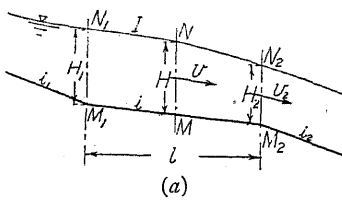


第十五章 洪水竝に特殊の水流

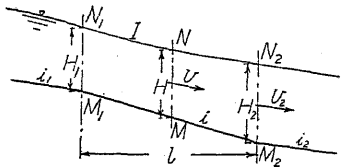
[75] 平均流速公式の適用 (N.M.)

現時使用さる、平均流速公式の多くは一様なる直線流路に於ける等速定流 (Uniform steady flow) に對する實驗を基礎とせるものなるが、實在する水流特に自然河川に於ては水面勾配、斷面等の變化あり、嚴密に云へば何れも不等速流に屬し上下流互に相影響し加ふるに所々に屈曲ありて勢力を消費する。従て流速公式に依て流速及び流量を相當信賴し得る程度に算定せんとすれば河狀の不等に對し適當なる補正を加ふるか、又は充分長き區間を一括して考へその間の平均の斷面、水面勾配、粗度等を用ひて河狀變化の影響を消却するを可とする。

(1) 河床勾配の變化の影響 自然河川に於ては淵瀨相繼ぐを本態とし従て河床及び水面勾配



は緩急交互に存するを常とし、その變化は低水程甚しい。此等の場合の平均流速の算定方法を示さん、先づ第 645 圖 (a), (b) の如き上下流の瀨部に介在する淵部及び淵部の間に介在する瀨部に就て考ふるに



第 645 圖 (b)

斷 面	低水 線上 水位	横斷面 平均水深 (徑深)	低水 勾配	水面 勾配	平均 流速	河幅
M_1N_1	H_1	R_1	i_1		v_1	B_1
N_1N_2 間平均	H	R	i	I	v	B
M_2N_2	H_2	R_2	i_2		v_2	B_2

N_1, N_2 間の水面は上下流の影響を受けて曲線狀を爲し水面勾配は N_1 より N_2 に増又は減するを以てその平均を以て I と爲す。先づ (a) 圖の場合を考ふるに、 N_2 に於ては下流の急勾配の爲に水位低下し I を大ならしむるもその影響は N_1 より上流に及ばずと假定し、水面形を拋物線と看做せば平均水深 R 及び I は略 NM 斷面に共存する。而して流量は各斷面同一なるを以て

$$v_1 = CR^m I^{0.5}, \quad v_2 = CR_2^m i_2^{0.5},$$

$$\therefore Q = CBR^{1+m} I^{0.5} = CB_2 R_2^{1+m} i_2^{0.5}, \quad \frac{R}{R_2} = \frac{H}{H_2}$$

$$\therefore H_2 = H \left(\frac{B}{B_2} \sqrt{\frac{I}{i_2}} \right)^{\frac{1}{1+m}} \quad \therefore \Delta H = H - H_2 = H \left[1 - \left(\frac{B}{B_2} \right)^{\frac{1}{1+m}} \left(\frac{I}{i_2} \right)^{\frac{1}{2(1+m)}} \right] \quad (592)$$

然るに水面勾配の補正值を求むるには略値を以て足り、 $B=B_2, m=0.5$ と置けば

$$\Delta H = H - H_2 = H \left[1 - \left(\frac{I}{i_2} \right)^{\frac{5}{3}} \right]$$

$$\therefore I = i + \Delta I = i + \frac{2\Delta H}{l} = i + \frac{2H}{l} \left[1 - \left(\frac{I}{i_2} \right)^{\frac{5}{3}} \right] \dots \dots \dots (593)$$

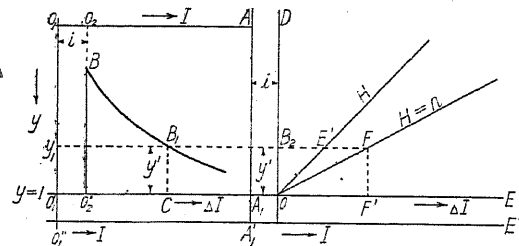
而て (a) 圖の場合 $I < i_2 \therefore \Delta I = I - i > 0$

(b) 圖の場合 $I > i_2 \therefore \dots < 0$

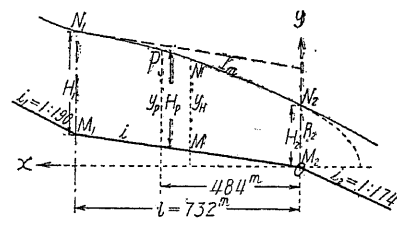
故に前者に於ては水位の昇るに従ひ勾配急となり、後者に於ては反對に緩となる。(593) 式より I を求むるには豫め I 及び H と ΔI の關係を表はす圖表 (第 646 圖) を作り置く。即ち $O_1O_2 = i$, 水位 $= n = \frac{B_2F'}{OB_2}$, O_1A_1 軸上に I , O_1A_1 軸即ち y 軸上に $\left(\frac{I}{i_2}\right)^{\frac{5}{3}}$ を取り $\overline{O_1y_1} = y = \left(\frac{I}{i_2}\right)^{\frac{5}{3}}$ なる曲線 BB_1 を畫けば、此曲線と $y=1$ なる直線... $A_1O_2'C$...とに挟まる、縦距は $CB_1 = y' = 1 - \left(\frac{I}{i_2}\right)^{\frac{5}{3}}$, 次に OD 軸上に y' を取り OE 軸上に $\frac{2y'}{l} \left[1 - \left(\frac{I}{i_2}\right)^{\frac{5}{3}} \right] = \frac{2y'}{l}$ を適宜の縮尺に取り、之に依て定まる點 E' と原點 O を結び更に B_2E' の延長線を B_2E' と同一の長さ ($E'F, \dots$) に區分しその各點を原點 O と結びて多くの放射線を引く。今 B_2 より $n \cdot \overline{B_2E'}$ なる距離の點を F とすれば

$$\overline{B_2F} = n \cdot \overline{B_2E'} = n \cdot \frac{2}{l} y' = n \cdot \frac{2}{l} \left[1 - \left(\frac{I}{i_2} \right)^{\frac{5}{3}} \right] = \overline{OF'}$$

即ち OF' は水位...低水線より水面迄... n なる時の ΔI を表はす。依て逆に水位 H を與へられて ΔI を求むるには OF' に示す ΔI と $O_2'A$ 軸上に表はさる、 ΔI とが相等しき値を有する點 F を索出すれば宜しい。



第 646 圖



第 647 圖 末野流量測定所縦斷

尙流速公式 $v = CR^m I^{0.5}$ に於て $m = 0.5$ と置く代りに C を不變とする如き m を用ふる時は、 ΔI の曲線 BB_1 を畫くに多少の手數を要するも一層合理的なる結果を得る。

(2) 實際の場合に於ける適用例 上記の方法の例として著者が大正二年及び三年の兩回の大洪水に際し荒川上流部末野流量測定所(埼玉縣大里郡寄居町地内)に應用せる計算法を述べる。該地點に於ける縦斷は(第 647 圖)前後の急瀬部に介在し、 $l = 732$ m, 上下見通線間の距離 109 m, $i_1 = 1:190$, $i_2 = 1:2550$, $i_3 = 1:174$ である。

$H_p \dots P$ 點の水位, $H \dots M$ 點の水位, $R \dots$ 平均水深 m,
 $v \dots$ 實測平均流速 m/sec, $I_m \dots$ (593) 式より算出せる水面勾配 (N 點)

$I_0 \dots$ 見通線間の實測平均水面勾配, $I_p \dots P$ 點に於ける校正水面勾配
 $C_0 \dots R, I_0$ 及び v より算出せる流速係數, $C \dots R, I$ 及び實測 v より算出せる係數

此場合に於ては見通線間の中央點 P は N_1N_2 間の中央 N と一致せざるを以て、 N_1N_2 水面を M_2 を通る水平線を軸とする拋物線の一部と看做して I_p と I との關係を求むるに、

$$\text{水面曲線 } l + a = a(H_1 + il)^2 \text{ 或は } x + a = ay^2$$

茲に $a, a \dots$ 常數, $x \dots$ 頂點より上流への距離, $y \dots$ 軸より水面迄の高さ ($H + ix$)

$$\therefore I_p = \left(\frac{dy}{dx} \right)_p = \frac{1}{2ay_p} \therefore I_p = I \frac{y}{y_p}$$

今、増水の略中間 $H_1 = 6$ m に對し y/y_p を求むるに

$$Q = CBR^{1.5} I^{0.5} = CBR_2^{1.5} I_2^{0.5}, \therefore H_2 = H \left(\frac{i}{i_2} \right)^{\frac{1}{3}} = 6 \left(\frac{174}{2,550} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.5 \text{ m}$$

$$\therefore a = 122 \text{ m}, \quad a = 21.1 \therefore x + 122 = 2.11y^2$$

$$P \text{ に於て } y_p = 5.35 \text{ m} \therefore H = \frac{1}{2}(6 + 2.5) = 4.25 \text{ m}, \quad y = 4.25 + 0.18 = 4.43 \text{ m}$$

$$\therefore I_p = I \frac{4.43}{5.35} = 0.82I = 0.82 \left\{ i + \frac{2H}{l} \left[1 - \left(\frac{I}{i_2} \right)^{\frac{5}{3}} \right] \right\} \dots \dots \dots (594)$$

本例の場合に對する H 及び I と $\Delta I = I - i$ の關係は第 646 圖の圖表に示せるを以て、 H に相當する I を知り (594) 式に依て I_p を求め得る。但し最低水軸 $A_1'E'$ 上の讀數は OE 軸上の讀數に i を加へたるものにして、 $I = i + \Delta I$ である。

先づ P を中心とする延長 109 m の兩端の見通線上に設けたる水位標より區間の水面勾配 I_0 を求め、兩見通線の横斷面より區間の平均横斷面を求めて、之に相當する横斷平均水深 R を求む。然るに中以上の出水に於ては水位の脈動著しく最大振幅 10 cm に達し、平均水深の算定には大過なきも I_0 は著しき變動ありて信頼するに足らず、從て R, I_0 及び實測 v より算出せる C_0 は不規則なる著しき變化を見るが、前述の方法に依て I_p を出し、 R, I_p 及び v を用ひて係數 C_1 を求むるに水深に應じて規則的に増大し、更に C_1 と R とより粗度 n を求むれば大體一樣となる...第 110 表。

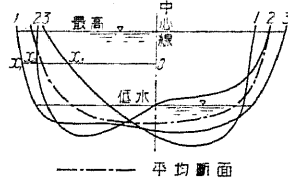
第 110 表

水位標水位 m	0.561	0.564	1.109	1.112	2.533	3.82	4.66	5.13	6.44	6.50	7.70	8.40	8.87
R m	1.14	1.14	1.363	1.365	2.18	3.40	3.88	4.03	5.27	5.34	6.22	6.52	6.79
$10^3 I_0$	0.394	0.407	0.337	0.337	2.25	3.37	3.29	3.79	2.25	2.53	0.562	0.840	1.26
實測 v m/sec	0.68	0.70	1.15	1.15	2.09	2.91	3.30	3.27	4.42	5.03	5.27	5.61	5.88
C	32	32	54	54	30	29	29	26	41	43	89	76	70
$10^3 I$	0.40	0.40	0.78	0.78	1.32	1.61	1.90	2.13	2.30	2.32	2.45	2.60	2.70
$10^3 I_p$	0.33	0.33	0.64	0.64	1.08	1.32	1.56	1.75	1.89	1.90	2.01	2.13	2.21
C_1	35.2	36.3	38.0	38.0	42.9	43.5	42.4	39.1	44.6	50.0	46.8	47.3	47.9
n	0.029	0.028	0.028	0.028	0.027	0.028	0.029	0.033	0.029	0.026	0.028	0.028	0.0275

(3) 洪水の流量略算法 洪水の流量を決定するには竿浮子に依て實測を爲すを最善とするも、出水前に充分の準備をなし置き出水期間測量員を派遣し置くの必要あり、而も尙大洪水に出會する事は容易でない。從て多くの場合流速公式を適用して略算を爲さねばならぬ。先づ支派川なき部分に於て河狀整齊なる數

區間を撰定し、各區間に於て最高水位を標記し置き、洪水の前後に測量に依り各區間の平均断面、徑深、高水時水面勾配等を算出し適當なる粗度係数を判定して流速を計算し、各區別々に流量を算定し夫等の平均を以て求むる所の最大流量とする。

然し普通の未改修河川に於ては等速流状態に近き部分は概ね短少にして水面勾配の誤差大なるのみならず、場合に依ては過去の大洪水の最高水位の痕跡に依て流量を推定する必要もある。斯る場合にはなるべく



第 648 圖

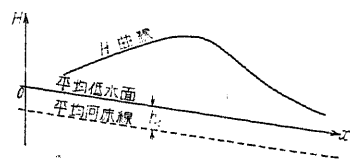
河狀整齊なる部分に延長 2 km 以上、幅員の 10 倍以上、落差 2 m 以上の區間を取りその上下端の最高水位より平均水面勾配及び低水上の水位を定め、洪水の前又は後に數ヶ所の代表的横断面を測り各断面の低水位と河幅中心線とを重ね合はせて全區間の平均断面を作り、之に上記の低水上の水位を入れ此流水断面と平均勾配とを用ひ、粗度を適當に判定し公式に依て平均流速を求むる。平均断面を求むるには各断面を方眼紙に畫き河幅中心線よりの横距を平均すれば宜しい。即ち

$$x = \frac{1}{n}(x_1 + x_2 + \dots + x_n)$$

[76] 河川に於ける洪水 (N.M.)

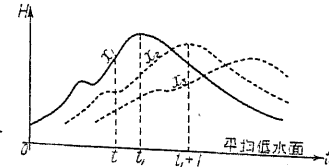
(1) 洪水波 (Flood wave) 河川に於ける洪水の如く流況が刻々變化する場合にはある断面に於て水位、水深、断面積、平均流速、流量等は時刻に依て異りて一の不定流 (Unsteady flow) をなす。斯の如き水流に於て任意の断面、任意の時刻の流速、流量等を理論上より算定する事は殆んど不可能なるが、洪水波の種々の性質を理論的に研究し、一方實測の助けを藉れば實用上必要な種々の問題を解決し得る。

長き河川に於て上流に距離 x の基點を取り、時刻 t に於ける各断面の水面の高さ H を平均低水線を基線として表せば第 649 圖の如き波形となり之を洪水波 ($H-x$ curve) と名づくる。圖に於て t_1 なる時刻に洪水波の頂 (Crest) が x_1 にあり、それより下流に於ては水面は猶上昇中にして、上流に於ては既に最高を過ぎて下降しつつある。次に t より單位時間後の狀況を考ふるにその頂點はある距離 ω だけ下流に進み x_2 に移る。この單位時間に波頂の進む距離を洪水波の傳播速度 (Propagation velocity of flood wave) と云ひ m/sec 又は km/hour を以て表はす。一地點 x_1 に於て任意の時間...普通 1 時間...毎に水位を觀測し、 t を横距、平均低水面を基



第 649 圖

t_1 に於ける水面縦断面圖



第 650 圖

x_1 に於ける水位曲線

點とせる水面の高さ H を縦距として圖に表せば、水面の形は x_1 曲線を以て示され之を x_1 に於ける水位曲線 (H curve, Gage-height curve at x_1) と呼

び、時刻 t_1 に於て最高に達する。 x_2 地點に於ける水位を x_1 と同じ基線に記入すれば點線を以て示す x_2 曲線となり、その最高點は t_1 より單位時間だけ遅る。若し河川が略同一形狀ならば x_3 なる地點の最高は $t_3 = t_1 + \frac{1}{\omega}(x_3 - x_1)$ なる時刻に起る。

(2) 洪水波の傳播速度及び平均流速の近似公式 $t=0$ に於て洪水波の形、即ち水位 H と断面位置 x との關係が $H=F(x)$ なる函数を以て表はされ、任意の時刻 t に於ても波の形は全く同一なりと假定すれば、一定の水位 H は ωt だけ下流に進み ω を洪水波傳播速度 (Propagation velocity of flood wave) と稱する。一般に x 點に於ける t 時刻の水位 H は次の如く表はさる。

$$H = F(x - \omega t) \dots \dots \dots (595)$$

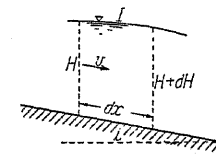
從て H の x 及び t に關する偏微分を求むれば

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial F}{\partial(x - \omega t)} \frac{\partial(x - \omega t)}{\partial x}, \quad \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial(x - \omega t)} \frac{\partial(x - \omega t)}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial(x - \omega t)} (-\omega)$$

$$\therefore \omega = -\frac{\partial H}{\partial t} / \frac{\partial H}{\partial x} \quad \text{及び} \quad \frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \dots \dots \dots (596)$$

即ち ω は H の變化率のみに依て定まる。而て不定流の一般式は [20] (3) に依り

$$I = i - \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \dots \dots \dots (597)$$

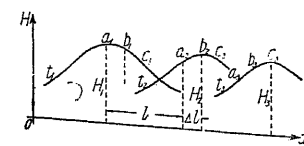


第 651 圖

我國の河川の如く i 大にして洪水時間割合に短小なる場合は右邊の第二、第三項は第一項に比して著しく小なるを以て...普通 3% 以下...此等を見無視すれば、

$$\frac{v^2}{C^2 R} = I = i - \frac{\partial H}{\partial x} = i + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t}$$

$$\therefore v = C \sqrt{R \left(i + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \right)} \dots \dots \dots (598)$$



第 652 圖

然るに $\partial H / \partial t$ は一地點の水位曲線より計算し得るを以て、その地點の洪水時の流速はその點に於ける断面積、床勾配及び水位觀測とその附近に於ける波頭傳播速度とより大略算定し得る。

(3) 波高減衰する場合 (597) 式に依り $I = i - \frac{\partial H}{\partial x}$ なるを以て第 652 圖の t_1 に於ける水面曲線にて、波頂より下流側は $\frac{\partial H}{\partial x}$ は $-$ なるを以て $I_2 = i + \left| \frac{\partial H}{\partial x} \right|$, 上流側にては $I_1 = i - \left| \frac{\partial H}{\partial x} \right|$ にして $I_1 < i < I_2$ 、從て波頂の下流側の流速は上流側より大にして t_1 に於て a_1 なる水分子が波頂に存するも、 t_2 に於てはそれより下流の b_2 分子が波頂に位する事となる。今單位時間に $a_1, b_1 \dots$ が l だけ下流に移動し $a_1 b_1 = \Delta l$ とすれば、(2) の概略的の考へに依れば $\omega = l$ なるも、實際は $\omega = l + \Delta l$ にして Δl は l に比して著しく小なるも波頂が長距離を移動する間に波

高は著しく低減し高水の期間は延長する。一方河幅の増減に依りても同一流量を流す爲の水深異り河幅漸増の場合は波高漸減する。此關係は甚だ複雑なるも一般に $H_2 = H_1 e^{\pm at}$ を以て表はされ、短區域に對しては $H_2 = H(1 - ax)$ 、但し波高漸増する場合 a は $-$ 、波高漸減する場合は $+$ である。

a は波頂が單位距離を流下する間に波高の低下する量を示し之を波高減衰率 (Rate of flattening of flood wave) と稱する。(596) 式より

$$\frac{\partial H_2}{\partial x} = -aH - \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \quad \therefore I = i - \frac{\partial H_2}{\partial x} = i + aH + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \dots \dots (599)$$

波頂以外の點に於ても波頂に比例して水位が減衰するものと假定すれば (599) 式は總ての水位に對して近似的に適用し得る。

(4) 實際計算の例 大正三年八月末荒川大洪水に於ける佐谷田、吹上兩水位標間を例に取て實際計算を説明する。

- 佐谷田、吹上間平均低水勾配 = 1:725 = i
- 佐谷田水標の上下約 1.3 km 間の平均 $i = 1:400$
- 吹上水標の上下約 1.0 km ,, $i = 1:687$
- 兩水標間の距離 = 6,510 m
- 佐谷田の増水高 (平均低水位より最高水面迄) = 4.74 m = H_{1m}
- 吹上の増水高 ,, = 7.73 m = H_{2m}
- 兩標間波頂傳播速度 $\omega = \frac{6,510}{40 \cdot 60} = 2.73$ m/sec (實測)

(599) 式に依り $(1 - ax)H_{1m} = (1 - ax) \cdot 4.74 = 7.73 \quad \therefore a = -1:34,000$

$$I = i + aH + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t}, \quad \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\Delta H}{60 \cdot 60} \quad \text{茲に } \Delta H \text{ は一時間の水位上昇}$$

第 111 表 大正三年八月末洪水

t	29 日						30 日					
	午後4	4-30分	8	9	10	12	午前1	3	6	4	12	
ΔH m	+0.425	+0.606	+0.13	+0.07	+0.152	+0.076	-0.091	-0.122	-0.152	-0.073	-0.012	
$10^3 \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t}$	+0.043	+0.062	+0.013	+0.007	+0.015	+0.008	-0.009	-0.012	-0.015	-0.007	-0.001	
$10^3 aH$	-0.23	-0.27	-0.39	-0.40	-0.42	-0.45	-0.45	-0.41	-0.37	-0.27	-0.27	
$10^3 I$	2.31	2.29	2.12	2.11	2.09	2.06	2.04	2.10	2.11	2.22	2.29	

流速公式に依りて v を計算する場合は上表の I を用ひねばならぬ。

(5) 洪水に於ける水面勾配, 平均流速及び流量の最大

1. 水面勾配の最大 洪水の場合の水面勾配は (599) 式により

$$I = i - \frac{\partial H}{\partial x} = i + aH + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t}$$

にして $\frac{\partial H}{\partial t}$ の正の最大は洪水波の増水時變曲點...第 652 圖の t_1 ... に存するを以て、 a 及び ω 一定ならば I_{max} は t_1 に起り a が $+$ はらば t_1 より僅かに後れ ω が H と共に増大する場合も亦多少後れる。

2. 平均流速の最大 一般に平均流速は

$$v = CR I^{0.5} = CR^m \left(i + aH + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \right)^{0.5}$$

故に v_{max} は $R^m I^{0.5}$ の最大時に起る。 a 及び ω を不變とすれば

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad \therefore (2mR^{m-1}I^{0.5} + a) \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{1}{\omega} \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} = 0 \dots \dots (600)$$

而て v が極大なる爲には増水期間に於て上式を満足するを要し $\frac{\partial H}{\partial t}$ は $+$ 、 $\frac{\partial^2 H}{\partial t^2}$ は $-$ 即ち増水期變曲點以後、最高水位以前にして普通後者に近く起る。

3. 流量の最大 斷面積 $A = aH^k$ 、徑深 $R = \beta H^s$ と置けば

$$Q = CR^m I^{0.5} A = C_1 H^{m+k} \left(i + aH + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \right)^{0.5} \dots C_1 = \text{const.}$$

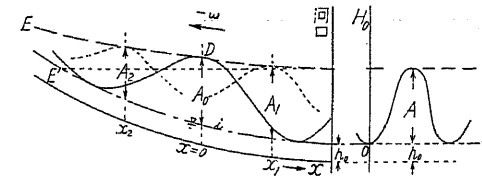
$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0, \quad \therefore (ms+k)H^{m+k-1} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{1}{2} I^{0.5} \left(a + \frac{1}{\omega} \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} \right) = 0 \dots \dots (601)$$

此關係は流速の最大と水位の最大との中間の t に於て満足さる v を以て、洪水波の流量の最大は最高水位より多少先立て現はれる。

[77] 河川及び水路の感潮部平均流速の略算法 (N.M.)

感潮部に於て上流端より流入する流量の略一定せる場合即ち平水以下の場合に就て考ふ。潮汐による河口の水面變動が $H_0 = F(t)$ を以て與へらる v のとし、それより上流の地點 $x=0$ に於ける水位の變動及び各時刻に於ける平均流速を略算する方法を述べる。

(1) 任意の斷面に於ける水位, 水面勾配及び平均流速 今感潮部に於て任意の時刻 t の水面縱斷形即ち $H-x$ 曲線及び河口の潮位曲線 (H_0-t 曲線) を第 653 圖に示す。河口の潮差即ち振



第 653 圖

幅を A とし、便宜上水位は總てその斷面の最底水面より測るものとする。潮波は河口より上流に傳播しその速度は水路の深さに依り異り $x=0$ の附近にては $+\omega$ とす...第 653 圖は $x=0$ に波頂の來りし時の狀況...而て波の傳播に依る勢力消費に依り波高は減衰するを以て、 $x=0, x_1, x_2$ に於ける波高を夫々 A_0, A_1, A_2 とし、任意の斷面 x に於ける波高 A_x を次式を以て表はす。

$$A_x = A_0(1 + \beta_1 x + \beta_2 x^2) \dots \dots \dots (602)$$

常数 β_1, β_2 は $x=0, x_1, x_2$ なる三地点の實測波高より定め得る。次に潮波は一般に半日及び一日潮の組合せに依て近似的に表はし得るを以て、前者の週期を T_0 、後者の週期を約その二倍、前者の半振幅を b_2 、後者のそれを b_1 とし且つ最低水位時を時刻の基點に取れば、 x 點に於ける水位は

$$H = (1 + \beta_1 x + \beta_2 x^2) \left[b_1 + b_1 \sin \left\{ \frac{\pi}{T_0} \left(t - \frac{x}{\omega} \right) - \frac{\pi}{2} \right\} + b_2 + b_2 \sin \left\{ \frac{2\pi}{T_0} \left(t - \frac{x}{\omega} \right) - \frac{\pi}{2} \right\} \right] \dots (603)$$

茲に ω は下流に傳播する時 $+$ 、上流に遡る時に $-$ とす。(603) 式より $x=0$ に於ける $\frac{\partial H}{\partial t}$ 及び $\frac{\partial H}{\partial x}$ を求めれば

$$\frac{\partial H}{\partial t} = b_2 \frac{2\pi}{T_0} \cos \left(\frac{2\pi}{T_0} t - \frac{\pi}{2} \right) + b_1 \frac{2\pi}{2T_0} \cos \left(\frac{2\pi}{T_0} t - \frac{\pi}{2} \right)$$

$$\therefore \frac{\partial H}{\partial x} = \beta_1 H - \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t}$$

従て $x=0$ に於ける各時刻の水面勾配は (599) 式より

$$I = i - \frac{\partial H}{\partial x} = i - \beta_1 H + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \dots \dots \dots (604)$$

然るに不定流の一般式 $I = i - \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$ に於て潮波の場合は水位の變動急に、従て v の變化も著しき爲、洪水の場合の如く $\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right)$, $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$ 等を見視する能はず。依て v の著しく小ならざる期間のみに對して上式を書き換へ、 $v = C^2 R \left[I - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right]$ とし右邊の第二、第三項に近似値を代入すれば

$$v \approx CR^{\frac{1}{2}} \sqrt{I - \frac{C^2}{2g} \left(I \frac{\partial H}{\partial x} - R \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \right) - \frac{C}{2g} \frac{I(\partial H/\partial t) - R(\partial^2 H/\partial x \partial t)}{R^{1/2} I^{1/2}}} \dots (605)$$

I に對して他項の小なる期間に對しては (604) 式に依り

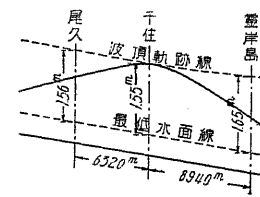
$$v \approx C \sqrt{R \left(i - \beta_1 H + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} \right)} \dots \dots \dots (606)$$

尙 $\frac{\partial}{\partial x} = -\frac{1}{\omega} \frac{\partial}{\partial t}$ なるを以て

$$v = CR^{\frac{1}{2}} \left[I + \frac{1}{\omega} \frac{1}{g} \left(\frac{v^2}{2g} \right) - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (607)$$

但し上記の諸式に於て實際の ω は負値である。故に I の最大なる附近に於て t 及び $t + \Delta t$ に於ける v を知れば (607) 式を用ひ數値積分に依て $t + 2\Delta t, \dots, t + n\Delta t \dots$ 等に於ける流速を順次に求め得る。

(2) 感潮部に於ける流速の計算 流速の時間的變化を知るには斷面及びその上下流各 2~4 km 位に水標を設けて毎時の水位を觀測し、且中央斷面に對しては水位と斷面積及び徑深との關係を示す曲線を作る。但し單に計算のみに依て I を算定する場合は上下流の水標は單に最高及び最低の水位を計れば足る。今



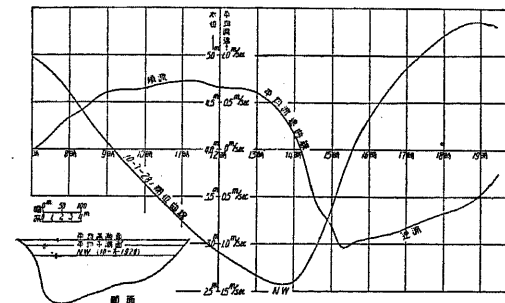
第 654 圖

尾久靈岸島間波頂傳播速度、 $\omega = -3.7$ m/sec.

$$\beta_1 = \frac{1.65 - 1.56}{15,260 \cdot 1.55} = 0.038 \cdot 10^{-5}, \quad \text{最低水面線勾配、} \quad i = 1.09 \cdot 10^{-5}$$

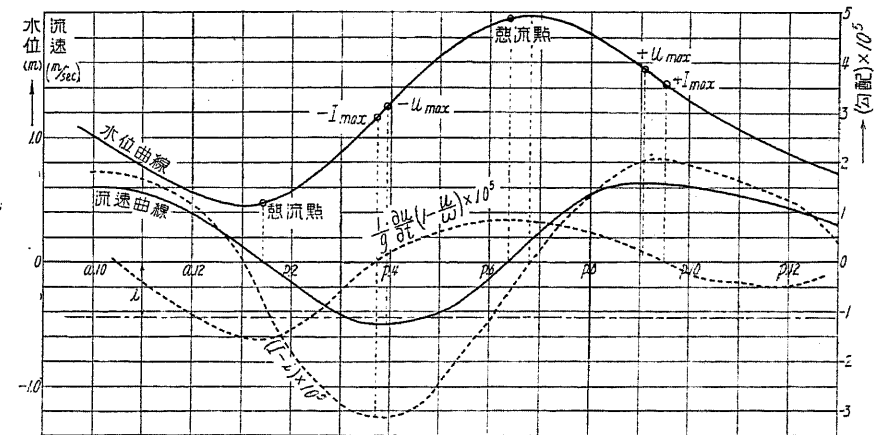
一時間の水位上昇を ΔH とすれば $-\frac{1}{\omega} \frac{H}{\partial t} = \frac{\Delta H}{3,600} = -0.35 \cdot 10^{-5} \cdot \Delta H$

千住水位 (H) と同平均水深 (R) との關係は $R = 2.34 + 0.69H$



第 655 圖 Elbe 河感潮部水位と平均流速の實例

(607) 式に依つて各時刻の千住平均流速を求むるに、 I の大なる時刻即ち潮波の變曲點附近に於て I 以外の項を見視し、二時刻... 本例に於ては $a. 10$ 及び $11 \dots$ の v 及び Δv を計算しその次の時刻に對しては、(607) 式中の先に無視せる項に v 及び Δv を入れて v 及び Δv を求め各時刻毎に順次に進む。第 112 表中太字は I のみを考へて算出したる流速である。



第 656 圖 千住に於ける水位、水面勾配及び流速

第 112 表 千住に於ける水面勾配及び計算流速 (大正 2 年 4 月 7 日)

t	a. 10	11	12	p. 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
千住水位 m	1.000	0.773	0.561	0.424	0.561	0.879	1.303	1.665	1.908	1.970	1.817	1.574	1.272	1.045	0.848
R m	3.03	2.87	2.72	2.63	2.72	2.94	3.23	3.49	3.65	3.70	3.59	3.38	3.22	3.06	2.92
$10^5 I =$ $\left[\frac{1}{\omega} \frac{\partial v}{\partial t} \left(\frac{v^2}{2g} \right) - \frac{1}{x} \frac{\partial v}{\partial t} \right] \cdot 10^5 =$	-	-0.34	-0.16	-	-2.45	-0.39	-	+0.65	-	-	0.56	-	-0.23	-0.33	-
$10^5 I_0$	+2.38	+2.68	+2.38	+0.89	-1.05	-1.59	-1.98	-1.39	-0.40	+1.29	+2.28	+2.68	+2.88	+2.78	+2.38
v m/sec	0.57	0.54	0.524	0.45	-0.153	-0.439	-0.488	-0.409	-0.306	0.306	0.573	0.624	0.603	0.573	0.533

I_0 は尾久靈岸島間の同時水面を平面と仮定し両端の實測水面高より算定せる勾配にして、 I と多少異なるも大體相伴ふて増減して居る。 C は $n=0.025$, $R=3$ m として約 61 に取て居る。算出せる水面勾配及び流速を第 656 圖の曲線にて示す。第 655 圖は獨逸 Elbe 河感潮部の水位と平均流速の實測値との關係を示す。

[78] 不定流に對する水流連續性定理の應用 (N.M.)

(1) 洪水波の傳播速度 [76] (2) に於て洪水波に於ける一定水位の傳播速度 ω の簡單なる場合を略算したるが、水流連續性定理... [20] (2)...を應用すれば稍複雑なる河狀に對しても容易に ω の性質を明かにすることが出来る。水流連續性の方程式は

$$\frac{\partial Q}{\partial x} dx + B \frac{\partial H}{\partial t} dx = 0 \dots \dots \dots (i)$$

B 及び A は H なる水位の水面幅及び斷面積にして $B = \frac{dA}{dH}$, $Q = Av$ なるを以て (i) は

$$A \frac{\partial v}{\partial x} + B \left(v \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} \right) = 0 \dots \dots \dots (608)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \text{ 即ち最大流速の點 } b \text{ に於ては}$$

$$-\frac{\partial H}{\partial t} / \frac{\partial H}{\partial x} = \omega = v \dots \dots \dots (609)$$

即ち ω は平均流速に等しく、且つ實際上洪水波頂の傳播速度に略等しい。

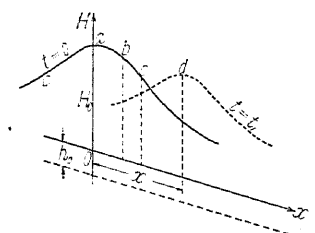
次に $v = CR^m I^n$, $R = \beta H^r$, $C_1 = \beta C$, $n = mr$ と置けば (608) 式は

$$Av \left(\frac{n}{H} \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{1}{2I} \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \right) + B \left(v \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} \right) = 0$$

洪水波の變曲點 C に於ては $\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} = 0$ なるを以て

$$\omega = -\frac{\partial H}{\partial t} / \frac{\partial H}{\partial x} = v \left(1 + \frac{n}{H} \frac{A}{B} \right) \dots \dots \dots (610)$$

變曲點即ち I の極大又は極小點に於ては A 及び B が H の連續函数なる限り $\omega > v$ である。



第 657 圖

尚 $-\frac{\partial H}{\partial x}$ は波頂の下流側にて +, 上流側にて - なるを以て、水面勾配從て流速は下流側に向つて漸次減少する傾向がある。

次に種々の斷面形に對し變曲點に於ける $\frac{\omega}{v}$ の値を示す。

斷面形	斷面積 (A)	$\frac{nA}{HB}$	$\frac{\omega}{v}$
短形	BH	n	$1+n$
拋物線形	$\frac{2}{3}BH$	$\frac{2}{3}n$	$1+\frac{2}{3}n$
三角形	$\frac{1}{2}BH$	$\frac{1}{2}n$	$1+\frac{1}{2}n$
梯形	$(B+B')\frac{H}{2}$	$\frac{n}{2} \left(1 + \frac{B'}{B} \right)$	$1 + (1+\theta) \frac{n}{2}$ ($0 < \theta < 1$)

r の値を計算するには [69] (3) に於て示せる s 及び k の値を用ふ。

$$r = s - k, \quad n = mr = m(s - k)$$

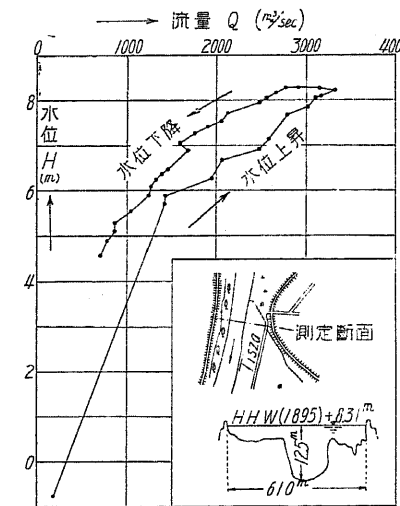
(2) 洪水の場合一定の流量 Q の傳播速度 (Propagation velocity of discharge) 勾配大なる河川に於て、水位昇降稍緩慢なる洪水波が傳播する場合 (604) 式の $I = i + aH + \frac{1}{\omega} \frac{\partial H}{\partial t} = i$ と假定し得る時は、平均流速從て流量は水位 H のみの函数として表はし得るを以て、流量の傳播速度 ω_1 は水位の傳播速度 ω に等しい。(i) 式に於て Q を H のみの函数として $\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial x}$ と置けば

$$\omega_1 = \omega = -\frac{\partial H}{\partial t} / \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial H} \dots (611)$$

$$= \frac{1}{B} \left(\frac{\partial A}{\partial H} v + A \frac{\partial v}{\partial H} \right) = v \left(1 + \frac{A}{vB} \frac{\partial v}{\partial H} \right) \dots \dots \dots (612)$$

$$\therefore \frac{\omega_1}{v} = 1 + \frac{n}{H} \frac{A}{B} - \frac{1}{2I} \frac{A}{B} \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \frac{\partial x}{\partial H}$$

茲に $B_1 \frac{\partial Q}{\partial H}$ 及び $\frac{\partial H}{\partial t}$ は、 H なる水位に於て水面幅並に單位時間...普通 $\frac{1}{3} \sim 1$ 時間...に對する流量及び水位の増加である。(611) に於て流量曲線 $Q = F(H)$ を知れば直ちに ω を得るも、増水期と減水期とに於ては曲線を異にする部分に對して適用し得ない...第 658 圖 (Tisza 河の例、A. Schocklitsch による)。

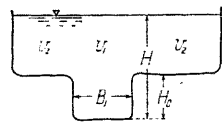


第 658 圖

(3) 種々の斷面に於ける傳播速度 [77] (2) 及び本節 (1) の傳播速度 ω は水路の斷面形簡單にて $R = H$ 又は $R = \beta H$ なる關係の略成立する場合なるが、著しく性質の異なる低水敷と高水

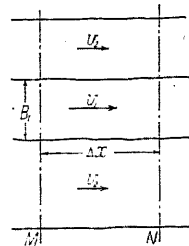
敷とより成る河道又は矩形以外の断面形に對しては別に ω を求めねばならぬ。

1. 複断面 今、高水敷高は左右同一なりとし兩側の幅の和を B_2 とし次の記號を用ふる。



	幅員	平均水深	流速	断面積	流量	傳播速度
低水敷	B_1	H	v_1	A_1	Q_1	ω_1
高水敷	B_2	$H-H_0$	v_2	A_2	Q_2	ω_2
全河道	$B=B_1+B_2$		v	$A=A_1+A_2$	$Q=Q_1+Q_2$	ω

低水敷は水深大なるを以て高水敷に比して流速著しく大に、從て増水期に於ては低水敷流量の一部は高水敷に流入してその水位の上昇を助け減水の際はその反對の作用が生ずる。今兩川敷の水面が常に同一なりとすれば



第 659 圖

Δt 間に M 断面より流入する水量... $Q\Delta t$
 ,, N ,, 流出 ,, ... $(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x) \Delta t$
 Δt 間の水位の上昇 ... $\frac{\partial H}{\partial t} \Delta t$
 ,, MN 間に貯へらるゝ水量... $B\Delta x \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \Delta t$

$$Q\Delta t - (Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x) \Delta t = B\Delta x \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \Delta t, \therefore \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \dots (i)$$

然るに

$$Q = Q_1 + Q_2 = v_1 A_1 + v_2 A_2 = v_1 B_1 H + v_2 B_2 (H - H_0)$$

$$\therefore B_1 \left(v_1 + H \cdot \frac{\partial v_1}{\partial x} / \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial H}{\partial x} + B_2 \left[v_2 + (H - H_0) \cdot \frac{\partial v_2}{\partial x} / \frac{\partial H}{\partial x} \right] \frac{\partial H}{\partial x} + B \frac{\partial H}{\partial t} = 0$$

... 複断面水路の水流連續性の式 ... (613)

$$\therefore \omega = - \frac{\partial H}{\partial t} / \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{B_1 + B_2} \left\{ B_1 \left(v_1 + H \cdot \frac{\partial v_1}{\partial x} / \frac{\partial H}{\partial x} \right) + B_2 \left[v_2 + (H - H_0) \cdot \frac{\partial v_2}{\partial x} / \frac{\partial H}{\partial x} \right] \right\} \dots (614)$$

然るに兩敷が全々獨立せる二水路なる時、傳播速度を夫々 ω_1, ω_2 とすれば (608) に依り

$$\omega_1 = v_1 + H \cdot \frac{\partial v_1}{\partial x} / \frac{\partial H}{\partial x}, \quad \omega_2 = v_2 + (H - H_0) \frac{\partial v_2}{\partial x} / \frac{\partial H}{\partial x}$$

$$\therefore \omega = \frac{B_1 \omega_1 + B_2 \omega_2}{B_1 + B_2} \dots (615)$$

然るに全断面の平均流速は

$$v = \frac{B_1 H v_1 + B_2 (H - H_0) v_2}{B_1 H + B_2 (H - H_0)} = \frac{A_1 v_1 + A_2 v_2}{A} \dots (616)$$

即ち ω は幅員を輕重率とせる平均値にして、 v は断面積を輕重率とせる平均値である。而て波頂の ω を洪水波中の最大平均流速に略等しと假定し $B=400$ m, $B_1=100$ m, $B_2=300$ m, $H=7$ m, $H_0=3$ m, $I=1:2,500$, $C_1=50$, $C_2=30$ (雜草繁茂、不規則の場合) とすれば

$$v_1 = 50 \sqrt{\frac{7}{2,500}} = 2.65 \text{ m/sec} \doteq \omega_1, \quad v_2 = 30 \sqrt{\frac{4}{2,500}} = 1.2 \text{ m/sec} \doteq \omega_2$$

$$\therefore v = \frac{100 \cdot 7 \cdot 2.65 + 300 \cdot 4 \cdot 1.2}{100 \cdot 7 + 300 \cdot 4} = 1.74 \text{ m/sec} \quad \omega = \frac{100 \cdot 2.65 + 300 \cdot 1.2}{100 + 300} = 1.56 \text{ m/sec}$$

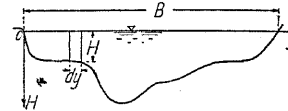
即ち ω は v より却て小である。一般に廣く淺く粗度大なる高水敷を有する場合 ω は最大平均流速より却て小となる場合がある。古來春水が夏水より速かなりと傳へられて居るが、廣き高水敷に桑、雜草等の繁茂する夏季に於て ω_2 は著しく小となり、而も ω_2 の ω 對する關係は B_2 を輕重率とするを以て高水敷の幅大にその水深小なる洪水程その影響は著しい。今一例として改修工事以前の荒川古谷、大久保間の洪水波頂傳播速度を示せば

第 113 表 荒川洪水波頂傳播速度

全幅中心線上の距離 7,880 m, 低水敷幅員 130 m, 高水敷幅員 1,350 m							
洪水年月日	明治44-7月	44-8	大正1-9	2-8	3-8-13	3-8-29	5-7-30
古谷最高水位 m	6.33	6.09	5.37	7.58	7.27	8.37	7.58
大久保 ,, m	5.54	5.61	5.06	6.78	6.45	7.27	6.91
全河道平均流速 m/sec	0.43	0.42	0.37	0.61	0.55	0.82	0.61
低水路 ,, ,,	1.91	1.91	1.79	2.18	2.11	2.34	2.19
高水敷 ,, ,,	0.24	0.24	0.21	0.42	0.36	0.61	0.45
(615) 式の ω ,, ,,	0.36	0.36	0.32	0.55	0.49	0.74	0.58
實測 ω ,, ,,	0.35	0.34	0.31	0.32	0.38	0.82	0.57

2. 一般的断面形に於ける傳播速度 一般に簡單ならざる断面形に於て幅が水深の連續函數を以て表はし

得る場合は、幅 dy 水深 H なる多くの部分の集合と考へ (615) 式より



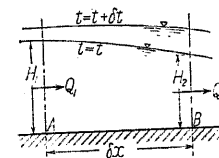
第 660 圖

$$\omega = \frac{\sum \omega_y dy}{B} = \frac{1}{B} \int_0^B \omega_y dy \dots (617)$$

拋物線断面に於ては $\omega = v$, 三角形断面に於ては $\omega = 0.94v$

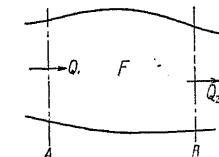
(4) 水流連續性定理に依る洪水流量の算定 河狀一樣ならず所々に游水地を有するが如き河

川に於て洪水流量を決定するには、水流連續性の定理を應用するの他良法がない。今河川の AB なる區間 (第 661 圖) に於てその長さを Δx , 水面積を F とし



断面	水位	断面積	流量	Δt 間の水位上昇
A	H_1	A_1	Q_1	ΔH_1
B	H_2	A_2	Q_2	ΔH_2

尚 t に於て水面積 F , $t + \Delta t$ に於て $F + \Delta F$ とすれば Δt 時間に A 断面より流入せる水量は同時間に B 断面より流出せる水量と、同時間に AB 間に貯へられたる水量との和に等しきを以て



第 661 圖

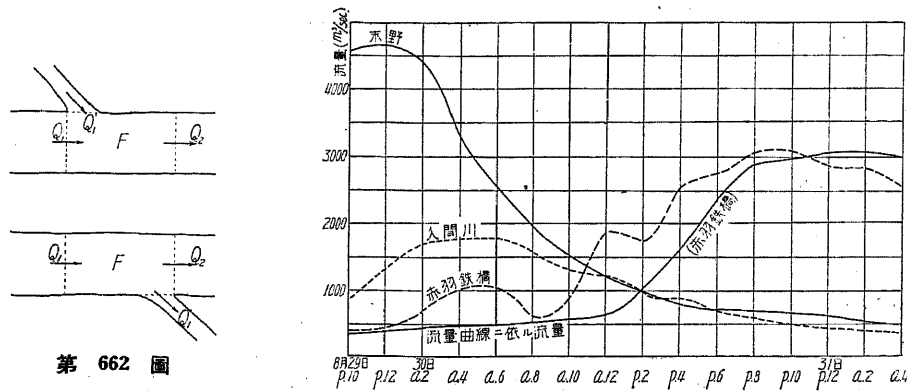
$$Q_1 \Delta t = Q_2 \Delta t + \frac{1}{2}(F + F + \Delta F) \cdot \frac{1}{2}(\Delta H_1 + \Delta H_2)$$

$$\therefore Q_2 = Q_1 - \frac{1}{\Delta t} \left(F + \frac{\Delta F}{2} \right) \cdot \frac{1}{2}(\Delta H_1 + \Delta H_2) \dots \dots \dots (618)$$

・ Δt を充分小にとれば

$$Q_2 = Q_1 - \frac{F}{2} \cdot \frac{\Delta H_1 + \Delta H_2}{\Delta t} \quad \text{或は} \quad Q_2 = Q_1 - \frac{1}{2} F \left(\frac{\partial H_1}{\partial t} + \frac{\partial H_2}{\partial t} \right) \dots \dots \dots (619)$$

依て各時刻の Q_1 及び H_1, H_2 を知り且豫め各水位に對する F を曲線を以て表はし置けば、任意の時刻に於ける Q_2 を計算する事を得。従て上流の適當なる場所に於て流量測量を爲し、その下流は若干の距離毎に水位の觀測を爲せば全川に亘りて各時刻の流量を求め得る。若し途中に



第 663 圖

支川又は派川、溢流等あればその各時刻の流量を測定又は算定し、合流の場合は Q_1 の代りに $Q_1 + Q_1'$ 、分流、溢流の場合は Q_1 の代りに $Q_1 - Q_1'$ 又は Q_2 の代りに $Q_2 + Q_1'$ を用ふれば足る。

此方法は非常に高低不規則なる廣き高水敷の場合、水位の充分高からざる期間に於ては水面積を適確に定むる事困難に、従て流量も不確實なるも、中水以上にして堤防間満水する場合は頗る有効である。第 663 圖は荒川幹川上流の末野及び支川人間川の流量を測定し上記の方法に依て順次下流の流量を求めて赤羽鐵道橋断面に及びその計算値と實測値とを比較せるものなるが、中以下の水位に於ては兩者一致せず。これ潮汐の影響と F の決定の困難とに因るものであるが波頂附近に於ては豫期以上に一致して居る。

次に改修に依て F を ΔF だけ縮少する場合、原状態に於て $Q_{2\max} = Q_{1\max} - \Delta Q$ とすれば改修後の最大流量の關係は略次式に依て求め得る。

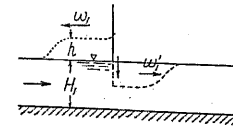
$$Q_{2\max} = Q_{1\max} - \frac{F - \Delta F}{F} \Delta Q \dots \dots \dots (620)$$

尚、游水池の洪水流量低減の作用は $\Delta H \cdot F$ に比例するを以て、大河川の下流部の波頂附近の

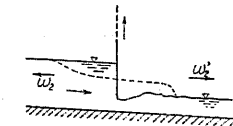
如く水位の昇降極めて小、即ち ΔH の微小なる所に於ては殆んど効果を見ぬ。

[79] 水路に於ける段波 (Boussinesq, Bazin, Forchheimer)

水路に於て水門の開放面積を急に縮小して流過する流量を急減する時は、上流側の水面は急に



第 664 圖 急閉塞



第 665 圖 急開放

上昇し段狀を爲して上流に傳播し、反對に開放面積を急に擴大する時は、下流の水面は段狀を爲して下流に傳播するが此等を段波 (Hydraulic bore) と稱する。而て急閉塞の場合は下流側の水面急下し矢張り段狀を

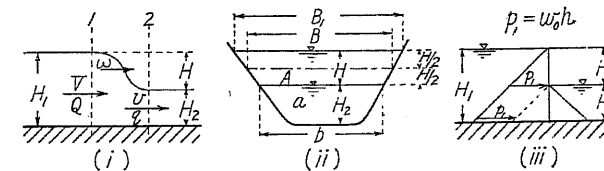
爲して傳播し、急開放の場合は上流側の水面急下し段狀を爲して上流に傳播するが此等を Suction wave と呼ぶ。

(1) 流量の急増に因る下流の段波 (川津波) の傳播速度 今、段の上流側の断面を 1, 下流側の断面を 2 とし次の記號を用ふる。

	断面積	平均流速	流量	水面幅	段の中央に於ける幅	平均水深	波高	徑深	波の傳播速度
上流	A	V	Q	B_1	$B = \frac{1}{2}(B_1 + b)$	$H_1 = H_2 + H$	H	R	ω
下流	a	v	q	b		H_2		r	

單位時間に断面 1 を流過する水量は Q にして波頭の進む距離は ω なるを以て、 v が小なる時は

$$Q = AV = (a + BH)V = \omega BH \quad \therefore V = \frac{BH}{a + BH} \omega \dots \dots \dots (i)$$



第 666 圖

而て水衝理論に依り作用する力は運動量の變化に等しく、上流側と下流側との水壓の差は $\frac{1}{2} w_0 B H^2 + w_0 a H$ にして、且、原水面...即ち下流水面...以上の部分の水は速度に變

化なく、下部の水深 H_2 の部分を通る \rightarrow 流量 $a(v + \omega) = a\omega$ の水は、單位時間に流速を v より V に増大するを以て、運動量の増加は

$$\frac{w_0}{g} a(v + \omega)(V - v) = \frac{w_0}{g} a\omega V \quad \text{但し } v \text{ は微小}$$

$$\therefore \frac{w_0}{g} a\omega V = w_0 \left(\frac{1}{2} B H^2 + a H \right) \dots \dots \dots (ii)$$

(i) 及び (ii) を組合はせて $V = \frac{BH\omega}{a + BH} = \frac{g}{a\omega} H \left(a + \frac{1}{2} B H \right)$

$$\therefore \omega^2 = \frac{g}{aB} (a + BH) \left(a + \frac{1}{2} BH \right)$$

Schaffernak の近似計算に依れば

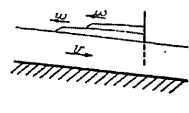
$$\omega = \sqrt{\frac{3}{2} gH \left(1 + \frac{2}{3} \frac{a}{BH} + \frac{BH}{3a} \right)} = \sqrt{\frac{3}{2} gH \left(1 + \frac{2}{3} \frac{a}{bH} \right)} \dots \dots \dots (621)$$

原水流の流速を加算すれば

$$\omega = v + \sqrt{\frac{3}{2} gH \left(1 + \frac{2}{3} \frac{a}{bH} \right)} \dots \dots \dots (622)$$

水門の開放面積を急減する場合上流に起る段波も全く同様に扱ひ得るが、唯原流速 v と逆に傳播するを以て...第 664 圖の ω_1

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{3}{2} gH \left(1 + \frac{2}{3} \frac{a}{bH} \right)} - v \dots \dots \dots (623)$$



若し水門の面積が急に小増加を爲し、 H 小なる時は

$$\omega_1 = \sqrt{g \left(H_2 + \frac{3}{2} H \right)} - v \dots \dots \dots (624)$$

第 667 圖

僅かづゝ間歇的に閉ぢる時は小段波が連続的に生じて上流に向ふも、後のもの程大なる水深を傳播するを以て漸次に前方のものに追付き遂に一の段波となる。

(2) 川津波の縦斷形狀 急激なる流量の増大に因る段波に於ては水門より流出する流量 Q_0 は刻々變化し、途中の流速は勾配に支配され尙波頭の流速も一定ならざるを以て、津波の縦斷形狀も亦刻々變化し、河川の洪水波又は潮津波 (Tidal bore) と同様の性質を有する。

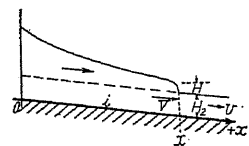
今、水門の位置を原點とし下流の一断面迄の距離を x 、その水面幅を B_1 とすれば

上端より流入する流量 $Q_0 = \left(\text{水面の上昇に依り } x \text{ 間に貯溜さるゝ水量, } \frac{\partial H}{\partial t} \int_0^x B_1 dx \right) + \left(\text{津波の長さの増大に對する水量, } \omega BH \right) + \left(\text{波頭より下流に流出する水量即ち水路の原流量, } q \right) \dots \dots (i)$

茲に貯溜水量は $0 \sim x$ 間の水面積 $\int_0^x B_1 dx$ に單位時間の水面上昇 $\frac{\partial H}{\partial t}$ を乗じたものである。

今缺潰に依て水路の原流量 q が急に $q + Q_0$ に増大する場合、その瞬間に於て $x=0$ にて $\omega = \omega_0$ 且 $B_1 = B_0$ 、 $H = H_0$ とすれば、貯水量は零なるを以て

$$Q_0 = \omega_0 B_0 H_0 + q \quad \therefore H_0 = \frac{Q_0 - q}{\omega_0 B_0} \dots \dots \dots (ii)$$



第 668 圖

次に波頭が若干距離迄達したる時の波頭の流速は Forchheimer に據れば

$$V = \frac{1}{n} R^m I^{0.5} = \frac{1}{n} R^{2.7} \left(i - \frac{dH}{dx} \right)^{0.5} \dots \dots n \text{ は粗度係数} \dots \dots (625)$$

而て波頭に於ける流量を Q 、斷面積を A 、段波の幅員を B とすれば

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{\omega BH + q}{A} \dots (iii) \quad \therefore V^2 = \left(\frac{\omega BH + q}{A} \right)^2 = \frac{1}{n^2} R^{2m} \left(i - \frac{dH}{dx} \right)$$

$$\therefore dx = - \frac{dH}{\left(\frac{\omega B n}{AR^m} \right)^2 \left(H + \frac{q}{\omega B} \right)^2 - i} = - \frac{f^2 dH}{\left(H + \frac{q}{\omega B} \right)^2 - i f^2} \quad \text{茲に } f = \frac{AR^m}{n\omega B} \dots (626)$$

先づ n, A, R, ω, B に $x=0$ より $x=x$ 迄の平均値を用ひて (626) 式を積分し、 x に於ける段波の高さの近似値 H_x と x との關係を求むれば

$$x = \frac{f}{2\sqrt{i}} \left[\ln \frac{H_x + \frac{q}{\omega B} + f\sqrt{i}}{H_x + \frac{q}{\omega B} - f\sqrt{i}} - \ln \frac{H_0 + \frac{q}{\omega B} + f\sqrt{i}}{H_0 + \frac{q}{\omega B} - f\sqrt{i}} \right] \dots \dots \dots (627)$$

即ち H_x なる高さの波頭を有する斷面の位置 x を求め得る。而て H_x を與へらるれば x に於ける波頭の流量 Q_x は

$$Q_x = \omega B H_x + q$$

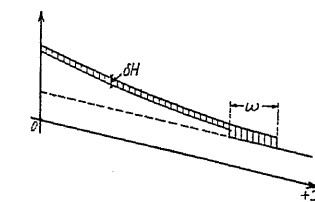
然るに上記の H_x は近似値にして之に $x=0$ より x 迄の流速水頭の變化 h_v を加ふれば稍實際に近き波高 H を得る。

$$h_v = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_0^2}{A_0^2} - \frac{Q_x^2}{A_x^2} \right), \quad \therefore H = H_x + h_v = H_x + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_0^2}{A_0^2} - \frac{Q_x^2}{A_x^2} \right) \dots (628)$$

從て Q_x の第二近似値は $Q_x = \omega B H + q$ を得、同様の方法を繰返して更に正しき値を得る。次に單位時間後に於ては水面は一體に δH たけ上り波頭は ω たけ前進する。尙波頭は $\frac{x}{\omega}$ なる期間に x に達し、此期間に水路中に $(Q_0 - q) \frac{x}{\omega}$ たけの水量が貯溜され、水面は $x=0$ に於て $H_0 + H_{01}$ に、波頭に於て H となるを以て、 x 間の平均波幅を B_{01} とすれば全貯溜水量は

$$x \cdot B_{01} \cdot \frac{H_0 + H_{01} + H}{2} = (Q_0 - q) \frac{x}{\omega} \quad \therefore H_{01} = \frac{2(Q_0 - q)}{\omega B_{01}} - (H_0 + H) \dots (629)$$

(3) 水路の急閉塞に依る逆津浪 水門の急閉塞又は山崩れ等に依て水路の流量を急減する時は、その直上流に段波を生じて上流に傳播する。今水路の原流量を $q = av$ 、急閉塞の點を原點とし、 x を上流向に取る。

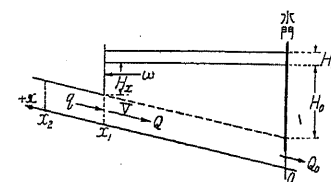


第 669 圖

q の一部 $\omega B_x H_x$ は津浪の前進に要する水量となり、殘部 $V(a + B_x H_x)$ は津浪の内に流入し、その一部は波高を増し、他の Q_0 は水門より下流に流れ去る。 $Q_0 = 0$ の場合に於ては

$$q = av = \omega B_x H_x + V(a + B_x H_x) \dots \dots \dots (iii)$$

次に x 斷面に於て兩側の水壓は上流向きの方が $w_0 \left(aH_x + \frac{1}{2} B_x H_x^2 \right)$ たけ大にして、上流よりその斷面に達する流れを減速せしむる。而てある時刻に $x_2 = x_1 + (v + \omega) \cdot 1$ に存する水は單位時間後は波頭の斷面 (x) に達し、逆水壓の爲に $\frac{1}{g} w_0 a (v + \omega)$ たけの質量は單位時間に流速を v より V に減ずる。即ち水衝理論に依り



第 670 圖

$$\frac{w_0}{g} a(v+\omega)(v-V) = w_0 \left(aH_x + \frac{1}{2} B_x H_x^2 \right) \dots \dots \dots (iv)$$

而て (iii) 式により $a(v-V) = (\omega+V)B_x H_x$ なるを以て之を (iv) 式に代入して

$$\frac{v+\omega}{g} (\omega+V)H_x = a + \frac{1}{2} H_x B_x \quad \therefore \omega = -\frac{v+V}{2} + \sqrt{g \left(\frac{a}{B_x} + \frac{H_x}{2} \right) + \left(\frac{v-V}{2} \right)^2} \dots (630)$$

既に ω を知れば (iii) 式に依り

$$H_x = \frac{a(v-V)}{B_x(\omega+V)} \dots \dots \dots (631)$$

次に波高は $0 \sim x$ 間一様に増すものと考え、 q なる流入量は (i) と同様に

$$q = \omega B H + \frac{\partial H}{\partial t} \int_0^x B dx + Q_0 \dots \dots \dots (632)$$

$$x=0 \text{ に於ては } H_0 = \frac{1}{\omega_0 B_0} (q - Q_0) \dots \dots \dots (633)$$

津浪の部分に於ては水面勾配は $I = i + \frac{\partial H}{\partial x}$, 流速 $V = \frac{1}{n} R^m \left(i + \frac{\partial H}{\partial x} \right)^{0.5}$ を以て表はし得る。但し H は上流程小にして $\frac{\partial H}{\partial x}$ は負値である。波頭に於ては

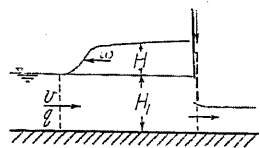
$$Q = V A_x = q - \omega B_x H_x \quad \therefore V = \frac{q - \omega B_x H_x}{A_x} = \frac{1}{n} R^m \left(i + \frac{\partial H}{\partial x} \right)^{0.5} \dots \dots (634)$$

(626) 式と同様に (634) 式を積分し x と H_x との関係を求めれば

$$x = \frac{f}{2\sqrt{i}} \left[\ln \frac{\frac{q}{\omega B_x} - H_x + f\sqrt{i}}{-\frac{q}{\omega B_x} + H_x + f\sqrt{i}} - \ln \frac{\frac{q}{\omega B_x} - H_0 + f\sqrt{i}}{-\frac{q}{\omega B_x} + H_0 + f\sqrt{i}} \right] \dots \dots \dots (635)$$

逆津浪の縦断形状は (2) の場合と同様に求め得る。

(4) 給水水門の急閉塞に因る段波の近似計算法 水深 H_1 なる水路にて単位幅に對し流量 q を供給せる場合、急に水門の開口を閉塞すれば上流に段波を生じて上流に傳播する。實際の傳播速度を ω, q に



第 671 圖

對する平均流速を v とすれば、段波の相對傳播速度は $v+\omega$ にして

$$\omega = \frac{q}{H} = \frac{vH_1}{H} \quad \therefore v + \omega = \frac{v}{H} (H_1 + H) \dots \dots (636)$$

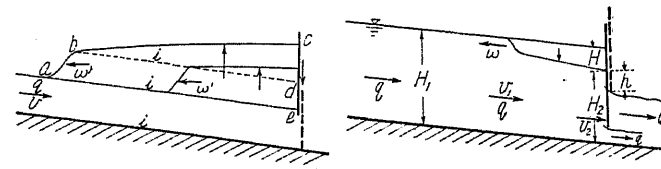
然るに波頭に於ける水理關係は $v+\omega$ なる速度の水の跳躍...[41] (3)...と看做し得るを以て、急變化に因る損失を無視すれば

$$H = \sqrt{\frac{2H_1}{g} (v+\omega)^2 + \frac{1}{4} H_1^2} - \frac{3}{2} H_1 = \sqrt{\frac{2H_1}{g} \cdot \frac{v^2}{H^2} (H_1 + H)^2 + \frac{1}{4} H_1^2} - \frac{3}{2} H_1 \dots (637)$$

H_1 は既知なるを以て試算法に依て波高 H , 從て ω を算定し得る。此場合に對する Kennison (米, 1917) の近似公式は

$$H = \frac{v}{3} \sqrt{H_1} - 1.99 H_1 = \frac{v}{3} \sqrt{H_1} - 2H_1 \dots \dots \dots (638)$$

なるを以て、此略値を (642) 式の右邊に入れて稍正しき H を得る。水路が i なる勾配を有する時は、段



第 672 圖

第 673 圖

段波は之に達して急に衰へ單に普通の波動として傳播する。

(5) 給水量を急増する場合の上流段波 q なる流量を供給しつつある場合水門の開口を大にして給水量を Q に急増すれば (第673圖)、 $Q-q$ だけの水量は上流の水面低下に依て補給するを要し、之が爲に水は段狀面に低下し、段は ω なる速度を以て上流に傳播し Suction wave を生ずる。此場合水門前面の水面は、落差 h が丁度 Q を流出せしめ得る所迄低下する。

R. D. Johnson (米, 1917) の計算に依れば

$$H = (v_2 - v_1) \sqrt{\frac{H_2}{g} + \frac{(v_2 - v_1)^2}{4g}} \dots \dots \dots (639)$$

(6) 堰堤の缺潰に依る津浪 一般に堰堤の缺潰の場合は最初徐々に漏水を増し、之に依て一部の缺潰を生ずれば急に巨大の流量を放出して大なる段波を生ずる。此場合平時の流量は極めて小なるを以て、(2) の場合に於て $q=0$ と置く。從て

$$(ii) \text{ 及び } (iii) \text{ より } H_0 = \frac{Q_0}{\omega_0 B_0}, \quad V = \frac{\omega B H}{A} = \omega \dots \dots \dots (640)$$

$$(625) \text{ 式より } dx = -\frac{f^2 dH}{H^2 - if^2} \quad \text{從て } \frac{dH}{dx} = -\frac{H^2 - if^2}{f^2} = -\left(\frac{H}{f}\right)^2 + i = -I + i < 0 \dots (641)$$

$$(627) \text{ 式より } x_1 = \frac{f}{2\sqrt{i}} \left[\ln \frac{H_x + f\sqrt{i}}{H_0 - f\sqrt{i}} - \ln \frac{H_0 + f\sqrt{i}}{H_0 - f\sqrt{i}} \right] \quad \text{茲に } f = \frac{AR^{0.7}}{n\omega B} \dots (642)$$

1928 年 3 月缺潰せる米國 San Francis 堰堤に於ては、水位計に依り池水面は 10 分間に 1.1 m 低下し、下流 74 km の間は波頂に於ける幅員 (B) 2~5.5 km, 堰堤直下に於て最大水深 (H_0) 38 m, 最大流量 (Q_0) 28,000 m³ と推定され、各區間の波頭傳播速度は

地 點	1(堰堤)	2	3	4	5	6	7	8 (河口)
間隔 km	2.8	13.9	13.9	23.5	15.8	12.8	7.4	
同通過時間、分	5	35	42	65	45	65	45	
ω km/hour	29.0	20.8	17.2	18.8	18.2	10.1	8.5	
ω m/sec	8.1	5.8	4.8	5.2	5.1	2.8	2.4	

波の傳播の爲には $abde$ に相當する水量の外に bdc に相當する水量を要し、 a より流入する流量 q が前場合と同一なる時は ω は前場合より小である。

水路の上流に廣き水域あれば