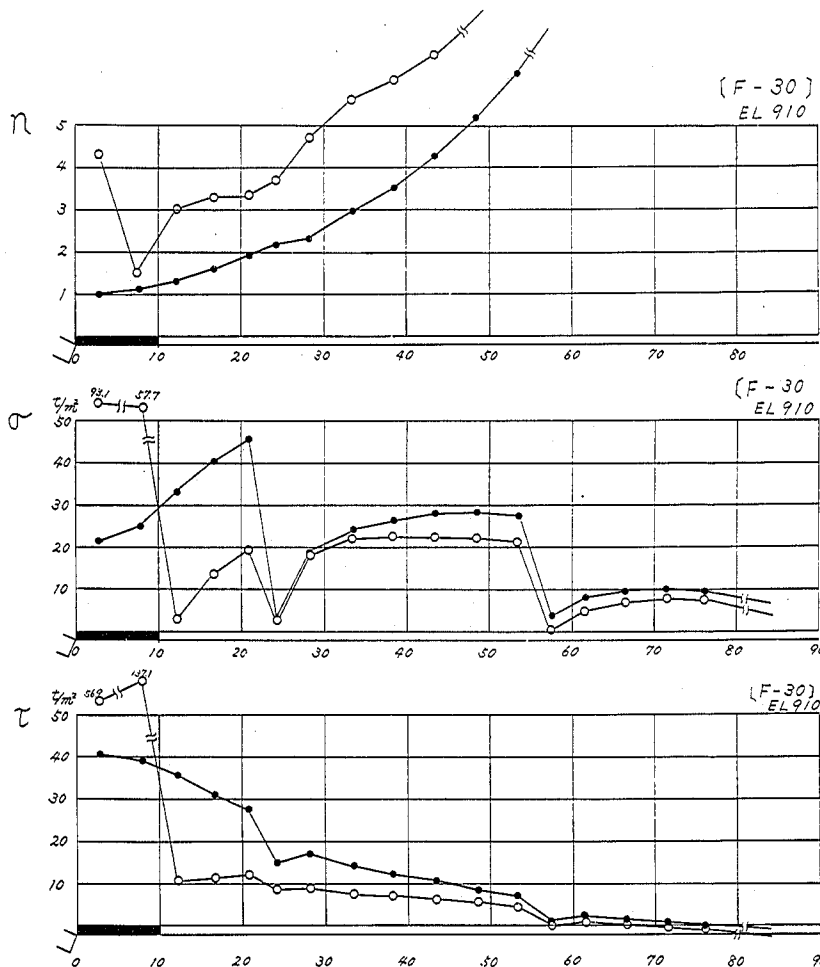
Bダムの場合、2次元応力状態に対する解析であるため、3次元的には川治ダムと同様、安全

率は上ると推定できるが、この分の余裕があるので、目標とする安全率が2を切って良いという議論とは必ずしもならない。

以上の検計は設計条件に対する確認がなされていないため、断定はできないが、目標とする安全率を2程度とすることの必要性を示唆するものと判断できる。

	川 治 ダ ム						A ダ ム						B ダ ム					
	断層名	厚さ	ER	EF	VR	VF	断層名	厚さ	ER	EF	VR	VF	断層名	厚さ	ER	EF	VR	VF
強度定数 E:弾性係数 V:ポアソン比	F-8	2.5M	100,000 $\frac{kg}{cm^2}$	5,000 $\frac{kg}{cm^2}$	0.2	0.25	F-30	5.0M	60,000 $\frac{kg}{cm^2}$	5,000 $\frac{kg}{cm^2}$	0.2	0.4	A	2.5M	40,000 $\frac{kg}{cm^2}$	1,000 $\frac{kg}{cm^2}$	0.2	0.4
	F-2	"	"	"	"	"	F-1	3.0	"	"	"	"	D	"	"	"	"	"
	F-4	"	"	"	"	"	F-8	3.0	"	"	"	"	S	"	"	"	"	"
							S-7	2.0	"	"	"	"	f	"	"	"	"	"
スラスト力 T	右岸 EL	スラスト T		ダム高 140M			ダム高 120M			ダム高 155M			ダム高 155M					
	600	5513.7		EL 619		EL-910	EL 980		EL-890	EL 985		EL-890	EL 985		EL-890	EL 985		
	580	6058.6		}		T = 5216 t	}		T = 8360 t	}		T = 8360 t	}		T = 8360 t	}		
	560	6538.0		EL 479			EL 860			EL 830			EL 830					
モデルの 大きさ及び 概略図	540	7344.7																
	520	8658.9																
	計算条件	川治、A B ダム = 三者同一条件																
堅 岩 断 層 コンクリート																		
$T_0(\frac{t}{cm^2})$ 180 30 150																		
f 1.0 0.5 1.0																		

図 6-26 既存ダムの2次元点安全率の検討 解析モデルおよび計算条件

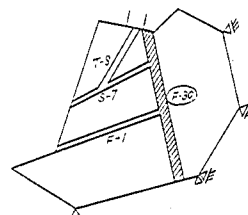


(F-30)
EL 910

F - 30

A 5° Δ

●—● Case KM-1 (置換えなし)



○—○ Case KM-2 (10m置換え
T.M.W)

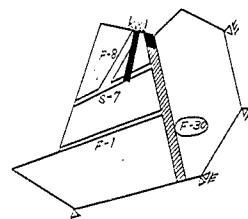
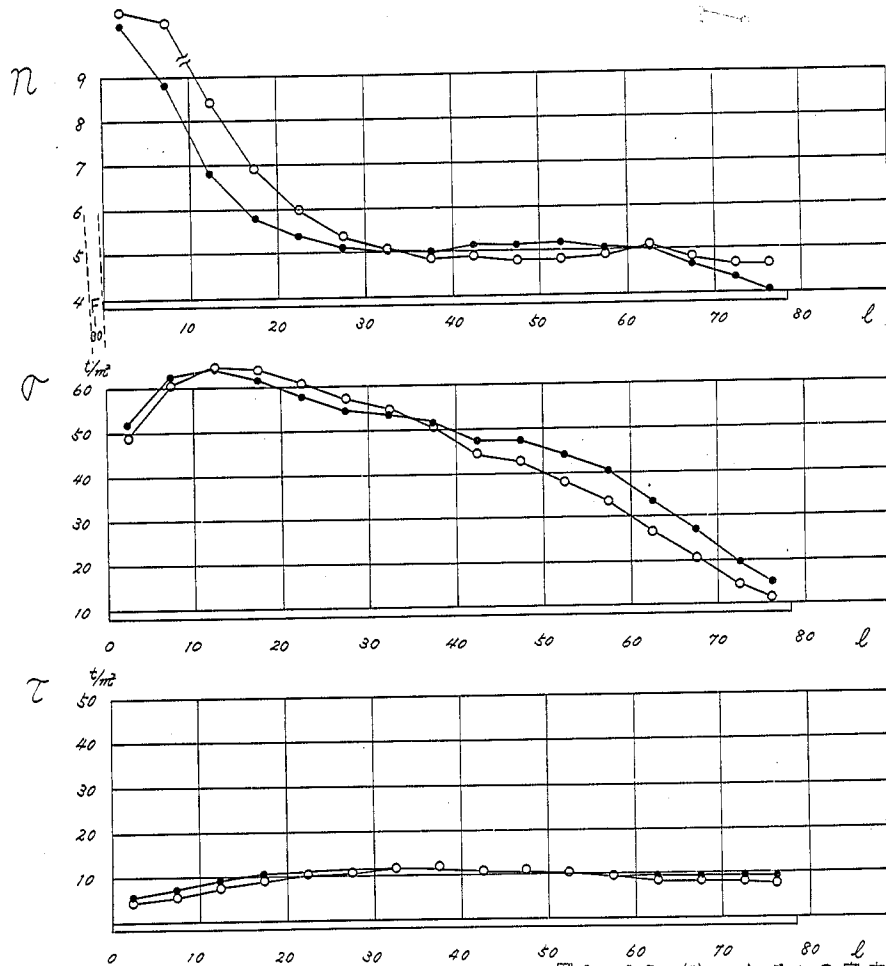
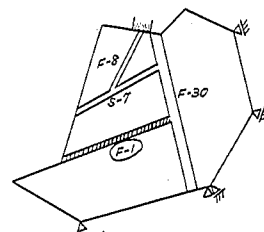


図 6-27-(1) A 5° Δ の応力解析(1)



F-1 (EL 9/10) Aダム

●—●—● Case KM-1 (置換えなし)



○—○—○ Case KM-2 (F-30 10m 置換 T.M.W)

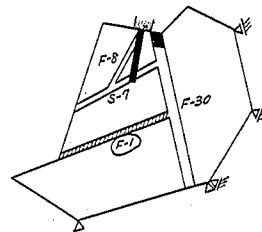
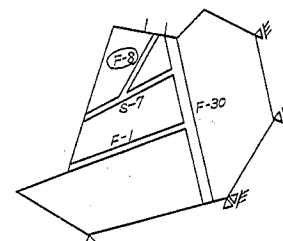


図 6-27-(2) A ダムの応力解析(2)

Aダム

F-8 (EL 910)

—●— Case KM-1 (置換なし)



—○— Case KM-2 (F-30 10m置換)
T.M.W

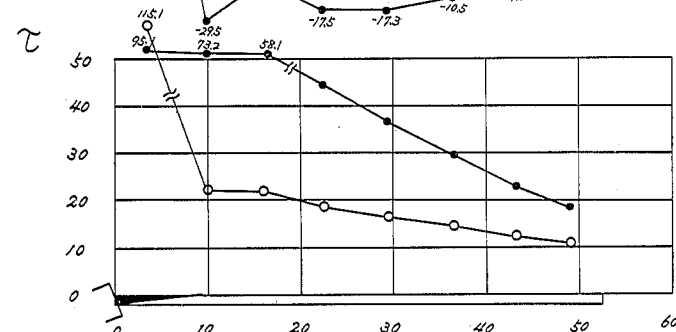
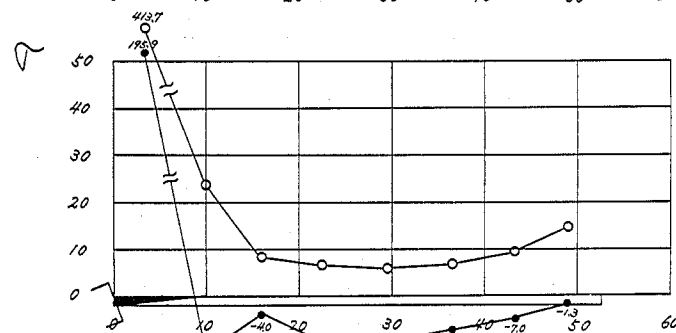
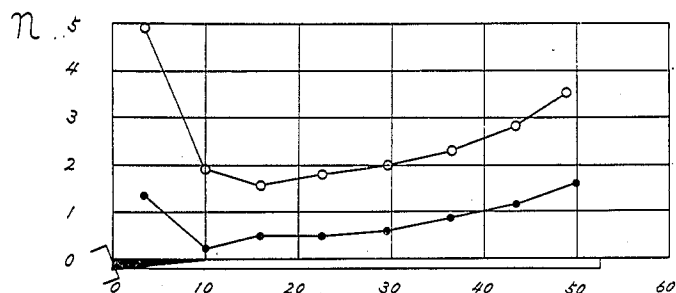
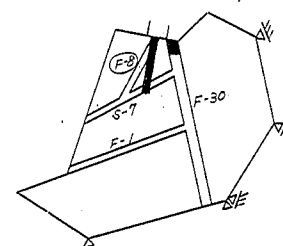
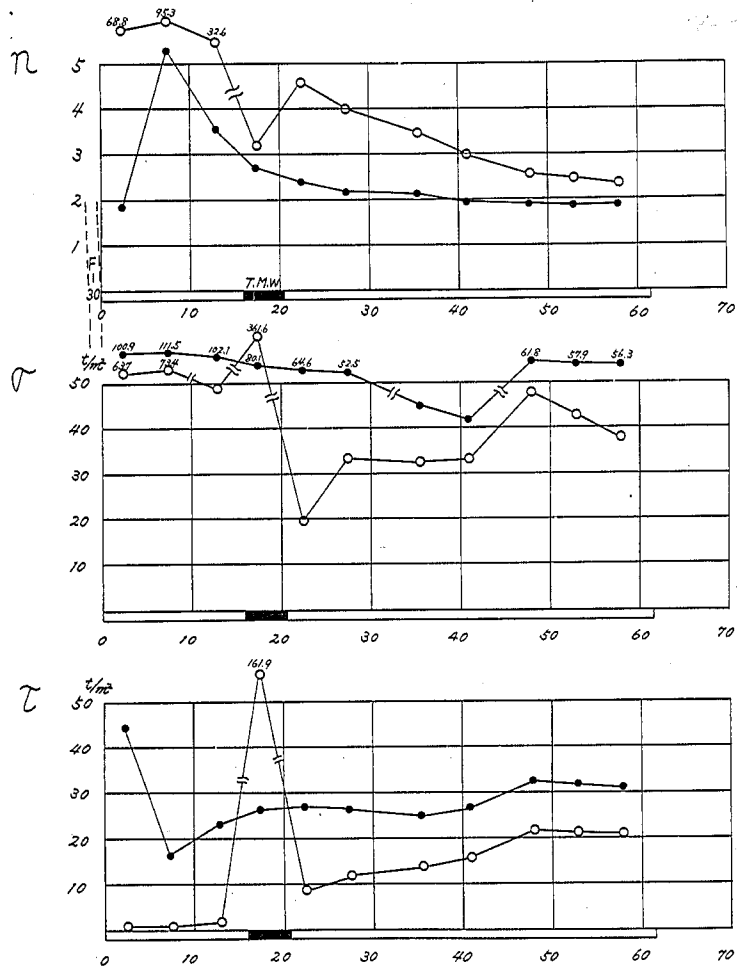
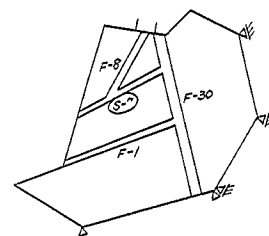


図 6-27-(3) Aダムの応力解析(3)



S-7 (EL 910)

—●— Case KM-1 (置換えなし)



—○— Case KM-2 (F-30 10m置換え T.M.W)

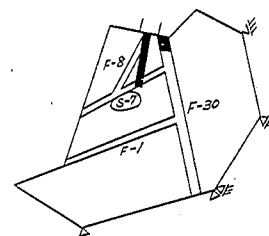
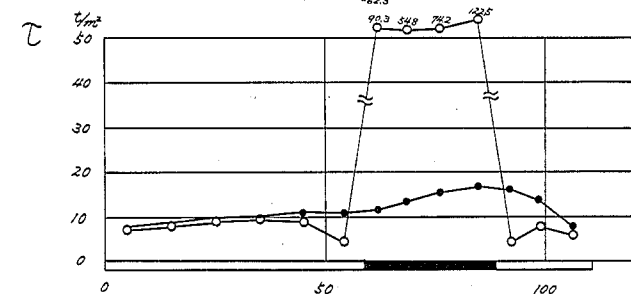
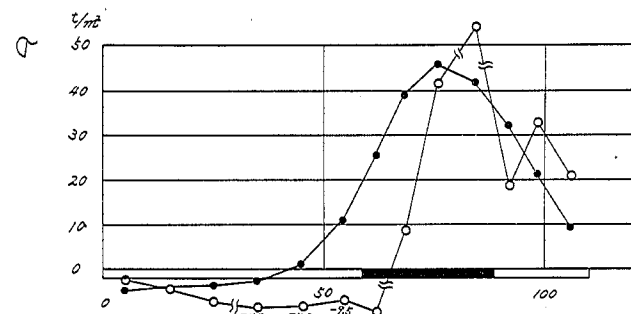
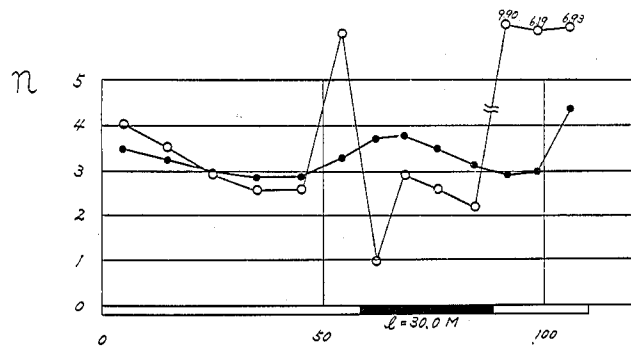


図 6-27-(4) A ダム の 応 力 解 析 (4)



断層 右岸 (EL 890) Bダム

●—● 置換えなしのCase
○—○ コンクリート置換えした場合のCase

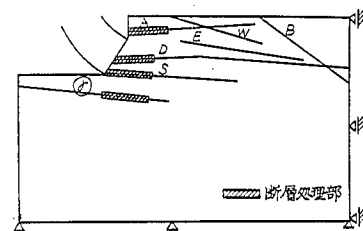


図 6-28-(1) Bダムの応力解析(1)

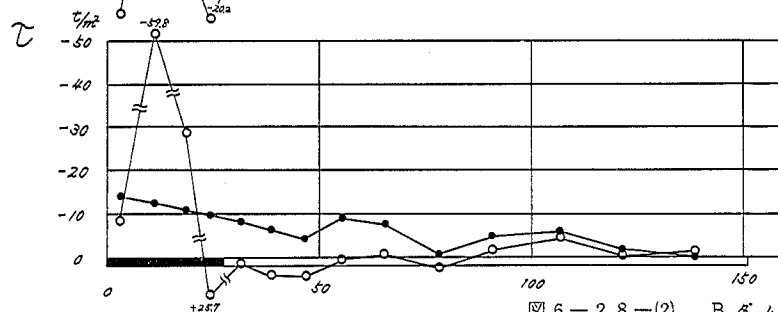
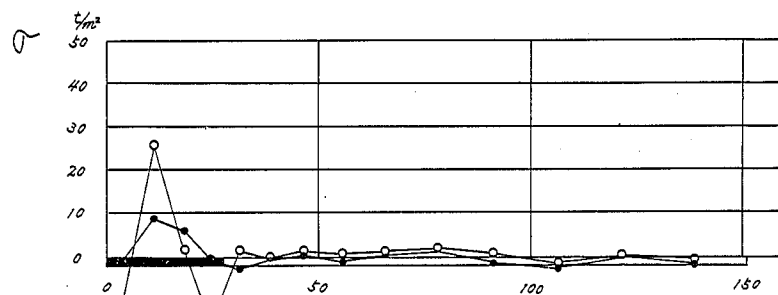
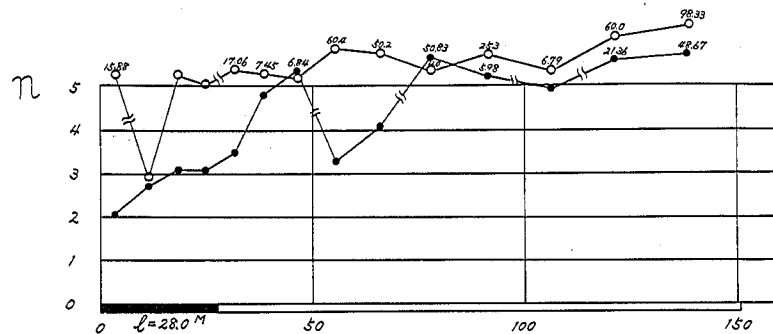
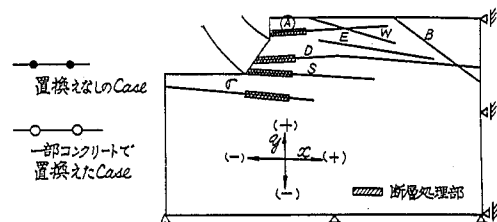
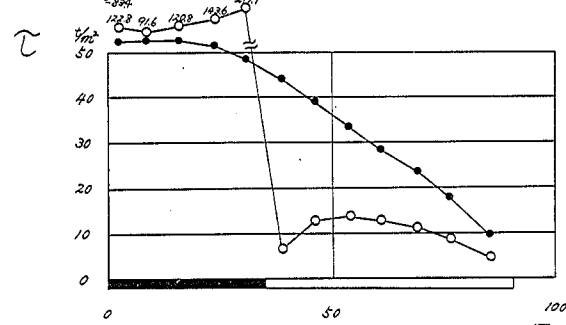
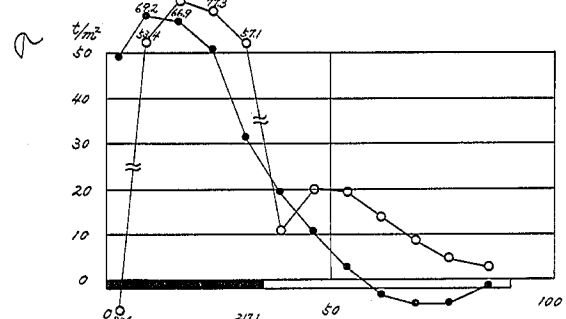
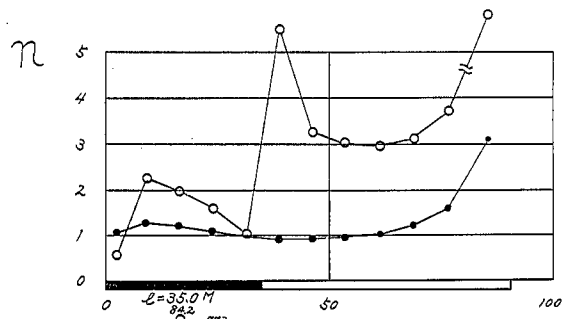


図6-28-(2) Bダムの応力解析(2)

A 断層 右岸 (EL890) Bダム





S 断層 右岸 (EL 890) Bダム

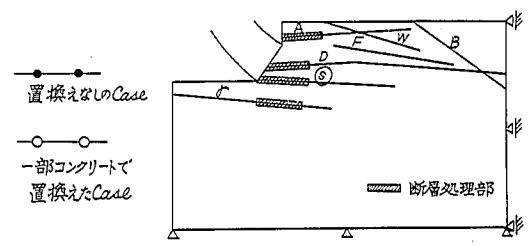


図 6-28-(3) Bダムの応力解析(3)

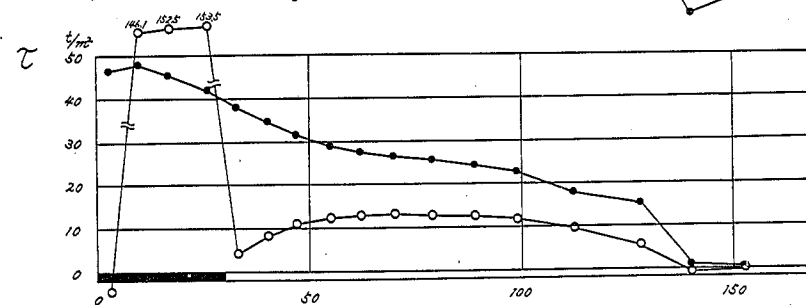
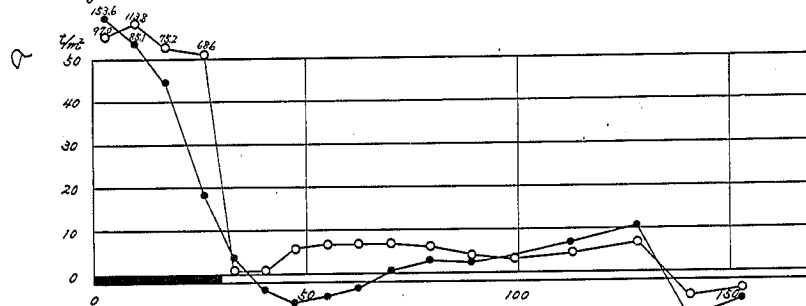
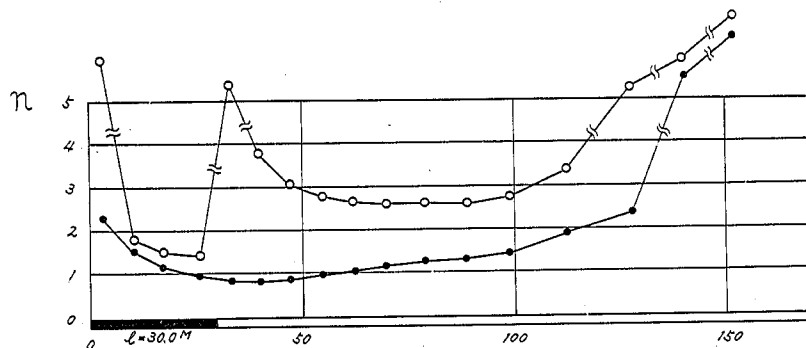


図 6-28-(4) B ダムの応力解析(4)

