

水理実験に基づく河川工作物の水理設計 (その1)



—— 頭首工の土砂吐とダム洪水吐 ——

川 合 亭*

I. まえがき

近年、人口の増加と文化の発達による水資源需要量の増大、地域開発と異常気象（集中豪雨）などによる洪水災害の発生、さらには風化や地震による自然災害の発生等は人工的な制御河川にもさまざまな影響を与えてきている。水資源の開発と水害防止というまでもなく、限りある水のコントロール、つまり調和にほかならない。

具体的には利水ダムや取水施設の築造による水の有効利用であり、防災ダムや砂防ダムの築造と河川改修事業による洪水災害の防止である。これら利水と治水の調和のとれた事業こそ狭い国土を有効に活用し、安全で豊かな生活の場を提供してくれるであろう。

また、水資源の確保と防災をかねたものに植林事業がある。しかし、植林は災害を完全に防止するとはいえない。それは風化作用という人間の力の及ばない自然の営みがあるためである。

ところで、昭和51年10月1日付で河川管理施設等構造令が施行され、利水用のダムや頭首工の構造にも少なからず規制の影響がでてきた。

この法令の精神は治水によって人間社会の生活の場を洪水災害から守り、合せて限りある水を有効に利用することによって、われわれの大地を豊かで稔りあるものにしてしようということにほかならない。この基本精神を忘れて議論するとき人間社会は砂漠への道をたどることになる。

この講座においては、河川構造令による治水上の観点からみた頭首工土砂吐の規模のあり方の問題、ダムの設計洪水量の増大による水理設計上の諸問題をまず念頭においた。しかし、頭首工においても、またダムにあって、その水理現象は自然現象であり、自然の原理を理解することなしには解決の方法はない。

頭首工の土砂吐はカンガイ水路への土砂の流入を防止することがその目的であるから、まず水中における土砂移動の性質の理解から始めなければならない。土砂移動の自然の原理を理解することによって、自ずからその調和のとれた解決の道が開かれるのである。このような考

えを基本として、土砂移動の性質から防砂工法を考え、さらにはやむを得ず流入した土砂をいかに効率よく経済的に排除するかを考えた。また、取水量が少なく管理が十分に行い難い山間部においては出水の時間は早いため、それなりの防砂と排砂を工夫した工法が必要となるわけである。

ところで、農業用水の取水において幹線水路への土砂の流入はどのような結果をもたらすのであろうか？

まず、沈積した土砂によって通水断面積を狭め、計画取水量の通過を阻害する。通水量の減少は当然作物への水不足となる。これは人間社会の飲料水の断水と同じであり、結果として農産物の減産となる。このような事態を避けるために、流入した土砂を即刻、人工的に排除せんとすれば莫大な費用と労力を要するのである。さらに、これはよく理解され難い問題ではあるが、栽培技術の観点から幹線水路内の土砂排除のための取水停止のタイミングのとり方に苦勞し、夜間にその作業が行われる場合が多い。以上を具体的な事例について説明するのはこの講座の目的ではないため省略する。

この講座の目標の第1は、幹線水路へ土砂を流入させないための防砂工法についてであり、かりに流入したとしても取水を停止することなく土砂の排除が行われるような施設を造ることが大切となってくるので、このような考えを基本として、取水施設の防砂工法と排砂工法に論点をしぼり解説しようと思う。なお、防砂の観点からの土砂の移動は水の慣性力と蛇行現象について説明できるので、掃流力についてはここでは述べない。掃流力理論は河床の変動、ひいては河川の安定河道計画に関与するものであるから後項で述べることにした。

つぎに、ダム洪水吐はダム堤体の安全のために設けられる重要な施設である。従来、使いなれた余水吐を洪水吐と改称し、洪水に対する認識を強調したといえるであろう。河川管理者からみた場合、洪水吐はダムの築造によって設けるべき付替河川なのである。この付替え河川に課される条件はダム管理区域以外の上、下流域においてもダム築造以前の水文条件であることを要求する。いいかえれば人工洪水と、これによって生ずる災害を絶対に起してはならない。

* 農業土木試験場（かわい とおる）

この洪水吐の設計には流量が最も重要な与件となるわけである。この流量の大きさは従来100年に1回発生する確率をもった洪水を基本としていたが、今度の改訂により200年に1回発生する確率をもった洪水をダム設計洪水量とした。さらに、フィルダムにおいては200年確率洪水の1.2倍をダム設計洪水量とし、ダム堤体の安全性を高めることとなった。

洪水吐の規模は当然のことながら、ダム非越流部の高さの決定にも影響し、ゲートの有無による条件によってその寸法を規定している。さらには洪水を安全に流下させるためのゲート下端と越流水面との間隔、導流壁の高さにも関係してくるのである。

また、新しい考え方としてダム設計洪水位の決定にはダムの貯留効果を考慮してもよいということになっている。この貯留効果を算入するときには洪水の流入波形が明らかでなければならない。したがって、貯留効果を考慮する場合は十分信頼のおける水文観測資料の得られることが条件となる。ダム洪水吐の水利設計について一般的な理論ではなく、現場に適応した設計のあり方に主眼をおき、知られざる洪水吐についての事例を紹介する。

第3には“河川工作物(ダム、頭首工)の設置によって河床がどのように変化するのであろうか?”という問題に焦点をあてた。

ここではダム築造によるバックサンド現象とこれによって生ずるであろう洪水時の背水の影響、さらにはダム下流域の河床低下の問題を取扱った。

また、近年、河川計画洪水量の増大を通水断面積の増大によってカバーしようということが考えられている。当然のことながら、日本のような連続堤防河川では、河床低下によってこれに対処することとなる。しかし、長大な河川を一挙に改修することは不可能であり、改修計画の実現は長年にわたらざるを得ないのが普通である。このような情勢の中で頭首工を築造する場合、この敷高を将来の河床計画高に合せるべく現状河床より低下させて設置することが要望される。

いま現状の河床より頭首工の敷高を低下させた場合、この敷が洪水の通過によって埋ることはないか?もし、埋った場合、人工的に敷上の滞積土砂を排除し、ゲートの開閉に支障のないよう維持し続けるならば、これより上流の河床への影響はどのようになるのであろうか等の問題についても取扱った。

以上の内容において、この講座の目的とするところは現場技術者の設計業務のために何らかのヒントを与えることを目指した。現場技術者からよく聞かれる言葉に“一般論はわかった。ところで、この現場の場合、実際

にどうするのか?”という厳しい判断の要求である。より具体的にいえば寸法はいくらか?である。

技術とは経済を無視してはその意味がない。現場とは、その時点で最善の判断を下すことを要求する。いいかえれば理論はまだ完全でないからといって、いたずらに時間を長くとることはできないのである。この小論がいささかなりとも現場に役立てば幸いである。このような観点から、8回にわたり連載するものである。

II. 頭首工の土砂吐とダム洪水吐の水利設計上の諸問題

1. 頭首工の土砂吐水利設計について

一般に、土砂吐は取入れ口前面に設けられ、ここに沈積した土砂を流水をもってセキ下流へ排除する機能を要求される。従来は排砂すべき粒径の大きさと、これを流下させる流速から必要単位幅流量を決定した。ついで河川の排砂基準流量を河川の観測資料から確定し、この排砂基準流量を必要単位幅流量で除することによって、土砂吐の幅を決定していた。ここで排砂基準流量には一般に河川の平水量やカンガイ期間の平均流量などが用いられていた。したがって、河川の上流域では平水量は非常に小さくなり、当然のことながら径間幅も5~10m程度がよく採用された。ところが、新しい河川管理施設等構造令では治水上の通水能力の観点から可動セキの径間長をまず規定した。いま、土砂吐に関係する部分についてのみ説明するために令第39条第1項の表を示せばつぎのとおりである。ここでの規定は可動セキの可動部の一部を土砂吐、または舟通しとしての効用を兼ねるものとする場合においては、効用を兼ねる部分の径間長は計画水流高量に応じ、表-1の第3欄以上とすることができるとしている。

表-1 河川管理施設等構造令、第39条第1項の表

項	計画高水流量、 単位 (m ³ /s)	可動部のうち土砂吐または舟通しとしての効用を兼ねる部分の径間長、単位 (m)	可動部の径間長の平均値、単位(m)
1	500未満	12.5	15
2	500以上~2,000〃	12.5	20
3	2,000〃~4,000〃	15.0	30
4	4,000〃	20.0	40

河川構造令の詳細な解説については“土地改良事業のための河川関係工作物設計の手引”を参照されたい。いずれにしても従来より土砂吐の幅を大きくする必要性があろう。このような情勢の中で今後どのような設計方針をとるべきかが問われている。

土砂吐の水利設計に対する与件は、

① 最大粒径* を排除できること

② 射流条件を与えること

③ 径間長は河川の計画高水流量から定められる等であり、この3条件を満足する排砂流量は何か? これの理論的根拠を明確にするとともに管理方式をも確立しなければならない。

さらに、飛躍した考え方としては土砂吐水路にこだわらず、防砂工法と排砂工法を見出せばよいわけである。

しかし、河川は単純なものではない。上流と下流とではその様相をかなり異にしている。いま比較的単純化して相対的な見方をすればつぎのことが明らかである。

①上流域; 流量小, コウ配大, 粒径大。

②下流域; 流量大, コウ配小, 粒径小。

土砂吐水理設計上の与件と対比した場合, 土砂の排除に流量が問題になるとしたら, 河川の上流域と下流域とではその対象流量を異にして考える必要がある。

2. ダム洪水吐の水理設計について

ここで新しい課題としては, ①洪水流量の増大, ②設計洪水位と貯留効果の考え方および③非越流部の高さの規定などである。これらは河川管理施設等構造令に関するものである。

この講座ではこれに加えて最近の傾向である, ①導流壁の漸縮形状および, ②側水路型洪水吐の放水路を洪水調節工と兼用するタイプについて紹介する。

ダム設計洪水量には200年確率洪水を採用することにより, 堤体越流頂の形状はこの流量をピークとする越流水位を最大として設計すればよい。

つぎに, 設計洪水位は, ダム設計洪水流量が洪水吐を定常的に流下したときのダムの直上流における水位である。現実にはダム設計洪水流量をピーク流量とする洪水波が貯水池に流入し, 逐次貯水池内の水位を高めつつ洪水吐を流下することとなるので, いわゆる貯水池の貯留効果が生じ, 洪水吐を流下するピーク流量はダム設計洪水流量より小さくなることが多い。構造令では貯水池の貯留効果が大きいダムではダム, 設計洪水流量を定常流として扱ったときの水位から当該貯留効果を考慮して得られる値を減じた水位を設計洪水位とすることができる。しかし, 「貯水池の貯留効果が大きいダム」には洪水吐ゲートを有するダムが含まれない。

また, 貯留効果を算定するにあたって, 流入洪水波が同じダム設計洪水流量をピークとするものであっても, その波形によって効果が変わってくる。すなわち, ピークが鋭い波形の方がなだらかな波形の洪水波の場合より効果が大きくでる。このようなことから洪水波形の決定に

* ここでの最大粒径とは重量通過百分率の90%粒径を意味する。

表-2 コンクリートダム非越流部の高さ

項	区分	堤体の非越流部の高さ (単位: m)
1	洪水吐ゲートを有するダム	$H_n + h_w + h_e + 0.5$ ($h_w + h_e < 1.5$ のときは, $H_n + 2$)
		$H_s + h_w + h_e / 2 + 0.5$ ($h_w + h_e / 2 < 1.5$ のときは, $H_s + 2$)
		$H_d + h_w + 0.5$ ($h_w < 0.5$ のときは, $H_d + 1$)
2	洪水吐ゲートを有しないダム	$H_n + h_w + h_e$ ($h_w + h_e < 2$ のときは, $H_n + 2$)
		$H_s + h_w + h_e / 2$ ($h_w + h_e / 2 < 2$ のときは, $H_s + 2$)
		$H_d + h_w$ ($h_w < 1.0$ のときは, $H_d + 1$)

注:ここに,

H_n ; 常時満水位 (m)

H_s ; サーチャージ水位 (m)

H_d ; 設計洪水位 (m)

h_w ; 風による波浪の貯水池の水面からの高さ (m)

h_e ; 地震による波浪の貯水池の水面からの高さ (m)

は十分信頼できる観測資料が基礎となるものであり, ここで貯留効果を考えようとすれば調査の段階から十分な資料を得るよう準備しなければならない。

つぎに, 非越流部の高さについては洪水吐ゲートの有無と堤体築造材料(コンクリート, アース等)によりその取扱いが区別されている。構造令によるコンクリートダムの規定は表-2のとおりである。

なお, フィルダムにあってはコンクリートダムの場合に対し, 1.0 m を付加することになっている。

一方, 洪水吐ゲートを有しないフィルダムで, ダム設計洪水流量の流水が洪水吐を流下する場合における越流水深が2.5 m以下であるものについては表-2の2の項の右欄中「 $h_w + h_e < 2$ のときは, $H_n + 2$ 」を「 $h_w + h_e < 1$ のときは $H_n + 1$ 」とし, 「 $h_w + h_e / 2 < 2$ のときは, $H_s + 2$ 」を「 $h_w + h_e / 2 < 1$ のときは, $H_s + 1$ 」とする緩和規定が設けられている。

非越流部の高さはいままでもなくダムの高さに関係し, フィルダムの場合, ダムの斜面コウ配が緩やかなために, その影響するところも大きい。

以上のように洪水吐の規模は直接ダムの費用に影響するから, 越流幅を大きくして, その洪水排除能力を増大せんとすることが試みられている。しかし, 現状の河川幅に対して越流幅を大きくすると, 当然のことながら導流壁を下流に向かって漸縮させなければならない。このような場合の水理性状と設計法はまだ十分とはいえない。

また, 最近側水路型洪水吐の側水路の上流側に洪水調節工を併設し, 洪水調節工を流下した流れは側水路を通じて, これに続く放水路へと導く例²⁾がみられる。このようにすると, 従来洪水調節工として放水管路が採用されていた場合より, はるかに経済的である。したがって, 今後このような方式が大いに採用されるものと考えられるので, これに対する水理設計法を確立しなければならない。

III. 取水施設の防砂と排砂

農業用水を河川から求める場合に、その量が少なければ、土砂の流入はあまり問題とならない。しかし、取水量が多くなると取水とともに流入した土砂の排除は難しくなってくる。このような条件を考慮してあらかじめ計画しておくことが大切である。

過去に築造されたすべての取水施設が土砂の流入によるトラブルを生じているであろうか？それは取水地点の水文条件、地形条件、取水目的および管理の方法によって異なってくる。

取水地点の水文条件においては、洪水期間の長・短によってその防砂と排砂工法を変えなければならない。地形条件は山間部の急流河川、沖積扇状地および緩流河川によってその様相が異なるわけである。また、取水目的の中には農業用水専用の場合と、上・工水と共用の場合があり、当然その取水条件を考慮しなければならない。

この防砂と排砂の問題は1975年7月にモスクワで開催された第9回 I C I D のテーマとして大きく取上げられた。つまり、この課題は古くて新しい問題なのである。この講座においては水中における土砂の動きをまず説明し、この原理を応用した防砂と排砂工法について紹介する。

1. 水中における土砂の動き —主として分岐水路への砂の流入—

まず、理解を助けるために「水理学²⁾ (技術者のための流体の力学)」を引用しよう。

“ブーレ (Bulle) は幅 20cm の水路の片側から、やはり 20cm の幅の分岐水路が出ている場合に本水路および分岐水路への流下流量 Q_1 および Q_2 を変化させて、この両水路に上流側から流入する砂の量 Q_{s1} および Q_{s2} を測定した。どのような分岐角度 ϕ に対しても、分岐水路への流入量 Q_{s2} の方が Q_{s1} に比べてはるかに大きくなっていることが 図-2 の曲線から見られる。

この現象の理由は次のようにして説明される。分岐水

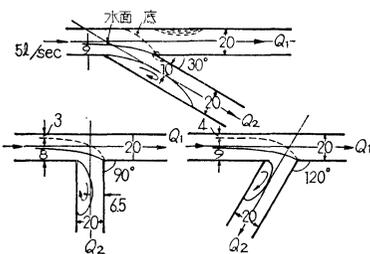


図-1 ブーレ (Bulle) による実験水路 (引用文献3) より転載)

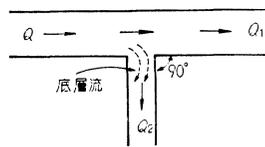


図-4 分岐水路の流れ

路の方は渦の発生のために流れの有効幅が小さく、また流水の曲りにより遠心力のために水流は分岐水路に入り難く、したがって、本流から分岐水路に向って水位差ができる。そのために水底の水圧も、分岐点付近では本流から分岐水路に向って低くなっている。一般に水流は動水コウ配の他に慣性力の影響を受けているのであるが、境界層の中の流れでは流速が小さいために慣性力はほとんど影響を持たず、圧力コウ配だけで流れる。したがって、水底の境界層の中では本流から分岐水路に向って強い二次流を生じ、これが平均の水流とは無関係に多量の砂を分岐水路に流入させているのである。したがって、分岐点で流れの横断面を取ると、流水は 図-3 のように分離していることになる。ブーレの実験では $\phi = 30^\circ$ で分岐カ所の水深が、渦の所で 6.97 cm、本流の壁面で 7.42 cm の時に境界層と見なされる層の厚さが 8 mm であった。

つぎに、米国の、ある大学で行われていた水理実験指導方法の 1 例を紹介しよう。これは出口利祐博士からご教示を受けたものである。

まず、図-4 に示すような直角分岐水路を学生に与え、この水路の上流に土砂を投入して土砂の移動状態を観察させる。この結果、前述のようにほとんどの砂が分岐水路に流入することがわかる。ところで、学生への宿題は“一枚の板を使うことによって分岐水路への土砂の流入を最も少なくする方法を見出せ”ということである。

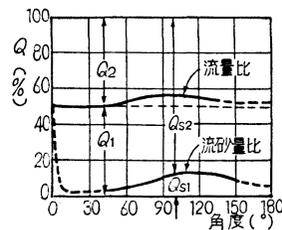


図-2 ブーレ (Bulle) による分岐水路の流量比と流砂量比 (引用文献3) より転載)

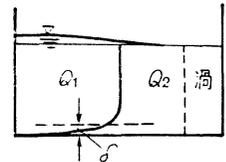


図-3 ブーレ (Bulle) による分岐水路の横断面形 (分岐角度 $\phi = 30^\circ$)

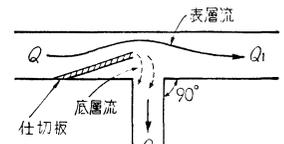


図-5 分岐水路への土砂の流入を最小限にするための最初の試み

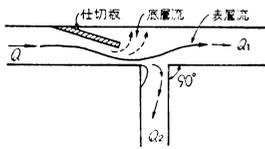


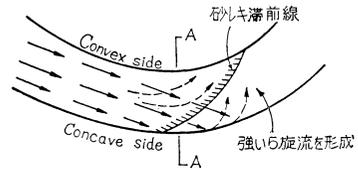
図-6 分岐水路への土砂の流入を最小にするための最終案

さて、学生達はどのような方法を考えるであろうか？ほとんどの場合、まずはじめに 図-5 のような方法を試みる。その結果は予想に反して仕切板のない場合より分岐水路への土砂の流入が多くなる。ここに自然現象への、また水理学への限りなき興味がわいてくるものと思う。数々のトライアルの結果、図-6 のような予想もしなかった工法が分岐水路への土砂の流入を最小にすることがわかるのである。

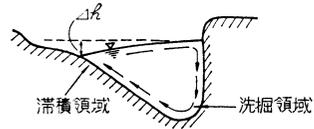
図-1, 2, 3 の説明の項でも十分理解できると思われるが、もう少し説明を加えておこう。

最も単純な性質として運動している水は慣性力をもっていること、また、表層流の速度が大きく、底層は小さいという事実、このことが非常に大切な事柄である。すなわち、図-4 において、慣性力の大きい表層流は本水路へ向い、直角分岐水路の空白を埋めるべく慣性力の小さい底層流は分岐水路へ向うのである。これによって、直角分岐水路へ多量の土砂が流入することとなる。このような現象は 図-5 においてさらに顕著となり、分岐水路への土砂の流入が最大に達する。一方、図-6 の場合は慣性力の大きい表層流が分岐水路へ入りやすくなり、慣性力の小さい底層流は仕切板の下流側へ向うことになる。この結果 図-6 は学生達に与えられた宿題の正しい解答となるのである。

仕切板による流れの偏向は自然河川における蛇行現象の一部を再現していることになる。すなわち、河川の湾曲部である。図-6 に示された流れは自然河川の湾曲部に相当し、分岐水路は湾曲部側に位置していることになる。つまり、河川からの取水において湾曲部中央部直下流の外側に取り入れ口を設ける方が土砂の流入が最も少ないということになる。実際問題として取り入れ敷標高は河床より高い位置に設けられるから、浮遊流砂のない河川では土砂の流入はほとんどないと考えてよい。



(a) 平面



(b) A-A 断面

図-7 自然河川の湾曲部の流れ

いま、図-6 で示された現象を自然河川の湾曲部に移しかえて説明しよう。図-7 でわかるように慣性力をもった上流からの表層流(実線)は Concave-side に直接衝突する。一方、速度の小さい底層流(点線)は Convex side の流れの空白を埋めるべく左岸側に大きな曲率で回転する。また、表層流は Concave-side に衝突した勢いで水面が上昇し、図-7(b) のように左右岸において Δh の水面差(圧力差となる)がつく。この結果、表層流は右岸側壁に沿って下降をはじめ、湾曲部中央点直下流においては流れ全体が強いら旋流を形成しながら下流へ去る。このような流れにより Concave-side は洗掘領域となり Convex-side は土砂の滞積領域となる。

図-6 と 図-7 はまったく同じ水理現象であることを意味している。結論として、この流れの原理はすべてに適用可能であり、とくに自然河川からの取水においては防砂の観点から Concave-side 直下流地点の表層流を取入れることが望ましいといえる。しかし、実施にあたってはすべてこのような条件が得られるとは限らないので、土砂の移動現象を念頭において、各種の防砂工法を考えねばならない。

引用文献

- 1) 農業土木技術研究会：土地改良事業のための河川関係工作物設計の手引き、公共事業通信社、(1977)
- 2) 川合・松本・加藤：洪水調節工を併設する特殊型側溝余水吐の水理設計について、水と土、第30号、(1977)
- 3) 本間仁著：水理学、技術者のための流体力学、丸善KK、pp.250～251、(1955)

[1978. 2. 8. 受稿]