

河道狹窄部が洪水波形に及ぼす影響について

On the Influence of Bottle-Neck Valleys on Floods

東京大学工学部 正 員 玉井 信行

東京大学大学院 学生員 ○河西 基

1. まえがき

わが国においては、河道の局所的形状が洪水流の特性に重大な影響を与えることが少なくない。例えば、狹窄部における水位が長時間にわたって高くなる傾向を示したり、河川合流点におけると同様に狹窄部を通過する洪水流のピーク流量はその前後で不連続的に変化することなどが知られている。このような河道内における洪水波の変遷過程は、河川の計画、或いは管理上においても重要であると考えられる。

本論文の目的は、河道の形状特性が洪水の変化に及ぼす影響、特に狹窄部の存在が洪水波形に及ぼす影響を水理学的に検討することである。著者らは、これらの現象をより明確に把握するために、dynamic wave 理論に基づく解折手法に二、三の改良を加えて用いることにした。また、計算スキームの検証ならびに実際流域への適用性を確認するために不定流実験を行なった。本論文においては、まず解折手法と実験内容の概略を述べ、次に非一様水路における洪水流のシミュレーションを行なって、実験データならびに実際河川における観測資料との比較、検討を行なう。

2. 理 論

2-1 基礎方程式

Eagleson¹⁾らは降雨、浸透および横流入を伴う2次元開水路流れの方程式を一般的に発展させた。河道幅の変化と数値計算上の距離ステップの影響を考慮することにより、著者らは図-1のような台形断面水路における1次元流れに関して連続の方程式(1)、および運動量方程式(2)を導いた。²⁾

$$\begin{aligned} & \{[(\delta_1 + \delta_2)h + (b + \eta \Delta x)]V - (\delta_1 + \delta_2)(i - f) \cdot \Delta x / 2\} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \{(\delta_1 + \delta_2)h / 2 + (b + \eta \Delta x)\} h \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \\ & + \{(\delta_1 + \delta_2)h + b + \eta \cdot \Delta x / 2\} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = -\eta hv + (i - f) \{(\delta_1 + \delta_2)h + b + \eta \cdot \Delta x / 2\} + q_L \cdot \sec \eta_0 \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & [g\{(\delta_1 + \delta_2)h / 2 + b + \eta \Delta x\}h - g b \Theta \cdot \Delta x / 2 + \tau_0 \cos \eta_0 (\sqrt{1 + \delta_1^2 \cos^2 \eta_0} + \sqrt{1 + \delta_2^2 \cos^2 \eta_0}) \Delta x / (2\rho) \\ & - g\{\delta_1 (\sin \eta_0 + \delta_1 \cos \eta_0 \cdot \Theta) / \sqrt{1 + \delta_1^2 \cos^2 \eta_0} + \delta_2 (\sin \eta_0 + \delta_2 \cos \eta_0 \cdot \Theta) / \sqrt{1 + \delta_2^2 \cos^2 \eta_0}\} h \cdot \Delta x / 2 \\ & + (\beta - 1)(\delta_1 + \delta_2)h + b + \eta \Delta x \} V^2 + (\delta_1 + \delta_2)(i - f)V \cdot \Delta x / 2] \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ & + [(2\beta - 1)\{(\delta_1 + \delta_2)h / 2 + b + \eta \Delta x\}hv] \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \{[(\delta_1 + \delta_2)h / 2 + b + \eta \cdot \Delta x / 2]h\} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} \\ & = \{[(1 - \beta)\eta hv - (i - f)\{(\delta_1 + \delta_2)h + b + \eta \cdot \Delta x / 2\} - q_L \cdot \sec \eta_0]V \\ & - \tau_0 \{b + \cos \eta_0 (\sqrt{1 + \delta_1^2 \cos^2 \eta_0} + \sqrt{1 + \delta_2^2 \cos^2 \eta_0})h\} / \rho \\ & + g\{\delta_1 (\sin \eta_0 + \delta_1 \cos \eta_0 \cdot \Theta) / \sqrt{1 + \delta_1^2 \cos^2 \eta_0} \\ & + \delta_2 (\sin \eta_0 + \delta_2 \cos \eta_0 \cdot \Theta) / \sqrt{1 + \delta_2^2 \cos^2 \eta_0}\} \cdot h^2 / 2 \\ & + g\{(b + \eta \Delta x / 2)\Theta - \eta h / 2\}h \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 h ：水深、 V ：平均流速、 x ：距離、 t ：時間、 g ：重力の加速度、 τ_0 ：摩擦抵抗応力、 ρ ：水の密度、 b ：水路床幅、 δ_1, δ_2 ：側壁と鉛直方向とのなす角の正接（図-1参照）、 η ：水路床幅の変化率、 η_0 ： $(\equiv \tan^{-1}(\eta/2))$ 、図-1参照）、 Θ ：水路の傾斜角
 i ：降雨強度、 f ：浸透能、 q_L ：水路単位長さ当りの両横からの流入

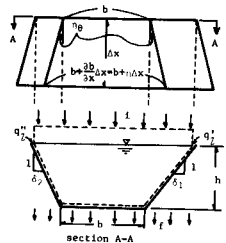


図-1 検査断面

量, β : 運動量補正係数, Δ : 有限差分要素, である。

通常, 基礎方程式を導く際には検査断面間距離 ΔX と水理量の微分係数とが掛け合わされた項を 2 次の微小項として消去しているが, 実際に数値計算によって解く場合はこの ΔX として有限の差分間隔が用いられる。しかも本論文で扱うような断面形状や各水理量の変化が大きい問題などにはこの ΔX の影響が無視し得ない場合があると思われる。特に, 実際の河道について計算を進める場合には, 計算時間との関連からも ΔX は相当大きくとられるのが普通であるので, ΔX の 1 次項は基礎式の中に残すことにした。

ただし, 任意断面における速度ベクトルは水路床および距離方向に平行であるとし, 水路床勾配は小さい ($\sin \theta \simeq \tan \theta \simeq \theta$, $\cos \theta \simeq 1$) と見なせるとした。また, 摩擦応力 τ_0 としては, Manning の抗抵則では

$$\tau_0 = \rho g n^2 v^2 / R^{1/3} \quad (n: \text{Manning の粗度係数})$$

と記述され, 以下においてこの関係式を用いている。

本論文においては, 得られた基礎方程式を特性曲線法によって解折する。すなわち, 式(1)及び(2)から導き出される特性方程式を連立常微分方程式として, 2 つの特性直線が交差するところで差分化することにより図式的に数値計算を行なう。ただし, 特性曲線法による図解法を進めるにあたり, あらかじめ構成された規則的な特性曲線網の計算格子点が求められるように「特性直線の勾配」を内挿することによる特性曲線網の整斉が一般に行なわれている³⁾が, この整斉法について, 本論文では「水深と流速」を内挿することにより若干の改良を加えたので, 次にその概略を述べる。

2-2 特性曲線網の整斉

特性曲線網の整斉は Streeter ら⁴⁾の提案以来いろいろ工夫されて行なわれているが, 基本的な考え方としては図-2 において所定の未知格子点 p の値を求める為に特性直線の勾配に相当し次式で表わされる洪水波の伝播速度

$$a = V \pm \sqrt{gh} \quad (4)$$

を AC 間と BC 間において内挿して新たな既知点としての格子点 (以下, 移動既知点と呼ぶ) I および II から特性直線を出すものである。I の場合, I, II 2 点の諸水理量は既知点 A と C, C と B の間を線形変化するとして各々内挿されるが, a は式(4)のように h の線形関数ではないから矛盾を含むことになる。

この矛盾点を解消するために, 著者らは, 隣接する既知格子点間において従属変数 h , V のみが内挿されることを原則とし, 式(4)の関係を用いることにより所定の未知点 p に至る移動既知点の座標位置を決定する。ただし, 次式で示される Courant の安定条件が全格子点において満足されていることを前提としている。

$$\Delta t \leq \Delta X / |V + \sqrt{gh}| \quad (5)$$

下流側に伝播する特性直線 (C^+) を例にとると, 図-2 における ℓ_I を求めるためのつり合い式は

$$(Vx + \sqrt{ghx}) \Delta t = (1 - \ell_I) \Delta X \quad (6)$$

と表わすことができる。ここに, 添字 x は移動既知点における対応変数の値であることを意味している。さらに, 隣接格子点間で, 諸量が線型変化すると仮定すれば次の内挿関係が与えられる。

$$Vx = V_{i-1} + \ell_I \Delta V_i, \quad hx = h_{i-1} + \ell_I \Delta h_i, \quad X = X_{i-1} + \ell_I \Delta X \quad (7)$$

$$\text{ここに,} \quad \Delta V_i = V_i - V_{i-1}, \quad \Delta h_i = h_i - h_{i-1} \quad (8)$$

であり, 添字 i , $i-1$ は距離方向における隣接格子点を示すものである。式(7)を式(6)に代入すると, $W \equiv \Delta X / \Delta t$ とおくことにより, ℓ_I の解が次のように得られる。

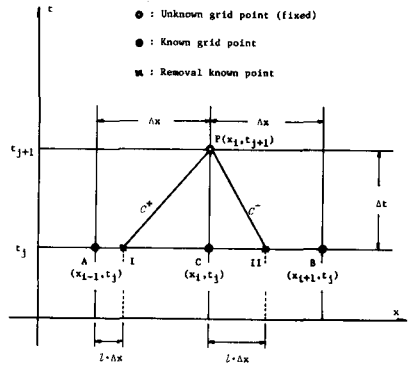


図-2 特性曲線網の整斉

$$\ell_I = \frac{\{2(W+\Delta V_i)(W-V_{i-1})+g\Delta h_i\}-\sqrt{4g(W+\Delta V_i)\{(W+\Delta V_i)h_{i-1}+(W-V_{i-1})\Delta h_i\}+g^2\Delta h_i^2}}{2(W+\Delta V_i)^2} \quad (9)$$

これより、式(7)の関係式から移動既知点 I の座標位置と諸量が決定される。

一方、上流側に伝播する特性直線に関しても同様の考え方に従って ℓ_{II} を算定することができる。ただしこの場合には、図-2における既知格子点 (x_i, t_j) における流れの状態が常流か射流であるかによって別々のつり合い式を考えなければならない。この詳細については参考文献(2)を参照されたい。

ここで、この特性曲線網の整齊法については、洪水波の伝播速度が式(4)で表わされるような長方形断面水路、あるいは他の断面形状であっても式(4)で近似できると仮定する場合に有効であり、その他の場合にはさらに複雑なつり合い式を解かねばならない。

3. 不定流実験結果とその考察

まず、計算スキームの精度を検証するために、電研の秋元・丸岡らによる段波実験の結果⁵⁾と著者らの数値計算による結果を比較した一例を図-3に示した。実験は、上流端境界条件としてサインカーブ状の流量時間曲線が与えられ、下流端境界条件としては堰上げられた地点での流量とそれより少し上流地点での水深との関係式が与えられている。図-2では水路中間部の2点における水深変化の結果のみを比較した。再現性はかなり良いので、本計算法は妥当な精度が得られるものと考えられる。

さて、以上のような結果を踏まえて、著者らの行った不定流実験の結果について以下に述べる。

3-1 実験の概要

実験水路は、全長3.9m、幅1m、高さ0.7mであり、本論文で報告する実験は、図-4に示すような幅を変化させる模型を入れた水路と、模型を入れない一様水路の2種類の結果についてである。

模型はペンキを塗った耐水ベニヤで作られており、測定は水位の時間的変化を、刃形堰上流の $\#1$ 地点においては波高計により、またその下流側の $\#2 \sim \#5$ 地点の4箇所においてはサーボ式水位計を用いて多ベングラフに記録した。計算においては、地点 $\#2$ と $\#5$ における水位時間曲線をそれぞれ上・下流端の境界条件として与えることにした。ただし、数値は30秒間隔に与えており、与えた時間と時間の間では線形的に内挿補間している。粗度係数 n に関しては、本論文では一様水路と幅の変化する水路においてそれぞれ別の一定値を与えた。しかしながら、全時刻～断面にわたって代表できるような粗度係数を決めることは困難であり、ここでは初期水面形とピーク時の水深あるいは流量とのバランスを考慮して、初期水面形に合致させるような粗度係数よりも多少大きめの数値を便宜的に定めることにした。さらに、特性曲線法の距離ステップは0.5mとして計算を行った。

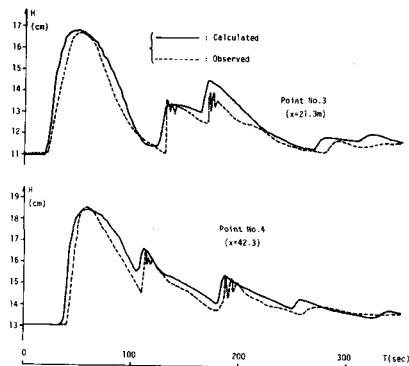


図-3 段波実験結果⁵⁾との比較

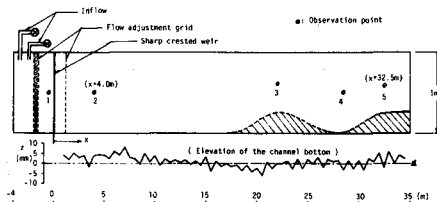


図-4 実験水路

3-2 一様幅水路における不定流

上述のような考え方に従って定めた粗度係数は0.009であり、 α および β としては速度分布の測定結果から各々ほぼ1.0の値を用いて計算した。主な実験条件については図中に記入してある。ただし、水路床勾配については測定の結果水路床にかなりの凹凸が認められるので、実際の計算においてはこの影響も組み入れている。

図-5は、中間の2点において測定された水深の変化と計算結果とを比較したものであり、他に一点鎖線で示されたものは、上流端境界について測点1での堰上げ高から得られる時間～流量曲線を刃形堰の下流での流量境界条件として与えた場合の結果である。図中の計算値ではピーク付近から減衰時にかけて波動が顕著となって表われている。実際の記録紙を詳細に見ると確かに小刻みな振動現象が認められてはいるものの少し大き過ぎるようであり、この影響は両端が水位境界の場合に特に顕著に表われている。境界条件を与える時間間隔が30秒とかなり大きな間隔であることが影響していることなども考えられることから、この点についてはさらに検討が必要と思われる。一方、全体的な波形としては両端が水位境界の場合において上流側では計算値の方が大きく、下流側では逆に小さめになる傾向があり、上流端が流量境界の場合においては水位境界の場合よりも水深の値が全体的に小さめな値となっている。

3-3 幅の変化する水路における不定流

この場合、前述のようにして定められた粗度係数は0.0105であり、一様幅の場合よりも少し大きくなっている。また、 α と β については速度分布の測定結果から概算した数値、 $\alpha=1.04\sim 1.2$ 、 $\beta=1.005\sim 1.1$ を水路方向にわたって分布させて用いているが、計算結果に対してはそれぞれ1.0とした場合と大差ないことがわかった。さらに、この水路は図-4からも明らかなように対称断面形ではないが、観察によれば流心に与える影響は非常に小さいものと考えられ、また剝離や死水域も生じていなかった。

前節の一様幅水路の場合と同様の比較を図-6に示したが、やはり図-5におけるものと同様な傾向が表われている。ここにおいて、測点3は狭搾部に相当し、測点4は二箇所の狭搾部にはさまれている地点に対応している。測点3については、一様幅の場合と同様に実測値に比較して計算値の方が大きめになっている。一方、測点4に関しては実測値に比較して計算値の方がかなり小さめになっていて一様幅の場合の測点4における結果の傾向がさらに増幅された結果が示された。上流端境界条件を流量境界とした場合は前節と同様に水位境界よりもさらに小さめとなってい

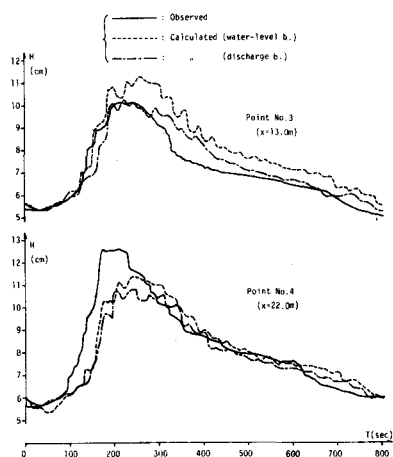


図-5 一様幅水路の不定流

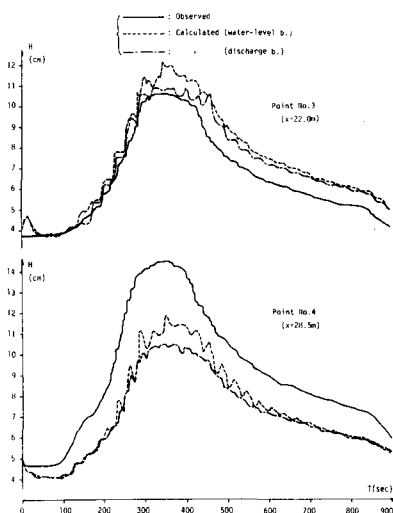


図-6 幅変化水路の不定流

る。しかしながら、水位境界の場合、上流端での計算流量と測点1で測定された堰上げ水深から算定される入力流量とを比較すると逆にピーク流量においてその二割前後の誤差で大きな流量が計算されるという結果も得られている。これらのことは、本実験水路のように水路床にかなりの凹凸がある水路やさらに幅の変化があるなどの不規則断面水路における不定流をシミュレートする場合、本手法に改善すべき問題点があるものと理解される。一方、水深ピークの生起時刻については図-5、図-6ともに比較的よく再現されていると思われる。

3-4 結果の考察

基本的な計算スキームの精度に関しては、図-3の結果から妥当性が得られたものと考えられる。しかしながら、不規則断面水路への適用性という点に関しては、現段階においてまだ欠陥のあることが示された。このような問題に関して、高橋⁶⁾は不規則断面水路における洪水実験の結果について詳細な議論を行ない、水深の増加にともなって粗度係数が増大すること、また不規則断面水路での粗度係数は一様水路のものに比べて見かけ上大きくなることを指摘しており、解析を行なうにあたっては粗度係数として水深の関数形を用いている。本論文においては平均的な定数の粗度係数を与えているので、結果としてはやはり、水深の小さい場合には大きめになり、逆に水深が大きい場合に小さめの値として評価されていることになっているようである。また、狭窄部上流でのせき上げが大きいところでも、見かけ上の粗度係数は増大していると思われる。実際問題への適用をしようとする場合、本論文のように代表的な平均粗度係数を用いることには制約があることが認識され、今後、水深の変化にともなってまたさらに断面形の変化にともなって粗度係数を合理的に変化させる手法などを確立することによりこれらの問題点を解消していきたいと考える。

4. 狭窄部を有する実際河道における洪水シミュレーション

著者らは、実際河道における適用例として利根川上流における既往洪水のシミュレーションを行なった。対象とした河道は上流端の下箱田から下流端の上福島までの約21km区間であり、下流側約10km区間が狭窄部となっている。この流域面積は下箱田の地点で約3200km²、対象区間内における平均河床勾配は約 $\frac{1}{300}$ とかなり急である。数値計算を行なうにあたっては、基礎方程式(1)、(2)を用いるために、まず昭和34年測定 of 河道横断面図から1kmごとの各断面形状を高水時の流積がほぼ合うような等価不等脚台形に変換し、水路床勾配はその間では一定とした。シミュレーションは同じく昭和34年(1959年)8月の洪水について行なった。計算で用いた特性曲線法の距離ステップは100m、Manningの粗度係数は0.04である。 α と β の値としては、それぞれ1.1と1.0を用いた。さらに、境界条件としては上流及び下流端においてそれぞれ観測された時間～水位曲線を与えた。

計算の収束性に関しては、基礎方程式(1)及び(2)において ΔX を無視した場合は距離ステップをさらに小さくして50m位にすれば非常によく収束したが、これでは非常に多くの演算時間が必要となる。

本論文におけるように、 ΔX の1次項を導入した場合はここにあるように100mの距離ステップでもほぼ同等の収束性が得られた。本論文のような河道形状や諸水理量の変化が大きい場合や実際河道のようにあまり細かな距離ステップが採用できない場合などには、

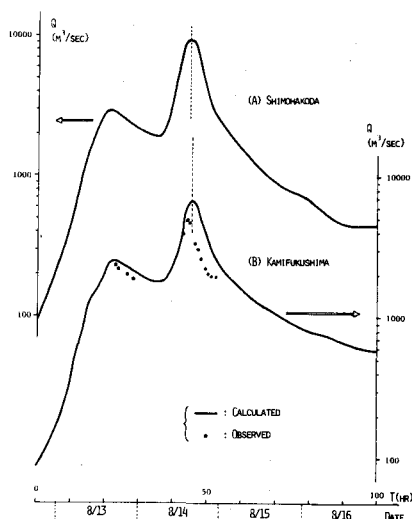


図-7 上・下流端の流量ハイドログラフ

この方法は演算時間の節約をもたらすことができる。

さて、シミュレーションの結果から、対象区間の上・下流端における計算された流量ハイドログラフを図-7に示した。言い換えれば、この図は水位ハイドログラフのデータを不定流計算によって流量ハイドログラフに変換したことを意味する。この中で、下流端の上福島地点においてはいくつかの時刻で流量観測資料が得られているので、これを黒丸で示した。また、図-8は流量ピークの減衰の様子とその生起時刻を1

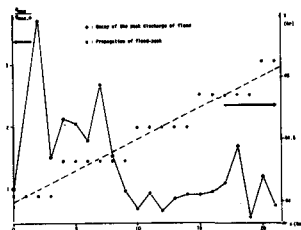


図-8 ピーク流量の減衰と生起時刻

Kmごとに示した。ただし、ピーク付近での計算結果の出力が約15分ごとであるので、ピーク生起時刻のプロットが階段状に表わされてしまっている。この他、前章でも述べたように本解析手法によりこの種の不規則断面水路における洪水をシミュレーションする場合、ピークの生起時刻についてはある程度の再現性があることが期待されるが、水位や流量の計算ハイドログラフにはかなりの誤差を見込まなければならない。しかし、一方では断面形状等がどの程度実際に則して計算上評価しうるかの問題、また流量観測自体の誤差とのかね合いなどから、どの程度の厳密さが要求されるべきかは重要かつ困難な課題であり、一応得られた結果についての二、三の特性を述べておく。

図-7では、上・下流端におけるそれぞれの流量ピークがかなり近い時刻で生起していることが見られる。このことは、図-8で示される計算上の流量ピークの平均的な伝播速度が約6.2m/secとなってKleitz-Seddonの式により概算される値よりも大きくなって表われることでも説明されている。また、ピークの流量の減衰過程については、断面形状が不規則に変化しているところから変動が激しいけれども、全般的には下流側約10Km区間の狭窄部に突入することによってかなりのピークカットが生じていることが推察される。これらの傾向については、著者らの先の報告で議論した定性的結果と一致している。

5. あとがき

本論文では、実際の不規則な断面形状をもつ水路において特性曲線法による洪水追跡を適用する場合の妥当性について、不定流実験と解析の結果とを比較することにより検討してみた。この結果、水路の凹凸や水路幅の変化がある場合には著者らのこれまでの解析手法では不十分なことがわかり、この問題の一つの解決策として水深の変化や断面形の変化にともなう粗度係数を変化させることが有用であるということ述べた。著者らは、この点に関して不定流の基礎式を用いて粗度係数を補正する手法を考慮中である。また、実際河川において河道狭窄部が洪水波形に及ぼす影響については、利根川上流域の既往洪水へ適用することにより若干の考察を加えた。今後は流れの実態に検討を加え、本解析手法をより有効なものとしたい。

本論文に記載された著者らの実験は電力中央研究所土木技術研究所にて行なわれた。所長の千秋博士及び河川環境研究室長秋元氏の御尽力に深く謝意を表わす。また、貴重な資料を提供して下さった建設省利根川上流ダム統合管理事務所にも記して謝意を表わす。

参 考 文 献

- 1) Eagleson, p.S. 「Dynamic Hydrology」, McGraw-Hill, pp.325-367
- 2) Kawanishi, M., Tamai, N.: 「On the Deformation of Floods due to Battle-Neck Valleys」
International Conference on Water Resources Engineering, Bangkok, Thailand, 1978-1
- 3) 荻原能男: 「流出現象の非定常解析」, 土木学会水工学シリーズ77-A-3, 1977-7.
- 4) Streeter, V.L. and Wylie, E.B.: 「Hydraulic Transients」, McGraw-Hill, New York, pp.22-52, 1967.
- 5) 秋元保, 丸岡計, 浅和三越: 「ダム放流操作による貯水池内における不定流の解析」
電研技術研究所所報 Ⅲ 68001, 1968-4.
- 6) 高橋保: 「不規則断面水路の洪水流(1), (2)」, 京大防災研究所年報, 第13号, 第14号, 1970-3, 1971-4.