

第九章 河川調査及改修計畫

第一節 平面測量

河川改修の計畫に當りては、其河川の平面圖及縱橫斷面圖を作ることが最も大切である。

平面測量にては河川の流路の狀態を第一とし、河川の附屬物又は工作物たる堤防、護岸、水制、床固、堰堤、閘門、水門、樋門、樋管、陸閘を初めとし、乗船場、荷揚場、道路、用排水路、橋梁、三角點、水準基標、距離標、量水標の位置、田畠、山林、原野の状況、神社、佛閣、家屋其他の諸建築物並に郡市町村の境界等を實測する。

距離標 (Distance mark) は河川の一岸に沿ひ、河口或は支川の合流點より順次 100 m 每に設置し、河道に略直角の見通しに、他岸の距離標を設置す、而して有堤部にては堤防天端に設置するのが普通である。

距離標には長 1.2 m 以上、12 cm 角の木杭を用ひ、頭部を白色ペンキにて塗り其側面に距離を記入す、尙 1 km 每に石標を用ひ、頭部約 80 cm を 12 cm 角に仕上げ、頂面に丸味を付け、側面に距離を km を單位とし 12.3 と刻む、即ち之は 12.3 km を示すのである。

水準基標 (Bench mark) は成る可く兩岸各 5 km 每に一基を設置し、變動し易き地點を避けねばならぬ。

水準基標には長 1.2 m 以上の石標を用ひ、頭部約 80 cm を 15 cm 角に仕上げ、頂面を球形に磨き側面に番號を刻む。

尚三角測標 (Triangulation station mark) は大三角點にては、大體水準基標と同ぐくし、頂部を平に仕上げ、中央に十字を、側面に番號を彫り、又小三角點にては頭部を 12 cm 角とする外は大三角點と同じ。

平面測量の區域は有堤部にては、必要に應じ、堤内を或程度まで實測し、又無堤部にては大體洪水位の達する區域より少しく遠い所までを測る。

河川の平面圖は普通 1:2,500 が基準であつて、之を縮圖して 1:10,000 のものを作る。又局部的の詳細を知るには 1:1,000 或は 1:500 のものを作る尙河川法に規定せる河川臺帳の縮尺は 1:1,250 となつて居る。

平面圖調製に當り、河岸の水際線又は附洲を圖示するには、平均低水位に成る可く近き同時水位を測つて、之を基準とするのが適當である。

第二節 高 低 測 量

高低測量は凡て東京灣中等潮位を基點として測定す、尙高低測量を縦斷測量、横斷測量及河口深淺測量に區別する。

1. 縦断測量

縦断測量にては左右兩岸に設けた距離標、堤防、量水標其他緊要箇所の高を測定する。

縦断面圖の縮尺は距離 1:10,000、高 1:100 が大體の標準であつて兩縮尺の比は 1:100 である、但し勾配急なる河川では、高 1:200 とすることがある、此縦断面圖には測量の結果によつて、距離標位置、距離標間距離、同遮加距離、河床高(各横断面に於ける最深部)、左右兩岸堤防高、左右兩岸距離標高、量水標位置及零點高、同時水位(測定年月日等を記入す)並に既往高水位(年月日を記入す)、平均低水位(算定の期間を記入す)、洪水點等を記載し、尙改修計畫定まる時は、計画高水位及計画堤防高を記入する。

上記距離標間の距離は、何によるかは困難なる問題であるが、大體高水に際し、



第 86 圖 縦断面圖に於ける距離の取り方

る、時としては高水に際し、大體流心と認めらるゝ線に沿ひたる距離即ち第 86 圖 B 線に近きものを採用することがある。改修計畫の掘鑿土量等算出のためには前者が適當であるが、低

水に關する調査上は後者の方が適當である。

2. 橫断測量及深淺測量

兩岸の距離標の見通しに、横断測量を行ふ、其區域は平面測量の區域に準する。尙水流の兩岸水際に水面杭を設置し、此水面杭に準據して 10 m 每(水深に急變ある場合には各其位置)に水深を測定する。

深淺測量中は必要に應じ附近の量水標水位の觀測回數を増さねばならぬ、尙其附近に量水標なき時には臨時量水標を設けて水位の觀測を行ふ。

又水位の變動の少ない期節に平均低水位に成る可く近い同時水位を測ることが必要である。

横断測量の成果を圖示するには、常に左岸を左に、右岸を右とする、其縮尺は距離 1:1,000、高 1:100 を標準とし、兩縮尺の比は 1:10 である。

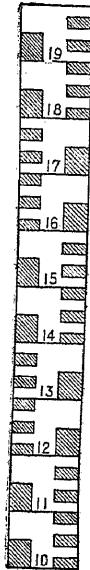
此横断面圖は改修計畫に當り、流量の計算並に掘鑿及浚渫土量の計算に用ひられるのである。

尙改修計畫に際し、堤防線が決定する時には更に堤防附近のみの横断面を 50 m 每に測量することがある、即ち此横断面圖に堤防の計畫斷面を書き築堤に要する土量を計算し、又此圖面より用地幅を求め、實地に用地幅杭を設定する、依て縮尺は前記のものでは不精確を免れないから、距離 1:500、高 1:100 とし、兩縮尺の比を 1:5 とすることがある。

尙河口の深淺測量は河口附近の海底の狀況を明かにする目的であつて、海岸に沿ひ、約 200 m 每の見通し線に於て 20 m 内外の間隔に水深を測定し、平面圖に其測量の結果を圖示する。

第三節 水 位 觀 測

水位を觀測するため、量水標(Water gage)を用ひる。普通は標杭を建て、之に目盛したる板又は鐵板を打付けたもので水位は 1 cm 近讀むことが出来る、第 87 圖は目盛板(Scale board)の一例であるが、數字は dm を單位で表はす、材料は充分乾燥したる、無節の檜材を用ひ、削り上り厚さ 2 cm、幅 12 cm、長 2.1 m

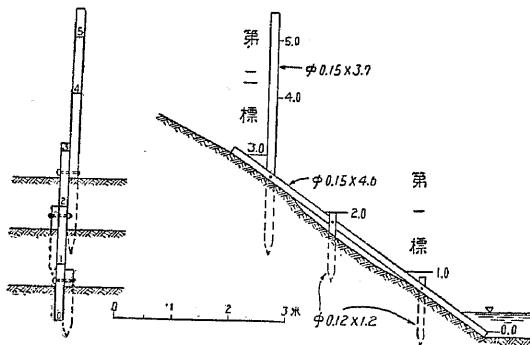


(内目盛部分 2.0 m) 目盛の切込深は 3 mm で、表裏共ベンキを塗る時としては薄き鐵板に目盛をしたのを用ゆることもある。

量水標零點高は成る可く最低水位より低くして置く時は、負の讀數がなく便利である、尙第五章第六節に述べたことも考慮に入るゝのがよい、但し河口附近の箇所にては、數箇所の量水標零點高を同高とする時は水位差が一見判明し甚だ便利なることがある、又零點高は成る可く cm 止にすることが出来れば餘程便利である。

量水標の位置は河状が整正し、全流量が流るゝ様な箇所で、而かも見易い所でありたい、又其數は多い程よいが、可なりの手數を要するから、支川の合流する等特別の事情ない所では、大體 5 km 内外に一箇所を設けて常時之を観測し、此外に高水時のみ観測するものを其中間に設くればよい。

量水標は橋梁の橋臺橋脚或は閘門等の諸種構造物に目盛し、或は目盛板を取付くることもある。又急流等にて標杭を建てること困難なる



第 88 圖 太田川大野斜面量水標

時には、河岸或は護岸の斜面を利用することがある、即ち護岸に直接目盛するか、或は第 88 圖太田川大野量水標第一標の如く木材を支柱上に支へ之に板を打ち付けて目盛をする。

之を縦量水標(Vertical staff gauge)

に對して斜面量水標 (Inclined staff gauge) と云ひ、其目盛には特別の注意を要するのみならず、將來狂ひ易いから、屢々検査の必要がある、尙垂直量水標にても、零點高は毎年一回検査するのがよい、又標杭等の損傷したものには早く修繕せねばならぬ。

水位は毎日朝夕 2 回観測して、之を水位表に記入し、又洪水に際し、指定せる水位に達したる時は、毎時或は 30 分毎の観測をなし、之を高水位表に記入す。

以上の量水標にては或る時間のみの水位が分るが、自記量水標 (Recording water gage) では、水位の昇降を連續して記録せしむることが出來て甚だ便利である。

其構造の最も簡単なるは、浮子を應用したものである、即ち水位の變動に伴ふ浮子の上下を、時計仕掛け迴轉する圓筒に巻き付けたる紙上にペンにて記録せしめるのである。

用紙は 1 日或は 7 日毎に取換へるものが多く、水位を示す縮尺は 1:5, 1:10, 1:20, 1:30 等である。又時の縮尺は種々あるが、一日毎に取換へるものでは、大抵 1 時間を 12 mm, 1 日を 288 mm とする、又一週間に取換へるもので、圓筒徑が同一なる時は 1 時間を 2 mm とする。

此外に水位の變動に伴つて起る空氣の壓搾を利用して水位の昇降を記録せしめる方法もあり、又電流を應用して遠方へ水位を表示する方法もある。

自記量水標ある箇所でも、自記量水標の記録の精確を易容に検査し得るために、普通の量水標を設置せねばならぬ、即ち此量水標があれば用紙取換の際に量水標を読んで、圓筒上の鉛筆の位置を精密に實際の水位と一致せしめることが出来る。

斯くて観測したる水位を水位年表に記入すれば、一箇年間の水位を一覽することが出來、又之より月平均水位、年平均水位、最高水位、最低水位等を容易に求むることが出来るのみならず、之を基礎として永年に亘る平均水位、平均低水位、平水位、最多水位等の重要な事項が計算出来るのである。

第四節 流速測定

流速の測定には種々の方法があるが最も普通に行はるゝは次の 3 種である。

- 表面浮子 (Surface float) を用ひ、上下 2 點間の距離を夫れに要せし流逝時間で除して、表面流速を求める、普通低き圓錐状の木片、ビール瓶等を使用し、其垂直線内の平均流速を算出するには上記表面流速に 0.85 ~ 0.90 を乗すれば

よい。

2. 桿浮子 (Rod float) にて或る垂直線内の平均流速に近きものを測る、大抵は水深の許す限り成る可く長き竹を用ゆる。

表面浮子、桿浮子共其流下距離は成る可く水面幅の一倍以上とせねばならぬ。桿浮子の長さが不充分である時には、便宜上次の Francis 氏公式を用ひ流速を更正して、其垂直線内の平均流速を求める。

式中 v_m = 更正流速

v = 計算流速

d = 水深

d_1 = 梁浮子の下端と河底との距離

$$\text{但し } \frac{d_1}{d} < \frac{1}{4}$$

(1) 式の k の値は第 47 表の如くなる。

然るに我國に於ける實測の結果に徴するに大體 第48表 の更正率が適當の様である。

第 48 表 框浮子测定流速更正率表 其二

$\frac{d_1}{d}$	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
浮子吃水 水深	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
更正率	0.99	0.97	0.95	0.94	0.93	0.92	0.90	0.89

3. 流速計(Current meter) 最も簡単なるは Woltman 氏の流速計であつて、水流による車輪の回転数より流速を知るのであるが、水流の流速と車輪の回転数との関係は次の如くなつて居る。

式中 v = 流速

n = 車輪迴轉數

$a, b =$ 常數

近時電接流速計 (Electric current meter) が廣く用ひられ、就中最も普通に使用せらるゝは Price 氏の專賣特許に係る Gurley 會社製作のもので、バケツ型翼輪の 1 回轉或は 5 回轉毎に、電接して一音を發する裝置となつて居る、尙一つの器械でも、一小部分を取替へれば、1 回轉毎に音を聽くことも出來、又 5 回轉毎に一音を聽くことの出来るものもある。即ち流速が 0.5 m/sec 内外の時は 1 回轉毎に聽くを便とし、之に反して流速が早く 1.5 m/sec 以上の時は 5 回轉毎に聽くを便とする、而して一測定に要する回轉數の多きを希望すれども、一組に要する時間長くなる時は其間に水位の變化する處もあるから、大體 20 回轉餘に要する時間をストップ、ウォッチで秒以下一位迄測ればよい。

平水の時は流速計で流速を測ることが出来るが、洪水の際には不精確であるが、表面浮子又は桿浮子に依らざるを得ない。

流速計にて流速を測り或る垂直線内の平均流速を求むるに次の如き種々の方法がある。

1. 水面より水深の 6 割に相當する箇所の流速を測り、之を平均流速と看做す、水深 0.40 m 以下の時には之で充分である。
 2. 水面より水深の 2 割及 8 割に相當する所の流速を測り、之を合して二等分したるものを平均流速と看做す、水深 0.70 m 以下の時は之で充分である。
 3. 水面より水深の 2 割、6 割、8 割に相當する箇所の流速を測り、2 割と 8 割との深に於ける流速の和に、6 割の深さに於ける流速の 2 倍を加へ、之を四等分したるものを平均流速と看做す、水深 1.0 m 以下の時には之でよろしい。
 4. 水面以下 $0.10 \sim 0.15\text{ m}$ の深さの流速を測り、之に $0.85 \sim 0.90$ を乗じたるを平均流速となす、流速大きく流速計を下げ難き時に此方法が用ひられる。
 5. 水面以下 $0.10 \sim 0.15\text{ m}$ の深に於ける流速を測り、夫より順次 $0.20 \sim 0.30\text{ m}$ 每に於ける流速並に河底より 0.15 m 餘上方の流速を測る、而して水面以下 $0.10 \sim 0.15\text{ m}$ の深に於けるものを表面流速、又河底より 0.15 m 上部のものを底流速と看做し、水深を縦とし、實測流速を横に取りて縦流速曲線を書き、之より平均流速を求める、之は最も完全なる方法であるのみならず、他の方法に依る時の係

數を豫め求むることも出来る。

6. 流速計を水面より河底に等速を以て下げたる後更に引き上げ、其間の迴轉數と時間とを測る時に、其垂直線内の平均流速を求めることが出来る。

第五節 流量測定

河川の流量は流速を實測し、 $Q = Fv$ により計算にて求める。之を流速法 (Velocity method) と云ふ。若し流速を測ることが出来ず、水面勾配が知られて居る時には $v = c\sqrt{RJ}$ にて流速を計算にて求め、之より流量を計算す、之を勾配法 (Slope method) と云ふ。又水面勾配も不明なる時には、流域の廣狹及性質並に雨量の分布等を考へて流量を算定するより外に方法がない。

1. 流量測量

流量観測 (Stream-gaging station) は成るべく直線部にして、上下流を通じ河状整正、兩岸の地形が流量観測設備をなすに適當なる箇所を選ぶ事が第一である、又観測所では必要なる斷面の精密なる横断並に深浅測量を行はねばならぬ、尙断面に變動があつた時には更に測量をせねばならぬ。

流量観測所の上下には量水標を設置し、測量中は其終始の水位を觀測するのみならず、其中間にあつても、適宜水位を觀測せねばならぬ。又観測所附近には水準基標を設け、量水標零點高の検査を容易ならしめる。

流量測量には流速計又は浮子を使用し、流速計にあつては、水流を横切り、約 10 m 每に垂直線内の平均流速を求める。

浮子による流量測定 浮子使用の時は種々の断面の名稱がある、浮子投下断面は浮子を投下する設備のある箇所である、第一断面は浮子投下断面の次にある断面で、以下順次第二断面、第三断面とし、第一断面と第三断面との間の浮子流過時間を測つて流速を求める、第 89 圖は富士川清水端流量観測所の平面圖である。

流量算定に際ては、ある假想の平均断面を作る、此平均断面は第一、第二、第三の各断面を接配して作るが、其作り方は河状を考へ次の方法の何れかに依る。

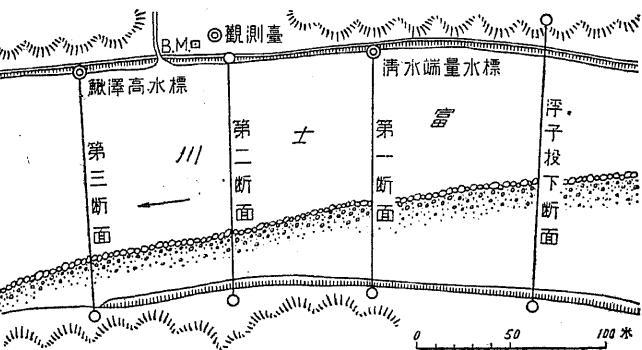
(1) 第一断面と第三断面とを平均して得たるものと更に第二断面と平均す。

(2) 第一、第

二、第三の三断面を平均す。

(3) 第一断面と第三断面とを平均す。

(4) 單に中間にある第二断面を以て平均断面に代用す。

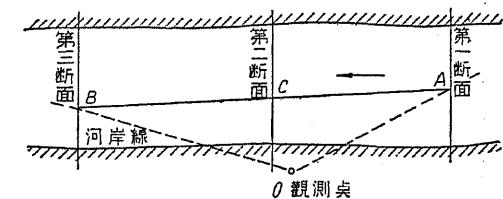


第 89 圖 富士川清水端流量観測所平面圖

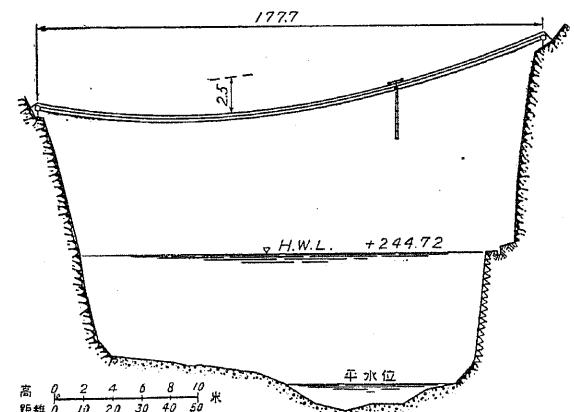
以上の内精確の度は (1) を最良とし、(2) (3) (4) 順次之に次ぐ、然し普通は (3) 或は (4) で充分である。

平均断面を求むるには、各断面を同一の基線上に、大體の河状を考へて、其水面幅の中心を重ね合せて、一枚の方眼紙に描き、目分量にて二断面又は三断面の平均の線を求むるのである。

浮子は成るべく約 10 m 每に流したいが、水位の變化著しき時には間隔を約 20 m 每に増して、一組の流量測量に要する時間の短縮を計らねばならぬ、斯くするも尙水位の



第 90 圖 浮子位置決定方法



第 91 圖 富士川清水端流量観測所浮子投下箇所横断面圖

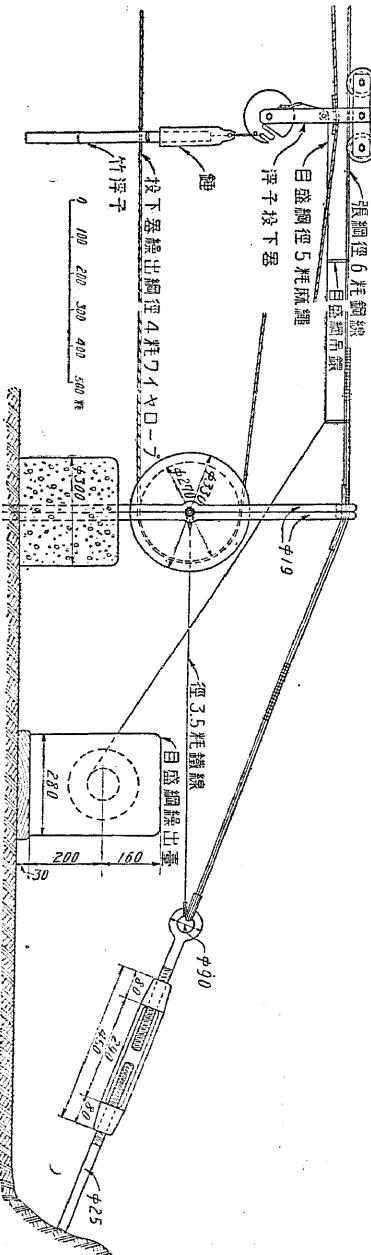
變動があるから、一組の測定中に讀んだ總ての水位の平均を其組に相當する水位とするのが適當であるが、普通は一組の測定の始と終の水位を採用する。

各浮子の平均流速は浮子が實際に流れれたる位置を平面圖に記入し、第一斷面と第三斷面との間の流下距離を圖上にて計り、之を其通過時間にて除するのである。

第一断面及第三断面に於ける左岸或は右岸よりの浮子位置を定むるには、第 90 圖の観測點 O より平板 (Plane table) の類を用ひ、其断面通過の際の方向を観測すればよい、即ち第一断面通過の方向線を OA とし、第三断面通過の方向線を OB とすれば、 AB は浮子の實際の流下距離である、而して AB 線が第二断面と交る點を C を以て第二断面に於ける浮子の位置を定める。

若し浮子が大體河身に並行して流下する時は單に第一斷面と第三斷面との距離を流過時間にて除すればよいが、洪水の際には、特に急流部にては、浮子が規則正しく流れず、流心より遠ざけて投下した浮子が流心の方へ集中せ

第92圖 富士川清水端流量觀測所浮子投下設備



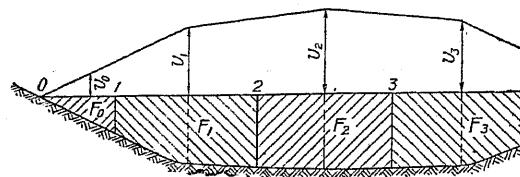
んとする傾向があるから、上記の方法によるのである。

第 89 圖、第 91 圖は富士川清水端流量観測所浮子投下器の實例であつて、浮子投下斷面は第一斷面の上流約 87 m にあり、第一、第三兩斷面間の距離約 150 m、河幅約 140 m、張綱徑間 178 m、張線高は平均水位上約 18 m、計畫高水位上約 9 m である。

張綱には徑 6 mm 鋼線、投下器繰出綱には徑 4 mm ワイヤローブ(徑 4 mm 亞鉛鍍鐵線でも可なり)、目盛綱には徑 5 mm 二子撚麻繩を用ひてある、又浮子投下器一組の重量 5 kg、之に付けたる錘の重量 2 kg である、浮子投下器に浮子を掛ける溝は二箇所あり、普通は落下を容易ならしむるために、浅き溝へ掛け、風強き時は深い溝へかける、又時としては投下器繰出綱に目盛をすることもある。

2. 流量計算

流量を計算するには、前述の平均断面圖に一組の観測期間の平均断面に於ける



第94圖 流量計算

平均水位を書き、
第94圖の如く其
線上に各浮子の位
置及更正したる平
均流速 $v_1, v_2, v_3,$

を記入し、次に浮子間の中心點(2, 3)を定め、之を通る縦線にて断面を細分する、但し河岸の速度は零とし、實測流速の兩端値 v_1 及 v_3 と河岸とを結ぶ。 v_1 (又は v_3) と河岸とを二等分する線1(又は4)にて F_0 (又は F_4)を區別し、 F_0 及 F_4 の流速は1又は4より河岸に向ひ、 $\frac{1}{3}$ の所の流速を圖上より求めて v_0, v_4 とす。

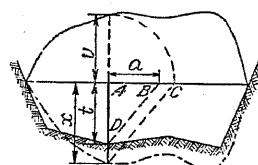
流量は更正平均流速と其浮子に附屬する断面積との積の和であるから

$$Q = F_0v_0 + F_1v_1 + F_2v_2 + F_3v_3 + F_4v_4 = \Sigma Fv \dots \dots \dots (3)$$

而して附屬断面積は必ずしも各測定箇所の中央を境界とするを要せず、流速の状況と河底の影状とを參照して、適宜に分割して差支ない。

流速計を使用したる時は各測點に於ける平均流速を縦流速曲線或は表面流速等より算出し、上記と同一方法にて流量を計算すればよい。

Harlacher 氏流量算定圖法 第95圖の如く各流速測定箇所の平均流速を水面
上に圖示して平均流速線を書く、次に水面上に流速
測定箇所の右方へ任意の長 a を AB に取り、又
 AC を v に等しくし、 BD を結び付け、 BD に並
行に CE を引き E なる點を求める、流速を測つた
各點より同一方法による時は鎖線で示した曲線が出
来る、此曲線と水面との間の面積を計る、然る時は



第95圖 ハラヘル氏流量
算定圖法

$$a:t = v:x \quad \text{或は} \quad x = \frac{vt}{a}$$

第五節 流量測定

$$F = \int x db = \frac{1}{a} \int v + db = \frac{1}{a} \int dq = \frac{Q}{a}$$

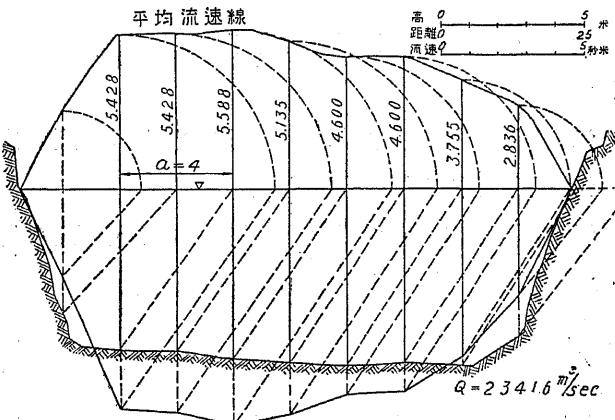
故に

$$Q = aF \dots \dots \dots (4)$$

即ち F に a を乘ずる時は Q を求めることが出来る。

太田川大野流量

觀測所に於ける實
測の一例を Har-
lacher 氏圖法によ
り計算するため、
第96圖の如し a
を流速と同一の縮
尺により $a = 4$
としたるに



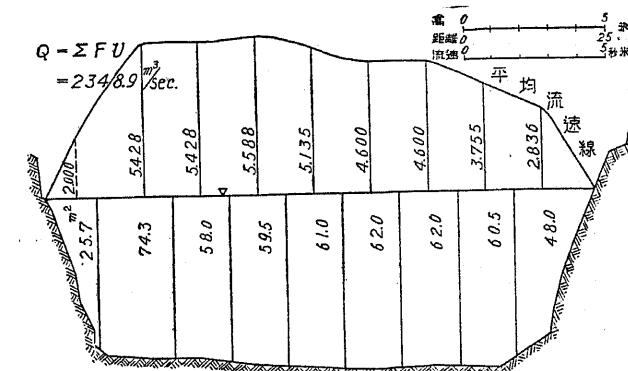
$$F = 585.4 \text{ m}^2$$

第96圖 太田川大野に於けるハラヘル氏流量算定

$$Q = aF = 4 \times 585.4 = 2,341.6 \text{ m}^3/\text{sec}$$

F なる面積を測るに横の縮尺は横断面圖の横の縮尺と同一なるは明であるが、
縦の縮尺は a を流速と同じ縮尺とする時は、横断面圖の縦の縮尺と同一と考へ
て宜しい。

尚本例を第97
圖の如く断面積を
細分し、(3)式に
より平均流速に所
属断面積を乗じた
るものを作成し
 $Q = 2,348.9 \text{ m}^3/\text{sec}$



第97圖 太田川大野に於ける流量計算
となり、前者との
差 $7.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ 即ち 0.31% に過ぎず同一結果が出る。

第六節 諸般の調査

以上の基本調査の外に諸般の調査が必要であつて、其主なるものを次に列記する。

1. 流域 山地、平地別の流域面積 (km^2) 及流域内の郡市名。
2. 沼澤區域
 - a. 沼澤區域面積 (ha) 及宅地、田、畑、山林、原野等の内譯。
 - b. 沼澤區域内市町村別戸数及人口。
 - c. 沼澤區域内の工場、官公署、官公私立學校、病院等の箇所數。
 - d. 沼澤區域内の國道、府縣道、鐵道、軌道延長。
3. 水害損失額及河川費 既往 10 箇年分を調べ、一箇年平均額を算出す。
水害損失額中には河川、道路、橋梁、用排水其他の復舊費並に田畠の浸水による生毛損失額、田畠、宅地の損耗、建物、船舶等の損耗を含む。
4. 流路延長 水源より海又は幹川合流點に至る延長 (km 、小數點以下一位止)。
5. 堤防延長及護岸延長 (m)。
6. 河川利用の状況。
 - a. 灌漑面積 (ha) 及引用箇所數。
 - b. 発電水力の箇所數及總出力。
 - c. 上水道の引用箇所數及給水人口。
 - d. 水車其他河川の水を引用施設する箇所數。
 - e. 航路延長 (km 、小數點以下一位止)。
 - f. 流木、流筏路の延長 (km 、小數點以下一位止) 及一箇年流逝材積 (m^3)。
 - g. 漁業權者數及年產額。
7. 其他。
 - a. 水源山地及上流部の状況。
 - b. 雨量分布状況。
 - c. 水害状況。

- d. 河川維持の状況。
- e. 水防準備の状況。
- 8. 改修に因る利益 改修計畫決定後推定出来るものであるが便宜上茲に記す。
 - a. 被害を免るゝ区域 (市町村別)。
 - b. 改修に因り減少する水害損失額。
 - c. 改修に因る增收見込年額。
 - d. 新に耕地となり得る土地の面積 (ha) 及年產額。
 - e. 上記三項の合計金額。
 - f. 改修に因る土地價格の増加見込額。

尙次の圖面を調製する必要がある。

1. 流域圖 流域界を記入し、又支川別の流域界をも明にする、1:50,000 圖が適當である、大なる河川では、1:200,000 圖が却て便利なることがある。
2. 洪水氾濫區域圖 既往最大洪水時に冠水したる區域、二、三年毎に洪水のため水没する區域等を 1:50,000 圖に記入する。

第七節 改修計畫の基本

1. 計畫高水流量の決定

高水工事にあつては、計畫高水流量の決定が最も大切なことは明であつて、此高水流量は流路の長短、森林状態の良否、流域内土地の傾斜、地質の滲透程度、山地面積と平地面積との割合、流域の廣狭、流域内雨量の多寡、其他により支配せらるゝもので、從來諸種の實驗式あるが其適用は困難である。故に洪水に際し流量觀測所にて數多の實例を重ねて流量曲線を定め、之より既往最高水位に相當する流量を推定するのが一つの方法である。

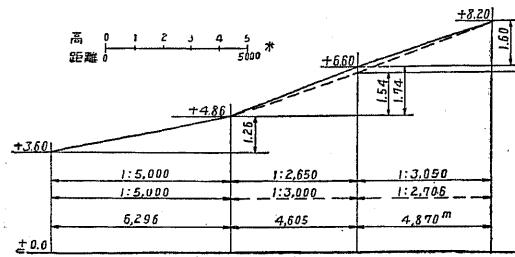
又適當なる箇所の横斷面を測り、既往洪水時の洪水の痕跡を附近に就き調べ、高水勾配及横断面積を推定し、公式にて流量を算定する。此外に第 48 表の如きを参考とし、附近類似の河川の比流量を基礎として、其河川の計畫高水流量を計

算することも出来る。

以上三方法の結果を適當に參照すれば、大體の計畫高水流量を求めることが出来る。

2. 計畫高水位の選定

計畫高水位は大體に於て既往最高水位を超過しない様にする。尙理想としては河口より漸次上流に至るに従ひ高水位勾配を急にする可とする、然し天然の河



第 98 圖 川内川改修計畫高水位

川にては中途に河幅の狭き所もあるから、常に斯く計畫する時は不經濟となることが生ずる、例へば第 98 圖の實線は川内川改修計畫高水位を示し、其勾配は下流域間に 1:5,000、中流區間 1:2,650、上流區間 1:3,050 である。

若し此の代りに實線にて示す如く、中流區間 1:3,000、上流區間 1:2,076 とする時は掘鑿幅著しく廣くなり、用地買収面積を増すのみならず、土工も増大し、尙之れがために上流區間にて土工が減じ、築堤用土の分布上施工に不便を來すのである。依て強ひて高水位勾配を漸次急にする必要はなく、大體既往の高水位に據る時は經濟となることがある。

又河口に於ける計畫高水位は全體の高水位水面勾配に影響するから考へねばならぬ、而して河口の計畫高水位は流量の多寡にも關係あるが、大體河川の出水期たる七、八、九の三箇月間の最高潮位より高くして、洪水の疏通し得らるゝ様にせねばならぬ、然し實際に於ては河口に近く既設の橋梁があり、或は排水の關係上計畫高水位を高くすることが出來ない時には已むを得ず、水位を低くし、浚渫工事等を施して之を補して之を補して之を補ねばならぬ。

又之に反して河口に尾洲があつて、洪水の疏通を害する時には、水位を普通以上に高くせねばならぬ、又高水流量多く、廣大なる河幅を要する時に、用地幅を多少縮少するために幾分水位を高めることもある、尙新しく分水路を開鑿する時

に土工を減少せんがために計畫高水位を幾分高くすることがある。

第 49 表は内務省直轄改修河川の河口に於ける計畫高水位を示すが、同表 44 河川の内東京灣中等潮位上 1m 未満のもの 3, 1.01 ~ 2.00 m のもの 11, 2.01 ~ 3.00 のもの 22, 3.01 ~ 4.00 m のもの 6, 4.01 m 以上のものの 2 河川である。

第 49 表 河口に於ける計畫高水位一覽表

地 方	河 川	府 縣	計畫高水位 東京灣中等 潮位上 m	計畫高水 流 m ³ / sec	摘 要
太平洋沿岸	新北上川	宮 城	2.73	4,730	
	鳴瀬川	宮 城	2.69	2,230	
	阿武隈川	宮 城	2.47	6,000	
	利根川	千葉、茨 城	1.18	3,600	
	新荒川	東 京	2.29	3,330	
	舊荒川	東 京	0.51	840	
	多摩川	東 京、神奈川	1.61	4,170	
	鶴見川	神奈川	0.70	450	
	狩野川	靜 岡	2.20	3,500	
	富士川	靜 岡	3.00	9,800	
	安倍川	靜 岡	2.80	3,000	
	太田川	靜 岡	2.43	11,950	
	天龍川	靜 岡	3.30	11,130	
	菊川	靜 岡	1.40	660	
	豐川	愛 知	2.60	3,800	
	矢作川	愛 知	2.60	4,000	
	木曾川	三 重	1.16	7,350	
	新宮川	三 重、和歌山	5.30	22,000	流量著しく大なり
	紀ノ川	和歌山	2.40	5,600	
瀬戸内海沿岸	淀川	大 阪	2.15	5,570	
	加古川	兵 庫	2.04	4,450	
	旭川	岡 山	2.00	5,000	
	高梁川	岡 山	3.82	6,960	
	芦田川	廣 島	2.00	2,100	
四國沿岸	吉野川	德 島	2.09	13,900	
	那賀川	德 島	2.15	8,500	
	渡川	高 知	4.23	14,000	流量著しく大なる のみならず河口に 尾洲あり
九州東海岸	大淀川	宮 崎	2.90	5,500	
	大野川	大 分	2.69	5,000	

九州西海岸	肝属川	鹿児島	1.90	1,200	
	筑後川	福岡、佐賀	2.17	5,000	
	綠川	熊本	3.40	3,340	
	白川	熊本	3.00	1,400	
	川内川	鹿児島	3.60	3,500	
日本海沿岸	岩木川	青森	2.28	1,670	十三湖落口
	新雄物川	秋田	3.63	5,570	新分水路落口
	最上川	山形	2.46	6,960	
	赤川	山形	3.91	1,670	赤川分水路落口
	阿賀野川	新潟	1.50	6,960	
	神通川	富山	1.67	5,570	
	北川	福井	1.50	1,000	
	圓山川	兵庫	0.92	2,780	
	千代川	鳥取	2.60	3,300	
	斐伊川	島根	1.87	3,600	宍道湖落口

3. 断面の決定

流速公式 (A) 流速公式中最も普通なるは Ganguillet 及 Kutter 公式である。

$$\text{即ち } v = c \sqrt{RJ}$$

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{J} \right) \sqrt{R}} \quad (5)$$

式中 v = 流速 (m/sec)

R = 徑深 (m)

J = 水面勾配

n = 流路の状態による粗度常数

n の値に就ては色々の実験の結果大體次の様なものである。

河床及兩岸共極めて整備せる河川	0.020
流路の状態均齊にして石礫、雑草なき河川	0.025
流路の状態稍良好にして多少の石礫雑草ある河川	0.030
流路の状態不良にして石礫、雑草ある河川	0.035
流路の状態極めて不規則なる河川	0.040

(B) Forchheimer 公式

$$v = \frac{1}{n} R^{0.7} J^{0.5} \quad (6a)$$

$$c = \frac{1}{n} R^{0.2} \quad (6b)$$

n は Kutter 公式と同じ

(C) Manning 公式

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}} \quad (7a)$$

$$c = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (7b)$$

n は Kutter 公式と同じ

n の値の決定 計算により断面を定むるに先だち、Kutter 公式の n の値を定めねばならぬ、大體に於て改修河川の實例によれば、次の様になつて居る。

低水路 $n = 0.025 \sim 0.035$

高水敷 $n = 0.027 \sim 0.040$

低水路、高水敷區別せざる時 $n = 0.025 \sim 0.035$

非常なる鈍流或は大なる轉石のある急流にては n を大きく取るが、流路の状態を考へて適當に定める。

計画断面 低水路の幅員及水深を定めるには、在來の横断面に就て、或る區間の平均の幅員及水深を計算したものを參照して採用すればよい、又或る水深が必要なる時には、水深を定め低水流量を流過せしむる様に幅員を定める。

高水敷の高は平均低水位上 $1m$ 内外とするのが普通である。

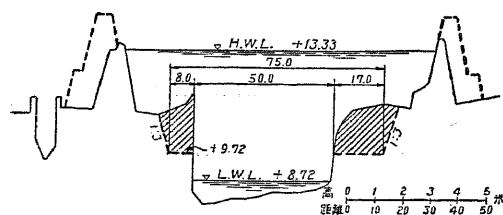
或る断面に於ける計画高水位、低水路の大さ、高水敷の高が定まれば、計画流量に對し必要なる河幅を計算することが出

来る、即ち第 99 圖に於て先づ b_1 単位を流るる流量を算定し、計画高水流量と b_1 単位内の流量との差に對して必要なる $b_1 + b_2$

を略算し、断面の形を整備し、然る後正式の方法にて幾何の流量が流るるかを検算すればよい。



第 99 圖 断面の計算



第100圖 小貝川改修計画横断面

〔例〕小貝川改修計画の或る断面は第100圖の様であつて、計画高水流量 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、水面勾配 $= 0.000276$ 、 n は低水敷にて 0.035、高水敷にて 0.040 とし、高水敷高を低水位上 1m とする時に必要な河幅を求む。

低水路にて $F_0 = 250.0 \text{ m}^2$

$$T_0 = 53.0 \text{ m}$$

$$R_0 = 4.717 \text{ m}$$

$$v_0 = c\sqrt{RJ} = 39.15\sqrt{4.717 \times 0.000276} = 1.412 \text{ m/sec}$$

$$Q_0 = 250.0 \times 1.412 = 353.0 \text{ m}^3/\text{sec}$$

故に高水敷にて負擔すべき流量は $450 - 353 = 97 \text{ m}^3/\text{sec}$

高水敷にて $R_{1.2} = 3.61 \text{ m}$

$$v_{1.2} = 33.49\sqrt{3.61 \times 0.000276} = 1.056 \text{ m/sec}$$

故に必要な面積 $F_{1.2} = \frac{97}{1.056} = 91.8 \text{ m}^2$

$$b_1 + b_2 = \frac{91.8}{3.61} = 25.4 \text{ m}$$

$$B = b_1 + b_2 + b_0 = 25.4 + 0.0 = 75.4 \text{ m}$$

本箇所に於ては舊堤を擴築利用するため、多少の餘裕あれども、圖面の如く掘鑿を施すのである。

〔例〕千代川支川袋川の改修計画標準断面は第101圖の如くある、 $J = 1:1.500$ 、 n を低水路にて 0.030、高水敷にて 0.035 とする時の流量を求む。

第101圖 千代川支川袋川改修計画横断面

$$F_a = 43.1 \times 2.7 = 116.27 \text{ m}^2$$

$$F_b = (43.1 + 26.9) \times \frac{1}{2} \times 2.7 = 94.50 \text{ m}^2$$

$$F_0 = F_a + F_b = 210.87 \text{ m}^2$$

$$p_0 = 26.9 + 2 \times 2.7\sqrt{10} = 43.98 \text{ m}$$

$$R_0 = \frac{F_0}{p_0} = \frac{210.87}{43.98} = 4.80 \text{ m}$$

Kutter 公式によれば

$$v_0 = 43.55\sqrt{4.80 \times \frac{1}{1.500}} = 2.462 \text{ m/sec}$$

$$Q_0 = 2.462 \times 210.87 = 519.16 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$F_1 = (13.4 + 8.0) \times \frac{1}{2} \times 2.7 = 28.89 \text{ m}^2$$

$$p_1 = 8 + 2.7\sqrt{5} = 14.04 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{F_1}{p_1} = \frac{28.89}{14.04} = 2.06 \text{ m}$$

$$v_1 = 33.31\sqrt{2.06 \times \frac{1}{1.500}} = 1.234 \text{ m/sec}$$

$$Q_1 = 1.234 \times 28.89 = 35.65 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q = Q_0 + 2Q_1 = 519.16 + 2 \times 35.65 = 590.46 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Forchheimer 公式によれば

$$v_0 = \frac{1}{0.030} \times \frac{4.80^{0.7}}{1.500^{0.5}} = 2.579 \text{ m/sec}$$

$$Q_0 = 2.579 \times 210.87 = 543.83 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$v_1 = \frac{1}{0.635} \times \frac{2.06^{0.7}}{1.500^{0.5}} = 1.223 \text{ m/sec}$$

$$Q_1 = 1.223 \times 28.89 = 35.33 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q = Q_0 + 2Q_1 = 543.83 + 2 \times 35.33 = 614.49 \text{ m}^3/\text{sec}$$

而して同川計画高水流量は $550 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるから適當である。

