

VII.

開水路

97. 定義. 天然河川、運河、或は用水路の様に、大気壓及び、流水自身の重量に因る壓力以外には、何等の壓力も受けない、所謂壓力のない水が流れる水路を開水路と云ふ。換言すれば開水路とは自由面を有する水の流れる水路である。従つて下水管の様に断面の閉塞した水路、即ち普通謂ふ所の管に水が一杯になつて流れてゐても、其の水路の頂部に水壓を及ぼさぬ内は、之を開水路として取扱ふべきである。

開水路に於ける水の流れる力は、單に流水自身の重量の水面勾配に對する分に因る計りであつて、管路の様に静水壓其の他の力に因るものでは無いが、摩擦に因る損失水頭に關する法則は、全く管路の場合と同一である。従つて管路用ひた公式は其の儘開水路にも用ひられる譯であるけれども、研究の経過及び實驗の方法等が異なる爲に普通開水路にはそれ特有の公式が多い。

98. 等流の平均流速の公式. VI §. 80 に述べた様に摩擦力は一般に

$$F = f' S V^n \quad (1)$$

而して f' = 水路面の状態及び流速に關係する係數。

n = 水路面及び流速に依つて 1.79 から 2.00 の間にある數。

S = 水路の水に接觸してをる部分の面積。

今 A = 流水斷面積, p = 潤邊; l = 水路の長。

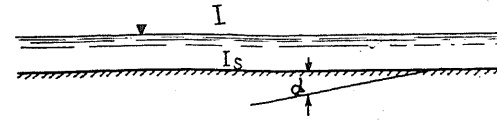
とし、摩擦力は、流水斷面積に等分に分布されてをるものと假定すると、單位斷面積に作用する摩擦力は

$$\frac{F}{A} = f' \cdot \frac{p}{A} \cdot l \cdot V^n$$

$$= f' \frac{l}{R} V^n \quad (2)$$

$$R = \text{徑深} = \frac{A}{p}; \quad (3)$$

水路が均等な勾配、即 $\frac{h}{l} = I = \sin\alpha$ を有する場合には、長 l なる單位



$$I = I_s$$

圖. 1.

爲に費される。従つて

$$r \cdot h = f' \frac{l}{R} V^n$$

$$h = f'' \frac{l}{R} V^n$$

或は一般に

$$h = \frac{f}{2g} \cdot \frac{l \cdot V^n}{R^m} \quad (4)$$

管路の場合と同じくこの公式にも、摩擦力を流水の撃衝に原因すると云ふ概念を基としたものと、然らざるものとがあつて、前者に於ては

$$\left. \begin{matrix} n = 2 \\ m = 1 \end{matrix} \right\} \text{として} \quad h = f \frac{l}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (5)$$

なる形式を取り、後者に於ては

$$h = \frac{f}{2g} \cdot l \cdot \frac{V^n}{R^m} \quad (6)$$

なる形をとる。

従つて流速の公式は前者に於ては

$$V = \sqrt{\frac{2g}{f} \cdot \frac{h}{l} \cdot R}$$

$$= C\sqrt{R.I}$$

但し

$$C^2 = \frac{2g}{f}; \quad (7)$$

となる。これは Chezy (1818) が、開水路の流速公式として発表したもので、流速公式としては最も広く一般に用ひられてゐる。而して C は一般に Chezy の係数と呼ばれて、この値を決定する爲に多くの實驗が行はれてをる。

後者の流速公式は

$$V = \left(\frac{2g}{f}\right)^{\frac{1}{2}} R^{\frac{m}{2}} \left(\frac{h}{l}\right)^{\frac{1}{2}};$$

或は

$$V = \lambda R^m I^m \quad (8)$$

これを一般に 指數公式 と稱へてをる。

是等の流速公式は共に、係数 C 或は λ が、水路面の粗滑に従つて其の値を變ずるものであるが、尙此の外に、其の係数を常數としたもの、即ち水路面の粗滑を無視した實用公式が在る。

99. Chezy の公式によるもの。

$$V = C\sqrt{R.I}$$

に於て、其の單位は、 V は平均流速で $\left[\frac{m}{sec}\right]$; R は $[m]$ である場合、

C は $[m^{\frac{1}{2}} sec^{-1}]$ で表はされる。

以下の公式は、専ら此 C の値の、實驗による決定である。

a) Ganguillet 及び Kutter の公式、

これは Mississippi 河の實測

を初め野溪に於けるもの等、凡ゆる種類の水路の實測 210 種を基として、作つたものであつて、我國に於て最も広く採用されてをる公式の一つである。

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{R.I} \quad (9)$$

n — Kutter の粗度常數 — は水路の粗滑による常數で、最初は單に 6

種類に區分せられてをつたが、其の後多くの實測を基として、卷末の表に示す如く n に對する値を極めて多く定めた。

$$\text{今 } z = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}; \quad x = \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) n$$

とすると

$$C = \frac{z\sqrt{R}}{\sqrt{R+x}}; \quad (9a)$$

となるから、之に依つてその圖表を作る事が出来る。

故に C の値は、直接計算の外に圖表、或は數表に依つて實用的近似値を簡単に求められる。(卷末の表及圖表参照)

尙 C ; I ; 及び R が已知の際 n を求めるには

$$n = \frac{\sqrt{R}}{C.b} \left[\left(\frac{b-C}{2}\right) \pm \left(\frac{C-2}{2}\right)^2 + \frac{C.b}{\sqrt{R}} \right] \quad (10)$$

但し

$$b = 23 + \frac{0.00155}{I};$$

C の値は此の公式の著者が考へた様に、水路面の粗滑に依る値であるが R が大いときには、其の關係の程度は少なくなり、又 R の増大すると共に C も大きくなるが R が大いときには其の増率は小くなる。尙 I の増加に對しては、滑かな矩形断面の水路に於ては C は増加するが、粗面な矩形断面の水路又は野溪や大河に於ては減少する。

この公式の著者は n を水路面の性質のみに依つて定まる値としてをるが、實際は單に粗滑のみでは定まらない。即ち

Matatiewiez は n の値の一般形式として

$$n = 0.0235 + 0.0019 I(\%) \quad (11)$$

を與へ、且つ此の値は、水路の其の場所の性質や縦斷勾配のみに關係しないで、寧ろ水路の斷面形や部分的勾配にも關係すると言つてをる。

尙この事に付ては、我國の河川に於ける實例に就て § (102) に述べる。

b) Kutter の新公式。

$$V = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{R.I} \quad (12)$$

前の式(9)を簡単にしたもので、 m は水路の粗滑を示す常数である。

m の値は §, 86 参照

c) Bazin の公式. (1897)

$$V = \frac{87}{1 + \frac{r}{\sqrt{R}}} \sqrt{R.I} = \frac{87\sqrt{R}}{r + \sqrt{R}} \sqrt{R.I} \quad (13)$$

r は水路の粗滑の程度を示す常数である。

水 路 の 性 質	γ
1. モルタル上塗、鉋をかけた板張り、其の他丁寧な施工で且つ充分維持出来てをる非常に滑かなる壁面。	0.06
2. 丁寧に施工した板張り、切石工、又は煉瓦工等の滑なる壁面。	0.16
3. コンクリート造りの水路	0.30
4. 普通の粗石積、粗なるコンクリート等の粗雑な面の壁	0.46
5. 正規な断面で張石してあるもの、護岸工或は粒の整つてをる砂利のある水路、	0.86
6. 断面が比較的整つてをる普通の河川	1.30
7. 漂石の多い河川	1.75
8. 野溪	2.2

100. 指數公式.

a) Gauckler の公式. (1868)

$$I > 0.0007 \quad V = \lambda_1 R^{\frac{4}{3}} I$$

$$I < 0.0007 \quad V = \lambda_2 R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

λ_1, λ_2 は水路の性質によつて變ずる係數

b) Cunningham の公式. (1875)

$$V = 43.7 R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

大きな正規な断面を有する水路に對するもの。

c) Manning の公式. (1890)

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

n = Kutter の粗度常数

d) Forchheimer の公式. (1923)

$$V = \lambda R^{0.7} I^{0.5} \quad (15)$$

但し $\lambda \doteq \frac{1}{n}$

n = Kutter の粗度常数

或は	$\lambda \left[\frac{m^{0.3}}{sec} \right]$
滑かなコンクリート	80 ~ 90
新しいコンクリート	60
古いコンクリート	50
丁寧に施工して	
ある運河	30 ~ 42
天然河川	24 ~ 30

e) Strickler の公式. (1923)

$$V = K_s R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

而して

$$K_s = \frac{21.1}{\sqrt{\rho}} = \frac{C}{\sqrt{R}} \quad (16)$$

ρ = 漂石等の直径で即ち粗滑の大きさ

C = Chezy の係數

圓形断面には $V = K_s \times 0.40 D^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (17)$

卵形断面には $V = K_s \times 0.44 D^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (18)$

K_s の 値

水 路 の 性 質	K_s
大きな岩のある河川	15 ~ 20
岩のある河川	20 ~ 28

大石の在る河川	25~30
玉石、徑 50~150 [mm]	35
20~60 [mm]	40
10~30 [mm]	45
粗い砂利	50
粗石積	50
丁寧な石積	60
コンクリート	60
煉瓦工	80
ブリキ管	65~100
新しい鑄鐵管	90
滑かなコンクリート管	90
使用した木管	90
細い泥土	90
可成垢殻のある管路	70
モルタルを上塗したるもの	100
ガス管	125~135
鋼管	150

101. 粗度常數を持たぬ實用公式.

a) Heuble の公式. (1899)

$$V = 25(1 + 0.5\sqrt{R})\sqrt{R.I} \quad (19)$$

係數 25 は、水路の粗雜に従ひ變化するも、天然河川では定數であつて概算

用の公式として使用せらるゝものである。

b) Siedek の公式. (1901)

$$V_1 = \frac{t\sqrt{I}}{20\sqrt{B}\sqrt{0.001}}; \quad (20)$$

$$V_2 = V_1 + \frac{t-t_n}{a} + \frac{I-I_n}{b(I+I_n)} + V_1 \frac{t_n-t}{c}; \quad (21)$$

$$V_3 = V_2 + \frac{t_n-t}{\sqrt{B}}; \quad (22)$$

a, b, c, は次表に依る値。

t = 平均水深 B = 水面幅

$$t_n = \sqrt{0.0175B - 0.0125} \quad (23)$$

$$\left. \begin{aligned} B < 10[m] & I_n = 0.01165 - \sqrt{0.0000582 + 0.00000552B} \\ 10 < B < 415[m] & I_n = 0.0010222 - 0.00000222B \\ B > 415[m] & I_n = 0.00001 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

A_i = 水路の周圍、厚さ 50[cm] の層の面積で主として、水路の粗滑の影響をうくる所

A_K = 流積から A_i を引いた残りの部分の面積で、水路の粗滑に影響されぬ部分。

A = 流水の總斷面積

Siedek の公式に於ける係數

$\begin{pmatrix} t \\ t \\ t \\ t \end{pmatrix} \begin{matrix} > \\ = \\ < \end{matrix} \begin{matrix} t_n \\ t_n \\ t_n \end{matrix}$	a	I		b		t _n -t	C	
				I > I _n	I < I _n		I > I _n 或は I < I _n I > 0.001	I < I _n I < 0.001
公式(23)				公式(24)		公式(23)		
0.0 ~ 0.3 [m]	1	0.006	0.005	6~5	—	+1.0 ~ +0.7 [m]	2	1
0.3 ~ 0.5	1.5	0.005	0.004	5~4	—	+0.7 ~ +0.5	2	0.75
0.5 ~ 1.0	2	0.004	0.003	4~3	5.0	+0.5 ~ +0.0	1	0.50
1.0 ~ 1.5	3	0.003	0.002	3~2	5.0	0.0 ~ -1.0	10	10
1.5 ~ 2.0	4	0.002	0.001	2~1	5.0	-1.0 ~ -2.0	15	15
2.0 ~ 2.5	6	0.001	0.0009	1	5.0	-2.0 以下	20	20
2.5 ~ 3.0	10	0.0009	0.0008	1.5	5.0			
3.0 ~ 3.5	15	0.0008	0.0007	2.0	5.0			
3.5 ~ 4.0	20	0.0007	0.0006	2.5	5.0			
4.0 ~ 4.5	30	0.0006	0.0005	3.5	10.0			
4.5 ~ 5.0	40	0.0005	0.0004	4.5	∞			
5.0 ~ 5.5	60	0.0004	0.0003	6	∞			
5.5 ~ 6.0	80	0.0003	0.0002	8	∞			
6.0 ~ 6.5	100	0.0002	0.0001	10	∞			
6.5	∞		0.0001	∞	∞			

水路	B	t	B:15t	Vの公式
人工水路	1~3[m]	t < 1[m]	—	$V = \left(\frac{Ai \cdot w}{\sqrt{t}} + A_{K'} \right) \cdot \frac{V_1}{A}$ (25)
		t > 1[m]	—	$V = (Ai \cdot w + A_{K'}) \cdot \frac{V_1}{A}$ (26)
	B > 3[m]	t < 1[m]	B < 15t	$V = \left(\frac{Ai \cdot w}{\sqrt{t}} + A_{K'} \right) \frac{V_3}{A}$ (27)
			B > 15t	$V = \left(\frac{Ai \cdot w}{\sqrt{t}} + A_{K'} \right) \frac{V_2}{A}$ (28)
		t > 1[m]	B < 15t	$V = (Ai \cdot w + A_{K'}) \frac{V_3}{A}$ (29)
			B > 15t	$V = (Ai \cdot w + A_{K'}) \frac{V_2}{A}$ (30)
天然水路	1~3[m]	—	—	$V = V_1$
	B > 3[m]	—	B > 15t B < 15t	$V = V_2$ $V = V_3$

人工水路に対する係数 w の値

水路の性質	w	
	矩形断面で幅1.6[m]以下	一般の場合
極めて平滑な切石積	2.05	2.25
極めて平滑なモルタル	2.05	2.25
煉瓦積で滑かなもの	2.00	2.20
普通のモルタル上塗	1.80	2.00
煉瓦積	1.45	1.65
板張 (鈎をかけたもの)	1.70	1.90
板張 (鈎をかけぬもの)	1.40	1.60
粗石積 (丁寧に施工したもの)	1.20	1.40
" (普通のもの)	1.15	1.25
" (粗雑なもの)	1.00	1.10
" (砂利が底にあるもの)	1.00	1.10

e) Hermanek の公式. (1905)

t < 1.5[m] のとき $V = 30.7 \sqrt{t} \sqrt{t \cdot I}$ (31)

1.5 < t < 6.0[m] のとき $V = 34 \sqrt{t} \sqrt{t \cdot I}$ (32)

t > 6.0[m] $V = \left(50.2 + \frac{t}{2} \right) \sqrt{t \cdot I}$ (33)

$\div 44.5 t^{0.6} I^{0.5}$

一般に

$V = c \sqrt{t \cdot I}$

各 t の値に対する c の値を次表に示してある。

此の公式は簡單にして且つ天然川河によく適合すると稱する人が多い。

t(m)	c=30.7 √t	c=34 √t	c=(50.2 +0.5t)	t(m)	c=30.7 √t	c=34√t	c=(50.2+ 0.5t)
0.10	9.7	—	—	0.95	29.9	—	—
0.11	10.2	—	—	1.00	30.7	—	—
0.12	10.6	—	—	1.10	32.2	—	—
0.13	11.1	—	—	1.20	33.6	—	—
0.14	11.5	—	—	1.30	35.0	—	—
0.15	11.9	—	—	1.40	36.3	—	—
0.16	12.3	—	—	1.50	37.6	—	—
0.17	12.7	—	—	—	—	—	—
0.18	13.0	—	—	1.50	—	37.6	—
0.19	13.4	—	—	1.60	—	38.2	—
0.20	13.7	—	—	1.70	—	38.8	—
0.21	14.1	—	—	1.80	—	39.4	—
0.22	14.4	—	—	1.90	—	39.9	—
0.23	14.7	—	—	2.00	—	40.4	—
0.24	15.0	—	—	2.20	—	41.4	—
0.25	15.4	—	—	2.40	—	42.3	—
0.26	15.7	—	—	2.60	—	43.2	—
0.27	16.0	—	—	2.80	—	44.0	—
0.28	16.3	—	—	3.00	—	44.8	—
0.29	16.5	—	—	3.20	—	45.5	—
0.30	16.8	—	—	3.40	—	46.2	—
0.31	17.1	—	—	3.60	—	46.8	—
0.32	17.4	—	—	3.80	—	47.5	—
0.33	17.6	—	—	4.00	—	48.1	—
0.34	17.9	—	—	4.50	—	49.5	—
0.35	18.2	—	—	5.00	—	50.8	—
0.36	18.4	—	—	5.50	—	52.1	—
0.37	18.7	—	—	6.00	—	53.2	—

$t(m)$	$c=30.7$ $\sqrt{\frac{t}{s}}$	$c=34$ $\sqrt{\frac{t}{s}}$	$c=(50.2+0.5t)$	$t(m)$	$c=30.7$ $\sqrt{\frac{t}{s}}$	$c=34\sqrt{\frac{t}{s}}$	$c=(50.2+0.5t)$
0.38	18.9	—	—	—	—	—	—
0.39	19.2	—	—	6.00	—	—	53.2
0.40	19.4	—	—	6.50	—	—	53.5
0.41	19.7	—	—	7.00	—	—	53.7
0.42	19.9	—	—	7.50	—	—	54.0
0.43	20.1	—	—	8.00	—	—	54.2
0.44	20.4	—	—	8.50	—	—	54.5
0.45	20.6	—	—	9.00	—	—	54.7
0.46	20.8	—	—	9.50	—	—	55.0
0.47	21.1	—	—	10.00	—	—	55.2
0.48	21.3	—	—	11.00	—	—	55.7
0.49	21.5	—	—	12.00	—	—	56.2
0.50	21.7	—	—	13.00	—	—	56.7
0.55	22.8	—	—	14.00	—	—	57.2
0.60	23.8	—	—	15.00	—	—	57.7
0.65	24.8	—	—	16.00	—	—	58.2
0.70	25.7	—	—	17.00	—	—	58.7
0.75	26.6	—	—	18.00	—	—	59.2
0.80	27.5	—	—	19.00	—	—	59.7
0.85	28.3	—	—	20.00	—	—	60.2
0.90	29.1	—	—	—	—	—	—

d) Linboe の公式. (1910)

一般形式 $V = k(s - \frac{t}{B}) t^m I^m$ (34)

此の公式は

幅員 $B \geq 10[m]$

勾配 $I \leq 0.005$

$\frac{t}{B} \leq 0.10$

の場合のみに用いられるもので、勾配水深等によつて公式が異なる。

水深	$I < 0.0006$	
	$\frac{t}{B} < 0.028$	$0.028 < \frac{t}{B} < 0.1$
$t = 1.12m$	$V = 23.37(0.822 - \frac{t}{B}) t^{0.9} I^{0.42}$	$V = 8.19(2.293 - \frac{t}{B}) t^{0.9} I^{0.42}$

$1.12 < t < 3.65m$	$V = 24.11(0.822 - \frac{t}{B}) t^{0.63} I^{0.42}$	$V = 8.45(2.293 - \frac{t}{B}) t^{0.63} I^{0.42}$
$t > 3.65m$	$V = 27.45(0.822 - \frac{t}{B}) t^{0.53} I^{0.42}$	$V = 9.62(2.293 - \frac{t}{B}) t^{0.53} I^{0.42}$
水深	$0.0006 < I < 0.005$	
	$\frac{t}{B} < 0.028$	$0.028 < \frac{t}{B} < 0.1$
$t < 11.2m$	$V = 33.86(0.822 - \frac{t}{B}) t^{0.9} I^{0.47}$	$V = 11.86(2.293 - \frac{t}{B}) t^{0.9} I^{0.47}$
$1.12 < t < 3.65m$	$V = 34.94(0.822 - \frac{t}{B}) t^{0.63} I^{0.47}$	$V = 12.24(2.293 - \frac{t}{B}) t^{0.63} I^{0.47}$
$t > 3.65m$	$V = 39.77(0.822 - \frac{t}{B}) t^{0.53} I^{0.47}$	$V = 13.94(2.293 - \frac{t}{B}) t^{0.53} I^{0.47}$

e) Gröger の公式. (1913)

$0.2 < t < 2.0$ に對し $V = 23.781 t^{0.776} I^{0.843}$ (35)

$2.0 < t$ に對し $V = 22.11 t^{0.58} I^{0.43}$

但しこの公式には

$B \geq 10[m]; \quad t = \frac{A}{B}; \quad I \leq 0.005$

の條件が必要である。

f) Winkel の公式. (1923)

$V = (185 - 210 I^{\frac{0.5}{7}}) I^{\frac{4}{7}} I^{\frac{5}{7}}$ (36)

天然河川に對する公式である。

g) Matakiewicz の公式. (1927)

一般公式

$V = f(t) f(I) = 1.04 t^{0.734} I^m$
 $= 35.4 t^{0.7} I^m$ (37)

$t =$ 平均水深或は人工水路に於ける徑深

$m =$ 勾配により變ずる粗度指數

平均流速 $V \left(\frac{m}{sec} \right)$ (Gröger)

t	勾 配 %																				
	0.025	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
0.1	0.031	0.043	0.059	0.081	0.097	0.111	0.123	0.133	0.143	0.152	0.160	0.168	0.186	0.203	0.231	0.256	0.278	0.299	0.318	0.335	0.352
0.2	0.053	0.073	0.100	0.138	0.166	0.194	0.210	0.228	0.245	0.260	0.275	0.288	0.319	0.347	0.396	0.439	0.477	0.512	0.544	0.574	0.602
0.3	0.073	0.100	0.138	0.189	0.227	0.259	0.287	0.312	0.335	0.356	0.376	0.395	0.437	0.475	0.542	0.601	0.653	0.701	0.745	0.786	0.825
0.4	0.091	0.125	0.172	0.236	0.284	0.324	0.359	0.391	0.419	0.446	0.470	0.494	0.547	0.594	0.678	0.751	0.816	0.876	0.931	0.983	1.032
0.5	0.108	0.149	0.204	0.281	0.338	0.386	0.427	0.464	0.498	0.530	0.559	0.587	0.650	0.707	0.806	0.893	0.971	1.042	1.108	1.169	1.227
0.6	0.125	0.171	0.235	0.324	0.390	0.444	0.492	0.535	0.574	0.610	0.644	0.676	0.749	0.814	0.929	1.029	1.118	1.200	1.276	1.347	1.413
0.7	0.141	0.193	0.265	0.365	0.439	0.501	0.555	0.603	0.647	0.688	0.726	0.762	0.844	0.918	1.047	1.160	1.260	1.353	1.438	1.518	1.593
0.8	0.156	0.214	0.294	0.404	0.487	0.556	0.615	0.669	0.718	0.763	0.805	0.845	0.936	1.018	1.161	1.286	1.398	1.500	1.595	1.683	1.767
0.9	0.171	0.235	0.323	0.443	0.534	0.609	0.674	0.733	0.787	0.836	0.883	0.926	1.026	1.115	1.272	1.409	1.532	1.644	1.748	1.845	1.936
1.0	0.185	0.255	0.350	0.481	0.579	0.661	0.732	0.795	0.854	0.907	0.958	1.005	1.113	1.210	1.381	1.529	1.662	1.784	1.897	2.002	2.101
1.25	0.221	0.303	0.416	0.572	0.689	0.785	0.850	0.946	1.015	1.079	1.139	1.195	1.324	1.439	1.642	1.818	1.977	2.121	2.255	2.381	2.498
1.5	0.254	0.349	0.480	0.659	0.793	0.905	1.002	1.090	1.169	1.243	1.312	1.377	1.525	1.658	1.891	2.085	2.277	2.444	2.598	2.742	2.877
1.75	0.286	0.393	0.540	0.742	0.894	1.020	1.130	1.228	1.318	1.401	1.479	1.552	1.719	1.868	2.132	2.361	2.567	2.754	2.928	3.090	3.243
2.0	0.318	0.436	0.600	0.824	0.992	1.131	1.253	1.362	1.462	1.554	1.640	1.721	1.906	2.072	2.364	2.619	2.847	3.055	3.249	3.428	3.597
2.5	0.395	0.532	0.717	0.966	1.149	1.301	1.432	1.549	1.655	1.753	1.844	1.929	2.123	2.297	2.599	2.861	3.094	3.310	3.502	3.684	3.854
3.0	0.439	0.591	0.797	1.073	1.278	1.446	1.592	1.721	1.840	1.948	2.050	2.144	2.360	2.553	2.889	3.180	3.439	3.675	3.892	4.094	4.284
3.5	0.480	0.646	0.871	1.174	1.397	1.581	1.741	1.883	2.012	2.130	2.241	2.345	2.581	2.792	3.159	3.477	3.761	4.019	4.256	4.478	4.685
4.0	0.519	0.698	0.941	1.268	1.510	1.709	1.881	2.034	2.173	2.302	2.422	2.534	2.789	3.016	3.414	3.757	4.064	4.342	4.599	4.838	5.062
4.5	0.555	0.748	1.008	1.327	1.617	1.830	2.014	2.178	2.327	2.465	2.593	2.713	2.986	3.230	3.655	4.023	4.351	4.649	4.924	5.180	5.420
5.0	0.590	0.795	1.072	1.444	1.718	1.945	2.141	2.315	2.474	2.620	2.756	2.884	3.174	3.433	3.886	4.277	4.625	4.942	5.234	5.506	5.762

平均流速 $V \left[\frac{m}{sec} \right]$ (Makuliewicz 公式)

t	勾 配 %																								
	0.025	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	7	8	9
0.1	0.028	0.040	0.056	0.080	0.095	0.108	0.120	0.130	0.143	0.155	0.163	0.173	0.194	0.217	0.236	0.259	0.286	0.311	0.332	0.351	0.368	0.384			
0.2	0.056	0.073	0.111	0.159	0.189	0.215	0.239	0.258	0.278	0.295	0.309	0.325	0.356	0.386	0.413	0.471	0.508	0.530	0.554	0.573	0.591	0.607			
0.3	0.082	0.115	0.161	0.230	0.276	0.312	0.346	0.374	0.403	0.428	0.449	0.472	0.517	0.560	0.628	0.682	0.730	0.769	0.803	0.831	0.857				
0.4	0.101	0.141	0.198	0.283	0.338	0.385	0.426	0.461	0.497	0.527	0.554	0.581	0.636	0.680	0.774	0.841	0.890	0.947	0.980	1.024	1.057				
0.5	0.119	0.167	0.234	0.334	0.399	0.454	0.503	0.544	0.586	0.622	0.653	0.685	0.751	0.814	0.913	0.991	1.060	1.117	1.167	1.208	1.246				
0.6	0.136	0.190	0.266	0.381	0.455	0.517	0.573	0.620	0.668	0.709	0.744	0.781	0.856	0.927	1.040	1.130	1.209	1.273	1.330	1.376	1.420				
0.7	0.151	0.211	0.295	0.422	0.504	0.574	0.635	0.687	0.741	0.786	0.825	0.867	0.949	1.020	1.154	1.233	1.341	1.412	1.475	1.527	1.575				
0.8	0.166	0.232	0.325	0.465	0.555	0.631	0.699	0.756	0.815	0.865	0.909	0.954	1.045	1.122	1.270	1.360	1.476	1.555	1.624	1.681	1.734				
0.9	0.180	0.252	0.353	0.505	0.603	0.686	0.760	0.822	0.886	0.940	0.987	1.035	1.135	1.230	1.390	1.499	1.633	1.689	1.763	1.825	1.883				
1.0	0.195	0.273	0.383	0.547	0.653	0.743	0.823	0.890	0.959	1.018	1.069	1.122	1.220	1.322	1.495	1.623	1.737	1.820	1.910	1.977	2.040				
1.25	0.231	0.324	0.454	0.649	0.775	0.882	0.977	1.053	1.133	1.208	1.280	1.352	1.450	1.581	1.773	1.927	2.061	2.171	2.267	2.347	2.421				
1.50	0.264	0.369	0.517	0.739	0.883	1.004	1.112	1.203	1.297	1.376	1.445	1.517	1.631	1.801	2.020	2.195	2.347	2.473	2.582	2.678	2.758				
1.75	0.296	0.413	0.580	0.828	0.990	1.126	1.250	1.349	1.454	1.542	1.620	1.700	1.862	2.010	2.244	2.400	2.531	2.649	2.764	2.882	2.982				
2.0	0.326	0.456	0.639	0.913	1.091	1.241	1.374	1.486	1.602	1.700	1.783	1.874	2.062	2.255	2.496	2.711	2.900	3.064	3.189	3.302	3.407				
2.50	0.383	0.536	0.751	1.074	1.288	1.459	1.616	1.748	1.884	1.999	2.099	2.193	2.416	2.631	2.935	3.219	3.466	3.671	3.833	3.956	4.066				
3.0	0.433	0.606	0.850	1.214	1.451	1.650	1.827	1.976	2.130	2.260	2.374	2.492	2.729	2.953	3.319	3.605	3.856	4.062	4.242	4.391	4.530				
3.5	0.480	0.672	0.942	1.347	1.610	1.830	2.026	2.192	2.362	2.507	2.635	2.764	3.027	3.281	3.680	3.995	4.276	4.506	4.704	4.869	5.024				
4.0	0.525	0.734	1.030	1.471	1.758	1.999	2.214	2.395	2.581	2.730	2.877	3.020	3.307	3.585	4.021	4.368	4.672	4.931	5.139	5.320	5.489				
4.5	0.567	0.794	1.113	1.590	1.900	2.161	2.393	2.588	2.760	2.961	3.094	3.264	3.574	3.875	4.346	4.724	5.050	5.320	5.555	5.751	5.932				
5.0	0.605	0.846	1.186	1.695	2.026	2.304	2.551	2.760	2.975	3.156	3.315	3.490	3.811	4.131	4.634	5.034	5.384	5.671	5.923	6.131	6.326				
5.5	0.641	0.898	1.268	1.799	2.149	2.443	2.706	2.927	3.154	3.317	3.515	3.691	4.041	4.381	4.913	5.313	5.710	6.015	6.281	6.502	6.709				
6.0	0.677	0.947	1.358	1.908	2.268	2.579	2.856	3.089	3.330	3.534	3.711	3.896	4.266	4.625	5.187	5.635	6.027	6.349	6.630	6.884	7.111				
7.0	0.743	1.053	1.458	2.083	2.459	2.830	3.134	3.330	3.651	3.877	4.072	4.275	4.681	5.075	5.692	6.183	6.614	6.997	7.276	7.531	7.771				

天然河川に於ては $m = 0.493 + 10I$

$$V = (1.04^{0.7})(34I^{0.493+10I}) = 35.4I^{0.493+10I}t^{0.7} \quad (32)$$

Forchheimer の公式と同一形にして見ると

$$V = (50 - 121\sqrt{I+0.001})t^{0.7}I^{0.5}$$

Matakiewicz の係数

河	状	m
1.	天然河川	0.493 + 10I
2.	断面正規な運河	0.483
3.	維持の悪い運河	0.505 - 0.515
4.	粗石積の水路	0.493 - 2I
5.	底には砂利が溜り、兩岸にコンクリート又は 眼石してある水路	0.460
6.	滑に眼石してある水路	0.442 - 9I
7.	滑かなコンクリートの河床を有し、兩岸滑に 眼石した水路	0.442 - 14I
8.	コンクリート造りの水路	0.405
9.	モルタル塗の圓形水路	0.347 - 13I
10.	普通の板で造つた水路	0.385 - 13I
11.	粗雑なコンクリート管	0.412 - 8I
12.	普通のコンクリート管	0.410 - 9I
13.	コンクリートの暗渠	0.380 - 13I
14.	滑かなコンクリート管	0.355 - 13I
15.	鑄鐵管	0.478 - 12I
16.	木管	0.418 - \sqrt{I}
17.	使用中の鑄鐵管	0.410 - \sqrt{I} ~ 0.465 - \sqrt{I}
18.	新しい鑄鐵管	0.370 - \sqrt{I}

102. 河川に於ける流速公式に就て.

Kutter の平均流速公式は、主として Mississippi 河の實測値を基礎としたもので、然も其の實測値が信頼なり難いと云ふので、此の公式に對する可成り非難もあり、且つ其の使用が煩雜なるを厭ふ傾向が多く、これが爲に色々な公式が發表されてをる事は、§. 98 に述べた通である。是等の諸公式は人々によつて、賛否交々で、Manning の公式を推奨するもの (Lindquist)。Bazin の公式を最良とする人

(Parker)、或は、Lindboe; Hermanek, を可とするもの (Engels; Koch)。

—Siedek が重要なものと云ふもの (Weyrauch) 等があるし、且つ公式發案者は各々誤差表を擧げて、最も實測値に近き事を立證してをる。従つて單純に何れを採用すべきかは斷定するを得ない。

今内務省に於て調査中の諸河川の一部に就て、其の實測値 (任意に取れるもの) と是等諸公式の計算値とを比較して見たのが以下に示す表である。公式の實用上、精度の高き事が最も望しいが、同時に計算の簡易と云ふ事も重要な要件であるから Siedek の公式の様なものを除いて専ら取扱の簡単な公式のみを選んだ。

公式は 著者名

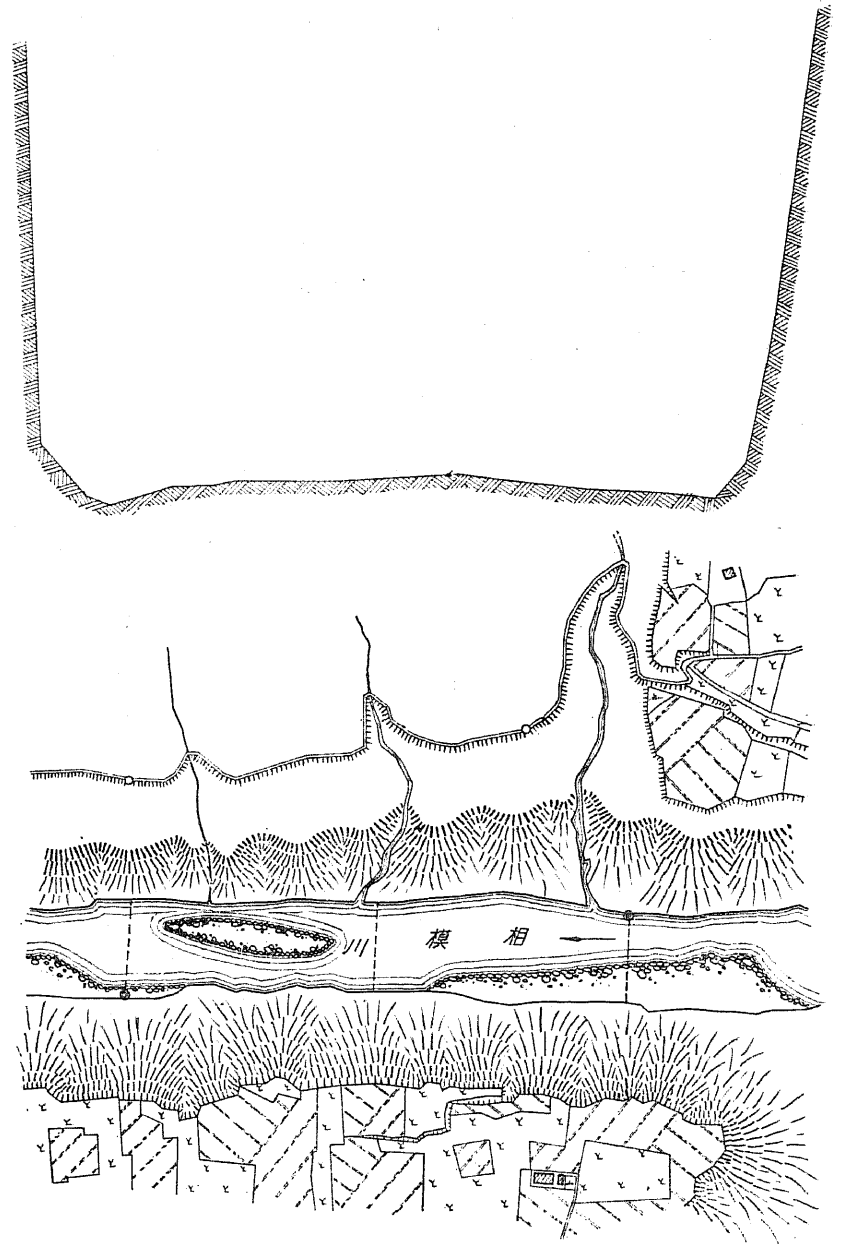
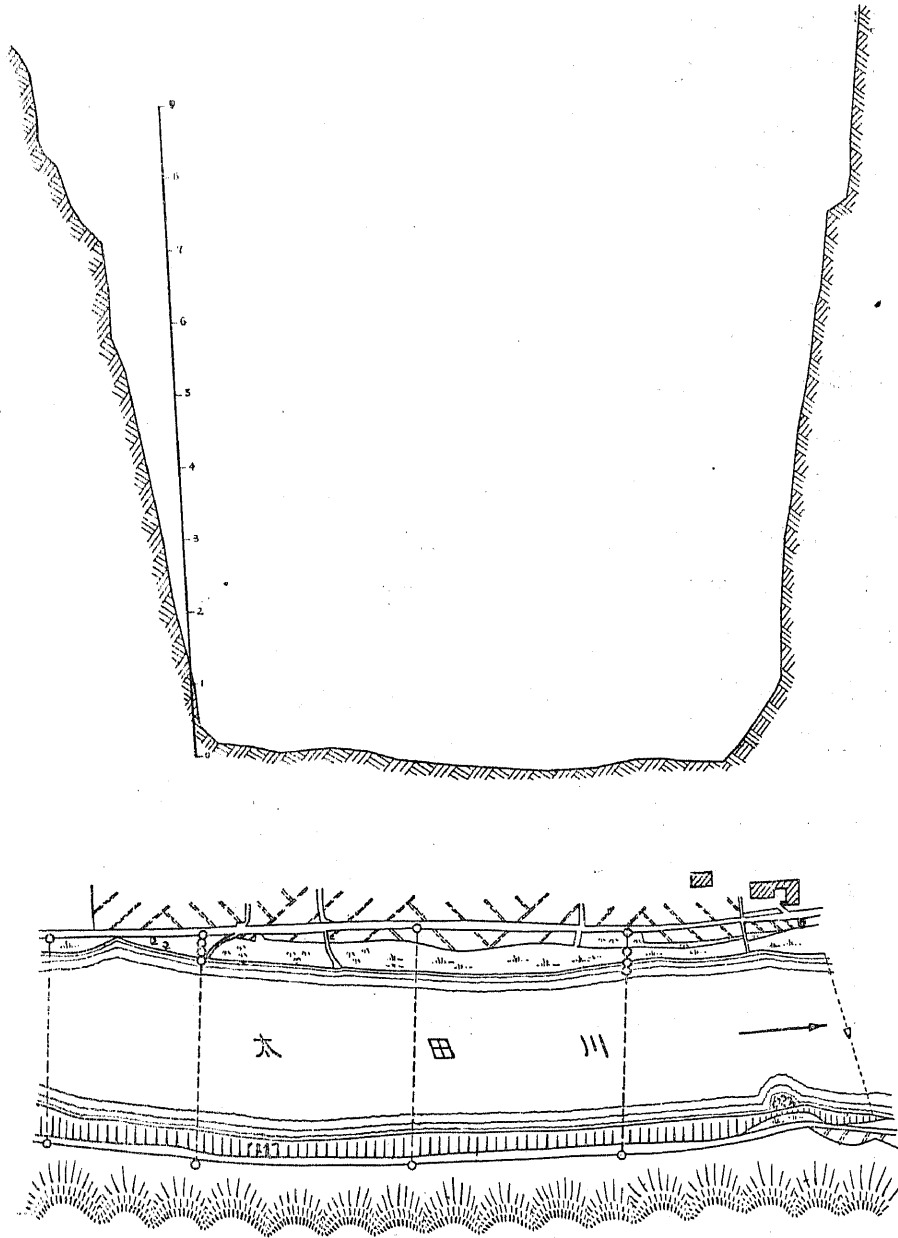
- I. Hermanek II. Hebble III. Gröger IIII. Manning
V. Forchheimer IV. Lindboe V. Bazin

Forchheimer 及 Manning は實測値から求めた Kutter の粗率を用ひてある。Stricker の公式は、Manning の公式と同一形式で、只 K_s が實測値と異なるやを調べるのみが必要な丈であるから省き、又 Ganguillet 及び Kutter の公式は n を求めるのに用ひたから之れを省略した。

太田川筋 (大野) (佐多技手)

no	H	A	Q	V	R	I	n
1	0.52	8.193	39.95	0.49	1.02	0.0015	0.080
2	1.88	171.15	299.68	1.75	2.06	0.0019	0.042
3	2.93	259.60	681.78	2.63	3.01	0.0017	0.034
4	4.19	372.56	1,346.88	3.62	4.11	0.0024	0.035
5	5.67	509.88	2,327.62	4.57	5.20	0.0023	0.032

水深 公式	1.02	ε%	2.06	ε%	3.01	ε%	4.11	ε%	5.20	ε%
	I	1.20	144.9	2.55	45.7	3.20	21.7	4.79	32.3	5.60
II	1.47	200.0	2.69	53.7	3.34	27.0	4.99	37.8	6.10	3.3



III	1.37	179.0	2.27	29.7	2.70	2.7	3.76	3.9	4.22	7.7
IV	0.49	0.0	1.68	4.0	2.53	3.8	3.59	0.8	4.50	1.5
V	0.49	0.0	1.72	1.7	2.62	3.8	3.77	4.1	4.75	3.9
VI	1.53	212.2	2.73	56.0	2.76	4.9	—	—	—	—
VII	1.09	110.2	2.27	29.7	3.10	17.9	4.62	27.6	5.36	17.3
實測	0.94		1.75		2.63		3.62		4.57	

$$\epsilon = \frac{V_n - V_o}{V_o}$$

V_n = 公式による流速

V_o = 實測流量

ϵ = 相對誤差

相摸川筋 (千木良)

no	H	A	Q	V	R	I	n
1	4.55	20.26	9.36	0.46	0.60	0.0007	0.039
2	5.42	59.98	121.52	2.03	1.00	0.0032	0.028
3	6.35	115.95	350.67	3.02	1.85	0.0032	0.029
4	9.39	323.35	1,453.52	4.50	4.45	0.0025	0.030
5	10.58	403.89	2,026.85	5.02	5.32	0.0027	0.030

相摸川千木良

(友成技手
笠原技手)

水深 公式	0.49	1.00		1.85		4.45		4.45		
	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	$\epsilon\%$	
I	0.49	6.5	1.74	14.3	3.05	1.0	5.21	15.8	6.19	23.3
II	0.71	54.3	2.12	4.4	3.23	6.9	5.42	20.4	6.45	28.5
III	0.57	23.9	1.71	15.8	2.76	8.6	4.00	11.1	4.58	8.8
IV	0.48	4.3	2.02	0.5	2.94	2.6	4.51	0.2	4.95	1.4
V	0.47	2.2	2.02	0.5	3.00	0.7	4.74	5.3	5.23	4.2
VI	0.57	23.9	1.83	9.9	2.74	9.3	—	—	—	—
VII	0.55		1.79	11.8	2.92	3.3	5.68	26.2	5.93	18.1
實測	0.46		2.03		3.02		4.50		5.02	

由良川筋 (福知山)

(清水技手)

no	H	A	Q	V	R	I	n
1	1.54	60.00	38.22	0.64	0.98	0.00024	0.022

2	2.16	103.00	175.33	1.70	1.37	0.00056	0.017
3	2.26	109.00	176.75	1.62	1.41	0.00064	0.020
4	3.22	309.00	598.49	1.94	1.99	0.00102	0.025
5	4.26	502.50	950.50	1.89	3.06	0.00073	0.030
6	5.24	682.00	1,762.10	2.59	4.06	0.00060	0.023

水深 公式	0.98	1.37		1.41		1.99		3.06		4.06		
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%		
I	0.52	18.8	1.02	40.0	1.11	32.1	1.82	6.2	2.14	13.2	2.39	7.7
II	0.57	10.9	1.10	35.3	1.20	25.9	1.92	1.0	2.22	17.5	2.48	4.2
III	0.52	18.8	0.98	42.4	0.99	38.9	1.31	32.5	1.89	0.0	2.07	20.1
IV	0.81	25.0	1.72	1.2	1.46	9.9	2.02	4.1	1.90	0.5	2.71	4.6
V	0.51	20.3	1.74	2.4	1.48	8.6	2.02	6.7	1.97	4.2	2.84	9.0
VI	0.53	17.2	1.01	40.6	1.10	32.1	1.71	11.9	1.90	0.5		
VII	0.72	12.5	1.39	18.2	1.52	6.2	2.04	5.2	2.06	9.0	2.61	0.8
實測 V	0.64		1.70		1.62		1.94		1.89		2.59	

大和川筋 (下之庄)

(内藤技手)

no	H	A	Q	V	R	I	n
1	0.38	6.55	2.56	0.39	0.20	0.001	0.025
2	1.18	47.58	62.80	1.32	0.89	0.00109	0.023
3	1.83	81.40	130.65	1.61	1.45	0.00118	0.028
4	2.68	129.60	240.38	1.85	2.10	0.00121	0.031
5	3.74	195.08	342.74	1.76	2.84	0.00112	0.040
6	3.85	231.10	431.55	1.87	3.29	0.00093	0.037
7	4.70	275.50	591.00	2.15	3.83	0.00093	0.036

R 公式	0.20	0.89		1.45		2.10		2.84		3.29		3.83		
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%		
I	0.32	17.9	0.90	31.8	1.53	5.0	1.92	3.8	2.17	23.3	2.70	44.4	2.84	32.1
II	0.38	2.7	1.15	12.9	1.66	5.1	2.17	17.3	2.60	47.7	2.64	41.2	2.95	37.2
III	0.29	25.7	0.96	25.0	1.45	9.9	1.89	2.2	2.18	30.0	2.19	17.1	2.39	11.2
IV	0.44	12.8	1.33	0.8	1.57	2.5	1.84	0.5	1.68	4.5	1.82	0.3	2.11	1.9
V	0.41	5.1	1.32	0.0	1.59	1.2	1.89	2.2	1.74	1.1	1.89	0.0	2.53	17.7
VI	0.25	35.9	1.00	24.2	1.48	8.1	1.88	1.6	2.18	23.9	2.19	17.1		

Ⅶ	0.31	20.5	1.15	12.9	1.71	6.2	1.99	7.6	2.40	36.4	2.45	31.00	2.73	25.1
實測値	0.39		1.32		1.61		1.85		1.76		1.89		2.15	

阿武隈川筋(館山) (山田技手)

No	H	A	Q	V	R	I	n
1	0.22	87.10	49.89	0.57	0.02	0.000219	0.0262
2	0.69	134.26	117.58	0.88	1.13	0.000328	0.0223
3	1.40	250.15	307.48	1.23	1.23	0.000519	0.0253
4	2.04	354.03	536.57	1.52	1.52	0.000601	0.0276
5	2.54	435.86	625.73	1.18	1.18	0.000519	0.0380

水深 公式	0.46	%	1.13	%	1.53	%	2.16	%	2.66	%
	I	0.46	19.3	0.63	28.4	1.07	13.0	1.48	2.6	1.62
II	0.56	1.8	0.74	15.9	1.14	7.3	1.56	2.6	1.68	42.4
III	0.50	12.3	0.68	22.7	1.04	15.5	1.46	4.0	1.34	1.4
IV	0.57	0.0	0.88	0.0	1.20	2.4	1.49	2.0	1.15	2.5
V	0.57	0.0	0.89	1.1	1.21	1.6	1.53	0.7	1.19	0.9
VI	0.55	0.0	0.70	20.5	1.05	14.6	1.41	7.2	1.49	26.3
VII	0.57	0.0	0.93	5.7	1.20	2.4	1.55	2.0	1.34	13.6
實測	0.57		0.88		1.23		1.52		1.18	

阿武隈川筋(千貫) (川口技手)

No	H	A	Q	V	R	I	n
1	5.50	196.10	120.4	0.61	0.64	0.00047	0.025
2	5.76	276.00	190.8	0.69	0.89	0.00072	0.035
3	5.77	594.00	523.3	0.83	1.88	0.00067	0.047
4	7.60	871.20	1,075.2	1.23	2.77	0.00055	0.038
5	8.04	1,015.50	1,535.7	1.51	3.52	0.00071	0.044

水深 公式	0.64	%	5.89	%	1.88	%	2.77	%	3.52	%
	I	0.53	13.1	0.84	21.7	1.30	56.6	1.72	39.8	2.32
II	0.61	0.0	0.93	34.8	1.44	73.5	1.79	45.5	2.42	60.3

II	0.50	18.0	0.79	14.5	1.32	56.6	1.58	28.5	2.03	34.4
III	0.65	6.6	0.71	2.9	0.88	6.0	1.17	4.9	1.40	6.6
V	0.62	1.7	0.71	2.9	0.90	8.4	1.21	1.6	1.46	3.3
VI	0.51	16.4	0.83	20.3	1.10	32.5	1.53	24.4	2.10	39.1
VII	0.83	36.1	0.71	2.9	1.10	32.5	1.37	11.4	2.24	48.1
實測	0.61		0.69		0.83		1.23		1.51	

最上川筋(柴橋) (井上技手)

No	H	A	Q	V	R	I	n
1	1.89	130.2	163.0	1.25	1.25	0.00093	0.029
2	2.37	179.8	309.0	1.72	1.70	0.00120	0.029
3	2.80	236.0	463.2	1.97	2.17	0.00120	0.030
4	3.27	286.8	658.0	2.29	2.61	0.00103	0.025
5	3.83	348.0	843.8	2.69	3.09	0.00087	0.024
6	4.70	445.5	1,346.2	2.02	3.87	0.00067	0.019

水深 公式	1.25	%	1.70	%	2.17	%	2.61	%	3.09	%	3.87	%
	I	1.07	14.4	2.12	23.3	2.94	49.2	2.04	10.9	2.34	13.0	2.43
II	1.33	6.4	1.87	8.7	2.22	12.7	2.13	7.0	2.43	9.7	2.53	16.2
III	0.99	20.8	1.65	4.1	1.34	32.0	1.74	24.0	2.04	24.2	2.09	30.1
IV	1.23	1.6	1.77	2.9	1.93	2.0	2.43	1.1	2.60	3.3	3.92	29.8
V	1.21	3.2	1.73	0.6	1.95	1.0	2.51	9.6	2.71	0.8	3.99	32.1
VI	1.23	1.6	1.62	6.0	1.94	1.5	2.00	12.7	2.10	25.0		
VII	1.16	7.2	1.53	11.1	1.73	12.20	2.44	6.6	2.67	0.8	3.09	2.3
實測	1.25		1.72		1.97		2.29		2.69		3.02	

手取川筋(鶴來) (川村技手)

No	H	A	Q	V	R	I	n
1	0.30	30.0	27.24	0.93	0.55	0.00267	0.036
2	0.71	50.5	86.92	1.72	0.83	0.00330	0.029
3	0.79	53.0	167.71	1.97	0.86	0.00337	0.027
4	1.27	88.0	246.79	2.80	1.35	0.00357	0.026
5	1.90	136.5	587.75	4.31	1.90	0.00500	0.024

新宮川(南檢校) (谷口技手)

Nc	H	A	Q	V	R	I	n
1	1.10	205	246.33	1.20	1.11	0.00191	0.040
2	1.11	206	247.29	1.20	1.14	0.00192	0.040
3	1.58	252	429.09	1.70	1.35	0.00126	0.033
4	1.75	373	653.54	1.75	1.88	0.00221	0.042
5	2.64	473	1,041.83	2.21	2.32	0.00194	0.036
6	2.76	523	1,195.12	2.38	2.54	0.00173	0.035
7	3.53	726	1,557.60	2.15	3.37	0.00018	0.030

これで見ると n が適切な値であると Forchheimer 或は Manning の公式が最も誤差率が小さく又其の範圍も狭い。

しかし若し n が不適當であれば、一般に

$$V = \lambda R^m I^v$$

$R^m I^v (=2-)$ = 常數とすれば

$$\frac{dV}{V} = \frac{d\lambda}{\lambda}$$

であるから $\lambda = \frac{1}{n}$ のときには

$$\frac{dV}{V} = -\frac{dn}{n}$$

の相對誤差を生ずる。若し $n = 0.03$ に對し $dn = 0.005$ の場合には

其の相對誤差は $\frac{dn}{n} = \frac{0.005}{0.03} = 16.6\%$ ……丈増減しなければならぬ。

従つて是等の公式を用ひる場合には n の選定と云ふ事が甚だ重要な事となつてくる。

今之れを河川調査のそれに付て検討して見る。

圖(2)及び圖(3)は岩崎内務技手に依囑して實測計算した結果で、河狀は整正であるが流速は割合に遅い所である、圖示の様に n の値は一般に兩岸が大きく流心に向つて減少する。然し水位の上昇に對する關係は、圖(2)に於ては水位の上昇に供ひ n の値は減少するも、圖(3)に於ては全く之れに反對の現象を示してをる、而して圖(2)に於ては水位の上昇と共に水面勾配は減少するが、圖(3)に於てはこの反對である。従つて此の場合 n は水面勾配と共に増減する。

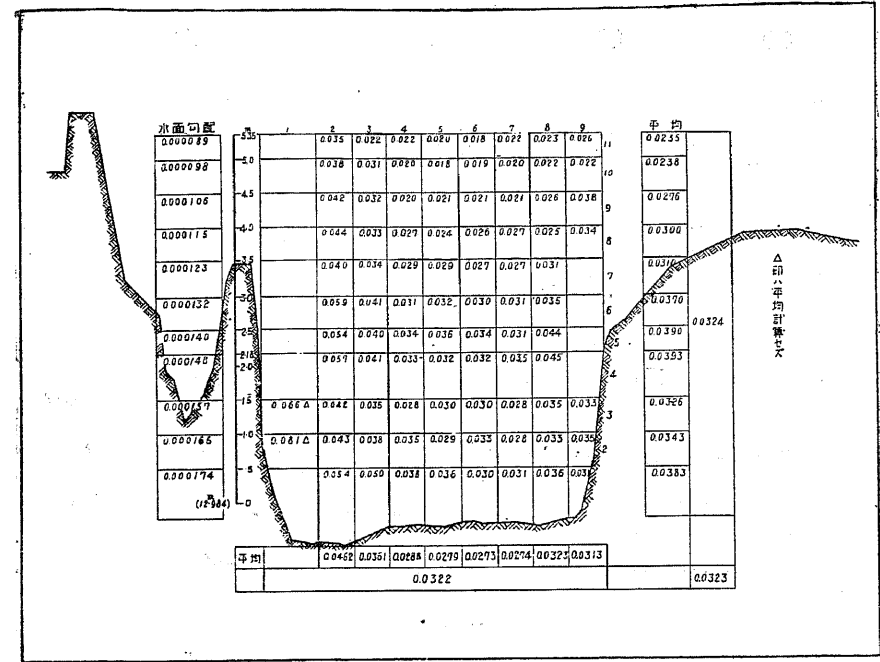


圖. 2. 小貝川筋(愛國橋)

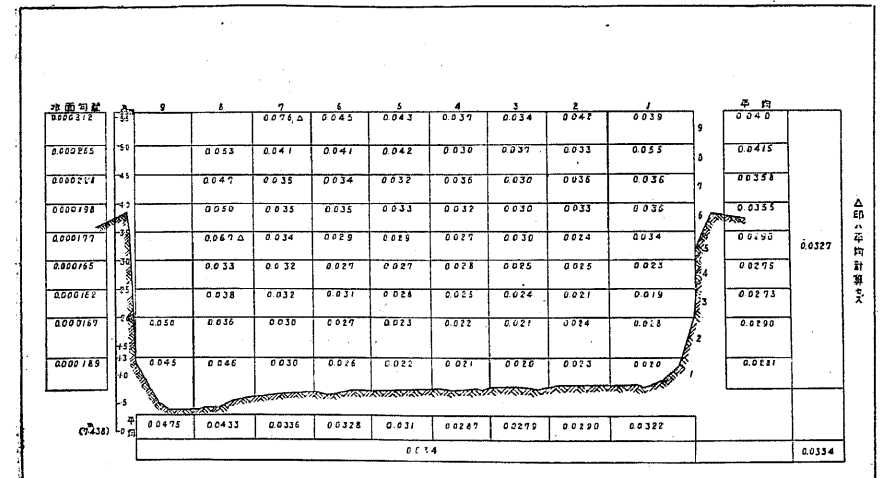


圖. 3. 小貝川筋(川又)

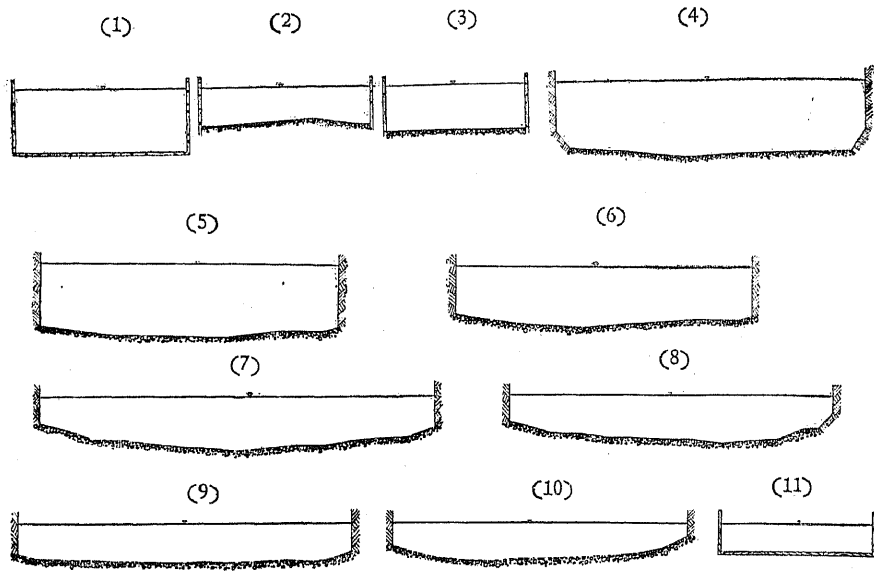


図 4.

勾配の變化と n 、及び c の比較

昭和六年十月實測

番 號	Q 流量	A 断面 積	V 平均 流速	P 濡潤 周界	R 動水 平均深	C 流 係	n クツター 公式 係數	I		潤邊の性質	摘 要
								水面勾配			
1	0.139	0.542	0.256	2.100	0.258	29.040	0.0247	0.0003	1/3,333	コケンリート 短形砂小礫あり	同箇所
	0.272	0.758	0.359	2.460	0.308	34.378	0.0221	0.000344	1/2,903		
2	0.218	0.298	0.732	1.732	0.172	70.554	0.0109	0.000625	1/1,600	同	上
	0.185	0.320	0.577	1.640	0.195	32.335	0.0217	0.000163	1/612		
3	0.187	0.350	0.533	1.600	0.206	31.026	0.0227	0.000143	1/201	同	上

以上は同一水路なり

4	0.439	1.106	0.397	3.038	0.364	20.608	0.0370	0.001017	1/984	河底小礫利雨 層雜草あり	同箇所
	0.447	1.194	0.375	3.118	0.383	29.644	0.0269	0.004167	1/2,400		
	0.446	1.084	0.412	3.018	0.359	25.367	0.0306	0.000733	1/1,364		
5	0.343	1.036	0.331	3.000	0.345	33.185	0.0235	0.0002875	1/3,478	同	上
	0.346	0.826	0.419	2.801	0.295	24.156	0.0305	0.00102	1/984		

以上は同一水路なり

7	0.347	0.899	0.386	3.249	0.277	21.146	0.0337	0.0012	1/773	河底小礫利雨 層雜草あり	同	上
8	0.409	0.651	0.628	2.690	0.242	25.641	0.0277	0.002475	1/404			
9	0.203	0.619	0.328	2.784	0.222	25.420	0.0271	0.00075	1/1,333	同	上	
	0.128	0.503	0.254	2.684	0.187	23.039	0.0281	0.00065	1/1,538			
	0.186	0.832	0.224	2.964	0.281	22.587	0.0314	0.00035	1/2,857			
	0.183	0.310	0.226	2.944	0.275	23.905	0.0297	0.000325	1/3,077			
10	0.214	0.716	0.299	2.864	0.250	30.882	0.0233	0.000375	1/2,667	同	上	
	0.228	0.474	0.480	2.386	0.199	17.810	0.0359	0.00365	1/274			

以上は同一水路なり

11	0.329	0.216	1.523	1.480	0.146	30.874	0.0212	0.01667	1/60	木板箱にて飽 附せぬもの
----	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	---------	------	-----------------

尙前表には流速計算を行つた場所の n の値が出してある。之れで見ると

- 1) R の増加と共に n の減少するもの
 - 太田川、肝屬川 (鹿屋)
 - 最上川、手取川
 - 新宮川、小貝川 (愛國橋)
- 2) R の増加と共に n の増加するもの
 - 太和川、阿武隈川 (二ヶ所共)
- 3) R の増加と共に n が増減せぬもの
 - 肝屬川 (股瀬)
 - 小貝川 (川又)
 - 相摸川、由良川
 - 肝屬川 (串良)

等に分別されて、 R と n の關係は一定しない。

次に n と I との關係を見るに

- a) I の増加と共に n の増加するもの
 - 太和川、阿武隈川 (館山)
 - 最上川、肝屬川 (串良)
 - 同 (股瀬)
 - 小貝川 (二箇所共)
 - 新宮川
- b) I の増加と共に n の減少するもの
 - 太田川、手取川
 - 肝屬川 (鹿屋)
- e) I の増減に n の關係少なきもの
 - 相摸川、由良川

等に別けられて n と I の關係は一定してゐない。

尙 R と I との關係を見るに

- 1) R の増加と共に I の増加するもの
 - 太田川、阿武隈川 (館山)
 - 大和川、手取川
 - 肝屬川 (串良)
 - 小貝川 (川又)
- 2) R の増加と共に I の減少するもの
 - 相摸川、最上川
 - 小貝川 (愛國橋)

3) R の増加と共に I の増減せぬもの

新宮川、由良川
 阿武隈川 (千貫)
 肝屬川 (鹿屋)
 同 (股瀬)

等に分類されて、これも亦一定しない。

それ故に、 n は單純に定める事は出来ない係數であつて、若し實測値がないときは、他の實測値及び經驗に依つて、其の平均値を推定して用ひるの外はない。従つて其の場合の其の精度は 15% 内外の相對誤差は免るゝ事は出来ないものと豫定しなければならない。尙參考として次表に n の實測平均値を示しておかう

河川名	観測回数	R [m]		n
		(最大)	(最小)	
阿武隈川 (千貫)	44	3.52	0.62	0.0338
" (館山)	51	2.68	0.94	0.028
最上川 (柴橋)	79	3.87	1.25	0.027
太和川 (下ノ庄)	38	3.32	0.20	0.032
肝屬川 (股瀬)	39	3.15	0.81	0.0315
" (串良)	51	2.69	0.52	0.0338
" (鹿屋)	49	1.59	0.30	0.0277
由良川 (福知山)	42	4.12	0.44	0.0230
手取川 (鶴來)	80	1.90	0.53	0.0287
太田川 (大野)	42	5.20	1.64	0.0375
相摸川 (千木良)	96	5.34	0.89	0.0290
矢作川 (八同)	21	3.12	0.16	0.0286
" (下瀬)	16	4.54	1.67	0.0242
小矢部川 (二上)	31	1.29	0.82	0.0280

103. 正規断面を有する水路の流速及び流量.

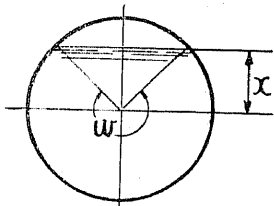


圖. 5.

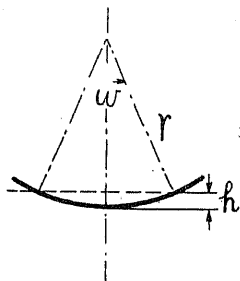


圖. 6.

A) 圓形断面

1. 一般公式 圖(5) に於て

$$x = r \sin\left(\frac{\omega - 180^\circ}{2}\right) = -r \cos \frac{\omega}{2} \quad (33)$$

$$A = \frac{r^2}{2} (\omega - \sin \omega) \quad (34)$$

$$p = R \cdot \omega \quad (35)$$

$$R = \frac{A}{p} = r \frac{\omega - \sin \omega}{2\omega} \quad (36)$$

又圖(6) に於て水深 h は一般に

$$h = R(1 - \cos \frac{\omega}{2})$$

Chezy の公式を用ひれば流速は

$$V = C \sqrt{R \cdot I}$$

或は

$$V = C \sqrt{\frac{(\omega - \sin \omega)}{2\omega}} r \cdot I \quad (37)$$

$$Q = C \sqrt{\frac{(\omega - \sin \omega)^3 r^5}{8\omega}} I \quad (38)$$

最大流速 V_{max} 及び最大流量 Q_{max} を生ずべき角 ω は

$$\frac{dV}{d\omega} = 0; \quad \frac{dQ}{d\omega} = 0 \quad \text{であつて}$$

即ち最大流速は $\omega = 257^\circ \frac{1}{2}$

最大流量は $\omega = 308' 10''$

のとき起る

	$\theta =$	A	p	$R = \frac{A}{p}$	$V =$	$Q =$	
圓形断面	180°	1.571r ²	3.142r	0.500r	0.707C√rI	1.111C√r ⁵ I	半圓断面
	257 $\frac{1}{2}$ °	2.735r ²	4.493r	0.609r	0.780C√rI	2.133C√r ⁵ I	最大流速
	308°	3.082r ²	5.379r	0.573r	0.757C√rI	2.333C√r ⁵ I	最大流量
	360°	3.142r ²	6.283r	0.500r	0.707C√rI	2.221C√r ⁵ I	満水

圓形断面に一杯になつてゐるときは、 $A = \frac{\pi D^2}{4}$; $p = \pi D$. であるから

$V = c\sqrt{RI}$ から

$$I = \frac{64}{C^2 \pi^2} \frac{Q^2}{D^5} = \lambda \frac{Q^2}{D^5}; \quad \text{但し } \lambda = \frac{6.48455}{C^2}$$

或は

$$Q = 0.393C\sqrt{D^5 I}$$

C 及び λ の値は次表に示す。

(39)

圓管に於ける C の數値 $\left(\frac{100\sqrt{D}}{2m + \sqrt{D}} \right)$

m = 0.25; 0.30; 0.35

D = mm	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
m = 0.25	28.57	30.90	32.88	34.60	36.13	37.50	38.74	41.42	43.65	45.55	47.22	48.68	50.50	51.20	52.27	53.24	54.20
m = 0.30	25.00	27.15	28.99	30.60	32.04	33.33	34.52	37.08	39.23	41.08	42.71	44.16	45.45	46.54	47.72	48.72	49.15
m = 0.35	22.22	24.21	25.92	27.43	28.78	30.00	31.12	33.56	35.62	37.41	38.98	40.40	41.67	42.84	43.90	44.89	45.80
差% $\begin{cases} 0.25 \\ 0.30 \\ 0.35 \end{cases}$	14.4	13.8	13.5	13.1	12.8	12.6	12.2	11.6	11.4	10.9	10.6	10.2	10.0	9.8	9.5	9.3	9.2
異% $\begin{cases} 0.25 \\ 0.30 \\ 0.35 \end{cases}$	12.6	12.1	11.9	11.7	11.3	11.1	10.9	10.4	10.2	9.8	9.5	9.4	9.2	8.9	8.7	8.5	8.3
D = mm	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800	900	1,100	1,100	1,200	
m = 0.23	55.05	55.85	56.59	57.30	57.96	58.58	59.73	60.77	61.72	62.60	63.40	64.14	65.49	66.67	67.72	68.66	
m = 0.30	50.51	51.32	52.07	52.79	53.46	54.10	55.28	56.35	57.33	58.24	59.07	59.85	61.26	62.50	63.61	64.61	
m = 0.35	46.66	47.47	48.94	49.61	49.94	50.25	51.44	52.53	53.53	54.45	55.30	56.10	57.54	58.82	59.97	61.01	
差% $\begin{cases} 0.25 \\ 0.30 \\ 0.35 \end{cases}$	9.0	8.84	8.7	8.5	8.4	8.3	8.05	7.8	7.7	7.5	7.3	7.2	6.9	6.7	6.5	6.3	
異% $\begin{cases} 0.25 \\ 0.30 \\ 0.35 \end{cases}$	8.25	8.1	8.0	7.8	7.7	7.6	7.5	7.3	7.1	6.95	6.8	6.7	6.45	6.25	6.1	5.9	
異% $\begin{cases} 0.25 \\ 0.35 \end{cases}$	17.9	17.7	17.4	17.1	16.8	16.5	16.2	15.8	15.25	14.9	14.6	14.3	13.8	13.4	12.9	12.6	

卵形管に於ける c の數値 $\left(\frac{100\sqrt{0.579R}}{m + \sqrt{0.579R}} \right)$

m = 0.25; 0.30; 0.35

断面 (cm)	60/40	75/40	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	220/180	300/200
m = 0.25	57.65	60.35	62.49	64.29	65.81	67.12	68.28	70.22	71.80	73.135	74.28	75.27
m = 0.30	53.15	55.91	58.15	60.01	61.60	62.98	64.20	66.27	67.97	69.41	70.64	71.72
m = 0.35	49.30	52.085	54.35	56.26	57.895	59.32	60.59	62.74	64.53	66.04	67.35	68.49

差	8.5	8.0	7.5	7.1	6.8	6.6	6.4	6.0	5.6	5.4	5.2	4.95
%	10.25	10.30	10.35	10.40	10.45	10.50	10.55	10.60	10.65	10.70	10.75	10.80
異	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80

圓形管に満水してをる時の係數 $\lambda = \frac{6.4845552}{c^2}$ $m = 0.25; 0.30; 0.35$

D = mm	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
1 000 λ_1	7.9444	6.7915	5.9981	5.4166	4.9676	4.6112	4.3208	3.7797	3.4034	2.1254	2.9082
1 000 λ_2	10.376	8.7971	7.7158	6.7158	6.3168	5.8373	5.4418	4.7163	4.2135	3.8425	3.5548
1 000 λ_3	13.134	11.063	9.6518	8.6184	7.8289	8.1051	6.6958	5.7575	5.1108	4.6334	4.2677
D = mm	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475
1 000 λ_1	2.7364	2.5938	2.4737	2.3734	2.2877	2.2074	2.13976	2.0789	2.0249	1.9750	1.9303
1 000 λ_2	3.3252	3.1391	2.9810	2.8476	2.7319	2.6305	2.5417	2.4621	2.3917	2.3269	2.2689
1 000 λ_3	3.9730	3.7345	3.5333	3.3647	3.2180	3.0913	2.97845	2.8777	2.7074	2.7074	2.6348
D = mm	500	500	600	650	700	750	800	900	1 000	1 100	1 200
1 000 λ_1	1.88965	1.8176	1.7559	1.7023	1.6547	1.61325	1.5762	1.5119	1.4589	1.4140	1.3755
1 000 λ_2	2.21557	2.1220	2.0422	1.97295	1.9118	1.8584	1.7279	1.7279	1.6600	1.6036	1.5534
1 000 λ_3	2.5681	2.4506	2.3500	2.2630	2.1872	2.1205	1.9586	1.9586	1.8743	1.8031	1.7421

卵形管に満水してをる時の係數 $\mu = \frac{19.8822}{c^2}$ $m = 0.25; 0.30; 0.35$

面斷(mm)	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	270/160	270/180	300/200
1 000 μ_1	5.9823	5.5896	5.0916	4.8103	4.5907	4.4132	4.2646	4.0322	3.8567	3.7172	3.6037	3.5093
1 000 μ_2	7.0381	6.3604	5.8806	5.5210	5.2396	5.0125	4.8239	4.5272	4.3036	4.1269	3.9844	3.8653
1 000 μ_3	8.1803	7.3289	6.7298	6.2815	5.9317	5.6502	5.4158	5.0510	4.7746	4.5832	4.3832	4.2385

2. 直径と流速並に流量との關係

a. 勾配 (I) が一定で、直径 D を變へた場合の流量の變化。

式 (39) により

$$\lambda_2 \frac{Q_2^2}{D_2^5} = \lambda_1 \frac{Q_1^2}{D_1^5}$$

故に

$$Q_2 = \sqrt{\frac{\lambda_1}{\lambda_2}} \left[\frac{D_2}{D_1} \right]^{\frac{5}{2}} Q_1 \tag{40}$$

今 $D_1 = 100[\text{mm}]$ のとき、 $Q_1 = 10 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$ を流すものとし、Kutter の新公式で $m = 0.25$ とおけば、 $\lambda_1 = 0.00432$ となるから式 (40) は

$$Q_2 = 207.845 \sqrt{\frac{D_2^5}{\lambda_2}} \tag{41}$$

となる。次表には D の變化による Q の値が出てをる。

D mm	$Q \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$	D mm	$Q \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$	D mm	$Q \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$
40	0.7465	225	92.4133	500	845.2432
50	1.4096	250	127.5337	550	1 093.7220
60	2.3545	275	165.7418	600	1 383.1877
70	3.6616	300	210.3184	650	1 715.9368
80	5.3383	325	261.6561	700	2 094.6619
90	7.4167	350	320.5801	750	2 520.7742
100	10.0000	375	386.9450	800	2 997.1249
125	18.6760	400	461.1249	900	4 107.4329
150	31.0639	425	543.9096	1 000	5 440.7586
175	47.6319	450	635.2782	1 100	7 014.7688
200	68.9609	475	735.6050	1 200	8 840.2714

例題・1. $D_1 = 200[\text{mm}]$ のとき、 $Q_1 = 37 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$ の場合、 $D_2 = 300[\text{mm}]$ に變へたら Q_2 は何程になるか

上表より $D_2 = 300$ の所は 210.3184 であるし、 $D_1 = 200$ の所は 68.9 である。故に此を場合は

$$Q_2 = 37 \times \frac{210.318}{68.9} = 113 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$$

となる。

b) 直径 D は一定で、勾配 (I) が変化するときの流量に及ぼす影響。

式 (39) から、 D が一定なる故、 λ も一定である。従つて

$$Q_2 = Q_1 \sqrt{\frac{I_2}{I_1}};$$

又

$$V_2 = V_1 \sqrt{\frac{I_2}{I_1}}$$

$I_1 = 0.01$ のときの流量を Q_1 及 V_1 とすれば

$$Q_2 = (10\sqrt{I_2})Q_1$$

$$V_2 = (10\sqrt{I_2})V_1$$

} (42)

B) 卵形断面 (250 頁の表参照)

1. 一般公式 圖 (8) の様な形が普通の卵形断面で主横軸から下 x の所迄水

が来たとき

$$p = r \left[4.788 - 6 \sin^{-1} \frac{x}{3r} \right] + r \cdot x \left[4 - 3 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{3r} \right)^2} \right]$$

$$A_x = r^2 \left(3.023 - 9 \sin^{-1} \frac{x}{3r} \right) \quad (43)$$

b) 主横軸迄来たときは(下の表)

c) 主横軸から高 y のとき

$$\varphi = \frac{\omega}{2} \cdot 90^\circ \text{ とすると } y = r \sin \varphi \text{ となる。}$$

	$\omega =$	$A =$	$p =$	$R = \frac{A}{p}$	$V =$	$Q =$	
垂	180°	3.023 r^2	4.788 r	0.631 r	0.795 $C\sqrt{rI}$	2.400 $C\sqrt{r^5I}$	最大流速
	248° 2	4.493 r^2	5.984 r	0.683 r	0.826 $C\sqrt{rI}$	3.377 $C\sqrt{r^5I}$	
直	297° 2	4.493 r^2	6.841 r	0.657 r	0.810 $C\sqrt{rI}$	0.496 $C\sqrt{r^5I}$	最大流量
	360°	4.930 r^2	7.930 r	0.579 r	0.761 $C\sqrt{rI}$	3.496 $C\sqrt{r^5I}$	

$$A_y = \frac{r^2 \pi \varphi}{180} + r \left(\sin \frac{\varphi}{2} + \cos \frac{\varphi}{2} \right) \quad (44)$$

$$p_y = \frac{\pi r \varphi}{90} \quad (45)$$

d) $h \approx 0.50r$ の様に極めて水深の浅きときは $r = \frac{H}{3}$ であるから

$$V = 0.4394C\sqrt{HI}$$

$$Q = 0.2241C\sqrt{H^5 \cdot I} \quad (46)$$

尚 主横軸のときは $C = \frac{100\sqrt{0.631r}}{m + \sqrt{0.631r}} \quad (47)$

一杯に流るとき $C = \frac{100\sqrt{0.579r}}{m + \sqrt{0.579r}} \quad (48)$

尚 $I = \frac{19.8821}{C^2} \frac{Q^2}{H^5} = \mu \frac{Q^2}{H^5}; \mu = \frac{19.8821}{C^2};$

2. 直径と流速及び流量との関係

卵形断面に於て $H =$ 一定であれば $\mu =$ 一定なる故圓形断面の C のときと全く同一である。

3. 圓形断面と卵形断面との比較

$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$ に於て $m = 0.35$ を用ひ $Q_1 =$ 圓形断面の流量 } とすれば
 $Q_2 =$ 卵形 " " } ば

次の様な関係になる。

	20/30		25/37.5		30/45		35/52.5		40/60		50/75		
D	$\frac{Q_1}{Q_2}$	225	1.12	275	1.27	350	1.07	400	1.13	450	1.18	550	1.25
	$\frac{Q_1}{Q_2}$	250	0.90	300	1.00	375	0.88	425	0.96	475	1.01	600	0.99
	$\frac{Q_1}{Q_2}$	—	—	325	0.80	—	—	450	0.82	500	0.88	—	—

例題. 断面に一杯になつて流れてくる場合其の勾配 I で、圓形断面は直径 D 、卵形断面は高 H とし、其の流量を Q 、流速を V とする。今 $h_x = yD$ 或は $h_x = yH$ (但し $y < 1$) の水深で流るゝ場合の流量 Q_x 及び流速 V_x を求める

$$\frac{Q_x}{Q} = x; \frac{V_x}{V} = z$$

とすれば x, y, z の何れの一つが與へられると圖表により他は求められる。

例題. 2. 圓形断面を $D = 400$; $I = 0.005$ とすると、表によ

$m = 0.25$ のときは $V = 1.25$; $Q = 157 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$ となる 今 $Q_x = 57 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$ のび h_x 及 V_x を求む

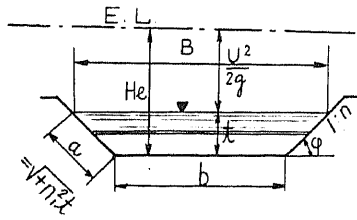


圖. 7.

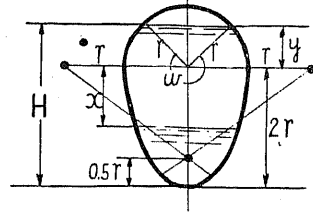


圖. 8.

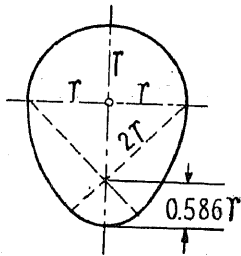


圖. 9.

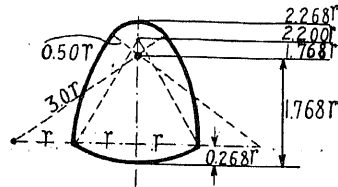


圖. 10.

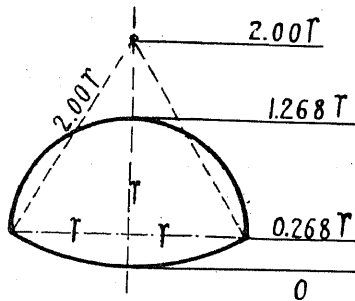


圖. 11.

$$x = \frac{25}{157} = 0.16$$

表から

$$y = 0.275$$

$$h_x = yD = 110m$$

$$z = 0.70$$

故に

$$V_x = 0.700 = 0.88 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

D) 廣卵形断面. 下水管に用ひること多く 其の流量及び流速の關係は卷末の圖に示す様なものである。圖(9), 圖(10), 圖(11).

E) 梯形断面 圖(7)に於て一般に a) 法勾配 1:n を用ひると

$$A = (b+nt) = (B-nt)t = t(B-t \cot \varphi) \quad (49)$$

$$p = b+2t\sqrt{1+n^2} = B-2nt+2t\sqrt{1+n^2} = B+2\frac{t}{\sin \varphi} = b+2a \quad (50)$$

$$B = b+2nt = b+2t \cot \varphi \quad (51)$$

$$a = \frac{t}{\sin \varphi} = \frac{t}{\sqrt{1+n^2}} \quad (52)$$

$$t = a \sin \varphi = \frac{a}{\sqrt{1+n^2}} \quad (53)$$

1) B, t, 及び n が已知のとき

$$A = (B-nt)t \quad (54)$$

$$p = B-2nt+2t\sqrt{1+n^2} \quad (55)$$

$$b = b-2nt \quad (56)$$

2) A, n 及び t が已知のとき

$$b = \frac{A-nt^2}{t} \quad (57)$$

$$B = \frac{A+nt^2}{t} \quad (58)$$

3) A, n, 及び b が已知のとき

$$t = \frac{\sqrt{b^2+2nA}-b}{2n} \quad (59)$$

$$b = \sqrt{b^2+4nA} \quad (60)$$

E_b) 矩形断面

$$n = 0; \quad b = B;$$

$$A = bt$$

$$p = b + 2t$$

E_c) 三角形断面

$$b = 0$$

$$A = nt^2$$

$$p = 2t\sqrt{1+n^2}$$

$$R = \frac{nt}{2\sqrt{1+n^2}}$$

$$B = 2nt$$

b) 傾斜角 φ を用ひると

$$a = \frac{t}{\sin\varphi}; \quad b = B - 2nt \cot\varphi; \quad (61)$$

$$A = t(B - t \cot\varphi) \quad (62)$$

$$p = b + 2a = B - 2t \cot\varphi + 2 \frac{t}{\sin\varphi} = b + 2 \frac{t}{\sin\varphi}; \quad (63)$$

$$R = \frac{t(B - t \cot\varphi)}{\left(b + 2 \frac{t}{\sin\varphi}\right)} = \frac{A \sin\varphi}{b \sin\varphi + 2t(1 - \cot\varphi)}; \quad (64)$$

前と同様にして矩形断面及び三角形断面の式が作れる。

1) B 及び $t = \frac{nB}{2}$ が與へられてをるとき。

$$A = \frac{nB^2}{2} \left(1 - \frac{n}{2} \cot\varphi\right) \quad (65)$$

$$= cB^2 \quad (66)$$

$$\text{但し } c = \frac{2n - n^2 \cot\varphi}{4};$$

$$p = B \left(1 + n \tan \frac{\varphi}{2}\right) \quad (67)$$

$$R = \frac{nB}{4} \frac{2 - n \cot\varphi}{1 - n \tan \frac{\varphi}{2}} \quad (68)$$

$$= dB$$

$$\text{但し } d = \frac{c}{1 + n \tan \frac{\varphi}{2}}$$

$$B = 2\sqrt{\frac{A}{2n - n^2 \cot\varphi}}$$

$$p = 2\sqrt{A \frac{\left(1 + n \tan \frac{\varphi}{2}\right)^2}{n(2 - n \tan\varphi)}} \quad (69)$$

$$R = \frac{1}{2} A \sqrt{\frac{(2 - n \cot\varphi)n}{\left(1 + n \tan \frac{\varphi}{2}\right)^2}} \quad (70)$$

2) b 及び $t = \frac{lb}{2}$ が與へられたとき。

$$B = b + 2t \cot\varphi = (1 + l \cot\varphi)b \quad (71)$$

$$a = \frac{t}{\sin\varphi} = \frac{l}{2 \sin\varphi} b \quad (72)$$

$$A = b \cdot t + t^2 \cot\varphi = \frac{lb^2}{2} + \frac{l^2 b^2}{4} \cot\varphi = \frac{(2l + l^2 \cot\varphi)}{4} b^2$$

$$A = fb^2 \quad \text{但し } f = \frac{2l + l^2 \cot\varphi}{4}$$

$$p = b + 2a = b \left(1 + \frac{l}{\sin\varphi}\right) \quad (73)$$

$$R = \frac{fb}{1 + \frac{l}{\sin\varphi}}, \quad (74)$$

$$R = g \cdot b$$

$$\text{但し } g = \frac{f \sin\varphi}{\sin\varphi + l} = \frac{c \sin\varphi B^2}{\sin\varphi + l} \quad (75)$$

勾配	φ	sinφ	cosφ	ctgφ	1) の 場 合		2) の 場 合	
					c	d	f	g
1:0	90°	1.000	0.000	0.000	0.5n	$\frac{c}{n+1}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{1.00 \cdot f}{1+l}$
1: $\frac{1}{2}$	63°26'	0.894	0.447	0.500	0.5n-0.125n ²	$\frac{1.788 \cdot c}{0.586n+1.788}$	$\frac{l}{2}+0.125l^2$	$\frac{0.894 \cdot f}{0.894+l}$
1:1	45°	0.707	0.707	1.000	0.5n-0.250n ²	$\frac{1.414 \cdot c}{0.586n+1.414}$	$\frac{l}{2}+0.25l^2$	$\frac{0.707 \cdot f}{0.707+l}$
1:1 $\frac{1}{4}$	38°49'	0.625	0.781	1.250	0.5n-0.3125n ²	$\frac{1.250 \cdot c}{0.438n+1.250}$	$\frac{l}{2}+0.3125l^2$	$\frac{0.625 \cdot f}{0.625+l}$
1:1 $\frac{1}{2}$	33°41'	0.555	0.832	1.500	0.5n-0.375n ²	$\frac{1.110 \cdot c}{0.336n+1.110}$	$\frac{l}{2}+0.375l^2$	$\frac{0.555 \cdot f}{0.555+l}$
1:1 $\frac{3}{4}$	29°45'	0.496	0.868	1.750	0.5n-0.4375n ²	$\frac{0.992 \cdot c}{0.264n+0.992}$	$\frac{l}{2}+0.4375l^2$	$\frac{0.497 \cdot f}{0.497+l}$
1:2	26°34'	0.447	0.894	2.000	0.5n-0.5n ²	$\frac{0.894 \cdot c}{0.212n+0.894}$	$\frac{l}{2}+0.5l^2$	$\frac{0.446 \cdot f}{0.447+l}$
1:2 $\frac{1}{2}$	21°48'	0.371	0.928	2.500	0.5n-0.625n ²	$\frac{0.742 \cdot c}{0.144n+0.742}$	$\frac{l}{2}+0.625l^2$	$\frac{0.371 \cdot f}{0.371+l}$
1:3	18°26'	0.316	0.949	3.000	0.5n-0.75n ²	$\frac{0.632 \cdot c}{0.102n+0.632}$	$\frac{l}{2}+0.75l^2$	$\frac{0.316 \cdot f}{0.316+l}$
1:4	14°2'	0.242	0.070	4.000	0.5n-n ²	$\frac{0.484 \cdot c}{0.060n+0.484}$	$\frac{l}{2}+l^2$	$\frac{0.243 \cdot f}{0.243+l}$
1:5	11°19'	0.196	0.981	5.000	0.5n-1.25n ²	$\frac{0.392 \cdot c}{0.038n+0.392}$	$\frac{l}{2}+1.25l^2$	$\frac{0.196 \cdot f}{0.196+l}$

例題. 1. (Kutter の新公式を用ひる)

$I = 0.0004; \quad B = 20 [m]; \quad n = 2 \quad \varphi = 26^\circ.34'$ の場合

$$V = C\sqrt{R \cdot I} = \frac{100\sqrt{d \cdot B}}{m + \sqrt{d \cdot B}} \sqrt{d \cdot B \cdot I} = \frac{100 \cdot d \cdot B}{m + \sqrt{d \cdot B}} \sqrt{I} \quad (76)$$

$$c = 0.5n - 0.5n^2 = \frac{1.5}{16}$$

$$d = \frac{0.894c}{0.212n + 0.894} = \frac{0.084}{0.053 + 0.894} = 0.09$$

$m = 0.25$ とすれば

$$V = \frac{100 \times 0.09 \times 20}{0.25 + \sqrt{0.09 \times 20}} \sqrt{0.0004} = 2.25 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$Q = A \cdot V = \frac{100 \cdot c \cdot d \cdot B^3}{m_1 + \sqrt{d \cdot B}} \sqrt{I} = \frac{100 \times \frac{1.5}{16} \times 0.09 \times 20^3}{0.25 + \sqrt{1.8}} \sqrt{0.0004} = 84 \left[\frac{m^3}{sec} \right] \quad (77)$$

例題. 2. B, n, φ 及び V が與へられてをるときは

$$I = \frac{V^2}{C^2 R} = \frac{V^2 (m_1 + \sqrt{d \cdot B})^2}{10000 d^2 B^2}$$

$$I = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} = \frac{Q^2 (m_1 + \sqrt{d \cdot B})^2}{10000 d^2 c^2 B^6}$$

例題. 3. n, φ, I 及び V を與へてをるときは

$$B = \sqrt[3]{\frac{V(m_1 + \sqrt{d \cdot B})}{100 d \sqrt{I}}} = \sqrt[3]{\frac{Q(m_1 + \sqrt{d \cdot B})}{100 d c \sqrt{I}}}$$

例題. 4. $b, \text{又は } t, \text{ 及び } \varphi, I$ を與へてをるとき

$$V = C\sqrt{R \cdot I} = \frac{100 g \cdot b}{m + \sqrt{g \cdot b}} \sqrt{I}$$

$$Q = A \cdot V = \frac{100 f g \cdot b^3}{m + \sqrt{g \cdot b}} \sqrt{I}$$

例題. 5. $b \text{ 又は } t \text{ 及び } \varphi, l, V$ を與へてをるとき

$$I = \frac{V^2}{C^2 R} = \frac{V^2 (m_1 + \sqrt{g \cdot b})^2}{10000 g^2 b^2}$$

$$I = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} = \frac{Q^2 (m_1 + \sqrt{g \cdot b})^2}{10000 f^2 g^2 b^6}$$

例題. 6. I, l, φ 並に V が與へられてをるとき

$$b = \frac{V(m + \sqrt{g \cdot b})}{100 \cdot g \sqrt{I}} \quad (78)$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{Q(m + \sqrt{g \cdot b})}{100 f \cdot g \sqrt{I}}} \quad (79)$$

104. 概算公式.

a) 矩形断面. に於て b が t に比して非常に大きいときは

$$R = \frac{b \cdot t}{b + 2t}$$

の代りに

$$R = \frac{b \cdot t}{b} \quad (80)$$

とする事が出来る。而して $\frac{2t}{b} \geq \frac{x}{100}$ の場合には此の式 (80) を用いた爲に

R は $x\%$ 増加するに過ぎない。

この形を用ひると

$$V = C \sqrt{t \cdot I} \quad (81)$$

$$Q = C \cdot b \sqrt{t^3 \cdot I} \quad (82)$$

で、天然河川の流速、又は流量の概算をなすときは、よく利用せられる。

b) 底邊に圓味を有する断面形.

圖 (12) に於ては

$$\left. \begin{aligned} A &= b^2 \tan \varphi - r^2 (\tan \varphi - \varphi) \\ p &= \frac{2b}{\cos \varphi} - 2r (\tan \varphi - \varphi) \\ R &= \frac{A}{p} = \frac{r \cdot A \cdot \cos \varphi}{2(A \cos \varphi + 2b \cdot r - b^2 \cos \varphi)} \end{aligned} \right\} \quad (83)$$

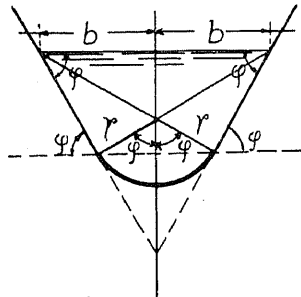


圖. 12.

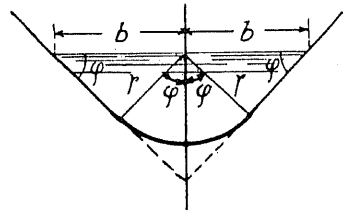


圖. 13.

圖 (13) に於ては

$$\left. \begin{aligned} A &= b^2 (\sin \varphi \cos \varphi + \varphi \sin^2 \varphi) \\ p &= 2b (\cos \varphi + \varphi \sin \varphi) \\ R &= \frac{A}{p} = b \frac{\sin \varphi}{2} = \frac{r}{2} \end{aligned} \right\} \quad (84)$$

c) 不規則なる断面形. 圖(15) の様な場合は、之れを數箇の區間に區分

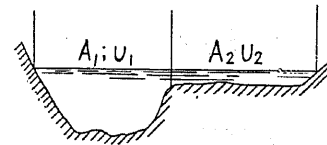


圖. 14.

する、即ち (I) (II) 及び (III) の區間に區分して、各區間の $A, p,$ 及び R を求め、これを用ひて流速、或は流量を計算する。而して全流量はこれ等の合計であり、

又總平均流速は、全流量を全斷面積で除したものである。

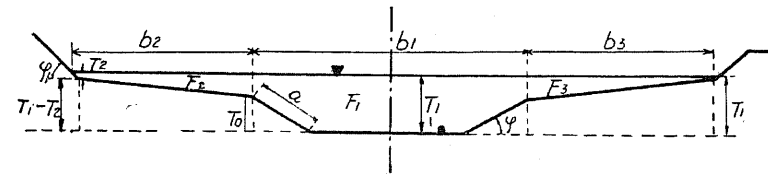


圖. 15.

$$\text{(I)} \quad \begin{aligned} A_1 &= B_1 t_1 - t_0^2 \cot \varphi \\ p_1 &= 2a + B_1 - 2a \cos \varphi = 2t_0 \sqrt{1 + \cot^2 \varphi} + B_1 - 2t_0 \cot \varphi \end{aligned} \quad (85)$$

$$\text{(II)} \quad \begin{aligned} A_2 &= \frac{1}{2} (t_1 - t_0 + t_2) (B_2 - t_2 \cot \varphi_1) + 0.5 t_2^2 \cot \varphi_1 \\ p_2 &= \sqrt{(B_2 - t_2 \cot \varphi_1)^2 + (t_1 - t_0 + t_2)^2} + t_2 \sqrt{1 + \cot^2 \varphi} \end{aligned} \quad (86)$$

$$\text{(III)} \quad \begin{aligned} A_3 &= 0.5 B_3 (t_1 - t_0) \\ p_3 &= \sqrt{B_3^2 + (t_1 - t_0)^2} \end{aligned}$$

附言、各區間の流速計算の場合 Kutter の公式、又は Bazin の公式等を用ひる際には、其の粗度常數 $n,$ 或は r の値は、各區間によつて、異つた値を取らな

ければならない、普通浅い所は n が大きく、深い所は n を小さくとする。

d) 拋物線形断面。天然河川の横断面は、拋物線形に近い事が多いから、屢々この形と假定して、其の水理關係を計算する。

$$A = \frac{2}{3} B \cdot t \tag{87}$$

$$p = B \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{t}{B} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{t}{B} \right)^4 \right] \tag{88}$$

但 $\frac{2t}{B}$ が極めて小なるとき

$$R = \frac{2t}{3 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{t}{B} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{t}{B} \right)^4 \right]}$$

e) 各断面形に於ける流量の比較。

一般に

$$Q = A \cdot V = C \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$= C \sqrt{\frac{A^3}{p}} \cdot I$$

今 I を一定とし、 C も餘り變化せぬものと假定とすると

$$\frac{Q}{C \sqrt{I}} = \sqrt{\frac{A^3}{p}} \tag{89}$$

又 $\frac{A^3}{p} = A^2 R$ であつてこれを各断面に於て比較して見ると

拋物線 $A^2 R = \frac{8B^2 t^3}{27 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{t}{B} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{t}{B} \right)^4 \right]} \tag{90}$

梯形 $A^2 R = \frac{(B+b)^3 t^3}{8(b+2t\sqrt{1+n^2})} \tag{91}$

矩形 $A^2 R = \frac{B^3 t^2}{R+2t} \tag{92}$

この $A^2 R$ を等しとすれば、同一流量を流すべき、各断面の幅又は深の相對的關係を、求むる事が出来る。

例題. 拋物線形断面の有する水路に於て、 $R = 45 [m]$; $t = 2.21 [m]$ のとき、

同一流量を流すべき、梯形断面の大きさを求む

$$\frac{2t}{B} = \frac{2 \times 2.21}{45} = 0.098$$

にして、極めて小さいから、式 (88) を用ひると

$$p = 45.5; \quad A = 65.4;$$

$$A^2 R = 6360$$

となる、梯形の $1:n = 1:2$ とし $B = 45 [m]$ と假定すると $b = B - 4t$ であるから式 (91) に於て

$$6360 = \frac{[45 + (45 - 4t)]^3 t^3}{8 [(45.5 - 4t) + 2t\sqrt{1+2^2}]}$$

$$t^6 - 63t^5 + 1520t^4 - 11380t^3 + 381t + 35800 = 0$$

t	0	1	2
上式の値	+35800	+26254	-32240

これから $t \div 1.45$ と求める事が出来る、断面積を比較すると

$$A [m^2]$$

$$\text{拋物線} = 65.4$$

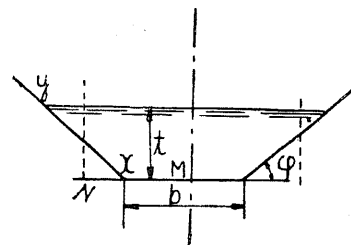
$$\text{梯形} = 61.2$$

f) 水理學的に最も能率の高い有效な断面形。断面積 A ; 勾配 I ; 並に粗度常數の已知の場合、最大流量を流すべき、断面形を求めて見る。

一般に

$$\frac{Q}{C \sqrt{I}} = \sqrt{\frac{A^3}{p}} = A^2 \sqrt{\frac{A}{p}}$$

であるか Q_{max} にする爲の條件は



$$\left. \begin{aligned} \frac{dA}{dp} &= 0 \\ \frac{d^2 A}{dp^2} &> 0 \end{aligned} \right\} \tag{93}$$

断面形が鉛直軸に對蹠的に曲つてをる

ときは

$$\frac{dA}{dp} = \frac{pdA - Adp}{p^2} = 0$$

圖. 16.

$$\frac{A}{p} = \frac{dA}{dp}$$

この条件は、断面が圓形又は半圓形の場合に満足される。

梯形の場合、圖 (18) に於て

$$p = 2(MN - XN + XY)$$

$$= 2\left(-\frac{A}{2t} - \frac{t}{2} \cot\varphi + \varphi \frac{t}{\sin\varphi}\right) \quad (94)$$

今 $t = \text{定數}$ とする

$$\frac{dp}{d\varphi} = \frac{t}{\sin^2\varphi} - \frac{2t \cos\varphi}{\sin^3\varphi} = 0$$

$$\left. \begin{aligned} \cos\varphi &= 0.5 \\ \varphi &= 60^\circ \end{aligned} \right\} \quad (95)$$



圖. 17.

即ち、側法が 1:2 のときが最も有效である。

$\varphi = \text{定數}$ の場合には

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{A}{t^2} - \cot\varphi + \frac{2}{\sin\varphi} = 0$$

$$t = \sqrt{A \frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}} = \rho_t \sqrt{A} \quad (96)$$

若し $\varphi = 60^\circ$ のときは

$$t = 0.76 \sqrt{A} \quad (97)$$

上式により $\frac{A}{t^2} + \cot\varphi = \frac{2}{\sin\varphi}$

或は $\frac{A}{t^2} + n = \frac{2}{\sin\varphi}$

又 $A = (B - nt)t$ であるから

$$\frac{A}{t^2} + n = \frac{B}{t}$$

従つて此の場合は

$$\frac{B}{t} = \frac{2}{\sin\varphi}$$

即ち

$$B = 2 \sqrt{\frac{A}{\sin\varphi(2 - \cos\varphi)}} = \rho_B \sqrt{A} \quad (98)$$

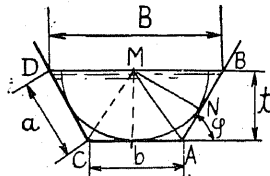


圖. 18.

圖 (18) に於て

$$\sin\varphi = \frac{MN}{\frac{b}{2}}$$

$$MN = \frac{b}{2} \sin\varphi = t$$

であるから有效断面は水深 t を半徑とする圓に切する六邊形の一部である。

圖 (18) の場合には

$$a = \frac{t}{\sin\varphi} = \frac{B}{2} = \rho_a \sqrt{A} \quad (99)$$

$$b = B - 2t \cot\varphi = 2t \tan\frac{\varphi}{2} = \rho_b \sqrt{A}$$

$$\frac{b}{2t} = \tan\frac{\varphi}{2} \quad (100)$$

$$A = \left(a + \frac{b}{2}\right)t = \left(\frac{1}{\sin\varphi} + \tan\frac{\varphi}{2}\right)t^2 \quad (101)$$

$$p = 2t \left(\tan\frac{\varphi}{2} + \frac{1}{\sin\varphi}\right) \quad (102)$$

$$R = \frac{B}{4} \sin\varphi = \frac{t}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}} A = \rho_R \sqrt{A} \quad (103)$$

ρ の表

	1:0	1:0.5	1:0.58	1:1	1:1 $\frac{1}{4}$	1:1 $\frac{1}{2}$	1: $\sqrt{3}$
	90°	63°26'	60°	45°	38°40'	33°41'	30°
$b:t = \tan\frac{\varphi}{2}$	1.000	0.618	0.577	0.414	0.351	0.303	0.268
$\rho_t = \frac{t}{\sqrt{A}}$	0.707	0.759	0.760	0.740	0.718	0.689	0.664
$\rho_R = \frac{R}{\sqrt{A}}$	0.354	0.379	0.380	0.370	0.359	0.344	0.332
$\rho_b = \frac{b}{\sqrt{A}}$	1.414	0.938	0.876	0.612	0.495	0.417	0.356
$\rho_B = \frac{B}{\sqrt{A}}$	1.414	1.698	1.752	2.092	2.289	2.485	2.656

	1:1- $\frac{3}{4}$	1:2	1:2- $\frac{1}{2}$	1:3	1:4	1:5
	29°45'	26°34'	21°48'	18°26'	14°2'	11°19'
$b:t = tg \frac{\phi}{2}$	0.265	0.236	0.194	0.171	0.123	0.099
$\rho_t = \frac{t}{\sqrt{A}}$	0.662	0.636	0.589	0.549	0.485	0.439
$\rho_R = \frac{R}{\sqrt{A}}$	0.331	0.318	0.295	0.274	0.242	0.219
$\rho_b = \frac{b}{\sqrt{A}}$	6.354	0.300	0.227	0.174	0.122	0.077
$\rho_B = \frac{B}{\sqrt{A}}$	2.670	2.844	3.169	3.502	4.002	4.396

例題・1. $Q = 50 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$; $\tan\phi = 1:1-\frac{1}{4}$ $m_1 = 1$; $V_{max} = 1 \left[\frac{m}{sec} \right]$

なるときに、断面積 A を最小ならしめ且つ最大流量を流す勾配を求め、 ρ の表により

$$t = 0.716\sqrt{50} = 5.05 [m]$$

$$B = 2.291\sqrt{50} = 16.20 [m]$$

$$b = 0.503\sqrt{50} = 3.55 [m]$$

$$R = 0.359\sqrt{50} = 2.55 [m]$$

又
$$I = \frac{V^2}{C^2 R}$$

$$m=1 \text{ のときは } C=61.5 \text{ で } I = \frac{1}{61.5^2 \times 2.55} = 0.000103 = \frac{1}{9650}$$

例題・2. $\tan\phi = 1:1-\frac{3}{4}$ $m_1 = 1.5$ $Q = 4 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$ にして、

$V_{max} = 0.8 \sim 1.0$, 且 $I = 0.0009$ なるとき、有效なる断面形を求め。

a) $V = 0.8$ と假定する。

$$A = \frac{4}{0.8} = 5 [m^2]$$

ρ の表から $R = 0.331\sqrt{5} = 0.74 [m]$

$$C = 36.4 \text{ であるから } Q = 36.4 \times 5 \sqrt{0.74} \sqrt{0.0009} = 4.69 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

少し大き過ぎる。

b) $V = 1.0$ とする。

$$A = 4 [m^2]$$

$$R = 0.331\sqrt{4} = 0.662 [m]$$

$$C = 35.1$$

$$Q = 35.1 \times 4 \sqrt{0.66} \sqrt{0.0009} = 3.41 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

これでは少し小さ過ぎる。

故に挿入法によつて

とすれば

$$A = 4 + \frac{0.59}{1.28} \times 1 = 4.46 [m^2]$$

$$R = 0.331\sqrt{A} = 0.70 [m]$$

$$b = 0.354\sqrt{A} = 0.75 [m]$$

$$t = 0.662\sqrt{A} = 1.40 [m]$$

$$B = 2.670\sqrt{A} = 5.65 [m]$$

$$C = 35.8$$

$$V = 0.90$$

$$Q = 4.00$$

g) 幅員と水深との関係。

幅員の廣きときは

$$V = C\sqrt{tI}$$

$$Q = Vbt$$

従つて、流量並に勾配が一定で、水深及び幅員が變化したときは、初めて (1)

とし、後を (2) とすれば

$$V_1 b_1 t_1 = V_2 b_2 t_2$$

$$\text{又 } C \text{ を一定とすると } \frac{t_2}{t_1} = \frac{V_2^2}{V_1^2} = \frac{t_1^2 b_1^2}{t_2^2 b_2^2}$$

$$\text{故に } \frac{t_2}{t_1} = \sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}} \quad (104)$$

$$t_2 = t_1 \sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}} \quad (105)$$

$$\Delta t = t_2 - t_1 = \left(\sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}} - 1 \right) t_1 \quad (106)$$

式 (104) は近似形式であつて Lorenz はこれを

$$\frac{t_2^3}{t_1^3} = \frac{b_1^2}{b_2^2} \left(1 - 2\frac{t_1}{b_1} + 2\frac{t_2}{b_2}\right)$$

これから

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{2}{3}} \left\{1 - \frac{2t_1}{3b_1} \left[1 - \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{5}{3}}\right]\right\}; \quad (107)$$

是等の関係は橋脚による水位上昇の計算などのときに起る問題である。

h) 改修に依る断面の變化に供ふ水理關係。 最初 B なる幅員を有する水路 $A-A$ が、改修の結果幅員 B_1 となり、其の断面積が同一水位に於て A から A_1 に變じ、同時に水位は Δz 丈上昇したものとす。

圖 (19) に於て $A-A$ 線以下に於て最初の断面積に對して變化した面積を

増加したものを ΣA_a ; 減少したものを ΣA_e ;

とすると $A_1 = A - \Sigma A_e + \Sigma A_a$; (108)

尙水位の上昇によつて、全流水断面積は

$$A_1 + B_1 \Delta z$$

となる。故に $p = B$ とすれば

$$\left(\frac{Q}{C\sqrt{I}}\right)^2 = \frac{A^3}{B} = \frac{(A_1 + B_1 \Delta z)^3}{B_1} \quad (109)$$

$$\frac{A_1 + B_1 \Delta z}{A} = \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} \quad (110)$$

$$\Delta z = \frac{A \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - A_1}{B_1} \quad (111)$$

或は
$$\Delta z = \frac{A \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - A + \Sigma A_e - \Sigma A_a}{B_1} \quad (112)$$

又
$$V_1 = V \sqrt[3]{\frac{B}{B_1}}$$

i) 水位と流量との關係。

$Q = V \cdot A$ であるから

$$dQ = A \cdot dV + V \cdot dA \quad (113)$$

$dA = B \cdot dz$ であるから

$$dQ = A \cdot dV + B \cdot V \cdot dz; \quad (114)$$

$$dz = \frac{dQ - A \cdot dV}{B \cdot V} \quad (115)$$

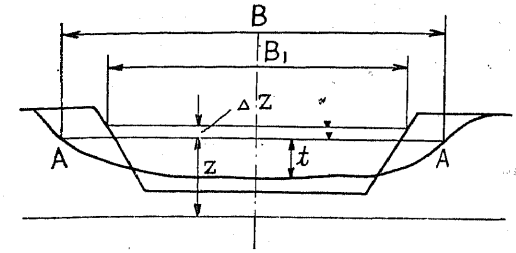


圖. 19.

1) 流速公式が指數公式なるとき

$$V = CI^m t^n = \alpha t^n \quad (116)$$

$$dV = \alpha n t^{n-1} dt$$

$$dz = \frac{dQ - \alpha A n t^{n-1} dt}{B \cdot V} \quad (117)$$

河床を基準面とすると $dz = dt$ なる故

$$dz = \frac{dQ}{B \cdot V + CI^m A n t^{n-1}}; \quad (118)$$

2) Chezy の公式を用ひるとき。 $V = C\sqrt{tI}$ であるから

$$dz = \frac{2}{3} \cdot \frac{dQ}{B \cdot V} \quad (119)$$

$$dQ = \frac{3}{2} B \cdot V dV = \frac{3}{2} V \cdot dA \quad (120)$$

又屢々

$$dQ = \frac{4}{3} V \cdot dA \quad (121)$$

として用ひられる事がある。

Kozeny は

$$\Delta Q = V dA + \frac{\delta \cdot Q}{2 + \delta}; \quad \delta = \frac{\Delta z}{R} \quad (121 a)$$

例題. 1. 水位 1 [m] のときに $B = 150$ [m]; $A = 380$ [m] を有する水路の勾配が $I = 0.00026$ で、側法は 1:6. 其の粗度常數 $n = 0.028$ であるとする。今流量が

$Q = 600 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$ になったときの水位は何程か

$$R = \frac{380}{150} = 2.53$$

$$V = C\sqrt{R \cdot I}$$

$$= 43\sqrt{2.53 \times 0.00026} = 1.10 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

故に

$$Q = 418 \left[\frac{m^3}{sec} \right];$$

従つて

$$\Delta Q = 600 - 418 = 182 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

式 (121a) を用ひると

$$\Delta z^2 + 5.40 \Delta z - 4.64 = 0$$

$$\Delta z = 0.75$$

式 (121) を用ひると

$$182 = \frac{4}{3} \cdot 1.1 \Delta A$$

$$\Delta A = 124 = \frac{150 + (150 + 12\Delta z)}{2} \Delta z$$

$$\Delta z = 0.5 [m]$$

例題・2. 水位の上昇に伴ふ流量の増加

断面拋物線なるときは Tolkmith は

$$\Delta Q = \frac{4}{3} V \cdot b \cdot \Delta z \quad (122)$$

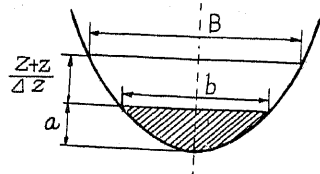


圖. 20.

とした

$$\Delta Q = \text{増加せし流量}$$

$$\Delta z = \text{變化せし水位}$$

今

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

$A = 160 [m^2]$; $b = 100$; $Q = 128 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$ なる場合の水位が $0.5 [m]$ である

とすると水位が $0.9 [m]$ に増加せるときは流量が如何になるか

$$V = \frac{128}{160} = 0.8 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$\Delta z = 0.9 - 0.5 = 0.4 [m]$$

従つて

$$\Delta Q = \frac{4}{3} \cdot 0.8 \times 100 \times 0.4 = 43 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

故に

$$Q_1 = 128 + 43 = 171 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

又圖 (20) の場合に於ける流量 Q は

$$Q = C(a+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} R \cdot I} \quad (123)$$

$$R = \frac{b^3}{6A}$$

今、 $I = 0.0002$ の水路の断面に於て $b = 180 [m]$ $A = 480 [m^2]$ て其の水位 $1 [m]$ であるとする、 $Q = 600 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$ を流す場合の水位は何 $[m]$ になるか

$$a = \frac{3}{2} \frac{450}{180} = 3.75 [m]$$

$$R = \frac{450}{180} = 2.5 [m]$$

$$P = \frac{180^3}{6 \times 450} = 2160$$

故に

$$600 = C(3.75+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \times 2160 \times 0.0002}$$

$$C = 46 \text{ とすると } z = 0.52 [m]$$

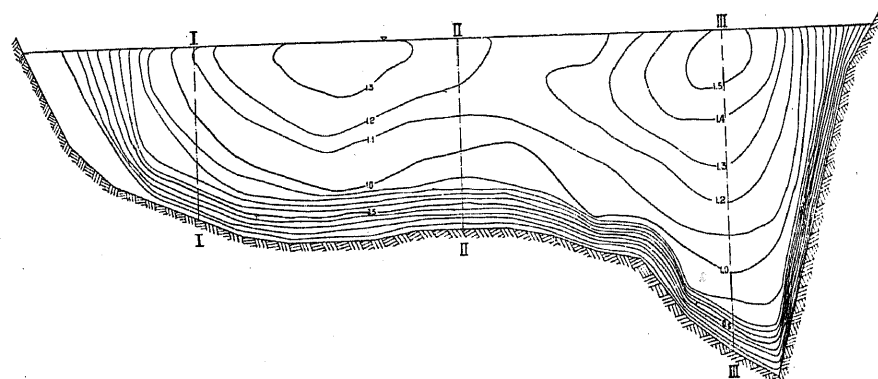
$$\text{故に水位は } 1.52 [m]$$

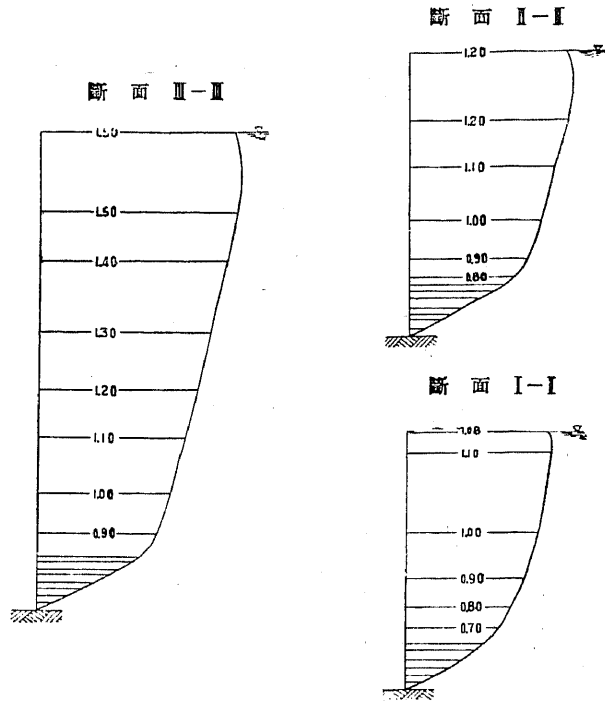
尙眞實の R は

$$R = \frac{2}{3} (3.75 + 0.52) = 2.85$$

105. 開水路の流速分布. 管路の場合と同じく、流水と水路面上の間には、

摩擦力が作用するから、最大流速は、普通水路面上から、最も遠く離れた所即ち水面





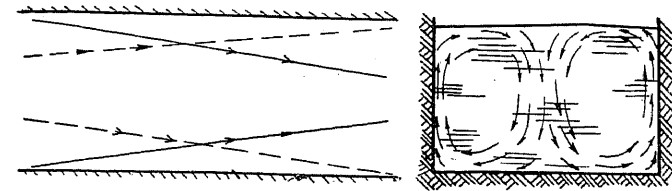
測定場所、北上川（岩手縣東磐井郡舞川村丑澤）昭和6年12月5日

圖・21.

に起る譯である。然し、水面には表面張力があるから、もしも風其の他の影響のないときには最大流速は、表面から少し下の方に存在する。其の位置は風の方向水深、流水の性質及流速等により異なつてをる。従つて水路内の流速分布は圖(21)に示す様になる。

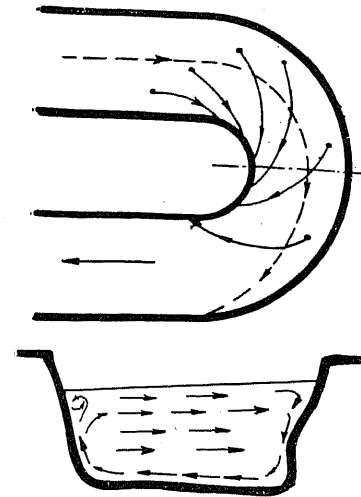
尙詳しく述べると。

水路の壁面の摩擦の爲に、流水のエネルギーは消費されるから、岸邊の水面



圖・22.

は流心部の水面よりも低くなつて、圖(22)に示す様に、水面は河床に對して凸曲線になる。此の水面の隆起と、水平面にならんとする水の性質とに依つて、圖示の様に、河底に於ては河床に向ひ、水面に於ては流心に向ひ、循環的運動をなす、横斷的の流れが生ずる。尙、平面的に見れば表面にては流心に向ひ河底では河岸に向ふa~a'及びb~b'の様な流れが生ずる。



圖・23.

此の兩岸の作用の外に、流心部、及

び流速の速なる部分に、流れを遅らす様な原因があれば、益々流心部の水面隆起と横斷的の流れを増加する。

然し、兩岸の影響が最も大いから、最大流速の位置は水深と川幅と比が大きくなる程、深くなり、河床の粗度が大きくなる程淺くなる、又流心部の方が岸に近い所よりも其の位置が淺い。

而して、是等上向又は下向の流速の大きさは、水面流速の約 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{30}$ あると云つてをるものも (Francis)。

或は
$$U = 0.17 (V.T)^{0.46} \dots \dots \dots \text{Krey (1919)}$$

但し U = 上向きの流速

V = 平均水平流速

T = 平均水深

の大ききありとしてをるものもある。

今、圖(21)に於ける、鉛直線 III ~ III 上に於て

U_o 表面流速

U ; t_u 平均流速及びそれに對應する水深

U_{max} ; t_{max} 最大流速及それに對應する水深

U_s ; t_s 河底流速及それに對應する水深

U_z ; t_z 水深 z に於ける流速及び水深

全断面に於て

V_s 平均表面流速

V 總平均流速

V_s 平均河底流速

U_{om} 最大表面流速

U_{om} 最大河底流速

T 總平均流速に對應する水深

と記號を定める

A) 總平均流速 (V)

$$n = \frac{V}{u_{om}}$$

とすると、一般に $n = 0.4 \sim 0.9$

n の 値

實測者	セメント	板根又は石根	砂	泥	細き砂利	大な砂利	生の砂利	岩	石
Christen	0.825	0.815	—	—	0.766	0.714	—	—	—
Bayer の水利課	0.70 ~ 0.92	—	0.65 ~ 0.83	—	0.62 ~ 0.75	0.58 ~ 0.70	0.46 ~ 0.75	0.40 ~ 0.52	—

Matakiewicz $n = 0.59 + 0.02T + \frac{0.006}{T}$; (124)

B) 平均流速 (U)

其の位置は一般に $\frac{t_u}{t_s} = 0.5 \sim 0.8$

$$= 0.632 \quad (\text{平均})$$

其の値は一般に $\frac{U}{U_o} = 0.82 \sim 0.90$

$$= 0.86 \quad (\text{Hagen})$$

$$= 0.76 \quad (\text{Bazin})$$

$$\left(\frac{t_u}{t_s} = 0.55 \sim 0.66 \right)$$

諸公式

a) U_o との關係

Siedek $\frac{\sum df U}{\sum df U_o} = \frac{U_o + 0.4}{1.2 U_o} \sqrt{\frac{T^2}{B}}$; $U_o > 2 \left[\frac{m}{sec} \right]$

$$= \sqrt{\frac{T^2}{B}} ; \quad U_o < 2 \left[\frac{m}{sec} \right] \quad (125)$$

df = 微小幅を有する鉛直面積

Prony $\frac{U}{U_o} = \frac{U_o + 2.372}{U_o + 3.153}$

Baumgarten " $= 0.8 \frac{U_o + 2.372}{U_o + 3.153}$; 但 $U_o > 1.5$

Schlichting " $= \frac{1 + 0.2676 \sqrt{t}}{2 + 0.4014 \sqrt{t}}$

Lahmeyer " $= 0.937 - 0.0252 U_o$

Bölte " $= 0.856$

Ehrenberger " $= 0.875$

Matakiewicz " $= 0.78 + 0.015 t_u + \frac{0.02}{1.07}$

Grunsky " $= 0.79 + \frac{2.80}{\frac{B}{T} + 8}$

Jasmund $U = U_o - b$

Lippke

$$U = U_0 - 1.432g^{\frac{\mu}{4}} I - \frac{g}{5} \sqrt{t^2 I}$$

$$\mu = \frac{1}{7.3 + 5\varphi + 6\varphi^2}$$

$$\varphi = 0.448 \sqrt{t^2 I}$$

$$U_0 = 0.895 g \sqrt{t^2 I}$$

b) U_m との関係

Harlacher

$$\frac{U}{U_m} = 0.65 \quad (\text{平水})$$

$$= 0.75 \quad (\text{高水})$$

Jusmund

$$= 1 - \frac{b}{\alpha + blgt}$$

c) U_s との関係

Katter

$$U = U_s + 6\sqrt{R \cdot I}$$

d) 一般なる形

Wolf

$$U = \frac{\frac{U_0 + U_{x_1}}{2} + \frac{U_{x_1} + U_s}{2}}{2};$$

$$= \frac{U_0 + 2U_{x_1} + 2U_{x_2} + U_s}{6}$$

$$\text{但し } U_{x_1} = \frac{1}{3} t_s$$

$$U_{x_2} = \frac{2}{3} t_s$$

Grunsky

$$U = \frac{U_{0.2} + U_{0.8}}{2}$$

$$= U_{0.5}$$

C) 表面流速 (U_0)

一般に

$$\frac{U_0}{U_m} < 1$$

人工水路に於ては $\frac{U_0}{U_m} = 1$ (Jasmund; Lippke, 及 Bazin)

而して流れの方向が風の方角と一致すれば U_0 は増加し、相反すれば減少する。

公式

Lippke $U_0 = 0.895 g^{\frac{3}{4}} \sqrt{t^2 I}$

D) 河底流速 (U_s)

一般に $\frac{U_s}{U_0} = 0.25 \sim 0.75$

Bolte $= 0.317$

Lahmeyer $= 0.8617 \sim 0.0469 t$

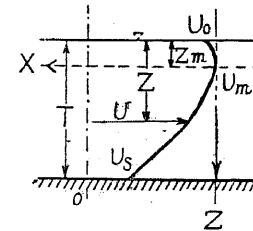
Bazin $\frac{U_s}{U} = 0.75$

Jasmund $U_s = a$

Lippke $U_s = g^{\frac{3}{4}} \sqrt{t I} [0.885 \sqrt[3]{t} - 1.602 g^{\frac{3}{4}} \sqrt{t I} \sqrt{1 + 0.202 \sqrt{t^2 I}} + 1.432 g^{\frac{3}{4}} \sqrt{t^3} \sqrt{t} - 0.402 \sqrt[3]{t^4 I}]$

Kohn $U_{cm} = V$

Humphrey 及び Abbot



$$z^2 = p \cdot x$$

$$\left(\frac{z - z_m}{T - z}\right)^2 \frac{U_m - U}{U_m - U_s}$$

圖. 24

106. 縦断面に於ける流速曲線。(高等土木工學 13 卷参照)

未だ精密な測定装置が出来ないと、河床や側壁の影響、及び脈流等の関係が、極めて複雑な爲に、水深と流速との関係が確然と分明してをらない。

従つて、色々な假定をして、學者達が、多くの流速曲線の公式を發表してをる。其の内最も多いのは、この曲線を拋物線と假定したもので、圖(24)

Bazin. 人工水路に於ては

$$U_z = U_0 - C\sqrt{R \cdot I} \left(\frac{t_z}{t}\right)^2 \quad \text{但し } U_m = U_0$$

Lahmeyer.

$$U_z = [t - (0.1383 + 0.0469 t) t_z] \frac{U_0}{t}$$

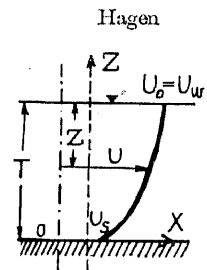
Lavale.

$$U_z = U_0 \sqrt[3]{\frac{t_z}{t}}$$

但し $n = 1 + 4.80 \sqrt[2]{\frac{t}{U_0}} \quad \left(\frac{t}{U_0} > 2.5\right)$

$$= 0.818 \sqrt[4]{\frac{t}{U_0}} [1 + 4.80] \sqrt[2]{\frac{t}{U_0}} \quad \left(\frac{t}{U_0} < 2.5\right)$$

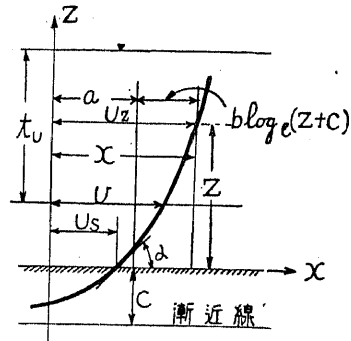
對數曲線 とせるもの、圖(26)



$$z^2 = zp$$

$$\left(\frac{U - U_s}{U_0 - U_s}\right)^2 = \frac{T - Z}{T}$$

圖. 25.



$$U = a + b \log (Z+c)$$

圖. 26.

Jasmund

$$U_z = a + b \log (z+c)$$

$a = I; t$, 並に兩岸からの距離に依つて定まる實

測係數

$$b = 1000 I$$

$c =$ 河床から漸近線迄の距離で

$U = 0$ となる所

Bolte

$$y = a + b \log (z+c)$$

t [m]	0.95 ~ 1.05	1.90 ~ 2.10	2.85 ~ 3.15	3.80 ~ 4.20	4.75 ~ 5.25
a	0.6640	0.7352	0.8605	0.8880	0.8781
b	0.2038	0.3258	0.4271	0.3989	0.4438
c	0.0403	0.0406	0.0954	0.0304	0.0737
U_s	0.228	0.282	0.425	0.285	0.375

$$\alpha = 4 \sim 27^\circ$$

$$= 15^\circ \text{ (平均)}$$

従つて

$$U = U_0 - bM + \frac{c}{t} (U_0 - U_s)$$

$$M = 0.4343$$

$$t - t_u = z = \frac{t+c}{e} \cdot e^{\frac{c}{t} \log \frac{t+c}{e}} - c$$

壤國水利局

$$U = 0.3t + 0.86$$

Strickler

$$U_s = \frac{7}{6} \sqrt{1 - \frac{t_z}{t}}$$

107. 限界流速.

今

$U_a =$ 河床にある物體が上に持ち上げられてゐる時の流速

$U_b =$ 河床にある物體が未だ持ち上げられぬ時の流速

$U_c =$ 河床に物體が漂つてをる時の流速

$U_d =$ 河床に漂ふ物體が河床に落付く時の流速

とすると $U_a > U_b; U_c > U_d$

Telford

U_c の 限界

	細砂	砂	砂礫	徑 26.3 [m.m] の小石	玉石
$U_c \left[\frac{m}{sec} \right]$	0.15	0.20	0.31	0.61	0.92

Francis

	泥	濘	砂	泥	粘土交りの砂	砂	利
U_{em}	0.50		1.0		1.5		3.1
U_{es}	0.25		0.5		0.75		1.0

U_b の限界

Reinhard

	粘土	細き砂	古い粘土	砂交りの粘土	砂利	玉石	礫石	大石	岩石
$U_{bo} \left[\frac{m}{sec} \right]$	0.15	0.20	0.30	0.60	1.20	1.60	2.20	2.75	4.20
$U_{bs} \left[\frac{m}{sec} \right]$	0.08	0.10	0.15	0.30	0.65	1.00	1.50	1.80	3.00
Redtenbacher — U_{bs}						1.22	1.52	1.83	3.05

U_d の限界

Dubaut

	粘土質のもの	粘土質の砂	粗い砂	細い砂利	砂利	粗い砂利	海砂利	玉石
$U_d \left[\frac{m}{sec} \right]$	0.08	0.16	0.22	0.22	0.29	0.33	0.65	0.98

108. 漂石が移動を起す限界流速. この大きさは、漂石の比重、其の容積、或は流水の密度其の動壓力、其の他河床の粗滑の程度に依つて大いに異なるものである事は勿論である。

Suchier の實測によると動き始める流速は

石の大きさ	豆粒	榛の實位	鳩の卵位	1 [kg]	2.5 [kg]
U_s	0.897	0.923	1.123	1.589	1.80

但し $U_s =$ 河底から 5cm 上の所の流速

Engels は

河床の状況	細い砂	砂	粘土交りの砂	砂利
U	0.70	0.75	0.90	1.20

Ney は

$$U_g = 6,263 \sqrt{e(0.6 \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

$e =$ 餘り不規則な形をしてゐない石の厚さ

$\alpha =$ 水面のなす傾斜角

109. 開水路に於ける定流の一般公式.

水面では、§. 25 式 (13) に於て

$$-\frac{1}{\rho} \frac{dp}{ds} = 0$$

であるから、此の式は

$$-\frac{dz}{ds} = \frac{d\left(\frac{U^2}{2g}\right)}{ds}; \quad (126)$$

となる。即ち

$$I_2 = \frac{d\left(\frac{U^2}{ds}\right)}{ds} \quad (127)$$

若し I が極めて小なるときは

$$I_2 = \frac{d\left(\frac{U^2}{2g}\right)}{dx}$$

若し V をこの断面の平均流速とすれば

$$I_2 = \alpha \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx} \quad (128)$$

これは完全流體の場合の流體の加速度による勾配であるが、不完全流體即ち水の場合

には尙此の外に、摩擦力に打ち勝つ爲に費される、水頭勾配がある。

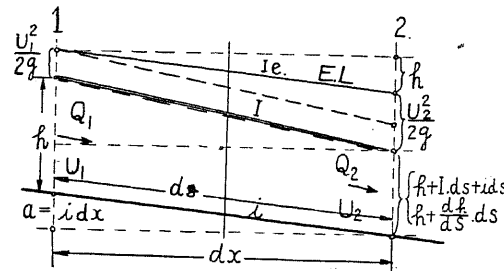


圖. 27.

即ち一般に $V = \lambda R^n \cdot I_1^n$; 又は $V = CR^{0.5} I_1^{0.5}$

或は $\varphi(V) = R \cdot I_1; \quad \frac{V^2}{C^2} = R \cdot I_1$

即 $I_1 = \frac{\varphi(V)}{R}$

故に、流水全體としての水面勾配は、

$$I = I_1 + I_2 = \frac{\varphi(V)}{R} + \alpha \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx}; \quad (129)$$

又 $i =$ 河床勾配; $h = (1)$ に於ける水深; とすれば $ds \sim$ 下流の
(2) に於ける水深は

$$h - I \cdot ds + i \cdot ds$$

又 (2) に於ける水深は

$$h + \frac{dh}{ds} \cdot ds$$

故に $ids = I dx + \frac{dh}{ds} ds$

或は $ids = I dx + \frac{dh}{dx} dx$

故に $I = i - \frac{dh}{dx}; \quad (130)$

従つて $I = i - \frac{dh}{dx} = \frac{\varphi(V)}{R} + \alpha \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx}; \quad (131)$

これが定流の水面勾配を示す一般公式である。

若し、Chezy の公式

$$V = C \cdot R^{0.5} \cdot I^{0.5}$$

を用ふれば $I = i - \frac{dh}{dx} = \frac{V^2}{C^2 R} + \alpha \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx}; \quad (132)$

Forcheimer の公式; $V = \frac{1}{n} R^{0.7} \cdot I^{0.5}$ を用ひると

$$I = i - \frac{dh}{dx} = \frac{n^2 V^2}{R^{1.4}} + \alpha \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx}; \quad (133)$$

他の公式に於ても、同様な結果になる。

等流のときは加速度がないから $\frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx} = 0$; 又 $\frac{dh}{dx} = 0$ であつ

て水頭勾配は、全部摩擦に打ち勝つ爲に消費せられる。

$$I = I_1 = \frac{\varphi(V)}{R} = i$$

即ち、河床と水面勾配は平行になる。

不等流の公式、

一般公式 (131)

$$I = i - \frac{dh}{dx} = \frac{\varphi(V)}{R} + \alpha \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx}$$

に於て、Chezy の公式を用ひ、且つ $R \doteq h$; $\alpha = 1$ なる場合に付て考へる

と $i - \frac{dh}{dx} = \frac{V^2}{C^2 h} + \frac{1}{2g} \frac{dV^2}{dx}; \quad (134)$

等流部分に於ける、平均流速並に水深を V_0 並に h_0 とすれば

$$V_0 h_0 = V_0 \cdot h_0 = C \sqrt{h_0} \cdot h_0$$

$$V^2 = \frac{C^2 i h_0^3}{h^2}$$

$$\frac{dV^2}{dx} = -\frac{2C^2 i h_0^3}{h^3} \cdot \frac{dh}{dx};$$

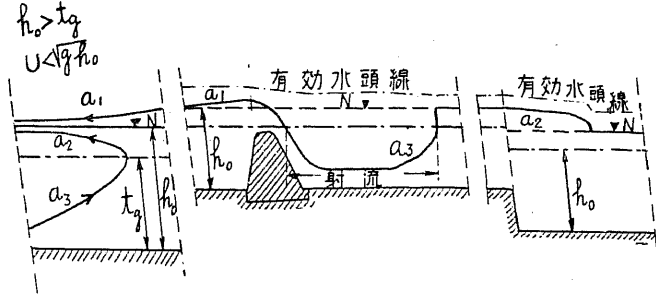
式 (134) に代入すれば

$$i - \frac{dh}{dx} = \frac{i h_0^3}{h^3} - \frac{C^2 i h_0^3}{g h^3} \frac{dh}{dx} = \frac{h_0^3}{h^3} i - \frac{k^3}{h^3} \frac{dh}{dx} \quad (135)$$

但し $k^3 = \frac{C^2 i h_0^3}{g} = t g$ [III] §. 32 参照 (136)

従つて $id x = \frac{h^3 - k^3}{h^3 - h_0^3} dh \quad (137)$

或は $\frac{dh}{dx} = i \frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - k^3}; \quad (138)$



図・28.

1 $k < h_0$; 或は $t_g < h_0$; 即 正流の場合。

従つて $i < \frac{g}{c^2}$; 又は $\frac{g^2}{g} < h_0^3$;

h の大きさに従ひ、以下の3の場合が生ずる。

a) $h > h_0$ 。圖(28)に於ける (a_1) の曲線。

このときは分母、分子共正號をとるから

$$\frac{dh}{dx} > 0$$

となり、下流に向つて水深が増加する所謂背水曲線を形成し、

遂には $\frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - k^3} = 1$ 即 $\frac{dh}{dx} = i$ となる。

又上流に向つて h は減少して遂には $h = h_0$ に達する、そこでは

$\frac{dh}{dx} = 0$ となり、河床又は堰水区域外の水面が漸近線となる様な曲線となる。

b) $h_0 > h > k$; 又は $h_0 > h > h_0 \sqrt[3]{\frac{c^2 i}{g}}$; 圖(28)の a_2 の線。

式(138)に於て分子は負號を、分母は正號となるから $\frac{dh}{dx} < 0$ となる。

従つて h は下流に向ひ減少する、所謂水位下降曲線となる。

水面勾配の急になると共に、流速は増加し従つて h は減少するからこの式

の分母は分子よりも先きに0となる。即ち $h = \sqrt[3]{\frac{c^2 i}{g}} \cdot h_0$ に於て、

$$\frac{dh}{dx} = \infty \text{ となる。}$$

この點に於ては (a_2) で示す様に河床に向つて垂直になる。

若しこの曲線が單に河床の段落ちの爲に生じたものなら、再び原の水深 h に下流に行てからなる。(途中の撃衝による損失水頭を無視すれば)

c) $h < \sqrt[3]{\frac{c^2 i}{g}} h_0$ (a_3) の曲線

式(138)は分母、分子共に負號なる故 $\frac{dh}{dx} > 0$ で、水深は下流に向ひ増加する。

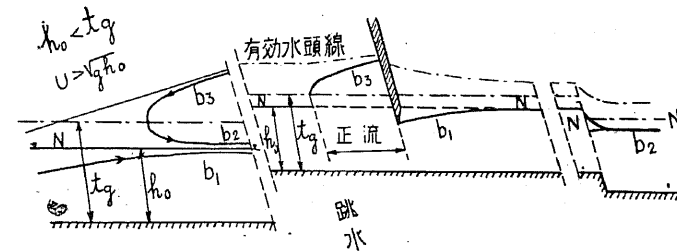
$h = h_0 \sqrt[3]{\frac{c^2 i}{g}} = t_g$ の所では $\frac{dh}{dx} = \infty$ になつて、河床に垂直な曲線

となる、所謂跳水の現象を示す。もしも河床勾配が緩なときには堰の所 [VI]

§. 72に述べた様に表巻の渦が出來て漸次に水面は次第に h に復歸する。

2) $h < k$; 即ち $h < t_g$; 射流の場合

a) $h < h_0$; b) $h_0 < h < h_0 \sqrt[3]{\frac{c^2 i}{g}}$; c) $h_0 \sqrt[3]{\frac{c^2 i}{g}} < h$



に従ひ、圖(29)

に示す (b_1) ;

(b_2) 並に (b_3)

の様な曲線とな

る。

今迄の例は

水路の勾配、断面

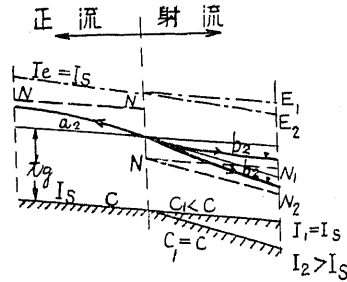
圖・29.

面の形狀も不變で、單に其の水路内に、障害物が置かれた爲に、生じた水位の變化で假令流の状態に變化があつてもそれは一時的のものであつたが、若し水路の勾配が變化したり、又は断面の形狀が變化したりすると、流れの状態が永久の變

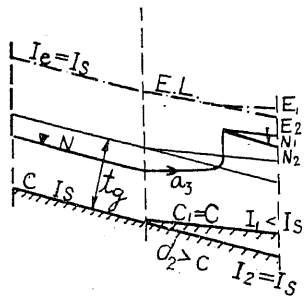
化を起す。

圖(30)に於て(a)は河床勾配が變化した爲に正流から、射流に變化した場合で、其の水位の計算はこの變り目を境界として、各々矢の方向に計算して行けば宜敷しい。 a_2 は圖の a_2 に相當し b_2 は圖の b_2 に相當するものである、尙 $C_1 < C$;

$I_1 = I_s$ と記したのは、勾配は不變なるも河床の粗滑の程度が異なつた事を示し、 N_1 はそれに対応する常水位である。



圖・30-a



圖・30-b

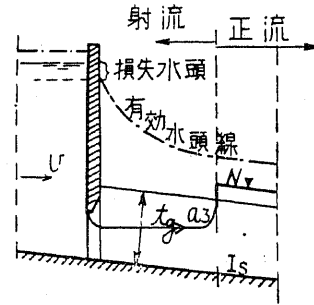
圖(30b)は射流が正流に變つた場合で、この時は堰の場合に述べた様に跳水の現象が起る。

圖(30c)は貯水池の底の水門から、射出された場合で圖のとくと同じであるが、此の場合は原の水深に戻らんとして急激なる流積の變化をなす爲に圖に示す様にエネルギーの消費が甚しい。

同時に表巻の渦が出来、それが水門の近くに迄押しよせる、

110. 不等流、背水曲線の計算.

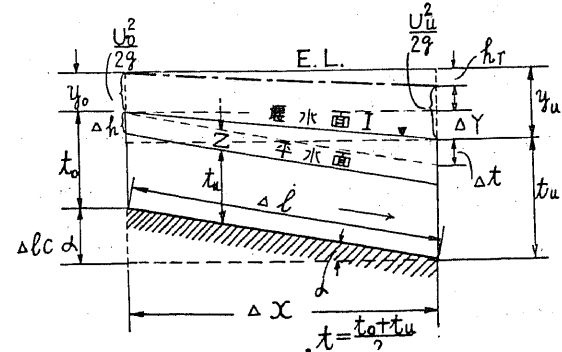
一般公式。堰から上流部の水路延長を、極めて短い距離の、區間に區分して、各區間に於ては、瞬間的に等流と看做して計算する方法で、水路の形狀が不規則



圖・30-c

な場合にも、適用せられる。只計算を數多くしなければならぬ不便がある。

圖(31)に於て $F = \text{断面積}$ }とし區間 Δl の { 上流部には 0 } の下附を
 $t = \text{水深}$ } { 下流部には u } ける
 $V = \text{平均流速}$ }



圖・31.

$$h_r = \Delta h + \frac{V_o^2}{2g} - \frac{V_u^2}{2g} \tag{139}$$

又 $\frac{V_o^2}{2g} = \frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q}{F_o} \right)^2$; $\frac{V_u^2}{2g} = \frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q}{F_u} \right)^2$; $\tag{140}$

従つて $h_r = \Delta h + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_o^2} - \frac{1}{F_u^2} \right)$ $\tag{141}$

今この區間の中央に於て

$$F = \frac{F_o + F_u}{2} \tag{142}$$

$$V = \frac{V_u + V_o}{2} \tag{143}$$

なりと假定すると

$$V = C \sqrt{\frac{F}{p} \frac{h_r}{\Delta l}}$$

$$h_r = \frac{V^2}{C^2} \frac{p}{F} \Delta l$$

$$= \frac{1}{C^2} \frac{Q^2}{F^3} p \cdot \Delta l \tag{144}$$

従つて $\Delta h = \frac{Q^2}{C^2} \frac{p}{F^3} \Delta l + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2} \right]$ $\tag{145}$

$$\Delta h = \frac{Q^2}{C^2} \frac{p}{F^3} \Delta x + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right] \quad (146)$$

全體の水位差 h は

$$h = Q^2 \sum \frac{1}{C^2} \frac{p}{F^3} \Delta l + \frac{\alpha Q^2}{2g} \sum \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right); \quad (147)$$

或は
$$\Delta h = Q^2 \sum \frac{1}{C^2} \frac{p}{F^3} \Delta x + \frac{\alpha Q^2}{2g} \sum \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right); \quad (148)$$

堰上げの場合には、運動エネルギーの消費が行はれ、同時に内部運動が起つて水分子が停滞した爲に増加するポテンシャルエネルギーの大部分も、之れが爲に消費されて仕舞ふ。故に近似的計算としては、 $\frac{\alpha Q^2}{2g} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right]$ の 2 項は無視した方が真に近い事になる。

従つて
$$\Delta h = \frac{Q^2}{C^2} \frac{p}{F^3} \Delta l \quad (149)$$

又
$$\Delta h = t_0 - t_u + \Delta l \sin \alpha \quad (150)$$

故に
$$\Delta l = \frac{t_0 - t_u}{\sin \alpha - \frac{Q^2}{C^2} \frac{p}{F^3}}; \quad (151)$$

或は
$$\Delta l = \frac{\Delta Y}{I - \left(\frac{Q}{C} \right)^2 \frac{p}{F^3}}; \quad (152)$$

例題. 或る河川に於て、次の様な關係があつて

區 間	I	II	III	IV	V	計
距離(Δl)[m]	1 500	1 300	800	1 000		4 600
断面積(F)[m ²]	160	140	145	170	150	
潤邊 p [m]	65	55	60	62	60	
河床高 [m]	207.5	208.91	210.288	210.936	211.702 (基準面上)	
高度差 Δh	1.410	1.378	0.648	0.766	4.202	

(I) に於て 3.5 [m] 堰き上げる爲に上流に及ぼす影響如何

Tolkmitt に従ひ、式 (147) を書き更めて

$$\left(\frac{100}{Q} \right)^2 h = \frac{1}{2g} \sum \left[\left(\frac{100}{F_u} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right] + \sum \left[\left(\frac{100}{C} \right)^2 \frac{p \Delta x}{F^3} \right] \quad (147a)$$

尚堰き上げ前のものについては

故に河床の高度差 $h = 4.20$ [m] を、式 (147a) の h の代りに入れると

$$\left(\frac{100}{Q} \right)^2 4.20 = 0.465 - 0.002 = 0.764$$

$$Q = 301 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

若しも $-\frac{1}{2g} \sum \left(\frac{100}{F_u} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2$ の (-) 號は渦動又は撃衝の爲に失はれる運動エネルギーとして考へこれを除き

$$\left(\frac{100}{Q} \right)^2 4.20 = 0.465 + 0.006 = 0.472$$

とすれば
$$Q = 299 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

又 $-\frac{1}{2g} \sum \left[\left(\frac{100}{F_u} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right]$ の項を除くと

$$Q = 300 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

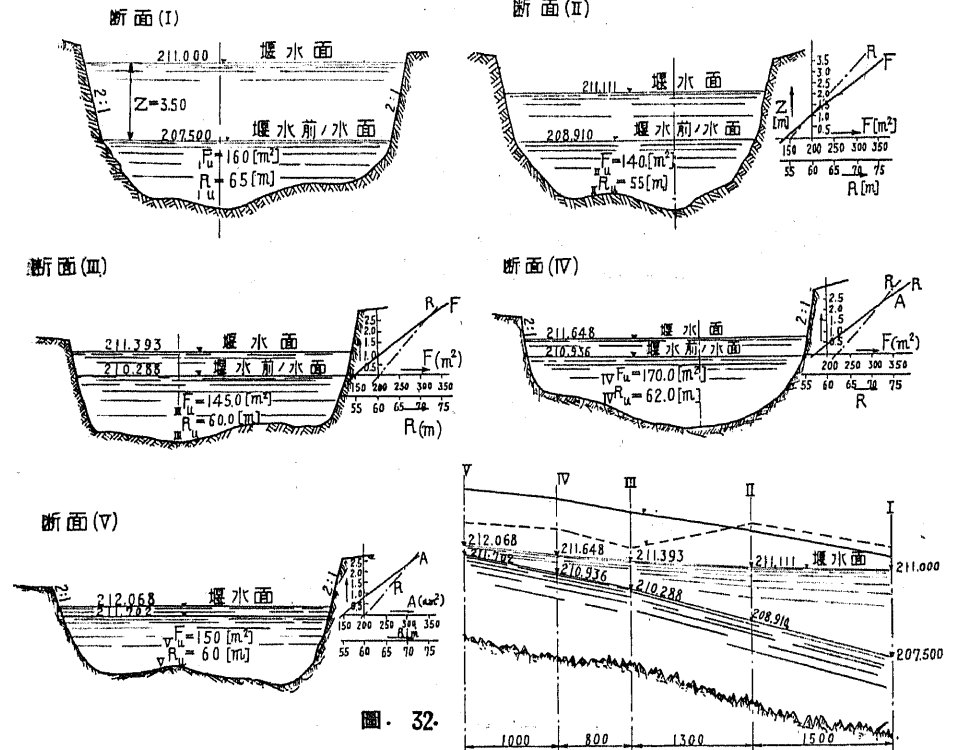


圖. 32.

$$mR_e = \frac{235.0}{64.35} = 3.65 \text{ [m]}$$

$$mC_e = 45.3$$

$$\Delta h = 1300 \left(\frac{300}{45.3} \right)^2 \left(\frac{64.35}{235.03} \right) = 0.282 \text{ [m]}$$

II に於ける水位は

$$211.111 + \Delta h = 211.111 + 0.282 = 211.393 \text{ [m]}$$

$$z_{II} = 211.393 - 210.288 = 1.105 \text{ [m]}$$

同じ様な、方法を繰返して、V に於ける堰水した水位を求める事が出来る。

111. 背水曲線の公式。水路の断面形が規則正しいもの、或は之に近いものと假定し、其の堰水の水位が或る簡易な曲線即ち背水曲線をなすものとして、次の様な色々な公式が案出されてをる。是等の公式は勿論水路断面が正規の場合にのみ使用し得るもので、複雑な断面形に對しては §. 00 の方法により、小區域に於て累算して行かなければならない。

各公式とも、其の誘導に際して色々な假定や省略などが行はれてをるから、其の精度は餘り高いものでない事は勿論、其の公式の優劣も亦各實驗者が各々其の結果の良好なる事を發表してをるから、これ等の公式を利用するに際しては適當な判断と考慮とを必要とする。

a) Rühlmann の公式。Chezy の流速公式 $U = C\sqrt{R \cdot I}$ を用ひ、水路の断面は

矩形で其の幅員は、水深に比して非常に大きいものと假定して、誘

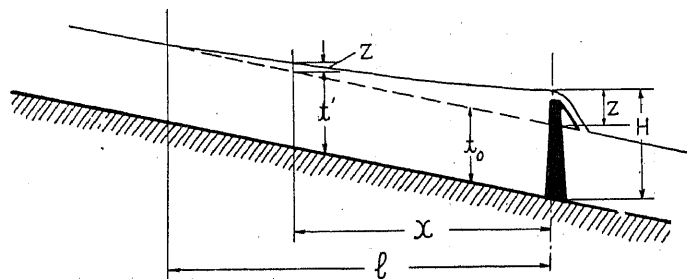


圖. 34

導した公式である。圖 (34) に於て

t_0 = 堰き上げる以前の水深

I = 堰き上げる以前の水面勾配 (普通河床勾配と平行)

z = 堰から距離 x の所の堰水高

Z = 堰の所に於ける堰水高、即ち堰水高の總計

l = 堰き上げの影響する最大距離—堰水區域—即ち背水曲線の限界で

Rühlmann は $z \leq 0.01 t$ の所は無視する事にした

$$\text{一般に} \quad \frac{I \cdot x}{t} = \varphi \left(\frac{z}{t} \right) - \varphi \left(\frac{z}{t} \right) \quad (153)$$

$x = l$ の所では $\varphi \left(\frac{z}{t} \right) = 0.006734$ であるから

$$l = \frac{t}{I} \left[\varphi \left(\frac{z}{t} \right) - 0.0067 \right] \quad (154)$$

$$\text{或は} \quad \varphi \left(\frac{z}{t} \right) = \frac{I l}{t} + 0.0067 \quad (155)$$

是等の式を用ひて、或る限定された堰水区域内で堰き上げる事が出来る、最大の堰水高や、或は特定の水位以下に於て堰き上げた爲に其の影響する範囲などを求める事が出来る。

$\varphi \left(\frac{Z}{t} \right)$ 及び $\varphi \left(\frac{z}{t} \right)$ に對しては附表が出来てをる。只この式に於ける t に於ては t_0 の代りに、次の様にして求めた t を用ひる事にしてある。即ち堰き上げた水位に於ける、水路の平均幅を幅員とし、最初の水面勾配を以て、所定の流量を流し得る様な、矩形断面の水深である。(例題参照)

$$B \cdot t = \frac{Q}{V} = \frac{Q}{C \sqrt{R \cdot I}}$$

$$R \doteq t \text{ なる故} \quad t = \sqrt[3]{\frac{Q}{C^2 B^2 I}}$$

例題. 底邊 $b = 20$ [m] で兩法 2 割。水深 $t_0 = 2.0$ [m] にして水面勾配 $I = 0.0005$ なる、水路に堰を作つて、水位を 2 [m] 堰き上げた場合、背水曲線の限界 l と、堰から 1500 [m] 上流部に於ける堰水高 z を求める。但し、粗度常數 $n = 0.035$ とする。

堰き上げ以前の水面の幅員は 28 [m] であつて、即ち背水曲線の限界の所に於ける

水面幅である、又堰上げ後の堰の所に於ける水面幅は 36 [m] であるから、此の水路の

平均幅 B は
$$B = \frac{28+36}{2} = 32 \text{ [m]}$$

又堰き上げ以前の水路は断面積 $F = 48 \text{ [m}^2\text{]}$; $p = 29 \text{ [m]}$; $R = 1.65 \text{ [m]}$ であるから $C = 32$ となり、従つて其の流量 Q は

$$Q = 32 \times 48 \sqrt{1.65 \times 0.0005} = 43 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{sec}} \right]$$

又 t は

$$t = \sqrt[3]{\frac{43}{32^2 \times 32^2 \times 0.0005}} = 1.53 \text{ [m]}$$

$$\frac{z}{t} = \frac{2.0}{1.53} = 1.3; \quad \frac{t}{I} = \frac{1.53}{0.0005} = 3060$$

であるから、表を用ひて

$$\varphi\left(\frac{z}{t}\right) - 0.0067 = 2.6179 - 0.0067 = 2.6112$$

従つて

$$l = 26112 \times 3060 = 7990 \text{ [m]}$$

又

$$\frac{I \cdot x}{t} = \frac{0.0005 \times 1500}{1.53} = 0.4902$$

$$= \varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - \varphi\left(\frac{z}{t}\right) = \varphi(1.3) - \varphi\left(\frac{z}{t}\right) = 2.6179 - \varphi\left(\frac{z}{t}\right)$$

故に

$$\varphi\left(\frac{z}{t}\right) = 2.1277$$

表から

$$\frac{z}{t} = 0.865 \quad \frac{Z+z}{2}$$

$$Z = 1.32 \text{ [m]}$$

b) Tolkmitt の公式. 水路の断面

を拋物線形と假定して、誘導したものである。圖 (34)。と同じ記號を用ひると

$$x = \frac{a}{I} \left[f\left(\frac{Z+a}{a}\right) - f\left(\frac{z+a}{a}\right) \right] \tag{156}$$

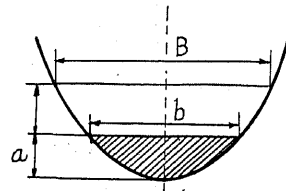
$$l = \frac{a}{I} f\left(\frac{Z+a}{a}\right) \tag{156a}$$

但し

$a =$ 拋物線形断面の最大水深

拋物線のときには

$$a = \frac{3}{2} \frac{F}{b} = \frac{3}{2} t = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{C^2 b^2 I}}$$



圖・35

となり、前の Ruhmann の場合とよく似てをる。

この場合、 b の代りに、圖 (35) にある様に水深 $\left(\frac{Z+z}{2} + a\right)$ の所の幅 B を取る方がより合理的である。

拋物線の式は
$$\left(\frac{b}{2}\right)^2 = 2ap$$

であるから
$$\left(\frac{B}{2}\right)^2 = 2p\left(a + \frac{Z+z}{2}\right) = \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^2}{a} \left(a + \frac{Z+z}{2}\right)$$

となつて B は計算して求める事が出来る、再びこの B を用ひて a を求める。

e) Grashof-Bress の方法. これには概算的のものと、精密な者と 2 種類あるが共に堰水高を與へて距離 x を求むる方法である。而して次の様な假定の下に出發してをる。

1) B は t に比して極めて大きく、 $p = B$ 或は $R = t$ となし得る。

而して t は Rühlmann の方法で求める。

2) 水面と兩岸は垂直をなしてをつて、堰き上げの爲に水面幅に變化を起さない。

3) C の値は堰水區域の平均値を取るものとす。

A) 概算公式。この場合 $V = C\sqrt{RI} = C\sqrt{tI}$ を用ひる。

$$x = \frac{1}{I} \left[Z - z + \left(t - \frac{V^2}{g} \right) (\psi - \Psi) \right] \tag{157}$$

先づ $t - \frac{V^2}{g}$ を計算し附表により
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{S} = \frac{t}{t+Z} \\ \frac{1}{s} = \frac{t}{t+z} \end{array} \right\}$$
 に對する $\left\{ \begin{array}{l} \psi \\ \Psi \end{array} \right.$

を求め、これから $(\psi - \Psi)$ を決定して x を求める。

B) 精密法。

$$x = \frac{1}{I} \left[Z - z + \left(kt - \frac{V^2}{k^2 g} \right) (\psi' - \Psi') \right] \tag{158}$$

概算法では C は概略的に見積つてをつたが此の方法では先づ

$$C_0 = \frac{V}{\sqrt{tI}}$$

として、假定的 C を求め

$$\frac{1}{n} = \frac{C_0 - m}{2} + \sqrt{\left(\frac{C_0 - m}{2}\right)^2 + \frac{mC_0}{\sqrt{t}}}$$

$$\text{但し } m = 23 + \frac{0.00155}{I};$$

から n を求め

$$z_1 = \frac{z+Z}{2}$$

$$s_1 = \frac{z_1+t}{2}$$

として

$$C = \frac{1}{n} \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0.00155}{I} S_1^3}{\frac{1}{n} + \left(23 + \frac{0.00155}{I} S_1^3\right) \frac{1}{\sqrt{z_1+t}}};$$

から C を求める。

次に、 $k = \left(\frac{C_0}{C}\right)^{\frac{5}{3}}$ として $\left(kt - \frac{V^2}{k^2g}\right)$ の値を決定する。

この場合附表にあるのは $\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{s_1} = \frac{kt}{z+t} \\ \frac{1}{S_1} = \frac{kt}{Z+t} \end{array} \right\}$ にしてこれに對し $\left\{ \begin{array}{l} \psi' \\ \Psi' \end{array} \right\}$ が與へてある

d) Ehrenberger の方法 (1914) これは Groger の指數流速公式の係數を用いたもので、Rühlmann の様に矩形に近い斷面で、堰水の爲に其の水面幅が變らない、と云ふ假定から出發してをる。この方法は少なくとも、 $b = 10$ [m] 以上で又 $I = 0.005$ 以下の時には充分信頼に値する答を出す事が出来る。

圖 (34) に於て

$$H = t_0 + Z$$

$$t' = t_0 + z$$

とし

$$\frac{I \cdot x}{t_0} = f\left(\frac{H}{t_0}\right) - f\left(\frac{t'}{t_0}\right); \quad (159)$$

流速公式 曲線公式	Groger		Forchheimer		
	Ehrenberger		Kozeny	Ehrenrger	Kozeny
$\left(\frac{t'}{t_0}\right)$	$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$		$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$	$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$	$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$
	$t_0 < 2.0$ $r = 3.88$	$t_0 > 2.0$ $r = 3.67$	$t_0 > 2.0$ $r = 3.68$	t_0	t_0
1.000	-0.164	-0.239			
1.01	0.185	0.100			
02	290	215			
03	370	300			
04	431	366			
1.05	485	427	0.7675	0.330	0.83
06	534	477			
07	578	521			
08	615	559			
09	650	595			
1.10	681	631	0.5841	0.565	0.6381
15	820	782			
1.20	930	894	0.4409	0.837	0.4678
25	1020	991			
1.30	102	1074			
35	178	150			
1.40	250	224	0.2833	1.183	0.2924
45	316	294			
1.50	381	360			
60	505	488	0.2071	1.452	0.2121
70	621	605			
80	735	720	0.1600	1.692	0.1627
90	841	830			
2.00	951	940	0.1280	1.918	0.1296
10	2.060	2.049			
20	165	154			
30	270	260			
40	376	366			
50	478	469	0.0808	2.453	0.0814
3.00	985	980	0.0558	2.9699	0.0561
50	3.491	3.487	0.0409	3.9793	0.0410
4.00	994	991	0.0313	3.9850	0.0313
5.00	4.997	4.995	0.0200	4.9912	0.0200

而して一般に

$$t\left(\frac{t'}{t_0}\right) = \frac{t'}{t_0} - \left[\frac{1}{r-1} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{r-1} + \frac{1}{2r-1} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{2r-1} + \frac{1}{3r-1} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{3r-1} + \dots \right] \quad (160)$$

$t_0 < 2 [m]$ のときは $r = 3.88$ であつて

$$f\left(\frac{t'}{t_0}\right) = \frac{t'}{t_0} - \left[\frac{1}{2.88} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{2.88} + \frac{1}{6.76} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{6.76} + \frac{1}{10.64} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{10.64} + \dots \right]$$

$$t_0 > 2 [m] \text{ のときは } r = 3.67 \text{ で}$$

$$f\left(\frac{t'}{t_0}\right) = \frac{t'}{t_0} - \left[\frac{1}{2.67} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{2.67} + \frac{1}{6.34} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{6.34} + \frac{1}{10.01} \left(\frac{t_0}{t'}\right)^{10.01} + \dots \right] \quad (161)$$

この各々に付ては前頁の表を参照。

$t_0 < 2 [m]$ のときで $t' > 2 [m]$ のときは表から得た値の両方の算術平均を取ればよい。

$t' = t_0$ に於ける x は、即ち堰水区域 l であつて

$$l = \frac{t_0}{I} f\left(\frac{H}{t}\right); \quad (162)$$

例題. $t_0 = 2.20 [m]$
 $Z = 2.47 [m]$
 $H = 4.67$
 $I = 0.00051$

のときの、 $x = 1.352 (m)$ に於ける堰水高 z を求め。

$$\frac{H}{t_0} = \frac{4.67}{2.20} = 2.1227$$

附表により

$$f\left(\frac{H}{t_0}\right) = 2.073$$

$$f\left(\frac{t'}{t_0}\right) = f\left(\frac{H}{t_0}\right) - \frac{Ix}{t_0} = 2.073 - 0.312 = 1.761$$

附表により

$$\frac{t'}{t_0} = 1.836$$

$$t' = 1.836 \times 2.20 = 4.04 [m]$$

$$z = t' - t_0 = 1.84 [m]$$

e) Kozeny の方法. (1924) 今迄の方法では流水の不等運動に際し生ずる、**運動エネルギー**の損失を無視してをる故に、實際のものよりも、大きな値を得て

わた。この損失を考に入れて、Kozeny は式 (159) に修正項を加へた。即

$$\frac{Ix}{t_0} = f\left(\frac{H}{t_0}\right) - f\left(\frac{t'}{t_0}\right) - \zeta^3 \left[f\left(\frac{t'}{t_0}\right) - f\left(\frac{H}{t_0}\right) \right]; \quad (163)$$

$$\text{但し } \zeta^3 = \frac{C^3}{t_0^3} = \frac{\alpha V^2}{gt_0} = \frac{\alpha \cdot Q^2}{gb^2 t_0^3}$$

$$\alpha = 1 + 1.082 \left(\frac{V_{max}}{V_m} - 1 \right)$$

$$\frac{V_{max}}{V_m} = 0.7 \sim 0.75 \text{ に對し } \alpha = 1.2 \sim 1.1;$$

この修正項は、背水曲線の限界に對して最大であつて、前の例題に於ては堰水区域は約 13% 減少する。

尙一般に
$$f\left(\frac{t'}{t_0}\right) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{rm-1} \left(\frac{t'}{t_0}\right)^{-rm-1}$$

$$f'\left(\frac{t'}{t_0}\right) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{rm+2} \left(\frac{t'}{t_0}\right)^{-rm-2}$$

にして流速公式としては $U = \lambda R^2 I g$ を用ひ; $r = \frac{x+1}{y}$ としてある。

而して Groger の公式の場合には

$$0.2 < R < 2.0, \quad V = 23.781 R^{0.776} I^{0.453}$$

$$2.0 > R \quad V = 22.11 R^{0.58} I^{0.43}$$

であるから

$$r = 3.88$$

及び

$$r = 3.67 \text{ になる。}$$

もし Forchheimer の公式 $V = \lambda R^{0.7} I^{0.5}$ を用ひると

$$r = 3.4 \text{ となる。}$$

112. 水位下降曲線の公式. 水路の勾配が、急激に急になるとか、或は其

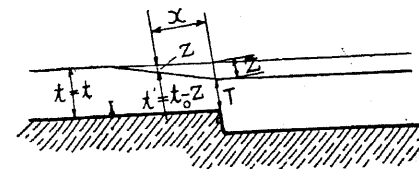


圖. 36.

の幅員が急激に廣くなる様な場合には其の水位は下降し其の流速は次第に増加して、丁度堰水の場合の逆の様な現象が起る。

水路断面が正規な場合は、其の水

位は堰水の背水曲線に對し、水位下降曲線を形成する。之れに對し、以下の様な諸公式が發表されてゐる。

若し正規断面でないときには、§.106のときと全様に、小區間に付て計算し、これを累算して行かなければならない。但しこのときは $F_u > F_n$ であるから $\left[\frac{1}{F_n^2} - \frac{1}{F_u^2} \right] > 0$ となるから $\frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_n^2} - \frac{1}{F_u^2} \right)$ の2項は無視する事が出来ない。

a) Tolkmitt の方法. 水路断面が拋物線形をなすものとして

$$x = \frac{a}{I} \left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-Z}{a}\right) \right] \cdot \left[1 - I \frac{C^2}{g} \right] - \frac{Z-z}{I} \quad (165)$$

而して $a = \frac{3}{2} \frac{F}{B}$;

$V = C \sqrt{R \cdot I}$ に於て Kutter の公式を用ひる。

例題. $B = 40$ [m]; $t = 0.80$ $I = 0.0005$ の水路に於て $Z = 0.40$ [m] の時 $z = 0.30$ [m] の所の距離 x を求める。

水路の断面積 $F = 0.8 \times 40 = 32$ [m²]; $a = \frac{3}{2} \frac{32}{40} = 1.2$; $p = 4.6$ [m]

従つて $R = 0.76$ [m], $m = 1.5$ とすると $C = 36.6$ となリ

$$\frac{a-z}{a} = \frac{0.9}{1.2} = 0.750 \quad f\left(\frac{a-z}{a}\right) = 0.808$$

$$\frac{a-Z}{a} = \frac{0.8}{1.2} = 0.667 \quad f\left(\frac{a-Z}{a}\right) = 0.696$$

$$\text{差} = 0.112$$

$$x = \frac{1.2}{0.0005} \times (0.112) \times \left[1 - 0.0005 \times \frac{36.6^2}{9.81^2} \right] - \frac{0.1}{0.0005} = 54 \text{ [m]}$$

b) Schaffernak の法. 彼の公式 $V = 34 t^{0.75} I^{0.5}$ を用ひたもので、

水路を矩形断面と假定して

$$\frac{I \cdot x}{t_0} = f\left(\frac{T}{t_0}\right) - \left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (166)$$

而して $f\left(\frac{t}{t_0}\right) = \frac{1}{4.5} \left(\frac{t}{t_0}\right)^{4.5} + \frac{1}{8} \left(\frac{t}{t_0}\right)^3 + \dots$

i) Kozeny の法. 背水曲線の場合に於ける概念と同じく、運動エネルギー

流速公式	Hermanek	Forcheimr	
背水曲線公式	Schaffernak	Kozyeny	
$\left(\frac{t'}{t_0}\right)$	$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$	$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$	$f\left(\frac{t'}{t_0}\right)$
0.1	0.0000085	0.000009	0.0284
0.2	0.00019	0.00019	0.0751
0.3	0.0010	0.00115	0.1351
0.4	0.0040	0.0041	0.2006
0.5	0.010	0.1140	0.2787
0.6	0.025	0.0267	0.3696
0.7	0.0535	0.0574	0.4794
0.8	0.113	0.1190	0.6270
0.9	0.257	0.2605	0.8521
0.95	0.416	0.4316	—

— の變化と摩擦とを考へに入れ、且つ

$$V = k_f t'^{0.7} I^{0.5}$$

$$q = k_f t'^{1.7} I^{0.5}$$

なる流速公式を用ひて

$$\frac{I \cdot x}{t_0} = f\left(\frac{T}{t_0}\right) - f\left(\frac{t}{t_0}\right) + k \left\{ f'\left(\frac{t}{t_0}\right) - f'\left(\frac{T}{t_0}\right) \right\}$$

$$k = \frac{k_f^2 t_0^{0.4} I \varepsilon}{g}; \quad \varepsilon = 1.1$$

水深 T に於ける流速 V_T が最大流量になる様な T のときには

$$V_T = \sqrt{gT}$$

單位幅の流量 q は

$$q = V_T T = T \sqrt{gT}$$

$$T = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

従つて

$$\frac{T}{t_0} = \frac{1}{t_0} \sqrt[3]{\frac{k^2 t_0^{0.4} I}{g}} = \sqrt[3]{\frac{k^2 t_0^{0.4} I}{g}} = \sqrt[3]{\frac{k}{\varepsilon}}$$

即ち式(166)は $\frac{I \cdot x}{t_0} = f\left(\sqrt[3]{\frac{k}{\varepsilon}}\right) - f\left(\frac{t}{t_0}\right) + k \left\{ f'\left(\frac{t}{t_0}\right) - f'\left(\sqrt[3]{\frac{k}{\varepsilon}}\right) \right\}$

實際に於ては限界水深 t_{gr} はこの段階より少し上流で起る。

例題.

$Q = 21 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$; 水深 $t_0 = 1.75 [m]$ で法勾配 1 割の梯形

断面の水路に於て、 $I = 0.0004$ 且つ限界河床流速 $V_s = 0.6 \left[\frac{m}{sec} \right]$ なるとき、其の限界速度の起るべき距離を求む。

$V = k_f I^{0.7} I^{0.5}$ に於て $k_f = 0.35$ とすれば

$$V = 1.04 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

従つて
$$F = \frac{Q}{V} = \frac{21}{1.04} = 20.2 [m^2] = (b+t_0) t_0$$

第一近似値として $b = 9.8 [m]$

繰返して行くと $b = 11.66 [m]$ を得

平均幅は $b_m = 11.66 + 1.75 = 13.41 [m]$ となる。従つて

$$T = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b_m^2 g}} = 0.62 [m]; \quad V_i = \sqrt{gT} = 2.49 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

V_m を同一鉛直線上の平均流速とすると

$$\frac{V_s}{V_m} = 0.38 \text{ であるから}; \quad V_m = \frac{0.6}{0.38} = 1.58 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

其處の断面積は
$$F = \frac{21}{1.58} = 13.35 [m^2]$$

水深
$$t' = -\frac{3}{2} + \sqrt{\frac{b^2}{4} + F} = 1.05 [m]$$

故に
$$\frac{t'}{t_0} = \frac{1.05}{1.75} = 0.6; \quad \frac{T}{t_0} = \frac{0.62}{1.75} = 0.354$$

表により

$$f\left(\frac{t'}{t_0}\right) = 0.027 \quad f\left(\frac{T}{t_0}\right) = 0.002$$

$$f'\left(\frac{t'}{t_0}\right) = 0.369 \quad f'\left(\frac{T}{t_0}\right) = 0.169$$

$$x = \frac{1.75}{0.0004} [0.002 - 0.027 + k(0.039 - 0.169)]$$

但し
$$k = \frac{35 \times 1.75 \times 0.4 \times 0.0004 \times 1.1}{9.81} = 0.0687$$

$$x = 49 [m]$$

Schaffernak の式では

$$x = 109 [m]$$

113. 物部博士の公式 (1932). 従来の公式は、水路の断面の形状が特定なものにしか應用出来なかつたのを、何れの形状の断面にも利用し得ると同時に、流速公式も亦特定のものなく、何れの公式をも随時用ひられる様にしたもので、其の結果も在來のに比して極めて高い精度を與へてをる、詳細の事は [内務省土木試験所報告第 21 號] 参照の事。

A = 水路の断面積

H = 河底最深部からの水深

a, b = 係數

A_0, H_0 = 堰上げ前の断面積及び水深

H_b = 堰に於ける水深、即ち最大水深

$V = CR^m T^{0.5}$ 一般流速公式

$$\text{又一般に } A = bH^p; \quad p = bH^k; \quad R = \frac{A}{p} = \frac{a}{b} H^{p-k} \quad (168)$$

とすれば

$$\frac{A}{A_0} = \left(\frac{H}{H_0}\right)^p; \quad \frac{p}{p_0} = \left(\frac{H}{H_0}\right)^k; \quad \frac{R}{R_0} = \left(\frac{H}{H_0}\right)^{p-k}$$

$$V_0 = CR_0^m i_0^{0.5};$$

となる。

不等流の一般公式

$$I = i_0 - \frac{dH}{dx} = \frac{V^2}{C^2 R^{2m}} + \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (169)$$

但し $\frac{V^2}{C^2 R^{2m}} = I_f$ = 摩擦による損失水頭勾配

I = 水面勾配

に於いて

$$I_f = \frac{1}{C^2} \left(\frac{V_0 A_0}{A} \right)^2 R^{-2m} \\ = \frac{V_0^2}{C^2} \left(\frac{A_0}{A} \right)^2 R^{-2m} = i_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^{-2p} \left(\frac{R_0}{R} \right)^{2m} = i_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^{-2p-2m(p-k)}$$

及び
$$\alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \alpha \frac{V_o^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{A_o}{A} \right)^2 = -\alpha \frac{V_o^2}{g} s \left(\frac{H}{H_o} \right)^{-2s-1} \frac{d}{dx} \left(\frac{H}{H_o} \right)$$

$$= -K H_o \left(\frac{H}{H_o} \right)^{-2s-1} \frac{d}{dx} \left(\frac{H}{H_o} \right)$$
 但し
$$K = \alpha s \frac{V_o^2}{g H_o};$$

であるから

$$i_o - \frac{dH}{dx} = i_o \left(\frac{H}{H_o} \right)^{-2s-2m(s-k)} - K H_o \left(\frac{H}{H_o} \right)^{-2s-1} \frac{d}{dx} \left(\frac{H}{H_o} \right) \quad (170)$$

今 $\frac{H}{H_o} = y$ とすれば $d\left(\frac{H}{H_o}\right) = dy \frac{dH}{dH_o}$

故に
$$\frac{i_o}{H_o} dx = \frac{dy}{1-y^{-2s-2m(s-k)}} - K \frac{y^{-(2s+1)}}{1-y^{-2s-2m(s-k)}} \quad (171)$$

今 $2s+2m(s-k) = r$ として、上式を書改め

$$\frac{i_o}{H_o} dx = -\frac{y^r}{y^{r-1}} dy - K \frac{y^{r-2s-1}}{y^{r-1}} dy \quad (172)$$

これを x より $x+l$ 迄積分し、且つ

$$\phi_1 = \int \frac{y^r}{y^{r-1}} dy; \quad \phi_2 = \int \frac{y^{r-2s-1}}{y^{r-1}} dy \quad \text{として}$$

$$\frac{i_o}{H_o} l = \phi_1 \left(\frac{H_b}{H_o} \right) - \phi_1 \left(\frac{H}{H_o} \right) - K \left[\phi_2 \left(\frac{H_b}{H_o} \right) - \phi_2 \left(\frac{H}{H_o} \right) \right] \quad (173)$$

この計算に於ては $\frac{H}{H_o} = 1.001$ を以て数値計算の極限としてある。

水位下降曲線に對しては

$$z = \frac{1}{y} = \frac{H_o}{H} > 1$$

とすれば式 (171) は

$$\frac{i_o dx}{H_o} = \frac{z^{-2} dz}{z^r - 1} - K \frac{z^{2s-1} dz}{z^r - 1} \quad (174)$$

これを x_1 より $x+l$ 迄積分すれば

$$\frac{i_o l}{H} = \psi_1 \left(\frac{H_o}{H_s} \right) - \psi_1 \left(\frac{H_o}{H} \right) - K \left[\psi_2 \left(\frac{H_o}{H_s} \right) - \psi_2 \left(\frac{H_o}{H} \right) \right] \quad (175)$$

但し

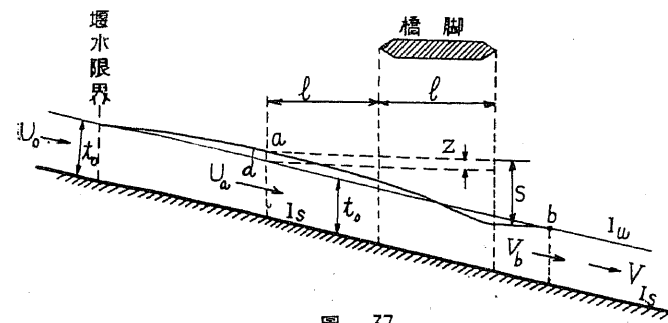
$$\psi_1(z) = \psi \left(\frac{H_o}{H} \right) = \int \frac{z^{-2}}{z^r - 1} dz;$$

$$\psi_2(z) = \psi \left(\frac{H_o}{H} \right) = \int \frac{z^{2s-1}}{z^r - 1} dz,$$

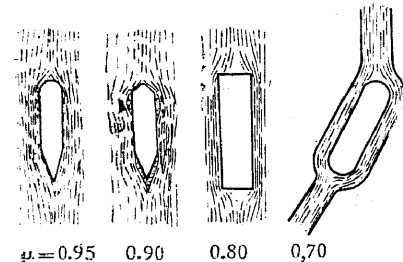
數値計算は $z = \frac{H_o}{H} = 1.001$ 迄取る。(巻末の圖表参照)

114. 橋脚による水位の變化. 高水時には、橋脚の爲に水位が上昇し、上流部に影響を及ぼす事が多い。特に河幅の廣い所に、徑間の短いものを數多く、架設するときは、其の影響は著しく大きい。従つて此の問題は重大な又面白いものであるが、それを實測する事が極めて困難な爲に、未だ充分信頼の出来る様な公式は發表されてゐない、以下の公式は凡て概算的のものであるから、其の積りで使用するべきである。

勿論橋脚の附近と、橋脚間の中央部とでは其の水位の狀況が、著るしく異な



圖・37.



圖・38.

つてゐるが、圖

(37) は大體の

水位の狀況を示

したものである。

一般に橋脚頭部の

少し上流部

で、最も多く堰

き上げられ、橋

脚の下流部で、水位が最も低くなり再び上昇して若干下流に到つて、初めて普通の狀況に回復する。

又水位の上昇は流心に對し橋脚の傾く程度が大きくなる程、其の影響が著しくな

る事は、明であるが其の程度に付ては、未だ明確には定つてをらない。

1) d'Aubuisson の方法. Bernoulli の定理から誘導したもので

$$z = \zeta \frac{V_b^2 - V_a^2}{2g} \quad (177)$$

而して

$$V_b = \frac{Q}{\mu b_o t_o}$$

とし、 b に於ては、未だ流れは河幅全體に及んでをらないと假定してゐる。

$$V_a = \frac{Q}{B(t_o + z)}$$

$$z = \frac{\zeta}{2g} \left[\left(\frac{Q}{\mu b_o t_o} \right)^2 - \left(\frac{Q}{B(t_o + z)} \right)^2 \right] \quad (177a)$$

又は

$$V = \frac{Q}{Bt_o}$$

$$z = \zeta \frac{V^2}{2g} \left[\left(\frac{B}{\mu b_o} \right)^2 - \left(\frac{t_o}{t_o + z} \right)^2 \right] \quad (177b)$$

先づ括弧内の $z = 0$ と假定して z を求める。

$\zeta = 1.111$ (Flamant) とすると $\zeta : 2g = 0.0566$ となる。

μ の値は V, B, b_o ($B-b$) 及び橋脚の形状及び長によつて異なるが大體圖(38)の様な値を取る。

2) Rühlmann の法. 潜堰の公式を利用したもので

$$Q = \frac{2}{3} C_1 \sqrt{2g} b \left[(z+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + C_2 \sqrt{2g} (h_1 - z) b \sqrt{z+k} \quad (178)$$

$$C_1 = C_2 = C = 0.9; \quad h_1 - z = t_o$$

$$V_a = \frac{Q}{B(t_o + z)}; \quad k = \zeta \frac{V_a^2}{2g}; \quad C \sqrt{2g} = 4$$

とすると

$$\frac{Q}{4b} = \frac{2}{3} \left[(z+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + t_o (z+k)^{\frac{1}{2}} \quad (179)$$

或は式(179)の代りに $Q = Cb \sqrt{2g} \left[\left(\frac{2}{3} z + t_o \right) \sqrt{z+k} \right]; \quad (180)$

小さい $\frac{2}{3} z$ の項を無視すると

$$Q = Cb t_o \sqrt{2g(z+k)}; \quad (\text{Lesbros の公式}) \quad (181)$$

但しこの場合 z は波の高を取る事にしてある。

尙式(178)を解くに際し Mehmke は次の様な近似計算を發表してをる。

$$\alpha = \frac{Q}{4.43 B}; \quad \beta = \frac{Q}{4.21 b} \quad \text{とし}$$

$$0.67x^3 + t_o x - \sqrt{\beta^2 - \alpha^2} = 0$$

の x の値を $\sqrt{z'} = x$ とする、この z' を式(178)の z の第一近似値として、 b を求め。計算を繰返して行く。

3) Wex の公式. 橋脚の上流部に出来た、堰水部が次の橋脚に依るそれと合致する様な、徑間の短いものに用ひられる。

普通 §. 65 に於ける圖(50)に示す様な場合は、 $h = z, h_1 - h = t_o$

として

$$\frac{Q}{b} = 1.77(a+z)^{\frac{3}{2}} + (a+z)^{\frac{1}{2}} [2.35t_o - d] - e \quad (182)$$

を近似計算として用ひる。

$$\text{或は} \quad \frac{Q}{b} = 2.01 \left[(z+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + 2.85 (h_1 - z) \sqrt{z+k}; \quad k = \frac{V_o^2}{2g} \quad (183)$$

尙 Wex は §. 65 にある式を用ひ

$$Q = b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} C (s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}}) + C_1 \left(t_o - \frac{V^2}{3g} \right) s_1^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (184)$$

$$\text{但し} \quad s = \frac{C^2}{2g} \left(1 + \frac{B-b}{b} \cos^2 \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$s_1 = s + z + \frac{V^2}{3g}$$

$$C = \frac{Q}{b(t+z)} \quad (184a)$$

普通 $C = C_1 = 0.80$

4) Lorenz の公式.

$$\frac{b}{B} = \left(\frac{t_0}{z+t_0}\right)^3 \left\{1 - \frac{t_0}{B} \left[1 - \left(\frac{t_0+z}{t_0}\right)^3\right]\right\}$$

或は

$$\frac{t_0+z}{t_0} = \left\{1 - \frac{2}{3} \frac{t_0}{B} \left[1 - \left(\frac{B}{b}\right)^3\right]\right\} \left(\frac{B}{b}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (185)$$

§. 104 式 (107) 参照

5) Rehbock の公式. 橋脚の爲に水流の状態が變るが、これを次の様に分類し

- a) 正流のまま流れる場合
- b) 流れの状態が、一部變化するもの
- c) 流れの状態が全部變化するもの

その限界を各々 A 及び B とする。

今 F = 橋脚の無い場合の流水斷面積
 f = 橋脚の爲に減少した斷面積の最大値

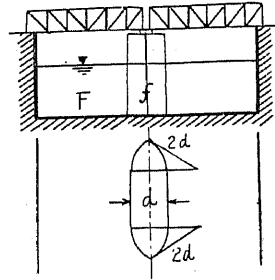


圖. 39.

$$\alpha = \frac{f}{F};$$

α を減積係數とする。

又 V_0 = 橋脚を立てる以前の平均流速

t_0 = 同上の水深とする

$$w = \frac{k_0}{t_0} \quad \text{但し } k_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

w を流況係數とする。

而して兩者の間には次の様な關係がある。

限界 A に於ては $\alpha_A = \frac{1}{0.97+21w} - 0.13$

限界 B に於ては $\alpha_B = 0.05 + (0.9 - 2.5w)^2$

又

- $\alpha < \alpha_A$ のときは (a) の場合になる
- $\alpha_A < \alpha < \alpha_B$ " (b) の "
- $\alpha_B < \alpha$ " (c) の "

Rehbock は一般に

$$z = \alpha \cdot \beta \cdot k_0$$

とした。 α 及び k_0 は堰き上げない状態に於て求めたもので β は實驗による係數である。

a) 全く正流するとき.

$$z_a = (0.72 + 12\alpha + 40\alpha^4)(1 + 2w)\alpha k_0 \quad (186)$$

多くの場合、近似計算として

$$z'_a = \alpha k_0 \quad (187)$$

但し $\begin{cases} 0.06 < \alpha < 0.16 \\ 0.03 < w < 0.12 \\ \beta \doteq 1.0 \end{cases}$

式 (186) との誤差は約 16% 位。

b) 一部流れの状態が變るとき.

即ち水面に生じた渦が、橋脚の下流部に靜止してをる場合。

$0.06 < \alpha < 0.30$ のとき

$$z_b = (21.5\alpha + 33w - 6.6)\alpha k_0 \quad (188)$$

$0.30 < \alpha < 0.6;$

$$z'_b = \left(\frac{20w + 3.85}{0.9 - \alpha} - 6.6\right)\alpha k_0 \quad (189)$$

これは近似値を與へるもので、觀測値と約 10% の差がある。

c) 全部流の状態が變るとき. 即ち渦が橋脚の下流部から離れて下流に流れ去るもの。

ΣB = 川幅とすれば

$\alpha < 0.9$ 迄は

$$z_c = (0.54 + \alpha + 1.9\alpha^5) \left(\frac{Q}{\sum B} \right)^{\frac{2}{3}} - t_0 \quad (190)$$

$\alpha < 0.3$ のとき

$$z'_c = (0.54 + \alpha) \left(\frac{Q}{\sum B} \right)^{\frac{2}{3}} - t_0 \quad (191)$$

梯形断面又は矩形断面の概算公式として

$$z'_c = 5.6 \alpha k_0 \quad (192)$$

但し約 20% 以内の誤差が起る。よく出来た近來の橋梁では大略

$$\frac{z_u}{k_0} = -\frac{f}{F'} \quad (193)$$

なる關係を満足してをる。

又橋脚頭部が圓味を有せぬ場合特に平になつてをるときには

$$z_u = 2.1 \alpha k_0 \quad (194)$$

となり著しく堰水高が大になる。尙 Rehbock が (1922) に發表せるものは

$0.06 < \alpha < 0.36$ に對し

$$z = [\delta_0 - \alpha(\delta_0 - 1)] (0.4\alpha + \alpha^2 + 9\alpha^4) (1 + 2w) k_0 \quad (195)$$

而して δ_0 の値は圖 (40) に示す通りである。

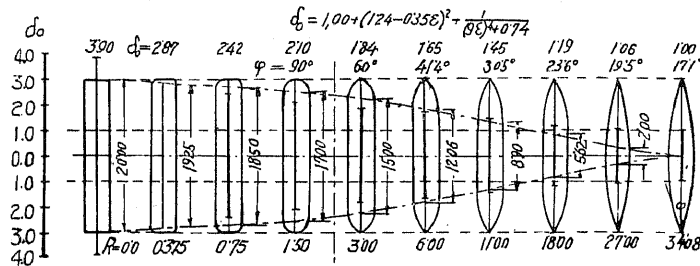


圖. 40.

例題. 各公式の比較

最大流量 $Q_{max} = 360 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$

川幅 $\sum B = 60 [m]$

$t_0 = 2.0 [m]$

なる河川に幅 3[m] の橋脚 2 臺を設けて橋梁を架設するものとす。尙橋臺によつて川幅は減じないものとする。

各徑間に對して

$$Q = \frac{360}{3} = 120; \quad B = \frac{60}{3} = 20; \quad b = \frac{60-6}{3} = 18$$

a) d'Aubuisson の公式

$\mu = 0.9$ とすれば

$$z' = 0.06 \left[\left(\frac{120}{0.91 \times 18 \times 2} \right)^2 - \left(\frac{20 \times 2}{120} \right)^2 \right] = 0.26 [m]$$

$$z = 0.06 \left[\left(\frac{120}{0.91 \times 18 \times 2} \right)^2 - \left(\frac{120}{20(22+0.26)} \right)^2 \right] = 0.36 [m]$$

b) Rühlman の公式によると

$$\alpha = \frac{120}{4.43 \times 20} = 1.36; \quad \beta = \frac{120}{4.21 \times 18} = 1.58$$

$$f = 0.67x^3 + 2.0x - \sqrt{0.6420}$$

$x = 1$ に對し $f = 1.87$

$x = 0.5$ " $= 0.284$

$x = 0.3$ " $= -0.182$

従つて

$x \doteq 0.38; \quad z' = x^2 = 0.145$

$$V_u = \frac{120}{20 \times 2.145} = 2.80 \quad k = 1.2 \frac{2.18}{19.62} = 0.48$$

$$0.83 = 0.33 \left[(z+0.48)^{\frac{3}{2}} - 0.48^{\frac{3}{2}} \right] + (z+0.48)^{\frac{1}{2}}$$

$$z = 0.14 [m]$$

c) Wex の公式により

$$\frac{Q}{b} = \frac{120}{18} \doteq 6.67$$

式 (182) の場合は

$z = 0.24$ に對し $6.67 - 5.22 = 1.45$

$z = 0.54$ $6.67 - 6.63 = 0.04$

故に $z = 0.56$

式 (183) に於ては $z = 0.44$

式 (184) のときは

先づ式 (184x) により近似値 $z = 0.56$ を得る。又橋脚頭部で $\varphi = 45^\circ$ とすれば $\cos^2 \frac{\varphi}{2} = 0.85$; 尙式 (184x) に於て、 $Q' = 360$; $B' = 60$; $b' = 54$ を得。これを用ひて、

$$C = \frac{360}{54(2+0.56)} = 2.61$$

$$s = \frac{2.61^2}{19.62} \left[1 + \frac{60-54}{54} \cdot 0.85 \right] = 0.38$$

$$s_1 = 0.38 + z + \frac{3^2}{29.43} = z + 0.69$$

$C = C_1 = 0.80$ として

$$360 = 54 \times 4.43 \times 0.8 \left\{ 0.67[(z+0.69)^{\frac{3}{2}} - 0.38^{\frac{3}{2}}] + [2.00 - 0.31](z+0.69)^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$(0.692 + z)^{\frac{3}{2}} + 2.54(0.69 + z)^{\frac{1}{2}} - 3.04 = 0$$

$$z = 0.15$$

d) Lorenz の公式

$$z = 0.18$$

e) Rehbock の公式

$$\alpha = \frac{12}{120} = 0.10$$

$$k_o = 0.46$$

$$z_u = \alpha k_o = 0.046 \text{ [m]}$$

$$u_o = 0.23; \quad z_u = (0.72 + 1.2\alpha + 40\alpha^2)(1 + 2u)\alpha k_o = 0.507 \text{ [m]}$$

以上の結果からも是等の公式が如何に不確實なるものであるか分かる。是等は水理実験室の研究や實際の精確なる観測に依つて其の係數或は常數を漸次改善して行くの外はない。

115. 水路の方向轉換. 圖(41)の如き幅員 b , 水深 h の矩形水路に於て Boussinesq は

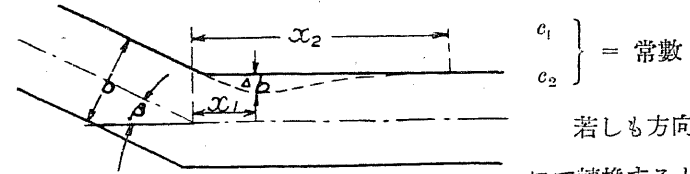
$$\text{流水断面の最も狭くなる所迄の距離} \quad x_1 = c_1 \frac{b}{\beta} \left(\frac{b}{h} \right)^{1-\nu}$$

$$\text{流水が再び水路幅丈流れ始める所の距離} \quad x_2 = c_2 \frac{b}{\beta} \left(\frac{b}{h} \right)^{1-\nu}$$

$$\text{流水断面の最も狭き所の岸からの距離} \quad \Delta b = c_1 b h \left(\frac{b}{h} \right)^{1-\nu}$$

$\beta =$ 方向轉換の角度

$\nu =$ 極めて小さき數



c_1
 c_2 } = 常數
若しも方向が R なる半徑にて轉換するときは

圖. 41.

損失水頭
$$h = \tau \frac{V^2}{h} \sqrt{\frac{b}{R}} \left(\frac{b}{h} \right)^{\frac{1-3\nu}{2}} \quad (196)$$

其の水面勾配は
$$I = \frac{u^2}{h} \left(\frac{1}{e^2} + \tau_1 \sqrt{\frac{b}{R}} \right) \quad (197)$$

$$\frac{1-3\nu}{2} = \text{極めて小なる數}$$

$$\tau = \text{常數}$$

$$\tau_1 = \text{常數}$$

$$\frac{3}{4} \frac{1}{e^2} \quad (\text{Lahmeyer})$$

是等に對する實驗極めて乏しく、從つて係數に付て信頼すべきものがない。

116. 格子による損失水頭

$$h = \xi \frac{V^2}{2g}$$

圖(41)に於て $b_1 : (s+b_1) = 0.63$ の場合

の係數に對し Spangler は

形 式	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$
a	1.13	1.46	2.05	4.26
b	0.86	0.76	1.29	2.45
c	0.78	0.71	1.29	2.81
d	0.48	0.43	0.49	2.19
e	0.42	0.68	1.29	3.09
f	0.38	0.22	0.67	1.84
h	1.13	1.88	2.75	5.15
j	1.13	1.81	2.72	4.26
k	—	1.53	2.32	3.43
i	1.13	1.62	2.12	3.88

尙 Kirschmer は

$$\zeta = \beta \left(\frac{s}{b_1} \right)^2 \tag{198}$$

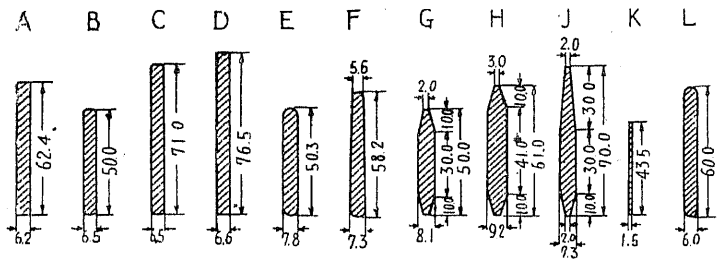
型 類	a, h, i, k, l	b	c	d	e	f	g
β	2.34	1.77	1.60	1.0	0.87	0.71	1.73

Fellenius (1927) は

$$h = \mu_1 \sin \nu \cdot \varphi^2 \cdot \frac{V^2}{2j} \tag{199}$$

$$= \mu_2 \sin \nu^{\frac{3}{2}} \cdot \varphi^2 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

但し ν は格子の水平となす角



$\mu_1 =$	7.1	6.1	6.1	6.2	—	4.5	—	—	—	1.0	—
$\mu_2 =$	—	—	—	—	5.6	—	2.6	3.4	2.4	—	6.5

