土木研究所報告　第百二十号　昭和三十九年十月

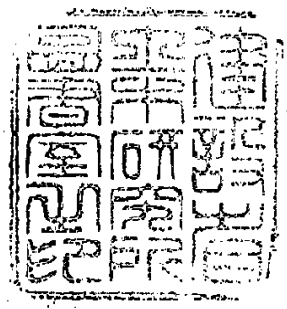
土木研究所報告

第120号

川俣ダム基礎岩盤模型実験……中村慶一，飯田隆一，蔦屋達郎…(1)

アーチダム余水吐の水理機能に関する研究（2）
——川俣ダム余水吐の設計ならびに実験的考察——
……中川博次，真見　実，大野為三郎…(13)

川俣ダムサイトの地質（1）……岡本隆一…(69)



昭和39年10月

建設省土木研究所

川俣ダム基礎岩盤模型実験

(昭和38年6月)

中村慶一*
飯田隆一**
蔦屋遠郎***

要旨

本報告は関東地方建設局の依頼により行なわれた，川俣ダム左岸の基礎岩盤模型実験の報告である。本報告には，石膏と硅藻土との混合物からなる2次元模型を用い，コンクリートの伝達壁で基礎処理した場合の基礎岩盤の安全性を，破壊実験と応力測定から検討した経過について述べてある。

目次

1．総説……(1)
〔1〕左岸の地質的特徴と問題点……(1)
〔2〕ロッキーピラーの安定計算および実験目的……(1)
〔3〕実験の進め方……(3)
2．模型の概要……(3)
〔1〕相似律……(3)
〔2〕材料試験……(3)
〔3〕実験装置および模型の形状……(4)
3．破壊実験……(4)
〔1〕載荷方法……(4)
〔2〕実験の経過……(5)
〔3〕耐荷力に及ぼすくり返し荷重の影響…(7)
4．応力測定……(7)
〔1〕応力測定……(7)
〔2〕測定結果……(7)
5．実験結果に対する検討……(9)
6．あとがき……(11)

1．総説

川俣ダムは鬼怒川の上流に位置し，鬼怒川改修計画の一環として施工される，高さ120m，堤頂長137mの薄肉アーチダムである。しかし，左岸の基礎岩盤内にはいくつかの断層や風化帯が板状に存在し，現況のままでは，ダムの安定上必要とされる基礎岩盤の支持力と一様性に欠けている。したがって，左岸アバットメント付近の風化帯が分担するアーチ推力を軽減させるために，ダムから作用するアーチスラストを，風化帯を貫いて奥の良好岩盤に伝えるようなコンクリートの伝達壁を，アバットメントから基礎岩盤内に挿入することにし，この伝達状の形壁を2次元模型実験によって検討したものである。

〔1〕左岸の地質的特徴と問題点

計画されたダム地点は一般に瀬戸合峡とよばれ，全体として両岸とも硬い石英粗面岩からなり，急峻な狭いU字形の谷を作っている。このダムサイトの石英粗面岩はきわめて硬く，侵食に対する抵抗力はきわめて大きいが，図-1のように，EW方向に幅5～7mにも達する大きな断層（F—30）があり，N10°～30°W方向のクラック，シームが発達しその一部は温泉変質を受けている。特に左岸側では，N10°～30°Wのシーム群（F—1，7，9）が下流側に抜けてオープンクラックとなっており，さらに，ダムのアバットメントからスラストライン沿いに断層（F—8）があって，前に述べたシーム群と交差する付近での圧砕が著しい。また，N10°～30°Wのシーム群は80°Wの傾斜を持っているが，これとは別に約50°Wの傾斜をもつ節理群が発達している。また，川がS字形に蛇行しているため，アーチのスラストラインと地表等高線がほぼ平行で地表までの距離は小さい。したがって，地形条件からみれば，当地点はアーチダムがきわめて有利であるが，地質条件を考えると，右岸では比較的問題が少ないが，特に左岸ではアーチスラストを受けたとき，F—8とN10°～30°Wのシーム群中F—7とで形成される滑り破壊面が生ずる懸念があり，さらに，80°Wのシーム群と50°Wの節理群により形成される崩落を生ずる恐れがある。このうち，特に前者に対して確実，かつ効果的な基礎処理工法が望まれたわけである。

〔2〕ロッキーピラーの安定計算および実験目的

この基礎岩盤の安全性を検討する際，滑り破壊面に働く破断力と，アーチスラストを比較した安全度の評価が重要な問題となるが，現在のわれわれの知識と技術では，岩盤の特性を完全に把握することは困難な問題であ

* 技術管理室長
** ダム部 ダム構造研究室長
*** 現水資源公団

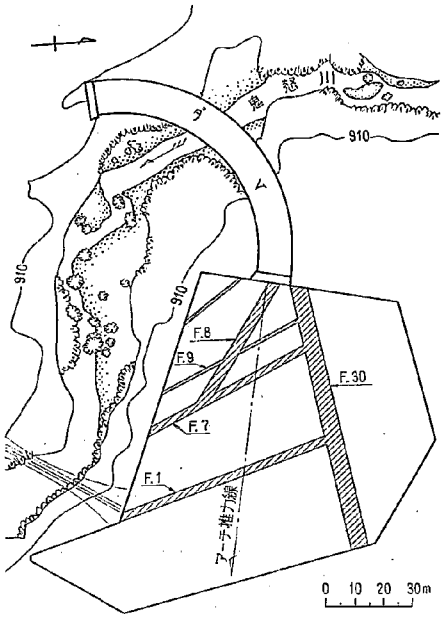


図-1　El. 910 m 左岸平面図

り，しかも岩盤自体の複雑性とあいともなって，信頼のおける検討方法はまだ確立されていないのが現状である。

したがって，当地点のように基礎岩盤の地質構造が，特に顕著な板状の風化帯を有する場合の安定計算方法の一例として，これらの風化帯と岩盤の自由面とで構成される一種の弾性的な柱を想定し，この柱の安定性を検討することによって，岩盤の安定性を論ずるのが，最も有効な方法であると考えられる。この柱の岩塊，すなわちロッキーピラーの安定性は「岩盤に作用する外力からロッキーピラーの裏山の反力を差引いた力が，ピラーの底面および背面（N 10°～30° W，80W のシーム群）のせん断抵抗によって支えられなければならない。」とする基本的な考え方で解くことができる。したがってこの方法では，主としてせん断抵抗に対する安全性を検討したものであり，せん断に対する安全度は，川俣地点の場合実用上，次の近似式で求めることができる。

$$N=\frac{1}{H}\left(\tau_R\cdot A_R+f\cdot\Sigma W+\tau_F\cdot\Sigma A_F\right) \quad \cdots\cdots (1)$$

N＝せん断に対する耐荷力

H＝ロッキーピラーの分担力

τ_R, A_R＝ロッキーピラー底面のせん断強度および面積

f＝岩盤の内部摩擦係数

ΣW＝ロッキーピラーの総重量

τ_F＝風化帯のせん断強度

ΣA_F＝ロッキーピラーと風化帯との境界面積

上式中第3項の値は，風化帯自体の複雑性のために理論的に求めることはむずかしく，風化帯を含めた2次元の模型実験から求めた値を用いるのが最も適当な方法と考えられる。

このような方法で解かれた3次元のロッキーピラー計算結果から，標高が低くなるほど基礎岩盤の耐荷力は低下すること，耐荷力の値はほぼピラーの底面積に比例していることなどが判明した。またこれから，通常要求されている4倍程度の耐荷力まで十分期待することが可能と考えられる。一体化すべき基礎処理の範囲が決定され，かつこれに見合う伝達壁の長さが推定された。

表-1　3次元のロッキーピラー計算結果（$\tau_F=0$）から得られた耐荷力

ピラーの範囲 / El.	F30～1	F30～7	F30～8	伝達壁の長さ
970 m	77.0倍	8.4倍	—倍	—m
950	24.1	7.7	3.7	—
930	13.1	5.2	3.1	30
910	7.3	3.2	1.9	40
890	4.8	2.4	1.7	45
870	3.8	2.0	1.5	55

一般に基礎岩盤の耐荷力を増加させる対策として，基礎岩盤のせん断強度を増加させる方法と，基礎岩盤に作用するせん断強度を低下させる方法の2種が考えられる。

しかし当地点のように，小さなものまで含めて非常に多くの亀裂や風化帯などがみられる基礎岩盤では，前者の方法，すなわち置換工法・グラウトなどの方法では，小さな亀裂や風化帯などをすべて処理することは無理であり確実性に疑問が生ずる。またPS工などでは，膨大なPS量となって事実上不可能でもある。したがって基礎処理の主体を後者におき，岩盤内に杭状構造物を入れてこの部分の風化帯に作用する応力度を軽減し，応力を山の奥の堅岩まで伝達することによって効果的に山の一体化を計る方が得策である。

実験は，各標高のうち特にアーチスラストが大きく，しかも安全性に問題を含む El. 910m の断面で行なうことにした。前述したピラーの計算結果から，El. 910 m ではF—7～8で囲む領域を一体化させれば，十分4倍以上の耐荷力を期待できるものと考えられることから，アバットメントからF—7を越えて岩盤内奥深くアーチスラストを伝えるようなコンクリート伝達壁を入れ，F—7とF—30とで囲む領域の分担荷重を軽減させると共にこれを一体化させ，基礎岩盤の耐荷力を3次元的影響を含めて4倍程度まで高め得るような伝達壁の形状，特に幅の決定と効果の検討を2次元の模型実験で試みることにした。

〔3〕実験の進め方

2次元の模型実験から伝達壁の形状を決定するわけであるが，実際に，この伝達壁をどの程度の幅に設計すべきかという問題になると，岩盤自体の複雑性のために理論的に算定することは困難であり，適切な計算方法を見い出すことができなかった。したがって，実験では幅の決定に主目的をおき，図-1に示した比較的卓越した風化帯以外でも，実験の結果，クラックの発生等でピラーの安全性になんらかの影響を与えると考えられたならば，随時その風化帯を模型に表現し，その影響を検討していくことにした。

また，アーチダムを構成するダム本体に比べて，基礎岩盤の特性には不明確な点が多く，しかも断層等は，基礎岩盤の構成を複雑にすると共に，これらの組み合せ状態での破壊の現象は，かなり複雑でありその強度も，一軸的な強度とはかなり異なった値を示すものと考えられる。しかも，不静定度の高い構造物では，構造物の一部に破壊または塑性変形が生じても，構造物の内部で応力の再配分が行なわれて，かなり大きな荷重まで耐え得るのが一般である。このため，基礎岩盤に発生した部分的な応力から判断された安全度と，実際に基礎岩盤が持っている安全度とはかなり異なっているものと考えられる。したがって，当実験の進め方としては，本来は，破壊実験と応力測定とを同時に併行しながら実験を進めていくべきであるが，本実験の場合には時間的な余裕がなく，このため，基礎岩盤の安全性に最も大きな問題を含んでいると考えられるEl. 910 m模型に対して，破壊実験を行なって最もよい結果を与える伝達壁の形状を求め，これに対する応力測定から伝達壁の効果を検討することにした。

2. 模型の概要

〔1〕相似律

一般に模型実験の相似律は，実物と模型との間には次の条件が満足されていなければならない。

(1) 応力とひずみの関係が相似的であること。

(2) 破壊機構が同じであること。

したがって，実物の材料と模型材料との間で応力ひずみ曲線，ポアソン比，塑性変形に対する特性等が相似的であり，破壊実験を行なう場合には，模型材料は組み合せ状態での破壊が，基礎岩盤のそれと同じ機構で生じており，塑性的性質も相似でなければならない。また，弾性領域内での相似関係を示すと次のとおりである。

$$\left.\begin{aligned}\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_P}&=\frac{G}{n}\cdot\frac{E_P}{E_m}\\ \frac{\sigma_m}{\sigma_P}&=\frac{G}{n}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

σ_m, ε_m, E_m＝模型の応力，ひずみ，弾性係数

σ_P, ε_P, E_P＝実物の応力，ひずみ，弾性係数

$1/n$, G＝模型の縮尺，模型と実物の荷重強度の比

このような条件をほぼ満足する模型材料として，従来からダム本体の模型実験等によく用いられてきた石膏と硅藻土との混合物は，その配合を変えることによって，弾性係数を70,000～4,000 kg/cm²程度まで自由に変化できる利点を持っている。しかし，材料の特性を厳密にみるならば，そのひずみ曲線はほとんど直線的であり，供試体の破断面からみると，その破壊機構はコンクリートなどのそれとは異なって，載荷方向に縦割りするようであるが現在の段階ではその詳細は不明である。このため石膏と硅藻土との混合物は，実験の主目的を弾性領域内の応力測定におくときは最も優れた模型材料であるが，破壊実験に用いるにはやや疑問の点が存在する。

しかしながら，岩盤および模型材料の力学的特性が定量的に解明されていない現在の段階では，岩盤模型実験の相似関係を十分満足させることは実際問題として不可能である。しかし，模型実験を進めていく上に現在の知識で考えられしかも実現可能な範囲では，実験の相似律を強度で一致させるよりも，むしろ弾性領域内での応力分布の相似性を保ち，弾性設計の立場から設計推力に対する応力値で基礎岩盤の安全性を論ずるのが，最も適当な方法であると考えられた。当実験の規模および実験工程などを考慮して，石膏と硅藻土との混合物で$E_m/E_P=1$，縮尺，1：100，模型厚10 cmの模型で実験を進めることにした。

このため当実験の相似律は，厳密には応力測定には成立するが，組み合せ状態での破壊機構および塑性的性質も相似でなければならない破壊実験では，これらを十分満足しているかどうかには疑問があった。しかし，表-3の材料試験結果から，強度と弾性係数とは比例関係にあること，また後述の応力測定結果から風化帯沿いのせん断応力の低下と耐荷力の増加との間には，ほぼ反比例関係が成立していることから考え，強度に対しても，相似律はほぼ満足しているものと考えられた。

〔2〕材料試験

標型は，川俣ダム工事事務所が実施した試掘横坑内のジャッキ試験結果に基づき，現地の弾性係数に一致するように模型をいくつかのブロックに分けて作り，これらを接着剤で接着し，所定の形状に組立てる方法をとることにした。したがって材料試験は，石膏と硅藻土との混合比および混水量を変化させることによって，要求される弾性係数に相当する配合を決定しようとするものであり，当実験用模型の配合は，硅藻土の量によって強度および弾性係数を変化させ，水量はそれぞれ焼石膏と硅藻土の混合物が* 標準水量になるよう調整を行ない，表-

* JIS-R 9112 参照のこと

表-2　配合表

	断層	断層の幅	目標とした模型の弾性係数	硅藻土／石膏	水／石膏＋硅藻土
模型	F—30	5.0m	3,000kg/cm²	180%	1/0.55
	F— 1	3.0	15,000	40	1/0.82
	F— 7	2.0	20,000	50	1/0.90
	F— 8	3.0	20,000	50	1/0.90
	F— 9	0.5	15,000	40	1/0.82
	F—H	0.5	15,000	40	1/0.82
	良好な岩盤		70,00000	石膏のみ	1/1.53

表-3　材料試験結果

	断層	弾性係数	破壊強度
模型	F—30	3,320	5.2
	F—1，9，H	16,530	28.7
	F—7，8	22,440	38.9
	良好な岩盤	68,240	129.5
Wall	軽石コンクリート	137,000	240
	コンクリート	257,000	290

2に示すように決定した。

〔3〕実験装置および模型の形状

実験装置を大別すれば模型台と載荷装置からなり，模型台は，3個の模型が同時に実験が行なうことができるように，200×150mmのIビームを組み合せて，内径1.5×1.7mの3連固定ラーメン構造とした。

またアーチスラストの大きさは，ダム本体の解析結果および構造模型実験結果に，正の温度荷重を加味して5,200 t/mとし，実験推力は20 tonオイルジャッキで荷重の伝達を計った。模型台とオイルジャッキとの間には，ジャッキ推力線とスラストラインを一致させるための調整台を挿入し，とくに，載荷によって模型に曲げモーメントが発生しないよう配慮した。

また模型の形状は，風化作用によって岩盤の構成が弛緩されていると考えられる地表付近の岩盤を除き，F—1とF—30に囲まれる領域以外は，載荷のとき模型に悪影響を及ぼさないと考えられる範囲内で模型台の形状に一致させた。載荷時には，地表面に相当する自由端以外の側面を模型台に拘束し，できるだけ実際に近い状態で実験を行なうよう留意した。しかし実際の状況を模型化するために，断層および風化帯を非常に単純化して表現しておりF—7，8，9などは模型ほど集中して悪い部分はないが，その反面，模型では小さい風化帯を無視している。

3. 破壊実験

〔1〕載荷方法

岩盤および石膏の応力とひずみの関係を調べてみると，圧縮破壊時のひずみはほぼ等しく，一定値を示すことが一般に知られている。このことから，前述の(2)式が $\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_P}=\frac{G}{n}\cdot\frac{E_P}{E_m}=1$ のときは，模型と岩盤とで，破壊強度と作用応力との比が等しいということができる。したがって，破壊実験は荷重を増加させつつGを増加させ，$\varepsilon_m/\varepsilon_P$の値を1，2，3……と増加させていった。また，後述の破壊実験における模型の破壊現象を観察してみると，破壊は，最初部分的なクラックが風化帯およびその周辺に発生し，これが荷重の増大とともに次第に発達しながら，最後には風化帯と風化帯とを包絡する面で滑動するため，これ以上荷重を増加させることが不可能な状態になる。このように模型の破壊が部分的なものから全体的な破壊に経がったときの最大値を模型の破壊荷重とし，破壊荷重と設計荷重との比を模型の耐荷力何倍

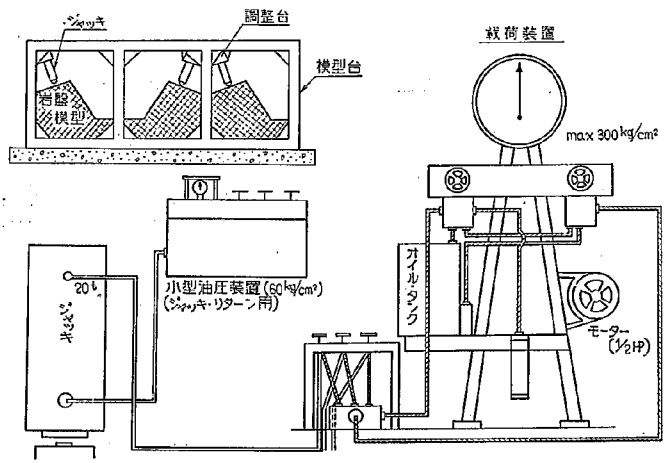


図-2　加圧装置略図

として，破壊実験の結果を表示した。

〔2〕実験の経過

破壊実験は，約35個の模型に対して行なったが，これらの検討過程を概略説明すれば次のとおりである。

まず，基礎処理前の模型に対して破壊実験を行なってみると，やはり実験当初懸念されたように，F－7とF－8を包絡する面で破断され，その耐荷力は1.2倍程度であった。また温度荷重の変化によって，スラストラインの方向が変化することを考えれば，アバットメントからF－7までのロッキービラーを，一体化する伝達壁を1本案にすべきか2本案にすべきか問題になった。このため実験では，ダムの応力計算で求められたスラストラインを基準に，アバットメントから10°川側に傾けた方向に載荷した場合と，同じく，10°山側に傾けた方向に載荷した場合の3タイプの模型について，それぞれの耐荷力を比較してみることにした。まず伝達壁のない模型では，若干ではあるが耐荷力に影響を与えているようではあったが，伝達壁を入れた模型では，スラストラインの方向性による影響は，伝達壁のない場合よりも少なく，はっきりしなかった。このことは，伝達壁のある場合のスラストは，伝達壁に沿って壁の先端にいくほど，通減しながら周囲の岩盤に伝達されるため，スラストラインの方向に10°程度の角変化を与えても，耐荷力にはほとんど顕著な影響を与えていないと考えられることから，伝達壁を入れた場合には，スラストの方向性の問題は無視しても良いとの結論に達した。このため，以後の実験では1本案に対してのみ検討を加えることにした。

次に伝達壁の幅が5.5m，3m，2mと異なる3タイプで比較実験を行なってみたところ，伝達壁の幅が3m以上のときは伝達壁先端の岩盤部分にクラッシングが生じ，伝達壁の幅が大きいほど比較的低い耐荷力で模型は破壊された。

順序	耐荷力
1	0.50
2	0.60
3	〃
4	0.70
5	0.90
6	1.10
7	〃
8	1.15
9	1.20
10	〃

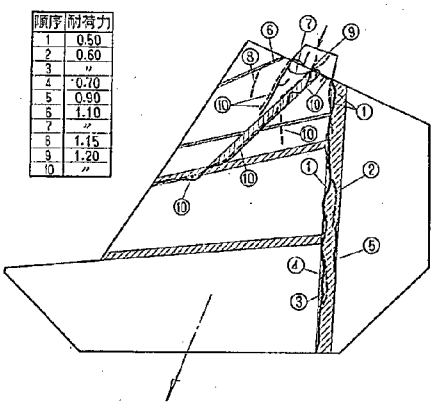


図-3　基礎処理前の模型の破壊状況

このことは，伝達壁先端の隅角部では，特に伝達壁の幅が大きくなるほどその単位幅当りの伝達力が増加することを示していると考えられた。特に幅5.5mの場合には，先端部分のクラッシングを防止し耐荷力を増加させるためには，全く亀裂の入らなかったF－8～9，F－8～9を含む領域にまだスラストの分担能力が残されていると考えられることから，伝達壁の幅を薄くして伝達壁先端の伝達力を低下させる必要があった。

また幅2mの場合には，図-5に示すように伝達壁自身のコンクリートがせん断力によって破断されるとともに，伝達壁先端の岩盤部分にクラッシングが生じ，耐荷力1.45～1.70倍程度で模型は破壊した。この場合にもクラッシングは生じてはいるが，この現象と同時にコンクリート自身も破壊したことから，得られた耐荷力は模型の持っている真の耐荷力に最も近い値を示しているものと考えることができる。

したがって，伝達壁先端の岩盤部分のクラッシングを防止するなんらかの方法を考えるならば，伝達壁の幅が5.5～3mの場合の耐荷力は，すくなくとも，2mの場合の耐荷力である1.45～1.70倍以上あることになる。

したがって，これらの観察から以後の実験では，伝達壁の先端に直径5mのアールを付けて丸くし，先端部分の応力集中を避ける方法をとることにした。この処置によって，幅2mの伝達壁の場合には先端部分のクラッシングはほぼ完全に防止でき，しかも耐荷力は2.8倍に増加した。

このためすくなくとも，ダム本体と等しい耐荷力を基礎岩盤に持たせようとするならば，2次元模型としての

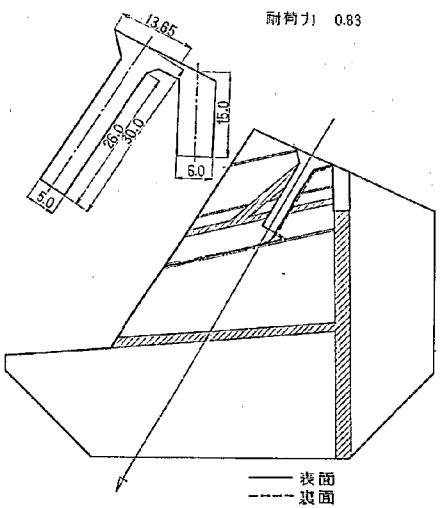


図-4　幅5m Wall入り模型の破壊状況

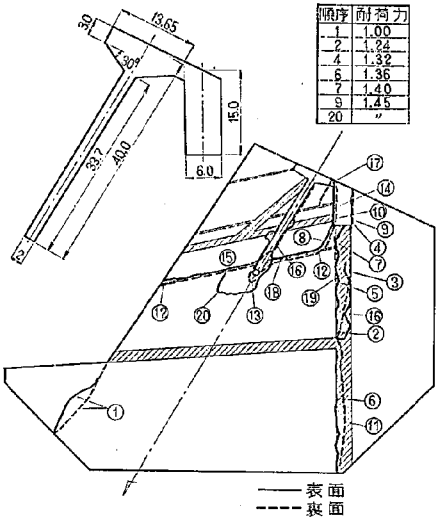


図-5　幅2 m Wall 入り模型の破壊状況

耐荷力は3倍程度を必要とすることから，コンクリート伝達壁の幅は，伝達壁先端の応力集中を避けられるようななんらかの対策を講ずるならば，2 m以上あれば所定の耐荷力を期待することができるものと実験結果から考えられた。しかし，実際の施工上，伝達壁の幅は最小3.5m程度に制限されること，またダムから伝達壁に伝達された力は，アバットメントから遠のくほど逓減されることを考慮して，形状決定の最終実験として伝達壁の幅を逓減させた3タイプで比較実験を行ない。これらの中で図-7のように，3.4～4.0倍と最も大きな耐荷力を示した伝達壁の形状に決定した。

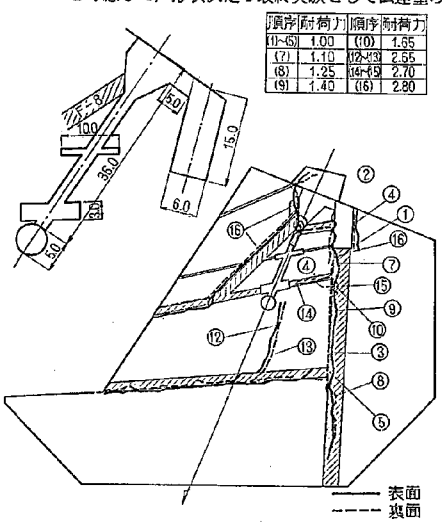


図-6　幅2 m Wall (応力集中を防止したもの) 入り模型の破壊状況

この最終案の伝達壁では，2次元で3.4～4.0倍の耐荷力を期待することができ，しかも，3次元のロッキーピラー計算結果を考慮すれば基礎岩盤全体としての耐荷力は，後述の「実験結果に対する検討」の項に示すように，すくなくとも4倍以上あることが明らかである。また，この最終案の伝達壁は，安全性に最も難点のあるEl. 910mに対して十分安全側の結果を与えていることから，他の標高に適用しても，十分安全側の結果を与えるものと考えられたが，参考実験として，El. 910mに次いで安全性に難点のあると考えられる，El. 890mに対して実験を行なってみたが安全性には問題なかった。また，いままでの破壊実験に共通な傾向としてみられたF—30沿いのクラックは，比較的低い耐荷力で発生していることから，ダムの貯水後，これらのクラックに沿う滲透水によって，ロッキーピラーのせん断強度を低下させる懸念があるため，できるだけF—30の分担荷重を軽減させるとともに，上流面からの透水を防止するためのジョイントを，F—30プラグコンクリート内に設置した場合に，耐荷力に及ぼす影響をEl. 890mに対する参考実験の際に加味し検討を加えてみたが，ジョイントの位置にかかわらず，ジョイントそのものがロッキーピラーの耐荷力を低下させるようであった。もちろん，この程度の実験からジョイントの問題に結論を与えるのは無理と考えられるが，ロッキーピラーの安全性からは，すくなくともジョイントを設けないのが無難のようであり，むしろ，F—30の上流側でグラウトなどによる止水工事を入念に行ない，ロッキーピラーへの透水を防止し，強度の低下を押えるのが得策であるとの結論に達した。

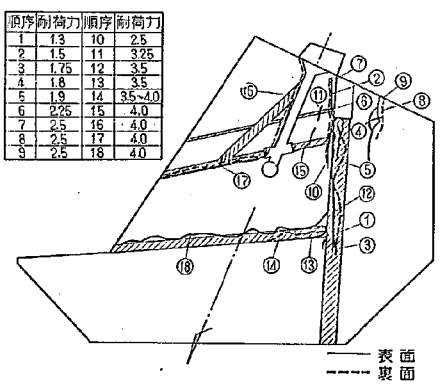


図-7　最終案の幅3.5m Wall 入り模型の破壊状況

〔3〕耐荷力に及ぼすくり返し荷重の影響

アーチダムのスラストは，温度および水位変動によって変化し，これがくり返し基礎岩盤に作用することによってロッキーピラーを構成する岩盤の強度を低下させ，さらにピラーの耐荷力をも低下させる。このことは，応力測定後の模型にも材料の疲労による耐荷力の低下の傾向がみられることから明らかである。

したがって，破壊実験と同様に El. 910 m の伝達壁入り模型に，材料のクリープ現象を考慮して，設計スラスト 5,200 t/m の 1/2 を載荷し，10分経過後に荷重を取り去りさらに10分後に再び載荷する方法で，くり返し荷重50回載荷後の耐荷力とくり返し荷重なしの場合を比較してみると，約16%程度の耐荷力の低下がみられた。この値は1組の模型から得られたものであり，さらに時間に対する相似律にも問題があって，定量的に評価することには問題を含むところではあるが，同程度のくり返し荷重に対しては，おおまかな概略値を与えているものと考えられる。なお，この程度の影響では基礎岩盤全体の耐荷力で十分補うことができるものと判断された。

4. 応力測定

〔1〕応力測定

応力測定の模型は

A：基礎岩盤には風化帯がなく，すべて均質な弾性体と仮定したもの

B：現地調査の地質図に基づき風化帯を表現し，基礎処理を行なわない場合

C：破壊実験から得られた最終案の伝達壁で，基礎処理を行なった場合

以上のような3タイプで設計スラスト 5,200 t/m に対する応力状態を調べて，最終案伝達壁で基礎処理した場合の応力的な効果と，ロッキーピラー内の風化帯沿いに働く直応力 σ_β とせん断応力 $\tau_{\alpha\beta}$ を調べて，実際に風化帯が持っていると考えられるせん断強度と比較し，安全であるか否かを検討したものである。

なお応力測定は，破壊実験で得た各タイプの破壊荷重の 1/2 を載荷し，ひずみは電気抵抗線ひずみ計で測定した。

〔2〕測定結果

Aタイプ模型の主応力分布は，図-8 のようにほぼ半無限板の応力分布に近い傾向を示し，アーチスラストの分担領域は比較的広い範囲まで及んでいる。最大圧縮応力はスラストライン沿いに発生し，これらの値は，設計スラスト 5,200 t/m でアバットメント付近で最大圧縮応力 26 kg/cm², 最大引張応力 11 kg/cm² 程度の応力を示しているが，これらは下流に向うほど減少し，アバットメントから約 50m 下流では圧縮応力 8 kg/cm², 引張応力 0.8 kg/cm² 程度の応力に均等化されている。

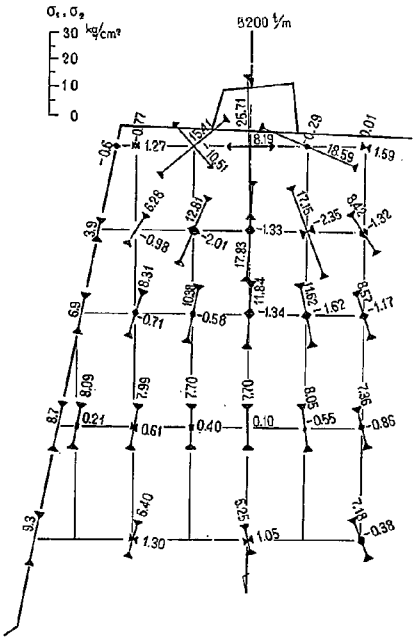


図-8　風化帯のない場合の主応力（Aタイプ）

これに対して，風化帯のあるBタイプの主応力は，図-9に示すように模型材料の軟かい F—30 によって荷重の伝達方向は影響を受け，アーチスラストは F—30を越えてはとんど伝達されていない。このため，F—9，7，1の最大圧縮応力は F—30 沿いに生じている。また，各風化帯沿いに働く直応力 σ_β とせん断応力 $\tau_{\alpha\beta}$ を調べてみると，図-11，12のように σ_β は，各風化帯とも F—30と交わる付近に F—7 で 23 kg/cm², F—9 で 29 kg/cm² 程度の最大値を示している。せん断応力 $\tau_{\alpha\beta}$ は，スラストラインと交わる付近に F—7で，7 kg/cm², F—9 で 9 kg/cm² 程度の最大値を示している。また，F—8 にはほとんどせん断応力のみが働き，アバットメントに近づくほど増加し最大 11 kg/cm² 程度の値を示している。

伝達壁で基礎処理したCタイプでは，Bタイプの断層沿い（F—8，F—7にそっては）の最大応力は著しく低下して，ほとんど等分布曲線に近い曲線を示し，応力はほぼ一様化されていることが判る。伝達壁を入れることによって直応力 σ_β は，表-4のように F—7，F—9 の最大値はおのおの 9 kg/cm², 11 kg/cm² 程度まで，またせん断応力 $\tau_{\alpha\beta}$ はおのおの 3.2 kg/cm² 3.6kg/cm² 程度まで低下している。このうち，特に伝達壁と F—7 とで囲む領域では，F—7 と F—9 の σ_β，$\tau_{\alpha\beta}$ 曲線はほ

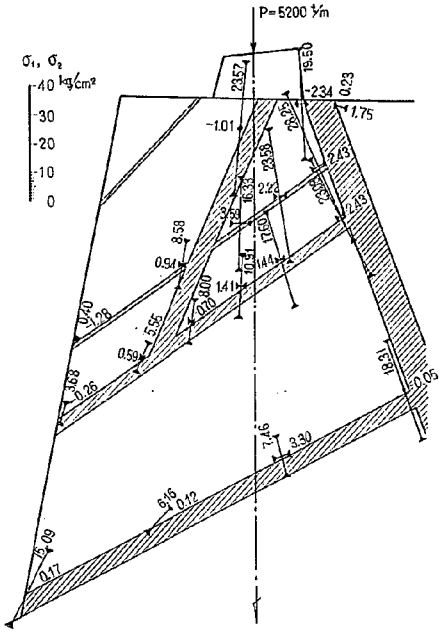


図-9　基礎処理前の主応力（Bタイプ）

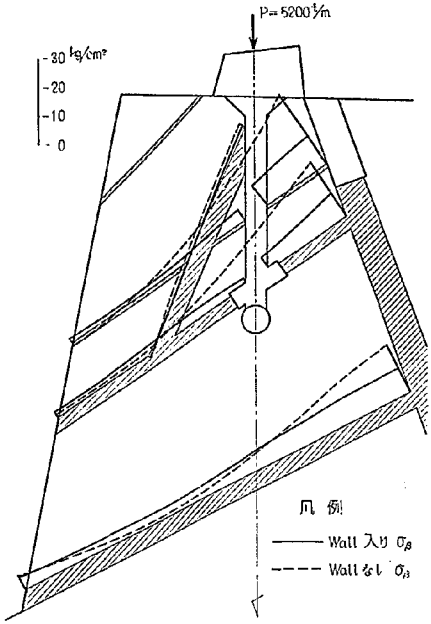


図-11　風化帯沿いに働く σ_β の比較

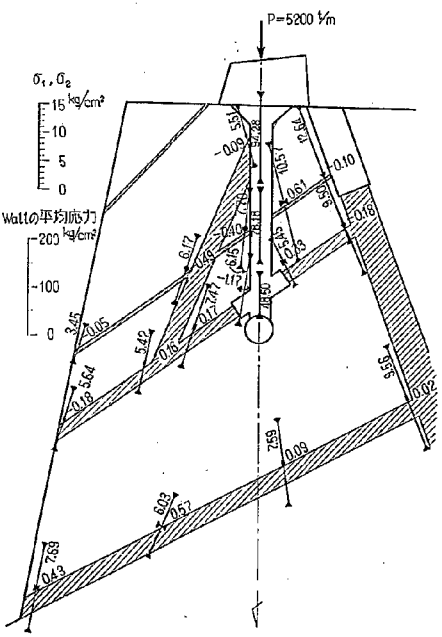


図-10　Wall で基礎処理した後の主応力（Cタイプ）

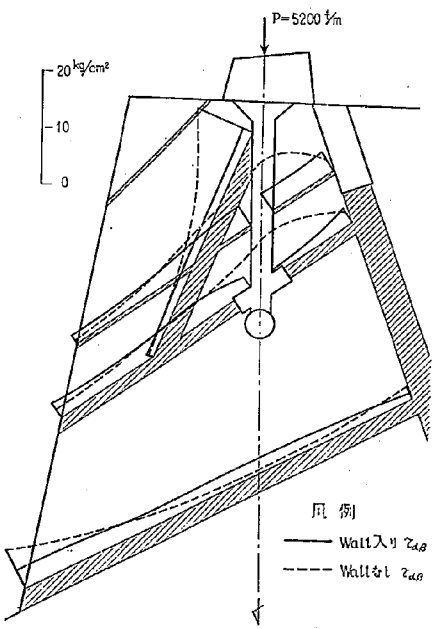


図-12　風化帯沿いに働く $\tau_{\alpha\beta}$ の比較

とんど同じ曲線を示し，F－8のせん断応力は1.6 kg/cm² まで著しく低下して，この領域の応力は特に一様化されている。

このことから，破壊実験で観察されたCタイプの破壊現象，すなわち，伝達壁とF－7とを包絡する面で同時に破断されたということは，伝達壁を入れることによってこの領域の応力は特に平均化され，かつ一体化された結果と考えることができる。

また，現地の岩盤内に定着されたピアノ線群をジャッキで上方に引き抜き，このときの岩盤の破壊形状からせん断強度を推定する方法で，関東地建川俣ダム工事事務所が実施した引抜試験結果によれば，F－7，8付近のせん断強度は約8 kg/cm² 程度であったのに対し，Cタイプの F－7のせん断応力は最大3.2 kg/cm² 程度であることから，せん断に対して約3倍の安全度があることになる。また，破壊実験でCタイプの耐荷力は約3倍増加しているのに対し，応力測定では，設計スラストに対するBタイプの最大せん断応力は11 kg/cm² 程度であり，Cタイプの最大せん断応力は約1/3の3.6kg/cm² 程度に低下していることなどから，せん断力の低下と耐荷力との間には，ほぼ反比例関係が成立するものと考えられる。

なお，図-11，12にみられる減少部分の応力は，伝達壁とF－30のプラグコンクリート沿いに働くせん断応力によって，分担されている結果と考えられる。

5. 実験結果に対する検討

いま1個の構造物の模型を作り破壊実験を行なったところ，相似律から考えられる設計荷重のn倍の荷重で破壊したとすれば，このことは，荷重がn倍になるまでその構造物は耐え得るということと，構造物の材料強度が$1/n$まで低下すれば設計荷重で破壊が生ずるという，2つのことを意味している。したがって，基礎岩盤に作用するアーチスラストのように，設計荷重をはるかに上廻る荷重が作用する機会が一般にない基礎岩盤の安全性は，後者によって評価されなければならない。したがって，ロッキーピラーの強度の低下を招くような要素は極力排除しなければ，実験によって得られた所定の耐荷力を十分維持することはできない。

El. 910m模型の2次元模型実験から得られた結果を他の標高にも適用させるために，破壊実験で得られたクラッシングの生じていない模型の耐荷力と，伝達壁の幅との関係を調べた結果，伝達壁入り模型と伝達壁なしの模型との間にはほぼ次のような関係があるものと考えられた。

$$F = F_0 + B \cdot \sigma \quad \cdots\cdots (3)$$

ただし　F＝伝達壁入り模型の支持力 (t/m)

F_0＝〃　なし　〃　(t/m)

B＝〃　の幅　(m)

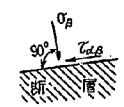
σ＝〃　の一軸圧縮強度　(t/m²)

破壊実験の結果から得られた上式のような関係，すなわち，模型の各材料の破壊荷重を加え合せたものが，組み合せ状態での破壊荷重に等しいという関係は，一般の弾性設計法とは異なり，構造物の材料の塑性領域まで考慮して，多くの断面での応力が降伏点応力にならないと破壊を起こさないとする，塑性設計法における極限設計 (Limit Design) によって求められた関係と一致する。

しかし，破壊実験の結果が以上のような極限設計に基づいているならば，模型の破壊時の現象としては，すくなくとも，模型の全体的な破壊が同時に起こらなければならないはずである。事実，伝達壁入り模型の破壊は，伝達壁とF－7を包絡する全面がほとんど同時に破壊した。しかし伝達壁なし模型の場合には，図－11，12にみられるように，せん断力の特に大きいF－8，30のアバットメント付近にクラックが発生し，このクラックはしだいに下流側に延びて，最後にはF－7，8を包絡する面から滑動するという経過をたどっているが，この破壊の過程には，わずかではあるが時間的な相違が認められ明らかに伝達壁入りの場合のそれとは異なっていた。

これらのことを考慮すれば，現象的には，伝達壁入り

表-4　風化帯沿い応力の低下率

種別	断層	F－1	F－7	F－9	F－8	F8～9	F8～7	耐荷力	摘要
Wall なし模型	$\max \sigma_\beta$	18.2	23.2	29.0	2.4	5.0	2.4	1.2倍	
	$\max \tau_{\alpha\beta}$	8.0	6.7	8.5	11.1	11.1	11.1		
	$\Sigma \sigma_\beta$	4650	4480	4660	380	510	800		
	$\Sigma \tau_{\alpha\beta}$	1700	2310	2240	1900	2090	2320		
Wall 入り模型	$\max \sigma_\beta$	9.8	8.7	11.0	0.4	1.8	2.3	3.7倍	単位 kg/cm²
	$\max \tau_{\alpha\beta}$	3.6	3.2	3.6	1.6	2.9	2.8		ただし Σ：t/m
	$\Sigma \sigma_\beta$	4380	2220	1780	80	450	500		
	$\Sigma \tau_{\alpha\beta}$	1780	1390	1490	640	970	1170		
低下率	$\max \sigma_\beta$	53.8%	37.5%	37.9%	16.7%	36.0%	95.8%	308%	低下率＝Wall入り / Wall なし ×100
	$\max \tau_{\alpha\beta}$	45.0	47.8	42.4	26.1	26.1	25.2		
	$\Sigma \sigma_\beta$	94.2	49.6	38.2	20.3	88.4	62.1		
	$\Sigma \tau_{\alpha\beta}$	104.4	60.2	66.5	33.6	46.4	50.5		

模型の場合には極限設計論でいわれている現象と一致するのに反して，伝達壁なし模型の場合には一致しないというはなはだ矛盾した結果となる。したがってこの矛盾を応力測定の際応力的に検討してみることにした。すなわち，実際に極限設計論でいわれているような関係が応力的に成立していると仮定すれば，伝達壁よりも強度の小さい岩盤部分は，荷重の増加に伴って材料の降伏によるクリープ現象を起こす結果，応力の再配分によって伝達壁の分担荷重が増加し，風化帯沿いのせん断応力の増加がなくなるはずであるから，模型に荷重を加え，破壊

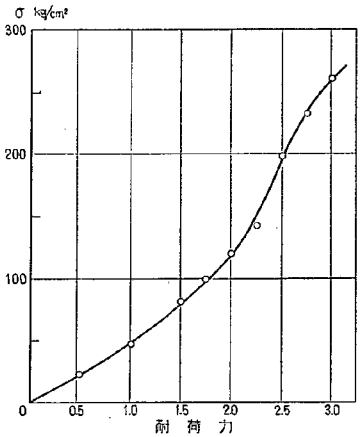
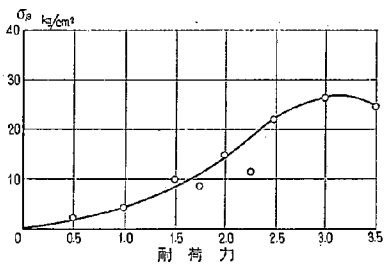


図-13　Wall 内の応力増加曲線



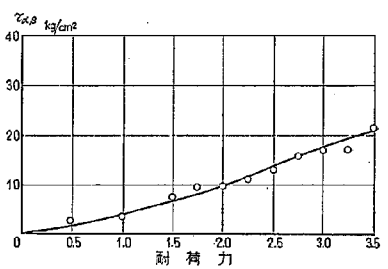
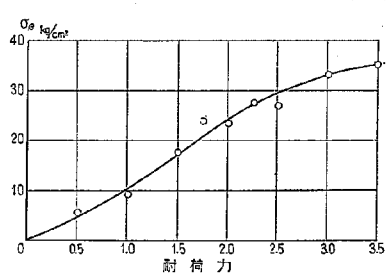


図-14　F－9 沿いの応力増加曲線（Wall 入り模型）

までの伝達壁と岩盤部分のひずみ測定を行ない，これらの変化状況を比較すればよいことになる。

図-12 によれば，基礎処理前の F－7，8 の働く最大せん断応力は，11 kg/cm² 程度であることから，11×1.2（平均の耐荷力）＝13.2 kg/cm² 程度のせん断応力で模型は破断されたことになる。また，伝達壁入りの F－7 に働く最大せん断応力は 3.2 kg/cm² 程度であり，破壊時には 3.2×3.7（平均の耐荷力）＝11.8 kg/cm² となってほぼ破壊応力は一致することから，ほとんど材料の降伏点に近い応力が働いていたのではないかと推測される。またこのことから，模型材料のせん断強度は約 8 kg/cm² 程度であるのに対し，材料の組み合せ状態では強度が増加していることが判る。また，組み合せ状態での伝達壁の応力は，図-13 に示すように設計スラストの 3 倍程度の荷重で，すでに伝達壁の一軸圧縮強度 290kg/cm² を示している。したがってこれらのことから，岩盤部分と伝達壁の応力は，荷重の増加とともに増加し同時に破壊したものと考えられる。

また，破壊実験から得られた耐荷力と伝達壁の幅との関係は，前述のように極限設計論から求められる関係式と同じものであるが，応力の変化状況をみると，図-13 にみられるように伝達壁内の応力は 2 倍程度の荷重から著しく増加していることから，応力的にも一致するならば，岩盤部分の分担荷重は，材料のクリープ現象から 2 倍以上の荷重に対しては応力が増加しないはずであるのに，図-14，15 に示すようにその形跡は認められない。しかし，2 倍程度の荷重でなんらかの原因で応力の再配分が行なわれたようではあるが，この場合に，極限設計



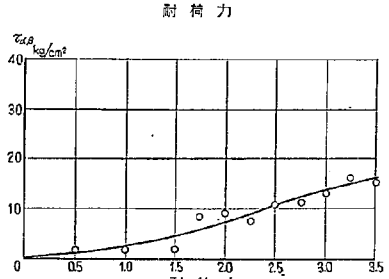


図-15　F－7 沿いの応力増加曲線（Wall 入り模型）

論で説明されるような現象が，模型内に起こっていることを応力的に完全に裏付けるような資料は得られなかった。

このため，当実験から得られた第(3)式は，極限設計論で一般に説明し得ると考えることは危険であるが，すくなくとも実験から得られた関係式である以上，川俣ダムの各標高に対して，十分安全な伝達壁の幅を設計することができるものと考えられた。

また2次元の実験から得られた第(3)式が，近似的に3次元にも拡張できるものと考えるならば，基礎岩盤全体の耐荷力は，ロッキーピラーの安定計算から求められた耐荷力と，実験から求められた耐荷力との和で求めることができる。したがって最終案伝達壁入りでは，前述のように，伝達壁とF—7で囲む領域は一体化されていると考えることができ，この領域の3次元的な耐荷力は，ロッキーピラー計算結果からすくなくとも 2倍以上あり，さらに2次元の耐荷力は，破壊実験結果から3.4～4.0倍程度あることから，基礎岩盤全体としての耐荷力は5.4～6.0倍以上あることになる。しかし，この耐荷力は仮定を含んだ値であり，確実にどの程度の耐荷力を持っているか定量的に算定することはむずかしい問題ではあるが，2次元で4倍程度の耐荷力は期待することができるし，しかも，弾性的な柱と仮定して解かれた3次元のロッキーピラーの耐荷力としても，伝達先端までの領域ではほぼ4倍程度まで期待することができること。さらに基礎岩盤全体の耐荷力としては，2次元の耐荷力に3次元的な影響が加味されること等を考慮すれば，すくなくとも4倍以上の耐荷力は十分あると判定された。

6. あとがき

当地点のように，基礎岩盤内に卓越した風化帯が板状に存在する場合には，破壊実験および応力測定結果のように，風化帯を貫いて入れたコンクリート伝達壁は，基礎岩盤の耐荷力を増大させ，全体的な安全度は著しく高まって，基礎岩盤の一体化に有効な工法であることが判る，しかし現在の段階では，当実験だけでなく，この種の問題を含む他のダムサイトの基礎岩盤にも，実験結果をそのまま適用できるかどうかは今後の検討に残された問題と考えられるが，すくなくとも，この種実験の検討方法としては，なんらかの手掛りを得たものと考えられる。

参考文献

1）第1回岩盤シンポジアム　岩盤研究会（1962）
2）駒井勲・柴田功
アーチダムの岩盤処理　土木学会誌，Vol. 47, No. 11（1962）
3）第16回直轄技術研究発表会
川俣ダム基礎岩盤模型実験について　（昭37）
4）川俣ダム基礎岩盤模型実験　技術資料 Vol. 5, No. 2（1963）

アーチダム余水吐の水理機能に関する研究 (2)

——川俣ダム余水吐の設計ならびに実験的考察——

(昭和 37 年 12 月)

中川博次*
真見実**
大野為三郎***

要旨

川俣ダムの放水工ならびに余水吐について，比較設計を行なってその合理的型式を選定するとともに，余水吐各部の詳細を水理模型実験により決定した。

目次

1. 計画概要……(1)
2. 余水吐設計条件……(1)
〔1〕流量条件……(1)
〔2〕洪水調節および貯水池使用計画……(2)
〔3〕地形および地質条件……(2)
〔4〕施工条件……(2)
3. 放流設備型式の選定……(2)
4. 余水吐原案の寸法選定……(5)
〔1〕放水管……(5)
〔2〕越流部……(5)
〔3〕水じょく池……(6)
5. 余水吐原案の水理機能に関する実験的検討…(7)
〔1〕模型および模型縮率……(7)
〔2〕実験による検討……(7)
6. 余水吐修正案の設計……(11)
〔1〕概説……(11)
〔2〕放水管……(12)
〔3〕越流部……(14)
7. 余水吐修正案の水理機能に関する実験的検討……(16)
〔1〕堤頂越流部……(16)
〔2〕放水管……(19)
〔3〕水じょく池……(32)
8. 結論……(55)

1. 計画概要

川俣ダムは，洪水調節，灌漑および発電を目的として，鬼怒川本川上流部，栃木県塩谷郡栗山村大字川俣に建設中の多目的ダムである。川俣ダムのダムおよび貯水池の計画概要を示すと，表-1のとおりである。

2. 余水吐設計条件

〔1〕流量条件

ダム地点から約 10 km 下流の黒部観測所で得られた 35 年間の洪水記録に基づいて求められたダム地点での 100 年確率洪水流量は 1,500 m³/sec である。異常洪水流量をその 20% 増，すなわち 1,800 m³/sec として，異常洪水位 El. 979.00 m での放水口および余水吐の全放流能力が 1,800 m³/sec となるよう，放流設備の寸法を定める。

表-1 ダムおよび貯水池諸元

	単位	
流域面積	km²	179.4
たん水面積	km²	2.59
総貯水容量	m³	87,600,000
有効貯水容量	m³	73,100,000
堆砂および死水容量	m³	14,500,000
ダム型式		アーチ式ドーム型コンクリートダム
堤高	m	120.0
堤頂長	m	137.0
堤体積	m³	149,000
頂拱中心角		92°～38′
非越流頂標高	El. m	980.0
常時満水位標高	El. m	976.0 (計画高水位)
洪水時満水位標高	El. m	979.0
最低水位標高	El. m	930.0 (推定堆砂面)
有効水深	m	46.0
夏季制限水位	El. m	(第一期制限水位(6/15～8/14) 967.5 (第二期制限水位(8/15～9/30) 965.5
洪水調節容量	m³	24,500,000
灌漑容量	m³	52,500,000

* 前ダム部 ダム水理研究室長
** 前ダム部 ダム水理研究室
*** ダム部 ダム水理研究室

〔2〕 洪水調節および貯水池使用計画

川俣ダムは，図-1 に示されるように，支川男鹿川にすでに建設された五十里ダムの調節能力と合わせて，下流石井地点における最大洪水流量 5,400 m³/sec を 4,000 m³/sec に低減させる役割をもち，本ダム地点では，その 80 年確率流量 1,350 m³/sec を 550 m³/sec にカットする。計画洪水波形に対する洪水調節計画を図-2 に，また貯水池使用計画を図-3 に示す。図-2 および3から明らかなように，洪水調節計画を満足させるためには，第2期制限水位 El. 965.50 m で 120 m³/sec，計画満水位 El. 976.00 m で 550 m³/sec の放流能力をもつ放水設備が必要である。

〔3〕 地形および地質条件

ダム地点付近の地形および地質の特徴を概述すると次のとおりである。

i) ダム地点の上下流は，石英粗面岩が露頭したきわめて急峻な狭谷を形成しており，El. 940 m までの平均傾斜度は 70° 以上であり，部分的にはオーバーハングした地点も数多く見受けられる。

ii) 現河床部での平均河谷幅は 20 m であるから，岩掘削を行なって水じょく池を造成するとしても，50 m 以上の越流部幅をとることは困難である。

iii) 地形地質上，右岸のアーチアバットメントをできるかぎり上流におき，また左岸のスラストラインをできるだけ山側に入れて，しかも対称アーチとしたため，河心方向と堤体での半径方向軸線とは約 20° の交角をもつ。さらに，ダム軸より約 70 m 下流で河道が左岸方向に急折している。

iv) ダム地点付近は破砕帯の幅が 5 m にも達する大規模な断層を含めて，亀裂が非常に発達している。とくに，堤体直上流で河道を横切る No. 30 断層と，左岸でこれにほぼ直交する No. 1 断層との間に囲まれるロッキーピラーの部分には数多くの細かい亀裂が見受けられる。右岸側にも河心方向に多数の断層が発達し，基礎の安定に問題があるものと認められた。

〔4〕 施工条件

これらの制約条件が余水吐型式の選定に及ぼす影響については，以下の余水吐選定の項で述べる。

3. 放流設備型式の選定

放流設備としては，前節の条件(1)を満足する余水吐と条件(2)を満足する放水工が必要である。洪水調節利用水深が 30 m 以上であるから，門扉製作上および堤体構造上，放水工と非常用余水吐を兼用した単独の放流設備を計画することは困難である。したがって，放流設備としては，次の2種が設けられねばならない。すなわち，

(1) 洪水調節用放水工（常用余水吐と名付ける）

(2) 洪水吐（非常用余水吐と名付ける）

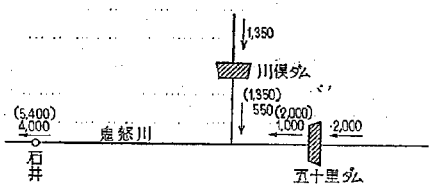


図-1　流量配分図

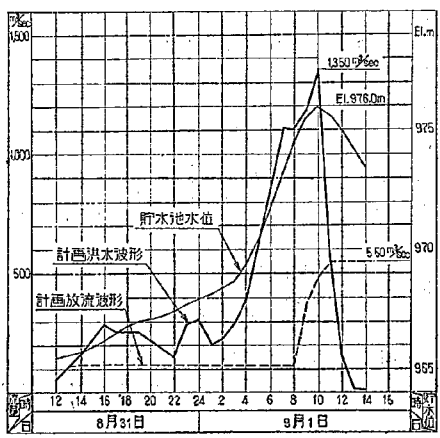


図-2　洪水調節計画図

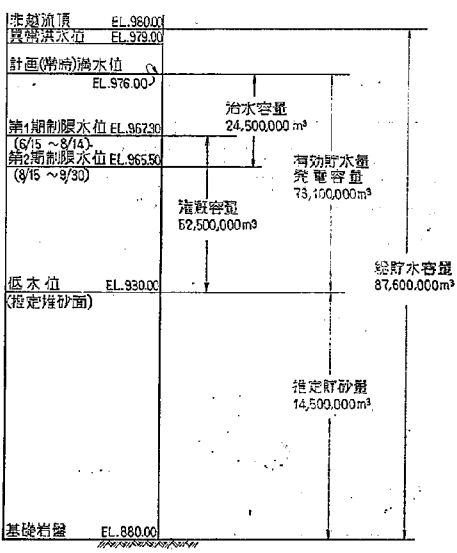


図-3　川俣ダム貯水池使用計画図

常用余水吐の型式としては，第2期制限水位 El. 965.50 m 以下に呑口敷を有する堤内放水管またはアバットメントを貫通するトンネル余水吐に限られる。

図-4 に示すように左岸アバットメントを通る水平の円形断面圧力トンネルが計画された。インバート標高は El. 930.00 m，トンネル直径は 6.76 m，トンネル全長は約 70 m である。最高水位時の計画最大放流能力は 940 m³/sec で，下流端に調節用高圧ゲート，上流端に非常用コースターゲートが設置される。非常用余水吐は計画満水位に越流頂標高を合わせた1径間長 20 m，4径間の非調節型余水吐とした。トンネル余水吐の利点は，その出口位置を堤体構造と無関係に選べるため，地形条件に左右されることなく，河心方向に水脈を放出でき，また堤体から十分離れた位置に放出水を落下させうるために減勢構造物を設置する必要がないことである。さらに，堤内放水管に比べ，コースターゲートの設置が容易であり，越流部からの自由落下水脈とトンネル放出流との干渉はまったくない。

しかし，本ダム地点では，2〔3〕で述べたように地質条件がきわめて悪く，堤体基礎の安定性が問題となったところから，検討の結果，トンネル余水吐案は放棄することとした。トンネル余水吐を採用した場合考えられる欠陥は次のとおりである。

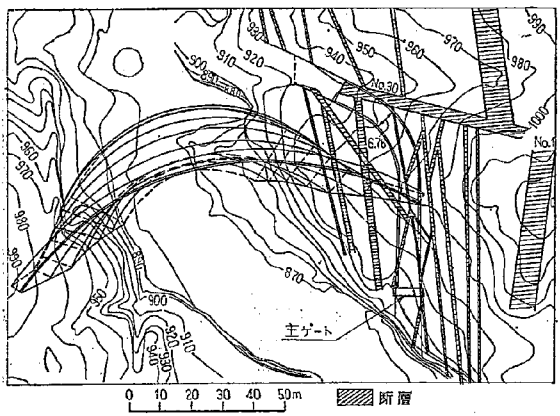


図-4 左岸トンネル余水吐案

(1) トンネルがロッキーピラーの中央を貫通するから堤体基礎の支持力を減じ，また亀裂に沿って岩盤が崩落する危険性があり，堤体の安定性を脅かす。

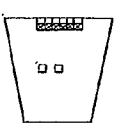
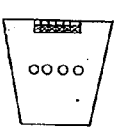
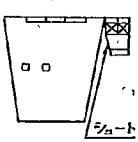
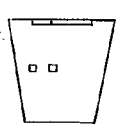
(2) 破砕帯に平行してトンネルを設けるから，施工中にトンネル頂部の岩盤が崩落するおそれが十分ある。

(3) 調節用高圧ゲートをトンネル下流端に設置するが，ゲートアンカーの構造が複雑となり，また大規模な高圧ゲートの製作上にも難点が多い。

(4) 放水管に比べ余水吐工費がずっと高くなる。

以上の諸点を考慮して，常用余水吐としては，堤内放水管を採用することに決定した。

表-2 余水吐各案比較

			I	II	III		IV
放水管	呑口中心標高	El. m	920.00	920.00	920.00		920.00
	断面形状		正方形	円形	正方形		正方形
	断面寸法	m	3.15	φ 2.60	3.60		4.80
	放水管数		2	4	2		2
	ゲート型式		ローラー	H. B. V	ローラー		ローラー
	最大操作水頭	m	59	59	59		59
	設計流量	m³/sec	550	550	730		1,300
洪水吐	ゲート		あり	あり	あり	なし	なし
	越流頂標高	El. m	972.50	972.50	971.63	976.00	976.00
	越流長(1径間)	m	6.0	6.0	7.5	16.0	16.0
	橋脚幅	m	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
	径間数		6	6	2	3.0	3.0
	最大越流深	m	6.5	6.5	7.37	3.0	3.0
	ゲート型式		ローラー	ローラー	ローラー		
	ゲート寸法	m	3.8×6.0	3.8×6.0	4.7×7.5		
	最大設計流量	m³/sec	1,240	1,240	570	500	500
配置図							

非常用余水吐としては，ダム付近の河道が狭い谷を形成しており，また，深い越流部を設けることは，堤体構造上好ましくないという点から，ダム本体と分離した余水吐の設置が望まれたが，このような分離型余水吐を設けるに適した地点は見出だされず，やむなく最も経済的な堤体に付属した越流型余水吐を採用することとした。

越流型余水吐は調節型（ゲートを有するもの）と非調節型（ゲートを有しないもの）の2つに大別される。後者は前者に比して明らかに経済的であるが，川俣ダムでは，堤趾部の両岸を掘削して，現河床幅より大きい水じょく池幅を与えるとしても，越流幅はせいぜい 40 m しかとれないし，非調節型余水吐の越流頂標高は常時満水位 El. 976.00 m 以下に選ぶことはできないから，異常放流に使用しうる水深はわずかに 3 m にすぎない。総越流長 40 m，越流深 3 m としたときの越流量は，約 620 m³/sec であるから，放水管計画放流量 550 m³/sec を加算しても放流設備の最大放流能力は約 1,200m³/sec であり，異常洪水流量に対し，約 600 m³/sec 不足する。したがって，一部を調節型余水吐とするか，放水管容量を大きくして，流量条件を満足させねばならない。このような条件を満足させる余水吐型式として，7案が考えられたが，そのうち，実施可能な案として表-2 に示す4案が検討された。

いずれの型式でも，放水管呑口中心標高は，推定堆砂面および高圧ゲートの操作水頭と経済寸法の関係を考えて，El. 920.0 m に選んだ。また，中央越流部の総幅は，河幅との関係から 50 m をこえないようにした。

各余水吐型式の特徴は次のとおりである。

型式 I

（1） 放水管寸法は計画最大放流量 550 m³/sec に対して設計されているから，洪水調節操作が容易であり，また計画流量をうわまわる放流が行なわれる危険性がない。

（2） 余水吐工費は他型式に比べ最も廉価である。

（3） 異常洪水時，放水管流と越流部落下水脈とが衝突し，両岸山腹に拡散水脈が当る危険性がある。

型式 II

（1） 放水管放出水脈の減勢効果を増大させるために，型式 I のローラーゲートの代わりに，ハウエルバンガーバルブを採用する。

（2） 放水管数が多いため，放出流を安全に河道内に落下させることが困難である。

（3） 工費は型式 I に比べかなり高くなる。

型式 III

（1） 非調節型中央越流部のみで不足する異常洪水量を左岸スラストブロック上に設けるシュート余水吐と2本の放水管にそれぞれ配分する。

（2） 必要水じょく池水深が小さく，減勢工は最も経済的になる。

（3） 左岸スラストブロックが大になり，上流の接近水路条件をよくするため大きい掘削量を必要とする。

（4） 洪水調節に幅をもたせうる。

型式 IV

（1） 型式 III と同寸法の非調節型越流部を設け，異常洪水量の不足分は放水管に負担させることとする。

（2） 余水吐放流量の余裕は最小であり，高圧ゲート故障時に不安が残る。

（3） 常に放水管2門のみを操作すればよいから，操作は最も簡単である。

（4） 放水管放出流の拡散度は他型式に比べて悪い。

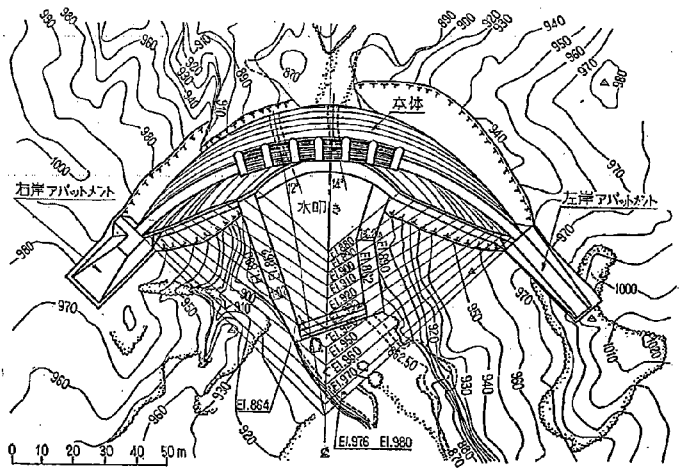


図-5(1)　ダム平面図（原設計）

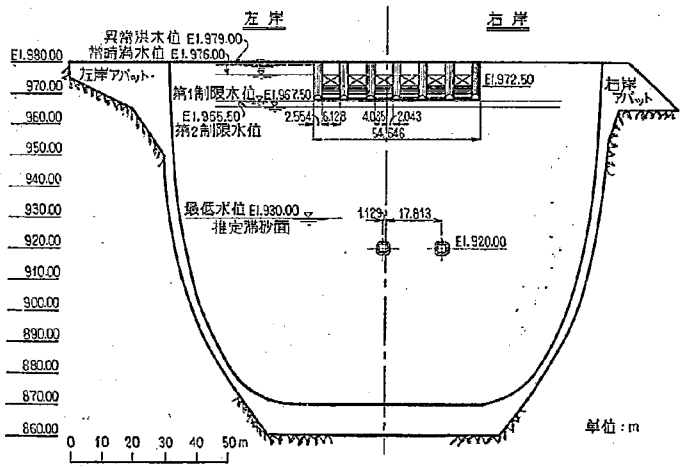


図-5(2) 上流面展開図（ダム本体）

(5) 余水吐工事費は最大となる。

以上のような各案の長短を比較検討の結果，主として次の理由から型式Ⅰを採用することとした。

(1) 余水吐工費が最小である。

(2) コースターゲートの捲上げが確実に行なえる。

(3) 型式Ⅱは放水管の配置に困難をきたし，また土木費が大きく，型式Ⅲはシュート余水吐寸法に制限を受けるため，放水管に余分な放流量を負担させ，それだけ不経済である。また，型式Ⅳはゲート操作に信頼度をおきがたく，またゲート故障時の放流能力の著しい減少に不安がある。

4. 余水吐原案の寸法選定

〔1〕 放水管

原案放水管の平面的配置は図-5 に示すように，拱頂部およびその右岸側隣接ブロックの中心線上に呑口中心を有し，放水管放出水脈を湾曲部より下流の河道中央に落下させるため，放出端における放水管軸方向がアーチ半径方向と，それぞれ 14° および 12° の平面角をもつように選ばれた。放水管軸は水平とした。設計条件(2)を満足する放水管所要断面積 A は次式により決定された。

$$Q=CA\sqrt{2gH} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここで，C=流量係数

Q=設計流量

H=設計水頭

流量係数 C は綾北および室牧ダムの放水管実験資料を参照して 0.90 に選んだ。

また，Q=550 m³/sec，H=976−920=56 m を代入して，A を求めると，

A=18.446 m²

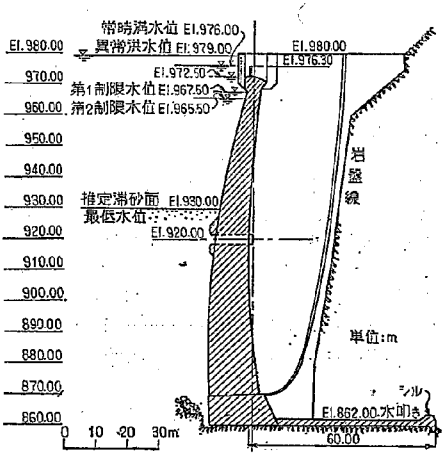


図-5(3) 標準断面図（ダム本体）

となる。隅角部の応力集中に対処するため，放水管出口の角形断面積の 4 %に当る隅取り面積を考慮すると，所要角形断面積 A' は，

$A'=A/0.96=19.214$ m²

1門の必要断面積は，9.607 m² となる。放水管断面は正方形とし，その一辺を a とすると，

$a=\sqrt{A'/2}=\sqrt{9.607}=3.10$

これに余裕をみて，a=3.150 m に選定する。

ベルマウス曲線形状，隅取半径の変化など細部設計については，修正案設計の項で述べる。

〔2〕 越流部

放水管 2 条を異常洪水位 El.979.00 m で全開操作し

た場合の推定放流量は，(1)式で，$H=59.0$ m，$A=9.526$ m²，$C=0.9$ であるから，$Q=583$ m³/sec となる。したがって，異常洪水時の越流部必要放流量は，$(1,800-583)=1,217$ m³/sec となる。いま，越流頂標高を El. 972.50 m，1径間の純越流長 B を 6.0 m，橋脚幅 b を 2.5 m とする6径間よりなる標準型越流部を設けることとする。

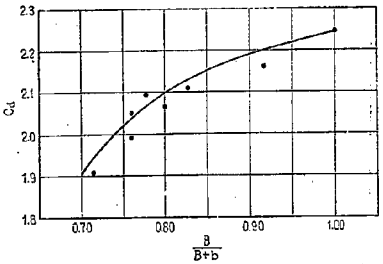


図-6　標準型越流部 C_d～$B/B+b$ 関係

当研究室で行なわれた6個の標準型越流部模型に関する越流量測定の結果から絞り度 $B/B+b$ と設計水頭時の越流係数 C_d との関係は，ほぼ図-6 に示される曲線で表わされることが認められた。本ダムの越流部では，$B/B+b=0.71$ であるから，$C_d=2.05$ となる。上述の測定値はすべて接近流速の影響を無視しうるほど十分に，せき高の大きい模型に関するものであり，本ダムでもその影響は無視しうるものと考えられるから，次式で示される流量公式によって越流量を計算する。すなわち，越流深が設計水頭 H_d に等しい場合の越流量 Q_d は，

$$Q_d=nC_dBH_d^{3/2} \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに，n：径間数=6 であり，$H_d=6.50$ m に選ぶと，

$$Q_d=6\times2.05\times6\times6.5^{3/2}=1,223 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となる。したがって，異常洪水位での所要越流量 1,217 m³/sec を確保することができる。

越流面曲線形状は，$H_d=6.5$ m とする標準型ランドルフ曲線とする。すなわち，上流側は，

$R_1=0.5\,H_d=3.250$ m，$X_1=0.18\,H_d=1.170$ m

$R_2=0.2\,H_d=1.300$ m，$X_2=0.107\,H_d=0.696$ m

とする複合円弧であり，下流側曲線は，

$$Y=\frac{0.53}{H_d^{0.8}}X^{1.8}=0.11856\,X^{1.8} \quad \cdots\cdots(3)$$

で与えられる。越流部縦断曲線形状は図-7 に示される。越流部の平面的配置については，修正案設計の項で述べるが，放水管および水じょく池との相対関係は図-5-1 に示される。

〔3〕 水じょく池

中央越流部からの自由落下水脈による堤体直下流河床の洗掘を防ぎ，また衝撃変動圧力による周囲の岩盤の弛緩を防ぐために，堤趾部より水脈落下位置下流までの河床をコンクリートで保護し，かつ，副ダムの造成によって十分な水クッションを与える設計とする。

必要水じょく池水深の決定に当っては，異常洪水時の中央越流部落下水脈に対する仮想跳水水深 h_j の 1.3 倍をとる[1]。すなわち，

$$\left.\begin{aligned} h_j&=\frac{h_0}{2}\left(\sqrt{1+8F_0^2}-1\right)\\ F_0&=V_0/\sqrt{gh_0}\\ h_0&=q/v_0\\ V_0&=0.9\sqrt{2gH_T}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4)$$

ここで，H_T：水叩き面と貯水面との標高差 (m)

q：越流部単位幅当りの流量 (m³/s-m)

である。本ダムの中央越流部落下水脈について，h_j を計算する。水脈落下幅が純越流長に等しく，水脈厚さは全落下幅にわたって一様と仮定すると，

放水管全流量 $Q=1,223$ m³/sec

水脈落下幅 $B_0=36$ m

単位幅流量 $q=Q/B_0$

$=33.97$ m³/s-m

総落下高 $H_T=$El. (979.0−862.0)

$=117.0$ m

落下地点流速 $V_0=45.43$ m/sec

落下地点射流水深 $h_0=0.748$ m

落下水脈フルード数 $F_0=16.78$

$$h_j=\frac{0.748}{2}\left(\sqrt{1+8\times16.78^2}-1\right)$$

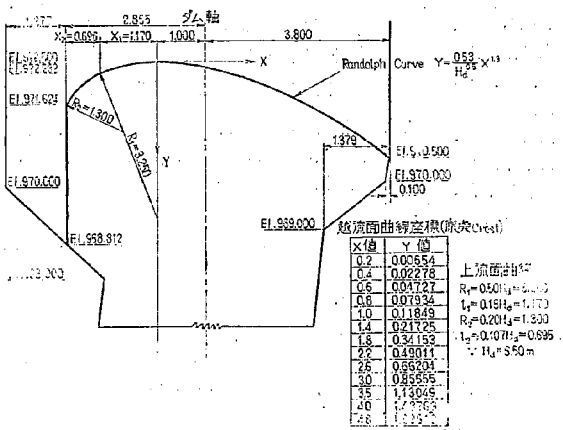


図-7　越流面標準断面図

1) 建設省土木研究所：天ケ瀬ダム水理模型実験報告，昭和37年7月

$$=\frac{0.748\times46.47}{2}=17.38\,\mathrm{m}$$

したがって，必要水じょく池水深 h_2 は，

$$h_2=1.3\times17.38\fallingdotseq22.6\,\mathrm{m}$$

とする。

水じょく池底面のコンクリート保護工の長さ L は，越流水脈落下位置がダム軸より約 40 m 下流と推定されたので，それに必要水じょく水深を加えた長さ，すなわち，ダム軸より 60 m 下流までとし，その末端部に高速潜流を変向拡散させるための高さ 2 m の傾斜シルを設置した。

導流壁の天端標高は異常放流時の水位上昇および水じょく池形状の非対称性による局部的水面隆起を考え，El. 890.0 m に選んだ。

5. 余水吐原案の水理機能に関する実験的検討

〔1〕 模型および模型縮率

上述の余水吐原設計形状の適否を検討するために，当研究所篠崎分室ダム水理実験場で，昭和 35 年 7 月から水理模型実験が実施された。模型の縮尺は 1/50 で，堤体，放流設備およびダム軸から上流 60 m，下流 200 m の範囲の河道，山腹を模型にとり入れた。そのうち，堤頂越流部，放水管およびシルは木製とし，その表面には乾燥によるひび割れや収縮を防止するために塩化ビニール系塗料を塗付した。また，堤体は鉄骨を骨組とした木組型枠を組み，その上にモルタルを塡充し，漏水を防止するために塗料をぬった。水じょく池および下流河道は，木材を骨組とし，表面はセメントモルタルで仕上げられた。水じょく池内の流況を観察するために，右岸側導流壁の一部を硬質ガラス板で構成した。堤頂越流面，水じょく池底面およびシル面上の圧力を測定するために，図-8 および図-9 に示される位置に圧力管を取りつけた。ただし，堤頂越流面の圧力は測定精度を高めるために，真鍮製の圧力帯を製作し，左岸端の径間中央にとりつけた。

原型量と模型量の換算縮率は，原型における流れと模型における流れのフルード数が一致するように定められた。

〔2〕 実験による検討

1) 越流部の検討

越流量の検討は全体模型の縮尺の大きさおよび模型製作精度を考慮して，別に高い製作，測定精度の期待できる大型模型を製作して行なうこととした。

径間中心線上の越流面圧力分布を図-8 に示す。最低圧力はクレストより下流 1.8 m の点に発生するが，設計水頭までの操作水頭に対して負圧を生じるおそれはない。

実験観察の結果，越流部左右端径間からの落下水脈は，水じょく池導流壁天端近くに直接当たり，局部的に過大な衝撃変動圧力が認められたので，これをさけるために，左右端の擁台にクレストデフレクターを設け，水脈落下幅を縮少することとした。デフレクターの設計形

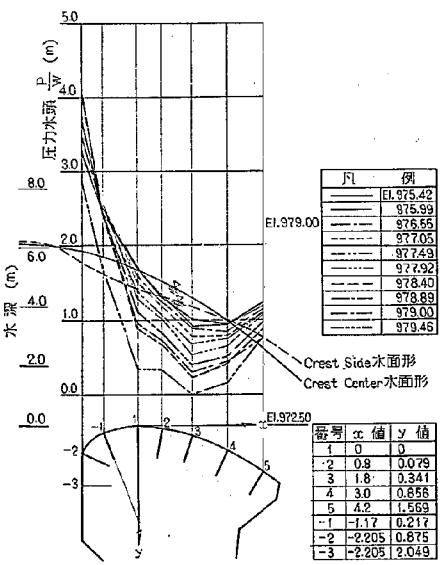


図-8 堤頂越流部水面形および圧力分布図

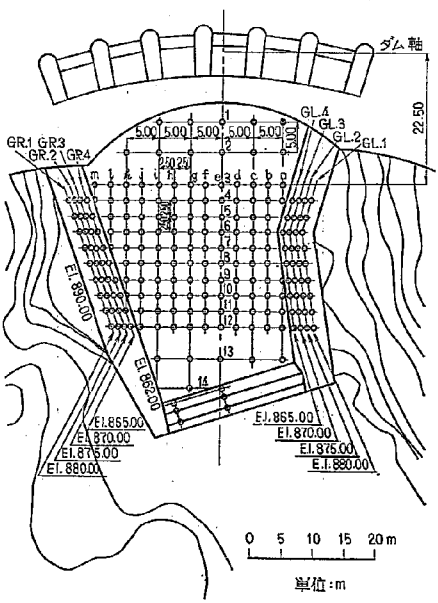


図-9 第一案水じょく池圧力パイプ配置図

状については，修正案検証実験の項で述べる。

2) 放水管軸の検討

原設計案では，堤体部に設けられた2条の水平放水管を堤体内で平面的に湾曲させ，河道湾曲部より下流の河谷中央でそれぞれの放出水脈が互いに衝突し，拡散効果を助長するように設計された。

放水管放出流向の検討に当っては，計画放流（放水管のみ操作）と異常放流（放水管，越流部同時操作）の両方の状態について満足すべき水理機能が得られるかどうかの確認が必要であるが，前者については，主として，任意操作時に，放出水脈が両岸山腹に悪影響を与えないよう十分拡散されて河道中央に落下することを目的とし，後者については，越流水脈との重複によって生じる両岸山腹への飛散水脈を除去することを目的として，放水管の配置を実験的に修正することとした。

原案放水管2条を制限水位 El. 965.5 m から計画満水位 El. 976.0 m の間で全開操作した場合，放出水脈は設計計算で予測されたとほぼ同じ位置，すなわち，ダム軸より約 100 m 下流の河道中央に落下し，また水中拡散効果も大きいことが認められた。

異常放流時には，越流部落下水脈に放水管放出水脈が衝突，飛散し，とくに，放水管放出方向がアーチ中心方向から大きく左岸側へかたよっているため，水じょく池左岸導流壁上の山腹に多量の水脈が飛散することが認められた。

以上，原案余水吐に関する実験観察の結果，とくに，

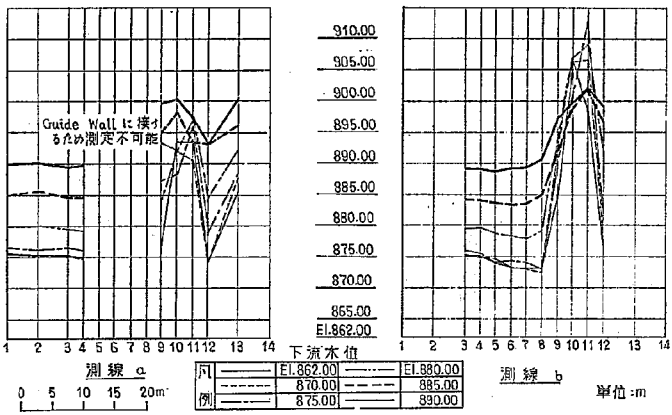


図-10(1)　水叩面圧力測定，縦断図　貯水位 El. 979.00 m

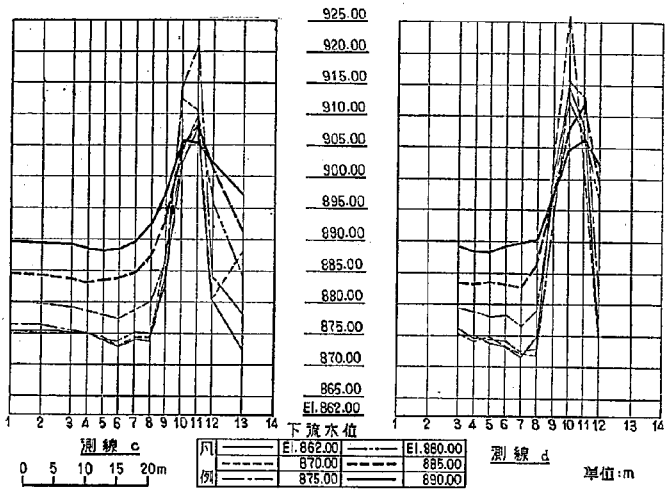


図-10(2)　水叩面圧力測定縦断図　貯水位 El. 979.00 m

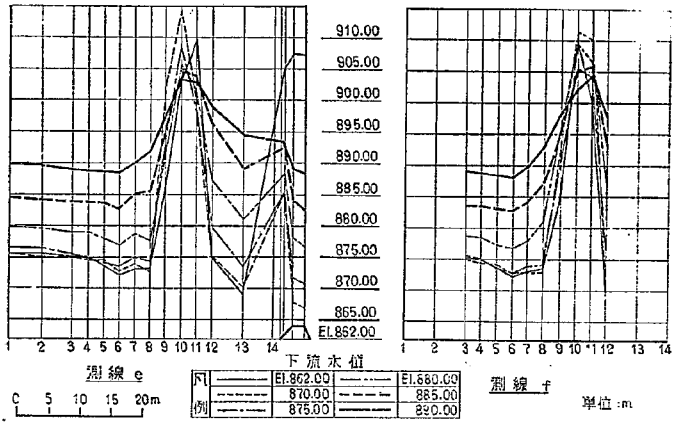


図-10(3) 水叩面圧力測定 縦断図 貯水位 El. 979.00 m

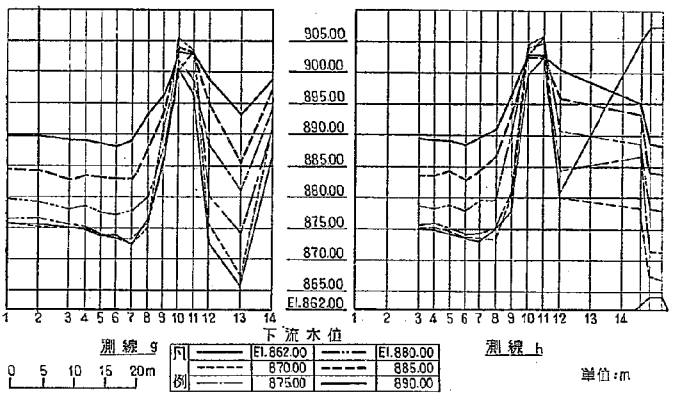


図-10(4) 水叩面圧力測定 縦断図 貯水位 El. 979.00 m

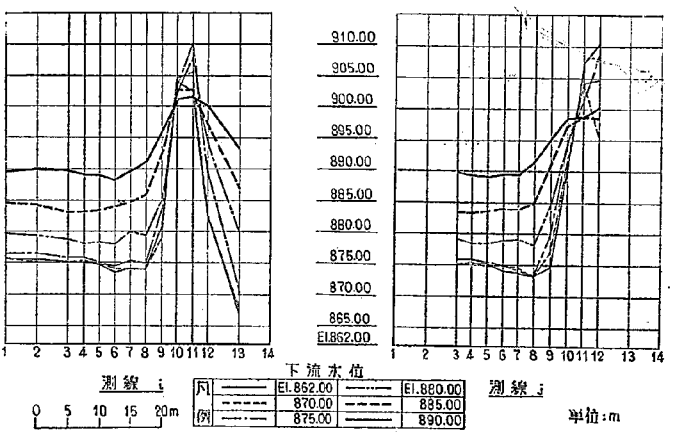


図-10(5) 水叩面圧力測定 縦断図 貯水位 El. 979.00 m

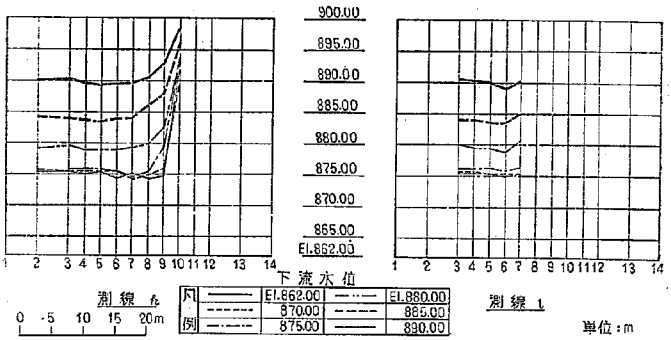


図-10(6)　水叩面圧力測定　縦断図　貯水位 El. 979.00 m

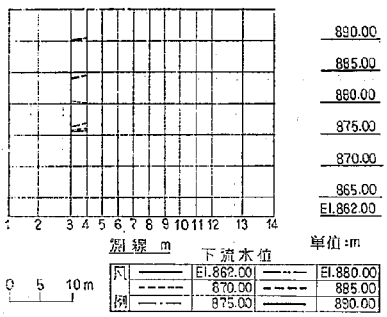


図-10(7)　水叩面圧力測定　縦断図
貯水位 El. 979.00 m

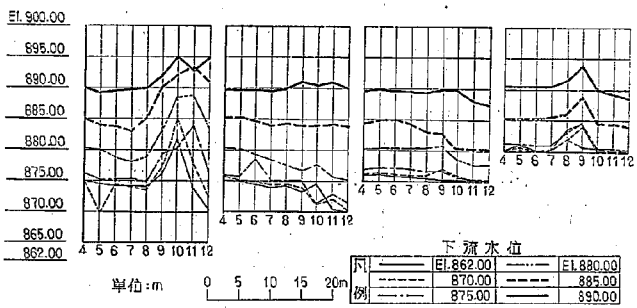


図-10(8)　左岸側壁圧力測定　縦断図　貯水位 El. 979.00 m

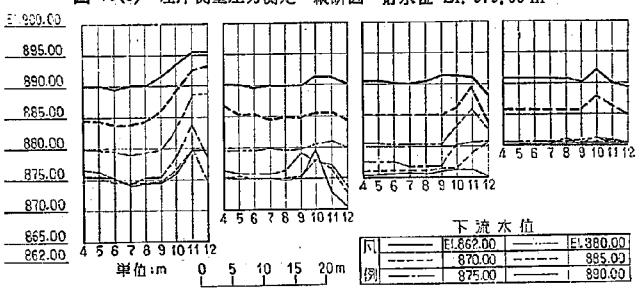


図-10(9)　右岸側壁圧力測定　縦断図　貯水位 El. 979.00 m

異常放流時に，岩盤の不安定な左岩山腹が侵食破壊される危険性が認められ，さらに，計画放流時にも水脈落下地点の左岸は，主断層と河道との交差する位置に当り，この部分の洗掘は rocky pillor の安定をおびやかす点から，現地事務所から落下地点を変更することが要望された。そこで，放水管軸に対する 2，3 の修正実験をへて，後述するように，放水管を水平に対して傾斜させ，堤趾部近くの水叩き内に落下させて，越流水脈との空中での衝突をさけることとした。

3) 水じょく池の検討

異常洪水位 El. 979.0 m で堤頂越流部を全開操作した場合の 6 種の下流水位に対する水じょく池底面の縦断圧力分布を図-10 に，また，各縦断測線ごとの最大動水圧（最大底面圧力と水じょく池水深との差）と水じょく池水深との関係を図-11 および表-3 に示す。水じょく池水深が 20 m 以下になると，最大動水圧は急激に上昇し，水深 20 m 以上では水位が変動してもほとんど動水圧は変動しない。したがって，異常放流時に水じょく池水位が El. 885 m に保ちうる副ダムを設置することとする。

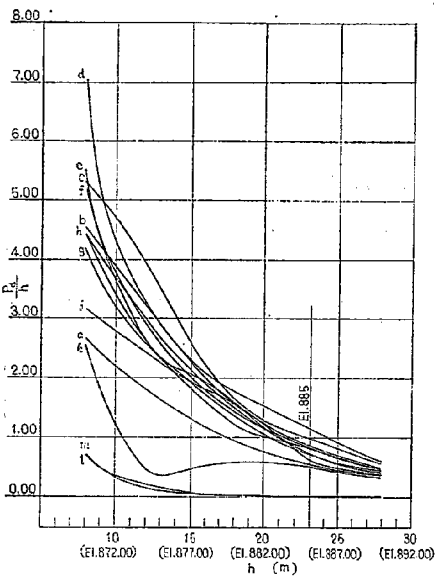


図-11 $P_d/h-h$ 曲線

また，最大圧力発生点から，水叩き末端までの距離は約 20 m であり，シル面に作用する圧力の平均値および変動値はきわめて大きく，シルの侵食破壊の危険性が認められるので，落下位置から少なくとも水じょく池水深に等しい長さまで保護工を設けるよう，水叩き長を 10 m 延長することが望ましいと判断された。

6. 余水吐修正案の設計

〔1〕 概説

以上の余水吐原案に関する実験的検討の途次，昭和 35 年 12 月には，水じょく池左岸下流部の不良岩盤を安定させるために，導流壁をバットレス形状として，P.S. 工法を施こすことが決定され，また 36 年 2 月には，ダム本体のアーチ半径および中心角を変更して，アーチ推力の方向を山側に向けて堤体の安定をはかるよう本体形状が変更された。その結果，頭頂部における堤体の下流側オーバーハング量が増大し，堤頂越流部は原案のそれより約 5 m 下流へ移動した。さらに，36 年 5 月，アーチアバットの岩盤掘削面調査の結果，第 2 回目の堤体形状の変更を余儀なくされ，アーチ半径をさらに大きくし，またアーチ中心軸線が 4 m 右岸側へ移動した。

これら堤体および水じょく池形状の変更のたびごとに，放水設備の設計変更を必要とし，また，そのつど，模型の改造を行なって実験的検討を加えた。昭和 36 年 12 月には，堤体形状が確定し，またゲートなどの調節設備の具体的設計に着手する段階となったので，それま

表-3 水じょく池底面圧力測定資料（越流部のみ操作）

T.W.L. \ h	870.00			875.00			880.00			885.00			890.00		
	8.00			13.00			18.00			23.00			28.00		
測線	P	P_d	P_d/h	P	P_d	P_d/h	P	P_d	P_d/h	P	P_d	P_d/h	P	P_d	P_d/h
a	29.80	21.80	2.73	34.25	21.25	1.63	35.00	17.00	0.94	36.20	13.20	0.57	38.50	10.50	0.38
b	43.15	35.15	4.52	51.00	38.00	2.92	47.00	28.00	1.56	40.00	17.00	0.74	40.00	12.00	0.43
c	50.20	42.20	5.28	59.00	46.00	3.54	47.50	29.50	1.64	46.20	23.20	1.01	43.70	15.70	0.56
d	63.80	55.80	6.98	53.50	40.50	3.12	51.20	33.20	1.84	50.30	27.30	1.19	44.50	16.50	0.59
e	52.50	44.50	5.56	46.20	33.20	2.55	43.90	25.90	1.44	47.50	24.50	1.07	41.50	13.50	0.48
f	49.50	41.50	5.19	43.50	30.50	2.35	47.00	29.00	1.61	43.80	20.80	0.90	42.50	14.50	0.52
g	43.40	35.40	4.43	48.50	35.50	2.73	45.50	27.50	1.53	40.50	17.50	0.76	39.50	11.50	0.41
h	43.50	35.50	4.44	42.70	29.70	2.28	44.00	26.00	1.44	40.50	17.50	0.76	41.00	13.00	0.46
i	43.50	35.50	4.44	48.40	35.40	2.72	45.60	27.50	1.53	40.70	17.70	0.77	39.50	11.50	0.41
j	42.00	34.00	4.25	42.80	29.80	2.29	46.80	28.80	1.60	46.80	23.80	1.03	38.20	10.20	0.36
k	28.00	20.00	2.50	31.50	18.50	1.42	32.40	14.40	0.80	34.00	11.00	0.48	36.60	8.60	0.31
l	13.30	53.00	0.66	14.20	1.20	0.09	18.40	0.40	0.02	23.00	0.00	0.00	28.00	0.00	0.00
m	14.00	6.00	0.75	15.00	2.00	0.15	18.10	0.10	0.01	22.50	−0.50	−0.02	28.50	0.50	0.02

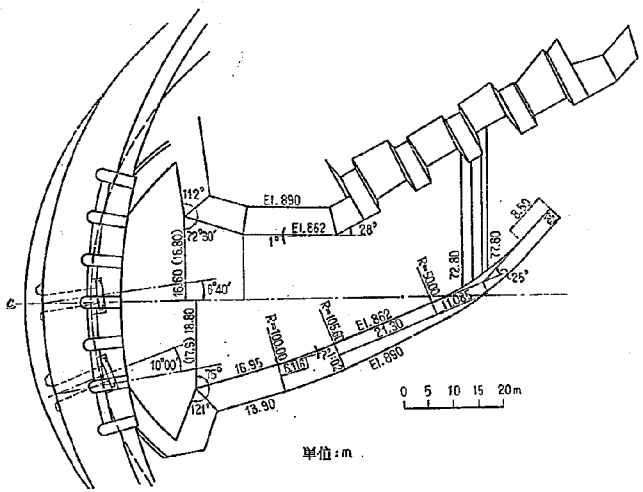


図-12　余水吐水じょく池平面図

での水理模型実験の結果を導入して，最終的な余水吐案の設計を行なった。

〔2〕 放水管

i） 断面寸法の決定

放水管の平面的配置は，図-12 に示すように，アーチ中心線上およびその右岸寄りブロック中心線上，El. 920.0 m に呑口中心を有し，放水管軸方向は，アーチ半径方向とそれぞれ 6°40′ および 10°00′ の平面角をもつように設計され，放出水脈を水じょく池の中央に落下させることとした。また，放水管高圧ゲートの半開操作時に拡がった水脈が，直接両岸山腹に当たるのをさけ，また異常放流時，越流部落下水脈との干渉による水脈の飛散を防ぐために，放水管軸は水平と 25° の下流下がりのこう配をもたせることとした。

管は設計および製作を容易にするため，直管とし，その出口上面には，出口面に沿った高さが 0.375 m，放水管軸に平行な長さ 0.50 m の三角形断面を有するデフレクターを設置し，ゲート全開時にも放出流を水叩き幅全体に拡がらせ，水叩き底面に大きい衝撃変動圧力を与えないよう考慮を払った。

放水管寸法を決定するために，デフレクターを設置したときの設計水頭に対する流量係数 C の設計値として，管長，管径および操作水頭の大きさが本ダムのそれと近似した室牧ダム放水管に関する実験資料を参考にして，0.89 が選ばれた。

計画放流条件より必要流水断面積 A を求める。放水管長は El. 920 m における堤体厚さを基準にして，軸線に沿って 13 m とする。呑口中心と出口中心との標高

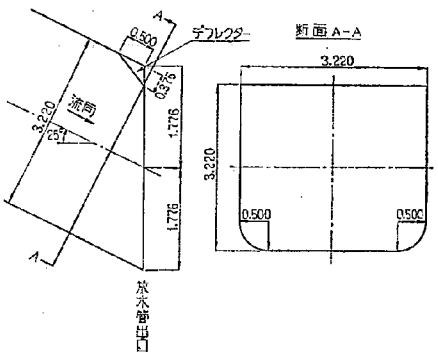


図-13　放水管出口断面形状

差は $13\sin 25°=5.49$ m であるから，設計水頭 H は $(56.00+5.49)=61.49$ m となる。(1)式に，$H=61.49$ m，$C=0.89$，$Q=550$ m³/sec を代入すると，必要流水断面積 A は，$A=17.8$ m² となる。図-13 に示すように，出口下面に半径 0.5 m の隅取りを設け，また，高さ 0.375 m のデフレクターを取り付けた正方形断面を管標準断面にとるとすると，その一辺長 a_0 は 3.20 m となる。そこで，若干の余裕をみて，$a_0=3.220$ m に選んだ。

ii） 呑口ベルマウス形状の設計

本放水管は上述のように，放出流の落下位置を調整するために，左右放水管の軸線方向を，El. 976.0 m におけるアーチ半径方向とそれぞれ，6°40′ および 10°00′ の平面角をもつように選定した。

表-4　呑口諸元計算結果

諸元	単位	右岸放水管	左岸放水管	計算式
D	m	4.508	4.508	所与条件
γ		10	10	
ε		25	25	
δ		10	6°40′	
l'	m	4.578	4.539	$D\sec\delta$
g	〃	0.795	0.527	$D\tan\delta$
$h(=j)$	〃	0.371	0.246	$D\tan\varepsilon\tan\delta$
i	〃	4.603	4.728	$D\sec\varepsilon-h$
$\tan\theta$		0.473501	0.469482	$\tan\varepsilon$, $\sec\delta$
θ		25°20′15″	25°08′57″	
標高差 PP'	m	0.029	0.019	$\tan\theta\cdot h/\cot\gamma+\tan\theta$
QQ'	〃	0.383	0.380	$\tan\theta(h+i)/\cot\gamma+\tan\theta$
RR'	〃	0.412	0.399	$\tan\theta(h+i+j)/\cot\gamma+\tan\theta$
$\overline{KD'}$	〃	0.822	0.816	$\sec\delta(h+i)/\cot\gamma+\tan\theta$
$\overline{A'K}$	〃	4.591	4.594	$\cot\alpha(h+i)/\cot\gamma+\tan\theta$
d	〃	4.664	4.666	$\sqrt{\cot^2\gamma+\sec^2\delta}\,(h+i)/\cot\gamma+\tan\theta$
$\tan\alpha$		0.179047	0.177527	$\tan\gamma\cdot\sec\delta$
α		10°09′	10°04′	
e	m	0.809	0.538	$\cot\gamma\cdot\mathrm{cosec}\,\varepsilon\cdot h/\cot\gamma+\tan\theta$
f	〃	0.734	0.488	$e\cdot\cos\varepsilon$
R	〃	0.822	0.816	$d\cdot\sin\alpha$
l	〃	4.567	4.534	$\sqrt{e^2\cos^2\varepsilon+D^2}$
$\cos\beta$		0.987016	0.994266	D/l
β		9°14′35″	6°08′20″	
S	m	4.580	4.540	$\sqrt{D^2+e^2}$
A_0	〃	2.103	2.104	
A_u	〃	1.761	1.760	
A_r	〃	2.048	2.007	
A_c	〃	1.816	1.855	

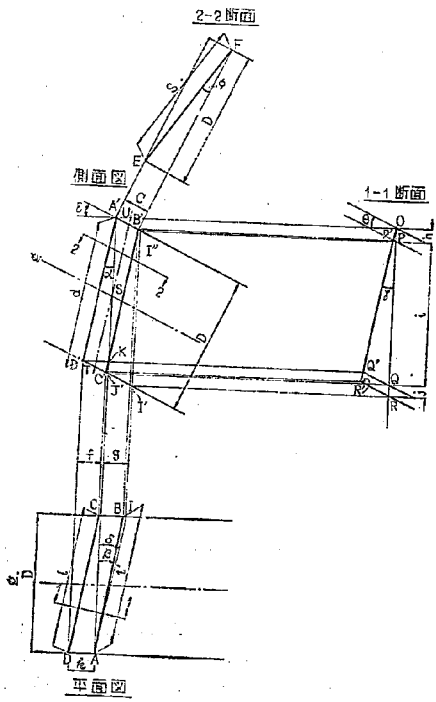


図-14　放水管呑口部設計記号説明図

表-5　呑口各点標高

位置	単位	右岸放水管	左岸放水管
A′	El. m	922.467	922.411
B′	〃	922.125	922.184
C′	〃	917.534	917.590
D′	〃	917.876	917.817
S	〃	920.000	920.000
U	〃	922.296	922.297
T	〃	917.655	917.649

放水管呑口面を平面的に管軸線と直角な断面とすると，呑口面に設けられるコースターゲートの設計および操作の上で次のような不都合を生じる。すなわち，

（a）　ゲートを斜め方向に引き上げると，左右のワイヤロープに不均衡な力が作用し，平滑な捲上げができない。

（b）　扉体に横方向力が作用し，操作荷重が増大する。

（c）　捲上げ途中でゲートがガイドレールから外れるおそれがある。

（d）　放水管呑口断面の各辺に対して傾いた扉体形状をとらねばならないから，扉体面積が大きくなる。

そこで，これらの欠陥を除去するために，放水管呑口面をコースターゲートのガイド方向と直角に設定することとした。放水管軸と直交しない呑口面を与えたときには，流入損失が大きくなったり，ベルマウス形状いかんによっては局所的に空洞現象を発生するおそれがある。しかし，本放水管の軸線方向とゲート捲上方向とのなす

表-6(a)　ベルマウス座標表　右岸放水管

平面				断面			
右側		左側		上面		下面	
X_r	Y_r	X_l	Y_l	X_u	Y_u	X_b	Y_b
0		0		0	0.644	0	
0.500	0.625	0.500	0.619	0.500	0.625	0.500	0.618
1.000	0.562	1.000	0.538	1.000	0.567	1.000	0.530
1.300	0.498	1.200	0.484	1.300	0.506	1.200	0.471
1.500	0.439	1.300	0.450	1.500	0.451	1.300	0.435
1.600	0.402	1.400	0.410	1.600	0.418	1.400	0.391
1.700	0.359	1.500	0.363	1.700	0.379	1.500	0.337
1.800	0.307	1.550	0.336	1.800	0.333	1.550	0.306
1.850	0.276	1.600	0.305	1.850	0.307	1.600	0.269
1.900	0.240	1.650	0.269	1.900	0.276	1.650	0.225
1.950	0.197	1.700	0.227	1.950	0.242	1.700	0.168
1.980	0.165	1.750	0.172	2.000	0.199	1.720	0.138
2.000	0.138	1.780	0.128	2.030	0.168	1.740	0.099
2.020	0.106	1.800	0.085	2.060	0.129	1.761	0
2.030	0.085	1.816	0	2.080	0.095		
2.040	0.057			2.100	0.034		
2.048	0			2.103	0		

表-6(b)　ベルマウス座標表
左岸放水管

平面			
右側		左側	
X_r	Y_r	X_l	Y_l
0		0	
0.500	0.623	0.500	0.620
1.000	0.558	1.000	0.542
1.300	0.491	1.200	0.491
1.500	0.428	1.300	0.459
1.600	0.389	1.400	0.422
1.700	0.343	1.500	0.379
1.800	0.285	1.600	0.326
1.850	0.250	1.650	0.294
1.900	0.207	1.700	0.258
1.930	0.176	1.750	0.214
1.960	0.138	1.800	0.155
1.980	0.106	1.820	0.125
2.000	0.054	1.840	0.082
2.007	0	1.855	0

注：断面ベルマウス座標は右岸放水管に同じ

角度 θ は比較的小さく，したがって，平面ベルマウスの非対称性も顕著ではないから，致命的な水理的欠陥は生じないものと考えた。

ベルマウスの基本形状は次式で表わされる楕円曲線とした。

$$\frac{X^2}{(0.6\,a_0)^2}+\frac{Y^2}{(0.2\,a_0)^2}=1 (a_0=3.22\text{ m}) \quad \cdots\cdots(5)$$

設計条件を次のように定める。(図-14 参照)

(a)　呑口上下面の間隔 b は，$(a_0+2\times0.2\,a_0)$ とする。

(b)　呑口面が鉛直であると仮定した場合の管軸と呑口面との水平面上での交角 δ は，右岸放水管では10°00′，左岸放水管では 6°40′ とする。

(c)　呑口面に垂直な断面 (1-1) 上で，呑口面は鉛直線と 10° の傾きをもつ (γ)

(d)　管軸と水平軸との側面上での交角 ε を 25° とする。

(e)　呑口中心標高は El. 920.0 m とする。

(f)　呑口面と堤体上流面との間には，管軸に平行な距離で 0.8 m のリセスを設ける。

図-14 に示される呑口面の諸元および各点標高を計算した結果は表-4 および表-5 に示すとおりである。

呑口ベルマウス楕円曲線の X 軸は，上，下，側面とも放水管軸に平行とし，その短半径は 0.644 m とする。ベルマウス下流端断面は管軸に沿って呑口より 1.932 m 下流で，呑口面に平行な断面とすると，ベルマウス楕円曲線の長半径は次式で与えられる。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{上面} & A_0=0.6\,a_0+0.2\,a_0\tan(\varepsilon-\alpha) \\ \text{下面} & A_u=0.6\,a_0-0.2\,a_0\tan(\varepsilon-\alpha) \\ \text{側面(右)} & A_r=0.6\,a_0+0.2\,a_0\tan\phi \\ \text{(左)} & A_l=0.6\,a_0-0.2\,a_0\tan\phi \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots(6)$$

表-7　呑口面に平行な各断面幅

	右岸放水管		左岸放水管	
x_0	平面 L(m)	断面 L(m)	平面 L(m)	断面 L(m)
0	3.272	3.332	3.242	3.332
0.2	3.279	3.338	3.246	3.338
0.4	3.300	3.360	3.262	3.360
0.6	3.337	3.397	3.291	3.397
0.8	3.389	3.452	3.339	3.452
1.0	3.462	3.526	3.405	3.526
1.2	3.555	3.627	3.492	3.627
1.4	3.680	3.748	3.610	3.748
1.6	3.848	3.918	3.772	3.918
1.8	4.104	4.176	4.024	4.176
1.932	4.580	4.664	4.540	4.664

x_0：ベルマウス下流端から断面までの管軸に沿った距離 (m)

左右岸放水管についての計算結果は表-4 に併記される。ベルマウス楕円曲線の座標は表-6 に，またベルマウス部の呑口面に平行な断面幅および高さは表-7 に示される。

隅取円弧の半径は，呑口で 0.35 m，ベルマウス下流端で 0.52 m とし，その間は直線的に半径を変化させることとした。すなわち，ベルマウス任意断面での隅角半径 r は次式で表わされる。

$$r=0.52-0.078\,x \quad \cdots\cdots(7)$$

ここで，x はベルマウス下流端から任意断面までの管軸にそった距離 (m)

以上の方法にしたがって設計された放水管ベルマウス形状を図-15 に示す。

〔3〕　越流部

堤頂越流部の中心位置は，堤体形状の変更にともなってアーチ中心に一致させ，各径間幅はクレスト上で 6.00 m，橋脚幅は 2.50 m とし，橋脚中心線および側面線はいずれも El. 979.00 m におけるアーチ中心に向かうよ

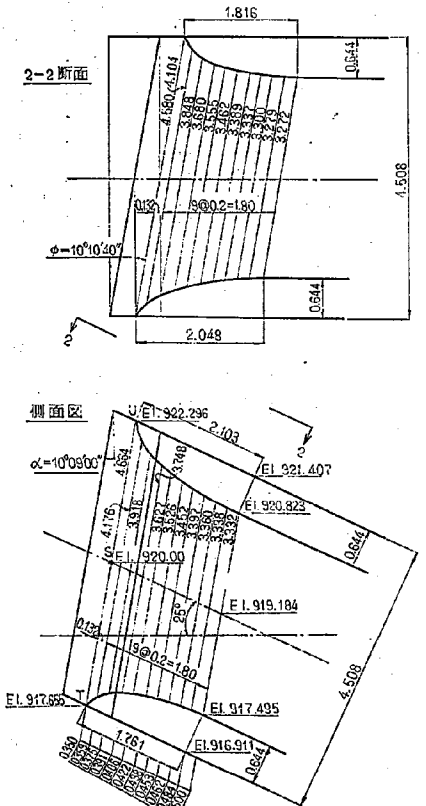


図-15(1)　ベルマウス形状（右岸放水管）

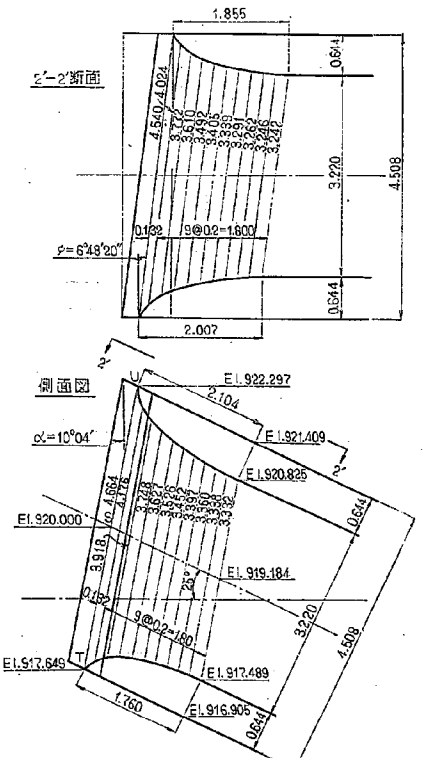


図-15(2)　ベルマウス形状（左岸放水管）

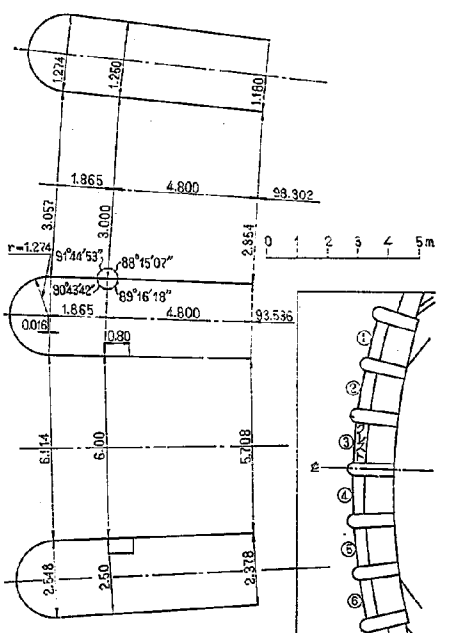


図-16　越流部模型平面図

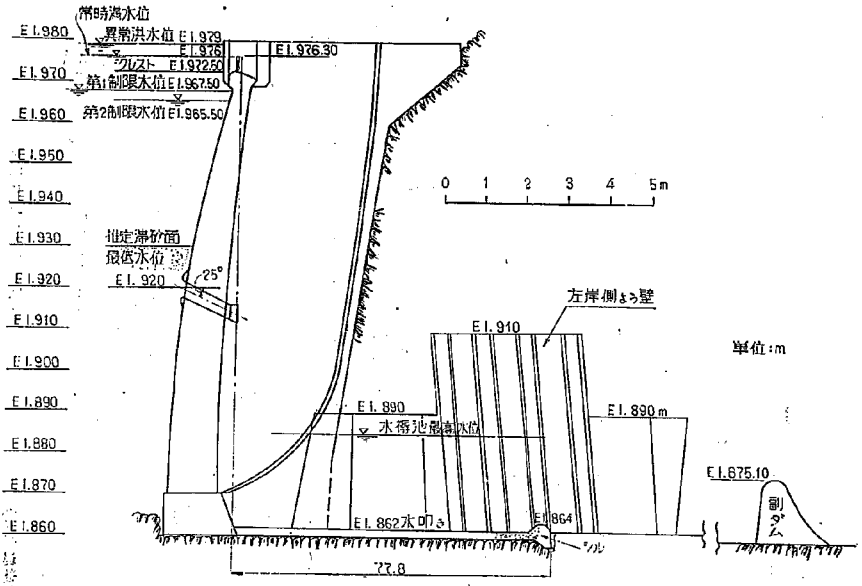


図-17　余水吐水じょく池断面図

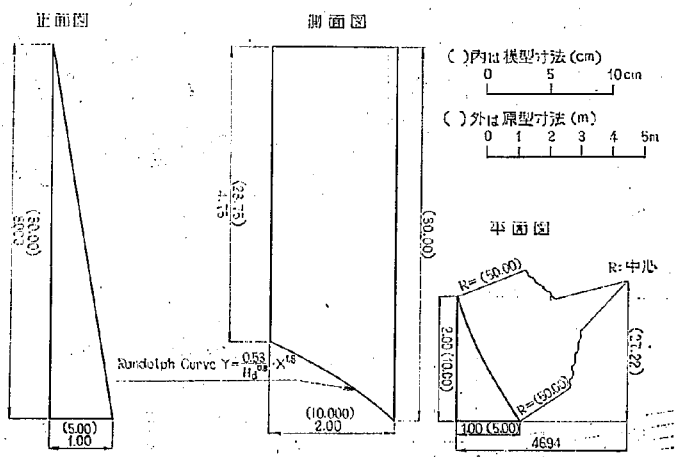


図-18　クレストディフレクター形状図

うに設計された。越流部の平面的配置を図-16 に示す。

修正余水吐縦断形状を図-17 に示す。

7. 余水吐修正案の水理機能に関する実験的検討

〔1〕 堤頂越流部

越流部の断面形状は，原案形状のとおりであり，その適否についてはすでに 5. でのべたように，いかなる操作状態でも，越流面に負圧を発生しないことが確認された。

原案模型に関する実験的検討の結果，落下水脈が直接両岸山腹に当るのをさけるために，図-18 に示すデフレクターを両端橋台上に設け，落下水脈の幅を縮少する必要が認められた。

越流量および越流水面形状を正確に求めるために，図-19 に示される縮尺 1/20 の越流部1径間の木製模型を

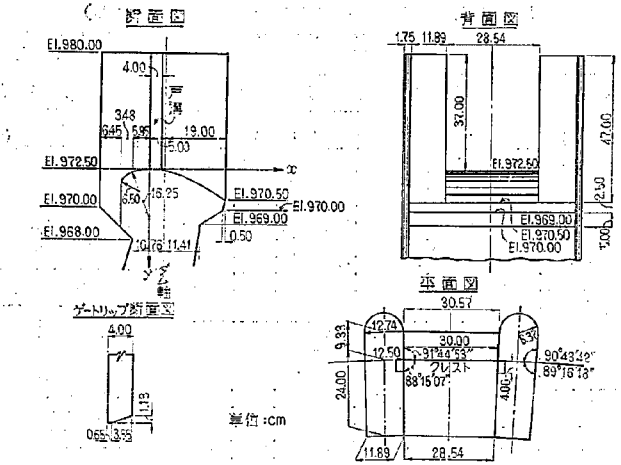


図-19 越流部模型形状図

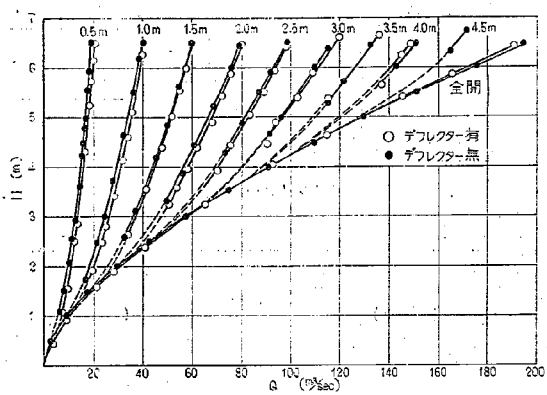


図-20 越流部貯水位—流量関係図 (1径間)

製作し，デフレクターの有無による越流量および水面形状の差異を検討した。越流頂ゲートの型式はローラーゲートであり，模型で採用されたリップ形状は図-19 に示される。

越流量を測定した結果は表-8 および図-20 に示される。図中，●印はデフレクターを設けない場合の実験値であり，○印はデフレクターを設けた場合の実験値を示す。ゲート開きは越流頂とゲート下縁との標高差を m で表わしたものである。表中，越流深 H は越流頂を基準にして測った貯水深であり，流量 Q は1径間当りの流量である。越流係数 C は次式により計算された。

自由越流時 $C_1=Q/BH^{3/2}$ ……(8)

ゲート調節操作時

$$C_2=Q/B\{H^{3/2}-(H-G_0)^{3/2}\} \quad \cdots\cdots(9)$$

ここで，B：1径間の幅

H：越流深

G_0：ゲート開き

である。図によると，低水頭時には常にデフレクターを設置しない場合の方が越流量が小さくなるという結果が得られたが，一般には，デフレクターの設置によって常に越流量は減少するはずである。実験結果とこの推定との相違の原因は流量検定堰の改造による流量測定の誤差によることが判明したが，両者の流量差は 2 m³/sec 以下であるから，余水吐操作時に要求される実物の流量精度を考えると，この程度の相違はほとんど問題にならないものと判断してよい。

いま，デフレクターを設けない場合の1径間当りの越流量を Q'，デフレクターを設けた径間の越流量を Q'' とすると，堤頂越流部の全流量 Q は近似的に $Q=4Q'+2Q''$ として計算されるものとして，ゲート等高開度時の貯水位と流量との関係を求めた結果は図-21 に示される。

図-21 から異常放流時の越流部計画放流量 1,240 m³/sec を確保するに必要な貯水位は El. 979.28 m でありこれは設計異常洪水位より 0.28 m 高くなる。しかし，この貯水位に風浪高 0.882 m を加えたものは，El. 980.162 m であるから，非越流部天端に設けられる高欄で 20 cm 以上の胸壁部に相当する余裕高を見込めるか

表-8(1) 堤頂越流部貯水位—流量関係資料（デフレクター無し）

ゲート開度 全開

番号	越流深 H (m)	貯水位 (El. m)	越流量 Q (m³/sec)	越流係数
1	0.474	972.974	2.59	1.3247
2	1.016	973.516	9.66	1.5721
3	1.474	973.974	17.89	1.6660
4	1.988	974.488	29.52	1.7550
5	2.488	974.988	42.49	1.8043
6	2.998	975.498	57.78	1.8552
7	3.516	976.016	74.24	1.8767
8	4.000	976.500	91.23	1.9007
9	4.482	976.982	109.66	1.9261
10	4.996	977.496	129.16	1.9276
11	5.502	978.002	151.61	1.9579
12	6.058	978.558	175.67	1.9635
13	6.468	978.968	194.45	1.9701

ゲート開度 0.50 m

1	1.084	973.584	6.53	1.5949
2	1.518	974.018	8.23	1.6266
3	2.080	974.580	10.11	1.6616
4	2.922	975.422	12.41	1.7151
5	3.588	976.088	14.31	1.7411
6	2.550	975.050	11.45	1.6784
7	4.238	976.738	15.38	1.7122
8	4.474	976.974	16.10	1.7411
9	4.784	977.284	16.73	1.7457
10	4.968	977.468	16.99	1.7388
11	5.920	978.420	18.60	1.7363
12	6.448	978.948	19.23	1.7166
13	5.554	978.054	17.89	1.7263

ゲート開度 1.00 m

1	1.914	974.414	19.50	1.8317
2	2.478	974.978	23.26	1.8420
3	2.814	975.314	25.04	1.8330
4	3.406	975.906	28.26	1.8445
5	4.130	976.630	31.84	1.8521
6	4.588	977.088	33.99	1.8689
7	5.098	977.598	35.78	1.8548
8	5.540	978.040	37.74	1.8689
9	6.274	978.774	40.25	1.8616

ゲート開度 1.50 m

1	2.608	975.108	34.17	1.8699
2	2.984	975.484	36.85	1.8351
3	3.550	976.050	41.68	1.8508
4	3.928	976.428	44.54	1.8552
5	4.416	976.916	48.12	1.8676
6	5.028	977.528	52.06	1.8667
7	5.548	978.048	55.10	1.8652
8	5.980	978.480	58.14	1.8847
9	6.492	978.992	60.82	1.9046

ゲート開度 2.00 m

1	3.234	975.734	50.27	1.8339
2	3.568	976.068	53.84	1.8789
3	3.948	976.448	58.32	1.8961
4	4.370	976.870	61.89	1.8801
5	4.880	977.380	67.44	2.0463
6	5.414	977.914	72.09	1.9104
7	5.870	978.370	75.85	1.9128
8	6.450	978.950	80.14	1.9098

ゲート開度 2.50 m

番号	越流深 H (m)	貯水位 (El. m)	越流量 Q (m³/sec)	越流係数
1	3.942	976.442	70.30	1.8780
2	4.454	976.954	75.67	1.8911
3	5.056	977.556	83.36	1.9078
4	5.492	977.992	88.91	1.9256
5	5.934	978.434	93.56	1.9270
6	6.408	978.908	97.67	1.9307

ゲート開度 3.00 m

1	4.454	976.954	90.52	1.9728
2	4.870	977.370	94.09	1.9148
3	5.422	977.922	102.68	1.9325
4	5.887	978.387	108.94	1.9361
5	6.618	979.118	119.85	1.9136

ゲート開度 3.50 m

1	5.350	977.850	115.56	1.9537
2	5.938	978.438	125.76	1.9656
3	6.640	979.140	135.95	1.9738

ゲート開度 4.00 m

1	5.654	978.154	137.03	2.0180
2	6.216	978.716	144.90	1.9796
3	6.456	978.956	148.65	1.9834

表-8(2) 堤頂越流部貯水位—流量関係資料（デフレクター有り）

ゲート開度 全開

番号	越流深 H (m)	貯水位 (El. m)	越流量 Q (m³/sec)	越流係数
1	0.442	972.942	2.86	1.62336
2	0.932	973.432	8.59	1.59053
3	1.608	974.108	21.11	1.72535
4	1.900	974.400	28.09	1.78729
5	2.398	974.898	40.61	1.82253
6	3.036	975.536	59.57	1.87679
7	3.230	975.730	65.47	1.87976
8	4.064	976.564	92.84	1.88869
9	4.638	977.138	114.87	1.91667
10	4.966	977.466	127.55	1.92089
11	5.438	977.938	146.15	1.92082
12	5.906	978.406	166.36	1.93182
13	6.480	982.980	191.05	1.93034

ゲート開度 0.50 m

1	1.064	973.564	7.33	1.8137
2	1.574	974.074	9.48	1.8338
3	2.034	974.534	11.09	1.8468
4	2.500	975.000	12.16	1.8030
5	2.860	975.360	13.60	1.8708
6	3.602	976.102	15.21	1.8460
7	4.310	976.810	16.82	1.8548
8	5.224	977.724	18.60	1.8539
9	5.716	978.216	19.32	1.8365
10	6.142	978.642	20.04	1.83433
11	6.482	978.982	20.57	1.8970

ゲート開度 1.00 m

1	1.730	974.230	16.99	1.7148
2	2.472	974.972	21.73	1.7244
3	2.990	975.490	24.51	1.7286
4	3.720	976.220	27.91	1.7297
5	4.634	977.134	32.38	1.7705
6	5.492	977.992	36.13	1.7977
7	6.184	978.684	38.64	1.8014
8	6.608	979.108	40.43	1.8181

ゲート開度 1.50 m

1	2.588	975.088	32.56	1.7917
2	3.110	975.610	36.94	1.8089
3	4.174	976.674	45.62	1.8297
4	4.838	977.338	49.91	1.8310
5	5.604	978.104	55.37	1.8633
6	6.606	979.106	60.28	1.8466

ゲート開度 2.00 m

1	3.312	975.812	49.73	1.8318
2	3.864	976.364	56.09	1.8508
3	5.218	977.718	68.87	1.8674
4	5.988	978.488	75.49	1.8810
5	6.432	978.932	78.71	1.7667
6	4.440	976.940	60.82	1.8283

ゲート開度 2.50 m

番号	越流深 H (m)	貯水位 (El. m)	越流量 Q (m³/sec)	越流係数
1	4.268	976.768	72.99	1.8811
2	4.876	977.376	79.96	1.8858
3	5.494	977.994	87.65	1.8980
4	5.906	978.406	91.95	1.8996
5	6.434	978.934	97.49	1.9223

ゲート開度 3.00 m

1	4.636	977.136	91.77	1.9386
2	5.006	977.506	96.42	1.9224
3	5.454	977.954	102.68	1.9244
4	6.024	978.524	109.66	1.9184
5	6.370	978.870	115.02	1.9508

ゲート開度 3.50 m

1	5.278	977.778	115.74	1.9775
2	5.734	978.234	121.28	1.9453
3	6.444	978.944	132.46	1.9526

ゲート開度 4.00 m

1	5.998	978.498	143.11	1.9769
2	6.470	978.970	151.52	2.0081

ゲート開度 4.50 m

1	6.730	979.230	171.55	2.0236
2	6.316	978.816	164.93	2.0474

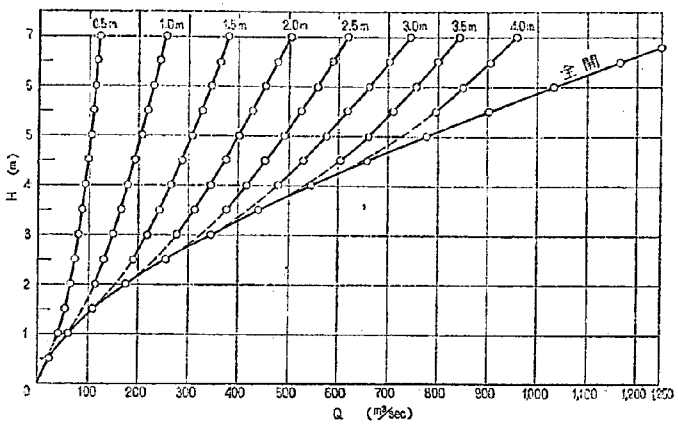


図-21 越流部貯水位一流量関係図（全門等高半開操作）

ら，原設計形状を変更する必要はない。

異常洪水位 El. 979.00 m で自由越流したときの径間中心線および橋脚面沿いの水面形状を図-22 に示す。太線はクレストデフレクターを設けない径間について測定されたものであり，細線はデフレクターを設けた径間に関する測定水面である。いずれの場合にも，橋脚沿い水面は橋脚先端での側方収縮によって越流頂付近では低下し，その直下流では拡がった水脈が橋脚面にあたって，橋脚下流端で水面隆起を生じる。この現象はデフレクターを設けた場合にはとくに顕著に現われる。しかし，洪水吐ゲートとしてローラーゲートを採用するかぎり，越流水脈がゲート，巻上げ機，橋梁などの構造物に支障を及ぼすおそれはないと考えられる。

越流部両端径間に設けたクレストデフレクターの効果を判定するために，全体模型で越流部自由落下水脈の軌跡を測定したが，その結果を図-23，および 24 に示す。図-23 から明らかなように，デフレクターによって落下水脈幅はかなり絞られ，No. 1，6 径間を閉塞した場合と全開操作の場合との落下幅はほとんど等しくなり，導流壁上に直接落下する危険性のないことが確認された。

〔2〕 放水管

i） 放流量と管内圧力

放水管の流量と管内圧力の測定は，縮尺 1/30 の真鍮製模型について行なわれた。左右岸放水管は，すでに設計の項でのべたように，呑口形状を異にするが，呑口面と管軸とのなす平面角には大きい差異がないから流量損

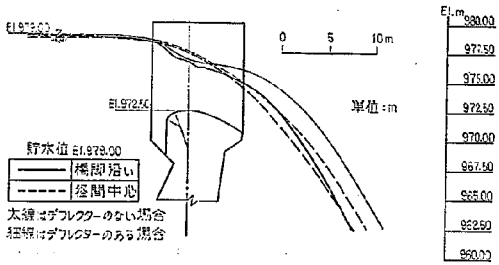


図-22 越流水面形状

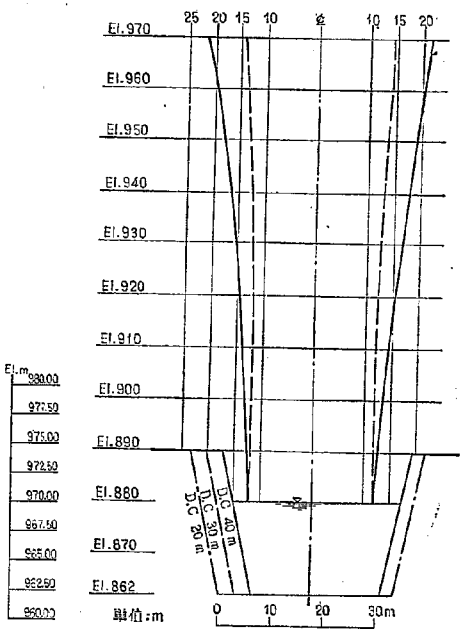


図-23 越流部落下水脈軌跡

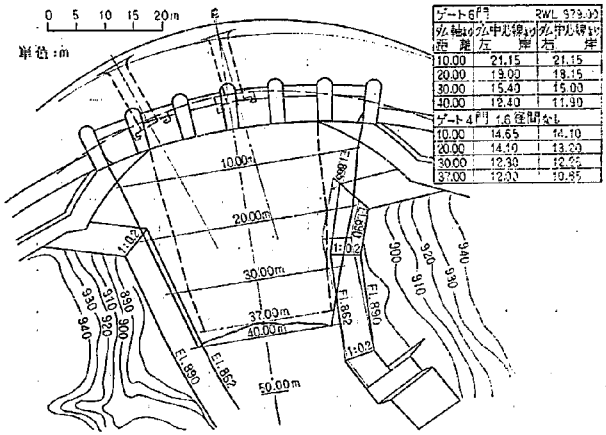


図-24　越流部落下水脈幅平面図

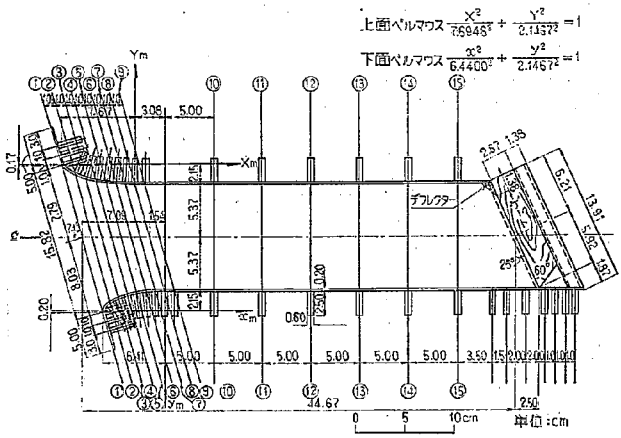


図-25　放水管模型図（側面）

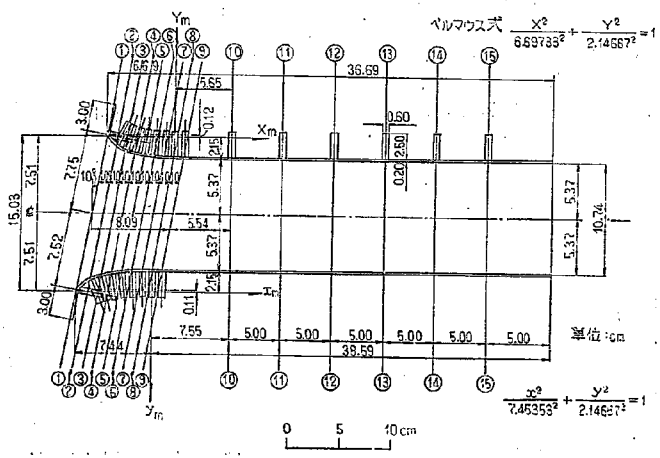


図-26　放水管模型図（平面）

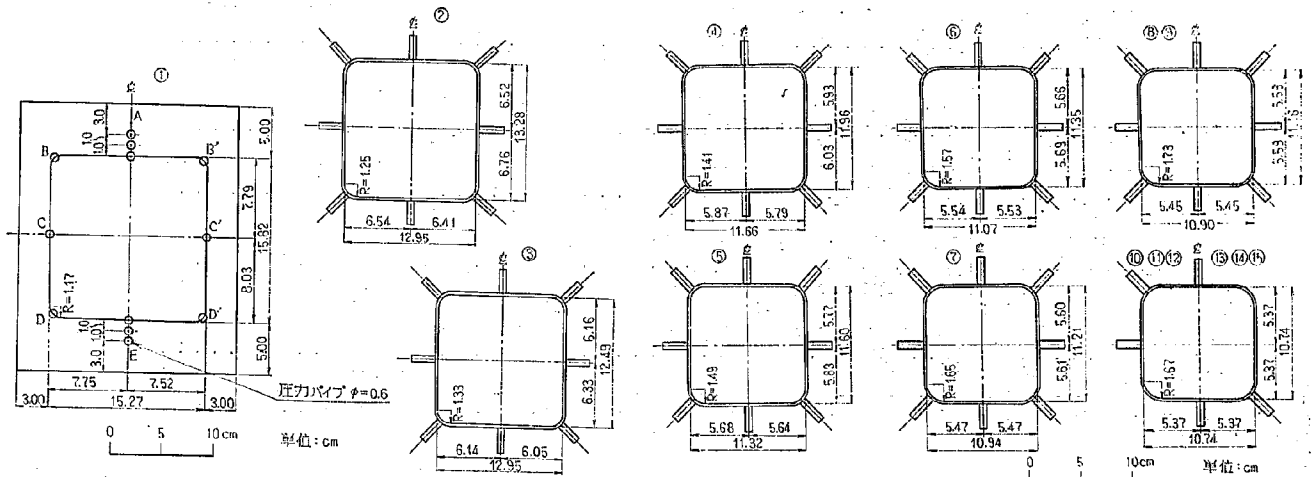


図-27 放水管模型図（断面）

表-9 圧力孔設置標高

測線 No. / 測点 No.	A	E	C	C′	B	B′	D	D′
1″	922.901	917.028						
1′	922.605	917.324						
1	922.308	917.621	919.887	920.128	922.378	922.032	917.897	917.551
2	921.794	917.859	919.749	919.990	921.857	921.511	918.142	917.796
3	921.560	917.859	919.622	919.863	921.616	921.270	918.149	917.803
4	921.365	917.821	919.495	919.736	921.414	921.068	918.118	917.772
5	921.191	917.754	919.368	919.609	921.233	920.887	918.058	917.712
6	921.032	917.669	919.241	919.482	921.067	920.721	917.990	917.634
7	920.887	917.565	919.115	919.356	920.915	920.569	917.883	917.537
8	920.755	917.448	918.988	919.229	920.776	920.430	917.773	917.427
9	920.623	917.321	918.861	919.102	920.649	920.303	917.646	917.300
10	919.732	916.812		918.272		919.585	916.959	
11	919.098	916.178		917.638		918.951	916.325	
12	918.464	915.544		917.004		918.317	915.691	
13	917.830	914.910		916.310		917.683	915.057	
14	917.196	914.276		915.736		917.049	914.423	
15	916.562	913.642		915.102		916.415	913.789	
16		913.198						
17		912.754						

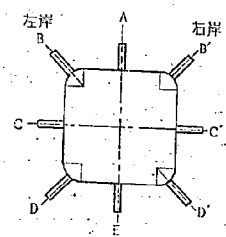


表-10 放水管貯水位—流量関係

全開時（シュート台なし）

No.	貯水位 El.	放流量 Q (m³/sec)	貯水頭 H_p (m)	C	H/D
1	929.63	136.547	15.293	0.8711	4.7494
2	935.06	159.716	20.732	0.8753	6.4357
3	939.74	176.969	25.403	0.8760	7.8891
4	945.59	196.194	31.253	0.8756	9.7059
5	949.73	210.490	35.393	0.8827	10.9916
6	955.04	226.264	40.703	0.8848	12.6407
7	960.20	240.067	45.863	0.8844	14.2432
8	965.78	255.841	51.443	0.8899	15.9761
9	967.70	259.292	53.363	0.8856	16.5724
10	970.28	266.193	55.943	0.8879	17.3736
11	972.32	270.630	57.983	0.8867	18.0071
12	975.95	278.024	61.613	0.8837	19.1345
13	979.31	283.939	64.973	0.8788	20.1779

全 開 時

1	920.300	26.373	5.963		
2	920.600	32.535	6.263		
3	921.050	40.915	6.713		
4	921.680	54.471	7.343		
5	922.340	75.914	8.003		
6	928.400	131.864	14.063	0.8772	4.3673
7	929.810	138.026	15.473	0.8754	4.8052
8	933.200	152.815	18.863	0.8778	5.8580
9	935.600	162.427	21.263	0.8788	6.6034
10	939.470	172.969	25.133	0.8806	7.8052
11	943.700	192.251	29.363	0.8851	9.1189
12	947.240	203.096	32.903	0.8833	10.2183
13	951.950	216.652	37.613	0.8813	11.6810
14	958.640	235.384	44.303	0.8822	13.7586
15	965.285	250.912	50.948	0.8770	15.8223
16	971.300	264.714	56.963	0.8750	17.6903
17	974.150	272.848	59.813	0.8801	18.5754
18	976.070	276.052	61.733	0.8765	19.1717
19	978.560	283.693	64.223	0.8831	19.9450
20	978.950	285.172	64.613		

ゲート開き 2.8 m

1	927.830	106.477	13.493	0.8118	4.1904
2	930.500	115.104	16.163	0.8018	5.0196
3	934.640	129.646	20.303	0.8058	6.3053
4	940.490	146.160	26.153	0.8004	8.1220
5	945.530	159.223	31.193	0.7984	9.6873
6	950.300	170.561	35.963	0.7965	11.1686
7	955.580	182.885	41.243	0.7975	12.8084
8	960.530	192.744	46.193	0.7942	14.3457
9	963.230	198.412	48.893	0.7946	15.1842
10	965.840	203.096	51.503	0.7925	15.9947
11	967.700	208.518	53.363	0.7994	16.5724
12	969.800	213.201	55.463	0.8017	17.2245
13	972.860	215.419	58.523	0.7886	18.1748
14	976.070	222.814	61.732	0.7942	19.1717
15	979.520	228.482	65.183	0.7925	20.2432

ゲート開き 2.4 m

1	930.470	95.386	16.133	0.7778	5.0102
2	937.700	115.597	23.363	0.7833	7.2556
3	941.660	124.716	27.323	0.7814	8.4854
4	950.030	141.230	35.693	0.7742	11.0848
5	960.020	159.716	45.683	0.7739	14.1873
6	965.300	169.082	50.963	0.7757	15.8270
7	970.490	178.202	56.153	0.7788	17.4388
8	974.840	183.378	60.503	0.7721	18.7898
9	976.820	187.075	62.483	0.7751	19.4047
10	979.160	188.553	64.823	0.7670	20.1314

ゲート開き 2.0 m

No.	貯水位 El.	放流量 Q (m³/sec)	貯水頭 H_p (m)	C	H/D
1	930.890	78.626	16.553	0.7617	5.1407
2	936.440	90.703	22.103	0.7604	6.8643
3	940.490	98.097	26.153	0.7560	8.1220
4	951.560	117.076	37.223	0.7563	11.5599
5	960.710	131.125	46.373	0.7589	14.4016
6	965.240	136.301	50.903	0.7529	15.8084
7	970.340	143.695	56.003	0.7567	17.3922
8	976.400	149.364	62.063	0.7472	19.2842
9	979.700	153.308	65.363	0.7474	20.3091

ゲート開き 1.6 m

1	932.150	64.330	17.813	0.7547	5.5320
2	937.730	73.696	23.393	0.7544	7.2619
3	941.300	78.626	26.963	0.7497	8.3836
4	949.160	89.470	34.823	0.7507	10.8146
5	959.780	102.041	45.443	0.7495	14.1127
6	965.750	108.449	51.413	0.7489	15.9668
7	970.160	113.132	55.823	0.7497	17.3363
8	975.350	118.308	61.013	0.7499	18.9481
9	977.150	119.540	62.813	0.7468	19.5071
10	979.760	122.745	65.423	0.7468	20.3177

ゲート開き 1.2 m

1	929.030	43.873	14.693	0.7612	4.5630
2	938.750	55.703	24.413	0.7498	7.5817
3	943.100	60.386	28.763	0.7527	8.9326
4	948.200	64.823	33.863	0.7408	10.5165
5	956.900	72.217	42.563	0.7362	13.2183
6	965.150	79.611	50.813	0.7427	15.7804
7	972.050	82.569	57.713	0.7228	17.9233
8	975.740	85.527	61.403	0.7259	19.0693
9	978.710	87.992	64.373	0.7294	19.9916

ゲート開き 0.8 m

1	930.950	28.838	16.613	0.7175	5.1593
2	934.730	33.028	20.393	0.7417	6.3332
3	940.850	36.478	26.513	0.7184	8.2339
4	948.920	41.408	34.583	0.7140	10.7401
5	964.040	50.035	49.703	0.7197	15.4357
6	970.700	52.992	56.363	0.7154	17.5040
7	974.810	55.950	60.473	0.7284	18.7804
8	979.190	59.401	64.853	0.7480	20.1407

ゲート開き 0.4 m

1	929.960	14.542	15.623	0.7826	4.9519
2	936.140	17.253	21.803	0.7860	6.7711
3	941.150	18.732	26.813	0.7696	8.3270
4	948.200	21.197	33.863	0.7749	10.5165
5	952.340	22.676	38.003	0.7825	11.8027
6	961.790	26.619	47.453	0.8221	14.7370
7	966.950	28.345	52.613	0.8313	16.3394
8	971.660	29.577	57.323	0.8311	17.8022
9	975.740	31.302	61.403	0.8498	19.0693
10	977.540	31.795	63.203	0.8508	19.6283

失はほとんど変わらないものと考えられる。管内圧力については，平面ベルマウスの曲率変化が大きい右岸放水管の方が圧力低下の危険性が大きいものと予測されたので，実験は右岸放水管模型についてのみ行なわれた。

放水管模型形状および圧力測定孔の配置を図-25，26および27に，また圧力測定孔標高を表-9に示す。

ゲート開き 0.4 m ごとの放水管流量の測定結果を表-10および図-28に示す。図中，シュート台を有する場合とは，図-29に示すように放水管出口よりゲート戸当り下流端まで放水管底面を延長したコンクリート張り出し部を設けた場合である。常用ゲートの最初の設計案では，底部水密ゴムを躯体スキンプレート背面に取りつける型式を考慮したために，放水管底面を延長したシュー

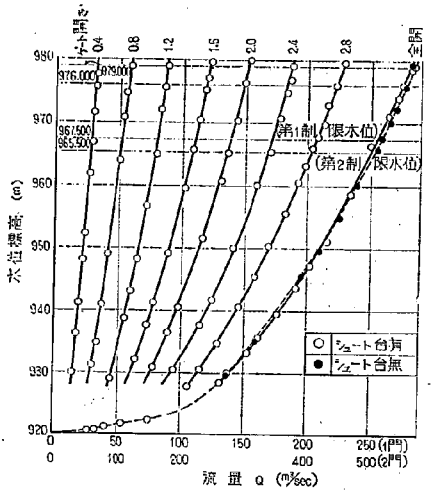


図-28　水位～流量曲線（シュート台付）

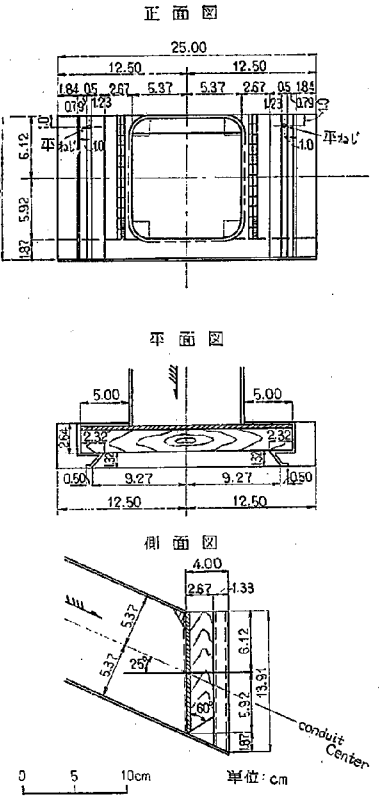


図-29　放水管ゲート戸当り関係図

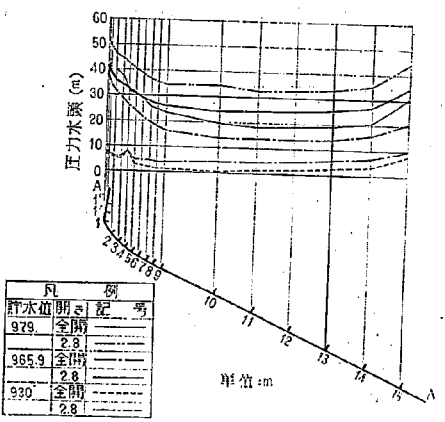


図-30　放水管内圧力分布図

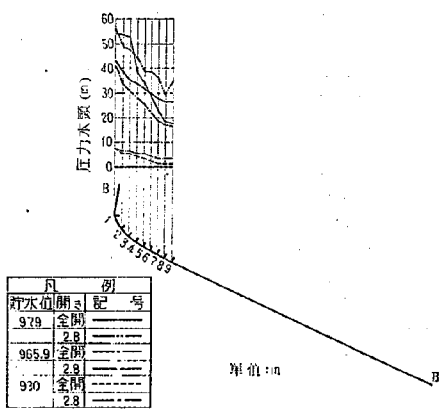


図-31　放水管内圧力分布図

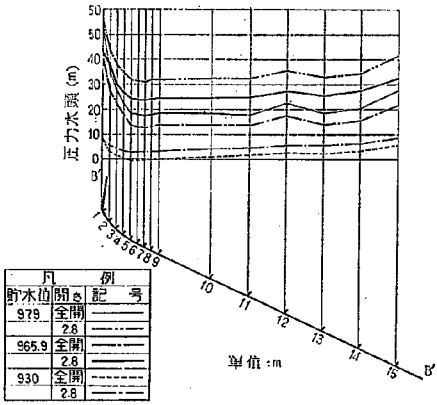


図-32 放水管内圧力分布図

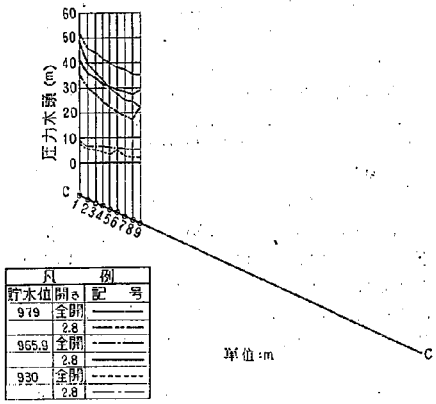


図-33 放水管内圧力分布図

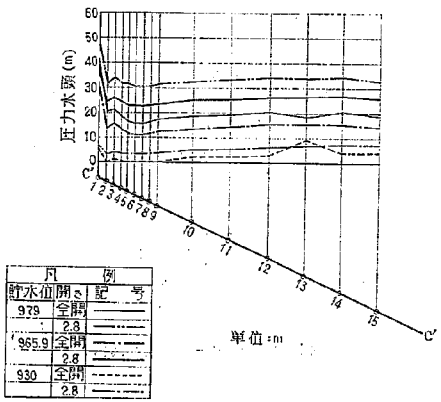


図-34 放水管内圧力分布図

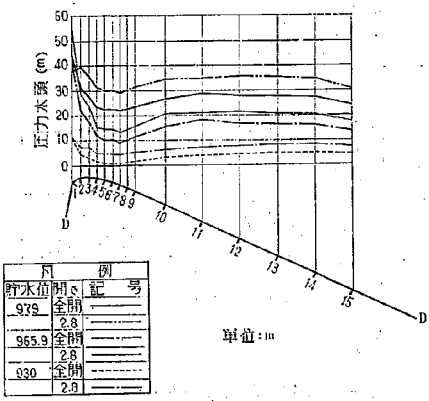


図-35 放水管内圧力分布図

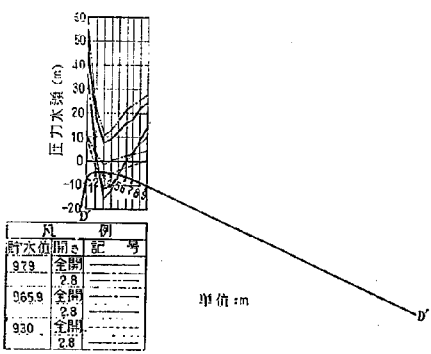


図-36 放水管内圧力分布図

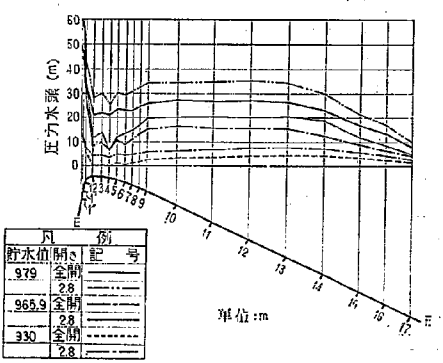


図-37 放水管内圧力分布図

表-11 放水管内圧力測定値表

測線	測点	圧力水頭
貯水位 全開		979.00
A	1″	54.70
	1′	53.50
	1	49.59
	2	40.66
	3	38.19
	4	31.34
	5	30.61
	6	28.82
	7	25.81
	8	24.39
	9	23.52
	10	19.62
	11	18.54
	12	18.85
	13	19.27
	14	20.80
	15	30.53
E	1″	59.37
	1′	56.08
	1	39.73
	2	11.50
	3	13.48
	4	7.53
	5	11.40
	6	13.37
	7	14.59
	8	16.89
	9	19.63
	10	20.38
	11	20.53
	12	20.66
	13	20.39
	14	18.82
	15	11.46
	16	8.75
	17	4.90
C	1	48.41
	2	39.40
	3	36.83
	4	33.51
	5	29.97
	6	27.76
	7	25.04
	8	24.66
	9	22.74
C′	1	38.87
	2	20.47
	3	21.59
	4	18.26
	5	16.14
	6	15.67
	7	15.79
	8	16.52
	9	17.55
	10	18.89
	11	19.16
	12	20.31
	13	18.39
	14	20.46
	15	18.91
B	1	54.15
	2	44.88
	3	42.96
	4	38.06
	5	34.04
B	6	28.66
	7	23.11
	8	18.66
	9	17.97
B′	1	52.70
	2	34.62
	3	27.96
	4	22.61
	5	18.29
	6	17.71
	7	17.26
	8	18.00
	9	18.72
	10	18.57
	11	17.79
	12	22.53
	13	18.22
	14	20.35
	15	27.44
D	1	55.08
	2	28.73
	3	23.56
	4	14.96
	5	14.27
	6	14.34
	7	13.54
	8	14.70
	9	16.03
	10	20.74
	11	20.93
	12	21.26
	13	20.69
	14	20.28
	15	17.16
D′	1	49.96
	2	1.73
	3	−16.28
	4	−12.20
	5	—
	6	1.14
	7	3.94
	8	7.35
	9	10.03
貯水位 開き		979.00 2.8 m
A	1″	54.70
	1′	54.10
	1	51.84
	2	46.00
	3	44.64
	4	42.29
	5	39.97
	6	38.27
	7	36.61
	8	35.40
	9	34.77
	10	34.62
	11	32.40
	12	32.89
	13	33.37
	14	35.20
	15	44.12
E	1″	59.67
	1′	58.18
	1	46.33
	2	28.18
E	3	29.59
	4	25.88
	5	30.09
	6	29.72
	7	30.52
	8	32.10
	9	34.03
	10	34.45
	11	34.72
	12	35.06
	13	34.43
	14	29.87
	15	21.81
	16	17.12
	17	9.89
C	1	51.71
	2	46.00
	3	44.27
	4	41.91
	5	39.87
	6	38.21
	7	37.34
	8	35.81
	9	35.19
C′	1	46.22
	2	31.81
	3	34.19
	4	31.85
	5	31.57
	6	30.22
	7	〃
	8	30.77
	9	31.53
	10	32.69
	11	33.20
	12	34.20
	13	33.99
	14	34.71
	15	32.95
B	1	55.10
	2	48.93
	3	47.76
	4	44.60
	5	38.69
	6	38.80
	7	36.22
	8	29.55
	9	34.92
B′	1	53.90
	2	42.57
	3	37.86
	4	34.46
	5	31.34
	6	30.97
	7	30.79
	8	31.35
	9	31.65
	10	32.13
	11	32.10
	12	35.29
	13	32.80
	14	34.45
	15	41.39
D	1	37.74
	2	39.53
	3	35.77
	4	31.07
D	5	30.02
	6	30.09
	7	29.20
	8	30.00
	9	31.09
	10	34.54
	11	34.88
	12	35.27
	13	35.60
	14	34.29
	15	30.21
D′	1	53.73
	2	21.83
	3	10.27
	4	12.86
	5	—
	6	21.84
	7	23.65
	8	26.01
	9	27.73
貯水位 全開		930.00
A	1″	7.06
	1′	7.00
	1	6.38
	2	5.41
	3	4.08
	4	8.00
	5	2.71
	6	2.12
	7	1.63
	8	1.14
	9	1.02
	10	0.87
	11	1.05
	12	1.57
	13	2.17
	14	3.10
	15	7.84
E	1″	12.42
	1′	12.28
	1	6.33
	2	0.19
	3	0.79
	4	−0.16
	5	1.20
	6	0.83
	7	1.24
	8	1.80
	9	2.68
	10	3.19
	11	3.67
	12	4.16
	13	4.54
	14	4.22
	15	3.21
	16	2.60
	17	1.70
C	1	7.61
	2	5.80
	3	5.18
	4	4.35
	5	3.63
	6	5.16
	7	2.69
	8	2.36
	9	2.25
C′	1	5.42
	2	0.25
	3	1.19
	4	0.41
	5	0.09
	6	0.07
	7	0.04
	8	0.32
	9	0.45
	10	2.33
	11	2.36
	12	3.09
	13	9.09
	14	4.11
	15	4.18
B′	1	7.40
	2	5.82
	3	5.52
	4	4.40
	5	3.44
	6	2.47
	7	1.66
	8	1.20
	9	1.17
B′	1	7.34
	2	3.33
	3	1.77
	4	0.56
	5	−0.40
	6	−0.44
	7	〃
	8	−0.15
	9	0.00
	10	0.75
	11	1.35
	12	2.73
	13	2.14
	14	3.13
	15	5.39
D	1	10.98
	2	4.43
	3	2.98
	4	1.28
	5	0.83
	6	0.78
	7	0.73
	8	1.11
	9	1.48
	10	3.22
	11	3.77
	12	4.31
	13	4.73
	14	4.98
	15	4.71
D′	1	9.78
	2	−2.23
	3	−6.38
	4	−5.30
	5	
	6	−2.16
	7	−1.61
	8	−0.45
	9	0.28
貯水位 開き		930.00 2.8 m
A	1″	7.15

表-11 つづき

測線	測点	圧力水頭
A	1′	7.15
	1	7.44
	2	5.74
	3	5.49
	4	7.97
	5	4.24
	6	4.40
	7	4.12
	8	3.84
	9	3.81
	10	4.02
	11	4.29
	12	4.90
	13	5.56
	14	6.49
	15	9.08
E	1″	12.57
	1′	12.28
	1	8.98
	2	4.18
	3	4.54
	4	3.98
	5	4.95
	6	4.73
	7	4.99
	8	5.49
	9	6.04
	10	6.49
	11	6.97
	12	7.52
	13	7.88
	14	7.22
	15	5.61
	16	4.70
	17	2.90
C	1	8.66
	2	6.76
	3	6.88
	4	6.36
	5	5.97
	6	5.71
	7	5.42
	8	5.27
	9	5.25
C′	1	6.71
	2	3.55
	3	4.19
	4	3.71
	5	3.54
	6	3.52
	7	3.58
	8	3.77
	9	4.05
	10	5.12
	11	5.66
	12	6.39
	13	6.93
	14	7.50
	15	7.60
B	1	差 7.55
	2	6.57
	3	6.60
	4	5.77
	5	5.30
	6	4.69
	7	3.79
	8	3.93
	9	3.96

測線	測点	圧力水頭
B′	1	7.55
	2	5.07
	3	4.11
	4	3.44
	5	2.84
	6	2.86
	7	2.92
	8	3.15
	9	3.27
	10	4.17
	11	4.44
	12	5.58
	13	5.62
	14	6.61
	15	8.78
D	1	11.43
	2	7.07
	3	7.07
	4	4.91
	5	4.67
	6	4.68
	7	4.69
	8	4.86
	9	5.17
	10	6.52
	11	7.06
	12	7.67
	13	8.15
	14	8.37
	15	7.83
D′	1	10.68
	2	2.51
	3	−0.17
	4	0.56
	5	—
	6	2.64
	7	3.19
	8	3.84
	9	4.36
貯水位全開		965.90
A	1″	41.50
	1′	40.60
	1	37.89
	2	32.06
	3	29.04
	4	26.39
	5	23.56
	6	21.47
	7	19.21
	8	18.00
	9	16.17
	10	13.62
	11	13.50
	12	13.39
	13	14.08
	14	15.70
	15	20.84
E	1″	46.47
	1′	43.78
	1	29.08
	2	8.14
	3	9.80
	4	7.28
	5	10.95
	6	9.83
	7	10.84

測線	測点	圧力水頭
E	8	13.20
	9	15.13
	10	16.84
	11	15.82
	12	16.01
	13	15.74
	14	12.92
	15	9.04
	16	6.95
	17	4.25
C	1	35.21
	2	30.25
	3	28.13
	4	24.51
	5	22.68
	6	20.56
	7	—
	8	17.66
	9	22.89
C′	1	30.77
	2	13.21
	3	16.04
	4	13.16
	5	11.49
	6	11.17
	7	11.14
	8	11.87
	9	12.60
	10	13.88
	11	14.36
	12	15.45
	13	15.69
	14	15.66
	15	14.80
B	1	41.12
	2	33.84
	3	30.63
	4	28.14
	5	25.17
	6	21.73
	7	18.89
	8	17.07
	9	16.75
B′	1	40.17
	2	26.84
	3	21.38
	4	17.08
	5	13.36
	6	12.78
	7	12.63
	8	13.07
	9	13.50
	10	13.77
	11	13.35
	12	17.13
	13	13.87
	14	15.85
	15	21.29
D	1	42.45
	2	22.11
	3	17.45
	4	11.78
	5	10.04
	6	10.26
	7	9.32
	8	10.18
	9	11.65

測線	測点	圧力水頭
D	10	15.79
	11	18.08
	12	16.61
	13	16.34
	14	15.93
	15	13.41
D′	1	39.05
	2	1.45
	3	−11.90
	4	−10.07
	5	—
	6	0.87
	7	2.76
	8	8.58
	9	14.01
貯水位開き		965.90 2.80 m
A	1″	42.10
	1′	41.80
	1	39.99
	2	35.41
	3	34.14
	4	32.24
	5	30.61
	6	28.97
	7	27.61
	8	26.85
	9	26.07
	10	24.57
	11	24.60
	12	24.79
	13	25.57
	14	27.10
	15	34.34
E	1″	47.67
	1′	45.58
	1	35.68
	2	21.04
	3	22.24
	4	21.08
	5	23.25
	6	22.28
	7	22.99
	8	24.75
	9	26.08
	10	27.49
	11	26.92
	12	27.11
	13	26.69
	14	23.12
	15	17.01
	16	13.40
	17	8.00
C	1	40.61
	2	35.95
	3	34.28
	4	32.01
	5	30.63
	6	29.26
	7	—
	8	27.41
	9	28.74
C′	1	35.57
	2	24.16
	3	25.94
	4	24.11

測線	測点	圧力水頭
C′	5	23.04
	6	22.87
	7	22.84
	8	23.27
	9	24.00
	10	25.13
	11	25.61
	12	26.51
	13	26.94
	14	27.06
	15	26.05
B	1	42.62
	2	38.04
	3	35.58
	4	33.99
	5	31.77
	6	29.53
	7	27.74
	8	26.52
	9	26.35
B′	1	42.37
	2	32.99
	3	29.33
	4	26.38
	5	24.01
	6	23.58
	7	23.58
	8	24.02
	9	24.30
	10	24.72
	11	24.60
	12	27.18
	13	25.57
	14	27.40
	15	32.69
D	1	45.00
	2	30.96
	3	27.65
	4	23.78
	5	22.64
	6	22.71
	7	22.22
	8	22.78
	9	23.65
	10	26.89
	11	28.56
	12	27.71
	13	27.74
	14	27.18
	15	23.76
D′	1	42.05
	2	16.60
	3	7.60
	4	9.13
	5	—
	6	16.62
	7	17.76
	8	22.83
	9	24.81

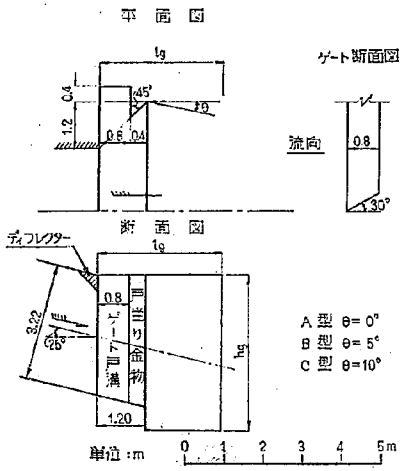


図-38 放水管ゲート記号図

トが必要であったが，その後ゲートの水密方式を再検討した結果，より確実な水密を保持することができ，またリップ幅を極力小さくして，振動の発生を軽減することができるように，底部水密も上部および側部と同じように，戸当り側に取りつけたケーソン型ゴムの背面から放水管内水で加圧して，ゴムを膨張させスキンプレート面におしつける方法が採用された。このような水密方式の採用によって，シュート台を設置する必要はなくなったので，シュート台の有無による放流量の差異を検討したが，図-28 に示すようにほとんどその差は認められなかった。測定の結果，計画満水位 El. 976.00 m における計画放流量 550 m³/sec は確保しうることが確認された。

貯水位を低水位 (El. 930.0 m)，制限水位(El.965.50 m) および最高水位 (El. 979.00 m) に保った場合の管内圧力の測定結果を表-11 および図-30~37 に示す。右側下面隅角を除いては，いかなる操作状態でもほとんど負圧の発生は認められなかった。ベルマウス部における

表-12 放水管導流壁実験種目

A型 $\theta=0°$　B型 $\theta=5°$　C型 $\theta=10°$

記号	l_g	h_g	記号	l_g	h_g	記号	l_g	h_g
A—Ⅰ—1	2.00 m	4.50 m	B—Ⅰ—1	2.00 m	4.50 m	C—Ⅰ—1	2.00 m	4.50 m
A—Ⅰ—2	〃	5.00	B—Ⅰ—2	〃	5.00	C—Ⅰ—2	〃	5.00
A—Ⅰ—3	〃	6.00	B—Ⅰ—3	〃	6.00	C—Ⅰ—3	〃	6.00
A—Ⅱ—1	3.00	4.50	B—Ⅱ—1	3.00	4.50	C—Ⅱ—1	3.00	4.50
A—Ⅱ—2	〃	5.00	B—Ⅱ—2	〃	5.00	C—Ⅱ—2	〃	5.00
A—Ⅱ—3	〃	6.00	B—Ⅱ—3	〃	6.00	C—Ⅱ—3	〃	6.00
A—Ⅲ—1	4.00	4.50	B—Ⅲ—1	4.00	4.50	C—Ⅲ—1	4.00	4.50
A—Ⅲ—2	〃	5.00	B—Ⅲ—2	〃	5.00	C—Ⅲ—2	〃	5.00
A—Ⅲ—3	〃	6.00	B—Ⅲ—3	〃	6.00	C—Ⅲ—3	〃	6.00
A—Ⅳ—1	6.00	4.50	B—Ⅳ—1	6.00	4.50	C—Ⅳ—1	6.00	4.50
A—Ⅳ—2	〃	5.00	B—Ⅳ—2	〃	5.00	C—Ⅳ—2	〃	5.00
A—Ⅳ—6	〃	6.00	B—Ⅳ—3	〃	6.00	C—Ⅳ—3	〃	6.00

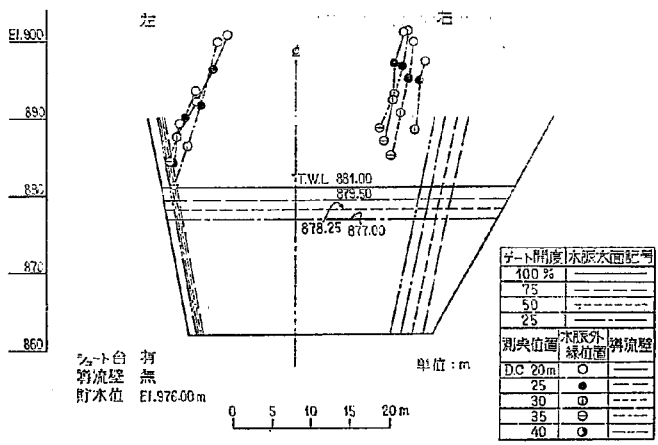


図-39 放水管水脈外縁軌跡

左右圧力分布を比較すると，いずれの測線でも右側圧力は左側圧力よりも著しく低くなることが示され，とくに，右側下面隅角部では，ゲート全開時に呑口より 0.6～1.0 m の範囲で，−5～−16 m 水柱の負圧が認められ，管内に空洞現象が発生する危険性が認められた。したがって，計画放流のいかなる操作状態に対しても，管内の空洞破壊の危険性をさけるためには，ベルマウス形状の変更が必要と考えられたが，管壁面は出口まで厚さ 16 mm の鋼管で保護されること，ならびに放水管を非調節操作することはまれであり，また，その操作時間もきわめて短かいものと予想されるから，管内に負圧を発生するおそれのないゲート半開操作時を常時の操作条件と考えてよいとの判断から，あえて，形状変更は行なわないこととした。

ii)　放水管出口導流壁

放水管ゲートを半開操作した場合には，ゲート下端からの噴出流がシュート上で側方に拡がり，直接左岸山腹に落下する危険性が認められた。そこで図-38 に示すような導流壁を放水管出口の山側のみに設けて，いかなる操作状態でも放出水脈を水じょく池水面上に落下させることとした。実験は縮尺 1/50 の全体模型について行なわれたが，模型に採用した主ゲートおよび戸当り部の主要寸法は図-38 に示すとおりである。

(A)　出口底面にシュートを設けた場合

放水管出口から戸当りの下流端までの 1.20 m にわたる区間にシュートを設け，表-12 に示すように，導流壁の長さ l_g，高さ h_g および導流壁面と管壁面の間の平面角 θ をいろいろ変化させた 36 種の出口形状を与えた場合の放出水脈の軌跡を測定した。

まず，導流壁を設けない場合，計画満水位におけるゲート開度 25% ごとの水じょく池水面に達するまでの噴出流外縁水脈軌跡を測定し，水じょく池水面および導流壁との位置関係を図示したのが図-39 である。

流況観察の結果次のことが認められた。

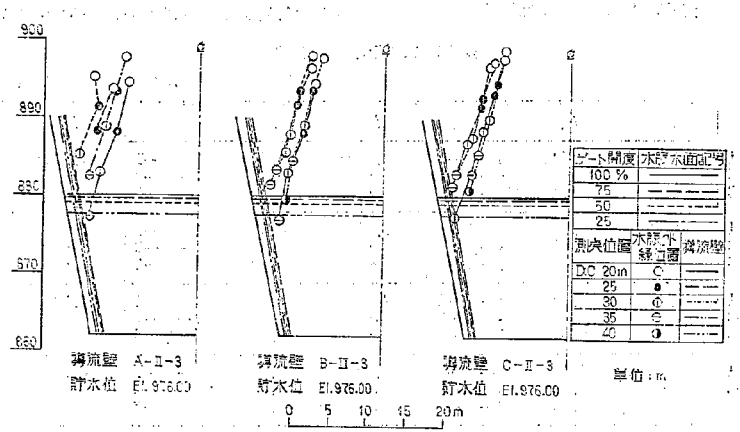


図-40　左岸側放水管放出水脈軌跡

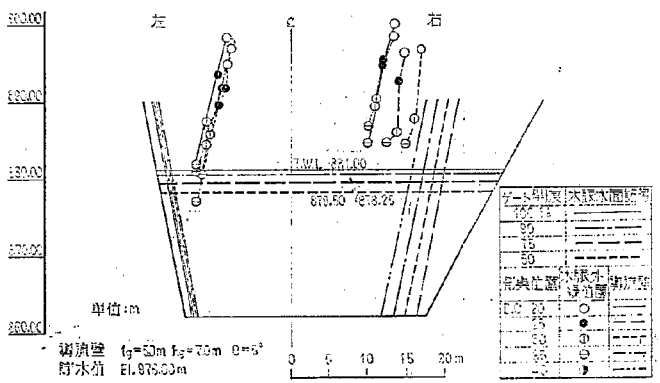


図-41　放水管水脈外縁軌跡

a) いかなる操作状態でも右岸放水管の放出水脈は水じょく池水面上に落下するから，導流壁を設ける必要はない。

b) ゲート開度が小さくなるとともに，噴出流の拡がり幅は大きくなり落下水脈幅も一般に増加するが，25%開度では，戸溝内での巻込みが激しくなるために，落下水脈幅はかえって小さくなる。

c) 左岸放水管の放出水脈は水じょく池導流壁に直接衝突し，ゲート全開時には導流壁天端上に激しい水しぶきが認められた。そこで，導流壁を設けて，左岸放水管についてのみ放出水脈外縁飛跡を測定し，山腹または導流壁への水脈の衝突の有無を検討した。

代表的な導流壁についての測定結果を図-40に示すが，あらゆる操作状態で放出水脈を水じょく池水面上に落下させるためには，θ=5° に対して，$l_g \geq 5$ m，$h_g \geq 6$ m を必要とし，θ=10° に対しては，$l_g \geq 3$ m，$h_g > 6$ m を必要とした。θ=0 のときには，表-12 に示されたどの導流壁寸法でも必要条件を満足しないことがわかった。

θ=10° にすれば，導流壁の必要長さは短かくなるが，導流壁面に作用する噴出流による衝撃力は大きく，堤体に過大なモーメントが作用すると考えられるから，シュートを設けた場合の導流壁寸法として，θ=5°，l_g=5 m，h_g=7 m が推奨される。この導流壁を設置したときの水脈外縁飛跡を図-41 に示すが，明らかに，いかなる操作状態でも水脈が直接導流壁上に落下しないことが確認された。

(B) 底面シュートを撤去した場合

前述のように，主ゲートの底部水密方式の変更によって，シュートが撤去されることとなったが，この場合に

表-13 放水管流外縁飛跡測定資料

シュート台無し

貯水位 El. 976.00 m

ゲート開度 100%

測定断面	平面位置		測点標高	
	左岸放水管	右岸放水管	左岸放水管	右岸放水管
D.C.+20m	9.05m	−12.94m	El. 893.20m	El. 895.95m
25	10.24	−11.76	885.00	890.85
30	12.18	−11.32	880.10	885.10

ゲート開度 75%

測定断面	平面位置		測点標高	
	左岸放水管	右岸放水管	左岸放水管	右岸放水管
D.C.+20m	11.30m	−13.45m	El. 892.45m	El. 898.75m
25	13.99	−13.26	885.05	892.00
30		−12.82		885.15

ゲート開度 50%

測定断面	平面位置		測点標高	
	左岸放水管	右岸放水管	左岸放水管	右岸放水管
D.C.+20m	10.80m	−13.95m	El. 892.45m	El. 894.05m
25	12.49	−11.76	887.05	890.15
30	14.18	−10.32	883.65	885.25
35	15.65	−10.35	878.10	881.90

ゲート開度 25%

測定断面	平面位置		測点標高	
	左岸放水管	右岸放水管	左岸放水管	右岸放水管
D.C.+20m	8.30m	−10.95m	El. 892.35m	El. 894.35m
25	8.74	− 9.26	887.45	889.45
30	8.93	− 6.32	879.10	884.40
35	9.12	− 3.88	875.95	876.35

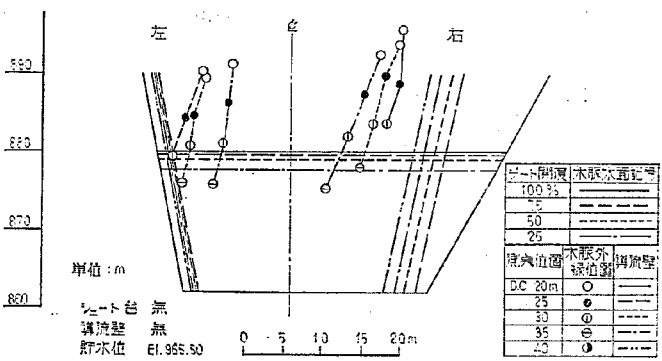


図-42 放水管放出水脈軌跡

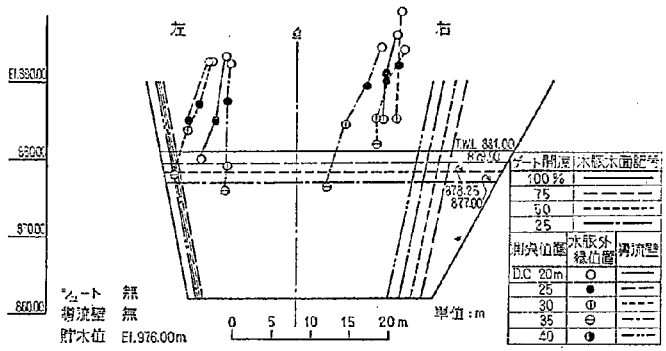
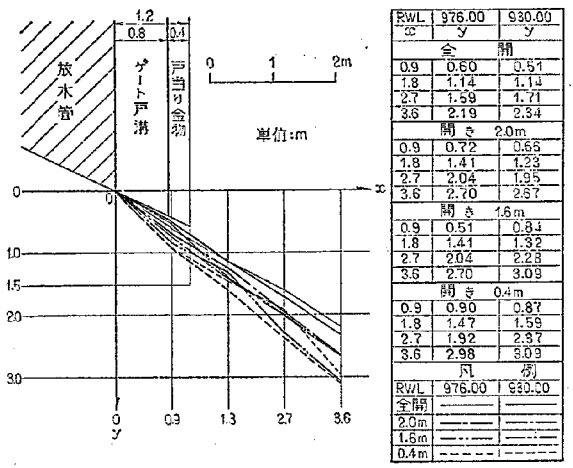


図-43 放水管水脈外縁軌跡



RWL	976.00	930.00
x	y	y
全開		
0.9	0.60	0.51
1.8	1.14	1.14
2.7	1.59	1.71
3.6	2.19	2.34
開き 2.0m		
0.9	0.72	0.65
1.8	1.41	1.23
2.7	2.04	1.95
3.6	2.70	2.67
開き 1.6m		
0.9	0.51	0.84
1.8	1.41	1.32
2.7	2.04	2.28
3.6	2.70	3.09
開き 0.4m		
0.9	0.90	0.87
1.8	1.47	1.59
2.7	1.92	2.37
3.6	2.98	3.09
凡例		
RWL	976.00	930.00
全開	———	———
2.0m	———	———
1.6m	———	———
0.4m	- - - - -	- - - - -

図-44 放水管放出水脈下面軌跡

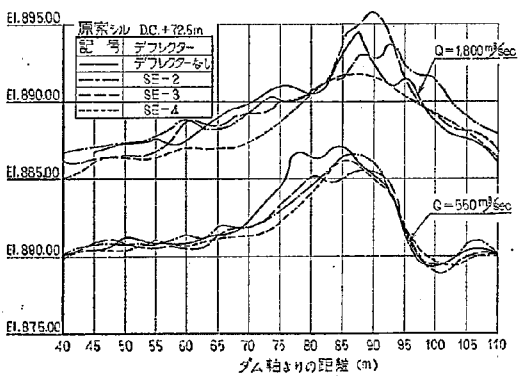


図-45 右岸導流壁沿い水面形状

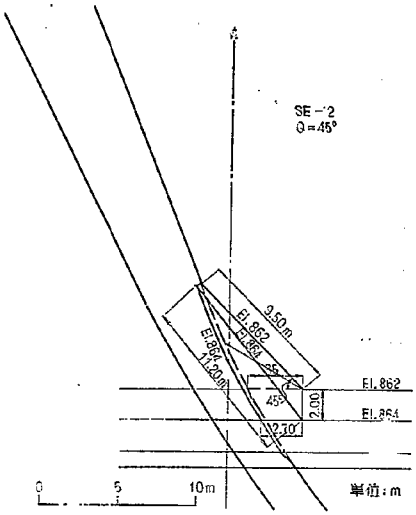


図-46(1) シルデフレクター形状

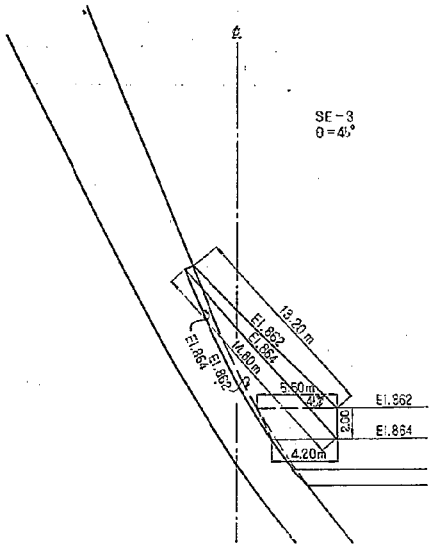


図-46(2) シルデフレクター形状

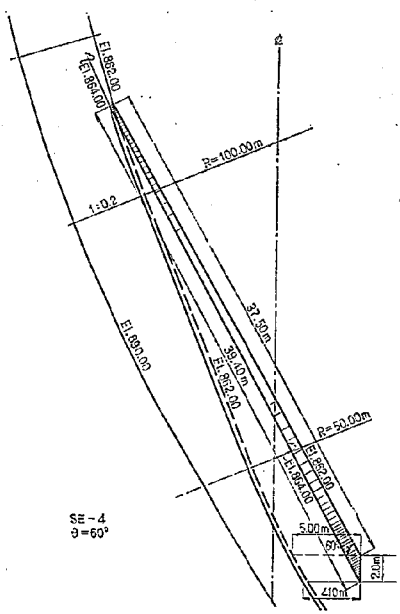


図-46(3) シルデフレクター形状

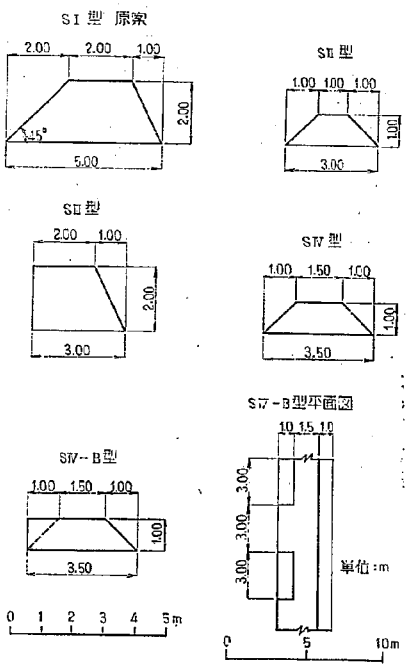
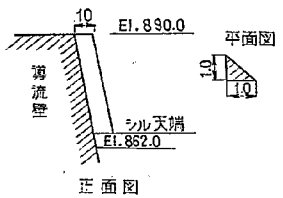


図-47 実験シル断面形状図(原寸)

表-14　実験シル型式および位置

番号	シル 型式	シル 位置	放流条件 貯水位	操作余水吐	流量	備考
1	SⅡ	D.C.+53.0m	El.976.0m	コンディット2門全開	550m³/sec	原案シルを D.C.+72.5 m に設置
2	SⅣ	57.0	〃	〃	〃	
3a			976.0	〃	〃	
3b	SⅣ	60.0	976.0	コンディット2門全開 越流部6門全開	1,800	
4	SⅣ*	60.0	976.0	コンディット2門全開	550	
5	シル無し		〃	〃	〃	
6	SⅡ−B	60.0	976.0	コンディット2門全開 越流部6門全開	1,800	
7a	SⅣ−D**	60.0	976.0	コンディット2門全開	550	
7b			976.0	コンディット2門全開 越流部6門全開	1,800	

* はシル上流端線を原案のそれより 10° 平面的に変向させたもの（左岸側を下流へ移動）
**はシル面上の右岸導流壁沿いに下図に示すデフレクターを付けたもの



は，放水管出口よりの放出流は自由落下し，水脈下面の圧力は大気圧に等しく，シュートが存在する場合よりはるかに低くなるから，水脈の拡がりは減少する。また放出水脈の落下位置もシュートのある場合に比して，堤趾部に近ずき，山腹や導流壁に直接あたる危険性も少なくなる。シュートを撤去し，導流壁をつけない状態で，測定された放出水脈の外縁飛跡を表-13 および図-42, 43 に示す。測定の結果，5％ゲート開度のときに，水じょく池左岸導流壁上に直接水脈があたることが確認されたが，落下点標高は El. 878.00 m であり，ほとんど水面と同高であるから，両岸山腹に飛沫がかかるおそれはほとんどない。したがって，シュートを撤去した最終放水管では，放出流の拡がりを防ぐための導流壁を特別に設ける必要はない。

なお，ゲートの保守，点検のために，放水管出口底面より下にコンクリート張出し部を設けることが必要であり，シュートを撤去したときの放出水脈下面飛跡を測定して，放出水脈が乱されない受け台位置を検討した。測定結果を図-44 に示すが，放水管出口底面より 1.5 m 低い位置に戸当り下流端までの張り出し部を設置すればよいものと判断される。

〔3〕 水じょく池

i） 水じょく池導流壁高とシル形状

修正余水吐案では図-17 に示すように，ダム軸より下流 72.5 m の位置に，高さ 2 m の上流面 45° 傾斜シルを設けて，高速潜流をこれによってはね上げ，拡散減勢させることとした。しかし，シル直下流では河道が急折しているため，シル下流での右岸導流壁沿い水面は，シルによる潜流の跳ね上げ効果と相まって，著しく高くなる。図-45 には，計画放流および異常放流時の右岸導流壁沿いの測定平均水面高を示すが，異常洪水時には，D.C.+90 m の位置での最高水位は El. 896.00 m であり，瞬間的には，El. 899.00 m まで水脈が上昇することが認められた。この局部的水面隆起を抑制し，しかもシルによる減勢効果を失わないように，シルの位置および形状に修正を加え，実験的検討を行なった。

まず，シル上の流れを左岸側に変向させるために，図-46 に示される斜めデフレクターをシル上流の右岸導流壁沿いに設置した。シル趾端線とデフレクター前面のな

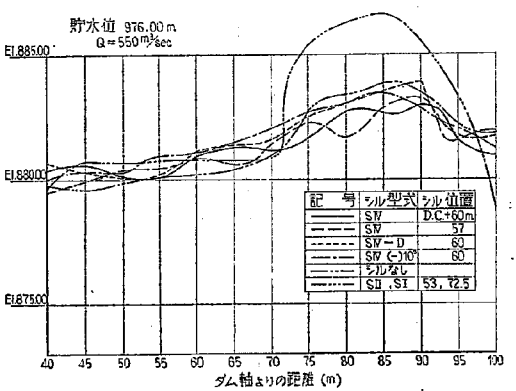


図-48　右岸導流壁沿い水面形状

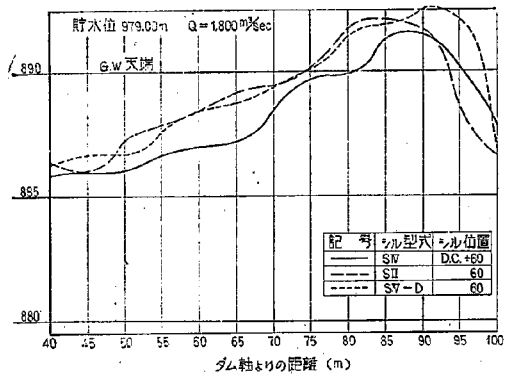


図-49 右岸導流壁沿い水面形状

す角度を 45° および 60° の2種とし，45° デフレクターでは，その厚さを変えた2種のものについて検討した。それぞれのデフレクターを設置した場合の右岸導流壁沿い水面形状を図-45 に併記するが，変向角を 60° とした方が水面隆起を抑える効果のあることが認められた。しかし，この場合にも，計画導流壁天端高 El. 890.00 m より 3 m 以上の水面上昇を示し，またデフレクターのコンクリート量はその効果の割には過大となるので，シルの形状，位置を根本的に再検討することとした。

いま，シル形状として図-47 に示す5種を選び，表-14 に示す9種類の実験を行なった。SⅠ型は原案シル，SⅡ型および SⅣ 型は高さ 1 m の傾斜シル，SⅢ型は高さ 2 m の鉛直シル，B型は，平面図に示すように，幅 3 m 間隔に歯型をつけ，減勢効果の増大をはかったものである。

実験は，まず計画放流時 (Q=550 m³/sec) の流況を確認し，その中で水面隆起高が比較的小さくなるシルについてのみ，異常放流時の流況を確認した。計画放流時の右岸導流壁沿い水面形状を図-48 に示す。鉛直シル SⅢ型を設けたときには，異常な水面上昇を示し，好ましくないと判断したため，水面測定は行なわなかった。SⅡ型を D.C.+53 m においたときには，シル位置が水脈落下点の直下流にあたり，シルによってはね上げられた高速潜流が水中で再び落下する位置がちょうど導流壁湾曲部にあたるため，D.C.+70～90 m の間の右岸沿い水面隆

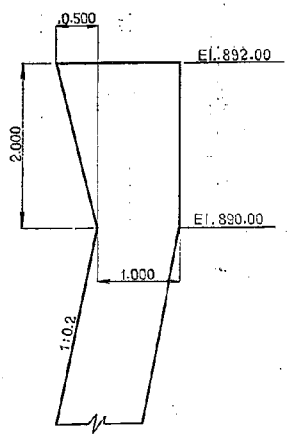


図-51 波がえし

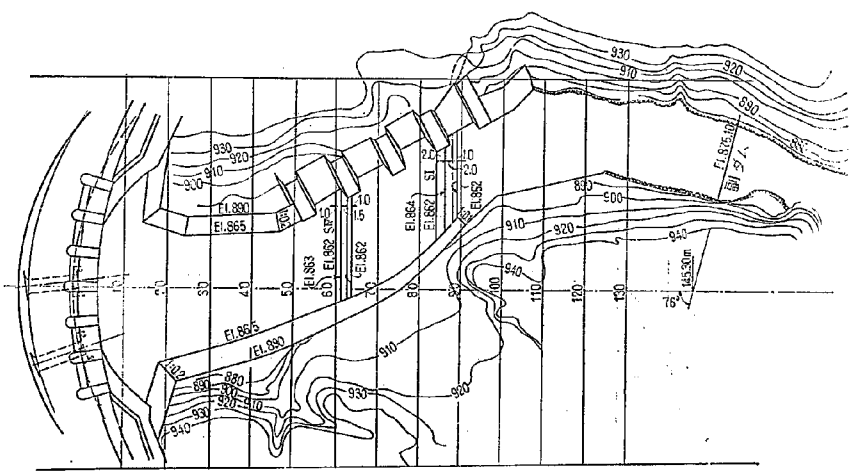


図-50 最終案水じょく池平面形状

表-15(1)　導流壁沿い水面形（計画放流）

シル　SⅣ—60
　　S I —84
右岸導流壁波返し設置

ダム軸からの距離	左岸 最高	左岸 最低	右岸 最高	右岸 最低
40	El. 881.40	El. 879.75	El. 881.60	El. 879.85
45	880.60	878.90	881.95	880.00
50	882.65	880.90	882.05	880.10
55	882.40	880.55	881.30	880.50
60	882.65	880.40	880.60	879.75
65	881.35	880.60	881.95	880.90
70	881.75	880.50	882.90	881.60
75	881.60	880.55	882.85	881.35
80	881.30	880.50	882.25	881.35
85	881.30	880.25	883.50	882.10
90	880.95	880.10	883.25	881.50
95	880.15	879.50	880.70	879.60
100	880.55	879.45	880.90	879.55
105	880.50	879.70	880.65	879.90
110	882.30	880.25	880.05	878.90
115	881.35	879.80	880.45	879.45
120	880.45	879.70	880.30	879.50
125	880.80	879.55	879.65	879.25
130	880.15	879.60	880.00	879.40
135	880.50	879.55	879.95	879.60
140	879.95	879.55	879.95	879.75
145	879.85	879.45	879.75	879.35

表-15(2)　導流壁沿い水面形（異常放流）

シル　SⅣ—60
　　S I —84
右岸導流壁波返し設置

ダム軸からの距離	左岸 最高	左岸 最低	右岸 最高	右岸 最低
40	El. 885.30	El. 884.45	El. 885.00	El. 883.40
45	886.50	884.80	885.70	884.00
50	887.10	884.50	887.85	884.60
55	886.80	884.85	887.75	884.50
60	886.15	883.40	887.45	884.50
65	887.40	885.15	887.60	884.05
70	887.60	885.10	889.25	884.50
75	887.60	885.55	890.50	885.80
80	887.35	885.25	892.00	887.15
85	889.40	886.25	893.00	887.45
90	889.25	886.50	892.50	887.35
95	888.30	885.00	888.75	886.55
100	887.45	885.25	887.25	884.80
105	887.70	885.40	886.80	885.00
110	890.00	885.60	886.40	883.20
115	890.60	886.60	885.10	883.25
120	888.80	885.60	886.00	883.75
125	888.60	885.80	885.90	884.35
130	888.50	885.00	885.70	883.95
135	886.05	883.70	884.40	882.75
140	886.30	884.35	884.60	883.05
145	886.00	884.10	884.05	882.40

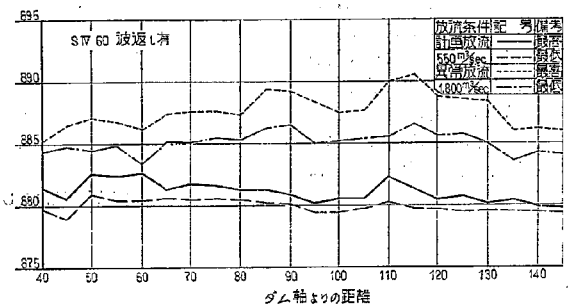


図-52(1)　左岸側導流壁沿い水面形

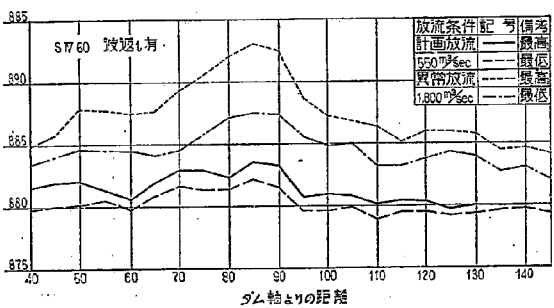


図-52(2)　右岸側導流壁沿い水面形

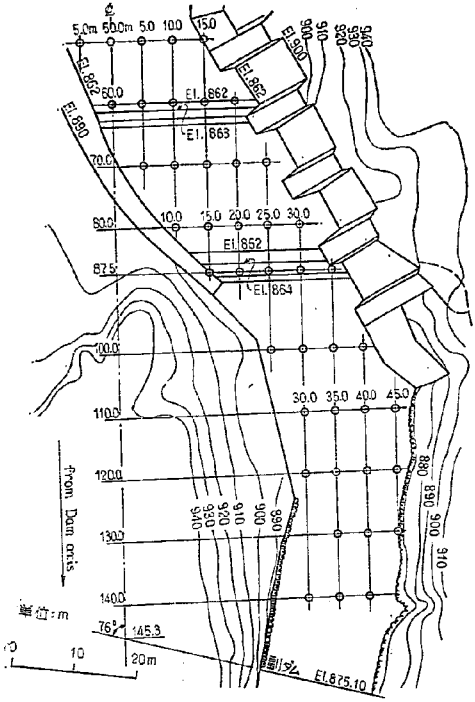


図-53 流速測定点配置図

起は他のシルに比べ約 3 m 高くなることが認められた。

測定結果を総合して，上昇水面高の最も低いのは，SⅣ型シルを D.C.+60 m においた場合と判断され，また，デフレクターを設けた場合には，下流に向かって水面が平滑に上昇していくことから，SⅣ—D型を考え，さらに，減勢効果を増す目的で，SⅡ—B型を設けた場合の3種のシルについて異常放流時の右岸導流壁沿い水面形状を測定した。その結果は図-49 に示されるが，SⅣ型シルを設けた場合が最も低い水位を示すことが認められた。

しかし，なお D.C.+80～90 m の右岸側導流壁沿いには，導流壁天端標高 El. 890.000 m より，最大約 1.5 m の水面上昇を示しており，右岸岩肌の剝脱を防ぐために右岸導流壁上に波返しをつける必要を認めた。また，シル直下流での底流速は，計画放流時 15 m/sec にも達したので，下流河床の洗掘を防止し，また水叩き内への土砂の巻込みを，防ぐために，導流壁下流端にさらに図-50 に示すように，I型シルを設置することとした。右岸導流壁天端に設置する波返しは，D.C.+50 m より下流の右岸導流壁上に図-51 に示す高さ 2 m のものをとりつけた。

この最終案水じょく池について，計画放流および異常放流時の左，右導流壁沿い水面形を測定した結果を表-15 および図-52 に示す。水叩き下流端にシルを設けたために，図-49 の場合より右岸側水位は 1～1.5 m 高くなるが，波返しを設けたために，山側への越流は起こらず，異常放流時にも支障のないことが認められた。また，波返しを設ける必要範囲は，右岸導流壁上 D.C.+70～100 m の区間である。

図-53 の平面図に示される各点で，計画最大放流および異常放流時の水深 4 m ごとの流速を測定した結果は，表-16，17 および図-54，55 に示される。流速分布図から明らかに，主シルから副シルをへて，D.C.+100 m 付近までは流れは右岸側にかたよって流れ，それより下流では左岸側へ流れが向かうことが認められ，また，副シルによる変向効果は顕著であり，水叩きより下流では最大底流速は計画最大放流時 3 m/sec，異常放流時 5 m/sec 以下であった。

ii) 水叩き部作用圧力

最終案水じょく池の図-56 に示される各点に圧力管を配置し，異常洪水量 (1,800 m³/sec)，計画最大放流量 (550 m³/sec)，越流部最大越流量 (1,200 m³/sec) および制限水位における放水管容量の 4 種の放流量について，作用圧力を測定した。測定結果は表-18 および図-57 に示される。図示された各点の圧力値はいずれも測定最大値である。

圧力はすべて直径 1 mm の開孔部から，内径 6 mm の管およびビニール管を通して連結された陽子管マノメーター内の水柱で測定されたから，その最大値と最小値との差は実際の変動圧力よりかなり減衰しているものと考えられるが，それでもなお，異常放流時および越流部単独操作時の最大圧力作用点での変動幅は平均圧力の 1/2 に達することが認められた。異常放流時には越流水脈と放水管出流との干渉によって左岸側に流れが集中するようであり，圧力ピークを示す位置，すなわち水脈落下地点は D.C.+45 m に当るようである。越流部のみを単独操作したときには，水叩き幅一様に落下水脈が拡がるようであり，その落下位置も上流へ移り，D.C.+40 m 付近となる。放水管単独操作の場合には，D.C.+50～55 m の間で圧力ピークを示したが，水じょく池底面における衝撃変動圧力は，越流部操作時に比べはるかに小さい値を示した。

測定中の副ダム寸法は iii) で説明するとおりであり，異常放流時の最大作用圧力値と水じょく池平均水深との差（動水圧）は 40 m 水柱以上となるから，従来の設計例と比較して水じょく池水深がいくらか不足するようであるが，水脈落下高は 100 m 以上であり，落下途中における空気連行量も大きく空気の抵抗も大であるから，水面近くでほとんど水滴状になることも予想され，計画

表-16 水叩き内流速測定値表 〔A〕 貯水位 El. 976 m Conduit 2 門

ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速
より m	より m	m	deg	m/sec	より m	より m	m	deg	m/sec	より m	より m	m	deg	m/sec
50m	右へ 5m	0	0°	1.40	70m	左へ 5m	0	−15°	13.28	87.5m	左へ 20m	2	−25°	4.20
		4		3.13			4		10.61			4		5.14
		8		2.80			8		5.42			8		4.20
		12		2.21			12		4.31			12		3.57
		16		2·21			16		3.83			16		3.57
		20					20					20		
	心 0m	0	−15°	3.13		左へ 10m	0	−15°	9.49		左へ 25m	2	−25°	3.13
		4		3.83			4		9.49			4		2.42
		8		5.60			8		5.42			8		1.40
		12		5.51			12		4.31			12		0.99
		16		4.54			16		3.70			16		0
		20					20					20		
	左へ 5m	0	−15°	5.14		左へ 15m	0	−15°	12.32		左へ 30m	2	−25°	1.40
		4		9.39			4		5.42			4		1.40
		8		15.11			8		4.64			8		0.99
		12		16.20			12		3.28			12		0.99
		16		7.14			16		2.42			16		0
		20					20					20		
	左へ 10m	0	−15°	3.13		左へ 20m	0	−15°	7.14		左へ 35m	2	−25°	0
		4		7.34			4		6.41			4		0
		8		11.50			8		2.62			8		0
		12		12.28			12		2.42			12		1.40
		16		8.57			16		2.21			16		0.99
		20					20					20		
	左へ 15m	0	−15°	2.97	80m	左へ 10m	0	−25°	7.54	100m	左へ 20m	0	−25°	0.99
		4		3.83			4		7.00			4		0.99
		8		4.95			8		4.54			8		0.99
		12		3.83			12		3.96			12		2.21
		16		1.40			16		3.43			16		4.31
		20					20					20		
60m	心 0m	1	0°	8.69		左へ 15m	0	−25°	7.98		左へ 25m	0	−25°	2.80
		4		7.34			4		5.69			4		1.71
		8		4.95			8		4.20			8		0.99
		12		3.83			12		3.43			12		0.99
		16		2.21			16		2.80			16		1.98
		20					20					20		
	左へ 5m	1	0°	14.34		左へ 20m	0	−25°	3.57		左へ 30m	0	−25°	0
		4		10.00			4		2.80			4		0
		8		6.64			8		2.42			8		0.99
		12		4.75			12		1.71			12		0.99
		16		4.08			16		0			16		1.71
		20					20					20		
	左へ 10m	1	−20°	14.61		左へ 25m	0	−25°	1.40		左へ 35m	0	−25°	1.71
		4		12.32			4		4.75			4		1.40
		8		9.65			8		1.40			8		0.99
		12		5.33			12		1.40			12		1.71
		16		4.20			16		2.42			16		2.42
		20					20					20		
	左へ 15m	1	−20°	12.91		左へ 30m	0	−25°	0	110m	左へ 30m	0	−25°	1.71
		4		6.64			4		0			4		1.71
		8		3.83			8		0.99			8		1.40
		12		3.13			12		0.99			12		1.40
		16		2.42			16		1.71			16		4.31
		20					20					20		
	左へ 20m	1	−20°	6.71	87.5m	左へ 15m	2	−25°	8.40		左へ 35m	0	−25°	2.97
		4		5.86			4		8.10			4		2.21
		8		4.75			8		7.47			8		1.71
		12		4.08			12		6.64			12		1.40
		16		3.83			16		4.85			16		3.13
		20					20					20		

表-16 つづき

ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速
よりm	よりm	m	deg	m/sec	よりm	よりm	m	deg	m/sec	よりm	よりm	m	deg	m/sec
110m	左へ 40m	0	−25°	0.99	120m	左へ 40m	0	0°	0	130m	左へ 45m	0	0°	2.80
		4		0.99			4		0			4		2.62
		8		0			8		0			8		2.80
		12		0			12		0			12		2.97
		16		2.80			16		0.99			16		3.43
		20					20					20		
	左へ 45m	0	−25°	1.71		左へ 45m	0	0°	1.71	140m	左へ 30m	0	0°	2.21
		4		1.40			4		1.98			4		1.98
		8		0.99			8		1.98			8		1.71
		12		1.71			12		2.42			12		0.99
		16		2.62			16		2.80			16		1.40
		20					20					20		
120m	左へ 30m	0	−10°	1.40	130m	左へ 35m	0	0°	2.42		左へ 35m	0	0°	0.99
		4		0.99			4		1.98			4		0.99
		8		0.99			8		1.71			8		0.99
		12		0.99			12		1.40			12		1.40
		16		1.98			16		0			16		0.99
		20					20					20		
	左へ 35m	0	−10°	0.99		左へ 40m	0	0°	2.42		左へ 40m	0	0°	1.98
		4		0			4		2.21			4		2.21
		8		0			8		1.71			8		1.98
		12		0			12		1.71			12		1.71
		16		2.21			16		1.71			16		1.40
		20					20					20		

表-17 水叩き内流速測定値表 〔B〕 貯水位 El. 979 m Overlap

ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速
よりm	よりm	m	deg	m/sec	よりm	よりm	m	deg	m/sec	よりm	よりm	m	deg	m/sec
50m	右へ 5m	0	0°	23.36	60m	右へ 0m	1	0°	28.00	70m	左へ 5m	0	−20°	7.34
		4		8.40			4		16.41			4		12.20
		8		3.13			8		12.52			8		8.57
		12		2.21			12		7.79			12		5.42
		16		2.62			16		6.64			16		4.43
		20		4.08			20		6.02			20		4.43
	右へ 0m	0	0°	21.57		左へ 5m	1	0°	19.55		左へ 10m	0	−40°	7.00
		4		12.52			4		8.28			4		11.29
		8		4.43			8		3.13			8		8.28
		12		2.21			12		1.71			12		4.43
		16		3.13			16		1.71			16		2.21
		20		5.33			20		4.31			20		3.83
	左へ 5m	0	0°	23.80		左へ 10m	1	0°	27.16		左へ 15m	0	0°	4.08
		4		12.32			4		11.92			4		9.90
		8		3.13			8		6.64			8		6.26
		12		0			12		4.31			12		3.83
		16		2.62			16		0			16		3.13
		20		3.57			20		2.21			20		9.13
	10m	0	0°	25.81		左へ 15m	1	−20°	21.92		左へ 20m	0	−40°	4.43
		4		14.34			4		7.34			4		5.42
		8		3.83			8		3.83			8		2.21
		12		3.13			12		2.42			12		0
		16		3.13			16		3.96			16		0
		20		3.13			20		2.80			20		3.13
	左へ 15m	0	0°	18.20		左へ 20m	1	−30°	22.90		左へ 25m	0	−40°	5.42
		4		14.68			4		12.71			4		6.26
		8		6.02			8		7.98			8		5.42
		12		4.95			12		3.83			12		4.43
		16		3.43			16		2.80			16		3.13
		20		2.21			20		2.21			20		3.13

表-17 つづき

ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速	ダム軸	中心	水深	流向	現地流速
よりm	よりm	m	deg	m/sec	よりm	よりm	m	deg	m/sec	よりm	よりm	m	deg	m/sec
80m	左へ10m	0	−35°	10.14	100m	左へ30m	0	0°	4.95	120m	左へ40m	0	0°	0
		4		8.85			4		4.08			4		0
		8		7.34			8		3.96			8		0.99
		12		5.60			12		4.64			12		2.42
		16		3.70			16		4.08			16		1.40
		20		4.43			20		4.08			20		1.98
	左へ15m	0	−45°	7.86		左へ35m	0	−20°	1.40		左へ45m	0	0°	2.62
		4		7.34			4		0.99			4		1.98
		8		5.51			8		1.71			8		2.21
		12		4.08			12		1.40			12		2.80
		16		3.13			16		2.21			16		1.71
		20		3.57			20		3.13			20		4.95
	左へ20m	0	−60°	4.95		左へ40m	0	−20°	1.98	130m	左へ35m	0	0°	2.62
		4		3.83			4		1.71			4		2.80
		8		2.21			8		1.71			8		2.42
		12		1.40			12		1.71			12		2.62
		16		1.40			16		3.13			16		3.28
		20		2.97			20		4.20			20		5.51
	左へ25m	0	0°	3.43	110m	左へ30m	0	−10°	2.97		左へ40m	0	0°	4.64
		4		5.42			4		2.21			4		3.96
		8		4.95			8		2.42			8		3.83
		12		2.80			12		4.20			12		4.31
		16		1.98			16		5.14			16		4.64
		20		0			20		6.26			20		6.34
	左へ30m	0	−40°	2.21		左へ35m	0	−10°	3.70		左へ45m	0	0°	3.28
		4		2.42			4		2.97			4		3.83
		8		1.71			8		2.42			8		4.08
		12		1.40			12		3.13			12		4.54
		16		1.98			16		3.70			16		5.33
		20		2.97			20		4.64			20		7.07
87.5m	左へ20m	2	−25°	9.13		左へ40m	0	−20°	1.40	140m	左へ30m	0	0°	2.80
		4		9.07			4		1.40			4		1.98
		8		5.86			8		1.40			8		1.71
		12		4.43			12		2.21			12		2.62
		16		4.08			16		2.80			16		3.70
		20		4.08			20		4.43			20		5.24
	左へ25m	2	−20°	5.42		左へ45m	0	−20°	1.40		左へ35m	0	0°	3.96
		4		5.24			4		1.40			4		4.08
		8		4.54			8		1.98			8		3.43
		12		3.70			12		2.42			12		3.43
		16		3.13			16		3.13			16		4.20
		20		3.13			20		4.75			20		5.60
	左へ30m	2	−20°	4.95	120m	左へ30m	0	0°	1.40		左へ40m	0	0°	4.08
		4		3.13			4		1.71			4		3.43
		8		3.43			8		1.71			8		3.28
		12		2.80			12		2.80			12		3.43
		16		2.21			16		3.96			16		4.54
		20		—			20		6.02			20		5.51
	左へ35m	2	−20°	1.40		左へ35m	0	0°	0		左へ45m	0	0°	4.08
		4		0			4		3.43			4		3.96
		8		0			8		2.80			8		4.20
		12		1.71			12		2.97			12		4.95
		16		1.71			16		1.98			16		5.60
		20		1.40			20		5.24			20		6.71
100m	左へ25m	0	0°	1.71										
		4		2.21										
		8		1.71										
		12		1.40										
		16		5.94										
		20		6.26										

備考 流向 0° 一方向はダム軸中心方向とする。符号は右まわりを正とする。

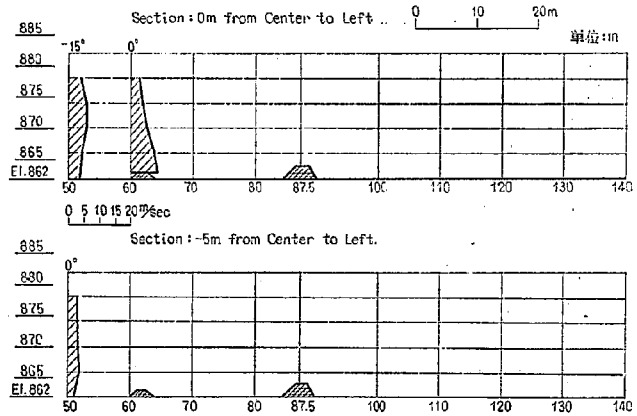


図-54(1)　水叩き内流速分布図（R.W.L.976.00 m 放水管2門）

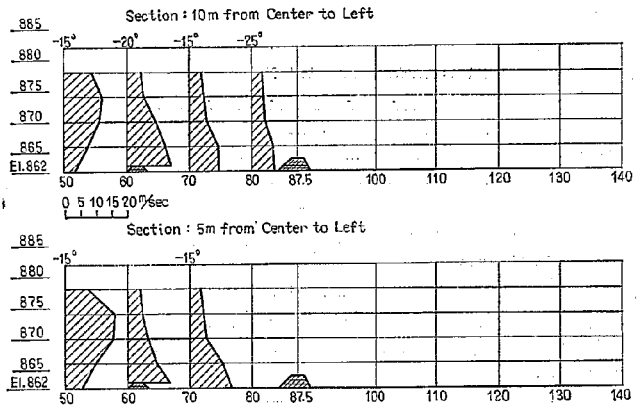


図-54(2)　水叩き内流速分布図（R.W.L.976.00 m 放水管2門）

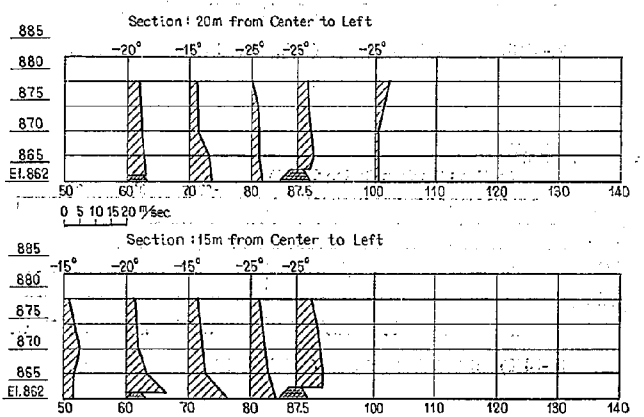


図-54(3)　水叩き内流速分布図（R.W.L.976.00 m 放水管2門）

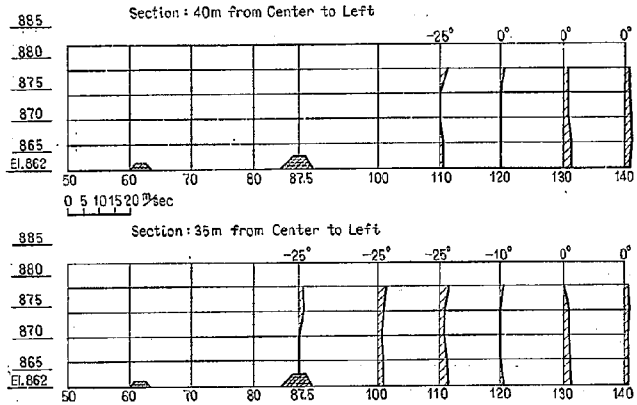


図-54(4) 水叩き内流速分布図 (R.W.L. 976.00 m 放水管 2 門)

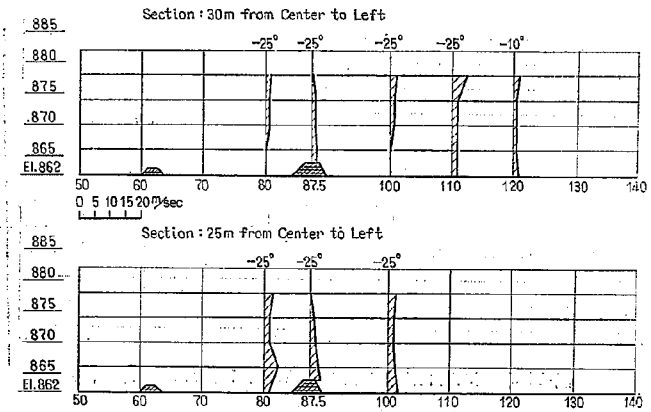


図-54(5) 水叩き内流速分布図 (R.W.L. 976.00 m 放水管 2 門)

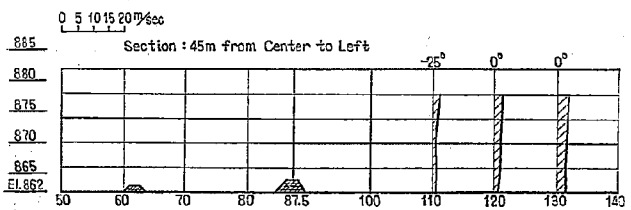


図-54(6) 水叩き内流速分布図 (R.W.L. 976.00 m 放水管 2 門)

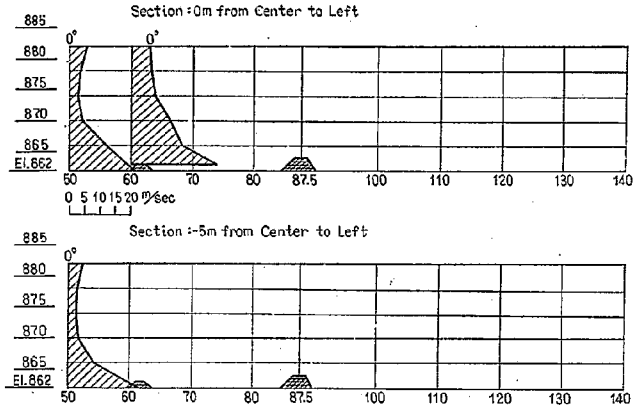


図-55(1) 水叩き内流速分布図 (R. W. L. 979.00 m Over lap)

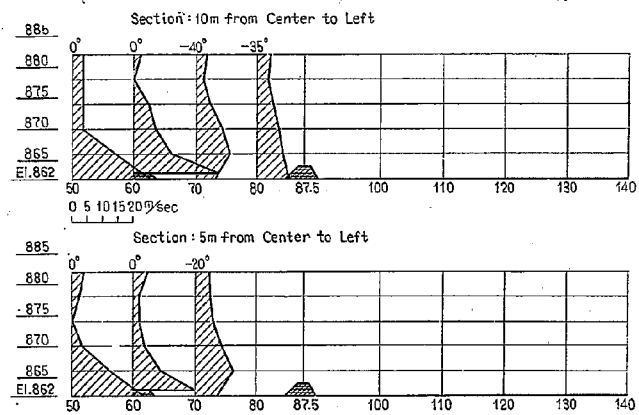


図-55(2) 水叩き内流速分布図 (R. W. L. 979.00 m Over lap)

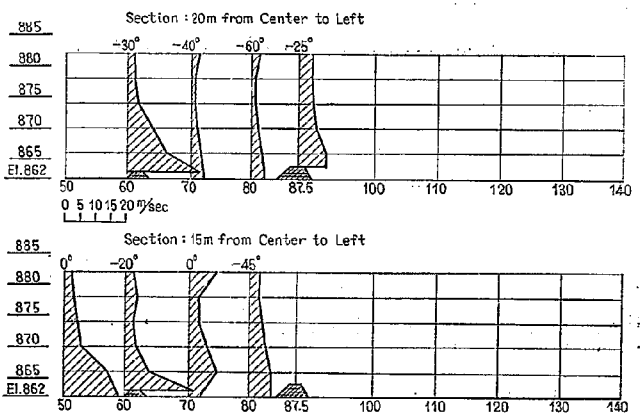


図-55(3) 水叩き内流速分布図 (R. W. L. 979.00 m Over lap)

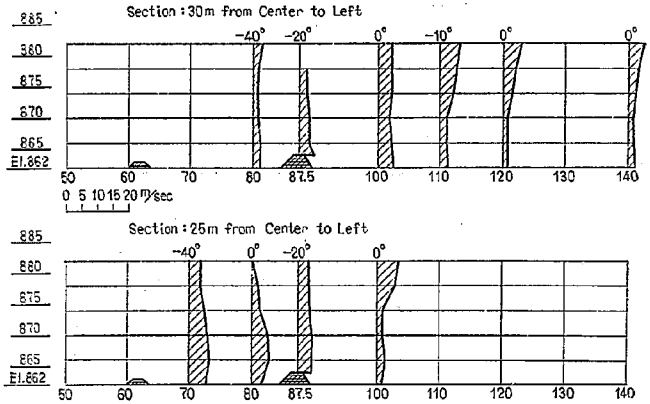


図-55(4) 水叩き内流速分布図 (R.W.L. 979.00 m Over lap)

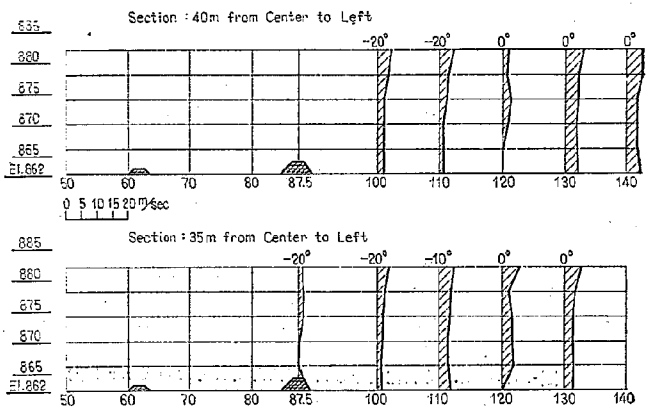


図-55(5) 水叩き内流速分布図 (R.W.L. 979.00 m Over lap)

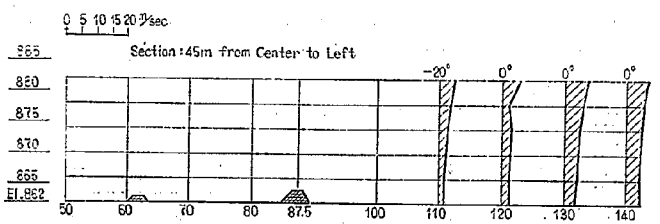


図-55(6) 水叩き内流速分布図 (R.W.L. 979.00 m Over lap)

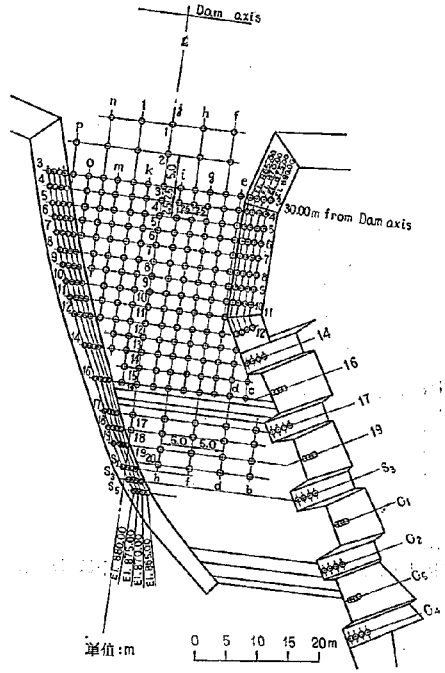


図-56 水叩き部圧力測定点配置図

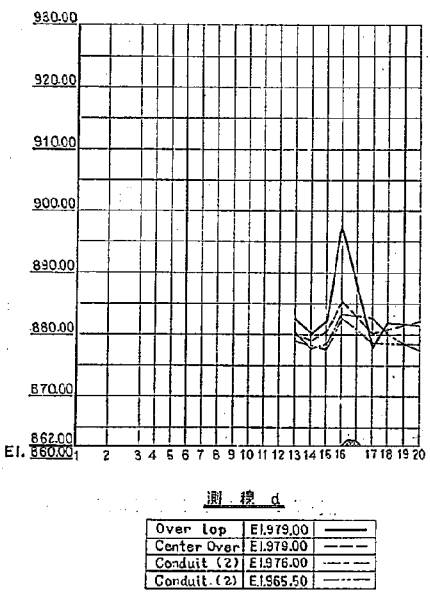


図-57(1) 水叩き面圧力分布図

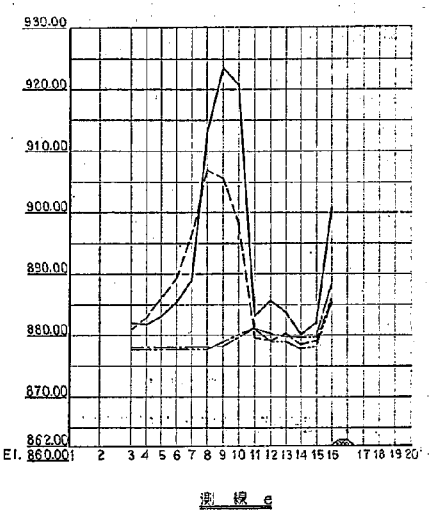
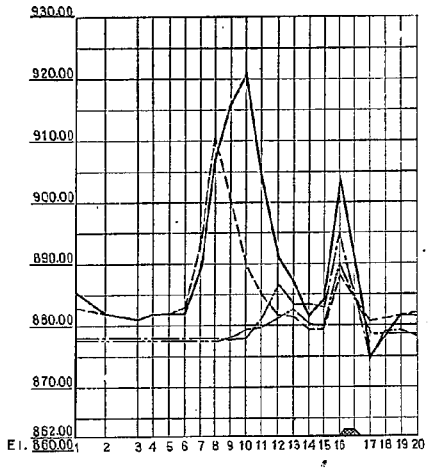
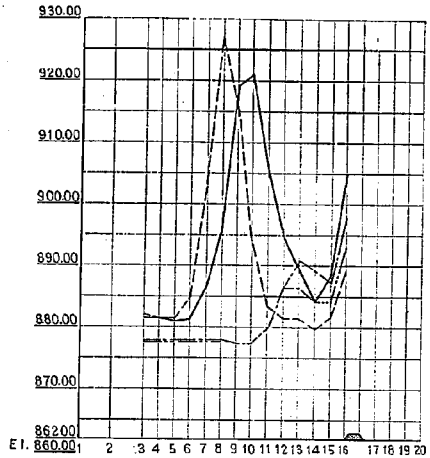


図-57(2) 水叩き面圧力分布図



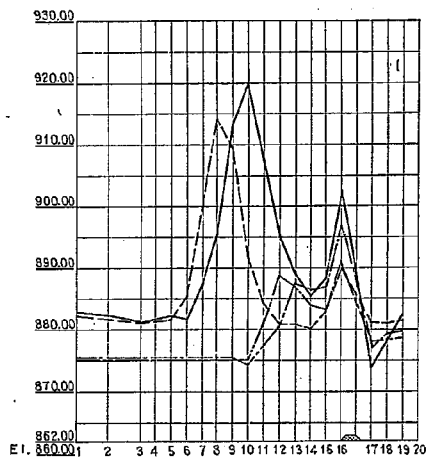
測 線 f

図-57(3) 水叩き面圧力分布図



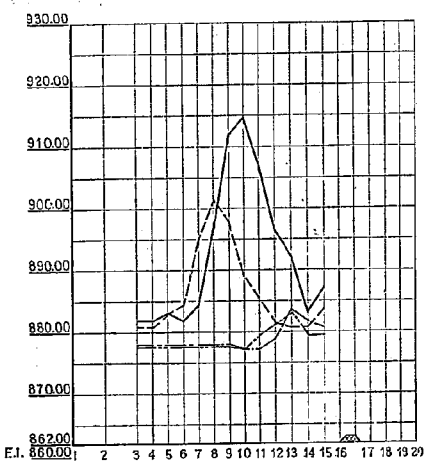
測 線 g

図-57(4) 水叩き面圧力分布図



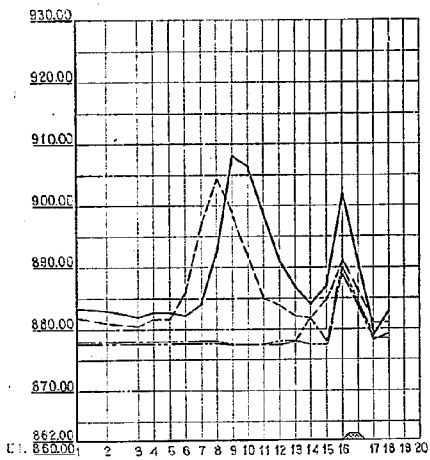
測 線 h

図-57(5) 水叩き面圧力分布図



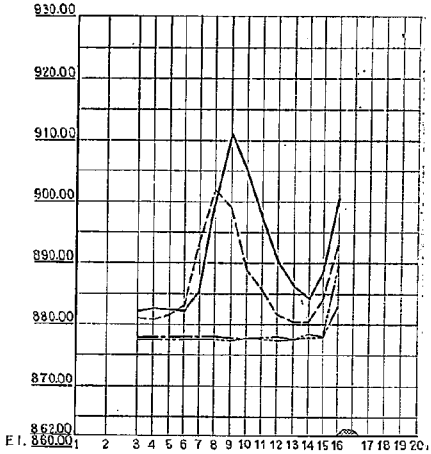
測 線 i

図-57(6) 水叩き面圧力分布図



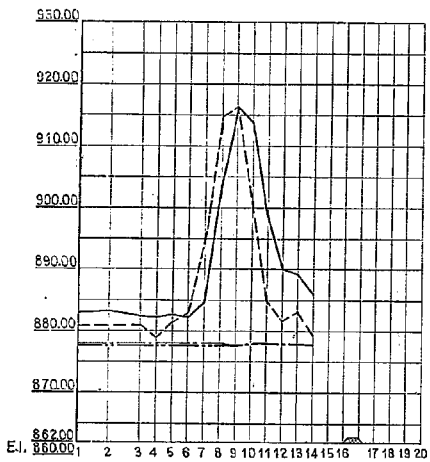
測線 j

図-57(7)　水叩き面圧力分布図



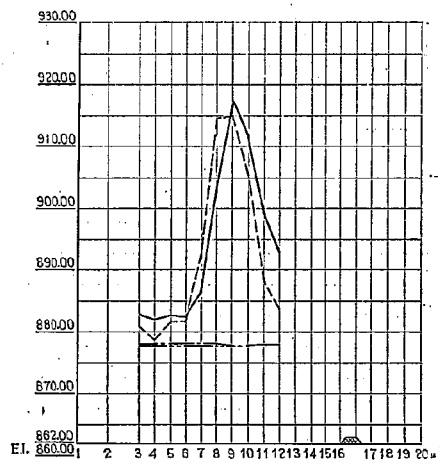
測線 k

図-57(8)　水叩き面圧力分布図



測線 l

図-57(9)　水叩き面圧力分布図



測線 m

図-57(10)　水叩き面圧力分布図

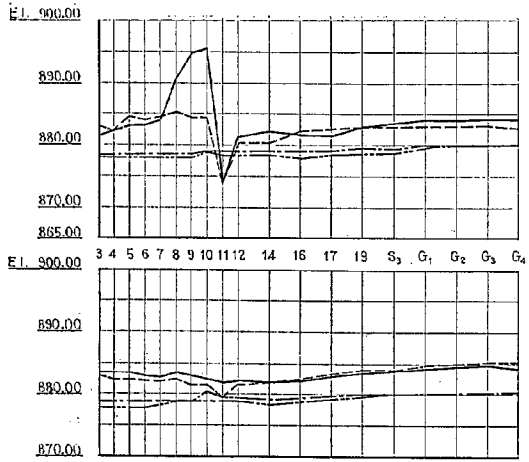


図-57(11)　左岸側導流壁圧力分布図

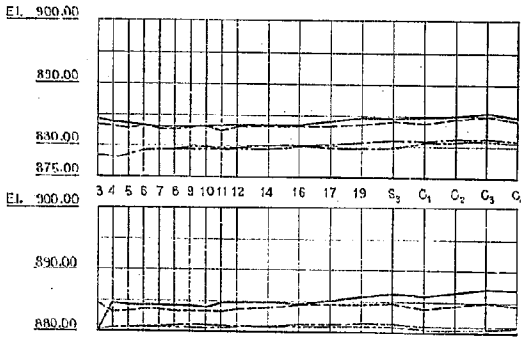


図-57(12)　左岸側導流壁圧力分布図

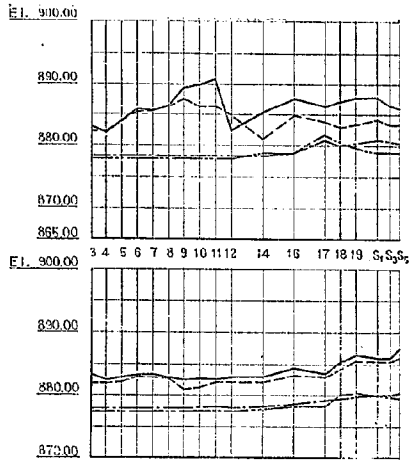


図-57(13)　右岸側導流壁圧力分布図

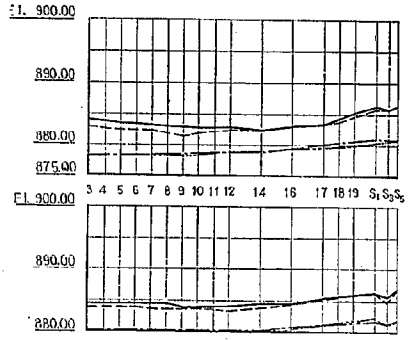


図-57(14)　右岸側導流壁圧力分布図

表-18(a) 水 叩 き 面 圧 力 測 定 値

Crest 6門
Conduit 2門 R.W.L. 979.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
1	f	21.00	20.50
	h	〃	20.25
	j	21.25	21.00
	l	21.00	20.00
	n	21.50	〃
2	f	20.00	19.50
	h	20.25	19.25
	j	21.00	19.50
	l	21.50	20.00
	n	22.50	20.25
	p	21.00	19.75
3	e	20.00	18.00
	f	19.00	〃
	g	19.75	19.00
	h	19.25	18.50
	i	20.00	19.00
	j	〃	〃
	k	20.25	19.25
	l	20.50	19.00
	m	21.00	19.50
	n	21.25	18.75
	o	21.00	19.00
	p	〃	18.75
4	e	19.75	18.25
	f	19.75	18.00
	g	19.50	17.75
	h	19.75	18.25
	i	20.00	19.00
	j	20.75	20.00
	k	〃	19.50
	l	20.25	18.75
	m	20.00	〃
	n	〃	〃
	o	〃	19.00
5	c	21.00	19.75
	f	20.00	18.00
	g	19.00	16.75
	h	20.50	18.75
	i	21.25	19.50
	j	20.50	〃
	k	〃	〃
	l	20.75	〃
	m	21.00	19.75
	n	20.50	19.50
	o	19.50	19.00
6	e	23.25	22.25
	f	20.00	19.00
	g	19.50	18.25
	h	19.75	18.00
	i	〃	18.50
	j	20.25	19.50
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	19.75
	n	〃	19.50
	o	20.50	19.75
7	e	27.00	22.00
	f	24.50	20.75
	g	25.50	21.00
	h	22.75	20.50
	i	22.00	19.75
	j	23.50	21.25
	k	22.75	22.00
	l	24.75	22.75
	m	24.25	21.50
	n	21.00	19.00
	o	23.50	21.00
8	e	50.50	39.50
	f	46.50	34.50
	g	43.50	32.00
	h	33.50	26.00
	i	34.50	27.00
	j	30.50	26.00
	k	37.75	28.00
	l	41.50	27.25
	m	42.50	23.50
	n	30.00	26.50
9	e	61.00	42.00
	f	54.00	37.00
	g	56.50	37.50
	h	51.50	40.50
	i	50.00	38.50
	j	42.00	35.00
	k	48.50	33.50
	l	54.00	35.25
	m	55.50	36.50
	n	42.50	34.50
10	e	58.50	45.00
	f	59.00	42.50
	g	59.00	41.50
	h	58.00	40.50
	i	53.00	38.50
	j	44.25	32.50
	k	42.50	34.00
	l	51.50	37.00
	m	50.00	40.50
11	e	21.00	14.00
	f	40.50	38.50
	g	43.50	35.50
	h	44.50	36.50
	i	45.00	34.00
	j	36.00	27.50
	k	35.00	24.75
	l	35.50	28.00
	m	37.00	29.50
12	e	23.50	19.50
	f	29.00	25.25
	g	32.75	28.50
	h	32.50	30.50
	i	33.50	27.25
	j	29.00	25.25
	k	28.00	22.50
	l	28.00	23.75
	m	30.25	25.00
13	d	20.25	19.50
	e	22.00	21.00
	f	25.00	23.25
	g	27.00	24.00
	h	〃	24.25
	i	30.50	27.00
	j	24.75	23.00
	k	24.00	21.50
	l	27.25	25.50
14	d	18.00	17.50
	e	〃	〃
	f	19.50	18.50
	g	22.00	19.75
	h	23.50	21.00
	i	21.00	19.50
	j	22.00	〃
	k	22.50	21.50
	l	23.75	21.25
15	c	21.00	20.00
	d	20.25	〃
	e	20.00	19.00
	f	22.25	20.75
	g	26.50	25.00
	h	〃	25.50
	i	25.00	24.50
	j	24.50	22.75
	k	27.00	26.00
16	c	32.75	30.00
	d	36.00	33.00
	e	38.50	35.00
	f	41.50	37.75
	g	43.50	38.50
	h	43.00	38.75
	i	42.00	37.75
	j	39.50	36.00
	k	38.50	34.00
17	b	18.75	17.50
	d	16.09	14.00
	f	13.90	12.00
	h	12.00	10.50
	j	11.75	10.00
18	b	20.00	19.50
	d	20.00	17.50
	f	16.75	15.00
	h	16.50	14.50
	j	23.25	20.50
19	b	20.25	19.75
	d	19.75	19.25
	f	〃	18.00
	h	20.50	19.00
20	a	20.75	20.00
	b	20.25	18.50
	d	19.50	〃
	f	21.00	20.00

表-18(a) のつづき

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	18.00	16.50
	4	17.25	〃
	5	18.25	16.00
	6	〃	17.00
	7	19.00	18.00
	8	25.75	20.25
	9	30.00	24.50
	10	30.50	20.00
	11	8.50	5.00
	12	16.25	15.50
	14	17.00	16.50
	16	16.50	16.00
	17	〃	14.25
	19	18.00	17.25
	S_3	18.50	18.00
	G_1	19.00	18.50
	G_2	〃	18.25
	G_3	19.25	19.00
	G_4	〃	〃
El. 870	3	13.50	13.00
	4	〃	〃
	5	〃	12.75
	6	13.00	12.25
	7	12.75	11.75
	8	13.50	11.50
	9	13.00	11.00
	10	12.50	10.75
	11	12.00	11.00
	12	12.25	11.50
	14	12.00	11.25
	16	12.25	11.50
	17	13.00	12.25
	19	13.50	13.00
	S_3	13.75	13.50
	G_1	14.25	13.75
	G_2	14.50	14.00
	G_3	14.75	〃
	G_4	14.25	〃

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	9.25	8.50
	4	8.75	8.00
	5	8.50	〃
	6	8.25	7.75
	7	8.00	7.00
	8	〃	6.50
	9	〃	〃
	10	8.25	7.25
	11	〃	〃
	12	〃	7.50
	14	—	—
	16	8.25	7.50
	17	9.00	8.00
	19	9.50	8.75
	S_3	〃	9.00
	G_1	9.75	9.25
	G_2	10.00	9.75
	G_3	10.50	10.00
	G_4	9.75	9.50
El. 880	3	4.75	3.75
	4	〃	〃
	5	4.25	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	3.25
	9	〃	3.50
	10	4.00	3.75
	11	4.75	3.50
	12	〃	3.75
	14	〃	3.25
	16	4.50	4.00
	17	5.00	4.50
	19	5.75	5.50
	S_3	6.25	5.75
	G_1	5.75	5.50
	G_2	6.50	6.00
	G_3	7.00	6.50
	G_4	6.75	6.00

G.W. 右岸側

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	18.00	17.50
	4	17.50	16.75
	5	19.00	18.50
	6	20.50	20.00
	7	〃	19.75
	8	21.50	21.00
	9	24.50	23.00
	10	25.00	〃
	11	26.00	24.50
	12	23.25	21.75
	14	20.50	19.00
	16	23.00	21.50
	17	21.50	20.50
	18	22.50	21.00
	19	23.00	〃
	S_1	〃	〃
	S_3	21.50	20.00
	S_5	21.00	〃
El. 870	3	13.50	12.75
	4	12.50	12.25
	5	13.00	12.00
	6	13.50	12.50
	7	〃	12.25
	8	13.00	12.00
	9	12.50	11.00
	10	12.75	11.25
	11	12.50	12.00
	12	13.00	〃
	14	12.75	11.50
	16	14.50	13.50
	17	13.50	13.00
	18	15.50	15.00
	19	16.75	16.50
	S_1	16.00	15.25
	S_3	16.00	15.25
	S_5	17.50	16.50

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	9.00	8.50
	4	〃	〃
	5	8.50	8.25
	6	〃	〃
	7	8.25	8.00
	8	8.00	7.75
	9	〃	〃
	10	7.75	7.50
	11	8.00	7.75
	12	〃	7.50
	14	7.50	7.25
	16	8.25	8.00
	17	8.50	〃
	18	9.50	9.25
	19	10.50	10.25
	S_1	11.25	10.75
	S_3	11.00	10.50
	S_5	11.50	11.00
El. 880	3	4.50	4.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	4.25
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	4.00	3.75
	10	〃	3.50
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	4.50	〃
	16	〃	4.00
	17	5.50	4.50
	18	5.75	〃
	19	6.00	5.50
	S_1	6.50	6.00
	S_3	5.50	5.25
	S_5	7.00	6.50
El. 862.5	1	23.25	23.00
	2	23.25	22.75
	3	23.00	22.50
El. 865	1	21.25	20.75
	2	20.50	20.25
	3	〃	〃
El. 867.5	1	23.75	23.50
	2	18.00	17.75
	3	17.75	17.50
El. 870	1	16.50	15.75
	2	15.25	15.00
	3	15.00	14.75
El. 872.5	1	13.50	13.25
	2	12.50	12.25
	3	11.75	11.75

表-18(b) 水叩き面圧力測定値表

Crest 6門

Conduit—R.W.L. 979.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
1	f	21.00	19.00
	h	20.50	〃
	j	20.00	18.50
	l	19.00	18.25
	n	20.00	19.00
2	f	20.00	18.50
	h	19.75	〃
	j	19.00	18.00
	l	〃	〃
	n	〃	〃
	p	19.75	18.50
3	e	19.00	17.75
	f	〃	〃
	g	20.00	19.00
	h	19.00	18.00
	i	〃	〃
	j	18.50	〃
	k	19.00	17.75
	l	〃	17.00
	m	〃	17.25
	n	〃	17.00
	o	〃	17.25
	p	〃	18.00
4	e	21.00	19.25
	f	〃	〃
	g	19.50	18.50
	h	〃	〃
	i	19.00	18.25
	j	20.00	19.00
	k	19.00	18.00
	l	17.00	17.50
	m	〃	17.00
	n	〃	17.50
	o	〃	〃
5	e	24.00	22.25
	f	19.75	19.25
	g	19.50	18.75
	h	20.00	19.50
	i	21.00	19.75
	j	19.75	18.50
	k	〃	18.25
	l	19.50	18.00
	m	20.00	18.25
	n	〃	〃
	o	19.00	17.50
6	e	27.50	26.00
	f	21.75	21.00
	g	23.50	22.25
	h	23.50	21.50
	i	22.50	〃
	j	24.00	22.00
	k	21.25	20.00
	l	20.50	19.50
	m	20.00	19.00
	n	19.00	18.00
	o	19.75	19.00
7	e	34.50	31.50
	f	30.00	24.25
	g	41.00	33.50
	h	40.50	34.50
	i	34.00	31.50
	j	35.25	33.00
	k	32.25	30.25
	l	32.50	30.50
	m	30.50	27.50
	n	23.00	20.25
	o	26.50	24.50
8	e	45.00	35.50
	f	48.50	32.50
	g	65.00	42.50
	h	52.50	41.00
	i	39.50	36.00
	j	42.50	〃
	k	42.00	37.50
	l	52.50	44.00
	m	52.50	42.00
	n	33.50	31.00
9	e	43.50	35.00
	f	37.50	28.00
	g	52.50	43.00
	h	47.00	37.00
	i	35.75	33.50
	j	36.50	32.00
	k	37.00	〃
	l	54.00	38.00
	m	53.00	43.00
	n	39.25	34.50
10	e	36.00	30.25
	f	27.50	23.50
	g	32.00	27.50
	h	29.50	27.00
	i	26.75	22.25
	j	29.00	24.50
	k	26.75	27.50
	l	39.00	34.50
	m	42.50	37.50
11	e	17.50	16.00
	f	23.00	19.50
	g	21.50	18.00
	h	22.00	20.00
	i	23.25	20.25
	j	23.00	20.50
	k	21.50	18.00
	l	22.50	21.50
	m	26.00	22.00
12	e	17.00	16.50
	f	19.50	19.00
	g	〃	〃
	h	19.00	18.00
	i	19.50	18.75
	j	22.00	20.75
	k	19.75	18.00
	l	19.75	19.00
	m	21.00	20.00
13	d	18.00	17.50
	e	18.25	18.00
	f	19.50	19.25
	g	〃	19.00
	h	19.50	18.10
	i	22.00	21.00
	j	20.50	20.00
	k	18.50	17.00
	l	21.25	20.50
14	d	17.00	16.50
	e	16.50	16.25
	f	17.25	17.00
	g	17.75	17.50
	h	18.25	〃
	i	18.75	17.00
	j	19.75	18.50
	k	18.50	17.50
	l	17.00	16.50
15	c	20.00	18.75
	d	18.50	17.25
	e	17.00	16.25
	f	17.50	17.00
	g	19.75	19.00
	h	21.00	20.25
	i	22.00	21.25
	j	23.00	21.50
	k	22.50	20.50
16	c	23.50	22.75
	d	〃	22.50
	e	25.25	〃
	f	26.75	23.75
	g	27.75	25.50
	h	28.50	27.00
	i	31.00	29.50
	j	31.50	30.50
	k	32.00	29.00
17	b	20.00	19.00
	d	18.00	17.25
	f	18.75	17.50
	h	19.00	16.50
	j	18.75	15.50
18	b	20.50	19.00
	d	19.00	18.00
	f	〃	18.25
	h	〃	17.75
	j	〃	〃
19	b	20.50	19.50
	d	19.50	19.00
	f	〃	18.50
	h	〃	〃
20	a	20.50	20.00
	b	〃	19.50
	d	20.00	〃
	f	〃	19.00

表-18(b) のつづき

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	16.50	16.00
	4	17.25	17.00
	5	19.50	19.00
	6	19.00	18.50
	7	19.50	18.25
	8	20.25	〃
	9	19.50	18.00
	10	〃	〃
	11	8.50	6.50
	12	15.50	14.50
	14	〃	〃
	16	17.25	16.00
	17	17.50	16.25
	19	18.00	17.00
	S_3	〃	〃
	G_1	〃	17.50
	G_2	〃	〃
	G_3	18.25	17.75
	G_4	18.00	17.25
El. 870	3	13.00	12.00
	4	12.25	11.25
	5	12.50	11.50
	6	12.25	〃
	7	12.00	10.50
	8	12.50	10.25
	9	11.50	〃
	10	〃	10.50
	11	9.75	8.75
	12	11.50	10.75
	14	12.00	11.00
	16	12.50	11.75
	17	12.75	10.75
	19	13.00	12.50
	S_3	〃	〃
	G_1	13.50	13.00
	G_2	〃	〃
	G_3	13.75	13.25
	G_4	13.75	12.75

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	8.50	7.00
	4	8.25	〃
	5	8.00	〃
	6	8.25	7.50
	7	7.75	7.00
	8	〃	6.50
	9	8.00	〃
	10	〃	7.25
	11	7.50	6.75
	12	8.00	7.50
	14	—	—
	16	8.25	7.50
	17	〃	〃
	19	8.50	7.75
	S_3	9.00	8.25
	G_1	8.75	8.00
	G_2	9.50	9.00
	G_3	10.00	9.25
	G_4	9.25	8.75
El. 880	3	4.50	3.75
	4	3.50	3.00
	5	〃	〃
	6	3.75	〃
	7	〃	〃
	8	3.50	〃
	9	〃	〃
	10	〃	2.75
	11	〃	〃
	12	3.75	〃
	14	4.00	3.50
	16	4.25	〃
	17	4.50	〃
	19	〃	3.75
	S_3	4.75	4.00
	G_1	4.00	3.50
	G_2	4.50	4.00
	G_3	5.00	3.25
	G_4	4.50	3.75

G.W. 右岸側

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	17.25	16.50
	4	〃	15.25
	5	19.00	18.00
	6	20.75	19.50
	7	20.50	19.25
	8	21.50	20.00
	9	22.75	20.50
	10	21.50	19.00
	11	〃	20.50
	12	20.00	18.50
	14	16.00	15.50
	16	20.00	19.50
	17	19.00	18.50
	18	18.25	17.50
	19	18.50	〃
	S_1	19.00	17.00
	S_3	18.50	〃
	S_5	〃	17.25
El. 870	3	12.00	11.25
	4	〃	〃
	5	12.25	11.50
	6	13.00	12.50
	7	〃	〃
	8	12.75	12.00
	9	11.00	10.50
	10	11.50	11.00
	11	12.25	11.50
	12	〃	〃
	14	〃	〃
	16	13.50	12.50
	17	13.00	〃
	18	14.50	14.00
	19	15.50	14.50
	S_1	〃	〃
	S_3	〃	〃
	S_5	16.00	15.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	8.00	7.50
	4	7.75	7.00
	5	7.50	6.50
	6	〃	6.75
	7	〃	6.50
	8	7.00	6.25
	9	6.50	6.50
	10	7.00	6.75
	11	7.25	7.00
	12	7.75	〃
	14	7.50	6.75
	16	8.25	7.50
	17	8.50	8.00
	18	9.00	8.75
	19	10.00	9.75
	S_1	10.75	10.00
	S_3	11.00	〃
	S_5	11.25	〃
El. 880	3	4.00	3.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	2.75
	7	3.75	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	3.50	2.75
	14	4.00	〃
	16	4.50	3.50
	17	5.00	3.75
	18	5.50	〃
	19	6.00	4.50
	S_1	6.50	5.00
	S_3	5.00	4.75
	S_5	6.75	5.75
El. 862.5	1	22.50	22.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
	2	22.25	21.50
	3	〃	21.75
El. 865	1	20.00	19.50
	2	19.50	18.50
	3	〃	〃
El. 867.5	1	17.50	17.00
	2	17.25	16.50
	3	17.00	16.25
El. 870	1	15.25	14.50
	2	14.50	13.75
	3	14.00	13.50
El. 872.5	1	12.50	12.00
	2	11.50	11.00
	3	11.00	10.75

表-18(c) 水叩き面圧力値定値表

Crest 無

Conduit 2門 R.W.L. 976.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
1	f	16.00	15.75
	h	〃	〃
	j	〃	〃
	l	〃	〃
	n	〃	〃
2	f	16.00	15.75
	h	〃	〃
	j	〃	〃
	l	〃	〃
	n	〃	〃
	p	〃	〃
3	e	16.00	15.75
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
	p	〃	〃
4	e	16.00	15.75
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
5	e	16.00	15.75
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	16.00	15.75
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
6	e	16.00	15.75
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
7	e	16.00	15.75
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
8	e	16.00	15.75
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	16.00	15.75
	n	〃	〃
9	e	16.50	15.75
	f	15.75	15.50
	g	〃	15.25
	h	16.00	〃
	i	15.75	15.40
	j	〃	15.25
	k	〃	15.50
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
10	e	17.50	16.00
	f	16.00	15.75
	g	15.50	14.50
	h	15.00	14.40
	i	15.25	14.75
	j	15.75	15.00
	k	〃	15.25
	l	16.00	15.50
	m	〃	〃
11	e	19.50	17.00
	f	18.75	16.50
	g	17.50	15.50
	h	15.50	14.75
	i	〃	15.00
	j	15.75	14.75
	k	〃	15.00
	l	16.00	15.50
	m	〃	〃
12	e	18.25	16.50
	f	24.75	18.90
	g	24.50	19.00
	h	18.75	17.50
	i	17.00	15.25
	j	15.75	15.00
	k	15.50	15.00
13	d	18.00	17.25
	e	〃	16.75
	f	21.50	20.50
	g	29.00	21.75
	h	26.00	21.00
	i	22.00	17.75
	j	16.00	15.50
	k	15.50	15.00
	l	16.00	15.25
14	d	16.00	15.25
	e	17.75	16.75
	f	21.50	19.50
	g	27.50	21.25
	h	24.50	23.00
	i	19.75	16.00
	j	20.00	16.75
	k	16.50	15.25
	l	16.00	15.50
15	c	17.25	16.50
	d	16.50	16.00
	e	17.50	16.50
	f	21.00	19.25
	g	25.50	22.50
	h	25.00	21.00
	i	18.75	17.75
	j	16.00	15.00
	k	〃	15.50
16	c	19.00	18.25
	d	21.50	20.50
	e	26.00	23.50
	f	33.00	28.25
	g	37.25	29.25
	h	35.50	28.00
	i	27.25	23.00
	j	22.00	20.00
	l	15.75	15.50
	m	16.00	〃
17	b	17.00	16.00
	d	15.50	14.00
	f	12.50	11.75
	h	15.00	12.75
	j	16.00	15.00
18	b	16.75	16.50
	d	18.00	〃
	f	17.00	15.50
	h	17.25	16.00
	j	〃	16.50
19	b	16.75	16.25
	d	16.50	15.75
	f	17.00	16.25
	h	17.75	17.00
20	a	17.25	17.00
	b	17.00	16.50
	d	15.50	14.75
	f	16.00	15.50
	k	19.50	17.50

表-18(c) のつづき

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	13.50	13.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	14.00	13.50
	11	〃	13.00
	12	〃	〃
	14	〃	〃
	16	〃	13.25
	17	14.25	13.75
	19	14.75	14.25
	S_3	14.50	〃
	G_1	15.00	14.50
	G_2	〃	〃
	G_3	〃	〃
	G_4	〃	〃
El. 870	3	8.75	8.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	9.00	8.50
	10	10.50	9.00
	11	9.50	〃
	12	〃	9.25
	14	9.25	9.00
	16	9.50	〃
	17	9.75	〃
	19	10.00	9.75
	S_3	〃	〃
	G_1	10.25	〃
	G_2	〃	〃
	G_3	〃	〃
	G_4	10.50	10.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	3.25	3.00
	4	3.00	〃
	5	3.50	〃
	6	4.25	3.50
	7	4.50	4.00
	8	〃	〃
	9	5.00	4.50
	10	4.75	〃
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	—	—
	16	5.25	5.00
	17	〃	〃
	19	5.50	〃
	S_3	6.00	5.75
	G_1	5.75	5.50
	G_2	6.25	5.75
	G_3	〃	6.00
	G_4	5.75	5.50
El. 880	3	0.25	0.25
	4	0.75	0.75
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	1.00	1.00
	14	〃	〃
	16	1.25	〃
	17	〃	〃
	19	1.50	〃
	S_3	1.25	〃
	G_1	1.00	〃
	G_2	〃	〃
	G_3	〃	〃
	G_4	〃	0.75

G.W. 右岸側

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	13.25	13.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	〃	〃
	16	13.75	13.50
	17	16.00	14.50
	18	15.00	14.25
	19	15.50	13.75
	S_1	16.00	14.50
	S_3	15.75	14.50
	S_5	15.50	15.00
El. 870	3	8.00	8.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	7.75
	9	〃	〃
	10	8.25	8.00
	11	〃	〃
	12	8.00	7.75
	14	8.25	8.00
	16	8.75	8.50
	17	9.25	8.75
	18	9.75	9.50
	19	10.00	〃
	S_1	〃	9.75
	S_3	10.00	〃
	S_5	10.50	10.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	3.00	3.00
	4	3.25	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	3.50	3.25
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	3.75	3.50
	11	〃	3.75
	12	〃	〃
	14	4.00	〃
	16	4.50	4.25
	17	4.75	4.50
	18	〃	〃
	19	5.00	〃
	S_1	5.50	5.00
	S_3	5.75	〃
	S_5	6.00	5.50
El. 880	3	0.25	0.25
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	〃	〃
	16	1.00	0.50
	17	1.25	0.75
	18	1.50	1.00
	19	1.75	1.25
	S_1	2.00	1.50
	S_3	1.50	1.25
	S_5	2.00	1.50
El. 862.5	1	18.50	18.50

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
	2	18.50	18.50
	3	〃	〃
El. 856	1	16.00	16.00
	2	〃	〃
	3	〃	〃
El. 867.5	1	18.75	18.75
	2	〃	〃
	3	〃	〃
El. 870	1	11.00	11.00
	2	10.75	10.75
	3	〃	〃
El. 872.5	1	8.50	8.50
	2	8.00	8.00
	3	7.75	7.75

表-18(d) 水 叩 き 面 圧 力 測 定 値 表

Crest 無

Conduit 2門 R.W.L. 965.50

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
1	f	15.75	15.50
	h	〃	〃
	j	〃	〃
	l	〃	〃
	n	〃	〃
2	f	15.75	15.50
	h	〃	〃
	j	〃	〃
	l	〃	〃
	n	〃	〃
	p	〃	〃
3	e	15.75	15.50
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
	p	〃	〃
4	e	15.75	15.50
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
5	e	15.75	15.50
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
6	e	15.75	15.50
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
7	e	15.75	15.50
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
	m	〃	〃
	n	〃	〃
	o	〃	〃
8	e	15.75	15.50
	f	〃	〃
	g	〃	〃
	h	〃	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	〃	〃
9	e	16.75	16.00
	f	16.00	15.25
	g	15.75	〃
	h	15.50	〃
	i	〃	〃
	j	〃	〃
	k	〃	〃
	l	15.75	15.50
	m	〃	15.25
	n	〃	15.50
	m	15.75	15.50
	n	〃	〃
10	e	18.00	16.00
	f	17.50	15.75
	g	17.00	15.50
	h	15.50	14.50
	i	12.25	14.75
	j	15.50	14.50
	k	16.00	15.00
	l	16.00	15.50
	m		
11	e	19.50	17.50
	f	18.00	16.50
	g	19.50	17.50
	h	18.50	17.00
	i	17.50	15.25
	j	15.50	14.75
	k	15.75	14.75
	l	16.00	15.50
	m	16.00	15.50
12	e	17.00	16.50
	f	19.50	18.00
	g	24.50	19.50
	h	27.00	17.50
	i	19.00	15.50
	j	16.00	15.25
	k	16.00	15.50
	l	16.00	15.50
	m	〃	15.25
13	d	17.00	16.00
	e	〃	〃
	f	20.50	17.50
	g	24.50	21.25
	h	25.00	23.00
	i	21.50	19.50
	j	16.00	15.50
	k	15.00	14.50
	l	15.75	15.25
14	d	16.00	14.00
	e	16.00	14.75
	f	18.00	16.50
	g	22.00	18.00
	h	〃	18.75
	i	17.00	16.00
	j	15.50	15.00
	k	16.00	14.50
	l	〃	15.50
15	c	17.00	14.75
	d	16.00	〃
	e	16.25	15.00
	f	18.00	16.00
	g	22.25	19.00
	h	21.25	19.00
	i	17.50	17.00
	j	15.50	15.25
	k	16.00	15.50
16	c	19.00	12.75
	d	21.00	19.00
	e	24.00	21.50
	f	28.50	24.00
	g	31.50	25.50
	h	30.75	26.00
	i	27.50	23.00
	j	27.75	19.25
	l	16.00	15.50
	m	〃	15.25
17	b	16.50	16.00
	d	〃	14.00
	f	〃	11.50
	h	16.00	12.50
	j	15.50	14.75
18	b	17.00	16.50
	d	16.50	16.00
	f	〃	14.50
	h	〃	16.00
	j	16.75	15.50
19	b	17.00	15.00
	d	16.50	16.25
	f	〃	〃
	h	16.75	16.00
20	a	17.00	16.50
	b	〃	16.25
	d	16.50	16.00
	f	〃	〃
	k	19.50	17.50

表-18(d) のつづき

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	13.00	12.75
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	13.25	12.75
	10	14.00	13.00
	11	13.25	〃
	12	13.50	〃
	14	〃	12.25
	16	13.00	12.50
	17	13.50	13.25
	19	13.75	13.50
	S_3	〃	〃
	G_1	14.50	14.50
	G_2	14.75	〃
	G_3	15.05	〃
	G_4	〃	〃
El. 870	3	8.00	7.75
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	8.50	8.00
	8	8.75	8.25
	9	9.00	8.75
	10	〃	8.50
	11	〃	8.75
	12	8.75	8.25
	14	8.50	7.50
	16	9.00	8.00
	17	9.25	8.75
	19	9.75	9.00
	S_3	9.50	9.25
	G_1	10.00	9.75
	G_2	10.25	10.00
	G_3	〃	〃
	G_4	〃	〃

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	3.25	2.50
	4	〃	2.75
	5	3.50	3.00
	6	4.50	3.75
	7	〃	4.00
	8	〃	〃
	9	〃	3.50
	10	〃	4.00
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	—	—
	16	5.00	4.50
	17	4.75	4.25
	19	〃	4.50
	S_3	5.00	〃
	G_1	5.50	4.25
	G_2	6.00	5.00
	G_3	〃	〃
	G_4	5.50	〃
El. 880	3	0.25	0.25
	4	0.75	0.75
	5	〃	0.50
	6	〃	〃
	7	1.00	0.75
	8	〃	〃
	9	1.25	1.00
	10	1.00	〃
	11	〃	0.75
	12	〃	〃
	14	〃	〃
	16	〃	〃
	17	〃	〃
	19	1.00	0.50
	S_3	0.75	〃
	G_1	0.50	0
	G_2	〃	0.25
	G_3	〃	〃
	G_4	0.75	0.50

G.W. 右岸測

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 865	3	13.00	12.75
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	13.25	13.00
	16	14.00	14.00
	17	16.75	15.00
	18	15.50	14.50
	19	15.00	13.75
	S_1	14.00	13.50
	S_3	〃	〃
	S_5	〃	〃
El. 870	3	7.50	7.50
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	8.00	7.75
	16	8.50	8.25
	17	〃	8.50
	18	10.00	9.75
	19	10.50	10.25
	S_1	10.00	9.50
	S_3	9.50	9.25
	S_5	9.75	〃

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
El. 875	3	3.25	3.00
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	3.50	3.25
	11	3.75	〃
	12	4.00	3.50
	14	〃	3.25
	16	4.75	4.00
	17	5.00	4.50
	18	5.50	5.00
	19	5.75	〃
	S_1	6.00	〃
	S_3	〃	〃
	S_5	5.75	〃
El. 880	3	0.25	0.25
	4	〃	〃
	5	〃	〃
	6	〃	〃
	7	〃	〃
	8	〃	〃
	9	〃	〃
	10	〃	〃
	11	〃	〃
	12	〃	〃
	14	〃	〃
	16	0.50	0.25
	17	1.25	0.50
	18	1.75	1.00
	19	〃	1.50
	S_1	2.00	〃
	S_3	1.50	1.25
	S_5	2.25	2.00
El. 862.5	1	18.25	18.00

測線	測点	圧力水頭 max	圧力水頭 min
	2	18.25	18.00
	3	〃	〃
El. 865	1	15.75	15.50
	2	〃	〃
	3	〃	〃
El. 867.5	1	13.25	13.00
	2	〃	〃
	3	13.00	〃
El. 870	1	10.75	10.50
	2	10.50	10.25
	3	〃	〃
El. 872.5	1	8.00	7.75
	2	7.50	7.25
	3	〃	〃

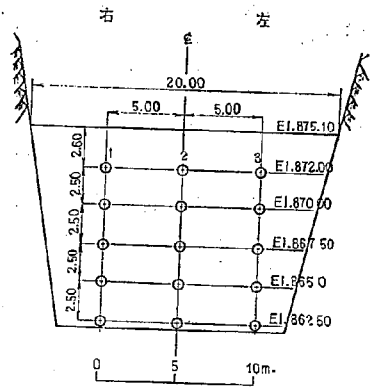


図-58 副ダム圧力測定点配置図

水じょく水深で十分満足すべきものと判断される。

iii) 副ダム高および圧力

副ダム位置を図-53 に示すように，ダム軸より下流 145.30 m の点で，アーチ中心線と 76° の交角をもつ断面内に選んだ。副ダム型式は全面越流方式とし，せき板の高さを種種変えて必要水じょく水深（越流部余水吐全門を非調節操作したときに，D.C.+50 m での平均水位を El. 885.00 m とするよう設計条件を与えた）を確保しうるような副ダム越流天端高を求めたところ，起流幅 20 m で，El. 875.10 m となることがわかった。

副ダムに作用する圧力を測定するために，図-58 に示される副ダム上流面の各点に圧力管を配置した。異常放流時の各断面の圧力分布を副ダム上の水深に相当した静水圧と比較して図-59 に示すが，ほとんど動水圧の作用は認められなかった。

8. 結 論

以上の実験的検討の結果，推論されるところを列挙すれば次のとおりである。

(1) 堤頂起流部

i) 非調節操作時には，設計水頭以下の操作水頭に対しては，越流面に負圧を発生するおそれはない。

ii) 端径間橋台面に図-18 に示されるデフレクターを設置すれば，越流水脈が直接両岸山腹に落下する危険性のないことが確認された。

iii) 越流部計画流量 1,240 m³/sec を流しうる貯水位は，計画異常洪水位より約 0.3 m 高くなるが，高欄による余裕高を考慮すれば，越流頂標高を下げる必要はない。

iv) 洪水吐ゲートとしてローラーゲートを採用すれば越流水脈がゲート，巻上げ機などの構造物に支障を与えるおそれはない。

(2) 堤内放水管

i) 流量測定の結果，計画満水位 El. 976.00 m で計画放流量 550 m³/sec を確保しうる。

ii) ベルマウス部の圧力分布には，形状の非対称性の影響が顕着に現われ，どの測線でも右側圧力は左側のそれに比べ著しく低くなることが認められた。右岸側下面隅角部の呑口より 0.6~1.0 m 下流では，−5 m 以下の負圧が発生し，空洞現象発生の危険性が認められた。しかし，管壁面は完全に鋼板で保護され，またゲートを全開操作することはまれであるから，図-15 に示されるベルマウス形状を採用しても実用的にはさしつかえないと判断される。なお，計画満水位 El. 916.00 m で管内に負圧を発生しない最大ゲート開きは 2.90 m（全開は 3.22 m）であった。

iii) 図-38 に示される放水管ゲートおよび戸当り形状を採用した場合，放水管出口より下流にシュート台を設けないかぎり，別に戸当りより下流に導流壁を張り出さなくても，噴出流が拡がって直接左岸山腹に落下する危険性はない。

iv) 放水管出口に設ける作業台は，出口底面より 1.5

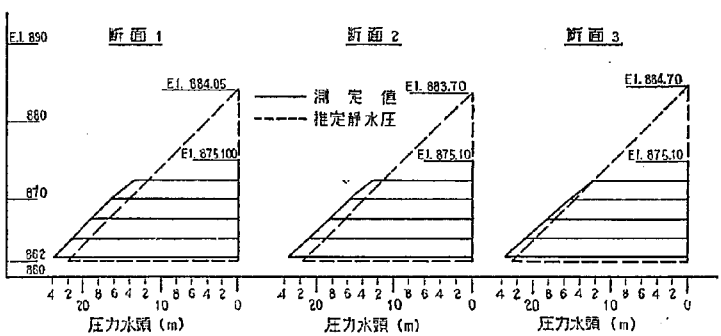


図-59 副ダム圧力分布図 (Q=1,800 m³/sec)

m 低い位置で戸当り下流端まで張り出しても放水管放出水脈を乱すおそれはない。

（3） 水じょく池

i）導流壁天端標高は El. 890.00 m とし，特に右岸側導流壁の D.C.+70 m より下流では越流を防ぐために，図-51 に示す高さ 2 m の波返しをつける必要がある。

ii）推奨水じょく池形状は図-50 に示される。下流河床の洗掘を防ぎ，また水叩き内への土砂巻込みを防ぐために，水叩き下流端に副シルを設けることが望ましい。

iii）副ダム越流幅を 20 m とし，越流天端標高を El. 875.10 m とすれば必要水じょく水深を確保しうる。図-53 に示す位置に副ダムを建設した場合には，その設計水圧としては静水圧のみを考慮すればよい。

以上で川俣ダム余水吐の設計ならびに実験に関する報告を終るが，最終実験に至る種種の実験的検討の資料はいずれも土木研究所ダム部ダム水理研究室に保管されている。終りに，本研究にあたって種種御指導賜わった村幸雄前ダム部長，駒井勲前川俣ダム工事事務所長およびダム構造研究室飯田隆一技官に深謝する。

川俣ダムサイトの地質（1）

（昭和38年9月）

岡本隆一*

目　次

1．緒言および要旨……（1）
2．地質調査の経過……（2）
〔1〕過去の地質調査……（2）
〔2〕予備調査……（3）
〔3〕地質精査……（4）
〔4〕補足調査……（5）
3．ダムサイトの地質……（5）
〔1〕地表地質……（5）
〔2〕試掘横坑……（12）
〔3〕ボーリング……（12）
4．ダム基礎としての土木地質上の問題……（12）
〔1〕地質構造……（12）
〔2〕左岸ロツキーピラー……（31）
〔3〕断層(30)と堤敷との関係……（32）
〔4〕漏水防止対策……（32）
〔5〕動弾性係数測定値および弾性波速度に対する検討……（32）
5．結　語……（34）

1．緒言および要旨

地質研究室では，昭和32年から川俣ダムサイトの地質調査を行なってきた。このダムサイトは，昭和14年～15年に一時調査が行なわれ，その後調査が中断されたいきさつを持っている。付近は瀬戸合峡と称せられてきた特異な地形をなし，空洞を伴う数多くの割れ目が発達している。このような地点に高さ120mのダム（後にアーチダムと決定）を建設する計画がなされたので，地質研究室もその当初から地質調査を担当し，大きな関心を示してきた。

この第1報では，ダムサイトの地質とその調査の過程，ダム基礎の安全性に対する土木地質上の問題点について述べるもので，簡単にまとめると以下のようである。

- 川俣ダムサイトの地質は一部旧河床堆積物を除いて，左右岸河床共石英粗面岩質熔結凝灰岩（物理的には，石英粗面岩熔岩に近い性質を持つ）からなり，数多くの割れ目および温泉変質状の変質帯を伴う断層が発達している。
- 割れ目はN10°～30°Wの走向で90°～75°Wの傾斜，および50°前後Wの傾斜のもの；N80°W～N65°Eの走向で90°あるいはNまたはSに急傾斜するもの；N45°～65°の走向で75°～85°Wの傾斜のものが特徴的で，特に後2者は変質帯を伴う断層も含む。これらが川俣ダムサイトの地質構造を決定的に特徴ずけている。
- これらの地質および地質構造を把握するための地質調査は，ダムサイトの決定，ダムのタイプの決定，地質処理工の決定をより早く，より確実にするために概略から詳細なものへと順序を追い上記の諸作業に先行して行ない，それらの諸作業に必要な基礎的資料を提供した。サイト決定やタイプ設計等の予備的段階で基本的な地質および地質構造を把握して，自後大きな解釈および判断の変更を行なう必要のない資料を提供することはダム建設の調査段階では非常に重要なことである。
- ダムサイト左岸下流部は川側山腹と断層(1)および断層(30)に隔されて三角錐状の岩体（ロッキーピラーと称された）を形造り，これに川側斜面にほぼ平行する割れ目が発達し，短冊状に切られ，且つアバットメント予定地付近からスラスト方向に近い向きまで変質帯を伴う断層が存在し，現状ではダムの基礎岩盤としては不安定であることが認識された。当然安定計算と地質処理工が検討された。
- 地形その他の条件により，ダムは河床を横断する幅5mもの変質帯を伴なう断層に接近させざるを得なくなり，左岸支持岩盤（ロッキーピラー）の量，地質処理工の方法，ダムのタイプ等とこの断層を基礎岩盤の一部とするか否かが比較検討され，断層に対して深さ12mのコンクリート置換工を行なって左岸の一部ではダムを断層上に置くことに決定された。
- このダムサイトで行なわれたジャッキテストおよび動弾性係数測定の結果，左岸上部が劣悪化していることが認められ，動弾性係数測定の際の弾性波伝播速度の減には割れ目の方向および量がかなり利いていると推定される。

川俣ダムの諸元について簡単にふれる。

* 地質化学部地質研究室　主任研究員

所在地	栃木県塩谷郡藤山村川俣（鬼怒川上流）
型式	薄肉ドーム型アーチダム
高さ	120.00m
長さ(堤頂)	137.00m
体積	160,000m³
総貯水量	87,600,000m³
有効貯水量	73,100,000m³
目的	洪水調節，発電，灌漑
地質	石英粗面岩質熔結凝灰岩*

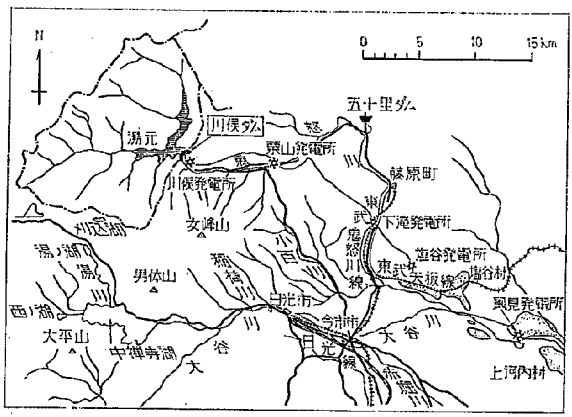


図-1　川俣ダム位置図

2.　地質調査の経過

〔1〕　過去の地質調査

鬼怒川の河川計画が大正15年（1925年）にたてられ，その当時からダム併用の洪水調節計画が考えられた。

当時は五十里ダム（昭和31年8月完成，高 109m，重力式コンクリートダム）のみの計画であったが，その後の洪水によって，鬼怒川の洪水調節計画が変更され，更に一カ所洪水調節を主目的としたダム建設の必要を生じた。一方川俣ダムサイト付近は1939年(昭和14年)～1940年（昭和15年）に発電ダムの候補地として調査が行なわれたが，主として地質上の理由により，一旦調査が中止されていた。この地点が上記洪水調節計画の変更により再びダム候補地として取上げられた。1952年(昭和27年)から調査が開始され引きつづいて地質調査も再開され現在ダムは工事中である。

1939年～1940年当時の地質調査は，主として日本発送電の岡田氏によって行なわれ，地表露頭調査と若干の試掘横坑およびボーリングが実施された。

当時の調査で分った地質状況を簡単に述べる。（地質図および断面図参照）ダム基礎および左右岸のアバットメントの岩石は，石英粗面岩（Liparite）で，その下位（河床から約 100m下位）に古生層の粘板岩が存在する。石英粗面岩の上部は灰白色で，石英の斑晶の少ないものよりなり，下部は帯赤褐色で，石英の斑晶が多く堅硬なものであり，両者は漸移する。板状節理やきれつの発達が著しく，きれつ面に沿って岩塊が滑動した形跡がある。これらきれつ面の走向傾斜は一般に N20° W，80° S とこれに直交するものとがある。大きなきれつとしては，α～δ，a～hの8本がとり上げられ，それぞれに簡単な説明がつけられている。また，試掘横坑やボーリングについても観察事項が簡単に述べられている。

また，一方現地を踏査された高田博士（元土木研究所地質研究室長）は，「石英粗面岩の岩塊下位の古生

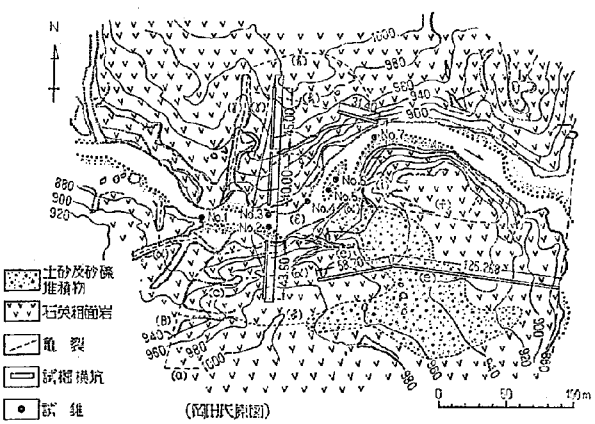


図-2 川俣ダムサイト地質図

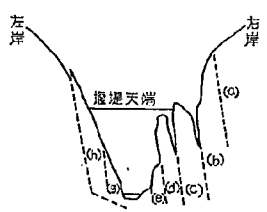


図-3　川俣ダムサイト地質断面図

* 1902年5月 Martinique 島の Mt. Pelée lava dome の噴発に際し，1,100°C 以上の高温のガス体と固体の混合物が平均 11～27m/sec（最大 150m/sec）の速さで流下し，山麓の St. Piérre 町を全滅させた。この時の噴出機構の研究から，この火山噴出物を熱雲（nuées ardentes）と呼ばれるようになり，更に Welded tuff（熔結凝灰岩）と呼ばれるようになつた。岩質的には火山岩溶岩に近い。

層がひどく圧砕され，乱され，このような不安定な地層の上にのった岩塊が，土圧の安定条件に欠けて，岩塊に分離し滑動した結果，このように大きいきれつの発達をみたものと思われる。それ故，きれつの規模，方向および地質改良の可能性について十分検討しなければならない」と述べられている。

〔2〕 予備調査

ダムの地質調査において，現在ほとんどの機関でとられている調査段階というものは，共通の基準案もまとまりつつあり大体次の過程をふんでいる。

1. 予備調査
2. ダム地点決定調査
3. 実施設計調査

予備調査の目的はある水系に関して，ダム建設計画に基ずいて選ばれたダム候補地域の中から，数カ地点のダム候補地点を選び，更にダム候補地点の中からダム予定地点を選ぶのに必要な地質資料を得ることである。

調査方法は，地表露頭調査を主とし，更に若干の試掘，ボーリング調査および物理探査を行なうことがある。まず，ダム候補地域を含めた広い地域に関する既存地質資料を検討し，1/5万～1/20万地質（編集）図を作成する。それを参考にして地表露頭調査を行なっている。地表露頭調査は，原則として 1/5,000（等高線）地形図を使用し，貯水池を含めてダム候補地域全域を被う範囲を行なう。河川の両岸はおのおの幅 1km 以上に及ぶ場合が多い。

予備調査が終れば，ダム予定地点選定の資料を作成する。これは予備調査で行なったものの集成で，1/5,000 地質平面図を中心とし，もし行なっておれば，試掘横坑展開図（通常 1/100～1/200），ボーリング柱状図，物理探査解析図を含み，それらに対する土木地質的考察を述べて報告書としている。

予備調査が終了し，ダム予定地点が選定されると，ダム地点決定のための地質調査を行なっている。

ダム地点決定調査は，計画の規模のダムを建設するに当って，ダムの形式，大きさ，ダムの目的を考慮して，ダムの位置を確定するのに必要な地質資料を得るために行なう。

調査範囲は，ダムのタイプや掘削線の位置を決めるのに十分な地質状態を明らかにできる範囲であり，一般に図-4に示す範囲がとられ，個個の地質的条件によっては延長する事もある。調査範囲の基準線は，重力コンクリートダムの場合は，ほぼ想定ダム軸線と一致させられるが，アーチダムやフイルタイプダムでは，ダム軸線と一致させ得ない場合が多い。

調査の内容は，地表露頭調査，試掘・ボーリング調査，物理探査が行なわれ，必要に応じて物理検層，物理試験，透水試験および表土掘削が行なわれる。

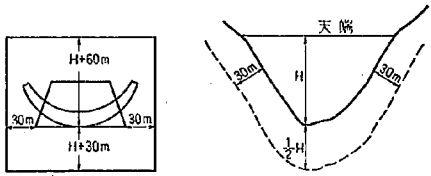


図-4　ダム地点決定調査地質調査範囲

地表露頭調査は，前に述べた調査範囲内の露頭を詳細に調べ，1/500～1/1,000の地質平面図を作成する。単に（地表の）露頭からのみでは満足な 1/500～1/1,000 の地質図を作成する事は困難であるから，試掘調査その他の調査結果を参照するのが普通である。むしろ，この段階の地質調査では，試掘調査を主とする機械的地質調査が中心となるべきものである。

ダムサイト決定調査が終れば，1/500～1/1,000地質平面図および断面図をはじめとして予備調査の際と同様に報告書を作成する。

実施設計調査は，内容的にはダムサイト決定調査と余り変らないが変形係数測定やせん断抵抗測定などが含まれる。一応ダムサイトが決定した後も，実施設計の資料を得るために詳細に局部的地質調査を行ない，設計に必要な数値を得ることを主目的としている。

基礎掘削が行なわれれば，実測によって掘削面のきれつの分布状態を明らかにするきれつ図（1/200 程度）を作成し，コンソリデーショングラウトの基礎資料や，ダム建設後の万一の事故に備えなければならない。

この段階ではダムサイトやタイプ，大きさ等も一応決定しているので，ダムを建設する上の地質上の問題点はほとんど分っていなければならない。むしろ，基礎処理を中心とした地質改良工事はどのようにやれば良いか，また，そのための地質調査はどういうふうに行なうかが問題になる。

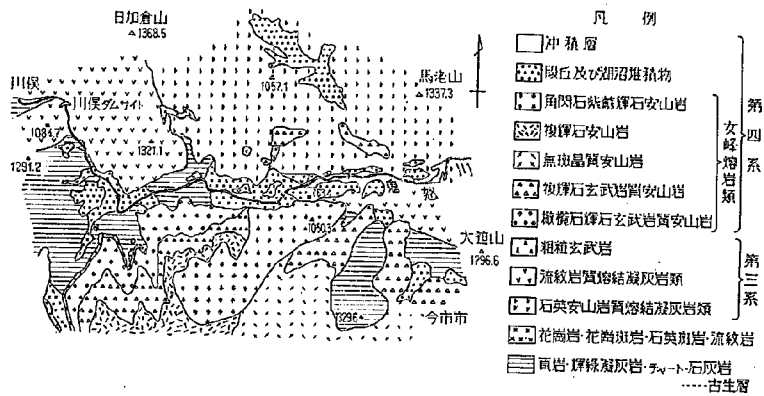
川俣ダムにおいては，必ずしも上記の順序通りに地質調査を行なったわけではなく，予備調査とダムサイト決定調査とが幾分ラップしながら行なわれた。これは，計画の緊急性から早急にダムサイトを決定する必要があったこと，ダムサイトの地質調査の段階が基準化される過渡期にあったこと，ダムサイトの地形が異常に急峻なため正確な地形図の作成が非常に困難であったこと等複雑な問題が重複してこのような状況にならざるを得なかった。

川俣ダムにおける予備調査は，現場が当時交通機関，宿泊にも不便な場所だったので，調査の第一段階として，道路の整備と宿営地の建設から始められ，水理，地質の資料の蒐集とその検討が行なわれた。更に，地形が日本のダムサイトとしてはまれな程急峻な所であるから，危険を伴いながら，できるだけ正確な地形図を作成

することに主力が注がれた。地質調査に限らず，基本的調査事項の基礎となるものは地形図である。ダム計画の良否を左右するものは地形図の精度ともいえよう。

地質調査は，鬼怒川上流地域の地質と地質構造の一般的な性質を知るために，また，他にダム建設の可能性がある地点がないかを知るために，鬼怒川上流流域の地質踏査から始められ，一方地質資料（過去の地質調査の項でふれたようなもの）の蒐集を行なった。

川俣ダムサイトを含めて，鬼怒川上流の地質の概略を示すと図-5のようになる。


日光白根山
△2578
日光男体山
△2484
日光女峰山
△2483
日光太郎山
△2368
日光大真名子山
△2376
日光小真名子山
△2370
日光女体山
△2232
日光前白根山
△2373
日光奥白根山
△2578

わち現案のサイトに近い地域にサイトを求めることになった。同時に地形的見地その他からダムのタイプは一応アーチタイプとする案が出された。この時期に取水口のやや下流からろうそく岩の上流まで約200m，幅300mの区域に，5mグリッドの調査網をおき網の交点に測量標をとって，実測による1/500の実測地形図がほぼ完成した。（それまでにも過去に作成された1/500地形図があったがかなり不正確なものであった。）地表踏頭調査はこの実測地形図と測量標を利用して5m区画ごとに精密に行ない，断層，クラック，風化部等の存在，状況，延長を追跡した。各区画でとらえた断層，クラック風化部のスケッチ，観察および計測の結果をまとめて地表地質図（1/500）と断層および割れ目群一覧表を作成した。（図-8，表-1参照）この露頭地質調査と平行して，不明部分や推定事項の確認のために，河床部では主としてボーリング，山腹部では試掘横坑による地質調査も行なった。

〔4〕 補足調査

設計および施工担当部門やその他関係機関との十数回に及ぶ討議の結果，ダムサイト，ダムのタイプ，地質処理工が決定されたがその過程において，またその後にも試掘横坑，河床トンネルを中心とする地質調査が行なわれ，地質条件をより正確に把握する努力もなされた。基礎掘削の進行につれて掘削面のきれつ図も作成された。

3. ダムサイトの地質

〔1〕 地表地質

（i） 概　説

石英粗面岩質熔結凝灰岩が分布する地域では，鬼怒川は瀬戸合峡と呼ばれる非常に急峻な地形をつくって流れ，特に取水口から下流600mの間は一部オーバーハングする程の特異峡谷地形を形造る。この上下流には古生層が分布し，谷もやや開け，取水口の上流約1,500mには開けた砂礫の堆積地があり，川俣部落ができている。

このような急峻な地形を呈する瀬戸合峡のできた原因を考えてみると次のことが考えられる。

- 第三紀の火山活動期までにこの付近の古生層に谷地形があり，川俣の北東から石英粗面岩質熔結凝灰岩が流下して，古鬼怒川*を埋めた。
- 古生層と比較して石英粗面岩質熔結凝灰岩の方がはるかに堅硬で横浸蝕に対して抵抗力が強い。
- 石英粗面岩質熔結凝灰岩には一般的傾向として，垂直に近い割れ目が発達していてその面から分離し易い。
- このような峡谷形成の主因は竜の後退ではなかろうかと思われる。

地質の概略を説明すると（図-6，図-7参照）調査地域に分布する地層は古い方から，古生層（粘板岩，頁岩，砂岩，チャート等）石英粗面岩質熔結凝灰岩，湖沼堆積物（砂礫，砂，シルト）と現河床堆積物である。古生層は，砂岩，粘板岩を主とし褶曲や断層が発達し破砕され，地層に平行あるいは直交する割れ目が多数生じて，地表に近い所はかなりゆるんでいる。

走向と傾斜は変化することが多いが，一般的傾向として，走向NE30°，傾斜60°Sである。

この古生層を不整合に被覆して石英粗面岩質熔結凝灰岩が分布する。前に述べたように，この石英粗面岩質熔結凝灰岩は瀬戸合峡の北東から流下したもので，取水口から深沢までの600mにわたって鬼怒川両岸にみられる。石英粗面岩質熔結凝灰岩は非常に堅硬であるが，N45°E～E—W方向の断層が発達し，また，N10°W～30°方向の割れ目が多く発達している。断層のほとんどと割れ目の一部は熱水変質によって粘土化しあるいは粘土を夾む。

湖沼堆積物は石英粗面岩質熔結凝灰岩の上位に堆積するもので，砂礫，砂，シルト等からなり一部岩屑に漸移する。これは鬼怒川筋に恐らく火山活動に伴う河川閉塞による湖沼状滞水域を生じていた際の局部的堆積物である。この付近では，取水口付近の右岸，下流右岸の高所，カヤ畑付近にほぼ水平なシルト層（砂層はさみ）が分布し，ろうそく岩直上流の右岸河床から約40m上位に玉石をまじえる砂礫層と巨礫の発達した粘土層が分布するのが見られる。これらは川俣部落周辺の段丘砂礫層につながるかも知れない。これらは強度や透水性の点から基礎岩盤にはなり得ない。

ダムサイトの選択に対する検討

調査区域内に，高さ120mのダムのサイトを求める場合，次のような地形的，地質的条件を考慮する必要がある。

- 地形的に峡谷を形造っているのは石英粗面岩質熔結凝灰岩の所である。

古生層と石英粗面岩質熔結凝灰岩とを比較すると，古生層は破砕や層相の変化が著しく，これに比べて，石英粗面岩質熔結凝灰岩はほぼ均質堅硬であるから，原則的には石英粗面岩質熔結凝灰岩の方が優れている。

弾性波探査の結果でも石英粗面岩質熔結凝灰岩中の速度が速い。ただし石英粗面岩質熔結凝灰岩中には多数の割れ目が発達する。

- ダムの基礎が異質の岩石にまたがることはできるだけ避けたい。

不整合付近では古生層は圧砕され風化し，石英粗面岩質熔結凝灰岩は凝灰岩状で，非常に細かい砂状になっているので透水，強度の両点から基礎岩盤とすることはできないし，また，近ずけてダムを設けることも避けたい。

* 上記古生層の谷地形をかりにこう呼ぶ。

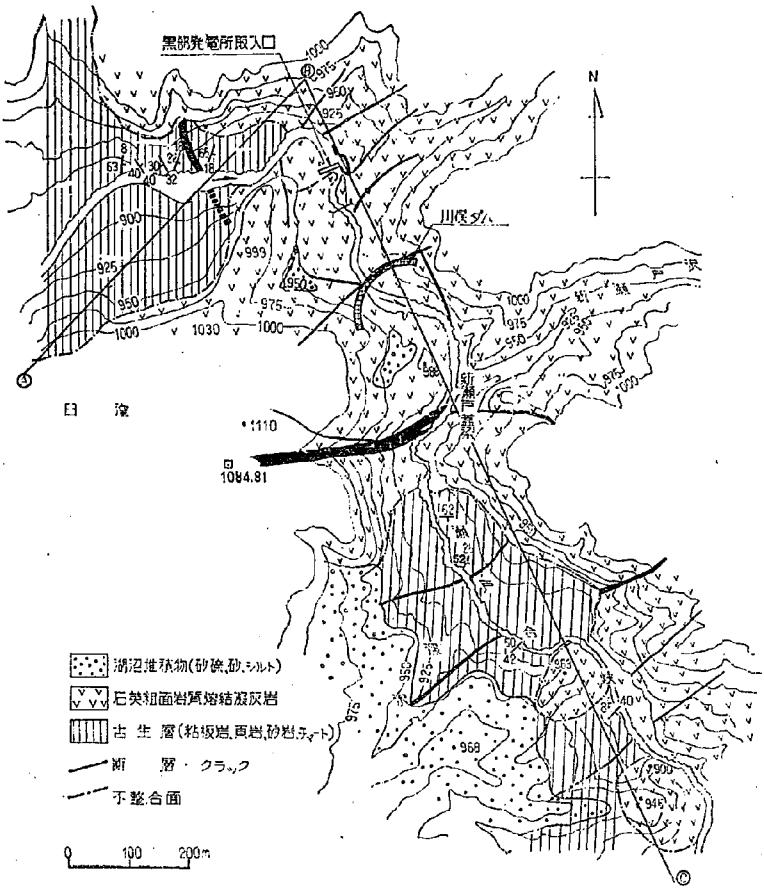


図-6 川俣ダム予定地点地質図

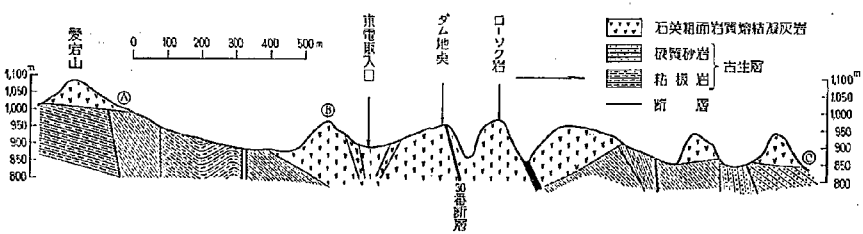


図-7 川俣ダム予定地点地質断面図

これらのことからダムサイトは多数の割れ目があるという欠点はあっても，石英粗面岩質熔結凝灰岩の分布地域に限定されてくる。すなわち取水口から下流約600mまでの地域にしぼられてくる。しかし，ろうそく岩下流には，川を横断する断層があり，幅20m以上が変質して粘土化している。また，その付近に平行した小断層が多く幅50m以上が変質作用を受けている。このようなことから，大きな断層をできるだけ避け，地形的に好都合な点を考慮すると，ダムサイトの候補地は取水口からろうそく岩までに限定される。

（ii）各　説

これまでにも述べてきたように，ダム地点すなわち瀬戸合峡を構成する地質は主として石英粗面岩質熔結凝灰岩からなる。これは厚さ数百米に達するものと思われ，ダム天端予定位置から更に約300m上位より河床まで全くこの岩層だけで構成され，なお，河床下約100mまで達する。

この地層には色，組織，硬さ，風化の程度等に若干の差異は認められるが，同一の地層と考えて差支えない。

この地層の上位には，右岸上流および下流の谷部と左岸中腹に，礫，砂，シルト等湖沼堆積物（一部河床堆積物の疑もある）が存在する。しかし，ダムに直接の関係は少い。

ダムサイトの地質が単一であるということから，川俣ダムの基礎岩盤の地質上の問題はもっぱらその地質構造にかかる。石英粗面岩質熔結凝灰岩には破砕部分の幅が5m以上に達する大規模な断層を含めて，亀裂や大きな節理が非常に発達していて一部は温泉変質状の変質作用をすら受けている。

前にも若干ふれたように，1/500実測地形図と，5mごとのグリッドにおかれた標点杭を使って詳細な地表踏査を行なった。その結果が図-8である。地表で認められる断層および割れ目は，更に試掘横坑によっても追跡し，方向，規模，延長をチエックした。

断層および割れ目群を大きく分けると，N45°～65°Wの走向で，Wに75°～85°の傾斜をするもの（断層（8）他），N10°～30°Wの走向で，垂直からWに75°程度の傾斜をするもの（断層（1）他）および，N80°WからN65°Eまでの走向で，垂直あるいはNまたはSに急傾斜するもの（断層（30）他）の三つの群がある。更にN10°～30°Wの走向のものにはほ平行していて傾斜が50°位の緩いW傾斜のものがあることも認められた。また，断層や割れ目とは異なるが，熔結凝灰岩の堆積時の固結の条件の違いから，固結度の低いやや軟かい部分が，右岸河床断層（29）あたりからゆるく下流傾斜（約30°）で上流側へ連続するものがあり，幅は5～3mに達し，断層や割れ目の発達する部分に準じて弱帯となっている。断層(30)や断層（8）には温泉変質状の変質作用が認められるが，右岸試掘横坑第4坑の天端付近から，断層(30)と同傾向の走向傾斜で地表へ達する割れ目があり，この割れ目の周辺も変質を受けている。試掘横坑第4坑の天端や側壁にも軽石質の軟かいパッチが多数認められる。これらの断層および割れ目群は一覧表として表-1に示すが，重要なものについて簡単な説明を加える。

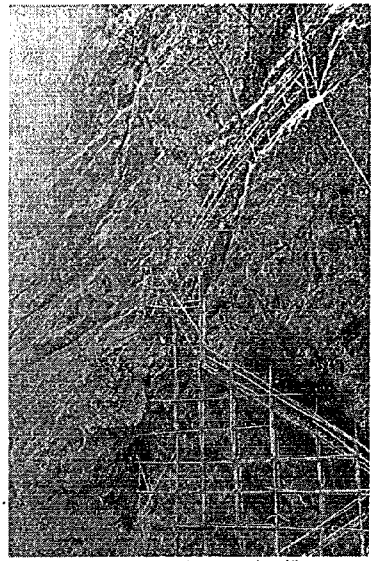


写真-1　左岸下流部
（傾斜の緩い割れ目と急な割れ目。足場部分は後コンクリートで充てん）

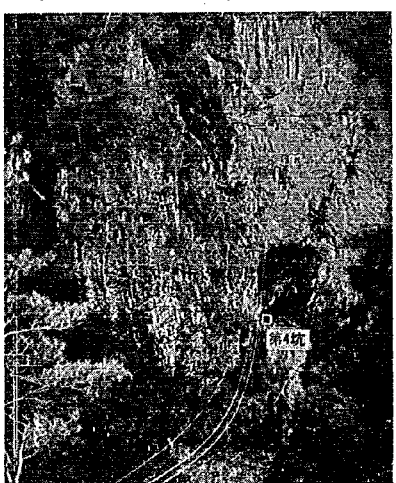


写真-2　右岸全景
（中央部第4坑付近の洞から左上へ延びるのは割れ目(20)，右上へ延びるのは噴気ガスによる変質部を伴う割れ目）

表-1 川俣ダムサイト断層および割れ目群一覧表

番号	露頭	走向	傾斜	幅	適要
1	左岸	NW 15°	W 75°	5～4 m	顕著な節理面を伴い全体として角礫状下位は温泉変質
2	〃	〃 15°	〃 75°	3－ 〃	節理面が顕著で地表では開口状
3	〃	〃 15°	〃 75°	1＋ 〃	角礫状，地表では一部開口状
4	〃	〃 10°	〃 75°	3－ 〃	幅10cm程度のCrackと角礫の集合
4′	〃	〃 15°	〃75°～80°	3 〃	両面は平滑な断層面で間には角礫がはいる
5	〃	〃 10°	〃 75°	?	節理面が集中，一部粘土
6	〃	〃 20°	〃70°～80°	?	一部開口状，恐らく粘土を含む
7	〃	〃 25°	〃 80°	1 〃	細かい節理が集合一部開口状破砕の規模は不規則
8	〃 (横坑)	〃 65°	〃75°～90°	3～3－ 〃	風化変質著しく，粘土を多量含む
9	〃	〃 30°	〃 80°	1～1－ 〃	不規則南側変質一部開口状
10	〃	〃 30°	E 80°	0.3～0.5 〃	一部開口状，節理面の顕著なもの
11	河床	〃 20°	90°	0.5＋ 〃	破砕部を伴う
12	〃	〃15°～20°	W70°～90°	1～5 〃	開口部を伴う破砕部分
13	〃	〃 45°	90°	3＋ 〃	著しく破砕
14	右岸	NE 20°	E85°～90°	1－ 〃	W側に滑面
15	〃	〃			表土に被覆されて不明瞭
16	〃	NW 40°	W 80°	1 〃	著しい節理の集中，深い開口部を伴う
17	〃	NE 60°?	E 70°?	0.3 〃	一部開口部を伴う，規模は不規則
18	〃	NW 20°	90°	0.5～3 〃	角礫を伴う，恐らく粘土を含む
19	〃	〃 20°	90°	1－ 〃	18と同傾向
20	〃	〃20°～25°	W80°～90°	1～5 〃	粘土と角礫を伴い大きな開口部を作る。破砕規模は不規則
20′	〃	〃 40°	〃 70°	0.25 〃	一部開口部を伴う節理
20″	〃	S — N	90°	0.15 〃	節理面の大きなもの
21	〃	NW 40°	90°～W	3～4 〃	顕著な節理面，著しい破砕部分あり
22	〃	N — S	90°～E	2 〃	節理面集中，表土で被覆されている所が多い
23	〃	NW 40°	W 75°	5 〃	節理が集中，角礫と粘土を多量含む
24	〃	NE 15°	90°	1± 〃	$\frac{50}{16}$付近で23と合する，角礫と粘土を伴う
25	〃	NW 35°	N 70°	0.2 〃	節理面の大きなもの
26	〃	〃 35°	〃 75°	2 〃	25と同傾向，土砂で被覆
27	〃	〃 15°	90°	1 〃	角礫を伴う節理面
28	〃	〃15°～20°	90°	1 〃	27と同傾向
29	河床右岸	NE 50°	90°	3－ 〃	粘土と角礫を伴う破砕部分，W側で小さくなる
30	河床左右岸	NW 80°?	W75°～80°	5＋ 〃	最も大きい断層。鉱染作用を受け変質著しく粘土化している
31	右岸	NE 65°	90°	2 〃	開口部を伴う地表では風化著し
32	左岸	〃 85°	N 85°	1－ 〃	節理面
33′	〃	〃 60°	S 80°	0.1－ 〃	〃

表-1　（つづき）

番号	露頭	走向	傾斜	幅	適要
34	左岸	NE 65°	S 80°	0.1~ m	節理面
35	〃	〃 75°	〃 80°	0.1~ 〃	〃
36	〃	〃 70°	〃 80°	0.1~ 〃	〃
37	河床左岸	NW 30°	W 70°	0.2 〃	〃
38	〃	NE 60°	90°	0.2 〃	〃
39	左岸	〃 60°	E 85°	1.5~ 〃	〃 一部角礫状で風化している
40	〃	〃 80°	N 80°	1 〃	若干変成作用を受けて粘土化
41	〃				省略
42	河床	NW 20°	W 85°?	?	上流側左岸で壁面を作る（推定）
43	左岸	〃 40°	〃 50°	0.1~ 〃	粘土と角礫を伴う
44	河床左岸	〃 60°?	90°?	?	下流側左岸で壁面を作る（推定）
45	左岸	〃 35°?	〃 65°	1 ?	横坑に基く地形的推定，粘土を伴う角礫（横坑）
46	下流部左岸	NE 55°	90°	0.8± 〃	割れ目集中 一部変質
47	河床左右岸	NW 10°	〃	1.0± 〃	〃
48	左岸	NE 50°	〃	1.2+ 〃	〃 面が変質
49	河床左右岸	〃 40°	S85°~90°	1.0~1.5〃	〃 一部変質
50	左岸	〃 40°	S 80°	1.5± 〃	〃 〃
51	〃	NW50°~55°	W80°~85°	0.5~0.8〃	〃
52	〃	〃 30°	W 85°	0.8± 〃	〃 顕著な面発達
53	河床左岸	〃 60°	90°	4.0+ 〃	全体に変質
54	右岸	〃 30°	〃	1.0± 〃	割れ目発達
55	〃	〃	〃	〃	〃
56	〃	〃	〃	〃	〃
57	〃	NE 40°	N 10°	0.2± 〃	大きな割れ目，かなり奥までopen
58	〃	〃 65°	90°	1.0~2.5〃	変質部分を多く挟む
59	〃	〃 55°	S 80°	0.8~2.0〃	〃
60	〃	E — W	90°	0.5± 〃	割れ目集中

断層（1）　走向 N15°W，傾斜 75°W，幅 5~2m

この断層は左岸で最も大きいものの一つで，角礫状の破砕部分が垂直水平共 100m 以上に延長し，一部は変質作用を受けている。地表では左岸 EL. 1,015m の表土掘削個所（吊橋のアバットメント付近）において認められ，更に下流側は河床まで追跡できる。下流では 2 本に分れる。上流側は下流側に比べるとやや不明確であるが，後述の断層(30)に切られて更に延長し河床にまで達する。試掘横坑第 13 坑によっても，坑口から 62m の地点より水平距離約 6m にわたってこの断層が認められる。ここでは断層帯がほとんど変質作用を受けていて青灰色に粘土化あるいは帯白色に漂化され，粘土化されている所は非常に脆弱になっているのが観察される。この断層はダム基礎岩盤の安定計算の上からも非常に重要な性格をもつ。すなわちこの断層は剪断力を伝達し難いものと考えてロッキーピラーの計算をする際に下流縁を一応ここと考えている。

割れ目群（2）（3）（4）（4'）（5）（6）（7）　走向 N10°~25°W，傾斜 W70°~80°，幅は最大 3m

これらの割れ目群は断層（1）と同傾向のものであるが，規模は地表においても，横坑内の観察においてもずっと小さい。しかし一部では角礫の間を非常に粘着力の

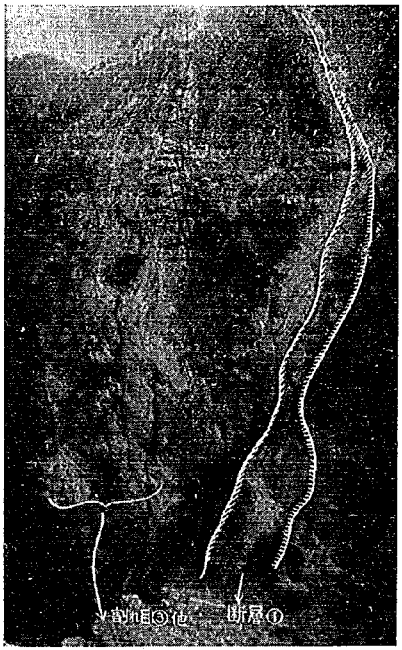


写真-3 左 岸 全 景
（右に大きく見える背状部は断層(1)。左方の割れ目群は割れ目(3)他）

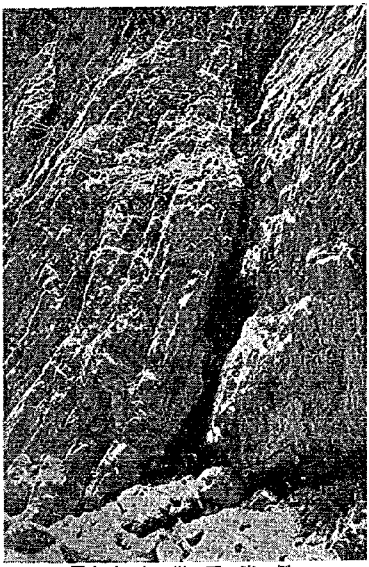
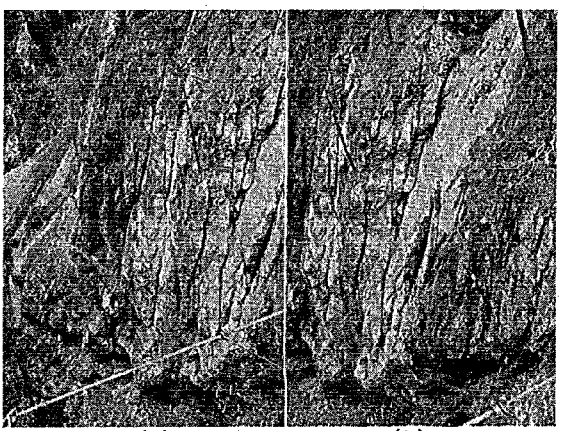


写真-4 左 岸 下 流 側
（中央の洞は断層(1)の河床部）

断層(8) 走向N65°W，傾斜垂直からW75°，幅3m前後

この断層は，断層(30)によって切られ，それより上流側と下流側では若干傾向が異るが，ここでは下流側のものだけを対象として考える。断層(30)から分岐してほぼスラストの方向に近く下流側に延長して来るが，前述の(2)～(7)のN10°～25°W走向の割れ目群によって切られる。岩体内部においては，試掘横坑第9坑，第12坑，第13坑においてその状態を観察することができ，更に地質処理計画を兼ねて，この断層をより詳細に観察するために追跡して掘った第17坑，第18坑によって全貌がほぼ明らかになった。一般にこの断層は圧砕度が高く角礫化が進み，粘土の含有量が多いが，(30)から分岐する付近および第12坑の分岐坑においては(30)で見られるのに近い変質作用を受けているのを観察できる。角礫化した部分と粘土化した部分が不規則に連続し，断層の幅も一定せず，膨行するような場合もあり，局部的な走向傾斜が全体のそれを表わさないこともある。



(a) (b)

写真-5 左 岸 全 景
（5aを左に5bを右にして立体視する）

強い粘土がうめていることは注意しなければならない。写真でも分るように，これらの割れ目は左岸下流側河床に露出していて，そこでは open crack となり，左岸の岩体は短冊状に縁が切れている。

割れ目(12) 走向 N15°～20°W，傾斜 70°W～垂直，幅1～5m

この割れ目はほぼ右岸の壁面に近く深い谷を形成して

写真-6 右岸上流側
（仮締切付近より右岸上流をのぞむ。中央の凹は割れ目(20)）

いるもので，一部は開口状である。(30)によって切られるが，ほとんど上流から下流まで一直線に連続する。

割れ目(13)　走向N45°W，傾斜垂直から若干W落ち，幅3m以上

この割れ目は(30)より上流で右岸に小さな谷を作っているもので，N10°～30°W走向の割れ目（断層？）によって切られながら，更に(30)によって切られ，(30)より下流側では割れ目よりW側が脱落し鬼怒川本流の左岸の岩壁を構成するものである。(30)より上流の谷では被覆物により不明瞭であるが，かなり破砕されているものと思われる。

割れ目(20)　走向N20°～25°W，傾斜80°W～90°，幅1～5m

この割れ目は(30)より上流側は新期堆積物によって被覆されているので位置が不明瞭であるが，下流側は試掘横坑第4坑入口付近の大壁面と大きな空洞によっても分るようなかなり大きいものである。破砕規模は不規則で幅は変化する。この割れ目には一般に角礫がはさまっている。

割れ目(21)　走向N40°W，傾斜垂直から若干W落ち，幅3～4m

この割れ目は(20)のすぐ西側に深い溝を生じて，(30)と(29)の間に延長している。面は顕著な鏡肌を残し，一部は著しく破砕されているのが観察されるところから，この面による若干の辷りも考えられる。

割れ目(23)　走向N40°W，傾斜W75°，幅5m

この割れ目は右岸で(30)から直下流では深い沢を作っているが，(24)を切る付近からやや不明瞭になる。試掘横坑第8坑は最初，(24)とこの(23)とにほぼ沿って奥に進むのでこの割れ目の岩体内部での性状もよく分る。この面による辷りも若干認められほとんど角礫と粘土から成るが，破砕の特に著しいのは幅2m程度である。

断層（割れ目？）(29)　走向N50°E，傾斜垂直，幅3m弱

この断層は右岸下流で流心にほぼ直角方向に走るもので，本流に近い部分は深く切れ込んでいるが，地表あるいは試掘横坑第14坑において分るように，西側（すなわち山側）に行くに従って規模が小さくなる。同様に，標高が低い位置程破砕度が少いようである。このように(29)は，面全体が断層として辷ったかどうかは疑問がある。

断層(30)　走向N80°W，傾斜75°～80°S，幅5m強

この断層はダム予定地点で最も大きい断層と思われ，ダムの設計，安定計算，地質処理工に対しても重点的に注意が払われた。地質処理工については(8)と共に別章でふれるが，ダムの設計や安定計算についてもダム構造研究室あるいは川俣ダム工事事務所の設計担当者の手で発表されることと思われるので，ここでは地質的所見を述べるに止める。

左右両岸共河床では断層粘土および破砕角礫部が浸蝕されて空洞を生じ，特に左岸では深さ約30m，高さ約20m，幅約5mにも達している。

写真-7　左岸アバットメント付近
（掘鑿後を示す。左方よりの溝は断層(30)）

この断層は，この地点に最も良く発達するN10°～30°W走向で，W落ちの割れ目群を多く切っており，かつこの断層を境として，上流側と下流側は著しい地形上の相違を示す。また，この断層は温泉変質（熱水変質）状の変質作用を受けていて非常に広範囲にわたり粘土化している。変質を受けた部分は，上流側は鏡肌状の面で堅硬な岩体と境するが，下流側では新鮮な岩体に漸移する。

試掘横坑第12坑，第9坑ではこの粘土（白色）の部分が空気に触れては剝落する現象がみられ，相当広い範囲に落盤している箇所がある。なお，この粘土のX線分析の結果，主成分鉱物は石英とカオリンで，少量のモンモリロナイトを含むことが分った。図-9参照

下流側の割れ目群

(29)の下流部にも上流と同様にN10°～30°W走向の割れ目群とそれを切るN60°前後E走向の断層および割れ目群が発達するが，ダムに直接の影響は少いので記述を省略する。一覧表と地質図を参照して戴きたい。

〔2〕 試掘横坑

地表地質踏査と平行して，基礎岩盤内部の地質状況を調べるために左右両岸に数多くの試掘横坑を掘削した。

地質精査を始める時期にすでに東京電力等によって掘削されていたものから，地質処理工法を決定するために後期に掘削されたものまで横坑内部の地質状況を観察し，割れ目や断層の位置，規模等を確認した。個個の横坑の地質条件を明確にするため，図-11に簡単に試掘横坑展開図としてまとめた。なお，各横坑位置は地質調査箇所位置図として図-10に示す。

後述するが，地質状態をダムの設計条件により容易に導入するために地質水平断面図を作成した。

この際，地表の観察だけでは割れ目や断層の性状を設計条件の目安となるように分類することは困難なので，主として試掘横坑内の観察を中心として，一定の基準をもってより客観的に地質状況を説明できるように再分類を行なった。この分類の基準として断層や割れ目全体と内容物の幅および変質度を表わす下記の複記号を用いた。

幅についての区分

A 幅 3m以上
B 〃 1m～3m
C 〃 0.2～1m
D 〃 0.2m以下

変質度についての区分

I 温泉変質状
II 風化
III 角礫化

複合したものはその各各の幅を下に表わす。

表現例

BII弱III強……（10cm）（150cm）｛強く角礫化したもの（150cm）／弱い風化（10cm）｝全体で約160cm

〔3〕 ボーリング

地質調査箇所位置図をみれば分るように，ボーリングは主として河床の砂礫層下の地質特に断層(30)の状態を知るために，そこに集中して行なった。基準線を断層(30)の予想線に平行にとり，5mごとの千鳥格子とした。図-10参照。砂礫層の深さは，上流側において著しく，20mに達するところがある。断層や割れ目が集中し脆弱な箇所が水蝕されたものと思われる。

ボーリングの一部について，簡単な柱状図を示す。*

前から何度もふれているように，川俣ダムサイトの地形は両岸共非常に急峻であることから，両岸共ボーリングによる地質調査よりも試掘横坑による調査の方が有効なので，ボーリングは河床部で必要最小限度の数と位置にとどめられた。

4. ダム基礎としての土木地質上の問題

〔1〕 地質構造

地表地質調査および試掘横坑等による調査でも分るように川俣ダムサイトの地質は全部石英粗面岩質熔結凝灰岩からなり，地質上の弱点はほとんど地質構造的な問題に集中する。

地表調査で分った断層や割れ目等の地質構造的弱線を試掘横坑の資料で補正しながら，EL. 870m，890m，910m，930m，950mおよび970mの各水平面に投影し水平地質断面図を作成し，各水平面における弱線の位置，方向，規模，分布等を詳細に検討した。

図-13 a～fがその水平地質断面図**である。

また，ダムサイトの主な断層や割れ目について，走向，傾斜をシュミットネットによってまとめ（図-14参照），スラストラインとの関係を求めた。図-15 a～fがそれらのシュミットネットによる表示である。これらから，川俣ダムの地質構造を検討する前に，このシュミットネットによる地質構造面***の表示に対して簡単な説明を行なう。この表示方法はステレオ投影法を利用したもので球面の中心を通る任意の方向，傾斜の面を，これと対応する球面上の一点をもって代表させ，その点を平面に投影する方法である。

投影面上で投影点の分布頻度を調べることにより，面の方向，傾斜頻度を求めることができる。シュミットネットによれば，ある一定の面積を球面上のいかなる点にとっても，それを投影図（平面）上で等面積として表現できるので，このような統計的処理を行なう際には好適である。まず，面を点に置き換えるには，ある球体を想定し，図-16のようにこの球の中心を面（ABCD）が通っていると考える。

---

* グラウトおよび引き抜き試験のためのボーリングは省略する。

** 横坑内の資料で補正したために地表での割れ目の位置，方向と若干異るものがある。

*** 断層や割れ目等のことを指す。

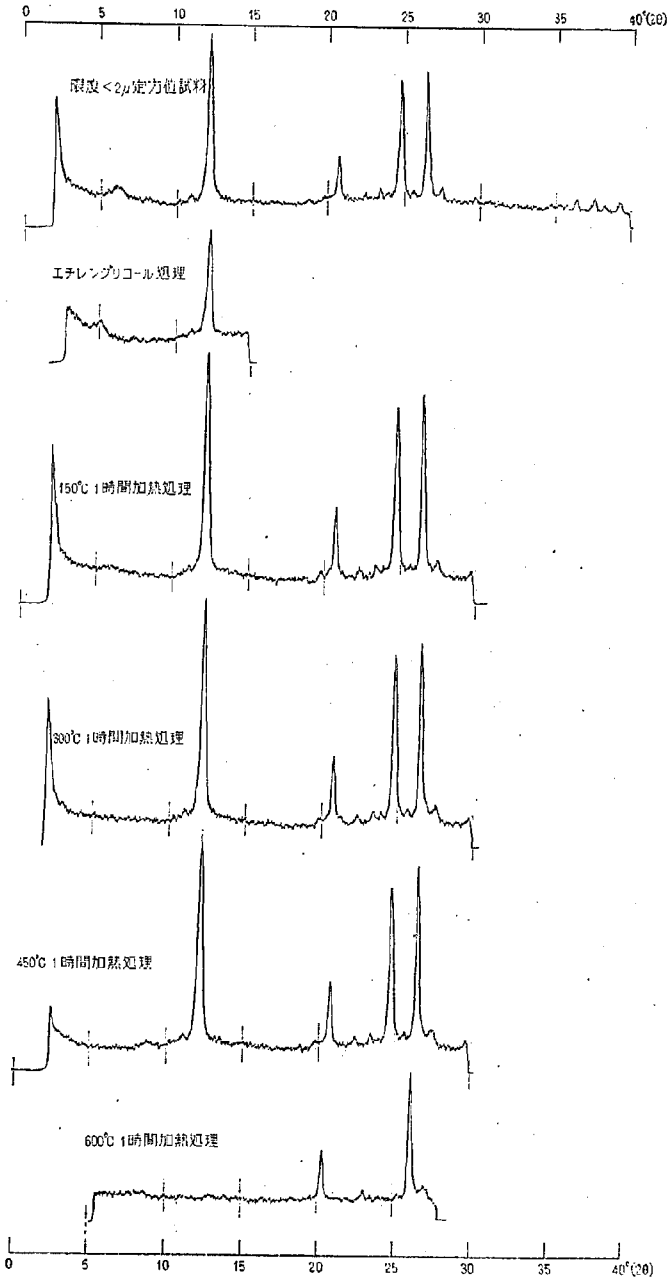


図-9　断層(30)の粘土X線分析図（測定 金子幸子）

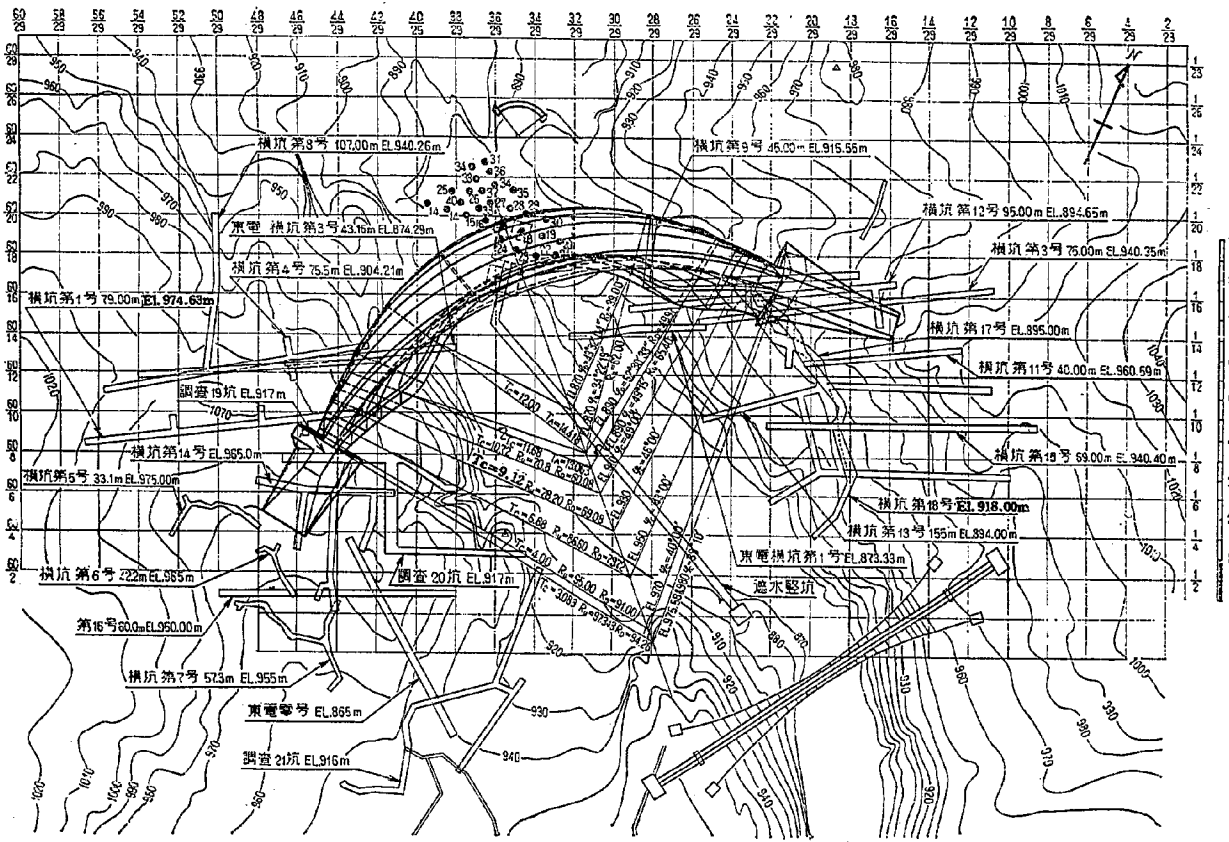
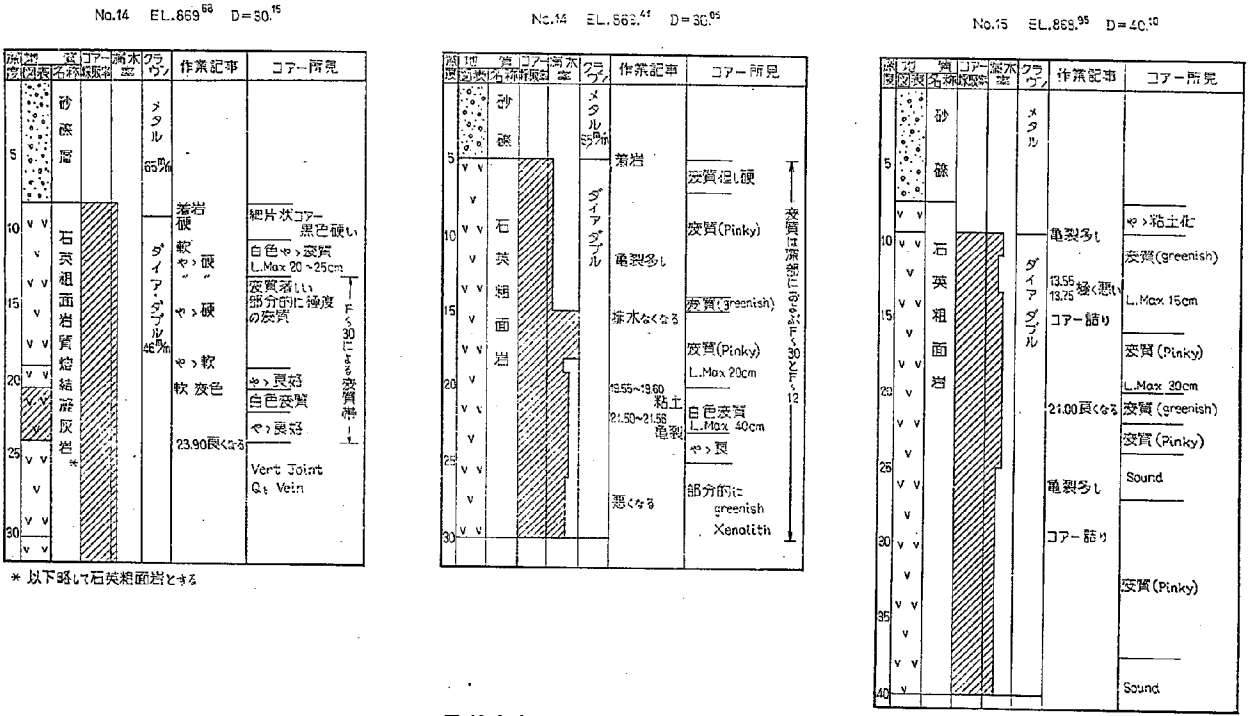


図-10 川俣ダムサイト地質調査箇所位置図



＊以下略して石英粗面岩とする

図-12（1） 川俣ダムサイトボーリング柱状図

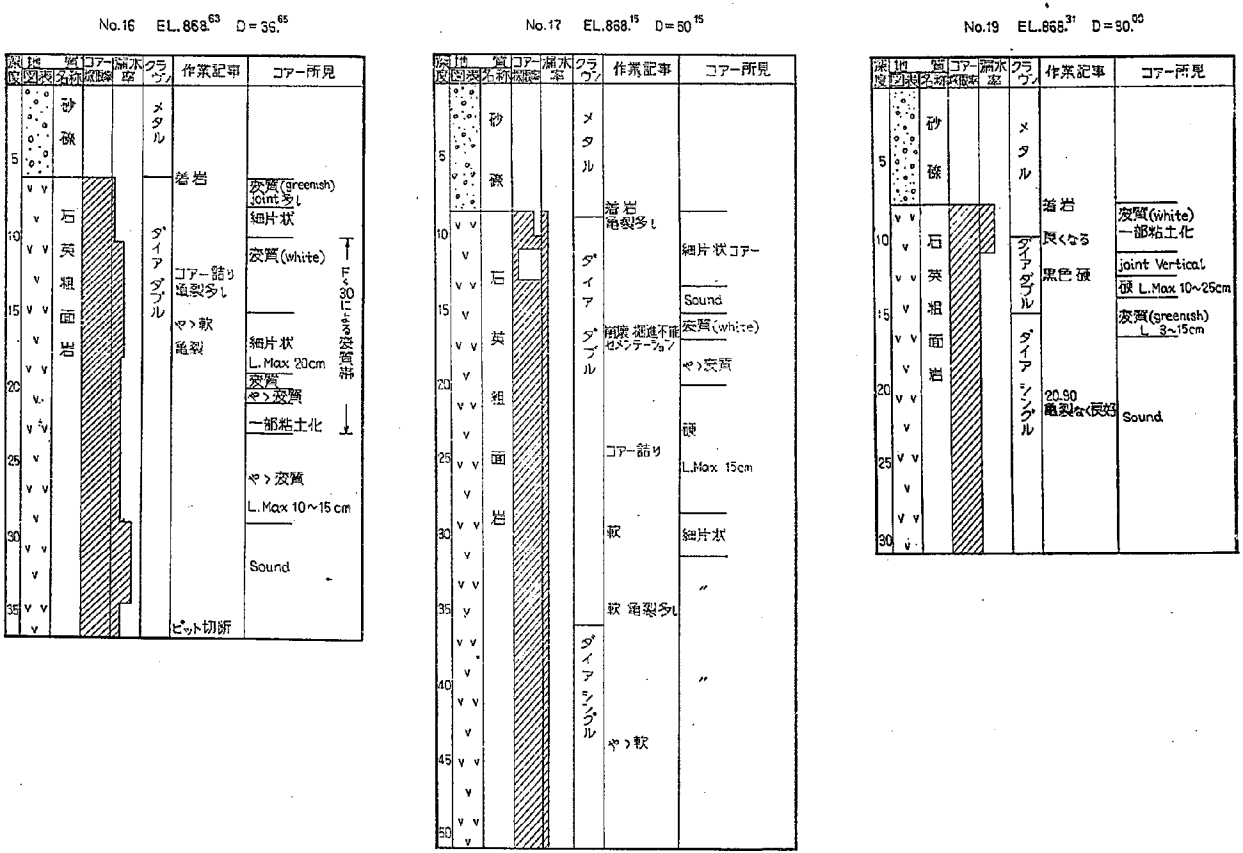


図-12（2） 川俣ダムサイトボーリング柱状図

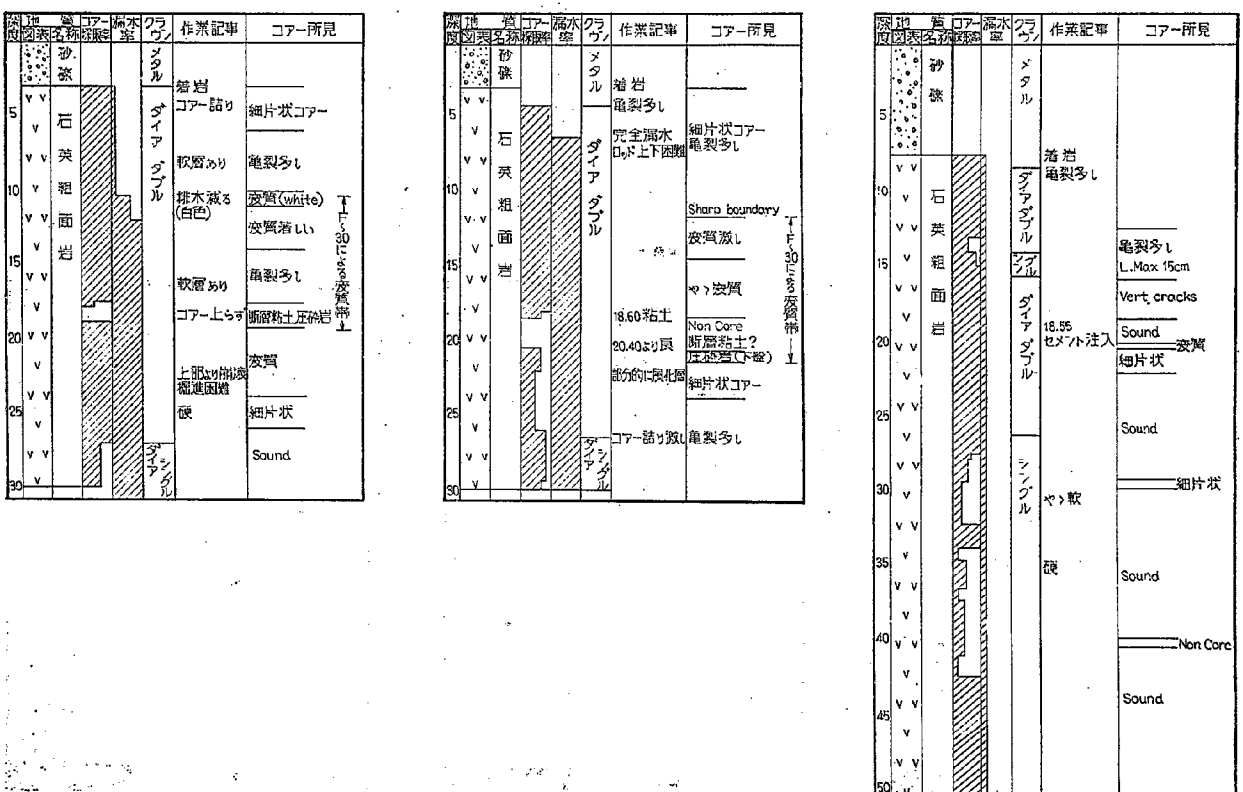
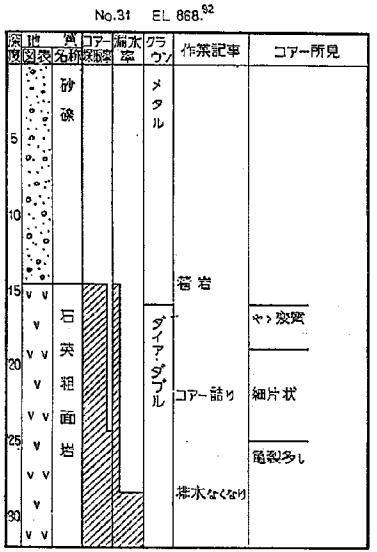


図-12（3） 川俣ダムサイトボーリング柱状図



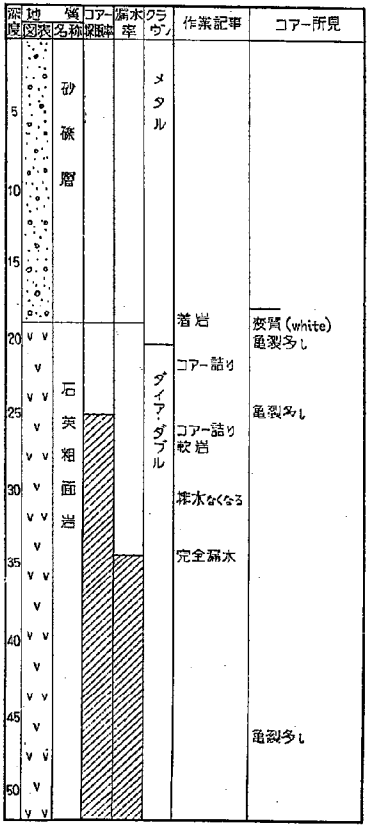
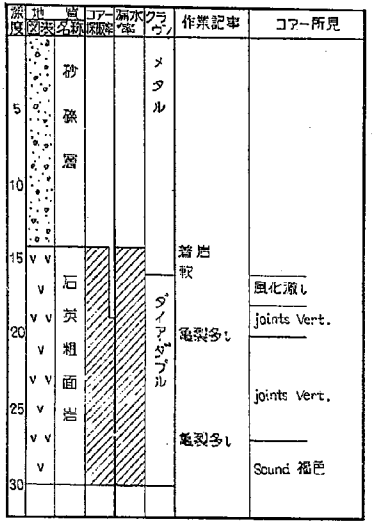


図-12（4） 川俣ダムサイトボーリング柱状図



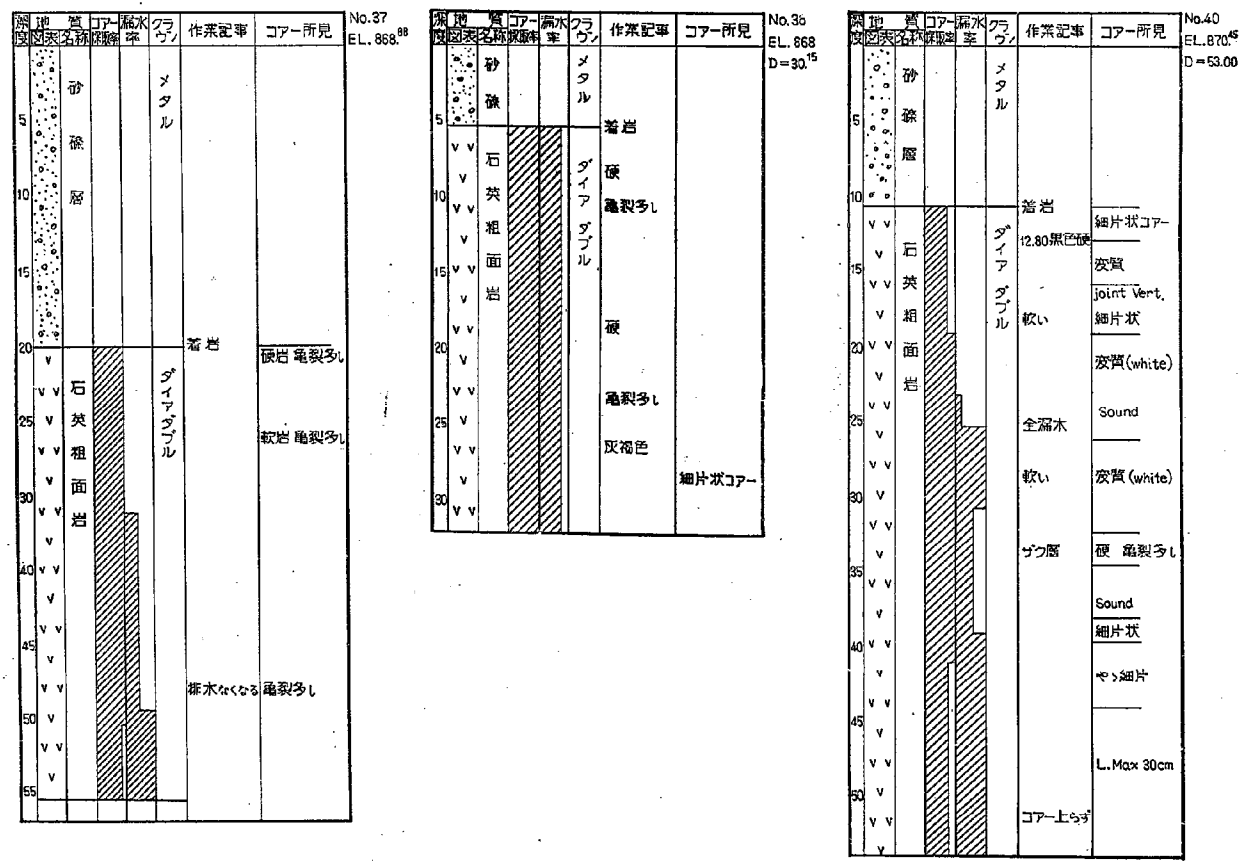


図-12（5） 川俣ダムサイトボーリング柱状図

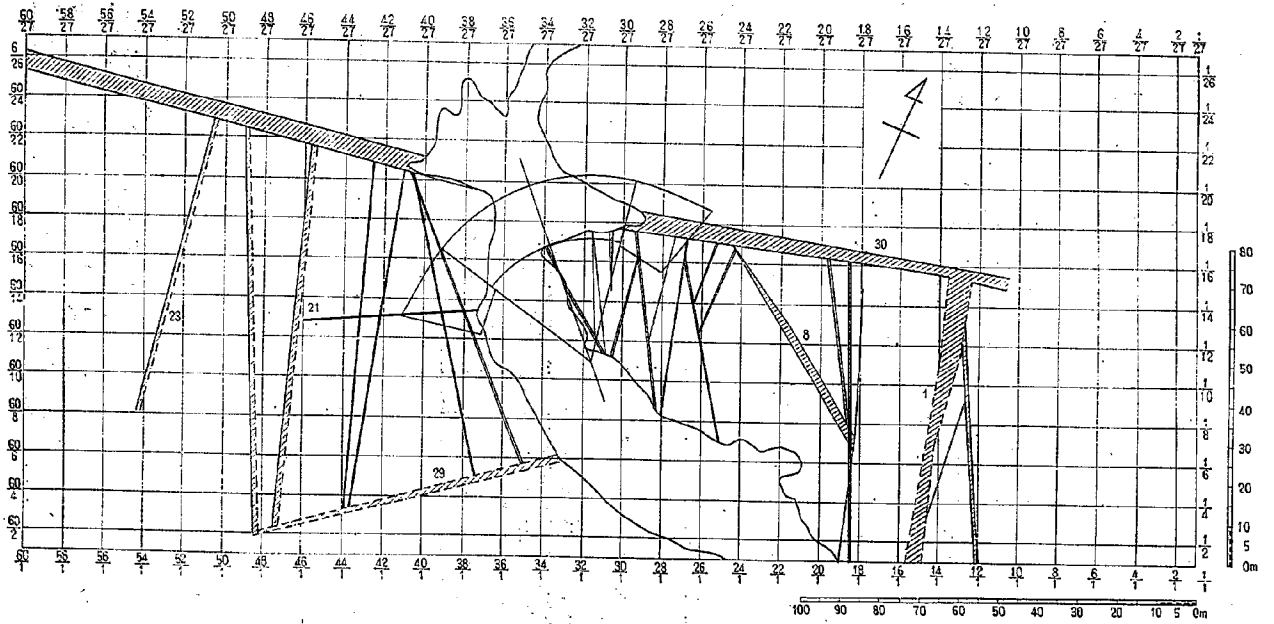


図-13（a） 川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.870m）

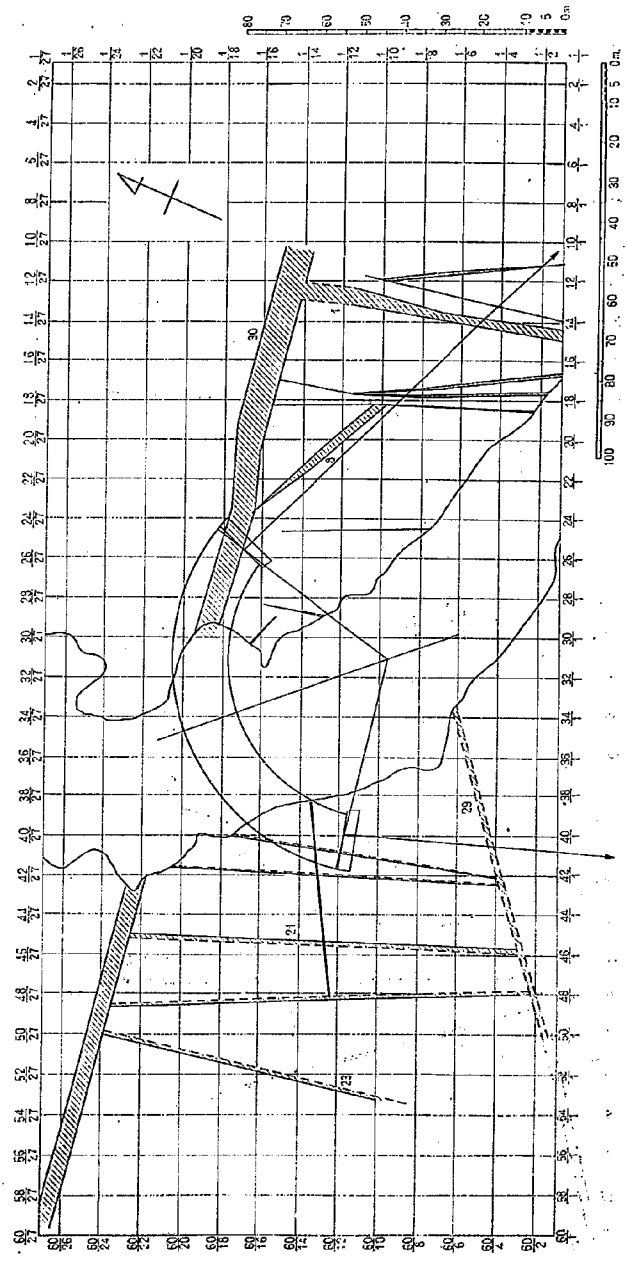


図-13（b） 川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.890m）

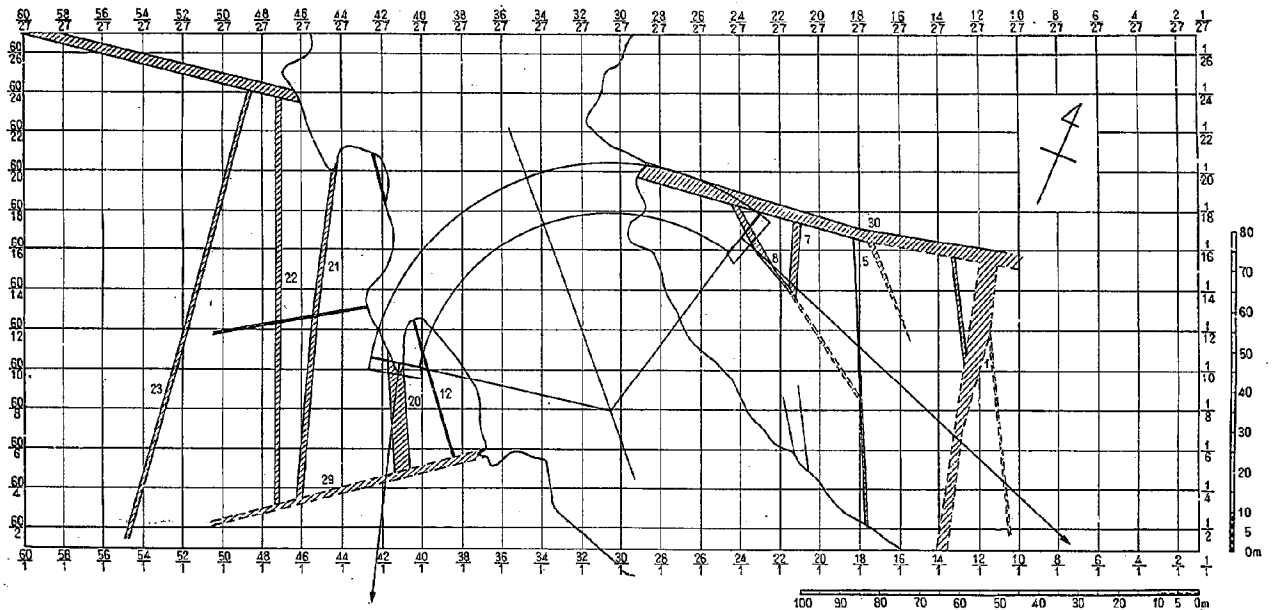


図-13（c）. 川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.910m）

図-13（d） 川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.930m）

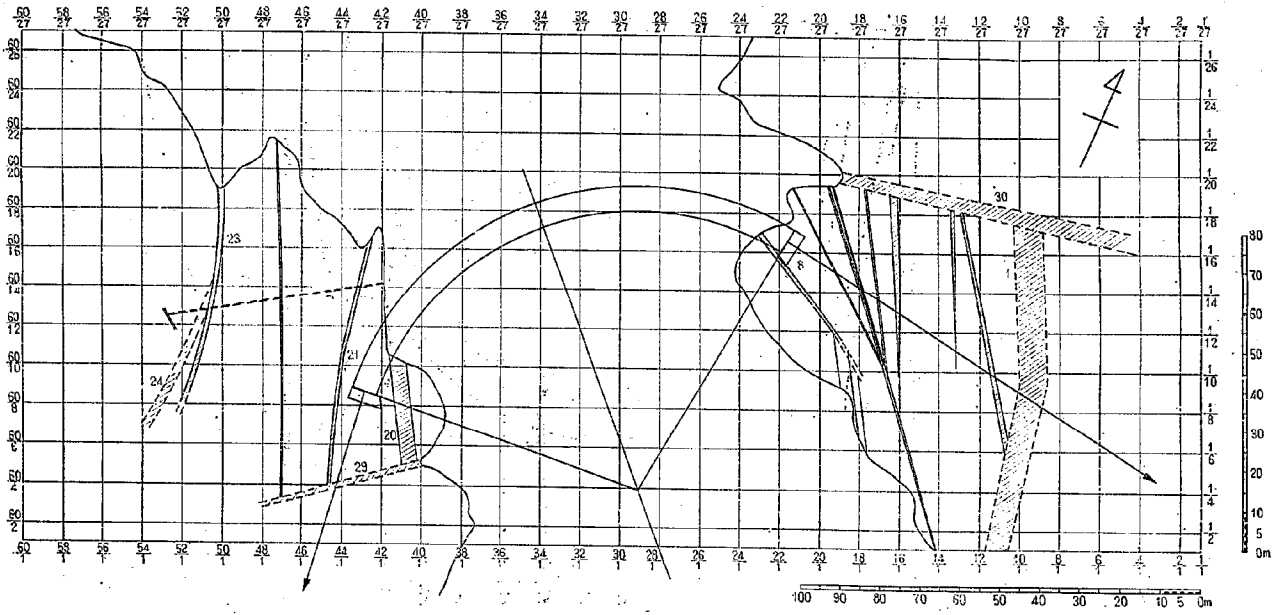


図-13（e） 川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.950m）

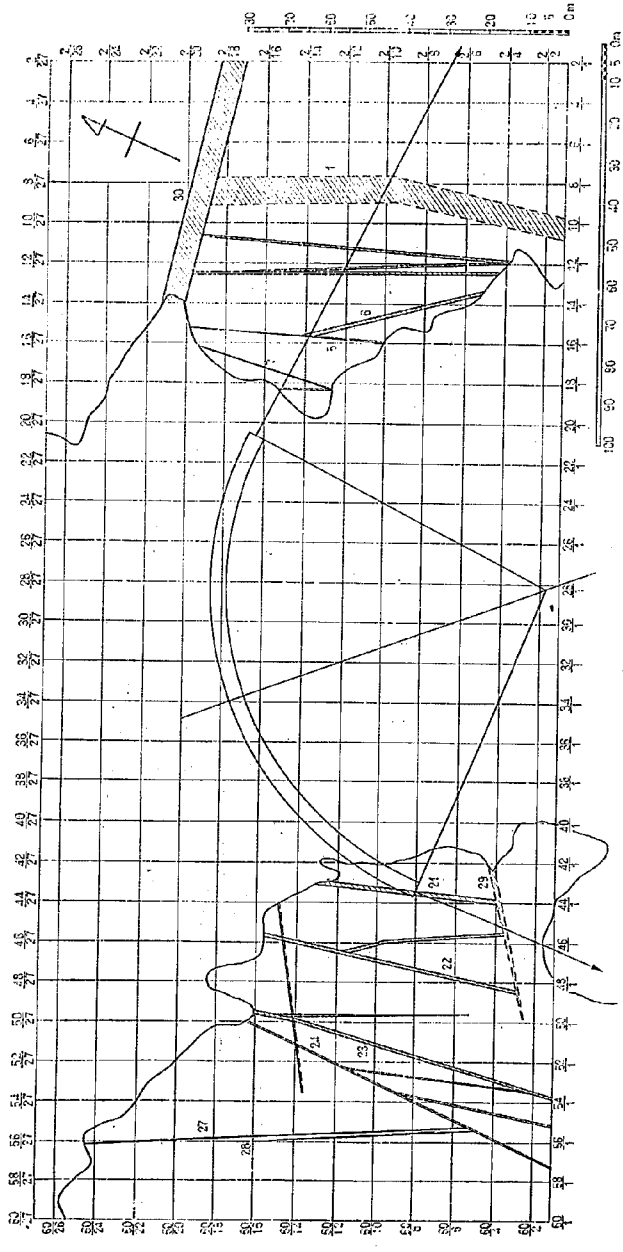


図-13（f）　川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.970m）

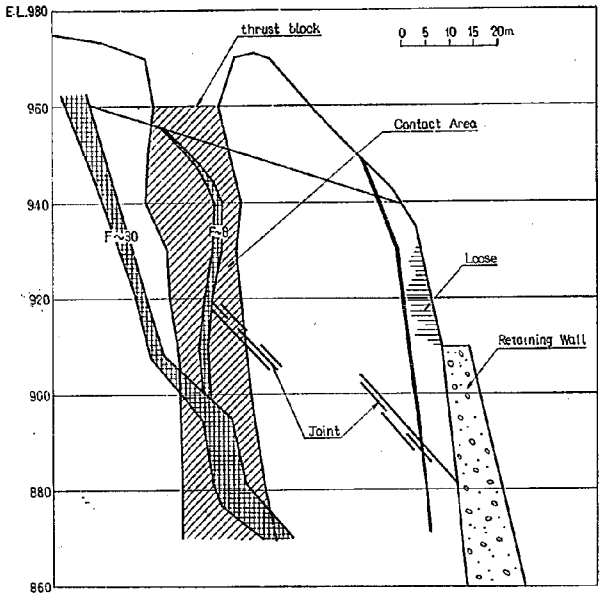


図-13（g） 地質垂直断面図（左岸アバットメント）

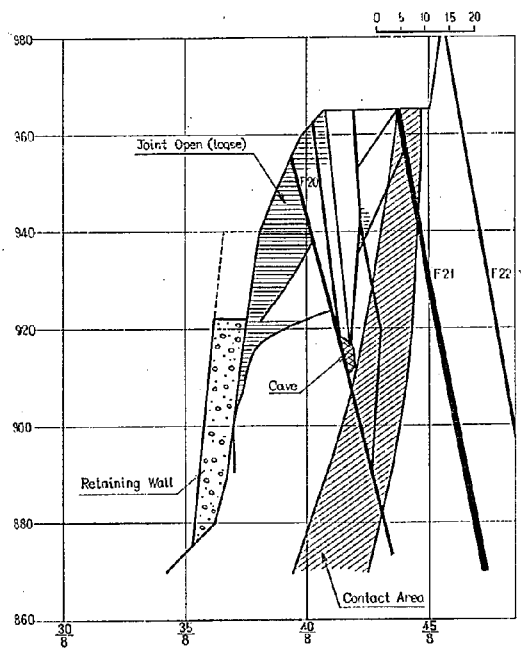


図-13（h） 地質垂直断面図（右岸アバットメント）

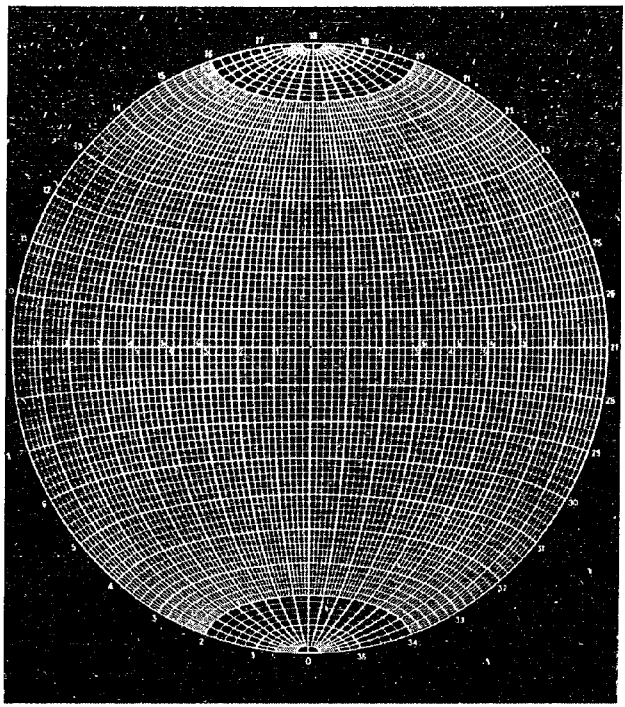


図-14　シュミットネット

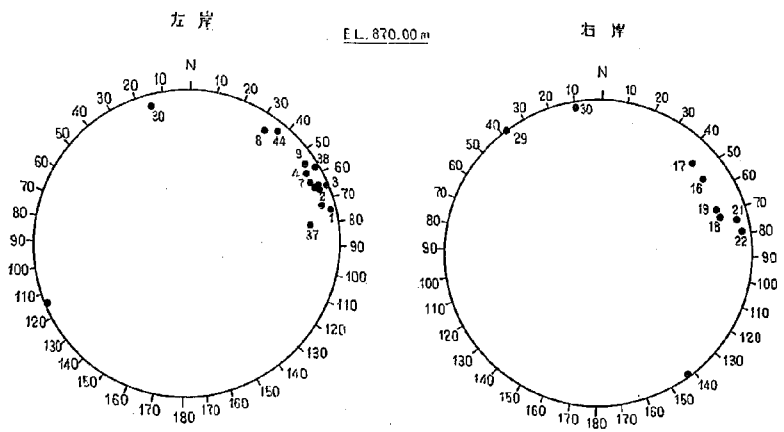


図-15（a）

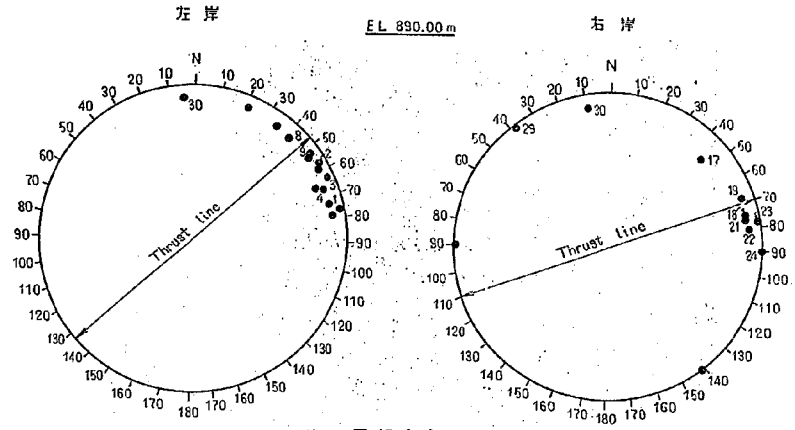


図-15 (b)

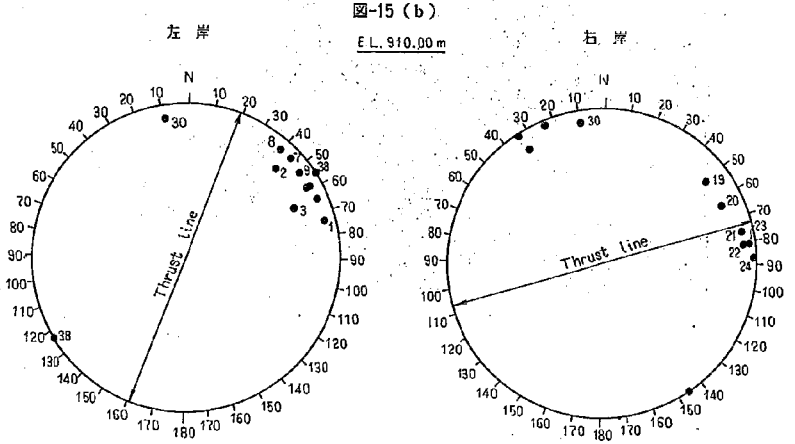


図-15 (c)

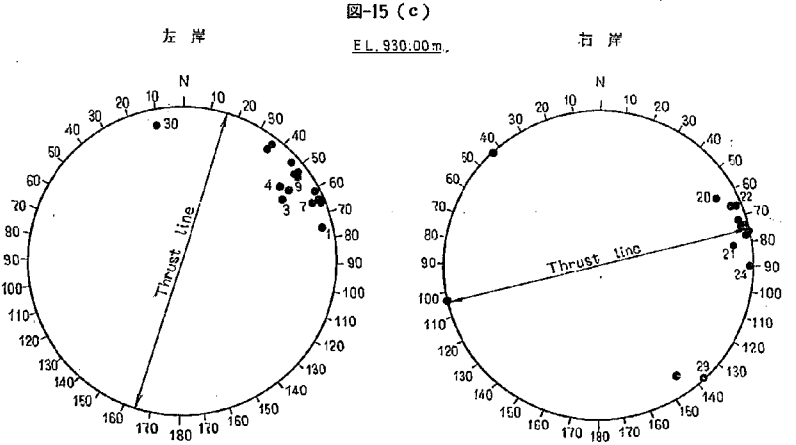


図-15 (d)

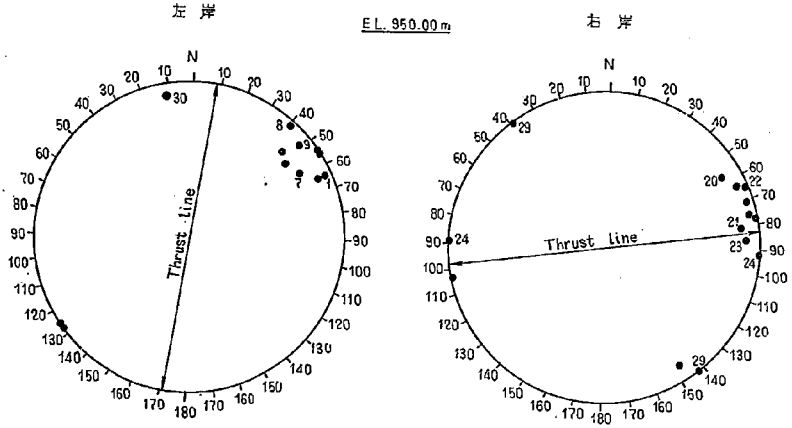


図-15（e）

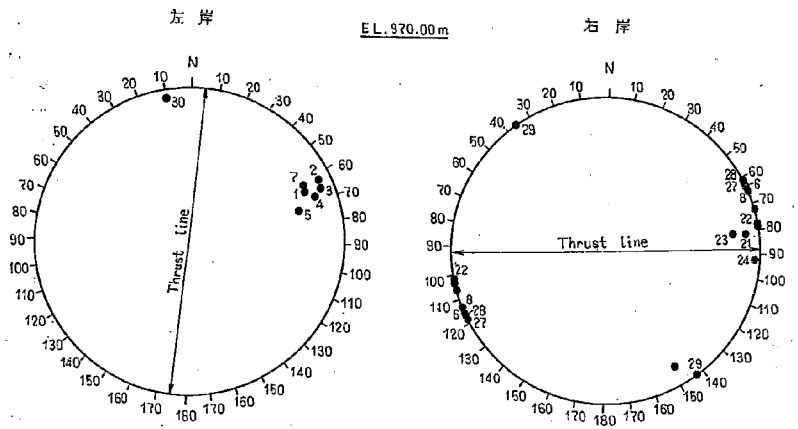


図-15（f）

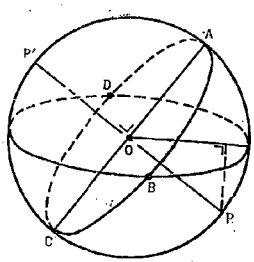


図-16

この球の中心（O）を通って面に直角な直線 P O P′ を引けば，この直線は P と P′ の2点で球を切ることになる。この P と P′ を極（Pole）と呼ぶ。球面に座標をとれば，この Pole によって，1つの面を点で表わすことができる。Pole は2つあるから，北半球か南半球のいづれか1つで良い。（通常われわれは南半球を利用する。）例をあげると，図-17において，水平なキレツ面 B C D E の Pole は A と F であり，垂直なキレツ面 A C F E の Pole は B と D である。

更にこの球面上の Pole を平面に投影することができれば一層便利である。図-18 はわれわれが行なっている例で，南半球を赤道面に投影している。点1は水平なキレツ，点2は走向N—Sの垂直なキレツ，点3は走向E—Wの垂直なキレツ，点4は走向が NW45° の垂直なキレツを表わす。点5は走向E—Wで傾斜 45°N のキレツ，点6は走向NW45°傾斜45°NEのキレツを表わす。垂直なキレツ面はいづれも2点づつ現われ，2，3，4に

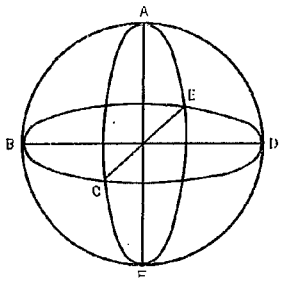


図-17

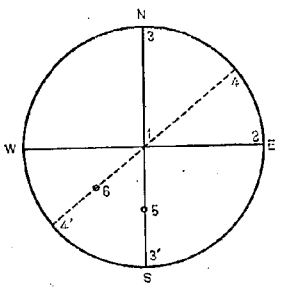


図-18

対して2′, 3′, 4′があるが, 最初からどちらか一方を表現するように決めておいても良い。

キレツ面の Pole をこのシュミットネットに投影するには, キレツ面の走向に直角な方向で, 円の中心を通る直線を引き, その直線をシュミットネット中の大円を中心で切る線上へ持ってきて, その線上で円の中心から傾斜の角度をとる。（この際注意しなければならないことは, 走向についてはEとW, 傾斜についてはNとSが求める Pole の位置がキレツ面の走向傾斜に対して逆になって表現されることである。これは面と Pole の関係を考えれば容易に理解できる。）シュミットネットに示されている点の実際の面の走向傾斜を知りたい場合は, いまの逆の手順をふめば良い。

露頭や試掘横坑の調査で多くのキレツ面の走向傾斜を測定し, それを Pole に置き換えて投影する。ここではやっていないが, このようにしてネットに投影された多くの点に対して, ネットの上の任意の位置で, このネットの円の1/10の径の小円内に入る点の数を数える。この数の全測定数に対する%が, その位置—小円の中心—における頻度（%）を表わす。このような作業をネットの円内くまなく行なって, 等頻度曲線を作る。

ダムサイトの断層やキレツ面についてこのようなことを行なうと, 等頻度曲線からそのダムサイトにおける主要地質構造面の方向が分る。これと同時に, ダムの応力の作用方向を各標高毎左右両岸共記入しておけば, 応力の方向と主要地質構造面とがどのような角度にあるかを知ることができる。

川俣ダムにおいては, 測定点が少ないので等頻度曲線は作成せずに Pole のみを表示した。それにスラストラインの位置を, Pole との関係位置が分るように記入した。

いま, 水平地質断面図とシュミットネット表示から川俣ダムサイトの地質構造と基礎岩盤としての安定性との間の関係を考察する。

まず, EL. 870m では, 左岸のアバットメントのほぼ中央に断層（30）があり, 幅 5m の断層粘土と破砕帯がある。クラウンまではとんど左岸基礎の全部を横切るので当然これは置換える必要がある。断層（1）は, この標高の試掘横坑がないので正確な位置は分らないが, 水平断面図に記した位置に想定され, この標高では破砕あるいは変質の程度は弱くなっているように思われる。断層（8）は, この標高まで追跡できるが, 走向 N30°W 傾向の割れ目群のところで止っているものと考えられる。左岸アバットメント付近には走向 N30°W 前後およびN—S傾向の割れ目群が発達している。下流では凝灰質あるいは軽石質の部分で局部的浸蝕が非常に進んでいるところがある。この凹部は若干上の標高まで連続し, ダムの基礎岩盤の安定を考える上から弱所になるので, コンクリートで充てんし, 前面に保護壁を設けた。右岸では, 水平断面図をみても分るように, この標高ではダムの安定性に対して問題となるような状況はみられない。EL. 890 mでは, 左岸で, 断層(30)は, EL. 870m とほぼ同条件で, 左岸側アバットメントの中央部にくる。粘土化帯の規模はむしろ EL. 870m より大きい。断層（1）は, 破砕帯を中心にほぼ2～3m の規模になる。断層（8）は, やはり N30°W 傾向の割れ目までであるが, 粘土化は著しくなる。この標高では, 断層（8）はスラストラインにほぼ平行し, 非常に接近した位置にあるので, この断層および川側へ出る N30°W 方向の割れ目群の剪断抵抗の大きさが非常に問題になる。この断層を未処置のままでは, 大きな剪断抵抗は期待できないので, ダムの安全性が問題になる。トランスミシヨン・ウオールによる断層（8）の地質処理が提案されたのも, この EL. 890m における断層（8）の重要性に着目したからに他ならない。

右岸ではアバットメント付近に割れ目（20）および（20′）がスラスト方向に近い角度で走るが, この標高では未ださして大きくはない。断層(29)はこのあたりから開口性になるが, アーチスラストは圧縮力として働くので大きな問題はは少ない。

EL. 910m では, 左岸で, 断層(30)がダムの上流端にかかり, アバットメントからクラウンまでの約 2/3 がこれに接することになる。一方断層（8）はアバットメントのほぼ中央を横切り, スラストラインと約 10° の交わりで

川側へ向う。この標高でのサドル付近は断層(30)と断層（8）との交点にあたり，両者の破砕・変質は著しく，安定した基礎を得るため広範囲の地質処理（主として置き換え）を必要とする。スラストラインの方向は地表面とほぼ平行になり地表から約30mあるので川側へ出ないが，もし断層（8）に沿った破壊が起るとすれば，破壊線が川側へ出る恐れがある。断層（1）は若干川側へ近ずき明瞭な破砕帯を伴う。右岸では割れ目(20)が非常に大きくなり幅4m程度までになる。この付近では破砕による脆弱化によって浸蝕が進み，大きな空洞となっている。同時に，アバットメントのほぼ中央に位置し，スラストラインとも10°以内の角度で交わる。また，割れ目(20)にほぼ平行する(21)，(22)，(23)やほぼ直交する断層(29)等によって右岸地山は短冊状に分離されている。これら断層や割れ目に沿う浸蝕や開口も著しくなってきている。右岸についても(20)や(29)の一部は置き換え等の処理を考慮する必要がある。

EL. 930mでは，左岸で断層(30)は堤体からはずれるが，代って断層（8）がアバットメントを横切る位置に来る。更に，この標高では，NNW～NW傾向の割れ目が非常に良く発達しスラストラインから約30°～45°で川側へ出る傾向があり左岸地山はかなりゆるんでいる。

このことから，断層（8）沿いのトランスミッションウオールと，割れ目群を押えるロックボルトによる地質処理が行なわれた。右岸では，アバットメント下流側に割れ目(20)がスラストラインより川側へ約15°の角度で走り，断層(29)は，アバットメントから約20mの距離にある。割れ目(21)はアバットメントから約10mのところをスラストラインに平行に走り，更に約10m奥にほぼ同様な顕著な割れ目が走る。このようなことから右岸の地質条件は，EL. 910mより更に悪化する。

EL. 950mでは，左岸で，断層(30)は上流側にずっとはずれるが，断層（8）はアバットメントの下流側をスラストラインと約20°の角度で川側へ向い，NW傾向の割れ目に連続し，短かい距離で地表に出る。EL. 930mと同様にNNW～NWの割れ目が多く発達し，地山はゆるんでいる。右岸では，割れ目(20)は一応アバットメントからはずれるが，下流側近いところに通り，一方，割れ目(21)が上流側数mの近くをスラストラインにほぼ平行に走る。この標高では，地形的に支持岩盤の下流側に谷があり，地山は直線距離にして約50m程度しかないので，風化を考えると堅硬良質な地山の部分は更に小さくなる。

EL. 970mでは，左岸で，NNW～NW方向の割れ目群が発達し地山はゆるんでいる。断層（1）も地表に近い位置にくる。このようなことから地山の安定性に問題があるのでスラストブロックを設けることになった。右岸では，アバットメント上流側に割れ目(21)が約15°スラストラインより川側へ寄って走っている。20m後に断層(29)があり，更に10mでスラストラインは地表に出る。この標高になると地表に近くなり地山も小さくなるので，右岸にもスラストブロックが設けられ，背後の凹地をズリで埋めることの可否が検討された。

水平断面図に表示した地質構造線を更に5mごとの水平板に記入し，写真のような地質模型を作製した。

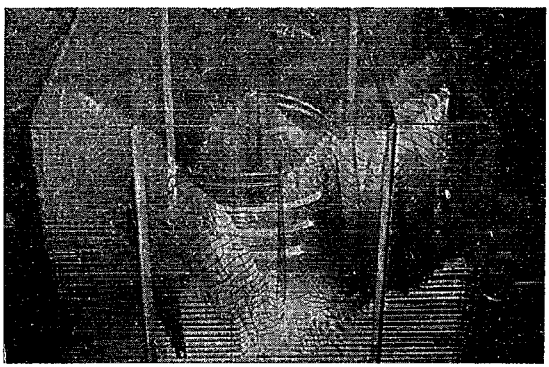


写真-8　川俣ダムサイト地質模型
（上流側上方よりのぞむ）

このような地質模型に地質状況を表示すると，水平，垂直両方向の地質的問題点が分り易く表現でき，非常に好都合である。

〔2〕 左岸ロッキーピラー

これまで繰返し述べてきたように，ダムサイト左岸には断層(30)と断層（1）という大きな断層があり，そこは厚い軟弱な岩で構成されているので，その外側の地山との縁が切られている。

それゆえ，この2断層について，アーチスラストの伝達に対し，圧縮に対する反力は断層構成材料の変形係数に応じて得られるが，剪断力は伝達されないものと見なされた。その内部にも数多くの断層や割れ目が発達しているがその一体化は可能と考えられた。このことはダム構造研究室や現場事務所等とダムの設計や安定計算に関する協議をする際に最も重視された点である。参考に左右両アバットメントの地質垂直断面図（図13～g, h）を示す。ダムおよび基礎岩盤の安定はこの2つの断層にかこまれた部分をロッキーピラーと考え，それが一体となって応力に対することが第一の前提とされた。ダムの

位置，形状はすべてこのロッキーピラーの一体化を前提として考えられ，後述するような地質処理もこのことを対象として行なわれた。

〔3〕 断層(30)と堤敷との関係

断層(30)は変質した粘土化帯を伴う幅5m以上にも達する大きな断層で，河床を横断して左右両岸にまたがり，河床部左岸で大きな空洞を形作っているところから，ダム調査の一番初期から注目されてきた断層である。

この断層はダムサイトで最も大きい規模のものであること，他の割れ目や断層を切っていること（したがって運動の時期は一番新しいと考えられる）断層運動後に温泉あるいは，熱水液の上昇による変質を受けていること（したがってそのような変質作用を受けていない断層や割れ目に比べて粘土化帯の規模が大きい）他の条件からダムサイトをこの断層のすぐ近くか，その上にくるように予定せざるを得ないこと，等重要な要素を持っている。前述の左岸の安定性の検討から，ダムをできるだけ上流側へ寄せること，スラストラインをできるだけ山側へ向けることが要求されるが，このことと断層(30)のような大きな断層に高さ120mのダムのベースを乗せることとの可否が比較検討された。

討議の結果は前者を重視し，ダムのベースが乗る付近を深さ12m幅4~6m（カーテングラウトラインと交わるところのみは深さ60m）にわたって置換えることにし，左岸側ベースの大半を断層(30)に乗せることになった。

〔4〕 漏水防止対策

ダムが粘土化帯を伴う断層(30)に乗ること，断層(30)から下流側へ断層や割れ目が良く発達すること（下流川側地表へ出るものが多い）そしてこれら断層や割れ目に水が廻った場合，それぞれの剪断抵抗，磨擦抵抗は極度に小さくなり，ロッキーピラーの一体化という前提が崩れることになるので，漏水防止をいかに実施するかということは，このダムサイトにおいても重大な問題である。

断層(30)に堤敷が一部かかるので，カーテングラウトのラインの取り方が問題となるし，断層(30)自身に水を廻さないためにも断層(30)の左岸湛水区域内にフェイシングを行なうこととなった。カーテングラウト計画に対する詳細は次の機会に説明する。

〔5〕 静弾性係数測定値および弾性波速度に対する検討

川俣ダムサイトにおいても，試掘横坑を利用してジャッキ式による静弾性係数の測定および，横坑間の弾性波伝播速度の測定を行なった。測定値は図-19に示す。

測定の詳細や弾性係数の求め方についてはここではふれないが（そのことについては土木技術資料 Vol, 2, No. 6 を参照して戴きたい），測定値と地山の地質および地質構造に関して若干の考察を行なってみたい。

まず試掘横坑間の弾性波伝播速度をみると，概観して，右岸より左岸がずっと速度がおそい。特に左岸上部は，他の位置と比較して最もおそい値が記録されている。このことは，地表および試掘横坑内の両方で観察されているように左岸の割れ目が開いている傾向が強いこと，および川側へ傾斜する割れ目群で，急傾斜するものと緩傾斜するものとがその付近で相交わることによるものと思われる。更に各横坑間の速度値の方向による違いを検討してみると，右岸 No. 1 と No. 8 の間，および No. 8 と No. 4 の間では，がいして垂直方向が最も速く，以下，川側傾斜，山側傾斜の順となる。川俣ダムサイトでは一般に西傾斜（右岸では山側傾斜）の割れ目が発達しているので，このような速度値の方向性とは一見矛盾するように思われるが，このことは，これら西傾斜の割れ目群が垂直に近い急傾斜で，山側方向への測定方向よりむしろ急であるため，山側方向で切る割れ目の部分（弾性波伝播速度を減ずる部分）が一番多く，以下川側傾斜，垂直の順になることを反映している。試掘横坑 No. 4 から東端 No. 3 までは，河床に近く，全体に割れ目の規模も小さく，測定値はすべて 3,000m/sec を越しており，方向性も著しいものはない。左岸で，試掘横坑 No. 11 ～ No. 3 の間は山側傾斜と川側傾斜とで，弾性波伝播速度に著しい違いがある。これは特にこの付近の山体のゆるみが著しく，それが川側傾斜（西傾斜）の急緩2系統の割れ目群に起因していることを物語る。このことはその下位の位置，すなわち，試掘横坑 No. 3 と No. 9 の間，No. 9 と No. 12 の間についても同様のことがいえる。一般的にいって山側方向より川側方向への伝播速度が速い。一番下位の試掘横坑 No. 12 と東端 No. 1 の間では，割れ目の規模が小さくなり，緩傾斜のものが発達しないせいで，余り著しい方向性は出ていないが，右岸と比べて一般におそいのは，やはりそれだけの山体のゆるみを示すものである。

地表に最も近いところでおそく，中へはいってやや速くなる傾向は当然としても，更に中で再びおそくなるのは，この位置付近に発達する大きな断層（断層(8)や断層(30)）の影響を受けたゆるみや風化帯を示すものである。

弾性波伝播速度の値そのままで，山体の安定度を直接論議することは危険な一面もあるが，ここで行なったような試掘横坑間でこまかく測定するという方法によれば，山体全体の安定度に対する傾向をとらえることができる。そして弾性波伝播速度の減少がどのような理由（主として土木地質的理由）によるものかを考えると，山体の安定度に対する土木地質的判断をより容易にすることができる。

このダムサイトが，石英粗面岩質熔結凝灰岩のみから

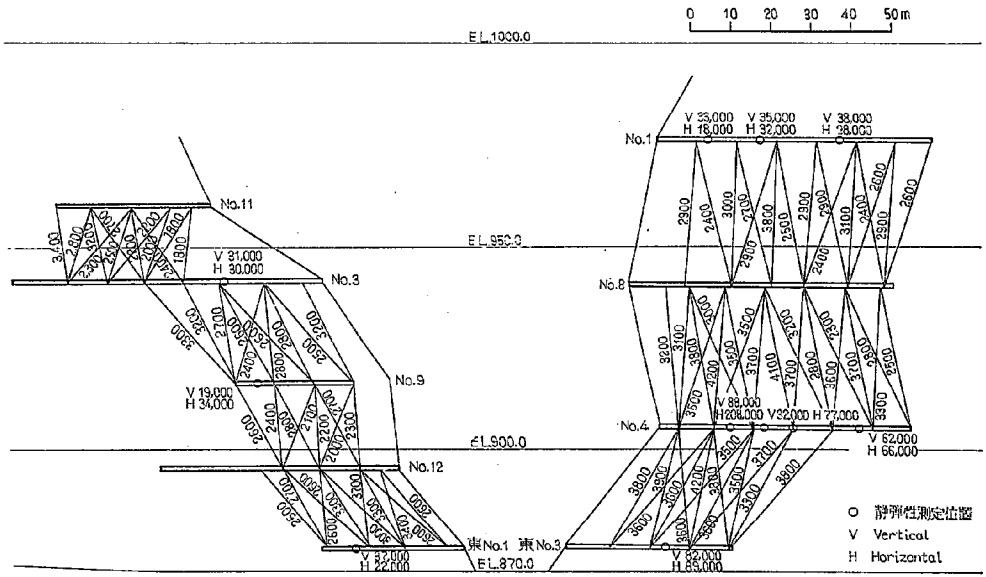


図-19 川俣ダムサイト弾性波速度，静弾性係数表示図

構成され，一見均一の地質のように判断されるものの，堆積条件の相違によって鉱物の組織や岩石の硬軟も垂直的に変化し，また垂直に近い断層や割れ目群の発達により水平的にも変化することから，ジャッキによる静弾性係数測定値は，水平方向と垂直方向では違った値をとることが予想された。測定値は図に示した通りであるが，単に上に述べた理由だけで説明しきれないバラツキがある。

ジャッキ式によると載荷板の大きさに左右されて，測定面積が小さく，個個の測定値は測定箇所の局部的条件に左右され易いといってしまえばそれまでであるが，右岸の高位置と低位置，左岸の高位置と低位置とでは，水平方向と垂直方向との値の違いに傾向性が認められず，一方が高い場合も低い場合もある。測定値そのものは，大きく見て右岸中下部が高く，右岸上部と左岸全体が比較的低い。しかし，特に地質および地質構造と関連づけて考えなければならない問題は示されていない。

静弾性係数と弾性波伝播速度との関係も，大きく見て両者の傾向が一致するといえるだけで，容易に説明できるような両者の結びつきは認められない。

5. 結　語

以上川俣ダムサイトの地質と土木地質上の問題点について述べてきたが，ここで強調しておきたいことは，

- ダムサイトの地質調査は，単に地質図を作製するというだけの態度では不十分なことはいうまでもなく，ダムを計画された地点で，地質上の，あるいは地質構造上のいかなる点が障害となり，どのようにすればそれを克服できるかに重点をおかなければならない。
- 以上の調査の結果の資料は，ダムサイトがダムタイプの検討の初期的段階に関係者に提供できるようにすべきで，検討の段階で根本的な変更を余儀なくさせるような未知，未調査の条件がないようにしなければならない。
- そのためには，地質調査は予備的な概査から順次精査へと問題点をしぼりつつ行なうべきで，機械的地質調査の結果も早期に十分盛込んで判断すべきである。
- 地質調査の成果を左右する最も大きな要素の一つは正確な地形図を地質調査を行なう以前に完成することである。
- 地質調査の途次設計担当者や現場担当者の要望と忠告を十分受け入れて目的によりそった成果を上げるべきである。

このような点を考慮して，川俣ダムサイトの特質，ダムサイトの選択，基礎岩盤の安全性に対する考え方の一端を紹介したつもりであるが，もとより説明不十分な点も多いし，疑問の点も多多あることかと思う。よろしく皆様の御批判を仰ぎたい次第である。また，これまで述べてきたような資料および考え方の上に立って地質処理工が計画され施工された。それについては次の機会に述べさせて戴きたい。

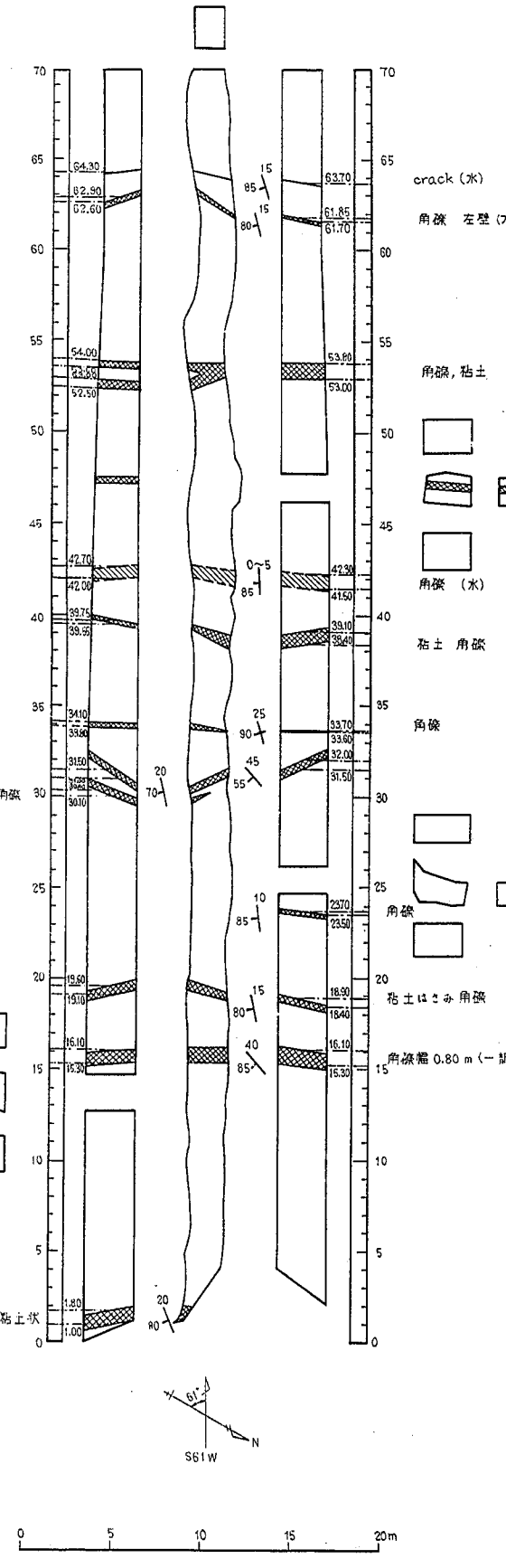
この調査研究を通じて，井川地質研究室長をはじめダム構造研究室飯田技官，川俣ダム工事事務所駒井前所長，同當野所長，同柳田副所長，柴田設計課長，飯島工事第3係長等多くの方方の御教示や御協力を得た。なお断層粘土試料のX線分析は地質研究室金子技官にやって戴いた。ここに記して感謝の意を表わしたい。また，まとめるに当って，地質研究室北浜技官，石浦技官にはこまかいことを手伝って戴いた。ともに感謝の意を表わしたい。

参考文献

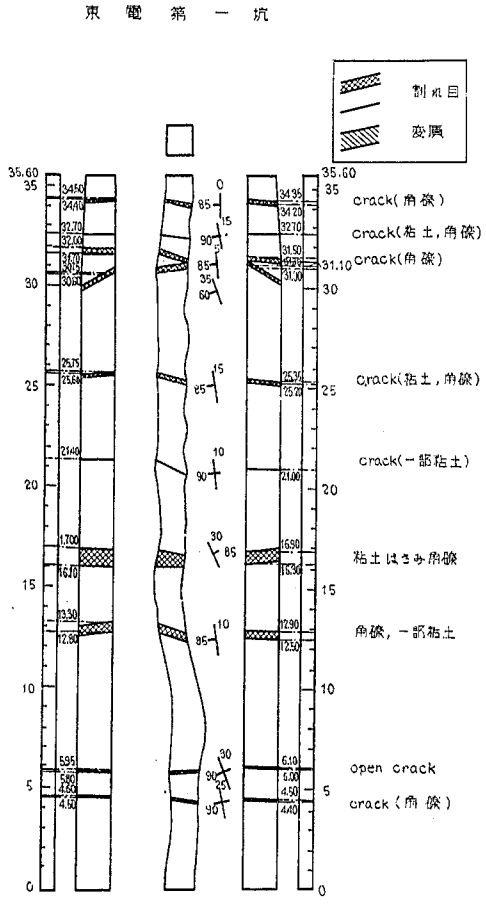
日本地方地質誌「関東地方」　朝倉書店
ダムの地質　田中治雄　理工図書　1951
弾性係数の求め方一例　土木技術資料 Vol. 2, No. 6
トンネルと掘削工法　土木学会　1959
第1回岩盤力学シンポジァム　岩盤研究会　1962
The Use of Stereographic Projection in Structural Geology　F. C. PHILLIPS 1960

図－11（1） 川俣ダムサイト試堀横

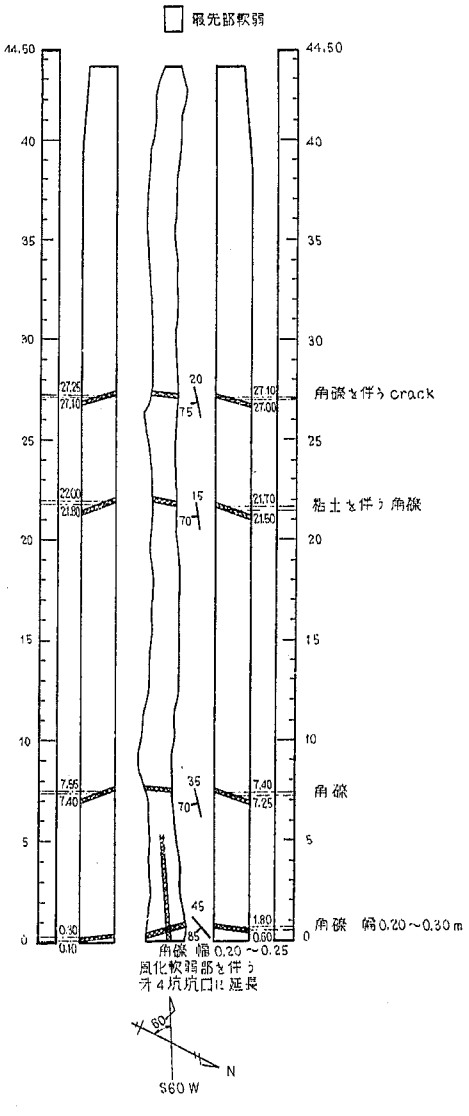
第 一 坑



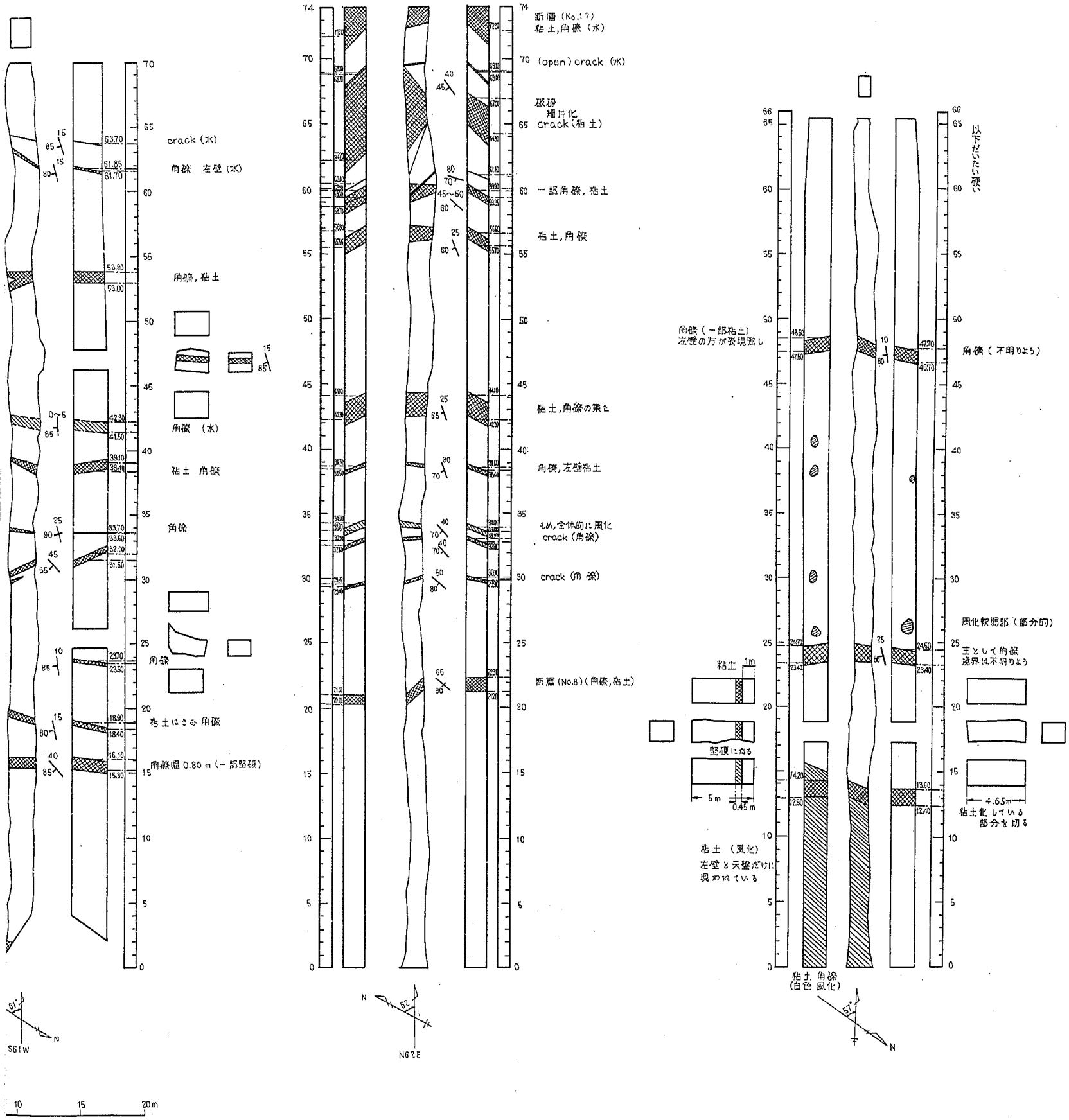
東 電 第 一 坑



東 電 第 三 坑

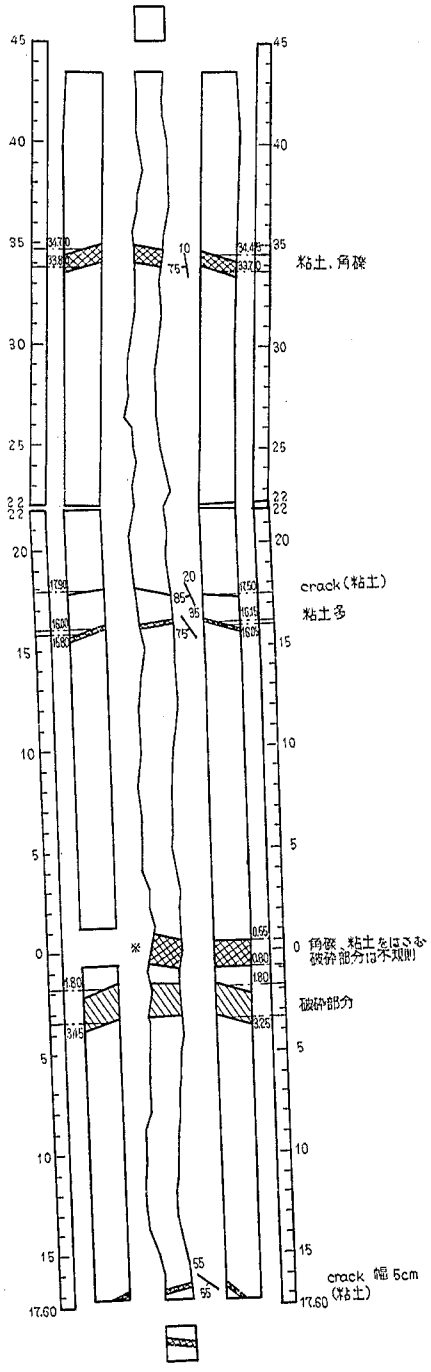


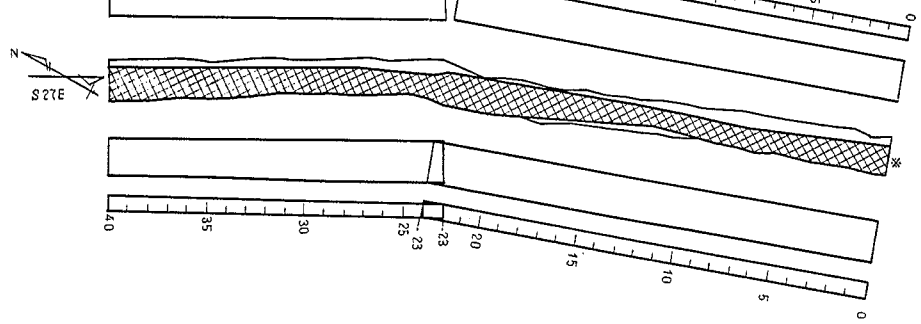
渓ダムサイト試堀横坑展開図

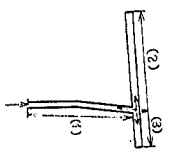


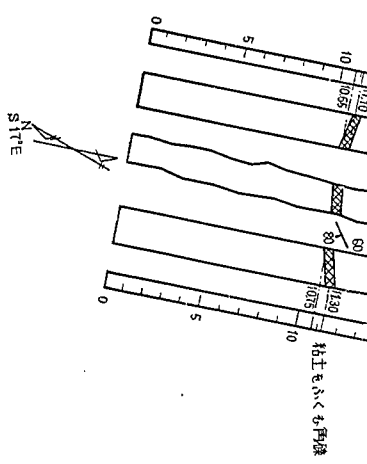
図－11（2） 川俣ダムサイト試堀

第 八 坑

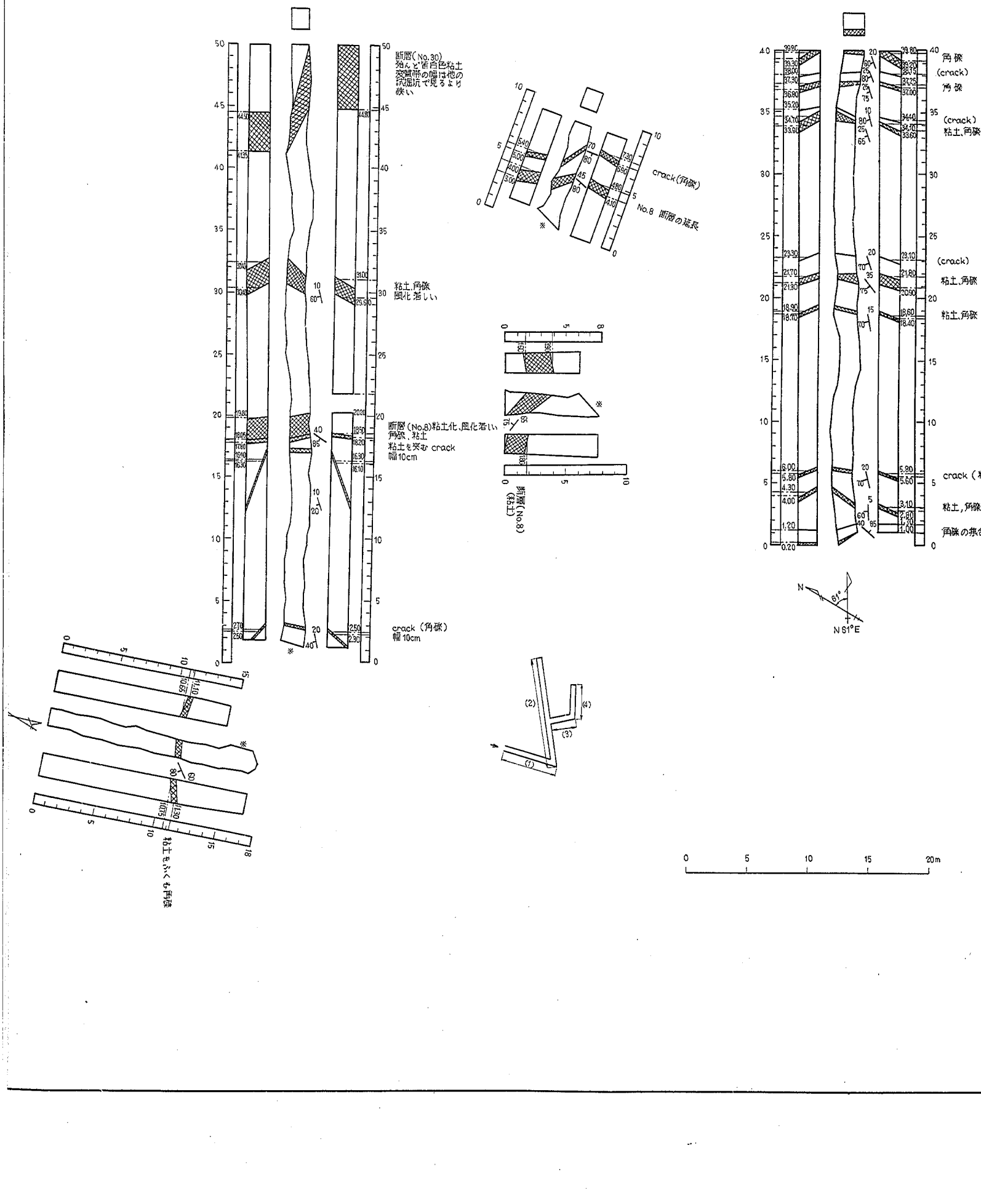






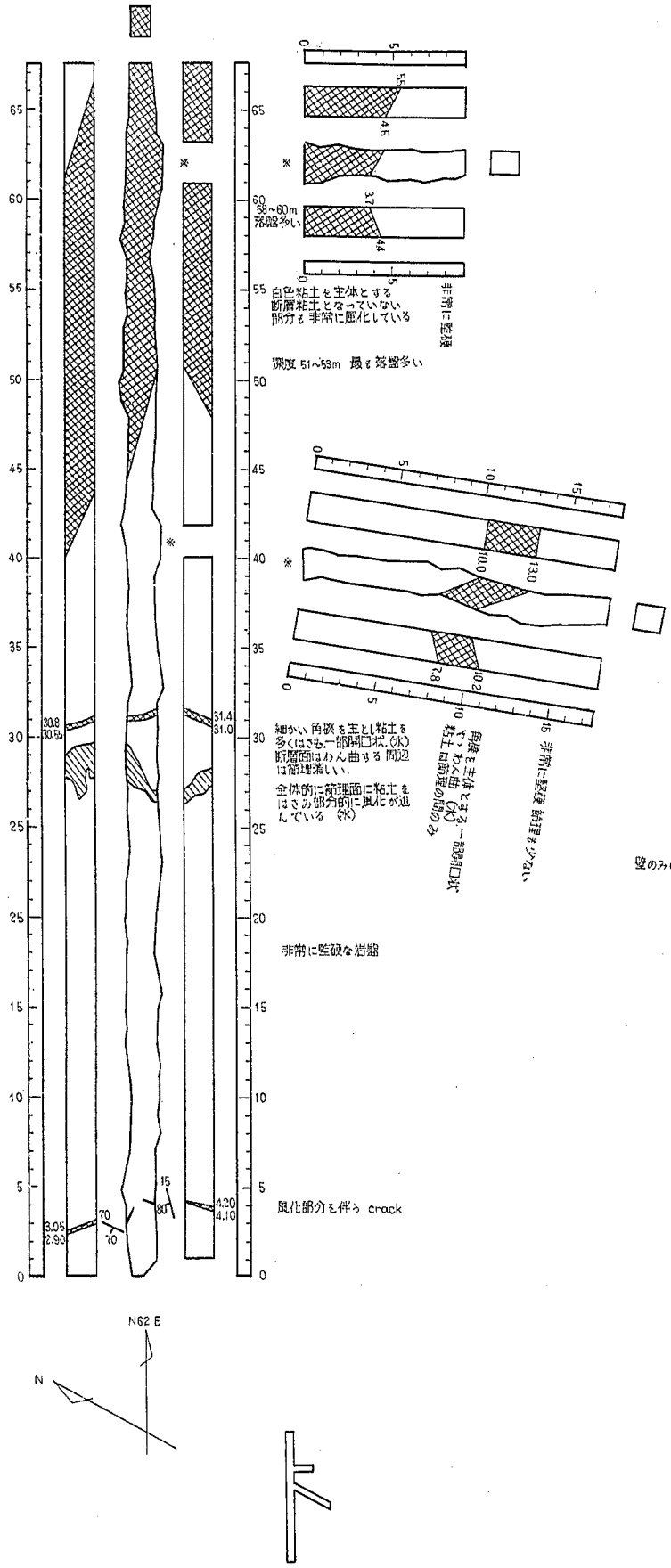


ダムサイト試堀横坑展開図

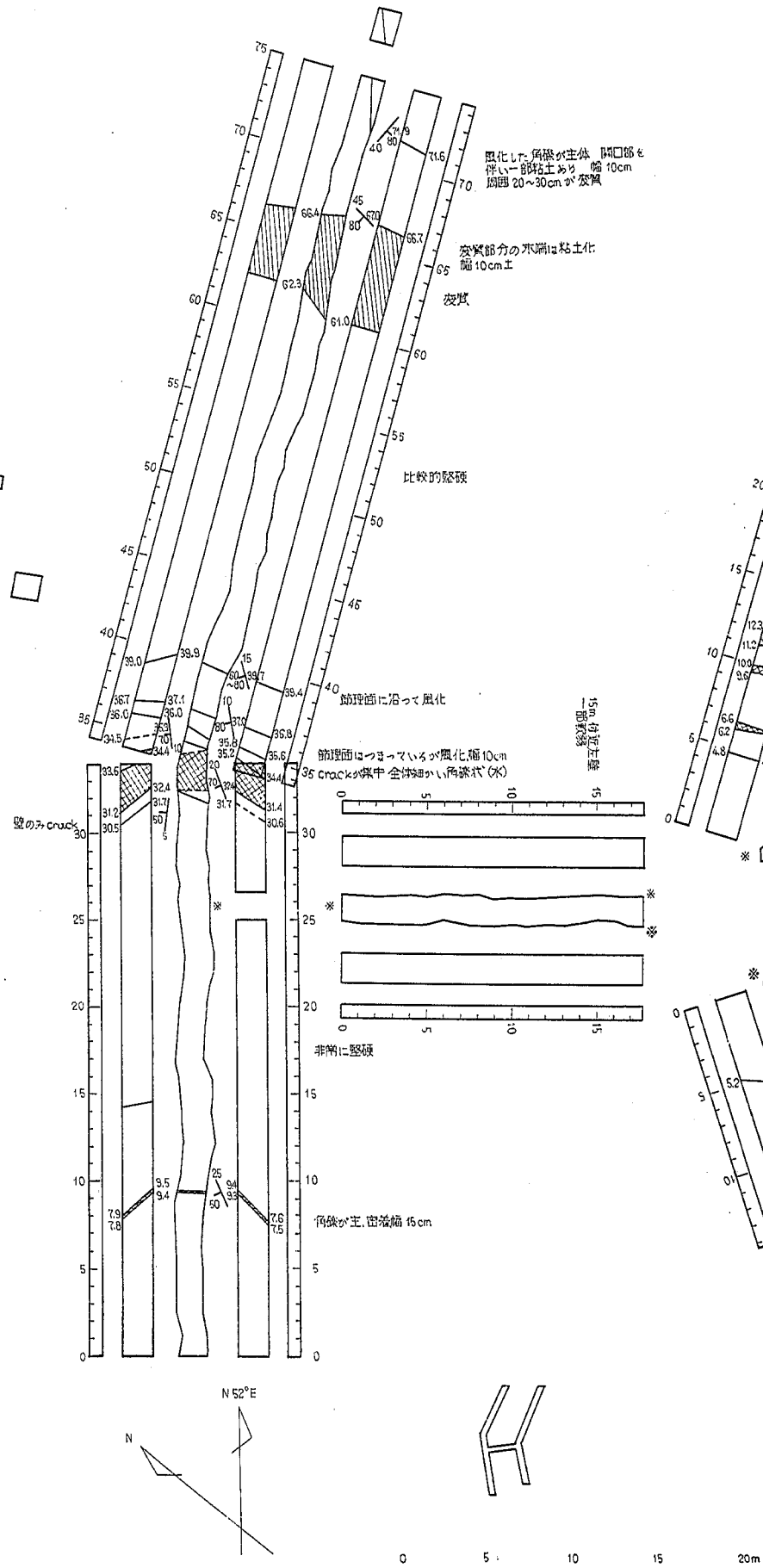


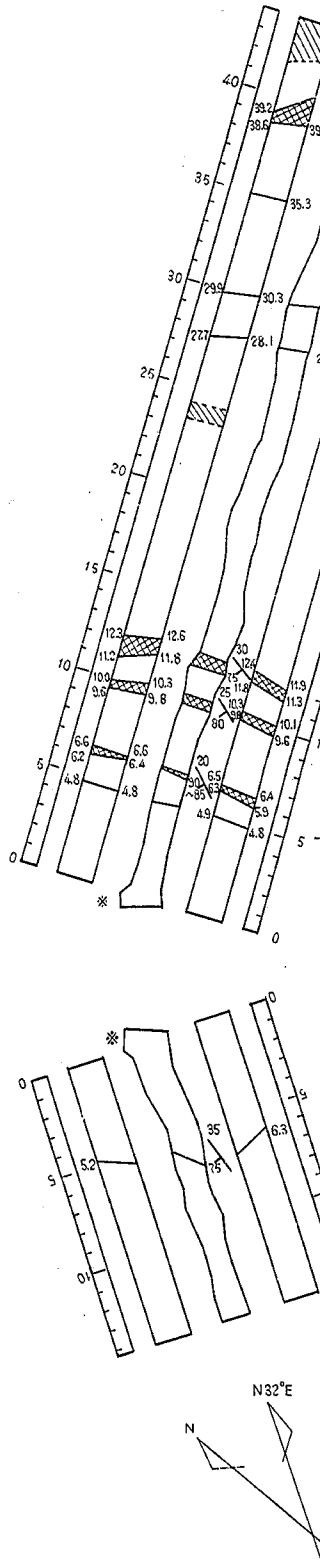
図－11（3） 川俣ダムサイト試堀

第 十 二 坑



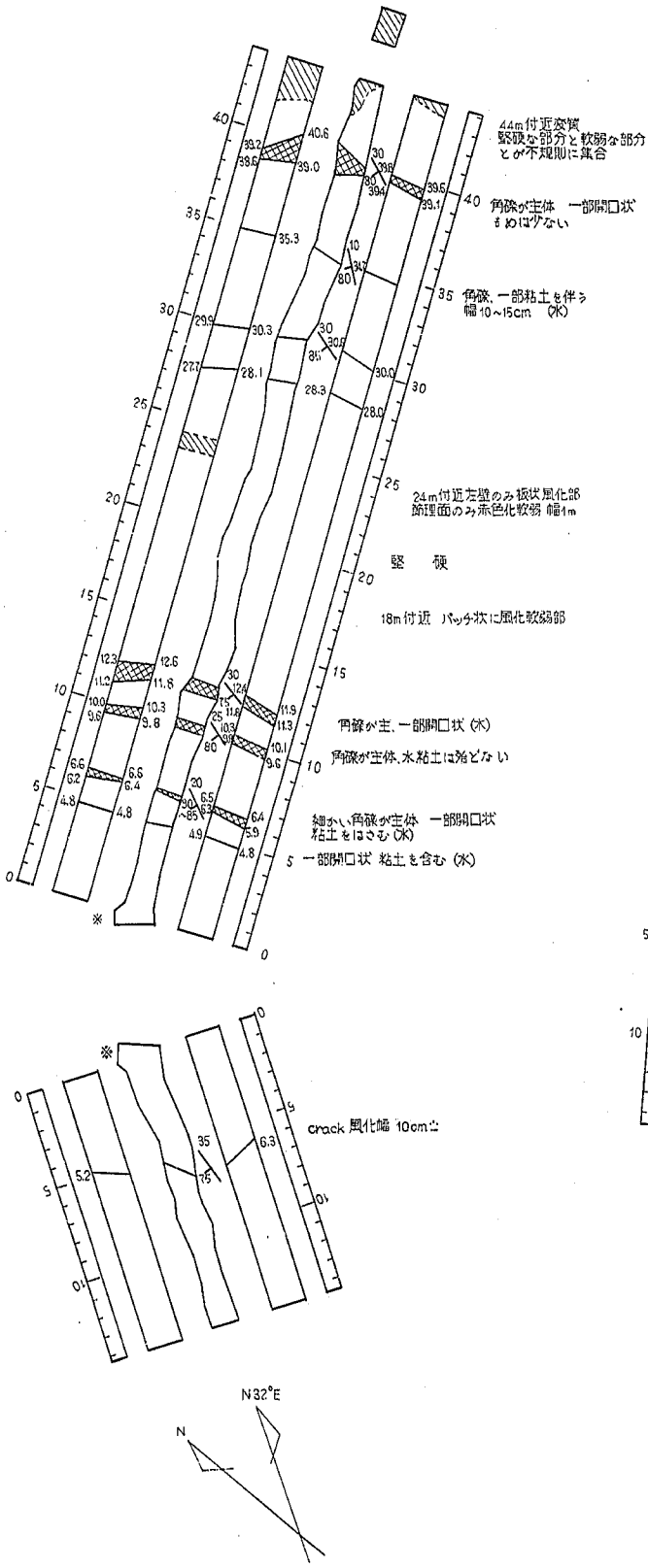
第 十 三 坑



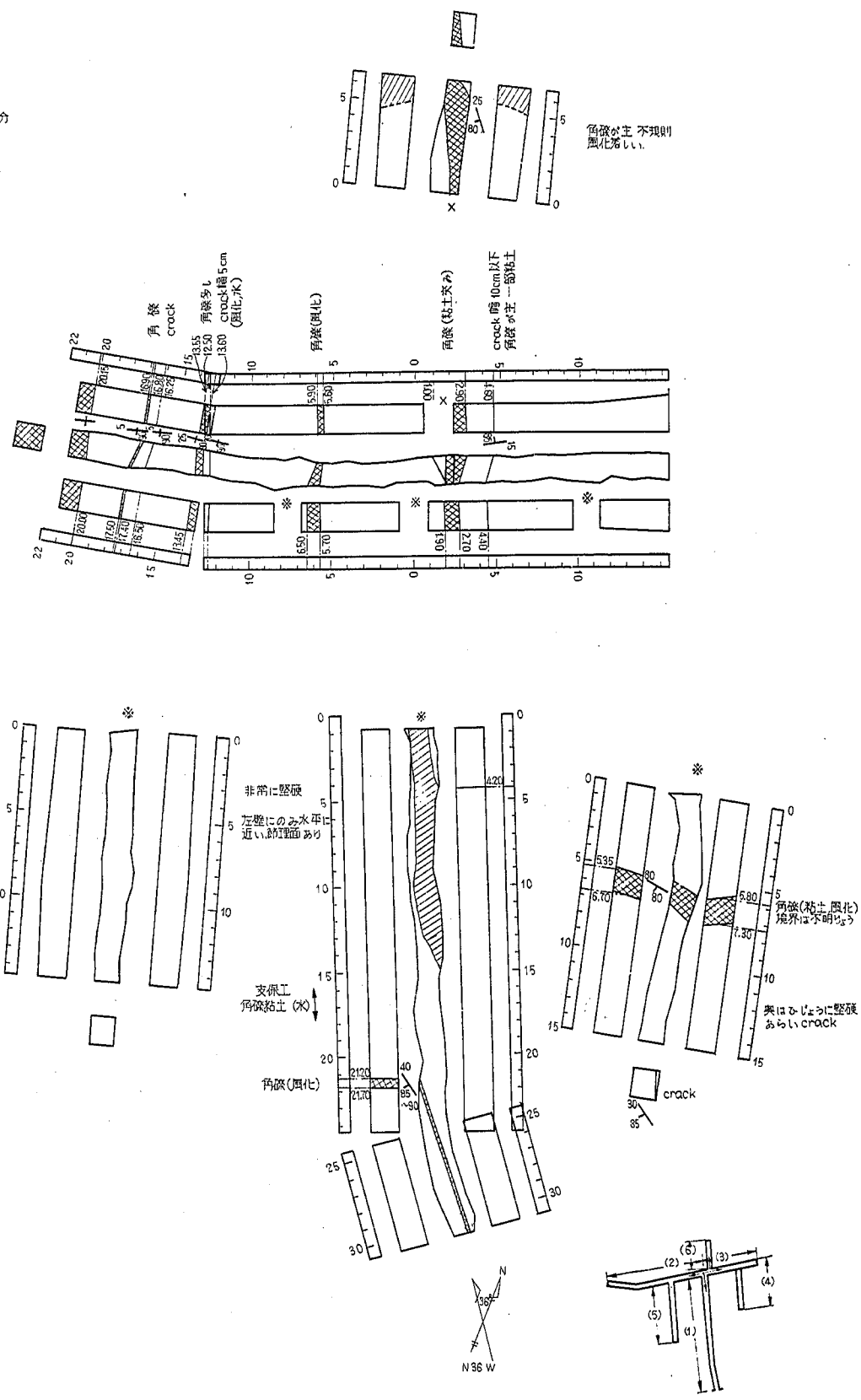


川俣ダムサイト試掘横坑展開図

第十三坑



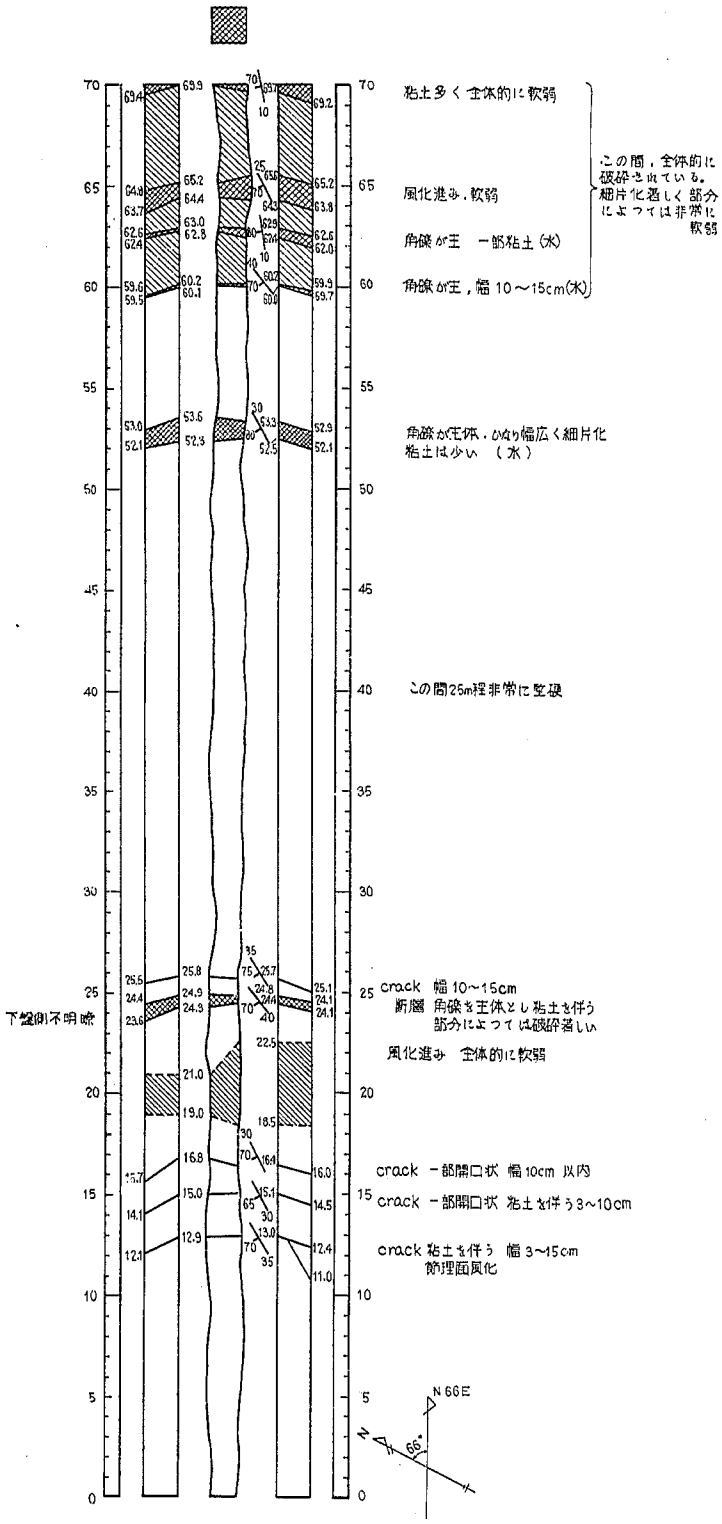
第十四坑



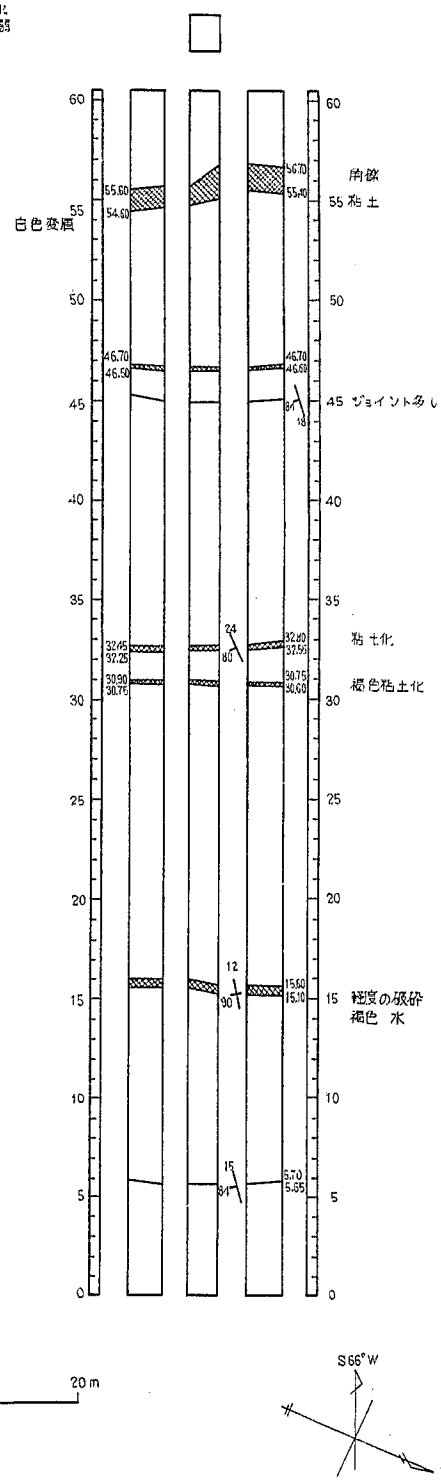
15 20m

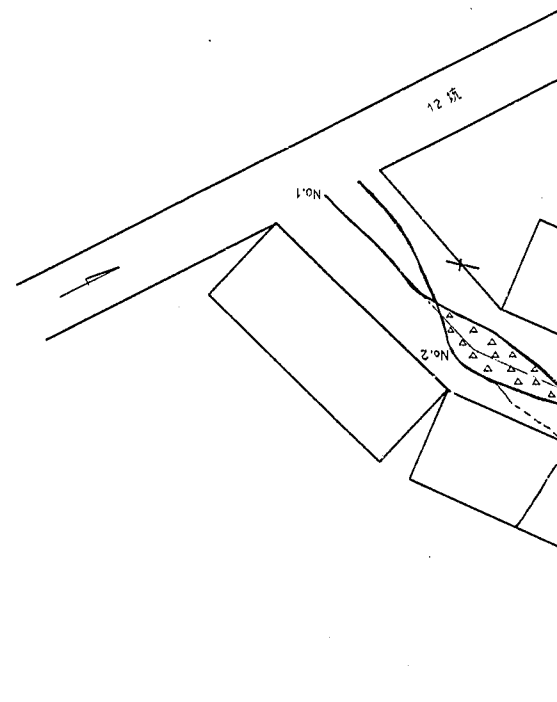
図－11（4） 川俣ダムサイト試掘横

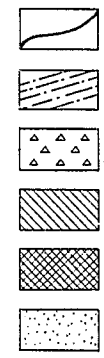
第十五坑



第十六坑（右岸）

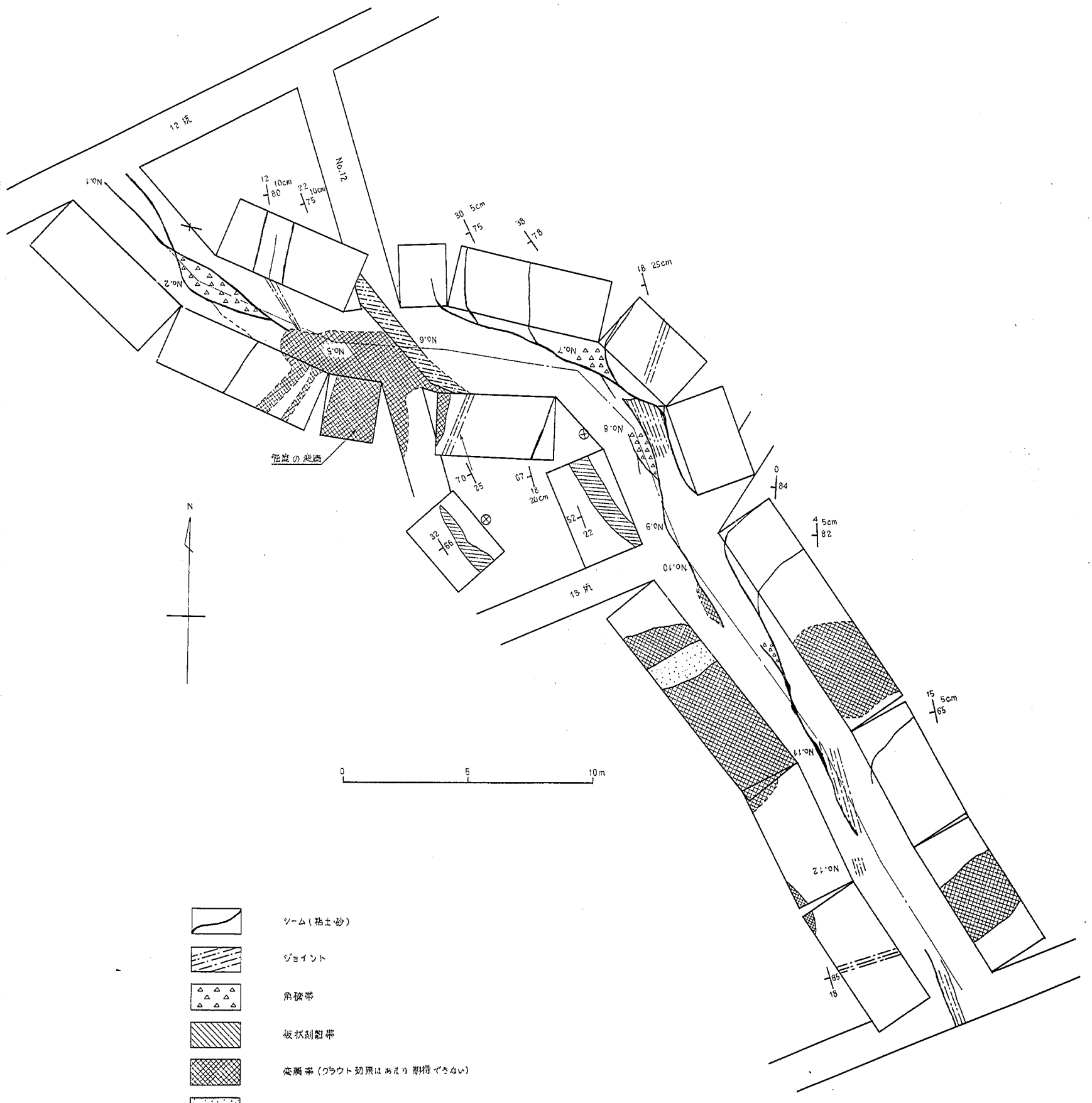




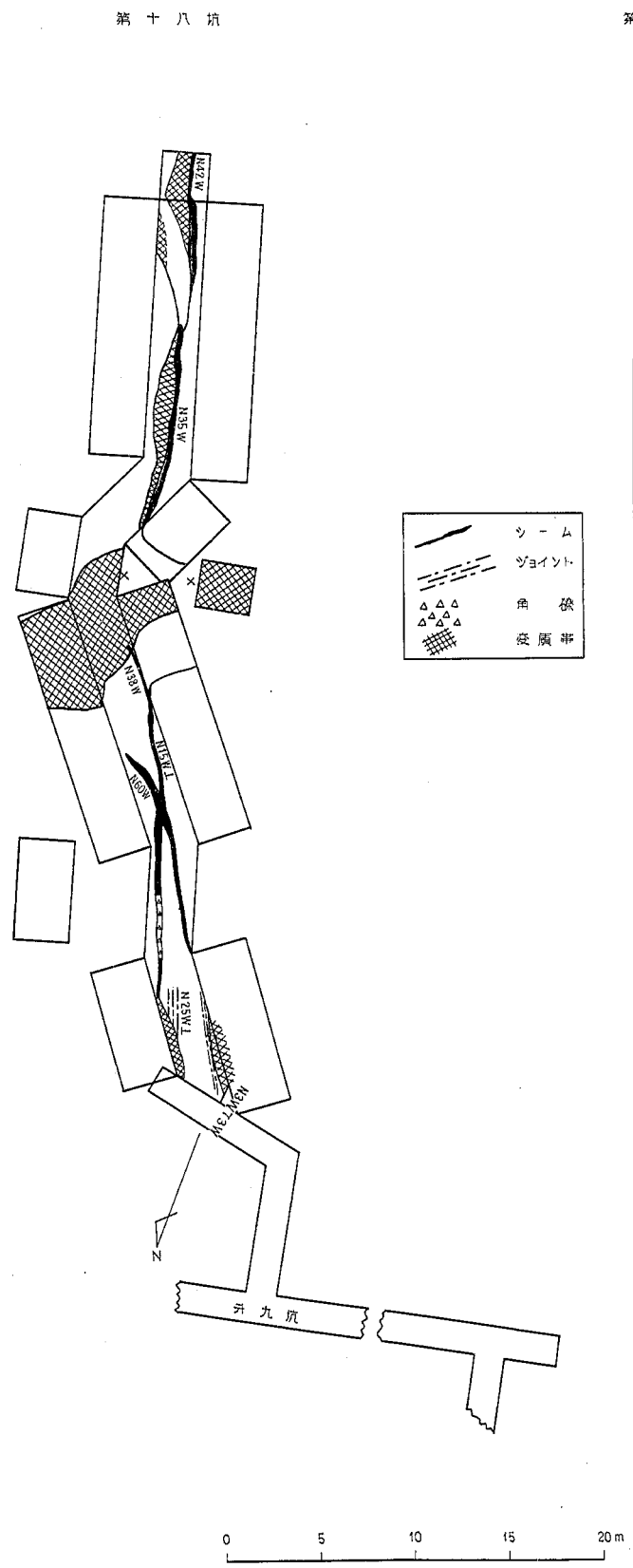


0　5　10　15　20 m

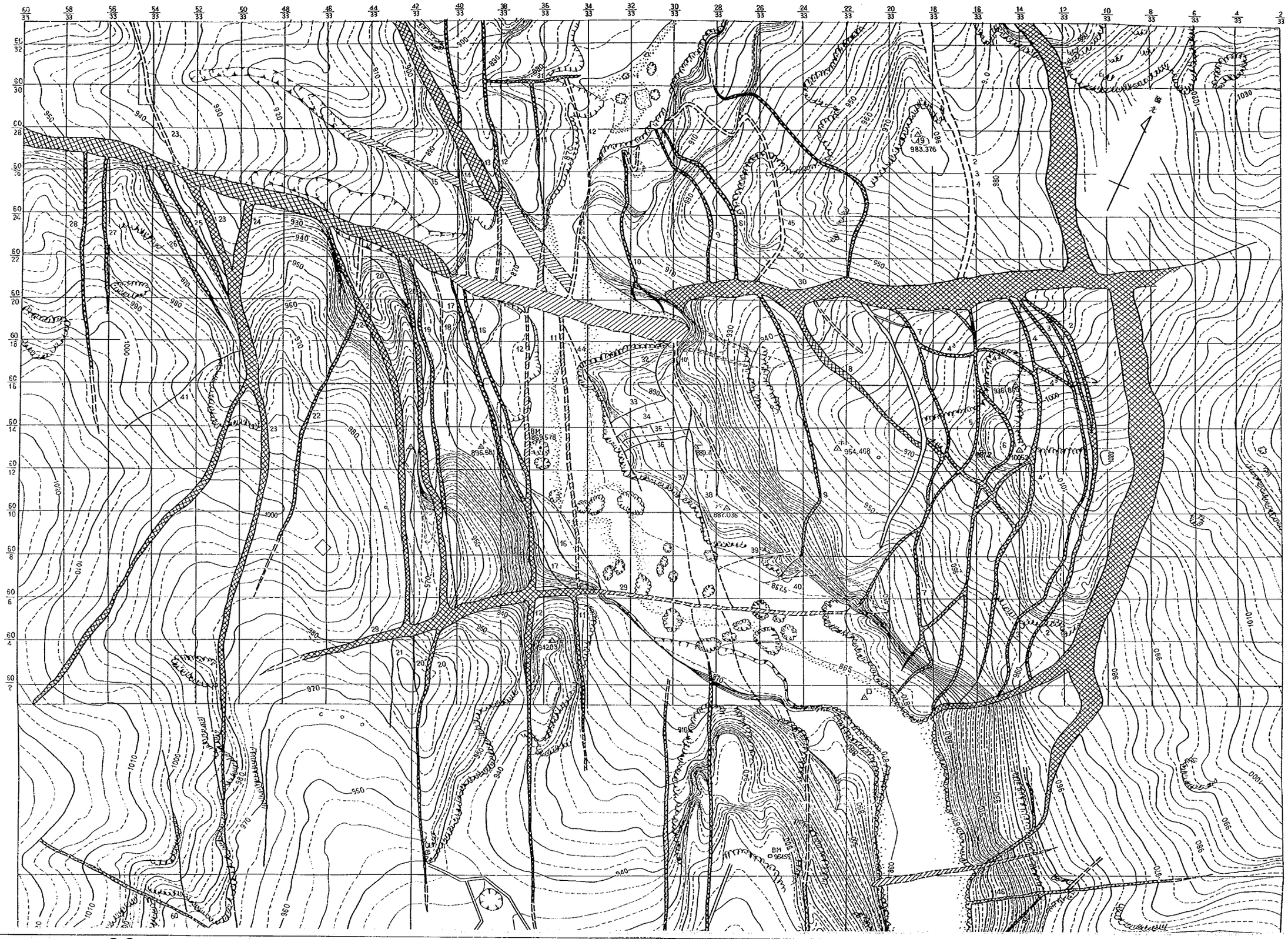
俣ダムサイト試堀横坑展開図

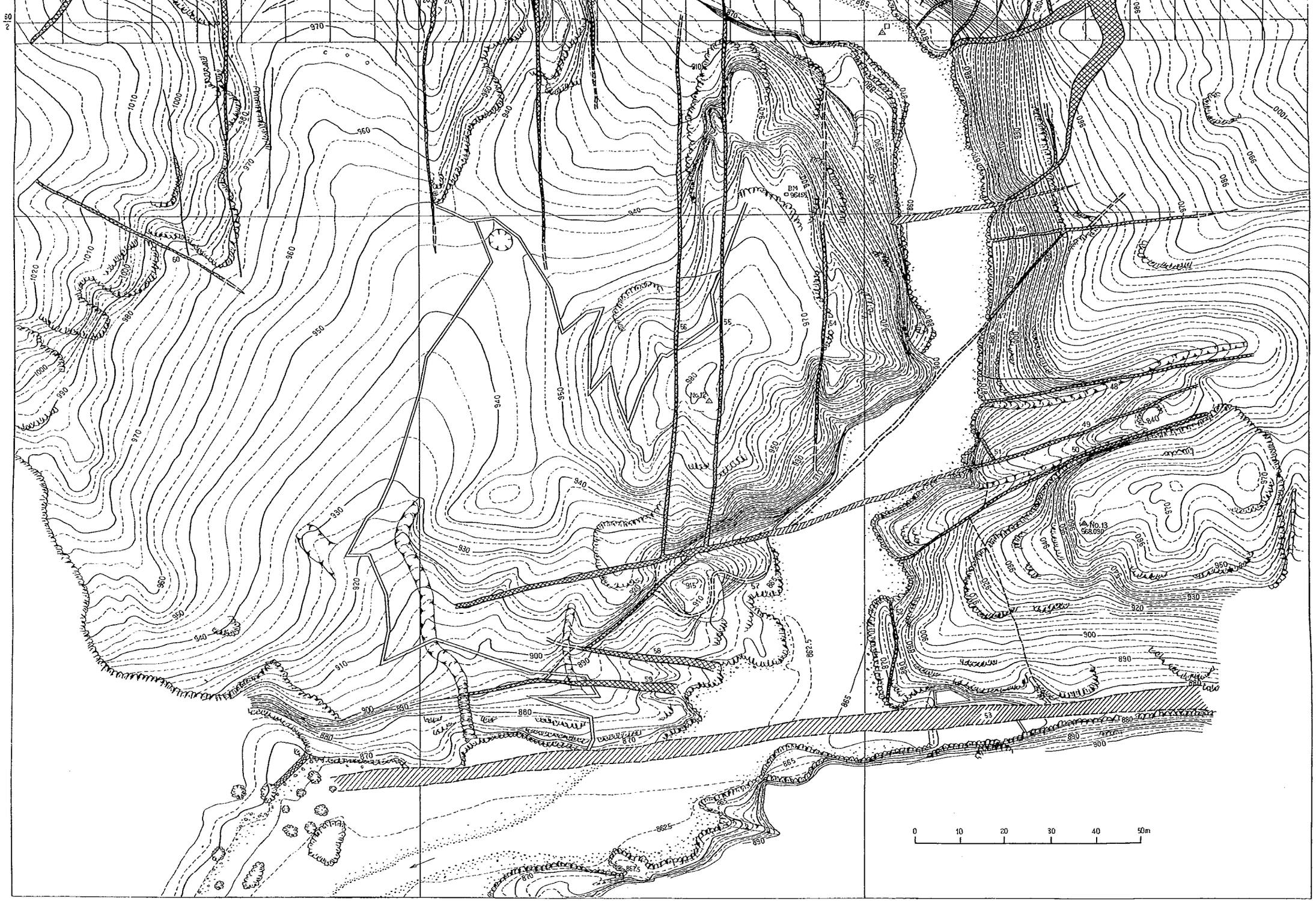


図－11（5） 川俣ダムサイト試堀横坑展開図



図－8 川俣ダムサイト地質図（クラック マップ）




BM
©96455
No.13
568.039
0
10
20
30
40
50m

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 120, October 1964

CONTENTS

1. K. Nakamura, R. Iida and T. Tsutaya
Model Study on Foundation Rocks of Kawamata Dam ……(1)

2. H. Nakagawa, M.Mami and T. Ono
Studies on Hydraulic Behaviors of Arch Dam Spillways (2)
—— Hydraulic Design and Experimental Research of Kawamata Dam Spillways ——……(13)

3. R. Okamoto
Geology of Kawamata Damsite (1)……(69)