

論 說 報 告

第 21 卷 第 12 號 昭和 10 年 12 月

淀 川 低 水 工 事

會 員 工 學 士 山 内 喜 之 助*

The Regularization Works of the Low Water-Course of the River Yodo

By Kinosuke Yamanouti, C. E., Member.

要 旨

本文は本會誌第 21 卷第 11 號所載の“利水上より見たる琵琶湖の調節”にて得られた結論より琵琶湖の排水流量の最小 $110\text{m}^3/\text{sec}$ を考へ、他方淀川枚方に於ての流量曲線よりも最濁水流量は $110\text{m}^3/\text{sec}$ より小なる事を確め、是を基準として昭和 8 年着工の淀川低水工事の計畫をなし、低水路法線は漸開線形たらざる可からざる事を説き、併せて水制工法の概略及び水制一部成功後の状況を述べたものである。

目 次

	頁
1. 淀川低水工事計畫説明	1
2. 計 畫	2
(A) 濁水, 常水, 平均低水位及其流量, (B) 勾 配, (C) 河 幅, (D) 勾配と河幅, (E) 水 深	
3. 工事の方法	15
4. 工事費豫算	16
5. 低水工事施工後の状況	16

1. 淀川低水工事計畫説明

淀川は本邦重要河川中其の主たるものにして、京阪兩都市の交通運輸に便し人交に裨益する處頗る大なり。昔時に於ては京阪兩都市間の唯一の交通路として貨客は一に之に寄りしものなり。明治の聖代となり 7 年關人工師を聘し計を樹て低水工事を施行せり、其の後絶へず工を施し來たりしも洪水防禦の大切なるに引かへ兎角顧みられざるに到れり。軌近汽車或は自動車交通機關の發達著しく、水運幾分振はざるに至れりと雖も今尙年約 100 萬噸の貨物は輸送せられ約 5 萬艘の船舶航行せるを見る、殊に石炭木材の如き急送を要せざる容積大なるもの、輸送は運賃低廉なる水上運搬に寄るべきものにして、到底自動車或は汽車輸送の遠く之れに及ぼざるものなり。然らば何故に今日迄速に低水工事を起し水運發達の途を講ぜざりしか、是れ全く難治の洪水除害工事に汲々とし、利水工事實現に力を割く餘裕なかりし爲なり。今や淀川増補工事完成せしと雖も枚方龍島地先の如く低水特に堤脚をつき深堀せる箇所有りて洪水防禦工事の使命を危くするに於てをや、1 日も低水工事を閉却する事能はざるなり。即ち大阪毛馬關門より伏見觀月橋に到る區間(自 9.6km 至 44.8km, 延長 35.2km)低水路の水深増加と屈曲匡正とを計り、舟運の安全特に濁水時に於ける航行の困難を救済し、且つは流水の亂流に因る堤脚の深堀を防ぎ以て高水施

* 内務技師 内務省神戸土木出張所長

設の脅威を除かんとす。現時淀川本流毛馬以上伏見以下の河状を見るに濁水時に於ては滯筋の屈曲甚だしく堆積土砂各所に點在し、吃水僅かに 0.8m 以下の船舶と雖も航行殆んど不可能の時在りて處々航路を浚渫しつゝ進航するが如き現状なるにより、通常航程往復 1 日を以て足るものも兩 3 日を要する場合有るなり。現時淀川を上下する船舶はホッパー附自走船と曳船による圍平船にして、其の大き 30t 積のもの最も多し。依つて濁水時と雖も平均水深 1.2m を要するものなるが、計畫は次に述ぶる如く最小限平均水深 1.27m を得る事とせり。

2. 計 畫

A. 濁水、常水、平均低水位及其流量

水位及流量の觀測は枚方 (26.0km 下 12m) のものを採用し計畫の基準とす。

(い) 濁水位及流量 淀川の水位は漸次降下の傾き有り、昭和 8 年は特に旱魃なりしを以て枚方量水標に於て最低零下 10cm を示せるも、最近昭和 4 年より 7 年迄の累年に於ては零以上 1cm なる故に零下 7cm を以て濁水位となさん。而して是れに對する流量を昭和 8 年枚方流量曲線より内輪に見積り毎秒 110m³ となしたり (第 1 表及第 1 圖参照)。此の流量は本誌 21 卷第 11

第 1 表 枚方量水標

年 月 日	平均低水位	常水位	最低水位	最高水位
明治 30 年 昭和 8 年 (37 年)	5.8	6.8	- 10	55.8
明治 38 年 昭和 9 年 (29 年)	5.4	6.5	- 10	55.8
明治 42 年 昭和 9 年 (25 年)	5.1	6.2	- 10	55.8
大正 9 年 昭和 8 年 (22 年)	4.9	6.0	- 10	55.8
大正 13 年 昭和 8 年 (10 年)	3.7	4.9	- 10	49.8
昭和 4 年 昭和 8 年 (5 年)	2.9	3.9	- 10	49.8
昭和 4 年 6 月 30 日			1	

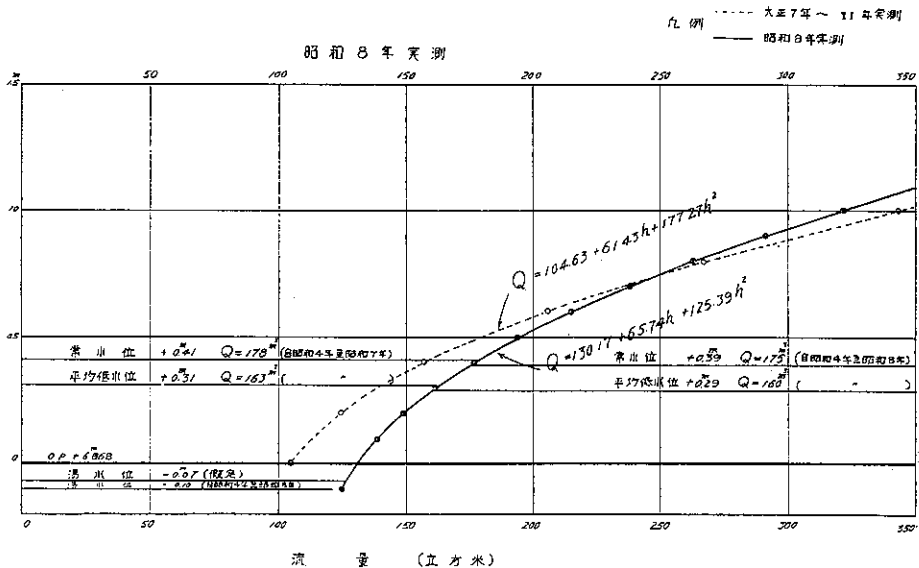
號所載の拙著“利水上より見たる琵琶湖の調節”に述べたる處により得らるゝ濁水量にして木津川、桂川流量零となる如き大旱魃の時に於ても期待し得る流量なり。

(ろ) 常水位及流量 常水位は昭和 4 年より 8 年迄の累年に於て零位上 89cm とす。是れに對する流量は 175 cm³ 毎秒なり (第 1 圖、第 2 圖参照)。

(は) 平均低水位及水量 前同様昭和 4 年よ

宇治川の宇治川に於ける堰堤は大正 13 年に合同道々木津川に於ける堰堤は昭和 3 年に完成し是等工事の爲り砂り流下量と減じ淀川の河状に變化を與へしこと最近 5 年間の水位の統計を基準とせり

第 1 圖 枚方流量曲線圖



り8年迄の累年に於て零以上29cmとす。是れに對する流量は160m³毎秒なり(第1圖参照)。

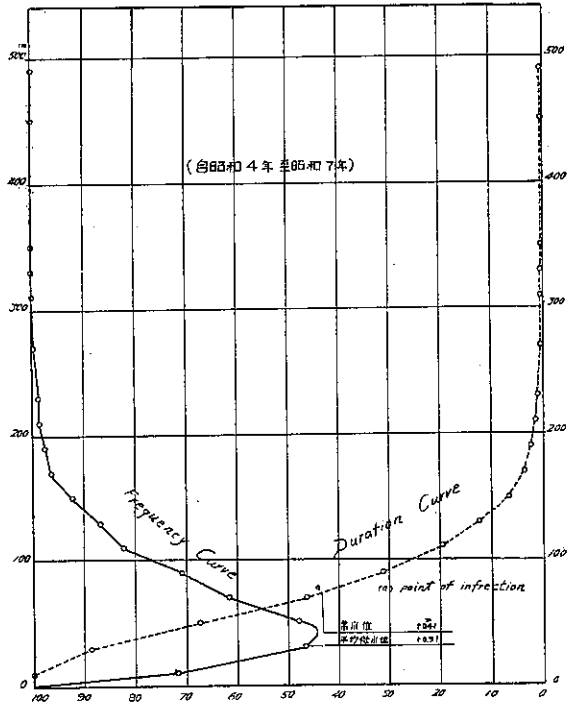
B. 勾配

淀川低水時に於ける水面勾配は大阪府に於て數年來土砂採取の結果第2表の如く、毛馬・神崎間は約1/17750にして非常に緩なり。一般に河川の水面勾配は下流程緩にして上流に向ひ漸次急となり、其の形拋物線形たるべきものなるが、淀川に於ては神崎より上流に昇るに従ひ緩なり。是れを一般原則に従ふ様下流に緩に漸次上流に急にせんには、現在河狀に大變動を與へざる可からず。而して其の結果悪水排除は兎も角用水取入れには困難を來たすを以て止むなく現狀を維持する様勾配を定むる事とせり、尤も現在の亂れたる低水路にては水面勾配は第2表の如く8種類に非らずして、種々雑多緩急勾配入り亂るの状態なり。即ち河幅過大なる爲め流路の屈曲は流水の成す儘にして一岸に當り直ちに對岸に向ふの状態なれば、水面勾配も其都度其れに應じ變化あるも是等無數勾配の小變動は低水工事完成後は消滅すべく、依て毛馬3川合流間を大體7つの勾配に定むるも差支なきものと認む(第3圖参照)。

C. 河幅

流量公式には從來先進者の研究より種々發表せられたるものあり。流量公式使用に際し濁水量平均水深及水面勾配の3つは既知數とし河幅を求めんとす。而して次の3氏のものにより計算を試みる事とす。

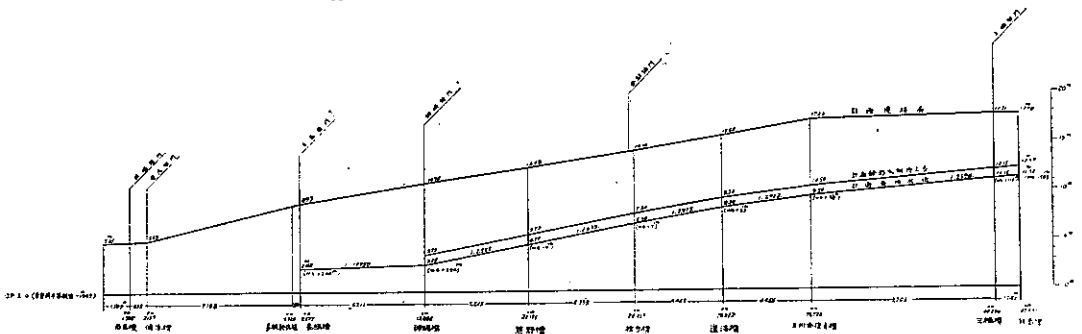
第2圖 枚方標水位回數曲線及持續曲線



第2表 水面勾配表

位置	距離(米)	水位(平均)	距離(米)	計測勾配
毛馬	96軒上75米			
蒲原	114軒		1.993	
平田	138軒下27米		2.452	
神崎	158軒上86米	2.75	2.267	17750分/1
泉野	208軒上62米	4.77	5.215	2582分/1
枚方	26軒下12米	6.80	5.358	2639分/1
道清	30.2軒	8.30	4.463	2975分/1
三川合流	344軒上82米	9.50	4.466	3722分/1
伏見	448軒上48米	11.37	10.443	5990分/1
計			36657	

第3圖 淀川低水工事縦断面圖



Teubert's $b = \frac{Q}{Ct\sqrt{J}}$ (C=Kutter's 流速係數)

Hermanek's $b = \frac{Q}{30.7t^2\sqrt{J}}$ (t \geq 1.5m)

Bazin's $b = \frac{Q}{37t\sqrt{J}}$, $v = \frac{87}{1 + \frac{1.5}{\sqrt{t}}\sqrt{J}}$

第3表 河幅横断面積速度

流量公式		換算公式 $b = \frac{Q}{37.6 t \sqrt{J}}$			Bazin's formula $b = \frac{Q}{37 t \sqrt{J}}$			Hermanek's formula $b = \frac{Q}{30.7 t^2 \sqrt{J}}$ C=1.5			Teubert's formula $b = \frac{Q}{C t \sqrt{J}}$			
平均水深 (m)	水面勾配 (%)	平均流速 (m/sec)	水面幅 (m)	断面積 (m ²)	平均流速 (m/sec)	水面幅 (m)	断面積 (m ²)	平均流速 (m/sec)	水面幅 (m)	断面積 (m ²)	平均流速 (m/sec)	水面幅 (m)	断面積 (m ²)	水面勾配 (%)
1.27	1/2000	0.95	97.1	115.7	0.94	92.0	116.8	0.97	99.4	122.2	1.05	82.0	104.1	1/2000
-	1/2100	0.93	95.7	113.0	0.91	90.2	114.9	0.95	101.9	122.6	1.03	84.0	106.7	1/2100
-	1/2200	0.90	94.9	121.8	0.89	97.4	123.7	0.93	104.2	132.3	1.00	86.0	109.2	1/2200
-	1/2300	0.88	98.0	124.5	0.87	98.6	124.6	0.91	106.5	135.3	0.98	88.0	111.9	1/2300
-	1/2400	0.87	100.1	127.1	0.85	101.8	128.3	0.90	108.8	138.2	0.96	89.8	113.8	1/2400
-	1/2500	0.85	102.2	129.8	0.83	103.9	132.0	0.79	111.1	141.1	0.94	91.7	116.5	1/2500
-	1/2600	0.83	104.3	132.5	0.82	105.9	134.8	0.77	113.3	143.9	0.93	93.6	118.9	1/2600
-	1/2700	0.82	106.2	134.9	0.80	107.9	137.6	0.75	115.4	146.8	0.91	95.3	121.0	1/2700
-	1/2800	0.80	108.2	137.4	0.79	109.9	139.6	0.74	117.6	149.6	0.89	97.1	123.3	1/2800
-	1/2900	0.79	110.1	139.8	0.77	111.9	143.1	0.72	119.6	151.9	0.88	98.8	125.5	1/2900
-	1/3000	0.77	111.9	142.1	0.76	113.8	144.5	0.71	121.7	154.6	0.86	100.4	127.5	1/3000
-	1/3100	0.76	113.8	144.5	0.75	115.7	146.9	0.70	123.7	157.1	0.85	102.0	129.5	1/3100
-	1/3200	0.75	115.6	146.8	0.74	117.5	149.2	0.69	125.7	159.6	0.84	103.7	131.7	1/3200
-	1/3300	0.74	117.4	149.1	0.73	119.4	151.6	0.68	127.6	162.1	0.82	105.3	133.7	1/3300
-	1/3400	0.73	119.1	151.3	0.72	121.1	153.8	0.67	129.3	164.2	0.81	106.9	135.8	1/3400
-	1/3500	0.72	120.9	153.5	0.71	122.9	156.1	0.66	131.5	167.0	0.80	108.3	137.5	1/3500
-	1/3600	0.71	122.6	155.7	0.70	124.7	158.4	0.65	133.3	169.3	0.79	109.8	139.6	1/3600
-	1/3700	0.70	124.3	157.9	0.69	126.4	160.5	0.64	135.2	172.7	0.78	111.4	141.5	1/3700
-	1/3800	0.69	126.0	160.0	0.68	128.1	162.7	0.63	137.0	174.8	0.77	113.0	143.3	1/3800
-	1/3900	0.68	127.6	162.1	0.67	129.8	164.8	0.62	138.7	176.1	0.76	114.3	145.2	1/3900
-	1/4000	0.67	129.3	164.2	0.66	131.4	166.9	0.62	140.6	178.4	0.75	115.8	147.1	1/4000
-	1/4100	0.66	130.9	166.1	0.65	133.0	169.0	0.61	142.3	180.7	0.74	117.2	148.8	1/4100
-	1/4200	0.65	132.4	168.1	0.64	134.6	170.9	0.60	144.0	182.9	0.73	118.6	150.6	1/4200
-	1/4300	0.65	134.0	170.2	0.64	136.2	173.0	0.60	145.7	185.6	0.72	120.0	152.4	1/4300
-	1/4400	0.64	135.5	172.1	0.63	137.8	175.0	0.59	147.4	187.2	0.71	121.6	154.2	1/4400
-	1/4500	0.63	137.1	174.1	0.62	139.4	177.0	0.58	149.0	189.7	0.71	122.8	156.0	1/4500

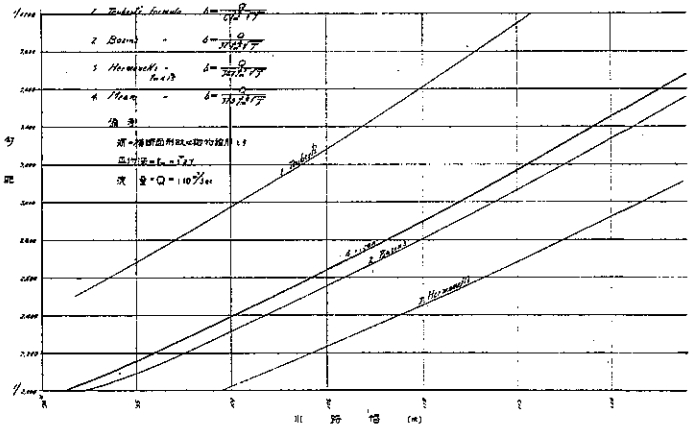
上式中

b: 河幅, Q: 流量(110 m³ 毎秒)

t: 平均水深 (1.37 m) 此の數を決定せし事は後に述べし

3氏の公式より計算せる河幅を見るにチュベルト氏は最小、ヘルマネク氏は大、バザン氏は中間の値を與ふる事を知る(第3表及第4圖参照)。低水工事にては過小なる断面を最初に與ふる時は後日に到り其小なるを知るとも是れを大にする事困難なり。チュベルト氏過小なりと假定するも、ヘルマネク或はバザンがよく實地に適合する

第4圖 河幅と勾配



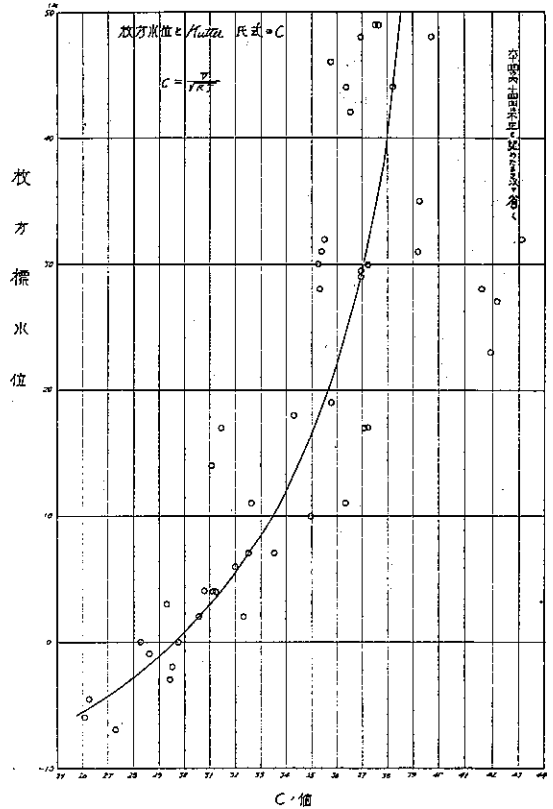
ものと断定する事能はず。枚方に於ける流量實測より流速係數 C を逆に求め見るに第5圖の如く、濁水位に於ては約30にしてクッター氏のものより小なり。是れは現在の河狀不規則なる爲にして、低水工事完成後は30より大となる事明かにして、バザン或はクッターに近づくものなるべし。依つて今回は前記3氏の公式の結果を平均し以て河幅を定むる事とせり。斯くの如くして今後1區域の低水工事完成せば今回の假定が實際に河狀に適するや否やを吟味すべき大なる義務有る事を忘る可からず。斯くの如く河幅の決定も亦勾配同様困難なる處にして將來河幅の廣狹を加減し得る様頭部水制工は重に凹岸にのみ施工する事に止めたり。

D. 勾配と河幅

完全なる低水工事完成せざる以前は一般に曲線部に於ては勾配緩に徒渉部に於ては勾配急なり。此の状態を河川に強ゆる事により、要求する或水深を全川通じて得る事を得べし。此の問題に入るに先立ち河狀と土砂沈澱の模様を述ぶる必要有るべし。流水中に固形物の運搬さるゝ方法は化學的に溶解され又表面を浮遊状態に運ばるゝを別とし次の2方法有り。第1は牽引による方法にして廻轉運動、跳躍運動等により河底に沿ひ運ばるゝものにして、此の運動たるや傾斜せる河底面に沿ふ流水により起るものなり。斯の如く固形物は常に河底に接してのみ動くものに非らず。第2は懸浮状態にて運ばるゝものにして、是れ流水の上向分速度に起因するものなり。嚴格に云ふ時は輸送の是等2つの方法は互に明確に區別不可能なるも實際の目的上是等の運動は以上2つに區別し考ふるも差支なかるべし。懸浮状態にて運ばるゝ物質の沈澱は河岸を造る重なる役目をなすものなるも、河筋に大なる天然或は人工的貯水池存在するに非ざれば、河底を造るべき事は考慮外に置くべき事なり。河底形成の著しき要因は牽引運動による固形物輸送によるものなり。河川沈澱物の輸送、掃蕩力と河底の平衡状態、沈澱物輸送の規則、沈澱物移動の状態等につきては拙著“低水工事”水利と土木第6巻第1號に述べたる處なるを以て是れを略するも、河狀は甕々蛇狀の如きなるものなる事は事實にして、水流は河狀より來たる流水の遠心力により第6圖矢の如く流下するものなり。水面は従つて凹岸に高く流れは垂直に下向せんとする力と、縦斷勾配より來たる水平流下力との合力による運動をなし凹岸の河底を掘浚せしめ平衡を保ち居るものなり。

(イ) 河の曲線部の適當なる半徑 上述の如く河川は甕々蛇狀になりて始めて平衡を保つものなるが、其の曲線部の半徑は最小限何程が宜しきや研究を要すべし。今第7圖(ろ)に於て

第5圖



第6圖



- b: 河幅
- R: 曲線部の流心の半徑
- v_m : 直線部に於ける平均流速
- V_m : 曲線部に於ける縦断面水面勾配により起り得べき平均流速
- V'_m : 曲線部に於ける兩岸水位差により起り得べき平均流速
- v: 以上 2 つの合成速度 (これは渦流速度にて河底と並行ならず)

河底の土質直線部, 曲線部等しければ断面常に變動する事なく固定的なる爲に

$$v_m = v$$

なるべし。實際に於て v の河底に並行なる分速度と v_m とを比較すべきものなるも、簡単に v と v_m を等しと置くも低水工事の場合安全なるべし。

$$v_m = v = \sqrt{V_m^2 + V'_m{}^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$V'_m = \sqrt{2gh}$$

上式中 h は流速より來たる遠心力に起因する断面の兩端の水位差とす、遠心力による水位上昇は流速の 2 乗に比例して増大するを以て、其の増大する模様は第 6 圖の如く兩岸に至るに従ひ緩にして流心に於て其の増大率最大なり。依つて平均流速の位置に於ての水位の上昇を次の式により計算せる h を挿入するも差支なきものと認む。

$$h = V_m^2 b / gR \quad (\text{近似値})$$

R: 流心の半徑, g: 重力の加速度, h: 流水の遠心力による兩岸の水位差

$$V'_m{}^2 = 2gh = 2g \times V_m^2 b / gR = 2V_m^2 b / R \dots \dots \dots (2)$$

$$v = \sqrt{V_m^2 + V'_m{}^2} = \sqrt{V_m^2 + 2V_m^2 b / R} \dots \dots \dots (1) \text{ 及 } (2) \text{ より}$$

$$v^2 = V_m^2 (1 + 2b/R)$$

$$v_m = v \text{ と假定するを以て}$$

$$v_m^2 = v^2 = V_m^2 (1 + 2b/R), \quad v_m^2 / V_m^2 = (1 + 2b/R)$$

$$R = nb \text{ とすれば}$$

$$v_m^2 / V_m^2 = (1 + 2/n) \dots \dots \dots (3)$$

此の式は双曲線を顯はし圖示すれば第 7 圖 (い) の如し。

一般に

$$v_m = C \sqrt{t_m J}$$

式中 C: 流速係數, t_m : 平均水深, J: 水面勾配

若し C が兩断面に於て等しければ (3) 式より

$$t_m J / t_m' J' = (1 + 2/n)$$

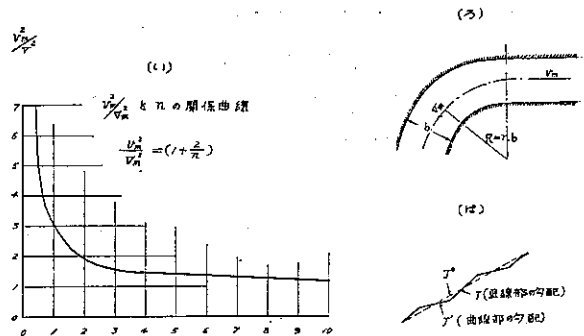
v_m は河底の土質により定まる數なり (3) 式によれば河の曲線部の半徑は如何様にも定め得べし、然しながら其れに相當せる速度有るべく此の速度に或る制限を加へざるべからず。今兩断面に於て平均水深等しく

$$t_m = t_m'$$

とすれば

$$J / J' = (1 + 2/n) \dots \dots \dots (4)$$

第 7 圖



此の式に n の任意の數を與ふれば J と J' の關係より直線部と曲線部の勾配決定し得べし。實際に於て勾配は第 7 圖 (は) の如く、直線部の勾配は急曲線部の勾配は緩なり是れを平均し點線の如くなす時は即ち

$$J' = J = J_0$$

の如くなす時は (4) 式より n は無限大となり河流を直線になす事に同じ、即ち河底の土質だに等しければ勾配一直線になる事を示すものなり。此の事たるや前述の理より不可能なる事にして河状は自然曲線形になり平衡を保つものなり。吾人は (3) 式の値 v_m と V_m の比の餘り大なる事は望ましからず。第 7 圖 (い) より見るに n の値 4 以上なれば v_m と V_m の比に大差なきを知る。旭川及芦田川の河状宜しき處を調査せしに此の比 4~5 以上なる事を實地に確めたり。是れ第 7 圖 (い) の稍確かなる事を知るべし即ち曲線部の半徑は河幅の 5 倍以上となすべき事を知る (拙著“低水工事”水利と土木第 6 卷第 3 號)。

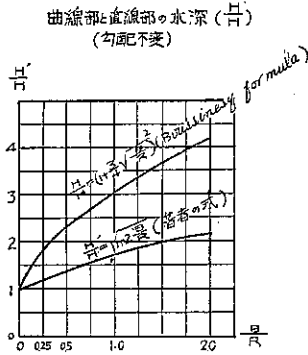
今 q : 流量, H : 平均水深 (直線部), H' : 平均水深 (曲線部)

河幅を直線部, 曲線部等しと假定すれば (3) 式より

$$v_m/V_m = \sqrt{1 + 2\frac{b}{R}}, \quad \frac{q/H}{q/H'} = \sqrt{1 + 2\frac{b}{R}}$$

$$\therefore H'/H = \sqrt{1 + 2\frac{b}{R}} = (1 + 3/4\sqrt{b/R}) \text{ : (Boussinesq formula) } \dots\dots\dots (5)$$

第 4 表



勾配不変の場合曲線部と直線部水深の比 (H:J 曲線部の水深及勾配)
水深不変の場合曲線部と直線部勾配の比 (H:J 直線部の水深及勾配)

比	2.0	1.5	1.0	0.75	0.5	0.30	0.25	0.20	0.10	0.05	0.0	$b=R$ 半径
H'/H	2.06	1.92	1.75	1.53	1.53	1.41	1.38	1.34	1.24	1.17	1.00	Boussinesq 公式
J'/J	4.24	3.68	3.06	2.72	2.34	2.00	1.90	1.80	1.54	1.37	1.00	矩形断面の 実験せらるる
J'/J	0.236	0.271	0.327	0.367	0.427	0.50	0.526	0.555	0.65	0.73	1.00	
1+2 比	5.0	4.0	3.0	2.5	2.0	1.6	1.5	1.4	1.2	1.1	1.0	著者公式
H'/H	2.24	2.0	1.73	1.58	1.41	1.26	1.22	1.18	1.1	1.05	1.0	
J'/J	0.20	0.25	0.333	0.4	0.5	0.625	0.667	0.714	0.833	0.909	1.0	
H'/H	3.36	3.00	2.6	2.37	2.12	1.89	1.83	1.77	1.65	1.58	1.0	H'/H

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_m^2}{V_m^2} = (1 + 2\frac{B}{R}) \\ \frac{v_m}{V_m} = \sqrt{1 + 2\frac{B}{R}} \\ \frac{q}{H} = \sqrt{1 + 2\frac{B}{R}} \\ \therefore \frac{H'}{H} = \sqrt{1 + 2\frac{B}{R}} \end{array} \right. \quad \text{参考} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{C^2 H^3}{C^2 H^3} = \frac{v_m^2}{V_m^2} = 1 + 2\frac{B}{R} \\ H = H' \text{ とすれば 即ち深さを變へない爲の勾配の變化は} \\ \frac{I}{I'} = 1 + 2\frac{B}{R} \\ \frac{I}{I} = \frac{1}{1 + 2\frac{B}{R}} \end{array} \right.$$

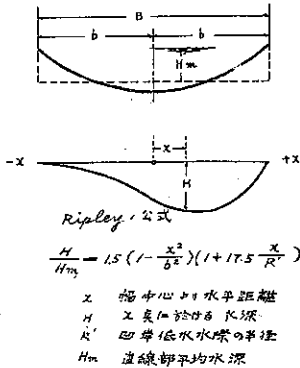
今平均水深 H, H' 等しとすれば即ち深さを變へない爲の勾配の變化は前述の通り。

J : 直線部の勾配, J' : 曲線部の勾配

$$J'/J = \frac{1}{1 + 2\frac{b}{R}} \dots\dots\dots (4)$$

今「ブシネスク」公式及著者の公式とに B/R の種々の比を挿入し $H'/H, J'/J$ 及 H_{max}/H を計算し見るに 第 4

第 8 圖 曲線部の断面



H_{max} の位置 $\frac{d}{dx} \left(\frac{H}{H_m} \right) = 0$

$$\frac{x}{b} = \sqrt{\frac{1}{3x/17.5} + \left(\frac{R'}{b}\right)^2} - \frac{1}{3} - \frac{R'}{2x/17.5 b}$$

表の如し。H_{max} は断面を抛物線と仮定し $\frac{2}{3}H'$ と置ける数なり。即ち H_{max} は曲線部の最大水深を示す。リプレイ氏はデレウエ河の實測より河の曲線部の断面を表はす次の様な實驗式を案出せり (第 4 表, 第 5 表及び第 8 圖, 第 9 圖参照)。

- x: 河幅中心線より水平距離
- H: x 点に於ける水深
- R': 凹岸低水水際の半径
- H_m: 直線部平均水深
- b: 河幅の 1/2

$$H/H_m = 1.5 \left(1 - x^2/b^2\right) \left(1 + 17.5x/R'\right)$$

...Ripley's formula

今此の式により河幅を 120m とし種々の R' に對し H/H_m の比を計算し見るに第 8 圖及び第 5 表の如く是れを圖示すれば第 9 圖 (い) の如し、澁川及旭川の實測断面の 1 例 (形の宜しき處を選定し) とリプレイの數値とを比較し見るに第 9 圖 (ろ) (は) の如く最深部の位置一致せざるも最深部の水深は澁川に於ては可なり一致するも旭川に於ては約 0.5m の差あり、ブシネスクのものは矩形水路につき實驗せるものなれば普通河川には適應せざるものゝ如し (第 6 表参照)。

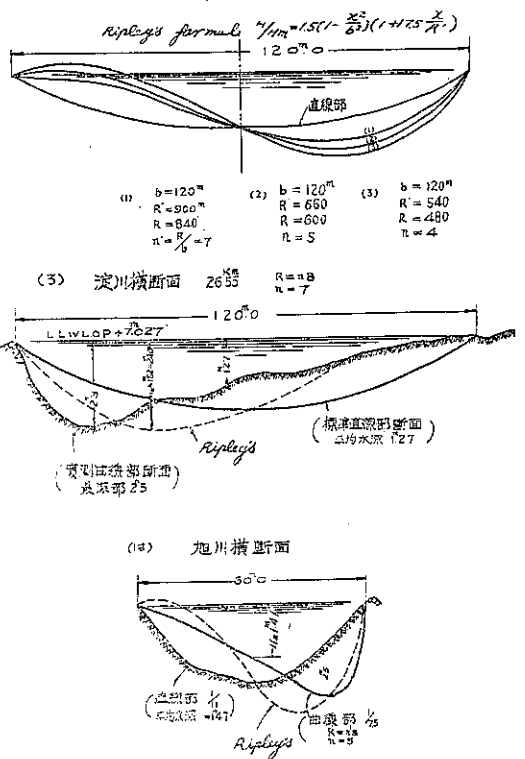
(ろ) 直線と圓弧よりなる河狀 今河川の平面形直線と圓弧との連続せるものと假定せば第 10 圖に於て AB

第 5 表

Ripley 氏 $\frac{H}{H_m}$ 比
b - 河幅 1/2 河幅 $\left(\frac{R}{b} - \frac{R-b}{b} - n\right)$
R - 流心単位

X	b=120 R'=900 n=7	b=120 R'=900 n=7	b=120 R'=750 n=8	b=120 R'=660 n=5	b=120 R'=540 n=4	b=60 R'=330 n=3
-60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
-50	0.12	0.13	-0.05	-0.15	-0.23	
-40	0.35	0.19	0.00	-0.05	-0.25	
-30	0.63	0.47	0.37	0.23	0.03	0.0
-20	0.94	0.80	0.73	0.63	0.47	-0.05
-10	1.25	1.18	1.13	1.07	0.99	0.64
0	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
+10	1.67	1.74	1.78	1.84	1.93	2.04
+20	1.72	1.87	1.93	2.04	2.19	1.52
+30	1.62	1.79	1.88	2.02	2.22	0.0
+40	1.32	1.63	1.78	1.73	1.92	
+50	0.79	0.91	0.97	1.02	1.20	
+60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

第 9 圖

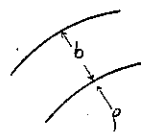


第 6 表 曲線部に於ける最深部水深

	最深部水深(澁川)	最深部水深(旭川)	備 考
Bousinesq	2.2	2.6	澁川 $\frac{R}{b} = 7$
Ripley	2.4	2.9	旭川 $\frac{R}{b} = 5$
著 者	2.2	2.6	著者河川断面に適用し る假定也。
実 測	2.3	2.5	

C'D' の凹岸部は流水の遠心力により水位上昇し A'B'CD の凸岸は水位降下するものなり、今

- 河幅：110 m, 勾配：1/3 000
- 平均流速： $v=0.84$ m/sec
- 圆弧の半径： $\rho=600$ m
- 水位上昇： h (m)

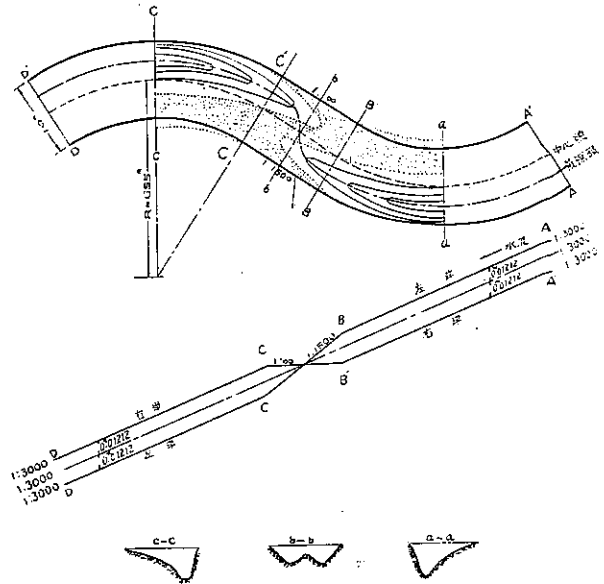


グラスホフ氏によれば (第 7 表参照)

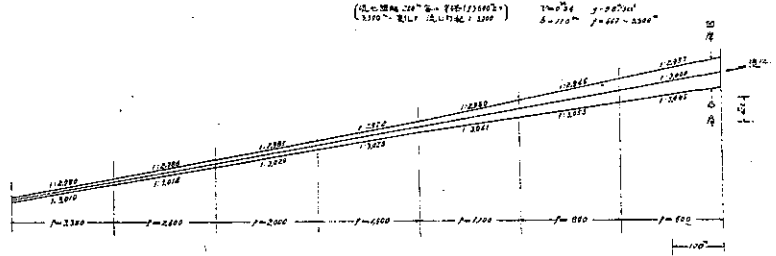
$$h = v^2/g \log(1+b/\rho) = 0.012 \text{ m}$$

なり。今河の縦断勾配を吟味するに理論的には右岸は BB' の位置迄は水面勾配 1/3 000 にて C' より水位上昇するを以て理論上許す極限值を考ふる時は $0.012 + 1/3 000 = 36$ m まで水平にて其れより 1/3 000 を以て降る事となるべし、然る時は左岸は B 點迄水位上昇し 36 m 下流 C 點にては 0.012 m 下るを以て B 點より C 點迄は 1/3 000 の倍の勾配即ち 1/1 500 の水面勾配を強ひらるべし、斯くの如く 1/3 000 より水平或は 1/1 500 勾配に移るには BB'CC' の断面にて割然と起り得るものに非らず、然し上述の傾向を保持んとする事明瞭にして爲に右岸にては砂の洗滌作用は水面勾配水平なる B'C' 間にて起り易く左岸にては B 點は勾配急なる爲に洗滌起らず C 點にては急勾配 1/1 500 より緩勾配 1/3 000 に移らんとする處なるを以て C の前後に洗滌起るものなり (第 11 圖及び第 7 表参照)。

第 10 圖 直線と單半徑圆弧の河状



第 11 圖 インボリュート曲線の河状に於ける左右岸水面勾配の變化

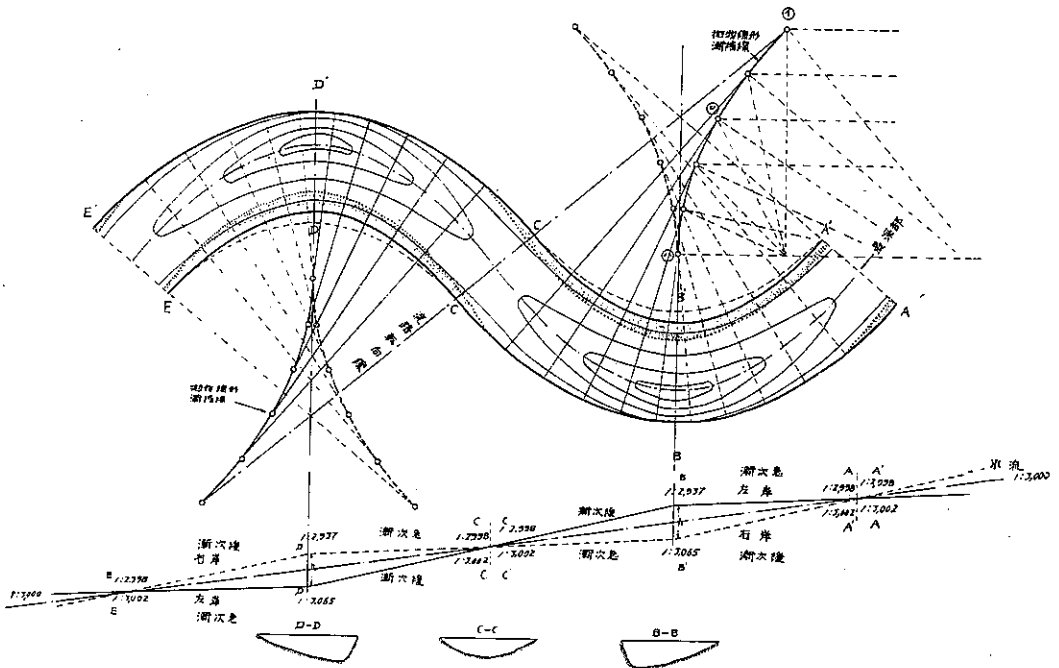


即ち BC' にては深掘起らんとするものなり、従つて最深部の線は河の方向に斜となり良好なる河状に非らず、直線部を 36 m より長くする時は幾分河状良好となるも此の傾向は免れざるものなり、即ち單半徑の圆弧と直線の組合せたる河状は良好に非らず、而して直線部の最短長は此の場合の場合、36 m なるが直線部是れより短き時は右岸 B'C' 間の勾配は逆勾配となり渦流起るに至るべし。此の例の直線部 36 m をより長くする時は右岸の勾配水平より急になり左岸の勾配は 1/1 500 より緩となり洗滌砂の帶狀も河に横斷的よりは斜になり航路も良好となるべし、然しながら直線部を餘りに長くする時は河底材質は同じからざるを以て流水中央を辿らず河底の軟弱なる處を掘浚するを以て河状の亂れ免れざるものなり。

第 7 表 インボリュート曲線の河状に於ける左右岸縦断勾配、横断勾配表

r	水面勾配 1/3000													
	100	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2500	3000	4000
$\frac{A}{\rho} = \frac{2}{3} \log \frac{1+b/\rho}{1}$	0.0012	0.0024	0.0048	0.0072	0.0096	0.0120	0.0144	0.0168	0.0192	0.0216	0.0240	0.0288	0.0336	0.0432
右岸勾配 (1/ρ)	3.333	1.667	0.833	0.500	0.375	0.300	0.250	0.214	0.188	0.167	0.150	0.129	0.113	0.094
左岸勾配 (1/ρ)	3.333	1.667	0.833	0.500	0.375	0.300	0.250	0.214	0.188	0.167	0.150	0.129	0.113	0.094
縦断勾配	3.333	1.667	0.833	0.500	0.375	0.300	0.250	0.214	0.188	0.167	0.150	0.129	0.113	0.094
横断勾配	3.333	1.667	0.833	0.500	0.375	0.300	0.250	0.214	0.188	0.167	0.150	0.129	0.113	0.094

第 12 圖 漸開線の河狀 (Involute Curve)



(は) 漸開線 (インボリュート曲線) の河狀 前項の河狀より考案し第 12 圖の如き漸次異なる半徑の圓弧の連続せるものに變化すれば流水の遠心力による水位の上昇は漸次變化し第 7 表の 1 例の如く 0.01212 m より 0.00072 m に減ずるに到る左岸右岸の水面勾配も漸次變化し圓弧の向背轉向線では殆んど流心勾配に一致し來たるものなり。而して河の最深部を連結せる線も極く滑かに左岸より右岸に轉ずるものなり、即ち縦斷勾配は第 12 圖下に有る如く右岸は A' より B' 迄は勾配は漸次緩になり B' より C' 迄は勾配漸次急になり C' より D' 迄は勾配漸次急になり D' より E' 迄は勾配漸次緩になるべし。其の結果 A' より B' 迄は砂は漸次沈澱し B' より C' 迄は砂は漸次沈澱を減じ C' より D' 迄は勾配漸次急になるを以て掘浚其の度を漸次増大し D' より E' 迄は勾配漸次緩になるを以て掘浚の度漸次減じ、沈澱作用は E' に接近するに従ひ増大し次の凸岸に於て最大に達するものなり。左岸に於ても同様に勾配に變化を來たし上述の如き作用を起し其の位置右岸と全く反對となるものなり。曲線の轉向點 AA', CC', EE' に於ては流心に深みを生じ全體を通じて (第 12 圖参照) 流心に於ては勾配に變化なきを以て斷面に相當する水深を保つものなり、第 12 圖は此の状態を正に顯はすものにして左岸にては CDE 右岸にては A'B'C' は各上下流に比し砂の沈澱多く且つ尾を長く引けり、此の河狀は最も良好なる航路を與ふるものなれば流川低水法線も此の原理を念頭に置き直線形を避け從來の常時變化なき航路即ち深みを成るべく辿り法線を定め専ら工費の節約に重きを置けり、而して漸開線は如何なる曲線のもの最も適當なるや注意を要する處なり。流心線は漸開線の弦即ち河の横斷線に直角にして此の線の變化は漸次たらざるべからず。此の點より橢圓形の漸開線は不適當にして拋物線形の漸開線最も適切なり、即ち第 12 圖④, ⑤, ⑥は漸縮線にして拋物線形を採用すべし、河の流心は即ち漸縮線の弦に直角にして曲線の向背轉向點 CC' に於ては流心に於て河の横斷線に直角にして其れより漸次方向を轉じ彎曲部 DD' に於ては流心凹岸に引寄せらるるものにして第 12 圖は其の模様及び等深線を示せり。従つて河の斷面は圖示の如く曲線の向背轉向點に於ては對稱なる拋物線形、彎曲部に於ては不對稱

なる拋物線形なり。今河狀直線と圓弧より成るものと假定し勾配と河幅との關係につき少しく述べし、一般に河川の曲線部に於ては緩勾配徒渉部に於ては急勾配なるものなり。

v_m : 平均速度, C : 流速係數, t_m : 平均水深, J : 勾配

とすれば

$$v_m = C\sqrt{t_m J}$$

或る一定の水深を徒渉部に要求するに其の區域の勾配を如何程にすべきかは前後の形狀即ち曲線部の流心の半徑に左右さるゝものなり。

$t_m' J$: 曲線部の水深及勾配

$t_m J$: 徒渉部の水深及勾配

n : 曲線の流心の半徑を河幅の倍數にて示せる數

然る時は次の關係ある事は前に述べたり (第13圖参照)。

$$t_m J / t_m' J = \left(1 + \frac{2}{n}\right)$$

今 $t_m = t_m'$ とすれば

$$J / J' = \left(1 + \frac{2}{n}\right)$$

今前式を用ひ $J' = 1/3000$ の場合各 n につき J を求むれば第8表の如し。

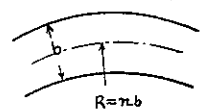
以上の結果は各半徑の曲線部が直線部と連續されたる場合に採用すべき勾配なり、即ち曲線部の流心半徑が河幅の5倍にて其れが直線部に連續したりとし、其の曲線部の勾配假りに $1/3000$ とせば其れに 1.4 を乗じたる數即ち $1/2140$ の勾配を直線部に與へなば曲線部直線部同様の平均水深を得る事を示せるものなり。即ち直線部にては以上勾配に適する様河幅を曲線部より狭むべき事を示す。即ち第3表より

1/3000 に対する河幅 111.9 m

1/2140 に対する河幅 93.7 m

然し河川は斯くの如く曲線部と直線部との連續なる事不可能にして若し是れが可能なりとするも斯かる状態の河狀は良好ならざる事は前に述べし處なり。河川の良好なる状態は各半徑の曲線が小より大に漸次變化し殆んど直線となり又大なる半徑より漸次小なる半徑に移り次の凹岸を形造るものなり。即ち漸開線の向背連續せるものを以て理想の河狀とす、斯かる場合には河の勾配の變化も極く滑かなる線となり。數多の向背連續曲線を含む區間を1つの勾配に定むる事可能なり、從つて斯かる状態にては曲線の向背轉換點にて別に河幅を狭むる必要なきなり、然しながら低水の流心線と洪水の流心線とは一致する事不可能なるものにして洪水の流心は川幅の約2等分線なるが、低水は1岸より彼岸にと蜿蜒蛇狀に流下するものなる故に流心は徒渉部即ち曲線の向背轉換する處にて洪水の流心と交叉せざるを得ざるなり。此角度 α (第14圖) が大なるか小なるかは低水路深の維持に大關係を有するものにて或る断面の良否は流の方向が第1に示すものなり。流れの方向總ての水位に際し變化少なき断面を決定し得れば其断面は持続性を有するものなり、即ち斯かる場合に於ては流水の掃蕩力各水位に於て同效果に働くものなり。低水路流心洪水路流心と交叉する箇所は並行する箇所に比し流水の掃蕩力減ずるは止

第13圖



第8表 勾配と流心半徑

n	$(1 + \frac{2}{n})$	$J = \frac{1}{3000} \times$ 場合の丁
5	1.4	$\frac{1}{2140}$
6	1.33	$\frac{1}{2250}$
7	1.3	$\frac{1}{2310}$
8	1.25	$\frac{1}{2400}$
9	1.22	$\frac{1}{2460}$
10	1.2	$\frac{1}{2500}$
12	1.16	$\frac{1}{2590}$
15	1.13	$\frac{1}{2650}$
20	1.1	$\frac{1}{2730}$
25	1.08	$\frac{1}{2780}$
30	1.067	$\frac{1}{2800}$

$$\begin{cases} b = \text{河幅} \\ R' = nb \\ R = R' + \frac{b}{2} \end{cases}$$

むを得ざる所にして、低水路の各部に於て掃蕩力の効果を等しくせんには河幅を狭少する必要あるべし、即ち流心の各水位にて同方向の部分即ち凹岸部の河幅を b とすれば徒渉部の河幅 b' は b に α の餘弦を乗じたるものとし其の中間は距離の比例を以て狭少すべきものなり。

$$b' = \cos \alpha b \quad (\text{第 9 表参照})$$

$\alpha = 20^\circ$ とすれば $b' = 0.93b$ にて b を 100 m とすれば b' は 93 m となす必要あり、而して其の移變は 100 m より漸次 93 m に減すべきものなり。結局低水路の法線は極く良好なる漸開線とし 1 つの凹岸部より他の凹岸部に移變する徒渉部を前述の考へを以て河幅を狭むる時は洪水時に於て凹岸部徒渉部共砂の移動を同等ならしめ平水に於ては徒渉部に於て兎角土砂の沈澱せんとする傾向を除くべし。此の考へを以て淀川の低水河幅を決定せり、猶一言すべきは法線の決定は可成直線部を避け漸開線の最小半徑河幅の 5 倍以上なる向背連續線にせん事を務めたるも前島三島江等の地先は河狀の現形に捕はれざるを得ず直線に近き緩曲線の箇所有り、斯かる區域は流れ亂れ砂の沈澱を呼び記し易きを以て河幅を第 5 表及第 6 表を參酌し低水の流心洪水の流心と一致し居るも幾分狭むる事となせり。

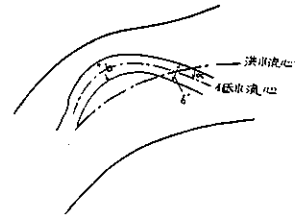
斯くの如く河幅の調節を主に洪水流心と低水流心との交叉角の如何により定めたるも是れ低水法線の決定適當にして低水流速により平衡なる砂の移動有るものと考へ洪水より減水に移るに従ひ徒渉部に砂の沈澱せんとする傾向を除かんと欲する爲なり。

E. 水深

(い) 在來水深 濁水位時に於ける船舶の航行は航路不整の爲、支障を來たす事夥しく、爲に快航する事能はず、徒渉部に至りては其度甚しく或る箇所は全く航行不能に陥り人力に據り河床を掘鑿し僅かに水深を得辛じて航行を續くるの狀態なり(第 15 圖參照)。而して神崎 3 川合流間の在來低水路中稍々良好なる断面 20 數箇所につき枚方標零位に於ける平均水深を調査せるに該水深は河幅の廣狹により一様ならざるも凡 0.98 m なり第 15 圖は其代表的断面を掲記せるものにして此の平均は 1.01 m なり。

(ろ) 計畫水深 低水量及求むる平均水深を決定し、河の断面を拋物線形と假定する時は自然水面幅を得べし、而して流速は計算上より算出し得べし、其の結果は第 3 表に示す如くにして流速は 0.7~0.82 m なり。流速の決定は河底材質の粗細を考慮に置くべきものにして 3 川合流點以下各所に於て流心と思ほしき箇所より河底土砂を採取し見たるに

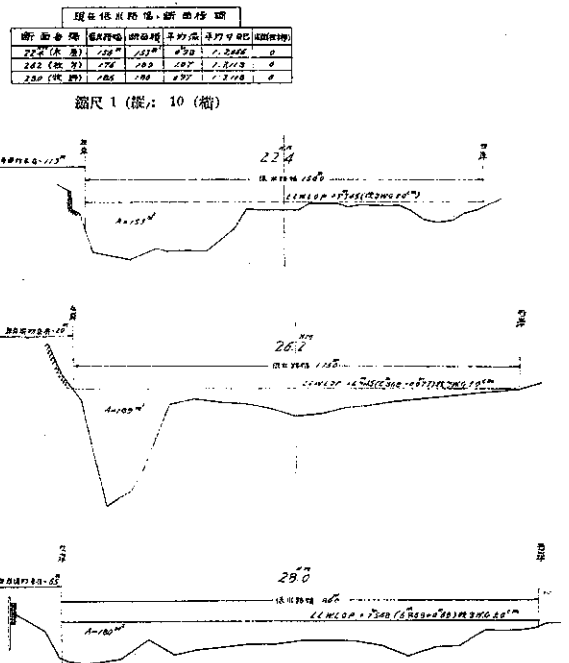
第 14 圖



第 9 表

洪水及低水の流心角	凹岸部河幅	徒渉部河幅
α	b	$b = \cos \alpha \cdot b$
10°	-	$0.98 b$
15°	-	$0.96 b$
20°	-	$0.93 b$
25°	-	$0.91 b$
30°	-	$0.86 b$
35°	-	$0.81 b$

第 15 圖 横断面圖



縮尺 1 (横: 10 (縮))

第 10 表の如き結果を得たり。支川龍谷川尻は材質の大き 2mm 以上 26mm の大きさのものにして皆龍谷川上流より流下せるものなり、從來此の附近にて鐵筋砂利を常に採取し居るなり。其の他淀川本川筋にては土砂の大きさ何處も 10mm 以下のものにして大部分は 1mm 内外のものなり。故に毎秒 0.05~1.0m の平均流速により掃蕩し得る材質と云ひ得べし (第 10 表参照)。

第 10 表 淀川低水路採取土砂調査表(昭和 8 年 8 月 9 日採取)

番	採取場所	深標	比量	25.4mm	篩 分 析 成 績 (残滓量重量百分率)										
					1吋	3/4	3/8	第4	第8	第16	第30	第50	第100	第100	
					25.4mm	19	9.5	4.75	2.38	1.19	0.595	0.297	0.149	通過量	
1	宇治川流末	35.8	259	3826				0.66	1.08	3.02	7.58	1.19	1.79	0.78	
2	淀川橋梁地先	34.2	258	3482				0.88	2.25	7.25	28.68	26.37	4.55	0.27	
3	淀川高浜地先	33.4	261	3622			1.09	3.04	2.92	32.70	14.59	9.92	2.21	0.03	
4	淀川上牧地先	32.6	259	3849				2.18	5.98	21.92	36.37	24.00	1.50	0.05	
5	△	31.6	259	3849				0.79	5.91	19.64	27.66	36.97	8.67	0.36	
6	淀川牧野村地先	30.6	259	3574				2.70	26.63	40.01	17.76	10.62	2.23	0.05	
7	淀川前島地先	29.8	260	3623				2.29	11.87	25.38	28.77	25.34	5.29	0.36	
8	△	28.6	259	3649				2.43	18.47	23.79	24.42	28.12	8.48	0.29	
9	淀川港本ノ前	28.0	259	3923				0.51	6.45	27.48	37.83	26.59	1.07	0.07	
10	淀川大塚地先	27.0	258	3527				4.40	16.04	28.44	25.80	21.87	3.40	0.05	
11	淀川枚方三叉地先	26.2	259	3467				3.46	16.07	29.00	21.94	23.31	5.31	0.11	
12	△	25.2	258	3915				4.40	5.71	11.62	18.70	33.51	27.60	1.20	
13	淀川岩崎地先	24.4	259	3892			0.78	1.46	3.50	15.26	21.60	34.11	13.61	0.98	
14	淀川三島江地先	23.6	259	3521			1.34	3.20	14.50	29.29	23.37	21.08	7.02	0.20	
15	淀川木履地先	22.4	260	3492				1.66	8.63	21.64	34.02	32.60	4.53	0.12	
16	淀川大開地先	21.4	259	3668				2.22	8.12	18.30	22.12	36.44	12.23	0.57	
17	淀川島飼中地先	20.2	258	3176			0.89	6.66	31.59	31.25	17.98	9.44	1.24	0.05	
18	淀川島飼口地先	19.2	258	3353				5.32	17.29	27.85	26.32	21.13	2.35	0.04	
19	淀川仁和寺地先	18.0	258	3647			0.76	1.47	4.27	16.78	25.33	40.40	9.81	0.48	
20	淀川大日地先	17.2	258	3798				0.77	3.94	9.23	14.32	43.68	27.49	0.87	
21	淀川一津屋地先	16.0	260	3850				2.74	7.75	22.87	23.27	14.12	18.32	18.57	0.56
22	淀川南北大道地先	15.0	260	3789				0.83	6.74	64.58	26.69	1.69	0.06	0.01	0
23	淀川土居地先	14.0	259	3121				1.67	15.98	34.77	21.13	22.70	3.73	0.02	
24	淀川平田地先	13.8	258	3512				1.34	3.78	26.13	28.22	23.57	7.08	0.28	
番外	龍谷川尻(牧野村)	30.6	258	4463	25.20	18.40	55.40	0.94	0.06	0	0	0	0	0	

備考

篩 1吋~3吋とは角孔の1辺の大きさを示す

篩 第4~第100は1吋につき角孔の数を示す即ち第4とは1吋につき4個の孔あるを示すものにして角孔の1辺の長さは1吋より針金の大きさを減じ4分せるものなり

是れより見る時は平均水深を決定して生じたる断面及流速は河底材質の粗細より見るも適當にしてデブア氏の實驗「ロアル」河に置ける實驗及バックレイの實驗に倣するも適當と認む。次に水制工 1 部成功せる後の低水流下速度を測定し決定せる流速の適否を判断せんと試みたり、調査期日は昭和 9 年 8 月 23 日にして

1. 當日水位

枚方標 午前 6 時 (-) 0.01 m 午後 (-) 0.03 m, 鳥居川標 午前 6 時 0.17 m 午後 0.12 m

2. 流量(鳥居川) 23 日 97 m³/sec, 24 日 77 m³/sec

3. 浮子 ビール瓶 10 本宛

4. 調査區域

大區域 志津川發電所より毛馬に至る (自午前5時至午後10時36分)

小區域 觀月橋以下5工場にて7~8km 宛分割測定 (自午前7時至午後2.5~3.5時)

浮は出發點にて成るべく同時に投下するも直ちに多少遲速を生ずる、故に之れを監視する爲め小船 2~4.5 艘を用意し著しく遅れ、深溜に停滯せるものは之れを放棄し或は身代りを投入し浮子の個數を維持せり。而して小區域は短時間なりし爲め伏見工場にては完全に10個流下八幡工場にては10個の内2個を失ひ枚方三枚は各10個宛完全に流下す毛馬は10個の内5個を失ふ。大區域は宇治橋に於て已に7個となり之れより各工場は此の7個を大切に引繼ぎしたるも夜に入り且つ監視船も不足燈火も不充分なりし爲め遂に3個となれり、斯くして流したる數個の浮子の各區域に於ける速度遲速の範圍は略一致し其の差の大なるもの1割内外なり (第11表参照)。

以上測定の流れは表面流速とも云ふべきものなれ共、低水工事完成部分以外は河の總幅を通じて平均流速と見做し難く流れの中央部に近き部分の平均表面流速なり、右數字を低水路計畫勾配と比較するに前島・三島江間は他區域

第 11 表

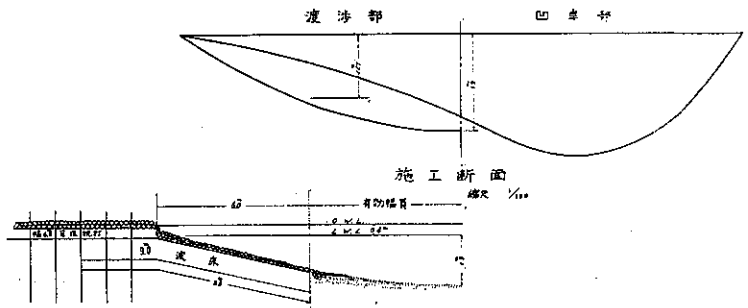
區 間	流 速		以上平均	低水工事工程	計測川路勾配
	大區域	小區域			
志津川—觀月橋	0.76 m				
觀月橋—御幸橋	0.89	0.96	0.93	本年5月入心基 に引續ぎ	伏見以下 1/590
御幸橋—前島	0.70	0.82	0.76	1/6	1/722
前島—三島江	0.85	0.89	0.87	1/2	1/975
三島江—神崎川	0.79	0.78	0.79	1/2	1/639 1/282
神崎川—毛馬	0.45	0.53	0.49	本年5月入心基 に引續ぎ	1/750

域に比し勾配と反比に速度大なり、是れ此の區間は低水工事大部分成功せるに寄るものなり、觀月橋・御幸橋間の勾配は一様ならず、觀月橋・伏見間は非常に急にして 1/1000 に近く伏見・御幸橋間は第11表の如く 1/590 にして流速は當然 0.5m 位と出づるべき筈なり、従つて表の流速は考慮外に置くべきなり、而して前島・三島江間の工事殆んど成功せる部分につき検討せんに、此の部分の流速は低水路の總幅平均の表面流速と見る事を得べし、一般に平均速度は表面速度の 6/7 なるを以て 0.74~0.76 m の平均流速に相當するものなり、今少しく工事進捗せば低水路幅の規正により平均水深 1.18m より漸次増大すべく平均流速 0.78m に増大すべし、即ち計畫平均水深を 1.27m に定めたるも適當なるべし。

低水路の標準断面形状を拋物線形とし(第16圖参照)。

第 16 圖 標準横断面圖

- t_{max} : 最深部水深
- t_m : 平均水深 1.27m
- b : 河 幅
- A : 斷面積
- Q : 流量 110m³/sec
- v_m : 流速 0.78m/sec
- $A = Q/v_m = 110/0.78 = 141m^2$
- $b = At_m - 141/1.27 = 111m$
- $t_{max} = 3/2 \times A/b = 3 \times 141/2 \times 111 = 1.9m$



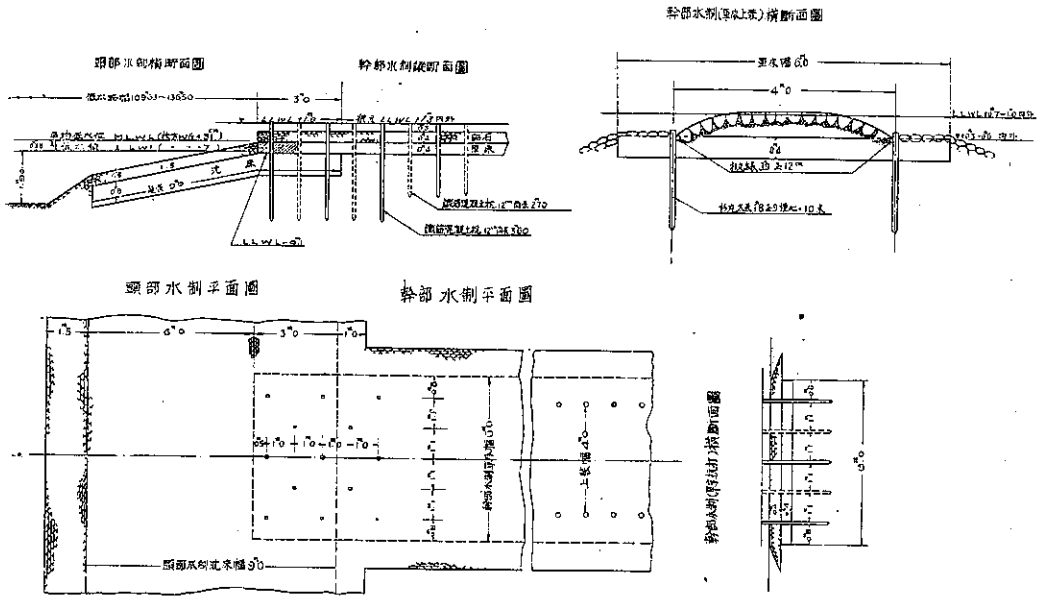
即ち曩に記述せる漸開線の原理に基きて低水工事を實施せば前記計畫水深は全川を通じて保持せられ此の結果は在來水深に對し凡 0.29m の増加となり、然も水深は亂流する事なく良好なる航路となり、茲に船舶は快航するを得べし。

3. 工事の方法

(い) 水 制 工 在來の水制を成るべく利用する目的を以て幹部水制は在來水制に連續繼足し、間隔の

廣き處には更に新水制を挿入せり、頭部水制は凹岸のみならず全川を通じて造る方横流を防ぎ一定の水深を得るに効果有る事明かなれ共、豫算の都合上先づ凹岸のみに造る事とす、用水取入箇所或は物揚場等の爲め頭部水制を切斷するは好まざる處なれ共、利水上已むを得ざる處なれば一部低くして頭部水制を接続する事とせり。物揚場或は支流出口上手の幹部水制は上装石張工となすも其他全部單床杭打石詰とし水制間に土砂の沈澱を計れり。幹部水制は幅 6m の單床とし其の上に 1m 間隔 5 列に鐵筋コンクリート杭を千鳥に打ち捨石をなす、但し上装をなすものありてはコンクリート杭を廢し幅 6m の單床上に幅 4m の石張をなすものとす。頭部水制は幅 9m の沈床工の上に捨石をなすものとす(第 17 圖参照)。施工高は幹部水制は尖端に於て其の頂部を計畫濁水位上 1.0m とし根元に向ひ 0.3m 内外高むるものとす。

第 17 圖 水 制 設 計 圖



頭部水制は其の頂點を濁水位下 0.1m とし、低水縦斷勾配に倣ひ法線に沿ひ布設するものとす。

幹部水制延長 8916m(但し枚方附近及宇治川を除く)

頭部 " 9331m(")

(ろ) 護 岸 低水路の本堰に接近する處は頭部水制を基礎として護岸をなす必要あり、其の工法は留杭及 I 本土居木基礎とす、而して其の前面には捨石をなすものとす。

(は) 浚 渫 水制工下埋の爲め土砂を要するを以て少くも浚渫工事を要す。此の外低水法線を在來法線より變更せる處は是亦浚渫による必要有り、使用機械はポンプ船 2 艘ブリストマン浚渫船 2 艘を使用するものとす。浚渫土量 26070m³。

4. 工事費豫算

低水工事の施行を必要とする區域は前掲の通り毛馬・觀月橋間な

第 12 表

工種	細目	単價	数量	金額	備考
土木	水制	1000	100	100000	
土木	幹部水制	5000	100	500000	
土木	頭部水制	2000	100	200000	
土木	護岸	1500	100	150000	
土木	浚渫	2000	100	200000	
計				1000000	

全工費六千圓也
區域 自主改善事業即ち河川改修事業
備考 以上川側低水法線より見送り行つた場合は、河川改修事業の範囲外とす。また、河川改修事業の範囲内とす。

るも、今回承認される總工費金 906 000 圓の施行區域は神崎川分派點より伏見觀月橋迄とす、其の施行年度は昭和 8~9 年の兩年度なり。今其實施計畫豫算の内譯を示せば第 12 表の如し。

5. 低水工事施行後の狀況

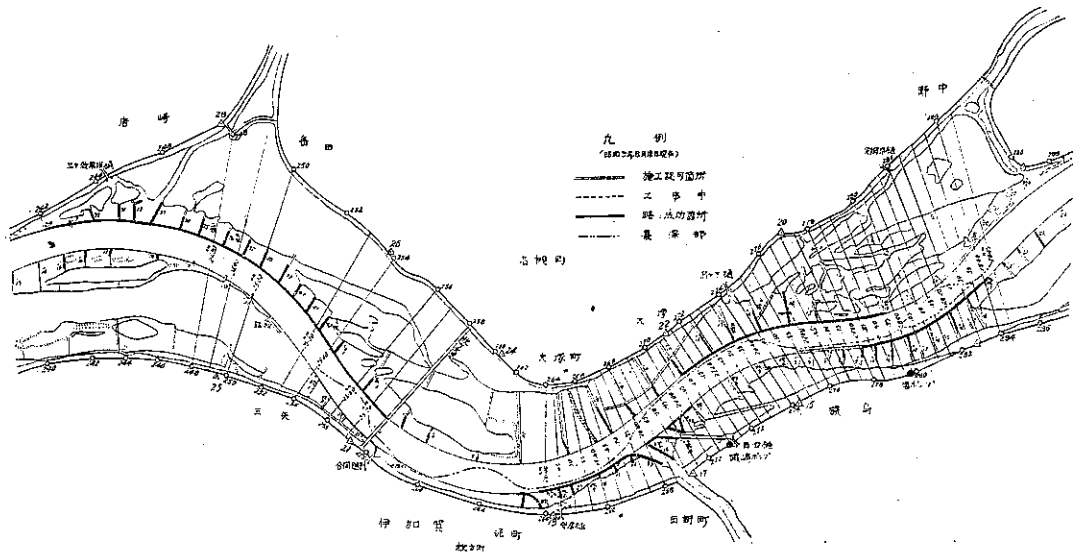
(い) 航路に就き 低水工事法線を決定するには航路の變遷を研究する必要有るを以て其れが調査を行ひしに第 18 圖の如き結果を得たり。圖上より明かなる如く常に航路の變遷なきは上流三川合流點より擧ぐれば

三島郡五領村	上枚(右岸)地先巾杭 328 號附近
北河内郡牧野村	上島(左岸)地先巾杭 314 號附近
三島郡五領村	前島(右岸)地先巾杭 302 號附近
北河内郡牧野村	磯島(左岸)地先巾杭 280 號附近
北河内郡枚方町	(左岸)地先巾杭 262 號附近
三島郡三ヶ枚村	橋本(右岸)地先巾杭 216 號附近
北河内郡九ヶ所村	點野(左岸)地先巾杭 208 號附近
三島郡烏飼村烏飼中	(右岸)地先巾杭 200 號附近
北河内郡庭窪村	佐太(左岸)地先巾杭 176 號附近
三島郡味生村	一津屋(右岸)地先巾杭 160 號附近

にして他は航路の變遷常なく今日の濶、明日は淺瀬となるの狀態にして航行者の常に惱まざるゝ處なり。宇治川及本川神崎川分派點より下流(大阪府に於て土砂採取の結果)は航路良好なり。

河狀斯くの如き狀態にして法線の決定には上記常時航路の良好なる區域を法線内に取込む事とせり。而して昭和 8 年 9 月より局部的に低水工事を施行せしが、昭和 9 年 3 月末の功程圖は第 18 圖の如く、昭和 9 年 8 月末現在の功程圖は第 19 圖の如くにして横斷測量の結果最深部を結合せる線即ち航路とも云ふべき位置は第 19 圖鎖

第 19 圖 淀川低水工事一部平面圖



線の如き線となり、航路非常に改まり施工區域は大部分目的達せられたり。此處に疑問とすべき點を擧ぐれば上流より巾杭 280~284 號間是最深部即ち航路法線に従ふべきなるも、然らざりしは是れ右岸の舊水制法線より突出し河幅規定より狭く流水水制へ引寄せられたる爲にて右岸水制頭部を切斷し水制の勢力弱めたる (10 月末) 結果

點線の如く航路自然變更し豫定通りの滞を漸次形成するに到れり。次に巾杭 276 號附近は左岸水制未着手の爲め河幅廣く従つて航路左岸に寄り居れるも工事完成後は前方へ移動すべし。巾杭 262 號より 264 號間に於て航路水制 6 號に接近し凹岸に來らざるは此の箇所は從來河幅廣く河の中央に砂洲有りしもの未だ浚渫せず自然の河流掃蕩を待つ爲め左岸の水制成效と同時に水流は凸岸の水制頭部を辿りし爲にして、漸次凹岸に滞を生ずるに至るべきは明かなり。巾杭 250~252 號間に於ても深み凹岸に來るべき凸岸に有るは水制 21 號同 23 號は勢力強く是れ舊來の

水制工にして頭部沈床の層厚く從來より河の中央に洲有り航路 2 つに分かれ居りし處にして、此の水制頭部を除去し勢力を弱むる事により浚渫を待たず正當の航路を得る事明かなり。猶上流巾杭 300~306 號間は航路非常に悪しき處なりしも水制工の成功と共に航路改良されたるも其の後の横斷測量未了の爲め水路最深部を記入し得ざるなり。

(ろ) 横斷面につき 低水工事施行の爲め横斷面形自然に變化するは是れ當然の事にして、常

に實測をなし豫期する如く變化をなすや否やを確め計畫の適否を判斷する事大切なり、浚渫工は航路を造る爲には施さずして深堀の場所に水制工を施す目的上床均用土砂を可成將來の航路となるべき處にて求むる事に止めたり、従つて航路の變遷は平水に於ての水制施工の爲め増大せる水流及其の時々増水の掃蕩力に俟つ次第にして横斷面形の變遷も徐々にして急に理想の断面に來らざるなり第 20, 21, 22 圖は時期を異にせる實測の水制工施工中區域の横斷面圖なり、而して何れも漸時良好の断面に近づきつゝ有るなり、即ち断面 26.7km、圖中特に(イ)と示せる断面の變化は昭和 9 年 4 月の測量のものと同 9 月に測量せるものとを比較し見るに水制施工の結果自然水流により左岸に深みを生じ右岸は自然に水深淺くなり漸時良好なる断面形をなしつゝあり、是れ深みは凹岸に來るべき理を自然に證明せるものなり、平均深も 1.09m より 1.21m に變化し航路の水深を増大しつゝ有り、計畫の平均水深は 1.27m にして漸く是れに近づきつゝ有るを知るべし。猶ほ枚方大橋下流の右岸のみ水制工完成せる區域の横斷面を施工以前の横斷面と比較し見るに第 13 表の如し。表にて明かなる如く平均水深 1.27m を得べき豫定なるに 1.4m を得居るは此の區域左岸水制少し出過ぎ居り河幅過狭の爲にして左岸の水制を縮める事に依り水深を減ずる事明かなり。次に枚方上流の部分につき水制工施工以前と殆んど完成後(平面圖記載)の断面を調査比較せるに第 14 表の如し。即ち

第 13 表 枚方・點野間水制工施工前後 低水路横斷面圖比較表

断面	断面		川		平均水深	
	旧	新	旧	新	旧	新
248 軒	159	140	200	115.3	0.80	1.21
249 .	179	157	198	113.6	0.90	1.38
250 .	214	188	186	112	1.15	1.68
253 .	183	164	209	108.7	0.88	1.51
254 .	130	162	200	108.7	0.65	1.49
256 .	99	144	164	110.2	0.60	1.31
257 .	150	136	200	111.8	0.75	1.22
平均	159	156	194	111.0	0.82	1.40
		135		105.0		1.27

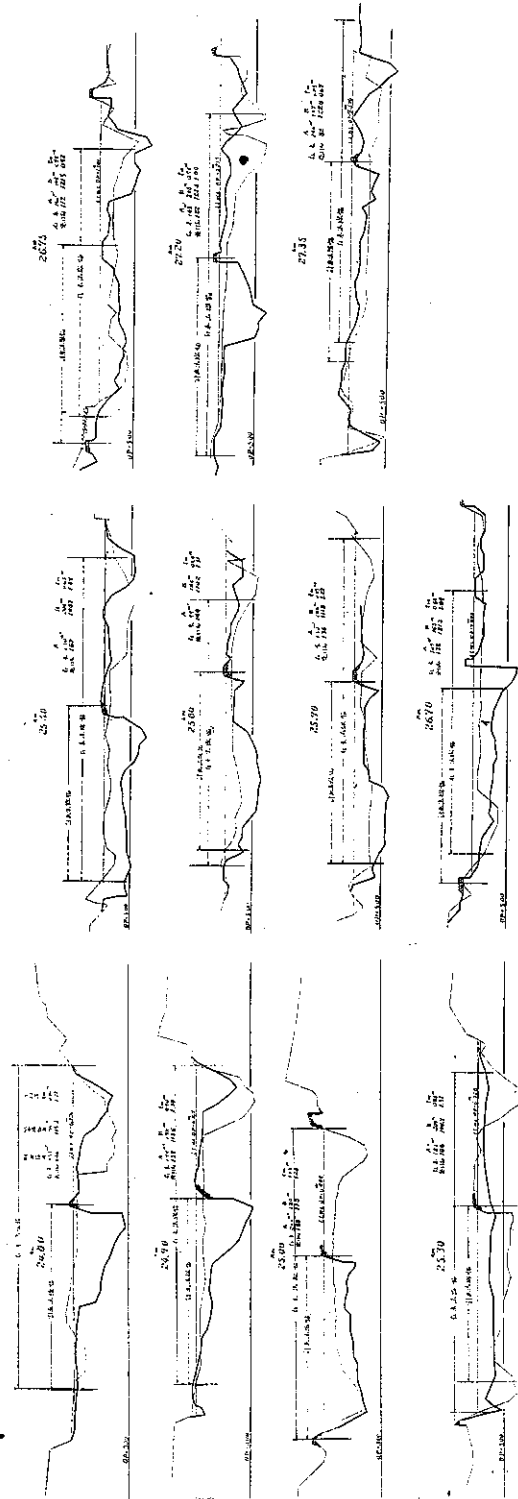
第 14 表 枚方道濟間水制工施工前後 低水横斷面圖比較表

断面	断面		川		平均水深	
	旧	新	旧	新	旧	新
264	103	104	192	122	0.54	0.85
2645	125	171	192	122	0.69	1.40
265	78	186	171	120	0.66	1.55
2655	80	165	165	120	0.68	1.38
2680	65	153	164	120	0.60	1.28
2685	94	141	165	120	0.57	1.18
2670	107	145	163	120	0.66	1.21
2675	162	142	164	120	0.99	1.18
2680	189	146	169	120	1.12	1.22
2685	127	149	173	120	0.73	1.24
2690	124	143	176	120	0.73	1.19
2695	124	166	179	121	0.69	1.37
2700	114	164	179	121	0.64	1.36
2705	121	170	185	121	0.65	1.40
2710	143	115	198	122	0.72	0.94
2715	138	120	204	122	0.68	0.98
2720	165	122	208	122	0.79	1.00
2725	178	114	213	122	0.84	0.93
2730	182	104	206	123	0.88	0.85
2735	206	116	197	124	1.05	0.94
2740	292	130	189	126	1.54	1.03
2745	233	161	180	127	1.29	1.27
2750	213	143	179	127	1.19	1.13
2755	113	95	179	127	0.63	0.75
2760	200	111	182	128	1.10	0.87
2765	187	103	188	127	0.92	0.81
2770	225	101	189	127	1.19	0.80
2775	163	114	189	126	0.86	0.90
2780	184	129	186	125	0.99	1.03
2785	167	115	182	124	0.92	0.93
2790	182	155	183	124	0.99	1.25
2795	190	149	184	123	1.03	1.21
平均	155	136	183	122	0.85	1.18
計		140		124		1.27

第 20 圖 淀川低水工事施行箇所横断面比較圖 (其の 1)

縮尺 1 (縦: 30 (倍))

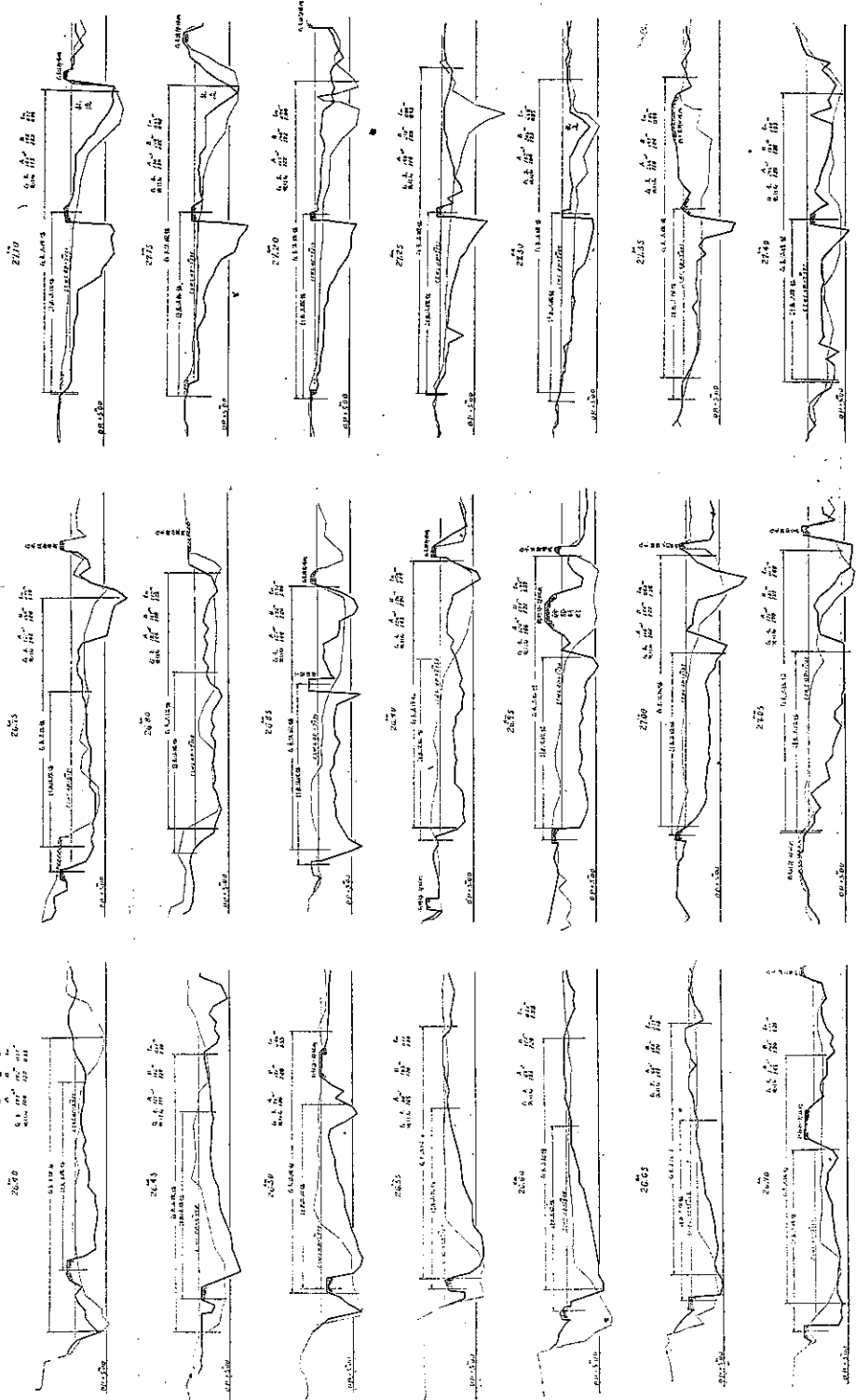
知振・志木川状況 (昭和八年夏季調査)
本誌の地行低水状況 (昭和九年四月調査)



第 21 圖 淀川低水工事施行箇所横断面比較圖 (其の 2)

縮尺 1 (縦): 10 (横)

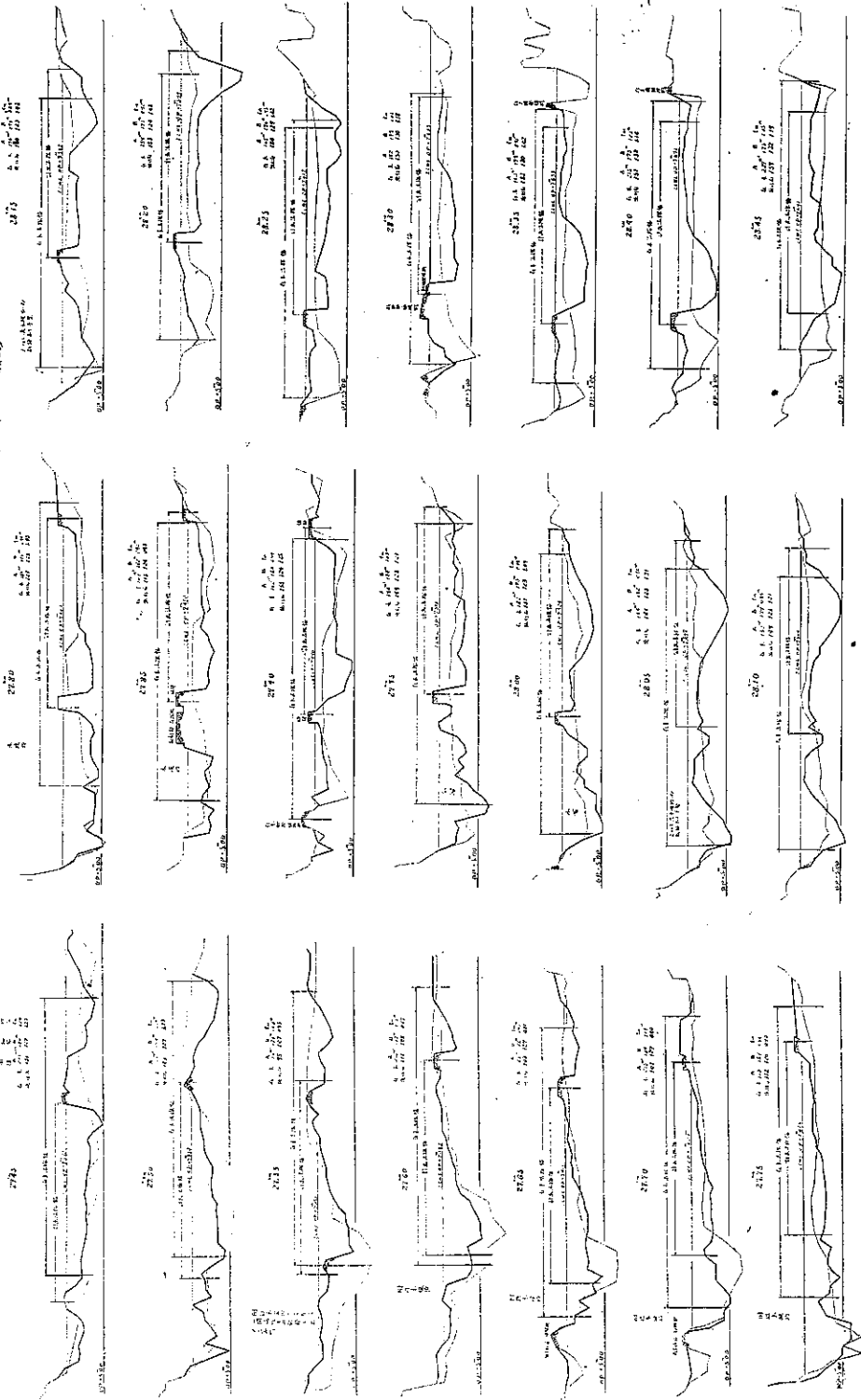
知度の上水時状況 (昭和45年秋)
大阪の進行状況 (昭和45年秋)



第 22 圖 淀川低水工事施行箇所横断面比較圖 (其の 3)

縮尺 1 (縦): 10 (横)

加削なしの地形 (50m 間隔) (実測)
大型の低水堰 (50m 間隔) (計画)



平均水深に於て施工前 0.85 m なりしが施工後は 1.18 m となり漸次良好なる航路を得つゝ有り、断面 26.95 の平均水深計畫以上なるは断面右岸の幹部水制頭の深みを通過し居る爲め右岸に深掘有るを以てなり。断面 27.0, 断面 27.05 共に平均水深計畫以上なるが、是れは右岸は舊來の滯筋に當り居る爲にして航路中央に移動し漸次淺くなるべき筈なり。

附 記 本文及び第21卷第11號登載の“利水上より見たる琵琶湖の調節”を草するに際し、内務技手木村小市、内務技手片山信雄、内務技手楠松本正一 3 氏の援助を受けたり、此處に 3 氏の御厚意を謝す。