第十六章 流 量 測 定

[80] 流量の直接測定

水流の方向に直角なる斷面を單位時間に流過する水の體積を直接に計るものを便宜上直接測定 (Direct measurement of discharge) と言ひ、流れの斷面が一定せる場合、又は小なる水路に多く用ひらる。斷面の變ずる場合又は河川の如き大なる水流に於ては、普通斷面積と流速とを別々に測定して流量を定むるが之を間接測定 (Indirect measurement) と稱する。時間の單位は普通秒を用ひ、管路に於ては分，時等を用ふる場合もある。

直接測定の場合は適當なる種々の裝置が考案され居るを以て、容易に精確に流量及びその變化を測定し、而も多くの場合之を自記せしめ得る。裝置の種類も極めて多數なるが普通使用さるゝものは大體次の如く分類する事を得る。

a) 流量に依て斷面積の變ぜざるもの
- i. 各種の小型給水管量水器 (Water meters)
- ii. ベンチュリメーター (Venturimeter)
- iii. デューゼメーター (Düse meter)

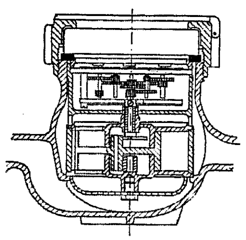
b) 水流の斷面積が流量に依て變ずるもの
- i. 測定堰 (Measuring weir)
- ii. 狹搾樋 (Narrowed flume)

但し小規模の試驗用水路の流量測定、量水器及び流量測定用裝置の檢定に於ては量水用の槽又は池に一定時間流入せしめてその容積を測定する。流入時間は一回普通 10 分以上とし三回以上奇數回の平均を採る。

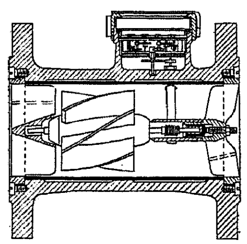
(1) 小型量水器

- i. ピストン型量水器 (Piston meter)
- ii. 平圓盤型量水器 (Disc meter)
- iii. 翼車型量水器 (Fan wheel meter)…第 674 圖

普通用ひらるゝものは平圓盤型及び翼車型で、前者は一定量の水を入るべき計量室内に平圓盤を裝置し、その運動によつて一定量の水を器外に排出するもので、後者は水の流速を以て計室内に設けた翼車を廻轉せしむるものである。



第 674 圖



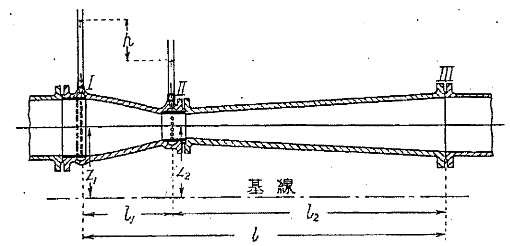
第 675 圖

循配水用の稍大型の量水器には
- iv. ディーコン量水器 (Deacon meter)
- v. ヴォルトマン量水器 (Woltmann meter)

等がある…第 675 圖はヴォルトマン型。

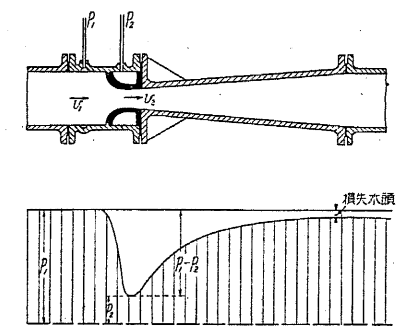
(2) ベンチユリ-メーター (Venturimeter)

壓力を有する管路の流量を測定するに最も廣く



第 676 圖 英米型

用ひられ、その原理は Venturi (伊) の發見なるも、裝置を作りて實際に使用せしは C. Herschel (米, 1887) である。兩端 (I, III) に於て管路と同一なる斷面を有し、中間 (II) に於て狹搾されたる短き管にして、Bernoulli の原理…[18]…に依り狹搾部に於ては流速大なる爲、水壓は兩端に比し低下するを以てこの壓力差を計れば流速を知り從つて流量を求め得る。狹搾部より下流は渦を生ぜざる爲稍大なる長さを要し、その區間の摩擦損失の影響を受くるを以て、實際は上流端 (I) と最小斷面部 (II) との壓力差を用ひ之を微壓計 (Differential manometer) に依て擴大し、更に浮子の上下運動に依り豫め檢定せる目盛りを附し時計裝置に依て廻轉する紙上に記錄せしめて、直接流量を知る。



第 677 圖 Bopp 型

斷面 I にて	水壓 p_1	流速 v_1	斷面積 A_1
,, II ,,	,, p_2	,, v_2	,, A_2

とすれば、Bernoulli の原理によつて

$$\frac{p_1}{w_0}+z_1+\frac{v_1^2}{2g}=\frac{p_2}{w_0}+z_2+\frac{v_2^2}{2g}, \qquad \therefore\ v_2^2-v_1^2=2g\left(\frac{p_1-p_2}{w_0}+z_1-z_2\right)$$

然るにある時刻に於ては流量 Q は各斷面一定なるを以て

$$Q=v_1A_1=v_2A_2 \qquad \therefore\ v_1=v_2\frac{A_2}{A_1}$$

$$\therefore\ Q=v_2A_2=\sqrt{\frac{A_1^2A_2^2}{A_1^2-A_2^2}2g\left(\frac{p_1-p_2}{w_0}+z_1-z_2\right)} \quad \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots \ (643)$$

普通メーターの軸を水平に取り付くるを以て $z_1=z_2$ にして、水壓差を水頭を以て表はせば $\frac{(p_1-p_2)}{w_0}=h$, 且構造上多少の差あるを以て、係數 μ を乘ずれば

$$Q=\mu\frac{A_1A_2}{\sqrt{A_1^2-A_2^2}}\sqrt{2gh}=C\sqrt{h} \qquad 茲に\quad C=\mu\frac{A_1A_2}{\sqrt{A_1^2-A_2^2}}\sqrt{2g} \quad \cdots \ (644)$$

C は一つのメーターに於ては定數にして檢定に依て精確に定め得る。圓形管路に於ては $A=\frac{\pi d^2}{4}$ なるを以て

$$Q=\mu\frac{\pi d_1^2d_2^2}{4\sqrt{d_1^4-d_2^4}}\sqrt{2gh}=\mu\kappa d_2^2\sqrt{h}=C\sqrt{h} \quad \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots \ (645)$$

茲に $\quad \kappa=\frac{\pi a^2}{4}\sqrt{\frac{2g}{a^4-1}}, \qquad a=\frac{d_1}{d_2}$

英米型に於ては $\frac{l_1}{l_2} \doteqdot \frac{1}{3}$, $\mu=0.97\sim0.995$ なるが、流速極めて小なる場合は μ が急に小となる。獨逸型 (Bopp 型) に於ては $\frac{l_1}{l_2}$ が 8 に達するものあり、$\mu=0.95\sim1.00$ である。一般に μ は d_1, d_2, l, v 等に依て異るも、κ は $\frac{d_1}{d_2}=\alpha$ に依つて大なる差を生じない。之は Venturimeter の一の利點である。

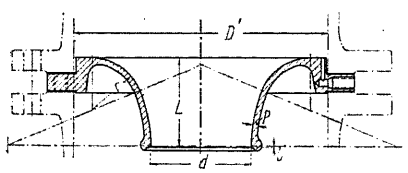
第 114 表　κ の 値 (m 單位)

$\alpha=\frac{d_1}{d_2}$	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0
κ	3.58	3.57	3.55	3.54	3.53	3.52	3.52	3.51	3.51	3.50	3.50

デユーゼメーター (Düse meter) 又は**阻鈑ベンチユリメーター** (Diaphram venturimeter) はベンチユリメーターと全く同一の原理なるも唯阻鈑に依て管徑を急變せしめて、特に附加する部分を簡單ならしめたるもので、突出線の直ぐ兩側の壓力差に依て流量を表はす。現今多く用ひらるゝものは獨逸標準デユーゼ (DIN Normal Düsen, 第 678 圖) と IG-Düsen (第 679 圖 ii) である。

第 115 表　DIN 標準デユーゼ寸法 (單位 mm, 第 678 圖)

主管徑 (D)	挾搾部徑 (d)	d_1	d_2	$L+l$	r	p
125	50	60	72	42.5	25	5
175	70	80	94	59.5	35	5
300	120	131	147	102	60	6
350	140	152	168	119	70	6
400	160	173	189	136	80	6
500	200	216	232	170	100	7
1000	400	416	440	340	200	8



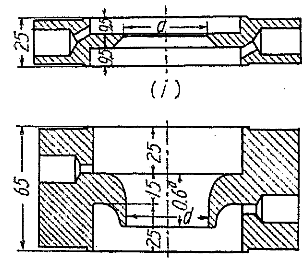
第 678 圖

第 116 表　DIN 標準デユーゼの μ
(Jacob u. Kretzschmer による平均値)

(Reynolds 數) $\times10^{-4}$	15	35	55	75	95	115	135
μ	.96	.97	.98	.99	.99	.996	.997

第 117 表　IG デユーゼの μ の値

d^2/D^2	0.16	0.271	0.441
d/D	0.4	0.5195	0.6631
μ	0.990	1.013	1.06



(i)

(ii)

第 679 圖

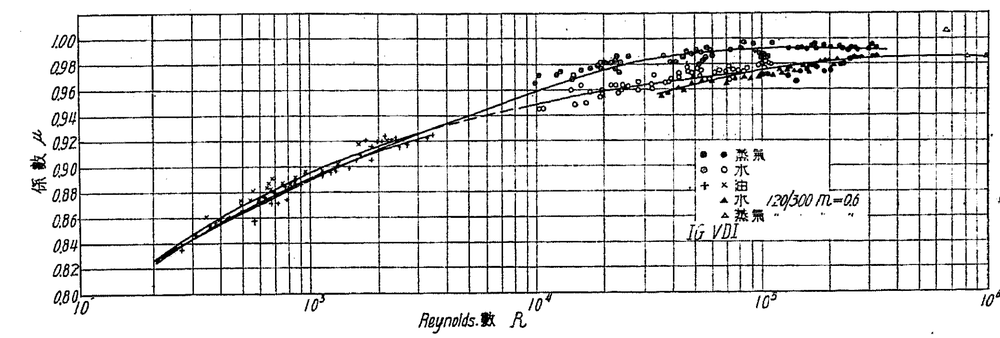
附加部を一層簡單にして圓孔を有する金屬鈑を用ひたるものあり。DIN の標準型…Normal Staurand…は厚さ 3〜4 mm の金屬鈑にて $\left(\frac{d}{D}\right)^2$ の値は 0.05〜0.85 である

IG 式にては孔に鋭緣を用ひ (第 679 圖 i) μ の値は

第 118 表　IG Normal Staurand の μ の値

$\frac{1}{\alpha}=\frac{a}{A}=\frac{d^2}{D^2}$	0.116	0.25	0.436	0.578
μ	0.603	0.624	0.669	0.722

次に DIN デユーゼと IG デユーゼとの μ を比較す (第 680 圖)。但し $\boldsymbol{R}$=Reynolds 數$=\frac{Dv}{\nu}$, ν=動粘性係數



第 680 圖

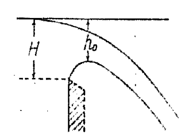
(3) 測定堰 (第十一章參照)　流量の變化に伴ひ水流の斷面積も變化する開水路の流量を測定するに適し、堰，堰堤等の溢流の水頭 H 及び接近流速 v を測定して流量を知るものなるが、小なる水路に於ては水槽を用ひて檢定せる一定形狀の鋭頂堰を設置し浮子その他に依て上游水面の高さを記錄せしめ、記錄紙には檢定にて得たる流量の目盛りを寫す。接近速度著しく少ならざる場合は水深の 10 倍位上流に於て接近水頭を測定し、その影響を考慮して檢定の流量を補正し置く。豫め檢定を行はざる場合には、Bazin, Rehbock その他の權威ある堰公式の基礎を爲せる實驗に使用せるものと全く同形なる鋭頂堰を用ひ、Q と H との關係は各該當公式に依て計算する。

測定堰の位置はその上游に水深の 10 倍以上の等斷面直線部を有するを可とし、河床の變化し易き水路に於ては上游にて水深の 3〜5 倍位の區間を木材又は混凝土を以て規則正しき形を作り、下游部は洗掘に對して充分保護する。堰の流量公式と之に該當する鋭頂堰の形は大體次の如し。

i. Francis 公式 (矩形)　$H=0.19\sim0.48$ m
ii. Bazin 公式 (,,)　$H=0.08\sim0.75\sim1.5$ m
iii. Rehbock 公式 (,,)
iv. 三角堰 (Triangular weir) 公式
v. 梯形堰 (Trapezoidal weir) 及びチツポレツテイ堰 (Cippoletti weir) 公式

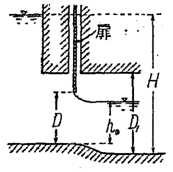
水頭は公式の實驗範圍内に止むるを可とし…8 cm 以上…小流量をも測定する場合は頂長を短くする。水脈附着又は潛堰に近き狀態を生ずる水頭は避くる。堰堤溢流に依て流量を測定する場合に頂最高部の水頭 h_0 を用ふる時は、係數 C_1 と鋭頂堰の係數 C との關係は…[55] (3)

$$C_1=C\left(\frac{H}{h_0}\right)^{\frac{3}{2}}$$



第 681 圖

潛堰の場合は上下流の水位を計り [56] (1) に依て流量を知る。水門の流出流量は前後の水位と斷面形とに依り算出し得る。Nile 河 Assuan 堰堤の排水門は $D_1=3.5$ m 及び 7.0 m にて (第 682 圖) Q は大體次式に依て表はし得る。



第 682 圖

$$Q=\frac{2}{3}BC\sqrt{2g\left(H-\frac{2}{3}D\right)}$$

流出水は射流にして收縮部の水深は $h_0 \fallingdotseq \frac{2}{3}D$ である。

實驗の結果に依れば矩形堰に於て Francis 公式 $Q=3.33(b-0.2H)H^{\frac{3}{2}}$ の與ふる Q は、流速計にて精密に測定せるものに比し多少過小にして誤差 10% 位に及ぶ場合もある。チツポレツテイ堰の公式 $Q=1.85bH^{\frac{3}{2}}$ の與ふる Q は殆ど實際に近く誤差は水頭過大ならざる限り 3% 以內である。

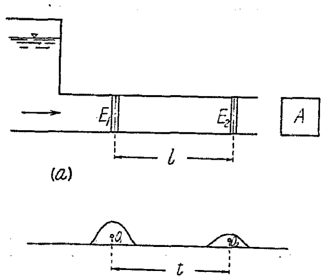
(4) 化學的方法 (**Chemical method**) 水に容易に溶解する鹽類の濃溶液の一定量を水流に混加し、その稀薄の程度に依て流量を知るものにして、狹き水路，管路，暗渠等に於ては可成り精確なる値を得るも、現場に於ける手數多く米國に於て一時流行せしも普通の水路及び河川に於ては餘り行はれぬ。

水流のある斷面に於て一定濃度の食鹽溶液の一定量を注加し、液が流水と完全に混和する程度の下流斷面に於て水の試料 (Sample) を取り、その濃度を測定して水流の流量を知る。今一秒間に注加する原溶液中に w kg の鹽を含有せりとし，試料水 1 kg 中に n kg の鹽を含有すとすれば、次の關係に依て流量 Q を知る。

$$\frac{w}{1000Q}=\frac{n}{1}, \quad \therefore\ Q=\frac{w}{1000n}, \quad Q\ \mathrm{m^3/sec} \quad \cdots\ \cdots\ \cdots\ \cdots\ (646)$$

注加斷面と試料採取斷面との距離は、幅員 B が水深 H の 3～10 倍の水路に於ては $24B$ 以上を可とし、平均流速を v とすれば原液注加の期間は $24\,B/v$ 以上を要する。

(5) 電氣的測定法 (**Electric method**) 流水中に食鹽水を注入すれば鹽水の膜を生じ、水と同一速度を以て流るゝ。此膜の流るゝ所は電氣的抵抗を減ずるを以て、液注入點の下流の二斷面に各二組の電極 (E_1 及び E_2) を置き鹽水膜の通過に依る電流の變化を記錄せしめ、E_1 に於ける變化より E_2 に於て變化の生ずる迄の時間…電流圖の重心 o_1 o_2 間…を t とし、E_1 E_2 間の水の體積を V とすれば



(b) 電流曲線圖

第 683 圖

$$Q=\frac{V}{t}=\frac{Al}{t}$$

此方法は管中の水流の如き近寄り難き場合に用ひられ、水車檢査の爲水壓管の給水量を計るに專ら用ひらる。40″ 水壓管に於て電極間距離 $l=84$ m の場合、測水堰測定流量に比し ±0.2% 位の誤差にして圖形重心の代りに各頂點間の t を用ふれば誤差は多少大となるも、0.3% 程度である。…今井恒四郎氏、日立評論 Vol. XIII No. 9.

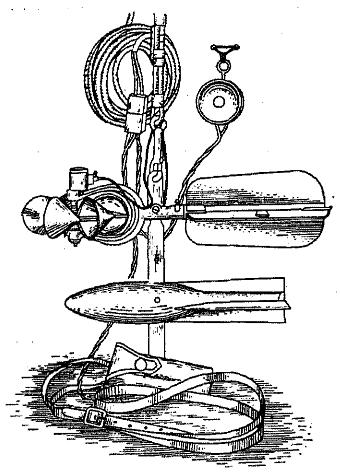
[81] 流速の測定に依る流量測量

流量に伴ふて水位從て流水の斷面積の變ずる水路又は河川に於ては、流速の測定と同時に斷面の測量を行ふが先づ流速の測定に就て述べる。普通流速の測定には流速計，ピトー管，浮子等を使用するが、多くの場合は流速計を用ひピトー管は小なる流れに於て流速の分布を精細に計る時にのみ用ひられ…[21] 參照…浮子は多く流速大にして流速計を使用し得ざる時に用ふる。

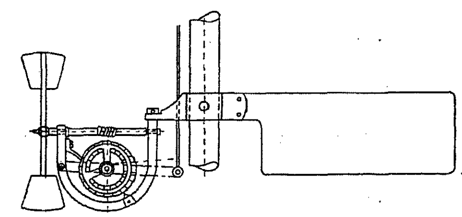
(1) 流速計 (**Current meter**) カツプメーター (Cup meter) は固定したる鉛直軸の周りに公轉する多くの圓錐狀カツプが流水に依て單位時間に軸の周りを廻轉する回數に依て流速を知るものにして本邦及び英米にて多く用ひらるゝは Price 式 (第 684 圖) である。之は方向の如何に拘らず水平の合流速を表はす故に横流の著しき場合は斷面に直角の流速よりも過大の値を與ふ。翼流速計 (Flügel meter 第 685 圖) は鉛直軸に固定せる水平軸の周りに廻轉する翼又はスクリューの單位時間の廻轉數に依て流速を知るものにして歐大陸に多く用ひられ、横流ありても過大の値を與ふることなきも、障碍物に近き部分は Price 式よりも測り難く且翼の形により流速式の常數の變化が著しい。一般に流速計に於ては靜水中牽引に依る檢定と流水中靜止の場合とは同一の相對速度にても廻轉數は多少異り、之は器の誤差となるが普通 1% 以下にして翼式に小である。測定の粗雜なる場合又は不規則なる流れに於ては Q の誤差は 2% 位に達する事もある。

今 v をカツプメーターにてはその廻轉圓の中心點、翼式にては翼の廻轉中心に於ける流速、N を單位時間の廻轉數とすれば $v=a+bN$

a, b は係數にして一のメーターに於ては定數なるを以て豫め檢定を爲して最小二乘法に依て定むる。然し時日を閱すれば多少變化するを以て時々檢定するを可とする。普通 a 小に、檢定の際の a 又は b の變化の少き程優良なるメーターである。但し靜水中にメーターを曳きて檢定する場合、メーターの位置は底面に接近せざるを可とし普通水面より 30～50 cm の深さとする。

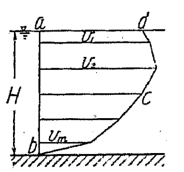


第 684 圖



第 685 圖 翼式流速計

流量を知るには斷面の多くの點に於て v を計る必要あり、普通流心に直角なる水面に於て適當の間隔に測點を定め、各點の鉛直線上に於て一定の水深間隔…30〜50 cm の點…に於て流速を計る。但し測點の水平間隔は流速の變化著しき所に密に然らざる所に粗に取り、深さの間隔は表面及び底より 10〜20 cm の點を取りその中間は大體一様として宜しい。此場合鉛直線上の流速の平均 v_m は鉛直線流速圖に依て求むる。



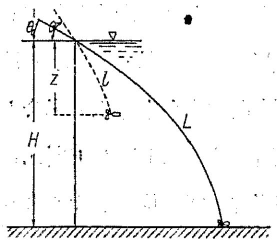
第 686 圖

第 686 圖にて $v_1,\dots v_n$ を各點の測定流速とすれば

$$v_m=\frac{\text{面積 } abcd}{H}$$

短時間に計る場合は水面より水深の 0.2, 0.6, 0.8 の三點の v を測り、その鉛直線上の平均流速 v_m を $v_m=\frac{1}{4}(v_{0.2}+2v_{0.6}+v_{0.8})$ とするか、又は 0.2 及び 0.8 の二點にて測り、$v_m=\frac{1}{2}(v_{0.2}+v_{0.8})$ を用ふ。

流速大なる場合綱を以て吊り下ぐる時はメーターは著しく下流に流さるゝを以て、上層より下層迄各點の流速を測り置き、各測點に於ける綱の長さ l 及び水面に於ける綱の傾斜 θ を略測し置けば實際のメーターの深さ z は大體



第 687 圖

$$H=\frac{L}{1+\frac{8}{3}\cot^2\theta_0},\quad z=\frac{l}{1+\frac{8}{3}\cot^2\theta}\quad\dots\ (\text{N.M.})\ (647)$$

流速急にして淺き水路に於ては圓錘を附してメーターを所定の位置に保持し得るも、2.5 m/sec 以上の流速に於ては舟上又は吊籠内にての操作は不可能である。堰堤溢流の場合の如く上部の橋梁に堅剛に取り付け得る時は 9 m/sec 位迄測定したる例がある…米國 Wilson dam。

(2) **浮子** (Float) 流水中に浮游する固體は水流の水平分速と殆ど同一の速度を以て流るゝ。但し渦動 (Eddy) の影響を避くる爲には適當の大さを要する。**水面浮子** (Surface float) は低き圓筒…古樽, 空罐等…その他の廻轉體を用ひ、中空なるものは水又は砂礫を入れて高さの 0.8〜0.9 位の吃水とし上面に光明丹を塗りて見易からしむる。小なる水路にては赤色の果物を利用し得る。水面下餘り深からざる點の流速を測るには、水密にして水より僅かに重き固體を用ひ細綱にて目標浮子を附するが、目標浮子の體積は本浮子に比して出來るだけ小なるを可とする。水面浮子の速度 v_s とその鉛直線の平均流速 v との關係は大體次の如し…[27] 參照。

水路の水面幅 (B) / 水路の平均水深 (H) =	5	10	15	20	30	40	50	100
$\lambda=v/v_s$ ≒	0.98	0.95	0.92	0.90	0.87	0.85	0.84	0.83

λ の値は一般に $v=CR^{\frac{1}{2}}I^{\frac{1}{2}}$ の C の大なる程、卽ち潤邊平滑にして水深大なる程大に、反對の場合に小にして

墺國の河川 $\lambda=0.83\sim0.88$	Rhein 下流部 $\lambda=0.87$
瑞西の河川 $\lambda=0.835$ 前後, 流速大なる程大	米國大河川 $\lambda=0.78\sim0.98$ 平均 0.85
Panjab 河 $\lambda=0.93$ 細砂底にて水深大	,, 小河川 $\lambda=0.78\sim0.87$,, 0.84

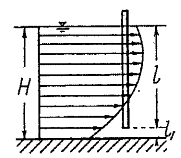
尙一層簡略に斷面の平均流速 v_m を求むるには流心に當て一の水面浮子を流し、その速度を v_s とすれば

B/H	10	20	50
$\beta=v_m/v_s$	0.85	0.82	0.80

目標浮子を附する浮子に於ては綱の長さに依て任意に測點を定め得るも、小河川に於ては $0.6H$ の點を用ふれば大體その鉛直線の平均流速を得る。

(3) **竿浮子** (Rod float) 細長き圓筒狀の竿に重量を附加して吃水を水深になるべく近からしめ、之を横斷面線上に適當の間隔に投入し 5 秒以上流下して速度略一定する斷面より下流の二つ以上の見通線間を流過する時刻をストツプウオツチ (Stop watch) にて計りて竿の速度を知り、之を以て竿の通過線の平均流速とする。

Francis (米) は割合に狹くして深き滑壁水路に於て圓筒浮子を用ひて測定せる流量 Q_r と、精確なる測定堰に依れるもの Q_w との關係を次式を以て表はしてゐる。但し竿の吃水が水深の 87.1〜99.6% の間である。



第 688 圖

$$Q_w=Q_r[1-0.116(\sqrt{D_1}-0.1)]=\alpha Q_r\quad\dots\quad\dots\quad\dots\quad\dots\ (648)$$

茲に $D_1=\frac{H-l}{H}=\frac{l_1}{H},\quad D=1-D_1=\frac{l}{H}$

α=補正係數, H=水深, l=浮子の吃水=$0.871H\sim0.996H$

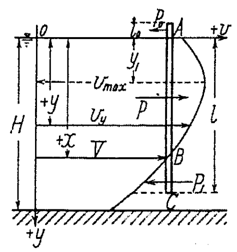
上式に依れば $\sqrt{D_1}=0.1$ 卽ち $\frac{l}{H}=0.99$ の時に $\alpha=1$ にして誤差は零となる。Cornell 大學 (米) の水理試驗所に於ける實驗結果は D 同一なる場合にも H に依て異ることを示す。卽ち

水路の平均水深 m		2.84	2.53	2.39	1.92
α	$l=0.75H$ の場合	0.989	0.955	0.962	0.960
	$l=0.90H$,,	1.003	0.973	0.980	0.971

卽ち $\frac{l}{H}=0.9$ に於て既に實際の v を示し、(648) とは餘程結果を異にするのみならず、歐米に於て用ふる所は凡て圓筒狀なる以て之等の結果を我が竹浮子に應用するは不可である。

[82] 竿浮子の理論 (N.M.)

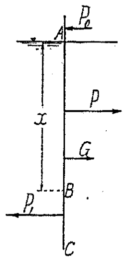
(1) **竿浮子に作用する外力の平衡** 前節に述べたる竿浮子の實驗結果は場合に依て稍著しき相異あり。竿浮子が流水と同一速度を以て運動する爲には各部分に作用する動水壓の總計が零なる事を要し、ある點の動水壓 p は竿と水との相對速度の略二乘に比例するを以て、α の値は D が同一なる場合と雖も鉛直線上の流速の分布に依て異るべき筈にて而も竿の速度は理論上決して v_y の平均値を表はさず。而て動水壓を相對速度 u を以て表はし、投入後竿速度が一定するに及びたる時は力の平衡より竿速度 V と鉛直線上の平均流速 v_m との關係を理論的に求むること可能にして、而もその結果は一般性を有する。第 689 圖に於て



第 689 圖

AB 部	$v_y>V$,	$u>0$,	$p>0$……下流向
$y=x$ の點	$v_y=V$,	$u=0$,	$p=0$
BC 部	$v_y<V$,	$u<0$,	$p<0$……上流向

然るに實驗の結果より D を $+y$ に於ける竿の直徑とすれば



第 690 圖

$$p=(a+bu)Du\,,\qquad a=0.0095\,,\qquad b=39.5\qquad \text{kg-m 單位}$$

$$u=v_y-V$$

鉛直線 Oy 上の流速 v_y の分布は洪水時に於ては Humphery (米) の式に近く

$$\left.\begin{aligned} v_y&=v_{\max}-\sqrt{\frac{C}{\sqrt{H+k}}v_m}\left(\frac{y-y_1}{H}\right)^2=v_m+0.116M-M\left(\frac{y}{H}-0.317\right)^2\\ y_1&\fallingdotseq 0.317H\,,\qquad M^2=\frac{C}{\sqrt{H+k}}v_m \end{aligned}\right\}\quad\cdots\quad(649)$$

但し　$C=0.284$,　$k=0.457$…………kg-m 單位

$+y$ にて竿の微分長 dy に作用する動水壓は

$$pdy=[a+b(v_y-V)]D(v_y-D)dy$$

他に水面上の部分 l_0 に作用する空氣抵抗 P_0 は

$$P_0=\lambda l_0DV^2\,,\qquad \lambda\fallingdotseq 0.0476\qquad \text{kg-m-sec 單位}$$

及び竿重量 G の水面の方向に於ける分力 G は

$$G=Iw_0\frac{\pi D_2}{4}l\fallingdotseq 785\,lD^2I\qquad \text{kg-m-sec 單位}$$

玆に I=水面勾配，w_0=水一立方米の重量=1,000 kg

$$\therefore\quad P_0+G+\int_0^l pdy=0\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(650)$$

（2） **圓筒竿浮子の速度**　直徑一様なる竿浮子に於ては D は y に無關係にして且 P_0 及び G は微少なるを以て之を無視すれば (650) 式は

$$\int_0^l Da(v_y-V)dy+2\int_0^x bD(v_y-V)^2dy-\int_0^l bD(v_y-V)^2dy=0\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(650)'$$

依て v_y に (649) 式を代入し積分して bHM^2 にて除し

$$\frac{l}{H}=n,\qquad \frac{x}{H}=m\qquad \text{と置けば}$$

$$\begin{aligned}1.0667m^5&-(1.0566+n)m^4+(0.268+1.268n)m^3-n\left(0.402+0.634n-\frac{2}{3}n^2\right)m^2\\ &-(0.4227n-0.402)n^2m-n^3(0.2n^2-0.317n+0.134)=0\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(651)\end{aligned}$$

依て $n=\dfrac{l}{H}$ の種々の値に對して上式を解きて m を求むれば $y=x$ に於ける v_y は竿速度 V を表はすを以て、實際の平均速度 v_m に對する V の誤差の割合を求むれば、

第 119 表

$n=\dfrac{l}{H}=$	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80
$m=\dfrac{x}{H}=$	0.700	0.660	0.634	0.614	0.590
$\dfrac{V-v_m}{v_m}=$	−0.135	−0.061	+0.008	+0.072	+0.132
$\alpha=\dfrac{V}{v_m}=$	1.135	1.061	0.992	0.928	0.868

即ち直徑一様なる竿浮子を用ふる場合は $n>0.95$ なる時は V は却て過大なる結果を與へ $n=0.90\sim0.93$ が最適の竿長にして、此附近に於ては Cornell の實驗と良く一致する。

次に Bazin の流速分布曲線を用ふれば、(167) 式に依り

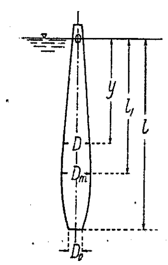
$$v_y=v_m+\frac{K}{6}\sqrt{IH}-\frac{K}{2}\sqrt{IH}\left(\frac{y}{H}\right)^2,\qquad v_m=C\sqrt{IH}\,,\qquad K=48$$

第 120 表

$n=\dfrac{l}{H}=$	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80
$m=\dfrac{x}{H}=$	0.610	0.580	0.549	0.518	0.489
$\dfrac{V-v_m}{v_m}=$	$\dfrac{43.7}{100C}\times(-3.9)$	,, $\times(-0.3)$	,, $\times(+3.2)$	,, $\times(+6.5)$	,, $\times(9.4)$
,, (但し $C=43.7$)	−0.039	−0.003	+0.032	+0.065	+0.094
$\alpha=\dfrac{V}{v_m}$,,	1.039	1.003	0.968	0.935	0.906

即ち此場合に於ても $\dfrac{l}{H}=0.92\sim0.95$ 位を最良とし、而も α の値は Humphrey 式を用ふる場合よりも實驗値に近い。勿論上記の關係は投下後相當の時間を經過し竿の速度が略一定したる以後に適用するものである。

（3） **長き竹浮子の速度**　我國に於ては竹は隨所に安價に得らるゝを以て洪水流速の測定に竹浮子を用ふるは最良の方法である。然しその形は決して圓筒狀を爲さず、吃水 5 m 以上の浮子に於ては竹を根本より伐採するを以て凡て第 691 圖の如く野球用バット狀を成し、直徑は上下著しく異り最大 (D_m) と最小との比は 3 倍にも達する。著者は大正二年より六年に到る期間に荒川洪水流量調査の爲、吃水最大 9.7 m 迄數百本の竹浮子を作り、9 m 迄は實際に使用して 1.5〜8 m/sec の流速を測定せしが、その際百本以上の竿…吃水 3〜9.7 m…につき直徑の變化を測定したるが、その全形は極上端を除き抛物線廻轉體を成し直徑 D は大體次式を以て表はし得た。



第 691 圖

D_m…最大徑，l_1…吃水面より D_m の點迄の距離

$$D=D_m-\alpha(l_1-y)^2,\qquad l_1\fallingdotseq 0.75l\qquad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad(652)$$

α は係數…m 單位…にして最大周圍 0.1 m〜0.25 m の竹に於ては $\alpha=1.0\times10^{-3}\sim1.5\times10^{-3}$ にして、平均は $\alpha=1.2\times10^{-3}$ である。

Bazin の流速分布式は急流部の洪水に於ては實際に近く、且前項の計算に依り實際に近き結果を得るを以て v_y に (167) 式を用ふる。

$$\frac{x}{H}=m,\qquad \frac{l}{H}=n,\qquad \frac{l_1}{H}=0.75n,\qquad \left(\frac{D_m}{d}\right)-l_1^2 \fallingdotseq 0.6n^2H^2$$

(2) の (650)′ 式の D に (652) 式を入れて積分すれば次式を得る。

$$-0.1524m^7+0.5nm^6+0.64n^2m^5-1.0167n^3m^4+0.75n^5m^2-0.2271n^7=0$$

の種々の値に對して m を解けば

第 121 表

$n=\frac{l}{H}=$	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70
$m=\frac{x}{H}=$	0.632	0.600	0.568	0.537	0.505	0.473	0,441
$\delta=\frac{V-v_m}{v_m}=\frac{43.7}{C}\times(-6.6)$		,, ×(−2.7)	,, ×(+1.7)	,, ×(+4.5)	,, ×(+7.8)	,, ×(+10.9)	,, ×(+13.9)%
$\delta=$,, (C=43.7)	−0.066	−0.027	+0.017	+0.045	+0.078	+0.109	+0.139%

但し C...流速係數。

次に Humphrey の v_y 曲線を用ふれば

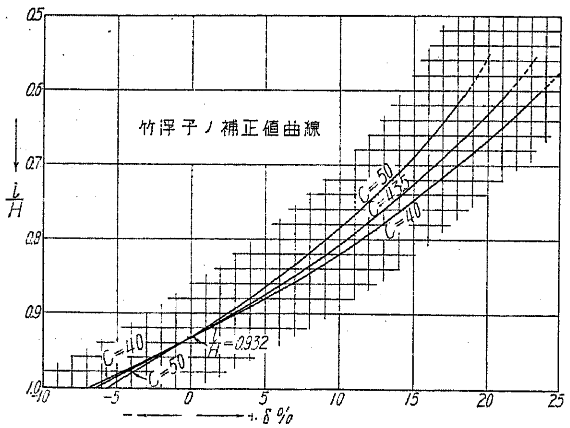
$n=\frac{l}{H}=$	1.00	0.90	0.80	0.70
$\delta=\frac{V-v_m}{v_m}\%=$	−0.66	+0.51	+1.20	+1.79

尚著者が實際 $H=4.5\sim9.0$ m, $I>0.001$, $v_m=3.0\sim8$ m/sec の範圍に於て、一の鉛直線に於て種々の長さの竹浮子を流し、上記の理論値を試驗せる結果、δ は Bazin 及び Humphrey の曲線を用ふる場合の中間に當れるを以て、浮子の速度 V の誤差を δ% として次式を以て表はした。

$$\delta=\frac{1{,}200}{C}\left\{1-2.5\left(\frac{l}{H}-0.3\right)^2\right\}\quad\cdots$$

C は流速公式係數 (N.M.) … (653)

$\frac{l}{H}=n$ と δ との關係を圖を以て示せば第 692 圖の如し、實測に於て第一見通線は投下線より約 60 m の下流に位するを以て竿速度が大體一定した以後である。



第 692 圖

(5) 竿浮子使用に於て注意すべき事項 竿浮子を投入する時は下部が先づ流さるゝを以て、投入直後は上流に傾き流下に伴ひ速度を増し、一方流速は底部に小にして上層に大なるを以て、竿の傾斜は次第に逆となり、遂にある角度だけ下流に傾きて流るゝ。從て竿速度の測定は浮子の速度及び傾きが大體一定する

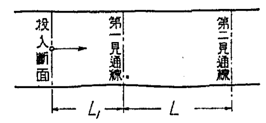
點以後に於て行はねばならぬ。之が爲に投下位置より第一見通線迄の距離 L は理論上

$$L_1>100\,D_m \quad\cdots\quad D_m \text{ は竿の最大徑} \quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots \quad (654)$$

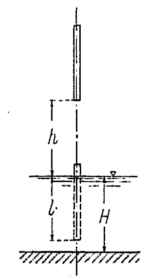
尚浮子の比重は水に極めて近きを以て、水面よりなるべく大なる鉛直速度を以て投下するを可とするも過高の點より投下すれば河床に擊突して故障を生ずる事あり。今竿下端が水面に接する瞬間の鉛直速度を v_z m/sec とすれば、約 $2\frac{H}{v_z}$ sec にて下端が所定の位置に沈み、更に上下の振動を爲して容易に安定せぬが、之が爲に要する L_1 は大體

$$L_1>5\frac{H}{v_z}v_m,\qquad v_z\fallingdotseq\sqrt{2gh}\quad\cdots\ (\text{N.M.})\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots \quad (655)$$

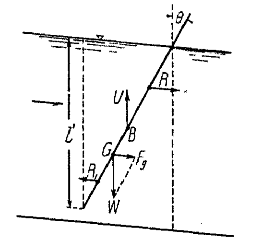
從て實際の L_1 は (654), (655) 式の何れよりも大なるを可とする。



第 693 圖



第 694 圖



第 695 圖

次に竿が流速分布に相當する下流向傾斜を有するに到りたる時、その鉛直に對する傾角を求むるに、

U...浮子に作用する浮力, W...浮子の重量, B...浮力作用點, 浮心
G...浮子の重心, F_g...W の水面方向の分力, R_a...水上部の空氣抵抗
R...流水と同一向の動水壓合力, R_1...流水に逆向の動水壓合力, $a=\overline{GB}$
l...水面以下の竿長

R_1 は微小なるを以て之を無視し、G の周りの外力の能率を 0 ならしむる如き θ の値を求むるに、$l\fallingdotseq H$ なる場合は

圓筒竿 $$\sin\theta\fallingdotseq k\frac{IH}{D}\left(\frac{l}{a}\right)\left(\frac{l}{H}\right)^3\quad\cdots\ (\text{N.M.})\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots \quad (656)$$

竹浮子 $$\sin\theta\fallingdotseq k\left(1+\frac{5a}{D_m}\right)\frac{IH}{D_m}\left(\frac{l}{a}\right)\left(\frac{l}{H}\right)^3\quad\cdots\ (\text{N.M.})\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots\quad\cdots \quad (657)$$

茲に $k\fallingdotseq0.183,\quad a=1.2\times10^{-3}$ … m 單位

而て θ は最大 12° 位にして、l と $l'=l\cos\theta$ との最大差は 2% 位なるを以て、傾斜の爲の吃水の補正は多くの場合不必要である。但し河床に起伏著しく、l が H に極めて近き場合には、下端が時々河床に阻まるゝを以て、θ は斷えず變化し、最大 20° を超ゆるのみならず容易に安定を保ち得ぬ。

[83] 流量測量及び流量曲線

(1) 流量測量地點 河川の適當なる地點に於て時々流量測量を行ひ、水位と流量との關係を明かにし、又河床の變化，結氷等の斷面の變化に因る影響を知る必要がある。而て測量の難易，結果の精粗は觀測地點の適否に依て著しく異るを以てその撰定には充分の注意を要する。

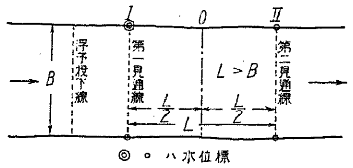
1. 河水が總て餘り廣からぬ一河道に纏まり、前後を通じて殆ど直線にして斷面形齊等，勾配一樣なる區間の中央部に撰ぶ。區間の上端に橋梁ある時は浮子投下に極めて便である。

2. 測量地點には必ず一以上の常時觀測水位標を置き、平時は普通一回、用排水，發電，融雪期等時刻に依り流量の變化ある場合は一日二回以上觀測記錄す。洪水時は晝夜を通じて一時間毎に觀測する。

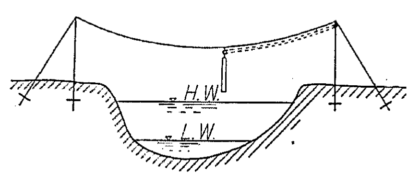
3. 浮子流速測定區間の兩端、兩岸の見通線上に計四つの水位標を設け、測量中は 10 分乃至 1 時間毎に水位を讀む。四標中の一を以て常時觀測標と爲し、他標は凡て之と同一零點高とする。

4. 砂礫の流動する河川に於ては、河床の變化あるを以て洪水の前後に必ず見通し線及びその中央の斷面形を測量し、同時に各標の零點を檢測する。

5. 洪水時流速大にして舟を用ひ得ざる場合は、兩岸に索を張り、浮子を所定の位置に投下し得る如き設備を爲す。

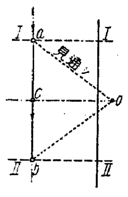


第 696 圖 流量測量地點平面圖

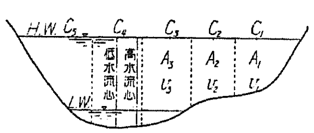


第 697 圖 竹浮子投下設備

（2） **流量曲線の作成** 測定せる流量 Q と常時觀測標の水位 H との關係は之を圖又は式を以て表はし置く。浮子を用ふる場合は投下位置と見通線流過位置とは普通一致せぬを以て、一樣なる間隔に投下する場合にも、區間の中央に近く岸に觀測點を設け、兩見通線を通過する瞬間の浮子の方向を合圖に依て圖記し、見通し線上の浮子の位置 a, b を定め、ab 直線と中央線 oc との交點 c を以て浮子の流過位置とする。次に I, o, II の三斷面を一の方眼紙上に流心及び低水面に於て重ね合せ、先づ I と o 及び o と II との平均斷面を作り、更にこの二斷面の平均を以て I, II 間の平均斷面とし、之に浮子の平均位置 C を記入す。但し各斷面の重心を以て流心とするを以て、普通水位に依て異るが故に、種々の水位に對して平均斷面を作るか、又は中間の水位に對する流心線を用ふる。平均斷面圖に於て C_1, C_2… 等を浮子の位置とすれば、各二點間の中央線に依て區分されたる A_1, A_2… は各 C_1, C_2… の浮子の速度 (v_1, v_2…) と等しき流速を有するものとし、



第 698 圖



第 699 圖

$$Q=A_1v_1+A_2v_2+\ldots\ldots=\Sigma Av$$

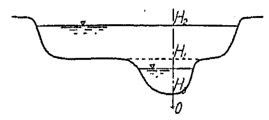
但し v_1, v_2… は竹の流下速度を (653) 式に依て補正せる値である。斷面の平均流速を v 斷面積を A とすれば

$$v=\frac{Q}{A}$$

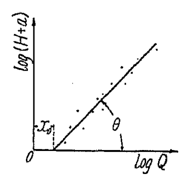
Q と水位 H との關係は [24] に依り理論上の形を定め得るも、曲線を以て示す場合は次の形を便とする。

$$Q=K(H+a)^n, \qquad \log Q=\log K+n\log(H+a) \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad (658)$$

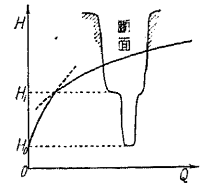
K, H, a は係數にして、H に依る幅員の變化著しからぬ場合は $n=2$ として大過ない。若し H に依て急に幅員を增大する時は、H_1 以下と以上とに分ち、別々の Q 曲線を作る。尙上式に於て $Q=0$ となるべ



第 700 圖



第 701 圖



第 702 圖

き水位 H_0 を推定し、$a=-H_0$ と置き、$\log Q$ と $\log(H+a)$ との關係を點にて示し、點が大體一直線上に配列すれば最少二乘法を用ひずとも直ちに

$$\log Q=x_0+\cot\theta\cdot\log(H+a), \qquad K=10^{x_0}, \qquad n=\cot\theta$$

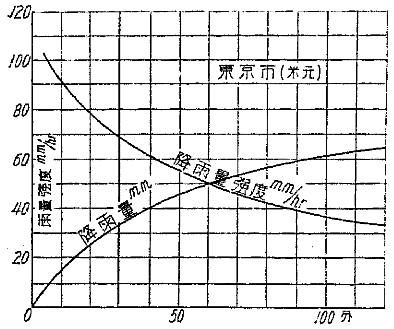
に依り Q 曲線を得る。尙廣き高水敷を有する斷面の如く、水位に依て幅員の急變する場合、一式に依て Q を表はすは不可にして、特に曲線を以て Q と H との關係を示す場合は、數個の曲線を組合せて差支ない。

[84] 雨水流出量及び洪水流量

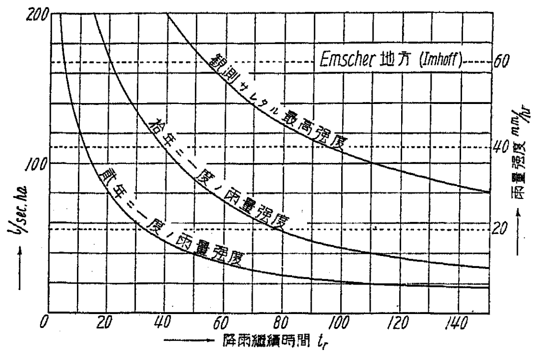
（1） **雨量** 雨量は場所に依て著しく異り風上に蒸發激しき海洋を控ふる山脈の傾斜面に最も多い。然し高層大氣は溫度低く多量の水蒸氣を含み得ぬを以て、大體島國にて海拔 1,000 m，大陸にて海拔 2,000 m 以上の高地にては漸減する。從て世界の大雨地方として著名なるはヒマラヤ山 (Himalaya) 南側斜面，フイリツピン (Philippine)，ハワイ (Hawai)，臺灣等にして、米國メキシコ灣沿岸，日本南部の太平洋側も亦多雨の地方である。次に種々の期間に於ける最多雨量を例示する。…第 122 表及び第 703 圖。

第 122 表 各地雨量

地 點	國又は州	緯度 (略)	海拔 m	24 時間最多雨量 mm	平均年雨量 mm	備 考
旭 川	北海道	北 43° 47′	111	123	1,151	石狩川流域
飯 田	長 野	,, 35° 31′	482	109	1,705	天龍川 ,,
阿里山	臺 灣	,, 23° 40′	—	838	4,448	濁水溪 ,,
北 平	中華民國	,, 40°	38	251	560	白 河 ,,
Baguio	フイリツピン	,, 16°	152	1,168	4,623	
Cherrapunji	印 度	,, 25°	1,213	1,016	11,605	ヒマラヤ南麓ガンヂス河
Bagdad	メソポタミヤ	,, 33°	38	68	180	チグリス河流域
Moskow	露	,, 56°	166	43	563	
Lyon	佛	,, 45° 40′	299	109	770	ロース河流域
Assuan	埃 及	,, 24°	101	35.6	33	ニール河中流
Para	ブラジル	南 1°	10	785	2,201	アマゾン河口
Chicago	米	北 42°	251	159	796	
Los Angeles	,,	,, 38°	47	119	526	加州沿岸

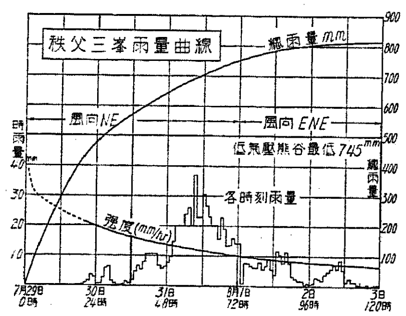


第 703 圖



第 704 圖

t なる短期間…單位時又は分…の最多雨量の強さ r…單位時間の雨量…は一地點に於ては t の



第 705 圖

大なるに從ひ急に小となりその關係は

$$r=\frac{C_1}{t^n+C_2}\quad 又は\quad r=r_1e^{-ct}\quad \cdots\cdots \quad (660)$$

なる式を以て表はされ、時間の單位を 1 時間にとれば

東京　$C_1=60$,　$n=0.5$,　$C_2=0$

　又は　$r_1=85.6$,　$c=0.35$

德島　$C_1=71$,　$n=0.6$,　$C_2=0$

(2) 流出係數 (Coefficient of run-off)　雨量の一部は地中滲透, 蒸發, 葉面阻止等の爲、直ちに河川又は排水路に流入せず、夫等の內滲透の一部は再び地上に現はれある期間後れて河川に流入するが、地下水の流入せざる如き排水路に於ては一旦地中に滲入せる水が流入する場合は殆どない。ある期間の雨の總量に對し同期間に地表水として河川又は水路に依て流出する總水量の割合を流出係數と稱する。この係數は上記の理由に依り河川の洪水又は都市下水の如き短期間の場合と、滲透水の一部の流入する月又は年の如き稍長期の場合とは自ら異る。又大洪水及び下水の最大流量の原因たる大雨に於ては地面は幾何もなく飽和し滲透減衰するを以て、長期間の場合より係數は大に、同樣の理由に依り强雨程大である。その他地質が滲透性に乏しく表面の傾斜大なる程地表流下の割合が大に、草木の繁茂は滲透を增し表面流下を小ならしむる。種々の場合に對する流出係數は大體次の諸表に示すが如し。

第 123 表　日本內地河川の流出係數

地形又は河川	急峻なる山地	三紀層山丘	起伏ある土地及び樹林	平坦なる耕地	灌漑中の水田	山地川	平地小河川	流域の半以上平地なる大河川
年流出係數 (a_1)	0.7 ～0.85	0.6～0.75	0.4～0.70	0.35～0.6	—	0.7～0.8	0.4～0.75	0.45～0.70
洪水時 ,, (a_2)	0.75～0.90	0.7～0.8	0.5～0.75	0.45～0.6	0.7～0.8	0.75～0.85	0.45～0.75	0.50～0.75

第 124 表　獨逸アルプス及び北麓地方に於ける洪水時流出係數 (a_2)

(Lauterburg に據る)

地質及び地形	不滲透質 急峻	不滲透質 斜面	不滲透質 平地	普通 急峻	普通 斜面	普通 平地	滲透質 急峻	滲透質 斜面	滲透質 平地
密　林	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
耕地, 疎林	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35
草　地	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45
不毛の岩石地	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

但し上記の地方は歐大陸の中央に位し日最多雨量 120～200 mm なるを以て、係數は我國の多雨地方より小である。

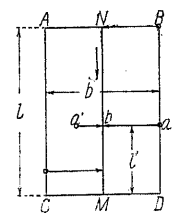
第 125 表　市街及び近郊排水路の最大雨水量に對する流出係數 (a_2)

表面	金屬鈑及びスレート類傾斜屋根	タイル張又はフェルト陸屋根	アスファルト鋪裝	混凝土又は耐水目地塊鋪裝	同砂目地	砂利道	庭園芝生	樹林
a_2	0.98～1.00	0.95～0.98	0.92～0.98	0.85～0.95	0.70～0.80	0.30～0.70	0.30～0.40	0.40

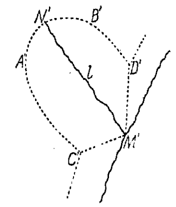
地域	都心地區	住宅地域	工場地域	運動場, 公園, 停車場, 空地
a_2	0.90～0.95	0.70～0.80	0.60～0.75	0.40～0.60

(3) 最大流出量の算定　降雨の際排水路の一斷面を流過する流量を充分合理的に、精確に決定する事は殆んど不可能なるを以て、若干の假定を設けて多少安全側に算定する。普通市街の排水網の如く支溝が充分密に配置され一支線の受持つ集水區域…流域…が小範圍なる場合は、

1. $M'C'A'N'B'D'M'$ なる面積 (第 706 圖) を支溝の長さに等しき長さ l, 幅 b を有する對稱的の矩形 ($ABDC$) (第 707 圖) である、



第 706 圖



第 707 圖

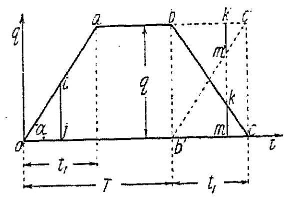
2. 雨は降下したる地點 (a, a'…) より水路 NM に直角に b 點に流入し其間時間を要しない、

3. bM 間の水路は其の計畫水深に相當する等流速 (v) を以て流下すると假定する。

今最遠點 N より M に達する時間卽ち到達時間 l/v の間、雨の强さ…一秒間の雨量…に變化なきものとすれば、降雨初めより $t_1=l/v$ 秒卽ち到達時間を經過して M 點の流量は最大 (q) に達し、若し降雨が同一の强さにて繼續する時は流量も亦同量を保つ。仍て一秒間の雨量を r mm, 集水區域の面積を $b\cdot l\,\mathrm{m}^2$, 流出係數を f とすれば、$q=0.001\cdot f\cdot r\cdot b\cdot l\,\mathrm{m^3/sec}$ である。降雨止めば先づ C, D 附近よりの流出絕え $t_1=l/v$ 秒後に $q=0$ となる。若し水路極めて長く N に流入せる雨水が M に達する以前に降雨止む場合は、降雨期間を T とすれば最大流量は $q=0.001\cdot f\cdot r\cdot b\cdot v\cdot T\,\mathrm{m^3/sec}$ である。

今　降雨時間 ＞ 到達時間、卽ち $T>t_1$ の場合、時刻 t に依る流量の變化を圖示すれば第 708

圖の如く、之を**流出圖** (Flow-out diagram) と云ひ、降雨始めを $t=0$ とすれば $0\sim t_1$ の期間卽ち增水期は q は直線的に增大し、$t=t_1$ より $t=T$ 迄は最大流量を繼續し、$t>T$ の期間は增水期と同一の割合を以て減少する。今 $bl=A$, と置き A m^2, q l/sec にて表はせば



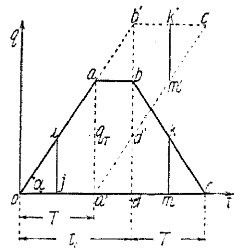
第 708 圖

$$q=f\cdot rA \quad l/\mathrm{sec} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (661)$$

但し一區域中 f の異る場合は、各區分の流出係數を f_1, $f_2\ldots$ 面積を a_1, $a_2\ldots$ とし

$$\text{平均流出係數} \quad f=\frac{\Sigma f\cdot a}{\Sigma a}=\frac{\Sigma f\cdot a}{A}\ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad (662)$$

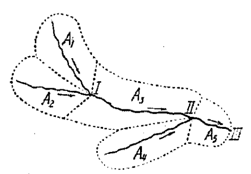
流出圖は組合せの便宜上 $oabcb'o$ の代りに $oabc'b'o$ を用ひ、四邊形の上下二邊の縱距 ij, $k'm'$ にて各時刻の流量を表はす。



第 709 圖

若し l 大にして $T<t_1$ なる時は、$t=T$ に於て q は最大に達し、$t=t_1$ 迄不變にして t_1 以後增水期と同一割合を以て減少し t_1+T に於て零となる (第 709 圖)。此場合も便宜上 $oab'c'a'o$ 圖形を用ひ、二邊間の縱距は各時刻の流出量を表はし最大流量は $q_T=q_{t1}=\overline{bd}=\overline{b'd'}$ である。

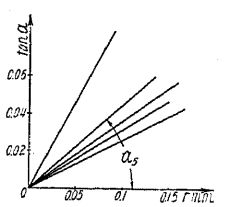
普通の場合は降雨時間 T は到達時間 t_1 より長く、$t\leqq T$ の期間に於ては有效集水面積は t に比例して增大しその平均幅を b とすれば流量 q_t は $b\cdot vt$ に比例し $q_t=f\cdot r\cdot b\cdot vt$ に等しい。一方流出圖に於て $q=t\tan\alpha$ にして、$\tan\alpha$ は一秒間の增加流量を表はし $f\cdot r\cdot B\cdot v$ に等しい。從て多くの支溝を有する排水網に於ては B, v を異にする多くの區域に分ち、その各々に對し $\tan\alpha$ を定め置く。例へば第 710 圖の如き排水網に於て



第 710 圖

第 126 表

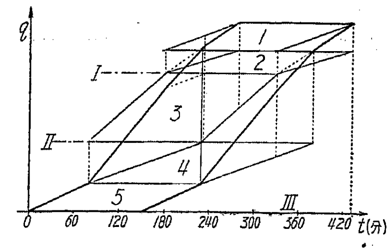
區 域	1	2	3	4	5
面積 (A) m^2	$0.6\cdot10^6$	$0.4\cdot10^6$	$1\cdot10^6$	$0.6\cdot10^6$	$0.5\cdot10^6$
l m	1,000	800	1,250	1,200	1,000
b m	600	500	800	500	500
f	0.60	0.80	0.90	0.85	0.75
v m/sec	1.0	0.8	1.25	0.8	1.25
t_0 sec	100	100	100	150	80
$\tan\alpha/r$	360	320	900	360	469



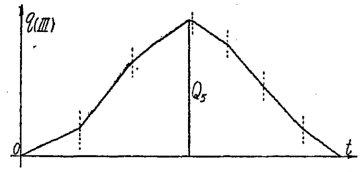
第 711 圖

但し t_0 は各區間を夫々の v を以て流過する秒數。

次に各支溝下流端の最大流量を求むるに、A_1 を例に取ればその上流端より末端迄 l_1 を v_1 なる流速にて流下するに要する時間 t_1



第 712 圖



第 713 圖

卽ち t_{01} 秒間の最大雨量を取り、その平均を r_1 mm/sec とすれば最大流量は $q_1=f_1r_1b_1v_1\cdot t_1$ に等しく、二つ以上の支溝の合流せる A_5 の末端に於ける最大流量は支溝の最遠端…第 710 圖の場合は A_1 の上流端…よりの到達時間 $t_5=t_{01}+t_{03}+t_{05}$ 間の最大雨量の平均値 r_5 mm を以て一樣に降るものとして、總ての區域よりの流量の合計は

$$Q_5=r_5\sum_1^5 f\cdot bvt_0=r_5(f_1b_1v_1t_{01}+f_2b_2v_2t_{02}+\ldots\ldots f_5b_5v_5t_{05})\ \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad (663)$$

水路の全長大なる場合、短期間… T 秒…極めて强き降雨ありて $T<t_5$ なる時は、最遠區域の雨水が A_5 の末端に達する以前に降雨止むを以て次の如き圖解法を用ふる。降雨始時より各區間上流端の溝の流水が A_5 の下端に達する迄の時間 t' (秒) は

區間	A_5	A_4	A_3	A_2	A_1
t'	$t_5'=t_{05}$,	$t_4'=t_{05}+t_{04}$,	$t_3'=t_{05}+t_{03}$	$t_2'=t_{05}+t_{03}+t_{02}$,	$t_1'=t_{05}+t_{03}+t_{01}$

此場合の流出圖は第 712 圖に示すが如く最下流區域 A_5 より始め、上流區域は夫々の t' より初め、A_5 の流出圖に接して A_4 に相當する圖を書き、漸次に上流に進み最上流區域に及ぶ。然る時は各支溝末端の任意の時刻に於ける流量は夫々相當する流出圖の縱距卽ち高さに依て表はされ、その最大なるものは卽ちその降雨に對する末端に於ける最大流量 q_1, $q_2\ldots$ である。A_5 の末端に於ける t 時刻の流量は第 710 圖の如き場合には $A_1\sim A_5$ 迄の四邊形の組合せ圖形の外周邊に依て t に於ける縱線が切り取らるゝ部分の總計に等しく、その最大なるものは卽ち最大流量である。同樣に A_3 の末端に於ける流量は A_3 の流出圖以上の部分のみを考ふれば足る。而て此場合 T より短かき到達時間の斷面に對しては最大なる流量を與へぬ。

一般に到達時間に等しき期間の最大雨量が最大流量を與ふるも、雨量の强さ r は考ふる期間 t の短かき程大に、r と t との關係は地方に依て著しく異るを以て、排水路の一斷面に於ける絕對最大流量を知らんとせば、その到達時間に等しき降雨時間 T 及び夫れより稍短かき一二の降雨繼續時間に對して流量を計算し、その最大なるものを以て計畫流量とする。

(4) 河川に於ける洪水流量の推定 河川の一斷面を流過する最大流量も排水溝の場合と同樣の原理に依て算定し得るも、流域廣大なるを以て同一降雨に於ても各地點に於て雨量同じからず、地形地質も一樣ならず、且つ降下せる雨水が各溪川に流入する迄に相當の時間を要する等、(3) の場合に比して一層複雜である。次に極めて簡單にして相當の效果ある略算法を述ぶる。

1. 洪水到達時間 地面に降下せる雨が河道に流入する迄の時間を無視し、常時河谷の形を爲す最上流點より流量を推定せんとする斷面迄の水平距離 l m，落差 H m とすれば、平均勾配は $I=H/l$ にして洪水の到達速度 ω_1 m/sec は

Kraven (獨) $I=\dfrac{1}{100}$ 以上，$\dfrac{1}{100}\sim\dfrac{1}{200}$，$\dfrac{1}{200}$ 以下

$\omega_1=$ 3.5 3.0 2.1

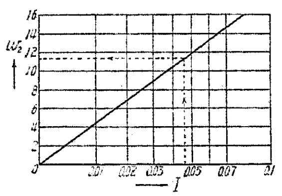
Rziha (獨) $\omega_1\ \mathrm{m/sec}=20\left(\dfrac{H}{l}\right)^{0.6}$，又は $\omega_2\ \mathrm{km/hr}=72\left(\dfrac{H}{l}\right)^{0.6}$

依て最上流點より斷面迄達する爲に費す時間即ち到達時間は (第 714 圖)

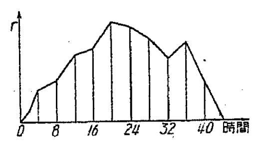
$$T_1=\frac{l}{\omega_1}\mathrm{sec} \quad 又は \quad T_2=(l\,\mathrm{km})/(\omega_2\ \mathrm{hour})$$

但し l 及び H は五萬分一地形圖を用ひ l は曲線計 (Curve meter) により H は等高線より求むる。

2. 最大流量の推定 次に流域内に過去の雨量觀測…但し精確なる自記雨量計の記錄又は一時間乃至四時毎の觀測を要する…より雨量曲線…縱距各一時間の雨量，橫距は時間…を畫き (第715圖) 之に依て T_2 間の最大雨量を求め、それより一時間の平均雨量 r を求む。



第 714 圖



第 715 圖

次に第 126 表より 1 km² に一時間 1 mm の降雨が全部一時間に流出するものとすれば $q=0.2778\ \mathrm{m^3/sec}$ の流量となり、實際の流量は之に流出係數 f を乘じたるものである。從て問題の斷面より上流の流域面積を A km²、一時間平均雨量を r mm とすれば最大洪水流量 Q は

$$Q=0.2778\cdot frA\ \mathrm{m^3/sec} \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad (664)$$

若し最多日雨量のみが與へらるゝ時は T 時間の最大雨量の平均强度 r は次式に依て求むる。但し r_0 は最多日雨量の平均一時間雨量である。

$$r=r_0\left(\frac{24}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad (665)$$

上式は廣き面積に於て各地點の最强降雨は多少時刻を異にして起る事實を參酌して定めたるものなるを以て、短時間の豪雨又は下水網の如く狹範圍の場合は適用し難い。

埼玉縣荒川の寄居町上流の流域は殆んど山地にして、流域面積=930 km²，流出係數は第 126 表より平均を取り $f=0.80$，$l=72$ km，$H=1.48$ km

$$\therefore \quad \omega_2=72\left(\frac{H}{l}\right)^{0.6}=6.9\ \mathrm{km}, \qquad \therefore \quad T=\frac{l}{\omega_2}=10.4\ \mathrm{hour}$$

最多日雨量は流域各地點の平均に於て

1. 明治 43 年 8 月 9 日 140 mm， 同 10 日 290 mm
2. 大正 3 年 8 月 28 日 65 mm， 同 29 日 355 mm

1. 10.4 時間の最大雨量の一時間平均値 $r=290\left(\dfrac{24}{10.4}\right)^{\frac{2}{3}}=21.2$ mm

2. ,, $r=355\left(\dfrac{24}{10.4}\right)^{\frac{2}{3}}=25.8$ mm

故に最大流量 $Q_1=f\cdot q\cdot A\cdot r=0.8\times0.2778\times930\times21.2=4{,}400\ \mathrm{m^3/sec}$

$Q_2=\qquad\qquad =0.8\times0.2778\times930\times25.8=5{,}350$,,

然るに實際の Q_1 は觀測最高水位より流量曲線 (大正二, 三年實測より定めたるもの) に依り $Q_1=4{,}850\ \mathrm{m^3/sec}$，$Q_2=5{,}100\ \mathrm{m^3/sec}$ にして、前者に於て誤差の大なるは 24 時間雨量の最大値が 9, 10 兩日に跨りて起り 290 mm より大なりし爲にして一層精確に算定せんとすれば少なくも 4 時間毎に觀測したる雨量を必要とする。