土木研究所報告　第百二十三号　昭和四十年一月

土木研究所報告

第123号

γ-線密度計による河床洗掘調査……有泉　昌，近藤　紀，森　芳徳…(1)

プレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究(2)……福田　正…(23)

鋼矢板の止水性に関する実験……山村　和也，藤山　忠彦
犬束　昌生，二馬健次郎…(53)

石油アスファルトの紫外線劣化
——主として紫外線照射による化学的変化について——
……阪上　信次，小林　治二…(67)

γ-線密度計によるセメントグラウト効果の調査
……有泉　昌，近藤　紀，森　芳徳…(81)

地球磁場を利用した河川の流速測定……竹内　俊雄…(111)

地すべり地帯陸水の水質について……有泉　昌…(117)

長波について
——水平床上での長波の変形——……首藤　伸夫…(131)

昭和40年1月

建設省土木研究所

γ-線密度計による河床洗掘調査

有　泉　　昌*
近　藤　　紀**
森　　芳　徳***

（昭和 36 年 3 月）

目　　次

1. まえがき……(1)
2. γ-線密度計の構造ならびに性能……(1)
3. γ-線密度計のカリブレーションカーブおよびその河床位置測定における使用条件……(2)
4. 河床面における γ-線密度計の応答数の変化……(4)
5. 河床面が平坦でない場合の密度計応答数の変化……(5)
6. 現場測定結果……(9)
7. むすび……(16)

1. まえがき

γ-線密度計は土質調査，地質調査の分野において広い利用価値を有しているが，その性能上の特性を利用して，洪水時における河床洗掘の調査にも利用できる。河床洗掘の調査には従来種種の方法が用いられているが，いずれも洗掘が行なわれている状況を時時刻刻把握することはできない。γ-線密度計の利用は，この点を解決するのみならず，洗掘および堆積の過程における河床物質の密度分布も測定を可能とするので，河床洗掘など河床物質の移動の調査には今後有望な手段になりうるものと考えられる。筆者らは今回 γ-線密度計を河床洗掘の調査に利用する方法について検討し，利根川を現場として延べ2年間にわたり，増水時における河床洗掘の状況を観測した。筆者らの現場観測のうち，とくに最終回に昭和36年6月28日から7月20日にわたって実施したものでは，梅雨前線豪雨による利根川の増水時における橋脚付近の洗掘およびそれに続く堆積現象を詳しくとらえることができた。このときの最大流量は現場で約 4,000 m³/sec であったが，河床は増水前からこの最大流量の時刻までに約 3m 洗掘され，この時刻を境として堆積が行なわれ始めたことが観測の結果判明した。筆者らの実施した γ-線密度計による河床洗掘の観測では，この他にいくつかの興味ある現象がとらえられているが，今後の調査にまたねばならない個所もかなり残されている。以下に筆者らの実施した調査結果について述べ，諸兄の批判をあおぎたいと思う次第である。

*　地質化学部長　工博
**　地質化学部化学研究室主任研究員
***　地質化学部化学研究室研究員

2. γ-線密度計の構造ならびに性能

γ-線密度計は γ-線のコンプトン散乱現象を利用して物質の密度を測定する装置で，その概略図を 図-1 に示す。図-1 に示すとおり γ-線密度計は計数装置とプローブ部分とより構成され，プローブ部分の先端部にはコバルト 60 あるいはセシウム 137 の密封 γ-線源が装着され

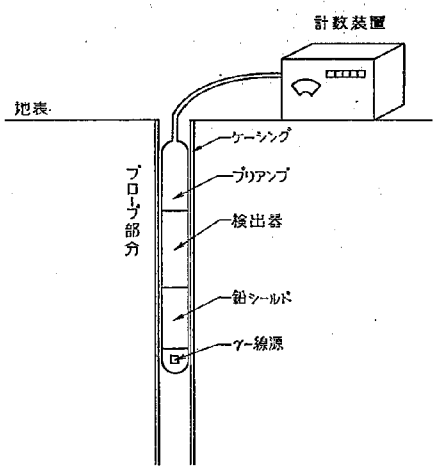


図-1　γ-線密度計の概略図

ている。検出器としてはGM管またはシンチレーションカウンターが使用され，ここで検出される散乱 γ-線は電気パルスに変えられて増幅器をとおって計数装置に送られる。検出器と γ-線源とは 10～15cm の鉛シールドで隔てられ，γ-線源より検出器に直接入射する γ-線を遮蔽している。プローブは防錆性金属で外装され，通常長さは 50cm 程度，直径は 3～4cm であり，耐圧構造を有している。

このプローブは通常地中にうがたれた孔中に垂下され，プローブ周囲の物質による γ-線のコンプトン散乱現象によって，その部分の密度が求められる。すなわち孔中において，γ-線源より放射される γ-線は，鉛シールドが検出器との間に存在するために，直接検出器に向う γ-線はここで吸収されてしまうが，地中に入射した γ-線はここでコンプトン散乱を受けた後，その一部が検出器に到達し，電気パルスとして計数装置に送られ，ここで計数される。単位時間内の計数値と γ-線のコンプトン散乱が起るプローブ周囲の物質の密度との間には一定の関係が存在し，この関係はカリブレーションカーブで表わされる。γ-線密度計のカリブレーションカーブは γ-線のエネルギー，強度，シールドの長さ，孔の径，孔のケーシングの材質，肉厚，内径，孔中における水，その他の物質の存在によって変化するから，測定はできるだけ同一の条件下で行なうことが望ましい。

γ-線密度計によって密度が測定される部分は，プローブと軸と共有する廻転体内の容積である。この廻転体の最大半径は 15cm 程度であるが，その部分の密度が大であれば小さくなり，小であれば大きくなる。密度 1.0 程度では最大半径は 30cm 以上になる。

3. γ-線密度計のカリブレーションカーブおよびその河床位置測定における使用条件

前節で γ-線密度計の概略的な構造について説明したがここではそのカリブレーションカーブはどういう形状になるか，したがって河床位置を測定する目的ではどういう条件であるべきかについて考えてみる。

γ-線密度計における γ-線源と検出器との位置関係は図-2 に示すとおりであるから，ここで γ-線源と検出器との距離を r cm とおく，もし，検出器が GM管 の場合には，検出器の位置としては GM 管の感度中心を仮定すればいいと思われる。そうすれば検出器に入射する γ-線の数としては，鉛シールドが無く γ-線源から直接入射する線も含めて次の式が成立する。

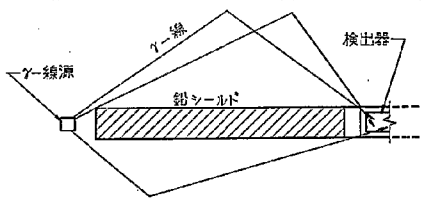


図-2　γ-線源と検出器との相対的位置

$$I=I_0 SE\times\frac{e^{-\mu r\rho}}{4\pi r^2}\times B \quad \cdots\cdots(1)$$

ここで，　I：検出器の γ-線に対する応答数
　　I_0：γ-線源から放出される γ-線数
　　S：検出器が γ-線源に対してもつ立体角
　　E：検出器の γ-線に対する検出効率
　　μ：検出器を取囲む物質の γ-線のエネルギーに対する質量吸収係数
　　ρ：検出器を取囲む物質の密度
　　B：ビルドアップ係数

ここで，ビルドアップ係数 B は次のように定義される。

$$B=\frac{\text{全入射 }\gamma\text{-線数}}{\text{散乱を受けない入射 }\gamma\text{-線数}}$$

$$=1+\frac{\text{散乱を受けた }\gamma\text{-線数}}{\text{散乱を受けない入射 }\gamma\text{-線数}}$$

したがって，B は次のように書き替えることができる。

$$B=1+B' \quad \cdots\cdots(2)$$

B'：散乱 γ-線に関するビルドアップ係数

ここで問題にしているのは散乱 γ-線だけであるから，(1) 式から散乱を受けない γ-線成分を除けば (2) 式の関係により，次のようになる。

$$I'=I_0 SE\times\frac{e^{-\mu r\rho}}{4\pi r^2}\times B' \quad \cdots\cdots(3)$$

ここで，I'：検出器の散乱 γ-線に対する応答数

検出器の効率に関係する因子 E は，検出器に入射する散乱 γ-線のエネルギー分布に依存しており，したがって，μ, r, ρ の3つの因子の関数であるが，狭まい範囲の変化であれば，散乱 γ-線のエネルギー分布には大きな影響を及ぼさないので，ここでは定数と考えてもさしつかえない。

散乱 γ-線に対するビルドアップ係数 B'に関しては，種種の実験式が提出されているが，ここではそのうち r が比較的に小さな範囲で適用される最も単純化された関係式(4)を採用してみる。

$$B'=a(\mu r\rho)^n \quad \cdots\cdots(4)$$

ただし，a，n：定数

(4) を (3) に代入すれば

$$I=I_0 SE\times a\frac{(\mu r\rho)^n e^{-\mu r\rho}}{4\pi r^2} \quad \cdots\cdots(5)$$

(5) 式で I_0，S，E，a は前に述べたように定数，または定数と考えてもさしつかえない因子であるから，これらをまとめて A と置く。そうすれば，(5) 式は次のように書き替えられる。

$$I'=A\times\frac{(\mu r\rho)^n e^{-\mu r\rho}}{r^2} \quad \cdots\cdots(6)$$

ただし，　$A=\frac{I_0SEa}{4\pi}$

(6)式がγ-線密度計のカリブレーションカーブを表わす一般式である。このカーブは密度 ρ を変数とした場合，$\rho=0$ であって，次第に上がり始め，極大値をとって下がり始め，$\rho=\infty$ で再び0になる。極大値を示す ρ の値 ρ_m は $dI'/d\rho=0$ なる条件から，

$$\rho_m=\frac{n}{\mu r} \quad \cdots\cdots(7)$$

ここで，γ-線源として通常γ-線密度計に使用されている ^{60}Co と ^{137}Cs を考えてみる。γ-線のエネルギーは ^{60}Co の場合，平均値として 1.25 Mev をとってさしつかえなく，^{137}Cs の場合，0.66 Mev である。このγ-線エネルギーに対応する質量吸収係数 μ の値は水に対して ^{60}Co では 0.0635 cm²/g，^{137}Cs では 0.0855 cm²/g であって，水以外の物質ではこれより少し小さい値をとるけれども，大きな差はないので，ここでは便宜上定数と考えておく。

いま，このγ-線密度計を河床面位置の決定に使用する場合を考える。この場合に問題となるのは，河床面位置の精度で，これはもっぱら河床面の物質の密度付近におけるカリブレーションカーブの傾斜に依存する。したがって，これは河床物質の密度 ρ，河床物質に対する質量吸収係数 μ および γ-線源と検出器との距離 r に依存することになる。

河床物質が砂礫層の場合，その密度はだいたい 1.8～2.2の範囲内にあるが，ここでは ρ の値として2.0を採用してみる。(6) 式より密度 ρ における傾斜は

$$\frac{dI'}{d\rho}=A\mu^n r^{n-2}e^{-\mu r\rho}(n\rho^{n-1}-\mu r\rho^n) \quad \cdots\cdots(8)$$

となり，密度 ρ において傾斜 $dI'/d\rho$ を最大ならしめる条件は

$$\frac{d^2I'}{d\rho^2}=0$$

であり，変曲点の位置である。これより

$$\frac{d^2I'}{d\rho^2}=A\mu^n r^{2-n}\rho^{n-2}e^{-\mu r\rho}\{-\mu r(n\rho-\mu r\rho^2)+n(n-1)-n\mu r\rho\}=0$$

$$(\mu r)^2\rho^2-2n\mu r\rho+n(n-1)=0$$

これを解いて

$$\rho=\frac{n\pm\sqrt{n}}{\mu r} \quad \cdots\cdots(9)$$

定数 n は検出器に入射する散乱γ-線のエネルギー分布および検出器の感度特性に依存するものであって，計算により求めることは困難であるが，実際に構造の判明している密度計プローブについてカリブレーションカーブを作り，その極大値を示す密度 ρ_m の値を求めることによって(7)式より知りうる。

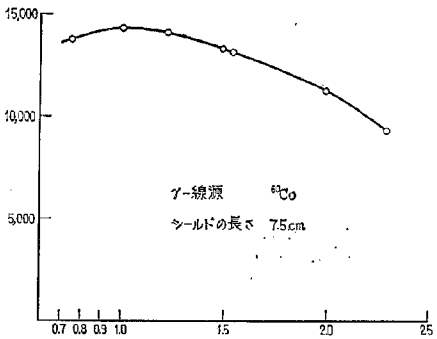


図-3　γ-線密度計のカリブレーションカーブ

図-3 に示したカリブレーションカーブは γ-線源として ^{60}Co を使用し，鉛シールドの長さを 7.5cm として作成したものである。密度 0.75 の点はフライアッシュで求めた。このカリブレーションカーブでは，その極大値を示す密度 ρ_m は 1.0 と考えることができる。このときの γ-線源と検出器との距離 r は，シールドの長さ 7.5cm を含めて大体 25cm であるから，この値を (7) 式に代入し，μ の値として 0.0635cm²/g を採用すれば，n の値は

$$1.0=\frac{n}{0.0635\times25}$$

$$n=0.0635\times25=1.6$$

となる。この値を (6) 式に代入すれば

$$I'=A\times\frac{(\mu r\rho)^{1.6}e^{-\mu r\rho}}{r^2} \quad \cdots\cdots(10)$$

(10) 式が γ-線密度計のカリブレーションカーブを表わす式である。

γ-線密度計を河床面位置決定に使用する場合の最適条件は (9) 式より，$\rho=2.0$ とおいて

$$2.0=\frac{1.6\pm\sqrt{1.6}}{\mu r}=\frac{1.6\pm1.26}{\mu r}$$

$$r=\frac{0.8\pm0.63}{\mu} \quad \cdots\cdots(11)$$

となる。γ-線源として ^{60}Co を使用する場合，$\mu=0.0635$cm²/g とおいて

$$r=2.7\text{cm},\quad 22.5\text{cm}$$

$r=2.7$cm はカリブレーションカーブの頂点より左側，すなわち positive slope を利用する場合であり，$r=22.5$cm はその negative slope を利用する場合である。この場合における ρ_m の値はそれぞれ (7) 式より

$$\rho_m=\frac{1.6}{\mu r}=\frac{1.6}{0.8\pm0.63}$$

$$=1.12,\quad 9.41\ (g/cm^3)$$

γ-線源として ^{137}Cs を使用する場合は，$\mu=0.0855\ cm^2/g$ とおいて

$$r=1.9,\quad 16.7cm$$

となり，これに対応する ρ_m は ^{60}Co の場合と等しい。ここで得られた r の値が γ-線密度計を河床面位置の決定に使用する場合の最適使用条件である。しかし，positive slope を使う場合は実際上ないので，r の値としてはその negative slope に対する値，すなわち ^{60}Co に対しては $r=22.5cm$，^{137}Cs に対しては $r=16.7cm$ が実用上の最適使用条件となる。なお，この条件のとき(8)式より $\rho=2.0$ における negative slope の傾斜は ^{60}Co では $-3.81\times10^{-4}\ A$，^{137}Cs では $-7.11\times10^{-4}\ A$ となり，μ の大きな ^{137}Cs の方が大きくより好ましい条件といえる。

4. 河床面における γ-線密度計の応答数の変化

河床面に対し垂直に γ-線密度計で密度測定を実施する場合において，河床面においては約 1.0 の密度差が存在するので，カリブレーションカーブで見られるように密度計の応答数がかなり変化する。しかし，この変化は急激には行なわれず，ある範囲をもって漸減的に行なわれる。これは γ-線源と検出器とがある距離を置いて装置されていることと，検出器がある大きさをもっていることに原因している。図-4，5 に検出器として GM 管を装備したγ-線密度計が，水層から砂礫層に挿入されるときの応答数の変化状況を示す。この河床模型は径 60 cm のブリキ缶内に砂と砂利の混合物を半分ほど詰め，上に水を満たし，中心にジュラルミン製の内径 38mm，肉厚 1.5mm の導管を立てたものであって，砂礫層の密度は 2.15 である。図-4，5 において，水層ならびに砂礫層において平衡に達した応答数に対する河床面の応答数の比，水層，砂礫層における応答数変化域の長さ等をまとめると 表-1 のごとくなる。ここでシールドの長さは

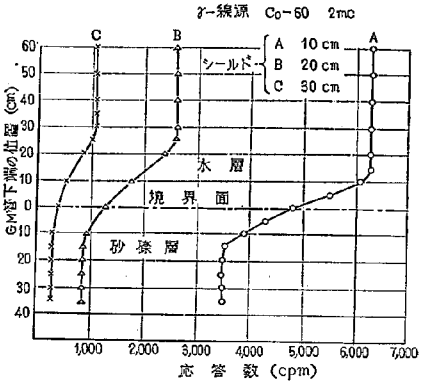


図-4　水ー礫層境界における深さと応答数間の関係

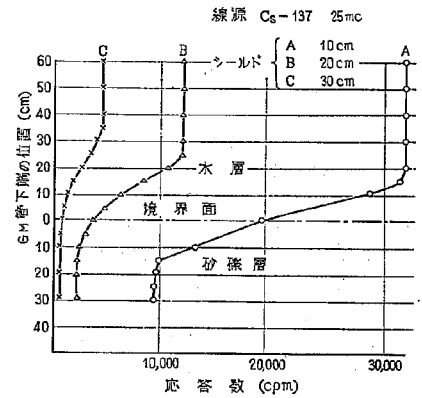


図-5　水ー礫層境界における深さと応答数間の関係

前に述べた検出器と γ-線源との距離 r とだいたい次のような関係にある。

r=(シールドの長さ)+18cm

表-1 から各測定条件間の特徴をひろってみると次のとおりになる。

表-1　境界面における諸値（1）

γ-線源	シールド (cm)	礫層における応答数 (A) (cpm)	水層における応答数 (B) (cpm)	$\frac{B}{A}$	境界面における応答数 (C) (cpm)	$\frac{C}{A}$	$\frac{C-A}{B-A}$ (%)	水層部分における変化域の長さ (cm)(a)	礫層部分における変化域の長さ (cm)(b)	$\frac{a}{a+b}$ (%)	境界面における計数値こう配 (cpm/cm) (D)
^{60}Co	10	3,500	6,300	1.80	4,800	1.37	46.5	15	20	43	140
2mc	20	850	2,600	3.06	1,300	1.53	25.7	25	20	56	50
	30	280	1,100	3.93	400	1.43	14.6	35	10	78	13
^{137}Cs	10	11,800	31,000	2.88	19,500	1.65	34.7	15	15	50	800
25mc	20	2,200	12,000	5.45	3,800	1.73	16.3	25	15	63	160
	30	450	4,500	1.00	800	1.78	8.6	35	10	78	40

（a） シールドが長くなるにしたがって，BとAとの比，すなわち，水中における応答数と砂礫中における応答数との比が大になってくる。また，^{60}Co の場合より ^{137}Cs の方が γ-線のエネルギーが小さく，質量吸収係数が大きいので，この比が大となってくる。この関係は前に述べた(7)式より明らかである。

（b） $(C-A)/(B-A)$ すなわち，応答数変化域における河床面の位置を示す値は，シールドが長くなるにしたがい小さくなる。また，^{60}Co の場合より ^{137}Cs の方が値が小さい。すなわち，長いシールドを使用しておれば，水層から礫層へ移る間の応答数の変化がほとんど終了しかかるところに河床面が存在することになる。

（c） 水層部分における応答数変化域の長さ a は，シールドの長さと次の関係がある。

a=(シールドの長さ)+5 cm

この 5 cm という長さは，シールドの末端から γ-線源までの距離とだいたい一致する。

（d） 砂礫層部分における応答数変化域の長さ b はシールドが長くなるにしたがい短くなる。この実験に使用したプローブの GM 管の長さは 27 cm あったので，b はこの GM 管の長さの影響を受けていると考えられる。また，このことから砂礫中においては，シールドが長ければ，GM管の上端部分はほとんど応答数には寄与していないことがいえる。^{137}Cs を γ-線源として使用した場合は，砂礫層中では GM管 の上半分はほとんど応答していないことがこの表からわかる。

以上，述べた応答数変化の特性は平坦な河床面を対象にしたものである。しかし，実際には河床の洗掘は平坦に行なわれるものとは限らず，現地測定の場合ではプローブ用の導管を設置せねばならないので，導管の影響で洗掘が不均一に行なわれることが考えられる。このことについては次で考察することにする。

5. 河床面が平坦でない場合の密度計応答数の変化

河床が洗掘される場合，それが平坦に行なわれることは少なく，むしろ不斉に行なわれることが通常であると考えられる。とくに密度計の導管としてパイプを河床に設置する場合は，パイプによって水流が撹乱され，この部分で洗掘がとくに強く行なわれ，その結果パイプの周囲に洗掘によって窪みが生成されることも考えられる。この場合密度計の河床付近における応答数の変化にどういう影響が現われるかを調べるため，導管の周囲に径がおのおの 30cm，50cm，70cm で深さが 10cm の穴を作り，河床面における密度計応答数の変化を調べた。この結果を γ-線源，シールドの長さ別に 図-6～11 に示す。これらの図においては比較のため河床が平坦の場合も示した。また，径一定で深さを変えた場合のものを図-12～17 に示す。

図-6～17からわかるように，河床が平坦な場合と，パイプの周囲に漏斗状孔が生成した場合との差異の一つは，プローブが水層から砂礫へはいるときに，あるシールドの長さをもつ場合に最大値が生じることであって，

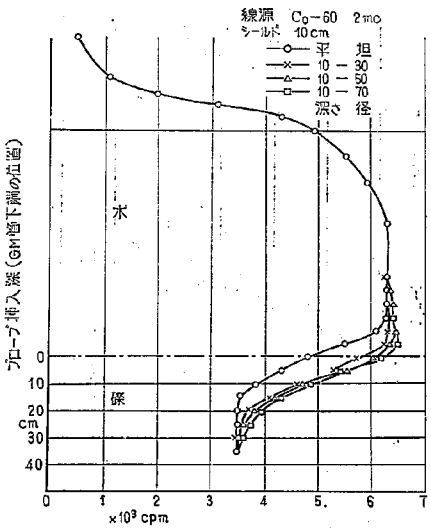


図-6　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（1）

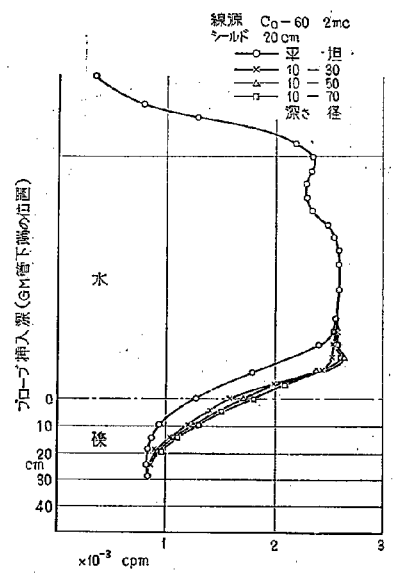


図-7　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（2）

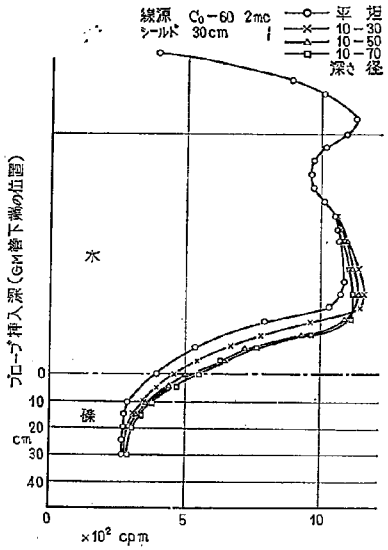


図-8　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（3）

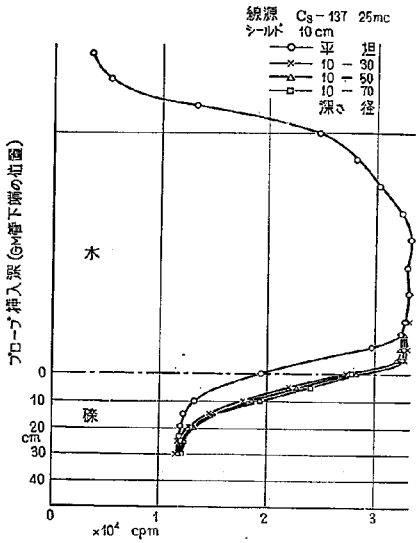


図-9　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（4）

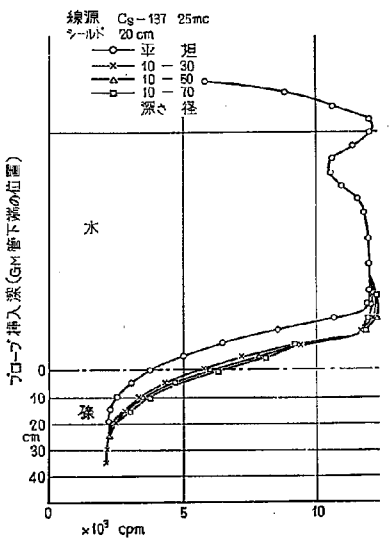


図-10　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（5）

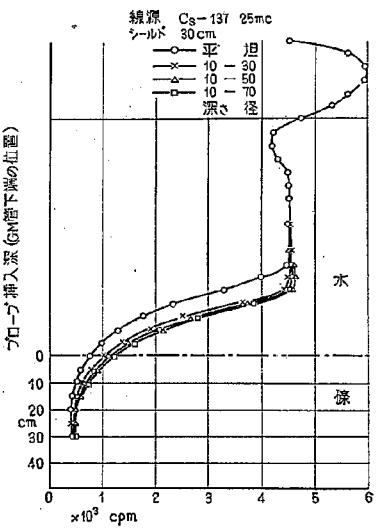


図-11　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（6）

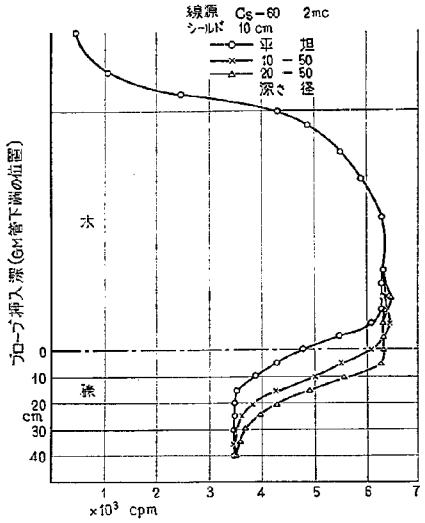


図-12　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（7）

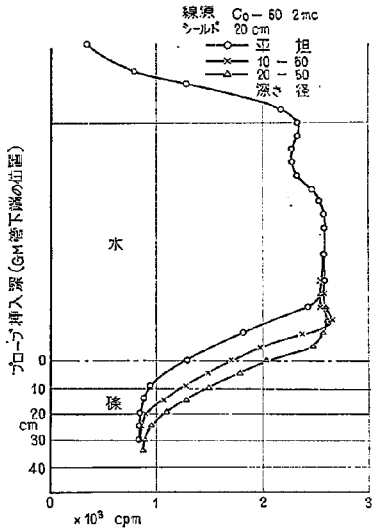


図-13　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（8）

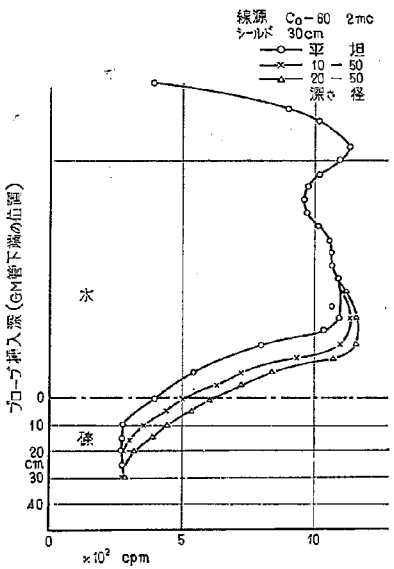


図-14　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（9）

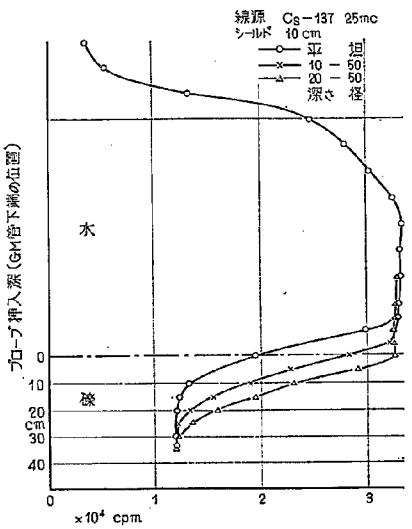


図-15　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（10）

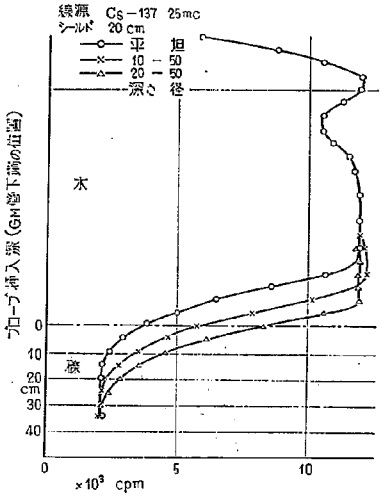


図-16　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（11）

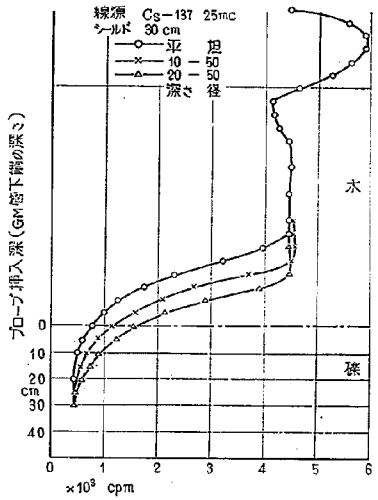


図-17　パイプの周囲の穴の生成による応答数の変化（12）

表-2　境界面における諸値（2）　　（* ピークの部分の長さを含む）

γ-線源	シールド (cm)	パイプ周囲の穴の形状 (cm) 深さ—直径	水層部分における変化域の長さ (cm) A	礫層部分における変化域の長さ (cm) B	ピークの高さ	同水層における cpm に対する比 (%)	境界面における cpm (C)	$\frac{C-A}{B-A}$ (%)	平坦の場合に対する C の減少率 (%)
		平　坦	15	20	—	—	4,800	46.5	—
		10—30	15	20	—	—	4,600	39.3	4
	10	10—50	40*	20	150	2.4	4,700	42.8	2
		10—70	30*	20	200	3.2	4,800	46.5	0
		20—50	15	20	—	—	4,300	28.6	10
		平　坦	25	20	—	—	1,300	25.7	—
		10—30	25	20	—	—	1,230	21.8	5
^{60}Co	20	10—50	30*	20	60	2.4	1,250	22.8	4
		10—70	30*	20	40	1.6	1,300	25.7	0
2 mc		20—50	30*	20	40	1.6	1,100	20.0	15
		平　坦	35	10	—	—	400	14.6	—
		10—30	65*	10	70	6.4	350	8.5	13
	30	10—50	65*	10	50	4.5	360	9.8	10
		10—70	65*	10	30	2.7	370	11.0	8
		20—50	75*	5	70	6.4	320	4.9	20
		平　坦	15	15	—	—	19,500	35.7	—
		10—30	15	15	—	—	18,000	27.9	8
	10	10—50	15	15	—	—	19,000	32.4	3
		10—70	15	15	—	—	19,300	33.8	1
		20—50	20	10	—	—	16,000	18.9	18
		平　坦	25	15	—	—	3,800	16.3	—
		10—30	40*	15	200	1.7	3,400	12.3	11
^{137}Cs	20	10—50	40*	15	300	2.5	3,600	14.3	5
		10—70	30	15	—	—	3,700	15.3	3
25mc		20—50	30	10	—	—	2,900	7.1	24
		平　坦	35	10	—	—	800	8.6	—
		10—30	35	10	—	—	600	3.7	25
	30	10—50	45*	10	100	2.2	700	6.2	13
		10—70	45*	10	50	1.1	700	6.2	13
		20—50	40	5	—	—	600	3.7	25

これは漏斗状孔の内傾角度にも関係している。

表-2 は図-6～17 の結果をまとめたものであるが，ここでピークを生じる測定条件，漏斗状孔の寸法を＊印で表示した。このピークは，パイプに対して河床面が内傾している場合にだけ認められるので，実際にはいくつかの幾何的条件によって同一河床を測定することにより，もし漏斗状の孔がパイプの周囲に存在しているならば，その内傾角度を概略推定しうる。図-6～17 でも見られるとおり，空気と水との境界面においても極大値，および極小値が認められるような幾何的条件が存在するが，ここでは河床の場合だけを取扱っているのでふれない。

漏斗孔生成の場合，応答数変化曲線上における河床の位置は平坦の場合と異なってくる。すなわち，河床面の位置は砂礫層の方へずれ，表-2 からわかるように内傾角が大であるほど，またシールドの長さが大であるほど砂礫層の方へずれてくる。この傾向は γ-線のエネルギーが小さな ^{137}Cs の方が著しい。

6. 現場測定結果

現場測定は利根川の栗橋において，利根川上流工事事務所の好意で設けられた測定設備を利用して平水時を含めて 6 回の測定を行なった。現場測定設備の概略を図-18 に示す。測定に当っては，本来は 3. で考察したような条件の下で行なうべきであったが，前に述べたようにパイプの周囲における河床の形状を知る目的もあって，いろいろな測定条件も試みた。図-19，20 に現場測定のために作成した種種のカリブレーションカーブを示す。このカーブはパイプが水で満たされている条件で作成した。

以下に利根川の現場で実施した 6 回の現場調査について，表-1，2 を参照して測定値の解釈をしながら述べてみる。

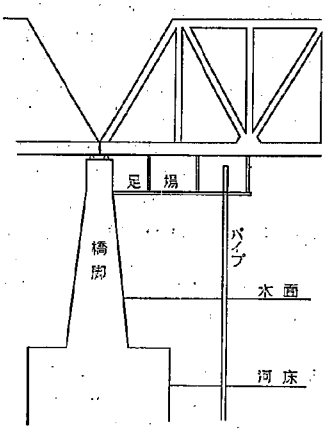


図-18　利根川パイプ設置図

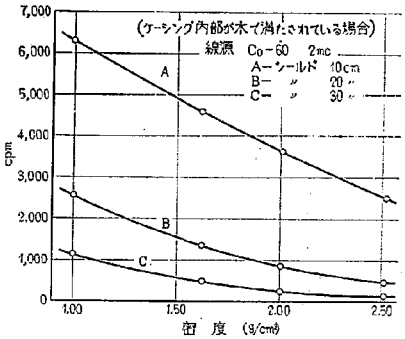


図-19　カリブレーション曲線

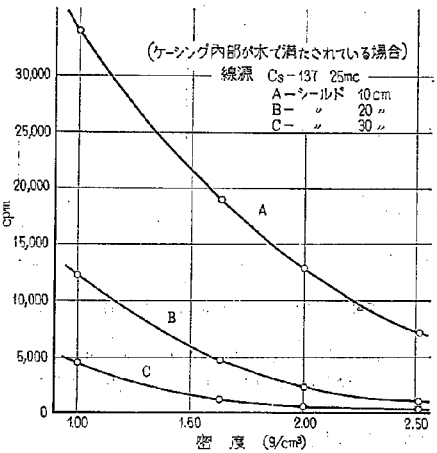


図-20　カリブレーション曲線

（1）昭和35年4月6日，平水時

測定結果を図-21 に示す。このときの測定条件は γ-線源 ^{137}Cs，25mc，シールドの長さ 25cm であった。

図-21 で水面の位置はピークの下 10cm のところであるから，図に示されてあるパイプ先端からの距離でいえば 12.30m となる。13.10m のところからプローブ先端が河床に入り始めるので計数値が減少し始める。減少し終わるところは 13.65m であって，この間の変化域の長さは 55cm にも及ぶ。表-1 から調べるとシールド 25cm の場合の変化域の長さは，シールドが 20cm のときが40cm，30 cmのときが45cm であるから，40cmまたは 45cm でなければならない。それ故に，この場合はパイプ近傍の河床は平坦ではなかったということがいえる。河床の形状についていうことはシールドの長さが 25cm であり，その条件に対する実験は行なっていないので困難である。表-1 および表-2 によって河床の位置

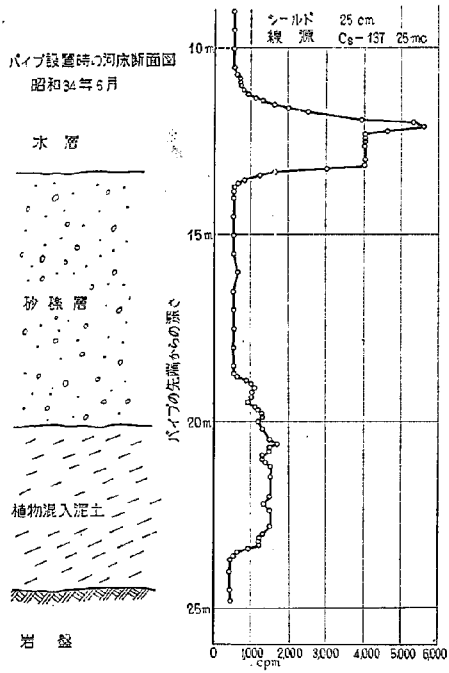


図-21　平水時における測定結果（1960.4.6）

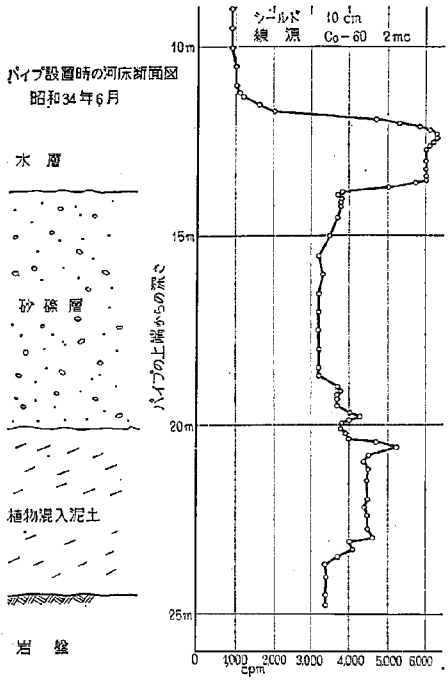


図-22　平水時における測定結果（1960.5.7）

を推定してみると，だいたい計数値が 900cpm のところに当る。すなわち，13.50cm の点に河床が位置しているということになる。

（2）昭和35年5月7日，平水時

このときは2つの測定条件で測定を行なった。まず，^{60}Co でシールドを 10cm で測定した結果を図-22 にあげる。図-22 では水中における計数値が 6,000 cpm となっており，表-1 に示した数値と異なるが，これは他の ^{60}Co の線源を使用したためであって，^{60}Co 線源の強度が厳密に等しくないことによる。この図を見ると，河床面以下の部分における層の密度分布が良く現われている。図-21 では植物混入泥土の層だけがはっきりと砂礫層から分離できたが，図-22 では砂礫層は2つの部分より構成されていることが示されている。すなわち，砂礫層の表面から徐徐に密度が大になっていく部分と，その下部の密度一定の部分とである。線源強度の補正を施して図-5のカリブレーションカーブからその密度を求めると，砂礫層表面では 1.86，下部の密度一定のところでは 2.12 である。参考までに植物混入泥土層で密度最小のところ，すなわち 20.60m のところでは密度は 1.30 である。

同じ日に ^{137}Cs を用い，シールド 20cm の条件で測定した結果を図-23 に示す。図-23 では計数値の変化域の長さは 60cm であり，図-22 では 40cm である。しかし，この両図を比較してみると，図-22 では計数値の下がり始めが 13.50m のところであるのに対し，図-23 では 13.40m のところである。これは 表-1 から見てもわかるように，シールドの長さの違いにもとずくものである。計数値の下がり始めの点を基準にして境界面を推定すれば，表-1 によって 13.65m のところになる。また一方，計数値の減少率から境界面を推定すれば 表-1 の $(C-A)/(B-A)$ の欄から 図-22 では 13.70m，図-23でも 13.70m くらいになる。この 5cm の誤差は測定間隔が 10cm であったために発生したものと考えられる。すなわち，計数値の下がり始めは実際には 図-22 では 13.55m，図-23 では 13.45m であったが，測定点がたまたまその点をとっていなかったので，その一つ前の測定点を下がり始めの点としたことによるものと考えられる。河床面を 13.70m とすれば，砂礫層における変化域の長さは 図-22，図-23 ともに 20cm となる。河床が平坦の場合，この値は 図-22 では一致するが，図-23 では5cm長すぎる。しかし，この 5cm も前述のように測定点間隔が 10cm であったということで説明できるものと思われる。以上のように，この時における測定結果

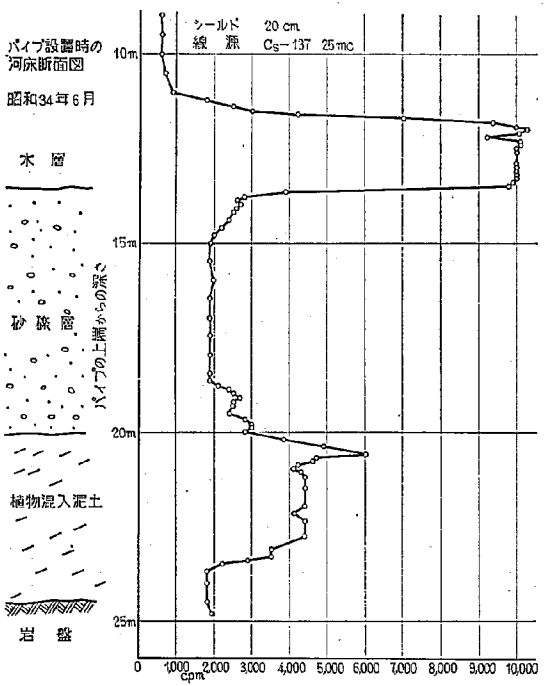


図-23　平水時における測定結果（1960. 5. 7）

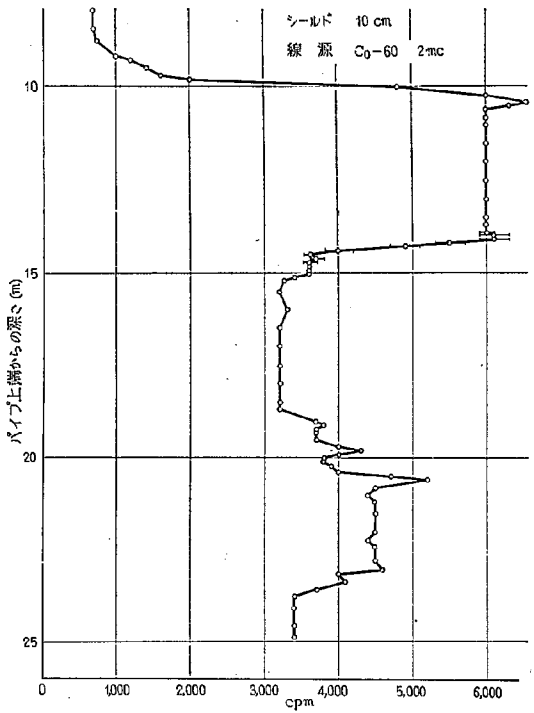


図-24　増水時における測定結果（1960. 8. 12, 19：00）

からは河床は平坦であって，河床の位置は 13.70m のところであったということがいえる。なお，第一回測定の際には河床の位置は 13.50m であったから，1カ月間の内に平水時を保っていたとはいえ，河床は 20cm ほど低下したということが結論づけられる。

（3） 昭和35年8月12日から13日にかけての測定，増水時

この時には3回の測定を行なった。最初のは利根川増水の報に接して現場に直行した直後，8月12日の19時に ^{60}Co を用い，シールド 10cm の条件で測定したものである。この結果を図-24 に示す。この時の測定で特に認められた現象は，河床付近で計数値のふれが大きかったことである。このことは河床表面が安定せず，砂礫の移動が絶え間なく行なわれていたことを示唆するものと思われる。図-24 で計数値が減少し始める前にピークが存在する。これはパイプの周囲が洗掘されて漏斗状の孔が生じたことを示すものである。この孔の寸法は 表-2 によると，ピークの高さが 100 cpm であることから，深さ 10cm，直径 50cm 程度であろうと推定される。シールド 10cm で ^{60}Co の場合の水層における変化域の長さは，漏斗状孔の寸法を深さ 10cm，径 50cm とした場合，40cm であるから，図-24 から河床境界面を求めてみると 14.10cm となる。計数値の減少率から求めた河床境界面もこの値に一致する。砂礫層部分における計数値変化域の長さは 表-2 でみると 20cm であるが，図-24 によると 70 cm にも及んでおり，その変化域全体を通じて計数値のふれが著しい。これは前述したように河床面が流水のために攪乱を受けつつあり，砂礫の移動堆積がはげしく起っていることを推測させるに充分である。この河床攪乱現象は 図-24 によると 14.90m の点まで及んでいる。

図-25 にその翌日，13日の午前9時に測定した結果を示す。図-24 と比較して水面が低下していることが認められる。図-25 にも計数値変化域の前にピークが存在しており，このピークの高さは図-24 とまったく同じである。このことから，やはりパイプの周囲には深さ 10cm，径 50cm 程度の漏斗状の孔が存在していたことが推定される。河床面の位置はだいたい 14.30m のところである。すなわち，前日測定の際の河床面の位置が 14.10m であったから，一晩のうちに 20cm 河床が洗掘されたということになる。礫層部分における変化域の長さは 20cm であり，表-2 の値と一致する。そして前日見受けられたような河床面の攪乱状態ははげしさを失っており，河床面が相当安定になったことが認められる。しかし，まだ河床面付近で計数値のふれが存在しているので，河床は前日ほどではないが，パイプ周辺の漏斗状の孔で砂礫の移動，堆積が行なわれていたことが推定される。図-26 は同時刻に ^{137}Cs を γ-線源としてシールド 20cm で測定した結果である。表-2 によればこの測定条件では，深さ 10cm，径 50cm の漏斗孔が存在している場合，ピークが存在しなければならないはずであるが，ピークは観測されていない。このことは 図-25 では深さ 10cm，径 50cm の漏斗孔の存在が推定されると述べておいたが，実際には孔の寸法は深さ 10cm，径 50cm と少し異なるか，またはこの寸法の漏斗孔に準じたある形の河床の窪みが存在していたということを示すものであろう。いずれにしても，今後のあらゆる種類の河床の形状に対する γ-線背面散乱現象のデータをとることによって，河床の形状は正確に推定できるものと考えられる。図-26 から河床面の位置を計数値の減少率から調べると 14.30m となり，図-25で得られた値と一致する。

（4） 昭和35年8月21日，増水時

この時は午前11時と午後4時の2回測定を行なった。午前11時の測定結果を図-27 に，午後4時の測定結果を図-28 に示す。まず図-27 では，ピークが存在しているので漏斗孔の存在が予想される。ピークの長さが 30cm に達するが，シールド 10cm，^{60}Co 使用の条件では，まだ 30cm の延長をもつピークが得られる 河床条件は判明していない。しかし図-27 でもわかるようにピークでは計数値のふれがはげしく起っていたから，あるいは漏斗孔内部におけるはげしい砂礫の移動，堆積によるものではないかと考えられる。その裏づけの一つとして，河床面付近の砂礫層における計数値のふれがはげしく起っていること，図-24 で示されたように河床面付近の砂礫の堆積がまだ安定していないことが図-27 で示されている。図-27 で漏斗状孔の存在を予想した場合，孔の寸法はだいたい深さ 10cm，径 50cm 程度のものと考えられる。河床境界面の位置は計数値の減少率から計算して 14.50m のところである。

図-28 は図-27 より5時間後に測定したものである。これによるとピークは消失している。しかし，このことから河床が平坦になったとはいえない。河床の凹凸がはげしくともピークが生じないような条件がいくつもあるからである。河床境界面の位置は，この図から調べると 14.48m くらいのところになる。この点を基準にすれば水層部分における変化域の長さは 23cm，砂礫層部分における変化域の長さは 23cm，砂礫層部分における変化域の長さは 32cm となる。水層部分における変化域が表-1 に示した平坦の場合の 15cm より長いことから，河床は平坦ではなかったことはいえる。また砂礫層部分における変化域も同様に長く，またそれらが図-28 に示されているように，それぞれ計数値がふれているので，河床面から 30cmまでの深さでは河床はまだ安定せず，砂礫の移動が起っていたことが推定される。また河床面の位置は 14.48m と，5時間前に測定した結果より 2cm 上昇したという結果になっているが，このことは

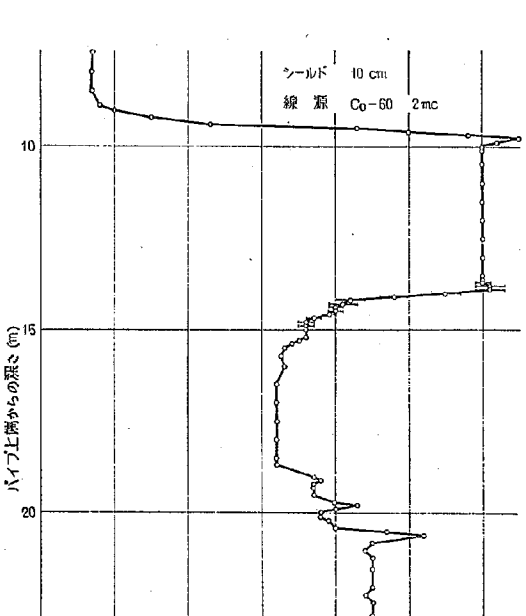


図-25 増水時における測定結果 (1960.8.13, 9:00)

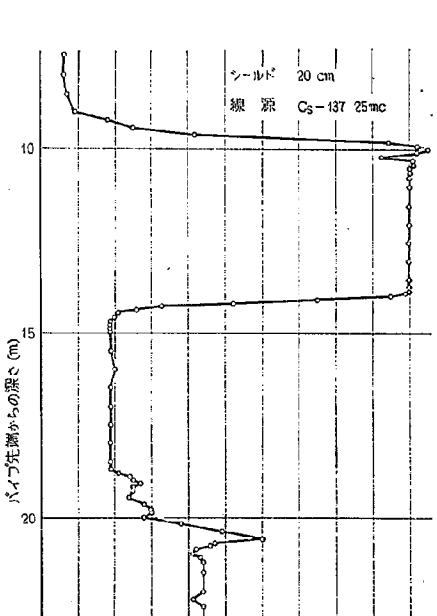


図-26 増水時における測定結果 (1960.8.13, 9:30)

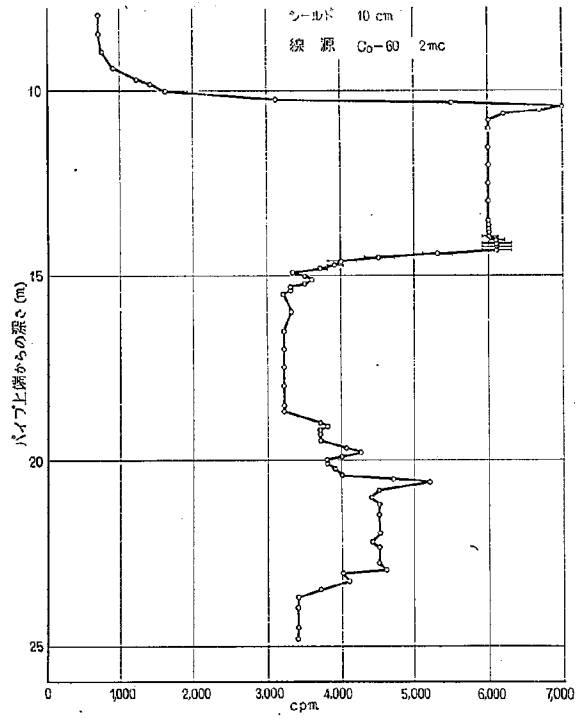


図-27　増水時における測定結果（1960. 8. 21,　11：00）

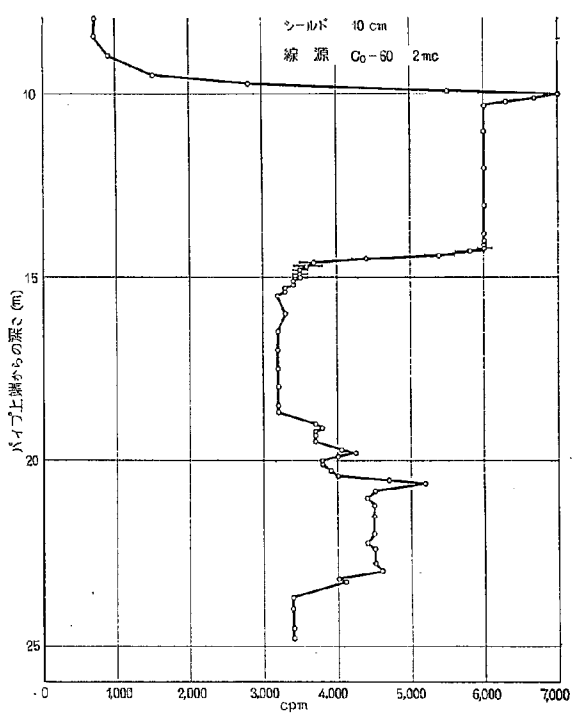


図-28　増水時における測定結果（1960. 8. 21,　16：00）

表-3　河床洗掘現場調査結果一覧表

図面番号	測定日時	γ-線源	シールド	河床面の位置	パイプ周辺の河床の形状
21	1950. 4. 6	^{137}Cs	25cm	13.50m	平坦ではない
22	1950. 5. 7	^{60}Co	10	13.70	平　坦
23	〃	^{137}Cs	20	13.70	平　坦
24	1950. 8. 12, 19 : 00	^{60}Co	10	14.10	深さ10cm，径50cm の漏斗孔，河床の攪乱はげしい
25	1950. 8. 13, 19 : 00	^{60}Co	10	14.30	深さ 10cm，径 50cm の漏斗孔？
26	〃　9 : 30	^{137}Cs	20	14.30	河床の攪乱
27	1950. 8. 21, 11 : 00	^{60}Co	10	14.50	深さ 10cm，径 50cm の漏斗孔？ 河床の攪乱
28	〃　16 : 00	^{60}Co	10	14.48	平坦ではない。河床の攪乱

河床が洗掘される場合は連続的に河床が低下するものではなく，堆没，洗掘を繰返しつつ結果的には洗掘されていくことを示すものであろう。

以上述べたところの昭和35年度に実施した現場測定の結果を要約してまとめたものが表-3 である。表-3 によれば河床低下の状態がよくわかり，4月から8月までの5カ月間に河床は 1m 低下したことが明らかである。

（5） 昭和36年6月12日，平水時

前年の8月21日の測定から約10カ月間を置いて平水時に測定を行なった。このときの測定結果を 図-29 に示す。この図からわかるように水深は約1メートルであった。このときの河床の位置は 13.20m であった。この値を前回の測定，すなわち前年の8月21日の測定のときの値と比較すれば，河床が 1.28m 上昇したということになる。図-29 でもわかるように，13.20m の深さの河床から 15m の深度の点までは，密度が河床よりかえって小さい層より成っていることがわかる。この層は厚さにして 180cm あり，河床より深くなるにしたがってその密度を減じ，14.70m の点で密度が一ばん小さく，1.75 にまで低下する。そこから急激に大きくなって 15m の点で 2.15 に達する。前年の最後の測定では河床の位置は14.48m のところであったから，図-29 から考えるとそれ以後において 15m の深さにまで一回洗掘され，その上に 180cm の厚さに土砂類が堆積したものと思われる。そして，この堆積層が下部において密度が小さく，上部において密度が高いことは，河床における土砂類の堆積の仕方と関係があるものと思われる。

（6） 昭和36年6月28日～7月20日，梅雨前線豪雨

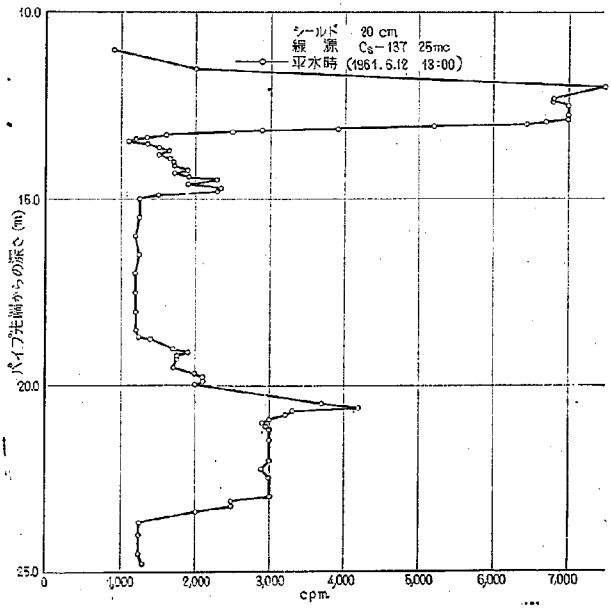


図-29 利根川河床測定結果（1961. 6. 12）

昭和36年6月27日からの梅雨前線豪雨のとき，延べ1週間にわたって連続的に河床洗掘状況を観測した。利根川は6月27日の夜半から増水したので観測は27日には間に合わず，翌28日から開始した。第1回の測定を28日の午後2時30分に行なった。第1回の測定のとき河床は6月12日の測定のときよりすでに 160cm 低下していた。第2回の測定はその1時間後に行なったが，そのときの河床の位置は 5cm 上昇していた。以後，観測は夜半を除いて，だいたい1時間間隔に実施した。その観測結果を図-30 (a) から (p) までに示す。7月30日午前1時までに河床は 16.20m まで低下した。この間の河床の形状は図-30 (a) から (i) まで見ればわかるように，表-2のデータを使ってだいたい平坦であり，河床において水層と砂礫層との明確な密度差が存在していた。しかし，その次の観測，6月30日の午前2時30分の観測では水層から河床境界面に至るときの計数値の減り方が少し変ってきた。図-30 (i) を見ればわかるように，午前2時30分の観測では 15.30m 付近から 16m の点までのあたりに小さい密度をもつ堆積層が存在している。この堆積層は，次の午前7時30分の観測ではさらに上方に発達して15mの点より上にまで伸び，午後3時で 14.80m まで堆積層が発達した。堆積層はその上端が 14.80m でしばらく安定していたが，その後7月2日の午後になってからふたたび発達し始め，13.80m まで到達し，その後わずかづつ低下していった。減水後約2週間を経た7月20日の観測では堆積層の上端は 14.20m のところにあった。6月30日の午前1時以後に堆積層は生じ始めたのであるが，堆積層が生じ始めても本来の河床はやはり洗掘され続けていた。堆積層が生じ始めてから14時間にわたって本来の河床は約 40cm 低下し，その後洗掘は止まった。この場合の本来の河床とは密度 2.15 のところを指し，堆積層が河床の上部を 1m も覆っているのに河床が洗掘を受けたというのは，密度 2.15 の砂礫層上端が低下したということである。すなわち，堆積層が生じてからの河床の洗掘というのは，この部分まで砂礫層が攪乱を受けたということである。また，このことから，このときの堆積層は非常に攪乱を受けやすく，不安定なものであったということが考えられる。図-30 (a) から (h) までにあげた測定結果から，河床位置の変動を時間を横軸にとって図示すれば図-31のようになる。この図では，参考のため水位の変化を対照させた。同じく，その後の堆積層が生じてから以後の堆積層ならびに河床の変動を図-32 に示した。図-31 を見れば河床はわずかばかりの上下を繰返しつつ低下しているが，とくに30日午前0時前後の水位が第2のピークに到達する前2，3時間の河床低下の割合は急激である。これは河水の流速と関係があるものと考えられる。同様に28日午後2時30分の第1回測定のときまでに河床は 160cm 洗掘されていたが，このときは水位はまだ第1のピークには到達していなかった。しかし，このときまでに，すでに全洗掘深 3m のうち半分以上が洗掘されていたということは多くの示唆を与えるものと考えられる。図-32 を見れば，堆積の始まりは水位の第2のピークの点に符号している。水位の第3のピークは7月2日午前0時頃にきているが，このとき堆積層の厚さには変化はなかったけれども，堆積層の内部に変化が生じた。すなわち図-30 (n), (o) を見ればわかるように，7月2日の午前3時，7時，11時の測定で 15.20m から 15.40m のところに密度の逆転層が存在していた。この逆転層はその次の測定，7月2日午後3時の測定では消失した。図-30 (o) を見ると，このときの密度逆転層の消失は 15.60m の点で堆積層の密度が増加しているので，15.20m から 15.40m のところにあった密度の大きなものが，下にずり落ちたものと考えられる。

堆積層は，3日の午後になって 280cm の厚さになり，その後少しずつ，その上端が低下していき，堆積層内部の密度も次第に高くなっていった。河床すなわち密度 2.15 の砂礫層上端の位置は2日の午後あたりから少しずつ上昇していったが，砂礫層上部と堆積層下部との間には明確な密度の差など存在せず，したがって，この場合は堆積層の厚さは 200cm あり，図-30 (p) を見ればわかるように，計数値変化曲線は堆積層が安定していきつつあることを示している。図-30 (q) では計数値変化曲線の 14m から 15m に至る部分で，なだらかに計数値が減少していることが認められる。こういう計数値の変化の様相は平水時の河水観測結果では認められず，しいていえば堆積層の上部では密度が 1.1 とか 1.2 とかいう層が存在していることになるが，こういう場合は考えられないので，何か他の原因，たとえばパイプの周囲に漂流物が巻きついたとかいうことによるかも知れず，今後の調査にまたねばならない。今後はこの堆積層の上端が河床ということになるのであるが，この位置は 15m 付近になるということが推定される。

7. むすび

以上河床洗掘現象を γ-線背面散乱型密度計によって調査する方法，ならびに現場測定の結果について概括的に述べてきた。前にも述べたように，この研究は完結したものではなく，今後さらに追求すべき問題が山積しているという状態である。そのため，ここにあげた資料からは決定的な結論というものを出すわけにはいかないが，しいて結論のごときものを引き出すとすれば，次にあげるような事柄であろうと思われる。

1) 河床洗掘調査に最も好ましい測定条件は，γ-線源として ^{137}Cs を使用し，検出器の感度中心と γ-線源との距離が 16.7cm のときである。

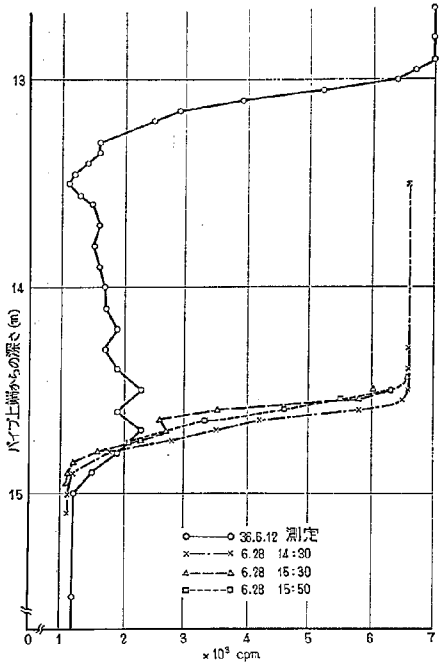


図-30（a） 利根川河床洗掘測定結果
(1961. 6. 28～7. 20)

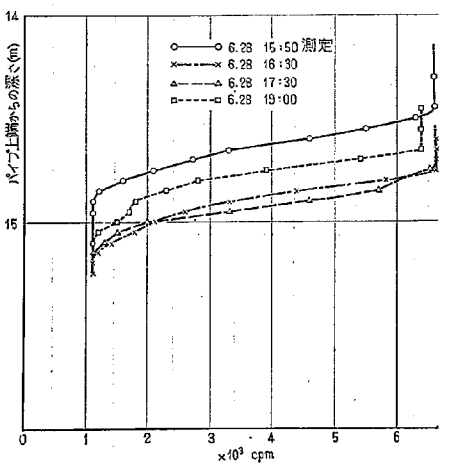


図-30（b） 利根川河床洗掘測定結果
(1961. 6. 28～7. 20)

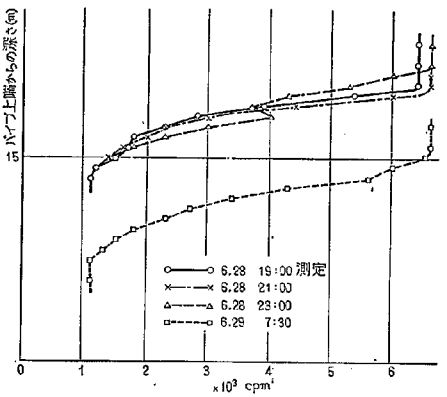


図-30（c） 利根川河床洗掘測定結果
(1961. 6. 28～7. 20)

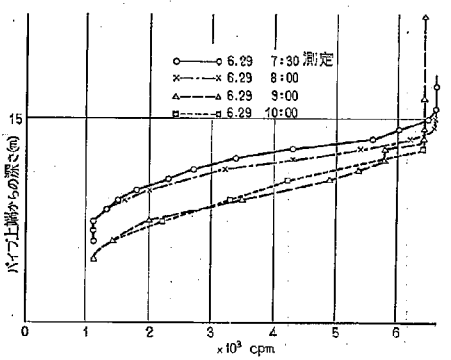


図-30（d） 利根川河床洗掘測定結果
(1961. 6. 28～7. 20)

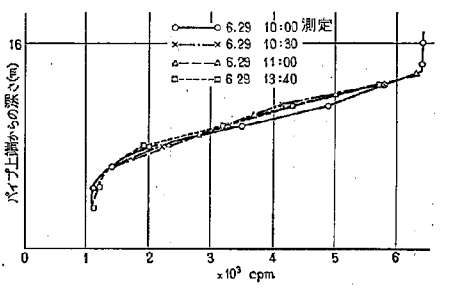


図-30（e） 利根川河床洗掘測定結果
(1961. 6. 28～7. 20)

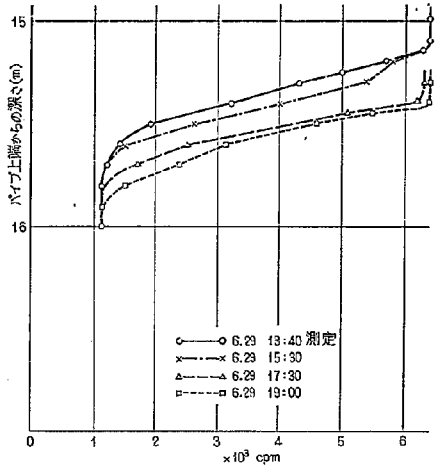


図-30（f） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

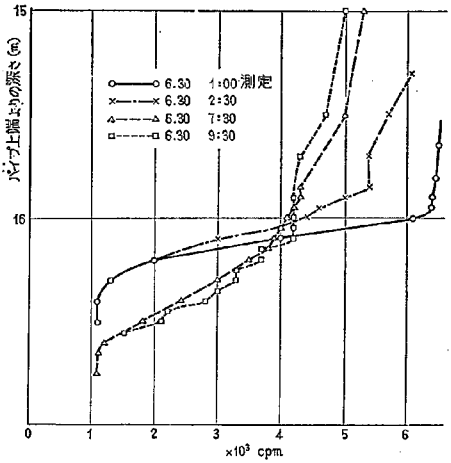


図-30（i） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

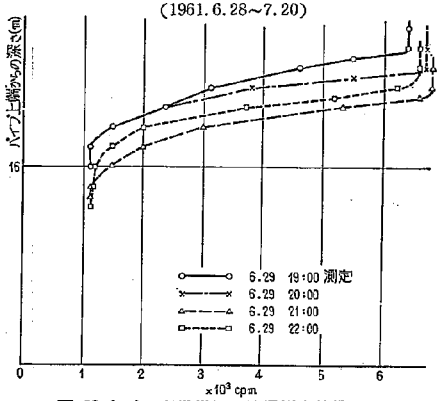


図-30（g） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

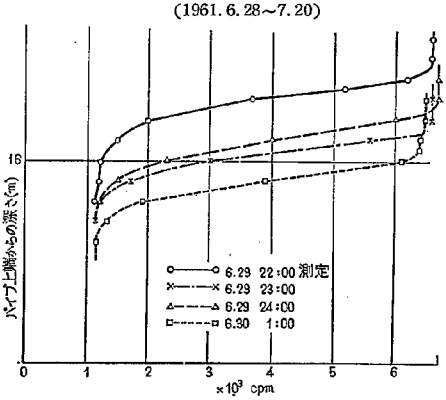


図-30（h） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

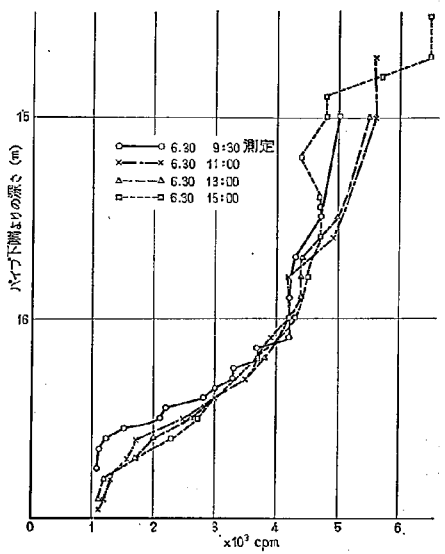


図-30（j） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

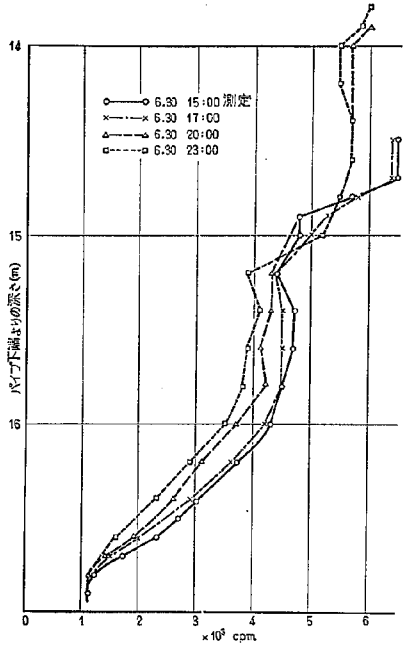


図-30（k） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

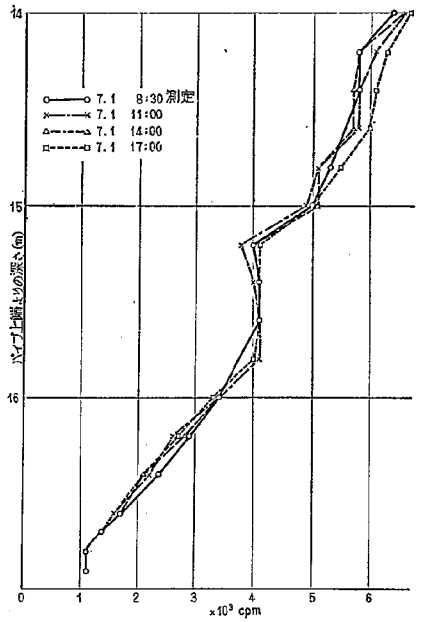


図-30(m) 利根川河床洗掘測定結果(1961.6.28～7.20)

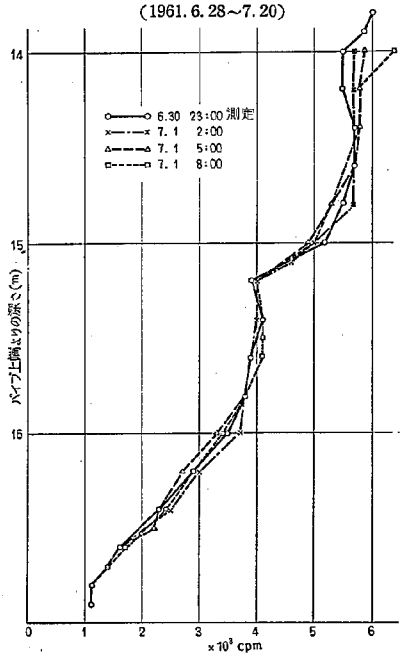


図-30（l） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

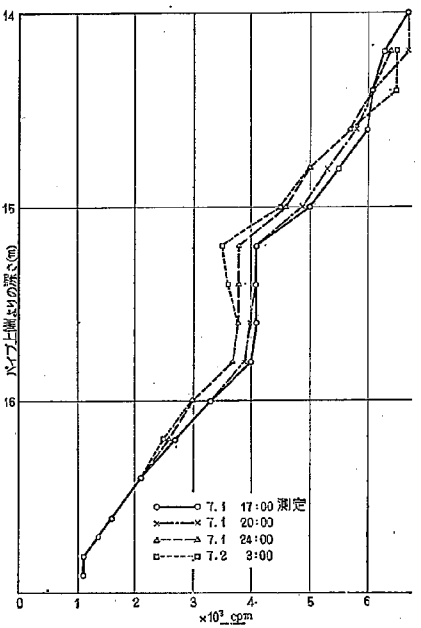


図-30（n）利根川河床洗掘測定結果(1961.6.28～7.20)

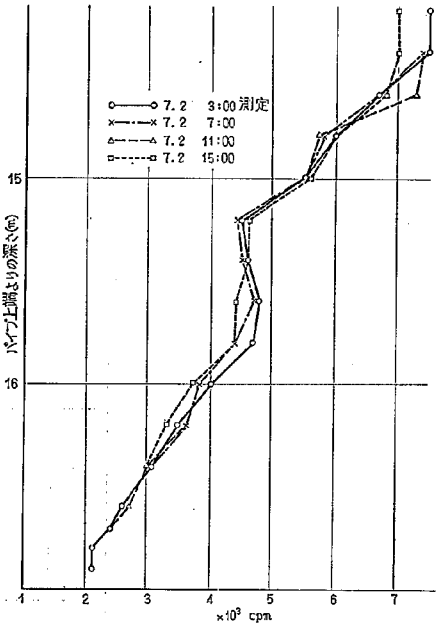


図-30（o） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

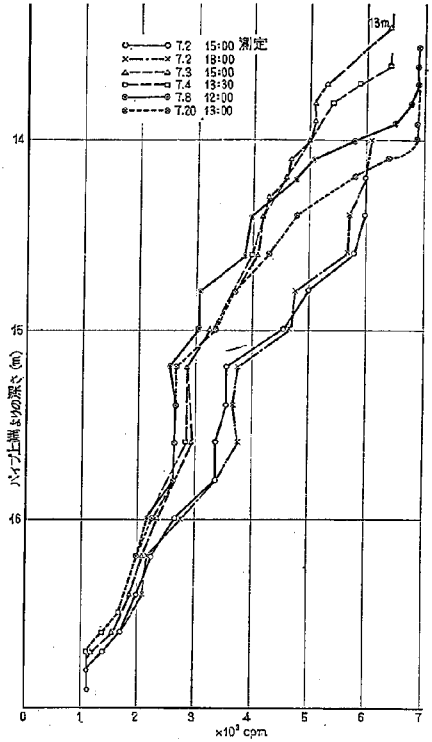


図-30（p） 利根川河床洗掘測定結果
(1961.6.28～7.20)

2） 河床面が平坦である場合は，計数値曲線にはピークが生じない。ピークが生じる場合はパイプの周囲に漏斗状孔またはそれに準じた形状のものが存在することが予想される。

3） 測定条件をいろいろ変えて同一個所を測定することにより，河床の形状をより詳しく知ることができる。

4） 河床面の形状および状態について知識を与えるものは，ピークの存否，ピークの高さ，ピークの長さ，水層部分における計数値変化域の長さ，砂礫層部分における計数値変化域の長さ，計数値のふれ具合等である。

5） 河床の位置は計数値の減少率から求めた方が精度が高い。

6） 河床の位置として取る点は測定条件により異なるから，かならず予備実験を済ませた測定条件で現場観測を実施せねばならない。

7） 河床の位置として取る点は河床の形状によってそれぞれ異なってくるから，あらかじめ 3）に述べたような方法で，だいたいの河床の形状をつかんでおいた方がよい。

8） 測定点は河床境界面付近ではなるべく密にとった方が好ましい。

9） 河床にパイプに向って傾斜した窪みが存在する場合，その傾斜が大であればあるほど，計数値変化曲線上の河床面の位置は砂礫層側に移動する。

10） 昭和36年6月の梅雨前線豪雨のときの観測結果から考えられるように，将来この調査は水位観測，流速の測定等他の観測を同時に行ない，河床洗掘現象を他のファクターとあわせ考える必要がある。

11） 同じく梅雨前線豪雨のときの観測の終りになって，水層から堆積層に移行する場合の計数値変化に不合理な点が認められたが，この点については今後埋設したパイプを調査する必要があるものと思われる。もし，ゴミなどがパイプに付着してこういう結果が生じたのであったら，今後パイプを埋設する場合は，この点に注意して適当な対策を講じる必要がある。

12） 利根川の場合は，河川の横断線上に1本だけパイプを設置したのであるが，予算が許せばなるべく多くのパイプを同一横断線上に設置した方が，より詳しい調査ができるものと思われる。

13） 現場測定の結果から明らかなように，γ-線背面散乱型密度計は河床洗掘調査には非常に有効な計器であ

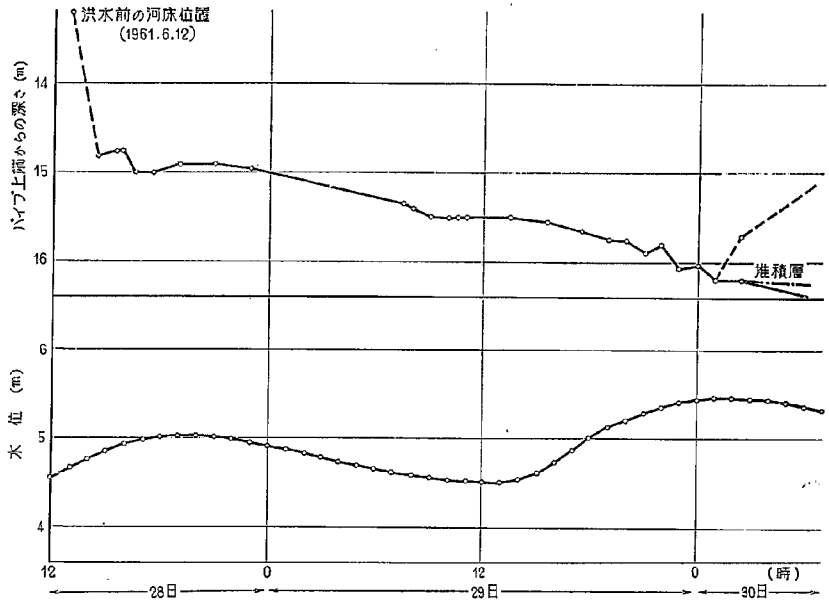


図-31　利根川河床測定結果（1961.6.28～30）水位と河床位置の関係

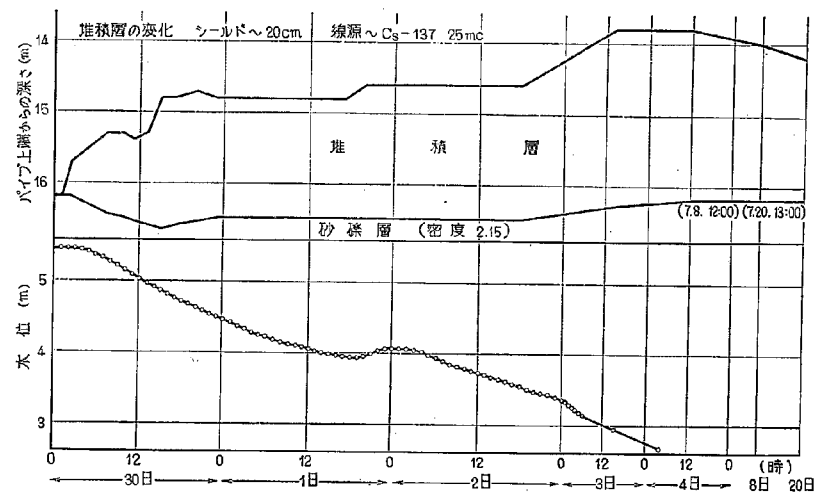


図-32　利根川河床測定結果（1961.6.30～7.20）

る。とくに洪水時に河床付近にプローブを静置しておき，計数値の時間的変化を記録するような調査方式を採用すれば，河床洗掘現象に関してさらに新らしい事実がつかめるものと期待される。

14）平水時における測定結果に示されたように，γ-線背面散乱型密度計は河床洗掘調査以外にも，河床下部の地質構造を調査するためにも有効な計器である。

8. 謝　辞

利根川における現場観測施設は，関東地方建設局利根川上流工事事務所で造っていただき，観測の際には同事務所からいろいろ援助を受けた。ここに厚く感謝する次第である。

なお，この調査結果の一部は，土木技術資料第3巻

445頁，昭和37年度直轄技術研究会，第4回日本アイソトープ会議（昭和36年），第23回応用物理学会学術講演会（昭和37年）ならびに水理学におけるラジオアイソトープの利用に関する国際シンポジウム（昭和38年）においてそれぞれ発表した。

プレストレストコンクリート
舗装に関する実験的研究（2）

（昭和39年2月）

福　田　　正*

概　要

本報告はプレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究の第2回報告であって，PC鋼より線を用いたポストテンション方式による比較的小さいプレストレス（5～20kg/cm²）を導入した厚さ12cm，長さ80mのプレストレストコンクリート舗装について実施した実験結果を報告したものである。

舗装版の緊張時に導入したプレストレスを測定し，第1回報告で提案した路盤摩擦，シースの摩擦などによるプレストレスの損失量の計算法を検討しそのほぼ妥当なことを確めた。

静荷重による載荷試験を実施し，その結果からプレストレストコンクリート舗装のプレストレス量は荷重が縁部に載荷した時に舗装版の表面にひびわれが発生しないように設計すれば合理的なこと，舗装版の表面にひびわれが発生する時の載荷重と底面にひびわれが発生する時の載荷重の間には一定の関係のあることを明らかにした。

目　次

1. 緒　言……（1）
2. 試験舗装について……（2）
〔1〕 プレストレス量の設計……（2）
〔2〕 試験舗装の構造……（4）
〔3〕 施　工……（5）
〔4〕 使用材料の性質……（6）
〔5〕 工　費……（9）
3. 実施した主な試験……（10）
〔1〕 PC鋼より線の緊張荷重の測定……（10）
〔2〕 コンクリートブロック版による路盤摩擦係数の測定……（10）
〔3〕 プレストレス導入量の測定……（11）
〔4〕 載荷試験……（11）
4. シースとPC鋼より線との摩擦……（12）
5. 路盤摩擦……（12）
6. 導入プレストレス……（13）
7. 静荷重による載荷試験の結果……（15）
〔1〕 静荷重載荷による舗装の動作……（15）
〔2〕 温度変化の載荷試験結果に及ぼす影響……（21）
〔3〕 舗装版の縁部載荷による表面ひびわれ荷重と底面ひびわれ荷重との関係…（21）
〔4〕 舗装版の底面ひびわれ荷重と緊張直後のプレストレスとの関係……（22）
8. くり返し荷重による載荷試験の結果……（23）
〔1〕 コンクリートハリ供試体の疲労試験の結果……（23）
〔2〕 くり返し荷重による載荷試験の結果…（23）
9. 結　論……（29）

1. 緒　言

プレストレストコンクリート舗装（以下PC舗装と略す）に関する実験的研究の第1回試験舗装として幅員3.5m，長さ44m，厚さ12cmおよび15cmのPC舗装版を緊張方法を変えて合計4種類施工し実験を行なった。これらの試験舗装版のプレストレスはおよそ20～55kg/cm²の比較的大きいプレストレスのものであった。

これらのPC舗装の載荷試験の結果からPC舗装のプレストレスはかなり小さくて十分であることがわかった。また緊張時の路盤摩擦，シースの摩擦などによるプレストレスの損失は他の原因，例えばコンクリートのクリープ，乾燥収縮，PC鋼材のリラクセーションなどによるプレストレスの損失と比較してかなり大きく，PC舗装の実用化のためにはさらに長いスパンの試験舗装について検討する必要があった。第2回試験舗装はこれらの理由からプレストレスを5～20kg/cm²とし版の長さを80mとした。

プレストレスの導入方法は第1回試験舗装の場合と同様にPC鋼より線によるポストテンション方式で，PC鋼より線を縦方向に配置したもの（これを便宜上縦方向

* 前道路部　舗装研究室研究員（現関東地方建設局大宮国道工事事務所）

版と名ずける）とＰＣ鋼より線を斜め方向に配置したもの（これを便宜上斜め方向版と名ずける）の２種類の工法を採用した。

2. 試験舗装について

〔1〕 プレストレス量の設計

第１回試験舗装の載荷試験の結果から，ＰＣ舗装は舗装版底面にひびわれが発生しても舗装版の表面にひびわれが生じなければ安全であることが推察されたので，今回の試験舗装においてはプレストレス量を減少し，緊張直後舗装版の中央でプレストレス量が約 10kg/cm² になるように設計した。

シースの摩擦による緊張荷重の損失は次式によって求めた。

$$P=P_0(1+\lambda l) \quad \cdots\cdots(1)^*$$

ここに

λ＝ＰＣ鋼より線の長さ 1m あたりの摩擦係数

l＝ＰＣ鋼より線の長さ（m）

P＝ＰＣ鋼より線のジャッキの位置の緊張荷重

P_0＝設計断面におけるＰＣ鋼より線の緊張荷重

路盤摩擦によるプレストレスの損失は次式によって求めた。

$$\sigma_f=w\int_0^x f(x)dx \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに

$\sigma_f=x$ における路盤摩擦によるプレストレスの損失量（kg/cm²）

w＝コンクリートの単位容積重量（kg/cm³）

x＝舗装版任意の位置で緊張端からの距離（cm）

$f(x)=x$ における路盤摩擦係数

実際に（２）式を計算によって解析することは困難であるので，第１報で提案した（２）式の図解法で求めた。

これらの解析に用いた諸数値は表-1のようである。また路盤摩擦係数は図-1のように仮定した。

表-1　プレストレス設計時に仮定した諸数値

コンクリートの弾性係数 kg/cm²	ＰＣ鋼より線１本の緊張荷重 t	舗装版の断面積 cm²	舗装版長 m	シースの摩擦係数 %/m
300,000	12.0	12×350	80	0.4

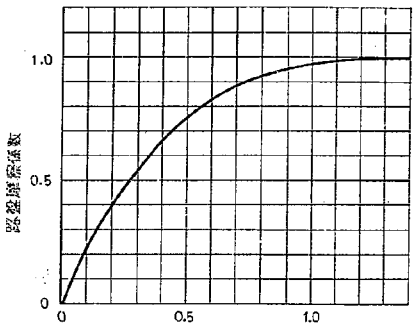


図-1　設計に用いたコンクリート版の変位と路盤摩擦係数の関係

斜め方向版では特に舗装版の中央付近で版端付近より２倍のＰＣ鋼より線を使用し，プレストレスを均等に導入させることを試みた。このため緊張を２回に分け，第１回緊張によって約 5kg/cm² のプレストレスを舗装版中央に導入するように設計した。

縦方向版ではシースの摩擦によるプレストレスの損失を減少させるためにＰＣ鋼より線を舗装版の両端から緊張することにした。

プレストレスの設計は路盤摩擦およびシースの摩擦を考慮し，仮定したＰＣ鋼より線の配置について試算をくり返し設計プレストレスに必要なＰＣ鋼より線の配置を決定した（図-2，3）。路盤摩擦によるプレストレスの損失の計算方法は第１報で提案した図解法によった。すなわち図-4，5 において次の順序で行なう。

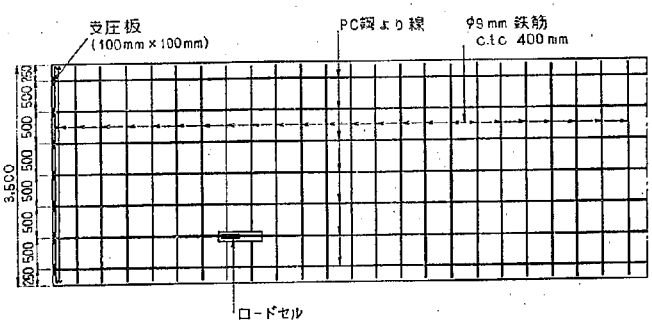


図-2　縦方向版のＰＣ鋼より線配置（単位　mm）

* 文献（3）

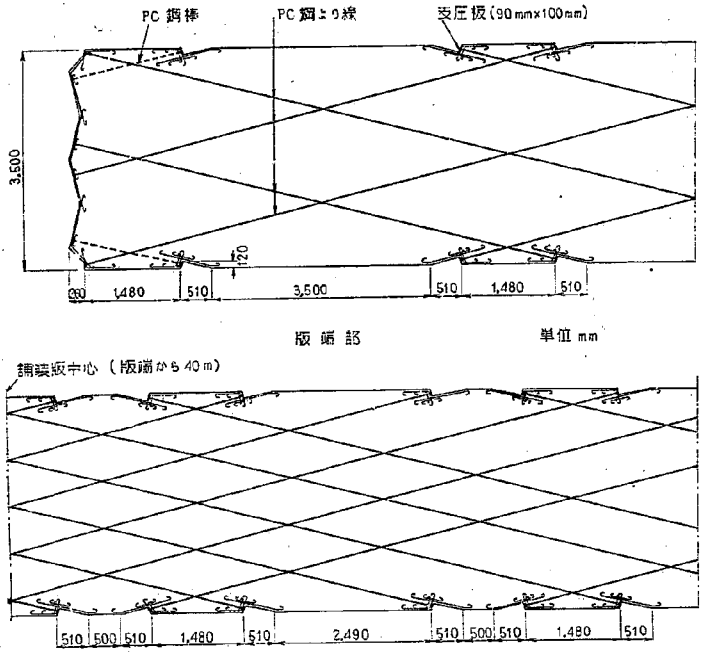


図-3　斜め方向版のＰＣ鋼より線配置（単位　mm）

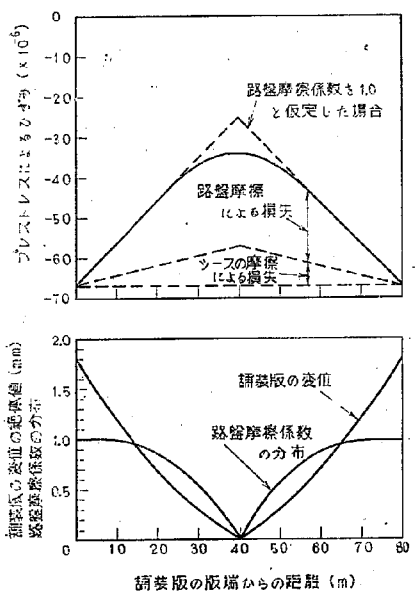


図-4　縦方向版の設計プレストレスの計算

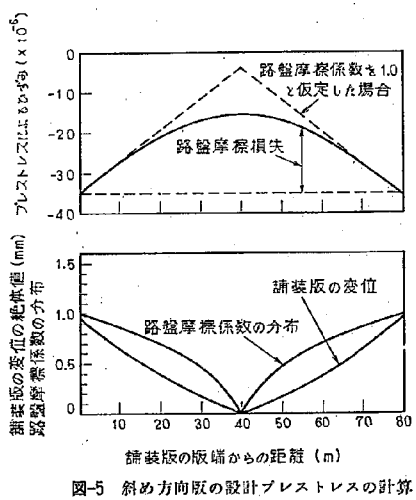


図-5　斜め方向版の設計プレストレスの計算

① 路盤摩擦係数を一定値（$f(x)=1.0$）としてプレストレスによるひずみの分布を求める。

② このひずみを舗装版の中央から積分し，舗装版の変位を求める。

③ 変位量に対応した路盤摩擦係数を図-1より求めその分布図を作る。

④ 路盤摩擦係数の分布を舗装版端から任意の位置までの距離で積分し，コンクリートの単位容積重量を掛けて路盤摩擦によるプレストレスの損失量を求める。

この場合の路盤摩擦係数の分布，舗装版の変位，プレストレスによるひずみの分布は図-4，5 のようである。

〔2〕 試験舗装の構造

版厚 12cm，幅員 3.5m，長さ 80m の2種類のＰＣ舗装版と，路盤摩擦の測定用ならびに，載荷試験用の版厚 12cm，幅員3.5m，長さ 5m の3枚のコンクリートブロック版を土木研究所千葉支所構内の図-6に示すような位置に施工した。

路床土は関東ロームで，本試験舗装を行なう約3年前に後述する載荷試験機の走行用レールの基礎壁に囲まれた高さ 1m のピット内に盛土したものである。

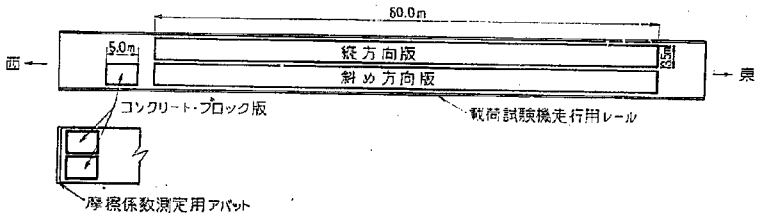


図-6 第２回試験舗装一般図

路盤は本試験を行なう約3年前に別の試験舗装* の路盤として施工されたものであるが，その試験舗装の取りこわし工事のために，かなり乱れたので，あらためて路盤表面をかきならし転圧しなおした。

路盤の厚さは盛土工直後の路盤の施工の時に西側の部分で路盤材料が路床にくいこみやや厚い傾向があったが，厚さ5cm の砂層の上に厚さ約 20cm の切込砂利をおいた構造である。

コンクリート版にプレストレスを導入する時に路盤摩擦を小さくするために，厚さ 1cm の山砂による敷砂層を路盤上に敷けた。また路盤紙は２枚重ねて使用した。

ＰＣ鋼より線は直径12.4mm 7本より線を使用した。

シースは縦方向版では内径28mm，斜め方向版では内径20mmのフレキシブルシースを使用した。

ＰＣ鋼より線の位置は縦方向版ではＰＣ鋼より線の中心と舗装版厚の中心が一致するようにした。斜め方向版では交差する一方のＰＣ鋼より線と他方のＰＣ鋼より線とが舗装版厚の中心で交わるようにした。すなわち両方の版ともＰＣ鋼より線を緊張した後で路盤摩擦こう束の影響を無視すれば，プレストレスは版厚方向に均等に分布するようにした。

ＰＣ鋼より線の緊張後にシースとＰＣ鋼より線との空隙はグラウトした。

縦方向版，斜め方向版のＰＣ鋼より線の配置は図-2，3，写真-1，2に示すとおりである。

緊張時の応力に対してコンクリート版の緊張端周辺が安全なように支圧板によって緊張荷重を分布させ，また

写真-1 縦方向版のＰＣ鋼より線配置

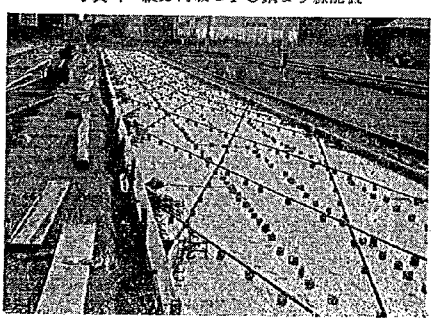


写真-2 斜め方向版のＰＣ鋼より線配置

* 文献（2）

写真-3，4に示すように，φ9mmおよびφ13mmの鉄筋で補強した。支圧板は縦方向版は 10cm×10cm，厚さ 1cm，斜め方向版は 9cm×10cm，厚さ 1cm の鋼板を使用した。

〔3〕施　工

路盤表面を規定の高さにローラー転圧して整地した後に，山砂による敷砂層を厚さ1cmに施工した。路盤摩擦を減少させるために粒径の比較的均一な川砂の使用を予定していたが，ローラーによって十分に締め固めることができなかったので山砂に変更した。敷砂表面の凹凸は型枠設置後に，型枠面からの高さを検査し，規定の高さ（12cm）から −0.5cm～+1.0cm の範囲に規定した。

路盤紙は2枚重ねて使用し，更に路盤紙の継目はアスファルト乳剤で接着させ，コンクリートの施工中にモルタルが路盤紙の継目から敷砂にもれないようにした。この主な目的は路盤摩擦係数を減少させることにあったが，コンクリート打込み中に敷砂層が流されるのを防ぐ効果があった。

シースおよびＰＣ鋼より線の高さの位置は設計位置より ±3mm 以内と規定した。このため写真-1，2に見られるようにコンクリートモルタルのブロックを約 1m 間隔に路盤紙上に置いてシースの高さを固定した。

コンクリートはA社製の生コンクリートを使用した。この生コンクリートの運搬は傾斜回転胴型のトラックミキサーで運搬を行なった。コンクリートの示方配合は表-2のとおりである。

表-2　コンクリート配合

セメント (kg/m³)	砂 (kg/m³)	砂利 (kg/m³)	水 (kg/m³)	水セメント比 (%)	絶対細骨材率 (%)
330	668	1264	167	50.5	35.0

コンクリートの打込みは縦方向版は昭和38年8月9日に，斜め方向版は8月24日に行なった。

コンクリートの締め固めには特にシースを変形させないように注意する必要があった。このため平面バイブレーターは使用せず棒状内部振動式バイブレーターと木製のタンパーで行なった（写真-5）。

コンクリートの表面仕上げが終った後に表面をカンバスでおおい表面が乾燥しない程度に散水を行なった。しかし一部初期養生に不備の個所があり表面仕上げ後に長さ20～30cm，幅0.5～1.0mmのヘヤークラックを生じた。特に斜め方向版の西側より18～28mの区間はヘヤークラックが多数発生したので，エポキシ樹脂系の接着剤を注入して補修した。しかしこれらのヘヤークラックの発生した区間では載荷試験は行なわないことにした。コンクリートを打設した次の日から1週間はむしろで表面をおおい常時散水を行なった。

コンクリートを打設してから4日後にコンクリートの

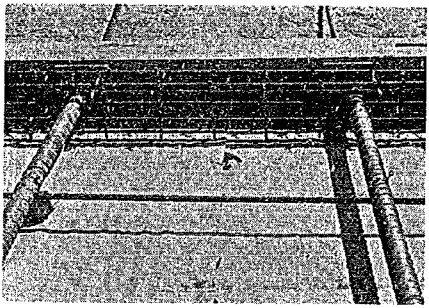


写真-3　縦方向版緊張端の補強鉄筋

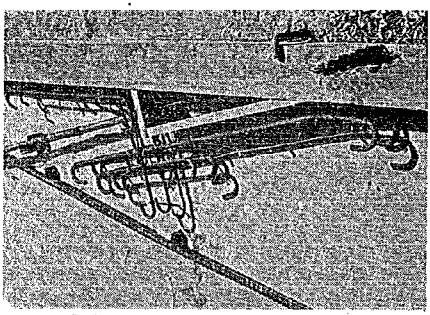


写真-4　斜め方向版緊張端の補強鉄筋

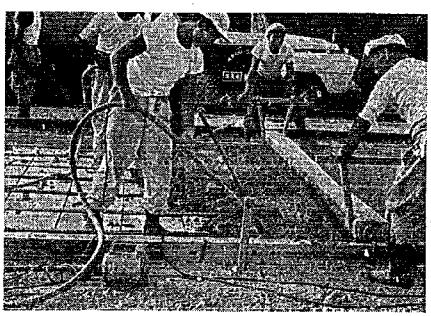


写真-5　コンクリートの締め固め

乾燥収縮によるひびわれを防止するためにＰＣ鋼より線の仮緊張をした。また7日後に所定のプレストレスを導入するための本緊張を行なった。

緊張は写真-6に示すように2台の30ｔセンターホールジャッキを使用した。縦方向版では舗装版の両端部において緊張した。ＰＣ鋼より線の緊張順序はまず舗装版の一端において2台のジャッキで縁部側から中心線側に緊張し，続いて舗装版の他端において同様に2台のジャッキで緊張しなおした。これはこのような方法をとることによってシースとＰＣ鋼より線との摩擦によるプレストレスの損失を減少できるかどうかを検討するために行な

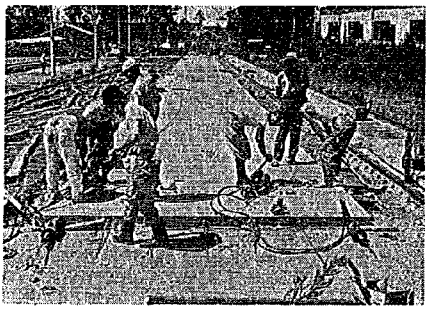


写真-6　緊張作業

ったものである。斜め方向版ではまず版の中央のＰＣ鋼より線を1本おきにとばして東側版端から2本づつ緊張した後に，あらためて中央の残したＰＣ鋼より線の緊張を行なった（6参照）。

〔4〕 使用材料の性質

路盤材料および敷砂の粒度は図-7に示した。路盤および敷砂の上での直径75cm円形載荷板による支持力係数は表-3のとおりである。平板載荷試験は沈下量 2.5mm まで2回くり返して行ないそれぞれの沈下量1.25mmにおける支持力係数を K_1, K_2 で表わした。この結果によれば路盤上の値も敷砂上の値もほとんど同じであり特に敷砂層を厚くしたために支持力係数が減少するようなことはほとんどなかったようである。路盤支持力係数は西

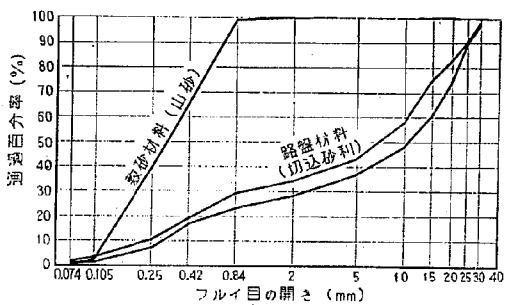


図-7　路盤と敷砂材料の粒度

表-3　路盤支持力係数

東側版端からの距離 (m)			10	30	50	70	平均
路盤上	縦方向版	K_1	2.4	2.8	3.0	3.6	3.0
		K_2	3.0	4.3	4.2	4.0	3.9
	斜方向め版	K_1	3.0	2.8	2.8	4.4	3.3
		K_2	3.6	3.3	3.3	5.9	4.0
敷砂上		K_1	2.6	2.9	3.4	4.0	3.2
		K_2	3.4	2.8	4.0	4.8	3.8

側の方で東側より約35%大きかった。

ＰＣ鋼より線の試験成績はＰＣ鋼材業者の提出した資料によれば表-4のとおりであった。

表-4　ＰＣ鋼より線の試験成績

直径 (mm)	引張荷重 (kg)	伸 (G.L. 610mm) (%)	降伏点 (kg)	リラクセーション (%)	ピッチ (倍)
12.39～12.41	17,900	6.1	16,200	2.68	39.4

セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。セメントの試験成績はセメント業者の提出した資料によれば表-5のようであった。現場におけるコンクリートのスランプおよび温度は表-6のようであった。コンクリートの温度は 30～32°C に達した。これは暑中コンクリートであったこととコンクリートをトラックミキサーから排出することが容易でなく時間がかかったためである。

コンクリートの現場打込み中にコンクリートの圧縮試験用の円柱供試体，曲げ試験用のハリ供試体，長さ変化用のハリ供試体を作成した。

円柱形供試体は直径15cm，高さ30cm，曲げ試験用ハリ供試体は 15cm×15cm×53cm，長さ変化用ハリ供試体は 10cm×10cm×50cm の寸法である。

圧縮試験は JISA 1108—1950 の方法で行なった。試験は現場養生の供試体についてプレ

表-5　セメント試験成績

種別	比重	粉末度		凝結					安定性	マグネシア (%)	無水硫酸 (%)
		比表面積 (cm²/g)	フルイ 88μ 残留	室温 (°C)	温度 (%)	水量 (%)	始発 (時—分)	終結 (時—分)			
普通セメント	3.16	3090	20	20	92	27.4	2—19	3—40	良	1.58	1.85

強熱減量 (%)	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm²)			圧縮強さ (kg/cm²)			養生温度（平均）(°C)		
		3日	7日	28日	3日	7日	28日	室温	湿気箱	水温
0.73	243	29.3	45.5	70.6	120	217	412	20	20	20

表-6　打込み現場におけるコンクリートのスランプと温度

	スランプ（cm）		温　度（°C）	
	縦方向版	斜め方向版	縦方向版	斜め方向版
平　均	4.2	5.0	32	31
標準偏差	2.4	1.0	1.0	1.2
測定数	13	11	13	11

ストレス導入時，材令28日，載荷試験時に行なった。供試体の一部（各舗装版の供試体から4本）を21°C の恒温水槽で養生し材令28日で試験した。

曲げ試験はすべて現場養生の供試体について試験舗装の載荷試験時に行なった。試験はJISA 1106—1950 の方法で行なった。

円柱形供試体の静弾性係数およびポアソン比はダイヤルゲージを用いたボルダーダム型測定計器で測定した。静弾性係数は圧縮強度の約50%におけるセカント係数とした。一方ハリ供試体にストレンゲージをはり，曲げ試験時に供試体の圧縮側および引張側のひずみを測定し，曲げに対する静弾性係数を求めた。この場合は，曲げ強度の80% におけるセカント係数とした。動弾性係数はJISA 1127—1958 の方法によって測定した。動弾性係数は，静弾性係数の値を検討する目的でほとんどすべての円柱形供試体で測定した。

現場に放置したコンクリート供試体の長さ変化はJISA 1124—1957 の方法に準じて測定した。これはコンクリート供試体の両端に金属製のプラグを埋込み，この間隔を材令に応じてダイヤルゲージで測定し，21°C 恒温室に常置したインバール製の標準棒の長さと比較することによってコンクリートの長さ変化を求めるものである。一方，コンクリート供試体にはカールソン型ひずみ計を埋設して温度変化を測定し，長さ変化量から温度変化による伸縮量を差引きコンクリートの乾燥収縮量を推定した。

縦方向版，斜め方向版，コンクリートブロック版のコンクリート供試体の圧縮強度，静弾性係数，動弾性係数，ポアソン比の平均値をそれぞれ表-7，8，9 に示した。

静弾性係数は圧縮強度の50%におけるセカント係数をとったので，動弾性係数より小さい値となっているが，ほぼ近い値であり，また相互に相関性があり，十分信頼できる値であることを示している。

コンクリートの打込みは縦方向版，斜め方向版，コン

表-7　縦方向版のコンクリート供試体の圧縮強度，弾性係数，ポアソン比

材令（日）	供試体数	圧縮強度（kg/cm²）		静弾性係数（kg/cm²）		動弾性係数（kg/cm²）		ポアソン比	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
3	1	170	—	250,000	—	280,000	—	—	—
4	2	180	7	260,000	17,800	276,000	0	0.23	0.10
14	4	232	29	297,000	9,700	309,000	3,400	0.19	0.06
28	4	317	27	305,000	38,800	309,000	15,100	0.22	0.02
28*	4	343	10	375,000	43,700	362,000	9,700	0.22	0.04
155	3	339	11	296,000	29,400	—	—	0.18	0.05

* 21°C 水中養生

表-8　斜め方向版のコンクリート供試体の圧縮強度，弾性係数，ポアソン比

材令（日）	供試体数	圧縮強度（kg/cm²）		静弾性係数（kg/cm²）		動弾性係数（kg/cm²）		ポアソン比	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
3	1	152	—	240,000	—	268,000	—	0.14	—
4	1	173	—	230,000	—	266,000	—	0.15	—
14	4	254	44	260,000	48,600	288,000	17,000	0.26	0.05
28	4	269	41	267,000	28,100	292,000	6,300	0.18	0.06
28*	4	327	13	332,000	38,900	344,000	18,900	0.18	0.02
142	3	311	53	257,000	35,300	—	—	0.29	0.06

* 21°C 水中養生

表-9　コンクリートブロック版のコンクリート供試体の圧縮強度，弾性係数，ポアソン比

材令(日)	供試体数	圧縮強度 (kg/cm²) 平均値	圧縮強度 (kg/cm²) 標準偏差	静弾性係数 (kg/cm²) 平均値	静弾性係数 (kg/cm²) 標準偏差	ポアソン比 平均値	ポアソン比 標準偏差
139	3	297	14	266,000	11,800	0.25	0.04

クリートブロック版をそれぞれ異なった日に行なった。このため同じ配合であったが，コンクリートの強度にわずかの差がみられた。しかし各供試体の圧縮強度の変動より各版の供試体の平均値について検討してみると，有意水準5％でこれらの各版の供試体の強度の間には差のないことが確められた。しかし第1回試験制装のコンクリート供試体の圧縮強度（標準養生，材令28日で平均491 kg/cm²）のものと比較すると，68％の強度であってかなり弱かった。

コンクリート供試体の曲げ強度試験結果は表-10に示すようであった。載荷試験時の材令の各版のコンクリート供試体の曲げ強度を比較するとわずかの差がみられた。しかし圧縮強度の場合と同じように曲げ強度の変動から各版の平均値を検討してみると有意水準5％で，これらの各版の供試体の曲げ強度の間には差のないことが確められた。

表-10　コンクリート供試体の曲げ強度，曲げ弾性係数

舗装版	材令(日)	供試体数	曲げ強度 (kg/cm²) 平均値	曲げ強度 (kg/cm²) 標準偏差	曲げ弾性係数* (kg/cm²) 圧縮側で測定 平均値	圧縮側で測定 標準偏差	引張側で測定 平均値	引張側で測定 標準偏差
縦方向版	156	4	34.6	3.3	348,000	77,500	309,000	55,800
斜め方向版	146	4	34.9	4.2	285,000	48,600	224,000	17,000
コンクリートブロック版	224	2	37.0	0	270,000	124,000	250,000	90,000
平均	—	10	35.2	2.8	306,000	65,000	263,000	56,000

* 曲げ強度の80％におけるセカント係数

長さ変化用のコンクリート供試体に埋設したカールソン型ひずみ計で温度を測定し，これにコンクリートの膨脹係数を乗じてコンクリート供試体の温度変化による長さ変化を求めた（図-8）。測定時間は午前9時である。コンクリートの膨脹係数は 10×10^{-6}/°C と仮定した。

図-8における実線は温度変化によるひずみの傾向を表わしたものである。温度降下による収縮ひずみは12月～1月にかけて最大でありおよそ 250×10^{-6} 程度であった。

図-9は，長さ変化測定用コンクリート供試体の重量変化を測定したもので，測定開始時の重量を標準にして表

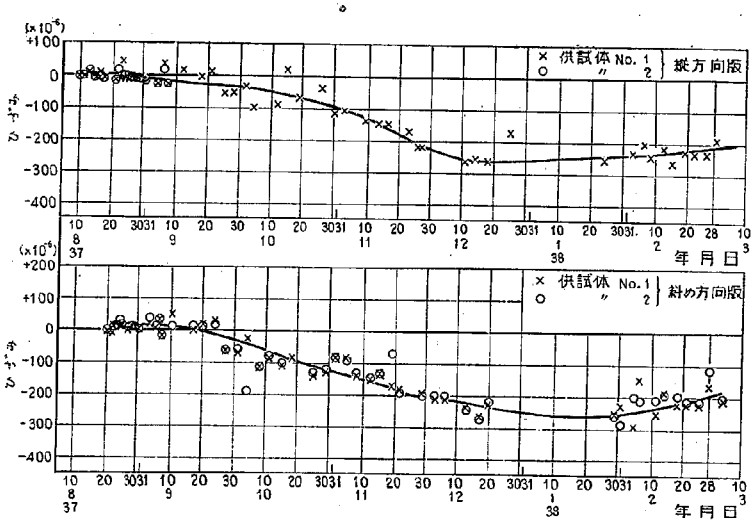


図-8　温度変化による供試体のひずみ（温度膨脹係数を 10×10^{-6}/°C と仮定）午前9時測定

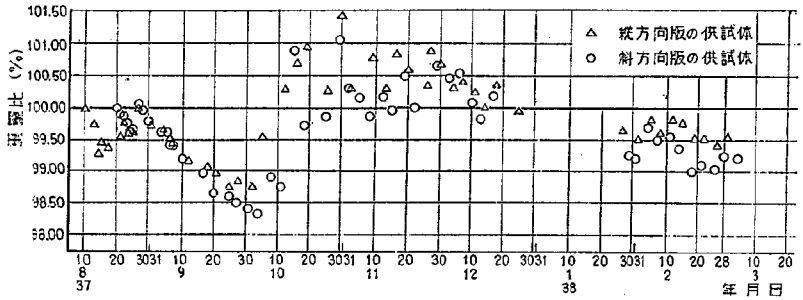


図-9　コンクリート供試体の重量変化　午前9時測定

わしてある。重量の変化はコンクリートの含水量の変化を表わしていると考えられる。コンクリート施工後コンクリートの乾燥が進み9月末までにコンクリートの重量の1.5%まで水分を放出したこと，10月～12月にかけて再び水分を吸収したこと，2月頃にはコンクリート施工後約1カ月間の含水量とほとんど同じ状態にあったことがわかる。

図-10は，コンクリート供試体の長さ変化測定結果である。実線は図-8から転記したもので，温度変化によるひずみを表わしている。長さ変化測定値と実線との差は現場に放置したコンクリートの乾燥収縮ひずみを表わすと考えられる。

乾燥収縮ひずみは重量変化の傾向と対照的であって，乾燥の進んだ9月末には最大約300×10^{-6}であった。水分を吸収したと思われる10～12月にはコンクリート供試体の乾燥収縮ひずみはせいぜい50×10^{-6}程度になった。コンクリートの重量変化が施工後とほとんど同じになった2月頃の値から，気象条件が施工直後の状態と同じ場合乾燥ひずみはおよそ100×10^{-6}程度と推定される。

〔5〕工　費

本試験舗装のように工事の規模が小さくしかも試験的な工事では標準的な工費を積算することは困難である。実際の歩掛りと設計書を参考に各工種別に積算すると表-11のようであった。また実際の歩掛りを参考に，単位舗装面積（平方米）当りの工費を積算すると，縦方向版で2,300円，斜め方向版で2,100円であった。この場合の工費には，各種試験費，営繕損料，諸経費などは含まれていない。PC鋼より線工などいわゆるプレストレスを導入するための特殊工のしめる率はおよそ30～35%であった。この比は第1回試験舗装の場合，全体のおよそ70%

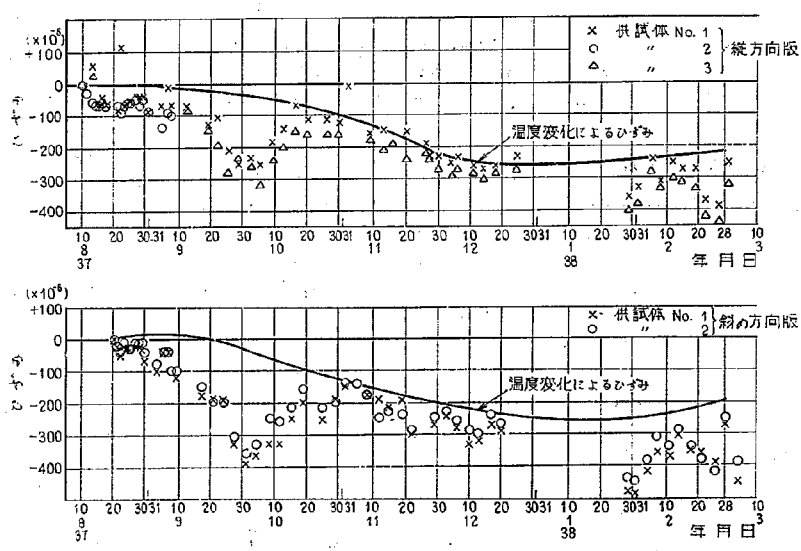


図-10　コンクリート供試体の長さ変化　午前9時測定

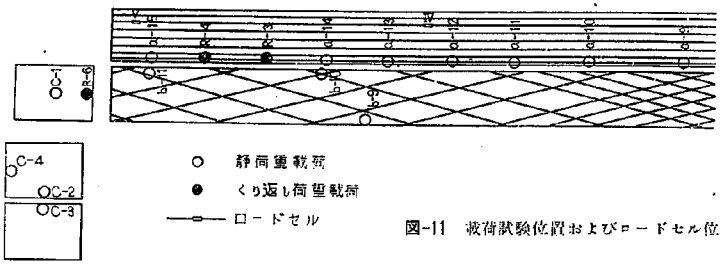


図-11 載荷試験位置およびロードセル位置

表-11 各工種の工費をしめる比率 (%)

工種	縦方向版		斜め方向版	
型枠工	11.1	11.1	12.1	12.1
路盤紙工	3.3	49.5	3.1	46.4
コンクリート工	44.5		41.7	
養生工	1.7		1.6	
鉄筋工	3.8	32.6	4.2	35.1
シース工	7.8		6.5	
支圧板工	1.1		5.4	
PC鋼より線工	13.5		9.0	
定着装置工	1.4		6.6	
仮緊張工	1.4		1.4	
緊張工	1.4		1.4	
グラウト工	2.2		0.6	
機械損料	6.8	6.8	6.4	6.4
合計	100		100	

以上をしめたことと比較するとかなり減少している。これは第1回試験舗装より低プレストレスで緊張回数も少なかったためである。また試験舗装では型枠を他に転用することができなかったために型枠工のしめる比率がかなり大きくなった。

3. 実施した主な試験

〔1〕 PC鋼より線の緊張荷重の測定

縦方向版の場合のPC鋼より線の長さは一般PC構造物と比較してかなり長く，PC鋼より線とシースの摩擦によるプレストレスの損失はかなり大きいと予想された。そこで縦方向版のPC鋼より線の1本に5個のロードセルを取りつけて，その緊張荷重のPC鋼より線とシースとの摩擦による減少量を測定した。

ロードセルは第1回試験舗装に用いたものと同じ構造であって，直径 20mm，長さ 20cmの鋼鉄製円柱の表面に，4枚のストレンゲージをはりつけた構造のものである。

このロードセルは試験の時には引張側で使用するものであるが，PC鋼より線に取りつける前に圧縮試験機によって圧縮荷重とひずみの関係を求めて較正表を作成しておき，現場で測定したひずみを引張荷重に換算した。

これらのロードセルは舗装版の版端から1本のPC鋼より線の3，22，40，58，77mの位置に接続した（図-11参照）。

〔2〕 コンクリートブロック版による路盤摩擦係数の測定

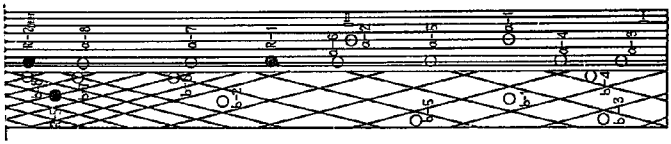
路盤摩擦係数は一般にはコンクリート版が路盤上を完全に滑った時の値，すなわち滑り摩擦係数で表わしているが，実際にコンクリート舗装版にプレストレスを導入する場合の版の変位量は微少であり，また版の位置によってもその大きさが異なるので路盤摩擦係数は版の変位量の関数として測定する必要がある。

今回の実験では試験舗装の版厚と同じ厚さ（12cm）で3.5×5.0mのコンクリートブロック版を用いて，路盤摩擦係数の実験を行なった，このコンクリートブロック版は第1回試験舗装の実験に用いたコンクリートブロック版を取りこわした跡に施工したもので，その路盤はできるだけ試験舗装の路盤と同じ構造に仕上げた。

コンクリートブロック版のうちの1枚は，PC試験舗装の場合と全く同じように，路盤上の敷砂の厚さをローラ転圧後1cmとした。また別の1枚のコンクリートブロック版の敷砂の厚さは，ローラー転圧後2cmとした。いずれの場合も，路盤紙は2枚重ねて使用した。

実験はコンクリートブロック版の側面から2台のジャッキで荷重が偏心しないように十分注意しながらおよそ0.001mm/secの変位速度で水平荷重を与え，コンクリートブロック版の変位を3カ所のダイヤルゲージで読みとった（写真-7）。これらのうちの1カ所は路盤中に長さ1.5m鋼製のロッドを打込んで固定点とし，これとコンクリートブロック版の間の変位をダイヤルゲージで読み取るもので，コンクリートブロック版の長辺の中央で測定した。他の2カ所はジャッキの位置と反対側のコンクリートブロック版の側面で測定するもので，平板載荷試験用の支持台とダイヤルゲージを利用した。路盤摩擦係数はコンクリートブロック版に変位を与えるに要した水平荷重をコンクリートブロック版の重量で割って換算した。

実験はコンクリートブロック版を施工してから約1カ月後に行なった。



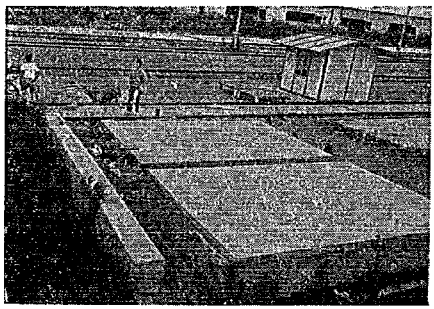


写真-7　路盤摩擦係数測定用コンクリートブロック版

〔3〕 プレストレス導入量の測定

仮緊張，本緊張時に舗装版に埋設したカールソン型ひずみ計によってプレストレスによるひずみを測定した。カールソン型ひずみ計は舗装版縁部から10cmの位置と150cmの位置に舗装版の長手方向に沿って埋設した。版厚に対する位置はコンクリート版底面から2cmにカールソン型ひずみ計の中心がくるようにした。

カールソン型ひずみ計は第1回試験舗装に用いたものと同じ構造のもので，直径20mm，長さ100mm，最小読み取りひずみは6.0×10^{-6}である。カールソン型ひずみ計の測定値の整理にあたってはコンクリートの膨脹係数を$10\times10^{-6}/°C$と仮定した。

縦方向版の緊張時に第1回試験舗装に用いたダイヤルゲージによる変位計によって緊張によるコンクリート版の変位量の測定を試みた。しかしPC鋼より線の定着作業の際に計器にかなりの衝撃を与えたために測定値に乱れが大きく整理できなかったので本報告には省略した。

〔4〕 載荷試験

載荷試験はPC舗装版（縦方向版，斜め方向版）の他にプレストレスの導入されていないコンクリートブロック版でも行なった。このコンクリートブロック版は版厚12cm，3.5×5.0mの大きさで，PC試験舗装版と同一の路盤上に施工した。また路盤摩擦係数測定用のコンクリートブロック版においても同様に載荷試験を行なった。

第1回試験舗装の実験結果よりPC舗装の破壊は舗装版の表面に発生するひびわれと定義されること，したがってPC舗装は舗装版縁部載荷による舗装版の表面のひびわれ発生荷重に安全なように設計すれば良いのであろうことを論じた。また舗装版の表面のひびわれ発生荷重と舗装版の底面のひびわれ発生荷重との比を実験的に求めることによりPC舗装の合理的な設計が可能であろうことを推論した。そこで今回の載荷試験では特に舗装版の縁部載荷に重点をおきまず静的な荷重を載荷して舗装版の表面のひびわれ発生荷重と底面のひびわれ発生荷重およびプレストレスとの関係を特に低プレストレスの領域で求めることを主目的とした。またくり返し荷重による載荷試験によってPC舗装の疲労試験を行なった。

静荷重およびくり返し荷重による載荷試験の位置は，図-11のとおりである。

静荷重による載荷試験は昭和37年1月および38年8月に，くり返し荷重による載荷試験は昭和38年2月～3月に行なった。

載荷試験機は，第1回報告書で説明した。本試験機は静荷重載荷装置，くり返し荷重載荷装置，および試験機の移動のための走行装置を持っている。静荷重載荷装置はアムスラー型の機構による載荷試験機で最大荷重は30tである。くり返し荷重載荷装置はローゼンハウゼン型の機構による載荷試験機で，最大荷重は上限最大荷重10tの場合下限荷重は約7tである。くり返し載荷速度は250回/分で行なった。これは実際の交通荷重の載荷回数よりかなり速いが舗装版が共鳴をおこさないこと，1日の実験の作業量などから決めたものである。

舗装版のたわみはいずれの実験でも鋼製の枠にダイヤルゲージをとりつけて測定した。静荷重試験の場合はこの枠の脚が試験をしている舗装版にのらないようにした（写真-8）。くり返し荷重載荷試験の場合は振動がかなり広範囲に及ぶので，ダイヤルゲージ支持枠を静荷重載荷試験の場合より更に大きくして，その脚は試験機走行用レールのコンクリート壁の上に置くようにした（写真-9）。

載荷重による舗装版のひずみは標点距離65mm抵抗値約120Ωのポリエステルをベースにした抵抗線ストレンゲージを使用した。ストレンゲージはすべて舗装版の表面にはりつけて，舗装版表面のひずみを測定した。

載荷重による路盤表面の圧力を測定するために路盤表面に土圧計を埋設した。土圧計は受圧面の変位を電気的に摺動抵抗の変化によって測定するもので，最大圧力

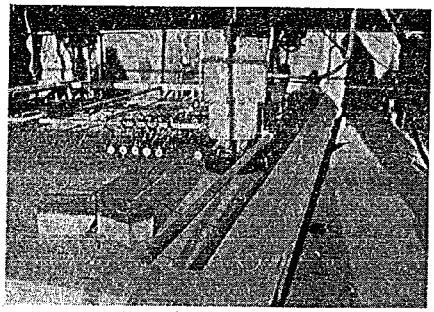


写真-8　静荷重による載荷試験

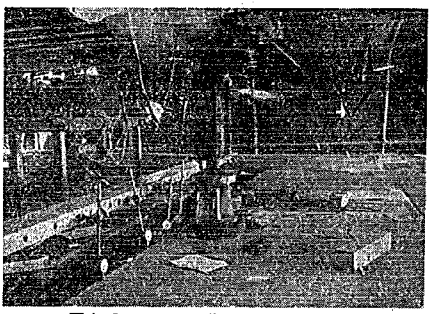


写真-9　くり返し荷重による載荷試験

4kg/cm² と，2kg/cm² の2種類で，直径 10cm，厚さ 3.5cm である。

舗装版のくり返し載荷試験にさきだちコンクリートハリ供試体の疲労試験を行なった。これはくり返し載荷試験機の容量がやや不足で下限荷重は上限荷重の約60%までしか下げられなかったので，下限荷重を15%まで下げた場合と上限荷重の65%の場合とで疲労の影響があるかどうかを検討したものである。

コンクリートハリ供試体は2.〔3〕で説明した曲げ強度試験用と同じもので，舗装版施工時に採取したものである。疲労試験機はアムスラー型の機構のもので，3等分点荷重方法による曲げ疲労試験を行なった。くり返し載荷速度は 250回/分，荷重—時間の関係は正弦波形である。

4. シースとPC鋼より線との摩擦

ロードセルのついているPC鋼より線の緊張荷重の伝達状態は図-12のようであった。実線はPC鋼より線の一端I側（舗装版の東側）から緊張した時の測定荷重である。点線はPC鋼より線を更にPC鋼より線の他端V側から緊張した時の測定荷重である。

I側から緊張荷重は 2ton ごとにロードセルの読みを測定した。各緊張荷重における荷重の伝達状態の傾向はほとんど同じであって，緊張荷重の大きさによって摩擦係数は変化しないことを示している。また長さ方向にはほとんど直線的な変化をしており，このようなスパンの長い場合でも緊張荷重の損失量は（1）式で示されるようにPC鋼より線の長さに一次的に比例して大きくなると仮定しても大きな誤差のないことを示している。

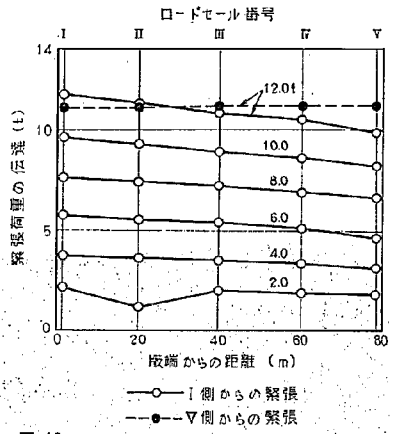


図-12　ロードセルによる緊張荷重の測定結果

PC鋼より線の緊張荷重の測定値は（1）式で計算して摩擦係数を求めた（表-12）。

ロードセル番号，I～II，II～III，III～IV，IV～Vの摩擦係数の平均値は（1）式による場合 0.25%/m であって，I～Vの摩擦係数に近い値である。全体にばらつきも小さくシースの摩擦こう束は，その長さ方向にはとんど均等であったことが示されている。

第1回PC試験舗装の摩擦係数（平均1.17×10^{-3}/m）と比較するとおよそ 1/5 であってかなり小さい値を得た。この原因は直径 12.4mm PC鋼より線に対して内径28mmのフレキシブルシースを使用し，内径に余裕のあったこと，この種類のシースは継目からのモルタルの浸入が少なくまたシースの剛性が大きく変形が小さかったことなどの原因によると思われる。

表-12　シースの摩擦係数

(%/m)

ロードセル番号	I～II	II～III	III～IV	IV～V	I～V
距離（m）	17.5	19.3	19.3	17.6	73.7
摩擦係数	0.23	0.26	0.16	0.34	0.24

5. 路盤摩擦

第1回試験舗装では厚さ3～5mmの敷砂上のコンクリートブロック版の実験によって路盤摩擦係数はコンクリートブロック版の変位の関数であること，コンクリートブロック版の変位量が大きくなると滑動し路盤摩擦係数は一定値すなわち滑り摩擦係数になることがわかった。

また滑り摩擦係数は路盤または敷砂材料の内部摩擦角に最も影響されること，路盤摩擦こう束には路盤の弾性変形による影響も含んでいることなどを推察した。

今回の実験で得られた路盤摩擦係数とコンクリートブロック版の変位の関係は図-13，14のとおりである。敷砂層1cmの場合はコンクリートブロック版は変位量約1.0mmで，敷砂層2cmの場合は変位量約0.5mmで路盤摩擦係数は一定になり滑動した。

変位—路盤摩擦係数の関係を求める第1回目の実験ではコンクリートブロック版がクリープをはじめて一定の水平荷重に対して0.01mm/3sec程度の変位速度になった時に水平荷重をゼロに戻した。第2回目の実験では，コンクリートブロック版が完全に滑動するまで水平荷重を加えた。

第2回目の実験における路盤摩擦係数—変位の関係のセカント係数は，第1回目の実験の復元とほぼ一致した。また第1回目と第2回目における路盤摩擦係数—変位の関係は滑動点付近でほぼ一致している。

本実験のように比較的短時間にコンクリートブロック版に変位を与え，しかもその摩擦係数が滑り摩擦係数にまで達していない場合は，変位の履歴によって路盤摩擦係数はやや大きくなった。これは滑動を生じる前の状態ではコンクリートブロック版の変位によって，路盤または敷砂層の骨材粒子間に移動を生じ，その組成がかえってち密になり，弾性的変形によるこう束の影響がやや大きくなるためと思われる。

滑り摩擦係数は敷砂厚1cmの場合で1.7，敷砂厚2cmの場合で1.3であった。

第1回試験舗装の実験では，敷砂厚3～5mmコンクリートブロック版厚の15cm場合で1.5であった。今回の敷砂厚1cmの場合よりやや小さかった理由に，コンクリートブロック版の版厚の影響も含まれていると考えられ，仮りに同一版厚の場合ではほとんど変りなかったと推察される。いずれにせよ敷砂層の厚さを厚くした効果は少なかったが，今回の実験は比較的短い時間内での路盤摩擦についての実験であり，プレストレス導入後のコンクリート舗装版の長時間の変位に対しては，路盤および敷砂材料のクリープの影響がかなり大きいと思われるので，敷砂層の厚さ，その材料の性質などは適当な考慮が必要であると思われる。

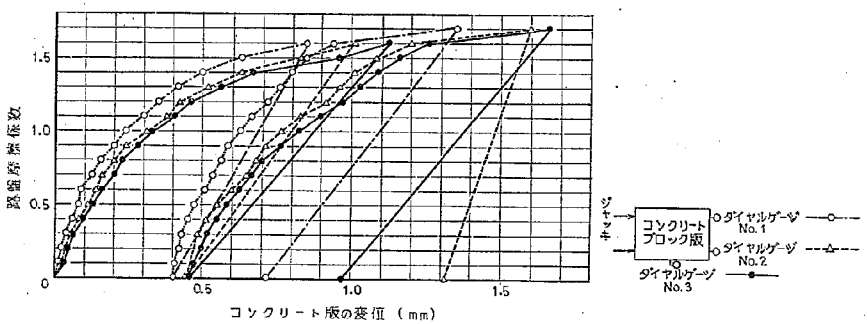


図-13　敷砂厚1cmの場合のコンクリートブロック版の路盤摩擦係数

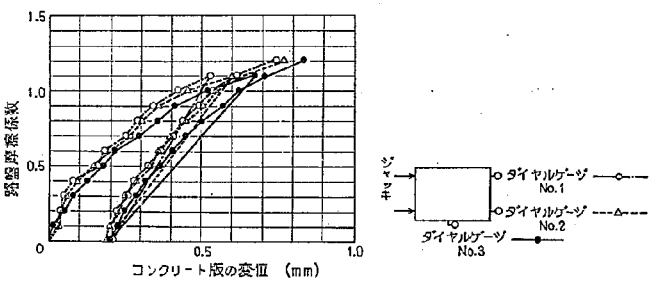


図-14　敷砂厚2cmの場合のコンクリートブロック版の路盤摩擦係数

6.　導入プレストレス

コンクリート舗装版にプレストレスを導入した直後にカールソン型ひずみ計によってプレストレスによるひずみを測定した。緊張作業はかなりの時間を要したので，測定値は温度変化によるコンクリート舗装版のひずみも含まれた。そこでカールソン型ひずみ計による実測値から温度変化によるひずみを差引いてプレストレスによる

ひずみを求めた。

各版の緊張作業日の作業開始時間および終了時のコンクリート版の温度は舗装版に埋設したカールソン型ひずみ計14個の平均値によれば次のようであった。

		縦方向版	斜め方向版
仮緊張時	作業開始	30.9°C	30.9°C
	作業終了	31.3°C	31.3°C
本緊張時	作業開始	28.8°C	25.1°C
	作業終了	35.5°C	32.3°C

仮緊張作業日は比較的温度変化が小さかったので，カールソン型ひずみ計による実測値をそのままプレストレスによるひずみとしてそのまま示した（図-15，16）。

本緊張作業日は温度変化が大きく実測値にその影響が含まれたと思われたので修正した。修正方法は緊張前の数日間にわたって緊張作業とほぼ同じ時間にカールソン型ひずみ計の測定によって温度変化と温度変化による伸縮のこう束によるひずみの関係（図-17，18）を求めておき，緊張時の実測値から温度変化に相等する量のひずみを差引いて修正するものである。

図-19，20は縦方向版，斜め方向版の緊張時のひずみの実測値を修正して求めたものである。図において太い実線および点線は本研究第1報において提案したプレストレス導入量の推定法による計算値である。斜め方向版については図の実線部分のＰＣ鋼より線を緊張した場合のプレストレス(ひずみ)分布を示した。カールソン型ひずみ計の最小読みとり値（6×10^{-6}）を考えれば実測値は第1報に述べた推定方法による値にほぼ一致しているといえよう。

縦方向版においては第2回緊張端からの緊張の効果は少なかった。

仮緊張のように小さい緊張荷重の場合でも，プレストレスを舗装版の中央にまで導入することができた。カールソン型ひずみ計の精度からみてこの測定値にどの程度信頼できるか疑問もあるが，このように舗装版中央にまでプレストレスが導入されるのは，プレストレスが小さい場合（すなわちコンクリート版の変位が小さい場合）は路盤摩擦係数も小さいことによるように思われる。

斜め方向版においては舗装版の中央付近のプレストレスを大きくするためにＰＣ鋼材の量を2倍にしたが，プレストレスの導入結果からその効果は認められる。

緊張時のコンクリートの弾性係数（表-7，8）を用いてプレストレス(応力)に換算すると表-13のようであった。

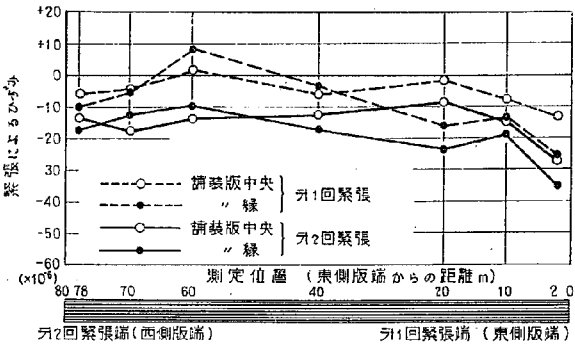


図-15　縦方向版緊張によるひずみ（仮緊張）

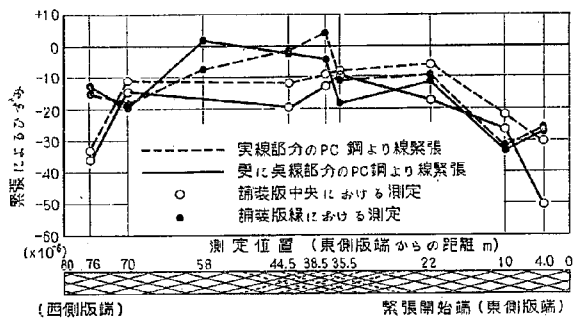


図-16　斜め方向版緊張によるひずみ（仮緊張）

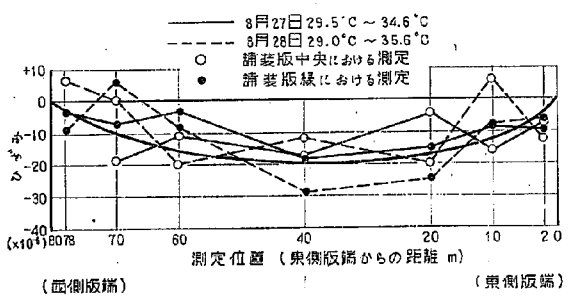


図-17　縦方向版の温度変化によるひずみ

表-13　緊張直後の舗装版のプレストレス

(kg/cm²)

舗装版	仮緊張		本緊張	
	版中央	版端	版中央	版端
縦方向版	3	8	8	21
斜め方向版	2	5	7(10)	10

（　）内は図-20の点線部分のＰＣ鋼より線を緊張後の値

7. 静荷重による載荷試験の結果

〔1〕 静荷重載荷による舗装の動作

ＰＣ舗装版とコンクリートブロック版の破壊の相違については第1報でも報告したが，今回の実験でも更に3枚のコンクリートブロック版について，1枚は中央載荷，他の2枚は縁部載荷を行ない検討した。

ＰＣ舗装の載荷試験は第2回試験舗装において行なったほかに更に第1回試験舗装のうちC版とA版においても載荷試験を追加して行なった。それぞれの試験結果は表-14，15，16，17，18のとおりである。

図-21は舗装版の中央部に8t載荷した時のひずみ分布の例である。中央部載荷の場合は舗装版の縦方向および横方向のひずみ分布の状態はほとんど同じであった。舗装版表面の最大圧縮ひずみの発生位置は載荷板の中心に一致し，最大引張ひずみは載荷板中心からおよそ 130～170cm の位置で，そのひずみの方向は載荷板の半径方向に一致した。

縁部載荷の場合の最大圧縮ひずみは載荷板に接した舗装版の縁に生じた。最大引張ひずみは最大圧縮ひずみの方向と直角の方向に舗装版縁から約 100 cm の位置であった。

表-14～18に示した圧縮ひずみ，引張ひずみ，たわみはそれぞれ舗装版の表面で測定した最大ひずみ，最大たわみを表わしており，その測定位置は表の注に図で示した。

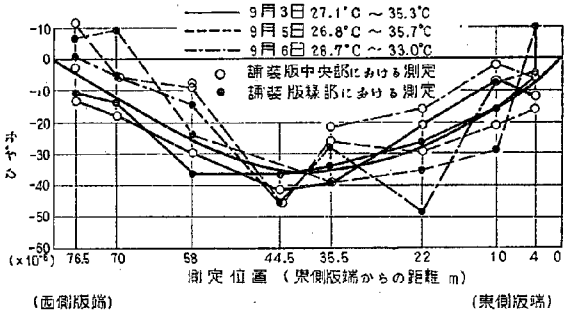


図-18　斜め方向版の温度変化によるひずみ

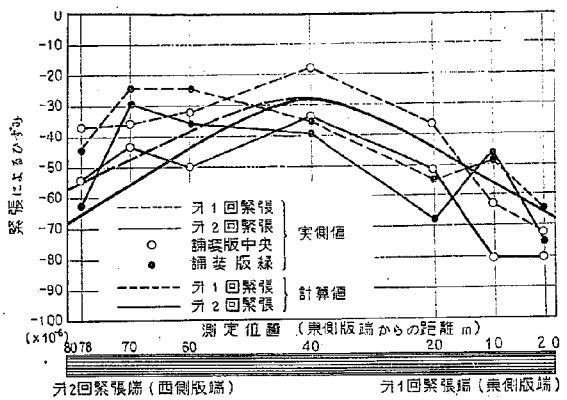


図-19　縦方向版緊張によるひずみ（本緊張）

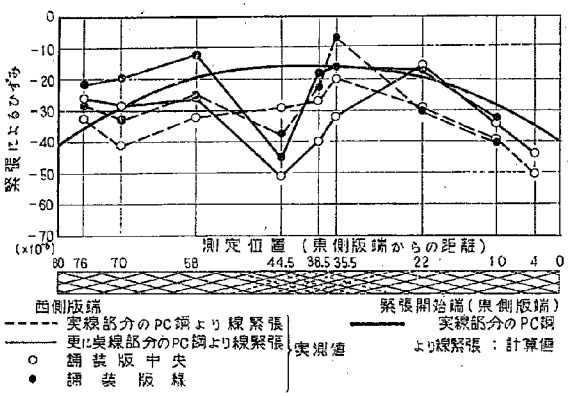


図-20　斜め方向版緊張によるひずみ（本緊張）

載荷重 8ton における版厚 12cm のＰＣ舗装版の表面における応力は表-10の平均曲げ弾性係数（圧縮側で測定した値 E=306,000kg/cm²）を用いると，舗装版表面において縁部載荷の場合で最大引張応力が約 25kg/cm²，最大圧縮応力が約 80kg/cm²，中央部載荷の場合で，最大引張応力が約8kg/cm²，最大圧縮応力が約45kg/cm²であった。たわみは縁部載荷の場合は約 2.5mm，中央部

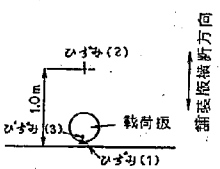
表-14　コンクリートブロック版における載荷試験成績（縁部）

載荷位置		c—2	c—3	c—4	平均
8 t 載荷	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−230	不明	—	−230
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	＋80	＋100	—	＋90
	たわみ（mm）	1.9	3.0	—	2.5
底面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	8.9	6.0	6.1	7.0
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−240	−163	—	−202
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	＋92	＋48	—	＋70
	たわみ（mm）	2.30	1.72	—	2.01
表面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	13.8	12.0	11.8	12.5
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−273	不明	—	−273
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	＋154	＋135	—	＋144
	たわみ（mm）	5.80	不明	—	5.80

表-15　冬期における載荷試験成績（縁部）

		縦方向版				斜め方向版			
試験日		1月8日	1月21日	1月22日	平均	1月16日	1月17日	1月24日	平均
載荷位置		a—5	a—7	a—10		b—2	b—5	b—9	
舗装版の温度（°C）		13.5	5.8	2.2	7.2	5.0	10.5	5.0	6.8
8 t 載荷	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−250	−220	−280	−250	−320	−320	−280	−307
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	＋64 (＋20)	＋77 (＋30)	＋76 (＋23)	＋72.5 (＋25)	＋85 (＋10)	＋92 (＋18)	＋125 (＋8)	＋100 (＋12)
	たわみ（mm）	2.5	2.6	2.4	2.5	2.8	3.0	3.7	3.2
底面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	9.8	10.0	10.0	9.9	8.0	8.0	10.0	8.7
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−340	−275	−380	−332	−320	−320	−325	−322
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	＋84	＋88	＋94	＋89	＋85	＋92	＋140	＋106
	たわみ（mm）	2.8	3.3	3.0	3.0	2.8	3.0	4.6	3.5
表面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	16.0	16.0	16.0	16.0	12.0	13.0	16.0	13.8
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−620	−580	−920	−707	−425	−860	不明	−642
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	＋158	＋152	＋165	＋158	＋135	＋135	＋170	＋146
	たわみ（mm）	6.0	6.5	5.8	6.1	5.2	6.6	10.7	7.5
表面ひびわれ発生位置（m）		0.80	1.30	1.25	1.12	1.05	1.00	1.00	1.02

注（1）表-14, 15, 16における縁部載荷でのひずみ測定位置は圧縮ひずみはひずみ(1)，引張ひずみはひずみ（2）である。



（2）表-14, 15, 16における縁部載荷でのたわみの測定位置はひずみ(1)の位置である。
（3）表-15の（ ）内の引張ひずみはひずみ(3)である。

表-16 夏期における載荷試験成績（縁部）

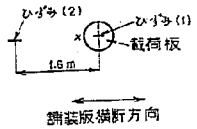
		縦方向版								
試験日		7月30日	7月30日	7月30日	7月30日	8月2日	8月2日	8月2日	8月2日	8月2日
載荷位置		a—3	a—4	a—6	a—8	a—9	a—11	a—12	a—13	a—14
舗装版の温度（°C）		38.0	41.5	47.0	50.5	36.0	38.0	39.0	41.0	47.8
8t載荷	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−220	−240	−275	−205	−200	−190	−240	−230	−250
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	+ 60	+ 80	+ 80	+ 82	+ 65	+ 75	+ 60	+ 80	+ 75
	たわみ（mm）	2.4	2.2	2.5	2.6	1.5	1.9	1.8	1.8	2.0
底面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	11.2	9.4	8.7	8.3	11.7	8.3	9.3	10.5	10.6
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−470	−290	−300	−225	−420	−200	−330	−380	−400
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	+ 82	+100	+ 84	+ 85	+140	+ 80	+ 85	+125	+110
	たわみ（mm）	3.6	2.6	2.8	2.7	2.9	2.1	2.3	2.7	2.9
表面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	14.0	15.0	14.5	14.0	19.2	18.6	17.5	15.7	17.4
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−720	−660	−550	−520	−950	−930	−1,030	−930	−940
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	+ 90	+175	+170	+160	不明	+250	+230	+230	+230
	たわみ（mm）	5.3	5.5	5.9	5.5	6.6	6.8	5.9	5.3	5.9
表面ひびわれ発生位置（m）		1.29	1.25	1.57	1.25	1.00	1.04	1.03	1.24	1.23

		縦方向版		斜め方向版						
試験日		8月2日	平均	7月30日	7月30日	7月30日	7月30日	8月2日	8月2日	平均
載荷位置		a—15		b—4	b—6	b—7	b—8	b—10	b—11	
舗装版の温度（°C）		48.5	42.7	40.0	48.0	52.0	52.0	43.0	48.0	47.0
8t載荷	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−210	−226	−200	−255	−230	−270	−260	−280	−249
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	+ 50	+ 71	+ 85	+ 85	+ 75	+110	+ 45	+ 75	+ 79
	たわみ（mm）	1.6	2.0	2.7	2.5	2.6	2.7	1.8	2.0	2.4
底面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	11.0	9.9	8.0	8.0	11.5	9.2	10.4	9.0	9.3
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−280	−330	−200	−255	−370	−340	−440	−370	−329
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	+ 80	+ 97	+ 85	+ 85	+105	+120	+ 65	+ 90	+ 92
	たわみ（mm）	2.7	2.7	2.8	2.5	4.0	3.1	2.8	2.3	2.9
表面ひびわれ	ひびわれ発生荷重（t）	18.8	16.5	13.4	14.2	18.0	14.0	19.0	16.9	15.9
	圧縮ひずみ（×10⁻⁶）	−450	−768	−550	−690	−775	−740	−1,050	−920	−790
	引張ひずみ（×10⁻⁶）	+220	+195	+220	+130	+140	不明	+220	+300	+202
	たわみ（mm）	6.3	5.9	5.8	5.6	7.5	5.9	7.0	6.2	6.3
表面ひびわれ発生位置（m）		1.07	1.22	1.19	1.37	0.92	0.97	1.18	0.93	1.09

表-17 中央部載荷試験成績

		縦方向版		斜め方向版		コンクリートブロック版
試験日		1月9日	1月21日	1月17日	1月24日	5月24日
載荷位置		a—1	a—2	b—1	b—2	c—1
8t載荷	圧縮ひずみ (×10⁻⁶)	−140	−152	−130	不明	−125
	引張ひずみ (×10⁻⁶)	+ 25	+ 25	+ 25	+ 25	+ 25
	たわみ (mm)	0.75	0.90	0.80	0.95	1.00
30t載荷	圧縮ひずみ (×10⁻⁶)	−940	−1,020	−1,580	不明	18tで破壊
	引張ひずみ (×10⁻⁶)	+ 80	+135	+160	+155	
	たわみ (mm)	5.4	6.0	7.4	7.6	

注（1） 中央部載荷におけるひずみ測定位置は圧縮ひずみはひずみ(1)，引張ひずみはひずみ(2)である。



（2） 中央部載荷におけるたわみ測定位置は載荷板横（×印）である。

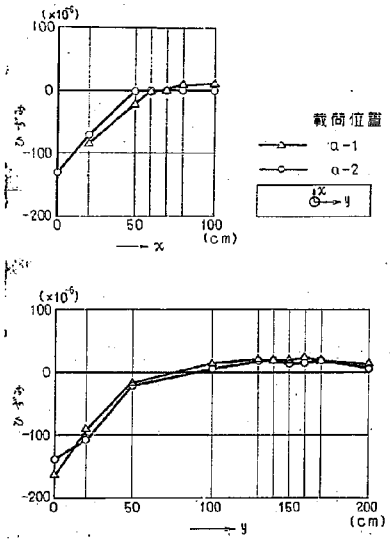


図-21 中央部載荷8tによるひずみ（縦方向版）

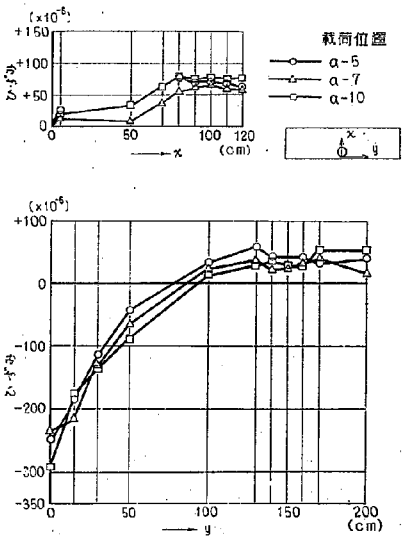


図-22 縁部載荷8tによるひずみ（縦方向版）

載荷の場合は約0.9mmであった。

コンクリートブロック版の中央部に載荷した場合は18tで舗装版の表面にひびわれが発生した。このひびわれはコンクリート版の縦横十文字に発生したひびわれであって，これは舗装版の底面に発生したひびわれが発達して表面にあらわれたものである。

PC舗装の場合も載荷重18tで測定したひずみの値から判断して明らかに舗装版の底面にひびわれが発生したと推定されたが，30tまで載荷してもひびわれは舗装版の表面にまであらわれなかった。

コンクリートブロック版の縁部に載荷した場合は，7t（平均）でひびわれが版の底面に発生した。更に荷重を増加し，12.5t（平均）で版の底面のひびわれとは別に，舗装版表面に縁部から約1mの位置に半円弧状にひびわれが発生した。

PC舗装の場合もひびわれの発生荷重はコンクリートブロック版の場合と同じように，まず舗装版の底面にひびわれが発生し続いて版の底面のひびわれとは別に，舗装版の表面に縁部から約1mの位置に半円弧状にひびわれが発生した。

舗装版の底面にひびわれが発生してもほとんど弾性的性質は失なわれず，載荷重—ひずみ，載荷重—たわみの関係はほぼ直線性を示した。しかし舗装版の表面にひびわれが発生すると，舗装版のこれらの弾性的な性質は失なわれた。

コンクリートブロック版の縁部載荷試験結果を，

表-18 第1回試験舗装版における載荷試験成績（線部）

試験日		第1回試験舗装（A版） 昭和38年5月24日								平均	第1回試験舗装（C版） 昭和38年5月23日				平均
舗装版東側版端からの距離 (m)		2.8	6.6	11.0	11.4	19.8	30.3	36.4	39.5		2.0	6.0	10.2	19.5	
8t載荷	圧縮ひずみ (×10⁻⁶)	−180	−200	−200	−270	−200	−200	−200	−230	−210	−200	−180	−200	−175	−188
	引張ひずみ (×10⁻⁶)	+ 53	+ 45	+ 58	+ 58	+ 88	+ 40	+ 40	+ 50	+ 54	+ 40	+ 45	+ 33	+ 38	+ 38
	たわみ (mm)	1.3	1.5	1.7	1.6	1.8	1.5	1.6	1.8	1.6	1.5	1.4	1.5	1.4	1.5
底面ひびわれ	ひびわれ発生荷重(t)	15.7	13.7	13.0	12.0	11.5	12.5	12.3	10.7	12.7	17.2	18.7	16.0	18.8	17.7
	圧縮ひずみ (×10⁻⁶)	−580	−520	−500	−550	−420	−470	−370	−350	−470	−550	−550	−450	−650	−550
	引張ひずみ (×10⁻⁶)	+150	+100	+128	+100	+128	+ 93	+ 75	+ 75	+106	+100	+122	+113	+106	+110
	たわみ (mm)	3.6	3.3	3.3	3.3	2.7	2.8	2.8	2.7	3.1	4.1	4.0	3.7	4.2	4.0
表面ひびわれ	ひびわれ発生荷重(t)	24.0	25.5	24.0	24.0	24.5	23.8	25.0	21.9	24.1	30.0	30.0	26.0	28.7	28.7
	圧縮ひずみ (×10⁻⁶)	−1,050	−1,040	−1,200	−1,300	−1,340	−1,220	−960	−860	−1,121	−1,350	−1,160	−1,000	−1,200	−1,180
	引張ひずみ (×10⁻⁶)	+260	+257	+295	+260	+388	+274	+250	+230	+277	+230	+228	不明	+200	+219
	たわみ (mm)	7.3	7.8	9.2	8.4	8.2	8.6	8.2	8.2	8.2	9.6	7.6	7.5	7.6	8.6
表面ひびわれ発生位置(m)		0.95	1.15	1.05	1.00	0.77	0.92	1.04	0.97	0.98	0.92	1.10	1.05	1.03	1.02

Westergaard 公式* および土木研究所公式** で検討してみると次のようである。

Westergaard 公式

$$\sigma_e=2.116(1+0.54\mu)\frac{W}{h^2}\times\left(\log_{10}\frac{l}{b}+0.090\right)\quad\cdots\cdots(3)$$

$$l=\sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}\quad\cdots\cdots(4)$$

$$\left.\begin{aligned}b&=\sqrt{1.6a^2+h^2}-0.675h & a&<1.724h\\ b&=a & a&\geq 1.724h\end{aligned}\right\}(5)$$

土木研究所公式

$$\sigma_e=2.12(1+0.54\mu)\frac{W}{h^2}\times(\log_{10}l-0.75\log_{10}a-0.18)\quad\cdots\cdots(6)$$

ここに

σ_e＝縁部載荷による最大曲げ応力 (kg/cm²)

W＝輪荷重 (kg)

μ＝ポアソン比

E＝コンクリートの弾性係数 (kg/cm²)

h＝舗装版厚 (cm)

K＝路盤支持力係数 (kg/cm³)

a＝載荷板の半径 (cm)

l＝剛比半径 (cm)

コンクリートブロック版の場合 μ=0.25, E=270,000 kg/cm², h=12cm, K=4kg/cm³, a=20cm とすると, l=67.5cm であるから, コンクリート曲げ強度を 37kg/cm² とすると (表-9) 版の底面のひびわれ発生荷重は, Westergaard 公式の場合は3.6t, 土木研究所公式の場合は 3.3t であり, いずれの場合も観測したひびわれ荷重の約50%であった。これはひびわれの観測は肉眼によるのでその発見がおくれること, 弾性係数を破壊強度の圧縮側における80%セカント係数を用いたことなどのためである。しかしひずみ—荷重, たわみ—荷重の関係は舗装版のひびわれが肉眼で観察できる程度に開くまでは線型の関係を保っている。

図-23 は縁部載荷における荷重—最大圧縮ひずみの関係の代表的な例である。8t 載荷時に測定した最大圧縮ひずみの平均値は縦方向版において230×10⁻⁶, 斜め方向版において 270×10⁻⁶ であった。これらの値を Westergaard 公式, 土木研究所公式などで得られる値と比較するために(7)式によって測定したひずみを応力に換算した。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x&=\frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_x+\mu\varepsilon_y)\\ \sigma_y&=\frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_y+\mu\varepsilon_x)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(7)$$

ここに

ε_x, σ_x は舗装版縦方向のひずみおよび応力

ε_y, σ_y は舗装版横方向のひずみおよび応力

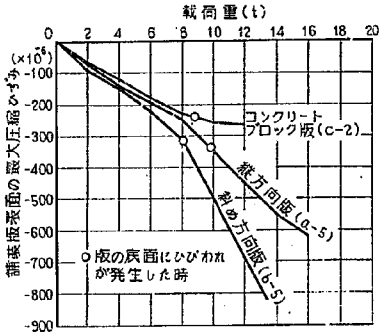


図-23　縁部載荷による荷重—最大圧縮ひずみの関係の例

最大圧縮ひずみは ε_x に相当し, ε_y は表-15 より縦方向版で 25×10⁻⁶, 斜め方向版で 12×10⁻⁶ であるから, コンクリートの圧縮側曲げ弾性係数, ポアソン比を表-6, 7, 9の値を用いると, 舗装版縁部に 8t 載荷した時の最大応力は縦方向版で 89kg/cm², 斜め方向版で 96 kg/cm² で平均 92kg/cm² である。

一方 Westergaard 公式, 土木研究所公式によれば表-7, 8, 10 の縦方向版, 斜め方向版のコンクリートの性質の平均値 (E=320,000kg/cm², μ=0.25) および路盤支持力係数 K=4kg/cm³ に対してこれらの公式はそれぞれ 83kg/cm², 91kg/cm² であり後者がより実測値に近い値を得た。

図-23 においてコンクリートブロック版にひびわれが発生後ひずみの増加が減少しているのはストレンゲージのはりつけ不良によるものと思われる。

表-19は土圧計の測定結果である。載荷重8t の場合は縁部載荷で路盤表面において 20.8kg/cm², 中央部載荷において0.4kg/cm² の圧力を測定した。この値を表-15, 17のたわみで割って路盤支持力係数に換算するとそれぞれ2kg/cm³, 4kg/cm³ となり縁部載荷の場合は平板載荷試験の結果 (表-2) より小さいが中央部の場合はほぼ一致した。

表-19　路盤表面の圧力および圧力とたわみより換算した路盤支持力係数

載荷位置	中央部				縁部
舗装版	縦方向版		斜め方向版		縦方向版
東側版端からの距離 (m)	10	20	10	28	64
載荷重8tの時の路盤面の圧力(kg/cm²)	0.4	0.3	0.4	0.4	0.8
換算した路盤支持力係数 (kg/cm³)	5.0	3.3	5.0	4.2	2.2

* 文献 (4)

** 文献 (2)

〔2〕 温度変化の載荷試験結果に及ぼす影響

夏期にはコンクリート舗装版の温度が上昇し，版の膨脹が路盤摩擦によってこう束されれば実質上プレストレスは増加し夏期における舗装版の強度は冬期よとも大きいと予想された。そこで舗装版の施工後約5カ月の1月および約12カ月後の7～8月にかけて載荷試験を行ない強度の変動を調べた（表-15，16）。

舗装版の温度は本試験舗装版から約30m離れた位置で他の実験研究* の目的から行なっているコンクリート舗装版の温度測定値（版の表面より 5cm の位置の 温度）を用いている。

冬期の試験におけるコンクリート版の温度は縦方向版の載荷試験時で平均 7.2°C，斜め方向版の載荷試験時で平均 10.3°C であった。夏期試験におけるコンクリート版の温度は縦方向版載荷試験時で平均 42.7°C であり夏期には冬期よりも約 36°C 上昇した。

舗装版の縁部載荷試験による版の底面ひびわれ荷重は冬期には縦方向版で平均9.9ｔ，斜め方向版で平均8.7ｔ夏期には縦方向版で平均9.9ｔ，斜め方向版で9.3ｔであった。斜め方向版は夏期に冬期よりもやや強かったが，ひびわれ荷重測定値のばらつきを考えれば舗装版の強度は季節的変動がほとんどなかったと判断される。

図-24 は舗装版の縁部に 載荷した時の底面ひびわれ荷重とコンクリート版の温度との関係を示すものである。底面ひびわれ荷重はプレストレス量すなわちＰＣ舗装版の載荷位置によって異なるので，底面ひびわれ荷重の実測値と温度の影響を考えずにプレストレスが緊張直後の値だけ導入されていると仮定し土木研究所公式（6）式を用いて計算で求めたひびわれ荷重との差を後者で割って求めた比を縦軸にとっている。もし路盤摩擦によってＰＣ舗装版の変位がこう束されればコンクリート版の温度が増すとプレストレスが増加することになるからこの比は大きくなると予想された。しかし図-24 によればほとんど増加しない。このことは季節的な温度変化のように長期にわたる舗装版の変位に対しては路盤（敷砂）のクリープによって路盤摩擦はかなり減少するであろうこと，および今回の研究でとりあげたＰＣ舗装はＰＣ鋼材を使用しているので荷重によるひびわれをＰＣ鋼材自体が緊結する作用があると思われることなどが理由として推測される。

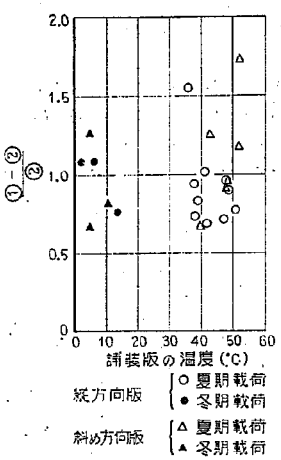


図-24　ひびわれ荷重と舗装版の温度の関係

〔3〕 舗装版の縁部載荷による表面ひびわれ荷重と底面ひびわれ荷重との関係

第1報においてＰＣ舗装版は版の底面にひびわれが発生しても舗装版の弾性的性質をほとんど失なわないこと，したがってＰＣ舗装版の破壊は版の表面にひびわれが発生した時の状態と定義できることを報告した。またＰＣ舗装版の縁部載荷による版の底面のひびわれ荷重と版の表面のひびわれ荷重との間に一定の関係のあることを報告した。

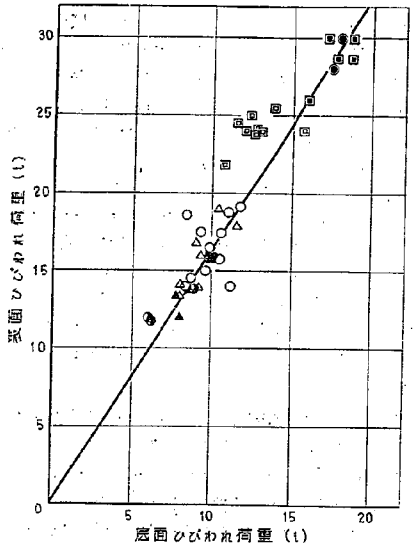
舗装版の底面に曲げ引張応力を生じさせるモーメントを正のモーメント，版の表面に曲げ引張応力を生じさせるモーメントを負のモーメントと称することにすれば，ＰＣ舗装は正のモーメントによって発生したひびわれが舗装版の表面にまで発達しにくい性質があるので，負のモーメントによるひびわれに安全なように設計すれば良いであろう。

この負のモーメントによる最大引張応力は 7〔1〕で検討したように舗装版の縁部に載荷した時に縁から約 1m の位置である。そこで舗装版縁部載荷による正のモーメントによるひびわれ発生荷重（本報告では底面ひびわれ荷重と称している）と負のモーメントによるひびわれ発生時の荷重（本報告では表面ひびわれ荷重と称している）の間の関係を表-14，15，16，18 の縁部載荷試験結果より求めると図-25 のようである。

図-25 には第1回試験舗装の試験結果も含んでいる。舗装版の縁部に載荷した場合の表面ひびわれ荷重と底面ひびわれ荷重は線型の比例関係を示し，前者は後者の約 1.7倍である。

横方向プレストレスが比較的多く導入されている第1回試験舗装A版（横方向プレストレスは約 10k/cm²）はその比が約 1.9 倍である。これは横方向プレストレスによって表面ひびわれの発生が遅れたためと思われる。第2回試験舗装の斜め方向版の場合は横方向プレストレスが小さいためその効果はなかった。

* 文献（5）



----- Westergaard 縁部応力公式による計算値
（1）ヲ1回試験舗装
（2）ヲ2回試験舗装

◑ コンクリート ブロック版
◙ ヲ1回試験舗装 A版（3次プレストレス）ヲ3回載荷
◙ ヲ1回試験舗装 C版（2次プレストレス）ヲ3回載荷

○ ヲ2回試験舗装 縦方向版 夏期載荷
● 〃 〃 冬期載荷
△ 〃 斜め方向版 夏期載荷
▲ 〃 〃 冬期載荷

□ ヲ1回試験舗装 A版（1次プレストレス）
■ 〃 〃（2次プレストレス）
× 〃 B版（1次プレストレス）
⊗ 〃 〃（2次プレストレス）
◎ 〃 C版（1次プレストレス）
● 〃 〃（2次プレストレス）

図-25　縁部載荷による舗装版の表面ひびわれ荷重と底面ひびわれの関係

〔4〕 舗装版の底面ひびわれ荷重と緊張直後のプレストレスとの関係

図-26は第1報で報告した舗装版縁部の底面ひびわれ発生荷重と舗装版のプレストレスの関係から版厚12cmのものをとりあげ，更に今回の実験結果を加えて作成したものである。

舗装版のプレストレスは緊張直後の値（計算値）によったが，それぞれの舗装版によってプレストレスの導入時の条件，載荷試験までの時期が異なるので，コンクリートの乾燥収縮，クリープ，PC鋼より線のリラクセーションなどの影響は同じではない。

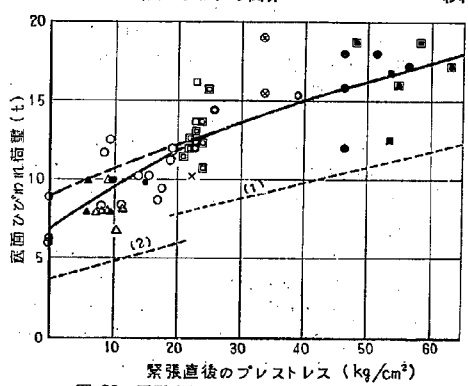
第1回試験舗装における2次プレストレスは1次プレストレスの状態で約3カ月過ぎた後にプレストレスを増加させたものである。

A版における3次プレストレスは2次プレストレスを導入してから約11カ月後に舗装版のPC鋼より線を1本おきに緊張力を開放し，2次プレストレス量のおよそ1/2にしたものである。

第1回試験舗装C版において2次プレストレスを導入してから約1年後に載荷したものを第3回載荷としてある。

底面ひびわれ荷重と緊張直後のプレストレス量との間には相関関係がある。この関係は第1報で報告したようにコンクリート版の強度がプレストレス量だけ増加したと仮定して計算式（例えば Westergaard 公式(3)）で推定したひびわれ荷重とかなりの偏差がある。この偏差は7〔1〕で検討したように主として版の底面ひびわれ荷重の決定が版の側面からの肉眼によるひびわれの観察によるためであろう。

前節で報告した版の底面ひびわれ荷重と表面ひびわれ荷重の関係と底面ひびわれ荷重と緊張直後のプレストレスの関係を相互に利用して任意の表面ひびわれ荷重に必要なプレストレスを求めるには，実際に版の底面にひびわれが生じた時の荷重ではなくて図-23における底面ひ



----- Westergaard 縁部応力公式による計算値
（1）ヲ1回試験舗装
（2）ヲ2回試験舗装

◑ コンクリート ブロック版
◙ ヲ1回試験舗装 A版（3次プレストレス）ヲ3回載荷
◙ ヲ1回試験舗装 C版（2次プレストレス）ヲ3回載荷

○ ヲ2回試験舗装 縦方向版 夏期載荷
● 〃 〃 冬期載荷
△ 〃 斜め方向版 夏期載荷
▲ 〃 〃 冬期載荷

□ ヲ1回試験舗装 A版（1次プレストレス）
■ 〃 〃（2次プレストレス）
× 〃 B版（1次プレストレス）
⊗ 〃 〃（2次プレストレス）
◎ 〃 C版（1次プレストレス）
● 〃 〃（2次プレストレス）

図-26　緊張直後のプレストレスと舗装版縁部の底面ひびわれ荷重との関係（版厚12cm）

びわれ荷重で決定すれば良いであろう。そこで底面ひびわれ荷重の平均的な関係を実線で表わした。この関係は低プレストレス領域ではほぼ線型であるが，プレストレス量が約 30kg/cm² で折れた関係となっている。この原因は肉眼によるひびわれの観察が特に低プレストレスの場合は相対的に遅れやすいということにもよるが，特に低プレストレスの第2回試験舗装版は第1回試験舗装版のコンクリート強度の65～70%であることによると思われる。

仮りに第1回試験舗装版のコンクリート強度を標準にすればその差はおよそ図-26の Westergaard 公式による計算値（1）と（2）の差にほぼ相当しようから，低プレストレスの領域における関係を修正すると底面ひびわれとプレストレスの関係は太い点線のようになる。

全体として底面ひびわれ荷重とプレストレスの関係はかなり高い相関性を示している。しかし同じ舗装版の測定値のグループ内では底面ひびわれ荷重と緊張直後のプレストレス量の間には相関性がほとんどみられない。このことは図-26ではプレストレスを緊張直後の値をとっているが，実際の載荷試験時のプレストレスは緊張時からかなり経過しているので，路盤摩擦によるこう束は路盤のクリープによって減少し，プレストレスがほぼ一様に再分布されたように推察される。

本実験の結果によれば，仮りに設計荷重を 8 t，安全率を 2 とすると，図-25 より底面ひびわれ荷重は約 10 t であり，また図-26 よりこれに必要なプレストレスは約 10kg/cm² である。

8. くり返し荷重による載荷試験の結果

〔1〕 コンクリートハリ供試体の疲労試験の結果

本疲労試験を行なった時のコンクリートハリ供試体の静的な曲げ破壊荷重および曲げ強度は表-20のとおりであったので，疲労試験の上限荷重および下限荷重は表-20の平均値より決定した。

試験結果は図-27に示すとおりであった。非常にばらつきは大きいがおよそ次のことがいえる。

くり返し上限荷重が静的破壊荷重の85%の場合は下限荷重の大きさにあまり影響されないが，65%の場合には下限荷重の大きさの影響を受ける。下限荷重が上限荷重の15%の場合はおよそくり返し回数 10^4 回のオーダーで破壊するのに対して60%の場合はおよそ 10^5 回のオーダーで破壊する。

今回の試験舗装のくり返し荷重の上限荷重は静的破壊荷重の約65%としたが，下限荷重をゼロ近くまで下げずに上限荷重の約60%にしか下げられなかったことは実際の試験舗装のくり返し載荷にも影響しているものと思われる。

表-20　くり返し疲労試験に用いたコンクリートハリ供試体の曲げ強度

供試体番号	1	2	3	4	平均
破壊荷重 (kg)	3,420	3,590	3,020	3,400	3,380
曲げ強度 (kg/cm²)	44.9	47.0	39.7	44.5	44.0

〔2〕 くり返し荷重による載荷試験の結果

くり返し載荷試験におけるひずみの測定位置は静荷重載荷試験の結果から舗装版の最大ひずみの発生位置を表-21の注（1）の図に示す位置で測定した。たわみは同じ表の注（2）の位置で測定した。ひびわれ幅は縁部載荷において版底面に発生したひびわれの幅を版の側面で測定した。くり返し載荷の前後に静荷重を載荷した。また載荷試験後の舗装版のたわみ，ひずみの復元を測定した。

1日間に行なうくり返し載荷数を25万回に限定し，実験を17時頃に開始し，次の日の10時頃に完了させた。

くり返し載荷試験によるひずみおよびたわみの測定結果を表-21，22，23に示した。

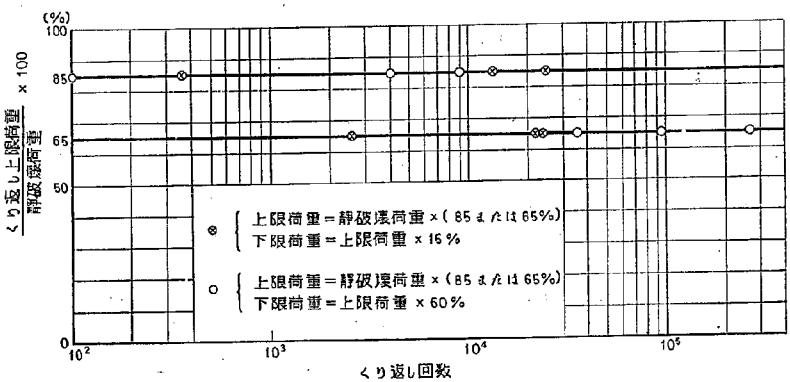
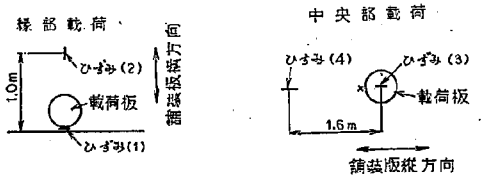


図-27　コンクリート供試体の曲げ疲労試験結果

表-21 舗装版中央部くり返し載荷試験成績

くり返し載荷回数	R — 5			
	荷重の大きさ (t)	ひずみ(3) ($\times10^{-6}$)	ひずみ(4) ($10\times^{-6}$)	たわみ (mm)
静荷重	9.0	−190	+28	1.36
1,000	9.0~5.6	−277~−169	+40~+26	1.86~1.21
10,000	9.0~5.2	−277~−154	+40~+26	1.75~1.08
20,000	9.0~5.4	−270~−157	+39~+25	1.66~0.99
50,000	9.0~6.0	−277~−172	+47−+28	1.79~1.13
100,000	9.0~6.0	−277~−169	+46++29	1.77~1.09
200,000	9.0~6.2	−263~−146	+43−+32	1.97~1.28
250,000	9.0~4.9	−285~−180	+11~ 0	3.26~2.61
静荷重	9.0	—	—	—
復元	0	−60	−17	1.99
静荷重	9.0	−75	+22	1.44
300,000	9.0~5.9	−257~−143	+33~+11	1.28~0.53
350,000	9.0~7.1	−228~−100	+45~+33	1.23~0.47
450,000	9.0~7.2	−224~− 83	+56~+39	0.69~−0.06
500,000	9.0~5.7	−257~−127	+11~ 0	1.65~1.41
静荷重	9.0	—	—	—
復元	0	−15	−23	0.63
静荷重	9.0	−240	+33	1.40
550,000	9.0~5.4	−270~−120	+45~+22	1.09~0.35
600,000	9.0~5.7	−220~− 70	+43~+23	2.12~1.41
700,000	9.0~5.7	− 75~+ 86	+67~+47	2.19~1.47
750,000	9.0~5.2	−224~− 81	+31~+12	2.68~1.98
静荷重	9.0	−240	+32	2.62
復元	0	− 8	0	1.20

(注) (1) 表-21, 22, 23におけるひずみ測定位置は下図の通りである。



(2) 表-21, 22, 23におけるたわみ測定位置は縁部載荷ではひずみ(1)の位置，中央部載荷では載荷板横(×印)である。

表-22　舗装版縁部くり返し載荷試験成績（その1）

くり返し載荷回数	R — 1 荷重の大きさ（t）	R — 1 ひずみ(1)（×10⁻⁶）	R — 1 ひずみ(2)（×10⁻⁶）	R — 1 たわみ（mm）	R — 2 荷重の大きさ（t）	R — 2 ひずみ(1)（×10⁻⁶）	R — 2 ひずみ(2)（×10⁻⁶）	R — 2 たわみ（mm）
静荷重	9.0	−228	+177	2.73	9.8	−400	—	3.00
1,000	9.0〜	−680〜−396	+258〜+225	4.53〜3.22	9.8〜7.1	−685〜−403		4.12〜3.08
10,000	9.0〜	−810〜−497	+266〜+250	4.64〜3.27	9.8〜6.7	−669〜−388	ゲ	4.13〜3.01
20,000	9.0〜	−790〜−408	+300〜+266	4.72〜3.38	9.8〜6.8	−705〜−406	｜	4.13〜2.99
50,000	9.0〜	−770〜−450	+334〜+283	4.78〜3.42	9.8〜7.8	−667〜−390	ジ	4.29〜3.17
100,000	9.0〜	−667〜−384	+272〜+226	4.95〜3.55	9.8〜8.1	−675〜−400	不	4.57〜3.45
200,000	9.0〜	−692〜−300	+182〜+107	6.62〜5.22	9.8〜8.6	−665〜−398	良	4.71〜3.65
250,000	9.0〜	−600〜−270	+145〜+109	6.88〜5.24	9.8〜6.5	−678〜−386		5.89〜4.70
静荷重	9.0	—	—	—	—	—	—	—
復元	0	+ 1.2	− 36	2.37	0	0	—	1.92
静荷重	9.0	−600	+138	3.66	9.8	−632	—	3.96
300,000	9.0〜6.5	−600〜−313	+188〜+138	4.29〜3.07	9.8〜8.4	−750〜−469	—	3.91〜2.68
350,000	9.0〜6.7	−575〜−300	+194〜+144	4.29〜2.92	9.8〜8.6	−728〜−446	—	3.81〜2.62
450,000	9.0〜8.0	−600〜−325	+218〜+170	4.44〜3.10	9.8〜8.7	−868〜−352	—	4.20〜3.02
500,000	9.0〜5.7	−573〜−273	+153〜+112	5.72〜4.56	9.8〜6.5	−900〜−217	—	5.58〜4.34
静荷重	9.0	—	—	5.66	9.8	−703	—	5.53
復元	0	0	+ 9	1.98	0	+ 41	—	1.30
静荷重	—	—	—	—	9.8	−730	—	4.17
550,000	—	—	—	—	9.8〜7.2	−806〜−514	—	4.01〜2.77
600,000	—	—	—	—	9.8〜8.8	−575〜−517	—	3.99〜2.78
700,000	—	—	—	—	9.8〜9.5	−860〜−600	—	4.32〜3.04
750,000	—	—	—	—	9.8〜6.6	−910〜−618	—	5.62〜4.35
静荷重	—	—	—	—	9.8	−884	—	5.55
復元	—	—	—	—	0	− 86	—	1.03

図-28，29はくり返し載荷による舗装版縁部のたわみの変化である。載荷位置R—6ではたわみが減少しているが，これは測定に用いたダイヤルゲージの固定不良によるものと思われる。R—6の結果を除けばたわみはくり返し回数が増してもほとんど変化しなかった。たわみは1日の試験のサイクルによって変化しているが，これは気温変化によるダイヤルゲージ支持枠のそりによる見かけ上のたわみ変化である。

図-30は縁部載荷による版表面のひずみの変化である。ひずみの測定位置は表-21注(1)と同じである。第1回報告書ではくり返し載荷によってひずみはわずかであるが増加する傾向のあることを報告した。しかし今回の試験では前回よりも更にくり返し載荷数を増したが，ひずみが増加する傾向は認められなかった。載荷位置R—6ではくり返し載荷数約50万回で急激に大きくなっているが，版のひずみの復元量も上昇しておりおそらく測定計器の不良によるものと思われる。静荷重によるひずみはいずれもくり返し荷重によるひずみよりも小さかった。

図-31は縁部くり返し載荷による舗装版底面のひびわれ幅の変化である。ひびわれ幅は版底面から1cm上の位置で測定したものである。くり返し載荷によってひびわれ幅は増加し75万回では約0.13mmに達したが，ひびわれは版の表面にまで達しなかった。しかしこの傾向はコンクリートブロック版についても同じであったので，特にくり返し載荷に対するPC舗装版の特性としては認められなかった。

表-22（つづき）

くり返し載荷回数	R — 3 荷重の大きさ（t）	ひずみ(1)（×10⁻⁶）	ひずみ(2)（×10⁻⁶）	たわみ（mm）	R — 4 荷重の大きさ（t）	ひずみ(1)（×10⁻⁶）	ひずみ(2)（×10⁻⁶）	たわみ（mm）
静荷重	9.8	−400	+125	3.10	10.0	−315	+ 77	2.63
1,000	9.8〜6.6	−480〜−274	+183〜+128	3.68〜2.61	10.0〜5.8	−420〜−270	+ 94〜+ 70	3.23〜2.33
10,000	9.8〜5.9	−484〜−269	+194〜+137	3.53〜2.44	10.0〜5.5	−405〜−255	+ 93〜+ 63	3.19〜2.26
20,000	9.8〜6.1	−480〜−266	+208〜+148	3.49〜2.41	10.0〜5.9	−405〜−255	+ 81〜+ 52	2.93〜2.02
50,000	9.8〜6.5	−480〜−274	+213〜+154	3.61〜2.52	10.0〜6.3	−386〜−215	+ 77〜+ 47	2.62〜1.67
100,000	9.8〜6.5	−497〜−274	+218〜+161	3.35〜2.48	10.0〜6.4	−400〜−240	+ 77〜+ 50	2.94〜2.14
200,000	9.8〜7.8	−548〜−325	+260〜+200	3.54〜2.45	10.0〜6.5	−435〜−255	+ 77〜+ 50	3.21〜2.16
250,000	9.8〜6.6	−548〜−325	+244〜+179	4.69〜3.58	10.0〜5.7	−435〜−255	+ 85〜+ 55	3.94〜2.96
静荷重	9.8	−500	+233	4.74	10.0	−435	+ 85	3.92
復元	0	+ 8	—	0.87	0	−105	− 36	0.59
静荷重	9.8	−492	+272	4.15	10.0	−464	+116	3.64
300,000	9.8〜7.9	−498〜−273	+228〜+172	4.69〜3.50	10.0〜7.4	−485〜−343	+135〜+103	3.47〜2.44
350,000	9.8〜8.9	−492〜−281	+236〜+187	4.65〜3.50	10.0〜7.8	−457〜−314	+138〜+106	3.16〜2.14
450,000	9.8〜9.6	−554〜−343	+221〜+183	5.15〜4.01	10.0〜7.7	−370〜−300	+118〜+ 88	3.41〜2.39
500,000	9.8〜6.8	−530〜−307	+183〜+140	6.67〜5.46	10.0〜7.2	−505〜−341	+124〜+ 97	4.72〜3.70
静荷重	9.8	−535	+170	6.61	10.0	−490	+115	4.52
復元	0	+ 12	—	1.27	0	− 54	− 3	0.76
静荷重	—	—	—	—	10.0	−343	+107	3.63
550,000	—	—	—	—	10.0〜6.5	−375〜−191	+ 94〜+ 65	3.17〜2.15
600,000	—	—	—	—	10.0〜7.4	−390〜−225	+ 90〜+ 68	2.94〜1.91
700,000	—	—	—	—	10.0〜7.5	−405〜−225	+103〜+ 73	3.15〜2.13
750,000	—	—	—	—	10.0〜7.2	−420〜−210	+100〜+ 68	3.48〜2.46
静荷重	—	—	—	—	—	−390	+ 97	—
復元	—	—	—	—	0	+ 60	− 13	−0.79

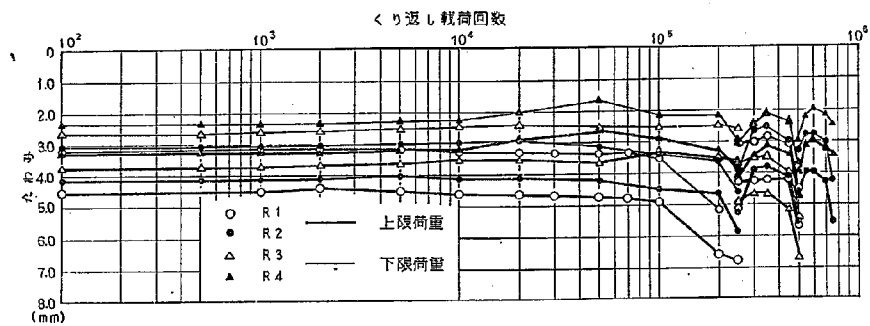


図-28　くり返し載荷による舗装版縁部のたわみ（その1）

表-23　舗装版縁部くり返し載荷試験成績（その2）

くり返し載荷回数	R — 6			
	荷重の大きさ (t)	ひずみ(1) ($\times10^{-6}$)	ひずみ(2) ($\times10^{-6}$)	たわみ (mm)
静荷重	9.0	− 266	+103	2.55
1,000	9.0～4.9	−500～−264	+155～+116	3.43～ 2.28
10,000	9.0～4.2	−470～−238	+150～+120	3.27～ 2.10
20,000	9.0～4.3	−485～−256	+136～+ 97	2.96～ 1.80
50,000	9.0～4.5	−505～−265	+136～+124	2.47～ 1.29
100,000	9.0～5.6	−470～−235	+184～+155	2.42～ 1.19
復元	0	—	—	−1.06
静荷重	9.0	− 416	+110	2.83
210,000	9.0～6.0	−805～−505	+129～+ 86	1.71～ 0.56
260,000	9.0～5.6	−736～−427	+147～+107	0.64～−0.50
360,000	9.0～5.8	−584～−292	+184～+148	0.69～−0.38
410,000	9.0～5.7	−678～−405	+139～+100	3.75～ 2.52
静荷重	9.0	− 687	+139	3.62
復元	0	+ 290	+ 20	1.03
静荷重	9.0	−1140	+134	3.20
460,000	9.0～5.3	−1030～−755	+192～+143	1.16～ 0.11
510,000	9.0～6.2	−1000～−678	+261～+213	0.62～−0.59
610,000	9.0～6.3	− 890～−590	+368～+329	0.42～−0.77
660,000	9.0～5.0	− 905～−628	+400～+357	2.22～ 1.01
静荷重	9.0	− 900	+393	2.24
復元	0	+ 148	+258	−0.86

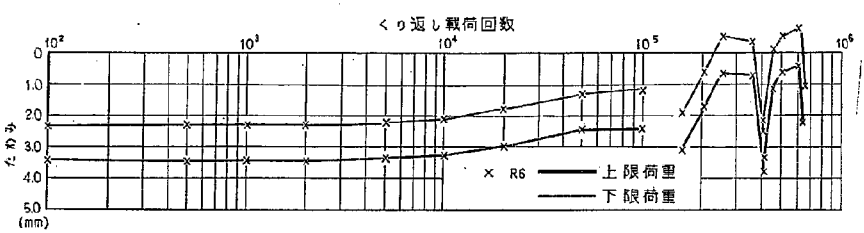


図-29　くり返し載荷による舗装版縁部のたわみ（その2）

R—3においてはくり返し載荷数約49万回で，またR—2では約70万回で舗装版表面にひびわれが発生した。しかしこの載荷位置ではいずれもくり返し回数約25万回付近で載荷試験機の脈動発生装置に故障があり，規定の荷重より超過して載荷されているので信頼性にかけている。

くり返し載荷試験後に静荷重によって舗装版を破壊した。くり返し載荷前の底面ひびわれ荷重とくり返し載荷後の静荷重による表面ひびわれ荷重は表-24のようであった。

表-24によれば，今回のくり返し載荷程度ではコンクリート版にほとんど疲労の影響を与えることはできなかったことがわかる。

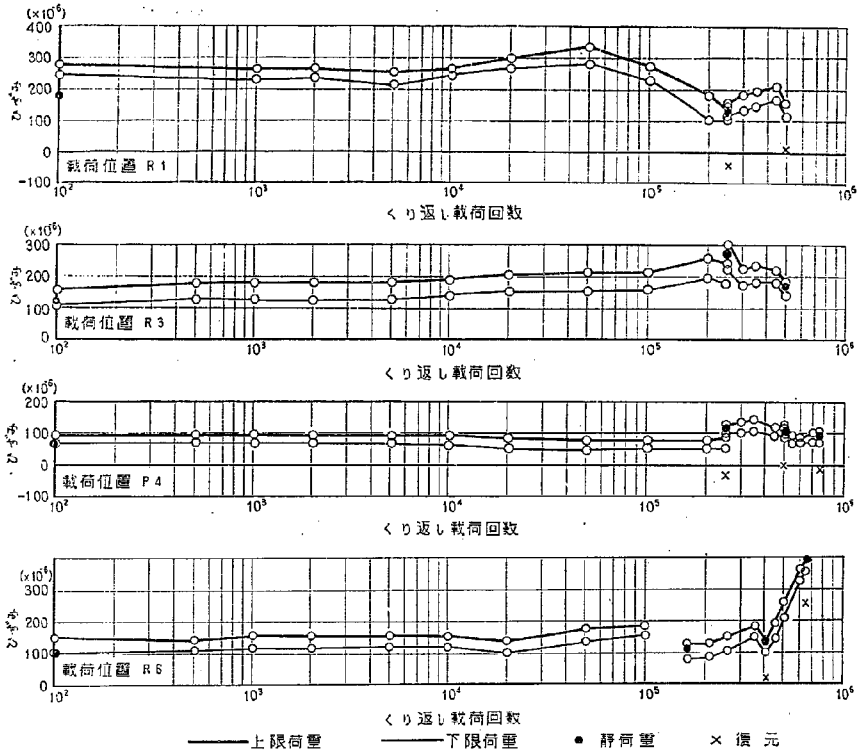


図-30　くり返し載荷による舗装版縁部表面のひずみ

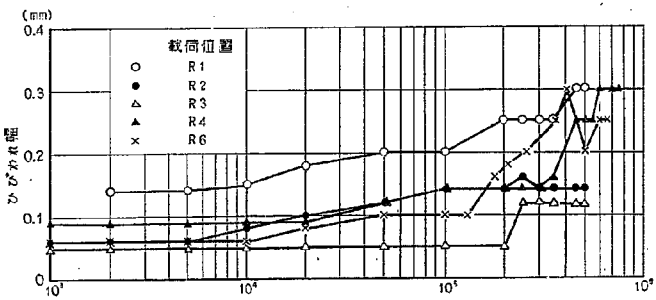


図-31　くり返し載荷によるひびわれ幅の変化

表-24　くり返し載荷後の静荷重載荷試験結果

載荷位置	R — 1	R — 4	R — 6
底面ひびわれ荷重	(9 t で2～300回のくり返し載荷後にひびわれ発生)	9.4	8.9
表面ひびわれ荷重	16	20	17

9. 結　論

第1回PC試験舗装として比較的高プレストレス（25～55kg/cm²）のPC試験舗装の実験を行なった。続いて第2回PC試験舗装として低プレストレス（5～20kg/cm²）のPC舗装の実験を行なった。これらの実験の範囲内において得られた結果を要約すると次のようである。

（1）第1回試験舗装の場合はその工費は実験のために数回の緊張工を行なったこともあり割高になっているが，プレストレスの導入のための特殊工の全工費に対してしめる比率は約70%以上であった。第2回試験舗装の場合はその比率は30～35%であった。

（2）シースの摩擦に関する試験結果から判断し，長さ40～80mの場合，シースの摩擦損失はPC鋼より線の長さに一次的に比例すると仮定して求めて十分である。

第1回試験舗装の場合はシースの摩擦係数は平均1.17×10^{-2}/mでばらつきも大きかった。第2回試験舗装縦方向版では平均0.22×10^{-2}/mでばらつきも小さかった。これはPC鋼より線の直径12.4mmに対して第1回試験舗装では内径20mm平型シースを使用したのに対して，第2回試験舗装では内径28mmフレキシブル・シースを使用したためである。

（3）コンクリートブロック版によってコンクリート版の変位と路盤摩擦係数の関係を測定し，この関係を用いてPC舗装版の導入プレストレスを推定した。ひずみ計によって測定した結果，第1報で提案した方法はほぼ正しいと思われる。

（4）プレストレスの季節的な変動を検討するために第2回試験舗装において冬期および夏期に載荷試験を行なった。コンクリート版の温度差は約36°Cであったが，PC舗装版のひびわれ発生時の荷重はほとんど変りなかった。延長80m程度のコンクリート版の場合は気温降下によるプレストレスの減少はかなり小さい。

（5）PC舗装版の中央部に30tまで静荷重を載荷したが，版表面にまでひびわれが発達した場合はなかった。舗装版の表面のひびわれの発生はすべて縁部載荷の場合であった。

（6）PC舗装版に静荷重を載荷して舗装版の底面にひびわれを発生させてもPC舗装版の弾性的性質はほとんど失なわれない。したがってPC舗装版の破壊は舗装版の表面のひびわれ発生時と定義できると考えられる。

PC舗装版縁部の底面ひびわれ発生荷重と表面ひびわれ発生荷重には一定の関係があり，また底面ひびわれ荷重はプレストレス量と関係があるのでPC舗装版のプレストレス量の設計を舗装版表面のひびわれに安全なように決定することができる。

本実験結果によれば，版厚12cm，コンクリート曲げ強度50kg/cm²，路盤支持力係数（K_{75}）4kg/cm³，幅員3.5m，延長80m程度，横方向にプレストレスを導入しない場合で，設計荷重8t，安全率を仮りに2とすると緊張時におよそ10kg/cm²の有効プレストレスが必要である。

（7）くり返し荷重による載荷試験は上限荷重を9～10t，下限荷重を上限荷重のおよそ65%で250回/分，50万～75万回載荷したが，舗装版の表面にまでひびわれの発生した場合はなかった。

以上の結論は主として静荷重による模型的な実験であり，かなりの制約がある。したがって本研究結果は更に実際の交通荷重によって検討する必要があると考える。

本研究の計画実施にあたって土木研究所舗装研究室室長松野三朗氏，日本道路公団岩間滋氏から多くの有益な助言をいただいた。また実験には舗装研究室月成稔，菅原功，鈴木稔，真田輝臣技官の協力を得た。

施工およびシースの摩擦の測定はピー・エス・コンクリートKK，くり返し載荷試験は土質調査所KKがいずれも土木研究所の立会いのもとに行なった。

参考文献

（1）福田　正　プレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究（1）　土木研究所報告　第117号

（2）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（3）　土木研究所報告　第117号

（3）昭和36年度改訂土木学会制定　プレストレストコンクリート設計施工指針

（4）H. M. Westergaard　Analytical Tools for Judging Results of Structural Tests of Concrete Pavements. Public Roads Dec. 1933

（5）月成　稔　コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究（4）　—千葉地方におけるコンクリート版の温度変化について—

土木研究所報告　第122号

鋼矢板の止水性に関する実験

(昭和39年1月)

山村和也* 藤山忠彦**
犬束昌生** 二馬健次郎**

要旨

漏水対策工事には昔からいろいろの工法が採用されてきているが，そのうちでも止水矢板の打設は最も広く使われている代表的な工法である。透水層内に完全な水密性の壁を作れば漏水防止の目的は達成されるはずであるが，実際問題として完全な止水壁を作ることはなかなか困難である。一般に最も確実と考えられる鋼矢板による止水壁でさえ矢板の継目からかなりの漏水が起こるということが報告されている。たまたま千葉県小櫃川の河口貯水池築造計画に関連し，漏水防止工法の検討が必要になり今まで2，3の調査[1][2]を行なってきたが，鋼矢板の打設も有力な工法の一つなので，その止水効果を詳しく調べてみる必要が生じた。今まで砂の中に打設された矢板の水密性に関する検討はほとんど実施された例がなく，特に今度のように海水の浸透防止に利用した場合，どの程度の効果が期待できるか全くわからないので，室内に水路を作り矢板を立てこみ，実験的に鋼矢板壁の止水性を調べた。さらに室内実験の結果を用いて一例として小櫃川河口貯水池堤防に鋼矢板を打設したときの海水の浸透流量を推定し，貯水池の汚染防止に対する鋼矢板の効果を検討した。

目次

1. まえがき……(1)
2. 実験水槽……(2)
3. 実験に使用した材料……(2)
〔1〕鋼矢板……(2)
〔2〕砂……(3)
4. 実験順序……(3)
5. 実験結果……(4)
〔1〕砂の透水実験……(4)
〔2〕矢板の透水実験……(7)
〔3〕砂の中に矢板が埋めこまれた場合の透水実験……(8)
6. 実験結果に対する考察……(9)
7. 河口貯水池堤防の塩水の浸透防止問題への適用……(11)
8. 結語……(13)

1. まえがき

透水性の地盤あるいは堤防内部に生ずる浸透流を止める目的で透水層内に不透水性の止水壁を設けることは一般に広く行なわれている漏水対策工法である。

止水壁を作る方法には，土堰堤の基礎などに採用されているように透水層の一部を掘削し，不透水性の粘土などと置換える工法なども含まれている。これは最も確実な方法であるが，透水層が深い場合は掘削量が大きくなり工費の面から土堰堤など特殊な構造物を対象とする工事以外では実施が不可能であり，掘削深度にも限度があることは明らかである。一般に行なわれている止水工事では矢板打，場所打杭の連続施工，グラウチング等が普通の工法で特別なものとしてイコス工法等が用いられている。

これらの止水工法のうちわが国で古くから広く用いられているのは矢板打で，河川堤防の漏水対策工事などにも木矢板，コンクリート矢板，鋼矢板の打設の施工例が多数報告されている。透水層を水密性の止水壁で締切ってしまえば漏水は防止できるはずであるが，実際の施工上の問題があり完全な締切りを行なうことはなかなかむずかしい。透水層の層厚が薄くしかもその存在が地表面近くに限られている場合は比較的工事は容易であるが，一般には透水層はかなりの深部にまでおよぶことが多く地層構成も不規則で透水層の深度に大きな変化のあることもまれでないから，適確に透水層全体にわたる止水壁を作ることは容易でない。さらに鋼矢板を用いたとしても形成される止水壁はもちろん完全に水密性でなく継目からの漏水が相当あるものと考えなければならない。

矢板の止水性については2，3の報告を除き[3][4][5]従来あまり研究された例がないが当然木矢板，コンクリート

* 機械施工部 土質研究室長
** 機械施工部土質研究室

矢板などでは継目の噛み合わせは不充分で止水性は低いはずである。長尺の矢板を打込むと上部はきれいに並んでいても矢板下端部では前後左右に離れてしまうのが普通であるから，透水を遮断する効果はほとんど期待できないと考えるのが当然である。鋼矢板は継目の噛み合わせがよいので，矢板相互間に大きな隙間ができるとは考えられず，他の矢板の止水壁に較べ水密性は高い。さらに材料の強度が大きく深部まで打設可能な利点があるので重要な河川構造物の基礎をかねて止水壁に用いられている例が多い。しかし鋼矢板でも継目が破損したり，はずれたときはもちろん正常に打設されても完全な水密性止水壁を形成せず，一部の水は継目を通して流れ出ると考えられ，止水効果は疑問であった。

近年各地で計画されている河口貯水池提防の漏水防止に鋼矢板の打設工法を採用することも可能性があると考えられるので，鋼矢板の海水流入防止効果を検討する必要が生じた。

先に土質研究室で行なった止水壁の効果の検討[1]では電気抵抗式模型を利用し，止水壁の施工深度と漏水防止効果の関係を明らかにしたが，模型実験では，壁自体の水密性は完全なものと仮定した。実際に矢板などを施工した場合，当然継目から漏水が生じるわけであるが，この浸透流については全く考慮に入れなかった。一般の河川構造物の場合には透水量そのものが問題になるよりむしろ構造物の安全性に対する浸透流の影響が重要な問題になってくる。しかし河口貯水池の場合，工業用水補給という使用目的から非常に清浄な水が要求され，過度の汚染はただちに貯水池としての機能を失なわせしめる性質のものであり，透水量としては大した量でないと思われる継目からの流量についても貯水池の汚染と結び付け検討を加えてみることが必要となった。このため室内に水槽を作り，中央に鋼矢板を立て込みその前後に砂を詰め，水を流して，透水層内に打設された矢板の止水板の止水性について実験を行なうことにした。実験では矢板および砂の種類を変えて，どのような透水性を有する透水層に矢板が効果的に働くかを明かにしようと考え，現在までのところ，矢板および砂おのおの2種類ずつの実験を繰返し一応鋼矢板の止水性を明らかにすることができた。以下まず第一に実験結果について説明し，次いで堤体に矢板を打設した場合に貯水池の汚染がどの程度防げるかを簡単な計算によって検討した結果を述べることにする。計算の結果明らかにされたように，全透水層を矢板によって締切っても海水の浸入を十分防止できず，鋼矢板の打設のみでは汚染防止の目的を達成することははなはだむずかしいことがわかった。

2. 実験水槽

鋼矢板が透水層内に打ち込まれたときの矢板壁自体の止水性を調べるため，実験室内にコンクリート水路を作り，その中央に矢板を立て前後に砂を詰めて透水実験を行なうことを計画した。水槽の寸法は深さ1m，幅1m，長さ4mであるが，鋼矢板を水槽の中央に設置したとき，その形成する矢板壁が水路を完全に遮断し側壁に沿う浸透流が起こらないように，図-1に示すように水槽の中央20cmは壁および底のコンクリートを打たず切り欠きを作っておいて矢板を並べた後モルタルを塗り，矢板を水路壁に密着させると同時に水路側壁を完成するようにした。水槽の両端部おのおのは給水および排水用の貯水タンクとするため，端より30cmの位置に穴あき鉄板を立て試料が中へはいらないように分離してある。給水側の貯水タンクの水位調節はタンク壁の一部に切り欠き部を作り余分の水を絶えず溢流させ，水位を一定に保つようにしてある。また下流側の貯水タンク内には水位を任意の高さに調節するため，スタンドを立ててこれに水を流れ込ませる戸斗が取り付けてあり任意の高さに移動できるようになっている。給排水両タンクにはポイントゲージを取り付け，水位を正確に読み取れるようにした。矢板の種類を変えて実験を繰返すため，水路に塗り込んだ矢板が簡単に取りはずせるように，矢板の水槽壁への取り付けには強度の低いセメント・ベントナイト・モルタルを使用した。

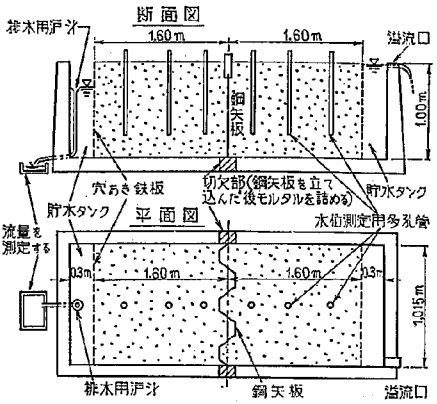


図-1 実験水槽

3. 実験に使用した材料

〔1〕鋼矢板

当初の実験計画では矢板の種類を数種変えて実験を繰り返す予定であったが，一部の実験を行なってみると矢板の種類によっての止水性がそれほど異なるとは認められないので，結局2種類の矢板の実験で中止した。

使用した鋼矢板は八幡製鉄株式会社製のＹＳＰ－2型

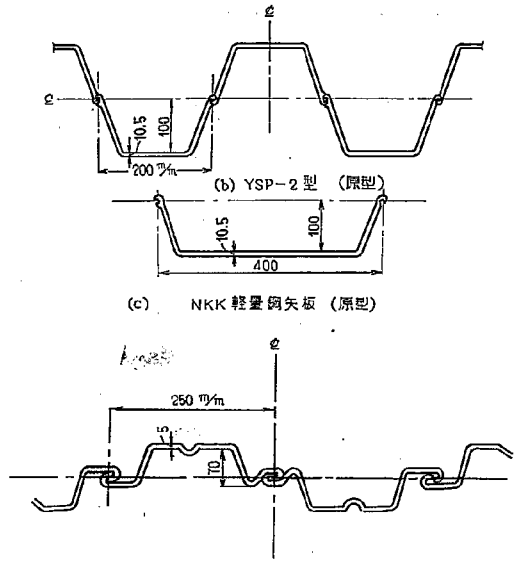


図-2　実験に使用した鋼矢板

および日本鋼管株式会社製のＮＫＫ軽量鋼矢板で，その断面形および接続部を示すと図-２のとおりである。しかしＹＳＰ－２型鋼矢板は一枚の幅が 40cm で１ｍ幅の実験水槽では継続部がわずか２個所しかはいらないので図-２（a）のごとく矢板の腹部を短縮し幅 20cm としたものを使用した。またＮＫＫ軽量鋼矢板は幅 25cm なので原型のままの断面で使用した。矢板は水槽の深さに合わせて１ｍ長さに切断しＹＳＰ－２型の場合は１ｍ幅水路に腹部を短縮した矢板５枚を，またＮＫＫ型軽量鋼矢板は４枚を立て込みその周囲をモルタルで水槽壁に塗りこんだ。

〔２〕 砂

実験では水槽内に矢板を設置した後その前後に透水性の材料を詰める。使用した材料は比較的粒度の揃っている川砂と細粒子を含む海岸砂で粒度分布は図-３に示す

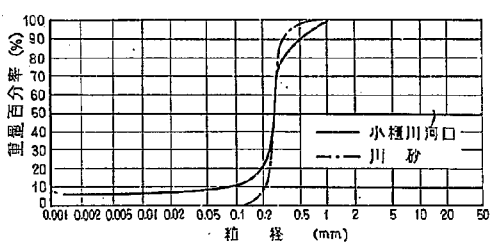


図-3　粒径加積曲線

とおりである。川砂はコンクリート用に購入してあったものを利用したが，海砂は千葉県小櫃川河口貯水池築造計画地点から採取したものを用い，貯水池堤防の浸透流防止に鋼矢板を打設した場合の効果を判定することを目的とした。実験を開始するに先立ち定水位透水試験器を用いて室内透水試験を実施した。実験結果は表-１のとおりである。透水試験器のモールドの寸法は直径10cm，高さ12.7cm で水位差 15cm を加えて透水を起こさせた。モールドに詰めた試料は比較的緩い状態とし特に突固めは行なわなかった。モールドに試料を詰めた後，透水試験を行なう前に試料を水で完全に飽和させねばならないが，試料中に気泡が残らないように注意し，まずモールドを容器の中に置き容器内の水位を徐徐に上昇させモールド内の土を下部から飽和させた。モールドが完全に水の中に没してしまった後上方から下方への流れを起こさせておいて容器の水位を低下させた。しかしながら注意深く行なっても試料中にいくらかの気泡が残り完全に飽和させることが困難なので，モールドを水に浸しておいて内部に砂を落しこ

表-1　透水試験結果

種　類	Q (cm³/sec)	A (cm²)	K (cm/sec)	摘　要
川　砂	3.09	78.5	3.3×10^{-2}	乾燥砂で供試体作成
川　砂	4.55	78.5	4.8×10^{-2}	水中で供試体作成
海岸砂	0.55	78.5	5.8×10^{-2}	乾燥砂で供試体作成

み水中で供試体を作る方法も試みた。この方法によれば試料中に気泡がはいらずほぼ飽和に近い供試体ができるものと考えられる。表-１からわかるように，水中で詰めた供試体の方がかなり大きな透水係数を示しているが，これは試料中に気泡が残るとこれが不透水性体となり水の流れを阻害するためと考えられる。また透水係数を粒度曲線から Hazen の式を用いて計算すると次のとおりとなり，後に述べる実験で水槽内に生じる動水こう配と流量から算出した透水係数と比較的よく一致していることがわかった。

川砂　$k=6.09\times10^{-2}$ cm/sec

海砂　$k=7.5\times10^{-3}$ cm/sec

4. 実験順序

先にも述べたように実験水槽は両端の貯水タンクの部分を除くと砂のはいる部分は１ｍ×１ｍ×

3.2m で，中央部に矢板を取り付ける。実験の目的は透水層へ矢板を打ちこんだ場合の止水性を明らかにすることであるが，実験を次の三段階にわけて進めた。

（1） 砂の透水実験（砂のみを水槽に詰めた場合）

（2） 矢板の透水実験（矢板のみを水槽に設置した場合）

（3） 砂の中に矢板がある場合の透水実験

まず砂の透水実験から述べる。

水槽内の貯水タンクと試料との境界には穴あき鉄板が立てられているが試料がタンク内に流入しないように100メッシュ金網を穴あき鉄板の内側に張り付ける。しかる後試料をベルトコンベアを用いて水槽内へ投入したが試料を詰めながらの突固めは特に行なわなかった。このため透水実験を実施するとき水槽に水を注ぎ水位を高めると砂の水締めが行なわれ試料の体積がかなり減少した。このとき砂の表面に多少の振動を加え，締固めを促進させた。水槽内の水位上昇は砂の中に気泡の残るのを防ぐため 30cm/hr 程度のゆっくりした速度で行ない，満水後も水位を一定に保ちしばらく放置し，水槽内の水面がすべて同一レベルになったのを確かめてから実験に取りかかった。給水側の貯水タンクは余剰の水は溢流するようになっているから水位は常に一定である。したがって排水側の貯水タンク内にある戸斗型溢流口を所定の高さに移動させて，任意の水位差を作りだすことができ，それによって水槽の中に浸透流を起こさせた。給水側の貯水タンクと排水側の貯水タンクとの水位差は1.9，5，10，15，20cm の5段階を標準とし各水位における浸透流量を測定すると同時に水槽内の試料の中に立てられた多孔管によって浸透流の自由水面の測定を行なった。排水側タンクの水面は上記の水位差にしたがって段階的に低下させたので，水位を低下させた直後は流出する流量が多いが次第に減少し，定常流になって一定の流量におちつくと考えられるので排水側のタンクから溢流してくる水量は容器に貯めておき5分ごとに区切って計量した。粒度の揃っている川砂の場合では測定を3回程度，すなわち15分くらい経過すると一定流量におちついた。したがってある一つの水位から次の水位に進むのに約20分程度の時間を必要とした。試料中の自由水面の高さを測定するパイプは¾インチビニールパイプの下端部約 20cm に直径2mmの孔を多数あけ適当な間かくに埋設した。パイプ内の水位の測定器具はテスターと導線を用いた簡単なものである。すなわち上部から導線を降しその先端が水面に接すると電気回路が閉じてテスターの針が動くように工夫した装置である。自由水面の変化も透水実験中に繰返し測定して試料中の浸透流が定常流になったかどうかの目やすをつけるためにも利用した。

砂の透水試験が終った後，砂を取り出し矢板のみの透水実験を行なった。矢板のみの実験は先に述べたように八幡製鉄株式会社製ＹＳＰ－２型鋼矢板および日本鋼管株式会社製ＮＫＫ軽量鋼矢板を使ったが，鋼矢板5枚および4枚をたがいに噛み合わせ水路の中央に立てこんだ後水槽の側壁にセメント・ベントナイト・モルタルで接着した。上下流の水位差は 1.5，2.5，5，7.5，10，20 cm を標準とし矢板の継目からの漏水量を同様な方法で測定した。この場合砂の中の浸透流と異なり水位差をつけるとすぐに定常流となり流量の測定は短時間で行なうことができた。

次に砂層の中へ矢板が打設された場合に対応するものとして矢板の前後に砂を詰めて透水実験を行なった。実験順序として当然水槽の中へ砂を入れておき矢板を後から打込むべきであるが実験技術がむずかしいので矢板を先に立てこんでから砂を詰めた。

水槽への砂の詰め方は先の砂の透水実験の場合と同様上下流側の貯水タンクとの境界の穴あき鉄板には100メッシュ金網を張り付けておき試料はベルトコンベヤーで投入した。透水実験に適用した給水側貯水タンクおよび排水側貯水タンクの水位差は砂の場合と同様な段階とした。試料中に生じる自由水面は多孔管で測定したが，矢板の両側の水面形を正しく知りたいのでそれぞれ3本ずつ埋めこみ観測を行なった。流量測定も先の場合と同様上下流両タンクの間に所定の水位差を与え，5分ごとに容器に貯めた流出量を計量することを繰返し，流量が一定になったと認められたならば次の水位段階に進んだ。

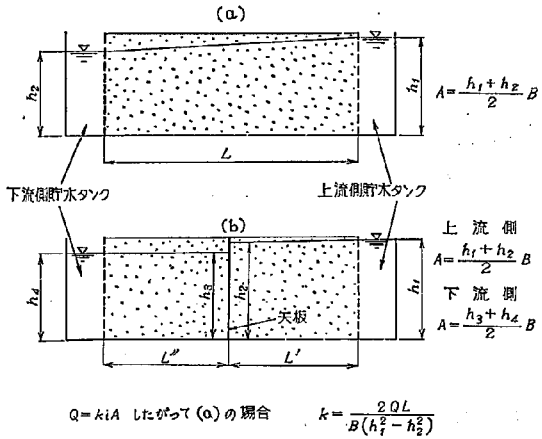
千葉県小櫃川河口の海岸砂では透水係数が小さいため水位差を一度変えるとなかなか定常状態に達しないから各水位段階とも水位差を所定の大きさにしてから一昼夜経過した後流量および試料中の自由水面の形を測定した。この実験では矢板がＹＳＰ－２型およびＮＫＫ軽量鋼矢板の2種類，また砂が川砂と海岸砂の2種類を組み合せ計4種の透水実験を行なったが，いずれも長さ 3.6 mの水槽の中央に矢板を立てこみ，その両側に砂を詰めたものである。しかし川砂についての実験では透水経路長の影響を調べる目的で試料の長さを変えて実験を行なった。すなわち水槽内の砂を詰める部分の長さを 0.6，1.0，2.0mに減少させた実験を付け加えたわけである。

5. 実験結果

実験は，上記の3つの場合について行なったので以下順序に従ってその結果を述べる。

〔1〕 砂の透水実験

砂の透水実験は川砂および海岸砂についてそれぞれ行なう予定であったが，矢板と砂を組み合せた透水実験でも，多孔管を多数試料中に埋設して自由水面の形を測定しているから，それらの測定値を用いて一応試料の透水係数を算出できるので，川砂の透水実験のみ行ない海岸砂についての透水実験は中止した。透水係数の算出には



$Q=kiA$ したがって (a) の場合　$k=\frac{2QL}{B(h_1^2-h_2^2)}$

図-4 透水係数の算出

表-2 実験水槽による透水実験から求めた透水係数

(a) 砂のみの場合の透水係数 (図-5 参照)

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L cm	k cm/sec	摘要
1.90	2.50	9,952	328	4.33×10^{-2}	
5.00	6.32	9,795	〃	4.22 〃	
10.00	12.82	9,541	〃	4.41 〃	
15.00	19.45	9,287	〃	4.58 〃	
20.00	25.97	9,037	〃	4.70 〃	
			平均	4.45 〃	

(b) 川砂とＹＳＰ－２型との組み合せ (図-9 (a-1) 参照)

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm²	L'' cm	k cm/sec	摘要
0.60	1.5	9,724	161	4.14×10^{-2}	矢板の下流側
1.00	2.55	9,643	〃	4.26 〃	
1.65	4.53	9,422	〃	4.67 〃	
2.50	6.87	9,211	〃	4.81 〃	
3.35	8.98	9,001	〃	4.80 〃	
6.55	18.93	8,148	〃	5.71 〃	
8.65	25.38	7,645	〃	6.18 〃	

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
0.60	1.5	9,815	161	4.10×10^{-2}	矢板の上流側
0.90	2.55	9,800	〃	4.65 〃	
1.90	4.53	9,749	〃	3.94 〃	
2.50	6.87	9,719	〃	4.56 〃	
3.05	8.98	9,691	〃	4.90 〃	
6.35	18.93	9,523	〃	5.05 〃	
7.10	25.38	9,485	〃	6.07 〃	

(c) 川砂とＹＳＰ－２型の組み合せ (図-9 (a-2) 参照)

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L'' cm	k cm/sec	摘要
0.50	2.17	9,820	101	4.46×10^{-2}	矢板の下流側
0.60	3.50	9,724	〃	6.06 〃	
1.05	7.18	9,498	〃	7.27 〃	
1.70	11.25	9,272	〃	7.22 〃	
2.30	13.78	9,049	〃	6.68 〃	
4.40	26.92	8,140	〃	7.59 〃	
6.40	32.50	7,633	〃	6.72 〃	

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
0.55	2.17	9,919	104	4.13×10^{-2}	矢板の上流側
0.85	3.50	9,904	〃	4.30 〃	
1.70	7.18	9,861	〃	4.47 〃	
2.50	11.25	9,820	〃	4.77 〃	
3.20	13.78	9,785	〃	4.57 〃	
5.20	26.92	9,683	〃	5.50 〃	
7.00	32.50	9,592	〃	5.03 〃	

(d) 川砂とＹＳＰ－２型との組み合せ (図-9 (a-3) 参照)

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm³	L'' cm	k cm/sec	摘要
0.30	3.10	9,810	50	5.27×10^{-2}	矢板の下流側
0.40	5.15	9,714	〃	6.63 〃	
0.70	8.55	9,475	〃	6.45 〃	
1.15	13.25	9,244	〃	6.23 〃	
1.60	17.72	9,013	〃	6.14 〃	
3.30	35.70	8,084	〃	6.69 〃	
4.70	44.70	7,547	〃	6.30 〃	

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
0.35	3.10	9,929	51	4.52×10^{-2}	矢板の上流側
0.50	5.15	9,922	〃	5.28 〃	
1.15	8.55	9,889	〃	3.84 〃	
1.50	13.25	9,871	〃	4.57 〃	
2.10	17.72	9,840	〃	4.37 〃	
3.25	35.70	9,782	〃	5.72 〃	
4.70	44.70	9,708	〃	4.99 〃	

(e) 川砂とＹＳＰ－２型の組み合せ
(図-9 (a-4) 参照)

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm²	L'' cm	k cm/sec	摘要
0.25	3.83	9,807	30	4.71×10^{-2}	矢板の下流側
0.30	6.47	9,708	〃	6.67 〃	
0.70	12.63	9,475	〃	5.72 〃	
1.00	19.72	9,237	〃	6.41 〃	
1.15	26.17	8,994	〃	7.60 〃	
2.50	50.00	8,044	〃	7.46 〃	

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
0.25	3.83	9,934	31	4.76×10^{-2}	矢板の上流側
0.25	6.47	9,934	〃	〃	
0.60	12.63	9,917	〃	6.75×10^{-2}	
0.60	19.72	9,917	〃	〃	
0.85	26.17	9,904	〃	9.64×10^{-2}	
2.00	50.00	9,846	〃	$7.87\times$ 〃	

(f) 川砂とＮＫＫ軽量の組み合せ
(図-9 (b) 参照)

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm²	L'' cm	k cm/sec	摘要
0.40	1.25	9,846	163	5.08×10^{-2}	矢板の下流側
0.65	2.00	9,757	〃	5.13 〃	
1.20	3.80	9,531	〃	5.42 〃	
1.85	5.78	9,310	〃	5.49 〃	
2.40	7.47	9,084	〃	5.59 〃	
5.20	14.95	8,211	〃	5.71 〃	

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
0.35	1.25	9,960	165	5.98×10^{-2}	矢板の上流側
0.50	2.00	9,950	〃	6.09 〃	
0.95	3.80	9,929	〃	6.60 〃	
1.45	5.78	9,904	〃	6.63 〃	
1.90	7.47	9,881	〃	6.57 〃	
3.70	14.95	9,790	〃	6.82 〃	

(g) 海岸砂とＹＳＰ－２型の組み合せ
(図-9 (c) 参照)

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm²	L'' cm	k cm/sec	摘要
2.2	0.11	9,450	163	8.62×10^{-4}	矢板の下流側
4.3	0.20	9,049	〃	8.57 〃	
6.7	0.30	8,663	〃	9.26 〃	
9.5	0.46	8,298	〃	9.51 〃	
12.0	0.54	7,760	〃	9.45 〃	

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
1.7	0.11	9,759	165	1.09×10^{-3}	矢板の上流側
3.2	0.20	9,734	〃	1.06 〃	
4.2	0.30	9,632	〃	1.30 〃	
5.5	0.46	9,566	〃	1.44 〃	
7.6	0.54	9,460	〃	1.24 〃	

(h) 海岸砂とＮＫＫ軽量の組み合せ
(図-9 (d) 参照)

h_3-h_4 cm	Q cm³/sec	A cm²	L'' cm	k cm/sec	摘要
0.65	0.11	9,828	161	2.80×10^{-3}	矢板の下流側
1.05	0.20	9,747	〃	3.16 〃	
2.20	0.45	9,551	〃	3.51 〃	
2.80	0.87	9,328	〃	5.36 〃	
3.70	1.12	9,120	〃	5.34 〃	
7.50	2.68	8,298	〃	6.90 〃	

h_1-h_2 cm	Q cm³/sec	A cm²	L' cm	k cm/sec	摘要
0.6	0.11	9,917	161	3.00×10^{-3}	矢板の上流側
1.0	0.20	9,896	〃	3.26 〃	
1.8	0.45	9,856	〃	3.80 〃	
2.5	0.87	9,820	〃	5.20 〃	
3.4	1.12	9,774	〃	5.43 〃	
6.3	2.68	9,627	〃	7.09 〃	

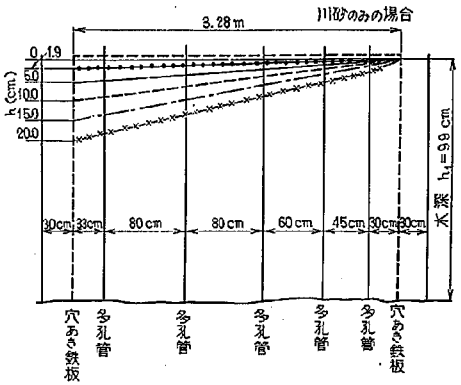


図-5　実験水槽内の水位

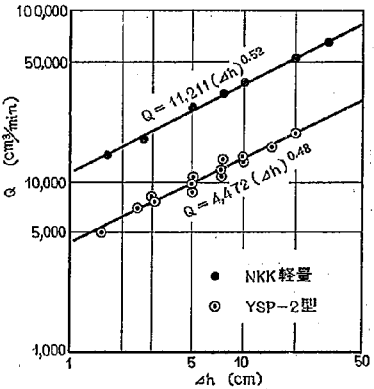


図-7　矢板のみの場合の矢板継目からの漏水量

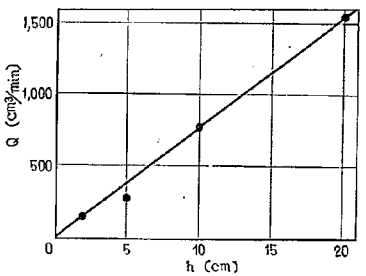


図-6　砂のみの透水実験の流量（Q）と水位差（h）の関係

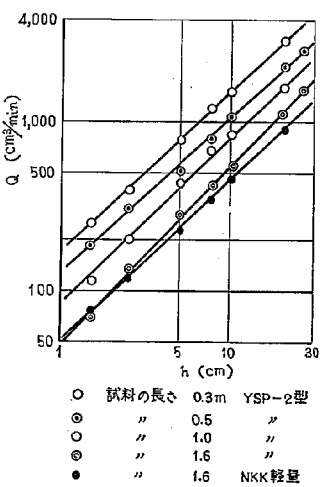


図-8 (a)　川砂に矢板が埋め込まれた場合の水位差（h）と流量（Q）の関係

$Q=kiA$ の式を用いるが図-4に示すように動水こう配 i は近似的に上下流側の貯水タンクの水位差 h を試料が詰められた水槽の長さ L で割り，A は平均断面積を用いた。

表-2 (a) には実験水槽を用いて行なった透水実験から求めた透水係数を示した。川砂の透水係数の平均値として $k=4.45\times10^{-2}$ を得たが，同表 (b) 以下に示した矢板と砂との組み合せの透水実験によって求めた透水係数ともよく一致している。

なお，図-5には多孔管で測定した試料中の自由水面の形を示したものであり，また図-6は川砂についての透水実験で測定した流量と水位差の関係をプロットしたものである。

〔2〕 **矢板の透水実験**

水槽に矢板のみを立てこみ水を流す場合，矢板の継目

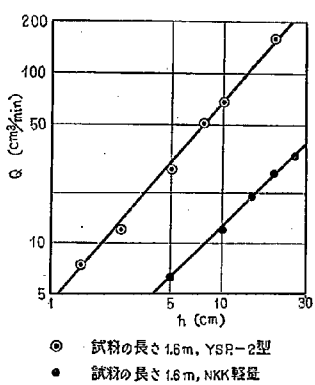


図-8 (b)　海岸砂に矢板が埋め込まれた場合水位差（h）と流量（Q）の関係

からの流出は，いわゆるダルシーの法則に支配される水の浸透とは異なりむしろオリフィスなどからの流出と同様な現象であると考えられる。したがって実験から求めた矢板の上下流の水位差と流量の関係を対数目盛上にプロットすると図-7 に示すような直線になり $Q=K(\Delta h)^n$ の形で表わされるが，n は 0.5 に近くダルシーの法則とは異なる関係を示している。

ＮＫＫ軽量鋼矢板とＹＳＰ－２型鋼矢板と比較すると図から明らかなように同じ水位差に対してＮＫＫ軽量矢板の方が，２～2.5 倍の漏水量を示している。これは先に示した矢板断面図からもわかるようにＹＳＰ－２型鋼矢板の継目の噛み合せが良いためである。

〔３〕 砂の中に矢板が埋めこまれた場合の透水実験

透水実験の測定値を整理し，縦軸を流量，横軸に上下流貯水タンクの水位差をとり対数方眼紙上にプロットすると図-8 のとおりになる。川砂とＹＳＰ－２型を組み合せた実験では試料の厚さを0.6～3.2ｍまで４段階に変えて実験を繰返している。透水経路長が違うので水位差が同じでも当然透水流量は変化し図-8 (a) に示すようなほぼ平行な線を得た。またＮＫＫ軽量矢板と川砂との組み合せについても流量と水位差の関係を同図に記入した。さらに海岸砂と矢板との組み合せについては図-8 (b) に示した。なお実験では多孔管で試料中の自由水面の高さを測定しているので図-9 に各水位段階に対応する水面の形をまとめて記入した。

次に矢板の部分の漏水現象を明らかにするため図-9 から矢板の前後に生じている水位差を読みとりこれを縦軸に，また横軸には透水流量を矢板継目の総延長で割ったものすなわち継目１ｍ当りの流量を取りプロットすると図-10 のとおりである。先の図-8 (a) では上下流貯水タンクの水位差を縦軸に取り，矢板および砂の流れに対する抵抗を一緒にして考えているから砂の厚さが増加すると水位差を一定にしても当然透水量は減少する。それゆえ各試料厚さについてそれぞれ水位差 (h) と流量 (Q) の関係が求められ，これを図示するとほぼ平行な直線群になったわけである。しかしこ

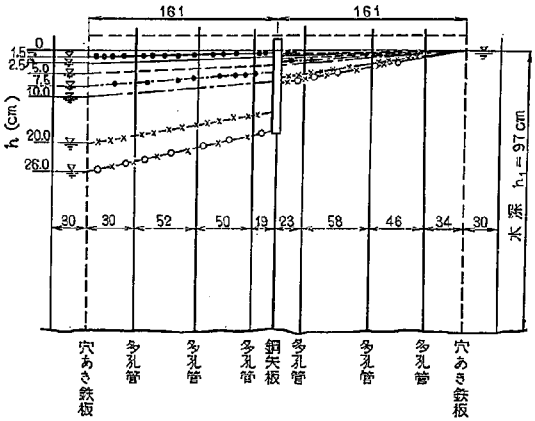


図-9 (a-1)　実験水槽内の水位　川砂とＹＳＰ－２型の組み合せ

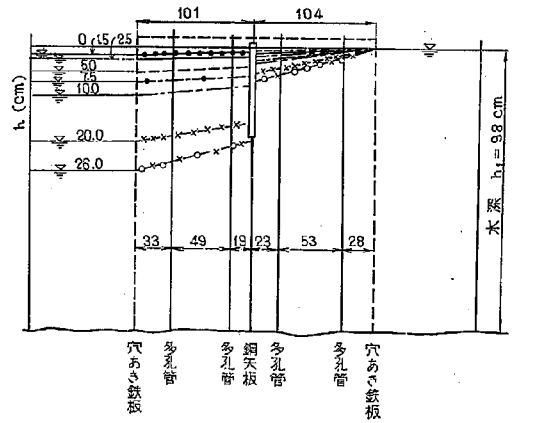


図-9 (a-2)　実験水槽内の水位　川砂とＹＳＰ－２型の組み合せ

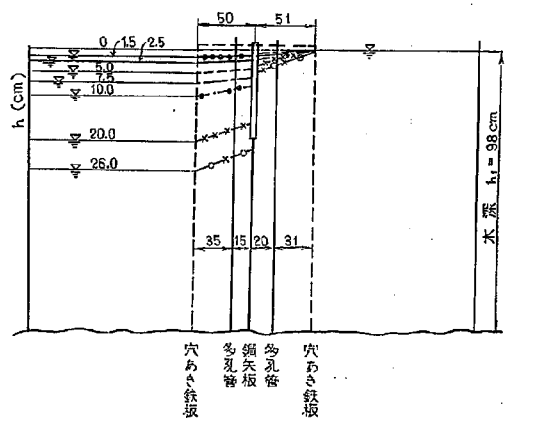


図-9 (a-3)　実験水槽内の水位　川砂とＹＳＰ－２型の組み合せ

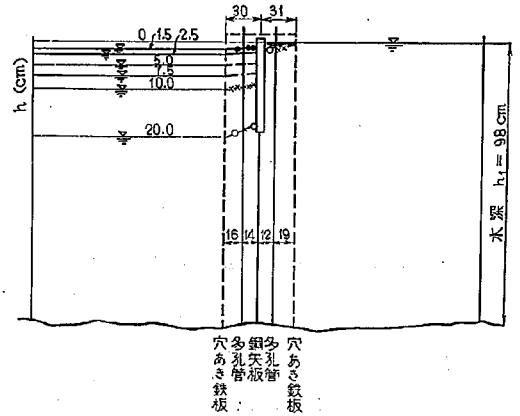


図-9 (a-4)　実験水槽内の水位　川砂とＹＳＰ－２型の組み合せ

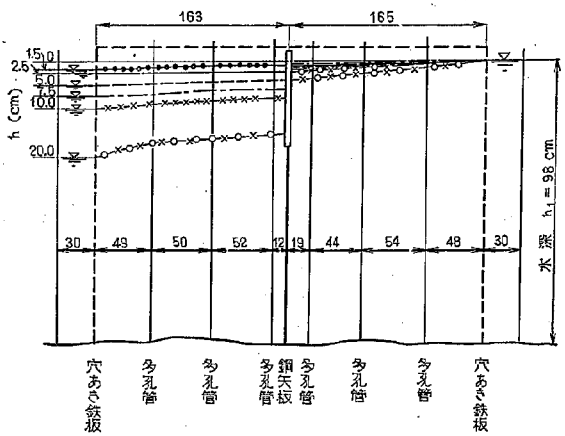


図-9 (b)　実験水槽内の水位　川砂とＮＫＫ軽量の組み合せ

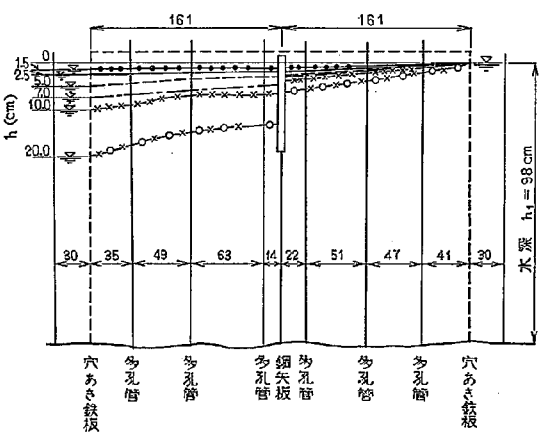


図-9 (c)　実験水槽内の水位　海岸砂とＹＳＰ－２型の組み合せ

ここで示したように矢板の前後面の水位差と流量の関係で書き直すと図-10 (a) のごとく重なり合って一つの直線を示した。ＮＫＫ軽量矢板とＹＳＰ－２型鋼矢板の止水性を較べるとき，矢板のみの場合には逆にＮＫＫ軽量矢板の止水性が良くなっていることがわかる。

6.　実験結果に対する考察

土の中の浸透流はよく知られているようにダルシーの法則に支配され，流速は動水こう配に比例し $v=ki$ と表わされる。この関係はあくまで砂の中に生じる水の流れが層流の場合で乱流になるともはや成立しなくなることは周知のとおりである。

この条件はレイノズル数によつても表示でき，レイノズル数 $R=(vD\rho/\mu)$ の値が1から 12 の付近で層流から乱流に変わるといわれていて，$R\leqq 1$ の範囲ではダルシーの法則が成り立つと考えてよい。さて砂のみの透水実験のデータは当然ダルシーの法則に支配され図-6に示すように動水こう配と流量とが比例しているが，砂の中に矢板が埋めこまれると現象が異なってくることが図-8および図-10からわかる。まず，矢板のみの透水実験結果を眺めてみると図-7のように対数グラフ上の観測値を示す直線のこう配は小さく流量はほぼ Δh の½乗に比例していることがわかる。矢板の継目からの浸透はダルシーの法則に従わず，継目の間を流れるときの損失水頭はちょうど管路における摩擦抵抗などと同様と考えられるので $dh=\rho(v^2/2g)$ というような形で表わされる。水がすき間を流れるときに起こる抵抗はエネルギーの消耗であるから摩擦抵抗などと同様に表わすことができるものと考えられる。ただし上式の ρ は実験的に定められる定数である。したがって実験データを対数グラフ上にプロットしてみるとその測定値は直線を示しこう配が 1/2 程度を示すわけである。

砂の中に矢板が埋め込まれているときの浸透は砂の中の浸透と矢板すき間の浸透の重なったものが起こっていて，砂の部分の浸透ではもちろんダルシーの法則が成り立つが，矢板の継目の部分では流速が増加し流れが乱流となるので現象が異なってくると考えられる。矢板を砂の中に埋め込む場

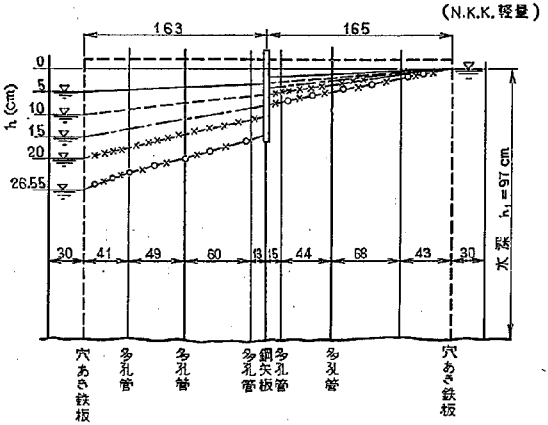


図-9 (d)　実験水槽内の水位　　海岸砂とNKK軽量の組み合せ

合は継目のすき間にも砂がはいり，矢板のみのときのような大きなすき間がそのまま残っているとは思われないが，なお部分的には相当空洞が存在すると考えられる。さらに矢板で締切ると水の流れる部分は継目のみとなって浸透断面が減少するから矢板の前後で水が堰き上げられて水位差ができ，流速が増し，流れが乱れる原因になると考えられる。その結果，透水流量は矢板前後の水位差に正比例せず，矢板のみの場合の水位差の1/2乗に近寄った値に比例するものと考えられる。実験値を示す直線を $Q=K(\Delta h)^n$ の形で表わし計算によって n を求めてみると 0.95 前後の値を示すことがわかった。矢板の部分の止水性を明らかにするために矢板の前後の水位差と流量の関係を表わした図-10では $Q=K(\Delta h)^n$ で $n=0.9$～0.94 程度の値を示している。川砂とＹＳＰ－２型鋼矢板の組み合せについては砂をつめる厚さを変えて４回の実験を繰返したが，矢板の部分のみを考えて前後の水位差と流量の関係をプロットしてみると実験値は当然ながらほぼ同一直線上に並ぶ。

川砂とＹＳＰ－２型鋼矢板の組み合わせの他，川砂とＮＫＫ軽量鋼矢板および海岸砂とＹＳＰ－２型，ＮＫＫ鋼矢板の組み合せについても透水実験を行ないそれぞれ水位差と浸透量の関係は，図-8，図-10 に示してあるが，先にも述べたようにＮＫＫ軽量鋼矢板が砂の中に埋め込まれるとＹＳＰ鋼矢板より止水性が大きくなることがわかる。矢板のみの場合の止水性は先に示した図-7からもわかるごとくＮＫＫ軽量鋼矢板はＹＳＰ－２型鋼矢板に比較してはるかに小さいが，砂の中に埋設されると逆に軽量鋼矢板の止水性がよくなることは注目に値する。この原因は軽量鋼矢板の継目のすき間が大きいので，砂がはいり易く逆にすき間の小さいＹＳＰ鋼矢板の方が砂が詰らず，継目のすき間がそのまま残るものと考えられる。

前にも述べたようにこの実験では矢板を先に水路に立てこみ砂を詰めたのであるが，矢板を地盤内に打ちこんだ際の継目の塞がり具合はこれと相当異なるものと考えられるので今後現場の鋼矢板打込み実験の結果によって検討を加える計画である。

さて矢板が砂の中に埋め込まれた場合の矢板の止水効果について多少の考察を加えてみる。

図-11 に示すような透水層内に矢板が打設されている場合の透水を考える。砂の部分の透水はダルシーの法則にしたがい，単位幅を考えると，

$$Q=\frac{h_1+h_2}{2}\cdot\frac{h_1-h_2}{l_1}k=\frac{h_1^2-h_2^2}{2l_1}\cdot k$$

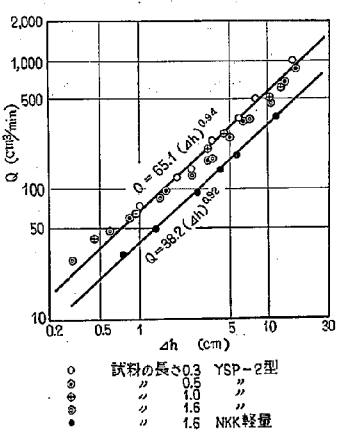


図-10 (a)　鋼矢板継目１ｍ当りの浸透流量
（川砂の場合）

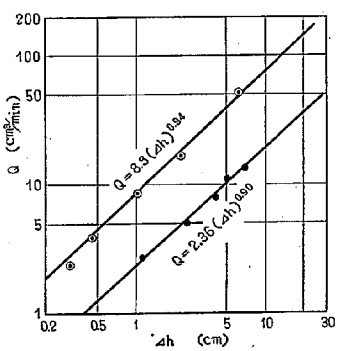


図-10 (b)　鋼矢板継目１ｍ当りの浸透流量
（海岸砂の場合）

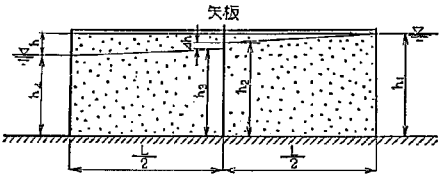


図-11　透水層内の浸透

$$Q=\frac{h_3+h_4}{2}\cdot\frac{h_3-h_4}{l_2}\cdot k=\frac{h_3^2-h_4^2}{2l_2}\cdot k$$

浸透水の動水こう配が小さければ，$(h_1+h_2)/2\fallingdotseq(h_3+h_4)/2\fallingdotseq H$ と置く。かつ，実験水路の矢板のように透水層の中央部に打設してあれば，$l_1=l_2=L/2$ であるから

$$Q=\frac{h_1-h_2}{\frac{L}{2}}H=\frac{h_3-h_4}{\frac{L}{2}}H$$

$h_1-h_4=h$　　$h_2-h_3=\Delta h$

とすると

$$Q=\frac{k\cdot H}{L}(h-\Delta h)\quad\cdots\cdots(1)$$

をうる。また矢板の部分の透水は実験で求めたように

$$Q=Kl_t(\Delta h)^n\quad\cdots\cdots(2)$$

で与えられる。ここで l_t は単位幅における矢板の継目の延長，K および n は実験的に求められる常数で先に述べた実験では $n=0.9\sim0.94$ の値を得た。連続の条件から（1）式と（2）式の Q は等しいから，

$$\frac{k\cdot H}{L}(h-\Delta h)=Kl_t\Delta h^n\quad\cdots\cdots(3)$$

となり実験的に K および n を求めておけば未知数は Δh だけとなり（3）式から水位差 h に応じる Δh を求めることができる。

n の値は水路を用いた実験では 0.9～0.94 であったが，式を簡単にするため近似的に $n\fallingdotseq1$ とおくと

$$\frac{\Delta h}{h}=\frac{k}{L\cdot K\frac{l_t}{H}+k}\quad\cdots\cdots(4)$$

を得る。$\Delta h/h$ を矢板の止水効果を示す値と考えると，当然のことながら砂の透水係数 k が大きいときほど止水効果が大きくなることがわかる。また矢板と砂との組み合せによって決まる係数 K および単位面積当りの継目の長さ l_t/H が小さいほど止水効果は大きいわけである。この他透水距離 L が増加すると止水効果（$\Delta h/h$）が減少してしまうことがわかる。このことは幅の広い堤防あるいは透水経路の長い基礎地盤などの漏水防止に鋼矢板を使用しても継目の水密性が充分でないと効果のあげられないことを示している。

次に透水層内へ止水用に鋼矢板を打設したのと同様な効果を矢板なしで期待するためにはどの程度の透水層の幅が必要かということを考えてみる。浸透流の動水こう配が透水層内で流れの方向に等しいと仮定すれば，止水矢板によって生じる水位差 Δh を起こさせるに必要な透水幅 x は

$$x=\frac{\Delta h\cdot L}{h-\Delta h}$$

となりこれに（4）式を代入すると

$$x=\frac{k\cdot H}{kl_t}\quad\cdots\cdots(5)$$

を得るから矢板の打設効果は透水層の幅（x）に匹敵することがわかる。

川砂，海岸砂にＹＳＰ－２型およびＮＫＫ軽量鋼矢板を組み合せた場合の止水効果を（5）式を用いて透水層幅に換算してみると表-3 のとおりであり，室内実験の結果に関する限り鋼矢板の止水性の非常に小さいことが明らかになった。

表-3

砂の種類	矢板の種類	砂の透水係数	矢板の止水効果に匹敵す透水層の幅
川　砂	ＹＳＰ－２型	4.45×10^{-2}	1.24m
	ＮＫＫ軽　量	4.45×10^{-2}	1.74m
海岸砂	ＹＳＰ－２型	4.6×10^{-3}	1.33m
	ＮＫＫ軽　量	4.6×10^{-3}	2.93m

7.　河口貯水池堤防の塩水の浸透防止問題への適用

漏水防止工法に止水壁の打設工法はしばしば適用されているが今までその効果については十分な調査は行なわれていないようである。特に矢板のような継目のある場合それからの漏水量に関しての調査例はきわめて少ない。完全な水密性止水壁でも研究結果[6]によると止水壁工事は透水層が比較的浅くそのほとんど全部を締切ることが可能な場合のみ効果的で，透水層が厚くて部分的な止水しかできない場合には効果が期待できないといわれている。すなわち透水層の 25% 以下の締切りではほとんど止水効果が認められず，十分な効果を期待するためにはその 95% 以上の遮水が必要だといわれている。この研究は先にも述べたように止水壁からの漏水は全く考えない場合である。

小樋川河口貯水池の汚染防止に対する止水壁の施工深度とその効果については先に行なった電気模型実験[1]で検討した。

その結果，工業用水として使用する水の許容塩分濃度としては 500ppm と抑えられているので完全な止水効果をうるため止水壁の先端を A.P－15.35m まで打設し，透水層の 95% 以上を締切っても，なおこの許容限界をはるかに越えてしまい透水層のほぼ 100% を止水しない限り貯水池の汚染を防止するのは不可能なことがわかった。止水壁を河口貯水池などの浸透止に使う場合，普通

の漏水対策に適用する場合よりはるかに完全な止水性が要求されるのは当然である。

完全な止水壁を作るためには一般に鋼矢板を打設することが最も確実な方法と考えられているが，今まで述べた実験結果からもわかるように鋼矢板によって形成される止水壁は継目があるため完全に水密でない。貯水池への塩水流入防止に利用される場合，特にその止水性が厳格に要求されるから，たとえ鋼矢板で透水層を完全に締切ったと仮定しても継目の漏水を全く止めることはむずかしく，それが貯水池の汚染に大きな影響を与えるとも考えられるので，実験水槽で行なった透水実験結果を小櫃川貯水池計画に適用して貯水池の汚染防止効果を判定するための若干の計算を行なってみた。小櫃川河口貯水池堤防の断面形状は先の電気模型実験に用いたものと同様とし，堤体および基礎地盤の透水係数は実験水槽の透水実験で測定した試料中に生じる動水こう配と流量から算出した平均値 $k=4.6\times10^{-3}$ cm/sec を用いた。

貯水池内の塩分濃度変化の計算は，まず最初に止水壁を打設しない場合について実施した。計算方法は先の報告書[7]で述べているので略述するにとどめるが，堤体を浸透して貯水池内に流入した塩水はただちに貯水池内の淡水と混合して同一塩分濃度となり，この水を工業用水として供給するものと仮定する。この場合貯水池底あるいは地中から拡散してくると考えられる塩分は全く無視している。

河川からの流入量を I，工業用水としての供給量を O，塩水の浸透流量を Q とし，ある時刻の貯水量を P_0 とするとこれから Δt 時間後の貯水量 P_1 は，

$$P_1=P_0+Q\Delta t+I\Delta t-O\Delta t$$

なおここで Q は貯水池水位によって定まる値で貯水池水位との関係は図-12のごとく近似的に $Q=5,086h$ と

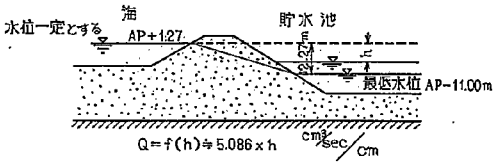


図-12　堤防の浸透流

表わされる。

また貯水池内の塩分の量も Δt 時間後には N_0 より N_1 に変化し，

$$N_1=N_0+S\Delta t\times3.4\%-\frac{N_0+S\Delta t\times3.4\%}{P_1}\times O\Delta t$$

と書ける。ただし海水中の塩分含有量は 3.4%とする。塩分濃度は N_1/P_1 であるから，Δt 時間ごとに計算を進めていけば年間の塩分変化を算出することができる。計算結果は図-13 に示したがそれによると貯水池水位が最低水位になる8月下旬には塩分濃度は最高 4,000 ppm 近くに達しはるかに許容限界を越えることがわかる。

次に堤体内に矢板を打ちこんだ場合の年間の塩分変化の計算について説明する。先に行なった電気模型実験結果から矢板を打設しない場合の浸透量は図-12 に示したように $Q=f(h)$ と表わされる。また堤体内に生ずる自由水面の位置も貯水池水位の変化に比例して移動するものと仮定すれば容易に決定ができる。矢板を堤体内に打設して浸透流の流れを妨害すると矢板の位置である大きさの水位差ができる。矢板の位置の上流側では矢板を打たない場合の水面に比較して水位が上昇し，反対に，下流側では水位が下降する。矢板の前後に生ずるこの水位差によって矢板の継目からの浸透量を決めることができる。矢板の前後に生ずる水位差の分布は図-14 のように

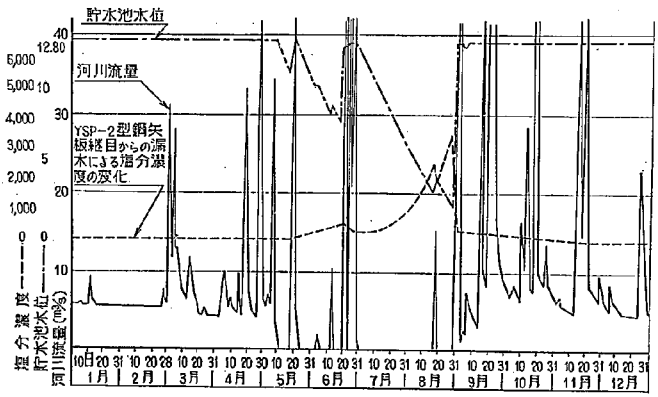


図-13　貯水池の塩分濃度の変化

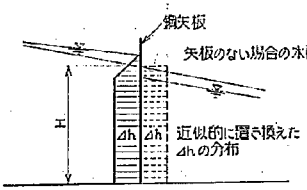


図-14　矢板の位置の水位差

なり最上部では dh とはならない。

矢板継目からの漏水量は先に示したように $Q=K\cdot l_i(dh)^n$ という形で表わされるから，矢板の位置によって dh の値が異なるときは矢板に沿って積分して全体の位置 Q を求めなければならないが，計算が面倒なので近似的に矢板を打たない場合について求めて，自由水面の高さまで矢板継目から一定の水位差 dh によって漏水が起こっているものと仮定し矢板の漏水量とした。したがって漏水量は，

$$Q_1=H\cdot K\cdot l_i dh^n \cdots\cdots(6)$$

と表わす。

矢板を打たない場合の流量はすでに示したが，堤体内に矢板があるとこの部分で浸透流の水頭損失が生じ流量が減少する。矢板を堤体内に挿入することによって堤体内の自由水面の形も変化するが，水面形の変化が小さい範囲では堤防の上下流の水位差 h から鋼矢板の前後に生ずる水位差 dh を差し引いた $(h-dh)$ を矢板を打ちこまない場合の流量を表わす式の h に代入し近似的に矢板のあるときの流量とすることができる。

すなわち，

$$Q_1=f(h-dh)\cdots\cdots(7)$$

（6）および（7）の2つの式から任意の h に対する Q_1 および dh を求めることができる。小櫃川河口貯水池堤防の浸透流に対する計算結果を示すと図-15のとおりである。

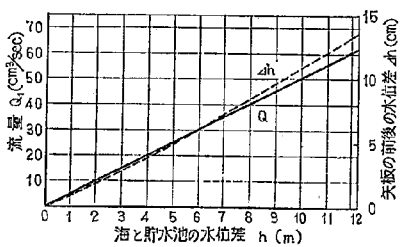


図-15　矢板の止水効果計算例

図からもわかるように h が最大 12.27m になっても dh は 13.7cm で，流量もこれを矢板のない場合と比較してみるとほとんど変化がない。先にも述べたように透水経路延長が長くなると矢板の止水効果が減少することが明白にわかり，継目の漏水止にグラウト等の方法を構じない限り，鋼矢板打設の効果はほとんどないわけである。ただしこの場合には実験室で求めた Q および n を用いたので，実際に地盤内へ矢板を打設した場合より継目への砂の詰まり具合が少ないと考えられ，したがって漏水量も多目に出ていると思われるので引続き小櫃川河口付近で実施中の現場打鋼矢板の透水性と比較検討を加える考えである。

貯水池内の塩分濃度の変化は図-15によって h と Q との関係が求められているから先の計算と全く同様に行なうことができる。塩分濃度の変化は図-15から予想されるように矢板の止水効果がきわめて低く矢板を打設しない場合とほとんど差がなく，矢板が施工されても約2%程度塩分濃度が減少するに過ぎないことがわかった。計算された塩分濃度は図-13の矢板のない場合の塩分変化を示す線とほとんど同一線上に乗ってしまうので図上に記入することは省略した。一般的に考えれば堤防内部に鋼矢板を打ちこむことによりきわめて効果的に塩分による汚染を防止できそうであるが，透水条件によっては全くその効果をほとんど期待できぬこともあることが明らかになったわけで止水矢板の使用に当って十分な検討が必要であると考えられる。

8. 結　　語

実験室内に作ったコンクリート水槽内に鋼矢板を立て実験的にその止水性を検討した。さらに結果を小櫃川貯水池計画に適用し，鋼矢板の打設が河口貯水池の塩水による汚染防止にどの程度役立つかを計算によって求めてみた。一連の検討によって明らかになったことをまとめて記述すると次のとおりになる。

1. 鋼矢板の継目からの漏水量（矢板のみの場合）は大体矢板前後の水位差の 1/2 乗に比例するが，鋼矢板を砂の中に埋めた場合の漏水量は矢板前後の水位差の 0.9～0.94 乗に比例する。

2. 鋼矢板の継目からの漏水量は鋼矢板の種類，地盤の種類打設方法などによって異なり，$Q=Kdh^n$ という形で表わされる。

3. 鋼矢板を漏水防止に用いる場合，透水係数の小さい土質，あるいは透水経路の長い浸透流の止水に用いても効果は少ない。一例として小櫃川河口貯水池の塩水による汚染防止に適用した場合の効果を検討したが，止水効果のきわめて低いことが明らかとなった。

4. 実験で求めた矢板の止水性は透水層の幅に対応させるとNKK鋼矢板で透水係数 $k=4.6\times10^{-3}$ cm/sec の地層の幅 3 mにまたYSP—2型で幅 1.3mに対応するにすぎない。

5. 鋼矢板を漏水対策に用いる場合にはその施工深度のみならず鋼矢板の継目の漏水が重要な問題になること

があるので，施工に当たり十分な検討が必要である。

6. 矢板を現地盤に打設する場合，周囲の砂が継目にどの程度詰まるか，あるいは打設後の浸透流による土粒子の移動鋼矢板の表面の腐蝕などによって時間の経過とともに鋼矢板の水密性がどのように変わるかなどについては今後検討を加えなければならない。

参 考 文 献

1) 山村和也・高橋淳一
河口貯水池の漏水防止に関する模型実験，土木技術資料 Vol. 5, No. 8, 1963

2) 山村和也・高橋淳一
粘性流模型による河口貯水池堤防の浸透流の検討，土木技術資料 Vol. 5, No. 4, 1963

3) J. L. Jaspar and A. S. Ringheim
Steel Sheet Piling Studies, Proc. 3rd I. C. S. M. F. E. Vol. 2, 1953

4) 久保浩一・村上 守
鋼矢板壁の透水性に関する一つの実験，土と基礎 Vol. 11 No. 2, 1963

5) 東京大学水理研究室
ＮＫＫ軽量鋼矢板の止水性に関する現場実験，報告書 1963

6) Waterways Experiment Station
Efficacy of Partial Cutoffs for Controlling Underseepage beneath Levees, Technical Memorandum No. 3-267 1949

7) 山村和也
河口貯水池堤防の浸透流について，37年度建設省直轄技術研究会報告書 1962

石油アスファルトの紫外線劣化

——主として紫外線照射による化学的変化について——

(昭和39年4月)

阪上信次*
小林治二**

目次

1. はじめに……(1)
2. 実験方法……(2)
〔1〕試料……(2)
〔2〕実験方法……(2)
3. 実験結果とその考察……(3)
〔1〕紫外線照射によるアスファルト膜の外観の変化……(3)
〔2〕重量変化……(3)
〔3〕化学組成分の量的変化……(4)
〔4〕赤外線吸収スペクトル……(5)
〔5〕分子量の変化……(13)
4. むすび……(13)

1. はじめに

アスファルト舗装体中のアスファルトは時間の経過にともなって硬化し脆くなることが知られており，また，アスファルト混合物製造プラントにおいてアスファルトが長時間加熱作用をうけると変質硬化することも認められている。一般に前者を老化，後者を熱劣化とよぶが，両者を比較関連させて論ぜられる場合が多い。

石油アスファルトの老化変質現象には可逆的老化と不可逆的老化とがある。可逆的老化は軟化点以下の温度でアスファルトを放置すると時間的経過にともなってコンシステンシー（針入度，粘度など）が変化するが，これを加熱溶融後冷却したり機械的作用を加えると再びもとのコンシステンシーに回復する一種のチキソトロピー現象と考えられるもので，これについてはTraxlerらの粘度変化についての研究がある。これに対し不可逆的老化はアスファルトが空気，熱，日光，水などの作用により不可逆的に変質する現象をいう。熱劣化もこれに含めて考えることもできる。また，光の照射による変質を光劣化ともよぶ。この不可逆的老化現象の原因は複雑で，1）アスファルト中の軽質成分の揮発，2）シネレシスあるいは混合物にあっては骨材への軽質油分の吸収，3）熱，光などの作用による化学成分の酸化，重合，縮重合，分解などによる化学的変化などいくつかのものが考えられている。熱劣化現象については舗装用合材製造プラントでのアスファルトの加熱条件，骨材の加熱温度との関連で多くの試験・研究が行なわれており，いくつかの国では薄膜加熱試験（thin film oven test）[2]など標準試験方法が規格化されている。また光劣化現象についてはアスファルト材料を戸外で使用するルーフィングあるいは舗装などの耐久性との関連において研究されてきており，これについても天然耐候性試験（natural weathering test）[3]とか促進耐候性試験（accelerated weathering test）[4]など一部規格化されている。

ここでは，石油アスファルトの不可逆的老化現象のうち，紫外線の照射を受けた場合のアスファルトの変質，すなわち紫外線劣化現象に関して研究を行なった。この方面の研究としては古くはHubbardとReeve[5]が太陽光線の照射によりアスファルト中のアスファルテン分が増加することを見出しており，またThurstonとKnowles[6],[7]らは酸素の存在下でアスファルトの分別成分に紫外線照射を行ない，酸素消費量，炭酸ガスおよび水の発生量を測定しナフテニックオイル分（naphthenic oil）が比較的酸素消費量の多いことを報告している。またGriffin[8]らはウエザオメーターによる紫外線照射によるアスファルトの粘度の増加をマイクロビスコメーター（平行板型粘度計）によって測定しており，Stewart[9]はアスファルトを自然曝露し，その前後の試料の化学成分をクロマトグラフ法で分離したものについて赤外線吸収スペクトルを測定して化学組成の変化を考察してい

* 前 地質化学部化学研究室長 現 東京農工大学助教授
** 前 地質化学部化学研究室研究員 現 工業技術院資源技術試験所第5部1課研究員

る。ここでは各種原油から製造したストレートアスファルトにつき，ウエザオメーターによる紫外線照射過程での重量変化，同じく紫外線照射前後での赤外線吸収スペクトルの変化，液体クロマトグラフ法による分離成分の含有率変化を調べ，さらに照射前の試料をクロマトグラフ法によって分離した各成分にそれぞれ紫外線照射した場合の化学的変化も赤外線吸収スペクトルによって調べた。

また，これらと平行してアスファルトおよびそのクロマトグラフ分離成分に酸化防止に効果があると予想される試剤を添加した場合についても，上記と同様の方法で紫外線照射過程の各種の変化を測定した。

2. 実験方法

〔1〕 試　料

紫外線劣化を調べるための試料としては表-1に示すように各種の原料原油の異るストレートアスファルトを用いた。ただしC—3はセミブローンアスファルトである。

表-1 試料アスファルトの諸性状

＊ 試験はJIS試験法による。

試料番号（原油名） ＼ ＊試験項目 原油基		針入度 25°C, 100g, 5秒	軟化点 R&B	伸長 5°C	伸長 10°C	伸長 25°C	蒸発量 %	蒸発後の針入度 %	四塩化炭素可溶分 %
C—2（院　内）	N	67	46.5	0	100+	100+	0.01	98.5	99.9
C—3（アラビヤ）	I	76	53.5	6	9	100+	0.01	92.1	99.8
C—4（ヴェネゼラ）	IP	78	49.3	12	100+	100+	0.10	80.8	99.8
C—7（コーリンガ）	N	56	47.5	0	100+	100+	0.16	87.5	99.9
C—8（ワフラ）	I	86	46.1	8	100+	100+	0.06	94.2	99.9
C—9（クエイト）	PI	57	50.0	0	100+	100+	0.16	87.7	100.0
C—18（イラン）	I	78	53.0	2	100+	100+	0.02	92.3	99.6

N：ナフテン基，I：中間基，IP：パラフィン基に近い中間基，PI：中間基に近いパラフィン基

〔2〕 実験方法

紫外線照射にはカーボンアーク燈2基のついたウエザオメーター（東洋理化社製）を用いた。これによって放射される光の分光分布は380～390mμの波長の光を多量に有するものである。

試料アスファルトは150mm×50mmのアルミニウム板面に130mm×50mmの面積に約1.3g塗布する。この場合膜の厚さは約200μとなる。試料を塗布したアルミニウム板をウエザオメーター中の回転円筒の内面に装着し，紫外線の連続照射と水の間ケツ的噴射を同時に行なった。水の噴射は30分毎に3分間づつ，紫外線照射は連続的に320時間まで行なった。この過程での試料の温度は最高65°Cであった。なお本装置による一昼夜の紫外線連続照射は40日間の日照を受けることに相当するとされている。

以上の加速老化試験の過程では一定時間毎に試料の表面状態を観察すると同時に重量変化を測定した。また紫外線320時間照射前後における化学組成の変化を調べるために，組成分離および赤外線吸収スペクトルの測定を行なった。

アスファルトの組成分離は溶剤による分別沈澱法と吸着型液体クロマトグラフ法を併用して図-1に示すように6つの組成グループに分離した。クロマトグラフ吸着剤としてはメルク社製の活性アルミナを使用した。

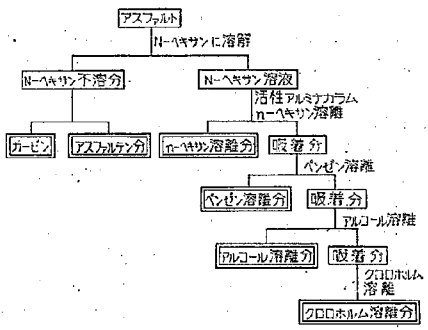


図-1 アスファルト試料の組成分別系統図

赤外線吸収スペクトル（IRスペクトル）の測定は加熱溶融したアスファルト試料を2枚のKRS—6セル板2枚の間に0.025mmの厚さに膜状にはさんだものについて波長範囲2～15μについて行った。なおクロロホルム溶離分およびアスファルテン分は加熱溶融が困難であったので，一度溶剤に溶解したものをセル板面にひろげ溶剤を完全に蒸発させたものについて測定したので膜の厚さは前記のものと若干異なる。測定装置は岩塩プリズムを装着した島津社製赤外線分光光度計IR—27型を使用

した。

また，アスファルトのクロマトグラフ分離成分の紫外線照射による化学的変化を調べるためにそのおのおのに100時間紫外線を照射した前後の赤外線吸収スペクトルを測定した。この場合はn-ヘキサン溶離分のように粘性の低い成分があるのでシャーレ内に薄膜状にひろげ，上部より紫外線照射を行った。この場合は水の間ケツ的噴射は行なわなかった。

アスファルト試料の一部および分離成分の一部については紫外線照射前後の平均分子量を測定した。分子量はベンゼンを溶媒とし，凝固点降下法によって測定した。

さらに，Beitchman[10]の研究によつてブローンアスファルトの劣化阻止にあるていど効果があるとされているフェノチアジン，ジフェニルアミン，ハイドロキノンを3％添加したものの紫外線320時間照射前後の外観，重量，化学組成含量および赤外線吸収スペクトルの変化を上記と同様の方法で調べ，またC—4のクロマトグラフ分離成分のおのおのにフェノチアジンを添加したものの紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトルを測定し酸化防止効果を調べた。

3. 実験結果とその考察

〔1〕 紫外線照射によるアスファルト膜の外観の変化

アスファルト膜に紫外線照射を行った場合の外観の一般的な変化は，10～20時間の照射で表面光沢を失いこまかいしわが生じる。つぎに表面膜の収縮が次第に大きくなり遂に亀裂を生じ亀裂部分に光沢のある新しい面があらわれる。さらに照射を続けると新しい面にも光沢の消失，亀裂の発生がおよぶ。こうした過程をくりかえし，その変化が次第に膜の内部にまでおよぶようになる。300時間ていど照射をつづけると，ところどころに下地のアルミ板面があらわれるものもあった。アスファルトの種類によってこの変化の速さ，変化状態に差が見られたが，それらのていどを原油基別に区別することはできなかった。紫外線照射過程での外観の変化を写真-1～6に示す(本文の終りに挿入)。

各試料にフェノチアジン，ジフェニルアミン，あるいはハイドロキノンを3％（重量）添加したものに紫外線を照射した場合の表面状態の変化は，一般的にフェノチアジンを添加したものは小さかったが，ジフェニルアミンおよびハイドロキノンを添加したものは未添加のものよりその変化がむしろいちじるしかった。各添加剤を添加したものの紫外線照射過程の外観の変化も写真-1～6に示す。

〔2〕 重量変化

紫外線照射過程での重量変化を図-2～図-8に示す。いづれのアスファルト試料も紫外線照射100時間前後まで重量がわづかに増加し，その後は減少に転ずる。320時間照射後の各試料の重量減少率を表-2に示すが，原料油

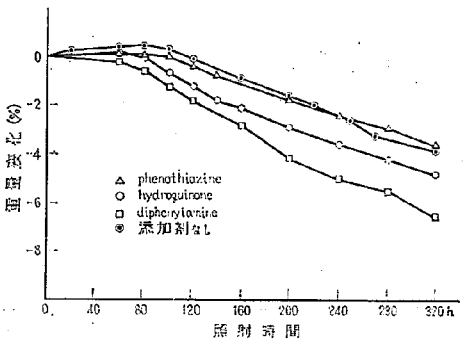


図-2　C—2の紫外線照射過程の重量変化

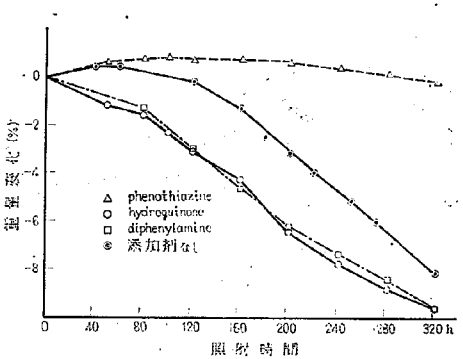


図-3　C—3の紫外線照射過程の重量変化

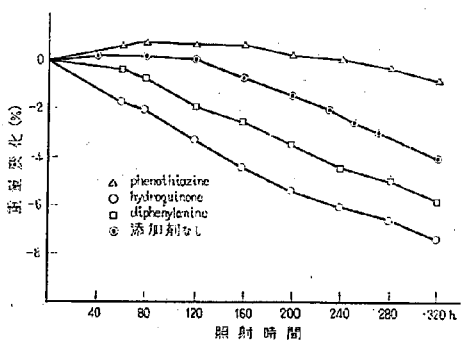


図-4　C—4の紫外線照射過程の重量変化

原油基による特徴は見出せない。すなわち，たとえばナフテン基原油から製造したC—7（コーリンガ）は320時間照射後の重量減少率は6.5%で大きいが，同じくナフテン基原油から製造したC—2（浜内）は4.6%で小さく，混合基原油を原料とするC—8（ワフラ）は5.3%である。また，針入度の大小およびASTM法による薄膜加熱試験の結果もこの重量減少率とは直接関係がないようである（表-2参照）。

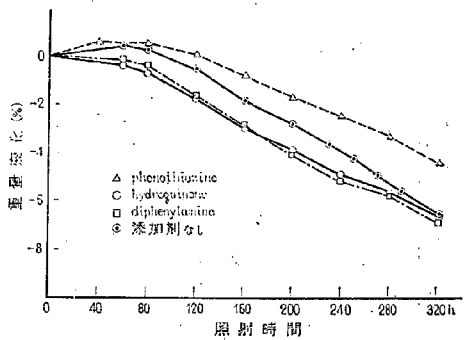


図-5　C—7の紫外線照射過程の重量変化

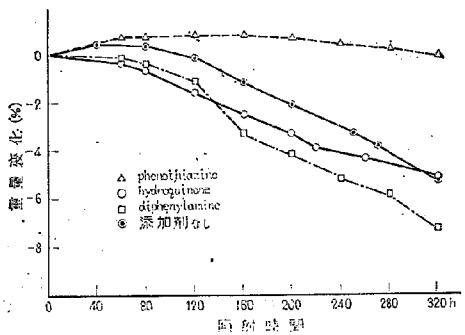


図-6　C—8の紫外線照射過程の重量変化

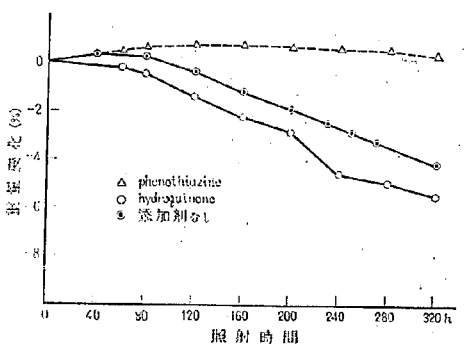


図-7　C—9の紫外線照射過程の重量変化

各アスファルト試料にフェノチアジン，ジフェニルアミンあるいはハイドロキノンを各3%添加したものの紫外線320時間照射過程での重量変化を未添加のものとの比較において図-2～図-8に示す。また320時間照射後の重量変化率を表-2に並記する。これらの図表から，一般にフェノチアジンを添加すると紫外線照射過程での重量変化が小さくなることがわかる。しかし，C—7，C—2などアスファルトの種類によっては未添加のものとあまり差のないものもある。一方，ハイドロキノン，ジフェニルアミンなどを添加すると未添加の場合より却って重量減少がいちじるしくなる。これらの結果からみれば，紫外線照射にともなう外観変化の度合と，重量変化の度合は現象的には類似の傾向をもっているが，両者が同一の原因によって起るものとは速断できない。またこれらの変化はアスファルトの紫外線照射による変質の一部を示すのみであって，アスファルトの老化性の全面的な指標と考えることはできない。

〔3〕 化学組成分の量的変化

図-1に示した系統にしたがって分離した各組成分の含有率を表-3に示す。これらはアスファルト試料の種類によって相当異るが，扱った試料についてみると

n-ヘキサン溶離分	27～35%
ベンゼン溶離分	29～39%
アルコール溶離分	6～21%
クロロホルム溶離分	6～12%
アスファルテン	9～23%

である。以上の分離成分中n-ヘキサン溶離分はいわゆるオイル分，ベンゼン，アルコールおよびクロロホルム溶離分はいわゆるレジン分とよばれているものに相当する。各試料およびこれらにフェノチアジン，ジフェニルアミンあるいはハイドロキノンを添加したものに紫外線を320時間照射した後の各組成含量を表-3に並記し，また照射による各含有率の増減および変化率を表-4に示す。またC—3，C—7，C—4，C—9についてのこれらの結果を図-9に図示する。紫外線照射によるアスファルトの組成分の一般的変化としては，アスファルテン分が増加し，n-ヘキサン溶離分およびベンゼン溶離分が減少するのが特徴である。アルコール溶離分およびクロロホルム溶離分については増加するものも減少するものもあった。

フェノチアジン，ジフェニルアミンあるいはハイドロキノンを添加すると，図-9，表-3の結果か

らも明らかなように，紫外線照射過程でのアスファルテンの増加，およびn-ヘキサン溶離分，ベンゼン溶離分の減少が抑制される。このことは，ハイドロキノンやジフェニルアミンを添加すると紫外線照射過程での外観や重量変化がいちじるしくなる前記の結果と対応せず，紫外線照射過程でのアスファルテンの増加，n-ヘキサン溶離分の減少の機構と，外観あるいは重量変化の機構とは必ずしも同一ではないことを示している。ただし，フェノチアジンを添加した場合は組成含量，外観，重量の変化をいずれも抑制する。

〔4〕 赤外線吸収スペクトル

各アスファルト試料の紫外線320時間照射前後に測定した赤外線吸収スペクトルを図-10に示す。

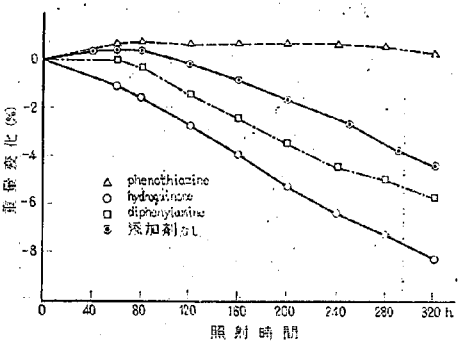


図-8　C—18の紫外線照射過程の重量変化

表-2　紫外線照射による重量変化と薄膜試験結果

試料名＼測定項目	試料針入度 25°C, 100g, 5秒	薄膜試験(加熱)* 残留針入度 %	薄膜試験(加熱)* 重量変化 %	ウエザオメーターによる紫外線320時間照射による重量変化 % 未添加試料	老化防止剤添加試料 フェノチアジン	ジフェニルアミン	ハイドロキノン
C—2(院内)	63	44.7	−5.30	−4.63	−3.68	−6.56	−4.90
C—3(アラビア)	64	51.9	+0.42	−8.02	−0.13	−9.51	−9.56
C—4(ヴェネゼラ)	74	52.4	+0.60	−3.86	−0.58	−7.18	−5.51
C—7(コーリンガ)	46	52.8	+0.55	−6.50	−4.32	−6.68	−6.92
C—8(ワフラ)	71	62.0	−0.16	−5.29	−0.06	−5.14	−7.27
C—9(クエイト)	47	52.2	−3.94	−4.09	+0.45	—	−5.38
C—18(イラン)	79	60.9	−0.16	−4.37	+0.36	−8.13	−5.60

* ASTM D1754 thin film oven test 法による。

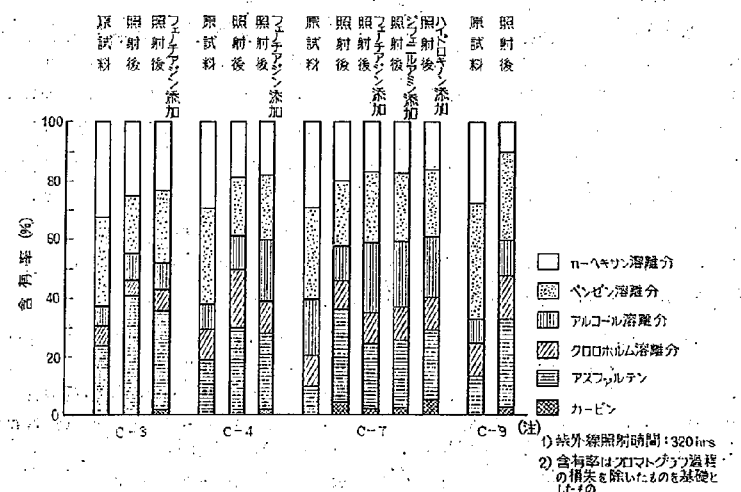


図-9　紫外線照射による組成含量の変化

表-3 試料およびウエザオメーターによる紫外線照射（320時間）後の化学組成分含有率

試料 ＼ 組成分		n-ヘキサン溶離分 %	ベンゼン溶離分 %	アルコール溶離分 %	クロロホルム溶離分 %	アスファルテン %	カービン %	合計 %
C—2	未照射	27.5	30.7	21.1	9.8	10.4	…	99.5
	320時間照射後	19.1	16.7	17.7	10.1	26.5	—	90.1
	〃（フェノチアジン添加）	20.0	21.0	21.0	9.0	23.7	2.0	96.7
	自然曝露後	26.0	26.5	17.8	10.2	16.5	—	97.0
C—3	未照射	32.2	29.8	6.6	6.6	23.4	…	98.6
	320時間照射後	22.5	16.8	8.3	4.7	35.7	—	88.0
	〃（フェノチアジン添加）	22.8	23.8	9.0	7.3	32.5	1.5	96.9
C—4	未照射	27.3	30.4	7.9	9.6	17.2	…	92.4
	320時間照射	18.4	19.3	11.3	19.1	28.8	—	96.9
	〃（フェノチアジン添加）	19.7	24.1	21.5	11.3	27.6	1.8	105.3
C—7	未照射	28.6	30.7	18.5	9.8	9.7	…	97.3
	320時間照射後	17.3	19.4	10.0	8.6	25.3	4.8	85.4
	〃（フェノチアジン添加）	16.2	23.0	22.6	10.0	20.3	2.7	94.8
	〃（ジフェニルアミン添加）	16.4	22.3	20.9	10.9	20.8	3.2	94.5
	〃（ハイドロキノン添加）	15.9	21.5	18.9	10.3	22.4	4.8	93.8
C—8	未照射	27.8	38.2	7.7	11.9	13.0	…	98.6
	320時間照射後	10.6	20.6	11.6	11.5	32.3	3.3	89.9
C—9	未照射	27.6	38.7	7.8	11.7	12.9	…	98.7
	320時間照射後	9.7	29.3	11.4	14.7	29.0	2.5	96.6
C—18	未照射	31.1	34.9	8.6	11.8	12.4	…	98.8
	320時間照射後	16.5	20.4	10.9	10.0	32.7	4.2	94.7
	〃（フェノチアジン添加）	19.0	27.7	12.7	16.0	25.8	1.2	102.4

表-4 紫外線320時間照射による組成含有率の変化および変化率

組成分 ＼ 試料番号	n-ヘキサン溶離分 含有率増減 %	n-ヘキサン溶離分 変化率 %	ベンゼン溶離分 含有率増減 %	ベンゼン溶離分 変化率 %	アルコール溶離分 含有率増減 %	アルコール溶離分 変化率 %	クロロホルム溶離分 含有率増減 %	クロロホルム溶離分 変化率 %	アスファルテン 含有率増減 %	アスファルテン 変化率 %	重量増減率 %
C—2（N）	− 8.4	−30.6	−14.5	−41.6	−3.4	−16.1	+0.3	+ 3.1	155	+16.1	−4.6
C—3（I）	− 9.7	−30.1	−13.0	−43.7	+1.7	+25.8	−1.9	−28.8	53	+12.3	−8.0
C—4（IP）	− 8.9	−32.6	−11.1	−36.5	+3.4	+43.0	+9.5	+99.1	68	+11.6	−3.9
C—7（N）	−10.9	−38.1	−11.3	−36.8	−8.5	−45.9	−1.2	−12.2	161	+15.4	−6.5
C—8（I）	−17.2	−62.0	−17.6	−46.1	+3.9	+50.6	−0.4	− 3.4	147	+19.3	−5.3
C—9（PI）	−17.9	−64.9	− 9.4	−24.3	+3.6	+46.3	+3.0	+25.6	125	+16.1	−4.1
C—18（I）	−14.6	−47.0	−14.5	−47.2	+2.3	+26.8	−1.8	+15.3	164	+20.3	−4.4

（注） 変化率は未照射試料の組成含有率を基礎とした%であらわしたもの。

アスファルト試料の吸収スペクトルに一般に見出される吸収バンドとその推定される帰属はC—4に例をとれば表-5のようである。また，各試料の吸収スペクトル中の δCH (C—H 変角振動) による 6.85μ 吸収バンドの吸光度に対し，芳香族核 C=C(6.25μ)，C=O(5.86μ)，S=Oまたは νC—O—(9.65μ 付近)，および多核芳香族または芳香族の δCH(面外) によると推定される(11.5μおよび 12.2μ 付近) 吸収バンドのそれぞれの吸光度の比を求めてみると表-7のようになる。これらのうち芳香族核の C=C による 6.25μ の吸光度比はアスファルトの種類による差異が顕著で，原料原油の種類がアスファルトの芳香族性に差異をもたらしていることを示す。一般にナフテン基原油から製造されたアスファルトの芳香族性は大きい。他の吸収バンドの吸光度比は試料の種類

によってそれほど差がないが，ただ，C—3には，νC=O (5.86μ) による吸収が肩として認められる。これは試料がセミブローンアスファルトであって，空気吹込み過程で酸化されていることを示すものである。

紫外線320時間照射後のアスファルトについての各吸収バンドの吸光度比も表-7に並記し，またC—4についての主要な吸収バンドとその帰属を表-6に示す。この表において，紫外線照射によって新に発現した吸収バンドの波長にはアンダーラインを付してある。紫外線を照射した場合の吸収スペクトルの変化の特徴は，C=O 基 (5.9μ前後) による吸収の顕著な増大と，OH 基 (3.0μ付近) の吸収の若干の増大とである。これらの変化は紫外線照射過程での酸化の進行を示すものである。そのほか，多核芳香族または芳香族の δCH(面外)による (11.5μおよび12.2μ付近) 吸収バンドの吸収強度の減少が認められるが，その機構の詳細は明らかではない。

つぎに，C—3，C—4，C—7およびC—9の4種の試料について液体クロマトグラフにより分離した各成分の紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトルの特徴についてのべる。この場合，クロマトグラフ分離成分のうち n-ヘキサン溶離分は，初期に溶離してくる部分 (50cc) とその後に溶離してくる部分 (450cc) の2つにわけ，前者をn-ヘキサン溶離分 (1) とし後者を (2) とした。また紫外線照射時間は100時間である。図-11に例としてC—4の各分離成分の紫外線照射前後の2.9～6.0μ範囲の吸収スペクトルを示す。また，表-5および表-6に紫外線照射前後のC—4の吸収スペクトルの主要な吸収バンドとその帰属を示す。また，表-8～表-11および図-12～図-14にはC—2，C—3，C—4およびC—9の各分離成分に紫外線を照射する前と後に測定した吸収スペクトルの5.86μ(C=O)，6.25μ(C=C) および 3μ付近の OH，NH_2 または NH 基による吸収の吸光度の，内部標準とした同一スペクトル内の 6.85μ (δCH：CH 偏角振動) 吸収の吸光度に対する比を，各分離成分ごとに示したものである。

紫外線照射前の各分離成分の吸収スペクトルの特徴はC—4についての表-5にも見られるように，n-ヘキサン溶離分 (1) については飽和炭化水素鎖に関する吸収のみが存在するが，他の成分には多少の差はあれ芳香族2重結合 (C=C) による吸収を認めた。この C=C による吸収は一般にアスファルテンにおいて最も強く，アルコール溶離分，クロロホルム溶離分，ベンゼン溶離

表-5　アスファルトC—4およびその組成分の赤外線吸収波長とその帰属

試料アスファルト (C—4)	組成分 (C—4) n-ヘキサン溶離分 (1)	n-ヘキサン溶離分 (2)	ベンゼン溶離分	アルコール溶離分	クロロホルム溶離分	アスファルテン	帰属
			2.90(VW)				νOH または νNH
				3.06 (M)	3.05(VW)		
3.46 (S)	3.46 (S)	3.48 (S)	3.48 (S)	3.48 (S)	3.46 (S)	3.45 (S)	ν_{as} CH
3.52(S h)	3.54(S h)	3.54	3.53(S h)	3.52(S h)	3.52(S h)	3.52(S h)	ν_s CH
			5.73(VW)	5.73(S h)			
			5.82(VW)	5.82(S h)			
			5.86(S h)	5.86(S h)			
				5.92(S h)	5.92(S h)		νC=O
				5.96(S h)			
				6.02 (S)	6.02(S h)		
6.25 (M)		6.25(VW)	6.25 (M)	6.25 (M)	6.25 (M)	6.26 (M)	Aromatic νC=C
6.85 (S)	6.89 (S)	6.85 (S)	6.85 (S)	6.85 (S)	6.85 (S)	6.85 (S)	δCH_2, $\delta_{as}CH_3$
6.90(S h)		6.90(S h)	6.90(S h)	6.90(S h)		6.90(S h)	
7.25 (S)	7.25 (S)	7.24 (S)	7.24 (S)	7.25 (S)	7.25 (M)	7.25 (W)	$\delta_s CH_3$
7.65(S h)	7.65(VW)	7.62(VW)	7.62(S h)	7.55(S h)	7.55(S h)		?
	8.65 (W)	8.62(VW)	8.55(VW)				?
9.62(VW)		9.62(VW)	9.65 (W)	9.75 (M)	9.65 (W)	9.65(VW)	S=Oまたは C—O—Cによる。
11.50(Wb)		11.45(Wb)	11.45(Mb)	11.55(Mb)	11.55(Wb)	11.50(VW)	
12.25(Wb)		12.20(Wb)	12.27(Mb)	12.30(Mb)	12.25(Wb)	12.25(VWb)	芳香族または多核芳香族の δCH (面外)
13.38(Wb)		13.35(Wb)	13.30(Wb)	13.36(Mb)	13.00(Wb)	13.40(VWb)	
13.80(Wb)	13.80 (M)	13.80 (W)	13.80(S h)	13.80(S h)	13.80(S h)	13.80(S h)	rocking δCH

注　1) S：強，M：中，W：弱，VW：きわめて弱，S h：肩，b：幅広
　　2) 数字は波長 (μ)

表-6　紫外線を照射したC—4およびその組成分の赤外線吸収波長とのその帰属

紫外線照射(320時間) C—4	紫外線照射(100時間) 組成分(C—4) n-ヘキサン溶離分 (1)	n-ヘキサン溶離分 (2)	ベンゼン溶離分	アルコール溶離分	クロロホルム溶離分	帰属
	2.95 (W)					νOH または νNH
3.06 (W)		3.06(MB)	3.06(VW)	3.06 (M)	3.06 (W)	
3.43 (S)	3.48 (S)	3.46 (S)	3.46 (S)	3.45 (S)	3.45 (S)	ν_{as} CH
3.53(Sh)	3.53(Sh)	3.50(Sh)	3.53(Sh)	3.51(Sh)	3.51(Sh)	ν_{s} CH
5.73(Sh)	5.75(Sh)			5.76(Sh)		
5.82(Sh)	5.82 (S)	5.80 (S)	5.82 (W)	5.82(Sh)	5.82(Sh)	νC=O
5.86 (S)	5.86 (S)	5.86 (S)	5.87 (W)	5.86(Sh)	5.86(Sh)	
5.92(Sh)	5.92(Sh)	5.91(Sh)	5.91(Sh)	5.91(Sh)	5.91(Sh)	
5.96(Sh)				5.96(Sh)		
6.06(Sh)			6.06(VW)	6.01 (M)	6.04(Sh)	
6.25 (S)		6.25 (M)	6.25 (M)	6.25 (M)	6.25 (M)	Aromatic νC=C
6.83 (S)	6.85 (S)	6.80 (S)	6.85 (S)	6.85 (S)	6.85 (S)	δCH_2, $\delta_{as}CH_3$
6.89(Sh)		6.89(Sh)	6.89(Sh)	6.89(Sh)	6.89(Sh)	
7.25 (S)	7.25 (S)	7.23 (S)	7.25 (S)	7.24 (S)	7.24 (M)	$\delta_{s}CH_3$
7.65(VWb)	7.65(VW)	7.69(VW)	7.65(Sh)	7.65(Sh)	7.60(Sh)	?
	8.55(VW)	8.55(ShB)	8.55(VW)			?
9.69(Wb)		9.60 (Shb)	9.65(Wb)	9.75(Mb)	9.65(Wb)	S=OまたはC—O—Cによる吸収
11.50(Mb)			11.50(Mb)	11.50(Wb)	11.50(Wb)	
12.25(Mb)		12.20(Wb)	12.25(Mb)	12.35(Wb)	12.25(Wb)	芳香族または多核芳香族の δCH (面外)
13.35(Wb)		13.35(Wb)	13.35(Wb)	13,35(Wb)	13.35(Wb)	
13.80(Wb)	13.80 (M)	13.80(VW)	13.80(Sh)	13.80(Sh)	13.80(Sh)	rocking δCH

注　1)　アンダーラインは，紫外線照射によって新にふえた吸収帯を示す。
　　2)　数字は波長 (μ)

表-7　紫外線照射前後のアスファルトの赤外線吸収スペクトルの特性吸収バンドの吸光度比

紫外線照射時間：100時間

試料(原油基) ＼ 吸光度比	D5.86/D6.85 照射前	D5.86/D6.85 照射後	D6.25/D6.85 照射前	D6.25/D6.85 照射後	D9.68/D6.85 照射前	D9.68/D6.85 照射後	D11.48/D6.85 照射前	D11.48/D6.85 照射後	D12.24/D6.85 照射前	D12.24/D6.85 照射後
C—2 (N)	—	0.76	0.34	0.73	0.07	0.12	0.12	0.09	0.11	0.11
C—3 (I)	0.10	0.73	0.28	0.58	0.05	0.13	0.14	0.07	0.14	0.12
C—4 (IP)	—	0.53	0.28	0.43	0.07	0.10	0.13	0.07	0.11	0.08
C—7 (N)	—	0.49	0.35	0.48	0.06	0.16	0.11	0.08	0.11	0.07
C—8 (I)	—	0.41	0.27	0.37	0.08	0.19	0.12	0.09	0.13	0.12
C—9 (PI)	—	0.32	0.27	0.36	0.09	0.25	0.11	0.09	0.11	0.11
C—18 (I)	—	0.38	0.17	0.36	0.06	0.13	0.10	0.07	0.09	0.08

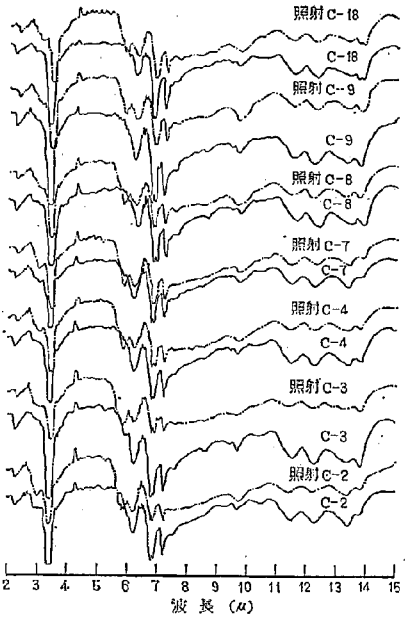


図-10　アスファルト試料の紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトル

分，n-ヘキサン溶離分（2）の順に弱くなる。これらは芳香族性の度合を示すものと考えられる。

ベンゼン，アルコールおよびクロロホルム溶離分には5.73~6.02μの範囲にいくつかの吸収が認められるが，これらはνC=O (C=O 伸縮振動) によるものと考えられる。Rugg ら[11]によるポリエチレン膜の紫外線酸化に関する研究結果から推察すれば，5.73μの吸収はエステルの，5.82μの吸収はケトンの，5.86μの吸収はカルボ

表-8　アスファルトC—3のクロマトグラフ分離成分の紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトルの特性吸収バンドの吸光度比
紫外線照射時間：100時間

吸光度比 / クロマトグラフ分離成分	D5.86/D6.85 照射前	D5.86/D6.85 照射後	D6.25/D6.85 照射前	D6.25/D6.85 照射後	D2.95/D6.85 照射前	D2.95/D6.85 照射後
n-ヘキサン溶離分(1)	—	0.15	0.05		0.02	0.03
n-ヘキサン溶離分(2)	—	0.45	—	0.12	—	0.10
ベンゼン溶離分	0.10	0.31	0.27	0.22	0.02	0.06
アルコール溶離分	0.33	0.93	0.34	0.42	0.29	0.34
クロロホルム溶離分	0.09	0.44	0.25	0.37	0.09	0.12

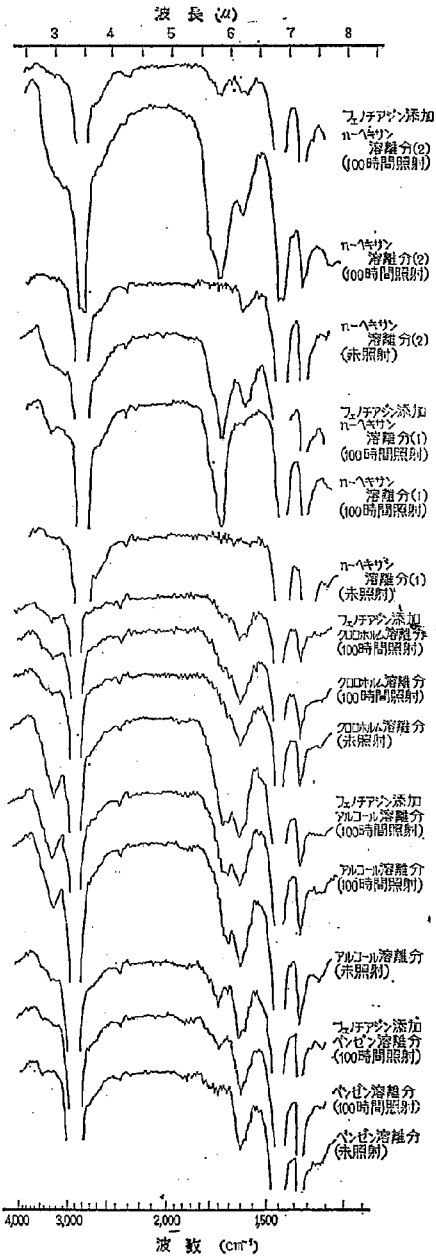


図-11　アスファルト組成分の紫外線照射前後のIR スペクトルおよびフェノチアジン添加の効果

表-9　アスファルトC—4のクロマトグラフ分離成分の紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトルの特性吸収バンドの吸光度比およびフェノチアジン添加の効果

紫外線照射時間：100時間

吸光度比 / クロマトグラフ分離成分	D5.86/D6.85			D6.25/D6.85			D2.95/D6.85		
	照射前	照射後 フェノチアジン未添加	照射後 フェノチアジン添加	照射前	照射後 フェノチアジン未添加	照射後 フェノチアジン添加	照射前	照射後 フェノチアジン未添加	照射後 フェノチアジン添加
n-ヘキサン溶離分（1）	—	0.39	0.05	—	—	0.04	0.01	0.07	0.02
n-ヘキサン溶離分（2）	—	0.74	0.25	0.05	0.23	0.12	0.01	0.24	0.03
ベンゼン溶離分	—	0.05	0.11	0.16	0.15	0.18	0.02	0.03	0.07
アルコール溶離分	0.09	0.23	0.29	0.30	0.34	0.43	0.19	0.27	0.31
クロロホルム溶離分	—	0.15	0.14	0.30	0.35	0.34	0.11	0.15	0.17
アスファルテン				0.56			0.12		

表-10　アスファルトC—7のクロマトグラフ分離成分の紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトルの特性吸収バンドの吸光度比

紫外線照射時間：100時間

吸光度比 / クロマトグラフ分離成分	D5.86/D6.85		D6.25/D6.85		D2.95/D6.85	
	照射前	照射後	照射前	照射後	照射前	照射後
n-ヘキサン溶離分（1）	—	0.33	—	0.03	0.02	0.10
n-ヘキサン溶離分（2）	—	0.47	0.12	0.18	0.06	0.10
ベンゼン溶離分	—	0.28	0.28	0.32	0.08	0.14
アルコール溶離分	0.18	0.22	0.63	0.47	0.45	0.35
クロロホルム溶離分	0.01	0.24	0.48	0.51	0.21	0.02
アスファルテン			0.81		0.16	

表-11　アスファルトC—9のクロマトグラフ分離成分の紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトルの特性吸収バンドの吸光度比

紫外線照射時間：100時間

吸光度比 / クロマトグラフ分離成分	D5.86/D6.85		D6.25/D6.85		D2.95/D6.85	
	照射前	照射後	照射前	照射後	照射前	照射後
n-ヘキサン溶離分（1）	—	0.35	—	—	—	0.04
n-ヘキサン溶離分（2）	0.03	0.23	0.05	0.08	0.02	0.06
ベンゼン溶離分	0.07	0.11	0.25	0.15	0.07	0.05
アルコール溶離分	0.17	0.56	0.34	0.31	0.29	0.26
クロロホルム溶離分	0.15	0.19	0.35	0.31	0.14	0.12
アスファルテン	0.26		0.46		0.13	

ン酸のそれぞれ C=O 基による吸収と考えられる。また，アルコール溶離分に特に顕著に認められる 5.92～6.02μ の範囲の吸収も C=O 基によるものであるが，長波長側えのずれの原因は吸収スペクトルの結果からのみでは明確につかみえない。ただ，この場合 OH 基による（または NH_2 基または NH 基）と考えられる吸収がやはり長波長側えずれ 3μ 以上の位置に認められることから，C=O 基および OH 基などの吸収の長波長側えのずれはこの両基による水素結合に起因するものであるかも知れない。あるいはアスファルトの種類によっては窒素を含むものもありアミドの C=O 基（6μ 付近）および νNH（3μ 付近）による吸収かも知れないが，この点は，明らかではない。

以上の結果を総括すれば，n-ヘキサン溶離分（1）は飽和炭化水素を主成分とするが，アルコール溶離分はアスファルテン分とともに芳香族性にとみ，またアルコール溶離分は C=O 基および OH 基，NH 基あるいは NH_2 基をもつ化合物を含む。ベンゼン溶離分およびクロロホルム溶離分も比較的芳香族性にとむが，C=O 基をもつ化合物の含有はアルコール溶離分ほど顕著ではない。

これらのクロマトグラフ分離成分に紫外線を照射した場合の最も特徴的な変化は表-6，表-8～表-11および図-11，図-12にみられるように C=O 基による吸収（5.73～6.06μ）の増大であり，その増大率は n-ヘキサン溶離分（1）および（2）において顕著であり，アルコール溶離分がこれに次ぐ。なお，n-ヘキサン溶離分（1），（2）に紫外線を照射したものにあっては 5.86μ をピークとし 5.82μ および 5.73μ に肩をもつ吸収が認められ，それぞれカルボン酸，ケトンおよびエステルの生成が推定される。また n-ヘキサン溶離分（1）には 2.95μ に吸収があらわれ，OH 基の生成も確認できる。n-ヘキ

図-12 アスファルト組成分の IR スペクトルにおける 5.86 (C=O による) 吸光度比

図-13 アスファルト組成分の IR スペクトルにおける 6.25μ 吸収 (C=C による) 吸光度比

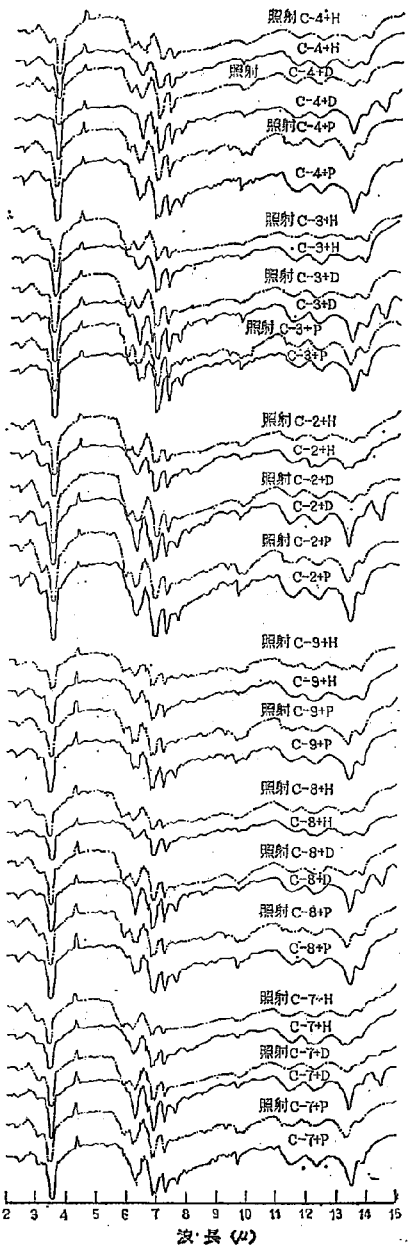
図-14 アスファルト組成分の IR スペクトルにおける 3μ 付近の吸収 (OH, NH または NH_2 による) の吸光度比

サン溶離分（2）の OH 基あるいは NH 基，NH_2 基による吸収は 3μ 前後にわたって幅広いもので OH 基が他の基と水素結合などによる弱い結合をもっていることを示している。ベンゼン溶離分のアルコール溶離分となると C=O 基の吸収が 6μ 付近あるいは 6.06μ と長波長側えずれて存在し，しかも OH 基，NH 基または NH_2 基の吸収が 3μ 以上にずれてあらわれておりこれは C=O 基，OH 基，NH 基あるいは NH_2 基による水素結合に起因するものかも知れないことは未照射のものについて述べたとおりである。芳香族二重結合による 6.25μ の吸収はいづれの分離成分の場合も紫外線照射によって強度にあまり変化が起らない（図-13）。

以上の結果から，飽和炭化水素を主成分とし，いわゆるオイル分に相当する n-ヘキサン溶離分が，ベンゼンおよびクロロホルム溶離分など芳香族性にとむ成分より紫外線酸化に敏感であることは注目される。n-ヘキサン溶離分（2）は分離直後は一般に淡黄色であるが，空気中に放置するだけでも褐色に変化し，変色したものの赤外線吸収スペクトルには 5.86μ をピークとする吸収が認められることから，この色調の変化も酸化と関連があるものと考えられる。

つぎに，各試料アスファルトに酸化抑制の目的でフェノチアジン，ハイドロキノンあるいはジフェニルアミンを 3 %添加したものの紫外線 320 時間照射後のものの赤外線吸収スペクトルを図-15 に示す。これを未添加のものについての図-10に示した吸収スペクトルと比較すると，3者いづれを添加した場合も紫外線照射による C=O による吸収強度の増大がある程度抑制されることが認められる。この点，ハイドロキノンやジフェニルアミンの添加は紫外線照射による外観や重量の変化をむしろいちじるしくするという前述の結果と考え合せると，外観，重量などの変化機構と，酸化反応とは直接的には関連づけられない。

つぎに，フェノチアジンの添加が各クロマトグラフ分離成分の酸化抑制にどのていど効果があるかを調べるために，C—4 の各分離成分にフェノチアジンを添加したものに 100 時間紫外線を照射したものの赤外線吸収スペクトルを測定した。その結果を図-11 および表-9 に並記した。なおこの場合，赤外線吸収スペクトルにフェノチ



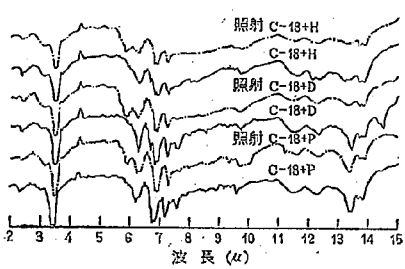


図-15 各種薬剤を添加したアスファルトの紫外線照射前後の赤外線吸収スペクトル

アジンによる吸収があらわれることが考えられるが，C=O 基による吸収バンドにはその影響はないので，紫外線照射前のフェノチアジン添加試料についての吸収スペクトルおよび吸光度比の記載は省略した。これらの結果で注目されることは，フェノチアジンの添加は n-ヘキサン溶離分における5.76，5.82，5.86μ の C=O 基による吸収増大を効果的に抑えるが，アルコール溶離分の5.9~6.1μ 範囲の C=O 基による吸収の増大を抑えるよりはむしろいちじるしくすることである。観点をかえていえば，オイル分の酸化反応と，樹脂分の酸化反応とは機構において差があることを示すものであろう。

〔5〕 分子量の変化

アスファルト試料C—3，C—4およびC—7について紫外線照射前後の分子量をベンゼンを溶媒として凝固点降下法によって測定した。その結果を表-12に示す。紫外線照射によってアスファルトの平均分子量は増加するが，アスファルトの分子量およびその紫外線照射による増加率は試料の種類によって相当の差がある。

表-12　紫外線照射（320時間）によるアスファルトの平均分子量の変化

平均分子量 / アスファルト試料	平均分子量 照射前	平均分子量 320時間照射後	平均分子量 増加率(%)
C — 3	1,200	1,516	+ 26.3
C — 4	822	1,912	+133.0
C — 7	837	1,042	+ 24.5

つぎに，アスファルトの各分離成分に紫外線を照射した場合，その分子量がどのように変化するかを知るために，一例としてC—4の各クロマトグラフ分離成分について，それらに100時間紫外線を照射した前後の平均分子量を同様の方法で測定した。その結果を表-13に示す。

表-13　C—4のクロマトグラフ分離成分の紫外線照射（100時間）による平均分子量の変化

平均分子量 / クロマトグラフ分離成分	平均分子量 照射前	平均分子量 100時間照射後	平均分子量 増加率(%)
n-ヘキサン溶離分(1)	591	695	+ 17.6
n-ヘキサン溶離分(2)	597	908	+ 52.0
ベンゼン溶離分	795	1,068	+ 34.3
アルコール溶離分	1,108	1,088	− 1.8
クロロホルム溶離分	2,791	6,165	+121.0

これによれば分子量の増加率はクロロホルム溶離分において最大で，n-ヘキサン溶離分がこれにつぎ，アルコール溶離分の分子量は紫外線照射によってほとんど変化していない。赤外線吸収スペクトルの結果からみた酸化され易さと，分子量の増加率とは関連づけられず，分子量の増加を直接酸化反応と結びつけるわけにはゆかない。しかし，さきに明らかにしたように，n-ヘキサン溶離分は紫外線酸化に敏感であるが，紫外線照射による分子量の増加率も比較的大きく，従来アスファルトの組成分中では比較的安定と考えられているこの種オイル分が光によって敏感に変質しうるものであることは注目される。ただし，オイル分が他の組成分と混在しているアスファルト中での紫外線に対する感受性と，ここで行ったように単独で分離したものについての感受性とは必ずしも同一ではないのかも知れず，また，ここで分子量の変化を測定したのはC—4の分離成分についてのみであり，その分子量増加率の大小の順序がいづれの種類のアスファルトについても一般的にいえるかどうか，などの点については更に調べる必要がある。

4. むすび

以上，アスファルトおよびその分離組成分の紫外線照射過程での主として化学変化をしらべた結果をまとめると，

1. アスファルトは紫外線照射によって外観，重量，組成分の含有率，分子量などの変化をうける。一般的にいえば，重量は減少，組成分の含有率の変化はアスファルテン分の増加とオイル分，レジン分の減少，分子量の増大が認められる。

2. 赤外線吸収スペクトル測定の結果からは，紫外線照射により，C=O 基，OH 基の増加，多核芳香族または芳香族の δCH（面外）による吸収の減少が一般的に認められる。

3. アスファルトのクロマトグラフ分離組成分に紫外線を照射した場合も，C=O 基，OH 基（または NH，NH_2 基）の増加が認められるが，これらの吸収位置はいづれもオイル分よりレジン分の方が長波長側にある。

4. アスファルトにフェノチアジン，ハイドロキノン，ジフェニルアミンなどを添加すると紫外線照射による組成分の含有率の変化および酸化反応を抑制する効果があるが，ハイドロキノン，ジフェニルアミンなどの添加は外観および重量変化をむしろいちじるしくする。ただしフェノチアジンのみは外観変化，重量変化をいずれも小さくする効果をもっている。

5. 各分離組成分にフェノチアジンを添加し紫外線照射を行った結果からすれば，フェノチアジンの添加は紫外線照射によるオイル分の酸化は抑制するが，レジン分の酸化は抑制しないもののようである。

以上はアスファルトが紫外線照射を受けた場合の化学的変化を中心に調べた結果であるが，同じ過程における

流動性の変化についてはまた別に報告する。

最後に本研究を行なうにあたって御指導・御援助を賜った当研究所地質化学部長有泉 昌博士に謝意を表する次第である。なお本研究の一部は第6回日本道路会議（1961年10月），および第7回日本道路会議（1963年10月）において発表した。

参考文献

1) Traxler, R. N., Schweyer H. E., Am. Soc. Testing Materials, 36 Part II 544 (1936), Proc. Am. Soc. Testing Materials, Part II 549 (1937)
2) ASTM D1754—60T
3) ASTM D1171—61T, D518—61T, D1149—60T
4) ASTM D795—57T, D750—55T
5) Hubbard, P., Reeve, C. S., J. Ind. Eng. Chem., 5 15 (1913)
6) Thurston, R. R., Knowles, E. C., Ind. Eng. Chem., 28 88 (1936)
7) Thurston, R. R., Knowles, E. C., Ind. Eng. Chem.' 33 320 (1941)
8) Griffin, R., Miles, T., Penther, C., Proc. Assoc. Asph. Paving Technology, 31 24 (1955)
9) Stewart, J. E., J. Research. Nat. Bur. Standards, 58 265 (1957)
10) Beitchman, B. D., J. Research Nat. Bur. Standards. 64c, 13 (1960)
11) Rugg, F. M., Smith, J. J., Bacon, R. C., J. Polymer Science, XIII, 535～547 (1954)

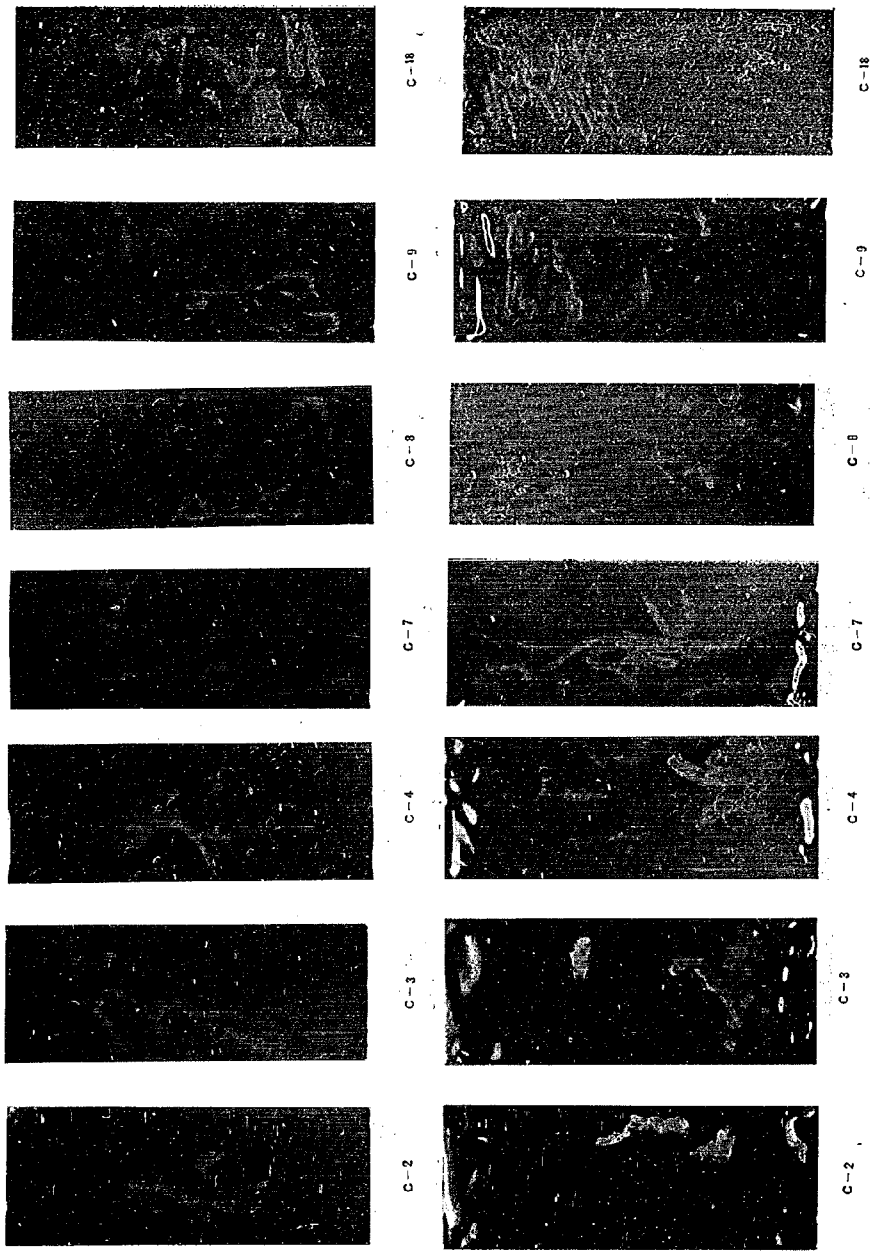
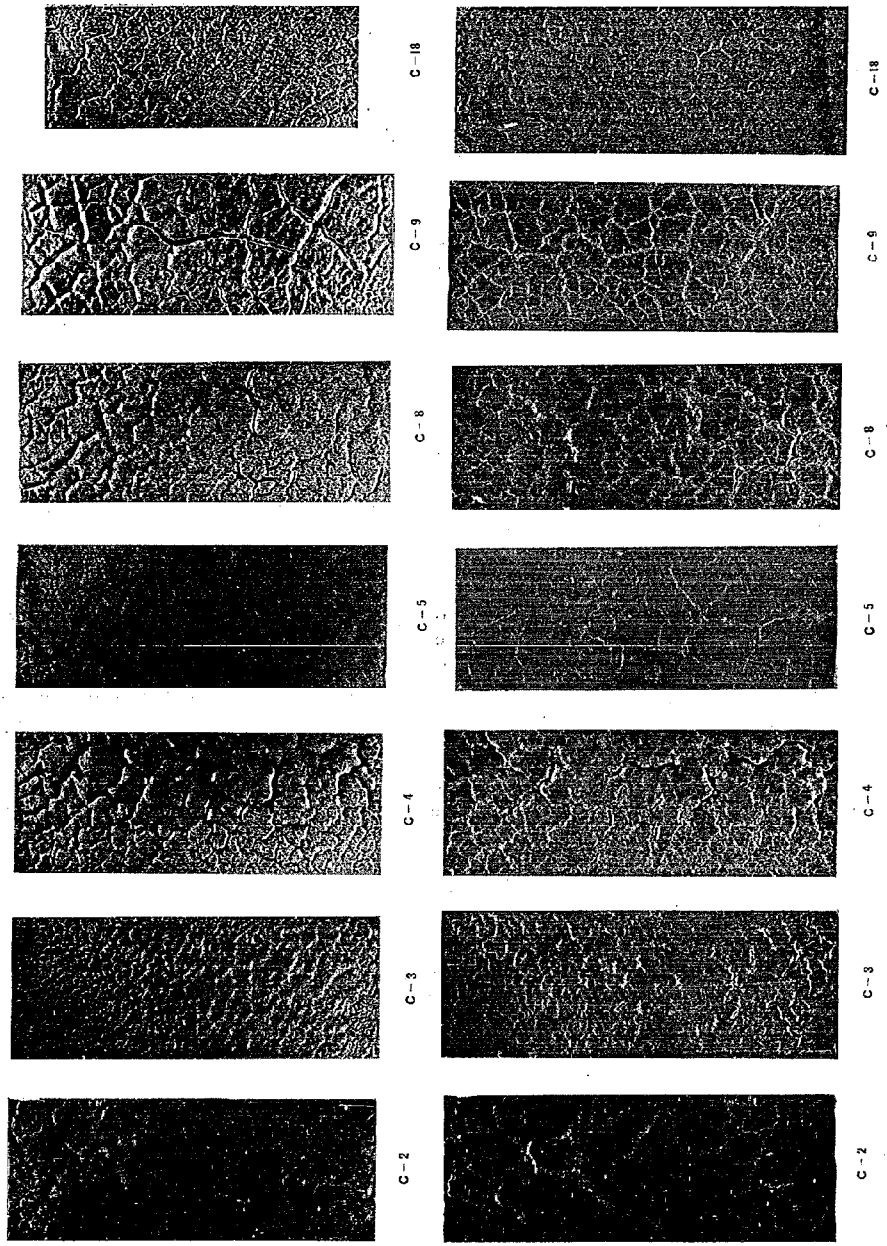


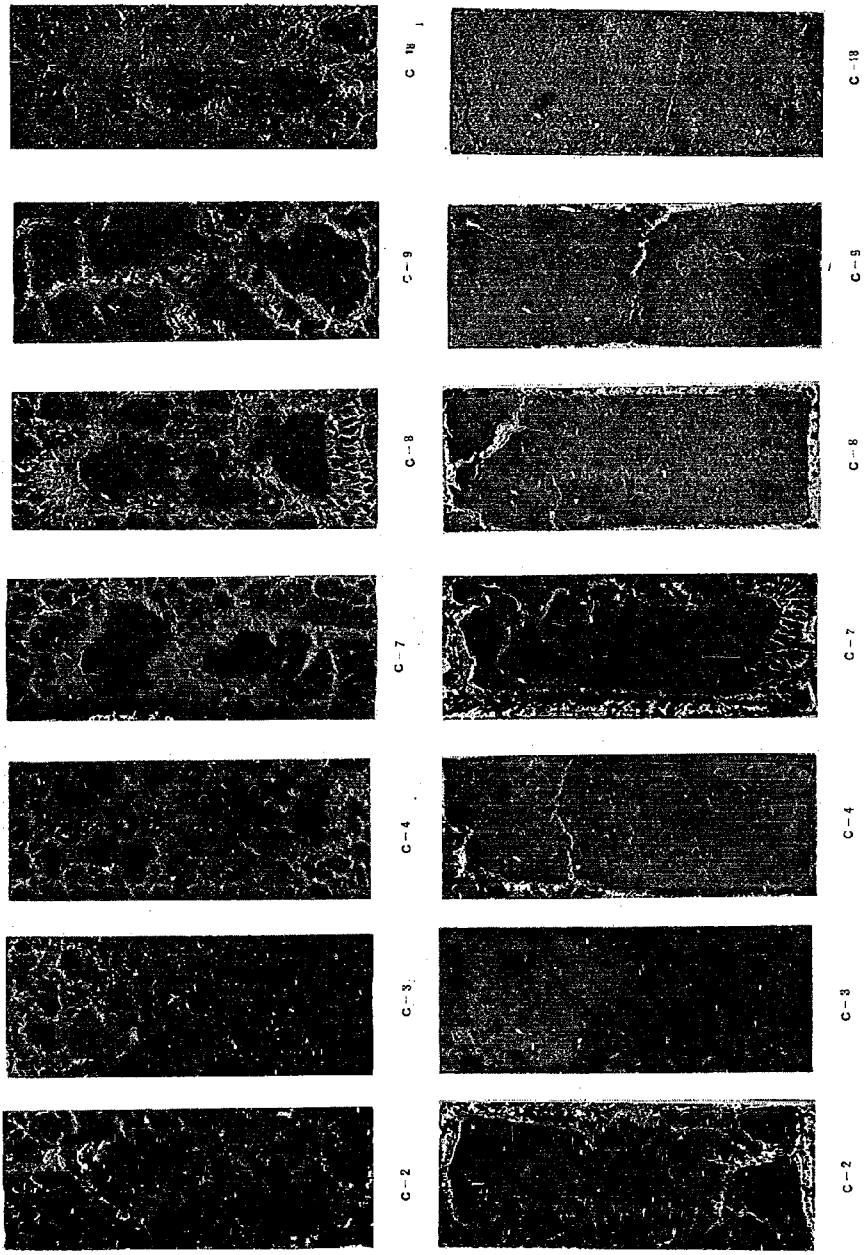
写真-1　紫外線照射過程の外観の変化（照射前）



無添加試料
照射時間 30時間

無添加試料
照射時間 70時間

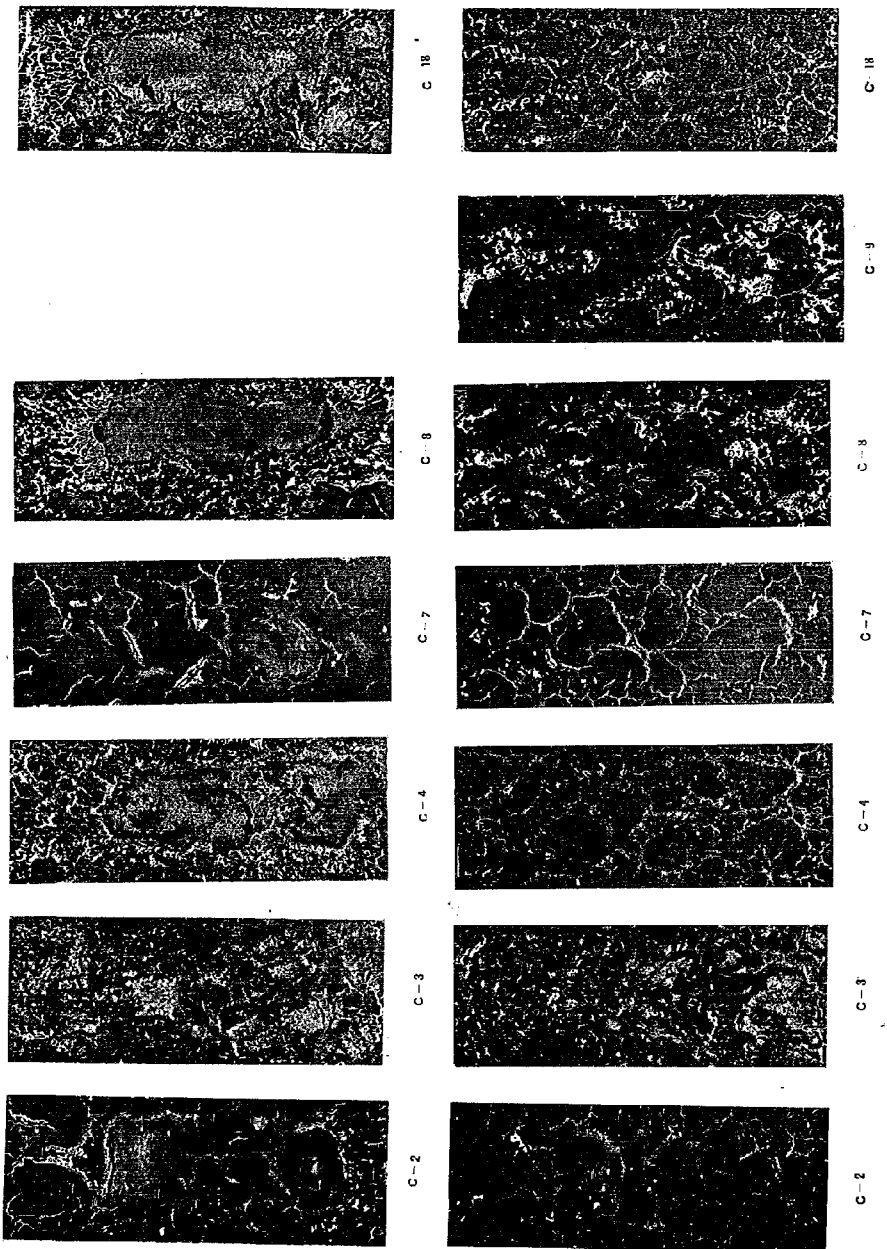
写真-2 紫外線照射過程の外観の変化



無添加試料
照射時間 200時間

フェノチアジン添加試料
照射時間 200時間

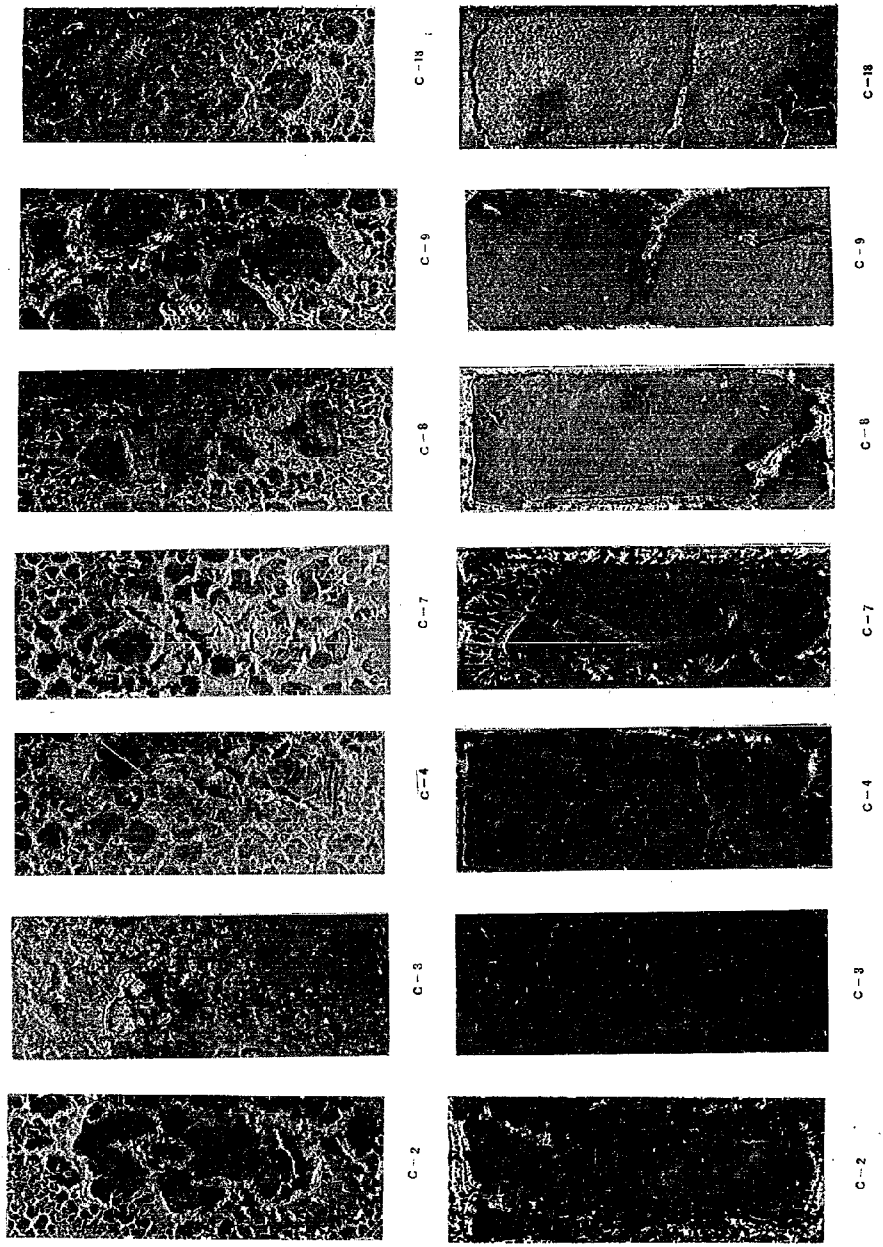
写真-3　紫外線照射過程の外観の変化



ジフェニルアミン添加試料
照射時間 200時間

ハイドロキノン添加試料
照射時間 200時間

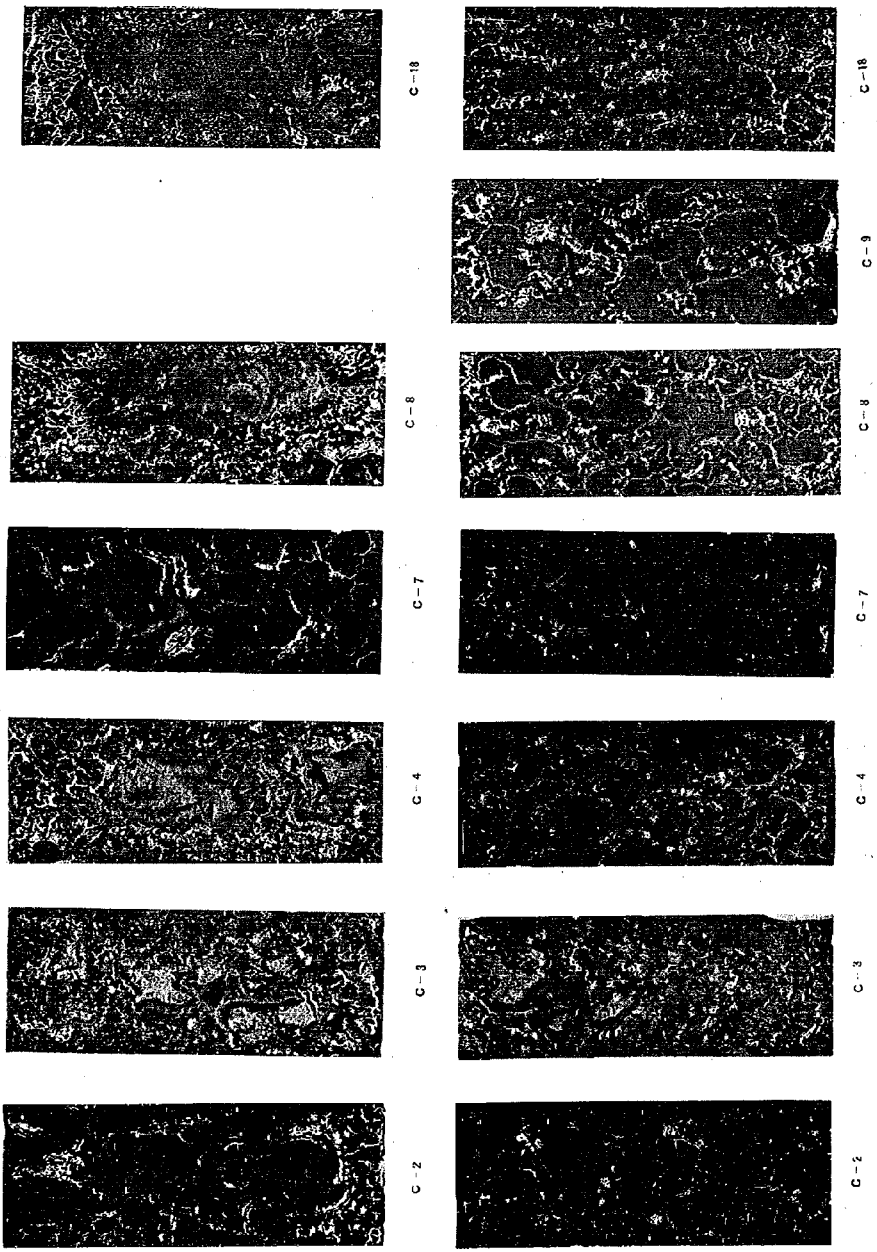
写真-4 紫外線照射過程の外観の変化



無添加試料
照射時間 300時間

フェノチアジン添加試料
照射時間 300時間

写真-5 紫外線照射過程の外観の変化



ジフェニルアミン添加試料
照射時間 300時間

ハイドロキノン添加試料
照射時間 300時間

写真-6　紫外線照射過程の外観の変化

γ-線密度計によるセメントグラウト効果の調査

(昭和 37 年 3 月)

有泉　昌*
近藤　紀**
森芳　徳***

目　次

1. まえがき……(1)
2. γ-線密度計によるセメントグラウト効果の調査法……(1)
3. グラウト試験……(3)
〔1〕 薗原ダム……(3)
〔2〕 下久保ダム……(4)
4. 試験結果および考察……(4)
〔1〕 薗原ダム……(4)
〔2〕 下久保ダム……(20)
5. 結　び……(30)

1. まえがき

セメントグラウトはダム等の重要構造物の基礎岩盤について，基礎改良の目的をもって盛んに実施されている。しかし，その効果が実際にどの程度まであったかを確認することは非常に困難であり，従来いくつかの方法が採用されているが，定性的な目安を得るにすぎない。セメントグラウトはこのようにその効果の判定が困難なばかりでなく，施行上にもいろいろ問題点である。すなわちグラウトの効果は，注入圧，配合比などに限らず，施工箇所の種種の地質条件に支配されることが多く，空隙の多い岩盤にかならずしも多量のセメントが注入できるとは限らない。グラウト施工における地質的要因は複雑で，詳細に地質調査が行なわれた現場においても，セメントグラウト施工により所定の効果をあげ得たかどうかは，実際にボーリングして調査する方法が最も確実な手段とされいえる。

筆者らは今回薗原および下久保の両ダム地点において，セメントグラウトの効果を測定するために，グラウト孔の周囲に数本の測定孔ボーリング孔を配置し，γ-線密度計により，グラウトによる岩盤の密度増加を測定することによって，グラウトの効果をかなり詳しく調査し得た。以下，筆者らが実施した調査について報告する。なお，γ-線密度計による調査と平行して岩盤の比抵抗の変化，弾性波速度の変化も測定され，このデータに基づいてグラウトの効果が解析されているが，この調査に関しては工藤[1),2)]の報告を参照されたい。

2. γ-線密度計によるセメントグラウト効果の調査法

γ-線密度計は γ-線のコンプトン散乱現象を利用して物質の密度を測定する装置で，その概略図を 図-1 に示す。図-1 に示すとおりγ-線密度計は計数装置とプローブ部分とよりなり，プローブ部分の先端部にはコバルト 60 あるいはセシウム 137 の密封 γ-線源が装着されている。検出器としては GM 管またはシンチレーションカウンターが使用され，ここで検出される γ-線は電気パルスに変えられ，増幅器を通って計数装置に送られる。検出器と γ-線源とは 10cm～15cm の長さの鉛シールドで隔てられ，γ-線源より検出器に直接入射する γ-線を遮蔽している。プローブは防錆性金属で外装され，通常長さは 50cm 程度，直径は 3～4cm であり，耐圧構造を有している。

このプローブは地中にうがたれた孔中に垂下され，プローブ周囲の物質による γ-線のコンプトン散乱現象によって，その部分の密度が求められる。すなわち，孔中において，γ-線源より放射される γ-線は，鉛シールドが検出器との間に存在するために，直接検出器に向う

* 地質化学部長　工博　** 地質化学部化学研究室主任研究員　*** 地質化学部化学研究室研究員

1) 工藤筑一：土木研究所報告 104, 129 (1963)
2) 工藤筑一：土木技術資料 Vol. 5, 223 (1963)

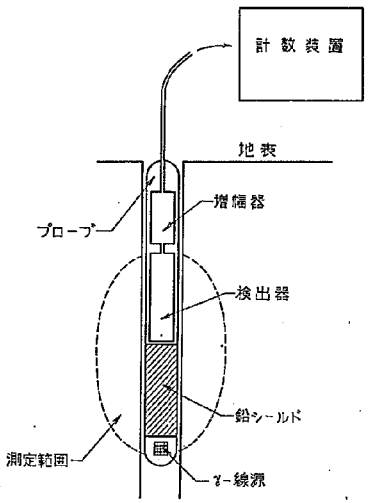


図-1 γ-線背面散乱型密度計概略図

γ-線はここここで吸収されてしまうが，地中に入射したγ-線はここでコンプトン散乱を受けた後，その一部が検出器に到達し，電気パルスとして計数装置に送られ，ここで計数される。単位時間内の計数値（通常毎分のカウント数 cpm を使用する）と，γ-線のコンプトン散乱が起るプローブ周囲の物質の密度との間には一定の関係が存在し，この関係はカリブレーションカーブで表わされる。この調査に使用した γ-線密度計は γ-線源としてセシウム 137 の 25mc を使用したものであり，そのカリブレーションカーブを 図-2 に示す。

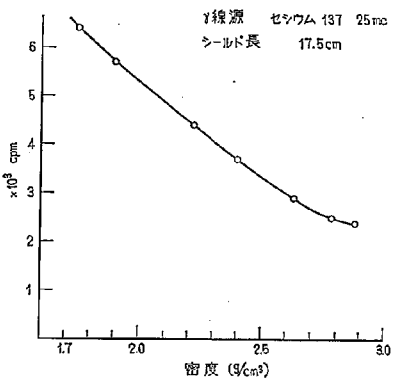


図-2 密度計カリブレーション曲線

γ-線密度計によって密度が測定される部分は，プローブと軸を共有する廻転体内の容積である。この廻転体の半径は 15cm 程度であるが，その部分の密度が大であれば小さくなり，小であれば大きくなる。

γ-線密度のカリブレーションカーブは，γ-線のエネルギー，強度，シールドの長さ，孔の径，孔のケーシングの材質，肉厚，内径，孔中における水その他の物質の存在によって変化するから，測定はできるだけ同一の条件下で行なうことが望ましい。

いま，この γ-線密度計によって岩盤の密度を測定する場合を考える。γ-線密度計により岩盤の密度 ρ が求められたとすれば，ρ は次式で表わされる。

$$\rho = d'V' + d''V'' + d(1-V'-V'') \quad \cdots\cdots(1)$$

ただし d ：岩盤の実質密度
d' ：岩盤中に存在する水の密度
d'' ：岩盤中に存在する空気の密度
V' ：岩盤中に存在する水の占める容積
V'' ：岩盤中に存在する空気の占める容積

もし，岩盤が地下水位下のものであり，岩盤中の空隙はすべて水によって満たされている場合では，(1) 式は次式のように簡略化される。

$$\rho = d'V + d(1-V) \quad \cdots\cdots(2)$$

ただし d ：岩盤の実質密度
d' ：岩盤中に存在する水の密度
V ：岩盤の間隙比

(2) より岩盤間隙率 V は，$d'=1.00$ と置けるから

$$V = \frac{d-\rho}{d-1.00} \quad \cdots\cdots(3)$$

となる。

いま，この岩盤にセメントグラウトを行なう場合を考えてみる。セメントグラウトにおいて注入されたセメントミルクが岩盤の間隙をどう満たしていくかということは現在のところ明らかにされていない。おそらく現場の地質条件およびグラウト施工条件により，グラウトの様相は異なるものと考えられる。したがって，この調査においては原則としてグラウトの効果を岩盤密度の増加で表示することにした。

いま，グラウト後の岩盤密度を ρ' とすれば

$$\rho' = d''V + d(1-V) = \rho + (d''-1.00)V$$

ただし d'' ：間隙の密度

これから

$$d'' = \frac{\rho'-\rho}{V} + 1.00 \quad \cdots\cdots(4)$$

となる。

(4) 式における d'' は岩盤の間隙全体の平均密度であるから，もし個個の間隙を微視的に見るときは，ある間隙は完全にグラウトされているにもかかわらず，他の部分ではまったくグラウトされていない場合も考えられる。しかし，セメント水和物の密度から考えて，d'' がだいたい 1.8 以上の値をとるときは，岩盤の間隙はセメント水和物で充填されているものと考えてさしつかえな

いだろう。

グラウト後における岩盤間隙へのセメント充填量を W と置き，セメントの実質密度を3.15とすれば

$$W=\frac{\rho'-\rho}{V}\times\frac{3.15}{2.15}\times1,000(\mathrm{g}/l)\cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

となり，岩盤全体に対するセメント充填量を W' とすれば，W' は(5)式より

$$W'==(\rho'-\rho)\times\frac{3.15}{2.15}\times1,000\,(\mathrm{g}/l)\cdots\cdots(6)$$

となる。

3. グラウト試験

〔1〕 薗原ダム

薗原ダムサイトにおけるグラウト試験は，同ダム軸線より下流側に約100m離れた副ダム予定地点の左岸側河床において実施した。現場は表層を構成する厚さ3mから8mの河床砂礫層の下に，岩室中生層の中部層をなす砂質粘板岩の基盤があり，幅4～5m程度の規模の大きい断層群が通っている。この断層群は薄い粘土層を挟む数本の断層よりなり，断層間は著しく破砕されている。

試験に当って現場に図-3に示すような配置で，深さ20mのボーリング孔を25本設けた。うち7本をγ-線密度計による密度の測定孔とし，7本をセメントグラウト孔，他を比抵抗測定孔，弾性波速度の測定孔ならびに爆破孔とした。7本のセメントグラウト孔は図-3に示すように正六角形の各頂点およびその中心に配置し，これらを2つのグループに分けた。すなわち，第1グループは正六角形の一つ置きの頂点に当る3本，第2グループは他の3頂点と中心に当る4本とした。

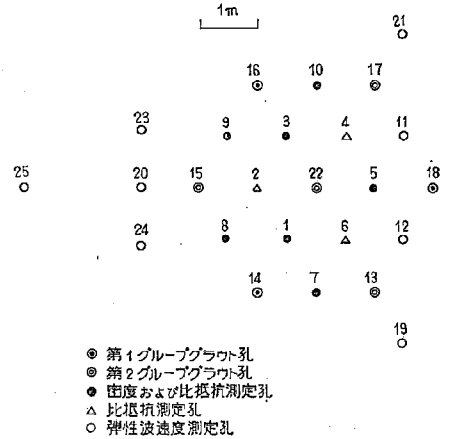


図-3　薗原ダム　グラウト試験測定孔配置図

グラウト試験実施前に各密度測定孔についてグラウト前の原岩盤の密度を測定した。グラウト孔は最初に15mの深度までボーリングを行なって，この深度で第1ステップのセメントグラウトを第1，第2グループの順序に行ない，ついで20mの深度までボーリングを行なって，この深度で第2ステップのグラウトを同じ順序で行なった。密度の測定は各ステップでグループ別に行なったの

表-1　薗原ダム　セメントグラウト実績（昭和35年11月～12月）

ステップ	グループ	測定孔番号	注入深度(m)	注入圧力(kg/cm²)	注入セメント量(kg)	注入量(l)	平均配合	注入時間(時間：分)	噴出孔
1	1	No. 14	15.0	7.0	549.0	2,786.0	1：5.0	1：15	No. 8
		No. 16	15.0	6.0	749.6	1,854.0	1：2.2	1：00	No. 9, 15. 20
		No. 18	15.0	7.0	588.4	2,542.0	1：4.0	1：40	No. 11
	計				1,887.0	7,182.0	1：3.5	3：55	
	2	No. 13	15.0	7.0	378.0	1,228.0	1：2.9	0：40	
		No. 15	15.0	3.0	299.6	1,500.0	1：4.7	0：40	No. 16
		No. 17	15.0	7.0	235.5	1,326.0	1：5.3	0：55	
		No. 22	15.0	7.0	555.9	2,710.0	1：4.6	2：00	
	計				1,469.0	6 764.0	1：4.3	4：15	
2	1	No. 14	20.0	14.0	430.9	2,170.0	1：4.7	1：20	
		No. 16	20.0	14.0	1,073.5	4,598.0	1：4.0	2：10	No. 2, 15
		No. 18	20.0	14.0	426.3	2,150.0	1：4.7	3：40	
	計				1,930.7	8,918.0	1：4.3	7：10	
	2	No. 13	20.0	14.0	122.5	2,220.0	1：4.9	5：20	
		No. 15	20.0	12.0	808.7	3,978.0	1：4.6	1：30	No. 9, 23
		No. 17	20.0	12.0	385.7	1,872.0	1：4.5	1：30	
		No. 22	20.0	14.0	764.9	3,282.0	1：4.0	1：10	No. 5, 11, 12
	計				2,383.8	11,352.0	1：4.4	9：30	
計					7,670.5	34,216.0	1：4.2	24：45	

で，グラウト前の測定を含めて計5回の測定を実施した。表-1 に同試験現場におけるセメントグラウトの成果を示す。

〔2〕 下久保ダム

下久保ダムサイトにおけるグラウト試験は，予定ダム位置の下流端付近の右岸の河床において実施した。ダムサイト付近の地質は長瀞系に属する結晶片岩類よりなり，試験現場は主として緑色片岩で，一部に石英片岩が介在している。これらの片岩類は一般によく片理が発達しており，堅硬で剝離性も弱く良好な岩盤である。この基盤の上を2~5m の厚さで河床砂礫層がおおっている。

試験に当って現場に 図-4 に示すような配置で深さ 18 m のボーリング孔を22本設けた。うち10本を密度および比抵抗の測定孔とし，7本をセメントグラウト孔，他を弾性波速度測定孔ならびに爆破孔とした。7本のセメントグラウト孔は薗原ダムの場合と同様に3本と4本との2つのグループに分け，正六角形の各頂点ならびにその中心に配置した。正六角形一辺の長さは薗原ダムの場合，2m であったが，下久保ダムの場合では地質条件を勘案して 3m とした。

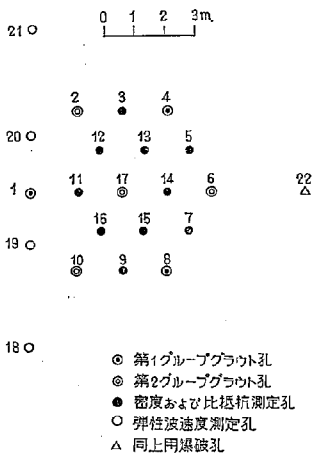


図-4 下久保ダム グラウト試験測定孔配置

セメントグラウトは第1グループ（No. 1, 4, 8 の3本），第2グループ（No. 2, 6. 10, 17）の順序に実施した。実施に当っては，まずグラウト孔の着岩点より 6~7m 下の位置で第2ステージのグラウトを行ない，ついでパッカーを 5m 引き上げて，その位置で第1ステージのグラウトを行なった。このグラウトは同一のグラウト孔については同日に実施しているので，密度の測定は薗原ダムの場合のようにステージ別には行なわず，各グループ別に行なった。したがって，密度の測定は 図-4 に示す10本の測定孔において，グラウト前の原岩盤，第1グループのグラウト後，第2グループのグラウト後の計3回実施した。表-2 に下久保ダム試験現場における セメントグラウトの成果を示す。

4. 試験結果および考察

薗原ダム，下久保ダムの両現場とも γ-線密度計による測定は，50cm 間隔に測点を取って行なった。なお，現場の表層は砂礫層で構成されており，孔壁の崩落を防ぐため厚い鉄のケーシングが挿入されていたので，これを避けるため，薗原ダムの場合では深さ 5m から 20mの範囲，下久保ダムの場合では深さ 7m から 18m の範囲について測定を行なった。次に現場別に測定結果を検討してみる。

〔1〕 薗原ダム

測定結果を 表-3 の 1~7 に示す。試験現場の岩盤は黒灰色の粘板岩よりなり，その実質密度は 2.59 であった。現場は河床であり，岩盤は完全に地下水位下に存在するので，3. の (3) 式が岩盤の間隙率の計算に適用できる。表-3 において密度測定値の右欄に (3) 式において d=2.59 と置いて計算した間隙率 V を示した。グラウト後の間隙の密度については3. の (4) 式から求めた。表の最後の欄にあるグラウト完了後の間隙ならびに全体に対するセメント充填量は，それぞれ (5) および (6) 式によって求めた。

表-2 下久保ダム セメントグラウト実績（昭和36年2月～3月）

グループ	グラウト孔番号	グラウト延長 (m)	最終注入圧力 (kg/cm²)	セメント注入量 (kg) 第1ステージ	第2ステージ	計	注入量 (l) 第1ステージ	第2ステージ	計	注入時間 (時間：分)
1	No. 1	13.25	10	1.0	1.7	2.7	10	17	27	0：55
	No. 4	12.81	10	2.0	2.5	4.5	20	25	45	2：20
	No. 8	13.15	10	2.0	7.6	9.6	20	76	96	3：40
2	No. 2	12.38	10	0.5	1.7	2.2	5	17	22	2：05
	No. 6	11.59	10	0.2	3,689.8	3,690.0	2	4,536	4,534	5：38
	No. 10	13.34	10	1.7	10.7	12.4	14	86	100	3：30
	No. 17	11.89	10	5.6	3.2	8.8	56	32	80	3：25
計		88.41	—	13.0	3.717.2	3,730.2	127	4,787	4,914	21：33

測定孔 No.1'

表-3.1 薗原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充塡量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	2.58	30.6	1.00	2.58	1.00	2.58	1.00	2.58	1.00	2.58	1.00	0	0
5.5	2.55	2.5	〃	2.55	1.00	2.55	1.00	2.55	1.00	2.55	1.00	0	0
6.0	2.33	16.4	〃	2.33	1.00	2.33	1.00	2.33	1.00	2.40	1.43	630	103
6.5	2.32	16.9	〃	2.32	1.00	2.32	1.00	2.32	1.00	2.42	1.59	865	146
7.0	2.41	11.3	〃	2.41	1.00	2.41	1.00	2.41	1.00	2.45	1.45	703	80
7.5	2.42	10.7	〃	2.42	1.00	2.42	1.00	2.42	1.00	2.48	1.56	821	88
8.0	1.93	40.4	〃	1.95	1.05	1.96	1.07	1.97	1.10	2.08	1.37	542	219
8.5	1.97	38.9	〃	1.98	1.03	2.00	1.08	2.06	1.23	2.08	1.28	410	160
9.0	2.48	6.9	〃	2.52	1.58	2.52	1.58	2.52	1.58	2.52	1.58	850	59
9.5	2.48	6.9	〃	2.53	1.72	2.53	1.72	2.53	1.72	2.53	1.72	1050	73
10.0	2.50	5.7	〃	2.51	1.18	2.51	1.18	2.51	1.18	2.51	1.18	264	15
10.5	2.51	5.0	〃	2.52	1.20	2.52	1.20	2.53	1.40	2.53	1.40	586	29
11.0	2.41	11.3	〃	2.43	1.18	2.44	1.27	2.45	1.35	2.45	1.35	513	58
11.5	2.42	10.7	〃	2.42	1.00	2.42	1.00	2.43	1.10	2.48	1.58	850	91
12.0	2.41	11.3	〃	2.43	1.18	2.44	1.27	2.44	1.27	2.49	1.71	1040	117
12.5	2.41	11.3	〃	2.42	1.09	2.42	1.09	2.43	1.18	2.46	1.44	645	73
13.0	2.43	10.0	〃	2.43	1.00	2.43	1.00	2.45	1.20	2.50	1.70	1030	103
13.5	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.45	1.00	2.48	1.34	498	45
14.0	2.44	9.4	〃	2.48	1.43	2.48	1.43	2.50	1.64	2.50	1.64	938	88
14.5	2.48	6.9	〃	2.52	1.58	2.52	1.58	2.52	1.58	2.54	1.87	1270	88
15.0	2.53	3.8	〃	2.56	1.79	2.56	1.79	2.56	1.79	2.56	1.79	1160	44
15.5	2.50	5.7	〃	2.55	1.88	2.55	1.88	2.55	1.88	2.55	1.88	1290	74
16.0	2.52	4.4	〃	2.54	1.45	2.55	1.68	2.55	1.68	2.55	1.68	996	44
16.5	2.48	6.9	〃	2.51	1.43	2.51	1.43	2.51	1.43	2.51	1.43	630	43
17.0	2.51	5.0	〃	2.53	1.40	2.53	1.40	2.53	1.40	2.53	1.40	586	29
17.5	2.56	1.9	〃	2.56	1.00	2.56	1.00	2.56	1.00	2.58	2.05	1540	29
18.0	2.56	1.9	〃	2.56	1.00	2.56	1.00	2.56	1.00	2.56	1.00	0	0
18.5	2.58	0.6	〃	2.58	1.00	2.58	1.00	2.58	1.00	2.58	1.00	0	0
19.0	2.49	6.3	〃	2.49	1.00	2.49	1.00	2.49	1.00	2.54	1.79	1160	73
19.5	2.55	2.5	〃	2.55	1.00	2.55	1.00	2.58	2.20	2.58	2.20	1760	44
20.0	2.59	0.0	〃	2.59	1.00	2.59	1.00	2.59	1.00	2.59	1.00	0	0
平均値	2.445	9.1	1.00	2.452	1.08	2.454	1.10	2.460	1.17	2.483	1.42	615	56

測定孔 No. 3

表-3.2 黒原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充填量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	2.40	12.0	1.00	2.42	1.17	2.42	1.17	2.42	1.17	2.43	1.25	366	44
5.5	2.40	12.0	〃	2.40	1.00	2.40	1.00	2.43	1.25	2.46	1.50	732	88
6.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.50	1.29	425	29
6.5	2.42	10.7	〃	2.44	1.19	2.44	1.19	2.46	1.33	2.46	1.33	483	52
7.0	2.40	12.0	〃	2.40	1.00	2.42	1.17	2.42	1.17	2.45	1.42	616	74
7.5	2.40	12.0	〃	2.42	1.17	2.42	1.17	2.43	1.25	2.43	1.25	366	44
8.0	2.48	6.9	〃	2.52	1.58	2.52	1.58	2.52	1.58	2.52	1.58	850	59
8.5	2.18	25.8	〃	2.24	1.23	2.24	1.23	2.24	1.23	2.28	1.39	571	148
9.0	2.45	8.8	〃	2.46	1.11	2.46	1.11	2.46	1.11	2.50	1.57	835	73
9.5	2.52	4.4	〃	2.52	1.00	2.52	1.00	2.52	1.00	2.52	1.00	0	0
10.0	2.52	4.4	〃	2.53	1.23	2.53	1.23	2.53	1.23	2.53	1.23	337	15
10.5	2.50	5.7	〃	2.50	1.00	2.50	1.00	2.50	1.00	2.53	1.53	776	44
11.0	2.51	5.0	〃	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	2.55	1.80	1170	58
11.5	2.52	4.4	〃	2.53	1.23	2.53	1.23	2.55	1.68	2.55	1.68	996	44
12.0	2.50	5.7	〃	2.52	1.35	2.55	1.88	2.55	1.88	2.55	1.88	1290	74
12.5	2.50	5.7	〃	2.52	1.35	2.53	1.53	2.53	1.53	2.53	1.53	776	44
13.0	2.52	4.4	〃	2.55	1.68	2.55	1.68	2.55	1.68	2.55	1.68	996	44
13.5	2.50	5.7	〃	2.53	1.53	2.53	1.53	2.55	1.53	2.55	1.53	776	44
14.0	2.45	8.8	〃	2.50	1.57	2.50	1.57	2.50	1.57	2.52	1.80	1170	103
14.5	2.46	8.2	〃	2.50	1.49	2.50	1.49	2.51	1.61	2.51	1.61	894	73
15.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.52	1.58	850	59
15.5	2.48	6.9	〃	2.50	1.29	2.50	1.29	2.50	1.29	2.50	1.29	425	30
16.0	2.46	8.2	〃	2.46	1.00	2.47	1.12	2.47	1.12	2.52	1.73	1070	88
16.5	2.42	10.7	〃	2.45	1.28	2.46	1.37	2.46	1.37	2.48	1.56	821	88
17.0	2.46	8.2	〃	2.46	1.00	2.46	1.00	2.46	1.00	2.46	1.00	0	0
17.5	2.45	8.8	〃	2.46	1.11	2.46	1.11	2.46	1.11	2.46	1.11	161	14
18.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	0	0
18.5	2.45	8.8	〃	2.48	1.34	2.48	1.34	2.48	1.34	2.48	1.34	498	44
19.0	2.46	8.2	〃	2.46	1.00	2.46	1.00	2.46	1.00	2.46	1.00	0	0
19.5	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.47	1.23	2.47	1.23	2.47	1.23	337	30
20.0	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.47	1.23	2.47	1.23	2.47	1.23	337	30
平均値	2.456	8.4	1.00	2.471	1.18	2.475	1.23	2.479	1.27	2.491	1.42	615	52

測定孔 No.5

表-3.3 園原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充塡量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	2.50	5.7	1.00	2.50	1.00	2.50	1.00	2.50	1.00	2.52	1.35	516	29
5.5	2.42	10.7	〃	2.42	〃	2.42	〃	2.42	〃	2.52	1.94	1380	148
6.0	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.54	1.70	1030	59
6.5	2.48	6.9	〃	2.48	〃	2.48	〃	2.48	〃	2.52	1.58	850	59
7.0	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.54	1.70	1030	59
7.5	2.52	4.4	〃	2.52	〃	2.52	〃	2.52	〃	2.55	1.68	996	44
8.0	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	0	0	0
8.5	2.13	28.9	〃	2.13	〃	2.13	〃	2.13	〃	2.18	1.17	246	71
9.0	2.07	32.7	〃	2.07	〃	2.07	〃	2.07	〃	2.16	1.28	410	132
9.5	2.45	8.8	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.52	1.80	1170	103
10.0	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.52	0	0	0
10.5	2.46	8.2	〃	2.46	〃	2.46	〃	2.46	〃	2.46	0	0	0
11.0	2.45	8.8	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.51	1.68	996	88
11.5	2.45	8.8	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.45	0	0	0
12.0	2.45	8.8	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.51	1.68	996	88
12.5	2.45	8.8	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.45	〃	2.49	1.45	659	58
13.0	2.48	6.9	〃	2.48	〃	2.48	〃	2.48	〃	2.52	1.58	850	59
13.5	2.48	6.9	〃	2.48	〃	2.48	〃	2.48	〃	2.52	1.58	850	59
14.0	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.54	1.70	1030	59
14.5	2.53	3.8	〃	2.53	〃	2.53	〃	2.53	〃	2.55	1.53	777	39
15.0	2.55	2.5	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	0	0	0
15.5	2.55	2.5	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.57	1.80	1170	29
16.0	2.55	2.5	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	0	0	0
16.5	2.52	4.4	〃	2.52	〃	2.52	〃	2.52	〃	2.55	1.68	996	44
17.0	2.55	2.5	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	0	0	0
17.5	2.55	2.5	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	〃	2.55	0	0	0
18.0	2.52	4.4	〃	2.52	〃	2.52	〃	2.52	〃	2.52	0	0	0
18.5	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.52	1.35	516	29
19.0	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	0	0	0
19.5	2.50	5.7	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.50	〃	2.52	1.35	516	29
20.0	2.51	5.0	〃	2.51	〃	2.51	〃	2.51	〃	2.51	0	0	0
平均値	2.472	7.4	1.00	2.472	1.00	2.472	1.00	2.472	1.00	2.500	1.38	553	42

測定孔 No.7

表-3.4 園原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充填量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	2.50	5.7	1.00	2.51	1.18	2.51	1.18	2.51	1.18	2.52	1.35	513	29
5.5	2.55	2.5	〃	2.55	1.00	2.55	1.00	2.55	1.00	2.55	1.00	0	0
6.0	2.29	18.9	〃	2.40	1.58	2.40	1.58	2.40	1.58	2.40	1.58	850	161
6.5	2.37	13.8	〃	2.37	1.00	2.37	1.00	2.43	1.43	2.43	1.43	630	87
7.0	2.40	11.9	〃	2.45	1.42	2.46	1.50	2.46	1.50	2.46	1.50	733	87
7.5	2.35	15.1	〃	2.35	1.00	2.47	1.80	2.47	1.80	2.47	1.80	1170	177
8.0	2.36	14.5	〃	2.45	1.62	2.45	1.62	2.46	1.69	2.46	1.69	1010	146
8.5	2.36	14.5	〃	2.46	1.69	2.46	1.69	2.46	1.69	2 46	1.69	1010	146
9.0	2.30	18.2	〃	2.40	1.55	2.40	1.55	2.40	1.55	2.42	1.66	967	176
9.5	2.11	30.2	〃	2.23	1.40	2.23	1.40	2.24	1.43	2.24	1.43	630	190
10.0	2.20	24.5	〃	2.29	1.37	2.29	1.37	2.29	1.37	2.29	1.37	542	133
10.5	2.31	17.6	〃	2.31	1.00	2.46	1.85	2.46	1.85	2.46	1.85	1250	220
11.0	2.37	13.8	〃	2.37	1.00	2.48	1.80	2.48	1.80	2.48	1.80	1170	161
11.5	2.34	15.7	〃	2.45	1.70	2.45	1.70	2.45	1.70	2.45	1.70	1030	162
12.0	2.33	16.3	〃	2.45	1.74	2.45	1.74	2.45	1.74	2.45	1.74	1080	176
12.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.50	1.29	425	29
13.0	2.52	4.4	〃	2.52	1.00	2.52	1.00	2.52	1.00	2.53	1.23	337	15
13.5	2.52	4.4	〃	2.52	1.00	2.52	1.00	2.53	1.23	2.53	1.23	337	15
14.0	2.46	8.2	〃	2.46	1.00	2.48	1.24	2.48	1.24	2.52	1.49	718	59
14.5	2.43	10.1	〃	2.45	1.20	2.45	1.20	2.45	1.20	2.50	1.69	1010	102
15.0	2.43	10.1	〃	2.44	1.10	2.45	1.20	2.48	1.50	2.48	1.50	733	74
15.5	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.46	1.11	2.46	1.11	161	14
16.0	2.43	10.1	〃	2.43	1.00	2.43	1.00	2.45	1.20	2.46	1.30	439	44
16.5	2.42	10.7	〃	2.43	1.09	2.43	1.09	2.45	1.28	2.46	1.37	542	58
17.0	2.42	10.7	〃	2.42	1.00	2.43	1.09	2.43	1.09	2.46	1.37	542	58
17.5	2.42	10.7	〃	2.44	1.19	2.45	1.28	2.46	1.37	2.46	1.37	542	58
18.0	2.43	10.1	〃	2.43	1.00	2.45	1.20	2.46	1.30	2.46	1.30	439	44
18.5	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.45	1.00	2.48	1.34	498	44
19.0	2.40	11.9	〃	2.42	1.17	2.42	1.17	2.45	1.42	2.45	1.42	615	73
19.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	0	0
20.0	2.53	3.8	〃	2.54	1.26	2.55	1.53	2.55	1.53	2.55	1.53	776	29
平均値	2.400	11.9	1.00	2.432	1.27	2.447	1.40	2.451	1.43	2.463	1.53	776	92

測定孔 No. 8

表-3.5 藤原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充填量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	1.96	39.6	1.00	1.96	1.00	1.97	1.03	2.04	1.20	2.04	1.20	293	116
5.5	2.06	33.9	〃	2.07	1.03	2.07	1.03	2.07	1.03	2.11	1.15	220	72
6.0	2.11	30.1	〃	2.11	1.00	2.11	1.00	2.15	1.13	2.15	1.13	190	57
6.5	1.95	40.2	〃	1.95	1.00	1.95	1.00	1.95	1.00	2.00	1.12	176	70
7.0	1.97	39.0	〃	1.97	1.00	1.98	1.03	1.99	1.05	2.01	1.10	147	57
7.5	2.14	28.3	〃	2.14	1.00	2.14	1.00	2.27	1.46	2.36	1.78	1140	323
8.0	2.07	32.7	〃	2.16	1.28	2.16	1.28	2.23	1.49	2.23	1.49	718	235
8.5	2.27	20.1	〃	2.32	1.25	2.34	1.35	2.36	1.45	2.36	1.45	659	132
9.0	2.27	20.1	〃	2.28	1.05	2.28	1.05	2.44	1.85	2.44	1.85	1250	251
9.5	2.51	5.0	〃	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	0	0
10.0	2.47	7.5	〃	2.51	1.53	2.51	1.53	2.51	1.53	2.51	1.53	776	58
10.5	2.16	27.0	〃	2.21	1.19	2.21	1.19	2.39	1.85	2.39	1.85	1250	337
11.0	2.37	13.8	〃	2.37	1.00	2.37	1.00	2.48	1.80	2.48	1.80	1170	162
11.5	2.44	9.4	〃	2.47	1.32	2.47	1.32	2.52	1.85	2.52	1.85	1250	118
12.0	2.44	9.4	〃	2.44	1.00	2.50	1.64	2.50	1.64	2.50	1.64	937	88
12.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.49	1.15	2.51	1.44	2.53	1.73	1070	74
13.0	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.52	1.80	2.52	1.80	1170	103
13.5	2.44	9.4	〃	2.45	1.11	2.48	1.43	2.52	1.85	2.52	1.85	1250	119
14.0	2.47	7.5	〃	2.47	1.00	2.48	1.13	2.51	1.53	2.52	1.67	981	74
14.5	2.44	9.4	〃	2.45	1.11	2.45	1.11	2.52	1.85	2.52	1.85	1250	118
15.0	2.47	7.5	〃	2.47	1.00	2.47	1.00	2.52	1.67	2.52	1.67	981	74
15.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.52	1.58	2.52	1.58	849	59
16.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.49	1.15	2.50	1.29	2.50	1.29	425	29
16.5	2.50	5.7	〃	2.50	1.00	2.50	1.00	2.51	1.18	2.51	1.18	264	15
17.0	2.41	11.3	〃	2.43	1.18	2.44	1.27	2.44	1.27	2.44	1.27	395	45
17.5	2.41	11.3	〃	2.44	1.27	2.44	1.27	2.46	1.44	2.46	1.44	644	73
18.0	2.43	10.1	〃	2.44	1.10	2.44	1.10	2.46	1.30	2.48	1.50	732	74
18.5	2.44	9.4	〃	2.44	1.00	2.44	1.00	2.46	1.21	2.46	1.21	308	29
19.0	2.39	12.6	〃	2.40	1.08	2.40	1.08	2.43	1.32	2.46	1.56	820	103
19.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.50	1.29	425	29
20.0	2.46	8.2	〃	2.46	1.00	2.46	1.00	2.46	1.00	2.50	1.49	718	59
平均値	2.336	15.9	1.00	2.355	1.12	2.360	1.15	2.395	1.37	2.405	1.43	630	100

測定孔 No.9

表-3.6 園原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充填量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	2.00	37.1	1.00	2.00	1.00	2.00	1.00	2.00	1.00	2.11	1.29	425	158
5.5	2.38	13.2	〃	2.41	1.23	2.44	1.45	2.51	1.99	2.51	1.99	1450	191
6.0	2.43	10.1	〃	2.51	1.79	2.52	1.89	2.53	1.99	2.53	1.99	1450	146
6.5	2.45	8.8	〃	2.46	1.11	2.46	1.11	2.46	1.11	2.48	1.34	498	44
7.0	2.44	9.4	〃	2.45	1.11	2.45	1.11	2.45	1.11	2.45	1.11	161	15
7.5	2.40	11.9	〃	2.41	1.08	2.41	1.08	2.41	1.08	2.42	1.17	249	30
8.0	2.33	16.3	〃	2.38	1.31	2.38	1.31	2.38	1.31	2.39	1.37	542	89
8.5	2.30	18.2	〃	2.38	1.44	2.38	1.44	2.39	1.49	2.43	1.71	1040	190
9.0	2.45	8.8	〃	2.47	1.23	2.47	1.23	2.47	1.23	2.48	1.34	498	44
9.5	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.47	1.23	2.50	1.57	835	74
10.0	2.47	7.5	〃	2.48	1.13	2.48	1.13	2.48	1.13	2.50	1.40	536	40
10.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.49	1.15	2.52	1.58	850	58
11.0	2.50	5.7	〃	2.53	1.53	2.53	1.53	2.53	1.53	2.53	1.53	727	41
11.5	2.50	5.7	〃	2.50	1.00	2.50	1.00	2.50	1.00	2.51	1.18	264	15
12.0	2.53	3.8	〃	2.56	1.79	2.56	1.79	2.56	1.79	2.56	1.79	1160	44
12.5	2.32	16.9	〃	2.48	1.95	2.48	1.95	2.48	1.95	2.48	1.95	1390	222
13.0	2.41	11.3	〃	2.50	1.80	2.50	1.80	2.50	1.80	2.51	1.90	1320	149
13.5	2.51	5.0	〃	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	0	0
14.0	2.44	9.4	〃	2.44	1.00	2.44	1.00	2.44	1.00	2.52	1.85	1250	117
14.5	2.47	7.5	〃	2.50	1.40	2.50	1.40	2.51	1.53	2.52	1.67	982	74
15.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.52	1.58	850	59
15.5	2.45	8.8	〃	2.50	1.57	2.50	1.57	2.50	1.57	2.52	1.80	1170	103
16.0	2.48	6.9	〃	2.51	1.44	2.52	1.53	2.52	1.53	2.53	1.72	1050	72
16.5	2.48	6.9	〃	2.51	1.44	2.52	1.53	2.53	1.72	2.55	1.01	1470	101
17.0	2.50	5.7	〃	2.50	1.00	2.52	1.35	2.53	1.53	2.53	1.53	727	42
17.5	2.53	3.8	〃	2.53	1.00	2.53	1.00	2.54	1.26	2.55	1.53	727	28
18.0	2.50	5.7	〃	2.52	1.35	2.52	1.35	2.53	1.53	2.55	1.88	1290	74
18.5	2.48	6.9	〃	2.50	1.29	2.50	1.29	2.52	1.58	2.55	1.01	1470	101
19.0	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.46	1.11	2.48	1.34	2.51	1.68	996	88
19.5	2.50	5.7	〃	2.52	1.35	2.52	1.35	2.52	1.35	2.53	1.53	727	41
20.0	2.50	5.7	〃	2.52	1.35	2.52	1.35	2.53	1.53	2.54	1.70	1030	59
平均値	2.439	9.5	1.00	2.466	1.28	2.469	1.32	2.476	1.39	2.495	1.59	864	82

測定孔 No.10

表-3.7 薗原ダム セメントグラウト試験結果

深度 (m)	グラウト前			第1グループ第1ステップ		第2グループ第1ステップ		第1グループ第2ステップ		第2グループ第2ステップ		セメント充塡量(g/l)	
	密度 (g/cm³)	間隙率 (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 (g/cm³)	間隙に対して	全体に対して
5.0	2.15	27.7	1.00	2.15	1.00	2.15	1.00	2.15	1.00	2.16	1.04	59	17
5.5	2.06	33.3	〃	2.09	1.09	2.09	1.09	2.09	1.09	2.11	1.15	220	73
6.0	2.03	35.2	〃	2.03	1.00	2.06	1.09	2.07	1.11	2.07	1.11	161	57
6.5	2.01	36.5	〃	2.01	1.00	2.03	1.05	2.03	1.05	2.06	1.14	205	75
7.0	2.04	34.6	〃	2.04	1.00	2.05	1.03	2.05	1.03	2.05	1.03	44	15
7.5	2.04	34.6	〃	2.04	1.00	2.05	1.03	2.05	1.03	2.05	1.03	44	15
8.0	2.11	30.2	〃	2.11	1.00	2.11	1.00	2.11	1.00	2.11	1.00	0	0
8.5	2.24	22.0	〃	2.26	1.09	2.29	1.23	2.29	1.23	2.29	1.23	337	74
9.0	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.47	1.23	2.48	1.34	493	44
9.5	2.43	10.1	〃	2.45	1.20	2.50	1.69	2.50	1.69	2.50	1.69	1010	102
10.0	2.43	10.1	〃	2.44	1.10	2.45	1.20	2.47	1.40	2.47	1.40	586	59
10.5	2.47	7.5	〃	2.50	1.40	2.50	1.40	2.52	1.67	2.52	1.67	982	74
11.0	2.44	9.4	〃	2.46	1.21	2.46	1.21	2.47	1.32	2.47	1.32	469	44
11.5	2.42	10.7	〃	2.44	1.19	2.45	1.28	2.45	1.28	2.47	1.47	689	74
12.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	0	0
12.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.50	1.29	2.51	1.44	645	45
13.0	2.50	5.7	〃	2.52	1.35	2.52	1.35	2.52	1.35	2.52	1.35	513	29
13.5	2.51	5.0	〃	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	2.52	1.20	293	15
14.0	2.36	14.5	〃	2.36	1.00	2.36	1.00	2.36	1.00	2.46	1.69	1010	147
14.5	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.45	1.00	2.50	1.57	835	74
15.0	2.45	8.8	〃	2.45	1.00	2.45	1.00	2.45	1.00	2.51	1.68	997	88
15.5	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.52	1.58	850	59
16.0	2.51	5.0	〃	2.51	1.00	2.51	1.00	2.51	1.00	2.54	1.60	880	44
16.5	2.47	7.5	〃	2.48	1.13	2.48	1.13	2.48	1.13	2.53	1.80	1170	88
17.0	2.43	10.1	〃	2.43	1.00	2.43	1.00	2.43	1.00	2.50	1.69	1010	102
17.5	2.43	10.1	〃	2.43	1.00	2.43	1.00	2.43	1.00	2.50	1.69	1010	102
18.0	2.40	11.9	〃	2.40	1.00	2.40	1.00	2.40	1.00	2.48	1.67	982	117
18.5	2.37	13.8	〃	2.38	1.07	2.38	1.07	2.38	1.07	2.46	1.65	953	132
19.0	2.41	11.3	〃	2.41	1.00	2.41	1.00	2.41	1.00	2.48	1.62	909	103
19.5	2.52	4.4	〃	2.52	1.00	2.52	1.00	2.52	1.00	2.55	1.68	997	44
20.0	2.48	6.9	〃	2.48	1.00	2.48	1.00	2.48	1.00	2.53	1.73	1070	74
平均値	2.356	14.7	1.00	2.363	1.05	2.368	1.08	2.371	1.10	2.400	1.30	440	64

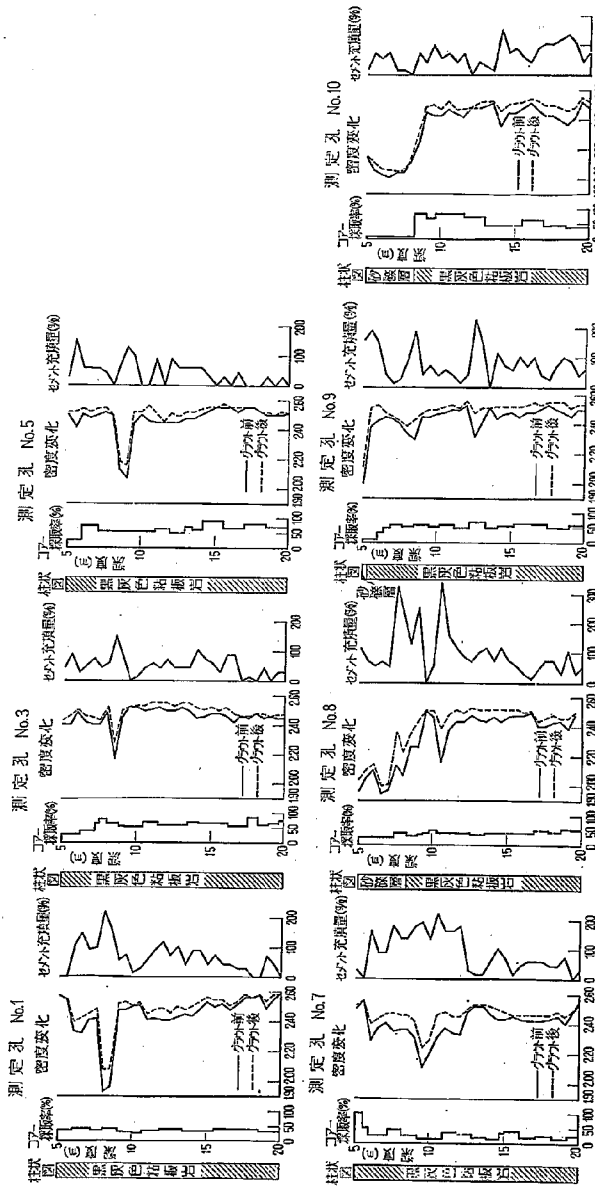


図-5 園原ダム セメントグラウト調査結果（1）

表-3 に示した測定結果の測定孔のボーリング柱状図と対照させて図示したものが図-5である。次に表-3および図-5により各測定孔における測定結果を検討してみる。

（1） 測定孔 No. 1

測定孔 No. 1 は第1グループのグラウト孔 No. 14 と第2グループのグラウト孔 No. 22 の中間に位置し，着岩点以下の地質は黒灰色粘板岩である。深度 5m から 20m までの平均密度は測定点31点の平均で 2.445 で，これより計算すると間隙率は 9.1 であった。コアー採取率の平均も 38% で悪い方である。特に 8.0～8.5m の部分に断層と推定される密度が 2.0 以下の部分が存在し，ここにおける間隙率は 40% にも達する。また6.0～6.5m の部分も間隙率 16% にも達し，かなり悪い方である。グラウト孔 No. 14 の注入深度 15m のグラウトでは深度 8.0～17.0m においてわずかの効果が現われた。8.0～8.5m の断層部分にもわずかながら密度の増加が認められた。このグラウトによる平均間隙密度の増加は平均で 0.08 であった。第2グラウトはグラウト孔 No. 22 において注入深度 15m で行なった。このグラウトによる平均間隙密度の増加は 0.02 にすぎず，8.0～8.5m の断層部分でわずかの効果が認められた他は，局部的に11.0，12.0，16.0m の各点でわずかの効果が散見されただけであった。表-1 によればこのグラウトによる注入セメント量は 555.9 kg で，前回のグラウト孔 No. 14 の注入量 549.0 kg とほとんど匹敵する。グラウト孔 No. 14 のグラウトでは測定孔 No. 8 からセメントミルクが噴出しまたその近傍にある測定孔 No. 7 で平均 0.032 におよぶ大きな岩盤密度増加が観測されたのであるが，グラウト孔 No. 22 では，ほとんど同量のセメントが注入されたにもかかわらず，それを取囲む3本の測定孔 No. 1，5，8 では，きわめてわずかの密度変化しか認められていない。このことはグラウト孔 No. 22 において注入されたセメントミルクは測定孔間の岩盤内に主として充填され，測定にかからなかったことを示すものではないかと考えられる。他の4本の測定孔における結果を調べても，著しい密度増加を示すものがないことからも，この可能性が強い。

第3グラウト，すなわちグラウト孔 No. 14 の注入深度 20.0m におけるグラウトでは平均して 0.07 の密度増加が認められた。このグラウトにより主として効果が認められたところは断層部分の 8.5m で，0.06 の密度増加が観測された。19.5m では岩盤密度が 2.55 から 2.58 に増加したため，平均間隙密度が 2.20 となった。このことは，セメントミルク固化物の密度，測定誤差等を考慮に入れても，この点における岩盤の間隙が完全にセメント固化物で充填されたことを示すものであると考えられる。

最終グラウトはグラウト孔 No. 22 から 20.0m の深度で 764.9kg のセメントを注入した。このグラウトによっては平均値で 0.023 に達するかなり著しい密度増加が認められた。とくに効果が著しい部分は 6.0～8.0m で，11.5～13.5m の部分もかなり効果があがった。8.0m の断層部分では 0.11 の密度増加により，平均間隙密度が 0.27 増加した。

以上の4回のグラウトによる効果を総合して考えるとグラウトによる全密度増加 0.038 のうち，最終グラウトによる分が 0.023 を占め，最も寄与するところが大であり，次に第1グラウト，第3グラウト，第2グラウトの順に寄与の度合が小さくなっている。グラウト孔 No. 22 における深度 15m のグラウトでは 0.002 の密度増加しか認められなかったのが，同一のグラウト孔をさらに 5m 掘り進めて 20m の深度におけるグラウトでは 0.023 の密度増加があったということについては，グラウト孔を掘り進めたために，孔の周囲に新しい地質条件が開けたということも考えられ，また第2と第4のグラウトが15日の間隔を置いて実施されているので，時間の経過に伴う地質条件の変化も充分考えられる。8.0～8.5m の断層部分においては，下部 8.5m が第3グラウトによってかなり充填され，上部 8.0m が第4グラウトによってかなり充填された。このことは下部 8.5m はグラウト孔 No. 14 と通じやすく，上部 8.0m はグラウト孔 No. 22 と通じやすかったことを示すものと考えられる。この両者とも第1，第2のグラウトはほとんど効果をあげていないことから見て，両グラウト孔とも注入深度の増加と，時日の経過のために測定孔 No. 1 のこの断層部分に通じる径路が地質条件の変化によって開けたものと考えられる。しかしグラウトの効果があがったとはいえこの断層部分の密度は最終グラウト後でさえ 2.08 にすぎず，かなり間隙密度は低い。この間隙はさらに時日を隔ててグラウトを実施すれば，ある程度はさらに充填することができたかも知れない。

（2） 測定孔 No. 3

測定孔 No. 3 は第1グループグラウト孔 No. 16 と第2グループグラウト孔 No. 22 の中間に位置し，着岩点以下の地質は黒灰色粘板岩である。深度 5.0～20.0m の範囲における平均岩盤密度は 2.456 で，これより計算した間隙率は 8.4% であった。この測定孔でとくに岩盤の悪いところは 8.5m の断層部分と推定される部分で間隙率は 25.8% である。5.0～5.5m，6.5～7.5m の部分も間隙率12%前後で悪い方であるが，他の部分は概して良好である。コアー採取率も53%で，7本の測定孔のうち2番目に良好であった。

第1グラウトは，グラウト孔 No. 16 から深度 15m で 749.6 kg のセメントを注入した。このグラウトにより主として 5.0～14.5m の部分に密度増加が認められた。

しかし局部的には，たとえば7.5mの部分のように密度増加が認められない部分も存在する。また18.5mのように局部的に他の部分と飛び離れて密度増加をきたした部分もある。このグラウトの効果は平均値として0.015の密度増加が認められているので，かなり高かったといえる。またこのグラウトの際，No.9，15，20でセメントミルクが噴出していることから，注入セメントのかなりの部分は，測定孔No.9の方向に進んだのではないかと考えられる。第2グラウトはグラウト孔No.22からのものであるが，7.0m，12.0～12.5m，16.0～16.5m，19.5～20.0mでわずかの効果が認められただけで，平均の密度増加は0.004にすぎなかった。第3グラウトでは再びグラウト孔No.16から，深度20mで1,073.5kgのセメントが注入された。しかし，その効果はセメント量に比べて小さく，主として5.5～7.5mの部分でわずかの密度増加が認められ，他に14.5mで0.01の増加が認められた。第1グラウトでも5.0～14.5mの範囲で密度増加が認められているので，この部分はグラウト孔No.16からのグラウト効果が及びやすい状況にあったといえる。第3グラウトでは1,073.5kgにも及ぶ多量のセメントが注入されたにもかかわらず，測定孔No.3における効果が小さかったことは，第1グラウトの場合と位置は異なるが，セメントミルクがNo.2，15が噴出しているので，注入セメントの大部分がNo.2，15の方向に逃げたことによって説明できると思われる。

最終グラウトではグラウト孔No.22から764.9kgのセメントが注入されたが，このときNo.5，11，12の3本の孔よりセメントミルクが噴出している。測定孔No.3では5.0～9.0m，10.5～11.0m，15.0～16.5mでかなり効果が認められており，密度増加は平均して0.012であった。このグラウトにおいては噴出孔の位置から考えて，注入されたセメントは主としてNo.5からNo.11，12の方向へ進み，他の方向に進んだセメントミルクについても，測定孔No.1の方向が測定孔No.3の方より多かったと考えられる。

以上述べた4回のグラウトについて総合して考えると次のとおりである。

測定孔No.3においては第1および第4のグラウトの効果が著しかった。8.5mの断層部分もこの2回のグラウトによって平均間隙密度が0.39増加した。グラウト孔No.16からのグラウト効果は5.0～14.5mの範囲に認められ，No.22からのグラウト効果は局部的にところどころ認めることができる。第3グラウトではグラウト試験において最も多量のセメントが注入されたにもかかわらず，著しい効果が認められなかったのは，注入セメントがNo.2，15の方向に大部分逃げて行ったためであると考えられる。セメント充填量は岩盤全体に対して平均52g/lで，10～15mの部分が高い。

（3） 測定孔 No.5

測定孔No.5は第1グループグラウト孔No.18と第2グループグラウト孔No.22の中間に位置し，着岩点以下の地質は前の2本の測定孔と同じく黒灰色粘板岩である。深度5.0～20.0mの範囲における平均岩盤密度は2.472で，これより計算した間隙率は7.4%であり，7本の測定孔のうち最も小さく，コアー採取率も57%で，7本のうち最大であった。以上のように，この測定孔では岩盤は概して良好であるが，8.5～9.0mに断層部分と推定される密度2.07～2.13の部分が存在する。したがって，この断層部分以外の部分の間隙率は平均5.8%となり，かなり良い方である。第1グラウトではグラウト孔No.18から588.4kgのセメントが注入されたにもかかわらず，測定孔No.5では効果が認められなかった。このグラウトにおいてはNo.11からセメントミルクの噴出が認められているので，注入されたセメントも測定孔No.5以外の方向へ進んだものと考えられる。

第2，第3のグラウトによってもまったく密度増加は認められなかった。このことから，グラウト孔No.18と測定孔No.5とは地質的に遮断されているものと考えられる。最終グラウトはグラウト孔No.22のものからであるが，このグラウトにより平均密度増加が0.028に達する著しい効果が認められ，平均間隙密度は1.38となった。このことは(2)の測定孔No.3における結果の検討のところで述べたように，グラウト孔No.22からの注入セメントが主としてNo.5を通ってNo.11，12の方向に進んだことを示すものだろう。セメント充填量のグラフから見れば，最終グラウトの効果は深度5.0～20.0mの全域にわたって認められるが，とくに5.0～8.0m，12.0～14.5mが効果が大である。8.5～9.0mの断層部分における平均間隙密度は1.17～1.28にすぎず，グラウト後においてもなお，グラウトされる余地をかなり残している。5.5mの部分では平均間隙密度が最終グラウトにより一挙に1.94となっているが，このことは前にも述べたとおり，この間隙はセメント固化物で完全に充填されたことを示すものであろう。

（4） 測定孔 No.7

測定孔No.7は第1グループグラウト孔No.14と第2グループグラウト孔No.13の中間に位置し，地質は黒灰色粘板岩である。コアー採取率は28%で7本の測定孔のうち一ばん低く，平均密度は2.400でこれより計算した間隙率は11.9%とかなり悪い方である。6.0～12.0mの範囲が岩盤が悪く，とくに9.5mには断層部分と推定される間隙率30.2%の個所が存在する。第1グラウトはグラウト孔No.14から実施されているが，このグラウトにより孔の全長にわたって平均0.032に及ぶ密度増加が認められた。とくに効果が顕著であった部分は6.0m，8.0～10.0m，11.5～12.0mである。9.5m

の断層部分も第1グラウトにより平均間隙密度が 0.40 増加した。第2グラウトはグラウト孔 No. 13 からであるが，No. 22 の影響もあるものと考えねばならないだろう。このグラウトにより 7.5m，11.0～11.5m の部分において著しい効果が認められた。第3グラウトは第1グラウトと同じグラウト孔からのものであるが，グラウトの効果はところどころで認められる。6.5m の部分の効果がこのグラウトでは最大であった。最終グラウトにおいては 12.5～17.0m において効果がかなりあがった。しかし，このグラウトにおけるグラウト孔 No. 13 よりの注入セメント量は 122.5 kg の少量にすぎなかったので，注入されたセメントのほとんど大部分はグラウト孔 No. 13 より測定孔 No. 7 の方向に圧入されたものと考えられる。この測定孔においては全グラウトを通じて 0.063 に達する大幅な密度増加が認められており，セメント充填量も全体に対して 92 g/l とかなり大きいので，グラウトの効果は大きくあがったことがいえるだろう。

（5） 測定孔 No. 8

測定孔 No. 8 は第1グループグラウト孔 No. 14 と第2グループグラウト孔 No. 15 の中間に位置し，砂礫層が黒灰色粘板岩基盤の上を 8.30m の厚さでおおっている。密度測定は他の測定孔と同じく砂礫層を含めて深度 5.0m から実施しているので，表-3～5，図-5 に示されているように，深度 9.0m までの間隙率がきわめて高い。間隙率は粘板岩層にはいって一旦低下し，ふたたび 10.5 m で急増する。この部分は断層部分と推定される。この断層部分以下はまた比較的良好な岩盤となるが，17.0 m から 19.0m まで間隙率がやや増加する。

第1グラウトでは主として 8.0～8.5m，10～10.5m，17.0～18.0m で効果が認められ，とくに 8.0～8.5m の砂礫層と岩盤との境界付近において効果が著しかった。また 10.5m の断層部分においても，ある程度の効果が認められた。第2グラウトはグラウト孔 No. 15 からであるが，このグラウトによる効果は小さく，主として 12.0m の部分で密度が 0.06 増加した以外は，8.5m，13.5～14.0m，16.0m でわずかの密度増加が観測されたにすぎない。第3グラウトでは測定孔のほぼ全長，5.0～19.0m にわたって大幅な密度増加が観測された。とくにグラウト効果が著しかった部分は 5.0m，7.5～8.0m，9.0m，10.5～11.5m，13.0～15.5m である。10.5m の断層部分はこのグラウトにより平均間隙密度が 0.66 増加して 1.85 となり，ほとんど完全に充填されたものと考えられる。9.0m の非常に間隙の多い部分もグラウトによって平均間隙密度が 1.85 まで増加し，やはりほとんど完全に充填されたものと考えることができる。グラウト孔 No. 14 の周囲にある測定孔 No. 1，7，8 のうち第3グラウトによる効果は No. 8 において最も高く，他の2本では目立った効果は認められなかったことから，第3グラウトによりグラウト孔 No. 14 から注入されたセメントは主として測定孔 No. 8 近傍に進んだものと考えられる。最終グラウトでは，主として 5.5m，6.5～7.5m，19.0～20.0m において効果が認められ，とくに 7.5m の砂礫層における効果が著しく，この部分はほとんど完全に充填された。以上の4回のグラウトにおける効果を総合してみると，5.0～20.0m の全測定範囲において，平均 0.069 の密度増加があり，平均間隙密度は 1.43 となった。セメント充填量の平均は全体に対して 100 g/l でかなり大であった。グラウトの効果が大であった範囲は，7.5m，9m，10.5～14.5m であった。グラウト孔 No. 14 からのグラウト効果が大きく，とくに注入深度 20m における効果は全グラウトの 50% を占めた。また，この第3グラウトにおいては，注入セメントは測定孔 No. 1，7 の方向へは行かず，No. 8 ならびに測定孔群外へ行ったものと考えられる。

（6） 測定孔 No. 9

測定孔 No. 9 は第1グループグラウト孔 No. 16 と第2グループグラウト孔 No. 15 の中間に位置し，表層の砂礫層は深度 5.3m まで達している。この測定孔においては，8.0～8.5m，12.5m に断層と推定される部分があるが，この断層は間隙率 20% 以下で，他の測定孔の断層と比較してかなり間隙率は低い。しかし前後の連絡関係から考えて 8.0～8.5m がこの試験地点に存在する断層と考えられ，12.5m の部分は独立した破砕帯と考えられる。コアー採取率は平均 51% で，砂礫層部分 5.0～5.5m を除けば，他は概して良好な岩盤よりなるものと考えられる。この測定孔においては，第1グラウトにより平均密度増加 0.027 に達する著しい効果が認められた。グラウト効果は全孔深にわたっているが，とくに 5.5～6.0m，8.0～8.5m，12.5～13.0m，15.5～16.5 m が著しい。12.5～13.0m の部分はこのグラウトにより完全に充填されたものと見なしてさしつかえないだろう。測定孔 No. 1 のところで述べたように，グラウト孔 No. 16 から実施した第1グラウトにおいては，注入セメントミルクが No. 9，15，20 の各孔から噴出しており，また測定孔 No. 3 では平均 0.015 の密度増加が認められているが，測定孔 No. 10 ではほとんどグラウト効果は認められていない。このことから，第1グラウトによる注入セメントは主として測定孔 No. 9 周囲の間隙を充填した可能性が強い。第2グラウトによる効果はきわめて小さく，5.5～6.0m，16.0～17.0m においてわずかに認められるにすぎない。第3グラウトでは 5.5～6.0m，16.5～19.0m において効果を認めることができ，とくに 5.5m ではこのグラウトにより完全に充填されたものと考えられるが，全体として見れば効果は大きい方ではない。最終グラウトでは，ほとんど全孔深にわた

って効果が認められている。中でも，深度 5.0m の砂礫層と 14.0m の部分ではとくに効果は大である。14.0 mではこのグラウトによりほとんど完全に充填された。

以上述べた4回のグラウトを通して見れば，第1グラウトによる効果が最大であり，次に第4グラウトである。グラウト完了後における平均間隙密度は 1.59 で高く，とくに 5.5～6.0m，12.5～13.0m では原岩盤の間隙率がかなり大であったにもかかわらず，完全に充填されたものと考えられる。8.0～8.5m の断層部分と推定されるところでも平均間隙密度はそれぞれ 1.37，1.71 で，他の測定孔における結果と比較してかなり高い方である。

（7） 測定孔 No.10

測定孔 No.10 は第1グループグラウト孔 No.16 と第2グループグラウト孔 No.17 の中間に位置し，表層の砂礫層は深度 8.3m まで達している。この測定孔においては，他の測定孔において見られたような断層部分の存在は認められない。おそらく砂礫層と粘板岩基盤との境界付近に位置しているのではないかと考えられる。第1グラウトによる効果は小さく，5.5m，および 9.5～11.5m で主として効果が認められた。第2グラウトでは第1グラウトより効果は大で，6.0～10.0m の範囲においてその効果が認められる。第3グラウトの効果はわずかに 9.0～11.0m，12.5m で少し認められるにすぎない。しかし最終グラウトにおいては，とくに 14.0～20.0 mの範囲で著しい効果を認めることができた。それより上部においても局部的な効果を認めることができるが，ごく小さい。14.0～20.0mの部分はこの最終グラウトによって，平均間隙密度が一挙に 0.6～0.8 増加した。最終グラウトはグラウト孔 No.17 より実施したものであるが，このときの注入セメント量は 385.7kg で少なかったから，グラウト孔 No.17 より注入されたセメントは主として，第2グラウト後新たに掘り進められた深度 15.0～20.0m の部分から測定孔 No.10 の方向へ圧入されて行ったものと考えられる。また，このことから，グラウト孔 No.17 の 15.0～20.0m は測定孔 No.10 の方向に対してかなり間隙に富み，注入セメントが通りやすい地質であったと推定される。

以上各測定孔別にグラウトの効果を検討してみたが，測定孔，グラウト孔の位置関係を考慮に入れて，各グラウトにおける効果を平面的に総合して考える必要がある。

図-6 は第1グラウトにおけるグラウト効果のおよび方を図示したものである。グラウト孔より測定孔に向けて引いたグラウトの方向を示す矢印の横にあげた数字は，その測定孔における岩盤全体に対する平均セメント充填量で，カッコ内はグラウト効果が著しかった部分の深度である。図-6 によれば，まずグラウト孔 No.14 に

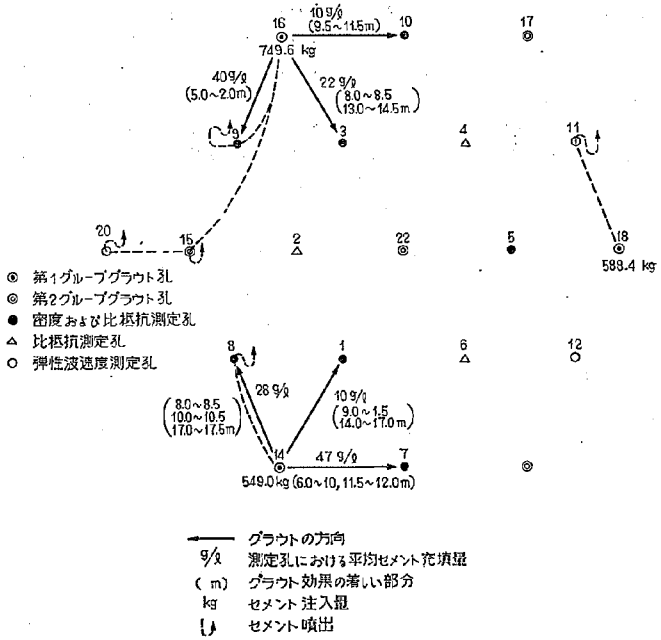


図-6　グラウト効果の平面分布（薗原ダム第1グラウト）

おいては，その周囲にある3本の測定孔 No. 1，7，8においてグラウト効果が認められているが，中でも測定孔 No. 7 が平均セメント充填量として 47 g/l でもっとも大であり，とくにその深度 6.0m，7.0m，8.0～10.0m において著しい効果が認められている。No. 1 では平均で 10 g/l のセメント充填が認められており，その大部分は 9.0～9.5m，14.0～17.0m に集中している。No. 8 では平均 28 g/l のセメント充填が 8.0～8.5m，10.0～10.5m，17.0～17.5m に集中している。このことを全体的に考えてみると，グラウト孔 No. 14 の周囲においては，8.0～10.0m 付近にかなり間隙に富み，セメントミルクが通りやすい地層が存在し，その他の部分においては，No. 1 と No. 8 の方向にグラウト孔の最深部 15.0 m 付近から下に向かって間隙に富む地層が走り，17.0～17.5m の深さに到達しているものと考えられる。

グラウト孔 No. 14 からのグラウトは上記の3本の測定孔においてその効果が認められたのであるが，その先の部分にまで効果を及ぼしているかどうか，この測定孔群と反対の方向にも効果があったかどうかについて考えてみる。

この測定に使用した γ-線密度計の測定容積の半径は密度 2.0～2.5 の範囲で約 10cm である。いま，ここで図-7 に示すように，注入されたセメントが測定孔の 5.0～20.0m の部分の周囲に，γ-線密度計の測定容積を充分にカバーするように半径 15cm の大きさでグラウトされたものとし，また，グラウト孔から周囲の3本の測定孔に向っても，5.0～15.0m の深さの範囲で，測定孔の周囲のグラウト容積の直径と等しい 30cm の幅の部分がグラウトされたものとする。そうすれば，このグラウトされた部分の容積は約 11,000 l となる。図-7 に示したグラウト容積が，3本の測定孔で実測されたグラウト効果の平均のグラウト効果を受けているものとすれば，平均グラウト効果はセメント充填量として 28 g/l となる。したがって，図-7 に示したグラウト容積内に必要なセメント量は

$$28\,\mathrm{g/l} \times 11{,}000\,l = 308\,\mathrm{kg}$$

となる。

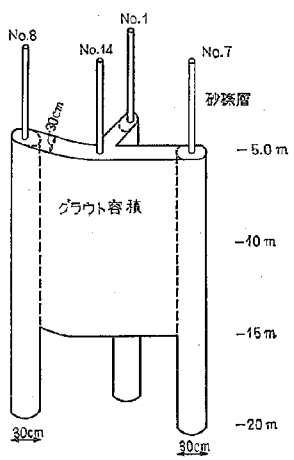


図-7　グラウト容積の想定図
（第1グラウト No. 14 グラウト孔）

グラウト孔 No. 14 で注入されたセメント量は 549.0 kg であった。以上のような仮定を設けると，そのうち 56% に当る 309kg が上に述べたところのごく限られた部分に注入されたことになり，残りの 240kg はその他の部分に注入されたものと考えられる。第1グラウトにおいては，グラウト孔 No. 14 からのセメントミルクの一部が測定孔 No. 8 から噴出した事情もあり，グラウトされたセメントがグラウト孔 No. 14 から測定孔 No. 1，7，8 よりかなり遠い部分に到達したり，これらの測定孔と逆の方向に進んだ可能性はかなり少なく，この場合のグラウト到達距離はせいぜい 1.5m 程度であって，その方向は測定孔 No. 1，7，8 を含む方向であるものと推定される。

グラウト孔 No. 16 からは 749.6kg のセメントが注入され，それを取巻く3本の測定孔 No. 3，9，10 で平均 10～40 g/l のセメントが充填された。とくにグラウト効果が著しかった部分 No. 3 では 8.0～8.5m，13.0～14.5m，No. 9 では 5.5～6.0m，8.0～8.5m，12.5～13.0m，15.5m～16.5m である。8.0～8.5m の部分は No. 3 と No. 9 とで共通しており，また，この2孔の間隔が 1m であることから，対応した地層であると考えられる。グラウト孔 No. 16 のグラウトの際には No. 9，No. 15，No. 20 の各孔からセメントミルクが噴出した。この現象と，グラウト効果が測定孔 No. 9 において最も著しいことから，グラウトされたセメントは主として No. 9，15，20 の方向に進行したものと考えられる。グラウト孔 No. 14 について試みたグラウトに要するセメントの量の計算を，測定孔 No. 3，9，10 について行なうと，所要セメント量は 259 kg となり，注入セメント量との差は 491kg となる。このセメントの進行径路としては No. 9，15，20 の方向を考えることが妥当である。

グラウト孔 No. 18 からは 588.4 kg のセメントが注入されたにもかかわらず，そこから 1m 隔った測定孔 No. 5 にはなんらのグラウト効果をも及ぼしていない。しかし，ボーリング孔 No. 11 より注入セメントの噴出が認められていることから，グラウト孔 No. 18 からのセメントは測定孔 No. 5 の方向へは行かず，No. 11 またはその他の方向へ進行したものと考えられ，また測定孔 No. 5 とグラウト孔 No. 18 とは地質的に遮断されてい

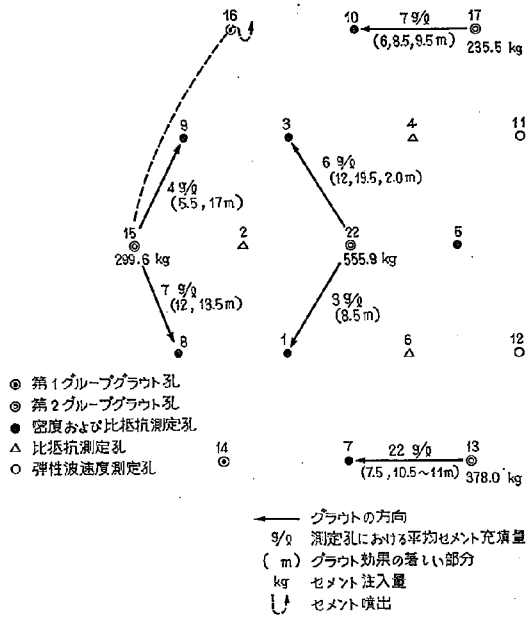


図-8 グラウト効果の平面分布（薗原ダム 第2グラウト）

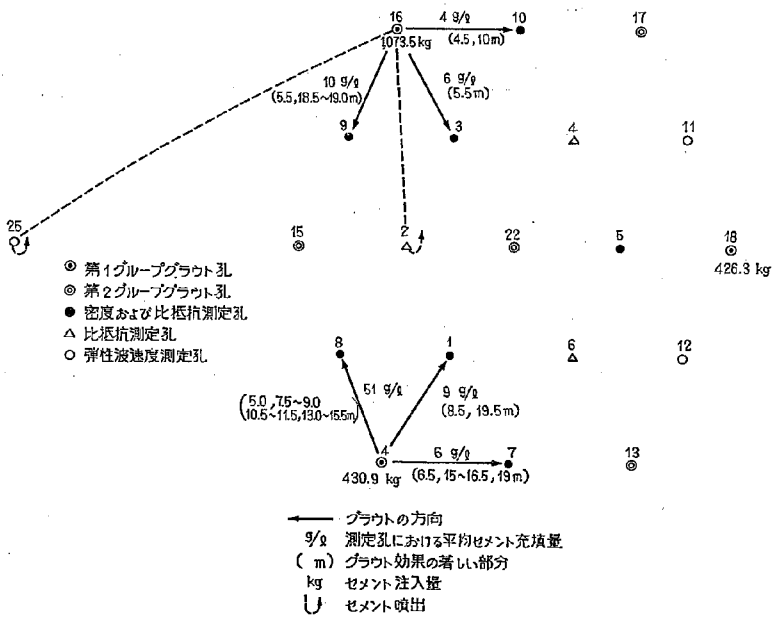


図-9 グラウト効果の平面分布（薗原ダム第3グラウト）

たものと考えられる。

図-8 は第2グラウトにおけるグラウト効果の及び方を図示したものである。図-8 でわかるように，第2グラウトの効果はごくわずかであった。また注入セメント量も前回のグラウトと比較して少なかった。測定孔 No. 5 は図から見ればグラウト孔 No. 22 よりのグラウト効果はまったく現われていない。このことは前回のグラウトの場合と同じく，測定孔 No. 5 はグラウト孔 No. 22 と地質的にまったく遮断されていたことを示すものだろう。グラウト孔 No. 15 からは 299.6kg のセメントが注入されたが，その近傍にある測定孔 No. 8, 9 でのグラウト効果はごくわずかであった。また，この場合はグラウト孔 No. 16 から注入セメントの噴出が見られている。No. 9 からはセメントの噴出が見られず，また No. 9 においてグラウト効果が小さかったことから考えて，No. 16 に噴出したセメントミルクはグラウト孔 No. 15 から測定孔 No. 9 とは別の地中径路を通ったものと考えられる。また，測定孔 No. 8 では 0.17 の密度増加が現われているが，グラウト孔 No. 15, 22 の位置関係，グラウト孔 No. 22 において注入セメント量が比較的に多かったにかかわらず，その周囲にある測定孔 No. 1, 3 でほとんどグラウト効果が認められなかったことから考えて，No. 8 における効果はグラウト孔 No. 22 よりのグラウトに基づくものであるとも考えられる。No. 22 よりグラウトされたセメントは，以上述べたように測定孔 No. 8 または上部の砂礫層の方向へ進行した可能性も考えられるし，また測定されていない孔 No. 2, 4, 6 の方向へ拡がりつつ進行し，その径路一帯の間隙を充填したということも考えられる。

図-9 は第3グラウトにおけるグラウト効果の及び方を図示したものである。まず，グラウト孔 No. 14 からは深度 20m において 430.9kg のセメントが注入され，測定孔 No. 1 では主として 8.5m，19.5m で合計 0.18，同 No. 7 では主として 6.5m，15.0～16.5m，19m で合計 0.22，同 No. 8 では主として 5.0m，7.5～9.0m，10.5～11.5m，13.0～15.5m において合計 1.27 に及ぶ密度増加が見られた。いま，このグラウト孔 No. 14 とその周囲の3本の測定孔について，図-7 に示したような考えでグラウト容積を考えてみると，この場合グラウト深が 20m であったからグラウト孔より測定孔に至る途中部分の底部の深さを 20m とすれば，グラウト容積 V は 15,000 l となる。これより，上述の密度増加を起させるに必要なセメント量 W は

$$W=V\times\frac{51+9+6}{3}g=330\ \mathrm{kg}$$

となる。この数字は注入セメント量実績 430.9kg にかなり近い。実際のグラウトされる部分の形状はもちろん図-7 の仮想図とは異なっておることが考えられるのであるが，測定孔におけるグラウト効果のデータがその周囲のある程度広い部分を代表している限り，その容積はこの計算において仮定した容積とほぼ等しいはずである。もちろん，この他に 5.0m より上部の砂礫層がグラウトされた可能性も考えねばならないから，この場合のグラウト効果の及んだ半径はせいぜい 1.5m 程度であって，その方向は主として測定孔 No. 8 の方向であり，測定孔が配置されている正六角形の外側の方向はほとんど考えられない。

グラウト孔 No. 16 からは 1,073.5 kg のセメントが注入されたにもかかわらず，その周囲にある3本の測定孔 No. 3, 9, 10 ではわずかのグラウト効果しか認められていない。また，このグラウトの際，ボーリング孔 No. 2 と No. 25 で注入セメントの噴出が見られている。ボーリング孔 No. 25 はグラウト孔 No. 16 から約 5m 隔たった位置にあるが，この孔でセメントが噴出したことはその孔までの約 5m の径路で，岩盤中の間隙がかなり充填されたことを示すものであろう。第1グラウトの効果を示した図-6 ならびに次に述べる第4グラウトでも明らかなように，注入セメントの噴出が認められた測定孔では，かなり大きいグラウト効果が認められているので，もしボーリング孔 No. 25 で測定を実施しておれば，かなりのグラウト効果が認められたものと考えられる。このことからグラウト孔 No. 16 よりの注入セメントは主として No. 25 の方向に進行し一部は No. 2 および測定孔 No. 3, 9, 10 の方向に進んだものと考えられ，ボーリング No. 25 の周辺ならびにグラウト孔 No. 16 よりこの孔に至る途中径路ではかなりのグラウト効果が現われていたものと推定される。

グラウト孔 No. 18 からは 426.3 kg のセメントが注入されたにかかわらず，測定孔 No. 5 ではまったくグラウト効果が認められず，またグラウトに当って注入セメントの噴出も起らなかった。

第1グラウトにおいては No. 11 よりセメントが噴出していることから，グラウト孔 No. 18 より No. 11 に至る径路ならびに No. 11 の周辺部はすでに第1グラウトによりかなりのグラウト効果があがっておるものと考えられ，そのため岩盤の間隙がかなり充填されたので，第3グラウトにおいては，注入セメントは No. 5, No. 11 を除く他の方向に進行したものと考えられる。グラウト孔 No. 18 と測定孔 No. 5 は，前2回のグラウトの場合と同様に，地質的に遮断されているものと考えられる。

図-10 は第4グラウトにおけるグラウト効果の及び方を図示したものである。図-10 によれば，第2グラウトと比較していくつかの点でグラウトの状況が異なっている。まず，グラウト孔 No. 13 では注入セメント量が約 1/3 減少し，その近傍にある測定孔 No. 7 における密度

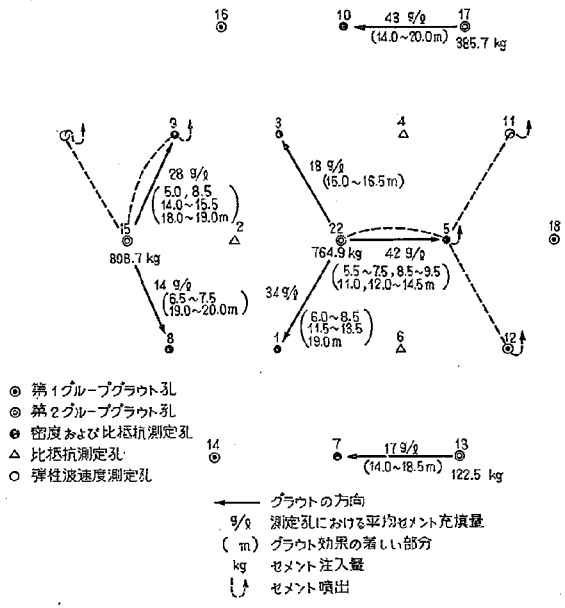


図-10 グラウト効果の平面分布（園原ダム第4グラウト）

増加が1/2以下になった。またグラウト孔 No. 17 では注入セメント量が1.6倍程度に増加し，その近傍の測定孔 No. 10 において第2グラウトの約6倍のグラウト効果が認められた。このことは注入セメント量とグラウト効果の間の関連性を示すもので興味がある。グラウト孔 No. 15 では第2グラウトの 2.7 倍のセメントが注入され，その近傍の測定孔 No. 8, 9 でかなりの効果をあげ，かつ No. 9 および No. 23 から噴出した。第2グラウトでは No. 16 より噴出し，この場合測定孔 No. 9 でほとんどグラウト効果が認められなかったことから，No. 16 で噴出したセメントは測定孔 No. 9 を通らずに他の径路を通ったものと推定したのであるが，第4グラウトにおいては，No. 9 において著しいグラウト効果とともにセメント噴出が認められているので，これは第2グラウトの時とは違った径路で測定孔 No. 9 がグラウトされたことを示すものであり，第2グラウトにおける注入セメントの径路は，そのときに充填されてしまったものであると考えられる。このグラウト孔で注入セメント量に比してグラウト効果が小さかったことは，ボーリング孔 No. 23 で噴出が見られているので，No. 23 近傍ならびに No. 23 へグラウト孔 No. 15 から通じる径路部分でかなりのグラウト効果が起っていることで説明できるものと思われる。また，測定孔 No. 1, 3 は図においてはグラウト孔 No. 22 からグラウトされているように示しているが，グラウト孔 No. 15 からグラウトされていることももちろん考えられる。グラウト孔 No. 22 からのグラウトでは，測定孔 No. 1, 3 で著しいグラウト効果が認められた以外に，初めて注入セメントが測定孔 No. 5 の方向へ進行した。このことは前にも述べたようにグラウト孔 No. 22 の 15m 以深の部分で，測定孔 No. 5 の方向に通じる径路が開けていたことを示すものと考えられる。そしてこの径路はかなり透水性に富むものと考えられ，測定孔 No. 5 で著しいグラウト効果をあげつつ噴出し，さらに No. 11, 12へも進行して噴出している。いま，このグラウト孔 No. 22 で，測定孔 No. 11 に向かっては図-7 に示したようなグラウト容積を仮定し，その容積内においては，No. 1 と等しいグラウト効果が起ったものとし，測定孔 No. 3 の方向においても，その容積内において No. 3 と等しいグラウト効果が起り，また測定孔 No. 5 および No. 11, 12 の方向では測定孔 No. 5 と等しいグラウト効果が起ったものとすれば，このグラウト容積内における所要セメント量は 877 kg となり，注入セメント量の実績 764.9 kg にかなり近い。このことや，前に他のグラウト孔で調べてみた結果から，グラウト孔 No. 22 の場合，グラウト孔 No. 22 とその近傍にある No. 1. 3. 5, 11, 12 の孔について考えられるグラウト容積約 24,000 l にかなり近いのではないかと考えられる。

〔2〕 下久保ダム

下久保ダムグラウト試験地点の地質は石英片岩が介在する緑色片岩であって，表層は厚さ 2~5m の河床砂礫層である。測定はグラウト前，第1グループのグラウト後，第2グループのグラウト後の3回実施した。測点は測定孔に埋設されたケーシングの上端を基準にとり，ここから深さ 7m から 18m の範囲で 50cm 毎にとった。測定結果を測定孔別に表-4 の1~10に示すが，深度は河床表面を基準に換算したため，ケーシング上端が河床上に突き出ている個所では，その高さに応じて深度の出発点が異なっている。表-4 において間隙率は前述した (3) 式において，Aは緑色片岩の密度 $d=2.95$，Bは石英片岩の密度 $d=2.60$ を使用して計算した値である。グラウト後の平均間隙密度およびセメント充填量の計算には，それぞれ (4), (5) および (6) 式を使用した。図-11 は 表-4. 1~4. 10 に示した岩盤のグラウトによ

表-4.1　下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔　No. 3　　（A：緑色片岩としての計算値　B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充填量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	間隙に対してA	間隙に対してB	全体に対して
7.1	2.47	24.6	8.1	1.00	2.47	1.00	2.47	1.00	0	0	0
7.6	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.53	〃	〃	〃	〃
8.1	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.53	〃	〃	〃	〃
8.6	2.39	28.7	13.1	〃	2.39	〃	2.44	1.17	249	550	72
9.1	2.27	34.9	20.6	〃	2.27	〃	2.32	1.14	205	350	72
9.6	2.39	28.7	13.1	〃	2.39	〃	2.39	1.00	0	0	0
10.1	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
10.6	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
11.1	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
11.6	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
12.1	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
12.6	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.63	1.00	0	—	0
13.1	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
13.6	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
14.1	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
14.6	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.1	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
15.6	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
16.1	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
16.6	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
17.1	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
平均値	2.620	16.92	—	1.000	2.620	1.000	2.629	1.053	77.6	—	13.1

表-4.2　下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔　No. 5　　（A：緑色片岩としての計算値　B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充填量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	間隙に対してA	間隙に対してB	全体に対して
6.8	2.27	34.9	20.6	1.00	2.27	1.00	2.36	1.26	381	645	133
7.3	2.30	33.3	18.8	〃	2.30	〃	2.36	1.18	264	469	88
7.8	2.30	33.3	18.8	〃	2.30	〃	2.44	1.42	616	1,080	205
8.3	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.63	1.22	323	—	60
8.8	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
9.3	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.63	1.00	0	—	0
9.8	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.53	1.00	0	0	0
10.3	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.66	1.60	880	4,340	189
10.8	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.70	1.59	865	—	160
11.3	2.36	30.3	15.0	〃	2.36	〃	2.47	1.36	528	1,070	160
11.8	2.27	34.9	20.6	〃	2.27	〃	2.44	1.49	714	1,220	251
12.3	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	1.00	0	—	0
12.8	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
13.3	2.79	8.2	—	〃	4.79	〃	2.79	1.00	0	—	0
13.8	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
14.3	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.70	1.43	630	—	103
14.8	2.56	20.0	2.5	〃	2.56	〃	2.56	1.00	0	0	0
15.3	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.59	1.00	0	0	0
15.8	2.36	30.3	15.0	〃	2.36	〃	2.36	1.00	0	0	0
16.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
16.8	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
17.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.72	1.16	235	—	30
17.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.72	1.16	235	—	30
平均値	2.652	19.90	2.38	1.000	2.562	1.000	2.609	1.236	346.0	2,900	68.8

表-4.3 下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔 No. 7 （A：緑色片岩としての計算値 B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充塡量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 A (g/cm³)	間隙に対して A	間隙に対して B	全体に対して
6.5	2.56	20.0	2.5	1.00	2.56	1.00	2.56	1.00	0	0	0
7.0	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.59	〃	〃	0	〃
7.5	2.75	10.3	—	〃	2.75	〃	2.75	〃	〃	—	〃
8.0	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
8.5	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
9.0	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.66	1.38	556	—	103
9.5	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
10.0	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.66	1.18	264	—	43
10.5	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.66	1.18	264	—	43
11.0	2.47	24.6	8.1	〃	2.47	〃	2.53	1.24	352	108	86
11.5	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.63	1.22	322	—	60
12.0	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
12.5	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
13.0	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.63	1.21	322	—	60
13.5	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
14.0	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
14.5	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.5	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
16.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
16.5	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
17.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
17.5	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
18.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
平均値	2.682	13.74	—	1.000	2.682	1.000	2.698	1.116	170.5	—	12.5

表-4.4 下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔 No. 9 （A：緑色片岩としての計算値 B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充塡量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度 A (g/cm³)	間隙に対して A	間隙に対して B	全体に対して
6.8	2.14	27.7	11.9	1.00	2.41	1.00	2.41	1.00	0	0	0
7.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	0
7.8	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	0
8.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	0
8.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
9.3	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	1.00	0	—	0
9.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
10.3	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
10.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
11.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
11.8	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
12.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
12.8	2.47	24.6	8.1	〃	2.47	〃	2.56	1.37	542	1,640	133
13.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
13.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
14.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
14.8	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
15.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
15.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
16.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
16.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
17.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.79	1.46	673	—	73
17.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.79	1.31	454	—	58
平均値	2.683	13.69	—	1.000	2.683	1.000	2.705	1.161	233.5	—	32.2

表-4.5　下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔　No.11　　（A：緑色片岩としての計算値　B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充填量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	間隙に対してA	間隙に対してB	全体に対して
6.9	2.50	23.1	6.3	1.00	2.50	1.00	2.53	1.13	190	704	44
7.4	2.47	24.6	8.1	〃	2.47	〃	2.53	1.24	352	1,160	82
7.9	2.50	23.1	6.3	〃	2.50	〃	2.53	1.13	190	704	44
8.4	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.63	1.00	0	—	0
8.9	2.47	24.6	8.1	〃	2.47	〃	2.47	1.00	0	0	0
9.4	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.63	1.00	0	—	0
9.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	58
10.4	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.59	1.00	0	0	0
10.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	58
11.4	2.56	20.0	—	〃	2.56	〃	2.59	1.15	220	—	44
11.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	58
12.4	2.50	23.1	6.3	〃	2.50	〃	2.50	1.00	0	0	0
12.9	2.59	18.5	0.6	〃	2.59	〃	2.59	〃	〃	0	〃
13.4	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
13.9	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
14.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
14.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.9	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
16.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
16.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	58
17.4	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.59	1.28	410	1,190	88
17.9	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
平均値	2.629	16.46	—	1.000	2.629	1.000	2.645	1.097	142.1	—	23.4

表-4.6　下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔　No.12　　（A：緑色片岩としての計算値　B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充填量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	間隙に対してA	間隙に対してB	全体に対して
6.5	2.56	20.0	2.5	1.00	2.56	1.00	2.59	1.15	220	1,760	44
7.0	2.50	23.1	6.3	〃	2.53	1.13	2.56	1.26	381	1,400	88
7.5	2.50	23.1	6.3	〃	2.50	1.00	2.50	1.00	0	0	0
8.0	2.44	26.1	10.0	〃	2.47	1.12	2.50	1.23	337	880	88
8.5	2.41	27.7	11.9	〃	2.41	1.00	2.44	1.11	161	380	45
9.0	2.41	27.7	11.9	〃	2.41	〃	2.41	1.00	0	0	0
9.5	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
10.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
10.5	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
11.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
11.5	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
12.0	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.59	1.28	410	2,000	88
12.5	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
13.0	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
13.5	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.66	1.18	264	—	43
14.0	2.66	16.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.28	395	—	59
14.5	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
15.0	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
15.5	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
16.0	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
16.5	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
17.0	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
17.5	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
18.0	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
平均値	2.642	15.80	—	1.000	2.644	1.013	2.656	1.089	130.4	—	20.6

表-4.7 下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔 No.13 （A：緑色片岩としての計算値 B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前 密度 (g/cm³)	グラウト前 間隙率A (%)	グラウト前 間隙率B (%)	グラウト前 間隙の密度 (g/cm³)	第1グラウト後 密度 (g/cm³)	第1グラウト後 平均間隙密度A (g/cm³)	第2グラウト後 密度 (g/cm³)	第2グラウト後 平均間隙密度A (g/cm³)	セメント充填量(g/l) 間隙に対してA	間隙に対してB	全体に対して
6.4	2.59	18.5	0.6	1.00	2.59	1.00	2.66	1.38	557	—	103
6.9	2.50	23.1	6.3	〃	2.50	〃	2.56	1.26	381	1,390	88
7.4	2.39	28.7	13.1	〃	2.39	〃	2.39	1.00	0	0	0
7.9	2.36	30.1	15.0	〃	2.36	〃	2.39	1.10	147	293	44
8.4	2.39	28.7	13.1	〃	2.39	〃	2.39	1.00	0	0	0
8.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	1.00	0	—	0
9.4	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
9.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
10.4	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
10.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
11.4	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
11.9	2.53	21.5	4.4	〃	2.53	〃	2.56	1.14	205	997	44
12.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
12.9	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	396	—	59
13.4	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.70	1.43	630	—	105
13.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
14.4	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
14.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
15.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
15.9	2.59	18.5	0.6	〃	2.63	1.22	2.66	1.38	557	—	103
16.4	2.70	12.8	—	〃	2.70	1.00	2.70	1.00	0	—	0
16.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
17.4	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.74	1.54	792	—	117
17.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
平均値	2.633	16.26	—	1.000	2.634	1.006	2.658	1.154	225.7	—	36.7

表-4.8 下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔 No.14 （A：緑色片岩としての計算値 B：石英片岩としての計算値）

深度 (m)	グラウト前 密度 (g/cm³)	グラウト前 間隙率A (%)	グラウト前 間隙率B (%)	グラウト前 間隙の密度 (g/cm³)	第1グラウト後 密度 (g/cm³)	第1グラウト後 平均間隙密度A (g/cm³)	第2グラウト後 密度 (g/cm³)	第2グラウト後 平均間隙密度A (g/cm³)	セメント充填量(g/l) 間隙に対してA	間隙に対してB	全体に対して
6.8	2.42	27.2	11.3	1.00	2.42	1.00	2.44	1.07	103	248	28
7.3	2.39	28.7	13.1	〃	2.39	〃	2.43	1.14	205	450	59
7.8	2.39	28.7	13.1	〃	2.39	〃	2.43	1.14	205	450	59
8.3	2.44	26.2	10.0	〃	2.47	1.11	2.53	1.23	337	880	88
8.8	2.56	20.0	2.5	〃	2.56	1.00	2.59	1.15	220	1,760	44
9.3	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
9.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
10.3	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
10.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
11.3	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.66	1.18	264	—	43
11.8	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
12.3	2.56	20.0	2.5	〃	2.66	1.50	2.70	1.70	1,025	—	205
12.8	2.66	14.9	—	〃	2.66	1.00	2.70	1.27	395	—	59
13.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
13.8	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
14.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
14.8	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
15.3	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
15.8	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	1.00	0	—	0
16.3	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
16.8	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	1.00	0	—	0
17.3	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.70	1.27	395	—	59
17.8	2.70	12.8	—	〃	2.79	1.70	2.79	1.70	1,025	—	131
平均値	2.642	15.80	—	1.000	2.651	1.057	2.675	1.209	306.1	—	48.4

表-4.9　下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔　No.15　　(A：緑色片岩としての計算値　B：石英片岩としての計算値)

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充塡量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	間隙に対して A	間隙に対して B	全体に対して
6.9	2.36	30.3	15.0	1.00	2.36	1.00	2.36	1.00	0	0	0
7.4	2.30	33.3	18.8	〃	2.30	〃	2.32	1.06	88	161	29
7.9	2.56	20.0	2.5	〃	2.56	〃	2.59	1.15	220	1,760	44
8.4	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.74	1.31	454	—	58
8.9	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	1.00	0	—	0
9.4	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
9.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
10.4	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
10.9	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
11.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
11.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
12.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
12.9	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
13.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
13.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
14.4	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
14.9	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	〃	〃	—	〃
15.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.9	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
16.4	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
16.9	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
17.4	2.74	10.8	—	〃	2.79	1.46	2.79	1.46	703	—	76
17.8	2.74	10.8	—	〃	2.79	1.46	2.79	1.46	703	—	76
平均値	2.695	13.08	—	1.000	2.699	1.036	2.703	1.061	89.4	—	11.7

表-4.10　下久保ダムセメントグラウト試験結果

測定孔　No.16　　(A：緑色片岩としての計算値　B：石英片岩としての計算値)

深度 (m)	グラウト前				第1グラウト後		第2グラウト後		セメント充塡量(g/l)		
	密度 (g/cm³)	間隙率A (%)	間隙率B (%)	間隙の密度 (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	密度 (g/cm³)	平均間隙密度A (g/cm³)	間隙に対して A	間隙に対して B	全体に対して
6.75	2.47	24.6	8.1	1.00	2.47	1.00	2.50	1.12	176	542	43
7.25	2.47	24.6	8.1	〃	2.47	〃	2.47	1.00	0	0	0
7.75	2.63	16.4	—	〃	2.63	〃	2.66	1.18	264	—	43
8.25	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
8.75	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
9.25	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	〃	〃	—	〃
9.75	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
10.25	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
10.75	2.56	18.5	0.6	〃	2.56	〃	2.56	〃	〃	0	〃
11.25	2.66	14.9	—	〃	2.66	〃	2.66	〃	〃	—	〃
11.75	2.50	23.1	6.3	〃	2.50	〃	2.53	1.13	190	703	44
12.25	2.47	24.6	8.1	〃	2.47	〃	2.47	1.00	0	0	0
12.75	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
13.25	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.73	1.23	337	—	43
13.75	2.70	12.8	—	〃	2.70	〃	2.70	1.00	0	—	0
14.25	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
14.75	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.25	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
15.75	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.79	1.46	674	—	73
16.25	2.79	8.2	—	〃	2.79	〃	2.79	1.00	0	—	0
16.75	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
17.25	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
17.75	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
18.00	2.74	10.8	—	〃	2.74	〃	2.74	〃	〃	—	〃
平均値	2.670	14.36	—	1.000	2.670	1.000	2.677	1.049	71.8	—	10.3

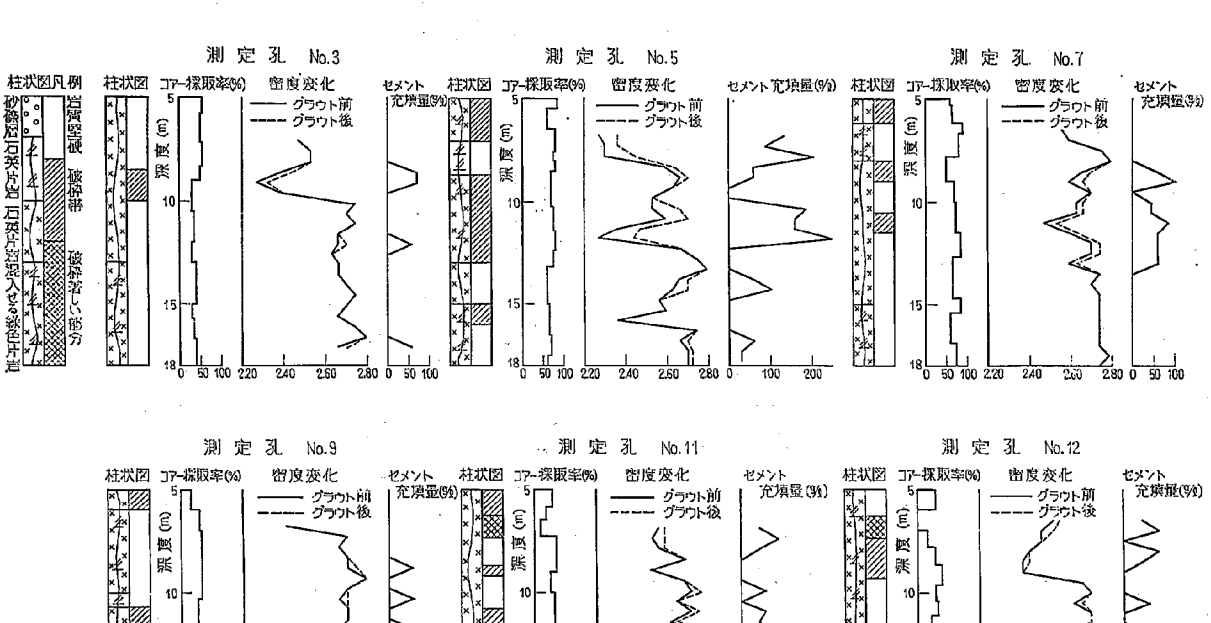


図-11（a）下久保ダムセメントグラウト調査結果

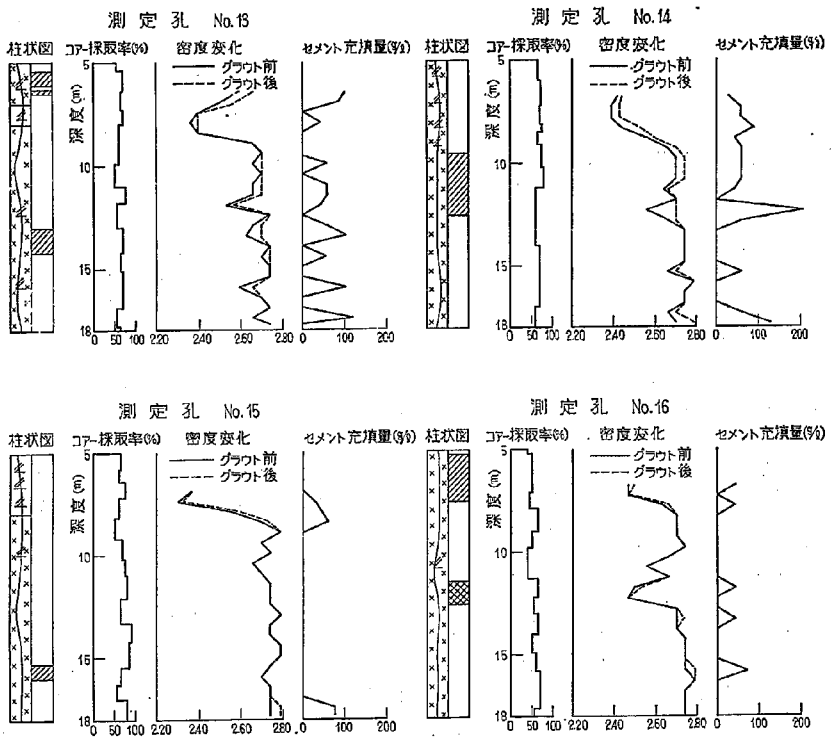


図-11（b） 下久保ダムセメントグラウト調査結果

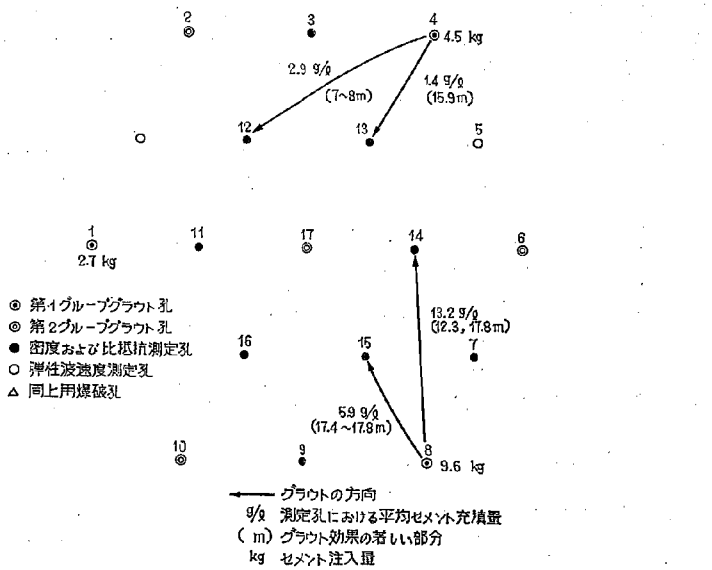


図-12 グラウト効果の平面分布（下久保ダム第1グラウト）

る密度変化を，測定孔の柱状図およびコアー採取率と対照させ，グラウト完了後の岩盤全体に対するセメント充填量とともに図示したものである。表-4 および 図-11 によれば間隙率は緑色片岩として 10~20% の範囲にあるが，部分によっては 20% 以上に達するところがある。この部分を柱状図と対照すると，破砕帯または石英片岩の部分に相当する。石英片岩は密度が緑色片岩よりかなり小さいから，石英片岩の部分ではもし間隙がない状態であっても，岩質を緑色片岩と仮定すれば 17.9% の間隙をもつことになる。したがって柱状図において石英片岩の部分では間隙率としては 表-4 のBを見ねばならない。また，柱状図によれば石英片岩が混入した緑色片岩層がかなりの部分にわたって分布しているが，この部分においては両者の存在比がまちまちであるため，表-4 に示された間隙率はかなり割引いて考えねばならない。このことを 図-11，および 表-4 について説明すれば，測定孔 No. 3においては 8.5~9.5m において間隙率が高い部分が存在するが，柱状図と対照して，この部分は破砕帯であることが判明する。測定孔 No. 5 においては 7~8m において 表-4.2 でAによれば 間隙率が 30% 以上になっているが，この部分は破砕をいくぶん受けている石英片岩層である。この場合，間隙率は同表のBによっても約 20% であるから，かなり間隙率が高い方である。その他の部分 11.8m，15.8m は破砕帯である。しかし地層が石英片岩混りの緑色片岩であることから，実際の間隙率はこれよりいくぶん小さいものと考えられる。測定孔 No. 9 の 12.8m は，石英片岩が約 70% 混入した緑色片岩層であるため，間隙率は大きく出ている。測定孔 No. 11 では 15.5m までは緑色片岩層である。間隙率が高い部分は柱状図からも明らかなように破砕帯を示す。測定孔 No. 13 で 8m の部分は明らかに石英片岩層である。この場合，間隙率は 15.0% である。以上述べたように地層が石英片岩であるか，緑色片岩であるか，またはその互層でその存在比がどれほどであるかによって間隙率もかなり異なってくると同時に，グラウト効果の解析法も異なってくるので，柱状図との対比による地層の考察は，グラウト試験結果に基づいて行なうこととする。

下久保ダム試験現場においては，前に述べたように第1グループのグラウト孔，No. 1，4，8 のグラウト完了後と第2グループの グラウト孔，No. 2，6，10，17 のグラウト完了後に測定を実施した。このグラウトの実績は 表-2 に示されているが，第2グラウト（第2グループのグラウト）における No. 6 を例外として，全般的にセメント注入量はきわめて少ない。したがって，グラウト効果の考察も第2グラウトの グラウト孔 No. 6 が中心となる。第1グラウトにおける 全注入セメント 量は 16.8kg であった。このときのグラウト効果を 表-4 からまとめて図示したものが 図-12 である。図からわかるように，グラウト効果は きわめて小さい。測定孔 No. 14 へはグラウト孔 No. 4 からのグラウトも考えられるのであるが，注入セメント量の関係から一応グラウト孔 No. 8 のグラウト効果が及んだものとした。

図-12 を検討してみると，まずグラウト孔 No. 14 からグラウトされたと考えられる測定孔 No. 12 では 7~8m の深度で効果が認められているが，これは着岩点より 1~2m の点を上端として行なった第1ステージのグラウトにもとづくものと考えられる。柱状図からみると，この部分は断層部と考えられる破砕帯に当っている。これに対して No. 13 でのグラウト効果は，第2ステージのグラウトによるものと考えられる。グラウト孔 No. 4 での注入量がきわめて少ないことから，注入セメントは非常に狭まい径路を通ってこれから測定孔に達し測定孔のごく近傍だけがグラウトされたものと考えられる。グラウト No. 8 からは 9.6kg のセメントが注入されているが，うち 7.6kg は第2ステージにおいて注入された。その効果が及んだと考えられる測定孔 No. 14，15 においては測定孔の底部と，No. 14 では破砕帯の下端に効果が認められている。効果のあった部分の深さと，ステージ別の注入セメント量から考えて，測定孔 No. 14，15 の効果は第2ステージの グラウトによるものと考えられる。グラウト孔 No. 8 についても，グラウト孔 No. 4 と同様に，グラウト効果は効果が認められた測定孔のごく近傍に限られ，グラウトされたセメントの通る径路の断面積は非常に小さく，他の部分にはグラウトの効果は認められていないものと考えねばならない。

第2グループのグラウトにおいては，グラウト孔 No. 6 から 3,690kg の多量のセメントが注入できた。これはすべて第2ステージのグラウトによるものである。他のグラウト孔 No. 2，10，17 からは合計 23.4kg しか注入されていず，No. 6 からの注入セメント量と比較してほとんど無視できるから，第2グラウトにおけるグラウト効果の及び方を図示した図-13 においては，グラウトの効果はすべてグラウト孔 No. 6 にもとづくものとして示した。図-13 を 図-11 と比較対照して以下に検討してみる。

測定孔 No. 3 においては 8.6~9.1m の破砕帯である程度のグラウト効果が認められている。しかし，この効果はわずかであって，セメント充填量にして 72g/l にすぎない。グラウト孔 No. 6 からの距離が大であるために効果が少ないものと考えられるが，この効果がグラウト孔 No. 2 にもとづく可能性も考えられる。測定孔 No. 5 では主として，6.8~8.8m，10.3~11.8m，13.8~14.3m，16.8~17.8m において著しい効果が認められた。11.8m の破砕のはげしい部分もかなり平均間隙密度が増加し，6.8~8.8m の破砕帯部分および石英片岩を主とする部

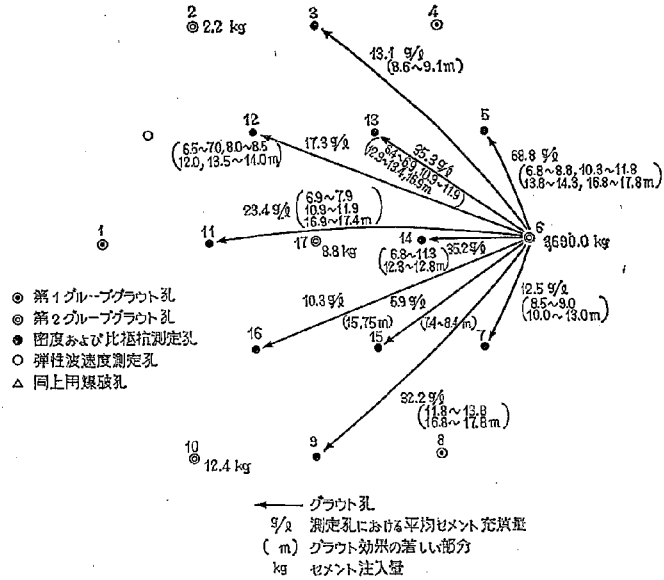


図-13　グラウト効果の平面分布（下久保ダム第2グラウト）

分における効果も著しい。ただ 15.8m の石英片岩の存在比が高い破砕帯部分ではまったく効果が認められていないが，このことは，この部分が緻密な地層などでグラウト孔と絶縁されていたことを示すものであろう。測定孔 No. 13 では効果はだいたい平均して分布しているが，破砕帯と考えられる部分にはよく効果が現われている。7.5～8.5m の石英片岩層では効果は小さい。この部分においては地層の間隙率は 13～15% で，必ずしも大きいとは考えられないからであろう。測定孔 No. 12 では，6.3～9.3m に著しい破砕帯が存在しているが，間隙率の割には効果が小さい。とくに 6.0～7.0m のコアーがまったく採取できなかったほど破砕されている部分でさえ，セメント充填量は 44～88 g/l であって，かなり小さい。グラウト孔からの距離も考慮せねばならないが，グラウト孔から 1.5m しか隔たっていない測定孔 No. 5 においてさえ，著しいグラウト効果が得られたとはいえ，破砕帯部分の平均間隙密度は 1.36～1.49 でまったく効果のあがっていない破砕帯部分も存在していると考えねばならない。測定孔 No. 11 では主として破砕帯部分に効果が認められた。No. 11 のグラウト効果は比較的小さかったことから考えて，すぐ近傍にあるグラウト孔 No. 17 にもとづくものであるとした方が妥当のようである。測定孔 No. 14 では破砕帯部分や間隙率の高い部分がグラウトの影響を受けた。グラウト後の平均間隙密度を調べると，9.5m より上の部分では石英片岩の存在比がかなり大きいのではないかと考えられる。測定孔 No. 7 では主として破砕帯においてグラウト効果が見られている。測定孔 No. 15，16 ではグラウト効果はきわめて小さい。No. 15 は一般に岩盤が緻密であるから，著しいグラウト効果が認められないのは当然であるが，No. 16 では著しく破砕された部分が存在するのにかかわらず効果は小さい。このことから，測定孔 No. 15，16 におけるグラウト効果はグラウト孔 No. 6 ではなく，グラウト孔 No. 10 もしくは No. 17 によるものであるという考え方もなりたつが，この測定結果だけからは，どちらであるかは確定できない。測定孔 No. 9 では全体にわたって，部分的に岩盤密度の小さいところに効果が認められている。12.8m の石英片岩の存在比が高い部分でも，かなり効果があがっている。また測定孔 No. 9 はグラウト孔 No. 10 からグラウトされているとも考えられるが，この測定結果だけからは何ともいえない。また，全体を通じてセメント充填量の平均は 27.8 g/l であり，菌原ダムの場合と比べて小さい。このことは岩盤が間隙に富むとはいえ，一般に緻密な構造を有し，グラウトが困難であったことを示すものであろう。グラウト孔 No. 6 を例外として，他のグラウト孔では注入セメント量がきわめて少なかったことは，それを裏付けるものであると考えられる。

以上，第2グラウトにおけるグラウト効果の平面分布を検討してみたが，ここで，これら測定孔が配置されて

いる図-13に示された正六角形の部分について，注入セメント量とセメント充填量との関係を調べてみる。第2グラウトにおけるセメント充填量を表-4から，第1および第2グラウトによる密度増加量の比例配分から求め，グラウト容積を正六角形部分の面積と平均グラウト長（12m）の積とすれば，この容積内に充填されたセメント量は7.5トンとなる。この値はグラウト孔 No. 6の注入セメント量実績の約2倍となっている。グラウトされたセメントの一部が測定孔が配置されている部分逆の方向に進んだことを考慮に入れても，グラウト孔 No. 2 10，17から，注入できたセメント量がきわめて少ないこと，グラウトされるセメントミルクは必ずしも岩盤中を均一に浸透するものではなく，ごく限られた部分を通るものであること等を考えると，この値はグラウト容積の見積りが過大であったことを示すものであって，この第2グラウトの場合，グラウトされた部分の容積としては，前に仮定したグラウト容積の半分程度，約 130m³ くらいを考えたが妥当であろう。そして，グラウト孔 No. 6から測定孔に向かって図-7で仮定たしようなグラウト容積を考えることもできる。この仮定にもとづくセメント充填量は3.5トンより小であるから，残りの部分はグラウト孔 No. 6から逆の方向にある程度放射状に延びているものと考えることができる。

5. 結　び

以上薗原ダム，下久保ダムの両地点において実施したセメントグラウトの試験結果について述べ，検討を行なった。まえがきで述べたようにセメントグラウトの効果は，まだ解明されていない種種の地質的要因に左右されるものであるから，ここに得られた測定結果だけからセメントグラウトに関する一般的な結論を引き出すことは困難であるが，ここで得られた2つの測定結果だけに関して結論を引き出すと次のとおりである。

（1） 岩盤の間隙率が高い破砕帯，断層部分ではグラウト効果は必ず認められるが，完全に充填されることはなく，多くてその 50% が充填されたと推定されるにすぎない。したがって，破砕帯，断層部分の完全なグラウトはむずかしく，数回にわたって施行する必要があると考えられる。

（2） グラウトの際，注入セメントの噴出が認められた孔では著しいグラウト効果が認められる。

（3） 同一のグラウト孔であっても，グラウト深さを大にすることにより，多量のセメントが注入できるようになることがある。また，ある日数を経過した後グラウトを行なっても，グラウトの様相がまったく異なってくることもある。

（4） 注入されるセメントは岩盤中のごく限られた部分を通るものと考えられ，この部分は断層，破砕帯とは必ずしも一致しない。

（5） 注入セメント量の実績と，グラウト効果の測定結果を比較検討することにより，グラウト容積を概算することができ，これからグラウト効果が及んだ部分の範囲，形状について推定することが可能である。

（6） グラウト効果が及ぶ範囲およびその程度はまちまちであって，試験地点の地質構造に支配されるものであるから，逆にグラウト効果を精しく測定することにより，現場の地質構造を正確に調べ上げることができる。この場合は1回のグラウトごとに効果を調査する必要がある。

（7） 薗原，下久保の両試験現場におけるグラウト効果の測定で，γ-線密度計がこの種の調査にきわめて有効な計器であることが判明した。とくに岩盤の密度を直接測定できる点は従来の測定方法では実施できない定量的な解析を可能にするものであり，この報告においても，グラウト効果を定量的に解析できたために，グラウト容積を概算でき，これからグラウト効果が及んだ部分の範囲，形状について推定することが可能となった。また，グラウト前の岩盤の調査においても，柱状図，コアー採取率からは見逃しがちな微少な破砕部分，地層の夾雑を判定でき，かつ定量的に間隙等の形として岩盤性状を表示することができる。こういう点においてγ-線密度計は従来行なわれている他の方法に比べて優れていると考えられるので，今後この種の調査に積極的に使用して行きたいと考える。

謝　辞

この調査において，現場である薗原ダム，下久保ダム両工事事務所から種種の便宜を受け，土木研究所地質研究室の工藤技官から援助を受けた。ここに厚く感謝する次第である。

地球磁場を利用した河川の流速測定

(昭和39年8月)

竹　内　俊　雄*

要　旨

ファラデーの法則を利用すれば，磁場を横切って流れる流体の直角方向に誘起される起電力を測定することによってその流れの流速が測定できる。この原理は管路の電磁流量計ではすでに実用に供されており，海洋の潮流観測でもかなりの成功がおさめられている。筆者はこの原理が河川の流量観測に応用できるかという可能性をたしかめるための現場観測を数箇所で行なった。実際に得られた起電力は複雑な地電流の影響を受け，場所によってはノイズの影響がはなはだしくあらわれるため，実用に供しうる場所は非常に制限されることを知った。

目　次

1. 緒　言 ……(1)
2. 原　理 ……(2)
3. 測定装置 ……(3)
4. 記録の解析 ……(3)
〔1〕 利根川河口における実験 ……(3)
〔2〕 長良川河口における実験 ……(5)
5. 結　語 ……(5)

1. 緒　言

河川の流速測定といえば河川横断面内のいくつかの点に流速計を置いて，そこの点流速を測るというのがこれまでの測定法であった。流速は小さく，河幅は狭まく，流況の時間的変化の緩慢な場合には現在のプライス流速計で充分間に合う。しかし，洪水時のように流速が大きくなるとプライス流速計では流体抵抗が大きいため，これをある水深に保つことは困難になり，また感潮河川では流況の変化が早いため河幅の広い場所では作業に時間がかかり正しい測定を行なうことは非常にむずかしいとされてきた。したがって，河川断面内に流速計をさし込まないで間接的に河川流速が測定できないかということに関心は向けられてきた。それが可能になれば，従来の測定作業に要した労力は省けるし，連続測定ができるようになるので，その利点は非常に大きい。このためには新らたに提唱された理論をもとにした測定計器の開発が必要になってくる。新らたな理論としては，地球磁場，超音波を応用した方法が考えられ，この原理を実用化するためには，ぼう大な現場実験が要求されるのである。

電磁誘導の法則を発見したミカエル・ファラデーは1846年地球磁場を横切って流れる河水の中に誘起される起電力を測定しようとテムズ河で実験を試みたが，当時は測定計器の精度がよくなかったので成功しなかった。第2次世界戦争後，H. Stommel, M.S. Longuet-Higgins および W.V.R. Malkus と M.E. Stern らは海洋の中に海流によって誘起される電場を測り，それを海流

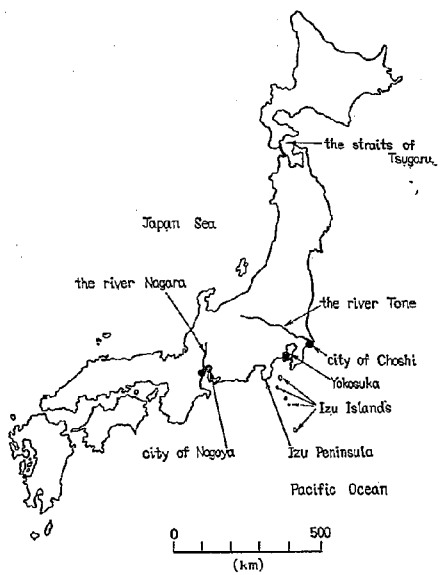


図-1　これまで観測を行なった地点

* 元河川部長　工博

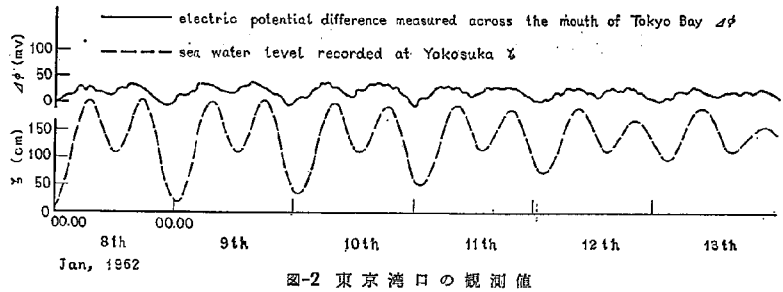


図-2 東京湾口の観測値

の研究に役立てようと試みた。数年前より寺本も潮流の研究の目的で，たとえば伊豆半島，伊豆諸島間等の海中で電位差を測定した（図-1)。この場合，海底電信のケーブルに誘起される起電力を測ったのである。一例として東京湾口の両岸の示す電位差の記録を図-2に示す。この電位差と近くの横須賀における潮位との間にきわめて密接な一致が認められる。以上のような海洋観測の経験を基にして，河川における流速測定の方法を開発しようと意図したのである。

2. 原　　理

ファラデーの法則によれば磁場を切って流れる導体中には起電力が誘起され，その方向はそれぞれ磁場の強さおよび導体の速度を表わす方向に垂直である。したがって図-3に示される水路の水中に誘起される起電力は図中矢印で示される方向であり，その大さ e は，

$$e=v_z D\times 10^{-5} \quad (\mathrm{mV}) \qquad \cdots\cdots(1)$$

ここに，v は河の断面について一様と仮定された流速 (cm/sec)，z は磁場の強さの垂直成分（ガウス)，そして D は水路の河幅 (cm) である。

実際の河川では断面内の流速は一様ではない。いま，水深方向に一様な流速分布をしている長方形水路について考える。この断面を幅方向に等間隔で n 分割し，それぞれの区間 ΔD では流速は一様であると仮定すると，(1) により各区間での起電力はそれぞれ

$$e_1=v_{1z}\Delta D\times 10^{-5}$$

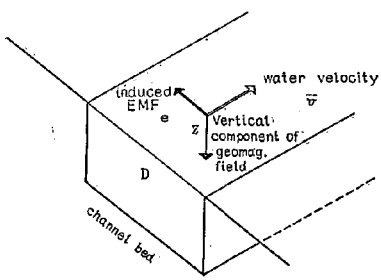


図-3 水路の流れに誘起される起電力

$$e_2=v_{2z}\Delta D\times 10^{-5}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$

水路の両岸での起電力を e とすると，

$$e=e_1+e_2+\cdots\cdots+e_n$$

$$=\left(\frac{v_1+v_2+\cdots\cdots+v_n}{n}\right)zn\Delta D\times 10^{-5}$$

$$=\bar{v}zD\times 10^{-5} \qquad \cdots\cdots(2)$$

断面の流速分布が横断方向に違う場合に，(1) 式は断面の平均流速 $\bar{v}$ を用いれば，そのまま成立することがわかる。

つぎに，実際の河川では河床もいくらか導体であるため流体内に生じた起電力はその底にある河床へいくらか流れ込むのである。図-3において流れによって流体中に実際に生じる起電力 e' をわれわれはそのまま測定することができない。その理由の第1は，流体内部に抵抗があるからであって，この値 r_1 は河幅に比例し，流体の電気伝導度 σ_1 と水深 h とに逆比例する。

$$r_1=\frac{1}{\sigma_1}\cdot\frac{D}{h} \qquad \cdots\cdots(3)$$

また一方，河床内を流れる流れの抵抗値を r_2 で表わすと，これは r_1 と同じ形をとると考えられる。r_1 の中の h は実験により D をとればよいということがわかっているので，r_2 は次の形で表わされる。

$$r_2=\frac{1}{\sigma_2}\cdot\frac{D}{D}=\frac{1}{\sigma_2} \qquad \cdots\cdots(4)$$

ここに，σ_2 は河床の電気伝導度である。

この場合の電流を I とすると，

$$I(r_1+r_2)=e$$

$$Ir_1+Ir_2=e \qquad \cdots\cdots(5)$$

河川の両岸に電極を設置し，この間の電位差 ϕ を測ったとすると，これは外部抵抗 Ir_2 を測ったことになり，

$$\phi(A)-\phi(B)=Ir_2=I\frac{1}{\sigma_2}$$

$$I=\sigma_2\{\phi(A)-\phi(B)\} \qquad \cdots\cdots(6)$$

(5) と (6) とより I を消去すると

$$\phi(A)-\phi(B)=\frac{I}{\sigma_2}$$

$$=\frac{e}{r_1+r_2}\cdot\frac{1}{\sigma_2}$$

$$=\frac{e}{\left(\frac{1}{\sigma_1}\frac{D}{h}+\frac{1}{\sigma_2}\right)\sigma_2}$$

$$=\frac{e}{\left(1+\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\cdot\frac{D}{h}\right)}$$

$$=\frac{1}{\left(1+\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\cdot\frac{D}{h}\right)}\cdot\bar{v}zD \quad \cdots\cdots(7)$$

特に河川の断面形状が極端に扁平な半楕円であるとすると，両岸の間の電位差は次式で表わされる。

$$\phi(A)-\phi(B)=\frac{e}{\left(1+\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\cdot\frac{D}{2h}\right)}$$

$$=\frac{1}{\left(1+\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\cdot\frac{D}{2h}\right)}\cdot\bar{v}zD \quad \cdots\cdots(8)$$

ここに D は楕円の長軸の長さ，$2h$ は短軸の長さである。

(7)，(8) において右辺の係数を k とおくと，

$$\phi(A)-\phi(B)=k\bar{v}$$

となり，k は σ_1，σ_2，D，h，z 等の関数である。すなわち，ϕ と $\bar{v}$ との間には k を係数とする関係式が成立することがわかる。実験によりあらかじめ，この関係式を求めておけば，ϕ を測定することによって $\bar{v}$ を計算より推定することができる。

3. 測定装置

河床の両岸に設置した電極には図-4に示すような pH 計用の比較電極を用いた。これは両極間の固有の電位差の変動を取除くためである。電線の両端をそれぞれ直接河水につけて置いたとすると，河水の温度，濃度は時間的に，場所的に違うことがあるため，両端の電線と河水との間の電解析出状況は変動することになる。この関係を一定に保ったためには，電極の周りの条件を一定に保たねばならず，このために用いられているのが pH 計用の比較電極である。この構造は図-4 に示すように極のまわりに KCl の飽和溶液をつめ，河水とはこの KCl 溶液を通じて電気的伝達が行なわれる。KCl 溶液が純粋であり，温度が等しければ両極間の固有電位差は一定に保たれるはずではあるが，現実にはそういう条件は満されず偏極が認められるのが普通である。いくつかの市販されている製品の中から1対の組み合せを作り，偏極電位が 1 mV 以下になるように選び出した。このような電極を両岸の河中にぶら下げて，これらをワイヤで連結した。実験には幅の広い場所が好ましいので，長大橋のある地点が選ばれ，橋の欄干にワイヤをはわせた。ワイヤはさらに片岸に設置された電位差計に連絡され，この連続記録は電子管自動手衡記録計に導かれる。

4. 記録の解析

〔1〕 利根川河口における実験

この方式が実際の流速測定に役立つかどうかをたしかめるための実験を始めるに当って，次の諸点を考慮に入れて場所を選んだ。まず，惹起される起電力の値が大きいほど実験の精度は向上するので，

㋑ 流速のなるべく大きい
㋺ 河幅の広い
㋩ 電気伝導度のよい

という条件を満足する場所を探したところ，大きい河三の河口部ということになった。実験は広範囲の流速変化に対して行なうことが必要であるが，河川上中流部では洪水でも来なければかような流況は期待できない。短期間に実験を終了するためには大河川の感潮部が条件を満足することがわかった。利根川河口を選んだのは上記の諸理由によるものであるが，さらにもう1つは近傍に電車線路や工場が無いことが必要であり，ここは，この点をも満たすと考えたからである。また記録を解析する上に近くに自記水位観測所（写真-1）が既存することが望ましいのであるが，ここはその点も満足する。測定には両岸間にワイヤを張るのであるが，河底線を設置するこ

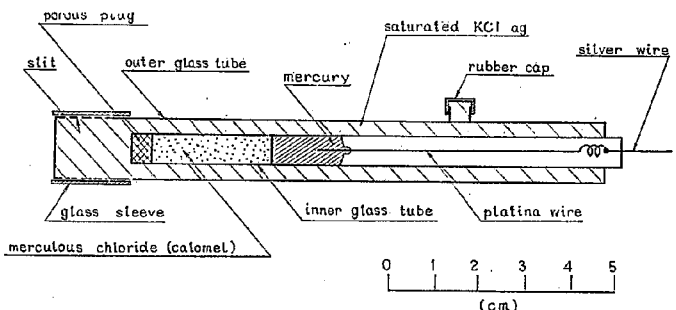


図-4 電極の構造

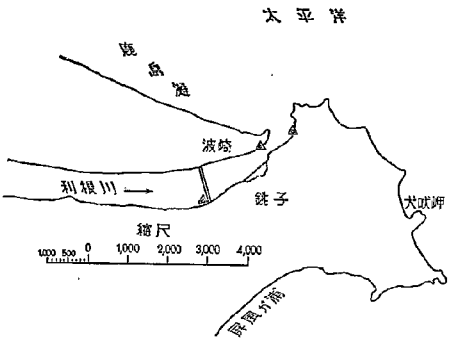


図-5 利 根 川 河 口

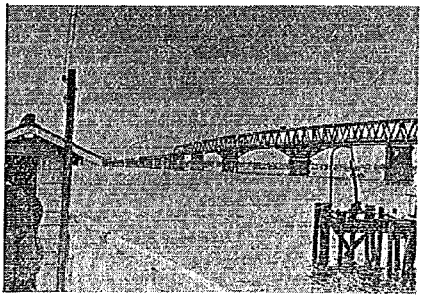


写真-1　自記水位観測所，向う側に見えるのは銚子大橋

とは費用がかさみ維持が大変であるので，ここに建設中の橋梁の完成をまち，橋の欄干を借用することにした。

図-5に示す河口より約3km 上流地点の銚子大橋を利用させてもらった。左岸寄りでは，橋から重しをつけた電極をぶら下げた。右岸寄りでは近くに自記水位計小屋があったので，ここに電極，計器を格納した。橋の欄干にセットした電線は風が強いため断線したので，初めのビニール総線を電話線に途中で交換した。

自記記録計の記録の一部を図-6に示す。記録を眺めてまず第1に気がつくのは，不規則な変動のあまりにも大きいことである。地磁気によって惹起された起電力に，時にはこれよりもっと大きい他の原因に基づく起電力がこれに付加されているからである。かような地電流の変動の生ずる原因は何であるかと，近傍の工場の電気使用状況を調査したのであるが密接な関係を見出すことはできなかった。この変動している記録を平均した値と水位

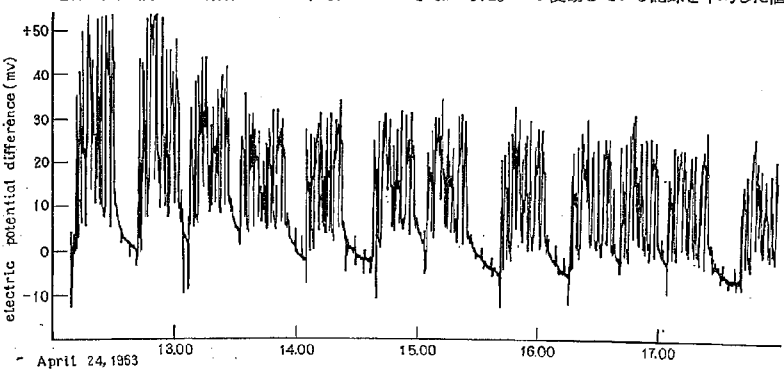


図-6 観　測　記　録

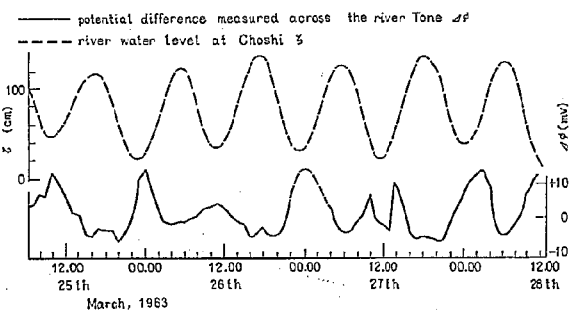


図-7 観　測　記　録

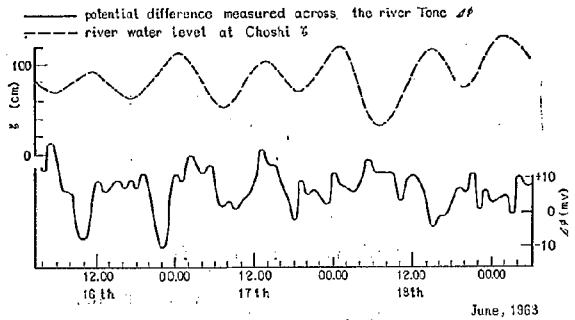


図-8 観　測　記　録

記録とを対比したものを図-7, 8 に示す。対応は，図-8 の方がよくない。

〔2〕 長良川河口における実験

銚子の測定でわかったことは，この地点ではノイズが非常に大きいことである。ノイズの原因がわからないのであるから，場所を選ぶといっても根拠が無いのでためしに，1つ1つ当ってみるより方法はない。日本の大河の1つである木曽川，長良川の河口に新しく橋がかかったので，この地点を第2の実験場所に選んだ。(図—9)

橋梁の長さからいうと，木曽川は 1014 m，長良川は 630m であるが，実験に使用したのは長良川の 450m であった。測定装置は銚子におけるものと同じものを用いた (写真-2, 3)。

自記記録計のなまの記録のうつしを図-10 に示す。ノイズは銚子よりずっと小さいが，やはり不規則なノイズがはいる。起電力の記録と水位記録とを対比させたものが図-11 であり，利根川のよい方の値に近いものが得られた。ここはいたずらが多かったので測定を中止した。

5. 結　　語

地球磁場を横切って流れる流体中に惹起される起電力を測定することによって河川流速を推定するという方法を実際に使うことができるかどうかという可能性について調べるのがこの実験の目的であった。図に見られるように，記録上に本来の値以上のノイズが加わるので，正しい起電力を推定することが非常にむずかしい。現在のところ，地電流に関する特性が明らかにされていないので，観測記録よりこの影響を差引く手段がない。よって

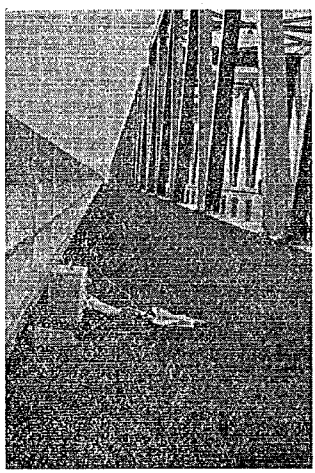


写真-2　記録計とワイヤ

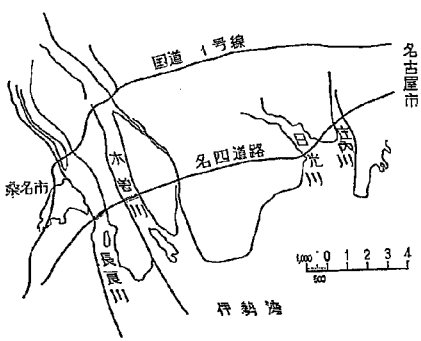


図-9　長良，木曽川河口

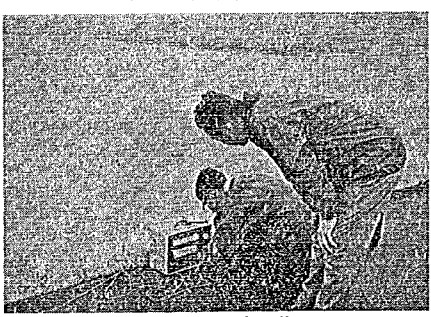


写真-3　記　録　計

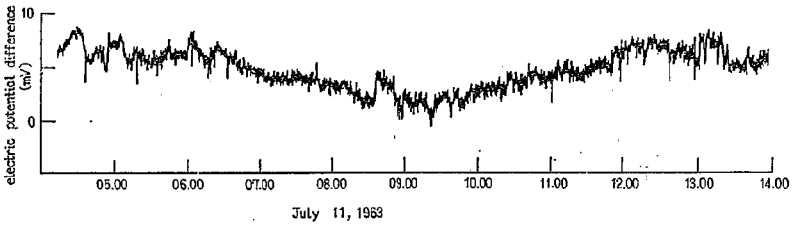


図-10 観 測 記 録

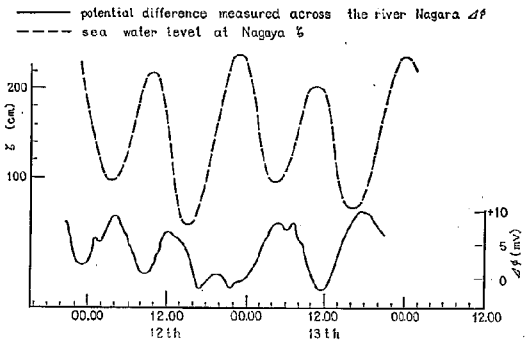


図-11 観 測 記 録

地電流に関する研究が進まない限りこの方法の実用性の見込みはたたない。

本実験は東大，海洋研究所寺本俊彦君によってなされたものである。現地観測を実施するに当っては，建設省利根川下流工事事務所，同銚子出張所，道路公団名古屋支社，同名四道路管理事務所より絶大な御援助を賜わった。ここに記して深甚な謝意を表するものである。

地すべり地帯陸水の水質について

(昭和39年6月)

有泉　昌*

目次

まえがき……(1)
1. 水質の生成について……(1)
2. 試料と実験方法……(3)
3. 実験結果とその検討……(3)
〔1〕秋田県小又川地すべり地帯陸水 (A—1～A—7)……(3)
〔2〕埼玉県尾坂地すべり(B—1～B—3)…(8)
〔3〕埼玉県門平地すべり(C—1, C—2)…(8)
〔4〕福島県沼平地すべり(D—1～D—5)…(8)
〔5〕山形県水沢地すべり(E—1, E—2)…(8)
〔6〕山形県大網地すべり(F—1, F—2)…(8)
〔7〕石川県甚之助地すべり (G—1～G—9)……(9)
〔8〕富山県芦峅寺地すべり (H—1, H—2)……(9)
〔9〕佐賀県人形石山地すべり (I—1～I—3)……(9)
〔10〕富山県上市川地すべり (L—1～L—6)……(9)
〔11〕新潟県猿供養寺地すべり (M—1～M—5)……(10)
〔12〕奈良県地すべり(N—1～N—4)……(10)
〔13〕福井県地すべり(O—1～O—2)……(10)
〔14〕徳島県地すべり(P—1～P—3)……(10)
〔15〕埼玉県地すべり(Q—1～Q—4)……(10)
4. 考　察……(10)
5. 結　言……(13)

まえがき

地すべりと水を離して考えることはできないが，水質については考慮が払われていなかった。水質が地すべりと深い関係を持つと十分考えられたので，著者は長野県茶臼山地すべり地帯の陸水について調査した。その結果はすでに報告してあり[1]，小流域を持つ河水には見られない異常性が見られ，溶存成分間にも特定の関係があることを認めた。このような水質特性が地すべりとどのような点で結びつくかを知るためには，わが国各地の地すべり地帯の陸水について調査することが必要となる。この目的のため，機会ある毎に昭和28年以降各地すべりについて水質調査を実施してきた。調査の結果から，地すべりと水質の間には一応の相関があると考えるに至ったが，今後地球化学の問題として詳細な研究によって解明されることが期待される。

由比，松之山，滝坂等の各地すべり地帯で実施した水質調査の結果については別に報告される予定であるから，ここでは昭和35年までに調査採取した試水および各県より送付された試水の分析結果についてのべる。

なお地すべり粘土の粘土鉱物の検索結果はすでに報告してある[2]。

1. 水質の生成について

地すべり地帯に見られる陸水の水質が特異なものであることを論じようと思うのであるが，水質を通してその水質を与えた環境を推定できるので，水質の生成について一応知っておく必要がある。

陸水の水質は水文学的循環の過程において，水を媒介とした環境との相関において定まる。この環境は気圏，岩石圏，生物圏，水圏にまたがり，さらに経済活動を行なう人間の社会および太陽エネルギーが関与する。

陸水の化学的組成は主として海洋に起源を持つ成分により支配される降雨により定まり，フオルアウト，温鉱泉も関与し，さらに陸地に起源を持つ成分または人間の鉱工業活動に起源を持つ成分も関与する。これら各種の起源を持った色色の水質の陸水は結局は河川水として海洋に注ぎこまれる。陸水の水質を示す化学的組成の収支に関する定量的取扱は，結局は河川水の水質として集約され，近時多くの資料の集積にともない河川水の地球化学として論ぜられるに至った[3]。また河川水の濃度に対する降水，温鉱泉，工業生産物の消費，フオルアウト，岩石の寄与について論じられた[3]。地すべり地帯の陸水の水質に対しては岩石の寄与が大きいのであるが，これらの研究によれば表-1に示すように，岩石土壌の河川水の水質に対する寄与は海塩についで大きいことが示され

* 地質化学部長 工博

表-1 河川水の濃度に対する降水および岩石質の可能寄与（菅原による）

成分別		Na	K	Mg	Ca	Sr	Cl	I	F	S	Si	Fe	Al
降水平均濃度 (mg/l)		1.1	0.26	0.36	0.97	0.011	1.1	0.0018	0.089	1.5	0.83	0.23	0.11
河川水平均濃度 (mg/l)		5.1	1.0	2.4	6.3	0.057	5.2	0.0022	0.15	3.5	8.1	0.48	0.36
可能寄与	降水よりの	1.3	0.32	0.42	1.1	0.014	1.3	0.0018	0.089	1.8	1.98	0.27	0.13
	岩石質よりの	0.82	0.75	0.61	1.06	0.006	0.06	0.00001	0.01	0.19	8.1	1.5	2.4

る。すなわち Si, Fe, Al, K 等の岩石による寄与は大きく，Na, Mg, Ca 等も相当の部分をしめ，S の寄与は比較的小さいといえる。

わが国河川水の水質は世界の河水に比して Na および Cl 含量が大であり，アルカリ度は低く，SiO_2 の含量が大であり，Mg/Ca が大きいことが特徴とされている。このことは水質の一つの表示方法である成分間の比で示せば表-2のようになる[4]。

表-2 世界各地域の河川の化学的性質

当量比	南米	アフリカ	ヨーロッパ	アジア	北米	日本	世界
Cl/SO_4+MO	0.13	0.12	0.06	0.10	0.14	0.21	0.11
SO_4/MO	0.15	0.16	0.19	0.22	0.26	0.35	0.21
SiO_2/SO_4+MO	0.50	0.47	0.19	0.21	0.19	0.34	0.27
Mg/Ca	0.23	0.23	0.17	0.26	0.41	0.58	0.27
$Ca+Mg/Ca+Mg+Na+K-Cl$	0.91	0.91	0.89	0.89	0.89	0.85	0.90
$K/Na-Cl$	0.8	1.2	0.8	0.5	0.4	0.6	0.6

備考：$Ca+Mg+Na+K-Cl$ は SO_4+MO に該当する。
SiO_2 は2価とする。

このような組成の特徴が何故に見られるかは，わが国の海岸線が長いこと，火成岩の分布が多いこと，第三紀層の多いことによるとされる[4]。水質に対する岩石土壌の寄与が大きいことはすでにのべたのであるが，この問題については半谷[5]の研究がある。半谷は古生層，中生層，火山岩，深成岩，秋田第三紀層の影響の下にある陸水の水質を岩石の組成と関連させて研究した。その結果[4]によれば SO_4/MO（MO：メチルオレンジアルカリ度）の大きいことは第三紀層に起因し，$Ca+Mg/SO_4+MO$ の小さいのは火成岩の分布が大であることに起因し，Mg/Ca の大きいのは古生層の分布がわが国で少ないことに起因すると考えている。

つぎに雨水が陸水となり滲透過程でその組成がどのように変化するかは，地すべり地帯の陸水組成等を考える場合特に必要となるので，簡単に記す。

Na または K は岩石から水中に溶出し，その濃度は増加するのであるが，K は滲透中に土壌中に固定されたり，また植物に固定されたりし，この量の方が溶出量よりも多いとされる。

Ca は岩石中から溶出し，その量は水中での CO_2 の溶存量が多いほど多くなる。この CO_2 は空気中より来るものもあるが，有機物の分解に基づく場合または地下から供給される場合もある。水中の Ca は水成岩流域で多く，火山岩流域で少ない。

Mg は火山岩流域では水成岩流域より濃度が高かく，花崗岩流域では特に低くい。Mg は Ca と同様に CO_2 の溶存量の多いときは溶出が著しい。

Fe および Al は岩石から他の成分が溶出する際水酸化物となり，水中には懸濁物質として存在することが多い。有機物の多い場合はフミン酸との結合体として水と共に移動する。pH の低くい場合はイオン状態で存在し，pH の上昇と共に水酸化物となる。この際水中に共存する SiO_2 等と共沈澱する。Fe は土中で還元状態にあれば2価の状態であり，水中に比較的安定して溶存する。

Cl は岩石から供給されることはほとんどない。温鉱泉または人間生活の汚染に基づくことが多い。Cl は水中で安定であり，生物により固定されることはほとんどない。なお特殊の泥岩等で Cl 濃度の特に高いものも見られることは注意を要する。

SO_4 の水中への溶出量はわが国では火山岩流域と水成岩流域で余り差異がないとされている。水中の SO_4 は岩石中の硫化物態イオウにその起源を持ち，火山地質と密接に関係し，地域依存性が顕著に認められる。硫化物態イオウは空気中の酸素のため酸化されて SO_4 として水中に存在し，この水は滲透過程で嫌気的環境の下で，バクテリヤの存在で還元され硫化物として土壌の中に固定

蓄積される。この硫化物は空気との接触により再び酸化され，SO_4 として河水中に入る。河水中の SO_4 に対する各供給源からの寄与を考えるとき，この土中への固定は負の寄与となっている。

SiO_2 がわが国河川水に高濃度で存在することは一つの特徴である。SiO_2 の供給量は火山岩流域で多く，水成岩流域で少ない。SiO_2 の大部分は陸水が接触する岩石質から供給されるので，地質との関連が特に大きい。SiO_2 の水中での溶解度は pH と関係し，酸性側で溶解度は小さくアルカリ側で溶解度は大きい。水中のSiO_2はその pH 変化にともない共存して溶解している Al 等と共沈する性質がある。陸水中でいくつかの溶存形態を持つ SiO_2 は，滲透過程で岩石圏と複雑な収支関係を持ち，収支を総合すれば陸水中への寄与は大きい。

アルカリ度は水中の炭酸以外の陽イオンの量と陰イオンの量との差であり，重炭酸および炭酸イオンの量を主として示す。水中の炭酸塩は空気中から溶解した炭酸ガスにより岩石より溶出したものである。炭酸ガスは有機物の分解により供給され，また地中から断層等を通しても供給される。水中の炭酸ガスは CO_2, H_2CO_3, HCO_3^-, CO_3^{2-} として存在し，空気中の CO_2 の分圧をも考慮した各成分間の平衡関係が存在する。一方岩石質からは Ca および Mg が主として溶出する。アルカリ度は雨水中では著しく小さいので，この値は流域の地質または滲透状況等に関連し，気温の高い時は溶解反応量が多いのでアルカリ度は一般に高い。

このほか滲透過程で酸素，有機物の変化も起り，微量成分の行動で特異のものもある。

以上に河川水の水質に対する主として岩石圏の寄与についてのべたのであるが，陸水を媒介とする溶存成分の分離，逸出または溶出等を支配する要因をのべれば次のようになる。すなわち pH，酸化還元，イオン交換反応，有機物（たとえばキレート剤機能），バクテリヤ，化学平衡と溶解反応速度の問題等であり，岩石圏自体の性質も大いに関係する。また降雨量，気温，蒸発量は溶存成分濃度を支配する要因ともなる。水質の生成を考えるに当っては，広い視野の下でこれら諸要因の効果を考慮せねばならない。

2. 試料と実験方法

試料とした試水は県砂防課から送付されたものおよび著者の現地調査の際採取したものである。県砂防課からの試水は予かじめ送付しておいた硬質ガラスビンに密封されて送付された。しかし試水について予かじめ指定した諸資料を添付しない場合，または採水位置を明示しないものもある。湧出水，ボーリング孔内水，地すべり地内の池の水，井戸水，地すべり地を流域とする河川水，地すべり地内に流入する河川水等を区別するよう求めたが，この目的は実際上ほとんど果たされていない。

現地調査の際採取した試水は比較的多くの資料を備えている。

試水についての説明を表-3に示す。

分析方法は既報[1]に準ずる。

3. 実験結果とその検討

分析結果および成分間の比率等を表-4に示す。

これら分析結果を検討するに当り，地質条件等に支配されやすい成分間の比率[1),5)]を用いた。なおこれら比率は主に次に示すものである。

$Ca+Mg/SO_4+MO$, SO_4/MO, Mg/Ca, $Ca+Mg/SO_4$, $Ca+Mg/MO$

地すべり地帯では地すべりの原因としての，または地すべりの結果としての地質条件のために岩石の風化は促進されている。したがって必然的に風化現象のために岩石からそれが接する水圏に溶存成分が供給される。したがって地すべり地帯の陸水の組成には何等かの変化が認められるであろう。風化の速さおよび風化生成物の性状は，母材の性質，媒体である水の性質，水の量と移動速度，温度等により支配される。地すべり地帯では水の賦存量が多く，その移動速度も大きい場合があるがまた極端に小さい場合もあり，水は酸性に傾きやすい傾向があり，むしろ還元的環境にあると考えられる。また母材はその地域により酸性または塩基性を示す場合もあろう。したがって地域別にみて，地すべり地帯の陸水には風化の過程によりその性質に当然多様性が見られるであろう。ここでは地すべり地帯の陸水の水質について分析結果を検討してみる。

〔1〕 秋田県小又川地すべり地帯陸水（A—1～A—7）

この地帯の陸水の最も著しい特徴は SO_4 の濃度の高いことである。すなわちA—4およびA—5試水を除いて 80～160mg/l に達する。A—4およびA—5試水を除いて SO_4/MO もいずれも高く，$Ca+Mg/SO_4+MO$ は 0.4～0.8 で変動が大きい。Mg/Ca は 0.6～0.76 で概して高い値を示す。試水は Ca, Mg が硫酸塩として存在するほかにアルカリの硫酸塩および重炭酸塩が存在すると考えられる。A—4試水は地すべり地の上部の相当広い流域面積を持つ地下水であり，A—5試水に合流しているので，地すべり地内の下方とはその水質が異なるのは当然である。これら試水は $Ca+Mg/MO$ が1に近かく，SO_4/MO は1より小さく，陰イオンは重炭酸イオンが主である。これらの陸水が地すべり地内に供給され，地下水として移動する過程で $CaSO_4$, $MgSO_4$ 等が付与されA—1～3，A—6～7等の試水が生成すると考えられる。A—5試水よりも他の試水の Mg/Ca が特に大きく，しかも標高の高い方がこの値が小さいことは，地質によるのであろうが Mg の方が溶脱されやすいか，または粘

表-3 試 水 の 説 明

試水番号		地すべり地所在地	採水位置	採水日時	備考
A	1	秋田県北秋田郡前田村根森田（小又川地すべり）	A沼 (155cm)	29.11.16	付近に沼多し，常時少量流出するセリ密生
	2	〃	湧出水(180cm)	〃	湧出量0.03個，四季および降雨による変化少ない
	3	〃	D沼 (200cm)	〃	流出量約 0.1 個降雨等による変化大，雑魚，イモリ
	4	〃	地下水流 (250cm)	〃	地表下 0.5m をG沼方向に流れている (0.3l/sec)
	5	〃	H沼 (230cm)	〃	季節的降雨による変化少ない。フナ，イモリ生存。
	6	〃	I沼 (160cm)	〃	常時少量流出，季節的変化大，水湯面積増大す。
	7	〃	C沼上部 (160cm)	〃	
B	1	埼玉県秩父郡国神村金崎（尾坂地すべり）	風間宅裏，湧水	29. 2.16	降雨時湧出量増加（白濁する）
	2	〃	島崎宅裏ボーリング孔湧出	〃	2月初旬のボーリング湧出水
	3	〃	—	〃	降雨季節による変化なし
C	1	埼玉県秩父郡日野沢村（門平地すべり）	地すべり中央部井戸水	29. 2. 5	井戸の深さ表面より10m，大雨であふれる濁水でもなくならない
	2	〃	逸見宅裏湧水	〃	降雨季節に関係ない。C—1に連絡あるらしい。
D	1	福島県摩郡朝倉村（沼平地すべり）	西沢部落段上部地表水	29. 3.12	地すべり地帯への流入水
	2	〃	湧水	〃	28.10 頃より白濁する。100l/min 水温常時低い。降雨時白濁する 200l/min
	3	〃	湧水	〃	渇水期には約 50l/min となる
	4	〃	横井戸（水平 30cm）	〃	水田の水なくなれば湧出せず，28.9.23 大降雨に崩壊しその後湧出する。4l/min
	5	〃	湧水	〃	
E	1	山形県西村山郡西山村（水沢地すべり）	竪坑地下水	29.10.13	臭気あり
	2	〃	—	〃	地すべり地内に流入する表流水
F	1	山形県東田川郡朝日村（大網地すべり）	横坑地下水	29.10.13	—
	2	〃	湧出水	〃	湧出量は常時変化なし
G	1	石川県石川郡白峯村一ノ瀬（甚之助地すべり）	地表水	33. 8.29	甚之助谷上流水路
	2	〃	乙 18 号沢	33. 8.31	
	3	〃	飯塚下湧水	33. 9. 1	
	4	〃	水平ボーリング湧水	33. 9.30	33年度水平ボーリング (10m)
	5	〃	〃	33.10.29	〃 (98m)
	6	〃	〃	34. 7.23	ボーリング孔出口
	7	〃	〃	34. 9.30	
	8	〃	柳谷右岸湧水	34. 9.11	No.-4 湧水 $CaCO_3$ 沈澱物あり
	9	〃	〃	34. 9.26	No.-6 湧水 $CaCO_3$
H	1	富山県中新川郡立山村（芦崎寺地すべり）	称名川岸傾斜面内湧水	25.10. 9	湧出量多し，湧出口近くは粘土，シルト，降雨後濁らない。飲用することあり。
	2	〃	〃	〃	湧出量多くない。飲用とすることあり水温 16°C
I	1	佐賀県伊万里市山代町（人形石山地すべり）	湧出水	—	—
	2	〃	〃	—	—
	3	〃	〃	—	—
L	1	富山県中新川郡上市川村（上市川地すべり）	深田夫婦池	35. 8. 2	夫婦池表層水
	2	〃	湧水 No.-4	15. 8. 2	夫婦池両方の湧水

表-3（つづき）

試水番号		地すべり地所在地	採水位置	採水日時	備考
L	3	富山県中新川郡上市川村（上市川地すべり）	東種村井戸水 No.-2	35. 8. 2	小学校井戸水
	4	〃	湧水 No.-1	〃	東種部落
	5	〃	湧水 No.-5	〃	涼田と田蔵部落間の湧水
	6	〃	ボーリング孔内水	〃	ダムサイトの横孔ボーリング（凝灰岩中より湧出）
M	1	新潟県新井市新井（猿供養寺地すべり）	地すべり地内湧水	35. 8. 5	—
	2	〃	〃 不動池	〃	—
	3	〃	〃 湧水	〃	—
	4	〃	〃 水平ボーリング湧水	〃	—
	5	〃	地すべり地外薬師湧水	〃	—
N	1	奈良県	—	29. 5.12	—
	2	〃	—	〃	—
	3	〃	—	〃	—
	4	〃	—	〃	—
O	1	福井県小浜市上根来	—	29. 2.24	地下水，湧出状態不明
	2	〃	—	〃	地下水，降雨後濁らない，湧出量，水温年変化なし
P	1	徳島県内浦村山中	地すべり地内地下水	29. 2.26	—
	2	〃	地すべり地内湧出水	〃	—
	3	〃	地すべり地内沼	〃	—
Q	1	埼玉県秩父郡大滝村大久保	地下水	35. 6.30	ダムアバット（右岸）の地下水，グラウトギャラリーの
	2	〃	〃	35. 7. 2	末端から45°の角度で50m ボーリングしたときの
	3	〃	〃	35. 7. 4	湧出水。湧出水圧 7kg/cm², 30l/min。
	4	〃	河川水	〃	ダムサイトでの荒川の河水
R	1	群馬県高崎市（少林山地すべり）	湧水	35. 9. 2	カニ沢上流湧水
	2	〃	地上地内井戸 No.-1	〃	—
	3	〃	〃 井戸 No.-2	〃	—
	4	〃	地下湧水	〃	亜炭坑内湧水
	5	〃	〃	〃	坑内すべり内面での湧水
	6	〃	地上地内水平ボーリング湧水	〃	—

表-4 地すべり地帯湧水の

試料番号		pH	Ca		Mg		SO_4		Cl		SiO_2		アルカリ度 pH4.2～4.3	酸度 PP	Na
			mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	meq/l	meq/l	mg/l
A	1	7.1	19.1	0.99	9.1	0.76	106	2.22	12.8	0.36	20	0.67	0.62	—	—
	2	6.5	19.1	0.99	7.3	0.60	78	1.63	10.3	0.29	11	0.37	0.48	—	—
	3	6.2	16.0	0.80	7.2	0.59	93	1.93	12.4	0.35	11	0.37	0.15	—	—
	4	7.1	4.6	0.23	3.9	0.32	8	0.17	11.3	0.32	20	0.67	0.52	—	—
	5	7.1	7.2	0.37	1.8	0.15	14	0.30	12.8	0.36	19	0.63	0.48	—	—
	6	6.9	34.4	1.72	14.8	1.22	162	3.38	13.5	0.38	19	0.63	0.35	—	—
	7	7.2	15.0	0.75	6.3	0.52	109	2.28	11.0	0.31	20	0.67	0.89	—	—
B	1	8.2	25.0	1.25	15.1	1.26	14	0.29	1.3	0.04	11	0.37	2.28	—	—
	2	8.0	40.2	2.01	12.2	1.02	8.6	0.18	1.1	0.03	11	0.37	2.68	—	—
	3	7.6	73.2	3.66	11.3	0.94	38	0.79	2.2	0.06	11	0.37	3.50	—	—
C	1	7.3	24.8	1.24	10.0	0.83	18	0.37	14.2	0.40	14	0.47	1.47	—	—
	2	2.4	8.4	0.42	40.0	3.37	17	0.35	182	5.10	8.1	0.27	0.00	—	—
D	1	6.8	4.4	0.22	2.0	0.17	8.6	0.18	3.9	0.11	19	0.63	0.28	—	—
	2	6.7	5.8	0.29	2.9	0.24	10.5	0.22	8.3	0.23	25	0.83	0.26	—	—
	3	6.8	5.2	0.26	0.5	0.04	12	0.25	8.6	0.24	32	1.67	0.21	—	—
	4	7.1	7.6	0.38	0.7	0.06	26	0.54	6.8	0.19	29	0.97	0.24	—	—
	5	6.4	11.2	0.56	6.5	0.54	53	1.10	4.1	0.11	17	0.57	0.16	—	—
E	1	8.3	0	0.0	0	0.0	143	2.98	7.8	0.22	20	0.67	3.04	—	—
	2	7.1	7.6	0.38	4.0	0.33	59	1.22	7.8	0.22	20	0.67	0.51	—	—
F	1	6.9	0	0.0	5.6	0.46	tr	tr	9.9	0.28	14	0.47	0.50	—	—
	2	7.2	5.4	0.27	5.1	0.42	3	0.07	10.3	0.29	20	0.67	0.78	—	—
G	1	6.7	2.1	0.10	0.3	0.03	3.0	0.06	3.5	0.10	1.9	0.06	0.14	0.05	0.6
	2	4.6	27.6	1.38	1.9	0.16	70.8	1.47	3.5	0.10	33.3	1.11	0.19	0.14	1.3
	3	7.2	156.0	7.80	29.0	2.30	325.1	6.75	3.5	0.10	6.7	0.22	8.83	0.22	1.2
	4	6.8	540.9	27.0	56.3	4.70	1492	31.0	3.6	0.10	9.5	0.32	0.34	0.15	20.0
	5	7.4	292.1	14.6	21.4	1.80	565	11.8	3.6	0.10	5.6	0.17	0.98	0.23	1.0
	6	7.8	192.0	9.60	23.0	1.92	499	10.4	—	—	8.0	0.27	1.49	0.05	2.6
	7	8.0	33.4	1.67	6.1	0.51	17.3	0.36	0.6	0.02	2.0	0.07	1.16	0.05	1.7
	8	7.2	19.6	0.98	3.8	0.31	35.8	0.75	3.3	0.09	4.0	0.13	11.7	1.8	3.0
	9	7.6	52.8	26.4	62.2	5.20	179.4	3.74	175	4.95	26.3	0.88	14.7	2.5	70.4
H	1	6～6.2	16.3	0.82	12.8	1.07	0.1以下	0.002以下	5.9	0.17	25.0	0.83	0.92	0.85	—
	2	6～6.2	9.3	0.46	2.7	0.24	0.1以下	0.002以下	8.16	0.23	29.3	0.98	0.65	0.48	—
I	1	6.8	12.0	0.60	3.0	0.25	2.4	0.05	12.2	0.33	10.0	0.33	1.10	0.85	7.9
	2	6.8	5.0	0.25	2.8	0.23	4.3	0.09	13.2	0.36	11.8	0.39	0.60	0.48	8.3
	3	7.0	11.4	0.57	6.2	0.52	3.4	0.07	13.2	0.36	12.5	0.42	1.30	1.08	8.6
L	1	—	4.4	0.22	1.8	0.15	tr	0.00	5.2	0.15	6.4	0.21	0.51	0.16	3.5
	2	—	2.0	0.10	0.2	0.02	tr	0.00	3.5	0.10	5.7	0.19	0.27	0.40	2.3
	3	—	19.4	0.97	4.8	0.40	28.8	0.63	31.3	0.89	14.0	0.47	0.88	0.30	13.8
	4	—	12.0	0.60	5.5	0.46	21.6	0.47	17.4	0.49	17.0	0.57	0.73	0.11	8.5
	5	—	15.2	0.76	4.7	0.40	2.4	0.05	7.0	0.20	15.8	0.53	1.35	0.19	5.0
	6	—	9.0	0.45	6.7	0.56	19.2	0.42	10.4	0.29	20.0	0.66	1.74	0.14	24.4
M	1	—	7.0	0.35	3.0	0.25	26.4	0.55	9.5	0.26	10.5	0.35	0.20	—	13.8
	2	—	26.7	1.34	6.7	0.56	53.8	1.12	5.7	0.16	—	—	1.73	—	38.5
	3	—	23.4	1.17	5.2	0.43	43.2	0.90	6.8	0.19	12.0	0.40	1.42	—	33.0
	4	—	25.7	1.28	7.8	0.65	108.0	2.25	11.8	0.33	4.5	0.15	0.70	—	40.0
	5	—	7.0	0.35	1.8	0.15	5.8	0.12	6.8	0.19	14.5	0.48	0.50	—	6.4
N	1	6.9	3.0	0.15	2.5	0.22	4.8	—	8.1	0.17	19	0.63	0.44	—	—
	2	6.9	3.2	0.16	1.1	0.09	2.4	0.05	2.8	0.06	11	0.37	0.55	—	—
	3	6.6	4.8	0.24	2.0	0.17	7.2	—	4.0	0.08	15	0.50	0.48	—	—
	4	7.0	5.6	0.28	2.5	0.22	1.7	0.03	6.3	0.15	16	0.53	0.19	—	—
O	1	7.5	11.4	0.57	3.2	0.27	2.4	0.05	5.9	0.13	6.2	0.21	0.67	—	—
	2	7.8	12.4	0.62	3.7	0.31	4.8	0.10	5.4	0.12	7.7	0.26	0.81	—	—
P	1	6.6	1.8	0.09	2.2	0.18	2.4	0.05	12.0	0.25	9.4	0.31	0.08	—	—
	2	6.8	8.8	0.44	3.8	0.38	2.4	0.05	10.2	0.22	21	0.70	0.73	—	—
	3	7.8	1.2	0.06	2.9	0.24	2.4	0.05	10.0	0.22	18	0.60	0.82	—	—
Q	1	6.6	9.4	0.47	1.0	0.08	2.9	0.06	6.4	0.18	5.4	0.18	0.60	—	1.9
	2	6.4	9.6	0.48	0.9	0.08	2.9	0.06	6.4	0.18	5.0	0.17	0.60	—	1.9
	3	6.4	9.6	0.48	0.9	0.08	2.9	0.06	6.4	0.18	5.2	0.17	0.59	—	2.0
	4	6.6	19.0	0.95	2.4	0.20	14.9	0.31	16.0	0.45	6.4	0.21	1.00	—	8.6
R	1	—	26.6	1.32	9.5	0.78	56.2	1.17	15.2	0.43	50.0	1.66	0.68	—	8.3
	2	—	30.1	1.50	13.4	1.10	7.2	0.15	48.2	1.36	54.5	1.82	2.96	—	36.0
	3	—	58.9	2.94	24.3	2.00	71.0	1.48	77.7	2.19	30.5	1.02	2.25	—	40.0
	4	—	79.4	3.96	12.9	1.06	106.6	2.22	6.7	0.19	20.5	0.68	4.47	—	38.0
	5	—	37.3	1.86	11.1	0.91	32.6	0.68	14.2	0.40	57.0	1.90	1.99	—	12.8
	6	—	45.1	2.25	16.1	1.32	18.2	0.38	69.1	1.95	53.0	1.76	2.07	—	26.5

分析結果および成分比率

K mg/l	$KMnO_4$ 消費量 アルカリ性 mg/l	$KMnO_4$ 消費量 酸性 mg/l	溶解性鉄 mg/l	P r/l	NH_4−N mg/l	NO_2−N mg/l	電気伝導度 25°C Ω⁻¹ cm⁻¹	Mg/Ca	Ca+Mg/SO_4	Ca+Mg/SO_4+[MO]	Ca+Mg/[MO]	SO_4/[MO]	SiO_2/SO_4+[MO]	Cl/SO_4+[MO]
—	—	4.1	—	—	—	0.000	—	0.76	0.79	0.61	2.82	3.58	0.23	0.13
—	—	5.1	—	—	—	0.000	—	0.60	0.97	0.76	3.32	3.40	0.17	0.14
—	—	8.3	—	—	—	0.000	—	0.74	0.72	0.67	9.27	12.87	0.18	0.17
—	—	2.8	—	—	—	0.000	—	1.38	3.24	0.80	1.06	0.33	0.97	0.46
—	—	4.1	—	—	—	0.000	—	0.40	1.73	0.54	1.08	0.61	0.81	0.46
—	—	1.9	—	—	—	0.000	—	0.71	0.87	0.79	8.40	9.65	0.17	0.10
—	—	0.6	—	—	—	0.000	—	0.69	0.56	0.40	1.43	2.56	0.21	0.10
—	0.63	2.52	0.00	40	>0.005	0.000	0.000225	1.00	0.87	0.97	1.10	0.13	0.14	0.02
—	1.71	1.89	0.00	25	0.000	0.000	0.000225	0.51	16.8	1.06	1.13	0.07	0.13	0.01
—	0.95	3.16	0.15	8	0.005	0.000	0.000378	0.26	5.82	1.06	1.31	0.23	0.09	0.01
—	2.21	5.69	0.05	25	0.000	0.000	0.000250	0.67	5.59	1.06	1.41	0.25	0.25	0.22
—	2.21	—	0.08	—	0.07	0.002	0.001620	8.0	10.8	10.4	∞	∞	0.77	14.6
—	10.75	9.78	0.08	15	0.015	0.000	0.000065	0.77	2.17	0.85	1.39	0.64	1.37	0.24
—	9.17	6.32	0.02	70	0.02	>0.001	0.000086	0.83	2.41	1.05	2.04	0.85	1.72	0.48
—	7.15	4.92	0.01	50	0.02	0.000	0.000080	0.16	1.20	0.65	1.43	1.19	3.60	0.52
—	4.43	6.32	0.01	45	0.01	0.000	0.000072	0.16	0.81	0.56	1.83	2.25	1.24	0.24
—	4.43	1.58	0.01	40	0.01	0.000	0.000190	0.97	1.00	0.87	6.87	6.87	0.45	0.09
—	—	4.8	—	—	—	0.000	—	—	0.00	0.0	0.00	0.98	1.12	0.04
—	—	7.0	—	—	—	0.000	—	0.77	0.58	0.41	1.39	2.39	0.39	0.13
—	—	1.0	—	—	—	0.000	—	∞	—	0.92	0.92	—	0.94	0.56
—	—	0.6	—	—	—	0.000	—	1.56	9.85	0.81	0.88	0.09	0.96	0.34
0.2	—	—	—	—	—	—	—	0.30	2.0	0.65	9.3	0.43	0.30	0.50
0.7	—	—	—	—	—	—	—	0.12	1.03	0.99	0.81	7.7	0.67	0.06
1.7	—	—	—	—	—	—	—	0.30	1.49	0.65	1.14	0.77	0.01	0.01
3.5	—	—	—	—	—	—	—	0.17	1.03	1.04	94	91	0.01	0.00
1.4	—	—	—	—	—	—	—	0.12	1.38	1.28	16.7	12.0	0.01	0.01
1.5	—	—	—	—	—	—	—	0.20	1.10	0.97	7.7	6.9	0.02	—
1.2	—	—	—	—	—	—	—	0.31	6.06	1.43	1.84	0.31	0.05	0.01
1.3	—	—	—	—	—	—	—	0.31	1.73	—	—	—	0.01	0.01
9.5	—	—	—	—	—	—	—	0.20	2.04	—	—	—	0.05	0.27
—	—	2.9	—	—	—	—	—	1.30	100以上	2.05	2.06	0.00	0.80	0.18
—	—	9.9	—	—	—	—	—	0.52	100以上	1.08	1.08	0.00	1.48	0.35
1.4	—	—	—	—	—	—	—	0.41	17.0	0.74	0.77	0.05	0.39	0.29
0.8	—	—	—	—	—	—	—	0.92	5.3	0.70	0.80	0.15	0.80	0.55
1.4	—	—	—	—	—	—	—	0.91	15.4	0.80	0.84	0.05	0.39	0.26
3.4	—	—	—	—	—	—	—	0.68	∞	0.72	0.72	0.00	0.41	0.30
tr	—	—	—	—	—	—	—	0.20	∞	0.45	0.45	0.00	0.70	0.37
1.1	—	—	—	—	—	—	—	0.41	2.18	0.91	0.56	0.72	0.32	0.59
1.4	—	—	—	—	—	—	—	0.77	2.25	0.88	1.46	0.64	0.47	0.41
0.5	—	—	—	—	—	—	—	0.52	23	0.83	0.86	0.30	0.38	0.14
2.3	—	—	—	—	—	—	—	1.24	2.38	0.47	5.70	0.24	0.31	0.13
0.6	—	—	—	—	—	—	—	0.71	1.09	0.87	3.0	2.80	0.47	0.35
0.6	—	—	—	—	—	—	—	0.42	1.70	0.67	1.10	0.65	—	0.06
1.3	—	—	—	—	—	—	—	0.37	1.78	0.69	1.12	0.63	0.17	0.08
1.5	—	—	—	—	—	—	—	0.51	0.86	0.65	2.75	3.20	0.05	0.12
0.6	—	—	—	—	—	—	—	0.43	4.15	0.80	1.00	0.24	0.77	0.31
—	3.97	3.48	0.04	35	0.01	0.000	0.000107	1.47	3.7	0.68	0.84	0.23	1.18	0.31
—	2.52	3.79	0.05	35	0.005	0.000	0.000056	0.56	5.00	0.42	0.45	0.09	0.62	0.10
—	1.89	2.52	0.01	60	>0.005	0.000	0.000074	0.71	2.73	0.65	0.85	0.31	0.79	0.13
—	1.58	3.16	0.00	35	0.005	0.000	0.000094	0.78	16.7	2.27	2.63	0.16	2.40	0.68
—	2.21	3.79	0.01	35	>0.005	0.000	0.000104	0.47	16.8	1.16	1.25	0.08	0.29	0.18
—	1.89	3.16	0.03	30	0.005	0.000	0.000102	0.50	9.3	1.02	1.15	0.12	0.29	0.13
—	1.77	5.06	0.00	9	0.01	0.000	0.000069	2.00	5.4	2.06	3.35	0.63	2.40	1.91
—	2.34	5.37	0.00	65	0.005	0.000	0.000107	0.87	16.0	1.05	1.04	0.07	0.90	0.28
—	2.52	1.26	0.01	60	0.005	0.000	0.000133	4.00	6.0	0.34	0.37	0.06	0.69	0.25
0.5	—	—	—	—	—	—	—	0.17	9.1	0.83	0.92	0.10	0.27	0.28
0.5	—	—	—	—	—	—	—	0.17	9.2	0.83	0.93	0.10	0.27	0.28
0.5	—	—	—	—	—	—	—	0.17	9.2	0.83	0.95	0.10	0.27	0.28
1.5	—	—	—	—	—	—	—	0.21	3.7	0.88	1.15	0.31	0.32	0.24
0.5	—	—	—	—	—	—	—	0.61	1.79	1.14	3.10	1.72	0.90	0.23
4.2	—	—	—	—	—	—	—	0.73	17.3	0.84	0.88	0.05	0.58	0.44
9.0	—	—	—	—	—	—	—	0.68	3.38	1.32	2.00	0.66	0.27	0.60
4.0	—	—	—	—	—	—	—	0.26	2.26	0.75	1.12	0.50	0.10	0.03
3.0	—	—	—	—	—	—	—	0.49	4.07	1.04	1.40	0.34	0.70	0.15
3.1	—	—	—	—	—	—	—	0.59	9.40	1.46	1.72	0.18	0.72	0.80

土を介してCaとMgの交換されるかによることを示すと考えられる。秋田県下の河川水はいずれもSO_4/MOの値が大きいことを特徴とすることはすでにのべたが，このような水質の陸水が生成することは秋田県の第三紀層の一つの特性と考えられている。SO_4が地すべり地内で地下水に付与される機構については明らかでないが，H_2SO_4の生成がその原因とするならばカオリン鉱物の生成に有利な環境と云うことができる。この地帯の粘土鉱物はモンモリロナイトとカオリン鉱物であることは，すでにのべたところである[2]。粘土鉱物の生成環境と水質との関係については今後の詳細な研究が必要である。

〔2〕 埼玉県尾坂地すべり（B—1～B—3）

この地帯陸水の特徴はpHが大きいことと，MOアルカリ度の著しく大きいことである。Clは著しく少なく，SO_4の相当に高いものもある。Ca+Mg/MO+SO_4はほとんど1に近かくアルカリの含量は少なく，CaおよびMgの重炭酸塩が主要成分と考えられる。Mg/Caは著しく変動しておるが，この値の大きいものはCa+Mg/MOが小さい傾向を示している。アルカリ度が異常に高いことはその原因を塩基性の母材に帰せしめるのが妥当であろう。このような環境の下では塩基性の粘土鉱物の生成が有利であり，すでに示したように[2]クロライト，セリサイト，滑石が存在することはこの種の環境に対応するものである。

〔3〕 埼玉県門平地すべり（C—1～C—2）

この地帯陸水試料は2個であるが両者とも異常な環境の下にあるといえる。C—1試水はMOアルカリ度が高く，CaおよびMg濃度も異常に高いし，SO_4およびCl濃度も自然水としては高い。Ca+Mg/MO+SO_4は大体1に近く，主としてCaおよびMgの重炭酸塩よりなる。一方C—2試水はpHが2.4であり，Cl濃度は実に182mg/lにおよびMgの濃度も40mg/lに達し，Mg/Caは8.0で異常に高い。試水は遊離の塩酸をふくむ$MgCl_2$が主成分であり，SO_4も一部付加されている。塩酸の存在についてはその原因は不明であり，C—1試水のCl濃度の高いのは少量のC—2試水の影響をうけているものと考えてよい。この地域では HClとH_2CO_3を含有する2つの水系の影響を受けていることが明らかである。この地域の母岩は塩基性であり粘土鉱物はセリサイトが主であり，少量のカオリナイトとクロライトをともなうことはすでにのべた[2]。母岩より考えればB試料と同様な粘土鉱物を与えると推定されるが，セリサイト化していることはクロライトまたは滑石等よりMg等の溶脱が行なわれ，一部のカオリン化が進行していることを肯定させる。

〔4〕 福島県沼平地すべり（D—1～D—5）

この地帯陸水試料の内地すべり地内へ流入する地表水であるD—1試水は，$KMnO_4$の消費量が大きくMOアルカリ度も一般に小さいし，SO_4がやや多いが特に異常な水質とは考えられない。D—3およびD—4試水はいずれも湧水であるが地表水の影響をうけていると思われ，Mg/Caが低いこと，Ca+Mg/SO_4+MOもやや低目の値を与え，SO_4/MOも概して高いことが共通している。D—4試水はSO_4濃度がやや高く，D—5試水を生成させる環境の影響を一部受けていると推定される。D—5試水はSO_4濃度が著しく高くMg/Caも大きい値を与える。Ca+Mg/SO_4+MOは大きく0.87に達し，主として$CaSO_4$および$MgSO_4$を溶存成分とする。この試水の水質はMOアルカリ度がやや小さいが，A試料の水質に近似する。D—2試水はMg/Caは大きく，SO_4/MOもやや大きく，Ca+Mg/SO_4+MOは1.05である。このほかにこの地帯の試水はいづれもSiO_2の溶存量が高いこと，KM O_4消費量の多いことを特徴とする。試水はいづれにしてもSO_4を付加される環境の下にある。なおすでにのべたように[2]，地すべり粘土中にHeulanditeの存在することは，Caの行動と密接な関係を持つものと推定される。

〔5〕 山形県水沢地すべり（E—1，E—2）

この地帯陸水試料の内地すべり地内への表流水であるE—2試水は，SO_4の濃度が59mg/lに達し，Ca+Mg/SO_4+MOは0.41，SO_4/MOは2.4でアルカリも相当量存在するはずである。SO_4が付加される機構が推定される。一方ボーリング孔内の地下水はアルカリ性であり，MOアルカリ度およびSO_4濃度が著しく高い，さらにCaおよびMgが見られない。地下水の陽イオンが地下でCaおよびMgよりアルカリに変るのは明らかでないが，腐植等の存在または粘土等のイオン交換作用によるものと考えられる。有機物の量の多いのは$KMnO_4$消費量からも推定される。この地域の地すべり土の粘土鉱物はモンモリロナイトを主とするのであるが，MgO/Al_2O_3は約1であり，しかも方解石の形でなくCaOを6％も含有する[2]。水質と粘土の間に何等かの関係が存在することは十分推定できる。

〔6〕 山形県大網地すべり（F—1，F—2）

この地帯陸水は試水の数が少ないが，いづれも特性を持っている。F—1試水はCaおよびSO_4がほとんど含有されないでMgのみ相当量含有される。MOアルカリ度も通常の陸水と見なされ，Cl濃度はわずかに高い。Ca+Mg/SO_4+MOは0.92でCaおよびSO_4は含有されないのでMgの重炭酸塩が主要な成分である。F—2試水はSO_4の濃度が著しく低いことはF—1試水と同様であるが，CaがF—1試水に認められないのに反しF—2試水に認められ，しかもMg/Caは割合に大きい。Ca+Mg/MO+SO_4は0.81であり，SO_4/MOは0.09である。したがってCaおよびMgは主として重炭酸塩として存在し，他にアルカリがふくまれる。F—2試水

はF—1試水に重炭酸塩と硫酸塩が一部付加されたものと考えられる。このような SO_4 の濃度の低い水が生成すること，それにともないCaも見られず，しかもMg溶脱の著しいことの機構がなんであるかは不明であり，この地帯の砂岩の風化粘土中に Al 含量の多いモンモリロナイトの存在することとの関係も明らかでない。ただ SO_4 の少ないのは還元性環境でバクテリヤにより SO_4 が硫化物に還元され，水中から除去されたことによると考えうる。水質は特異な環境の下で生成したと推定される。

〔7〕 石川県甚之助地すべり（G—1～G—9）

この地帯陸水についてはすでに報告した[1),2)]。多数の試水の内の一部を分析表に示した。この地すべり地内に流入する甚之助谷の上流部のG—1試水は組成に特に異常は認めない。地すべり地内の沢の水は右岸側の上流部で酸性を示しG—2試水のように $Ca+Mg/SO_4$ がほとんど1に近い。これは崩壊溶岩中に存在する硫化物と手取層の方解石含量が高いことによる。G—3試水はMOアルカリ度が著しく高く，SO_4 濃度も高い。G—4およびG—5試水は33年度のボーリング中に湧出した地下水でありCaおよびMgは硫酸塩として存在する。G—6は湧出する孔内水を1カ年後に測定したもので，濃度は異なるが大体前年と同様な性格を持つ。G—7は34年度のボーリング中にえた地下水であり，アルカリ性を示しアルカリ度が大きく，Caの濃度も高い。G—8，G—9試水はいづれも柳谷右岸に見られる湧出水で主として重炭酸塩よりなり，G—9は特に他の試水がいづれもCl含量が低いのに特に例外となる。しかし柳谷の湧出水群はCl含量により2種に分類することが可能である。詳細は上記の報告書にゆずるが，この地区では硫化鉱と方解石を含有する手取層に基因する水，温泉作用を示す含塩素重炭酸塩泉，塩素を含有しない重炭酸塩と硫酸石灰を主成分とするものに分けて考えることができる。陸水はCl濃度低く，SO_4 濃度高く，MOアルカリ度も高く，アルカリ濃度は著しく低くまたMg/Caが低いことを特性とする異常水質であり，Kの濃度も一般に大きくKの溶脱も概して多いことが示される。なおG—7およびG—8試水はアルカリ度が大きいので現地での採水直後の分析値と実験室での測定値の間に著しい差を生じた場合もあり，アルカリ度以外は実験室での値を示した。アルカリ度が異常に高いのは地下からの CO_2 の供給と考えるのが妥当である。

この地帯に存在する粘土鉱物はすでに報告したように[2)]セリサイトを主とし，モンモリロナイトを含むものもある。粘土化との水質生成環境の間の関係は今後解明を要する点と考える。

〔8〕 富山県芦舘寺地すべり（H—1，H—2）

この地帯陸水の水質については別に報告[3)]してあるが，ここでは称名川に面する地すべり地の傾斜面の湧出水について検討する。この試水の特徴は SO_4 濃度の特に低いことである。Ca+Mg/MOはH—2試水では約1であるが，H—1試水では2に近かく，陽イオンが多すぎる点多少の疑問があるが，SiO_2 含量の多いことと SO_4 の少ないことは一つの特性である。pHは6位であるが，MOアルカリ度は概して大きい。雨水の滲透によりCaおよびMgが重炭酸塩として溶出されたと考えられるが，SO_4 含量の低いことの原因については不明である。これら地下水に接する粘土類はすでにのべたようにモンモリロナイトを主体としカオリン鉱物の一部が存在する。水質と粘土鉱物の間の相関性については明らかでない。

〔9〕 佐賀県人形石山地すべり（I—1～I—3）

この地帯陸水は3ケの試水について分析した。試水の水質の特徴は SO_4 の濃度が低いことと，MOアルカリ度がやや大きい傾向を示し，Mg/Caの値の大きいものもあり，Clの濃度も比較的高いことである。$Ca+Mg/SO_4+MO$ は0.7～0.8であり，CaおよびMgの重炭酸塩が主要な成分である。この地帯の頁岩は風化してイライトとカオリン鉱物を生成し，玄武岩はカオリン鉱物とモンモリロナイトを生成している。風化の化学的過程を知るためにはさらに十分な調査が必要である。

〔10〕 富山県上市川地すべり（L—1～L—6）

この地すべり地帯の陸水については，多くの試料について分析してあるが，それらの総括的報告は別の機会にゆづり，ここでは代表的試水6ケについて説明を加える。

L—1，L—2試水は溶存成分が少なく，特に SO_4 がほとんど検出されない。このような湧出水は夫婦池，腰源田を始めこの区域に見られる。L—1とL—2はただしKの量が著しく相異する。L—3は東種村の湧水であり，L—4は学校の井戸水であり，いづれもClおよび SO_4 の濃度が高い。$Ca+Mg/SO_4+MO$ は0.9に近かく，SO_4/MO も0.6～0.7であり，$Ca+Mg/SO_4$ および $Ca+Mg/MO$ も大体同程度であり，Kの含量も多く，同様な性格を持っている。この種の水は東種部落の井戸水に一般的に見られ，同一水系に属すると推定できる。L—5試水はMOアルカリ度が比較的高い反面 SO_4 濃度が低く，SO_4/MO は0.30であり，$Mg+Ca/SO_4+MO$ は0.83である。CaおよびMgの濃度は比較的高い。田蔵部落の飲料水も大体同様な水質であり，夫婦池と田蔵部落間に見られるいくつかの湧水は大体同じ系列に属すると推定される。L—6はダムサイトの凝灰岩中よりの湧出水であり，MOルカリ度，SO_4 が高い。SO_4/MO は0.24であり $Mg+Ca/SO_4+MO$ は0.47で，相当量のアルカリが存在する。Kが多いことMg/Caが大きいことも特徴である。対岸の仏岩湧水も重炭酸塩が多いが同様の水質を持つ。凝灰岩をおおう白色の地すべり粘土はイライト

を主要粘土鉱物としており，水の中にKの多いことはイライトの存在と関係があるといえる。

〔11〕 新潟県猿供養寺地すべり（M—1～M—5）

この地すべりについてはいまだ十分な資料がえられていないし，調査に着手したばかりであり一部の水質資料を示すが，別に多くの資料に基いた検討結果は別に報告する予定である。分析結果によれば地すべり地外の薬師沼水（M—5）は溶存成分は少なく特に異常のものとは考えられない。地すべり地内の沼水M—1およびM—3はCl濃度は低いが SO_4，Ca，Mg，Na 濃度がいずれも高く通常の陸水ではない。地すべり地内の地下水が地表に出現したと考えられる不動池の水M—2および水平ボーリング孔内の水 M—4 も同様な水質である。Ca+Mg/SO_4+MO は1に達せず，Na および SiO_3^{--} を考慮すると1前後となる。MO アルカリ度は M—1 が小さくM—2およびM—3が比較的大きいし，必ずしも MO アルカリ度と Ca+Mg の濃度は比例関係にはない。これら試水の分析結果では Ca，Mg を重炭酸塩としてともなう水に，Na_2SO_4 を主とする水が添加されていると考えるのが妥当である。Mg/Ca は比較的大きい値を示し，Na/Cl も大きく，Na は Cl の濃度の低いことからもその起源を岩石圏に求めるのが妥当であり，Na に比してKの少ないことはKの選択的の固定が行なわれることかも知れない。これらの環境は Ca，Mg，Na，K の間に粘土等を媒体としてイオン交換が行なわれるためと推定できる。この地域に見られる地すべり粘土中に存在する粘土鉱物はモンモリロナイトを主とし，イライト等は存在しても僅少であることは，Kが交換性イオンであることを想定させるのであるが，イライト等の生成が行なわれているのかも知れない。この点については今後の研究が必要である。Na が当量数では Ca および Mg よりはるかに多いことの説明は現在不可能であるが，アルカリ粘土の生成は十分想定され，この種粘土の力学的性質が特異であることは，粘土鉱物の種類とも関連して地すべり機構と関係あるものと考えられる。このような水質を与える地質環境として第三紀層を考えうることはこの地すべり以外の場合と同様である。

〔12〕 奈良県地すべり（N—1～N—4）

この地帯陸水の水質は溶存成分も少なく，特に指摘されるような特性は持たない。しかし Mg/Ca は比較的大きい値を示す。

〔13〕 福井県地すべり（O—1～O—2）

この地帯陸水の溶存成分は多い方ではないが，Ca および Mg の濃度は比較的に高い。主として重炭酸塩として存在する。SiO_2 および SO_4 の濃度も低い。地質についても資料を欠き，異常な水質とも考えられない。

〔14〕 徳島県地すべり（P—1～P—3）

この地帯陸水の試料は3コであるがいずれも特に目立った性質を持たない。P—1試水は Cl 以外は溶存量が少なく，SO_4 および MO アルカリ度も低い。湧水であるP—2試水は Ca および Mg がやや多く，MO アルカリ度も高く SO_4 は少ない。Ca+Mg/MO は約1であり，重炭酸塩が主要成分である。地すべり地内の沼の水であるP—3試水は，SO_4 濃度が同様に小さいほかに Ca+Mg も少なく Ca+Mg/MO は 0.37 にすぎない。したがって pH がアルカリ性を示したり，電気伝導度も高いところからアルカリの重炭酸塩の存在が推定される。地すべり地内の陸水はおのおの異なる水質を示すが，硫酸塩が少なく塩化物が比較的多く，Mg/Ca もむしろ高いことは共通しており，ただ MO アルカリ度にともなう陽イオンが Ca+Mg でその量の多いものと少ないものがあり，また大部分がアルカリの場合もある。この地帯の地質等についての資料を欠くのでこれ以上の推論は避けるべきであろう。

〔15〕 埼玉県地すべり（Q—1～Q—4）

Q—1～Q—3試水はボーリングで湧出したものであり，Q—4は荒川の河川水である。地下水はいずれも濃度が低く，SO_4/MO は 0.1 であり，Ca+Mg/SO_4+MO は 0.83 で大体1に近い。Mg/Ca の低いことは一つの特徴ではある。主として Ca の重炭酸塩よりなり，この地区に石灰岩の存在することと関係があるといえる。Q—4試水は河水であり SO_4 および SiO_2 を除いて Q—1試水等の約2倍の濃度を示すが，SO_4 濃度の増加が顕著に認められる。湧出水は4日間の時日の間では水質はほとんど変化していない。Q—4試水とQ—1試水等の間に関係があるか否かは明らかにしえないが，広大な流域よりのQ—4試水と限られた地質の影響を主として受けているQ—1試水が水質的には似ていることは注意すべきである。

4. 考　察

わが国のいくつかの地すべり地帯の陸水の組成について調査した結果を上に述べたのであるが，つぎにこれら結果を総括して考えてみる。ただ地すべりには地質，地形，岩石の風化，風化物の力学的性質，力学的性質に関与する水の存在と水質等の諸要因がそれぞれ相関連しているので，ここで調査研究の対象とした水質の面からは単にその水質を生成させた環境の化学的性格の一断面を捉ええたことであり，地すべり対策工事に直接的に連らなるものではない。しかし地すべり地の水文を知るためには水質調査は必要であるし，地すべりの予知等の問題に将来むすびつくことは十分想像できる。

地すべり地帯に流入する河水はその流域面積は小さく，雨水の性格がより強いと予期され，また測定すれば事実一般河水に比して特に異るらしい特性を持たない。しかし地すべり地帯内で見られる陸水は流入水に比して

一般に濃度は高かく，溶存成分の分率も著しく異なる。また地すべり境界線の内外で水質が異なり，地すべり地外で異常な水質を示さないことも多く見られる。本研究で取り扱った地すべりの数は，わが国で約5,600個所におよぶとされる地すべり地の内のほんの一部であり，ここでえられた結果から地すべり地帯陸水の組成について一般的の結論を引きだすことは勿論危険なことである。しかしここにえられた結果からだけでも，地すべり地帯の陸水が特異なものである場合が多いことは，地すべりと水質とが少くも現在の段階では地すべり機構そのものと明確に結びつきがたいが，何等かの関連を持つと考えられる事例の多いことを示すといえる。水質について長期間にわたり詳細な研究調査が実施されれば，水質と地すべりの関係を解明できるであろうし，この調査結果はその糸口を与えるものと信じる。

河川水の水質はすでにのべたように水を媒体とした気圏，岩石圏，生物圏および人類圏の間の物質交換の場としての水圏での反応の総和の帰結されたものであり，一般的には岩石圏に対する依存性は相当明らかにされている。地すべり地帯の陸水は，その水質を生成させた地すべり環境の影響を著しくうけている。すなわち特殊な地質条件の下にあることが多く，母材は変質をうけており風化作用に敏感であり，水は表面積の大きい母材と長時間接触し，地被等による有機物の供給多く，還元状態に傾くこと多く，破砕帯からの鉱泉または炭酸ガス等の供給をうける場合もあり，母材の風化とその環境での安定した粘土鉱物の生成も行なわれ，水の移動にともない溶存成分の吸着，収着，イオン交換等も行なわれる。これらの水質生成の反応は平衡には達せず，透水性は一般に小さいが著しい幅があり，地質条件は局地的であること等のために，さらにいくつかの地下水系の存在等のために，同一地すべり地帯内でも陸水の賦存場所等によりその水質は著しく異なる場合も当然考えられる。本調査結果からもこの点は確かめられている。たとえばpHが著しく異なる場合，MOアルカリ度とSO_4の比が変動著しい場合，Mg/Caの幅が大きい場合，アルカリ濃度が高くKが特に多い場合，SO_4またはCa濃度の変動が著しい場合等である。

調査結果についていえば，たとえば埼玉県門平地すべりでpHの著しい異常を認め，秋田県小又川地すべりで標高とMg/Ca間の関係を認め，埼玉県尾坂地すべり，山形県水沢地すべり，石川県苗之助地すべりではSO_4の濃度の高い水が見られる反面MOアルカリ度の高い水も見られる。また石川県苗之助地すべりでは水系の異る陸水を認め，おそらく生物化学的要因によるSO_4の消失は山形県大網地すべりで認められる。なおアルカリ度の高い原因として有機物のみを考えることはできない，地質的要因を考える必要もあり，将来C^{14}の測定等によりなにかの手がかりを見出しうるかも知れない。アルカリ度の高い場合は第三紀層でない場合の方が多いようであり，第三紀層の場合はSO_4の濃度が高いのが一般の傾向である。SO_4濃度の高いのは母岩中のパイライトの酸化に起因するもののほか，有機物に起源を持つ場合も考えられ，一方生物化学的反応によりSO_4の除却も行なわれうると考えてよい。

地すべり地帯陸水の水質は異常な組成を持つ場合が多い。調査した例でも異常が明らかなものはA，B，C，D，E，F，G，H，M，R等の試水であり，その他のものは溶存成分量も少ないが成分間の比率が偏している。しかしこのことは明瞭な特性とは考えがたい。なお地すべり地帯陸水の成分間の比率をわが国河川水の平均比率と比較すれば，Mg/Caは一般に高く，SO_4/MOは極端に高いものと極端に低いものに分けられ，SO_4の除却も考えられるが硫酸塩が主体となる場合と重炭酸塩が主体となる場合とがある。SiO_2/SO_4+MOはSO_4およびMOの高いものを除き，一般に高い値を示し，SiO_2の溶出が大きいことが示される。$Ca+Mg/SO_4+MO$は相当の幅で変動し，SO_4/MOと反比例する傾向が見られ，SO_4とアルカリが密接な関係を持つことも推定される。

陸水の水質は風化の環境に関係があり，したがって風化生成物である粘土鉱物生成と関連するであろう。風化はその環境で安定な風化生成物を残すまで継続する。したがって現在見られる風化生成物である粘土鉱物は，それが最終的段階のものか，風化過程における不安定な遷移状態のものかは明らかにしえない。しかも現在見られる環境条件が常に一定していたものかどうかも明らかでない。しかし現在進行している風化の過程は陸水の水質に反映されていることは確かといえる。このように粘土鉱物の生成と陸水の水質は複雑な関連を持つので，ここにえられた資料のみから十分に信頼しうる結論を導き出すことは困難である。しかしこれらの点を考慮してもなお両者の間にある種の関係が見られると考えてよい場合がいくつかある。すなわち塩基性の粘土鉱物が生成している尾坂地すべり，門平地すべり，苗之助地すべりの場合は，いずれも陸水のMOアルカリ度が高かく，pHもアルカリ性に傾むき，$Ca+Mg/MO+SO_4$が1に近い値を示す。イライトを含有する人形石山地すべりの場合でもある程度近似した関係がある。またカオリン鉱物を混合しないかまたはその含量の少ない水沢地すべりでもMOアルカリ度が高い。一方モンモリロナイトとカオリン鉱物の共存している小又川地すべり，沼平地すべりの場合は一般にMOアルカリ度は高くなく，SO_4の含有されることが多い。富山県芦峅寺地すべりの場合はカオリン鉱物が少量存在するがSO_4は見られず，MOアルカリ度が高い方と考えられる。なお大網地すべりでは粘土は

モンモリロナイト単独であり，水質では SO_4 が極端に少なく，Mg の溶脱の著しいことが特徴であるが，両者の関係は推定できない。

地すべり地帯の地下水滞水層を構成する材料と地下水の水質の関係については，すでに市原[9]の報告がある。市原は大阪府中河内郡亀瀬地すべり地帯の風化した安山岩，地すべり粘土および陸水の組成について研究している。粘土鉱物を検索した結果ではモンモリロナイトの他少量の560°C で吸熱を示す粘土鉱物を認め，風化安山岩および地すべり粘土の陽イオン交換容量 (meq/100g) はそれぞれ80.0および76.7である。交換性イオンは Ca および Mg が大部をしめ，それらの当量 100 分率は Ca, Mg, Na については風化安山岩の方が大きく，K および H については地すべり粘土の方が大きい。一方陸水についても分析し，地すべり地内外で水質の差を認めている。地すべり地帯内（安山岩）と地帯外（花崗片麻岩）での陸水では，Ca および Mg の当量 100 分率と濃度は前者の方が大で，Na および K については後者の方が大であり，pH は前者の方が一般に大である。これらの結果から滞水層を構成する材料（モンモリロナイト）は地下水と接して，その主要な交換性イオンの Ca および Mg が溶脱され，結晶格子中の Mg の一部も溶脱され，地下水中の K を固定すると論じている。

上にのべた市原の研究によれば，地下水中の溶存成分とそれが接触する粘土鉱物の交換性イオンの間のイオン交換反応および非粘土鉱物からの溶解反応により，地下水の水質が定まるとされる。しかしその機構を詳細に追求するためには，陰イオンの分析，地下水と接触しない風化物の交換性イオンの決定，支配要因としてのイオン交換反応と溶解反応の大小に論及する必要があり，さらに粘土と地下水との交換反応を実験室で量的に確認することが望ましい。地すべり地帯の陸水の水質が陸水がおかれた環境を反映することは市原の研究からも明らかである。また地すべり地帯での水の流向または流速，さらに水系の同定等を追求する場合，このイオン交換反応に考慮を払い，この反応を有効に利用することを考えておく必要がある

なお風化の過程が陸水の組成によく反映していることを示した例として六甲砂防工事事務所の報告[10]がある。水質調査を担当した北野等によれば，六甲山系の芦屋川と住吉川の水質から，深層風化は地下から供給される炭酸ガスによるものであり，水質と崩壊の間に関連性がある。今後も土砂生産量と水質の関係が追求されねばならないとされる。

地すべり地帯に見られる陸水が異常に高濃度であり，また組成も通常の陸水と異なることが，それらが間隙水として存在する場合に土の力学的性質に影響を与えて，地すべり運動を助けることが十分に考えうる。地すべり粘土中のモンモリロナイトの交換性イオンは間隙水中のイオンと交換反応を示し，この反応はある平衡状態に達するであろう。この平衡状態におけるモンモリロナイトの親水性は，それが水と接触しない前と当然変化し，必然的に土質が変ることが予測される。交換性イオンにより粘土鉱物の土質が変ることについてはすでに多くの研究があり，たとえば Winterkorn[11] 等はバイデライトよりなる土のコンシステンシーは交換性イオンにより次のように変るとのべている。

LL : Na>Ca>Al>Mg=H>K

PL : K>Ca>Al>Mg=Na>H

PI : Na>Ca>Al>H>Mg>K

また Samuels[12] は交換性イオンのセン断抵抗に対する影響をのべ，モンモリロナイトではセン断抵抗の大きさは Al>Ca>Na の順であり，また透水係数は Th>Al>Ca>Na の順であるとしている。ティキソトロピーについては Na を Ca または Ba で置換すれば低下し，アルカリを完全に除去するかまたは H で完全に置換すればこの現象を認めないとされる[13]。交換性イオンと圧密については Winterkorn[11], Samuels[12] が報告し，圧密されやすさは Na>Ca>Th>Al または Na>Ca>Mg>K>H の順とのべている。このように水質と土質は関連していることは確実であるが，水質がどの程度地すべり粘土の土質を支配しているかは現在のところ明らかではない。今後多くの実験研究によってこれらの点が解明される必要がある。

つぎに問題となるのは陸水中に含まれる有機物の土質におよぼす影響である。勿論土にふくまれる有機物で陸水の pH によって可溶性となるものもこの問題の対象となる。土にふくまれる有機物は炭水化物（セルローズ，ヘミセルローズ，リグニン，腐植質），樹脂，ワックス，脂肪，タンパク質，炭化水素等である。土中でのこれら有機物の集積は温度，雨量，バクテリヤ等により影響をうける。地すべり地帯では有機物の供給量が多く，また第三紀層等では堆積岩中にすでに多量の有機物がふくまれている。また地すべり粘土に多く見られるモンモリロナイトは有機物と結合して Clay-Organic Compounds を造ることがよく知られている。したがって陸水中の有機物は地すべり土質と関連あることが十分考えられる。しかし土質と水中有機物との関係は余り解明されていないし，本調査研究では有機物に考慮を払った分析を実施していない。

この分野の研究は少いがここでは Söderblom[14] の研究にふれておく。Söderblom はスエーデンの地すべり粘土の鋭敏比が分散剤の機能を持つ有機物により顕著に増加することを認め，この有機分散剤の検索を行ないフミン酸を検出した。フミン酸が pH の増大とともに水溶性となり，pH が 5～8 位の間で鋭敏比が大きいこと

を知った。この作用はタンニン，リグニン，ポリフェノール，ポリサッカライドでも持ちうると考えている。粘土でもフミン塩ソーダで分散しがたいものもあり，この場合は交換性イオンが Na, Ca または Fe^{3+} のときであり，透析を行なったりまたは自然酸化が行なわれると分散性がえられる。また分散剤の機能を持つ無機物の検索も行ない，Na_2CO_3—$MgCO_3$ の存在が分散効果のあることを認めている。さらに Mg 粘土は分散せず，Ca 粘土はわずかに分散し，Fe^{3+} 粘土は容易に分散することを知り，このことは FeS をふくむ地すべり粘土に重要な意味を持つものと考えている。さらに無機系の分散剤としてはケイ酸ソーダの存在をも考えている。

Söderblom はさらに Göteborg 近郊の大地すべり地帯で，天然に存在する分散剤により粘土が分散する過程を調査した。地すべり地内にはフミン質を含む粗粒の透水層があり，その外側にある粘土層はフミン酸塩をふくみ酸性で鋭敏性を持たない。これらの粘土層の外側にはフミン酸塩をふくみアルカリ性を示し，鋭敏性を持つ粘土層が存在し，さらにその外側には不透水の粘土層が存在する。この地帯には多量の泥炭が集積し，フミン質は粗粒透水層に流入する。鋭敏比を示さない酸性層もアルカリの添加により鋭敏化するし，この酸性層から分離したフミン酸は分散能力を持つ。

なおスエーデンでは塩類をふくむ粘土はクイック現象を示さず，淡水に堆積した粘土が泥炭等の有機物層と接近して存在してクイック現象を呈することが多いとされている。これらのことはある種の有機物は粘土表面での水の配位を変えるという Grim[15] の見解と共に今後十分に研究すべきものであろう。

土のセン断抵抗は次のような要素に支配されるとされている。すなわち動的または静的各種荷重による応力変化にともなう土の充塡性の変化，水の侵入または間隙水圧の発生にもとづく内部摩擦および凝集力の低下，膨張性粘土結晶の水和による膨潤性のための内部摩擦および凝集力の低下，風化作用等の化学作用による土の構造の破壊等である。したがって地すべりには間隙水の溶存成分の濃度および種類が関係しているといえる。さらに地すべり土のティキソトロピー性によるセン断抵抗が間隙水の水質に依存することは，ノルウエーの地すべり等では詳細に観察されている。このように考えれば，わが国の地すべりについても水質の持つ役割を軽視することはできない。

地すべり地帯特に第三紀層の地すべり地帯に見られる陸水の組成は特異の場合が多く，この水質を生成する機構には地すべりの原因となる要素および現在見られる地すべり自体が関与している。しかし水質が地すべりの直接の要因とはいえないだろうし，地すべり現象にどの程度関与するかも明らかでなく，その程度はまた個個の地すべりで相当異なることも考えられる。地すべりと陸水の水質の間に相関のあることは確信してもよいと考えられるので，地すべりの予測，対策さらに潜在性地すべり等について地すべり現象の水文および土質の面からの調査解明等のために水質化学の分野からの貢献が期待される。しかし現在までに地すべり現象と水質の結びつきについて余り知られていない。今後多くの資料の集積をまって，地すべりと水質の関係が実験室および野外において実証的に考究され，地すべりに関する地球化学的過程が追求されまた組織化されることが期待される。またこの際地下水を乱されない状態で採取する方法の案出が特に重要となるであろう。

5. 結　言

わが国の地すべり地帯に見られる陸水の水質について研究し，これらの水質が通常の河川水等に比べて特に異常である場合が一般である点に論及した。溶存成分としては $CaSO_4$, $MgSO_4$ の濃度が高く，Mg/Ca も一般に高い値となっている。この傾向は第三紀層に起る地すべりに特に顕著に認められている。第三紀層以外の地すべりでは MO アルカリ度が高いことが一般である。

水質は地すべり地帯に見られる地球化学的環境の総結であり，平衡に達するまでの動的過程を表示する。したがって地すべり機構そのものも水質に何等かの形で反映し，地すべり地帯における粘土鉱物の生成および変成の環境も水質に反映すると考えうることに論及した。

間隙水の水質は必然的に粘土表面の塩基交換に関与し，この反応を通して土質の支配要因の一つとなる。さらに間隙水中で分散剤的に行動する有機性可溶物も追求されねばならないこと等について考察した。

今後地すべり地帯陸水の水質を組織的に詳細に研究し，特に土質との関連性を追求すれば，水質と地すべり現象との関連性も明確となり，防災計画のために水質をふくめた地球化学的調査方法の意義を認めうるに至ると考える。本研究では化学の面からの寄与について論じ，今後の問題点等について考察した。

参考文献

1）有泉　昌，牧　隆正
土研報，85号，155，昭28
2）有泉　昌，牧　隆正
土研報，106号，129，昭36
3）菅原　健
日本化学会地球化学討論会講演　1963
4）半谷高久
日化，74，522～525，1953
5）半谷高久
日化，74，450～452，1953

6）建設省北陸地方建設局，土木研究所
苗之助谷地すべり調査報告書（昭和34年3月）
7）建設省北陸地方建設局，土木研究所
苗之助谷地すべり調査報告書（昭和35年3月）
8）建設省土木研究所，芦峅寺地すべり調査報告
9）市原俊子
地質雑，62，244，1956
10）北野　康，金森暢子　建設省近畿地方建設局，
住吉川及び芦屋川流域砂利調査報告書（昭39年3月）
11）H. F. Winterkorn, R. B. Moorman,
Proc. H. R. B. 21, 415, 1941
12）S. G. Samuels,
Dept. Sci. Ind. Res., Bild. Res. Sta., Report C 176, 16pp, 1950
13）H. Freundlich,
Thixotropy, Paris, 1935
14）R. Söderblom,
Reports from The Swedish Soceity for Clay Research, 14, 367, 1960
15）R. E. Grim,
Proc. 2nd. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. 3, 8, 1948

謝　辞

本研究を実施するに当り試料の送付を願った各県当局者に感謝する。

試水の分析をお願した半谷高久先生に感謝する。また一部の試水の分析は化学研究室牧座正技官により行なわれた。謝意を表する。

長波について

——水平床上での長波の変形——

（昭和 39 年 11 月）

首藤伸夫*

目　次

はしがき……（1）
1. Greenspan 流のあつかい……（1）
2. 特性曲線を利用した方法……（3）
3. 実験例……（5）
4. 結論……（6）

はしがき

静水時の水深を h，静水面からの波の峯の高さを η_0，波長を L とすると，長波の特徴は η_0/h と $(h/L)^2$ とによって区別される。Wilson-Webb-Hendrickson[1] によると，

$\frac{\eta_0 L^2}{h^3}<1$　　なら，微小振幅の長波，

$1<\frac{\eta_0 L^2}{h^3}<10$　　なら，クノイド波，

$10<\frac{\eta_0 L^2}{h^3}<40$　　なら，孤立波，

$40<\frac{\eta_0 L^2}{h^3}$　　なら，進行するにつれて波形は変化し Bore を生ずるか砕ける。

ことが実験結果や実測記録からみいだされている。

この最後の場合，bore を生ずるか，あるいは砕けるかということは，おそらく初期条件や境界条件によって異なるものと考えられる。この論文では特にこの点について取扱うこととする。

長波の波速は第零近似では

$$C=\sqrt{gh} \quad \cdots\cdots(\mathrm{I})$$

h：静水時の水深

第一近似では

$$C=\sqrt{gh\left(1+\frac{\eta}{h}\right)} \quad \cdots\cdots(\mathrm{II})$$

η：静水面上の変位

第二近似では

$$C=\sqrt{gh}\left\{1+\frac{3}{4}\cdot\frac{\eta}{h}+\frac{h^2}{6\eta}\cdot\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}\right\} \quad \cdots\cdots(\mathrm{III})$$

となる。これは Keulegan-Patterson[2] の論文中にくわしく述べられており，ごく最近，堀口[3] が系統的な取扱いからも導いている。

水底が水平な場合に，初期の形状が正弦波状である長波の実験を行なうと，$40<(\eta_0 L^2)/h^3$ なる場合にクノイド状段波があらわれることを松村[4] が報告した。

長波の変形を一様こう配上で論じたものに，Greenspan[5] の論文があるが，これによるとほとんどの波は斜面上で砕けることになっている。Greenspan のやり方にしたがうと，水平床においても砕波するという結論が出てくることを 1. で示す。現実には松村の報告のようにクノイド状段波を生ずることがあるので，Greenspan 流の考え方には，どこか欠点があるに違いない。この欠点を 2. において指摘する。

波速は第一近似では（II）式によって与えられる。これでみると，η/h の項がはいっているので，η の大きい場所の波速は小さいものより大きい。したがって，$\eta>0$ のとき波形は次第に前傾し，ついには砕けるであろうというのが Greenspan 流の考え方であった。

ところが，砕ける以前にすでに第二近似の式が成立しなくなっていたとしたら，そしてすでに第三，第四近似へと移っていたとしたら，Greenspan 流の考え方は成立しない場合もある。

ここでは，第一近似の式で波形の変形を議論していき，こうして得られた第一近似の波形から（III）式にはいってくる曲率の項のオーダーを推定し，波が砕けるか段波状となりうるかを議論する。その結果，波形変形の定性的な目安となる量を求めえたが，これは松村の実験結果からみても妥当なものであることが示される。

1. Greenspan 流のあつかい

座標を 図-1 のようにとる。考えるべき運動の式および連続の式は

* 河川部海岸研究室　研究員

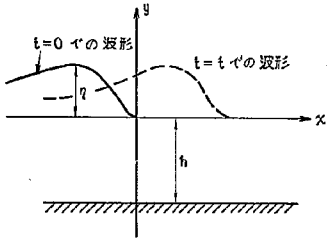


図-1

$$\eta_t+u\cdot\eta_x+(\eta+h)\cdot u_x=0 \quad\cdots\cdots(1.1)$$

$$u_t+u\cdot u_x+g\cdot\eta_x=0 \quad\cdots\cdots(1.2)$$

固定座標で考えた (1.1), (1.2) の両式を波の front とともに動いていく移動座標を用いて書き改める。

図-2 のように座標をとる。

新変数を ξ, τ とすると,

$$\left.\begin{aligned}\xi&=x-\sqrt{gh}\cdot t\\ \tau&=t\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(1.3)$$

いま, $z=f(x,y)$, $x=g(u,v)$, $y=h(u,v)$ のとき,

$z=f\{g(u,v),\ h(u,v)\}$ の偏微分は

$$\frac{\partial z}{\partial u}=\frac{\partial z}{\partial x}\cdot\frac{\partial x}{\partial u}+\frac{\partial z}{\partial y}\cdot\frac{\partial y}{\partial u},$$

$$\frac{\partial z}{\partial v}=\frac{\partial z}{\partial x}\cdot\frac{\partial x}{\partial v}+\frac{\partial z}{\partial y}\cdot\frac{\partial y}{\partial v},$$

となることを用い, $x=x$, $y=t$, $u=\xi$, $v=\tau$ と考えて書きなおすと,

$$-\sqrt{gh}\cdot\eta_\xi+\eta_\tau+u\cdot\eta_\xi+(\eta+h)\cdot u_\xi=0 \quad\cdots\cdots(1.4)$$

$$-\sqrt{gh}\cdot u_\xi+u_\tau+u\cdot u_\xi+g\cdot\eta_\xi=0 \quad\cdots\cdots(1.5)$$

をうる。η, u などは (ξ, τ) の関数である。また front のところの条件は, $\xi=0$ で

$$\eta=\eta_\tau=\eta_{\tau\tau}=0,\quad u=0=u_\tau=u_{\tau\tau} \quad\cdots\cdots(1.6)$$

である。

(1.4) 式より

$$-\sqrt{gh}\cdot\eta_\xi+h\cdot u_\xi=0 \quad\cdots\cdots(1.7)$$

(1.5) 式を τ で偏微分すると,

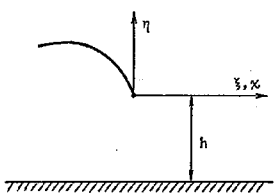


図-3 (a)

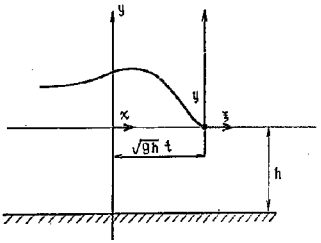


図-2

$$-\sqrt{gh}\cdot u_{\tau\xi}+u_{\tau\tau}+u_\tau\cdot u_\xi+u\cdot u_{\tau\xi}+g\eta_{\tau\xi}=0 \quad\cdots\cdots(1.8)$$

front の条件を入れて,

$$\eta_{\tau\xi}=\sqrt{\frac{h}{g}}\cdot u_{\tau\xi} \quad\cdots\cdots(1.9)$$

(1.4), (1.5) 式を ξ で偏微分すると

$$-\sqrt{gh}\cdot\eta_{\xi\xi}+\eta_{\tau\xi}+u_\xi\cdot\eta_\xi+u\cdot\eta_{\xi\xi}+\eta_\xi\cdot u_\xi+(\eta+h)u_{\xi\xi}=0 \quad\cdots(1.10)$$

$$-\sqrt{gh}\cdot u_{\xi\xi}+u_{\tau\xi}+u\cdot u_{\xi\xi}+(u_\xi)^2+g\cdot\eta_{\xi\xi}=0 \quad\cdots\cdots(1.11)$$

front での条件を入れて

$$-\sqrt{gh}\cdot\eta_{\xi\xi}+\eta_{\tau\xi}+2\cdot u_\xi\cdot\eta_\xi+h\cdot u_{\xi\xi}=0 \quad\cdots\cdots(1.12)$$

$$-\sqrt{gh}\cdot u_{\xi\xi}+u_{\tau\xi}+(u_\xi)^2+g\cdot\eta_{\xi\xi}=0 \quad\cdots\cdots(1.13)$$

(1.12) 式+(1.13式)$\times\sqrt{h/g}$ を計算すると

$$\eta_{\tau\xi}+\sqrt{\frac{h}{g}}\cdot u_{\tau\xi}+3\sqrt{\frac{h}{g}}\cdot u_\xi^2=0 \quad\cdots(1.14)$$

(1.7), (1.9) 式を入れると,

$$2\eta_{\tau\xi}+3\sqrt{\frac{g}{h}}\cdot\eta_\xi^2=0 \quad\cdots\cdots(1.15)$$

(1.15) 式が front での波形こう配の時間的変化の割合を示している。

$\tau=0$ のとき $\eta_\xi=\eta_{\xi_0}$ とすると, (1.15) 式を積分して

$$\eta_\xi=\frac{\eta_{\xi_0}}{\frac{3}{2}\sqrt{\frac{g}{h}}\cdot\eta_{\xi_0}\cdot\tau+1} \quad\cdots\cdots(1.16)$$

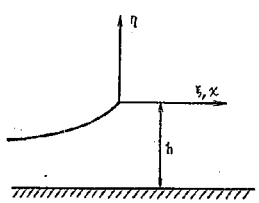


図-3 (b)

(1.16) 式から $\eta_{t0}<0$ つまり，図-3 (a) のようになっているならば

$$\tau=-\frac{2\sqrt{h}}{3\sqrt{g}}\cdot\frac{1}{\eta_{t0}}$$

なる時間に front での波のこう配は無限大となる。これに反して，$\eta_{t0}>0$ つまり，図-3 (b) のようであれば，時間がたつにつれて波は次第に平らになっていく。

Greenspan は以上のような方法を一様こう配水路における長波の伝播と変形に対して用いたのであったが，このように先端のみが波全体の様相を左右することは，一般には納得しがたい。

2. における取扱いから Greenspan の扱いの不確かさがうかがわれよう。

2. 特性曲線を利用した方法

(1.1)，(1.2) 両式を $C=\sqrt{g(h+\eta)}$ とおいて書きなおすと，水底こう配が零のときには

$$u_t+u\cdot u_x+2C\cdot C_x=0 \quad \cdots\cdots(2.1)$$

$$2C_t+2uC_x+C\cdot u_x=0 \quad \cdots\cdots(2.2)$$

をえ，

$$\left\{\frac{\partial}{\partial t}+(u+C)\frac{\partial}{\partial x}\right\}(u+2C)=0 \quad \cdots\cdots(2.3)$$

$$\left\{\frac{\partial}{\partial t}+(u-C)\frac{\partial}{\partial x}\right\}(u-2C)=0 \quad \cdots\cdots(2.4)$$

をうる。

特性曲線 $dx/dt=u+C$ 上では $u+2C=\text{const.}$，$dx/dt=u-C$ の上では $u-2C=\text{const.}$ である。

はじめ静かであった水域へ $x=0$ で与えられる擾乱が伝播していくことを考えると，$x=0$, $t=0$ から出発する前進特性曲線

$$\frac{dx}{dt}=u+C$$

上では

$$u(t)+2C(t)=2C_0,$$

$u(t)=0$ であるから

$$C(t)=C_0$$

したがって特性曲線は

$$x=C_0t$$

なる直線となる。

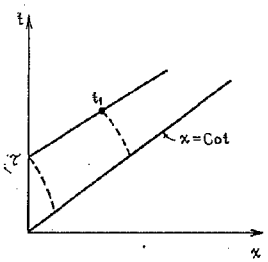


図-4

図-4 で，$x=0$ を $t=\tau$ に出発する特性曲線上の点で，$t=t_1$ のところについて考えると，この前進特性曲線の性質と t_1 および τ を通ってこの前進特性曲線と交わる後退特性曲線の性質から

$$\left.\begin{aligned}&u(\tau)+2C(\tau)=u(t_1)+2C(t_1),\\&u(\tau)-2C(\tau)=-2C_0\\&u(t_1)-2C(t_1)=-2C_0\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(2.5)$$

$$u(t_1)=u(\tau),\ C(t_1)=C(\tau) \quad \cdots\cdots(2.6)$$

がでてくるから，前進特性曲線はすべて直線となることがわかる。

$x=0$ のところで τ 時の高さを規制してやるとすると，$C(\tau)$ を与えてやることになる。

ところが，$u(\tau)$ には後退特性曲線から受ける影響があるから

$$u(\tau)=\frac{\eta(\tau)}{h}\cdot C(\tau)$$

のようにはおけないが，(2.5) 式の結果から

$$u(\tau)=2C(\tau)-2C_0=2\sqrt{g(h+\eta)}-2\sqrt{gh} \quad \cdots\cdots(2.7)$$

であるから，$x=0$ を τ 時に出発する前進特性曲線は

$$\frac{dx}{dt}=u(\tau)+C(\tau)=3C(\tau)-2C_0$$

$$=3\sqrt{g\{h+\eta(\tau)\}}-2\sqrt{gh} \quad \cdots\cdots(2.8)$$

で一定のこう配をもつ。

これから

$$x=\sqrt{g}\cdot[3\{h+\eta\}^{1/2}-2h^{1/2}](t-\tau) \quad \cdots\cdots(2.9)$$

で前進特性曲線が表わされる。

この線上では，波の高さは常に $x=0$ で $t=\tau$ 時に与えたものと同じ高さであるから，$t=t_1$ 時の $x\geq 0$ の領域での波形をえがくことは容易である。

この波形を $\xi(x)$ とし，その波のこう配を問題にすると，

$$\left(\frac{\partial\xi}{\partial x}\right)_{t=t_1}=\left(\frac{\partial\tau}{\partial x}\cdot\frac{d\eta}{d\tau}\right)_{t=t_1}$$

$$=\frac{1}{\sqrt{g}}\cdot\left[\eta_\tau\Big/\left\{\frac{3}{2}(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau(t_1-\tau)-3(h+\eta)^{1/2}+2h^{1/2}\right\}\right] \cdots(2.10)$$

として与えられる。いま，$\eta_\tau=d\eta(\tau)/d\tau$ である。

τ 時に $x=0$ で $\eta(\tau)$ なる高さを与えられると，その $\eta(\tau)$ なる高さは

$$\frac{3}{2}(h+\eta)^{-\frac{1}{2}}\eta_\tau(t_1-\tau)-3(h+\eta)^{1/2}+2h^{1/2}=0 \quad \cdots\cdots(2.11)$$

によって与えられる t_1 時に

$$x=\frac{2}{3}\cdot\frac{g^{1/2}}{\eta_\tau}(h+\eta)^{1/2}\left[3(h+\eta)^{1/2}-2h^{1/2}\right]^2 \quad \cdots\cdots(2.12)$$

の地点において無限大の波形こう配を有することになる。

波の先端のみに注目すると，$\tau=0$, $\eta=0$, $\eta_\tau=\eta_{\tau 0}$ とすれば

$$t_1=\frac{2}{3}\cdot\frac{h}{\eta_{\tau 0}} \quad \cdots\cdots(2.13)$$

なる時間に

$$x_1=\frac{2}{3}\cdot\frac{g^{1/2}}{\eta_{\tau 0}}\cdot h^{3/2} \quad \cdots\cdots(2.14)$$

において波形こう配が無限大となる。波の先端では，誤差なく

$$\frac{\partial}{\partial t}=-\sqrt{gh}\cdot\frac{\partial}{\partial x}$$

とおけるから，(2.13) 式は

$$t_1=-\frac{2}{3}\sqrt{\frac{h}{g}}\cdot\frac{1}{\eta_{\tau 0}} \quad \cdots\cdots(2.15)$$

と書きなおされ，(1.16) 式の結果ともちろん一致するのである。

(2.11) 式から求められる t_1 の最小値は $x=0$ で与える波形によっては $\tau=0$ のところ，つまり波先端に対してえられるとはかぎらないので，Greenspan 流の説明は誤った判定に導く可能性が大きい。

しかも，次に示すように，(2.11) 式の t_1 時に波形こう配が無限大になることが，砕波を意味しているとはかぎらないことがわかる。

波形こう配が無限大となるよりも先に，波頂曲率の方が無限大になることが示されるならば，そして，その符号が負であるならば，(Ⅲ) 式内の第3項の影響で着目している点の波速は遅れ，波は砕波することなく，他の安定な系，Keulegan などが考えたように，波速として (Ⅱ) 式が成立する安定な系，つまりクノイド状段波の系へと移って行くとみることが自然である。

$t=t_1$ 時の波形から

$$\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2}\right)_{t=t_1}=\left(\frac{\partial\tau}{\partial x}\right)^2\cdot\eta_{\tau\tau}+\frac{\partial^2\tau}{\partial x^2}\cdot\eta_\tau \quad \cdots\cdots(2.16)$$

$$\frac{\partial\tau}{\partial x}=\frac{1}{\sqrt{g}}\cdot\left[\frac{3}{2}(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau(t-\tau)-3(h+\eta)^{1/2}+2h^{1/2}\right]^{-1} \quad \cdots(2.17)$$

$$\frac{\partial^2\tau}{\partial x^2}=-\frac{1}{g}\cdot\left[\frac{3}{2}(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau(t-\tau)-3(h+\eta)^{1/2}+2h^{1/2}\right]^{-3}\times\left[-\frac{3}{4}(h+\eta)^{-3/2}\eta_\tau^2(t-\tau)+\frac{3}{2}(h+\eta)^{-1/2}\eta_{\tau\tau}(t-\tau)-3(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau\right] \quad \cdots\cdots(2.18)$$

であるから

$$\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2}\right)_{t=t_1}=\frac{1}{g}\left[\frac{3}{2}(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau(t_1-\tau)-3(h+\eta)^{1/2}+2h^{1/2}\right]^{-3}\times\left[\frac{3}{4}(h+\eta)^{-3/2}\eta_\tau^3(t_1-\tau)+3(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau^2-\eta_{\tau\tau}\left\{3(h+\eta)^{1/2}-2h^{1/2}\right\}\right] \quad \cdots\cdots(2.19)$$

であって，波速をあらわす (Ⅲ) 式中の曲率項の大きさは波形こう配 $\partial\xi/\partial x$ が無限大となる時間 t_1，つまり

$$t_1-\tau=\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{\eta_\tau}\left[3(h+\eta)-2h^{1/2}(h+\eta)^{1/2}\right]$$

において $\partial\xi/\partial x$ が無限大になるより，はるかに早く無限大になることがわかる。

曲率項の影響で波速が遅れるためには (2.19) 式が負となる条件を求めればよい。

(2.11) 式の $t=t_1$ 時より若干小さい時間 $(t_1-\Delta t)$ には (2.19) 式の分母は

$$\left[-\frac{3}{2}(h+\eta)^{-1/2}\eta_\tau\Delta t\right]^3 \quad \cdots\cdots(2.20)$$

であって，$\eta>0$, $\eta_\tau>0$ であれば負である。また，このとき分子にある項の符号に関係する部分を計算すると

$$(h+\eta)^{-3/2}\left[\eta_\tau^2\left\{\frac{9}{2}(h+\eta)-h^{1/2}(h+\eta)^{1/2}\right\}-\eta_{\tau\tau}\left\{3(h+\eta)^2-2h^{1/2}(h+\eta)^{3/2}\right\}\right]-\Delta t\cdot\frac{3}{4}(h+\eta)^{-3/2}\eta_\tau^3$$

であり，$\eta>0$ としておけば

$$\frac{9}{2}(h+\eta)-h^{1/2}(h+\eta)^{1/2}>0$$

$$3(h+\eta)^2-2h^{1/2}(h+\eta)^{3/2}>0$$

であるから $\Delta t\to 0$ で

$$\eta_\tau^2\left\{\frac{9}{2}(h+\eta)-h^{1/2}(h+\eta)^{1/2}\right\}-\eta_{\tau\tau}\left\{3(h+\eta)^2-2h^{1/2}(h+\eta)^{3/2}\right\}>0 \quad \cdots\cdots(2.21)$$

であれば

$$\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2}\right)_{t=t_1}<0$$

であって，砕波を発生せしめない条件をみたすと考えられる。$\eta_{\tau\tau}<0$ ならば，常に (2.21) 式は満足されるが，$\eta_{\tau\tau}>0$ であっても (2.11) 式が満たされる場合がある。

この限界状態の波形は (2.21) 式を 0 とおいてえられる。

$$\eta+h=M$$

とすると，限界の波形は

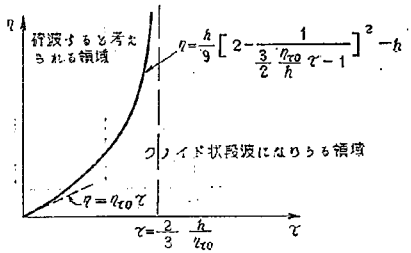


図-5 $\eta_{\tau\tau}>0$ のときの波形の区別

$$M_\tau^2\left\{\frac{9}{2}-h^{1/2}M^{-1/2}\right\}-M_{\tau\tau}\left\{3M-2h^{1/2}M^{1/2}\right\}=0 \quad \cdots(2.22)$$

をとくことによってえられる。さらに

$$M^{1/2}=Y$$

とおきかえると

$$6Y_\tau^2-Y_{\tau\tau}\{3Y-2h^{1/2}\}=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2.23)$$

これをといて，はじめの表示になおし，初期条件として $\tau=0$ で $\eta=0$，$\eta_\tau=\eta_{\tau 0}$ とおくと，限界を与える波形は

$$\eta=\frac{h}{9}\left\{2-\frac{1}{\frac{3}{2}\frac{\eta_{\tau 0}}{h}\tau-1}\right\}^2-h \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2.24)$$

で与えられる。この (2.24) 式で与えられるよりも常に小さな波頂曲率を有する波はクノイド状波形になりうる可能性を有しており，(2.24) 式より大きい波頂曲率をもつものは砕波するものとみなされよう(図-5)。

ここで注意しておかねばならないことは，(Ⅱ),(Ⅲ) における波速の式は，それぞれ定義が異なるということである。(Ⅱ) 式にあっては，波速はある高さ η という点が伝わっていく早さである。(Ⅲ) 式においては，ある時間 t において η なる高さを示す点よりも前面にある水量 V が $(t+\Delta t)$ 時間たつと高さが $(\eta+\Delta\eta)$ である点より前面にあるとき，前面の水量一定を示すこの点が移動していく速度である。

したがって，(Ⅲ) 式の値が負になるということは，高さ η の点が遅れることを直接しめすものではなく，水量一定を示す点が遅れること，つまり，図-6 (a) ではなく，図-6 (b) となることである。しかし，いずれにしても波形こう配がある地点で無限大となるより大きなオーダーで，波速が小さくなり，波高そのものも増大するより減少する方へと向うことになろう。

このような議論はすべて第一近似でおこなった。したがって，たとえば (2.11) 式で与えられる時間などについて，その量的な値を議論することは不当のそしりをまぬがれないであろうが，どのような因子がどのように影響してくるかを定性的に見つめるためには有効なものである。3. の実験例でもわかるとおり，こうした計算をもとにした定性的な議論（それは外見上も非常に常識的であるが）が妥当であることが示されよう。

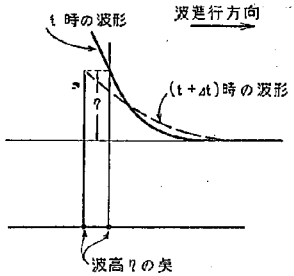


図-6 (a)

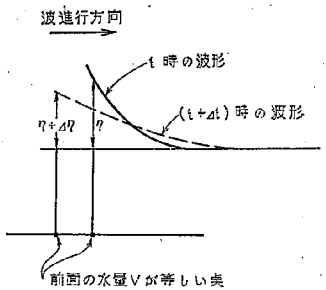


図-6 (b)

3. 実 験 例

松村[4] のおこなった実験では $x=0$ での条件として正弦波を与えている。

波形こう配や波頂曲率が無限大となる時間は (2.11) 式で与えられるが，正弦波の場合には η_τ は波先端のところで最大であるし，ここで $\tau=0$ でなるから (2.11) 式から与えられる t_1 は，波先端に対してのものが最小となる。

これは (1.16), (2.13) 式で与えられており

$$t_1=\frac{2}{3}\cdot\frac{h}{\eta_{\tau 0}}$$

であるから，静水時水深の深い方が変形が著しくなるのに時間がかかり，初期の先端での波形こう配が小さいほど変形するのに時間がかかるという，きわめて常識的な見解が成立することを示している。

ただ，(2.13) 式などでは波形こう配などが無限大となる時間であって，実際には (Ⅲ) 式内の $6h^2/\eta\cdot\partial^2\eta/\partial x^2$ の項が $O(1)$，または $O(10^{-1})$ 程度になるという条件から時間 t_1 を求めるべきだという考えも成立しうる。しかし，この正弦波の場合，(2.19) 式をもとにしてこのような計算をおこなっても，(2.13) 式で与えられる時間をせいぜい10%程度修正するだけであることが容易に示される。

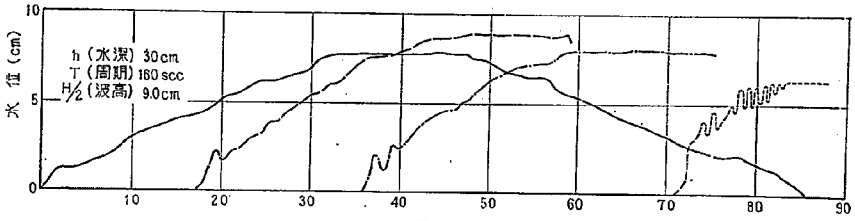


図-7

図-7 は松村の実験の一例を示している。この実験では，第一番目の波高計は $x=0$ の地点から 9m 離れて置かれており，他はそれから，それぞれ，波進行方向に 6m ずつ離れて設置されている。図-7 は第一番目の波高計を基準とした時間で整理されている。$x=0$ の地点から第一番目の波高計にいたるまでは，水深は一様ではあるが，側壁は次第にせばめてある。

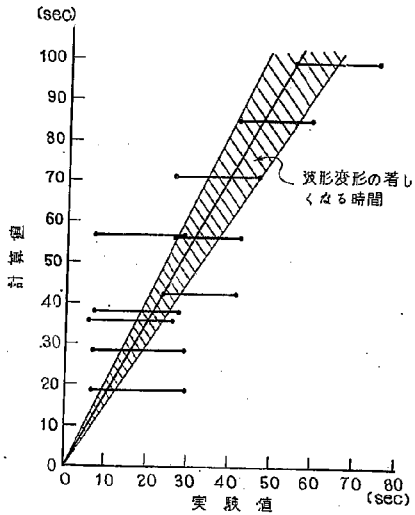


図-8

図-7 で 20sec ほどたったとき，波の front 近くに小さな波が生じていることが見られる。この波の高さは約 5mm，山から谷までの時間は約 1 秒，つまり長さにして 1.7m くらいの波である。しかし，ここでは，第一近似で表わされる運動法則から，さらに高次の近似のものへと移りかわっているのであろうから，この時間をもって波形変形に著しい影響が与えられているとみなすことにしよう。

表-1，図-8 に実験値と計算値との対比を示す。

実験値は計算値の約半分に近い値を示している。実験を行なうときには，どうしても立上りの近くで細かな振動が加わることは避けえないので，この振動の影響で波頂曲率の大きくなる時間が理論値よりも早くあらわれる。また，水路幅を途中で若干しぼったため，$x=0$ のところで与えられる波の形がより急になっていると考えなければならない。

このようなことを考えれば，(2.13) 式は良い測度として用いうることがわかる。

4. 結　論

$\eta>0$, $\eta_x>0$, $\eta_{xx}<0$ または，η_{xx} が (2.21) 式をみたし，さらに $40<\eta L_0^2/h^3$ であるならば，長波波形は変形して先端がクノイド状段波となることが示された。

表-1

実験番号	静水深 h	周期 T	半振幅 $H/2$	初期こう配 $\eta_{x0}=\frac{H}{2}\cdot\frac{2\pi}{T}$	$t=\frac{2}{3}\cdot\frac{h}{\eta_{x0}}$	実験結果
	cm	sec	km	cm/sec	sec	sec sec
No. 11	20	80	9.0	0.705	18.9	6.5～29.5
12	20	120	9.0	0.470	28.3	6.5～23.5
1	20	160	9.0	0.353	37.8	6.5～27.5
2	20	240	9.0	0.235	56.7	6.5～29.5
9	25	120	9.0	0.470	35.4	5.8～26.2
13	25	240	9.0	0.235	71.0	25.8～45.8
6	30	120	9.0	0.470	42.5	25.2～41.2
4	30	160	9.0	0.353	56.6	25.2～42.2
7	30	240	9.0	0.235	85.0	41.2～59.2
15	35	240	9.0	0.235	99.0	54.9～74.9

さらに顕著な波形変形がおこる時間は，静水深が深いほど遅く，初期の波形こう配の小さいほど遅くなることがわかった。$x=0$ での条件として正弦波を与えた場合，波形変形の顕著となる時間は $2/3 \cdot h/\eta_{x0}$ で与えられるが，実験結果からは，計算値の約半分に近い時間にかなりの程度の変形がおこることがわかった。

これは式の近似の程度，実験での制約などによって規制されるのであろう。

また，Greenspan 風のあつかいが必ずしも適切ではないこと，$\partial\eta/\partial x$ が無限大となっても，これが砕波を意味するとは限らないことを一様水深の場合について示した。

(2.13) 式で示される時間の約半分ぐらいを経過すると，運動は少なくとも正弦波の場合の先端付近では，第一近似の式で表わすことはできない。先端付近では波頂曲率の影響で波速の遅くなる点があらわれる。ここでは，鉛直方向の加速度を無視することができなくなる。この点は上方へ向う速度をもち，この点より背後で波頂曲率が正となるところができ，その点付近は負の鉛直方向加速度をもち，これらの運動を規制するのは第二近似の式となる。この系で安定な運動はクノイド波であろう。これは次第に後方の運動を決定していく。

この状態をしらべるには第二近似の式を扱わねばならないが，現在のところ，第二近似の式は非線型であってこれをとくのに有効な手段は発見されていないので，唯一の方法は数値積分しかないのであろう。

参 考 文 献

1) Wilson B. W., Webb L. M., Hendrickson J. A.
The nature of tsunami, their generation and dispersion in water of finite depth. NESCO Tech. Rep. No. SN 57-2, 1962

2) Keulegan, G. H. and Patterson, G. W.
Mathematical theory of irrotational translation waves. Journ of Res, Nat. Bureau of Standards, Vol. 24, (1940)

3) Horiguchi, T.
A note on Ursell's parameter for long waves. Rep. of Port and Habour Tech, Res, Inst., Ministry of Transportation.

4) 松 村
高潮及び津波に関する研究. 昭和38年度海岸事業調査費報告書，建設省土木研究所

5) Greenspan, H. P.
On breaking of water waves of finite amplitude on a sloping beach. Jour. of Fluid Mech., Vol. 1958.

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 123, January 1965

CONTENTS

1. A. Ariizumi, O. Kondo and Y. Mori
Measurment of River-Bed Variations During A Flood ..... (1)

2. T. Fukuda
Experimental Studies on Prestressed Concrete Pavement (2) ..... (23)

3. K. Yamamura, T. Fujiyama, M. Inuzuka and K. Futaba
Studies on Steel Sheet Pile Cutoff Wall ..... (53)

4. S. Sakanoue and H. Kobayashi
Deterioration of Petroleum Asphalt by Ultraviolet Ray ..... (67)

5. A. Ariizumi, O. Kondo and Y. Mori
The Investigation of Cement Grout Effects with a γ-Ray Density Meter..... (81)

6. T. Takenouchi
Discharge Measurement by Observing the Electric Field Induced in a River due to a Geomagnetic Field ..... (111)

7. A. Ariizumi
Geochemical Studies on the Land Waters
——Waters in the Landsliding Area—— ..... (117)

8. N. Shuto
Study of long Wave
——The Transformation of Long Wave in Water of Uniforme Dephth—— ..... (131)