土木研究所報告　第百号　昭和三十四年一月

土木研究所報告

第100号

ダムに使用されたセメントの性質について
——鎧畑ダム用セメントについて——
……有泉　昌，安沢俊二…(1)
道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究（4）
——積雪地方における道路の冬季対策——
……谷藤正三，小川哲夫…(17)
白山東部における崩れについて
——破砕性崩壊の一例——
……芥川真知…(33)
土壌コロイドに関する研究（第二報）
——長野県芥臼山地すべり地帯土壌示差熱曲線について——
……有泉　昌…(45)
地下水論（I）……小野寺透，桑原真二…(61)
計画洪水流量の合理的決定法……伊藤　剛…(73)
組合せ応力におけるコンクリートの強度について……伊東茂富，坂口治郎…(93)
河川の分流に関する研究（3）
——江戸川分流の機能設計——
……佐藤清一，吉川秀夫，杉木昭典…(107)
コンクリートのせん断強度について……伊東茂富，大野利幸，上野裕康…(133)
洪水流に関する研究
……伊藤　剛，佐藤清一，吉川秀夫，岩田和男，鈴木博安，土屋昭彦…(145)

昭和34年1

建設省土木研究所

土木研究所報告第100号正誤表

ダムに使用されたセメントの性質について
—鎧畑ダム用セメントについて—

頁	行	誤	正
7	表—3　粉末度の項	フイル残分	フルイ残分
8	表—3　粉末度の項	フイル残分	フルイ残分
9	表—4　の項目	二三酸化マンガン	三二酸化マンガン
9	本文上から一行目	$(CaO+\cdots\cdots)/SiO_2 \gg 1.4$	$(CaO+\cdots\cdots)/SiO_2 > 1.4$
12	図—3　の題名	水和熱係関係	水和熱の関係

組合せ応力状態におけるコンクリートの強度について

頁	行	誤	正
105	右側上より6行目	ASCF	ASCE

河川の分流に関する研究

頁	行	誤	正
1	要旨　2	土砂流速	土砂流送
1	目次Ⅱ—〔2〕—(2)	改修計画標型	改修計画模型
2	図—1	分岐点附近	分派点附近
3	左上から13	堀搾	堀削
6	左上21	1.5m/m	1.5mm
7	左下24	図—5 には	図—5 は
7	左下10	流線図は	流線図を
15	表—17下6	右岸法線引継	右岸法線引堤
16	図—22	決定案における	決定案における
22	左下19	それで，59.500k	それで，図—37.1において
23	右下1	土木研究所報告第　号	土木研究所報告第98号
26	右上7	のり面	ノリ面

コンクリートのせん断強度について

頁	行	誤	正
139	右下23行目	型ワクは5(5)の柱供試体	型ワクは3(5)の柱供試体
142	左上9行目	約48時　後	約48時間後

道路の吹雪溜り防除工法に関する実験的研究（4. 完）
——積雪地方における道路の冬季交通対策——

頁	行	誤	正
(2)	左下から13	……(1)	……(2)
〃	左下から12	……(2)	……(3)
(3)	図—2.2 表題	VH—150型	UHS—150型
(5)	図—2.8 表題	VHS—150型	UHS—150型
(7)	図—2.14 表題	防雪効果	防風効果
(8)	図—2.15 表題	VHS—150型	UHS—150型
〃	図—2.17 表題	防雪効果，5分間平均	防風効果，現地実験，5分間平均
(10)	図—3.1 表題	防雪効果	増風効果
〃	図—3.2 表題	防風効果	増風効果
〃	図—3.3 表題	防風効果	増風効果
(11)	図—3.4 表題	76型段払い柵の防風効果	75型吹払い柵の増風効果
〃	図—3.5 表題	防風効果，現地実験，5分間平均風速比	増風効果，現地実験，5分間平均風速比分布
(12)	図—3.6 表題	76型吹払い柵の防雪効果	75型吹払い柵の増風効果
〃	図—3.8 表題	傾斜角度60°	傾斜角度45°
〃	図—3.9 表題	傾斜角度45°	傾斜角度60°
(13)	図—3.17 表題		(挿入) 対策の概要を表わす各種の防雪柵の形式の略図
(14)	表—3.2		(挿入) 法勾配が両方とも（風上側，風下側とも）30° 程度の切土路面
〃	表—3.3		(挿入) 〃 〃 45° 程度 〃
〃	表—3.4		(挿入) 〃 〃 90° 程度 〃
(16)	左下から3	気温なば	気温など

計画洪水流量の合理的決定方法

頁	行	誤	正
2	左列下から2行	兇作	凶作
2	右列上から8行	楊子河	楊子江
3	左列上から26行	図挿入	
4	右列上から2行	逆屈相関	逆相関
〃	〃 4行	あるの想定せしめる	あるのを想定せしめる
〃	〃 14行	適等	適当
6	表—3 表題	京城の最高月雨量	京城の最大月雨量
〃	表—3 左から1列	最高月雨量	最大月雨量
〃	表—4 左から3列	$p=\sin\frac{\pi}{2}$	$\rho=\sin\frac{\pi}{2}r$
7	図—8 表題	京城最高月雨量の週期性向	京城最大月雨量の週期性向
〃	右列上から1行	前橋最高雨量	前橋最大日雨量
8	表—5 表題	京城最高月雨量の週期性向検定（各週期Tに対するフーリ係数の計算）	京城最大月雨量の週期性向検定（各週期Tに対するフーリエ係数の計算）
〃	表—5 上から1列左から5列，上から1行	0.390	0.309
9	表—5 上から2列左から7列，上から2行	−0.805	0.850
〃	表—5 上から5列左から2列	0 0.002 −0.040 −0.010 −0.010	0 −0.002 0.040 0.010 0.010
〃	表—5 上から5列左から3列	−0.660 −0.352 −0.119 −0.565 −0.886	−0.660 −0.352 0.119 0.565 0.886
〃	表—5 上から5列左から4列	0.005 0.001 −0.005 −0.006 −0.011	0.005 0.001 0.005 0.006 0.011
〃	表—5 上から5列左から5列	0.3827 0.9239 0.7071 1.0000 −0.9239	−0.3827 −0.7071 −0.9239 −1.0000 −0.9239
10	表—5 その3上から1列，右から1列，上から1行	0.083	0.085

11	図—10 表題	前橋最高日雨量の週期性向	前橋最大日雨量の週期性向
〃	表—8 表題	前橋最高日雨量週期性検定	前橋最大日雨量週期性検定
12	表—9		流量の数字は全部小数点をコンマにする
13	表—10 上から1列，左から1列，上から6行	−0.682	−0.686
17	表—14 左から4列，上から2行，3行	1.025 1.207	1.205 1.270
19	表—16 上から2列，右から2列	p_0+p_2 4884	p_0+p_2 4880
20	右列上から7行	次のごとき	上のごとき

ダムに使用されたセメントの性質について（第3報）

——鎧畑ダム用高炉セメントについて——

有泉　昌*

安沢俊二**

（昭和33年5月）

Several Properties of Portland Blast-Furnace Slag Cement for Dam (3)

(July 1958)

A. ARIIZUMI

S. ANZAWA

Synopsis :

General properties and their uniformity of portland blast-furnace slag cement manufactured on the same specifications were tested.

This cement (clinker content is about 50%) was supplied from 2 factories and was used for Yoroibata Dam. From the tested results, we obtained some conclusions. In general properties, there is no special faults as compared with moderate heat cement. Mortar strength and heat of hydration are greater than those of moderate heat cement at all ages up to 1 year. For instance, at the age of 28 days, the motar strength is greater about 80 kg/cm² and the heat of hydration is greater about 7 cal/g than those of moderate heat cement.

The slag is glassy enough and its constituent is suitable for portland blast-furnace slag cement.

Uniformity of properties of the portland blast-furnace slag cement is supposed to be not so good essentially, but from the tested results, it is pretty good. We gained an emprical formula between the heat of hydration and mortar strength.

要　旨

2社2工場によって製造納入された鎧畑ダム用高炉セメントおよびこれに使用したクリンカー，スラグの品質試験をおこない，中庸熱セメントの諸性質と比較検討した。この高炉セメントはクリンカー量が約50％であるが，試験結果よりみると，一般的性質として，特に中庸熱セメントに劣る点は認められない。材令28日位までは強度，水和熱はともに中庸熱セメントと普通セメントの中間程度であり，さらに長期材令では強度はこれらセメントより大きくなる。たとえば材令28日における強度，水和熱を中庸熱セメントと比較すると，強度は約80 kg/cm²，水和熱は約7 cal/g程度大きくなっている。スラグは組成上高炉セメント用としては適当なものと認められ，セメントの品質の均一性も予想外にすぐれている。

水和熱と圧縮強さの間には，次の実験式をえている。

$$(\text{水和熱}) = 11.00 \times (\text{圧縮強さ})^{0.340}$$

この式は材令に関係なく成立する。

この種のセメントは，ポルトランド系セメントより単価もいくぶん安価であり，材料，製造方法などを変えることによって，その性質をある程度任意に変えることができるので，ダム用セメントとしてさらに研究を進める必要があると考える。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 試料，試験法および試験結果……(2)
3. 試験結果の検討……(2)
(1) 一般的性質について……(2)
a. スラグの化学組成について……(2)
b. クリンカーについて……(9)
c. 高炉セメントについて……(9)
(2) 均一性について……(12)
a. スラグおよびクリンカーの均一性について……(12)
b. セメントの均一性について……(13)
4. 要　約……(15)

1. 緒　言

上椎葉ダム，長安口ダムに使用した中庸熱セメントの品質およびその均一性については，すでに第一報[1]および第二報[2]に報告した。ここではさらに第三報として，鎧畑ダムに使用したセメントについて述べる。上椎葉，長安口両ダムに使用したセメントはいずれも中庸熱セメントであるが，鎧畑ダムは酸性河川玉川に位置し，貯水池のPHは5前後と推定されるので，仕様書にクリンカーを50％以上含む高炉セメントを使用するよう規定

＊　地質化学部　化学研究室長
＊＊　〃　化学研究室研究員

した。

このダムに使用した高炉セメントは小野田社八幡工場および第一セメント社川崎工場の2社2工場による製品であり，粉砕方式はいずれも同時粉砕方式によった。また小野田社では広畑製鉄所，第一セメント社では日本鋼管よりスラグを入手した。各社のセメント納入量は小野田社約 22,000 t，第一セメント社約 21,000 t である。これらのセメントはダム本体打設開始の昭和29年11月下旬より昭和32年9月に至るまでの間約2年10カ月にわたって製造されている。本試験は東北地建の委託により検収の目的もかねて，鎧畑ダムに使用した高炉セメント諸性質の実態調査のためおこなったものである。つぎに使用した高炉セメントの諸性質およびその変動状況について述べ，また普通ポルトランドセメントおよび上椎葉，長安口ダムなどに使用した中庸熱セメントの諸性質との相異点を示して，本ダムに使用した高炉セメントの性質を明らかにしたい。

2. 試料，試験法および試験結果

試料は小野田社セメントではロット 18，第一セメント社ではロット 11 までは約 400～500 t を1ロットとし，その後においては 1,000 t を1ロットとするを原則とし各ロットごとに1試料を採取した。各ロット試料の採取は製造工場においておこない，セメントミルよりセメントサイロに至るコンベア上で少量づつ平均品質を示すように約 100 kg を採取し，これを試験用ミルで充分混合し四分法によって縮分して 10 kg づつの試料を3個作成した。そのうち2個を試料缶に密封して土木研究所に送付して来たのであるが，各ロットのセメントに使用したクリンカー，スラグおよび石膏試料もそれぞれ平均品質を示めすように採取して同時に土木研究所に送付して来た。当所においては，1缶を疑義ある場合に備えてこれを保存し，他の1缶のセメントについて試験をおこなった。かようにして送付されてきた試料は小野田社セメント 29 試料，第一セメント社セメント 27 試料，計 56 試料である。

試験法はセメントの一般物理試験および化学分析では JIS R 5201 および JIS R 5202 によった。水和熱の測定は JIS R 5203 によった。ただし強熱基準に換算した試料セメントの重量を求めるための強熱減量を測定するかわりに，化学分析による石灰含有量よりセメント量を算出した。クリンカーおよびスラグの化学分析はセメント分析法に準じておこなった。

つぎに表—1 にスラグ，表—2 にクリンカー，表—3 にセメントの試験結果を示す。なお参考資料として表—4 に鎧畑ダム用高炉セメントの仕様書によるセメントの品質を示す。

3. 試験結果の検討

(1) 一般的性質

ここでは高炉セメントに使用したスラグ，クリンカーの化学組成および高炉セメントの化学的，物理的の一般的性質について述べる。

a. スラグの化学組成について

高炉セメントの諸性質はスラグの性質によって異なってくるが，ことに鎧畑ダムに使用した高炉セメントは約 45％ 程度のスラグを含有するので，スラグの諸性質がセメントの諸性質に及ぼす影響は大きい。ここではとくに使用したスラグの化学組成および塩基度についてのみ述べる。表—1 より強熱減量についてみると，小野田社で使用したスラグは 29 試料中1試料のみ強熱後増量し，他の 28 試料は強熱後重量が減少した。第一セメント社のスラグは 27 試料中強熱後増量を示したもの 12 試料であった。不溶解残分は小野田社スラグは 平均値 0.92 %，第一セメント社のスラグは平均値 0.47 % であり，小野田社のスラグが第一セメント社のスラグよりやや大きくなっている。

SiO_2 の含量は 31.0％～34.5％ 程度で，平均 32.98 % であり，各社スラグの SiO_2 含量の平均値間に大差はない。Al_2O_3 の含量は 14.5％～18.9％ 程度で，平均値は 16.11％ であり，第一セメント社の平均値が小野田社の平均値より約 1.3％程度高くなっている。Fe_2O_3 は約 0.3％～1.3％ 程度含有されており，平均 0.69 % となっている。また Mn_2O_3 は 0.8％～2.0％ 程度含有されている。CaO は 37.9％～42.4％ 程度含有されており，平均値は 40.85％ となっている。MgO は 4.9 %～7.2％ 程度含まれている。当所においては，最近数社より入手したスラグおよび試製高炉セメントについて試験[3]をおこなったのであるが，その結果とここに使用したスラグの試験結果を化学組成の平均値について比較してみると，ここで使用したスラグは Fe_2O_3 が 0.3％ 程度少なく，Mn_2O_3 は 0.4％ 程度多い。また MgO は 0.6％ 程度多いが SiO_2，Al_2O_3，CaO 等の含量はほとんど同程度とみてよい。成分比率についてみると，SiO_2/Al_2O_3 の値は 1.71～2.30 であって全試料の SiO_2/Al_2O_3 の平均値は 2.06 であり，小野田社スラグでは平均 2.14 第一セメント社スラグでは平均 1.96 となっている。また CaO/SiO_2 の値は 1.11～1.36 であって，全試料では平均値 1.24 であり，小野田社スラグでは平均値 1.25，第一セメント社スラグでは平均 1.23 となっている。

つぎに塩基度についてみる。塩基度式については種々の提案があるが，つぎの3式について求めた。

$CaO/SiO_2 > 1$ 旧 JIS (1) 式

$(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)/(SiO_2+2/3\,Al_2O_3)$

$\geqq 1.0$ A.S.T.M. 規格 (2) 式

表—1　スラグの化学分析値および塩基度

試料名	試験項目	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO_3O_4	CaO	MgO	SO_3	S	合計	塩基度 ①式	②式	③式
小野田社	A—1	0.88	0.67	32.17	16.20	0.39	1.58	41.96	4.94	0.15	1.17	100.11	1.30	1.22	1.96
	2	0.97	1.24	31.45	15.74	0.46	1.45	41.46	4.91	0.21	1.12	99.01	1.32	1.23	1.97
	3	1.27	0.81	31.91	16.06	0.37	1.59	41.68	4.99	0.22	1.14	100.04	1.31	1.22	1.96
	4	0.98	0.60	32.22	15.57	0.46	1.16	41.78	5.15	0.15	1.20	99.26	1.29	1.22	1.94
	5	0.96	0.51	32.20	15.30	0.43	1.13	41.72	5.33	0.19	1.17	98.94	1.29	1.23	1.94
	6	0.92	0.67	31.81	15.71	1.27	1.12	42.41	5.35	0.15	1.18	100.59	1.33	1.25	1.99
	7	0.99	0.71	31.93	16.19	0.77	1.41	41.41	5.17	0.24	1.15	99.97	1.30	1.22	1.97
	8	1.14	0.83	32.05	15.63	0.97	1.39	42.11	5.23	0.18	1.18	100.71	1.31	1.24	1.96
	9	0.84	0.69	32.77	15.37	0.56	1.55	42.00	5.20	0.13	1.18	100.29	1.28	1.22	1.91
	10	0.75	1.06	32.39	15.23	0.43	1.71	41.53	5.21	0.14	1.13	99.58	1.28	1.22	1.91
	11	0.72	0.63	32.89	15.22	0.39	1.77	41.71	5.21	0.41	1.11	99.79	1.27	1.21	1.89
	12	0.87	0.65	32.46	15.46	0.45	1.59	41.80	5.21	0.16	1.15	99.80	1.29	1.22	1.92
	13	増量	0.70	33.93	14.66	0.37	0.83	42.24	5.71	0.05	1.38	99.80	1.24	1.21	1.85
	14	0.20	0.55	34.01	14.78	0.31	0.83	42.42	5.71	0.05	1.36	100.22	1.25	1.21	1.85
	15	0.05	0.92	33.63	14.74	0.37	0.98	42.09	5.55	0.05	1.34	99.72	1.25	1.21	1.85
	16	0.30	0.91	34.09	14.82	0.52	1.72	40.44	6.04	0.13	1.14	100.11	1.19	1.17	1.80
	17	0.38	0.91	33.67	15.23	0.37	1.86	40.45	5.41	0.09	1.24	99.61	1.20	1.16	1.81
	18	0.36	1.04	33.88	15.42	0.42	1.62	40.47	5.35	0.09	1.19	99.84	1.19	1.15	1.81
	19	0.31	1.12	33.76	15.38	0.58	1.90	40.81	5.63	0.07	1.16	100.72	1.21	1.17	1.83
	20	0.33	1.10	34.10	15.36	0.50	1.74	40.72	5.62	—	1.19	100.66	1.19	1.16	1.81
	21	0.35	0.85	33.87	15.59	0.47	1.80	40.92	5.62	—	1.19	100.66	1.21	1.17	1.83
	22	0.36	1.48	32.93	15.53	0.47	1.54	40.28	6.84	0.07	1.05	100.55	1.22	1.21	1.90
	23	0.45	1.45	33.04	15.41	0.47	1.57	40.04	7.19	0.12	1.04	100.78	1.21	1.21	1.90
	24	0.49	1.25	33.14	15.49	0.49	1.47	40.53	6.94	0.04	1.08	100.92	1.22	1.21	1.90
	25	0.45	1.52	32.96	16.01	0.47	1.80	40.53	6.35	0.04	0.80	100.93	1.23	1.20	1.91
	26	0.48	1.62	33.02	15.65	0.47	1.76	40.65	6.40	0.02	0.89	100.96	1.23	1.20	1.90
	27	0.32	0.73	33.65	16.04	0.44	1.74	40.65	6.50	0.03	0.88	100.98	1.21	1.18	1.88
	28	0.43	0.64	33.90	15.47	0.49	2.00	40.83	5.84	0.06	1.02	100.68	1.20	1.17	1.83
	29	0.45	0.92	33.94	14.83	0.51	2.00	40.58	6.28	0.06	1.08	100.65	1.20	1.18	1.82
平均値		0.61	0.92	33.04	15.46	0.51	1.54	41.27	5.69	0.12	1.14	100.25	1.25	1.20	1.89
第一セメント社	B—1	0.09	1.45	30.96	14.47	1.32	1.13	42.09	5.90	0.40	1.35	99.16	1.36	1.30	2.02
	2	増量	0.78	31.29	15.04	1.12	1.48	41.38	5.89	0.36	1.43	98.77	1.32	1.26	1.99
	3	0.89	0.54	31.95	15.99	0.55	1.32	40.90	6.18	0.17	1.41	99.90	1.28	1.23	1.97
	4	増量	0.48	32.13	16.49	0.60	1.45	40.52	6.46	0.20	1.23	99.49	1.26	1.22	1.97
	5	0.35	0.69	32.04	16.15	0.77	1.47	41.10	6.25	0.14	1.27	100.27	1.28	1.23	1.98
	6	0.72	0.68	31.78	15.91	0.88	1.24	41.24	6.21	0.22	1.29	100.17	1.30	1.24	1.99
	7	0.20	0.25	32.64	16.29	0.55	1.28	40.82	6.65	0.09	1.50	100.27	1.25	1.22	1.95
	8	0.30	0.45	32.31	16.33	0.64	1.80	40.94	6.43	0.12	1.27	100.59	1.27	1.22	1.97
	9	0.80	0.74	31.75	15.87	0.92	1.20	41.51	6.18	0.24	1.29	100.50	1.31	1.25	2.00
	10	0.86	0.74	31.86	16.07	0.91	0.95	41.49	6.24	0.24	1.27	100.63	1.30	1.25	2.00
	11	0.80	0.58	32.03	16.52	0.74	1.22	41.25	6.22	0.17	1.33	100.86	1.29	1.23	2.00
	12	増量	0.30	32.45	15.86	0.86	1.65	40.52	6.20	0.05	1.14	—	1.25	1.21	1.93
	13	〃	0.32	33.53	16.19	0.78	1.84	40.20	6.17	0.03	1.03	—	1.20	1.17	1.87
	14	〃	0.29	33.89	17.50	0.92	1.96	40.06	5.93	0.05	0.99	—	1.18	1.14	1.87
	15	〃	0.39	33.46	17.18	0.88	1.75	39.89	6.30	0.07	0.93	—	1.19	1.16	1.89
	16	〃	0.27	34.12	16.84	0.84	1.80	40.14	5.93	0.04	0.97	—	1.18	1.15	1.83
	17	〃	0.15	34.16	17.12	1.02	2.02	39.26	5.93	0.04	0.91	—	1.15	1.12	1.82
	18	〃	0.18	34.12	17.11	0.91	1.92	39.78	5.82	0.04	0.91	—	1.17	1.13	1.84
	19	〃	0.20	34.46	15.86	0.88	1.74	39.47	6.14	0.02	1.02	—	1.15	1.13	1.78
	20	〃	0.30	34.15	15.70	0.88	1.64	39.78	5.97	0.02	1.00	—	1.16	1.14	1.80
	21	〃	0.38	34.28	16.78	1.07	1.94	37.90	6.75	0.14	1.06	—	1.11	1.10	1.79
	22	0.41	0.38	32.84	17.47	0.96	1.50	39.81	6.16	0.09	1.17	100.79	1.21	1.16	1.95
	23	0.04	0.38	32.98	18.85	0.96	1.96	38.10	5.97	—	1.12	100.36	1.16	1.11	1.91
	24	0.10	0.38	32.36	18.90	0.96	1.76	38.94	5.83	—	1.16	100.89	1.19	1.12	1.94
	25	0.16	0.48	32.24	18.47	1.07	1.45	39.82	5.12	0.08	1.17	100.06	1.21	1.15	1.97
	26	0.02	0.48	32.17	18.69	1.07	1.41	39.38	5.20	—	1.15	99.57	1.22	1.14	1.97
	27	0.18	0.39	32.59	18.49	0.96	1.35	39.83	5.58	0.03	1.20	100.60	1.22	1.15	1.96
平均値		0.39	0.47	32.73	16.73	0.89	1.56	40.23	6.05	0.11	1.17	100.17	1.23	1.18	1.92
総平均値		0.53	0.71	32.98	16.11	0.69	1.55	40.85	5.88	0.11	1.15	100.19	1.24	1.19	1.90

塩基度式

① 式　CaO/SiO_2

② 式　$(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)/(SiO_2+2/3\,Al_2O_3)$

③ 式　$(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2$

表—2　クリンカーの化学分析値，成分比率および鉱物組成

試料名＼試験項目	化学分析値 (%)									比率					水硬性化合物 (%)			
	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	計	水硬率 H. M.	活動係数 SiO_2/Al_2O_3	珪酸率 SiO_2/R_2O_3	鉄率 Al_2O_3/Fe_2O_3	L.S.R.	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
小野田社 A—1	0.83	0.33	22.52	4.65	3.69	65.02	2.32	0.02	99.38	2.10	4.84	2.70	1.26	0.92	56.9	21.7	6.1	11.2
2	0.73	0.42	22.50	4.76	3.56	65.60	2.11	0.03	99.71	2.13	4.73	2.70	1.34	0.93	58.8	20.2	6.6	10.8
3	0.89	0.25	22.49	4.63	3.48	65.36	2.09	0.02	99.21	2.14	4.86	2.77	1.33	0.93	58.9	20.1	6.4	10.6
4	0.76	0.24	22.76	4.57	3.52	65.58	2.08	0.11	99.62	2.13	4.98	2.81	1.30	0.92	57.9	21.7	6.1	10.7
5	0.76	0.15	22.85	4.37	3.49	65.40	2.06	0.07	99.15	2.13	5.23	2.91	1.25	0.92	57.9	21.9	5.7	10.6
6	0.63	0.16	22.58	4.83	3.54	65.61	2.34	0.05	99.74	2.12	4.67	2.70	1.36	0.92	57.8	21.2	6.8	10.8
7	0.77	0.14	22.63	4.80	3.50	65.70	2.28	0.05	99.87	2.12	4.71	2.72	1.37	0.92	58.0	21.2	6.8	10.6
8	0.81	0.10	22.59	4.91	3.47	65.75	2.27	0.02	99.92	2.12	4.60	2.70	1.41	0.92	57.9	21.2	7.1	10.5
9	0.94	0.14	22.75	4.77	3.41	65.90	2.09	0.07	100.07	2.13	4.77	2.78	1.40	0.92	58.2	21.4	6.9	10.4
10	0.96	0.14	22.97	4.64	3.46	65.83	2.11	0.07	100.18	2.12	4.95	2.83	1.34	0.91	57.0	22.9	6.4	10.5
11	0.96	0.12	22.67	4.63	3.43	65.82	2.08	0.06	99.77	2.14	4.90	2.81	1.35	0.92	59.4	20.3	6.5	10.4
12	1.04	0.15	22.72	4.81	3.46	65.70	2.08	0.06	100.02	2.12	4.76	2.75	1.39	0.92	57.3	22.0	6.9	10.5
13	0.49	0.17	22.93	4.99	3.45	64.15	2.90	0.14	99.22	2.04	4.59	2.72	1.45	0.89	48.0	29.6	7.4	10.5
14	0.49	0.17	22.93	4.99	3.45	64.15	2.90	0.14	99.22	2.04	4.59	2.72	1.45	0.89	48.0	29.6	7.4	10.5
15	0.49	0.17	22.93	4.99	3.45	64.15	2.90	0.14	99.22	2.04	4.59	2.72	1.45	0.89	48.0	29.6	7.4	10.5
16	0.52	0.17	22.97	4.97	3.55	65.50	2.71	0.24	100.63	2.08	4.62	2.70	1.40	0.90	52.9	26.1	7.2	10.8
17	0.34	0.18	22.80	5.07	3.45	65.15	2.42	0.20	99.61	2.08	4.50	2.68	1.47	0.90	52.3	26.0	7.6	10.5
18	0.44	0.15	23.22	5.02	3.45	63.38	2.37	0.20	100.23	2.06	4.63	2.74	1.46	0.89	50.4	28.6	7.5	10.5
19	0.52	0.08	22.96	5.07	3.37	65.26	2.43	0.18	99.87	2.08	4.53	2.72	1.50	0.90	51.7	26.9	7.7	10.2
20	0.58	0.12	23.06	4.94	3.34	65.15	2.37	0.17	99.73	2.08	4.67	2.79	1.48	0.90	51.4	27.4	7.5	10.2
21	0.53	0.14	23.18	5.00	3.34	65.26	2.40	0.19	100.04	2.07	4.64	2.78	1.50	0.89	50.5	28.4	7.6	10.2
22	0.92	0.17	22.25	4.78	3.34	65.20	2.44	0.20	99.30	2.15	4.65	2.74	1.43	0.93	58.8	19.5	7.0	10.2
23	1.11	0.13	21.84	4.81	3.34	65.14	2.51	0.20	99.08	2.17	4.54	2.68	1.44	0.94	61.5	16.3	7.1	10.2
24	1.00	0.14	22.09	4.86	3.32	65.14	2.63	0.23	99.41	2.15	4.54	2.70	1.46	0.93	59.2	18.8	7.3	10.1
25	1.31	0.13	22.42	4.90	3.29	65.11	2.47	0.08	99.71	2.13	4.58	2.74	1.48	0.92	56.8	21.6	7.4	10.0
26	1.42	0.13	22.33	5.00	3.20	65.11	2.52	0.04	99.75	2.13	4.46	2.72	1.56	0.92	57.0	21.1	7.8	9.7
27	1.10	0.10	22.41	5.06	3.24	65.20	2.55	0.03	99.69	2.12	4.43	2.70	1.56	0.92	56.3	21.9	7.9	9.9
28	1.01	0.24	22.18	4.95	3.29	65.08	2.47	0.18	99.40	2.14	4.48	2.69	1.50	0.93	57.8	20.1	7.6	10.0
29	1.00	0.23	22.27	4.94	3.24	65.06	2.48	0.15	99.37	2.14	4.51	2.72	1.52	0.93	57.3	20.7	7.6	9.9
平均値	0.81	0.17	22.65	4.85	3.42	65.25	2.39	0.12	99.65	2.11	4.67	2.74	1.42	0.91	55.6	23.0	7.1	10.4
第一セメント社 B—1	0.52	0.03	23.82	4.51	3.35	65.50	1.64	0.18	99.55	2.07	5.28	3.03	1.35	0.88	49.9	30.7	6.3	10.2
2	0.73	0.13	23.77	4.54	3.39	65.46	1.69	0.19	99.90	2.06	5.23	2.99	1.34	0.88	49.9	30.6	6.3	10.3
3	0.65	0.10	23.52	4.74	3.34	65.64	1.70	0.21	99.90	2.08	4.96	2.91	1.42	0.89	51.2	28.9	6.9	10.1
4	0.30	0.12	24.02	4.40	3.55	65.70	1.61	0.26	99.96	2.06	5.46	3.02	1.24	0.89	49.5	31.6	5.6	10.8
5	0.57	0.20	22.86	4.63	3.48	66.26	1.64	0.13	99.77	2.14	4.94	2.82	1.33	0.91	59.5	20.7	6.4	10.6

6	0.79	0.12	22.83	4.17	3.64	66.44	1.58	0.18	99.75	2.17	5.47	2.92	1.15	0.93	63.2	17.9	4.9	11.1
7	0.72	0.13	22.67	4.10	3.90	66.44	1.53	0.16	99.65	2.17	5.53	2.83	1.05	0.94	64.6	16.3	4.3	11.8
8	0.65	0.13	22.77	4.28	3.75	66.44	1.42	0.16	99.60	2.16	5.32	2.84	1.14	0.93	62.8	18.0	5.0	11.4
9	0.43	0.15	23.10	4.45	3.75	66.32	1.44	0.17	99.81	2.12	5.20	2.82	1.19	0.92	58.6	22.1	5.4	11.4
10	0.58	0.04	23.01	3.84	4.60	66.30	1.44	0.17	99.98	2.11	5.99	2.73	0.84	0.92	62.1	19.2	2.4	14.0
11	0.59	0.09	23.12	3.98	3.70	66.61	1.37	0.21	99.67	2.16	5.81	3.01	1.08	0.93	62.7	19.0	4.3	11.2
12	0.64	0.11	23.11	4.71	3.71	65.74	1.81	0.20	100.03	2.08	4.91	2.74	1.27	0.90	54.4	25.3	6.2	11.3
13	0.70	0.11	23.23	4.45	3.71	65.86	1.78	0.20	100.04	2.10	5.22	2.85	1.20	0.91	55.7	24.7	5.5	11.3
14	0.58	0.17	23.23	4.64	4.00	65.70	1.78	0.18	100.28	2.06	5.01	2.69	1.17	0.90	53.4	26.4	5.5	12.2
15	0.40	0.14	22.91	4.78	3.87	65.70	1.95	0.18	99.93	2.08	4.79	2.65	1.24	0.91	55.1	24.2	6.1	11.8
16	0.55	0.09	22.78	4.48	3.77	66.21	2.40	0.22	100.50	2.13	5.08	2.76	1.19	0.93	60.2	20.2	5.5	11.5
17	0.53	0.07	22.67	4.19	4.11	66.56	1.87	0.17	100.17	2.15	5.41	2.73	1.02	0.94	64.1	16.7	4.2	12.5
18	0.66	0.09	22.56	4.44	4.09	65.47	1.98	0.22	99.51	2.11	5.08	2.64	1.09	0.92	58.7	20.5	4.9	12.4
19	0.57	0.05	22.57	4.59	3.95	65.89	1.92	0.17	99.71	2.12	4.92	2.64	1.16	0.93	59.7	19.8	5.5	12.0
20	0.80	0.05	22.54	4.64	3.84	65.68	2.08	0.15	99.78	2.12	4.86	2.66	1.21	0.92	58.9	20.3	5.8	11.7
21	0.53	0.10	22.25	4.66	3.67	66.24	1.70	0.26	99.41	2.17	4.77	2.67	1.27	0.94	63.2	16.2	6.2	11.2
22	0.53	0.07	22.33	4.86	3.81	65.97	1.68	0.24	99.49	2.13	4.59	2.58	1.28	0.93	60.0	18.9	6.4	11.6
23	0.57	0.21	22.00	4.96	3.70	66.24	1.59	0.20	99.47	2.16	4.44	2.54	1.34	0.95	63.2	15.5	6.9	11.3
24	0.69	0.18	22.23	4.77	3.70	66.27	1.47	0.11	99.42	2.16	4.66	2.62	1.29	0.94	63.1	16.2	6.4	11.3
25	0.47	0.11	22.35	4.90	3.70	66.49	1.70	—	99.72	2.15	4.56	2.60	1.32	0.97	62.5	17.0	6.7	11.3
26	0.48	0.15	22.28	4.91	3.75	66.17	2.22	0.02	99.98	2.14	4.54	2.57	1.31	0.97	61.6	17.5	6.7	11.4
27	0.64	0.10	22.60	4.71	3.91	65.80	1.57	—	99.33	2.11	4.80	2.62	1.20	0.92	58.8	20.5	5.9	11.9
平均値	0.59	0.11	22.86	4.53	3.77	66.04	1.72	0.17	99.80	2.12	5.07	2.76	1.21	0.92	58.8	21.3	5.6	11.5
総平均値	0.70	0.14	22.75	4.70	3.59	65.65	2.07	0.14	99.74	2.12	4.87	2.75	1.32	0.92	57.2	22.2	6.4	10.9

表—3 セメントの試験結果

(1) 化学分析値およびクリンカー，スラグ，石膏の推定配合量

試料名		強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	Mn_2O_3	CaO	MgO	SO_3	S	計	推定配合量(%) クリンカー	スラグ	石膏
小野田セメント社	A—1	0.82	0.95	25.82	8.86	2.61	0.70	54.55	3.32	1.27	0.53	99.37	57	40	3
	2	0.74	1.07	25.39	8.87	2.50	0.66	54.79	3.26	1.25	0.51	99.04	57	40	3
	3	0.82	0.93	25.62	8.93	2.46	0.70	54.44	3.29	1.31	0.52	99.02	56	41	3
	4	0.89	0.80	25.62	8.87	2.35	0.52	54.41	3.46	1.52	0.55	98.99	56	40	4
	5	1.03	0.76	25.58	8.81	2.39	0.68	54.59	3.31	1.66	0.54	99.35	57	39	4
	6	1.07	0.92	25.67	8.99	2.31	0.70	54.14	3.69	1.47	0.54	99.50	53	43	4
	7	1.03	0.96	25.84	8.83	2.47	0.70	54.20	3.70	1.39	0.55	99.67	55	41	4
	8	1.17	1.22	25.18	9.11	2.33	0.68	54.14	3.69	1.35	0.66	99.53	53	43	4
	9	1.04	1.16	25.10	8.95	2.41	0.73	54.48	3.72	1.43	0.50	99.52	55	41	4
	10	1.12	1.01	25.26	9.20	2.37	0.71	54.44	3.74	1.38	0.50	99.73	55	41	4
	11	1.12	0.93	25.34	8.92	2.37	0.71	54.44	3.72	1.35	0.56	99.46	55	41	4
	12	0.93	0.96	25.70	9.27	2.24	0.76	53.97	3.78	1.34	0.51	99.46	57	39	4
	13	0.16	0.72	26.71	9.33	2.25	0.43	53.92	4.24	1.23	0.65	99.64	56	40	4
	14	0.23	0.69	26.59	9.40	2.25	0.43	53.64	4.21	1.27	0.64	99.35	54	42	4
	15	0.34	0.86	26.46	9.31	2.38	0.45	53.70	4.20	1.24	0.64	99.58	55	41	4
	16	1.06	0.95	26.67	9.46	2.20	0.68	53.34	4.69	1.23	0.58	100.86	54	42	4
	17	0.63	0.75	27.18	9.60	2.18	0.79	53.39	4.09	1.22	0.61	100.44	55	41	4
	18	0.70	0.84	26.92	9.49	2.20	0.87	53.46	4.16	1.29	0.59	100.52	54	42	4
	19	0.55	0.89	27.13	9.58	2.09	1.20	53.45	4.17	1.10	0.56	100.72	53	44	3
	20	0.55	0.92	27.42	9.75	2.04	1.24	53.33	4.26	1.09	0.57	100.17	53	44	3
	21	0.62	0.84	27.14	9.26	2.10	1.10	53.33	4.19	1.15	0.58	100.31	53	44	3
	22	0.37	0.97	26.16	9.33	2.01	0.97	53.26	4.63	1.08	0.47	99.30	55	41	4
	23	0.38	0.75	26.41	9.78	1.99	0.87	53.14	4.71	1.18	0.47	99.64	55	41	4
	24	0.45	0.65	26.53	9.38	1.99	0.78	53.26	4.70	1.13	0.46	99.33	55	41	4
	25	0.92	0.96	26.60	10.38	2.06	1.06	53.14	4.00	1.17	0.48	100.77	53	44	3
	26	1.01	1.11	26.16	10.33	2.09	1.14	53.26	4.24	1.11	0.43	100.88	53	44	3
	27	0.88	1.06	26.34	10.39	2.09	1.01	53.12	4.43	1.14	0.30	100.76	52	45	3
	28	0.96	0.84	26.32	9.42	2.04	1.08	52.96	4.20	1.18	0.50	99.50	52	45	3
	29	1.01	0.92	26.36	9.30	2.06	1.18	52.71	4.34	1.18	0.51	99.57	51	46	3
平均値		0.78	0.91	26.18	9.35	2.24	0.78	53.76	4.00	1.27	0.53	99.83	54.4	41.9	3.6
第一セメント社	B—1	0.31	0.71	25.94	10.02	2.16	0.74	53.17	3.80	1.41	0.65	98.91	50	47	3
	2	0.24	0.71	26.23	9.91	2.31	0.97	53.18	3.72	1.21	0.66	99.14	51	46	3
	3	0.71	0.42	25.86	9.84	2.32	0.69	54.34	3.59	1.21	0.57	99.55	56	41	3
	4	0.61	0.45	25.79	9.19	2.32	0.79	55.13	3.49	1.52	0.51	99.80	59	37	4
	5	0.93	0.73	25.27	9.82	2.26	0.89	54.54	3.68	1.39	0.60	100.11	55	42	3
	6	0.57	0.55	26.92	10.60	2.10	0.97	52.47	3.92	1.10	0.74	99.94	46	51	3
	7	0.59	0.65	26.53	10.06	2.51	0.85	53.87	3.54	1.37	0.65	100.62	55	42	3
	8	0.50	0.50	26.56	10.19	2.41	0.93	54.05	3.60	1.21	0.70	100.65	55	44	3
	9	0.68	0.57	26.68	10.07	2.39	0.99	54.18	3.12	1.30	0.71	100.69	53	44	3
	10	0.54	0.49	27.55	10.43	2.30	0.95	53.32	3.77	1.01	0.87	101.23	49	49	2
	11	0.34	0.50	27.32	10.66	2.28	1.01	53.51	3.71	1.11	0.76	101.20	48	49	3
	12	増量	0.43	26.72	11.23	1.93	0.92	52.89	4.05	0.80	0.58	99.55	50	48	2
	13	0.10	0.56	26.46	11.08	1.96	0.89	52.96	4.00	0.95	0.55	99.51	51	46	3
	14	0.20	0.42	26.79	11.02	2.25	0.87	53.46	4.11	1.28	0.53	100.93	53	44	3
	15	0.20	0.45	26.11	10.85	2.20	0.85	54.38	3.88	1.30	0.50	100.72	57	40	3
	16	0.28	0.45	26.10	9.72	2.30	0.83	54.68	3.74	1.38	0.43	99.91	57	40	3
	17	0.48	0.36	26.83	9.80	2.25	0.97	54.46	3.64	1.04	0.49	100.32	57	40	3
	18	0.36	0.45	26.98	10.04	2.14	1.18	53.70	4.01	0.97	0.49	100.32	55	42	3
	19	0.73	0.45	26.35	9.65	2.23	0.80	53.45	3.91	0.99	0.58	99.14	54	43	3
	20	0.50	0.42	26.98	9.27	2.33	0.81	53.56	3.66	1.01	0.50	99.04	54	43	3
	21	0.37	0.48	27.20	11.21	2.09	1.22	51.35	4.32	0.95	0.55	99.74	49	48	3
	22	0.41	0.45	26.95	10.59	1.96	1.03	52.70	3.97	1.01	0.53	99.60	50	47	3
	23	0.36	0.54	25.91	11.61	2.14	1.09	53.00	3.53	1.27	0.56	100.01	54	43	3
	24	0.36	0.52	26.16	11.38	2.14	1.12	52.47	3.56	1.21	0.60	99.52	50	47	3
	25	0.21	0.36	26.12	12.22	1.98	0.85	52.84	3.85	0.88	0.58	99.89	50	48	2
	26	0.31	0.45	26.41	12.30	2.20	0.90	51.72	4.20	0.93	0.58	100.00	47	50	3
	27	0.29	0.43	26.72	11.47	2.09	0.94	53.77	3.80	0.70	0.52	100.73	54	44	2
平均値		0.41	0.50	26.50	10.53	2.21	0.93	53.45	3.78	1.13	0.59	100.04	52.6	44.6	2.9
総平均値		0.60	0.71	26.34	9.92	2.22	0.87	53.62	3.90	1.20	0.56	99.94	53.5	43.2	3.3

表—3 (2) 物理試験結果および水和熱測定値

試験項目 / 試料名		比重	粉末度 フィル分	粉末度 ブレーン比表面積	凝結 水量(%)	凝結 始発 (時—分)	凝結 終結 (時—分)	凝結 室温	凝結 湿度	安定度 煮沸法	フロー mm	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日	180日	365日	圧縮強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日	180日	365日	水和熱 (cal/g) 未水和セメント溶解熱	水和熱 7日	28日	91日	180日	365日
小野田セメント社	A—1	3.04	2.1	3760	28.7	2—00	3—52	20.4	86～90	良	227	22.8	37.9	60.9	80.9	83.8	85.6	93	159	325	436	455	503	599.4	54.0	70.9	72.1	87.1	—
	2	3.03	2.6	3660	28.7	2—.9	3—51	20.4	86～89	〃	231	24.2	40.1	61.2	86.2	88.0	85.1	95	166	336	496	508	535	602.0	61.7	76.7	89.2	87.4	94.5
	3	3.03	1.5	3730	28.9	2—55	4—34	20.4	85～89	〃	225	23.5	37.7	61.1	78.3	79.5	76.7	96	157	313	413	419	464	601.1	59.9	76.6	91.0	87.5	—
	4	3.01	2.5	3650	27.7	2—53	4—48	20.5	89	〃	219	29.6	49.1	59.1	82.8	84.2	86.3	127	189	322	454	463	490	597.6	59.8	71.4	80.5	83.9	89.3
	5	3.01	2.6	3700	27.9	2—58	4—49	20.5	89	〃	218	28.9	42.5	60.2	80.7	83.6	82.9	120	178	320	425	431	482	594.8	61.9	73.3	80.8	83.6	87.6
	6	3.03	1.4	3670	28.7	2—34	4—17	20.8	89	〃	212	26.3	39.5	66.8	83.0	—	—	105	163	315	409	—	—	595.8	60.3	66.7	76.2	81.3	87.2
	7	3.03	2.1	3680	28.6	3—18	5—44	20.4	83	〃	215	29.6	40.4	61.2	76.4	—	—	116	164	292	388	—	—	599.3	55.8	68.2	83.9	82.1	90.2
	8	3.01	1.3	3700	28.5	2—27	4—02	20.8	88	〃	214	28.1	42.2	66.7	80.5	—	—	111	169	307	385	—	—	596.0	58.1	71.4	80.3	83.1	92.2
	9	3.01	1.3	3740	28.5	2—32	4—17	20.8	87	〃	215	23.0	41.0	63.5	73.0	78.5	—	95	173	275	387	410	—	596.8	57.1	70.8	78.6	82.5	89.2
	10	3.02	3.8	3580	29.2	2—37	4—27	20.8	85	〃	211	28.9	48.4	56.9	68.5	—	—	115	189	278	379	—	—	597.3	60.6	74.1	81.7	86.1	—
	11	3.03	1.5	3720	29.3	2—42	4—33	20.8	85	〃	210	26.3	43.9	66.3	81.7	—	—	104	182	330	433	—	—	597.3	60.6	73.2	78.2	82.4	—
	12	3.03	1.5	3650	29.1	2—50	4—35	20.8	85	〃	213	25.6	45.5	59.6	71.3	—	—	104	170	312	396	—	—	599.8	57.7	69.5	81.9	—	—
	13	3.02	0.8	3800	28.3	3—09	4—40	19～21	80～84	〃	218	21.9	37.5	63.4	76.9	82.1	75.9	67	164	381	520	499	594	605.4	65.5	79.7	—	91.7	98.6
	14	3.04	0.7	3790	28.0	3—32	4—51	19～21	80～84	〃	212	22.0	39.6	74.8	75.9	—	—	60	165	400	509	—	—	603.7	50.7	76.9	—	—	—
	15	3.03	0.9	3820	28.0	3—37	4—44	19～21	80～84	〃	215	22.3	37.9	76.4	75.7	—	—	64	165	402	514	—	—	606.0	58.0	80.0	—	—	—
	16	3.04	0.8	3740	28.3	3—22	4—22	20～21	80～84	〃	217	21.6	35.8	63.5	77.6	85.0	71.3	78	153	390	474	544	607	620.9	58.4	80.3	—	—	114.1
	17	3.04	0.8	3780	28.3	3—08	4—14	20～21	80～84	〃	217	23.1	36.6	66.8	77.1	—	—	77	160	382	508	—	—	618.5	64.0	82.5	—	—	—
	18	3.03	0.8	3750	28.5	3—03	4—23	20～21	80～84	〃	219	26.3	33.1	73.8	75.1	—	—	92	157	389	514	—	—	617.7	59.8	79.9	—	—	—
	19	3.02	1.0	3670	28.3	3—06	3—59	21～22	80～84	〃	214	22.5	37.1	67.7	71.7	—	—	82	142	396	489	—	—	614.3	55.3	79.5	—	—	—
	20	3.04	1.0	3820	28.5	3—01	4—13	21～22	80～84	〃	218	22.1	35.9	65.2	74.7	76.4	80.2	80	144	397	494	558	529	613.8	54.5	82.8	—	—	—
	21	3.04	1.1	3760	28.8	3—10	4—19	21～22	80～84	〃	217	24.9	34.0	65.4	72.4	—	—	87	155	389	461	—	—	611.6	58.6	82.0	—	—	—
	22	3.03	1.1	3670	28.3	2—30	4—10	20～22	80～85	〃	213	22.7	34.1	62.1	67.7	—	—	72	145	394	527	—	—	612.5	66.9	82.8	94.5	—	—
	23	3.04	1.1	3720	28.5	2—30	4—15	20～22	80～85	〃	214	22.3	33.6	66.5	73.4	71.7	71.3	78	142	396	481	528	499	612.6	65.4	80.2	99.6	—	—
	24	3.04	1.0	3670	29.0	2—40	4—15	20～22	80～85	〃	211	21.6	35.8	64.2	65.8	—	—	75	145	388	485	—	—	614.2	68.4	85.0	97.7	—	—
	25	3.02	1.3	3660	29.0	3—15	4—55	20～21	80～84	〃	212	21.3	36.8	64.5	68.5	—	—	75	142	360	477	—	—	611.5	65.9	82.3	94.5	—	—
	26	3.01	1.2	3650	28.9	3—25	4—56	20～21	80～84	〃	213	19.9	33.5	63.5	70.4	78.1	82.4	75	152	358	460	486	531	609.7	66.0	83.8	92.3	93.2	98.8
	27	3.02	1.4	3680	28.5	3—20	4—43	20～21	80～84	〃	220	20.3	35.6	61.2	65.5	—	—	77	143	353	458	—	—	612.4	64.3	83.1	97.2	—	—
	28	3.01	1.2	3640	28.7	3—05	4—35	21～22	78～84	〃	218	21.8	32.6	62.1	68.7	—	—	80	134	350	491	—	—	605.5	58.9	79.2	86.9	—	—
	29	3.01	1.1	3640	28.6	2—50	4—49	21～22	78～84	〃	217	21.4	30.6	56.5	67.5	74.0	64.6	76	124	344	454	533	594	604.7	60.3	79.8	87.8	89.5	95.7
平均値		3.03	1.4	3707	28.6	2—55	4—29	—	—	—	216	23.9	38.2	64.2	74.9	80.4	78.4	89	158	351	459	486	530	605.9	60.3	77.3	86.2	85.8	94.3

表—3（2）つづき

試料名 ＼ 試験項目	比重	粉末度 フイル残分	粉末度 ブレーン比表面積	凝結 水量(%)	凝結 始発	凝結 終結	凝結 室温	凝結 湿度	安定度 煮沸法	フロー mm	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日	180日	365日	圧縮強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日	180日	365日	水和熱 (cal/g) 未水和セメント溶解熱	7日	28日	91日	180日	365日
第一セメント社 B—1	3.00	3.0	3450	26.5	2—28	4—24	22.0	89	良	216	19.0	40.8	66.2	69.1	—	—	69	138	348	453	—	—	599.0	51.2	72.6	79.7	—	—
2	3.02	2.6	3710	26.5	2—14	4—21	22.0	89	〃	214	19.3	35.5	73.8	73.8	76.6	76.0	69	140	392	453	460	463	601.8	51.0	80.2	80.9	90.9	—
3	3.05	2.6	3550	26.4	2—20	3—45	20.3	84～89	〃	215	19.7	34.6	71.7	76.7	—	—	56	140	437	512	—	—	602.2	60.6	82.1	86.8	—	—
4	3.08	2.2	3680	26.8	2—17	3—31	20.5	84～89	〃	213	27.3	44.4	71.9	83.8	85.2	84.5	97	188	391	434	439	436	609.0	64.4	82.8	88.7	91.9	—
5	3.02	2.1	3690	27.2	2—18	3—40	20.0	84～89	〃	211	27.1	42.5	69.1	78.6	—	—	95	183	385	492	—	—	602.7	68.7	79.2	81.5	—	—
6	3.03	1.8	3770	26.8	2—24	3—57	20.0	84～89	〃	214	24.2	41.6	76.0	—	82.3	82.7	85	184	408	—	501	504	608.0	62.7	77.2	79.9	84.7	—
7	3.03	2.0	3620	26.4	2—33	4—08	20.6	86～89	〃	223	22.6	39.6	64.0	76.5	—	—	82	161	354	531	—	—	604.4	64.1	82.6	85.9	—	—
8	3.03	2.3	3490	26.5	2—31	4—12	20.6	86～89	〃	212	21.8	38.8	63.4	87.1	86.7	86.3	73	162	376	523	545	552	602.6	60.0	83.0	—	89.7	—
9	3.04	3.1	3500	26.1	2—06	3—52	20.6	86～89	〃	212	26.3	37.2	64.5	70.1	—	—	85	147	381	539	—	—	606.8	57.9	81.3	81.6	—	—
10	3.02	2.7	3430	26.3	3—11	4—49	21.2	82～86	〃	211	20.1	34.3	61.2	70.7	77.0	79.3	66	147	352	514	546	558	611.9	61.2	78.4	87.6	—	—
11	3.03	2.2	3580	26.3	2—16	3—49	21.2	82～86	〃	216	22.2	41.6	67.7	81.6	—	—	75	167	363	548	—	—	611.7	47.2	76.2	84.6	—	—
12	3.01	2.1	3770	27.6	2—33	3—44	21～22	78～84	〃	218	19.0	29.4	56.6	75.9	—	—	65	121	365	532	—	—	618.5	57.9	78.3	87.0	—	—
13	3.02	2.1	3760	27.4	2—55	4—10	20～22	80～84	〃	217	19.0	34.4	58.9	75.0	—	—	62	140	351	454	—	—	614.0	57.3	79.4	86.9	—	—
14	3.03	3.0	3830	27.9	2—55	3—58	20～22	80～84	〃	213	17.7	31.6	53.7	69.4	—	—	61	133	334	461	—	—	609.9	61.0	76.5	84.1	—	—
15	3.05	2.2	3890	27.3	2—37	3—18	20～22	80～84	〃	208	19.7	35.0	53.6	67.7	—	—	55	149	370	526	—	—	609.2	62.0	82.7	91.6	—	—
16	3.05	3.4	4010	27.5	2—32	3—17	20～22	80～84	〃	204	21.3	31.3	56.2	77.6	71.9	74.6	75	133	342	483	546	543	608.4	60.3	80.0	89.9	95.3	102.0
17	3.05	2.2	3940	27.5	2—09	3—23	20.5～21.5	80～85	〃	214	19.2	32.3	58.1	77.9	—	—	61	122	294	426	—	—	607.7	54.5	78.5	88.3	89.9	—
18	3.04	2.5	3930	28.0	2—04	3—08	21～22	80～84	〃	216	16.5	27.3	55.2	67.3	—	—	58	115	340	493	—	—	608.7	51.9	76.7	79.1	—	—
19	3.04	2.5	3900	28.0	1—52	2—57	21～22	80～84	〃	213	16.0	29.8	61.2	65.1	—	—	57	116	334	473	—	—	608.8	62.7	85.0	—	—	—
20	3.04	3.8	3840	28.0	2—03	2—52	21～22	80～84	〃	211	16.8	26.2	59.1	67.8	66.2	71.3	55	99	309	390	451	558	607.0	62.7	79.5	83.0	89.1	90.9
21	3.04	3.4	3920	26.5	2—45	3—52	21～22	80～84	〃	222	17.5	27.4	51.1	73.0	—	—	61	120	319	374	—	—	612.0	56.7	77.6	—	93.1	—
22	3.05	2.8	3850	26.3	2—15	3—21	22～23	85～92	〃	223	17.0	30.5	57.8	77.6	—	—	63	133	348	400	—	—	613.3	63.2	84.3	—	96.8	—
23	3.01	2.0	3920	26.5	2—40	3—42	22～23	85～92	〃	219	21.7	36.2	60.8	81.2	—	—	83	158	366	429	—	—	613.0	62.2	85.9	—	99.3	—
24	3.02	1.8	3900	27.3	2—40	3—38	22～23	85～92	〃	217	20.6	34.3	66.7	69.9	—	—	82	153	415	522	—	—	615.9	65.3	84.3	—	—	—
25	3.01	2.0	3930	27.3	2—23	3—25	20～21	85～92	〃	224	15.4	32.2	57.6	80.2	—	—	56	136	369	451	—	—	616.6	64.3	84.0	—	102.8	—
26	3.02	2.0	3900	27.2	2—10	3—12	21～22	85～92	〃	222	18.1	30.9	62.7	75.5	—	—	65	133	371	558	—	—	612.9	65.4	83.5	—	90.0	—
27	3.03	1.6	3810	27.1	2—17	3—13	21～22	84～86	〃	220	19.7	31.9	64.8	79.6	—	—	69	136	421	544	—	—	620.0	67.1	85.1	98.9	—	—
平均値	3.03	2.4	3762	27.0	2—25	3—41	—	—	—	215	20.2	34.5	62.4	75.0	78.0	79.2	70	143	364	481	498	516	609.5	60.1	80.9	85.6	92.8	96.5
総平均値	3.03	1.9	3733	27.8	2—41	4—06	—	—	—	216	22.1	36.4	63.3	74.9	79.5	78.7	80	151	358	470	491	525	607.6	60.2	79.0	85.9	89.0	94.6

表—4　鎧畑ダム用高炉セメントの仕様書によるセメントの品質

項　　目	単　位	規　格
強熱減量	%	≦2.5
不溶解残分	〃	≦1.5
酸化カルシウム (CaO)	〃	≧52.0
マグネシア (MgO)	〃	≦5.0
無水硫酸 (SO_3)	〃	≦3.0
二三酸化マンガン (Mn_3O_3)	〃	≦1.5
硫化物硫黄 (S)	〃	≦2.0
比　　重		≧2.90
粉末度 88μ フルイ残分	%	≦6.0
ブレーン比表面積	cm^2/g	≧3400
安定性　オートクレーブ法	%	≦0.1
圧縮強さ　3 日	kg/cm^2	≧35
7 日	〃	≧70
28 日	〃	≧180
水和熱　7 日	cal/g	≦70
28 日	〃	≦80

(註)　1,　ダム本体のコンクリートに使用する高炉セメントの品質の規格を上表に示したが，JIS R5211 (1956) による高炉セメントの規格と同一のものは表より除外した。
2,　セメントの品質の均一性，クリンカーおよびスラグの品質，混合割合等については仕様書につぎの規定がある。
(1)　材令 28 日におけるπルタル圧縮強さは，セメント製造会社の目標値の ±15 % 以内。
(2)　クリンカー量はセメントの 50 % 以上。
(3)　ボルトランドセメントの C_3A は 8 % 以下。
(4)　$(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2$ で示めされるスラグの塩基度は 1.4 以上。
(5)　スラグの急冷には清水を使用すること。(途中より挿入)
(6)　水和熱測定値の許容誤差は ±3 cal/g とする。

$$(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2 \geqq 1.4$$

JIS, DIN (3) 式

スラグ全試料についてみると (1) 式による値は 1.11～1.36 であり，平均値は 1.24 となっている。また (2) 式による値は 1.10～1.30 であって，平均値 1.19 であり，(3) 式による値は 1.59～2.02 であり，平均値は 1.90 となっている。これらの塩基度より見れば，使用したスラグは A.S.T.M. および JIS, DIN 各規格に合格している。

つぎにスラグの分析値より $(CaO+Al_2O_3+SiO_2)=100$ として，$CaO-Al_2O_3-SiO_2$ の 3 成分系を求めて，三角座標上に示してみた。さきに当研究所においては 5 社の製鉄所より入手した急冷水滓をそれぞれ使用した高炉セメント 6 種についてそれら高炉セメントの諸性質を調査[3] したのであるが，ここに使用したスラグの三成分組成を示めす各点は，そのとき使用した原料スラグと三角座標上ほとんど同一位置を占め，比較的小範囲に分布している。これらの値は田中[4] の合成水滓の研究による $CaO-Al_2O_3-SiO_2$ の三成分系三角図上材令 28 日における高強度等高線を示めす組成よりやや低 CaO，高 SiO_2 型に傾いており，組成上[3] 望ましい点も認められる。

b.　クリンカーについて

使用したクリンカーの分析値，各成分比率および鉱物組成を表—2 でみると，使用したクリンカー全試料の各成分の平均値はそれぞれ SiO_2 22.75 %，Al_2O_3 4.70 %，Fe_2O_3 3.59 %，CaO 65.65 % となっている。これらの値よりみると，Al_2O_3 の含量は両社ともやや低い傾向にあるが，他の成分についてみると，それぞれ普通セメントのクリンカー程度とみてよい。比率についてみると水硬率の平均値は 2.12 であり，2.17 程度のやや高いと思われるものも数試料ある。活動係数の値は 4.43～5.99，鉄率は 0.84～1.56 となっている。また石灰飽和度は平均 0.92 となっている。鉱物組成についてみると，C_3S の含量は 48.0～64.6 % であり平均 57.2 % となっており，高 C_3S 型に傾いた組成をもっている。とくに第一セメント社のクリンカーは平均 58.8 % と云う高い値を示している。仕様書によれば C_3A をある値以下としたが C_3S, C_2S の量は規定していないのであり，高炉セメントの性質の均一性のためにもクリンカーの組成は定まった方が望ましい。高 C_3S 型のクリンカーが使用されていることは高炉セメントの短期強度が低下することを考慮した対策とも考えられる。

c.　高炉セメントについて

高炉セメントの分析結果，物理試験結果および水和熱測定結果を表—3 に示したが，これらの試験結果について次に述べる。

高炉セメントの各成分含量はクリンカー，スラグの分析値およびスラグの含有量よりほぼ推定できるが，以下に分析結果について簡単にのべる。強熱減量についてみると，その平均値は 0.60 % となっている。小野田社セメントの平均値は 0.78 % であり，ほぼ普通セメント程度であるが，個々の試料についてみると，0.16～1.17 % となっており，試料によってかなり大きな差異が認められる。第一セメント社のセメントでは増量を示めしたもの 1 試料あり，最大 0.93 %，平均 0.41 % となっている。高炉セメントの強熱減量は一般にポルトランド系セメントより小さいのがふつうである。また高炉セメントは混合系セメントとしては，不溶解残分の少ないのが特色の一つであるが，不溶解残分についてみると，全試料の平均値は 0.71 % であり，小野田社セメントの平均値は 0.91 %，第一セメント社セメントの平均値は 0.50 % となっている。SiO_2 の含量は全試料 56 個の平均値では 26.34 % であり，両社セメント間に大きな差異はない。この値は普通セメントの 21～22 % 程度，中庸熱セメントの 22～24 % 程度と比較すれば 2～5 % 程度多い。Al_2O_3 の含量は平均 9.92 % であり，普通セメントの約 5 %，上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントの約 4 % 程度と比較すれば 5～6 % 程度多くなっている。Fe_2O_3 の含量は両社セメントとも大体同程度であり，平均 2.22 % となっている。この値は普通セメントより約 2～4 % 程度少ない。Mn_2O_3 量の多いのも高炉セメントの特色の一つと云えるが，0.43～1.24 % 含有されており，平均 0.87 % となっている。CaO 含量の平均値は 53.62 %

であって，両社セメントとも同程度であり，普通セメントの64～65％程度と比較すると10％以上低い値である。またMgO含量の平均値は3.90％であり，上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントの1.5％程度と比較すると2倍以上含有されていることになる。SO_3は平均1.2％程度含まれており，硫化物硫黄は平均0.56％含有されている。なお初期のセメント数試料はCl^-を約0.04％程度含んでおり，スラグの急冷にあたって，海水を使用したものと認められる。高炉セメントの分析結果はすでにのべたとおりであるが，セメントに使用したスラグの良否はその分析結果のみから判定できないのでこれを使用した高炉セメントも単にその分析値のみによって品質を云々することは妥当と云いがたい。

高炉セメントのスラグ配合量は，使用した原セメントクリンカーおよびスラグの分析値より推定できるので，石膏に含有されているCaO量を考慮して，CaO量を基準として配合割合を推定算出し，表—3に示した。表—3によればクリンカー：スラグ：石膏の各配合量の平均値は53.5：43.2：3.3となっている。またクリンカー量の平均値は小野田社セメントでは54.4％，第一セメント社セメントでは52.6％であって，第一セメント社のセメント試料中には仕様書によるクリンカー配合限界の50％をやや下ると推定されるものが数個認められた。分析値よりえたクリンカー含量の推定値は，第一セメント社より入手した工場のクリンカー配合表による値と比較すると1,2の例外はあるが±(2～3)％程度内で一致している。またこれらの推定誤差を考慮すれば，試料はいずれも仕様書をみたしているとみてよい。

物理試験結果を表—3に示したが，この表によれば比重の平均値は3.03であり，両社セメントの平均値についてみても同じ値である。これを普通セメントの3.15中庸熱セメントの3.20程度と比較するとそれぞれ0.12および0.17程度小さくなっている。

つぎに粉末度についてみる。高炉セメントは初期強度の増加をはかるため粉末度を細かくするのがふつうである。使用したセメントはいずれも同時粉砕方式によるものであり，これを標準網フルイ88μ残分についてみると平均値は1.9％であり，小野田社セメントの平均値は1.4％，第一セメント社セメントの平均値は2.4％となっている。ブレーン法による比表面積の値は平均3733 cm²/gであり，両社のセメントについての値は同程度とみてよい。これらの値は上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントの約3200 cm²/gと比較すると500 cm²/g程度大きい。

安定性は煮沸試験法によっておこなったが，いずれも異状を認めない。

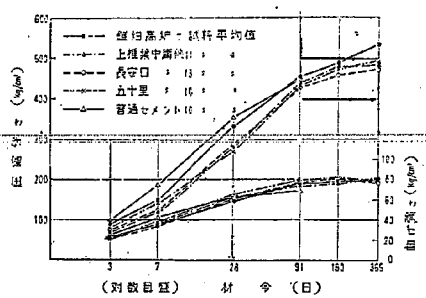
フローの測定値は平均216であり，中庸熱セメントと同程度とみてよい。

凝結試験についてみると，標準軟度に要する平均所要水量は27.8％であり，小野田社セメントの平均値は28.6％，第一セメント社セメントの平均値は27.0％である。これらの値はだいたい普通セメント程度であり，中庸熱セメントの25～26％程度よりやや大きくなっている。凝結時間では異状を呈したものはない。始発時間は1時52分～3時37分であり，平均2時41分である。終結時間は平均4時06分であり，小野田社セメントの平均値は4時30分，第一セメント社セメントの平均値は3時40分程度である。小野田社セメント中には終結に5時間44分を要するやや緩結性と認められるものが1試料あったが，他の試料は全部5時間以下でありほぼ中庸熱セメント程度とみてよい。高炉セメントはスラグを含有するので一般に凝結には長時間を要すると考えられやすいが，ここで使用した高炉セメントには特に緩結性を示す傾向は認められなかった。しかし現場でのコンクリート打設経験によれば，ポルトランドセメントと比較してややバケットより出がたいなどの事実もあり，かならずしもポルトランドセメントと同一視できない点もあるものと思われる。

つぎにモルタル強さについて述べる。モルタル強さ試験は材令91日までは56個の全試料について試験をおこない，180日以降の長期材令における試験は数試料に1個づつ合計19試料についておこなった。以下この結果についてのべる。曲げ強さを全試料の各材令におけるそれぞれの平均値についてみると3日，7日，28日ではそれぞれ22.1 kg/cm²，36.4 kg/cm²，63.3 kg/cm²であり上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントと同程度とみてよい。また材令91日，180日および1年における測定値についてみると，材令180日および1年における測定試料数は91日までの各材令における測定試料数とは異なるが平均値はそれぞれ74.9 kg/cm²，79.5 kg/cm²および78.7 kg/cm²となっており，また両社セメントともほとんど同程度の値となっている。これらの値を上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントと比較すると，材令91日においては中庸熱セメントよりやや低いが，その後材令1年までの各材令における曲げ強さは中庸熱セメントとほとんど同程度である。圧縮強さについてみると，全試料の3日，7日，28日，91日，180日，1年の各材令におけるそれぞれの平均値は80 kg/cm²，151 kg/cm²，358 kg/cm²，470 kg/cm²，491 kg/cm²および525 kg/cm²となっている。また小野田，第一セメント両社セメントの各材令における圧縮強さ平均値をそれぞれ比較してみると，3日，7日の初期材令においては小野田社セメントがやや大きく28日，91日，180日の各材令においては第一セメント社セメントの値がやや大きくなっている。小野田社セメントの3日，7日の初期材令における圧縮強さが第一セメント社セメン

トより大きいのは，セメントの比表面積，クリンカーの鉱物組成などより見ても とくに異なった点は認められないので，スラグの性質の差異によることも一応考えられる。

モルタル圧縮強さを当所で昭和 30 年におこなった普通セメント 10 試料の試験結果および上椎葉，長安口両ダムに使用した中庸熱セメントの試験結果と比較してみる。普通セメントの 91 日までの各材令におけるそれぞれの平均値は材令 3 日では約 100 kg/cm², 7 日で 180 kg/cm², 28 日で 350 kg/cm², 91 日で 400 kg/cm² 程度である。また中庸熱セメントでは材令 3 日で約 75 kg/cm², 7 日 130 kg/cm², 28 日で 280 kg/cm², 91 日で 445 kg/cm², 180 日で 470 kg/cm², 1 年で 475 kg/cm² 程度である。これらの値より見ると，3 日，7 日の初期材令においては普通セメントが最も大きく，つぎに高炉セメント，中庸熱セメントの順になっているが，材令 28 日では高炉セメントは普通セメント程度になり，中庸熱セメントはこれらより 80 kg/cm² 程度小さくなっている。それ以後の材令においては普通セメントが最も小さく，高炉セメントが最大になっており材令 1 年では中庸熱セメントより 50 kg/cm² 程度大きくなっている。高炉セメントの 3 日，7 日の初期材令における圧縮強さは普通セメントより小さく，その後における強さ増加の大きいのは，スラグによる強度の発現が材令 7 日程度まではあまりみられず，したがって強度も普通セメントよりは当然小さくなるが 7 日程度以降よりスラグによる強度発現の影響が大きくなるためとみられ，この傾向は 1 年以降の長期材令にまで及ぶものと考えられる。ここに使用した高炉セメントの材令 7 日より 28 日にいたる間の強度増加の傾向は一般に普通セメントおよび中庸熱セメントよりとくに大きい。また高炉セメントの圧縮強さは 1 年までの各材令を通じて上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントより大きく，その差は材令 1 年以降においてさらに大きくなるものと考えられる。中庸熱セメントは材令 28 日以降の長期材令にいたって普通セメントより圧縮強さ増大の傾向が大きくなるのであるが，高炉セメントにおいては材令 7 日以降すでに強度増大の傾向が大きい。普通セメントはわずか 10 試料であり，ほとんど工事現場より送付されて来たものであり，製造直後のセメントより得た試料ではないので，強度はある程度低下していると思われる点もあるが，普通セメントの強度の傾向を示すには十分であると考えて比較した。なお材令 1 年までのモルタル強さおよび水和熱を測定した試料数は高炉セメントでは 7 試料，上椎葉ダム用セメントでは 11 試料，長安口ダム用セメントでは 13 試料であるが，これらの値および五十里ダム用セメント 10 試料についての測定値を使用して各材令におけるモルタル強さを比較し，これを図—1 に示す。この図—1 によつ



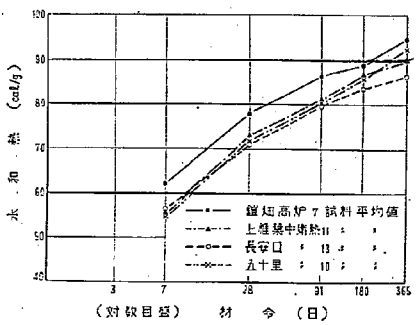
図—1　曲げおよび圧縮強さ比較

てみても，高炉セメントの圧縮強さは 1 年以上の長期材令にいたれば普通セメントおよび中庸熱セメントよりさらに増大するものと推定される。また 1 年までの長期材令を含むモルタル強さおよび水和熱試験をおこなった 7 試料について，圧縮強さと曲げ強さの比で示される脆度係数についてみると，材令 3 日で 3.84，7 日で 4.12，28 日で 5.61，91 日で 5.92，180 日で 6.26，1 年で 6.82 となつている。また上記の 7 試料について材令 3 日におけるモルタル曲げおよび圧縮強さをそれぞれ基準とした強度増加率を見ると，曲げ強さでは材令 7 日で 156，28 日で 256，91 日で 329，180 日で 336，1 年で 337 となっており，圧縮強さでは材令 7 日で 167，28 日で 374，91 日で 508，180 日で 548，1 年で 599 となっている。

圧縮強さとスラグの塩基度との関係は各セメントの成分組成が異なるためか材令 28 日および 91 日のモルタル強さについてみても特に関連性は認められない。またクリンカーの推定含量とモルタル強さあるいは水和熱との間にもとくに関連性を認めない。

つぎに水和熱試験結果について述べる。水和熱の測定結果を表—3 に示めす。まず未水和セメントの溶解熱についてみると，全試料の平均値は 607.6 cal/g であり，小野田社セメント平均値は 605.9 cal/g，第一セメント社セメントの平均値は 609.5 cal/g である。また上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントは 600 cal/g 程度であって，ここに使用した高炉セメントの溶解熱は，普通セメントと中庸熱セメントの中間程度であるとみることができる。材令 7 日における水和熱の平均値は 60.2 cal/g であり，両社セメントともほとんど等しくなっている。また材令 28 日における水和熱は平均 79.0 cal/g であり，小野田，第一セメント両社セメントの平均値はそれぞれ 77.3 cal/g および 80.9 cal/g である。これらの値は中庸熱セメントの水和熱と比較して，材令 7 日では 4 cal/g 程度大きく，材令 28 日で 7～8 cal/g 程度大きくなっている。使用した高炉セメントの水和熱は一般に中庸熱セメントより高い値である。また第一セメント社のセメントの中には材令 28 日における水和熱が 84～

85 cal/g 程度のものが 5～6 試料あった。しかしこれらの試料はいずれも末期に納入されたセメントの試料であり，水和熱の測定法も CaO の分析値を求める方法によらず，強熱減量を使用する方法によった。またこの方法によれば前者より水和熱として約 2 cal/g 程度高くなることを実験的に認めている。高炉セメントの水和熱測定誤差はポルトランド系セメントよりやや大きくなることは推定できる。しかしこれらの測定値よりみれば，材令 28 日における水和熱はダム用セメントとしてはやや高いので，これを数 cal/g 程度低下させることが望ましい。91 日，180 日，1 年の長期材令における水和熱は各材令における測定試料数を同一になし得なかったが，全測定値の各材令におけるそれぞれの平均値をみると，材令 91 日では 85.9 cal/g，180 日では 89.0 cal/g，1 年では 94.6 cal/g となっている。したがってここで使用した高炉セメントの水和熱は 1 年までの各材令を通じて，上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントよりやや大きいとみることができる。なお個々の試料についてみると，第一セメント社セメントの中には水和熱の予想外に大きい試料が 2,3 含まれている。このことは使用したスラグの品質の影響によって生じた結果とも考えられるが，その原因については検討すべき点が残されている。なお材令 1 年までの各材令におけるモルタル強さおよび水和熱を測定した試料の水和熱測定値について，ここで使用した高炉セメントと上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントとを比較し，これを図—2 に示す。ここに使用



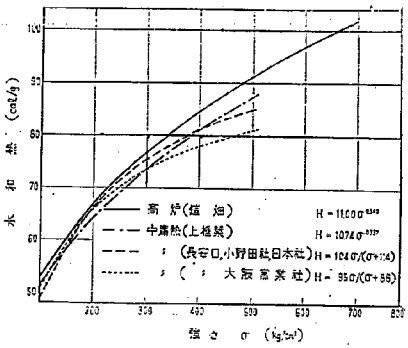
図—2　水和熱比較図

した試料は図—1 のモルタル強さの比較に供した試料と同一試料であり，この図によって高炉セメントおよび中庸熱セメントの水和熱の一段的傾向を知り得るとともに図—1 および図—2 によって各材令におけるモルタル強さおよびその材令における水和熱の値を知りうる。

つぎに圧縮強さと水和熱との関係を求めるため 1 年までの各材令における 7 試料よりの測定値 70 個を使用して，つぎの実験式をえた。

$$H=11.00\,\sigma^{0.340}$$

ここに H は水和熱，σ は圧縮強さを示めす。この実験式と，上椎葉および長安口ダムに使用した中庸熱セメントの圧縮強さと水和熱の関係を示めす実験式とを比較するため，これらの実験式の示めす曲線を図—3 に画い



図—3　圧縮強さと水和熱係関係

た。この図によれば同一圧縮強さに対するそれぞれの水和熱の値は，高炉セメントが中庸熱セメントより大きくなっている。

(2)　均一性について

使用した高炉セメントは約 45 % のスラグを含んでいる。したがって高炉セメントとしての品質の均一性を保持するためには，クリンカーはもちろん，スラグの品質も均一でなければならない。多量のスラグを使用している高炉セメントは，ポルトランド系セメントに比べて，品質の均一性についてとくに検討の余地がある。ここでは本ダムに使用した高炉セメントのスラグ，クリンカーおよび高炉セメント自体の品質の均一性の実態について述べる。均一性の程度は測定値の最小値，最大値，平均値および標準偏差，変異係数の値によって示した。

a.　スラグおよびクリンカーの均一性について

スラグの品質については，試製高炉セメントの圧縮強さ，スラグの溶解熱，X線分析，熱分析，結晶熱などについて実験中であり，すでに一部のものについてはその結果をえているが，ここでは均一性を化学組成と塩基度について示し，表—5 に掲げる。

化学組成では各成分組成を最小値，最大値および平均値によって示したのであるが，表—5 によると SiO_2 は約 31～34 %，Al_2O_3 は約 14～19 %，CaO は約 38～42 % 程度であり，MgO は 5～7 % 程度である。スラグの各主要成分含量がこの程度の変動範囲であるならば，成分組成上よりみた変動はセメント混合材としては適切なものであるとみてよい。塩基度についてはその値を (1) 式，(2) 式，(3) 式によって示し，各式による平均値，標準偏差および変異係数の値も表—5 に示したが，変異係数の値は (1) 式，(2) 式，(3) 式それぞれ

4.4 %, 3.6 % および 4.1 % となっており，その変動の値は小さい。

クリンカーの均一性についてはその化学組成，各成分比率および鉱物組成について変動の値をもとめ，表—5 に示す。表—5 によって主要化学組成についてみると SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 および CaO の平均含量はそれぞれ 22.75 %, 4.70 %, 3.59 % および 65.65 % であり変異係数の値はそれぞれ 1.9 %, 6.0 %, 7.2 % および 0.9 % となっている。

表—5 スラグおよびクリンカー成分の均一性

(1) スラグの成分および塩基度の均一性

(a) スラグ成分

試験項目 ＼ 変動状況	小野田社29試料	第一セメント社27試料	合計56試料		
	平均値	平均値	最小値	最大値	平均値
強熱減量	0.59	0.39	—	1.27	0.53
不溶解残分	0.92	0.47	0.15	1.62	0.71
SiO_2	33.04	32.73	30.96	34.46	32.98
Al_2O_3	15.46	16.73	14.47	18.90	16.11
Fe_2O_3	0.51	0.89	0.31	1.32	0.69
Mn_2O_3	1.54	1.56	0.83	2.02	1.55
CaO	41.27	40.23	37.90	42.42	40.85
MgO	5.69	6.05	4.91	7.19	5.88
SO_3	0.12	0.11	0	0.40	0.11
S	1.14	1.17	0.80	1.50	1.15
計	100.25	100.17	98.77	100.98	100.19

(註) 強熱減量の平均値は増量を示した試料を除外して求めた。

鉱物組成についてみると，C_3S, C_2S, C_3A 含量のそれぞれの平均値は 57.2 %, 22.2 %, および 6.4 % であり，また変異係数はそれぞれ 7.9 %, 19.3 % および 16.6 % となっており，C_2S の変動はやや大きい。

b. セメントの均一性について

セメントの化学的，物理的の一般的諸性質についての変動状況を，最小値，最大値，平均値および標準偏差，変異係数の値によって表—6 に示す。またクリンカースラグおよび石膏の推定配合割合についての変動状況も表—6 に示す。この表—6 によって主要成分組成の変動状況をみると，SiO_2, Al_2O_3, CaO 含量の平均値はそれぞれ 26.34 %, 9.92 %, および 53.62 % であり，変異係数はそれぞれ，2.3 %, 8.9 % および 1.1 % となっており，変動の値はいずれも小さい。クリンカー，スラグ，および石膏の推定配合割合の変動状況についてみると，クリンカー，スラグ，石膏各推定量のそれぞれの平均値は 53.5 %, 43.2 % および 3.3 % であり，標準偏差はそれぞれ 2.8 %, 3.2 % および 0.6 % である。また変異係数はそれぞれ 5.2 %, 7.4 %, および 17.6 % となっている。

つぎに物理的諸性質の変動状況を表—6 によってみると，比重の値は最小 3.00，最大 3.08 であり，平均値は 3.03 となっている。88 μ フルイ残分は最小 0.7 %，最大 3.8 %，平均 1.9 % となっている。ブレーン比表面積

(b) 塩基度

塩基度式 ＼ 変動状況	小野田社29試料			第一セメント社27試料			合計56試料				
	平均値	標準偏差	変異係数	平均値	標準偏差	変異係数	最小値	最大値	平均値	標準偏差	変異係数
(1) 式	1.25	0.04	3.2	1.23	0.06	5.0	1.11	1.36	1.24	0.05	4.4
(2) 式	1.20	0.03	2.5	1.18	0.05	4.6	1.10	1.30	1.19	0.04	3.6
(3) 式	1.89	0.06	3.2	1.92	0.09	4.9	1.59	2.02	1.90	0.08	4.1

(1) 式 CaO/SiO_2 (2) 式 $(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)/(SiO_2+2/3\,Al_2O_3)$

(3) 式 $(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2$

(2) クリンカー成分比率および水硬性化合物の均一性

試験項目 ＼ 変動状況		小野田セメント社29試料			第一セメント社27試料			合計56試料				
		平均値	標準偏差	変異係数	平均値	標準偏差	変異係数	最小値	最大値	平均値	標準偏差	変異係数
化学分析値	強熱減量	0.81	—	—	0.59	—	—	0.30	1.42	0.70	—	—
	不溶解残分	0.17	—	—	0.11	—	—	0.03	0.42	0.14	—	—
	SiO_2	22.65	0.33	1.5	22.86	0.50	2.2	21.84	24.02	22.75	0.44	1.9
	Al_2O_3	4.85	0.17	3.5	4.53	0.28	6.2	3.84	5.07	4.70	0.28	6.0
	Fe_2O_3	3.42	0.11	3.2	3.77	0.25	6.6	3.20	4.60	3.59	0.26	7.2
	CaO	65.25	0.46	0.7	66.04	0.36	0.5	64.15	66.61	65.65	0.57	0.9
	MgO	2.39	—	—	1.72	—	—	1.37	2.90	2.07	—	—
	SO_3	0.12	—	—	0.17	—	—	0.02	0.26	0.14	—	—
	計	99.65	—	—	99.80	—	—	99.15	100.63	99.74	—	—
比率	H.M.	2.11	—	—	2.12	—	—	2.04	2.17	2.12	—	—
	SiO_2/Al_2O_3	4.67	—	—	5.07	—	—	4.43	5.99	4.87	—	—
	SiO_2/R_2O_3	2.74	—	—	2.76	—	—	2.04	3.03	2.75	—	—
	Al_2O_3/Fe_2O_3	1.42	—	—	1.21	—	—	0.84	1.56	1.32	—	—
	L.S.R.	0.91	—	—	0.92	—	—	0.88	0.97	0.92	—	—
水硬性化合物	C_3S	55.6	3.8	6.8	58.8	4.6	7.9	48.0	64.6	57.2	4.5	7.9
	C_2S	23.0	3.6	15.7	21.3	4.8	22.3	16.2	31.6	22.2	4.3	19.3
	C_3A	7.1	0.5	7.0	5.6	1.0	17.9	2.4	7.9	6.4	1.1	16.6
	C_4AF	10.4	0.3	3.0	11.5	0.8	6.7	9.7	14.0	10.9	0.8	7.3

表—8 セメント諸性質の均一性

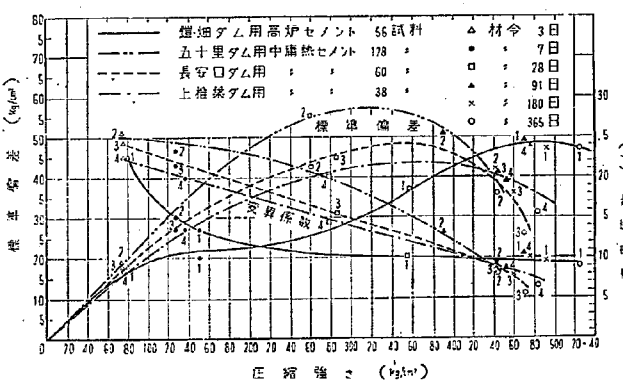
変動状況 / 試験項目	小野田セメント社29試料 平均値	標準偏差	変異係数	第一セメント社27試料 平均値	標準偏差	変異係数	合計56試料 最小値	最大値	平均値	標準偏差	変異係数
化学分析値 強熱減量	0.78	—	—	0.41	—	—	0.10	1.17	0.60	—	—
化学分析値 不溶解残分	0.91	—	—	0.50	—	—	0.36	1.22	0.71	—	—
化学分析値 SiO_2	26.18	—	—	26.50	—	—	25.10	27.55	26.34	0.61	2.3
化学分析値 Al_2O_3	9.35	—	—	10.53	—	—	8.80	12.30	9.92	0.88	8.9
化学分析値 Fe_2O_3	2.24	—	—	2.21	—	—	1.93	2.61	2.22	—	—
化学分析値 Mn_2O_3	0.78	—	—	0.93	—	—	0.43	1.24	0.87	—	—
化学分析値 CaO	53.76	—	—	53.45	—	—	51.35	54.79	53.62	0.57	1.1
化学分析値 MgO	4.0	—	—	3.78	—	—	3.12	4.71	3.90	—	—
化学分析値 SO_3	1.27	—	—	1.13	—	—	0.70	1.66	1.20	—	—
化学分析値 S	0.53	—	—	0.59	—	—	0.30	0.87	0.56	—	—
化学分析値 合計	99.83	—	—	100.04	—	—	99.02	101.23	99.94	—	—
推配合割合定 クリンカー	54.4	1.5	2.8	52.6	3.4	6.4	46	59	53.5	2.8	5.2
推配合割合定 スラグ	41.9	1.9	4.4	44.6	3.5	8.1	37	50	43.2	3.2	7.4
推配合割合定 石膏	3.6	0.5	13.6	2.9	0.4	14.5	2	4	3.3	0.6	17.6
比重	3.03	—	—	3.03	—	—	3.00	3.08	3.03	—	—
粉末度 88μフルイ残分	1.4	—	—	2.4	—	—	0.7	3.8	1.9	—	—
粉末度 ブレーン比表面積	3707	—	—	3762	—	—	3430	4010	3733	128	3.4
凝結 水量	28.6	—	—	27.0	—	—	26.1	29.3	27.8	—	—
凝結 始発	2—55	0—24	13.5	2—25	0—18	12.1	1—52	3—37	2—41	0—26	16.0
凝結 終結	4—29	0—22	8.1	3—41	0—28	12.5	2—52	5—44	4—06	0—34	14.0
フロー	216	5	2.3	215	5	2.2	204	231	216	5	2.3
曲げ強さ 3日	23.9	2.9	12.0	20.2	3.2	15.6	15.4	29.6	22.6	3.5	16.0
曲げ強さ 7日	38.2	4.5	11.8	34.5	4.9	14.2	26.2	49.1	36.4	5.3	14.5
曲げ強さ 28日	64.2	4.7	7.3	62.4	6.4	10.3	51.1	76.4	63.3	5.7	8.9
曲げ強さ 91日	74.8	5.8	7.7	75.0	5.5	7.4	65.1	88.2	74.9	5.6	7.4
曲げ強さ 180日	80.4(12)	—	—	78.0(7)	—	—	66.2	88.0	79.5(19)	5.7	7.1
曲げ強さ 365日	78.4(11)	—	—	79.2(7)	—	—	64.6	86.3	78.7(18)	6.2	7.9
圧縮強さ 3日	89	18	19.7	70	12	17.1	55	127	80	18	22.4
圧縮強さ 7日	158	16	9.8	143	21	15.0	99	189	151	20	13.4
圧縮強さ 28日	351	40	11.2	364	33	9.0	275	437	358	37	10.3
圧縮強さ 91日	459	45	9.8	481	51	10.7	374	548	470	49	10.5
圧縮強さ 180日	486(12)	—	—	498(7)	—	—	410	558	491(19)	47	9.6
圧縮強さ 365日	530(11)	—	—	516(7)	—	—	436	607	525(18)	47	9.0
水和熱 未水和セメント溶解熱	605.9	7.7	1.3	609.5	5.2	0.85	594.8	620.9	607.6	6.9	1.1
水和熱 7日	60.3	4.0	6.7	60.1	5.2	8.6	47.2	68.7	60.2	4.6	7.7
水和熱 28日	77.3	5.2	6.7	80.9	3.9	4.8	66.7	85.1	79.0	4.9	6.9
水和熱 91日	86.2(20)	7.8	9.0	85.6(19)	4.8	5.6	72.1	99.6	85.9(39)	6.5	7.5
水和熱 180日	85.6(14)	—	—	92.8(12)	—	—	81.3	102.8	89.0(26)	5.4	6.1
水和熱 365日	94.3(11)	—	—	96.5(2)	—	—	87.2	114.1	94.6(13)	7.2	7.6

( ) 内は測定試料数を示めす。

の値は最小 3430 cm²/g，最大 4010 cm²/g，平均 3733 cm²/g となっており，標準偏差，変異係数の値はそれぞれ 128 cm²/g および 3.4 % となっている。また上椎葉および長安口ダムに使用した中庸熱セメントではブレーン比表面積の平均値はそれぞれ 3208 cm²/g，および 3236 cm²/g であり，標準偏差はそれぞれ 105 cm²/g および 121 cm²/g である。また変異係数はそれぞれ 3.3% および 3.7% となっている。したがってここで使用した高炉セメントの比表面積の平均値は上記両ダムで使用した中庸熱セメントの比表面積の値より約 500 cm²/g 程度大きく，標準偏差もやや大きいが変異係数は同程度とみてよい。つぎに凝結試験の始発時間についてみると平均 2時41分であり，標準偏差 26分，変異係数 16.0 % となっている。また上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントの始発時間では平均2時40分であり，標準偏差は 32分，変異係数は 20.0 % であって，むしろ高炉セメントが小さくなっている。また終結時間の平均値，標準偏差および変異係数はそれぞれ4時6分，34 分，14.0 % であり上椎葉ダム用中庸熱セメントとだいたい同程度になっている。

モルタル強さについてここで使用した高炉セメントと上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントとの均一性を比較してみると3日，7日，28日，91日，180日，365日の各材令における高炉セメントの曲げ強さの変異係数はそれぞれ 16.0 %，14.5 %，8.9 %，7.4 %，7.1 % および 7.9 % となっており，材令 91 日までの各材令を通じ

て高炉セメントの値が小さくなっている。また圧縮強さでは高炉セメントの3日，7日，28日，91日，180日および365日の各材令における変異係数の値はそれぞれ22.4％，13.4％，10.3％，10.5％，9.6％および9.0％となっている。上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントでは，91日までの各材令における変異係数はそれぞれ22.4％，19.8％，14.5％および8.6％となっている。長安口ダムに使用した中庸熱セメントの圧縮強さの変異係数は各材令とも上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントとほぼ同程度とみて良く，五十里ダム[6]に使用した中庸熱セメントはこれらよりやや大きい値を示している。高炉セメントの材令3日における変異係数はこれら中庸熱セメントの変異係数と同程度であり，材令91日における変異係数は高炉セメントがやや大きくなっているが，材令7日および28日における値は小さく，この材令では圧縮強さの均一性は高炉セメントが明らかにすぐれている。また材令180日，1年等の長期材令における変異係数の値は中庸熱セメントより大きくなる傾向が認められる。高炉セメントも中庸熱セメントと同様に，材令が大きくなるにつれて曲げおよび圧縮強さの変異係数は減少して来る。圧縮強さの変化に伴う標準偏差および変異係数の変化の状態を中庸熱セメントと比較して図―4に示す。この図では各ダムに使用したセメントの圧縮強さ，標準偏差および変異係数の値を各材令ごとに読みうるよう材令別に異符号で示す。なお使用した試料数は図―4に示したとおりであるが，長期材令たとえば材令91日では試料数はこれよりやや少なく，材令180日および1年では鎧畑ダムに使用した高炉セメントではそれぞれ19試料および18試料であり，五十里ダム用セメントではそれぞれ37試料および26試料，長安口ダム用セメントではそれぞれ15試料，上椎葉ダム用セメントではそれぞれ11試料の測定値より変動の値を算出した。



図―4　圧縮強サと標準偏差変異係数の関係

水和熱についてみると，材令7日における水和熱の最小値は47.2 cal/g，最大値は68.7 cal/gであり，平均値は60.2 cal/gとなっている。また標準偏差は4.6cal/gであり，変異係数は7.7％となっている。材令28日における水和熱は最小値66.7 cal/g，最大値85.1cal/g平均値79.0 cal/gとなっており，また標準偏差は4.9 cal/g，変異係数は6.9％となっている。材令91日，180日および365日における水和熱の平均値はそれぞれ85.9 cal/g，89.0 cal/g，および94.6 cal/gとなっており，また標準偏差はそれぞれ6.5 cal/g，5.4 cal/g，および7.2 cal/gとなっている。また変異係数の値はそれぞれ7.5％，6.1％および7.6％となっている。材令91日以降の測定試料数はそれぞれ異なっているが，平均値，標準偏差および変異係数の値を材令別にみると，平均値は長期材令にいたるにしたがって大きくなり，標準偏差の値は長期材令にいたるにしたがってやや大きくなる。しかし変異係数は各材令ともあまり大きな差異はなく，変異係数と材令との間にはとくに関連性を認めない。また上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントの水和熱平均値は材令7日，28日ではそれぞれ55.8 cal/gおよび72.3 cal/gとなっており，標準偏差はそれぞれ4.2 cal/gおよび4.1 cal/gであり，変異係数はそれぞれ7.6％および5.7％となっている。したがってここに使用した高炉セメントの水和熱の均一性は上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントよりやや劣るとみてよい。

4. 要　約

鎧畑ダムに使用した高炉セメント56試料の諸性質ならびにその均一性について調査した。これらのセメントは同一仕様書にもとづいて，2社2工場により製造されたクリンカー量約50％の高炉セメントである。試験結果をつぎに要約する。

1. 水和熱がやや高いなど，わずかな例外はあるが，各試料はいずれも仕様書をみたしている。

2. スラグの $(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2$ で示される塩基度はいずれもJISに合格しており，その化学組成は高炉セメント用としては適切なものであって，組成の均一性もすぐれている。また使用したクリンカーは組成上よりみれば，やや高C_3S型になっている。

3. クリンカーとスラグの推定配合量は平均54.4：41.9であり，石膏量を考慮しても，仕様書によるクリンカー50％以

上の規定をみたしているものと推定される。

4. セメントの凝結時間は中庸熱セメント程度でありとくに緩結性を示す傾向は認められない。

5. 圧縮強さは1年までの各材令を通じて上椎葉，長安口ダムに使用した中庸熱セメントより大きい。また圧縮強さを当所で試験した普通セメントと比較すると，初期材令においては普通セメントより小さく，材令 28 日～91 日で普通セメント程度になり，その後の長期材令においては普通セメントより大きくなる傾向がある。

6. 水和熱は1年までの各材令を通じて上椎葉，長安口各ダムに使用した中庸熱セメントより大きく，ダム用としてはやや高すぎると思われる試料も 2，3 含まれている。

7. 製造工場がことなるために生ずるセメントの特性的傾向はこの場合はあまり認められない。しかし粉砕方式等の相異する場合は，それぞれの特性を示すことも考えられ，この点を考慮に入れなければならない。

8. セメントの SiO_2，Al_2O_3，CaO など主成分の均一性はポルトランド系セメントと比べればやや劣る。圧縮強さの均一性は初期材令ではむしろ上椎葉，長安口および五十里ダムに使用した中庸熱セメントよりすぐれている。しかし長期材令にいたるとこれらの中庸熱セメントよりやや劣る。

9. 材令に関係なく，圧縮強さと水和熱の関係を表わす実験式

$$(\text{水和熱}) = 11.00 \times (\text{圧縮強さ})^{0.340}$$

を求め，これを図示して当所でおこなった中庸熱セメントの試験結果にもとづく実験式を比較した。

10. 高炉セメントも注意して製造し，監視を厳にすれば，とくに中庸熱セメントに劣る性質を示すことはないものと思う。

このセメントを使用したコンクリートは，高炉セメントなるがゆえの特殊な施工法をとる必要はなく，セメントの品質も予期以上の結果を示した。したがって，今後はクリンカー 45％，または 40％ の高炉セメントの適正使用法または，クリンカーの適正配合とそれらを適所に分割使用する方法の研究等を進める必要があると考える。

謝辞 本実験を実施するにあたって，鎧畑工事々務所の若田，望月，岩真各所長，宮内，野島各工務課長および大門，坂野各技官の協力をえた。なお実験は主として当研究室の貝原隆，斉藤富郎，岡本勝登，加納二朗氏がおこなった。ここに感謝の意を表します。

文 献

1) 有泉 昌等：土研報，96，33，昭 32 ダムに使用されたセメントの性質について（第1報）
2) 有泉 昌等：土研報，99，13，昭 33 ダムに使用されたセメントの性質について（第2報）
3) 松村孫治等：土研報，96，53，昭 32 高炉セメントに関する研究（第3報）
4) 田中 太郎：セメント技術年報 Ⅵ，49，1952 高炉水滓の水硬性に関する研究（第4報）
田中 太郎：セメント技術年報 Ⅶ，75，1953 高炉水滓の水硬性に関する研究（第5報）
5) 有泉 昌等：セメント技術年報 Ⅺ，118，1957 ダムに使用したセメント諸性質の変動状況ならびに水和熱と圧縮強さの関係について

道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究（4・完）

——積雪地方における道路の冬季交通対策——

谷藤正三*・小川哲夫**

（昭和 31 年 12 月）

An Experimental Study on Snow Drift Control (4)

——Highway maintenance in snowy districts——

(December 1956)

S. TANIFUJI and T. OGAWA

Synopsis :

It is the purpose of this experimental study to make clear the condition of snow drifting, such as caused by the various types of the fence, and to determine the relations which exist between the drift and the factors that govern its formation.

The data shown in the present report are based on the wind tunnel tests and the field observations.

The results obtained by the experiments will be summarized as follows :

1. Various types of snow fence and their function.
2. Effect of the open fence.
3. Effect of the snow-blower.
4. Effect of the solid fence.
5. Snow drift control due to the shape of the side slope of bank.

要　旨　本研究の目的は，積雪地方における道路の冬季交通対策として，道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究である。

吹溜りを防除するために，一般的におこなわれる対策はつぎの三つの方法に要約される。

（1）　防雪柵の設立，

（2）　樹木の植付け（防雪林）や灌木などの除去，

（3）　適切な幾何学的構造の道路の建設

である。これらのうち，防雪柵による方法は，有効でしかも経済的な方法である。したがって，本実験的研究のおもな対象を防雪柵に集中することにした。

気象条件などに左右される現地観測においては，数年間にわたって観測を継続しても予期する条件のものはなかなかえられないものである。したがって，現地実験にもとづいた風洞模型実験によって，現地現象を抽象的に再現して，データを補完的に充実せしめていくことが経済的にも有効な方法である。そして，それを検証しさらに敷演するために現地実験をおこなうという相互作用は，繰返されていかなければならない。

すでに第一報においては，その風洞模型実験について実験的方法を述べた。

つづいて第二報においては，現地実験に使用した風速計などと風洞模型実験に使用した風洞などの諸測定計器とその実験的方法などについて述べた。

さらに第三報においては，現地実験と風洞模型実験とにおける基本的実験について述べたのである。

本報告においては，風洞模型実験とそれを検証しさらにまたそれを敷演するための現地実験について記述した。

これによって，本研究報告を一応完結する。

まず第一に，防雪柵の諸形式とその機能とについて概要を記述した。

第二に，透過柵の効果を，その防風効果と防雪効果との面から考察した。これらの結果から，一般的に考察すれば，透過柵においては，HS 型が比較的優れていることが推定される。ここにおいて HS 型透過柵というのは，Horizontal-Slat Type の柵で，slats の間隙を下部を狭く上部を広く等差級数的に変化させた防雪柵であり，たとえば HS-150 型は柵高 150 cm のものを表わすのである。なお，その透過率とは，防雪柵の間隙を含めた総前面積に対するその柵の間隙を合計した面積の比の百分率であって，透過率の効果的な大きさは実験的に 40 % 程度であり，その限界は 50 % 程度までであると推定される。また，柵の高さ H は本質的に重要な意味をもつものではないが，その地方，その地点の冬季間吹雪量，積雪量を考慮して選定するべきである。少なくてもわが国の積雪地方においては，その可撓性，経済性などからも，150～180 cm 程度が妥当なものと考えられる。もっとも重要なその設立地点は，slat の下間隙がない場合には，防雪しようとする道路の風上側に $15 \cdot H$ 程度の距離を保つのが適当であると推定される。その地方，その地点の冬季間吹雪量が比較的多い場合には，それに対応して下間隙の大きさを少しづつ大きく選定すればよい。そして，それに応じて透過柵の設立地点を，防雪しようとする道路の風上側に $15 \cdot H$ の距離以上に保つようにすれば，従来おこなわれている柵

* 工博 元道路研究室長 現関東地方建設局道路部長　　** 道路部 道路研究室主任研究員

の嵩上げ的処置をしなくても，冬季間柵が埋雪することなく，その機能を十分に発揮して，防雪効果をうることができる。

第三に，吹払い柵の効果を，その増風効果と防雪効果との面から考察した。これらの結果から，一般的に考察すれば，75型程度の傾斜角度を有する吹払い柵のほうが，傾斜角度の小さいものより優れていることが推定される。ここにおいて75型吹払い柵というのは，柵の傾斜角度が地面と75°をなすものである。

なお，前述の透過柵と同様に，その可撓性，経済性をも考慮して，少なくてもわが国の積雪地方において妥当なものと考えられるのは，吹払い柵の下間隙をその柵面の高さ H の1/2程度にして，その値を50～100 cm程度にしたものである。吹払い柵において本質的な問題となるのは，柵が地面となす傾斜角度とその設立地点とである。吹払い柵の設立地点は，防雪しようとする道路の風上側のノリ肩附近に設立するのが，もっとも効果的であると推定される。

さらに，吹溜りの発生頻度の高い浅い切土路面の防雪対策の一つの形式として，吹飛し柵ともよぶべきものについて考察し，それらを現地で実際に適用するにあたって簡便なように，図解的に要約した。それは現地において，適切な吹溜り防除対策をたてる場合の手がかりとして，その選定の一つの指針ともなると考える。

第四に，不透過柵の効果についてその概要を記述した。

第五に，現地において盛土路面形状に防除雪機能のあることが確認されることから，その防除雪効果について概説した。

前述のように，風洞模型実験とそれを検証しさらにまたそれを敷演するための現地実験とは，それぞれ相互作用の関係にあるのであるから，こんごもつねに現地路線において観測が継続されることを期待したい。

防雪柵を設立する目的は，道路の吹溜りを防除することにあって，一様な降雪のある箇所に対して設立してもあまり効果はなく，そのような箇所においては，現地の状況に応じて除雪，圧雪などの方法を講ずべきである。

防雪柵を設立するにあたっては，毎年の調査から吹溜りの発生頻度の高い箇所を推定し，その地点の地形，地貌，風向，風速，気温などの諸条件を考慮して，本報告に述べた防雪柵の基本的設立方法にもとづいて，適切な配列方法をとるべきである。

なお，以上において注意すべきことは，各形式の防雪柵は，それぞれその機能を異にするものであるから，そのほんらいの機能を十分に発揮させうるように，設立方法とくに設立地点を選定しなければならないということである。不適当な設立地点を選定した場合には，その効果がないばかりでなく，その有害性は加速度的に増大する。現地路線などにおいて，透過柵が防雪しようとする道路の路側に設立されていたりすることなどをみかけるので，とくにこの点を強調したい。

わが国の道路は，冬季において，雪害とくに吹溜りによる交通杜絶を生ずる箇所がきわめて多く，それによってもたらされる経済的不利益を考慮するとき，適切な対策が必要とせられるのはいうまでもない。

局地的にみても，一現地路線の冬季交通が確保されるということは，その影響圏内におよぼす経済的効果はきわめて大きく，さらに，積雪地方とくに東北地方における冬季交通の可能性は，わが国の経済的進歩の諸条件に新しい有利な地位をもたらすであろう。

こんごの研究をも含めて本研究が，わが国の積雪地方に All Weathers Highway が実現されるための一助ともなるならば，著者らの喜びこれにすぎるものはない。

現地実験と風洞模型実験とにおいては，建設省東北地方建設局に終始御協力をいただいたことを記し，謝んで感謝の意を表する。

なお，現地実験と風洞模型実験については，16 ミリ・シネフィルムによって，実験記録映画「防雪柵」長さ400フィート4巻を作製したので参照されたい。

目　次

1. 防雪柵の諸形式とその機能……(1)
2. 透過柵の効果……(2)
3. 吹払い柵の効果……(9)
4. 不透過柵の効果……(14)
5. 盛土路面形状の防除雪効果……(15)
6. むすび……(15)

1. 防雪柵の諸形式とその機能

防雪柵はその機能によって，吹溜め柵 Collecting Fences，誘導柵 Leading Fences に二大別することができる。吹溜め柵は，もっともふつうに使用されるものである。この形式の柵はさらに不透過柵 Solid Fence，透過柵 Open Fence の二つに分類される。ふつうには不透過柵は風圧をも考慮して固定柵として，透過柵は移動柵として使用される。それらの機能は，吹雪流が道路に達するまでに，風上側の防雪柵の周囲に，吹雪流のなかの雪粒を堆雪させることである。

誘導柵は，雪を吹溜りをつくるのに適当な場所に誘導するものであって，その地点の風向が冬季間中ほとんど変らないところに使用される。この形式の柵はその目的上不透過性すなわち隙間なしのものであって，その風上側の柵面はできるだけ平滑なほうがその効果は大きい。要するに，この形式の柵は雪を吹溜めるのではなくして吹雪流を偏向させ誘導するものである。誘導柵に類似のものに，いわゆる吹払い柵 Snow-Blower とよばれるものがある。この形式の柵は従来おもに鉄道において使用されてきたが，こんごは道路の防雪柵としても利用性の多いものと思われる。現地調査からも，浅い切土路面の

吹溜りの発生の頻度がとくに高いことが認められるが，この柵はおもに浅い切土路面を対象とする不透過柵である。この形式の柵は，浅い切土路面の風上側のノリ肩に，柵面を地面に対して傾斜させて設立し，地面との間にかなり広い間隙をもたせたもので，その結果，風速をしぼって増大させ，下方に風向を偏向させて，路面上の雪をきれいに吹払う機能を有するものである。

2. 透過柵の効果

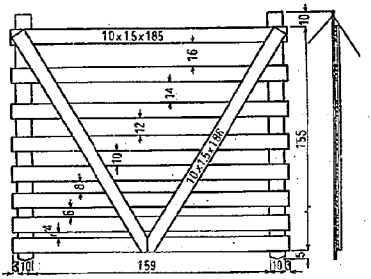
透過柵に関する風洞模型実験は，HS-150 型，RHS-150 型，UHS-150 型，VS-180 型ならびに HS-150 2段型，HS-100 2列型 (HS-100 千鳥型)，HS-100 2列 2段型 (HS-100 千鳥2段型) などについておこない，その現地実験は，HS-150 型，RHS-150 型，UHS-150 型 VS-180 型ならびに HS-100 型，RHS-100 型，HS-100 2列型(HS-100 千鳥型)，HS-100 2段型，HS-100 2 列2段型，(HS-100 千鳥2段型)などについておこなったのであるが，そのうち代表的なもののみを掲載する。ここにおいて HS-150 型透過柵というのは，Horizontal-Slat Type の柵で，柵高 150 cm のものを表わし，slats の間隙を下部を狭く上部を広く等差級数的に変化させた防雪柵であり，UHS-150 型は，slats の間隙が等しいもの，VS-180 型は slats が垂直，等間隙で，柵高 180 cm のものである。図—2.1，図—2.2，図—2.3 は，それぞれ基本的柵型の HS-150 型，UHS-150 型，VS-180 型である。ここにおける透過率とは，その防雪柵の間隙を含めた総前面積に対するその柵の間隙を合計した面積の比の百分率である。

なお，現地実験において設立した防雪柵の工費単価を比較すると，現地実験初年度の昭和 28 年1月現在において，表—2.1，表—2.2，表—2.3 のとおりである。

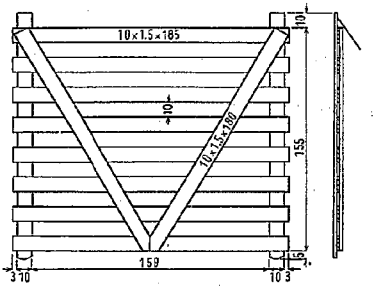
HS-150 型透過柵の防風効果を，風洞模型実験によって測定したものは，図—2.4，図—2.5，図—2.6 である。さらに，RHS-150 型は図—2.7，UHS-150 型は図—2.8，VS-180 型は図—2.9 である。HS-150 型のほかは，基準平均風速 8 m/sec のみを示す。

以上のデータによって，各柵型の基準平均風速の変動に対応した防風効果の変動とその各柵型相互間の比較ができる。

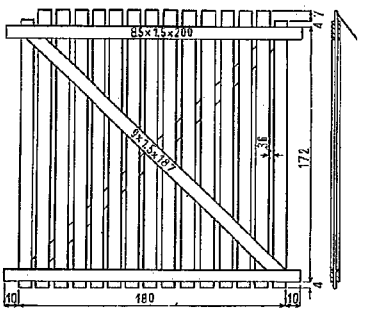
これらの比較において注意すべきことは，数字と実線とは風速比分布を表わし，各風速比の減少の割合は，つねにその基準平均風速に対するものであるということである。たとえば，風速比がおなじ 0.50 であっても，基準平均風速が 4 m/sec，8 m/sec，12 m/sec に対応してその風速はそれぞれ 2 m/sec，4 m/sec，6 m/sec である。また，柵の風上 15•H の地点(H は柵の高さ)における各高さの風速比をそれぞれ基準平均風速比 1.00 として表わしたものをカッコ内に示す。破線はその風速比分



図—2.1　HS—150 型防雪柵透過率 38.0％



図—2.2　VH—150 型防雪柵透過率 38.0％



図—2.3　VS—180 型防雪柵透過率 28.5％

表—2.1　HS-150 型透過柵の工費単価
(昭和28年1月)，1.80 m 1基

材料	形状寸法 cm	単位	数量	単価 円	金額 円	摘要
杉板	10×1.5×170	枚	2	35	70	縦材
〃	10×1.5×186	〃	8	36	288	横材
〃	10×1.5×186	〃	2	36	72	筋違
杉正角	4.5×4.5×50	本	4	13	52	杭
丸釘	長さ 3.6 cm	kg	0.1	80	8	
鉄線	直径 2.6 mm	〃	0.6	67	40.20	
雑材料					33.55	
大工		人	0.1	415	41.50	
土工		〃	1	240	240	組立据付大工手伝0.5 搬運 0.4，材料運搬 0.1，計 1.0人
計					850.25	資材材 568.75 円，労力費 281.50 円
1m当り					472.36	

表—2.2　UHS-150型透過柵の工費単価
(昭和28年1月)，1.80m 1基

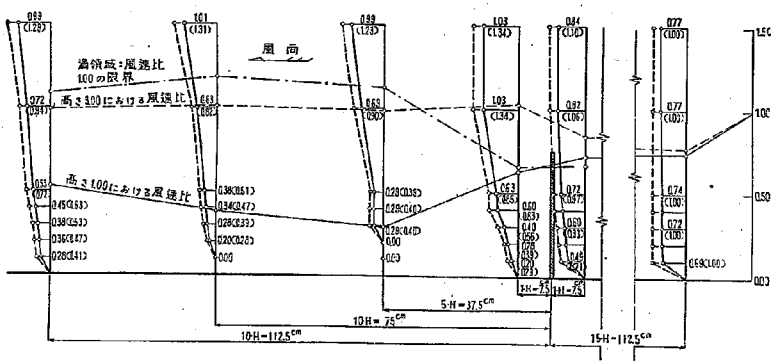
材料	型状寸法 cm	単位	数量	単価 円	金額 円	摘要
杉板	10×1.5×156	枚	2	32	64	縦材
〃	10×1.5×186	〃	8	36	288	横材
〃	10×1.5×186	〃	2	36	72	筋違
杉正角	4.5×4.5×50	本	4	13	52	杭
丸釘	長さ 3.6 cm	kg	0.1	80	8	
鉄線	直径 2.1 mm	〃	0.6	67	40.20	
雑材料					38.55	
大工		人	0.1	415	41.50	
土工		〃	1	240	240	HS—150 型の土工摘要におなじ 資材費 562.75 円，労力費 281.50 円
計					844.25	
1m当り					469.03	

表—2.3　VS-150型透過柵の工費単価
(昭和28年1月)，1.80m 1基

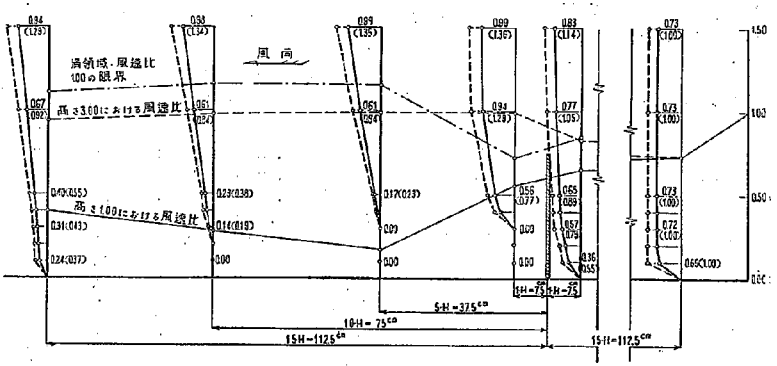
材料	形状寸法 cm	単位	数量	単価 円	金額 円	摘要
杉板	8.5×1.5×200	枚	4	33	132	縦貫
〃	7.5×1.5×187	〃	13	29	377	横材
〃	9×1.5×187	〃	2	41	82	筋違
〃	8.5×1.5×180	〃	2	30	60	縦材
杉正角	4.5×4.5×50	本	4	13	52	杭
丸釘	長さ 3.6 cm	kg	0.1	80	8	
〃	長さ 5.5 cm	〃	0.25	75	18.75	
鉄線	直径 2.6 mm	〃	0.6	67	40.20	
雑材料					38.55	
大工		人	0.1	415	41.50	
土工		〃	1	240	240	HS—150 型の土工摘要におなじ 資材費 308.50 円，労力費 281.50 円
計					1.090.00	
1m当り					605.55	

布を表わすものである。HS-150 型透過柵について，その防風効果の変動をみると，柵の風下の同一地点において，基準平均風速が増大するのにともなって，各風速比の減少の割合は大きくなることが認められる。いいかえれば，風速の増大するのにつれて防風効果が顕著に現われてくるということである。そして，いずれの基準平均風速の場合においても，柵の風下 5・H 附近の地点において，各風速比の減少の割合が大きいことがわかる。これはこの地点の近傍に，柵の風下にできる吹溜りのピークが発生することを推定せしめる。

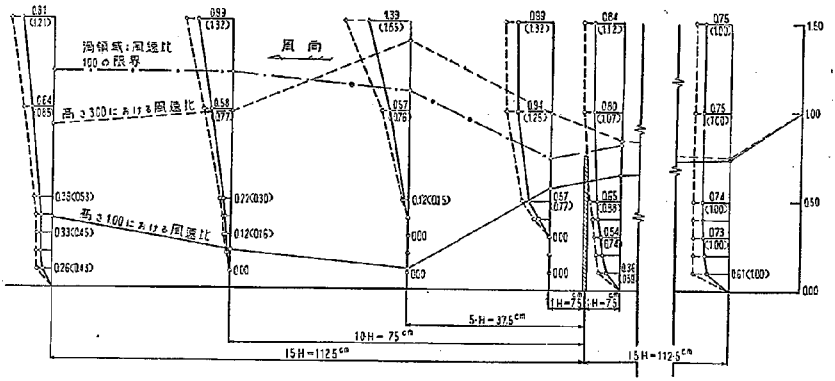
以上の傾向は，透過柵のそのほかの柵型においても認



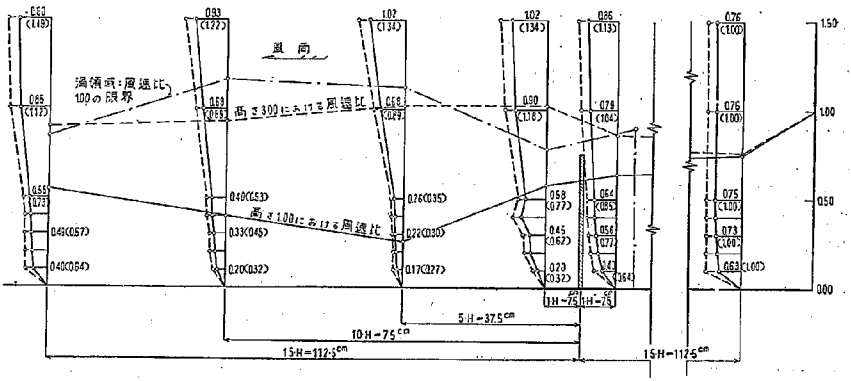
図—2.4　HS—150型透過柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 4 m/sec



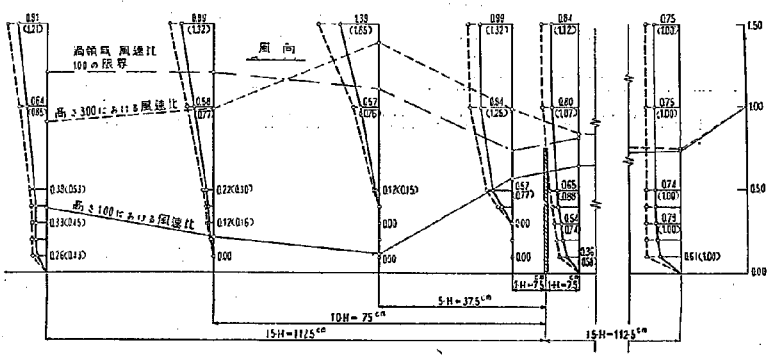
図—2.5　HS—150型透過柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 8 m/sec



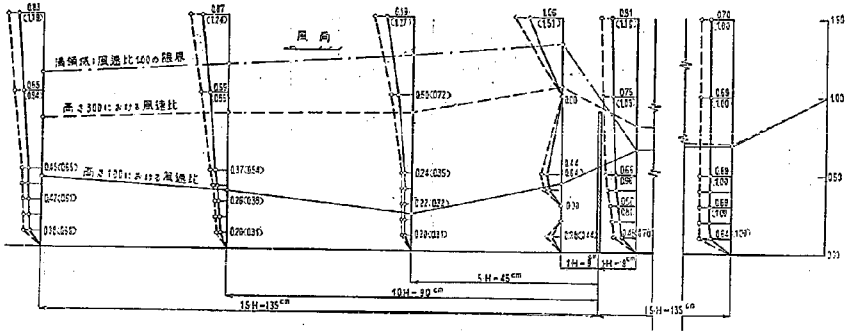
図—2.6　HS—150型透過柵の防風効果，風洞模型実験基準平均風速 12 m/sec



図—2.7　RHS—150型透過柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 8 m/sec



図—2.8　VHS—150型透過柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 8 m/sec



図—2.9　VS—180型透過柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速8m/sec

められる。

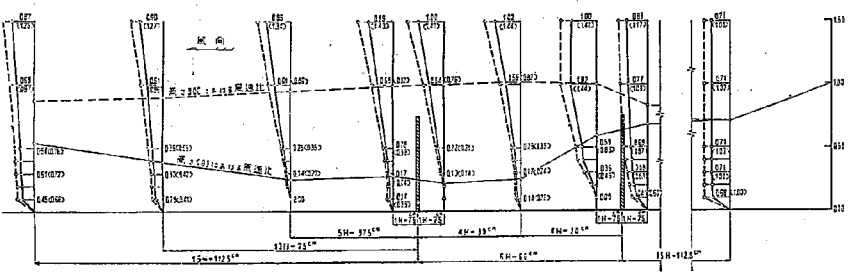
透過柵の各柵型は，それぞれ異なる防風機能を有するものであるから，それを設立するにあたっては，現地の地形，地貌，風向，風速，気温などに応じて適宜選択すべきものである。しかしながら，一般的に考察すれば透過柵のこれら4種の基本的柵型においては，HS-150型が，その防風効果において，比較的優れていることが認められるのである。

なお，HS-150 2段型は図—2.10，HS-100 2列型（HS-100千鳥型）は図—2.11，HS-100 2列2段型（HS-100千鳥2段型）は図—2.12に，基準平均風速8m/secのみを示す。

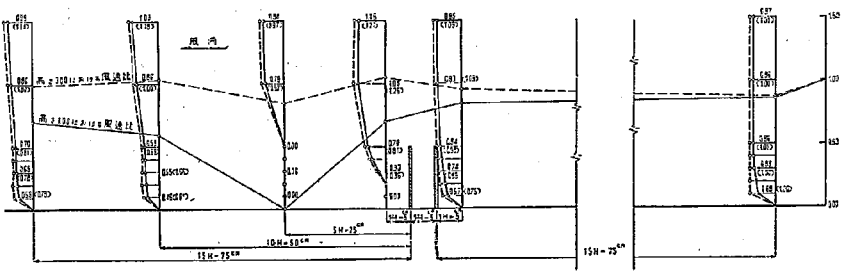
つぎに，HS-150型透過柵の防風効果を，現地実験によって測定したものは，図—2.13である，さらに，RHS-150型は図—2.14，UHS-150型は図—2.15，VS-180型は図—2.16に，HS-100 2段型，HS-100 2列2段型（HS-100千鳥2段型）は，それぞれ図—2.17，図—2.18に示す。

現地実験においては，自然現象の制約上，その測定データに多少のバラツキがあるのはやむをえないが，風洞模型実験と同様の傾向が認められる。

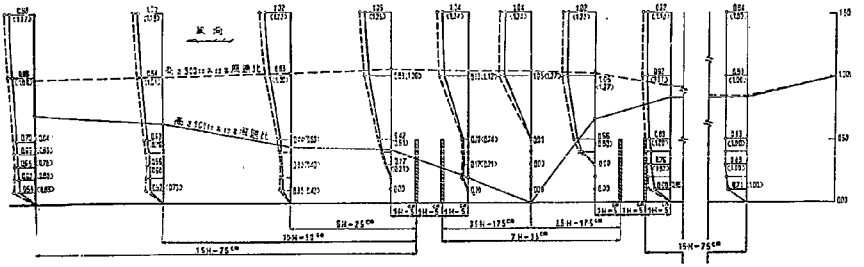
各形式の透過柵の防雪効果を推定するための風洞模型実験の状況を示すものが，写真—2.1，写真—2.2，写真—2.3，写真—2.4，写真—2.5，写真—2.6，写真—2.7



図—2.10　HS—150 2段型防雪柵の防風効果風洞模型実験基準平均風速8m/sec



図—2.11　HS—100 2列1段型（千鳥型）防雪柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速8m/sec



図—2.12　HS—100 2列2段型防雪柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 8 m/sec

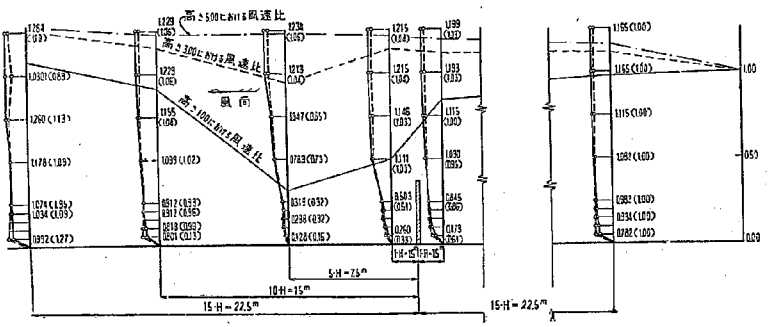
である。

つぎに，現地実験によって各形式の透過柵の防雪効果を，現地における柵の前後の吹溜りのすその遠する距離ならびに縦断面積測定によって比較すると，表—2.4，表—2.5 のとおりである。

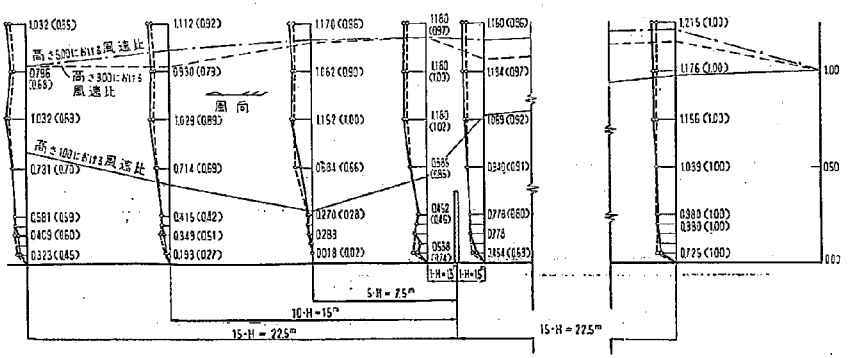
秋田県能代市近郊東雲村東雲ガ原元飛行場跡における現地実験に設立した各形式の柵型を示すものが，写真—2.8，写真—2.9，写真—2.10，写真—2.11，写真—2.12 写真—2.13，写真—2.14 である。

以上の結果を綜合して，透過柵の設立地点は，防雪しようとする道路の風上側に 15・H 程度の距離（H は柵の高さ）を保つのが適当であると推定される。いいかえれば，透過柵が吹雪のなかでみずから吹溜りをつくって埋雪し，その機能を完全に停止するまでに，柵の風下側の吹溜りのすそは 15・H 附近までのびるということにほかならない。

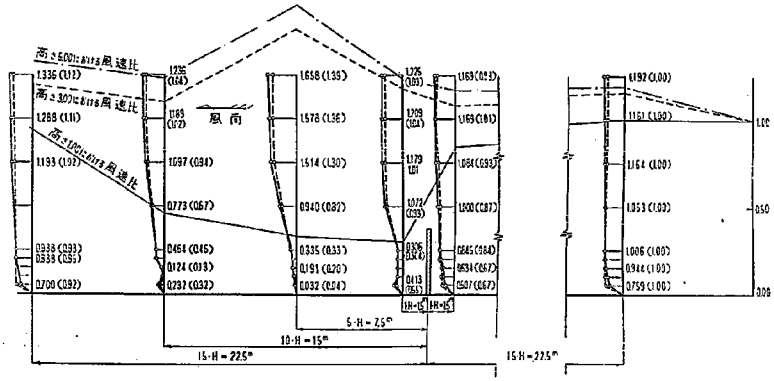
なお，これらは slat の下間隙がない場合の測定値である。したがって，下間隙を少しづつ開けていくとすれ



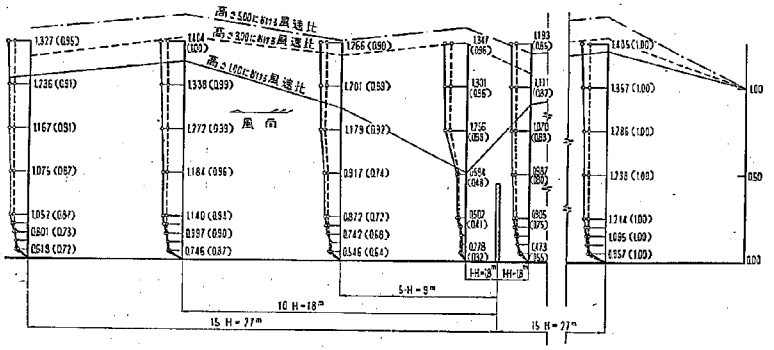
図—2.13　HS—150 型透過柵の防風効果，現地実験，10 分間平均風速比分布



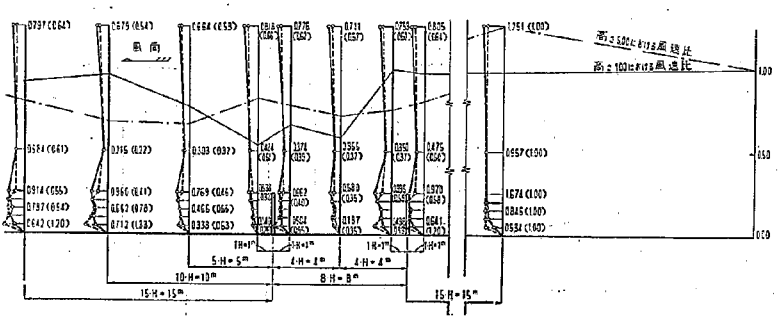
図—2.14　RHS—150 型透過柵の防雪効果，現地実験，10 分間平均風速比分布



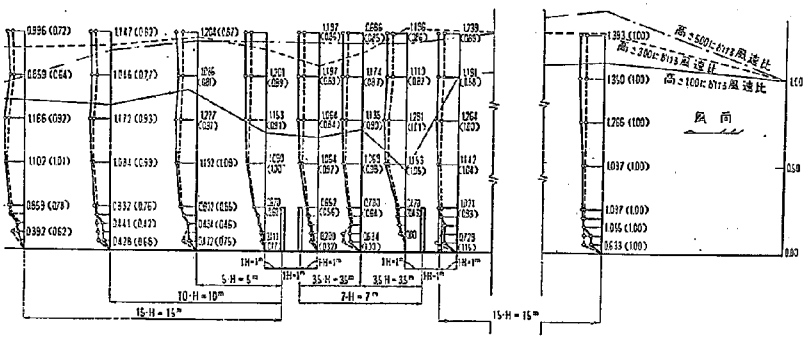
図—2.15 VHS—150型透過柵の防風効果，現地実験，10分間平均風速比分布



図—2.16 VS—180型透過柵の防風効果，現地実験，10分間平均風速比分布



図—2.17 HS—100 2段型透過柵の防雪効果，5分間平均風速比分布



図—2.18　HS—100 2列2段型透過柵の防風効果，現地実験，5分間平均風速比分布

表—2.4　現地実験による各形式の透過柵の防雪効果の比較，柵の前後における吹溜りのすその達する距離

柵の型	防雪効果		摘要
	柵の風上	柵の風下	
HS- 150	10.0・H	15.0・H	これらの測定値は，いずれも吹溜りの始めから2月10日までおよそ6回の吹雪の後のものである。H：柵の高さ
RHS-150	10.0・H	15.0・H	
UHS-150	10.0・H	15.0・H	
VS- 180	8.3・H	12.5・H	

表—2.5　現地実験による各形式の柵型の防雪効果過程の比較，柵の風上側における吹溜りの縦断面積に対する柵の風下側における吹溜りの縦断面積の比

防雪効果過程の月日	HS-150	RHS-150	UHS-150	VS-180
吹溜りの始めから1月22日まで	1.10	0.40	1.15	0.18
吹溜りの始めから1月26日まで	1.37	1.57	2.02	1.92
吹溜りの始めから1月29日まで	1.75	1.75	1.86	1.84
吹溜りの始めから1月30日まで	1.87	1.76	1.79	1.44
吹溜りの始めから2月5日まで	2.31	1.85	1.78	2.10
吹溜りの始めから2月10日まで	2.21	1.96	2.19	1.82

ば，柵の風下側の吹溜りのすそはそれに対応して少しづつのびていく。それは透過柵が吹雪のなかでみずからつくる吹溜り量を少しづつ多くすることを意味するので，その地方，その地点の冬季間吹雪量に対応して下間隙の大きさを選定すればよい。そして，それに応じて透過柵の設立地点を，防雪しようとする道路の風上側に15・Hの距離以上に保つようにすれば，従来おこなわれている柵の嵩上げ的処置をしなくても，冬季間柵が埋雪することなく，その機能を十分に発揮して，防雪効果をうることができる。

以上の考察からわかるように，柵の高さHというものは本質的に重要な意味をもつものではない。もちろん，その地方，その地点の冬季間吹雪量，積雪量を考慮して選定するべきものであるが，その可撤性，経済性などから考えても150～180 cm 程度が手ごろのものであろう。柵の下間隙を50 cm とったとすれば，透過柵の設立高さは200～230 cm となり，その支持の点などから経済的にこの程度の柵高が限界であると考えられる。

つぎに，その透過率について考察すると，本実験においては，前掲図—2.1，図—2.2，図—2.3 などに示すように30～40％程度のものを使用した。したがって，以上述べた測定値はこの程度の透過率の柵にただちに適用されるものである。もしこの透過率をより小さくしていくならば，後述の不透過柵の機能に接近していく。透過率の効果的大きさの限界は，実験的に50％程度であると推定される。

3. 吹払い柵の効果

吹払い柵に関する風洞模型実験と現地実験は，45型吹払い柵と75型吹払い柵との二類についておこなった。現地においてとくに問題となる浅い切土路面の防雪対策の一つとしてこの形式の防雪柵が有効であると考えられるので，基本的な風洞模型実験をあわせておこなった。そのうち代表的なもののみを掲載する。ここにおいて45型吹払い柵というのは，柵の傾斜角度が地面と45°をなすものであり，75型吹払い柵というのは，その傾斜角度が75°のものである。

なお，現地実験において設立した吹払い柵の工費単価は，現地実験初年度の昭和28年1月現在において，表—3.1 のとおりである。

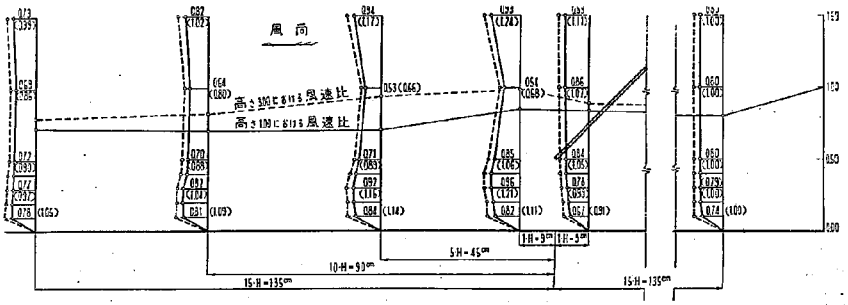
45型吹払い柵の増風効果を，風洞模型実験によって測定したものは，図—3.1，であり，75型吹払い柵は，図—3.2，図—3.3，図—3.4 である。45型は基準平均風速8 m/sec のみを示す。

前述の透過柵の場合と同様に，以上のデータによって

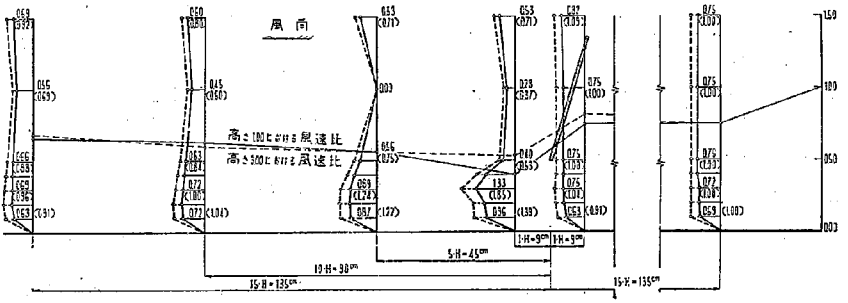
45 型と 75 型との 2 種類の吹払い柵の基準平均風速の変動に対応した増風効果の変動とその相互間の比較ができる。

なお，これらの比較において注意すべきことは，数字と実線とは風速比分布を表わし，各風速比の増加の割合は，つねにその基準平均風速に対するものであるということである。たとえば，風速比がおなじ，1.10 であっても，基準平均風速が 4 m/sec，8 m/sec，12 m/sec に対応して，その風速はそれぞれ 4.40 m/sec，8.80 m/sec 13.20 m/sec である。また，柵の風上 15・H の地点(H の柵面の高さ) における各高さの風速比をそれぞれ基準平均風速比 1.00 として表わしたものをカッコ内に示す。破線はその風速比分布を表わすものである。

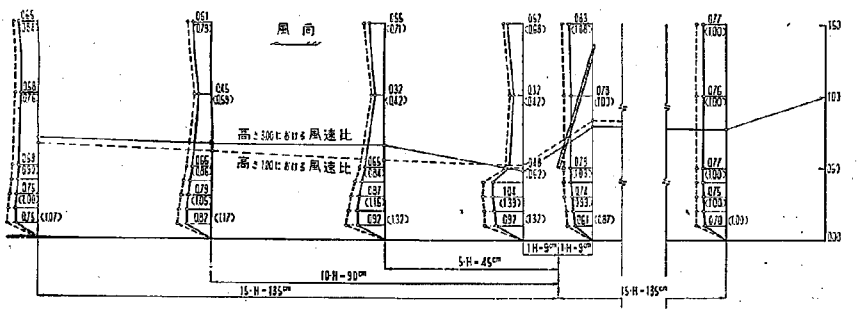
75 型吹払い柵について，その増風効果の変動をみると基準平均風速が増大するのにともなって，各風速比の増大の割合はわずかながら大きくなることが認められる。いいかえれば，風速の増大するのにつれて増風効果がわずかながらも増加するということである。そしていずれ



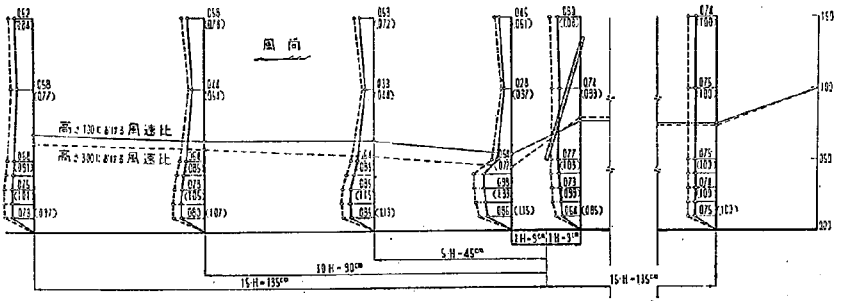
図—3.1　45 型吹払い柵の防雪効果，風洞模型実験，基準平均風速 8 m/sec



図—3.2　75 型吹払い柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 4 m/sec



図—3.3　75 型吹払い柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 8 m/sec



図—3.4　76型段払い柵の防風効果，風洞模型実験，基準平均風速 12 m/sec

表—3.1　吹払い柵の工費単価(昭和28年1月)
柵延長 18m

材料	形状寸法	単位	数量	単価円	金額円	摘要
杉丸太	末口 6 cm 長さ 6 m	本	11	230	2.530	立柱用，間隔 1.8 m
〃	末口 6 cm 長さ 4 m	〃	15	150	2.250	横木用，3.6 m につき 3 本使用
〃	末口 6 cm 長さ 5 m	〃	11	190	2.090	斜木用，立柱 1 本につき 1 本使用
〃	末口 4.5 cm 長さ 50 cm	〃	11	13	143	支杭用
ヨシズ	巾 1.8 m 長さ 3.6 m	枚	5	270	1.350	3.6 m に 2 枚使用
二子縄		kg	10	10	100	
雑材料					157	
土工		人	10	240	2.400	組立取設 5 人，材料小運搬 2 人，撤去 3 人，計 10 人
計					11.020	資材費 8.620 円，労力費 2.400 円
1 m 当り					612.22	

の場合においても，柵の風下 1・H 付近の地点において各風速比の増加の割合が大きいことが認められる。これはこの地点の近傍に，防雪しようとする道路が存在するように，すなわち吹払い柵は道路の風上側のノリ肩附近に設立するのがもっとも効果的であることを推定せしめる。

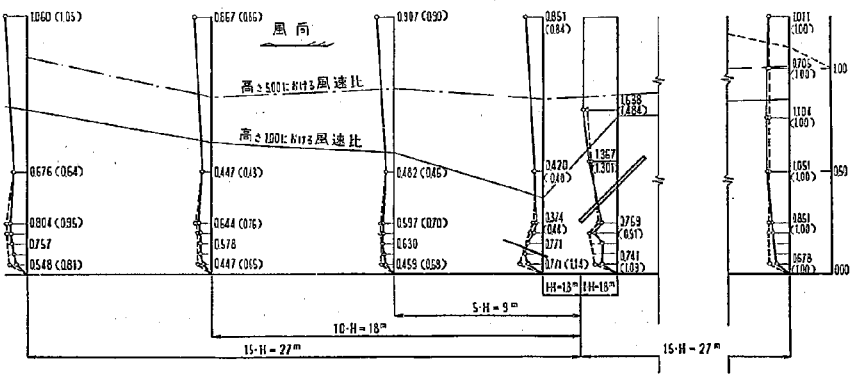
以上の傾向は，45型吹払い柵においても認められる。

吹払い柵の傾斜角度の相違は，それぞれ異なる増風機能を有するものであるから，それを設立するにあたっては，現地の地形，地貌，風向，風速，気温などに応じて適宜選択すべきものである。しかしながら，一般的に考察すれば，これら2種類の吹払い柵においては，75型のほうが，その増風効果において，45型より優れていることが認められるのである。

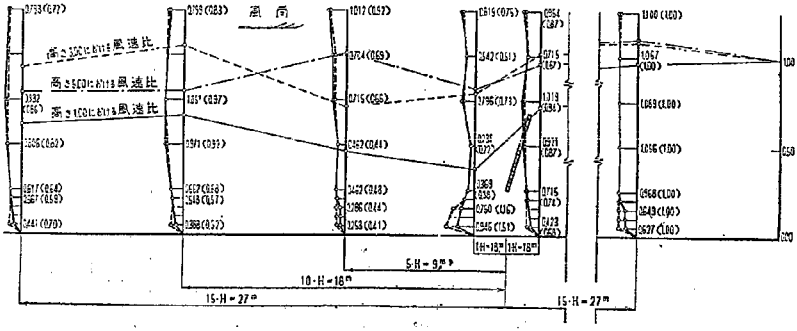
つぎに，45型吹払い柵の増風効果を現地実験によって測定したものは，図—3.5 であり，75型吹払い柵は，図—3.6 に示す。

現地実験においては，自然現象の制約上，その測定データに多少のバラッキがあるのはやむをえないが，吹払い柵においても，風洞模型実験と同様の傾向が認められる。

吹払い柵の傾斜角度の変化に対応したその効果の変動をみるために，傾斜角度が 30°，45°，60°，70°，80°，90° の6種類について比較実験をしたものの一部が，それぞれ図—3.7，図—3.8，図—3.9，図—3.10，図—3.11，図—3.12 である。これらによって，吹払い柵の地面との傾斜角度は，30° 程度ではその効果がほとんどなく，少なくても 45° 程度以上は必要であることが推定される。



図—3.5　45型吹払い柵の防風効果，現地実験，5分間平均風速比



図—3.6 76型吹払い柵の防雪効果，現地実験，5分間平均風速比分布

吹払い柵の防雪効果についての風洞模型実験の状況を示すものが，写真—3.1，写真—3.2，写真—3.3，写真—3.4，写真—3.5，写真—3.6，写真—3.7 である。

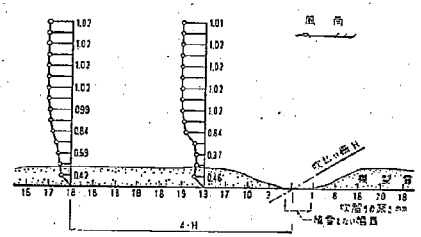
写真—3.8，写真—3.9 は，秋田県能代市近郊東雲村東雲ガ原元飛行場跡における現地実験に設立した吹払い柵の状況を示すものである。

さらに，吹払い柵が現地路線に設立されている実例の一つとして，1級国道7号線（秋田県山本郡浅内村寒川）における状況を示すものが，写真—3.10 である。

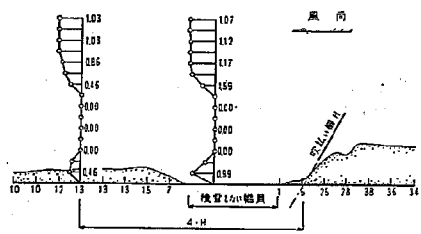
なお，以上述べたものは，吹払い柵の下間隙をその柵面の高さ H の 1/2 程度にした場合の測定値である。したがって，柵面の高さ H を 180 cm 程度にすれば，その下間隙は 90 cm 程度となる。実際問題として，この程度のものが，前述の透過柵と同様に，その可搬性，経済性をも考慮して，少なくてもわが国の積雪地方においては妥当なものと考えられる。すなわち，吹払い柵の下間隙は，透過柵の下間隙が 0～50 cm 程度であるのに対して，50～100 cm 程度必要となるのである。

以上の考察からわかるように，吹払い柵において本質的な問題となるものは，柵が地面となす傾斜角度とその設立地点とである。

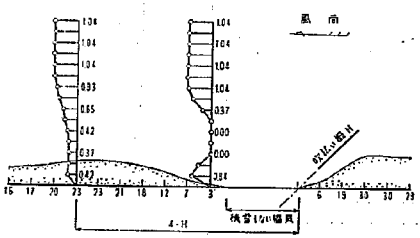
つぎに吹溜りの発生頻度の高い浅い切土路面の防雪対策の一つの形式として，吹飛し柵ともよぶべきものの，柵の吹飛し傾斜角度の変化に対応したその効果の変動をみるために，傾斜角度が 90°，110°，120°，135° の4種類について比較実験をしたものの一部が，それぞれ図—3.13，図—3.14，図—3.15，図—3.16 である。これらによって，吹飛し柵の地面との傾斜角度は，135° 程度にしてはその効果があまりなく，少なくても 120° 程度までにとどめなければならないことが推定される。



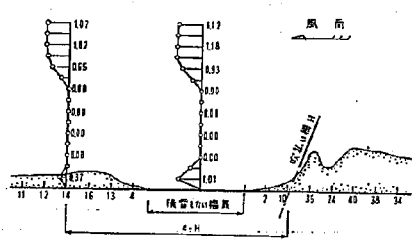
図—3.7 傾斜角度 30° の効果，基準平均風速 6 m/sec



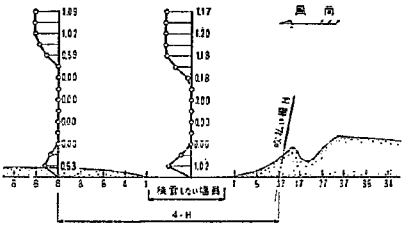
図—3.9 傾斜角度 45° の効果，基準平均風速 6 m/sec



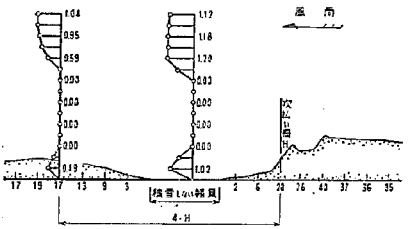
図—3.8 傾斜角度 60° の効果，基準平均風速 6 m/sec



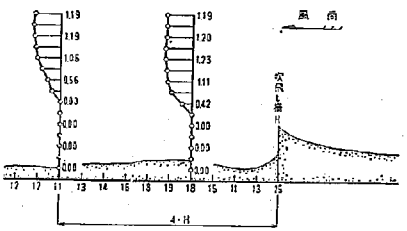
図—3.10 傾斜角度 70° の効果，基準平均風速 6 m/sec



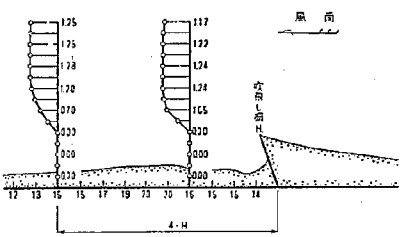
図—3.11　傾斜角度 80° の効果，基準平均風速 6 m/sec



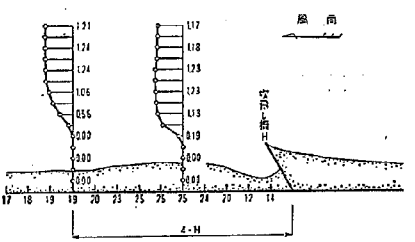
表—3.12　傾斜角度 90° の効果，基準平均風速 6 m/sec



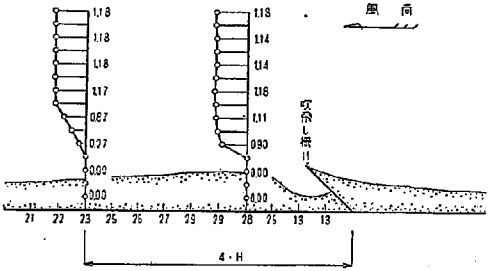
図—3.13　傾斜角度 90° の効果，基準平均風速 6 m/sec



図—3.14　傾斜角度 110° の効果，基準平均風速 6 m/sec



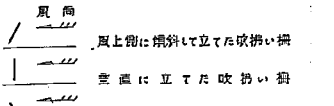
図—3.15　傾斜角度 120° の効果，基準平均風速 6 m/sec



図—3.16　傾斜角度 135° の効果，基準平均風速 6 m/sec

以上述べた吹払い柵，吹飛し柵は，浅い切土路面の防雪対策として応用できると考えられる。それらの風洞模型実験の状況を示す図は省略する。

それらを現地で実際に適用するにあたって便宜なように図解的に要約したものが，図—3.17 表—3.2，表—3.3，表—3.4 である。



図—3.17

適切な吹溜り防除対策の表現については，便宜上，切土路面の各種の形態を，そのノリコウ配の程度から 3 種類にわけて，

A 型……ノリコウ配が，両方とも（風上側，風下側とも）30° 程度の切土路面，

B 型……ノリコウ配が，両方とも 45° 程度の切土路面，

C 型……ノリコウ配が，両方とも 90° 程度の切土路面

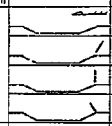
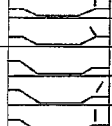
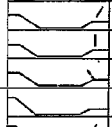
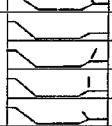
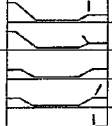
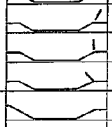
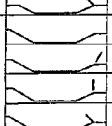
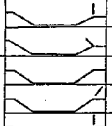
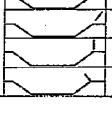
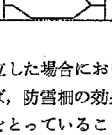
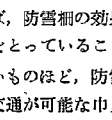
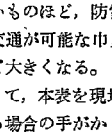
とし，切土の深さは，1.00 m，2.00 m，3.00 m の 3 種類の組合せにして，対策の要約を表わす各種の防雪柵の形式を，図—3.17 のような略図で表わした。表—3.2，表—3.3，表—3.4 は，切土路面の各種の形態に対する吹溜り防除対策の概要を表わしたものである。

ここで，吹溜りの断面積の比率 % というのは，実験の対照として，防雪柵を設立しない場合に，その浅い切土路面に発生する吹溜りの断面積を考え，それに対するある特定の防雪柵を設立した場合に発生する吹溜りの断面積の比の百分率である。

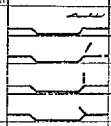
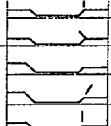
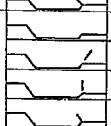
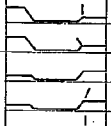
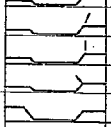
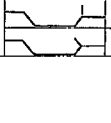
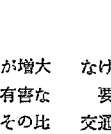
また，交通が可能な巾員の比率 % というのは，実験の対照として，降雪のない，したがって，吹溜りの発生しない期間に交通が可能な巾員を考え，それに対する防雪柵を設立しない場合，またある特定の防雪柵を設立した場合に交通が可能な巾員の比の百分率である。なお，交通が可能な巾員の比率をもとめるにあたっては，吹溜りの深さが 10 cm 程度までは交通が可能と考えている。

一般に，吸溜りの断面積の比率 % は，ある特定の防

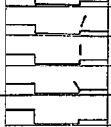
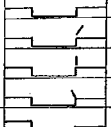
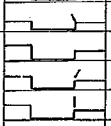
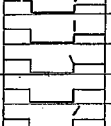
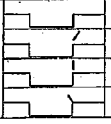
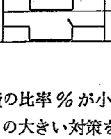
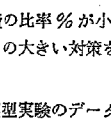
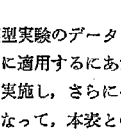
表—3.2

風下側の切土の深さ m	風上側の切土の深さ m	対策の概要	吹溜りの断面積の比率%	交通可能な車線の比率%
1.00	1.00		100.0	0.0
			21.4	46.6
			15.5	59.9
			36.9	0.0
2.00	1.00		100.0	0.0
			19.2	59.9
			12.1	73.2
			14.1	26.6
3.00	1.00		100.0	0.0
			6.4	66.5
			14.9	46.6
			14.2	13.3
2.00	2.00		100.0	0.0
			11.5	46.6
			10.3	59.9
			5.8	73.2
3.00	2.00		100.0	0.0
			9.8	46.6
			6.1	53.2
			6.1	53.2
3.00	3.00		100.0	0.0
			35.7	0.0
			25.0	0.0
			6.9	0.0

表—3.3

風下側の切土の深さ m	風上側の切土の深さ m	対策の概要	吹溜りの断面積の比率%	交通可能な車線の比率%
1.00	1.00		100.0	0.0
			33.3	53.2
			42.2	46.6
			63.0	0.0
2.00	1.00		100.0	0.0
			18.3	59.9
			25.0	53.2
			35.7	0.0
3.00	1.00		—	—
			48.6	66.5
			34.3	59.9
			100.0	0.0
1.00	2.00		100.0	0.0
			53.2	39.9
			25.3	46.6
			58.4	0.0
3.00	2.00		—	—
			95.7	0.0
			37.2	66.5
			100.0	0.0

表—3.4

風下側の切土の深さ m	風上側の切土の深さ m	対策の概要	吹溜りの断面積の比率%	交通可能な車線の比率%
1.00	1.00		100.0	0.0
			21.4	46.6
			30.6	20.6
			28.5	0.0
2.00	1.00		100.0	0.0
			37.6	20.0
			36.8	26.6
			33.3	0.0
3.00	1.00		100.0	0.0
			32.2	20.0
			34.2	26.6
			22.6	0.0
2.00	2.00		100.0	0.0
			51.8	0.0
			51.1	0.0
			33.6	0.0
3.00	2.00		100.0	0.0
			50.6	0.0
			47.6	0.0
			24.7	0.0
3.00	3.00		100.0	0.0
			55.9	0.0
			59.7	0.0
			42.1	0.0

雪柵を設立した場合において減少する（もしそれが増大するならば，防雪柵の効果がないばかりでなく，有害な設立方法をとっていることになる）。したがって，その比率の小さいものほど，防雪効果が大きいわけである。

また，交通が可能な巾員の比率 % は，防雪効果のあるものほど大きくなる。

したがって，本表を現地において適切な吹溜り防除対策をたてる場合の手がかりとして利用するには，まず，その現地の切土路面の形態が，A型か，B型か，あるいはC型であるか，それにもっとも近い形態について，風上側の切土の深さと，風下側の切土の深さとに対応した場合をもとめる。

そして，そのなかで吹溜りの断面積の比率 % が小さい対策を採用すればよいのである。

しかしながら，その切土路面について，吹溜りの断面積の比率 % が小さくても，かならずしも交通の可能な巾員が確保されているとはかぎらない。それゆえ，交通が可能な巾員の比率 % をも参照して，これによって，その切土路面の交通が可能な巾員の減少の程度を推定しなければならないのである。

要するに，吹溜りの断面積の比率 % が小さいもので，交通が可能な巾員の比率 % の大きい対策を採用すればよいのである。

なお，本表はおもに風洞模型実験のデータにもとづくものであるから，これを現地に適用するにあたっては，現地の状況を十分に参照して実施し，さらにその効果については，綿密な観察をおこなって，本表との相違を比較し修正して．本表を適切な吹溜り防除対策を選定する場合の一つの指針として，その推定の精度の高い実用性のあるものにすることを希望する。

4. 不透過柵の効果

不透過柵は，さいきんわが国においても，諸外国においてもあまり使用されない傾向にある。それは不透過柵が風圧をも考慮して固定柵として使用されることによる工費単位の増加とその効果との間の経済性の比較にもとづくものである。

しかしながら，不透過柵にはそれ自体特性のある効果

を有するものであるから，その特性を把握しておくことは有効なことである。

不透過柵についておこなった風洞模型実験の詳細は省略するが，その一般的特性として，吹雪のなかで不透過柵によってその近傍に発生する吹溜りは，透過柵の場合よりも柵の風上側，風下側とも柵により接近してできるものであり，その傾向は標準平均風速が増大するのにともなっていちぢるしくなる。これらの特性は，現地実験においても同様に認められるのである。

5. 盛土路面形状の防除雪効果

風洞模型実験によって盛土路面形状の防除雪効果を比較したものが図—5.1 である。

さらに，そのなかでもっとも効果があると推定されるノリコウ配 90° の場合について，風速分布を調べたものが図—5.2 である。

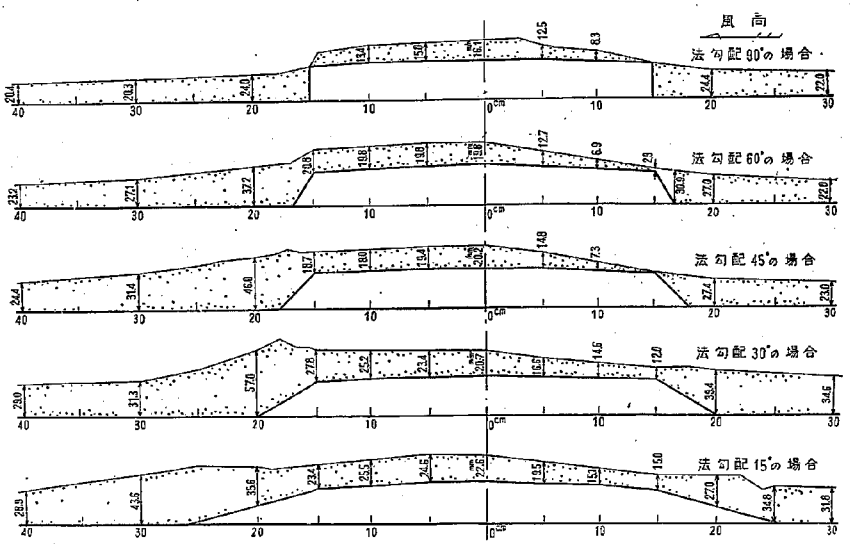
写真—5.1 はその風洞模型実験に使用した模型路面を示す。

現地路線において盛土路面形状に防除雪機能のあることが確認される実例の一つとして，1級国道7号線（秋田県山本郡浅内村）における状況を示すものが写真—5.2 である。

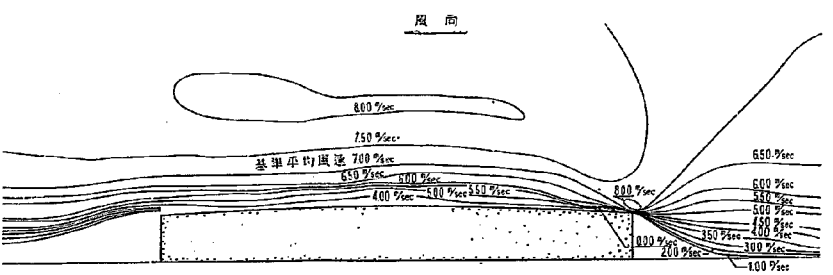
なお，盛土路面に防除雪機能があることを期待する場合に，その盛土路面の高さは，少なくてもその地方，その地点の冬季間積雪深以上にしなければならない。

6. むすび

本研究報告は，この報告をもって一応完結する。最初意図した実験計画とは実験的方法などの進歩にともなって異なってきた部分もあり，また予期しない障害につきあたってやむをえず変更し省略した部分もあるが，一応この報告で区切りをつけ，つぎの段階へ進みたいと思う。



図—5.1　盛土路面形状の防除雪効果



図—5.2　法勾配 90° の場合の風速分布

風洞模型実験とそれを検証しさらにまたそれを敷演するための現地実験とは，それぞれ相互作用の関係にある。現地実験にもとづいた風洞模型実験によって，現地現象を抽象的に再現して，それを検証しさらに敷演するために現地実験をおこなうことは，繰返されていかなければならないのであるから，こんごもつねに現地路線において観測が継続されることを期待したい。気象条件などに左右される現地観測においては，数年間にわたって観測を継続しても予期する条件のものは，なかなかえられないものである。

現地路線において，雪の吹溜りを最小にするような諸方法は，冬季作業にさきだっておこなわなければならないが，吹溜りを防除するために，一般的におこなわれる対策はつぎの三つの方法に要約される。

（1） 防雪柵の設立，

（2） 樹木の植付け（防雪林）や灌木などの除去，

（3） 適切な幾何学的構造の道路の建設

である。これらのうち，防雪柵による方法は，有効でしかも経済的な方法である。

防雪柵を設立する目的は，道路の吹溜りを防除することにあって，一様な降雪のある箇所に対して設立してもあまり効果はなく，そのような箇所においては，現地の状況に応じて除雪，圧雪などの方法を講ずべきである。

防雪柵を設立するにあたっては，毎年の調査から吹溜りの発生頻度の高い箇所を推定し，その地点の地形，地貌，風向，風速，気温などの諸条件を考慮して，本報告に述べた防雪柵の基本的設立方法にもとづいて，適切な配列方法をとるべきである。

なお，さいごに注意すべきことは，以上述べた各形式の防雪柵は，それぞれその機能を異にするものであるから，そのほんらいの機能を十分に発揮させうるように，設立方法とくに設立地点を選定しなければならないということである。不適当な設立地点を選定した場合には，その効果がないばかりでなく，その有害性は加速度的に増大する。現地路線などにおいて，透過柵が防雪しようとする道路の路側に設立されていたりすることなどをみかけるので，とくにこの点を強調したい。

わが国の道路は，冬季において，雪害とくに吹溜りによる交通杜絶を生ずる箇所がきわめて多く，それによってもたらされる経済的不利益を考慮するとき，適切な対策が必要とせられるのはいうまでもない。

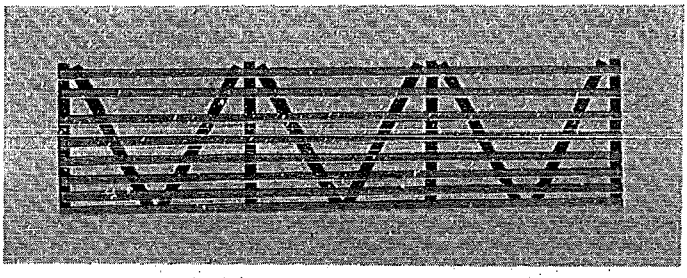
局地的にみても，一現地路線の冬季交通が確保されるということは，その影響圏内におよぼす経済的効果はきわめて大きく，さらに，積雪地方とくに東北地方における冬季交通の可能性は，わが国の経済的進歩の諸条件に新しい有利な地位をもたらすであろう。

こんごの研究をも含めて本研究が，わが国の積雪地方に All Weathers Highway が実現されるための一助ともなるならば，著者らの喜びこれに過ぎるものはない。

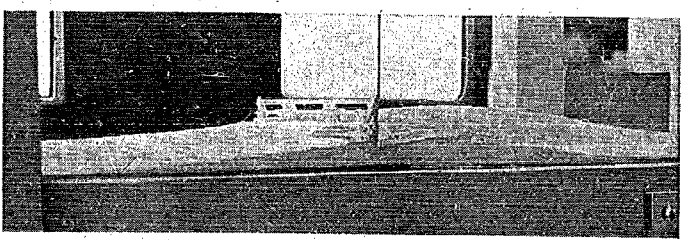
おわりに，現地実験と風洞模型実験とにおいて，終始御協力をいただいた建設省東北地方建設局ならびに土木研究所道路研究室各位に対し，謹んで感謝の意を表する。

なお，現地実験と風洞模型実験については，16 ミリ・シネフィルムによって，実験記録映画「防雪柵」長さ 400 フィート 4 巻を作製したので参照されたい。

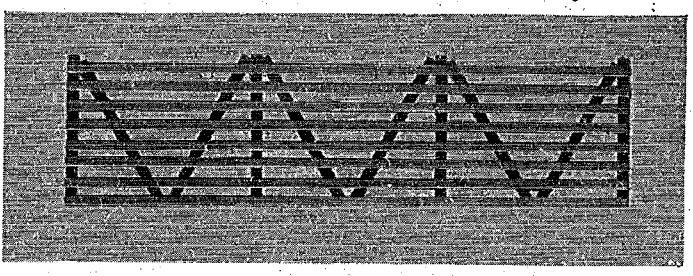
以 上



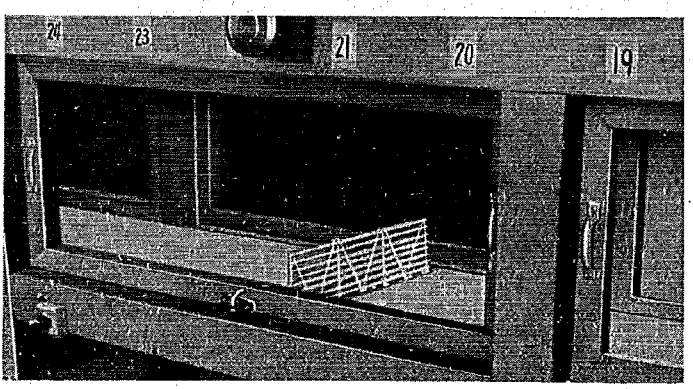
写真—2.1　HS-150 型透過柵，風洞模型実験



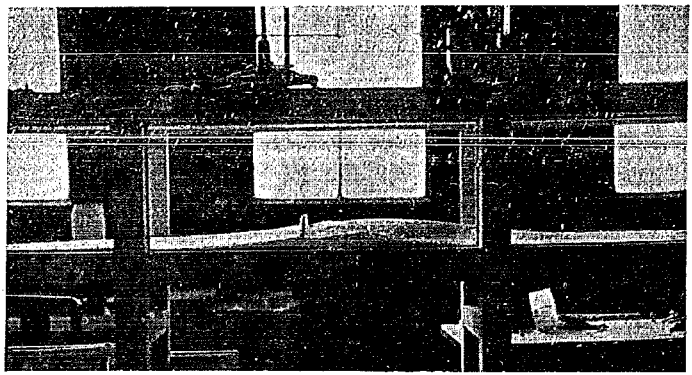
写真—2.2　HS-150 型透過柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて右が風下側，柵の風下側の吹溜りのすそは 15·H 附近の距離までのびている。



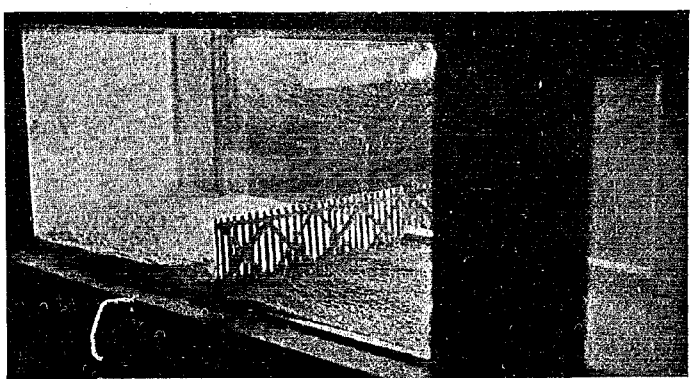
写真—2.3　UHS-150 型透過柵，風洞模型実験
（風洞模型実験の防雪柵としてはなるべく現地の実物とおなじようなものを作ることに努力した。それで実物の 1/20 のものを経木から作つた。経木の厚さ 1.5 mm，ニカワではる，つつ張りは木綿糸，クイは細釘）



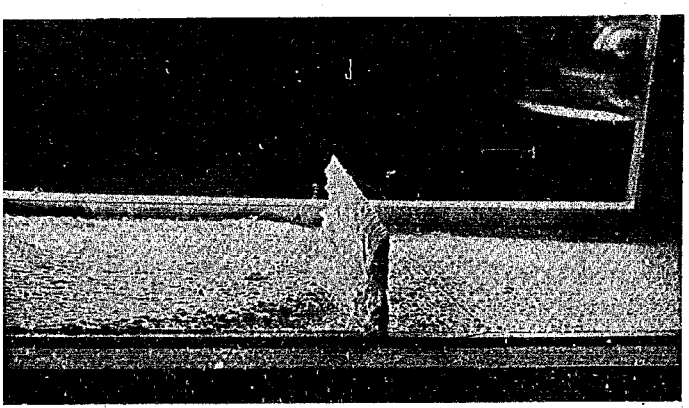
写真—2.4　UHS-150 型透過柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて左が風下側，吹雪の初期においては柵の風下側近くには吹溜らないのが認められる。



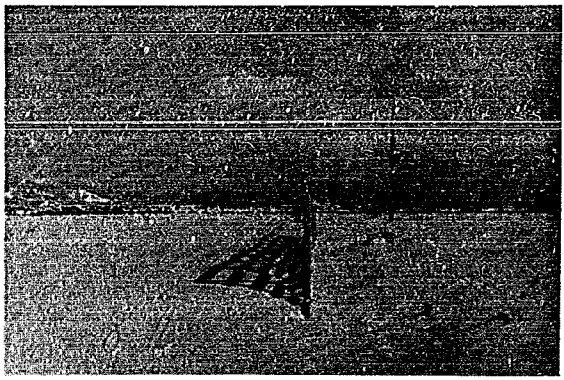
写真—2.5　UHS-150 型透過柵の防雪効果，風洞模型実験，向って右が風下側，柵の風下側の吹溜りのすそは 15・H 附近の距離までのびている。



写真—2.6　VS-180 型透過柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて右が風下側

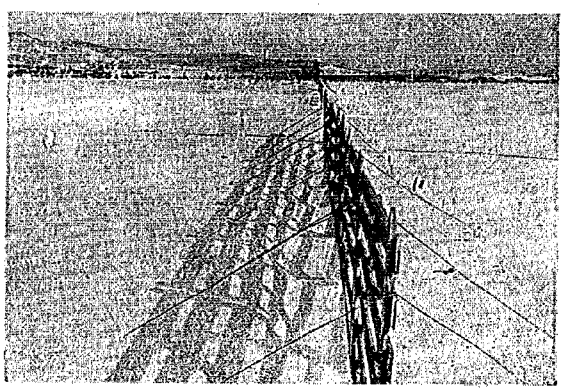


写真—2.7　VS-180 型透過柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて左が風上側

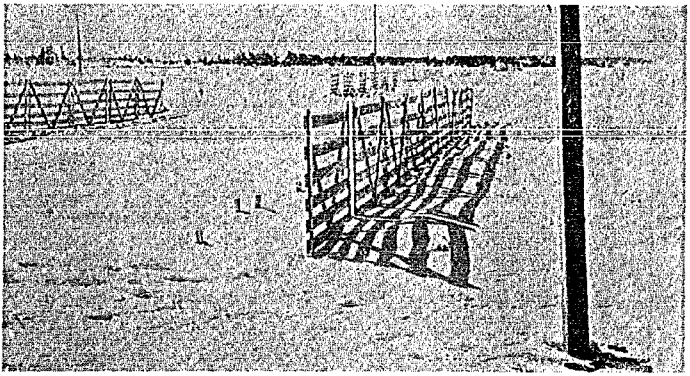


写真—2.8　HS-150 型透過柵の防雪効果，現地実験，向つて左が風上側，吹雪の初期においてはまず風上側の附近に吹溜りが発生することが，柵の影の歪みで認められる。

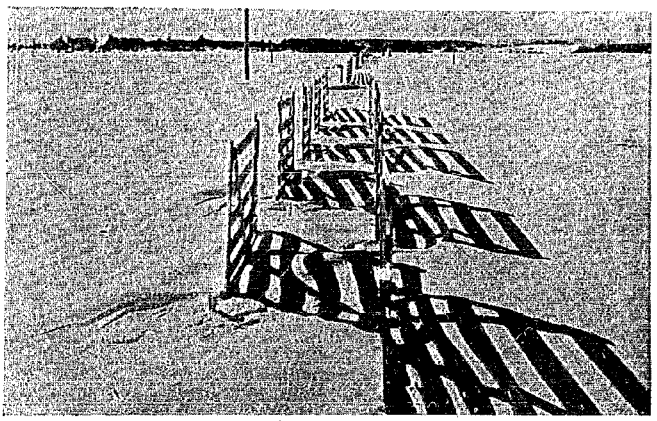
写真—2.9　RHS-150 型透過柵，現地実験，手前が風下側



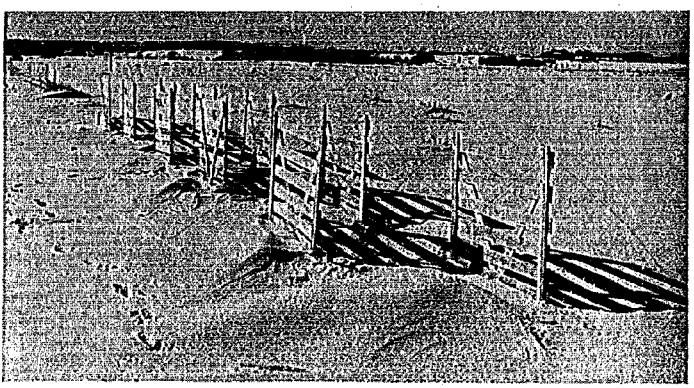
写真—2.10　RHS-150 型透過柵の防雪効果，現地実験．向つて左が風上側，吹雪の初期においてはまず風上側の柵近くに吹溜りが発生することが，柵の影の歪みで認められる。



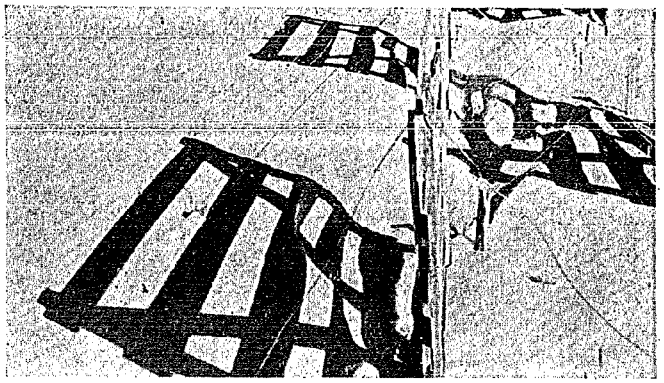
写真—2.11　HS-100 2段型透過柵の防雪効果，現地実験，向つて右が風上側



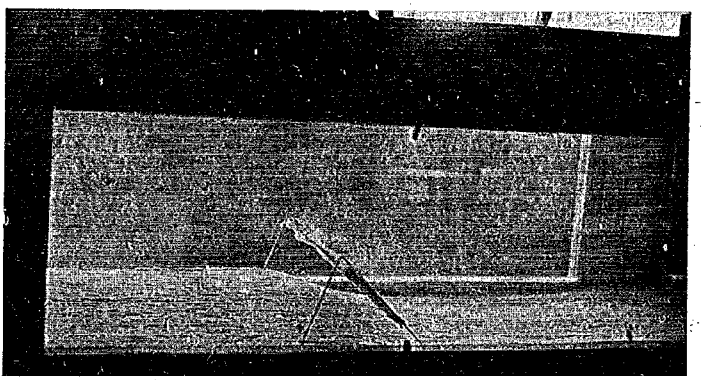
写真—2.12　HS-100 2列型（HS-100 千鳥型）透過柵の防雪効果，現地実験，
向つて右が風上側，吹溜の初期における吹溜りの状態その1



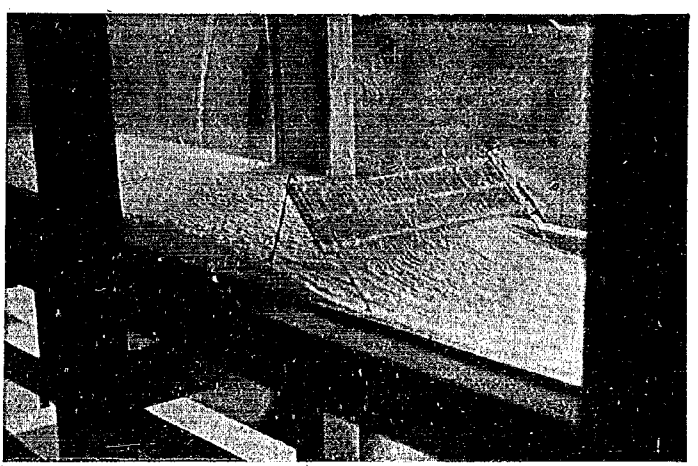
写真—2.13　HS-100 2列型（HS-100 千鳥型）透過柵の防雪効果，現地実験，
向つて左が風下側，吹雪の初期における吹溜りの状態その2



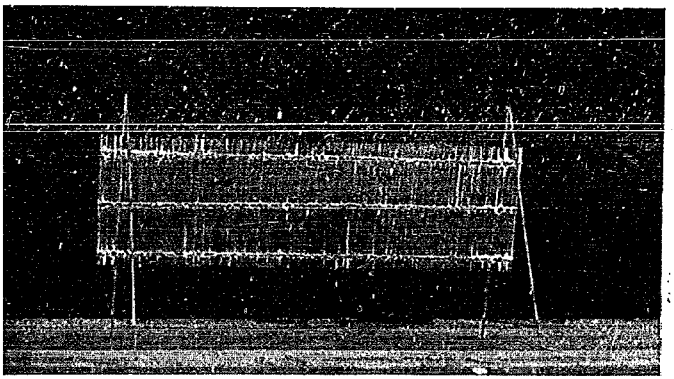
写真—2.14　HS-100 2列型（HS-100 千鳥型）透過柵の防雪効果，現地実験，向つて左が風上側，柵の風上側に接近してできる吹溜り



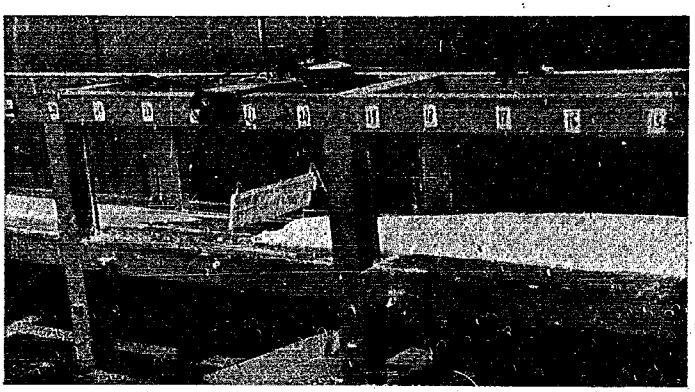
写真—3.1　45 型吹払い柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて右が風下側



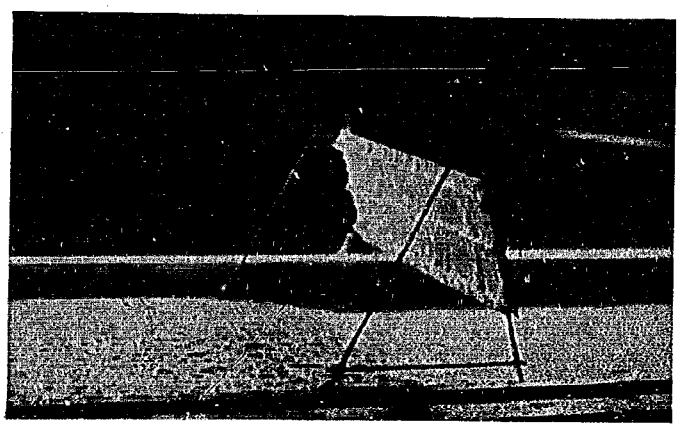
写真—3.2　45 型吹払い柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて右が風下側



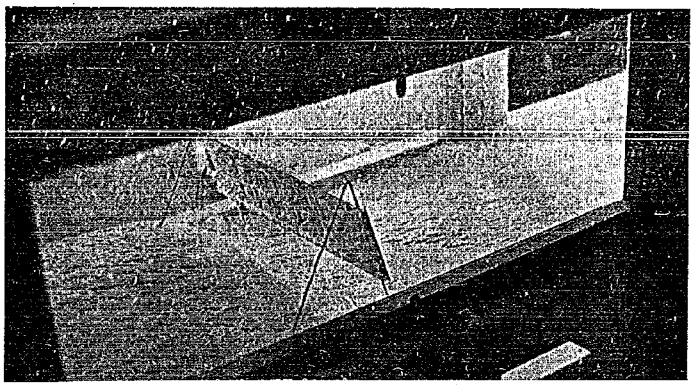
写真—3.3　75 型吹払い柵，風洞模型実験



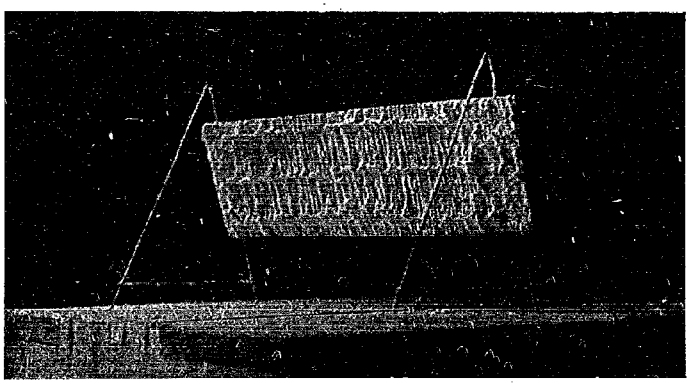
写真—3.4　75 型吹払い柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて左が風下側，柵の真下から風下側附近にかけてきれいに吹払われているのが認められる。



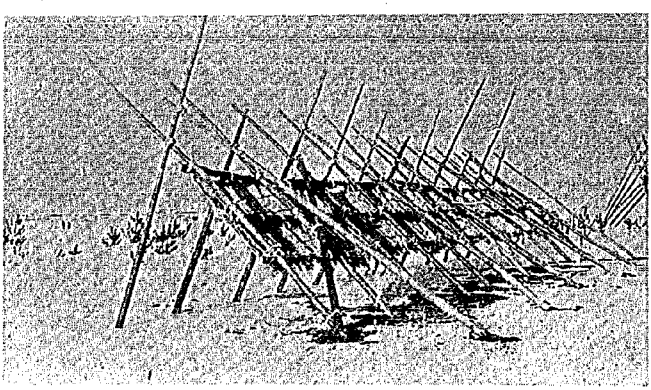
写真—3.5　75 型吹払い柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて右が風下側



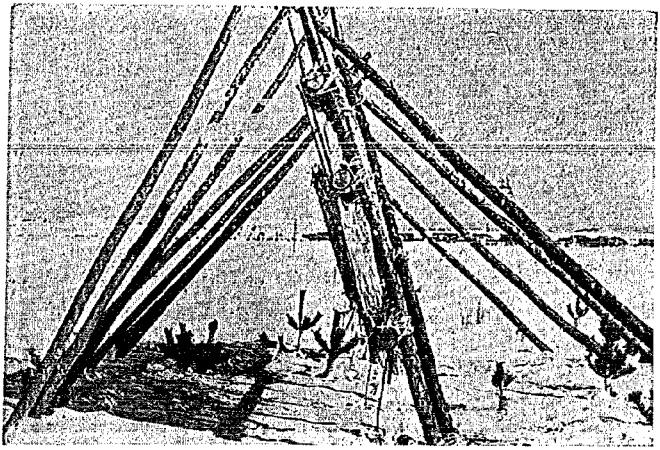
写真—3.6　75 型吹払い柵の防雪効果，風洞模型実験，向つて右が風下側，ここでも柵の真下から風下側附近にかけてきれいに吹払われているのが認められる。



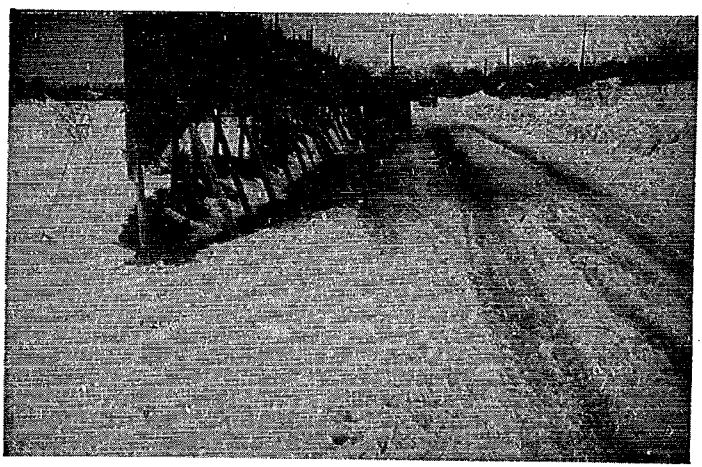
写真—3.7　75 型吹払い柵，風洞模型実験，実験中吹雪流のなかの模型雪（炭酸マグネシウム）が柵に附着して実感を与える。



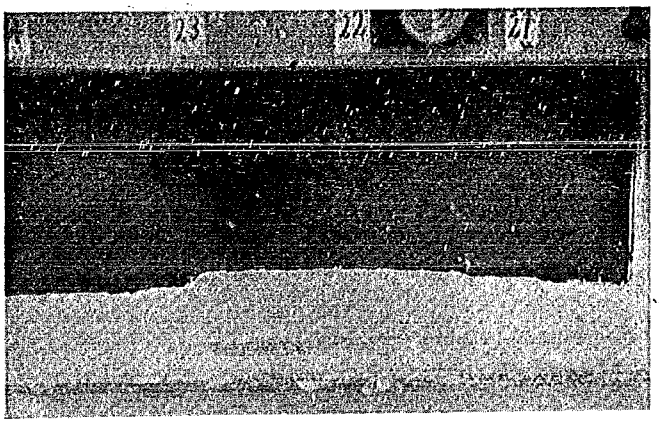
写真—3.8　45 型吹払い柵の防雪効果，現地実験，向つて右が風下側



写真—3.9　75 型吹払い柵の防雪効果，現地実験，向つて右が風下側



写真—3.10　1 級国道 7 号線（秋田県山本郡浅内村寒川）において吹払い柵が設立されている状況



写真—5.1　盛土路面形状の防除雪効果，風洞模型実験に使用した模型路面，向つて右が風上側

写真—5.2　1級国道7号線（秋田県山本郡浅内村）において盛土路面形状に防除雪機能のあることが確認される状況

白山東部における山崩れについて

——破砕性崩壊の一例——

芥　川　　真　知*

(昭和 33 年 10 月)

On the Landslide at Eastern Side of Hakusan Mountain

—An example of the landslide caused rock crushing—

(Oct, 1958)

S. AKUTAGAWA

目　次

1. 地質概要……(2)
2. 調査地域内の地質……(2)
〔1〕 手取統……(2)
〔2〕 前白山火山火成岩類……(3)
〔3〕 白山火山噴出物……(3)
〔4〕 土石流性岩屑層……(4)
〔5〕 断層・褶曲……(4)
〔6〕 温・鉱泉……(4)
3. 崩壊・地すべり……(5)
A 桑島層中に生ずるもの……(6)
B 赤岩砂岩層中に生ずるもの……(8)
C 白山火山の熔岩・火山砕屑物中に生ずるもの……(9)
D 土石流性岩屑層中に起るもの……(9)
4. 崩壊の分布と将来……(10)

Synopsis :

1. Mount Hakusan is a volcano of the type which has shallow base rock. Its eastern side, that is, upper most reach of the Tetori River is a famous field of landslide in Japan.
2. The base rock in this area are Kuwajima alternation member (thin alternation of sandstone and shale), Akaiwa sandstone member (thick arkose and siliceous sandstone and well sorted conglomerate), both belonging to Jurassic Tetori group, and igneous bodies which intrude these formations.
3. Numerous slight faulting, severe crushing of rocks (especially in shale) and alteration caused by mineral spring, gas or vapour are recognized in Kuwajima alternation. And the alteration is found also in Akaiwa sandstone. These phenomena of faulting, crushing and alteration are found mainly along wide zone running from ENE to WSW.
4. The distribution of landslides is classified into two : in overlying volcanic rocks and in base rocks. The landslides in volcanic rocks are generally neither numerous nor large, but some of them which are very large and severe are caused by the nature of underlying sedimentary base rock. The landslide in base rock are related to sedimentary rock especially Kuwajima alternation and distribute mainly along the zone above written.

要　旨　白山火山 (2,702 m) の基盤は非常に浅いところに拡がっている。その東部—手取川上流—にはいちじるしい崩壊が見られるが，それは主としてはげしい浸蝕を受けつつある基盤中にいちじるしい。基盤は手取統およびこれを貫く火成岩類である。手取統は本地域では砂岩・頁岩の細互層よりなる桑島層と，これを被うアルコーズ質の粗粒砂岩，礫岩の厚い互層よりなる赤岩層とに分れる。両層は漸移的整合的である。両層ともゆるい波動状の褶曲を示し，無数の細かい断層によって寸断されている。桑島層は亀裂に富み，破砕を強く受けている。とくに頁岩はしばしば破砕して砂状になっている。このため桑島層中に大規模な崩壊が多い。赤岩層はこれに比べて亀裂に乏しく，破砕を受けていないが温泉風化を受けて小規模の地辷りを生じている処がやや多い。この温泉変質も，赤岩層下の地層，岩石の破砕亀裂に遠因を持つと考えられるので，崩壊・地辷りともに火山基盤の破砕にその原因を求めることができる。崩壊のいちじるしい桑島層中にはまた，甚之助谷のように温泉変質も激しく行われて地すべりの発生している例が多い。崩壊・地すべりのいちじるしい地域は赤谷・大杉谷上流部を結ぶほぼ東西の方向に連続する。この中でも部分的に消長があり，とくに桑島層が激しく崩れている。

本来の白山火山を構成する火山砕屑物・熔岩は現在は余りいちじるしく崩れていない。主として各谷の谷頭でやや規模の大きい岸欠壊を生じている。平坦面上に生じた白山火山が新たな浸蝕輪廻によって漸次強く浸蝕されつつあると考えることができる。

* 地質化学部　地質研究室主任研究員

1. 地質概要

調査地域の地質は 1950 年東京大学地質学教室の諸氏によって調査され，その結果は地質図として小林貞一氏により発表されている。[1] これによると，本地域の基底は飛騨片麻岩類によって構成され，それを 20°～30° 程度のゆるい傾斜の波状褶曲を示す手取統がかぶっている。手取統は本地域附近では下部より，五味島レキ岩，桑島層，下部赤岩砂岩層および上部赤岩砂岩層に分れる。また手取統は石英斑岩，石英粗面岩などいくつかの火成岩体によって貫かれている。さらにこれらをかぶって白山火山の噴出物すなわち熔岩および集塊岩が存在する。

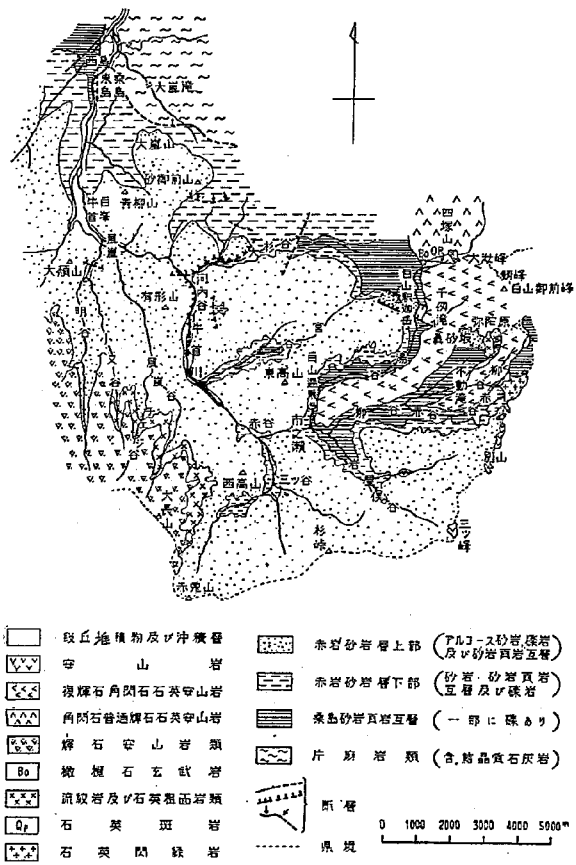
今回の調査は柳谷および岩屋俣谷の下流部，苗之助谷別当谷，湯谷，宮谷，三谷の一部および福井県側の打波川の一部において行われた。[2] そしてこの調査地域およびこれと関連する地域について上記の地質図を確認，補正した。図—1 にその地質図を示す。

2. 調査地域内の地質

1. 手取統

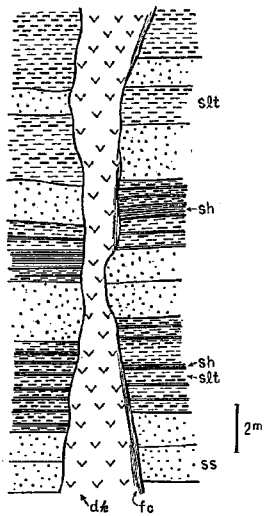
調査地域内には打波川のごく一部をのぞけば飛騨片麻岩は出現しないが，全般にその伏在を暗示するかのように，手取統の褶曲はきわめてゆるく，Ca を含む温・鉱泉が広域に点々と湧出する。

手取統はこの地域では桑島層中部に始まり，これをかぶって下部・上部赤岩砂岩層が存在する。桑島層は主として黒色頁岩と石英粒の多い砂岩との互層で，砂岩中にはところどころにチャートや珪質の円レキを含み，あるいはレキ岩質になっている。本地域でみられる桑島層の下部は厚さ 10 cm ないし数 10 cm の泥岩と数 cm 乃至 30 cm の頁岩との規則正しい互層よりなる。上部になるにつれて泥岩半層の厚さの厚い（1.5 m くらい）ものが増え，数 10 cm ないし数 m の厚さの砂岩を支える（数 m の厚さの砂岩中にはしばしば数 cm の頁岩をはさむ）ようになって下部赤岩砂岩層に移化する。桑島層中には貝の化石や植物化石を産する。桑島層は一般に亀裂に富み，落差数 10 cm ないし数 m のきわめて多数の小断層によって截られている。その断層にそって，しばしば図—2 に見るような輝線岩質の岩脈が貫いている。岩脈の両面は図—2 のごとく凹凸の多いこともあり，また平滑なこともある。岩脈の両面近くはしばしば変質して変色している。岩脈の幅は 2・30 cm ないし数 m で，岩屋俣川や三谷にとくに多く，三谷の東沢には輝線岩の岩体が認められる。小断層はこのような岩脈に沿うものばかりでなく，層理面に沿うものも存在する。このばあいは砂岩や泥岩にはさまれた頁岩薄層中にはしばしば鏡肌が存在し，あるいは頁岩が破砕して角レキ状ないし砂状になり，その一部は粘土化している。このように，層理面に沿う断



図—1

1) 白山をめぐる地域の地質：石川県
2) 五万分之一地形図経ヶ岳，白山参照



ss:砂岩　slt:泥岩　sh:頁岩
fc:断層粘土　dk:岩脈(輝緑岩)

図—2

層は一般に頁岩中に存在するのがふつうで，この種の断層は別当谷や甚之助谷・柳谷合流点付近の下流に広く存在し，崩壊の原因となっている。

桑島層中にも亀裂や断層によってゆるめられていないものが別当谷上流や柳谷などにまれに存在するが，一般にはこれらによって截られてモザイク状になっている。その程度はもちろん地域全般に一定してはいないが，このはげしい場合は湯谷中流のように全般的な崩壊の一因となり，あまりはげしくない場合には別当谷合流点付近のように川の縦浸蝕に対する抵抗力を欠いて垂直岩を形成し，みごとな狭谷をつくるようになる。このような狭谷は泥泥岩，頁岩を主とする互層に最もいちじるしく発達する。

桑島層は海進期の堆積として特徴づけられている。これに対して赤岩砂岩層は海退期のデルタ状堆積を示す。下部赤岩砂岩層は主として砂岩ないしレキ岩と泥泥岩との互層で，海進期から海退期へ移行する時期を示し，上部赤岩砂岩層はほとんどレキ岩ないし砂岩よりなり，海退期を示す。したがって，これら三層の境界はまったく整合的，漸移的である。下部赤岩砂岩層は珪質乃至アルコーズ質の1ないし数mの厚さの砂岩と数10cmないし1mの厚さの泥泥岩との互層で，ところどころに薄い頁岩をはさむ。砂岩はところどころチャート質の径1cmないし20cmの円レキをともない，あるいはレキ岩になる。レキ岩は上部に近づくにつれて多くなる。砂岩中にはしばしば偽層が発達する。泥泥岩は下部に比較的多く，上部に近づくにつれて少なくなり，上部赤岩砂岩層中にはほとんどなくなる。上部赤岩砂岩層は厚いレキ岩とこれにはさまれた砂岩とよりなり，わずかに泥泥岩や頁岩をはさむ。レキ岩のマトリックスは砂岩と同じくアルコーズ質である。レキは淘汰のよいチャート質の円レキで，よく拓磨されて卵形になっている。

砂岩・レキ岩中には一般に亀裂・節理は細かく発達しない。とくにレキ岩においては節理・亀裂はあらい。レキ岩の崩壊によって一片10mもの大塊が河床に転落重積して河床にいちじるしい段ちがいをつくっている例が宮谷に見られる。レキ岩・砂岩には広い範囲にわたって特異の風化（熱水変質）が及んでいるのが目立つ。その結果砂岩やレキ岩のマトリックスが白色粘土化し，その中に石英の砂粒が不変のまま残っているような状態になる。この種の風化のはげしいところには地すべりの生じている例が多い。

2. 前白山火山火成岩類

手取統を貫ぬいて，一部白山火山噴出前の火成岩類が見られる。手取統と最も関係の深いものは前記の輝緑岩で主として岩脈として産し，一部は岩体となっている。

そのほか大汝峰の西数100mに石英粗面岩と玄武岩が小区域に露出する。石英粗面岩は石英の小斑晶を有するか，またはほとんど斑晶のない陰微晶質のものを主とするが，石英や少量の斜長石の1～3mmの斑晶を有する微晶質の石英斑岩状の部分をともない，また一部は凝灰質になり，凝灰岩に移化する。石英粗面岩の中には，また角レキ質のものをも含んでいる。

白山の南，すなわち南龍ケ馬場の東南に接して石英閃緑岩が小区域に分布する。この石英閃緑岩は細粒で，細かい亀裂に富む。この外別当谷の上流，砂防新道に沿って石英斑岩の小岩体がある。この岩体はその周囲のレキ岩・砂岩・泥泥岩が深層風化をかなり強く受けているのに比べて，その変質の程度はあまりいちじるしくない。

3. 白山火山噴出物

以上の岩石・地層を被って白山火山噴出物が白山を中心としてかなり広く分布する。調査地域内ではこの岩石は成分上2種に分けられる。一つは御前峯，大汝峯を構成しその南側に分布する複輝石角閃石石英安山岩で，本地域の白山火山噴出物の主要な構成物であり，他は四塚山およびその北側に分布する角閃石普通輝石石英安山岩である。後者は一般に薄い熔岩と厚い集塊岩との互層よりなるが，本地域の崩壊にはあまり関係がないので省略する。前者は主として集塊岩よりなり，厚さ10mを越える数枚の熔岩をはさんでいる。熔岩は湯谷左岸では海抜1500～1600mおよび1900～2000mに数枚宛見られ柳谷，別当谷では1600～1900mおよび2100～2300mに見られる。そのいずれも，おのおのの熔岩流の厚さは10mを越え，その中には柱状節理が発達している。集塊岩は岩滓を多く含み，湯谷と赤谷の間にある尾根筋および弥陀ケ原とそれより上部を被っている。湯谷の右岸は白山釈迦岳にわずかに見られるが，それより下部にはところどころに薄く存在するのみで，大部分はすでに削剝されてしまっている。別山およびその北の標高2301mおよび2240mの尾根でも，すでに削剝されてほとんど残存しない。湯谷中流部左岸側のものは火山灰を主とし火山岩滓や火山弾をささえている。弥陀ケ原では主とし

て火山岩滓よりなる。これに対し甚之助谷上流部（とくに左岸側）のものは基盤の手取統の砂岩・泥岩・頁岩の角礫およびその砂状細片を多量に含んで次に述べる土石流源の岩屑層と混合している。これは火山砕屑物の噴出堆積前にすでに土石流源の岩屑層が一部にもせよ存在していたことを示している。上記の火山砕屑岩はいずれも粗鬆で透水性が大きく，固結は進んでいないので裸地面の浸蝕はさかんである。

白山における火山の基盤は湯谷では御手洗鉢（大汝峯と四塚山との間の鞍部）まで分布し，別当谷・甚之助谷でも弥陀ケ原直下部まで手取統が分布する。赤谷は全流域にわたって右岸側は基盤岩よりなり，別山をはじめ 2200 m，2300 m 台の尾根は基盤岩によって構成されている。このように白山火山の基盤がきわめて高いところにまで分布し，したがって白山火山本来の火山岩・火山砕屑岩がきわめて薄いことは立山火山における類似の現象とともに注目に値する。

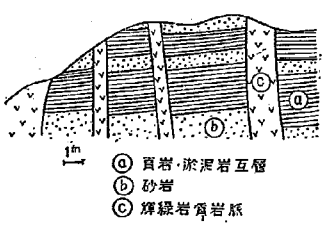
4. 土石流性岩屑層

別当谷両岸，甚之助谷両岸では基盤の手取統砂岩・泥岩・頁岩の互層が大規模の崩壊を起して圧し出した土石流の堆積物が谷斜面を広く厚くかぶっている。この土石流堆積物は別当谷と甚之助谷にはさまれた尾根の上部にまで達し，その厚さも尾根筋で 10 あるいは 20 m を越える。頁岩および少量の泥岩・砂岩の砂状に破砕した細片をマトリックスとし（粘土分も含まれている）その中に砂岩・泥岩および少量の頁岩の角レキを含む。固結はまだ進まず粗鬆で，岸欠壊を起しやすく，欠壊面からはたえずわずかの砂レキが転落する。

すでに述べたように，この手取統の岩屑が白山の火山砕屑物と混じ合ったものが南龍ケ馬場をかぶっている。このことは白山火山の活動時にはすでに基盤の手取統は破砕していて，土石流性の岩屑層によっておおわれていたこと，そしてこの岩屑層の上を火山砕屑物が流過して（おそらく火山泥流あるいは nuée ardente のような状態で）途中の岩屑層を捲きこみ混合したことを示している。

5. 断層・褶曲

手取統中には，前に述べたように，変位量の小さい（数 m 以内）断層が無数に見られる。このようなものは，塊状岩では発見されることが困難で，単に節理あるいは割れ目と考えられることが多いが，桑島層の細かい互層では喰いちがいがはっきりと見出される。（図—3）甚之助谷・別当谷・湯谷では，図—5 に示すごとく，頁岩・泥岩を主とする地層がいちじるしく擾乱されて角レキ化し，層内褶曲・層内すべりなどをはげしくおぎなって，全体として地すべり状の崩壊になっている例が多い。この層内褶曲にしても，層内すべりにしても，一般に地層中で見られるような堆積時の未固結な状態のときに起るものではなく，固結し地層を形成した後の地殻運動によって生じたもので，破砕に対する抵抗が各単層によって異なるために，特定の単層，とくに頁岩がいちじるしく破砕されたものである。このようなものは断層とは呼びがたいが明らかに破砕の一種で，各単層間における変位の量は大きくないにしても，一つの地帯としてその変位が集積されると，少なからぬ量になるであろう。このようなものはむしろ破砕帯として取あつかうべきである。このようなところには，また温泉変質のおこなわれていることも多い。



図—3

地域内にみられる断層の大きなものは白山釈迦岳をとおり NW—SE に走るものである。これも，じつは比較的低落差の断層や破砕帯の集合したもののように思われる。このように本地域はモザイク状に発達した低落差断層（それらのうちの相当数が走向断層である）と頁岩層中にとくにいちじるしい破砕とによって特徴付けられている。

褶曲は，すでに述べたように地域全体にゆるい波状の褶曲が認められる。褶曲軸は必ずしも一定の方向をとらず，軸の曲ったものも多い。たとえば湯谷中流部は背斜軸に沿っているが，かなり大きい屈曲をみせている。

6. 温・鉱泉

白山の周辺には多くの温泉が湧出しているが，この地域内にも市ノ瀬でボーリングをおこない，温泉を汲み上げている。この外湯谷下流部で過去に河床付近から温泉が湧出していたが昭和 9 年の土石流で埋没した。また別当谷下流部の合流点附近には数カ所河床から湧出し，湯谷中・上流部にも数カ所河床および左岸の段丘状岩屑層上より湧出している。いずれも化学分析はおこなわれていないが，わずかに硫化水素臭をともない，石灰華を沈澱することが多い。打波川沿いにも同様の温泉が湧出し鳩ケ湯は利用されている。この外別当谷・甚之助谷・湯谷（およびおそらく赤谷も）には到るところで火山砕屑岩や土石流性の岩屑層下から多量の湧水が見られるが，そのうちの多くは硫化水素臭をともなったり，石灰華や水酸化鉄の沈澱をいちじるしく生じており，鉱泉と呼ぶべきものである。

過去の温・鉱泉あるいは噴気によって生じた粘土・変質岩もところどころで見られる。甚之助谷は上流部をのぞいて柳谷と合流するまで，またそれに続く柳谷の一部

別当谷上流部，湯谷中流部などには明らかな温泉または噴気による変質が行われ，青灰色や白色の粘土を生じ，あるいは岩石が変質して黄色化しボロボロになっている。また砂岩・礫岩が打波川・湯谷・宮谷・三谷などで白色に風化し，石英砂粒を残して粘土化しているのも，広域におこなわれた温泉変質によるものと解釈される。赤谷は未調査であるが，遠望する処では，その上・中流部に甚之助谷に類似した変質がおこなわれているらしい。

3. 崩壊・地すべり

本地域の崩壊・地すべりの発生原因には地質の影響が強くあらわれている。地質の影響は，さらにいくつかに分けて考えると理解しやすい。その一つは地域内の各種の岩石・地層に本来そなわっている一次的な性質である。熔岩が柱状節理に富むこと，火山砕屑物が未固結粗鬆軟質なこと，桑島層が頁岩，泥岩を主とする細互層で，本質的に節理・亀裂が細かくはいりやすく破砕を受けやすいこと，また破砕を受けて性質が悪化しやすいこと，赤岩砂岩層の砂岩・レキ岩は，これに反して節理・亀裂がはいりがたく破砕しがたいこと，しかしアルコーズ質の砂岩およびレキ岩のマトリックスは化学的風化に対する抵抗の弱いこと，石英斑岩・石英粗面岩・玄武岩などは比較的塊状で崩れがたいことなどを挙げることができる。このような岩石本来の性質のほかに，この地域全体あるいはその一部に二次的に付加された性質がある。これはさらに，岩石の受けた主として物理的な影響と主として化学的な影響とに分けることができる。前者は褶曲・断層・破砕・亀裂などで，後者は温泉・噴気にともなう変質，鉱化にともなう変質・硅化，風化，断層・破砕にともなう粘土化などである。

このうち褶曲について見ると，手取統の全体がゆるい褶曲を示すことから考えて，手取統下の片麻岩の基盤の存在がある程度褶曲運動に対する抵抗体となって，手取統の褶曲をさまたげているように思われるが，狭域について考えると，赤岩層の厚い砂岩と桑島層の細互層とで褶曲に大差があるとは考えられない。しかし，褶曲軸，たとえば背斜軸に沿って節理が発達し，これが川の方向を決定し，崩壊の一因となっていることもあり，(背斜にともなう節理が影響する)その一例は湯谷に求められる。

次に断層について見れば，それが大規模なものであると多くの小断層を随伴したり破砕をともなったりするが，それらの影響を受けて風化が進み，地すべりや崩壊を生ずることがある。地域外ではあるが，白峯附近にその好例がある。落差の小さい断層でもとくに破砕や亀裂の伴い方のはげしいものがあり，また後述するようにそれが熱水溶液の通路になるとそこでの風化・変質が進み，崩壊や地すべりを続発させるようになる。そのばあい一般に露頭が出来がたいので，落差の小さい断層では断層そのものの存在が実証されがたいことが少なくないが崩壊や地すべりが直線上に連続するので概況が判断される。

このような例は本地域内でも処々に認められる。小断層に沿う地すべりの例は打波川に見られる。しかし，一般には小さな断層群の影響は直接には崩壊に及んでいないことが多い。個々の断層についてはこのような状況であっても，崩壊や地すべりのはげしい地域を全般的に見渡すと自ずから特徴が認められる。それは，小断層の発達がことにいちじるしいこと，亀裂の発達もよく目立つこと，および熱水（温泉・噴気・鉱化など）の影響が強く現われていることである。小断層のあるものは頁岩内部で走向断層となっていちじるしい破砕をともない，そのようなところでは桑島層の岩石は亀裂で細かく分断されている。熱水の影響が広く強く現われているのはこのような擾乱が地下深くまで連続していることを暗示している。この地域内に湧出する温泉・鉱泉等に石灰華を生ずるものの多いことは，それらが片麻岩（飛騨片麻岩の延長で石灰岩や石灰質岩を多く含む）内を通過することを示している。このような小断層・多亀裂・熱水変質はいずれも破砕帯の主要な特徴である。本地域は圧砕岩や砂岩の角レキ化をともなわないが，よく破砕帯の特徴を示し，崩壊・地すべりが地質構造に支配されていることを端的に示している。しかしながら，破砕の程度が余りいちじるしくないためと広域にわたる調査がまだおこなわれていないために，破砕帯の連続については未だ確かめられていない。ただ，いままでに次のような事実が知られている。すなわち，打波川の支流ミノ又谷は破砕がいちじるしく，昭和 18 年に大崩壊が発生して大土石流を生じたが，ここには一種の熱水変質がおこなわれている。[3] また白山の御手洗鉢から北に流れる地獄谷は主として角レキ凝灰岩よりなるが，いちじるしい熱水変質と硫化がおこなわれている。まだその下流の中ノ川附近には角レキ質の石英粗面岩・凝灰岩・熔結凝灰岩が広く分布する(噴出期はおそらく中新世)。この岩石は岩漿上昇の通路にあたっていた砂岩・頁岩・珪岩などの異質の角レキを多量に取り込み，しかも，砂岩角レキの多いところはほとんど砂岩ばかり，頁岩角レキの多いところはほとんど頁岩ばかりで，岩全体が黒くなり，珪岩の多いところは岩石全体が中性に近くなる。このようにマトリックスの部分も混入した岩石に対しての同化作用がいちじるしく，局部的に成分・岩質をいちじるしく変化させている。この事実は，岩漿上昇の通路に当る岩石が破砕しおそらくは，角レキ化していたであろうことを推定させる。また中ノ川との合流点に近い丸石谷下流部には，片麻岩中に蛇紋岩の小岩体を含む。

さて，温泉や噴気・鉱化による変質は粘土を生成させこの粘土は地すべりや崩壊の発生に少なからぬ影響を与

3) 小出博：日本の地すべり 1955

えている。すなわち，湯谷・甚之助谷のように変質のいちじるしいところに地すべりや崩壊がいちじるしく，崩壊に対して比較的安定な赤岩層の砂岩，レキ岩はアルコーズ質であるために熱水変質に対する抵抗は比較的弱くて粘土化し，多くの地すべりを発生させる。5～6 箇所の地すべり地で粘土を採集して膨潤性をしらべた結果かなり目立った膨潤を示した。また示差熱分析やX線回折をおこなつた結果によると，セリサイトおよび結晶のあまり完全でないカオリン属粘土が普遍的に存在し，熱水変質のおこなわれていることを示している。また，そのうちのあるものは顕著なモンモリヨナイトの存在を示すが，このような場合には，甚之助谷のように，地すべりははげしい様相を呈している。

手取統のような硬い堆積岩の崩壊は，断層や亀裂により，また表面風化によってボロボロに崩れるものはむしろその規模が小さく，基盤内部にまで及んだ粘土化が原因となっているような地すべり性の崩壊が一般に大規模である。このように，熱水変質による基盤の粘土化が本地域では重要な意味をもっている。

本地域の崩壊は，それの起っている地層の岩相によって，また分布地域によってそれぞれの特徴をもっているので，おのおのの代表的な例をあげて説明しよう。

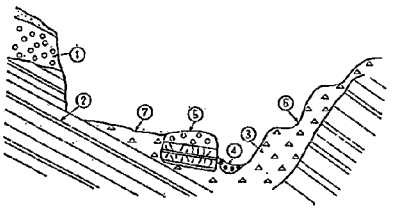
A 桑島層中に生ずるもの

桑島層とくに下部は，前に述べたように亀裂・節理・小断層に富み，縦浸蝕に対する抵抗が弱いために狭谷をつくりやすいが，また，その中の頁岩は地殻運動によって容易に破砕するので，その上・下の砂岩・泥岩があまりいちじるしい破砕を受けていないときでも頁岩のみは破砕して角レキ状ないし砂状にまでなる。そのために桑島層中には破砕した頁岩が原因となっている崩壊が多い。本層下部は細粒物質よりなり頁岩をかなり多く含む細互層で狭谷をつくりやすく，また大規模な崩壊を起しやすい。これに反して，上部は岩相上も赤岩砂岩層に近づき，下部に比べて粗粒物質が多く，崖錐状あるいは地すべり状の崩壊が多くなるが，その崩壊は岸欠壊に近い崩れ方を示すことが少なくない。

桑島層の分布する地域には別当谷・甚之助谷の強く破砕作用を受けた地帯があり，また湯谷・甚之助谷および別当谷上流の強い噴気・温泉変質（粘土化）帯があって本層の易崩壊性を助長し，それぞれ，特有の激しい広範な崩壊を生じている。

例 1. 別当谷中流部右岸の大崩壊

崩壊面積数ヘクタール，崩土の厚さ 20 m を越える大崩壊で，これがただ一度で圧し出したかどうかはわからないが，昭和9年の水害で崩土が一時別当谷をせきとめ大災害を及ぼしたところである。いまでも，当時のせき止めの痕跡が残っている。この崩壊の模式縦断面を図—4に示す。崩壊底面は破砕して角レキ化ないし砂状化した（粘土化をともなう）頁岩層（断層角レキ—粘土に類似した状態になる）である。その面は N 60° W，30° S の層理面に一致する。崩壊底面はすべり面となって，その上に乗る泥岩・頁岩互層，さらにこれをおおう未固結の集塊岩を成層状態のまま地塊状にすべらせている。すべり出した地塊の一つは現在留って別当谷右岸を形成しているが，亀裂が顕著である。すべり面（層理面）の傾斜方向はこの崩壊の発達方向と一致しない。そのため崩壊地の一方は数 10 m の断崖によって境され，他方は層理面—すべり面—の緩斜面が続いてその末端は火山砕屑物の小崖に終っている。この大崩壊の全体は一つの沢に沿って生じたもののようで，現在も多量の水が基盤と火山砕屑物の境から湧出している。崩壊が降雨時に発生したことは，このような地下水が崩壊の発生を助長したこととともに，降雨時の地表水および浸透水がこの地域に集まったことが崩壊の大きな誘因となっていることを示している。この崩壊によって発生した土石流は別当谷の対岸にのり上げ，何段かの崖錐状乃至段丘状堆積となって，後述するような二次堆積を生じている。

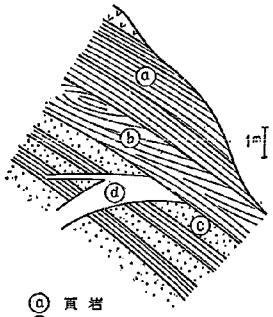


① 火山砕屑物 ② 頁岩・泥岩，砂岩の互層 ③ 土石流性岩屑層
④ 河床礫 ⑤ 地すべり岩塊—下部の互層には著しい亀裂が入っている
⑥ 旧い土石流堆積による段丘状の面．⑦ 地すべり性崩壊によって生じたルーズな岩屑

図—4

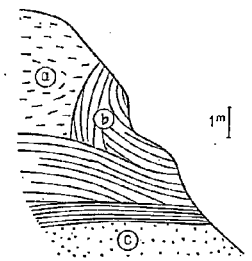
例 2. 別当谷中流部左岸

例1より 7～800 m 上流まで左岸側は崖錐状の二次堆積が続き，それより上流は温泉変質による地すべり状の崩壊が続くが，その両者の境に，ここに述べる露頭が見られる。この露頭附近は谷幅がせばまりとくに河床コウ配が急になっている。付近には小規模ながら数多くの断層が見られ，この地点がとくに擾乱のはげしいことを示している。図—5 a および図—5 b は露頭スケッチを示す。5 a では頁岩・泥岩の細互層中に頁岩部に層内すべりの生じたことが認められる。輝緑岩岩脈はこのすべりによって截られ，すべりの生じた単層中の葉理は乱されている。5 b は破砕されて角レキないし砂状になり，粘土化した地層—その一部は崖錐状二次堆積物—これに挟まれはなはだしく擾乱された頁岩とを示す。このような露頭が谷沿いにほとんど隙間なく連続する崩壊や土石流性あるいは崖錐状の二次堆積物の中に散見し，基盤岩の破砕が局部的に激しいことを示している。



ⓐ 頁岩
ⓑ 頁岩層中の層内乱り
ⓒ 砂岩頁岩互層
ⓓ 輝緑岩質岩脈

図—5 a



ⓐ 破砕されて角礫状，砂岩になった頁岩・砂岩
ⓑ 破砕されて偽層状を呈する頁岩
ⓒ 砂岩（著しい亀裂あり）

図—5 b

例 3. 甚之助谷の地すべり

甚之助谷は，柳谷との合流点より竜ケ馬場溪を分枝するまで，両岸はとんど隙間なく，地すべりが連続している。これらの地すべりの動きは，一般の地すべりに比してあまりはげしいものではないが，甚之助谷に階段状に連続する砂防堰堤を倒壊させ，移動させ，あるいは破損させている。地すべりの基盤の岩石は桑島層の頁岩・泥岩・砂岩を主とし，一部に玢岩や下部赤岩層のレキ岩をささえている。甚之助谷に見られる地層は無数の断層によって截られ，その走向・傾斜は部分的にまちまちである上，さらに地すべりによって乱され変位している。ただ柳谷との合流点付近には例 1 の底面と同じ性質の頁岩の層理面が見られ，その上に例 2 に述べたのと同様の土石流性の岩屑層が厚くかぶっている。そしてその岩屑層はゆるい徐行性地すべりを起し，そのために広い岸欠崩が生じている。このような旧い大崩壊で生じた角レキを主とする土石流源の岩屑層が相当量の粘土を含み地すべりを生じていることは特筆に価する。またこの岩屑層は角レキを多く含むためにかなり多孔質で保水性が大きく，基盤との境に軟化した粘土層のすべり面を持たないことはいちじるしい特徴であるが，これらについては後に詳述する。甚之助谷両岸に連続的に見られる地すべりのうち，下流部右岸に見られるものは破砕し熱水変質した頁岩層の層理面が露出し，例 1 に類似した突発的な地すべり性崩壊と徐行性地すべりの中間形であることを暗示している。さらに，そこにおこなわれたコアボーリングの結果も，崩壊性地すべりによって生じたと推定される厚い岩屑におおわれた旧河床下に砂岩と頁岩の互層が続き頁岩には破砕し一部はレキ状化したような状態のものが何枚かあることを示し，以上の考えを肯定している。このような破砕のいちじるしい頁岩は，地すべりの滅った南竜ケ馬場との合流点付近にも数多く見られ，甚之助谷は別当谷と同様本来，細かい無数の断層とともにいちじるしい破砕の場であったことを示している。そして甚之助谷と柳谷の合流点付近の右岸数カ所およびその他の 2～3 の箇所で破砕した地層面をすべり面とする突発的あるいはいくぶん急激な地すべり性の崩壊が起ったことがわかる。

甚之助谷の最大の特徴は，はげしい熱水変質とそれにともなう地すべりである。下流部の河床付近の岩石は黄褐色に変色してボロボロになっており，上流部地表には珪化した岩片と帯青灰色粘土との混合物が広く存在する。また上流部の右岸斜面上部には下部赤岩砂岩層のレキ岩・砂岩があって変質し，白色粘土になっている。前に述べたように，これらの粘土が温泉変質によって生じたものであることは明らかであるが，この変質が地下かなり深くまで及んでいることは十分予想されることで，下流部左岸でおこなわれたボーリング結果もこの予想をある程度裏書きしている。地下の比較的深くまで及んだ粘土化によって起る地すべりは，しばしば粘土のしぼり出しがおこなわれたり，流動状の運動がおこなわれたり，すべり面が固定しないで何箇所にも出来たりする。本地域の地すべりにも流動状のもののあることが予想されるし，地すべり運動の消長とともにすべり面の移動の起ることが予想される。このことは上流部の地すべり地形の斜面上端の形および下流部の地形に一致しない移動状況からも推察できる。

例 4. 湯谷中流

湯谷にそってかなり上流まで桑島層の露出が見られるが中流の NE—SW 方向に流れる部分および白山釈迦岳の両側から南に向って流れる部分には処々に温泉が湧出し温泉風化がおこなわれて，大小の規模の地すべり性崩壊が見られる。この部分では桑島層はいちじるしい亀裂に富み，両岸に径数 10 cm の桑島層源の岩屑が累々と重なり合って崖錐状に堆積しているところが少なくない。桑島層上部の砂岩をやや多く伴う部分では地すべり性崩壊が多くなってそれがまた河岸に崖錐状の堆積を生ぜしめている。白山釈迦岳の西側から南流する部分の湯谷左岸には数カ所温泉が湧出しているが，ここにはまた温泉風化帯が発達して，白色・黒色の粘土が処々に露出する。ことに湯谷が南流から西南に向きを変える付近の左岸には，湯谷と支沢にはさまれた数ヘクタールと思われる部分の桑島層が温泉風化を受けて粘土化し，その上に，白山火山砕屑物をのせたまま地すべりを起したためにできた，ゆるい凹凸のある平坦な特異な地形が認められる。この地形の端末（湯谷左岸）には，ブロック状に累積し

た桑島層の岩屑に，被覆物たる白山火山砕屑物から供給された岩屑がまじり，温泉変質した岩片や粘土がまじって崖錐状に堆積し，それが一種の岸欠壊を生じている。湯谷中・上流には，とくに左岸側に，このような地すべり性崩壊によって生じた崖錐状ないし段丘状の外観を持つ堆積が処々に存在する。その成物は地すべり性崩壊を根元とする一種の土石流堆積——一時急激な河床上昇をともなう堆積があって，その後その堆積の大部分は流下したものーと思われる。

湯谷中・上流の桑島層は温泉変質を受けたところが多く，特に岩屑となりやすく，崖錐状の堆積を生ずる傾向が強い。このことは湯谷が小規模乍らこの付近では最も褶曲の強い背斜軸に沿って流れている事実と一致する。崖錐状堆積はとくに左岸に目立つが，このことは左岸側に温泉風化がはなはだしい事実に対応する。すなわち，温泉変質は亀裂の激しいところにより強くおこなわれるであろうし，また，温泉粘土の流芒による地すべり性崩壊，あるいは地盤の移動・沈下が崩壊を誘発し，物質の供給をさかんにするであろう。

例 5. 宮谷中・上流，赤谷

宮谷中流での観察によれば，赤岩砂岩の巨大な転石で閉塞された狭谷の上流側に広い河原が発達するが，その河川には径数 10 cm の大レキが点在して土石流堆積であることを示し，現水路は広い河原から約 1.5 m 下にある。また河原のレキは立木を埋め，はげしい土石流が流下したこと，および下流の巨大な転石で閉塞された狭谷部が天然の砂防堰堤となったことを示しているが，レキの岩質から見て，土石流の根元は桑島層にあったものと考えられる。またこの広い河原の下流端付近に注ぐ支沢一流域は桑島層と下部赤岩砂岩層よりなる一からも土石流が流出したことが，合流点附近の巨大レキの存在や異状な河床上昇などから推察される。宮谷の上流も，別当谷と類似した崩壊が見られるが，温泉変質もまたさかんで，赤岩層の地すべりも生じている。

赤谷は谷水の赤いことによって名付けられたもので，合流点付近の河床は酸化鉄によって着色されており，温・鉱泉の湧出していることを示している。最下流部は，この付近では最も亀裂・変質の進まない桑島層よりなるが上流部は，白山からの遠望では，赤褐色の岩屑をした崩壊が多数見られ，熱水変質のはげしくおこなわれていることを示している。赤谷には湯谷や甚之助谷に似た崩壊や地すべりの生じていることは疑えない。

B 赤岩砂岩層中に生ずるもの

赤岩砂岩層は，前記のとおり主としてアルコーズ質の砂岩・レキ岩よりなる。一般にレキ岩は大塊ないし巨塊に割れ，切りたった急崖を作る傾向があるが，本地域のレキ岩・砂岩もこの傾向をもつ。上部赤岩砂岩層はレキ岩を主とするレキ岩砂岩互層なのでとくにレキ岩の影響が強く，下部赤岩砂岩層は砂岩を主とし頁岩をも挟んでいて，いくぶん桑島層に類似する。赤岩層は桑島層と異なり一般に亀裂にとぼしく，頁岩をあまりともなわないため頁岩に沿う破砕は目立たない。したがって別当谷に見るような大規模な崩壊を生じない。しかしながら赤岩層は主としてアルコーズ質で長石を多く含み，そのため深層風化に対する抵抗は比較的弱く，一部またはほとんど全部の石英砂粒を残して白色粘土に変っているところが方々に見出される。その粘土化のいちじるしい場合にはしばしば谷沿いに地すべりないし地すべり性崩壊を生じている。この地すべりは一般に河沿いの狭長な範囲に限られ，河岸の洗掘によって助長されている。地すべり地表面の傾斜は 30°～40° のものが多く，地すべりとしては最も動きがたいものに属する。赤岩層の下部にも地すべりの生ずることがあるが(三ツ谷の西谷)この場合には頁岩の破砕あるいは軟化がすべりを助長する傾向がある。

このような地すべりないし地すべり性崩壊は赤岩砂岩層中に広い範囲にわたって分布し，その粘土中には，すでに述べたように，絹雲母やカオリン属粘土が見出され熱水変質によるものであることを示している。この種の地すべりの好例は福井県側の打波川沿いに広く分布するものと岩屋俣川や宮谷下流部にあるものおよび三ツ谷の西谷にあるものとである。打波川では赤岩砂岩は片麻岩を直接被い，桑島層を欠く。またここでは略川沿いに断層がとおっている。[4] この川沿いに鳩ケ湯の下流から小池部落まで，また上小池部落の北側など，赤岩砂岩の分布地域内に広く河岸沿いにかなり連続的に地すべりが分布する。一般に地表の傾斜は 30° 前後で，川沿い方向の巾に比べて傾斜方向の奥行が短かい。単に地すべり地形を示すばかりでなく，立樹が傾いたり立枯れしたり蔓が張りつめたりして地すべりの動きの大きいことを示しているところがある。打波川沿いにはまれに斜面コウ配が20° あまりの緩傾斜の地すべりもあるが，このようなものは急傾斜のものに比べて粘土化が進み，滑土の擾乱がはげしく，また地すべり地形がより完全である。

宮谷では比較的ゆるい地形の地すべりの先端に砂防ダムが築造されているため，水通しの片袖がせん断されている。下流部左岸は堅硬塊状で変質が少ないのに比べ，その対岸に地すべりが続発しているが，これは両岸とも赤岩層でありながら左右岸で熱水変質の受け方に大差があるためで，おそらく断層か何か，地質構造上の弱線と関係があるであろう（まだその存在は確かめられていないが)。

湯谷下流部には桑島層と赤岩層との境が川沿いに分布し，右岸側の支沢には赤岩層が分布するが，そこには地すべりがいくつかあって，その一つが沢を堰き止めた例

4) 前田四郎：福井県打波川および石徹白川流域の手取層群の層序と構造，地質学雑誌 Vol 63. No 741. 1957

もある。また湯谷の中・下流の岸には地すべり性崩壊によって生じた砂岩の岩屑（熱水変質によってかなり粘土化している）が崖錐状に堆積しているが，そのあるものは現在すべっているらしい。

このような，熱水変質を受けた砂岩の岩屑の崖錐状の堆積は岩屋俣谷にもいくつか認められ，その一部はやはり多少すべっているらしい。

三ツ谷ではこれらといくぶん事情を異にする。ここには下部赤岩層の頁岩砂岩互層が分布するが，頁岩はいくぶん破砕を受けている程度であるが吸水軟化しやすく，（多少の膨潤を伴う）この頁岩をすべり面とした層すべり型の地すべりが幾つか発生している。このような頁岩は宮谷最下流部や三ツ谷合流点にも露出しているので，下部赤岩層の頁岩の特徴と思われる，この地すべりにおいても，頁岩と互層する砂岩は熱水変質を受けている。

市ノ瀬より下流の手取川沿いにも，点々と赤岩層中の地すべりが見られる。

赤岩砂岩層のもう一つの特徴である巨塊の崩壊は，風化変質の進んでいない部分に起る。そのいちじるしい例は宮谷中流，湯谷上流，岩屋俣谷中流等に見られる。一辺 1～2 m 乃至 5～6 m の巨塊（多くは方形）が河床に重積し，天然の砂防ダムを形成したり，階段状の急な河床をつくったりする。

C　白山火山の熔岩・火山砕屑物中に生ずるもの

熔岩崖は柳谷・甚之助谷の左岸，別当谷右岸，湯谷左岸，湯谷上流部右岸などに見られ，大体海抜 1600 m 以高に分布する。これに対し，火山砕屑物は熔岩に伴うほか，もっと広く，もっと低くまで分布する。

熔岩には一般に冷却によって生じた柱状節理が発達するので，その末端は急崖を形成し，その下部には多く崖錐が発達する。崖錐下部が渓床に達していて洪水によって洗掘される場合には，上部より岩屑の供給を受けてたえず僅かながら崖錐の物質は更新する。熔岩崖からもたえず僅かづつ岩屑が崩落する。河床の洗掘がいちじるしくない場合には一般に熔岩崖の崩落はわずかで，安定しているものも多い。湯谷中流部左岸のように，熔岩や火山砕屑物の直接下部の地層が強く熱水変質を受けて地すべりを起すと，これに伴って熔岩や火山砕屑物の崩壊もはげしくなる。

火山砕屑物は同質の熔岩破片・火山弾・火山砂などよりなり，未固結・粗しょうでやゝ多孔質である。そのため流水の洗掘に対する抵抗が弱く，いずれの沢でもその最上流部では火山砕屑物中で岸欠壊やそれの発達した崩壊が連続している。この現象は火山砕屑物中に源を発する沢にほとんど例外なく見られる。火山砕屑物のように未固結粗しょうで亀裂がなく細粒分を多く含む層は浸蝕を受けやすいが，かえって垂直差を形成して，安定しやすい。そのため桑島層の例 1 に述べた別当谷右岸の大崩壊の後方の崖や例 4 に述べた湯谷中流左岸の大地すべり後方の崖などは，火山砕屑物の垂直崖が安定して残っている。湯谷の左岸側には沢岸に厚い火山砕屑物が露出するところがあるが，そこでは一般に凹形の斜面を形成し，上部から常に少量の岩屑を河床に転落させている。

弥陀ケ原の縁辺は熔岩崖で区切られ，それより上部には火山砕屑物のみが見られる。そこの地形は新らしいので，地被が十分でないことと相まって，浸蝕が進みつつある。しかし，斜面がゆるやかなために下部の谷岸ほどではなく，目下は特筆すべきものはない。

火山砕屑物が厚く，ゆるい地形で拡がっているところでは，沢岸沿いの欠壊とともに，上部が凸形下部が凹形をなす斜面の上部での崩壊（厚さは 2～3 m 以内のことが多い）が目立つ。この崩壊は下部の欠壊とつながることが多い。

火山砕屑物とつぎに述べる土石流性崖錐との混合物は両者の中間の性質を示すが，むしろ火山砕屑物に近い。

D　土石流性岩屑層中に起るもの

土石流性の岩屑層は別当谷両岸，甚之助谷右岸，湯谷の一部等に分布する。とくに別当谷，甚之助谷の間の尾根は合流点の近くからかなり上の方まで広い範囲にわたって岩屑層で厚くおおわれている。岩屑層は，主として 40 cm 以下の砂岩・頁岩の角レキや同源の砂・少量の粘土などよりなる。突起的な大崩壊によって生じた土石流（たとえば桑島層中の崩壊の例 1）が基盤の手取層群をかぶったもので，厚いところではその厚さは数 10 m に達する。この岩屑層の分布の広いところは，土石流を生ずるような大崩壊が過去に何回も起ったことを示している。この岩屑層の堆積は何回も起っているが，その規模・範囲はその都度異なるので，別当谷のようにしばしば土石流を生じた所では，たとえば下流部左岸で岩屑層は現河床上数 m 以高に 3 段あるいはそれ以上の段丘状の段をつくって堆積している。その各段は，土石流による河床の急激な上昇あるいは土石流の河岸斜面への乗り上げと河床低下あるいは岸欠壊とによって出来たものである。そして左岸最上部すなわち甚之助谷と別当谷の間の陵線には比較的平坦な広い斜面が形成され，その斜面には長い溝状の凹地や段がもともと陵線の延長方向へ連なって何本か存在する。これらの溝や段はこの岩屑層の堆積やその後の地すべり状の崩壊と関連して生じたものと思われる。山陰の平坦面より甚之助谷の方の側には岩屑層内にいくつもの地すべりあるいは地すべり性崩壊が連続している。甚之助谷にも下流側には河床より 10 m 以上高いところに岩屑層の広い段丘状の堆積面がある。

岩屑層は河岸で高さ 10 m ないし 5～60 m の崩壊面を見せていることが多い。岩屑層はいくぶんの粘土を含んでいるにもかかわらずこの崩壊面は裸地で岩屑の転落がたえずわずかずつ行われているが，これは崩壊面の傾

斜が急なこととともに，ある場合には岩屑層が地すべり状の運動をしているためである。その好例が甚之助谷(甚之助飯場付近)に見出されている。すなわち，岩屑層を横断する移動測量見通し線上の各点において移動が認められている。測線内には少なくとも2個の隣接する地すべりまたは崩壊地形があるが，両地すべり地形の境界となっている尾根状部での移動量が極大値を示し，現在の匍行は旧い地形と無関係に行われていることを示している。一方実際に匍行のおこなわれている岩屑層の下面は川側落約30°の傾斜を示す桑島層の砂岩頁岩互層の層理面で，ボーリング結果はこの互層のうち頁岩層はしばしば破砕を強く受けていることを示している。ここでの岩屑層下面にはいわゆる地すべり粘土と云うような特別な粘土層は見られず，岩屑層内にも同様粘土層は挟まれていない。岩屑層内でおこなわれたボーリング結果もまた岩屑層の構成はほぼ一様で，連続しそうな特別な粘土層を含まないことを示している。以上のことから，測量で明らかにされた匍行は岩屑層内の流動状の動きによるものと考えられる。岩屑層内に含まれたわずかの粘土が匍行の現象に対して重要な役割を演じているわけであるが，それには岩屑層の保水性の大きなこともまた重要な意味を持っている。岩屑層を構成する物質は角レキが多いことと最大密度になるような粘度分布でないために比較的大きな空隙率を持っている。そのため透水性が大きいとともに保水性も大きく，たとえば雨後何時間もたってから岩屑層中の切り取り面を指で圧すと水が浸み出し，また岩屑層の下面から到るところで湧水（多くは鉱物質を含むが）が見られる。

岩屑層は，土石流をはげしく起すような崩壊の起る，破砕された桑島層の分布する地域に分布し，現在の川に対する砂レキの大きな供給源である。

4. 崩壊の分布と将来

以上に詳述したように，本地域では地層別，あるいはもっと正確には岩相別に，崩壊・地すべりの特性・活動のしやすさ・規模等がいちじるしく相異している。したがって地層・岩相の分布を示す地質図が又よく崩壊・地すべりの分布を示している。このような例はめずらしい。また地質図に記載し得るもののほかに，温泉変質・破砕が崩壊に重要な役割を演じていることも前述のとおりである。全般的に見て，桑島層と下部赤岩砂岩層の最下部が崩壊したり，あるいは崩壊の重要な原因となっていることがきわめて多い。このばあい，節理・亀裂によって分たれた岩片のいちじるしい崩落のほか，大規模の地すべり性崩壊や温泉粘土に基く地すべりが見られる。このようなところには，過去の大規模な崩壊に基因する岩屑層が発達し，それが再崩壊しあるいは地すべりを生じていることがある。

上・下部赤岩砂岩層は一般的な崩壊に対してはむしろ安定しているが，時折温泉変質を受けて粘土化し，地すべりを生じている。このような処には赤岩砂岩層の他の個所に比べて亀裂が発達し，細かい岩片に割れていることが普通である。

基盤の破砕およびこれにもとなう温泉変質・地すべりなどは点々とあるいは群をなして存在するが，それらの間にはある程度の連続性・方向性が認められる。最も崩壊・地すべりのはげしい地域は赤谷・甚之助谷・別当谷湯谷中流・宮谷上流で，これらには桑島層が広く分布するとともに破砕がいちじるしく，温泉変質もまたさかんで，甚之助谷を除いて過去にいちじるしい土石流の生産を行った事は，河床の堆積物・両岸の地形を見ても明らかである。これらのあるものは現在も引続きある程度の砂レキを生産し続けており，将来にも大きな災害を発生する可能性がとくに大きい。これらは突発的な著大な土石流を発生することが特徴的である。甚之助谷は地すべりであるためにこれらとは多少趣を異にする。

以上に述べた谷を結ぶと WNW—ESE に連る方向性を認めることができる。この方向をさらに追うと別山の東斜面にいちじるしい崩壊が認められる。また，この方向を西に追うと大杉谷上流に出る。大杉谷は今回の調査の区域外で調べられていないが，地質図によれば上流部に桑島層が広く分布し，また手取川との合流点の付近にはいちじるしい土石流の痕跡があって，その上流部に顕著な崩壊の存在する（あるいは存在した）ことは疑いない。この谷もしたがって将来大きな崩壊を生ずる可能性が大きい。大杉谷より西側には桑島以遠まで下部赤岩砂岩層が続くが，この崩壊地すべり地帯の延長は大嵐谷あるいはその左岸に連続するが，そこには圧し被せ構造が存在する。この大嵐谷の崩壊がどのようなものであるかははなはだ興味深いが未だ調べられていない。

以上の方向性のほかに，更に大きい視野をもって考えると，すでに述べたように，これと直交する NNE—SSW の方向性が暗示的に浮かびあがってくる。すなわちミノ又谷，甚之助谷・別当谷・湯谷・地獄谷を連ねる幅広い線で，その南の延長には中竜鉱山があり，北部にはこの線からいくぶん離れるが，尾添川上流の中ノ川・丸石谷合流点付近に第三紀の（おそらく中新世）破砕帯に沿う貫入岩（角レキ石英粗面岩および凝灰岩）や蛇紋岩が分布する。この幅広い線は全体的には破砕帯と呼ばれるほど強い破砕を受けていないが，それに準ずるようなものであるらしい。この線の延長上に，実際どのような崩壊（過去の崩壊を含む）が生じているかは今後究明すべき興味ある問題である。

火山砕屑物の崩壊は，前記の基盤の崩壊によってひきおこされたものと，基盤とは無関係に生じているものとに分れる。河川に砂レキとして流出される量は前者によ

るものの方がむしろ多い。それの分布は火山砕屑物の周縁が基盤の手取層群に接する付近で，かつ基盤の崩壊・地すべりが激しいところ，すなわち前記の崩壊・地すべり地域がそのまま火山砕屑物の崩壊に対しても最も不安定な地域と云うことになる。基盤と無関係な火山砕屑物の崩れは，各沢の上流の渓床や両岸で岸欠壊やそれの発達したものが多い。崩壊の規模・分布は火山砕屑物そのものの性質の相違よりは地形の影響を強く受けている。この種の崩れは現在弥陀原縁辺およびそれより下部に目立つ。弥陀原より上部の各峯は裸地が多く浸蝕は全面的に進行しつつある。

土壌コロイドに関する研究（第二報）

長野県茶臼山地すべり地帯土壌コロイドの示差熱分析曲線について

有泉　昌*

（昭和 32 年 4 月）

Studies on Soil Colloids (2)

Differential Thermal Analysis of Soil Colloids from Chausuyama Landsliding Area (Nagano Pref.)

(April 1958)

A. Arizumi

Synopsis :

Clay minerals contained in the soils of Chausuyama landsliding area, Nagano Prefecture, are investigated by differential thermal analysis, X ray diffraction, chemical analysis, electron microscope etc.

In this report DTA curve of the soil colloids involving piperidine treated colloids, which are seperated from 26 soil samples, are discussed. Further, 64 samples less than 88 μ which are obtained from drilling cores are tested. The curves show that clay minerals present in the colloids are halloysite, montmorillonites and hydrated halloysite. Besides these, calcite and goethite are present in some samples. Vertical distribution of these minerals are characteristic, that is montmorillonites are contained more in upper part and halloysite are contained more in lower part.

要　旨

土の土木工学的性質が粘土の膠質学的性質と密接に関係しており，粘土は粘土鉱物よりなり，その構造に基いて膠質学的性質が発現する。したがって土の力学的性質発現の機構を解明し，土質安定工法の案出等のためには，基本的問題として粘土鉱物に関する研究が必要となる。

第一報においては土木技術者がこれらの問題について理解できるための解説を試み，さらに地すべり粘土についての粘土鉱物研究の成果の一部として長野県茶臼山地区の粘土について，主として化学的組成を研究した結果を述べた。

本報告では引きつづき粘土鉱物同定法の一つである示差熱分析法によりえた結果について検討した。示差熱分析は化学の研究分野では別に新しい研究方法ではないが，その概要を次に説明する。すなわち加熱した場合熱エネルギーの変化を起さない物質と起す物質系を同一速度で加熱すると，熱エネルギー変化のあった場合には両者の間に温度差が生じる。したがってこの温度差を熱起電力として利用すれば，微少な温度差でも測定しうるのであり，この物質系に起った吸発熱の別，吸発熱の起る温度および発熱量の多少，さらに反応速度なども知りうるのであり，これらの結果よりその物質系を簡単に推定することができる。実験としては示差熱分析曲線をもとめ，既知の標準物質の曲線と比較し検討する。

ここで使用した試料は第一報で示した土壌コロイドのほかに，多くのボーリング試料の粒径 88 μ 以下のものであり，なおピペリディン処理試料についても熱分析を実施し，モンモリロナイトの存否を検討した。熱分析曲線はハロイサイトとモンモリロナイトの存在を示し，一部方解石の存在も認めた。モンモリロナイトの存在は土の安定性を害し，または害する機能の存することを示し，方解石の存在はモンモリロナイトの活性化がそうとう抑制されていることを示す。さらに地下水による方解石の溶出はモンモリロナイトの活性化を引き起すことを予想させる。

つぎに報告する第三報ではX線分析および電子顕微鏡による観察結果を報告し，これらの結果を総括してこの地すべり地帯に分布する粘土鉱物について述べるつもりである。さらにこの地すべり土の土質と粘土の関係およびすでに土木研究所報告 85 号で報告したこの地帯湧水の異常なる特性と粘土との関係について考究し，この地帯地すべりについての化学的見解を述べる予定である。

この報告は地すべり粘土のほかに軟弱土質，路床土などについておこなわれる一連の研究の一部である。

* 地質化学部化学研究室長

目　次

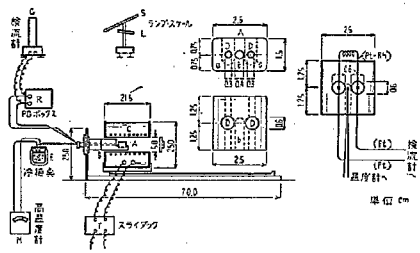
5. 示差熱分析曲線について……(2)
〔1〕 測定装置および測定法……(2)
〔2〕 粘土鉱物のDTA曲線について……(2)
〔3〕 実験結果およびその検討……(5)
（1） 分離したコロイド試料(No. 1～No. 26) のDTA曲線について……(5)
（2） A試料(一軒屋前ボーリング試料)のDTA曲線について……(10)
（3） B試料(山頂附近ボーリング試料)のDTA曲線について (B-1～B-14)…(11)
（4） C試料(排水トンネル線上試錐試料)のDTA曲線について(C-1～C-22)(11)
（5） D，E試料(宇土沢不動池部試錐試料およびその他の試料)のDTA曲線について……(12)
〔4〕 要　約……(14)

5. 示差熱分析曲線について

〔1〕 測定装置および測定法

示差熱分析法は 1887 年 Le Chatelier[44] により案出され，以後窯業，金相学など多方面の研究分野に使用されて来た。とくに粘土鉱物同定の有力な方法として近来詳細に研究され発展して来た。

著者の使用した測定装置の概要を図—10 に示す。



図—10.

Aは試料保持ニッケル塊であり，耐熱材Bの上に支持される。Cは白金抵抗電気炉であり，レール上を移動しうるような構造でありスライダックTで加熱速度を調節する。Aには試料および不活性物質を入れる直径 6mm の孔Dが対称的に2個あり，この試料孔を貫ぬいて水平に直径 3mm の中空管 a がくりぬかれている。これ以外にD孔の底部に近く先端が達するように直径4mmの中空管 b がくりぬかれている。a には白金および白金ロジウム線がはいっており，それらの接点はD孔の中心にあるよう位置して示差熱電対をつくり，その白金線端はいずれも補償導線を通してガルバノメーターG.，P.O. ボックスRに連る。Gは感度 8×10^{-10}A，週期7秒，線輪抵抗 230 オーム，外部臨界制動抵抗 4,000 オームの横河製D—3型であり，その鏡面に平行に 100 cm はなれてランプLおよびスケールSがある。b の先端に接点が達するように白金—白金・ロジウム熱電対があり，氷を入れた真空ビンEをとおして電圧計Mに接続する。この温度計はあらかじめ銀，アンチモン，亜鉛，硫黄，および鉛で検定しておく。

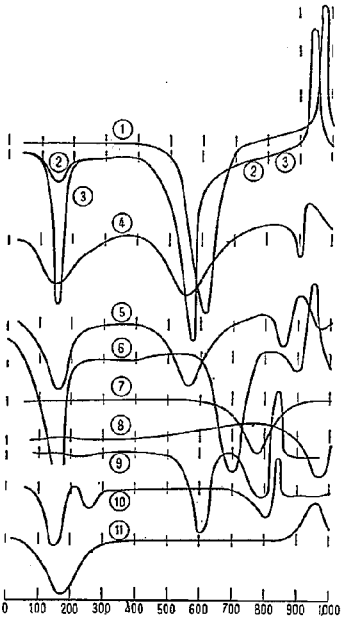
測定を始めるにあたってはA，B，Cが室温になっていることをたしかめてからDの一方に試料を他方に不活性物質として α アルミナを，熱電対の接点が中心より移動しないように注意しながら 0.40g づつちょうどDの容積をみたすようにつめる。しかし試料の少ない場合は α アルミナでうすめて 0.40g として試料孔につめる。なお試料量が規定量でない場合はDTA曲線にその量を記入する。ついでCを移動させ，Aを炉の恒温範囲内にたもって 10°C/分 の割合でAの温度を上昇させる。このためにはMを見ながらCに加えられる電圧をスライダックTで調節するのであるが，熟練すれば温度上昇速度を一定に保つことは比較的容易である。ある温度にいたって発熱または吸熱反応が起ればアルミナと試料間の温度差に比例して電流が流れGの鏡面が回転し，ランプ・スケールLSにより回転角を知る。炉温とS上の位置を軸として曲線をえがけば示差熱分析曲線（以後DTA曲線と称す）をうる。

DTA曲線を検討するときには試料の含水状態，粒径，結晶性などが密接な関係を持つのみならず，試料量または試料のつめ方などが影響するはもちろん，測定装置に関連する事項たとえば試料保持容器の熱容量，熱伝導度，ガルバノメータの精度，加熱速度，スケールの位置などが曲線の形状に関連することに注意せねばならない。

〔2〕 粘土鉱物のDTA曲線について

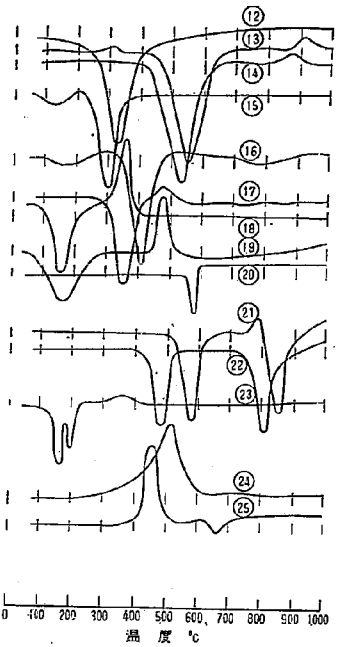
DTA法を粘土鉱物の研究に採用した比較的初期の研究は佐藤[45]により行われ，ついで Insley[46]，Norton[47] を経て Grim[48] 等により基礎的研究が実施され，電子工学の進歩とともにたとえば Kaufmann 等[49]，Kerr[50] 等の研究が示すように多数の測定を同時に記録し，すべての操作が自動的に実施されるようになり，実験技術面でもいちじるしい発展を示して来た。なおわが国の粘土鉱物の最近の研究は須藤[51]により多く報告されている。

また土壌コロイドのDTAもたとえば Coleman[52]，Alexander[53]，青峯[54] (Soil Sci. 79, 349, 1955)，Russell[55]，江川[56] 等多数の研究者により実施されている。粘土鉱物のDTA曲線は Kerr[57] 等により集約されている。



1 カオリナイト　6 モンモリロナイト　11 アロフアン
2 ハロイサイト　7 パイロフィライト　12 ジプサイト
3 加水ハロイナイト　8 タルク　13 ベーマイト
4 イライト　9 クロライト　14 ダイアスポア
5 ノントロナイト　10 バーミキュライト　15 リモナイト

図—11（A）



16 ゲータイト　21 明礬石
17 レピドクロサイト　22 鉄明礬石
18 水酸化鉄（Mackenzieによる）　23 セツコウ
19 アナターゼ　24 ピトレーン
20 石 英　25 パイライト

図—11（B）

土壌コロイド中にはカオリナイト属，モンモリロナイト属，イライト属，クロライト属などの粘土鉱物の他にギプサイト，リモナイト，ゲータイト，ディスポアなどの含水酸化物が含有されている。これらの鉱物のDTA曲線，たとえばKERR[57]など，GRIM[46]などにより求められている曲線を図—11に示す。

つぎにこれらDTA曲線の特徴について簡単に説明する。カオリナイト属鉱物は結晶構造が破壊されて構造水が放出され，無定形の SiO_2，Al_2O_3 が生成される温度が 550～650°C の間であり，DTA曲線のピークは 600°C 前後で吸熱を示し，960°C～990°C の間で無定形の Al_2O_3 が γ—Al_2O_3 に結晶化するための急激な発熱がある。カオリナイトでは 100°～200°C 間で吸熱を示さないが，結晶度が不良の場合にはわずかながら吸熱を示す。550°～650°C の吸熱曲線は対称性を示すことを特徴とし，谷の面積はカオリナイトの量に比例するとされる。谷の巾の広いときは結晶度が良好でなく，粒子は概して小さく，しかも粒子の粒径分布が広いとされ，尖端が高温側に移る場合は結晶度がよく，粒子は概して大きいとされる。900°Cより高温部の発熱曲線はその立ち上りが鋭いほど結晶度がよく，結晶粒子の大きいことを示し，結晶粒子が小さく結晶度が不良の場合は，発熱尖端を示す温度は低下し，曲線は円味を増すとされている。

ハロイサイトもカオリナイトと同様な熱分析曲線を与えるが，100°～200°C 間の吸熱をやや示し，550°～650°C の吸熱曲線の尖端がカオリナイトよりやや低く，900°C 以上の発熱曲線の尖端もカオリナイトよりやや低い傾向がある。結晶度，粒径分布などとの関係はカオリナイトと同様である。しかし 600°C 前後の吸熱曲線はカオリナイトのように対称的ではなく，高温側の立ち上りが鋭くなっている点は両者を区別するのにつごうのよい点である。

加水ハロイサイトは 50°C 以上でハロイサイトに不可逆的に転移する傾向があるので，試料の調製にとくに注意せねばならないが，ハロイサイトと異なる点は 100°C～200°C 間に深い吸熱の谷が存在することである。

なおカオリナイト属のうちディカイト，ナクライトなどは土壌中には見出されないので，それらについてはふ

れないが，アロフェンはわが国土壌中に含有されていることが堆入[58]により見出されている。アロフェン[60]は900°C以上で概して円味をもった発熱曲線を示すが，600°C前後の吸熱曲線をもたない，しかしゲルの脱水に基づく100°～300°C間の吸熱曲線をもつ。

モンモリロナイト属鉱物のDTA曲線は100°～250°C，700°C，および900°C吸熱曲線および950°Cの発熱曲線をもつ，しかしカオリナイトに比較すればその曲線にかこまれる面積は小さい。

100°～250°Cの吸熱曲線は主として吸湿水，吸着水に基づくものであり，したがって吸着水の量によってこの谷の面積はいちじるしい影響をうける。なおHENDRICKS[59]などが明らかとしているように交換性イオン種別によってもその形状は変化する。700°C前後の吸熱曲線はモンモリロナイトを構成するAl，Feおよび Mgなどのイオンと OHイオンの結合が破れ，水が脱出することによる。したがって結晶粒子の大きさ，結晶度の良否および結晶格子のAlイオンに対するFeまたはMgなどの置換度，置換されたイオンの種類によりいちじるしく影響される。結晶格子中では結合力はAl—OH，Fe—OH，Mg—OHの結合の順に小さくなるので，たとえばMgを多量に含有するものは吸熱曲線の尖端温度が低下する。

900°Cの吸熱曲線はモンモリロナイト結晶構造の完全な崩壊を示すものであり，Siに対しAlが置換した場合およびAlに対してFe，Mgが置換した場合は吸熱曲線の尖端温度は低下する。

950°Cの発熱はスピネル型鉱物の生成に基づき，Alに対しFe，Mgが置換した場合は発熱曲線の尖端温度は上昇する。またFe含量の少ないものはこの曲線の巾が大きくなる。

ノントロナイトはAlをFeで置換したモンモリロナイト鉱物であるので，すでに述べたようにFe—OHの結合が弱く，700°Cの吸熱は低熱側に移行し，400°Cより吸熱を始め500°Cに吸熱曲線のピークがある。また900°Cにおける格子の崩壊と同時にスピネル型のマグネタイトを生成し，この発熱のために900°Cの吸熱が隠されて，DTA曲線にはいちじるしい吸熱を示さない。

イライト属は雲母属鉱物に属する一群であり，モンモリロナイトとムスコバイトを両端とする一連の中間鉱物群であり，SiとAlの置換，AlとMgまたはFeなどの置換がおこなわれている。イライト属のDTA曲線はまだ十分には解析されていないが，GRIM[60]などによれば100°～200°Cの吸熱，500°～650°Cの吸熱，850°～920°Cの吸熱および920°～1,000°Cの発熱が認められる。100°～200°Cの吸熱曲線は吸着水に基づくがモンモリロナイトなどと比較すれば単純であり谷も浅い。500°～650°Cの吸熱曲線はモンモリロナイト属の場合と同様にAl—OHの結合がやぶれ構造水が離脱することに基づき，この曲線の谷は低く巾が広いことを特徴としている。850°～920°Cの吸熱はイライト結晶格子の完全な破壊に基づくとされ，920°Cより高温部の発熱はAlと置換しているMg，Feなどの相互の間でスピネル型鉱物が生成されることに基づく。イライトがK_2Oをそおとう量含有し，その格子破壊と同時にSiO_2とともにガラスを造ることがモンモリロナイト属のDTA曲線といちじるしい相異を示す原因とされている。イライト属のDTA熱曲線は850～920°Cの吸熱後ただちに発熱がおこなわれることを特徴とし，同像置換イオンの種別および置換の程度等によりDTA曲線の形状に多少の相異がある。

ギプサイトは275°～375°C間に吸熱があり，吸熱曲線の尖端はだいたい320°C前後である。人工的に造られた$Al(OH)_3$はその製造法によって320°C以外に250°Cおよび530°Cの吸熱を示す。ギプサイトのほかにAl_2O_3の水和物と見なされるディアスポアおよびベーマイトはいずれも500°～600°Cにいちじるしい吸熱を示し，その尖端温度は550°Cである。

リモナイト，ゲータイト[61]はともにFe_2O_3の水和物であり，前者は250°～350°Cに，後者は340°～425°Cに吸熱ピークをもつ。このほかレピドクロサイト[61]およびMACKENZIE[62]の研究による“cold precipitated hydrated ferric oxide”がある。

石英[63]は565°Cに転移点をもち，はなはだ鋭い吸熱を示すが曲線の谷は深くはなく，しかも転移が可逆的である。クリストバライトは230°～250°Cに弱い吸熱ピークを示す。アナテース[64]はしばしば土壌中に認められ，465°Cの発熱ピークをもつ。なお明礬石[50]，鉄明礬石[50]も特異なDTA曲線を示す。また粘土中にしばしば存在する有機物，硫化物のDTA曲線について GRIM[65]などの報告がある。なおこのほか炭酸塩鉱物もしばしば混在し，そのDTA曲線はたとえばGRUVER[66]，CUTBERTなど[67]により求められている。

以上述べたようにDTA曲線により，個々の鉱物が単独に存在するときには容易に識別することができる。しかし土壌コロイドのように種々の鉱物がいろいろの割合で混在する場合には，混合によって個々の鉱物のDTA曲線が重復するほかに化学反応を起したり，曲線の形状が混合のために変化することがあり，個々の構成鉱物を識別できない場合も多い。とくにモンモリロナイト属とイライト属の混合物，またはそれらの含量の少ない土壌コロイドの場合にはそれらを識別することが困難である。

なおモンモリロナイトが有機化合物と特殊な化合物を造ることを利用し，粘土有機化合物のDTA曲線の特殊性よりモンモリロナイト属を検討することが ALLAWAY

[69]により行われている。本報告でも一部試料についてピペリディン処理粘土のDTA曲線を求めた。

〔3〕 実験結果およびその検討

(1) 分離したコロイド試料 (No.-1～No.-26) のDTA曲線について (図—12)

分離された土壌コロイド 26 種のDTA曲線を図—12に示し，これらの曲線について検討するが，本来熱分析は定性的試験であり，鉱物種決定のための補助手段であるから，この結果のみから鉱物種を断定することは危険である。ここでは第三報で報告する予定であるX線分析および電子顕微鏡写真よりえられた結果をも考慮に入れてDTA曲線を検討する。

No.-1 :

DTA曲線は 150°C，590°C の吸熱ピークと 970°C の発熱ピークをもち，代表的ハロイサイトに近いDTA曲線を示す。ハロイサイトは結晶度もすぐれ，結晶粒子径の分布もせまく，同一粒径の結晶が揃っていることを示す。この点は後報する電子顕微鏡による観測からも確かめられている。DTA曲線はモンモリロナイト属などの吸発熱ピークは認められない。

この試料の原土を 88 μ フルイでふるったもののDTA曲線を No.-1′ に示す。この曲線は有機物の燃焼によると考えられる 200～400°C の発熱を示し，700°C にわずかではあるが，モンモリロナイトの存在するらしい吸熱の傾向を示す。No.-1″は 0.5 μ 以下の粒子であり，モンモリロナイトによる 700°C の吸熱をわずかに認めうる程度に示し，220°C の交換性 Ca^{++} の脱水による吸熱の傾向を認め，100°～200°Cの吸熱ピークは大きくなり，さらに 900°C 以上の発熱ピークが低温側に移り，その面積も小さくなる。No.-1より粒径が小さいのでモンモリロナイトが存在すれば，この部分により濃縮するはずであり，上にのべたDTA曲線の特性はモンモリロナイトの少量が存在することを推定させる。しかしX線分析ではハロイサイトを認めるが，モンモリロナイトは認めないし，電子顕微鏡写真によればゲル状物質を認める。

No.-1 と No-1″ の曲線を比較してみると，発熱ピークも吸熱ピークもやや低温側に偏しており，500°～600°C吸熱ピークの面積と 900°～1,000°C の発熱ピークの面積の比を求めれば，No.-1 では約 2.6 であり No.-1″では約 4.0 である。モンモリロナイトが存在すればNo.-1″ の方により多いので，この面積の比はむしろ逆になるべきである。したがって No.-1″の 900°～1,000°C の発熱ピークは，粒径の小さい結晶度の良好でないハロイサイトによるのか，500°～600°Cの吸熱にはパイデライトに近いモンモリロナイトによる吸熱が加算されているのか，または他の原因によるのか明らかにしえない。

なお 500°～600°C 吸熱ピークの面積を香港カオリンのそれと比較すれば，約 85 % である。また一度熱分析を終ったものについて，石英の転移吸熱ピークを求めたが，認めえなかった。原土は多量の石英砂よりなるが，コロイド部分には石英は存在しても少量であり，X線分析によってはわずかに石英の存在を認める。

しかしピペリディン処理した試料のDTA曲線は 600°C に僅かではあるが発熱ピークを認め，モンモリロナイト属の存在を示す。Allaway によれば，この発熱ピークはモンモリロナイトの構造水の離脱にともなう吸熱ピークと同温度とされているので，試料中に存在するモンモリロナイトの吸熱ピークは 600°C とされ，モンモリロナイト属の内でもバイデライトに近いものと推定される。

No.-2 :

DTA曲線は 100～200°C，220°C，500～600°C，700°C および 900°C に吸熱ピークをもち，350°C および 900～1,000°C に発熱ピークをもつ。

500～600°C の吸熱はカオリナイト属によると思われるが，ピークの巾は広く浅い。また温度も 570°C でやや低い。したがってカオリナイト属は結晶度の低い粒径分布の大きいものと推定される。わずかに認められる 700°C および 900°C の吸熱は，140°C のいちじるしい吸熱および 220°C の Ca-モンモリロナイトによる吸熱とも関連して，モンモリロナイトの存在を推定させる。900°C より高温部の発熱は不鮮明であり，カオリナイト属に見られる形状とはそうとう相異するように思われるが，粒径が小さく結晶度も低い場合，とくにハロイサイトにモンモリロナイトまたはアロファンの混合した場合に発熱ピークは巾の広い円味をおびたものとなり，ピーク温度が低温側に移動することが認められているので[51-a]，500°～600°Cの吸熱に関連してカオリナイト属の存在は肯定される。電子顕微鏡写真によればハロイサイトと考えられる管状鉱物を認める。

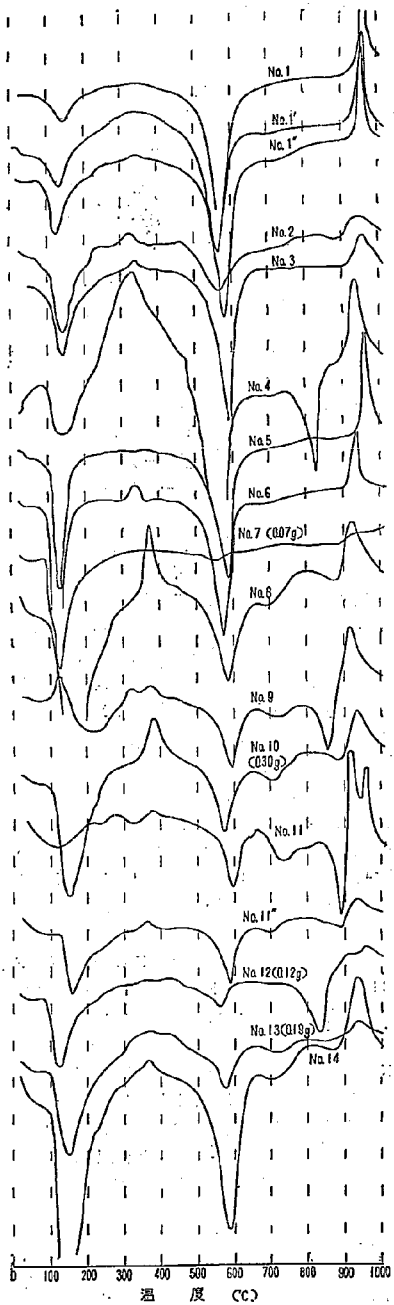
すでに報告したように本試料は K_2O を 0.7 %，Fe_2O_3 を 11 % 含有し，イライトの共存または一部のノントロナイトの共存を一応考えても，このDTA曲線の説明をさまたげない。

X線分析によればモンモリロナイトを認め，(001) 線は拡散しているがハロイサイトも認める。

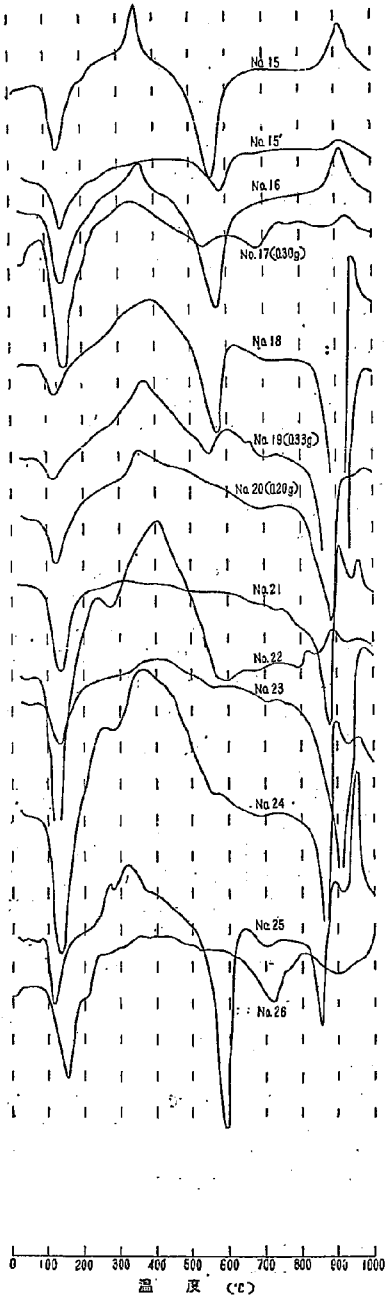
ピペリディン処理試料のDTA曲線は 600°C に顕著な発熱ピークを認め，モンモリロナイト属の存在は確実である。バイデライトに近いものとすれば，500～600°C の吸熱ピークの形状などは説明しやすい。

No.-3 :

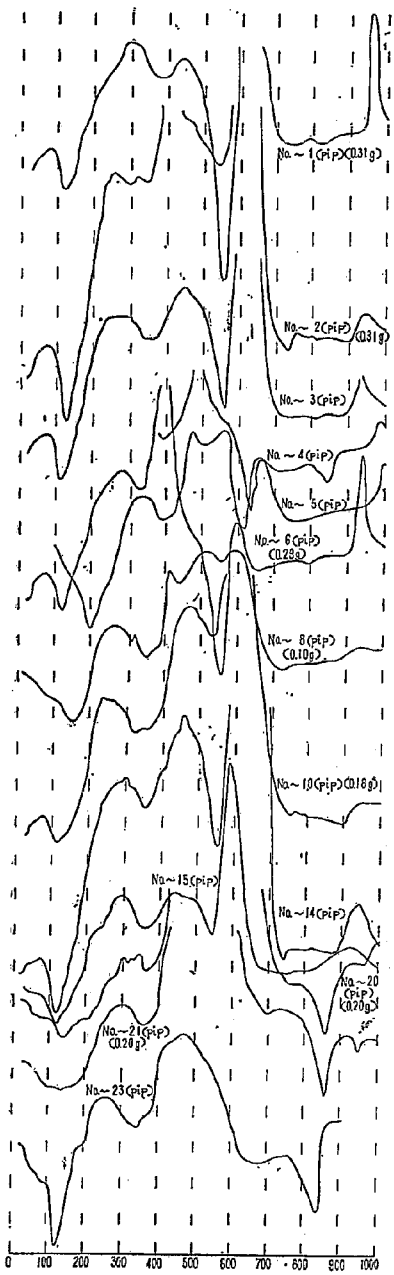
DTA曲線は 150°C，580°C の吸熱ピークおよび 950°Cの発熱ピークをもつ。この曲線は結晶度のあまり良好でない，粒径分布の広いハロイサイトの存在を示す


No.1
No.1'
No.1"
No.2
No.3
No.4
No.5
No.6
No.7 (007g)
No.8
No.9
No.10 (030g)
No.11
No.11"
No.12(012g)
No.13(019g)
No.14
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
温 度 (℃)

図—12 (A)


No.15
No.15'
No.16
No.17(030g)
No.18
No.19(033g)
No.20(020g)
No.21
No.22
No.23
No.24
No.25
No.26
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
温 度 (℃)

図—12 (B)



図—12（C）

と推定させる。950°Cの発熱曲線は立ちあがりが鋭くなく，高さも低くく不鮮明であり，ピーク温度もやや低温側に偏する。主として粒径分布の広いことがこのようなDTA曲線を与える原因と考えられる。電子顕微鏡写真も粒径分布の広いことを示す。

150°Cの吸熱ピークが深いことは，モンモリロナイトの共存または加水ハロイサイトによると考えられるのであるが，X線分析の結果では加水ハロイサイトをほとんど認めず，モンモリロナイトがそうとう量存在するので，950°Cの発熱曲線の形状と関連して，このDTA曲線はハロイサイトおよびモンモリロナイトの共存を示すと考える。なおX線で顕著にモンモリロナイトを認めても，DTA曲線にほとんどその存在を認めないこと，および吸熱ピークと発熱ピークの面積比が5.8でいちじるしく大きいことはさらに研究を要する点と思うが，一方ピペリディン処理試料は 600°C に顕著な発熱ピークを示し，モンモリロナイトの吸熱ピークは 700°C にはなく，バイデライトに近いものと推定される。

No.-4：

DTA曲線はハロイサイトを示し，モンモリロナイトのピークを示さない。570°C の吸熱ピークは鮮明であり，低温側に偏し，930°Cの発熱ピークはあまり鮮明でなく，同様に低温側に偏する。両ピークの面積比は約4であり概して大きい。ハロイサイトの結晶度は低く，粒径分布は狭いと考えられる。

本試料は有機物除去のため H_2O_2 処理を実施していないので，200～500°C の不規則な発熱は共存する亜炭等によるフミン質と考えられる。また 820°C に認められる吸熱ピークは方解石によるものであり，原土についてのDTA曲線はハロイサイトを示し，モンモリロナイトの痕跡が認められるが，方解石と推定される物質の存在は認められない。方解石は粒径がはなはだ小さく，コロイド部分に濃縮すると考えられる。

なおX線分析によればモンモリロナイト，ハロイサイトおよび方解石を認める。

No.-5：

DTA曲線は 130°C のいちじるしい吸熱ピークをのぞいては，No.-1とほとんど同一曲線を示す。すなわち結晶度の良好な，粒径分布の均一な加水ハロイサイトを主成分とし，モンモリロナイトなどは存在しても僅少であると推定される。X線分析によればハロイサイトを認め加水ハロイサイトの存在も推定される。なおピペリディン処理試料では 600°C にやや顕著な発熱を認める。

No.-6：

DTA曲線は No.-5 同様であり，加水ハロイサイトを主要成分とすると推定される。580°Cの吸熱ピーク，940°C の発熱ピークはいずれも No.-5より低温側にあり，両ピークの面積比は 4.3であり，No.-5 の 2.2 の

約2倍である。結晶度は No.-5 よりおとり，粒径も小さいと考えられる。またモンモリロナイトに基づくと考えられる 700°C の吸熱をわずかに示している。

X線分析によればハロイサイト，ゲータイトを認めるのであるが，DTA曲線上にゲータイトによる吸熱ピークを認めないのは，有機物による 350°C の発熱でかくされているためかも知れない。またピペリディン処理試料では 600°C に発熱ピークを認め，モンモリロナイトの少量を含有すると推定される。

No.-7：

DTA曲線は 130°C のいちじるしい吸熱ピークのほかに，あまり大きな変化はない。カオリナイト属の存在をわずかに推定しうるが，使用した試料量が 0.07 g であまりに少量だったために曲線は平坦化されている。130°Cの吸熱ピークの大きいことは，加水ハロイサイトまたはモンモリロナイトの存在に関連すると推定される。

X線分析によれば加水ハロイサイトを認めるがモンモリロナイトについては明らかでない。

No.-8：

DTA曲線はカオリナイト属とモンモリロナイトの共存を推定させる。160°Cの吸熱ピークはとくに顕著であるが，モンモリロナイトのみによるとしてはやや大きすぎる。580°Cのピークは対称性に近いのであるが，モンモリロナイトの吸熱が引きつづき起るために，ハロイサイトによる非対称性ピークが変形しているとも考えられる。870°C の吸熱ピークはモンモリロナイトにもよるが，本試料が CaO を約 4% 含有していることと関連しておそらく少量の方解石の存在を示すものと推定される。

900°C以上の発熱ピークは不鮮明であり，巾が広く温度も低温側に偏していることは，カオリナイト属にモンモリロナイトの共存を示すと同時に，カオリナイト属は結晶度も低いことを示す。

370°C の発熱ピークは No.-10, 14, 15 にも認められ，少量の有機物によると考えられるのであるが，燃焼温度の範囲がやや狭ますぎる点に一応の疑問がのこる。

ピペリディン処理試料は 650°C に顕著な発熱ピークをもち，モンモリロナイトの存在を示す。

X線分析によればモンモリロナイトの存在を明確に認めるが，カオリナイト属の存在も十分推定できる。

No.-9：

DTA曲線はカオリナイト属とモンモリロナイトが共存し，このほかにそうとう量，方解石の存在することを示す。900°Cの発熱ピークは No.-8 と同様に解釈される。なお 150°C の吸熱ピークに引きつづき 300°C まで徐々に吸熱反応がおこなわれていることは現在のところ説明できない。なおピペリディン処理試料は 600°～650°C に顕著な発熱を認める。

X線分析によればモンモリロナイトの存在を明瞭に認め，ハロイサイトと方解石の存在も認める。

No.-10：

DTA曲線は No.-8 と同様に解釈される。なおX線分析によればモンモリロナイトを確実に認め，カオリナイト属はわずかに認めるにすぎない。方解石をも認める。カオリナイト属は結晶度の低いものである。ピペリディン処理試料は 600°C に顕著な発熱ピークをもつ。

No.-11：

DTA曲線はカオリナイト属，モンモリロナイトおよび方解石の存在を示す。しかしモンモリロナイトによる 700°C のピークが高温側に偏し，さらに 150°C の吸熱ピークが小さすぎることの原因は明らかでない。モンモリロナイトの含量はカオリナイトの含量より多い。900°C以上の発熱ピークは二つに分かれており，第一のピークは方解石の分解およびモンモリロナイト結晶格子の破壊に引きつづくモンモリロナイトによる発熱であり，第二のピークはカオリナイト属による発熱である。カオリナイト属の結晶度は No.-10 などよりも良好と考えられる。なお 720°C の吸熱ピークがやや高温側に偏していることと関連して，950°C の発熱ピークの方がむしろモンモリロナイトによるとも考えられるが，DTA曲線からは明らかにしえない。また 320°C に小さい吸熱ピークが存在するがおそらくリモナイトによると推定さる。

なお本試料を 0.1 N 塩酸で 24 時間室温（約 10°C）で処理したもののDTA曲線を No.-11′ に示す。両曲線を比較すれば方解石が除去されたことが明らかであり，水素モンモリロナイトの生成が見られ，多少のゲル状物質の生成が推定される。

No.-12：

DTA曲線はカオリナイト属と方解石の存在を示す。試料は 0.12 g であり，熱ピークは不鮮明であり，モンモリロナイトによる熱ピークは見られないが，130°Cの吸熱ピークがいちじるしく大きいことは，モンモリロナイトの存在を推定させる。カオリナイト属は結晶度の高いハロイサイトで粒径分布も広いと推定される。

X線分析によればモンモリロナイト，方解石を明確に認め，ハロイサイトも認めうる。

No.-13：

DTA曲線はカオリナイト属とモンモリロナイトの共存を示し，モンモリロナイトの含量はそうとうに多い。150°C の吸熱ピークはいちじるしく大きい。

No.-14：

DTA曲線はカオリナイト属とモンモリロナイトの共存を示し，150°C の吸熱ピークが特に大きいことはカオリナイト属は加水ハロイサイト，または結晶度の良好でないハロイサイトと推定される。

ピペリディン処理試料は 650°C に顕著な発熱ピークをもち，モンモリロナイトの存在を示すが，未処理試料の吸熱ピーク温度よりやや低温側にある。

X線分析によれば，モンモリロナイトを明確に認め，ハロイサイトも認めるが，加水ハロイサイトの存否はあまり明瞭ではない。

No.-15：

DTA曲線はハロイサイトおよび加水ハロイサイトの形を示し，モンモリロナイトの存否は明瞭でなく，存在しても少量である。500～650°C の吸熱ピークは 560°C でやや低く，900°C 以上の発熱ピークは概して円味をもち，その尖端温度が低温側に 50°C 偏している。このことは結晶度が良好でなく，結晶粒径も小さいハロイサイト系鉱物によると考えられる。

この試料のDTA曲線は須藤[51-(9)]の研究による七戸粘土のそれにはなはだ近似している。須藤はわが国の多数のハロイサイト鉱物について研究し，七戸粘土等をⅡ型の加水ハロイサイトとして区別し，Ⅰ型のハロイサイト（本試料では No.-5 にそうとうする）にアロファンなどの鉱物を混合すればⅡ型のDTA曲線をうることを明らかとしている。

X線分析によればモンモリロナイトはもちろんのことカオリナイト鉱物の (001) 線を示さないのであるが，ハロイサイトの他の廻折線は明瞭に示す。しかし粉末X線写真では 6～8 Å に明瞭なハローを認める。

またコロイドを分離しない原土についてのDTA曲線を No.-15′ に示す。No.-15 には 350°C に顕著な発熱があり，No.-8 および No.-10 にも認められることはすでに述べた。多少の温度差および程度の差はあるが，この傾向は本研究試料には一般的に認められる。しかし No.-15′ にはこの発熱がない。このことについてはさらに研究を要するが，コロイド試料の分離過程が関連すると考えられる。酢酸石灰の残留，有機物のコロイド中への濃縮とその除去の不完全，また，たとえばある種の水酸化鉄のコロイド中への優先的濃縮などが一応考えられる。酢酸石灰の存在とすれば炭酸石灰の吸熱をともなうべきであり，その可能性は考えられない。有機物の除去が不完全としても，その発熱ピークの巾があまり狭いことは理解しがたい。したがってこのような発熱を示す物質の存在を考えるのが妥当である。

なおピペリディン処理した試料はあまり顕著ではないが，600°C に発熱ピークを持つ。また結晶度が良好でないことは電子顕微鏡による観察からも知りうる。

No.-16：

No.-15 とほとんど同じDTA曲線を与える。

X線分析によれば 7Å 前後に拡散した線をわずかに与えるにすぎないのであるが，(00 l) 以外の粘土鉱物に共通な線は認められる。

No.-17：

DTA曲線はモンモリロナイトと僅少量のカオリナイト鉱物の存在を推定させる。

No.-18：

DTA曲線はハロイサイトと方解石の存在を示し，モンモリロナイトの存在も推定される。X線分析の結果も上記の推定を支持している。

No.-19：

DTA曲線は方解石，モンモリロナイトおよびカオリナイト鉱物の存在を示し，X線分析の結果もそれを支持している。DTA曲線の 150°C の吸熱ピークはやや低温側にあり，またこのピークの面積は意外に小さい。

No.-20：

DTA曲線はモンモリロナイトに基づくと考えられる 150°C，700°C の吸熱ピークおよび 950°C の発熱ピークを示す。このほか方解石の存在を示しており，カオリナイト属に基づく吸熱ピークを示さない。またピペリディン処理粘土は 500～600°C にいちじるしく顕著な発熱をもつ。X線分析によればモンモリロナイトと方解石を認め，カオリナイト属の存在をわずかに認める。

No.-21：

DTA曲線は方解石の存在を示し，カオリナイト属の存在を示さない。モンモリロナイトによる 700°C 前後の吸熱ピークは明瞭には認められないが，方解石の熱分解がモンモリロナイトの熱分解に引きつづき起ると考えられ，さらに 950°C の発熱ピークおよび 150°C の吸熱ピークの存在とともに考えれば，モンモリロナイトの存在を十分推定することができる。またピペリディン処理粘土は 600°C に顕著な発熱ピークをもつ。

X線分析によればモンモリロナイトと方解石の存在を認め，カオリナイト属による 7—8Å 線はいちじるしく拡散している。

No.-22：

DTA曲線は有機物を除去しない試料であったので 400°C に顕著な発熱ピークを持つ。150°C の吸熱ピークは深く，550°C の吸熱ピークと 950°C の発熱ピークをわずかに認め，カオリナイト属を推定しうる。850°C の吸熱，900°C の発熱および 700°C の吸熱はわずかだがモンモリロナイトも推定しうる。

No.-23：

DTA曲線は方解石の存在を示し，700°C にはわずかではあるが明瞭に吸熱ピークを示し，550°C には不明瞭な吸熱ピークを示す。モンモリロナイトの存在が推定され，カオリナイト属は明らかでない。

X線分析によればモンモリロナイトの廻折線を示すがカオリナイト属は明らかでない。

No.-24：

DTA曲線は除去されない有機物と方解石を明瞭に示

す。150°C の吸熱ピークは深く，700°C にわずかであるが吸熱ピークが認められ，900°C に発熱ピークが存在するので，モンモリロナイトが推定される。またカオリナイト属も推定される。

X線分析によれば方解石，モンモリロナイトを認め，カオリナイト属は明瞭でない。

No.-25：

DTA曲線は 580°C に深い非対称性の吸熱ピークと，950°C に鋭い発熱ピークをもち，結晶度の良好なハロイサイトが存在する。このほか 130°C，700°C にやや顕著な吸熱ピークを，900°C に発熱ピークをもち，モンモリロナイトが存在すると考える。以上のほか方解石の存在が明瞭である。

X線分析によればカオリナイト属と方解石を明瞭に認め，モンモリロナイトも認めうる。

No.-26：

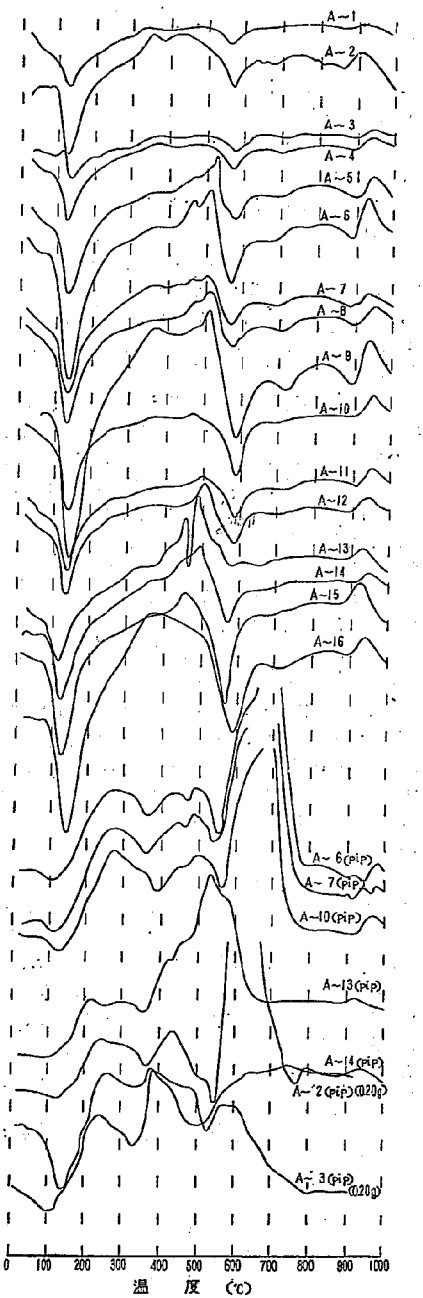
DTA曲線は 150°C，210°C，700°C，900°C に吸熱ピークを明瞭に示し，発熱ピークは 1,010°C であり，モンモリロナイトの代表的な熱分析曲線である。発熱ピークが 1,000°C 以上のように高いのはおそらく Mg 含量の多いことによると考えられる。

(2) A試料（一軒屋前ボーリング試料）のDTA曲線について（A—1～A—16）

分離したコロイドはすでに述べたように，ハロイサイトと考えられるカオリン鉱物とモンモリロナイト鉱物を含有している。コロイドを全試料について分離するのは困難であると同時に，コロイドと共存する成分は石英および火山灰を主体とする砂またはシルトであるので，88μ フルイでフルイ別した部分について熱分析を実施した。DTA曲線を図—13 に示す。

この図から明らかのように，いずれも 100～250°C，500～600°C，700°C，および 900°C の吸熱ピーク，950°C の発熱ピークが認められる。分離したコロイドについての実験では，ハロイサイトおよびモンモリロナイトの存在が論じられたので，これらのピークをそれらの存在と関連して考えてもよい。図よりA—2，3，6 には石英の存在が認められるのであるが，カオリナイトと共存するときには石英が 60％ 以上でなければ確認できないとされており，また火山灰，長石類は熱ピークを示さないので，図に見られるピークは主として粘土鉱物によると考える。各試料に 450°～500°C の発熱ピークを認めるが，おそらく硫化鉱によるか，または亜炭等の有機物の混入によると考えられる。

500～600°C のピークはハロイサイトにより，700°C のピークはモンモリロナイトによると考え，その面積によりそれらの含量が表わされるとすれば，深さ 16 m 位までの層ではいずれもハロイサイトに対してモンモリロナイトの割合が大きく，さらに深くなればその反対とな



図—13

りモンモリロナイトの割合は小さくなる。方解石はすでに述べたようにコロイド中に多量認められ，それらのコロイドを分離しない試料についてのDTA曲線では，たとえばA—4，10，12 では方解石を明瞭には認めがたいか，または500°～600°Cのピークに対しいちじるしく不明瞭のピークを与える。このことは方解石がとくにコロイド部分のみに存在するか，コロイド試料の採取にあたり粘土の分散が完全でないか，またはその両者であるためと思われる。コロイドは膠質土より分離したものが多く，いずれも方解石を認めるが，No.-19 のように泥岩であるA—4より分離したものにも認められ，88μ以下の部分についてのDTA曲線に方解石を認めなくても，コロイド部分には方解石が存在する。またコロイド試料と88μ試料で500～600°C，700°C ピークの面積を比較すれば，コロイドの方が 700°C ピークが大きい傾向を示している。なお一部のピペリディン処理試料についての熱分析曲線も示した。

（3） B試料（山頂附近ボーリング試料）の DTA曲線について（B—1～B—14）

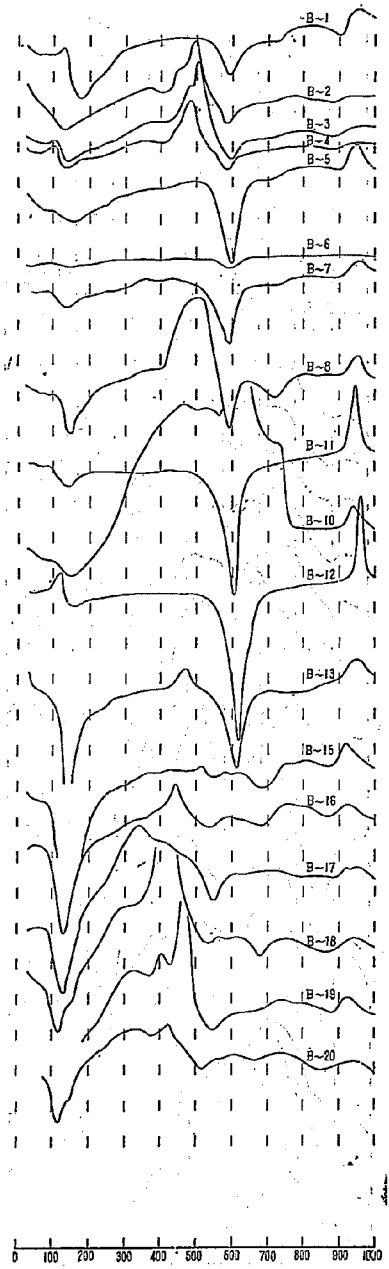
この場合も 88μ以下の試料について実験し，その結果を 図—14 に示す。この場合もA試料と同様にハロイサイトおよびモンモリロナイトの存在が考えられている。B—1～B—8は同一試錐孔試料であり，A試料と同様に上部の方がハロイサイトに比してモンモリロナイトの量が多い傾向が見られる。ただB—7とB—8間の試料より分離したコロイドは方解石を含有しない。B—8の700°Cの吸熱ピークがいちじるしく大きいが，150°C のピークはそれにともなわないし，900°C の吸熱ピークも明らかでないので，このピークをモンモリロナイトのみに帰することはできない。

同一試錐孔試料であるB-10～B-12 についつ見れば，B—11，12はハロイサイトのDTA曲線を示し，吸熱ピークは 600～610°C と高く，谷の巾はせまく，900°C 以上の発熱は急激に起っているがピーク温度はやや低い。結晶度の良好で粒子径が均斉で小さいハロイサイトを示すと考えられる。モンモリロナイトは図よりは明らかでないが，ピペリディン処理試料について見れば，B—11にはモンモリロナイトの存在を推定しうるが，より下方のB—12 にはほとんど存在が認められない。

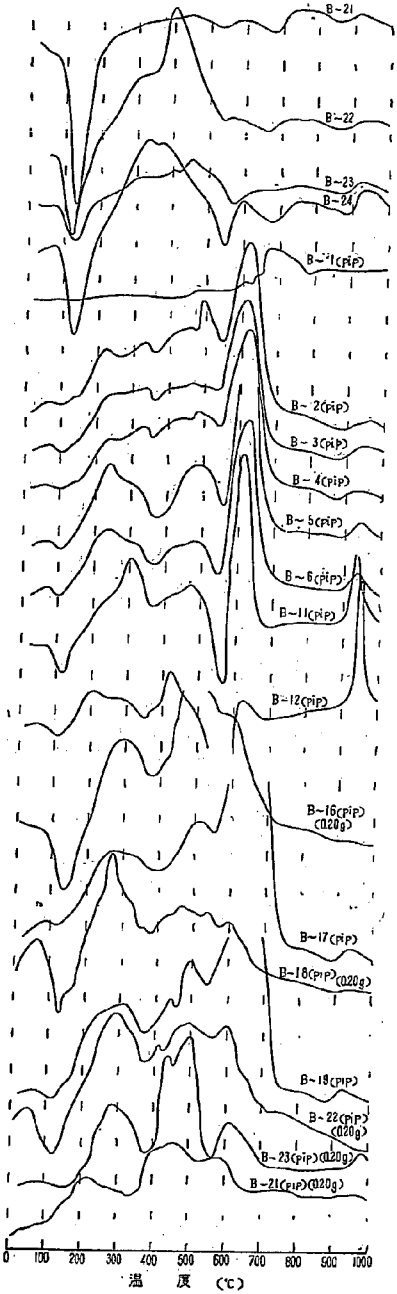
上部亜炭層に属する B—15～B—23 は，いずれもハロイサイトの吸熱ピークを認めないか，またはわずかに認めうる程度であり，一方モンモリロナイトのピークは明瞭に認める。しかしコロイド部分に認められる方解石のピークは明らかでない。とくに深い B—24 はハロイサイトの含量割合がやや大きくなっている。

（4） C試料（排水トンネル線上試錐試料）の DTA曲線について（C—1～C—22）

この場合も 88μ以下の粒子について実験し，その結



図—14（B）



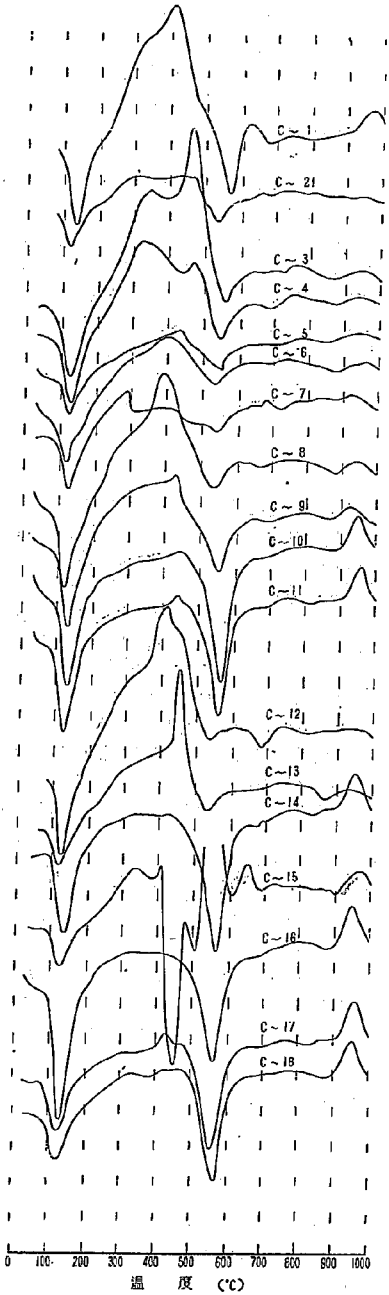
図—14 (B)

果を 図—15 に示す。DTA曲線はAおよびB試料の場合と同様にハロイサイトおよびモンモリロナイトの存在が考えられる。試錐の結果ではすでに述べたように表土層，亀裂の多い青色砂岩，青色粘土と青色砂の互層（一部軟質青色砂岩），亀裂の少ない青色砂岩層がある。C—2，3，4，7，8，12 は第二層であり，2，7 をのぞいて有機物が多く，粘土鉱物の含量が少なく，500°～600°C および 700°C の吸熱ピークの面積比は小さい。C—17，18 は第三層を示し，有機物は僅少であり，面積比はいちじるしく大きく，ほとんどハロイサイトのみの曲線を与え，とくにC—18試料はピペリディン処理試料ではモンモリロナイトの存在は痕跡程度であることを示す。C—9，10 は第四層であり有機物も少なく，粘土鉱物含量は比較的多く，上記の面積比は大きいがモンモリロナイトの割合は第三層より多いと推定できる。この層の上下にある膠質粘土層であるC—11，19 は 700°C の吸熱ピークがいちじるしく小さい。C—13，14，15 は第四層より下層であり，C—13，14 は他の試料と同様な曲線を与えるが，最下層のC—15は特異なDTA曲線を示す。褐鉄鉱と硫化鉱が存在し，カオリナイト属も存在することは確かであり，モンモリロナイトも存在すると考えられる。第一層であるC—1はピークの面積比は小さく，有機物も多いが，C—5，6はカオリナイト属の存在を明瞭には示していない。

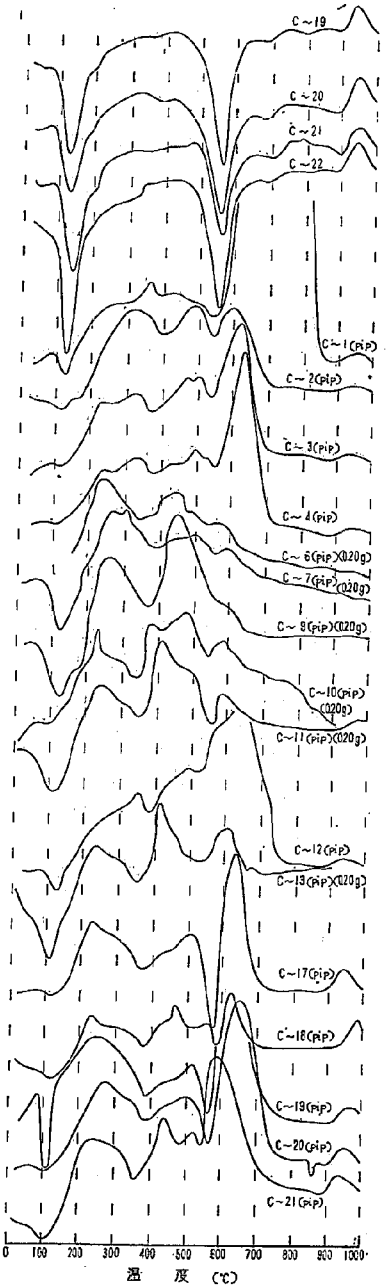
(5.) D，E試料（宇土沢不動池部試錐試料およびその他の試料）のDTA曲線について

ここでも 88μ 以下の試料について実験し，その結果を 図—16 に示す。D—1 は粘土鉱物の含量多くハロイサイトのDTA曲線を与える。500°～600°Cのピーク面積に比して 950°C ピークの面積は小さいのであるが，その立上りは鋭い。150°C の吸熱ピークの大きいことをのぞいてはコロイド試料 No.-1 に近い曲線を示す。D—2，3はいずれも軟質石英粗面岩であり，カオリナイト属鉱物などの粘土鉱物はほとんど生成していない。D—4はD—1とほとんど同じ曲線を与え，D—5は有機物を含むほかはD—4と同じである。D—6，7は基盤である石英粗面岩の風化物と考えられており，曲線はD—1とほとんど同じである。これらの試料はいずれも粘土鉱物の含量がいちじるしく多く，ハロイサイトまたは一部加水ハロイサイトのDTA曲線を与えるのであるが，モンモリロナイトの存在を示す曲線を与えない。しかしD—1試料をピペリディン処理したものは 600°C に発熱ピークを与え，少量であるがモンモリロナイトの存在が推定される。

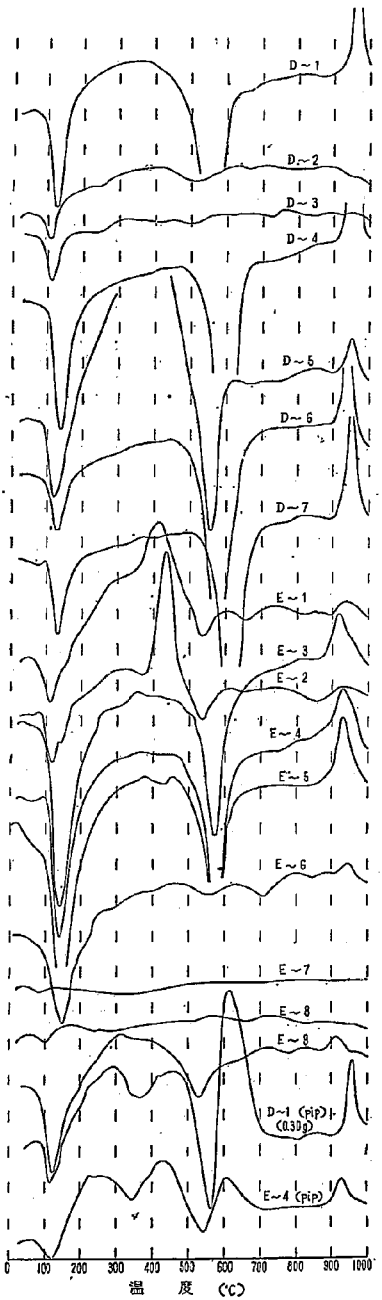
E—1，2は粘土の含量少なく，カオリナイト属とモンモリロナイト属の共存を推定させるDTA曲線を与え，この場合でも上層の方がよりモンモリロナイトの量が多い。また有機物の存在も示される。


C～1
C～21
C～3
C～4
C～5
C～6
C～7
C～8
C～9
C～10
C～11
C～12
C～13
C～14
C～15
C～16
C～17
C～18
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
温　度　(℃)

図—15（A）


C～19
C～20
C～21
C～22
C～1(PiP)
C～2(PiP)
C～3(PiP)
C～4(PiP)
C～6(PiP)(0.20g)
C～7(PiP)(0.20g)
C～9(PiP)(0.20g)
C～10(PiP)(0.20g)
C～11(PiP)(0.20g)
C～12(PiP)
C～13(PiP)(0.20g)
C～17(PiP)
C～18(PiP)
C～19(PiP)
C～20(PiP)
C～21(PiP)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
温　度　(℃)

図—15（B）



図—16

E—3, 4, 5は150°Cの吸熱ピークがいちじるしく大きく，575°Cの吸熱ピークがついで大きい。900°～1000°Cの発熱ピークは鋭くなく，かつそのピークは 900°C に近い。吸発熱ピークの面積比も大きく，結晶度もあまりよくない加水ハロイサイトのDTA曲線に近い。いずれも 700°C の吸熱ピークを欠き，E—3, 4 は 700°C より高温側で曲線が基線より離れている。

E—6はモンモリロナイトを含有し，カオリナイト属は明らかでない。E—7, 8はほとんど粘土鉱物のDTA曲線を与えない。E—9は400°～600°Cに吸熱を持つがその谷は浅くて巾は広く，ピークの温度は 500°C に近くかたまっている。600°～700°C間に吸熱があると推定され，900°Cに円味を持つた発熱ピークが見られる。この曲線よりカオリナイト属の存在は十分考えられ，モンモリロナイトの存在も推定されるが，500°～600°Cの吸熱ピークの形状と考え合わせて，カオリナイト属以外の存在については明らかでない。

〔4〕 要　　約

茶臼山地すべり地帯の土質を解明するために，この地帯の岩石または土壌中に存在する粘土鉱物を検索した。分離したコロイドについての化学分析結果については第一報で検討した。ここでは第一報に引きつづき，分離したコロイドおよび多数のボーリング試料中の 88μ 以下の粒子についての示差熱分析曲線を検討し，一部次に報告するX線分析の結果にも言及した。

コロイドのDTA曲線はハロイサイト，加水ハロイサイト，モンモリロナイトの存在を推定させるが，それらの含量の割合はそれぞれいちじるしい相違がある。この外に方解石を示すものもある。

ハロイサイトと考えられるカオリナイト鉱物の900°～1000°C の発熱ピークはいずれも低温側に偏し，円味を持ち，その面積は概して小さい。

ピペリディン処理した試料の発熱ピークはモンモリロナイト鉱物の構造水脱水による吸熱ピークより一般に低温側に偏する。

各地点におけるボーリングによりえた各試料の 88μ 以下の粒子についてのDTA曲線はコロイドの場合と同様にハロイサイト，モンモリロナイトおよび方解石の存在を推定させ，それらの存在比が地層別に異なり，たとえば上部亜炭層では主としてモンモリロナイトであり，カオリナイト鉱物は僅かしか含まれていないことを示す。

この地すべり地帯の岩石または土壌中に存在する粘土鉱物については，次に報告するX線分析結果および電子顕微鏡観察とともに考察する。

（本報の一部は昭和 27 年4月 日本化学会年会で講演した。）

本研究を実施するにあたり須藤俊男博士より貴重な文

献を与えられ，御教示をえたことを感謝します。
また実験は主として同室の牧技官の協力による。

文　献

44) H. Le Chatelier : Bull. Soc. France. Min. 10, 204, 1887. De láction de la chaleur sur les argiles.

45) S. Satoh : Sci. Rep. Tohoku. Imp. Univ. (Series 3) 1, 157, 1923. Heat Effects on Fireclays and Their Mixtures.

46) H. Insley : J. Res. N.B.S. 14, 615, 1935. Thermal Behavior of Kaolinite Minerals.

47) F.H. Norton : J. Am. Ceram. Soc. 22, 54, 1939. Critical Study of the Differential Thermal Analysis Method for the Identification of the Clay Minerals.

48) R.E. Grim, R.A. Rowland : Am. Mineral. 27, 746, 801, 1949. Differential Thermal Analysis of Clay Minerals and other Hydrous Materials.

49) A.J. Kaufmann, E. Don Dilling : Econ. Geo. 45, 222, 1950. Differential Thermal Analysis Curves of certain Hydrous and Anhydrous Minerals with a Discription of the Apparatus used.

50) P.F. Kerr, J.L. Kulp : Am. Mineral. 33, 387, 1948. Multiple Differential Thermal Analysis.

51) a. 須藤俊男：地質雑 58, 115, 1952. Studies on Differential Thermal Analysis Curves of Japanese Clay Minerals.

b. T. Sudo, J. Ossaka : Jap. J. Geology and Geography, 22, 215, 1952. Hydrated Halloysite from Japan.

c. T. Sudo et. al : 地質雑, 57, 473, 1951. 青森県七戸町産特殊カオリン質粘土

d. T. Sudo : Clay Min. Bull. 2, 96, 1954. Clay Mineralogical Aspects of the Alternation of Volcanic Glass in Japan.

52) R. Coleman, M.L. Jackson : Soil. Sci. Soc. Am. Proc. 10, 381, 1945. Mineral Composition of the Clay Fraction of Several Coastal Plain Soils of Southeastern United States.

53) L. T. Alexander, S. B. Hendricks, R.A. Nelson : Soil Sci. 48, 273, 1939. Minerals Present in Soil Colloid : Ⅱ Estimation in Some Representative Soils.

54) S. Aomine, N. Yoshinaga : Soil Sci. 79, 349, 1955. Clay Minerals of Some Well Drained Volcanic Ash Soils in Japan.

55) M.B. Russell, J.L. Haddock: Soil Sci. Soc. Am. Proc., 5, 90, 1940. The Identification of the Clay Minerals in Five Iowa Soils by the Thermal Method.

56) 江川友治，波辺裕，佐藤昭夫：農技研報 B No. -5, 39, 1955.

57) P.F. Kerr, J.L. Kulp, P.K. Hamilton : Reference Clay Minerals, A.P.I. Res. Proj. 49. Differential Thermal Analyses of Reference Clay Mineral Specimens.

58) 塩入松三郎：日本学術協会報告，10, 694, 1934. 礫土質土壌の粘土分の二・三の膠質化学的研究

59) S.B. Hendricks. R.A. Nelson, L.T. Alexander: J. Am. Chem. Soc. 62, 1457, 1940. Hydration Mechanism of the Clay Mineral Montmorillonite Saturated with Various Cations.

60) R.E. Grim et al : J. Am. Ceram. Soc. 23, 242, 1940. Investigation of the Effect of Heat on Clay Minerals Illite and Montmorillonite.

61) J.L. Kulp, A.F. Trites : Am, Mineral. 36, 23, 1951. Differential Thermal Analysis of Natural Hydrous Ferric Oxides.

62) R.C. Mackenzie : Nautre 164, 244, 1949. Nature of Free Iron Oxides in Soil Clays.
R. C. Mackenzie : Problems of Clay and Laterite Genesis p. 64. Investigation on Cold-precipitated Hydrated Ferric Oxide and Its Origin in Clays.

63) G.T. Faust : Am. Mineral. 33, 337, 1948. Thermal Analysis of Quartz and Its Use in Calibration in Thermal Analysis Studies.

64) M. Fields, L.D. Swindale, J. P. Richardson : Soil Sci. 74, 197, 1952. Relation of Colloidal Hydrous Oxides to the High Cation-Exchange Capacity of Some Tropical Soils of the Cook Islands.

65) R.E. Grim, R.A. Rowland: Ill. State Geo. Survey. Rep. of Invest. No. 96, 1944. Differential Thermal Analysis of Clays and Shales, a Control and Prospecting Method.

66) R.M. Gruver : J. Am. Ceram. Soc. 33, 96, 1950. Differential Thermal Analysis Study of Carbonic Minerals.

67) F.L. Cuthert, R.A. Rowland : Am. Mineral. 32, 111, 1947. Differential Thermal Analysis of Some Carbonate Minerals.

68) W.H. Allaway : Soil Sci. Soc. Am. Proc. 13, 183, 1948. Differential Thermal Analysis of Clays Treated with Organic Cations as an Aid in the Study of Soil Colloids.

地　下　水　論　I.

——揚水試験に対する理論的研究　1.——

小　野　寺　　透*

桑　原　真　二**

(昭和 33 年3月)

Treatise on Ground-Water I.

——Theoretical study on Pumping Test, 1.——

(March 1958)

T. ONODERA

S. KUWABARA

Synopsis :

In spite of all phenomena related to the ground-water motion would strictly be treated by the potential theory, the practical problems concerning to the ground-water are hardly agree with the results obtained by simple formulae. The main reason rests on the following two points— 1. horizontal and vertical heterogeneity of the aquifer owing to its geological genesis and 2. the equations are solved theoretically only based upon general assumption disregarding the actual field conditions.

The authers are studing theoretically and experimentally the ground-water motion taking account of the actual field boundary conditions to solve the problems of the practical interests related to the ground-water.

This paper is a part of the theoretical study and consists the theoretical part of the "Determination of Permeability by Pumping from a Spherical Well". (Jour. Research. Pub. Works Res. Inst. Min. Const. Japan, Vol. 3, 1958 ; and Rept. IASH, IUGG XIIth General Assembly, 1957) and contains the following contents.

Denoting by q the discharge density vector of the ground-water and by Φ the potential of the flow, Darcy's law is expressed as

$$q = -\text{grad}\ \Phi,$$

and Φ satisfies the LAPLACE's equation.

We are going to take up various practical conditions to solve the equation, because to solve the actual ploblems the LAPLACE equation must be solved on the practical boundary conditions, and for the first step results were obtained on the few boundary conditions on the free surface ground-water in an isotropic homogeneons aquifer as follows : —

On pumping the ground-water from a spherical well with radius a set in a depth t satisfying $a \ll t$

1. In the case when the aquifer is (or the discharge is so kept that the aquifer may be regarded as) semi-infinite ; —

Draw-down $h(x, y)$ at any point under the natural ground-water surface is given by eq (3・4) as a function of co-ordinate, discharge Q and the permeability κ of the aquifer. And as a special case draw-down h_0 above the well is given by eq. (3・7).

2. In the case when the extension of (or the ground-water is pumped up in the condition that) the aquifer is finite and the ground-water is supplied by a straight river on one side or two straight parallel rivers on both sides ; —

Draw-down $h(r, \theta)$ is given by eq. (4・17) as a function of co-ordinate, Q, κ, thickness of the aquifer H and the distance L between the well and the river. And as a special case draw-down h_0 is given by eq. (4・20) or (4・29) according to the condition $2L \gg H \gg t \gg a$ or $H \gg 2L$; $L, t \gg a$ respectively.

3. In the case when the well is situated at the midpoint of two straight parallel rivers ($2L \gg H \gg t \gg a$) : —

$h(r, \theta)$ is given by eqs. (4・7) and (5・13) or by (4・7) and (5・16) according to $r \ll 2H$ or $r \gg 2H$. For its special case h_0 is given by eq. (5・14).

* 理学博士，地質化学部長

** 理学修士，東京大学理学部物理学教室

Thus measuring h and Q experimentally, the coefficent of permeability κ can adequately be determined by the equation cited above by pumping from a spherical well, and as the special cases the test procedures result in more simple when h_0 is appropriately measured.

目 次

§ 1. 概要と結果……(2)
§ 2. 基礎方程式とその簡単な解の性質…(2)
§ 3. 地下水位の降下……(5)
§ 4. 底に不透水面があり，一方に河がある場合の揚水試験……(6)
§ 5. 両側に等圧壁に河がある場合の揚水試験……(9)
附録Ⅰ 数値表……(11)
附録Ⅱ 公式集……(11)

§ 1. 概要と結果

地下水の流動は一つの potential 流であるから potential 論によって正しく解明できるはずである。しかしながら地下水に関する実際上の諸問題は，簡単な数式から期待される結果とはなかなか一致しがたい。その最も大きな原因は，1. 地質的成因にもとづく，帯水層の水平および垂直方向の不均一性，2. 帯水層のそれぞれの現地状態に応じた境界条件をとり入れないで，一般仮定にしたがって理論解をおこなつていること，の二つである。

著者等は，現地の状態を満足する条件をとり入れた地下水流動の状態を理論的—実験的に解明し，地下水に関連する現実の諸問題の解決に努力している。本論文はその理論研究の一部分をなすもので，球型井戸による揚水試験（土木研究所英文報告第3号(昭和33年)および第12回国際測地学・地球物理学会総会水文学部会報告）に関する理論的部分をなすもので，次のような内容について述べてある。

地下水流動の速度（語意につき§2注意）vector を q，流れの potential を Φ とすれば，Darcy の法則は

$$q=-\text{grad}\,\Phi$$

で表わされ，Φ は Laplace の方程式を満足する。

実際上の問題に即応するためには，Laplace の方程式は，それぞれの境界条件のもとに解かれなければならないから，著者等は種々の実際条件を逐次とり入れて解を求めていく。

まずその第一段階として，等方，一様な帯水層中に含まれる自由表面地下水について，二，三の境界条件で Laplace の式を解き，次の結果を得た。すなわち，半径 a の球形井戸を深さ t の位置に，$a\ll t$ を満足するように埋設して揚水する場合に，

1. 帯水層が半無限に広がる（と見なされる条件を満足するように揚水をおこなう）ときには，任意の点における地下水面の降下量 $h(x,y)$ は $(x,\ y)$，揚水量 Q および帯水層の透水係数 κ の函数となり，式 (3・4) で表わされる。その special case として揚水井の直上での水位降下 h_0 は式 (3・7) で表わされる。

2. 帯水層の拡がりが有限である（と見なされる条件で揚水をおこなう）とき，1つの直線状河川から帯水層に地下水が涵養される場合を考えると，任意の点における地下水位の降下量 $h(r,\theta)$ は，r, θ, Q, κ の外帯水層の厚さ H および井戸と河川との距離 L の関数となり式 (4・17) で表わされる。その special case として揚水井の直上での水位降下 h_0 は $2L\gg H\gg t\gg a$ か $H\gg 2L$；$L,\ t\gg a$ かによって (4・20) または (4・29) で表わされる。

3. 直線平行状の2つの河川の中央部で揚水をおこなう場合で，$2L\gg H\gg t\gg a$ のときには，$h(r,\theta)$ は $r\ll 2H$ か $r\gg 2H$ かによつて (4・17) と (5・13) または (5・16) から得られ，その special case として h_0 は (5・14) によって与えられる。

以上の諸関係から，球形井戸による揚水試験で h と Q とを測定することによって κ を求めることができる。またこの際それぞれの special case として h_0 を測定すれば，κ を求める式はさらに簡単である。

§ 2. 基礎方程式とその簡単な解の性質

この論文では，流体が均質な，等方性の多孔質の媒質の中を流れるものと考える。実際の媒質は，大小さまざまの礫，砂，粘土などから成り立ち，不均一な層状分布をしているが，これを一定の透水係数をもつ媒質で近似する。

Darcy は sand filter の中の流れを実験的に研究して，次のような結果をえた*。

$$Q=\frac{cA\,dh}{L} \qquad (2\cdot1)$$

ここで，Q は filter bed をとおして，単位時間に流れる流量，A は bed の面積，dh は入口と出口での fluid head の差，L は bed の厚さ，c は砂に特有な定数である。

砂，粘土の粒子のまわりの流れを考えれば，海綿の中の流れのように複雑であろうが，大きな目で見れば一様な流れをとらえることができる。前者を微視的な流れ，後者を巨視的な流れまたは平均の流れと呼ぶことにしよう。また，流速についても，前者に関するものを微視的流速，後者に関するものを巨視的流速または平均流速と

* Muskat & Wyckoff; The flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media, 1935, p. 56.

呼ぼう。

pore でない部分も含めた bulk の平均の流れに垂直な単位面積を，単位時間に通過する流量を平均流量密度 q と呼び，平均の流速を v とすれば，平均流速は平均の流れに垂直な bulk の単位面積を単位時間に通過する流量に等しくない。それは流体は多孔物質の間隙の中をしかも流体の通過に有効な部分だけを流れるからである。したがって ρ を流体の密度，α を有効間隙率とすれば

$$q_{\text{mass}}=\rho\alpha v \qquad (2\cdot2)$$

がなりたつ。

一般には q_{volume} を取扱うことが多いが，ここでは q で mass flow を表わすことにする。また，われわれは巨視的なものを問題にすることが多いので，ことわらないかぎり，流れ・流速をもって巨視的な流れ・平均流量密度に代用する。

つぎに DARCY の法則を一般化しよう。この法則は，流速が流体にはたらく(巨視的な) 圧力コウ配に比例し，その方向が圧力減少の方向であることを表わしている。いま流速 vector (正しくは mass flow の vector) を q，その x, y, z 成分を (u, v, w)，圧力を p で表わせば

$$q=-\frac{k}{\mu}\ \text{grad}\ p \qquad (2\cdot3)$$

となる。ここで μ は流体の粘性係数，k は多孔媒質の透水係数である。もし重力のような保存力がはたらく場合には，それによってひき起される流れをつけ加えなければならない。それには

$$q=-\frac{\kappa}{g}\text{grad}(p-V_g) \qquad (2\cdot4)$$

とおけばよい。ここで g は重力の加速度，V_g は重力などの力の potential で，透水係数は，長さ/時間 の次元にするために

$$\kappa=\frac{kg}{\mu} \qquad (2\cdot5)$$

とおいてある。κ, k の次元は次のように表わされる。

$$[\kappa]=\frac{L}{T},\qquad [k]=\frac{M}{L} \qquad (2\cdot6)$$

ここで，L, T, M は長さ，時間，質量の次元を表わす。

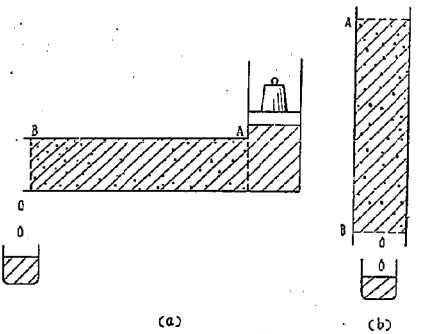
z を垂直上方にとれば，重力の potential は $V=-\rho gz$ であるから (2・4) は

$$q=-\frac{\kappa}{g}\ \text{grad}\ (p+\rho gz) \qquad (2\cdot7)$$

となる。

この圧力と重力の2つの影響を知るために，次のような2つの実験を想像すればよい。第1の実験は 図—1 (a) の示すようなものである。この場合にはA部を圧している分銅によりA部の圧力が上り，A部とB部との圧力差によって流れが生じ，重力の影響は無視できる。

第2の実験は図—1 (b) に示すようなもので，A部もB部もともに大気圧で圧力差はないが，AB間の各部分の流体に重力が働き流れが生ずる。一般の場合には両方の影響がかさなっている。

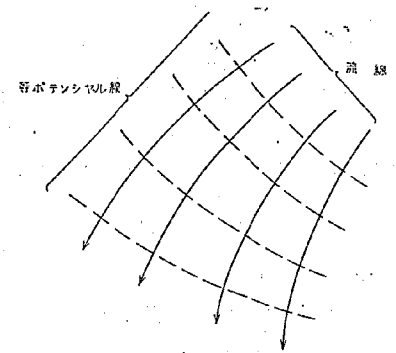


図—1.

ここで，κ が場所によらない場合には

$$\Phi=\frac{\kappa}{g}(p-V) \qquad (2\cdot8)$$

とおけば Φ は LAPLACE の方程式を満足することがわかる。$\Phi=$ 一定は等 potential 面で，流線はこれに垂直になる。(図—2)



図—2.

実際の問題にあたっては，LAPLACE の方程式を適当な境界条件のもとに解かなければならない。ここで典型的な境界条件の 2, 3 を示そう。(図—3)

Ⅰ) 不透水面——不透水面は流線と一致しなければならないから

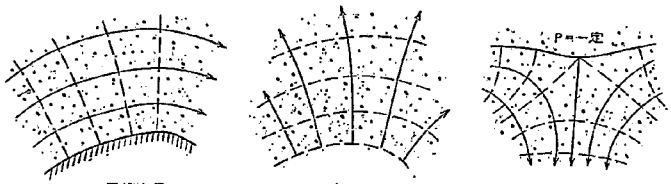
$$\frac{\partial\Phi}{\partial n}=0 \qquad (2\cdot9)$$

Ⅱ) 透出面 (帯水層への地下水の浸出供給面)

$$\Phi=\text{一定} \qquad (2\cdot10)$$

Ⅲ) 等 potential 面

$$\Phi=\text{一定} \qquad (2\cdot11)$$



図—3.

Ⅳ) 自由表面

$$p=\text{一定}, \qquad \frac{\partial \Phi}{\partial n}=0 \qquad (2\cdot 12)$$

つぎに LAPLACE の方程式を満足する簡単な解を見出し，その物理的内容をしらべよう。

(a) 3次元のすいこみとわき出しの場合は，

$$\Phi=-\frac{c}{r}, \quad r=\sqrt{x^2+y^2+z^2} \qquad (2\cdot 13)$$

で Φ は LAPLACE の方程式を満足する，またこれは

$$q=\text{grad}\,\Phi=\left(\frac{cx}{r^3}, \frac{cy}{r^3}, \frac{cz}{r^3}\right) \qquad (2\cdot 14)$$

からわかるように，原点から放射状にでる流れである。原点では速度が無限大になって，特異点であるが，これは流体がわき出すことを表わしている。

原点を中心に半径 a の球を考え，これから単位時間に流れ出る流量 (mass flow) を計算しよう。半径方向の速度 u_r はすべての方向について同じ大きさで

$$u_r=\frac{c}{r^2} \qquad (2\cdot 15)$$

である。そこで，球を通して単位時間に流れでる流量 Q は

$$Q=4\pi a^2\frac{c}{a^2}=4\pi c \qquad (2\cdot 16)$$

である。そこで $c=Q/4\pi$ をわき出しの強さと呼ぶ。c が負になれば，すいこみになる。

(b) 2次元のすいこみとわきだし　2次元のわきだしは無限に長い線わきだしである。これに対応する potential および速度は

$$\left.\begin{aligned}&\Phi=c\log r, \quad (r=\sqrt{x^2+y^2})\\ &q=\left(\frac{cx}{r^2}, \frac{cy}{r^2}\right), \quad u_r=\frac{c}{r}\end{aligned}\right\} \qquad (2\cdot 17)$$

である。

(c) 3次元の2重わきだし (図—4)

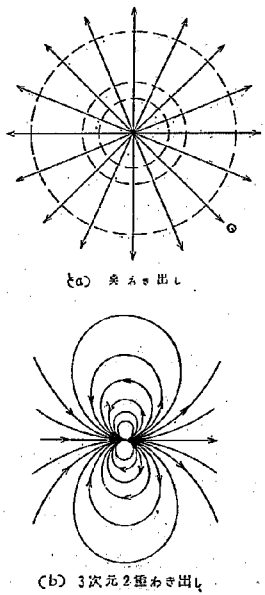
$$\Phi=-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{c}{r}\right)=\frac{cx}{r^3} \qquad (2\cdot 18)$$

も LAPLACE の方程式を満足することはただちにわかる。このような potential に対応する特異点はいかなる性質をもっているだろうか。

これは，いわば

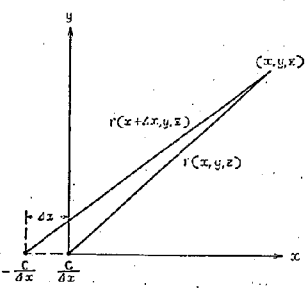
$$-\left\{\frac{c/\Delta x}{r(x,y,z)}-\frac{c/\Delta x}{r(x+\Delta x,y,z)}\right\}$$

の $\Delta x\to 0$ とした極限である。すなわち，原点に $c/\Delta x$ のわきだしをおき，$(-\Delta x, 0, 0)$ に $-c/\Delta x$ のわきだし



図—4.

をおいたものに対応する (図—5)。このような特異点を2重わきだし，c のことを2重わきだしの強さと呼ぶ。上に求めたのは，x 方向に向いた2重わきだしである。もちろん，cy/r^3, cz/r^3 の potential は y, z 方向を向いた2重わきだしである。これら三つの potential を



図—5.

適当な係数をかけて，加え合せることによって，任意の方向の2重わきだしの potential をつくることができる。

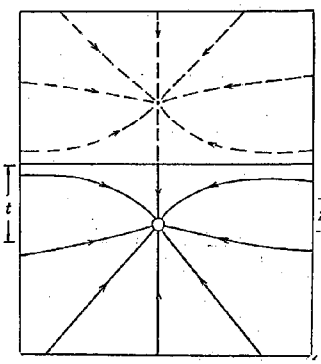
（d）　2次元の2重わきだし　　2次元における x, y 方向に向いた2重わきだしの potential はおのおの

$$\Phi=\frac{cx}{r^2},\quad \frac{cy}{r^2}\quad (r=\sqrt{x^2+y^2}) \qquad (2\cdot19)$$

の形をしている。

以上のべたような場合の特異点は，それだけで興味があるだけでなく，これらを適当に重ね合わせれば，重ね合わせの原理により，問題になっている境界条件を満足する LAPLACE の方程式の解をつくることができる。

たとえば半無限の地下水の中に，半径 a の球形井戸を深さ t の位置に入れて，揚水をする場合を考えよう（図—6）。われわれは a が t にくらべて十分に小さい



図—6.

とし，地下水位の降下を考えないことにする。この場合には球形井戸はその中心にある点すいこみとして近似することができる。また水位降下を考えなければ，地下水面に不透水面と同じ境界条件 $\partial\Phi/\partial n=0$ となる。そこで地下水面を対称面として鏡像の位置に，同じ強さのすいこみをおけばよいことがわかる。いま地下水面を xy 面，垂直上方を z にとれば，potential は

$$\Phi=-\frac{Q}{4\pi}\left(\frac{1}{\sqrt{x^2+y^2+(z-t)^2}}+\frac{1}{\sqrt{x^2+y^2+(z+t)^2}}\right) \qquad (2\cdot20)$$

となる。また，球形井戸の表面の potential Φ_a は，$a/t\ll1$ を考慮して，近似的に

$$\Phi_a=-\frac{Q}{4\pi}\left(\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}\right) \qquad (2\cdot21)$$

となる。無限遠の potential Φ_∞ は0であるから，その差は

$$\Phi_\infty-\Phi_a=\frac{Q}{4\pi}\left(\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}\right) \qquad (2\cdot22)$$

である。いま電流における OHM の法則にならって $p+\rho gz$ の無限遠と井戸表面との potential 差を電位差に，Q を電流に対応させ，井戸の揚水抵抗 R をつぎのように定義する。

$$R=\frac{1}{Q}\{(p+\rho gz)_\infty-(p+\rho gz)_a\}$$

$$=\frac{g}{\kappa Q}(\Phi_\infty-\Phi_a) \qquad (2\cdot23)$$

R は井戸の構造による個有な値で揚水量によらない。R の次元は $L^{-1}T^{-1}$ である。上の場合には

$$R=\frac{g}{4\pi\kappa}\left(\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}\right)=\frac{\mu}{4\pi k}\left(\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}\right) \qquad (2\cdot24)$$

である。また，x, y 面における potential は近似的に

$$\Phi(x,\ y,\ 0)=-\frac{Q}{2\pi}\frac{1}{\sqrt{x^2+y^2+t^2}} \qquad (2\cdot25)$$

となる。

§3.　地下水位の降下

§2 の終りの例では，水位の降下を考えなかったが，実際には揚水量に関係して降下が起る。この影響を厳密に解くことはむずかしいので，われわれは降下の高さ $h(x,y)$ が井戸の深さ t にくらべて，十分に小さい場合に近似的に解くことを考えよう。地下水面は自由表面の条件を満足しなければならない。地下水面では大気圧が支配するから（2・15）によって

$$\left.\begin{aligned}&-\kappa\rho h(x,y)=\Phi(x,y,-h)\\&\frac{\partial\Phi}{\partial\kappa}=0\ ,\ z=-h(x,y)\ \text{において}\end{aligned}\right\} \qquad (3\cdot1)$$

を満足しなければならない。ここで無限遠で Φ が0になるように大気圧は0にとってある。（3・1）の第1式の右辺を h について展開し，h が十分に小さければ第1近似として

$$h(x,y)=-\frac{1}{\rho\kappa}\Phi(x,\ y,\ 0) \qquad (3\cdot2)$$

とおくことができる。

つぎに（3・1）の第2式を $\partial h/\partial x$, $\partial h/\partial y\ll1$ を考慮して h について展開すると，h が十分に小さければ

$$\left(\frac{\partial\Phi}{\partial z}\right)_{z=0}=0 \qquad (3\cdot3)$$

となる。この条件を満足する解は $z=0$ が不透水面である解と同じである。すなわち前に求めた二つのわきだしを鏡像の位置においた解に外ならない。そこでわれわれは第1近似として水位降下を計算するのに，（3・2）の右辺に前節の（2・25）を入れて求めることができる。

そこで

$$h(x,y)=\frac{Q}{2\pi\rho\kappa}\frac{1}{\sqrt{x^2+y^2+t^2}} \qquad (3\cdot4)$$

をうる。

一般の場合にも，降下を考えない解をつくり，$z=0$ とおいてこれを（3・2）の右辺に入れて降下をだすことができる。

また実験によって h と Q が知れた場合には（3・4）から，κ あるいは k を知ることができる。いま，井戸

の直上の降下の高さ h_0 がわかつているとすれば，(3・4) の場合には

$$\kappa=\frac{Q}{2\pi\rho h_0 t} \qquad (3\cdot5)$$

をうる。われわれは揚水量を，単位時間に揚水する体積 V で測ることが多い。その場合には

$$Q=\rho V \qquad (3\cdot6)$$

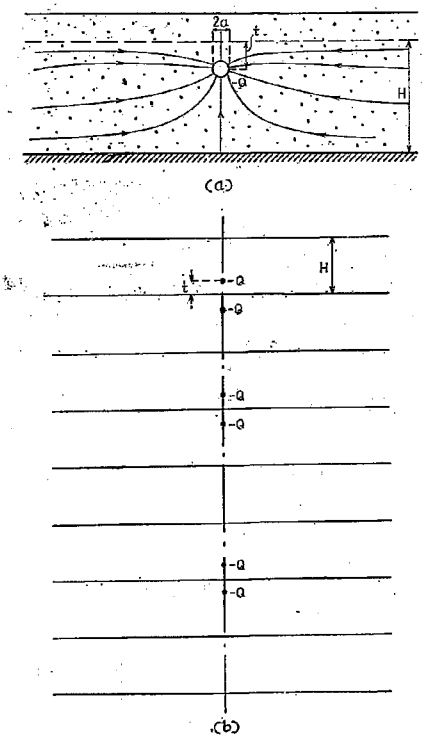
となるから (3・5) は

$$\kappa=\frac{V}{2\pi}\frac{1}{h_0 t} \qquad (3\cdot7)$$

となる。

§ 4. 底に不透水面があり，一方に河がある場合の揚水試験

まず深さ H に不透水面がある帯水層の中に，半径 a の球形井戸を深さ t のところに入れて揚水する場合を考えよう (図—7 a)。水位の降下 h と球の半径 a が t にくらべて小さければ前と同様にしてすいこみを無限に並べて potential を出すことができる (図—7 b)。しかし，このようにしてつくった potential は発散することがわかる。これは，つぎのように解釈される。すいこみ列から遠くはなれたところでは，ほとんど2次元のすいこみ



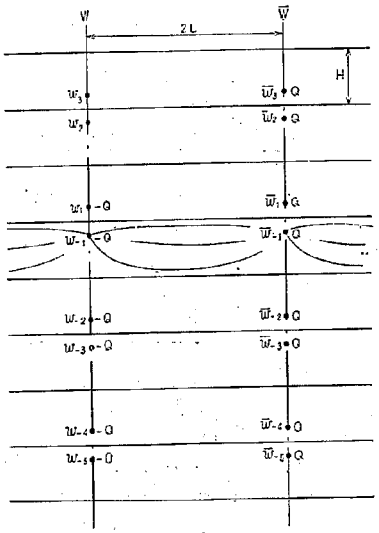
図—7.

による流れと同様になっているであろう。そこで遠くでの potential は (2・20) によって

$$\Phi=c\log r \qquad (c：常数)$$

の形をしている。それゆえ有限距離の場所と，無限遠との potential の差は無限大となり，(2・26) から井戸の抵抗は無限大になる。このようなことは実際には井戸の附近に河川などのわきだしがあり，これによって水が供給されるか，さもなければ水がだんだんに枯れてしまうと解釈される。

つぎに井戸 (すいこみ) の他に井戸から $2L$ の距離に地下水面から深さ t にわきだしのある場合を考えよう。前と同様に水位の降下を考えなければ，すいこみ列とわきだし列を図—8 のようにとればよい。

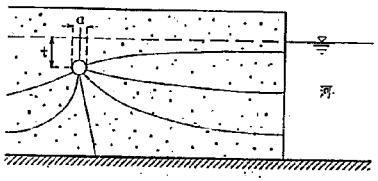


図—8.

すいこみ列とわきだし列より等距離にある面では $\Phi=0$ となる。すなわち，この面は透出面でおきかえてもよい。そこで，このようにしてえられた結果は，井戸より L の距離に透出面がある場合と同等である (図—9)。それゆえ，井戸から L の距離にまっすぐ河がある場合の模型となる。

まず井戸の抵抗からだそう。球形井戸の表面における potential を Φ_{-1} とする。つぎに二つの場合に分けて近似的に解く。

1) $2L\gg H\gg t\gg a$　　W をすいこみ列とし $\overline{W}$ をわきだし列とする。W はすいこみ…… w_2, w_1, w_{-1}, w_{-2}……よりなり，$\overline{W}$ は……$\overline{w}_2$, $\overline{w}_1$, $\overline{w}_{-1}$, $\overline{w}_{-2}$……よりなるものとする。w_{-1} は考えている井戸にそうとうし，それ以外は鏡像にとったすいこみとわきだしである (図—8)。すいこみの強さはすべて $-Q/4\pi$，わきだし



図—9.

の強さはすべて $Q/4\pi$ とする。前にわかっているように W だけによる potential は発散するが，W による w_{-1} の表面における potential を計算しよう。まず w_{-1} 自身によって $-(Q/4)/a$ 以下 w_1, w_{-2}, w_{-3}, w_3……によって

$$-\frac{Q}{4\pi}\frac{1}{2t},\ -\frac{Q}{4\pi}\frac{1}{2(H-t)},\ -\frac{Q}{4\pi}\frac{1}{2H},$$

$$-\frac{Q}{4\pi}\frac{1}{2H},\ -\frac{1}{4\pi}\frac{1}{2(H+t)},\ \cdots\cdots$$

などの寄与がある。これらをすべて加え合わせて，w_{-1} の表面の potential ϕ_{-1} は

$$\phi_{-1}=-\frac{Q}{4\pi}\left\{\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}+\sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{2}{2nH}+\frac{1}{2(nH-t)}+\frac{1}{2(nH+t)}\right)\right. \tag{4・1}$$

となる。$t/H \ll 1$ であるから t/H で展開すると

$$\phi_{-1}=-\frac{Q}{4\pi H}\left\{\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}+2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}+\zeta(3)\left(\frac{t}{H}\right)^2+\zeta(5)\left(\frac{t}{H}\right)^4+\cdots\right\} \tag{4・2}$$

をうる。$\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}$ は発散するが $\overline{W}$ が生ずる項と消しあって有限の寄与をする。ここで

$$\zeta(x)=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^x} \tag{4・3}$$

は RIEMANN の ζ-函数である[6]。

つぎに $\overline{W}$ による w_{-1} の表面の potential への寄与を考える。$2L \gg H$ であるから，$\overline{W}$ を単位長さあたり Q/H の強さの線わきだしとして表面に対する寄与を球の中心に対する寄与と同じと考えてよいであろう。そこで $\overline{W}$ による $\overline{w}_{-1}$ の表面の potential $\overline{\phi}_{-1}$ は

$$\overline{\phi}_{-1}=\frac{Q}{4\pi H}\lim_{z\to\infty}\int_{-z}^{z}\frac{dz}{r}=\frac{Q}{2\pi H}\lim_{z\to\infty}\int_{0}^{z}\frac{dz}{r}$$

となる。

$r=2L\operatorname{cosec}\theta$, $z=2L\cot\theta$, $dz=-2L\operatorname{cosec}^2\theta\cdot d\theta$

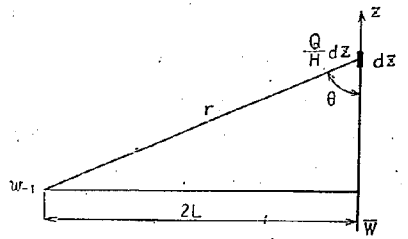
であるから

$$\overline{\phi}_{-1}=-\frac{Q}{2\pi H}\left\{\ln L-\lim_{z\to\infty}\ln z\right\}$$

極限をとるときに，W の方の極限操作と同じにしなければならないから

$$z=2nH$$

とおく。そこで



図—10.

$$\overline{\phi}_{-1}=-\frac{Q}{2\pi H}\left\{\ln\frac{L}{2H}-\lim_{n\to\infty}\ln n\right\} \tag{4・4}$$

となる。

W と $\overline{W}$ の両方による w_{-1} の表面における potential Φ_{-1} は

$$\Phi_{-1}=\phi_{-1}+\overline{\phi}_{-1}$$

$$=-\frac{Q}{4\pi H}\left[\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}+2\left\{\ln\frac{L}{2H}+\lim_{n\to\infty}\left(\sum_{m=1}^{n}\frac{1}{m}-\ln n\right)\right\}+\zeta(3)\left(\frac{t}{H}\right)^2+\zeta(5)\left(\frac{t}{H}\right)^4+\cdots\right] \tag{4・5}$$

ここで

$$\lim_{n\to\infty}\left(1+\frac{1}{2}+\frac{1}{3}+\cdots\cdots+\frac{1}{n}-\ln n\right)$$

$$=\gamma\equiv 0.57721\cdots\cdots(\text{EULER の常数}) \tag{4・6}$$

であることを用いると

$$\Phi_{-1}=-\frac{Q}{4\pi H}\phi_{-1} \tag{4・7}$$

$$\Phi_{-1}=\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}+2(\gamma-\ln 2)+2\ln\frac{L}{H}+\zeta(3)\left(\frac{t}{H}\right)^2+\zeta(5)\left(\frac{t}{H}\right)^4+\cdots\cdots \tag{4・8}$$

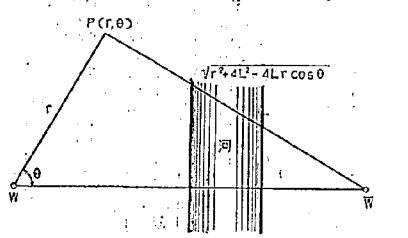
となる。

(2・26) によって抵抗を求めれば，$\Phi_\infty=0$ を考慮して

$$R=\frac{g}{4\pi\kappa H}\phi_{-1}=\frac{\mu}{4\pi kH}\phi_{-1} \tag{4・9}$$

をうる。$H\to\infty$, $L\to\infty$ (ただし $2L/H=\alpha$, $\alpha \gg 1$ として) とすれば (4・9) は (2・24) と一致する。

つぎに水位降下の式を出そう。$r \ll 2H$ のばあいと $r \gg 2H$ の場合に分けてとりあつかう (図—11)。まず $r \ll 2H$ の場合には W による地下水面の potential



図—11.

$\phi(r)$ は

$$\phi(r)=-\frac{Q}{4\pi}\left\{\frac{2}{\sqrt{t^2+r^2}}+2\sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{1}{\sqrt{(2nH-t)^2+r^2}}+\frac{1}{\sqrt{(2nH+t)^2+r^2}}\right)\right\}$$

これを，$r/H\ll 1$ を考慮して r/H で展開すると

$$\phi(r)=-\frac{Q}{2\pi H}\left[\frac{1}{\xi}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}-\frac{1}{8}\zeta(3)\xi^2+\frac{3}{128}\zeta(5)\xi^4-\frac{5}{1024}\zeta(7)\xi^6+\frac{35}{32768}\zeta(9)\xi^8-\frac{63}{262144}\zeta(11)\xi^{10}+\cdots\cdots+\tau^2\left\{\frac{3}{8}\zeta(3)-\frac{15}{64}\zeta(5)\xi^2+\frac{105}{1024}\zeta(7)\xi^4-\frac{315}{8192}\zeta(9)\xi^6+\frac{3465}{262144}\zeta(11)\xi^8-\cdots\right\}+O(\tau^4)\right] \quad (4\cdot 10)$$

となる。ただし

$$\xi=\frac{\sqrt{t^2+r^2}}{H},\qquad \tau=\frac{t}{H} \quad (4\cdot 11)$$

である。また，$\overline{W}$ による地下水面の potential $\overline{\phi}(r,\theta)$ は $(4\cdot 4)$ と同様にして

$$\overline{\phi}(r,\theta)=\frac{Q}{4\pi H}\left\{\ln\frac{2H}{\sqrt{L^2-Lr\cos\theta+r^2/4}}+\lim_{n\to\infty}\ln n\right\} \quad (4\cdot 12)$$

そこで

$$\Phi(r,\theta)=\phi(r)+\overline{\phi}(r,\theta)=-\frac{Q}{2\pi H}\psi(r,\theta) \quad (4\cdot 13)$$

$$\psi(r,\theta)=\frac{1}{\xi}+\gamma-\ln 2+\ln\frac{1}{H}\sqrt{L^2-Lr\cos\theta+r^2/4}-\frac{1}{8}\zeta(3)\xi^2+\frac{3}{128}\zeta(5)\xi^4-\frac{5}{1024}\zeta(7)\xi^6+\frac{35}{32768}\zeta(9)\xi^8-\frac{63}{262144}\zeta(11)\xi^{10}+\cdots\cdots+\tau^2\left\{\frac{3}{8}\zeta(3)-\frac{15}{64}\zeta(5)\xi^2+\frac{105}{1024}\zeta(7)\xi^4-\frac{315}{8192}\zeta(9)\xi^6+\frac{3465}{262144}\zeta(11)\xi^8-\cdots\right\}+O(\tau^4) \quad (4\cdot 14)$$

をうる。つぎに $r\gg 2H$ の場合には

$$\phi(r)=-\frac{Q}{2\pi H}\left\{\ln\frac{4H}{r}+\lim_{n\to\infty}\ln n\right\}$$

および

$$\overline{\phi}(r,\theta)=\frac{Q}{2\pi H}\left\{\ln\frac{2H}{\sqrt{L^2-Lr\cos\theta+r^2/4}}+\lim_{n\to\infty}\ln n\right\}$$

から

$$\psi(r,\theta)=\phi(r)+\overline{\phi}(r,\theta)=-\frac{Q}{2\pi H}\psi(r,\theta) \quad (4\cdot 15)$$

$$\psi(r,\theta)=\ln\frac{2\sqrt{L^2-Lr\cos\theta+r^2/H}}{H} \quad (4\cdot 16)$$

をうる。

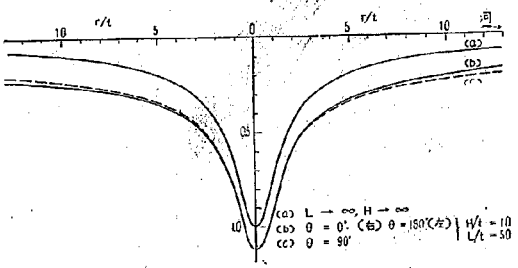
そこで水位降下 $h(r,\theta)$ は $(3\cdot 2)$ によって

$$h(r,\theta)=\frac{Q}{2\pi\rho\kappa H}\psi(r,\theta) \quad (4\cdot 17)$$

となる。$\psi(r,\theta)$ は井戸の近く（$r\ll 2H$）と遠く（$r\gg 2H$）とにしたがって $(4\cdot 14)$，$(4\cdot 16)$ となる。図—12 は $H/t=10$，$L/t=50$ のときの $h(r,\theta)$ を示す図で，表—1はその数値表である。

$(4\cdot 16)$ $(4\cdot 14)$ において，とくに $r=0$ とおけば井戸のすぐ上の降下 h_0 をうる。

$$h_0=\frac{Q}{2\pi\rho\kappa H}\phi \quad (4\cdot 18)$$



図—12.

表—1.

θ \ r/t	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	1.115	0.855	0.592	0.458	0.382	0.332	0.297	0.270	0.248	0.230	0.215	0.201	0.289	0.178	0.167	0.158
15		0.855	0.592	0.459	0.382	0.332	0.297	0.270	0.249	0.231	0.216	0.202	0.190	0.179	0.169	0.159
30		0.855	0.593	0.459	0.383	0.333	0.298	0.272	0.251	0.233	0.218	0.205	0.193	0.182	0.172	0.163
45		0.855	0.594	0.460	0.384	0.335	0.300	0.274	0.254	0.236	0.222	0.209	0.198	0.188	0.178	0.169
60		0.856	0.594	0.462	0.386	0.337	0.303	0.277	0.257	0.241	0.227	0.214	0.204	0.194	0.186	0.176
75		0.856	0.595	0.463	0.388	0.340	0.306	0.281	0.261	0.245	0.232	0.220	0.210	0.201	0.192	0.184
90	1.115	0.857	0.596	0.465	0.390	0.342	0.309	0.285	0.265	0.250	0.237	0.226	0.216	0.208	0.200	0.192
105		0.857	0.597	0.466	0.392	0.345	0.312	0.288	0.270	0.254	0.242	0.231	0.222	0.214	0.206	0.200
120		0.858	0.598	0.468	0.394	0.347	0.315	0.291	0.273	0.259	0.246	0.236	0.227	0.220	0.212	0.206
135		0.858	0.599	0.469	0.395	0.349	0.317	0.294	0.276	0.262	0.250	0.240	0.232	0.224	0.217	0.211
150		0.858	0.600	0.470	0.397	0.351	0.319	0.296	0.278	0.264	0.253	0.243	0.235	0.228	0.221	0.215
165		0.859	0.600	0.470	0.397	0.352	0.320	0.297	0.280	0.266	0.255	0.245	0.237	0.230	0.223	0.217
180		0.859	0.600	0.470	0.398	0.352	0.321	0.298	0.280	0.266	0.255	0.245	0.237	0.230	0.224	0.218
*	1.000	0.707	0.447	0.316	0.243	0.196	0.164	0.141	0.124	0.110	0.100	0.091	0.083	0.077	0.071	0.067

$H/t=10$，$L/t=50$ のときの降下量，$H\to\infty$，$L\to\infty$ の場合の $r=0$ の降下を 1 として規格化してある。
* $H\to\infty$，$L\to\infty$ の場合の降下量。

$$\psi_0=\frac{H}{t}+\gamma-\ln 2+\ln\frac{L}{H}+\frac{1}{4}\zeta(3)\tau^3+\theta(\tau^4) \tag{4・19}$$

また，h_0 より κ を求める式として

$$\kappa=\frac{Q}{2\pi\rho h_0 H}\psi_0 \tag{4・20}$$

をうる。

2) $H\gg 2L,\ L,\ t\gg a$　このばあいには W による w_{-1} における potential は (4・2) と同じである。$\overline{W}$ による w_{-1} における potential Φ は $t/H\gg 2L/H\ll 1$ を考慮して展開すると

$$\Phi=\frac{Q}{4\pi}\left\{\frac{1}{2L}+\frac{1}{2\sqrt{L^2+t^2}}+2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{2\sqrt{L^2+n^2H^2}}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{2\sqrt{L^2+(nH+t)^2}}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{2\sqrt{L^2+(nH-t)^2}}\right\}$$

$$=\frac{Q}{4\pi H}\left\{\frac{H}{2L}+\frac{H}{2\sqrt{L^2+t^2}}+2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}+\zeta(3)(t^2-L^2)+\cdots\cdots\right\} \tag{4・21}$$

となる。そこで w_{-1} の表面の potential Φ_{-1} は

$$\Phi_{-1}=\varphi_{-1}+\overline{\varphi}_{-1}=-\frac{Q}{4\pi H}\psi_{-1} \tag{4・22}$$

$$\psi_{-1}=H\left(\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}+\frac{1}{2L}+\frac{1}{2\sqrt{L^2+t^2}}\right)+\zeta(3)\left(\frac{L}{H}\right)^2+\cdots\cdots \tag{4・23}$$

をうる。そこで井戸の抵抗は (2・25) により

$$R=\frac{g}{4\pi\kappa H}\psi_{-1} \tag{4・24}$$

となる。(4・23) において $H\to\infty$，$L\to\infty$ とすれば (2・24) と一致する。そのとき $L/H\to 0$ なるようにする。

つぎにこの場合の水位降下の式を出そう。$\phi(r)$ については 1) の場合の (4・10) がなりたつ。$\overline{\phi}(r,\theta)$ は (4・10) の中の ξ の代りに

$$\xi\to\sqrt{4L^2-4Lr\cos\theta+r^2+t^2}/H$$

を入れて符号を + にかえればよい。そうすれば

$$\overline{\phi}(r,\theta)=\frac{Q}{2\pi H}\left[\frac{1}{\eta}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}-\frac{1}{8}\zeta(3)\eta^2+\frac{3}{128}\zeta(5)\eta^4-\cdots\cdots\right] \tag{4・25}$$

となる。ここで

$$\eta=\sqrt{4L^2-4Lr\cos\theta+r^2}/H \tag{4・26}$$

である。それゆえ

$$\Phi(r,\theta)=-\frac{Q}{2\pi H}\phi(r,\theta) \tag{4・27}$$

$$\phi(r,\theta)=\frac{1}{\xi}-\frac{1}{\eta}-\frac{1}{8}\zeta(3)(\xi^2-\eta^2)+\frac{3}{128}\zeta(5)(\xi^4-\eta^4)-\frac{5}{1024}\zeta(7)\times(\xi^6-\eta^6)+\cdots\cdots$$

$$-\tau^2\left\{\frac{15}{64}\zeta(5)(\xi^2-\eta^2)-\frac{105}{1024}\zeta(7)\times(\xi^4-\eta^4)+\cdots\cdots\right\}+O(\tau^4) \tag{4・28}$$

をうる。水位降下の式は (4・17) の $\phi(r,\theta)$ に (4・28) を入れればよい。$r=0$ とおけば

$$h_0=\frac{Q}{2\pi\rho\kappa H}\psi_0 \tag{4・29}$$

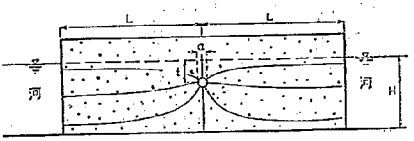
$$\psi_0=\frac{1}{\tau}+\frac{H}{\sqrt{t^2+4L^2}}-\frac{1}{2}\zeta(3)\left(\frac{L}{H}\right)^2+\cdots \tag{4・30}$$

をうる。κ を h_0 から出す式も容易に計算できる。

本節において求めた式で実際に用いる式は附録Ⅱにまとめられている。

§5. 両側に等距離に河がある場合の揚水試験

つぎに深さ H に不透水面がある帯水層の中に，半径 a の球形井戸を入れ井戸から等距離に平行な河のある場合を考える (図—13)。この場合における鏡像系は (図—14) のようになることは容易にわかる。

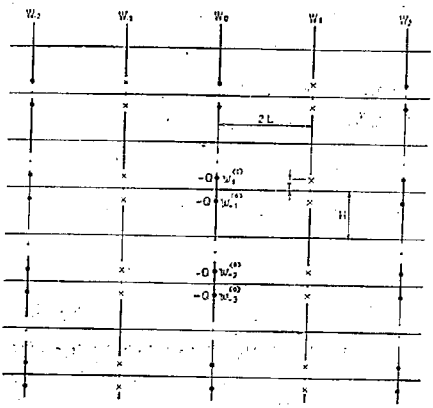


図—13.

実際問題として起るのはほとんど $2L\gg H\gg t\gg a$ の場合，すなわち §4 の 1) の場合であるからこの場合にかぎって計算する。まず井戸の抵抗から計算する。$\cdots\cdots W_{-n},\ \cdots\cdots W_{-2},\ W_{-1},\ W_0,\ W_1,\ W_2,\ \cdots\cdots W_n,\cdots\cdots$ をわきだし列 (n：奇数) とすいこみ列 (n：偶数) とする。W_n は $\cdots\cdots w_{-1}^{(n)},\ w_{-1}^{(n)},\ w_{-1}^{(n)},\ w_{-1}^{(n)},\ w_{-1}^{(n)},\ \cdots\cdots$ のわきだし (n：奇数) または，すいこみ (n：偶数) からなっている。いま考えている井戸は W_0 の中の $w_{-1}^{(0)}$ にそうとうする。そこで，$w_{-1}^{(0)}$ の球形井戸の表面における potential を前と同様の方法で求めることができる。$2L\gg H$ の仮定から W_0 以外の井戸列は前と同様に線わきだし，または線すいこみとして近似できる。potential を求めるには，これらによる potential を加え合わせればよい。しかし，ただ加え合わせたのでは発散してしまう。そこで一つの井戸列 W_n を形式的に二つに分け，W_n' と W_n'' としてその半分 W_n'' と隣の列の半分 W'_{n+1} とを組 ($W_n''-W'_{n+1}$ とかく) として，$w_{-1}^{(0)}$ における potential への寄与を計算する (図—14)。

$W_n''-W'_{n+1}$ から生ずる寄与と $W''_{-n-1}-W'_{-n}$ から生ずる寄与は，対称性から同じであることがわかる。まず $W_0''-W_1'$ と $W''_{-1}-W_0'$ との寄与の和 ϕ_{01} は (4・7) と (4・8) により

$$\phi_{01}=-\frac{Q}{4\pi H}\left\{\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}+2(\gamma-\ln 2)+2\ln\frac{L}{H}\right.$$



図—14.

$$+\zeta(3)\tau^3+\zeta(5)\tau^4+\cdots\cdots\Big\} \qquad (5\cdot1)$$

となる。つぎに $W_n''-W'_{n+1}$ と $W''_{-n-1}-W'_{-n}(n\geq 1)$ の $w_{-1}^{(0)}$ への寄与の和 $\phi_{n\,n+1}$ は

$$\phi_{n\,n+1}=(-1)^{n+1}\frac{Q}{2\pi H}\ln\frac{n+1}{n} \qquad (5\cdot2)$$

となる。そこで

$$\sum_{n=1}^{\infty}\phi_{n\,n+1}=\frac{Q}{2\pi H}\ln\left(\frac{2\cdot2\cdot4\cdot4\cdot6\cdots\cdots}{1\cdot3\cdot3\cdot5\cdot5\cdots\cdots}\right)$$

$$=\frac{Q}{2\pi H}\ln\lim_{n\to\infty}\frac{2^2\cdot4^2\cdot\cdots\cdots(2n)^2}{1^2\cdot3^2\cdot\cdots(2n-1)^2}\cdot\frac{1}{(2n+1)}$$

となるが*

$$\lim_{n\to\infty}\frac{2^2\cdot4^2\cdot6^2\cdot\cdots\cdots(2n)^2}{1^2\cdot3^2\cdot5^2\cdot\cdots\cdots(2n-1)^2}\cdot\frac{1}{2n+1}=\frac{\pi}{2} \qquad (5\cdot3)$$

であることがわかっている。そこで

$$\sum_{n=1}^{\infty}\phi_{n\,n+1}=\frac{Q}{2\pi H}\ln\frac{\pi}{2} \qquad (5\cdot4)$$

となる。(5・1) と (5・4) との和より $w_{-1}^{(0)}$ の表面における potential ϕ_{-1} は

$$\phi_{-1}=-\frac{Q}{4\pi H}\ \psi_{-1} \qquad (5\cdot5)$$

$$\psi_{-1}=\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}+2(\gamma-\ln\pi)+2\ln\frac{L}{H}$$

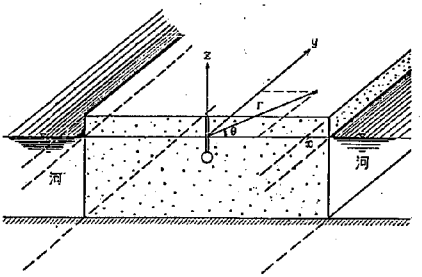
$$+\zeta(3)\tau^3+\zeta(5)\tau^4+\cdots\cdots \qquad (5\cdot6)$$

となる。(2・26) によって抵抗は

$$R=\frac{g}{4\pi\kappa H}\ \psi_{-1} \qquad (5\cdot7)$$

となる。(5・6) と (4・8) をくらべると $-2\ln\pi/2$ だけ (5・6) の方が小さい。そこで両側に河のある方が片側だけに河のある場合よりも抵抗が小さいことがわかる。このことは両側に河があった方が水の供給が楽になることから理解される。

さて，つぎに水位降下を前と同様の方法で出そう（図—15)。



図—15.

1) $r\ll 2H$　このばあいには r/H で展開できる。$W_0''-W_1'$ の地下水面における potential への寄与 $\phi_{01}(r,\theta)$ は (4・13) の半分であり，$W''_{-1}-W_0'$ の寄与は $\phi_{01}(r,\theta)$ の中の θ を $\pi-\theta$ にかえたものの半分に等しい。そこで

$$\phi_{01}(r,\theta)+\phi_{-10}(p,\theta)=-\frac{Q}{2\pi H}\phi_{01}(r,\theta) \qquad (5\cdot8)$$

$$\phi_{01}(r,\theta)=\frac{1}{\xi}+\gamma-\ln 2+\ln\frac{L}{H}+\frac{r^2}{4L^2}(1-2\cos^2\theta)$$

$$+\cdots\cdots-\frac{1}{8}\zeta(3)\xi^2+\frac{3}{128}\zeta(5)\xi^4$$

$$-\frac{5}{1024}\zeta(7)\xi^6+\cdots\cdots+\tau^2\Big\{\frac{3}{8}\zeta(3)$$

$$-\frac{15}{64}\zeta(5)\xi^2+\frac{105}{1024}\zeta(7)\xi^4-\cdots\cdots\Big\}+\cdots$$

$$\left(\xi=\frac{1}{H}\sqrt{r^2+t^2},\ \tau=\frac{t}{H}\right) \qquad (5\cdot9)$$

となる。

$W''_n-W'_{n+1}(n\geq 1)$ の寄与を考えよう。W''_n の寄与は (4・12) において，L を nL とし，それに $1/2(-1)^{n+1}$ をかけたものに等しく W'_{n+1} の寄与は (4・12) において L を $(n+1)L$ とし，それに $1/2(-1)^{n+2}$ をかけたものに等しい。そこで $W''_n-W'_{n+1}$ の寄与は

$$\phi_{n\,n+1}(r,\theta)=(-1)^{n+1}\frac{Q}{4\pi H}\ln\cdot$$

$$\sqrt{\frac{(n+1)L^2-(n+1)Lr\cos\theta+r^2/4}{nL^2-nLr\cos\theta+r^2/4}}$$

となる。$r/H\ll 1$ として r/H で展開すると

$$\phi_{n\,n+1}(r,\theta)=(-1)^{n+1}\frac{Q}{4\pi H}\Big[\ln\frac{n+1}{n}+$$

$$\frac{1}{n(n+1)}\frac{r}{2L}-\frac{1}{8}\left(\frac{1}{n^2}-\frac{1}{(n+1)^2}\right)$$

$$\times(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\cdots\Big]$$

* Magnus, W. & Oberhettinger, F.: Formeln und Sätze für die speziellen Funktion der Mathematischen Physik (Springer, 1948) p. 216, 附録 I

$W''_{-n-1}-W''_{-n}$ による寄与 $\phi_{-n-1,\,-n}(r,\theta)$ は上の式において θ を $\pi-\theta$ にかえたものに等しい。結局 $W_n''-W''_{n+1}$ と $W''_{-n-1}-W'_{-n}$ の寄与の和は

$$\phi_{n,\,n+1}(r,\theta)+\phi_{-n-1,\,-n}(r,\theta)=(-1)\frac{Q}{2\pi H}\left[\ln\frac{n+1}{n}-\frac{1}{8}\left(\frac{1}{n^2}-\frac{1}{(n+1)^2}\right)(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\right]$$

となる。そこで

$$\sum_{n=1}^{\infty}\{\phi_{n\,n+1}(r,\theta)+\phi_{-n-1,\,-n}(r,\theta)\}$$

$$=\frac{Q}{2\pi H}\left[\ln\lim_{n\to\infty}\frac{2^2\cdot4^2\cdot\cdots\cdot(2n)^2}{1^2\cdot3^2\cdot\cdots\cdot(2n+1)^2}\cdot\frac{1}{2n+1}-\frac{1}{8}\left\{-1+2\left(\frac{1}{1^2}-\frac{1}{2^2}+\frac{1}{3^2}-\frac{1}{4^3}+\cdots\cdots\right)\right\}(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\cdots\right]$$

ここで (5・3) および

$$\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{1}{n^2}=\frac{\pi^2}{12}\ *\qquad(5\cdot10)$$

であることを用いると

$$\sum_{n=1}^{\infty}\{\phi_{n,\,n+1}(r,\theta)+\phi_{-n-1,\,-n}(r,\theta)\}=\frac{Q}{2\pi H}\left[\ln\frac{\pi}{2}-\frac{1}{8}\left(\frac{\pi^2}{6}-1\right)\times(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\cdots\right]\qquad(5\cdot11)$$

をうる。

そこで $r\ll2H$, $z=0$ における potential $\Phi(r,\theta)$ は (5・8), (5・9) および (5・11) から

$$\Phi(r,\theta)=-\frac{Q}{2\pi H}\,\psi(r,\theta)$$

$$\psi(r,\theta)=\frac{1}{\xi}+\gamma-\ln\pi+\ln\frac{L}{H}+\frac{1}{8}\left(\frac{\pi^2}{6}+1\right)(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\cdots$$

$$-\frac{1}{8}\zeta(3)\xi^2+\frac{3}{128}\zeta(5)\xi^4-\frac{5}{1024}\zeta(7)\xi^6+\frac{35}{32768}\zeta(9)\xi^8-\frac{63}{262144}\zeta(11)\xi^{10}+\cdots\cdots$$

$$+\tau^2\left\{\frac{3}{8}\zeta(3)-\frac{15}{64}\zeta(5)\xi^2+\frac{105}{1024}\zeta(7)\xi^4-\frac{315}{8192}\zeta(9)\xi^6+\frac{34,65}{262144}\zeta(11)\xi^8-\cdots\cdots\right\}$$

$$+O(\tau^4)\quad(r\ll2H)\qquad(5\cdot13)$$

をうる。水位降下の式は前と同形であるから (4・17) に (5・13) を入れればよい。$r=0$ における水位降下の式は

$$h_0=-\frac{Q}{2\pi\rho\kappa H}\,\psi_0\qquad(5\cdot14)$$

* Magnus & Oberhettinger, p. 212, 附録 I

$$\psi_0=\frac{1}{\tau}+\gamma-\ln\pi+\ln\frac{L}{H}+\frac{1}{4}\zeta(3)\tau^2+\cdots\cdots\qquad(5\cdot15)$$

となる。

2) $r\gg2H$　このばあいには，すべての井戸列を線すいこみ，あるいは線わきだしとみなす。(5・13) にそうとうする式として

$$\psi(r,\theta)=\ln\frac{8}{\pi}+\ln\sqrt{\frac{(L^2-Lr\cos\theta+r^2/4)(L^2+Lr\cos\theta+r^2/4)}{r^4}}+\frac{1}{8}\left(\frac{\pi^2}{6}-1\right)(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\cdots\qquad(5\cdot16)$$

をうる。係数の数値を入れた式は附録Ⅱにある。

以上えた結果を実験と比較すること，謝辞・文献の総括などは次の論文以下でおこないたい。

附録Ⅰ　数値表

1) Euler の常数

$$\gamma=\lim_{n\to\infty}\left(1+\frac{1}{2}+\frac{1}{3}+\cdots+\frac{1}{n}-\ln n\right)=0.57721566\cdots\cdots$$

2) Riemann の ζ-函数

$$\zeta(x)=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^x}$$

表—2. Riemann の ζ-函数

x	$\zeta(x)$	x	$\zeta(x)$
1.0	∞	7.0	1.0083492774
2.0	1.6449340668	8.0	1.0040773562
3.0	1.2020569032	9.0	1.0020082928
4.0	1.0823232337	10.0	1.0009945751
5.0	1.0369277551	11.0	1.00004941886
6.0	1.0173430620		

3) $\ln x=\log e\cdot\log x=2.302585093\times\log x$

4) $\lim_{n\to\infty}\frac{2^2\cdot4^2\cdot6^2\cdot\cdots\cdot(2n)^2}{1^2\cdot3^2\cdot5^2\cdot\cdots\cdot(2n-1)^2}\frac{1}{2n+1}=\frac{\pi}{2}=1.5707963\cdots\cdots$

5) $\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{1}{n^2}=\frac{1}{12}-\frac{1}{2^2}+\frac{1}{3^2}-\frac{1}{4^3}+\cdots\cdots=\frac{\pi^2}{12}=0.822467033\cdots\cdots$

附録Ⅱ　公式集

$$R=\frac{g}{4\pi\kappa H}\psi_{-1}=\frac{\mu}{4\pi kH}\psi_{-1}$$

$$h(r,\theta)=\frac{Q}{2\pi\rho\kappa H}\phi(r,\theta)$$

$$h_0=\frac{Q}{2\pi\rho\kappa H}\psi_0$$

Ⅰ) 片側に河がある場合

1) $2L\gg H\gg t\gg a$

$$\psi_{-1}=\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}-0.23186+4.60517\times\log\frac{L}{H}$$

$$+1.20206\tau^2+1.03693\times\tau^4+\cdots\cdots$$

$$\varphi(r,\theta)=\frac{1}{\xi}-0.11593+2.30259\ \log\frac{1}{H}$$
$$\sqrt{L^2-Lr\cos\theta+r^2/4}$$
$$-0.150257\,\xi^2+0.0243030\times\xi^4$$
$$-0.00492358\,\xi^6+0.00107026\,\xi^8$$
$$-0.000240445\times\xi^{10}+\cdots\cdots+\tau^2(0.45077$$
$$-0.243030\,\xi^2+0.103395\,\xi^4-0.0385294\,\xi^6$$
$$+0.0132245\,\xi^8-\cdots)+\cdots\cdots\quad(r\ll 2H)$$

$$\psi(r,\theta)=0.69315-2.30259\ \log\frac{1}{H}$$
$$\sqrt{L^2-Lr\cos\theta+r^2/4}+\cdots\cdots\quad(r\gg 2H)$$

$$\psi_0=\frac{1}{\tau}-0.11593+2.30259\times\log\frac{L}{H}+0.30051\,\tau^2+\cdots$$

2) $2L\ll H,\quad 2L,t\gg a$

$$\psi_{-1}=H\left(\frac{1}{a}+\frac{1}{2t}-\frac{1}{2L}-\frac{1}{2\sqrt{L^2+t^2}}\right)$$
$$+1.20206\left(\frac{L}{H}\right)^2+\cdots\cdots$$

$$\psi(r,\theta)=\frac{1}{\xi}-\frac{1}{\eta}-0.150257(\xi^2-\eta^2)+0.0243030$$
$$\times(\xi^4-\eta^4)-0.00492358\times(\xi^6-\eta^6)$$
$$+0.00107026\,\xi^8-0.000240445\,\xi^{10}+\cdots\cdots$$
$$-\tau^2\{0.243030\,\tau^2-0.103395(\xi^4-\eta^4)$$
$$+0.0385294(\xi^6-\eta^6)-0.0132245(\xi^8-\eta^8)$$
$$+\cdots\cdots\}+\cdots\cdots$$

$$\psi_0=\frac{1}{\tau}-\frac{H}{\sqrt{L^2+t^2}}-0.60103\times\left(\frac{L}{H}\right)^2+\cdots\cdots$$

Ⅱ）両側に河のある場合

$$\psi_{-1}=\frac{H}{a}+\frac{H}{2t}+1.13503+4.60517\ \log\frac{L}{H}$$
$$+1.20206\,\tau^2+\cdots\cdots$$

$$\psi(r,\theta)=\frac{1}{\xi}-0.56751+2.30259\ \log\frac{L}{H}$$
$$+0.33062(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2-0.150257\,\xi^2$$
$$+0.0243030\,\xi^4-0.00492358\,\xi^6$$
$$+0.00107026\,\xi^8+0.000240445\,\xi^{10}+\cdots\cdots$$
$$+\tau^2(0.45077-0.243030\,\xi^2+0.103395\,\xi^4$$
$$-0.0385294\,\xi^6+0.0132245\,\xi^8-\cdots\cdots)$$
$$(r\ll 2H)$$

$$\psi(r,\theta)=0.93471+2.30259\ \log$$
$$\frac{\sqrt{(L^2-Lr\cos\theta+r^2/4)\,(L^2+Lr\cos\theta+r^2/4)}}{r^2}$$
$$+0.080617\times(1-2\cos^2\theta)\left(\frac{r}{L}\right)^2+\cdots\cdots$$

計画洪水流量の合理的決定方法

伊　藤　　剛*

(昭和 33 年5月)

Rational Method of Estimation of Design Flood Discharge

(May, 1958)

T. Ito*

目　次

1. 在来の方法……(1)
〔1〕 在来の方法及びこれに対する批判…(1)
〔2〕 著者の考え方……(1)
2. 水文資料の週期性……(2)
〔1〕 各学説……(2)
〔2〕 杉の年輪の週期性……(2)
〔3〕 植物の成長と雨量との関係……(4)
〔4〕 雨量の週期性……(5)
〔5〕 利根川栗橋流量の週期……(13)
(1) 栗橋流量の短週期……(13)
(2) 栗橋流量の長週期……(14)
3. 栗橋流量の調和分解……(16)
〔1〕 栗橋流量 99 年週期に対する調和分解……(16)
〔2〕 栗橋流量 33 年週期に対する調和分解……(16)
〔3〕 栗橋流量 11 年週期以下の波の調和分解……(16)
4. 栗橋計画洪水流量の推定……(18)
〔1〕 栗橋洪水流量の推定……(18)
〔2〕 結　論……(19)

1. 在来の方法

〔1〕 在来の方法およびこれに対する批判

河川計画において計画洪水流量をきめるには，既往最大洪水流量を基礎にする。もっとも，これは直轄河川のごとき重要河川の場合であって，国の補助事業である中小河川においては既往最大よりもやや低くめの流量をもって計画洪水流量としている。

直轄河川において計画洪水流量として既往最大のものをとるといっても，資料が長くて数 10 年ぐらいしか無いので雨量または水位痕跡のわかっているかぎりの期間における最大値，換言すれば数 10 年に1回程度の洪水流量を計画にとっていた。

近年にいたり水文資料の統計的あつかいが発達してくるとともに計画洪水流量を統計的に取扱い，定められた頻度の洪水流量を求め，これをもって計画洪水流量とする試案が学者側から提示された。

このばあいの統計的取扱いは，洪水流量を無作為任意の標本と考え，その分布曲線の偏差を表わす横座標を対象変換したものが，正規分布に近くなることを確かめ，確率的取扱いをしている。

元来，計画洪水流量は水文資料のみで決められるような，単純な問題ではなく，経済的効果，上下流の関係など多角的の検討をまつて始めてきめるべき性質のものである。しかし水文資料の解析や経済効果の判定には統計的の取扱いが必要で，この意味において統計的取扱いの方法論は重要であり，計画洪水流量の決定に際し基礎となるものである。

〔2〕 著者の考え方

計画洪水流量を定めるには次の方法によるべきものと考える。

a. 洪水流量その他水文資料より過去最大のものを求める。

b. 洪水流量その他水文資料を統計的に解析し 100 年に1回程度の頻度の洪水流量をもとめる。

c. 他河川，とくに類似規模の河川のすでに定められた計画洪水流量の例があるならば，それと比流量，流域の地勢，地形などを比較し，過大ならず，過少ならざる流量を求める。

d. (a)，(b)，(c) の方法で求められた洪水流量は多くの場合たがいに相異するがそれぞれの場合の経済効果を算定し工費いちじるしく多額でなく，しかも経済効果のある限度において(a)，(b)，(c) のうち大なる流量をとりこれを計画洪水流量にとる可きものと考える。

b において水文資料を統計的に検討するに当り，筆者は洪水流量は無作為任意の標本と考えるべきではなく後述するごとく時数列理論により解析すべきことを提唱しこれにより試算した。100 年に1回の洪水流量を主張する理由は，わが国の在来の治水事業の工事期間から考

* 元土木研究所長　現電力中央研究所

えて，工事期間中に再改修の必要が起らないこと，社会情勢の変化のいちじるしくなる期間等より考えて定めたものである。すなわち工事期間は 30 年ないし 50 年，社会情勢の変化時期を 50 年と見てこれに安全率2倍の期間を考えたものである。工事期間は国家財政に支配されることが多いが，おのずから合理的の期間があるものと信ずる。これについての詳論は別の機会に論じたい。

c において他河川の比流量と比較せよと主張したが，比流量は雨量，流域の大きさ，地勢，地形等に関するものであるから，これらの調整をした上で比較しなければ意味をなさない。これについての詳論も別の機会に論ずる。

d において経済効果の算定の要を説いたが，近年この試算がそうとう精密になされて来たことはよろこばしい。ただしその算定方法が，過去の洪水記録により，発生した洪水流量とこれに伴う水害額を求め，確率的に水害額を積算している。こゝにおいても著者は時数列理論により算定すべきものと思う。

上記のごとく洪水流量の統計的取扱いは既往資料の整理や経済効果の判定に重要な要素をなすものである。在来の無作為任意標本として考えることの不適当なことは以下述べるがごとく，これらの標本の週期性のあることにより立証できる。

2. 水文資料の週期性

〔1〕 各学説

過去の気象現象に現われた週期については次のような研究がある。

1）日本の気候についての 700 年週期：四岡秀雄

2）日本の気温についての 80 年週期：山本武文

3）日本における兇作についての 81 年週期：藤原咲平

4）カスピ海の水位変化から 1890 年 Bruckner により発見され日本の雨量にも見られる 34～36 年週期：Bruckner

5）太陽の黒点の週期に関係し，気温，日本の干ばつ台風の発生数に見られる 11 年週期

6）ドナウ河洪水に見られる 11.5 年，23 年，33.3 年週期，ライン河洪水の 33 年週期，ミシシッピー河洪水の 11，33～36 年週期，揚子河水位について 11 年週期：B. Schostakowitsch，速水頌一郎他

7）冬の寒さおよび，全国の積雪量に見られる 9 年週期：田島節夫，土佐林忠夫

8）春秋の雨量についての 7 年週期：緑田恒夫

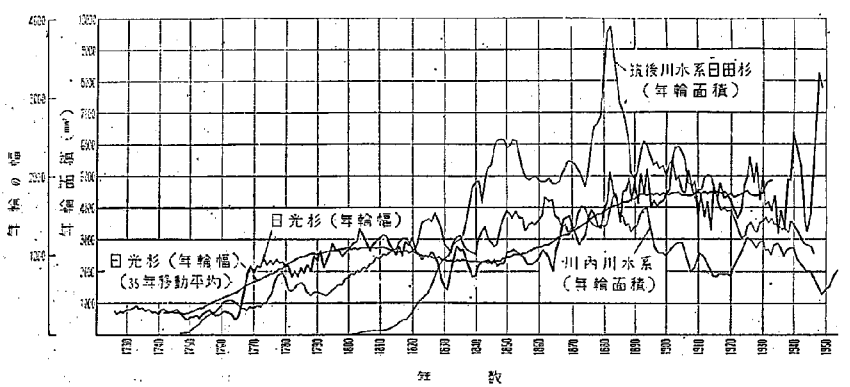
9）利根川栗橋流量の 7 年，11 年，44 年，50 年週期：上山惟康

このような週期現象のうち，比較的短週期のもの，すなわち 11 年週期ぐらいまでは現有の観測資料により解析し得るが，長週期のものは在来は水害の歴史，動植物の分布などの生物学的資料によるほかなかった。著者は杉の年輪，朝鮮京城における長期の月雨量記録から気象現象の長週期性を調べた。

〔2〕 杉の年輪の週期性

古い樹木の年輪を調べその成長巾や成長面積を調べると年に応じ変動があるのを知る。これらの変動の原因は樹木の一生のうちの成長期，老年期にあるかどうか，あるいはまた隣木の伐採などにより変化するが，一面気候の影響を受けるにちがいない。樹木の成長が気候に影響するとしても，それが温度に影響するのか，雨量に影響するのか，またこれらのすべてに影響するのか植物学的にわかっていない。ゆえに，その成長率を調べてただちに雨量を推定することは困難であるが，気候の週期性の検証に使ってもさしつかえなかろう。

図—1 に日光杉，筑後川水系日田杉，川内川水系の杉



図—1　杉の年輪成長図（3年移動平均）

の成長率を図に示した。解析の関係上日光杉は樹輪の成育幅をとり日田杉，川内杉は年輪面積をとった。図を見れば成長率に変動があり，何年かの週期があることが推定できる。

日光杉は樹令225年，川内杉は200年，日田杉は150年である。著者はもつぱら日光杉について次のごとく解析した。

まず35年移動平均をとった。これは図—1に図示してある。これにより約100年週期のあることがわかる。

さらに短週期を見出すために，この35年移動平均を基準として，各年の成長巾の偏差を求め自己相関を調べた。すなわち計算の方法として，各年の成長巾がこの35年移動平均より偏する量を＋あるいは－値として年代順にかきならべる。これは時系列をなしているが，これと1年ずらしたもの，2年ずらしたもの，……と比較し，それぞれの相関係数を求めてゆけば，相関係数が大きく出るところのずらした年数がその時系列の週期性の優位であることを示す。

この計算において相関係数を求める普通の計算方法はきわめて複雑なので，簡便法として友田式(科学昭和29年友田好文)を用いた。

すなわち，図—1において基準にとった35年移動平均曲線と各年の成長巾とを比較し，成長巾の方が大きければ＋，小さければ－として2枚のテープに＋，－を年代順にかき並べる。

これを1年ずつずらしてゆき，符号の一致するものの数を N_+，一致しないものの数を N_- とする。上記の例は5年ずらしたものすなわち5年週期の検証をするわけであるが，A点までにおいて $N_+=10$，$N_-=5$ となっている。

この N_+ および N_- を最後まで計算する。

この場合近似相関係数は

$$r=\frac{N_+-N_-}{N_++N_-} \quad \cdots\cdots(1)$$

普通の相関係数を ρ とすれば

$$\rho=\sin\frac{\pi}{2}r \quad \cdots\cdots(2)$$

これが友田式計算方法である。

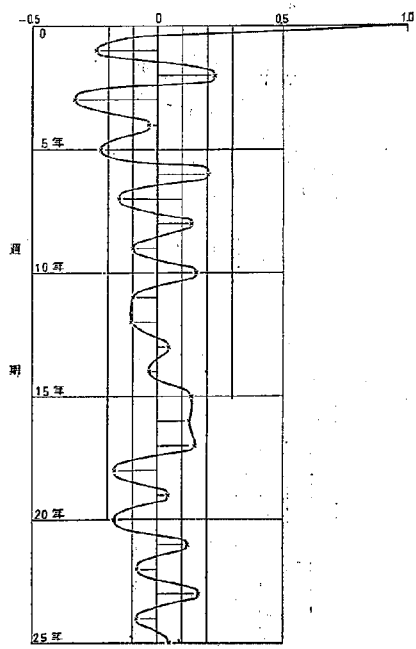
この計算結果を表—1に示す。

表—1の結果を図示したものが図—2である。

この図を見てもわかるように2年週期のものが卓越している。他の週期を調べるために，まず各年代の成長巾の5年および2年の移動平均をとり，2年週期のものをのぞく。図—1に示した35年移動平均値と比較し，前と同様の計算をして ρ を求めたものが表—2である。表—2を図示したものが図—3である。

表—1

τ	N_+	N_-	N_+-N_-	N_++N_-	r	ρ
0	225	0	225	225	1.000	1.000
1	94	130	− 36	224	−0.161	−0.250
2	126	95	33	223	0.148	0.230
3	87	135	− 48	222	−0.216	−0.332
4	108	113	− 5	221	−0.023	−0.036
5	94	126	− 32	220	−0.145	−0.226
6	124	95	29	219	0.132	0.206
7	98	120	− 22	218	−0.101	−0.158
8	118	99	19	217	0.088	0.138
9	101	115	− 14	216	−0.065	−0.102
10	118	97	21	215	0.098	0.153
11	100	114	−14	214	−0.065	−0.102
12	99	114	−15	213	−0.070	−0.110
13	109	103	6	212	0.028	0.044
14	103	108	− 5	211	−0.024	−0.037
15	114	96	18	210	0.086	0.135
16	113	96	17	209	0.081	0.127
17	114	94	20	208	0.096	0.150
18	92	115	−23	207	−0.111	−0.174
19	106	100	6	206	0.029	0.045
20	91	114	−23	205	−0.112	−0.175
21	110	94	16	204	0.078	0.122
22	96	107	−11	203	−0.054	−0.084
23	112	90	22	202	0.109	0.170
24	95	106	−11	201	−0.055	−0.086
25	103	97	6	200	0.030	0.047

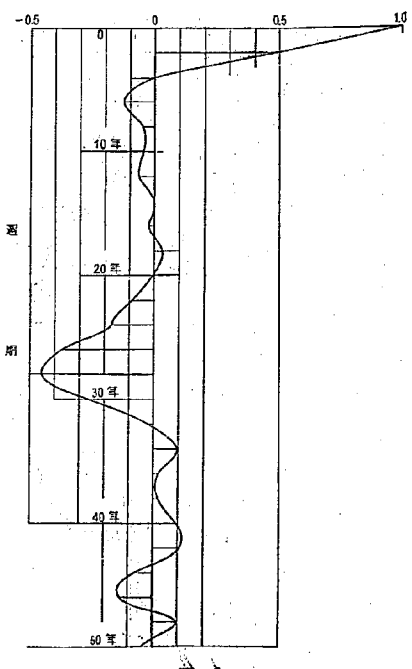


図—2

日光杉成長幅の週期相関係数 ρ の値その1

表—2

τ	N_+	N_-	N_+-N_-	N_++N_-	r	ρ
0	220	0	220	221	1.000	1.000
2	143	76	67	219	0.31	0.468
4	109	108	1	217	0.00	0.000
6	99	116	−17	215	−0.08	−0.125
8	103	110	− 7	213	−0.03	−0.047
10	102	109	− 7	211	−0.03	−0.047
12	100	109	− 9	209	−0.04	−0.063
14	103	104	− 1	207	0.00	0.000
16	100	105	− 5	205	−0.02	−0.031
18	104	99	5	203	0.02	0.031
20	100	101	− 1	201	0.00	0.000
22	94	105	−11	199	−0.06	−0.094
24	88	109	−21	197	−0.11	−0.172
26	74	121	−47	195	−0.24	−0.368
28	68	125	−57	193	−0.30	−0.454
30	79	112	−33	191	−0.17	−0.264
32	93	96	− 3	189	−0.02	−0.031
34	99	88	11	187	0.06	0.094
36	93	92	1	185	0.01	0.016
38	92	91	1	183	0.01	0.016
40	96	85	11	181	0.06	0.094
42	96	83	13	179	0.07	0.110
44	84	93	− 9	177	−0.05	−0.078
46	80	95	−15	175	−0.09	−0.141
48	92	81	11	173	0.06	0.094
50	83	88	− 5	171	−0.03	−0.047



図—3

日光杉成長幅の週期相関係数 ρ の値その1

図—3 は5年，2年の週期を消したものの相関係数 ρ の図であるが，28年のところで卓越した逆相関が見られる。この意味は $28\times2=56$ 年附近に卓越した週期があるの想定せしめる。これらのことを確かめるためには，各週期の存在密度すなわち週期分布を求めなければならない。

一般にある函数が週期 T なる週期性向をどの程度含んでいるかを調べるには，その T に対するフーリエ係数を求め，その大きさから判定する。自己相関係数 ρ は，ずらせた期間 τ が 0 の時は 1 となるから sin の項は現われず cosin の項のみとなる。すなわち

$$\int_0^\infty \rho(\tau)\cos\frac{2\pi}{T}\tau d\tau \quad \cdots\cdots(3)$$

を検証しようとする週期 T ごとに求めればよい。実際の計算上 $\tau\to\infty$ まで計算することは不可能であるので，τ の最大値からさきは無視できるよう適等な K を与えた重み $e^{-K\tau}$ を $\rho(\tau)$ に乗ずる。すなわち

$$\int_0^\infty \rho(\tau)e^{-K\tau}\cos\frac{2\pi}{T}\tau d\tau$$

$$\fallingdotseq\sum_{i=0}^{N}\rho(\tau_i)e^{-K\tau i}\cos\frac{2\pi}{T}\tau_i d\tau \quad \cdots\cdots(4)$$

を計算する。

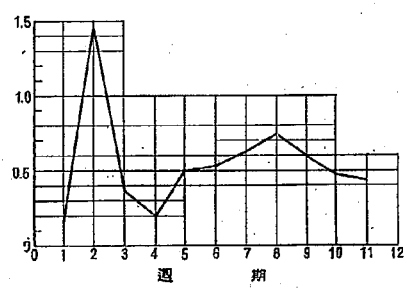
いまの場合 $\tau=25$ および 50 まで計算されているから $N=25$, 50 であり，K の値として 0.1 および 0.05 を採る。すなわち $i=N$ においてそれぞれ $e^{-K\tau i}=0.082$, $\rho(\tau_i)e^{-K\tau i}<0.002$ となり無視することができる。計算結果を図示したものが図—4, 5 である。

図—1, 4, 5 から2年，10～12年，18～20年，54～56年および約 100 年週期のものが卓越していることを知る。なお成長巾の基準の曲線として 35 年移動平均を採ったので，この週期のものは現われない。

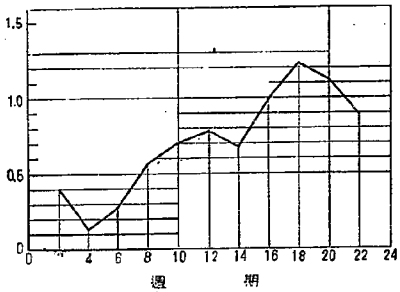
〔3〕 植物の成長と雨量との関係

植物の成長と雨量との直接関係は植物学者の定説は未だない。図—6 に米国某所の馬鈴薯収量と7月雨量との関係を示す。(寺田一彦，推測統計法より)

この関係の相関係数は 0.56 である。



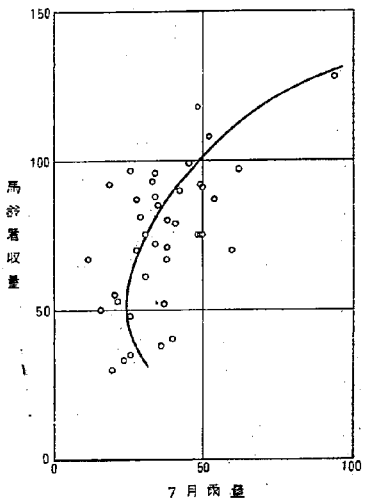
図—4 各週期のフーリエ係数その1



図—5　各週期のフーリエ係数その2

〔4〕 雨量の週期性

著者は雨量の週期性を調べるために朝鮮京城の最大月雨量と前橋測候所の最大日雨量記録を使った。



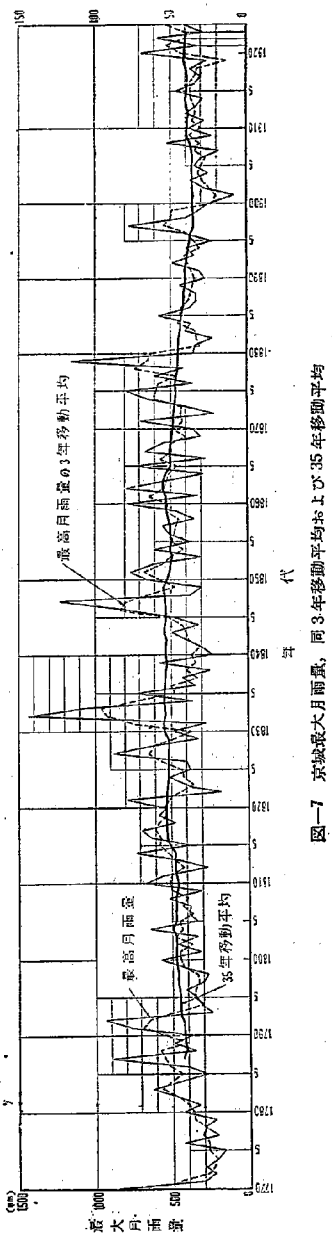
図—6　米国馬鈴薯収量と7月雨量

京城の最大月雨量記録は山口大学の山本武文氏より頂戴したもので，表—3 のごとくである。すなわち 1770 年以降 1940 年までの 170 年間のものである。

表—3 を図示すれば図—7 となる。図には最高月雨量およびこの3年，35 年移動平均を図示した。

京城の資料について計算した自己相関係数 ρ は表—4 のごとくであり，また $K=0.05$ として ρ に重み e^{-Kr} を乗じたものも ρ^* も記入した。

この資料を樹輪の成長巾についてなしたと同様の計算をしフーリエ係数を求め週期 T のうちどれが最も卓越するかを調べた計算を表—5 に示す，表—5 を図示したものが図—8 である。これは基準として 35 年移動平均値を用いたのでこの前後の数値は消去されるはずである



図—7　京城最大月雨量，同3年移動平均および35年移動平均

表—3 京城の最高月雨量（糎単位）

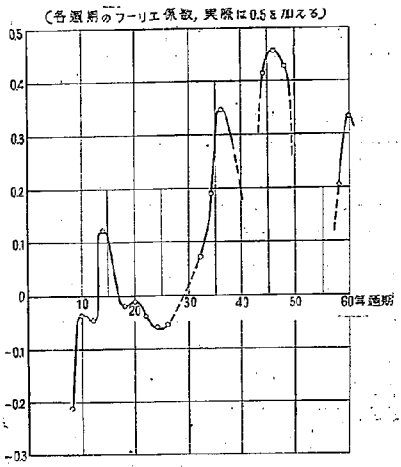
年代	最高月雨量	年代	最高月雨量	年代	最高月雨量	年代	最高月雨量
1770	85.1	1815	38.7	1860	78.3	1905	33.6
1771	29.0	1816	62.6	1861	31.9	1906	29.7
1772	22.8	1817	68.2	1862	78.5	1907	18.1
1773	28.4	1818	47.1	1863	52.3	1908	53.1
1774	20.2	1819	57.6	1864	28.3	1909	21.6
1775	17.2	1820	54.1	1865	72.2	1910	37.8
1776	43.1	1821	78.2	1866	27.9	1911	27.6
1777	20.5	1822	17.5	1867	64.9	1912	39.2
1778	29.3	1823	36.1	1868	53.9	1913	32.6
1779	36.5	1824	50.8	1869	30.1	1914	28.9
1780	42.7	1825	37.4	1870	35.3	1915	46.4
1781	32.1	1826	39.4	1871	68.6	1916	33.5
1782	46.4	1827	87.9	1872	21.8	1917	30.0
1783	61.4	1828	62.9	1873	39.3	1918	37.6
1784	40.0	1829	31.7	1874	64.3	1919	26.6
1785	27.7	1830	48.7	1875	78.7	1920	68.1
1786	40.3	1831	27.1	1876	35.8	1921	32.6
1787	88.2	1832	142.6	1877	59.8	1922	58.0
1788	35.4	1833	105.8	1878	42.0	1923	29.0
1789	48.6	1834	36.9	1879	116.2	1924	42.3
1790	37.4	1835	72.2	1880	35.4	1925	84.1
1791	74.6	1836	33.7	1881	34.2	1926	87.5
1792	92.8	1837	42.0	1882	22.6	1927	36.7
1793	24.4	1838	23.3	1883	40.3	1928	23.1
1794	30.8	1839	55.8	1884	37.4	1929	30.7
1795	34.3	1840	22.9	1885	57.6	1930	83.1
1796	40.3	1841	29.3	1886	37.6	1931	44.4
1797	30.1	1842	39.1	1887	33.4	1932	27.5
1798	26.9	1843	49.2	1888	33.6	1933	39.7
1799	44.0	1844	31.7	1889	43.3	1934	34.6
1800	56.8	1845	47.1	1890	28.6	1935	52.8
1801	32.2	1846	78.5	1891	30.9	1936	66.8
1802	46.2	1847	123.6	1892	48.5	1937	25.0
1803	33.2	1848	38.2	1893	34.5	1938	20.1
1804	62.9	1849	30.0	1894	39.6	1939	11.0
1805	33.1	1850	64.7	1895	23.8	1940	31.4
1806	38.7	1851	75.6	1896	40.5		
1807	37.4	1852	60.7	1897	76.8		
1808	51.0	1853	29.5	1898	40.7		
1809	30.4	1854	59.4	1899	31.5		
1810	66.4	1855	37.2	1900	24.6		
1811	54.8	1856	50.1	1901	7.9		
1812	26.8	1857	54.3	1902	27.6		
1813	44.0	1858	34.8	1903	36.2		
1814	71.8	1859	46.0	1904	24.6		

表—4 京城月雨量の相関係数

τ	N_+	N_-	N_+-N_-	N_++N_-	$r=\frac{N_+-N_-}{N_++N_-}$	$\frac{\pi}{2}r$	$p=\sin\frac{\pi}{2}$	$e^{-K\tau}$	ρ^τ
2	72	64	8	136	0.059	0.0927	0.093	0.9049	0.084
4	72	62	10	134	0.075	0.1178	0.118	0.8187	0.097
6	71	62	10	132	0.076	0.1194	0.119	0.7408	0.088
8	65	65	0	130	0.000	0.000	0.000	0.6703	0.000
10	62	66	− 4	128	−0.031	−0.0487	−0.049	0.6065	−0.030
12	70	56	14	126	0.111	0.1744	0.174	0.5488	0.095
14	66	58	8	124	0.065	0.1021	0.102	0.4966	0.051
16	55	67	−12	122	−0.098	−0.1539	−0.153	0.4493	−0.069
18	67	53	14	120	0.117	0.1838	0.182	0.4066	0.074
20	51	67	−16	118	−0.136	−0.2136	−0.211	0.3679	−0.078

22	53	63	−10	116	−0.086	−0.1351	−0.134	0.3329	−0.045
24	56	58	− 2	114	−0.018	−0.0283	−0.028	0.3012	−0.008
26	47	65	−18	112	−0.161	0.2529	0.250	0.2725	−0.068
28	60	50	10	110	0.091	0.1429	0.142	0.2466	0.035
30	56	52	4	108	0.037	0.0581	0.058	0.2231	0.013
32	56	50	6	106	0.057	0.0895	0.089	0.2019	0.018
34	43	61	−18	104	−0.173	−0.2717	−0.268	0.1827	−0.049
36	57	45	12	102	0.118	0.1854	0.184	0.1653	0.030
38	53	47	6	100	0.060	0.0942	0.094	0.1496	0.014
40	56	42	14	98	0.143	0.2246	0.223	0.1353	0.030
42	50	46	4	96	0.042	0.0660	0.066	0.1225	0.008
44	46	48	− 2	94	−0.021	−0.0330	−0.033	0.1108	−0.004
46	60	32	28	92	0.304	0.4775	0.459	0.1003	0.046
48	48	42	6	90	0.067	0.1052	0.105	0.0907	0.010
50	48	40	8	88	0.091	0.1429	0.143	0.0821	0.012
52	45	41	4	86	0.047	0.0738	0.074	0.0743	0.005
54	41	43	− 2	84	−0.024	−0.0377	−0.038	0.0672	−0.003
56	39	43	− 4	82	−0.049	−0.0770	−0.077	0.0608	−0.005
58	45	35	10	80	0.125	0.1964	0.195	0.0550	0.011
60	43	35	8	78	0.103	0.1618	0.161	0.0498	0.008

ただし　$\rho^* = \rho e^{-K\tau}$　$K = 0.05$



図—8　京城最高月雨量の週期性向

が，なお相当優位を保っている。この図によれば 35 年前後，46 年前後の週期が卓越していることを知る。

つぎに前橋最高雨量について週期を調べた，表—6 および図—9 に各年代の最大日雨量，この 3 年移動平均の 5 年移動平均値，11年移動平均値を示す。なお後述のトレンドも記入した。

これらの資料により相関係数や卓越すると思われる各週期のフーリエ係数を求めたものが表—7 および表—8 である。

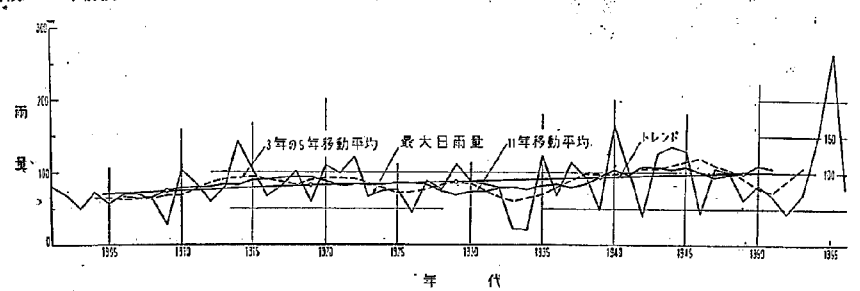
図—10 は表—8 を図示したもので，これにより前橋最大日雨量は 11 年前後の週期が卓越していることがわかる。

なお前橋最大日雨量には上昇傾向のトレンドが見られる。トレンドの式を一次式と考えれば計算の結果次のごとく表わされる。

前橋最大日雨量のトレンドは

$$R = 81 + 0.6t \quad \cdots\cdots (5)$$

t は年を表わし，0 点すなわち基準年を 1920 年にとる。しかしこのトレンドは果たして漸増傾向を示すものか，あるいはまた長期週期の上昇部分を表わすものかはわからない。



図—9　前橋最大日雨量

表—5 京坂最高月雨量の週期性向検定（各週期 T に対するフーリ係数の計算） その1

τ	T / ρ^k	8		10		12		14		18		20		22	
		$\cos\frac{2}{8}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{8}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{10}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{10}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{12}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{12}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{14}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{14}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{18}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{18}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{20}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{20}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{22}\pi\tau$	$\rho^k\cos\frac{2}{22}\pi\tau$
2	0.084	0	0	0.309	0.024	0.5	0.042	0.6293	0.053	0.766	0.064	0.8090	0.068	0.841	0.071
4	0.097	−1	−0.097	−0.809	−0.078	−0.5	−0.049	−0.2250	−0.022	0.1736	0.017	0.3090	0.030	0.415	0.040
6	0.088	0	0	−0.809	−0.071	−1.0	−0.088	−0.8988	−0.079	−0.5000	−0.044	−0.3030	−0.027	−0.142	−0.012
8	0.000	1	0	0.309	0	−0.5	0	−0.8988	0	−0.9397	0	−0.8090	0	−0.655	0
10	−0.030	0	0	1.000	−0.030	0.5	−0.015	−0.2250	0.007	−0.9397	0.028	−1.0000	0.030	−0.281	0.008
12	0.095	−1	−0.095	0.309	0.029	1.0	0.095	0.6293	0.060	−0.5000	−0.048	−0.8090	−0.077	−0.281	−0.027
14	0.051	0	0	−0.809	−0.041	0.5	0.026	1.0000	0.051	0.1736	0.009	−0.3090	−0.016	−0.655	−0.033
16	−0.069	1	−0.069	−0.809	0.056	−0.5	0.035	0.6293	−0.043	0.0766	−0.053	0.3090	−0.021	−0.142	0.010
18	0.074	0	0	0.309	0.023	−1.0	−0.074	−0.2250	−0.017	1.0000	0.074	0.8090	0.060	0.415	0.031
20	−0.078	−1	0.078	1.000	−0.078	−0.5	0.039	−0.8988	0.070	0.7660	−0.060	1.0000	−0.078	0.841	−0.066
22	−0.045	0	0	0.309	−0.014	0.5	−0.023	−0.8988	0.040	0.1736	−0.008	0.8090	−0.036	1.0000	−0.045
24	−0.008	1	−0.008	−0.809	0.006	1.0	−0.008	−0.2250	0.002	−0.5000	0.004	0.3090	−0.002	0.841	−0.007
26	−0.068	0	0	−0.809	0.055	0.5	−0.034	0.6293	−0.043	−0.9397	0.064	−0.3090	0.021	0.415	−0.028
28	0.035	−1	−0.035	0.309	0.011	−0.5	−0.018	1.0000	0.035	−0.9397	−0.033	−0.8090	−0.028	−0.142	−0.005
30	0.013	0	0	1.000	0.013	−1.0	−0.013	0.6293	0.008	−0.5000	0.007	−1.0000	−0.013	−0.655	−0.009
32	0.018	1	0.018	0.309	0.006	−0.5	−0.009	−0.2250	−0.004	0.1736	0.003	−0.8090	−0.015	−0.281	−0.005
34	−0.049	0	0	−0.809	0.040	0.5	−0.025	−0.8988	0.044	0.7660	−0.038	−0.3090	0.015	−0.281	0.014
36	0.030	−1	−0.030	−0.809	−0.024	1.0	0.030	−0.8988	−0.027	1.0000	0.030	0.3090	0.009	−0.655	−0.020
38	0.014	0	0	0.309	0.004	0.5	0.007	−0.2250	−0.003	0.7660	0.011	0.8090	0.011	−0.142	−0.002
40	0.030	1	0.030	1.000	0.030	−0.5	−0.015	0.6293	0.019	001736	0.005	1.0000	0.030	0.415	0.012
42	0.008	0	0	0.309	0.002	−1.0	−0.008	1.0000	0.008	−0.5000	−0.004	0.8090	0.006	0.841	0.007
44	−0.004	−1	0.004	−0.809	0.003	−0.5	0.002	0.6293	−0.003	−0.9397	0.004	0.3090	−0.001	1.000	−0.004
46	00046	0	0	−0.809	−0.037	0.5	0.023	−0.2250	−0.010	−0.9397	−0.043	−0.3090	−0.014	0.841	0.039
48	0.010	1	0.010	0.309	0.003	1.0	0.010	−0.8988	−0.009	−0.5000	−0.005	−0.8090	−0.081	0.415	0.004
50	0.012	0	0	1.000	0.012	0.5	0.006	−0.8988	−0.011	0.1736	0.002	−1.0000	−0.012	−0.142	−0.002
52	0.005	−1	−0.005	0.309	0.002	−0.5	−0.003	−0.2250	−0.001	0.7660	0.004	−0.8090	−0.004	−0.655	−0.003
54	−0.003	0	0	−0.809	0.002	−1.0	0.003	0.6293	−0.002	1.0000	−0.003	−0.3090	0.001	−0.281	0.001
56	−0.005	1	−0.005	−0.809	0.004	−0.5	0.003	1.0000	−0.005	0.7660	−0.004	0.3090	−0.002	−0.281	0.001
58	0.011	0	0	0.309	0.003	0.5	0.006	0.6293	0.007	0.1736	0.002	0.8090	0.009	−0.655	−0.007
60	0.008	−1	−0.008	1.000	0.008	1.0	0.008	−0.2250	−0.002	−0.5000	−0.004	1.0000	0.008	−0.142	−0.001
$\sum_{\tau}^{60}\rho^k\cos\frac{2\pi}{T}\tau\Delta\tau$			−0.212		−0.037		−0.047		+0 123		−0.019		−0.129		−0.038

表—5 その2

24		26		32		34		36		44		46		48	
$\cos\frac{2}{24}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{24}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{26}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{26}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{32}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{32}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{34}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{34}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{36}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{36}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{44}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{44}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{46}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{46}\pi\tau$	$\cos\frac{2}{48}\pi\tau$	$\rho^*\cos\frac{2}{48}\pi\tau$
0.866	0.073	0.886	0.074	0.9239	0.078	0.9325	0.078	0.9397	0.079	0.959	0.081	0.963	0.081	0.9659	0.081
0.500	0.049	0.602	0.058	0.7071	0.069	0.7392	0.072	0.7660	0.074	0.841	0.082	0.854	0.083	0.8660	0.084
0	0	0.120	0.011	0.3827	0.034	0.4462	0.039	0.5000	0.044	0.651	0.057	0.683	0.060	0.7071	0.062
−0.500	0	−0.352	0	0	0	0.091	0	0.1736	0	0.415	0	0.460	0	0.5000	0
−0.866	0.026	−0.660	0.020	−0.3807	0.011	−0.273	0.008	−0.1736	0.005	0.142	−0.004	0.204	−0.006	0.2588	−0.008
−0.000	−0.095	−0.971	−0.092	−0.7071	−0.067	−0.602	−0.057	−0.5000	−0.046	−0.142	−0.013	−0.068	0.006	0.0000	0
−0.866	−0.044	−0.971	−0.049	−0.9239	−0.047	−0.805	−0.043	−0.7660	0.039	−0.415	−0.021	−0.334	−0.017	−0.2588	−0.013
−0.500	0.035	−0.660	0.046	−1.0000	0.069	−0.982	0.068	−0.9397	0.065	−0.651	0.045	−0.577	0.040	−0.5000	0.035
0	0	−0.352	−0.026	−0.9239	−0.068	−0.982	−0.073	−1.0000	−0.074	−0.841	−0.062	−0.766	−0.057	−0.7071	−0.052
0.500	−0.039	0.119	−0.009	−0.7071	0.055	−0.850	0.066	−0.9397	0.073	−0.959	0.075	−0.917	0.072	−0.8660	0.068
0.866	−0.039	0.565	−0.025	0.3827	−0.017	−0.602	0.027	−0.7660	0.034	−1.000	0.045	−0.991	0.045	−0.9659	0.043
1.000	−0.008	0.886	−0.007	0	0	−0.273	0.002	−0.5000	0.004	−0.959	0.008	−0.991	0.008	−1.0000	0.008
0.866	−0.059	1.000	−0.068	0.3827	−0.026	0.091	−0.006	−0.1736	0.012	−0.841	0.057	−0.917	0.062	−0.9659	0.066
0.500	0.018	0.886	0.031	0.7071	0.025	0.4462	0.016	0.1736	0.006	−0.651	−0.023	−0.766	−0.027	−0.8660	−0.030
0	0	0.602	0.008	0.9239	0.012	0.7393	0.010	0.5000	0.007	−0.415	−0.005	−0.577	−0.008	−0.7071	−0.009
−0.500	−0.009	0.120	0.002	1.0000	0.018	0.9325	0.017	0.7660	0.014	−0.142	−0.003	−0.334	0.006	−0.5000	−0.009
−0.866	0.042	−0.352	0.017	0.9239	−0.045	1.0000	−0.049	0.9397	−0.046	0.142	−0.007	−0.068	0.003	−0.2588	0.013
1.000	−0.030	−0.660	−0.020	0.7071	0.021	0.9325	0.028	1.0000	0.030	0.415	0.012	0.204	0.006	0.0000	0
−0.866	−0.012	−0.971	−0.014	0.3827	0.005	0.7392	0.010	0.9397	0.013	0.651	0.009	0.460	0.006	0.2588	0.004
−0.500	−0.015	−0.971	−0.029	0.0000	0	0.4462	0.013	0.7660	0.023	0.841	0.025	0.683	0.020	0.5000	0.015
0	0	−0.660	0.005	0.3827	0.003	0.091	0.007	0.5000	0.004	0.959	0.008	0.854	0.007	0.7071	0.006
0.500	0.002	−0.352	0.001	0.9239	−0.006	−0.273	0.001	0.1736	−0.001	1.000	−0.004	0.963	−0.004	0.8660	−0.003
0.866	−0.040	−0.119	−0.005	0.7071	0.042	−0.602	−0.028	−0.1736	−0.008	0.959	0.044	1.000	0.046	0.9659	0.044
1.000	−0.010	−0.565	−0.006	1.0000	−0.010	−0.850	−0.009	−0.5000	0.005	0.841	0.008	0.963	0.010	1.0000	0.010
0.866	−0.010	−0.886	−0.011	−0.9239	0.011	−0.982	0.012	−0.7660	−0.002	0.651	0.008	0.854	0.010	0.9659	0.012
0.500	0.003	1.000	0.005	−0.7071	−0.003	−0.982	−0.005	−0.9397	−0.005	0.415	0.002	0.683	0.003	0.866	0.004
0	0	0.866	−0.003	0.3827	−0.001	−0.850	0.003	−1.0000	0.003	0.142	−0.004	0.460	−0.001	0.7071	−0.002
−0.500	0.003	0.602	−0.003	0.0000	0	−0.602	0.003	−0.9397	0.005	−0.142	0.001	0.204	−0.001	0.5000	−0.003
−0.866	−0.010	0.120	0.001	0.3827	0.004	−0.273	−0.003	−0.7660	−0.008	−0.415	−0.005	0.068	0.001	0.2588	0.003
−1.000	−0.008	−0.352	−0.003	0.7071	0.006	0.091	0.007	−0.5000	−0.004	−0.651	−0.005	0.334	0.003	0.0000	0
	−0.061		−0.057		+0.073		+0.190		+0.345		+0.4146		+0.457		+0.429

表—5 その3

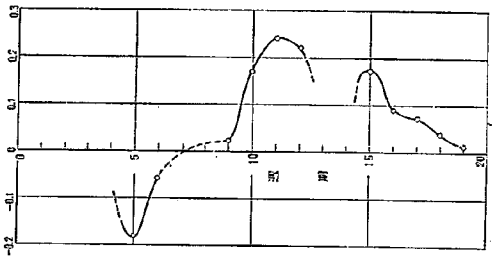
58			60		
$\cos\frac{2}{58}\pi r$	$\rho^*\cos\frac{2}{58}\pi r$		$\cos\frac{2}{60}\pi r$	$\rho^*\cos\frac{2}{60}\pi r$	
0.976	0.982		0.9781	0.083	
0.913	0.089		0.9135	0.089	
0.809	0.071		0.8090	0.071	
0.647	0		0.6691	0	
0.647	−0.014		0.5000	−0.015	
0.268	0.025		0.3090	0.029	
0.054	0.003		0.1045	0.005	
−0.162	0.011		−0.1045	0.007	
−0.369	−0.027		−0.3090	−0.023	
−0.560	0.044		−0.5000	0.039	
−0.725	0.033		−0.6691	0.030	
−0.856	0.007		−0.8090	0.006	
−0.948	0.064		−0.9135	0.062	
−0.994	−0.035		−0.9781	−0.034	
−0.994	−0.013		−1.0000	−0.013	
−0.948	−0.017		−0.9781	−0.018	
−0.856	0.041		−0.9135	0.045	
−0.725	−0.022		−0.8090	−0.024	
−0.560	−0.078		−0.6691	−0.009	
−0.369	−0.011		−0.5000	−0.015	
−0.162	−0.001		−0.3090	−0.002	
0.054	−0.0002		−0.1045	0.0004	
0.268	0.012		0.1045	0.005	
0.467	0.005		0.3090	0.003	
0.647	0.008		0.5000	0.006	
0.809	0.004		0.6691	0.003	
0.913	−0.001		0.8090	−0.002	
0.976	−0.005		0.9135	−0.005	
1.000	−0.011		0.9781	0.011	
0.976	0.008		1.0000	0.008	
	+0.2038				+0.3444

表—6 前稿最大日雨量表

年 代	最大日雨量	11年移動平均値	年 代	最大日雨量	11年移動平均値	年 代	最大日雨量	11年移動平均値
1901	80.4	—	1921	98.4	81.1	1941	101.8	96.1
1902	68.9	—	1922	120.6	83.1	1942	38.6	108.6
1903	49.5	—	1923	66.2	82.7	1943	125.6	107.5
1904	72.1	—	1924	74.3	83.6	1944	135.0	104.5
1905	56.1	—	1925	76.1	86.2	1945	129.4	107.6
1906	69.5	67.4	1926	44.3	84.2	1946	42.7	98.9
1907	70.3	65.5	1927	88.0	82.3	昭22 1947	204.5	93.5
1908	62.3	66.4	1928	76.0	73.3	1948	99.6	96.3
1909	27.8	74.7	1929	110.6	69.3	1949	60.8	98.5
1910	101.7	77.5	1930	87.6	73.7	1950	82.3	110.0
1911	83.0	78.4	1931	84.0	73.0	1951	67.6	105.4
1912	59.2	79.3	1932	79.2	79.3	1952	43.2	—
1913	78.7	82.1	1933	22.0	79.6	1953	69.6	—
1914	140.9	81.7	1934	20.2	77.0	1954	146.5	—
1915	102.6	89.0	昭10 1935	123.2	82.0	1955	214.4	—
1916	66.2	88.7	1936	67.4	83.3	1956	78.1	—
1917	80.0	92.2	1937	112.5	79.1	1957		
1918	101.5	92.7	1938	92.9	83.3			
1919	57.7	92.3	1939	48.0	93.6			
1920	107.5	86.5	1940	164.8	103.5			

表—7 前稿最大日雨量 11 年移動平均に対する自己相関係数 ρ

τ	N_+	N_-	N_+-N_-	N_++N_-	r	$\frac{\pi}{2}r$	$\left(\rho=\sin\frac{\pi}{2}r\right)$
0	1	0	1	1	1	1.57	1.0
1	24	21	3	45	0.067	0.105	0.105
2	16	28	−12	44	−0.273	−0.429	−0.417
3	23	20	3	43	0.070	0.110	0.110
4	21	21	0	42	0	0	0
5	16	25	− 9	41	−0.220	−0.346	−0.333
6	16	24	− 8	40	−0.200	−0.315	−0.311
7	22	17	5	39	0.128	0.201	0.199
8	22	16	6	38	0.158	0.248	0.245
9	19	18	1	37	0.027	0.042	0.042
10	21	15	6	36	0.167	0.262	0.259
11	17	18	− 1	35	−0.029	−0.046	−0.046
12	15	19	− 4	34	0.118	0.185	0.184
13	17	16	1	33	0.030	0.047	0.047
14	15	17	− 2	32	−0.063	−0.049	−0.049
15	16	15	1	31	0.032	0.0502	0.050
16	18	12	6	30	0.200	0.315	0.311
17	19	10	9	29	0.310	0.487	0.468
18	12	16	− 4	28	−0.143	−0.225	−0.223
19	9	18	− 9	27	−0.333	−0.518	−0.495
20	13	13	0	26	0	0	0



図—10　前橋最高日雨量の週期性向；フーリエ係数

表—8　前橋最高日雨量週期性検定…フーリエ係数　その 1

τ	ρ	$e^{-K\tau}$ $K=0.20$	$\rho^*=\rho e^{-K\tau}$	$T=5$		$T=6$		$T=8$	
				$\cos\frac{2\pi\tau}{5}$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{5}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{6}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{6}\tau$	$\cos\frac{2\pi\tau}{8}$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{8}\tau$
0	1.0	1.0	1.0	0					
1	0.105	0.819	0.086	0.309	0.0266	0.5	0.043	0.629	0.054
2	−0.417	0.670	−0.028	−0.809	0.0226	−0.5	0.014	−0.225	0.006
3	0.110	0.549	0.060	−0.809	−0.0485	1.0	0.060	−0.899	−0.044
4	0	0.446	0	0.309	0	−0.5	0	−0.899	0
5	−0.333	0.368	−0.121	1.000	−0.121	0.5	−0.061	−0.225	0.027
6	−0.311	0.301	−0.094	−0.309	−0.029	1.0	−0.094	0.629	−0.059
7	0.199	0.247	0.048	−0.809	−0.039	0.5	0.024	1.000	0.048
8	0.245	0.202	0.049	−0.809	−0.040	−0.5	−0.025	0.629	0.031
9	0.042	0.165	0.007	0.309	0.022	−1.0	−0.007	−0.225	−0.002
10	0.259	0.135	0.035	1.000	0.035	−0.5	−0.018	−0.899	−0.031
11	−0.046	0.111	−0.005	−0.309	−0.002	0.5	−0.003	−0.899	0.004
12	0.184	0.091	0.017	−0.809	−0.002	1.0	0.017	−0.225	−0.004
13	0.047	0.074	0.003	−0.809	−0.002	0.5	0.002	0.629	0.002
14	−0.049	0.061	−0.003	0.309	−0.001	−0.5	0.002	1.000	−0.003
15	0.050	0.050	0.003	1.000	0.003	−1.0	−0.003	0.629	0.002
16	0.311	0.040	0.012	0.309	0.004	−0.5	−0.006	−0.225	−0.003
17	0.468	0.033	0.015	−0.809	−0.012	0.5	0.008	−0.899	0.003
18	−0.223	0.027	−0.006	−0.809	0.005	1.0	−0.006	−0.899	0.005
19	−0.495	0.022	−0.011	0.309	−0.003	0.5	−0.006	−0.225	0.002
20	0	0.018	0	1.000		−0.5	0	0.629	0
$\sum_0^{20}\rho^*\cos\frac{2\pi}{T}\tau\Delta\tau=$					−0.1813		−0.059		+0.022

表—8　その 2

$T=10$		$T=11$		$T=12$		$T=15$	
$\cos\frac{2\pi}{10}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{10}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{11}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{11}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{12}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{12}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{15}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{15}\tau$
0.809	0.070	0.841	0.072	$\sqrt{3}/2$	0.0754	0.9135	0.0785
0.309	−0.009	0.415	−0.012	$1/2$	−0.0140	0.6691	−0.0187
−0.309	−0.019	−0.142	−0.008	0	0	0.309	0.0185
−0.809	0	−0.655	0	$-1/2$	0	−0.1045	0
−1.000	0.121	−0.960	0.116	$-\sqrt{3}/2$	0.1046	−0.500	0.0605
−0.809	0.081	−0.960	0.090	−1	0.094	−0.809	−0.0760
−0.309	−0.015	−0.655	−0.031	$-\sqrt{3}/2$	−0.0416	−0.208	−0.0096
0.309	00015	−0.142	−0.007	$-1/2$	−0.0245	−0.978	−0.0479
0.809	0.006	0.415	0.003	0	0	−0.8090	−0.0057
1.000	0.035	0.841	0.029	$1/2$	0.0175	−0.500	−0.0175

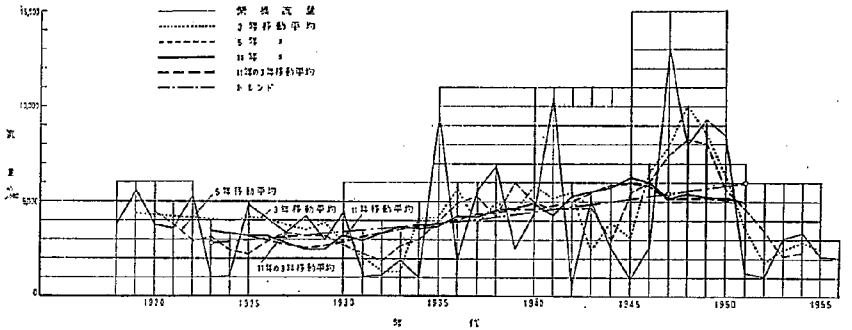
0.809	−0.004	1.000	−0.005	$\sqrt{3}/2$	−0.0043	−0.1045	0.0005
0.309	0.005	0.841	0.014	1	0.0170	0.3090	0.0053
−0.309	−0.001	0.415	0.001	$\sqrt{3}/2$	0.0026	0.7431	0.0022
−0.809	0.002	−0.142	0.000	$1/2$	−0.0015	0.9703	−0.0029
−1.000	−0.003	−0.655	−0.002	0	0	1.0000	0.0030
−0.809	−0.097	−0.960	−0.012	$-1/2$	−0.006	0.9135	0.0110
−0.309	−0.005	−0.960	−0.014	$-\sqrt{3}/2$	−0.013	0.6691	0.0100
0.309	−0.003	−0.655	0.004	-1	0.006	0.3090	−0.0019
0.809	−0.009	−0.142	0.002	$-\sqrt{2}/2$	0.0096	−0.1045	0.0011
1.000	0	0.415	0	0	0	0	
	+0.170		+0.240		0.2218		0.1624

表—8 その3

$T=16$		$T=17$		$T=18$		$T=19$	
$\cos\frac{2\pi}{16}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{16}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{17}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{17}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{18}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{18}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{19}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{19}\tau$
0.924	0.080	0.933	0.080	0.940	0.081	0.946	0.081
0.707	−0.020	0.739	−0.021	0.767	−0.021	0.789	−0.022
0.384	0.023	0.447	0.027	0.503	0.030	0.548	0.033
0.001	0	0.096	0	0.177	0	0.248	0
−0.379	0.046	−0.270	0.033	−0.170	0.021	−0.079	0.009
−0.703	0.066	−0.605	0.057	−0.496	0.047	−0.398	0.037
−0.924	−0.044	−0.846	−0.041	−0.764	−0.037	−0.681	−0.033
−1.000	−0.049	−0.981	−0.048	−0.939	−0.046	−0.877	−0.043
−0.926	−0.006	−0.984	−0.007	−1.000	−0.007	−0.987	−0.007
−0.705	−0.025	−0.848	−0.030	−0.940	−0.033	−0.986	−0.035
−0.382	0.002	−0.607	0.003	−0.766	0.004	−0.878	0.004
−0.024	−0.004	−0.279	−0.005	−0.499	−0.008	−0.676	−0.012
0.378	0.001	0.087	0.003	−0.181	0.001	−0.410	0.001
0.709	−0.002	0.441	−0.001	0.177	−0.001	−0.082	0.000
0.927	0.003	0.740	0.002	0.500	0.002	0.245	0.001
1.000	0.012	0.927	0.011	0.764	0.009	0.530	0.006
0.921	0.014	1.000	0.015	0.943	0.014	0.787	0.012
0.704	−0.004	0.932	−0.006	1.000	−0.006	0.943	−0.006
0.374	−0.004	0.750	−0.008	0.936	−0.010	1.000	−0.011
0		0		0.		0	0
	0.090		0.064		0.040		0.015

表—9 栗橋流量およびその移動平均

年	年号	流量	3年移動平均	5年移動平均	左の3年平均	11年移動平均
大正6	1917					
7	1918	3.798				
8	1919	5.569	4372			
9	1920	3.748	4295	4400		
10	1921	3.568	4202	3830	3717	
11	1922	5.288	4119	2920	3290	
12	1923	1.000	4096	3130	2820	3390
13	1924	1.000	3931	2410	2590	3320
14	1925	4.792	4145	2230	2503	3210
15	1926	1.000	4066	2870	2790	2960
昭和2	1927	3.341	3775	3270	3110	2760
3	1928	4.209	3510	3190	3220	2430
4	1929	2.981	3873	3190	3037	2430
5	1930	4.429	2803	2730	2730	3190
6	1931	1.000	2143	2270	2290	2930
7	1932	1.000	1308	1870	2340	3350
8	1933	1.923	1308	2870	2603	3670
9	1934	1.000	4117	3070	3307	3520
10	1935	9.433	4142	3980	4007	3660
11	1936	1.993	5665	4970	4740	4220
12	1937	5.569	3809	5270	4830	4200
13	1938	6.866	4988	4260	5177	4560
14	1939	2.530	4575	6000	5090	4620
15	1940	4.330	5851	5011	5219	4900
16	1941	10.692	5221	4647	4738	4290
17	1942	640	5458	4647	4645	5290
18	1943	5.042	2416	4610	4084	5500
19	1944	2.565	3906	2996	4357	5710
20	1945	4.110	3100	5470	4839	6280
21	1946	2.625	6578	6052	6307	5980
22	1947	13.000	7861	7399	7241	5100
23	1948	7.959	10086	8272	7886	5320
24	1949	9.300	8578	7987	7286	5150
25	1950	8.475	6325	5598	6065	5120
26	1951	1.200	3577	4609	3539	4920
27	1952	1054	1757	3410	3389	
28	1953	3016	2458	2149	2618	
29	1954	3304	2816	2296		
30	1955	2127	2488			
31	1956	2032				



図—11　栗　橋　流　量

〔5〕 利根川栗橋流量の週期

(1) 栗橋流量の短週期

栗橋流量の資料は大正7年以降今日までの 40 年間のものを用いた。それ以前のものは資料の信頼度に疑問があるので省略した。なお昭和 22 年すなわち 1947 年の洪水流量は栗橋上流右岸で破堤があり，実測資料ではない。建設省が治水調査会に提出した数字である。

表—10　栗橋流量の相関係数 ρ
(11 年移動平均に対するもの)

τ	N_+	N_-	N_+-N_-	N_++N_-	r	$\rho=\sin\frac{\pi}{2}r$
0	1	0	1	1	1.000	1.000
1	21	10	11	31	0.355	0.529
2	16	14	2	30	0.067	0.105
3	14	15	−1	29	−0.035	−0.522
4	8	20	−12	28	−0.428	−0.612
5	7	20	−13	27	−0.481	−0.682
6	10	16	−6	26	−0.231	−0.355
7	11	14	−3	25	−0.120	−0.187
8	14	10	4	24	0.167	0.259
9	15	8	7	23	0.304	0.460
10	13	9	4	22	0.182	0.282
11	13	8	5	21	0.238	0.365
12	14	6	8	20	0.400	0.588
13	10	9	1	19	0.053	0.083
14	6	12	−6	18	−0.333	−0.500
15	6	11	−5	17	−0.294	−0.446
16	4	12	−8	16	−0.500	−0.707

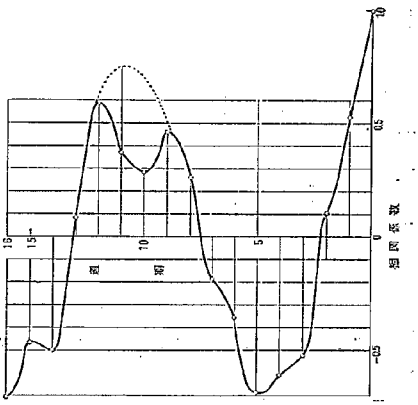
栗橋流量，それの3年，5年，5年の3年および11年の移動平均値を表—9 にかかげる。また図—11 に図示する。図上より 10 年ないし 11 年週期の変動があることが認められる。一方トレンドも認められ，これを計算すれば次式となる。

$$Q=2514+74t+1.2t^2 \cdots\cdots (6)$$

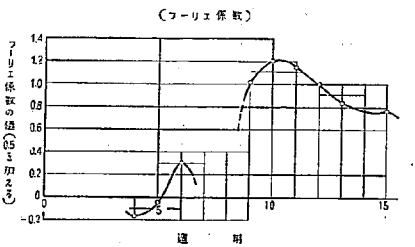
ただし Q: m³/sec,

t: 1920 年を起時とする経過年数

これは傾斜のゆるい，上昇性のトレンドを示すが，前橋日雨量の資料と同様果してトレンドであるか，または長週期の変動の上昇部分であるかはっきりしない。



図—12　栗橋流量の相関係数



図—13　栗橋流量の週期検定

こゝにおいて前と同様自己相関係数 ρ を求めれば表—10 のようになり図示すれば図—12 となる。

図—12を見れば，9～12年週期が優勢であることがわかる。なお5年，16年週期のところに大きな逆相関があるが，これはその2倍の所の 10年，32年のところに優勢な週期があることを暗示する。

これらの事実を確かめるために，前と同様各週期に対するフーリエの係数を求め，その大小により優勢の有無

表—11 栗橋流量の週期の検定 その1

$\left(\sum_{0}^{N}\rho e^{-K\tau}\cos\frac{2\pi}{T}\tau\Delta\tau \text{ の計算表}\right)$ $K=0.20$

$e^{-K\tau}$ $K=0.20$ とする $e^{-0.2\times16}=e^{-3.1}=0.040$

τ	$\rho(\tau)$	$e^{-K\tau}$	$\rho^*(\tau)$	$T=4$		$T=5$		$T=6$		$T=9$	
				$\cos\frac{2\pi}{4}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{4}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{5}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{5}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{6}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{6}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{9}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{9}\tau$
0	1.000	1.000	1.000					0			
1	0.529	0.819	0.432	0.000	0.000	0.309	0.134	0.500	0.216	0.766	0.331
2	0.105	0.670	0.072	−1.000	−0.072	−0.809	−0.058	−0.500	−0.036	0.174	0.013
3	−0.522	0.549	−0.286	0.000	0.000	−0.809	0.231	−1.000	0.286	−0.500	0.143
4	−0.612	0.446	−0.275	1.000	−0.275	0.309	−0.085	−0.500	0.137	−0.940	0.258
5	−0.686	0.368	−0.252	0.000	0.000	1.000	−0.252	0.500	−0.126	−0.940	0.237
6	−0.355	0.301	−0.107	−1.000	0.107	0.309	−0.033	1.000	−0.107	−0.500	0.054
7	−0.187	0.247	−0.046	0.000	0.000	−0.809	0.037	0.500	−0.023	0.174	−0.008
8	0.259	0.202	0.052	1.000	0.052	−0.809	−0.042	−0.500	−0.026	0.766	0.040
9	0.460	0.165	0.076	0.000	0.000	0.309	0.023	−1.000	−0.076	1.000	0.076
10	0.282	0.135	0.038	−1.000	−0.038	1.000	0.038	−0.500	−0.019	0.766	0.029
11	0.365	0.111	0.041	0.000	0.000	0.309	0.013	0.500	0.020	0.174	0.007
12	0.588	0.091	0.053	1.000	0.053	−0.809	−0.043	1.000	0.053	−0.500	−0.027
13	0.083	0.074	0.008	0.000	0.000	−0.809	−0.006	0.500	0.004	−0.940	−0.008
14	−0.500	0.061	−0.003	−1.000	0.003	0.309	−0.000	−0.500	0.002	−0.940	0.003
15	−0.446	0.050	−0.002	0.000	0.000	1.000	−0.002	−1.000	0.002	−0.500	0.001
16	−0.707	0.040	−0.003	1.000	−0.003	0.309	−0.001	−0.500	0.002	0.174	−0.001
$\sum_{0}^{N}\rho^*\cos\frac{2\pi}{T}\tau\Delta\tau=$					−0.173		−0.046		0.309		1.149

表—11 栗橋流量の週期の検定 その2

$T=10$		$T=11$		$T=12$		$T=13$		$T=15$	
$\cos\frac{2\pi}{10}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{10}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{11}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{11}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{12}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{12}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{13}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{13}\tau$	$\cos\frac{2\pi}{15}\tau$	$\rho^*\cos\frac{2\pi}{15}\tau$
0.809	0.350	0.841	0.364	0.866	0.374	0.886	0.382	0.913	0.395
0.309	0.022	0.415	0.030	0.502	0.036	0.569	0.041	0.670	0.048
−0.309	0.088	−0.142	0.041	0.005	−0.003	0.123	−0.035	0.311	−0.089
−0.809	0.222	−0.655	0.180	−0.496	0.136	−0.352	0.097	−0.099	0.274
−1.000	0.252	−0.960	0.242	−0.867	0.218	−0.751	0.189	−0.496	0.126
−0.809	0.086	−0.960	0.103	−1.000	0.107	−0.971	0.104	−0.807	0.087
−0.309	0.014	−0.655	0.030	−0.869	0.040	−0.972	0.043	−0.978	0.045
0.309	0.016	−0.142	−0.007	−0.499	−0.026	−0.753	−0.039	−0.978	−0.051
0.809	0.061	0.415	0.031	−0.002	−0.000	−0.355	−0.027	−0.809	−0.061
1.000	0.038	0.841	0.032	0.500	0.019	0.117	0.004	−0.496	−0.019
0.809	0.033	1.000	0.041	0.866	0.035	0.578	0.024	−0.099	−0.004
0.309	0.016	0.841	0.044	1.000	0.007	0.886	0.047	0.310	0.016
−0.309	−0.002	0.415	0.003	0.869	−0.007	1.000	0.008	0.670	0.005
−0.809	0.002	−0.142	0	0.500	0.002	0.886	−0.003	0.913	−0.003
−1.000	0.002	−0.655	0.001	0	0	0.578	−0.001	1.000	−0.002
−0.809	0.002	−0.960	0.003	−0.500	0.002	0.120	−0.000	0.913	−0.003
	1.202		1.138		0.996		0.834		0.764

を判定しなければならない。

表—11 にその計算表を示す。これを図示すれば図—13 のごとくなる。実際のフーリエ係数は表または図の値に 0.5 を加えなければならない。ここでは各週期に対するフーリエ係数の大小の比較をすればよいのであるからそれぞれに 0.5 を加えるのを省略した。

表—11 および図—13 により栗橋流量においては，5～6 年および 10～11 年週期が優勢であることがわかる。

（2） **栗橋流量の長週期**

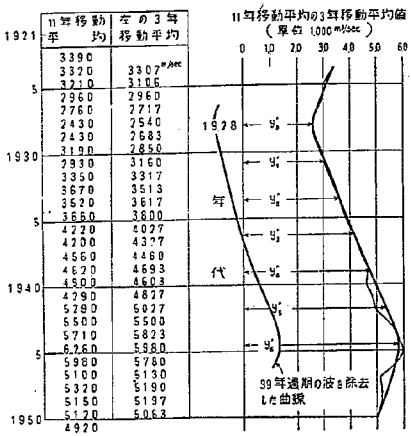
日光杉，川内杉，日田杉，京城最大月雨量，前橋最大日雨量および栗橋流量の資料を調べた結果，それぞれに次の如き週期があることが明らかになった。

表—12　各資料の週期

資料	期	週				
栗橋流量	5～6年	10～11年		33～34		
前橋最大日雨量		11年				
京城最大月雨量	6年	12年	27年	33年	55年	100年
日光杉					55年	100年
川内杉						
日田杉		10年			50年	90年～

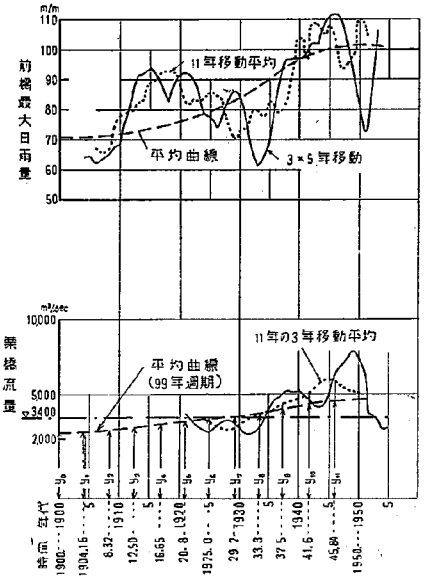
栗橋の長週期を求めるにはすでに明らかとなった。5～6年および 10～11 年週期を消してみる必要がある。

そのために 11 年移動平均のさらに 3 年移動平均値をとった。これを図—14 に示す。図を見れば 1928 年を谷とし，1944～1945年を山とする波が現われている。ゆえにその週期は 32～34 年である。



図—14　栗橋流量の 11 年移動平均の 3 年移動平均

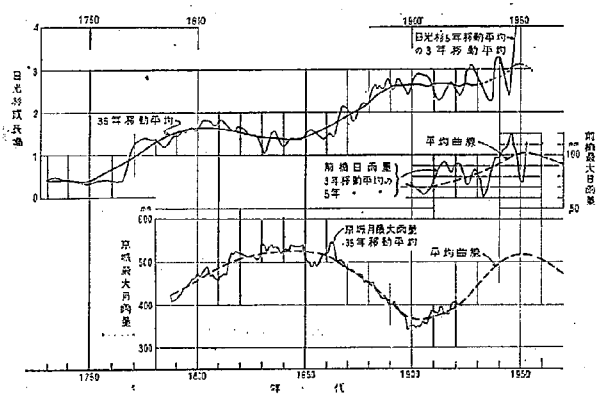
栗橋流量の資料からはこれ以上の長い週期のものは探すことができない。長週期の波は日光杉，京城月雨量に現われる 55 年および 100 年週期が栗橋流量にもあるものとする。この想定のもとに図—15 を見る。図には日光杉の成長巾，京城月雨量，前橋日雨量の変動を図示し



図—16　前橋最大日雨量と栗橋流量

てある。図において京城月雨量に合わせて前橋日雨量の平均曲線をかく。この平均曲線を図—16 に移し，これに合わせて栗橋流量の平均曲線をかけば，栗橋流量の 100 年週期の平均曲線がかけるわけである。栗橋流量の流量の平均曲線をかくにあたっては，さきに求めたトレンド（6）式を参考にする必要がある。

以上で 100 年までの長週期に対する栗橋の洪水流量の曲線が得られたわけであるから，次にこれを調和分解をする作業に移る。それに先立ち栗橋流量の週期を 11 年週期を中心として，5.5 年，11 年，33 年，99 年の週期をもつものとし，いずれも 11 年週期の倍数になるようにし，調和分解に便ならしめておく。



図—15　日光杉，京成月雨量，前橋日雨量

3. 栗橋流量の調和分解

〔1〕 栗橋流量 99 年週期に対する調和分解

図—16 における栗橋流量の平均曲線を週期99年のコサイン曲線と考えれば，平均流量 3400 m³/sec，波高 1200 m³/sec であることが読みとれるので次式で表わされる。

$$y_{99}=3400-1200\cos\frac{2\pi}{99}t \quad \cdots\cdots(7)$$

この式で時間 t は年を表わし，原点は 1900 年である

〔2〕 栗橋流量 33 年週期に対する調和分解

33 年週期の調和分解をするには，図—14 の栗橋流量 11 年移動平均の 3 年移動平均値の曲線を用いる。図において 33 年週期の谷は 1928 年であり，したがつて山は 1944,5 年となる。

栗橋流量の 11 年移動平均の 3 年移動平均値の現わす波から 99 年週期のものを消すには表—13 のような計算をする。すなわち図—14 の曲線において 1928 年を谷としそれより 33 年の 1/12 週期すなわち 2.75 年ごとの値を山まで読みとり，これをAとする。次に（7）式よりこれに対応する y_{99} の値を計算しこれをBとする。A−Bが求める値である。これを図—14 に書き入れておいた。この値が

表—13 栗橋流量 33 年週期の波を求める計算

1 週期 33 年	年 代	A 11年移動平均の3年移動平均値	B 99年週期の波の値	A−B
		m³/sec	m³/sec	m³/sec
谷	1928年	2550	3642	−1092
1/12 週期	1930.75	3100	3844	− 744
2/12 〃	1933.50	3600	4031	− 431
3/12 〃	1936.25	4100	4200	− 100
4/12 〃	1939.00	4700	4343	+ 357
5/12 〃	1041.75	5350	4455	+ 895
山	1944.50	5850	4540	+1310

またコサイン曲線で表わされるものとすれば，1900 年を起時として次の式をうる。

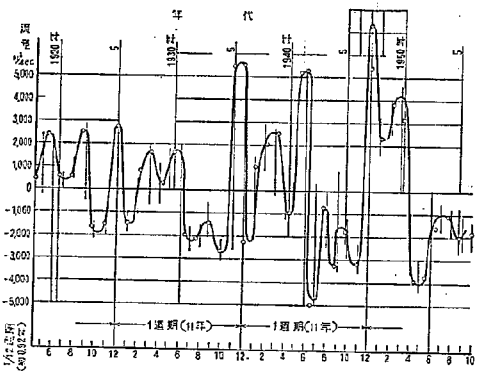
$$y_{33}=110-1200\cos\frac{2\pi}{33}(t-28) \quad \cdots\cdots(8)$$

99年週期と33年週期を一つにまとめれば次式をうる。

$$y=y_{99}+y_{33}=3510-1200\left[\cos\frac{2\pi}{99}t+\cos\frac{2\pi}{33}\cdot(t-28)\right] \quad \cdots\cdots(9)$$

〔3〕 栗橋流量 11 年週期以下の波の調和分解

栗橋流量の資料からまず 99 年および 33 年週期の波を取除かなければならない。その計算が表—14 である。表—14 その 2 のC欄の数字が取除かれた流量で，これを図示すれば図—17 となる。こゝに得られた曲線が 11 年以下の週期の調和分解の対象になるものである。図より 11 年週期の 1/12 週期ごとの数値をよみとると表—15 のごとくなる。読みとつた値を表—16 その 1 およびその 2 により調和分解をする。



図—17 栗橋流量より 99 年，33 年週期の波を取除いたもの

調和分解の結果，11年週期以下の流量は次式で表わされることがわかる。

$$\begin{aligned}y_{11}=&420+1530\cos(t-0.929)\\&+730\cos(2t-0.345)\\&+500\cos(3t+0.785)\\&+1480\cos(4t+0.685)\\&+430\cos(5t-0.447)\\&+400\cos 6t \quad \cdots\cdots(10)\end{aligned}$$

この時間の単位を 1 年に直すと

$$\begin{aligned}y_{11}=&420+1530\cos\left(\frac{2\pi}{11}t-0.929\right)\\&+730\cos\left(\frac{2\pi}{11}2t-0.345\right)\\&+500\cos\left(\frac{2\pi}{11}3t+0.785\right)\\&+1480\cos\left(\frac{2\pi}{11}4t+0.685\right)\\&+430\cos\left(\frac{2\pi}{11}5t-0.447\right)\\&+400\cos 6\frac{2\pi}{11}t \quad \cdots\cdots(11)\end{aligned}$$

この式の起時は 1925 年であるから，これを 1900 年に直すと次のごとくなる。

表—14　栗橋流量より 99 年及 33 年週期の波を取除く計算　その 1

年号	t	$t-28$	99 年週期の $\cos\frac{2\pi}{99}t$ の計算			33 年週期の $\cos\frac{2\pi}{33}(t-28)$ の計算		
			$\frac{2\pi}{99}t$ $\frac{2\pi}{99}=0.0635$	1.517 又は 3.142 を減	$\cos\frac{2\pi}{99}t$	$\frac{2\pi}{33}(t-28)$ $\frac{2\pi}{33}=0.1905$		$\cos\frac{2\pi}{33}(t-28)$
1918	18	−10	1.14		0.417	1.905 −sin	0.334	−0.328
1919	19	− 9	1.025		0.358	1.711 −sin	0.140	−0.140
1920	20	− 8	1.207		0.297	1.522		0.049
1921	21	− 7	1.333	cos	0.236	1.330		0.237
1922	22	− 6	1.398		0.173	1.140		0.417
1923	23	− 5	1.460		0.110	0.951		0.581
1924	24	− 4	1.523		0.047	0.761		0.724
1925	25	− 3	1.587	0.016 cos	−0.016	0.571		0.841
1926	26	− 2	1.650	0.079	−0.079	0.381		0.928
1927	27	− 1	1.713	0.142	−0.142	0.190		0.982
1928	28	0	1.777	0.206	−0.205	0		1.000
1929	29	1	1.840	0.269	−0.266	0.190		0.982
1930	30	2	1.905	0.334	−0.328	0.381		0.928
1931	31	3	1.970	0.399	−0.389	0.571		0.841
1932	32	4	2.030	0.459	−0.443	0.761		0.724
1933	32	5	2.095	0.524	−0.500	0.951		0.581
1934	34	6	2.160	0.589	−0.556	0.140		0.417
1935	35	7	2.220	0.649	−0.604	1.330		0.237
1936	36	8	2.285	0.714	−0.653	1.522		0.049
1937	37	9	2.350	0.779	−0.703	1.711	0.140	−0.140
1938	38	10	2.415	0.844 −sin	−0.747	1.905	0.334	−0.328
1939	39	11	2.475	0.904	−0.786	2.095	0.524	−0.501
1940	40	12	2.540	0.969	−0.824	2.280 −sin	0.709	−0.651
1941	41	13	2.605	1.034	−0.859	2.475	0.904	−0.786
1942	42	14	2.665	1.094	−0.888	2.662	1.091	−0.887
1943	43	15	2.730	1.159	−0.916	2.850	1.279	−0.957
1944	44	16	2.795	1.224	−0.940	3.045	1.474	−0.995
1945	45	17	2.860	1.289	−0.961	3.235	0.093	−0.995
1946	46	18	2.920	1.349	−0.975	3.425	0.283	−0.960
1947	47	19	2.985	1.414	−0.988	3.620	0.478	−0.888
1948	48	20	3.050	1.479	−0.995	3.810 −cos	0.668	−0.785
1949	49	21	3.110	1.539	−0.999	4.000	0.858	−0.654
1950	50	22	3.175	0.033	−0.999	4.190	1.048	−0.501
1951	51	23	3.240	0.098	−0.995	4.380	1.238	−0.328
1952	52	24	3.300	0.158	−0.988	4.570	1.428	−0.140
1953	53	25	3.365	0.223 −cos	−0.975	4.760	1.618	0.049
1954	54	26	3.430	0.288	−0.959	4.950	1.808	0.237
1955	55	27	3.495	0.353	−0.938	5.140	1.998	0.417
1956	56	38	3.560	0.418	−0.914	5.320	2.178	0.578

$$y_{11}=420-1530\cos\left(\frac{2\pi}{11}t-2.07\right)$$
$$-730\cos\left(\frac{2\pi}{11}2t-0.275\right)$$
$$-500\cos\left(\frac{2\pi}{11}3t-1.96\right)$$
$$-1480\cos\left(\frac{2\pi}{11}4t-1.128\right)$$
$$+430\cos\left(\frac{2\pi}{11}5t-2.283\right)$$
$$-400\cos\left(\frac{2\pi}{11}6t-0.779\right)\quad\cdots\cdots(12)$$

これと長週期の式（9）とを加えれば

$$Q=3930-1200\left[\cos\frac{2\pi}{99}t-\cos\frac{2\pi}{33}(t-28)\right]$$
$$-1530\cos\frac{2\pi}{11}(t-3.65)$$
$$-730\cos\frac{2\pi}{11}(2t-0.48)$$
$$-500\cos\frac{2\pi}{11}(3t-3.46)$$
$$-1480\cos\frac{2\pi}{11}(4t-2.0)$$
$$+430\cos\frac{2\pi}{11}(5t-4.0)$$
$$-400\cos\frac{2\pi}{11}(6t-1.37)\quad\cdots\cdots(13)$$

この式が栗橋の洪水流量を表わす基本式である。

表—14　栗橋流量より 99 年及 33 年週期の波を取除く計算　その 2

年　号	t	$\cos\frac{2\pi}{99}t + \cos\frac{2\pi}{33}(t-28)$	A $1200\times\left[\cos\frac{2\pi}{99}t + \cos\frac{2\pi}{33}(t-28)\right]$	B 99 年，33 年週期の波 $3510-1200$〔A〕	C 栗橋流量−B
1918	18	0.089	117	3.393	405
1919	19	0.218	262	3.248	2.321
1920	20	0.346	315	3.195	553
1921	21	0.473	518	2.992	576
1922	22	0.590	708	2.802	2.486
1923	23	0.691	830	2.680	−1.680
1924	24	0.771	925	2.585	−1.585
1925	25	0.825	990	2.520	2.272
1926	26	0.849	1.020	2.490	−1.490
1927	27	0.840	1.010	2.500	841
1928	28	0.795	955	2.555	1.654
1929	39	0.716	860	2.650	331
1930	30	0.600	720	2.790	1.639
1931	31	0.452	542	2.970	−1.970
1932	32	0.281	337	3.170	−2.170
1933	33	0.081	97	3.410	−1.487
1934	34	−0.139	− 167	3.680	−2.680
1935	35	−0.367	− 440	3.950	5.483
1936	36	−0.604	− 725	4.240	−2.247
1937	37	−0.843	−1.010	4.520	1.049
1938	38	−1.075	−1.290	4.800	2.066
1939	39	−1.287	−1.545	5.060	2.530
1940	40	−1.475	−1.770	5.280	− 950
1941	41	−1.645	−1.970	5.480	5.212
1942	42	−1.775	−2.130	5.640	−5.000
1943	43	−1.873	−2.250	5.760	− 718
1944	44	−1.935	−2.320	5.830	−3.265
1945	45	−1.956	−2.350	5.860	−1.750
1946	46	−1.935	−2.320	5.830	−3.205
1947	47	−1.876	−2.250	5.760	7.240
1948	48	−1.780	−2.130	5.640	2.319
1949	49	−1.653	−1.980	5.490	3.810
1950	50	−1.500	−1.800	5.310	3.163
1951	51	−1.323	−1.590	5.100	−3.900
1952	52	−1.128	−1.350	4.860	−3.806
1953	53	−0.926	−1.110	4.620	−1.604
1954	54	−0.722	− 860	4.370	−1.066
1955	55	−0.521	− 625	4.140	−2.013
1956	56	−0.336	− 403	3.910	−1.878

表—15　栗橋流量の 11 年週期の 1/12 毎の値

1/12 週期	1/12 週期毎の値				平　均
0		2700	5500	7200	5130
1		−1500	−1600	2400	230
2		− 300	2100	3300	1700
3		1600	2600	4200	2800
4		400	− 400	2900	− 970
5	1700	1100	1500	4100	50
6	2100	1600	5300	1600	1850
7	400	−2200	−4800	1000	−1900
8	1000	−1700	− 800	1300	− 700
9	2500	−1900	−1600	1700	680
10	−1800	−2700	−1900		−2130
11	−1200	5000	−3200		200

4.　栗橋計画洪水流量の推定

〔1〕 栗橋洪水流量の推定

(13) 式は栗橋の洪水流量を統計的に，時数列理論で解析した結果得られた式である。この式には，99年，33年，11年，5.5年，3年等の週期が含まれている。この式により将来の栗橋流量を推定するに，まず 99 年，33 年，11 年期期の波をえがき，これを合成すれば図—18 のごとくなる。この合成した波を見れば栗橋において 2030 年ないし 2055 年B期および 2130 年ないし 2150 年C期が危険期で長週期のものだけで 3730 m³/sec の洪水流量を生ぜしめる。

つぎのこの危険期の期間につき，短週期の波を合成すれば図—19 のごとくなり，その合成波はB期 2900，C期 3300 となる。ゆえに栗橋流量は次のごとく推定される。

1940～1945 年の分　10.330 m³/sec＋2.670＝13.000
2045～2050 年　10.630 m³/sec＋2.670＝13.300
2145 年附　10.960 m³/sec＋2.670＝13.630

こゝに 2670 m³/sec を加えたのは，1940～1945 年の栗橋洪水流量の実測値 13.000 m³/sec に合わすためである。

これより栗橋の洪水流量は 100 年に 1 回のもので 13.300 m³/sec，200 年に 1 回の頻度のもので 13.630 m³/sec であることが推定できた。

〔2〕 結　論

著者は洪水流量は統計的に時数列理論で解析すべきものであることを主張し，その方法を，栗橋流量に適用し (13)式を得た。計画洪水流量決定の基礎式として，また

表—16　栗橋流量 11 年週期の調和分解　その 1

(1)

	y_0	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5
	5130	−230	1700	2800	− 970	50
	y_{11}	y_{10}	y_9	y_8	y_7	y_6
	200	−2130	−680	− 700	−1900	1850
和	v_0	v_1	v_2	v_3	v_4	v_5	v_6
	5130	− 30	− 430	2020	−1670	−1850	1850
差	w_1	w_2	w_3	w_4	w_5		
	−430	3830	3480	− 270	1950		

(2)

	v_0	v_1	v_2	v_3
	5130	− 30	− 430	2020
	v_6	v_5	v_4	
	1850	−1850	−1670	
和	p_0	p_1	p_2	p_3
	6980	−1880	−2100	2020
差	q_0	q_1	q_2	
	3280	1820	1240	

(3)

	w_1	w_2	w_3
	− 430	3830	3480
	w_5	w_4	
	1950	− 270	
和	r_1	r_2	r_3
	1520	3560	3480
差	s_1	s_2	
	−2380	4100	

(4)

	P_1	P_2	q_2	r_1
	−1880	−2100	1240	1520
1/2×上の行	h_1	h_2	l_2	m_1
	− 940	−1050	620	760

(5)

	q_1	r_2	s_1	s_2
0.866	1820	3560	−2380	4100
$\sqrt{3}/2$×上の行	l_1	m_2	n_1	n_2
	1575	3083	−2060	3550

表—16　栗橋流量 11 年週期の調和分解　その 2

	p_0	p_1	q_0	l_1	p_0	h_1	p_0	p_3	m_1	m_2	q_0	n_1	r_1
	6980	−1880	3280	1575	6980	− 940	6980	2020	760	3083	3280	−2060	1520
	p_2	p_3	l_2		p_2	h_2	p_1	h_2	r_3		q_2	n_2	r_3
	−2100	2020	620		−2100	−1050	−1880	−1050	3480		1240	3550	3480
第一列の和	p_0+p_2		q_0+l_2		p_0+p_2		p_0+p_1		m_1+r_3				
	4884		3900		4880		5100		4240				
第二列の和	p_1+p_3		l_1		h_1+h_2		p_3+h_2		m_2				
	140		1575		−1990		970		3083				
和	$12\,a_0$		$6\,a_1$						$6\,b_1$		$6\,b_2$		
	5020		5474						7323		1490		
差	$12\,a_6$		$6\,a_5$		$6\,a_4$		$6\,a_3$		$6\,b_5$		$6\,a_2$	$6\,b_4$	$6\,b_3$
	4740		2325		6870		4130		1117		2040	−5610	−1960

$a_0=418$　$a_1=913$　$a_4=1145$　$a_2=690$　$b_1=1221$　$a_3=340$　$b_2=248$

$a_6=395$　$a_5=388$　$b_5=186$　$b_3=-360$　$b_4=-935$

$\gamma_0=418\fallingdotseq 420$

$\gamma_1=\sqrt{a_1^2+b_1^2}=1525\fallingdotseq 1530$

$\gamma_2=\sqrt{a_2^2+b_2^2}=733\fallingdotseq 730$

$\gamma_3=\sqrt{a_3^2+b_3^2}=495\fallingdotseq 500$

$\gamma_4=\sqrt{a_4^2+b_4^2}=1478\fallingdotseq 1480$

$\gamma_5=\sqrt{a_5^2+b_5^2}=430$

$\gamma_6=\sqrt{a_6^2+b_6^2}\fallingdotseq 400$

$\delta_s=\tan^{-1}\dfrac{b_s}{a_s}$

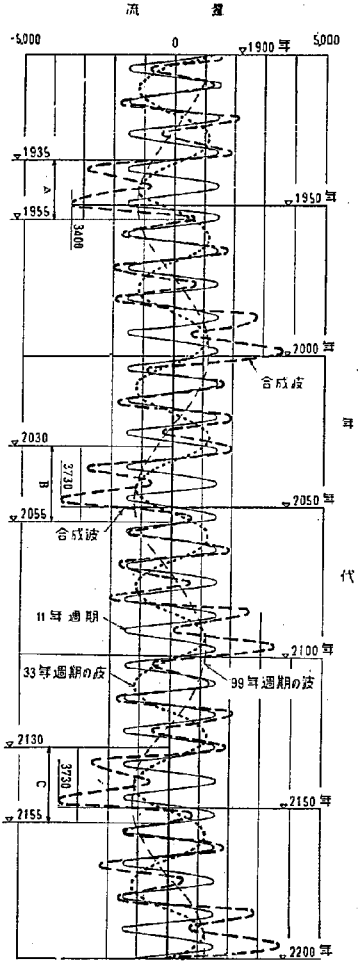
$\delta_1=\tan^{-1}\dfrac{b_1}{a_1}=\tan^{-1}\dfrac{1221}{913}=\tan^{-1}1.3373=0.929$

$\delta_2=\tan^{-1}\dfrac{b_2}{a_2}=\tan^{-1}\dfrac{248}{690}=\tan^{-1}0.3594=0.345$

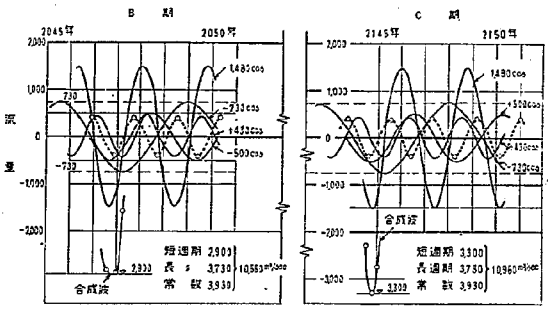
$\delta_3=\tan^{-1}\dfrac{b_3}{a_3}=\tan^{-1}\dfrac{-360}{340}=\tan^{-1}-0.9994=-0.785$ (2.356)

$\delta_4=\tan^{-1}\dfrac{b_4}{a_4}=\tan^{-1}\dfrac{-935}{1145}=\tan^{-1}-0.8166=-0.685$ (2.457)

$\delta_5=\tan^{-1}\dfrac{b_5}{a_5}=\tan^{-1}\dfrac{186}{388}=\tan^{-1}0.4794=0.447$



図—18　栗橋洪水流量の 99 年，33，11 年週期の波の合成



図—19　栗橋洪水流量の短週期の波の合成

栗橋洪水流量の在来の統計理論との比較

	使用した記録の期間	100 年に 1 回の洪水流量	200 年に 1 回の洪水流量
在来の統計理論	明治 30 年～昭和 9 年	7.000m³/sec	7.600m³/sec
	明治 30 年～昭和10年	8.050 〃	8.800 〃
	明治 30 年～昭和21年	9.350 〃	10.300 〃
	明治 30 年～昭和16年	9.950 〃	11.500 〃
	明治 30 年～昭和22年	11.100 〃	12.600 〃
	明治 30 年～昭和26年	13.400 〃	15.500 〃
著者の方法：大正 7 年～昭和 32 年		13.300 〃	13.630 〃

経済効果判定の基礎式として本式を使うのがより合理的であると思う。これにより栗橋の洪水流量を推定すれば，100 年に 1 回の洪水で 13.300 m³/sec，200 年に 1 回の洪水で 13.630 m³/sec であり，昭和 22 年の利根川洪水の時よりも前者で 2.3%，後者で約 5 %大きい。在来の方法すなわち洪水流量の発生は正規分布に従うという統計理論の結果と較べ次のごとき差があることがわかつた。

組合せ応力状態におけるコンクリートの強度について

伊東茂富*・坂口治朗*

(昭和33年8月)

A Study of the Failure of Concrete Under Combined Stresses

S. Itō, J. Sakaguchi

(August, 1958)

Synopsis :

Knowledge of criteria of failure for concrete sujected to combined stresses is of considerable importance in the design of concrete members.

This investigation was carried out in two parts ;

(1) a study of concrete cylinders in three-dimensional compression, and (2) a study of concrete beams in two dimensional compression.

Data obtained from these tests indicated a correlation between normal and shearing octahedral stresses at failure.

概 要 コンクリート構造物の設計にあたって，設計に用いる応力度はその構造物の重要さ，地方的条件，施工の良否，などを考慮し，規定（たとえば土木学会制定コンクリート標準示方書）に定めてある許容応力度の範囲で，経済的な設計ができるようにきめている。

設計に用いる応力度の基準となるコンクリートの強度は一般に直径 15 cm，高さ 30 cm の円柱形供試体による圧縮強度，引張強さ係数，断面 15 cm×15 cm，長さ 53 cm の供試体による曲げ強度である。したがって，単純応力を受ける部材の設計に対しては適当であると考えられるが，組合せ応力を受ける部材の設計に対してはかならずしも適当であるとは考えられない。

実際の構造物においてはその応力状態は単純応力状態である場合はきわめて特殊な場合であって，一般には組合せ応力状態である。一方，構造力学の進歩はいちじるしいものがあり，構造物の応力解析は漸次二次元あるいは三次元解析の段階に進みつつある。したがって，コンクリート構造物を設計する際に用いる強度もまた組合せ応力状態における強度を基準とするようにしなければ，その設計は跛行的と言わざるをえない。

以上のように，構造物の安全性を確保し，経済的に設計するためには，組合せ応力状態における強度を解明することはきわめて重要な事項である。また，コンクリート工学上，きわめて基本的な事項でもある。それにもかかわらず，この問題に関する研究は従来あまり実施されておらず，はなはだ不満足な状態にあると言わざるをえない。

以上のような理由で，均等応力状態におけるコンクリートの強度の基準および破壊の条件を解明するために三軸圧縮強度試験および二軸圧縮強度試験を実施した。

本報告はこれらの実験結果を述べるとともに，この結果に基き，コンクリートの破壊の条件式を提案したものである。

目 次

1. 三軸圧縮強度……(1)
〔1〕 序 説……(1)
〔2〕 コンクリート……(2)
〔3〕 試験方法……(3)
〔4〕 実験結果およびその考察……(3)
2. 二軸圧縮強度……(7)
〔1〕 序 説……(7)
〔2〕 コンクリート……(7)
〔3〕 実験方法および計算方法……(8)
〔4〕 実験結果およびその考察……(9)
3. コンクリートの破壊の条件……(10)
〔1〕 破壊条件式の提案……(10)
〔2〕 引張強さ係数および直接せん断強度への適用……(11)
4. 結 論……(10)

1. 三軸圧縮強度

〔1〕 序 説

コンクリートの破壊の条件を論ずるばあい，中間主応力の大きさに十分の考慮をはらわなければならないことは Bresler[1] などの研究によって明らかであるが，中間主応力および最小主応力を種々に変えた強度試験を正確におこなうことは非常にむずかしいことであり，現在まで実施された例もない。そこで，まず三軸圧縮強度試験

* 建設技官

表—1.

区分	比重	粉末度		凝結		安定性	軟練りモルタル					
		0.088 mm ふるい残分	ブレーン比表面積 (cm²/g)	始発 (時—分)	終結 (時—分)	(煮沸法)	フロー	曲げ強さ (kg/cm²) 3	7	28	圧縮強さ (kg/cm²) 3	7	28
大阪窯業社 中庸熱セメント	3.19	1.7	3,410	2—37	4—08	完全	227	24.9	37.4	64.6	99	152	373
日本社 普通セメント	3.15	3.8	3,180	2—22	3—26	完全	237	29.1	45.0	105	125	223	418

区分	化学成分							
	強熱減量	不容解残分	シリカ (SiO_2)	アルミナ (Al_2O_3)	酸化第二鉄 (Fe_2O_3)	酸化カルシウム (CaO)	マグネシア (MgO)	無水硫酸 (SO_3)
大阪窯業社 中庸熱セメント	0.53	0.70	23.08	4.40	3.72	65.04	1.30	1.10
日本社 普通セメント	0.84	0.36	22.48	5.28	3.08	64.08	1.46	1.55

をおこなった。本実験を実施した主目的は側圧力により圧縮強度はどんな影響を受けるか，この影響は配合，材令，強度などによってどう変わるかということを明らかにするためである。

実験目的からは側圧力が大きいほど好ましいわけであるが，費用の関係上側圧力を 120 kg/cm² 以下とした。また，実験中の体積変化を測定しておくことはコンクリートの破壊条件の理論的解明のために非常に有益な資料となるであろうと考えたのであるが，これを測定する適当な方法が見あたらなかったので，縦ひずみを測定するにとどめた。この点実に遺憾である。

〔2〕 **コンクリート**

1. 材料

試験に用いたセメントは大阪窯業社の中庸熱セメントおよび日本社の普通セメントである。その試験成績を示すと表—1のごとくである。

砂は多摩川産のもので，比重 2.63，吸水量 2.77 である。使用にあたっては 5~2.5 mm，2.5~1.2 mm，1.2~0.6 mm，0.6 mm 以下の4種に区分し，これを表—2に示すような粒度となるように再混合して用いた。

砂利は酒匂川産のもので，比重 2.75，吸水量 0.86 % である。使用にあたっては 40~20 mm のもの 57.5 %，20~10 mm のもの 22.5 %，10~5 mm のもの 20 % として用いた。

表—2.

ふるいの呼び寸法 (mm)	ふるいを通る量の百分率
5	100.0
2.5	90.0
1.2	67.5
0.6	42.5
0.3	22.5
0.15	6.0
粗粒率	2.72

AE剤はビンゾール粉末でこれは Hercules Powder Co. 製のものである。

2. 供試体

（1） 配合

試験に用いた配合は表—3のごときものである。

配合A～Cは材令および強度が三軸圧縮強度に及ぼす影響を明らかにするために，配合DはAEコンクリートの空気泡が三軸圧縮強度にどんな影響を及ぼすかを明らかにするために，配合E～Gは粗骨材の含有量が三軸圧縮強度に及ぼす影響を明らかにするために，また配合E

表—3.

配合の種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	単位水量 (kg)	単位セメント量 (kg)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)	空気量の範囲 (%)	単位AE剤量 (cc)
A	40	3～5	153	233	66	40	840	1,250		
B	40	4～6	152	310	49	39	785	1,240		
C	40	4～5	149	368	41	37	735	1,250		
D	40	5～7	139	331	41	37	705	1,240	4.1～4.6	20
E	40	7	151	302	50	29	590	1,430		
F	40	9	175	350	50	46	862	1,030		
G		7	263	526	50	100	1,500			
H	40	3	153	202	76	41	830	1,240		
I	40	6	153	250	61	40	795	1,230		
J	40	4～5	151	300	50	39	762	1,230		

備考：配合A—Dは大阪窯業社の中庸熱セメントを用い，配合E—Jは日本社の普通セメントを用いた。

については供試体中の水際と空際とによってどんな相違があるかを知るために乾燥した供試体についても実験した。

なお，配合H～Jは上記の配合のコンクリートについて実験した結果 $\frac{1}{3\sigma_0}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)$ の大きい場合についての資料が不足しているので，これを補うためにおこなったものである。

（2） 練り混ぜおよびまだ固まらないコンクリートの試験

コンクリートの練り混ぜには4切の可傾式ミキサを用い，練り混ぜ時間は2分 30 秒とした。練り混ぜがおわったら，コンクリートを鉄板上に排出し，2往復静かに切返した。このコンクリートについてスランプ試験，AEコンクリートの場合には空気量試験をもあわせおこない，コンクリートが所定のものであることを確認してから供試体を製作した。

スランプ試験は JIS A 1101 にしたがい，空気量試験はワシントン型空気量測定器を用い，JIS A 1117 に準じておこなった。

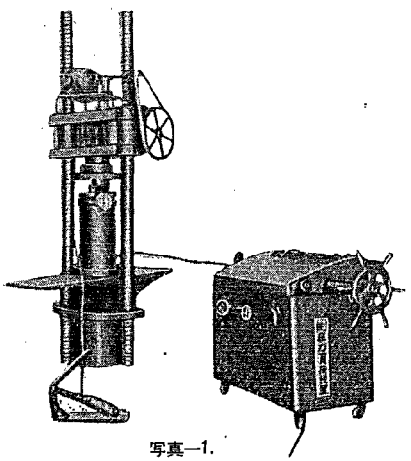
（3） 供試体の製造および養生

圧縮強度試験用供試体および引張り強さ係数試験用供試体は直径 15 cm，高さ 30 cm の円柱形供試体である。

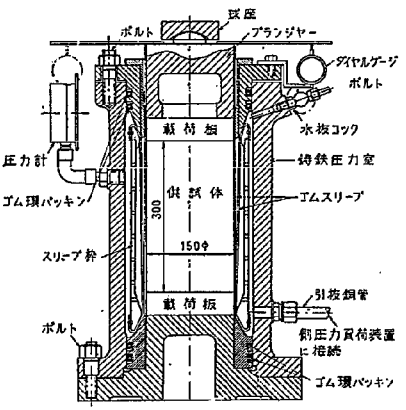
供試体の製造方法および養生方法は JIS A 1108 にしたがっておこなった。製造した供試体は脱型に支障のない程度に硬化したのち，ていねいに型わくをとりはずし，ただちに 20±3°C の水槽に入れ，試験の時期まで養生した。

〔3〕 試験方法

三軸圧縮強度試験装置は筆者が新たに設計したもので写真―1に示すごときもので，圧縮室および側圧負荷装置の2部分からなりたっている。この装置の最大側圧力は 120 kg/cm² である。



写真―1.



図―1.

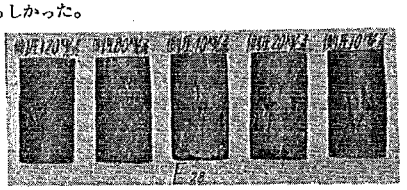
圧縮室は図―1に示すごときもので，側圧力負荷装置によって圧縮された圧縮水が供試体に浸透しないように，ゴムスリーブをとおして側圧力を加えるようになっている。なお，圧力水の圧力を測定するために 5 kg/cm² 目盛，最大 150 kg/cm² の圧力計および縦変形量を測定するために 1/100mm のダイヤルゲージを取付けてある。

側圧力負荷装置は所定の圧力の圧力水を造るためのもので，ピストン型負荷型式のものである。試験中，コンクリートの体積変形に応じて側圧力を一定に保つことができるようにピストンの速度を正負任意にかつ微小に変えることができるようにNS無段変速機を用いた。

〔4〕 実験結果およびその考察

1. 破壊の状況

載荷後，圧縮室から供試体をとりだし，破壊の状態を観察した。その結果の一例を示すと写真―2に示すとおりで，側圧力の大きい供試体は横方向のふくらみが大きい。とくに圧縮強度の小さい供試体はこの傾向がいちじるしかった。

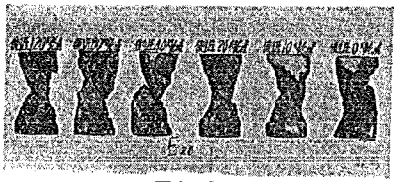


写真―2.

破壊面の傾きを調べるためにひびわれのはいっている供試体を試験機にかけて破壊させた結果は写真―3に示すごとくで，破壊面と軸との夾角を定めることはきわめて困難である。

2. 応力―ひずみ

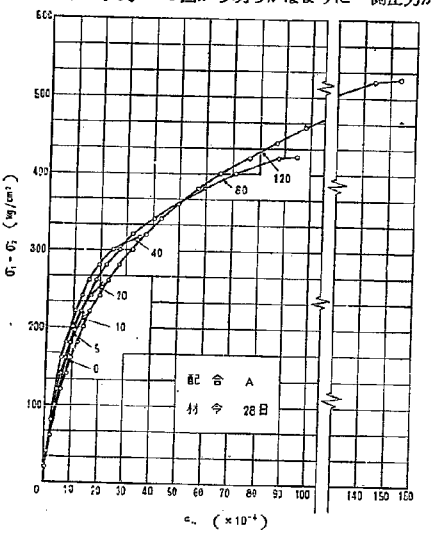
変形量を求めるには，つぎのようにした。すなわち，あらかじめ各荷重に対する載荷板の変形量を測定しておき，試験時の各荷重に対するダイヤルゲージの読みから



写真—3.

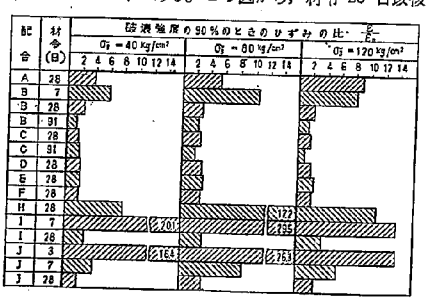
載荷板の変形量を差引いて，供試体の変形量としたのである。

$(\sigma_1-\sigma_3)$ とひずみ ε との関係の一例を示すと図—2のごとくである。この図から明らかなように‘側圧力が



図—2.

増加するにしたがい，破壊時のひずみもいちじるしく増大する。破壊時のひずみをきめるのは困難であるから，破壊強度の 90 % の応力度のときのひずみをとって，側圧力が 0 kg/cm² の場合のひずみと側圧力が 40 kg/cm², 80 kg/cm², 120 kg/cm² の場合のひずみとの比を求めると図—3 のごとくである。この図から，材令 28 日以後



図—3.

の供試体に対しては σ_3 が 40 kg/cm² のときの $\varepsilon/\varepsilon_0$ は約 2，σ_3 が 80 kg/cm² のときの $\varepsilon/\varepsilon_0$ は約 3，σ_3 が 120 kg/cm² のときの $\varepsilon/\varepsilon_0$ は約 4 であることがわかる。

3. 三軸圧縮強度

(1) 実験結果

実験結果を一括して表示すると表—4のごとくである。

表—4.

配合の種類	材令(日)	圧縮強度 (kg/cm²) 側圧力 (kg/cm²) 0	5	10	20	40	80	120	引張強さ係数 (kg/cm²)	直接せん断強度 (kg/cm²)
A	28	180	210	236	283	373	520	652	16.3	39.4
		186	212	240	287	374	520	664	16.8	40.0
		186	235	257	310	374	530	688	20.0	40.2
		187	240	262	310	375	530	693	21.0	40.6
	平均	185	224	249	298	374	525	674	18.5	40.1
B	7	164	187	223	269	346	488	642	13.0	29.4
		164	195	225	275	355	490	654	13.9	34.0
		167	208	227	276	365	500	655	14.6	35.0
		170	212	233	277	375	505	674	16.0	36.1
	平均	166	201	227	274	360	496	656	14.4	33.6
	28	335	370	410	453	555	690	839	27.4	56.7
		340	380	426	463	560	700	840	27.5	59.3
		342	395	426	485	560	710	863	27.5	59.3
		360	398	428	487	576	725	865	29.5	59.3
	平均	344	386	423	472	563	706	852	28.0	59.2
	91	398	457	488	543	653	821	974	31.2	62.9
		410	461	498	565	676	835	993	31.8	64.2
		442	462	502	573	695	860	1008	33.4	65.3
		455	491	515	580	698	862	1008	35.2	69.1
	平均	426	468	501	565	681	845	996	32.9	65.4
C	28	412	434	493	580	673	818	1010	36.5	67.6
		412	495	537	600	674	860	1010	36.6	70.2
	平均	412	465	515	590	674	839	1010	36.6	68.9
	91	493	535	580	653	785	980	1153	36.6	73.3
		505	558	615	695	818	990	1170	45.0	79.6
	平均	499	547	598	674	802	985	1162	40.8	76.5
D	28	340	360	430	478	552	685	820	28.5	59.1
		342	400	446	490	570	728	875	32.1	60.2
		370	413	455	527	610	770	934	34.1	61.3
	平均	351	391	444	498	577	728	878	31.6	60.2
E	28	320		410	481	577	730	878	25.0*	
		348		429	481	585	735	890	28.4	
		350		441	488	600	747	900	28.7	
		359		447	495	611	758	900	29.0	
	平均	344		432	486	593	743	892	28.7	
	140 (供試体ぬれた)	392				444	788	940		
		392				456	790	950		
		400				460	800	960		
		412				460	808	964		

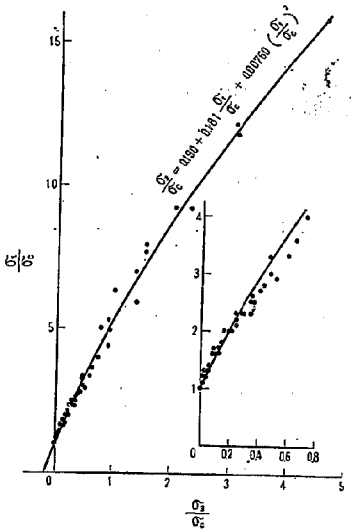
	平均	399				655	797	954	
	154 乾供い試た体	422				707	836	994	
		440				708	848	1020	
		464				710	854	1020	
		476				716	856	1026	
	平均	451				710	849	1015	
F	28	320		420	476	550	694	815	29.0
		324		424	480	560	710	836	32.7
		352		426	496	588	720	858	34.4
		364		450	505	597	738	860	39.3
	平均	340		430	489	574	716	842	31.4
G	28	348		404	440	496	584	696	29.3
		350		410	446	497	594	715	30.1
		352		416	448	514	604	718	32.4
		366		420	458	516	620	728	33.7
	平均	354		413	448	506	602	714	31.4
H	3	25.4				198	250	420	2.96
		25.6				215	305	400	3.03
		27.1					308		3.11
	平均	26.0				207	307	410	3.02
	7	51.0				256	396	480	5.04
		52.0				258	400	484	6.06
		55.0				260	406	512	6.25
	平均	52.7				258	401	492	5.78
	28	131				308	444	570	12.9
		134				308	446	580	13.6
		135				310	448	600	13.7
	平均	133				309	446	583	13.4
I	3	39.0				240	360	※388	4.81
		39.5				252	360	472	5.24
		39.5				252	370	486	5.31
	平均	39.3				248	363	479	5.12
	7	81.0				280	※384	492	9.48
		84.0				280	424	508	9.48
		93.0				294	426	520	9.76
	平均	86.0				285	425	507	9.57
	28	230				376	520	666	23.7
		230				394	540	680	24.6
		240				394	540	696	25.9
	平均	233				388	533	681	24.7
J	3	87.0				278	460	588	10.0
		84.0				280	462	616	10.2
		90.5				294	464	624	10.8
	平均	87.0				284	462	609	10.3
	7	164				350	498	652	15.6
		165				350	500	660	16.7
		168				360	500	675	19.0
	平均	166				353	499	662	17.1
	28	286				504	668	790	25.8
		288				524	672	814	29.8
		315				544	676	824	31.0
	平均	296				524	672	809	28.9

備考：* は平均値の計算には除く

（2） σ_1 と σ_3 との関係

σ_1 と σ_3 との関係を従来言われているように $\sigma_1=\sigma_0+f\sigma_3$ とすると，f の値は 3～9 で，σ_3 が 40 kg/cm² 以上の範囲では f の値は 4～6 であって，Illinois 大学における RICHART 氏などの研究[2]，米国開拓局における実験[3][4] の結果と比較的よく一致している。

f の値をさらに検討すると，σ_3 が 20 kg/cm² 以下の範囲では f の値は 5～9 であり，σ_3 が 80 kg/cm² 以上の範囲では f の値は 2.5～4.5 となる。すなわち，σ_3 が小さいほど f の値は大きく，σ_3 が大きくなるにしたがって f の値は小さくなる。したがって，σ_1 と σ_3 との関係は開拓局で提案しているように曲線的関係であるとするのが適当である。また，圧縮強度 σ_0 が小さいものほど f の値は小さいので，$\sigma_1=F(\sigma_3)$ とするかわりに $\sigma_1/\sigma_0=F(\sigma_3/\sigma_0)$ とすると図―4 のごとくになり，すべての種類のコンクリートに対し一つの曲線で σ_1 と σ_3 との関係を示すことができる。



図―4.

D配合コンクリートとB，E，F配合コンクリートを比較すればわかるように，AEコンクリートの場合の σ_1 と σ_3 の関係は普通コンクリートの場合のそれとまったく同様である。また，B，E，F，G配合コンクリート（Gはモルタル）について σ_1 と σ_3 の関係を比較すると，B，E，Fの3種のコンクリートの間にはほとんど相違がないが，G配合のものはB，E，F配合のものに比べ，σ_3 による σ_1 の増加率は小さい。すなわち，コンクリー

トの場合の σ_1—σ_3 曲線は細骨材率によってほとんど差異はないが，モルタルの場合はコンクリートの場合に比べ σ_3 による σ_1 の増加率は小さい。

供試体の含水状態の差異によって σ_1 と σ_3 との関係はE配合コンクリートの乾燥状態の供試体と湿潤状態の供試体を比較すればわかるように，σ_3 による σ_1 の増加率はほとんど相違しない。ただし，乾燥状態の供試体の σ_c が湿潤状態の供試体の σ_c より大きい値を示すことはもちろんである。

4.　σ_1—σ_3 曲線

（1）　実験式の求め方

実験式としては直線式とするより曲線式とするのが適当であることは 3・(2) で述べたとおりである。曲線式としては実用上の簡便さと実験結果への適合度とを考え次の式を採用し，実験結果より常数 a，b，c および p，q，r を最小自乗法によって求めた。

$$\sigma_3=a+b\sigma_1^{\,c} \qquad \cdots\cdots(1)$$

$$\sigma_3=p+q\sigma_1+r\sigma_1^{\,2} \qquad \cdots\cdots(2)$$

(1) 式の a，b，c を求めるには次のごとくした。すなわち，(1) 式を σ_3 について偏微分すると

$$\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}=\frac{1}{bc\sigma_1^{\,c-1}} \qquad \cdots\cdots(3)$$

$\partial\sigma_1/\partial\sigma_3$ は $\sigma_3=F(\sigma_1)$ がきまらなければ求めることができないので，$\partial\sigma_1/\partial\sigma_3$ の代りに実験値より求めることのできる $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_3$ を用いた。しからば (3) 式は次のごとくなる。

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3}=\frac{1}{bc\sigma_1^{\,c-1}} \qquad \cdots\cdots(4)$$

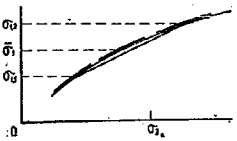
(4) 式の対数をとり整理すると次のごとくなる。

$$\log\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3}=-\log(bc)-(c-1)\log\sigma_1$$

最小自乗法により $(c-1)$ を求め，さらに c を求めると次のごとくなる。

$$c=\frac{1}{N\sum(\log\sigma_1)^2-(\sum\log\sigma_3)^2}\left\{N\sum\log\sigma_1\left(\log\sigma_1-\log\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3}\right)-\sum\log\sigma_1\sum\left(\log\sigma_1-\log\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3}\right)\right\}$$

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_3$ は図—5において $\sigma_{1,1}$ あるいは $\sigma_{1,2}$ のコウ配とするより，その中間値 $\bar{\sigma}\{=(\sigma_{1,1}+\sigma_{1,2})/2\}$ のコウ配とするのが最も実際に近いと考えられるので，(5) 式から c を算出する場合 $\log\sigma_1$ を $\log\sigma_1$ として計算した。c がきまれば (1) 式は直線式となるので，容易に最小自乗法によって a，b を求めることができる。



図—5.

(2) 式の p，q，r は簡単に最小自乗法によって求めることができるので，求め方については省略する。

（2）　実験式

(1) で述べた方法により，圧縮強度試験結果から実験式を求めた結果，実験式を $\sigma_3=a+b\sigma_1^{\,c}$ とした場合 a/σ_t（$-\sigma_t$ は引張強度）は 2.24～0.306 で平均値は 0.837 であり，実験式を $\sigma_3=p+q\sigma_1+r\sigma_1^{\,2}$ とした場合 p/σ_t は 2.54～0.261 で平均値は 1.307 である。Leon 氏[5] の提案しているように Mohr の包絡線が引張破壊の領域まで拡張して適用できるものとすれば a/σ_t または p/σ_t は 1 でなければならない。したがって圧縮強度試験結果のみからえられる実験式は引張破壊の領域まで拡張して適用することはできない。

そこで引張強度を考慮に入れて実験式を求めて見よう。この際，σ_t は一次元，二次元，三次元たるを問わず大体同じ値を示すことは従来から認められているので，σ_t は単純引張強度をそのまま用いることとし，さらに単純引張強度は引張強さ係数とほとんど同じ値を示すことは多数の実験によって認められていることであるから，σ_t の実験値としては引張強さ係数を用いることにする。

σ_t を考慮して実験式を求めると下表のようになる。

配合の種類	$\sigma_3=a+b\sigma_1^{\,c}$ とする場合	$\sigma_3=p+q\sigma_1+r\sigma_1^{\,2}$ とする場合
A_{28}	$\sigma_3=-17.9+0.00430\ \sigma_1^{1.50}$	$\sigma_3=-20.0+0.0791\sigma_1+0.000197\sigma_1^2$
B_7	$\sigma_3=-14.2+0.00392\ \sigma_1^{1.61}$	$\sigma_3=-18.0+0.0903\sigma_1+0.000190\sigma_1^2$
B_{28}	$\sigma_3=-27.8+0.000383\sigma_1^{1.91}$	$\sigma_3=-28.0+0.0125\sigma_1+0.000192\sigma_1^2$
B_{91}	$\sigma_3=-32.4+0.000365\sigma_1^{1.87}$	$\sigma_3=-32.6+0.0149\sigma_1+0.000139\sigma_1^2$
C_{28}	$\sigma_3=-33.9+0.000407\sigma_1^{1.79}$	$\sigma_3=-37.4+0.0341\sigma_1+0.000121\sigma_1^2$
C_{91}	$\sigma_3=-39.2+0.000638\sigma_1^{1.76}$	$\sigma_3=-40.0+0.0280\sigma_1+0.000941\sigma_1^2$
D_{28}	$\sigma_3=-31.2+0.000619\sigma_1^{1.83}$	$\sigma_3=-31.7+0.0247\sigma_1+0.000171\sigma_1^2$
E_{28}	$\sigma_3=-28.8+0.000647\sigma_1^{1.82}$	$\sigma_3=-28.7+0.0210\sigma_1+0.000164\sigma_1^2$
F_{28}	$\sigma_3=-31.9+0.000533\sigma_1^{1.86}$	$\sigma_3=-30.6+0.0106\sigma_1+0.000200\sigma_1^2$
H_3	$\sigma_3=-4.08+0.0315\ \ \sigma_1^{1.38}$	$\sigma_3=-3.62+0.138\ \sigma_1+0.000406\sigma_1^2$
H_7	$\sigma_3=-6.90+0.0145\ \ \sigma_1^{1.40}$	$\sigma_3=-5.35+0.0789\sigma_1+0.000352\sigma_1^2$
H_{28}	$\sigma_3=-13.6+0.00718\ \sigma_1^{1.55}$	$\sigma_3=-14.6+0.101\ \sigma_1+0.000233\sigma_1^2$
I_3	$\sigma_3=-6.60+0.0336\ \ \sigma_1^{1.33}$	$\sigma_3=-5.24+0.114\ \sigma_1+0.000313\sigma_1^2$
I_7	$\sigma_3=-10.1+0.000831\sigma_1^{1.55}$	$\sigma_3=-8.76+0.0584\sigma_1+0.000376\sigma_1^2$
I_{28}	$\sigma_3=-23.5+0.00381\ \sigma_1^{1.62}$	$\sigma_3=-26.5+0.0950\sigma_1+0.000182\sigma_1^2$
J_3	$\sigma_3=-9.68+0.0285\ \ \sigma_1^{1.31}$	$\sigma_3=-11.5+0.144\ \sigma_1+0.000118\sigma_1^2$
J_7	$\sigma_3=-16.2+0.00865\ \sigma_1^{1.49}$	$\sigma_3=-19.3+0.118\ \sigma_1+0.000145\sigma_1^2$
J_{28}	$\sigma_3=-28.4+0.00158\ \sigma_1^{1.71}$	$\sigma_3=-30.3+0.0550\sigma_1+0.000161\sigma_1^2$

前表の実験式においては a/σ_t は 1.39～0.93 で平均値は 1.03, p/σ_t は 1.25～0.92 で，平均値は 1.05 である。この実験式を用いて MOHR の包絡線をえがけば，この包絡線は引張破壊の領域まで拡張して適用することができる。

前表の実験式はすべてコンクリートの品質によって相違しているので，σ_1—σ_3 曲線は実験をおこない，その結果に基いて実験式を求めなければならない。3•(2) で述べたように σ_1/σ_c と σ_3/σ_c との関係はコンクリートの品質にかかわらずすべての場合について一つの実験式で表わすことができるので，σ_1/σ_c—σ_3/σ_c の曲線を求めた。実験式はつぎのとおりである。

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_c}=-0.0414+0.0754\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right)^{1.61}$$

または

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_c}=-0.145+0.161\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right)+0.00897\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right)^2$$

上記両式の適合度は大差ない。

5. MOHR の包絡線

MOHR 氏の説にしたがえば MOHR の応力円の中心の坐標は $\{(\sigma_1+\sigma_3)/2, 0\}$で，その半径は $\{(\sigma_1-\sigma_3)/2\}$である。

したがって破壊の際の MOHR の円は次式で示すことができる。

$$\left(\sigma-\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\right)^2+\tau^2=\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\right)^2 \qquad \cdots\cdots(6)$$

(6) 式から

$$\sigma^2+\tau^2-\sigma\sigma_1-\sigma\sigma_3+\sigma_1\sigma_3=0 \qquad \cdots\cdots(7)$$

(7) 式の σ_1 を σ_3 について偏微分し，σ について解くと次のごとくなる。

$$\sigma=\frac{\sigma_3\dfrac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}+\sigma_1}{\dfrac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}+1}=\sigma_3+\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\dfrac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}+1} \qquad \cdots\cdots(8)$$

(8) 式を (7) 式に代入して τ について解くと次のごとくなる。

$$\tau=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\dfrac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}+1}\sqrt{\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}} \qquad \cdots\cdots(9)$$

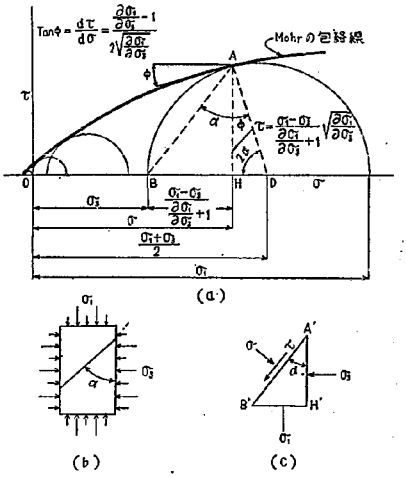
内部摩擦係数 $\tan\phi$ は次のごとくなる。

$$\tan\phi=-\frac{d\tau}{d\sigma}=\frac{\dfrac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}-1}{2\sqrt{\dfrac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}}} \qquad \cdots\cdots(10)$$

これらの関係を図解したものが図—6 である。

σ_1, σ_3 および $\partial\sigma_1/\partial\sigma_3$ が与えられれば τ と σ との関係を求めることができる。すなわち，σ_1—σ_3 曲線が求められておれば MOHR の包絡線をえがくことは容易である。かようにして求めた τ—σ 曲線も σ_1—σ_3 曲線と同様に配合，材令，強度などによって相違するので，τ/σ_c と σ/σ_c との関係を求めるとすべての場合について一つの曲線で表わすことができる。

最小自乗法によって実験式を求めると次の式をうる。



図—6.

$$\frac{\sigma}{\sigma_c}=-0.0523+0.918\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)^{1.32} \qquad \cdots\cdots(11)$$

2. 二軸圧縮強度

〔1〕 序　　説

2. で述べた三軸圧縮強度試験のような応力状態におけるコンクリートの破壊の条件については一応 MOHR 説で説明することができるが，三軸圧縮強度試験においては $\sigma_2=\sigma_3$ であるから，中間主応力が破壊の条件にどんな影響を及ぼすかという問題に対してはなんらの解答を与えない。

この問題を解明するために，すなわち，中間主応力によって最大主円の直径が変わるかどうかを検討するために二軸圧縮強度試験をおこなった。二軸圧縮強度試験は既に Illinois 大学で実施されたことはあるが，RICHART 氏など，みずからが認めているように種々の難点があり，信頼性のある結果をえていない。筆者のおこなった二軸圧縮強度試験方法は供試体内に生ずる応力状態が明白でなく理論的にも難点が多いので，この実験結果から信頼度の高い結果を導きだすことは無理であろうと考える。しかし，中間主応力が破壊の条件に影響をもつかどうかを判断する目的には十分役立つものと信じて実験をおこなったのである。

〔2〕 コンクリート

1. 材　料

試験に用いたセメントは磐城社の中庸熱セメントおよび日本社の普通セメントである。それらの試験結果を示すと表—5 のごとくである。

砂および砂利は 2•〔2〕•1 で述べた多摩川産砂および酒匂川産砂利である。砂は 4 種に区分したものを再混合

表—5.

区分	比重	粉末度		凝結		安定性(煮沸法)	軟練りモルタル					
		0.088 mm フルい残分 (%)	ブレーン法比表面積 (cm²/g)	始発 (時—分)	終結 (時—分)		フロー	曲げ強さ (kg/cm²)			圧縮強さ (kg/cm²)		
								3日	7日	28日	3日	7日	28日
盤城社 中庸熱セメント	3.19	2.6		2—0.5	3—15	完全	221	19.4	31.0	58.4	70	138	276
日本社 普通セメント	3.15	3.1	3,220	2—54	4—05	完全	240	27.9	44.8	70.1	118	221	413

区分	化学成分							
	強熱減量	不溶解残分	シリカ (SiO_2)	アルミナ (Al_2O_3)	酸化第二鉄 (Fe_2O_3)	酸化カルシウム (CaO)	マグネシア (MgO)	無水硫酸 (SO_3)
盤城社 中庸熱セメント	0.51	0.34	27.73	4.85	4.37	62.66	2.57	1.20
日本社 普通セメント	0.62	0.39	22.87	5.29	2.99	64.18	1.43	1.47

表—6.

配合の種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	単位水量 (kg)	単位セメント量 (kg)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)	使用したセメント
K	20	4	167	217	77	50	1020	1050	盤城社中庸熱セメント
L	20	7	167	315	56	47	910	1065	
M	20	5	170	243	70	48	950	1075	日本社普通セメント
N	20	6	170	313	54	46	885	1085	

したものを用い，砂利は 20～10mm のもの 62.5 %，10～5 mm のもの 37.5 % となるように 10 mm フルイで区分したものを再混合して用いた。

2. 配合および練り混ぜ

試験に用いたコンクリートの配合は表—6 に示す 4 種である。

練り混ぜには 4 切の可傾式ミキサを用い，練り混ぜ時間は 3 分間とした。

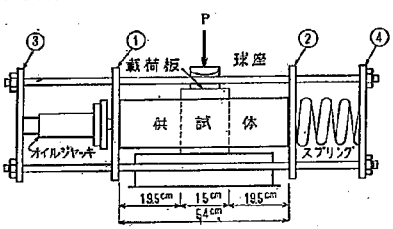
3. 供試体

供試体の形状および寸法は 15 cm × 15 cm × 54 cm のハリ供試体で，製造方法は JIS A 1106 にしたがっておこなった。

〔3〕 実験方法および計算方法

1. 実験方法

実験方法の要領を示すと図—7 のごとくで，コンクリート供試体の両端に鋼板①および②をあて，この鋼板の外側にオイルジャッキ（5 トンまたは 20 トン）およびスプリングを置き，それぞれの外側に鋼板③および④をあて，これをボルトおよびナットでとめる。その後オイルジャッキを作動して供試体に圧縮力を加えたのである。この際 σ_2 によって供試体が破壊しないように σ_2 よりいくぶん大きい σ_1 を加えるようにしておこなった。

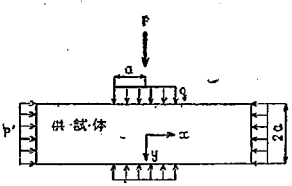


図—7.

2. 計算方法

実験結果の計算方法を述べるに先だち供試体内の応力状態について考えて見よう。もちろん，供試体内の応力状態を厳密に計算することは困難であるので，だいたいの傾向を知るために二次元弾性体の問題として計算することにする。

供試体に加わる荷重は図—8 のごとくであるから，P' は全断面に均等に分布するものと考えてさしつかえないであろう。したがって，P によって供試体内に生ずる応力の大きさがわかれば，これに P' による応力を加えればこの荷重状態の応力状態がわかる。



図—8.

供試体に P だけが作用している場合について計算する場合，供試体の長さは 54 cm，高さは 15 cm であるから，その比は 3.6 となり FOURIER 級数による近似解を用いてもそうとう厳密な解がえられる。FOURIER 級数により各応力の値を求めると次のごとくなる。

$$\sigma_x=\sum_{n=1}^{\infty}2A_n\frac{\cos dx}{\sin 2\alpha a+2\alpha a}\times\{(\sinh\alpha a-\alpha a\cosh\alpha a)\cosh\alpha y+\alpha y\sinh\alpha a\sinh\alpha y\}$$

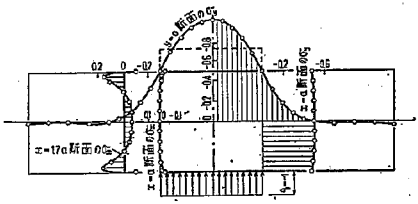
$$\sigma_y=A_0+\sum_{n=1}^{\infty}2A_n\frac{\cos dx}{\sin 2\alpha a+2\alpha a}\{(\sinh\alpha a+\alpha a\cosh\alpha a)\cosh\alpha y-\alpha y\sinh\alpha y\sinh\alpha y\}$$

$$\tau_{xy}=\sum_{n=1}^{\infty}2A_n\frac{\sin\alpha x}{\sinh 2\alpha a+2\alpha a}(\alpha a\cosh\alpha a\sinh\alpha y-\alpha y\sinh\alpha y\cosh\alpha y)$$

ただし　$A_0=-\dfrac{qa}{l_1}$

$$A_n=-\frac{2q}{n\pi}\sin\frac{n\pi a}{l}$$

(12) 式を用いて $y=0$ 断面，$x=a$ 断面の応力を計算して図示したものが図―9である。



図―9.

この結果から部分圧縮を受ける場合は全面圧縮を受ける場合に比し，$\sigma_1=P/A$（A は載荷板の面積）として計算した σ_1 は大きい値を示すものと考えられる。

しかるに，筆者が水セメント比 56 % のコンクリートについて長さを変えた供試体を用いて実験した結果は表―7のごとくで，長さの影響はほとんどなく，いずれも全面圧縮の場合の P/A に等しいことを示している。この実験結果は大野氏[9]がモルタルについておこなった実験結果とよく一致している。

表―7.

供試体の長さ	15 cm		20 cm		30 cm		54 cm	
圧縮強度 (kg/cm²)	109 118 125	117	116 120 120	119	108 111 114	111	109 114 116	113

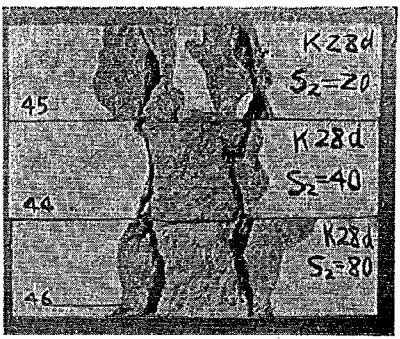
供試体の断面積：15 cm×15 cm
載荷板の面積：15 cm×15 cm
材　令：7日
セメント：大阪窯業社中庸熱セメント
骨　材：相模川砂および酒匂川砂利

したがって，結果の計算にあたっては簡単に $\sigma_1=P/A$，$\sigma_2=P'/A'$ として計算することにした。

〔4〕 実験結果およびその考察

1. 破壊の状況

破壊の状況の一例を示すと写真―4のごとくである。



写真―4.

この写真で明らかなように，σ_2 が作用しない面に垂直の方向において破壊しているばかりでなく，σ_2 の作用している面に垂直な方向においても破壊面が明白にあらわれている。このことは MOHR 説または MESNAGER 説では説明することはできない。その理由は上記両説に従えば σ_2 の作用している面に垂直な方向においては一軸圧縮試験のばあいとまったく同じことになるから，破壊もこの方向で起らなければならないからである。

2. 実験結果およびその考察

実験結果を一括して表示すると表―8のごとくである。$\sigma_2=0$ のときの σ_1 を σ_{10} とすると σ_{10}/σ_c は 1.075～1.315 の範囲で，σ_c の値の大きいものほど σ_{10}/σ_c の値は小さい。

この実験では圧縮強度の基準として円柱供試体の圧縮強度 σ_c をとるよりは σ_{10} をとった方が形状その他コンクリート強度に及ぼす影響をのぞくことができ，適当と考えられる。そこで σ_1/σ_{10} と σ_2/σ_{10} との関係を図示すると図―10のごとくなる。図―10によれば配合 K 材令 7日（K_7）以外は一つの曲線で示しうることがわかる。この曲線を二次曲線として最小自乗法により実験式を求めると次の式のごとくなる。

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_{10}}=-0.527+0.342\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{10}}\right)+0.131\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{10}}\right)^2 \quad\cdots\cdots(13)$$

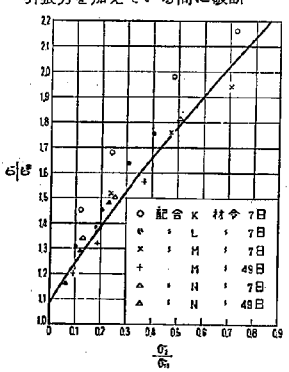
上記実験結果から二軸圧縮強度 σ_1 は，中間主応力 σ_2 が大きくなるほど大きくなることがわかる。したがって圧縮強度は中間主応力によってはなはだしく影響を受けるものであることが立証せられた。

しかるに，MOHR 説では破壊の条件は最大および最小

表—8.

配合の種類	材令(日)	圧縮強度 σ_c (kg/cm²)	引張強さ係数 σ_t (kg/cm²)	圧縮強度 σ_1 (kg/cm²) 横方向力 σ_2 (kg/cm²) 0	10	20	40	60	80
K	7	60 60 70		82.7 83.6 83.6	119 120 121	134 139 144	156 162 169 169	171 173 185 187	
	平均	63		83.3	120	139	164	179	
L	7	177 177 180		190 197 204		249 265 256	273 284 296 296	293 328 331 339	323 338 351 371
	平均	178		197		257	287	323	346
M	7	60 64 65 70	6.6 6.8 6.8 7.8	84 85 86		127 128 131	146 151 152	160 165 169	
	平均	65	7.0	85		129	150	165	
	49	174 191 194	17.6 21.6 23.3	208 219 223		253 264 267	292 287 280		336 334 351
	平均		20.8	217		261	286		340
N	7	120 120	10.5 10.8	156 156 161		214 210 210	236 236 242		284 281 292
	平均	120	10.7	158		211	238		286
	49	298 310 322	25.9 29.8 30.4	336 340 362		384 409 409	422 440 476		498 516 520
	平均	310	28.7	346		401	446		511

備考　：* 引張力を加えている間に破断



図—10.

の2主応力だけからきまり，中間主応力の大きさはなんら影響を与えないとするのであるから，この実験結果とはなはだしく矛盾する。

また，木村氏[7]，Mesnager 氏などの提案している最大引張応力説によっても，この実験結果を説明することはできない。その理由は次のとおりである。すなわち，供試体が均等な圧力 σ_1 で圧縮されるばあい，供試体内部の気泡の上下両端にあたるところでは $\bar{\sigma}_2$ なる大きさの引張力を生じ，これがある値に達すれば破壊することになるとするのである。$\bar{\sigma}_2$ は次のような値である。

$$\bar{\sigma}_2=\frac{3}{2}\,\frac{1+5\frac{1}{m}}{7-5\frac{1}{m}} \qquad \cdots\cdots(14)$$

ただし　m ：ポアソン係数

$\bar{\sigma}_2$ なる引張力は側圧力 σ_2 によってその作用方向では減小するが，σ_2 が作用しない面に垂直な方向では少しも減少することがなく，ときにはその値を増加することにもなるからである。したがって，σ_2 によって σ_1 の増加する事実を説明することはできないのである。

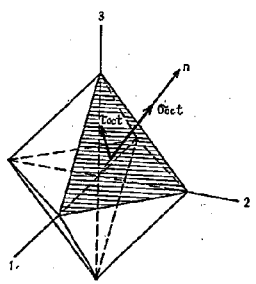
3. コンクリートの破壊の条件

〔1〕 破壊条件式の提案

二軸圧縮強度試験をおこなった結果，破壊の条件としては，一般に妥当とせられている Mohr の限界式 $\tau=F(\sigma)$ が妥当でなく，中間主応力の影響を考慮しなければならないことがわかった。

脆性材料に対する破壊説としてかなり古くから提案されており，近年にいたり，コンクリート，土等の降伏条件あるいは破条壊件として提案されている $\tau_{oct}=F(\sigma_{oct})$ が適当な破壊条件式と考えられる。

τ_{oct} および σ_{oct} は図—11 に示すように正八面体のせ



図—11.

ん断応力および垂直応力で，これらは一般的な形で与えられる応力との間には次のような関係がある。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{oct}&=\frac{1}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)=\frac{1}{3}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)\\ \tau_{oct}&=\frac{1}{3}\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\}^{\frac{1}{2}}\\ &=\left\{\frac{2}{9}(\sigma_x^2+\sigma_y^2+\sigma_z^2-\sigma_x\sigma_y-\sigma_y\sigma_z-\sigma_z\sigma_x)\right\}^{\frac{1}{2}}\end{aligned}\right\}\ (15)$$

また，σ_{oct} および τ_{oct} と歪エネルギとの関係は次のごとくである。

単位体積内の歪エネルギ U は体積歪エネルギ U_v と剪断歪エネルギ U_s とに分けることができる。すなわち

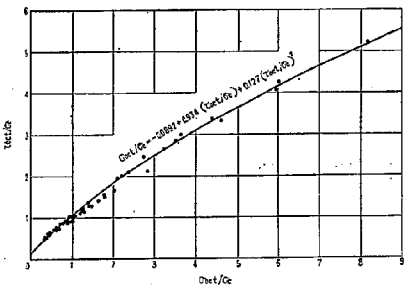
$$U=U_v+U_s$$

$$=\frac{m-2}{6mE}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)^2+\frac{m+1}{6mE}\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\}$$

$$=\frac{m-2}{6mE}(\sigma_{oct})^2+\frac{m+1}{6mE}(3\tau_{oct})^2 \quad \cdots\cdots(16)$$

三軸圧縮強度試験結果は実験的に精度が高いと考えられるので，まず三軸圧縮強度試験結果について検討することにする。

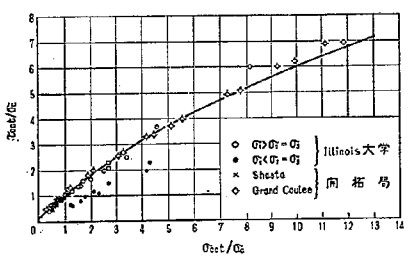
τ_{oct}/σ_c を縦軸に，σ_{oct}/σ_c を横軸にとって図をえがくと図—12 のごとくで，τ_{oct}/σ_c と σ_{oct}/σ_c とは曲線的関係にあることがわかる。この関係を最小自乗法によって実験式を求めると次のようになる。



図—12.

$$\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}=-0.0892+0.934\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}\right)+0.127\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}\right)^2 \quad (17)$$

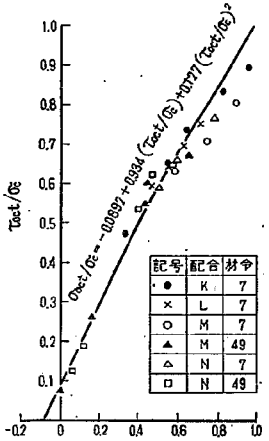
(17)式の信頼度を確かめるために Illinois 大学および米国開拓局における実験結果を比較した結果は図—13のごとくで，Illinois 大学における実験中 $\sigma_1<\sigma_2=\sigma_3$ の



図—13.

ばあいの実験結果は (17) 式とそうとう相違しているが，他の場合の実験結果は (17) 式とよく一致している。$\sigma_1<\sigma_2=\sigma_3$ の場合の実験結果とかなり相違していても，この実験結果が計算のさいに摩擦力の修正その他でそうとう疑問点のあることを考慮すれば，この相違によって (17) 式が妥当性を欠くものであるということはできないものと信ずる。

二軸圧縮強度試験の場合の τ_{oct}/σ_c と σ_{oct}/σ_c との関係を図示したものが図—14 である。図—14 には(17)式を併記した。この図から(17)式は二軸圧縮強度試験結果とも比較的よく一致し，実験値の信頼度を考えるとこの程度の適合度で十分であると思われる。



図—14.

BRESLER 氏は破壊の条件式として二軸応力状態の場合 $\tau_{oct}/\sigma_c=F_1(\sigma_{oct}/\sigma_c)$，三軸応力状態の場合 $\tau_{oct}/\sigma_c=F_1(\sigma_{oct}/\sigma_c)+F_2(I_3/\sigma_c^3)$ と提案しているが，この提案は妥当でなく，σ_2 が引張応力であるか，圧縮応力であるかによって条件式が相違するものとするのが妥当であると思う。すなわち，$\sigma_{oct}/\sigma_c\leqq 1/3$ の場合は直線式，$\sigma_{oct}/\sigma_c\geqq 1/3$ の場合は曲線式とするのが適当と考えるのである。

$\sigma_{oct}/\sigma_c\leqq 1/3$ の場合について述べよう。いま破壊の条件式を次の式で示すものとする。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}=\frac{c_0}{\sigma_c}+c_1\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c} \quad \cdots\cdots(18)$$

この直線式は単純引張応力状態および単純圧縮応力状態における破壊の条件を満足しなければならないので，c_0 および c_1 はつぎのごとくでなければならない。

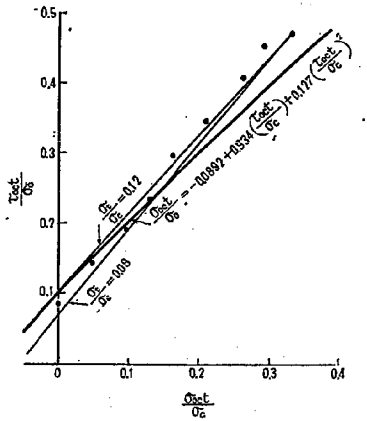
$$\left.\begin{aligned} c_0&=\frac{2\sqrt{2}}{3}\left(\frac{\sigma_c\sigma_t}{\sigma_c+\sigma_t}\right)\\ c_1&=\sqrt{2}\left(\frac{\sigma_c-\sigma_t}{\sigma_c+\sigma_t}\right)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(19)$$

したがって，(18) 式は次のごとくなる。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}=\sqrt{2}\left(\frac{\sigma_c-\sigma_t}{\sigma_c+\sigma_t}\right)\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}+\frac{2\sqrt{2}}{3}\frac{\sigma_t}{\sigma_c+\sigma_t} \quad \cdots(20)$$

BRESLER 氏などの実験結果と上式の値とを比較すると図—15 のごとくでよく一致している。

なお，図—15 には (17) 式を併記したが，実用上はこの程度適合していればよいのではないかと思われるので，(17)式を破壊の条件式としてさしつかえないものと



図—15.

思う。

〔2〕 引張強さ係数および直接剪断強度への適用

筆者が提案した破壊の条件式を引張強さ係数および直接剪断強度に適用して，その妥当性を検討してみよう。

1. 引張り強さ係数

引張強さ係数はコンクリートの破壊説としては最大主応力説に基くものとして $\sigma_t=2P/\pi dl$ として計算している。

筆者の提案式で引張強度 σ_y を計算してみよう。

供試体の中心における応力度をそれぞれ σ_x および σ_y とすると σ_x および σ_y は次のごとくなる。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x&=-\frac{6P}{\pi dl}\\ \sigma_y&=\frac{2P}{\pi dl}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(21)$$

したがって，$\sigma_x=-3\sigma_y$ となり，τ_{oct}/σ_c および σ_{oct}/σ_c は次の式で示される。

$$\left.\begin{aligned}\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}&=\frac{\sqrt{26}}{3}\frac{\sigma_y}{\sigma_c}\\ \frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}&=-\frac{2}{3}\frac{\sigma_y}{\sigma_c}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(22)$$

(22) 式を用いて σ_y/σ_t を計算すると次のごとくなる。

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_t}=\frac{2\sqrt{2}}{(\sqrt{26}-2\sqrt{2})+(\sqrt{26}+2\sqrt{2})\frac{\sigma_t}{\sigma_c}}\quad(23)$$

$\sigma_t/\sigma_c=0.08$ とすると $\sigma_y/\sigma_t=0.973$ となり，$\sigma_t/\sigma_c=0.12$ とすると $\sigma_y/\sigma_c=0.8$ となる。この程度の相違はコンクリートが完全弾性体でない点を考えれば，十分な適合性を有するものとしてさしつかえないものと思う。

2. 直接せん断強度

直接せん断強度について検討してみよう。

筆者のおこなったせん断強度試験は図-15 に示す方法で，実験結果は $\tau/\sigma_c=0.14\sim0.22$ であった。この場合の供試体内部の応力分布状態を明らかにするために光弾性実験をおこなった。その結果によれば，はりのせん断面中央の応力度と直接せん断応力度 τ との間には次の関係がなり立つ。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1-\sigma_4&=2.57\tau\\ \sigma_1+\sigma_2&=1.81\tau\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(24)$$

したがって τ_{oct}/σ_c および σ_{oct}/σ_c は次の式がなりたつ

$$\left.\begin{aligned}\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}&=\frac{\sqrt{2}\times2.57}{3}\frac{\tau}{\sigma_c}\\ \frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}&=\frac{1.81}{3}\frac{\tau}{\sigma_c}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(25)$$

(25)式によって τ/σ_c を計算すると次のごとくなる。

$\frac{\sigma_t}{\sigma_c}=0.08$ の場合　$\frac{\tau}{\sigma_c}=0.16$

$\frac{\sigma_t}{\sigma_c}=0.12$ の場合　$\frac{\tau}{\sigma_c}=0.19$

実験結果は既述したごとく $\tau/\sigma_c=0.14\sim0.22$ であるから，筆者の提案式で計算した値とよく一致している。

5. 結　論

以上の実験結果を要約すると次のごとくである。

(1) 三軸圧縮強度試験において，側圧力が大きくなれば破壊時のひずみはいちじるしく大きくなる。側圧力が 0 kg/cm² のときの破壊強度の 90 % の応力度の際のひずみを ε_{10}，側圧力が 40 kg/cm², 80 kg/cm², 120 kg/cm² のときの破壊強度の 90 % の応力度の際のひずみを ε とすると，$\varepsilon/\varepsilon_{10}$ は σ_3 が 40 kg/cm² のとき約 2，σ_3 が 80 kg/cm² のとき約 3，σ_3 が 120 kg/cm² のとき約 4 である。

(2) 側圧力によって三軸圧縮強度はいちじるしく増加し，その増加の割合は普通コンクリートとＡＥコンクリートとでは相違がない。

(3) コンクリートの場合，側圧力による三軸圧縮度の増加の割合は細骨材率の大小によって相違がないようである。ただし，モルタルの場合はコンクリートの場合に比して増加の割合は小さい。

(4) 供試体の乾湿による相違は側圧力による三軸圧縮強度の増加率には影響を与えない。

(5) 三軸圧縮強度 σ_1 と側圧力 σ_3 との関係は直線的でなく，曲線的とするのが妥当であり，$\sigma_1/\sigma_c=F(\sigma_3/\sigma_c)$ とすると一つの曲線で示すことができる。

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_c}=-0.0414+0.0754\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right)^{1.51}$$

または

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_c}=-0.145+0.161\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right)+0.00897\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right)^2$$

(6) 破壊の条件式として Mohr 説を採用すると，せん断応力度 τ と垂直応力度 σ との間の実験式は次のごとくなる。

$$\frac{\sigma}{\sigma_c}=-0.0523+0.918\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)^{1.32}$$

（7） 二軸圧縮強度 σ_1 は側圧力 σ_2（中間主応力）が大きくなるにしたがい大きくなる。σ_1 と σ_2 との関係は次の実験式で示すことができる。

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_{10}}=-0.527+0.342\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{10}}\right)+0.131\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{10}}\right)^2$$

ただし　σ_{10}：$\sigma_2=0$ のときの σ_1

（8） コンクリートの破壊説としては MOHR 説，MESNAGER 氏などの提案している最大引張応力説は妥当でない。

（9） コンクリートの破壊条件式としては　$\tau_{oct}=F(\sigma_{oct})$ とするのが適当で，破壊の条件式として次の式を提案する。

$\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}\geqq\frac{1}{3}$ の場合

$$\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}=-0.0892+0.934\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}\right)+0.127\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}\right)^2$$

$\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}<\frac{1}{3}$ の場合

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma_c}=\sqrt{2}\,\frac{\sigma_c-\sigma_t}{\sigma_c+\sigma_t}\cdot\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_c}+\frac{2\sqrt{2}}{3}\,\frac{\sigma_t}{\sigma_c+\sigma_t}$$

なお，実用式としては σ_{oct}/σ_c の値いかんにかかわらず $\sigma_{oct}/\sigma_c\geqq 1/3$ のばあいの条件式としてよい。

(10) 筆者の提案する破壊の条件式は引張強さ係数，直接せん断強度に対して矛盾がない。したがって，筆者の提案式は妥当な破壊の条件式と考えられる。

なお，三軸圧縮強度試験は東北地建鳴子工事々務所の依頼によっておこなったものである。

文　献

1) BRESLER, PISTER：Failure of Plain Concrete under Combined Stresses, ASCF Proc. 1955.
2) RICHART, BRANDTGAEG, BROWN：A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses. Univ. of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. No. 185.
3) USBR：A Revised Method of Interpretation of Triaxial Compression Tests for the Determination of Shearing.
4) USBR：Shearing Strength of Concrete under High Triaxial Stress-Computation of Mohr's Envelope as a Curve.
5) LEON：Über der Shearfestigkeit des Betons, B. u. E. Vol. 34.
6) 大野和雄：部分的圧縮を受けるときのモルタルの強度，セメント界彙報 昭和 10 年
7) 木村二郎：耐圧試験の際に生ずる円塔形物体内の応力分布及びその破壊状態について　土木学会応用力学聯合大会講演集，昭和7年

河川の分流に関する研究 (3)

——江戸川分流の機能設計——

佐藤清一*・吉川秀夫**・杉木昭典***

(昭和 31 年 11 月)

Researches on the diversion of river (3)

—Functional design of the diversion of Edo river—

(Nov. 1956)

S. Sato, H. Kikkawa, A. Sugiki

Synopsis :

By hydraulic model study, we designed the diversion of Edo river. The method of design for natural diversion was proposed and its application for the diversion of Edo river yields fairly good coincidence of the results of experiments with calculations. In a research of the sediments in vicinity of the area under study, the design proposed we clearified to be suitable from the view points of sediments.

要 旨

水理模型試験により，江戸川分派点の機能設計をおこなった。自然分流の場合の分派点を計算により設計する方法を研究し，本設計に応用した結果かなりよい結果をえた。なお，分派点近傍の土砂流速の関係を調べた結果，改修案はこの点からも望ましいことがわかった。

目 次

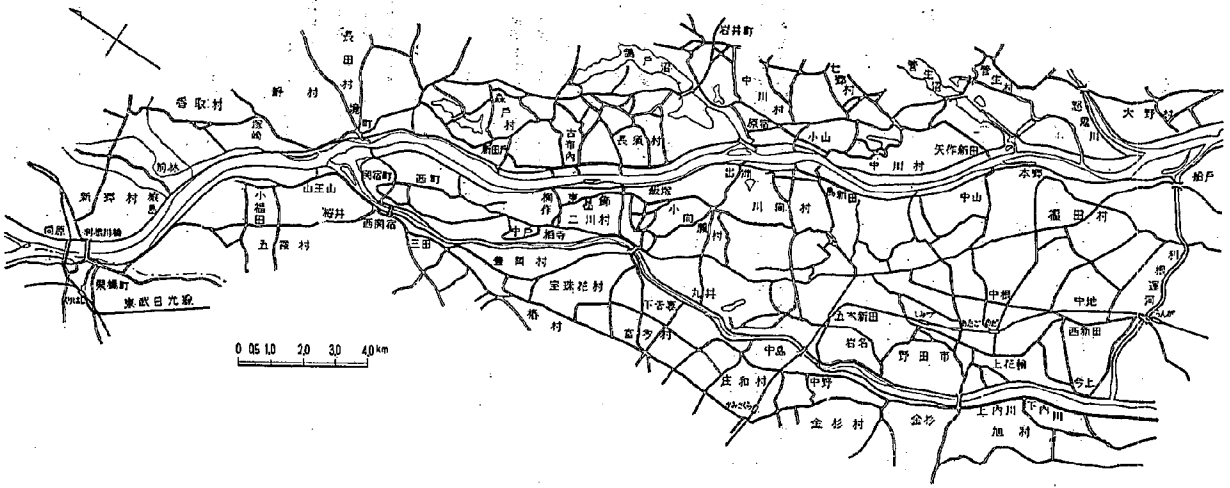
Ⅰ 緒 言……(1)
Ⅱ 研究の目的及順序……(3)
〔1〕 目 的……(3)
〔2〕 研究の順序……(3)
(1) 現況模型……(3)
(2) 改修計画模型……(3)
(3) 決定案に関する実験……(3)
(4) 改修前後における土砂の移動についての推定……(3)
Ⅲ 分流に関する模型実験……(3)
〔1〕 分流に関する基礎条件……(3)
(1) 実物の粗度係数……(3)
(2) 水位流量曲線……(3)
(3) 相似率……(5)
〔2〕 現況模型に関する実験……(5)
(1) 模 型……(5)
(2) 検証実験……(5)
(3) 現況及改修中間段階に於ける模型実験……(6)
〔3〕 改修計画案に関する実験……(8)
(1) A,B,C 3案の法線及横断形の決定……(8)
(2) A,B,C 3案に関する実験……(10)
(3) A,B,C 3案の水理特性について……(10)
(4) A,B,C 3案の優劣の比較……(12)
〔4〕 決定案に対する模型実験……(14)
(1) 決定案の平面及縦断形状……(15)
(2) 水理特性……(15)
Ⅳ 分派点の水位計算法……(19)
〔1〕 分派量の決定……(19)
〔2〕 分派点の水位計算……(20)
〔3〕 水門がある場合の計算法……(21)
〔4〕 水門のエネルギー損失……(21)
〔5〕 江戸川流頭部の計算例……(21)
Ⅴ 改修前後に於ける土砂流送力の変動…(22)
(1) 年間流量頻度曲線……(22)
(2) 浮游流砂量……(23)
(3) 掃流々砂量……(23)
(4) 年間土砂流送力……(24)
Ⅵ 結 論……(25)

Ⅰ 緒 言

江戸川は茨城県五霞村地先において利根川より分派し利根川の治水，利水両面に大きな役割を果たすとともに，江戸川の利水面においても大きく利用されて来た。(図—1 参照) しかるに昭和 22 年 9 月関東一円を襲ったカスリーン台風は利根水系に未曽有の出水をもたらし，その流量は栗橋に於て 13,000 m³/s をこえた。この出水により，昭和 24 年利根水系の計画高水流量は全般的に改訂され，栗橋に於て従来の 10,000 m³/s から 14,000 m³/s に増加された。これに伴い江戸川の計画高水流量も関宿流頭で 3,000 m³/s から 5,000 m³/s に改訂された。

この結果，現在の流頭の形状では上記計画量を江戸川

*工博 河川部長 **工博 河川部 河川研究室長
***河川部 海岸研究室



図—1 分岐点附近一般平面図

に流入せしめることは不可能と考えられるので，改修計画案として A,B,C 3案が計画された。

A,B,C 3案とは堤防法線の形による分類である。それらの形状を本文図—11 に示すが，ここで各案について簡単に説明すると，

A案： 江戸川への分流量を増加させるとの観点から図上によって堤防法線を滑らかにすりつけた案であり堤防法線は現況とは大きく変る。

B案： 江戸川の左岸側は現況に近い形とし（分岐角度急）右岸堤防法線を滑らかにすりつける。しかし，堤防の現況からの引き方はA案に比してかなり小である。

C案： 堤防法線は現況に近い形を用いる。分流量を増加させるために高水路の掘掃，中島の形状の変更等河道内で修正を加える。

本試験では上記3案の水理的優劣を比較し，かつ分派点の機能設計の資料を求めるために水理模型試験を実施することになった。

Ⅱ 研究の目的および順序

〔1〕 目　的

昭和 24 年，利根川水系の改修計画が改訂され，前述の如く，栗橋における計画流量は 14,000 m³/s，関宿流頭における計画流量は 5,000 m³/s となった。この計画を満足するために，関宿水門の右岸側に高水路を新設する案，現高水路（左岸側）および右岸高水路で計画案を満足する案および現況高水路を拡げて計画を満足せしめる3ツの案が考えられた。この3案の水理学的優劣を調べ，かつ最良案について設計，施工上必要な資料を求めることになった。これが実験の目的である。

〔2〕 研究の順序

（1） 現況模型

先ず現況模型においては模型と実物間の相似性を確めかつ現況における水理特性を調べた。

分派点の改修は江戸川本川を改修した後行われることが予想されるので，河床状態が江戸川改修，分派点および利根川が現況である中間段階が存在する。

この状態における水理特性は，洪水防禦，河川の維持および管理上必要と思われるので，改修中間段階における水理特性および流況を模型実験により求めた。

（2） 改修計画模型

流頭の改修計画は次に述べる如く既設関宿水門を中心として3つの形式が考えられた。

A案は　現況江戸川高水路を締切り，新たに関宿水門の右岸側に高水路を新設し，水門とこの高水路により計画分派量を流入させようとする案である。

B案は　現況江戸川高水路と関宿水門から分派する流量の不足分だけを右岸側新設高水路によって流入せしめようとする案である。

最後にC案は既存水門と既存高水路を使用し，不足分を既存高水路を拡張して計画量を分派せしめようとする案である。

上記3案に対し，各案の計画分派量を流入せしめうる形状を実験的に決定すると共に，各案の最終形状に関し水理特性を実験により調べ，各案の優劣を検討した。

（3） 決定案に関する実験

(2) にのべた各案の比較は実験の都合上及び利根川下流部は改修後堆砂することも考慮されるので，そのため利根川の河床状態を未改修，現況のままとし，江戸川及分派点の形状を改修した状態で実験したので，(2) で決定した最良案について，利根川の河床を計画断面に改修して実験を実施し，計画時に於ける分流条件を満足するように若干の修正を行い最終案を決定した。なお，設計，施工に必要な資料を求めるため最終案における水理特性および流況を調べた。

（4） 改修前後における土砂の移動についての推定

分派点における堆砂および洗掘は分流の機能に種々の影響をおよぼすので，改修前後における土砂流送力を計算により推定した。

Ⅲ 分流に関する模型実験

〔1〕 分流に関する基礎条件

（1） 実物の粗度係数

本実験を通じて使用した粗度係数は Manningの n である。江戸川は昭和 27 年の横断測量結果，利根川は昭和 26 年の横断測量結果を用い，既往洪水資料による水位と流量とから不等流計算により n を逆算して，表—1～7 の如く求めた。

（2） 水位流量曲線

実験に於ける境界条件として，分派点下流に於ける水

表—1 江戸川篠崎水門—松戸間の n

発生年月日	流量 (m³/s)	n
昭和22年9月15日	2600	0.023
〃 23 〃 9月17日	2200	0.026
〃 24 〃 9月 1 日	2050	0.024
	平均	0.024

表—2 江戸川松戸—宝珠花間の n

洪水年月日	22年 9月15日	23年 9月17日	24年 9月1日	平均
流量 (m³/s)	3100	2300	2200	
区　間	n	n	n	
K K 19.240—28.146	0.028	0.032	0.033	0.031
28.146—35.769	0.027	0.032	0.032	0.030
35.769—39.445	0.027	0.029	0.030	0.029
39.445—46.250	0.026	0.028	0.028	0.027
46.250—50.417	0.027	0.025	0.027	0.026

表—3 江戸川室珠花—松戸間の n

洪水年月日	流量 (m^3/s)	n
昭 22 年 9 月 15 日	3100	0.027
23 年 9 月 17 日	2370	0.026
24 年 9 月 1 日	2280	0.025
25 年 8 月 5 日	2150	0.028
25 年 7 月 30 日	1120	0.023
	平均	0.026

表—4 利根川取手—布川間の n

洪水年月日	流量 (m^3/s)	n
昭 22 年 9 月 15 日	7770	0.0277
24 年 9 月 1 日	8200	0.0286
	平均	0.0281

表—5 利根川三ツ堀—小山間の n

発生年月日	流量 (m^3/s)	n
昭 22 年 9 月 15 日	8920	0.0170
23 年 9 月 17 日	8080	0.0185
24 年 9 月 1 日	7000	0.0170
		0.0175

註 取手—三ツ堀間の n=0.020 とする

表—6 利根川小山—境間の n

洪水年月日	流量 (m^3/s)	n
昭 22 年 9 月 15 日	8920	0.020
23 年 9 月 17 日	8080	0.018
24 年 9 月 1 日	7000	0.017
25 年 8 月 5 日	6350	0.017
25 年 7 月 20 日	3000	0.022
		0.019

表—7 利根川境—栗橋間の n

洪水年月日	流量 (m^3/s)	n
昭 22 年 9 月 15 日	12020*	0.024
23 年 9 月 17 日	8240	0.023
24 年 9 月 1 日	9420	0.021
25 年 8 月 5 日	8420	0.019
25 年 7 月 30 日	4120	0.022
	平均	0.022

* 栗橋破堤により利根川下流々量+江戸川流量

位流量曲線が必要である。利根川境 (120.840_K) 及江戸川関宿 (58.88_K) に於ける水位流量曲線を次の如く推定した。

1) 江戸川現況

河口水位の影響はほぼ松戸で消え，現況に於ける出発水位として野田の既往洪水資料からえた水位流量曲線を用いてよいと考えられる。

野田の既往洪水資料からえた水位流量曲線から求めた水位を出発水位として関宿まで不等流計算により追跡した。

粗度係数は，表—2 及表—3 の値の平均値を用いた。

野田及関宿に於ける水位流量曲線は図—2 に示した。

2) 江戸川計画

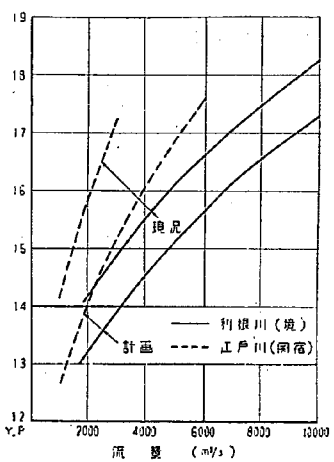
計画洪水流量について関宿の水位を次の如く推定した。

河口より 9.5 k までの区間は，旧川（篠崎水門下流）は中川の計算資料によれば $n=0.021$ であり，ほぼ計画粗度 0.022 に近く，放水路は実測値がないので計画と同じであると考えれば，9.5 k の水位は，計画高水位にとってよいと考えられる。

9.5 k より 19,240 k までは表—1 の平均粗度 0.024 を用いて 9.5 k を計画水位から出発し，等流として流山に於ける水位を推定した。流山に於ける水位は $Y.P+8.25$ である。

この水位から，表—2 及表—3 の平均粗度を用い，不等流計算により関宿まで追跡した。

野田の計画水位流量曲線を次の如く推定した。即ち野田に於て流れはほぼ等流状態と考えられるので，等流水位を，計画洪水勾配（ほぼ計画河床勾配に等しい）と表—2 の粗度を用いて Manning の式から求めた。かくして求めた野田の計画水位流量曲線から求めた水位を始端とし，関宿まで表—2 および表—3 の平均粗度を用いて不等流計算により水位追跡をした。計画流量についてはこの推定した水位と，前にのべた松戸から求めた水位と



図—2

は関宿で一致し，野田に於ける推定の誤差は消えることがわかった。

それで他の流量については野田に於ける推定の誤差の収斂について特に計算しなかった。

計算結果は図—2 に示す。

3) 利根川現況

小山に於ける既往洪水資料からえた水位流量曲線を出発水位とし，粗度係数を表—6 に示した値の平均値を用いて境まで不等流計算により水位を追跡した。

境に於ける水位流量曲線は図—2 に示す。

4) 利根川計画

計画流量について次の如き計算を実施した。即ち昭和 22,23 および 24 年の洪水記録からえた粗度係数の平均を用いて，河口から布川まで不等流計算により，水位を追跡した。その結果布川に於ける水位は $Y.P+8.80$ m となった。

布川に於てこの水位を出発水位として，(1) に述べた粗度係数の平均値を用いて，表—8 に示す区間を一応 manning の式を用いて小山に於ける水位を推定した。

計算区間および用いた粗度係数は表—8 に示す。

表—8

区　間	流量 (m^3/s)	粗度係数
78.5 k— 82.0 k	5,500	0.024
82.0 k— 85.5 k	8,500	0.024
85.5 k— 88.5 k	8,500	0.020
88.5 k— 95.0 k	9,700	0.020
95.0 k— 97.5 k	10,200	0.020
97.5 k—106.5 k	9,000	0.0175

かくして求めた小山に於ける水位は $Y.P+13.80$ m である。

小山に於ける計画高水位は昭和22年の最高水位にほぼ近い値をとっている。改修が進み，改修断面となれば河積が増大するとともに，改修計画粗度も実績によれば，計画粗度より小さくなるので，計画に於ける小山の水位流量曲線を次の如く修正した。

即ち，小山に於ける等流水位を，計画洪水勾配と実測粗度係数の平均 0.019 を用いて各流量について計算した。

小山に於ける推定水位と前述した水位は計画に於て，0.20 m 程度の差があるが，之は関宿までには収斂し，差がなくなる。

計算当時，昭和放水路および游水池等未決定の要素も多かったので，修正した水位流量曲線から求めた水位を出発水位として，不等流計算により，境に於ける水位流量曲線を推定した。

計算した結果は図—2 に示す。

(3) 相似率

問題の性質から考えて不等流の運動の方程式が適用されると考えられるので，この観点から相似率を考え，模型縮尺 1/60 の時次の換算率にするとき相似率が満足する°

表—9

	粗度係数		流量	
換算比率	1/1.98		1/27,680	
	実物	模型	実物 (m^3/s)	模型 (l/s)
利根川上	0.022	0.011	14,000	502
利根川下	0.019	0.0085	10.000	360
江戸川	0.026	0.013	5,000	180
			1,000	36

〔2〕 現況模型に関する実験

(1) 模　型

本模型では縦横の縮尺を同一とし，河川流の特性，水理条件，ポンプ能力，敷地の関係から縮尺を 1/60 とした。模型は利根川は昭和 26 年，江戸川および流頭部付近は昭和 27 年の測量結果に基き製作した。敷地の都合で模型は裏返ししたものを用いた。模型の諸元および範囲は表—10 に示した。

表—10

a) 模型形式　モルタル河床
b) 縮　尺　縦横共 1/60
c) 模型延長　約 180 m
d) 平均川巾　約 15 m
e) 最大川巾　約 20 m
f) 最大使用水量　502 l/s

模型範囲

利根川　116.000 k～126.000 k
江戸川　54.500 k～分派点

(2) 検証実験

検証実験に用いた洪水資料は次の 3 つを用いた。

洪水(日時)	実物流量(m^3/s)	模型流量(l/s)
昭和23年9月1日	8,240	338
昭和24年9月17日	9,420	295
昭和25年6月15日	3,120	112

検証実験は，先ずモルタル河床の模型に種々の流量を流し，模型に於ける粗度係数を求め，模型に於ける粗度係数が相似法則から求めた粗度でない場合には，相似が成立つように河床の粗度を修正した。

その後，修正された河床の模型に上記洪水の模型換算流量を流し，水位および分流量の検証を実施した。

(i) 利根川分派点上流および下流

模型に種々の流量を流してえた水位から，不等流計算により逆算してえた，模型粗度と流量との相関々係は表—11 に示した如くである。

表—11 模型粗度

利根川分派点上流（実物換算）		利根川分派点下流（実物換算）	
流量 (m^3/s)	粗度	流量 (m^3/s)	粗度
14,000	0.022	8,550	0.022
10,652	0.022	8,400	0.022
9,420	0.022	6,970	0.022
8,240	0.023	5,830	0.022
5,828	0.022	5,870	0.021
3,120	0.022	2,170	0.021
平均	0.0222	平均	0.0215
但計算区間 120.000 k～125.750 k		但計算区間 116.000 k～120.840 k	

この結果から利根川分派点上流の模型粗度は実物換算で 0.0222, 分派点下流で 0.0215 であった。それで利根川上流では略相似条件を満足していることがわかる。一方, 利根川分派点下流では模型粗度が大きすぎることがわかった。しかし相似条件を満足する適当な河床材料を見出しえなかったので, 境界条件として, 分流点になるべく近い点, 境 (120.840 k) に於て前述の水位流量曲線にきめられる水位に合わせて実験することにした。

(ii) 江戸川

江戸川部分のみ平均粒径 1.5 m/m の粗砂をアスファルト乳剤で河床に植付け粗度を修正した。修正後の江戸川の模型粗度と流量の相関々係は表—13 に示した如くである。この結果模型粗度はほぼ相似条件を満足していることがわかる。

表—12 修正前江戸川模型粗度（実物換算）

流量 (m^3/s)	粗度係数
2,650	0.020
2,790	0.020
3,067	0.020
2,426	0.020
1,060	0.020
平均	0.020

表—13 修正後江戸川模型粗度（実物換算）

流量 (m^3/s)	粗度係数
3,500	0.026
2,370	0.026
2,450	0.026
1,060	0.025
948	0.026
平均	0.0258

(iii) 水位および流速の相似

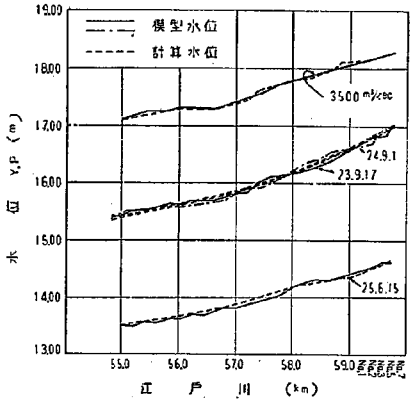
江戸川および利根川に於ける各洪水の模型水位と計算水位との関係は図—3, 4 に示す如くほぼ相似条件を満足していると考えられる。

水位および流量に於ける相似から, 流速の換算率は 1/7.75 となる。流速分布の相似は実物に於ける観測値がないので検証出来なかった。

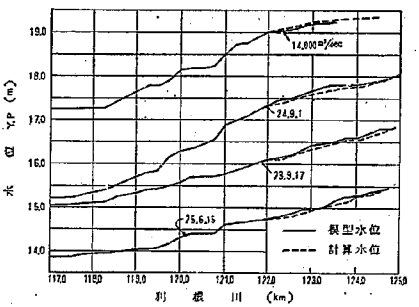
(iv) 分派量

分派点の形状および力学的相似を示すものとして分派量が考えられる。本検証実験で用いられた洪水の模型に於ける実測値と実物の観測値は表—14に示す如くである

表—14 から分派量の相似は良好であると云える。



図—3 江戸川水位図



図—4 利根川水位図

表—14

洪水年月日	実物観測流量 (m^3/s)	模型実測流量（実物換算）(m^3/s)
昭23年9月17日	2,370	2,370
24年9月1日	2,280	2,450
25年6月15日	1,040	1,060

(3) 現況及改修中間段階に於ける模型実験

現況に於ける水理特性は現地に起っている現象の解析の参考となり又改修後の流況の判断の基準となるので, 現況に於ける水理特性を調べた。

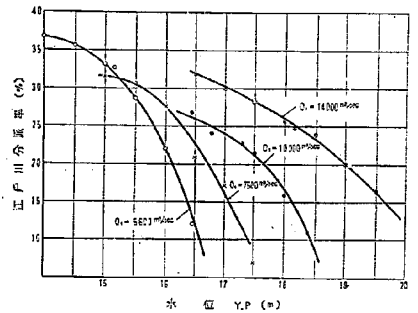
江戸川流頭部の改修工事は江戸川本川の改修工事終了後実施されることが予想されるので, 流頭部および利根川の河床が現況で, 江戸川本川下流部, 58.500 k より下流, のみ改修された状態が改修工事の中間段階として存在すると考えられる。この中間段階に於ける洪水防禦河川の維持, 管理上, 中間段階に於ける水理特性並びに流況が必要と思われるので, 現況および上述の中間段階に於ける水理特性並びに流況を調べた。

(i) 分派量

分派量の関宿水位の変化による影響を調べるために,

利根川分派点上流々量 14,000, 10,000, 7,500, 及 500 m³/s の各流量に対し，江戸川関宿 (58.188 k) に於ける水位を変化せしめ江戸川分派量の変化を調べた。利根川下流水位は Ⅲ—〔1〕 でのべた水位流量曲線によって境に於ける流量に対する水位とした。

分流に於ける分流率と水理量の関係は，分流の機構を



図—5　水位分流率相関図

単一の水理量で表わしえないので，一般的な関係を求めることができないが，本実験の如く，江戸川の水位のみを変動させ，利根川分派点下流の水位を水位流量曲線で決めると，分派量と水位の間にある単一の関係となり，両者の相関々係を求めることができる。図—5 には江戸川関宿 (58.188k) に於ける水位と分流率(分派量/利根川分派点上流々量)との関係を図示したものである。

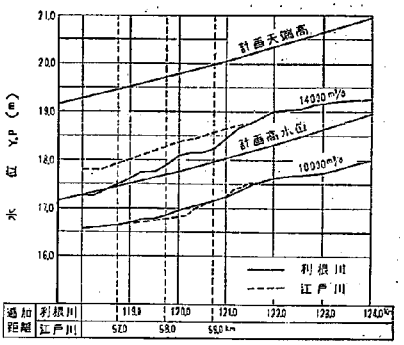
この関係から改修中間段階では利根川分派点上流々量 14,000, 10,000 m³/s に対し江戸川流入流量は夫々 4,500 及 3,200 m³/s であると推定され，又現況では，江戸川流入量はそれぞれ 3,600, 2,500 m³/s と推定される。

(ii)　水位及流況

現況に於ける利根川分派前流量 14,000 および 10,000 m³/s に於ける水面形は図—11に示す如くである。一例として現況および改修中間段階に於ける流量 14,000 m³/s に対する流速分布及流線図は図—7～10 に示す。

流況および流速分布から現況並びに改修中間段階に於ける流況をのべれば次の如くである。

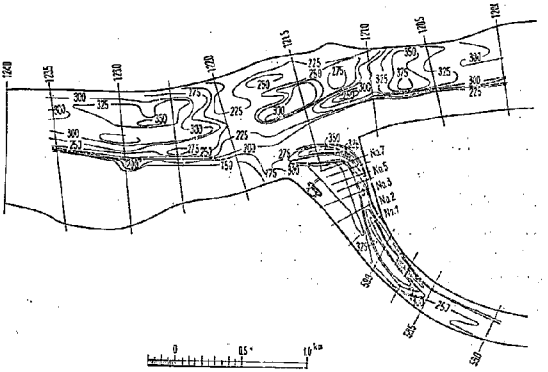
1)　利根川分派点上流に計画流量14,000 m³/s 流した場合，122.500 k から 122.000 k，及 120.500 k より 121.000 k の区間の低水路に底層に於て 3.0～3.5 m³/s の流速が表われる。



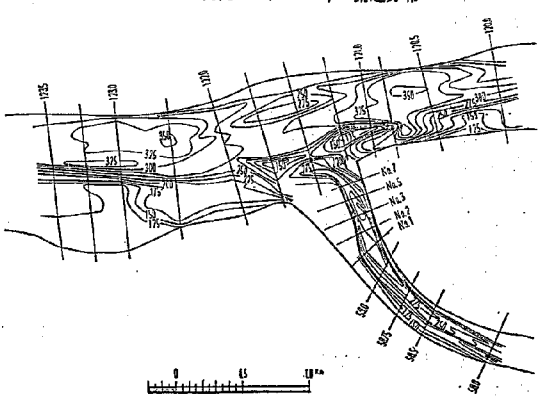
図—6　現況水位図

2)　分派点近傍の堆砂によって出来た高水敷に於て計画流量時に於ても流速は 1.5 m/s 以下となる。

3)　江戸川流頭高水路では 3.0～3.5 m/s 程度の流速が大部分を占め，改修中間段階では流入量の増大にともないこの流速は現況に於ける場合より下流に伸びる。



図—7・1　現況—14,000 m³/s 流速分布



図—7・2

4) 江戸川の流心は流頭部において左岸寄となっている。

5) 分派点近傍の流線の観測結果から，利根川に於ては，低水路と高水敷の境界，即ち低水法線付近を除いては上層と下層の流線はほぼ同一鉛直面にある。

江戸川分派点高水路は利根川から流入する水が相当彎曲し，そのため横断方向に水面の傾斜があり，上層の流線と中下層の流線は同一鉛直面にないが，59.0 k に至れば流線は大体同一面内にある。

又江戸川利根川の分岐点の堤防付近には利根川から江戸川に廻り込む流れが生じ，実物に於ても分岐点に於て災害が生じている。

6) この結果，利根川堤防付近の流速は現況と比較して変化はないが，江戸川分派点高水路左岸堤防は丁度水衝部となるとともに改修中間段階に於ては現況に比し堤防ノリ面付近の流速が早くなることが予想されるので江戸川 59.000 k より分派点までの間適当な防護法を施すことが望ましいと考えられる。

〔3〕 改修計画案に関する実験

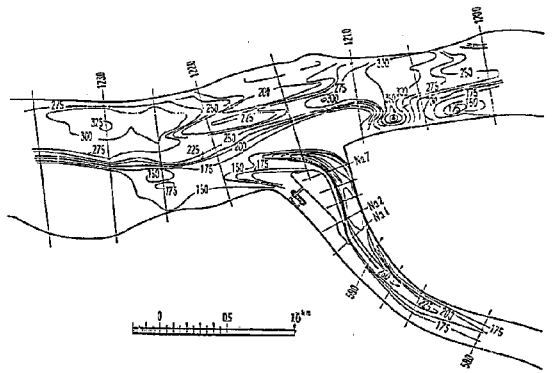
本実験は A, B, C 3案の優劣の比較を主なる目的として実施したが，併せて，改修後利根川にある程度堆砂することが予想されるので，堆砂が進んで現況の如くなったと仮想した場合の流況を測定することにした。このため河床状態は，利根川を現況断面，江戸川並びに流頭部を改修断面として実験を実施した。

3案の優劣の比較の内，改修後，河床がほぼ 1m 下がるので，各案の分流の特性，および流況の特性について充分本実験で推定できると考えられるが，分流量については，改修後境の水位が変ることが予想されるので，前者では境の水位を現況の水位流量曲線によって定まる水位にしたが，改修後の分派量は，利根川分派点下流の水位を改修後の水位量曲線に合わせて推定した。

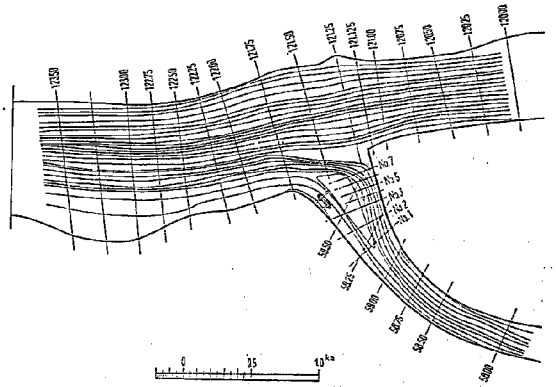
実験した模型の名称は，実験順序に従い A, B, C の名称を附し，右実験ごとの小改造はその順序に従い，Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ の名称を付した。

実験した模型の名称および各要目は，表—15に示す。

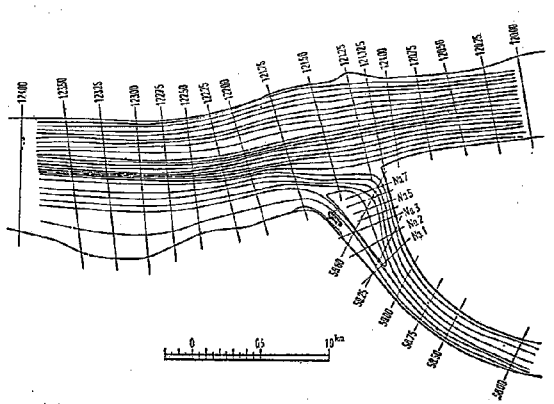
(1) A, B, C 3案の法線及横断形の決定



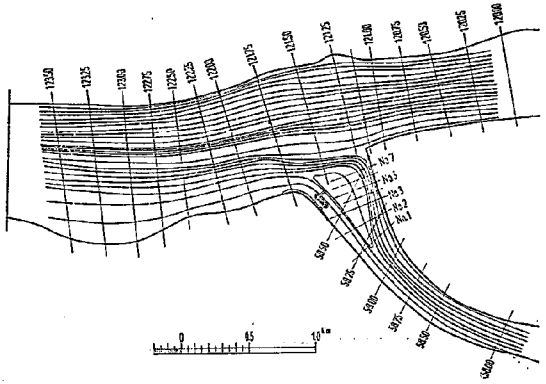
図—7・3



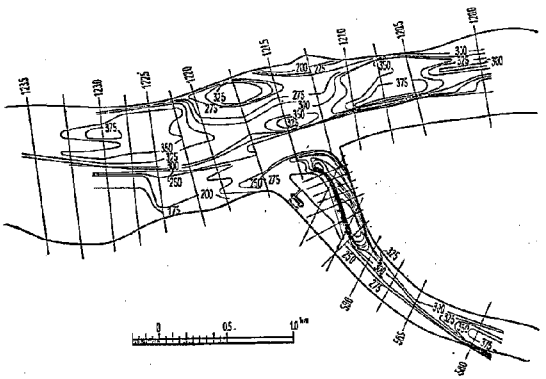
図—8・1　現況—14,000 m³/s 流線



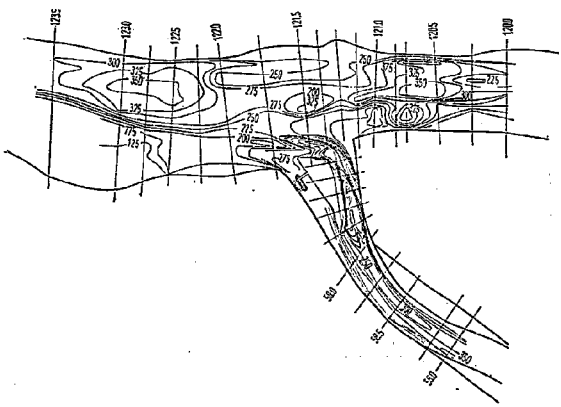
図—8・2



図—8・3



図—9・1　改修中間段階 14,000 m³/s 流速分布



図—9・2

本実験では利根川の河床が現況断面の状態で実験を実施したので，境に於ける水位は現況の水位流量曲線を用いて水位を定めたから改修後は利根川分派点下流境の水位が低下することが予知され，このため江戸川への分派量も少なくなると考えられる。故に，計画河床の場合，計画分派量 5,000 m³/s を江戸川に流入させる様，分派点の形状を決定するには，利根川を現況，江戸川を計画の水位流量曲線に固定した場合の分派量が計画分派量より幾分多くなる様決めねばならない。

それでこの実験では，境に於ける水位を現況の水位流量曲線による水位，江戸川関宿に於ける水位を改修後の水位流量曲線によって定まる水位にした場合，利根川分派点上流々量が計画流量 14,000 m³/s のときに江戸川への分派量が約 5,500 m³/s 流入する様に形状を定めた。

各案に於ける形状の決定の方法を次に述べる。

A, B, C 案の平面形状を図—11 に示す。

(i)　A　案

現況に於ては，分派点の江戸川高水路は利根川本川に対しほぼ直角方向に分派しており，分派の能率が悪いと思われたので，分岐角度をなるべく小さくするため，江戸川左岸現高水路を締切り，関宿水門右岸に新しく高水路を開削して計画分派量を流入せしめようとする案である。

A—Ⅰは，地建側の原案で，分派量は実験の結果 A—Ⅰでは多かったので，堤防法線を移動し A—Ⅱ，A—Ⅲ につき実験し形状を決定した。河床地盤高は A—Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ とも同じである。

図—22 の横断に実験に用いた河床を太い実線で示した。B, C 案に於ても同じである。

A, B, C 案の江戸川への分派量および 59.750 k に於ける流積の変化を表—16 に示す。

(ii)　B　案

関宿水門および現在の高水路はそのままとし計画流入量より不足分を A 案新高水路側から水を流入させる案である。

(iii)　C　案

この案は，関宿水門及現在の高水路のみを用い，現況高水路を掘削して，計画分派

量を流入できる様にすると共に，現況中島の形状を変更して，現況の種々の難点を除去して計画を適せしめるようにしたものである。

A,B,C 3案の比較は A—Ⅱ，B—Ⅲ，C—Ⅰ について行なった。

（2） A,B,C 3案に関する実験

（i） 分派量に関する実験

利根川下流水位の変化に伴う分派量の変化を知るために A—Ⅱ，B—Ⅲ，及 C—Ⅰ に於て，境（120.840 k）の水位変動による江戸川分派量の変化を調べた。

各案の境の水位と分派量の相関図を図—12 に示した。

（ii） 流量配分に関する実験

利根川分派点上流流量の変化による分派量の変化，即ち流量配分の変化を調べた。

水位は，利根川は現況，江戸川は改修後の水位流量曲線によって定る水位とした。

実験結果を図—13 に示す。

(iii) 水面形並びに流向，流速分布

水面形，流況を調べるため流向および流速を分派点付近について測定した。境界条件は境に於て現況，関宿で改修後の水位流量曲線により定まる水位にした。測定した流量は利根川分派点上流々量 14,000，および 10,000 m³/s である。

水面形は図—14，各案の流速および流向の例を図—15～20 に示した。

（3） A,B,C 3案の水理特性について

（i） 上流水位におよぼす影響

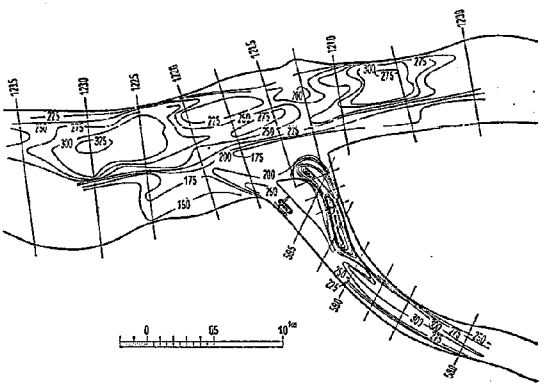
分派点より下流に於ける水位は，各案とも断面が共通であるから変化はないので，分派点より上流について述べる。

実験の結果，利根川が改修前に於ても水位は各案とも改修計画高水位を越えることはない。

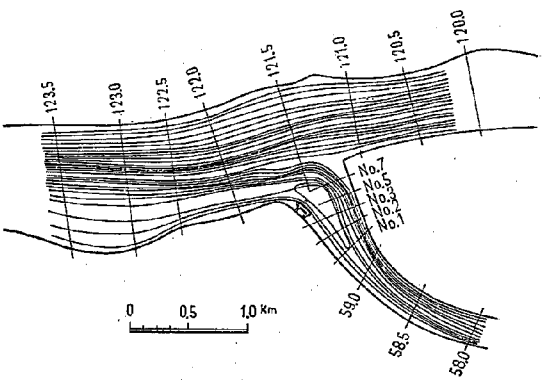
分派点の位置，河床の変化から，分派点の水位に多小の変動はあるが，利根川 124.000 k に至れば大きな差異は認められない。

(iii) 分派量の変化

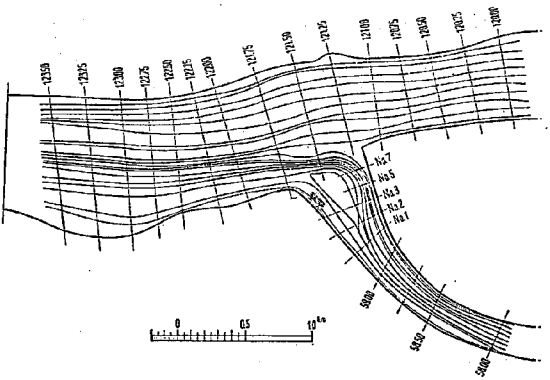
利根川分派前流量と分派量の関係は分派点の機能を表す一つの因子と考えられる。しかし，図—13 に示した如く 3 案に大きな差異は認められず，又，境水位の変化による分派量の変化も各案とも図—12 に示した様に差異はなかった。



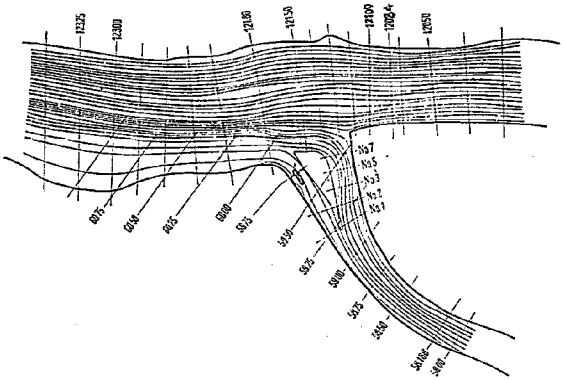
図—9・3



図—10・1　改修中間段階 14,000 m³/s 流線



図—10・2



図—10・3

云い換えれば，分流の機能については3案とも大きな差異は認められない。

(iii) 流速分布から見た各案の特性

1) A—Ⅲ 案

A—Ⅲ 案は高水路が江戸川右岸側であり，現況に比し江戸川の流心は逆となる。次にその特徴をのべる。

i) 利根川 123.000 k の低水路に表われる最高流速 3.0 m/s の部分は現況に比し範囲が小さい。

利根川分派点下流は分派点が上流に移るため，流れが平均化され 3.0 m/s 以上及び 1.5 m/s 以下の流速が表われない。

ii) 分派点の利根川の有効河積が大幅に増大するため分派点左岸に最大幅 60 m の死水が生ずる。

iii) 他の案に比し，利根川分派点の流速が上下流に比し小さくなる範囲が広い。

iv) 江戸川の流心は，分派点の位置が関宿水門上流になったため現況と逆となる。

v) 流向の観測結果によれば，分岐角度の減少により，分流境界線および江戸川流頭付近で多小の流線の水深方向のずれはあるが各案の内でずれは最も小さい。

2) B—Ⅲ 案

B案は水門の両側から水を取入れるので大体の傾向としてA案とC案の中間に位する。

i) 利根川分派点上流の流速はほぼ現況に近い。

ii) 利根川分派点下流は現況よりは流速が平均化してはいるが，尚 3.0 m/s 以上の流速が表われる。

利根川上流々量の減少，水位の低下に伴い，新高水路敷高が割合高いので，現況に近い流況となる。

iii) 利根川分派点はA案と同じく，C案および現況に比し流速が落ちる範囲が広い。

iv) 水門の両側から流入させるので，計画流量の場合，江戸川に於て 58.000 k をすぎてもなお流心は二つに分れている。

v) 江戸川現高水路水衝部に 3.5 m/s の流速が表われる。

vi) 流線図から，高水敷と低水路との境および現高水路で水深方向のずれがあるが大きく河床および構造物

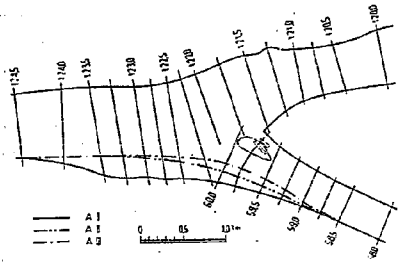
表—15

実験番号	河床状態 江戸川	利根川	法線	中島の形状	実験流量	測定種目
A—Ⅰ	改修断面	現況	A—Ⅰ	A 原案	14,000 m³/s	流量配分
A—Ⅱ	〃	〃	A—Ⅱ	〃	〃	〃
A—Ⅲ	〃	〃	A—Ⅲ	〃	14,000 10,000 5,000 m³/s	水位，流量配分 流向，流速分布
B—Ⅰ	〃	〃	B—Ⅰ	右岸，A 原案 左岸，現況	14,000 m³/s	流量配分
B—Ⅱ	〃	〃	B—Ⅱ	〃	〃	〃
B—Ⅲ	〃	〃	B—Ⅲ	〃	14,000 10,000 5,000 m³/s	水位，流量配分 流向，流速分布
C—Ⅰ	〃	〃	C—Ⅰ	研究所案扇形	〃	〃

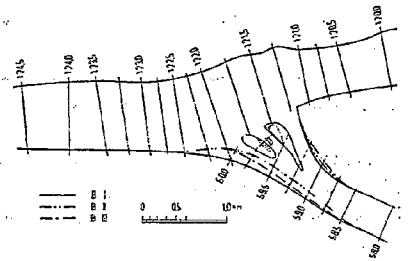
表—16

A 案			B 案			C 案		
	流積 (m²)	分派量 (m³/s)		流積 (m²)	分派量 (m³/s)		流積 (m²)	分派量 (m³/s)
A—Ⅰ	2,797	6,250	B—Ⅰ	2,540	5,700	C—Ⅰ	2,147	5,450
A—Ⅱ	2,146	5,800	B—Ⅱ	1,792	5,400			
A—Ⅲ	1,536	5,500	B—Ⅲ	2,056	5,550			

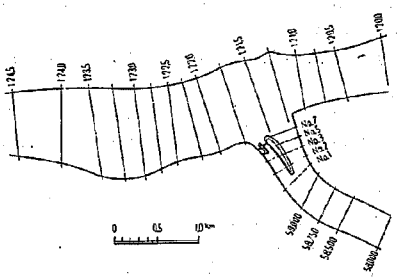
備　考　江戸川は改修後の水位流量曲線
　　利根川は現況の水位流量曲線による水位



A　案



B　案



C　案

図—11　各案平面図

に影響を与えるとは考えられない。

3)　C—I 案

C案は，現況高水路を拡張したものであるから，流況は3案の内一番現況に近い。

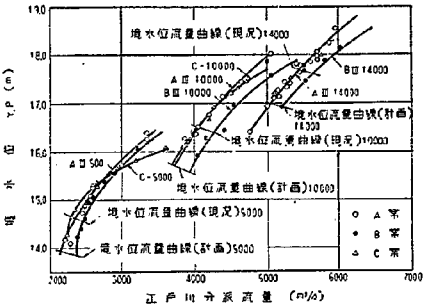
i)　利根川分派点上流では 3.0 m/s 以上の流速が表われるが，その範囲は現況に近い。

ii)　利根川分派点下流では現況はほぼ現況に近い。

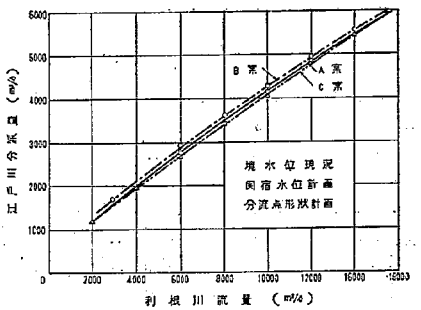
iii)　A,B案に比し，分派点の流速は上下流の流速に比較して減少は小さい。

iv)　江戸川の流心は左岸寄りであって，流況は現況に最も近い。

v)　江戸川流頭高水路の水衝部に相当の



図—12　A,B,C 3案水位分派量相関図



図—13　配分曲線

範囲に亘って 3.5 m/s 以上の流速が表われる。

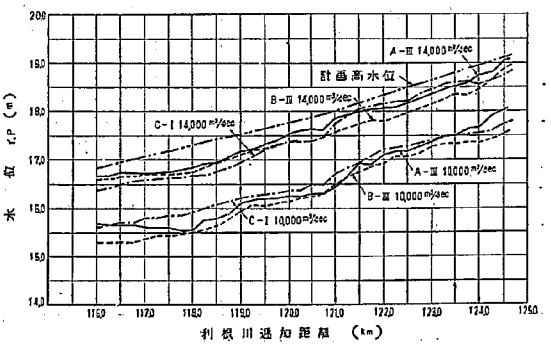
vi)　ほゞ現況に近い流線の状態であり上層と下層の流線の水深方向の不一致は高水路を除いて大きくはない。

(4)　A,B,C 3案の優劣の比較

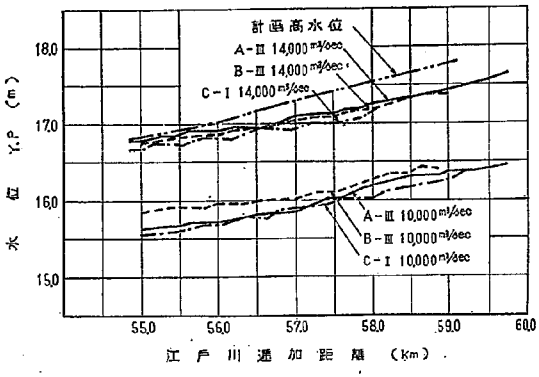
実験の結果から A,B,C 3案を比較すると次の如くなる。

(i)　分流特性からの比較

(1) から (3) までに於て，上流におよぼす影響，分流の安定，分派の特性については各案とも大きな差異が認められず，優劣はない。



図—14.-1



図—14・2

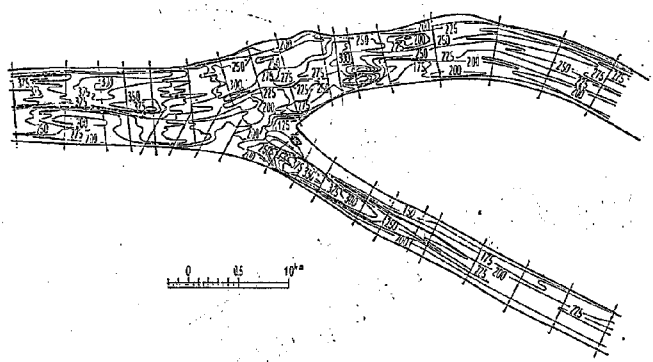
図—14

(ii)　流速分布および流況からの比較

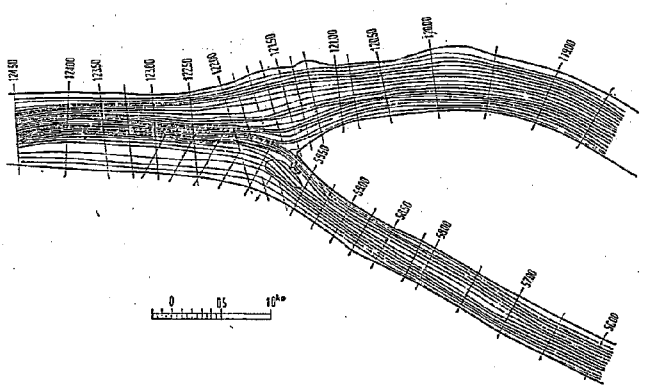
1)　利根川分派点上流では各案とも底層においては計画流量時 3.0 m/s の流速が表われるが，その範囲は B—Ⅲ，C—Ⅰでほぼ現況に近く，A—Ⅲ では前者に比し小さい。しかし河床流速 3 m/s 程度であれば，河床におよぼす影響は大きな問題とはならないと考えられる。

5)　利根川分派点下流では各案ともほぼ現況に近い流速を示している。特に，A, C案では流速が平均化され早い流速が表れず，この点では A, C 案がよい。

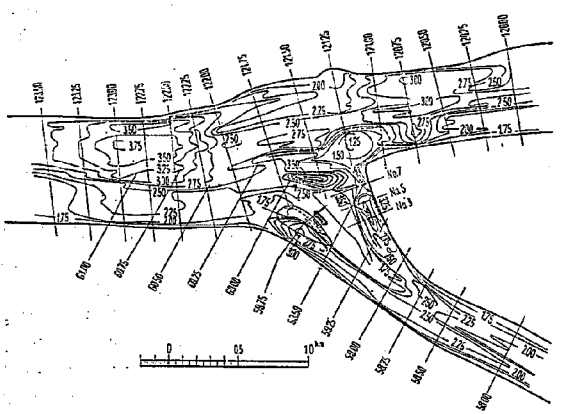
3)　利根川分派点上下流の流速に比較し分派点の流速が低下すると，土砂流送力の平衡が破れ堆砂が生ずることが予想され，分派点の維持上好ましくないと考えられる。この点ではC案は分派点上下



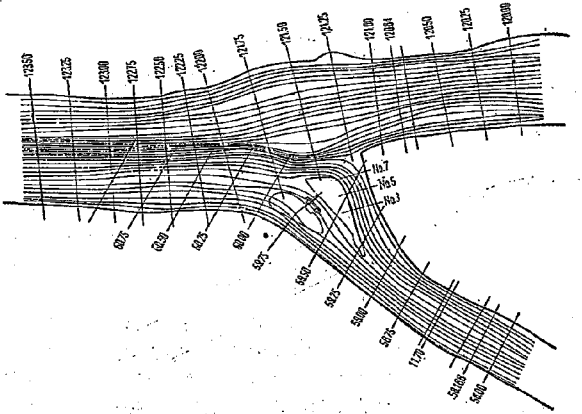
図—15　A—Ⅲ 14,000 m³/s 流速分布



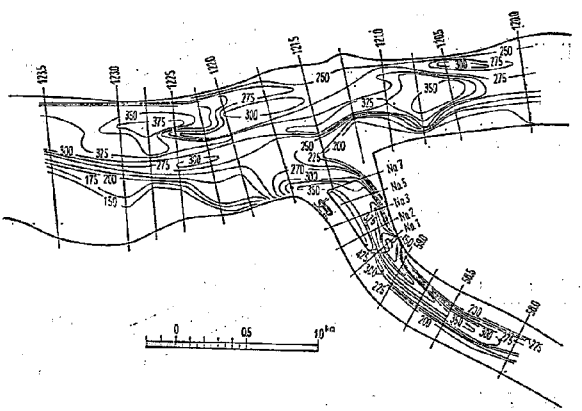
図—16　A—Ⅲ 14,000 m³/s 流線



図—17 B—Ⅲ 14,000 m³/s 流速分布



図—18 B—Ⅲ 14,000 流線



図—19 決定案 14,000 流速分布

流および分派点に於ける流速がほぼ等しく，分派点の維持上 C 案がよい。

4) 江戸川の流況は，A案ではほぼ現況と逆の流心となり，B案では流心が2つに分れ，共に現況といちじるしく流況が異る。C案は流心はほぼ現況に近い。このことは，江戸川下流の水当り箇所の変化が改修後も少ないと思われるので維持上好ましい。

5) 上層および下層の流心の不一致はA, B 案で少く，C案も，流頭高水路を除いて小さい。このことは流れの乱れが少ないことを示しており，この点ではA,B,C 案とも優劣はないと考えてよい。

以上の考察から，C案が流況，下流に及す影響，分派点の維持等から考えて最良案と推定される。

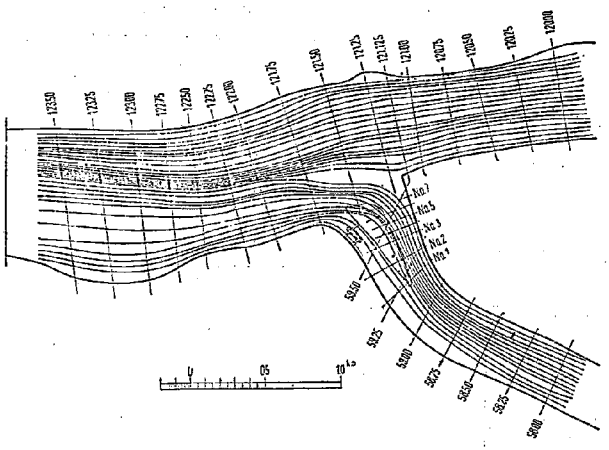
〔4〕 決定案に対する模型実験

〔3〕に於て述べた様に A,B,C 3案の内C案が最良案であると判定できた。優劣の比較は前述した如く，利根川の河床を現況の状態で実験したので，利根川を改修した状態にすれば当然，利根川分派点下流の水位の低下が起り，それに伴い流況の変化が予想されるので，C案について利根川を改修した断面について実験を実施した。

先ず，実験は，利根川改修による水位低下等の影響により，分派量の変動のため，〔3〕で決定した分派点の形状では，計画分派量を流入出来なかったので，計画分派量を流入出来るように分派点近傍の形状を決定した。

次いで，最終決定案について，設計，施工の資料とするために，流速，流向および分派特性を調べた。

又最終決定案に於て，関宿水門のカーテン，ウォールの撤去による分派点に及す影響，並びに利根川 122.000 k より 124.500 k に至る区間，利根川右岸堤防を移動し，河積を減少させた場合の流況に及す影響も併せ検討した。



図—20　決定案 14,000 流線

決定案に於ける実験種目及型式は表—17 に示した。

（1）　分派点近傍の平面形および縦横断形状

C—1 案に於て，平面形状を変えず利根川を改修断面にした場合の分派量は計画流量を流した場合 4,800m³/s であった。

それで，江戸川の分派点の取付堤防を引堤して江戸川の河積を増加させ，関宿水門左側の中島の縮小，および利根川分派点右岸の高水敷の先端を Y.P.＋13.12 m から Y.P.＋12.38m まで掘削し，計画分流量を流入できる形にした。

利根川及江戸川の最終決定案の平面形状を図—21 に示す。

（2）　水理特性

（i）　水面形

決定案に於ける利根川分派点上流々量 14,000, 10,000 および 5,000 m³/s，および現況に於ける 14,000，および 10,000 m³/s に於ける水面形は図—22に示す如くである。

現況および決定案に於ける水位を比較すれば，14,000 および 10,000 m³/s の何れに於いても計画は現況より水位が 1m 程度低下すると推定される。これは河床の掘削による影響であり，計画に於ては計画高水位を越えることはない。

利根川 121.000 k より 121.500 k に至る区間は，断面変化が大きいので，水位が急激に上昇しているが，決定案の方がいくぶん小さい程度で現況と大きな差はない。

（ii）　流量配分および分派量の変動

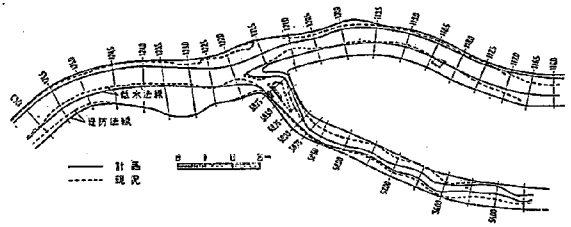
最終決定案に於て，〔3〕に於ける実験の場合と同じく利根川分派点上流々量の変化による分派量の変化，および，境水位の変化による水位と分派量の相関を求めた。この場合利根川境および江戸川関宿に於ける水位は改修後の水位流量曲線によって定まる水位とした。

最終決定案および現況に於ける流量配分及決定案に於ける境水位と分派量の相関図は図—23及図—24に示す。

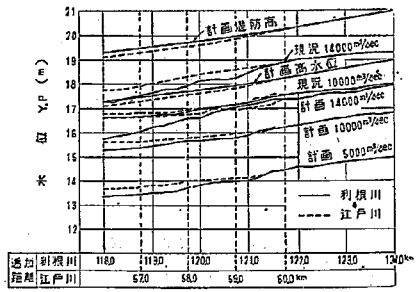
決定案に於ける流量配分は，利根川分派点上流々量 14,000, 10,000 m³/s に対し分派量は夫々 5,050 及3,650 で，利根川上流々量に対し夫々36%および41%であった。現況に於ては流量配分は利根川分派点上流々量に対し27%程度である。境に於ける水位変動による分派量の変化は各流量とも，水位と分派量の間にほぼ直線的関係が認められ，利根川分派点上流々量の増大に従い，水位変化による流入量の変化率が増加する。

表—17

型式	河床状態 利根川	河床状態 江戸川	河床状態 高水敷（分派点）	法線 利根川	法線 江戸川	中島	測定流量	測定種目	備考
C—1—Ⅰ	計画	計画	A案に準	C—1 に同じ	59.75～58.75 研究所案他は C—1 に同じ	研究所扇形案以下順次縮小	14,000	流量配分	
C—1—Ⅱ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
C—1—Ⅲ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
C—1—Ⅳ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
C—1—Ⅴ	〃	〃	分派点利根川一部掘削	〃	右岸法線引継	〃	〃	〃	
C—1—Ⅵ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
C—2—Ⅰ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
C—2—Ⅱ	〃	〃	最終決定案	〃	最終決定案	研究所案模型	14,000・10,000・5,000	水位，流速分布流向，流量配分	
C—3—Ⅰ	〃	〃	C—2—Ⅱ に同じ	C—2—Ⅱ に同じ	〃	〃	14,000	〃	カーテンウォール撤去
C—3—Ⅱ	〃	〃	〃	120.25～124.5 区間変更	〃	〃	〃	〃	



図—21　決定案　平面図



図—22　決定案における水位曲線

現況に於ける低水の分派量は，〔3〕にのべた実験から推定すれば，利根川上流々量に対し27％と考えられる。この値は，昭和20年より昭和29年の10年間に於ける平均低水流量の観測値を検べると，大凡分派量は利根川分派点上流々量の30％となっており上の推定が大体正しい値であることがわかる。一方決定案に於ける分派量は41％と推定される。

現況に於ては，利根川分派点下流の低水路の敷高は堆砂のため上昇傾向にあり，低水に於ける江戸川分派量は増加の傾向にある。このため，低水流量の配分を利水上適正にするため，江戸川流頭に簡単な堰を設け利根川への流量の増大を計っている。

計画に於ける分派量はしかし上述した様に41％程度であり，最終決定案に於ては，低水流量規正のための堰は必要がないと考えられる。計画に於ける低水流量の配分比は最低渇水の場合について定められているが，低水特に最低渇水の流量配分は河床の江戸川と利根川の相対的高さ関係により敏感に変動することが予想されるので，改修中間段階およびその他の場合でも，特に河床状態を常に観察して適当な処置を講じなければならないと考えられる。

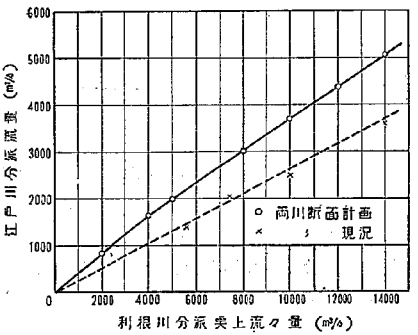
(iii)　流速分布および流向

決定案に於て，利根川分派点上流々量14,000，10,000および5,000 m³/sのそれぞれに対し，〔3〕でのべた実験と同じく流速分布および流向を調べた。測定結果は図—25～30に示した如くである。

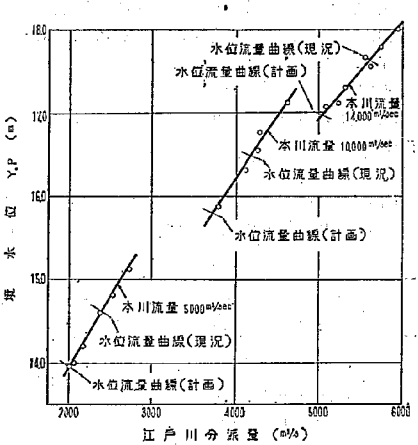
流速分布および流線図より見た決定案に於ける流況を列挙すれば次の如くなる。

1)　計画流量を流した場合に，分派点付近の最高流速は3.5 m/sを超えない。又現況に比して早い流速の部分は小さくなっている。

2)　現況では利根川分派点に於ける右岸高水敷上の流速は2.0 m/s以下となっている。一方，決定案に於ては2.0 m/s以上となり，一般に利根川分派点下流の流速は平均化され，この地点の土砂の堆砂は相当小さくなるものと予想される。



図—23　決定案に於ける流量配分曲線



図—24　決定案に於ける境水位及分派量相関図

3)　江戸川流頭部高水路に於ける最高流速は現況3.0 m/sから，決定案2.75 m/sに低下し，河床の維持に好ましい結果となっている。

3)　利根川121.500 k附近で，江戸川へ流入する低水路に於て，計画流量時に3.25 m/s，10,000 m³/sで3.0 m/s，5,000 m³/sのとき2.75 m/sの如く早い流速が表

われる。

これは現況に於て，分派点の堆砂のため低水路の維持が困難であったが，決定案に於て江戸川流入の低水路の維持は容易になると考えられる。

5) 利根川分派点は河積が急激に増大し，そのため左岸に流速の低下が起っている。

6) 江戸川58.75kより59.500kの区間は水衝部となっており，左岸堤防法面の保護を適当に考慮することが望ましい。

7) 江戸川の流心はほゞ現況に近い。

8) 流線図から，流線の上層および下層の不一致はC—1に近いが，江戸川高水路は流速の低下により現況よりも小さい。

9) 利根川上流々量 10,000 m³/s に於ける流速分布を調べると大体の傾向は計画流量の場合にほぼ近いと云える。

最高流速は 3.00 m/s である。利根川低水路では，分派点近傍では，分派点上下流の流速に比していくらか遅くなるが，尚 2.00 m/s 以上であり低水路の堆積には大きな影響はない。

利根川高水敷では流速は 2.00 m/s以下となる。

江戸川分派点高水路および分派点に於ける江戸川利根川を結ぶ低水路上では 2 m/s 以上で利根川 121.75 に於ける速度は 3.0 m/s である。

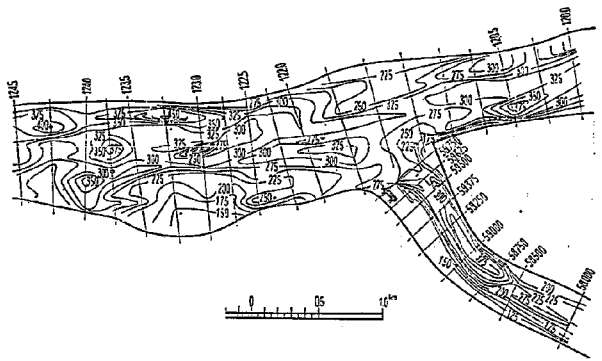
即ち 10,000 m³/s の場合，分派点の維持上好結果を与えると考えられる。

10) 利根川分派点上流々量5,000 m³/s に於ける流速分布から流況を調べると次の如く云える。

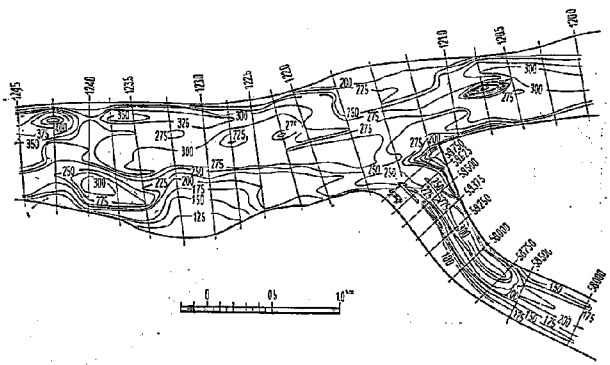
この場合，主として水は低水路を流れ，分派点に於ける高水敷にのる水深は約 1 m 位である。

低水路に於ける最高流速は2.75 m/s 程度である。

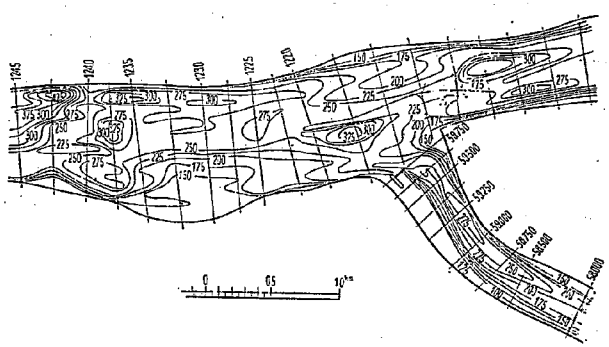
利根川の低水路では，計画流量



図—25・1

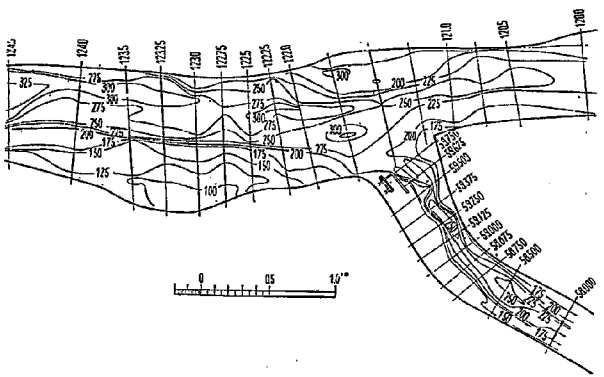


図—25・2

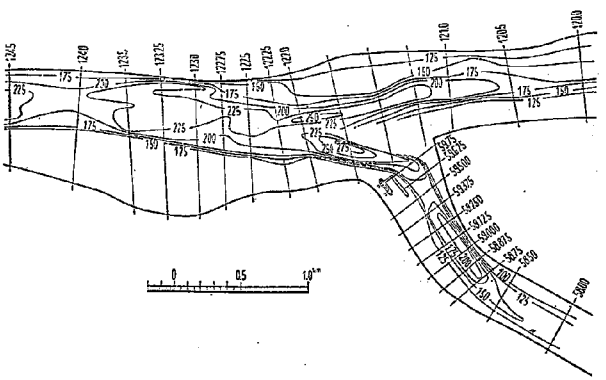


図—25・3

図—25　C—2—Ⅱ 流速分布 14,000 m³/s



図—26 C—2—Ⅱ 流速分布 10,000 m³/s



図—27 C—2—Ⅱ 流速分布 5,000 m³/s

を流した場合の流量を調べた。

最終決定案とカーテン・ウォールを撤去した場合とを比較すれば次の如く云える。

（i） 江戸川分派量は，計画流量に於て，カーテン・ウォール撤去により 100 m³/s 増加し，5150 m³/s となる。

水門のみの流出量を比較すればカーテン・ウォール撤去により 200 m³/s 増加し，水門からの流出量は 1010 m³/s となる。

（ii） 水門撤去による利根川分派点近傍の流速えの影響はあまり認められない。

（iii） 江戸川分派点付近の流心は水門からの流出量が増えるから決定案と比較して右岸寄となる。決定案に比して，江戸川高水路の最高流速は減ずるがそれほど大きくない。

（iv） カーテンウォールの撤去により水門の流出量は増加するが水門下流の流速はあまり増加しないから，これによる土砂のフラッシュは期待できない。

（v） 以上の結果からカーテンウォール撤去による流況の変化は少なく，構造上の支障がなければカーテン・ウォールは撤去する必要はない。

（4） 利根川分派点上流 122.500 k より 124.500 に至る区間の河積の縮少による影響

利根川 122.250 k より 124.500 k までの区間の堤防法線は図—26 に示した如く，ふくらみ，又利根川右岸高水敷上の流速は比較的遅く，計画流量を流した場合でも大部分 2.0 m/s 以下である。

この部分で，河積の局部的増加による水位上昇および低水路の局部的流速の増大が考えられたので，この区域の堤防法線を移動して河積を減少させ，流況の改善ができるかどうかを調べた。

流速分布の 1 例は図—31 に示した。

実験結果から河積の減少による影響をのべれば次の如くである。

（i） 江戸川分派量は 5,000 m³/s である。

（ii） 水位は決定案に比し，120.250 k より上流で 30 cm 程度下がるが 124.0 k に至れば大体決定案の水位と一致する。

10,000 m³/s のときに比して，2 m/s 程度の流速が分派点，及び上下流に続いており，又利根川より江戸川に分岐する低水路に於てもほぼ同程度の流速となる。

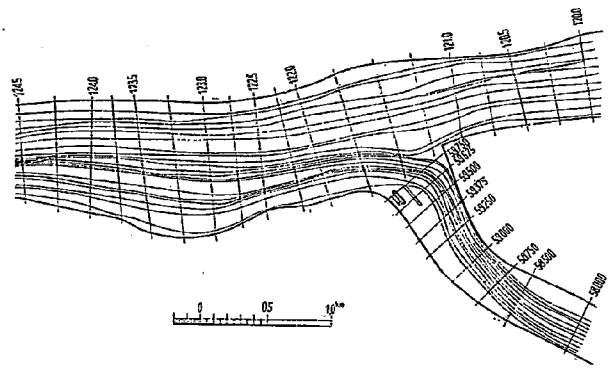
利根川 120.0 k，江戸川 58.00 k より下流では上流の流速に比し流速は小さく，1.75 m/s 以下となる。

それで，利根川 120.0 k 下流および江戸川 58.0 k より下流では堆積が起ることも予想されるので充分堆砂について検討する必要がある。

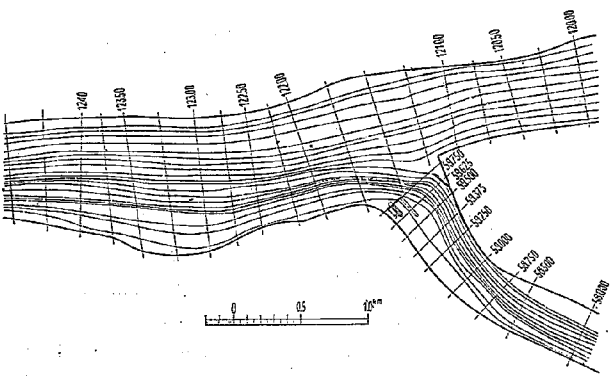
以上，最終決定案では，利根川江戸川とも，現況に較べて，流速は均等化され，分流の安定および河床の維持の上からも，良くなっていることがわかる。

（3） 関宿水門のカーテン・ウォール撤去の流況におよぼす影響

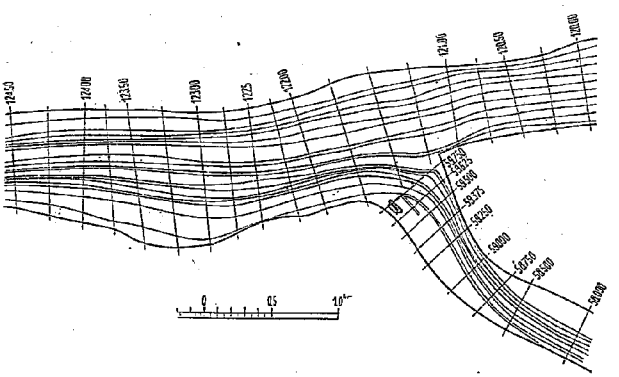
関宿水門は水門にカーテン・ウォールが存在し，構造上の理由から，改修後カーテン・ウォールを撤去する場合も予想されるので，この影響を調べるため，計画流量



図—28・1



図—28・2



図—28・3

図—C2—Ⅱ 14,000 m³/s 流速

(iii) C—3—Ⅱ の程度では，利根川分派点下流および江戸川の流況は決定案と大差はない。

(iv) 河積を狭めた部分では低水路の流速は決定案に比し早くなり又その範囲も大きい。

(v) 以上の結果から C—3—Ⅱの程度であれば，流況および分派特性に大きな影響を与えないと考えられるが，特に必要のない限り，堤防法線を移動する必要はない。

Ⅳ 分派点の水位計算法

分派点に堰を設けて，水を分派させる場合の計算法については，本間氏の方法，および江合鳴瀬川の分流の計算に用いた西川氏の方法がある。

江戸川の分流では，堰をもって分流量を規正せず，一部水門があるが，自然分流によって分派するので，分流境界を逐次近似法によって求め，不等流計算と組合せて分派点の概略設計法を述べる。

〔1〕 分派量

図—31 に示す如き自然分流があると考える。

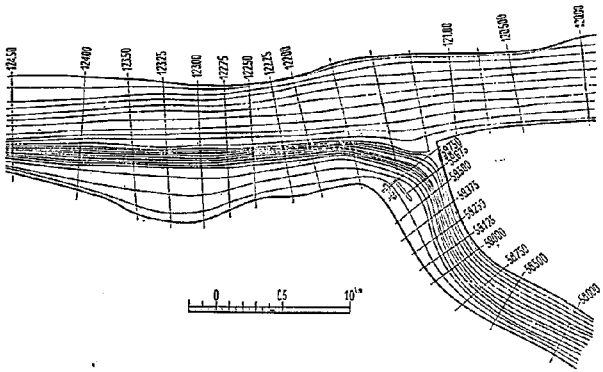
分派前流量を Q とし，分派量は Q_1, Q_2 に分けられると仮定する。

分流する場合，必ずしも P_0 点で水が分れるという保証はないが実験等によって P_0 で分けられるということが確められていると仮定する。

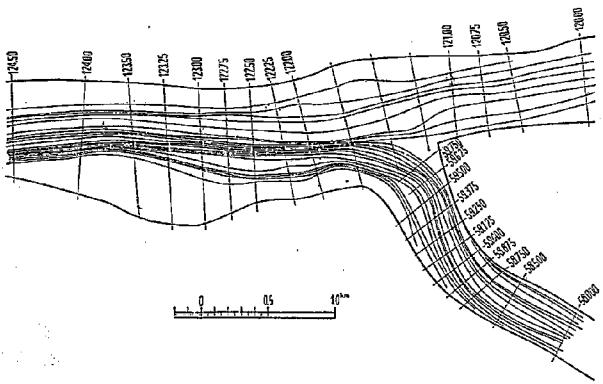
P_0 点を通り，流線に直角にとった断面 A_1 および A_2 を仮定すれば，Q_1 および Q_2 から，両断面の平均水位は，下流からの水位追跡によって求められる。

取扱う流れは，定流であるから P_0 点の全水頭は常に一致していなければならない。さて P_0 の水位は，A_1 および A_2 断面の平均水位に彎曲による影響を考慮しなければならない。

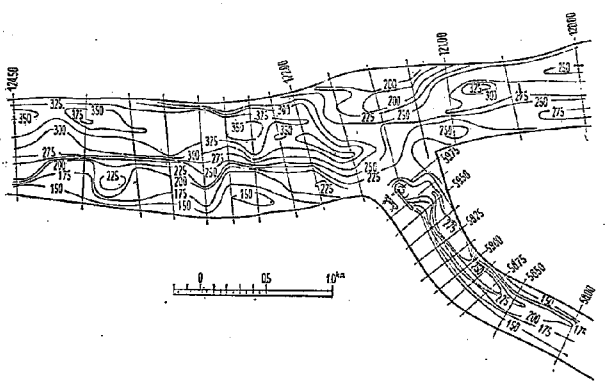
彎曲による影響は



図—29　C—2—Ⅱ 10,000 m³/s 流線



図—30　C—2—Ⅱ 5,000 m³/s 流線



図—31　C—3—Ⅱ 流速分布

1.　彎曲によるエネルギー損失
2.　彎曲による遠心力による水位上昇
が考えられる。

1 の彎曲によるエネルギー損失は一応簡単のため摩擦損失と一緒に考慮する。

2 の遠心力による水位上昇量は断面および流速の不均一，流線の乱れ等により単純には決められないが一応の目安として次式で与えられる。(1)

$$\Delta H = H_2 - H_1 = \frac{v^2}{g} \log_e \frac{R_2}{R_1} \cdots\cdots (1)$$

v；平均流速
g；重力の加速度
R_1；内側堤防法線の曲率半径
R_2；外　　〃
H_1；内側の水位
H_2；外　　〃

不等流計算によってえた水位は平均水位であるから平均水位からの遠心力による上り高は簡単な計算から

$$\Delta H_2 = \frac{v^2}{g}\left(1 - \frac{R_1}{R_2 - R_1} \log_e \frac{R_2}{R_1}\right) \cdots\cdots (2)$$

で表わされる。

この式にR_1, R_2およびvを代入し，A_1, A_2それぞれについてP_0の水位を計算により求める。かくしてえた両側の水路条件から定るP_0のそれぞれの全水頭が一致すればQ_1, Q_2がそれぞれの分派量となる。

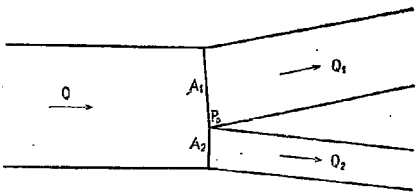
P_0のそれぞれの全水頭が一致しない場合にはQ_1, Q_2の値を変え，P_0のそれぞれが一致するまで計算を繰返せばよい。

〔2〕 分派点の水位計算

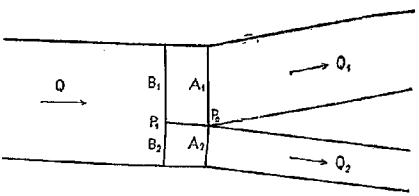
江戸川の如く，ゆるやかに分流する場合には特に分流によるエネルギー損失はないと考えてよいことが後に述べる様に実験値から明らかにすることができる。

エネルギー損失がない場合には適当な仮定によって分派点の水位

(1)　伊藤剛　水理学



図—32



図—33

計算ができる。

一般に,河が分派する場合には，図—33 の如く分派点に於て，本川へ流れる水と分派する水との境界を定めることができる。この境界は一般には上層と下層とは水深方向には一致していない。本研究所の小型模型の実験では下層の流線がほとんど派川に流入している。しかし江戸川の如く，流線の彎曲が小さく，水深に比し川幅が大きい河川では上層と下層の境界は水深方向に一致していると考えてよいことが実験から推定できる。

分派点の水位計算の方法は，分派量の計算と同じく分流境界線の両側のそれぞれの全水頭が常に一致する様，分流境界および水位を定めるのである。

先ず成るべく，現実の分流境界に近い P_1 を分流境界と仮定する。

P_1 を通り，流線に直角な断面を仮定し，〔1〕で決めた分派量 Q_1, Q_2 を用い，不等流計算により B_1, B_2 の平均水位を定める。P_1 の水位は，この平均水面高に彎曲の影響を加えると P_1 の夫々両側の P_1 点の水位が計算できる。

P_1 点の両側で全水頭が一致しなければ，分流境界の位置を変えて同様の計算を行い，両側の計算した全水頭が一致するまで繰返す。かくしてえた水位および分流境界が求めるものである。

順次同様の計算を実施して両側の流線がほぼ平行となる点までそれぞれ分離して計算し，以後は普通の不等流計算により水位追跡を実施すればよい。

〔3〕 **水門がある場合の計算法**

水路の一部に水門がある場合には，水門部分と普通の流れとに分離して別々に計算を実施する。

計算の方法は前述した分派点の計算とほぼ同様の計算をすればよい。

即ち，水路に Q_2 なる流量が流れると仮定する。q を水門から流れる流量とすれば，Q_2-q なる流量が水門を除いた部分を流れる流量となる。

A に於ける水位は下流の条件により定まるから，B に於ける水位の推定は B_1, B_2 二つに流管を分けて行う B に於ける水位は Q_2-q なる流量を用いて不等流計算により水位を推定又水門部分 B_2 の水位は A_1 の条件および損失水頭の実測値から推定できるから，B_1, および B_2 の推定した水位が一致すると，q は水門を流れる流量であり，Q_2-q が本川側を流れる流量となり，B_1, B_2 の水位が求める水位となる。

B_1, B_2 の水位が一致しないときは，q なる量をかえて一致するまで計算を繰返して流量および水位を定める。

〔4〕 **水門のエネルギー損失**

〔3〕に述べた如く，水門を別に区切って計算をする必要があるので，水門のみのエネルギー損失を測定した。

模型の規模および測定堰の関係から，測定した流量は 20～50 l/s の間で，潜りオリフィスの状態である。

潜りオリフィスの場合には，図—35 に堰柱の中央部の流速分布の一例を示したが，圧力分布，流速分布，等物理的特性が明らかでなく，本実験に於いても充分明らかにするまで実験することができなかったので一応，損失エネルギーと水理量との関係を実験的に求めることにした。

潜りオリフィスに於て，今，入口側の損失は微小と考え主として損失は断面の拡がりによって起ると考えれば水門によるエネルギー損失は，下流 Froude 数とある関係にあると考えられる。それで損失水頭と下流 Froude 数とは次の関係があると考えた。

$$\Delta h_L = f(F_r)$$

Δh_L; 上下流に於けるエネルギー損失

F_r; 下流断面に於ける Froude 数

実験結果からこの関係を調べると図—36 の如くなり，多少の点の散らばりはあるが，ほぼ一定の関係が認められる。

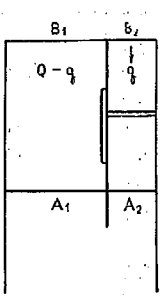
この実験値は表—18 に示す。

〔5〕 **江戸川流頭部の計算例**

上に述べた方法が妥当であるかを検討するとともに分派によるエネルギー損失の有無を検討するために江戸川の実験より求めた分流境界並びに流量を用いて不等流計算により水位追算を実施し，実験結果と比較した。

計算したのは

計　画	14,000 m³/s
分派量	5,050 m³/s

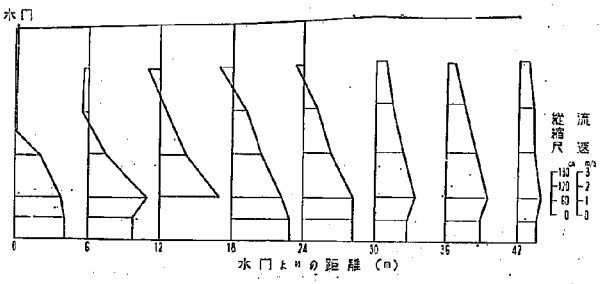


図—34

表—18

	Q(m³/s)	h_1	$\frac{v_1^2}{2g}$	H_1	h_2	$\frac{v_2^2}{2g}$	H_2	H_1-H_2 (cm)	F_r
1	0.0278	4.5891	0.0012	4.5903	4.5799	0.0015	4.5814	0.89	0.654
2	0.0393	4.5838	0.0026	4.5874	4.5685	0.0025	4.5710	1.64	0.205
3	0.0425	4.5974	0.0027	4.6003	4.5769	0.0030	4.5799	2.04	0.220
4	0.0372	4.5975	0.0019	4.5994	4.5807	0.0027	4.5834	1.61	0.210
5	0.0336	4.5965	0.0015	4.5980	4.5832	0.0023	4.5855	1.25	0.188
6	0.0230	4.5713	0.0010	4.5723	4.5649	0.0029	4.5658	0.65	0.128
7	0.0190	4.5723	0.0006	4.5729	4.5680	0.0006	4.5686	0.44	0.102
8	0.0508	4.5958	0.0036	4.5994	4.5695	0.0041	4.5736	2.58	0.256
9	0.0513	4.5960	0.0037	4.5997	4.5689	0.0043	4.5732	2.65	0.272

備考　水位は模型水位を表す。現地水位えは（模型水位—4.40）×60＋6.00＝実物水位で換算すればよい。
H_1 は水門より上流 50 cm, H_2 は 59,625 の値を示す。



図—35

オリフィス流量　750 m³/s

である。

オリフィスからの流出量は実験値を用いた。それで，59.500 k から P_1-Q_0 までの区間の流量は 4,300 m³/s として計算した。

計算断面の位置は 図—37·1 に示した如くである。粗度係数は

利根川　0.022

江戸川　59.500 k まで 0.026

である。図—38・1 に示した斜線の部分は流速分布図から流速が小さいので有効断面から除いた。

計算結果および実測値は図—38・2 に示す。

計算結果に対する考察

計算結果と実測とは大体一致している。計算は彎曲に対する水面の上り高を考慮していないが，彎曲による水面上昇は (8) 式で計算すれば P_0 点で 15 cm 程度あると考えられる。この水面上昇を考慮すれば，分派量は，100 m³/s 程度計算値が少なくなると考えられる。

しかし，計算結果から見れば，分派によるエネルギー損失を考えなくても，計算断面を実際の流れに応じた様に適当にとることにより前にのべた方法によって水位，分流量を計算することができる。

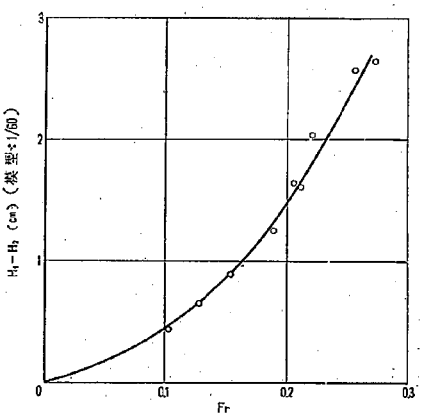
V　改修前後に於ける土砂流送力の変動

分派点に流入する土砂量と分派点から出る土砂量との間の平衡は分派点の維持および機能に大きな影響がある。それで，改修前後に於ける土砂流送力を計算により推定し改修前後に於ける分派点の上下流の土砂の平衡状態を調べ，かつ設計施工上の資料とすることにした。

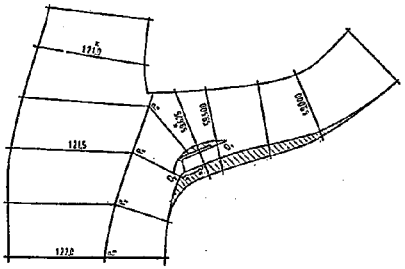
計算は始め，不等流計算による水位と流砂量方程式とを用いて各点の流量と流量との関係を求め，次いで年間流量頻度曲線を用いて年間流砂量を推定した。

（1）　年間流量頻度曲線

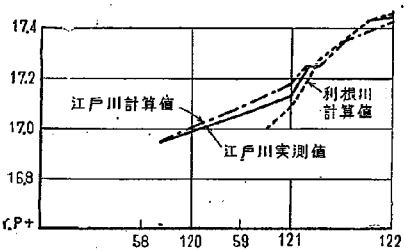
年間土砂流送力の計算には利根川分派点上下流および江戸川の年間流量頻度曲線が必要となる。頻度曲線とし



図—36



図—37・1



図—37・2

ては利根川栗橋および江戸川関宿に於ける最近10年間の実測値があるが，本計算では，改修前後の計算とも頻度曲線を本にし，〔Ⅲ〕に述べた実験結果とから，改修前後の利根川分派点上下流および江戸川の流量頻度曲線を求めた。

栗橋に於ける年間頻度曲線は昭和20年から昭和29年に至る10年間の実測値の年平均を用いた。

〔Ⅲ〕に述べた如く実験によれば，利根川分派点上流流量（栗橋）2,000 m³/s 以下では江戸川分派量は，現況では分派点上流々量の 27%，改修案では 41% と推定される。

それで，江戸川および利根川分派点下流の頻度曲線を求めるには，栗橋の流量頻度表のうち流量を流量配分率に応じて配分して求めた。

栗橋に於ける年間頻度の 98% は 2,000 m³/s 以下である。それで本計算では 2,000 m³/s 以下の流砂量について考慮することとし，高水に於ける流砂については別に考えることにした。

（2） 浮遊流砂量

浮遊流砂量と水理量との関係は次式で与えられる。

$$qs=AH^3I \quad \cdots\cdots (3)$$

qs；単位川幅当りの浮遊流砂量

H；水　深

I；水面勾配

A；係　数

ここに A は，河床状態および流れの規模，河床物質等によって変る常数で，場所の函数と考えられる。しかし，本計算では，分派点近傍に於ける浮遊流砂の観測値が少く係数を求めるに至らなかったので，利根川布川に於ける観測値から求めた係数を使用することにした。

それで，浮遊流砂量方程式は次の如くなる。

$$qs=92H^3I \quad \cdots\cdots (3)'$$

qs；単位川幅（1 m）当りの流砂量 kg/sec/m

H；水深 m

改修案に於ける各流量に対応する流砂量を求め，その相関図を図—38 に示す。

現況に於ける流砂量も改修案に於けると同じ手順に従った。かようにして求めた年間浮遊流砂量は表—21に示した如くである。

表—19

	距　離	現　況 (t/y)	計　画 (t/y)
利根川	121.000 k	104,139	87,142
	122.000	409,499	414,214
	123.000	262,769	378,285
	58.500	277,302	259,079
江戸川	58.500	264,525	399,947

洪水時に於ける流砂量は利根川 120.500 k 及 124.5 k および江戸川 58.500 k に於いて計算した。計算値は表—20に示した如くである。

表—20

	利根川分派点上流 (124.5 k)		利根川分派点下流 (120.5 k)		江戸川 (58.5 k)	
	流　量 (m³/s)	流砂量 (t/s)	流　量 (m³/s)	流砂量 (t/s)	流量 (m³/s)	流砂量 (t/s)
改修	14,000	5.95	9,000	3.77	5,000	2.43
	10,000	3.00	6,300	1.85	3,700	1.45
	5,000	0.87	3,000	0.64	2,000	0.56
	3,000	0.45	1,750	0.15	1,250	0.30
現況	14,000	5.50	10,300	3.90	3,700	2.22
	10,000	3.65	7,400	2.35	2,600	1.40
	5,000	1.40	3,700	0.70	1,300	0.50
	3,000	0.60	2,200	0.67	800	0.27

（3） 掃流々砂量

掃流々砂量と水理量との関係は次式で表わされる。*

$$qs=A\tau u_* e^{-\frac{z}{2}\left(\frac{\tau_c}{\tau}\right)^2} \quad \cdots\cdots (4)$$

qs；単位川幅当りの掃流々砂量　t/sec/m

τ；河床に働くせん断力　t/m²

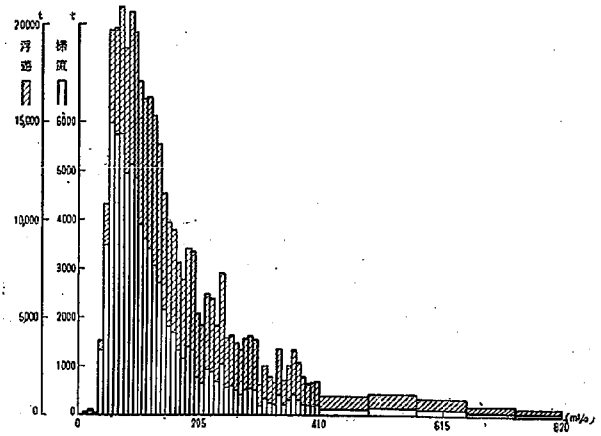
u_*；摩擦速度 $\sqrt{\tau/\rho}$　m/sec

z；流速変動および揚圧力によって定る係数

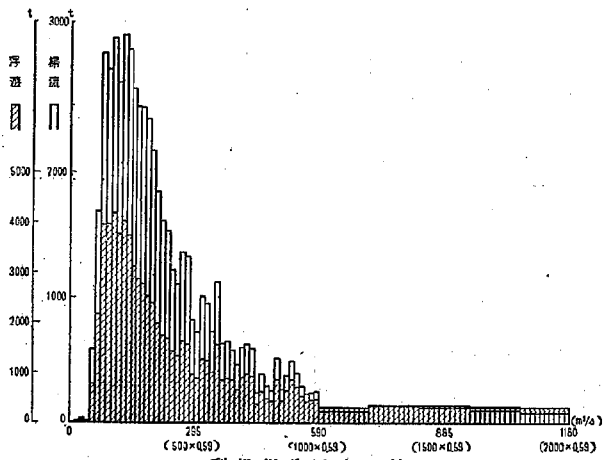
τ_c；限界掃流力

A；係　数

* 土木研究所報告第　号



江　戸　川



利根川分派点下流

実際の河川では τ_c/τ は小さく，$e^{-\frac{\sigma^2}{2}\left(\frac{\tau_c}{\tau}\right)^2}$ はほぼ1と見做されかつ A は利根川布川の観測値よりほゞ1に近いと考えられるから掃流々砂量の計算式は

$$qs=\tau u_* \cdots\cdots (5)$$

で表わせる。上式を水位と水面勾配で表し単位を整理すれば

$$qs=3.13\times10^6\times(H\times I)^{5/3}\cdots\cdots (6)$$

qs；単位川幅（m）当り流砂量　gr/sec/m

H；水深　m

I；水面勾配

(1) 式を用い浮遊流砂量と同様に各断面の年間掃流々砂量を求め表—21 に示した。

高水時に於ける掃流々砂量は表—22 の如くである。

（4）　年間土砂流送力

(2) 及 (3) で求めた掃流および浮遊流砂量を合計したものが年間土砂流送力を表すことになる。それで (2) および (3) で求めた結果を合計すれば表—23の如くなる。

121.00 k に於ける値に江戸川の値を合計した結果と表—23 の値を図示すれば図—39の如くなる。

以上の結果を考察すれば次の如くなる。

（1）　現況に於ける計算結果から，利根川 123.00k より 121.00k の区間洗掘されることが推定される。

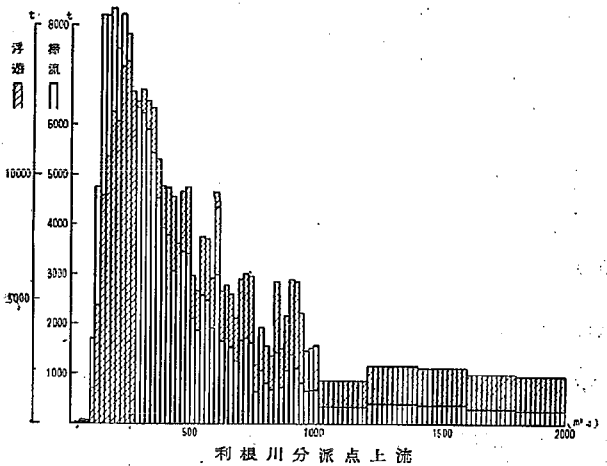
横断測量の結果によれば，123.000 k より 122.000 k の区間は洗掘される傾向にあり，計算結果と一致する。

（2）　決定案に於ける計算結果に依れば，124.000 k より 123.000 k の区間に於て洗掘をうけることが予想される。（表—17,18 参照）121.000 k より 122.000 k の区間に於ては (1) で述べたと同じことが起ることが予想される。即ち，利根川では堆砂，江戸川では洗掘が起ることが考えられる。それで江戸川高水路に於て洗掘を受けそのため河床の低下が予想されるので，この区間では河床防護のため床固等の工作物に依る洗掘防止工を実施することが望ましい。

利根川122.000 k から 121.000 k の部分に於ては堆積が起ることが予想される。これは土砂流送の大部分は利根川分派点上流々量 1,000 m³/s 以下であるので，河床の凹凸，および河積の変動が流砂能力に敏感に影響を与えると考えられるので，特に低水路の施工に際して，分派点近傍に於け各断面間の土砂流

表—21

	距　離	計　画 (t/y)	現　況 (t/y)
利根川	121.000 k	61,807	100,375
	122.000	112,900	54,330
	123.000	156,756	47,752
	124.000	116,374	42,204
江戸川	58.500	80,834	43,575



利根川分派点上流

図—38　改修案に於ける年間流砂量，流量相関図

表—22

	利根川分派点上流 (124.5 k)		利根川分派点下流 (120.5 k)		江戸川 (58.5 k)	
	流量 (m^3/s)	流砂量 (kg/s)	流量 (m^3/s)	流砂量 (kg/s)	流量 (m^3/s)	流砂量 (kg/s)
改修	14,000	206	9,000	97	5,000	69
	10,000	120	6,300	80	3,700	57
	5,000	46	3,000	41	2,000	34
	3,000	30	1,750	24	1,250	22
現況	14,000	169	10,300	109	3,700	68
	10,000	154	7,400	74	2,600	51
	5,000	95	3,700	44	1,300	28
	3,000	53	2,200	30	800	16

表—23

	距離	現況 (t/y)	計画 (t/s)
利根川	121.0 k	204,514	138,949
	122.0	463,932	527,114
	123.0	310.521	535,041
	124.0	319,506	375,452
江戸川	58.5	308,090	480,781

送力の変動を少くなるよう，留意することが望ましい。

(3)　江戸川えの土砂配分率は，122 k では現況27%，計画 41 % であるが，江戸川 58.500 k と利根川 121.000 k で比較すれば，現況で全体の 40 %，計画では 76 % となる。

(4)　本計算では，流砂量方程式の係数は，布川に於ける実測値を用いたので，より精密な分派点の土砂の問題を取扱うためには，分派点の流砂量を実際に観測して分派点の係数を定めて，推定することが望ましい。

Ⅵ 結論

江戸川分流に関する実験および調査により，次の結論をえた。

(1)　利根川および江戸川の粗度係数は過去の洪水資料に基き検討した結果，表—1～表—7 の如く決定した。

(2)　決定した粗度係数を用い利根川境 (120.840 k) および江戸川関宿(58.188 k)に於ける水位流量曲線を図—2 の如く決定した。

水位の推定は便宜上小山を出発水位としたので，鬼怒川，小貝川，田中菅生遊水池，昭和放水路，利根運河の影響については今後検討する必要がある。

江戸川についても，野田を出発水位としたので，河口，利根運河，の影響について検討する必要がある。

(3)　実物の 1/60 の河道模型を製作し，検証実験により，長さ，流量および流速の縮尺を夫々 1/60, 1/18, 788, 1/7.77 とすれば模型は，力学的に相似であることを確認した。

(4)　現況に於て，利根川分派点上流々量 14,000 および 10,000 m^3/s の場合，江戸川分派量はそれぞれ 3,000 および 2,500 m^3/s であると推定される。

(5)　江戸川を改修断面，利根川および分派点が現況河床である改修中間段階では，利根川分派点上流々量 14,000 および 10,000 m^3/s に対し江戸川分派量は 4,500 および 3,200m^3/s であると推定出来る。

(6)　現況に於て，計画高水量を流した場合，水位は計画高水位を越えるが，計画堤防高を越えない。

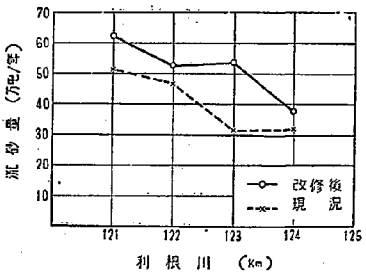
(7)　現況および改修中間段階で江戸川の流心は流頭付近で左岸寄となり，江戸川高水路に於ける最高流速は 3.5 m/s であった。利根川分派点右岸高水敷上で流速は 1.5 m/s 以下となる。

(8)　改修中間段階では，江戸川流頭高水路左岸堤防は水衝部となり，比較的早い流速によってノリ面を洗われると考えられるので，補強を考える必要がある。

(9)　A, B, C 3 案に於ける法線形は，利根川現況および江戸川，分派点を改修断面とした場合に於て，計画流量を流した場合の分派量が約 5,500 m^3/s 流入するよう図—11 に示した如く定めた。

(10)　A, B, C 3 案の比較実験から，分派量，上流におよぼす影響，および分流の安定性については大きな差異は認められなかった。

(11)　流速の平面分布から，利根川分派点に於ける流



図—39

速が，上下流の流速に比較して，遅くなる割合はC案が最も小さかった。

(12) 利根川分派点下流の流況は A,C 案が現況およびB案に比し，平均化されている。

(13) 江戸川の流況はC案が最も現況に近く，分派点で左岸寄となり，A案では流心は現況と逆，B案は流心が二つに分れており，江戸川下流の維持から考えればC案が最も良い。

(14) (10) より (13) までの結論から A,B,C 3案の内C案が水理学的に最も良いと判定できた。

(15) 決定案に於ける実験から，利根川分派点上流々量 14,000，及 10,000 m^3/s に対し，江戸川分派量は 5,050 m^3/s 及 3,600 m^3/s である。

(16) 利根川境水位は鬼怒川，小貝川，田中遊水池，等の影響のため水位が変動することも予想される。この場合には，流入量および水位は Ⅳ でのべた計算方法により推定することができる。

(17) 低水に於ける，江戸川分派量は利根川上流々量に対し 41% と推定出来る。

(18) 利根川分派点上流の最高河床流速は 3.5 m/s，江戸川高水路で 2.75 m/s，利根川分派点下流で 3.25 m/s であった。

又，決定案に於いては [3] の場合よりも流速は断面に平均化され，利根川分派点下流高水敷に於ける流速は，2.0 m/s 以上となっており，土砂の平衡上望ましい結果と云える。

(19) 計画流量時，決定案に於て水位は計画高水位を越えない。

(20) 決定案に於て，江戸川高水路左岸堤防は水衝部となるので，適当なのり面保護が望ましい。

(21) 江戸川関宿水門のカーテンウォール撤去による流況におよぼす影響は無視しうる。

(22) 利根川，122.250 k より 124.500 k に於ける河積の縮小による流況におよぼす影響は，実験した程度であれば，無視しうる。

(23) 実験でえた分流境界を用い，不等流計算によって水位を逆算した結果，特に分派による損失は認められなかった。

(24) 改修前後に於ける土砂流送力を計算により推定した結果，改修前の土砂移動に関し，その機構を説明出来ると共に，改修後の土砂移動に関しある程度の推定ができた。

(25) 改修前に於ける各断面間の土砂流送力は表に示される通りで，この結果から，利根分派点上流の洗掘および 121.000 k より 122.000 k の区間の堆積の傾向があると推定され，計算と現象が一致することがわかった。

(26) 改修後に於いても (25) でのべた堆積，洗掘の傾向は計算上表われており，このため，利根川分派点下流低水路の施工には各断面間に土砂流送力に変動がない様に留意することが望ましい。一方，江戸川流頭部では洗掘が起ることが推定されるので，適当な河床保護が施工されることが望ましい。

(27) 土砂流送力の推定に用いた流砂量方程式は，利根川布川に於ける観測値を用いて係数を決定したので，分派点に於ける計算値は多少の誤差を免れがたい。よって，確実な土砂流送力を推定するために分派点に於て充分な観測が実施されることが望ましい。

コンクリートのせん断強度について

伊　東　茂　富*
大　野　利　幸**
上　野　裕　康***

On The Sharing Strength of Concrete

S. Itō, T. Ōno, H. Ueno.

Synopsis :

This paper deals with an experimental study of the shearing strength of concrete under compressive stress applied axially, the aim of the tests being to study the sliding safety of concrete dams.

The experiment has been carried out in following parts.

(1) A study of shearing strength of concrete.
(2) A study of shearing strength of construction joint of concrete.
(3) A study of shearing strength of beams which were made of concrete and rock.

目　次

1　まえがき……(1)
2　せん断強度に関する既往の研究……(1)
(1)　軸圧縮力を受けない場合のコンクリートのせん断強度(τ_0)……(1)
(2)　内部摩擦係数(f)……(2)
3　コンクリートのせん断強度……(2)
(1)　材　　料……(2)
(2)　コンクリート……(2)
(3)　試験方法および結果の計算……(3)
(4)　実験結果およびその考察……(3)
(5)　打込み方法のせん断強度におよぼす影響……(6)
(6)　軸圧縮力が不均等な場合のせん断強度……(6)
4　打継面のせん断強度……(7)
(1)　新旧コンクリートの打継面のせん断強度……(7)
(2)　石材に打ち継いだ場合の打継面のせん断強度……(9)
5　結　　論……(10)

1　まえがき

コンクリート・ダムの滑動安定の計算をするとき，単なる滑動の問題として取扱わず，せん断強度の安全度の問題としてとりあつかっている。

国際大ダム会議は日本国内委員会　ダム設計基準[1] コンクリート重力ダムには次のように規定している。

「コンクリート重力ダムの滑動安定はせん断摩擦安全率を用いて検討する。せん断摩擦安全率は次式で与えられるものとし，地震力などを含む全荷重に対して4より小であってはならない。

$$n=\frac{fV+\tau l}{H} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに　n：せん断摩擦安全率
f：内部摩擦係数
τ：せん断抵抗強度 (kg/cm²)
V：堤体単位幅当り総鉛直力（揚圧力を含む）(t)
H：堤体単位幅当り総水平力 (t)
l：せん断抵抗を考える長さ (m)

コンクリートの破壊に対する条件としては Mohr 説またはこれの特殊の場合である内部摩擦説が有力な指針とされてきたが，筆者はすでに提案したごとく $\tau_{oct}=F(\sigma_{oct})$ とするのが妥当であると信じている。しかるに，このせん断摩擦安全率の計算式は内部摩擦説に基いているのであるから，理論的には正しくない。しかし，ある断面とくに打継面の滑動を考える場合には Mohr 説または内部摩擦説にしたがって検討しても工学上の目的には十分合するものと思われる。

そこで，滑動安定の計算式およびせん断強度，内部摩擦係数を検討するためにコンクリートおよび打継面のせん断強度について実験的研究をおこなった。

2　せん断強度に関する既往の研究

(1)　軸圧縮力を受けない場合のコンクリートのせん断強度 (τ_0)

コンクリートの圧縮強度を σ_c，引張強度を σ_t とすると，Mohr 氏は

$$\tau_0=\frac{1}{2}\sqrt{\sigma_c\sigma_t}$$

*　材料構造部　コンクリート研究室長
**　〃　コンクリート研究室　研究員
***　〃

Mörsch 氏[2] は

$$\tau_0=\sqrt{\sigma_c\sigma_t}$$

Leon 氏[3] は

$$\tau_0=\left(\sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_t}+1}-1\right)\sigma_t$$

であると提案している。コンクリートの引張強度は圧縮強度の約 1/10 であるから，Mohr 氏の提案によれば $\tau_0 \fallingdotseq 0.15\sigma_c$，Mörsch 氏の提案によれば $\tau_0 \fallingdotseq 0.3\sigma_c$，Leon 氏の提案によれば $\tau_0 \fallingdotseq 0.23\sigma_c$ となる。

従来おこなわれた実験結果を一括して示すと表—1 のごとくで，実験者によって非常に相違した値を示しているが，$\frac{\tau_0}{\sigma_c}$ の極くだいたいの値は 0.15～0.25 である。

表—1 [4),5),6),7),8)]

試験者	試験方法	τ_0/σ_c
Gross Richterfelde 試験所	直接せん断	0.16～0.7
Spofford	〃	0.6 ～1.2
Mörsch	〃	0.22～0.23
Graf	〃	0.23
坂	〃	0.16～0.24
畑野	〃	0.14～0.32
関	〃	0.15～0.21
篠原	〃	0.16～0.39
Smith & Brown	三軸圧縮	0.18～0.22
Ros & Eichinger	〃	0.20
Richart, Brandtzaeg & Brown	〃	0.22～0.28
Balmer & Mc Henry	〃	0.20
備考	三軸圧縮試験結果より τ_0 を算出するには内部摩擦説による。篠原氏の実験はセメントペーストおよびモルタルである。	

(2)　内部摩擦係数 (f)

畑野氏[9] は軸方向力を加えて直接せん断試験をおこなった結果より内部摩擦係数として 1.15 をえており，Henny 氏[10] は円柱供試体を圧縮破壊させたときの滑り面の角度を調査した結果より f は 0.70 であると提案している。米国開拓局でおこなった三軸圧縮強度試験結果を内部摩擦説によって計算すると f は 0.987 となる。

設計の際に用いている内部摩擦係数 f の値は米国開拓局の設計基準[11] では 0.65，わが国のダム設計基準[1] では 0.65～0.80 を採用している。

3　コンクリートのせん断強度

(1)　材　料

1）セメント

試験に用いたセメントは磐城社の中庸熱セメントおよび敦賀社の中庸熱セメントで，その品質は表—2 のとおりである。

2）細骨材

細骨材は多摩川産砂および相模川産砂である。比重，吸水量，および試験に用いた粒度は表—3 のごとくで，使用にあたっては 5～2.5 mm，2.5～1.2 mm，1.2～0.6 mm，0.6 mm 以下の 4 種にふるい分けたものを再混合して用いた。

表—2

試験番号	種類	比重	曲げ強度 (kg/cm²) 3日	7日	28日	圧縮強度 (kg/cm²) 3日	7日	28日	使用した骨材 砂	砂利
Ⅰ	磐城社中庸熱セメント	3.17	23.9	37.0	71.3	82	154	314	多摩川産	酒匂川産
Ⅱ	磐城社中庸熱セメント	3.19	19.4	31.0	58.4	70	138	276	相模川産	酒匂川産
Ⅲ	敦賀社中庸熱セメント	3.19	17.9	33.5	69.8	60	142	401	相模川産	酒匂川産

表—3

産地	比重	吸水量 (%)	ふるいにとどまる試料の重量百分率 5mm	2.5 mm	1.2 mm	0.6 mm	0.3 mm	0.15 mm	粗粒率
多摩川産砂	2.63	2.40	3	10	33	58	80	94	2.78
相模川産砂	2.62	2.56							

3）粗骨材

粗骨材は酒匂川産の砂利で，比重 2.75，吸水量 0.86 % で，粒度は表—4 に示すとおりである。実験の際は細骨材と同様，あらかじめふるい分けたものを再混合した。粗骨材の最大寸法を 20 mm または 25 mm としたのはせん断面における粗骨材のかみ合いの影響を少なくするためである。

(2)　コンクリート

1）配　合

試験に用いたコンクリートは一般にダムに用いられているコンクリートを目標とし，水セメント比を 40～63 %，スランプを 5 cm 程度とした。細骨材率および単位水量は試的方法により定めた。

配合表を示すと表—5 のとおりである。

2）練り混ぜおよび供試体

表—4

区分	ふるいにとどまる試料の重量百分率 25 mm	20 mm	10 mm	5 mm	使用した砂
Ⅰ	2	26	72	98	多摩川産砂
Ⅱ・Ⅲ		2	65	98	相模川産砂

表—5

試験番号	配合の類	最大寸法 粗骨材の mm	スランプ範囲 cm	単位水量 kg	単位セメント量 kg	水・セメント比 %	細骨材率 %	単位細骨材量 kg	単位粗骨材量 kg	使用材料 セメント	細骨材	粗骨材
Ⅰ	A	25	5～7	160	380	42	37	715	1235	磐城社中庸熱セメント	多摩川産砂	酒匂川産砂利
	B	25	5～7	160	310	52	39	775	1235			
	C	25	5～7	160	255	63	40	835	1235			
Ⅱ	A	20	5～6	167	420	40	43	805	1090		相模川産砂	
	B	20	5～6	167	330	51	44	870	1090			
	C	20	5～6	167	280	60	46	925	1090			
Ⅲ	A	20	4～5	176	440	40	42	765	1070	敦賀社中庸熱セメント		
	B	20	4～5	176	352	50	44	830	1070			
	C	20	4～5	176	294	60	45	885	1070			

練り混ぜは試験番号ⅠおよびⅡの場合は2切の可傾式ミキサを用い，Ⅲの場合は手練りとした。供試体の製造方法および養生方法は JIS A 1106 に従って行なった。

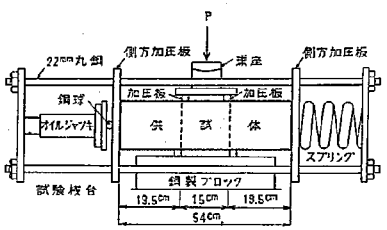
(3) 試験方法および結果の計算

1) 試験方法

試験方法は畑野氏がおこなったと同様にコンクリートはりに軸圧縮力を加え，直接せん断する方法を採用した。

直接せん断試験方法は供試体に加わる応力が複雑で，その解析が困難であること，局部的の破壊を生じやすいこと，曲げモーメントによる破壊を生じやすいこと，骨材のかみ合いによる影響を受けること，など数多くの欠点が考えられるが，試験が簡単でかつ容易であり，ダムの滑動安定のための資料をうるためにはむしろ適当な方法とも考えられるので，この方法を採用したのである。

試験の要領を示すと図—1 のごとくである。



図—1

2) 光弾性試験による内部応力の分布[3]

1) で述べたごとくせん断応力度の分布は複雑でせん断面にそって反対方向のせん断応力が存在するような状態でない。

供試体のせん断面における応力の分布状態を知るために光弾性試験を行なった。もちろん，コンクリートは完全弾性体でないのであるから，この実験によってえられた結果はだいたいの傾向を知るにとどまるのであろうが，もっとも簡単な方法で算出したせん断強度すなわちせん断応力はせん断面に一様に分布するものとして算出した直接せん断強度が安全側の値であるか否かの判定には有効であろう。

試験はコンクリート試験より供試体の寸法および載荷板の位置および寸法をきめた。すなわち，供試体の高さは 48 mm，巾は 6 mm，載荷板の巾は 8 mm である。荷重 216 kg のときの各応力度を示すと図—2 のごとくである。

なお，図—2 には載荷板の隅角の縞次数の判読が困難で一応実線で示すようにしたのであるが，あるいは応力分布は縁においては0になるのではないかとも考えられるので，これを点線で示しておいた。

3) 結果の計算

完全弾性体とすればせん断応力度は図—2 に示すように分布しているのであるが，コンクリートの破壊する際を考えると，せん断面はそうとう塑性になるので，図—2 に示すような応力度でないことは明らかである。また全断面に均等に応力が分布するとも思われない。

したがってせん断応力度が全断面に均等に分布するものとして求めたせん断強度は真のせん断強度よりも小さい値を示すことになるが，一応結果の計算に当っては応力はせん断面に均等に分布するものとして計算した。

なお，軸圧縮力はせん断面付近では十分に均等に分布するものとしてさしつかえないことは明らかである。

計算式を示すと次のごとくになる。

$$\left.\begin{aligned}\tau&=\frac{P}{2A}\\ \sigma&=\frac{P'}{A}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

ここに

τ：せん断強度 (kg/cm²)　σ：軸圧縮力 (kg/cm²)

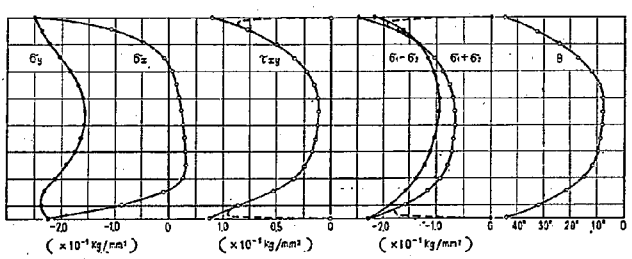
P：破壊荷重 (kg)　P'：軸圧縮荷重 (kg)

A：断面積 (cm²)

(4) 実験結果およびその考察

1) 破壊の状況

破壊の状況の一例を示すと写真—1[3]のごとくで，軸圧縮力を受けていない供試体は1面でせん断された場合もあったが，軸圧縮力を受けている供試体はほとんどすべて2面でせん断され，軸圧縮力が大きいものほどこの傾向が判然としていた。なお，曲げモーメントによりハリの中央部に亀裂が生ずるものと予想していたが，軸方向力を受けていない供試体でもほとんどこのような亀裂は認められなかった。



図—2

2) 実験結果

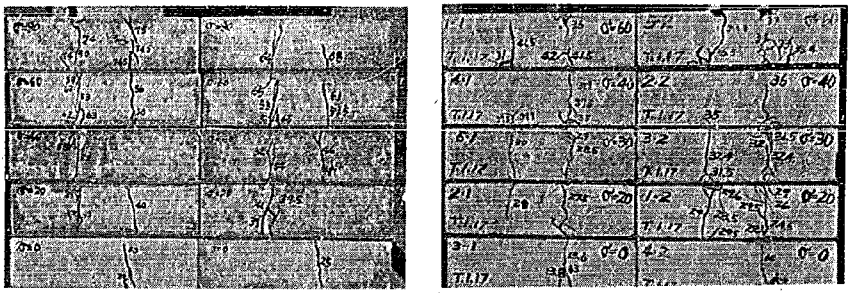
実験結果を示すと表—6 のごとくである，

$\frac{\tau_0}{\sigma_c}$, $\frac{\tau_0}{\sigma_t}$, $\frac{\tau_0}{\sqrt{\sigma_c\sigma_t}}$ および

$\tau_0/(\sqrt{\sigma_c/\sigma_t+1}-1)\sigma_t$

の値を計算して示すと表—7 のごとくである。

τ_0/σ_c は 0.14～0.22 で，関氏



写真—1

表—6

試験番号	配合の種類	材令(日)	圧縮強度 σ_c (kg/cm²)	引張強さ係数 σ_t (kg/cm²)	せん断強度 τ (kg/cm²) 軸圧縮力 σ (kg/cm²) 0	5	10	20	40	60	80
I	A	28	352	30	65.5			109.0	130.0	146.0	165.5
			350	29	62.8			95.5	128.0	140.0	162.0
			352	35	57.8			100.0	124.4	145.0	158.0
			354	34	55.5			92.2	124.4	131.0	168.0
		平均	352	33	60.4			99.2	126.6	140.5	163.0
	B	28	276	24	58.9			90.5	107.0	133.0	143.0
			285	29	58.9			89.4	110.0	128.0	146.0
			282	29	53.3			90.8	109.0	129.0	145.0
			287	29	52.0			94.9	112.5	124.0	146.0
		平均	283	28	55.8			91.4	110.0	129.0	145.0
	C	28	231	21.1	49.1			80.4	97.8	107.2	
			232	21.3	50.7			79.7	84.4	106.6	
			232	20.9	48.6			72.6	89.7	101.0	
			236	21.8	52.4			71.8	102.3	99.8	
		平均	233	21.3	50.2			76.1	93.6	103.4	
II	A	28	385	34.6	57.3	65.3	70.7	84.4			
			404	35.2	61.1	67.6	75.8	89.8			
			405	36.9	66.7	69.3	76.8	91.6			
			412	38.6	67.3	75.1	82.7	94.7			
		平均	402	36.3	63.1	69.3	76.5	90.1			
	B	90	343	22.7	52.2	66.4	82.2	88.9			
			375	27.1	60.7	71.1	82.2	91.8			
			375	30.0	60.7	73.6	83.1	98.2			
			390	30.5	64.9	77.3	84.2	104.4			
		平均	371	27.5	59.6	72.1	82.9	95.8			
	C	28	—	16.5	30.7	37.8	46.2	56.4			
			173	16.8	32.0	39.1	47.1	57.8			
			175	17.9	35.3	41.3	48.0	58.9			
			180	19.0	39.6	43.3	48.0	61.1			
		平均	176	17.6	34.4	40.4	47.3	58.6			
III	A	28	438	34.0	55.7		83.5	103.0	126.9	165.9	184.4
			432	31.8	61.4		93.7	103.0	130.1	157.3	180.0
			419	31.0	65.5		85.7	97.6	128.0	167.0	168.1
		平均	430	32.3	60.8		87.6	101.2	128.3	163.4	177.5
	B	28	345	27.9	50.0		60.6	84.6	105.2	123.6	133.7
			329	27.5	47.0		63.8	80.1	115.6	127.5	135.0

			321	29.4	53.2		70.3	82.2	119.2	122.9	143.7
		平均	332	28.3	50.1		64.9	82.3	113.3	124.6	138.7
	C	28	210	23.5	44.0		57.3	67.7	96.3	108.5	112.8
			225	22.8	34.5		52.5	64.0	85.5	99.1	116.0
			208	21.1	39.5		54.9	67.2	93.7	108.7	115.0
		平均	214	22.4	39.3		54.9	66.3	91.8	105.4	114.6

表—7

試験番号	配合の種類	τ_0/σ_c	τ_0/σ_t	$\frac{\tau_0}{\sqrt{\sigma_c\sigma_t}}$	$\frac{\tau_0}{\left(\sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_t}+1}-1\right)\sigma_t}$
I	A	0.17	1.83	0.56	0.87
	B	0.20	1.99	0.63	0.99
	C	0.22	2.36	0.71	1.10
II	A	0.16	1.74	0.52	0.80
	B	0.16	2.17	0.59	0.86
	C	0.20	1.96	0.62	0.98
III	A	0.14	1.88	0.52	0.75
	B	0.15	1.77	0.52	0.78
	C	0.18	1.75	0.57	0.91
平均		0.18	1.94	0.61	0.87

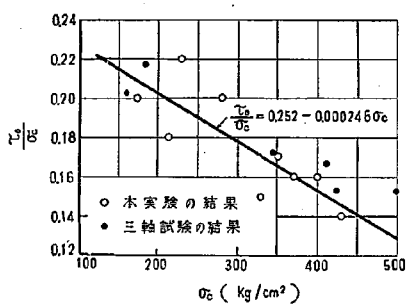
坂氏の実験結果（表—1 参照）とよく一致している。$\tau_0/\sqrt{\sigma_c\sigma_t}$ は 0.52～0.71 で，MÖRSCH 氏の提案よりは MOHR 氏の提案に近い。

$\tau_0/\left(\sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_t}+1}-1\right)\sigma_t$ は 0.75～1.10 で平均値は 0.89 であって，LEON 氏の提案は実験値よりいくぶん大きい値を示している。

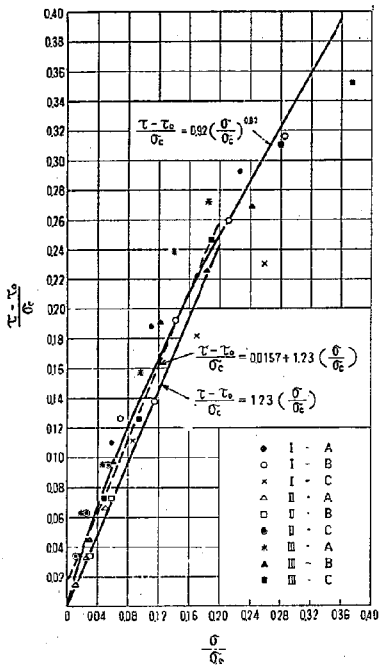
τ_0/σ_c と σ_c との関係を図示すると図—3 のごとくで，両者の間には直線的関係があるものと考えられる。この関係を最小自乗法によって求めるとつぎの式をうる。

$$\frac{\tau_0}{\sigma_c}=0.252-0.000246\,\sigma_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

$\tau-\tau_0/\sigma_c$ と σ/σ_c との関係を図示すると図—4 のごとくで，その関係はコンクリートの強度，配合などが異なっても一つの実験式で示される。



図—3



図—4

$\frac{\tau-\tau_0}{\sigma_c}$ と $\frac{\sigma}{\sigma_c}$ との関係を $\frac{\tau-\tau_0}{\sigma_c}=a\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^n$ として最小自乗法によって実験式を求めると次の式をうる。

$$\frac{\tau-\tau_0}{\sigma_c}=0.915\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^{0.815}\fallingdotseq 0.92\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^{0.82} \quad \cdots\cdots (4)$$

(4) 式を計算するのはやや面倒であり，かつ，実用上ダムコンクリートの許容応力度は $\sigma_c/5$ であるから，σ/σ_c が 0.2 までの範囲では直線式として大過ない。$\sigma/\sigma_c \leq 0.2$ の範囲を直線式として最小自乗法により実験式を求めると次の式をうる。

$$\frac{\tau-\tau_0}{\sigma_c}=0.0157+1.23\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right) \quad \cdots\cdots (5)$$

さらに簡易式として次の式を提案する。

$$\tau=\tau_0+1.23\,\sigma \quad \cdots\cdots (6)$$

(6) 式は十分安全な値を与える式である。

(6) 式で与えられている内部摩擦係数 f の値は 1.23 であるから従来の研究者の提案している値より大きい値を示しいている。この理由は従来の研究は軸圧縮力が比較的大きい値までを範囲としているためである.

(5) 打込み方法のせん断強度に及ぼす影響

既述の実験はすべてハリ供試体についておこなったものであるが，粗骨材の下部にできる水隙および粗骨材のかみ合いがせん断強度にどんな影響を与えるかを明らかにするために柱状供試体を用いて実験した。

粗骨材の下部の水隙の影響をなるべく大きくするためにスランプ 10 cm 程度の比較的軟練りのコンクリートについても実験をおこない，かみ合いの影響を顕著にするために試験の際のせん断面と打込みの際の層とを一致させた。

この実験に用いたセメントは磐城社の普通セメントでその主な性質は表—8 に示すとおりである。

表—8

製造工場名	種類	比重	曲げ強度 (kg/cm²)			圧縮強度 (kg/cm²)		
			3日	7日	28日	3日	7日	28日
磐城社	普通セメント	3.14	21.6	43.6	67.3	84.0	181	355

骨材は 3 (1) 2) および 3) で述べてある相模川産砂および酒匂川産砂利である。

配合は表—9 に示すごときものである。

表—9

配合の種類	粗骨材最大寸法 mm	スランプ cm	単位水量 kg	単位セメント量 kg	ボンセメント比 %	細骨材率 %	単位細骨材量 kg	単位粗骨材量 kg
A	20	4	175	290	60.5	46	885	1025
B		10	185	300	61.5		865	1015

ハリ供試体の製造方法は 3 (2) 2) で述べたとおりである。

柱供試体の寸法は 15 cm×15 cm×45 cm で，型ワクは木製で，15 cm×15 cm×15 cm のものを 3 段に積み重ねたものである。コンクリートは一層の厚さを約 7.5 cm とし，各層ごとに直径 16 mm 長さ 50 cm の突棒で 20 回ずつ突き固めた。この際 2 層目と 4 層目は突き固めたのでも 15 cm および 30 cm になるようにとくに注意しおこなった。突き固め後，コテで各側面をスページングしたのはハリ供試体の場合とまったく同様である。

養生は 3 (2)2) で述べたのとまったく同様である。

試験は材令 28 日でおこない，試験方法は 3 (3) 1) で述べたのとまったく同様である。

試験結果を一括して示すと表—10 のごとくである。

表—10 によると柱供試体のせん断強度とハリ供試体のせん断強度との比は 0.87～1.0 で，スランプの大きい

表—10

配合の種類	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強さ数 (kg/cm²)	供試体の種類	せん断強度 τ (kg/cm²) 軸圧縮力 σ (kg/cm²) 0	10	20
A	253	24	柱供試体	36.5	64.8	79.8
	263	27		45.9	59.2	79.7
	264	24		39.4	66.2	76.8
	252	25				
	258	25		40.6(0.87)	63.4(0.93)	78.8(1.00)
			ハリ供試体	46.3	63.3	76.5
				44.0	73.0	82.4
				49.9	67.3	76.1
				46.7	67.9	78.4
B	269	25	柱供試体	44.3	63.5	76.3
	282	27		51.3	69.0	83.7
	264	26		48.9	65.1	80.1
	263	25				
	270	26		48.2(1.02)	65.9(0.95)	80.0(1.00)
			ハリ供試体	43.3	65.5	83.3
				49.6	73.3	79.3
					69.0	78.4
				46.5	69.3	80.3

備考：( ) 内の数字は $\frac{\text{柱供試体のせん断強度}}{\text{ハリ供試体のせん断強度}}$ である。

B配合コンクリートの場合，この値は小さい値を示すものと予想していたのであるが，結果は予想と相違してB配分ではほとんど 1 であった。

この実験結果から打込み方法による差異はせん断強度にはほとんど影響を与えないものと思われる。

(6) 軸圧縮力が不均等な場合のせん断強度

ダムのある断面の滑動に対する安定性を検討する場合その断面に作用する垂直応力は均等でない。畑野氏はコンクリート・ダムの滑動安定度についての報文で，基礎底面における滑動安定度は局部的にいちじるしい相違があるので，全底面にわたって一様な安定度をうるようにコンクリートの性質または岩盤掘さくを考慮する必要のあることを提案しているが，コンクリートが破壊に近い応力を受ければ十分塑性となることが考えられるので，現行のダム設計基準の規定のように断面全部の平均滑動安定を検討しても実用上さしつかえないように考えられる。もちろん施工にあたっては畑野氏が提案するように全底面にわたって一様な安定度が確保できるように施工するのが適当であることは言うまでもない。

この問題を検討するために軸圧縮力として偏心荷重を加え応力度が三角分布するようにして実験をおこなった。

実験に用いた材料は 3 (3) 1) 2) 3) に述べた磐城社の中庸熱セメント，相模川産砂，酒匂川産砂利である。

配合は表—11 に示すごときものである。

練り混ぜには 4 切の可傾式ミキサを用い，練り混ぜ方

表—11

配合の類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	単位水量 (kg)	単位セメント量 (kg)	ボンセメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)
A	20	6～7	178	297	60	43	800	1110
B				445	40	41	725	1090

表—12

配合の類	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強さ係数 (kg/cm²)	せん断強度 τ (kg/cm²) 平均の軸圧縮力 P'/A (kg/cm²) 0	5	10	20
A	200	——	36.0	41.8	49.8	58.9
	203	27.7	36.4	42.9	50.2	60.4
	205	22.9	36.9	44.4	51.1	60.9
	208	23.0	38.0	45.8	51.8	61.3
	——	——	——	——	——	——
	204	24.5	36.8	43.7	50.7	60.4
B	425	30.4	56.2	70.0	76.7	89.8
	432	31.0	56.7	71.6	80.1	91.1
	440	31.2	58.0	71.8	80.4	94.4
	440	32.9	62.2	79.6	83.1	97.8
	——	——	——	——	——	——
	434	31.4	58.3	7.33	80.1	93.3

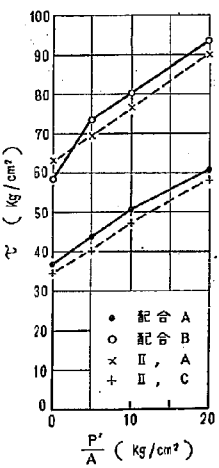
法および養生方法は 3 (2) 2) に述べたのとまったく同様である。

試験方法は 3 (3) 1) に述べた載荷ワクと供試体との間に巾 1 cm 高さ 1 cm の凸部を有する鋼板をおいて偏心荷重を加えた。

その要領は軸圧縮力 P' を供試体の軸に 2.5 cm 偏心させて加えた。したがって縁応力は $2P'/A$ および 0 となる。

実験結果を示すと表—12 のごとくで，軸圧縮力は平均値 P'/A として表示した。

τ と P'/A との関係を図示したものが図—5 である。



図—5

なお，図—5 には均等な軸圧縮力を受ける場合の例として，表—6 の配合，強度とがほとんど同じである ⅡA，ⅡB の結果を比較のために併記した。この図から軸圧縮力が均等に分布していても，三角分布していても，せん断強度はほとんど変らないことがわかる，

したがって，軸圧縮力が不均等な場合でも，均等な場合と同様に計算しても実用上さしつかえない。

4　打継面のせん断強度

ダムの滑動安定を検討するためにはコンクリートのせん断強度とともに構造物の弱点となりやすい新旧コンクリートの打継面および岩盤との打継面のせん断強度を明らかにする必要がある。この問題に関する研究はきわめて少ないので，これらの強度のための資料をうる目的で実験をおこなった。

(1)　新旧コンクリートの打継面のせん断強度

1)　コンクリート

実験に用いた材料は 3 (1) 1) 2) 3) に述べた敬資社の中庸熱セメント，相模川産砂および酒匂川産砂利である。

配合は表—13 に示す 3 種とした。これらの配合を選

表—13

配合の類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	単位水量 (kg)	単位セメント量 (kg)	ボンセメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)
A	20	5～6	178	445	40	43	755	1040
B				356	50	45.5	840	
C				297	60	47	885	

んだ理由は，一般に，ダムに用いられるコンクリートの水セメント比は 40～65 % であるからである。

練り混ぜは手練りとし，敷きモルタルはコンクリート中のモルタルと同じ配合のものを用いた。

2)　供試体

供試体は高さ 2/3 のところに打継目を有する 15 cm × 15 cm × 45 cm の柱供試体である。

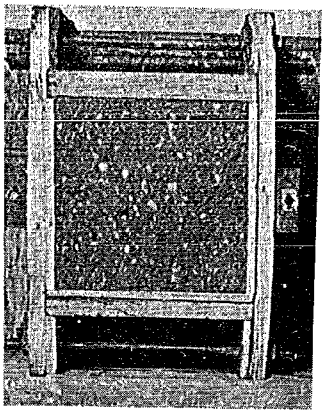
供試体の製造に用いた型ワクは 5 (5) の柱供試体の製造に用いた型ワクである。供試体の製造にあたっては下部 30 cm だけコンクリートを打ち込んで 15cm × 15 cm 30 cm の旧コンクリートを造ったのち，最上部の型ワクを組んで新コンクリートを打ち継いだ。

旧コンクリートの製造方法は 3 (5) に述べたと同様である。コンクリートを詰めたのち，上面を木ごてで軽くならしたので，旧コンクリートの打継面は平らで，砂利は突出していない。打ち込み後，約 24 時間たってからワイヤブラシを用いて旧コンクリートの打継面を入念に削って水でよく洗った。その状態は写真—2 に示すとおりである。

水洗いした打継面にモルタルをワイヤブラシにつけてこすりつけ，上部型ワクを組んでモルタルを約 1.5 cm の厚さに敷き，新コンクリートを打ち継いだ。新コンクリートと打ち込んでから約 24 時間後に型ワクをはずし養生水槽中で新コンクリートが材令 28 日になるまで標準養生をおこなった。

かような打継ぎ方法を選んだ理由はダムの現場で普通におこなわれている方法で施工した場合のせん断強度を求めようとしたからである。

比較のために造った打継目のない供試体は 45 cm を 6 層に分けてコンクリートをつめ，各層を突棒で 20 ずつ



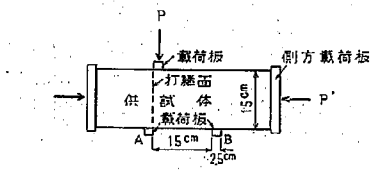
写真—2

突き固めた。

3） 試験方法

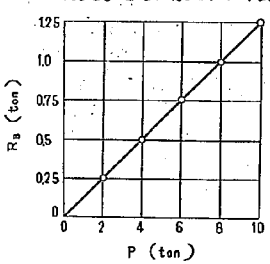
コンクリートのせん断強度を求める実験には二面せん断試験方法を採用したが，打継面のせん断強度に関する実験には一面せん断試験方法を採用した。これは1個の供試体に2つの打継目をつくることは日数を要するからである。

一面せん断試験の要領を示すと図—6のごとくである。



図—6

せん断面におけるせん断力 Q を定めることは困難なことであるが，いま荷重が載荷板に均等に分布するものとすると，反力 R_A と R_B の比は 0.86：0.14 となる。この計算値を確かめるため，支承Bの下にリングゲージを置いて反力 R_B を測定した。荷重 P と反力 R_B との関係は図—7 のごとくで，R_B/P は一定で，その値は 0.125 である。さらに水セメント比 60.5％スランプ 4 cm のコンクリートについて二面せん断試験によるせん断強度と一面せん断試験方法によるせん断強度とを比較した。その結果は表—14のごとくである。表—14によれば一面せん断強度は二面せん強度より約1割大きいことを示している。



図—7

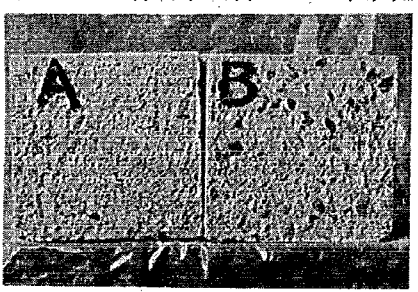
表—14

試験方法	P/A (kg/cm²) 軸圧縮力 (kg/cm²)		
	0	10	20
二面せん断	46.3 44.0 49.9 46.7	63.3 73.0 67.3 67.9	76.5 82.4 76.1 78.4
一面せん断	57.8 49.8 49.0 52.2	72.8 74.6 77.8 75.1	80.7 88.0 79.8 82.6
一面せん断の P/A	1.11	1.11	1.05
二面せん断の P/A			

以上の結果から一面せん断試験強度は二面せん断強度の 1.1～1.2 倍と考えられるか，打継目の強度を論ずる場合，常に打継目を有する供試体のせん断強度と打継目を有しない供試体のせん断強度との比によったので，便宜上せん断強度はすべて P/A として計算した。

4） 実験結果

破壊の状況の一例を示すと写真—3 のごとくで，供試



写真—3

体のせん断面にAと記入してある部分は新コンクリートBと記入してある部分は旧コンクリートである。このように供試体は打継面の新コンクリート部分でせん断されている。

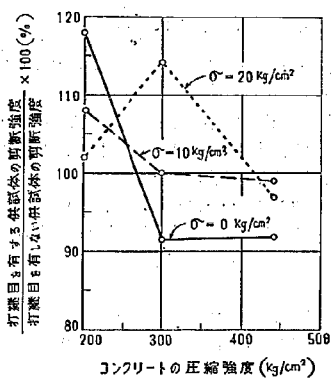
実験結果を一括して示すと表—15 のごとくである。

打継目を有する供試体のせん断強度と打継目を有しない供試体のせん断強度との比と圧縮強度との関係を図示すると図—8 のごとくである。図—8 から分るように打継目を有する供試体のせん断強度と打継目を有しない供試体のせん断強度との比は圧縮強度が小さいものほど大きい値を示す傾向があり，その範囲は 0.91～1.18 で，平均値は 1.02 である。

このことから打継面のせん断強度はその施工を十分入

表—15

配合の種類	供試体の区分	せん断強度(kg/cm²) 軸圧縮力(kg/cm²) 0	10	20	圧縮強度 kg/cm²	引張強さ係数 kg/cm²	モルタル圧縮強度 kg/cm²
A	打継目を有しない供試体	82.6	91.7	106.0			
		73.5	82.7	101.1			
		76.6	88.8	107.1			496
		—	—	—			479
		77.6	87.7	104.7	456	39.9	479
					429	41.2	479
					440	41.5	476
	打継目を有する供試体	68.0	83.6	97.6	—	—	469
		72.7	90.6	102.4	441	40.9	—
		73.0	85.6	103.8			480
		—	—	—			
		71.2	86.6	101.3			
		(91.6)	(98.7)	(96.8)			
B	打継目を有しない供試体	60.3	63.2	79.3			
		59.4	65.8	81.7			353
		—	—	—			324
		59.9	64.7	80.5	311	30.3	379
					311	33.2	392
					281	29.3	—
	打継目を有する供試体	53.3	65.2	96.8	—	—	362
		56.3	63.2	87.1	301	30.9	
		—	—	—			
		54.8	64.2	92.0			
		(91.5)	(100)	(114)			
C	打継目を有しない供試体	38.2	62.4	76.4			
		43.5	58.9	72.0			232
		41.2	55.2	71.9			215
		—	—	—			228
		41.0	58.7	73.4	205	22.4	214
					202	21.2	217
					201	21.7	215
	打継目を有する供試体	46.9	66.2	71.9	—	—	—
		50.0	66.7	78.9	203	21.8	220
		48.7	58.1	73.7	…		
		—	—	—			
		48.5	63.7	74.8			
		(118)	(108)	(102)			



図—6

念におこなえば，新コンクリートのせん断強度と同程度とすることができることがわかる。

(2)　石材に打継いだ場合の打継面のせん断強度

1)　コンクリート

セメントは日本社のマスコン・セメントで，その性質は表—16 に示すごときものである。

表—16

セメントの種類	比重	曲げ強度 (kg/cm²) 3日	7日	28日	圧縮強度 (kg/cm²) 3日	7日	28日
アサノ・マスコンセメント	3.20	29.9	41.2	69.1	112	172	390

表—17

粗骨材最大寸法 (mm)	スプリンの箱 (cm)	単水量 (kg)	単セメント量 (kg)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単細骨材量 (kg)	単粗骨材量 (kg)
20	5～6	179	359	50	45	854	1050

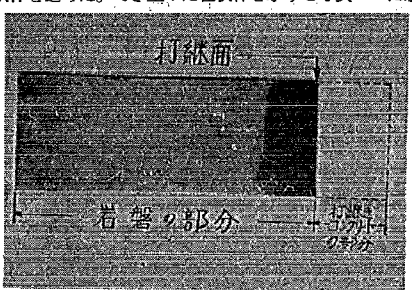
骨材は 3 (1) 2) 3) で述べた相模川産砂および酒匂川産砂利である。

配合は表—17 に示すごときものである。

練り混ぜは手練りとした。

2)　供試体

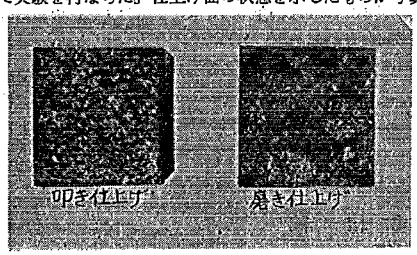
供試体は高さの約 2/3 のところに打継面を有する柱状供試体である。石材は御影稲田石で，14.5 cm×14.5 cm ×6 cm の大きさのもので，石塊から石材のこぎりで切断したものである。これにコンクリートを打ち足して柱状体を造った。でき上った柱状体を示すと写真—4 に示



写真—4

すごときものである。

試験の際，せん断面となる面はビシャンで叩いて仕上げた叩き仕上げ（凸部と凹部との高さの差は約 2 mm である）および研磨板で仕上げた磨き仕上げの 2 種について実験を行なった。仕上げ面の状態を示したものが写真



写真—5

—5 である。

コンクリートの打込みにあたっては岩石の表面にモルタルをワイヤブラシでこすりつけたのち，15 cm × 15 cm × 15 cm の木製型ワクを組んだ。この際，岩石と型ワクとの間からモルタルや水が漏れ出ないように，この間に厚紙または薄いゴム板をはさんだ。型ワクを組んでから約 1.5 cm の厚さの敷きモルタルを敷き，コンクリートを打ち込んだ。コンクリートは 2 層に分けてつめ，各層を突棒で 15 回ずつ突き，上面を木ごてでならした。

コンクリートを打込んでから約 48 時後に型ワクをはずし，材令 28 日になるまで養生水槽中で標準養生をおこなった。

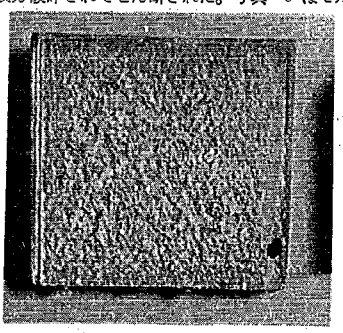
なお，比較のためにコンクリート供試体を造ったが，これは 45 cm を 6 層に分けてつめ，各層を15回ずつ突き固めた。

3）　試験方法

試験方法は 4 (1) 3) の場合と同じである。

4）　実験結果およびその考察

研磨仕上げをした供試体は打継面できわめて平滑にせん断されていたが，叩き仕上げをした供試体では石の凸部が幾分破砕されてせん断された。写真—6 はモルタル



写真—6

部分に付着した石の砕石粉を示すもので，白い部分がそれである。

実験結果を一括して示すと表—18 のとおりである。

岩石に打ち継いだ場合の τ_0 はいちじるしく小さく，コンクリートの τ_0 に比べ，叩き仕上げをした場合 0.51 研磨仕上げをした場合 0.24 となっており，f の値はコンクリートの場合といちじるしく相違していない。

上記実験結果を検討する場合，石材を叩き仕上げする際，その表面の組織をいくぶんいためたものと考えられるので，実際には実験値より大きい値となるであろうと考えられる。しかし，設計の際はコンクリートのせん断強度の 1/2 程度にとるのが安全であろうと思われる。

5　結　論

以上の実験結果を要約すると次のごとくなる。

表—18

区分	せん断強度 (kg/cm²) 軸圧縮力 (kg/cm²) 0	10	20	圧強縮度 kg/cm²	引強張係さ数 kg/cm²	モル縮ルの強タ圧度 kg/cm²
打し継な目いをも有の	57.4 59.0 54.7 57.0	66.0 67.1 65.6 66.2	78.2 83.0 78.0 79.7			
打きた継仕も面上のをげ磨し	14.0 12.8 13.4 (0.24)	31.4 30.0 30.7 (0.46)	39.9 45.6 42.8 (0.54)	328 325 332 328	30.5 30.1 30.6 30.4	380 391 387 386
打仕の継上面げをし叩たきも	28.5 26.9 30.9 28.8 (0.51)	49.5 39.0 39.5 42.7 (0.65)	62.3 71.8 62.3 65.5 (0.82)			

コンクリートのせん断強度について

（1）　軸圧縮力 σ をうけないときのせん断強度 τ_0 と圧縮強度 σ_c との比は 0.14～0.22 で，σ_c が大きいものほど τ_0/σ_c は小さい。

τ_0/σ_c と σ_c との関係を示すと次のごとくである。

$$\frac{\tau_0}{\sigma_c}=0.252-0.000246\,\sigma_c$$

（2）　軸圧縮力 σ を受けているときのせん断強度 τ は次の式で示される。

$$\frac{\tau-\tau_0}{\sigma_c}=0.92\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^{0.82}$$

実用式としては次の式を提案する。

$$\tau=\tau_0+1.23\frac{\sigma}{\sigma_c}$$

（3）　せん断強度は打込み方向によってほとんど差異がない。

（4）　軸圧縮力が不均等な場合のせん断強度は均等な軸圧縮力を受ける場合のせん断強度と同程度である。

打継面のせん断強度について

（5）　コンクリートに打継いだ場合の打継面のせん断強度はその施工を十分入念におこなえば，新コンクリートのせん断強度と同程度である。

（6）　岩石に打継いだ場合の打継面のせん断強度は磨き仕上げした場合，コンクリートのせん断強度の約 0.25 叩き仕上げした場合，コンクリートのせん断強度の約 0.5 である。

最後に，実験に鋭意専心された現長野県技師原恒夫君の労に感謝致します。

参考文献

1.　ダム設計基準；国際大ダム会議日本国内委員会（昭和 32 年）
2.　Mörsch; Der Eisenbetonbau I. Bd 1 Hefte (1923)

3. Leon; Über der Scherfestigkeit des Betons. BuE vol 34.
4. 福田武雄；鉄筋コンクリート理論
5. 坂　静雄；鉄筋コンクリートの設計
6. 関　慎吾；「コンクリート」のせん断強度について，土木技術2巻（昭和22年）
7. Meyerhof; The Bearing Capacity of Concrete and Rock. May of Concrete Research 1953
8. Kinji Shinohara; A Contribution to Mechanics of Hardened mortar. Rep. of Research Inst. for Applied Mechanics.
9. 畑野　正；堰堤コンクリート強度規準並びにせん断強度について（其の1）（其の2）土誌論文集4号6号
10. Henny; Stability of Straight Concrete Gravity Dams. A. S. C. E. Trans 1953.
11. Masonry Dams; A Symposium Proc. A. S. C. E. 1940.
12. Frocht; Photoelasticity. Vol. 1

洪水流に関する研究

伊藤　剛[*]・佐藤　清一[**]・吉川　秀夫[***]
芦田　和男[†]・鈴木　博安[†]・土屋　昭彦[†]

(昭和 33 年 7 月)

Studies on Flood Flow

(July, 1958)

T. Ito,　S. Sato,　H. Kikkawa
K. Ashida,　H. Suzuki,　A. Tsuchiya

Synopsis:

Authors discussed on the several studies of flood flow and pointed out the necessity of a method which is more practical and more acurate than old ones. Then, authors constructed a electronic analogue computer for the fundamental equation of the flood flow. In this paper, authors, explained, first, the result of discussion on the past studies and, secondly, the analogue computer and the some properties of flood flow gained by use of it.

要旨：洪水流の従来の研究に対して，2，3 の検討をおこない，従来よりも実用的であり，しかも精度ある方法が必要であることを明らかにした。そこで著者等は不定流の基本方程式から出発して洪水追跡用アナログ・コンピューターを試作した。本文ではまず洪水流の従来の研究およびこれに対する 2，3 の検討について述べ，次に試作したアナログ・コンピューターおよびそれを用いて明らかにした洪水流の 2，3，の特性について述べる。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 洪水流に関する従来の研究……(2)
（1）概　説……(2)
（2）微小変動理論……(2)
（3）運動方程式の近似理論……(2)
3. 従来の研究に対する検討……(3)
4. 洪水追跡用アナログ・コンピューター……(7)
（1）概　説……(7)
（2）水理系と電気系との対応……(7)
（3）演算回路の構成……(8)
（4）境界条件（函数発生装置）……(10)
（5）演算器……(10)
5. アナログ・コンピューターによる洪水流の特性……(11)
（1）波頂付近の水位—流量の関係……(1)
（2）波頂の伝播速度……(11)
（3）波頂高の減衰……(12)
6. 実際河川への応用……(13)
7. 結　語……(14)

1 緒　言

洪水流に関しては従来多くの研究がなされ，その特性も明らかにされて来た，しかしなお問題点も多く，さらに検討する必要がある。この意味から基本方程式を厳密に解く要請が重要であることがわかる。

また従来の研究を実際河川に応用する場合は幾多の問題がある。すなわち貯水池により調節された洪水流の途中河道における変形，本支川の合流率，遊水，氾濫地点を築堤でかこんだばあいの洪水流量の増加など洪水流の研究は河川計画上重要であるが，在来の方法は抽象的で実用にはいたしがたい。

そこで著者等は一般的な条件をとり入れて，しかもかなりの精度をもって計算しうるアナログ・コンピューターについて研究をおこない，ほぼ満足すべきアナログ・コンピューターを試作した。アナログ・コンピューターの研究は最近米国において発達し，わが国においても石原博士らによって進められ，興味ある研究がなされている。石原博士らの方法は洪水流に関する速水博士の基本式を用いており，著者らの方法は不定流の基本方式程を基礎式としている。

著者らはこのアナログ・コンピューターを用いて洪水流の 2，3 の特性を明らかにし従来の研究と比較検討することによりこのコンピューターは十分の精度をもっていることを明らかにした。しかし，このコンピューターは境界条件を与えれば自動的に解ができるというようなものではく，その途中に多少の計算を必要とする。この点はフィード・バック法によって改良し，さらに迅速で，正確なものにし，河川計画上の要望に答えたいと考えるものである。

* 元土木研究所長　現電力中央研究所
** 工博　河川部長
*** 〃　河川部　河川研究室長
† 河川部　河川研究室研究員

2. 洪水流に関する従来の研究

(1) 概　説

洪水流* はつぎに示す不定流の運動方程式と連続方程式

$$\begin{cases} -I+\dfrac{\partial H}{\partial x}+\dfrac{\tau_1}{g}\dfrac{\partial u}{\partial x}+\dfrac{\eta_2 u}{g}\dfrac{\partial u}{\partial x}+\dfrac{u^2}{c^2R}=0 & (1) \\ \dfrac{\partial A}{\partial t}+\dfrac{\partial Q}{\partial x}=0 & (2) \end{cases}$$

によって表わされる。この基本方程式をなんらの省略もなしに解析的に解くことはほとんど不可能であるので，従来の研究においては，それぞれ種々の仮定，または近似をおこなって上式をとりあつかい，洪水流の性格を明らかにしてきた。

これらの研究は方程式のとりあつかい上の立場からつぎのように分類される。

(A) 微小変動理論……基本方程式を常係数線型化して解をうる方法

(B) 運動方程式の近似理論……基本方程式を線型化せず，そのかわり運動方程式に適当な近似をおこなって解をうる方法。これには極端な場合としてつぎの2つがある。

(a) 運動の変化が急激であって運動方程式中の x および t に関する微分項に対して摩擦項およびコウ配の項を無視できる場合。

(b) 運動の変化が緩慢であって運動方程式中の x および t に関する微分項を摩擦項およびコウ配の項に比して無視できる場合。

以上の分類にしたがって従来の研究を説明し，それぞれについて検討をおこなってみる。

(2) 微小変動理論

基本方程式を解くことが困難であるのはそれが非線型のためであるので，この数学的困難さをさけるために方程式を常係数線型化して解をうる試みが従来かず多くなされてきた。このやり方もいろいろあるが，これらに共通して言いうることは変数を一様流れに対する値とそれよりの変動量とにけ分変動量が一様流れの値に対して十分に小さいと仮定することである。このために小微振幅（変動）の理論とも言われる。これらの理論の中で初めて厳密解を求めたのは Deymié[1] である。彼は2次元流れに対して (1), (2) 式を

$$\begin{cases} I\omega=\dfrac{bu^2}{H}+\dfrac{u}{g}\dfrac{\partial u}{\partial x}+\dfrac{1}{g}\dfrac{\partial u}{\partial t} \\ \dfrac{\partial H}{\partial t}+\dfrac{\partial (uH)}{\partial x}=0 \end{cases}$$

b: 比例常数に $\dfrac{1}{(\text{Chezy's Constant})^2}$　I_ω: 水面コウ配

と書き変え

$$H=h_0+h,\quad u=u_0+u,\quad Q=q_0+q$$

$$h_0 \gg h,\quad u_0 \gg u,\quad q_0 \gg q$$

(添字0は一様流れの量)

として q に関する基本式

$$\frac{\partial^3 q}{\partial t^3}+2u_0\frac{\partial^3 q}{\partial x \partial t}-(gh_0-u_0^2)\frac{\partial^3 q}{\partial x^3}+3Ig\frac{\partial q}{\partial x}+2\frac{Ig}{u_0}\frac{\partial q}{\partial t}=0 \quad \cdots\cdots (3)$$

を導いた。(3) 式は常係数線型方程式であるので適当な方法によって解をうることができる。Deymié は Riemann-Hadamard の積分法，Angelini[2] は演算法，Cagniard[3] は Carson の積分法を使用してそれぞれ別個に厳密解をえている。また P. Massé は (2.3) 式を無次元化してただ一個の無次元量 a を含む式

$$-\frac{\partial^3 q}{\partial x^3}+\frac{\eta_1+\eta_2}{\eta_2}a\frac{\partial^3 q}{\partial x \partial t}+\frac{\partial^3 q}{\partial t^3}+3a\frac{\partial q}{\partial x}+2\frac{\partial q}{\partial t}=0 \quad \cdots\cdots (4)$$

ただし

$$a=u_0/\sqrt{(gh_0-\eta_1 u_0^2)/\eta_2}$$

をえ，a の役割を調べ，また鞍点積分法によって近似解を求め洪水流の漸近的な性質について研究した。

また速水氏[5] は洪水流に対して水平混合の現象を考慮すべきであるとし，新たに水平混合係数 η を導入し，連続方程式として

$$\frac{\partial H}{\partial t}=-\frac{\partial Q}{B\partial x}+\eta\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \qquad (5)$$

を，また運動方程式として加速度項を省略して

$$\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{3}{2}u\frac{\partial H}{\partial x}=\mu\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \qquad (6)$$

ただし

$$\mu=\frac{Hu}{2(I-\partial H/\partial x)}+\eta$$

を導き，上式を微小振幅の理論によって解いている。

(3) 運動方程式の近似理論

(a) (1) 式において x および t に関する微分項に比し摩擦項およびコウ配の項を無視すれば

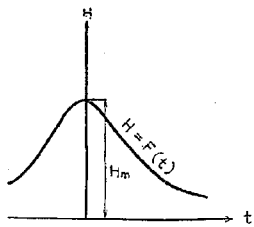
$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+g\frac{\partial H}{\partial x}=0 \qquad (7)$$

となる。(7) 式は Saint-Venant[6] が最初に導いたもので，最近Massau, Henry, Bergeron, Craya, Re など多くの人々によってとりあつかわれ，図式解法によっていろいろの場合の解が得られている。しかしこれら

* 洪水流は波としての性質と流れとしての性質をかね備えており，それぞれの観点から洪水波，または洪水流と呼ばれるが，ここではより流れとしての性質を持っているという意味でとくに洪水流という言葉を用いる。

はいずれもダムが決潰した場合の流れ，山間部に急激な洪水があった場合の段波などであり，洪水流としては特殊の場合に属する。またこの場合には，(7) 式を見てもわかるように流れとしての性質ではなく波としての性質を持ち洪水流とよぶのは適当ではない。

(b)　ふつうの洪水流においては運動の変化が緩慢である。したがって最も極端なばあいの近似としては x および t に関する微分項を省略した運動方程式(等流の運動方程式)と連続方程式がとりあつかわれる。しかし，このようなとりあつかいによっては洪水波頂高は減衰しないことになり，定性的にも事実と一致しない。したがって，Forchheimer[7], Kozeny[8] などは運動方程式において x および t に関する微分項の中 $\frac{\partial H}{x}$ の項のみを残して洪水波頂高の減衰を表わす式を求めている。そのほか局所的加速度項のみ省略したものもあるが，これらはいずれも洪水流の準等流性に着目した研究である。これらの研究の中，最も厳密にとりあつかっているのは林[9] 氏である。彼は洪水波頂附近の曲率が波頂高の減衰に関係するであろうとの考察のもとに無次元積 $\sigma\left(=\sqrt{-F''(0)/g}/I\right)$ を導入し，波頂高の減衰に対する σ の影響を明らかにして洪水流の特性を明らかにした。



図—1

すなわち彼は，一様長方形断面の場合について (1) 式，(2) 式をつぎのごとき無次元方程式

$$\sigma\left(1-\frac{\eta\cdot q^2}{h^3}\right)\frac{\partial h}{\partial\xi}+\sigma\left(\eta_1+\eta_2\right)\frac{q}{h^2}\frac{\partial q}{\partial\xi}$$

$$+\sigma\eta_1\frac{1}{h}\cdot\frac{\partial q}{\partial\tau}=1-\frac{\eta_2}{F^2}\left(1+\frac{2}{b}\right)^{-\frac{4}{3}}\frac{q^2}{h^{10/3}}$$

$$\left(1+\frac{2h}{b}\right)^{\frac{4}{3}}\quad\cdots\cdots(8)$$

$$\frac{\partial h}{\partial\tau}+\frac{\partial q}{\partial\xi}=0\qquad(9)$$

ここに

$h=H/H_m$,

$q=Q/B\sqrt{gH_m^3}$,

$b=B/H_m$

$\tau=t/\sqrt{H_m/-F''(0)}$

$\xi=x/\sqrt{gH_m^2/-F''(0)}$

$F=\sqrt{\eta_2 Q_m^2/gH_m^3\cdot B^2}$

(F=Froude 数)

に書き変えた。

(8) 式は $\sigma=0$ とすると Manning の流速公式となり，σ が 1 に対して十分に大きいとすると長波の方程式となることから，σ は洪水流の波動性を表わす 1 つの尺度であるとした。実際の洪水においては σ の値は小さく，第 1 近似として $\sigma=0$ としてこれを (8) 式に代入し，波頂附近について (8) 式を解き洪水波頂高低減則を理論的に導いている。

これによって洪水の減衰はその波動性に基因することを明らかにした。林氏の理論解を広矩形断面の場合について記すと，

$$H=H_m e^{-\sigma\frac{27}{250}\eta_2\left\{\frac{1}{F^2}-\frac{2}{3}\left(\frac{5}{3}\frac{\eta_1}{\eta_2}-1\right)\sqrt{\frac{\pi}{gH_m^3/-F''(0)}}\right\}}$$

$$=H_m e^{-\alpha x}\qquad(10)$$

である。

さらに洪水波頂の伝播速度として，理論的に

$$\omega=\frac{dQ_m}{BdH_m}\qquad(11)$$

を得，Kleitz が 1877 年に洪水波頂附近で流量波形が距離的にも時間的にも変化しないと仮定して連続方程式のみを用いて導いた Kleitz-Seddon の法則と一致することを示している。

3.　従来の研究に対する検討

著者等は Deymié の微小変動理論にしたがって，2, 3 の計算をおこない林氏の理論と比較して洪水流の諸性質を調べてみる。(3) 式の解は Deymié などによって与えられているが，実際積分を遂行することはほとんど不可能に近い。そこで著者等は次に示すごとく多少取りあつかい方を変えた。まず計算の都合上次のごとく

$q'=q/\sqrt{gh_0^3}$,　$x'=x/h_0$,　$t'=t/\sqrt{h_0/g}$,　$h'=h/h_0$

とおき (3) 式を無次元化して

$$\frac{\partial^2 q'}{\partial t'^2}+2F_0\frac{\partial^2 q'}{\partial x'\partial t'}-(1-F_0^2)\frac{\partial^2 q'}{\partial x'^2}$$

$$+2I_w\frac{1}{F_0}\frac{\partial q'}{\partial t'}+3I_w\frac{\partial q'}{\partial x'}=0$$

を得た。(1)をとって書きなおせば

$$\frac{\partial^2 q}{\partial t^2}+2F_0\frac{\partial^2 q}{\partial x\partial t}-(1-F_0^2)\frac{\partial^2 q}{\partial x^2}$$

$$+2I_w\frac{1}{F_0}\frac{\partial q}{\partial t}+3I_w\frac{\partial q}{\partial x}=0\qquad(12)$$

ここに　$F_0=\frac{u_0}{\sqrt{gh_0}}$

となる。

ここに　$q=Ze^{\theta x-\gamma t}$

とおいて (12) 式に代入し微分に関する一次の項を 0 とするように θ および γ を定めれば

$$\delta=\frac{1}{2}I_w,\quad \gamma=\left(\frac{F_0}{2}+\frac{1}{F_0}\right)I_w \quad \text{となり}$$

(12) 式は

$$\left.\begin{aligned}&\frac{\partial^2 Z}{\partial t^2}+2F_0\frac{\partial^2 Z}{\partial x\partial t}-(1-F_0^2)\frac{\partial^2 Z}{\partial x^2}+c'Z=0\\&c'=I_w^2\left(\frac{1}{4}-\frac{1}{F_0^2}\right)\end{aligned}\right\}\quad(13)$$

となる。

$$\mu_0=F_0+1$$
$$\mu_1=F_0-1$$

とおき

$$\xi=t-\frac{x}{\mu_0}$$

$$\eta=t-\frac{x}{\mu_1}$$

として独立変数 t, x を ξ, η に変換すれば (13) 式は,

$$\left.\begin{aligned}&\frac{\partial^2 Z}{\partial\xi\partial\eta}-cZ=0\\&c=\frac{F_0^2-1}{4}\left(\frac{1}{4}-\frac{1}{F_0^2}\right)I_w^2\\&\quad=\frac{(F_0^2-1)(F_0^2-4)I_w^2}{16F_0^2}\end{aligned}\right\}\quad(14)$$

となる。

(14) 式を

$$\left.\begin{aligned}&x=0 \quad : q=q_0(t)\\&t=0 \quad : q=0\end{aligned}\right\}\quad(15)$$

の境界条件および初期条件にて解く,

(15) 式は

$$\left.\begin{aligned}&\xi=\eta:\ Z=q(\xi)\,e^{\gamma\xi}\\&\mu_0\xi=\mu_1\eta:\ Z=0\end{aligned}\right\}\quad(15)'$$

と書き変えることができる。

(14) 式の RIEMANN 函数は

$$\frac{\partial^2 u}{\partial\xi\partial\eta}-cu=0 \qquad (16)$$

を満足し, $\xi=\xi_0$, $\eta=\eta_0$ のときに $u=1$ となる。

いま $\qquad \lambda=(\xi-\xi_0)(\eta-\eta_0)$

とおけば (16) 式の解は

$$u(\xi,\eta,\xi_0,\eta_0)=J_0[2\sqrt{-c\eta}] \qquad (17)$$

となる。いま

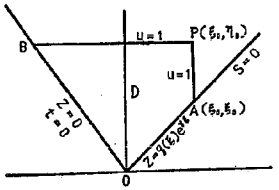
$$p=\frac{1}{2}\left(u-Z\frac{\partial u}{\partial\eta}\right)\frac{\partial Z}{\partial\mu}$$

$$Q=\frac{1}{2}\left(u\frac{\partial Z}{\partial\xi}-Z\frac{\partial u}{\partial\xi}\right)$$

とすれば

$$\oint_C(pd\eta-Qd\xi)=0$$

である。積分路を OAPBO にとれば, (図—2)



図—2

$$\left.\begin{aligned}&Z(\xi_0,\eta_0)=q(\xi_0)e^{\gamma\xi_0}+(\eta_0-\xi_0)\int_0^{\xi_0}q(\xi)\\&\qquad e^{\gamma\xi}\frac{du}{d\lambda}\,d\xi\\&\xi_0=t-\frac{x}{\mu_0}\qquad \eta_0=t-\frac{x}{\mu_1}\end{aligned}\right\}\quad(18)$$

となる。次に

$$\frac{du}{d\lambda}=\frac{dJ_0(2\sqrt{-c\lambda})}{d\lambda}$$

$$=\frac{c}{\sqrt{-c\lambda}}J_1(2\sqrt{-c\lambda})=\frac{\sqrt{c}}{\sqrt{\lambda}}I_1(2\sqrt{c\lambda})$$

であるから, これを (18) 式に代入して, q の式に書き変えれば,

$$q(x,t)=q\left(t-\frac{x}{\mu_0}\right)e^{-\alpha''x}+\frac{2\xi_0\sqrt{c}}{1-F_0^2}$$
$$\int_0^{\xi_0}q(\xi)e^{\gamma\xi+\delta x-\gamma t}\frac{I_1(2\sqrt{c\lambda})}{\sqrt{\left(1-\frac{\xi}{\xi_0}\right)\left(\frac{\eta_0}{\xi_0}-\frac{\xi}{\xi_0}\right)}}\frac{d\xi}{\xi_0}$$

となる。$\xi/\xi_0=K$ とおけば

$$q(x,t)=q\left(t-\frac{x}{\mu_0}\right)e^{-\alpha''x}+\frac{2\xi_0\sqrt{c}}{1-F_0^2}$$
$$\int_0^1 q(k\cdot\xi_0)e^{\gamma k\xi_0+\delta x-\gamma t}\frac{I_1(2\sqrt{c\lambda})}{\sqrt{(1-K)\left(\frac{\eta_0}{\xi_0}-K\right)}}dK$$

ここに $\quad \alpha''=\frac{\gamma}{\mu_0}-\delta=\frac{2-F_0}{2F_0(F_0+1)}I_w \qquad (19)$

を得る。(19) 式の第1項は運動の変化が急激である洪水流の前面の減衰を表わし, 洪水流がその peak をすぎて尾の部分になるほど第2項が支配的となる。

(19) 式の第1項のみをとって洪水の減衰係数とコウ配および粗度係数との関係を調べるに,

$$F_0=\frac{R^{\frac{1}{6}}I_w^{\frac{1}{2}}}{n\sqrt{g}}$$

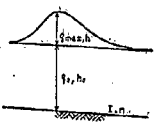
であるから

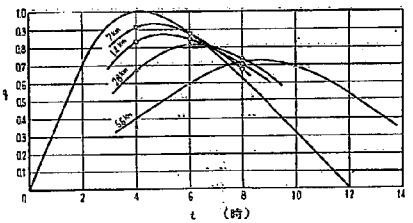
$$\frac{\partial\alpha''}{\partial I_w}=\frac{-3F_0}{2F_0(F_0+1)^2}<0$$

となりコウ配 I_w が増加するにつれて洪水の減衰はおそくなり, その逆に I_w が減少するにつれて減衰は早くな

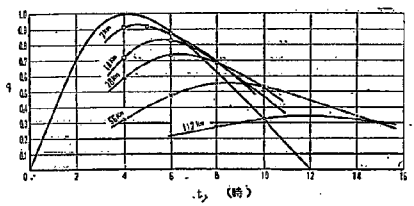
表—1 微小振動理論による計算結果

No	h_0	I	n	F	q_0	q_{max}	Deymie の式 α	Deymie の式 α'	林の式 α	摘要
					$m^3/s.m$	$m^3/s.m$				
1	7(m)	1/5,000	0.03	0.208	12.1	1	-5.50×10^{-7}	-9.20×10^{-7}	-3.94×10^{-7}	
2	7	1/10,000	0.03	0.147	8.53	1	-6.88×10^{-7}	-1.15×10^{-7}	-2.24×10^{-6}	
3	5	1/1,000	0.02	0.661	23.1	2	-9.64×10^{-6}	-1.61×10^{-7}	-2.67×10^{-8}	
4	5	1/1,000	0.04	0.3305	11.55	2	-3.18×10^{-6}	-5.30×10^{-6}	-2.34×10^{-7}	

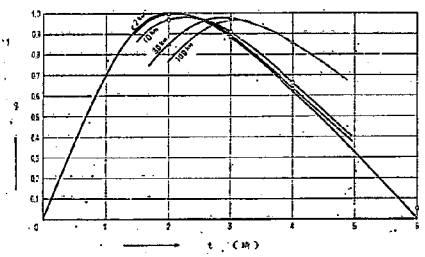




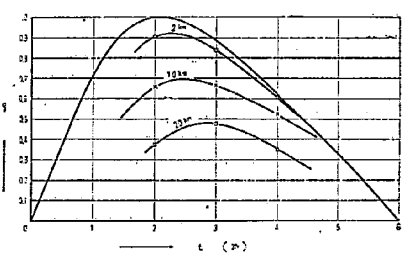
図—3 (1)



図—3 (2)



図—3 (3)



図—3 (4)

る。また

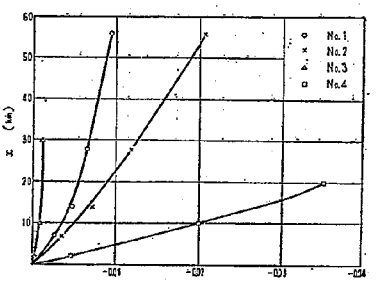
$$\frac{\partial\alpha''}{\partial n}=-\frac{\{F_0-(2+\sqrt{6})\}\{F_0-(2-\sqrt{6})\}}{2F_0(F_0+1)^2n}>0$$

となり n が増加するにつれて減衰は早くなる。これらのことは少なくとも定性的には事実と一致する。

しかし洪水波頂の減衰に対しては (19) 式の第2項もかなりの影響を持っていると考えられるが，どの程度の影響があるかを明らかにするため表—1 に示す条件について計算をおこなった。

計算結果は ξ_0 (洪水の前面が到達してから経過した時間) が増加するにつれて (19) 式の第2項が支配的となり，洪水波頂附近においても第2項がかなりの影響をもってをり (この場合には第2項の方がむしろ大きかった) 第1項のみで波頂高低減を求めるることはできないことがわかった。

計算結果は図—3 のごとくであり，同一の粗度係数および波形に対してコウ配が大きいほど減衰は早く，第7項のみよる結果と定性的に一致し，従来の経験的事実とも一致する。



図—4

q_0+q と x^* との関係は図—4 のごとくなり，指数低減則

$$q_0+q=(q_0+q_{x=0})e^{-\alpha' x} \qquad (20)$$

は厳密には成立せず，α' の値は x とともに減少していることがわかる。すなわち減衰は距離が進むにつれておそくなる。これは洪水波頂附近の曲率が距離が進むにつれて小さくなるためによる。

洪水波頂附近では水深—流量の関係はほぼ等流と考え

* x の値は無次元をもとにもどす，以下同じ

られるから (20) 式を水深の関係

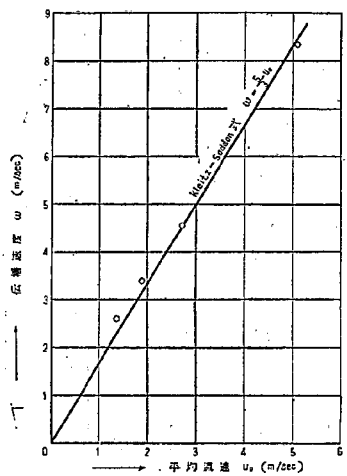
$$h_0+h=(h_0+h)_{x=0}\,e^{\frac{1}{1.67}\alpha' x}$$
$$=(h_0+h)_{x=0}e^{\alpha-x} \qquad (21)$$

に書き変えることができ，$\alpha=\frac{1}{1.67}\alpha'$ となる。

いま $x=0$ 附近で α' を求め (21) 式によりさらに α を求めると表—1 に示すごとくである。

一方，上と同一の場合について林式 (10) により α を求めて上の値と比較すると，必ずしもよく一致しているとは言えないが order はほぼ等しい。(10) 式の $F''(0)$ の値は実際計算するに際して推定がかなり困難であり，時間の取り方によって異なってくることを考えれば，表—1 の結果より，微小変動理論によっても林氏の方法によってもほぼ同様な結果を与えるといえるのではなかろうか。

また微小変動理論式による洪水波頂の伝播速度は図—3.5 に示すごとく KLEITZ-SEDDON の式とかなりよく一致する。



図—3.5

以上により微小変動理論によって洪水量の特性をかなり良く説明することができるし，また定量的にもかなり良い結果を与えると考えられる。

しかしながら洪水流の一般的性質をさらによく説明したものに林氏の研究がある。

前記のごとく，彼は理論的なとりあつかいによって洪水波頂高の減衰は洪水流のもつ波動性に基因することを導き，さらに比較的単純化された条件に対して洪水波頂高低減式を求めた。林氏のこの業績は大きく，洪水流に対する研究はこれによって一応完成されたと見ることができる。

ただし氏の研究は，原点附近の洪水波頂の曲率を基準にしているから，x の小さい範囲に対しては精度良いと考えられるが，x が増加し，すなわち下流にゆくと変形により曲率も変化するので精度は悪くなる。また林氏の研究によっても，微小変動理論によっても洪水波頂の伝播速度は KLEITZ-SEDDON 式に一致するが，KLEITZ-SEDDON 式はもともと peek 流量が距離方向に変化せず，また水位～流量曲線がほぼ等流で与えられるとして導かれたものに相当し，これらの仮定は正しいとは考えられず，実測された値も KLEITZ-SEDDON 式で与えられるものよりはむしろ小さく，KLEITZ-SEDDON 式と平均流速との間にあると言われている。

この点について検討すると次のようである。

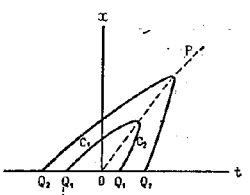
$$dQ=\frac{\partial Q}{\partial x}dx+\frac{\partial Q}{\partial t}\,dt$$

であるから $dQ=0$ の点の特性曲線は

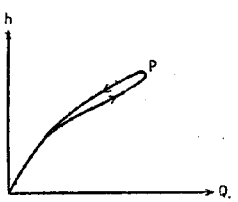
$$\frac{dx}{dt}=\frac{-\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial x}}$$

で与えられる図—6 のごとくなる。これに (2) 式の連続式を代入すると

$$\frac{dx}{dt}=\frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial A}{\partial t}}=\frac{\partial Q}{\partial A}=\frac{1}{B}\cdot\frac{\partial Q}{\partial h}$$



図—6



図—7

洪水波頂の前面は背面よりも $\frac{\partial Q}{\partial h}$ が小さく，x～t 平面において前面の特性曲線 c_1 は背面の c_2 に比べてコウ配小さく，結局は両曲線は一致する。一致点より以後は流量 Q_1 は存在せず p 点は波頂に対する値となり，p 点を連ねて行く線 opp′ は洪水波頂に対する特性曲線となる。p 点にるける opp′ への接線は P 点における波頂の伝播速度である。

Q～h 曲線において波頂の背面が前面よりも等流状態に近いと考えられるから c_2 曲線は $=\omega=\frac{5}{3}u_0$ すなわち KLEITZ-SEDDON 式で与えられ，波頂の伝播速度はそれよりも遅くなる。また水流よりは少なくとも早いと考えられるので ω は $\frac{5}{3}u_0$ と u_0 の間にあると考えられ，$\frac{5}{3}u_0$ に近いか u_0 に近いかは水位—流量曲線のえがく

loop の形に関係する。

以上により従来の研究にはなお問題点が多く洪水流の問題を解くにはさらに検討する要あり，この意味において基本方程式を厳密に解く要請が重要であることがわかる。

また従来の研究を実際河川に応用する場合には幾多の問題がある。

すなわち貯水池により調節された洪水流の途中河道における変形や本支川の合流率，遊水，氾濫地点を築堤でかこんだ場合の洪水流量の増加など洪水流の研究は河川計画上重要であるが在来の方法は抽象的で実用にはいたしがたい。以下述べる著者の方法は一般的な条件をくり入れてしかもかなりの精度をもって容易に計算できる方法であり，河川計画上効用が多いと信ずる。

4. 洪水追跡用アナログコンピューター

(1) 概　説

洪水流の基本方程式を厳密に解きまた実際河川の複雑な条件に対しても容易に計算をおこなう方法としてアナログ・コンピューターによる方法がある。これは水理現象を電気回路に再現させて，電気的に現象を解明しておこなおうとするもので最近とくに米国において発達している。

最近わが国においても石原藤次郎氏等[10]はこの方面について興味ある研究をおこなっている。すなわち彼等は速水博士の式，(5)，(6) 式より出発し，それと類似の電気回路を作り同式を電気的に解いて洪水流の特性を明らかにしている。しかし，(5)，(6) 式を実際河川に適用する場合にはその河川に対して適当な μ および η を選定する必要があり，十分な資料のないところでは困難を感ずる。そこで著者等は (1)，(2) 式より出発し，これをできるだけ正しく電気回路に再現して問題を解こうとするものである。このような方法によって洪水流の特性を明らかにし，この方法は十分な精度をもっていることを明らかにした。

(2) 水理系と電気系の対応

不定流の運動方程式および連続式は (1) 式および (2) 式を再び書き

$$\begin{cases} -I+\dfrac{\partial h}{\partial x}+\dfrac{1}{g}\dfrac{\partial u}{\partial t}+\dfrac{1}{2g}\dfrac{\partial u^2}{\partial x}+\dfrac{u^2}{c^2R}=0 & (1)' \\ \dfrac{\partial Q}{\partial x}+\dfrac{\partial}{\partial t}(B.h)=0 & (2)' \end{cases}$$

で表わされる。

河川の流れの抵抗法則としては Chézy 公式よりも，一般に Manning 公式がよく適合すると考えられるので Manning 式を用い，さらに河幅に比して水深が比較的小さい広矩形断面を考えれば，(1)′ 式は次のごとくなる。

$$-I+\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{1}{g}\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{u}{g}\frac{\partial u}{\partial x}-\frac{n^2}{h^{4/3}}u^2=0 \quad (22)$$

(22) 式を h および Q で表わせば

$$-I+\left(1-\frac{Q^2}{gB^2h^3}\right)\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{1}{gBh}\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{2Q}{gB^2h^2}\cdot\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{n^2}{B^2h^{10/3}}Q^2=0$$

$$\therefore\ (1-F^2)\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{1}{gBh}\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{2Q}{gB^2h^2}\cdot\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{n^2}{B^2h^{10/3}}Q^2-I=0$$

ここに $F=\dfrac{v}{\sqrt{gh}}$=Froude 数 である。

いま $A=1/(1-F^2)=1/\left(1-\dfrac{Q^2}{gB^2h^3}\right)$ (23)

とおけば

$$\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{A}{gBh}\cdot\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{2AQ}{gB^2h^2}\cdot\frac{\partial Q}{\partial x}-A\left(\frac{n^2}{B^2h^{10/3}}Q^2-I\right)=0 \quad (24)$$

したがって (24) 式と (2)′ 式とが不定流の基本方程式となる。

基本方程式をまとめて書けば

$$\begin{cases} \dfrac{\partial h}{\partial x}+\dfrac{A}{gBh}\dfrac{\partial Q}{\partial t}+\dfrac{2AQ}{gB^2h^2}\dfrac{\partial Q}{\partial x}+A\left(\dfrac{n^2}{B^2h^{10/3}}Q^2-I\right)=0 & (25) \\ \dfrac{\partial Q}{\partial x}+B\dfrac{\partial h}{\partial t}=0 & (26) \\ A=1/\left(1-\dfrac{Q^2}{gB^2h^3}\right) & (27) \end{cases}$$

となる。この水理系の現象を電気系で模擬し，電気回路に表われる現象から，水理系の現象を知ろうとする。このためには電気回路の基礎方程式が水理系のものと同一であり，かつ境界条件および初期条件が相似になるようにこなされねばならない。

したがってまず基礎方程式を電気系に変換する。この変換の方法には種々あり，電気回路作成の難易，電気系の測定の難易などにより，適当な変換が考えられるが，ここでは種々の点を考慮の上，つぎのような変換方程式を採用した。

水理量	電気量
h (水位)	$=\alpha e$ (電圧)
Q (流量)	$=\beta i$ (電流)
x (距離)	$=\gamma\xi$ (距離)
t (時間)	$=\delta\tau$ (時間)

(28)

ここに α, β, γ, δ は変換係数である。

(28) 式を用いて (25)，(26)，(27) 式を変換すれば

$$-\frac{1}{\gamma}\cdot\frac{\partial z}{\partial \xi}=\frac{A'\beta}{gB\alpha^2 e\delta}\cdot\frac{\partial i}{\partial \tau}+\frac{2}{g\beta^3\alpha^3 e^3}\cdot\frac{A'\beta^3 i}{\partial \tau}$$

$$\frac{1}{\gamma}\cdot\frac{\partial i}{\partial \xi}+A'\left\{\frac{n^3\beta^3}{B^3\alpha^{13/3}e^{10/3}}i^2-\frac{\Delta l_0}{\gamma\cdot\Delta\xi}\right\} \qquad (25)'$$

$$-\frac{1}{\gamma}\cdot\frac{\partial i}{\partial \xi}=\frac{B\alpha}{\beta\delta}\cdot\frac{\partial z}{\partial \tau} \qquad (26)'$$

$$A'=1/\left(1-\frac{\beta^2}{gB^2\alpha^2}\cdot\frac{i^2}{e^3}\right) \qquad (27)'$$

となる。ここに I は水理系においては

$$I=\frac{\Delta z}{\Delta x}$$

であり，Δx の区間において河床が Δz だけ，上昇，下降することであるから，電気系においては，$\gamma\Delta\xi$ の区間において Δe_0 だけの上昇，下降に変換される。

(25)′，(26)′，(27)′ 式が電気系に変換した場合の基礎方程式であり，これ等の方程式に相当する電気回路に境界条件，初期条件を (28) 式により電気系に変換した条件を与えることにより，電圧 e，電流 i を測定することによりそれぞれ水深 (h)，流量 (Q) を水理系において知ることができる。

いま河川の単位距離について考えることとし，単位距離の内においては平均値を考え，その内での変化を考えないこととし，単位距離を水理系で Δx，，すなわち電気系で $\gamma\cdot\Delta\xi$ にとることとすれば (25)′，(26)′ 式は次のごとくなる。

$$-\Delta e=\frac{A'\beta\Delta x}{gB\alpha^2 e\delta}\cdot\frac{di}{d\tau}+\frac{2}{gB^2\alpha^3 e^3}\cdot\frac{A'\beta^3 i}{\Delta i}\cdot\Delta i$$

$$+A'\left\{\frac{n^3\beta^2\Delta x}{B^3\alpha^{13/3}e^{10/3}}\cdot i^2-\Delta e_0\right\} \qquad (25)''$$

$$-\Delta i=\frac{B\cdot\alpha\Delta x}{\beta\delta}\cdot\frac{de}{d\tau} \qquad (26)''$$

(25)″，(26)″ 式の方程式を電気回路にて作ればよいわけであるが，実用上の点を考慮し，比較的簡単な電気回路によって模擬し，常数項を修正することにより，忠実に原方程式を解くようにした。

すなわち，(25)″，(26)″ 式を次に示すような電気回路方程式によって模擬することとする。

$$-\Delta e=L\frac{di}{d\tau}+Ri^2=L\frac{di}{d\tau}+R'i \qquad (29)$$

$$-\Delta i=c\frac{de}{d\tau} \qquad (30)$$

ここに

$$L=\frac{A'\beta\cdot\Delta x}{gB\alpha^2\delta}\cdot\frac{1}{e} \qquad (31)$$

$$R=A'\left(\frac{n\beta^{22}\Delta x}{\alpha^{13/3}B^2}\cdot\frac{1}{e^{10/3}}+\frac{2\beta^2}{gB^2\alpha^3}\cdot\frac{\Delta i}{e^3 i}-\frac{\Delta e_0}{i^2}\right) \qquad (32)$$

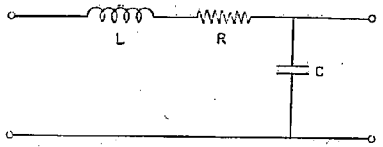
$$c=\frac{B\alpha}{\partial\beta}\cdot\Delta x \qquad (33)$$

$$A'=1/\left(1-\frac{\beta^2}{gB^2\alpha^2}\cdot\frac{i^2}{e^3}\right)\cdot \qquad (34)$$

である。

(29)，(30) 式が電気系の基礎方程式となり，水理系の基礎方程式 (24)，(2)′ 式を解くためには，(29)，(30) 式を解けばよい。

(29)，(30) 式で表わされる現象は電気系においては図—8 に示される四端子回路になる。



図—8

すなわち水理系の Δx に相当する区間の現象は上図の電気回路の現象に相当する。ただし L，R'，C の値はそれぞれ (31)，(32)，(33) 式で表わされる値にする必要がある。

河川を Δx の区間に分割し，それぞれを河川の状態に応ずるように図—8 に示す回路を連結することにより河川の状態を電気系に変換することができ，この電気回路において河川の境界条件に応ずるような電気的境界条件を与えれば，電気的に問題を解くことができる。

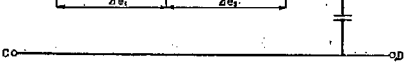
しかしこの場合 (29) 式の L，R' には e，i を含むので，L，R' は簡単には定めることができない。したがって (29) 式を書きなおし

$$\Delta e=L\frac{di}{d\tau}+R\ (e,\ i) \qquad (35)$$

とし，(35) 式の右辺の第 1 項をインダクタンス項，第 2 項を抵抗項，(30) 式の右辺を容量項と呼ぶこととし，各項について次に説明することとする。

(3) 演算回路の構成

(A) 演算回路



図—9

図—9 に示す四端子回路において，Aより電流 i が流れるとき，AB 間の電位差 Δe は

$$-\Delta e=L\frac{di}{d\tau}+R'i$$

にて表わされる。

すなわち①～②間はインダクタンス L のために

$$-\Delta e_1=L\frac{di}{d\tau}$$

また②～③間は抵抗 R' のために

$$-\Delta e_2=R'i$$

なる電位差を生じ，A～①，および ③～B 間には電位差はないから

$$-\Delta e=-\Delta e_1-\Delta e_2=L\frac{di}{dt}+R'i$$

である。

また A より流れ込んだ電流 i は A より③までは変らないが，④点においてキャパシタンス c のために B より流出する電流は変化する。この関係を表わす式は

$$-\Delta i=c\frac{de}{dt}$$

にて表わされるので，抵抗項，インダクタンス項を適当にすればこの演算回路は (25)″，(26)″ 式を表わすことになる。このためには抵抗項 R は

$$R(e,i)=A'\left\{\frac{n^2\beta^2\Delta x}{B^2\omega^{13/3}e^{10/3}i^2}-\Delta e_0+\frac{2\ A'\beta^2 i}{gB^2\omega^3e^2}\Delta i\right\}\quad(36)$$

でなければならない。

(B)　抵抗項

(29) 式において $Ri^2=R'i$ とし，R' が常数であれば線型方程式となり，前記四端子回路の R' をふつうの電気抵抗を用いて解くことができるが，抵抗項が Ri である必要があるので

$$\Delta e_2=Ri^2$$

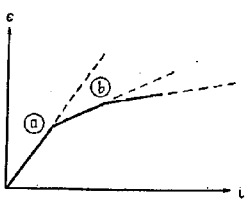
になるような特別の抵抗を考えなければならない。このためには抵抗項は三極管に正グリットバイヤスをかけた時の e_p-i_p 特性を利用する方法が考えられる。しかし，この場合には (36) 式から知られるように，R も常数でなく電圧，電流の函数となるので，精確に解くためには，この方法は適当でない。しかし，感潮河川のような，全体の水深変化が比較的小さい場合には $R\fallingdotseq$const. となるので，この方法が用いられる。

洪水の計算のような場合には，洪水期間中の時間的水位変動は少ないが，全体としての水位変動は普通相当大きいので，精度よく計算するためには，(36) 式で表わされるように，R を電圧 (e)，電流 (i) によりフィードバックして $R(e,i)$ を作り出すようなもの考をえる必要がある。しかし，ここでは比較的操作が簡単で実用的な次の方法によって抵抗項をつくることにした。

(36) 式の右辺第2項は普通の洪水の場合には第1項に比して非常に小さいので，まず第1項のみについて考えることとする。したがって R は e によって変化するので，

$$\Delta e_2=Ri^2$$

なる Δe_2 を発生する抵抗 $R(e,i)$ を適当に仮定して，

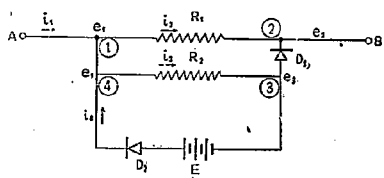


図—10

その $R(e,i)$ を用いて回路を構成し，境界条件に応ずる電流，電圧を境界において与え，各単位区間における電圧 (e)，電流 (i) を回路中において測定し，これらの e，i を用いて (36) 式により $R(e,i)$ を計算により求め，始めの仮定して与えた $R(e,i)$ を比較し，もし両者が異なっているときは，仮定の $R(e,i)$ を変えて上述の手続を返し，逐次近似の方法により次第に精確な R を求め，正しい e，i を求める。この方法は計算等に若干の労力を必要とするけれども，折線近似法等の方法により，任意の電流 (i)—電圧 (e) 曲線を作ることができれば比較的簡単に精度よく決定することができる。

次にこの電流—電圧 (i—e) 曲線を求める方法について述べる。

図—10 に示すように i と e との関係を直線の折線により，任意の非線型の曲線に近似させる。このためには図—11 のごとき基本回路を考える。AB 間の電圧差と Aに流込む電流 i との関係は次のようになる。



図—11

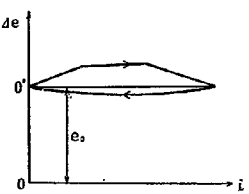
電池Eによる局部電流 i_4 および i_1 の分派電流によって，$i_3R_2=e_1-e_3$ が生ずる。この場合E④①②③E と云う回路には，D_1 のために流れない。また R_1 を流れる電流 i_2 のために①～②間には e_1-e_2 の電位差を生ずる。

いま $(e_1-e_3)\geqq(e_1-e_2)$ のときには，i_1 は R_2 を流れないで R_1 のみを流れ，$i_1=i_2$ となりA～B間の綜合抵抗 $R=R_1$ となる。したがって，この場合電流と電圧との関係は図—3.10 の 0～ⓐの直線となる。

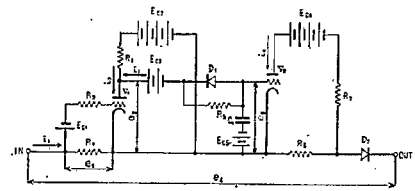
また $(e_1-e_3)<(e_1-e_2)$ の時には，i_1 は R_1 および R_2 を流れ，$i_1=i_2+(i_2-i_4)$ となる。この場合のA～B間の綜合抵抗 R は

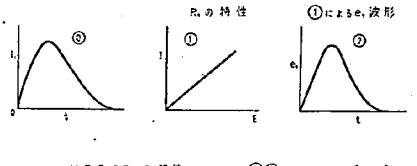
$$R=\frac{R_1R_2}{R_1+R_2}$$

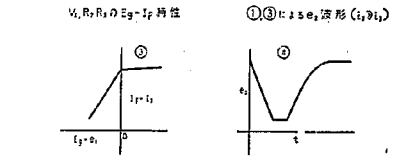
となり，$R<R_1$ となり，図—10に示すごとく i と e との関係はⓐ～b 直線となる。同様にして R_3，R_4……と付け加えることにより次数の高い e～i 曲線を求めることができる。



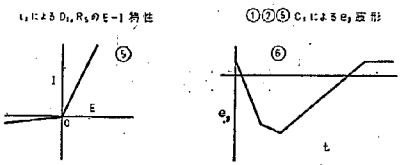
図—12

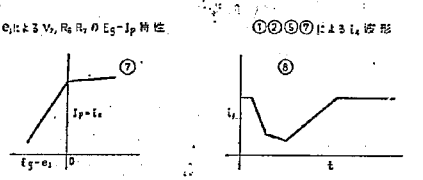


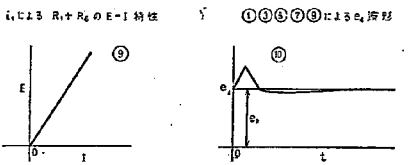




図—13（1）







図—13（2）

次に実際の洪水流において，$R\ (e, i)$ がいかなる性質の曲線によって表わされるか説明する。

先ず de と i との関係について述べると，等流状態では de は河床の上り高に等しく一定量 e_0 である。増水期においては，水面コウ配は河床コウ配よりも急であり $de > e_0$ となる。peak 附近においてはほぼ $de \fallingdotseq e_0$ となり減水期においては $de \fallingdotseq e_0$ または de は多少 e_0 よりも小さく漸時 e_0 に近づく。したがって $de \sim i$ の関係は図—12 のごとくなる。図—12 は電流が増加するにつれて電圧が減少するごとき関係を含んでおる。このことは負の抵抗を附加することに相当し，図—8 に示す折線近似法によっても作ることができない。

この点に関してくふうをおこない図—13 に示すような回路を試作した。この方法について説明すると，まず電流波形を取り出して電圧波形になおし，負のグリットバイアスをかけた真空管の E_g—I_p 特性を利用することによって，この電圧波形とは逆向きのしかも頂部の切れた電圧波形をつくる。図—13 の e_2 がこれである。この場合 $R\ (e, i)$ を i のみの函数として作ろうとしているのであるから，$e \sim t$ 波形と $i \sim t$ 波形の時間のずれだけ，c_1 によって波形をずらす。

すなわち e_2 波形は c_1 によって peak の時間がおくれ，ゆるやかに充電するため，尾を引いた波形 e_3 となる。

e_3 波形は図に示すような V_3 の E_g—I_p 特性によって図に示す i_4 波形となり，$e_4 = e_1 + (i_1 + i_4)\ R_6$ であるので，②と⑧とにより，⑩に示すごとき $e \sim t$ 波形をうる。この波形は $de \sim i$ の関係で示すと図—10 となり，ここに所要の $R\ (e, i)$ を作ることができた。実際には上に示した方法と折線近似法とを並用することにより，より容易に任意の $R\ (e,\ i)$ を作り得る。

（C）　インダクタンス項

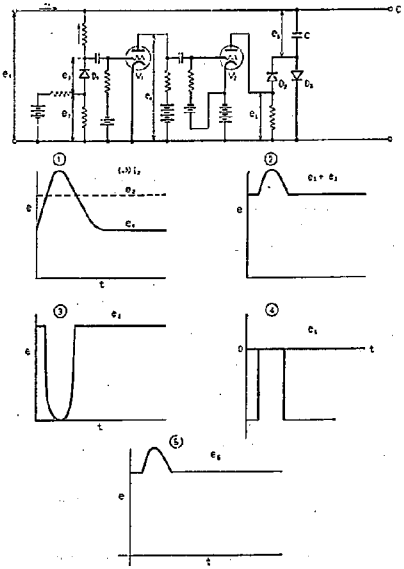
インダクタンス項の L は (3.31) 式からわかるごとく抵抗項と同様に e を含む，しかし普通の洪水においては L の項は比較的小さいので L の多少の誤差は許される。さらに洪水の peak 附近では di/dt は小さく波高の減衰，流量の低減にはほとんど影響はない。したがって (31) 式の e をconst. として

$$L = \frac{A'.\beta.\Delta x}{gB\alpha\delta} \cdot \frac{1}{h_0}$$

とし h_0 を適当にとればよい。今 $h_0 = \frac{1}{\sqrt{2}}\ h_{\max}$ のように取れば波としての平均値を取ったことになり，波全体のインダクタンスによる抵抗を表わすことにもなる。また $-\frac{di}{dt}$ の変化のいちじるしい点の L に相当することにもなる。また波頂附近にはいずれに対してもほとんど影響しない。したがつて $h_0 = \frac{1}{\sqrt{2}} h_{\max}$ とすることは波頂の減衰に対して影響すると思われる波頂附近の形状に対する L の影響を略正しく与えるものと考えられる。

洪水の初期および後期に対しては L が正しい値より小さ過ぎてインダクタンスによるリアクタンスが小さすぎる。このためには R による抵抗をこの部分で増加させ補うことができるが，洪水の初期および後期では多少の誤差を含むことはまぬがれない。

（D）　容量項

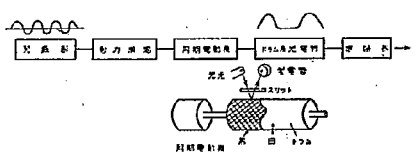


図—14

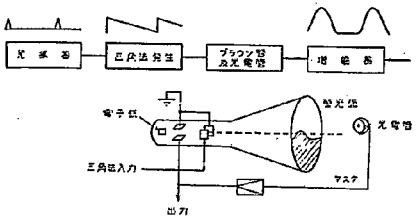
容量項は（33）式で与えられ，河巾一定である限りconst. となり容易にしかも正確に作ることができる。しかし河巾がが水深方向に変化する場合，ある一定の水位以上になると遊水する場合などでは電圧によってCを変化させなければならない。最も簡単な場合として一定電圧以上において c を附加する方法について説明すると次のごとくである。図—14 において D_1 のために e_1 波形についてある一定の電圧以下が切られて②に示すごとき（e_3+e_2）波形を得る。これを V_1 により増幅して e_4 波形を生じ，さらに V_2 によりある一定時間は電位 0 であり，その他の時間はかなり低い電位を持った e_5 波形を作る。さらに D_2，D_3 の特性により，e_5 が 0 になっている間は c が有効に働くが，負の値を持っている時は充電も放電もおこらず無効となる。このことは e_6 波形によっても知ることができる。

このようにして任意の水位で，遊水をおこす断面形を作ることができる。

（4） 境界条件（函数発生器）



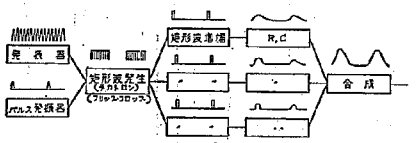
図—15



図—16

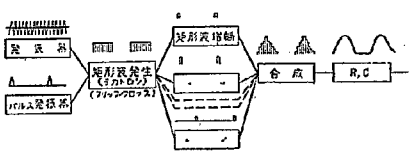
境界条件として普通考えられるのは h~Q 曲線，h~t 曲線，Q~t 曲線等である。h~Q 曲線は図—11 に示した折線近似法によって作りうる。ここでは任意の h~t 曲線，Q~t 曲線を作る方法について2，3，3 述べる。図—15 は光電管による方法である。これは光源よりの光りをスリットを通してドラム面にあて，これを反射させて光電管にて測定する。この際ドラム面に塗った黒色の部分の大きさによって光電管に感ずる光量は定まり，これに応じて電流が発生する。ドラムは回転しているからドラム面に塗る黒色部分の大きさを適当に加減することによって任意の函数を作ることができる。

図—16 はブラウン管による方法である。これは電子銃を上下方向および左右方向に偏向させる電極がある。左右方向には鋸歯状波により一定の周期で振らせる。また上下方向に偏向させる電極は光電管に発生する電流によって制御するようにしてある。かくして電子銃の中心はたえずマスクと螢光面の境界線を追跡して行き，この時の上下方向の電極の電位に応じた電圧を取りだすようになっており，これによって任意の函数を発生させることができる。



図—17

図—17 はパルス発振器により開閉器（フリップ・フロップ回路）を作動し，デカトロンにより矩形波を作り，それぞれを増幅して合成する。この方法は任意函数を作る場合の操作は簡単であるが，函数を正確に作るた

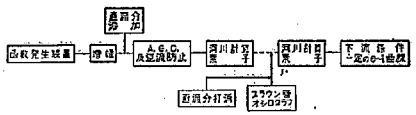


図—18

めに比較的多くの素子に分割しなければならない。これをさけるためには図—3.18 に示すごとく，それぞれに分割した素子に C を附加して適当な波形になおし，これを合成すればよい。この方法によっては任意の波形を容易に作ることはむずかしいが素子の数が少なくてすむので実用的価値があり本研究においてはこの方法によった。

（5） 演算器

試作した演算器をブロック・ダイヤグラムで示すと図—19 のごとくである。函数発生器によって任意の函



図—14

数を作りこれを増幅して河川素子にかける。河川素子を調整することによって入力波が影響されないように Automatic gain control および逆流防止器を用いる。また河床コウ配による水位の上り分だけ直流分を添加して電位を上げておく。下流端条件は一定の水位—流量曲線で与えるとすると，これに対して折線近似法によって一定の電圧—電流曲線を作る。測定は直流分を打消して交流分のみをブラウン管オシログラフに取りだしておこなった。

実際に作った河川計算素子の配線図を示すと図—20のごとくである。

5. アナログ・コンピューターによる洪水流の特性

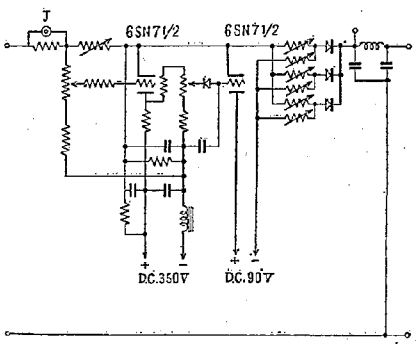
アナログ・コンピューターを用いて洪水流の特性の研究をおこなったが，その結果について次に述べる。

まず計算は表—2 に示すごとく 10 種類についておこなった。また電気回路作成，測定等を容易に行うための考慮から変換係数を定め

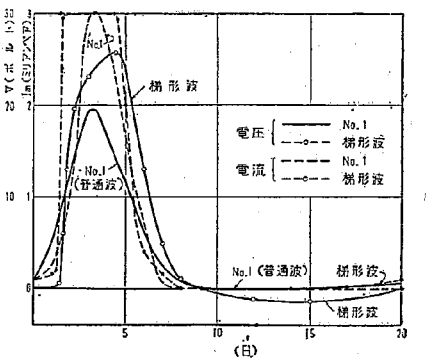
$\alpha=0.5$,　$\beta=4\times10^{6}$,　$\delta=1.72\times10^{7}$ とした。

境界条件として下流端は等流の水位—流量曲線，上流端は図—21（代表例のみ）に示すごとき水位—時間曲線および流量—時間曲線を与えた。No. 8, No. 9 のみは波頂高減衰に対する波形の影響を知るために特に台形波とした。

河川計算素子は 8 面（最上流端は下流より 8×61 km



図—20



図—21

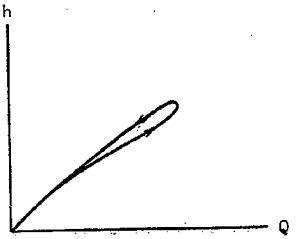
表—2 計　算　範　囲

No	I	B	n	Δx	Q_{max}	T	α	α'	備　考
1	1/10,000	500 m	0.02	61 km	12,000 m³/sec	20 日	$4,46\times10^{-7}$	$9,14\times10^{-7}$	
2	1/10,000	500	0.04	61	12,000	20	$1,11\times10^{-6}$	$1,58\times10^{-6}$	
3	1/ 5,000	500	0.03	30.5	12,000	20	$3,49\times10^{-7}$	$8,22\times10^{-7}$	
4	1/10,000	500	0.03	61	12,000	20	$4,46\times10^{-7}$	$9,14\times10^{-7}$	
5	1/10,000	500	0.03	61	12,000	20	$4,46\times10^{-7}$	$9,13\times15^{-7}$	
6	1/10,000	500	0.03	61	12,000	20	$3,25\times10^{-7}$	0	C_1 附加
7	1/10,000	500	0.03	61	12,000	20	$6,03\times10^{-7}$	$6,21\times10^{-7}$	C_2 附加
3	1/10,000	500	0.03	61	12,000	20	$3,73\times10^{-7}$	$2,11\times15^{-7}$	梯形波
9	1/10,000	500	0.03	61	12,000	20	$1,67\times10^{-7}$	$3,85\times10^{-7}$	梯形波
10	1/20,000	500	0.03	61	12,000	20	$6,57\times10^{-7}$	$1,22\times15^{-6}$	

=488 km No. 3のみは8×30.5=244 km）とし各区間ごとに水位—時間曲線，流量—時間曲線，水位—流量曲線などを実測した。この結果次の諸事実が明らかとなった。

（1） 波頂附近の水位—流量の関係

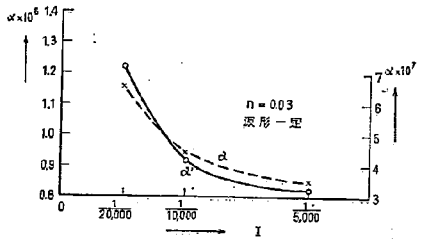
各点における水位—流量曲線は図—22 に示すごとくなり，増水期においては減水期よりも同一の h に対して Q が大であり loopをえがく これは河川における従来の実測結果と良く一致する。各点における波頂（p）の水位—流量曲線を作ると $Q \propto h^{1.67}$ となり等流の水位—流量曲線と一致する。洪水流は波頂附近においてほぼ等流であると考えられていた従来の経験的事実と一致する。



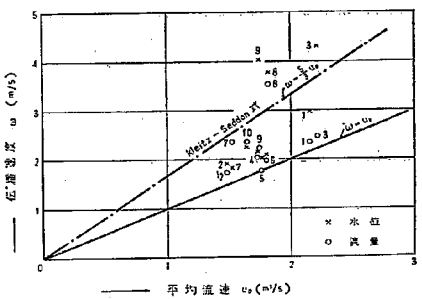
図—22

（2） 波頂の伝播速度

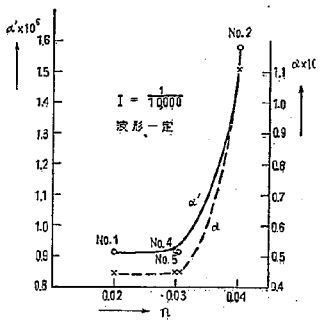
実測結果から洪水波頂の伝播速度は図—21 のごとくなり Kleitz-Seddon 式と平均流速との ほぼ中央に 位する。このことは第3章において述べたごとく妥当であり従来の理論よりはよく事実を忠実に表わしていると考えられる。なお図—23 において水位の伝播速度が 2,3 Kleitz-Seddon 式よりも大きい値を示しているが，これは流量を主としてアナログ・コンピューターの調整を行ったために，水位の測定の精度に比してよくないために



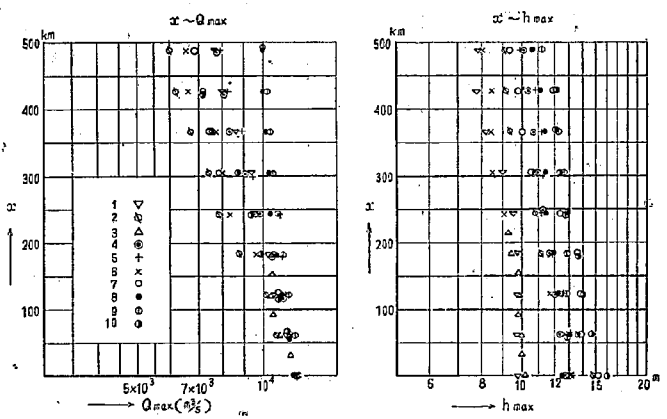
図—25



図—23



図—26

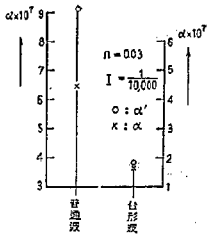


図—24

よるものと考えられる。したがってこの点はさらに精度を上げなければならぬと考えられる。また流量の伝播速度方法についてもNo. 8 は Kleitz-Seddon 式より大きい値を示しているがこれは No. 8 が梯形波であるため，伝播時間の取り方が不明確であるためによるものと考えられる。

（3） 波頂高の減衰

実測値から波頂高の減衰のようすを調べると 図—24 のごとくなりほぼ指数低減則が成立しているこ



図—27

とがわかる。いま $Q=Q_0e^{-\alpha' x}$, $h=h_0e^{-\alpha x}$ として減衰係数 α' および α を求めると表—2 のごとくなる。減衰係数は河床コウ配，粗度係数，洪水波形の函数と考えられるので次にこれについて考察する。

洪水の減衰に対するコウ配の影響

粗度係数一定，波形ほぼ一定に対して α, α' とコウ配 I との関係は図—25 に示すごとくなり，コウ配が緩くなるにつれて減衰は早くなる。図—25 からただちに函数形を求めることはできないが，同図に示された傾向は従来の経験的事実と少なくとも定性的に一致する。

洪水の減衰に対する粗度係数の影響

河床コウ配一定，波形ほぼ一定に対して α, α' と粗度係数 n との関係は図—26 に示すごとくなり，河床コウ配の場合と同様，これから函数形を求めることはできないが，粗度が増加するにつれて減衰係数が大きくなる傾向は従来の経験的事実と一致する。

洪水の減衰に対する波形の影響

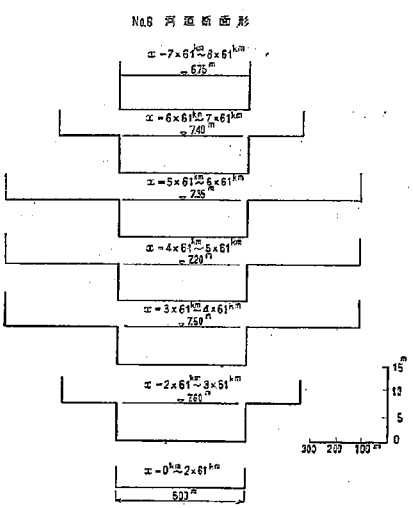
波形の影響を調べるために台形波の実験をおこなった n, 同一，コウ配同一，の普通波と比較すると図—2 のごとく台形波の減衰はかなりおそい，洪水波の減衰に対する波形特に波頂附近の波形の影響はかなり大きいと考えられる。

洪水の減衰に対する遊水の影響

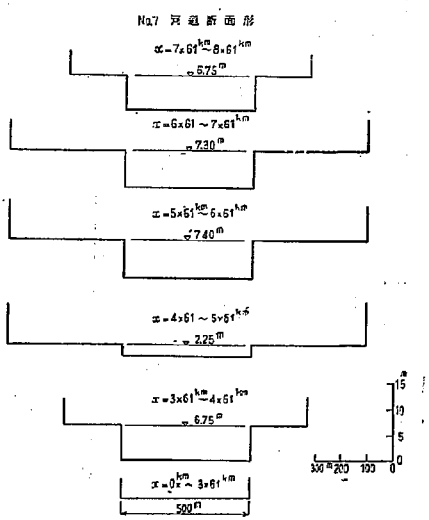
洪水の減衰に対する遊水の影響を調べるために No6, No 7 の計算は途中に容量を附加した。すなわち No. 6 においては $x=122$ km～427 km, No. 7 においては $x=183$ km～488 km に容量項を附加し，その断面形を図—28（1），図—28（2）のごとくした。容量項のみを附加したのであるからこの場合の高水敷には遊水するのみで，水は流れないという条件になっている。図—24 を見ればわかるごとく，No 6 では $x=122$ km～183 km および $x=183$ km～244 km の間において波頂項は急激に減少し，No 7 では 183 km～244 km および 244 km～305 km の間，にとくに後者において急激な減少をしているが，これはこれらの点で急に遊水するために基因するものである。とくに No. 7 の 244 km～305 km 間においては非常に低い水位から遊水することになっており，この点で減少が急激なのはこれによるものと考えられる。

以上のごとく洪水波頂高の減衰に対する遊水池の影響はかなり大きいと考えられるので遊水池の締切り，破堤個所の改修にもとづく洪水波頂の増大に対しては計画を行うに際して充分な考慮をいたさねばならぬ。

以上のごとく，本方式によるアナログ・コンピューターによって洪水流の諸性質をかなりよく説明し得る。またかなりの精度をもっていると考えられる。この方式はまた次に示すごとく実際河川の複雑な場合に対して容易に適用することができる。



図—28（1）



図—28（2）

6. 実際河川への応用

アナログ・コンピューターの実際河川の応用について述べる前に，一定の L, R, C に対していかなる種類の解が求められるかについて述べる。

(34) 式の $A'\fallingdotseq 1$ とし，(32) 式の第2項は第1項に比してかなり小さいのでこれを省略する。今

$$L_0=\frac{\beta\Delta x}{gB\alpha^3\cdot\delta},\quad R_0=\frac{n^2\cdot\beta^2\cdot\Delta x}{\alpha^{13/3}B^2},\quad C=\frac{B\cdot\alpha\cdot\Delta x}{\delta\cdot\beta}$$

とおけば (29), (30) 式の解は，L_0, R_0, C および Δe_0 が一定である限り同一である。上の条件を書きなおせば

$$\alpha=\left(\frac{L_0}{R_0C}\,n^2\cdot\Delta x\cdot g\right)^{\frac{3}{4}} \tag{37}$$

$$\delta=\frac{\Delta x}{\sqrt{L_0\cdot C\cdot g\alpha}} \tag{38}$$

$$\frac{\beta}{B}=\frac{\sqrt{L_0\cdot g\cdot\alpha^3}^{1/2}}{\sqrt{C}} \tag{39}$$

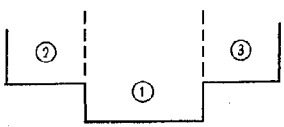
$$I=\frac{\alpha\cdot\Delta e_0}{\Delta x} \tag{40}$$

となり，変数は n, α, δ, β, B, I, Δx の7個であるに対して条件式は4個であるので以上の変数の中3個は任意に選定することができる。本研究における計算範囲を表—2 のごとく示しているが，これは上の関係式によって拡張することができる。

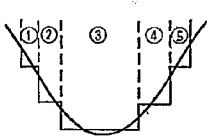
本研究においては主として一様巾の矩形水路の場合についての計算をおこない，さらに遊水した場合について 2, 3 の計算を行ったが，この方式はさらに一般的な場合に適用し得る。容易に適用し得る諸問題とそれについての 2, 3 の注意事項を列挙すれば次のごとくである。

(1) 河川断面に高水敷を有する場合

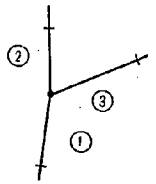
高水敷を有する場合には図—29 に示すごとくその断面を①，②，③の区間にわけそれぞれに対する素子を作って並列に連続すればよい。この際各区間ごとにそれぞれの L, R, C 等を定められるので高水敷と低水敷の粗度を変えることも容易である。断面内で (たとえば③から①へ) 流れる電流を測定することにより護岸などに対する水あたりなどかなり局所的な問題まで論ずることができると考えられる。



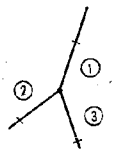
図—29



図—30



図—31



図—32

(2) 任意断面を有する場合

河川が任意断面を有する場合には必要に応じて図—30 に示すごとく①，②，③…等の区間に分割し (1) において述べたと同様におこなえばよい。

(3) 河川が合流する場合

洪水流が合流していかなる波形を生ずるかは実際問題としてかなり重要であり，いまだ解決していない部分が相当あると考えられるが，アナログ・コンピューターにおいては図—31 に示すごとく各素子を接続すればよく容易に解くことができる。

(4) 河川が分流する場合

洪水流が分流する場合とほぼ同様に論ずることができない。すなわち図—32 に示すごとく各素子を接続すればよい。

(5) 水門，セキなどを有する場合

水門，セキなどを有する場合にはその点でそれに応じた水位—流量曲線が定まってくる。その水位—流量曲線が完全越流ゼキのごとく下流側の条件を受けぬ場合と，潜りゼキのごとくそうでない場合とがあるが，いずれにしてもその点の水位—流量曲線の特性を知れば，電気的には折線近似法によって任意函数の e～i を作ることができるので，この場合の解を容易に求めることができる。

(6) 貯水池による洪水調節

適切な洪水調節は非常に重要な問題であるが必ずしも容易な問題ではない。とくに数多くの貯水池を有するような場合には多くの組合せがあってその実態を把握することは非常に困難である。このような場合にはアナログ・コンピューターを用いることによって比較的容易に問題を解決することができる。

7. 結　語

洪水流の従来の研究に対して 2, 3 の検討を行い，さらに著者などが試作した洪水追跡用演算器およびそれを用いておこなった計算結果について述べたが，明らかにした諸点を列挙すると次のようである。

(1) 従来の研究によって洪水流の特性ははかなり明らかにされているが，実際河川の諸問題を解決するにはなお幾多の問題がある。

(2) このような諸問題を解決するために，不定流の

運動方程式と連続式を電気回路で模擬して，演算器を試作することができた。

（3） 試作演算器を用いて，洪水流の特性を調べ，洪水現象についての従来の経験的事実とまったく一致する結果を得，上の演算器は十分の精度を持っていることを明らかにした。

（4） 試作演算器は実際河川の諸問題たとえば洪水流の分合流の問題，洪水調節の諸問題等を解き得る有力な方法であることを明らかにした。

参考文献

（1） PH. Deymic : Propagation dúne Intumescence Allongée, Revue Générale de l'Hydraulique, 1935.

（2） A. M. Angelini : l'Elettrotecnica, 1936.

（3） L. Cagniard : Hydrodynamique Fluviale-Regimes Variables, Revue Générale de l'Hydraulique, 1937.

（4） Pierre Masse : Hydrodynamique Fluviale-Regimes Variables, Hermann, Paris, 1935.

（5） Shoitiro Hayami : On the propagation of flood waves, Disaster prevention Research Institute, Kyoto Univ.' Bulletin No. 1. 1951

（6） Saint-Venant : Theorie du Mouvement non. permanent des eaux, Comptes Rendus A cad. Sci. Paris, 731871.

（7） Ph. Forchheimer : Hydraulik, Teubner, 1930.

（8） Jos. Alex. Kozeny : Die Wasser führung der Flüsse, Franz Deuticke, Leipzigu. Wien, 1920.

（9） 林泰三; Mathematical theory of flood waves, Proc. First Japan Nat. Congr for App. Mech., 1951.

(10) 石原藤次郎，石原安雄：洪水追跡用アナログ・コンピューターについて，土木学会論文集第 24 号昭和 30 年

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction.

Vol. 100, January 1959.

CONTENTS

1. A. ARIIZUMI, S. ANZAWA : Several Properties of Portland Blast-Furnace Slag Cement for Dam (3) ..... (1)
2. S. TANIFUJI. T. OGAWA : An Experimental Study on Snow Drift Control (4) ——Highway maintenance in snow districts—— ..... (17)
3. S. AKUTAGAWA : On the Landslide at Eastern Side of Hakusan Mountain ——An example of the landslide caused rock-crushing—— ..... (33)
4. A. ARIIZUMI : Studies on Soil Colloide (2) ——Difference thermal analysis of soil Colloids from Chausuyama Landsliding area, (Nagano Pref,) ..... (45)
5. T. ONODERA, T. KUWABARA : Trealise on Ground-Water (1) ——Theoretical study on pumping Test. 1 ..... (61)
6. T. ITŌ : Retional Method of Estimation of Design Flood Discharge, ... (73)
7. S. ITŌ, J. SAKAGUCHI : A Study of the Failure of Concrete under Combined Stress. ..... (93)
8. S. SATŌ, H. KIKKAWA, A. SUGIKI : Research on the Diversion of River (3) ——Fundamental design of Edo River—— ..... (107)
9. S. ITŌ, T. ŌONŌ, U. UENO : On the Shearing Strength of Concrete ..... (133)
10. T. ITŌ, S. SATŌ, H. KIKKAWA, K. ASHIDA, H. SUZUKI, T. TSUCHIYA, Studies on Flood Flow ..... (145)