土木研究所報告　第百十九号　昭和三十九年八月

土木研究所報告

第119号

アーチダム設計における小型模型実験の有効性について
……中村慶一，飯田隆一，矢野　明…(1)
鶴田ダム余水吐の水理設計とその実験による検討
……永田二生，中川博次，吉竹正致…(13)
新信濃川大河津可動せき模型実験……馬場　亨…(45)
連続鉄筋コンクリート舗装に関する 2，3 の試験……福田　正，月成　稔…(57)
アロファン質粘土の消石灰—石膏による化学的安定処理方法に関する研究 (5)
——アロファンと $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液との反応について——
……有泉　昌，大場正男…(83)
酸性河川水の水質に関する調査研究（第5報）
——玉川の流下中における水質変化に関する考察——……有泉　昌，牧　隆正…(103)
酸性河川水の水質に関する調査研究（第6報）
——玉川骨材の変質について——……有泉　昌…(137)

昭和39年8月

建設省土木研究所

アーチダム設計における小型模型実験の有効性について

(昭和38年8月)

中村慶一*
飯田隆一**
矢野明***

要旨

アーチダムを設計する場合，与えられた荷重に充分耐え，しかもそのダムサイトに適した最も経済的な断面，その他を決定することが大きな課題である。従来はある断面形状を計算で決定し，これを大型模型実験で最終的に検討するのみであったが，計算結果と実験結果との間には大きくひらきがあるために最終的な検討としては種種不都合が生じて来る。

この報告では予備設計の段階から小型模型実験を採用して各種タイプの比較実験を行ない，計算結果は補助的手段として用いた。その結果小型模型実験を行なうことが極めて有効と認められたので川俣ダムを例にとって報告するものである。

目次

1. 従来の設計方法……(1)
2. 小型模型実験上の問題点……(2)
3. 川俣ダム小型模型実験……(3)
〔1〕 ダム設計上の問題点……(3)
〔2〕 実験の概略……(4)
〔3〕 実験結果の考察……(4)
4. 川俣ダム大型模型実験……(8)
〔1〕 変更設計の概要……(8)
〔2〕 実験の概略……(10)
〔3〕 実験結果の考察……(10)
5. 結論……(11)

1. 従来の設計方法

アーチダムは高次の不静定構造物であり，その解析方法は多くの仮定と省略の上で行なわれるため計算結果が真の応力状態を示すかどうか疑わしい。そこでこれらを解明し合理的なダムを設計するために模型実験が採用されるようになってきたのはかなり以前のことである。

土木研究所でも既にいくつかのダムを設計してきたがいずれもダム形状は計算で決定し，実験は縮尺1/100程度の大型模型実験によりその形状を最終的に検討するのみであった。しかしこれらの結果を計算値と比較してみると相当の差がありこのように計算によって形状を決定することは合理的なダムの設計とは言い得ない。

因みに綾北，室牧，二瀬ダム等の計算値と実験値の比較をしてみると表-1，表-2の通りである。

アーチダムを設計する際にその構造上の安全性および経済性を検討するには計算値と実験値の間に大きく相違のある拱頂下流面の水平応力と拱頂上流面基礎の鉛直応力を主眼に検討すればよいと考えられる。先ず表-1をみると各ダムの実験結果が計算値よりもかなり引張側になっている。しかし不等厚アーチを採用してテンションゾーンを削り取ることによってかなりの引張応力が軽減されることが認められている。次に拱頂上流面基礎の鉛直応力はダム基礎の厚さに関係する。一般にこの厚さが薄いと引張側になることが知られている。また実験結果が計算値よりもかなり圧縮側になることも認められており表-2でも明らかである。以上述べてきたことから安全で合理的なダムを設計する場合には拱頂下流面下部の水平引張応力の軽減方法としてサイトの地形や，ダム形状に合った中心角の選び方および不等厚型を採用することによって，またダムの厚さは実験結果に基いて拱頂下流面下部の水平引張応力の軽減の度合と拱頂上流面基礎の鉛直引張応力の増加の度合とを比較検討の上で決定するのがよいと言う結論になった。

綾北，室牧，二瀬ダム等の模型実験は最終的な応力状態の検討手段として行なったがいずれも設計計算に多くの時間を費し，時間的に余裕がなかったので実験結果に対する修正がしにくい状態であった。

* ダム部 ダム構造研究室長
** 〃 ダム構造研究室主任研究員
*** 〃 ダム構造研究室

表-1 拱頂下流面水平応力

ダム名	位置	等厚アーチ		不等厚アーチ		摘要
		計算値	実験値	計算値	実験値	
綾北	高さの約1/3アーチ	0.8	−12.8			$E_R=E_C$
	ベースアーチ		−17.7			
室牧	高さの約1/5アーチ	− 0.1	− 8.7	9.0	− 4.7	不等厚アーチ拱頂下流面ベースで1/3削除
	ベースアーチ		−20.0		− 5.2	
二瀬	高さの約1/5アーチ	− 2.4	− 9.3			
	ベースアーチ	− 4.7	(−10.5) −16.3			括弧はベースアーチでクラックドアーチ法を採用した値

表-2 拱頂上流面鉛直応力

ダム名	位置	等厚アーチ		不等厚アーチ		摘要
		計算値	実験値	計算値	実験値	
綾北	ベース	−16.6	14.4			$E_R=E_C$
室牧	〃	− 1.5	17.4	− 8.5	7.1	不等厚アーチ拱頂下流面ベースで1/3削除
二瀬	〃	2.5	8.5			

しかし室牧ダムでは実験結果から比較的早期に拱頂下流面下部に水平引張応力の発生が認められたので，この対策として不等厚アーチを採用して効果を上げることができた。また二瀬，綾北ダムでは有効アーチ法により水平引張応力軽減の効果を上げているが拱頂上流面基礎の鉛直応力からダムの厚さを決定するならば各実験結果とも応力的にかなり余裕があるのでもう少し厚さを薄くして経済的な断面を設計することが可能であり，薄くすることによって下流面の水平引張応力の改善にも効果を上げ得ると考えられた。

こうしてみると最終的な応力検討手段としての大型模型実験だけでなく，もっと早期の段階で実験的な方法によって応力状態を検討する必要が生じて来る。

大型模型実験は模型の製作に多くの時間を費し，また載荷装置が大きくなるためその設置に多くの時間を要する。従来の応力測定ではひずみ計の測定誤差が約20×10^{-6}あるのでその測定精度を±3kg/cm² におさえるように行なってきたが予備設計の段階での模型実験はダムの応力上に大きな欠陥があるかどうかを概略的に確かめることであるから測定精度を ±7~8kg/cm² に落してもよいと考えられる。更により経済的，合理的なダム形状を選定するためにはこの程度の精度で種々な形状について実験することが必要と考えられる。このような観点から縮尺1/400~1/600 程度の小型模型を用いて設計するのが極めて有効であると考えられてきた。川俣ダムの設計に当ってはこのような点に留意して小型模型実験と計算とを組み合せて，より合理的な形状の選定を行ない最終的には大型模型実験を行なった。その結果小型模型実験が極めてアーチダムの設計上に有効であることが判明したのでその結果について述べる。

2. 小型模型実験上の問題点

一般に応力測定はひずみ測定により行なわれるために充分な精度で測定するには，模型材料の弾性係数が低いことが要求される。このような条件を満足する材料には樹脂，石膏硅藻土の混合物等が用いられるが，樹脂は配合を変えて岩盤の弾性係数を低くすることが難しく，また打設した場合に亀裂が生じたり模型の加工が容易でない。このような理由から石膏硅藻土の混合物を用いることが望ましい。この材料によればそれぞれの配合を変えることによりその弾性係数を70,000kg/cm²~3,000kg/cm²位まで変化させることが可能なので極めて模型を小型化することが出来る。縮尺1/400~1/600の模型で測定するにはダム本体の弾性係数を 8,000kg/cm² 以下にして行なうのが最もよいと考えられるが，ひずみ計をダム表面に貼付することが困難であった。その原因について考えてみると，それには先ず硅藻土の作用について知る必要がある。一般に模型の弾性係数は石膏と水の重量比によって大きく支配される。また石膏と水との重量比は硅藻土の種類，品質等によって著しく変ってくる。

この場合石膏と硅藻土の重量比は弾性係数や強度には大きな意味はもっていない。これらの混合物を用いて標準水量以上に水を増せば材料の分離が著しく，標準水量で混合すれば材料の分離は少ない。このことから硅藻土

は凝結反応には直接関係はなく，ただ水量を均一に増加させて材料の分離を防ぐ働きが主なものであることがわかった。実際に弾性係数を 8,000kg/cm² 以下にすることは硅藻土を石膏よりも多量に混入することで，この配合で打設した場合に遊離水は表面に排出されず，ちょうど石膏の空隙の内部に硅藻土の粒子が取り込まれた状態で固結し，模型の表面に遊離した状態での硅藻土の粉末が多くついている。

したがってひずみ計を貼付する場合その遊離したものがひずみ計の裏面に付着するためにはがれ易い結果になると考えられる。そこでダム表面に剛性の低い接着剤*を下塗し，遊離した粒子を固定してその上にひずみ計を貼付する方法が考えられたので次の方法での接着効果を比較検討した。

i） 測点にひずみ計を直接接着する方法。

ii） 測点に接着剤を下塗しひずみ計を接着する方法。

iii） 接着剤をアセトンで1：2の割合にうすめてこれを下塗し，乾燥してから接着剤を塗りひずみ計を接着する方法。

iv） 接着剤をアセトンで1：2の割合にうすめて下塗し，乾燥してから接着剤を塗り完全に乾燥してから再び測点とひずみ計の裏面に接着剤を塗り生乾きのときに接着する方法。

以上の方法で検討した結果，iv）の方法を採用することによって弾性係数 8,000kg/cm² 程度の模型でも安定したひずみ測定が出来ることが判明した。

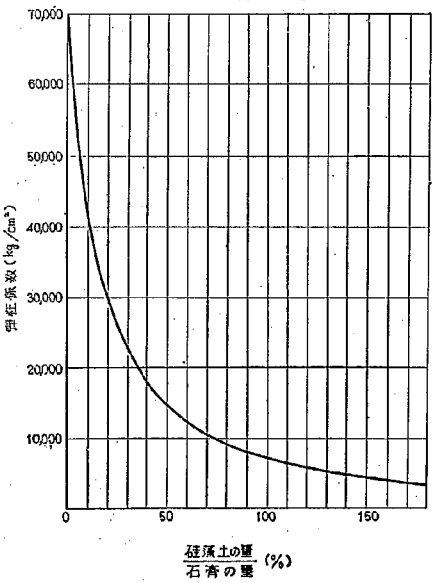


図-1　石膏および硅藻土の混合率と弾性係数の関係

* セルローズ系

3. 川俣ダム小型模型実験

〔1〕 ダム設計上の問題点

A. ダムサイト

ダム地点では堤頂標高における谷幅と堤高との比は1：1程度の極めて急峻な谷形をなし，両岸とも堅牢な石英粗面岩からなっているが鉛直方向の節理が多くこれに沿って温泉噴出による風化帯が存在しているものが多い。特にダム地点には幅5m程度の断層が河流に直角な方向に走っており更に河流に平行なものが左右岸に数多く走っている。このようなダムサイトでのダム地点の選定は非常に困難を極めた。当初の設計方針として，

i） 左岸では地質上アーチスラストを出来るだけ山側に入れること。

ii） 右岸ではアーチアバットメントを出来るだけ上流側にすべきである。

その他出来るなら河床を横切る断層F30の上下盤にまたがる基礎を作らないことがよいと考えられる。

以上の条件を検討した結果，現案位置が最もよいと結論された。現案位置の上流側では谷の幅が非常に大きくなり，下流側では高さ 120m のダムを築造するのに右岸の山の高さが非常に不足していることなどからして現案を採用するに至った。

B. ダム本体形状

本地点ではダムサイトが限定されており動かし得る範囲が殆んどない。また地質条件を適合させるためにアーチの中心角を小さくしなければならない。更にダムの基本的形状の決定に関連する項目として下記について検討を行なった。

i） 不等厚アーチの採否

ii） ダム基礎の厚さ

既に土木研究所において設計された諸ダムの拱頂下流面下部の水平応力をみると，前にも記したように計算値よりも実験値がかなり引張側になっている。川俣ダムでも実験値が計算値よりも約 20kg/cm² 程度引張側の応力を示すものと予想される。室牧ダムでは有効アーチ法の考え方で拱頂下流面ベースの厚さを1/3削りとって水平引張応力の軽減を図りその効果がかなり得られていることからして，川俣ダムでもこの考え方をとり入れて下部に不等厚アーチを採用することが検討されたが実験結果をみてから採否を決定することにした。

次に拱頂上流面基礎の鉛直応力はダム基礎の厚さに関係する。一般にこの厚さが薄いと引張側になり，また計算値ではかなりの引張応力の発生が見受けられるが実験値では大きく圧縮側に移行することが示されている。

川俣ダムでも実験値が計算値よりも 30kg/cm² 程度圧縮側になると予想される。以上述べて来たことからダムの厚さは実験結果に基き拱頂下流面下部の水平引張応力

の軽減の度合と拱頂上流面基礎の鉛直引張応力の増加の度合とを比較検討の上決定することにした。

〔2〕 実験の概略

実験の概略は縮尺 1/400 の模型で載荷重は水銀荷重により弾性領域内でのひずみ測定およびたわみ測定で，ひずみ測定は設計荷重（異常洪水時水圧荷重）のみを載荷したときの応力状態を求め，たわみ測定は拱頂測点の半径方向変位のみを測定した。計算の目的は形状変化につれての応力変化の傾向のみを知ることにしているので本実験を着手するまでに 9 タイプの計算を行なった。その結果当初の原案よりもかなり薄いダムの設計が可能性あると判断されたので次表に示すような形状について実験を行なった。前にも述べたように小型模型実験ではダム本体の弾性係数を 8,000kg/cm²以下で行なうのがよいとされているが，当初はこれらの弾性係数に下げることが技術的に不可能であったために，岩盤の弾性係数とダム本体の弾性係数が同一なもの（以下 $E_R=E_C$ と言う）の実験を行なった。またこれらは応力の移動傾向のみを知る目的でもあった。

表-3　実験タイプ表示一覧表

タイプ	基礎厚 T_A	基礎厚 T_C	天端厚	弾性係数	摘要
A_1	16.0m	16.0m	3.0m	$E_R=E_C$	等厚型
A_2	14.0	14.0	〃	〃	〃
A_3	12.0	12.0	〃	〃	〃
B_1	17.2	12.9	〃	〃	不等厚型
B_2	15.2	10.9	〃	〃	〃
A_2'	14.0	14.0	〃	$E_R<E_C$	等厚型
B_2'	15.2	10.9	〃	〃	不等厚型

表-4　$E_R=E_C$ 実験の弾性係数

タイプ	E_R	E_C	配合(D/P)	摘要
A_1, A_2, A_3	kg/cm² 9,100	kg/cm² 9,100	$E_R=0.65$ $E_C=0.65$	等厚型
B_1, B_2	10,600	10,600		不等厚型

表-5　$E_R<E_C$ 実験の弾性係数

タイプ	E_R	E_C	配合(D/P)	摘要
A_2'	kg/cm² 2,300	kg/cm² 8,300	$E_R=1.8$ $E_C=0.7$	等厚型
B_2'	2,200	8,4000		不等厚型

〔3〕 実験結果の考察

A． 小型模型実験 I （$E_R=E_C$）

$E_R=E_C$ の実験結果次の結論が得られた。

i） 水平アーチ作用が構造物に有効に働いているため圧縮応力の最大は約 60kg/cm² の値を示している。

ii） 拱頂下流面の水平応力は引張応力は見受けられない。

iii） 各タイプ相互間の応力の動きは規則的になっている。すなわち上下流面の水平応力ともダム厚が薄くなると圧縮応力が増加する傾向を示している。また拱頂上流面基礎の鉛直応力は 8～12kg/cm² の引張応力で自重応力を加算すれば 12～15kg/cm² の圧縮応力になりダム厚が薄くなると引張側に移る傾向を示している。

iv） El. 890m の下流面側方片持バリ基礎に鉛直引張応力が発生し，最も著しいのは A_3 タイプで自重応力を加算して 9.5kg/cm² の値である。

v） たわみはダム厚が薄くなるにしたがって下流側に凸になる度合が増してそのたわみ量は僅かに増加の傾向を示している。

$E_R=E_C$ の模型実験の主目的は主応力値そのものより各タイプ相互間の応力変化の傾向をみることであった。その結果，拱頂下流面の水平応力および拱頂上流面の鉛直応力は計算値に比較するとかなりよく一致している。また計算結果での拱頂上流面の鉛直引張応力も予想通り圧縮側に移行している。このうち iv） 以外は既に行なわれた実験で確認されていることであるが iv） の下流面側方片持バリ基礎の鉛直引張応力の発生は今迄に行なった多くの模型実験では見受けられない現象であった。

B． 小型模型実験 II （$E_R<E_C$）

アーチダムの応力分布は岩盤の弾性係数およびその他の境界条件によって鋭敏な動きを示すことが知られている。$E_R=E_C$ の実験と平行して石膏と硅藻土の配合試験を行なっていたところ，弾性係数を 8,000kg/cm² 以下に下げることが可能と認められたので岩盤の弾性係数とダム本体の弾性係数を変えた（以下 $E_R<E_C$ と言う）模型での実験を行なった。この目的は E_R を低くした場合，綾北，室牧ダム等の実験に見受けられた拱頂下流面下部の水平応力が発生するかどうか，また $E_R=E_C$ で見受けられた下流面側方片持バリ基礎の鉛直引張応力は E_R が低くなると大きくなる懸念があるのでこれら 2 つの問題点究明に重点をおいた。

この実験では A_2', B_2' の 2 タイプについて行なった。$E_R=E_C$ の実験結果からも判るように計算値と実験値では各タイプとも相互間の応力変化の傾向がよく似ているのでこの 2 タイプを実験してみることによって他の形状の応力状態もある程度推定が可能と判断された。また時間的にも大部短縮できた。その実験結果を示すと図-2～図-10の通りである。これによって得られた結論は，

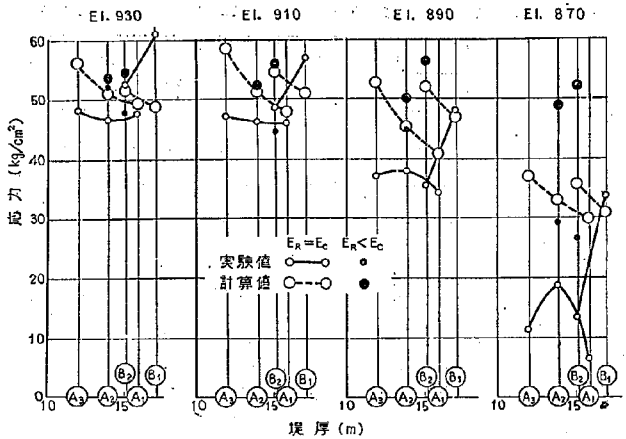


図-2 拱頂上流面水平応力

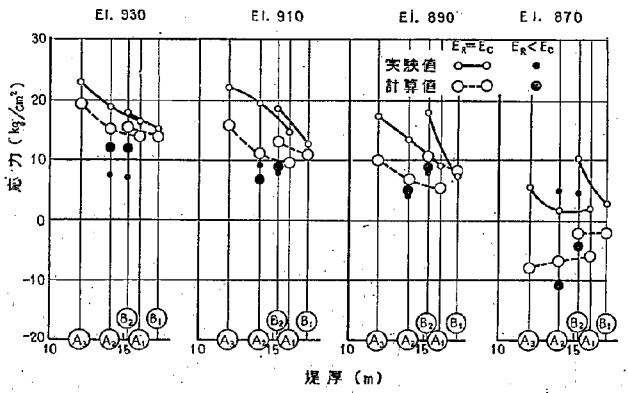


図-3 拱頂下流面水平応力

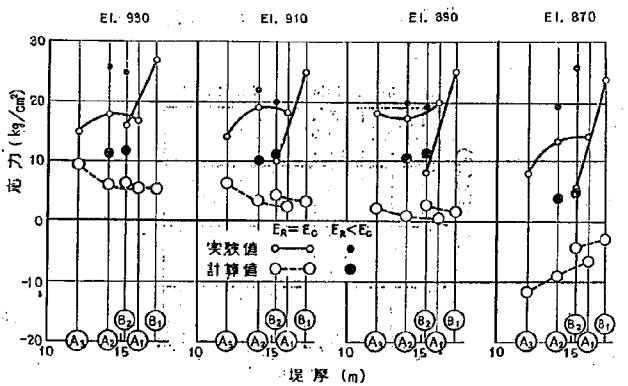


図-4 アーチアバット上流面水平応力

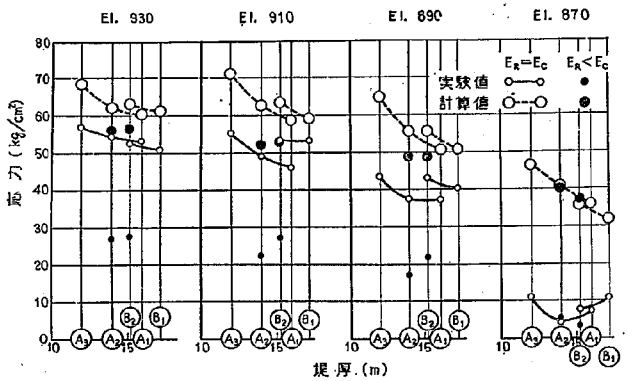


図-5　アーチアバット下流面水平応力

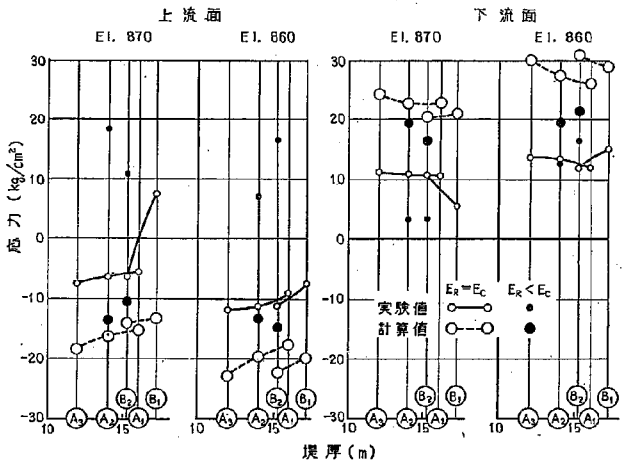


図-6　拱頂鉛直応力（自重加算せず）

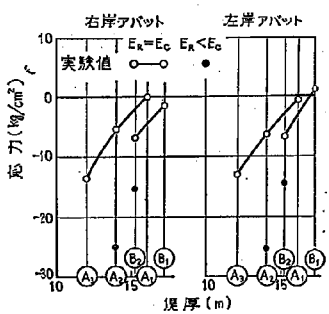


図-7　下流面 El. 890 アバットの鉛直応力

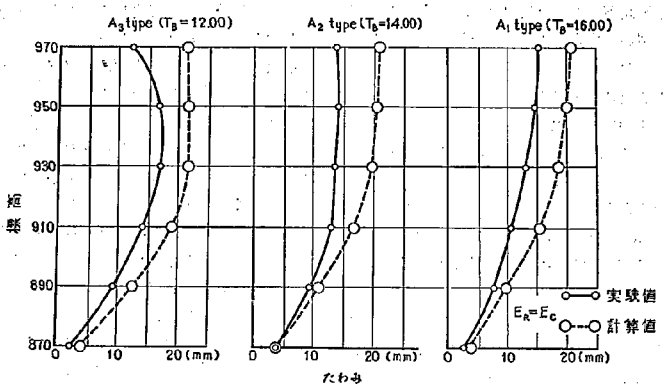


図-8　拱頂たわみ比較図（$E_R=E_C$）

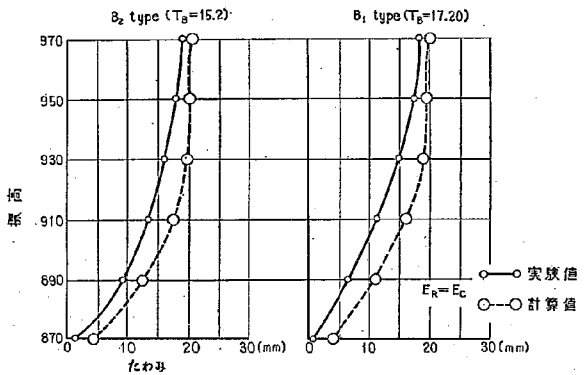


図-9　拱頂たわみ比較図（$E_R=E_C$）

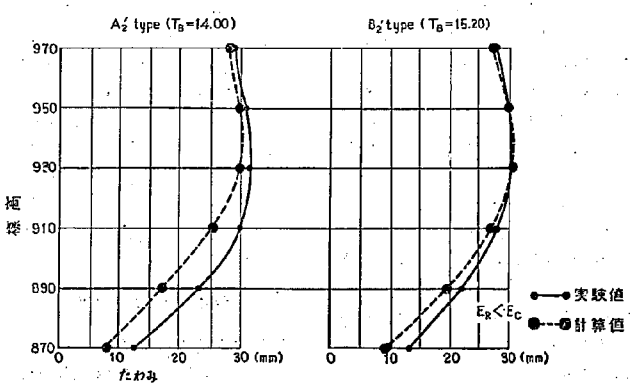


図-10　拱頂たわみ比較図（$E_R<E_C$）

i）拱頂下流面下部の水平応力は A_2'，B_2' タイプとも $E_R=E_C$ の実験結果より引張側に移行しているが引張応力は認められない。

ii）拱頂上流面基礎の鉛直応力は両タイプとも $E_R=E_C$ より圧縮側に移り自重応力を加算して A_2' タイプで 32.5kg/cm²，B_2' タイプで 39.5kg/cm² の圧縮応力を示している。

iii）下流面側方片持バリ基礎に両タイプとも引張応力が発生し，自重応力を加算しても A_2' タイプで約 25 kg/cm²，B_2' タイプで約 15kg/cm² の値である。

iv）たわみは両タイプとも殆んど同様な値を示しておりたわみの度合は A_2' タイプは下部の方から大きくなっているが，B_2' タイプは下部の方から除々にたわみが大きくなっている。これは明らかにダムが不等厚になっているため剛性が大きいことを意味している。

以上の実験結果を検討してみると，先ず i）は綾北，室牧，佐々並ダム等の実験値からもみられるように，本実験でも引張応力発生の懸念は相当にあった。しかし両タイプとも全く発生していない。ii）は既に土木研究所で行なわれた各実験結果でも示されているので本実験でもこの値が計算値より 30kg/cm² 程度圧縮側になると予想したことは全く的中している。次に iii）であるが一般に水圧荷重のみによる鉛直応力は反転モーメントの影響で上流面上部では圧縮応力，下流面上部では引張応力となり下流面側方片持バリ基礎では岩盤の抱束をうけて圧縮応力になる。しかし本実験ではこの基礎付近に最大 20kg/cm² の引張応力が発生している。この引張応力は $E_R=E_C$ の実験でも発生し今迄に行なった7タイプ（合計14個）の模型のいずれも発生している。これらの事実は小型模型実験で初めて発見されたものであって，各タイプ相互間に一定の傾向をもって発生していると言うことは，このような応力が実際に起り得る可能性があると言う確信が得られる。このような引張応力は構造力学的に理解し難いことであるが，相互間に一定の傾向を有すると言う実験結果から逆に原因を推定することが可能であった。すなわち側方片持バリ基礎の上流側へのオーバーハングが大きければ大きいほど引張応力が大きく，E_R/E_C が低くなると引張応力が大きくなることからして，このオーバーハングにより上向の外力が作用して引張応力が発生したのであろうと考えられる。したがってこれまで行なったいずれの形状を大型模型実験に採用してもこの鉛直引張応力は避け難いと判断された。偶々これと時を同じくして現地の調査が進むことにより次の事項が判明した。

i）地質処理工法を検討していたところ，その設計上できるだけダムの中心角を小さくしてアーチスラストを山側に向けるべきである。

ii）右岸アーチアバット部掘削の結果現状ではアーチダムの基礎として好ましくなくもっと下流側の山の厚さを大きくとらねばならない。

以上の問題点および小型模型実験結果を総括すると川俣ダム形状は変更した方がよいと言う結論になった。変更に先立ちこれまで行なった実験結果から等厚型，不等厚型のどちらを採用するかを検討しなければならない。予備設計の段階で懸念された拱頂下流面下部の水平応力は等厚型でも引張応力は認められないので水平引張応力を改良する方法として不等厚を採用する必要はないと判断される。しかし下流面の側方片持バリ基礎の鉛直引張応力は上流側へのオーバーハングが多いほど大きいのでオーバーハングは出来るだけ少い形状にする必要があることは前にも述べた。したがって川俣ダムのように殆んど動かす余地のないサイトで上流面の曲率半径を大きくとる以外に方法がないので B_2' タイプより更にオーバーハングの少い形にするよう小型模型実験結果を充分考慮して修正した結果後述の大型模型実験結果の項でも示すように側方片持バリ基礎の鉛直引張応力はかなり改善されている。

C．計算値との対比

小型模型実験の結果を計算値と比較してみると図-2～図-10 の通りである。

i）$E_R=E_C$ での下流面水平応力は各タイプとも上部標高では計算値と一致し下部標高でも約 10kg/cm² の差を示しており，上流面水平応力も B_1 タイプを除き計算値と似た傾向を示している。$E_R<E_C$ では A_2'，B_2' とも上部ではかなりの差がある。

ii）$E_R=E_C$ での拱頂上流面鉛直応力は各タイプとも上部標高では計算値と比較的よく一致しており，下部標高で実験値が 10kg/cm² 前後圧縮側になっている。$E_R<E_C$ でも $E_R=E_C$ と同様な傾向で，上流面拱頂基礎では A_2' タイプが約20kg/cm²，B_2' タイプが約 30kg/cm² 計算値より圧縮側になっている。

iii）$E_R=E_C$ でのたわみは計算値よりも小さい値を示しているが $E_R<E_C$ では比較的よく一致している。また鉛直応力値から検討してみても応力とたわみの関係が一致していることがわかる。

以上から各タイプ相互間の応力変化の傾向が実験値と計算値とでは非常に似通っている。したがって形状変更を行なう場合に計算結果を介在手段として用いても差支えないと考えられる。またこれらの計算は拱頂片持バリ法を採用しているので下流面側方片持バリ基礎の鉛直引張応力は予想できなかった。

4．川俣ダム大型模型実験

〔1〕変更設計の概要

川俣ダム地点のように地質的に問題のあるところでは堤体応力だけでなく，基礎岩盤についても安全性を確保

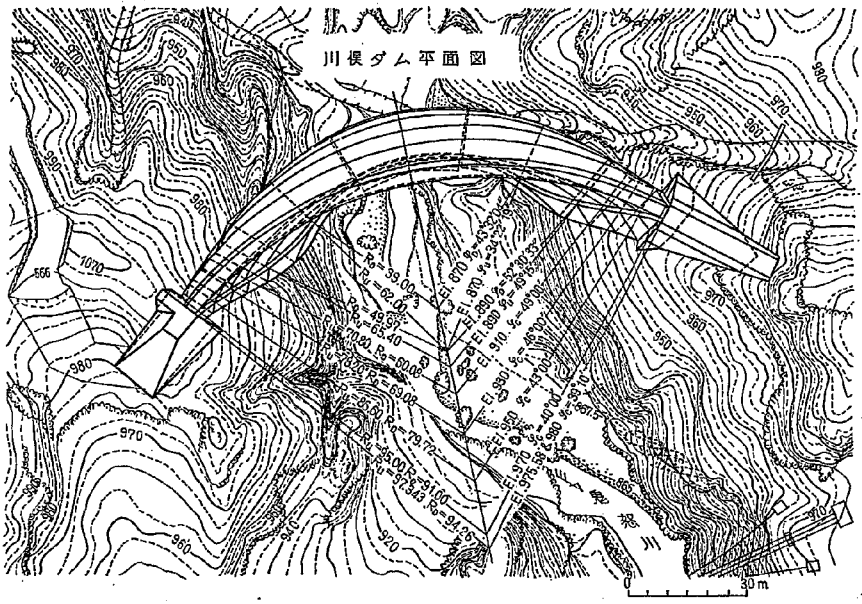
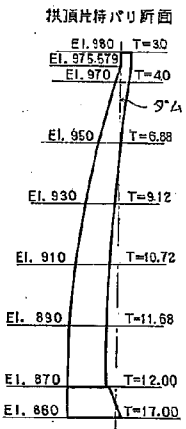


図-11 川俣ダム平面図

し安全率の均衡を図らなければならない。アーチダムの基礎の安全性は岩盤のせん断強さ，作用力の大きさおよびその方向に左右される。しかし前2者を動かすことは出来ないのでスラストの作用方向と山の表面とのなす角度を大きくとることが山の安全性を高める唯一の方法と考えられる。アーチダムの特性は ϕ_1 および T/r の影響が非常に大きい。ϕ_1 は普通 55°～60° がよいとされているがこれはアーチダムの安全性を左右する基礎岩盤は良いものと仮定しての角度である。以上の見地から薄いアーチダムのスラストライン方向の解析を行なった結果 30°*前後の中心角のときスラストラインが最も山側に向くことが判明したので変更設計では堤体応力の許容し得る範囲まで中心角 ϕ_1 を小さくとるように設計した。

ダムサイトは原案設計の際に検討した通り殆んど動かす余地がないので形状変更の際も原案を基本とすべきであると考えた。したがって上部標高ではアーチアバットメント位置は限定され，下部標高での断層F30にのる度合の問題をのこすことになるが，地質処理工法を検討していたところ基礎処理を増加し断層をコンクリートで置き換えることによりアバットメントをのせることが可能と認められたので断層にのせるように設計した。またのせることによって左右岸の山の厚みを確保するとともに，側方片持バリの上流側へのオーバーハングをなくすことになるので，自重応力が許す限り拱頂片持バリ断面を下流側にオーバーハングさせた。形状変更に際しては今迄に行なった計算結果および小型模型実験結果を充分



El.	R_u	R_D	r	R_c	Φ_u	T_c	T_A	γ_A
980	97.343	94.260	95.802	97.343	0°	3.083	3.083	39° 10′
970	95.000	91.000	93.000	93.400	1.60	4.000	4.000	40° 00′
950	86.600	79.720	83.160	79.980	6.62	6.880	6.880	43°00′
930	78.200	69.080	73.640	67.680	10.52	9.120	9.120	46°00′
910	70.800	60.080	65.440	57.500	13.30	10.720	10.720	49°00′
890	65.400	49.970	57.486	48.368	14.96	11.680	13.068	50°48′57″
870	62.000	39.000	49.815	40.315	15.50	12.000	15.843	38°24′51″
860	62.000	34.000	47.315	40.315	15.50	17.000	20.843	32°00′

図-12 川俣ダム諸元

* 土木学会誌 第47巻 11号「アーチダムの岩盤処理」参照

考慮しあくまで原案（B_5' タイプ）を基本とする方針で設計した。

〔2〕 実験の概略

模型の大きさは1/120とし，同一模型を2個製作し実験誤差を少くするように努めた。模型は図-13に示すように現地の状況を出来る限り再現するために岩盤および断層F30の弾性係数を現地の実測結果に基いて模型にとり入れた。実験は弾性領域内でのひずみ測定，たわみ測定と破壊実験で，荷重は静水圧および堆砂圧を作用させ，静水圧は異常洪水位（El. 989.88m）に対して行ない，たわみ測定は半径方向，接線方向について行なった。なお自重応力は計算で求め後に実験値に加算する方法をとった。

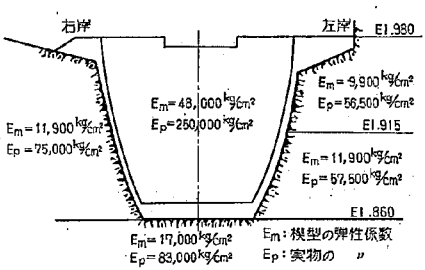


図-13　岩盤および異体の弾性係数

表-6　配　合　表

	実物の弾性係数	模型の弾性係数	配合 (D/P)
	kg/cm²	kg/cm²	
ダム本体	250,000	48,000	0.08
右岸 EL. 860m 以上	75,000	11,900	0.65
左岸EL. 860m～915m	57,500	11,900	0.65
〃 EL. 915m 以上	56,500	9,900	0.84
左右岸 EL. 860m 以下	83,000	17,000	0.58
断層 F30		3,700	1.80

〔3〕 実験結果の考察

大型模型実験による応力測定の結果，予想されたように小型模型実験と同様，次の結論が得られた。

i） 拱頂下流面に水平引張応力の発生がみられる。

ii） 下流面側方片持バリ基礎の鉛直引張応力はかなり軽減されている。

iii） 拱頂上流面基礎の鉛直応力は計算結果に比較して大きく圧縮側に移行している。

以上の各項はダム構造上，その安全性を検討する主な要素であるが，先ずi）の水平引張応力であるが小型模型実験結果ではいずれも発生していることからして，本実験でも相当の懸念があった。その結果は予想通り発生し拱頂下流面全域にわたって約 6 kg/cm² 前後の引張応力を示している。また基礎のサドル部では約20kg/cm² の引張応力が発生している。この部分はかなり部厚い断面であるため止むを得ない現象である。なおサドルはダムの片持バリを支える作用が主目的であるからアーチとして全断面働くことは必ずしも必要でないと考えられる。

以上の水平引張応力発生の原因として考えられるものは種々あげられるが，その中でも模型に断層F30を再現したことが最も大きな原因と考えられる。事実模型実験中に左岸アーチアバット部の断層F30はダム本体からのスラストによって，ある程度のめり込みが生じている。これは明らかに上記のような想定を裏付けるものである。次に ii) の下流面側方片持バリ基礎の鉛直応力は小型模型実験結果からも予想されたように約6kg/cm²の引張応力が発生しているがこの値は著しく小さくなっている。これは形状変更によって側方片持バリの上流側へのオーバーハングをなくして，自重による圧縮応力を増加させ，また上向の荷重が減ったためと考えられる。次にiii) の拱頂上流面基礎の鉛直応力は 4.5kg/cm² の圧縮応力で計算値よりも 38kg/cm² 程度圧縮側になり，自重応力と

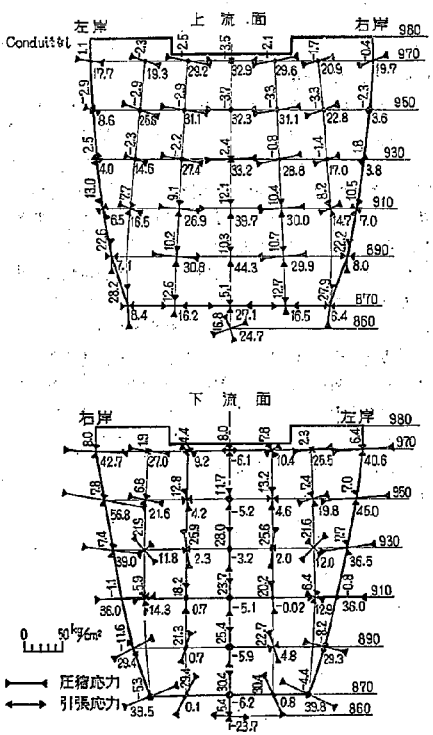


図-14　主応力図（自重加算）

合成すると約 20kg/cm² の圧縮応力である。この点での応力からダムの厚さを決定するならば川俣ダムももう少し薄くすることも可能であった。しかし地質的に問題のある地点において，ダムの厚さと高さの比（T/H）の値がかなり小さくなることからして，やや安全をみればこの程度の厚さが妥当と考えられた。

5. 結　論

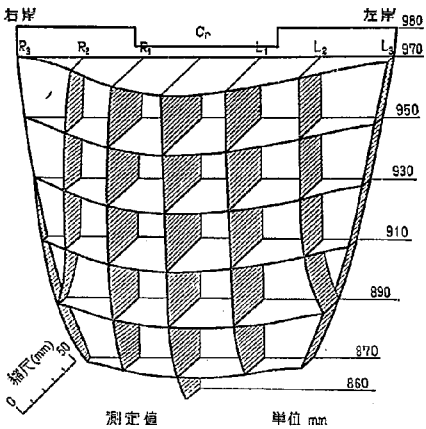
予備設計の段階から小型模型実験を行なってダムを設計したが，その結果次の3項目について確証が得られた。

i） 小型模型実験が計算の介在手段として用いても差支えないことが確認された。

ii） 計算では全く想定の出来なかった下流面側方片持バリ基礎の鉛直引張応力の発生を見極め，事前にその改善策を立てその効果を上げ得たこと。

iii） 地形地質的な関係で極力ダム形状をフラットにすることが要求されたので，拱頂下流面の水平応力が引張応力に耐え得る可能な限度まで中心角を小さくしてその安全性を確かめたこと。

アーチダムを設計する場合，計算で概略の形を推定しこれを系統的に小型模型実験で比較検討を行ない，形状の修正および断面形状を決定し，更に大型模型実験で最終的な検討を行なって堤基礎幅と堤高との比 T/H が0.1と言うきわめて薄いドーム型アーチダムを設計したのはかって国内では例をみない。その後矢木沢，小渋，下筌ダム等の模型実験が進められておりその結果が期待される。



測定値　　単位 mm

測点	EL.970	960	930	910	890	870	860
R_3	−1.0	1.0	2.0	5.0			
R_2	14.0	16.0	14.0	13.0	7.0	5.0	
R_1	30.0	31.0	28.0	26.0	23.0	13.0	
C_r	38.0	36.0	35.0	32.0	28.0	19.0	14.0
L_1	34.0	33.0	31.0	30.0	27.0	16.0	
L_2	21.0	21.0	21.0	18.0	14.0	9.0	
L_3	4.0	7.0	8.0	7.0			

図-15 半径方向たわみ図

鶴田ダム余水吐の水理設計とその実験による検討

(昭和38年3月)

永田二生*
中川博次**
吉竹正致***

目次

まえがき……(1)
1. 余水吐基本設計の概要……(2)
〔1〕 設計条件……(2)
〔2〕 余水吐の型式と配置……(2)
2. 余水吐の水理設計……(3)
〔1〕 越流部常用余水吐の設計……(3)
(1) 越流部形状……(3)
(2) 越流量の推定……(4)
〔2〕 放水管設計……(4)
(1) 放水管流量の推定……(4)
(2) 放水管開水路部の設計……(5)
(3) 放水管管路部の設計……(6)
〔3〕 越流部非常用余水吐の設計……(8)
〔4〕 減勢工の設計……(9)
(1) 減勢工型式の選定と設計条件……(9)
(2) シル高の決定……(9)
〔5〕 放水管主給気孔の設計……(10)
(1) 給気孔の必要性……(10)
(2) 需要空気量の推定……(11)
(3) 給気孔断面の決定……(12)
3. 模型実験による検討……(12)
〔1〕 模型および縮尺……(12)
〔2〕 堤頂越流部の検討……(12)
(1) 越流量……(12)
(2) 越流面圧力……(14)
(3) 越流水面形状……(15)
〔3〕 越流部導流壁高の検討……(16)
(1) 水面上昇の原因……(16)
(2) 橋脚デフレクター……(17)
(3) 放水管デフレクター……(17)
〔4〕 減勢工の検討……(18)
(1) 必要シル高……(18)
(2) シル形状の修正……(18)
(3) 導流壁形状とシル高の修正……(20)
(4) 減勢池必要導流壁高……(21)
(5) シル下流保護工……(23)
(6) 異常洪水時の流況……(24)
〔5〕 放水管の検討……(25)
(1) 放流量……(25)
(2) 管路部圧力……(27)
(3) 開水路部圧力と水面形……(27)
〔6〕 結論……(27)

まえがき

川内川は，その水源を熊本県の白髪岳および霧島山系に発し，伊佐盆地を緩流して，鶴田村の狭さく部を通り，川内市から東支那海に注ぐ，幹川延長138 km，流域面積1,636 km²の河川である。川内川改修工事は昭和6年より着手されてきたが，昭和29年8月18日の出水は，計画高水流量を上回わり，下流に多大の災害をもたらしたため，計画の根本的再検討がなされ，中流部，鹿児島県薩摩郡鶴田村地先にダムを築造することが計画された。鶴田ダムはダム地点での計画高水ピーク3,100 m³/secを2,300 m³/secに調節するとともに，本ダムを利用して発電をおこない，未開発落差および流量の高度利用をはかるものである。鶴田ダム計画概要を表-1に示す。

表-1 ダムおよび水理諸元

型式	重力式コンクリート
堤高	117.5m
堤頂長	450.0m
堤体積	1,028,000m³
総貯水量	123,000,000m³
有効貯水量	98,000,000m³
集水面積	805km²
たん水面積	3.61km²
基礎岩盤標高	El. 45.000m
基礎岩質	砂岩
常時満水位	El. 160.000m
計画満水位	El. 160.000m
制限水位	第1期 146.50，第2期 154.00 第3期 157.00
推定堆砂面	El. 115.600m
計画洪水流量	3,100m³/sec
異常洪水流量	3,720m³/sec
計画最大放流量	2,300m³/sec
調節流量	800m³/sec

* 前ダム部 ダム水理研究室長
** ダム部 ダム水理研究室長
*** 九州地建鶴田ダム工事事務所

1. 余水吐基本設計の概要

実験に先立って，原設計余水吐案について，既往の設計および実験資料にもとづいて詳細な検討を加え，より合理的な形状修正を行なったが，以下にその検討経過を述べる。

〔1〕 設計条件

計画の当初には，洪水調節の対象となる計画洪水波形としては，図-1に示されるピーク流量 2,800 m³/sec の波形が与えられた。その調節方式は，ピークまでは一定率調節方式，それ以後は 2,100 m³/sec の一定量放流方式である。

常用余水吐の寸法は，このⅠ型波形に対する調節計画を満足するように選定された。また，計画高水位 El. 160.00 m で全余水吐放流能力が異常洪水流量 3,720 m³/sec を上回ることが確認されねばならない。

既往の洪水記録を綿密に解析検討した結果，調節計画に，図-2に示されるⅡ型洪水波形も考慮しなければならないことがわかった。この計画波形は，Ⅰ型に比べ，ピーク流量は大きく (3,100 m³/sec)，一方，波形はシャープであり，Ⅰ型と同様，ピークまでは一定率調節，それ以後は 2,300 m³/sec の一定量放流方式をとるものとした。この計画放流量曲線の変化は，Ⅰ型波形のそれに比べ急激であるから，Ⅰ型洪水の放流計画を満足するように決定された余水吐は，Ⅱ型洪水のそれを十分に満足しないことが認められた。しかしながら，Ⅱ型洪水の調節操作によって，調節容量になお 2,000,000 m³ の余裕があること，また，後述のように越流部両端に新らたに計画された2径間の非常用余水吐を操作することにより，その放流計画を満足させうることから，余水吐寸法の修正は行なわなかった。

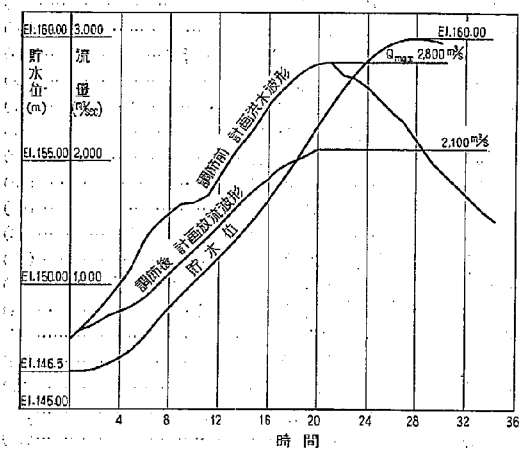


図-1　洪水調節計画図（Ⅰ型洪水）

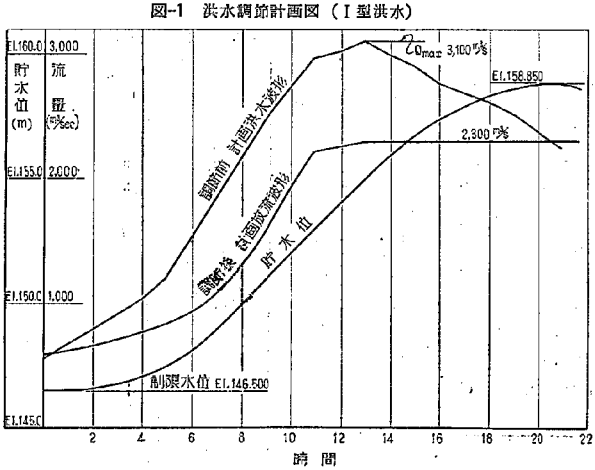


図-2　洪水調節計画図（Ⅱ型洪水）

さて，Ⅰ型洪水の放流計画を満足するような専用余水吐を設けることは，必要放流量が非常に大きいために，余水吐工費がいたずらに高くなるから，放水管と越流型余水吐とを併用操作して計画放流を達成することが合理的であると考えられた。

〔2〕 余水吐の型式と配置

ダム地点での河道幅および水叩き左岸に建設される発電所の規模から適当と判断される水叩き幅は 50 m であり，したがって余水吐総幅を 50 m にとることとした。

堤頂中央部には越流型余水吐2径間を配置し，径間幅はゲートの経済性を考慮して 12 m とし，越流頂標高は制限水位維持を容易ならしめるため，第一期制限水位 El. 146.50 m に一致させた。放水管数は，越流部余水吐との相対位置および経済性を考慮して3条とし，橋脚および橋台の直下に一条ずつ配置した。放水管寸法は，越流部と併用操作した場合に，図-1の計画放流曲線を満足させ，また，計画高水位で異常洪水流量 3,720 m³/sec が確保しうるように定められた。

放水管型式は半管路型としたが，この型式を採用した理由は下記のとおりである。

1) 放水管必要寸法が大きく，全管路型放水管を採用した場合には，余水吐工費が莫大になる。
2) 堤頂越流水脈と放水管放出水脈とをラップして流しうるから，余水吐の配置が容易である。
3) ゲートが堤体内に設置されるから美観上好ましい。

なお，堤頂越流部については，実験に着手して後，つぎの理由によって非常用余水吐を設置する必要が認められ，越流部両側に径間幅 8.5 m の越流型余水吐を配置した。

1) 本流域は洪水の多発地帯であること。
2) 計画洪水流量の算定基礎が不確かなこと。
3) 上流の河川改修後，疎通能力の増大に伴なう洪水流量の増加が予測されること。
4) 高水圧放水管ゲートの操作に対する信頼度が低いこと。
5) 中央越流部 2 径間を操作した場合，越流面で広がった流れによって導流壁面に高い衝撃波が発生し，水叩き内での減勢処理に悪影響を及ぼすこと。

非常用余水吐の放流能力については，放水管に不測の事態が生じて放流機能が失なわれたときにも対処できるという考えから，放水管の放流能力と同程度，すなわち，計画高水位 El. 160.00 m における全余水吐の放流能力が，5,000 m³/sec となるように定められた。

2. 余水吐の水理設計

〔1〕 越流部常用余水吐の設計

(1) 越流部形状

越流部の縦断形状は，標準型ランドルフ曲線を採用した。設計水頭 H_d の大きさは，図-3 に示される l および h が正の値となり，上流面が鉛直面を形成するように選ばれた。すなわち，幾何条件から，

$$l = W - \{a + (\eta + E)\, m_2\} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで，
W：越流頂と上流面との間の水平距離
a：越流頂と堤軸との間の水平距離
η：越流頂と基本三角形頂点との標高差
E：跳躍点と越流頂との標高差
m_2：堤体上流面こう配

である。いま，$W = 0.2868\, H_d$，$E = 0.1325\, H_d$ で与えられる。また，m_1 を堤体下流面こう配，X_1，Y_1 をそれぞれ，越流頂を原点とする越流面曲線と堤体下流面との接点の，X，Y 座標とすると，$a = m_1(\eta + Y_1) - X_1$ となる。越流頂より下流側の曲線は，

$$Y = \frac{0.53}{H_d^{0.8}} X^{1.8} \quad \cdots\cdots (2)$$

で与えられるから，X_1，Y_1 は接点の条件から求められる。本ダムについては，$m_1 = 0.79$，$m_2 = 0.07$，$\eta = 15$m，$X_1 = 1.424\, H_d$，$Y_1 = 1.001\, H_d$ であるから，これらを (1) 式に代入して整理すると，

$$l = 0.9104\, H_d - 12.9 \quad \cdots\cdots (3)$$

となる。種種検討の結果，$H_d = 14.5$ m，$l = 0.301$ m，$h = 4.306$ m を選定した。

なお，計画放流時に越流頂ゲートを半開操作するから，高水頭，小開度時に越流面に負圧の発生することが予想さる。最大負圧の推定は，ゲート形状や位置などによって圧力状態が著るしく変化するから，かなり困難であり，水理実験によって検討されねばならないが，本設計では，負圧の発生を軽減するため，ゲート下端位置を越

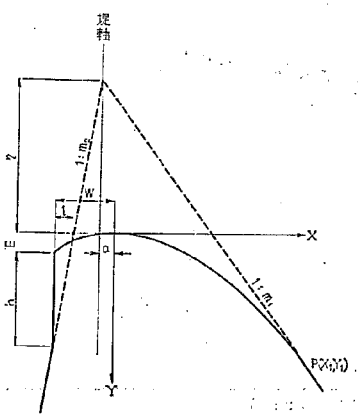


図-3 越流部記号説明図

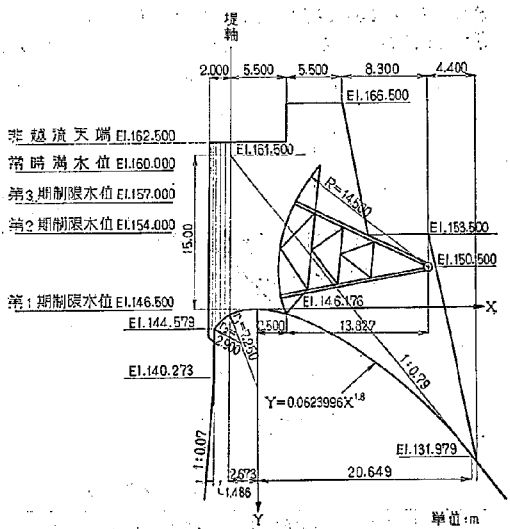


図-4 越流部標準断面形状（常用余水吐）

流頂から 2.5 m 下流に設定した。

以上の方法によって設計された越流部標準断面形状を図-4 に示す。

(2)　越流量の推定

接近流速が非常に小さい場合の越流量公式は次式で表現される。

$$Q = CBH^{3/2} \quad \cdots\cdots(4)$$

ここで Q：越流量（m³/sec），B：純越流総幅（m），H：越流深（m），C：越流係数 である。

土木研究所で行なわれた7種の標準型越流部模型に関する実験資料から得られた H/H_d と C/C_d との関係は，図-5 に示すとおりであり，多少のばらつきはあるが，図示された曲線によって代表されるものと考えてよい。C_d は越流深が設計水頭に等しい場合の越流係数である。いま，別に行なわれた標準型越流部の2次元模型に関する実験では，$H = H_d$ のときの C_d=2.225 であることが確かめられた。[1] 実際の越流部では橋脚の端収縮による3次元的な効果が現われるが，その一つの表現は次式で与えられる。

$$B' = B - Kn'H \quad \cdots\cdots(5)$$

ここで，B'：有効越流総幅，K：端収縮係数，n'：端収縮の数（$= 2n+3$，n：径間数）である。

K の値は H とともにきわめて複雑に変化するから $H = H_d$ という固定された条件のみに着目し(4)式と(5)式および2次元での越流係数の値から得られる関係式は，

$$C_d = 2.225\left(1 - K_d\frac{n'H_d}{B}\right) \quad \cdots\cdots(6)$$

で与えられる。実験値から (6) 式にもとづいて K_d を計算し，K_d と形状諸因子との関係を重回帰分析によって求めた結果は次式のとおりである。[2]

$$K_d = -0.150 - 0.000275\frac{L}{H_d} + 0.0887\frac{l}{H_d} + 0.196\frac{L}{L+l} \quad \cdots\cdots(7)$$

上式中，L：径間幅（m），l：橋脚幅（m）

(7)式から K_d を計算し，これを(6)式に代入して C_d を求め，図-5 の H/H_d と C/C_d との関係曲線を用いて任意水深 H に対する C を推定することとした。本ダム越流部では，$L = 12$ m，$l = 3$ m，$H_d = 14.5$ m，$B = 2L = 24$ m，$n' = 7$ であるから，$K_d = 0.0229$，$C_d = 2.010$ を得た。

各種の越流深に対する越流量推定計算結果を表-2 および図-16 に示す。

〔2〕 放水管設計

(1)　放水管流量の推定

放水管呑口標高は，推定堆砂面と最小操作水頭をあわせ考えて決定しなければならない。すなわち，呑口標高が推定堆砂面より極度に低い場合には，管の摩耗が促進され，また放水能力も早期に低減して，ついには放流機能が失なわれるおそれもある。一方，操作水頭が小さい場合には，管内流況が不安定になり，放流量を適確に把握できなかったり，ボアー現象を生じるおそれがある。

本貯水池内で水平堆砂を仮定した場合の堆砂面標高は El. 116.60 m であるから，管軸がかなりのこう配をもつことを想定して，主ゲート下端を堤軸より下流，水平距離で 11.0 m の位置，標高 El. 114.5 m に設定することとする。制限水位が El. 146.5 m であり，最小操作水頭が 30 m にも達するから，放水管内では常に管路流況を呈することは明らかである。設計流量係数 C の値は，放水管寸法および設計水頭の大きさが本放水管と比較的近

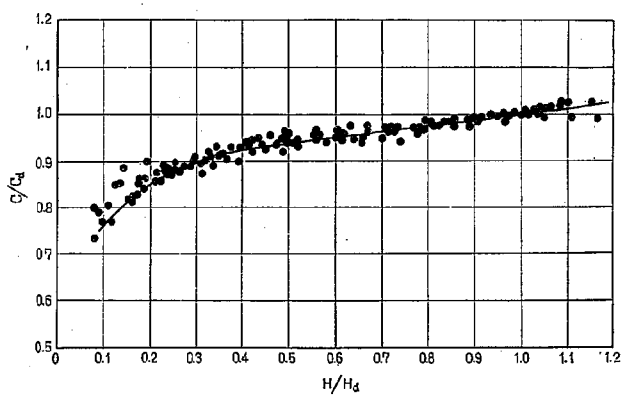


図-5　標準型越流部 H/H_d～C/C_d 関係図

1) 村幸雄，荒木正夫：ダム越流形状に関する実験的研究，土木研究所報告，第93号，昭和31年，p. p. 23
2) 村幸雄，伊坂欣敏：標準型越流ゼキの自由越流係，土木技術資料，昭和35年2月号，p. p. 60—64
3) 大野ダム水理模型実験報告（II），建設省土木研究所，昭和35年3月

表-2　常用余水吐放流量推定値（非調節時）

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
貯水位 (El. m)	放水管流量 (m^3/sec)	中央越流部流量 (m^3/sec)	(2)+(3) (m^3/sec)	計画放流量 (m^3/sec)	(4)—(5) (m^3/sec)
146.5	1,103.5	0	1,103.5	600	503.5
147.0	1,113.2	12.3	1,125.5	800	325.5
148.0	1,132.2	69.8	1,202.0	1,130	72.0
149.0	1,150.9	160.7	1,311.6	1,280	31.6
150.0	1,169.3	278.0	1,447.3	1,360	87.3
151.0	1,187.5	417.2	1,604.7	1,520	84.7
152.0	1.205.3	574.3	1,779.6	1,680	99.6
153.0	1,222.9	748.1	1,971.0	1,800	171.0
154.0	1,240.3	938.1	2,178.4	1,910	268.4
155.0	1,257.4	1,140.8	2,398.2	2,000	398.2
156.0	1,274.3	1,359.1	2,633.4	2,060	573.4
157.0	1,290.9	1,590.7	2,881.6	2,100	781.6
158.0	1,307.4	1,836.3	3,143.7	2,100	1,043.7
159.0	1,323.6	2,098.0	3,421.6	2,100	1,321.6
160.0	1,339.7	2,373.8	3,713.5	2,100	1,613.5
161.0	1,355.5	2,663.5	4,019.0		

似している大野ダム半管路型放水管の実験結果[3]を参照し，また管内負圧の発生を防ぐため，出口に向って断面を絞ることによる損失の増加を見込んで，0.90 に選ぶこととした。放流量 Q (m^3/sec) は次式で与えられる。

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad \cdots\cdots(8)$$

ここで，A：管路出口断面積 (m^2)，H：管出口中心と貯水面との標高差(m)

いま，管路出口中心標高を El. 118.0 m に仮定し，現地案の管出口断面積 17.940m^2 (一辺4.3mの正方形断面の四隅に半径 0.8 m の隅取りを設けたもの) を与えた場合の各貯水位に対する I 型洪水の計画放流量と余水吐全放流能力とを比較すると，両者の差が最小となるのは，貯水位 El. 149.0 m の場合で，放流能力は必要放流量を約 75 m^3/sec 上回わることが認められた。貯水位 El. 149.0 m での必要放流量は 1,280 m^3/sec であり，中央越流部の自由越流量は，160 m^3/sec であるから，放水管必要放流量は 1,120 m^3/sec となる。これに余裕をみて，1,150 m^3/sec とし，また，$H = 31$ m とすると，必要断面積 A は(8)式より，17.277 m^2(1条当り) となる。隅取円弧半径を 0.8 m とし，管路幅は 4.3 m として出口管高を計算すると，4.15 m となる。

いま，この寸法の管出口断面を与えたときの非調節時の常用余水吐放流能力と計画放流量との比較を表-2に示す。

（2） 放水管開水路部の設計

i) 底面形状

半管路型放水管開水路部底面の基準形状は，最大流量に対して管路部出口より放出される水の自由落下軌道で表わされる[4]。これより緩やかな曲率をもつ曲線を採用すると，堤体下流面にすりつけがたく，また放流量が減少するし，一方，曲率変化の急激な曲線を使用すると，底面に危険な負圧を発生するから好ましくない。

放出流の自由落下軌道が堤体下流面を切る場合には，水脈は開水路出口から堤体下流面を離れて自由落下する。自由落下方式の採用は，施工上きわめて有利であるが，本放水管については，次の諸点から考えて好ましくないと判断した。

a) 放水管底面を水平にした場合，水脈落下位置は計算上，堤趾部より 15～30 m 下流になるが，開水路部における激しい空気混入による速度水頭の減少および越流部水脈との干渉によって，飛翔距離は著るしく減少し，堤趾部付近に落下する危険性がある。放水管流は集中して落下するから，堤趾部に作用する衝撃変動圧力はきわめて大きく，水叩きの破壊をまねくおそれがある。

b) 自由落下方式を採用する場合には，水じょく池の必要水深の決定など，跳水減勢の場合に比して不確定な要素が多く，減勢処理上も水理的にみて不利であり，減勢工の建設費が高くなる。

c) 越流部余水吐を同時操作した場合，激しい飛散状態を示し，また減勢池内流況が不安定になることが予想される。

d) ダム直下流左岸に発電所が建設されるから，落下水脈による激しい水面の乱れや飛散水脈を防ぐためには，異常な導流壁高を必要とする。

放流水を減勢池に導びく一つの方法は，堤体下流面の外側に導水路を張り出すことであるが，本ダムのように放水管設置標高が高い場合には張り出し部のコンクリート量が莫大となり，また必要水叩き長を確保することができなくなる。したがって，管路部を傾けてその放流水を堤体下流面に沿わせる設計法を採用することにした。

いま，放出水脈の自由落下軌道は次式で表わされる。

$$y = \frac{gx^2}{2(V_0\cos\theta)^2} + \tan\theta \cdot x \quad \cdots\cdots(9)$$

ここで，V_0：管路出口断面での平均流速$= C\sqrt{2gH}$

4) 村幸雄，荒木正夫：堰堤放水管に関する研究（3），土木研究所報告，第93号，昭和31年3月

θ …管路出口底面が水平となす角度

さきに定めたゲート下端の位置を原点とする座標軸を図-6のようにとり，放出流を堤体下流面に沿わせるに必要な傾斜角 θ を求める。

$C=0.9$, $H=160.0-114.5=45.5$ m を選ぶと，$V_0=26.9$ m/sec，したがって(9)式は，

$$y=\frac{0.00674}{\cos^2\theta}x^2+\tan\theta\cdot x \quad \cdots(10)$$

となる。また，堤体下流面は次式で与えられる。

$$y=\frac{x}{0.79}-33.076 \quad \cdots\cdots(11)$$

(11)式を(10)式に代入し，等根をもつ条件から θ を求めると，$\theta=\tan^{-1}0.28435=15°52'20''$ となる。したがって，開水路底面形状としては，$\theta=15°52'$ とする自由落下軌道を与えることにした。すなわち

$$y=0.00728x^2+0.28423x \quad \cdots\cdots(12)$$

で表わされる。

(12)式の曲線と堤体下流面との接点の標高は，El. 63.530 m となり，堤趾部近くになるから，開水路出口断面が非常に大きくなり堤体応力上好ましくなく，また施工上の煩雑さも増す。そこで，堤体基本三角形下流面から張り出し部を設けて放流水を導流することとした。すなわち，張り出し部が過大とならないよう(12)式の2次放物線を $x=48$ m の点で切り，これより下流は2次放物線に接する直線として，これにバケットカーブを接続させることとした。

このようにして設計された開水路底面曲線の座標を表-3に示す。

表-3　開水路部底面曲線座標

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
2	0.598	18	7.475	34	18.081
4	1.253	20	8.597	36	19.668
6	1.967	22	9.777	38	21.315
8	2.740	24	11.015	40	23.019
10	3.570	26	12.312	42	24.781
12	4.459	28	13.667	44	26.602
14	5.406	30	15.080	46	28.481
16	6.412	32	16.551	48	30.418

ii)　上面形状

開水路部上壁面曲線の形状は，空気連行による流積の膨脹および側壁面上に発生する衝撃波による水面上昇を考慮して，出口に向って高さを拡大するように設計されねばならない。一般に，底面曲線を円とした場合，その円弧半径の1.5～2.0倍の半径をもつ円曲線を上面曲線に選ぶ。しかし，本放水管開水路部は，水路長が比較的短かく，また傾斜管とするためゲート半開時の開水路部での水面変動も小さいものと考えられ，主ゲートのピンを通り，y 軸と 15°52' の角度をもつ直線上に中心を有する半径 $1.2R$ の円曲線を採用することにした。R は，(12)式で与えられる曲線が堤体下流面と接する点 P_1 (66.398, 50.970) で，堤体下流面に接し，原点0を通る円曲線の半径で，計算の結果170,858 m となった。したがって，上壁面円弧半径は，$1.2R\fallingdotseq205.0$ m に選ばれた。

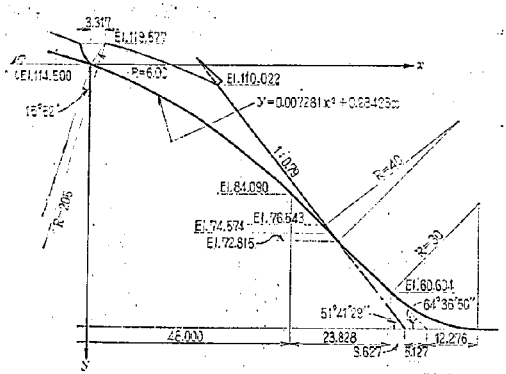


図-6　開水路標準断面形状

ゲートピンの位置は管路部出口上端と同高とし，アーム半径は6 m とした。したがって，ピンの座標は，(3.317, −5,000)，上面円弧中心の座標は (−52.730, 192.190) となり，上面円弧は次式で与えられる。

$$(x+52.730)^2+(y-192.190)^2=205^2 \quad \cdots(13)$$

このようにして設計された開水路部断面形状を図-6に示す。

(3)　放水管管路部の設計

管路部の設計に当っては，とくに次のような考慮を払った。

a)　管吞口中心と出口中心との間に2 m以上の標高差が生じるから，断面不変管では高水頭操作時に空洞現象の発生が予測され，出口に向かって断面を絞ることにより，負圧の軽減をはかる。

b)　断面隅角部での応力集中および負圧発生に対処するため，円弧隅取りを設ける。

c)　非常用ゲートの緊急遮断時のダウンプルフォースを軽減するため，吞口面と堤体上流面との間にリセスを設ける。

d)　ベルマウスの設計，製作を容易ならしめるために，上，下および側面のベルマウス長が等しくなるように設計する。

設計に必要な記号の説明を図-7に示す。

i)　設計条件

設計に当って与えられた条件は，表-4に示される。

ii)　各点の座標

管路部基準各点の座標（原点は図-7の0点）を表-5に示す。

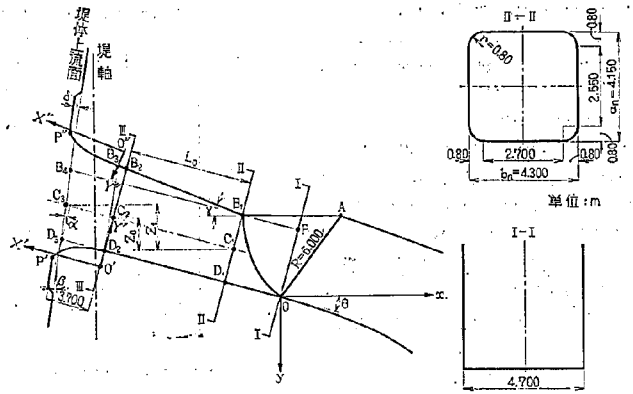


図-7　放水管管路部記号説明図

表-4　管路部設計条件

主ゲート下端位置	ダム軸より 11m	出口断面幅 b_n	4.30m
〃　標高	El. 114.50m	呑口面こう配	1：0.07
ゲートピン座標	(3.317, 5.000)	$\overline{D_2D_3}$	3.70m
アーム半径	6.00m	最高貯水位	El. 160.00m
管軸傾斜角 θ	15°52′	最小設計水頭	20.75m
出口断面高 a_n	4.15m		

表-5　管路部基準各点座標

点	x (m)	y (m)	点	x (m)	y (m)
A	3.317	− 5.000	D_3	−14.011	− 3.982
B_1	− 2.683	− 5.077	B_4	−13.712	− 8.211
C_1	− 3.250	− 3.101	D_2	−10.452	− 2.970
D_1	− 3.818	− 1.085	C_2	− 9.885	− 4.966
C_3	−13.860	− 6.136	O′	−10.746	− 1.936

iii)　標準断面の決定

管内に負圧を生じさせないための直管始端必要断面積 A_0 は，任意断面の径深を出口断面の それに等しいと仮定すると，ベルヌーイの定理から次式で与えられる。

$$A_0 = A_n\left[\left\{(H_t+Z_0)(1+f_e) - H_t\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{4R_n}\right)\right\}\Big/H_t\right]^{1/2} \quad \cdots\cdots(14)$$

ここで，
A_n：管出口断面積＝17.295 m²
H_t：最小操作水頭＝$5a_n$＝20.75 m
f_e：入口損失係数＝0.03
λ：新管摩擦抵抗係数＝0.012
R_n：出口動水深＝A_n/P_n＝1.114 m
L_0：$\overline{C_2C_1}$(図-7参照)＝6.898 m
Z_0：C_2 と C_1 の標高差＝1.845m

各値を(14)式に代入して A_0 を計算すると，A_0＝17.915 m² となり，II－II 断面の幅は 4.30 m，隅取半径を 0.8 m とすると，管高 a_0 は 4.30 m となる。また，点 B_2 の座標は，(−9.277, −7.107) となる。

iv)　下面ベルマウス形状の決定

下面ベルマウス形状としては，当研究所で行なわれた角型ベルマウスに関する実験結果[5] から，最も合理的と考えられる次式で表わされる楕円曲線を採用することとした。

$$\frac{X'^2}{b_n^2}+\frac{Y'^2}{(b_n/4)^2}=1 \quad \cdots\cdots(15)$$

ここで，b_n は管出口幅(＝4.30 m)である。

ベルマウス下流端の位置は，リセスの設定を考慮して提体上流面より管軸に沿って 3.70 m 下流に 選ばれた。原点をO′とする(15)式の楕円曲線上で，提体上流面と平行な接線を有する点 P' を通り，提体上流面に平行な平面を放水管呑口面とする。図-7 の $\beta=\tan^{-1}0.07$ であるから，$\beta=4°$，したがって，$\alpha=\theta-\beta=15°52'-4°00'=11°52'$ となり，P' 点の $X'-Y'$ 座標は，(4.294, −0.056) となる。したがって，リセス δ は，

5)　村幸雄，中川博次，酒井学一：堤提放水管に関する研究 (6) 一角形放水管流入口に関する実験的考察一，土木研究所報告，第113号，昭和36年3月

$$\delta=\{X_1'-3.70+(b_n/4-Y_1')\tan\alpha\}\cos\alpha$$
$$=0.814\ \mathrm{m} \quad \cdots\cdots(16)$$

となる。また，P' 点の $x-y$ 座標は(−14.892, −3.056)となる。

v) 上面ベルマウス形状の決定

冒頭で述べたように，ベルマウス長を一定にするため上面ベルマウスは，図-7 の D_2 点(下面ベルマウス頂点)を通って呑口面に平行な直線と直線 B_1B_2 との交点 B_3 を頂点とし，$b_n/4$ を短半径とする楕円曲線とした。楕円の長軸は直線 B_1B_2 に平行で，与えられた放水管呑口面に接するように長半径を決定した。

上面ベルマウス曲線を，O'を原点とする次式の楕円で表わし，

$$X''^2/a^2+Y''^2/b^2=1\ (b=b_n/4) \quad \cdots\cdots(17)$$

また，$X''-Y''$ 座標系に対する呑口面の直線式を

$$Y''=mX''+p \quad \cdots\cdots(18)$$

で表わすと，(17)および(18)式と接点の条件

$$dY''/dX''=-b^2X''/a^2Y'' \quad \cdots\cdots(19)$$

から，P'' 点の座標 (X_1'', Y_1'') および a の値を次のように表わすことができる。すなわち，

$$a=\sqrt{bX_1''/mY_1''} \quad \cdots\cdots(20)$$
$$X_1''=(b^2-p^2)/m\cdot p \quad \cdots\cdots(21)$$
$$Y_1''=mX_1''+P \quad \cdots\cdots(22)$$

いま，b=1.075 m，m=−4.2934，p=20.620 m，となるから，X_1'' = 4.790 m，Y_1''=0.0548 m，a=4.850 mである。したがって，上面ベルマウス曲線式は，

$$\frac{X''^2}{(4.850)^2}+\frac{Y''^2}{(1.075)^2}=1 \quad \cdots\cdots(23)$$

また，P'' 点の $x-y$ 座標は，(−14.422, −9.863) となる。

vi) 側面ベルマウス形状の決定

側面ベルマウスは，呑口面を始端とし，断面 D_2B_3 を下流端とする楕円曲線とし，その短半径は 1.075 m，長半径は，管軸に沿って呑口から断面 D_2B_3 までの長さとした。すなわち，

$$a=3.70+\delta\sec\alpha=4.532\ \mathrm{m}$$

したがって，側面ベルマウス曲線は，

$$\frac{X^2}{(4.532)^2}+\frac{Y^2}{(1.075)^2}=1 \quad \cdots\cdots(24)$$

で与えられる。

隅角円弧半径は，角型鋭縁孔の噴出自由流線形状に合わせて，呑口で 0.20 m，ベルマウス下流端で 0.8 m とし，その間は直線的に変化させベルマウスより下流は一様に 0.8 m とした。

また，主ゲートは偏心軸受圧着水密方式であるため，戸当り側に水密ゴムが設置される

表-6　管路部ベルマウス曲線座標（単位：m）

下面		上面		側面	
X'	Y'	X''	Y''	X	Y
0.500	1.067	0.500	1.069	0.500	1.068
1.000	1.046	1.000	1.052	1.000	1.049
1.500	1.007	1.500	1.022	1.500	1.014
2.000	0.952	2.000	0.979	2.000	0.965
2.500	0.875	2.500	0.621	2.500	0.897
3.000	0.770	3.000	0.845	3.000	0.806
3.200	0.718	3.500	0.744	3.500	0.683
3.400	0.658	4.000	0.608	4.000	0.505
3.600	0.588	4.200	0.538	4.200	0.404
3.800	0.503	4.400	0.452	4.400	0.258
4.000	0.394	4.600	0.341	4.500	0.125
4.200	0.231	4.850	0	4.532	0
4.300	0				

から，開水路幅を管路幅より両側 0.20 m ずつ広げ，底部にも深さ 0.80 m の切り欠きを設ける必要を生じた。

上，下および側面ベルマウス曲線の座標を表-6 に，放水管管路部標準断面形状を図-8 に示す。

〔3〕 越流部非常用余水吐の設計

中央越流部の両側に設けられる非常用越流部の径間幅は原案全越流幅 50 m を変更せずに，8.5 m とした。いま，越流頂標高を El. 149.00 m に選び，その上流面を中央2径間の上流面に一致させ，堤体下流面に接するランドルフ曲線を設定し，その設計水頭を求めると，H_d= 12.354 m となる。

これらの値を(6)および(7)式に代入すると，

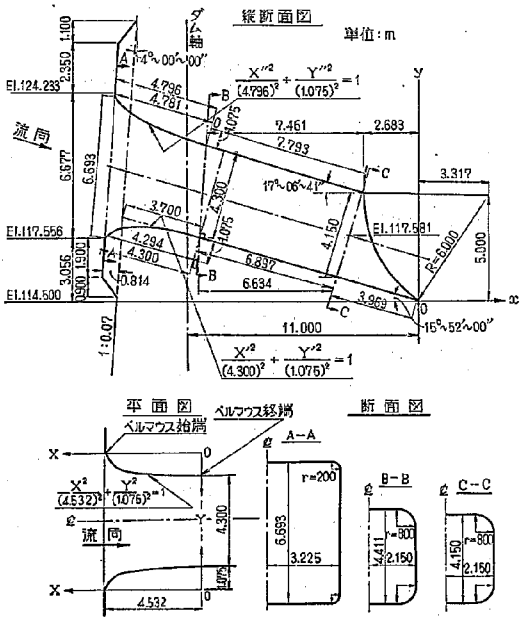


図-8　放水管形状図

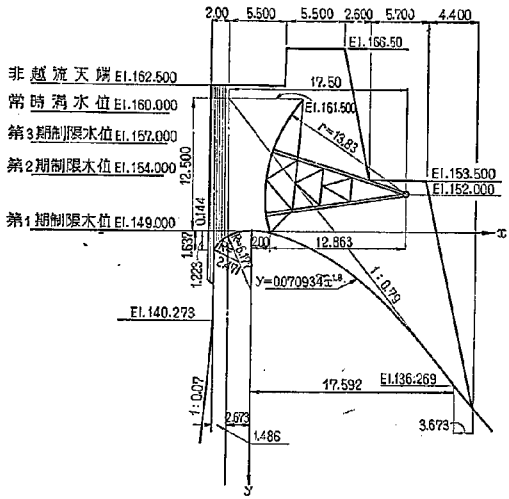


図-9　越流部標準断面形状（非常用余水吐）

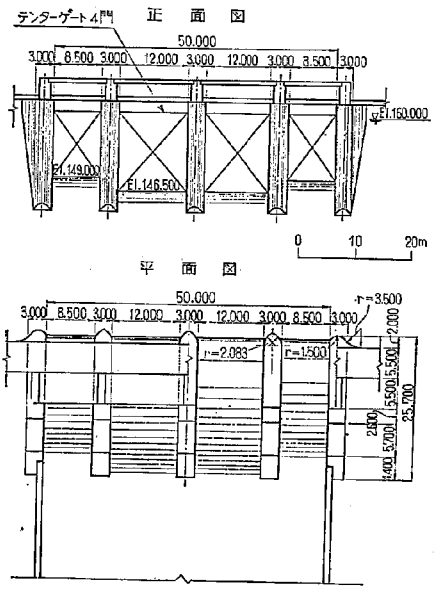


図-10　越流部余水吐配置図

K_d=0.0145，C_d＝1.990 となり，貯水位 El. 160.00 m のとき，H＝11.0 m であるから，H/H_d＝0.888，図-5 の曲線から，C/C_d＝0.987，したがって，C＝1.964 となる。越流量 Q は(4)式から，1,220 m³/sec であり，非常用余水吐の必要越流量 1,300 m³/sec に不足するが，十分な余裕高があり，また，非常用余水吐は放流能力の安全性を高めるためのものであるから，これ以上の余裕を見込む必要はないと考え，上記の形状を採用することとした。

越流部非常用余水吐の断面形状を図-9 に，また越流部余水吐の配置を図-10 に示す。

〔4〕 減勢工の設計

（1） 減勢工型式の選定と設計条件

越流部および放水管からの放流水はいずれも堤体下流面に沿って水叩き内に流入するから，そのエネルギー減殺には跳水を利用するのが最も合理的であるが，本ダム地点における自然下流水位と跳水必要水位の関係を示すと図-11 のとおりであって，計画最大放流量 2,300 m³/sec に対して 7 m 以上の下流水深の不足を生じる。

したがって，副ダムを築造して跳水に必要な下流水深を確保しなければならないが，本ダムの余水吐の全放流能力は計画放流量の 2 倍以上であり，減勢工の設計にあたって発生頻度のきわめて低い異常洪水を対象とすることは，あまりにも不経済となる。そこで，計画放流時には副ダムの機能を有し，異常洪水時には，堤体および付属構造物に損傷を与えることなく，流れを下流河道へ飛散させる水はねの機能をもったシルを水叩き末端に設けることとした。

シル型水叩きで跳水を起こさせるべき最大流量としては，原則的に計画最大放流量を考えればよいが，放水管流はほとんど広がることなく，集中して水叩き内に流入するから一様な跳水を期待することはむずかしく，またバケット部では急激に広がって越流部水脈との干渉によって高い飛散水脈を生じて跳水形状が乱される。さらに，不均等操作時には，水叩き内に平面渦を生じて減勢能力が著しく減少するから，これらの点を考慮して設計対象流量にはかなりの余裕を見込まねばならない。

従来，設計された同種の水叩きについて計画最大放流量と減勢池設計対象流量とを比較してみると，目屋ダムでは，200 m³/sec に対して 300 m³/sec，美和ダムでは，300 m³/sec に対して 500 m³/sec，また横山ダムでは 1,150 m³/sec に対して 1,500 m³/sec であった。すなわち，30～70％の余裕をとっているが，これらのダムはいずれも，計画放流時放水管のみを操作するのに対し，本ダムでは放水管と越流部を同時操作し，その流量比率も 13：10 と，かなり接近しているから，上記の各ダムの場合に比して，水叩き流入水脈の不均等性もかなり緩和されるものと考えてよい。そこで，計画最大放流量 2,300 m³/sec に約 10％の余裕を見込んだ 2,500 m³/sec の跳水を行なわさせるに必要な最大流量と定めた。

（2） シル高の決定

跳水必要シル高は，横山ダム減勢池の設計法[6]とまっ

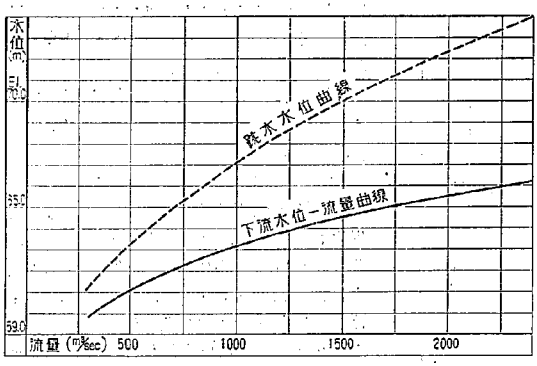


図-11　ダムサイト跳水水位－自然下流水位関係

たく同じ方法で計算された。すなわち，2,500 m³/sec 放流時，水叩き始端までに全水頭の 10 %が消費され，また水叩き幅全体にわたって一様に水脈が広がるものと仮定して，水叩き始端における水理諸量を求めると，平均水深 $h_1=1.16$ m，平均流速 $V_1=43.2$ m/sec，フルード数 $F_1=12.8$ となる。したがって，跳水共役下流水深 h_j と h_1 との比 C_j は，

$$C_j=\frac{1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2}-1)=18.11$$

水叩き始端からシル始端までの距離を X_a で表わし，跳水長を l_j で表わすと，$X_a=l_j$ ならば，シル上流面に水深 h_j の静水圧分布を仮定し，シル上で限界水深 h_c を生じると考えてよい。その場合のシル高 d_0 は次式で計算される。

$$d_0=h_1\{C_j-[C_j^2+C_p^2-(2F_1^2+1)+(2F_1^2/C_p)]^{1/2}\} \quad \cdots\cdots\cdots(25)$$

ここで，C_p は h_c/h_1 である。

$$h_c=\sqrt[3]{q^2/g}=6.34\text{ m},\quad C_p=5.48$$

となり，(25)式に代入して d_0 を計算すると，

$$d_0=10.03\text{ m}$$

となる，また，$l_j=5h_j$ で与えると，

$$l_j=5C_jh_1=104.8\text{ m}$$

となる。

いま，目屋ダムの 45° 傾斜シル模型に関する実験資料にもとづいて，X_a/l_j と d/d_0 との関係を図示すると，図-12 の曲線 a によって代表される。この関係を用いて，本ダムの $X_a=50$ ～80m に対する必要シル高 d を計算した結果は曲線 b で示される。

X_a はできる限り大きくとることが好ましく X_a が小さいと水面の乱れが激しくなり，さらにシル下流にかなりの長さの副水叩きを必要としたり，シル天端に空洞現象を発生する危険性が増大する。しかし，本ダムでは，ダム軸より下流約 200 m で河道が左折しており，異常放流時にも下流河道に致命的な災害をもたらさぬような水叩き長の選定が必要とされ，これに減勢工の経済性を考慮して，$X_a=70$ m に選び，またシル高は図-12 から求められる値に余裕をみて $d=12.0$ m とした。

減勢工の原設計形状を図-13 に示す。

〔5〕 放水管主給気孔の設計[7]

(1) 給気孔の必要性

放水管管路部から放出される流れは，常に 20 m/sec 以上の高速流であるから，開水路内の空気を混入し，また水面と管上壁面の間の空気は高速流の牽引作用を受けて，管外へ誘出される。その結果，開水路内の圧力は極度に低下し，流水中に空

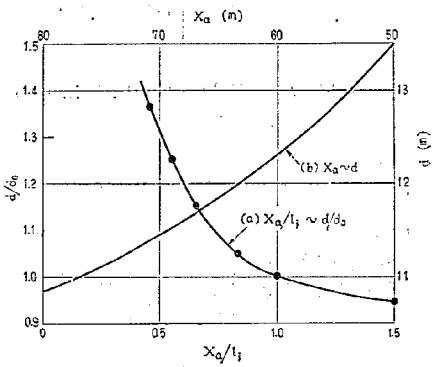
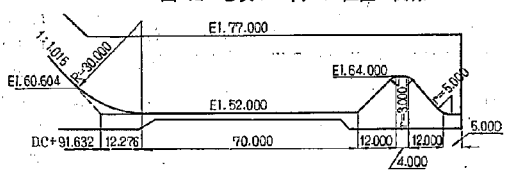


図-12　必要シル高シル位置の関係



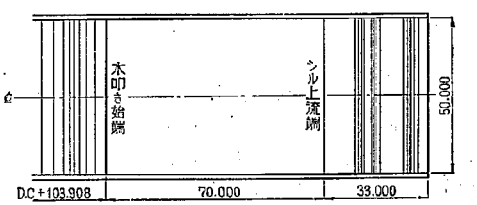


図-13　原案減勢工形状図

6) 横山ダム余水吐の水理設計とその実験による検討，建設省土木研究所，昭和36年12月
7) 中川博次，大村辺広：堰堤放水管に関する究研 (7) ―給気孔の設計に関する考察―，土木研究所報告，発表予定

洞の発生をうながしたり，不安定な圧力変動を生じたりして，ゲート構造物の振動を誘起し，また放水管に致命的な破壊をまねくおそれがある。これらの障害を除去するためには，低圧部に空気を供給して，この部分の圧力を安定化する方法が一般に採用されるが，半管路型放水管のように大きな開水路部を有する場合には，適切な給気孔寸法の選定ということが，放水管設計上の最も重要な問題となる。

このように開水路部での空気連行現象と密接な関係がある主給気孔とは別に，ゲート底部の切り欠き部や放水管出口のデフレクターの下流端のように，流水の剥離によって局部的に圧力が低下することが予想される場所に副給気孔を設けることが必要である。しかしながら，その寸法の決定は今のところ経験的判断にたよる以外にはない。したがって，ここでは比較的実測資料の整った主給気孔に関する設計のみを論ずる。

（2） 需要空気量の推定

高速流によって管外へ誘出される空気量（需要空気量）の決定には，従来実測資料にもとづく経験的方法が採用されている。F. B. Campbell & B. Guyton は米国工兵隊の5つのダム放水管の実測資料から，空気量 Q_a と水流量 Q_w との比 β と，ゲート噴出流のフルード数 F_1 との関係を図示し，それを包絡する次式で表わされる曲線で需要空気量を与えるべきことを提案した。[8]

$$\beta = Q_a/Q_w = 0.04(F_1-1)^{0.85} \quad \cdots\cdots(26)$$

しかし，実際の給気特性は，放水管型式や操作水頭の大きさによって著るしく異なるようであり，著者らが上記の資料および五十里，井川，大野各ダムの給気管実測資料を検討した結果，次の推論がなりたつことが確認された。すなわち，

1） 放水管形状別の給気曲線を示すと，図-14のようであり，放水管型式と給気特性の間に明確な関係は求められないが，従来の実測資料から判断して，最大の給気量を示すゲート開度は，ゲートより下流の断面が，上流断面と同じ角形管では約80％，ゲート部で断面が拡大する角形管では100％と考えてよい。

2） 円形放水管では，ゲート型式，放水管寸法のいかんにかかわらず単一のピークしか示さず，出口付近にわん曲部を有する場合は約40％ゲート開度，断面不変管では約70％開度で最大給気量を示す。

3） 断面不変の長方形放水管では，(26)式の関係を利用しても実用的に十分安全であると考えられる。

4） ゲート部で断面が拡幅している場合には，噴出流が広がって側壁面沿いに高い水面隆起がおこり，空気混

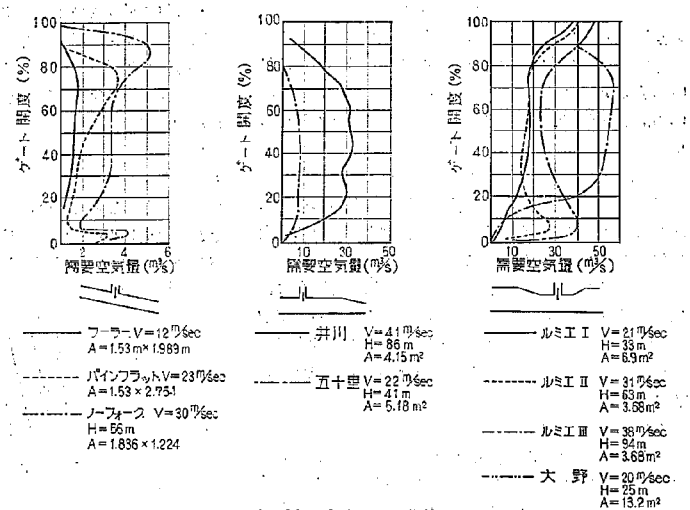


図-14　需要空気量曲線

表-7　実測放水管諸元

ダム名	ゲート型式	ゲート寸法（高×幅）(m)	放水管断面寸法（高×幅）(m)	ゲート下流放水管長 L (m)	操作水頭 H (m)	水流速 V_w (m/sec)	給気管寸法 D_a (m)
パインフラット	スライド	1.52×2.74	1.52×2.74□	88	28	22.5	0.76φ
ノーフォーク	〃	1.22×1.83	1.22×1.83□	—	48	29.5	0.51φ
ルミエ 1	〃	2.30×3.00	4.20×4.20□	38	33	24.4	——
ルミエ 2	〃	1.60×2.30	3.70×3.70□	44	63	33.7	——
ルミエ 3	〃	1.60×2.30	4.20×4.20□	54	94	41.2	——
フーラー	——	1.52×1.98	1.52×1.98□	—	7.3	11.5	0.41φ
デニソン	バーティカルリット	2.74×5.80	6.10φ○	256	32	24.0	1.62φ
大野	テンダー	3.60×3.80	4.10×6.30□	25	23	19.3	2.00φ

8) Campbell F. B. and Guyton B.: Air Demand in Gated Outlet Works, Proc. IAHR. Lisbon, 1956.

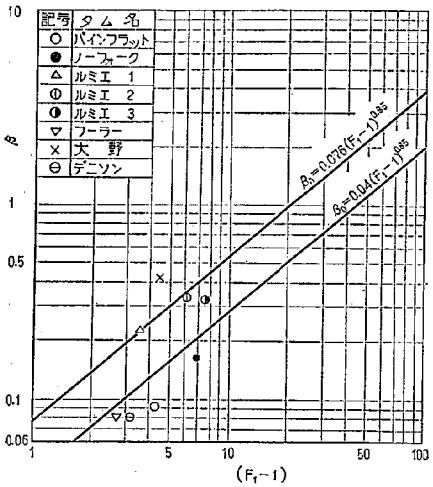


図-15　β～F_1 関係

入が促進されるから，(26)式の関係をそのまま用いることは危険である。表-7に示される各放水管の最大給気時のβとF_1との関係は，図-15に示すとおりであり，幅の広がる放水管では次式の関係を用いることが望ましい。

$$\beta = 0.076(F_1-1)^{0.85} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (27)$$

以上の推論から，本ダムの給気孔需要空気量の推定にあたっては，ゲート全開時に，(27)式で与えられる最大給気量を示すものと仮定する。

いま，最大操作水頭に対するゲート噴出流速V_1は，31.3 m/sec，流深として出口管高をとるとフルード数F_1は4.91，水流量Q_wは496 m³/sec，また，(27)式より$\beta = 0.242$となるから，$Q_a = \beta \cdot Q_w \fallingdotseq 120$ m³/secとなる。

（3）　給気孔断面の決定

給気管内の許容圧力降下値を−1.5 m水柱に，また給気管内許容風速を70 m/secに選び，給気管を長さ34 mの直管として損失計算を行なった結果を表-8に示す。

表-8　給気孔計算結果

給気孔直径 (m)	管内最低圧力 (kg/cm²)	管内最大風速 (m/sce)
2.00	1.024	32.9
1.50	1.010	59.0
1.40	0.994	69.4
1.20	0.959	97.8
1.00	0.860	156.8

計算の結果から，許容風速70 m/secを満足させるには，1.40 m直径の管を必要とするが，開水路部で常に自由水面をもつことが期待されるから，大野ダムの場合と同様，ゲート開度100％以下で最大給気量を示すと考えられ，1.20 m直径の給気孔を与えることとした。

3　模型実験による検討

〔1〕　模型および縮尺

これまで述べた余水吐設計形状について，その水理機能を検討し，適当な修正を施こすために，建設省土木研究所篠崎分室ダム実験場で水理模型実験を行なった。

模型縮尺は縦横ともに1/50で，余水吐部分および堤軸より下流約370 mまでの河道が取り入れられた橋脚，ゲート，放水管は上質檜材鉋仕上げとし，越流面はモルタル砥石仕上げとした。水叩き部分は木製とし，下流河道は現河床線にそってモルタル刷毛引き仕上げとした。

放水管の圧力分布と流量を調査するために，別に縮尺1/40の放水管模型を製作した。管路部は厚さ3 mmの鉛金，開水路部の底面，左岸側壁およびゲートのスキンプレートは厚さ2 mmの真鍮板，右岸側壁は厚さ5 mmの透明アクリル樹脂板で製作された。

上記2種の模型と実物の換算縮率は，いずれもフルード相似律に従うものとして定められた。

〔2〕　堤頂越流部の検討

（1）　越流量

越流部4径間を右岸側から，それぞれ，No. 1, No. 2, No. 3およびNo. 4とよぶこととする。No. 1，4径間およびNo. 2，3径間を操作した場合の貯水位，ゲート開度と放流量の関係をそれぞれ，図-16 (a) および16 (b) に示す。測定値の詳細は，表-9および10に示される。また，全体模型について，越流部および放水管の非調節操作時の貯水位—流量関係を図-17に示す。計画高水位

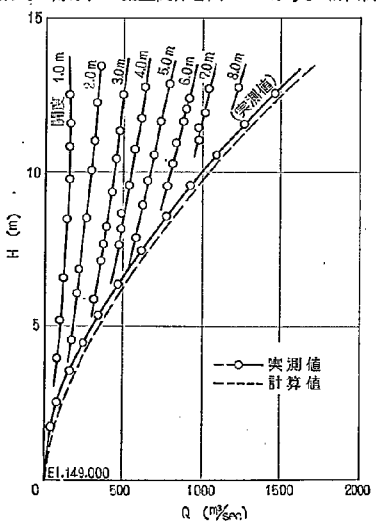


図-16(a)　堤頂越流部 (No. 1, 4 径間)
貯水位—越流量

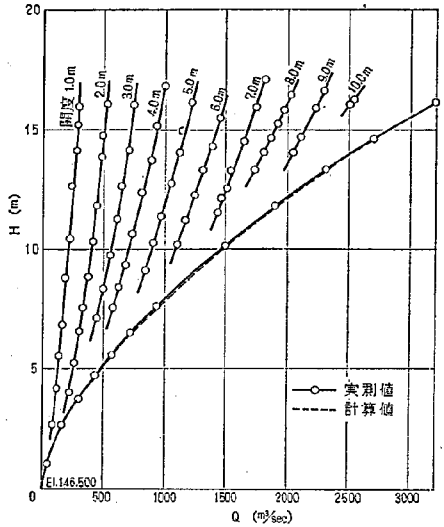


図-16(b)　堤頂越流部（No. 2, 3 径間）
貯水位—越流量

表-9　越流部全開時貯水位～流量資料

全径間		2, 3 径間		1, 4 径間	
貯水位 (El. m)	流量 (m³/sec)	貯水位 (El. m)	流量 (m³/sec)	貯水位 (El. m)	流量 (m³/sec)
147.570	45.0	148.080	71.0	150.760	31.0
149.380	225.0	149.130	171.0	151.535	73.0
150.705	435.0	150.250	305.0	152.570	153.0
152.150	740.0	151.220	439.0	153.450	242.0
153.650	1,129.0	152.075	578.0	154.345	340.0
155.015	1,560.0	153.000	735.0	155.370	463.0
156.515	2,097.0	154.110	933.0	156.450	612.0
158.210	2,816.0	155.335	1,200.0	157.515	768.0
159.600	3,408.0	156.675	1,498.0	158.555	920.0
160.700	3,951.0	158.325	1,896.0	159.575	1,089.0
161.585	4,392.0	159.845	2,315.0	160.560	1,273.0
162.315	4,794.0	161.155	2,705.0	161.545	1,463.0
162.925	5,114.0	162.760	3,190.0		

表-10(a)　越流部調節操作時貯水位～流量資料
（No. 2, 3 径間）

ゲート開き (m)	貯水頭 (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m³/sec)
1	2.680	149.180	92.0
	4.145	150.645	128.0
	5.505	152.005	147.0
	6.830	153.330	170.0
	8.805	155.305	197.0
	10.420	156.920	229.0
	12.675	159.175	257.0
	14.145	160.645	283.0
	15.205	161.705	292.0
	15.910	162.410	298.0
2	4.000	150.500	231.0
	5.260	151.760	271.0
	6.545	153.045	311.0

表-10(a)　つづき

ゲート開き (m)	貯水頭 (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m³/sec)
	7.515	154.015	340.0
	8.840	155.340	380.0
	10.320	156.820	418.0
	11.840	158.340	443.0
	13.830	160.330	483.0
	14.775	161.275	494.0
	16.090	162.590	522.0
3	7.110	153.610	443.0
	8.335	154.835	501.0
	9.800	156.300	548.0
	11.225	157.725	610.0
	12.680	159.180	657.0
	14.195	160.695	716.0
	16.010	162.510	753.0
	16.740	163.240	787.0
4	7.575	154.075	588.0
	8.415	154.915	632.0
	9.380	155.880	682.0
	10.690	157.190	741.0
	12.365	158.865	814.0
	13.725	160.225	883.0
	15.170	161.670	938.0
	16.800	163.300	998.0
5	9.100	155.600	849.0
	10.295	156.795	908.0
	11.365	157.865	964.0
	12.750	159.250	1,055.0
	14.065	160.565	1,125.0
	14.925	161.425	1,139.0
	16.185	162.685	1,220.0
6	10.130	156.630	1,099.0
	11.210	157.710	1,174.0
	12.250	158.750	1,256.0
	13.270	159.770	1,315.0
	14.300	160.800	1,390.0
	15.490	161.990	1,453.0
	16.700	163.200	1,522.0
7	11.520	158.020	1,429.0
	12.145	158.645	1,471.0
	12.595	159.095	1,508.0
	13.260	159.760	1,552.0
	14.500	161.000	1,648.0
	15.910	162.410	1,740.0
	17.025	163.525	1,818.0
8	13.300	159.800	1,729.0
	14.015	160.515	1,808.0
	14.615	161.115	1,865.0
	15.205	161.705	1,917.0
	15.810	162.310	1.969.0
	16.475	162.975	2,024.0
9	14.040	160.540	2,049.0
	14.700	161.200	2,109.0
	15.915	162.415	2,233.0
	16.630	163.130	2,300.0
10	16.095	162.595	2,507.0
	16.285	162.785	2,539.0

El. 160.00m における余水吐全放流能力は 5,000m³/sec となり，設計条件は満足される。また，図示された越流量推定曲線と実測曲線とは十分な一致を示すことが確認

表-10(b)　越流部調節操作時貯水位～流量資料（No. 1, 4 径間）

ゲート開き (m)	貯水頭 (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)	ゲート開き (m)	貯水頭 (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)
1	3.985	152.985	72.0	4	7.675	156.675	461.0
	5.200	154.200	85.0		8.130	157.130	483.0
	6.560	155.560	107.0		8.610	157.610	503.0
	8.405	157.405	128.0		9.580	158.580	535.0
	9.795	158.795	142.0		10.735	159.735	573.0
	10.705	159.705	148.0		11.725	160.725	614.0
	11.525	160.525	151.0		12.720	161.720	640.0
	12.545	161.545	154.0				
2	4.525	153.525	164.0	5	7.855	156.855	573.0
	5.585	154.585	190.0		8.975	157.975	618.0
	6.820	155.820	218.0		9.700	158.700	657.0
	8.515	157.515	257.0		10.580	159.580	689.0
	10.080	159.080	286.0		11.610	160.610	732.0
	11.005	160.005	308.0		12.845	161.845	785.0
	12.260	161.260	324.0	6	9.545	158.545	775.0
	13.485	162.485	348.0		10.260	159.260	811.0
3	5.875	154.875	309.0		10.955	159.955	839.0
	7.115	156.115	348.0		11.675	160.675	875.0
	7.685	156.685	370.0		12.025	161.025	899.0
	8.210	157.210	384.0		12.400	161.400	913.0
	9.370	158.370	423.0	7	11.035	160.035	977.0
	10.490	159.490	453.0		11.405	160.405	979.0
	11.330	160.330	476.0		11.920	160.920	1,009.0
	12.520	161.520	499.0		12.710	161.710	1,041.0
				8	12.770	161.770	1,239.0

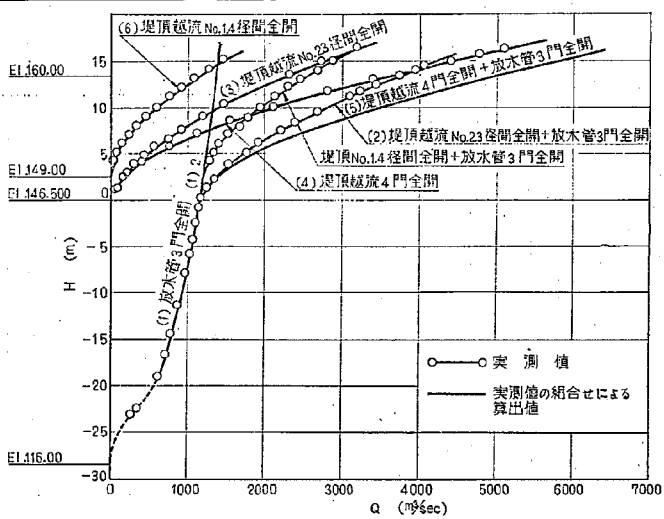


図-17

された。

（2）　越流面圧力

No. 1 および No. 2 径間中心線上，図-18 に示す各点に圧力管を配置し，越流面上の圧力分布を測定した。測定はいずれも最高水位 El. 160.00 m で，ゲート開きを全開，1 m，2 m，3 m の 4 種に変えた場合について行なわれた。測定結果は表-11 および図-19 に示されるが，No. 1 径間では，いかなる操作状態でも越流面に負圧を生じるおそれはないと考えられる。No. 2 径間では，ゲート調節操作時に，No. 11 測点にのみ負圧が発生するがその値はゲート開き 3 m で，−0.25 m にすぎず，空洞現象に対する許容負圧 −3 m に比してはるかに小さい値である。したがって，どのような操作条件に対しても越流面に空洞破壊を生じるおそれはない。なお，No. 19

測点番号	X(m)	Y(m)	標　高	測点番号	X'(m)	Y'(m)	標　高
1	-3.921	1.500	El.145.000	81	-3.483	1.500	El.147.500
2	-3.465	1.000	145.500	82	-3.108	1.000	148.000
3	-2.644	0.500	146.000	83	-2.419	0.500	148.500
4	-1.887	0.250	146.250	84	-1.740	0.250	148.750
5	-0.850	0.050	146.450	85	-0.784	0.050	148.950
6	0	0	146.500	86	0	0	149.000
7	1.131	0.050	146.450	87	0.823	0.050	148.950
8	2.162	0.250	146.250	88	2.013	0.250	148.750
9	3.178	0.500	146.000	89	2.959	0.500	148.500
10	4.670	1.000	145.500	90	4.344	1.000	148.000
11	6.373	1.750	144.750	91	5.935	1.750	147.250
12	8.193	2.750	143.750	92	7.629	2.750	146.250
13	10.038	4.000	142.500	93	9.395	4.000	145.000
14	12.041	5.500	141.000	94	11.218	5.500	143.500
15	14.098	7.250	139.250	95	13.073	7.250	141.750
16	15.830	9.000	137.500	96	14.742	9.000	140.000
17	17.697	11.000	135.500	97	16.480	11.000	138.000
18	19.417	13.000	133.500	98	17.592	12.371	136.629
19	21.424	15.502	130.998				

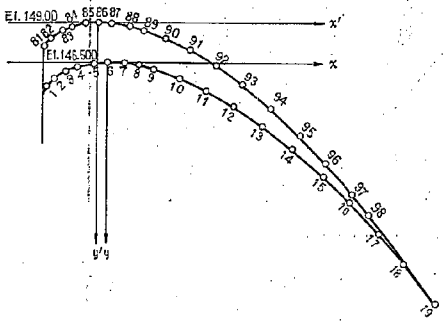


図-18　越流面圧力孔配置

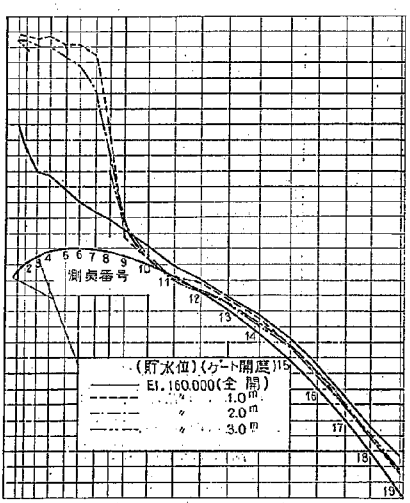
測点以下は負圧発生のおそれはないので測定を省略した。

（3）越流水面形状

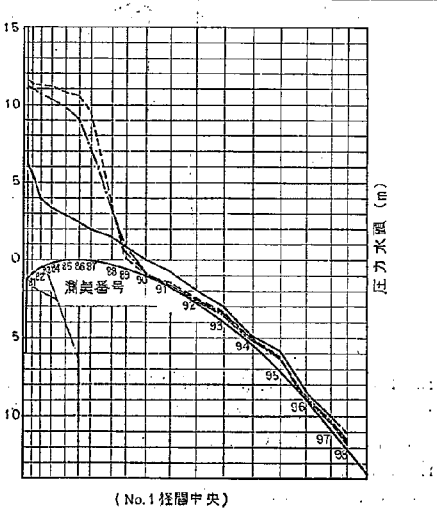
貯水位をEl. 160.00mに保ち，自由越流させた場合の

表-11　越流面圧力測定資料（貯水位 El. 160.00m）

径間番号	測点番号	ゲート開き 全開	1 m	2 m	3 m
No.2	1	9.65	15.25	14.85	14.70
	2	7.45	14.65	14.30	13.85
	3	5.50	14.00	13.55	12.80
	4	4.90	13.85	13.20	12.50
	5	3.85	13.20	12.40	11.25
	6	3.10	13.10	11.85	10.35
	7	2.50	12.55	10.10	8.50
	8	2.15	7.25	5.80	5.05
	9	1.75	1.10	1.95	2.05
	10	1.25	0.25	0.30	0.55
	11	0.65	0.05	0.20	0.25
	12	0.85	0.05	0.05	0.00
	13	0.95	0.50	0.35	0.30
	14	1.20	0.60	0.55	0.50
	15	1.30	0.80	0.80	0.70
	16	1.40	0.85	0.85	0.60
	17	1.50	0.75	0.90	0.80
	18	1.50	0.80	0.90	0.80
	19	2.20	0.85	1.15	1.10
No.1	81	7.60	12.80	12.50	12.20
	82	6.90	12.30	12.00	11.55
	83	4.70	11.75	11.10	10.60
	84	3.70	11.50	10.70	10.15
	85	2.95	10.80	9.85	8.90
	86	2.45	10.55	9.15	7.95
	87	1.95	9.55	7.45	6.20
	88	1.75	3.95	3.65	3.60
	89	1.40	0.65	1.15	1.60
	90	1.05	0.05	0.20	0.25
	91	1.10	0.25	0.20	0.10
	92	0.80	0.25	0.25	0.15
	93	1.05	0.70	0.55	0.50
	94	0.60	0.50	0.50	0.25
	95	1.40	1.00	1.05	1.00
	96	0.55	0.20	0.30	0.25
	97	0.95	0.55	0.60	0.70
	98	1.12	0.42	0.47	0.57

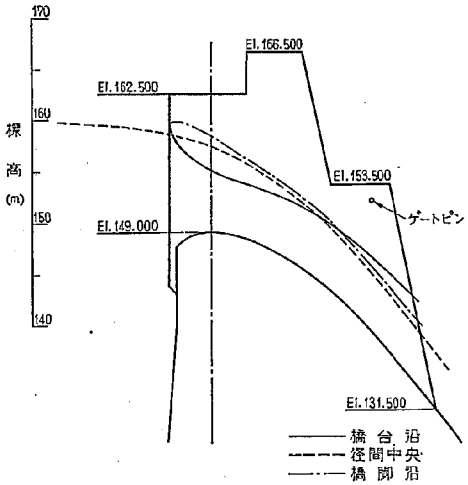


（No.2径間中央）



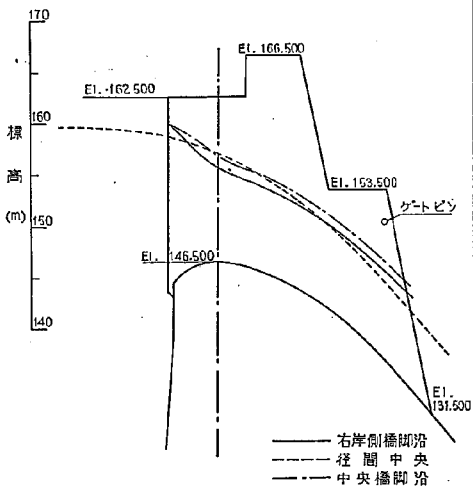
（No.1径間中央）

図-19　越流部堤頂圧力分布図



測点	クレスト軸からの水平距離	水脈面 (El.) 橋台沿	径間中央	橋脚沿
-11	-14.384		159.800	
-10	-13.384		159.765	
-9	-12.384		159.710	
-8	-11.384		159.600	
-7	-10.384		159.580	
-6	- 9.384		159.585	
-5	- 8.384		159.420	
-4	- 7.384		159.300	
-3	- 6.384		159.175	
-2	- 5.384		159.040	
-1	- 4.384		158.920	
0	- 4.057	159.000		159.750
81	- 3.483	157.500	158.465	159.900
82	- 3.108	157.250	158.515	159.900
83	- 2.419	156.350	158.375	159.650
84	- 1.740	155.950	158.185	159.350
85	- 0.748	155.300	158.025	158.800
86	0	154.950	157.615	158.450
87	0.823	154.550	157.245	157.850
88	2.013	154.200	156.770	157.200
89	2.959	154.000	156.025	156.650
90	4.344	153.550	155.245	155.850
91	5.935	153.000	154.295	154.750
92	7.629	152.250	152.950	153.350
93	9.395	151.250	151.705	152.100
94	11.213	150.100	149.665	150.450
95	13.073	148.850	147.778	148.550
96	14.742	147.350	146.300	146.650
97	16.480	145.800	144.415	144.550
98	17.592	144.729	142.594	143.079
16	20.033		139.150	
17	22.040		136.523	

図-20　越流水面形状（No. 1, 4 径間）



測点	クレスト軸からの水平距離 m	水脈面 (El.) 右岸側橋脚沿 m	径間中央 m	中央橋脚沿 m
-11	-15.000		159.700	
-10	-14.000		159.635	
-9	-13.000		159.600	
-8	-12.000		159.560	
-7	-11.000		159.510	
-6	-10.000		159.450	
-5	- 9.000		159.365	
-4	- 8.000		159.265	
-3	- 7.000		159.140	
-2	- 6.000		159.030	
-1	- 5.000		158.795	
0	- 4.673	159.750		159.850
1	- 3.921	159.200	158.495	159.600
2	- 3.465	158.650	158.325	158.400
3	- 2.644	157.800	158.080	158.900
4	- 1.887	157.000	158.015	158.300
5	0.850	156.200	157.765	157.550
6	0	155.600	157.210	155.800
7	1.131	155.400	156.805	156.300
8	2.162	154.800	156.165	155.750
9	3.178	154.350	155.605	155.350
10	4.670	153.650	154.840	154.700
11	6.373	152.800	153.780	153.950
12	8.193	151.800	152.145	152.900
13	10.088	150.700	150.995	151.650
14	12.041	149.350	149.265	150.150
15	14.038	147.900	147.050	146.750
16	15.830	146.300	145.270	147.100
17	17.697	144.300	143.020	145.350
18	19.417		141.010	
19	21.424		138.600	

図-21　越流水面形状（No. 2, 3 径間）

No. 1 および No. 2 径間における水面形状を測定した結果を，それぞれ図-20 および 21 に示す。ゲートピンと水面の間の余裕は，いずれも 1.5 m 以上あり，設計条件は満足される。

〔3〕 越流部導流壁高の検討

（1） 水面上昇の原因

越流部中央 2 径間のみを非調節操作したとき，越流深が 10 m をこえると，越流面で漸次広がった水脈が導流壁にあたり，壁面沿いに異常な水面上昇を生じる。さらに，4 径間を同時に操作した場合には，橋脚の下流で越流水脈が広がり，隣接径間からの越流水脈は相互に干渉し合って，ヒレ状の水脈が高くはね上る。本ダムの両端越流部の越流頂標高は，中央 2 径間のそれより 2.5m 高く，干渉点での両水脈のエネルギーに差があるため，ヒ

レ状水脈は流勢の弱い外側に傾き，その一部が導流壁上に直接落下し，最大水深が15～17 mにも達することが認められた。

さらに，放水管開水路部出口の上に設けられるデフレクターによって越流水脈の広がりが助長され，広がった流れは飛散状態で導流壁面に当るために，導流壁面水深が著るしく高くなる。放水管デフレクターは，それを越流する水脈が開水路部底面に強い衝撃を与えず，またその直下に危険な低圧を発生しないよう，越流水脈をバケット上に落下させるための最小寸法を必要とするが，一方，デフレクターの高さが増すほど，導流壁面での越流水脈の落下点が高くなるから，この相反する要請をみたすためには，デフレクターの形状，寸法に関する検討が必要とされる。

以上の諸原因にもとづく導流壁上の水面上昇をできるだけ抑えるために，橋脚および放水管デフレクターを種種改良した実験を行なった。

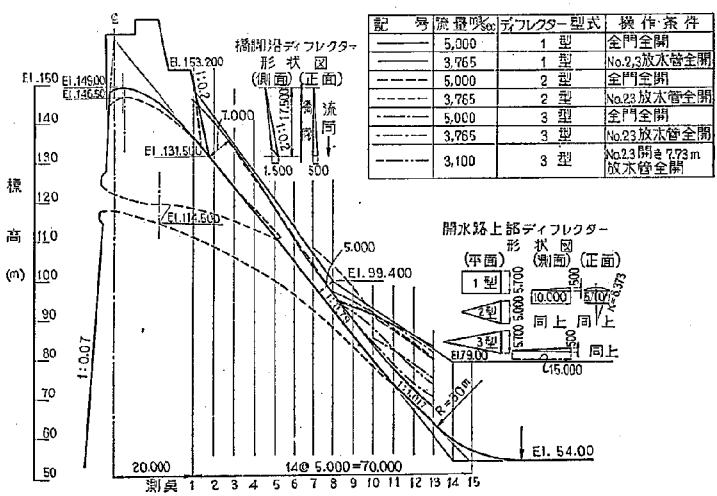
（2） 橋脚デフレクター

まず，隣接径間からの越流水脈を分離して，水脈の広がりや飛散水脈の傾きを軽減するために，橋脚を下流に延長し，またその先端形状を改良した8種の分離壁を設計して，その水理機能を検討した。その結果，堤体構造上の必要条件を満足させる範囲の大きさの分離壁では，越流部全門操作時には6 m以下の一様な導流壁沿い水深を示すが，中央2径間のみを操作した場合には，越流水脈の広がりはさけられず，デフレクターのない場合の導流壁面最大水深は12.6 m，半径2 m，長さ10 mの半円錐形放水管デフレクターを設けた場合には16.6 mにも達した。

いま，本ダムの計画放流時の余水吐操作条件を考えると，主として放水管および越流部中央2径間の常用余水吐を操作することになるから，異常洪水の事態に対しても中央2径間と両端径間との不均等操作の可能性がきわめて大きいと考えられるので，中央2径間のみを非調節操作したときにも支障のないよう導流壁高を決定しなければならない。そこで，中央2径間のみを操作したときにも水面上昇が制御され，また過大な分離壁の建設をさけるために，橋脚下流端の内側に，図-22に示される橋脚デフレクターを設置して，中央2径間からの越流水脈の広がりを抑えることとした。

（3） 放水管デフレクター

先述のように，放水管出口上面に設けるデフレクターの高さが大きくなるほど，導流壁上の水面上昇は増大する。いま，越流部操作時には，常に放水管が操作されているから，放水管底面に作用する衝撃力は緩和されることを考慮し，越流水脈が堤体下流面上で，放水管放出流の水面に落下するようなデフレクター寸法を求めた。その結果，最小0.5 m高のものが必要であることが確かめられ，また図-22に示される3種の形状について比較実験を行ない，導流壁沿い水深を測定した結果は図-22に示すとおりである。図中，細線は4径間全開時の平均水面および周期的に導流壁面へあたる飛散水脈の最高点の両方を示し，太線は計画高水位で，中央2径間を全開操作した場合の導流壁面へあたる飛散水脈の最高点を示す。中央2径間操作時の水面形状は，3種のデフレクターの間でほとんど差異がないが，全径間操作時の水面高から判断すると，3型デフレクターの採用によって最も経済的な導流壁高が与えられる。



記号	流量 m³/sec	ディフレクター型式	操作条件
———	5,000	1 型	全門全開
———	3,765	1 型	No.2,3放水管全開
- - - -	5,000	2 型	全門全開
- - - -	3,765	2 型	No.23放水管全開
—·—·—	5,000	3 型	全門全開
—·—·—	3,765	3 型	No.23放水管全開
—·—·—	3,100	3 型	No.23開き7.73m 放水管全開

図-22　越流部導流壁水面形状

なお，太線で示される飛散水脈は，放水管デフレクター面上で広がった流れが，飛翔して斜めに導流壁面に衝突するものであり，波返し等で防ぐことは不可能であり，図-22に示されるように，水面形を包絡する導流壁を設置することが必要である。

〔4〕 減勢工の検討

（1） 必要シル高

当初設計案では，図-13の平面図に示すように，左右岸水叩き導流壁はその下流端まで水叩き中心線に平行に計画されていたが，その後，鶴田ダム工事事務所より水叩き末端部の右岸岩盤の掘削を少なくするために，図-23に示されるように，水叩き幅を下流に向って絞る形状が提案された。この形状に変更した場合，跳水時に水叩きの非対称性のために平面渦を生じることが懸念されたが，実験の結果，平面渦の発生は認められず，また異常放流時には飛散水脈の落下位置が原案より河心側により，改良されることが確認された。

いま，図-23の位置に設けられたシルの高さを8mから12mまで1mずつ変化させた場合の跳水—飛散，飛散—跳水臨界流量を次の3種の余水吐操作状態に対して測定した結果を図-24に示す。

i）放水管，越流部中央2径間非調節操作

ii）放水管，越流部4径間非調節操作

iii）越流部4径間非調節操作

本ダムでは計画最大放流時における越流部と放水管の流量比は10：13であるから，流量2,500 m³/secまで跳水可能なシルを設置しておく限り，放水管を不均等操作しても計画放流時に飛散流況を示すおそれは非常に少な

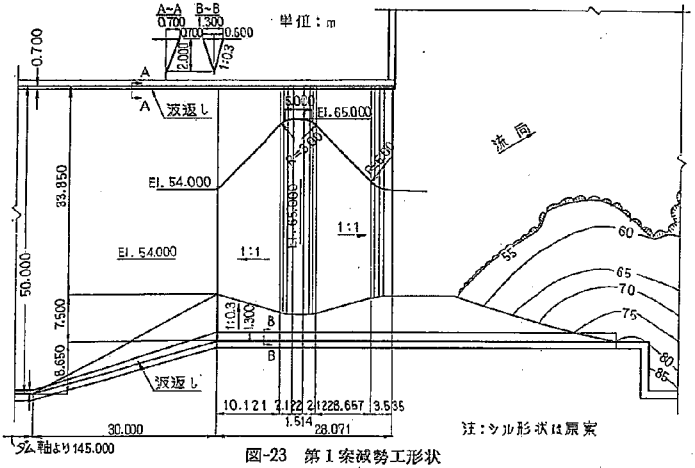


図-23　第1案減勢工形状

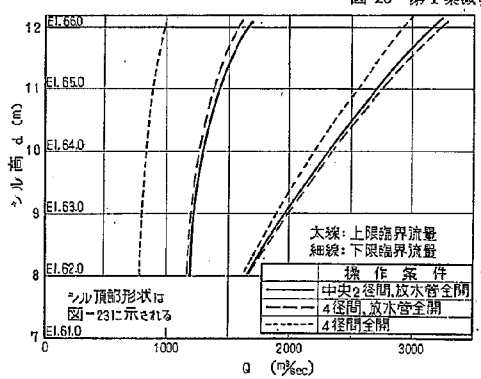


図-24　シル高と跳水—飛散臨界流量の関係

く，設計上，飛散—跳水臨界流量を考慮する必要はないと考える。図-24に示された測定値は，自由越流状態について求められたものであるから，計画高水位 El. 160.00 m で調節操作される状態では，水流のエネルギーが大きくなり，必要シル高は実験結果より大きくなるものと考えられ，i）の条件に対して求められるシル高に余裕をみて11.0 mに選んだ。

（2） シル形状の修正

本ダムの水叩き長は，配置および工費の関係から跳水長より30 m短縮したため，計画放流時にシルは強制減勢構造物としての機能を有し，シル位置での流速もかなり大きく，シル頂面に低圧の発生が予想された。そこで，水叩き中心線上のシル表面に圧力孔を配置し，種種の流量および下流水位条件に対するシル面圧力分布を測定した。

図-24に示す原案シルに関する測定の結果，跳水時には，シル頂面での水深が大きく，いかなる下流水位条件を与えても頂部上流端付近に負圧の発生を認めなかったが，頂部下流端の円弧部で −6.0～−4.5 m水柱の負圧が記録された。飛散流況時には，シル頂部

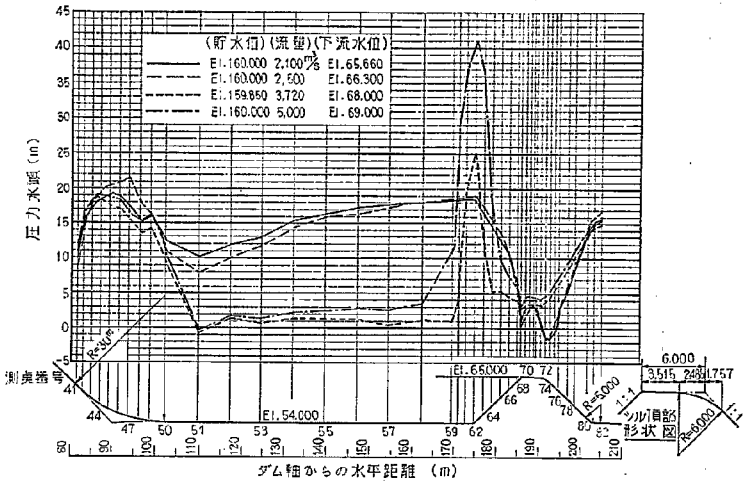


図-25　水叩き底面および修正シル面圧力分布

上流端円弧部に，−7 m 以下の低圧が記録された。この原因は，飛散時にこの部分で水脈が不完全な剝離をおこし，境界面との間の空気が急速に誘出されるためと考えられる。

そこで，下流端円弧半径を 6 m にして，跳水時に越流水脈が境界面に円滑に沿って流下することを期待するとともに，上流端円弧をなくして，飛散時に水脈の下面に十分な空気が供給されうる形状とした。この改良案形状および圧力測定結果は表-12 および図-25 に示される。上流端円弧を省略した結果，跳水時，頂部上流端の圧力は原案に比べて低下するが，いずれの点でも正圧を示した。飛散時にもこの部分の圧力は，最低水位の場合を除いては負圧の発生は認められなかった。最低下流水位では，異常放流時−4.8 m 水柱の負圧を記録したが，このような洪水の発生と下流水位条件との組み合わせは，現実にはほとんど起こりえないものであり，たとえ発生したとしても，きわめて短時間の現象である。一方，シル頂面下流端の円弧半径を大きくした効果は顕著であり，跳水時，いかなる下流水位条件下でも−2.2 m 水柱以下の負圧は認められなかった。

表-12(a)　シル面圧力測定資料（最終案頂部形状）

1. 自然下流水位　　（単位：m水柱）

測点番号	ダム軸からの距離 (m)	測点標高 (El. m)	放流量 (貯水位 El. 160.00m) 2,100(m³/sec)	2,500(m³/sec)	3,720(m³/sec)	5,000(m³/sec)
59	169.384	54.000	18.60	18.80	1.10	11.10
60	171.000	〃	18.65	18.90	3.95	28.80
61	173.000	〃	18.70	19.05	20.45	36.45
62	175.000	54.000	18.80	19.15	25.95	41.85
63	177.000	56.000	16.90	17.45	12.35	36.95
64	179.000	58.000	14.90	15.55	5.45	18.20
65	181.000	60.000	12.70	13.60	5.70	10.20
66	183.000	62.000	10.60	11.00	4.45	7.60
67	185.000	64.000	6.90	6.75	4.20	6.00
68	186.000	65.000	1.10	0.35	2.75	2.55
69	187.000	〃	3.25	2.25	3.45	4.55
70	188.000	〃	3.35	3.30	3.45	4.65
71	189.000	〃	3.25	3.15	3.40	4.60
72	189.515	65.000	2.70	2.30	3.35	4.45
73	190.575	64.906	0.24	0.09	3.39	4.34
74	191.636	64.613	− 1.46	− 1.36	3.63	4.63
75	192.696	64.087	− 1.48	− 1.58	4.41	5.26
76	193.757	63.243	− 0.14	0.40	5.35	6.15
77	195.000	62.000	2.60	3.25	6.65	7.50
78	197.000	60.000	5.25	6.40	8.90	9.55
79	199.000	58.000	8.55	9.80	10.90	11.55
80	201.536	55.464	13.44	14.53	13.43	14.13
81	203.158	54.381	14.96	16.16	14.71	15.21
82	205.071	54.000	15.55	16.85	14.95	15.60

表-12(b) シル面圧力測定資料（最終案頂部形状）

2. 自然下流水位—2,000m （単位：m水柱）

測定番号	ダム軸からの距離 (m)	測定標高 (El. m)	放流量（貯水位 El. 160.00m） 2,100(m³/sec)	2,500(m³/sec)	3,720(m³/sec)	5,000(m³/sec)
59	169.384	54.000	18.60	18.75	2.20	21.20
60	171.000	〃	18.60	18.85	4.45	28.80
61	173.000	〃	18.65	18.95	23.35	36.20
62	175.000	〃	18.75	19.25	28.70	40.45
63	177.000	56.000	16.80	17.50	12.45	35.95
64	179.000	58.000	14.85	15.55	6.45	20.45
65	181.000	60.000	12.60	13.60	5.70	10.60
66	183.000	62.000	10.50	11.10	4.20	7.10
67	185.000	64.000	7.05	6.85	4.35	5.70
68	186.000	65.000	1.05	0.55	0.15	− 0.10
69	187.600	〃	2.90	2.15	1.45	2.55
70	188.000	〃	3.85	3.75	1.50	2.50
71	189.000	〃	3.05	3.30	1.35	2.45
72	189.515	〃	2.65	2.30	1.35	2.40
73	190.575	64.906	0.34	− 0.05	1.34	2.39
74	191.636	64.613	− 1.51	− 1.86	1.68	2.63
75	192.696	64.087	− 1.53	− 2.08	2.51	3.31
76	193.757	63.243	− 0.09	− 0.24	3.40	4.35
77	195.000	62.000	2.25	2.70	4.60	5.70
78	197.000	60.000	4.15	5.30	6.80	7.75
79	199.000	58.000	6.50	8.65	8.75	9.75
80	201.536	55.464	9.83	14.13	11.38	12.28
81	203.158	54.381	14.21	15.71	12.56	13.26
82	205.071	54.000	14.45	16.05	12.85	13.70

表-12(c) シル面圧力測定資料（最終案頂部形状）

3. 最低下流水位 （単位：m水柱）

測定番号	ダム軸からの距離 (m)	測定標高 (El. m)	放流量（貯水位 El. 160.00m） 2,100(m³/sec)	2,500(m³/sec)	3,720(m³/sec)	5,000(m³/sec)
59	169.384	54.000	18.50	18.25	2.10	21.10
60	171.000	〃	18.50	18.95	5.75	29.20
61	173.000	〃	18.65	19.10	21.70	35.95
62	175.000	〃	18.75	19.30	29.45	40.15
63	177.000	56.000	16.75	17.35	13.45	37.75
64	179.000	58.000	14.90	15.45	7.45	18.70
65	181.000	60.000	12.60	13.40	6.70	10.30
66	183.000	62.000	10.69	11.05	4.45	6.70
67	185.000	64.000	6.90	6.80	3.20	4.55
68	186.000	65.000	1.40	0.60	− 3.05	− 4.80
69	187.000	〃	3.25	2.30	0.00	0.00
70	188.000	〃	3.75	3.35	0.00	0.00
71	189.000	〃	3.10	3.30	0.00	0.00
72	189.515	〃	2.75	2.30	0.00	0.00
73	190.575	64.906	0.29	− 0.25	0.00	0.00
74	191.636	64.613	− 1.51	− 2.01	0.00	0.00
75	192.696	64.087	− 1.53	− 2.23	0.00	0.00
76	193.757	63.243	− 0.14	− 0.59	0.00	0.00
77	195.000	62.000	2.00	1.90	0.00	0.20
78	197.000	60.000	3.35	4.25	0.25	1.85
79	199.000	58.000	5.55	6.60	1.20	3.80
80	201.536	55.464	11.13	12.58	3.73	6.38
81	203.158	54.381	13.71	15.46	4.81	7.41
82	205.071	54.000	13.45	15.60	5.20	7.75

以上の結果から，改良シルは実用上満足すべき形状であると判断される。

（3） 導流壁形状とシル高の修正

これまでの実験では，シル右岸側の導流壁は図-23に示すように，絞り終端から下流の山腹を掘削し，水叩き中心線に平行な形状を与えていた。しかし，図-26に示すように，シル右岸の露出岩を残すことによって，岩掘削量およびコンクリート量を少なくでき，また副ダムの堰上げ効果が増大するから必要シル高も低くなり，減勢工費を大幅に節減できるものと考えられる（第2案）。

そこで，減勢工形状を図-26のように改造し，高さ11mのシルに対する跳水—飛散臨界流量を測定した結果，3,060 m³/secを得た。この値は減勢池設計対象流量2,500 m³/secをかなり上回わるので，シル高を1.0m低

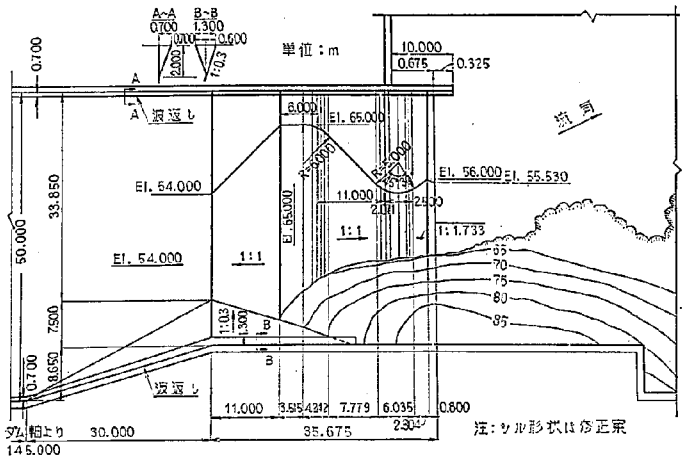


図-26　第２案減勢工形状

くして2,485 m³/secの臨界流量を得，シル高10 mを決定した（第３案）。

この第３案減勢工では，右岸山裾の突出部をコンクリートで被覆せず，そのまま存置させたが，シル越流水は相当の流速をもっているから，岩盤露出部が局部的に侵食される危険性が十分考えられ，この部分を適当に保護する必要が認められた。そこで，現岩盤面に適合し，しかも設計，施工上容易な保護壁として，図-27に示すような形状を与えることとした。この形状は右岸導流壁の絞りをダム軸より下流214.5 mの点まで直線的に延長し，そのこう配は一様に３分としたものである。この形状（第４案）では，シル越流幅が第３案に比して減少しているため，必要シル高をさらに低くすることができた。すなわち，シル高9.75 mに対して臨界流量2,470 m³/secを得，これを最終決定シル高とした。

（４）　減勢池必要導流壁高

上記の減勢池形状の改良の度ごとに，減勢池導流壁沿いの水位を測定したが，ここでは最終案減勢池に関する資料のみを示す。他の資料はすべて建設省土木研究所ダム部ダム水理研究室に保管されている。

図-27の最終減勢池形状について，跳水一飛散臨界流量2,470m³/secおよび計画最大放流量2,300m³/secを放流した場合の導流壁沿い水面形状を測定した結果は，それぞれ図-28，29および表-13および14に示される。図には，時間的に変動する水面の最高点と，比較的長い時間にわたって安定している水面形とを示した。

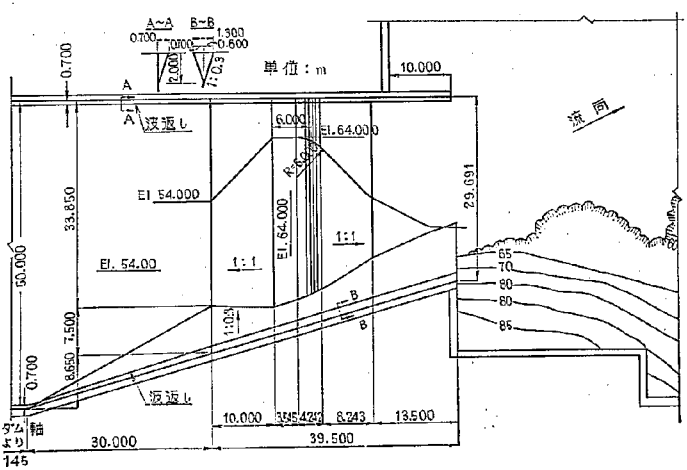


図-27　第４案減勢工形状

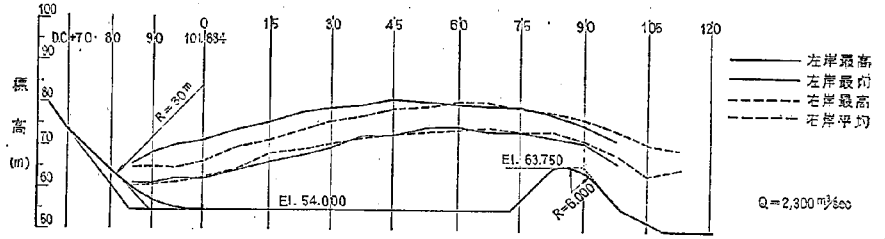


図-28　最終案減勢池導流壁沿い水面形状

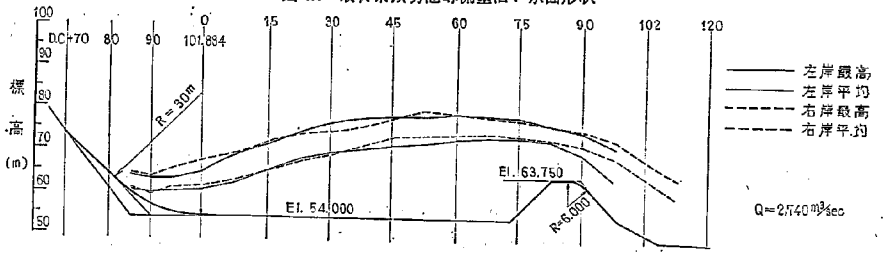


図-29　最終案減勢池導流壁沿い水面形状

左右岸導流壁は，これまでの実験結果にもとづいて，高さ 25m の鉛直壁とし，さらに壁面に沿って周期的にはい上る波を防ぐために，図-27 に示す波返しをその天端に取りつけた。測定水面形状を観察すると，2,300m³/sec の場合には右岸導流壁の平面絞りの影響が顕著に現われ，右岸沿いの流れを変向によって左岸側の流れが妨げられるため，堤趾部から測線 No. 7 付近までの左岸側最高水面は右岸側に比し，2～4 m高くなり，その水位変動も著るしいことが認められた。この水面変動は水叩き中央部から斜めに導流壁に向かう流れによって惹起されるもので，その変動周期は約1分（模型）であり，瞬間的に発生する飛沫最高点は El. 82.00m に達することが認められた。この種の横断方向の流れによる越波は，波返しによって防ぐことはできないから，導流壁天端標高は El. 81.00m 以上とすることが必要であると判断される。

なお，測線 No. 6 より下流では，斜めに導流壁に向う流れは認められず，導流壁に沿った水面変動のみが現われるから，図-27 に示された波返しによって十分越波を防ぎうることが確認された。

表-13　最終案減勢池導流壁沿い水面測定値（Q=2,300m³/sec）

測点	ダム軸からの距離 (m)	底面標高 (El.+m)	水叩内左岸側壁沿い水面高 最高 (El.+m)	水叩内左岸側壁沿い水面高 平均 (El.+m)	水叩内右岸側壁沿い水面高 最高 (El.+m)	水叩内右岸側壁沿い水面高 平均 (El.+m)
−6	70.000	73.268				
−5	75.000	68.352				
−4	80.000	63.435				
−3	85.000	59.202	65.200	60.550	64.550	60.200
−2	90.000	56.454	67.700	60.300	64.750	60.250
−1	95.000	54.801	69.650	61.350	64.200	60.850
0	101.884	54.000	70.650	61.400	66.000	62.050
1	109.384	〃	73.580	63.500	69.300	64.200
2	116.884	〃	75.050	65.800	70.700	67.800
3	124.384	〃	77.600	67.280	73.200	68.960
4	131.884	〃	78.400	68.800	75.000	70.000
5	139.384	〃	78.950	71.350	76.250	71.350
6	146.884	〃	80.350	71.700	78.400	71.900
7	154.384	〃	79.500	73.350	78.500	72.700
8	161.884	〃	79.150	73.450	80.000	73.050
9	169.384	54.000	78.950	72.700	79.800	73.750
10	176.884	55.884	78.300	72.300	78.350	73.900
11	184.384	63.384	76.450	70.950	77.350	72.600
12	191.884	62.965	74.100	69.550	76.100	70.750
13	199.384	55.616	70.450	65.200	73.550	67.650
14	206.884	51.043			69.800	62.350
15	214.384	49.050			68.550	63.600
16	221.884	48.800				

表-14　最終案減勢池導流壁沿い水面測定値（Q=2,470m³/sec）

測点	ダム軸からの距離 (m)	底面標高 (El.＋m)	水叩内左岸側壁沿い水面高 最高 (El.＋m)	水叩内左岸側壁沿い水面高 平均 (El.＋m)	水叩内右岸側壁沿い水面高 最高 (El.＋m)	水叩内右岸側壁沿い水面高 平均 (El.＋m)
－6	70.000	73.268				
－5	75.000	68.352				
－4	80.000	63.435				
－3	85.000	59.202	63.700	60.220	64.150	60.450
－2	90.000	56.454	62.950	59.740	63.280	59.280
－1	95.000	54.801	63.000	59.880	65.420	60.680
0	101.884	54.000	64.860	60.480	67.480	61.320
1	109.384	〃	68.780	62.460	68.820	62.850
2	116.884	〃	71.200	65.220	71.750	65.000
3	124.384	〃	74.220	67.850	74.150	67.650
4	131.884	〃	76.780	69.480	74.300	69.050
5	139.384	〃	77.540	70.560	75.500	70.960
6	146.884	〃	78.060	71.180	77.520	73.420
7	154.384	〃	78.120	72.000	79.560	73.960
8	156.884	〃	78.900	72.960	78.860	74.150
9	169.384	54.000	78.600	73.550	78.520	74.660
10	176.884	55.884	78.060	73.460	77.540	73.950
11	184.384	63.384	76.580	72.860	76.150	73.200
12	191.884	62.965	74.950	70.000	75.350	71.900
13	199.384	55.616	71.650	63.850	73.250	69.150
14	206.884	51.043			68.450	64.950
15	214.384	49.050			64.320	59.750
16	221.884	48.800				

（5）　シル下流保護工

跳水時，シルを越流した流れは，かなりの流速をもつものと予測されるから，シル下流端に適当な減勢工を設けないと，河床が洗掘され，シルの安定性もおびやかされる。種種の減勢工法を検討した結果，本ダム地点では十分な自然下流水深が期待しうること，ならびに長い副水叩きの設置は発電所放水路および河道湾曲部との関係からむずかしいことを勘案して，図-26に示されるバケット型減勢工を採用することとした。

左岸導流壁より 12.5 m 右岸よりの導流壁に平行な測線上，10 個所の測定位置で，1,395m³/sec および 2,500 m³/sec の 2 種の流量について流速分布を測定した結果を図-30 に示す。バケットシル天端が河床面より 5 m 以上高いために，河床から 7～10 m の深さにわたっては，ほとんど死水域となり，一方，シルを越流した高速流はバケットで斜め上方にはね上げられ，漸次拡散されるから，河床洗掘のおそれはないものと考えられる。

水叩き内および下流河道の図-31 に示す位置で，2,500 m³/sec 放流時の流速および水面形を測定した結果を，図-32 および 33 に示す。これらはいずれもダム地点での自然下流水位状態で測定され，また減勢池型式は第 2 案であるが，その結果はそのまま最終決定減勢池に適用さ

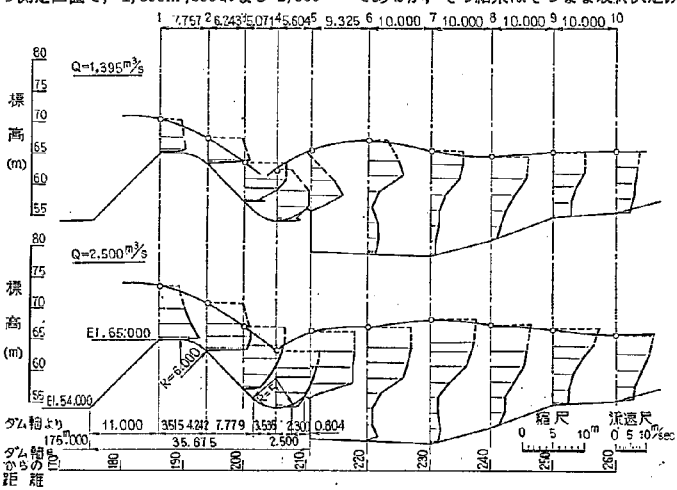


図-30　シル下流流速分布図

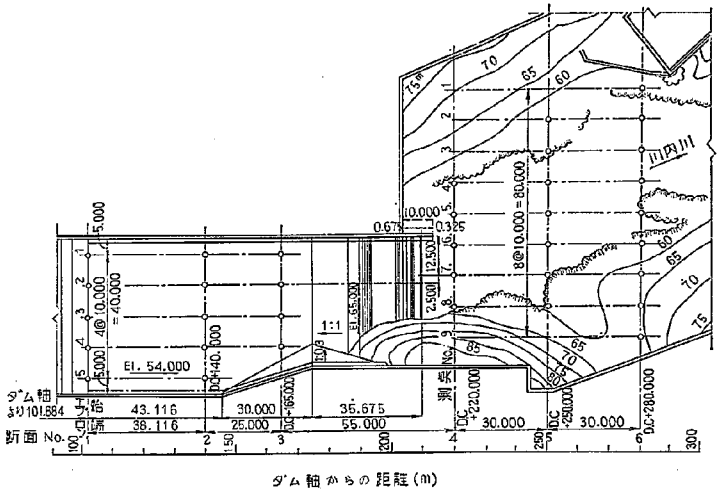


図-31 流速分布測定点配置

れると判断してよいであろう。

（6） 異常洪水時の流況

水叩き内で完全に露出射流状態を呈する異常放流時の2種の流量について，シル面をこえて飛翔する水脈の落下位置を測定し，図-34にその測定結果を示す。いずれの流量の場合にも，シルから飛翔する水脈は大きく3方向に分かれるが，この中，中央の水脈が上部を飛び，左右の水脈はその下で交差している。なお，左岸では水塊の落下範囲がかなり広くなっているが，これは右岸より左岸に向ってとぶ水脈がシル付近で中央水脈に間けつ的

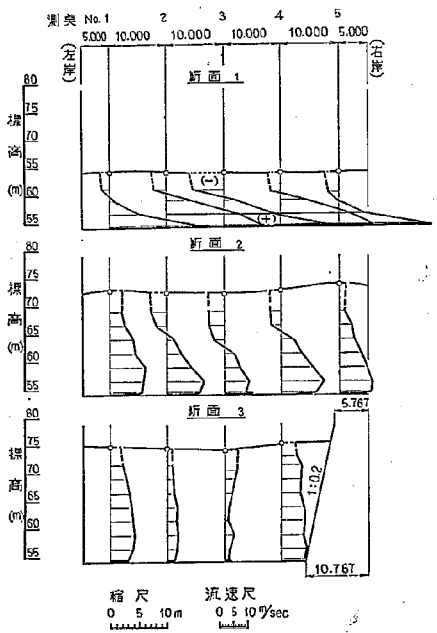


図-32 水叩き部流速分布（Q=2,500 m³/sec）

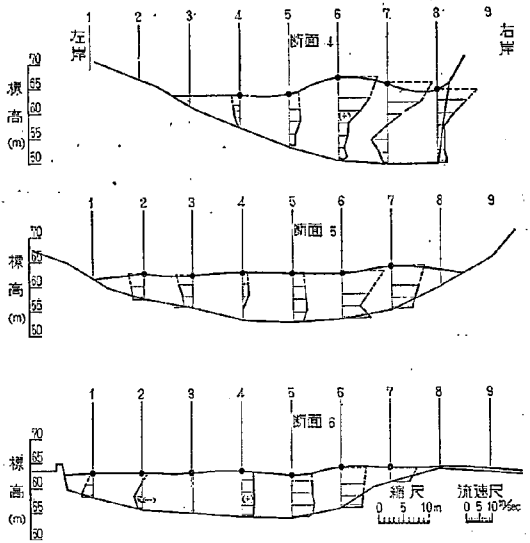


図-33　シル下流流速分布（Q=2,500 m³/sec, T. W. L. 64.30 m）

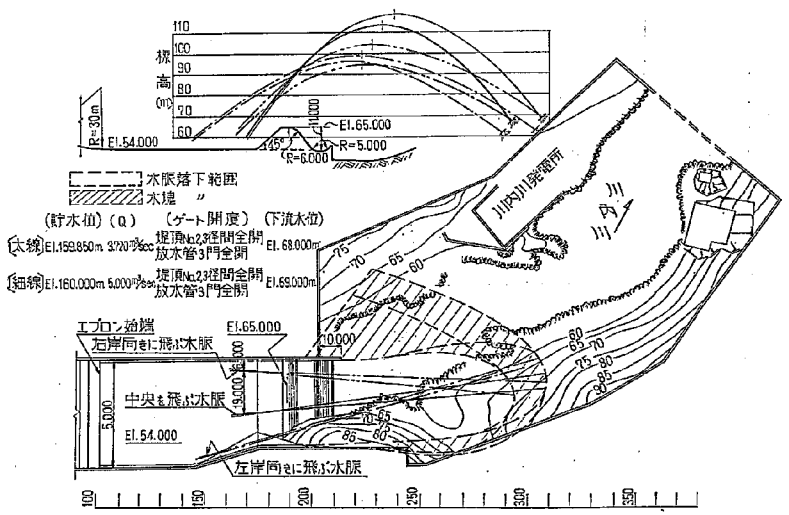


図-34　異常放流時水脈落下位置

に当る際に発生するものである。

以上の測定は第2案減勢工に関するものであるが，最終案減勢工では，水脈落下点はさらに左岸側河心部に近づき，右岸山裾の侵食の危険性は軽減することが確認された。

〔5〕 放水管の検討

（1） 放流量

縮尺 1/40 金属模型について測定された放水管の貯水位，ゲート開きおよび放流量の関係を，表-15および図-35に示す。ゲート全開時の流量係数Cの値は，従来

表-15 放水管貯水位—流量資料

ゲート開き (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)	流量係数 C	ゲート開き m	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)	流量係数 C
全開	119.050	36.0		全開	130.290	801.6	0.979
	119.850	77.4			134.290	940.5	1.001
	120.750	129.6			137.670	1,017.0	0.988
	121.990	221.4			141.370	1,115.7	0.996
	123.050	311.4			145.090	1,203.6	0.999
	123.530	366.3			147.650	1,237.5	0.986
	123.850	408.6			152.570	1,366.5	1.006
	124.170	513.0			156.090	1,420.5	0.996
	124.310	536.1	0.899		158.290	1,452.3	0.991
	124.930	566.7	0.910		161.970	1,513.5	0.989
	126.290	643.8	0.950		162.450	1,531.3	0.994
	126.850	675.0	0.965		164.650	1,565.1	0.993
	127.930	715.5	0.968				

ゲート開き (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)	ゲート開き (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)	ゲート開き (m)	貯水位 (El. m)	流量 (m^3/sec)
1.105	121.650	78.3	3.135	154.388	401.7	4.150	137.690	653.4
	123.290	95.7		158.464	425.4		141.490	711.0
	124.770	103.5		162.272	441.9		145.070	758.7
	126.690	112.5		123.410	256.8		149.010	813.6
	132.970	148.5		127.930	334.5		152.990	870.0
	137.850	156.0		131.370	384.3		158.450	935.1
	144.570	178.5		135.090	428.7		162.090	960.0
	148.770	190.5		138.690	472.2		164.130	978.0
	156.290	223.2		142.490	507.9	4.760	126.450	558.0
	160.970	227.7		145.690	539.7		128.290	645.0
	162.496	229.8		148.490	561.3		132.010	758.4
	165.090	240.0		151.690	597.0		137.050	880.2
2.120	121.490	151.2		156.130	636.9		140.330	949.5
	123.530	177.6		158.330	654.0		144.630	1,028.7
	127.370	219.6		161.170	669.0		148.616	1,094.7
	131.810	258.3		164.370	691.5		152.050	1,146.3
	137.370	302.7		124.810	397.5		156.410	1,201.8
	143.530	345.0		127.690	473.7		158.490	1,230.6
	148.690	373.2		131.490	542.4		162.410	1,290.9
	151.490	387.0		134.690	599.7		165.130	1,331.4

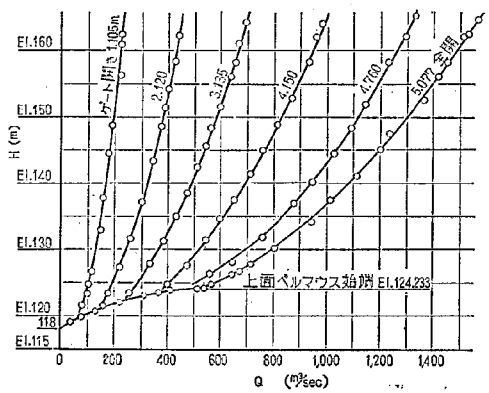
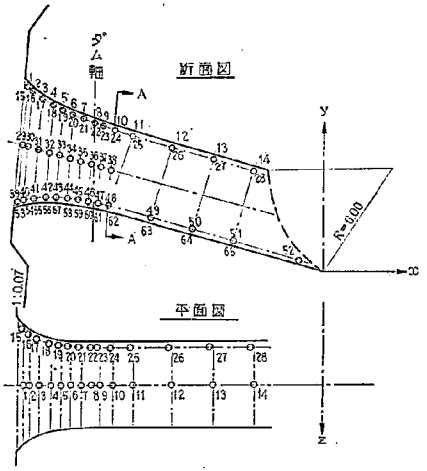
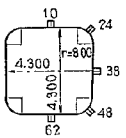


図-35 放水管貯水位—流量関係



断面 A-A



番号	x	y	z	El.	番号	x	y	z	El.
1	-14.298	9.394	0	123894	35	-11.768	5.499	±2.213	119999
2	-14.062	9.187	0	123687	36	-11.272	5.359	±2.177	119859
3	-13.570	8.823	0	123323	37	-10.587	5.221	±2.157	119721
4	-13.068	8.552	0	123057	38	-10.304	5.084	±2.150	119584
5	-12.574	8.252	0	123792	39	-14.719	3.363	±2.915	117863
6	-12.083	8.074	0	122574	40	-14.481	3.477	±2.936	117977
7	-11.596	7.874	0	122374	41	-13.996	3.582	±2.488	118082
8	-11.108	7.692	0	122192	42	-13.413	3.608	±2.326	118108
9	-10.627	7.524	0	122024	43	-12.905	3.590	±2.206	118090
10	-10.144	7.370	0	121870	44	-12.399	3.552	±2.112	118052
11	-9.125	7.059	0	121559	45	-11.902	3.488	±2.039	117988
12	-7.238	6.478	0	120978	46	-11.408	3.408	±1.983	117908
13	-5.250	5.866	0	120365	47	-10.920	3.314	±1.943	117814
14	-3.262	5.255	0	119755	48	-10.436	3.204	±1.916	117704
15	-14.302	9.336	±2.915	123836	49	-8.336	2.614	±1.916	117114
16	-5.2087	9.119	±2.736	123619	50	-6.336	2.044	±1.916	116544
17	-13.576	8.740	±2.486	123240	51	-4.336	1.475	±1.916	115975
18	-13.076	8.443	±2.326	122943	52	-2.500	0.985	±1.916	115085
19	-12.583	8.150	±2.206	122650	53	-14.723	3.305	0	117805
20	-12.094	7.921	±2.112	122421	54	-14.485	3.409	0	117909
21	-11.608	7.701	±2.039	122201	55	-13.942	3.492	0	117992
22	-11.122	7.499	±1.983	121999	56	-13.421	3.497	0	117997
23	-10.642	7.310	±1.943	121810	57	-12.912	3.462	0	117962
24	-10.160	7.136	±1.916	121636	58	-12.410	3.397	0	117897
25	-9.056	6.835	±1.916	121335	59	-11.914	3.315	0	117815
26	-7.169	6.254	±1.916	120754	60	-11.422	3.215	0	117715
27	-5.181	5.642	±1.916	120142	61	-10.935	3.100	0	117600
28	-3.193	5.031	±1.916	119531	62	-10.452	2.970	0	117470
29	-14.515	6.221	±2.974	120721	63	-6.400	2.289	0	116889
30	-14.289	6.218	±2.804	120718	64	-6.400	1.819	0	116319
31	-13.962	6.068	±2.578	120568	65	-4.400	1.250	0	115750
32	-13.251	5.921	±2.431	120421					
33	-12.950	5.779	±2.338	120279					
34	-12.253	5.699	±2.265	120139					

図-36　管路部圧力測定孔配置

の測定値に比して大きすぎる値を示しているが，その原因はおそらく開水路始端底面の切り欠き部に発生する負圧による吸出し作用にあると考えられる。

（2）　管路部圧力

管路内壁面の図-36に示される各点に圧力測定孔を配置し，ゲート全開時，計画高水位までの圧力分布を測定した結果は図-37に示される。

上面の中心線および隅角部では，貯水位の高いとき，管路出口付近に－3 m近くの負圧が記録された。貯水位が低下するにつれて，最低圧力発生位置が上流へ移行し，その絶対値も減少する。側面では低水頭時に出口付近にわずかに負圧が発生することが認められたが，下面中心線上では，いかなる操作水頭に対しても負圧の発生は認められなかった。下面隅角部では，貯水位が高いとき，測点 No. 46に－3 m近い負圧が発生する。

しかし，記録された負圧は，いずれも許容圧力－3 m水柱以内であり，また放水管内は鋼板で保護されるから，いかなる操作状態でも空洞破壊を生じる危険性はないものと判断しうる。

（3）　開水路部圧力と水面形

開水路部底面および側面の圧力測定孔の配置を図-38に示す。測定は最高貯水位 El. 160.00 m で，ゲート開度1 mごとに全開までの状態について行なわれた。測定結果は，図-39に示される。開水路底面の上流端には，全開時および小開度時に局部的負圧が記録されたが，これは管路部底面からの段落ちを形成しているため水流の剥離を生じた結果と考えられる。開水路底面の下流部にも局部的に－1.0～－2.0m 水柱の負圧の発生が認められたがその前後の測点における値との間にかなりの差異がみられ，模型製作に誤作があったものと考えられるから，実際に負圧を示すかどうかは疑問である。したがって，開水路部に給気管によって十分な空気が供給されるかぎり，開水路部に空洞圧力を生じるおそれはないと判断される。

最高水位時，ゲード開度25%ごとの開水路部側壁沿い水面形を測定した結果を図-40に示すが，図から判断すれば，開水路流れの水面から上壁面までは十分余裕があるものと考えられる。

〔6〕　結論

以上の実験による検討を経て結論づけられる諸点を列挙すれば次のとおりである。

（1）　越流部

a）実測越流量曲線は推定曲線とほぼ完全な一致を示し，また，いかなる操作状態でも越流面に許容圧力以下の負圧を発生することはない。

b）異常洪水流量流下時の越流水面と堤頂部構造物との間には，いかなる場所においても2 m以上の余裕がある。

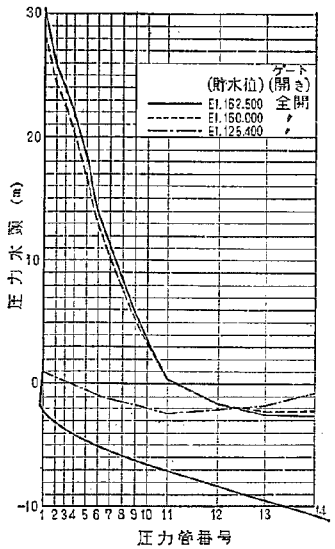


図-37(1) 管内圧力分布

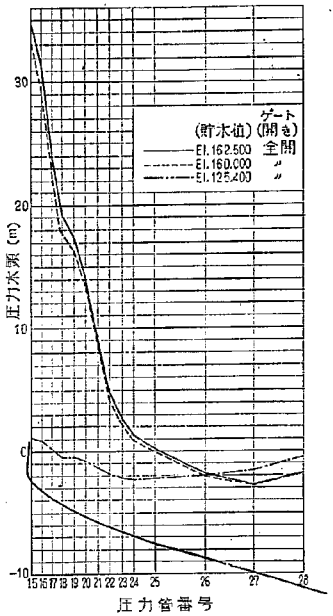


図-37(2) 管内圧力分布

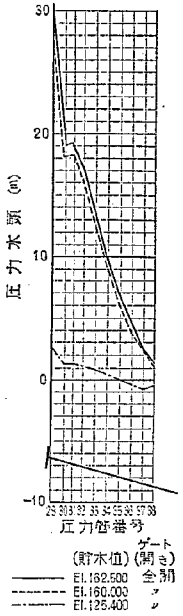


図-37(3) 管内圧力分布

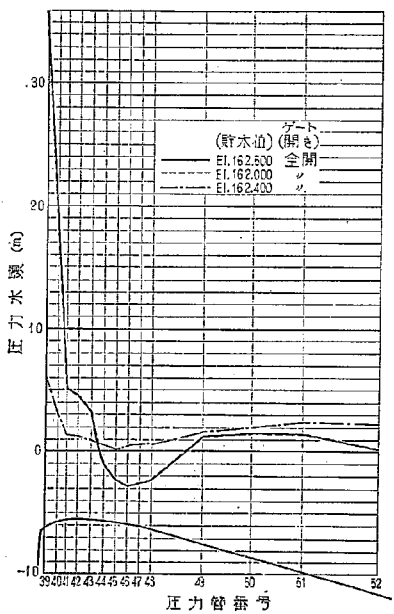


図-37(4) 管内圧力分布

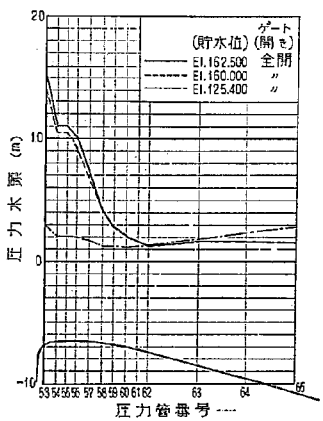
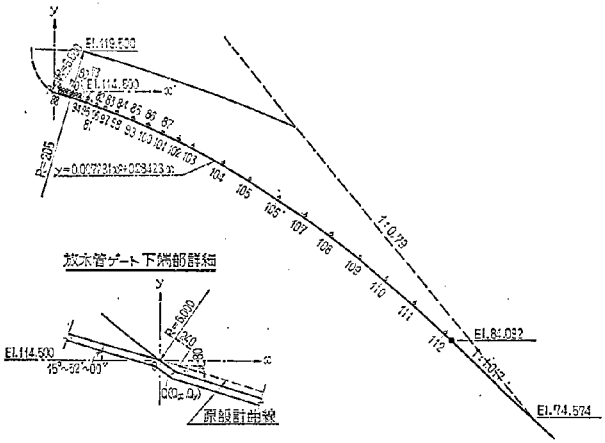


図-37(5) 管内圧力分布



番号	x	y	z	El.	番号	x	y	z	El.
66	0.567	0.380	2.350	114.880	100	11.400	−4.268	0	110.232
67	0.970	0.263	〃	114.763	101	13.200	−5.100	〃	109.400
68	1.373	0.142	〃	114.642	102	15.000	−5.960	〃	108.520
69	1.776	0.021	〃	114.521	103	16.800	−6.912	〃	107.568
70	2.176	−0.107	〃	114.393	104	20.400	−8.908	〃	105.592
71	2.582	−0.232	〃	114.268	105	23.800	−10.968	〃	103.532
72	2.985	−0.361	〃	114.139	106	27.200	−13.196	〃	101.304
73	4.194	−0.764	〃	113.736	107	30.400	−15.448	〃	99.052
74	0.456	−0.004	〃	114.496	108	33.600	−17.852	〃	96.648
75	0.857	−0.120	〃	114.380	109	36.800	−20.400	〃	94.100
76	1.258	−0.241	〃	114.259	110	40.000	−23.100	〃	91.400
77	1.659	−0.361	〃	114.139	111	43.400	−26.128	〃	88.372
78	2.060	−0.483	〃	114.011	112	47.200	−29.916	〃	84.764
79	2.461	−0.613	〃	113.887					
80	2.862	−0.742	〃	113.758					
81	4.065	−1.143	〃	113.357					
82	5.268	−1.568	〃	112.932					
83	6.471	−2.009	〃	112.491					
84	7.673	−2.474	〃	112.026					
85	8.878	−3.296	〃	111.204					
86	11.510	−4.086	〃	110.414					
87	13.286	−4.919	〃	109.581					
88	0.400	−0.196	0	114.304					
89	0.800	−0.312	〃	114.188					
90	1.200	−0.432	〃	114.068					
91	1.600	−0.552	〃	113.948					
92	2.000	−0.680	〃	113.820					
93	2.400	−0.804	〃	113.696					
94	2.800	−0.932	〃	113.568					
95	4.000	−1.332	〃	113.168					
96	5.200	−1.756	〃	112.744					
97	6.400	−2.196	〃	112.304					
98	7.600	−2.660	〃	111.840					
99	9.600	−3.480	〃	111.020					

図-38　開水路部圧力測定孔配置

c）越流部余水吐の任意の操作状態に対して，越流部導流壁高を最も経済的にし，しかも放水管出口底部に過大な衝撃力が作用するのを防ぐために，図-22に示される機脚デフレクターおよび3型放水管を設けるべきである。

（2）　減勢工

a）水叩き下流端右岸の掘削量およびコンクリート量を最小にし，しかもこの部分の流水による侵食を防ぐ目的から，図-27に示される減勢工形状を最良案と定めた。

b）最終案減勢工のシル高は9.75 mとし，その跳水一飛散臨界流量は2,470 m³/secである。高さ27 mの導流壁を採用し，その天端2 mの区間に0.7 m水叩き内に張り出した波返しをつければ，いかなる操作状態でも発電所側への越波を防ぐことができる。

c）シル形状は台形断面とし，天端下流面に半径6 mの円弧を付したものを採用すれば，いかなる操作状態でも空洞現象を発生するおそれはないと考えられる。

d）シル下流保護工として，図-26に示されるローラーバケット型減勢工を検討したが，流速分布図から判断して下流河床の洗掘される危険性はほとんどないと考えられる。

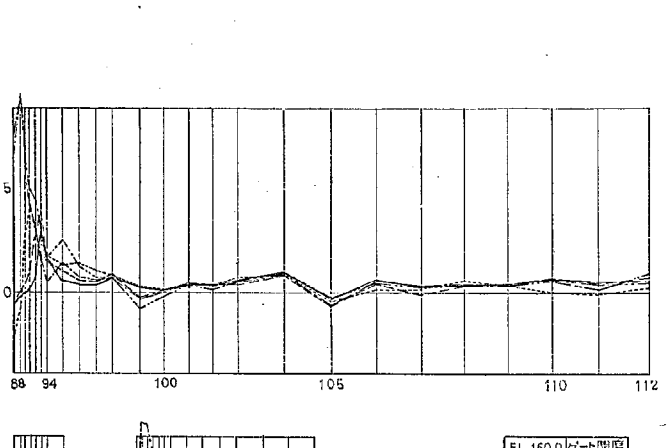
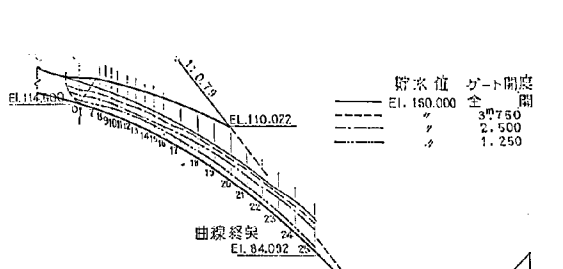


図-39 開水路部圧力分布図



測点	開水路終端から50水平距離(m)	標高 (EI. m)	ゲート開度 (m) 1.250	2.500	3.750	全開
1	0.400	114.304	0.560	1.760	2.920	4.320
2	0.800	114.188	0.600	1.840	2.960	4.360
3	1.200	114.068	0.640	1.920	3.000	4.320
4	1.600	113.948	0.680	1.960	3.120	4.360
5	2.000	113.820	0.680	2.040	3.280	4.320
6	2.400	113.696	0.760	2.080	3.280	4.360
7	2.800	113.568	0.880	2.160	3.240	4.420
8	4.000	113.168	1.000	2.240	3.240	4.480
9	5.200	112.744	1.080	2.240	3.160	4.440
10	6.400	112.304	1.200	2.240	3.120	4.400
11	7.600	111.840	1.360	2.280	3.160	4.320
12	9.600	111.020	1.400	2.040	3.240	4.200
13	11.400	110.232	1.440	2.200	3.400	4.320
14	13.200	109.400	1.680	2.320	3.600	4.320
15	15.000	108.520	1.560	2.400	3.520	4.400
16	16.800	109.588	1.600	2.960	3.720	4.400
17	20.400	105.592	1.680	2.920	4.080	4.600
18	23.900	103.532	1.680	3.160	4.320	5.120
19	27.200	101.304	1.520	3.360	4.360	5.120
20	30.400	99.052	1.560	3.560	4.520	5.000
21	33.600	96.648	1.560	3.640	4.830	5.200
22	36.800	94.100	1.320	3.670	5.320	5.400
23	40.000	91.400	1.300	4.210	5.280	5.680
24	43.400	88.372	1.250	4.430	5.480	6.600
25	47.200	84.984	1.170	4.770	5.480	6.800

図-40 開水路部導流壁沿い水面形

c）異常洪水時には，発電所放水路にはなんらの支障なく水脈が飛散することが確認された。

（3） 放水管

a）原設計放水管は設計流量を確保し，またいかなる操作状態においても管路部および開水路部のどの点にも許容負圧以下の圧力は発生しないことが確認された。

b）原設計開水路部形状では，管内の空気連行による流量の増大を考慮しない状態で，常に開水路流れを保持しうることが確かめられた。

以上で鶴田ダム余水吐の水理設計ならびに実験的検討の報告を終るが，本ダムの余水吐には，実際の操作にあたって空気連行現象という未知の要素が支配的な設計条件となる半管路型放水管が含まれており，実際設計にあたっては，給気孔位置，ゲート構造，管内保護工などの選定に慎重な検討が必要である。また，ゲート操作にあたってはできる限り，対称操作を行なうよう努めねばならない。

新信濃川大河津可動せき模型実験

（昭和38年3月）

馬　場　　孚*

要　旨

信濃川の流量改訂にともない，大河津可動せきの水理上，構造上の安全について，実験および計算によって検討をおこなった。

目　次

1．緒　言……（1）
2．模型および実験条件……（1）
〔1〕模　型……（1）
〔2〕実験条件……（2）
3．実験による検討……（2）
〔1〕検証実験……（2）
〔2〕本実験……（2）
4．計算による検討……（9）
〔1〕概　要……（9）
〔2〕安定計算……（9）
〔3〕基礎のパイピングに対する安全の検討……（11）
5．結　論……（12）

1．緒　言

新信濃川の流頭には大河津可動せきがあり，旧信濃川との流量配分を調節している。このせきは旧計画高水流量の5,700m³/sに対して設計されたものであり，その後計画高水流量は9,000m³/sに改訂されているので，新計画流量に対するせきの水理上，構造上の安全性を検討する必要がある。

水理上の諸問題は，模型実験により水位，流速，流向などを測定して検討をおこなった。構造上の問題は，実験資料および現地資料にもとづき，計算によって検討した。

2．模型および実験条件

〔1〕模　型

模型の範囲は，固定せきより上流側へ約1.3km（3断面），下流側へ約3.2km（16断面）をとり入れた。その平面図は図-1のとおりである。

縮尺は縦横ともに1/100とし，河床は昭和33年の測量結果に基ずいて作成し，モルタル仕上げの固定床とした。縮尺が1/100である関係上，精度の点で困難はあったが，なるべく許差範囲内におさめるよう努め，せき，床留，橋脚などの構造物は特に正確を期して作製した。

流量の測定は流頭部に設置した矩形せきによって行ない，流末部には水位調節装置を設けて水位の調節を行なった。

模型の諸量に対する実物への換算率は，相似律から次のように計算される。ただし，添字mは模型，pは実物

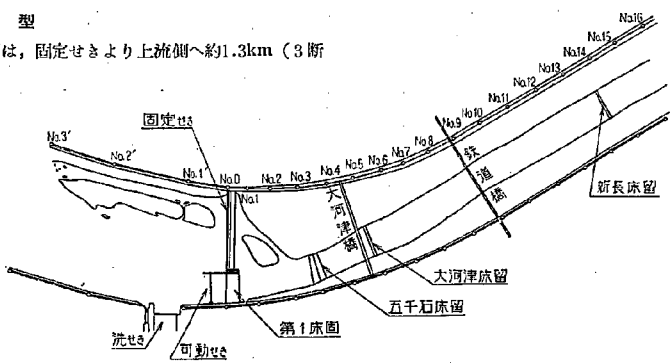


図-1　大河津可動せき付近平面図

* 河川部　河川研究室

を表わす。

平面，鉛直の長さ：$L_m/L_p=H_m/H_p=1/100$

粗度係数：$n_m/n_p=(1/100)^{1/6}=1/2.16$

流速：$V_m/V_p=(1/100)^{1/2}=1/10$

流量：$Q_m/Q_p=(1/100)^{5/2}=1/100,000$

〔2〕 実験条件

実験は次の条件を基にして行なった。

（1） 計画高水流量　$Q=9,000m^3/s$

（2） 計画粗度係数　$n=0.025$

（3） 可動せきの門扉は全門開放

（4） 木川への流入はない

（5） 下流水位は，不等流計算の結果得られた水位流量曲線により，断面 No.14 で与える。

3. 実験による検討

〔1〕 検証実験

模型実験を行なうにあたって，相似性を確かめるために検証実験をおこなった。その結果は図-2 に示すように，現地観測値と実験値とはほとんどよく合致している。また，床留，橋脚の影響の少ないと思われる区間として断面 No.11 と断面 No.13 との間をえらび，粗度係数を計算した。区間距離が不足のきらいはあるが，粗度係数は実物に換算して $n=0.024\sim0.027$ となり，計画粗度係数にほぼ一致している。したがって実物と模型との相似性はなりたつものと考えてよい。

〔2〕 本実験

本実験では，種種の流量に対して水位，流速，流向を測定した。

（a） 水位

水位は流量が9,000，7,000，5,000，3,000，1,000m^3/s に対して測定を行なった。測定断面は12断面を選定し，断面内には低水路3点，高水敷2点の測定点を設け，5点の平均値をもってその断面の水位とした。測定の結果図-3，表-1を得た。

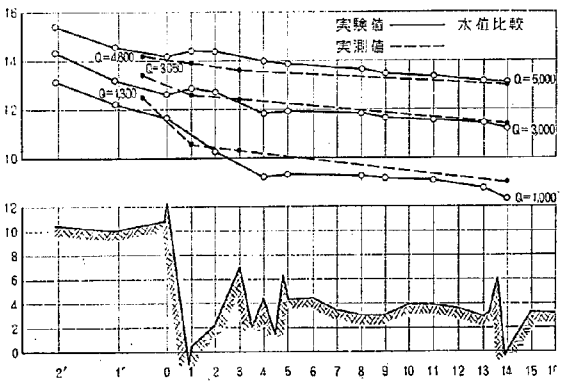


図-2

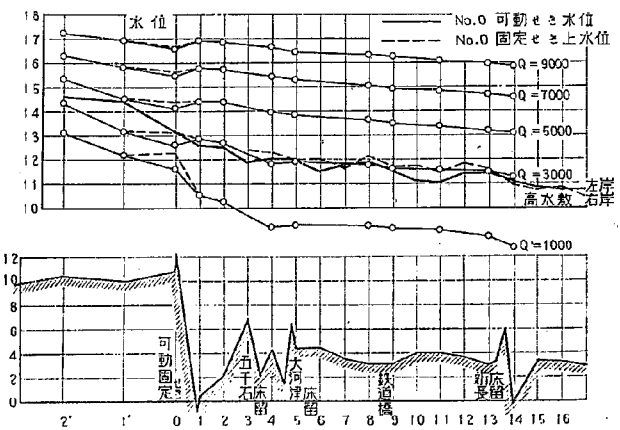


図-3

流量 $Q=3,000m^3/s$ 以下の場合には，固定せき，可動せき，床留などの影響が顕著に現われているが，流量が $5,000m^3/s$ 以上の場合には，水深が大きくなり潜り越流となって，床留の影響はほとんどなく，固定せき，可動せきの影響も少ない。固定せき付近の構造は図-4のように複雑で，隔壁によって固定せき側と可動せき側とに分離され，可動せきは固定せきより約 130 m上流に設置され，河床高は可動せき側が約1.50m低くなっている。このため可動せき側と固定せき側とでは水位差を生じ，隔壁からの横越流を生じている。しかしこのことについては，特に詳細な測定は行なわなかった。図-3において破線で示してあるのが断面No.0での固定せき側の水位で，実線は可動せき側の水位である。

計画高水位，堤防高と高水位実験値との関係は図-5，図-6，表-2のとおりである。

計画高水位に対して，実験水位は平均 0.287m 高い。余裕高は計画では1.50mとなっているが，実験値では平均1.213m である。

表-1 実 験 水 位 表

断面	$Q=1000$	3000	5000	7000	9000
No. 2′	13.12	14.30	15.37	16.33	17.25
1′	12.19	13.17	14.51	15.82	16.93
0	12.23 (11.61)	13.12 (12.60)	14.33 (14.14)	15.63 (15.48)	16.62 (16.59)
1	10.52	12.82	14.41	15.78	16.93
2	10.26	12.71	14.39	15.72	16.87
4	9.20	11.84	13.97	15.45	16.65
5	9.30	11.91	13.84	15.33	16.44
8	9.26	11.82	13.62	15.05	16.32
9	9.14	11.61	13.47	14.90	16.24
11	9.08	11.57	13.36	14.84	16.07
13	8.77	11.43	13.18	14.70	15.98
14	8.33	11.24	13.08	14.56	15.85

( ) は可動せき側水位

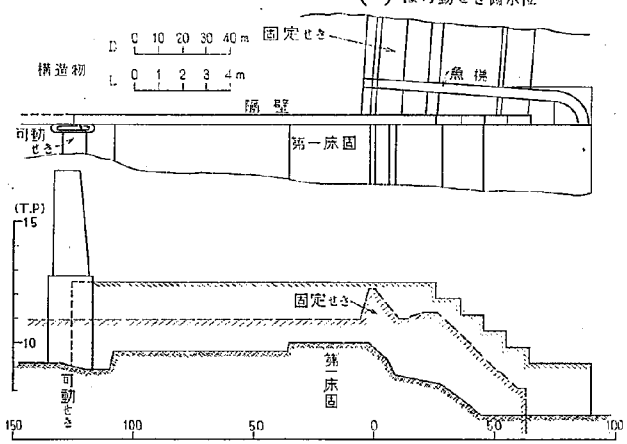


図-4

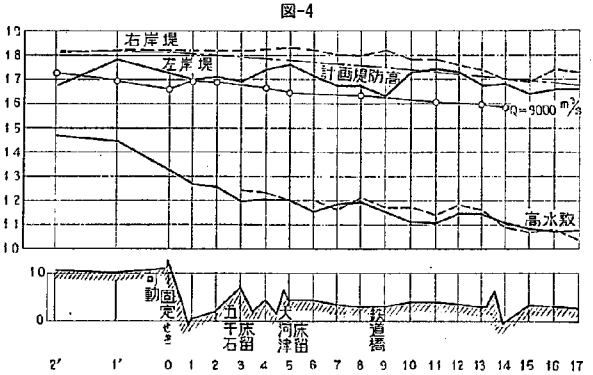


図-5 計画流量—堤防高関係

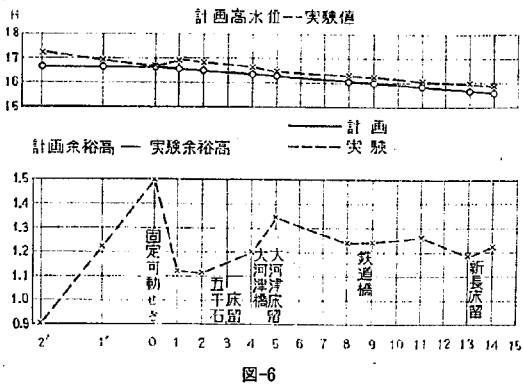


図-6

現堤防高と比較すると，右岸堤は充分に余裕があるが，左岸堤は，断面 No 2′ で堤防高が水位より低く，断面 No.1，2，3，9 の諸断面では堤防高と水位とはほとんど同じ高さで，総体的に模型範囲内では余裕高は大きく不足している。

可動せきの構造物と実験水位との関係は，図-7のようになった。

可動せきの構造物では，せき柱の高さ，ゲートの引き上げ高さ，連絡橋梁の桁高等と高水位との関係が問題である。可動せきの上下流における水位は，それぞれ上流側で 16.93 m，下流側で 16.59m となっている。構造物のそれぞれの高さは，せき柱天端高17.10m，

表-2

断　面	計画高水位	計画堤防高	余裕高	実験水位	余裕高	余裕高 計画実験比較
No. 2′	16,650	18,150	1.500	17.25	0.900	−0.600
1′	16,150	18,150	1.500	16.93	1.220	−0.280
0	16,617	18,117	1.500	16.62	1.497	−0.003
1	16,550	18,050	1.500	16.93	1.120	−0.380
2	16,483	17,983	1.500	16.87	1.113	−0.387
4	16,350	17,850	1.500	16.65	1.200	−0.300
5	16,283	17,783	1.500	16.44	1.343	−0.157
8	16,063	17,563	1.500	16.32	1.243	−0.257
9	15,986	17,486	1.500	16.24	1.246	−0.254
11	15,832	17,332	1.500	16.07	1.262	−0.238
13	15,665	17,165	1.500	15.98	1.185	−0.315
14	15,574	17,074	1.500	15.85	1.224	−0.276
					(平均)1.213	−0.287

ゲートの最大引上げ高16.60m，橋梁桁下高16.60mで，せき柱天端高と上流側水位との差は0.17m，ゲートの引上げ高，橋梁桁下高と下流水位との差は0.01mとなる。これらのことからみて，少なくとも1.50mていどのかさ上げが必要である。

（b）　流速

流速は図-8に示すように6本の測線を設けて，流量が 9,000，7,000，5,000，3,000 m³/sについてそれぞれ流速分布を調べた。図中，測点間の数字は，その距離を表わしている。測線Ⅰは可動せき下流の第一床固めを含む流況を，測線Ⅱ，Ⅲは固定せきを越流する流れと，その流れの影響による高水敷上の流れを，測線Ⅳ，Ⅴは高水敷の法線に沿った流れを，測線Ⅵは高水敷上の流れを，それぞれ調べるために選定した測線である。

流速分布測定結果は図-9のとおりである。図-9では，流量3,000m³/s の場合の測定値は全測線一括して整理してあり，他の流量の場合は測線別に整理してある。

測定結果によれば，特に流況が好ましくないという個所はなかった。

Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ測線をみると，第一床固めおよび固定せきの影響による下流側脚部の洗掘の問題については，いずれも，河床が保護されている区間では高流速を示しているが，河床保護区間からはずれた，洗掘を起すと考えられる部分では流速が小さくなっている。Ⅰ測線では，第一床固め上の点（a 点）の流速が表面で約 3.0～4.0m/s，河床で約 2.0m/s ていどとなっているが，床固めのエプロン内にあるb，c点では，表面で約 2.0～2.8m/s，河床で約1.0～1.3m/s と流速は減少し，エプロンより下流

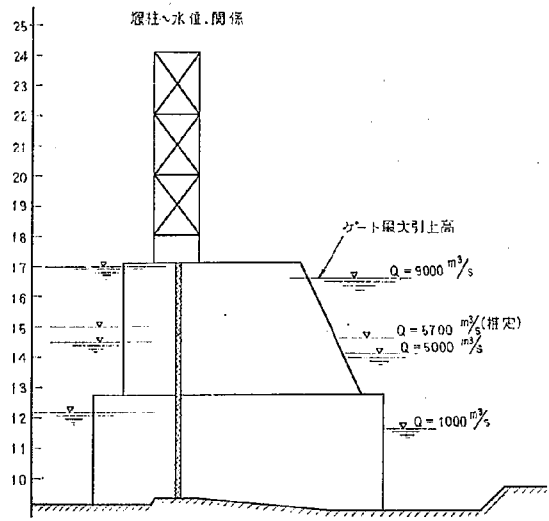


図-7

のd，e点では，表面で約1.5～2.3m/s，河床で約1.3m/s となっている。d点では流量が3,000m³/s の場合，河床流速が負の値をとっているが，これは小さな跳水を起していることと，河床こう配が急変しているため，ローラーを生じ，流速が正常分布をしていないことによる。以上のことからみて，第一床固めの下流は，一般には現況よりさらに洗掘されるとは考えられない。ただし，平水時などの小流量に対し水門の操作が片寄って流れが一方に集中するような場合には深掘れを生ずる可能性もあると考えられる。

Ⅱ，Ⅲ測線の固定せきを越流する流れは，固定せき堤体上では1.0～2.0m/s ていどの流速であるが，せき下流端では急激に流速が減少し，0.8～1.4m/s ていどになるので，洗掘の危険は考えられない。また固定せき下流にある高水敷の前面も，現況の形状が長期間維持されていることを考え合わせれば，将来も充分維持されるものと思われる。

測線Ⅳ，Ⅴの高水敷法線に沿った流れも，1.0 m/s ぐらいの流速で，深掘れする要素は考えられない。

測線Ⅱ，Ⅲ，Ⅵの高水敷上の流速は，河床において1.0～1.7m/s で，せきに近いところではやや流速が大きく，下流ではほとんど 1.0m/s である。したがって特に洗掘されることは考えられない。

Q=3,000m³/s の場合には，水は高水敷上を流れない。

(C)　流向

流向は，図-10に示すように，流量 Q=9,000，7,000，5,000，3,000，1,000m³/s の場合について測定した。図において100m×100mの方眼の各交点を測点として，表

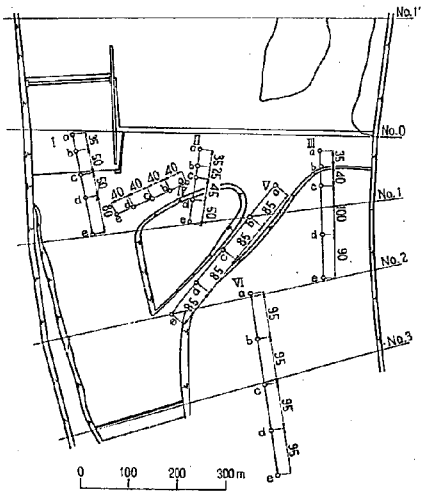


図-8

層および底層における流向を測定したもので，数値は縦断方向を基準にとった角度を表わしている。また，帯状に塗りつぶしてあるのは，色素によって流線を追跡したものである。

この図から，固定せきの影響によって，可動せき側に特に流入する傾向はみられない。隔壁から可動せき側に越流しているが，流況に変化を起させるほどではなく，全般に一様な流れで流下しているので，悪い流況はみられない。Q=3,000，1,000m³/s において床固め下流で渦

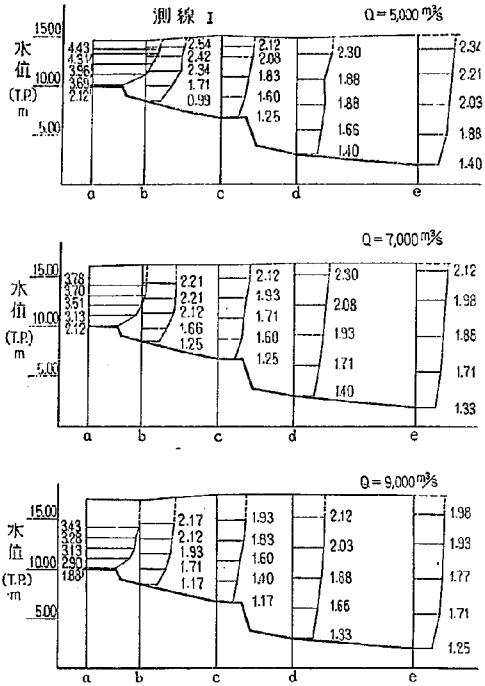


図-9（1）

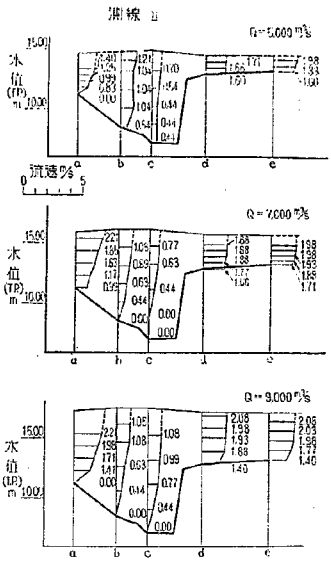


図-9（2）

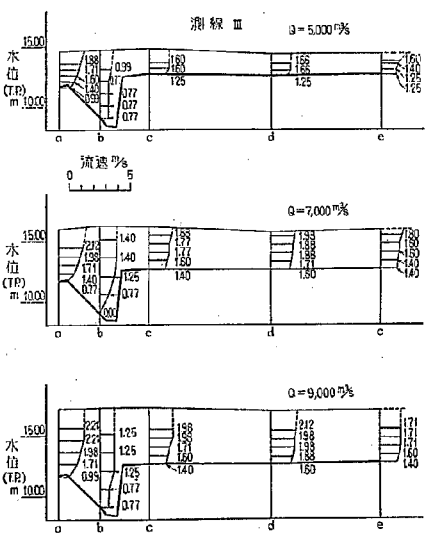


図-9（3）

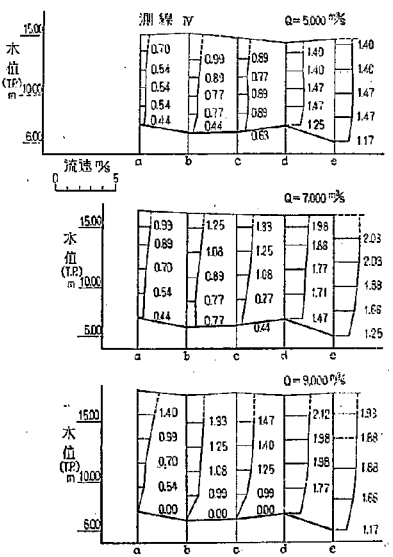


図-9（4）

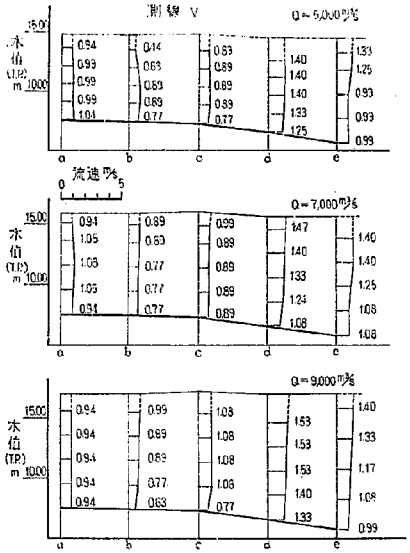


図-9（5）

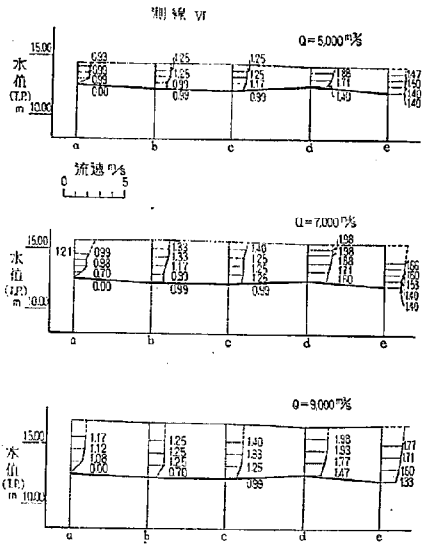


図-9（6）

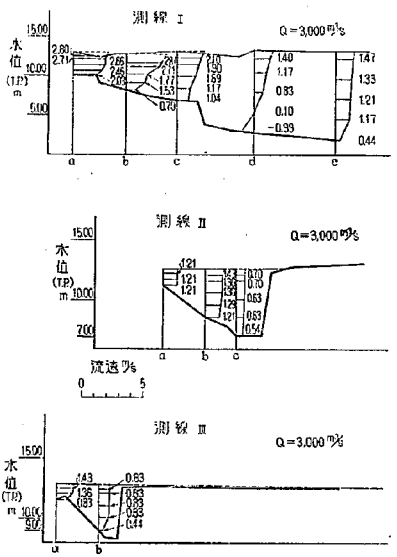


図-9（7）

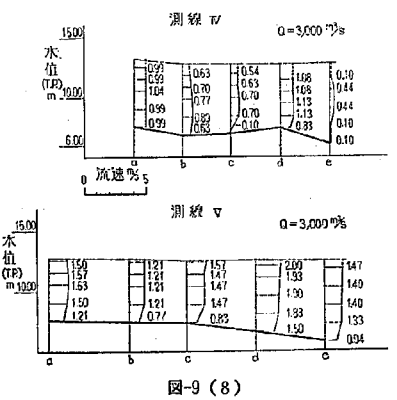


図-9（8）

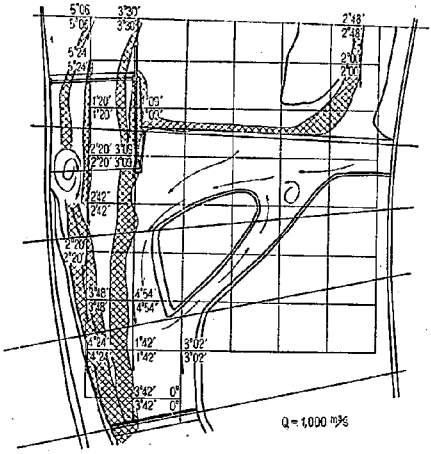


図-10（1）

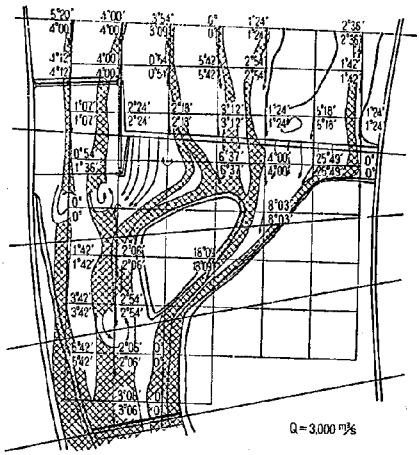


図-10（2）

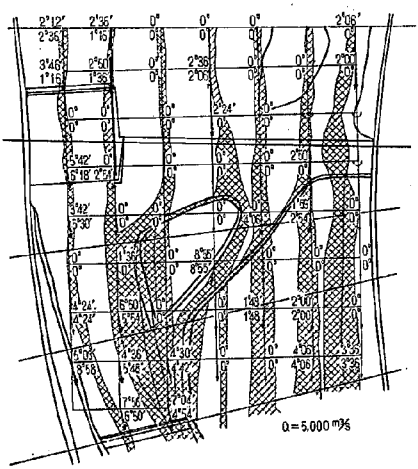


図-10（3）

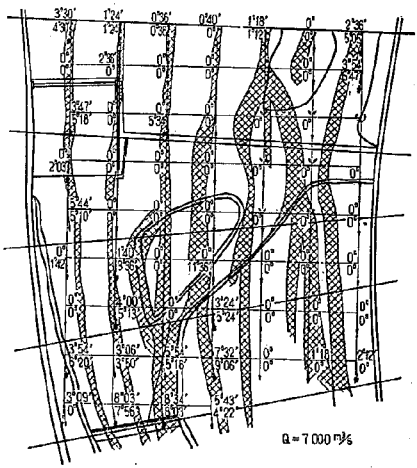


図-10（4）

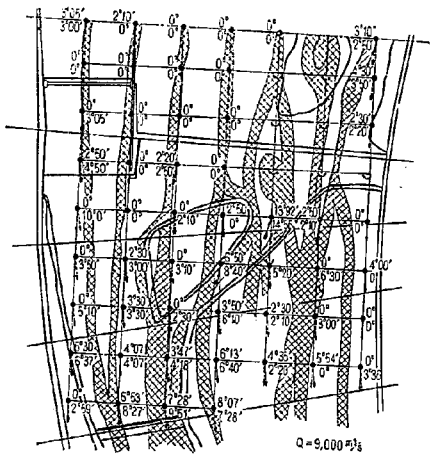


図-10(5)

流を生じているが，この渦はゆっくり流れていて流況に支障を来たすほどの規模ではない。これは跳水を起していることと，右岸高水敷や固定せき側からの流れに影響を受けていることによるものと考えられる。

4. 計算による検討

〔1〕 概　要

水理実験結果と現地資料とに基ずき，構造物の安定について4ケースの計算をおこなった。さらに基礎のパイピングに対する安全性について検討した。

4ケースとは次のとおりである。

（1） 平水時において床版が全長有効とする場合

（2） 平水時において床版がせき柱の下部のみ有効に働くと考える場合

（3） 平水時で床版がせき柱の下部のみ有効とする場合で，ゲート捲き上げ時のせき柱の横方向に対する安定

（4） 高水時の場合の安定

また，計算の条件として考慮した外力や係数などは次のとおりである。

i） 作用力は，自重，静水圧，動水圧，揚圧力，床版上の水の重さ，とする。

ii） コンクリートの単位重量は，鉄筋2.4t/m³，無筋2.3t/m³とする

iii） 揚圧力係数は1.0とする

iv） 地震係数は，水平方向0.15，鉛直方向0とする

v） 平水時の上下流の水位は，現地資料から上流では12.25m，下流では10.00mとする

vi） 高水位は16.93mとする。

〔2〕 安定計算

（a） 平水時において床版全部が有効と考える場合

構造物に対して水位差が最も大きくなる状態が危険度を高くする。実験では，流量が小さいほど水位差が大きくなっている。したがって，水位差が最大になると考えられるのは，上流水位が固定せきのせき高と同じ高さで，下流水位は第一床固めの高さと同じになる平水時である。

計算は，図-11のような断面とし，表-3の数値表により表-4の結果を得た。

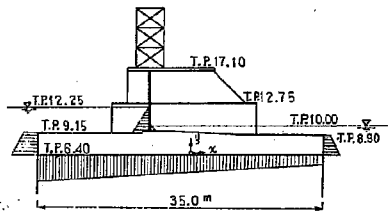


図-11

表-3（1）

名　　称	自　重 (t)	重心位置 x (m)	重心位置 y (m)
せき柱，床版	4,868.6	0.374	2.434
捲上機，鉄構，戸当	17.0	−4.252	12.204
ゲ　ー　ト	23.0	−4.252	4.100
対　　重	18.0	−4.252	14.500

表-3（2）

名　　称		外力大きさ (t)	作用点
静水圧		191.4	y： 2.363
動水圧		53.9	y： 2.340
揚水圧		−2,976.8	x：− 1.389
床版上の水重	上流	704.1	x_1：−11.190
	下流	376.8	x_2： 7.212

基礎杭は約3m²に1本の割で打ってあるので，1本当りの負担荷重は約17 tとなる。この値はかなり小さい値で，地盤がよほど悪条件でない限り問題はないと考えてよい。

せん断抵抗に対しても，杭1本当りの水平力は 4.7 tていどで，これも充分支えうる値であると思われる。

（b） 床版がせき柱の下部のみ有効と考える場合

図-12のような断面で，床版とせき柱とは切り離されているものとして計算したものである。

計算結果は表-5のとおりである。

基礎杭1本当りの負担荷重は約55 tとなり，現床版が

表-4（1）

名称	鉛直力 V（t）	水平力 H（t）	アーム長 x（m）	アーム長 y（m）	モーメント（t·m） Vによる	モーメント（t·m） Hによる
せき柱，床版	4,858.6	730.3	0.374	2.434	1,820.9	1,777.5
捲上機，鉄構，戸当	17.0	2.6	− 4.250	12.204	− 72.3	31.7
ゲート	23.0	3.5	− 4.250	4.100	− 97.8	14.4
対重	18.0	2.7	− 4.250	14.500	− 76.5	39.2
静水圧	—	191.4	—	2.363	—	452.3
動水圧	—	53.9	—	2.340	—	126.1
揚圧力	−2,976.8	—	− 1.389	—	4,134.8	—
床版上の水重（上）	704.1	—	−11.190	—	−7,878.9	—
床版上の水重（下）	376.8	—	7.212	—	2,717.5	—
計	3,030.7	984.4	—	—	547.7	2,441.2

表-4（2）

名称	量
合力の作用点	e：0.986(m)
下流端支圧応力	P_1：5.62 (t/m²)
上流端支圧応力	P_2：4.00 (t/m²)

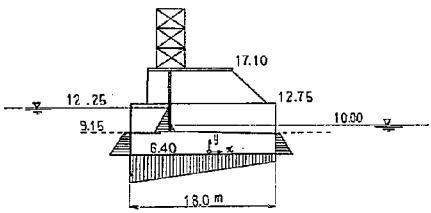


図-12

表-5（1）

名称	鉛直力 V（t）	水平力 H（t）	アーム長 x（m）	アーム長 y（m）	モーメント（t·m） V·x	モーメント（t·m） H·y
せき柱	1,523.5	228.5	− 0.137	4.820	− 208.7	1,101.4
捲上機，鉄構，戸当	17.0	2.6	− 4.250	12.204	− 72.3	31.7
ゲート	23.0	3.5	− 4.250	4.100	− 97.8	14.4
対重	18.0	2.7	− 4.250	14.500	− 76.5	39.2
静水圧	—	105.1	—	3.203	—	336.6
動水圧	—	24.6	—	3.030	—	74.5
揚圧力	− 425.3	—	− 0.715	—	304.0	—
床版上の水重（上）	24.5	—	− 6.735	—	− 165.0	—
床版上の水重（下）	23.9	—	3.143	—	75.1	—
計	1,204.6	367.0	—	—	− 241.2	1,597.8

表-5（2）

名称	量
合力の作用点	e：1.126(m)
下流端応力	P_1：18.4 (t/m²)
上流端応力	P_2：8.4 (t/m²)

せき柱の下で絶縁状態になった場合には大きな負担荷重を受けると考えられる。

底面のせん断抵抗 S は，岩盤地盤の内部摩擦角 ϕ を 25°にとっても，S=562 t となり，367 t より大きいから滑動することはない。

（c）床版がせき柱の下のみ有効と考える場合の，水流に直角方向の安定

図-13のような断面で，ゲート揚上げ時のせき柱の安定について計算した結果，表-6を得た。

この場合，合力の作用点が底幅の1/3の外にあるので，底面の一部に張力を生ずることになる。しかし実際には張力は働かないから，底面の応力分布は圧縮の応力だけがあらわれる。最大応力は 33.8t/m² で，基礎杭が1本当り20ｔ程度を負担するものとすれば，地盤の支えるべき荷重は約 25t/m² である。

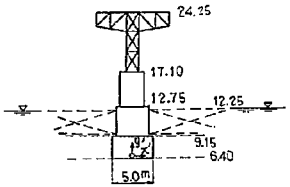


図-13

表-6（1）

名　　称	鉛直力 V（t）	水平力 H（t）	アーム長 x'（m）	アーム長 y'（m）	モーメント（t·m）	
せ　き　柱	1,523.5	228.5	0	4.820	0	1,101.4
捲上機，鉄構	17.0	2.6	0	12.204	0	31.7
ゲ　ー　ト	23.0	3.5	0	13.060	0	45.7
対　　重	18.0	2.7	0	12.270	0	33.1
動　水　圧	—	53.9	—	2.340	—	126.1
揚　圧　力	− 242.8	—	− 0.186	—	45.2	—
計	1,338.7	291.2	—	—	45.2	1,338.0

表-6（2）

合力の作用点	e：1.033(m)　$6e$=6.198＞B=5.00(m)
最大応力	q_{max}:33.8 t/m²

いま基礎地盤の N 値（標準貫入試験）を10とすれば，地盤反力係数（鉛直）は k=2.0kg/cm³ となるから，最大沈下量 Δd は，長期連続荷重と考えても Δd=2.5kg/cm²/2.0kg/cm³=1.25cm となる。同様にして N=20とすれば Δd=2.5/2.5=1.00 cm となる。しかし現実には，荷重は繰返し荷重で，長期連続荷重となる場合は少ない。また基礎地盤はすでに充分な圧密が進行しているものと考えられるので，この値はさらに小さくなるものと考えられる。

（d）　高水時における安定

計画高水の場合には，可動せき上下流の水位差はほとんどなく無視しうる。外力は，自重と，せき柱の前面にかかる動水圧（流速 V=3.5m/s とした場合動水圧 P_d=50ｔ）および浮力だけとなり，地震力は考慮しない。荷重条件は（a）の場合より緩和されることになるので，支持力に対する安定は充分であると考えられる。したがってこの場合特に計算は行なわなかった。

〔3〕　基礎のパイピングに対する安全の検討

この問題については，加重クリープ比による判定方法を用いた。加重クリープ比は次の式によって計算される。

$$C_w=L_w/\Delta h$$

ここに，C_w：加重クリープ比，L_w：重みをつけたクリープ線長，Δh：上下流の水位差，である。

クリープ線の長さとしては，図-14において，ＡＢＣＤＥＦ，ＡＢＥＦの二通りが考えられる。ＡＢＣＤＥＦについて L_w を計算すると42mとなる。ＡＢＥＦの場合は，ＢＥの重みをかりに1.0として計算すると 51.5m となる。ＢＥの重みは 1.0 よりも多少大きくとるのが妥当と考えられるから，ＡＢＥＦのクリープ線はＡＢＣＤＥＦのクリープ線に比して安全側にある。したがってクリープ線としてはＡＢＣＤＥＦの長さを考えることにする。

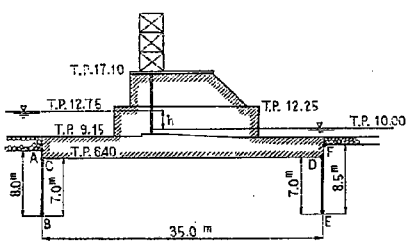


図-14

床版の上下流が何mか洗掘されるものとして，種種の洗掘深と水位差についてクリープ比をそれぞれ計算した。その結果図-15を得た。図-15には，砂質に応じた限界クリープ比も記入してある。

現地の土質は，一部粘土質で大部分は細砂であるから，安全限界を 8.5 にとるとしても，危険になるのは，

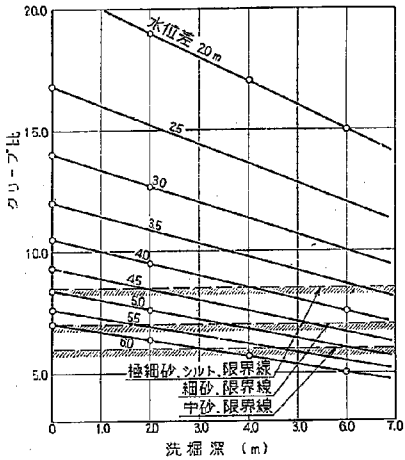


図-15

例えば4mの洗掘が上下流に起き，かつ4mの水位差が生じた場合である。

以上のことからみて，可動せきはパイピング作用に対して充分安全であるといえる。

5. 結　論

縮尺1/100の模型による実験および計算の結果は，次のとおりである。

（1） 流量が5,000m³/s以上の場合，固定せき，可動せき，床留などの影響は小さく，損失水頭がそれぞれ一定の値に近い値になっている。損失の機構については特に実験を行なっていないため明確でない。

（2） 堤防余裕高は，計画では1.50mとなっているが，実験値では平均して1.213mとなり，0.287m不足している。

（3） 現在堤においても，右岸堤は充分の余裕高があるが，左岸堤は大部分の断面でかさ上げが必要である。

（4） 可動せきせき柱の天端高はT.P.17.10m，水位はT.P.16.93mであり，余裕高が不足である。

（5） 門扉の最大引上げ高，連絡橋の桁下高はT.P.16.60m，水位はT.P.16.59mで，クリヤランスがない。

（6） 流速分布，流向の測定からは，特に問題になるような流況は認められない。

（7） 構造物の安定に関しては，床版全体が有効に働く構造になっているので，平水，高水に対して充分安定であると考えられる。

（8） パイピングの問題は，クリープ比の安全限界を8.5としても，極端な洗掘が生じない限り安全である。

連続鉄筋コンクリート舗装に関する2, 3の試験

(昭和 37 年 10 月)

福　田　　正*
月　成　　稔**

A Perfomance report on experimental continuously rein forced Concrete pavements

(Oct. 1957)

T. Fukuda
M. Tsukinari

Synopsis :

This paper reports the constructions and observations of the eight experimental continuously reinforced concrete pavements.

The longitudinal steel bars were placed in percentages of 0.14 and 0.66

The pavements of 0.66 steel percentage seemes to be Succeeding, but all of the pavements of 0.14 steel percentage failed at cracks.

要　旨

厚さ 20 cm，幅 3.75 m，長さ 90 m の連続鉄筋コンクリート舗装を鉄筋比 0.14 %，0.66 %，の2種類について鉄綱の種類を変え，合計8種類施工した。

舗装版の温度，変位などを観測し，舗装版の変位のこう束の程度を推定した。また舗装版に発生したひびわれの発生状態ならびに破損状態を観察した。

鉄筋比 0.14% の舗装版はひびわれ部分において鉄筋が切断し破損した。鉄筋比 0.66% の舗装版は施工上のミスから生じた一部の破損を除いて比較的良好であった。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 連続鉄筋コンクリート舗装の設計……(3)
〔1〕版厚の設計……(3)
〔2〕縦方向鉄筋量の設計……(3)
3. 実施した試験舗装および試験の概要……(4)
〔1〕試験舗装の概要……(4)
〔2〕測定項目と測定方法……(7)
4. コンクリート版の温度変化……(9)
〔1〕コンクリート版温度の日変化……(9)
〔2〕コンクリート版平均温度の年変化……(9)
5. コンクリート供試体の含水量変化と長さ変化……(9)
6. 試験舗装版の変位……(11)
〔1〕試験舗装版変位の日変化……(11)
〔2〕試験舗装版変位の年変化……(19)
7. 連続鉄筋コンクリート舗装のひびわれ……(20)
〔1〕ひびわれの分布……(20)
〔2〕コアによるひびわれの調査……(25)
8. 結　論……(26)

1. 緒　言

コンクリートは温度や含水量の変化によって長さないし体積が変化するが，粘性的性質が比較的小さいためにこれらの変化がこう束されるとひびわれが生じやすい。コンクリート舗装は版の厚さが薄く，面積が広く，しかも延長が長いから気象の変化を直接受け，この種のひびわれは特に発生しやすい。

またコンクリート舗装は輪荷重に対して一般に低い安全率2程度で設計され，他のコンクリート構造物と比較してひびわれが発生しやすい。

このようにして発生したコンクリート舗装のひびわれは構造上の弱点となって舗装の破壊原因になるばかりでなく，自動車の乗心地にも悪影響を与えるから，一般のコンクリート舗装ではひびわれの数を極力少数に止めるように目地が設計されている。

* 前道路部 舗装研究室主任研究員(現関東地方建設局大宮国道工事事務所)
** 道路部 舗装研究室

しかしある区間のコンクリート舗装のひびわれ幅と目地幅の合計値に着目すると，それはひびわれの発生原因のいかんに関係せず，現在および過去の気象条件，コンクリートの性質などによって定まる一定値であると想像される。もしこの考えが正しいとすれば，ひびわれの数を極力多数にしてやれば，個個のひびわれの幅は非常にせまくなる。その結果ひびわれからの雨水の侵入は少なくなるばかりでなく，ひびわれ面における骨材のかみ合せによって荷重の一部が伝達されるから，ひびわれのもつ欠点はきわめて小さくなると考えられる。

コンクリート舗装版に多数のひびわれを発生させる方法としては路盤面を凹凸につくって摩擦力を増してやる

表-1 アメリカの連続鉄筋コンクリート舗装の例*

舗装年次	場所	厚さ (cm)	幅 (m)	長さ (m)	縦鉄筋 直径 (mm)	縦鉄筋 間隔 (cm)	鉄筋比 (%)	施工後の状態その他
1938	Indiana	中央17.8 縁 23	6.0	108～396	異形φ25	15.3	1.82	比較的重交通，ポンピングの可能性のある路床につくられた。目地，縁部にポンピングによる破損があったが，全体として良好である。
		〃	〃	60～222	異形φ19	〃	1.02	
		〃	〃	27～99	異形φ13	〃	0.45	
		〃	〃	15～54	異形φ 9	〃	0.26	
		〃	〃	6～24	異形φ 6	〃	0.11	
1947	Newjersey	20.3	3.6	1,650	丸鋼φ 9	2層 7.6	0.90	比較的重交通，ひどい破損はないが同地点につくられた普通の舗装より施工費，破損程度におとる。
		20.4	〃	1,560	丸鋼φ 9	2層 7.6	0.72	
1947	Illinois	17.8	6.6	1,050	異形		0.3	ポンピングの可能性のある路床上につくられた。ポンピングが一部発生し路盤の必要なことがわかった。車の走行に良好で，全体として舗装の状態は良好である。
		〃	〃	〃	〃		0.5	
		〃	〃	〃	〃		0.7	
		〃	〃	1,270	〃		1.0	
1948		20.3	〃	1,050	〃		0.3	
		〃	〃	〃	〃		0.5	
		〃	〃	〃	〃		0.7	
1947		〃	〃	1,270	〃		1.0	
1949	California	20.3	3.6	1,600	異形φ13	10.2 12.7	0.63 0.50	舗装中央より鉄筋量が変わる。重交通であるが破損，ポンピングはなく良好である。
1956	York(pa)	22.9	3.6	3,470	異形φ16	17.8	0.48	Hamburg 舗装は数ヵ月後にひびわれが破損し，かなりのパンチングをした。原因は鉄筋の重なりが不十分だったためである。
1957	Hamburg(pa)	17.8	〃	600	〃	22.6	0.50	
	〃	20.3	〃	1,310	〃	19.8	〃	
	〃	22.9	〃	1,330	〃	17.5	〃	
	(Texas)							最初の舗装の成功により数種の舗装を続けて施工した。 交通量 5,700 台/日 良好 交通量 15,700～12,300 台/日，剝離のあるのはわずかで，これもあまりひどくない，維持，修繕の必要なく，きわめて良好
1959	Fallsmaclenman	20.3	3.65	336～6,560	丸鋼φ19	28.5	0.5	
1951～	Tarrant	20.3	3.36 5.20	174～2,340	丸鋼φ19	20.3	0.7	
～1957								
1958	Michigan	20.3	3.65	3,150	異形鉄筋と丸鋼の個所あり		0.6	報告なし
				3,220			〃	

* 文献2

方法と，付着力の大きい鉄筋を通してコンクリート版に入れてひびわれを分散させる方法が考えられる。本研究においては後者を採用し，これを連続鉄筋コンクリート舗装（本文では連続舗装と略す）と名付けた。

このような考え方による連続鉄筋コンクリート舗装は諸外国でもきわめて少なく，ただアメリカにおいてかなり大規模な試験舗装がつくられているだけである。参考のためにアメリカで作られた連続舗装の諸元をとりまとめ，表-1 に示す。

この報告はたまたま土木研究所千葉支所において主として交通工学関係の試験を行なう目的によって延長 819m の交通試験路がつくられたので，これを利用して数種の連続鉄筋コンクリート舗装を施工し，二，三の観測を行なった結果をとりまとめたものである。

2. 連続鉄筋コンクリート舗装の設計

〔1〕 版厚の設計

連続舗装の版厚の設計方法はアメリカにおいても理論的に解析され一般化されたものはなく，過去の施工例から経験的に決めている場合が多い。一般に連続舗装は普通のコンクリート舗装よりも版厚を減らせると考えられている。その理由は使用している鉄筋量が多いので，交通荷重によって版にひびわれが生じても，そのひびわれは十分緊結され，ひびわれが交通に障害を与えるまで発達しにくいという考え方が基本になっている。

その理論的根拠としては連続舗装では縦方向鉄筋を多量に使用するので横方向のひびわれ，すなわち縁部からのひびわれは直接舗装を破損に導かず，したがって縦方向のひびわれのみに対して安全なように中央部応力公式で設計すれば良く，隅角部ないし縁部応力公式から決定される版厚より 1～2 割減少できるということがいわれている。

本試験舗装では，連続舗装の気象作用，経年変化による影響を観測するのを主目的とし，交通荷重の影響は考えていないが，版厚は一般コンクリート舗装 23 cm 厚に対応するものとして 20 cm に決定した。

〔2〕 縦方向鉄筋量の設計

連続舗装にひびわれを発生させる主な原因はコンクリートの乾燥収縮と温度降下による水平方向の収縮が鉄筋や路盤摩擦によってこう束されること，輪荷重，および温度差による版のそりが版の自重などでこう束されること，などである。ここでは連続舗装特有の問題として第 1 の原因について考察する。

連続舗装のひびわれ*の発生量およびそのひびわれがどのように分散して発生するかは路盤および鉄筋などによるこう束の程度，コンクリートの性質およびその一様性，気象条件に影響されよう。

路盤摩擦係数は一般に用いられているほとんどの舗装の路盤ではおよそ 1.5 程度であり，設計において路盤摩擦こう束の程度を大きくすることは困難である。しかし一般には連続舗装版は表-1 に示したようにその延長が長いので，版の伸縮は版端部を除いた大部分の区間が路盤摩擦によって完全にこう束され条件はほとんど同じになると考えられる。したがって，もしコンクリートの品質が一様であるならば，連続舗装のひびわれの分布は，縦方向に使用する鉄筋の量およびその種類に最も影響されよう。

連続舗装の縦方向鉄筋はコンクリートの乾燥収縮および温度降下によって舗装版に収縮力が生じたとき，コンクリートに数多くのひびわれを分散して発生させ，コンクリートの収縮力を緩和させるはたらきをすると考えられている。

温度降下あるいは乾燥収縮によってコンクリート版にひびわれが発生し，さらにこれらの収縮作用が続くと，ひびわれ部分では鉄筋によって引張力が伝達される。もし適当量の鉄筋が使用されていれば，収縮による引張力によってひびわれの間のコンクリートには新らたにひびわれが発生する。もし適当量の鉄筋が使用されていない場合は，ひびわれ部分の鉄筋に過大な引張応力を生じ鉄筋は破断されひびわれは開口する。

Vetter* は長さ方向にこう束された鉄筋コンクリート構造物がコンクリートの乾燥収縮ならびに温度降下をうける場合，ひびわれ部分の鉄筋応力度を許容応力度以下におさえ，ひびわれ幅の増加を防ぎ，コンクリートに新らしいひびわれを発生させるという条件から(1)式を求めた。

$$p=\frac{\sigma_c}{\sigma_s+ZE_s-n\sigma_c} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに　p：鉄筋比（コンクリート断面積に対する鉄筋断面積比）

σ_c：コンクリートの引張強度　(kg/cm²)

σ_s：鉄筋の許容引張応力度　(kg/cm²)

Z：コンクリートの乾燥収縮ひずみ

E_s：鉄筋の弾性係数　(kg/cm²)

$n:\frac{E_s}{E_c}$

E_c：コンクリートの弾性係数　(kg/cm²)

連続舗装は一般鉄筋コンクリート構造物とことなって路盤摩擦が一様に分布しているので，(1)式を連続舗装に用いる場合，見かけ上コンクリートの引張強度は小さくなり(1)式は安全側になるであろう。

また Vetter は発生するひびわれの間隔を次式で表わしている。

$$l=\frac{\sigma_c^2}{np^2qu[(edt+Z)E_c-\sigma_c]} \quad \cdots\cdots(2)$$

* 特にことわらない場合第 1 の原因による横ひびわれを指す。

* 文献(3)

l：ひびわれ間隔（cm）

q：$\frac{\Sigma}{A_s}$（cm^{-1}）

Σ：鉄筋の周長（cm）

A_s：鉄筋の断面積（cm^2）

u：コンクリートの付着強度（kg/cm^2）

e：コンクリート膨張係数（1/°C）

Δt：温度降下（°C）

一般鉄筋コンクリート構造物について解かれたVetterの(1)，(2)式は連続舗装の解析にはかなり安全側であり，一般には経験的に鉄筋量をきめている。

図-1 は B. F. Mc Cullogh と W. B. Ledbetter によってアメリカの連続鉄筋コンクリート舗装の資料から作られたものである。*この図は鉄筋比が約 0.5% 以下になると急激にひびわれ間隔は大きくなること，すなわち個個のひびわれの幅が開き破損すること，実際の舗装では 0.5%～1.0% が経済的に適当であることを示している。

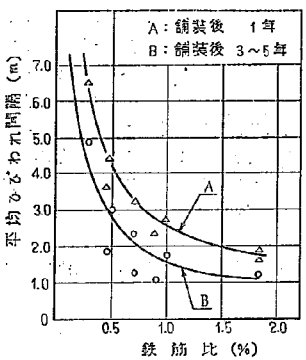


図-1　ひびわれ間隔と鉄筋比の関係
(B. F. Mc Cullogh and W. B. Ledbetter)

本試験舗装においてはやや安全側と考えられる0.66% の舗装と危険側と考えられる 0.14% の舗装について施工し試験した。0.14% はわが国で一般のコンクリート舗装に用いられている鉄筋量 3 kg/m² にほぼ相当するものである。

3.　実施した試験舗装および試験の概要

〔1〕 試験舗装の概要

連続舗装のひびわれの発生状況は(2)式で示されるように，コンクリートの性質（強度，乾燥収縮，弾性係数）と鉄筋の性質（周長，コンクリートとの付着強度）および鉄筋比に影響される。そこで設計においてもこれらの要素を考慮して各種の試験舗装を構成した。

試験舗装は全部で8種類であり表-2 に示すとおりである。

おのおのの試験舗装は長さ 90 m，幅 3.5 m，厚さ 20 cm である。セメントは普通ポルトランドセメント以外に乾燥収縮の小さいといわれている中庸熱ポルトランドセメントを一部使用した。またAE剤も一部使用した。(2)式において鉄筋の性質で特に注意しなければならないのは，鉄筋の周長と断面積の比 q である。異形鉄筋はこの値が大きく連続舗装のひびわれ分散に良い効果を与えると考えられる。また同一の鉄筋比の場合でも小さい径の鉄筋を多数使用する場合の方が効果があると考えられる。

今回の試験舗装では鉄筋径を変えて後者の効果をみることはできなかったが，同一鉄筋量に対して異形鉄筋と普通丸鋼を使用し，それぞれの効果を調べた。また鉄筋の定着の効果の点からは横鉄筋と縦鉄筋を溶接した場合の方が鉄線で結束する場合より良いと考えられたので両者について試験した。異形鉄筋溶接接合の鉄網を写真-1 に示す。鉄筋比は 2. で述べたように 0.66% と 0.14% である。0.66% は(1)式より計算で得られた値である。計算に用いた諸数値は表-3 のとおりである。

一方 0.14% は危険側であるが，この鉄筋量は普通の

表-2　試験舗装の種類

舗装版	施工日	施工中の気温 °C 最高	施工中の気温 °C 最低	鉄筋 種類	鉄筋 直径 (mm)	縦鉄筋間隔 (cm)	横鉄筋間隔 (m)	縦鉄筋比 (%)	鉄筋量 (kg/m^2)	縦横鉄筋の接合	セメント
No. 1	2月7日	14	−1	異形	6	10	31	0.14	3.9	溶接	普通ポルトランド
No. 2	2月18日	16	−1	異形	6	10	31	0.14	3.9	鉄線結束	普通ポルトランド
No. 3	2月17日	14	−1	異形	6	10	31	0.14	3.9	溶接	普通ポルトランドAE剤
No. 4	2月5日	12	0	異形	6	10	31	0.14	3.9	溶接	中庸熱ポルトランド
No. 5	2月13日	13	−3	丸鋼	13	10	31	0.66	18.4	溶接	普通ポルトランド
No. 6	2月2日	9	2	丸鋼	13	10	31	0.66	18.4	鉄線結束	普通ポルトランド
No. 7	3月7日	16	4	異形	13	10	31	0.66	13.8	鉄線結束	普通ポルトランド
No. 8	3月14日	15	2	異形	13	10	31	0.66	13.8	溶接	普通ポルトランド

* 文献(4)

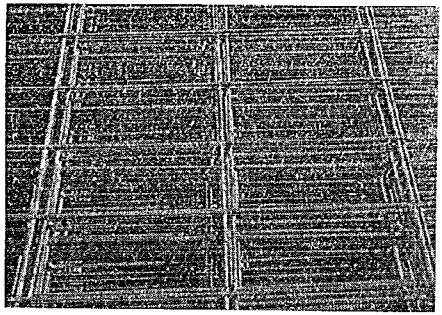


写真-1　異形鉄筋（直径 13 mm）溶接接合

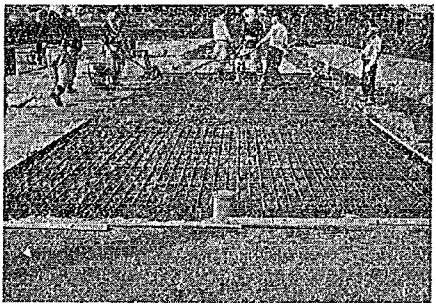


写真-2　連続舗装の施工（中央の円筒は変位計）

表-3

σ_s (kg/cm²)	σ_c (kg/cm²)	E_s (kg/cm²)	Z	n
4,000	27	2,100,000	150×10^{-6}	7

コンクリート舗装に用いられる鉄筋量（約 3 kg/cm²）にほぼ相当するもので，膨脹目地間隔を 90m にした場合，この程度の鉄筋量でも収縮目地をなくすことができるかどうかをもあわせて検討する目的で行なった。

鉄網の配置は図-2 に示すとおりである。鉄網の配置は φ6 mm の場合も φ13 mm の場合も図-2 と全く同じである。鉄筋は表面から 7 cm の位置に埋設した。鉄網の重なりは 18 cm である。

表-4　路床および路盤上の支持力係数

	路床 (kg/cm³)	路盤 (kg/cm³)
切土区間	3.8	5.8
盛土区間	3.2	10.9

本試験舗装の路床土は関東ロームである。この上に敷砂層 5 cm をつくり，さらにこの上に厚さ 20 cm のスラグによる水締マカダム路盤を設けた。

路床，路盤上の直径 30 cm 円型載荷板による支持力係数の平均値は表-4 のとおりである。

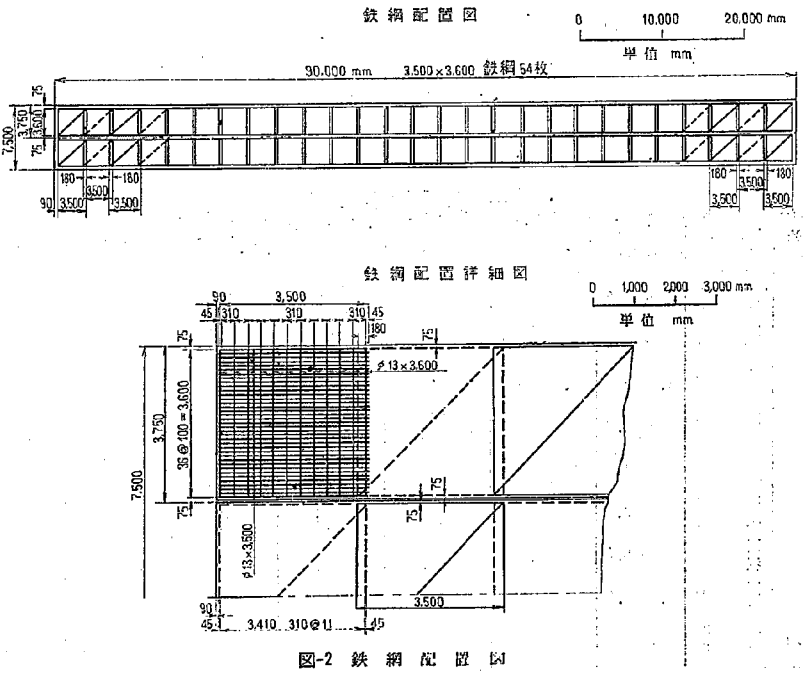
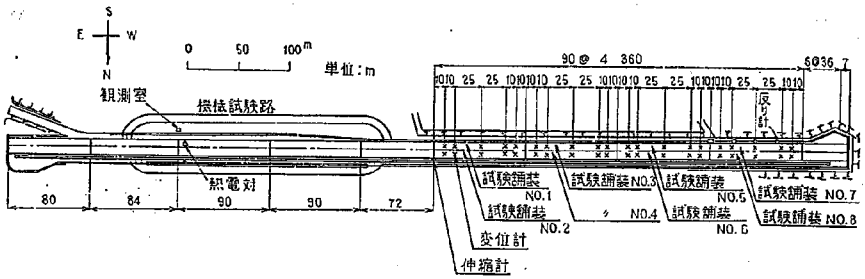
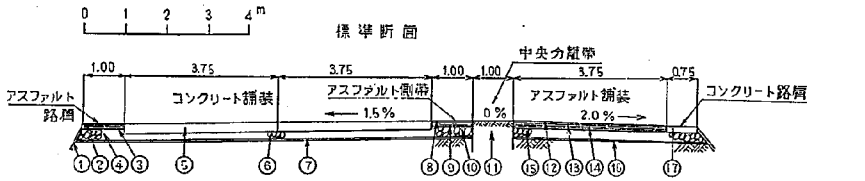


図-2　鉄網配置図

連続鉄筋コンクリート試験舗装平面図



標準断面



番号	名称		番号	名称	
①	関東ローム	10cm	⑩	スラグ	32cm
②	浸透式アスファルト乳剤舗装	3″	⑪	中央分離帯（関東ローム）	
③	水締マカダム	5″	⑫	アスファルトコンクリート	5cm
④	スラグ	32″	⑬	アスファルトマカダム	5″
⑤	コンクリート	20″	⑭	水締マカダム	5″
⑥	スラグ	20″	⑮	スラグ	25″
⑦	砂	5″	⑯	砂	5″
⑧	浸透式アスファルト乳剤舗装	3″	⑰	コンクリート	15″
⑨	水締マカダム	5″			

図-3　交通試験路一般図

表-5　コンクリート試験成績

舗装No.	養生	スランプ(cm)	コンクリート打込温度(°C)	圧縮強度(kg/cm²)	引張係数(kg/cm²)	曲げ強度(kg/cm²)	弾性係数(kg/cm²)	ポアソン比
1	標準	2.0～3.0		275	25.5	27.8	280,000	0.25
	現場			250	24.9	33.3	313,000	0.27
2	標準	0.7～3.5	10.0～11.2	292	26.7	33.4	361,000	0.19
	現場			346	26.1	34.6	348,000	0.27
3	標準	1.5～3.0	7.2～10.2	345	26.7	43.5	375,000	0.21
	現場			348	26.5	38.8	337,000	0.26
4	標準	0.9～3.0		372	28.3	37.2	355,000	0.24
	現場			316	29.4	33.7	354,000	0.22
5	標準	1.5～4.4	5.0～11.5	330	25.0	36.4	325,000	0.23
	現場			289	26.3	37.2	275,000	0.23
6	標準	1.9～2.4		383	29.9	37.2	372,000	0.20
	現場			436	31.2	43.4	361,000	0.21
7	標準	2.6～5.0	11.0～14.5	306	31.2	40.1	330,000	0.23
	現場			287	26.7	39.5	282,000	0.22
8	標準	2.8～3.5	11.0～14.0	331	26.1	32.7	325,000	0.27
	現場			248	22.5	34.6	302,000	0.27
平均	標準	0.7～5.0	10.5	329	27.4	36.0	340,000	0.23
	現場		(5.0～14.5)	315	26.6	36.8	320,000	0.24

表-6 セメント試験成績

種類	比重	粉末度		凝結					安定性	マグネシア	無水硫酸	強熱減量
		ブレーン (cm²/g)	88 μ (%)	室温 (°C)	温度 (%)	水量 (%)	始発 (時分)	終結 (時分)		(%)	(%)	(%)
普通セメント	3.15	3,170	3.0	20.6	91	27.1	2-20	3-32	良	1.49	1.36	0.67
中庸熱セメント(1)	3.12	3,210	3.9	20.8	95	27.2	2-48	4-01	良	1.23	1.75	1.60
中庸熱セメント(2)	3.19	3,040	0.7	20.8	95	27.5	2-45	3-42	良	1.08	1.94	0.71

種類	フロー	曲げ強さ (kg/cm²)			圧縮強さ (kg/cm²)			養生温度 (°C)	
	(mm)	3日	7日	28日	3日	7日	28日	室温	水温
普通セメント	234	30.8	46.3	68.2	120	223	411	20.6	20.0
中庸熱セメント(1)	234	29.9	37.9	61.4	111	196	345	20.0	20.3
中庸熱セメント(2)	252	31.9	40.0	69.3	118	168	367	20.0	20.3

表-7 鉄筋引張試験

種類	断面積 (cm²)	降伏点 (kg/cm²)	引張強さ (kg/cm²)	伸び (%)
丸鋼 φ 6 mm	0.28	3,760	4,460	7.9
丸鋼 φ13 mm	1.33	3,640	4,900	23.8
異形 φ13 mm	1.27	3,850	4,950	50.4

表-8 鉄筋付着強度

種類	付着強度 (kg/cm²)
丸鋼 φ 6 mm	14
丸鋼 φ13 mm	14
異形 φ13 mm	40

表-9 目地板(杉板)の変形係数

	2回くり返し圧縮後の変形係数
水で飽和した状態	変形量 1 mm につき 1.5～3.5 kg/cm²
気乾状態	変形量 1 mm につき 4.0～10.0 kg/cm²

コンクリートの示方配合は次のようであった。

骨材の最大寸法	40 mm
単位セメント量	350 kg
単位水量	140 kg
絶体細骨材率	33 %
フランプ範囲	1～3 cm

コンクリートの混合は 16 切可傾式ミキサーによる現場練混ぜ方式で，平面バイブレーターによる 2 層式締固め，簡易フィニッシャーによる表面仕上げを行なった。冬期施工であるので，混合水を暖めコンクリートの打込み温度を高めるなどの処置をし，打込時のコンクリート温度は表-5 に示すように平均 10.5°C であった。

本試験舗装を行なった交通試験路の一般図を図-3 に示す。縦目地には隣接版のひびわれの影響をさけるためタイバーは使用していないが，膨脹目地にはスリップバーを使用している。目地板は厚さ 32 mm の杉板を使用した。注入目地材にはセロシールを使用した。

側帯にはL型側溝があり排水状態は良好である。また付近には舗装版に日影を与えるような建築物などはなく，試験舗装に与える外的条件は一様である。また交通量はほとんどなく発生したひびわれはすべて荷重応力以外の原因によるものと考えられる。

コンクリートの性質，セメントの試験成績，鉄筋引張試験，鉄筋付着強度，目地板の変形係数の試験結果をそれぞれ表-5, 6, 7, 8 および 9 に示す。

〔2〕 測定項目と測定方法

(1) 舗装版のひびわれ

舗装版表面のひびわれは写真-3 に示すように，標準の太さで画かれた線とひびわれ幅を比較することにより読みとる方法によった。また舗装版内部のひびわれの状態を観察するためにひびわれ部分でコアボーリングを行ないコア供試体を採取し，そのひびわれの深さ方向の状態を測定した。

(2) 舗装版の伸縮

連続舗装版の温度，温度変化による伸縮のこう束程度を知るために舗装版の変位を測定した。膨脹目地における版端の動きは伸縮計写真-4 およびカールソン型縦目計で舗装版内部の動きは変位計写真-5 で測定した。

伸縮計は図-4 に示す構造のもので，コンクリート版

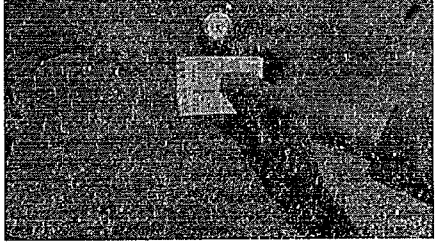


写真-3 ひびわれ幅測定

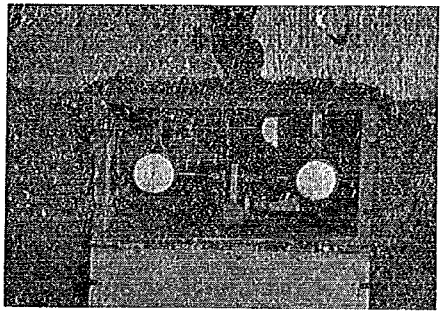


写真-4　伸縮計による舗装版端(膨脹目地)の変位測定

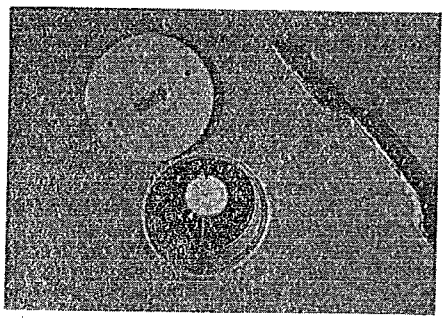


写真-5　変位計による舗装版変位の測定

目地部分の側面に水平に突き出して埋めこんだ鋼棒と，目地横の路床中に深さ 1.5m まで打ちこまれた鋼棒の間隔をダイヤルゲージで読む装置である。

コンクリート版側面の鋼棒はブリキ筒をあらかじめコンクリート版に埋めこみ鋼棒中心がコンクリート版表面から 5 cm 下の位置にくるように，かつ目地から両側にそれぞれ約 10.5 cm の位置にくるように，モルタルで固定した。

伸縮計にはさらにコンクリート版の底面から 5 cm 上の点（表面から 15 cm 下の点）の伸縮を測定するためのダイヤルゲージを 1 個加えた。この装置では目地幅の伸縮だけが読まれ，変位は得られない。

変位計は図-5 に示す構造のもので，長さ 1.5m，直径 25 mm の鋼棒を路床中に打ち込み，その上部約 20 cm（路盤厚に相当）をコンクリートで固めこのロッドとコンクリート版に一体に打こまれた鋼製円筒の間隔の変化をダイヤルゲージで読む装置である。

膨脹目地の伸縮は伸縮計によって読みとることができるが，この他にカールソン型継目計を目地に埋設した。このカールソン型継目計は容量 +12 mm～−0.7 mm，精度 0.04 mm のもので，コンクリート版の 1/2 深さ（表面から 10 cm）のところにあらかじめ 5～7 mm 引

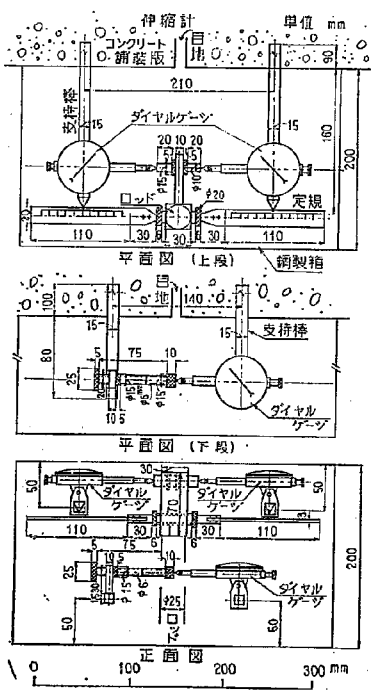


図-4　伸縮計詳細図

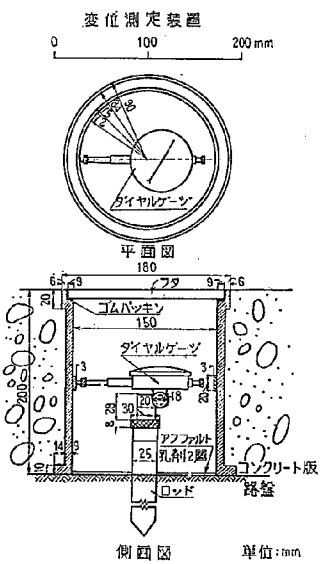


図-5　変位計詳細図

張って埋設した。

（3） 舗装版の温度

変位計，伸縮計，などによる観測結果と，コンクリート版温度との関係を調べるために，交通試験路に銅—コンスタンタン熱電対を埋めこみ電子管式熱電温度記録計によってコンクリート版の温度を自記させた。測定位置は図-6 に示すように，コンクリート版上，下両面から 0.5 cm の 2 点，5 cm の 2 点（ダイヤルゲージによる変位ないし伸縮の測定位置）および中央（カールソン型継目計による伸縮の測定位置）の 5 点と路盤中の 1 点を選んだ。

（4） 現場養生供試体の長さ変位および含水量の変化

連続舗装の路盤摩擦こう束による応力を求める一資料として，各舗装版ごとに 5 個ずつ，10×10×50 cm の供試体をつくって現場養生を行ない，長さ変化および重さ変化を測定した。長さ変化は JIS A 1124—1957 のダイヤルゲージ方法のコンパレータによって測定した。標準棒および測定装置は恒温実験室におき 21±1°C の範囲内にたえず保った。長さ変化の測定に際しては含水量の変化を求めるために供試体の重量も測定した。

4. コンクリート版の温度変化

〔1〕 コンクリート版温度の日変化

コンクリート版の 6 月 1 日～4 日，8 月 4 日～7 日，12 月 15 日～18 日における温度の変化を図-6 (a)，(b)，(c)に示す。これらはいずれも晴天の日である。

コンクリート版表面温度は周期的であってその日振幅は 6 月で 13～19°C，8 月で 16～18°C，12 月で 9～10°C であった。

〔2〕 コンクリート版平均温度の年変化

コンクリート版上下両面の温度が等しくなるときの温度はコンクリート版全体の平均温度にある程度近い値を示し，1 日のうち午前と午後の 2 度生じる。したがってコンクリート版上下両面の温度が等しくなるときの温度の平均値を結んだ曲線はコンクリート版平均温度の年変化を示すと考えられる。図-7 はコンクリート版の上下両面の温度が等しくなったときの午前と午後の温度を棒線で結び，さらにその中点を連ねてコンクリート版平均温度を昭和 35 年 3 月より 36 年 3 月まで求めたものである。試験舗装版を施工した 35 年 2 月ごろは測定計器が順備できず測定されていない。

図-7 によればコンクリート版の平均最低温度は 4°C，平均最高温度は 35°C，年振幅は 31°C であった。

5. コンクリート供試体の含水量変化と長さ変化

図-8(a)，(b)，(c)は現場養生した 10×10×50cm のコンクリート供試体の晴天が続いた場合の長さおよび含水量の日変化を示す。長さ変化の基準点はおのおのの

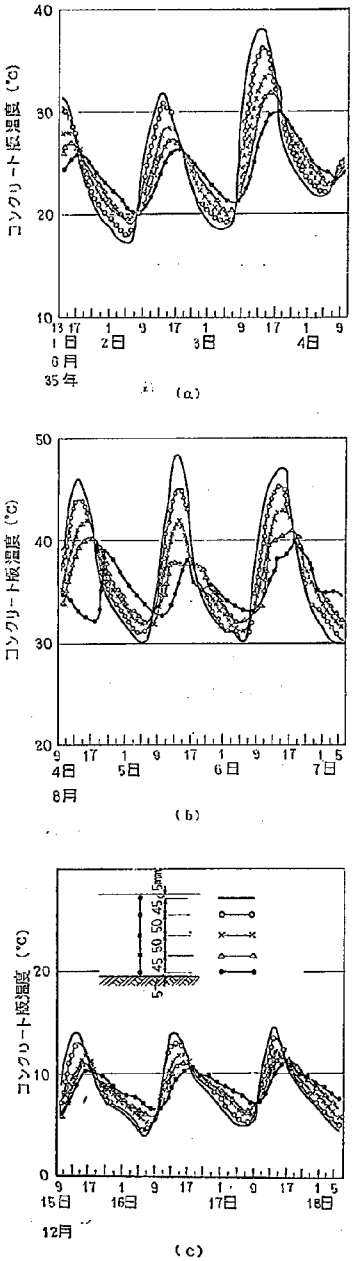


図-6 コンクリート版温度の日変化

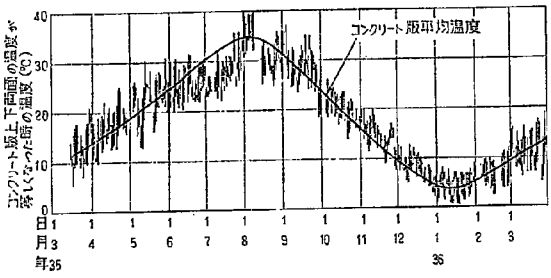


図-7　コンクリート版上下両面の温度が等しくなったときの温度の日変化の年間推移

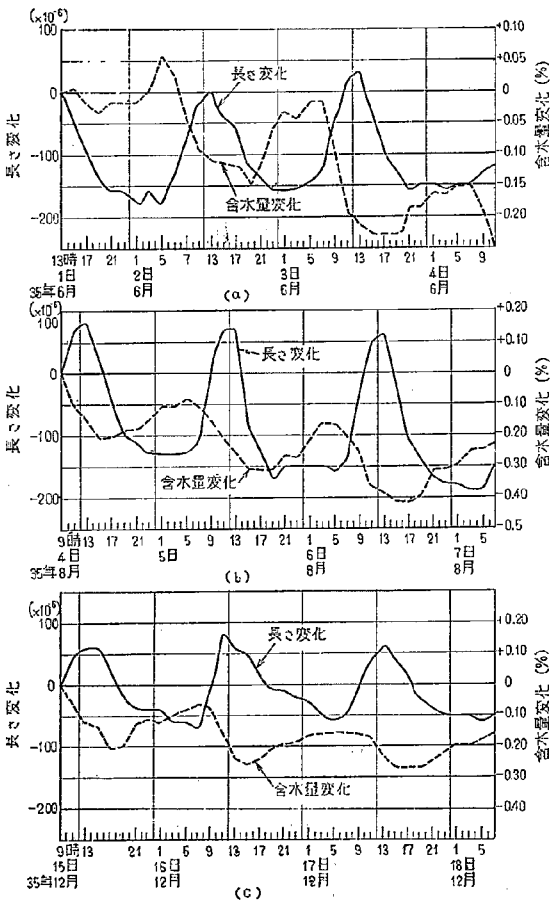


図-8　コンクリート供試体の長さ変化と含水量変化

月の最初の測定値とした。

これらの長さ変化供試体はその形状大きさの点から舗装版よりも外気の条件を敏感にうけるので直接舗装版のコンクリートの状態を表わしているとはいえないが試験舗装からはやや離れているが試験舗装と全く同じ条件の屋外に放置したものであるから，舗装版のコンクリートが全くこう束されずに置かれた場合の温度，湿度，乾燥などによる長さ変化の影響を示しているといえる。

図-8 を図-6 の温度の日変化と対照すると，長さ変化の型は非常に似ていること，長さが極大値に達する時刻は6月，8月，12月ともほぼ13時ごろであること，長さが極小値に達する時刻は6月は早朝24～3 時ごろ，8月は早朝 24～5 時ごろ，12 月は早朝5時ごろであること，長さの日振幅は6月に 190×10^{-6}，8月に 210×10^{-6}，12 月に 130×10^{-6} であることなどがわかる。

図-9 は図-6 および図-8 の各2時間ごとの測定値からコンクリート版表面温度変化と供試体の長さ変化の関係を求めたものである。

コンクリート版表面の温度変化は各月の最初の測定値を基準にして求めた。長さ変化も同様に各月の最初の測定値を基準にした。したがって基準点の測定誤差によって必らずしも座標軸の原点を通らなかった。

これらの関係のこう配は6月で 13.0×10^{-6}/°C，8月で，14.0×10^{-6}/°C，12 月で 13.0×10^{-6} でありほぼ直線的な変化をする。このことは現場のコンクリートの長さ変化は温度変化が最も影響を及ぼすことを示している。

重量変化は長さ変化の場合ほどではないが，図-6 の温度の日変化にほぼ相当する周期変化を示している。

重量の変化はコンクリートに含まれる水分の変化と考えられ，温度の上昇によって水分を放出し，温度の下降によって水分を吸収していることを示している。図-8 によれば重量の増加と長さ変化の増加は逆の関係にあり，このことからコンクリートの長さ変化が主として温度変化に影響され，水分の吸収によって膨張したり，または水分の放出によって収縮したりすることはきわめて少ないことを推測できる。

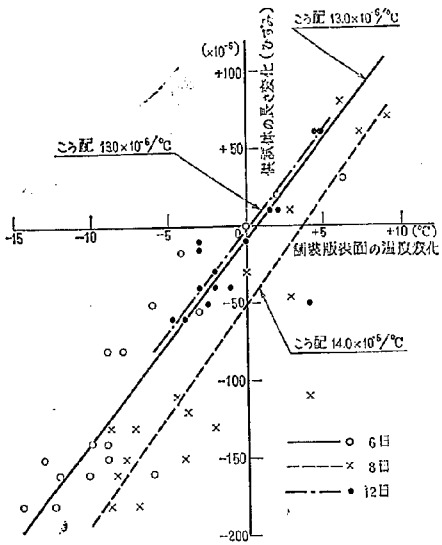


図-9　供試体の長さ変化とコンクリート版表面温度変化との関係

図-10 は長さ変化の日変化の測定に用いたと同じ大きさのコンクリート供試体で求めた長さ変化の1年間の変化を表わしたものである。

各試験舗装版から作成した3本の供試体のうち代表的な例をおのおのの舗装版から1本ずつ示した。

各供試体の長さの基準は供試体をモールドからはずしたときの値とした。このため測定開始日までの日数，およびそのときの温度によって基準点の変わるおそれがあったので，むしろ温度のほとんど同じと考えられる最初の午前8時半の測定値に基準線をおいた（図-10 における点線）。

図-10 によれば最大膨張ひずみは8月ごろであり，およそ 250×10^{-6}，最大収縮ひずみは1～2月ごろでおよそ 70×10^{-6} 程度である。また基準とした2月中ごろの値と1年後の値の差は乾燥収縮によるものと考えられるが，あまり乾燥収縮は大きくなく $50\sim100\times10^{-6}$ 程度である。このことは供試体作成後かなりの日数がたってから測定を開始したためこの間にかなり乾燥収縮が進行したものと思われる。供試体作成後比較的早く測定を開始した供試体 No. 547，560 から推定すればおよそ 100×10^{-6} 程度と思われる。

6. 試験舗装版の変位

〔1〕 試験舗装版変位の日変化

試験舗装 No. 1～No. 8 の変位の 72 時間連続観測結果を図-11～18 に示す。

これらの図は横軸に時刻を，縦軸に変位をとってある。縦軸の変位は図におけるおのおのの計器の位置を原点として，その変位の方向に1目盛を 0.1 mm の単位で示してある。

図-19～20 は舗装版の膨張目地幅の伸縮である。縦軸には目地幅の伸縮を測定開始日を原点にとって示してある。実線は伸縮計から読みとった膨張目地両側の舗装版の版端の変位を合計した値で，舗装版表面から 5 cm 面から 5 cm 上の点の目地幅の伸縮を表わしている。

図-21 はカールソン型継目計で測定した膨張目地幅の伸縮例である。カールソン型継目計による伸縮の値は伸縮計による図-19，20 の値とほとんど同じである。このことは伸縮計の測定値に十分信頼性のあることを示している。

これらの図が示していることを要約すると次のようである。

（イ） 舗装版の変位，特に舗装版端の変位は図-6 によって示される舗装版の表面から 5 mm の位置の温度の日変位にほぼ相似した周期的変化をしている。1時～5時ごろ舗装版が最も収縮した位置に，13 時～15 時ごろ最も膨張した位置になる。

このことは舗装版の表面温度の日変化の最大値ならびに最小値の生じる時刻とほとんど一致している。すなわち舗装版の変位は舗装版の表面温度の変化に敏感なことを示している。

（ロ） 変位の日振幅のおよその値は表-10 のとおりであって，コンクリート版の温度日振幅の最も大きい6月ごろに大きい。そのおよその値は6月で 1.8 mm，8月で 1.4 mm，12 月で 1.3 mm であった。

（ハ） 図-19，20 によれば伸縮計のダイヤルゲージの位置で測定した値は版の下側は上側より約 0.1～0.3mm 伸縮が小さい。この伸縮の差が版厚方向に直線的に変化

表-10　舗装版目地付近の変位（日振幅 mm）

舗装版	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	平均
6月	1.8	1.7	1.9	2.2	1.7	1.8	1.8	計器故障	1.8
8月	1.3	1.4	1.5	1.6	1.3	1.4	1.6	—	1.4
12月	1.3	0.9	1.3	1.4	1.5	1.6	1.1	—	1.3
平均	1.5	1.3	1.6	1.7	1.5	1.6	1.5	—	1.5

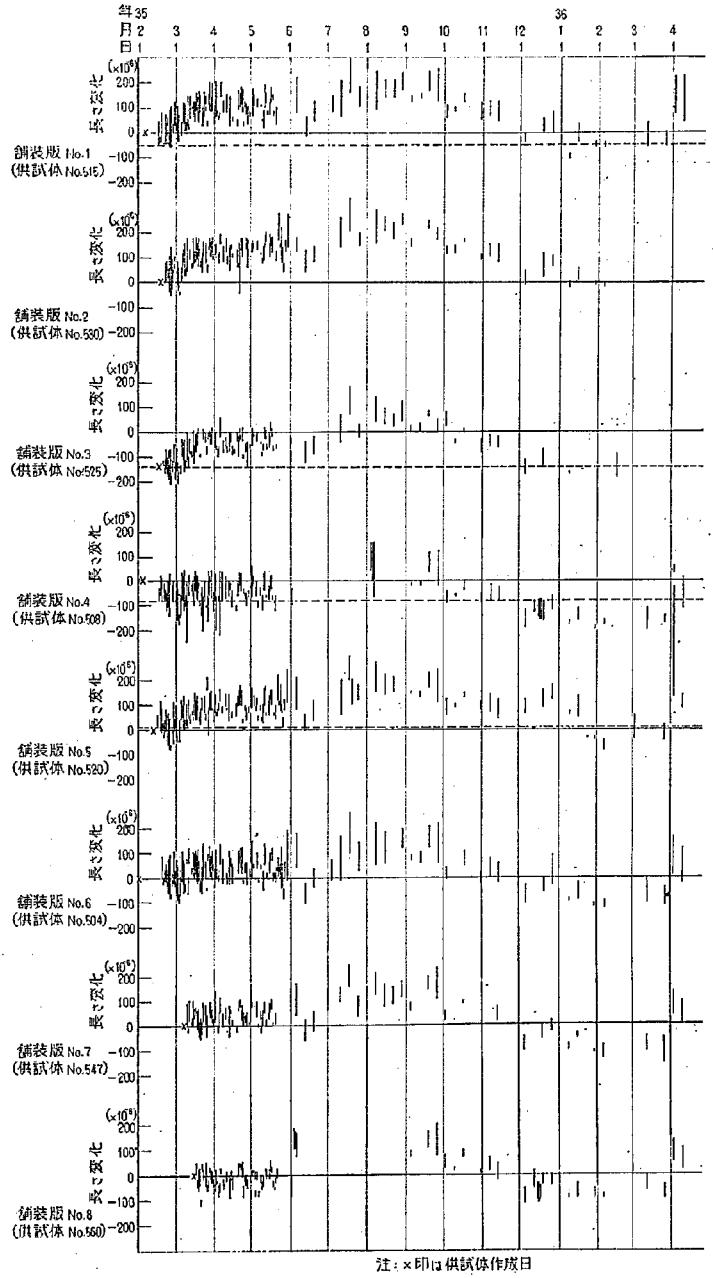


図-10 コンクリート供試体の長さ変化

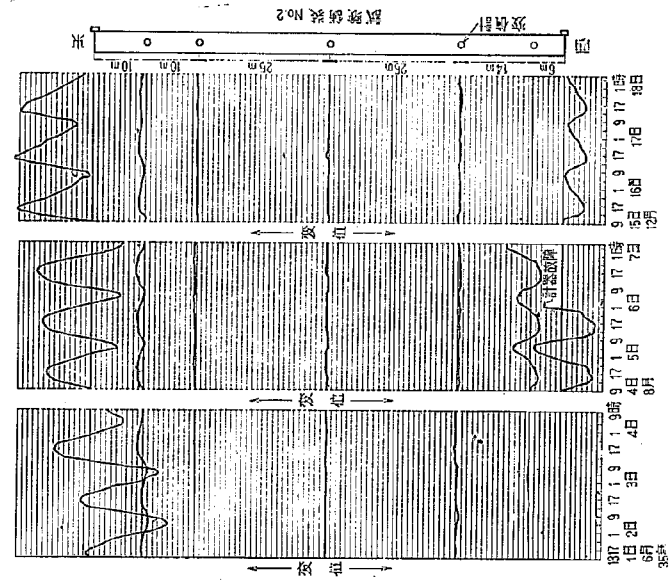


図-12 舗装版の変位（舗装版 No. 2）
変位量はおのおの基準線より1目盛 0.1 mm を表わす

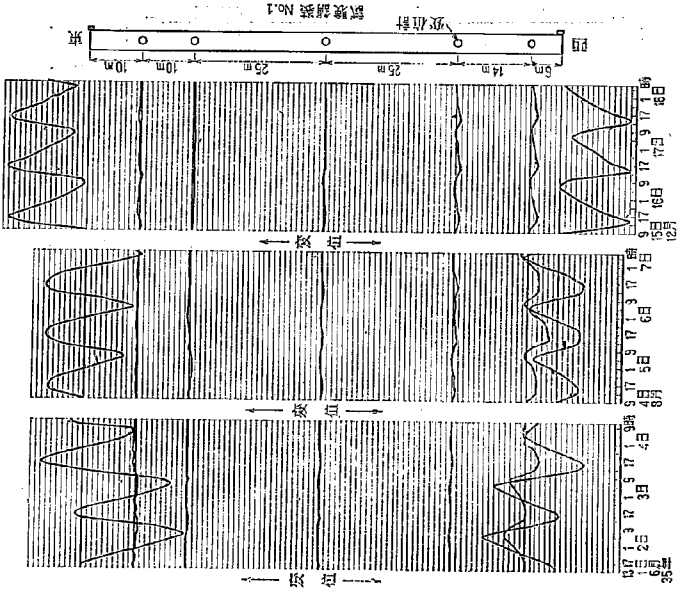


図-11 舗装版の変位（舗装版 No. 1）
変位量はおのおの基準線より1目盛 0.1 mm を表わす

図-13　舗装版の日変位（舗装版 No. 3）
変位量はおのおの基準線より１目盛 0.1 mm を表わす

図-14　舗装版の日変位（舗装版 No. 4）
変位量はおのおの基準線より１目盛 0.1 mm を表わす

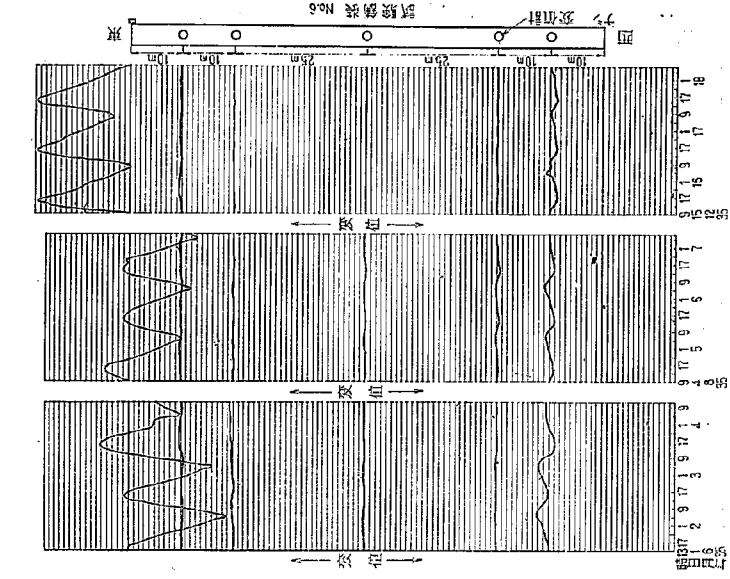


図-16　舗装版の日変位（舗装版 No. 6）
変位量はおのおの基準線より1目盛 0.1 mm を表わす

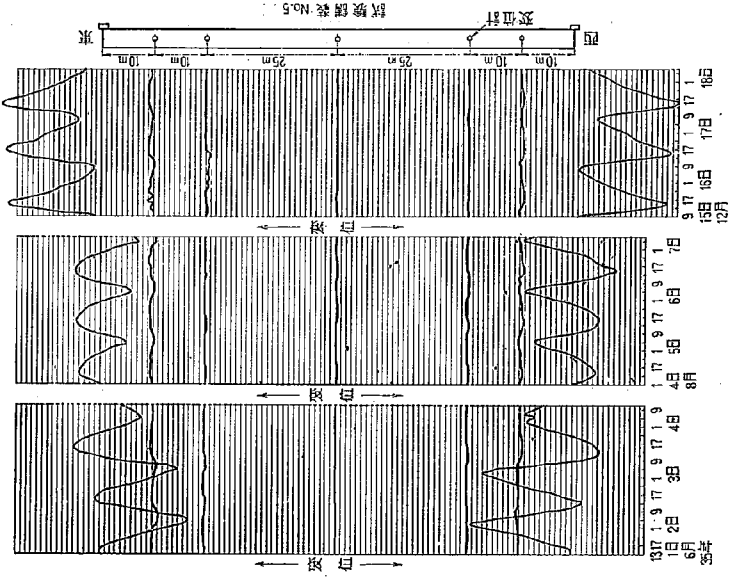


図-15　舗装版の日変位（舗装版 No. 5）
変位量はおのおの基準線より1目盛 0.1 mm を表わす

図-17 舗装版の日変位（舗装版 No.7）
変位量はおのおの基準線より1目盛 0.1mm を表わす

図-18 舗装版の日変位（舗装版 No.8）
変位量はおのおの基準線より1目盛 0.1mm を表わす

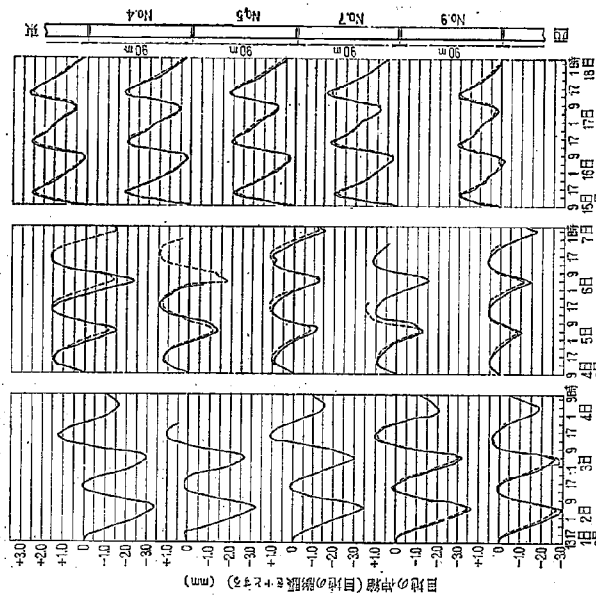


図-20　膨脹目地の伸縮（2）

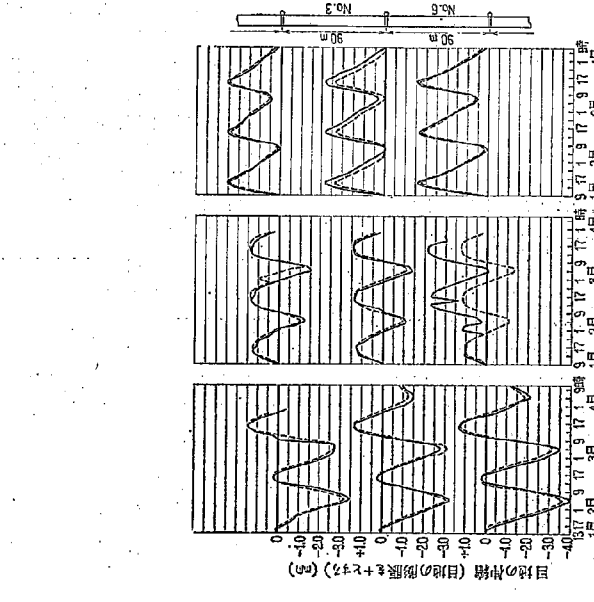


図-19　膨脹目地の伸縮（1）

表-11 舗装版のこう束係数

舗装版	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	平均
6月	0.89	0.82	0.80	0.73	0.82	0.81	0.81	—	0.81
8月	0.87	0.86	0.85	0.84	0.87	0.86	0.84	—	0.86
12月	0.77	0.84	0.77	0.75	0.73	0.72	0.80	—	0.88
平均	0.84	0.84	0.81	0.74	0.81	0.76	0.82	—	0.85

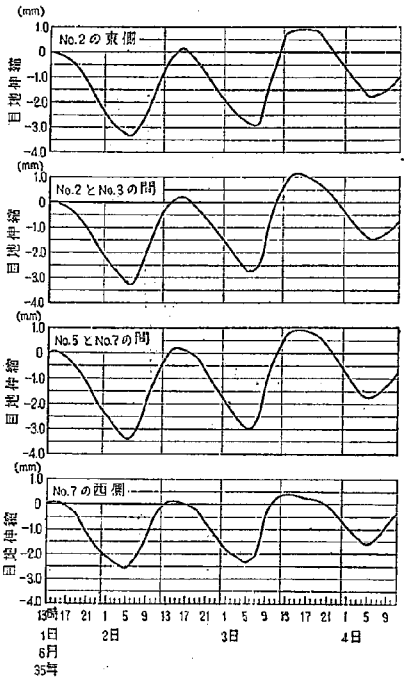


図-21 カールソン型継目計による膨脹目地の伸縮

すると仮定すると版の底面は表面の伸縮よりも約 0.2～0.6 mm 伸縮が小さいことになる。

(ニ) コンクリート版の自由変位量で変位実測値を割り，1から差引いた値をコンクリート版のこう束係数と定義*すると，各試験舗装版のこう束係数の平均は表-11のようである。コンクリート版の膨脹係数は 5 で求めたコンクリート供試体の長さ変化とコンクリート版の表面温度変化の関係のこう配 13.0×10^{-6}/°C を用いた。温度変化はコンクリート版表面温度の日振幅を用いた。

舗装版の変位のこう束の程度はほとんどどの版も同じであり，およそ 0.85 である。しかしこう束の程度はコンクリート版の温度振幅の大きさによって変わり，温度振幅の大きい8月ごろはこう束が大きく，温度振幅の小さい 12 月ごろはややこう束が小さい。

(ホ) 変位計で測定した舗装版の変位はきわめて小さい。すなわち舗装版の変位が大きいのは舗装版端から約 10m であって，舗装版の内部は変位がきわめて小さくほぼ完全にこう束されているかのようにみられる。しかしこの現象は次の理由により事実に相違するものと判断される。

今路盤摩擦係数を一定値と仮定すると，版の温度変化による変位が許容される長さは次式で表わすことができよう。

$$x_0=\frac{E_c\,e\,\Delta t-k\frac{\Delta l}{l}}{fW} \qquad (3)$$

ここで　x_0：舗装版端から版の動きがなくなる位置までの距離 (cm)

E_c：コンクリートの弾性係数 (kg/cm²)

e：コンクリートの膨脹係数 (1/°C)

Δt：温度変化 (上昇を＋°C)

k：膨脹目地材の変形係数 (kg/cm²)

l：膨脹目地幅 (cm)

Δl：膨脹目地の伸縮量 (cm)

f：路盤摩擦係数

W：コンクリートの単位容積重量 (kg/cm³)

これらの諸数値を実験値 (表-12) に基づいて式(3)から舗装版の変位がなくなる距離 x_0 を求めると 147 m である。

実際には舗装版の路盤摩擦係数の分布は滑り摩擦係数より小さい値で分布されていると考えられるので x_0 の値は(3)式で得られる値より大きいであろう。したがっ

表-12

	E_c (kg/cm²)	e (1/°C)	Δt (°C)	k (kg/cm²)	l (cm)	Δl (cm)	f	W (kg/cm³)
数値	320,000	9×10^{-6}	19	4	3.2	0.4	1.6	2.3×10^{-3}
参照	表-5	文献 1	4-1	表-9	3-1	表-10	文献 1,2	

* 文献 (1)参照

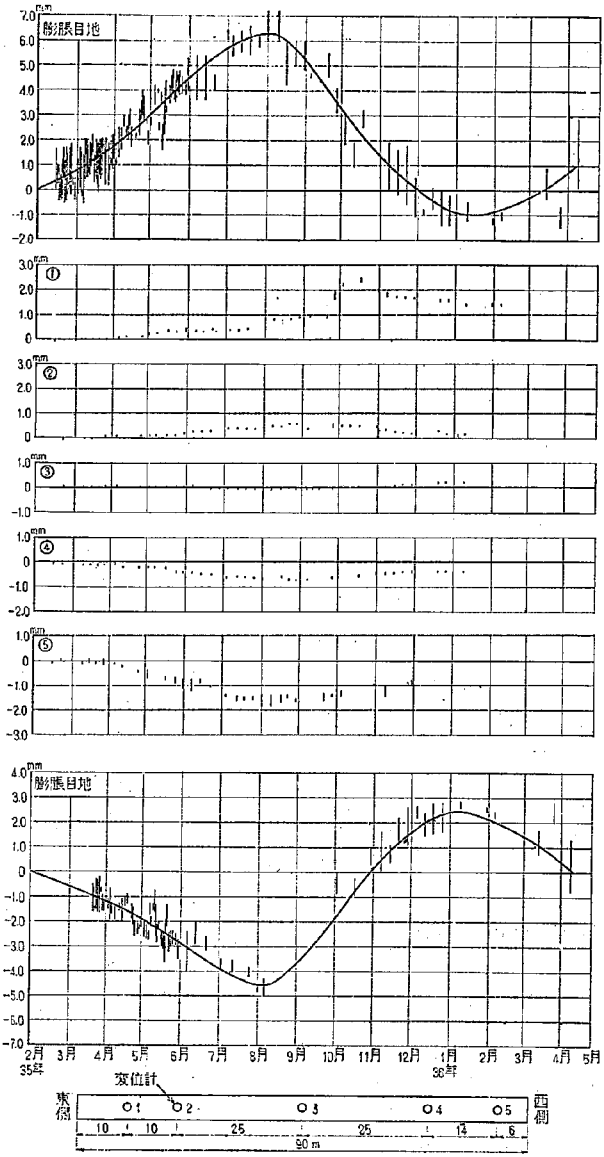


図-22　舗装版の変位（舗装版 No.1）

て今回の観測で得られた変位計は実際に生じた変位を正確に測定しなかったと推察できよう。この原因は変位計の固定点用ロッドを捨てコンクリートによって路盤に固定したため，舗装版の伸縮によって路盤も変位を生じ，固定点用ロッドが路盤と共に移動したものと考えられる。

〔2〕 試験舗装版変位の年変化

舗装版変位の年変化は最初全試験舗装版で観測する予定であったが，計器が全部そろわなかったこと，ダイヤルゲージを用いているので途中で故障を生じ記録がぬけると，その後の記録は前の記録と一貫性がなくなるこ

と，計器の故障などから完全に測定できたのは試験舗装No.1とNo.5だけであった。このうちNo.5の年変化は文献1に発表したとおりで，No.1の動作とほとんど相違がないので代表的な例として No.1 を図-22 に示す。この図には各伸縮計および変位計で測定した変位を縦軸に，年月日を横軸にとってある。図中の垂直線は8時半の変位と 13 時の変位を結んだものである。すなわち垂直線の下端を結んだ線が8時半の年変化を，各垂直線の上端を結んだ線が13時の変位の年変化を示している。

観測時間を8時半および 13 時に決定した理由は，コンクリート版の温度日変化（図-7 参照）がこれらの時間にほぼ最低，最高になるからである。図-22 の舗装版端の変位からこう束係数を計算すると東側で 0.60，西側で 0.61 であり，日変位の場合と比較するとかなり小さい。

この理由は年変位の場合は日変位の場合よりも長時間にわたって変位が行なわれるので路盤摩擦係数が小さくなるためであろう。すなわち版の変位を急速に行なうと路盤摩擦こう束に弾性的要素が含まれ大きくなるが，長時間にわたって変位が行なわれるとこの弾性的こう束は路盤のクリープによって減少し，それだけ路盤摩擦係数は小さくなると考えられる。このことは年変位測定の場合，変位計の読み値が日変位の場合よりもかなり変位量を測定していることからも推察されよう。

膨張目地付近の年変位は図-7 で示されるコンクリート版の平均温度および図-10 で示されるコンクリート供試体の長さ変化の動作とほとんど同じで8月初旬に最も膨張し，1月中旬に最も収縮した位置になる。施工後1年間の最大変位（膨張）はおよそ 5～7 mm，最小変位（収縮）はおよそ 1～3 mm であった。測定を開始した2月中旬の読みと1年後の値は完全に一致しないが，これはコンクリートの乾燥収縮による影響と考えられる。

7. 連続鉄筋コンクリート舗装のひびわれ

〔1〕 ひびわれの分布

連続舗装版のひびわれ観測は最初の1年間は他の計器の観測時に行ない，新らしいひびわれが発生するたびに記入していった。特に早朝はひびわれが開き見やすいので午前8時半の観測時に注意して行なった。またコンクリートに散水するとひびわれが明瞭になるので，ときどき散水して舗装版のひびわれを観測するようにした。

図-23 は昭和 35 年 10 月ごろまでの，図-24 は昭和 36 年12月ごろまでのひびわれの発生状態である。図-23 のひびわれ図にはひびわれを発見した年月日を記入してある。図-24 のひびわれ図には早朝のひびわれの舗装版表面における幅を記入してある。

舗装版 No.2，No.4，No.5 には施工直後に舗装版の縦方向に比較的短かいひびわれが発生した。特に舗装版 No.6 にはこの種のひびわれが多数発生した。このひびわれは主として施工直後にコンクリート表面が風で急に乾燥したため生じたものと考えられるが，舗装版 No.6 の場合コンクリート打設中に片側路線を土運搬用トラックが通過したこと，特にこの版では他の舗装版と異なったセメントを使用し，セメントの品質が悪かったこと，などもその理由としてあげられる。いずれにしてもこれらのひびわれは連続舗装版の横ひびわれとは直接関係がないと考えられるので図-24 には省略してある。

図-25 はひびわれ⑱と⑲の伸縮を測定したものである。これらの図が示していることを要約すると次のようである。

① 試験舗装は気温の低い2月中ごろに施工したにもかかわらず，夏期までの間に数本のひびわれの発生をみた。このことは連続舗装のひびわれの発生原因に乾燥収縮の影響の大きいことを示している。

② 図-23 と図-24 を比較すると，図-23 では舗装版 No.1，No.2，No.3，No.4 など鉄筋比 0.14% の舗装版は鉄筋比 0.66 の舗装版 No.5，No.6，No.7，No.8 より全体としてひびわれ数が多い。しかし約1年後の図-24 では逆に鉄筋比 0.14% の舗装版より 0.66% の舗装版の方が多くなっている。

いま舗装版を完全横断しているひびわれの数をみると表-13 のとおりである。

表-13　舗装版のひびわれ数（本）

舗装版	1	2	3	4	平均	5	6	7	8	平均
鉄筋比	0.14					0.66				
8ヵ月	6	3	3	2	3.5	0	2	1	1	1.0
22ヵ月	11	5	5	3	6.0	9	11	15	15	12.5

③ Vetter の（2）式に実験より得られた諸数値 $\sigma_s=4,900\,kg/cm^2$，$\sigma_c=26.6\,kg/cm^2$，$p=0.66\%$，$\Sigma=4.0cm$，$A_s=1.27\,cm^2$，$Z=100\times10^{-6}$，$u=40\,kg/cm^2$，$E_c=320,000\,kg/cm^2$ を代入して計算すると，ひびわれ間隔 l は 3.1 m になる。舗装版の場合，他の鉄筋コンクート構造物と異なり，路盤摩擦こう束によってみかけ上コンクリートの引張強度が減少することにもよると思われるが，やや大きい値を与えるようである。

④ 施工してから約2年を経過した鉄筋比 0.66% の舗装版のひびわれは後述する施工上のミスで生じた舗装版 No.7，No.8 のひびわれ⑲，⑳を除いてそのひびわれ幅はコンクリート版表面で約 0.5 mm 以下にあり良好な状態である。一方鉄筋比 0.14% の舗装版のひびわれはその幅から 5 mm 以上に達するひびわれがおのおのの版に数本ずつ発生し，このひびわれ部分のコンクリートのスケールも激しく，きわめて不良である。

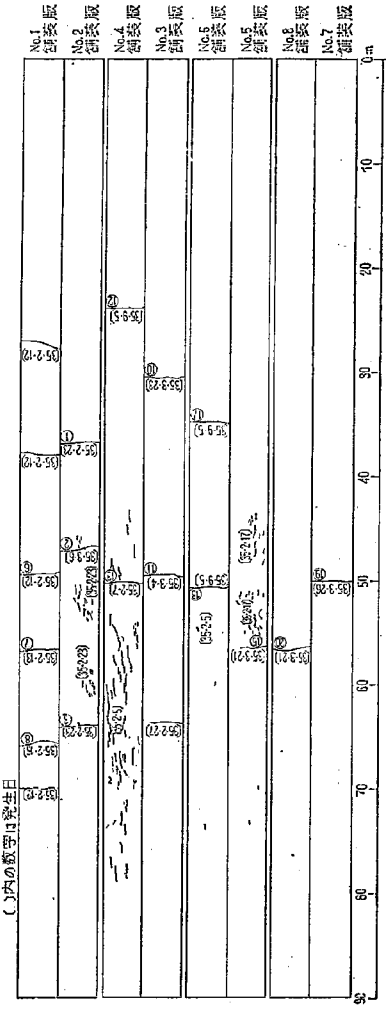


図-23　連続舗装のひびわれ（昭和35年10月：施工後約8ヵ月）

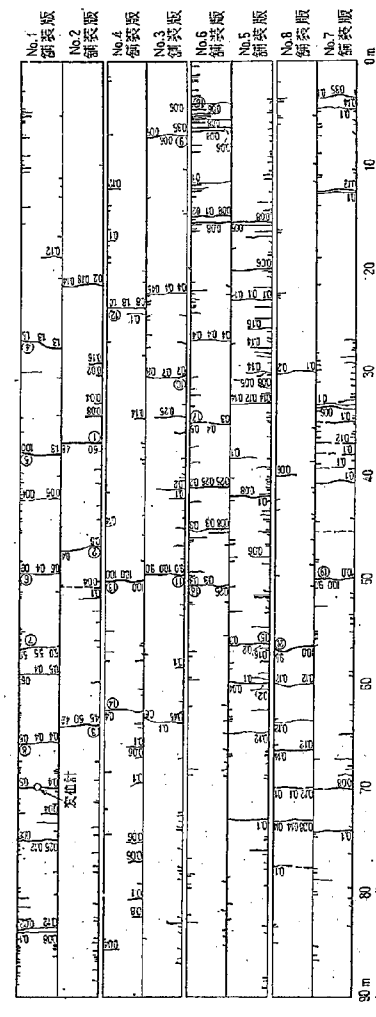
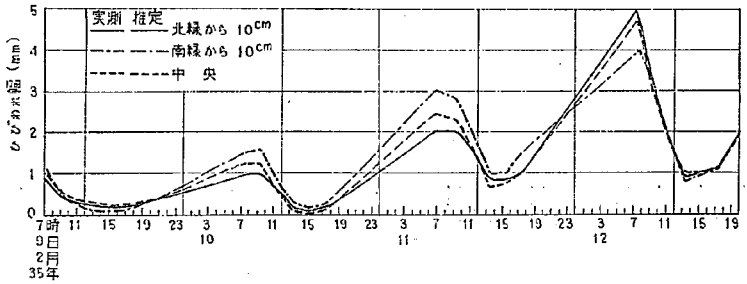
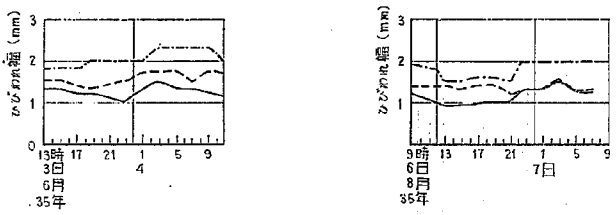
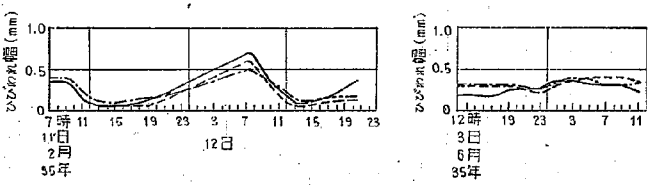


図-24　連続舗装のひびわれ（昭和36年12月：施工後約22ヵ月）





(a)　ひびわれ　⑬　(舗装版 NO.6) の伸縮



(b)　ひびわれ　⑥　(舗装版 NO.3) の伸縮

図-25　ひびわれ幅の伸縮

⑤　舗装版 No.1 のひびわれはほとんど同時に舗装版中央付近のかなり広範囲に数個分散して発生したが，他のいずれの舗装版もひびわれは最初舗装版のほぼ中央に1本発生した。このことは 6.〔1〕で考察したように舗装版の変位はかなり中央付近まで生じ完全にこう束された区間はなかったと推定される。

⑥　舗装版のひびわれは舗装版の縁部，特に路肩側の縁部から多く発生する。路肩側はコンクリートの乾燥が内部より激しいためであろう。

⑦　舗装版のひびわれ分布と舗装版の変位の関係は，東側の版端の変位こう束の小さい舗装 No.1 は西側にひびわれが多い。西側の版端の変位こう束の小さい舗装版 No.6，No.9 は東側にひびわれが多い傾向がある。

⑧　横方向鉄筋を縦方向鉄筋と溶接で結束した舗装版 No.5 は，鉄線で結束した舗装版 No.6 よりもひびわれの分布が均等で，ひびわれ幅もやや小さい，舗装版 No.7 と舗装版 No.8 は施工上の失敗があったため丸鋼と異形鉄筋の比較はできなかった。

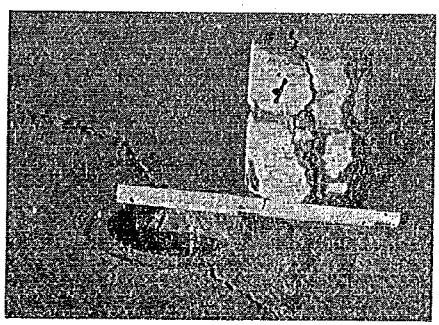


写真-6　ひびわれ①

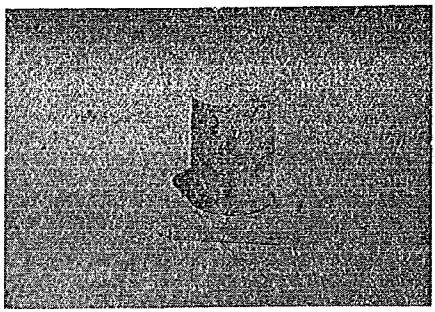


写真-7　ひびわれ②

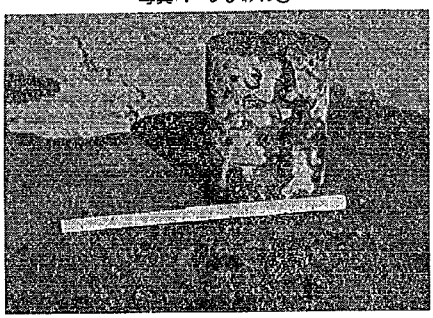


写真-8　ひびわれ③

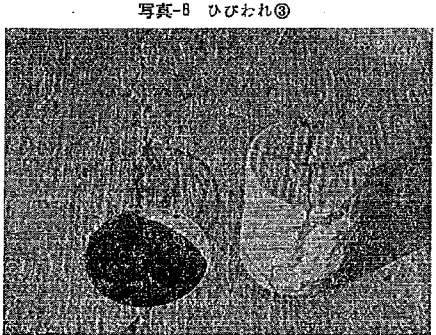


写真-9　ひびわれ④

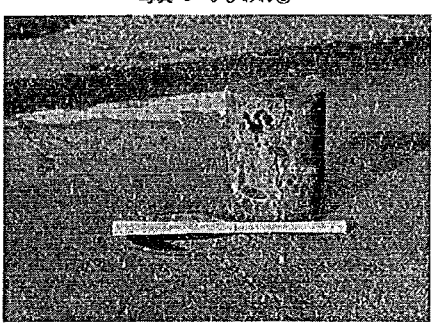


写真-10　ひびわれ⑤

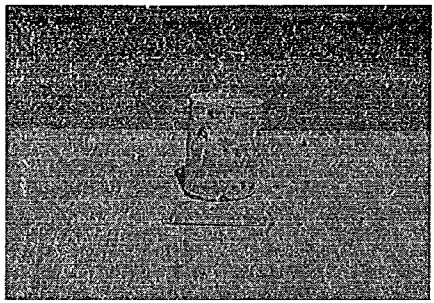


写真-11　ひびわれ⑥

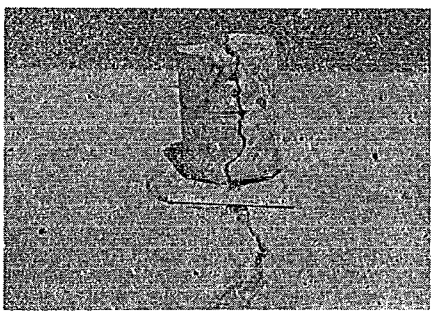


写真-12　ひびわれ⑦

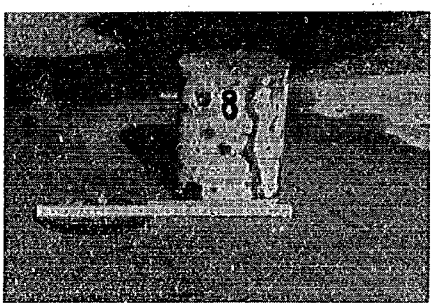


写真-13　ひびわれ⑧

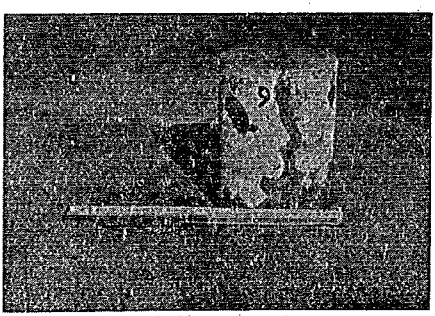


写真-14　ひびわれ⑨

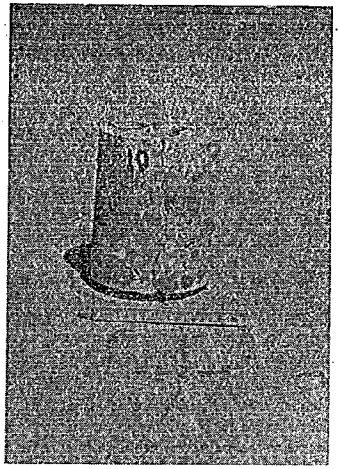


写真-15 ひびわれ⑩

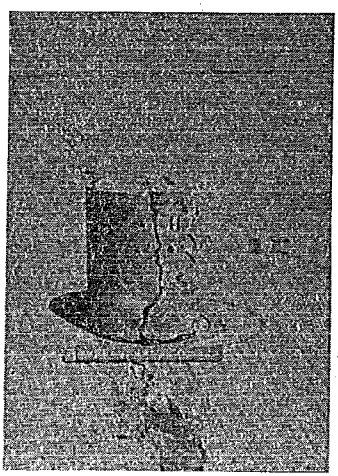


写真-16 ひびわれ⑪

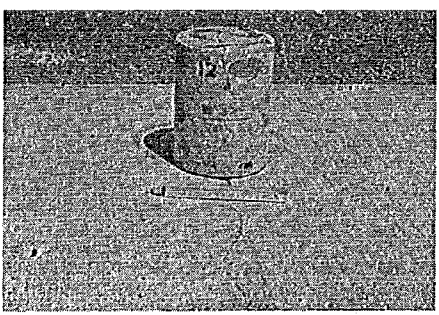


写真-17 ひびわれ⑫

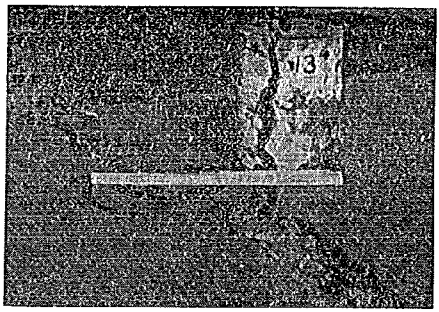


写真-18 ひびわれ⑬

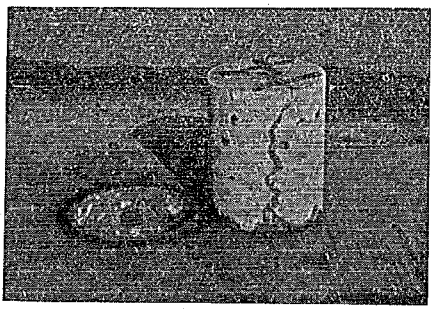


写真-19 ひびわれ⑭

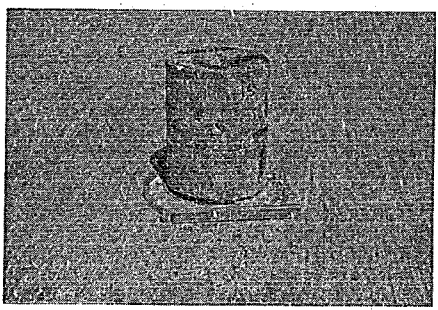


写真-20 ひびわれ⑮

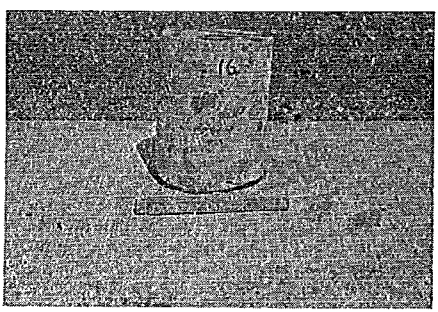


写真-21 ひびわれ⑯

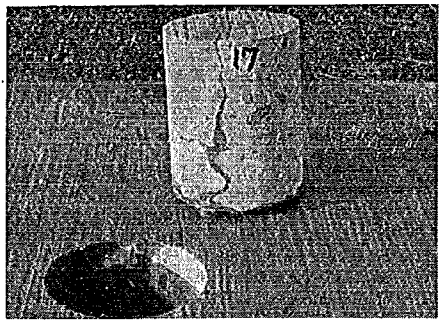


写真-22　ひびわれ⑰

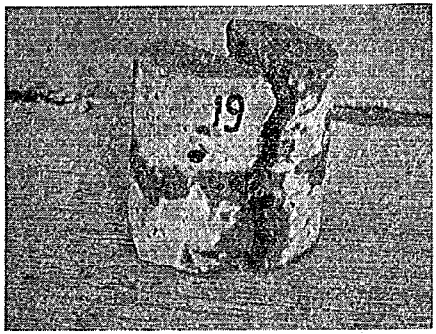


写真-24　ひびわれ⑲

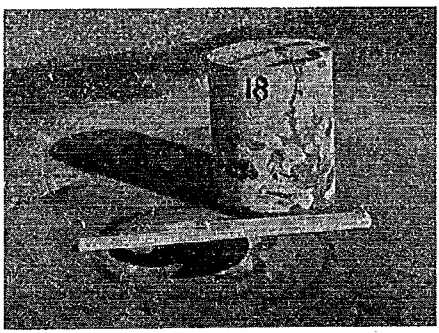


写真-23　ひびわれ⑱

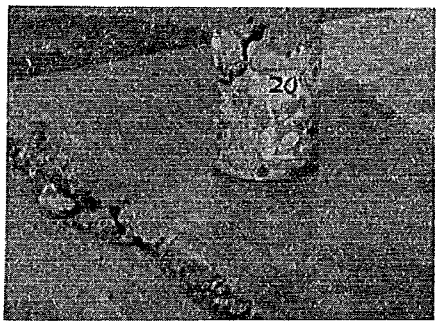


写真-25　ひびわれ⑳

表-14　ひびわれ幅

供試体番号	舗装版番号	縦鉄筋比 (%)	ひびわれ幅 (mm) 舗装表面	表面より 1 cm	中央	底面より 1 cm
1	No. 2	0.14	5.0	5.0	5.0	5.0
2			0.5	0.35	0.4	0.35
3			4.5	鉄筋切断		
4	No. 1		1.3	1.15	0.6	0.3
5			1.2	1.0	0.8	0.8
6			0.6	0.7	0.5	0.3
7			5.0	5.0	5.0	5.0
8			0.4	0.3	0.2	0.2
9	No. 3		0.1	0.18	0.0	0.0
10			0.7	0.45	0.35	0.18
11			9.0	鉄筋切断		
12	No. 4		0.8 スケールがひどい	0.5 10	0.3 10	0.0 10
13						
14			0.23	0.25	0.0	0.0
15	No. 5	0.66	0.15	0.2	0.0	0.0
16	No. 6		0.06	0.0	0.0	0.0
17			0.4	0.4	0.15	0.0
18			0.25	0.01	0.0	0.0
19	No. 7		スケールがひどい	鉄筋網の重なり不足		
20	No. 8		スケールがひどい	鉄筋網の重なり不足		

⑨ 図-25 よりひびわれ発生直後のひびわれ幅の伸縮は大きいが，ある時期を経過すると小さくなる傾向があった。これはおそらくひびわれが数多く発生するためしだいに個個のひびわれの伸縮が減少するものであろう。

〔2〕 コアによるひびわれの調査

図-24 のひびわれ分布図を作成後，昭和37年2月舗装版のひびわれ部分でコアボーリングを行ないひびわれが版厚方向にどのような状態になっているか，また破損したひびわれの鉄筋の状態を観察した。

コアボーリングを行なった個所は図-24 の○印の番号で示す位置である。主としてひびわれ幅の大きいものとし，また各種のひびわれ幅を含むコアを数個採取した。写真-6～25 はこれらのボーリングによって採取したコアと舗装版表面のひびわれの状態である。

ひびわれ③⑪のひびわれは鉄筋が完全に切断されていた。切断された鉄筋は腐食がひどく，ひびわれから浸入した雨水によって腐食し鉄筋断面積の減小によって強度が減少しさらにひびわれが開口したことを推測できる。

ひびわれ⑱の鉄筋は腐食で破断寸前の状態であった。

ひびわれ⑲は鉄網に全く重なりの幅がなく，縦鉄筋が不連続になった部分に生じたひびわれである。ひびわれ⑳は鉄網の重ねを接着させず，2枚の鉄網の重なりの間にコンクリート・モルタルが浸入し隙間ができたため，ひびわれがこれらの鉄網の間をぬって生じたものである。表-14 は採取したコアのひびわれ幅を示している。ひびわれ幅は舗装版表面，表面より 1 cm 下，中央，底面より 1 cm 上で測定した。

表-14 および採取したコアによって判断されることを要約すると次のようである。

① 鉄筋比 0.14% の舗装版はどの版も幅 5 mm 以上のひびわれが発生し，鉄筋は破断または破断寸前にあった。版の長さ 90m 程度の連続舗装においても鉄筋比 0.14% 程度の鉄筋量ではひびわれが破断する可能性が大きい。すなわち鉄筋比 0.14%，膨脹目地間隔 90m の舗装の場合収縮目地を設ける必要がある。

② 鉄筋比 0.66% の舗装版は施工管理が悪かったために生じた2個所のひびわれを除いて，すべてひびわれは良好の状態にあり一応成功したと考えられる。本試験舗装版は長さが 90m で比較的短かくこう束が完全でないが，こう束の比較的大きい版の中央付近ではひびわれが適当に分散し個個のひびわれ幅がほぼ均等であることから判断し，この鉄筋量でもって本格的な長い連続舗装を行なっても特定のひびわれだけ開口するおそれはなく十分安全であると判断される。ただしひびわれ⑲，⑳の失敗から，鉄網の重なりには十分注意すること，できれば鉄網の重なり部分は鉄線で結束するようにした方が良いであろう。

③ ひびわれが約 0.5 mm 程度以下のひびわれは舗装版底面ではきわめて狭く，表面で測定した幅の 1/2～1/3 である。この理由は舗装版表面では温度と湿度の変化がはげしく，また舗装版底面では路盤摩擦によってこう束されるためであろう。したがって連続舗装においてもその鉄筋の位置は版厚の中央または舗装版表面側に埋設することが妥当であろう。この程度のひびわれは鉄筋の緊結によってひびわれ部分の骨材がかみ合され，交通荷重に十分耐えるであろう。またこのひびわれ幅は2年後にもいちぢるしく増加する傾向もないのでひびわれからの雨水の浸入によって鉄筋が腐食し鉄筋の強度を減少させるようなことはなかったと推察される。

8. 結　論

本研究はたまたま土木研究所千葉支所において主として交通工学関係の試験を行なう目的によってつくられた延長 819m の交通試験路の一部を利用して行なったもので，数種の連続鉄筋コンクリート舗装版を施工し，2，3の観測を行なった結果を報告したものである。

本報告では最初に主としてアメリカで行なわれている連続鉄筋コンクリート舗装の例ならびにその設計法に対する基本的な考え方を紹介した。

本試験舗装版は幅員 3.75 m，版厚 20 cm，延長 90 m である。試験舗装版は全部で8枚で，鉄筋比 0.14%，0.66%，異形鉄筋，普通丸鋼，横方向鉄筋と縦方向鉄筋を溶接で結束したものと鉄線で結束したものなどに分れる。これらの試験舗装版の温度ならびに変位の観測を行ない，舗装版の変位のこう束の程度を推定した。変位のこう束の程度をこう束係数として表わすと約 0.85 であって完全にこう束された区間はなかったと推定された。施工後のひびわれの発生状態ならびにコアボーリングなどによってひびわれの破損状態を観察した。

鉄筋比 0.14% の舗装版は例外なく，ひびわれ部分の鉄筋が切断しひどい破損を示した。鉄筋比 0.66% の舗装版は施工上のミスから生じた一部のひびわれを除いて，ひびわれの状態は良好である。

施工中に鉄網の重なりに注意することは特に重要で，重なり不足から2個所のひびわれが破損した。

本試験舗装は連続舗装としてはその延長が短くまた構内舗装であるので得られた結論には若干の制約がある。近く実際の道路に延長 500m の連続舗装を施工し，さらに実験研究を続ける予定でいる。

最後に本研究に非常な助力を寄せられた，岩間滋氏（現日本道路公団），観測に従事した舗装研究室，菅原功君，真田輝臣君，高徳真君，山崎言君，山口登君の諸兄に厚く御礼申し上げる。

参考文献

1. 岩間　滋
コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究（2）摩擦応力，狭義端部こう束応力およびそりこう束応力について　土木研究所報告　第 112 号（昭和37年9月）

2. 福田　正
連続鉄筋コンクリート舗装について　土木技術資料　昭和37年1月号

3. C. P. Vetter
Stresses in reinforced concrete due to valume changes　ASCE Transactions 1933

4. B. E. Mc Cullough and W. B. Ledbetter
LTS design of continuously reinforced concrete pavements　ASCE proc. Dec. 1960

アロファン質粘土の消石灰—石膏による化学的安定処理方法に関する研究 (5)

—アロファンと $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液との反応について—

(昭和38年3月)

有泉 昌*
大場 正男**

目 次

VI アロファンと $Ca(OH)_2$-$CaSO_4$ 混合溶液との反応について……(1)
〔1〕 実験方法……(1)
〔2〕 反応生成物の性質とその同定……(1)
〔3〕 液相組成の変化とその考察……(10)
〔4〕 反応生成物の室内放置後の変化……(16)
〔5〕 本反応を利用する施工について……(17)
〔6〕 要 約……(18)

VI アロファンと $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液との反応について

まえがき

すでに第1報～第4報[29)-32)]においてアロファン粘土と $Ca(OH)_2$ 溶液との反応についての研究結果を報告した。すなわち，アロファン粘土と $Ca(OH)_2$ 溶液との常温の反応では主として Hydrated gehlenite ($2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2 \cdot nH_2O$) が生成する。このアロファンからの結晶性物質生成にともないアロファン—$Ca(OH)_2$ 混合物に強度が発生する。しかしこの反応は早い反応でなく，したがって早期の強度発生も期待できないことが実験結果から確められた。なお強度に関する実験結果については第6報に報告する。しかしアロファン粘土の安定処理のためには含水比が高い場合でもある程度の強度を初期に与えることが必要である。この目的のためにセメント化学的に予想しうる石膏添加による Ettringite ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) の生成反応を利用することに着目した。この消石灰—石膏添加によるアロファン粘土の安定処理方法は第6報にのべるように一応成功したのであるが，その基礎的な化学反応機構を解明するために $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 溶液とアロファン粘土の反応について研究した結果を報告する。

なお，以下便宜のため次のような略語を使用する場合がある。C : CaO，S : SiO_2，A : Al_2O_3，H : H_2O

〔1〕 実験方法

試料のアロファンは鹿沼土より分離採取したもので第1報[29)]で述べた D_0 試料と同一のものである。

反応液はいずれも $Ca(OH)_2$ 溶液に $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ を混入溶解せしめ，放置後上澄液を分離使用する。なお使用した $Ca(OH)_2$ および $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ はいずれも分析用試薬を用いる。

所要反応時間後，ただちに固相，液相を口過分離し，固相はX線廻折により反応生成物の同定を行ない，液相は化学分析によりその組成を調べ，石灰および石膏の挙動を検討する。液中の CaO 濃度はフェノールフタレインを指示薬として求めた $[OH^-]$ より求め，また，石膏は，EBT を指示薬として EDTA により全 $[Ca^{++}]$ を求め，これより，先に求めた $Ca(OH)_2$ に相当する $[Ca^{++}]$ を差し引いた残りの $[Ca^{++}]$ より求める。液中の Al^{+++} 量はクロームアズロール S 指示薬を用い，EDTA により滴定して求める。ただしこの場合の変色点はあまり明確でないため ±1mg/l 程度の誤差を含む。

一部の試料については DTA 曲線を求め，また赤外線吸収スペクトルおよび電子顕微鏡写真をも求める。

〔2〕 反応生成物の性質とその同定

i) 試料の量および反応温度一定の場合

反応液量は試料 0.15g に対して 0.1l とし，反応温度は 20°C として反応時間の変化による反応生成物を検討する。反応液組成は表-9 に示す。図-32 に溶液中の $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$—H_2O 系の平衡関係[33)]を示し，使用し

表-9 反応液の組成（その1）

	gCaO/l	$gCaSO_4$/l	CaO モル/$CaSO_4$ モル
(i)	0.993	0.585	4.11
(ii)	1.023	0.640	3.88
(iii)	0.930	1.014	2.22
(iv)	0.478	0.623	1.86

* 地質化学部長工学博士
** 地質化学部 化学研究室主任研究員

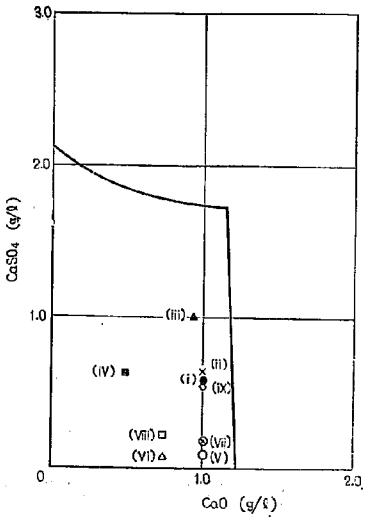


図-32　$Ca(OH)_2$, $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ 溶液の相互溶解度曲線と反応液の組成

た反応液の組成を図中に点示する。反応生成物のX線回折図の一部を図-33に示す。その一例{(i)溶液，6日養生の反応生成物，……表-10中には試料番号(1)で示す}と Ettringite[31] ($C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$)，低硫酸塩型セメントバチルス[31] ($C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$), C_4AH_{13}[31], C_2AH_8[35], C_3AH_6[31], $Ca(OH)_2$[34] および $CaCO_3$[33][36] 等の網面間隙を表-10に示す。図-33および表-10よりこれら反応生成物の網面間隙dがEttringiteのそれときわめてよく一致していることが認められる。なお文献[33][34]のEttringiteの廻折線には2.62Åが示されていないが，反応試料のそれからは2.62Åの廻折線が明瞭に現われだされる。かかる1本の廻折線からEttringite以外の結晶鉱物を推定することは不可能であるが，一部の $Ca(OH)_2$ が混在するとも考えられる。

75日程度の長期養生を行なうと，図-33からも明らかなごとく，各反応溶液の場合とも $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ の廻折線と推定される8.85Å線をわずかながら示すようになる。(i)，(ii)溶液のごとく，$CaSO_4$ の濃度に比してCaO濃度が比較的高い反応溶液を使用して長期養生を行なうと，上述の高硫酸塩型および低硫酸塩型の両セメントバチルス以外の結晶鉱物も認められることがある。(i)溶液の75日養生では C_2ASH_n と推定される12.8Åの回折線が認められ（100日養生ではこの回折線は認められない），(ii)溶液の75日養生では C_4AH_{13}[$C_3A \cdot Ca(OH)_2 \cdot 12H_2O$] の生成が推定され，100日養生ではその回折線はさらに明瞭になる。いずれにしても表-10および図-33から明らかなことは，アロファン粘土と $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液との20°Cの反応では，表示した組成の各反応

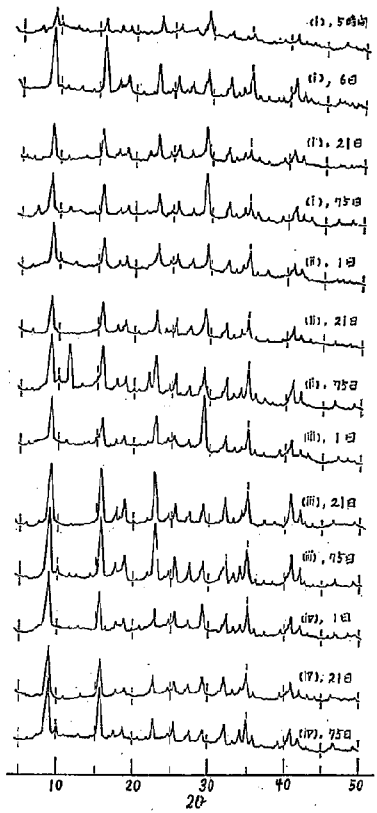


図-33　反応生成物のX線廻折図
{(i)～(iv) 溶液使用}

溶液の場合とも数時間以内でEttringite系鉱物，いわゆる高硫酸塩型セメントバチルスが生成し，その廻折線の強さは反応時間にほとんど関係せず，1日，3日，10日，21日，35日，75日および100日のいずれの反応時間の場合ともほとんど同じ強さの廻折線を示すことである。すなわち，バチルスの生成はきわめてすみやかであり，長期養生を行なっても反応生成物は量的にほとんど変化のないことを示している。

図-34の(1)にこれら反応生成物の示差熱分析曲線の一例を示す。これは(iii)溶液を用いて10日養生を行なったもので，X線廻折からは他の反応生成物と同様に高硫酸塩型セメントバチルスの生成が認められたものである。100～200°Cに幅広い吸熱ピークが見られ，$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ の結晶水も遊分の蒸発にきわめて近い温度で脱水されるものと推定される。G. L. Kalousek[37]等はその水和セメントの研究において $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ のDTA曲線を求め，160°Cにおける大きな吸熱ピークにそ

表-10　反応生成物，$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$，$C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$，$C_4AH_{13}$，$C_3AH_8$，$C_3AH_6$，$CaCO_3$ および $Ca(OH)_2$ の網面間隔（Å）

反応生成物（1）		反応生成物（2）		反応生成物（3）		$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$		$C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$		C_4AH_{13}		$C_3AH_{8\ 12}$		C_3AH_6		$CaCO_3$		$Ca(OH)_2$	
d	I	d	I	d	I	d	I	d	I	d	I	d	I	d	I	d	I	d	I
9.83	10					9.80	10												
		8.85	10					8.92	10										
		8.19	10							8.05	10	7.67	10						
5.64	8					5.70	8												
				5.09	5									5.14	9			4.90	7
4.98	3					4.90	6	4.88	1										
4.72	4					4.67	7	4.72	1			4.78	2						
		4.45	5	4.40	3	4.43	2	4.46	6	4.50	1			4.45	4				
		4.13	4							4.05	2								
3.90	5					3.87	8	3.99	6	3.90	5	3.91	2			3.86	1		
												3.77	9						
3.60	1					3.60	3	3.65	1			3.60	2						
3.48	4					3.45	6					3.40	2	3.37	6				
				3.31	3														
3.25	2					3.26	4												
				3.10	7									3.15	5				
3.05	5	3.03	8	3.04	6	3.02	3					3.02	4			3.04	10		
		2.88	3					2.87	7	2.86	9	2.86	7	2.82	8				
2.78	4			2.78	10	2.79	9												
								2.73	4			2.70	4						
2.69	1					2.67	3			2.69	6								
2.62	2							2.60	1									2.62	10
2.56	4			2.53	3	2.57	8			2.54	3			2.57	2				
		2.49	1																
2.41	1	2.45	2	2.42	3	2.43	3	2.45	6	2.45	6	2.46	6	2.47	3	2.49	2	2.45	1
								2.41	5										
						2.36	1	2.35	1	2.36	3	2.31	6	2.30	10				
								2.33	2										
2.22	4	2.29	2	2.26	5	2.20	8	2.25	2	2.23	4	2.20	2	2.23	1	2.28	2		
2.15	2					2.14	6	2.19	2	2.17	1								
2.06	1	2.09	1	2.00	5	2.06	3	2.06	4	2.04	2	2.00	5	2.04	9	2.09	2		
								1.99	2	1.97	3			1.99	1				
1.95	1	1.92	1			1.94	3	1.90	1	1.93	2	1.93	4			1.92	3	1.93	4
1.88	1	1.88	1			1.89	2	1.87	1	1.86	3	1.86	4			1.87	2		
								1.82	4			1.82	4	1.82	1				

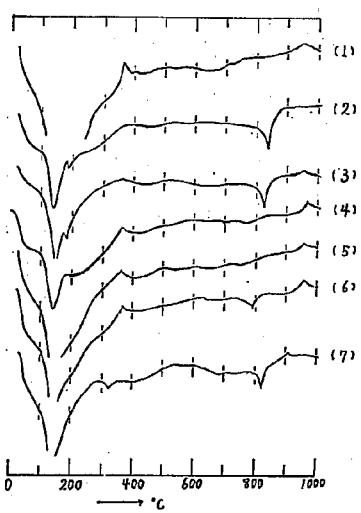


図-34　反応生成物の示差熱分析曲線

の特長を見いだしている。竹本等[33]も C_3S—C_3A—$CaSO_4 \cdot 2H_2O$ 系水和物の研究においてその DTA 曲線中の 186°C の明瞭な吸熱ピークを珪酸カルシウム水和物および $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ の脱水によるものと推定している。

図-35には反応生成物の赤外線吸収スペクトルを示す。図中の（1）は原試料（鹿沼土）のスペクトルであり，アロファンの特長ともいうべききわめてブロードな吸収を波長 8μ～12μ 間に示す。（2）は（i）溶液を用いて10日養生を行なった反応生成物のスペクトルであり，（3）は（iii）溶液を用いて35日養生を行なったもののスペクトルを示す。両者はいずれもX線廻折の結果，高硫酸塩型セメントバチルスの生成が明瞭に認められたものである。これら反応生成物の吸収スペクトルと原試料のそれとを比較すると，原試料に認められない SO_4 による 9μ 付近のブロードな吸収が明瞭に見られるほかに，CO_3 による特長的吸収が 7μ，11.4μ に新らたに認められる。しかし CO_3 の特長ある吸収の一つである 14.1μ の吸収は認められない。SO_4 の吸収はバチルス中のそれであり，CO_3 の吸収は実験中に $Ca(OH)_2$ と空気中の CO_2 によって生成

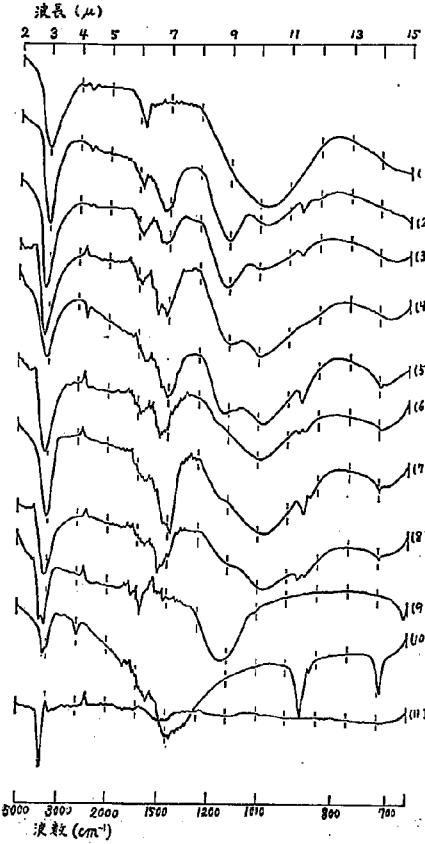


図-35　赤外線吸収スペクトル

した $CaCO_3$ 中の CO_3 による。3μ および 6.2μ 付近に OH および H_2O による吸収が認められることは原試料のそれと同様である。これら OH, H_2O の吸収は，試料の乾燥が充分でないため，結合水によるか自由水によるかの区別は不可能であるが，水蒸気による OH の振動が 2.7μ にあらわれることから，これら原試料および反応試料の含有する H_2O はかなりの水素結合をしているものと推定される。竹本等[33]もセメント組成化合物の完全水和物の研究において赤外線吸収スペクトルを測定し，パテルス生成の認められた水和物のスペクトルに筆者らと同様に 9μ に SO_4 によるブロードな吸収を認め，OH による吸収も $Ca(OH)_2$ における OH の 2.7μ における吸収よりは長波長側に移行した OH 吸収を認めている。C. M. Hunt[39] や H. Lehmann[40] 等もセメント，セメント組成化合物およびそれら水和物の赤外線吸収スペクトルの研究を行ない，水和生成物中の結晶水は水素結合をしていると述べている。また，彼等は，SiO_4 4 面体の Si—O 振動は 11μ 付近にあらわれるが，SiO_4 が結晶層内に含有される場合は吸収が短波長側に移行すると述べている。図中の(1)に記したアロファンは 8～12μ にブロードな吸収を持つが，その極大点が 10～10.2μ に存在することからアロファンは SiO_2, Al_2O_3 の単なる混合物でなく，X線廻折で認められる程度の結晶構造を持つに至らないまでも，ある種の結合がなされているものと推定される。なお反応生成物との比較のため，$CaSO_4 \cdot 2H_2O$, $CaCO_3$ および $Ca(OH)_2$ の各吸収スペクトルを図-35の(9)，(10)，(11)に記す。$CaSO_4 \cdot 2H_2O$ のスペクトルは OH による吸収が 2.7μ および 2.9μ に分被しているが前者は自由水による吸収であり，後者は水素結合を持つ結晶水による吸収と思われる。(10)の $CaCO_3$ のスペクトルは CO_3 による 7μ, 11.4μ, 14.2μ の特長ある吸収を示す。また(11)に示した $Ca(OH)_2$ 中の OH による振動は 2.7μ で起り，水蒸気の OH 振動と同じく，ほとんど水素結合をしていないことが認められる。

生成した $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ の電子顕微鏡写真については，比較的高温の反応で生成する $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ 等と共に一括して後述する。

ii)　反応温度，反応時間一定の場合

反応時間は35日，温度 20°C とし，反応液量 1.0 l に対し，試料を 0.5g, 1.0g, 1.5g……15.0g と変化せしめ，試料の量的変化に対する反応生成物を検討する。反応液は表-9 のものを使用。図-36 に(i)溶液を使用した場合

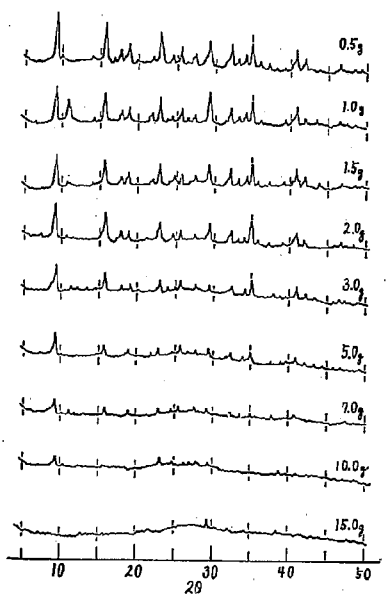


図-36　反応生成物のX線廻折図 {(i)溶液使用}

の固相のX線廻折図を示す。ここでも生成する結晶性物質は9.83Å, 5.64Å, 3.88Å, 3.05Å, 2.78Å, 2.22Å等等に強い廻折線を持つ高硫酸塩型セメントバチルスであり，それ以外の結晶性物質はほとんど認められない。このことは他の3種の溶液を使用した場合も同様である。この廻折図のピークの高さを検討すると，試料が0.5g, 1.0g, 1.5g, 2.0g の反応ではピークの高さには明確な変化は認められない。3.0g, 5.0g, 7.0g, 10.0g と試料が増加するにしたがい，ピークの高さは漸次減少し，15.0g ではバチルスの廻折線は認められない。(ii), (iii) 溶液についても同様であるが，(iv) 溶液のごとく CaO 含有量が少ない場合は試料 0.5g ですでにバチルスの廻折線は不明瞭となり，7.0gではバチルスの廻折線を全く認めえない。これらの廻折図は省略する。このピークの高さの減少には2つの原因が考えられる。一つは生成するバチルスの絶対量が少ない場合，他は生成するバチルスの絶対量は変らないが，使用した試料の量が多いため，廻折試験用試料中のバチルスの相対的量が減少する場合である。廻折線のみからこの両者の区別は不可能であるが，後述するごとく，液相の分析結果から，バチルス生成の絶対量が減少することが明らかとなった。

iii) 試料の量を一定とし，反応温度および反応時間を変化せしめた場合

ここでは石膏の濃度が比較的低い反応溶液を含め，反応温度を変えて実験する。試料 1.50g に対し，反応液量は 1.0*l*。反応温度は，20°C, 40°C, 60°C とする。使用した反応液の組成を表-11に示し，図-32中に点示する。図-37に(v)溶液を使用した場合の固相のX線廻折図を示し，表-10の試料番号（2），（3）にこれら反応生成物の網面間隙を示す。表-10中の試料番号（2）は 40°C で10日反応せしめたものの網面間隙であり，（3）は 60°C で10日反応せしめたもののそれである。各反応温度の場合とも数時間の反応で明瞭な廻折線を示す。図-37および表-10より，これら反応生成物の同定を行なうと，各反応温度の場合とも反応初期には，8.93Å, 4.53Å, 4.04Å, 2.89 Å, 2.76Å, 2.47Å, 2.43Å等等の一連の廻折線を示し，これが表-10にも示したごとく $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ いわゆる

表-11　反応液の組成（その2）

	gCaO/*l*	%*	g$CaSO_4$/*l*	%*	$\frac{CaO\text{モル}}{CaSO_4\text{モル}}$
(v)	0.995	66	0.082	5.4	29.5
(vi)	0.735	49	0.082	5.4	21.8
(vii)	1.007	66	0.192	12.4	12.7
(viii)	0.732	49	0.231	15.4	7.69
(ix)	0.997	66	0.579	38.6	4.18

* %は反応せしめる試料の重量に対する百分率

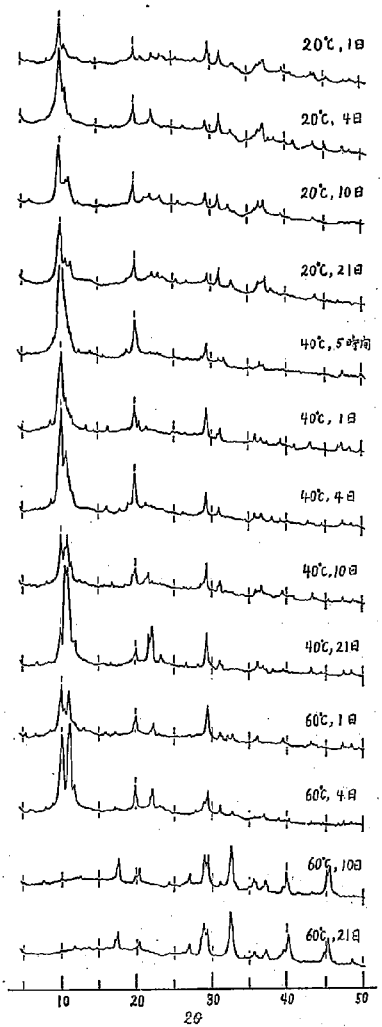


図-37　反応生成物のX線廻折図 {(v)溶液使用}

低硫酸塩型セメントバチルスの廻折線ときわめてよく一致することから，(v)溶液を使用した反応では，各反応温度の場合ともすみやかに低硫酸塩型セメントバチルスが生成することが認められる。外に 3.0Å の明瞭な廻折線と，2.50Å, 2.28Å, 2.09Å, 1.92Å, 1.87Åの弱い一連の廻折線を示す。これは表-10にも示した $CaCO_3$ のそれとよく一致する。これは口過等の実験操作中に空気中の CO_2 と反応液とが接触して $CaCO_3$ を生じたものと思われる。また，8.93Å の廻折線が高角側に尾を引いて現われるのは生成した $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ が同時

に生成する $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 13H_2O$ と固溶体をつくるためであろう。20°C，40°Cの反応では時間の経過とともにこれらの廻折線は明瞭になり，8.15Åで代表される C_4AH_{13} の廻折線も明瞭に認められ，また，C_3AH_8 と推定される 7.76Å，3.88Å の両線も認められるようになる。しかし，この反応によって生成した C_4AH_{13} は表-10に示した廻折線からも明らかなごとく，文献に示されている C_4AH_{13} の網面間隙よりやや大きな網面間隙を与える。やはり一部低硫酸塩型セメントバチルスを固溶しているものと思われる。20°C で21日養生を行なうと，高硫酸塩型セメントバチルスに帰属するものと推定される 9.83Å の廻折線がわずかに認められるようになり，35日養生を行なうと，それがさらに明瞭となる。

60°C の反応でも初期には 20°C，40°C の場合と同様な傾向を示すが，材令10日頃にはそれまで現われていた低硫酸塩型セメントバチルス等の廻折線は $CaCO_3$ のそれ (3.05Å，2.49Å 等等) をのぞいてすべて消失し，新たに 5.09Å，4.40Å，3.31Å，3.10Å，2.78Å，2.26Å，2.00Å 等の一連の廻折線を明瞭に示す。これは表-10に示した C_3AH_6 のそれと一致する。10日以後の反応でも C_3AH_6 の廻折線のみが明瞭に示される。なお反応生成物の網面間隙は C_3AH_6 のそれに比して小さく，一般に2重に現われる。これは C_3AH_6 の $2H_2O$ が SiO_2 と除除に一部置換反応を行ない，いわゆる Hydrogarnet[11] を生成するためである。2重にあらわれた廻折線のうち 2θ の小なる方の廻折線は C_3AH_6 かまたはそれに近い組成をもつ結晶砒物に帰属するものであり，2θ の大なる方，すなわち網面間隙の小なる廻折線は $2H_2O$ の一部が SiO_2 によって置換された結晶砒物に帰属するものである。

(vi)溶液を使用した場合も(v)溶液の場合と同様に主として低硫酸塩型セメントバチルスが生成する。図-38に反応生成物のX線廻折図を示す。(v)溶液使用の場合との相違点は，60°C，21日養生でも C_3AH_6 の生成が認められず，低硫酸塩型セメントバチルスの存在が依然として認められた点である。このことは $Ca(OH)_2$ のみを含有する反応溶液とアロファン粘土との反応において認められた現象に類似しており，CaO 濃度が高い場合の60°Cの反応では C_2ASH_n はすみやかに C_3AH_6 に移行したが，0.8g CaO/l 程度の溶液ではこの変化が起らず C_2ASH_n が長期にわたって安定に存在したことに類似している。

(vii) 溶液による反応生成物の X線廻折図を図-39に示す。反応温度 20°C ではすみやかに低硫酸塩型および高硫酸塩型両バチルスが生成し，反応時間の経過につれて高硫酸塩型のみとなり，C_4AH_{13} および C_2AH_8 も生成して来る。40°C では低硫酸塩型バチルスの廻折線のみを強く示す。60°C の反応でもすみやかに低硫酸塩型セメントバチルスが生成するが，21日程の養生を行なう頃より C_3AH_6 が生成するようになる。

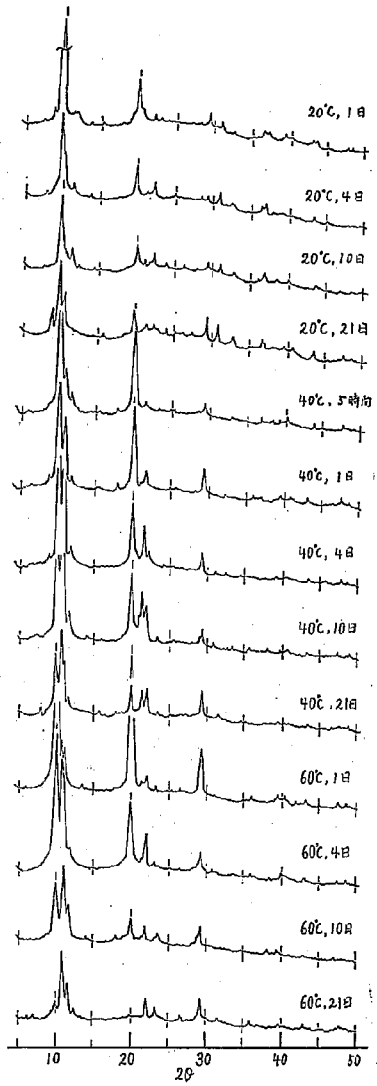


図-38　反応生成物のX線廻折図 {(vi)溶液使用}

(viii) 溶液を使用した場合のX線廻折図は図-40に示す。20°C の反応では材令1日程度では低硫酸塩型セメントバチルスが生成する。ほかに高硫酸塩型バチルスの廻折線も弱くあらわれる。材令4日以後には，高硫酸塩型セメントバチルスの廻折線が強くあらわれ，逆に低硫酸塩バチルスの廻折線は漸次弱まってくる。材令21日，35日に至ると，C_4AH_{13}，C_2AH_8 の生成もわずかながら

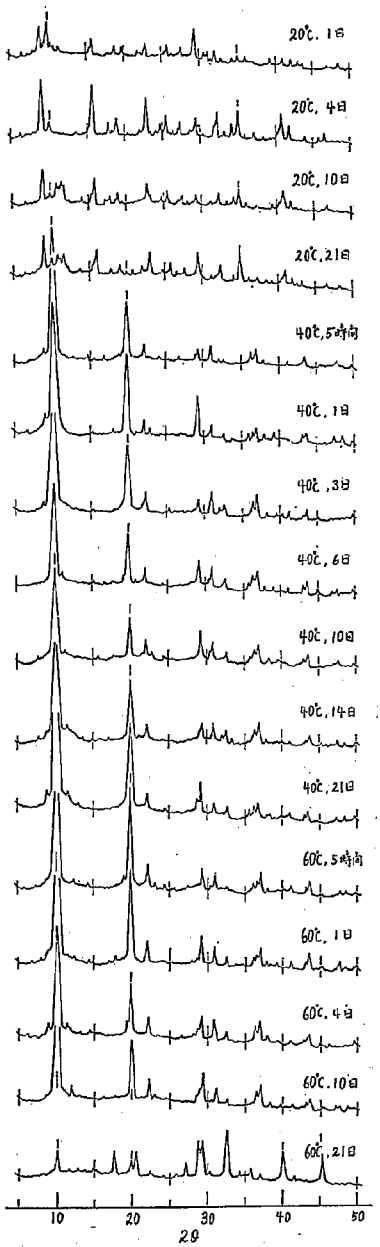


図-39　反応生成物のX線廻折図{(vii)溶液使用}

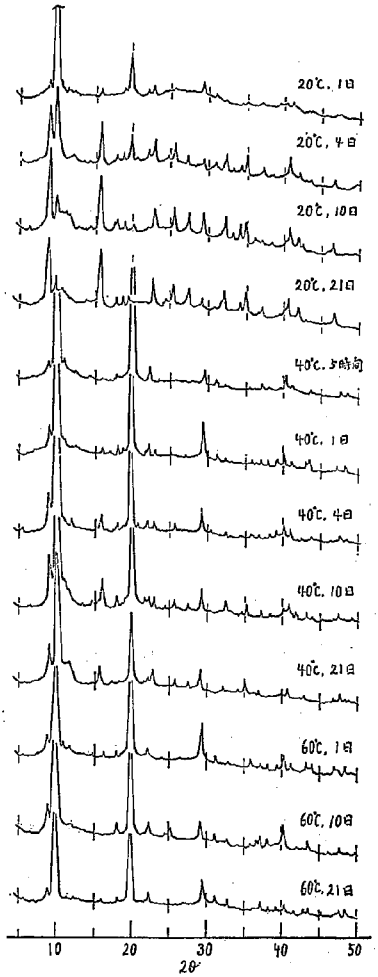


図-40　反応生成物のX線廻折図{(viii)溶液使用}

認められる。40°C, 60°C の反応では，図からも明らかなごとくすみやかに低硫酸塩型セメントバチルスを生成する。ここでも CaO 濃度が比較的低いため，60°C, 21日養生でも C_3AH_6 の生成は認められない。

(ix) 溶液のごとく $CaSO_4$ 濃度が比較的高い反応溶液を使用した場合の固相の X線廻折図を図-41 に示す。図から明らかなごとく，20°C および40°C の反応ではすみやかに高硫酸塩型バチルスが生成する。60°C の反応では，反応初期には低硫酸塩型バチルスの廻折線を強く示す。4日養生頃には高硫酸塩型バチルスの廻折線も強く示すようになるが，他方低硫酸塩型バチルスの廻折線は

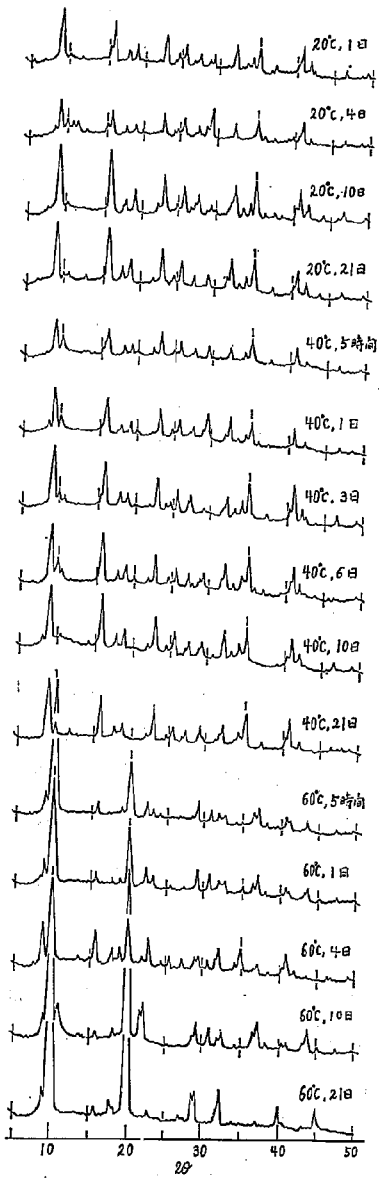


図-41 反応生成物のX線廻折図 {(ix)溶液使用}

反応初期のそれに比してかなり弱くあらわれる。しかし10日，21日養生では，高硫酸塩型バチルスの廻折線は非常に弱まり，再び低硫酸塩型バチルスの廻折線を強く示すようになる。また，材令21日頃には C_3AH_6 の生成も認められるようになる。

これらの反応生成物は，固相と各反応温度における液相の CaO および $CaSO_4$ 濃度との平衡に関連しており，液相の CaO および $CaSO_4$ 濃度の変化により生成する反応生成物にも消長が認められる。液相の組成変化等については後述する。

これらの反応生成物の示差熱分析結果の一部を図-34の(4)，(5)，(6)に示す。(4)は(viii)溶液を用いて20°C で35日養生を行ない，高硫酸塩型セメントバチルスの生成が認められたものが示差熱分析曲線である。前にも述べたごとく，200°C に $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ の結晶水の離脱によると思われる吸熱ピークが認められるが明確ではない。(5)は(vi)溶液を用いて20° で4日養生を行ない，X線廻折から低硫酸塩型バチルスの生成が認められたものの DTA 曲線である。100°C～250°C に幅広い吸熱ピークが認められる。(6)は(vi)溶液を用いて40°C で21日養生を行ない，低硫酸塩型バチルスと C_4AH_{13} の生成が認められたものの曲線であるが(5)のそれとほとんど変化はない。Kalousek 等[37] は C_4AH_{13} および C_4AH_{13} と $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ の固溶体の示差熱分析について研究し，C_4AH_{13} およびこれと低硫酸塩型バチルスの固溶体はいずれも220°C 付近に明瞭な吸熱ピークを認めている。彼等の研究によれば固溶体中の $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ の含有量の多い程このピークは弱く，ほかに330°C 付近に弱い吸熱ピークが見られるようになる。逆に固溶体中の C_4AH_{13} の含有量が多い場合は220°C のピークは強くなり，330°C のピークは認められなくなる。筆者らの DTA 曲線からは，X線廻折で $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ の生成が認められたにもかかわらず330°C の吸熱ピークは不明瞭である。このことからも認められた $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ は C_4AH_{13} との固溶体であると想定できる。

図-35中の(4)，(6)，(7)，(8)にこれら反応生成物の赤外線スペクトルを示す。(4)は(viii)溶液，20°C，21日養生で高硫酸塩型バチルスの生成が認められたもののスペクトルであるが，前述の(2)，(3)と同様な吸収スペクトルを示す。(6)は(vi)溶液を使用して40°C で21日養生を行ない，$C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ の生成が認められたものの吸収スペクトルであり，(7)はそれを1年半室内放置後のスペクトルである。この低硫酸塩型バチルスのスペクトルは先に述べた(2)，(3)の高硫酸塩型バチルスに比して SO_4 による 9μ 付近の吸収がかなり弱まっている。これは高硫酸塩型および低硫酸塩型両バチルスの形成にあずかる SO_4 の多少によるものである。ほかに $CaCO_3$ の混入による CO_3 の吸収が認められる。(8)は(v)溶液を使用し，60°C，21日養生で C_3AH_6 の生成が認められた反応生成物の赤外線吸収スペクトルである。(6)，(7)の低硫酸塩型バチルスのスペクトルに比して特筆すべき差異はない。H. Lehmann 等[10] の C_3A 水和

物の赤外線吸収スペクトルも2.75～3.0μのOH振動による吸収以外には吸収スペクトルは認められない。なお(8)のスペクトルにもSO_4による9μ付近の吸収が弱く認められる。しかし,この反応生成物のX線廻折ではセメントバチルスおよび$CaSO_4 \cdot 2H_2O$の廻折線は認められない。したがって,この反応試料中にはX線廻折で認められない程度のごく微量のバチルスが含有されているか,または固相と液相分離の際,液相中の$CaSO_4$が単に固相に付着し,X線的に石膏の存在が認められない程度微量に存在しているものと推定される。

以上,アロファン粘土と$Ca(OH)_2$,$CaSO_4$混合溶液との反応では主として高硫酸塩型および低硫酸塩型バチルスが生成することを述べた。しかしX線廻折によりこの反応では$Ca(OH)_2$と空気中のCO_2による$CaCO_3$の生成も認められ,したがって,空気中のCO_2によるこれらバチルスの異質同形体である。$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$および$C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$の生成も当然考えられる。表-12にE. T. Carlson[42]の求めたこれら calcium carbo-aluminateの網面間隙を記す。$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$の網面間隙は$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$のそれときわめて類似しており,表-10に掲げた反応試料の網面間隙からは$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$の存否は判断できない。Carlson や真鍋等[43]は実験的に$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$を生成することが容易でないことから,アルミナセメントの水和に際しても$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$の生成は考えられないとのべている。したがって,本実験でも反応生成物中の$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$の存在は疑問に思われる。表-10および表-12を検討すると,C_3AH_{8-12}の網面間隙と$C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$のそれとがきわめて類似していることが認められる。したがって,先にC_3AH_8として説明した反応生成物は$C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$であるか,または$C_3AH_8$と$C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$の混合物であることも充分考えられる。しかし真鍋等も述べているごとく,$CaSO_4$の存在下では sulpho-aluminate の生成が carbo-aluminate に優先することを考えれば,C_3AH_8とした一連の廻折線はやはり$C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$でなく$C_3AH_8$ではないかと推定されるが,現在までのところ確認するまでには至っていない。

表-12　Calcium Carbo-Aluminate の網面間隙

$C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$		$C_3A \cdot 3CaCO_3 \cdot 32H_2O$	
d	I	d	I
7.57	10	9.41	10
4.36	1	5.43	3
3.99	1	4.83	2
3.78	4	4.62	3
3.46	1	3.80	4
2.86	3	3.52	2
2.78	1	3.37	3
2.73	1	2.96	1
2.52	2	2.70	4
2.49	2	2.65	1
2.44	2	2.53	1
2.42	2	2.51	7
2.34	2	2.34	1
2.17	1	2.15	3
2.12	1	2.10	2
2.10	1	1.93	1
2.01	1	1.88	1
1.94	1	1.82	1
1.86	1		
1.82	1		

なお$CaSO_4$のみを含有する溶液はアロファン粘土と反応しないことを実験的に確かめた。

つぎにこれらの反応による生成物を電子顕微鏡により観察した結果についてのべる。写真4の1～6に電子顕微鏡写真の代表数例を示す。

写真4-1に用いた試料は(iii)溶液を用い20°Cで90日養生し,その後18カ月紙袋に入れて実験室内に放置したものであり,X線廻折では$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$の廻折線を示す。写真4-2は(vi)溶液を用い40°Cで21日養生したものであり,$C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$の廻折線を示す。写真4-3は(viii)溶液を用いて40°Cで21日養生したものであり,$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$と$C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$の共存を示す。写真4-4は写真4-3の試料を18カ月紙袋に入れて実験室内に放置したものであり,$C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$のほか$CaCO_3$の廻折線も認められる。

これら試料はパラフィン紙中に密封して郵送し,電顕写真を依頼したのであるが,郵送中の変質はないものと一応考える。試料の分散はふりかけ法によった。また写真は数視野より得たが,ここでは代表的視野の像について説明する。

写真4-1(a)は針状体を示すが,その周辺は明確な直線ではなく,針状晶またはセンイ状体が大体同方向に配列された状況を示す。この針状体は微細なゲル状体によりみたされており,針状体の外周には伸長形の不規則板状体が不定方向に突出して見られる。写真4-1(b)は曲率を持った針状体の微細な構造が示され,写真4-1(c)にはセンイ状体の集合状況にそれぞれ差のあることが見られ,方向性にいくつかの段階のあることが推定される。

$C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$は針状結晶であり,一般には結晶度の良好なものが得られている。しかし,ここに得られた写真によれば,薄い板状晶ないしはゲル状体が針状晶またはセンイ状体を骨として集合して針状体を形成していると考えうる。この針状体は長さがせいぜい数ミクロン幅も0.5ミクロン程度であり,結晶度は低い。ゲ

ル状体およびうすい板状体が何であるかは不明であり，$Ca(OH)_2$ を収着したアロファン，シリカゲル，アロファン中の含水酸化鉄，またはX線廻折では確認できない CaO-SiO_2-H_2O 系化合物等に関連する物質等と考える。写真4-5 に示めす結晶度の良好な針状晶を考慮すれば，アロファンの結晶性の程度またはバテルス生成機構等が，その結晶度に関係すると考えうる。またすでに報告した Hydrated Gehlenite の生成機構とどのような関連があるかも明らかにしえない。

写真4-2(a) はアロファンの周辺に伸長性の不定形な結晶度の低い板状体が突出し，アロファン自体はやや伸長した偏平形となることを示す。またヒモ状の物質およびゲル状体も見られる。X線廻折で存在の認められている C_3A・$CaSO_4$・$12H_2O$ は六角板状体であり，この写真で見られる板状晶に対応すると考える。ヒモ状体はアロファン性土を十分分散させるときしばしば見られるが，ゲル状体と共に何であるかは明らかにしえない。写真4-2(b) および (c) ではうすい板状晶が六角形に近いことを示す場合が多く見られるほか，(a)と同様な特長が見られる。C_3A・$CaSO_4$・$12H_2O$ と考えられる板状晶は結晶度が著るしく低く，その生成はまずアロファン内で起ると考える。

写真4-3(a)はX線廻折で C_2A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ と C_2A・$CaSO_4$・$12H_2O$ の両者が認められる場合であり，比較的結晶度の高い C_3A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ のほか C_2A・$CaSO_4$・$12H_2O$ と推定される著るしくうすい板状体が見られる。このほかかヒモ状体またはセンイ状体が見られ，ゲル状体も見られる。(b)は板状体をよく示し，また結晶度のよい針状晶の生成が困難であることを示す。さらにヒモ状体の見られるほか，アロファン中に混在する加水ハロイサイトらしきものも見られる。

写真4-4はX線廻折で C_3A・$CaSO_4$・$12H_2O$ のほか $CaCO_3$ の認められる場合であり，写真4-2 と大体同様である。しかし $CaCO_3$ の存在はこの写真からは明らかでない。

写真4-5は第3報にのべた Al_2O_3/SiO_2 のモル比 1.0 の合成共沈ゲルを用いた場合であり，結晶度のいちじるしく良好な C_3A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ を示す。一部のゲル状体および伸長性の板状体の共存をも示す。

写真4-6(a) は本実験に用いた鹿沼土より分離したアロファンであり，写真4-6(b) は福バン土より分離したアロファンである。後者は球状を示し，同心円構造を持つ代表的アロファンである。

以上一部反応生成物の電子顕微鏡写真について認められた点を総括して述べる。C_3A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ は結晶度の低い針状体として確認され，C_2A・$CaSO_4$・$12H_2O$ はうすい伸長性の板状体と推定されるが，その確認はできない。なおゲル状物質の存在も認められる。また Al_2O_3/SiO_2 のモル比が 1.0 の合成共沈ゲルを使用した場合の反応では，結晶度の良好な針状体である C_2A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ を得た。

〔3〕 液相組成の変化とその考察

これまで各反応条件下における反応生成物とその同定について論じた。ここでは各反応における液相組成を求め，固相と液相間の平衡について検討する。

i) 試料の量，反応温度一定の場合

表-13 に反応液の初濃度および材令3日，21日，75日後の液組成を示す。表中の CaO 吸着量は，固相のX線廻折図より C_3A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ の生成のみが認められたことから，液中より減少した $CaSO_4$ がすべて C_3A・$3CaSO_4$・$32H_2O$ を形成するものとし，それに必要な CaO 量を液中から減少した CaO より差し引き，その残りの CaO 量をもって吸着量とした。これは $CaSO_4$ と無関係に試料と反応する CaO である。図-42 に反応時間に対する CaO，$CaSO_4$ の減少状況を示し，図-43 には溶

表-13 反応時間と液相の組成

液種	反応時間	液中の $[OH^-]$ N	液中の $[Ca^{++}]$ N	液中セッコウの残存率 %	(A)：液中から減少した CaO g/g 試料	(B)：液中から減少した $CaSO_4$ g/g 試料	(A)のモル数 / (B)のモル数	吸着された CaO g/g 試料	液中の Al mg/l
(i)	0	0.0354	0.0440	100	—	—	—	—	—
	3日	0.0200	0.0204	4.6	0.288	0.372	1.88	0.135	3
	21日	0.0173	0.0183	11.1	0.338	0.347	2.36	0.195	5
	75日	0.0152	0.0159	8.1	0.378	0.365	2.51	0.229	5
(ii)	0	0.0366	0.0460	100	—	—	—	—	—
	3日	0.0202	0.0208	4.3	0.307	0.409	1.82	0.139	3
	21日	0.0155	0.0162	7.5	0.395	0.394	2.44	0.233	8
	75日	0.0131	0.0139	8.2	0.439	0.392	2.72	0.278	8
(iii)	0	0.0332	0.0481	100	—	—	—	—	—
	3日	0.0163	0.0242	52.8	0.315	0.319	2.40	0.184	0
	21日	0.0087	0.0104	12.0	0.458	0.595	1.87	0.213	0
	75日	0.0072	0.0079	5.2	0.486	0.641	1.84	0.222	0
(iv)	0	0.0171	0.0262	100	—	—	—	—	—
	3日	0.0066	0.0103	40.2	0.195	0.248	1.90	0.091	0
	21日	0.0050	0.0081	33.9	0.225	0.274	2.00	0.112	1
	75日	0.0035	0.0066	33.1	0.253	0.278	2.21	0.139	1

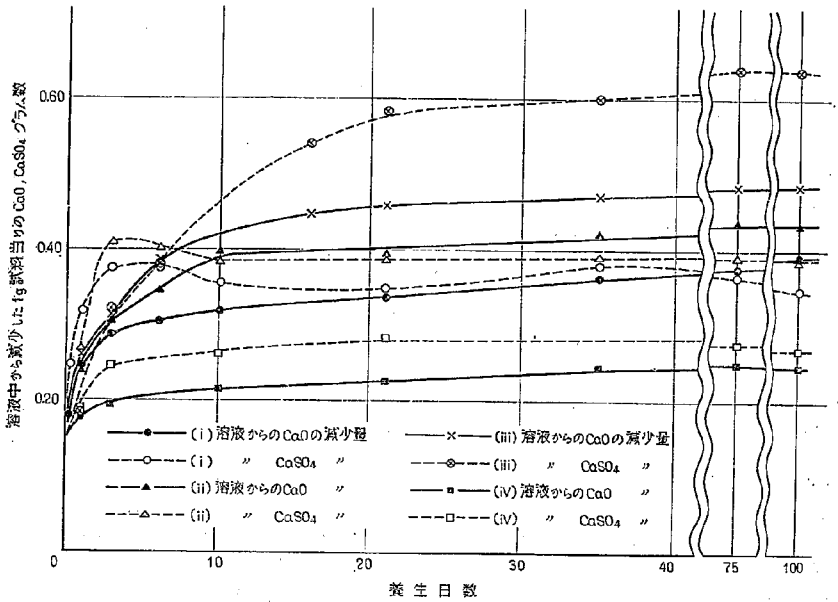


図-42　溶液からの CaO，$CaSO_4$ の減少状況

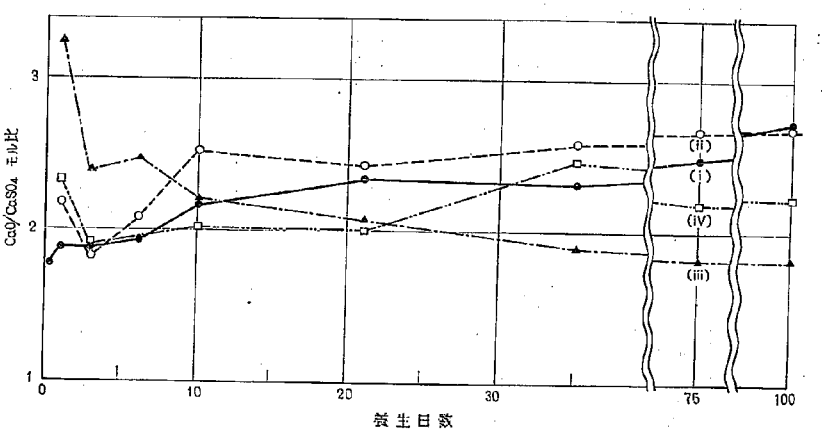


図-43　溶液から減少した量より求めた CaO/$CaSO_4$ モル比と材令

液から減少する CaO，$CaSO_4$ を求め，その CaO/$CaSO_4$ モル比と材令との関係を図示する。図-42 より，液中の CaO 量は長期材令においても徐徐にではあるが減少していき，$CaSO_4$ は，一般にはむしろ長期養生を行なうとわずかながら液中にその濃度を増していく傾向が明らかである。即ち $CaSO_4$ と無関係に試料と反応する CaO 量は，反応時間の経過につれて漸次増加していくことを示している。溶液から減少する CaO および $CaSO_4$ を求めたとき，CaO/$CaSO_4$ モル比は図-43 に示したごとくおよそ1.8～2.7間に集約される。反応生成物がX線廻折の結果が示すごとく $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ のみであると仮定すると液中から減少する CaO および $CaSO_4$ の CaO/$CaSO_4$ モル比はバテルスの分子式から当然1でなければならないはずである。これらのことから CaO，$CaSO_4$ 混合溶液とアロファン粘土との反応は，バテルス生成反応のみならず CaO のみが試料と反応する両反応が並行

して行なわれることが確認できる。この CaO 収着量は75日程の長期養生を行なうと試料に対して20%にも達する。実際には試料中の Al_2O_3 の一部はバチルス形成に費されるので，試料に吸着される CaO 量は更に多い割合になるわけである。$Ca(OH)_2$ のみを含有する溶液とアロファン粘土との反応では，試料に対して20%程度またはそれ以上の CaO が吸着されると C_2ASH_n の生成がX線廻折図から認められることは既報[30]に報じたことであるが，本反応のごとく，溶液中に $CaSO_4$ が混在すると C_2ASH_n の生成は認められない。$CaSO_4$ の混入は C_2ASH_n の生成を妨害するようである。Turriziani[41]も $CaSO_4$ 溶液が C_2ASH_n を分解すると報じている。この吸着された CaO がいかなる形で結合しているかは解明できなかったが，(ii)溶液の長期養生で C_4AH_{13} の生成が明瞭に認められたことからさらに長期養生を行なえば，他の溶液においてもこの種の $CaO—Al_2O_3—H_2O$ 系化合物の生成が推定される。試料中の一部の SiO_2 もおそらく $CaO—SiO_2—H_2O$ 系化合物を生成するであろうことは容易に想像される。しかし，この系の化合物は一般には結晶度が悪く，また各結晶鉱物とも 3.05Å 付近に最も強い廻折線を持つのが一般である。筆者らの実験では空気中の CO_2 と反応溶液との接触に際して生じた $CaCO_3$ が混在し，これが少量でも 3.04Å に強い廻折線を示すことから $CaO—SiO_2—H_2O$ 系化合物の検出はできえなかった。

固相のX線廻折からも明らかなごとく，CaO，$CaSO_4$ 混合溶液とアロファン粘土との反応ではアロファン中の Al_2O_3 が主として反応に寄与する。いま液中から減少した $CaSO_4$ がすべてバチルスを形成するものとして，$C_3A·3CaSO_4·32H_2O$ 形成に費される Al_2O_3 量を求める。材令75日の値は以下に示すごとくである。

(i)溶液～0.091g(31%)，(ii)溶液～0.098g(34%)
(iii)溶液～0.160g(55%)，(iv)溶液～0.069g(24%)

なお（ ）内の%は反応に用いた試料中の全 Al_2O_3 量（Al_2O_3：29%含有）に対する百分率である。かくのごとくバチルス形成にあずかる Al_2O_3 は全 Al_2O_3 量の50%にも達する。しかし，これがいかなる過程を経てバチルスを形成するかは現在までのところ明確にできなかった。

表-14に $C_3A·3CaSO_4·32H_2O$ の CaO 溶液に対する溶解度 (25°C)[43] を示し，この溶解度より求めた溶液中の CaO 濃度と $CaSO_4$ 濃度の関係曲線を図-44の左端に点線で記す。なお表-14に示した CaO 溶液よりさらに稀薄な CaO 溶液に対するバチルスの溶解度は Jones[13] のデーターを引用した。図-44は反応時間とともに変化する溶液中の CaO 濃度と $CaSO_4$ 濃度との関係を図示する。各曲線の右上端に各反応溶液の初濃度を示し，左下方に進むにしたがって材令3日，6日……75日，100日の液組成を示す。各反応液の場合とも反応時間の経過につ

表-14　CaO 溶液に対するバチルスの溶解度

$gCaO/l$	0.056	0.112	0.168	0.224	0.67	1.08
$gC_3A·3CaSO_4·32H_2O$	0.255	0.165	0.115	0.080	0.030	0.024

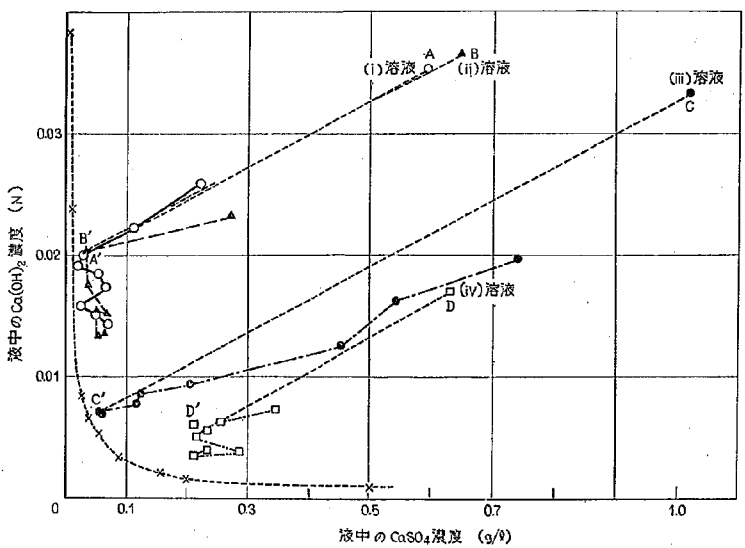


図-44　材令の進行にともなう溶液中の $Ca(OH)_2$，$CaSO_4$ 濃度の変化

れて，液組成はバテルスの溶解度曲線に近ずく傾向を持つ。しかしこの反応溶液の CaO—$CaSO_4$ 濃度の関係はバテルスの溶解度より求めたCaO—$CaSO_4$ 濃度の関係曲線に近づくものの一致はしない。これは，この反応がアロファン粘土と CaO および $CaSO_4$ によるバテルス生成の反応のみでなく，前述のアロファン—CaO の吸着反応のほかに，さらに CaO—Al_2O_3 系化合物等の複雑な系が混在しているためであろう。いま図-44 に示したごとく，各溶液の起点（原液の組成を示す点）を A，B，C，D，とし，バテルスの溶解度より求めた CaO—$CaSO_4$ 濃度の関係曲線に各反応液組成が最も近ずいた点を A′，B′，C′，D′ とし，図中の点線で記した直線 A—A′，B—B′，C—C′，D—D′ の傾斜，すなわち，各原液から A′，B′，C′，D′ 点に至るまでに減少した CaO および $CaSO_4$ の CaO/$CaSO_4$ モル比を求めると

（i）溶液　A—A′　0.0078mol/(0.56/136)mol=1.9
（ii）〃　B—B′　0.0081mol/(0.61/136)mol=1.8
（iii）〃　C—C′　0.0133mol/(0.97/136)mol=1.9
（iv）〃　D—D′　0.0060mol/(0.42/136)mol=1.9

となり，一定値1.9を得る。このことは生成するバテルスと溶液間に最初の平衡関係が成立する時は，バテルス生成に費された CaO とほぼ等量の CaO が試料と反応して CaO 収着体として存在することを意味する。しかもこのことは反応原液の液組成に関係しない。材令の進むにつれCaO収着量はさらに増加していくのでCaO/$CaSO_4$ モル比は大きくなる。しかし液相組成の変化が，バテルスの溶解度より求めた CaO—$CaSO_4$ 関係曲線に平行していくことから，バテルスと溶液との平衡関係は依然として保たれていることが推定できる。

（ii）反応温度および反応時間一定の場合

反応時間35日，温度20°C として，反応液量1.0l に対して試料の量を 0.5g，1.0g，1.5g…15.0g と変化せしめて反応を行なった場合の液組成を検討する。使用した反応液は表-9に掲げたものである。この反応で生成する結晶性物質は高硫酸塩型セメントバテルスであり，それ以外の結晶性物質はほとんど認められなかったことは既に述べたことである。図-45 に液相組成を示す。図中の右上端は，各反応原液の組成であり，順次下方に下るにしたがって試料の量を0.5g，1.0g，…15.0g と増加した場合の液相組成を記す。また左端の点線で示した曲線は CaO 溶液に対する高硫酸塩型セメントバルテルスの溶解度より求めた液中の CaO—$CaSO_4$ 濃度の関係曲線である。各系とも類似した傾向を示す。すなわち，試料の量が増すにつれて液中の CaO は減少の一途をたどるが，他方 $CaSO_4$ は試料の量が少ない範囲では CaO と同様に液中より減少していくが，試料の量がさらに増加すると，CaO 濃度のある点を境として逆にその濃度を増してくる。この液中の $CaSO_4$ 濃度増加がバテルスの溶解度曲線と近似的に一致していることから，この $CaSO_4$ 濃度増加は稀薄 CaO 溶液に対するセメントバテルスの溶解が原因であることが明らかである。図-45 から明らかなごとく，このバテルスと溶液との平衡関係は試料の量が少ない場合は成立せず，試料が1.5g/l 程度以上になるとこの平衡関係が成立してくる。

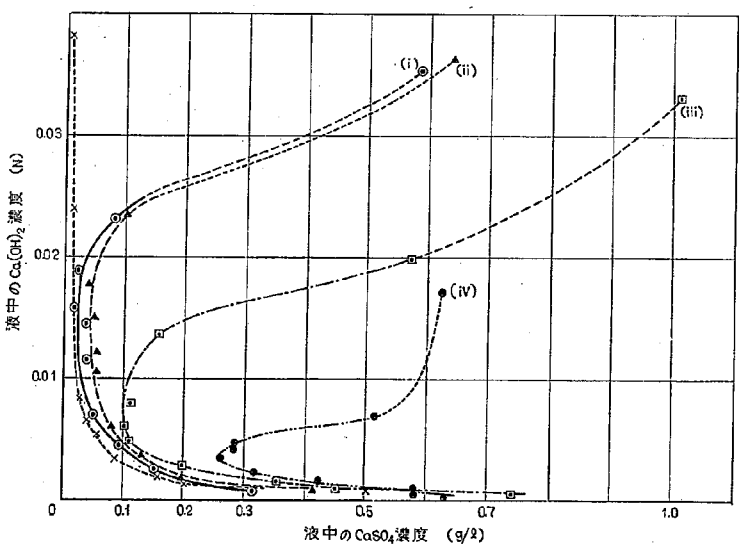


図-45　反応試料の増加にともなう溶液中の $Ca(OH)_2$，$CaSO_4$ 濃度の変化

次に，これら各反応液について液中 $CaSO_4$ 濃度の最小点および最大点を求め，それらの原液中の $CaSO_4$ 濃度に対する割合を求め表-15 に記す。各反応液の場合と

表-15　液中 $CaSO_4$ 濃度の最小値および最大値

液種	原液の CaO/$CaSO_4$ モル比	最小値 試料の量 (g/l)	最小値 $CaSO_4$ 濃度(%)*	最大値 試料の量 (g/l)	最大値 $CaSO_4$ 濃度(%)*
(i)	4.11	1.5	1.7	15.0	53
(ii)	3.88	1.5	6.2	15.0	70
(iii)	2.22	2.0	9.9	15.0	73
(iv)	1.88	2.0	41	15.0	100

*　原液中の $CaSO_4$ 濃度に対する百分率

も使用する試料の量が 1.5g/l～2.0g/l の場合に $CaSO_4$ 濃度の最小値を示し，試料の量が最も多い場合（ここでは15.0g/l）に $CaSO_4$ 濃度の最大値を示す。(iv) 溶液の 15.0g/l の反応では原液中の $CaSO_4$ は固相には全く固定されない。また反応原液中の CaO/$CaSO_4$ モル比が大なる程 $CaSO_4$ 固定量は多く，モル比が小なる程固定量は少ない。

図-46 には，この反応において液中から減少した CaO 量と，その時の液中 CaO 濃度との関係を図示する。図から明らかなごとく，ある点に折点を持った直線関係が得られる。この図-46と先の図-45を同時に検討すると，図-46 の右寄りの傾斜の急な直線部分は試料の量が比較的少ない場合であり，図-45の液中から CaO，$CaSO_4$ が

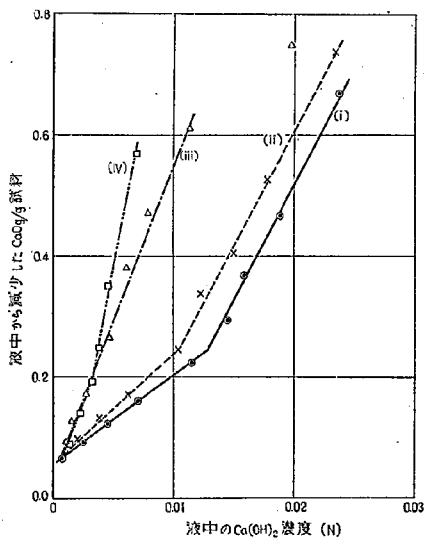


図-46　液中から減少した CaO 量（対試料）と $Ca(OH)_2$ 濃度との関係

共に減少していく部分に相当し，傾斜のゆるやかな左方は，試料の量が比較的多い場合であり，図-45 では CaO 濃度は減少するが $CaSO_4$ は逆に液中にその濃度を増していく部分に相当する。これらのことから CaO—$CaSO_4$ 混合溶液とアロファン粘土の間で高硫酸塩型バテルスを生成する反応にはある種の平衡関係が存在することが推定できる。しかし，液中から減少する CaO 量は，バテルスの生成のみならず，$CaSO_4$ と無関係に試料と反応する CaO も含み，その反応生成物は X 線的には非晶質と見られる。この場合，バテルス形成に費される CaO 量に対するこの CaO 収着量はモル比で 0.6 から30以上にもおよぶ。本研究においてすでに報告したところによれば，アロファン粘土と $Ca(OH)_2$ 溶液の反応において液相と固相の間にある種の平衡関係の存在することを述べた。図-46 で示された平衡関係は主としてアロファン粘土と反応溶液間の比較的反応速度の大きいバテルス生成反応における過渡的平衡を示すものであり，同時に反応速度のよりおそいアロファン粘土による CaO 吸着反応が並存して起り，それにともなう液相の $Ca(OH)_2$ 濃度の減少がバテルスの安定度に影響をおよぼしている。すなわち，この反応は $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$—バテルス—$Ca(OH)_2$ 収着アロファン間の複雑な反応であり，真の平衡状態は長期にわたる反応期間後に見られると考える。

iii)　試料の量を一定とし，反応温度および反応時間を変化せしめた場合

使用した反応溶液は表-11に示したもので $CaSO_4$ 濃度の比較的低い場合を対象としている。この反応で生成する結晶性物質は，反応溶液の組成，反応温度および材令等の相違により種種変化が見られたことは前述した。図-47には各反応における液組成を調べ，液中の CaO 濃度と $CaSO_4$ 濃度との関係を図示する。各図型の上端は反応時間が 6 時間または 1 日の場合であり，下方に下るにしたがって材令は進み，下端は材令21日の場合である。各反応液の各反応温度の場合とも液中の CaO は材令の進むにつれて減少していく。液中の $CaSO_4$ は，一般には材令の進むにしたがって減少するが 60°C の反応では材令21日にいたると，短期材令の場合より，むしろ濃度が増加する。また図-47から，同一反応溶液の反応では，反応温度が高い程，液中の CaO 濃度は減少する傾向が認められる。図-48 には，液中より減少した量より求めた CaO/$CaSO_4$ モル比と材令との関係を図示する。各反応温度の場合とも，反応原液の CaO/$CaSO_4$ モル比が大なる程液中から減少する量より求めた CaO/$CaSO_4$ モル比も大きい。60°C の反応でこのモル比が急激に上昇した点A（v 溶液），B (vii 溶液）は固相に C_3AH_6 が生成し，バテルスが消失した点に相当する。

前述したごとく，表-9に示した比較的 $CaSO_4$ 濃度の高い反応溶液を用いて 20°C で反応せしめた場合，生成

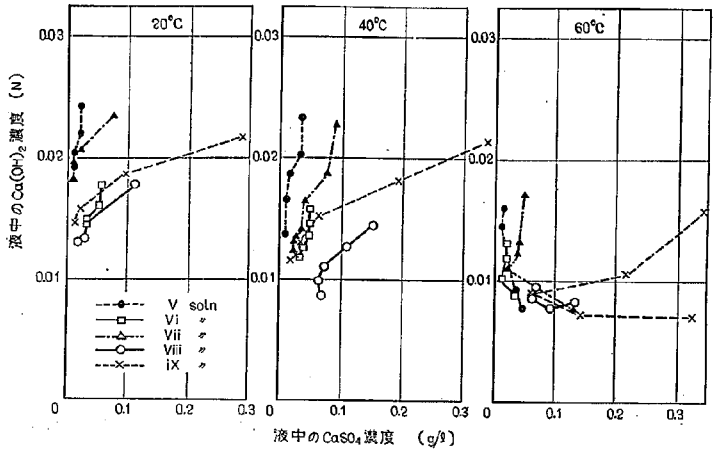


図-47　材令の進行にともなう溶液中の $Ca(OH)_2$, $CaSO_4$ 濃度の変化

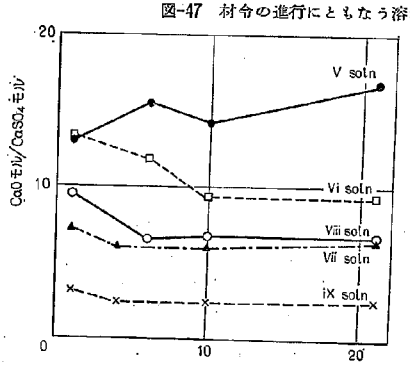


図-48-1　溶液から減少した量より求めた $CaO/CaSO_4$ モル比と材令 (at 20°C)

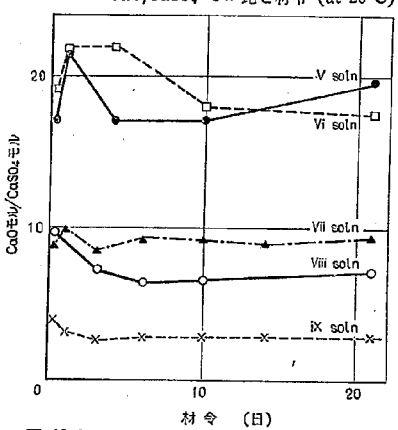


図-48-2　溶液から減少した量より求めた $CaO/CaSO_4$ モル比と材令 (at 40°C)

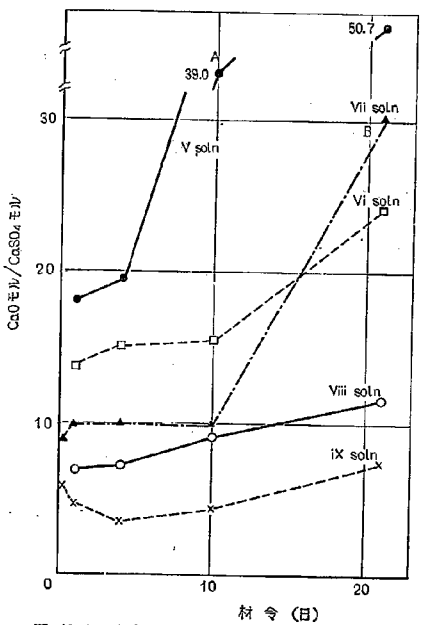


図-48-3　溶液から減少した量より求めた $CaO/CaSO_4$ モル比と材令 (at 60°C)

する結晶性物質は高硫酸塩型セメントバチルスのみであり，液中より減少する量より求めた $CaO/CaSO_4$ モル比は，長期養生を行なっても，1.8～2.7の比較的せまい範囲の数値を示す。一方，このような $CaSO_4$ 濃度の比較的低い場合の反応では材令21日において $CaO/CaSO_4$ モル比は 20°C では 2～17，40°C では 2～22，60°C では 3～51 となり，数値の範囲がきわめて広い。これは，反応によって生成する結晶性物質も，その時の液組成に関連して，高硫酸塩型セメントバチルス，低硫酸塩型セメントバチルス，C_4AH_{13}，C_3AH_6 等等と変化があり，これらが，一つまたはそれ以上同時に生成するため，それと平衡関係にあるべき液相組成も複雑になるためである。

表-16 には，液相組成より求めた材令21日におけるバチルス以外の固相の主な成分比を求めて表示する。固相のX線廻折より一般には $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ の生成が認められたことから，溶液から減少した $CaSO_4$ は，この低硫酸塩型のバチルスを形成するものと仮定し，これに費される Al_2O_3 および CaO を除いて残りの Al_2O_3，CaO をもって固相の成分比とする。※の箇所は，X線廻折の結果，高硫酸塩型および低硫酸塩型両バチルスの生成が認められた場合であり，かかる場合は両バチルスの生成比を求めることが困難なため，バチルス以外の固相の成分比も求められない。

原試料（園沼土からのアロファン）の分析結果は第2報[33]に記してあり，主成分は水分（$H_2O^+ + H_2O^-$）：38.4%，SiO_2：26.2%，Al_2O_3：29.0%，CaO：2.3%で反応液 1.0l に対して 1.5g 試料使用したことから，1.5g 中の各成分のモル数を求めると，$SiO_2 = 6.55 \times 10^{-3}$ モル，$Al_2O_3 = 4.26 \times 10^{-3}$ モル，$CaO = 0.62 \times 10^{-3}$ モルとなる。したがってここで求めた固相の Al_2O_3 は 4.26×10^{-3} モル—(液中の Al_2O_3 +バチルス形成にあずかる Al_2O_3) であり，CaO はバチルス形成以外の収着 $CaO + 0.62 \times 10^{-3}$ モルである。求めたバチルス以外の固相の成分モル比は $SiO_2 : Al_2O_3 : CaO = 1 : 0.4 \sim 0.6 : 0.5 \sim 1.4$ である。なお原試料のそれは 1 : 0.65 : 0.09 である。これらがいかなる形で存在しているかは確認できなかったが，反応試料のX線廻折から C_4AH_{13}，C_3AH_6 等のアルミン酸カルシウム系化合物の生成は認められた。しかし，C_2ASH_n のようなシリカを含有する化合物は認められず，前述のごとく，少量の $CaSO_4$ の存在でもゲーレナイト水和物の生成は妨害されるようである。なお表示したごとく，液中に溶解する Al_2O_3 量は同一反応溶液では反応温度が高い程多い。

〔4〕 反応生成物の室内放置後の変化

これまでの実験で生成した反応生成物，主としてセメントバチルスの室内放置後の安定性をみるべく約1年半室内放置後，再びX線廻折を行ない，反応生成物の変化を検討する。放置の際は，硫酸紙で作った小袋に反応生成物を入れ，そのまま室内に放置する。袋はすみに小穴を有し，袋の内外の空気はその交換がある程度自由である。図-49 に廻折図を示す。（a）は表-11 の（v）溶液を用いて40°C で21日反応せしめたもので主として C_4AH_{13} および C_3AH_6 の廻折線を示している。（a）′ はその1年半室内放置後の廻折図である。C_4AH_{13} および C_3AH_6 の廻折線は幾分弱まり，$CaCO_3$ の廻折線を強く示す。反応直後に少量生成が認められた低硫酸塩型セメントバチ

表-16 液相組成より求めた材令21日におけるバチルス以外の固相の成分比

液種	反応温度 °C	液中の Al^{+++} mg/l	液中の Al_2O_3 モル濃度 (10^{-3})	固相の $CaSO_4$ モル (10^{-3})	バチルス以外の固相の Al_2O_3 モル (10^{-3})	バチルス以外の固相の CaO モル (10^{-3})	固相の SiO_2 モル (10^{-3})	固相の成分比 $SiO_2 : Al_2O_3 : CaO$
v 溶液	20	6	0.11	0.33	3.82	5.16	6.55	1 : 0.58 : 0.79
	40	12	0.23	0.37	3.66	6.77	〃	1 : 0.56 : 1.04
	60	14	0.25	0.18	3.83	9.16	〃	1 : 0.58 : 1.40
vi 〃	20	7	0.13	0.48	3.64	3.21	〃	1 : 0.56 : 0.49
	40	13	0.25	0.27	3.74	4.55	〃	1 : 0.57 : 0.70
	60	36	0.67	0.24	3.35	5.69	〃	1 : 0.51 : 0.87
vii 〃	20	7	0.13	—※	—	—	—	— — —
	40	13	0.25	0.34	3.17	5.70	6.55	1 : 0.48 : 0.87
	60	18	0.33	0.30	3.63	9.06	〃	1 : 0.55 : 1.38
viii 〃	20	8	0.15	—※	—	—	—	— — —
	40	12	0.23	0.82	3.21	3.95	6.55	1 : 0.49 : 0.60
	60	35	0.65	0.51	3.10	5.02	〃	1 : 0.47 : 0.77
ix 〃	20	7	0.13	—※	—	—	—	— — —
	40	13	0.15	—※	—	—	—	— — —
	60	18	0.33	1.27	2.66	6.45	6.55	1 : 0.41 : 0.99

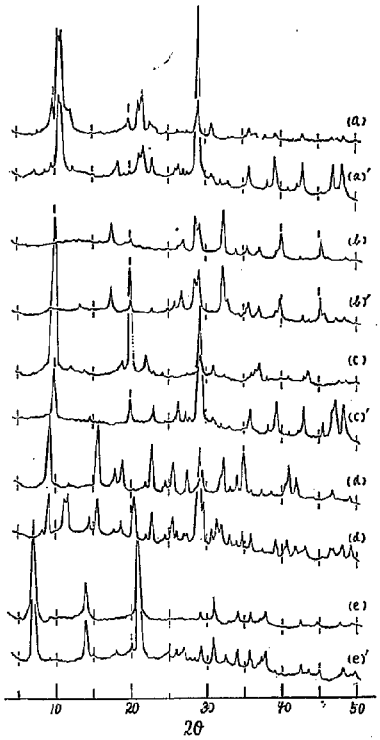


図-49　反応生成物とその1.5年室内放置後のX線回折図

ルスは放置後はほとんど廻折線を示さない。(b)は(v)溶液 60°C，21日養生の反応生成の廻折図であり，(b)'はその放置後の廻折図である。図から明らかなごとく，生成した C_3AH_6 は室内放置後も全く変化がない。わずかに $CaCO_3$ の廻折線が強くあらわれてくる。(c)は(vii)溶液を用いて60°C で5時間反応せしめたもので低硫酸塩型バチルスの生成を示す。(c)'はその1年半放置後の廻折図である。バチルスの廻折線は非常に弱まり，$CaCO_3$ の廻折線を強く示すようになる。(d)は表-9中の(iii)溶液を用いて20°C で75日養生を行なったもので高硫酸塩型セメントバチルスの廻折線を示す。(d)'はその1年半放置後の廻折線で，バチルスの一部分解が認められる。ほかに 7.7Å，4.29Å，3.06Å，2.87Å，2.68Å，2.07Å 線で代表される $CaSO_4\cdot 2H_2O$ の廻折線を示し，$CaCO_3$ の廻折線も強まる。なお2水石膏によると思われる 7.7Å の廻折線の先端が2本に分岐しているのが認められ，7.7Å(V. S)，3.79Å(V. S)，2.86Å(M)，2.45Å(M)等の一連の廻折線を有する $C_3A\cdot CaCO_3\cdot nH_2O$ の存在も考えられる。しかし，Carlson の報告にも $C_3A\cdot CaCO_3\cdot 11H_2O$ は不安定で空気中の CO_2 ガスによって $Al_2O_3\cdot nH_2O$ と $CaCO_3$ とに分解することが報じられており，また，$C_3A\cdot CaCO_3\cdot nH_2O$ の特長である 3.79Å の強い廻折線が認められないこと等から $C_3A\cdot CaCO_3\cdot nH_2O$ は生成されないものと推定される。したがって 7.7Å 線の分岐の原因は現在までのところ明らかでない。(e)，(e)'はケーレナイト水和物とその1年半放置後のX線廻折図である。廻折線にはほとんど変化が認められない。

図-34 の一部にこれら反応生成物の放置後の示差熱分析曲線を示す。図中の(2)，(3)が生成した高硫酸塩型バチルスの放置後の示差熱分析曲線である。高硫酸塩型バチルスの生成直後の DTA 曲線は 120～220°C にブロードな吸熱ピークを示しているが，放置後はピークがせばまり，190°C に新たに小さいが明瞭なピークを示す。Kalousek[37] 等は $CaSO_4\cdot 2H_2O$ の特長ある吸熱ピークを 150°C および190°C に認めている。筆者等の実験でも，そのX線廻折線に $CaSO_4\cdot 2H_2O$ の存在が認められることと考えあわせて，190°C の吸熱ピークは2水石膏によるものと推定される。元来 $CaSO_4\cdot 2H_2O$ の脱水は 163°C[47] とされているが，示差熱分析ではその測定条件，たとえば温度上昇速度等に関連して，脱水ピークがやや高温側に移行してあらわれるものと推定される。放置後の DTA 曲線にはほかに820～840°C における $CaCO_3$ の分解による吸熱ピークが明瞭に認められる。この $CaCO_3$ は，バチルスの湿分への溶解によって生じた $Ca(OH)_2$ が空気中の CO_2 ガスと反応して生成したものである。(8)は低硫酸塩型バチルスの放置後の DTA 曲線である。ここでは前述の $CaSO_4\cdot 2H_2O$ によると思われる 190°C の吸熱ピークは不明瞭である。しかし Kalousek によって指摘された低硫酸塩バチルスの330°C における弱い吸熱が示されるようになる。また，高硫酸塩型バチルスと同様低硫酸塩型バチルスも放置後は $CaCO_3$ の吸熱ピークを820°C に示す。

図-35 の一部にこれら反応生成物の放置後の赤外線吸収スペクトルを示す。(5)は図-49の(d)'のスペクトルであり，(7)は(c)'のそれである。図から明らかなごとく，放置後の反応生成物のスペクトルには CO_3 による吸収が明瞭に認められるほかは，放置前後のスペクトルには特筆すべき差異は認められない。

以上反応生成物の室内放置後の変化について検討した。すなわち C_3AH_6，C_2ASH_n は放置後もきわめて安定に存在する。C_4AH_{13}，C_2AH_8 は空気中でわずかではあるが分解する。$C_3A\cdot 3CaSO_4\cdot 32H_2O$ も幾分分解を起す。$C_2A\cdot CaSO_4\cdot 13H_2O$ は分解量も多く，不安定と言える。

〔5〕 本反応を利用する施工について

これまで述べてきた反応は水溶液の反応であり，たと

えいちじるしく含水比の高いアロファン粘土を対象とするとしても，実際の安定処理条件とはかなりの隔りがある。しかし，本反応は非常にすみやかに起ること，常温の反応では比較的安定な $C_3A\cdot3CaSO_4\cdot32H_2O$ が主として生成すること。また，反応生成物の分子式から考えてきわめて多量の水を固定することなどから，道路の路床土として使用すべくアロファン質粘土を安定処理するには有効な手段の一つであると思われる。以下，本反応を利用して土質安定を実施する場合の問題点について2，3の検討を行なう。

i） 強度発生について

実際の安定処理温度は常温であり，40°C を越すことはなく，また，$Ca(OH)_2$，$CaSO_4\cdot2H_2O$ の溶解速度は大きいので，粘土中の水分は反応初期には $Ca(OH)_2$，$CaSO_4$ で飽和されていると考えてよく，したがって反応生成物はすべて高硫酸塩型セメントバチルスであると考えられる。よって $Ca(OH)_2$—$CaSO_4\cdot2H_2O$ 添加によって生ずるアロファン質粘土の力学的強度は反応によって生成したバチルスの針状結晶のからみ合いによるものと言える。しかし，経済的に成り立つ程度に $Ca(OH)_2$，$CaSO_4\cdot2H_2O$ を使用するものとすれば，反応によって生ずるバチルスの量はそれ程多くなく，したがって生ずる力学的強度もそれ程大きくないことが想像される。しかし路床土として安定な強度は充分得られるであろう。なお本反応は上述のごとくきわめて早く，早期に強度を与えることが容易に予想される。

ii） 含有水の固定

アロファン質粘土はその膠質性により水との親和力が大きいので自然含水比がきわめて高く，それが土質の軟弱さと施工の困難さをもたらしている。本反応を用いた安定処理では，反応生成物が主として $C_3A\cdot3CaSO_4\cdot32H_2O$ であり，分子式から明らかなごとく，きわめて多量の水を固定する。いまかりに使用した $CaSO_4\cdot2H_2O$（分子量 172）がすべてバチルス形成にあずかると仮定すると，バチルスの分子式より重量比にして1.1倍の水がバチルスとして固定される。したがって原土に対して10%石膏を使用し，これがすべてバチルス形成に寄与するとすれば，原土に対して11%もの遊離水分が固定される。今含水比100%のアロファン粘土に10%の $CaSO_4\cdot2H_2O$ を加えれば固相は71%（50%+10%+11%）となり，遊離水は39%（50%−11%）となり，含水比は 39/71=51%となる。

このバチルス形成にあずかる Al_2O_3 はアロファンの一部と考えられ，したがってアロファンの構造は一部破壊されるだろうし，またアロファンは $Ca(OH)_2$ を収着するので土質として好ましくない性質を与えるアロファンの性質は当然変化すると考えられる。

iii） CaO，$CaSO_4$ の添加量について

本安定処理に用いる CaO，$CaSO_4$ は，活性なアロファンに対して充分な量を必要とするが，必要とする力学的強度が得られるならば，経済的には可及的に少量であることが望ましい。アロファン質粘土処理に必要な CaO，$CaSO_4$ 量を概算する。

いま，風乾状態のアロファン質粘土（たとえば関東ローム）中のアロファンを50%とし，風乾状態におけるアロファンの組成を SiO_2：40%，Al_2O_3：40%，H_2O：20%と仮定し，この Al_2O_3 中の 2/3 が CaO，$CaSO_4$ と反応して $C_3A\cdot3CaSO_4\cdot32H_2O$ となり，また，アロファンに対して30%の CaO が収着されるものと考えると風乾重量1トンのローム（内アロファン 500kg）の処理に必要な $Ca(OH)_2$ は 490kg（内バチルス形成に 290kg，収着量 200kg），$CaSO_4\cdot2H_2O$ は 680kg となる。大略重量比にしてローム（風乾重量）：$Ca(OH)_2$：$CaSO_4\cdot2H_2O$ =1：0.5：0.7 となる。しかし，全部のアロファンを反応せしめることは強度を得るために必ずしも必要ではない。強度を得るにはバチルスの針状結晶が必要であるが，経済性を考えれば石膏を多量に使用することは得策でなく，むしろバチルスの安定性を考えれば $Ca(OH)_2$ の消失の起らぬ方が望ましく，$Ca(OH)_2$ の使用量を大にすることが望ましい。これら安定処理剤の量的関係は強度試験等により実験的に定めるべきであろう。

〔6〕 要　約

土質力学的に特異な性質を持つアロファン粘土を安定処理するには，含水比が高い場合でもある程度の強度を初期に与えることが必要であり，この目的のために消石灰—石膏添加によるアロファン粘土の安定処理に着目し，その基礎的な化学反応機構を解明すべく $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液とアロファン粘土の反応について研究した結果を報告した。以上の結果を要約する。

1） 反応温度20°C では一般に $C_3A\cdot3CaSO_4\cdot32H_2O$ がすみやかに生成し，長期養生でも安定に存在する。反応溶液中の $CaSO_4$ 含有量が少ない場合は $C_3A\cdot CaSO_4\cdot12H_2O$ の生成が認められるが，不安定で長期にわたる存続は認められず，一般には同時に生成する C_4AH_{13} と固溶体を作る。

2） 反応温度40°C では，反応溶液の $CaSO_4$ 含有量が少なく，0.2g $CaSO_4$/l 程度またはそれ以下の溶液からはすみやかに $C_3A\cdot CaSO_4\cdot12H_2O$ を生成する。生成したこの低硫酸塩型セメントバチルスは 20°C の反応に比してやや長期間存在するが，やはり不安定で，材令の進行につれて発達する C_4AH_{13}，C_3AH_6 等とは逆に液中に溶解してくる。$CaSO_4$ 含有量の高い反応溶液からはすみやかに高硫酸塩型セメントバチルスが生成する。

3） 60°C の反応では各反応溶液の場合ともすべて $C_3A\cdot CaSO_4\cdot12H_2O$ が生成する。他に C_4AH_{13}，C_3AH_6 の生成も見られる。CaO 含有量大なる反応溶液（1.0g

CaO/l 程度以上）を使用した場合は，材令10日頃より C_3AH_6 が新たに生成し，既存の結晶性生成物は消失する。0.7g CaO/l 程度の反応溶液ではこの変化は認められない。

4） これら $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液とアロファン粘土の反応はきわめて早く，$C_3A\cdot3CaSO_4\cdot32H_2O$ も $C_3A\cdot CaSO_4\cdot12H_2O$ もすみやかに生成することは本反応の特筆すべき特色である。

5） 溶液の分析結果から，液中の CaO はセメントパテルスの生成反応のみならず，$CaSO_4$ とは無関係にアロファン粘土と反応する CaO をも含む。この CaO 収着量は同一反応溶液を用いた場合は反応温度の高い程大きく，また，材令が進むにつれて徐徐にではあるが増加していく。この CaO のみの反応量すなわち収着量は，常温付近の反応では試料に対して30%にもおよぶ。しかし既報にも述べたごとき C_2ASH_n の生成は認められない。$CaSO_4$ は少量存在しても C_2ASH_n の生成は妨害される。

6） 材令の進行につれて液中の CaO 濃度が漸次低下すると，生成したセメントパテルスは溶解しはじめ，液中の $CaSO_4$ 濃度は再び増加する。この増加の傾向は稀薄 CaO 溶液に対するパテルスの溶解度曲線に近似的にしたがう。反応溶液を一定とし，試料の量を増加せしめた場合もこれと同様な現象を示す。

7） パテルスを形成すべく試料に固定される $CaSO_4$ 量は，$CaSO_4$ 濃度が同一の場合は原反応溶液の CaO/$CaSO_4$ モル比の大なる程大きい。

8） $CaSO_4$ のみを含有する溶液とアロファン粘土は反応しない。

9） 反応によつて生成した $C_3A\cdot CaSO\cdot12H_2O$ は空気中に長期間放置するとかなりの分解を起す。$C_2A\cdot3CaSO_4\cdot32H_2O$ も幾分分解し，$CaSO_4\cdot2H_2O$ および $CaCO_3$ を新たに生成する。C_3AH_6 および C_2ASH_n は空気中でもきわめて安定である。

以上，アロファン粘土と $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ 混合溶液との反応に関する研究結果を報告した。本研究は，アロファン質粘土の消石灰—石膏による化学的安定処理の基礎的研究として充分意味を持つばかりでなく，セメント化学との関連においても多くの興味ある問題を含んでいる。

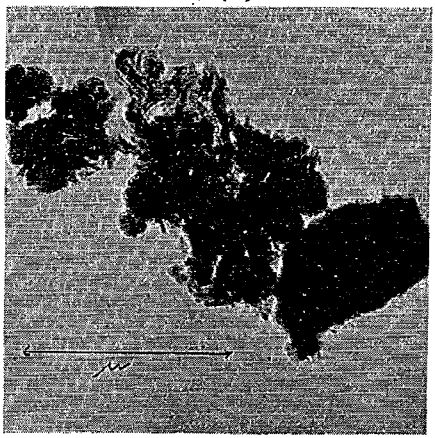
なお本研究はすでに一部を昭和36年度セメント技術大会第15回大会，昭和36年度粘土討論会および昭和36年度第6回日本道路会議に発表した。

参　考　文　献

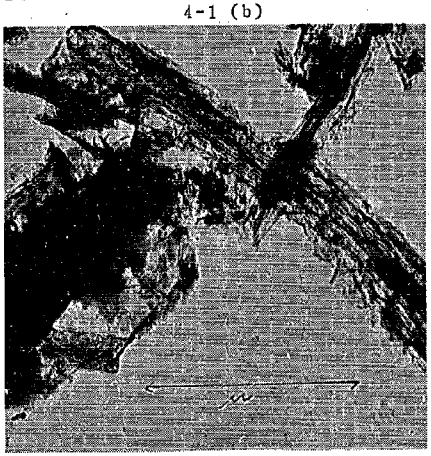
29) 有泉　　土木研究所報告，110号，97 (1961)
30) 有泉，大場　土木研究所報告，110号，113 (1961)
31) 有泉，和田　土木研究所報告，111号，95 (1961)
32) 有泉　　土木研究所報告，111号，105 (1961)
33) 窯業工学ハンドブック　P. 734 (1952)
34) F. M. Lea : "The Chemistry of Cement and Concrete"　604～612 (1956)
35) Index of the X ray Powder Data File (ASTM 1958) No.-2-0083
36) 久保輝一郎："X線廻折による化学分析"147(1956)
37) G. L. Kalousek, etal. J. Am. Conc. Inst. 20, 693 (1949)
38) 竹本，内川，高木　窯業協会誌 68, 180 (1960)
39) C. M. Hunt : Chemistry of Cement (Symposium), 297 (1960) Washington.
40) H. Lehmann, H. Dutz : Chemistry of Cement (Symposium), 513 (1960) Washington.
41) E. P. Flint, etal.　J. Res. NBS. 26 13 (1941)
42) E. T. Carlson, H. A. Berman. J. Res. NBS. 64A, 333 (1960)
43) 真鍋，川田，西川：セメント技術年報 xv, 54 (1954)
44) R. Turriziani, G. Schippa. Ricerca Sci., 24, 2356 (1954)
45) F. M. Lea : "The chemistry of Cement and Concrete"　199 (1956)
46) F. M. Jones : Chemistry of Cement (Symposium) 231 (1938) Stockholm.
47) 化学便覧　P. 152 (1958)

4-1 (a)

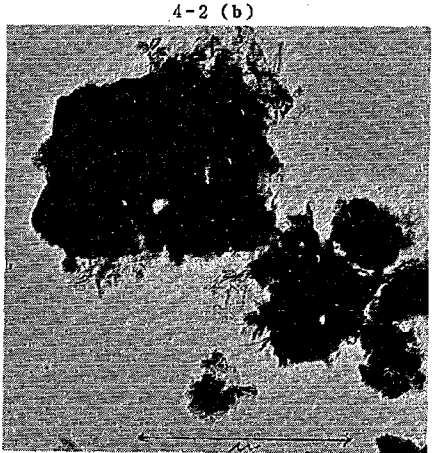
4-2 (a)



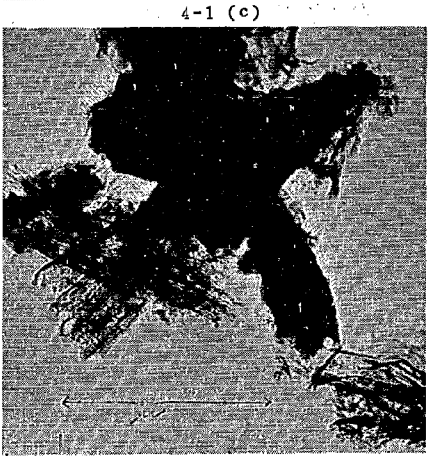
4-1 (b)



4-2 (b)



4-1 (c)



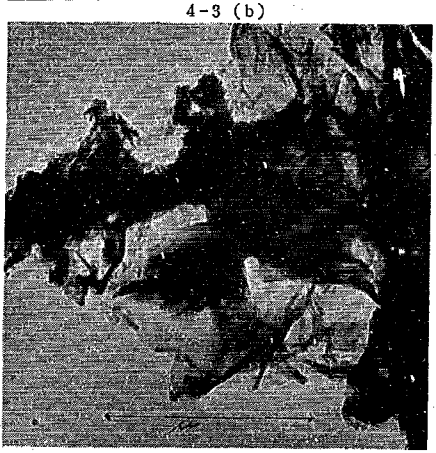
4-2 (c)

写真-4　アロファンと $Ca(OH)_2$—$CaSO_4 \cdot 2H_2O$溶液との反応生成物の電子顕微鏡写真

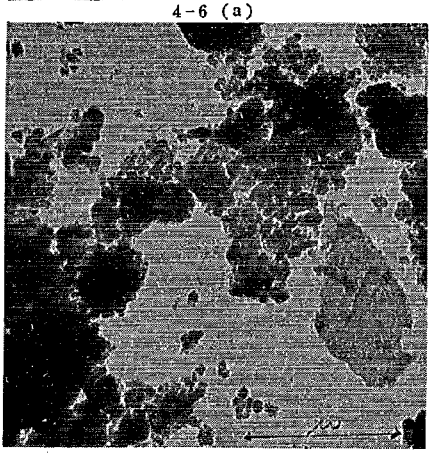
4-3 (a)

4-5

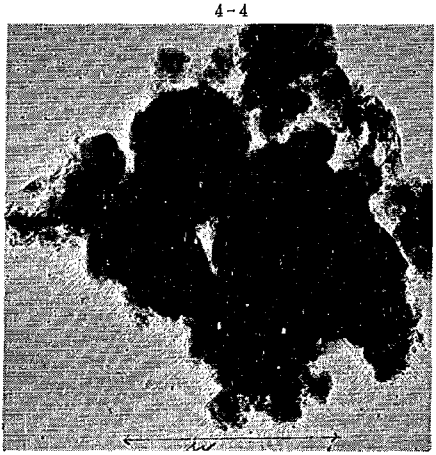
4-3 (b)



4-6 (a)



4-4



4-6 (b)

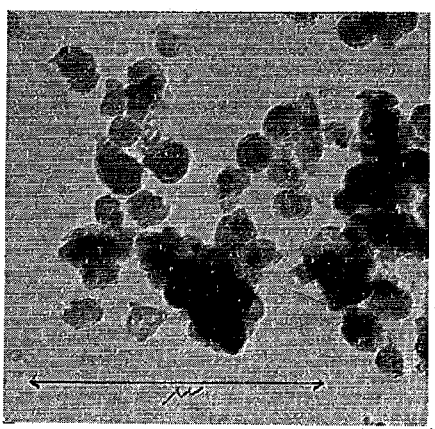


写真-4

酸性河川の水質に関する調査研究(第5報)

玉川の流下中における水質変化に関する考察

(昭和37年8月)

有泉昌*
牧隆正**

目次

まえがき……(1)
1. 採水および分析方法……(1)
2. 測定結果……(1)
3. 渋黒川の水質について……(1)
〔1〕溶存成分間の関係について……(2)
〔2〕溶存成分の流出量について……(5)
〔3〕渋黒川水のアルカリ消費量について……(5)
4. 玉川水系支流の水質について……(8)
〔1〕支流水の水質特性……(8)
〔2〕支流水のMOアルカリ度……(9)
〔3〕支流水の滴定曲線……(10)
〔4〕小先達川および鳩湯温泉……(10)
5. 玉川の流下中における水質の変化……(12)
〔1〕支流の合流による水質の変化について……(12)
〔2〕流下中における溶存成分の行動について……(14)
〔3〕流下中における河床材料との反応について……(25)
〔4〕AlおよびFeの分析結果についての補遺……(30)
6. 結言……(32)

まえがき

玉川の河水が酸性であり，鎧畑ダムの構造材料の耐久性に及ぼす貯水池の酸性度を検討するために，東北地方建設局の依頼により，昭和26年以降田沢湖および玉川の水質調査を実施してきた。昭和28年までの調査結果の一部はすでに著者等[1],[2]により報告されている。本報では昭和29～32年の調査結果を主体として，玉川水質を最も明確に表示する渋黒川水質の実態を明確にし，玉川水系の地球化学的性格，特に玉川の流下中における水質の変化について考察を加える。なお玉川河床材料である砂利の変質等については引きつづき第6報にのべる。

1. 採水および分析方法

昭和29年以降の玉川水質現地調査は昭和29年10月4日～9日，昭和30年10月7日～14日および昭和31年10月2日～9日に実施し，これ以外に玉川工事事務所および田沢測水所に依頼して採取した試水も分析した。また昭和27年度の調査でえられた生保内発電所より下流部の水質資料をも取り扱う。なおこのほか数次にわたる補足的調査における資料についても論及する。

採水地点は前報[1],[2]と多くは同地点であり，試水の分析方法も大体前報に準じたが，Cl^-の測定は一部内海[3]の方法を用い，pHは31年以降は水素電極式のpH計により測定し，アルカリは焔光分析によった。

なお玉川流域の簡単な地図を図-1に示す。

2. 測定結果

水質調査結果の主要なものを表-1～表-3に示し，一部の調査結果は以下検討および考察の項でのべる。なお昭和26年～28の測定結果は前報[3]を参照されたい。

3. 渋黒川の水質について

玉川酸性化の原因は玉川温泉にあり，玉川温泉水は渋黒川を経由して大深川に合流し玉川となる。したがって渋黒川より流出する酸量が玉川の水質を支配する主な要因となる。それでできる限り長期間にわたり渋黒川の水質を測定し，その変動の程度を確認することが必要となる。観測地点は現地調査の便を考えて大深川との合流点である五十曲地点を選んだ。

玉川温泉より湧出する酸量は気象条件または季節により変動しないとされていることは前報[2]でのべた。しかしどの程度に変動しないかについては既存の文献だけでは十分確かとは言えない。特に焼山火山の活動にともない湧出量等に著しい影響をうけるとも考えられる。したがって渋黒川を通して運ばれる遊離酸の量を長期にわたり測定する必要がある。また除毒工法の機能と効果を検討するためにも，除毒を実施しない自然流下状況の渋黒

* 地質化学部長
** 地質化学部 化学研究室長

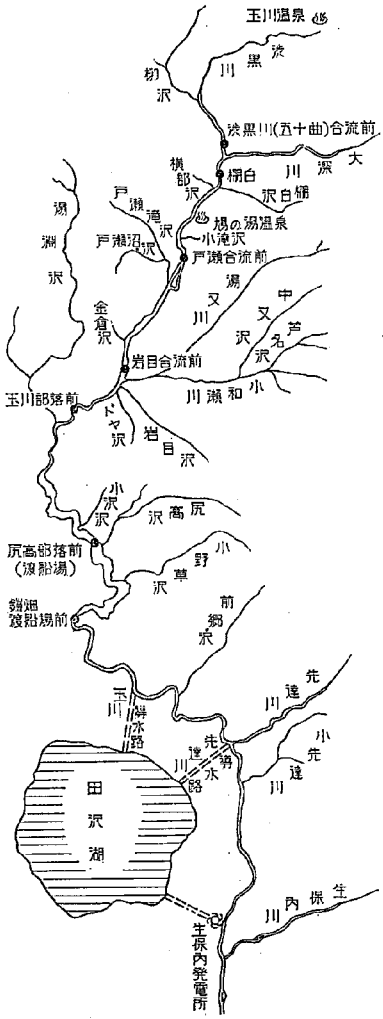


図-1　玉川水系略図

川の水質について論及考察する必要がある。ここでは昭和26年度から31年度にわたる調査資料について論じる。

〔1〕 溶存成分間の関係について

渋黒川水の特性はその酸性にあるので，その酸度を主として溶存成分間の関係を検討する。

表-1に分析値を，表-2に測定結果より算出した溶存成分間の比率および流出量を示す。渋黒川水は〔酸度〕，〔Cl〕，〔SO_4〕，〔R_2O_3〕が著しく高かく，〔酸度〕/〔Cl〕，〔PP 酸度〕—〔MO 酸度〕と〔Cl〕および〔R_2O_3〕の比，〔Cl〕/〔SO_4〕，〔MO 酸度〕/〔PP 酸度〕等の値は昭和26年度以降5年間の10月における測定によれば，その変動は著しく小さい。さらに測定回数を重ねればその変動は小さくなると考えられ，このことは少なくもこの数年間玉川温泉水の組成はほとんど変化していないことを示している。次に成分間の関係についてのべる。

図-2に〔酸度〕eq/l と〔Cl〕mg/l の関係を示す。ここには酸度，Cl のみしか測定しなかった他の試水についての結果も同様に取扱っているが，〔MO 酸度〕および〔PP 酸度〕は共に〔Cl〕と直線的関係がある。〔MO 酸度〕と〔Cl〕の相関係数は 0.976 であり，最小自乗法により両者の関係を求めれば下式のようになる。

〔Cl〕=49.4〔MO 酸度〕+1.36

同様に〔Cl〕と〔PP 酸度〕については相関係数は0.991で関係式は次のようである。

〔Cl〕=31.3〔PP 酸度〕+6.6

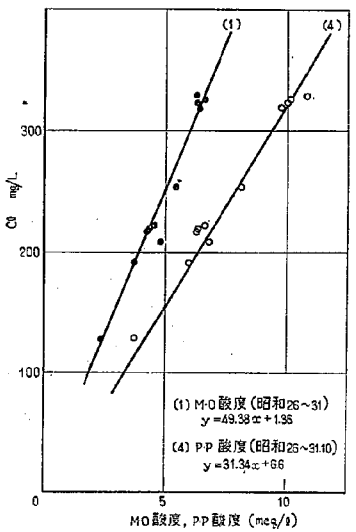


図-2　渋黒川水の Cl^- 濃度と酸度の関係

なお次報でのべるが除毒を始めてからの3日間の測定結果から〔Cl〕と〔MO酸度〕の相関係数は 0.983 で下式ようになる。

〔Cl〕=51.9〔MO 酸度〕+14.3

また除毒が平衡状態に達したときは相関係数は0.77であり下式の関係がある。

〔Cl〕=590.7〔MO 酸度〕−189.3

ここに注意すべき点は除毒を始めても〔PP 酸度〕と〔Cl〕の関係には余り変化が認められないことである。

昭和26年から31年の5回の測定値については，〔MO 酸度〕/〔Cl〕，〔PP 酸度〕/〔Cl〕は平均値で0.0204，0.0316すなわち当量比で0.75，1.16であり，この値は余り変動

表-1 玉 川 水 質 分 析 値

	採水地点	化学成分 mg/l									酸度 eq×10⁻⁴/l		pH		水温℃	流量 m³/Sec	採水日時	天候
		Ca	Mg	R_2O_3 Al	R_2O_3 Fe	SiO_2	SO_4	Cl	Na	K	P.P	M.O	測定値	MO 酸度からの計算値				
	玉川温泉大噴	128.3	43.3	300.6		227.4	1,029.2	2,528.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29.10. 4	渋黒川；合流点上流80m	17.7	7.4	40.6		37.2	107.0	192.0	—	—	60.0	38.0	1.37	2.42	12.0	1.30	29.10. 9.11	雪
～	玉 川；棚 白	8.5	3.9	10.6		19.6	45.6	60.5	—	—	15.4	8.0	2.08	3.10	11.5	4.4	29.10. 9.11	〃
29.10. 9	玉 川；岩の目上流600m	8.4	3.6	9.6		17.0	36.2	42.1	—	—	10.5	5.5	2.44	3.26	11.0	6.0	29.10. 9.15	〃
	玉 川；玉川部落前	7.3	3.2	8.8		15.4	36.6	40.5	—	—	10.3	4.6	2.33	3.34	12.0	8.5	29.10. 9.16	〃
	玉 川；尻高渡舟場	7.2	3.2	8.4		14.2	34.2	37.1	—	—	10.1	3.8	2.40	3.42	11.5	10.1	29.10.9.16-30	〃
	玉 川；鎧畑渡舟場	6.9	2.9	8.0		13.6	30.0	34.9	—	—	7.9	2.8	2.48	3.55	11.5	9.8	29.10. 9.17	〃
	渋黒川；合流点上流80m	13.3	5.2	12.8	4.1	20.3	84.8	128.1	8.2	3.2	38.28	24.28	2.78	2.61	11.2	2.33	30.10.14.11	雪
30.10. 7	玉 川；棚 白	8.1	3.1	6.6	1.2	14.0	68.6	47.3	6.0	0	12.32	7.08	3.35	3.15	12.0	7.89	30.10.14.11	〃
～	玉 川；岩の目上流600m	7.1	2.6	4.6	1.0	11.4	49.4	38.1	6.0	2.4	9.32	4.84	3.60	3.32	12.5	9.32	30.10.14.14	〃
30.10.14	玉 川；玉川部落前	6.3	2.5	4.3	0.7	8.2	28.0	26.9	5.2	0	5.96	3.16	3.70	3.50	12.5	15.59	30.10.14.15	〃
	玉 川；尻高渡舟場	5.8	2.0	3.1	0.4	8.5	23.9	25.7	5.2	0	5.32	2.04	3.80	3.69	12.5	16.19	30.10.14.16	〃
	玉 川；鎧畑渡舟場	5.3	1.8	0.9	0.2	9.0	10.7	17.9	4.5	0	2.80	0.56	4.10	4.25	—	20.0	30.10.14.17	雨
	渋黒川；合流点上流80m	25.9	12.0	87.2		56.0	188.1	329.1	—	—	108.0	63.1	2.4	2.20	16.2	1.02	31.10.3.10-30	晴
31.10. 3	玉 川；棚 白	12.4	6.1	29.2		26.0	84.4	134.8	—	—	33.68	18.16	2.9	2.74	15.7	2.76	31.10. 3.11	〃
	玉 川；岩の目上流600m	11.4	5.9	23.6		23.8	75.7	87.0	—	—	24.40	10.88	3.1	2.96	15.8	3.67	31.10. 3.13	〃
	玉 川；玉川部落前	9.1	4.1	19.6		21.4	53.5	67.0	—	—	17.04	7.60	3.3	3.12	16.2	5.66	31.10. 3.14	〃
	玉 川；尻 高	8.8	4.3	16.8		16.0	50.6	57.9	—	—	13.60	5.44	3.4	3.26	16.5	(6.0)	31.10. 3.16	〃
	玉 川；鎧畑渡舟場	8.9	3.3	17.0		15.0	45.7	52.7	—	—	12.0	4.48	3.5	3.35	—	6.13	31.10. 3.17	〃
	渋黒川；合流点上流80m	15.2	6.8	41.0		26.8	107.4	124.8	—	—	40.0	21.6	2.9	2.67	12.3	0.95	31.10. 9. 7	雪
31.10. 9	玉 川；棚 白	8.8	4.2	16.0		16.4	58.8	40.2	—	—	11.2	4.0	3.6	3.40	12.3	3.30	31.10. 9. 8	小雨
	玉 川；岩の目上流600m	8.9	3.3	16.0		8.4	47.3	36.3	—	—	10.88	2.96	3.8	3.53	15.0	3.21	31.10.9.11-30	雨
	玉 川；玉川部落前	7.5	2.3	12.0		7.0	36.6	31.9	—	—	7.28	1.36	3.9	3.87	15.0	4.74	31.10. 9.12	〃
	玉 川；尻 高	6.5	3.1	8.8		6.2	32.9	31.2	—	—	6.16	0.96	4.0	4.02	15.2	7.87	31.10. 9.15	〃
	玉 川；鎧畑渡舟場	7.3	3.6	9.8		11.2	30.0	28.9	—	—	5.6	0.64	4.1	4.19	15.2	11.59	31.10. 9.17	〃

表-2 玉川主要支流水分析値

測定年度	採水地点	化学成分 mg/l（アルカリ度：×10⁻⁴eq/l） Ca	Mg	R_2O_3	SiO_2	SO_4	Cl	Na_2O	K_2O	アルカリ度 M.O	P.P	pH	水温 °C	採水日時	天候
29. 10. 4 ～ 29. 10. 9	大深川；五十曲上流 200m	5.7	2.4	2.8	17.6	16.3	4.7	—	—	2.6	0.4	6.07	10.8	29. 10. 9. 11	曇
	戸瀬沢；玉川合流点上流 300m	3.4	1.4	1.8	13.6	5.8	5.0	—	—	3.4	0.4	5.94	11.5	〃 14	〃
	湯渕川；玉川合流点上流 200m	3.5	1.9	1.6	9.0	5.4	5.6	—	—	2.8	0.4	6.12	11.5	〃 16	〃
	小和瀬川；玉川合流点上流 100m	2.8	1.7	1.8	10.4	8.2	5.4	—	—	2.8	0.4	6.62	11.6	〃 16	〃
	先達川；導水路入口	16.9	5.2	3.6	21.4	55.6	8.7	—	—	4.4	0.6	5.85	11.2	〃 18	〃
	小先達川；玉川合流点上流 300m	22.9	12.0	1.6	19.4	45.0	7.9	—	—	16.6	—	7.26	15.3	29. 10. 4. 13	晴
	水沢鉱泉；	232.5	129.7	1.6	137.8	—	87.0	—	—	136.4	—	7.68	10.5	〃 12	〃
30. 10. 7 ～ 30. 10. 14	大深川；五十曲上流 200m	4.8	1.7	2.5	15.3	22.2	—	5	0	1.92	—	6.8	11.7	30. 10. 14	曇
	戸瀬川；玉川合流点上流 300m	2.7	1.0	2.2	8.6	5.2	—	5	0	2.28	—	6.7	10.8	〃	〃
	湯渕川；玉川合流点上流 200m	2.7	1.4	2.0	2.8	3.7	—	5	0	2.28	—	6.2	12.3	〃	〃
	小和瀬川；玉川合流点上流 100m	2.4	1.2	2.0	8.0	4.9	—	5	0	1.84	—	6.3	12.0	〃	〃
	小先達川；玉川合流点上流 300m	28.0	14.1	2.0	21.3	44.5	—	16	0	18.4	—	8.1	11.5	〃	〃
	鳩の湯温泉；	21.5	1.4	9.5	63.5	—	—	—	—	15.76	—	7.8	52.0	〃	〃

表-3 玉川支流（鎧畑貯水池流域）の水質

支川名	成分濃度 (meq/l) Ca	Mg	Na	K	SO_4	Cl	SiO_2	MO アルカリ度	BCG アルカリ度	pH	流量	成分比率 Mg/Ca	Ca+Mg/SO_4+MO	SO_4/MO	Cl/SO_4+MO	SiO_2/SO_4+MO	Na/Cl	Ca+Mg/MO	K/Na−Cl
大深川	0.26	0.15	0.20	0.02	0.27	0.15	0.46	0.24	0.20	6.8	4.44	0.58	0.80	1.13	0.30	0.90	1.33	1.70	0.4
棚白沢	0.11	0.07	0.17	0.02	0.06	0.13	0.53	0.188	0.18	7.0	0.06	0.64	0.72	0.35	0.52	2.10	1.30	0.95	0.5
横部沢	0.10	0.09	0.17	0.03	0.02	0.14	0.62	0.228	0.22	6.9	0.12	0.90	0.76	0.09	0.56	2.50	1.21	0.83	1.0
戸瀬沢	0.11	0.09	0.18	0.03	0.03	0.13	0.26	0.240	0.19	6.7	0.82	0.82	0.74	0.13	0.48	0.96	1.38	0.83	0.6
小滝沢	0.15	0.09	0.20	0.02	0.06	0.13	0.53	0.308	0.30	7.0	0.06	0.60	0.65	0.21	0.35	1.43	1.54	0.79	0.7
金倉沢	0.24	0.11	0.25	0.03	0.10	0.13	0.62	0.436	0.42	6.8	0.08	0.46	0.65	0.22	0.24	1.14	1.92	0.80	0.3
小和瀬川	0.12	0.10	0.17	0.02	0.05	0.11	0.69	0.228	0.17	7.0	3.31	0.83	0.78	0.23	0.39	2.45	1.54	0.95	0.3
岩目沢	0.10	0.10	0.16	0.07	0.03	0.10	0.46	0.260	0.19	6.8	0.40	1.00	0.69	0.12	0.35	1.58	1.60	0.77	—
ドヤノ沢	0.25	0.09	0.21	0.02	0.09	0.13	0.26	0.340	0.29	7.0	0.06	0.36	0.79	0.26	0.30	0.60	1.60	1.00	0.3
湯渕沢	0.12	0.10	0.17	0.04	0.06	0.14	0.20	0.252	0.19	6.7	1.65	0.83	0.71	0.26	0.45	0.64	1.22	0.88	1.3
尻高沢	0.12	0.09	0.15	0.02	0.03	0.13	0.40	0.244	0.21	6.9	0.81	0.75	0.78	0.13	0.48	1.48	1.17	0.87	1.0
小野草沢	0.15	0.09	0.16	0.02	0.02	0.13	0.79	0.312	0.29	7.0	0.73	0.60	0.73	0.09	0.39	2.40	1.22	0.73	1.0
小沢沢	0.28	0.10	0.20	0.02	0.03	0.13	0.50	0.476	0.40	6.9	0.18	0.36	0.73	0.07	0.26	0.98	1.53	0.79	0.3
鳩湯	0.93	0.10	6.42	0.14	2.56	0.38	1.44	1.58	1.42	8.8	—	0.108	0.25	1.62	0.09	0.25	16.6	0.65	0.02
日本河川平均	0.52	0.30	0.29	0.06	0.25	0.20	0.33	0.71	—	—	—	0.58	0.85	0.35	0.21	0.34	1.45	1.15	0.7

しない。〔MO 酸度〕/〔PP 酸度〕は平均 0.64でこの値も余り変動しない。〔PP 酸度〕−〔MO 酸度〕と〔R_2O_3〕の比は0.056～0.047，平均0.052であり，この値は R_2O_3 を Al_2O_3 とすれば当量比で1.0に近い値となり，Al および Fe を分離定量した昭和30年10月の場合は当量比で 0.86 となる。この値の変動も著しく小さい。玉川温泉水についてはこの値は昭和28年の値で 0.050 である。渋黒川の水の特性は酸度で示されるが，両酸度の差が大きいことと，その差と〔$Al_2O_3+Fe_2O_3$〕の間にこのような密接な関係の存在することは，特に特に注意せねばならない問題である。渋黒川合流後の玉川の水についてもこの渋黒川の性格が明瞭に認められ，玉川水が中性化に対し大きい緩衝能を持つことは，除毒工法の機構として H^+ の減少により Al^{+++} または Fe^{+++} を生成することに基づく。この両酸度の差と〔Ca〕，〔SO_4〕の間には大体直線的関係があり，〔SiO_2〕との間には相関性は見られない。

渋黒川ではこのほか〔SO_4〕/〔Cl〕は平均 0.6，当量比で0.46であり，その変動も小さい。〔SO_4〕と〔SiO_2〕の間には相関性はなく，〔Ca〕との間にはある程度の相関性を認める。〔SO_4〕と〔Cl〕または〔酸度〕の間には密接な相関性がある。

渋黒川の水には Na および K の含量少なく，昭和30年10月の測定値は Na：8.2mg/*l*，K：3.2mg/*l* であり，塩基の当量比は〔Al+Fe〕：〔Ca+Mg〕：〔Na+K〕で3.6：2.4：1 であり，その内でも Al^{+++} が主要な塩基である。この塩基当量比は玉川温泉水では大体 4.8：2.5：1 であり，分析値を考慮して温泉水と渋黒川流域よりの非酸性水の流量比を求むれば大体 1：8 となる。すなわち温泉水は約8倍量の渋黒川水により稀釈されると考えてよい。また〔Ca〕/〔Mg〕の変動はやや大きいが大体2前後の値となる。

〔2〕 溶存成分の流出量について

渋黒川の水質は玉川温泉水に支配され，その溶存成分間には種種の量的関係があり，これら数値の変動が著しく小さく，過去数年間にわたって玉川温泉水の組成が余り変化しなかったことが推定されたのであるが，その湧出量の変動については明らかでない。この点を明白にするために溶存成分の流出量を求めてみた。

表-4には昭和26年以降昭和年31に至る5回の流出量の測定結果を示す。

測定結果によれば MO 酸度および PP 酸度の流出量それぞれ 5.75eq/sec，8.94eq/*l* であり，それらの変動係数はともに約10%前後である。Cl^- および SO_4^{--} の流出量はそれぞれ 283g/sec および 169g/sec であり，変動係数は11%および13.6%である。SiO_2，R_2O_3，Ca^{++} の流出量の変動はいずれもより大きい。ここでのべた流出量は〔濃度〕×〔流量〕であり，流量の測定は濃度の測定より著しく精度は劣り，流量測定には特に注意をはらったが10%程度の誤差は認めねばならないであろう。この流量測定の誤差を考慮すれば，酸度，Cl^-，SO_4^{--} 等の流出量の真の値は，その変動が表-2に示す値よりさらに小さいと考えてよい。

渋黒川の場合には〔Cl〕は流量に反比例すると考えてよく，〔Cl〕は正確に測定しうるので 1/〔Cl〕を以て流量に比例する量と考え，log〔酸度〕と log〔1/Cl〕の関係を求めれば図-3のようになる。この結果によれば両者の相関係数は MO 酸度および PP 酸度についてそれぞれ −0.986 および −0.996 であり，共に直線関係が認められる。この直線の方向係数はほとんど −1 に近かく，酸度の流出量が流量のいかんに関せず一定であることを示す。また log〔1/Cl〕と log（流量）の相関係数は 0.82 である。なお図-3に示す除毒を実施した場合の PP 酸度の流出量は，除毒のいかんに関せず特に顕著な変化を示さない。〔SO_4^{--}〕についても〔酸度〕の場合と同様な関係があり，その相関係数は −0.96である。

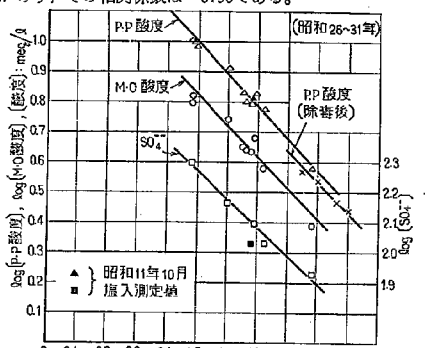


図-3 渋黒川水における log〔酸度〕, log〔SO_4^{--}〕と log〔$\frac{1}{Cl}$〕の関係

渋黒川水の化学組成および酸度の流出量等が余り変動しないという以上の結果から，玉川温泉の湧出量および組成はこの数年間ほとんど変化しないと推定される。また昭和11年10月の塩入の測定（藤原による[4]）では〔Cl^-〕，〔PP 酸度〕，〔SO_4^{--}〕はそれぞれ211.0mg/*l*，64.7meq/*l*，107.7mg/*l*，であり，これらの値を図-3にプロットすると PP 酸度については著者等の求めた直線上にあり，SO_4^{--} はやや離れている。しかし塩入の測定では流量が 2.2m³/sec であり，Cl^- の流出量は 463g/sec に達するので，この場合〔Cl^-〕の逆数が流量に比例すると前述の前提は成立しない。したがって流量測定値を無視すれば，〔酸度〕，〔Cl^-〕，〔SO_4^{--}〕の間の関係のみについて，昭和26年以降の渋黒川水の特性が昭和11年10月にも認められたこととなる。

〔3〕 渋黒川水のアルカリ消費量について

渋黒川水の酸性が玉川の酸性を支配するので，渋黒川

表-4 渋黒川（五十曲地点）の溶存成分流出量（g/sec）および成分比率

採水期日	成分比率											流出量（酸度：eq/sec, Cl^-等：g/sec）						
	M.O/Cl	P.P/Cl	$\frac{P.P-M.O}{R_2O_3}$	SO_4/Cl	R_2O_3/Cl	SiO_2/Cl	Ca/Cl	Ca/Mg	$\frac{P.P-M.O}{Cl}$	M.O/P.P	SiO_2/R_2O_3	M.O酸度	P.P酸度	Cl^-	SO_4^{--}	Ca^{++}	R_2O_3	SiO_3
26. 10. 4	0.0214	0.0320	0.051	0.585	0.205	0.134	0.074	1.92	0.105	0.67	0.65	5.50	8.19	257	151	19	52.5	34.3
28. 10. 3	0.0227	0.0324	0.056	0.605	0.175	0.254	0.060	1.62	0.098	0.70	1.45	6.18	8.84	272	164	16.4	47.6	69.0
29. 10. 9	0.0198	0.0312	0.054	0.557	0.212	0.194	0.092	2.39	0.114	0.63	0.91	4.95	7.80	250	139	23	53.0	48.5
30. 10. 14	0.0188	0.0298	0.047	0.668	0.235	0.160	0.102	2.34	0.109	0.63	0.67	5.65	8.92	298	198	31	70.0	47.3
31. 10. 3	0.0192	0.0328	0.052	0.570	0.265	0.170	0.046	2.16	0.136	0.58	0.64	6.43	11.02	336	192	15.5	89.0	57.1
平均値	0.0204	0.0316	0.052	0.597	0.218	0.182	0.075	2.08	0.110	0.64	—	5.75	8.95	283	169	20.1	62.4	51.5
標準偏差	0.00146	0.00205	0.003	0.040	0.030	0.04	0.02	0.28	0.013	0.041	—	0.54	1.1	31.4	23	8	15.5	11.5
変動係数	6.9	6.5	5.8	6.7	13.6	22	27	13.4	11.8	6.4	—	9.4	12.4	11.1	13.6	40	25	22

備考	流出量(g/sec)	M.O酸度	P.P酸度	Cl^-
	29.10. 6	7.80	11.5	395
	7	7.03	10.0	348
	8	4.83	7.1	238
	31.10. 5	6.80	10.4	338
	〃	7.00	10.7	346

水の酸性の内容について考察する必要がある。従来河川水の酸性度は一般に pH で表示されてきたが，酸性を中性化する問題または河川水の地球化学的問題を論ずる場合は，pH を指標として論じても酸性度の内容に立ち至ることはできない。事実今までに玉川水質に関して多数の人人の報告が見られるが，正確な測定値のえがたい pH を指標とし，しかも pH 値より水素イオン量を算出して検討しているので，玉川水の性格をより明確につかむことが不可能であった。

著者等はすでに報告したように MO 酸度および PP 酸度を測定し，渋黒川水の性格を論ずることができた。特に両酸度の差が大きく，アルカリに対し顕著な緩衝機能を持ち，中性化に対し著しい抵抗性を示すことをのべた。この機能を量的に表示し解明することは現在困難であるが，この機能が渋黒川水の場合極めて複雑であることを次にのべる。

酸度として示す MO 酸度および PP 酸度は，それぞれメチルオレンジおよびフェノルフタイレンを指示薬として滴定した場合のアルカリ消費量である。したがってこれら指示薬以外のものを用うれば，それぞれ異った酸度をうるし，それらの内容も異なることは当然である。たとえば玉川温泉水の約90%が除毒されていた昭和29年11月6日，10日，16日の渋黒川水の酸度をブロムクレゾールグリーン(BCG とする)，ブロムチモルブルー(BTB とする) およびフェノルフタイレン (PP とする) を指示薬とした酸度 (meq/l) を下に示す。なおこれら指示薬の変色点の pH はそれぞれ 4.3，7.0 および 8.2 である。

	pH (比色法)	pH よりの算出酸度	BCG 酸度	BTB 酸度	PP 酸度
29-11- 6	3.1	0.8	1.47	2.61	3.10
29-11-10	2.8	1.6	2.09	3.96	4.54
29-11-16	3.0	1.0	2.48	4.63	4.90

もし pH より酸度を算出しうる無機強酸の溶液であれば，pH3.0 として算出しうる酸度は PP 酸度より約10%程度低い値となる。渋黒川水の場合は pH が4.0以上になった場合でも pH が 7 に達するまでに相当量のアルカリを消費する。すなわち pH だけでは表示できない潜在性の酸性を持ち，この量は無視することはできない。また使用した指示薬によっても酸度は異なるので，その内容を検討して目的に応じた酸度について論ずる必要がある。

渋黒川水について pH と酸度の関係を検討するために，除毒が実施されていない昭和31年10月6日の試水 20cc を pH を測定しながら NaOH で滴定を行なった。試水は pH 2.3，MO 酸度 6.5，PP 酸度 10.5 であり，滴定で求めた酸度を下に示す。なお pH 計の作動に一部疑点もあったが比較値としては論じうる。

pH	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
酸度	4.5	6.3	7.1	7.5	9.0	9.7	10.2	10.5	10.6

この測定値から pH 3～4，4～5，5～6，6～7 の間でそれぞれ meq/l 単位で 2.6，1.9，1.2，0.4 のアルカリを消費することになる。このように酸度は滴定終点の pH の選定により異なり，滴定曲線を求めることは望ましいのであるが，野外での測定を主とするこの調査研究ではより簡単な MO 酸度および PP 酸度を測定することとした。これらの酸度は一般湧水のような $CaCO_3$—CO_2—H_2O 緩衝系に用いられ，酸性河水の研究指標としては必ずしも妥当とは考えられない。しかし溶存塩基の主体が Al^{3+} である玉川水および渋黒川水の場合は，MO 酸度および PP 酸度は重要な意味を持っている。

渋黒川水の (PP 酸度－MO 酸度)/R_2O_3 は平均値で 0.052eq/g であり余り変動しないことはすでにのべた。この値を用い，R_2O_3 を全部 Al_2O_3 とすれば下式がなりたつ。

$$Al^{3+}(R_2O_3)\,(meq/l) = 1.14(\text{PP 酸度} - \text{MO酸度})\,(meq/l)$$

分析よりえた R_2O_3 は Fe^{3+} をもふくむので，Fe^{3+} を除外した Al^{3+} のみについて考えれば上式の係数はさらに小さくなる。昭和30年10月の測定例では，Al^{3+}，Fe^{3+} および両酸度の差はそれぞれ meq/l 単位で 1.42，0.22 および1.40であり，上式の係数は 1.0 に近い。MO 酸度は Fe^{3+} をも表示するし，Al^{3+} の濃度の高いときは一部の Al^{3+} をも表示する。しかしメチルオレンジの変色点程度では Al_2O_3 の溶解度は 1m mol/l とされるので，渋黒川水の R_2O_3 濃度では MO 酸度の内容は Al^{3+} には関係しないと考えられる。したがって(PP 酸度－MO 酸度) は Fe^{3+} の存否に関係なく，Al^{3+} の全部はこの値に関係する。しかも〔Al^{3+}〕と〔PP 酸度－MO 酸度〕が当量関係にあることは，酸度の差が Al^{3+} のみによると考えてもそれ程無理でないことを示す。しかしこのことは実証されているのではなく，Al^{3+} 以外のさまざまの溶存成分も関係することは考えねばならない。SiO_2 は最も関係が深いと考えられるが，現在この点明らかにしえない。

Al_2O_3 は pH6～8 の間では実質的には溶解度は 0 であり，SiO_2 は pH の上昇と共に溶解度は増す。したがって Al_2O_3 または SiO_2 を含有する溶液はいずれもアルカリを消費し，すでにのべたように pH4～6 の酸度は一応 Al^{3+} によるとしても pH 6 以上の酸度は Al^{3+} によるよりも SiO_2 によると考える方が説明しやすい。しかし渋黒川のように複雑な組成を持つ河水では，Al^{3+} および SiO_2 等の行動は単純な系におけるようなものではない。これらの点は精密な研究によらねば解明できないのはもち論であるが，少くとも溶存 Al^{3+} がアルカリに対する緩衝能の主体をなすと考えることができる。またたとえ

SiO_2 が関与するとしても，すでにのべた滴定による酸度の測定実験の結果が示すように，pH3～6 の酸度は pH6～8 の酸度に比して相当に大きいので，SiO_2 による酸度は渋黒川の場合 Al^{3+} による酸度よりもはるかに小さいと考えることができる。

玉川温泉水の除毒方法の化学的機構が主として H^+ と Al^{+++} の置換に基づくことは統報で論ずるが，このことは渋黒川水の組成からも結論されるところである。pH の単なる上昇が除毒効果を直接示すと考える現在までの多くの研究報告に対し，Al^{3+} の増加による潜在的酸性の増加を無視して除毒効果を評価することは正しくない点を特に強調する。

4. 玉川水系支流の水質について

玉川水の酸性は玉川温泉の流入する渋黒川の合流に原因を持つのであるが，渋黒川以外の支流も玉川の水質にも大きく影響している。これら支流は特に人為的汚染はうけていないが，それぞれの特徴を持ち，それらの地球化学的研究も必要であり，かつ興味もあるのであるが，本研究でえられた資料ではこの問題を論ずるに十分でなく，各支流流域の地質図も作製されていない現在詳細な論及は不可能である。しかし玉川の支川には特異な水質を持つものが比較的多く，工学的にも意義があるので，支川の水質についてのべる。

〔1〕 支流水の水質特性

玉川本流の調査にさいし各支流の調査も実施したが，流量または成分について欠測したものがあり，分析結果について自信を欠くものがわずかながらある。すでに昭和28年度調査までは報告ずみであるので，それ以降の分析結果を表-2，3に示す。

河水の組成は流量，季節等によっても変化するので，玉川の水質との関連を知るためには平均的は水質を考えねばならない。本調査の実施された比較的気象条件の安定した10月における平均組成として，昭和30年度調査までの主要4支流の4回の調査結果を検討して次の値をえた。ただしアルカリは昭和32年度調査結果による。

Cl：4.7mg/l，SO_4：9.5mg/l，SiO_2：12.0mg/l

Ca：4.3mg/l，Mg：1.6mg/l，MOアルカリ度 0.24 meq/l

Na：4.1mg/l，K：1.0mg/l

上の値は大深川，小和瀬川，戸瀬沢および湯滝川が主要な支流であるから，流域の水質はこれら4支流により定まるとして求めたものである。しかしこれらの4支流はそれぞれの特性を持っている。この特性を次の当量比で表した指標で示す。

Mg/Ca

(Mg+Ca)/(SO_4+MO アルカリ度)

SO_4/MO アルカリ度

Cl/(SO_4+MO アルカリ度)

SiO_2/(SO_4+MO アルカリ度)

この値は水質の生成する要因に関係ある指標とされ[5]，上記の平均値を求めたと同様にこれらの値を求めて表-5に示す。

わが国河水は世界の河水平均値に比べてMg/Caが大きく，(Mg+Ca)/(SO_4+MO アルカリ度)は小さく，SO_4/MO アルカリ度は大きい。このことはわが国に火山岩の分布が多いためとされる。Cl/(SO_4+MO アルカリ度)もやや大きく，海岸線の長いために陰イオン中で Cl が他のものに比して多い。なお秋田地方第三紀層を流域とする河水は，SO_4/MO アルカリ度の高いことが大きな特徴であり[6]，Mg/Ca および Ca+Mg/(SO_4+MO アルカリ

表-5 主要玉川支流の成分比

支流別＼項目別	Mg/Ca	(Mg+Ca)/SO_4+MO アルカリ度	SO_4/MO アルカリ度	Cl/SO_4+MO アルカリ度	SiO_2/SO_4+MO アルカリ度	K/Na−Cl
大深川	0.61	0.78	1.49	0.27	0.86	—
小和瀬川	0.93	0.75	0.48	0.38	0.98	—
湯滝川	0.87	0.81	0.33	0.50	0.57	—
戸瀬沢	0.80	0.66	0.35	0.43	0,93	—
先達川	0.48	1.17	3,0	0.15	0.43	—
小先達川	0.85	1.16	0.53	0.08	0.24	—
生保内川	0.50	0.95	0.53	0.21	0.22	—
玉川部落下での平均値	0.62	0.80	0.83	0.30	0.91	0.6
日本河川水平均値	0.58	0.85	0.35	0.21	0.34	0.6
世界河川水平均値	0.27	0.90	0.21	0.11	0.27	0.6

度）も一般に大きいし，またしばしば $SiO_2/(SO_4+MO$ アルカリ度）も大きい場合がある。

玉川部落下までの流域での平均値は Mg/Ca が0.62でわずかに大きく，SO_4/MOアルカリ度および$SiO_2/(MO$アルカリ度$+SO_4)$がそれぞれ0.83および0.91で異常に高いことが明らかである。しかし $(Mg+Ca)/(SO_4+MO$ アルカリ度）はほとんど日本の平均値に近い。このことは河床礫より推定されるように，地質は主として火山岩であることと，$CaSO_4$ または $MgSO_4$ が何等かの形で付加されることを示し，秋田地方の河水の特性を示している。さらに個個の支流について見れば大深川がこのような水質を与える原因をなしていることが判る。その〔SO_4〕が異常に高かく，むしろ上流での硫黄鉱山または鉱泉に原因を求めるのが妥当である。小和瀬川，湯渕川，戸瀬沢は Mg/Ca が大きく，SiO_2 の濃度も高かいが SO_4/MO アルカリ度は低くく，大深川とは水質が異なる。溶存物質量も少ない。流域面積，流量が大きく SO_4^{--} の供給量の多い大深川の水質が，玉川支流の平均的水質を支配する要因となっている。

鎧畑ダムより下流左岸側支流の先達川，小先達川は特徴の著しい河川であり，先達川は硫酸塩泉，小先達川は重炭酸泉の影響を顕著に示す。生保内川は秋田第三紀層流域の水質を持つと考えられる。

玉川の支流としては上記の主要支流のほかに，流域面積の小さい小支流が多数あり，それらの水質もそれぞれ異なるが，特異の水質を示すものはない。流域面積の大小により溶存物質量の多少が影響されない。昭和32年度の測定結果を表-3に示す。この結果によれば支流の水質一般について次のことがいえる。

溶存物質量は少ないが SiO_2 の溶存量が異常に高かく，〔Ca〕および〔Mg〕が低いのにかかわらず〔Na〕は余り低くはない。〔Na〕は支流別に余り変動していない。〔SO_4〕は大深川が異常に高いほかはいずれも著しく低くい。MO アルカリ度は支流別に変動が著しく，〔Ca+Mg〕との相関が明らかである。

Mg/Ca はドヤノ沢，小沢沢，金倉沢，大深川を除いていずれもわが国の平均値よりも大きく，Mg/Ca の低い支流では大深川を除いて MO アルカリ度が高い。MO アルカリ度は Mg よりもむしろ Ca と行動を共にすると考えてよく，流域の地質と密接な関係があると推定される。SO_4/MO アルカリ度はわが国の平均値0.35より，大深川を除いていずれも小さく，〔SO_4〕が 0.1meq/l に達するものはない。SO_4/MO アルカリ度の小さい方が Mg/Ca の大きい傾向が見られる。$(Mg+Ca)/(SO_4+MO$ アルカリ度）はわが国の平均値よりやや小さいが，支流によってこの値は余り変動しない。さらに $(Mg+Ca)/(MO$ アルカリ度）はわが国の平均値よりも小さく，いずれも1.0にみたないが1.0に近い。$Cl/(SO_4+MO$ アルカリ度）はわが国の平均値より大であり降雨の性格を多く示している。$SiO_2/(SO_4+MO$ アルカリ度）は異常に大きい。

大深川を除く支流水は，雨水が Mg/Ca の大きい火山岩地帯を流れ，SO_4 の溶出は少なく，SiO_2 の溶出が異常に高い地質的要因の下での表流水を主とすると推定され，CO_2 による Ca の溶出は流域別に相当の差があると考えられる。

溶存成分の濃度は流量により異なり，流量が大となれば稀釈効果が起る。流量との関係は本資料からはえられないが，昭和30年度の測定では流量は昭和29年度の約2倍強であることが信頼しうるので，両年度での分析値の比を求めると次のようになる。

	Ca	Mg	SO_4	SiO_2
大深川	0.84	0.71	1.28	0.87
戸瀬沢	0.80	0.71	0.90	0.63
湯渕川	0.77	0.73	0.64	0.31
小和瀬川	0.86	0.71	0.60	0.77

この結果から判るように稀釈効果を認めるが，成分によってはその程度が異なり，特に SO_4 または SiO_2 の行動は特異である。ここで注意すべきは大深川の SO_4 であり，流量の増加と共にその流出量の増加が認められる。硫黄鉱山等にしばしば見られる現象である。

〔2〕 支流水の MO アルカリ度

支流の MO アルカリ度は玉川の酸性を中和する主要な役割をはたしており，酸性化に対する緩衝作用を表示する。玉川の水質を論ずるときは支流の持つアルカリ度の持つ資料を手にしなければ，定量的検討を加えることができない。アルカリ度は pH とは一義的関係なく，既往の資料は支流の pH を記載するのみであり，玉川の水質を正しく理解するための有効な資料とはならない。この問題は既報で著者ののべた小先達川の玉川問題に持つ重要な地位を考えれば理解しうることである。

玉川水系支流についてはすでに一部既報で言及しているので，ここでは昭和32年10月に実施した鎧畑貯水池流域支流のアルカリ度について考える。流域面積の大きい大深川，小和瀬川，湯渕川，戸瀬沢等についてはすでに数回の調査を実施したのであるが，その他の小支流については不明であった。今回の調査によれば，MO アルカリ度は小沢沢および金倉沢のように著しく高いものがあるが，一方小先達川のような支流は見られなかった。しかし玉川の河床に湧出する鳩湯温泉のアルカリ度の高いことは注意を要する。支流によって MO アルカリ度に差のあることは流域の地質と関係あると推定される。

MO アルカリ度の流出量を各支流別に求めてその和を算出すれば 3.17eq/sec であり，流量の総計は 12.72m^3/sec であり，MO アリカリ度は平均して 0.249meq/l となる。支流としては流域面積の大きい大深川，小和瀬川，湯渕川および戸瀬沢については，本研究の開始以来

測定をつづけたのであり，この昭和32年度の結果からは上記の4支流の占める流量は 10.2m³/sec で約80%となり，MO アルカリ度流出量は 2.45eq/sec で77%であり，これより求めた MO アルカリ度は 0.240meq/l となり，また4支流のアルカリ度の算術平均同様に 0.240meq/l となる。これらの値は昭和31年度までの測定値の算術平均値0.24meq/l とよき一致を示す。したがって渋黒川を除いて玉川水系では MO アルカリ度は0.24meq/l とみなしてもよく，流量によって流出量は変化すると考えられる。

つぎに MO アルカリ度流出量を実測値より求めることが望ましいのであるが，流量の欠測等のため信頼できる値はえがたい。しかし一応次のような仮定の下に計算を試みた。すなわち大深川等主要4支流を考え，流量欠測のときは合流前後の玉川流量の差として求め，31年度の分析値は流量の近似した26年度の値を流用し，29年度湯滝川流量は小和瀬川流量の20%とし，戸瀬沢流量は大深川流量の10%とし，これら4支川の MO アルカリ度流出量は全流域からの流出量の77%と考えた。このような仮定の下に鎧畑渡舟点までの流出量（eq/sec）を求めた結果を年度別に下に示す。

26年：1.5(2.0)，28年：2.1(1.8)，29年：2.2(2.0)
30年：3.2(4.2)，31年：1.2(1.2)，32年：3.2(—)

一方鎧畑での流量と渋黒川流量の差を支流の流量とし，MO アルカリ度の平均値を0.24meq/l として求めた流出量を上に示した値の（ ）内に示す。上の両者の値はいずれも多くの仮定の下に求めたのであるが比較的よく一致していると考える。MO アルカリ度の流出量は流量と共に大となり，0.24meq/l の平均値を使用した場合の方がより信頼度が大きいと考える。また MO アルカリ度の流出量は流域の地質により支配されるが，昭和32年度の測定結果では大体10meq/km² 程度と考えてよい。

〔3〕 支流水の滴定曲線

MO アルカリ度は酸性河水の中和能力を示すもので重要な指標であるが，指示薬の変色点である pH 4.2 を基準とする。したがって pH 5 までの中和能力を問題にするときは MO アルカリ度は指標とならない。このような場合滴定曲線が与えられれば，任意の pH までのアルカリ度は求めうるし，アルカリ度の内容の化学的解釈も可能となる。つぎに昭和29年度以降調査結果をのべる。なおこれらの実験は現地で実施している。

昭和32年10月調査の各支流の水 100cc を 0.02NH_2SO_4 で滴定した場合の滴定曲線を図-4に示す。これらの曲線はいずれも変曲点を持ち，試水を蒸溜水とし滴加硫酸が完全に解離するとして求めた稀釈曲線より右側にある。小沢沢が最も稀釈曲線より離れ，棚白沢が最も近い。この両者について pH4.0でのアルカリ度(10^{-4}eq/l)が4.4および1.8であるのに対し，pH 5.0 でのアルカリ度は3.8および1.0となる。pH 4.0 でのアルカリ度から pH 5.0 の値は定まらないし，アルカリ度の低いほど pH 変化に対する滴加酸量は少ない。また小沢沢と金倉沢を較べれば，pH 6.0までの滴定曲線はほとんど同じにもかかわらず，それ以下の pH では相異し，pH6.0までのアルカリ度は等しくしても，pH6.0 から pH4.5 までのアルカリ度は異なる。また滴定曲線は緩衝能を示し，稀釈曲線より離れるほど緩衝能は大きい。なお滴定曲線を求めるときはガラス電極を試水中におき，滴加と共に pH を測定しているが，RpH は求めていない。RpH で表示すればこの曲線の形は変ると考える。

滴定曲線は採水時日の差により相異があると考えられるので，昭和29年10月6日から9日まで4日間大深川水について毎日測定した結果を図-5に示す。特に流量の増加が見られない場合でも，滴定曲線は多少変化することが認められる。

支流の合流による酸性河川水の pH 上昇を検討する時は，両者間の滴定曲線を求めることも望ましい。ここでは昭和30年10月7日から14日まで，大深川水50ccを渋黒川水で滴定した結果も図-5に示す。この曲線の形は硫酸で滴定したときと同じであり，この曲線から求めた当量関係から，河川の合流時に支流の MO アリカリ度は MO 酸度と当量であることが支持される。

なお鎧畑ダム貯水池より下流部先達川および生保内川等の滴定曲線については既報にのべた。

〔4〕 小先達川および鳩湯温泉

小先達川水が異常に大きい MO アルカリ度を持ち，玉川の酸性問題に大きな位置を占めることはすでにのべた。しかしこれらの水質の起因については既報ではふれなかった。つぎにその後の調査結果につきのべる。

小先達川には右岸から支流として水沢が合流している。水沢は駒岳に源を発する。水沢の上流標高 860m に水沢鉱泉があり，鉱泉の湧出口付近には $CaCO_3$ の温泉堆積物が見られ，この下流の水沢河床にも鉱泉の湧出が見られる。昭和29年10月4日，水沢鉱泉より上流部の水沢，鉱泉，鉱泉下流部，水沢と小先達川合流点下流，水沢と合流前の小先達川，玉川合流点より上流の小先達川について採水し，MO アルカリ度（meq/l）を測定した結果はそれぞれ1.39，13.6，4.84，3.36，2.84，1.66であった。水沢との合流点前での小先達川の流量は水沢の約2倍程度であり，しかもアルカリ度が予想外に大きく，小先達川の MO アルカリ度流出量の 60% 程度は小先達川の上流より供給され，40%程度が水沢鉱泉より供給される。なお小先達川上流部については調査していない。

五十曲より下流約2.5kmの玉川河川敷に湧出する2つの温泉がある。上流側にあるのが新湯で下流側が鳩湯である。いずれも泉温は 55°C 程度であり，新湯の湧出量

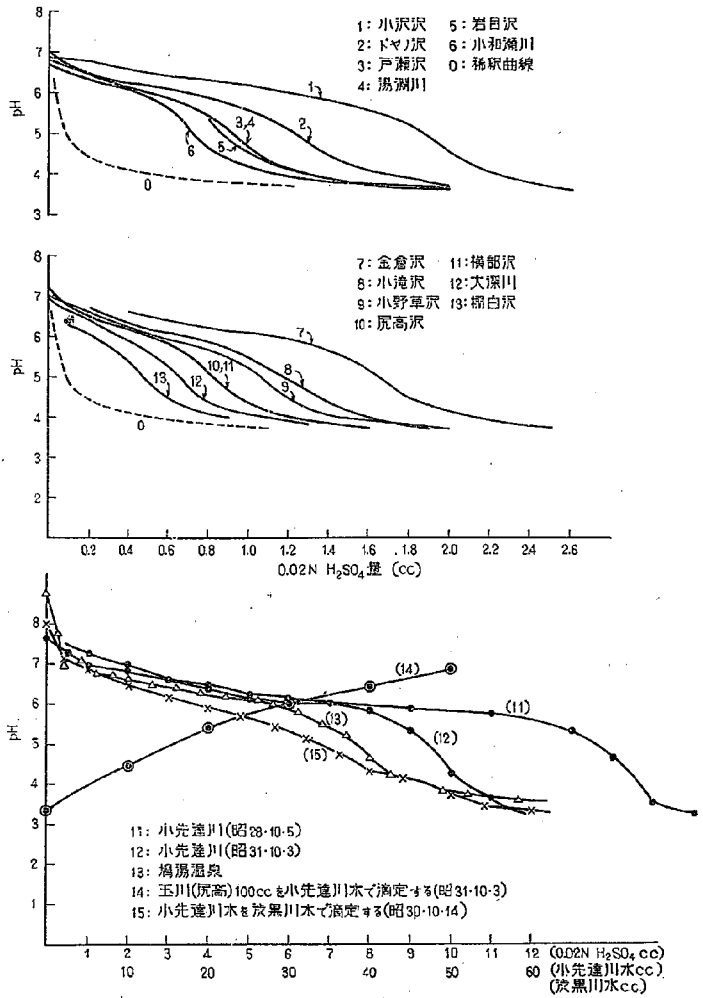


図-4　鏡畑ダム貯水池流域支川水（100cc）の 0.02N H_2SO_4 による滴定曲線（昭和32年10月）

は 20*l*/min程度であるが鳩湯は測定しがたい。

鳩湯については昭和30年度と昭和32年度と分析した。30年度で pH7.8，32年度で8.8と約1.0の差はあるが〔Ca〕/〔Mg〕，および MO アルカリ度はほとんど差がない。分析項目の多い32年度の分析結果について見ると，MO アリカリ度が高かく〔SO_4〕も高かい。〔Ca+Mg〕は〔Na〕より著しく小さい。しかし分析した項目については〔陽イオン〕は〔陰イオン〕より著しく大きく，再検討を要する点もあるのでこれ以上成分等についてはふれない。

新湯は32年度には〔Cl〕とアルカリ度のみ測定した。MO アルカリ度は 1.18meq/*l*，BCG アルカリ度は1.12 meq/*l*，PP 酸度は 0.11meq/*l*，pH は 7.9，〔Cl〕は16 mg/*l* であった。新湯は鳩湯と泉質は同じと考えてよい。

鳩湯および新湯が河川敷中に湧出し，アルカリ度の高い同じ泉源によることとは，酸性河水である玉川に対し重要な意味を持つ。中和能力は小先達川水よりわずかに小さいが，少なくともその半分より大きく，表-3に示す多くの支流水の中和能力の4～15倍に達している。湧出量は確実には測定しがたいが，新湯で約20*l*/min であり，砂礫層とみなされる玉川河床上に2個の湧出口を持つことは，確認される湧出量以外の相当量が伏流していると

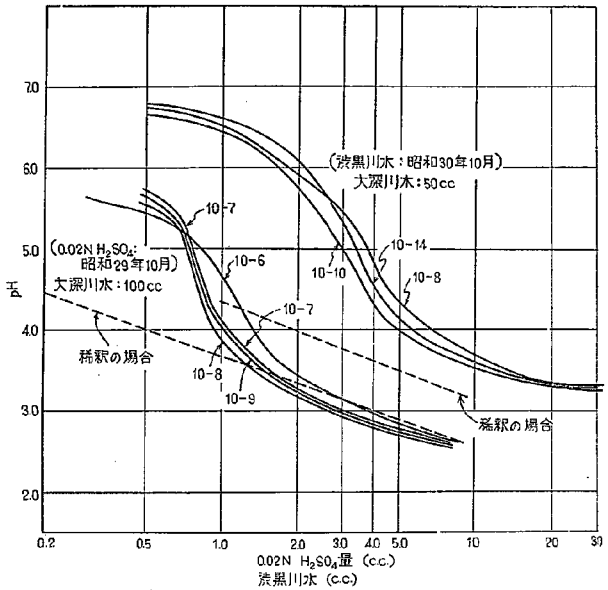


図-5　大深川水の 0.02N H_2SO_4 および渋黒川水による滴定曲線

推定でき，玉川の流下中での酸の流出量低下の問題にも関係していると考えられる。この問題については後に論ずるが，これら温泉水の影響を量的に確認するには至っていない。

今後玉川毒水の除毒方法について考究する必要が生ずるときは，この温泉水の起源等について調査研究し，温泉水の湧出量の増加を計ることが考慮されねばならない。

なお昭和37年10月採水分析した結果を参考までに下に示す。ただしアルカリ度は meq/l，その他は mg/l である。

MOアルカリ度	SO_4	SiO_2	Ca	Mg	Na	K
新湯　2.29	113.4	39.5	22.2	0.24	130.8	5.0
鳩湯　2.05	130.2	37.5	20.2	0.61	120.0	4.0

5.　玉川の流下中における水質の変化

河川水は火山または温泉を通しての微少量の岩漿水の流入，または海水の直接的な陸地への侵入を除けば，主として降雨にその起源を持つ。河川水の水質は降雨の組成にもよるが，陸水として河川水のおかれた環境の影響をうけている。すなわち陸水を媒体とした岩石圏，気圏および生物圏の間の物質収支の結果として水質は定まる。さらに人類の経済的社会的活動がこの自然界の物質移動の関係をみだしている。この物質の移動の反応は不均一系の反応であり，また地球上の物理的条件の下での平衡関係に向かってはいるが，その把握され方は流動した過程での姿である。したがって河川水の水質は時間的にも場所的にも一定のものでなく，流下中にも常に変動している。これらの動的または静的な水質の姿を環境要因との関連において，化学的の量として追求し表示することは地球化学的に重要のことであり，わが国においては半谷[7]，新田[8]，後藤[9]を始めの多くの研究がある。

本研究で取扱う玉川はその河水が酸性であり，河川総合開発の上から酸性水の処理が問題とされており，現実にその除毒工法が実施されている。したがってその効果および化学的内容を明確にするのが本調査研究の目的である。したがって単なる現象の解明のみならず工学的意義を追求することが主要な目的となる。この問題については主として続報で取り扱うのであるが，基礎的資料となる化学的内容を，玉川という場において解明すべく試みた。

玉川水の水質の特異性を追求することは一般の自然河川の水質の解明には役立たないが，わが国に多い酸性河川水の処理方法を考察するために重要な意義がある。すでに既報において玉川の流下中での水質変化と，それを支配する要因について論じたが，ここではその後の測定資料に基づき既報に欠けた点を補い，さらに河床との反応による減酸機構について主として論及する。

〔1〕 支流の合流による水質の変化について

酸性河川水と支流が合流すれば，その水質が変化する

のは当然であるが，合流により均一の水質がえられるための要因は主に河道の状況による。ここでは昭和30年10月3日に実施した渋黒川と大深川の合流による〔Cl〕と〔MO 酸度〕の変化の状況を測定した結果についてのべる。

測定は合流点より下流約100m の河幅約 18m の地点で実施した。2m 間隔に深さ各各0cm，25cm，50cm，70cm，75cm 100cm の試水を採取し，それら試水について〔Cl〕および MO 酸度を測定した。渋黒川，大深川および玉川の水温はいずれも11～12°C であった。測定結果は図-6の(A)，(B)，(C)に示す。

測定結果によれば〔Cl〕および MO 酸度は同一行動を取らない。〔Cl〕の分布についていえば，表流部は大深川水が多く，底流部特に右岸側の底部は渋黒川水が多い。合流前後の河水の〔Cl〕より計算すれば，大深川水と渋黒川水の混合比は最大 2.4，最小 1.5 となり，均一混合が見られないことを示す。MO 酸度の分布が〔Cl〕の分布と異なることの説明は困難であるが，伏流水の混入等の影響はこのような流速の大きい場所では無視しうるので，一応次のように判断できると考える。

〔Cl〕の分布からも混合割合が測定断面で異なるので，合流直後では渋黒川水よりはるかに多量の大深川水の混合する場合が見られるであろう。この場合には混合水の pH は変化し，渋黒川水中に溶存する Al^{3+} 等は析出すると考えられる。ここに生成した懸濁質は懸濁液とは行動を共にしないので，懸濁質の分布は不均一となり，また河水が乱流している間に pH のより低い水と混合して再び懸濁質は溶解し去ると考えられる。したがって〔Cl〕および MO 酸度の行動が必ずしも一致しないこととなる。しかし流程が長くなれば均一混合が期待される。

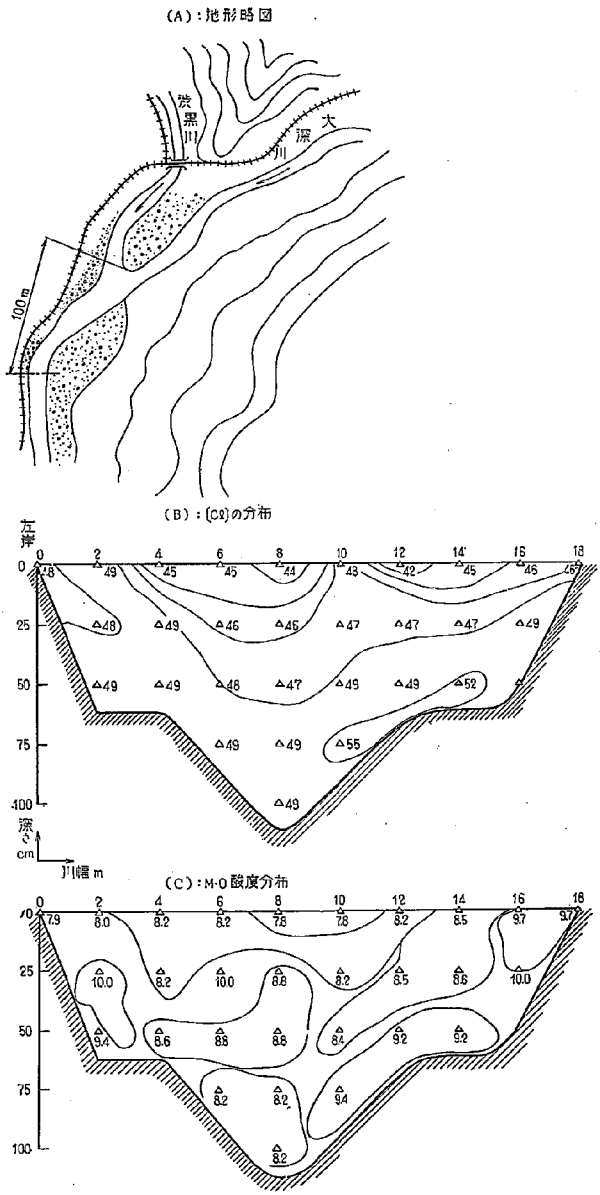


図-6　渋黒川と大深川の合流による混合状況

合流により溶存形態に変化の起るものは Al^{3+}，Fe^{3+}，SiO_2 等であろうが，それらと共沈現象を示す成分についても同様のことがいえる。したがって酸性河川水の合流する場合に，混合状況またはその均一性を確かめるためには，〔Cl〕によるべきであり，他の成分を用いること

は誤りをおかす場合もあると考える。

河川の合流前後の水質の変化の測定から流量比を求めうることはすでにのべた。同様の測定を昭和30年10月6日および7日に，渋黒川と大深川の合流点で実施した結果を表-6に示す。この場合は〔Cl〕，〔SO_4〕および比色法による〔SiO_2〕より流量比を求めた。

表-6 分析値より求めた流量比

合流河川名	流量 (m^3/s)		分析値より算出した流量比			測定年月日
	測定値	流量比	Cl	SO_4	SiO_2	
渋黒川	1.81	0.362	0.329	0.23	0.56	30. 10. 6
大深川	5.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
渋黒川	1.58	0.333	0.334	0.255	0.32	30. 10. 7
大深川	4.75	1.00	1.00	1.00	1.00	

この結果では，〔Cl〕より求めた流量比は実測値とよく一致し，〔SO_4〕より求めた場合は渋黒川の流量が実測値より少ないようになり，〔SiO_2〕より求めた場合は2回の測定値に相当の相異が見られる。昭和28年までの測定結果では，〔SO_4〕より求めた流量比は実測値と比較的よく一致したのであり，今回の場合と異なることについては，採水点が前回より相当上流でありすでにのべた混合の不均一性に関連すると考える。

また流量比は合流前後の河水の pH と，河水を適当の割合で混合した場合の pH からも求めうる。昭和29年10月6日～9日に渋黒川と大深川の合流点で測定した結果を図-7に示す。河水を適当の割合で混合してえた検定曲線と合流点での pH より求めた大深川と渋黒川の流量比は，6日，7日および8日ではそれぞれ3.25，2.60および3.00である。一方実測流量より求めた値はそれぞれ3.62，3.32および2.52である。これらの値は流量および pH の測定精度より考えて比較的一致した値と考える。

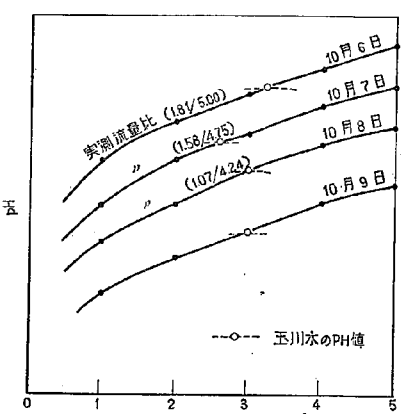


図-7 渋黒川—大深川水の混合水の pH と玉川水の pH (29.10.5～9)

なお酸性河川水が MO アルカリ度を持つ支流と合流するときは，合流後の pH が4以下であれば，MO 酸度の流出量の減少量と MO アルカリ度の消失量との間に当量的関係があることをすでに既報でのべた。この量的関係をさらに確かめるために，昭和29年10月9日および昭和30年10月14日の渋黒川と大深川の合流点における測定値について検討を試みた。

すなわち合流する河川水の流量比を〔Cl〕より求め，渋黒川の MO 酸度流出量と合流後の玉川の MO 酸度流出量の差を求める。大深川の流量を $V(l)$ とすれば，渋黒川および玉川の MO 酸度の流出量の差は上記2回の測定でそれぞれ $0.48V$(meq) および $0.19V$(meq) となる。一方大深川の MO アルカリ度の流出量は2回の測定でそれぞれ $0.26V$(meq) および $0.19V$(meq) である。昭和30年の場合はいずれも $0.19V$(meq) でよく一致するが，昭和29年の場合は $0.48V$ と $0.26V$ でよい一致を示さない。しかし昭和26年度および28年度の結果をも考慮し，また現場での実験精度も考えれば，一応比較的よい一致と考える。

元来 MO 酸度には Fe^{3+} および一部の Al^{3+} が関連し，MO アルカリ度には $CaCO_3$—CO_2—H_2O 系が関連するので，pH 4 以上では両者の関係はきわめて複雑しており，少くも pH 3 以下での酸度の流出量の減少については，MO アルカリ度が主役をつとめているといえる。しかしさらに精密な定量的関係を確かめるためには，今後多くの実験を必要とするであろう。

〔2〕 流下中における溶存成分の行動について

既報において玉川の流下中における溶存成分の行動についてのべたが，測定回数も少なくまた信頼性もそれ程十分ではない。ここではさらに3回の測定資料を加えて溶存成分の行動について検討する。

（1） 溶存成分濃度間の関係

溶存成分濃度間の関係を図-8（A—H）に示す。

Cl^- は玉川水の主成分であり，最も化学的に安定した成分である。〔Cl〕と他の成分濃度との関係について見ると，酸度との間には測定時期に関係なく明確な直線的関係が認められ，その他の成分濃度との間にも一応同様な関係が見られるが，酸度の場合に較べて相関性がより低いといえる。特に〔SiO_2〕と〔R_2O_3〕の変動は大きい。

いま〔Cl〕を x とし，その他成分濃度を y とすれば，これら直線は下式で示される。

$$y=ax+b$$

河川が合流する場合，一方の河水を蒸溜水とみなし，また合流により成分の溶存形態に変化がないとすれば，この直線は原点を通るべきである。しかし一般に蒸溜水とみなすことはできないで，(x_1, y_1) の河水に (x_2, y_2) の河水が合流して (x_3, y_3) の河水となったと考えれば，$y_1/x_1=y_2/x_2$ のときこの直線は原点を通り，$b=0$ となる。$y_1/x_1>y_2/x_2$ のとき $y_1/x_1>y_3/x_3$ となり $b>0$。$y_1/x_1<y_2/x_2$ のとき $y_1/x_1<y_3/x_3$ となり $b<0$。この b の値は y_2/x_2 の値により定まり，玉川の場合には渋黒川以外の各支流の y/x を綜合した値で定まる。ところみに大深川，戸瀬沢，小和瀬川および湯渕川の y/x の平均値を求めると，Ca/Cl, R_2O_3/Cl, SO_4/Cl, SiO_2/Cl についてそれぞれ0.91，0.51，1.96，2.5であり，一方渋黒川については0.046，0.218，0.597，0.182である。いずれも支流の y/x の方が渋黒川の y/x より大きく，したがって $y_1/x_1>y_3/x_3$ となり，$b>0$ となる。図-8にみるように〔Cl〕の特に小さい所を除けばこれらの直線は支流の y および x で示される点を通る。

渋黒川および全支流の〔Cl〕を x_1 および x_2 とし，他の成分濃度を y_1 および y_2 とすれば，a の値は $(y_1-y_2)/(x_1-x_2)$ で定まる。渋黒川水と支流水の溶存成分濃度を用いて，〔SO_4〕，〔SiO_2〕，〔R_2O_3〕，〔Ca〕について a の値を求むれば，それぞれ0.55，0.13，0.23，0.07であり，一方図の直線より求めれば0.55，0.30，0.28，0.09となる。〔SiO_2〕の場合を除いて比較的よい一致を示す。

酸度と〔Cl〕の関係は測定時期が相異しても著しい相

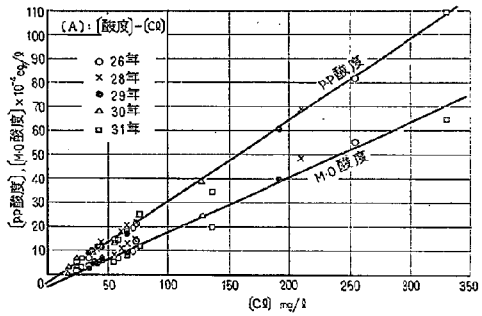


図-8（A）成分間の関係

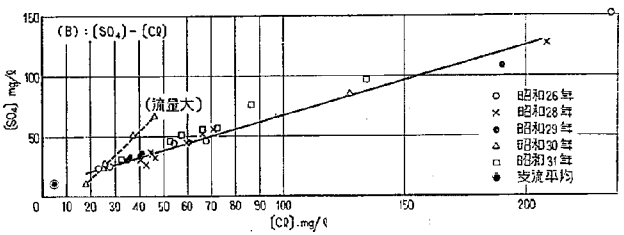


図-8（B）成分間の関係

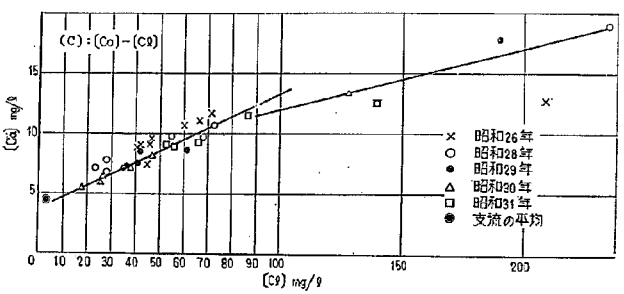


図-8（C）成分間の関係

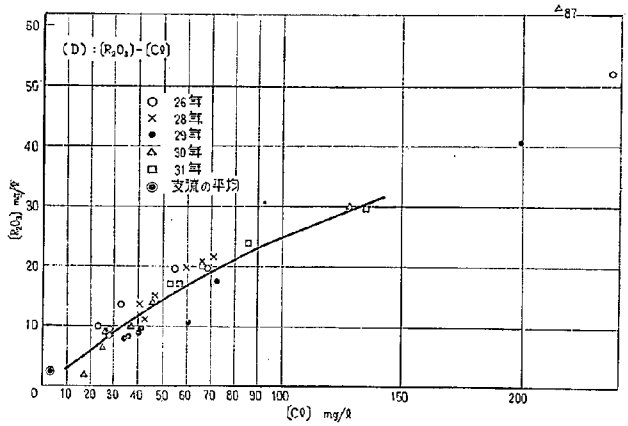


図-8 (D) 成 分 間 の 関 係

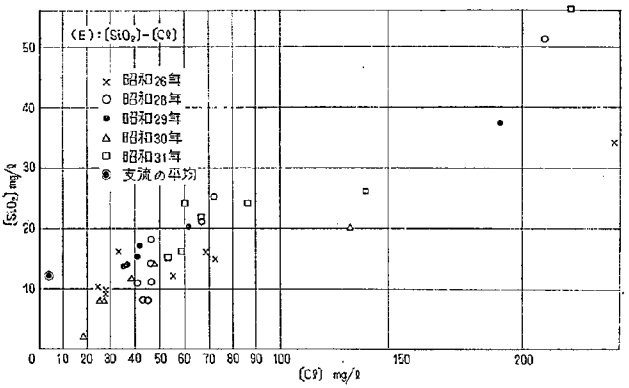


図-8 (E) 成 分 間 の 関 係

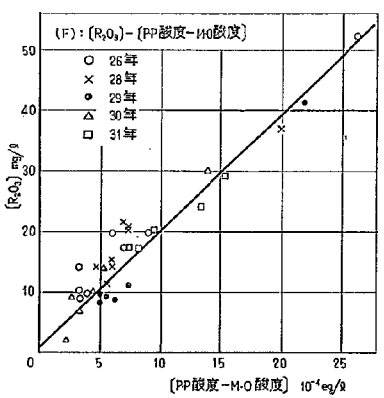


図-8 (F) 成 分 間 の 関 係

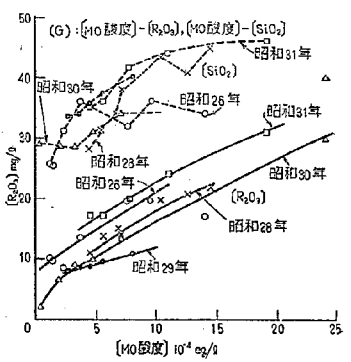


図-8 (G) 成 分 間 の 関 係

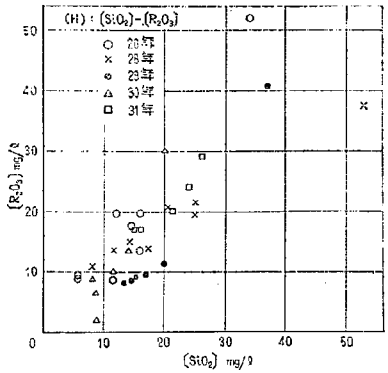


図-8（H）成分間の関係

関性を持ち，酸度を y とし〔Cl〕を x とすれば下式が成立する。

$y=0.336x-3.73$　(PP 酸度…10^{-4}eq/l, Cl…mg/l)

$y=1.190x-0.373$ (PP 酸度…10^{-3}eq/l, Cl…meq/l)

$y=0.229x-5.60$ (MO 酸度…10^{-4}eq/l, Cl…mg/l)

$y=0.813x-0.560$(MO 酸度…10^{-3}eq/l, Cl…meq/l)

$y=ax+b$の直線式の成立に関しすでに言及したSO_4^{2-}等の各成分では，$b>0$であったのにかかわらず酸度の場合のみは $b<0$ となる。渋黒川のほかは酸度を持たないので，b が負値であることは支流が負の酸度，すなわちアルカリ度を持つことを示す。しかも上式で PP 酸度および MO 酸度に対応するアルカリ度はそれぞれ0.373および 0.560meq/l である。この値は支流の〔Cl〕平均値を 0.13meq/l として求めれば0.218meq/lおよび0.454 meq/l となる。この式は玉川の流下中での成分組成より求めたもので，支流の水質全部が関与した平均的の意味を持つので，単に特定の合流点で成立するということではない。結局支流の水の MO 酸度に対する中和能が PP 酸度に対する中和能より大きいことを示す。このことは河床材料が中和能を持つことを意味し，両酸度に対する中和能の差が河床材料によると考えうる。現在までの調査結果からは流域よりの流入水の平均した MO アルカリ度は 0.24meq/l となっており，この値は PP 酸度に対する中和能に相当する。

この直線の方向係数 a は PP 酸度の場合の方が MO 酸度の場合より大きい。もし強酸の稀薄溶液を強アルカリ溶液で中和する場合であれば，この a の値は等しいと考えられる。玉川水にみられる a の値の差異は次のように考えられる。すなわち強酸の稀薄溶液として存在する H^+ は MO 酸度として表され，この H^+ が支流水中の重炭酸塩の分解および河床材料の溶解に用いられ，PP 酸度として表される H^+ は MO 酸度としての H^+ のほかに，この酸が河床材料より溶出した主として Al^{3+} をも表示することに基づく。H^+ が Al^{3+} に姿を変えたために MO 酸度の減少割合の方が PP 酸度の減少割合より小さいと考えることができる。事実渋黒川の水質でものべたように PP 酸度と MO 酸度の差は Al^{3+} と等量関係に近かく，この関係は玉川の流下中でも一般的に成立することは図-8(F)をみても明らかである。

酸度と〔Cl〕の関係を示す式より下式がえられる。

PP 酸度—MO 酸度=0.377〔Cl〕+0.187

この式で〔Cl〕を 5meq/l および 1meq/l とすれば両酸度の差はそれぞれ 2.1meq/l および 0.56meq/lとなる。一方図-8(F)の〔R_2O_3〕と〔Cl〕の関係から，R_2O_3 を Al_2O_3 とすれば，Al^{3+} の当量数は上記の〔Cl〕の場合それぞれ 2.2meq/l および 0.6meq/l であり，両酸度の差は溶存する Al^{3+} の当量数とほとんど一致する。

玉川の流下中の水質変化の規則性は酸度については比較的定量的に論ずることができるが，その他の成分でも相当の規則性が認められる。しかし SiO_2 の溶存形態が酸度および Al^{3+} 等の溶存成分の共存の下で変化するためか，〔SiO_2〕については〔Cl〕との関係は一定でなく変動が著しい。R_2O_3 についても同様の傾向は認められる。

〔R_2O_3〕と MO 酸度との間には直線的関係が認められ，測定年度により異なった直線ではあるがそれぞれ平行しており，酸度の小さい方でやや〔R_2O_3〕側に凸の傾向がある。この部分は河水中より一部の R_2O_3 が酸度の低下にともない除去されることを示す。

〔SiO_2〕と MO 酸度との間には規則的関係を認めがたく，測定年度によりそれぞれ相異しているが，酸度の低い方が〔SiO_2〕の減少の割合が大きい一般的傾向を認めうる。また〔SiO_2〕と〔Cl〕の関係から渋黒川および支流に溶存する以外の SiO_2 は供給されず，むしろ流下中に除去される傾向を示す。しかし採水と分析の時間の差が年度別にあるので，この資料だけからは結論はえられない。

〔Ca〕と〔Cl〕の関係から，渋黒川と大深川の合流点より下流では Ca^{2+} が供給され，流下するにしたがいわずかであるが除去される傾向が見られる。

（2）溶存成分比の変化

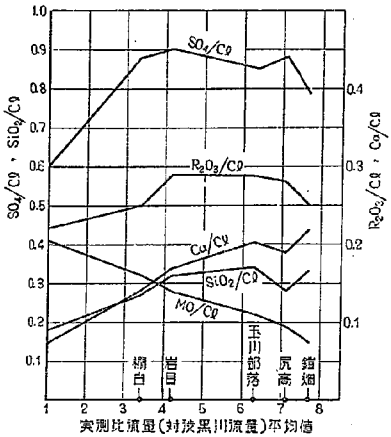
溶存成分の濃度比についてはすでに論じてきたが，これらの比を検討することも玉川の流下中にみられる化学変化を追求する手段となる。この問題についてはすでに既報で論じたところであるが，その後の資料を加えてさらに考える。

図-9および表-7に昭和26年以降31年まで5回の分析結果よりえられた各観測地点における成分の比を示す。玉川の水質は渋黒川の水質と渋黒川以外の各支流の水質により支配されるので，これら河水中の溶存成分比を検討する。なおこの場合大深川，戸瀬沢，小和瀬川および

表-7　玉川および支流の溶存成分比率（昭和26年～昭和31年　5回測定結果）

採水地点＼比率	M.O酸度/Cl		SO_4/Cl		SiO_2/Cl		R_2O_3/Cl		Ca/Cl		SiO_2/MO酸度		R_2O_3/M.O酸度		SiO_2/R_2O_3		M.O酸度/P.P酸度		P.P酸度－M.O酸度/Cl	
	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均
渋黒川：五十曲	0.23～0.19	0.20	0.66～0.56	0.60	0.25～0.13	0.18	0.26～0.18	0.22	0.10～0.06	0.08	1.12～0.63	0.89	1.38～0.77	1.08	1.45～0.64	0.87	0.58～0.70	0.64	0.10～0.14	0.11
玉川：棚白	0.19～0.13	0.16	1.45～0.63	0.88	0.33～0.19	0.27	0.31～0.18	0.25	0.17～0.09	0.14	2.45～1.03	1.71	1.93～1.24	1.54	1.85～0.83	1.12	0.52～0.67	0.58	0.09～0.12	0.11
玉川：岩目上流	0.17～0.12	0.14	1.30～0.72	0.90	0.41～0.22	0.32	0.36～0.23	0.29	0.20～0.13	0.17	3.09～1.08	2.80	2.57～1.75	2.01	1.74～0.62	1.15	0.44～0.58	0.54	0.11～0.16	0.13
玉川：玉川部落	0.14～0.08	0.11	1.04～0.64	0.85	0.41～0.30	0.34	0.34～0.22	0.29	0.30～0.14	0.20	5.06～2.08	3.18	3.74～1.91	2.66	1.75～0.89	1.23	0.45～0.54	0.50	0.10～0.14	0.12
玉川：尻高渡舟点	0.15～0.05	0.094	0.93～0.85	0.88	0.38～0.18	0.28	0.34～0.23	0.28	0.28～0.11	0.19	4.17～1.18	3.14	6.33～2.21	3.70	1.69～0.58	1.13	0.27～0.54	0.40	0.13～0.17	0.15
玉川：鎧畑渡舟点	0.13～0.03	0.076	0.94～0.60	0.79	0.50～0.23	0.33	0.33～0.11	0.25	0.30～0.16	0.22	4.85～1.61	3.25	7.94～2.50	5.13	4.50～0.55	1.70	0.20～0.53	0.35	0.12～0.14	0.13
大深川	—	0.48	—	3.70	—	3.6	—	0.61	—	1.17	—	7.5	—	1.3	—	5.9	—	—	—	—
戸瀬沢	—	0.54	—	1.25	—	2.6	—	0.56	—	0.67	—	4.8	—	1.0	—	4.6	—	—	—	—
小和瀬川	—	0.41	—	1.47	—	2.2	—	0.43	—	0.65	—	3.9	—	1.0	—	5.1	—	—	—	—
湯渕沢	—	0.58	—	1.89	—	1.7	—	0.63	—	0.95	—	2.9	—	1.1	—	2.7	—	—	—	—
支流の平均値	—	0.50	—	2.1	—	2.5	—	0.55	—	0.86	—	4.8	—	1.1	—	4.6	—	—	—	—

備　考：支流の場合はMO酸度の代りにMOアルカリ度とする。
酸度は 10^{-4}eq/l，その他は mg/l とする。



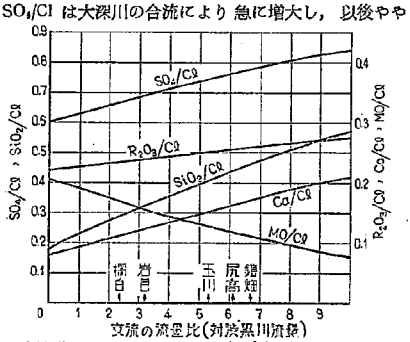
実測比率量（対渋黒川）と成分比率

図-9　流下中の成分比率の変化

湯潤川を除く小支流の流域面積は，鎧畑地点での全流域面積 313.3km²の内 74.3km² に達し，それらに流域よりの河水について観測を実施していないので，ここでは観測した主要4支流についての平均値をもって全流域より供給される河水を代表するものとする。

渋黒川から玉川となり流下する間に各溶存成分が化学的に安定であるとすれば，SO_4/Cl, R_2O_3/Cl, SiO_2/Cl, Ca/Cl, SiO_2/R_2O_3 の値は，渋黒川の値がいずれも支流の値より小さいので，玉川の流下中に順次増加するべきである。玉川の流量増加と成分比率との間の関係は2次曲線で示され，渋黒川水および支流水の平均組成より玉川の流量増加にともなう玉川水の成分濃度比率の変化を求め，模型として図-10に示した。玉川水の成分比率のみからは流下中に起る組成の変化を論ずることは不可能であり，流量増加にともなう比率変化模型との比較を必要とする。

SO_4/Cl は大深川の合流により急に増大し，以後やや減少の傾向を示す。大深川の SO_4/Cl が他の支流水に比して特に大きいことから説明しうるが，この増大する割合は予期されるより相当大きく，さらに検討を要するものと考える。R_2O_3/Cl も合流により増加すべきであり，実測結果ではいったん増加して引きつづき減少し，岩目または玉川部落で0.3に近い値を示し，模型よりの値より著しく大きく，鎧畑では模型の値より小さくなる。このことは R_2O_3 が支流より供給されるより以外の供給源を持ち，いったん増加した後流下するに従い水中より除去されることを示す。



流量増加にともなう成分比率（渋黒川，支流の平均組成より算出する）

図-10　流下中の成分比率の変化

SiO_2/Cl は支流水の方が大きいので流下中増大すべきであり，実測結果でも増加を示すが模型で示される値よりは著しく小さい。すなわち SiO_2 は流下中に水中より相当量が除去されることを示す。Ca/Cl も支流水の方が大きいので流下中に増加すべきであり，実測結果もこのことを示す。しかし Ca^{2+} は支流水と渋黒川水のほかにも一部供給されると認める。

MO 酸度/Cl は合流により支流水の MO アルカリ度と等量だけ酸度が減少するものとした模型の値よりも，実測値の方が著しく小さい値である。この場合は後に論ずるように流下中に酸度の減少が起る別の機構の存在を示す。

（3）　溶存成分の流出量について

玉川水の流下中に，環境との関連においてどのような化学的変化が水中に起るかは，その溶存成分量の消長を確かめることにより知りうる。溶存成分の流出量は流量と化学組成より求めうるが，流量測定値の精度の問題，流量の変動と採水時間の問題等いまだ解決しえないことも多く，観測ごとにある程度異なった結果を示す。

溶存成分の流出量を昭和26，28，29，31年度の平均組成と平均流量より算出し，流域面積との関係を求め図-11に示す。玉川水中の溶存成分の流出量は渋黒川と支流よりの流出量の和であるから，供給源はこの2つに限られ，しかもそれらの存在形態に変化がなければ，流下中に順次増加せねばならない。

安定な Cl^- の流出量は大深川の合流により著しく増加し，ついでいったん減少し，さらに尻高地点より鎧畑地点までの間で減少する。これらの特異な Cl^- の行動は流量測定の精度の問題として解釈すべきであろう。SO_4^{2-} 流出量は流下中に順次増加を示すが，支流の濃度を考慮しても過大と考えられる。SiO_2 流出量は玉川部落地先まで増加を示すが以後減少し，SiO_2 の溶存状態に変化のあることを示す。R_2O_3 は玉川部落地先まで増加し，以後余り変らない。支流の流出量を考慮しても玉川部落までの流出量は大きにすぎることとなり，別の供給源を考える必要がある。Ca^{2+} も R_2O_3 と同様に行動する。一方MO酸度の流出量は流下中確実に減少を示し，PP 酸度は減少する傾向は示すが MO 酸度に較べて減少割合は少ない。

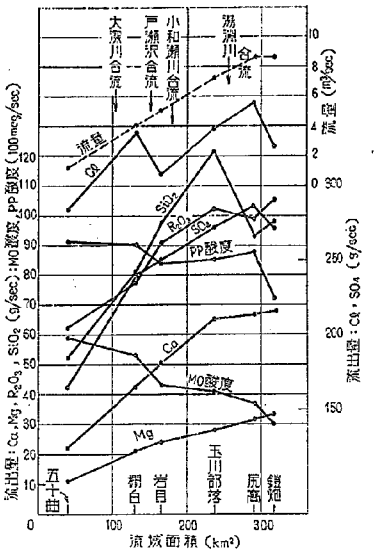


図-11　成分流出量（昭和26, 28, 29, 31年平均組成，流量より算出）

流出量は流量測定精度に主として支配されるので，このようにして求めた流出量からは流下中に起る溶存成分の収支を明確にすることは困難である。この問題をさらに追求するために，流量を用いず最も安定な成分である Cl^- を基準として検討を試みる。すなわち図-12（A～F）に示すように，試水AおよびBの2種類の溶存成分（X, Y）の濃度をそれぞれ（x_a, y_a）および（x_b, y_b）とすれば，これら試水を混合したものの濃度はそれぞれ l および m 線上にある。したがって X 成分の分析値が x_c として P 点で示しうれば，P 点よりの垂線 n は m 線と Q で交わり，さらに底辺と R で交わり，両試水の混合割合は BR/AR で示され，Y 成分の濃度は Q 点の示す y_c となる。いま X 成分として Cl^- を用い，渋黒川水および支流水の平均組成より l および m 線を求め，玉川水の〔Cl〕より x_c を与えれば n 線が定まる。玉川水の Y 成分の実測値が Q 点より上方にあるときは，渋黒川と支流より外に Y の供給源があると考えられ，下方にあるときは Y が水中より失われることを示す。なお図には Cl^- より求める l 線および n 線は省略し，m 線と n 線上の実測 y_c を示す。

酸度はいずれも測定ごとに大体一つの直線となり，この直線は常にm線の下方にあり，傾斜がやや鋭い。しかもPP酸度の方がMO酸度よりそれぞれ m 線に近い。酸度の流出量は流下中に確実に減少し，MO 酸度流出量減少の方が常に大きい。Cl^- と共に安定成分とも考えられる SO_4^{2-} はいずれの測定年度の場合でも，m 線より常に上方にあり，渋黒川および支流の外にも供給源のあることが推定される。元来 m 線は支流の〔SO_4〕の平均値より定められるのであるが，大深川水の〔SO_4〕は他の支流に比して著しく大きく，平均値を使用すること自体が不合理であり，さらに鳩湯温泉よりの供給も考えうることがその原因とみなされる。しかしこれらの点を考慮しても，SO_4^{2-} の流出量が流下中に過大な増加を示すことの説明となりがたい。

SiO_2 は常に m 線より下方にあり，玉川水は流下中に SiO_2 の流出量が減少する。この減少は渋黒水と支流の混合割合が 20：80 よりも低いと顕著に見られる。R_2O_3 は昭和26年および28年の測定では，m 線より上方にあり，その他の3回の測定では大体 m 線上にある。ここで支流水の R_2O_3 を 2.4mg/l としてあるが，溶解形態の R_2O_3 はこの値より低いと考えてよいので，玉川の流下中に R_2O_3 は渋黒川および支流以外の供給源を持つと考えてよい。Ca^{2+} は R_2O_3 と同様に行動する。

以上玉川の流下中における各溶存成分の流出量の消長につき検討したのであるが，酸度流出量の減少と R_2O_3 および Ca^{2+} の流出量増加は確実である。ここではさらに量的にこの問題を考えてみる。すなわち玉川部落地先と鐘畑渡舟点における MO 酸度，R_2O_3 および Ca^{2+} の流出量の増減，さらに支流よりのMOアルカリ度の供給量との関係を検討する。この場合支流の組成は大深川等主要な4支流の平均組成（Cl：4.7，SO_4：9.5，SiO_2：12.0，R_2O_3：2.4，Ca：4.3，MOアルカリ度：2.4×10^{-4} eq/l，アルカリ度のほかは mg/l）とし，支流の流量は測点における流量より渋黒川の流量を減じたものとする。表-8に各測定年度における MO 酸度，R_2O_3 および Ca^{2+} の流出量，流出量の増加を示す。さらに年度ごと流出量の平均値Ⅰ，台風の影響をうけた昭和30年の測定結果を除外した年度ごと流出量の平均値Ⅱをも示す。これらの測定結果によれば，Cl^- の流出量が支流より供給される量より考えても過大となっており，渋黒川の流量が少なめに測定されていると考えられる。玉川部落地先における Cl^- 流出量が渋黒川と支流よりの供給量の和に一致するように渋黒川の流量に補正（17%）を加え，30年度を除く4回の測定における流量の平均値，組成の平均値よりその積を求めて流出量の平均値Ⅲをえた。また支流水のもつ MO アルカリ度の流出量は，玉川水のMO 酸度流出量と等量関係があるものとして，MO 酸度流出量の増加をも計算した。

これらの結果によれば，MO 酸度の流出量は毎測定年度とも減少を示し，他方 R_2O_3 および Ca^{2+} の流出量は増加を示し，玉川部落地先における減少量の方が鐘畑渡舟点における減少量より少ない。PP 酸度の流出量の減少量は MO 酸度の流出量の減少よりも少ない。支流水の MO アルカリ度が玉川の MO 酸度を等量的に消

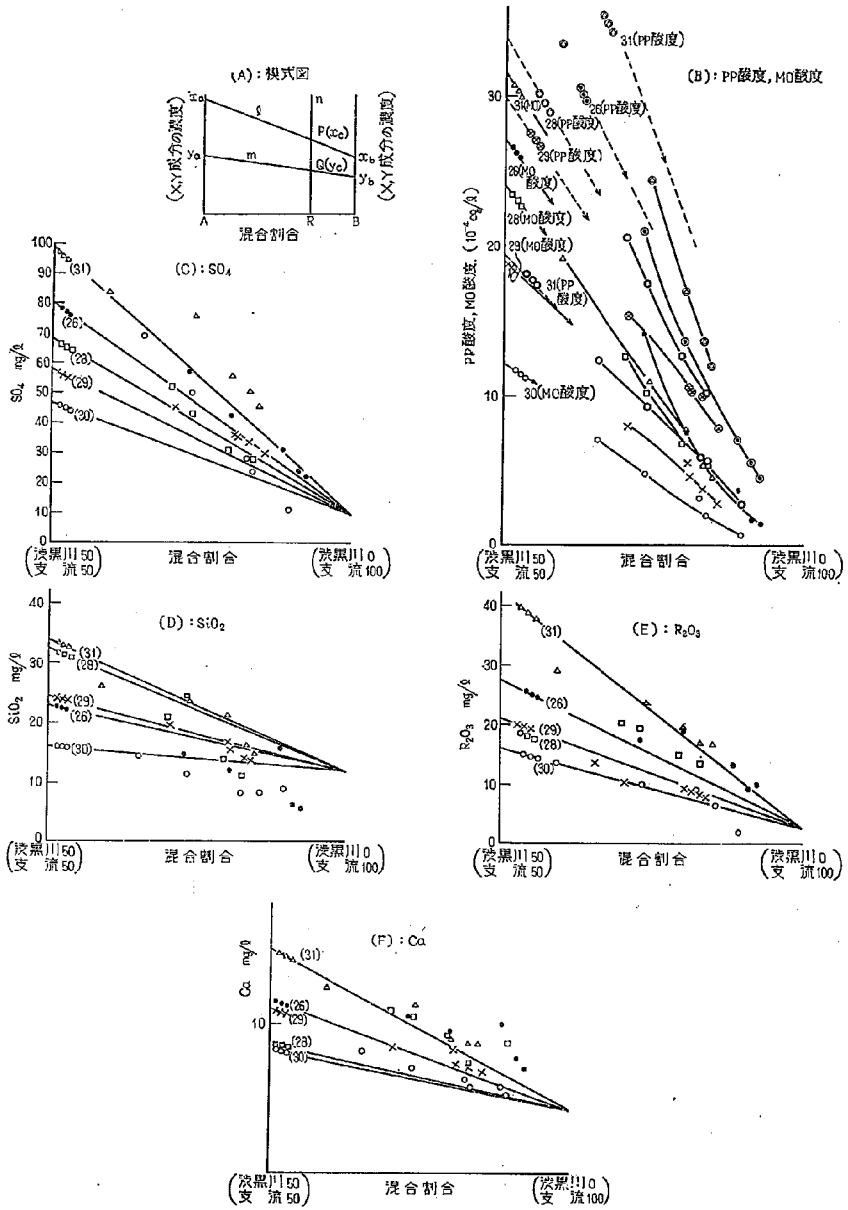


図-12　淡黒川および支流の混合割合（Cl^-濃度より算出）と溶存成分の濃度

表-8 酸度，R_2O_3，Ca の流出量

測定年度	流出量（酸度・アルカリ度：eq/sec，R_2O_3，Ca：g/sec）																		流出量の増加（玉川流出量−渋黒川流出量−支流流出量）									
	渋黒川（五十曲）				玉川（玉川部落地点）				玉川（鑑畑渡舟点）				支流（玉川部落地点）			支流（鑑畑渡舟点）			玉川部落地点					鑑畑渡舟点				
	MO酸度	PP酸度	R_2O_3	Ca	MO酸度	PP酸度	R_2O_3	Ca	MO酸度	PP酸度	R_2O_3	Ca	MOアルカリ度	R_2O_3	Ca	MOアルカリ度	R_2O_3	Ca	MO酸度	PP酸度	R_2O_3	Ca	MO酸度（酸度＝アルカリ度）	MO酸度	PP酸度	R_2O_3	Ca	MO酸度（酸度＝アルカリ度）
昭和26年	5.5	8.1	53	19	2.6	4.9	95	70	1.2	4.3	95	66	1.6	16	29	2.0	20	37	−2.9	−3.2	27	22	−1.3	−4.3	−3.8	22	10	−2.3
28年	6.2	8.8	48	16	5.2	9.8	112	72	4.8	9.1	121	78	1.5	15	28	1.8	18	33	−1.0	1.0	44	28	0.5	−1.4	0.3	55	29	0.4
29年	5.0	7.8	53	23	3.9	8.7	75	62	2.8	7.7	78	68	1.7	17	31	2.0	20	37	−1.1	0.9	5	8	0.5	−2.2	−0.1	5	8	−0.2
30年	5.7	8.9	70	31	4.9	9.3	144	98	1.1	5.6	40	106	3.2	32	57	4.2	42	76	−0.8	0.4	42	10	2.4	−4.5	−3.3	−72	−1	−0.3
31年	6.4	11.0	89	16	4.3	9.6	111	51	2.7	7.5	104	54	1.1	11	20	1.2	12	22	−2.1	−1.4	11	15	−1.0	−3.7	−3.6	3	16	−2.5
平均値 I	5.8	8.9	62	20	4.2	8.5	107	71	2.5	6.8	88	74	1.8	18	33	2.3	23	41	−1.6	−0.5	26	17	0.2	−3.2	−2.1	3	12	−1.0
平均値 II	5.8	8.9	60	19	4.0	8.3	98	64	2.9	7.1	99	66	1.5	15	27	1.8	18	32	−1.8	−0.6	23	18	−0.3	−2.9	−1.8	19	15	−1.1
平均値 III	6.5	9.9	69	23	4.1	8.5	102	65	3.0	7.2	105	68	1.5	15	27	1.7	17	32	−2.4	−1.4	18	15	−0.9	−3.5	−2.9	19	13	−1.8

備考 I 年度毎流出量（5回）の平均値

II 年度毎流出量（除，昭和30年測定結果……流量が特に多いため）の平均値

III 玉川部落地点での Cl 流出量を渋黒川と支流の Cl 流出量に等しいように渋黒川流量に補正を加えた場合。
昭和30年を除いた4回分の平均流量と平均組成値より算出する。

費すると考えて MO 酸度流出量の変化をみれば，玉川部落地先では流量の多い昭和30年を除き流出量は減少する傾向を認め，鎧畑渡舟点では流出量の減少は明確であると判断する。正確な流量測定が困難であるために，流出量の収支にバラツキがみられるので，年度ごと流出量の平均値Ⅰおよび昭和30年度を除外した平均値Ⅱについて考えれば，溶存物質量の消長をより明確に知ることができ，しかも平均値Ⅱで示される値がより事実に近いと考える。

平均値Ⅱによれば玉川部落地先および鎧畑渡舟点で，渋黒川よりの MO 酸度流出量のそれぞれ31％および50％が消失することになり，支流の MO アルカリ度をさし引いてもさらに余分の酸度が消失したことになる。この余分の酸度消失が何によるかを考えれば，R_2O_3 および Ca^{2+} 等の流出量の増加がみられる点を考慮して，流下中に河床材料との接触によると解釈せざるをえない。河床材料より溶出する成分は Al^{3+} を主とする R_2O_3，Ca^{2+} および Mg^{2+}，Na^+ および K^+ と考えられ，R_2O_3 の増加によっては MO 酸度の減少は起るが PP 酸度の減少は起らないし，Ca^{2+} および Na^+ 等の溶出によっては MO 酸度および PP 酸度の減少がともなうと考えられる。平均値Ⅱの示す数値は河床材料より Al^{3+} および Ca^{2+} の溶出を示す。

平均値ⅠおよびⅡを求めた場合，最も安定成分である Cl^- の流出量は，渋黒川および支流よりの供給量より相当大きい値となっている。すなわち渋黒川の流量が実際より少な目となっていると考えられる。この点を考慮して玉川部落地先での Cl^- 流出量を基礎として渋黒川の流量に補正を加えて求めた平均値Ⅲについて考える。この結果によれば玉川部落地先での MO 酸度流出量の減少量は 2.4eq/sec，支流の供給する MO アルカリ度は1.5 eq/sec であり，これ以外に 0.9eq/sec に相当する MO 酸度流出量の減少がある。一方 R_2O_3 および Ca^{2+} の流出量の増加は 18g/sec および 15g/sec であり，それぞれ Al^{3+} および Ca^{2+} として 1.05eq/sec および 0.75eq/sec となる。この両者の和は 1.80eq/sec であり，0.9eq/sec の値の2倍となり MO 酸度流出量の減少を十分説明しえない。また PP 酸度と MO 酸度流出量の差は Al^{3+} 流出量に近いことはすでにのべたので，この差を求めると 0.8eq/sec となり Al^{3+} 流出量の増加量 1.05eq/sec にほぼ近い。したがって玉川部落地先での MO 酸度流出量の減少量は，支流の MO アルカリ度のほか少くとも一部は河床材料よりの Al^{3+} 供給によると考える。

玉川部落より下流の鎧畑渡舟点での酸度流出量の減少について同様に考えてみる。MO 酸度流出量は3.5eq/sec であり，支流よりの MO アルカリ度流出量1.7eq/sec を除いても 1.8eq/sec の減少が見られる。PP 酸度と MO 酸度流出量の差は 0.6eq/sec であり，R_2O_3 流出量より求めた 1.1eq/sec とはある程度の差があり，一方 R_2O_3 と Ca^{2+} 流出量の増加は 1.77eq/sec である。したがって鎧畑地点での MO 酸度流出量の減少は，河床材料からの Al^{3+} のほかに Ca^{2+} の供給によると考える。

玉川の流下中に酸度（y：meq/l）と Cl^- 濃度（x：meq/l）の間には下に示す関係の存在することはすでにのべた。

PP 酸度：$y=1.190x-0.373$

MO 酸度：$y=0.813x-0.560$

この式で x に支流の平均値 0.13 を与えれば，y は支流が酸度を消費する能力を示し，次の値となる。

PP 酸度：$y=-0.217$meq/l

MO 酸度：$y=-0.454$meq/l

昭和30年度測定値を除いた玉川部落地先および鎧畑渡舟点での平均流量はそれぞれ 7.2m³/sec，8.6m³/sec であり，これより渋黒川の流量を除いて支流の流量とすれば，それぞれ 6.1m³/sec および 7.5m³/sec となる。したがってこの測点における渋黒川水に基づく酸度を減少させる能力は

玉川部落地先：PP 酸度……1.33eq/sec，
　　MO 酸度……2.77eq/sec

鎧畑渡舟点：PP 酸度……1.63eq/sec，
　　MO 酸度……3.40eq/sec

この値は表-8に示す平均値と比較的よい一致を示す。

以上のべた結果から玉川の流下中での酸度の消長を次のように考える。PP 酸度流出量の減少量は流域より供給される MO アルカリ度よりは多く，このことは河床材料より Ca^{2+} または Na^+ 等の溶出を意味する。MO 酸度流出量の減少量は PP 酸度流出量の減少量より多く，河床材料より Al^{3+} 等の溶出を意味する。Al^{3+}，Ca^{2+}，Na^+ 等の溶出は pH に依存するので，上流部と下流部では酸度流出量減少に関与する要因間に機能上の相異が認められる。鎧畑渡舟点では渋黒川から流出する MO 酸度の約1/4が流域よりの MO アルカリ度により，さらに約1/4が Al^{3+}，Ca^{2+}，Na^+ 等の溶出により消失すると考えられる。PP 酸度については約 1/4 が消失し，その約2/3は流域からの MO アルカリ度により，1/3が Ca^{2+} または Na^+ 等の溶出により消失すると考える。

酸性河水の流下中に起る減酸機構を考察し，解明しようと試みたのであるが，流量測定の精度等の問題を始め未解決の問題が多く，種種の仮定のもとで論ぜざるをえない。しかしこのような条件の下でも，MO 酸度流出量の減小が流域よりの MO アルカリ度によるほか，河床材料よりの Al^{3+}，Ca^{2+} 等の供給によると考えうることを示しえた。またさまざまの仮定のもとでの推論から比較的一致した結果をうることも示しえた。

（4）流量増加と溶存成分流出量

河水の溶存成分の流出量または水質一般を論ずるとき

は洪水を無視することはできない。著者の調査は渇水時に制約され，特に玉川のような酸性河水では，流量増加にともなう流出量の変化が著しいと推定されるにもかかわらず，その実態を把握していない。しかし昭和30年10月の調査に際し，台風の影響をうけて流量が約2倍となる機会をえた。この程度以上の流量では著者等の調査では流量の測定が困難であった。昭和30年度の調査結果から，流量増加が玉川流下中での減酸と深い関係のあることを知った。

測定結果はすでに表-1に示し，前日までの降雨で流量の増加した五十曲地点と鎧畑渡舟点での流量測定時間に6時間の差がある。流量変化の著しいとき，このようにして測定された流量に基いて論ずることは，必ずしも妥当とは考えられない。しかし次にのべるように十分有意の結果をえた。

溶存成分間の関係についてはすでに論じたところであり，〔SO_4〕と〔Cl〕の関係が渇水時と特に異なり，また〔R_2O_3〕が〔Cl〕の低いとき急に低下を示すほかは，顕著な相異は認められない。溶存成分間の比率はSO_4/Clの行動が特異であり，五十曲より順次下流への6測点で，それぞれ0.66，1.45，1.30，1.04，0.93，0.60であり，大深川の流入により急増し，その後は規則的減少が明確である。MO 酸度/Cl，SO_4/Cl，R_2O_3/Cl，MO 酸度/PP 酸度は尻高渡舟点より鎧畑渡舟点の間で減少が著しく，(PP 酸度−MO 酸度)/Clも渇水季の平均値に比して小さい。

溶存成分の流出量を昭和30年度を除いた4回測定値の平均値と比較して表-9に示す。昭和30年度のように支流の流出状況が順次変動し，渇水季のような定常的の流れでない場合，流量と試水の組成との間の相関性について疑問はある。しかしこの点を考慮しても，渋黒川の溶存成分流出量はほぼ渇水季と同じであり，玉川の水質は渋黒川により同様に支配されていることを知る。特にPP酸度，MO 酸度および Cl^- の渋黒川よりの流出量がほとんど変動しない点は強調するにたる。

SO_4^{2-} の流出量は大深川の流入により急増し，ついで流下中に減少している。大深川は本来玉川支流中最も〔SO_4〕が大であり，上流にある温泉に起因する SO_4^{2-} により汚染された地域より，降雨による流出量の増大と考えうるが，玉川の流下中での流出量の減少量は説明しえない。流下中での各成分の流出量増加は支流の合流によるものであり，渇水季に比して支流からの流出量は増加し，その反面成分濃度は低下している。しかし〔SO_4〕については，大深川水を分析していないので，渋黒川水と玉川水の流量と分析値より大深川水の〔SO_4〕を計算すれば 63mg/l となり，流量測定値の誤差を考えても現在までの資料では解釈しがたい。

R_2O_3，MO 酸度，PP 酸度の流出量は尻高渡舟点より下流で顕著に減少する。流量測定の誤差を考慮すれば，最も安定成分である Cl^- を一応の指標とすることは合理的であり，渋黒川と鎧畑での測定結果は対応すると考えてよい。この両点間での PP 酸度および MO 酸度流出量の差はそれぞれ 3.4eq/sec および 4.6eq/sec であり，渇水季の平均値 1.9eq/sec および 2.9eq/sec に比して著しく大きい。両酸度の差の流出量は渋黒川よりも鎧畑地点の玉川の方が大であり，渇水季の場合とほとんど変らない。

以上組成成分間の関係，成分比率の変化，流出量の変化等を検討した結果では，SO_4^{2+} の行動について解明する資料はないが，流下中での溶存成分の行動は渇水季における測定結果と大きな差はないといえる。しかし流量の増加と共に pH の増大が明瞭となり，それにともない R_2O_3 が水中より消失し，SO_4^{2-} の存在状態に変化が起ることも推定される。また支流の流量増大とともに MO

表-9　流量多い場合の成分流出量（昭和30年10月14日）

測定地点，測定年度		溶存成分流出量 (g/sec，酸度のみ eq/sec)								
		Ca	Mg	R_2O_3	SiO_2	SO_4	Cl	PP酸度	MO酸度	Na
渋黒川：五十曲	昭和30年度	31	12	70	48	198	300	9.0	5.7	19
	平均値(4回)	22	10	62	52	164	283	9.1	5.9	—
玉川：棚白	昭和30年度	64	25	108	111	545	375	9.7	5.6	48
	平均値(4回)	42	21	78	81	239	336	9.1	5.3	—
玉川：岩目	昭和30年度	66	24	93	106	460	356	8.7	4.5	56
	平均値	51	24	92	98	250	308	8.4	4.3	—
玉川：玉川部落	昭和30年度	98	34	144	128	438	420	9.3	4.9	81
	平均値	65	28	102	121	272	338	8.5	4.1	—
玉川：尻高渡舟点	昭和30年度	94	33	106	138	390	417	8.6	3.3	84
	平均値	67	31	99	93	286	356	8.4	3.7	—
玉川：鎧畑渡舟点	昭和30年度	106	36	40	180	214	358	5.6	1.1	90
	平均値	68	34	105	98	271	326	7.2	3.0	—

アルカリ度の流出量も増加し，酸度流出量の減少は大きくなる。このように渇水時の約2倍の流量の場合にみられる変動を知りえたので，さらに流量が増加した場合の状況も類推できる。

〔3〕 流下中における河床材料との反応について

玉川の流下中に酸度の流出量が減少し，MO 酸度の方が PP 酸度よりも多く減少し，支流の持つ MO アルカリ度はこの酸度流出量の減少に主要な役を演じている。このほかにも河床材料との反応による減少も認められることはすでに論じてきた。著者等はこの現象を解明すべく数回の観測を実施したので，これらの結果について検討する。

（1） 河床伏流水の組成の推定

河水の流下中に河床伏流水と表流水の間に水の交換があり，伏流水は流速も小さくまたは河床材料との接触面積も大きいので，伏流中にその水質は変化をうける。この現象のために酸性河水の酸度流出量は減少すると考えられる。この現象を追求するために支流の合流が認められず，また河床材料の粒径分布も比較的そろった地点で，表流水の水質のわずかな変化から伏流する間に起る変化を推定しようと試みた。

観測地点としては戸瀬沢の合流点より小和瀬川の合流点までの中間区域で，約 500m 間隔の5測点を選ぶ。もちろんこの区域では地表水の合流は認めない。測点で採水分析し，一部の試水は陽イオン交換樹脂（Dowex 100）を通して分析する。分析結果は 表-10 に示す。

表-10　陽イオン交換樹脂処理前後の表流水の分析値

測定日	採水点，樹脂処理		pH	MO 酸度 $\times 10^{-3}$ eq/l	PP 酸度 $\times 10^{-3}$ eq/l	Cl meg/l	MO酸度/Cl	PP 酸度/Cl	(PP酸度−MO酸度)/Cl	流量 m^3/sec
30-10-13	No.—1	A*	3.4	0.348	0.764	1.10	0.316	0.69	0.37	—
	〃	B**	—	1.288	—	1.10	1.17	—	—	—
	No.—2	A	—	0.348	0.784	1.10	0.316	0.72	0.40	—
	〃	B	—	1.288	—	1.07	1.20	—	—	—
	No.—3	A	—	0.316	0.764	1.09	0.290	0.70	0.41	—
	〃	B	—	1.288	—	1.07	1.20	—	—	—
	No.—4	A	—	0.300	0.764	1.08	0.278	0.71	0.43	—
	〃	B	—	1.272	—	1.07	1.19	—	—	—
	No.—5	A	3.5	0.316	0.748	1.06	0.298	0.71	0.41	19.98
	〃	B	—	1.272	—	1.05	1.21	—	—	—
31-10-4	No.—1	A	3.1	1.064	2.416	2.56	0.416	1.02	0.53	3.20
	〃	B	—	3.448	4.032	2.56	1.35	1.58	0.23	—
	No.—4	A	3.2	0.928	2.160	2.33	0.399	0.93	0.53	3.62
	〃	B	—	3.320	3.856	2.35	1.41	1.64	0.23	—
31-10-5	No.—1	A	3.0	1.032	2.616	2.68	0.385	0.98	0.59	4.07
	〃	B	—	3.824	4.032	2.64	1.45	1.50	0.05	—
	No.—2	A	—	1.008	2.560	2.60	0.388	0.98	0.59	—
	〃	B	—	3.824	3.968	2.60	1.47	1.53	0.06	—
	No.—3	A	—	1.008	2.440	2.53	0.398	0.97	0.57	—
	〃	B	—	3.824	3.952	2.56	1.49	1.54	0.05	—
	No.—4	A	3.1	0.928	2.344	2.44	0.380	0.96	0.58	3.37
	〃	B	—	3.720	3.856	2.40	1.55	1.60	0.06	—

備考　* Aは表流水の分析値
　　**Bは陽イオン交換樹脂を通した表流水の分析値

表-10によれば試水をそのまま分析すれば MO 酸度，〔Cl〕，および MO 酸度/〔Cl〕は流下と共に減少する。Cl^- は安定であると考えられるにもかかわらず濃度が減少することは，〔Cl〕の小さくかつ酸度もより低い水の混入を考えねばならない。このような水は表流水自体が伏流したものか，河床近くに存在する地下水で表流水とは無関係のものか，両者の混合したものかである。一方イオン交換樹脂を通したものは，〔Cl〕は処理前とほとんど変化なく，MO 酸度は流下と共にわずかに低下するが，その減少率は処理前のものに比して小さい。また樹脂を通すことにより MO 酸度と〔Cl〕の比は流下するにしたがい大となる。イオン交換樹脂を通した水の酸度は陽イオンの濃度を示し，PP 酸度と MO 酸度の差は大体 R_2O_3 に近いので，これらの値から遊離酸，Al^{3+} に該当する潜在性酸，および Ca^{2+} または Na^+ 等の割合を算出できる。

表-10の値から混合水の性格は次のように考えられる。玉川水は流下するにしたがい〔陽イオン〕は減少するが，その減少率は〔Cl〕の減少率よりはるかに小さく，このことは混入する水の〔陽イオン〕/〔Cl〕は表流水の方が小さいことを示し，流下するにしたがい〔陽イオン〕/〔Cl〕が大きくなることは流下とともに混入水の量が多くなることを示す。表流水に混入する伏流水は玉川水とはその性格がやや異なることを推知させる。伏流水は重炭酸塩をふくみ，塩類含量は余り多くなく，陰イオン中 Cl^- の占める割合が表流水より小さい地下水の混合による影響をうけていると考えられる。

イオン交換樹脂処理前後の PP 酸度の差は Ca^{2+} およ

び Na^+ 等に該当し，〔Cl〕との比は流下するにしたがい大きくなる。〔PP 酸度－MO 酸度〕/〔Cl〕は〔Al〕/〔Cl〕に近似的に該当するのであるが，表流水の流下中でもほとんど変らない。したがって伏流水中への R_2O_3 の溶出がみられないことを示すともいえる。しかし Al^{3+} の溶出を考えないこと自体無理があるので次のように考える。すなわち伏流水の pH は地下水との反応および河床材料との反応で上昇し，いったん溶解により生じた Al^{3+} の一部が $Al(OH)_3$ 等の形で析出除去されるか，または pH により Al^{3+} または Ca^{2+} 等の溶出に選択性が存在するか等のために，みかけ上は〔Al〕/〔Cl〕に変化が少なく他方〔Ca+Na〕/〔Cl〕等は増加するのであろう。この問題に関連してさらに後に河床伏流水についての実測結果を検討する。

以上のような測定結果から表流水中に混入する伏流水は，表流水に比して MO 酸度/〔Cl〕が小さく，〔R^{2+}+R^+〕/〔Cl〕は大きく，〔R_2O_3〕/〔Cl〕は余り変らないと考えることができる。伏流水がこのような組成を持つことは表流水の単なる伏流以外にアルカリ度を持った別の地下水の混入があると考えねばならない。

さらに水中の全陽イオン濃度を〔H^+〕，〔R^{3+}〕，〔R^{2+}+R^+〕の和とし，〔H^+〕は MO 酸度，〔R^{3+}〕は PP 酸度－MO 酸度，〔R^{3+}+R^+〕は〔陽イオン〕－PP 酸度と仮定して，それらの 100 分率を算出すれば図-13 のようになる。昭和31年10月の２回の測定では，測点 No.-1 と No.-4 の間でいずれも〔H^+〕および〔R^{3+}〕が減少し，それにともない〔R^{2+}+R^+〕が増加している。また昭和 31年度の測点 No.-1 と No.-2 の間では，伏流水による影響は余り顕著ではない反面，測点 No.-2 と No.-3 の間では影響を明瞭にうける等を考慮すれば，伏流水の混入量は現地の局地的地形の影響をうけると推定することができる。なお昭和30年度の測定結果は昭和31年度の結果と異なり，〔R^{2+}+R^+〕の方は余り変動しないにもかかわらず〔H^+〕は減少し，〔R^{3+}〕はわずかであるが増加する傾向が認められる。測定年度の異なる２回の測定でこのように酸度減少にともなう〔R^{3+}〕および〔R^{2+}+R^+〕の変化の様式に差のあることは，現在の資料からは解明できない。ただ昭和30年度は流量も多く，pH も大きいことが関係すると推定される。

(MO酸度)	(PP酸度)－(MO酸度)	(陽イオン)－(PP酸度)		
28.3	33.5	40.2	測点 No.1	昭和31・10・4
24.1	31.9	44.0	測点 No.4	〃
25.5	39.1	35.2	測点 No.1	昭和31・10・5
25.5	39.0	35.5	測点 No.2	〃
25.6	36.2	38.2	測点 No.3	〃
24.1	34.2	41.7	測点 No.4	〃
27.0	32.2	40.8	測点 No.1	昭和30・10・13
27.0	33.7	39.3	測点 No.2	〃
24.5	34.7	40.7	測点 No.3	〃
23.5	36.5	40.0	測点 No.4	〃
24.9	33.8	41.3	測点 No.5	〃

ただし昭和30年度測定では〔陽イオン〕として樹脂通過液の(MO酸度)を用う。

図-13　〔陽イオン〕－〔PP 酸度〕，〔PP 酸度〕－〔MO 酸度〕，〔MO 酸度〕の 100分率

結局玉川水の組成に関しては，その流下中に河床材料との反応により〔H^+〕および〔R^{3+}〕が減少し〔R^{2+}+R^+〕が増加する場合，および〔R^{3+}〕が増加して〔R^{2+}+R^+〕が余り変化しない場合が認められる。〔R^{3+}〕の増加は河床材料からの溶出に起因し，〔R^{2+}+R^+〕の増加は一部は河床材料からの溶出に，一部は地下水の混合に起因すると考えることができる。

（２）河床伏流水の酸度等の測定結果

玉川水が伏流中に河床材料を溶解して酸度の減少がみられることに関して，玉川水の組成の変化から検討を加えた。ここでは伏流水について酸度の変化を確認するための観測を実施したのでその結果をのべる。

観測はすでにのべた戸瀬沢合流点と岩目間の測点No.-1の近くで実施した。玉川の右岸側に４本の測線 a，b，c，d を設け，d 線は流下する玉川水の水際から 2m 離れて流下方向に平行とし，他の３線は d 線に平行として各線の間隔は 10m とする。流れに直角方向に間隔 10m の３本の測線（上流側から 1，2，3 とする）を設け，両側線部の交点で河床を掘り径約 50cm の伏流水面を出す。左岸側にも水際より 2m 離れた e 線を設け，同様に e 線上に３点を求めた。なお測線１の断面の大要を図-14に示す。

採水は昭和32年９月28日 a. m 9 時に実施し，酸度および〔Cl〕について陽イオン交換樹脂を通過させたり，またはそのままで現地測定を行なった。測定結果を表-11に示す。なお例えば〔Cl〕でも樹脂処理の有無により〔Cl〕$_R$ または〔Cl〕$_o$ で示す。（イオン交換樹脂処理の有無をサフィクス R，o，で示す）これらの測定結果を次に検討する。

測点の位置と〔Cl〕等との間には一定の関係は見出しがたく，流下する玉川に最も近い d 線では〔Cl〕は一般に高いが，e 線ではより低い。伏流水は採水時よりも過去の表流水の影響をうけているので，この程度の測定資料では表流水との関連を検討するのに十分ではない。しかしこの測定結果からでも，たとえば c 線上の伏流水の温度には９時と14時で相当の差があり，恐らく〔Cl〕の低いことと

関連があると推定され，伏流水の流動が一様性を持たないと考えることができる。またe線とd線上の伏流水の組成から，地下水は左岸側から供給され，地下水を混合した伏流水は右岸側に流れることも推定できる。

測定時の表流水とは直接な関係のない伏流水ではあるが，玉川水が特異な組成であり，また観測時より以前は比較的安定した気象状況であったので，成分濃度はとにかく成分比等は表流水と比較検討する資料となる。

〔Cl〕は一般に伏流水の方がより小さく，(PP酸度/Cl)$_O$はいずれも表流水の2.54より小さく，(PP酸度/Cl]$_R$は表流水の4.32より大きい。このことはすでにのべたと同様に〔Cl〕が小さく，〔陽イオン〕/〔Cl〕の大きい別の地下水の混入を示す。伏流水はd線上のものを除きMO酸度を失い，わずかであるがMOアルカリ度を持つに至るが，BCG酸度をも持つ。PP酸度および〔陽イオン〕と〔Cl〕の間には図-15にみられるような直線関係が存在し，この直線は流下中の玉川水に一般的にあてはまる下式で示される直線とほとんど平行している。

$$PP\ 酸度 = 0.336[Cl] - 3.73$$

（酸度：10^{-4}meq/l，〔Cl〕：mg/l）

また(PP酸度/Cl)$_R$−(PP酸度/Cl)$_O$で示される水中での〔R^{2+}+R^{+}〕/〔Cl〕に相当する値は一般に伏流水の方が表流水より大であり，この値と(PP酸度/Cl)$_O$との比は図-16に示すように(PP酸度/Cl)$_O$が小さくなるほど表流水より大となる。

このような伏流水と表流水との組成の差異は伏流中に

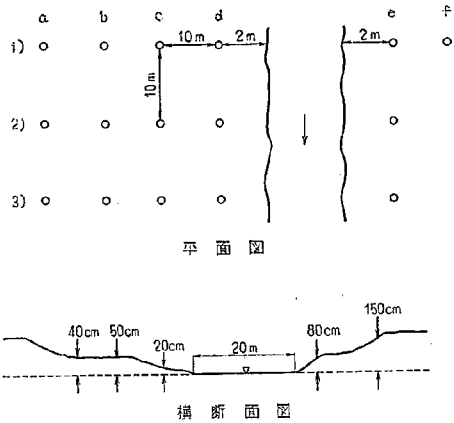


図-14　河床伏流水採水地点平面および横断面図

起るのであり，この現象をさらに考える。すでにのべたように玉川水の流下中にPP酸度およびMO酸度の減少が起るが，PP酸度の減少はより少なく，またPP酸度の流出量はそれ程減少しない。伏流水のPP酸度と〔Cl〕の関係が玉川の流下中にみられる関係とほぼ同じであるにもかかわらず，MO酸度は別個の行動をとり，表流水の(PP酸度−MO酸度)/〔Cl〕が1.40あるのに対し伏流水はいずれも大きい。すなわち伏流中に消失したMO酸度の一部はPP酸度に姿を変えたことを示し，H^+はR^{3+}を溶出したと考えられる。なお一部のH^+はR^{2+}またはR^+を溶出する。酸度とは関係のないR^{2+}お

表-11　河床伏流水の酸度と〔Cl〕および水温　（昭和32年9月28日）

番号	(酸度)$_O$				(酸度)$_R$			α (PP酸度/Cl)$_O$	β (PP酸度/Cl)$_R$	$\beta-\alpha$	$\beta-\alpha/\alpha$	水温		Na	K
	PP	BCG	MO	Cl	PP	MO	Cl					14°	9°		
a—1	0.87	0.06	−0.04	41.5	2.11	1.71	41.8	2.09	5.05	2.96	1.47	15.0	13.6	—	—
a—2	0.67	0.06	−0.05	34.8	1.67	1.39	35.1	1.92	4.77	2.85	1.48	14.2	14.5	—	—
a—3	0.76	0.06	−0.04	34.8	1.61	1.37	35.5	2.18	4.50	2.32	1.06	14.3	14.0	7.7	1.3
b—1	0.94	−0.04	−0.05	45.0	1.94	1.61	43.6	2.09	4.43	2.34	1.12	15.5	14.4	—	—
b—2	1.00	0.17	−0.06	47.9	2.39	1.70	47.2	2.08	5.05	2.97	1.42	15.2	14.9	—	—
b—3	0.90	0.17	−0.06	47.9	2.17	1.86	47.9	1.87	4.52	2.65	1.42	15.4	14.8	6.6	1.5
c—1	0.65	0.05	−0.06	37.9	1.63	1.40	37.6	1.72	4.30	2.58	1.50	16.0	13.0	—	—
c—2	0.81	0.10	−0.07	42.2	1.96	1.75	42.9	1.91	4.58	2.67	1.40	17.9	13.6	—	—
c—3	0.46	0.11	−0.06	33.7	1.55	1.26	33.7	1.36	4.60	2.24	1.64	16.2	12.0	4.5	1.0
d—1	1.13	0.16	0.09	51.1	2.12	1.83	50.4	2.22	4.22	2.00	0.90	14.2	12.5	—	—
d—2	1.36	0.17	0.09	53.9	2.26	1.99	53.2	2.52	4.25	1.73	0.69	13.8	12.7	—	—
d—3	1.36	0.43	0.33	56.0	2.36	2.04	57.1	2.43	4.15	1.72	0.71	14.2	10.8	7.4	1.7
e—1	1.13	0.12	−0.08	43.9	1.90	1.75	43.9	2.56	4.31	1.75	0.68	13.0	—	6.9	1.4
e—2	0.93	0.05	0.13	51.8	1.92	1.80	50.7	1.79	3.79	2.00	1.11	13.6	—	—	—
e—3	0.97	0.05	0.13	50.4	2.02	1.80	49.3	1.92	4.10	2.18	1.13	13.9	—	—	—
f—1	1.06	0.05	−0.10	49.6	1.93	1.62	48.6	2.14	3.98	1.84	0.86	—	—	—	—
表流水	1.45	0.74	0.65	57.0	2.24	2.18	57.0	2.54	4.32	1.78	0.70	14.7	—	7.4	1.5

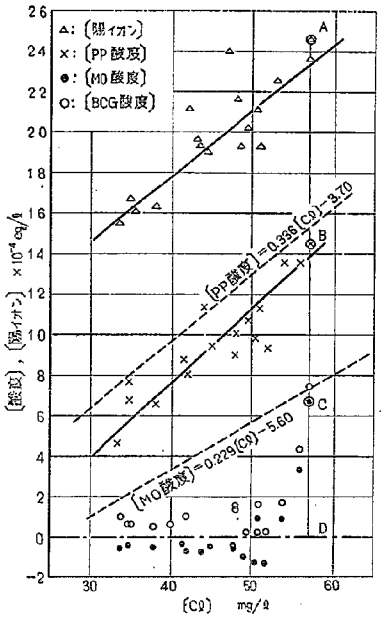


図-15 〔酸度〕,〔陽イオン〕と〔Cl〕の関係

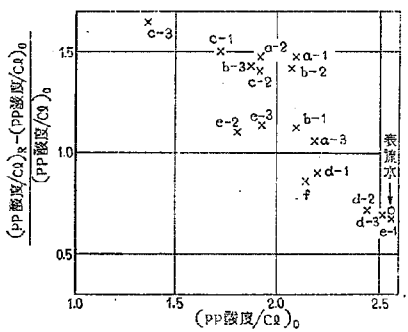


図-16(PP酸度/Cl)$_0$と(PP酸度/Cl)$_R$-(PP酸度Cl)$_0$の関係

および R^+ は (PP 酸度/Cl)$_R$ と (PP 酸度/Cl)$_0$ の差として示され，この差と $(H^+ + R^{3+})$ に相当する (PP 酸度 Cl)$_0$ との比が〔Cl〕が低くくなるにしたがい，つまり伏流水が別の地下水の影響をうけるにしたがい増加し，〔陽イオン〕/〔Cl〕の大きい地下水の混合と共に R^{3+} の代りに R^{2+} または R^+ の増加を示す。

たとえば図-15 において表流水は A，B，C，Dの組成で示られ，〔H^+〕:〔R^{3+}〕:〔$R^{2+}+R^+$〕は CD (26.4%) : BC (32.5%) : AB (41.1%) である。この水が伏流したと考えてもよい d—3点ではこれらの比は14.0 : 43.6 : 42.4である。また d--2点では3.8 : 53.9 : 42.2である。この場合〔$R^{2+}+R^+$〕はわずかに増加しているが，〔H^+〕が〔R^{3+}〕に当量的に変化したと考えてよい。

また〔Na〕/〔Cl〕は表流水，a—3，b—3，c—3，d—3および e—1点でそれぞれ0.130，0.216，0.138，0.133，0.130および0.156であり，表流水に最も近い d—3 点では表流水と一致し，b—3 点および c—3点でも著しくは変らない。さらに地下水供給源とみられる右岸側では，e—3点でこの値は大きく 0.156 である。これらのことは混合する地下水の〔陽イオン〕/〔Cl〕が玉川水より大きいことを支持するものであり，また河床材料からは Na^+ および K^+ の溶出は比較的少ないことを示す。

以上にのべたように，玉川水は伏流中に〔R^{3+}〕が増加し，MO 酸度は減少し，MO 酸度の消失と共に〔$R^{2+}+R^+$〕は増加する。この反応は河床材料からの溶解反応と考える。

（3） 河床下の伏流水の組成

伏流水の酸度等についてはすでにのべたのであるが，いずれも現在の表流水から少くも 2m 離れた位置で採水されており，現在の表流水そのものの伏流したものと断定することは妥当ではない。ここでは玉川最探部の河床の下方約 20cm で採取した伏流水について分析した結果をのべる。試水は昭和32年 9 月30日に測点 No.—1の上流約 200m の玉川流心部の河床で，特殊な採水器を用いて河床下 20cm で採水する。

分析結果を表-12 に示し，この結果についてつぎに検討を加える。

表流水と河床下の伏流水を比較すれば，伏流水の方が〔Cl〕がわずかに低く，〔SO_4〕および〔Fe〕は明らかに低いが，〔Na〕および〔K〕は変りない。〔Al〕，〔Ca〕，〔Mg〕は定量していないので，すでに論じたような酸度の差または陽イオン濃度等を利用して，組成の変化を検討する。表流水と伏流水について MO 酸度，PP 酸度−

表-12 河床下伏流水の分析値（酸度：meq/l，Cl等：mg/l）

試水別	イオン交換樹脂処理なし										イオン交換樹脂処理			
	pH	MO酸度	BCG酸度	PP酸度	Cl	SiO_2	SO_4	Fe	Na	K	MO酸度	BCG酸度	PP酸度	Cl
表流水	3.0	0.674	0.754	1.62	64.2	16.6	33.2	2.95	7.5	1.5	2.39	2.49	2.54	63.5
伏流水	3.3	0.352	0.402	1.54	62.4	14.1	24.4	2.09	7.9	1.6	2.18	2.36	2.49	61.7

MO 酸度，陽イオン濃度−PP 酸度の 100 分率を下に示す。

	MO 酸度	PP 酸度−MO 酸度	陽イオン−PP 酸度
表流水	26.3	35.5	36.2
伏流水	14.1	47.7	38.2

この結果からも MO 酸度の減少にともない〔R^{3+}〕の増加がみられ，〔$R^{2+}+R^{+}$〕の増加は〔R^{3+}〕に比して小さい。試水の Al^{3+}，Ca^{2+}，Mg^{2+} 等については分析していないが，Na^{+} および K^{+} はほとんど増加が見られないので，河床材料からの溶出は主として Al^{3+} であり，ついで Ca^{2+} または Mg^{2+} 等と考えられる。またすでにのべた伏流水 d—3 がこの試水と対応できると考えれば，表流水が伏流し始めて移動する間に R^{3+} は一部 R^{2+} に変る傾向を持つと推定できる。河床材料よりの溶出反応における選択性はおそらく pH により支配され，低 pH のときは R^{3+} の溶出が主であり，MO 酸度の減少にともなう pH の上昇と共に R^{2+} の溶出と R^{3+} の沈澱化による消失が起ると考えられる。なおこの問題を量的に論ずるため分析項目を多くした多くの資料が必要であり，今後適当の機会があれば十分なる検討を試みたい。

またこの測定結果の示すように，河床材料の厚さ20cm をへだててこのように水質に変化が見られることは注目に値する。

（4） 表流水と伏流水との交換

河水は流下中に一部伏流水となり，伏流水は一部は再び表流水中に混入する。この伏流水と表流水との交換は，種種の局地的条件に支配され，量的に表示できない。酸性河水の場合にはその水質の特異性を利用して，この交換量の推定が可能となり，また伏流中に酸度の減少する機構の考察も可能となる。現在までの観測結果ではこの問題を論ずるに十分でないが，定性的な推定はある程度可能と考えるので，次にその検討を試みる。

いま流量 A_1 で測点 X を流れる河水が，測点 Y で流量 C となると考える。測点間を流下する間に流量 A_2 の河水が伏流し，一方流量 B の伏流水が河水中に混入してくるとする。この場合伏流水に入る水は X 点を流れる水とその組成は等しいものとする。このように考えれば，各流量の間には次の関係がある。

$$C=B+A_1-A_2=B+A \quad (A_1-A_2=A \text{ とする})$$

X，Y 点での河水の MO 酸度および〔Cl〕を測定し，さらに B/A を仮定すれば，河水に混入しきたる伏流水の平均組成としての MO 酸度および〔Cl〕を算出することができる。ここでは昭和30年10月13日，31年10月4日および5日に観測した表-9に示す資料に基いて，伏流水の組成を算出推定した結果を表-13に示す。

ここにえられた値は任意の B/A について与えられる

表-13　伏流水の推定組成と流量比（B/A）

測定日	項目：流量比 / 採水点	〔Cl〕 meq/l B/A 0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	〔MO酸度〕 meq/l B/A 0.10	0.15	0.20	0.30
30-10-13	No.-1～No.-4	0.88	0.95	0.98	1.01	1.03	1.04	1.05	−0.18	−0.02	0.06	0.14
〃	No.-1～No.-5	0.66	0.79	0.86	0.93	0.96	0.98	0.99	−0.02	0.10	0.18	0.21
31-10- 4	No.-1～No.-4	0.13	0.79	1.23	1.60	1.76	1.87	1.94	−0.43	0.03	0.25	0.48
31-10- 5	No.-1～No.-3	1.03	1.53	1.78	2.03	2.15	2.23	2.28	0.77	0.85	0.89	0.93
〃	No.-2～No.-4	0.84	1.37	1.64	1.91	2.04	2.12	2.18	0.18	0.45	0.58	0.72
〃	No.-1～No.-4	0.04	0.84	1.20	1.64	1.84	1.96	2.04	−0.11	0.23	0.39	0.56

測定日	項目：流量比 / 採水点	〔MO酸度〕 mcq/l B/A 0.40	0.50	0.60	〔MO酸度〕/〔Cl〕 B/A 0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
30-10-13	No.-1～No.-4	0.18	0.21	0.22	−0.20	−0.02	0.06	0.10	0.17	0.20	0.21
〃	No.-1～No.-5	0.24	0.25	0.26	−0.03	0.13	0.21	0.23	0.25	0.25	0.26
31-10- 4	No.-1～No.-4	0.59	0.66	0.69	−3.3	0.04	0.20	0.30	0.33	0.35	0.36
31-10- 5	No.-1～No.-3	0.95	0.96	0.97	0.75	0.56	0.50	0.45	0.44	0.43	0.42
〃	No.-2～No.-4	0.78	0.82	0.85	0.21	0.33	0.35	0.37	0.38	0.39	0.39
〃	No.-1～No.-4	0.67	0.72	0.76	−2.8	0.27	0.33	0.34	0.36	0.37	0.37

表流水　〔Cl〕：1.10meq/l，MO酸度：0.348meq/l　30-10-13　No.-1
〔Cl〕：2.56　〃　MO酸度：1.064　〃　31-10- 4　No.-1
〔Cl〕：2.68　〃　MO酸度：1.032　〃　31-10- 5　No.-1

のであるが，B/A を実測することはもちろんできない。この表から伏流水の組成についていくつかの特性を知ることができる。たとえば昭和30年度測定の場合の No.-1 点から No.-4 点間の値と No.-1 点から No.-5 点間の値では，〔Cl〕については前者の方が大きく，MO 酸度については後者の方が大きい。また昭和31年度測定の場合でも，同じ測点間で隔日に測定を実施した結果では，B/A の大きい側で大体同じ値を与え，No.-1 点から No.-3 点間の値および No.-2 点から No.-4 点間の値はいずれも No.-1 点から No.-4 点間の値よりも大きい。これらのことは伏流水の組成は測定地域内でほぼ一定であり，さらに B/A が測点間の距離が長いほど大きい値となると考えれば，説明することができる。しかし場所的にある程度組成が異なることもあると考えられる場合もある。

すでに高水敷にみられる伏流水の分析値について論じたように，伏流水は MO酸度をほとんど示さない点を考えれば，B/A の値は大きくとも 0.20 程度と推定される。いま B/A を0.10および0.15とし，表-9 に示す実測流量を用いて A_1, A_2, B, C を計算すると昭和31年度の場合 No.-1 点から No.-4 点間で下記のようになる。

10月4日： $A_1 : A_2 : B : C = 3.20 : -0.09 : 0.33 : 3.62 (B/A = 0.10)$

10月5日： $A_1 : A_2 : B : C = 4.07 : 1.01 : 0.31 : 3.37 (B/A = 0.10)$

10月4日： $A_1 : A_2 : B : C = 3.20 : 0.12 : 0.36 : 3.62 (B/A = 0.15)$

10月5日： $A_1 : A_2 : B : C = 4.07 : 1.14 : 0.24 : 3.37 (B/A = 0.15)$

一方表-13からは B/A が0.10のときは伏流水の〔Cl〕は0.13であり，表流水の〔Cl〕が2.56であるのに比較して余りに小さい。昭和32年9月の測定で見られたように，河床伏流水の〔Cl〕は表流水の〔Cl〕に比してそれ程著しい低下は認められない。この相反した2つの現象をどのように説明するかは困難である。しかし現在では一応次のように考えるべきとする。すなわち昭和32年の場合は測定した伏流水は No.-1 および No.-4 の測点間の周辺の面積に比すれば著しく極限された範囲にみられるものであり，広範囲に存在する伏流水で表流水中に流入するものの平均組成で論ずる場合は，昭和31年度調査結果からの推定組成を考えることは妥当と考える。おそらく河床に存在する地下水で表流水の影響をうけた程度の少ないものの流入量の多いためであろう。

河川が流下する間での表流水と伏流水の交換量の推定は困難であるが，玉川におけるこの調査地点間においては B/A（B は表流水中に入る伏流水量，A は流入する表流水量と伏流してゆく水量との差）は大体 0.2 以下と推定した。

〔4〕 Al および Fe の分析結果についての補遺

上にのべてきた試水の分析結果では Fe^{3+} および Al^{3+} については記載しない点が多い。玉川水は HBO_2^- または F^- 等をふくみ，Fe^{3+} および Al^{3+} の分析値の精度が劣る。したがって Fe^{3+} および Al^{3+} の和は PP 酸度と MO 酸度の差に近いものとして，それらの行動を論じてきた。また R^+ および R^{2+} の和は陽イオン交換樹脂処理前後の PP 酸度の差に近いものとして取り扱うこととした。野外調査の場合このような取扱を行なっても一応の目的は達しうることはあらかじめ実験室内で確かめた。しかし実際の玉川水の場合このような簡便法が実際の分析結果とどの程度の一致を示すかは今後の研究問題として残されてきた。

この問題をさらに詳しく検討し，伏流水の行動等も確かめるために昭和37年10月18日に前回の調査地点よりやや上流部で伏流水の分析を試みた。また玉川流域の水文状況が前回までの場合と相当変化しているので，玉川の一般水質をも同時に調査した。次にこれらの結果をのべる。

（1） 河床伏流水の組成について

採水地点は戸瀬沢合流点の上流部とし，流心部の河床下約 15cm と 30cm から河床下伏流水 A および B を採取する。また表流河水端よりそれぞれ約 2m, 3m, 4m 離れて右岸側河床砂礫中に掘った孔から伏流水 No.-1, No.-2, No.-3 を採取する。これら試水の分析結果は表-14に示す。

次にこれらの結果について検討する。

陽イオンの総和は主要な陰イオンである Cl^- および SO_4^{2-} の和と一致し，また陽イオン交換樹脂処理後の PP 酸度とも大体一致するといえる。PP 酸度と MO 酸度との差は，MO 酸度の高い表流水および伏流水 A を除いて，$R^{3+}(Fe^{3+}Al^{3+})$に近い。さらに樹脂処理前後の PP 酸度の差は伏流水 No.-2 を除いて R^{2+} と R^+ (H^+ を除く) の和に近かく，一般に後者の方が約10%程度前者より小さい。玉川水のような場合 PP 酸度または MO 酸度の内容は複雑であり，測定時の滴定終点が明瞭でないこと等を考慮すれば，この程度の一致は酸度等の測定結果から R^{3+} および $R^+ + R^{2+}$ の行動を推定予測することの妥当性を示すものと考える。

表流水が伏流水化するときその組成がどのように変化するかについてはすでに論じたのであるが，さらに表-15 に各組成分の分担割合が示す。この結果によれば，表流水と河床下 15cm の伏流水 A は〔SO_4〕がわずか異なるほかは大した変化はない。しかし河床下伏流水 B は多くの MO 酸度を失い，それと当量の〔$R^+ + R^{2+}$〕および〔R^{3+}〕が増加していることが示される。さらに伏流水 No.-1 になれば，〔SO_4〕の増加は著しく，また MO 酸度は消失しその反面〔R^{3+}〕が増加することが示される。

表-14　伏流水の分析結果（meq/l，昭和37年10月18日採水）

試水＼分析項目		Cl	SO_4	Ca	Mg	Fe	Al	Na	K	(PP酸度)$_O$	(MO酸度)$_O$	(PP酸度)$_R$	カチオン和	Cl+SO_4	(PP酸度)$_O$−(MO酸度)$_O$	(PP酸度)$_R$−(PP酸度)$_O$
伏流水	A	3.04	1.42	0.64	0.05	0.08	2.46	0.48	0.09	2.68	0.75	4.20	4.6	4.5	1.9	1.5
	※	2.98	1.40	0.63	0.05	0.08	2.31	0.47	0.09	2.66	0.74	4.10	—	—	—	—
	B	2.72	1.27	0.77	0.14	0.04	2.34	0.42	0.08	2.33	0.17	3.75	3.9	4.0	2.2	1.4
	※	2.98	1.39	0.84	0.15	0.04	2.56	0.46	0.09	2.55	0.19	4.10	—	—	—	—
	No.-1	1.81	1.03	0.53	0.02	0.04	1.81	0.32	0.05	1.80	0.00	2.82	2.8	2.8	1.8	1.0
	※	2.98	1.69	0.87	0.03	0.04	2.98	0.52	0.08	2.96	0.00	4.60	—	—	—	—
	No.-2	1.08	1.06	0.47	0.10	0.04	1.22	0.25	0.03	1.41	0.00	2.09	2.1	2.1	1.4	0.7
	※	2.98	2.90	1.28	0.27	0.11	3.37	0.68	0.08	3.89	0.00	5.70	—	—	—	—
	No.-3	1.42	1.03	0.70	0.16	0.04	1.05	0.32	0.05	1.11	0.00	2.43	2.3	2.5	1.1	1.3
	※	2.98	2.17	1.46	0.33	0.08	2.08	0.67	0.10	2.33	0.00	5.02	—	—	—	—
表流水		2.98	1.33	0.62	0.08	0.18	2.46	0.39	0.08	2.73	0.75	4.20	4.6	4.3	2.0	1.5

備考：※表流水の〔Cl〕を基準として換算した場合
(PP 酸度)$_O$，(MO 酸度)$_O$は試水の分析値
(PP 酸度)$_R$ はイオン交換樹脂処理試水の分析値

表-15　イオンの 100 分率

試　水	$(MO)_O$	$(PP)_R-(PP)_O$	$(P\ P)_O-(MO)_O$	H^+	$R^+ + R^{2+}$	R^{3+}
表流水	18	34	48	16	26	58
伏流水 A	18	36	46	16	28	56
〃 B	5	38	57	4	34	62
〃 No.-1	0	36	64	0	33	67
〃 No.-2	0	32	68	0	41	59
〃 No.-3	0	53	47	0	54	46

酸度等より求めた〔R^{3+}〕および〔$R^+ + R^{2+}$〕についても大体同じ傾向が認められる。結局表流水が伏流水化するときは MO 酸度が減少して $R^+ + R^{2+}$ および R^{3+} がいずれも増加し，さらに MO 酸度の消失にともない $R^+ + R^{2+}$ よりも R^{3+} の方がより増加する場合とその反対の場合がある。R^+ および R^{2+} では伏流水中での増加の著しいものは Ca^{2+} および Na^+ であり，R^{3+} では主として Al^{3+} である。Al^{3+} の増加は河床材料からの溶出に基づき，Ca^{2+} および Na^+ の増加は SO_4^{2-} の増加と関連して考えれば一部は高水敷に存在する地下水に起源を持つものと考えられる。なお〔SO_4〕/〔Cl〕が伏流水で特に高いことは異常に〔SO_4〕の高い地下水を考えねばならないこととなり，その説明に困難となる。この説明としては鷹湯温泉と同様な泉質の鉱泉等の流入を考えるか，または玉川河床材料のように変質をうけるものは岩石中の硫化物鉱硫黄から SO_4^{2-} が容易に生成しやすいと考えるべきであろう。このことは玉川の流下中に SO_4^{2-} の流出量が五十曲と岩目間で増加する現象と関係あるものと推定できる。

（2）Fe^{3+}，Al^{3+} を考慮した玉川の水質

すでにのべてきた本報告においては Fe^{3+} および Al^{3+} の分析は実施せず，R_2O_3 を求めたりまたは MO 酸度と PP 酸度との差をもって R^{3+} としてきた。ここでは昭和37年10月18日採取した試水についての分析値を表-16，17に示し，その結果について検討する。なお昭和37年度においてはすでに玉川の水文関係は前回の調査時とは著しく変っておることを指摘せねばならない。すなわち大深川は流域変更のために小和瀬川に流入し，小和瀬川は直接鎌畑貯水池に流入している。さらに玉川温泉地区において一部の除毒が実施されていた。

表-16 にみられる玉川の水質は除毒を実施していなかったときとは著しい相異を示す。その主要な特徴は

表-16　玉川水の水質（陰度：meq/l，その他成分：mg/l）昭和37年10月18日採水

測定＼項目	MO酸度	PP酸度	Cl	SO_4	Na	K	Ca	Mg	Fe	Al	SiO_2
渋黒川	1.65	4.76	176.6	76.4	10.0	3.7	17.4	1.5	5.5	26	19.6
棚白	1.05	3.10	118.0	71.6	8.6	2.5	13.2	0.5	3.4	20	18.1
戸瀬合流前	0.75	2.73	105.7	63.9	9.0	2.5	12.4	0.9	3.2	22	18.2
小和瀬合流前	0.55	2.09	85.1	52.8	8.4	2.1	10.8	0.2	2.3	16	17.9
玉川部落前	0.15	1.11	53.2	38.9	6.4	1.5	6.6	4.1	1.7	9.5	12.6

表-17　玉川水中溶存成分の関係（meq/l）

測点＼項目	R^+	R^{2+}	R^{3+}	ΣR	$H^+ + \Sigma R$	$Cl + SO_4$	PP酸度－MO酸度	推定流量 (m^3/sec)
渋黒川	0.44	0.99	3.20	4.63	6.28	6.56	3.01	1.60
棚白	0.35	0.70	2.40	3.45	4.50	4.85	2.05	2.42
戸瀬合流前	0.36	0.70	2.63	3.69	4.44	4.30	1.98	2.70
小和瀬合流前	0.33	0.55	1.91	2.79	3.34	3.50	1.54	3.40
玉川部落前	0.26	0.67	1.16	2.09	2.24	2.31	0.96	5.45

$[Cl^-]$ に較べて MO 酸度が低くく，R_2O_3 は高かいことである。しかしここでは成分間の関係を特に論ずる必要はないので，主として Al^{3+} および Fe^{3+} について検討を試みる。

すでに Al^{3+} および Fe^{3+} の合計量を PP 酸度と MO 酸度の差として推定しうるものと考えてきた。しかしこの推定がどの位の精度で成りたつかを明らかにせねばならない。表-16に溶存成分の濃度（meq/l）を示す。陰イオンは Cl^- および SO_4^{2-} が主要なものであり，このイオンの濃度の和は全陰イオン濃度に近似的には一致するものと考えられる。一方 R^+, R^{2+}, R^{3+} の濃度および MO 酸度の和は Cl^- と SO_4^{2-} の濃度の和よりも多い傾向はあるが，大体近い値をとる。PP 酸度と MO 酸度の差は $[R^{3+}]$ よりも小さい傾向があるが，両者の間には直線的関係がありこの直線の方向係数は大体1に近い。このような差の認められるのは，酸度を求める場合の滴定終点が明瞭でないことと，MO 酸度には一部の R^{3+} が含まれるためと考えられる。PP 酸度と MO 酸度の差をもって R^{3+} の濃度と考えることは，多少の誤差を容認すれば一応の妥当性を持つものと考えうる。

つぎに溶存成分の流出量について考えてみる。この調査では流量測定は実施していないので，つぎのようにして流量を推定した。すなわち渋黒川の Cl^- の流出量は大体一定量であり，その値は 283g/sec であることはすでに論じたところであり，この流出量と Cl^- 濃度から今回の調査時における渋黒川の流量を算出して1.60m^3/secとした。また合流前後における Cl^- の分析値と渋黒川に合流する河川水の Cl^- 濃度（4.0mg/l とする）から，すでに論じたように流量を求めた。それらの値は表-17 に示す。流量と試水の分析値から流出量を求め，流量と流出量の関係を求め図-17 に示す。

この図によれば渋黒川の流出酸量は玉川部落地点まで流下する間に約70%を失うことになり，支流より供給される MO アルカリ度は約 0.9eq/sec であり，結局 70% の内約35%が MOアルカリ度により，35%が河床材料との反応によると考えることができる。この場合一部除毒が実施されているので，除毒を実施していない昭和26年から31年までの資料と比較検討することは余り意義を認

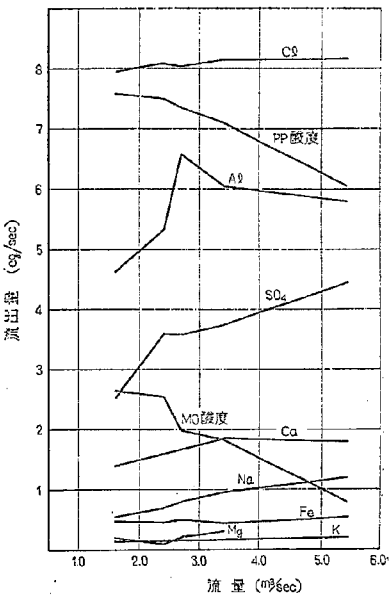


図-17　溶存成分の流出量と流量
（昭和37年10月18日）

めない。しかし Al^{3+} の流出量はいったん増加し，ついで減少すること，および R^{3+} の内でも Al^{3+} が主要な役割を演じており，Fe^{3+} の方はそれ程注目する必要はない。

なお SO_4^{2-} の流出量が増加することについては一応鳩湯温泉を考慮したが，鳩湯の Na/SO_4 モル比は約2であり，SO_4^{2-} 流出量の増加量に較べて Na^+ 流出量が低いことを考慮すればそれ以外にも SO_4^{2-} の供給源を考える必要がある。河床材料が変質をうけるとき河床材料中の硫化物源硫黄の安定性が低下すること等も新に検討する必要が生ずると考える。

〔6〕結　言

昭和26年から32年にわたる水質調査の資料に基づき，玉川水の流下中における水質変化の実態を定量的に把握することを試みた。特に溶存成分の消長について考察し

た。えられた結果の大要を次に示す。

（1） 除毒を実施しない自然流下状態での渋黒川水では，〔Cl^-〕と PP 酸度および MO 酸度の間に密接な直線的関係があり，両酸度の差と〔R_2O_3〕の間にも密接な関係がある。塩基の内では Al^{3+} が主要なものである。

渋黒川での溶存成分の流出量の変動は酸度および Cl^- が最も小さく，SO_4^{2-} がそれにつぎ，その他成分の変動はより大きい。

渋黒川水はアルカリによる中和に対して緩衝能が大きいので，水質持性を pH をもって論ずることは不適当であり，指示薬を異にする酸度でこの緩衝能を表示する必要がある。緩衝能が大きいのは Al^{3+} および Fe^{3+} の存在による。現在実施されている除毒工法が化学的には H^+ の Al^{3+} への変化であることは，その効果を論ずるとき特に注目せねばならない。

（2） 調査流域内での玉川支流水の水質を求め，その水質特性を論じた。玉川の支流水の平均組成を求めたが，大深川水により支配されることを認めた。支流の内で特に異常な水質を示すものは小先遠川および鳩湯温泉であり，その酸の中和能力の異常に高いことは玉川の水質に対して大きな役割を持っている。また MO アルカリ度の流出量は大体 10meq/km² 程度と考えられる。

（3） 玉川の流下中に起る溶存成分の挙動を成分濃度，成分濃度比および流出量について考察した。遊離酸の減少は支流水中の MO アルカリ度および河床材料からの塩基の溶出に基づき，また遊離酸の減少にともなう pH の上昇とともに溶存成分の沈殿析出が起ることを認めた。

玉川が鎧畑地点まで流下する間に，渋黒川水中の MO 酸度は流域より供給される MO アルカリ度により約 1/4 が，河床材料との反応により約 1/4 が失われることを確かめた。

（4） 玉川水のような水質を持つ河水が支流と合流する場合は，合流前後における水質の相異を検討することにより，流量の比を求めうるしまた合流時の混合状況等も測定しうることを示した。

（5） 玉川が流下中に河床材料を溶解して MO 酸度を失なうのであるが，河床下 10cm ですでに酸度の著しい低下を認め，伏流水として移動する間にこの反応が起ることを認めた。伏流中の遊離酸の減少が Al^{3+} の増加にともなう場合と，Ca^{2+} または Na^+ の増加にともなう場合のあることも認めた。

この河床材料との反応を利用して伏流水と表流水との交換量の推定を試みた。

（6） 溶存成分間の量的関係を論ずる場合，PP 酸度と MO 酸度の差が大体〔R^{3+}〕に近いこと，陽イオン交換樹脂処理前後の PP 酸度の差は大体〔$R^{2+}+R^+$〕に近いことを利用できる。

また SO_4^{2-} の行動については今後さらに解明すべき点が残っている。

謝　辞

本調査を実施するにあたり玉川工事事務所，鎧畑ダム工事事務所，東北地建河川部，鎧畑ダム管理事務所の各位から御協力をえ，また便宜を与えられた。深甚な謝意を表する。

なお本研究の一部は昭和32年度日本化学会地球化学討論会において発表した。

参考文献

（1） 有泉，牧　酸性河川水の水質に関する調査研究　第1報　土木研報88号，115-134，昭29

（2） 有泉，牧，野本　酸性河川水の水質に関する調査研究　第2報　土木研報90号，93-118，昭30

（3） 内海　チオシアン酸塩を用いる新比色定量法　日化　73，835-841，1952

（4） 藤原　酸性灌漑水の被害について　東北農業　3，144-146，1949

（5） 半谷　天然水の化学的性質と地質環境との相関に関する考察（Ⅰ～Ⅲ）　日化　74，365-367，451-452，522-525，1953

（6） 小林　秋田県主要河川について　大原農業研究所　1950

（7） 半谷，杉村　本邦酸性陸水の地球化学的研究（Ⅰ～Ⅲ）　日化　78，1307-1316，1957　79，793～801，1958

（8） 新田　河川の水質変動に関する研究　東京工大学報　No.20，1961

（9） 後藤　河川の化学的研究　日化　78，1241-1246，1957

酸性河川水の水質に関する調査研究(第6報)

——玉川骨材の変質について——

(昭和37年8月)

有泉昌*

目次

1. 試料と実験方法……(1)
2. 実験結果……(1)
3. 実験結果の検討……(3)
〔1〕岩目上流の礫の化学組成……(3)
〔2〕鎧畑渡舟点での骨材の化学組成……(4)
〔3〕鉱物顕微鏡による観察……(5)
〔4〕示差熱分析曲線……(5)
〔5〕コンクリート用骨材としての玉川河床材料……(5)
4. 考察……(6)
5. 結言……(7)

まえがき

玉川河水が伏流中に河床材料を溶解して酸度が減少することについてすでに報告した。このことは河床材料に変質を与えることとなる。玉川水の組成の変化は河床材料の変質との関連において追求されねばならない。ここでは河床材料と玉川水との間の物質収支の問題について主として化学的組成の立場から検討を試みる。なお変質をうけた河床材料のコンクリート用骨材としての性質にも触れる。

1. 試料と実験方法

試料として岩目上流の玉川河川敷から,昭和28年10月種種の岩質の礫を採取する。これら数個の礫の表層2mmまでを注意深くかく取り,表層試料とし,中心部からの内部試料と共に分析試料とする。分析はアルカリ溶融法による。

コンクリート骨材としての適否を試験するために,鎧畑渡舟点で,昭和26年10月採取した礫,砂利および砂についてはSiO_2, Al_2O_3およびFe_2O_3について分析した。これら試料は渡舟点上で流向に直角な一直線上の数地点で,それぞれ50kg以上の骨材から岩種別に分別し,それらの存在比を求めた後に代表試料を選ぶ。これら礫試料のドバル磨耗試験機によりえた表層試料と内部試料について可溶成分分析を行なった。可溶成分分析は工業分析としてセメント材料等に実施される方法で,その大要は次のようである。

試料約1gを50ccの10% NaOH溶液で1時間温溶上で加熱ロ過し,この操作を2回くり返えす。ついで50ccの5% HClで1時間温溶上で処理し,この操作を2回くり返えす。最後にふたたび30ccの5% NaOHで加熱処理する。ロ液および洗液中のSiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3等を常法で定量し,それぞれ可溶性SiO_2等とする。

このほか参考のために示差熱分析を,一試料については検鏡を実施し,さらにA·S·T·M, C-289-54Tによるアルカリ骨材反応容疑性についても実験した。

なおこれらの試料はコンクリート用骨材としての一般的な試験を実施した。

2. 実験結果

岩目上流で採取した礫についての分析値を表-1に示し,分析値間の関係を表-2に示す。鎧畑渡舟点での採取試料の分析結果を表-3に示す。また示差熱分析曲線

表-1 玉川河床礫(岩目上流)の表層部および内部の分析値

試料名	成分	強熱減量	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	TiO_2	$\frac{SiO_2}{R_2O_3}$
A	外	3.48	59.00	18.38	6.58	2.52	1.54	1.32	6.30
A	内	1.97	66.59	14.45	6.79	2.95	1.77	1.17	8.27
B	外	2.09	72.95	13.74	2.93	0.61	0.19	1.06	11.68
B	内	1.98	66.94	10.79	9.47	1.80	1.51	1.22	8.78
C	外	1.08	74.73	15.04	1.67	2.40	0.22	0.44	11.96
C	内	0.97	77.79	14.03	1.04	2.20	0.45	0.42	8.47
D	外	5.82	58.76	14.36	7.14	4.68	3.88	1.80	7.25
D	内	5.05	49.56	17.98	5.72	8.45	5.43	1.44	5.54
E	外	6.46	70.02	6.17	8.93	2.45	4.77	1.09	12.27
E	内	3.14	62.74	14.32	8.48	5.87	4.73	0.82	7.30
F	外	5.10	63.81	13.62	5.89	0.06	1.15	2.23	8.71
F	内	4.59	59.85	15.77	9.12	0.28	2.16	2.23	6.39
G	外	4.90	79.58	11.13	0.87	0.06	0.68	0.56	15.10
G	内	5.53	76.23	10.42	5.82	0.18	0.74	0.56	12.57

* 地質化学部長 工博

表-2 玉川河床礫分析値の比率（岩目上流）

試料別 \ 項目別		A/S	F/S	C/S	M/S	C/A	M/A	$[(S/T)_i-(S/T)_o]/(S/T)_i$	$[(A/T)_i-(A/T)_o]/(A/T)_i$	$[(C/T)_i-(C/T)_o]/(C/T)_i$	$[(M/T)_i-(M/T)_o]/(M/T)_i$	$[(F/T)_i-(F/T)_o]/(M/T)_i$
A	外	0.312	0.112	0.0427	0.0261	0.137	0.084	22	−12	24	22	22
	内	0.218	0.104	0.0444	0.0266	0.203	0.122					
B	外	0.147	0.040	0.0084	0.0026	0.045	0.014	−25	−47	62	93	64
	内	0.161	0.141	0.0269	0.0226	0.166	0.140					
C	外	0.201	0.020	0.0322	0.0030	0.160	0.015	10	− 3	− 4	53	52
	内	0.180	0.013	0.0282	0.0058	0.157	0.032					
D	外	0.245	0.121	0.0795	0.066	0.325	0.270	5	28	56	43	0
	内	0.363	0.115	0.1700	0.110	0.470	0.302					
E	外	0.086	0.127	0.0365	0.0680	0.399	0.772	16	67	69	24	21
	内	0.228	0.135	0.0935	0.0755	0.410	0.331					
F	外	0.213	0.092	0.0009	0.0180	0.004	0.088	7	14	77	46	61
	内	0.264	0.152	0.0046	0.0360	0.018	0.137					
G	外	0.140	0.011	0.0008	0.0085	0.005	0.061	− 4	− 7	65	8	79
	内	0.136	0.077	0.0024	0.0097	0.017	0.071					

備考 A：Al_2O_3，S：SiO_2，C：CaO，M：MgO，F：Fe_2O_3，T：TiO_2，$_i$：内部，$_o$：表層

表-3 骨材の化学的組成（鐙畑渡舟点）

試料番号	試験項目 / 試料名	全分析				可溶分析			可溶率		比重	吸水率(%)	耐久性(%)	存在割合**
			SiO_2	Al_2O_3*	Fe_2O_3	SiO_2	$Al_2O_3+Fe_2O_3$*	不溶解残渣	SiO_2	$Al_2O_3+Fe_2O_3$*				
1	中性火山岩（安山岩）	2.02	59.34	20.52	6.72	15.3	10.7	68.2	25.8	39.2	2.54	2.95	0.5	23
2	石英粗面岩	2.30	67.74	16.99	4.73	11.9	7.8	76.8	17.6	35.9	2.44	4.05	17.8	8
3	花崗岩	3.31	64.48	18.67	4.72	10.7	8.6	73.6	16.6	36.7	—	—	—	2
4	凝灰岩質砂岩頁岩	4.10	61.09	18.79	6.31	14.9	12.2	63.5	24.4	48.8	2.44	2.44	15.3	10
5	基性火山岩（玄武岩―安山岩）	1.95	56.96	21.15	8.61	17.9	12.7	61.8	31.4	42.6	2.66	1.13	1.1	22
6	珪質頁石	2.06	82.40	9.19	3.21	20.0	4.6	71.7	24.3	37.1	—	—	—	2
7	石英斑石	1.36	68.80	21.80	2.89	9.2	5.8	81.2	13.3	23.4	2.46	3.74	2.3	12
8	中性基性凝灰岩（安山岩―玄武岩）	3.66	56.34	21.85	7.07	15.5	13.2	62.8	27.4	45.6	2.46	4.11	13.0	14
9	石英粗面岩質凝灰岩	2.18	72.72	16.15	3.54	11.5	6.4	78.1	15.8	32.5	2.35	6.46	16.1	7
10	頁岩	2.75	58.20	24.20	7.28	19.4	11.2	65.8	33.4	35.5	—	—	—	0.3
11	粗骨材15～30mm	2.94	62.66	20.15	6.14	27.0	10.9	62.4	43.0	40.4	2.46	—	—	20
12	粗骨材 5～15mm	4.08	59.90	20.51	6.86	26.9	12.6	59.5	44.7	46.0	—	4.82	15.9	17
13	細骨材1.2～5mm	3.45	69.41	15.43	6.35	23.6	9.2	66.4	33.9	42.1	—	—	16.8	13
14	細骨材 1.2mm>	2.59	59.69	16.79	6.35	18.7	11.9	71.3	31.3	51.5	2.67	—	15.5	15

* Al_2O_3 には TiO_2，P_2O_5 がふくまれる。

** 礫の存在割合は 30mm～100mm のものについて求める。
粗骨材，細骨材は河床材料全部について求めた。

を図-1に示す。

3. 実験結果の検討

〔1〕 岩目上流の礫の化学組成

礫の切断面はいずれも少くも表面から3mm位は灰白色化したり，赤褐色にそまっている。肉眼的にも表層は変化をうけていることが明瞭である。つぎに化学的組成に見られる変化を考える。成分の比率を求め，表層と内部での比率の値を試料別に比較すれば次のごとくなる。

Al_2O_3/SiO_2：内>外　D，E，F
　　内<外　A，B，C
　　内≒外　G

Fe_2O_3/SiO_2：内>外　B，E，G
　　内<外　A，C，D，F

CaO/SiO_2　：内>外　A，B，D，E，F，G
　　内<外　C

MgO/SiO_2　：内>外　A，B，C，D，E，F，G
　　内<外　—

CaO/Al_2O_3：内>外　A，B，C，D，E，F，G
　　内≒外　C

MgO/SiO_2　：内>外　A，C，D，F，G
　　内<外　E
　　内≒外　B

TiO_2　　：内>外　B
　　内<外　A，D，E
　　内≒外　C，F，G

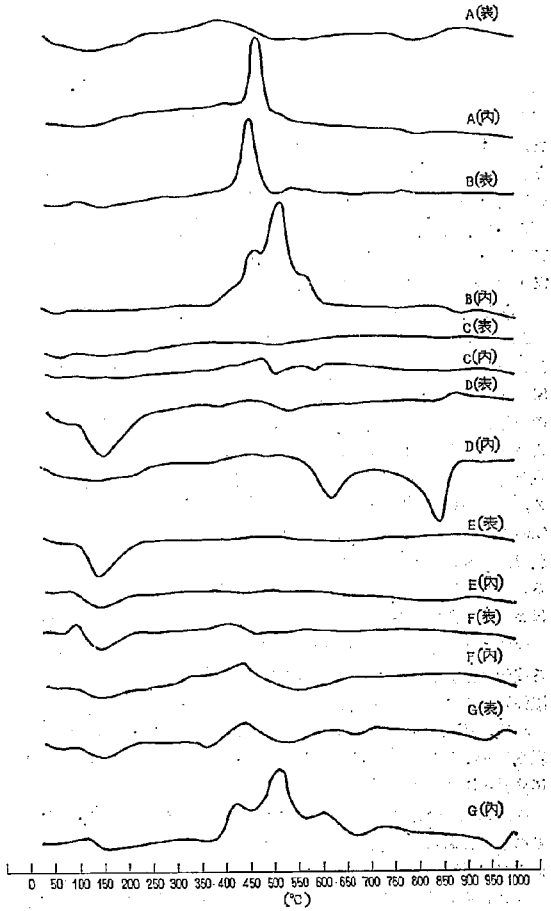


図-1玉川礫の示差熱分析曲線（内部および表層部）
試料 0.60g 温度上昇速度10°C/min

Al_2O_3/SiO_2 が内>外であることは，表層部で Al_2O_3 の溶脱され方が SiO_2 の場合より大きいか，表層部で SiO_2 が接触相から収着固定されるかである。内<外であることは，SiO_2 が優先的に溶脱されるか，Al_2O_3 の収着固定が考えられる。実際には溶脱と固定の両者がともに行なわれると考えれば，代数的総和としての溶脱および固定と考えるべきである。測定結果では内>外，内<外の両者が認められ，複雑な反応機構が想定される。

Fe_2O_3/SiO_2 についても Al_2O_3/SiO_2 の場合と同様な現象が見られる。

CaO/SiO_2 は C を除いてはいずれも内>外であり，CaO は溶脱されやすい。C の場合は CaO が著しく安定であるか，または接触河水からの CaO の固定が想定される。

CaO/Al_2O_3 は C を除いていずれも内>外であり，C の場合は実質的には表層と内部ではとんど差はないと考える。このことは CaO の方が Al_2O_3 より溶脱されやすいことを示す。しかし酸性水の中和能に関しては，溶脱率よりもむしろ溶脱率と成分組成で示される溶脱量が問題となることを考慮する必要がある。MgO/Al_2O_3 はEを除いて内>外であり，CaO/Al_2O_3 の場合と同様と見なされる。

TiO_2 の含量は B が内>外であり，C，E および F は内外共に差異はなく，A，D および E は内<外である。TiO_2 の溶脱がなければ内<外が想定されるのであるが，内>外の場合は TiO_2 の溶脱を考えるか，または溶脱量より固定量の方が大であると考えねばならない。

強熱減量はGを除いていずれも外>内の関係がある。Gは含水酸化鉄の溶脱のために強熱減量が減少すると考

えられる。

酸性河水との接触により変化しない基準となる成分が明らかでないので，以上の酸化物組成の比からは変質反応の姿をつかみがたい。ここでは岩石中に存在する TiO_2 または TiO_2 含有鉱物は稀酸に対し，そのほかの鉱物より安定であると考えられるので，TiO_2 を基準としてその他成分の含量の変動を考えてみる。すなわち例えば岩石の表層部と内部の SiO_2 と TiO_2 の比をそれぞれ $(SiO_2/TiO_2)_f$ および $(SiO_2/TiO_2)_i$ とし，下記の値をもって SiO_2 の変動量を表わすものとする。

$$[(SiO_2/TiO_2)_f-(SiO_2/TiO_2)_0]/(SiO_2/TiO_2)_i$$

A，B およびEはこの値が比較的大きいが，一般には他の成分に比して小さい値である。B は負値であり，SiO_2 の固定が考えられるが，A，E および C では SiO_2 の一部が溶脱されたと考えられる。Al_2O_3 は A，B，C および G が負値を示し，A および B では特に Al_2O_3 の固定が考えられ，C および G ではほとんど不変とみなしうる。D，E および F では Al_2O_3 の溶脱が明瞭である。CaO は C のみがわずかに負値を示すのみで，その他試料ではすべて正であり，CaO の溶脱は顕著と考えられる。MgO は CaO と同様に溶脱される。Fe_2O_3 は C のほかすべて溶脱される。

すでにのべた酸化物組成の比および TiO_2 を基準とする成分含有率変動を示す値を資料として，各試料岩石の酸性河水に対する行動を考えれば次のようになる。

A は Al_2O_3 が表層で富化固定され，その他の成分は溶脱されるがその割合は小さい。Fe_2O_3 は SiO_2 よりわずかに溶脱されやすい。

B は Al_2O_3 および SiO_2 が共に表層で富化固定され，その割合は Al_2O_3 の方が SiO_2 より大きい。CaO，MgO および Fe_2O_3 の溶脱され方は大きい。

C は Al_2O_3 が溶脱されず，むしろわずかに富化固定され，Fe_2O_3 はこの傾向が Al_2O_3 より大きい。CaO は Al_2O_3 と同様に行動するが，富化される割合は Al_2O_3 より小さい。SiO_2 は溶脱され，MgO の溶脱される割合は大きい。

D は各成分とも溶脱され，特に CaO および MgO が溶脱されやすく，Al_2O_3 がこれにつぐ。Fe_2O_3 はわずかに富化固定される傾向が見られる。

E は各成分とも溶脱され，特に Al_2O_3 および CaO が著しく，MgO は Al_2O_3 より溶脱されがたい。F は SiO_2 がわずかに富化固定される傾向を示すほか，いずれも溶脱される。G は Al_2O_3 および SiO_2 がわずかに固定される傾向を示すが，Fe_2O_3 の溶脱は顕著である。

上にのべた玉川礫の玉川水に対する挙動は，岩石別に著しい差異のあることが明らかである。岩石別に行動の異なることは，岩石を構成する鉱物別に酸に対する安定性の異なることを意味し，単に本実験のような酸化物組成で論ずることには限界がある。本来この礫の変質現象の調査は，コンクリート用骨材としての適否を判定するために実施したものであり，正確な岩石学的考察の資料とはならない。しかし巨視的な玉川礫の変質を知る資料としての価値ありと考える。

一般に岩石が酸液と接すれば，組成成分は分解されて溶出し，それらの速度にはそれぞれ差がある。しかし玉川礫では溶出のほかに，玉川水より岩石中に富化濃縮する現象を示すものもある。この現象は pH が低いときは溶解が行なわれ，pH が高くなるにともない順次 Fe_2O_3，Al_2O_3 等が液中より除かれることに関連があり，SiO_2 の溶存形態にも変化が起る。河水中より析出した成分は，河水との反応により表面積の大きくなった活性な岩石表面に収着され，または結合し，これらの岩石は河水と直接接触せずに日光の下に乾燥されるような環境に置かれる。このような状況を考えれば，岩石と酸性河水との間に物質の収支関係が存在することを知りうる。SiO_2 および Al_2O_3 の玉川流下中での溶出量の減少は，このような現象とも関係すると考えうる。

〔2〕 鎧畑渡舟点での骨材の化学組成

化学組成は SiO_2，Al_2O_3，Fe_2O_3 および強熱減量のみについて求めたので，詳しい検討はできない。一般的にいえることは強熱減量が大きく。特に粗骨材および細骨材に顕著である。酸性岩の SiO_2 含量が一般に少くない。粗骨材で 5～30mm のものは，30mm 以上のものが酸性岩の方が少ないのに対し，むしろ塩基性を示す。細骨材は 1.2～5mm のものが酸性であるのに対し，1.2mm以下のものは塩基性となり，前者が石英粒子を多く含むことによる。すなわち骨材の粒度別に主要な構成岩石が異なることを示す。

化学的安定性はアルカリおよび塩酸処理による可溶分析によりある程度表示されるのであり，SiO_2 の可溶率は R_2O_3 の可溶率より小さく，また酸性岩では SiO_2 の可溶率が塩基性岩より小さく，さらに塩基性岩では R_2O_3 の可溶率が酸性岩より大きい傾向が見られる。玉川の河床材料は塩基性岩の方がはるかに多いので，R_2O_3 の溶解による中和が行なわれることは，この可溶分析結果からも期待できる。また 30mm 以下の骨材の可溶率がはなはだ高いのは，粒径の低下と共に反応表面積が増加し，変質をうけた表層が多いためと考えられる。すでに玉川水は伏流中に減酸することをのべたのであるが，伏流水の水路は主としてこれら粒径の小さい砂または砂利の空隙であるから，可溶率の大きいことはこの河水との接触に起因する変質と同時に，この変質の結果として可溶率の増大が起るとも考えられる。河床材料の減酸能力は主として粒径の小さい部分にあると考えられる。

またドバル磨耗試験機により分離した表層の SiO_2 お

よび Al_2O_3 についての可溶率，さらに内部と表層での各成分の比を求めた結果を表-4に示す。この表より明らかのように，SiO_2 の可溶率は表層の方が内部より著しく大きいのにかかわらず，Al_2O_3 の可溶率は内部よりわずかに大きい程度と推定される。また内部と表層では Al_2O_3 は表層に少なく，SiO_2 は表層に多い。

表-4　表層における SiO_2，Al_2O_3 の可溶率と濃縮度

項目 / 岩石別	表層成分の可溶率		内部と表層の成分比率	
	SiO_2	Al_2O_3	SiO_2	Al_2O_3
中性火山岩	41	41	103	128
石英粗面岩	31	31	91	145
基性火山岩	39	41	93	146
石英斑岩	29	21	98	148

〔3〕 鉱物顕微鏡による観察

岩石が酸により腐蝕変質する状況は，その鉱物組成または組織等により差があり，正確には鉱物学的研究結果によって論ずるべきと考える。著者はしかし鉱物学的研究は行なっていない。ここでは両輝石安山岩についての検鏡結果をのべるに止める。

（1） 新鮮な部分

斜長石，単斜輝石，斜方輝石の小斑晶を有する灰色味を持った帯緑黒色の岩石である。鏡下では斑晶は自形ないし半自形であり，特に斜長石斑晶はガラス質をつつんでいる。斜長石は灰曹長石ないし中性長石で，しばしば帯状構造を持つ。石基は粗面岩構造をなし，斜長石の短冊状結晶，輝石の小結晶および灰褐色ガラス質を主とする。他形ないし半自形の磁鉄鉱がしばしば斑晶中につつまれ，自形ないし半自形の小形の磁鉄鉱が石基中に点在する。

（2） 腐蝕部分

礫表面は肉眼的には退色し，新鮮な長石を見ない。鏡下では斜長石斑晶の屈折率および複屈折は低下し，非晶質となる。この現象は特に劈開面にそうて進行するが，非晶質部との境界は明瞭である。輝石では屈折率，複屈折の低下が見られるが，斜長石ほどではない。石基の短冊状斜長石は屈折率が低下して非晶質のものへと変化し，輝石は屈折率および複屈折共に低下する。ガラス質の色調は腐蝕部でわずかに淡色になる。磁鉄鉱は腐蝕部でまれに赤鉄鉱に変る。このような変化から玉川水中での鉱物の変化は次のように考えられる。

斜長石は灰長石と曹長石の固溶体であるが，これらが分解して Na^+，Ca^{2+}，Al^{3+} が溶出し，後に SiO_2 を主とする非晶質物質を生じ，これはタン白石となる。輝石類は斜長石ほど著しい光学的変化はうけていないので，輝石中では少量の金属イオンの溶出が行なわれたのみと推定される。ガラス質は光学的変化に乏しいので比較的安定と推定される。

〔4〕 示差熱分析曲線

岩目上流よりえた礫の内部および表層試料の熱分析曲線からも，変質についての資料がえられる。つぎにこの曲線について説明する。

Aについては，内部の新鮮なものはパイライトによる発熱ピークを示すが，表層ではパイライトは見られず，ゲルの脱水による吸熱ピークおよび800°Cの吸熱ピークが見られる。

Bについては，新鮮部では 450°C，510°C，570°C の発熱ピークが見られ，パイライトおよび Fe^{2+} の酸化によると推定される。表層部ではパイライトが一部残り，Fe^{2+} 含有鉱物は分解されたと推定され，分析結果の示す Fe_2O_3 の溶脱が大きいことと関係があると推定される。

Cについては，新鮮部はパイライトまたは Fe^{2+} による発熱ピークおよび石英による吸熱ピークを示す。表層部ではこれらのピークは認められない。

Dについては，新鮮部は白雲石によると推定される 620°C と 840°C に著しい吸熱ピークが見られ，表層部はこのピークを欠くがゲルの脱水によるピークのほか，少量のカオリン鉱物によるピークを示す。分析結果では内部試料で CaO および MgO の含量が高く，その溶出率も比較的高かく，また強熱減量は新鮮部では炭酸塩による CO_2 もふくまれることを考えれば，熱分析曲線と化学分析結果の関係を理解できる。

Eについては，内部と表層部ではゲルの脱水による吸熱ピークのほかは相異が見られない。灰長石の分解を主とすると推定される。

Fについては，新鮮部ではパイライトまたは Fe^{2+} 含有鉱物による発熱ピークが見られ，表層ではこの種鉱物の分解とゲル状体の生成を示す。

Gについては，新鮮部ではパイライトまたは Fe^{2+} 含有鉱物によると推定される発熱ピーク，さらにイライト系粘土鉱物によるピークが見られる。表層部では発熱ピークは著しく弱くなり，またイライトのピークもわずかに弱くなる。分析結果では Fe_2O_3 の溶脱の顕著でないことが示される。

示差熱分析曲線からは変質現象の一面を見うるにすぎず，岩石学的研究が必要である。しかしこの曲線から岩石別に玉川水に対する行動が異なることは知りうる。

〔5〕 コンクリート用骨材としての玉川河床材料

酸性河水と接触する玉川の河床材料は，コンクリート用骨材としてどのような性質を持つかは，鎧畑ダムの建設に関して問題となった。しかし玉川水の水質を主な対象としてきた一連の研究には直接の関係がうすいので，ここでは実験結果の一部について簡単にふれるにとどめ

る。

玉川骨材は比重が小さく，吸水率も大きく，耐久性は概して低くく，好ましい骨材とは考えられない。この骨材を用いたコンクリートおよびモルタルは荒川産骨材を用いたものに比して，圧縮強度は低くく約80%である。またコンクリートの破壊が粗骨材である礫の破壊によるものが多く，さらに礫の表面剝離が見られ，岩石の表面とセメントペーストの結合力よりも変質岩石表面層の凝集力の方が小さい場合も認められた。玉川骨材は鎧畑ダム用コンクリート骨材としては不適のものと判定し，実際の工事には生保内川骨材が利用された。このように骨材が好ましくない性質を示す原因の一つに玉川水と河床材料との接触をあげることができる。

なお骨材のアルカリ骨材反応容疑性を実験した結果を表-5に示す。表からはいずれの骨材も Rc>Sc であり容疑性はうすいと考えてよい。コンクリート用骨材としての性質については別報[1]を参照されたい。

表-5　玉川骨材のアルカリ骨材反応容疑性試験結果

骨材別 ＼ 反応量		NaOH減少量 m, mol/l	シリカ溶出量 m, mol/l
細骨材	30 ～ 15mm	327.0	36.4
	15 ～ 5mm	396.5	21.0
	5 ～ 1.2mm	279.0	110.6
	1.2mm>	223.8	99.3
粗骨材（岩石別）	1 中性火山岩（安山岩）	264.3	58.0
	2 石英粗面岩	249.0	27.0
	3 花崗岩	197.0	7.0
	4 凝灰岩質頁岩	376.0	8.4
	5 塩基性火山岩（玄武岩—安山岩）	271.3	63.6
	6 珪質頁岩	232.5	55.9
	7 石英斑岩	332.5	49.3
	8 中性—塩基性凝灰岩（安山岩質—玄武岩質）	147.5	41.0
	9 石英粗面岩質凝灰岩	234.8	217.8

4. 考　察

玉川の河床材料はその流域から供給されたものであり，流域の地質によりその構成割合は変る。礫では准堆岩は少なく，大部分は火山岩であり，しかも60%以上が中性ないし塩基性である。粒径の小さい部分ではさらにこの傾向が著しい。このことは玉川の酸性を中和する潜在能力が著しいことを意味し，またその結果をも示していると考えることができる。岩種名を同じとしても分析結果が同一でないことは，流域別に同じ岩石でも組成に変動があることを示す。なお礫の化学的組成および物理的性質から，礫の内部にも何らかの変質があると推定される。しかし酸性河水との長時間の接触がその原因が否かは不明である。

礫の試料は小和瀬川と玉川との合流点より上流部で採取したものであり，この等が大深川流域より供給されたものか，または渋黒川流域より供給されたかは識別できない。玉川温泉地区には酸性の強い高温温泉により変質された岩石が多く見られ，これら岩石の変質の状態等については南[2]の研究がある。しかしこの地区の面積は大深川流域面積に比して無視することができるし，また渋黒川の河床に現存する礫等も大深川に現存する礫に比して著しく少量と考えられる。また著しく変質した岩石は，試料採取点に到達するまでに変質した部分は剝落すると考えてよい。試料とした礫は肉眼的に表層部が変質したと考えられる程度で，変質部と内部で特に組織上の相異があるとは考えられず，しかも肉眼的には表層部はせいぜい 3mm 程度である。したがって以上のべた諸点を考慮すれば，これら礫は温度は低くく，pH は低くてもせいぜい2程度の河水，すなわち渋黒川が合流後の玉川水との接触により変質をうけたと考えるべきであろう。

酸性の環境におかれた岩石鉱物の行動はそれらの変質反応と関係するので，多くの研究がある。三浦[3]は玉川温泉水と玉川温泉現地に多量存在する安山岩または粘土類との反応について室内実験を実施している。その結果によれば反応は意外に早く起り，粘土類の場合は安山岩の場合と異なり H^+ の減少と同時に溶出した金属イオンは吸着または塩基性塩を造くり反応液から減少する。上記の実験資料では H^+ の減少量は金属イオンの増加量よりもいずれも少なく，また反応条件によっても溶出順位に差があるので H^+ の減少を分担する溶出成分を量的に表示することは困難である。しかし安山岩中の存在量に対し液中に溶出した量で考えれば，Fe^{++} が最も大で Ca または Al はこれにつぐ。三浦の実験では安山岩の成分別に，また反応時間別等で溶出状況は異なる。さらにpH 4以上のような反応条件下での状況を示されていない。また安山岩と火山灰についての相違のあることは岩石別にも溶出状況が異なることを推定させる。

Kamiya[4] は両輝石安山岩粉末を 90°C で空気を吹き込んで，200cc の反応液と処理した。反応液としてはそれぞれ 0.1, 0.01, 0.001 規定の硫酸を用い，反応時間は5分，30分，1時間，2時間，3時間とする。反応中の pH を一定に保持することは試みない。実験結果によれば各成分はそれぞれ特有の初期溶出量を持ち，溶出量の時間による増加状況にも差がある。3時間の反応後の各金属の溶出率（対試料中）を下に示す。

	Na	K	Ca	Mg	Fe^{++}	Fe^{+++}	Al	SiO_2
0.1N	13.0	31.0	18.6	8.2	13.2	6.6	16.4	4.0
0.01N	4.1	22.0	7.9	6.7	9.7	4.1	3.8	1.3
0.001N	1.3	12.5	1.7	2.7	1.4	0.2	0.15	0.4

以上の結果から K, Ca, Mg, Fe^{++}, Na は比較的溶出しやすく，Al は酸度の高いときは溶出しやすく，SiO_2 は溶出しがたい。

以上にのべた実験では TiO_2 の行動についてふれていない。TiO_2 は他の成分に比して弱酸溶液に対してははるかに安定であると考えられる。しかしそのことは実証されてはいない。本研究報告では玉川水に接する河床材料の変質を取り扱うのであるが，変質をうけない標準となる成分を考える必要がある。ここでは玉川温泉地域の安山岩で温泉水に浸漬されて，変質をうけた岩石の組成を分析した岩崎[5]の資料について考える。

岩崎等によれば玉川温泉地区の東森に見られる玉ネギ状の変質岩についての分析値によれば，変質を余りうけない内部から変質を多分にうけた表層部に向うにしたがい，金属酸化物の量は減少する反面 SiO_2 および TiO_2 の含量は増加する。SiO_2/TiO_2 の値は内部から表層に向うて徐徐に減少する。このことは SiO_2 の方が TiO_2 よりも不安定であることを示すといえる。また南[2]等の3カ月間玉川温泉水に浸漬した変質岩の分析値でも，変質をうけた部分の TiO_2 含有率は増加を示している。これらの事実から岩石中の TiO_2 は玉川温泉水に対しては他の成分に比して最も安定であると考えられる。特に本研究に使用された試料の表層部のようにいまだ相当量の金属酸化物が残るような状態では，TiO_2 は一部溶出したとしてもその量は特に少ないと考えてもよい。したがって TiO_2 を不溶成分として他の成分の行動を考えた本研究での推論は信頼性を持つと考える。

礫の表層は肉眼的に見ても変質しており，この変質の様相を TiO_2 を標準として検討し，化学組成でいえば CaO, MgO, Fe_2O_3 は溶脱され，SiO_2 は岩石によってはむしろ富化し，Al_2O_3 も岩石別に溶脱されたり富化したりすることを認めた。すなわち玉川築に接触する水圏より SiO_2 または Al_2O_3 を固定し，溶出のみならず付加反応を行なうと考える。岩石を構成する鉱物は H^+ により徐徐に分解し，H^+ の濃度により分解速度および分解過程はそれぞれ異なるし，分解過程により収着反応等に選択性も見られるであろう。分解が起っても不溶解物の層が生じ反応を阻害するであろうし，接触する水の H^+ 濃度も低下して必然的に水中溶存イオンの濃度変化が起るであろうし，さらに河水は流動し岩石は固定しており，垂直方向での岩石と水質との相関環境は変化し，これら複雑な反応は平衡状態には達しえないと考えられる。さらに河水と一時的にも接触を断ち，大気との接触の下で直射日光の下に置かれるような状態をも想定すれば，水中より付加された成分の固定が行なわれると考えられる。しかしこれらの際もさらに運搬される過程で表層の磨耗をうける。したがって現在見ている河床材料の変質は，遷移状態における変質反応の一断面ということができる。玉川の流下中における SiO_2 および Al_2O_3 の流出量の消長は，河床材料の変質に対応するものであり，今後解明すべき問題は残るが本報においてその相関性を認めえたと考える。

玉川水の伏流中に MO 酸度が減少することは，河床材料より Al^{3+}, Ca^{2+} 等の溶出のためであり，少くも戸瀬沢合流点と岩目の間では Al^{3+} による割合の方が大きい。礫の分析結果からは，CaO の溶脱率が Al_2O_3 より大きいのであるが，Al_2O_3 の含有率の方が CaO より大きく，また Al_2O_3 および CaO 単位重量当りの Al^{3+} および Ca^{2+} の当量比は 1.65 であることを考慮すれば，Al^{3+} の溶出が MO 酸度消費において主要な役割を果たすといえる。

礫から 30mm 以下の河床材料が生成するとし，礫および 30mm 以下の骨材の SiO_2/Al_2O_3 を算出するとそれぞれ3.1および3.4となる。礫から砂等が生成する場合は Al_2O_3 の溶脱が起ることが示される。

この研究では鉱物学的研究の必要性は知っているが実施せず，分析値を検討したのであるが，一応研究目的を果しえたと考える。

5. 結　言

玉川が流下中に溶存成分の流出量が変化し，その原因は河床材料と溶存成分の間の反応にあることは第5報においてのべた。この反応が起るとすれば，当然河床材料の化学組成にも変化が見られるはずである。本報では主として玉川築礫の表層成分の組成変化を追求し，SiO_2 または Al_2O_3 については溶脱のみならず富化現象も見られることを示し，酸性河水中での物質収支の一面を明らかにした。またこのような変質をうけた河床材料はコンクリート用骨材としては好ましくない点も明らかにした。

なお本研究の一部は昭和33年度日本化学会地球化学討論会で講演した。

謝　辞

本研究を実施するに当り試料採取等につき援助いただいた東北地方建設局，特に野島虎治氏に感謝する。また当研究所化学研究室の牧隆正氏および野本誠三氏の協力をえたし，地質研究室今西誠也氏には岩石の分類を願った。諸氏に感謝する。

参考文献

（1）有泉，野木　鎧畑堰堤用玉川骨材試験報告，（昭和27年8月），建設省土木研究所

(2) 南，長島，湊 玉川温泉研究報告，6，3，1959
(3) 三浦彦次郎 日化 60，526，1939
(4) H. Kamiya Bull. Chem. Soc. Japan. 33，173，1960
(5) 岩崎，平山，小沢 地球化学討論会講演 1960

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 119, August 1964

CONTENTS

1. K. Nakamura, R. Iida and A. Yano
Efficiency of Small Model Test in Design of Arch Dams……(1)

2. T. Nagata, H. Nakagawa and M. Yoshitake
Hydraulic Design and Model Studies on the Spillway and
Outlet Works of the Tsuruta Dam ……(13)

3. T. Baba
Hydraulic Model Test for the Weir of the Shinshinano River……(45)

4. T. Fukuda and M. Tsukinari
A Perfomance Report on Experimental Continuously Reinforced
Concrete Pavements……(57)

5. A. Ariizumi and M. Oba
Studies on Stabilization of Allophane Soils by means of
Lime-gypsum Admixture (5)
——Reaction Products of Allophane with $Ca(OH)_2$—$CaSO_4$ Solution——…(83)

6. A. Ariizumi and T. Maki
Studies on Acidic River Waters in Japan (5)
——Geochemical Behaviour of Some Compositions Dissolved
in Tama River Water due to Flow Down—— ……(103)

7. A. Ariizumi
Studies on Acidic River Waters in Japan (6)
——Alternation of Aggregates from River Bed of Tama River—— ……(137)