

受入ID- 1520030117B00065

防災	5
資料	2



65

河道貯溜などに関する翻訳文献



02000-00131067-9

農林省林業試験場防災部

昭和33年2月

ページ	行	誤	正
目次ページ数			
1	(5)		
2	(21)		
3	(53)		
4	(75)		
5	(101)		
6	(121)		
7	(131)		
8	(146)		
2	5	滲透決定 $\wedge \wedge$ の	滲透決定への
3	上 10	Pheno mena	Phenomena
4	上 3	Wa - bash	Wabash
"	下 12	という <u>側外</u> の場合	という <u>例外</u> の場合
"	下 6	また <u>従</u> 座標	また <u>離</u> 座標
6	下 5	計算を拡張	計算を拡張
13	下 1	同一の偏差を示す	同一の偏差を示す
21	下 2	Robert T	Robert
"	上 4	Geophs	Geophs
22	上 2	ヤ一論文中的次の <u> </u> は	ヤ一論文中的次の句は
24	下 1	$= \sqrt{1/Ksc} g_c^{1/4}$	$= \sqrt{1/Ksc} g_c^{1/4}$
25	上 7	$Kcs = (1/A) \sqrt{1/Ksc}$ —	$Kcs = (1/A) \sqrt{1/Ksc}$ (10)
"	下 9	降雨は降雨余剰	降雨は降雨余剰
26	下 1	導いた Kcs の	導いた Kcs の
27	上 5	(プリント不明瞭)	Delaware R. Port
31	上 8	 + $A_2 dh$ —	 + $A_2 dh$ (13)
33	上 12	$g_c = 0.39 Sc^{0.525}$	$g_c = 0.39 Sc^{0.525}$

ページ	行	誤	正
33	下 4	洪水の ____	洪水の頂
35	下 3	____ が他のところで	着者が他のところで
37	下 9	傾斜と中等で	傾斜も中等で
39	上 1	Δ と Δ 、の	Δ_2 と Δ 、の
"	上 10	地下水流入とで ____ 改された	地下水流入とで 変改された
"	下 12	これは河道貯留が	これは河道貯留が
40	上 4	河道 ____ 出 グラフ	河道流出グラフ
"	下 1	時間を大い長ひかせ	時間を大いに長ひかせ
44	上 1	退水期の ____ 道貯留	退水期の河道貯留
"	" 2	$g_2 dt = Kch^R dt + dSc$	$g_2 dt = Kch^R dt + dSc$
45	上 8	$= -\{1/2(g_2/Kc)^{1/2}\}$	$= -\{1/2(g_2/Kc)^{1/2}\}$
"	上 13	Constant	Constant
48	上 3	かなり高いかつ	かなり高くかつ
49	下 9	時間間隔を、たけ	時間間隔を、だけ
50	下 7	他の河 ____ おいても	他の河においても
62	下 8	析	析
65	最下段の項数	68	65
"	下 1	正確でない ____ それから	正確でない、それから
67	上 13	最 ____ 河道流出	最大河道流出
68	最下段の項数	65	68
72	下 2	Conservation	Conservation
"	下 1	Service	Service
78	上 2~3	Sugrehanna	Sugrehanna
78	上 3	についても異である	についても異である。
96	下 11	Trenton	Trenton
98	上 2	Fig B	Fig 13
98	下 2~1	COMPUT ED	COMPUT - ED
"	下 1	OF CANDS	OF C AND P

ページ	行	誤	正
99	上 9	(g_2 / Ig')	(g_2 / Ig)
101	上 7	主なる 水の研究	主なる洪水の研究
105	上 15	流量シートが低い時	低
106	上 5	函数です	函数である
107	下 10	1.5 及び 10 Sec-ft	1.5 及び 10 Sec-ft
108	上 1~2	$Q_c = Ksc Sc^m$	$Q_c = Ksc Sc^M$
"	上 5	Mancie	Muncie
"	上 13	容積に上流水所	容積に上流測水所
109	上 3	Sguave	Square
110	下 4	ILLINOIS	ILLINOIS
111	上 3	淡水中	洪水中
"	下 12	算は降水量	積算日降水量
"	下 12	算は河道	積算日河道
112	上 12	Horton 法	Horton 法
"	上 16	Horton	Horton
"	下 9	Ohio	Ohio
"	下 7	地表 ____ 下置	地表流下置
114	下 7	Trajectory	Trajectory
116	下 7	$K = dr + 1/dr$	$K = dr + 1/dr$
116	下 3	$K = \sqrt[3]{dr + n/dr}$	$K = \sqrt[3]{dr + n/dr}$
117	下 4	$K = \sqrt[3]{7/40} = 0.77$	$K = \sqrt[3]{7/40} = 0.77$
118	下 2~1	JA NUARY	JA - NUARY
121	上 1	Bertram	Bertram
"	下 14	滲透することなく	滲透することなく
122	上 7	水系の土源	水系の上源
"	上 13~17	(1)(2)は欄外の間違い	
"	上 14	Bnrean	Bureau
123	上 4	時間隔	時間々隔

ページ	行	誤	正
123	上 11	時間に隔	時間々隔
"	上 16	流出3因子	流出の3因子
"	下 1	数ヶ所の発電所の発電所で	数ヶ所の発電所で
124	上4~5	Survey	Survey
"	上6~7	Marshalltown	Marshalltown
"	上13	Bureau	Bureau
125	上 1	DEPLETION	DEPLETION
125	下 2	MAR-SHALL TOWN	MARSHALL TOWN
127	下 2	DISCHARGE	DISCHARGE
128	下 5	全流出量	全流出量
129	下 8	Meeting	Meeting
135	上 1	稜行等高線線	稜行等高線
"	Fig 1, Note	equal to tr instead of $\frac{r}{s}$	equal to tr instead of $\frac{r}{s}$
135	Fig 1	Curve c (Rainfall-Area)	Curve c (Rainfall-Area)
"	"	Curve A	Curve A
"	"	Curve B (Surface Runoff)	Curve B (Surface Runoff)
"	"	Fig 1	Fig 1
136	上 1	の面積の中心は	或流域の面積の中心は
137	下 3	(平均 mile 当り)	(平方 mile 当り)
140	Fig 2	Distribution-Graphs	Distribution-Graph
"	"	Fifth Day	Fifth Day
143	下 11	方	法
145	上 1	Stream-flow	Stream-flow
"	上 5	Stream-flow	Stream-flow

頁	行	誤	正
145	上 9	Geol	Geol
"	下 9	Trans	Trans
146	下 3	Coopertive	Cooperative.
"	"	hydrologic	hydrologic
"	"	investingation	investigation.
"	下 1	Geological	Geological
147	上 2	Fig 1	Fig 1 (以下すべてFigとあるのはFigである)
"	上 18	土湿の最もよい示標	土湿の最もよい示標
"	Fig 2	diagram	diagram
"	Fig 2	relations	relations
"	Fig 1	diagram	diagram
"	"	drainage	drainage
148	上 2-3	毛不足	毛管不足
149	Fig 3	thousands	thousands
"	Fig 3 内	Cold and wet	Cold and wet
"	"	Vandtion	Variation
"	Fig 3 最下段	basin	basin
152	下 10	Unit-hydrograph	Unit-hydrograph
"	下 7	"	"
153	上 5	最大量の定義	最大量と定義
"	下 5	g.W.d.	g.W.d. (以下すべてg.W.dとあるのはg.W.dである)
154	上 9	g.W.S.	g.W.S. (以下すべてg.W.Sとあるのはg.W.Sである)
"	上 3	Unit-hydrograph	unit-hydrograph
"	下 14	"	"
158	下 2	オズの降雨に対する初めの補給があり、オズの降雨に対する初めの補給は0.66 in	オズの降雨に対する初めの補給は0.66 in

頁	行	誤	正
160	上 4	deg <u>v</u> ee-days	degree-days
"	上 16	deg <u>v</u> e-day	degree-day
161	上 1	deg <u>v</u> ee-day	degree-day
162	Table 3. 左から5列目	deg <u>r</u> ee-day	degree-day
164		Fig 4	Fig 4
"	左から4列目	Jon <u>u</u> ary	January
165	Table 4	septe <u>x</u> ber	September
"	" 上 1	観測計算流出量	観測及び計算流出量
"	下 10	deg <u>v</u> ee-day	degree-day
166	上 7	することと <u>考</u> に入れて	することを考に入れて
167	上 6	deg <u>v</u> ee-day	degree-day
168	上 1	— <u>さ</u> れることを	定 <u>さ</u> れることを
168	上 13	G <u>y</u> ound-water	Ground-water
169	上 2	Tr <u>a</u> ms	Trans

訳者として一言

こゝに収めた諸篇はいずれも水文学上の文献である。地上の水の種々相々、その結果としておこる諸現象まで水文学として取扱うのは近年アメリカにおける傾向のようである。

この意味から理水や砂防は水文学的技術といってよい。そしてアメリカで近年盛に行われている水文学の研究はこれらの技術の餘蘊に与るものが多い。この数篇もこれらの文献に接する機会の少ない方々に御参考と与らば望外のよろこびである。

翻訳として原著者の意を正確に伝えることはむずかしい。水文学の研究はいまだ嚴格な意味の精密科学の域に達していないものが多いため、所説に推定を交えた部分もあり、表現の微妙なるものがあるので、なるべく原著者の書きくせをそのまま伝えることを努めたが、推敲が不十分なため生硬に失するところが多いとおもうが、筆者の意を承さるべし。

平 田 徳 太 郎

目 次

1. R. E. ホールトン：自然水流の河道貯溜量
2. 同：同 ヤス報
3. 同：仮想河道流入グラフ
4. 同：河道貯溜量による増水頂点の低下
5. W. B. ラングベーン：河道貯溜量の研究とその滲透決定への適用
6. B. S. バーンズ：逕水曲線の構成
7. F. F. スナイダー：綜合ユニットグラフ
8. 同：流出現象についての一つの考え方

1. 自然水流の河道貯溜量

Robert E. Horton,⁽¹⁾ *Natural stream channel-storage*,
[Trans. Amer. Geophys. Union, 1936. 406-415]

読者は着者の流出量に関する滲透説⁽¹⁾および Sherman の流出量計算に用いる Unit-graph 法については知っているものと仮定する。[引用文献]

:(1) Robert E. Horton, The role of infiltration in the hydrologic cycle. Trans. Amer. Geophys. Union, 14th Annual meeting, PP. 446-460, 1933, and Surface-runoff Phenomena; Part I -- Analysis of the hydrograph. Publ. of Horton Hydrologic Laboratory, Edwards Bros. Inc., Ann Arbor, Mich., 1935, (2) Water-Supply Paper 772. U.S. Geol. Surv. 1936]

Fig 1

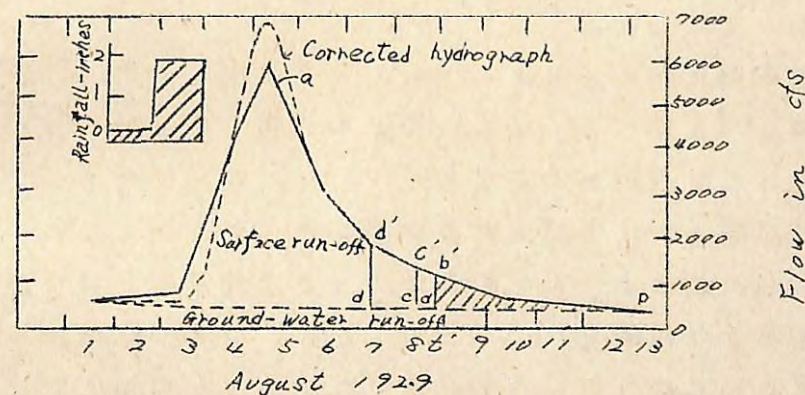


Fig. 1 - WABASH RIVER ABOVE LOGANSPORT, IND
STREAM-RISE OF AUG 2-12, 1929

(1) Voornesville, New York
~ 3 ~

Fig 1 は U.S. Geological Survey, 1938 の Water-Supply Paper 772 から取った 1929 年 8 月の Indiana 州 Wabash River の Logansport 以上の河道流出グラフの例である(日平均流量からプロットし、原図にピークが頂きの起った日の平均流量より高いことを補正したもの)。先きの論文(Pub. 101)で著者は次のことを示した。(a) 直接地表流下は雨の止んだ後直ちに終る一 時としてそれより少し前に; 直接地表流下の止んだ時刻は普通量水曲線の交点(a) (Fig 1) またはその附近である。(b) 貯水池、湖、湿原、および沼地などの無い流域で、直接流下が終つて後の測水所または出口点と与えられた地点における全部の流出は、次の降雨の影響が水流に表われるまでは、地下水流出または河道貯溜に帰せられるものである。

Fig 1 の点線と示されるように、地下水または基底流を地表流下量から分離する役を担ぐことは、一般に種々の方法で行うことが可能である。

一定したまたはほぼ一定したシート上の地下水が水流に供給されるという例外の場合もあるが、河道貯溜は或時刻に排出し、Fig 1 の P 点で終り、こゝでは退水部の傾きが急に平になることが分析によつて示される。

河道貯溜流出の終点からさかのぼつて測り、Fig 1 の陰を施した面積は、或時刻 t' において水系の集水網を包含すべての水路に残溜する河道貯溜の全量を示すことが容易に判る。

また縦座標 b, b' は全河道貯溜が陰を施した面積で表わされる時の河道貯溜の流出シートを表わす。さて基底流線と点 P および a の間のグラフの面積を b, b', c, c', d, d' 等の縦座標群の各々に対して決定し、これらのポーターをプロットすれば河道貯溜流出シートと河道貯溜の全量との関係の法則を示すであろう。水流の巾が水位の簡単な指数関数であるならば、河道貯溜の容積は直当の基準面

以上の水位の簡単な指数関数であることは分析によつて示される。地下水流出が高い場合は、これは与えられた測水所または出口における流量の面である。

水路は普通深いところと浅いところとが交互に反っている、与えられた測水所が深いところとあり、流量ののときにも河底に残るよどみがあつても別に差支へはない。

かゝる場所での水位一流量関係は流量の面、または急流をなしておる下流の或点の水路の底によつて決定されるからである。地下水流出は河道貯溜の流出の面を高めるものと考えてよい。多くの自然河道はほぼ抛物線形の断面を持つ。傾斜が一定であり、巾は水位の簡単な指数関数であるとする。水位一流量関係は常に次の形の式で表わされる。

$$Q = K' h^M \quad (1)$$

こゝで h は流量 Q の面以上の水位である。傾斜が水位の簡単な指数関数で表わされる場合には、同様の式が適用されるが、指数 M は違つた値を持つ。河道貯溜流出の面以上の水位一流量関係は次の式で与えられる。

$$Q_s = K'_s h^R \quad (2)$$

また河道貯溜の量は次の式で与えられる

$$S_c = K'_s h^S \quad (3)$$

そうすると河道貯溜流出シートは残溜河道貯溜量の簡単な指数関数となり、次の式で表わされる。

$$h = \sqrt[R]{Q_s / K'_s} = \sqrt[S]{S_c / K'_s} \quad (4)$$

これから

$$Q_s = K'_s (S_c / K'_s)^{(R/S)} = K'_s (S_c / K'_s)^{(R-S)} \quad (5)$$

$M = (R - S)$ および $K_2 = (K'_0 / K'_0 R/S)$ とおいて

$$f_s = K_s S_c^M \quad (6)$$

Fig 2 別 掲

式(6)は残溜河道貯溜量の項で河道貯溜流出のレートを表わす。この簡単な指数函数関係が与えられた集水圏の水系における河道貯溜に対して真であるならば、ここに述べた方法で増水の量水曲線の退水部から決定した S_c の値でプロットした f_s の値は、対数線の上で一直線となり、 K_s と M の値とは容易に決定される。

Water - Supply Paper 772 (Hoyt and others, Studies of relations of rainfall and runoff in the United State, U. S. Geol. Surv. 1936) に増水に対するグラフを多数あげてある。これらのグラフは、Sherman の Unit - Graph 法の研究に使うためにプロットしたのである。この目的に対しては地下水と地表流下の大略の分離で面に合う。後に論ずるように、この原因による誤差を考へて、これらのグラフは、河道貯溜流出量の関係が事実多くの場合簡単な指数函数であるかを決定し、かつ常数 K_s と M (式(6)の)の値と変化とを決定する良好な基礎を与える。

グラフの退水部が残溜雨量からの地表流下が無といきのグラフを換んで、河道貯溜量を決定し、対数線上にプロットして得た線は、Fig 2に示した。(かかる線をプロットする際、グラフの交点の正に計算を擴張することの無いよう注意を要するこの部分では地表流下が水淹に変わり、河道貯溜量は流出レートに関係なく変わるからである)。河道貯溜流出関係は、ほとん全てが直線である事が生目される。なおまた同一河川の同一測水所の各グラフはほぼ同一傾斜を持つことに気付く。

Table 1

Table 1 $f_s = K_s S_c^M$ の K_s と M の値, W.S.P. 772 の流量グラフから

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
French Broad River at Dandridge, Tenn	4450	Aug 4 1921	17.8	0.573	5.93	0.167
		April 7 1922	5.1	0.716		
		Sept 23 1923	4.9	0.692		
		Sept 4 1931	60.0	0.386		
		May 2 1932	9.1	0.660		
		Average	19.38	0.601		
Red River at Denison, Texas	39400	June 18 1930	39.1	0.510	6.12	0.164
		Dec 7 1930	17.6	0.573		
		Jun 7 1932	12.3	0.660		
		Sept 5 1932	2.54	0.773		
		Average	17.88	0.629		
Susquehanna River at Towanda, Pa	7770	Oct 7 1918	6.02	0.730	2.93	0.341
		Apr 6 1923	1.92	0.666		
		Oct 1 1924	2.91	0.860		
		Nov 24 1924	4.62	0.760		
		Oct 4 1929	4.61	0.786		
		Oct 7 1932	4.19	0.810		
Delaware River at Port Jervis, NY	3070	Average	4.05	0.769	2.94	0.340
		Oct 31 1917	4.8	0.793		
		Oct 7 1918	0.984	0.945		
		Apr 30 1923	4.93	0.773		
		Oct 1 1924	5.00	0.800		
		Oct 5 1927	4.22	0.786		
Embarrass River at She Marie, Ill	1540	Sept 5 1933	0.55	1.185	0.484	2.065
		Average	3.41	0.880		
		Sept 17 1920	0.22	1.13		
		June 14 1929	0.78	0.965		
Skunk River at Augusta Iowa	4290	Average	0.50	1.048	0.912	1.098
		July 25 1924	0.772	0.963		
		June 4 1927	0.18	1.152		
		Sept 2 1931	1.79	0.893		
Muskingum River at Dresden	5980	Average	0.914	1.003		
		June 6 1927	7.0	0.726		
		June 27 1927	2.45	0.820		

		July 4. 1927	0.48	1.316		
		Aug 21. 1932	196	1.098		
		July 3. 1933	0.5	1.25		
		Arerege	195	1.042	2.005	0.500
				0.816		
				0.650		
				0.770		
				0.745	3.390	0.295

Table 1 に K_s と M のこれらのグラフから決定した値を示す。指数 M の値は同一河川の異なるグラフに対して比較的一定している。多くの河川に対して M は $2/3$ と $3/4$ の間、または河道が観測範囲内では一定巾をもち、傾斜は一定で、流量は Manning 式 $Q = (1.486/n) W R^{2/3} S^{1/2}$ と直接相応し、かつ河道貯溜は統一巾の河道に相応する。換言すれば貯溜量は水位に比例して増す場合に持つべき値 $(5/4 - 1)$ とはよく異なることはない。或他の河川に対しては指数 M は 1 より少し大きい値をもつことが注意される。

同一期水折における種々のグラフに対する係数 K_s の値は M の値よりは変化が大きい。 K_s 値ならぬ M の値が地下水流出を消去することの誤差に鋭敏に影響されることが分析上明かにされた。このことが M と K_s との変化の或ものを説明する。河道貯溜量が 1 であるときの河道貯溜からの流出レートを表わす K_s の変化の主な理由は、この分析に用いられた増水の多くは全流域からの流出量を表わしていないことにある。

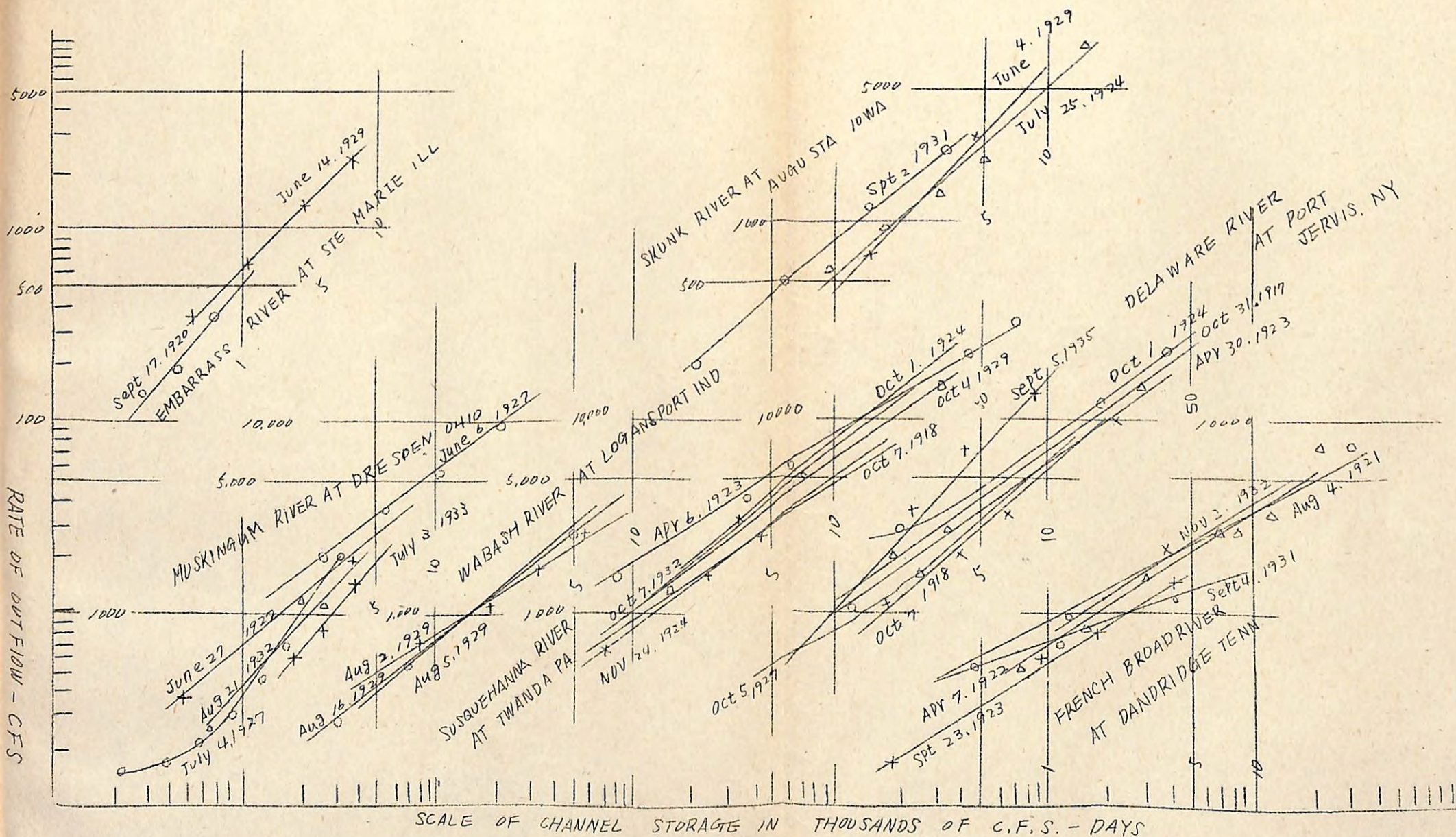
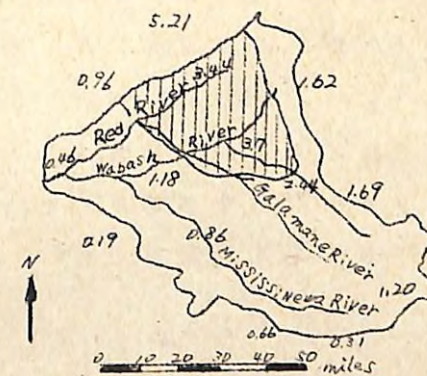


Fig 2 - CHANNEL-STORAGE OUTFLOW-VOLUME RELATION LINES FROM GRAPHS OF STREAM RISES GIVEN IN W.S.P. 772

Fig 3



WABASH RIVER BASIN ABOVE LOGANSPORT, IND

DRAINAGE - AREA 3830 SQ. MI

FIG 3 - TOTAL STORM RAINFALL AND AREA (SHADED)

WHICH PRODUCED RISE OF AUG 3-12, 1929

THE INFILTRATION - CAPACITY WAS 0.30 INCH

PER HOUR

着者の蓄永曲線の分析についての滲透説 (Pub 101) の適用によって、与えられた場合に地表流下が起った流域内の部分を決定することが出来る。例えば Wabash River の場合に Fig 1 に示したグラフを生じた地表流下は Fig 3 の蔭を施した部分、すなわち流域の上方部に限られ、Mississinewa River は全く除かれている。直接の地表流下が流域の一部からのみ起った場合の増水を部分増水または部分洪水と呼ばれる。Water-Supply Paper に出ている流出量グラフの大部分は、部分増水を表わすことは疑いないことである。

Water-Supply Paper 772 に出ている Unit-graph は殆んど全てが大流域である。流域が大きくなるほど全流域からの地表流下による増水の起る頻度は減することは一般に正しいことである。流域の下流部分からのみ起る流出量による増水

では全河直率が河直貯留を持つことにならない。流出シートはこのため増し、係数 K_s は同一河川の全域増水に対する値よりも大きくなる。地表流下が流域の上流部分からのみ起る場合の事情は一層複雑しており、こゝで論じないが、一般に係数 K_s は全域増水の場合に最小値となる。このことは K_s の最小値がかなり一定していることによつても明らかであり、かつこの値は一般に全域洪水の際に起る大洪水に關する計算に適用することが出来る。

Table 2 $Q_s = K_s S_c^M$ の K_s と M の値
RALSTON CREEK, IOWA CITY, IOWA

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
June	3 1925	43	1.205	0.667	1.132	0.883
July	6 1925	12	0.322	1.050	0.304	3.290
Aug	12 1925	21	1.66	0.680	1.414	0.707
Sept	8 1925	267	0.78	1.00	0.780	1.283
June	12 1926	272	2.70	0.81	2.238	0.447
June	14 1926	45	2.13	0.75	1.763	0.587
Sept	19 1926	146	1.33	0.833	1.268	0.787
Sept	22 1926	380	3.42	0.793	2.65	0.377
May	8 1927	295	5.02	0.680	2.99	0.334
May	18 1927	360	1.565	0.946	1.528	0.654
May	23 1927	95	5.50	0.640	2.98	0.336
May	24 1927	123	0.434	1.163	0.379	2.640
June	20 1927	650	5.83	0.689	3.37	0.297
Oct	2 1927	385	5.49	0.703	3.31	0.302
Oct	6 1927	236	3.70	0.686	2.455	0.407
May	18 1928	70	3.48	0.759	2.572	0.389
June	24 1928	220	5.25	0.650	2.94	0.340
July	4 1928	75	3.87	0.600	2.41	0.415
July	19 1928	185	4.25	0.651	2.565	0.390

Aug	23	1928	353	3.30	0.769	2.500	0.400
June	11	1929	395	3.38	0.829	2.742	0.385
June	13	1929	108	2.75	0.880	2.44	0.410
July	1	1929	200	3.32	0.776	2.535	0.394
Aug	2	1929	372	3.12	0.777	2.42	0.413
June	22	1930	150	5.54	0.670	3.15	0.317
June	14	1930	735	6.29	0.700	3.21	0.311
July	19	1931	68	4.55	0.680	2.805	0.357
Sept	21	1931	132	5.35	0.658	3.02	0.331
Sept	25	1931	250	4.00	0.746	2.815	0.355
Nov	23	1932	338	5.79	0.639	3.025	0.325
June	17	1932	340	4.87	0.800	3.545	0.282
July	10	1932	270	7.50	0.615	3.90	0.256
Aug	1	1932	850	4.85	0.763	3.340	0.299
Average				3.68	0.761	2.441	0.396

河直貯留流出量の関係は Iowa 州 Iowa City における Ralston Creek の多数の増水についてみやってみた。その結果は Fig 4 に示してある。各増水に対する係数 K_s と指数 M の値は Table 2 に示してある。この流域は僅に 3 平方 mile の面積であるが、流域の或部分は夏季滲透能が大であるために、多くの増水は部分増水である。けれど全域増水は降雨の強度が流域内の最大滲透能を超過するときのみ起るからである。

Fig 4 別掲

Ralston Creek におけるグラフ (Fig 4) の傾斜および指数 M の値は、研究された大流域 (Fig 2) に対するものと同程度の値を示し、またほぼ同一の偏差を示す。Table 2 では

Table 1 と同様 M の値の多くは 0.60 と 0.80 の間にある。
 そして $g_s = 1$ とすると

$$S_1 = M \sqrt{1/k_s} \quad (8)$$

を与える。式 (8) は河道貯留流出レートの 1 であるときの河道貯留量を与える。この量は全流域増水に対して最大値を持つ。種々の増水に対するこの値は Table 1 の欄 (7) と Table 2 の欄 (8) に与えてある。

これまでの論考で g_s は ft^3/sec , また S_c は Table 1 では $C.f.S.^{(2)} - days$, Table 2 では $C.f.S. - hours$ である。
 $1 C.f.S. - day$ はほぼ $2 acre - ft$ に等しいから $C.f.S. - day$ で与えた河道貯留はこの式に 2 を乗じて $acre - ft$ で表わすことが出来る。

また $1 C.f.S. - day = 0.03719 - in$ (1 平方 mile に対する深さ) であるから、河道貯留は流域上の深さ in で表わされる。

例えば、Delaware River のデータ (Fig 2) はこの河の大洪水に対し、河道貯留量は $100,000 acre - ft$ 或は流域上 $1/2 in$ の深さと同値である。

単位河道流出レートに対する河道貯留は (8) 式で与えられ、これは明かに与えられた河系の集水圏の貯留能の物理的特性である。この量を $1 C.f.S. m.$ の河道流出レートに相應する平方 mile 当り $acre - ft$ で表わした河道貯留の基底に直す方が更に良好な特性を示すであろう。

(2) $C.f.S. = ft^3/sec$

Fig 4

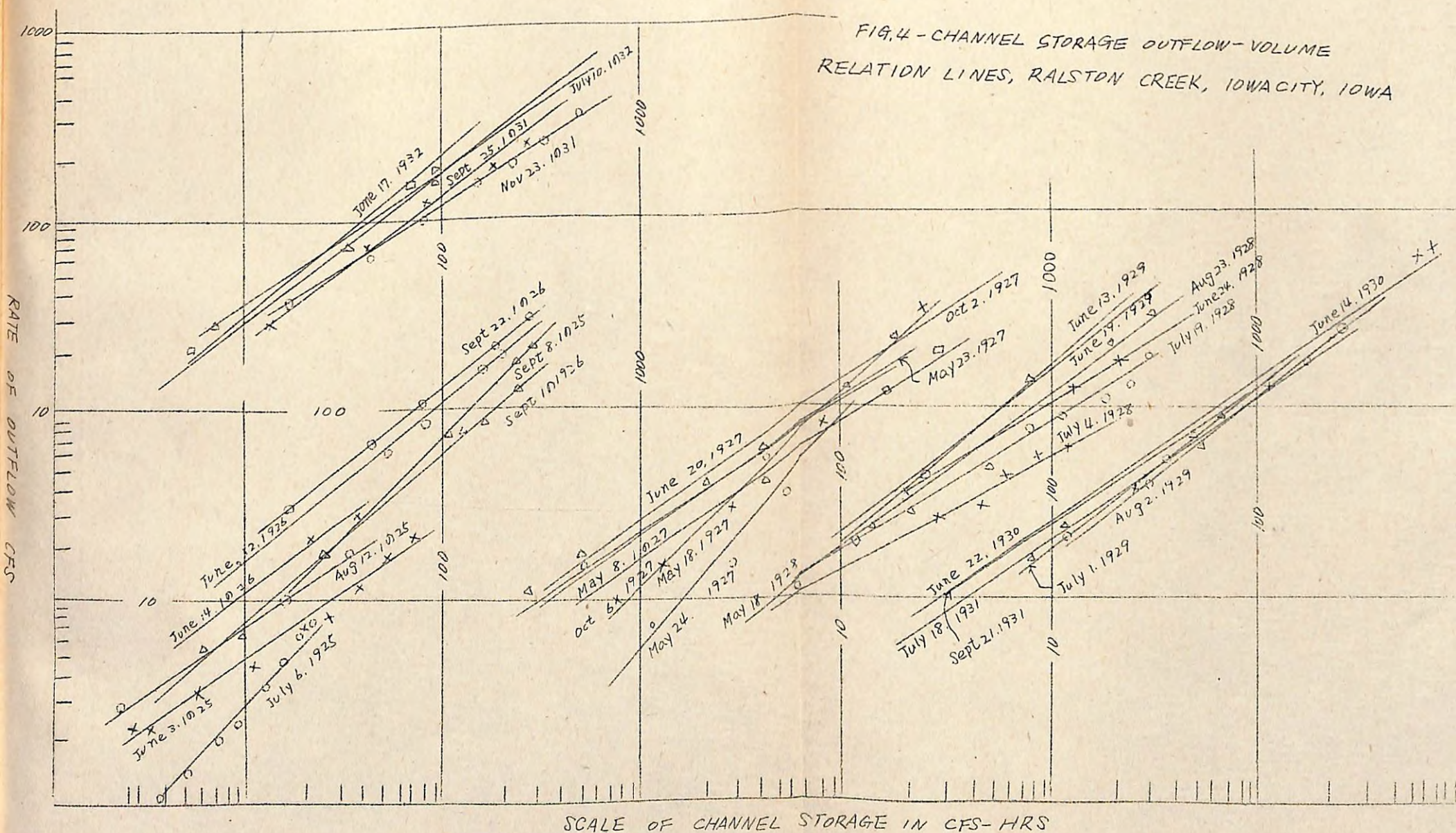


Fig 5

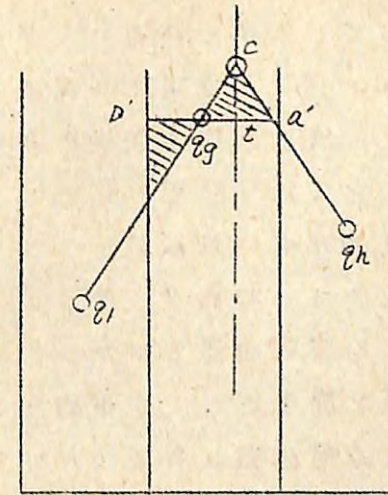


FIG 5 - CORRECTION OF CREST OF GRAPH
PLOTTED FROM DAILY AVERAGE
DISCHARGES

SA をこの量とし、 A を平方 $mile$ で示した流域面積とする。
(8) 式から

$$SA = 2 (S_1/A) \quad (9)$$

式 (8) と (9) とを結びつけて

$$SA = 2A^{(M-1)} / \sqrt[M]{KS} \quad (10)$$

これを全域増水に適用すると、この式は河道流出シート / C , S, m に相応する流域 / 平方 $mile$ 当りの最大河道野滔を与える。

Table 1 および 2 のデータは K と M とが反対に関係することの或表示となる。この研究に含まれる増水のいくつかの部分は部分増水であることのため、これらの量の間の関係または全域増水に対する SA の真の値について検討することはしない。これまで得たデータは、他の人が同様の研究を行い、かつその結果を報告して、これらの量と関係とを更に研究し評価することが出来るようにする望みによるものである。

或研究では、河道貯溜関係が、増水のグラフの退水側から、与えられた水系に対して一度得られると、少くとも近似的には全増水の場合の全増水を通じて適用され得ることを示した。

簡単に要約すると、以上の河道貯溜の分析は、その応用について次の可能性あることを示すと思われる。

(1) 少くとも近似的には、地表流下グラフが河道系を下って移動の問題中の欠けている部分を補う。

(2) これによつて河道貯溜量を決定し、かつ洪水における河道貯溜の調節効果を簡単にして直接的な方法を与える。

(3) S_1 と S_4 なる量の値は与えられた流域の一定物理的特性であるとみられる。

[Note : 本編の目的は観測から直接誘導された事実を表わすにあつて、問題の理論的な取扱いは省いた。与えられた式の基本的な充分な分析的研究が行われて今後の論文に発表されるであらう。]

附録一 日流量からプロットした流出量グラフの頂点補正

g_g を頂点日の平均流量、 g_h と g_e とをノは頂点日の前、他はその翌日の高い方と低い方の平均流量とすると、

$$t = 12 \{ (g_g - g_h) / (g_g - g_e) \}$$

この t は頂点日と近い日の中の高い方との限界線から測つた頂点の時刻である。Fig 5 を参照して、頂点は t を通る垂直線上にあり、かつ $a a'$ と $b b'$ の間および $a' b'$ の上と下の間の積を施した部分の面積が同一であるような点にある。この方法は甚だ鋭敏で t は一、二回の試みで積を施した面積が平衡するように決められる。

急激な上昇の初に対しても、これと同様な補正が要求される。補正した点と、他の日の平均流量に相応する点とを通じてなれた平滑曲線は、ほぼ増水の正しいグラフを与え、退水部における変向点が近似的に決定され、貯、通流出レートの関係を計算するに使われる g の値の限界を与える。

2. 自然水流の河道貯溜量 (オ2 報)

Robert E. Horton⁽¹⁾: Natural stream channel storage. (Second paper)
[Trans. Amer. Geophys. Union; 1937
: 440-456]

要 略 流水路の出口或は或点に於ける流出レートおよび流出曲線は、この点から上流の区域からの直接の地表流下のレートと曲線と同一ではない。それは直接の地表流は河道貯溜量に依つて変えられるからである。

著者のこの問題についてのオ一の論文 (Trans Amer. Geophys. Union, 1936, 408-415) は増水の退水期に於ける河道貯溜量を決定する方法を与える。地下水を除外した河道貯溜からの流出とそのレートとは次の式の關係を持つことを示した。

$$q_c = K_c h^R \quad (1)$$

$$S_c = K_z h^S \quad (2)$$

$$\text{故に } h = (q_c / K_c)^{1/R} = (S_c / K_z)^{1/S} \quad (3)$$

$$\text{また } q_c = K_c (S_c / K_z)^{R/S} = K_{sc} S_c^M \quad (4)$$

$$\text{ここに } M = R/S \quad \text{また}$$

$$S_c = (q_c / K_{sc})^{1/M} = K_{cs} q_c^{1/M} \quad (5)$$

$$\text{ここに } 1/M = S/R \quad (6)$$

$$K_{sc} = K_c / K_z^M \quad (7)$$

$$\text{また } K_{cs} = K_z / K_c^{1/M} \quad (8)$$

ここで S_c = 立方 f^3 で表わした河道貯溜の容積、 h = 調節断面に於ける流出量 Q の水位以上の水位を f で表わしたもの、 q_c = 地下水を除いた河道貯溜からの流出量を毎秒立方 f^3 で表わしたもの。

(記号を次の如く改めた)

オ一論文

K'_S と

q_s と

K_c と

オ二論文

K_z , ($S_c = K_z h^S$ の)

q_c , ($q_c = K_{sc} S_c^M$ の)

K_{sc} , ($q_c = K_{sc} S_c^M$ の)

オ一論文の(5) 式の最後の項を除きまたその次ぎの行 $M = (R-S)$ は $M = R/S$ とし、またオ一論文の次の は訂正を要する。次のことが次いで示される。すなわち、退水期中河道貯溜の流出レ

(1) Voorneesville, New York.

トは地下水流入が一定であるならば最初の地下水流入レートと有限時に同一値になることはない。しかし普通は地下水流入レートが減ずるから有限時に等値となる。オ一論文に与えられた方法で導かれた退水期に対する河道貯溜流出の関係は上昇期には適用し得ない。

(1), (2), (4) および (5) と同じ型の式が地下水を含む全流出と貯溜量にも当てはまる。

オ一論文で増水の分析の結果は指数 M と係数 K_{SC} の値を示すことを見た。この論文でこの M の観測値は水理学的考察から予測される値とよく一致することを示さんとしている。

増水の分析から誘導したデータは河道貯溜流出レートが $1/CSM^{(2)}$ であるときの退水期の貯溜量の値を示す。そしてこれらの容積は集水地の大きさや水流密度とに關係することを示した。また完全な増水に対する河道貯溜流出レート曲線は上昇期にも退水期にも常に覆

$$(2) CSM = ft^3/sec/mi/e$$

歴曲線の輪の形を取ることを示した。河道貯溜はその全容積が単一の貯水池に集中したと同様の働きを示し、その貯水池は河道貯溜量と容積および面積について同一の時性を持ちまた流出容量も等しいものである。このことは河道貯溜に似せた流出グラフの問題を解析的に取扱うことを可能にした。

出水の頂点を低くしまた流出を調節する河道貯溜の効果は多くの場合地下水流入および流出のあることで、複雑になる。貯溜流出グラフの上昇および退水側に対する貯溜流出の式が誘導され、また地下水の一定流入の効果を示す例が与えられる。この論文に与えられる結果は、Unit-graph の方法、その他の水文学的研究に關

してなされた仮定の正しさについて重要な関連を持つ。

指数 R と S 与えられた流水路に於ける全貯溜容積は流路の長さや等しい一定高さの角錐である。排水口または測水点に於ける与えられた水位に対する河道貯溜の全容積は集水地中のすべての水流に相当する角錐の容積の和である。貯溜式 $SC = Ksh^S$ の指数 S の値は水路断面の平均の形に依って決定される。例えば「矩形断面ならば $S = 1$ 、双曲線断面ならば $S = 3/2$ 、三角形断面ならば $S = 2$ 」である。

全流量に適用したときの水位-流量式 $q = K_g h^R$ の指数 R の値は、水位 h を支配する基準個所に於ける横断面の形で決定される。基準個所と測水点との間の水路の傾斜と粗度が水位によって変えられない場合には Manning 式から

$$q = (1.486/n) A r^{2/3} / S$$

ここに A = 水位 h で径深 r に於ける断面積を平方 ft^2 で表わしたものの。

幅の広い矩形断面では $r = h$ 、 A は h により変り、 $R = 5/3$ 、双曲線断面では r は h と共に変り、 A は $h^{3/2}$ により変り、 $R = 13/6$ (約)、三角形断面では r は h によって変り、 A は h^2 によって変り、 $R = 8/3$ 。

測水ヶ所または排水口に於ける基準点は測水断面にあることもありまたこれより少し下流にあることもある。水位 h は基準点の断面の流量 Q の水位以上の深さであり、測水点に於ける深さよりも小さいこともあり得る。基準点の傾斜は水位とともに変ることもある。もし h とともに増すならば指数 R も増し、その反対もある。

河道貯溜の容積を調節する平均水路断面の形、および流出レートを調節する基準点の水路断面の形は同一でないこともあるが、一般には似た形である。基準点の傾斜が不変でかつ R と S とを調節する断面の形が同一ならば R と S との間に次の關係があるであろう。

断面	R (流量)	S (貯溜)	(R/S)	(S/R)	(S-R)
矩形	5/3	1	5/3	3/5	-2/3
双曲線	13/6	3/2	13/9	9/13	-2/3
三角形	8/3	2	4/3	3/4	-2/3

これらの値からの偏差も起り得る。これはRの場合には傾斜の変化から来る。例えば Detroit River ではRは1に近い。指数Sの変化は洪水原に於ける溢流や、部分洪水の場合に河道貯溜を含む流路の長さが、或支流に逆水貯溜を起すために長くなるための結果である。

上記の表で(S-R)は常に負で-2/3の一定値である。しかし、或場合には(S-R)は正であることもあり得る。それは正常状態からの偏差の結果Rが小さくなり、Sが大きくなることもあるからである。また比(S/R)は0.60乃至0.75の値を越すことが、この値以下になるよりも起り易い。次に挙げ(S/R)の値は現実の増水から誘導したものでオ一論文に示してあるものである。

Iowa 州 Ralston Creek の33回の洪水で(S/R)が0.60と0.80の間にあること25回、0.80から1.00の間にあること5回また1以上であること3回であつた。

8の大きな河に於ける34回の洪水で(S/R)は0.50以下1回、0.50乃至0.60 3回、0.60乃至0.80 14回、0.80乃至1.00 8回、1.00乃至1.20 4回、1.20 2回であつた。

なお、次のことは興味あることである。すなわち、これらの値は地下水を除外したデータから導いたものであるが、式 $Sc = Kcs$ $q_c^{1/M}$ を用い地下水は q に含まれて居るとして予期される値とよく一致することである。このことは地下水の一定流入 q_g と地下水のほかに一定の流出のあることは河道貯溜に影響された増水の退水側の式の誘導には無視してもよいということを示唆するものである。

河道貯溜の容積 $q_c = Ksc Sc^M$ の式から

$$Sc = (q_c / Ksc)^{1/M} = \sqrt[M]{1/Ksc} q_c^{1/M} \quad (9)$$

を得る。Ksc とMの値はオ一論文に示した方法で量水曲線の退水側から容易に誘導することが出来る。式(9)は直接の地表流下が終った後の退水側には厳密に適用される。すなわち流出グラフの変向点の外の部分従つて最高点よりやや下の水位に適用される。Aを集水区域を平方mile で表わしたものとすると、

$q_c = A$ とし、 $Sc/A = Kcs$ とおけば式(9)は次のようになる。

$$Kcs = (1/A)^{1/M} \sqrt[M]{1/Ksc}$$

量Kcs は河道貯溜の流出レートが1 csm であるときの水位に於ける河道貯溜の容積を平方mile 当り立方ft で表わしたものである。この式は種々の流水の集水網による河道貯溜の比較的の容積と、種々の退水期に於ける同一河川の河道貯溜の容積の変化とを決定する基礎を与える。式(10)で与えられる平方mile 当り立方ft で表わした河道貯溜の容積は次の式で流域上の深さin に改めることが出来る。

$$Sc = 0.4305 Sc / 1,000,000 A, Kcs = 0.4305 \sqrt[M]{Sc / 1,000,000} \quad (11)$$

オ一論文で河道貯溜量を cfs-day または cfs-hour で多数の河川および増水に対して示した。Table 1 は更に追加したものを示す。Table 1 の欄(7)は流出レートが1 csm のときの退水期に於ける貯溜量を毎平方mile 当り立方ft で示す。Table 1 に表記した増水の内の或るものは部分洪水であつた、すなわち流域の一部では降雨は降雨を割したがって地表流下を占めるほどに充分強くはなかつた。有効洪水区域を決定し得たものは欄(4)に記入した。同一河川についても単位貯溜は種々の増水に於いてかなりの幅で変化することに特に注意されたい。この変動は水位と昇の性質に關係している。

Table 2 は Ralston Creek の集水地域の多数の増水に対する同様のデータを含んでいる。河道貯溜の場合 Kcs は重要な地文学的示標である。これは流域状況或は流域の樹木相を要約して単一常数としたものである。同一樹木相に対して同様の関係。土

後および地形を持つ大流域は、普通には小流域に於けると同じ平方 mile 当りの長さのオーダーの支流または小支流を含み、かつ一層大きな流路の長さや容積を含む。それ故に KCS は流域の大きと共に増す。この増加は小流域に対しては顕著だが大流域と比較するときには比較的小さくなる。

Table 1 別掲

Table 2 別掲

種々の流域から導いた KCS の平均値を次に示す

流 域	面積 mile ²	降雨 回数	平均 KCS ft ³ /mile ²
Ralston Creek Iowa city, Iowa	305	33	1650
Embarrass R., Ste. Marie, Illinois	1540	2	125500
Delaware R., Port Jervis, New York	3070.	6	106000
Wabash R., Logansport, Indiana	3830.	4	183000
Skunk R., Augusta, Iowa	4290.	3	138500
French Broad R., Dandridge, Tennessee	4450.	4	284600
Muskingum R., Dresden, Ohio	5980.	5	159320
Susquehanna R., Towanda Pennsylvania	7770.	6	141550

305 平方 mile の Ralston Creek は $KCS = 1650$ ft³/mile² の値を持ち、表中の他の河川は集水面積が何れも 1000 平方 mile を越すが KCS の値は 100,000 ft³/mile² 以上である。このことは、洪水の強度が集水面積の大きが増すに従って減ずる理由の一つを示唆し、かつ河道貯留係数 KCS が洪水流量式の中に含まれないならばならない因子の一つであることを示唆する。大きな河川については表は KCS は集水区域の大きさの増大に対し、ホンの僅か増大の傾向を示す。表中の大流域に対しては大きさの影響は、 KCS は流路密度すなわち流域の平方 mile 当りの流路の長さを反映することのためにボカされるのであろう。このことは Skunk River (4290 平方 mile) では $KCS = 138,500$ で、French Broad River (4450 平方 mile) では $KCS = 284,600$ であるのを比較すれば明らかである。Skunk River は大平原上にあり、その流域は平坦な農地で降雨量 32 in で流路密度は小である。French Broad River は南 Appalachian 山岳地にあり、一般に流路密度は大きいし、降雨量は 50 in を越す。

平方 mile 当り河道貯留量は Skunk River のその 2 倍以上である。

表中の大河川に対しては河道貯留係数 KCS は一般に $1CS$ ml の河道貯留流出レートに対して 100,000 と 200,000 ft³/mile² の間にあり、換言すれば流域面積 ± 0.04 乃至 0.08 in の深さである。

河道貯溜量は退水期よりも上昇期に対して大であり、水位よりも速かに増大するが、普通流出口に於ける流量よりは増大が遅い。表中の大流域の如き流域に於いては河道貯溜量はKCSの10倍、20倍または20倍以上のこととさえ主なる洪水の頂点附近では期待される。この流域の洪水の僅かのものは全流出量の深さを2乃至4in越すことが出来る。故に全洪水容積の25乃至50%が河道貯溜を充たすのに要することになる。

このことは直ちに洪水強度を減ずる河道貯溜の緩和効果を示す。

河道貯溜は単一貯水池に集積した水と似た働きとする。河道貯溜量と流出量との関係式 $Q_c = K S_c S_c^M$ とその谷河川に対する係数は直接地表流の無く反った退水期に於ける観測データから直接誘導された。これと丁度同じ形の式が同様な条件下にこの河道貯溜と等しい面積と容量を持ちかつ水位と流出量の関係曲線の同様な出口の直上に集中した貯水池に適用することが出来る。これらの条件下で河道貯溜が単一貯水池に集中された水と同様になることの事実はいつでも簡単に説明されるとは云えない。特に Muskingum または Delaware River の場合の如く流路が数4 mile に亘つて分佈し、かつ流路中に沿うて急流や滝のある場合の如き流域の河道貯溜量を考えることが容易でない。

上昇期に対しては後に示すように河道貯溜量と流出レートとが異なることを除いては同様の関係が成立つ。次のような一般的不い方は真である。増水の通過の流域の水系に於ける河道貯溜量は、上昇期には出口に在る単一貯水池と同様に、また退水期中にはより小さい容量の貯水池と同様な働きをする。

かかる結果を予測することは困難かと知れない。集中貯水池の場合には流出は流入のいかなる変化にも直ちに相応する反映があるが河道貯溜の場合には遠い小支流から出口に水が運ばれるのに数日を要することもある。完全な説明はまだ出来ないが次のような考察はこの注目すべき事実に対する主要な理由を示すに役立つであろう。

貯水池は同一水位に於ける河道容量に等しい自由流出口を持ち、かつ流路の与えられた点に在ると考える。I, Q, および A, はそ

Table 1 河道貯溜特性 (W.S.R. フラズ の水流グラフから)

河川	流域面積 sq. mi.	洪水頂点の日	有効洪水 水区域	貯溜量の 頂点 流量 c.s.f.	M	単位貯溜量 cu ft / sq. mi.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
French Broad River at Dandridge Tenn.	4,450	Aug. 4 1921 Apr. 7 1922 Sept. 28 1923 May. 2 1932 Average	100% 54% upper 25% " 100% Average	8.53 7.90 8.63 6.51 8.60	0.573 0.716 0.692 0.660 0.660	301,000 245,000 369,000 223,500 284,620
Red River at Denison, Texas	39,400	June 18 1930 Dec. 7 1930 Jan. 7 1932 Sept. 5 1932 Average	(a) (a) (a) (a) Average	(a) (a) (a) (a) 0.629	0.510 0.573 0.660 0.773 0.629	(a) (a) (a) (a) (a)
Susquehanna River at Towanda, Pa.	7,770	Oct. 7 1981 Apr. 3 1923 Oct. 1 1924 Nov. 24 1924 Oct. 4 1929 Oct. 7 1932 Average	55% lower (a) 100% (a) 100% 80% lower Average	6.78 (a) 10.71 (a) 3.60 8.85 0.769	0.730 0.666 0.860 0.760 0.786 0.810 0.769	200,000 93,300 106,000 190,000 138,000 122,000 141,550
Delaware River at Bort Jervis NY	3,070	Oct. 31 1917 Oct. 7 1918 Apr. 30 1923 Oct. 1 1924 Oct. 5 1927 Sept. 5 1923 Average	100% " " " " " Average	29.6 5.15 3.8 31.0 5.4 7.7 0.880	0.773 0.945 0.773 0.800 0.786 1.185 0.880	58,500 143,500 115,200 76,000 135,000 67,500 106,000
Embarrass River at Ste Marie, Ill.	1540	Sept. 17 1920 June 14 1929 Average	100% (a) Average	2.45 (a) 1.48	1.130 0.965 1.048	127,500 123,500 125,000
Skunk River at Augusta Iowa	4,290	July 25 1911 June 4 Sept. 2 Average	(a) (a) (a) Average	(a) (a) (a) 1.003	0.963 1.152 0.973 1.003	159,500 135,100 121,000 130,530
Muskingum River at Dresden, Ohio	5,980	June 6 1927 June 27 1927 July 4 1927 Aug. 21 1932 July 3 1933 Average	100% (a) (a) 20% upper 50% lower Average	4.00 (a) (a) 2.25 1.80 1.042	0.726 0.820 1.316 1.098 1.250 1.042	162,000 195,000 105,600 162,000 172,000 159,230
Wabash River at Logansport Ind.	2,830	Aug. 5 1929 Aug. 16 1929	17% upper 78% mid	20.5 2.74 0.733	0.816 0.650 0.733	176,000 190,000 183,000

(a) 決定せず

(b) 単位貯溜量は流出レートが 1 C.S.M. のときの平方 mile 当り河道貯溜量

Table 2 Ralston Creek 河道貯溜

期 (1)	日	M (2)	KCS Cubic feet per square mile ^a (3)
June	3 1925	0.667	4740
July	6 1925	1.050	10000
August	12 1925	0.683	2870
September	8 1925	1.000	4610
June	12 1926	0.810	1372
June	14 1926	0.750	1908
September	19 1926	0.833	3200
September	22 1926	0.793	1020
May	8 1927	0.680	567
May	18 1927	0.946	2390
May	23 1927	0.640	469
May	24 1927	1.163	6290
June	20 1927	0.689	461
October	2 1927	0.703	509
October	6 1927	0.686	894
May	18 1928	0.769	992
June	24 1928	0.650	513
July	4 1928	0.600	774
July	19 1928	0.651	706
August	23 1928	0.769	1062
June	11 1929	0.829	1064
June	13 1929	0.883	1322
July	1 1929	0.778	285
August	2 1929	0.777	960
June	22 1930	0.670	485
June	14 1930	0.700	537
July	19 1931	0.680	655
September	21 1931	0.658	334
September	25 1931	0.746	820
November	23 1931	0.639	432
June	17 1932	0.840	659
July	10 1932	0.675	311
August	1 1932	0.763	642
Averages		0.761	1650

~30~

れぞれ貯水池の流入および流出レートおよび表面積で、増水通過中のある与えられた時刻に於ける値とすると、この貯水池に貯溜式を適用すると

$$I_1 dt = Q_1 dt + A_1 dh \quad (12)$$

を得る。オニの貯水池が直ぐ上流に在り、流入レート I_2 、流出レート Q_2 、面積 A_2 とオニ貯水池と同一水位に対するそれぞれの値とすると、時刻 t に於ては貯溜式

$$I_2 dt = Q_2 dt + A_2 dh$$

を得る。二つの貯水池は流路のつぎつぎの長さ に於ける河道貯溜に等しいと考えることが出来る。上流の貯水池が下流の貯水池に直接流出するならば下の貯水池への流入は $(I_1 - I_2 + Q_2)$ であり、式 (13) から $Q_2 dt = (I_2 dt - A_2 dh)$ である。この条件の下に下の貯水池の作用に対して貯溜式は

$$(I_1 - I_2) dt + I_2 dt - A_2 dh = Q dt + A_1 dh \quad (14)$$

これから

$$I_1 dt = Q dt + (A_1 + A_2) dh \quad (15)$$

ここで Q は下の貯水池の流出レートである。二つの貯水池は一緒に結びついており単一貯水池として作用するならば、面積は $(A_1 + A_2)$ 、流入レートは I_1 であるとするとき貯溜式から

$$I_1 dt = Q dt + (A_1 + A_2) dh \quad (16)$$

この式は (15) と全く同一である。単一或は結合貯水池からの与えられた時刻に於ける流出レートは、二つが別々に作用し上から下のもものに流出するとして、下の貯水池からの流出レートと同一となる。この証明は n 個の次ぎ次ぎの貯水池に対しても拡張することが出来る。この場合各貯水池は支流又は二つの調節点間の主流の長さ に於ける河道貯溜に等しいとする。したがってこの証明は一般的であり、かつ増水の通過中集水地の河道貯溜の全系が、たとえそれが各支流間や流出調節点で分離される部分の長さで切れ切れになつていても、全河道貯溜が単一貯水池に集中されたと同様に働くことを示すのである。

ただしこの法則は一つの区画または貯水池からの流出と、次ぎの区画または下の貯水池に於けるその影響の起ることとの間に、時間のおくれが起らないという要求にしたがわなければならない。

大きな流域の場合には時間のおくれの因子をまねがれないので、多少ここに得た結果を変えるが、それは予想されるような大きなものではない。

浴場の水道管が出口まで水が充たされておるとさ 1 quart のインクを出口と反対の端に入れ、水は直ちに上り管を通して流れ出るとインクが出口に達するのに数時間を要するのであろう。この場合に起ることは波の伝播で水の移動ではない。勿論水の移動もあるがただ特殊の移動である。波は海の波のようにその形を保ち、波を伝す水はその進行中の各点で相違する。洪水波や河道貯溜の或状態を理解する上の誤りは、一節は多くの人が水の実際の移動として考える傾きから起る。波は移動する流れの内でも静止の水の内でも同様に起りかつ同じ水深に対してはほぼ同じ速度で動く。深い静止の水中では波の速度は毎秒 $f\text{t}$ で $\sqrt{gd}$ である。ただし d は $f\text{t}$ で表はした水深である。

流路の一系統を $1,000,000\text{ ft}$ 或は約 200 mile の長さ、幅 100 ft 、深さ 25 ft の貯水池で置き換えたと考える。かかる貯水池で波は毎秒 161 ft または約毎時 100 mile 進行するのであろう。貯水池の上端に流入する水の影響は2時間以内に出口に反映するのであろう。水理学的流れの実際の速度は毎秒 10 ft 或は毎時 6 mile とすると——自然河川の洪水ではこれを越すことは稀である——貯水池の長さを通る水の実際の移動は約33時間を要するのであろう。

上昇側と退水側との河道貯溜の関係 退水側に於いて行ったように流出グラフから上昇中の河道貯溜の容積を精密に決定する簡単な方法はない。退水期のそれに対する上昇期の河道貯溜の関係を説明する目的に対して仮定的の場合を用いることにした。Fig 1 は三角形の地表流下量と河道流出グラフを示すが両者共に全流量は 0.8 in である。河道流出は流入から半時間後に始まると仮定する。

実際には両者は同時に始まるが河道貯溜の影響で河道流出レートはしばらくの間は無視してよい。河道貯溜の線は深さ 1 in で表わした河道貯溜の容積を示すもので、積算流入量或は積算地表流下量の相応する値から積算河道流出量を差引いて描いたのである。この線は最大河道流出の時刻に 0.35 in の最大河道貯溜を示す。この河道貯溜は流量貯点を 0.40 in/hour 或は 256 csm から 0.265 in/hour 或は 170 csm に減じた。Fig 2 に示す如く河道流出レートで対数紙にプロットすると河道貯溜線は流出頂点に相応する点で交る二つの部分を示す。上昇期に対しては河道貯溜は簡単な中函数で表わされないうで gc の一乗にほぼ比例する。すなわち河道流出レートにほぼ直接比例する。退水期中には地表流下が終ってから河道貯溜式は $gc = 0.39\text{ Sc } 0.525$ で、すなわち河道貯溜はこの場合流出レートの約同乗によって変る。

Fig 3 に示したようにプロットすると上昇期間には河道に流入する水は流出するものよりも多く、退水期にはその反対である事実のために履歴曲線の輪 (Hysteresis loop) を描くことは明らかである。この輪は流入と流出の関係の特質であり、その存在は河道の特質や流出水位の関係にはよらないことが注意される。この輪は或断面に於ける流出レートの曲線が時に平地の流れでは、洪水の頂点前の流出レートが同じ水位に対する頂点を越して後の流出よりも大きいことを示す輪と関係をもつが、これを全く同一ではない。この後の現象の河道貯溜量の輪との関係は後に考察されるであらう。

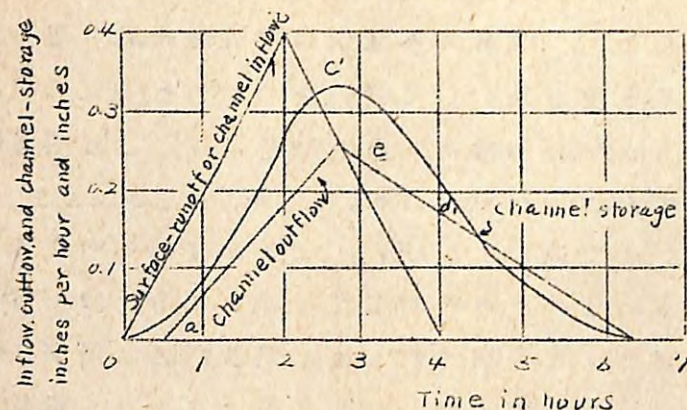


Fig. 1 Channel-Storage during a stream-rise

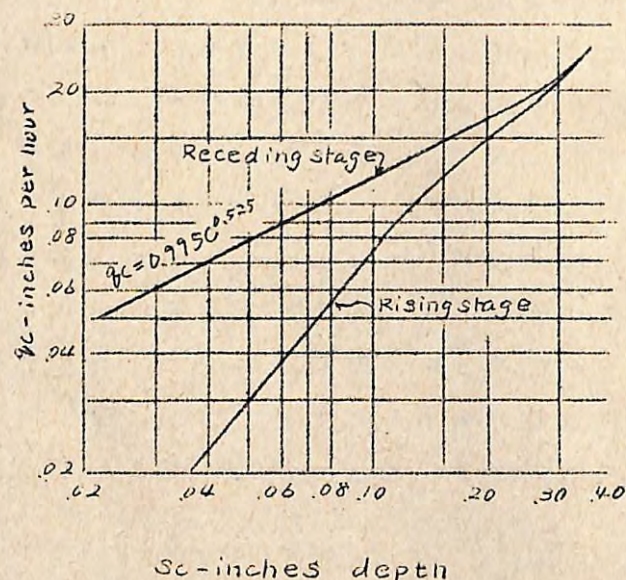


Fig. 2 Logarithmic plotting, channel-Storage Outflow-Rate

Fig. 1で直線 ac' を引くと、これが上昇の初めの外は上昇期に対する河道貯溜量とほぼ一致することが注目される。この場合上昇期間中河道貯溜量は河道流入の初めに於いて0から a まで、最大流出の時には c' の最大値まで時間とともに一律に増すと仮定しても大きな誤差はない。上昇期中の河道貯溜の容積は地表流下と河道流出とは同時に起るとするならば、三角形の流入および流出グラフに対し時間に直接比例して増すことは確かであろう。かかる条件の下で

河道流入と河道流出のレートは任意の時刻 t に於いて $k_1 t$ と $k_2 t$ とであり、 t に於ける単位時間当り河道貯溜の増加は $(k_1 - k_2)t$ と変わらう一定量である。 c' に於ける河道貯溜は未知であり、Fig. 2の退水期の線の延長部で示されるように c' に於ける河道貯溜の容積は退水期のそれと一致しない。流出頂点に於ける河道貯溜に近似する値は退水期の曲線を延長した貯溜量から、流出頂点と河道流入の終点(Fig. 1の d 点)との間の中点に於ける流出レートに相応する河道貯溜量を引き去ることによって得られることは明らかである。流量グラフの普通の形では後者は流出グラフの退水側の交点またはその附近である。

Fig. 1で地表流下流出は d' で終り点 e は d と c の間である。この場合この点(Fig. 1, e)に於ける流出レートは0.222で、これに相応する河道貯溜は式 $q_c = 0.395 S_c^{0.525}$ から0.342 inであり、 c' に於ける最大河道貯溜量は0.351 inである。この法則は一層の発展と精練とを要するが河道貯溜が上昇期中時間とほぼ直線的変化とすることによって、上昇期中の河道貯溜の流出グラフを補正するための簡単な概略の基礎となる。それは退水期について行つたと同様でかつ流出グラフを地表流下または流入のグラフに換えることが出来る。このことは大いに実用的に重要なことである。オーに地表流下式 $q_s = k_s s^M$ の係数 k_s と指数 M とを、前者が他のところで示した(Surface-runoff phenomena, Part I. Analysis of hydrograph, Pub. 101, Horton hydrologic lab. 1935)小流域に対する方法

で、大流域に対しても概略ではあるが直接に決定することを可能ならしめる。河道貯溜に対する補正についてかかる方法が無ければ、大流域に於ける地表流下の法則は流出グラフから直接に得ることは出来ない。

上昇期中の河道貯溜に対する概略の補正法についてここに述べた方法は、頂点の顕著な流出グラフまたは比較的短かい降雨の場合にのみ通用する。なおこの方法は少し改めて河道流出が退水の始まる前に相当時間ほど一定になるような長い雨にも拡張することが出来るであろう。

河道貯溜量と流出レートとの関係 この問題については後に解析的に取扱うであろうが、この関係は例示の方法で容易に了解し得る。Fig. 3 に於いて a, a' と b, b' とはそれぞれ退水期と上昇期との同一流出レートに相応する河道貯溜量は上昇期の方が退水期よりも実質的に大である。時としてはその反対も真であると仮定される。それは上昇期には傾斜が同一水位に対する退水期よりも大きく、従つて或測水点に於ける流速も亦大きいという理由に基づくのである。それ故に河道貯溜が両者に同一であるならば、与えられた流出レートに対する河道貯溜の容積は退水期に対してよりも上昇期の方がかえって少ないこともあろう。それは河道貯溜の容積は上昇期には傾斜が増す結果として一般に流出レートよりも大いに増加するからである。

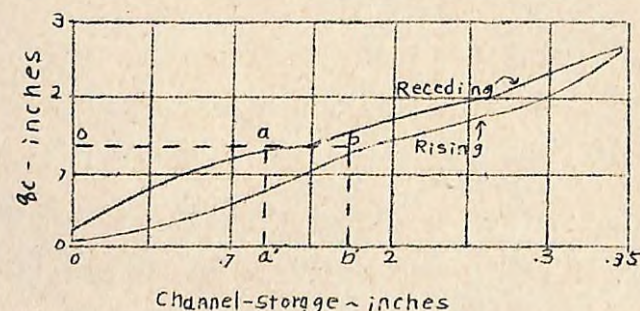


Fig. 3 Hysteresis-Loop of Channel-storage

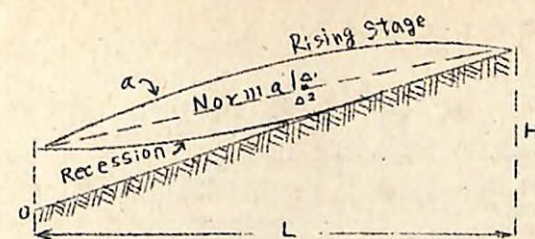


Fig. 4 Stream-Profile during Rising and Receding Stages

Fig. 4 は上昇期および退水期の水流の断面を模図的に示す。上昇期の線は増水はなお出口 0 の上流の水路にあり、退水期には洪水波の大部分は 0 から下流に通過し去つてゐる。0 点では水位と流量との関係は普通 $q_c = Kc n^M$ で表はされる。この M は河道断面の形によるのである。Manning 式では $Kc = 1.486 \sqrt{S}/n$ である。

通常河道の長さ L は mile を測り、水位の正常断面からの偏差は 1 ft を越さない。出口 0 に於ける正常傾斜は $(H - h)/L$ である。それ故傾斜の最大と最小とは

$$\text{最大傾斜} = [H - h + (\Delta_1/2)]/L$$

$$\text{最小傾斜} = [H - h - (\Delta_2/2)]/L$$

与えられた水位に対する流量レートは $\sqrt{S}$ に従つて変る。たとへば中等の大きさの河で傾斜と中等で 1 mile につき約 5 ft とすると、 $L = 100,000 \text{ ft}$, $H = 100 \text{ ft}$ とすれば、 $h = 10$ とし、増水中 $\Delta_1 = 10$, $S = 0.0010$ 。退水期には $\Delta_2 = 8$ とすれば $S = 0.00084$ 。同一水位に対する正常傾斜は 0.0009 。上昇期には傾斜は 11% 増し退水期には 9.3% 減することになる。一層密な河では h と Δ とは H に対しては非常に小さくない。増水の通過中の流量に対する傾斜の変化の影響は無視し得るようになる。出口に於ける流量レートに対する傾斜の変化の種々の $\%$ の影響は次表に示す如くである。ここで傾斜の変化は同一水位に於ける正常傾

斜の%として表わし、流量の変化は同一水位に於ける正常傾斜に対する流量の%で表わしてある。

傾斜の変化のみの影響

正常傾斜からの偏差 % (1)	正常流量からの偏差%	
	上昇期 (2)	下降期 (3)
0	0	0
2	1.00	1.00
4	2.00	2.00
6	2.95	3.05
8	3.92	4.08
10	4.88	5.13
12	5.83	6.19
14	6.77	7.26
16	7.70	8.35
18	8.63	9.45
20	9.54	10.56

与えられた傾斜の変化に対する流量の変化は上昇期よりも下降期に大である。傾斜の正常からの偏差は下降期よりも上昇期に対する方が一般に大きい。Fig. 4 から種々の傾斜による河道貯留の変化は流量の変化よりも比較的大きいことが見られる。たとえば三角形の水路では $h = 10$, $L = 100,000$ の幅 W_0 は出口で 200 ft とすると、河道貯留は正常水位に対しては $\frac{1}{3} W_0 h L = 66,667,000$ 立方 ft である。

洪水波の長さは普通その高さに対しては比較的非常に大きいので複合した洪水波の曲率は無視され、その断面は三角形と考える。今考える場合には正常水位以上の複合河道貯留は3の角錐に分けることが出来る。その総容積は $21,333,000$ 立方 ft 或は同一水位に於ける正常断面に対するその約 $\frac{1}{3}$ の増加である。退水期に対しては河道貯留は正常の値よりも、上昇期に対する値との関係が

Δ と Δ' の関係とほぼ等しい容積だけ少ない。増水の通過中の傾斜の変化は流量よりも河道貯留量に一層大きな変化を来すことが充分了解される。

河道貯留減水に対する一定流入源の影響

著者は他の論文 (Pub. 101, Horton Hydrologic Lab. Surface runoff Phenomena, Part 1, 1935) で pluviograph と、透透能 f と、地表流式 $q_s = K_s \delta M$ の係数 K_s と M とを与えると地表流下量のグラフを決定することか出来ることを示した。河道流出グラフすなわち普通の意味で量水曲線は河道貯留と地下水流入とで変改された地表流下水のグラフである。この論文の残りの部分では地表流下量或は河道流入グラフが与えられるときに河道流出グラフの決定に貯留式の適用について述べることにする。

Sherman の Unit-graph 法でもまたは Bernard の Pluviograph 法、または著者の方法による量水曲線の分析法やその他の水文学的問題に於いて、増水曲線の下に地下水減水曲線を引いて、量水曲線のその残りの部分が地下水に影響されない増水の模様を示すと仮定している。これは河道貯留がない場合には正しい。河道貯留のある場合には明らかに真ではない。たとえば地下水の如き或る源から一定レートの河道流入がある場合を考えると、地下水を或増水中から取去つたならば、流出レートのすべてが地下水流入のレートに等しい量だけ減ずるか疑問である。この疑問の特殊の場合における増水に対しての答えは次の如くである。

地表流下と河道貯留とは共に時間には比例して増すと仮定する。これはすでに見たように三角形の流入および流出グラフに於いてはほぼ正しい。地表流下による河道流入のレートは $I_s = K_1 t$ に等しく、また河道貯留の容積は $S_c = K_2 t$ に等しいとする。なおその上に一定源から q_g レートの流入があるとすると貯留式は $(I_s + q_g) dt = q_c dt + dS_c$, 或は $K_1 t dt + q_g dt = q_c dt + K_2 dt$ で、

$$q_c = (K_1 t - K_2) + q_g \quad (17)$$

これは仮定した条件の下では一定の流入源は上昇中一定流入レートと正しく等しいだけ河道流出レートを増すことを示す。換言すれば観測した河道流出グラフの上に一定流入レート q_g に相当する基線を引くと、この基線以上のグラフの縦座標は一定流入源の無いときの河道流出のグラフを正しく表すであろう。この特殊な問題は Lake Michigan から Illinois River へと排水の影響に關聯して起る。

次の例はこの關係についてなされた研究から導かれる。野田式に關し一定時間増加の方表を用いて解決し得る。これを一般化するため一定流入源からの水を青い水と呼んで地表流下による赤い水と區別することにする。

計算の主なる結果は Fig. 5 に示してある。線 A は全流入量のグラフで青い水を含むもの、線 B と D とは青い水を入れた流出と水位とのグラフ、線 C と E とは青い水が無いとしたときの流出と水位とのグラフである。線 D と E との間の面積は青い水のあることのため水位の変化、線 B と C との間は流出の変化を示すので、これを別々に線 F と G とに示した。

線 F は青い水の存在のための流出水位の増加で、線 G は流出レートの増加を示す。

増水の通過中青い水の一定の流入は流水の水位を一定量だけ増すことにはならないで、増水の始めに増加が最大で、増水頂点で最小になり、その後徐々に増す。

この例で河道流出レートに關しては青い水の一定レートの流入は赤い水の流出レートに対しては増水の頂上を越した後はホンの量かの影響をもつのみである。式 (17) もこの例も地表流下が終つた後の退水の状態には適用しないことは注意すべきである。

問題の解法的な取扱いに關連して一定の地下水流入の存在は、地下水流入が一定である場合にはこれと等しい流出レートまで退水する時間を大い長びかせることが示されるであろう。一般に地下水流入

レートは増水の退水期間中に減少し、かつ平均地下水流入レートに等しくなるまで流出レートが減退するに要する時間は、流入レートが一定であるとした場合よりも著しく短かくなる。

以上のことから一定地下水の流入は河道からの流出に關しては、赤い水と青い水とが別々になつておりかつ青い水は河道の幅の一定部分を占めること、同じように行動するように見える。地下水流入は普通一定ではない、しかし退水期には地下水流と貯留の減衰とは幾分比例的のレートになる。この事實は退水状態に於いては地下水の影響は河道の幅を一定分減じたのに似ることになり、上昇期にはこの關係がないような傾向になる。

一定地下水^水流入があるときの上昇期の河道流出 長雨の後期におこるような地表流下による流入が一定レート q_s であるならば野田式で $b = (q_s + q_g)$ とし、または、全一定量するゆる基底流量を $bdt = q_c dt + dsc$ とすると式 (5) の $Sc = Kcs q_c^{1/M}$ および $dsc = (Kcs/M) q_c^{M'} d q_c$ 、ただし $(1-M)/M = M'$ から

$$t = \int (Kcs/M) q_c^{M'} d q_c / (b - q_c) \quad (18)$$

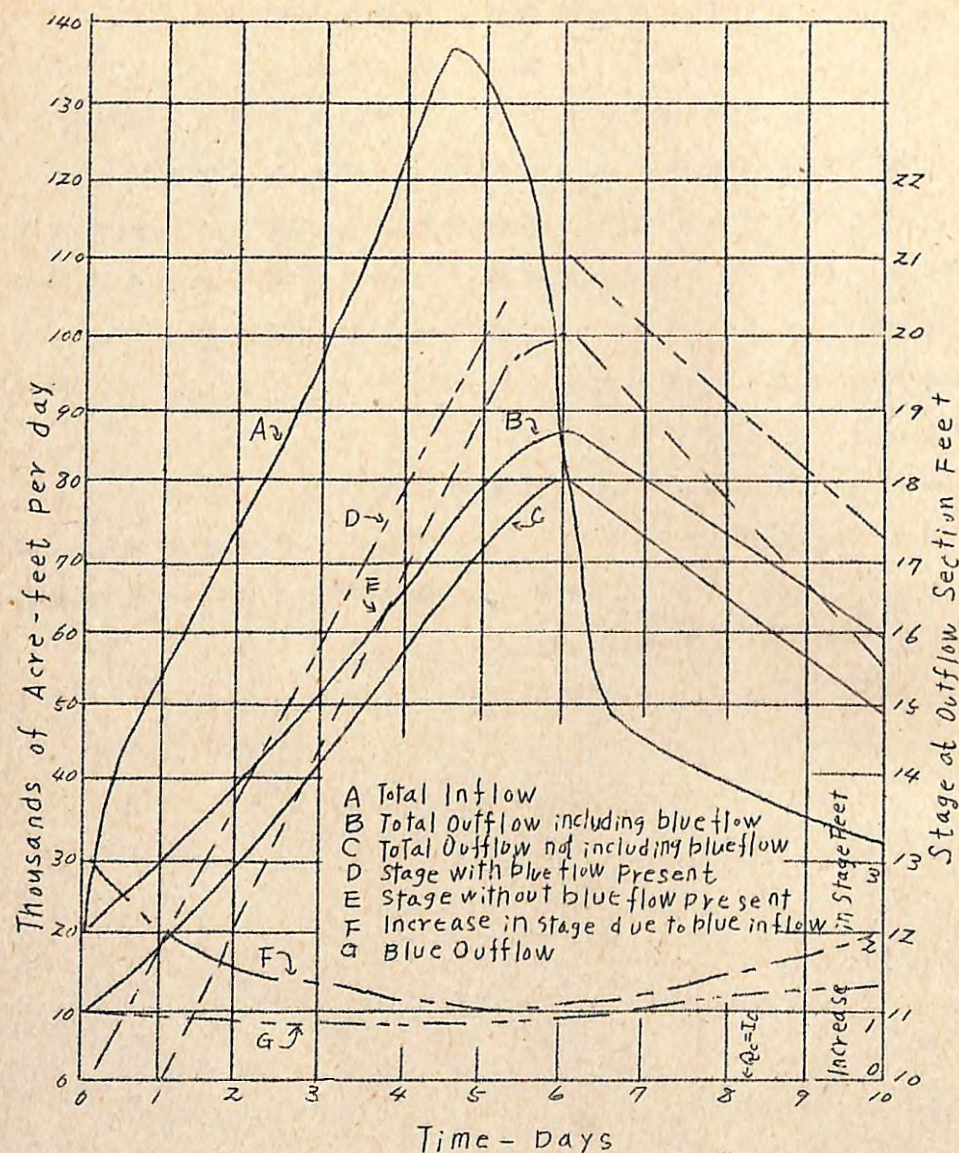


Fig. 5 Effect of channel storage and of Constant Blue Inflow on the Regimen of a River-Flood

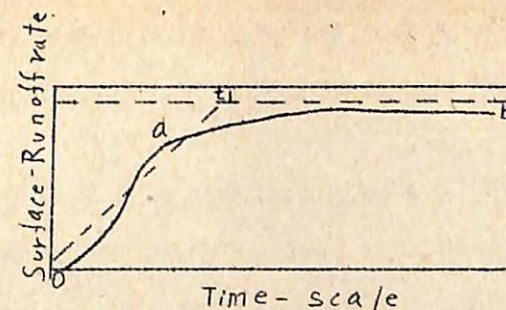


Fig. 6 Form of Surface Runoff Graph
Rising Stages Long Storm with Constant Rain-Intensity

これが一河直流入のあるときの流出グラフの上昇側の式である。もし M' が 1 以下の分数ならば $Zr = q_c$ 、 E だけ M' の分母として、これを代入して積分を行うことが出来る。その微分式は常に部分分数の形で積分することが出来る。

この式は実用的には非常に重要なものであるが、ここには積分を示すことは出来ない。一般に最大流出強度を起すのは長雨の場合であるから、式(18)は与えられた流域の最大降雨によつておこるであろう最大河直流出レート、すなわち洪水強度も決定することを可能ならしめる。

短い降雨の場合や長雨の初期に於けるような地表流下量が一様に増すとき、すなわち $q_s = at$ 、(a は常数) の場合には、河直流出グラフの上昇側の微分方程式は

$$(at + q_g) dt = q_c dt + dsc \quad (19)$$

で、降雨強度の一定するときの長雨に対する地表流下グラフは下図. 6 の $0ab$ 線を示すような形になる。一般に河直流入は 0 から $g =$ 降雨強度 - 浸透能 (ただし時刻 t の) までほぼ一率で増し、その後 g に等しい常数でつづくと仮定してよい。これに相応する河直流出グラフを思出す問題の解は、式(19)を t の範囲に対して積分し、かつ式(18)を降流期間の残りに対して積分することが必要である。

一定地下水流入 qg のあるときの退水期の河道野涌の減衰

退水期（地表流下終了後）の野涌式は $qg dt = K_c h^R dt + dS_c$ である。

しかるに $S_c = K_z h^S$ であつ dh は負であり（河道野涌が減衰しつつある）また $(S-R) = -2/3$ （すべての場合に）であるから

$$K_c dt / S K_z = h^{S-1} dh / (h^{S+2/3} - qg / K_c) \quad (20)$$

$(S-1)$ と $(S+2/3)$ の河道断面の種々の型に対する値は次の如くである。

断面	$(S-1)$	$(S+2/3)$
矩形	0	$5/3$
双曲線	$1/2$	$13/6$
三角形	1	$8/3$

$b = qg / K_c$ とし、矩形については $Z^3 = h$, $3Z^2 dz = dh$ で

$$(K_c / S K_z) dt = 3Z^2 dz / (Z^5 - b) \quad (21)$$

双曲線形については, $Z^6 = h$, $6Z^5 dz = dh$ で,

$$(K_c / S K_z) dt = 6Z^5 dz / (Z^8 - b) \quad (22)$$

三角形については $Z^3 = h$, $3Z^2 dz = dh$ で,

$$(K_c / S K_z) dt = 3Z^5 dz / (Z^8 - b) \quad (23)$$

これらはすべて有理分数を部分分数に導くことによつて積分することが出来る。この外の河道断面の形に対しても同様な積分式が得られる。たとえば矩形と双曲線形との中間のものに相当する $R = 2.0$ ならば $q = K_c h^2$, $h = \sqrt{qg / K_c}$, $S_c = K_z h^{2/3}$ で、野涌式から $qg dt = K_c h^2 dt + (4K_z/3) h^{2/3} dh$, および野涌減衰期には dh は負であるから $3 dt / 4 K_z = h^{2/3} dh / (K_c h^2 - qg)$ 。相乗して分母を K_c で除して、

$$3 K_c dt / 4 K_z = h^{2/3} dh / (h^2 - (qg / K_c)) \quad (24)$$

$Z^3 = h$ および $3Z^2 dz = dh$ とすると

$$K_c t / 4 K_z = \int Z^3 dz / [Z^6 - (qg / K_c)] \quad (25)$$

~ 44 ~

Hirsch の integral tabb (London, 1823, p. 61)

から

$$\int Z^2 dz / [Z^6 - (qg / K_c)] = - (1/66 K^2) \{ (1/2) \ln [(Z^4 + K^2 Z^2 + K^4) / (Z^2 - K^2)^2] - \sqrt{3} \tan^{-1} [\sqrt{3} Z^2 / (2K^2 + Z^2)] \} + \text{constant.}$$

ここで $K = \sqrt[3]{-2/b}$, $a = -qg / K_c$, $b = 1$, 故に $K = \sqrt[3]{qg / K_c}$ K と Z に対する値を代入して

$$\int Z^3 dz / (Z^6 - qg / K_c) = - [1/6 (qg / K_c)^{1/3}] \{ (1/2) \ln [(q/K_c)^{2/3} + (qg q / K_c)^{1/3} + (qg / K_c)^{2/3}] / \{ (q/K_c)^{1/3} - (qg / K_c)^{1/3} \}^2 - \sqrt{3} \tan^{-1} [\sqrt{3} (q/K_c)^{1/3} / \{ 2 (qg / K_c)^{1/3} + (q/K_c)^{1/3} \}] \} + \text{constant}$$

ここで $t_0 = 0$, $q = q_0$, なお $\text{constant} = [1/6 (qg / K_c)^{1/3}] \{ (1/2) \ln [q_0 / K_c]^{2/3} + (qg q_0 / K_c)^{1/3} + (qg / K_c)^{2/3} \} /$

$$\{ (q_0 / K_c)^{1/3} - (qg / K_c)^{1/3} \}^2 + \sqrt{3} \tan^{-1} [\sqrt{3} (q_0 / K_c)^{1/3} / \{ 2 (qg / K_c)^{1/3} + (q_0 / K_c)^{1/3} \}] \} \\ (qg / K_c)^{1/3} = a, (q/K_c)^{1/3} = b, (q_0 / K_c)^{1/3} = c \text{ とすると.} \\ (Z K_c a / 2 K_z) t = (1/6) \ln [(c^2 + a(c+a)^2) (b-a)^2 / (c-a)^2 (b^2 + ab + a^2)] - \sqrt{3} \tan^{-1} [\sqrt{3} c / (2a+c)] + \sqrt{3} \tan^{-1} [\sqrt{3} b / (2a+b)] \quad (26)$$

一定地下水流入が消去されると量水曲線の退水側の式の誘導はたいへん簡単になる。

地下水を含む河道野涌式 野涌式から dh は負であつ $dS_c = S K_z h^{S-1} dh = K_c h^R dt$ で、また

$$t = (K_z / K_c) \int_{h_0}^h (h^{S-1} / h^R) dh \quad (27)$$

である。

$(K_z / K_c) = C_c$ とすると $(S-R) = -1$ の場合の外は

$$t = C_c \int_{h_0}^h h^{S-R-1} dh = [C_c / (S-R-1)] h^{S-R} + \text{constant} \quad t=0 \sim 45 \sim$$

のとき、 $h = h_0$ で $\text{Constant} = [C_c / (S-R-1)] h^{S-R}$
 および

$$t = C_c / (S-R-1) (h_0^{S-R} - h^{S-R}) \quad (28)$$

$(S-R-1) = -1$ ならば

$$t = C_c \int_{h_0}^h (dh/h) + \text{Constant} = C_c \ln(h_0/h) \quad (29)$$

この2式はあらゆる場合をつくり、かつ地表からの流入が終つた後の任意時刻 t に於ける河道貯留減衰に基く退水水位を与える。

已知の量は普通 h_0 と h_g とではなく q_0 と q_g とである。この q_0 は河道貯留からの流出の初めのレートである。

式 (1) から

$$h = (q_c / K_c)^{1/R} \quad (30)$$

これから

$$t = \{ C_c / (S-R-1) \} \{ (q_c / K_c)^{2/R} - (q / K_c)^{2/R} \} \quad (31)$$

ここで $Z = (S-R)/R$ である。

$(S-R-1) = -1$ に対しては

$$t = C_c (S-R) / R \ln(q_0/q) \quad (32)$$

すでに示したように $(S-R)$ は正常状態に於いては $-2/3$ である。指数 Z は故に負数であり、式 (31) と (32) とは河道貯留が全く無くなるまでに要する時間は、地下水流出がある場合には無限大であることを示す。

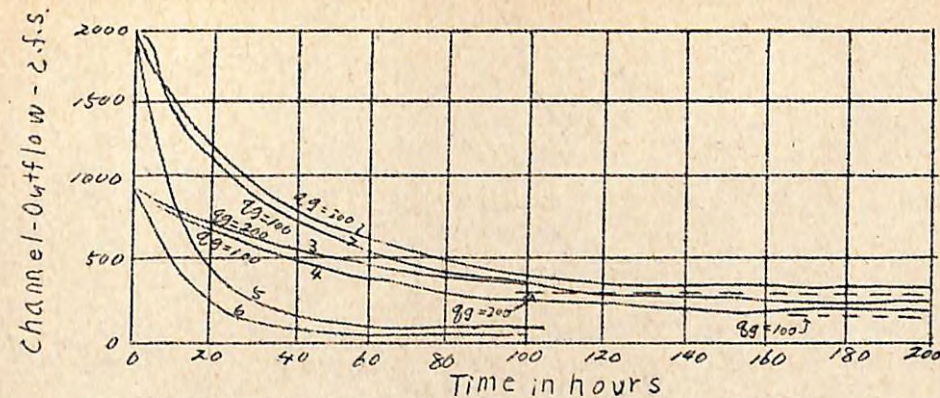


Fig. 7 Channel Outflow Graphs during Recession, with and without Ground-Water Flow (From Equations 21 and 31)

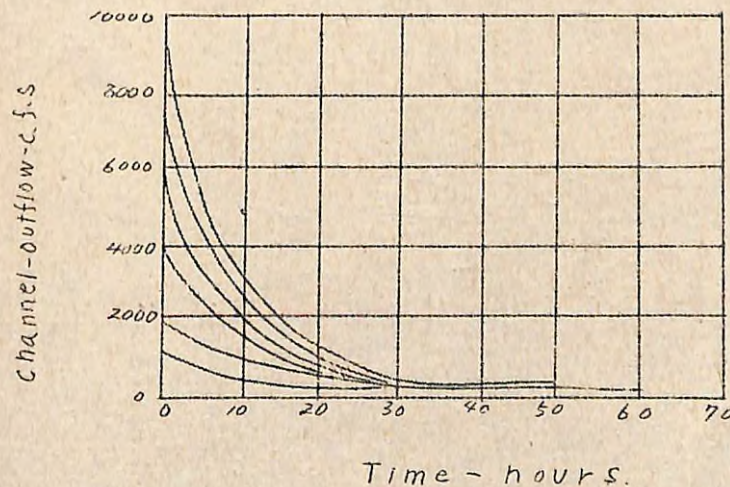


Fig. 8 Channel Outflow Graphs During Recession no. Ground-Water Flow (From Equation 31)

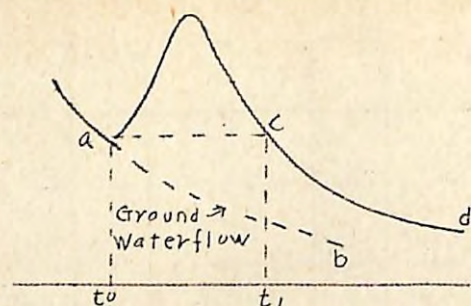


Fig. 9. - Determination of Base of Surface Runoff Graph

Fig. 7 は $q_c = 50 \text{ h}^2$ と $S = 30,000,000 \text{ h}^{4/3}$ 立方呎
 に対し式 (21) と (31) で計算した退水期の河道流出グラフを示す。
 これは東部合衆国の河流密度^がかなり高かった約 300 平方 mile の面
 積の典型的流域の値にほぼ相当するものである。Fig. 7 の曲線は
 次の諸条件を示す。

曲線	式	q_0 cfs	q cfs
1	21	2000	200
2	21	2000	100
3	21	1000	200
4	21	1000	100
5	31	2000	0
6	31	1000	0

Fig. 8 は河道流出の初めのレートが 10,000 乃至 1000 cfs
 に対する地下水流出のとき (式 31) の同一条件における河道野
 猫減水曲線を示す。

Fig. 7 から次のことがうかがわれる。すなわち、一定地下水流
 入は増水の終りに於ける河道流出の皆無になるための時間を大に引
 延ばし、かつ量水曲線の基線を地下水流入の全当初流出レート q_0
 に対する比にほぼ比例して伸ばすことになる。

Fig. 8 は次のことを示す。すなわち地下水流入が無いときは

河道野猫の皆無になるまでの退水曲線は、或時間の後には、実用的
 の目的には退水期間は一様で、かつ河道野猫からの流出の初めのレ
 ートに無関係であると仮定した結果と大した相違は無いことになる。
 解析的の取材からもここに示した例からも地表流下が終つた後は河
 道野猫が全く皆無になるための時間は、(1) 一定地下水流入のある
 ときも或は (2) 地下水流入が無いときにも無限であることを示す。

普通は増水期間に多少の地下水流入があり、そのレートは一様で
 はない。地表流下が終つた後の退水期には地下水流入のレートはお
 おもひ減する。かかる事情の下では河道流出が当初地下水流入レ
 ートか、または平均地下水流入レートに等しい値に復するまでの時間
 は有限である。流出レートが初めの地下水流入レートに等しい流出
 レートに復した後も地表流下に基く幾分の河道野猫が残る。河道
 野猫の源が地表流下であつても地下水であつても、他の条件が同一
 ならば流出レートに何の影響もない。それ故に流出レートが初めの
 地下水流入レートと等しい値に復した後の退水状況は、地表流下に
 基く増水が無かつたときと正しく同一である。このことは
 Fig. 9 に示してある。時刻 t_1 には河道流出レートは当初 t_0 に
 於ける地下水流出レートと同値に復した。線 ab は増水が起る前か
 つたときとときの地下水からの河道流出レートである。

（思は）於ける河道野猫も河道流出レートも t_1 に於けると同一であ
 るから、点 c は点 b を時間間隔 t_1 だけ前方に移動したものに
 過ぎない。地下水を除去した地表流下グラフの時間基線は実用的に
 は t_0 と或は t_1 に等しく取つてよいことになる。ただしこの結果は
 次のような制限に従う。すなわち河道断面従つて河道野猫量の容積
 が時刻 t_1 に於いて正数である場合にのみ厳格に正しい。しかし普
 通見られるように時刻 t_1 における河道野猫の容積が時刻 t_0 にお
 ける出口の相当する水位に対してよりも少いならば、その時の河道
 流出グラフの点 c は地下水減水曲線の点 b によつてほぼ表わされるが厳
 格にはそうではない。

Unit-graph 法への適用

以上の結果の或ものは

Unit-graph その他の地表流下を計算する類似の方法の水文学的基礎の上に重要な関連を持つ。

(1) 地下水を除去したUnit-graph に対する正しい時間基線は、増水の初から河道流出が増水初の地下水流出レートと同値に復するまでの経過時間であるべきことが注意される。

(2) この時間基線は他の条件が同一でも河道に地下水流入がある場合には種々の強度の増水に対して一定ではない。

(3) 同一流域で種々の降雨における同一河道流出レートに相応する河道貯留の容積には大きな変化があることが示された。

これは Water-Supply Paper 772 に示された各水流に対する配分グラフの決定に用いられる降雨についても正しい。この単位河道貯留における変化は時としては100% またはそれ以上に上る。他の条件が同一ならば河道貯留の容積が大きいほど地表流下による変形の度が大きくかつ河道流出の期間が長い。この河道貯留の変化は Water-Supply

Paper 772 に示された各降雨により同一流域に対する配分グラフの変化の全部でなくとも大部分を説明するものである。たとえば Ohio 州 Dresden に於ける Muskingum River の場合 Water-Supply Paper 772 は増水

頂上の流量が、各配分グラフで全流量の19%から39%の間に変わることを示した。これは計算した最大流量に於いては

100%以上の変化を生ずることになるのであろう。他の河川においてもほぼ同程度の変化が起り、また流出期間についても配分グラフと同様な変化が起った。これらのグラフは注意深く模写した孤立した降雨で、かつ初めの河道貯留の少ないものによつて決定したものであるから、河道貯留の変化を考へ入れない場合のこの方法によつて得られる最良の結果を示すものであろう。

貯留の法則は

流入 = 流出 + 貯留増 或は - 貯留減で与えられた時間々隔に対する流量レートの全地表流下量に対する比は、河道貯留の容積が同一で変わる場合の外は種々の流量レートについて一定であることは出来ない。一つの式の正しさはその各項に同一量を加しても変わらない。二つの降雨に対して1, 2を附記し、その各流入レートを I_1, I_2 とすれば、貯留式は = 降雨の場合 $I_1 = (O_1 + S_1)$ および $I_2 = (O_2 + S_2)$ である、 (O_2/O_1) の比を C と置くと方程式は $O_2 = C O_1 = C(1 - C S_1)$ である。これらの式で I, O, S はそれぞれ地表流下量、河道流出および河道貯留の与えられた時間々隔の値である。これはある与えられた時間々隔に対する河道流出レートは、河道貯留が同一割合に増加した時にのみ比 C で増加することを示す。

これから次のことが示しかめられる。日々の出水がつづいた時の配分グラフは、全部同一グラフを用いる代りに、各日の配分グラフを前回出水から残った河道貯留の量に依存するという方法で改めると非常に正確になるということである。

3. 仮想河道流入グラフ

Robert T. E. Horton: Virtual Channel - inflow
graphs. (Trans. Amer. Geophys. Union
1941: 811-820)

仮想河道流入^入グラフの基礎

仮想河道流入グラフと呼ばれるものは多くの場合河道流出グラフから容易に誘導することが出来る(簡単にするためにこれを仮想流入グラフまたは I -graph と呼ぶことにする。)

与えられた河道流入グラフを、河道流入が与えられた地点に於いて、流出と同時に始まるとして時間を変えれば、次の4の関係が成り立つ河道流入グラフと、このために起った流出グラフとの間に正しく存在するであろう。(Fig. 1)

- (1) 河道流入は河道流出グラフの退水曲線の変向点 P_2 で終る。
- (2) 流入グラフは流出グラフの最大流出の点に於いて共通点を持つ。
- (3) 河道流入は河道流出の初めに始まる。
- (4) 河道流入グラフと流出グラフとの下の面積は同一で共に全地表流下量を表わす。

これらの4法則は同一全流出量と、同時に同一最大流量と、また実際の河道流入グラフによって生ずる上昇および退水特性とはほぼ同様の特性をもち三角形又は梯形の河道流入グラフを成ることを可能にする。各場合に於ける精度は後に述べる方法でこれを河道流出グラフを計算する基礎として用いることで容易に検定することが出来る。

Fig. 1の三角形 $abcd$ は以上の要求を充たす。点 d は退水曲線の变向点 P_2 の下にある、流入の退水曲線は b に始まり流出頂点 c を通る。

V-Iグラフの上昇側は流出の初めに始まりb点まで引かれる。b点の面積abdが地下水流出を含めた流出グラフ下の面積Aに等しくなるように採る。時間基線b = bdであるから三角形V-Iグラフの頂点高は次の式で与えられる。

$$A = b I_g / 2 \quad (1)$$

或は

$$I_g = 2A / b$$

ここで I_g はV-Iグラフの最高点の流量シートである。

先にあげた4要求に加えて正常の一頂点の増水に対するV-Iグラフは次の2特性を持つ。

(a) V-Iグラフの頂点は流出グラフの上昇側に於ける変位点 P_1 とほぼ同時に起る。この要求は三角形abdによってほぼ充てられる。(Fig 1)

(b) 流出グラフの上昇側はおもね常に退水側よりも急であるが、河直流入グラフに於いては常にその反対が真である。後者では上昇側の傾きは徐々であるのは次の事実によるのである。地表流下の初期には降雨余剰の大部分は地表残留量を作るために費やされ、この残留量によって地表流が支持されるのである。降雨余剰が終るとその後の河直流入は単に地表残留量からのみ生ずるが、残留量は地表流下と滲透との面作用の故に急激に盡きてしまう。故にV-Iグラフは急激に低下し退水側の傾きは上昇側のそれよりも急になり、かつ河直流入グラフの退水期間は上昇期間よりも短い。これは Fig 1 のグラフabdに示される如くである。

Fig 1. 23

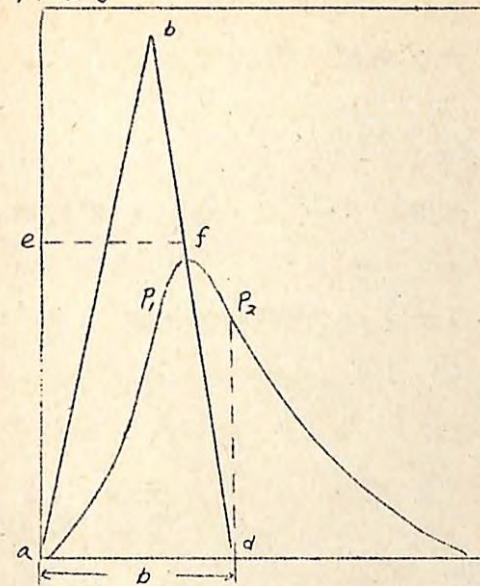


Fig 1 - VIRTUAL CHANNEL-INFLOW GRAPH

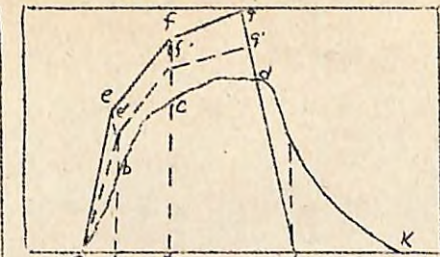


Fig 2 - CONSTRUCTION OF POLYGONAL V.I GRAPH

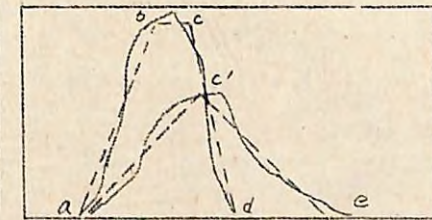


Fig 3 - EFFECT OF USE OF V.I GRAPHS BOUNDED BY STRAIGHT LINES

仮想流入グラフの限界形

三角形V-Iグラフabd (Fig 1) は4基本要求を満たす河直流入グラフの唯一の形ではない。二つの二次要求を無視すれば、基底adと退水側が線bcdに合致し、かつ流出グラフと同一面積Aを持つ如何なる形もV-Iグラフとしての4基本要求をも満たす。流出レートは流入レートを越すことは出来ないから、流入グラフの高さは流出グラフのそれより小さくはならない。また上昇側が垂直であるかまたは右上方に傾いていなければならぬ。

流入グラフの上昇側が垂直である極限の場合(実際にはないであろう)には4基本要求はaefdの如き梯形の流入グラフで充てられる。梯形のV-Iグラフの頂点の高さをaとすると

$$A = I_a (a + b) / 2 \quad (3)$$

ここで I_a は梯形グラフの頂点高である。最大流出レートは最大流入レートを越すことは無いから I_a の可能な最小値は最大流

出し一ト g_g である。

S を垂直高或は流入し一トの単位差当りの時間差をわしに V - I グラフの出水側の傾きとすると、

$$S = (b - t_g) / I_g \quad (4)$$

こゝで t_g は b 点から測った三角形 V - I グラフの頂点時である。

垂直上昇の局限の場合には梯形グラフは次の如き高さ I_t を持たなければならぬ。

$$\{b + t_g + S(I_g - I_t)\} I_t / 2 = A \quad (5)$$

或は

$$\{CI_t - (SI_t)^2\} / 2 = A \quad (6)$$

こゝで

$$C = (b + t_g + SI_g) / 2$$

である。

故に

$$I_t = C/S + \sqrt{C^2/S^2 - 2A/S} \quad (7)$$

これから最小傾気高の梯形グラフの高さが決定される。これが Fig. 1 のグラフ $aefcd$ で示される。

三角形 abd と梯形 $aefcd$ の局限の場合の間の形を持ついづれの V - I グラフも 4 基本要素を充たす。しかし河道流入は急激に全強度で始まることはなく流入グラフの上昇側は垂直ではない。 V - I グラフの最も起り得る形は三角形グラフの頂点 b と最小梯形グラフの頂点との間の何処かに頂点を持つものである。けれども局限の三角形と梯形の平均は流入グラフの最も可能なものは最も普通の形ではない。多くの流入グラフの研究は降雨余剰の単一連続期によって起る上昇に対しては流入傾気は簡単な三角形 (Fig. 1 abd) に接近し、多くの場合この形は誤差のほとんど無いものとして用いられる。

以上述べた方法は流域に於ける単一期間の降雨余剰により起る

ような正常流出グラフに適用される。

二重頂気または多数の増水の場合には各増水に対する相応河道流入グラフを別々に決めなければならぬ。各増水に対する河道流出は多くの場合容易に分離することが出来る。

それは n - 増水の部分に対する返水曲線は n - 増水が始まった後までつづくが、 n - 増水に対する返水曲線を n - 増水までおろすことで得られる。河道貯溜の量とその流出との関係は前者共に同一流出し一トに対しては同一であるからである。 n - 増水のグラフはかくして分離して描かれ、かつ相応する河道流入グラフはそれから決定される。

V - I グラフは常に測水所に於ける増水の初めに始まることは注意されなければならぬ。これは仮想流入グラフと呼ばれる理由の一つである。これは流出が始まったときに流入が始まるように時間をずらした河道流入グラフである。それ故にこれは河道貯溜の時間という面倒な問題を消去する。実際の流入グラフは勿論もっと早く始まりまた早く終る。

流出グラフは河道貯溜によって変化した河道流入グラフを示すが、この変化は河道貯溜が空けまたは測水所に影響を及ぼすまでは始まらない。 V - I グラフは河道貯溜がすべて測水所のすぐ上流の貯水池に変わったことと結果に於ては同様である。ただし貯水池は実際の河道貯溜と上昇ならびに返水に対し同一容量と同一水位一流出関係を持つものである。

V - I グラフは正しく河道流入の推移と量とを示すが実際の起降は示さない。このことは V - I グラフは河道流入グラフの曲線的の形の代りに直線から成つておることの相違によるのである。

流出グラフの形の流入グラフの形に及ぼす影響

正常の流出グラフは三角形又は梯形流入グラフから正確に再製することが出来るが、降雨強度の急激な変化は流出グラフを正常でなく

し、かつ流入グラフも三角形または梯形では無くあることは明らかなである。流入グラフの形は流出グラフのその反映である。

Fig 2に流入レートが時刻 t と t_2 とに急変のあることを示す。線 $aefg$ とその各部が流出グラフの相応する各部に比例する傾斜を持つものから成るように引くと、この線は面積 $abcd$ に等しい $a'e'f'g'$ の位置に調節されるように右または左にずらす。これが河道流入グラフに最も近い近似形であろう。

曲線的グラフの代りに三角形を用いる影響

実際の河道流入グラフは各小区域毎の曲線的の地表流下グラフから成っていて曲線的の限界を持つ。この限界線は三角形または梯形からは幾分離れたことは Fig 3 から容易に見られる。実際のグラフは a で始まり c' を通り d で終る。そして三角形又は梯形グラフと同一面積を持ち、かつ河道貯溜量は流出頂点 c' に於ては同一であるものでなければならぬ。故に実際のグラフと直線的グラフとの下の面積の過剰または不足は a と c' 間、 c' および d で釣り合はなければならぬ。この要求は三角形または梯形グラフからの曲線的グラフの偏差を甚だ極小にする、そしてこれらの偏差は交互に正負であり、かつ計算した流出グラフの上に僅小の影響を持つことにある。

仮想流入グラフを用いて河道貯溜量の決定

U-I グラフの確度のこれまでの証明は単に流出グラフの水理学的特性によって定めた4基本要求を満たすという事実に基づいている。U-I グラフの確度の一層正確な証明は実際の流出グラフをU-I グラフから導いたものとの比較によって得られる。

地表流下または河道流入の終った後の還水期間の河道貯溜は、着着の展開した方法(1)で決定することが出来る。Fig 1の P_2 点から下の還水グラフ上の任意の点に於ける河道貯溜は、流

入はるはやむいのであるから当然その後の河道流出の全量に等しくなければならぬ。故に河道貯溜は流出グラフの還水曲線下の面積を後方に積算して得られる。この方法は流入のある上昇期には適用することが出来ない、河道流入のある間は河道貯溜の容積は流入の積算と流出の積算との差である。

水理学的理由によって、与えられた流出レートに対する河道貯溜は普通上昇期には還水期中よりも大である。今までは上昇期中の河道貯溜を決定する簡單にして漸定すべき方法が無かった。それはこの決定のためには河道流入グラフと流出グラフの双方を用いることが必要であつたからである。U-I グラフは必要に流入グラフを与え、かつ河道貯溜と貯溜流出関係を、上昇の初めから出発して、次ぎ次ぎの時間増加の終りまでの積算流入と積算流出の差によって上昇期に対しても決定することが出来る。観測した流出レートに対して、これらの量をプロットして上昇期に対する河道貯溜一流出関係のグラフを得る。

Table IはFig 4に示した量水曲線に対する上昇期と還水期との河道貯溜計算の詳細を示す。

Table 1 Erwins, N. Y. 附近 Tioga R の河道貯油量計算
1935年7月8日 増水

期日	時刻	流出	流入	差	平均	貯油	Σ
(1)	(2)	C.S.M (3)	C.S.M (4)	(4)-(3) C.S.M (5)	C.S.M (6)	C.F.PERS.M (7)	C.F.PERS.M (8)
July 7	12 Midl	0.26	0.26	0			0
July 8	1 a.m	0.30	4.50	4.20	2.10	7.560	7.560
	2 a.m	0.40	8.60	8.20	6.20	22.320	29.880
	3 a.m	0.50	12.60	12.10	10.15	36.540	66.420
	4 a.m	0.75	16.90	16.15	14.15	50.832	117.252
	5 a.m	1.00	21.00	20.00	18.08	65.088	182.340
	6 a.m	1.50	25.20	23.70	21.85	78.660	261.000
	7 a.m	2.00	29.30	27.30	25.50	91.800	352.800
	8 a.m	3.00	33.30	30.30	28.80	103.680	456.480
	9 a.m	4.20	37.50	33.30	31.80	114.480	570.960
	10 a.m	5.80	41.60	35.80	34.65	124.380	695.340
	11 a.m	8.00	45.80	37.80	36.80	132.480	827.820
	12 Noon	10.90	50.00	39.10	38.45	138.420	966.240
	1 P.m	14.20	54.00	39.80	39.45	140.020	1,106.260
	2 P.m	17.50	58.20	40.70	40.25	144.900	1,251.160
	3 P.m	20.75	62.25	41.50	41.10	147.960	1,399.120
	4 P.m	24.00	66.50	42.50	42.00	151.300	1,550.320
	5 P.m	27.25	70.30	43.05	42.78	154.008	1,704.328

期日	時刻	流出	流入	差	平均	貯油	Σ
(1)	(2)	C.S.M (3)	C.S.M (4)	C.S.M (5)	C.S.M (6)	C.F.PERS.M (7)	C.F.PERS.M (8)
July 8	5 P.m	27.25	70.30	43.05	43.23	77.814	1,704,328
	5:30 P.m	28.90	72.30	43.40	40.18	72.324	1,782,142
	6 P.m	30.30	67.25	36.95	30.38	109.368	1,854,466
	7 P.m	32.40	56.20	23.80	17.75	63.900	1,963,334
	8 P.m	33.60	45.30	11.70	5.85	21.060	2,027,734
	9 P.m	33.80	33.80	0	-5.43	-19.548	2,048,792
	10 P.m	33.60	22.25	-10.85	-15.80	-56.880	2,029,246
	11 P.m	32.50	11.75	-20.75	-25.82	-92.952	1,972,366
	12 P.m	30.90	0	-30.90			1,879,414
RECESSION SIDE							
July 14		0	0	0	0.33	42.768	0
"	12 Mid't	0.65	0	0.65	1.08	93.312	42,768
"	11 "	1.50	0	1.50	2.10	181.440	136,080
"	10 "	2.70	0	2.70	4.15	358.560	317,520
"	9 "	5.60	0	5.60	9.00	388.800	676,020
	Noon	12.40	0	12.40	16.10	347.760	1,064,880
	6 a.m	19.80	0	19.80	22.35	241.380	1,412,640
	3 a.m	24.90	0	24.90	27.90	268.920	1,654,020
	12 Mid't	30.90	0	30.90			1,922,940

三角形ピークグラフを得た後、上昇期に対する河道貯溜を決定するために、上昇の始めから直次一系の時間間隔を取り（Table 1欄4）を蓄水曲線から出して与えてある。差（欄5）は与えられた時刻に於ける河道貯溜の増加レートである。そしてこれらのレートの時間々隔の始めと終りの値の平均（欄6）に時間々隔を乗じて（この場合は3,600秒）与えられた時間間隔に対する河道貯溜の増加を与える。この増加の積算（欄8）から上昇の始めから頂点までの任意時刻に対する全河道貯溜量が得られる。退水期に対しては、退水グラフ下の直接積算の方法が用いられることは、先の論文に記載した如くである。

Fig 4 別 掲

Fig 4 に点線で上昇期の河道貯溜の進行を示し、又同図の内に示したのは、上昇期と下降期に対する河道貯溜—流出レート曲線である。河道貯溜は履歴曲線の輪をなすことが注意される。すなわち同一水位に対し退水期よりも、上昇期に対する河道貯溜が大であり流出頂点で最大に達する。

流出頂点附近では河道貯溜は上昇期にも退水期にも実際的には等しい。もう一つの河道貯溜曲線の例は後の図に示してある。

河道流入グラフと河道貯溜流出レート関係から河道流出グラフの作製

この問題の数量的解析についての次の方法は、河直流入グラフのすべての形と河道貯溜—流出関係のすべての形、及び河道貯溜と流出との関係が上昇期と退水期とに同一でない場合にも適用する。流入グラフを等時間々隔とに細分し、この時間々隔の始めと終りを表わすのに、 I_1 , I_2 を附記し、 I_1 , I_2 , S_1 , S_2 をそれぞれ流入と、流出レート及び河道貯溜とすると、次の貯溜式が与えられる。

$$(I_1 + I_2) t/2 = (O_1 + O_2) t/2 + (S_2 - S_1) \quad (8)$$

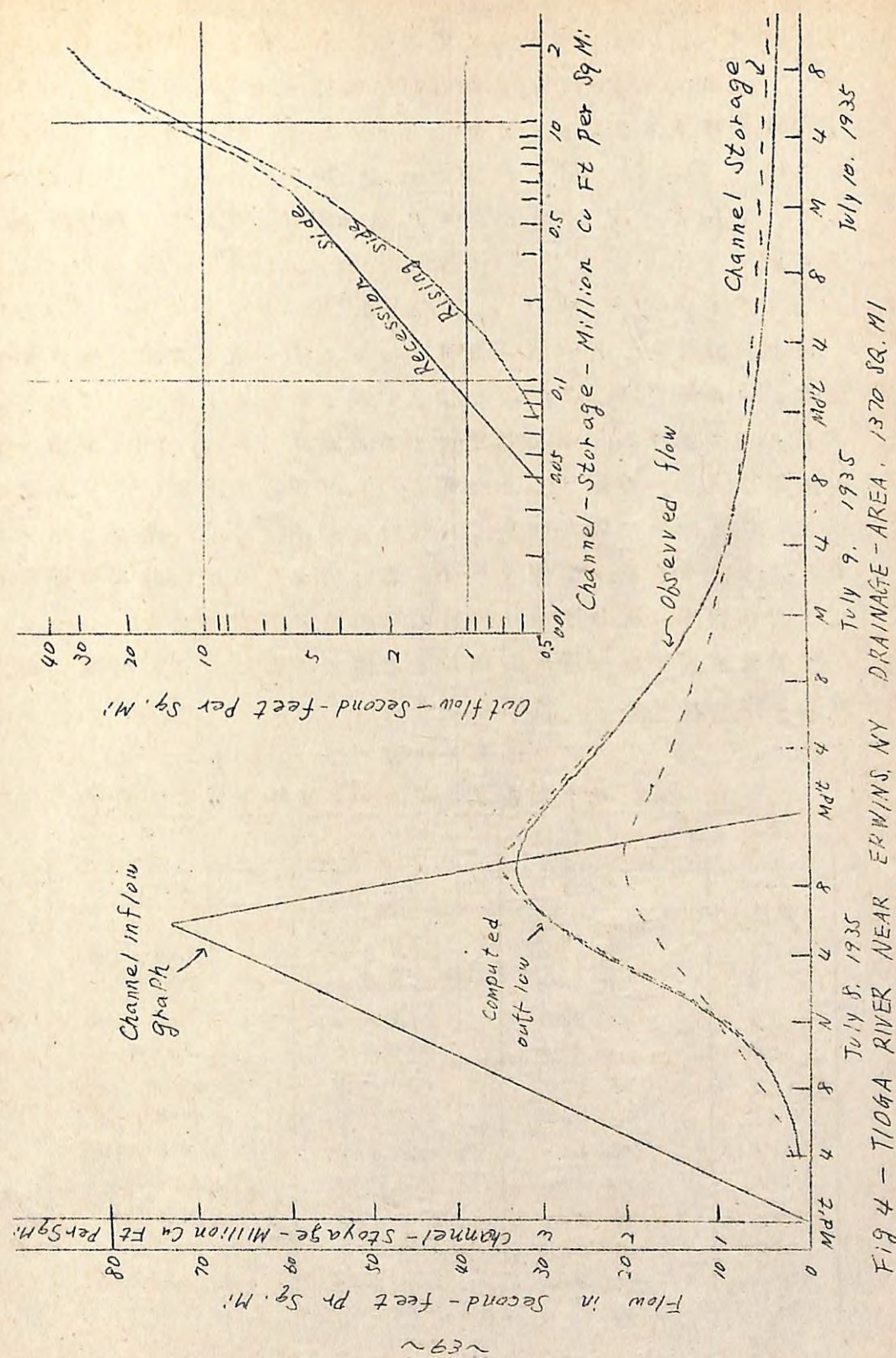


Fig 4 - TIOGA RIVER NEAR ERWINS, NY DRAINAGE-AREA, 1370 SQ. MI.

$$(I_1 + I_2) / 2 = I_a \text{ とすると}$$

$$I_a t = (g_1 + g_2) t / 2 + (S_2 - S_1) \quad (9)$$

S_1 は未知であるとし、また

$$S_2 = K c s g_1^{1/4} \quad (10)$$

$$2 I_a t - g_1 t + 2 S_1 = g_2 t + 2 K c s g_2^{1/4} = \phi(g_2) \quad (11)$$

また

$$\phi(g_2) = g_2 t + 2 K c s g_2^{1/4} \quad (12)$$

の g_2 の仮定した値の一系列に対して $\phi(g_2)$ の値を計算する。 $\phi(g_2)$ の計算は、Table 2 に示してあるようにして行う。 $\phi(g_2)$ の上昇期と退水期に対する曲線は、Fig 5 に示す。量水曲線上の点を計算するの式 (12) の右側を Σ とし、その値を支えられた時間々隔に対して計算する。 $\phi(g_2)$ 曲線上に $\Sigma = \phi(g_2)$ とする g_2 の値をだす。これが支えられた時間々隔の終りで次の時間々隔の始めに於ける河道流出の値である。

河道野通曲線から S_2 の相応する値をとると、これが続く次の時間々隔に対する S_1 の値となる。

Table 2 $\phi(g)$ 曲線の計算

Erwins, N.Y. 附近 Tioga R. 1935 年 7 月 8 日 増水

g_1 C. S. M	$g_1 t$ ($t=3600$ SECS)	S_c C. F. PERS. M	$\phi(g_1)$ = $(2) - 2(3)$
(1)	(2)	(3)	(4)
RISING SIDE			
1	3,600	180,000	363,600
2	7,200	340,000	687,200
4	14,400	550,000	1,114,400
6	21,600	700,000	1,421,600
8	28,800	825,000	1,678,800
10	36,000	930,000	1,896,000
15	54,000	1,160,000	2,374,000
20	72,000	1,390,000	2,852,000
25	90,000	1,610,000	3,310,000
30	108,000	1,850,000	3,808,000
35	126,000	2,080,000	4,286,000
40	144,000	2,310,000	4,764,000

~64~

g_1 C. S. M	$g_1 t$ ($t=3600$ SECS)	S_c C. F. PERS. M	$\phi(g_1)$ = $(2) - 2(3)$
(1)	(2)	(3)	(4)
RECESSION SIDE			
1	3,600	87,000	177,600
2	7,200	210,000	427,200
4	14,400	475,000	964,400
6	21,600	675,000	1,371,600
8	28,800	790,000	1,608,800
10	36,000	870,000	1,776,000
15	54,000	1,100,000	2,254,000
20	72,000	1,320,000	2,712,000
25	90,000	1,560,000	3,210,000
30	108,000	1,820,000	3,748,000

計算した河道流出グラフは Fig 4 に示す。このグラフの計算は、Table 3 に示すようにして行った。

流出頂点が過ぎた後は、 $(S_2 - S_1)$ は負になることが注意される。計算が河道流入の終りまで行われると、適当な河道野通 - 流出関係を用いて河道流出の終りまで続ける事ができる。退水曲線の計算には、もっと長い時間々隔が普通用いられ、河道野通 $\phi(g_2)$ の新しいダイヤグラムが作られる。p2 に続く退水期には、流入は 0 と取り、 Σ の計算は簡単になる。 $\phi(g_2)$ の値は前と同一である。

仮想流入グラフの確立

仮想流入グラフが正確に描かれると、そこからこゝに述べた方法で、精密に流出グラフを再製することが出来る。しかしそれが正確でない、それから計算した流出グラフは、実際の流出グラ

~68~

つと一致しないであろう。このことを Fig. 6 に示してある。

図に 1935 年 7 月の New York 州 Itasca に於ける Fall Creek の洪水の実際の流出グラフと実際の流入グラフを示してある。先に述べた方法で正しく誘導した流入グラフは三角形 ABD で示し、これから計算した流出グラフは実際のグラフと良く一致している。三角形 ABE は正しくない $D-I$ グラフで時間基線は長過ぎ、頂点は低く過ぎる。そしてこれから計算した流出グラフは実際のグラフと一致しない。

$D-I$ グラフから流出グラフの計算は、流入グラフを誘導したことの単なる裏返しではない。それは元来 $D-I$ グラフの誘導に必ずしも含まれていない河道貯溜の或関係をも含まれる。頂点水位では、河道貯溜はその最大値またはその附近にあり、かつ上昇期中の河道貯溜の全積算を表わす、なおそれは退水期中に起るべき河道貯溜の全減水をも表わす。そしてこれらの二つの量は等しくなければならぬ。 $D-I$ グラフが正確に決定されるならばこれらの二つの量は釣り合い、かつ計算した流出グラフは実際のグラフと一致するであろう。又、 $D-I$ グラフが正しく決定されていないときは、一般に計算した流出グラフは、上昇期と退水期とに対する河道貯溜は釣り合わない、又計算したグラフは実際のグラフから離れ、特に頂点附近と退水期とにそうであるものになる。それ故に正しい河道流入グラフに対する要求は、 $D-I$ グラフを作るのに用いた基本要素の外に、それが上昇期と退水期とに対する河道貯溜が釣り合わなければならないという、もう一つの要求がある。

地表流下が終わった後の河道貯溜は、流出グラフの形のみによって決定され、仮定した流入グラフには無関係であるが、上昇期に対しては河道貯溜と水位との関係は、仮定した流入グラフと実際に計算した流出グラフの相方に依存する。 $(\text{河道貯溜} + \text{流出}) = \text{流入}$ で

あるから、流入グラフの誤差は、上昇期に対する河道貯溜と水位関係の誤差を来し、その結果貯溜式は、これから誘導した河道貯溜と水位 — 流出関係を用いては、流出グラフの退水期については釣り合わないことになる。換言すれば、流入及び流出グラフの下面積は河道貯溜 — 流出関係が、上昇期と退水期とに共に正しいときばかりのみ等しくなり、かつ仮定した流入グラフが真の河道流入グラフであるときばかりのみ上昇期に対してこの関係は正しいであろう。

仮想河道流入グラフの効用

$D-I$ グラフの多くの実際の適用を詳細に論ずることはできないが、次の事が言える。

(1) 真の移動時間の決定 — 地表流下と河道流出の移動時間、

又は最大降雨強度と最大河道流出の起時の差に関しては多くの遅延があつた。この時間々隔は三部分から成る。

：(a) 河道流入の遅れ或は最大降雨強度と最大河道流入の起時の差。この時差は地表貯溜量の貯水効果に基くのである。

(b) 河道移動時間或は最大河道流入と出口に於ける最大河道貯溜の起時の差。これは主として水理学的流阻又は波動による河道内の水の移動時間である。(c) 河道貯溜貯水の遅れ —

これは河道貯溜に基く貯水のための遅れで、 $D-I$ グラフの頂点と河道流出グラフの頂点の起時の差である。従来はこれらの成分を分離することができなかったが、 $D-I$ グラフの使用で分離を可能にする。

(2) 地表流下の法則 — 地表流下の法則は河流の一方の側の単なる小区域に対しては、流下量実験の場合と同様にして地表流下量を測定して容易に決定することが出来る。大流域で、種々の傾斜、地表流下の種々の長さの多数の小区域から成る場合に於ける法則の決定は、区域毎の降雨余剰のグラフと

共に実際の流入グラフが得られるならば、急し得ることである。流域内の区域毎の降雨余剰グラフを作ることは、降雨データと滲透データとが充分完備しているならば可能であり、又降雨余剰が実際地表流下量に等しいならば、これからの流出容積が得られる。二つのグラフから次の事を決定することが出来る。(1) 地表残留量 (2) 地表流下の法則 (3) 地表残留に基づく時間の遅れ、すなわち最大降雨強度と最大河道流出の間の時間差。

(3) 洪水予報 — 河道流出グラフは河道貯留のために変改された河道流入グラフを示すから、仮想流入グラフは流入状態を考えに入れた上の洪水予報の簡単な方法を与える。例えは仮想流入グラフが、現在ある状態に対して決定されるならば、これに相応する河道貯留グラフと結びつけて変った状態の下に起る洪水に対しては、更正した河道流入グラフが流域内の種々の点について得られ、
これから河道貯留関係と関連して相応する河道流出グラフを決定する方法が得られる。

(4) 総合 Unit-graph の作成 — 仮想流入グラフは、任意の降雨時間と強度との Unit-graph に相応する河道流出グラフを正確に作成する直接の方法を与える。これから得たグラフは別の強度の降雨に於ける流出グラフを決定する Unit-graph 又は配分グラフとして用いられる。Unit-graph はこの方法で河道貯留の任意の量に対し、又当初流入又は地下流出の任意の量に対して導かれる。

Fig 5

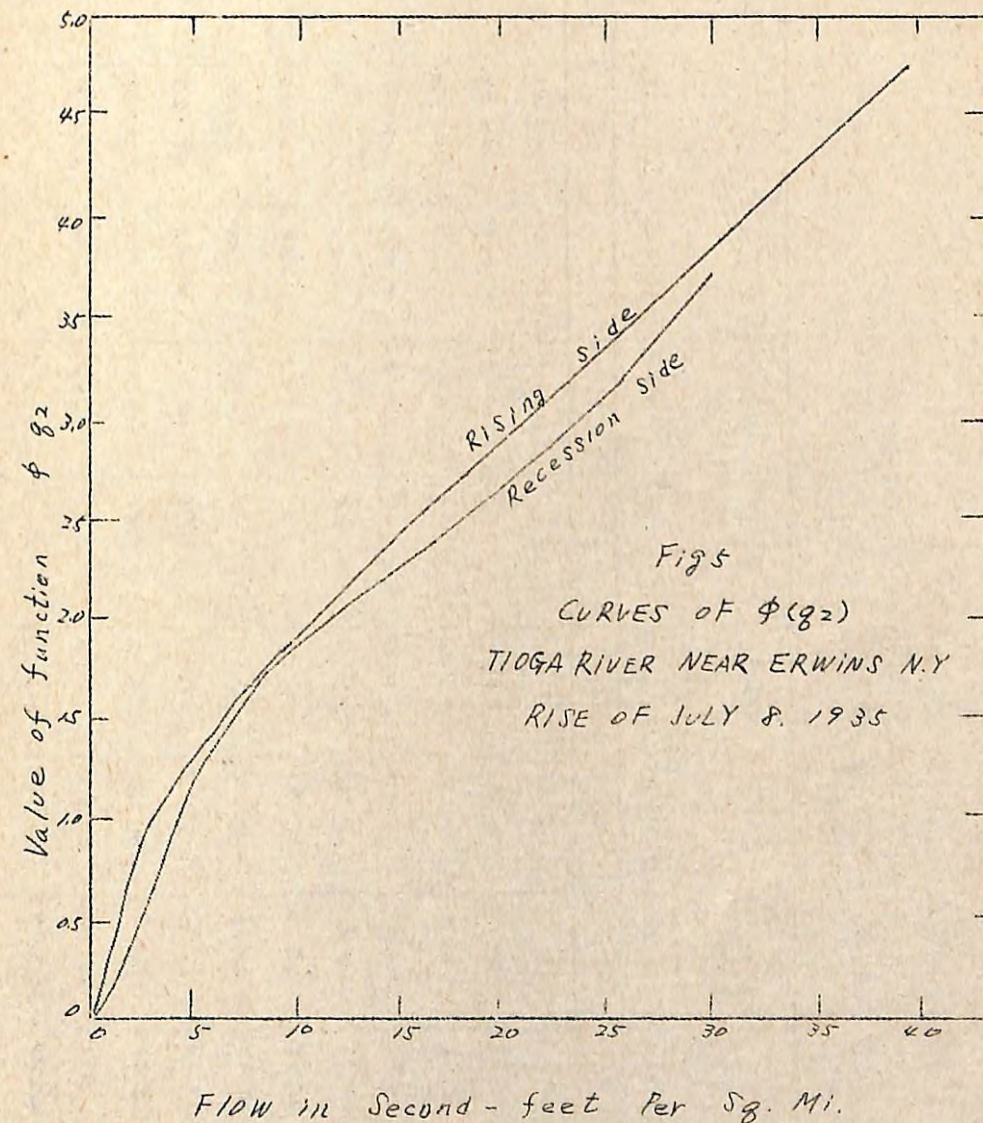


Table 3 河直流出グラフの計算

Erwins N. Y. 附近 Tioga 又

1935年7月8日増水

t ₁	t ₂	z ₁	I ₁	I ₂	I _{av}	2t _{1av}	g ₁	g ₁ z	2S ₁	Z	g ₂	S ₂
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Mid'z	/ cm	7200	0.	4.17	2.08	0.0150	0.27	0.010	0.200	0.0240	0.28	1.0100
1 AM	"	"	4.14	8.34	6.25	0.0450	.28	0.011	0.200	0.639	30	0.0100
2 "	3 "	"	8.34	12.51	10.42	0.0750	30	0.011	0.200	0.939	40	0.0320
3 "	4 "	"	12.51	16.68	14.59	0.1050	40	0.014	0.640	1.679	60	0.0900
4 "	5 "	"	16.68	20.85	18.76	0.1351	60	0.022	1.800	3.129	90	0.1580
5 "	6 "	"	20.85	25.02	22.93	0.1657	90	0.032	3.160	4.779	125	0.2250
6 "	7 "	"	25.02	29.19	27.10	0.1957	125	0.045	4.500	6.406	175	0.3080
7 "	8 "	"	29.19	33.36	31.28	0.2253	175	0.063	6.160	8.249	260	0.4150
8 "	9 "	"	33.36	37.53	35.44	0.2552	260	0.094	8.300	1.0758	380	0.5400
9 "	10 "	"	37.53	41.70	39.62	0.2853	380	0.137	1.0800	1.3516	565	0.6800
10 "	11 "	"	41.70	45.87	43.78	0.3152	565	0.203	1.3600	1.6549	795	0.8200

11	noon	"	45.87	50.04	47.96	0.3453	795	0.286	1.6400	1.9567	10.65	96.00
noon	1 P. M	"	50.04	54.21	52.13	0.3753	10.65	0.383	1.9200	2.2570	13.75	1.1000
1 P. M	2 "	"	54.21	58.38	56.30	0.4054	13.75	0.495	2.2000	2.5559	16.80	1.2400
2 "	3 "	"	58.38	62.55	60.47	0.4347	16.80	0.605	2.4800	2.8542	20.10	1.4000
3 "	4 "	"	62.55	66.72	64.63	0.4613	20.10	0.724	2.8000	3.1929	23.50	1.5500
4 "	5 "	"	66.72	70.35	68.55	0.4934	23.50	0.846	3.1000	3.5088	28.75	1.7000
5 "	6 "	"	70.35	74.72	70.08	0.5046	28.75	0.963	3.4000	3.8083	30.10	1.8500
6 "	7 "	"	74.72	78.60	76.16	0.4403	30.10	1.083	3.7000	4.0920	32.75	2.0000
7 "	8 "	"	78.60	82.48	80.04	0.5603	32.75	1.179	4.0000	4.2424	34.60	2.0500
8 "	9 "	"	82.48	86.36	84.92	0.5802	34.60	1.245	4.1000	4.2557	34.75	2.0600
9 "	10 "	"	86.36	90.24	87.80	0.6002	34.75	1.251	4.1200	4.1951	34.00	2.0300
10 "	11 "	"	90.24	94.12	91.68	0.6201	34.00	1.224	4.0600	4.0577	32.60	1.9700
11 "	mid'z	"	94.12	0	91.58	0.4000	32.60	1.174	3.9400	3.8626	30.60	1.8700
mid'z	1 AM	"	0	0	0	0	30.60	1.102	3.7400	3.6248	29.00	1.78
1 AM	2 "	"	0	0	0	0	29.00	1.044	3.5600	3.4556	27.20	1.68
2 "	3 "	"	0	0	0	0	27.20	0.979	3.3600	3.2821	25.40	1.59
3 "	4 "	"	0	0	0	0	25.40	0.914	3.1800	3.0886	23.70	1.50
4 "	5 "	"	0	0	0	0	23.70	0.853	3.0000	2.9147	22.00	1.40
5 "	6 "	"	0	0	0	0	22.00	0.792	2.8000	2.7208	20.00	1.32
6 "	7 "	"	0	0	0	0	20.00	0.720	2.6400	2.5680	18.35	1.25
7 "	8 "	"	0	0	0	0	18.35	0.661	2.5000	2.4339	16.95	

引用文献

- {1} Robert E. Horton. Natural Stream-channel Storage, Trans. Amer. Geophys. Union, PP. 406-432. 1936
- {2} Robert E. Horton, Natural Stream-channel Storage (Second Paper), Trans. Amer. Geophys. Union, PP. 440-456. 1937
- {3} Robert E. Horton, Informal notes on the Structure of the hydrograph and the relation between the Channel outflow and Channel inflow graph, (Proceeded); Lecture given at Coshocton, Ohio, Expe. Stat. of the Soil Conservation Service, Sept, 1937

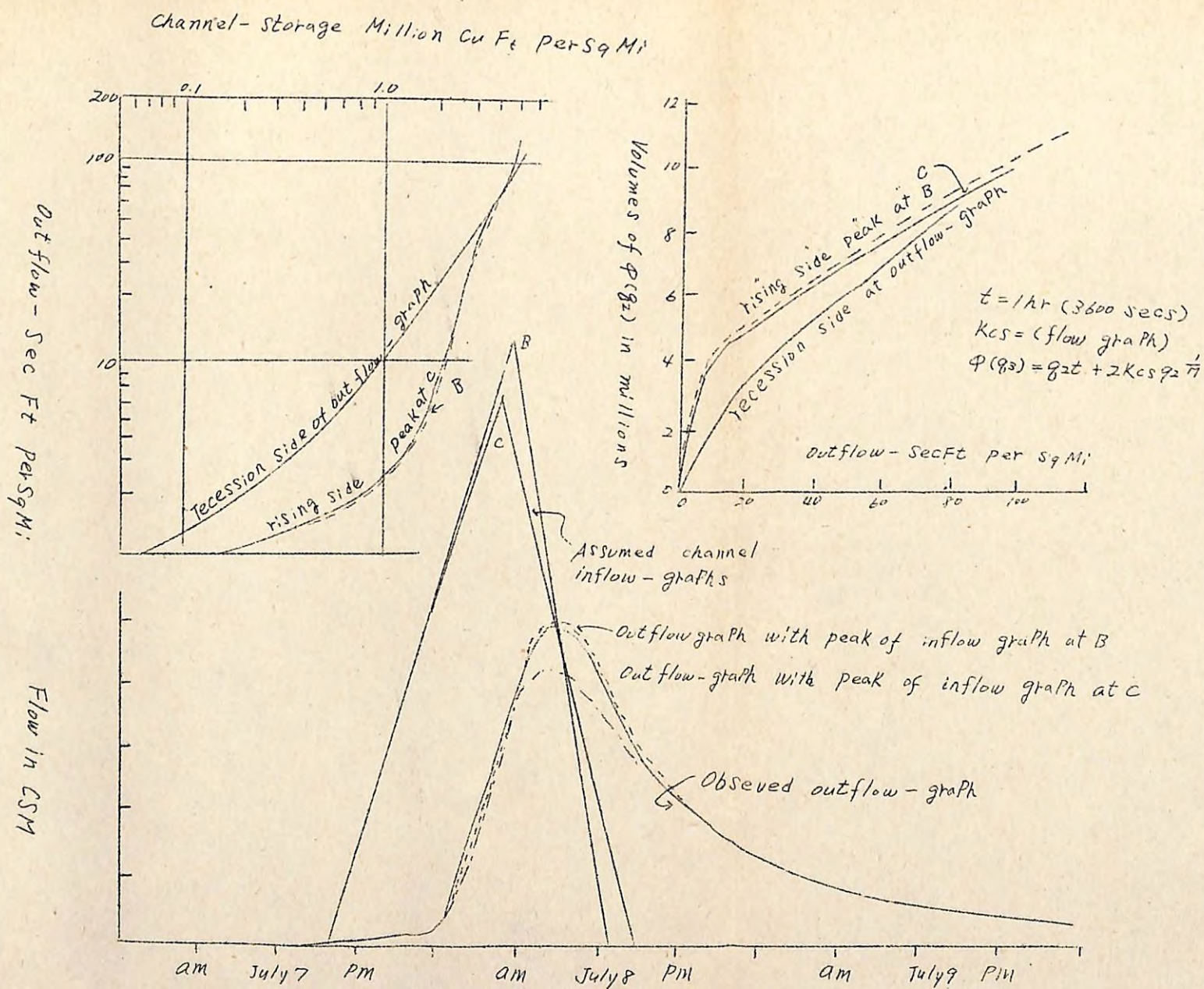


Fig 6 - CHANNEL INFLOW-GRAPH FALL CREEK AT ITHACA. N.Y
JULY 1935 FLOOD

4. 河道貯溜量による増水頂点の低下

Robert E. Horton¹⁾: Flood-crest reduction by channel storage. [Trans. Amer. Geophys. Union. 1941. 820-835]

河道流出グラフの相似性の条件。嘗水の量水曲線すなわち河道流出グラフは流域の面積に対する降雨余剰の (a) 地表残留量、(b) 河道貯溜量とによつて改変される形を表わす。降雨余剰グラフから河道流出グラフを誘導するか、或は少くともこれから近似的の頂点流出レートの決定を行うことは多くの理由から望ましいことである。他の論文 [I] で述べた仮想河道流入グラフは流出グラフから (a) 仮想河道流入グラフ、(b) 河道貯溜の特性、特に頂点時に於けるそれを容易に決定することを可能ならしめた。

降雨データから頂点流出レートの決定に関連して二つの方法が利用される。

(1) オーには貯溜式は貯溜のすべての形 すなわち河道貯溜

(ii) Voorheesville, New York

でも地表残留、または両者共にとお同様に適用されるという事実に依る。故に仮想河道流入グラフを得ると同様の方式を用いることが可能で、これを降雨余剰グラフに直接適用し、これから河道貯溜と地表残留との貯溜特性を定め、これが分ると別の降雨余剰型に対する頂点流出レートの決定に適用することが出来る。

(2) V-I グラフと降雨余剰グラフとから地表残留量効果を分離する。そうするとこれを降雨余剰グラフに適用して河道流入グラフを誘導し、かつこれから河道流出グラフ或は少くとも頂点レートの低下を誘導し得る。

この後の方法は地表残留の貯溜と河道貯溜との作用は二つの異なる降雨に於いて同一でないことの利点がある。この場合には、降雨余剰グラフと河道流出グラフとの間の関係は V-I グラフと

河道流出グラフとの間の関係と悉らく一致しないことになる。この論文は全部この後者の関係について述べる。

貯留式から同一降雨余剰型に対し、二つの接近した流域または同一流域内の二つの異なる測水所では、河道流出グラフは河道貯留の特性が同様であるときのみ同様なものになることは明らかである。同様に同一河川と測水所に於ける流出グラフは河道流入グラフが同様であるならば同一であることになる。

同様の降雨余剰型と同様の河道貯留特性を持つ接近した流域の河道流出の良く似ている例は中央 New York 州に於ける 1935 年 7 月の洪水で示される。Fig 1 は種々の河川の流出グラフを示す。

Fig 1 の (1)

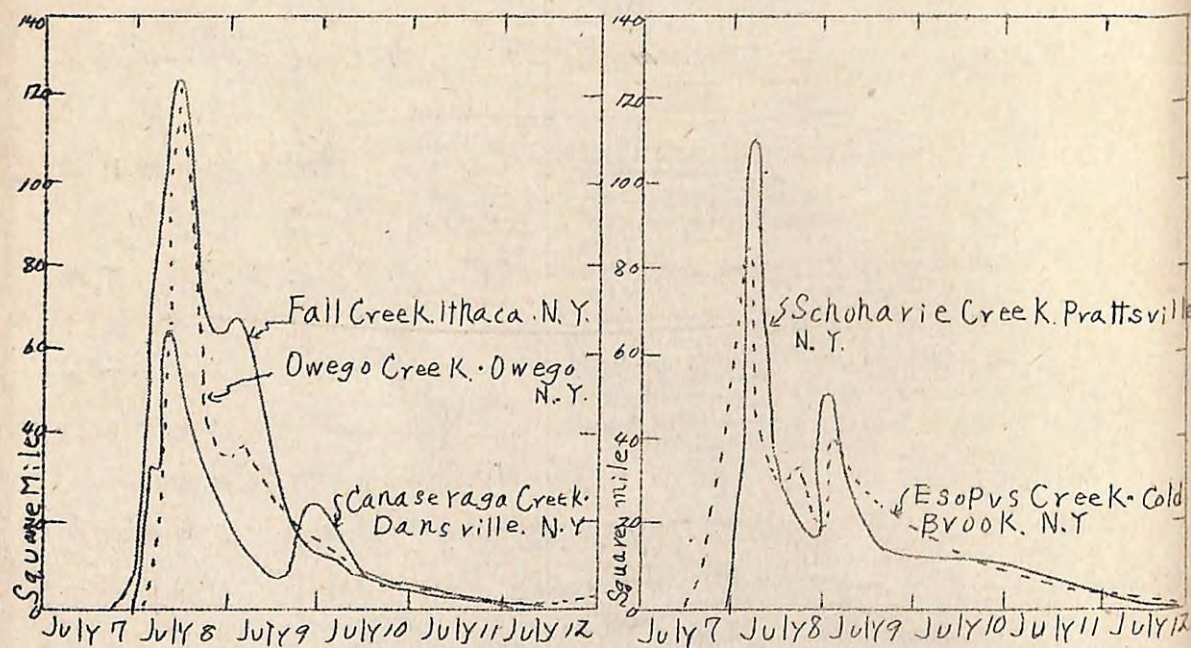


Fig 1 の (2)

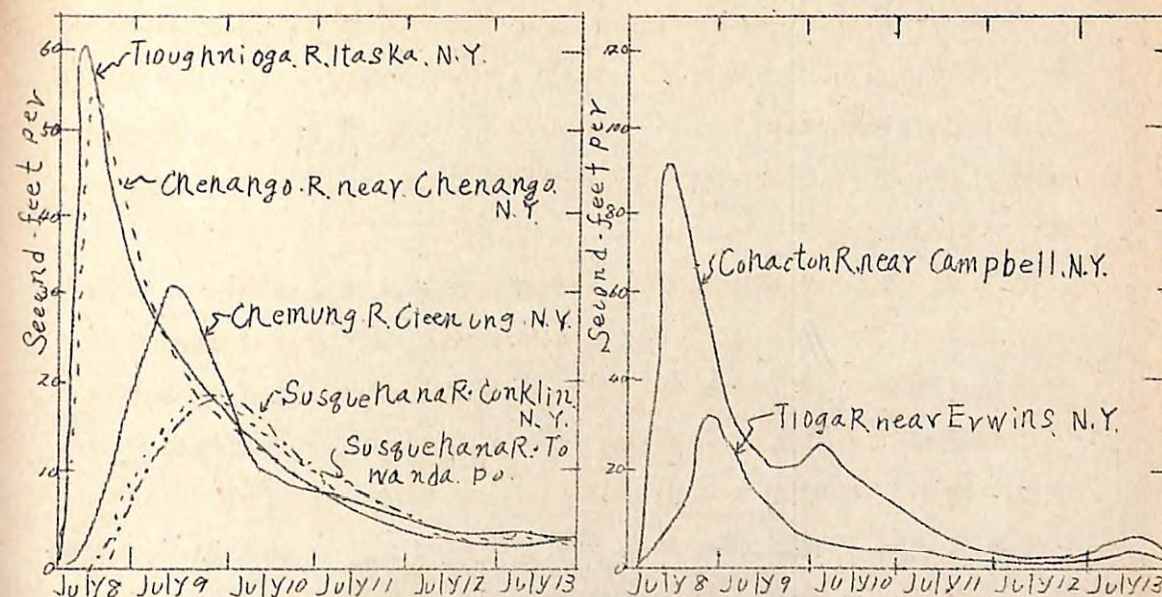


FIG. 1 - HYDROGRAPHS OF DISCHARGE OF VARIOUS STREAMS, N.Y. STATE FLOOD OF JULY, 1935

Fall Creek, Owego Creek および Caraga Creek の流出グラフには密接な相似が見られ、また Tioughnioga River と Chenango River とも同様であるが、先の三つとは異なる。後の二つの河は接近した流域で良く似た地形、流域密度、傾斜等を接つ。

Fig 2

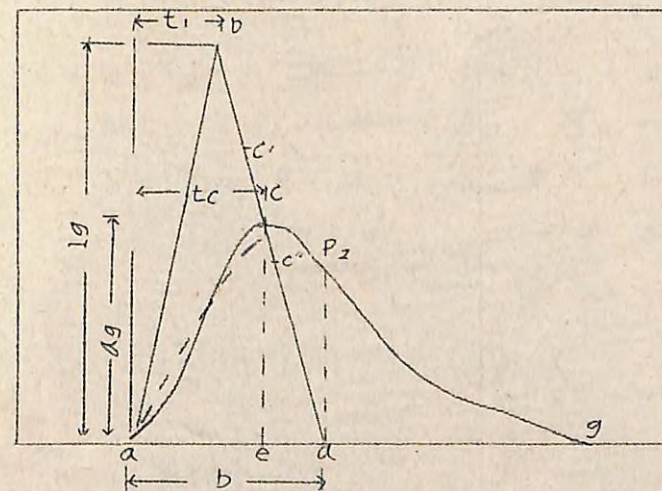


FIG. 2 - RELATION OF INFLOW AND OUTFLOW GRAPHS

同様のことか New York 州 Chemung に於ける Chemung River と Pennsylvania 州の Towanda に於ける Susquehanna River についても同様である。また New York 州 Prattsville に於ける Schoharie Creek と同じ州の Cold Brook に於ける Esopus Creek も互に直接し同様の地形であるが、この出水に於いて殆んど同一の河道流出グラフを示している。

流入グラフと流出グラフとの関係。貯留式は全出水グラフについてもまづはどのいづれの部分についても同じように適用される。それ故に出水グラフの増水の初めから流出頂点までの部分に一度は式を適用することが出来る。次に述べる方法は流出頂点時附近で起る最大河道貯留に関するもので、先きの論文〔1〕で述べた方法で流入グラフから流出グラフを計算する手数を省いて、簡単な方法で河道貯留による流出頂点低下を概略に決定する方法についての考えに基づくものである。

Fig. 2 に於ける $a b d$ は河道流入グラフ、 $a c g'$ は与えられた地点に於ける相応する流出グラフである。 $I g'$ = 最大流入レート; b = 河道流入の時間基線; t_i = 河道流入頂点の起時; t_c = 河道流出頂点の起時で t_i と t_c とは流出の初めから測つたもの; $q g'$ = 最大流出レート; Q_s = 基流を含めた全出水容積である。これは流入グラフの面積とも流出グラフのそれとも共に同一である。 $S g'$ = 最大河道貯留量; Q_c = 頂点時 t_c までの全流出量; C = 頂点時までの全流出量 Q_c の三角形 $a c e$ に対する比。容積はすべて同一単位例えば $C \cdot f \cdot S$ - days で表わされる。

Fig 2 から

$$Q_s = (b I g' / 2)$$

また

$$Q_c = (C q g' t_c / 2)$$

また Fig. 2 から全河道流入 $\Sigma I g'$ の t_c 時までの量は、

$$\Sigma I g' = (b I g' / 2) - [(b - t_c) q g' / 2]$$

貯留式から

$$\Sigma I g' = (Q_c + S g')$$

或は

$$(b I g' / 2) - (b q g' / 2) + (t_c q g' / 2) = \{ (C t_c q g' / 2) + S g' \}$$

$$(b I g' / 2) = (b q g' / 2) - \{ (1 - C) t_c q g' / 2 \} + S g'$$

$$(q g' / I g') - \{ (1 - C) t_c / b \} (q g' / I g') + (S g' / Q_s) = 1$$

故に

$$\{ 1 - (1 - C) t_c / b \} (q g' / I g') + (S g' / Q_s) = 1$$

$$(1/\beta) = \{ 1 - (1 - C) t_c / b \} \text{ とすると} \quad (1)$$

$$(q g' / I g') = \{ \beta (1 - S g' / Q_s) \} \quad (2)$$

この式で流入グラフが分れば流出頂点と最大河道貯留量および β を決定することが出来る。

式(2) の適用、式(2)

$$(q g' / I g') = \{ \beta (1 - S g' / Q_s) \} \quad (2)$$

は次の種々の問題に関して河道貯留による出水頂点低下の決定に適用することが出来る。

(1). 他の出水の量水曲線が利用される場合の与えられた測水点に於ける流出頂点の決定。

(2). 同一河川の他の測水所に於ける出水の量水曲線が利用される場合に、与えられた地点に於ける出水頂点の決定。

(3). 或る河川の一地点に於いて測水記録が無くとも、地貌の似る附近の河川では出水量水曲線がある場合には、該地点に於ける出水流出頂点の決定。

式 (2) を以上の場合の何れかに適用するには次の4項が必要である。

(1). 河道流入グラフが利用し得られるとすること。

(2). 最大河道貯留量は最大河道貯留量の全地表流下量に対する比 (S_g / Q_s)。

(3). 頂点までの流出の三角形 $a c e$ (Fig. 2) に対する比 c 。

(4). 流入頂点時 t_c の流入時間基線 b に対する比 c と (t_c / b) が与えられると (1) 式から f が決定される。

(2) 式を出水頂点低下の問題に適用することの有用性は、与えられた河川と出水とに適用され、これらの値が (a) 同一地点の別の出水のデータから、または (b) 同一河川の他の地点または近接する河川の出水のデータから決定される精度によるのである。

(S_g / Q_s), c , および (t_c / b) の値を決定するためには次の4条件に対してこれらの量を決定しなければならない。すなわち。

(1). 同一河川上の異なる測水所に於ける同一自然出水に対して (Delaware River, Fig. 3~6)

(2). 貯水池から放水した入工出水に対し、または同一河川の異なる測水所に対して (North Platte River, Fig. 7)。

(3). 附近の流域に於ける同一出水 (1935年7月の中央 New York 州の出水, Fig. 8-12)。

(4). 同一測水所に於ける別の出水に対して (Delaware および Genessee River)。

これらのすべての場合に地下水流出または当初の河道貯留のいずれかの基底流は仮想河道流入グラフを比較するための流出グラフ、または地表流下を得るために消去しなければならない、(計算は基底流または地下水流出を得なくとも行う事が出来る。これを行えば基底流または地下水流出、またはこの相方が決定され河道流入グラフすなわち $V-I$ グラフ中に含まれる。)

河道貯留の決定を検定する目的で流出グラフの頂点部分が各場合につき $V-I$ グラフの方法で計算され、Fig. 3-12 について見ると異測と計算流出頂点とは可なりよく一致することを示す。

計算を行ったすべての場合に対して表示したデータは Table I に示した。欄

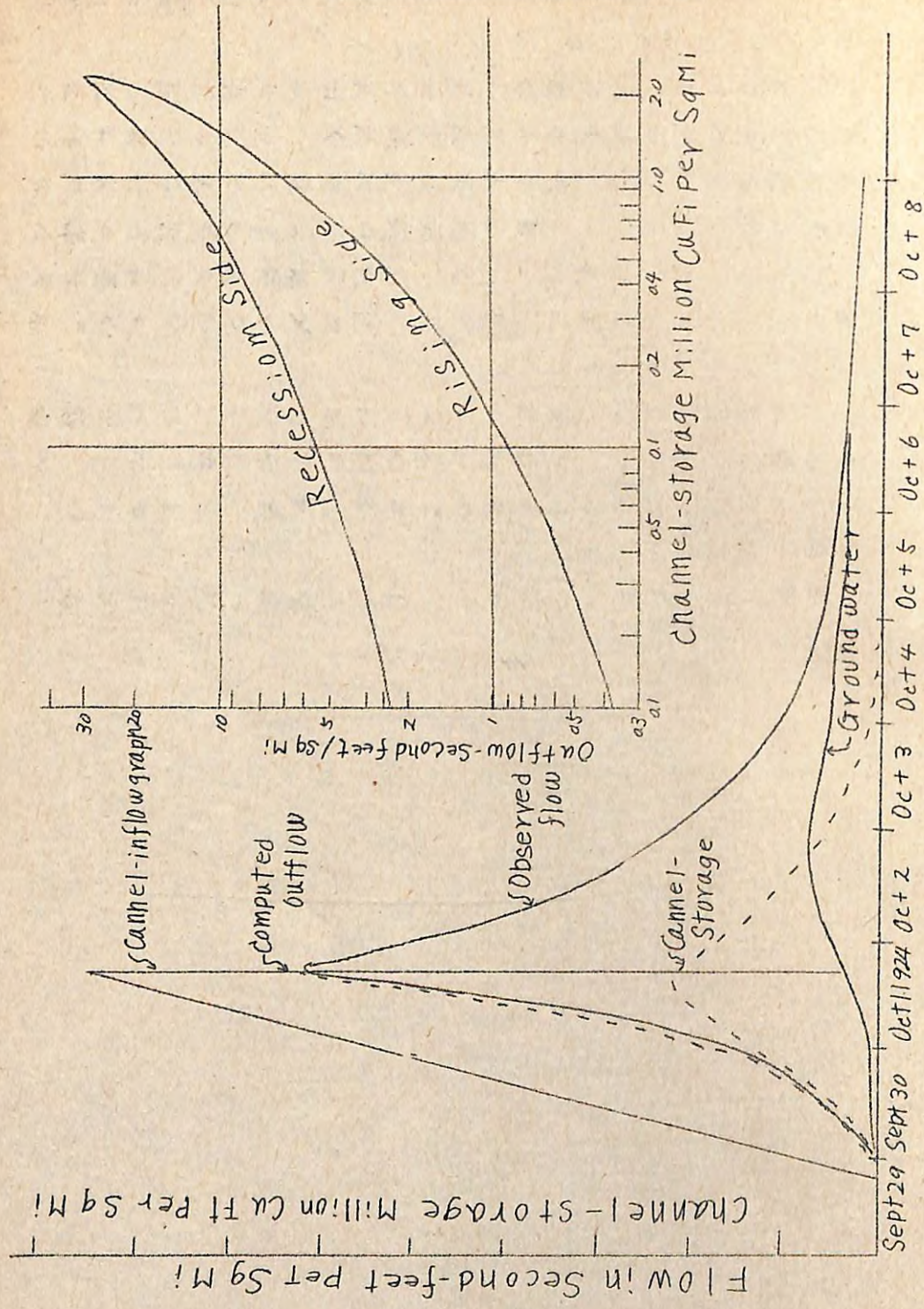


FIG 3-DELAWARE RIVER AT PORT JERVIS, NY-DRAINAGE AREA 3076 SQ MI

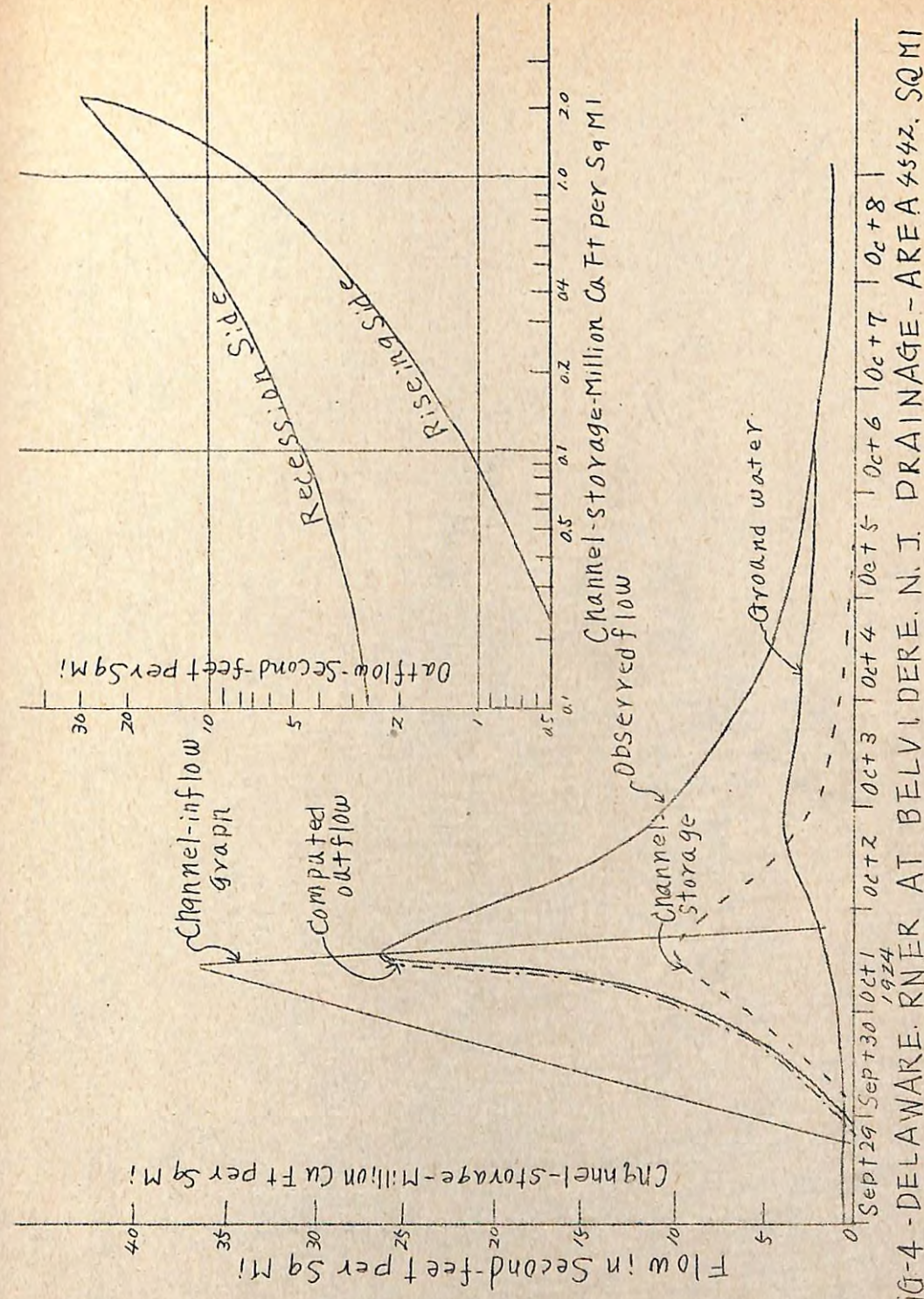
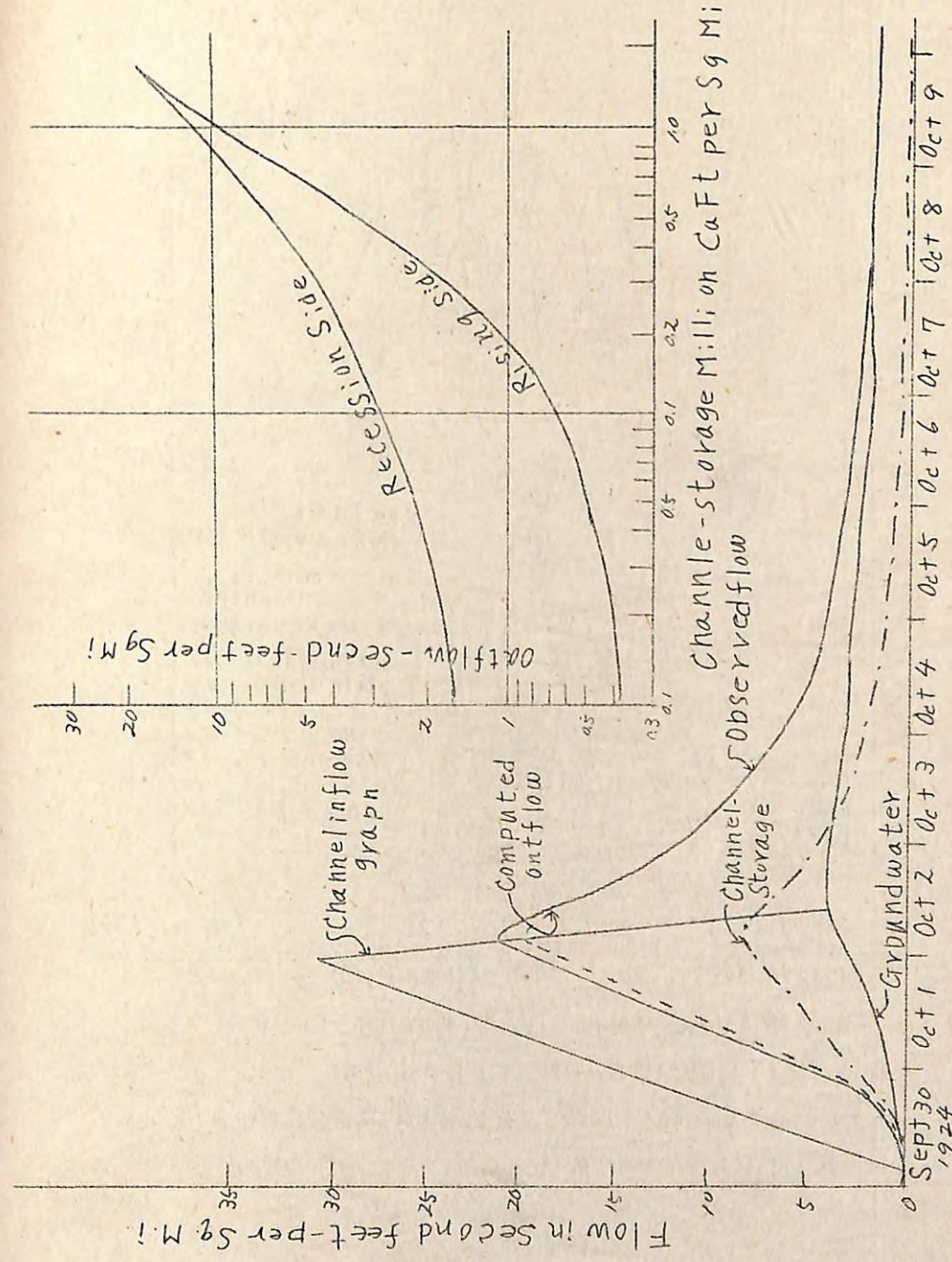
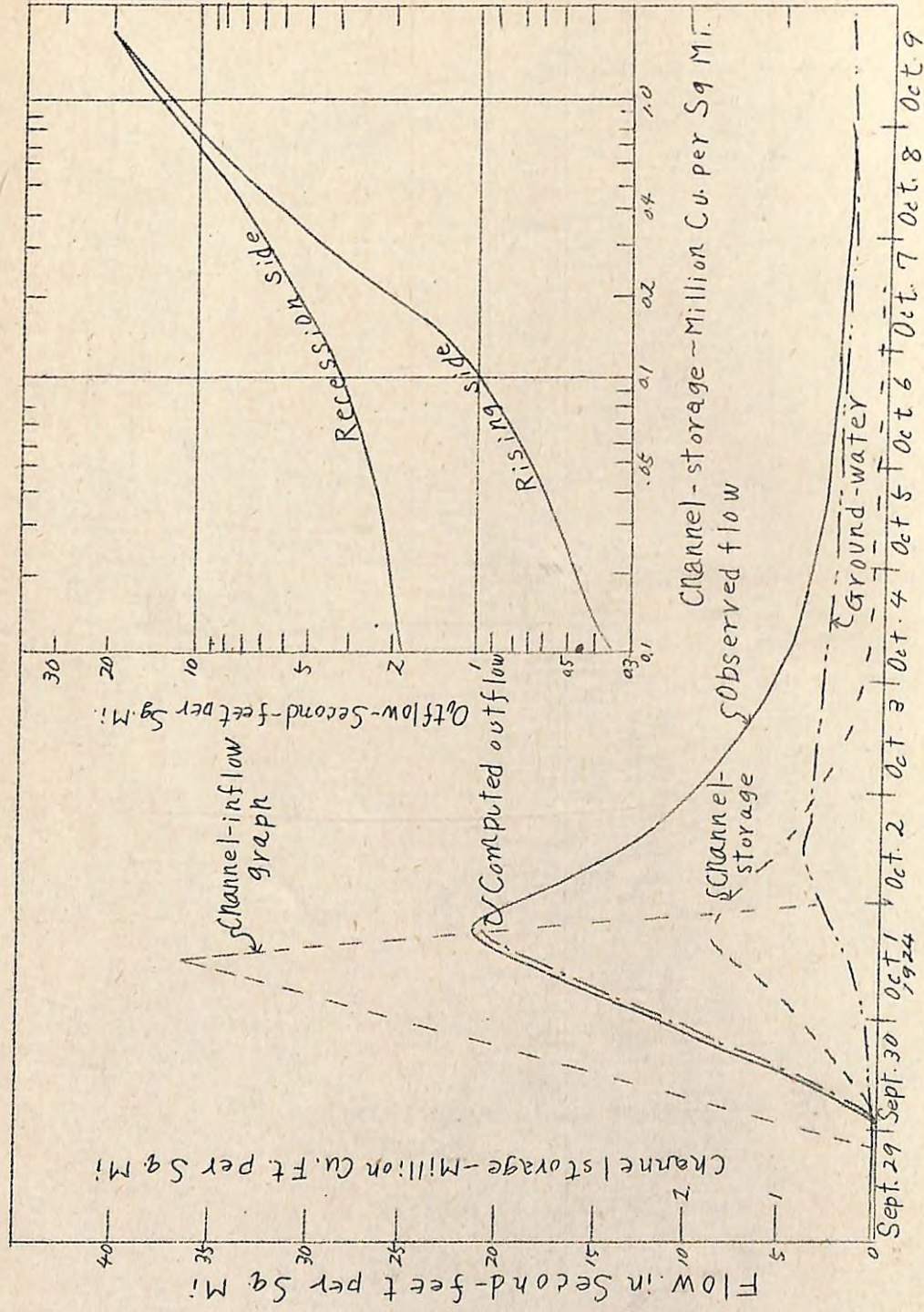


FIG-4-DELAWARE RIVER AT BELVIDERE, N. J. DRAINAGE-AREA 4542. SQ MI



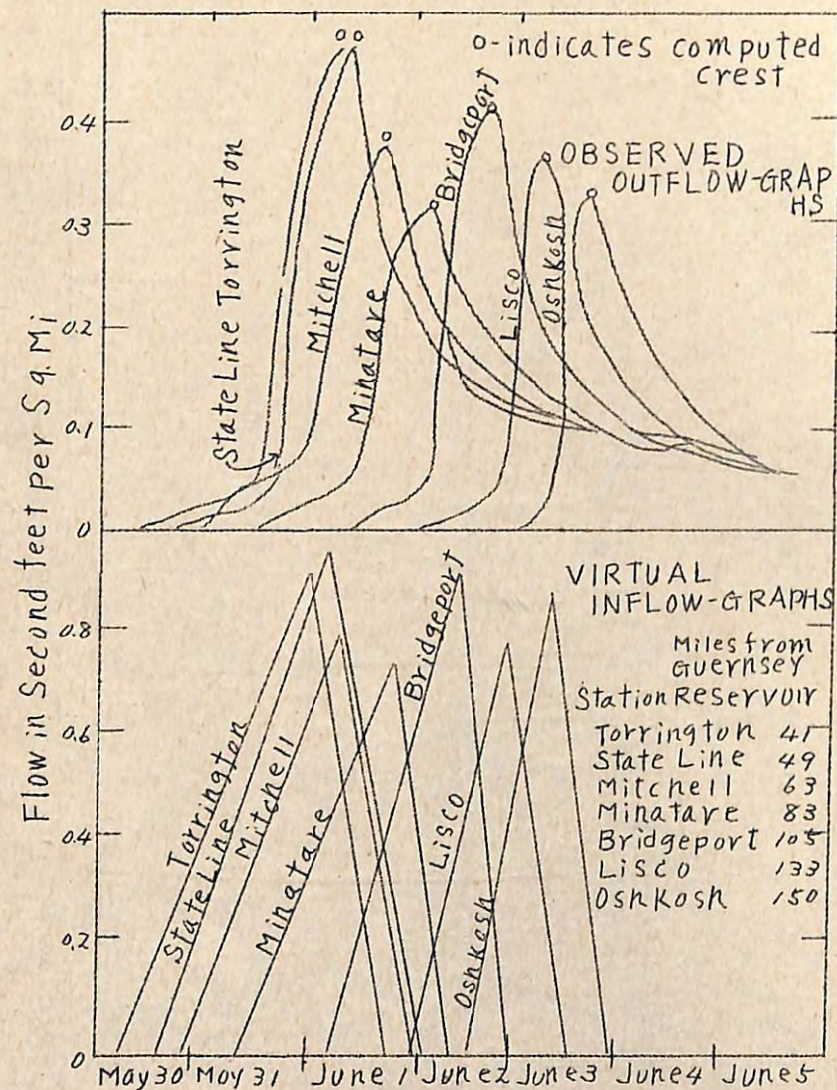


FIG. 7~VIRTUAL INFLOW-AND OBSERVED OUTFLOW-GRAPHS FOR FLOW RELEASE FROM GUERNSEY RESERVOIR NORTH PLATTE RIVER-MAY 31, 1935

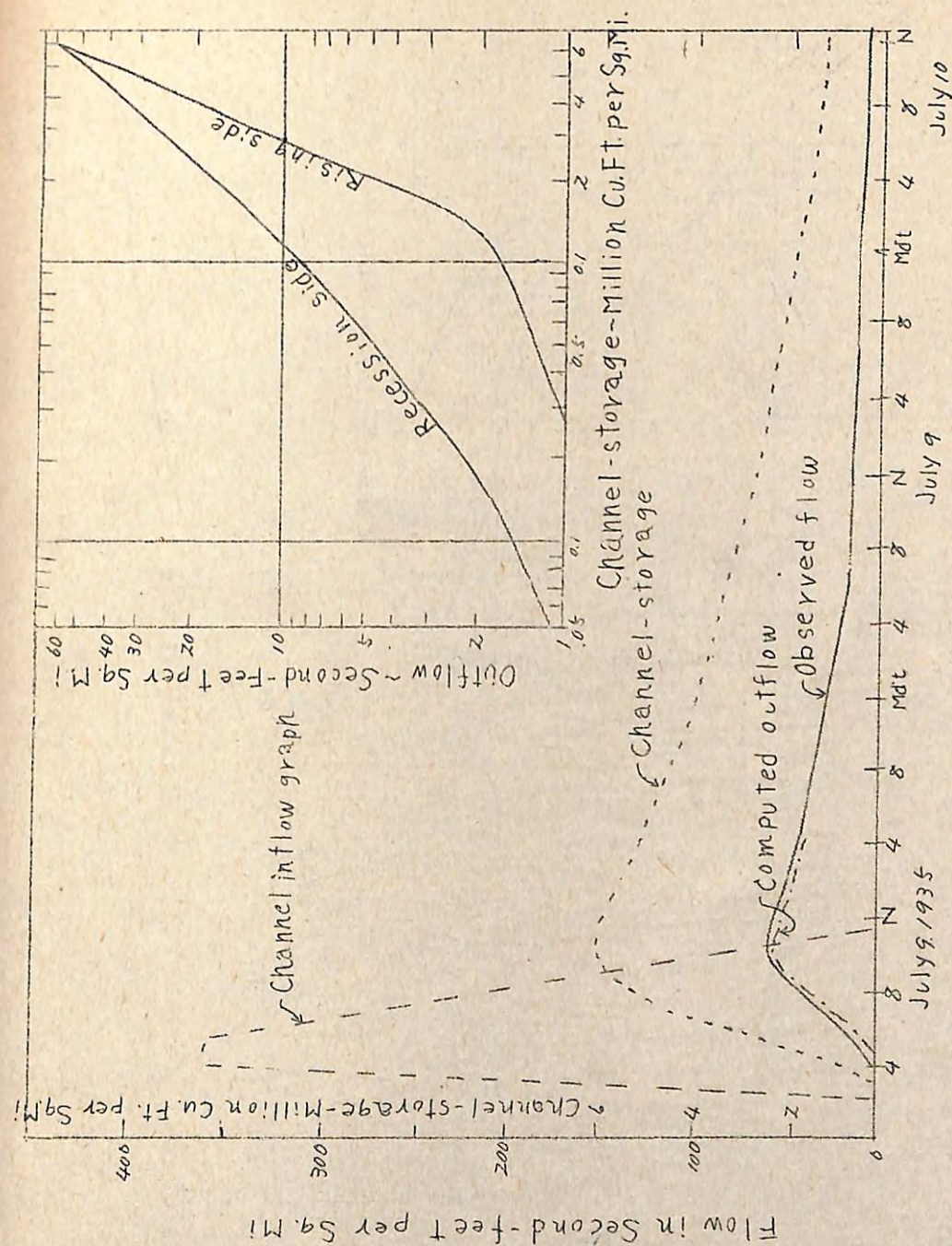


FIG. 8~TIOUGHNIOGA RIVER AT ITASCA, N.Y.-DRAINAGE-AREA, 735 SQ. MI.

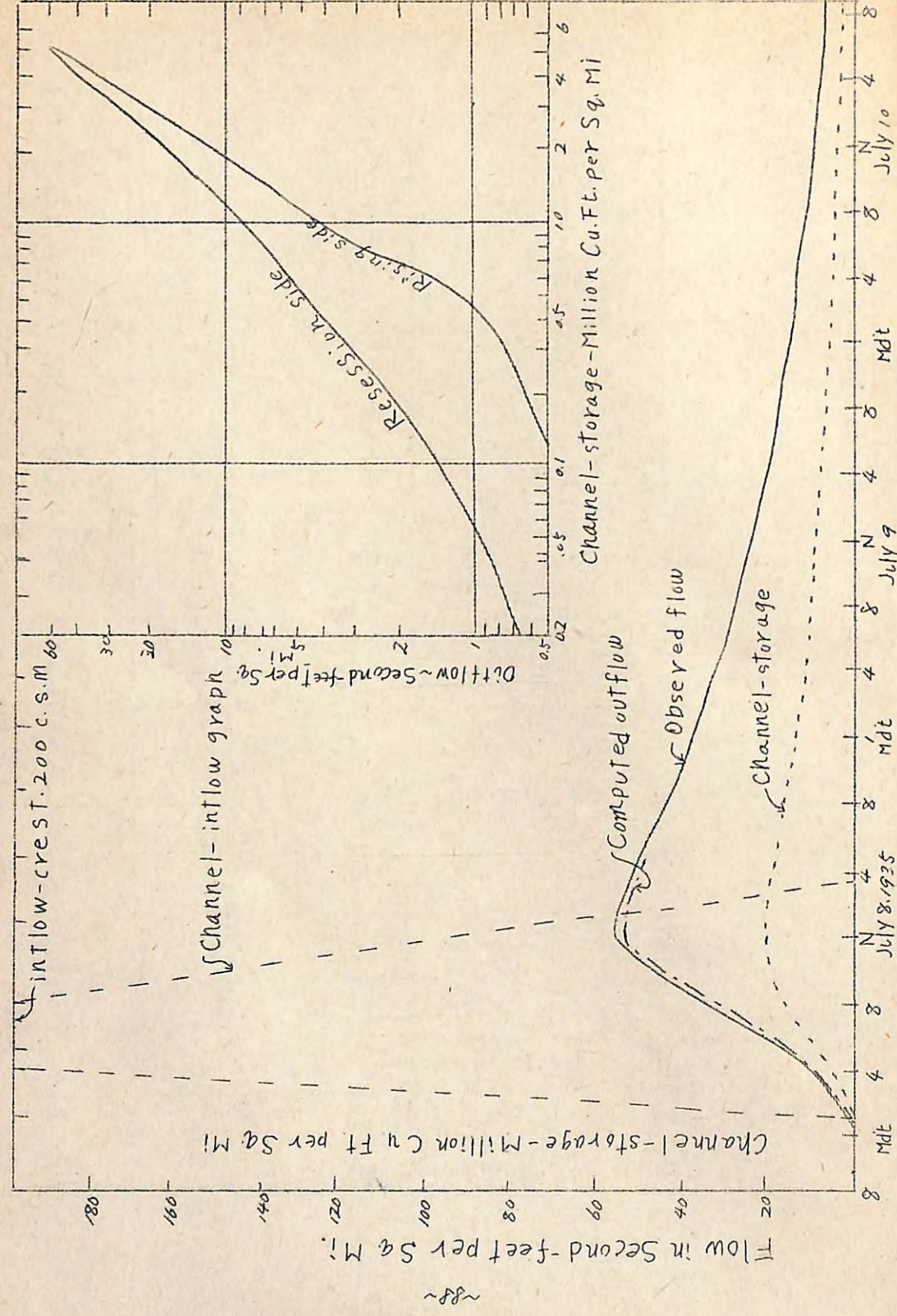


FIG. 9 ~ CHENANGO RNER NEAR CHENANGO FORKS N.Y. ~ DRAINAGE - AREA

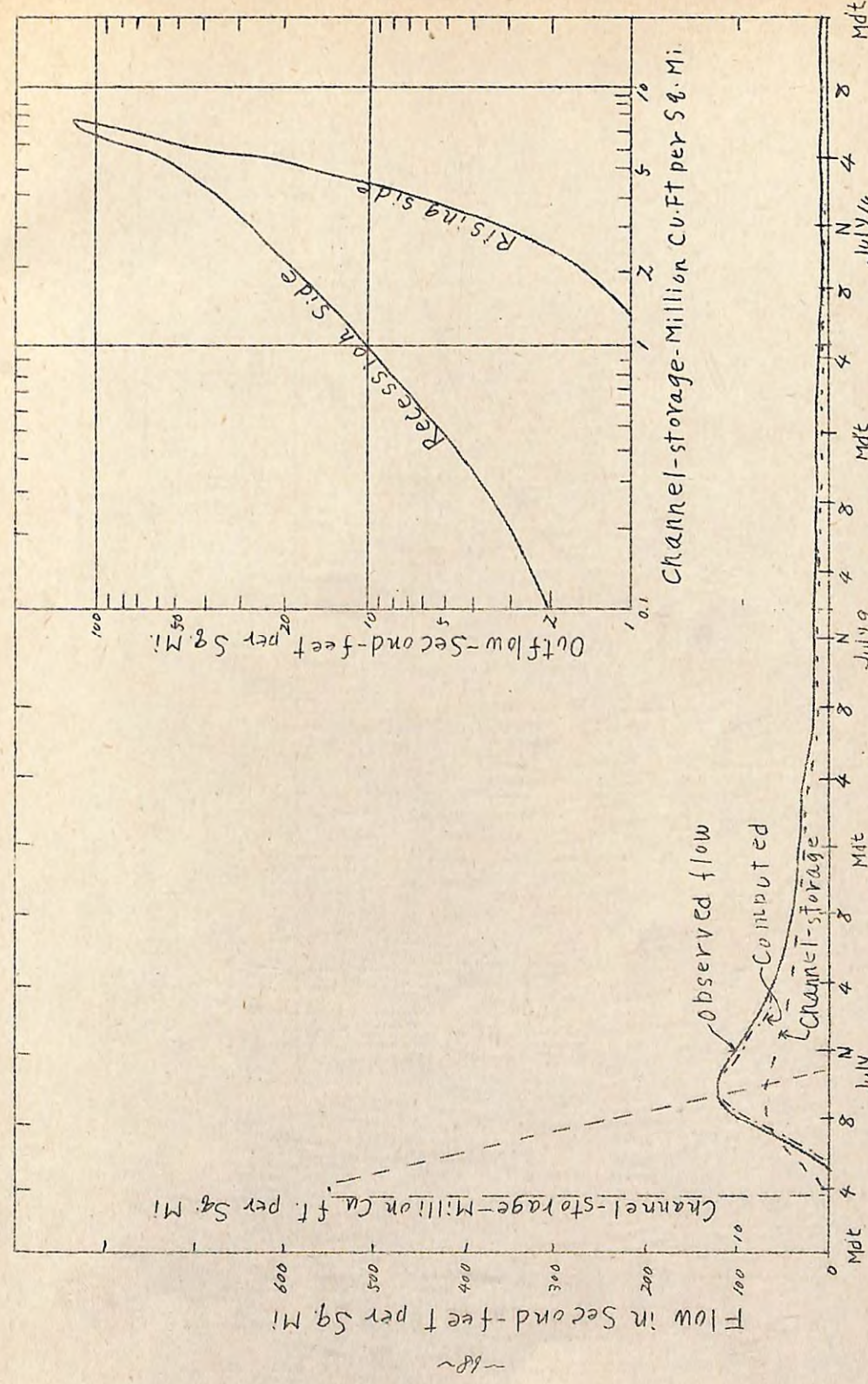


FIG. 10~OWEGO CREEK NEAR OWEGO, N.Y.~DRAINAGE AREA=186 SQ.MI.

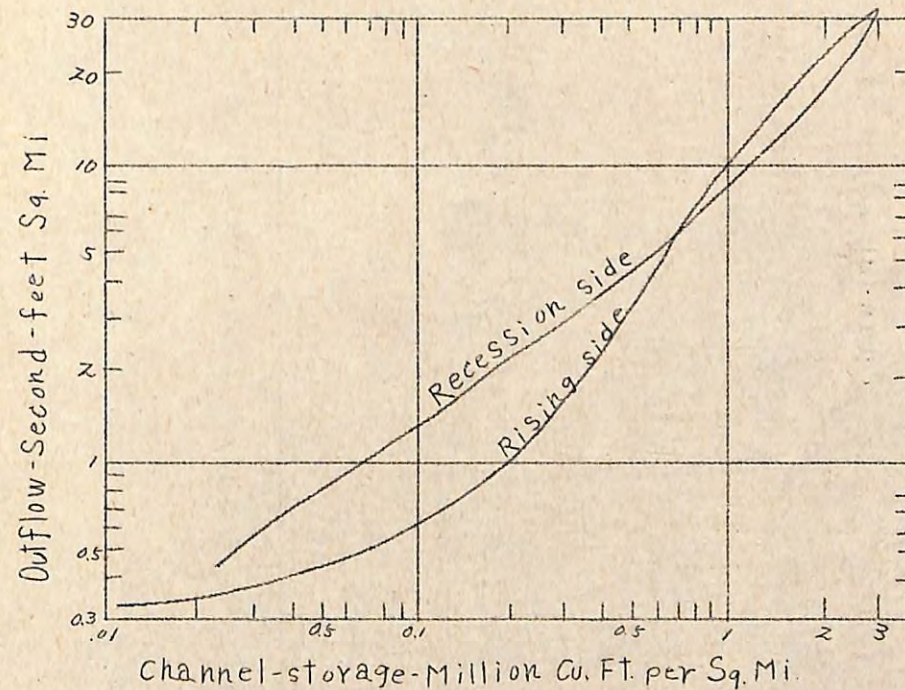
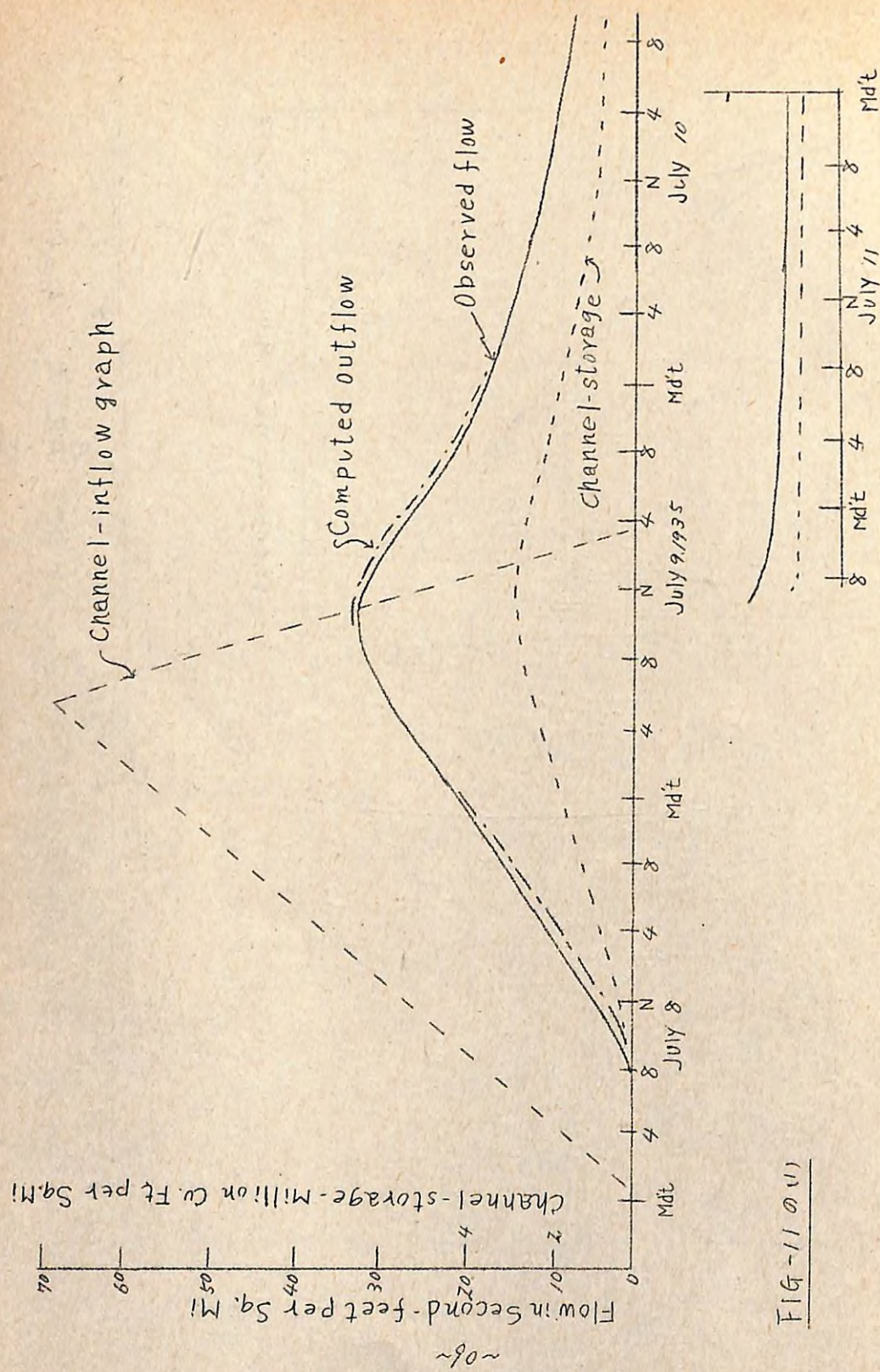


FIG 11- CHEMUNG RIVER AT CHEMUNG
N.Y.-DRAINAGE-AREA 2530 SQ. MI

FIG 11 (2)

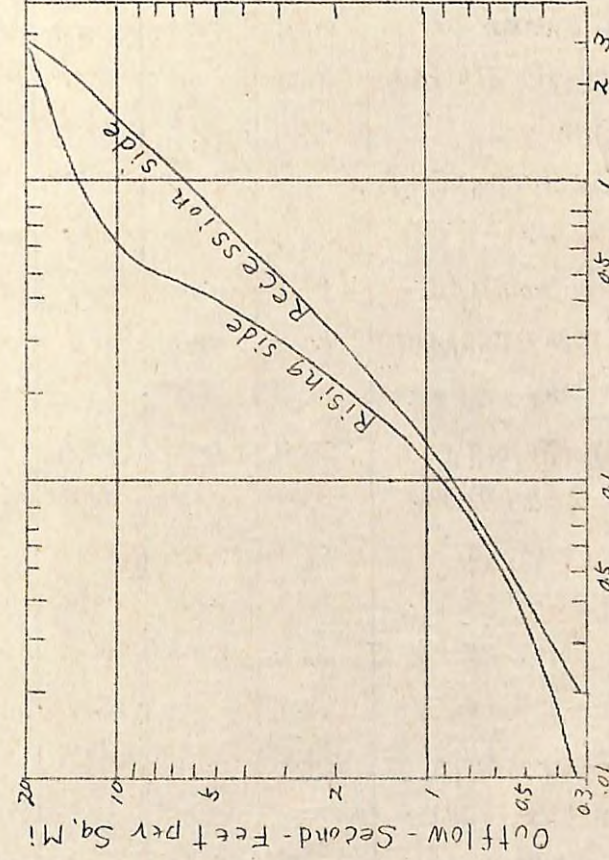
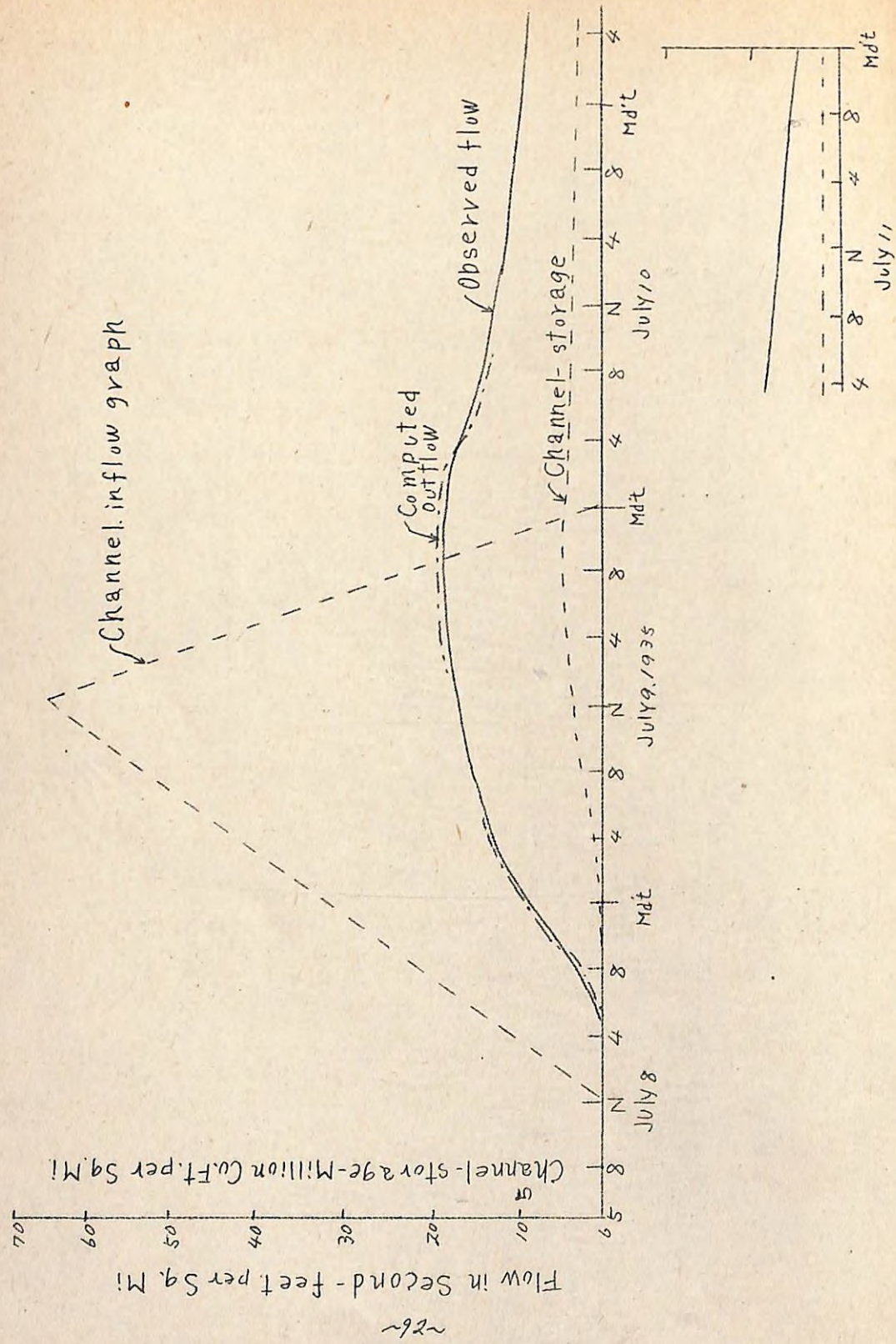


FIG. 12 - SUSQUEHANNA RIVER AT TOWANDA,
D.A. ~ DRAINAGE AREA, 7797 SQ. MI.

Table 1
 数々の洪水に対する P , (t_1/b) および他の因子の値

Flood (1)	(Sg/Q_s) (2)	$(Qg/1g)$ (3)	$1-(Sg/Q_s)(t_1/b)$ (4)	P (5)	C (6)	C (7)
Central New York, July 8, 1935						
Fall Creek, Ithaca	.485	.527	.515	.809	1.03	0.964
Owego Creek, Owego (1)	.902	.225	.098	.800	2.30	0.293
Tioughnioga River, Itaska (a)	.848	.170	.152	.895	1.12	0.880
Tioga River, Irwins	.655	.472	.345	.875	1.37	0.691
Chenango River, Chenango Forks (a)	.941	.280	.059	.861	4.75	0.083
Chemung River, Chemung	.598	.486	.402	.875	1.21	0.802
Susquehanna River, Towanda (b)	.672	.288	.328	.903	0.88	1.15
North Platte River, May 31, 1935						
Torrington, Wyoming	.716	.505	.284	.889	1.78	0.506
State Line, Nebraska	.663	.502	.337	.898	1.39	0.680
Mitchell, Nebraska	.658	.477	.342	.844	1.40	0.661
Minatara, Nebraska	.702	.476	.293	.895	1.45	0.653
Bridgeport, Nebraska	.681	.450	.319	.850	1.41	0.658
Lisco, Nebraska	.750	.458	.250	.805	1.83	0.436
Oshkosh, Nebraska	.788	.366	.212	.844	1.73	0.499
Delaware River, October 1, 1924						
Port Jervis, New York	.617	.722	.383	.875	1.87	0.461
Belvidere, New Jersey	.612	.694	.388	.880	1.79	0.499
Riegelsville, New Jersey	.540	.549	.460	.885	1.19	0.819
Trenton, New Jersey	.548	.643	.452	.910	1.42	0.695
Delaware River, August 25, 1933	(c)	(c)	(c)			
Port Jervis, New York				.942	1.69	0.566
Belvidere, New Jersey				.946	1.52	0.641

~94~

Riegelsville, New Jersey				.927	1.30	0.751
Trenton, New Jersey				.902	1.26	0.774
Delaware River, September 17, 1933	(c)	(c)	(c)			
Port Jervis, New York				.932	1.61	0.596
Belvidere, New Jersey				.944	1.60	0.604
Riegelsville, New Jersey				.947	1.56	0.622
Trenton, New Jersey				.910	1.27	0.767
Genesee River, St. Helena, New York, November 28, 1925	(c)	(c)	(c)	.787	1.13	0.849
Genesee River, St. Helena, New York, November 18, 1927	(c)	(c)	(c)	.918	1.50	1.191
West Branch, Delaware River, Hale Eddy, New York November 19, 1929	(c)	(c)	(c)	.793	1.02	0.974
West Branch, Delaware River, Hale Eddy, New York June 11, 1930	(c)	(c)	(c)	.850	1.20	0.804
Susquehanna River, Conklin, New York, October 26, 1925 (b)	(c)	(c)	(c)	.870	0.988	1.013

(a) = 梯形河道流入グラフ

(b) = 広幅頂点洪水

(c) = 決定せず

(2) は頂点またはその附近の最大河道貯留量の全地表元下量に対する比を示す。これらの出水のすべての場合には全洪水容積の48~75%/時としてそれ以上が流出頂点時の河道貯留として水系内に蓄留していた。欄(3)は流出頂点と河道流入頂点との比を示す。この量を1から引いたものは河道貯留による頂点低下の割合を示す。

Table 1 にある例では出水頂点低下は30%以下から80%以上の間にある。

~95~

(S_g / Q_s) 比。最大河道貯留量は容易に流入および流出グラフから決定することが出来る。それはこれらのグラフの間の増水の初めから流出頂点までの面積である。Table I に示したデータは (S_g / Q_s) 比は比較的一定で普通 50~70% の間にある。この比は流出頂点と出水容積との比に従つて変り、これら二つの比を種々の出水について決定することは、他の場合に適用するのための比の適当な値を決定する手引きとして有用なデータを提供するであろう。ある場合にはこの比の値は 70% よりはるかに大であることは表中の Tioghnioga および Chenango River の例で見られる。Fig. 1 に示したように附近河川のこれらの出水はよく似ており、かつ最大貯留比の値も似ておる。Fig. 1 に示したように Fall Creek と Owego Creek との場合には出水形は似ているが、(S_g / Q_s) の値は大いに異つてゐる。しかしこれはグラフの形は似ているが出水は二重頂点であり、第 2 の頂点従つて Q_s の値は Fall Creek の方が Owego Creek よりも、はるかに高かつたことによるのである。North Platte River の出水に関しては (S_g / Q_s) 比はほぼ一定である。1924 年 10 月 1 日の Delaware River の出水に対してはこの比は Port Jervis と Belvidere とにはほぼ同一であり、また Riegelsville と Trenton とは同一であるが低くかつた。最後の地点は Lehigh River の河口以下にあり河道貯留の特性は 2 上流地点とも、また 2 下流地点とも似てゐるが、上下の地点の間では似てゐない。

一つは比較のためもう一つは出水頂点低下の決定のための二つの地点が共に同一河川上にあるならば、河道貯留の一部は両地に共通であり、かつ (S_g / Q_s) 比の値は、Delaware 河の場合のように二地点の間に大きな支流が流入する場合の外は、普通はほぼ同一である。与えられた地点に於ける与えられた出水について行つた (S_g / Q_s) 比の決定は同一地点の別の出水のデータまたは附近の地点の同一出水のデータから得たものとよく一致す

ることをこの資料は示す。

出水頂点またはその附近では水面傾斜は正常である。即ち河道に平行する。そして河道貯留は上昇し退水期に対して頂点附近ではほぼ同一である。最大河道貯留を与えられた地点で一戸高い出水について決定したならば、これらの値を出水容積に対してプロットすることが出来る。そしてプロットした点を通る曲線は、河道流入グラフから導いた出水容積の已知の値から、一戸高い出水に対する最大河道貯留を近似的に決定するのに用いることが出来る。

(t_c / b) 比。この比の値は Table I の欄 (5) に与えてある。これからこの比は比較的一定で表中の 31 回で 0.80 から 0.95 の間に変る。

この比がほぼ一定であることからその平均値を河道流入グラフから流出頂点を直接決定するのに用いてよい。それは流出頂点同時刻 t_c に相当する流入グラフの退水側の点に起るからである。実際には流出頂点を決定する方法は概略の近似値をまず得ることに役立つので、それは河道流入グラフの退水側は一般に甚だ密で、 t_c の値に少しの変動があつてもこの方法ではそれから得た流出頂点の値に大きな変化を来すのである。(t_c / b) 比が比較的一定であることは次に述べる方法で比 β の決定を簡量化する。

係数 β 。これは已に述べたように流出頂点時までの全流出と、流出の初の点と、流出頂点および流出頂点下の基線上の一点とを頂点とする三角形との比であり、Table I の欄 (7) に示してある。この比はこの例では 0.085 と 1.19 との間でありその内多数は 0.50 と 1.0 との間にある。この正しい値を導くことは式 (2) の適用に因して最も困難なことである。この値は頂点に至るまでの流出グラフの形に依り、これは一般に流入グラフの形から可なりよく予測することが出来る。そしてまたこの値は同型の別の流出グラフから導かれた β の決定した値によるのである。

比 β 。(t_c / b) の値と β の値がわかれば β の値は式 (1)

から決定される。Table I の欄 (6) に示す ρ の値を c に対して示したものは Fig. B である。 c の普通に見られる値の幅の範囲では c の変化は ρ の値に比較的小さい変化を与えることが注意される。故に c の値に幾分の不確かがあつても計算した流出頂点には大きな誤差を生じないであろう。

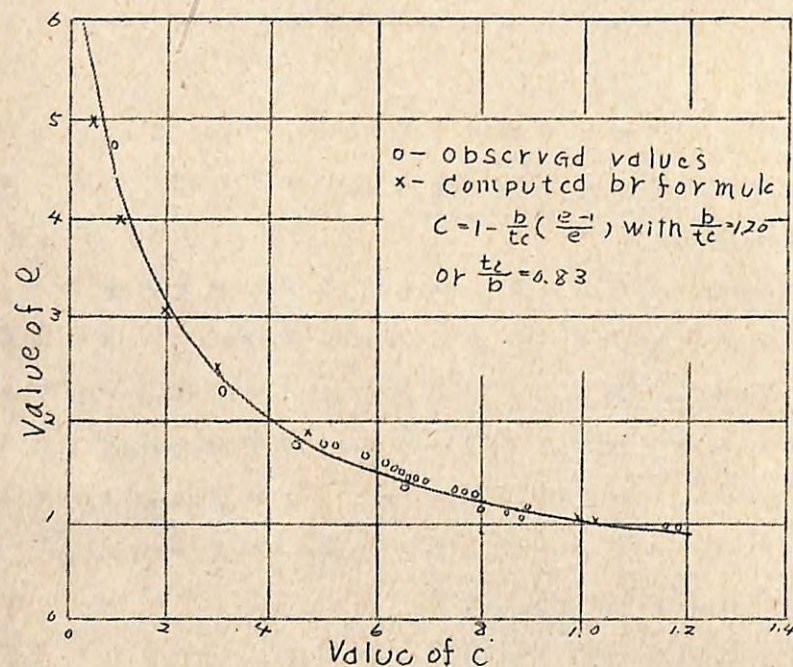


FIG. 13 - RELATION OF OBSERVED AND COMPUTED VALUES OF c AND ρ

(tc/b) 比を一定と仮定しその平均値 0.83 を用い c と ρ の関係は次の式で与えられる。

$$C = \{1 - 1.20 (\rho - 1) / \rho\} = \{(1.20 / \rho) - 0.20\} \quad (3)$$

この式で計算した ρ の値は Fig. 13 に X で示されており、これらの値は観測値とよく一致することが見られる。故に (3) は ρ の決定には大した誤差を生じないものとして用いてよい。

結ひ。 式 (2)

$$(q_g / i_g) = \rho (1 - S_g / Q_s) \quad (2)$$

は出水頂点低下の問題の唯一の正解の解といえる。 (S_g / Q_s), C および (tc/b) の更に多数の決定がこれが適用を助けるために必要である。この式が適用される精度度はかかるデータが利用し得られるほど増加するであろう。

どんな方法を用いるにしても測水点の無い場合の出水頂点低下を決定するには幾つかの因子を判断によつて決めることが常に行われるであろう。ここに示した方法は簡単でありとして判断を含む因子を区別し、かつ別の出水や別の地点で直接に測定することの出来る量にこれらを導くことが出来る。故に式 (2) の適用は Manning 式の適用に似ている。Manning 式では粗度係数の値は以前に測定した値の内から判断で選び出さなければならぬ。式 (2) は貯留式から必然的に導かれる流入グラフと流出グラフの間の関係に直接基いたものであるから、(S_g / Q_s), C および (tc/b) の因子の正しい値をその適用に用いたならば正しい結果を得られるであろう。

引用文献

- [1] Robert E. Horton, Virtual channel - inflow graphs, Trans. Amer. Geophys. Union, 1941.

5. 河道貯溜量の研究と
その滲透決定への適用

W.B. Langbein: "Some channel-storage studies and their application to the determination of infiltration." (Trans. Amer. Geophys. Union, 1938: 435-446)

近年の主たる淡水の研究の結果は、降雨量とその結果としての流量との関係の分析の实用的価値を強く認めしめるに至った。潜在的洪水水量を供給するものとして、土と河道との価値を評価するような分析が特に重要である。

冬季の降雨の如きは滲透しない水の蒸発量は無視しても差支えないから、降雨量とこれに伴う流量との差は滲透、遮断及び地表残溜の如き因子に帰するものとしてよい。故に分析の問題は降雨量とその結果としての流量との相関の一つである。この論文に記載する方法は、1937年1月の Ohio River 洪水 (1) の降雨量と流量との関係の研究の結果である。

平均の流域降水量計算の方法は一般によく知られており、ここに論ずる必要はない。どの方法を用いるとしても、流域平均降水量の計算の精度は単位面積当りの雨量計の数の適當なごとと、降水量の地域的変化を明らかにする様な流域上の分布とは関係する。降水量の日々の観測値を箇々の降雨期間に区別する事は一般に困難でない。しかし降雨記録に認められる箇々の降雨期を一つの結果としての流量の量水曲線を合わせる事は非常に困難である。それは河道貯溜の緩和作用があるからである。

河道貯溜——降雨の地表流下を起すのは、不規則で一見気まぐれであるが、それが自然河道に入つて下流に流れる程次第に河道貯溜のために不明瞭になる。量水曲線の上ではそれに示された水流を生じた雨の分布の詳細を見分ける事が出来ない様に平滑になる。

(1) U.S. Geological Survey, Washington, D.C.

る事が多い。

このために流氷の量水曲線を河道貯留の影響に対して調制し、かつ河系に流入する地表流の量水曲線を計算する企てがなされている。与えられた量水所の地点以上で与えられた時刻に河道に流入するレートは、明らかに流出レート+または-上流河道系の全貯留量変化のレートに等しい。流氷量が解かれれば問題は主として適当な時間々隔に於ける上流河道の全貯留量となる。

河道内の水量はその時の水位に直接比例するものと仮定される。しかし水位と流量の間に一定の相係ある水流では、流量のレートは河道貯留量の唯一の便利な指標となる。流量々水曲線の退水側は、共水原を含めを河道系から排出される水を表わし、かつ河道貯留量（基底又は地下水流出以上）はかかる貯留差からの流出レートに關係する。（2）

小流域では出口の地点に於ける流量は、その上流の水位の示標として用いることができる。しかし大きな流域では、特に500平方mile以上の流域では、流域の出口に於ける一ヶ所の測水は、一般に満足すべき示標とする事はできない。例えば降雨の始めには出口の水位は殆んど未だ昇らないが、河道内上流ではかなり高くなっている。なお又一層大きな流域では、降雨が止んだ後に下流では、出水原点でも上流地点では、すでに頂点が過ぎてゐる。又大流域内では、共水は同じ強さではない。これらの事を適当に評価して、上流の水位をも利用する必要がある。各地点の水位をその上流地点との間の面積内の貯留の示標として用いなければならぬ。かくして得られ精度は、この目的に用いられる測水所の数の適当であることによつてきまる。上流測水所を用いる事によつて、流域の一部にのみ起る共水であるか、又は一流域内の種々の強度の共水であるかによつて、直みを与えられなければならない。

与えられた流域の流量 — 河道貯留關係を得るには地表水の流入のない退水量水曲線を得る事を要し、そのために過去の共水を

研究しなければならない。この要求に応ずる完全な退水量水曲線は稀である。この経験によつて正常退水グラフすなわち流入の炊らばしきのないグラフを決定するのに次の方法を採用する事にした。一つか二つの明らかに正常退水曲線とみられるものを見出し、一日の流量を縦座標とし、その翌日の流量を横座標として、直角座標にプロットして下図1に示す如くにした。（基底流又は地下水流出は勿論除去する。）同一退水グラフ上の各点を結ぶ線を引く。これらの線と点とは、原点を通る曲線を引く基線として用いられ、この線を退水曲線（Recession curve）と名づける。

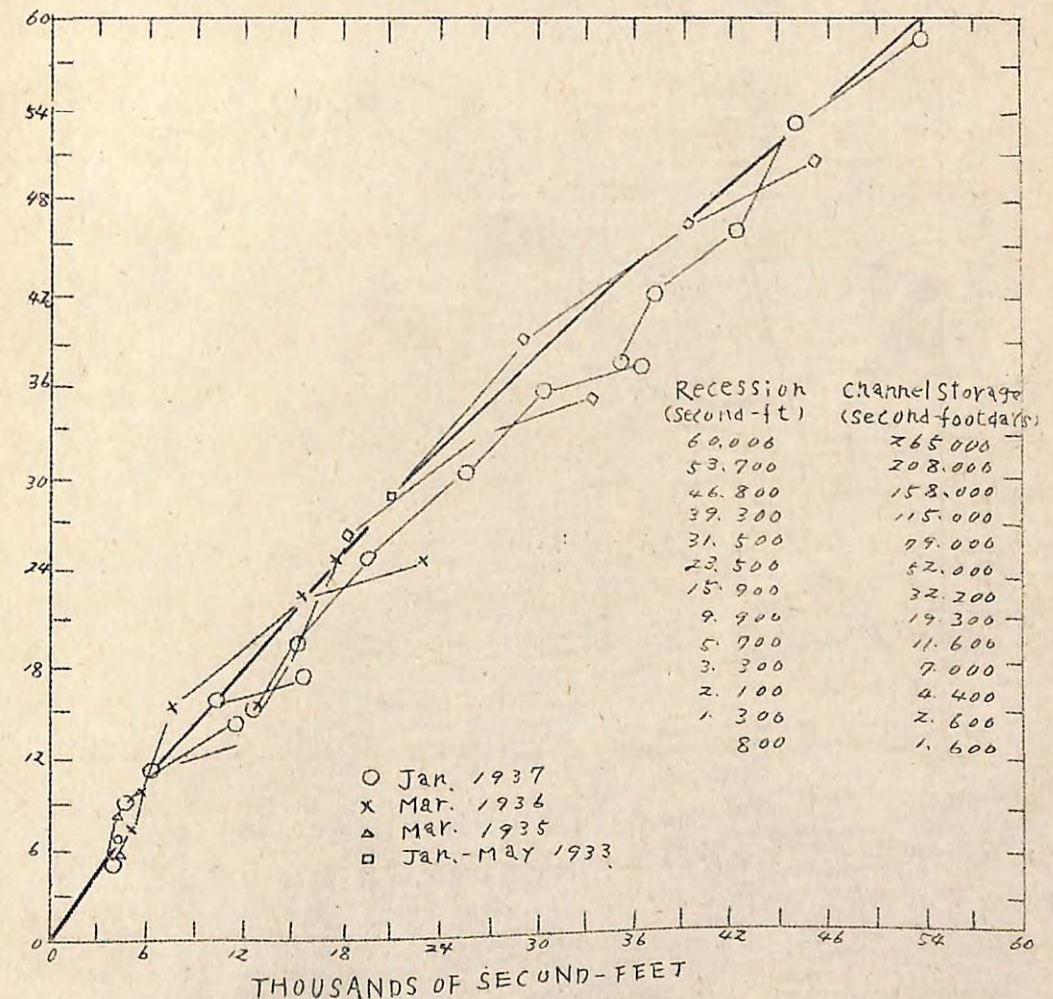


FIG. 1 - RECESSION CURVE OF WEST FORK OF WHITE RIVER AT NEWBERRY, INDIANA, 4690 SQUARE MILES.

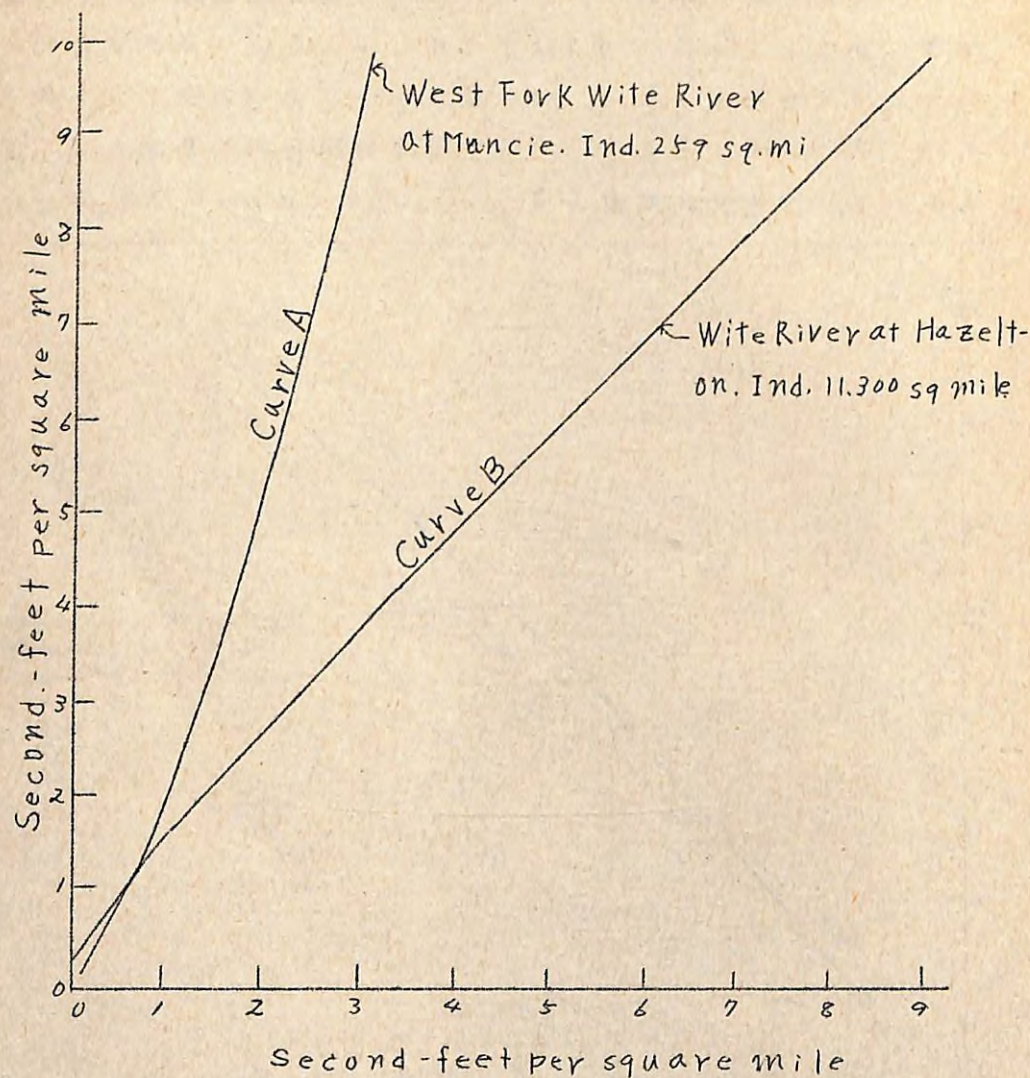


FIG 2- TYPICAL RECESSIION-CURVES

退水曲線を引くのに放出の最大レートを示す点、すなわちFig 1の左方にプロットされた点で、かつ曲線の傾きを示す点に置き置く。ただし局部的洪水からの放出を表す左に偏りすぎた点は、無視することに注意しなければならない。

退水曲線の形は、特定の流域の河道貯留の特性を指示するものである。退水曲線が直線ならば、退水量水曲線は $q = ae^{-bt}$ の形の指数式であることを示す。ここで q は流量、 t は時間である。

これは流量 — 河道貯留関係の曲線は対数方眼紙の上で45°の傾きを持つ直線であり、河道貯留量は流量レートと一対比をもつ。小さい上流流域の退水曲線は、しばしば流量レートの高いときまで、原点に近づくに従って急に平になる。(Fig 2 A) これらの曲線の特性は、これら河川に特有の遅流速と、急傾斜に起因する。流量レートの高いための河道内移動の著しいことと、反対に流量レートの低いときは、河道内移動は比較的遅いことによるのである。一方大流域の退水曲線は、流量レートが低い時の方が高い時よりも急である。曲線の上端は45°の限界傾斜を越すことはできず(下Fig 2. B)。大流域の下流部では広い溢水地を持ち、これが河道貯留の大部分になるが、溢水地が著るしい流量レートを持たない限り、比例的に流量レートを増すことに反らない。しかし大河では水流が主河道内に限られるならば、流量レートの低い時の方が高い時よりも比較的流速が大きい。大河に似た退水曲線は一定出口を持つ貯水池のある小河川のものである。

河道の特性が植生や温度による季節的影響を受けるならば、退水曲線もこれに相応する季節的变化をする。それ故に特定の出水に適用せんとする退水曲線は、同一季節の過去の出水に依って決定することか望ましい。

退水曲線は河系内の地表流下水の貯留から実際の正常退水量水曲線を計算するのに用いる事ができる。そしてそれから流量 — 河道貯留関係を計算し対数紙の上にプロットする事ができる。

Fig 1 に退水曲線から読み取った日々の退水流量とこれに相応

する河道貯留とを示した表を入れてある。読者は流量 - 河道貯留関係についての Horton の論文を熟知していると仮定している (2 と 3)。

退水期の河況は地下水源と同時に河道の特性とから供給された全流量の部分の函数である。この限りでは全流量とその上流河道貯留との関係は、地下水源から供給される流量の比較的の値いによつて変わるであろう。量水曲線の退水部に対する式は次の如くである。

流出量 = 地下水流入 + 河道貯留の減失或は

流出量 - 地下水流入 = 河道貯留の減失

河道貯留は流出 - 地下水流入の差よりも全流量に正しく関係する。しかしこの論文では河道貯留量を流出量 - 推定地下水量に關係させた。ただし地下水流入と流出との区別は不明である。この關係は地下水流出のみで定められる河川断面以上の容積に対してとつた。

しかしこの關係は又地下水断面の高さに影響される。予備的の考察では、この影響は平均流速が水位の変化に従つて殆んど変りない河道では 0 に近づくことを示した。

平均流速が水位によつて変わるような河道では、地下水断面が増せば、かかる河道貯留から与えられた流量レートに於ける地表流下水による河道貯留量は減するであろう。平均流速が水位の増加によつて減する場合にはこの反対になる。

しかし洪水の際の河道貯留關係に対する地下水の影響は、地下水量は多くの場合、洪水流量の僅かの部分に過ぎないから、実質的には大したものではないと見てよい。少なくともこのために起る誤差は他の原因によるものに及ばない。

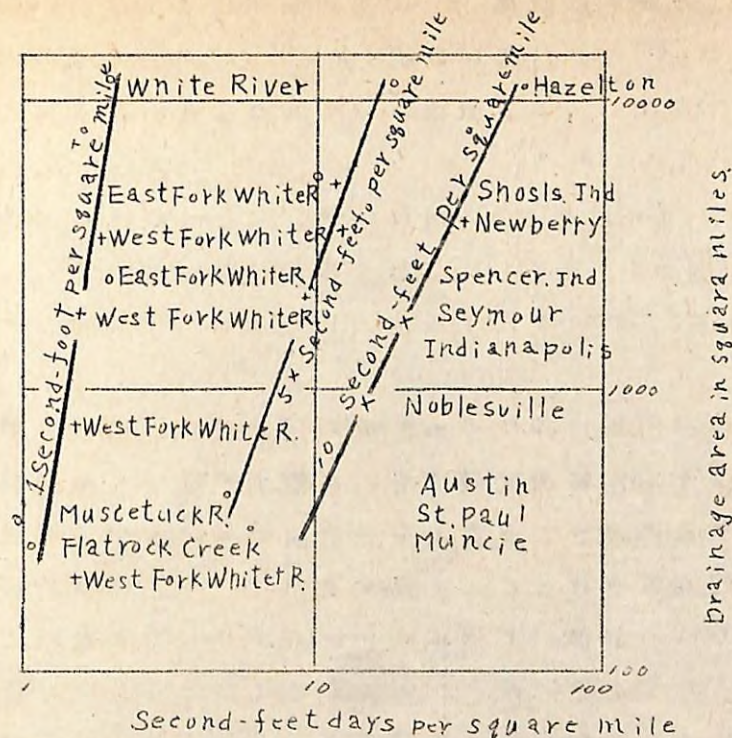


FIG.3-COMPARISON OF DISCHARGE CHANNEL-STORAGE RELATIONS AT INDICATED GAGING STATIONS OF THE WHITE RIVER BASIN

FIG.3 は White River 流域内の数箇所に於いて計算した流量 - 河道貯留關係の研究を示す。この図は流量レートが平方 mile 当り 1.5 及び 10 sec-ft の時の数箇所に於ける流量面積 / 平方 mile 当り sec.-ft.-days で表わした河道貯留を示す。予想される様に単位河道貯留量は下流に向つて上昇する傾向は顕著である。同一河川の各所に対する河道貯留關係グラフは平均の傾向に調和する様調制し、かくて相互に調和し偶然の誤差を消去する事ができる。傾向線は下流になるに従つてこれからとれるものが著るしくなる事がみられ、流量レートの低い (1 C.S.M) ときは高いとき (10 C.S.M) よりも下流になるに従つて、とれることがより少いことになる。この観測は退水曲線の考察に關係してなされた比較的の河道容量についての結論を確める。

なお又この観測は流量 — 河道貯留関係グラフの平均傾斜 — $Q_c = K S_c S_c^m$ に於ける M の値 (2) — は同一河系の幾つもの地点に於て同一である。下流地点よりも上流地点の方が大であることを説明するとみられる。

例えば Indiana 州 Muncie に於ける White River の West Fork に対する M の値は約 1.2 で、Indiana 州 Mazon 州に於ける White River に対しては約 0.7 である。

大流域の河系に於ける出水中の河道貯留の日々の量を計算するには、まず平均日異流量すなわち観測流量 — 推算基底流量、又は地下流量に対する流量 — 河道貯留関係の曲線の簡単な適用で、日々の貯留量がすべての上流測水所について計算される。上流測水所に於ける容積は上流水所とその次の下流測水所との間の流域に於ける容積をそれぞれ加えることは次のように計算する。 A と B の二つの上流測水所に於いて平方 mile 当りの或流出レートに相応する河道貯留をそれぞれ A_s と B_s とする。そして下流測水所 C に於いて平方 mile 当り流量の同一レートに相応する河道貯留量を C_s とする。或る時刻に於ける測水所 A と B の下 C の上の河道内の貯留は、下流測水所 C に於ける与えられた時刻の流量で決定した河道貯留量に因子 $(C_s - A_s - B_s) / C_s$ を乗することによって近似値を得られる。同様のことが上流測水所が任意数のある場合にも適用される。ただし因子は一般的には (すべての上流測水所に於ける流量の同一単位レートに対する河道貯留を割つたもの) となる。かくして計算した測水所 C 以上の中間面積に於ける河道貯留量を上流測水所以上の容積に加えて、測水所 C 以上の河道貯留量を得る。これで単に測水所 C のみの流量量水曲線を用いて得たものよりも一層正確な値を得ると考えられる。

計算は測水所から測水所へ中間の貯留の増加を加えて下流に向つて続け、支流の貯留も取入れ人工的の貯留の日々の量も含める。上記の因子は総ての流量の変化の幅に対して一定ではない。そ

れは Fig 3 に示した傾向線が並行でないことによるので既に論じたことである。しかし与えられた洪水期間中に起る流量の平均単位レート (Sec-ft per square mile) に於ける因子を評価することによつて、問題の洪水を通じて信頼して用い得る値が得られる。

近似的ではあるがこの方法で時間と場所に関して、河道貯留の洪水水量を計算することができる。この方法で測つた洪水水量の部分を Fig 4 に図示した。これでは各測水所の水位から上流に伸びる正常退水断面以上の容積を割くことになるので、この方法は当然上昇期の河道貯留の値を小さく与える。これにも測水所の数を多く用いることができれば、誤差は恐らく大きなものにならない。洪水頂点が流域を通過した後のは退水期には殆んど誤差がないといつてよい。

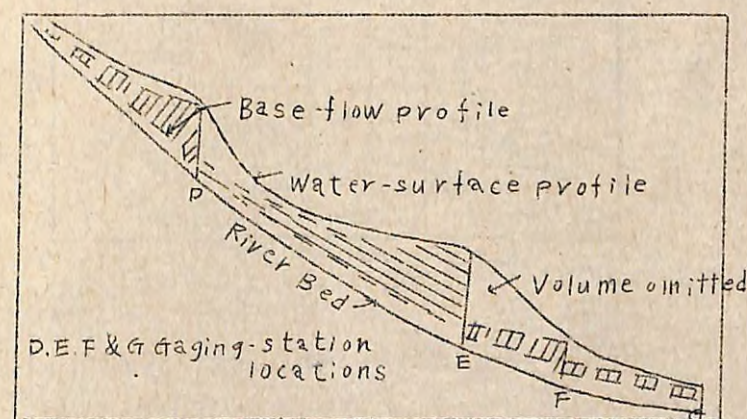


FIG. 4 - RIVER-PROFILE DURING FLOOD SHOWING VOLUMES ACCOUNTED FOR BY PROPOSED COMPUTING PROCEDURE

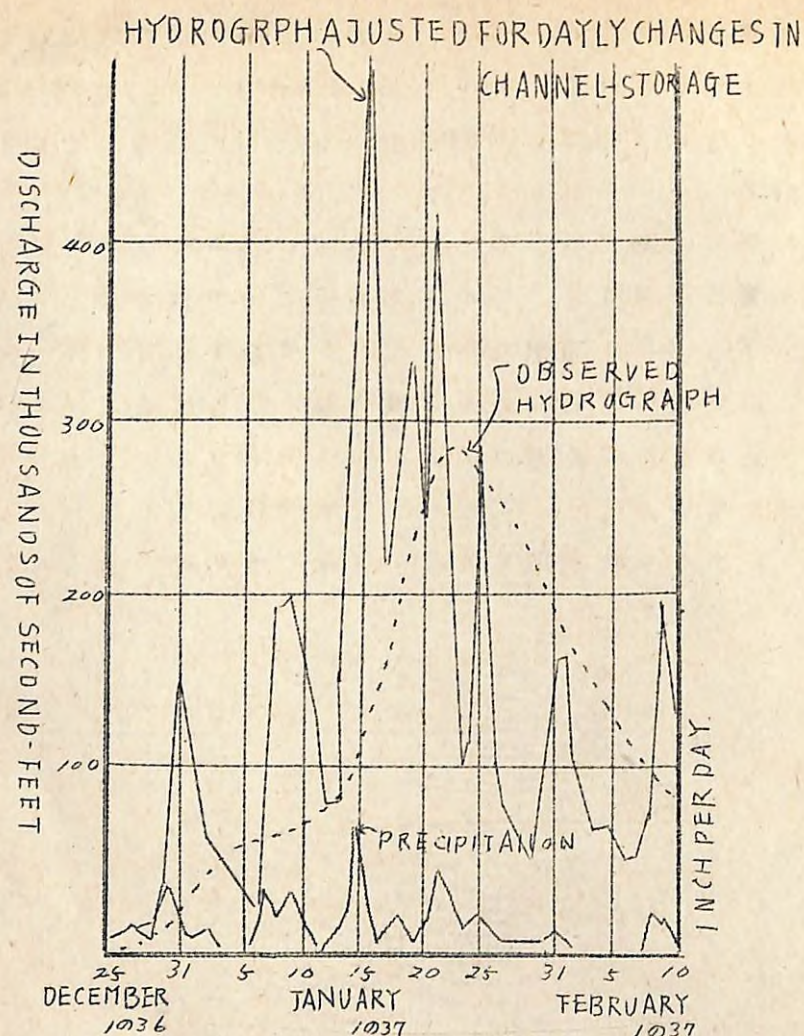


FIG 5 - COMPARISON BETWEEN THE HYDROGRAPH OF OBSERVED MEAN DAILY DISCHARGE OF THE WABASH RIVER AT MT. CARMEL ILLINOIS, THE HYDROGRAPH OF MEAN DISCHARGE ADJUSTED FOR DAILY CHANGE IN CHANNEL-STORAGE, AND DAILY PRECIPITATION OVER THE WABASH RIVER BASIN

Fig 5はIllinois州 Mount Carmell. 以上の Wabash River 流域(面積28,600平方 mile)に於ける1937年1月の洪水中の河道貯留の日々の変化を Mount Carmell に於ける測定流量に適用した結果を示す。このグラフは12月26日から1月25日の間。流域に降った一般降雨の期間に伴う実測流量と、河系に流入したレートに等しい値と仮定される補正流量曲線とを示す。

Mount Carmell に於ける実測流量の量水曲線は誘導した流入レートの量水曲線とは極く大体の関係を持つに過ぎない。河道流入の方の量水曲線のしはしは高くなっているのは、容易に降雨の方に関係づけられる。Fig 5に比較のため Wabash River 流域の平均日降水量のグラフをも示してある。

降雨期間中の流域上の平均透透能を計算するには、全降水量と明瞭に認め得る限り合理的な多くの降雨期間に分割し、かつこれにともなう流量を計算した河道流入グラフに基いて計算する。雨水が地表を流れて河道に達するまで各降雨期間の間に十分な時間が経過していなければ、降水量と、流量との間の差は、それぞれの期間の全透透を与えるような地表貯留量に対して、補正しなければならない。降雨期間中の計算は降水量と、計算日河道流入量との差のプロットは、降雨期間中の初期残留量の推算と透透の決定とに重要な価値をもつ。Ohio River 流域中の多くの小流域に用いてこのことには要する多くのグラフが関係する気象及び水文学的データと共に、1937年1月から2月の Ohio 及び Mississippi 河の洪水について geological Survey から今年の報告(1)に刊行されるであろう。

透透は雨水の供給と地表面の状態との函数である。全透透量が知れ、かつ降雨の特性について充分な知識が得られれば、与えられた状態に於ける土の水吸収の極限量、即ち透透能を計算することかできる。この目的のために多くの方法が利用される。次に広い地域に対し長雨の間、及び普遍充分のデータが得られない場合

に、容易に計算し得る方法を述べようとする。

透過能の計算—— Doctor Horton (4) は流量が知られ、かつ雨量強度が自記雨量計によつて得られる場合に、本区域の降雨中の流域上の平均透過能を計算する方法を述べた。Horton の述べている方法は、地表流下は降雨が、その当時の状態下に於て土が水を吸収する極限量すなわち透過能を超過する強度で降るときにのみ起るという理論によるもので、かつこれと調和するものである。Horton の記載する適当な曲線の助けで、透過能の値は透過能を越す全雨量が、既知の地表流下量に等しいとする試みしによつて見出される。

同一の本区域の降雨に影響される数箇の区域の透過能の計算に Horton 法を適用せんとすると、実際上多くの困難が起る。それは何々の流域には自記雨量計がないものがあるからである。自己雨量計は今日なお備えているところが少く、かつ与えられた流域に適用する基準観測所の選択には不適当なものがある。

Horton の方法には、降雨の特性の地理的変化よりも、自記雨量計に於ける降雨の特性に大いに重きを置いている。降雨の特性の地理的変化に一戸の重要性を置き、又適用を容易ならしめ、かつ満足すべき結果を得るための手段の必要が認められるに至つた。

すでに定義したような地表流下の理論を確める組織的方法がこれから述べるように発展した。ここに提出した方法を、1936 年 2 月から 1937 年 1 月にわたる降雨の間に Ohio River 流域に於ける近似的透過能の決定に適用された (1)。

前節に述べた如く全透過量は、全降水量とこれによる地表下量との差に等しい。ただし地表貯留の変化を考えに入れ、又透過した水からの蒸発による消失は無視してよいとする。全透過量を計算した後に、雨の降続期間の適当な統計的基準は、この基準によつて定められた降続時間で既知の全透過量を割つたものが、透過能の正しい値を与え、かつ透過能を超過する全降水量＝地表流下の式を満足するものである。かかる降続時間を有効降雨時間と、

又その強度は有効降雨強度と呼ばれるであろう。有効降雨時間は、降雨の全期間と降雨余剰期間との間の何処かにあり、この間の何処にあるかは透過能に関係を持つ。降雨強度と降続期間との関係が直線的ならば、有効降雨時間は全降続時間と透過能以上の強度の降雨期間との平均に等しいであろう。これらの関係のどれかが有効降雨時間を決定する概略の近似的な方法を与えなければならぬ。然るに降雨強度と降続時間との関係が直線的であるのは稀なことであり、むしろ一般に非線形的である。故に満足すべき近似値に達するには、ある補正が必要である。これらの方法には二種類あり、その各々は上に述べた二近似法に關係する。この中三方法がありその一つは A で全降続時間、二つは透過能の期間の複合に基くもの。他の三つの方法はオニ種 B で、或透過能の期間に基くものである。

方法	基準の方式
A-1	$t = (t_i + t_f) / 2$
A-2	$t = (t_{0.1} + t_f) / 2$
A-3	$t = 0.42 t_{0.1} + 0.58 t_f$
B-1	$t = t_{0.5} = \text{透過能 } 0.5 \text{ の降雨期間}$
B-2	$t = t_{0.6} = \text{透過能 } 0.6 \text{ の降雨期間}$
B-3	$t = t_{0.4} + 0.007 = \text{透過能 } 0.4 + 0.007 \text{ in/hr の降雨期間}$

これらの式で t は有効降雨時間、 t_i は降雨強度が雨の痕跡に等しいか、又はそれ以上の時間、 $t_{0.1}$ は降雨が毎時 0.01 in に等しいか又はそれ以上の降雨時間である。

上記の 6 方法を 13 の自記雨量記録について 0.01 から 0.10 in/hr の透過能の間で試しによつて吟味した。その結果平均して Table I に比較してある。表は上記の方法で計算した透過能の値と正確な方法で計算した値との関係を表す。A-3 と B-3 の方法が最もよい結果を与える。

Table I 滲透能の計算値と正しい値との比較

方法	計算値と正しい滲透能との平均比	計算値の正しい滲透能からの平均偏差
A-1	89%	11%
A-2	96	4
A-3	100	4
B-1	92	7
B-2	105	9
B-3	100	4

これらの近似法を未知滲透能について行うには、その適用は逐次近似法を使用しなければならないが、かかる近似法で速かに希望する結果に近づく。

与えられた流域の滲透能を計算する第一歩は、自記雨量計の位置と、流域の推定平均滲透能の半分に等しいか又はこれを越す降雨時間とを示すようなこの地域の地図を作ることである。同一点には又平均全降雨水量を上記決定した降雨時間で割つたもの、すなわち降雨比をプロットする。この地図の上には二つの平滑な線を引く、その一つは等有効降雨時間線で、他のものは有効降雨時間に対する全降雨量の比の等しい線である。これらの線はその交点に於ける二因子の積がこれらの点に於ける既知の降雨の量に等しくなる様に引くのである。Fig 6 は 1936 年 12 月から 1937 年 1 月までの降雨に対するこれらの線系を示す Ohio River 流域の図である。二つの線系は Trajectory であることが同われる。

どの点でも有効降雨時間の二つの値を、同一点に於ける期間に平均レート読みとること、この図から決定することかできる。等雨量線図又は他の方法で決めた与えられた点に於ける降雨量を上記の如く地図から読みとつた降雨比で割り期間の二つの値を得る。この二つの平均を降雨量の推定したレートに等しいか又はこ

れを超過する降雨期間の適当な値として用いることかできる。線が各点に於ける両者の積が降雨量に等しくなる様適当に引かれるならば、かくして誘導した二つの値は等しいであろう。降雨期間を決定するここに示唆した方法は流域上の降雨量の変化と、同時に等期間線を引くときに考えなければならぬ気象状態とに適当な重みを与えることになる利益がある。

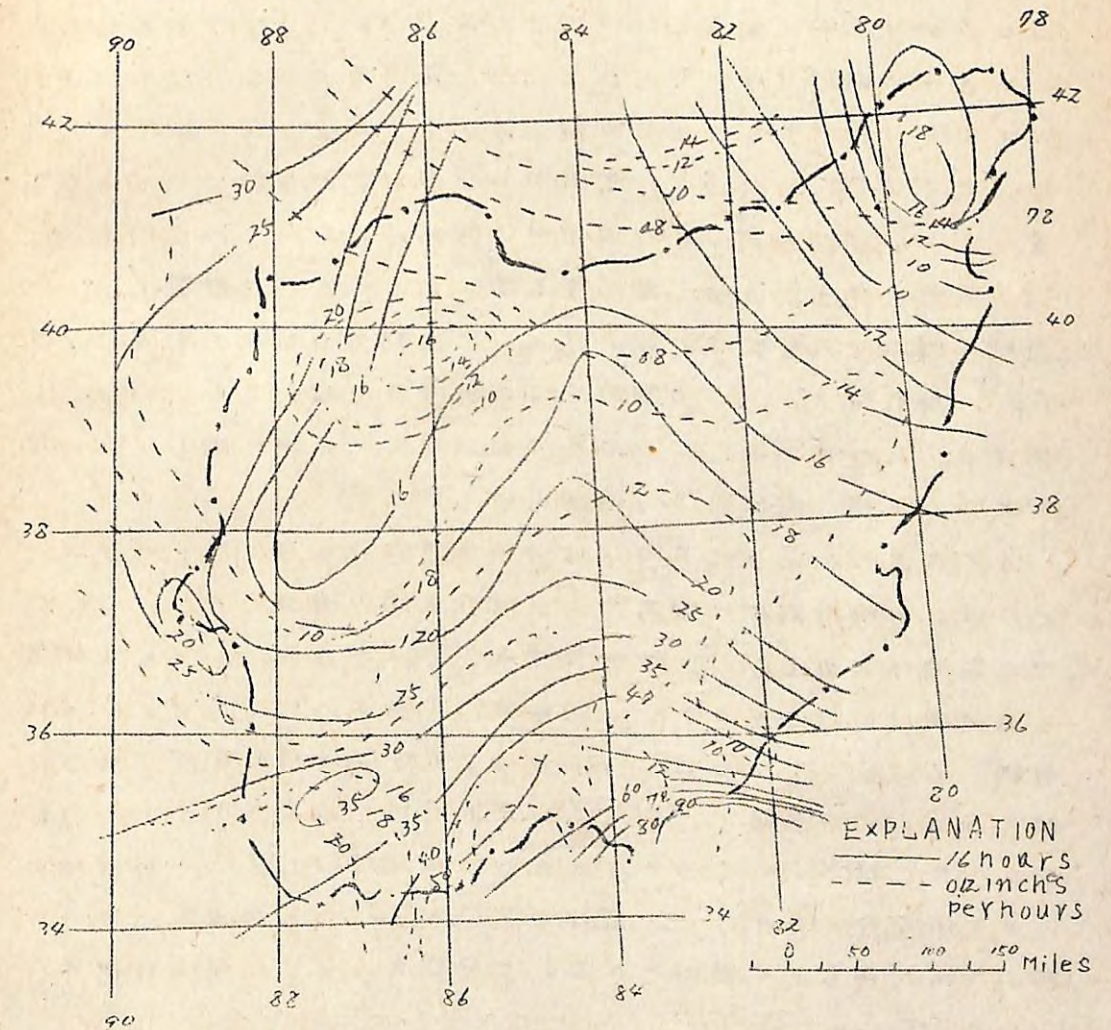


FIG. 6 MAP OF OHIO RIVER BASIN SHOWING LINES OF EQUAL DURATION OF RAINFALL AT RATES EQUAL TO OR GREATER THAN 0.03 INCH PER HOUR (SIGNIFICANT RAINFALL) AND LINES OF EQUAL RATIOS OF TOTAL PRECIPITATION TO DURATION OF SIGNIFICANT RAINFALL. DECEMBER 26, 1936 TO JANUARY 5, 1937

Fig 6 から降雨比は有効降雨時間よりも変化が比較的少ないことがみられる。降雨比の方は 0.073 in/hr の最少から 0.205 in/hr の最大まで変るが、有効降雨時間の 9 hr と 90 hr との間になる。

任意点に於ける降雨量は期間と降雨比の積に等しく、一降雨中異なる降雨量を持つ地点では、これらの因子の一つ又は双方が与えられ降雨中に相違しなければならぬ。Fig 6 に依るとレートの因子は期間よりも変化が少いが、降雨量の多いのは平均降雨比も期間も共に大きい。この観測は 1937 年 1 月 20 日から 25 日までの Ohio River 流域の 43 の自記雨量計に於ける全雨量、レート及び期間の別々の研究で確かめられた。この降雨中の平均の降雨状況は次の如く要約することかできる。降雨量 1 in の箇所では平均雨量比は 0.10 in/hr と有効降雨強度の期間は 10 hr 、降雨量 10 in の箇所では平均降雨比は約 0.15 in/hr と期間 67 hr である。この例では降雨量は 10 倍に増し、平均降雨比は 1.5 倍、期間は 6.7 倍増した。

すでに述べたように Fig 6 は推定透過能の半分に等しいか又はそれ以上の降雨期間に關係する。限界振幅以内の他のレートに於ける期間は次のようにして計算することかできる。レートと期間との關係は一般に $d = aK^{-r}$ の指數形である。ここで a と K とは常数、 d はレート r に等しいか又はこれを越す降雨期間である。故に与えられた強度 r の期間 d が知れば、強度 $(r+1)$ の期間 d_{r+1} は Kd_r である。すなわち $K = d_{r+1}/d_r$ 。一降雨中の一自記雨量計に於ける K の値は 0.01 in/hr 間隔の強度に於ける期間に比で最もよく表わされる。そして次の式で簡単に計算することかできる。

$$K = \sqrt[r]{d_{r+1} + m / d_r}$$

ここで M は $(r+M)$ と r の間の 0.01 in/hr 単位の数である。レートと期間關係では二点を知ることが必要だが、三点を選ぶ二

ことか望ましい。その一つは Fig 6 を作るのに用いられた期間で、一はそれより 0.03 in/hr 大きいもの、他の一つは 0.03 in/hr 小さいものである。かくして K の二つの値が計算されたオミのものよりも大きい根をたす必要はない。

例 - ある自記雨量計箇所において、 0.02 in/hr 又はそれ以上の強度の降雨時間が 40 hr で 0.05 in/hr の期間が 27 hr であり、 0.08 in/hr の期間は 19 hr であつたとすると、 K の二つの値は $K = \sqrt[2]{27/40} = 0.82$ と $K = \sqrt[3]{19/27} = 0.79$ で平均は 0.78 である。

自記雨量計箇所に於ける K の値をプロットした地図を作り、等 K 値の線を引き (Fig 7)。

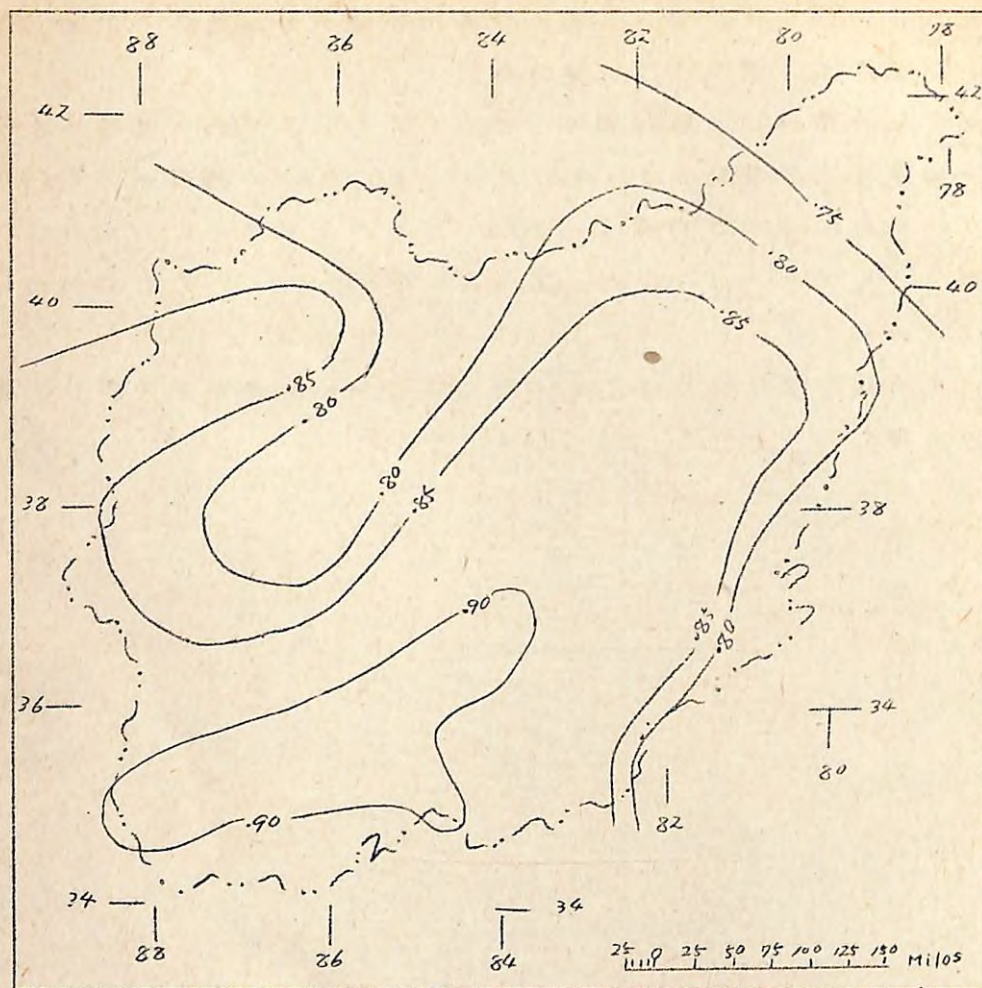


FIG. 7 - VALUES OF K IN OHIO RIVER BASIN DURING STORM OF DECEMBER 26, 1936 TO JANUARY 5, 1937.

降雨量と直接流出量とが知られれば研究すべき区域内の任意の流域に対する透過能の近似値計算に充分なデータが得られる。

例 - Ohio 州 Bradford 以上の Greenville Creek に対して次の如くである。

- (1). 全雨量、1936年12月27日から1937年1月5日に至る。= 1.6 in
- (2). 全直接流出量 = 0.45 in
- (3). (1) - (2) 差 = 全透過量 = 1.15 in
- (4). 0.03 in/hr に等しいか又は以上の強度の降雨時間は Fig 5 から 16.5 hr
- (5). 降雨率は Fig 5 から 0.082 in/hr
- (6). 期間のオニの値 $1.6 / 0.082 = 19.5 \text{ hr}$
- (7). 平均期間 $(16.5 + 19.5) / 2 = 18 \text{ hr}$
- (8). 透過能の近似値 $\bar{f} = 1.15 / 18 = 0.064 \text{ in/hr}$
- (9). 有効レート (B-3 法) $= 0.4 \bar{f} + 0.007 = 0.033 \text{ in/hr}$
- (10). K の値 Fig 7 から、0.78
- (11). 0.04 in/hr 又は以上の降雨時間 $18 \times 0.78 = 14 \text{ hr}$
- (12). 故に 0.033 の有効レートに於ける降雨時間 16.8 hr
- (13). 透過能のオニの値すなわち最終値 $1.15 / 16.8 = 0.069 \text{ in/hr}$

引用文献

- (1) Geol. Sur. Water - Supply 838. Floods of Ohio and Mississippi Rivers. Jan. to Feb. 1937
- (2) R.E. Horton. Natural stream channel storage. Trans Amer. Geophys. Union, 17th annual meeting, pp. 406-415, 1936
- (3) R.E. Horton, Natural stream channel storage. Trans. Amer. Geophys. Union, 18th annual-

meeting. pp. 440-456. 1937

- (4) R. E. Horton Determination of infiltration-capacity for Large Drainage-area, Trans. Amer. geophys. Union, 18th annual-meeting, pp. 371-386. 1937.

6. 退水曲線の構造

Bertram S. Barnes¹⁾: The structure of Discharge²⁾ recession curve
(Trans. Amer. Geophys. Union, 1939: 721-725)

要 略 Mississippi 溪谷の上流部の河川の降雨に伴う流量は地表流下と涌出 (storm seepage) とから成立つ。降雨によつて起るこの2因子のいずれの全流出も、他の因子によるそれと一定関係を持たない。2者は各々異なる条件に支配されるのである。

降雨に伴う流出量のこの2因子は図解法で区別することが出来る。この方法は反対に地下水流出の量水曲線を決定するに有用である。

河川流出の源 Mississippi 溪谷上流部の河川の量水曲線は次に記すような3の異なる源からの流出の特性を反映する。

(1) 地表流 —— これは地表から滲透することなく地表の通路によつて河川に入る降雨又は融雪によつて起る。これは主として降雨又は融雪の継続時間と強度の変化および水系の河道貯留の特性によつて決定される量水曲線をなす。

(2) 涌出水 —— これは降雨中または融雪中に地表上層にのみ滲透し土中においては幾分水平に動き滲漏 (seepage) によつて河系内に放出される水である。これは著者が1936年にMinnesota州に於ける Zumbro River の流量記録を分析したときに見出したものでオニ基流 (secondary base-flow) と呼んだ。同様の現象を Dr. W. C. Lordermilk (1) C. R. Hursh (2) が観察し涌出水 (storm seepage) の名を与えた。この後の名をこの論文では採用することにする。退水は地表流下のそれよりも甚を徐々である。その時間基線が長いために曲線の形は河道貯

おおよび降雨時間のために多く影響されることなく、該地方の土の特性により多く依存する。

- (3) 基底流 (base flow) —— これは地下水面或はこの下で地中に左へ右へえられた水から水系に放出されるものである。基底流の量水曲線は時として急激な上昇を示すことがあるが、降雨とこの上昇との間には著るしい時間差があるのが常である。基底流の退水は水系の土源の急な氷結によつて一時的に阻止されるか、その他の調節による場合の外は、一般に甚だ徐々である。降雨に伴う流出は前記の初の2因子すなわち地表流と漏出から成る。Mississippi 溪谷の上流部の流域では降雨量のわずかの部分が地表流の形で流出するので、降雨の一時的の強度変化や表土の透水性の日々の変化は地表流。

(1) Upper Mississippi Region, Weather.
Bureau Hydrologic Office, Iowa City,
Iowa

- (2) 漏出 (storm seepage) は後に地下流出 (subsurface flow) または 中間流出 (inter flow) と呼ばれる。下量に顕著に影響する。この考えを別の言葉で表わすと、地中に浸入する水量の比較的わずかの%の減少は、浸入しない水量を2倍にすることが容易である。しかし漏出の全量は一時的の降雨強度によつて影響されることは極少であり、むしろ降雨の全量とその降続時間によつて大いに影響される。それ故に 降雨流出の2因子のいづれに対しても充分な Unit-graph が得られるにしても、或与えられた降雨から得られる2因子の量水曲線はお互に一定した関係を持たない。この事実は示標流域の研究に關連して有益であると信ずる。何と云へば示標流域からの降雨による全流出は大流域からの全流出とは、異なる降雨状態の下では比較し得るものではないからである。

退水曲線の形 Horner と Flynt (3) とは地表流の退水を次式で表わした。

$$Q_d = Q_m / K^{(t-t_e)} \quad (1)$$

ここで Q_d は降雨の後、時間に隔ての流量で、 Q_m は頂点流量、 t_e は降雨初から頂点流量までの時間の後れである。

この式を誘導した実験では流量は市街の下水道で測定したので基底流も漏出もすべて無くなつてゐたであろう。著者の行つた研究では同様の形の式が漏出の退水に対しても適用されることを示した。著者が1936年に採用した式は次のようである。

$$Q_t = Q_0 K^t \quad (2)$$

ここで Q_t と Q_0 とは時間に隔てで分かれる。2瞬間に於ける流量の値で、 K は減少係数 (depletion factor) として知られる指数である。式(1)と(2)とは同一関係を示す、単に異なる表現であることは明らかである。

式(1)と(2)とは地下水増加のないときの基底流の退水にもまた適用されよう。それ故に流出3因子の退水は流量を対数スケールに、時間を普通のスケールに注ぎグラフ紙に描く値をプロットして研究するのがよい。この研究方法の例として Iowa 州の Marshalltown に於ける Iowa River の流量記録 (1935年7月1日 - 8月16日) をこの論文で示す。

Marshalltown の記録の分析 Iowa River の溪谷は Marshalltown 以上の面積は1500平方マイルで平均16マイルの幅がある。Iowa City からの上流は3230平方mileの面積と平均幅18 mile である。主流は水源から Marshalltown まで139 mile で350 ft の落差があり、Marshalltown から Iowa City までは120 mile で210 ft の落差がある。Iowa City から上流の流路の長さは約180 mile でその内 Marshalltown から上は約90 mile である。河ほとんどすべての支流とはSEの方向に流れる。Marshalltown に於ける流出記録は Iowa 湖の小発電所の作用で僅か影響され、Iowa City の記録は数ヶ所の発電所の発電所で調製されるか、その

内2ヶ所の大きな突電所は測水点から3 mile以内にある。

1935年7、8、9月中 Iowa River 溪谷の下流ではほとんど地下水増加がなく地下水貯留の減水があり、かつこの期間に数回の全く孤立した降雨が起つた。合衆国 Geological Survey

(4) から刊行されたデータによつた Iowa City と Marshalltown の日々の流量の量水曲線は Fig. 1 に示した。

各々の場合の基底流量は一直線として引いたが、日々の減水係数 K はそれぞれ 0.980 と 0.983 である。Iowa City と Marshalltown 以上の平均日降雨量は合衆国 Weather Bureau (5) のデータによる等雨量線から得たもので量水曲線の下にプロットしてある。おそらく無雨と報告された日にも致すかの降雨があつたであらう。こういう雨は降雨を報じた箇所の間に在る小区域に限られたであらう。普通単一降雨でも Iowa City では二重の頂点のおこる特色は Prof. F. A. Nagler (6) によつて考究された。

7月6日から22日までの期間の降雨による流量は平均日流量から基底流量を差引いて得られたもので、Fig. 1 の右側にプロットしてある。

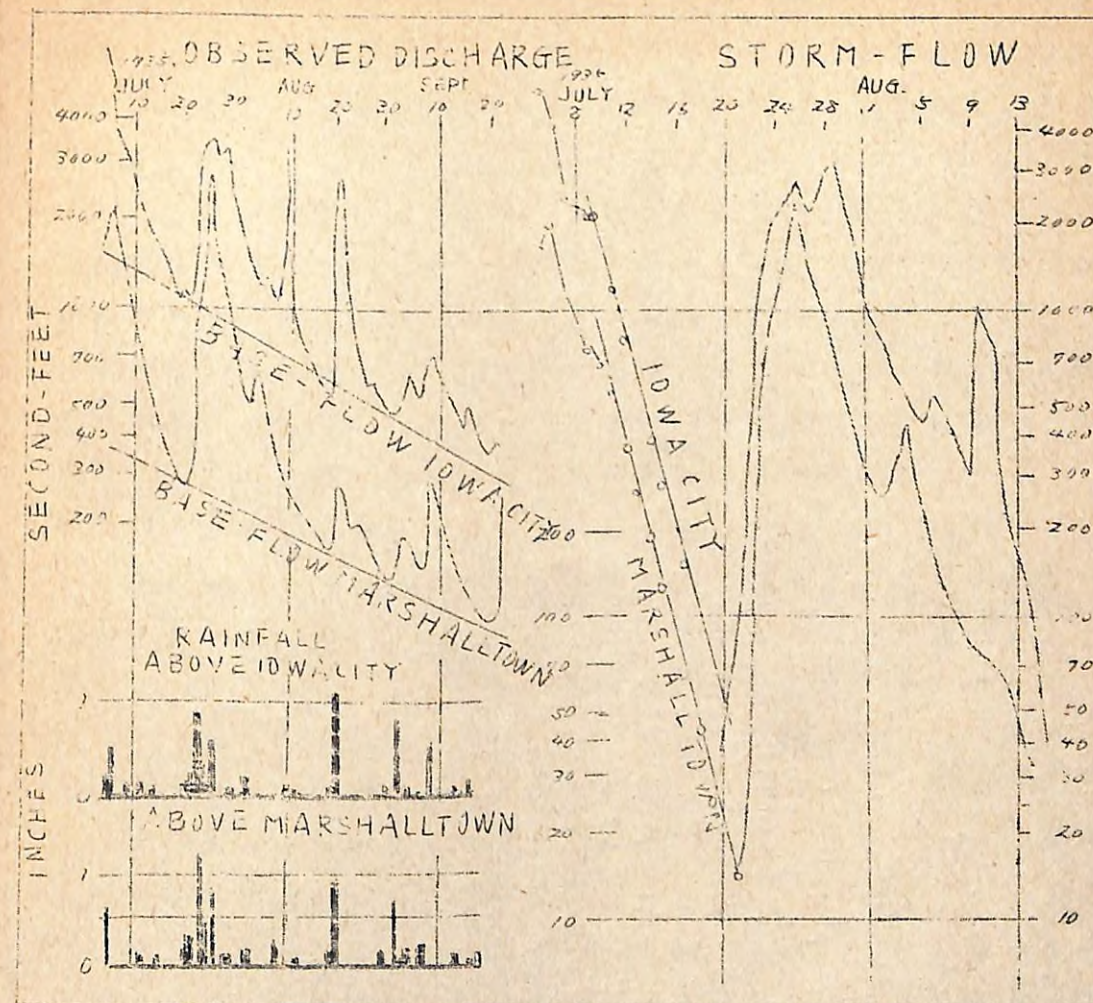


FIG. 1 - DETERMINATION OF 24-HOUR DEPLETION-FACTORS FOR BASE-FLOW AND STORM-SEEPAGE IOWA RIVER AT MARSHALLTOWN AND IOWA CITY

7月11日にはその以前の降雨からの地表流下はほとんど無くなり、かつ引きつづく10日間の降雨による流出の退水は漸減の減水として表わされると仮定した。この退水はFig 1には直線を示し、係数Kの値は Iowa City では0.711, Marshalltownでは0.694の値としし。

以上述べたような基底流と流出に対するKの値の決定により、地表流下の現象を分離することを可能にする。この目的のためには全流出の平均日量は不適当と思われる。何故ならば地表流下は漸減の上昇が認められる以前の24時間以上一定のKの値に達することは無いであろうからである。それ故に一戸短かい時間间隔において流量の瞬時的の値を得ることが必要である。

Marshalltown の原水位自記記録を注意深く研究したか原記録は甚だ良好である。記録は7月23日の7a.m. から翌日の10a.m. までうまく行つていない。ペンは観測者がその見廻り時刻を印すために浮子を押した8月7日3:50 P.m. から翌日の8a.m. まで動いていない。この間ペンは喰つづいていたので、この間の前後の日に対する水位の補正値に0.1 ft. の誤差があつたものと思われる。プロットして見た結果から水位の僅かの上下がペンの喰つづいた数時間起つたことが推定される。これらの誤差は Geological Survey の刊行した流量記録の精度に影響することは極めて僅少であることは認められるが、この研究に対しては見捨てるわけに行かない。

1日2回乃至8回の水位を取りこれを表にした。これに相応する瞬間流量を Geological Survey で新製した曲線から決定しFig. 2 の小丸印に示してある。これらの値は3位まで計算したが1 sec-ft. 以内の精度である。このことから来る誤差は1000 sec-ft. 以上の全流量の値に対しては5 sec-ft. に達し、かつすべての場合流量の各成分に対しては誤差は一戸大きな値になり10 sec-ft. 或はそれ以下に達する。 Marshalltown の上流50 mile の発電所の壁かの調節もFig 2 に明瞭に出て

おり、また日々の蒸発・凝結および気圧変化の影響も見られるようである。計算した流量の各成分の和は6時間毎に取りFig 2に実線で描いたが丸印はそれらに沿っている。

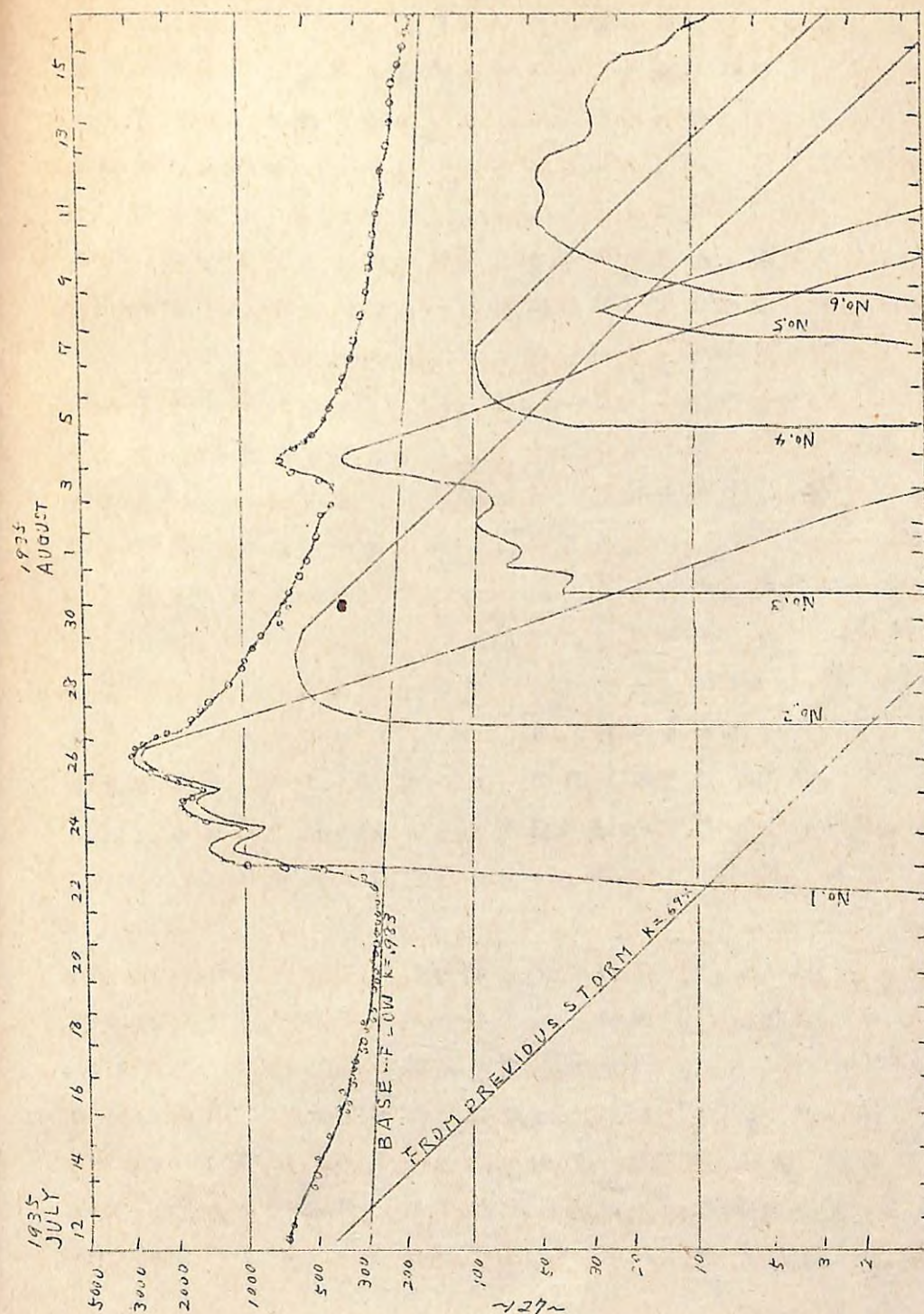


FIG. 2 - OBSERVED DISCHARGE AND COMPONENT EVENTS AT IOWA RIVER AT MARSHALLTOWN, IOWA

あらかじめ決定したKの値0.694は7月、2日から用いられ、
 漏出の値はそれが0.5 sec-ft 以下になり0と見ておき、
 なる7月30日まで毎6時間の終りについて表記した。〔この
 期間に対する漏出の値はKの同一の値を用いたので多少小さき
 るであろう。そのため複合した全流量の量水曲線は丸印群の下限
 界にあるようになるであろう。〕これらの値を降雨による流出量
 から差引いて7月22日から26日までの間の地表流下の増加と
 頂点を得 Fig 2 に Event No. 1 としてプロットした。こ
 のEventの7月26日の夜半までの退水は0.329に等しいK
 の値を与える。退水はこの同じ傾斜の上に拡張され6時間毎の値
 はそれがほとんどなくなった8月3日の6 P.M. まで表記した。

7月27日から始つて Event No. 1 の合計の6時間毎の
 値と前回降雨からの漏出とを降雨による流出量から差引いて
 Event No. 2 を決定した。この形からこれは明らかに漏出の
 他のEventであり、その退水は先きに決定した減水係数0.6
 94を用いて引き延ばされる。Event No. 2 の値は8月、7
 日頃にほとんどなくなるまで表記した。

これらのEventの値を加えてその合計を降雨による流出量か
 ら差引くこと前の如くしてEvent No. 3 を決定する。これはう
 たがいなく地表流下であり、その8月4日の6 P.M. までの退水
 は先きに決定した地表流の減水係数0.329の検定となる。この
 退水はこのKの値で引き延ばされ8月、10日の正午にほとんど無
 くなる。

Event No. 4, 5, 6 はこれと同様に決定した。No. 6 は
 漏出でこれと重なつた地表流下の3の微小な現象と共に現れ、
 のと認められる。これらは全流量に比較すると甚だ小さいもの
 であり、かつ/sec-ft の単位は充分の確度を以てこれらの現象
 を現れし得ないから、これらを別々に区分することは行われな
 かつた。No. 5 を地表流の他の現象と比較すると記録ペンが8月7日
 の 3:50 P.M. から8 A.M. まで動かなくなつたことが見られ

る。Event No. 5 の現象は計算されたものよりも著しく高い
 ように見える。このことはEvent No. 6. の上昇端が特に丸ま
 つて見えることを説明するであろう。

地下水流出の決定 以上の諸節に述べた方法の並は晩春、夏お
 よひ秋の間の基底流の量水曲線の決定に有用であることが認めら
 れる。量水記録紙の上にまず試しの基線を引き、試しの降雨に
 よる流出量を計算し半対数紙にこれをプロットする。基底線をプ
 ロットした降雨による流出量の退水の大部分の中央点が平行した
 直線に見えるまで調制する。この場合、退水の或ものはその全長
 に地表流の存在の影響を受け直線としてプロットされないものも
 あり、冬と早春には漏出の量水曲線は表土の凍結、地表に於け
 るぬかり、雪、河道中の氷および氷点附近の温度に於ける土中の
 水の粘性の増加によつて影響される。かかる期間の流量記録をこ
 の論文で述べた方法で分析する^る企ては今日までは不成功であつた。

文 献

- (1) W. C. Loder milk, J. Forestry, V. 32, P. 534
1934
- (2) C. R. Hursh, Trans. Amer. Geophys. Union,
17th Annual Meeting, 1936 part II pp. 301-302
- (3) W. W. Horner and F. L. Flynn, Trans. Amer. Soc.
Civ. Eng., V. 103, P. 369, 1938
- (4) U. S. Geol. Surv. W-S Paper, 785, P. 185, 1935
- (5) U. S. Wea. Bur. Climatological Data, Iowa Section,
1935.
- (6) F. A. Nagler, Mon. Wea. Rev., V. 61, PP 5-7,
Jan. 1933

7 総合ユニットグラフ

Franklin F. Snyder⁽¹⁾: Synthetic Unit-graphs
(Trans. Amer. Geophys. Union, 1938, 447-454)

要約 この論文は主として実験的に総合 Unit-graph を誘導する方法を示す。この方法は 10 及至 10,000 平方 mile の流域で流量記録が得られるときでも、また得られないときでも、流量特性の研究および分岐の助けとなる。

たゞしかゝる研究において、判断と至験とを用いることを省くための企はなさなかつた。

降雨量の重心と流出量の頂点との間の時間すなわち遅れは総合 Unit-graph を誘導するのに用いられる流域特性の主要なものである。この遅れを近似的に決定する方法を水位記録の無い流域において得られるようにした。Unit-graph の頂点流出シートを遅れの函数としてあらわした。

分配グラフ (Distribution-graph) も遅れの方法で決定することが出来る。問題の流域に対する頂点流出シートと分配グラフを知れば Unit-graph を作ることも出来る。この方法の例として Tennessee 州 French Broad River の Dandridge 以上について示した。

洪水予報において遅れの特徴の他の使用法を述べ、結論としてこの方法の限界を論じた。

結言、読者は Unit-graph の基本的理論と実行法を知っているものと仮定する。もしそうでなかつたためそれを参照されたい。(編者の引用文献ノコヲを見よ) Unit-graph は典型的であるかまたは特殊の降雨型で或単位期間に降った雨による与えられた区域からの 1 in の地表流下量の量水曲線として著者は用いている。

- (1) Cooperative hydrologic investigations, Pennsylvania Department of Forests and Waters, U.S. Weather Bureau, and U.S. Geological Survey, Harrisburg, Pennsylvania.

Unit-graph 法の基本的仮定はかかる降雨に対しては地表
流下量の時間的分布(或は流域)については一定であり 縦座標は流下
量の全量に比例し、Unit-graph の形に従って分布するという
のである。分配グラフは次々の同一時間々隔の流量を全量の百分率
としてあらわした Unit-graph である。

ここに述べようとする Unit-graph 誘導法は主として流量の
記録を利用し得ない地域における流出量の研究および予報のための
ものである。しかしこれは流量また水位の記録がある地域の研究
にも助けとなる。

Unit-graph は日々の平均流出量からは得られない。しかし
24時間を基底とした分配グラフは Unit-graph を作る助けと
して作ることには出来る。

平均日流量では、実際には二回の接近した増水の起つた時でも、
一つの平滑な量水曲線となることがある。なお実際の流域特性や不
規則は隠される。この上、日による流出量は同時に起つたものとす
る結果になる。これらの難点の幾分かは日証雨量計記録があれば低
減されるが最近まではこれが一般に用いられなかった。

水位の連続的記録を得られることが現在河川観測所の多数の実績
であるから、Unit-graph を得んとする研究者は失望せざるを得ない。

Unit-graph を得る普通のやり方は明らかに孤立しかつ一
見ほぼ同一期間の降雨によるあらゆる増水に対するグラフを得ること
である。これらの Unit-graph を比較すると Unit-graph
法を実行するには変化が余りにも大きい事が屢々ある。

これらの差異は流下量を生ずる降雨期間の長短、雨量の不等分布、
低気圧通過の相異、および雪や氷のある地域ではそれからの流出等によ
って説明される。

互に矛盾する結果はいづれもその欠陥の理由が明らかになるまで
放置してよいものではない。また希望される Unit-graph は降雨
が整一強度でかつ整一分布の場合よりも、むしろ特殊の、または

典型的な降雨に対する場合のものである。流域にはこの前の条件の
降雨の起ることは甚だ稀であるからである。

オニ段として期間の単位の設定がある。小流域の研究には6時間
またわ1時間のことさえも必要である。故に両限は6時間から36
時間の期間の荒天に基く Unit-graph から、1時間乃至6時間
に対する降雨データを使用する。Unit-graph を展開すること
である。このことは元来の期間の半分の降雨データを用いた Unit-
graph に、或荒天期間の Unit-graph を試めしと誤差の方法
またわ組織的に分解することになされる。このやり方を希望するグ
ラフが得られるまで注意深く繰り返す。この分解をどう行ふかの考
え方は、短い期間(例えば12時間)の Unit-graph をこの図
の上で結び合わせ縦座標を加えてスで割り、24時間の Unit-
graph を得ることになされた。これを逆にすることを考えれば
よい。

この論文で示す総合 Unit-graph を誘導する方法は試めしの
Unit-graph を得る便宜に用いられる Unit-graph を得る
方法の如何にかゝらずすべこのグラフは実際の降雨に当てはめ
て検定されなければならない。

流域の遅れの決定 市街地区からの降雨量と流出量との研究にお
いて W. W. Horner と F. L. Flynt (4) が用いた遅れ (Lag) の語
は降雨と流出量の頂上の間の時差、換言すれば降雨の重心から流出
量の重心までの時間である。この論文では遅れは特定の型式の地表
流下を起した雨の重心と、研究される箇所における頂上流量の時差
との間の時間と定義する。この定義は同一地域の遅れの種々なる値
を荒天の型式に応じて使用することに調和する。

或地域に対する遅れは数回の荒天に際し降雨と流出量の記録また
わ特別の野外観測によつて得られる。遅れの近似的決定はいつで
も容易に入手し得る資料から得られる。

普通 Unit-graph の型に影響すると考えられる因子は流域の
形、地形、河道の傾斜、河川密度および河道貯溜量である。

Appalachian 高地の河川の記録に基づくこの研究では、地形河道傾斜および河川密度は省略される。

地形は実驗的に種々の因子で表わされるが、そのいづれも遅れの決定を良好にするような相関はない。地表流下は降雨が終つた後直ちに止むこと、また武蔵の河道では短時間で止むことは、特に地域が大きくなるに従つて地形の傾斜が急になることを説明する。

河道傾斜もまた大した助けにはならない。ただし或地域から傾斜の大きに相関する他の地域に変わると係数に大きな変化があることは予め判つてゐる。

河道野流はその近似値は流出量記録から誘導されるけれども、一般に地図の上からは判りない。今日では遅れに反ばす野流の影響を表わす簡単に得られる因子は知られてゐない。

その影響は河道の傾斜と野流とが密接に關聯するために係数の内に入つて来る。かくして大きさと形とを考えなければならなくなる。

集水地の巾は予想される流出頂英のある目処として認められる。形を表わすもう一つの因子は測水所から流域の中心までの距離である。流域の巾と形が何を意味するかを考えてみたい。

集水地の有効形と巾とを表わす一方法は、研究されるべき地奥以上の移行時間 (Travel-time) の等高線を重くことである。この等高線は Manning または Kutter 式を用いて定常流に対する水理学的計算で決められる。この結果を、時間を横軸とし等高線面の面積の増加を縦軸としてプロットすれば、測水所から特定の移行時間距離にある面積増加を与えて集水地の形を表わすことになる。近似形の形は河道の形と傾斜とを考えないで、測水所からの距離の等高線を定めて、集水地の面積と巾 (面積増加を測水所からの距離の増加で割つて) を測水所からの距離に対してプロットされる上記のダイヤグラムの何れも河道野流また洪水波進行の影響を示さないのであらう。

Fig I の A 曲線は Tennessee 州の French Broad River の Dandridge 以上の地域形のダイヤグラムで 6 時間

の移行等高線によつたもの、B 曲線はこの地域に対する 6 時間 Unit-graph である。

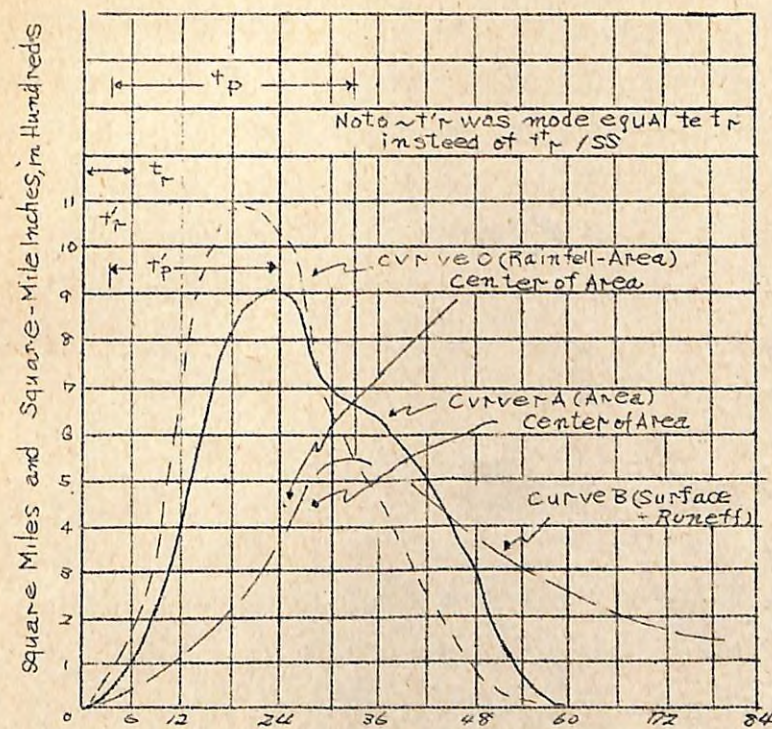


Fig 1 SHAPE-DIAGRAMS - FRENCH BROAD RIVER BASIN ABOVE DANDRIDGE, TENNESSEE

この地域の Unit-graph の形が A 曲線の形であるとすれば 6 時間降雨に対する遅れは、最大縦座標までの時間から時間 (6/4) を引いたものに等しいであらう。けれども洪水波は自然流域で常に見るように野流効果に妨げられるから、遅れはいつも一層大きくなる。かつまた洪水波と野流の影響は、頂英流量の時刻の示源としては A 曲線の面積の中心の時間座標と A 曲線の頂英の時間座標よりも一層良好なものとする。けれども Fig 1 の例では A 曲線の頂英の時間座標は Unit-graph の頂英の時間より短い。

研究される流域に対する形のダイヤグラムを作るための時間が無いために、形のダイヤグラムの面積の時間座標に対する代用が必要になる。真の中心えの主河道に添う距離はこの代用として用いられる。

の面積の中心は、丈夫な紙にその輪郭を描いて切り取り、角の部分に近い点をピンで支えて垂直線をその、もう一つの角で同様にして垂直線と交り、その交点を中心とすればよい。

もしこの地域が一般の形から変った方向の支流のあるため、またわ二つの主なる流れが反対の方向になつてゐるために不規則であるならば、面積の中心は各小区に對して定め、その面積と測水点からの距離で重みをつけた組合せで得られる。

Pittsburgh における Ohio River の如く Allegheny 河と Monongahela 河の合流をなしてゐるときは、遅れも Unit-graph も共に二つの地域に別々に得る方がよい。もし一つの Unit-graph が必要な時は、別々のグラフを組合せることが出来る。ただし降雨率の変化は別々のグラフを用いることに注意すべきである。

次の記号を用いる。

t_P = 遅れ (時)

t_R = 地表流下を起す雨の継続時間の単位 (時)
($= t_P / 6.5$ をこの研究では採用する)

t_R = 地表流下を起す雨の期間 (時)

T = Unit-graph の時間基底 (日)

L = 地域の長さ (mile)

L_{ca} = 測水所から地域中心への距離 (mile)

a_P = 頂点流量に關係する有効面積 (mile²)

g_P = Unit-graph の頂点流量レート (cfs/mile²)

Q_P = Unit-graph の頂点流量レート (cfs)

A = 集水面積 (mile²)

C_t, C_p = 単位と集水地特性に關する係数

記号に、としたものは、意義は変わらないが面積-形ダイヤグラムで表わした仮定的の流出量形を示すのに用いる。

t_P の単位は時間単位と集水地特性の間の實際的關係との要求を満すような t_P の一定部をなすものである。

地表流下を起す雨というのは實際的に地表流下を起さない荒天中の部分を省くためである。

L_{ca} は測水所から地域中心までの河に沿うた實際の長さである。地域の中心が主河道に沿わないときは、この距離は地域中心に對する点まで主河道に沿つて測る。もし同様に測り地域中心部を過ぎた後は河流の小曲折に余りとられなかりでよい。

多数の流域についての研究から t_P は L_{ca} の 0.6 によつて変ることを見出した。指数 0.6 の意義は可能の説明はいくつかあるがここでははっきりいう事は出来ない。 L_{ca} は所要の實際的因子の近似値であるから、一応判然と決定することの出来る L を導入して關係がより堅定になる。故に

$$t_P = C_t (L_{ca} L)^{0.6} \quad (1)$$

C_t の値は主として Appalachian の高地で研究した地域では約 1.8 から 2.2 まで、平均 2 であつた。係数 C_t は傾斜と河道時差の差異に關係し、面積はこの際ほど似ていたから、そのためにこの値が大きく変ることとはなかつた。

かくして得た t_P の値は整一な強度と分布の降雨に對する遅れである。不整な地域的分布の雨に對しては雨量-面積-形ダイヤグラムを Fig 1 の曲線 A と同一基底の上に作り、縦座標は平方 mile の代りに平方 mile-inch をプロットする。Fig 1 の曲線 C は出たでは 2 in の雨で分水界では悪雨まで漸減する降雨に對する雨量-面積-形ダイヤグラムである。雨量-面積-形ダイヤグラムの面積中心と面積-形ダイヤグラムの中心の間の時間差は遅れになさるべき近似的の補正值である。最後の補正はなお低気圧が地域を上また下え、或は横切つて動いたことについて行われなければならぬ。この補正は遅れになさるべき附加補正をなすもので、その値は主として判断または観測に基くデータによるのである。

Unit-graph の頂点流量 (平均 mile 当り) の決定

孤立した單一降雨からの地表流下量の量水曲線はすべて實際的に似てゐる。降雨期間の長さ流下量、および地域の大きさを消去し、

かつ貯溜と流域中心の距離を遅れ t_p で表わせば g_p , t_p および C_p の間に簡単な関係が成立することは驚くべきことである。

次に面積-形ダイヤグラムで表わされる仮定的の流出量を取り、次に g_p は全地表流下量の平方 $mile$ の当りの頂点流出レートを in で表わし、次に 1 平方 $mile$ 当り 1 時間の流下量の in は 640 cfs に等しいから、 $g_p = (640/t_y)(a_p/A)$ である。 C_p が $(t_p/t_y)(a_p/A)$ に等しいとし、 $g_p = C_p 640/t_p$ であるから、 $\cdot$ を取り去ると

$$g_p = C_p 640 / t_p \quad (2)$$

C_p は $5.5 a_p / A$ に等しい (この研究では t_p/t_y は 5.5 の一定とした。) しかし面積-形ダイヤグラムが洪水波や貯溜の Unit-graph 形に移行するので Unit graph の頂点流出を起す有効面積 a_p の物理的意義が実際的に消去される。この理由から、 $K = a_p / a_p' = C_p / C_p'$ の K なる集水地係数を導入して一応満足すべき観測が得られる。故に $(1-K)$ なる値は洪水波や流域の貯溜効果による Unit-graph の頂点の値の低下を表わす。

研究した流域について実験的に展南されたところでは、 g_p の値は $360/t_p$ から $440/t_p$ の間に変り、平均は $400/t_p$ であつた。これは C_p の変化が 0.56 から 0.69 間にあることに相当する。一般に C_p は C_t が小になるに従つて大きな値になる。

式 $g_p = C_p 640 / t_p$ は双曲線であり、対数線の上でのプロットは 45° 線になる。

地表流下の期間、地表流下量の期間 T の式は或流域の配分グラフの値を遅れの函数として与える Fig 2 の作成に必要である。このダイヤグラムは Bernard [2] が流域状態に基いて作つたものと幾分似ている。実験式は

$$T = \{ 3 + 3(t_p/24) \} \quad (3)$$

で T 日の実際的の値をきめるのに用いられる。他の値を用いることも困難でなく、かつ最良の期間は無底流を取扱うに用いられる方法

による。

研究した最小流域 (約 10 平方 $mile$) に対しては T の値は少くとも 3 日であることは注目される。これは単一降雨による河川流量の増減と正常地下水減水まで退水するために要する時間である。

これは河道貯溜の効果を説明される以上に長期であるから、その上に地下貯溜すなわち引延はしのために更に時間を要するものと考えられる。換言すれば Unit-graph に含まれる水量の一部は眞の地表流下のみではない (普通の定義では地表流下は地の表面を流れて河道に入るものとされる)。

この特殊の事情は著者や他の研究者を多年に亘つて悩ました。一時的地下水流、或は地下湧出と呼ぶ方が正しいが、これは C.R. Hunsh [5] によつて降雨流出の一部が表土に浸入し、正常の地下水流出よりも高いレートで上層土を通して流れ去るものと定義したものである。Water Supply Paper 772 [3, p. 113] に指摘されたように地下流出は地表流下の特性が大いに求方されて河道に到達することを附け加えなければならぬ。

発展の現段階では最も実際的方法は地下流出を眞の地表流下と共に Unit-graph に取り入れることである。これは洪水流出量から正常地下水減水曲線によつて地下水流出を分離した残余に含まれる。地下流出は主として Unit-graph の退水部に現われ、時間基底が普通必要と見られるよりも長くなる。故に地下流出の影響は Unit-graph 法に影響する限りでは流域の大きさが増すに従つてその重要性が少くなる。

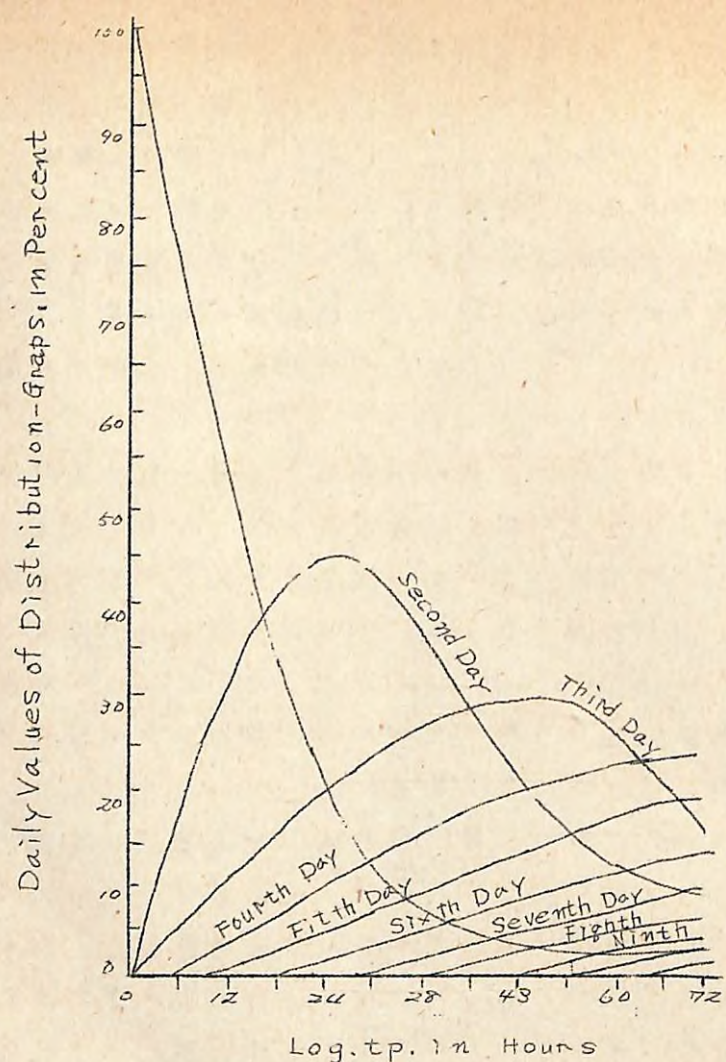


Fig 2 Relation of Basin-Lag And Distribution Graph

以上の方法は多くの普通の降雨に対しては満足すべきものである。ただし、全流出量の或量までは地表流下量、地下流出、および地下水流出の各量の曲には一一定の関係があると思われるからである。

難点は 3,000 平方 mile 位の大きさの流域で非常な大雨の際に起る。多くの地下水源は最大貯流量と流量とを持つ(6)と同様にまた地下水流出の貯溜も流出も最大量があるとするのが事実らしい。故に最大に達した浸透能が限度になったときの大洪水では、その流

出量の大部分は普通の洪水の場合よりも地下流出より真の地表流下として起ることになる。かくして普通の洪水の場合よりも頂点が早くかつ高くなり、退水部の量は少くなる Unit-graph を与える。

或一定量を超す洪水流出量をもつ非常に大きい洪水を予報するには、過剰の部分すなわち地表流下量は附加 Unit-graph の方法で割当てることが出来る。

例 遅れ tp が知れていて、これに $tp/2$ を加えて地表流下の始まった時から Unit-graph の頂点までの時間を得られる。

流出レート qp に面積を乗じて Unit-graph の頂点値 Qp を得る。Fig 2 の配分グラフの百分率の値々の値を与える。

Fig 2 に表わされた配分グラフは典型的流域に対する平均で、Unit graph を描くための手引としてのみ用いられるのである。必要ならば研究すべき流域の形ダイセグラムに従つて変えなければならぬ。例として 4450 平方 mile の流域をもつ Tennessee 州 French Broad River の Dandridge 以上について示す。

50 万分の 1 の図上で長さ L を測り、130 mile となる Lca は 67 mile で河川型が整一であったから補正はしない 故に

$tp = 2(67 \times 130)^{0.8} = 30.4$ 時, $qp = 400/30.4 = 13.2$ cfs 平方 mile 当り / in につき $Qp = 4450 \times 13.2 = 58,700$ cfs; $tr = 30.4/5.5 = 5.6$ 時(略数 6 時曲を用う);

$T = \{3 + 3(30.4/24)\} = 3.8$ 日

Fig 2 から 30.4 の遅れに対する配分グラフ百分率は 11.1, 42.6, 23.7, 12.5, 6.4, 3.0, および 0.7 である。Fig 3 は以上の要求を満足する総合 Unit-graph を示し、その水量は 120,000 sec-ft-day である。(4450 平方 mile 上 / in)

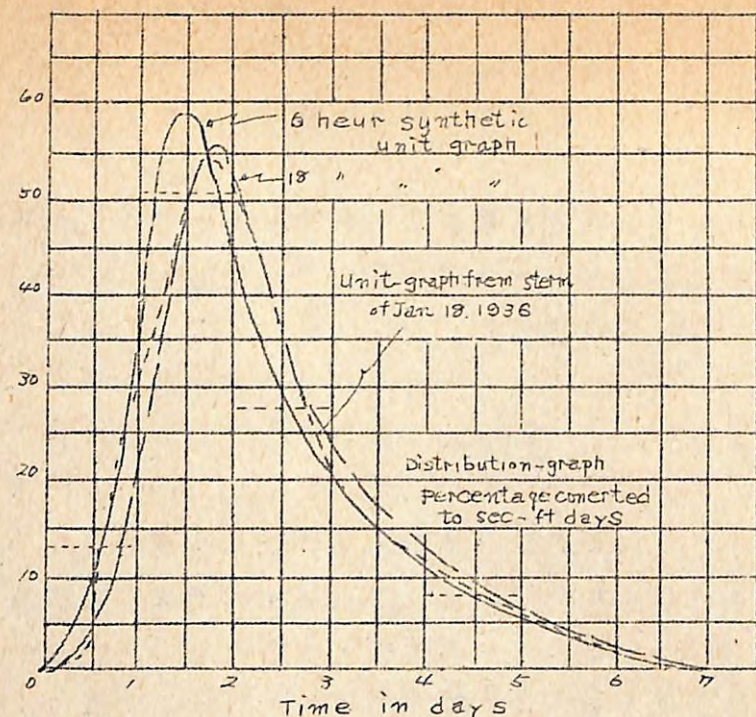


FIG 3 SYNTHETIC UNIT-GRAPHS FRENCH BROAD RIVER BASIN
ABOVE DANBRIDGE, TENNESSEE

また図3に1936年1月18-19日の降雨から誘導した Unit-graph が描かれてある。この降雨は4つの短時雨の強い降雨から成り、18時雨続いたものである。地表流下は143 inである。8時雨総合 Unit-graph から誘導した18時雨総合 Unit-graph を比較のため示した。

洪水予報への適用 洪水流量と水位との予報では、予報されるべき地点における流量は、予報を発する時までは普通知られており、増水の初めは判つてゐる。頂点の時刻と頂点流量とが知れば普通その途中の増水を知るのには容易である。降雨量と予想される全地表流下量を仮定して 頂点流出の時刻と頂点流量とは予報される遅れと、平方 mile 当り地表流下量の1 in に対する式 (2)を用いて近似的に得られる。予期される遅れというのは眞の降雨分布と低気圧

の移動に対して補正した特別な降雨型に対する遅れの意味である。予報を行うべき流域において遅れの種々の条件による値とその変化とは、元の値は推定したものであつても実際によつて容易に知ることが出来る。

この論文で用いられる時雨曲線 t_r は充分な予報に必要な集まつたデータのほぼ正しい時雨曲線である。降雨の眞の継続時雨は t_r に等しいことはいへない。故に式 (2)を次の形に書き変える

$$Q_{PR} = C_p 640 / \{ t_p + (t_r - t_r) / 4 \} \quad (2a)$$

ここで変数と係数とは前と同じ意味だが、ただ R を t_r 以外の雨の長さを示すのに用いた。

Fig 1 の面積-形曲線で表わされた等時雨線の考えに基づいて式 (2a) は次の如くなる。

$Q_{PR} = (C_{PR} 640 / t_p)$ この $C_{PR} = 5.5 A_{PR} / A$ かつ A_{PR} は頂点流出量に寄与する面積に等しくかつ実際の降雨時雨に相応する。けれども充分な面積-形ダイヤグラムを欠くために式の分子に降雨時雨の変化を考えるよりも、分母を変える方がよいと考えられる。式 (2a) はこの考えによるものである。

元の仮定に従うと、頂点の時分は地表流下を起す雨の重心から遅れに等しい量だけの距離にあるであろう。この仮定は Unit-graph 方とは少しく異なる。これを Unit-graph 法に当はめるためには Unit-graph の上昇および下降傾斜はほぼ垂直と同一角度をなすとしなければならぬ。これは実際には稀である。

この点を明瞭にするために4時雨 Unit-graph が増水の初から26時分に頂点に起つた代表時の流域を考えて見る。遅れはこの際24時分 ($26 - 4/2$) である。整一な24時雨降雨から Unit-graph 法で得た水量曲線は、地表流下を起した降雨の重心から約24時分後に頂点に起るであろう。これは24時分の一定遅れの考えから得たものより3時分後である。今日まではかく引続き整一降雨が起つたのは稀であるから、このいずれが正しいかを決定することが出来なかつた。又図またわそれ以上の個々の降雨が接近して起

ったときには恐らく正規の Unit-graph を予報のために用いる方がよいであろう。

制限と結論 (1) Unit-graph 法は地表流下量の時間的分布を決定する手段であるが、しかし或る一組の条件の下に起る流下量を決定する由頭を解くものでない。

著者の知る限りでは相当の大きさの面積からの地表流下の量を決定する完全な方法は未だ公表されていない。ここで完全なというのは日々の降雨量から望むだけの年間の流出量を高度の正確さと適当な時に計算し得るような方法を意味する。しかし研究に用いられる正確なデータが増加し、かつかゝる研究に興味を示されるこの由頭は速かに充分に解決され又解説されるであろうと思われる。

(2) 特定の流域に対する遅れは降雨の与えられた型式と期間とから起る大きな洪水に対してよりも小さい洪水に対して少し大きいようである。

(3) 或る特定の流域が典型的な扇形からの変りが大きいほど総合 Unit-graph と真の Unit graph との不一致が大きいようである。

(4) 2 in 以下の地表流下量の普通の降雨に対する Unit-graph を 3 in またはそれ以上の地表流下量のある降雨に適用するには慎重な注意を要する。

(5) こゝに与えた式と係数とは、主として山岳地である Appalachian 高地に基くものである。そして比較的平坦な中西部の河川に適用するには相当の補正を要するであろう。

(6) この論文に示した方法は、洪水制御、洪水移動 (7)、および洪水予報の研究上著者に助けとなつたように、他の研究者にも大いに役立つであろう。これらの結果の基礎となる Unit-graph はここでは示さなかつた。それは或特定の流域に対する Unit-graph を用いようとする人は誰れでも自分で利用し得る種々の降雨について取扱い、特定の流域についての制限と困難とを知悉するからである。

引用文献

- (1) L. R. Sherman, Stream-flow from rainfall by the unit-graph method. Eng. News-Rec. V. 108 501-505, 1932.
- (2) M. M. Bernard, An approach to determinate stream-flow, Trans. Amer. Soc. Civ. Eng. V. 100, pp 347-395, 1935.
- (3) W. G. Hoyt and others, Studies of relations of rain-fall and runoff in the United States. U.S. Geol. Sur. Water-Supply Paper 772, 1936.
- (4) W. W. Horner and F. L. Flynt, Relation between rainfall and runoff from small urban areas. Trans. Amer. Soc. Civ. Eng. V 101 PP 140-206, 1936.
- (5) C. H. Lee, Report of The Committee on absorption and transpiration, Trans. Amer. Geophys. Union, 17th annual meeting 1936 pp 296-302.
- (6) R. E. Horton, Maximum ground water levels, Trans Amer. Geophys. Union 17th annual meeting 1936, PP 344-357.
- (7) E. J. Rutter, Q. B. Graves, and F. F. Snyder, Flood routing Proc. Amer. Civ. Eng. V. 64 PP 291-316 1918.

8 流出現象についての一つの考え方

Franklin F. Snyder⁽¹⁾ A Conception of runoff-phenomena. (Trans. Amer. Geophys. Union, 1939: 725-738)

緒言、一つの自然流域において降水量が水流となる移行の問題は二つの部分に分かたれる。オ一の部分は種々の条件下で起る流出の量と種類とを決定する方法である。オ二の部分は特定の量水所に於ける流量電水曲線としての流出の形に関連するものである。(降雨の異常は以上のいずれよりも一層困難を与えることがしばしばある)

数多くの研究がなされ、かの研究の面方面について現在も引きつぎなされている。Unit-hydrograph や類似の方法が現に多くの問題の実際的考察について要求される正確さに流量電水曲線の形を決める手段を提供している。

けれども種々の条件下に起る流水の量と種類とを決定する方法は未だ充分洗練されていらないことは事実である。この論文で取扱うのはこの後の問題についてである。

流出現象の一般的の考え方、特定の流域に対する流量と降雨量との記録分析に於いて、降雨量と流量との関係について一般的の考え方が必要である。多くの異なる考え方があるが基本的には理論上、大した差がない。多くの場合実際的考察は測定したデータを使用する方法を決定する。次の考え方が水源地方に於ける洪水予測に用いられる降雨-流量関係の研究に用いられている。そしてこの場合高度の確度が求められる。ここに用いた用語の定義は略示に示してある。

すべての自然流域は沢山の小流域から成ると考えてよい。各小流域は全く土が無いか或は少しある部分をもち、また小流域の他の部分(1) Coöperative hydrologic investigation, Pennsylvania Dept. of Forests and Waters, U.S. Weather Bureau, and U.S. Geological Survey, Harrisburg, Pennsylvania.

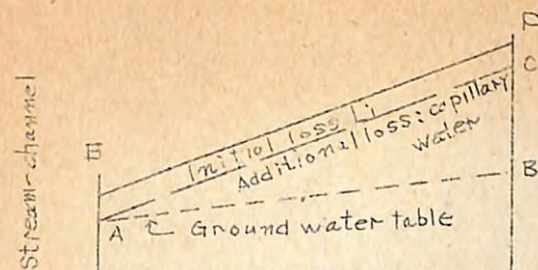


Fig 1 - Schematic diagram of natural drainage-basin

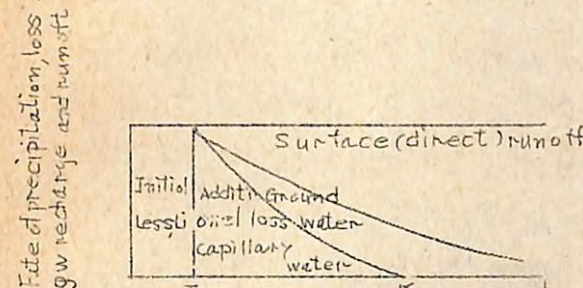


Fig 2 - Schematic diagram of rainfall runoff relations

雨に対する流域の容量を決定する主要な因子と考えられる。後で訂正するが、今地下水量が土壌の取っ払い示標となると仮定する。このことは衆言の内に温度と従つて蒸発・蒸散の概念が一定であるとの假定を含んでいる。地下水流量と流出状況の示標として用いるのには、その存在予知に対して判然とした方法を受ける。

地下水流量の特定の値に対して (Fig 1 の AB の地下水面によつて起る) 流下量が始まるまでには初期消失 (Initial loss) のある値が充たされなければならないと仮定する。この初期消失量 (I) は植生と地面とを潤し、かつ Fig 1 の土層 ACDE の毛管不足を充すに要する量と考えられる。Fig 2 は一定強度の降雨を種々の構成成分に分けた量を示すので、J は初期消失が充たされた時刻を示す。初期消失が充たされた後は、引きつぎく降雨は (1) 附加消失すなわち毛管水、(2) 地下水補給、(3) 地表流下量或は直接流出に分かれると考えられる。

分は厚い土層に被われている。Fig 1 は自然流域の代表と考えられる小流域の概念的断面である。流域は排水路を境とし、地下水面の平均の深さを越とする。(水路の側では浅くなる) 土地の小片からなるとする。この小片の幅は一定ではなく地下水面の各深さに応ずる表面積によつて決まる。現地の土の状態によらずれば土中水分の飽和量は与えられた

附加消失すなかり毛管水の増加は土層 ABC (Fig. 1) の毛管容量にするための必要分である。これは土層の下底では毛管不足はないから下の方ほど水分量が漸減する (Fig. 1 の AC で表わされる)、そして時刻丁では平行な位置で右に動く。E 点附近に降下した雨水は最初の流出となり、その一部は毛管不足の地帯を通過すると重力水となり、その後地下水帯に達して地下水補給となる。E 点附近に降下した雨水の残餘は地面からかまたは上層の土から直接流出として水降に入る。

更に降雨が続き毛管不足の区域が減ずると、降雨の全量が流出となる面積が増して、時刻 K (Fig. 2) には附加消失と地下水補給と殆んどなくなり、地表沉下には実際的には降雨の全量に当ることになる。時刻丁から K までの同一期間に他下水に充たされる地帯は ED 面に平行して伸びる。この重力水の部分は最後には地下水面に到達する (E の附近に降下するもの)。D の附近に降下する雨水は初め重力水であるが、それが下方に浸入するに従つて毛管不足の地帯に入るようになるから毛管水となる。毛管不足を補う水の侵入は重力水の浸入よりも早い、時刻 L に土地が全部飽和した (重力水に充たされる) 後には降雨の全量は、地下水流出を最大に維持するに要する僅少の水量を除いては直接流出となる。

小面積に於ける豪雨の場合や、長びく細雨の場合を除いては、Fig. 2 に示した容積関係は降雨の強度の変化に拘らず成立すると假定してよい。

例、Pennsylvania 州の Schuylkill 河流域の Pottstown から上流の部分、流出に対する上述の考え方を適用する必要な方法を展開する実例として用いる。この流域は 1147 平方 mile の集水区域を持つ。一般的方法は合衆国の湿润地方のいづれの流量記録にも適用されるが、之に速べる細部は Appalachian 高地に使用するよう展開する。各段階は個々の項目の下に論ぜられるが、それらは互に全く独立したものである。

量水曲線 平均日流量の量水曲線を研究すべき期間についてプロ

ットした。時間スケールは一般に 10 日または 20 日を 1 in とし、垂直の流量スケールは平均最小流量が 1 in の 1/10 以下にならないように送る。

Fig. 3

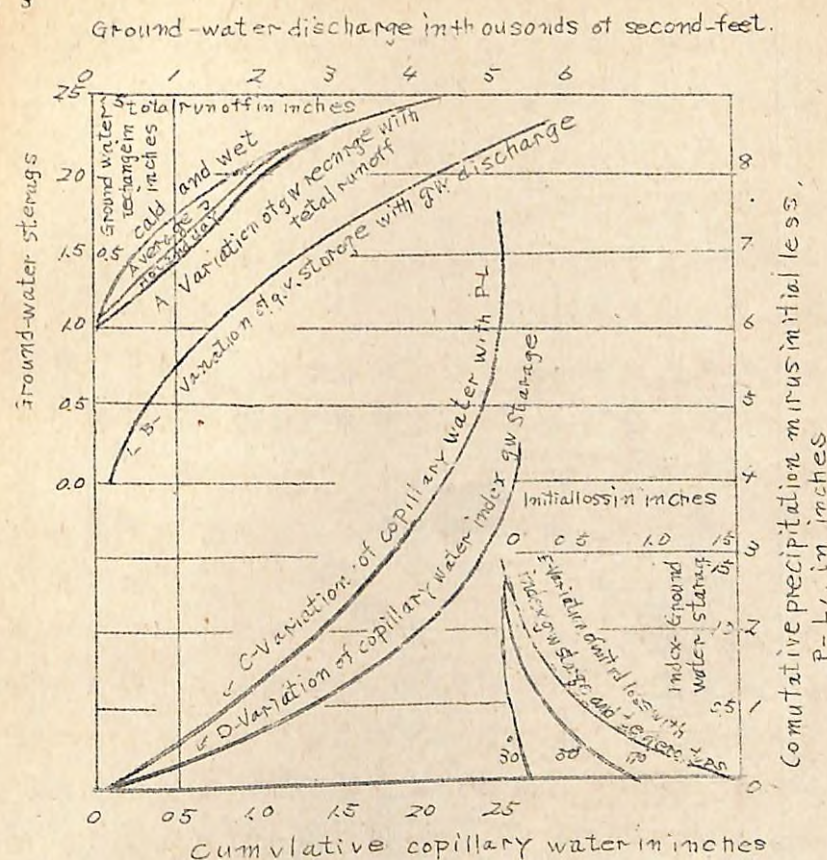


Fig. 3 - Hydrologic characteristics of river-basin above Pottstown, Pa.

この基準で決定した流量スケールでは日量が多いときには四から八に出ることがある。

このことは、面倒を生ずる。それは量水曲線は主として地下水流量の研究に用いられる。そして流量の多いときの値は補助スケールにプロットするか、または数値を記入するかであるためである。垂直のスケールを対数スケールにするとの確度を減ずる。使用する紙の種類は人々の好みで決められる。

正常地下水減水曲線 正常地下水減水曲線は水路に地表流下が起つていない時の量水曲線の部分から得られる。洪水の山の後地表流下のために起る流量が測水所を通過してしまうまでに相当の日時を要する。これにつづく減水は次ぎの降雨が地表流下や地下水増加を生ずるまでが地下水減水曲線である。

普通一つの減水が地下水流量の全幅を覆うことはないから、かゝる部分の幾つかを結びつけて正常曲線が得られる。これをなすには量水曲線と同じ水平および垂直スケールのトレーシングペーパーを用いるものである。トレーシングペーパーを量水曲線上に水平に動かして種々の地下水減水の部分をその上にトレースする。かく結びつけることでその場所の正常減水曲線が得られる。夏季と冬季とで減水に差異があるが、普通は一つの正常曲線で両方に合し後に説明するようにこれを調節することが出来る。

正常減水曲線は実際の場合の回数に最もよく当てはまるものであることが望ましい。このために余りこだわらないで予備的に減水曲線を切り取り、これで合わせて見て必要ならば修正するがよい。

地下水流量の最大量（篇末引用文献のI）は上記の方法で決めることは一般に困難である。最大量は大きな冬の洪水が含まれていない場合は起らない。観測した曲線を垂直線と漸近線になるまで上方に伸したものか一般に満足すべき値を与える。これは流量の自然のプロットの上で行うのがよい。種々の地区について地下水流量の最大値は平方 mile 当り 4 から 100 sec-ft の間にある。この最大値の変化は使用の上では殆ど影響が無い。Schuylkill 河の場合には最大地下水流量は平方 mile 当り 5 sec-ft に次つていた Pottstown の正常減水曲線は Table 1 と Fig 4 に示されている。

Table 1

地下水減水及び貯溜曲線と初期消失

Schuylkill River above Pottstown, Pennsylvania

流量 sec-ft (1)	時間 最大流量 からの 日数 (2)	時間 増加 日 (3)	平均 流量 sec-ft (4)	地下水貯溜					初期消失		
				(3)		(6) の 修正 in (7)	修正 値 (7)+(8) in (9)	70°F (10)	50°F (11)	30°F (12)	
				sec-ft- days (5)	面積上 深さ in (6)						
200	64.0	.				0.000	0.000	0.00	1.50	0.25	0.20
300	47.0	17.0	250	4250	0.138	0.138	0.066	0.04	1.06	0.60	0.14
400	38.0	2.0	350	3150	0.102	0.240	0.013	0.25	0.84	0.47	0.11
500	32.0	6.0	450	2700	0.114	0.354	0.020	0.37	0.68	0.38	0.09
600	28.8	4.2	550	2310	0.1075	0.429	0.026	0.46	0.57	0.32	0.08
750	23.0	4.8	675	2240	0.105	0.534	0.035	0.57	0.45	0.26	0.06
1000	18.0	5.0	875	4380	0.142	0.676	0.052	0.73	0.32	0.18	0.04
1250	14.4	3.6	1125	4050	0.132	0.808	0.069	0.88	0.23	0.13	0.03
1500	11.7	2.7	1375	3710	0.120	0.928	0.084	1.01	0.16	0.09	0.02
2000	8.0	2.7	1750	6470	0.210	1.138	0.117	1.26	0.07	0.04	0.01
2500	5.4	2.6	2250	5850	0.190	1.328	0.149	1.48	0.00	0.00	0.00
2950	4.0	1.4	2725	3810	0.124	1.452	0.179	1.63	—	—	—
3350	3.0	1.0	3150	3150	0.102	1.554	0.204	1.76	—	—	—
3900	2.0	1.0	3625	3620	0.118	1.672	0.240	1.91	—	—	—
4700	1.0	1.0	4300	11300	0.140	1.812	0.272	2.10	—	—	—
5750	0.0	1.0	5225	5220	0.170	1.982	0.360	2.34	—	—	—

地下水貯溜曲線。地下水貯溜曲線 (Ground-water storage-curve) は減水曲線を積分したもので、最小地下水流出量を原点とする。この原点は正常地下水減水曲線の決定に於て記録の上に確められた実際の最小限であつて、記録中の最小値ほど小さいものではない。地下水流量が最大から最小流量で減する間に流出する水量は簡単に減水曲線の下に面積に当る。記録が非常に長い無雨期を含む場合の外は、この流域がどれだけの地下水を終局的に流出するかは分らない。

1)。(最小流量からである場合の外は)。

貯溜曲線の計算する便法は最小流量から出発して短い時間毎隔に対する減水曲線の値を表出することである。そうすると時間の増加に対する貯溜量の増加は平均流量と時間増加の積である。貯溜曲線は流量に対して或特定の流量までの積の増加の合計をプロットして得られる。

Table 1 と Fig 3 の曲線 B は Pottstown 以上の Schuylkill 流域に対する地下水貯溜曲線の計算と曲線とを示す。貯溜量は原水流量 200 sec-ft. 以上について計算し、地下水流量と地表流下すなわち直接流出とを区別するのに用いられる機械的方法に留意してプロットしてある。

このことは地下水の増加は降雨と一致しない。で、これにつづく数日間に分布される事実のために必要であるからである。1937年11月12日の出水 (Fig. 4) はその例として用いられる。

地下水と地表流下とを区別するには任意の方法が用いられる。還元曲線 AB を雨水降らないで地下水流出が漸減したように、量水曲線の上昇の下に下方に延長する。上昇の頂点流出の時刻附近の C から直線を上方に引いて上昇曲線の還元部の地表流下が終わった F 点に会する。地下水増加は DF のように瞬間時に起る代りに C 下線に沿って起ると見るから三角形の容積 CDF を計算した地下水増加に加えなければならない。

普通の Unit-hydrograph の方法を用いるときは C から D までの時間は特定の流域に対しては一定であるから、この補正は貯溜曲線の値の内に含まれる。この論文では詳論しないが総合 Unit-hydrograph (2) を Pottstown 以上の Schuylkill 河に用いると 18 時間のおくれがあり、6 時間の降雨資料を用いると 5.25 日の期間がある。C から D までの時間は 4 日と取り、11月12日の降雨に対する補正は $(4/2)(F-D)$ sec-ft. days である。Fig 3 の貯溜曲線は特定の流出に対する貯溜の値は 200 sec-ft. の原水から、それぞれの流量までの地下水補給 (4 日間に亘る) に対して計算した三角形の容積を合おように調制

したのである。調制した貯溜曲線 (Fig 3, B, Table I 欄 9) は D と F とに相当する貯溜の増加を得ることで、特定の降雨に対する地下水貯溜に加わった水量の決定を可能ならしめる。

初期消失 初期消失とは或る与えられた一組の条件の下で地表流下を起さない降水の最大量の定義する。比較的の値は一部は地下水面の位置に依るから、従つて地下水流量にも関係する。前後の降雨の曲の蒸発、蒸散の量はまた初期消失に影響する。初期消失は地下水流量が最小であるときに最大で、またその逆も真である。故に初期消失は地下水流量が大きいときは 0 となることもあり、またそれが小さいときに最大値を示す。

初期消失の最大値は地下水流量が最小値であるか、またはそれに近い時に起る降雨の研究で決定される。辛うじて地表流下を起す降雨の量と、それに相応する示標地下水流出は多数の降雨から示される。

実際的には初期消失は示標地下水流量に関連し、これは降雨の初の実際の流出量とは異なる値をもつ、僅少の地表流下を起す降雨を表記して置くのはよい。それは与えられた一組の条件に対して初期消失は、いくらかの地表流下を起す降水量ほど多くはあり得ないからである。もし充分のデータがあるならば示標地下水流量の各種の値に対する表を作ることが出来る。その結果は相関を示す。

もし初期消失の平均値が特定の地下水流量に対して一定であるならば、初期消失のすべての値は地下水減水曲線の形に従つて、地下水流量の他の値に対しても決定することが出来る。これは経験的の便法で地下水減水曲線の時間スケールの代りに初期消失を置き換えることになされる。

50 in. の値を 200 sec-ft. の示標 $\dot{Q}_{wd}$ (地下水流量の略) に対する初期消失として選ぶ。地下水面の A 点 (Fig 1) が W にあるときは初期消失は 0 と仮定する。地下水流量はこの時に最大 (5750 sec-ft.) であると考えられる、そしてこの流域の示標 $\dot{Q}_{wd}$ は 2400 sec-ft. である (最大流量の後 6 日目)。

Table 1 の横 10 の計算を示す 450 in の初期消失は 200 sec-ft の示標 $\phi w d$ に対して表証し、0 を 2500 sec-ft (表の値は最大流量から 6 日目に最も近い) と取る。そうすると初期消失の中間の値は相応する示標 $\phi w d$ の面の面積に正比例する。このことは初期消失は時間と正比例して増すと仮定することである。

示標地下水流量の各値に対する初期消失の平均値を示す曲線を得るのにこれらの値をプロットする。この研究では初期消失を示標 $\phi w d$ に対して書く代りに示標 $\phi w s$ (地下水貯溜) に対してプロットした。初期消失の値に分析する降雨に先立つ降水量、温度、湿度その他の実際の諸条件に適合するように使用者によって変るべきである。この先行する降水量による調整の基礎は、初期消失は一つの降雨によって全部又は一部充たされた後には、例えば 6 日間の如き或期間中に直線的に変化して正常の値に帰すると仮定するのである。実際にはかかる回復に要する期間は蒸発と蒸散に依るので、蒸発、蒸散 (他の因子は不変化と見て) は利用し得べき水分に依るのであるから変化は正比例的ではない。

降雨 - 流出量の関係 二つの分析で採用する流出量の考^もえもう一度述べて置く。(1) 流下量が少しでも起る前に初期消失が充たされなければならない。(2) その後地表流下と地下水貯溜の増加とが初まり、この二つの区別は可なり判然としており土地の条件すなわち土湿の量に依る。(3) ここに展^る耐する両者の関係に於いては土湿の示標として示標地下水流量を代用する。

も管水の不足を補うに充分な雨が地中に浸入しても示標地下水流量は未だ最大値に達しない。最大値に達した時から次第に全流出量 100% になるのだが、割合が漸減しつつ、表土内の一時的貯溜 (壺水) となり、その後地下水貯溜中に排出され、示標地下水流量が最大値に近づくようになる。土地が全部飽和すると地下水流量はその最大値に維持するに必要な水量以外は雨量全部は地表流下となる。

このことは示標地下水流量 (示標 $\phi w d$) を採用することの必要を生ずる。これは実際の理由のために地表流下の初めから T 日目を示標としてより、T は 6 時間 unit - hydrograph の期間であることを述べて置く。

理由の一つは地下水増加は壺水所では重めに反映しないが、土湿の増加は地表流下の潜在力に直ちにその影響があるということにある。以上のような行程で一つの降雨による地下水増加のための最大流量は地表流下の終りまでは起らない。これ故一つの降雨の前と後の相対的流出潜在能力を表わすには雨が降らなかつたとしたときに同じ時刻に起るべき地下水流量と比較しなければならない。

1937 年 11 月 12 日の雨 (Fig. 4) を例にとると、F が降雨後の土の流出潜在能力を示すならば、D は降雨前のこれと比較すべき示標 $\phi w d$ である。もし降雨の初地下水流量 B を示標として用い、かつ降雨による地下水増加が地表流下の終りの時に B に等しい地下水流量を維持するに丁度足りるとすれば、6 日間に起る降雨に対しては示標に南する限り何の差異もないことになる。

多くの流域の unit - hydrograph は 5 日から 7 日の期間を持つている。これはほぼ土中水分の増加が全土層に飽分される時間である。地表流下の終りの時を示標とすることはこの土湿の調整と一致する。unit - hydrograph の期間が約 6 日でない場合には示標 $\phi w d$ は流下の初めた後 6 日目に当る値を探つてよい。

初期消失は地下水流量が 5750 sec-ft の最大値であるときには 0 となり、示標 $\phi w d$ は 2500 sec-ft であることを思い出して貰いたい。示標 $\phi w d$ は二方向から 2500 sec-ft になることが出来る。一つは以前の降雨で地下水流量が 5750 sec-ft に達した後 6 日間の減水によるもの、他は一つの降雨の結果として地表流下の終りに 2500 sec-ft の地下水流量に増加したときである。一降雨が地下水流量を 5750 sec-ft の最大値に増加せしめたとすると、その後暫くして降る雨は地下水流量は 5750 sec-ft (これは 1 日 0.19 in の雨に相当する) の最大値に維持するに足り

る量以外は地表流下となるであろう。

これと同様のことは重力水が充分速かに滲透し得る可能性のために、豪雨の後には何れの gws についても起る。このことは普通の降続時間を持つ降雨によつて起り得べき地下水流出量に限度のあることを示す。

以上述べた考え方に関連して観測資料を分析する方法は幾通りもある。Table 2 は研究した降雨の幾つかに対する観測資料を示す。この例では毛管水は示標 gws および降水量 - 初期消失 (P-Li) と相関している。

降 雨 観 測 デ ー タ

Schuylkill R. basin above Pottstown, Pennsylvania

Table 2

日 附	降続時間 (大約) 時	降 水 量 in		指 標 gws in	流 出 量 in			消 失 (P-Li) 全 流出量 in
		観測値	有効量 (PLi) b		全 量	地表	地下水	
Oct. 2 1929	24	3.75	3.45	0.31	1.87	0.93	0.94	1.58
Sep. 2 1931	6	1.25	0.31	0.20	0.25	0.12	0.13	0.06
Oct. 5 1932	30	4.00	2.50	0.00	0.92	0.35	0.57	1.58
Aug. 22 1933	24	2.61	2.20	0.61	1.38	0.75	0.63	0.82
Aug. 24 1933	24	4.27	4.25	1.22	3.79	2.92	0.87	0.46
July 7 1934	12	1.39	0.71	0.37	0.21	0.11	0.10	0.50
Sep. 7 1934	24	1.85	1.37	0.25	0.65	0.23	0.42	0.72
Sep. 30 1934	12	2.72	2.43	0.77	1.74	0.38	0.86	0.69
July. 8 1935	24	5.88	5.17	0.74	3.36	1.88	1.48	1.81
Apr. 6 1936	12	1.85	1.72	1.09	1.67	0.85	0.82	0.05

(a) 選定した雨量観測所群の平均

(b) 前6日間の降雨に対する初期消失の補正を含む

Fig. 3の曲線Dは示標 gws の積算毛管水量との関係を示す。

ここでも毛管水が増せば相応する水量が地下貯留に加わることを仮定している。曲線Cは (P-Li) と積算毛管水量との関係を示す。両曲線は便宜上水平座標に毛管水を共通にとつて同一図に書き入れた。示標 gws はDの縦座標、積算 (P-Li) はCの縦座標にしてある。積算の基点は両曲線に共通でこの場合の原点としてある。これは示標 gws の0の値はこの研究の実際的最低限である 200 sec-ft の流量に相当する。

示標 gws と積算毛管水の平均の関係に対する予備的曲線DはTable 2のデータの研究によつて描いたものである。示標 gws の値の小さな時に起つた降雨の少い部分の概略の傾向を決定するのに用いたのである。1932年11月5日の雨は長い乾燥期の後に起り 1.58 in の消失すなわち毛管水の増加を与え、また地下水貯留には 0.57 in の増加を与えた。予備的曲線Dはこの点と乾燥期につづく降雨のために地下水補給がより少なかった点を補正したものを通つて描いたものである。他の降雨に対するデータはD曲線を用いて初期の値 (図に示標 gws と共に書き入れ積算毛管水の初めの値を得た) と、そして最終の値を図にプロットした。(示標 gws + 地下水補給対初期積算毛管水 + 降雨に対する消失)。修正したD曲線はかくして一段と良い関係を得るように描かれた。

さてD曲線の才の応用が可能である。曲線Dと示標 gws は積算毛管水の初めの値を決定する。それをC曲線に入れて積算 (P-Li) の初めの値を得る。予備的 C曲線は示標 gws が最小値であるか、またはそれに近い時に起つた多くの降雨に対するデータをプロットして得られる。1932年11月5日の降雨について原点から 1.58 in の積算毛管水の値と 2.50 in の (P-Li) の積算値を通じて予備的曲線を引くことが出来る。値の小さい方に対して曲線が決定すると示標 gws の高い値をもつ降雨に対するデータをプロットすることが出来る。そして予備的のC曲線は拡張し、かつ修正される。CとDの形は地下水面の種々の深さを持つ面積の

間隔的豊に依る (Fig. 1の土地の小片の幅で表はされる。)

要約すると曲線Dと示標 δ WSとは積算毛管水の初値を決定する。積算毛管水の初値とC曲線とは積算(P-L)の初値を与える。或る降雨に対する(P-L)の値を(P-L)の初値に加えると(P-L)の最終値を得る。(P-L)の最終値とC曲線とは積算毛管水の最終値を決定する。毛管水の増加は降雨に対して消失であり、降雨による全流出量を得るにはその降雨の(P-L)の値からこれを差引く。積算(P-L)の最終値をC曲線から採つて最終地下水貯溜を得る。この降雨に対する地下水貯溜の増加はこの降雨による地下水補給である。

曲線Dを地下水補給のための最終手段として用いるときは、曲線の上下限は補給の季節的变化を考慮して図に加えなければならない。しかしA曲線(Fig. 3)を展開し全流出量から直接地下水補給を決定することに使える。

A曲線は観測された独立降雨のデータをプロットして得られる。多くの地域では独立降雨に伴つて地下水補給の最大値が存在することが認められる。土中水分が加わつて垂直的に配分されるのに約6日を要することは既に仮定したところである。Fig. 1を参照すると相当の面積を持ち地下水面の深さがDBのように大なる流域では、補給の最大値は毛管不足の全部が蒸発する前に達せられることは明らかである。すなわち飽水帯はEDに平行して発達し、そのために地表面から浸透する量を大いに制限する。かくして8月22日と24日(僅に12時間を距る)の降雨のデータは単一の降雨としてプロットして差支えない。

二つの降雨が6日以上に起つたときは、A曲線はオ一の降雨からオズの降雨への補給の影響が直線的に減ずると仮定して、A曲線を積算曲線として用いることが出来る。例えばオ一の降雨が7/12日後に起つたとすると、オ一の降雨は200 inの全流出から(A曲線の中)2.09 inの補給があり、オズの降雨に対する初めの補給があり、オズの降雨に対する補給は2.66 in (2.99の終)であり、これが122 in

の初め全流出(図の中の線)を決定する。オズの降雨の全流出はかくして、122 inの初め全流出を加えて最終全流出を得る。最終全流出とA曲線とはオ一の降雨による補給の増加を決定する最終補給を与える。しかしA曲線から得た補給の値に拘らず、或降雨による補給は地下水貯溜をその最大値2.34 inに高めるに要する量より多くなることは出来ない。

A曲線の三つの枝は附記したような三つの時期に対して用いられる。下の枝は毛管水が比較的少く(毛管不足が大)温度の高い夏期のみ用いられる。地下水補給は降雨直後の温度並びに降雨前の条件で影響される。降雨後(その大部分は6日以内)に起る多量の蒸発は、もし蒸発しなければ地下水面に達すべき重力水がその一部となつてゐる。上の枝は毛管水の量が多く温度の低い冬期にのみ用いられる。

日々の流出の計算法に対する補正。これまで行われた降雨-流出量関係の研究はすべて洪水予報のためのものであつた。予報者は合理的な修正を行うことが仮定されている。

これらの修正はE曲線(70°)から得られる初期消失の値に対する修正と、示標 δ WSの修正とから成り、この後者はDおよびC曲線の初め値を決定しかつ降雨直前の土の条件を表わすものと仮定される。

示標 δ WSの使用に大流域に対して予報する場合や、予報を行うべき流域の数に比して人員が限られてゐるときに大いに助けになる。すなわち急迫した際に予報者は示標 δ WS (これが示標 δ WSを決定する)の決定によつて、以前の降雨を研究しなくとも土の条件の大体の示標として利用することが出来る。

けれども、この方法には式弱点がある。Fig. 3の曲線を描くのに用いた降雨は殆んどすべてが夏の降雨である。これは一部は意識的あるが一部は夏の降雨は概ね独立しており、かつ雪に対する考慮を要しないからである。D曲線と示標 δ WSの値とを用いることは温度或は蒸発、蒸発機会の一定であることを仮定するものである。

何となれば地下水貯留が一つの値から他の値に減ずるときは、年中の各季節に対するこれらの量の差に無関係に毛管水の変化が同一であるからである。

温度 (30°F 以上 degvee-days) 蒸発、蒸散の示標であると仮定する。但しこれは適当であるというよりも得易いからである。Pottstown 以上の Schuylkill 河の平均温度は夏季には約 70°F である。この曲線 (Fig 5) に表わされる平均の関係は約 70°F の平均温度に対するものであるのはこのためである。毛管水が 2.55 in から 0 まで減じ、この間地下水流量が 5750 から 200 sec-ft (64 日) に減水するならば、消失は 30°F で $0.001\text{ in per degree-day}$ となる。この量を基準として曲線 D によりむしろこの方法で現在の毛管水を決定する手段を取るべきだ。但し D 曲線は 10 月の出発点を得るのに用いられる。蒸散が認められるようになる 4 月に起った降雨の研究は、毛管水は地下水貯留よりも一層速かに減水することを示した。

degve-day 当りの消失の値は 4 月から 9 月まで蒸発、蒸発機会の大なることを取り入れて変化する。 0.0015 の因子が生育期に対し、また 0.001 がその他の期間に対して用いられる。

初期消失は地下水面の位置と温度とに依ると仮定した。初期消失の部分については只一つの曲線を描いたのみである。これは E の 70° の枝である (Fig 3)。 0.20 in の初期消失という小量が前回降雨後 30°F の平均温度に対する最大値と仮定した。少なくとも 6 日間を経過しなければならぬ。そうでないと曲線で示された値は前回降雨後の経過時間に反比例して減ずる。 30°F の初期消失曲線は 0.85 in (0.20 と 1.50 の平均) の最大消失に基いたものである。降水量と流量との 5 ケ年平均の年差は 20.10 in であり、平均温度は 53.6°F で 30°F 以上 $0.0023\text{ in per degree-day}$ の全消失に相当する。降雨の期間を消去するとこの割合はもつと高くなる。このことは初期消失は全消失の約半分に当ることを示す。何となれば初期消失を除いた全消失は 30°F 以上 0.001

と $0.0015\text{ in per degvee-day}$ の間にあるからである。

例 Pennsylvania 州の Pottstown 以上の Schuylkill 河の流量を Fig 3 の曲線の使用を説明するために 1927-28 水年に対して計算して見た。 Schuylkill 流域はその上流部は山岳地帯、下流域は広い豊かな波状農耕地になつてゐる。水源地方は石灰層から成り、下流は頁岩、砂礫、石灰岩の成層を貫通してゐる。降水量は上流域と下流域とで降雨の型式によつて著しく異なる。そして普通水源地方に多量である。降水量の値は各地又はその最も近い観測地帯と同じ降水量であると仮定して幾何的の重みをつける方法で計算した。この年の大部分に対しては 6 ケ所の合衆国気象局の測候所を取り、その他の部分に対しては 7 ケ所を用いた。一測候所——Hamburg と Reading——とが流域の半以上を支配することになる。このため分布はあまり細密ではなかつた。温度は Hamburg の値を取った。ただしこの測候所は期間中に Pont-Clinton に移転した。

雪融けの間題は考察されなかつたが幸に二つの水年中降雪は少なかつた。温度と観測者の記事によつて観測された降水量が雪であるかどうか、またそれが降るときに融けていたか降つてから後に融けたかを判断した。

9 月の半から 4 月半の期間に地下水流量が 500 sec-ft 以下になつたときに正常地下水減水曲線の調制を行つた。

減水曲線の型を 150 sec-ft だけ垂直にスラした。この期間の地下水量は地下水補給が悪くても可なり一定であることがあつた。これは植物生育期直後には蒸発蒸散が少減じたのが主な原因である。

この論文では流量の連続的のグラフとして流出を表わすためではないから、計算した地下水流量のグラフィカルレコードに関連して製表したのがここに掲げた例示である。種々の降雨に対して地表流下の初と終りを決定するのに格別の注意を加へなかつた。

降雪の正附は降水量の大部分が起つた日付とした。相接して起つた
降雪は時と場所を節約するために一降雪として処理した。Table
3は10月、1月および7月の計算を示す。

Table 3 流出量の計算

Schuylkill R. above Pottstown, Pennsylvania
1937 - 38

日附 (1)	示標 gwd sec-ft (2)	降水量 反 (P-L) in (3)	初期消 失 L ₁ in (4)	平均温度 及前回流 出後の degre- day (5)	前回流 出後の 消 失 in (6)	積 算 値		全流 出量 in (9)	示標 gwd 地下水和 増 加 in (10)	地表 流下 量 in (11)
						毛管水 in (7)	(P-L) in (8)			
Oct 3	—	0.02	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	0.15	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	0.16	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	0.01	—	—	—	—	—	—	—	—
19	350	3.05	0.93	—	—	0.53	0.75	—	0.20	—
"	—	2.60	1.05	—	—	1.17	2.00	0.83	0.46	0.37
"	880	—	—	—	—	1.70	2.75	—	0.66	—
23	750	2.61	0.29	53	0.07	1.63	2.60	—	0.57	—
"	—	2.47	0.14	69	—	0.77	2.47	1.70	0.80	0.90
"	2250	—	—	—	—	2.40	5.07	—	1.37	—
27	1620	0.90	0.06	46	0.06	2.34	4.72	—	1.08	—
"	—	0.87	0.03	64	—	0.12	0.87	0.75	0.35	0.40
"	2400	0.63	—	—	—	2.46	5.59	—	1.43	—
Jan 1	850	0.59	0.09	34	0.01	2.47	5.65	—	0.65	—
"	—	—	0.04	12	—	0.04	0.59	0.55	0.41	0.14
"	1600	0.35	—	—	—	2.51	6.24	—	1.06	—
7	1050	0.30	0.05	33	0.02	2.49	5.85	—	0.77	—
"	—	—	—	15	—	0.02	0.30	0.28	0.22	0.06
"	1450	—	—	—	—	2.51	6.15	—	0.99	—
12	—	0.375	—	—	—	—	—	—	—	—

Jan 17	—	0.045	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	0.315	—	—	—	—	—	—	—	—
24	580	1.32	0.04	26	0.02	2.49	5.85	—	0.44	—
"	—	2.14	0.16 ^a	19	—	0.06	1.88	1.82	0.99	0.83
"	2400	1.88	—	—	—	2.55	2.73	—	1.43	—
31	1350	0.17	0.01	26	0.01	2.54	6.85	—	2.94	—
"	—	0.16	—	8	—	0.01	0.16	0.15	0.11	0.34
"	1570	—	—	—	—	2.55	7.01	—	1.05	—
July 1	1240	0.35	0.21	64	0.18	1.93	3.27	—	0.87	—
"	—	0.21	0.14	119	—	0.07	0.21	0.14	0.09	0.05
"	1400	—	—	—	—	2.00	3.48	—	0.96	—
9	860	0.43	0.39	73	0.48	1.52	2.38	—	0.55	—
"	—	0.04	—	322	—	0.02	0.04	0.02	0.01	0.01
"	880	—	—	—	—	1.54	2.42	—	0.66	—
11	790	1.98	0.51	80	0.15	1.39	2.14	—	0.60	—
"	—	1.73	0.25	100	—	0.75	1.73	0.98	0.55	0.43
"	1780	—	—	—	—	2.14	3.87	—	1.15	—
15	1330	0.31	0.29	78	0.22	1.92	3.23	—	0.92	—
"	—	0.11	0.20	114	—	0.04	0.11	0.07	0.04	0.03
"	1400	—	—	—	—	1.96	3.34	—	0.96	—
18	1050	1.48	0.34	78	0.29	1.67	2.68	—	0.76	—
20	—	1.26	0.22	192	—	0.69	1.26	0.77	0.43	0.34
"	1850	—	—	—	—	2.16	3.94	—	1.19	—
21	1470	2.32	0.20	72	0.09	2.07	3.64	—	1.00	—
23	—	2.22	0.10	63	—	0.42	2.22	1.80	0.83	0.97
"	3600	—	—	—	—	2.49	5.86	—	1.83	—
29	1920	0.42	0.12	81	0.42	2.07	3.64	—	1.22	—
"	—	0.30	—	280	—	0.09	0.30	0.21	0.12	0.09
"	2180	—	—	—	—	2.16	3.94	—	1.34	—

Sは降水は雪で 融けなかつたことを示す
aは雪の蒸発 0.12 inを含む

Fig 4

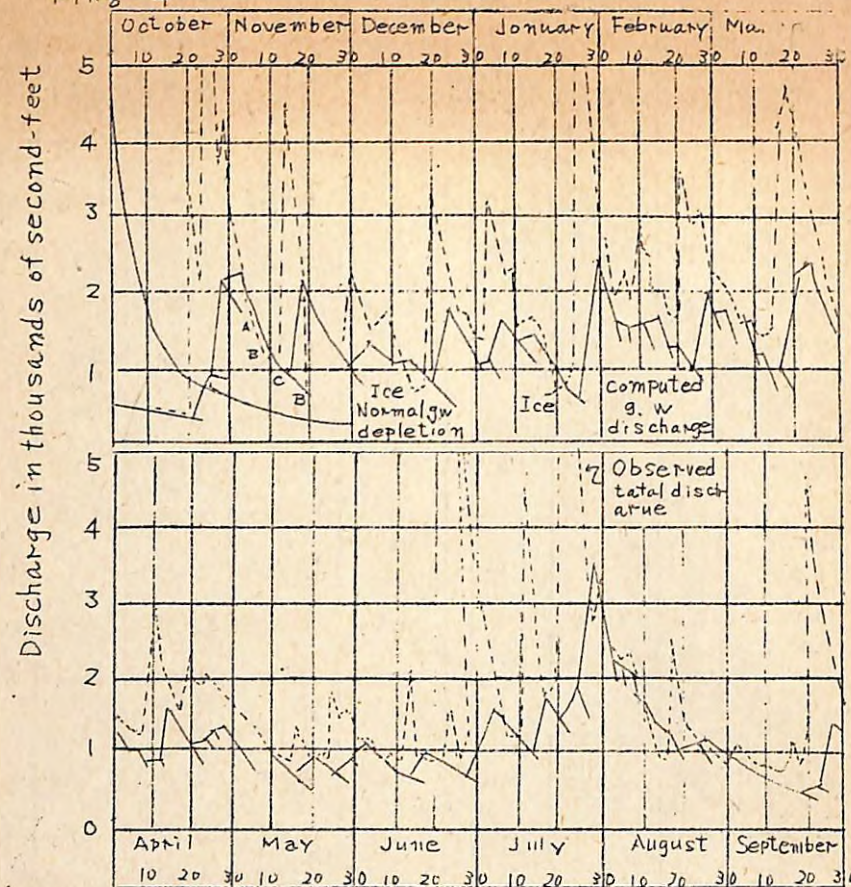


Fig 4 Computed ground-water discharge for Schuylkill River at Pottstown, Pa (1937-1938)

Fig 4 は計算した地下水流量と、高水位の場合を除いた平均日流量の観測値とのグラフィカルレコードを示す。一定の方法に対する一つの除外例が Fig 4 について注意される。5月9日の地下水流量の計算値の線に不連続なところがある。4月24日後の流出の減退の観測値は異常で説明困難である。なぜならば4月29日に 0.09 in の雨が降った外には4月22日以後降雨がなかったからである。減水の除々であつたのは鉾山の排水が増加したことによるのかも知れない。ともかく5月9日の流量の観測値が判つてると仮定し、この頃から新しい減水が始まつたとした。Table 4は流量の観測値と計算値との月量の比較を示す。

Table 4 観測と計算流出量

Schuylkill R. above Pottstown
1937-38

月	降水量 in	未出量 in	観測	計算
October	6.90	2.27	2.40	
November	25.2	1.89	1.98	
December	1.66	1.54	1.62	
January	3.19	2.36	2.30	
February	2.21	2.06	1.96	
March	2.60	2.34	2.31	
April	2.51	1.75	1.54	
May	3.13	1.20	1.10	
June	5.87	1.51	1.38	
July	2.29	2.97	3.62	
August	2.94	1.49	1.87	
September	5.90	1.42	1.21	
Year	46.72	22.82	23.29	

Table 3の製表は単に便宜的なものと違つた方法でも行うこと出来る。各降雨について降水量が初期消失以上であれば3行を要する。初期消失が降水量よりも多い場合は降水量は表に記入しただけが全部であることは明らかである。初期消失に対して調製することが必要なときは、曲線から得た値はオーの行に表記し調製した値はオ二行に表記する。示標 gwd (計算値) の例として10月23日の降雨を用いると Fig 3 から 750 sec-ft (10月29日の地下水流出) である。これに相応する貯留量は Fig 3 のB曲線から 0.57 in で楠(10)のオー行に表記した。前回の流出以来の平均温度は 53°F で楠(5)のオー行に表記し、30°F以上の degree-day の数は 09 (3日は丁度 53°F) でオ二行に直下に記入した。53°Fの温度、0.57 inの示標 gws と E (Fig 3) とは 0.29 in の初期消失(楠4オー行)を与える、これは3日以前に起つた雨のために 0.14 in に減じ(0.29の2/5)、これをオ二行に記入し、この値から 0.14 の初期消失を引いたものは (P-L) で 0.47 となりオ二行に記入してある。

前回流出後の毛管水の消失(楠6)は 0.07 in (0.001の69 degree-day 倍)であり、これを 0.07 in の積算毛管水の前回の値から引き 1.63 in (楠7のオー行)の積算毛管水の初めの値を得る。この値と Fig 3 のC曲線とが 2.60 in の(P-L)の初め値を与える(楠8,オー行)。

2.47 in の (P-Li) の値をこれに加えて 5.07 in の (P-Li) の最終値を得る (※三行), 曲線 C は 5.07 の (P-Li) の値に対する積算毛管水の最終値 2.40 in (櫛の 7, ※三行) を示し, これはこの段階のための消失 0.77 in (※二行) を意味する, この消失を 2.47 から差引き 1.70 in の全流出を与える (櫛 7, ※二行)

曲線 A (平均) は 10 月 19 日の降雨による補給の影響の 3/6 がなお存在することと考へ入れて, 地下水補給を得るために用いられる。かくて 0.46 (前回の補給) の 3/6 は 0.23 で 0.40 の初めの全流出 (曲線 A) を与え, $0.40 + 1.70$ は 2.10 の最終全流出に等しく, この値は 0.80 in の補給は増加を示し, 1.02 の補給の最終値を与える。この段階は表中には櫛 (10) の二行に 0.80 in の補給の記入以外は示されていない。この降雨による地表流下量はかくして 0.80 in の補給を 1.70 の全流出から差引いて得られ, これが櫛 (11) に 0.90 in と記入されてある。

1.37 in の最終貯溜は (櫛 10, 三行) 0.57 in の示標 gws に 0.80 in の補給を加えて得られる。厳格な分析ではこれは 18 時前降続の降雨のみ行うことが出来る。なぜならば示標 gws は (P-Li) の初めから 6 日目と取つてあり, かつこの流域の unit-hydrograph は 5.25 日の期間を持つからである。この例に於いて雨の降続時点を省略するための誤差は無視し得る。1.37 in の貯溜値と曲線 B とは 2250 sec-ft の最終地下水流出を与える。そしてこれは櫛 (2) の ※三行に記入してあり, Fig 4 では次の地下水退水の位置を決めるのに用いられている。

結論 1937 ~ 38 年に対する計算の結果 (Table 4.) は明瞭で一般に予期されるよりも良好である。7 月と 8 月との観測および推算流出量の差異は該 1 ケ年間の差と同程度である。7 月と 8 月との誤差は 7 月の後半部に起つた降雨の計算の結果で, 実測流出量の少量であつたことを理解するのは困難である。降雨は下流域に集中し高強度の断続的のものであつた。観測間の蒸発と蒸散はこの方法で考へ入れたよりも一層多量であつたであらう。

この点について Fig 3 の E から得た初期消失は地下水面が地面に近いときには制限される。これは初期消失として正確であると仮定してある。しかし蒸発による全消失 (降雨直後) は地面が低い時よりも高いときに多いという事実を無視している。かくして温度と示標 gws とが高い時は毛管水からの消失に 30°F 以上の deg vec - day 当り 0.0015 in の一定因子で説明されるよりも多量である。同様の難点は温度が高く示標 gws が低い場合にも起る。この場合には曲線 E からの初期消失の値は仮定されたように 6 日間に起り得るよりも恐らく多量であらう。ここで用いた方法では 70°F の温度, 0 の示標 gws, および 7 日間の 1.50 in の降水量に対しては流下量は起らない。

以上の難点の相方共に初期消失をその定義と一致する以上の値を用いた結果である。初期消失は降雨が起つた後にまだ起るが、蒸発は降雨の直後に水分の供給が最大なときに一番多くなる事実に着目されて来たのである。

このやり方は各降雨間の全蒸発、蒸散量を温度に基づいて計算 (次々に減ずるものとして) し, かつ全消失から初期消失を差引くことで改良される。消失の残量は毛管水の積算値から差引かなければならない。

この計算で出遇つたもう一つの難点は局部の降雨の回数が普通よりも多かつたことである。ノケ所が 2 ケ所の観測地では 2 in 以上の降水量があつて、他の観測地では殆んど雨量が黒い場合が多数であつた。平均の流域雨量は初期消失以下であると、このやり方では流出量は黒いことになる。この研究ではやらなかつたが、この難点は雨量が初期消失より少なかつた面積は除外し、残りの面積について計算することによって克服することが出来る。曲線を用いて得た流出の値は流出の無かつた面積に比例して減じなければならない。

最後に一般的方法の精度は各降雨間の蒸発、蒸散量の決定方法の適否と、流域内の降雨量の変化の測定とその取扱方とのみで限

されることを研究は示している

附 録 用語と記号

毛管容量 (Capillary capacity) 土が重力の作用に抗して保持し得る水量。

毛管不足 (Capillary deficiency) 毛管水分を毛管容量まで高めるに要する水量

毛管水 (Capillary water) 重力に抗して主として毛管引力によつて支持される土中水分量で、この大部分は蒸発と蒸散とで失われる。

重力水 Gravity water 重力の影響で土中を移動する水。

地下水補給 Ground-water recharge 特定の降雨から帯水層に到達する水量

地下水流出 Ground-water runoff 帯水層から地表排水路に加わる流出の部分

示標地下水量 Index ground-water discharge
(Index gwd) 地表流下の初めからT日目の測水所に於ける地下水流の流量 (同一減水曲線で上昇が無いとして), 但しTは該流の Unit-hydrograph の期間

示標地下水貯留 Index ground-water storage
(Index gws) 示標 gwd に相応する地下水貯留

初期消失 Initial loss, L_i 与えられた諸条件の下で流下量を生ずることの無い降水量の最大量

地表流下量 Surface-runoff 普通地表に滲入することなく地表排水路に到達する流出量と定義されている。実際には地表流下の内に地下の降雨流出を相当に含むのが常であるからむしろ直接流出と解すべきであらう。これは水位の上昇を起す降雨につづく或期間内に測水所を通過する基底流出または地下水流以外以外の流量である。

引用文献

- (1) R. E. Hopton, Maximum ground-water levels. Trans. Amer. Geophys. Union, 17th Annual Meeting, 1936 Part II, pp. 296-302.
- (2) F. F. Snyder, Synthetic unit-hydrograph. Trans. Amer. Geophys. Union, 19th Annual Meeting, 1938, Part I pp. 447-454