

『岩倉狭流下能力の再検証』その1
= 真の流下能力への一つの道 =

06.1.13

自然愛・環境問題研究所
総括研究員 浅野 隆彦

A) 岩倉観測所での昭和48年以降の観測データを活かして検討せよ。

『? 学者が雁首揃え 舟滝を登る』= 岩倉狭流下能力をめぐるトンデモない検討 = [流域委員会意見書 No.681(05/12/19)] で指摘し、12月22日、第47回委員会で発言したように、平成5年以前の観測データを切り捨てた検討に何の真実もない事は明白である。

B) 岩倉観測所地点の「無害流量」計算について。

ここではその記録を活かし、観測地点の河道特性を考慮し、浮子流速測定測線の各々に存在する粗度係数に影響する特性を現場確認の上、配慮したn値設定を行ない、等流計算で、近似値を求める一つの方法を示す。<資料A-1>は、岩倉観測所地点の平面図に「浮子流速測定」に際し設定された「低水量観測位置」と「高水量観測浮子投下位置」を示しているもので、それに竹藪の位置を浅野が加筆した。

この測線を考えてみると、平成16年、意見書で指摘したように、左岸側が竹藪や岩壁が出っ張り流路をせばめている関係で縦渦が生じたり、水流の停滞が生じ、浮子の流れが非常に不安定になっている筈である。 ~ の測線はその順に影響が大きい。

以上のような配慮を加え、岩倉観測所第1断面から第2断面への流れる洪水量の近似値を得ようとするものである。

計算条件として、これまでの観測の内、 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越える流量の時の水面勾配のほぼ中間値を採用し、流体勾配とした。 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越える観測流量と連結する水面勾配観測は、昭和49年から平成9年まで31ポイントあり、 $1/98 \sim 1/1667$ の勾配である。その中で、 $1/143 \sim 1/556$ あたりが21ポイントを占め、約68%であり、その内 $1/313 \sim 1/556$ が11ポイントあるので、その中間位として $1/455$ が見出せるから、参考値として「完全に有り得る流体勾配」と考えた。[意見書 No.681 の<資料A-1 ~ A-8>を乞参照。]

計算条件(2)として、平成14年6月17日測量の岩倉観測所第2断面図を使用した。
<資料A-2>

計算条件(3) 観測公舎を支えるコンクリート柱に関する抵抗は、先ず流体横断面河積にその断面積を加えず、又、n値測定に0.02を考慮し、河道の他のn値と加減案分した。ここに生じる背後の引き渦をも考慮し、その部分のn値を決定したのである。

計算条件(4) 岩倉観測所第1断面の「堤防天端 - 余裕高」は ($138.6 - 1.2 = 137.4$) で、

E.L 137.4mを「無害流量」を求める際の洪水水位天端とする。

以下に計算内容を示す。<資料B - 1~7>

この計算で流下能力(「無害流量」)は、4457 m³/sとなる。第2断面での最大水深は11.72 mである。全体平均流速は4.36m/sとなる。

C) 水面勾配の最小値、最大値での流量はどうか。

1) 最大値 1/98 の時。 $I = 1/98 \quad 0.01 \quad \sqrt{0.01} \quad 0.1$

$$A_0 = 6.25 \times 2.71 \times 0.1 \quad 1.7\text{m/s}$$

$$Q_0 = 105.9 \times 1.7 \quad 180 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_1 = 8.33 \times 3.93 \times 0.1 \quad 3.27\text{m/s}$$

$$Q_1 = 175.4 \times 3.27 \quad 574 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_2 = 20 \times 4.44 \times 0.1 \quad 8.88\text{m/s}$$

$$Q_2 = 200.0 \times 8.88 \quad 1776 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_3 = 33.3 \times 4.91 \times 0.1 \quad 16.35\text{m/s}$$

$$Q_3 = 279.6 \times 16.35 \quad 4571 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_4 = 33.3 \times 3.55 \times 0.1 \quad 11.8\text{m/s}$$

$$Q_4 = 179.4 \times 11.8 \quad 2117 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_5 = 16.7 \times 1.95 \times 0.1 \quad 3.26\text{m/s}$$

$$Q_5 = 81.0 \times 3.26 \quad 264 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 9482 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_T \div A_T = 9482 \div 1021.3 \quad 9.28\text{m/s}$ 全体の平均流速が7m/s超はありえず、水面勾配の観測値の誤りであろう。

2) 1) 最大値 1/1667 の時。 $I = 1/1667 \quad 0.0006 \quad \sqrt{0.0006} \quad 0.024$

$$A_0 = 6.25 \times 2.71 \times 0.024 \quad 0.4\text{m/s}$$

$$Q_0 = 105.9 \times 0.4 \quad 42 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_1 = 8.33 \times 3.93 \times 0.024 \quad 0.79\text{m/s}$$

$$Q_1 = 175.4 \times 0.79 \quad 139 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_2 = 20 \times 4.44 \times 0.024 \quad 2.13\text{m/s}$$

$$Q_2 = 200.0 \times 2.13 \quad 426 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_3 = 33.3 \times 4.91 \times 0.024 \quad 3.92\text{m/s}$$

$$Q_3 = 279.6 \times 3.92 \quad 1096 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_4 = 33.3 \times 3.55 \times 0.024 \quad 2.84\text{m/s}$$

$$Q_4 = 179.4 \times 2.84 \quad 509 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_5 = 16.7 \times 1.95 \times 0.024 \quad 0.78\text{m/s}$$

$$Q_5 = 81.0 \times 0.78 = 63 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 2275 \text{ m}^3/\text{s}$$

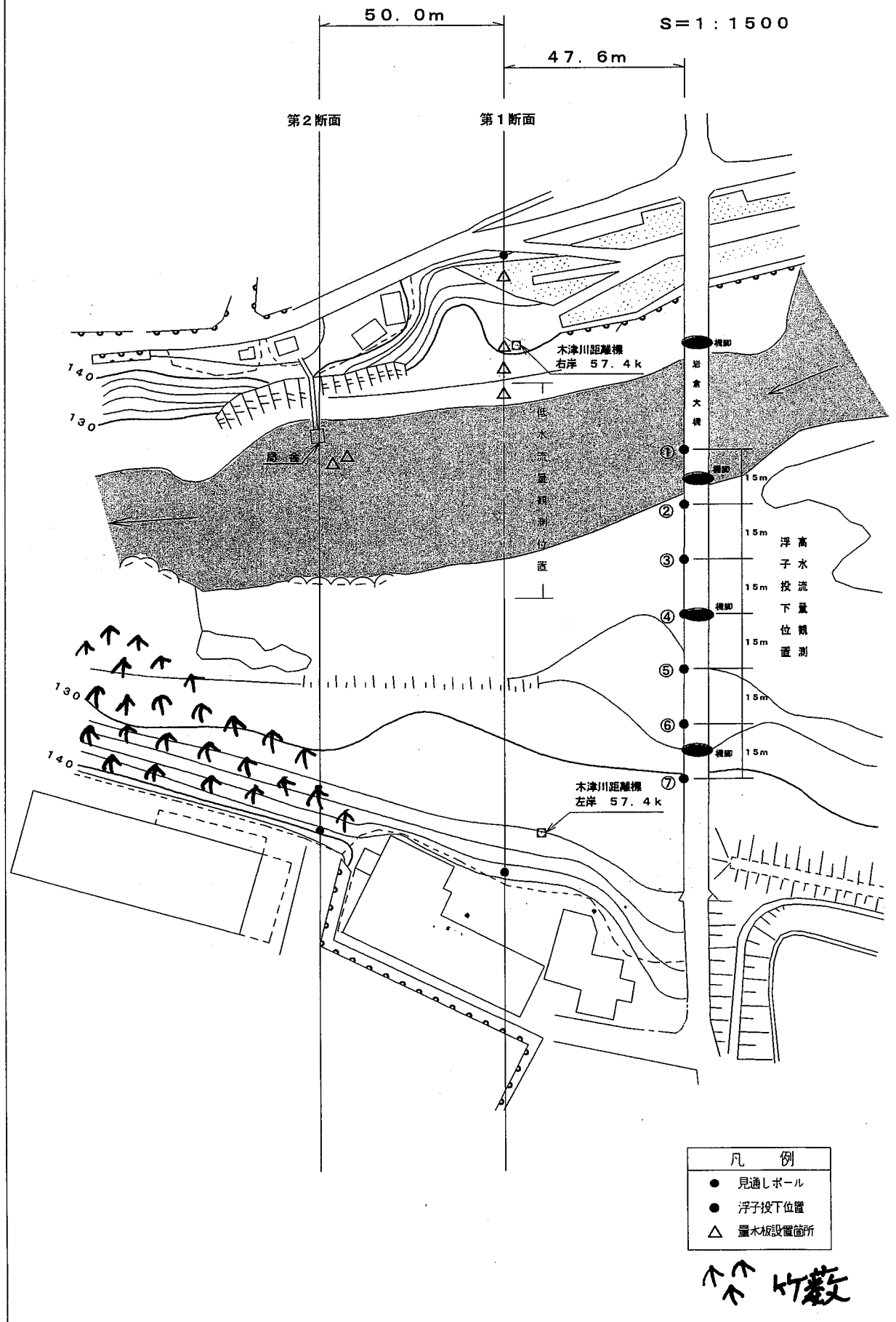
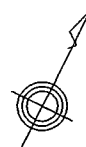
$Q_T \div A_T = 2275 \div 1021.3 = 2.23 \text{ m/s}$ 全体の平均流速が 11.72 m/s の水深をもって流れる洪水には余りにも遅い流速であり、下流閉塞状態以外は考えられない。

以上から現時点での結論として、最も観測値が多い水面勾配群の中間位にあたる $1/455$ 水面勾配を採用した流量計算値が「真の流下能力（無害流量）」に近いものとする次第である。

<資料B - 1>の下段囲み内で、全体の平均流速・ n 値を算出し検証してみると、各々、 4.36 m/s 、 $n = 0.0387$ となった。これが岩倉観測所地点の水深 11.72 m に於ける「真の流下能力」= $4457 \text{ m}^3/\text{s}$ の河道特性と適合する要点だ。 n 値 0.045 とは2年前から河川管理者が主張していたのもで、又、そこへ引返すとは『茶番もエエ』ところで『イイカゲンニセエ!』と言いたいのである。

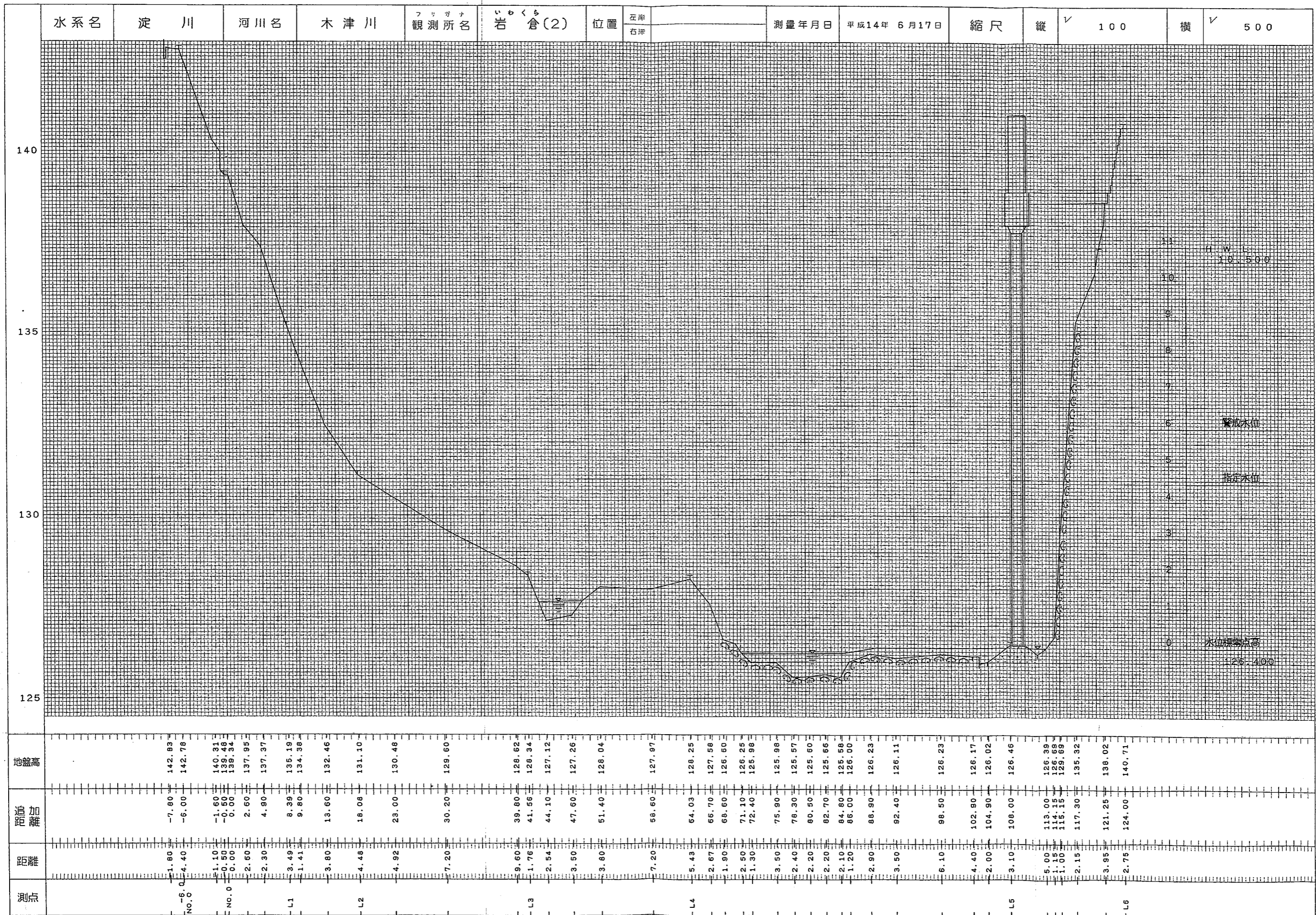
施設配置平面図		河川名	木津川	観測所名	岩倉	観測所記号	1362160473060
----------------	--	-----	-----	------	----	-------	---------------

<資料 A-1>



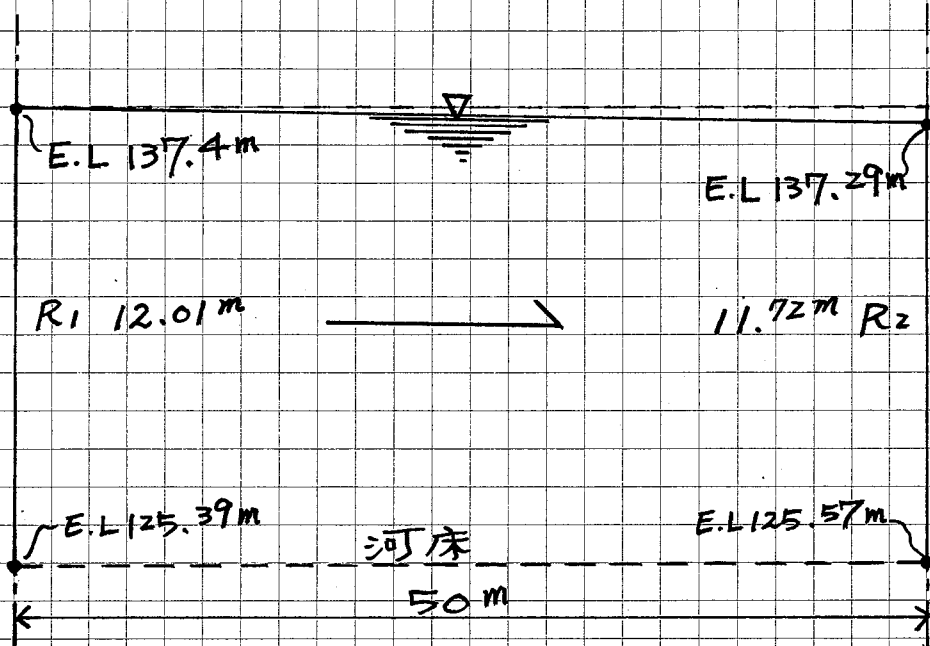
横断面図

種別	観測所記号
	1362160473060



岩倉観測所疎通量計算書

流体縦断面模式図



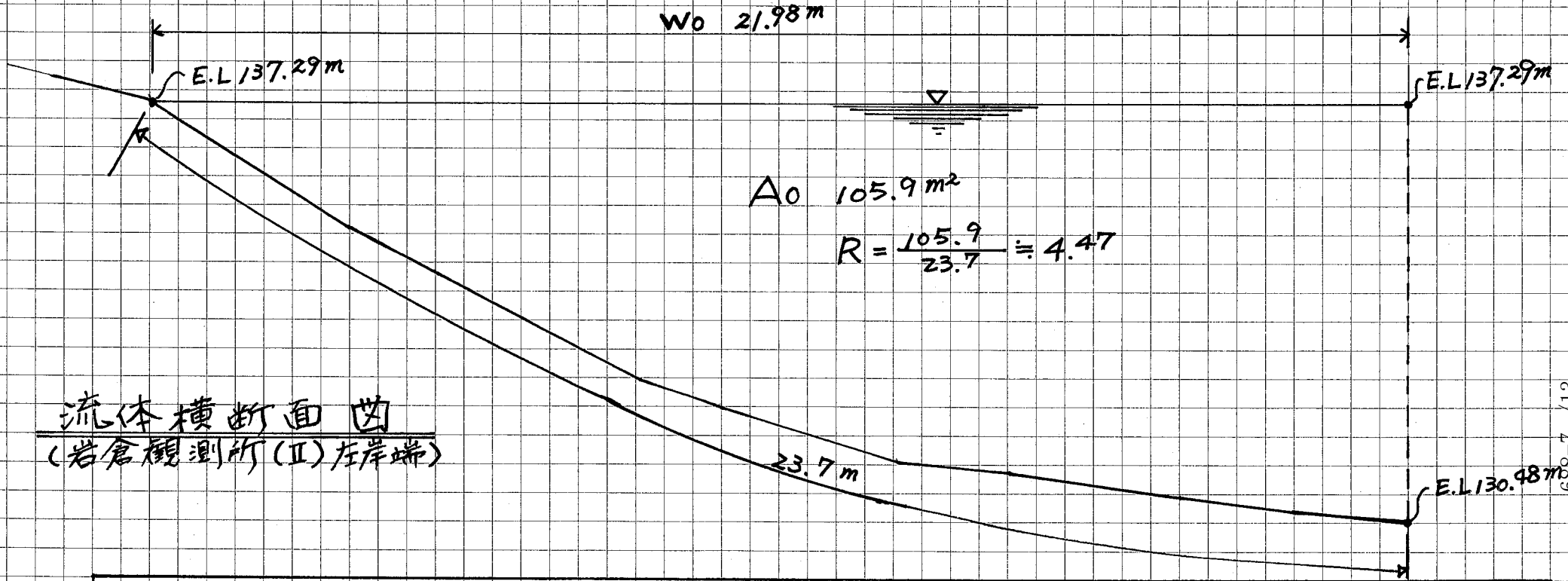
(I)-岩倉観測所第1断面 岩倉観測所第2断面(II)

∴ (II) 地点、河床の方が 0.22m 高いが、水面勾配 $\frac{1}{455}$ に於ける等流計算とする。故に (I) 河床高さを E.L 125.68m と仮想して計算する。

$$I = \frac{1}{455} \approx 0.0022 \quad \frac{137.4 - 137.29}{50} = 0.0022$$

流量計算集計 → 全体平均流速・n値算出

Q ₀	85 m ³ /s	<u>Q_T = 4,457 m³/s</u>	
Q ₁	270 "	全体平均流速	$\frac{Q_T}{A_T} = \frac{4,457}{1,021.3} \approx 4.36$
Q ₂	834 "	<u>v = 4.36 m/s</u>	
Q ₃	2,147 "	全体平均 n 値	$\frac{v}{\sqrt{Rf^2} \sqrt{I}} = \frac{1}{n}$
Q ₄	997 "	<u>n = 0.0387</u>	$\frac{4.36}{\sqrt{\frac{1}{(5T)^2} \times 0.047}} = \frac{1}{n}$
Q ₅	124 "	$\frac{1}{25.84} = n$	$\frac{4.36}{6.81 \times 0.047} = 25.84$



流体横断面図
(岩倉観測所(II)左岸端)

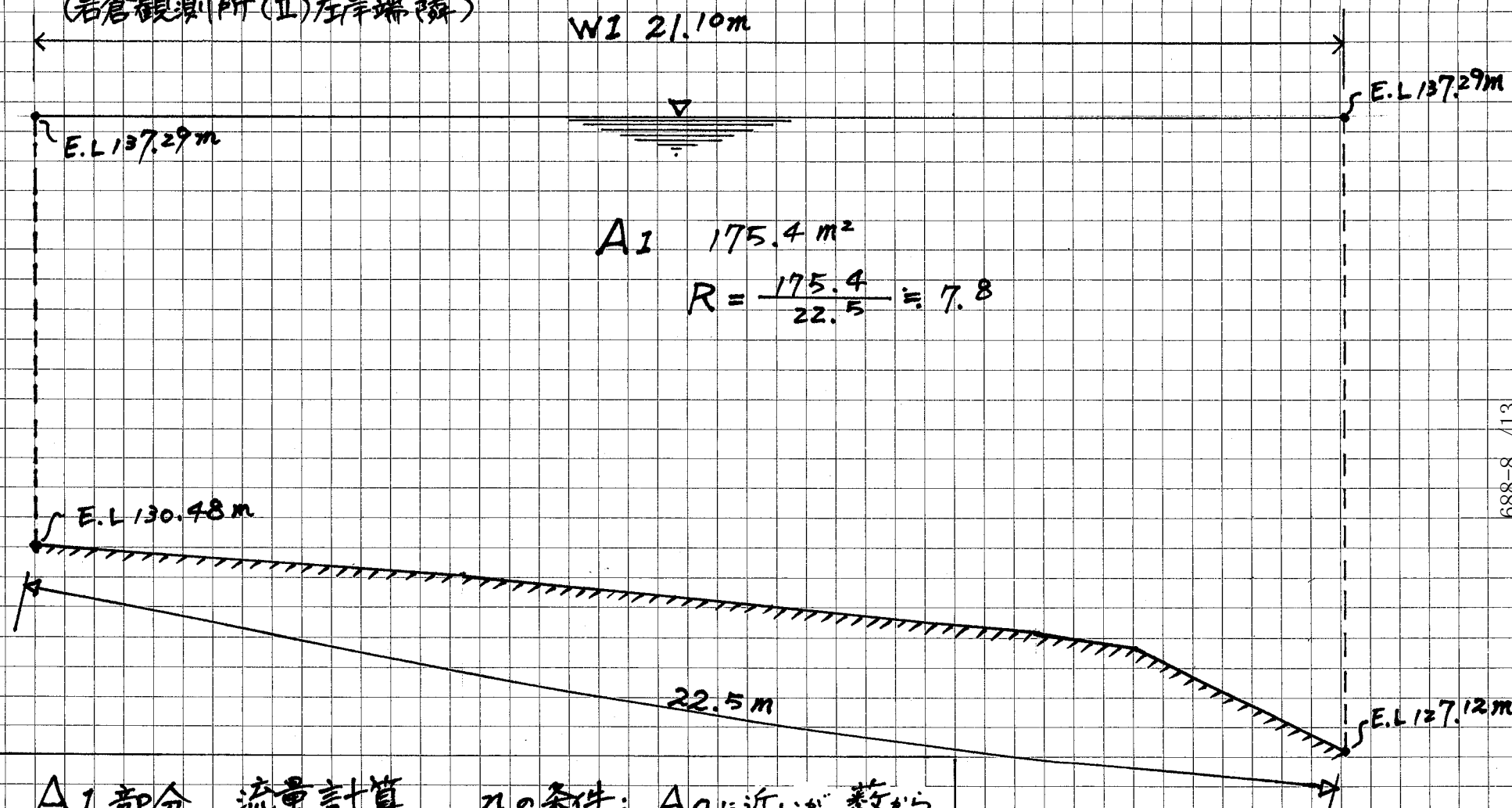
A0 部分 流量計算

n の条件: 背後に竹藪があり、30~40m 下流地点で河道が
せまくなる。0.16 とする。

$$v = \frac{1}{n} \sqrt[3]{R^2 \sqrt{I}} = \frac{1}{0.16} \sqrt[3]{4.47^2 \sqrt{0.0022}} \approx 6.25 \times 2.71 \times 0.047 \approx 0.8 \text{ m/s}$$

$$Q_0 = 105.9 \times 0.8 \approx 85 \text{ m}^3/\text{s}$$

流体横断面(図)
(岩倉観測所(II)左岸端隣)

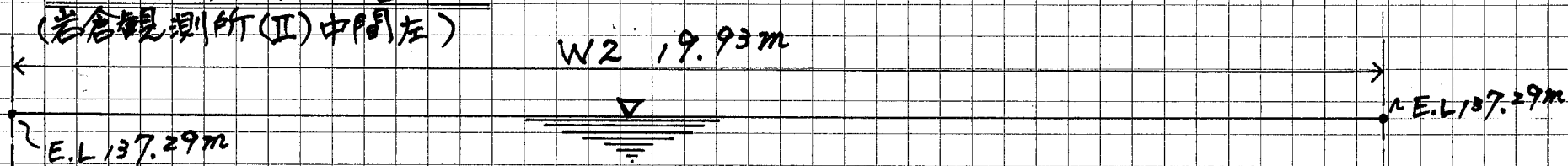


$$A_1 = 175.4 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{175.4}{22.5} = 7.8$$

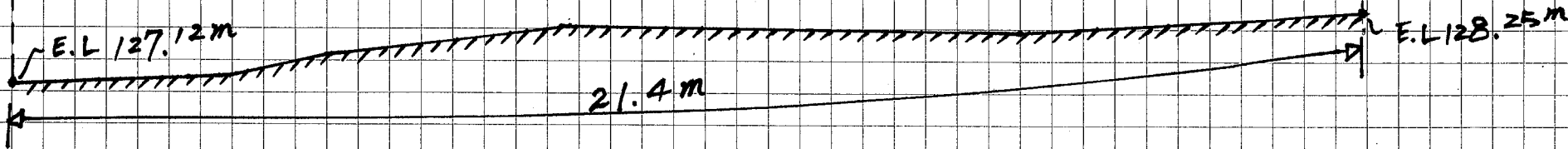
A1部分 流量計算 nの条件: A0に近いか 藪から
 $v = \frac{1}{n} \sqrt{R^2 \sqrt{I}} = \frac{1}{0.12} \sqrt{7.8^2 \sqrt{0.0022}} = 8.3^3 \times 3.9^3 \times 0.047 = 1.54 \text{ m/s}$
 $Q_1 = 175.4 \times 1.54 = 270 \text{ m}^3/\text{s}$

流体横断面図
(岩倉観測所(II)中間左)



$$A2 \ 200.0 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{200.0}{21.4} = 9.35$$

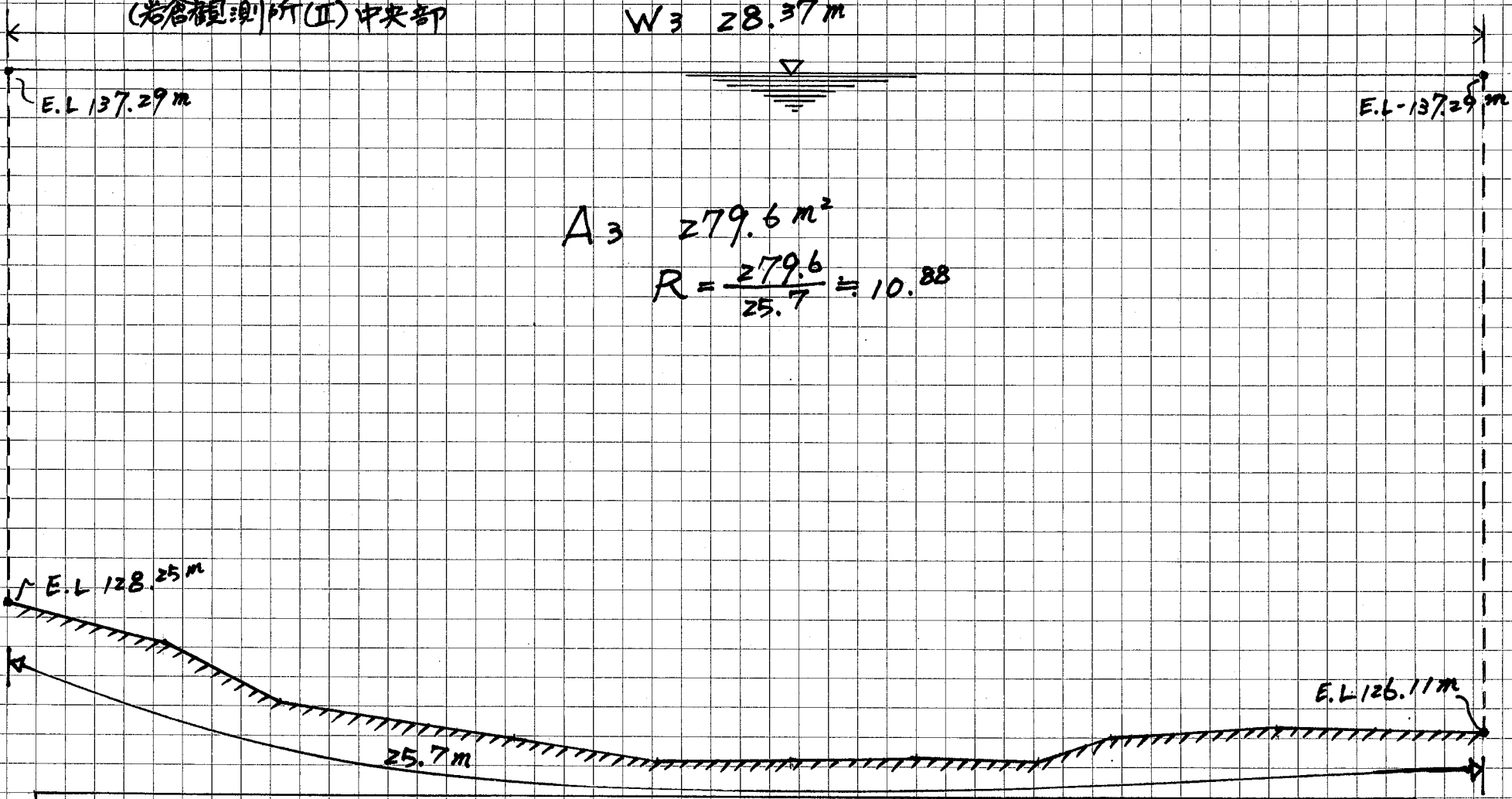


A2部分流量計算 n の条件: 左岸側: 縦渦が生じる影響を考慮し、

$$v = \frac{1}{n} \sqrt[3]{R^2} \sqrt{I} = \frac{1}{0.05} \sqrt[3]{9.35^2} \sqrt{0.0022} = 20 \times 4.44 \times 0.047 = 4.17 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{0.05とする。}$$

$$Q2 = 200.0 \times 4.17 = 834 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

流体横断面図
(岩倉観測所(II)中央部)



$$A_3 = 279.6 \text{ m}^2$$

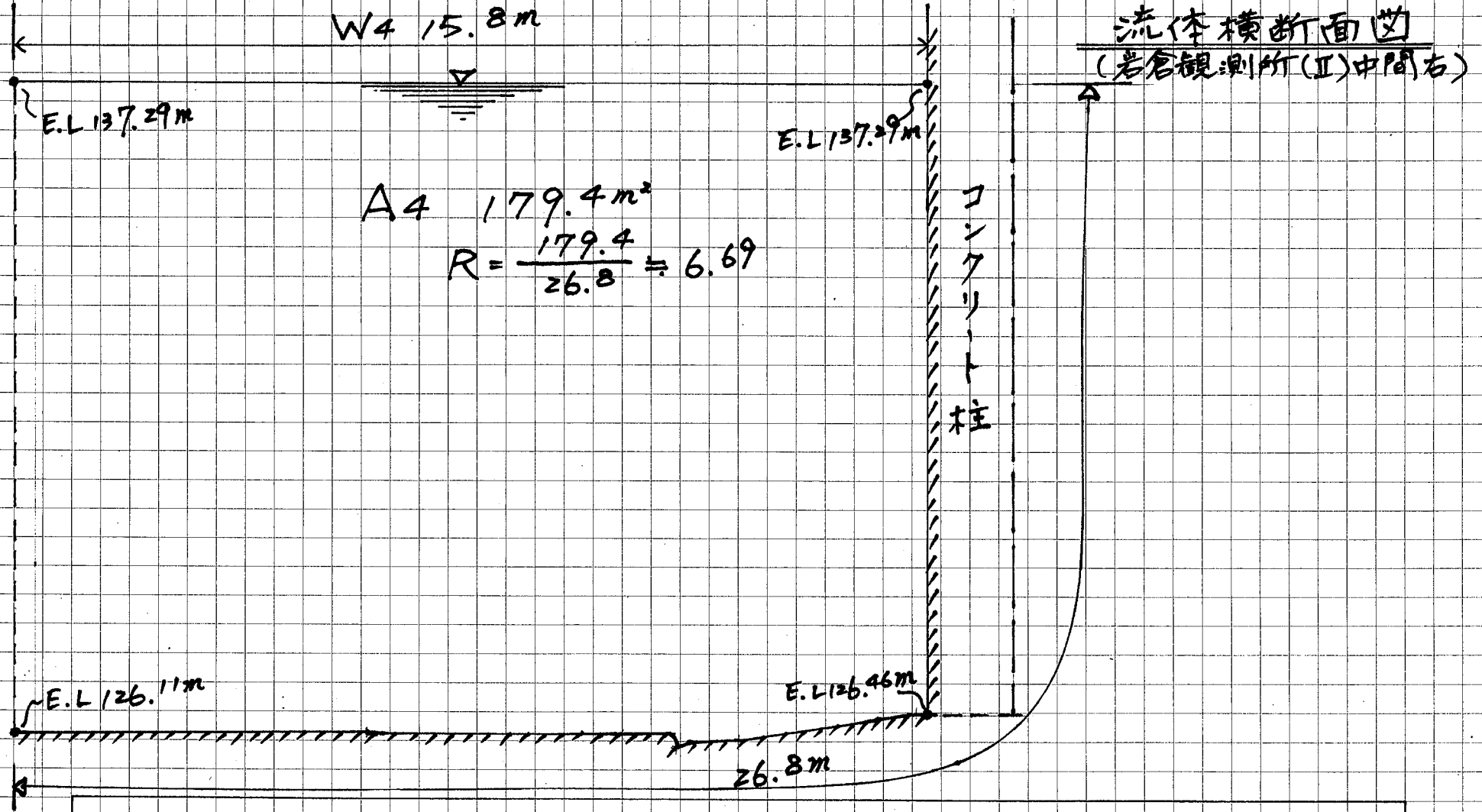
$$R = \frac{279.6}{25.7} = 10.88$$

A3 部分 流量計算

$$v = \frac{1}{n} \sqrt[3]{R^2} \sqrt{I} = \frac{1}{0.03} \sqrt[3]{10.88^2} \sqrt{0.0022} = 33.3 \times 4.91 \times 0.047 = 7.68 \text{ m/s}$$

$$Q_3 = 279.6 \times 7.68 = 2,147 \text{ m}^3/\text{s}$$

n の条件: 最深部で玉石や大礫が少ない。0.03 とする。

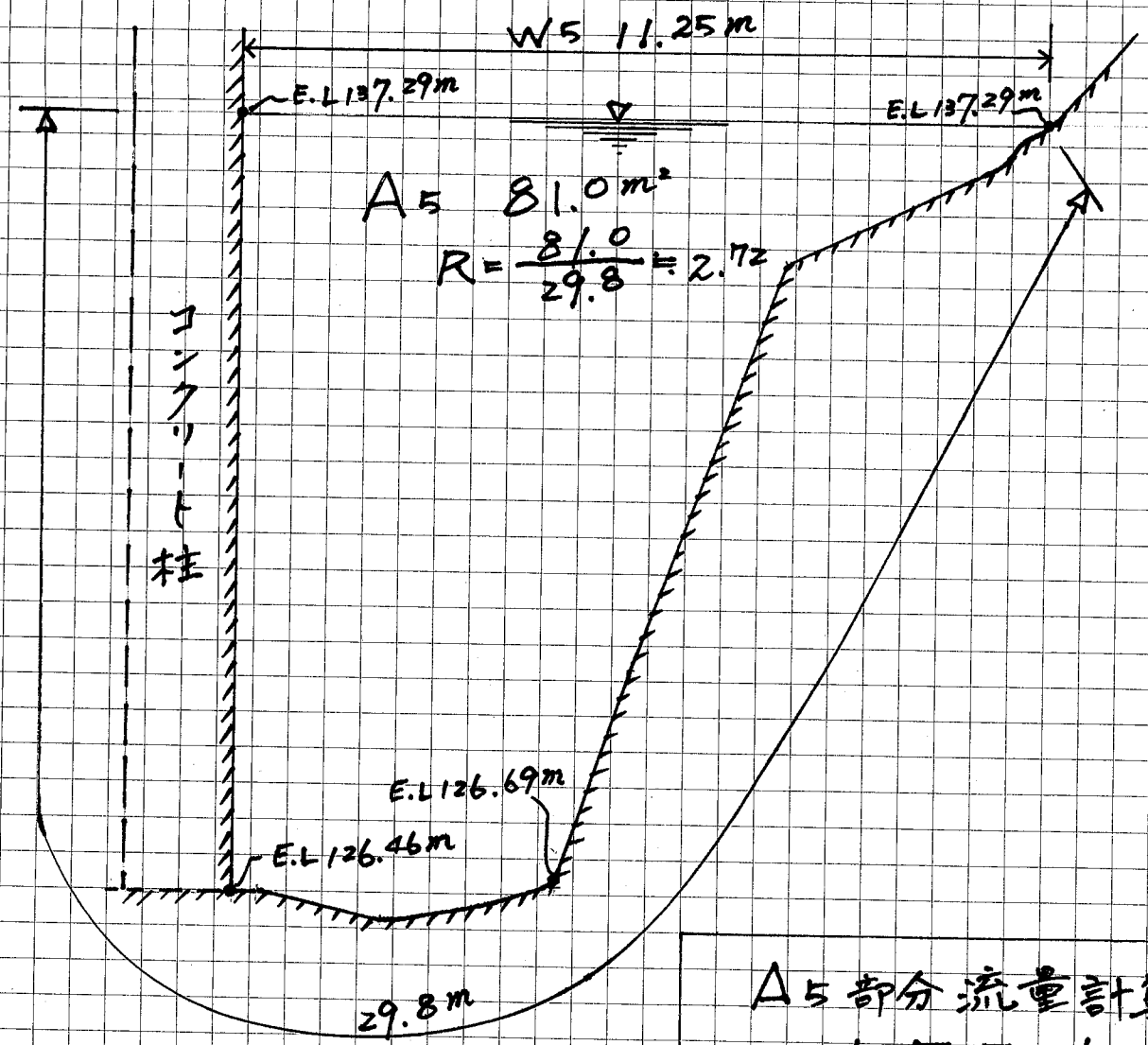


A4 部分 流量計算 凡の条件: コンクリート柱の抵抗は少なく、全体を 0.03 とする。

$$v = \frac{1}{n} \sqrt[3]{R^2 \sqrt{I}} = \frac{1}{0.03} \sqrt[3]{6.69^2 \sqrt{0.0022}} = 33.3 \times 3.55 \times 0.047 = 5.56 \text{ m/s}$$

$$Q4 = 179.4 \times 5.56 = 997 \text{ m}^3/\text{s}$$

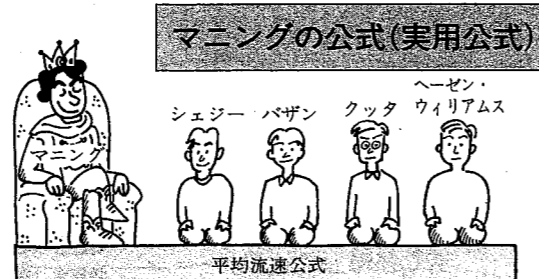
資料 B-7



流体横断面図
(岩倉観測所(II)右岸端)

A5 部分流量計算 条件: コンクリート柱の表面は滑らかであるが、右岸との間が近く、滑り発生あり。
 $v = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{I} = \frac{1}{0.06} R^{2/3} \sqrt{0.0022} = 16.7 \times 1.95 \times 0.047 = 1.53 \text{ m/s}$
 $Q_5 = 81.0 \times 1.53 = 124 \text{ m}^3/\text{s}$
 0.06 と 93。

14 平均流速公式の王様 Manning の公式



Manning の公式

ここでは、平均流速公式の中で最もよく使われている Manning の公式について勉強しましょう。

Manning の公式は、河川や人工水路など、開水路の実験値から作られたもので次式で表わされます。

$$平均流速 v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \text{ (m/s)} \quad (3 \cdot 43)$$

ただし、 n ：粗度係数、 R ：径深 [m]、 I ：動水こう配 (h/l)
この公式は、次の理由で管水路・開水路ともに最も広く使われています。

- (1) 式が簡単である。
- (2) 普通の河川や水路で、非常に高い精度で実際に適合する。
- (3) 乱流や壁面の粗い水路の流れによく適合する。

Manning の公式から、摩擦損失水頭 h_f 、抵抗係数 f' 、 f 、シェジエの係数 C は

$$h_f = \frac{2gn^2 l v^2}{R^{4/3}}, \quad f' = \frac{2gn^2}{R^{4/3}}, \quad f = \frac{124.5n^2}{D^{4/3}}, \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3 \cdot 44)$$

ただし、 g ：重力加速度 (9.8 m/s²)、 l ：水路長 [m]、 D ：円管の内径 [m]

粗度係数 n 式 (3.43) の n は粗度係数といい、水路壁面・底面の粗さを示す値です。粗度係数 n が大きいほど壁・底面は粗く、 n が小さいほど壁・底面は滑らかです。したがって、平均流速 v は、 n が大きいほど遅く、 n が小さいほど速くなります。
 n は水路壁・底面の材料によって異

表 3.3 粗度係数 n の値

壁面の種類	n
新しい塩化ビニル管、鉛、ガラス	0.009~0.012
溶接された鋼表面	0.010~0.014
リベットまたはねじのある鋼表面	0.013~0.017
铸铁 (新)	0.012~0.014
铸铁 (旧)	0.014~0.018
铸铁 (極めて古い)	0.018
木材	0.010~0.018
コンクリート (滑らか)	0.011~0.014
コンクリート (粗い)	0.012~0.018

洪水流の特徴

洪水時には、雨が地表水として河川に多量に流れ込み、流量は急激に増加します。このとき洪水流の特徴はどのようなものか考えてみましょう。

- (1) ある断面について考えると、洪水が起こると水位と同様に流量、流速が最大となります。それぞれの最大値をとる時間的な順序は、図 5.33 のように、まず最初に水面こう配の最大が起こり、流速、流量の最大が続き、最後に水位の最大が生じます。
- (2) 同じ地点でも、水面こう配は増水時のほうが減水時より急であり、しかも同じ水位でも、流速、流量は増水時のほうが大きい。
- (3) 最大流量、最高水位とも下流に行くにつれて減少します。ただし、途中で合流していない場合です。
- (4) 洪水流は非定常流ですが、近似的に等流の平均流速公式 (シェジエ公式、Manning の公式など) を用いてもよい。ただし、最大流量または最高水位時の流れのときです。

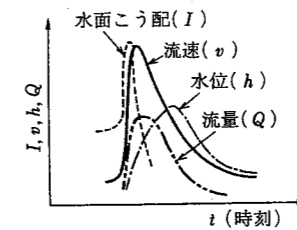


図 5.33 洪水時の最大量の発生順序

— (ここで、ちょっと一息) —

日本の大部分の都市は河川の水位より低い所 (氾濫区域) にあり天井川と呼ばれています。日本の河川を見ると、ほとんどの河川は堤防で囲まれています。昔から堤防は治水工事の中心でした。河川改修の目安は、洪水時の流量にあります。洪水の量を測定する方法がなかった時代は、洪水の水位をもって工事を行ってきました。したがって、堤防は洪水のたびに高くなってきました。大阪府の淀川の例では、明治時代に比較して 1.6 m 高く、また幅も約 2 倍となっています。このように、堤防が高くなると安全である反面、いったん破堤すると流水の破壊力が大きいので被害も相当なものとなります。

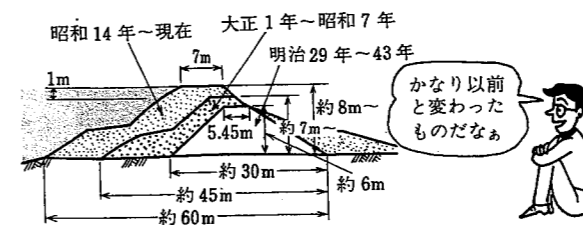


図 5.34 堤防は高く立派になった (淀川の例)

オム社
「絵とき水理学」
改訂2版より
著者 国沢正和
福山和夫
西田秀行
監修 日本大学石巻校
栗津清蔵