

頭首工の設計

演習書シリーズ No.1

頭首工の設計

農業土木学会 発行

社団法人
農業土木学会

演習書シリーズ No.1

頭首工の設計

農業土木学会教育教材等検討委員会

(社) 農 業 土 木 学 会

序

農業土木学会教育教材等検討委員会においては、その業務の一つとして「演習書シリーズ 1. 頭首工の設計」の編集を進めてきたが、このたび発刊されることになった。頭首工設計の実務に携わる若い技術者諸君あるいは頭首工の勉強をされる学生諸君に本書を大いに活用していただきたいと念願する次第である。

頭首工を設計するには、まず川の流れを知ることからはじまり、構造物や土質・基礎にかかわる知識を総合的に活用し、さらに関係法規の知識を熟知しなければならない。「農林水産省土地改良事業計画設計基準（設計・頭首工）」（以下「設計基準」という。）は、周知のとおり、これらの知識を体系づけ集大成したものであり、まさに頭首工設計の典範ともいべきものである。

しかし、設計実務に経験の浅い技術者あるいは学生諸君としては、「設計基準」に従い具体的に設計を進めることはやや難しいところがある。本委員会は、これらの人たちに計算例題を主とした演習書を送り、「設計基準」を活用するよき参考にさせていただこうと企画したのである。

本委員会は、この演習書がその企画通りの役目を果してくれるものと自負しているが、利用者諸君に是非ご理解いただきたいことがある。すなわち、本書は「設計基準」を活用する上での潤滑剤的存在あるいは設計入門書であって、計算例も計算方法もすべてを網羅しているものではなく、同時にまた、本書の内容は、学問・技術の進歩とともに当然見直され改訂されるべきものであるということである。

したがって、本書を利用される諸君は、ただ無批判に鵜呑みにすることなく、与えられた現場条件に照らし、創意工夫を加え、新しい学問・技術を導入し、本書を踏み台として設計技術の向上を期していただくよう念願してやまない。その意味で、本書の不備な点あるいは誤謬等のご指摘はもちろん、内容についての忌憚のないご意見・ご叱正をぜひお願いしたいと思う。

昭和57年 8 月

農業土木学会教育教材等検討委員会

委員長 菊 岡 武 男

発刊にあたって

農業土木学会教育教材等検討委員会は昭和51年7月に発足し、教育教材の検討とくに視聴覚教材（スライド・映画）、演習書、実験書及び計算例題集の作成を当面の目標とし、活動をつづけてきた。

さて、本書「演習書シリーズ 1. 頭首工の設計」の企画は、以下のべるような考え方と経緯によって進められたものである。

昭和53年10月「農林水産省土地改良事業計画設計基準（設計・頭首工）」（以下「設計基準」という。）が改定されたが、その内容は、河川管理施設等構造令（昭和51年政令第199号）の制定に伴い、これに準拠した頭首工を設計する必要性が生じ、また頭首工に関する最近の設計技術の成果を導入したこと等から旧「基準」に比べ、設計計算の手順・方法において幅広く改訂されている。したがって、これを十分理解して設計実務を進めるには、相当深い知識と豊富な経験を必要とするのである。

このような「設計基準」であるため、実務経験の浅い技術者または学生諸氏にとっては、この「設計基準」だけでは、かなり理解が困難な面もあり、実際に設計計算を進めていく上では、具体的に計算の手順・方法を計算例を示しながら「設計基準」の内容を解説した参考書があれば、極めて有益であろうと本委員会は判断した。

そこで、本委員会では、演習書シリーズの第一着手として、「設計基準」の改定時期を契機に、頭首工に関する演習書の刊行を企画することにした。

本書は、実務経験の浅い技術者あるいは学生を対象とし、「設計基準」に従って設計計算を進める上で直接役立つ具体的な教材となるよう、「設計基準」にすでに記述されている文章そのものはなるべく省き、「設計基準」と併せて読むことによって、理解が深められるよう計算例に重点をおいて構成することを基本方針とした。

本書を編集するに当たっては、編集小委員会を設け、上述の基本方針にそった章・節等の細目の決定、執筆要項の作成、執筆者の選定等を行い、執筆を依頼した。

執筆者諸氏にはご多忙中にもかかわらず協力していただき、貴重な原稿を提供していただいた。この紙面を借り深甚の謝意を表する次第である。

その後、小委員会においては、編集作業を行ったのであるが、本学会発行の演習書としては、これが最初であり、多数の執筆者が分担しているため全体の統一性に欠ける面もあり、また逆に著者独自の見解の表現にも制約があり、しかも「設計基準」に準拠しながら初心者にも十分理解してもらえるよう記述しなければならないことなどから、刊行までにかかなり日時を要したのみならず、経験者にとってはいささか物足りない不満な点も多い内容になったであろうと危惧している。

なお、当然のことながら、「設計基準」に則り作成される設計書の内容やその審査が、この演習書に

よって規制や束縛を受けるものでないことは明らかである。

以上、主として本書の刊行に至る経過を述べた。本委員会としては、慎重に編集を進め、企画通りの目的を達成したものと考えているが、演習書の学会刊行としては、これが最初でもあり、利用者の立場からは、いろいろなご意見やご批判もあろうと思っている。是非おきかせいただき、本書の改訂あるいは将来の演習書刊行の参考に役立たせたい。

昭和57年8月

農業土木学会教育教材等検討委員会

委員長 菊 岡 武 男

「演習書シリーズ1 頭首工」 執筆分担

浅井喜代治（三重大学農学部教授）（第3章3.13, 第4章4.1, 第7章）
岩村 勉（三祐コンサルタンツ）（第3章3.11, 3.12, 3.14, 3.15, 3.16, 3.17, 第4章4.2, 4.3, 第5章, 第6章）
川合 亨（農業土木試験場水工部）（第2章2.1, 2.2, 第3章3.1, 3.2, 3.3, 3.7, 3.9, 3.10）
菊岡 武男（第3章3.11, 3.12, 3.15, 第4章4.3, 第5章, 第6章）
酒井 信一（信州大学農学部教授）（第4章4.1）
坂本 貞（北陸農政局設計課長）（第1章1.1, 1.2, 1.3, 第7章）
阪田 剛一（東北農政局郡山東部開拓建設事業所所長）（第3章3.9, 3.10）
中西 一継（北陸農政局整備課長）（第2章2.3, 2.4, 2.5, 第3章3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 第4章4.4）
松下 玄（三重大学農学部教授）（第3章3.4）
山本 光男（明治大学農学部教授）（第3章3.16, 第8章）

「演習書シリーズ1. 頭首工の設計」 編集小委員会

小委員長 酒井 信一

小委員 浅井喜代治, 加藤 和行, 菊岡 武男, 阪田 剛一, 寺内寿一（前委員）

農業土木学会教育教材等検討委員会

委員長 菊岡 武男（三重大学名誉教授）
委員 荒川 清（関東農政局土地改良技術事務所技術情報課長）
〃 加藤 和行（農業土木試験場研修課長）
〃 太田 頼敏（島根大学農学部教授）
〃 木村 喜作（農林水産省構造改善局設計課長補佐）
〃 酒井 信一（信州大学農学部教授）
〃 鈴木 重義（東京農工大学農学部助教授）
〃 竹中 肇（東京大学農学部教授）
〃 永田 慧（鹿島建設技術研究所主任研究員）
〃 中野 政詩（東京大学農学部助教授）
〃 松本 喜作（埼玉県立坂戸西高等学校教諭）
（前委員長） 手嶋 渚（明治大学農学部教授）
（前委員） 新井 勇（元関東農政局土地改良技術事務所）
〃 阪田 剛一（元農業土木試験場研修課長）
〃 寺内 寿一（元 〃 ）
〃 真田 聡（鹿島建設(株)）
〃 中村 和也（元農林水産省設計課）
〃 坂本 貞（ 〃 ）
〃 吉田 与吉（元関東農政局土地改良技術事務所）

目 次

第1章 一般事項	1
1.1 頭首工の基本	1
1.2 頭首工の構成	1
1.3 設計の手順	2
第2章 基本的事項	3
2.1 河川の一般的な性質	3
2.1.1 流域と流出量	3
2.1.2 河道及び河床材料の特性	4
2.1.3 流水による砂礫の移動とその性質	8
2.1.4 河道計画上の諸問題	14
2.2 安定河道の解析	21
2.2.1 従来河床変動の解析方法	21
2.2.2 支配流量に基づく河床高の決定法	21
2.2.3 安定河道の計画	23
2.2.4 計算例	25
2.3 工事実施基本計画	30
2.3.1 工事実施基本計画の内容	30
2.3.2 工事実施基本計画の決定の手順	31
2.4 河川の状況	31
2.5 設計条件とその留意事項	32
第3章 水理及び基本設計	33
3.1 位置の選定と取水位の決定	33
3.2 型式の選定	33
3.2.1 取入れ方式	33
3.2.2 取入れ方法	34
3.2.3 取水堰の型式	34
3.2.4 ゲート型式	34
3.3 設計洪水位	35
3.4 取水堰築造後の設計水位（堰上げ水位）	35

3.4.1	取水堰による堰上げ水位の計算に当たっての基本的留意事項	35
3.4.2	計算の手順	39
3.4.3	計算例(Ⅰ)	42
3.4.4	計算例(Ⅱ)	51
3.5	設計取水位	59
3.5.1	灌漑区域から要求される取水位	59
3.5.2	排砂機能から要求される取水位	59
3.6	堰頂標高の決定	60
3.6.1	堰頂標高の決定のために考慮すべき事項	60
3.6.2	設計取水位から定まる標高	60
3.6.3	構造令による堰頂標高の制限	60
3.6.4	ゲートの構造上からの制約	61
3.6.5	高水敷との関連での制約	62
3.7	敷高の決定	62
3.7.1	敷高決定に当たって考慮すべき事項	62
3.7.2	構造令の適用除外	62
3.7.3	粗度効果を考えた敷高決定の計算例	63
3.8	堰の径間長	67
3.8.1	径間長決定のために考慮すべき事項	67
3.8.2	構造令の制約を受ける場合の径間長	68
3.8.3	構造令の制約を受けない場合の径間長	69
3.8.4	構造令の特例が認められる場合の径間長	69
3.8.5	構造令の規定値以上の径間長を確保できない場合	71
3.9	土砂吐	72
3.9.1	設計上考慮すべき事項	72
3.9.2	急流河川における水理設計法	74
3.9.3	緩流河川における水理設計法	74
3.9.4	計算例と留意事項	74
3.10	護床工	81
3.10.1	設計上考慮すべき事項	81
3.10.2	護床工の設計	81
3.10.3	水理設計例	82
3.11	浸透路長の確保	87
3.11.1	設計上考慮すべき事項	87
3.11.2	検討の方法	87
3.12	洪水吐	87

3.12.1	設計上考慮すべき事項	87
3.12.2	計算例	88
3.13	堰 柱	94
3.13.1	設計上考慮すべき事項	94
3.13.2	堰柱の形状	94
3.13.3	計算例	95
3.14	固定堰	96
3.14.1	設計上考慮すべき事項	96
3.14.2	堰体基本断面形	97
3.14.3	台形断面の修正	98
3.14.4	エプロン	98
3.14.5	計算例	99
3.15	取入れ口	101
3.15.1	設計上考慮すべき事項	101
3.15.2	取入れ口の位置	101
3.15.3	取入れ口の形状設計	101
3.15.4	計算例	103
3.16	沈砂池	109
3.16.1	設計上考慮すべき事項	109
3.16.2	流入砂量と堆砂	109
3.16.3	沈砂池の構造	110
3.16.4	計算例	112
3.17	魚 道	119
3.17.1	設計上考慮すべき事項	119
3.17.2	魚道の位置	119
3.17.3	魚道の型式	119
3.17.4	魚道の構造設計	119
3.17.5	計算例	121
第4章	安定・構造計算	123
4.1	堰 柱	123
4.1.1	設計上考慮すべき事項	123
4.1.2	計算の手順	123
4.1.3	安定計算	124
4.1.4	構造計算	128
4.1.5	計算例	131

4.2	固定堰	171
4.2.1	設計上考慮すべき事項	171
4.2.2	設計荷重	171
4.2.3	安定計算	172
4.2.4	計算例	173
4.3	取入れ口	176
4.3.1	設計上考慮すべき事項	176
4.3.2	堤防横断暗渠縦断方向の構造計算例	176
4.4	基礎工	184
4.4.1	基礎の型式の選定	184
4.4.2	基礎工の種類	184
4.4.3	直接基礎	187
4.4.4	杭基礎	189
第5章	ゲート	194
5.1	設計上考慮すべき事項	194
5.2	ゲート型式の選定	194
5.2.1	洪水吐ゲート	194
5.2.2	土砂吐ゲート	195
5.2.3	取入れ口ゲート	195
5.2.4	沈砂池用ゲート	196
5.3	ゲート概略重量	197
5.4	開閉荷重	202
5.4.1	シェルタイプロローラーゲートの場合	202
5.4.2	プレートガーダータイプロローラーゲートの場合	204
5.4.3	スライドゲートの場合	204
5.5	計算例	205
5.5.1	シェルタイプロローラーゲートの開閉荷重	205
5.5.2	ゲート設計仕様(例)	207
第6章	管理橋	208
6.1	設計上考慮すべき事項	208
6.1.1	管理橋の幅員	208
6.1.2	径間長	208
6.1.3	道路橋との共用	208
6.2	管理橋の型式	208

6.3	下部構造に及ぼす上部構造の荷重及び総桁高	209
6.4	計算例	209
6.4.1	計算例(Ⅰ)活荷重単純合成鋼板桁橋	209
6.4.2	計算例(Ⅱ)鋼床板プレートガーダー橋	217
第7章	施工計画	222
7.1	施工計画樹立に当って考慮すべき事項	222
7.2	仮締切	222
7.2.1	設計の手順	222
7.2.2	締切の設計計算例	224
7.3	水替工	239
7.3.1	水替え量の推定	239
7.3.2	ポンプの配置	239
7.4	工程計画	239
第8章	溪流取水工	242
8.1	設計上考慮すべき事項	242
8.2	水理諸元の決定	242
8.2.1	計画洪水量の決定	242
8.2.2	設計流量の決定	242
8.2.3	堰体	242
8.2.4	バースクリーンの諸元決定	242
8.2.5	集水路の水理計算	243
8.2.6	集水路の水位と取入れ導水路との間の水頭損失の検討	243
8.2.7	水クッション型溪流取水工の水クッションの水理諸元の計算	244
8.2.8	取水制限流量河川での放流計算	244
付 図		246

第 1 章 一 般 事 項

1. 1 頭 首 工 の 基 本

土地改良計画設計基準「頭首工」(以下「設計基準」という。)では、頭首工の基本に関し次のように規定している。「頭首工は、必要な取水機能及び外力に対する安全性を有し、河川の治水及び他の利水との調和を図り、かつ経済的な施設とすることを基本とする。

又、頭首工の構造は取水時には、農業用水として適切な用水の確保ができ、洪水時には治水上著しい支障を与えることなく、流水を安全に流下させるとともに、流水等の外力の作用に対して安全で、かつ従来河川が有していた機能を維持し得る構造とすることを基本とする。この場合、関係法規を遵守した構造としなければならない。」

要約すれば、頭首工は、必要な水量及び砂礫等の有害な物質を含まない用水を確実に取水でき、構造的には水力や地震等の外力に対して安全で、かつ洪水時に洪水量を治水上の観点からスムーズに流下させることができ、魚族のそ
上等従来河川が有していたいろいろの機能を損うことのないよう設置されるべきものである。この場合、経済的な設計としなければならない。

1. 2 頭 首 工 の 構 成

頭首工を構成する施設は、取水堰、取入れ口、付帯施設、管理施設であるが、それらの各施設はそれぞれ図-1.1に

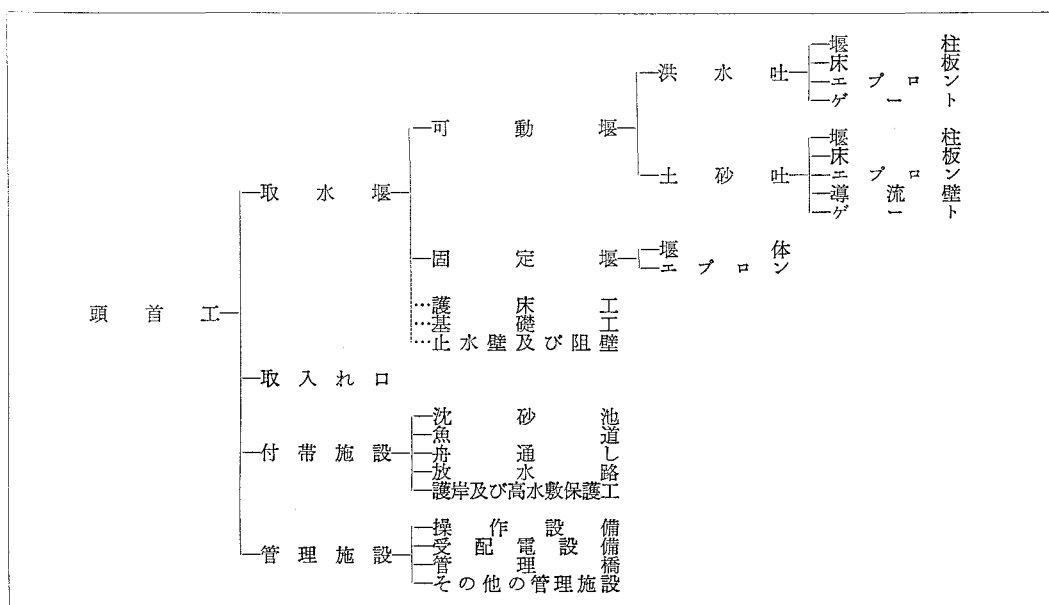


図-1.1 頭首工の構成

示すような施設で構成されている。

1. 3 設 計 の 手 順

設計の標準的な手順を示すと、「設計基準（p.6）図-1.3.1」の通りである。完全な設計のためには、十分な調査が不可欠である。とくに、見落としがちな事項として、河川の上下流相当範囲の平面的な変化を示す図面、河床材料の調査、基礎地盤の横方向地盤反力係数（軟弱地盤の基礎の場合）、被圧地下水の有無等が挙げられる。これらの調査は、設計段階や、工事施工時に大きなウェイトを占めてくる事項でもあるので、当初から十分綿密な調査計画を樹てて調査を行うことが肝要である。

河川管理施設等構造令（以下「構造令」という。）の規定により、計画高水流量等によって、スパン割等が画一的に決定されてくることになるが、計算過程では水理現象の領域が区分できない場合が生じてくる。このような場合は、水理模型実験によって水理現象を確かめる必要がある。特に土砂の掃流現象については、水理模型実験が有効である。

頭首工として全体的に調和のとれた設計とするため、各過程において必要に応じてフィードバックを行い、適切な設計となるよう留意する。

第 2 章 基 本 的 事 項

2.1 河川の一般的な性質

河川はどのようにして形成されるのであろうか。それは流域の地形、地質及び植生を基本とし、この流域への降雨の結果として形成されるもので、降雨は場所的な分布と量的な変化及び発生の時間的間隔等その組合せは複雑であるが、確率性をもった現象ということもできる。

降雨は、地表を流下するとき、地表を侵食し、土砂を輸送し、次第に河川を形成する。このように河川は、水と同時に土砂の輸送を受持っており、河床の変動は、土砂の輸送量いかにかかっている。現在の河道は、いうまでもなく、過去の現象の結果であって、将来に向っても変化し、その時点、その時点での自然のエネルギーのバランスの結果を示している。

河川工作物を築造し、灌漑用水を取入れる場合においても巨視的な観点から、河川の一般的な諸性質を知ることは非常に有意義である。

2.1.1 流域と流出量

流域は、河道形成の重要な要素である。その平面形状には羽状流域、放射流域、平行流域、複合流域などがあり、洪水時の流出時間に大きな影響を与える。

羽状流域は全体が細長く、鳥の羽状をなすもので、本川の洪水は比較的低くなるが、洪水の継続時間は長くなる。一方、放射流域は円形または扇状をなし、支川が本川に向かって放射状に流入する形となる。そのため各支川の洪水はほぼ同時に集中する可能性が強く、その集合点付近には極めて大きな洪水が発生し易い。

また、平行流域は細長い独立した流域の本川と支川が互いに平行に流れ、これが合流するものである。しかし、実際河川では以上のような単純な形の流域をもつことは少なく、これらの複合形が多い。

現在、これら流域の平面形状を数値的に表現する試みが行われており、流域の平均幅や形状係数で表わされている。河川の平均幅とは、流域面積を本川の流路延長で除したもので、わが国の河川の平均幅は 30 km 前後のものが多くいわれている¹⁾。形状係数とは河川の平均幅を本川の流路延長で除したものの、すなわち、流域面積を本川の流路延長の 2 乗で除した無次元量である。

このほか流域の特徴を表わす指数や指標には河川密度、流域の平均



図-2.1.1 羽状流域



図-2.1.2 放射流域



図-2.1.3 平行流域

高度及び流域の平均縦断勾配などがある。これらは流域の地形地質、地被状態にも関係し、さらには流出解析や融雪出水の解析等に用いられている。

この流域の形状と特性は河川の出水状況の変化となって現われ、その流域に応じた河道を形成する。安芸はこれを河相と名づけている。

また、この河道を流れる水量の表現には、洪水量、豊水量、平水量、低水量及び渇水量がある。治水上からは洪水量が対象となり、利水上においては平水量、低水量及び渇水量が重要視される。

また、水資源の利用上の立場からは河状係数（年最大流量を年最小流量で除した値）が重要である。河状係数の小さいものほど河川における水利用上の経済効果が大いと考えてよい。

ところで、これら各種の流量は流域面積と密接な関係にあることはいうまでもないが、それぞれの流域特性によって異なっている。しかし流域面積から各種の流量を巨視的にでも、推定できれば利水計画上及び治水計画上まことに便利である。

いま、昭和54年度の理科年表から日本の代表河川（53河川）の年最大比流量、年平均比流量および年最小比流量を調べ、それぞれの観測値の平均を求めると、年最大比流量 $1.0 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 、年平均比流量 $0.05 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 、年最小比流量 $0.009 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ である。渇水量は年最小比流量より幾分大きく一般に $0.01 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ といわれている。

以上は河川を理解する上での大まかな判断資料を提供するものであって、流域の開発状況により異なる性質を有している。実際の計画に当たっては、個々の河川についての長年月にわたる調査資料が必要である。このような推定は利水計画上及び防災計画上大いに役立つ。

2.1.2 河道及び河床材料の特性

(1) 河川縦断方向の流量、河川幅、粒径

河川の縦断形は河川の研究者にとって、非常に重要な要素の一つである。いま存在する縦断形は長い歴史の結果であり、その時点における自然のバランスの形としてみることができる。したがって、河川の縦断形は通水断面の増加の手段として、経済的であるからという理由のみで人工的に変化させることに慎重でなければならない。

一般に河川は、水源山間部から平野部への流れの過程において支流を集め、流量を次第に増やし、これに比例して河川幅を拡大する。さらに河川の取扱いを面倒にしているものに河床砂礫の粒径の変化がある。河床砂礫の粒径は流路を下るにつれて、次第に小さくなっていく。

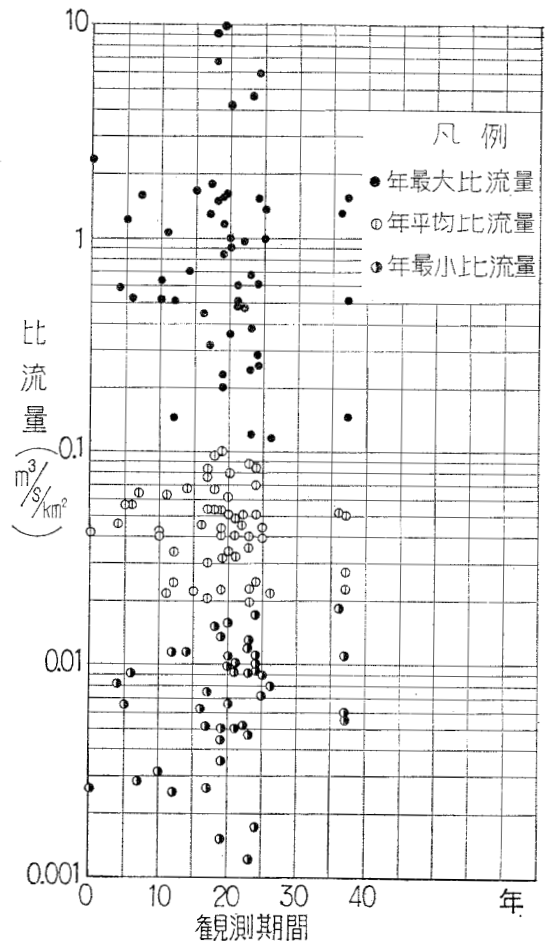


図-2.1.4 河川の比流量図（昭和54年度理科年表から作成）

ここで、粒径の通減に関するステンベルグ (Sternberg) の理論的な考え方³⁾を紹介し参考に供したい。ステンベルグは粒子の重さの減少は流下距離内に河底の摩擦によって成される仕事に比例すると仮定し、 P を粒子の重さ、 φ を固体面の摩擦係数、 x を流程、 C を比例定数として次の微分方程式を作った。

$$-dP=C(\varphi P dx) \dots\dots\dots(2.1.1)$$

これを積分して式 (2.1.2) を得た。

$$P=P_0 e^{-C\varphi x}=P_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots(2.1.2)$$

したがって粒径 d は式 (2.1.3) となる。

$$d=d_0 e^{-\alpha x/3} \dots\dots\dots(2.1.3)$$

P_0 , d_0 は起点における粒子の重さと粒径で、 $\alpha=C\varphi$ は川石の摩耗係数

しかし、砂礫の小さくなるのは摩耗ばかりではなく、破碎されるという事実もある。また、下流方向への粒径の小さくなるのは水し(篩)作用によることに留意すべきである。この水し作用に大きな影響力をもつのは河床勾配と考えられる。このようなことから河床勾配の間にも密接な関係のあることがわかる。

そこで、シュリッツ (Shulits) はショックリッヒ (Shocklitsch) の調査にかかる多数の河川の縦断形状と河床砂礫の粒径分布との対照表を吟味して「河床勾配は粒の重さに正比例する」との結論に達し、川石の摩耗法則を併用して指数関数的な縦断形状を導いた。すなわち、河床勾配 i 、川石の重さを P 、摩耗指数を α とすれば式 (2.1.4) となる。

$$i=\sigma P=\sigma P_0 e^{-\alpha x}=i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots(2.1.4)$$

σ は比例定数で $i_0=\sigma P_0$ は起点における河床勾配にあたる。つぎにある基準面からの河底の高度を Z で表わせば $i=-dZ/dx$ であるから式 (2.1.5) が得られる。

$$i=-dZ/dx=i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots(2.1.5)$$

これを積分して、かつ起点の高さを Z_0 とすれば式 (2.1.6) となる。

$$Z=Z_0-\frac{i_0}{\alpha}(1-e^{-\alpha x}) \dots\dots\dots(2.1.6)$$

しかし、上式の α 値の決定が問題である。最近の研究⁴⁾では、 α 値は流程 x 区間における落差 H と上・下流河床勾配の変化度合の関数として示されることがわかった。すなわち、 x 地点の河床勾配を i とすれば α 値は式 (2.1.7) で与えられる。

$$\alpha=(i_0-i)/H \dots\dots\dots(2.1.7)$$

今後の問題は、安定縦断形における下方へのふくらみの度合であり、 i_0 値がこれに大きな影響力をもつこともわかる。

(2) 河床勾配と粒径の大きさ

河川の縦断方向における河床勾配の変化と、砂礫の平均粒径の変化の関係を明らかにした文献はない。河床勾配から砂礫の平均粒径を推定することができれば河川を理解し、解析するために非常に都合がよい。

川合⁴⁾は河床勾配が緩やかな河川の下流域においては、大きな礫を輸送する流水力がないことに着目し、流水の力は河床勾配によって強く制御されるものと考えた。したがって、河床勾配 i と砂礫の平均粒径 d_m との間に何らかの関係があることを推定し、数多くの河川の資料と台湾の濁幹線 (農業用水路、流砂を伴う) の資料を中心にして図-2.1.5 のような関係図を作成した。

図-2.1.5 の実線①は式 (2.1.8)、②は式 (2.1.9) で表わされる。

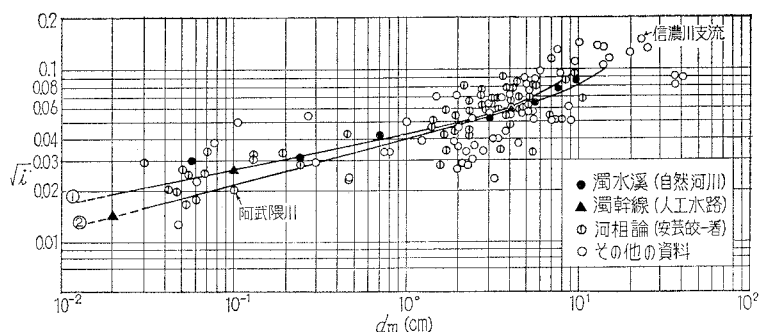


図-2.1.5 河床勾配と平均粒径の関係

$$d_m = 1.2 \times 10^5 i^{2.5} - 1.1 \times 10^6 i^3 \quad \dots\dots\dots (2.1.8)$$

式(2.1.8)は m 単位で与えられている。

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{i})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{i})^{6.31} \quad \dots\dots\dots (2.1.9)$$

式(2.1.9)は cm 単位で与えられている。式(2.1.9)は式(2.1.8)に新しい資料を追加して修正したものである。したがって、実用上の目安を得るためには式(2.1.9)を用いた方がよいであろう。これらの式の適用範囲は $\sqrt{i} < 0.1$ である。

なお、図-2.1.5 は本川の途中へ急勾配の支流が合流する場合を除いた。したがって、この図-2.1.5の適用は堤防河川であり、沖積扇状地の下流の場合である。

(3) 河床砂礫の粒径分布とその性質

いま、河川における砂礫の粒径分布の2, 3の特徴を挙げるとつぎの通りである。

- ① 洪水後における河床表面の各粒径は、流水抵抗の最も小さい状態で安定していることが観察される。すなわち、急流河川では、河床表面が魚のうろこ状を呈している状態である。一般に一個の石の最長径は流れの方向と同じ向きとなる。
- ② 河床表面の砂礫粒径は大きく、最大粒径程度の表層厚さを除いた下部では細粗混合状態となっている。これは洪水時における砂の移動状態が dune (砂堆) であり、細粗入り混って移動するためである。しかし、洪水の減水期には大きな粒径のものから順次停止し、小さい粒径のものはかなり流水力が小さくなるまで移動するためと考えられる。
- ③ 河川湾曲部における砂礫粒径は凹岸側が大きく、凸岸側が小さい。
- ④ 沖積扇状地より下流の河川では粒径の大きいほど、その比重が大きい傾向をもつという興味深い調査結果もある。

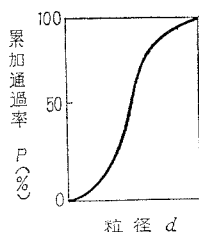
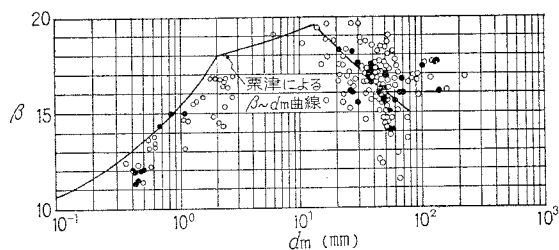


図-2.1.6 各粒径と通過率

図-2.1.7 β と d_m の関係

る。しかし、このような調査資料は少ないので今後の問題として留意すべきであろう。

⑤ 一般性がないようにみえる河床材料の構成には、分析の結果かなりの法則性をもっているようである。いま菊岡⁹⁾が提案した「自然河川における河床材料標準粒度 (d/d_m) 表」を紹介する。

まず、平均粒径 d_m の算定は 図-2.1.6 から式 (2.1.10) によって与えられる。

$$d_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100} d \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100} \Delta P} \quad (2.1.10)$$

ΔP : 各粒径 d に対する通過率

つぎに、栗津の提案している平均粒径 d_m と混合係数 β の関係は 図-2.1.7 で示される。混合係数 β は粒度分布曲線におけるクレマー(Kramer)の均等係数 M からつぎのように与えられる。

$$M = \frac{\sum_{d_0}^{d_{50}} \Delta P \cdot d}{\sum_{d_0}^{d_{100}} \Delta P \cdot d} \quad (2.1.11)$$

$$\beta = (2+M)/(1+2M) \quad (2.1.12)$$

つぎに、混合係数 β と分散を表示する σ/d_m の関係は 図-2.1.8 である。さらに各分散値 σ/d_m に対する自然河川の河床材料標準粒度 (d/d_m) は 表-2.1.1 で示されることを菊岡は提案した。

ここに、統計確率の分散 σ^2 は任意の粒径を $x(=d)$ として式 (2.1.13) で表わされる。

$$\sigma^2 \div \frac{1}{100} \sum \Delta P \cdot x^2 - d_m^2 \quad (2.1.13)$$

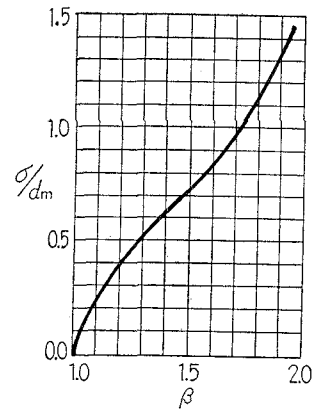


図-2.1.8 β と σ/d_m の関係
(菊岡による)

表-2.1.1 自然河川における河床材料標準粒度 (d/d_m) 表

通 過	$\sigma/d_m=0.3$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
2.5	0.54	0.38	0.24	0.13	0.070	0.036	0.012	0.004	0.001		
5.0	0.58	0.42	0.28	0.17	0.002	0.050	0.019	0.007	0.002		
10.0	0.64	0.49	0.35	0.23	0.14	0.085	0.037	0.016	0.006	0.002	0.001
15.0	0.71	0.58	0.44	0.31	0.20	0.14	0.070	0.036	0.016	0.008	0.004
20.0	0.78	0.68	0.55	0.42	0.30	0.20	0.13	0.080	0.046	0.025	0.013
25.0	0.83	0.74	0.62	0.50	0.38	0.28	0.19	0.13	0.076	0.046	0.027
30.0	0.88	0.79	0.70	0.60	0.48	0.39	0.28	0.20	0.19	0.080	0.052
35.0	0.93	0.86	0.80	0.70	0.60	0.51	0.39	0.26	0.21	0.14	0.094
40.0	0.97	0.94	0.90	0.83	0.72	0.66	0.54	0.43	0.33	0.24	0.17
45.0	0.99	0.97	0.94	0.90	0.86	0.78	0.68	0.52	0.45	0.35	0.26
50.0	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.91	0.84	0.73	0.61	0.48	0.37
55.0	1.02	1.02	1.02	1.04	1.05	1.02	0.96	0.87	0.75	0.61	0.49
60.0	1.04	1.07	1.11	1.13	1.17	1.12	1.12	1.02	0.85	0.75	0.63
65.0	1.07	1.12	1.18	1.23	1.28	1.30	1.27	1.20	1.09	0.96	0.83
70.0	1.10	1.18	1.27	1.33	1.39	1.42	1.43	1.40	1.32	1.23	1.14
75.0	1.12	1.22	1.32	1.42	1.50	1.54	1.60	1.60	1.53	1.50	1.43
80.0	1.17	1.27	1.40	1.53	1.63	1.71	1.77	1.80	1.83	1.85	1.83
85.0	1.22	1.33	1.48	1.62	1.75	1.88	2.02	2.12	2.20	2.33	2.35
90.0	1.28	1.43	1.58	1.73	1.93	2.12	2.30	2.51	2.72	2.92	3.10
92.5	1.32	1.48	1.63	1.82	2.03	2.28	2.48	2.75	2.90	3.20	3.45
95.0	1.37	1.54	1.73	1.94	2.20	2.47	2.74	3.02	3.02	3.58	3.88
97.0	1.50	1.70	1.93	2.18	2.45	2.75	3.10	3.40	3.32	4.10	4.60
99.0	1.68	1.95	2.25	1.56	2.89	3.25	3.64	4.05	4.05	4.99	5.50
100.0	1.80	2.13	2.50	2.92	3.35	3.83	4.37	4.90	5.52	6.15	6.85
U. C.	1.625	2.184	3.171	4.913	8.357	18.06	30.27	63.75	141.7		

ΔP : 任意の粒径 $x(=d)$ に対する通過率

表-2.1.1 によれば $d/d_m=1$ の値は σ/d_m によって、その通過率(%)を異にすることがわかる。しかし、実用的には $d_{60} \div d_m$ と考えてもよいであろう。

2. 1. 3 流水による砂礫の移動とその性質

(1) 限界掃流力⁷⁾

流水力がある限界以上になると河床の土砂は移動を始める。この限界の力を 限界掃流力 (critical tractive force) と呼んでいる。この限界掃流力は流砂量理論の基本となるものである。この土砂移動解析の初期の段階においては、土砂を移動させるような流れの速度を、その河床を形成している粒子の大きさや形の関数と考えていたようである。その後近代流体力学の“境界剪断(boundary shear)”の概念が受入れられるようになり、ボー (P. Du Boys(1879)) はローヌ (Rhône) 河における観測に基づいて掃流力(土砂を移動させようとする流水の力)を水流の水面勾配と単位面積上の流体の重量との積で表わして、以後の掃流力理論の基礎を作った。つぎにシールズ (Shields (1936)) は河床砂礫粒子の運動が、境界層理論における層流底層の厚さ δ と粒子の平均粒径 d_m との関係によると考え、無次元量 $\tau/[g(\sigma-\rho)d_m]$ と d_m/δ との関係考えた。

τ : 掃流力, σ : 砂礫粒の密度, ρ : 水の密度, g : 重力の加速度。

このシールズ (Shields) による実験結果と関係図は、その後の限界掃流力理論の基礎となっている。

ついで、アインシュタイン (H. A. Einstein (1942)) は土砂粒子の運動に確率概念を導入した理論を発表した。また、日本でも数多くの研究者がこの問題に取り組んできた。この中でも岩垣 (1956), 佐藤・吉川・芦田 (1958) および土屋 (1963) らの研究は注目されよう。しかし、いずれの研究結果もシールズ (Shields) の実験結果と同程度である。現在のところ、わが国ではつぎの岩垣公式がよく用いられるようである。

$$\left. \begin{aligned} R_* \geq 671: & \quad u_{*c}^2 = 0.05 \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m \\ 162.7 \leq R_* \leq 671: & \quad \text{〃} = [0.01505 \{(\sigma/\rho) - 1\} g]^{25/22} \nu^{-3/11} d_m^{31/22} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7: & \quad \text{〃} = 0.034 \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2: & \quad \text{〃} = [0.1235 \{(\sigma/\rho) - 1\} g]^{25/32} \nu^{7/16} d_m^{11/32} \\ R_* \leq 2.14: & \quad \text{〃} = 0.14 \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1.14)$$

$R_* = \{[(\sigma/\rho) - 1] g\}^{1/2} d_m^{3/2} \nu$, u_{*c} : 限界摩擦速度, ν : 動粘性係数

式 (2.1.14) において, $(\sigma/\rho) = 2.65$, $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{sec}$ (20.3°C), $g = 980 \text{ cm/sec}^2$ とすれば式 (2.1.15) が得られる。

$$\left. \begin{aligned} d_m \geq 0.303 \text{ cm}: & \quad u_{*c}^2 = 80.9 d_m \\ 0.118 \leq d_m \leq 0.303 \text{ cm}: & \quad \text{〃} = 134.6 d_m^{31/22} \\ 0.0565 \leq d_m \leq 0.118 \text{ cm}: & \quad \text{〃} = 55.0 d_m \\ 0.0065 \leq d_m \leq 0.0565 \text{ cm}: & \quad \text{〃} = 8.41 d_m^{11/32} \\ d_m \leq 0.0065 \text{ cm}: & \quad \text{〃} = 226 d_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1.15)$$

式 (2.1.15) における d_m は平均粒径の表示となっているが、岩垣の場合は均一粒径を取扱っている。しかし、混合粒径における平均粒径として取扱っても差支えない。

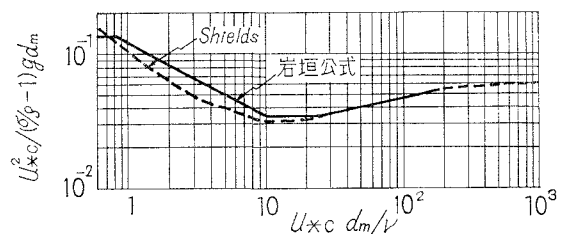


図-2.1.9 限界掃流力無次元表示

式(2.1.15)はいわゆる岩垣の簡易公式と呼ばれるものである。

図-2.1.9 は岩垣が作成したものであり、シールズ (Shields) の実験結果も合せて記入されている。

(2) 実験水路における河床形態変化

自然河川における河床形態を理解するためには、まず実験水路における現象を理解することが大切である。一般に実験水路は直線形であり、自然河川のように蛇行していないこと、勾配を任意に与えることができること、勾配と粒径の大きさとの関係は直接結びつかないことなどを認識し、実験水路の結果は直ちに自然河川の現象を再現していると錯覚しないよう注意すべきである。

しかし、実験水路での実験は基本的な諸性状を明らかにするものであり、解析することによって、より有用な理論への発展が期待される。とくに自然河川では洪水時の濁流のために河床変動を目視することが不可能であるが、実験水路では土砂移動中の現象を目視することができる利点がある。

ところで、流水力がある強さに達すると河床の粒子が移動をはじめ、その強さの増加につれて、河床面がいろいろな形状に変化する。

いま、実験水路の勾配を段階的に変化させて河床面の変化の状態(二次元的表現)を観察すると図-2.1.10 のように示すことができる。

図-2.1.10 の(a)はいわゆる砂れん(漣) (ripples) であり、流水力が小さく、僅かの土砂の移動によって河床表面に凹凸ができる程度である。この砂れん(漣)は河床粒径が1 mm 以下で発生し易い。さらに流水力が増大すると(a)から(b)へ移行する。(b)は砂堆と呼ばれ、土砂は砂堆の表面を滑動あるいは転動する。この連続移動が行われ、その前面になだれ落ちる。この砂堆前面は土砂の安息角で形成される。このような現象の繰返しによって砂堆の前面は時間とともに下流へ移動する。一方、流水は砂堆の前面で不連続となるため渦が発生し、これが水表面に達するとあたかも湯が沸出したときにみられるような波紋 (boil) を生ずる。また水表面全体の形は砂堆頂部上で低く、砂堆頂部直下流の断面拡大部上では高くなる。

この砂堆の規模は流水力の増大とともに発達するが、平均水深の1/6 程度が限界といわれている。さらに流水力が増大すると流水力によって、その頂部が削りとられる現象となり、次第に砂堆の頂部は低くなり、ついに(b)から(c)へ移行する。(c)は平滑河床 (plane bed) と呼ばれるもので、流砂の移動が激しい。このような流れの領域ではフルード数が1に近いためにエネルギーのわずかな変化は大きな水面変動を生じさせ、不安定な流れとなる。この結果、流水力の増大とともに(d)波状河床 (standing wave) へと移行する。この波状河床は水面形と河床形が相似形をなすのが特徴である。さらに流水力が強くなると(e)反砂堆 (antidunes) へ移行する。

この反砂堆の特徴は加速流(射流)と跳水の繰返しとなり、加速流の部分では河床面が削りとられる。この削りと

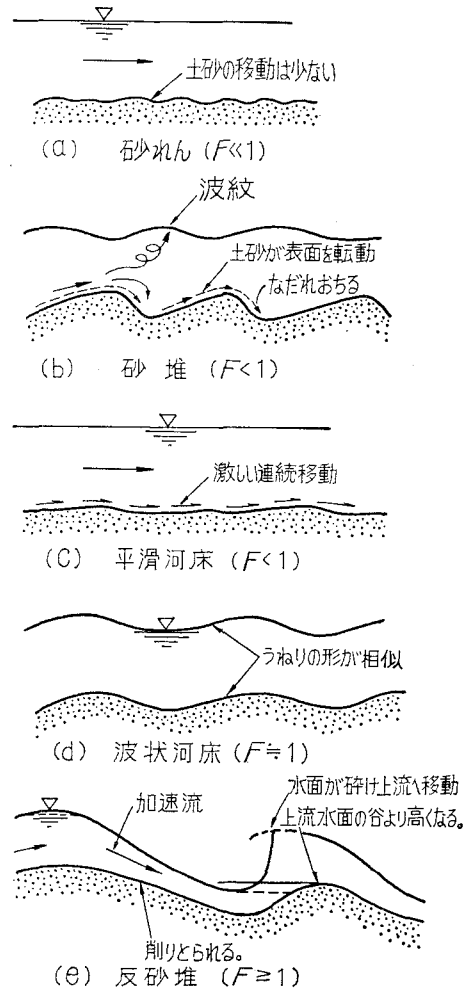


図-2.1.10 河床形状説明図 (Simons ら⁸⁾の区分方法による。)

られた土砂は跳水部（砂堆前面）に堆積する。この結果、砂堆の頂部は上流へ前進するようになる。これが反砂堆と呼ばれる理由である。

以上は実験水路の勾配を段階的に変化させることにより明らかになった河床形態である。しかし、自然河川においては同一地点で河床勾配が変化しないので、ある定められた場所において、すべての河床状態は発生しないと考えてよいであろう。

(3) 自然河川における河床形態変化

移動床をもつ水路に水を流すと、その流水力に応じて河床形態が様々に変化してゆくことが実験水路の中でみられる。実験水路では流れの強さを、その水路の勾配を変えることによって与えることができる。しかも河床材料の大きさを変えなくても発生する。ここに問題がある。

自然河川では水源地从海に至るまで、その勾配が次第に緩やかとなり、流量が漸次増大し、かつ、粒径が次第に小さくなってゆく。とくに自然河川の大きな特徴は、一般に、勾配に粒径が比例する事実がある。これは自然の法則性によって変化するもので人工的に作り出される実験水路の河床形態とはその意味するところは大きく異っている。このあるがままの自然現象は自然を忠実に観察し、そして考えることによって理解されるであろう。

自然河床における河床形態は、それぞれの地点における平面形、河床勾配、粒径の大きさ及び河川幅などによって変化する。いま、河床形態の代表的なものを井口の著書⁹⁾を中心にしてあげれば、つぎの9種類に区分される（図-2.1.11 参照）。

- ① 砂れん(漣) (ripples)
- ② 砂堆 (dunes)
- ③ 網流流路 (braided channels)
- ④ うろこ状砂州 (linguloid bars)
- ⑤ 湾曲部に形成される砂州 (point bars)
- ⑥ 緩やかな蛇行河道に形成される砂州 (bars formed in meandering rivers)
- ⑦ 直線河道に形成される砂州—砂礫堆 (alternate bars formed in straight channels—SAREKITAI)
- ⑧ 横断砂州 (transverse bars)
- ⑨ 合流点砂州 (tributary bars)

砂れん(漣)や砂堆は実験水路でもみられる。これらは砂州に比べて非常に小さな河床形状であり、砂州の上に形成されることも多い。河床粒子の大きさが1 mm 以上になると砂れんが発生しないで、直ちに砂堆が形成されるとい

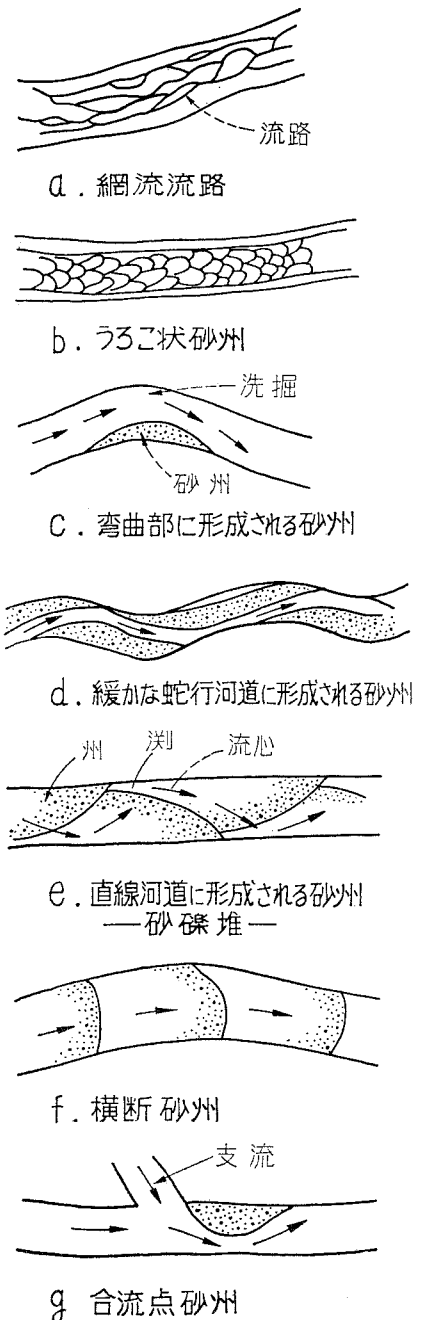


図-2.1.11 自然河川の河床形態

う実験結果もある。

網流流路は急流河川で河幅が広い場合に発生する。この河床の特徴は洪水後に流量が少なくなると、広い河道内を流路がいく筋かに分れて流れる。このような河川は流水に対する抵抗が大きく、流路が安定しないために治水、利水とも扱い難い。黒部川（富山県）などはこの例である。

うろこ状砂州は河床に、魚のうろこのような形に形成される砂州のことをいう。この河床形態は河川勾配が比較的緩やかで、粒子が小さく水深に対して河幅が非常に広いところに現われる。しかし、河幅が狭くなると、うろこ状砂州は砂礫堆へ変化してゆくという興味深い現象が存在する。

湾曲部に形成される砂州は、河道が大きく蛇行しているところにみられる。その特徴は凸岸に沿って大きな砂州が発達し、水は凹岸に沿って流れる。この砂州の位置はほとんど変化しない。この現象は酒匂川（神奈川県）の山間部などにみられる。

緩やかな蛇行河道に形成される砂州の特徴は、凸岸の頂部から凹岸にかけて砂州が発達し、水は凸岸頂部の上流面にぶつかるように流れる。このような河道に形成される砂州の位置はほとんど変化せず、流れの流心線もほぼ一定し、水衝部が固定される。吉野川（徳島県）の河口から 14~25 km 区間などはこの例である。

直線河道で左右岸交互に形成される砂州を砂礫堆といっている。河道が直線であるにもかかわらず、水は左右交互に州の間を縫うように流れる。すなわち、蛇行河道の場合と同様に深掘れ部は左右交互に表われ、その横断形は深掘れ地点でみると左右非対称となる。さらに蛇行河道の州と異って、砂礫堆は下流へ移動するので、側岸のある任意の地点を長時間観察すると、あるときは淵であったり、あるときは州となったりする。このような現象は治水上の護岸工や利水上の防砂という観点からまことに都合が悪い。このような例は実験水路でよく再現される。

横断砂州は外国の大河川でかつ粒子の小さい河床に発達するようである。この砂州の規模はかなり大きい。今後、日本においても粒子の小さい大河川にて観察され、他の砂州との区分を明確にできるかも知れない。この砂州はゆっくり下流へ移動するといわれている。

合流点砂州は、緩流河川に河床勾配の大きい支流が合流するところにみられる。この砂州は支流の合流点直下流に発達するもので湾曲部に形成される砂州と同様、その位置は固定している。

(4) 移動床流れにおける流水抵抗

河川における流れの水面形を求めるには、流水抵抗（いわゆる粗度係数）の見積りが非常に重要である。

この流水抵抗は粒径の大きさ、砂礫の移動によって形成される河床形状とその規模、流砂濃度、湾曲による曲率、断面形、側岸の樹木の状態、水制工及び水温によって影響を受ける。

いま、理解を容易にするために、実験水路(二次元流)における流水抵抗の変化から説明する。

実験水路における流水抵抗は図-2.1.12の実線のように示される。この図-2.1.12の縦軸は $N_s = n\sqrt{g}/d_m^{1/6}$ であり、流れの抵抗値を無次元表示したものである。横軸は $\tau_*/\tau_{*c} = ghi/u_{*c}^2$ であって、流水力の無次元表示である。 h : 水深, i : エネルギー勾配, u_{*c} : 粒子の限界摩擦速度, n : マニング (Manning) の粗度係数, d_m : 河床砂の平均粒径, g : 重力の加速度

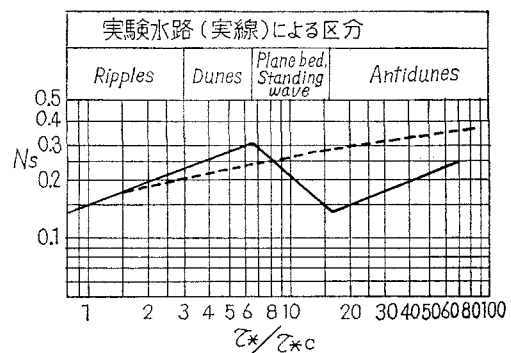


図-2.1.12 移動床における流水抵抗

図-2.1.12 からわかるように、ripples から dunes へ、さらに dunes の発達につれて、その流水抵抗が増大し、dunes のある限界に達したのちは急激にその抵抗を減ずる。これは河床形態が凹凸の大きい dunes から流水抵抗の小さい plane-bed に移行するためである。さらに、流水力が大きくなり、フルード数が1に近くなると流れが不安定となり、standing wave の状態となる。これより antidunes の発達につれて流水抵抗が増大する。

以上は流れの強さによって、河床形態が変化し、この形態変化が流水抵抗の変化として現われることを示したものである。これに対して図-2.1.12 の破線は数多くの自然河川の調査から、帰納した杉尾の整理方法に基づき、木曽川、阿武隈川、矢作川及び揖斐川の資料から算定した結果の平均線である⁴⁾。これから明らかなことは流水力によって、その流水抵抗が変化することである。

なお、河床材料が細粒（たとえば 0.105 mm 以下）のときには流量の増大に伴いマンニングの n 値が減ずるという調査結果¹⁰⁾もある。とくに移動床の場合には河床勾配、粒径の大きさ、流れの領域及び流水力によって n 値は変化するので単純に流量と粗度を結びつけるわけにはいかない。実際の調査においては計測の精度（断面形、水面高、流速など）をも十分配慮する必要がある。今後より多くの研究を必要とする分野である。

つぎに自然河川における流水抵抗は簡単な解析の結果、幾何学的条件としての勾配（重力に寄与する）、流水力としての流量（河床を変形させる力）、及び流れの領域を示すフルード数（流水抵抗を含む）が選ばれることがわかった。ここで、流量条件をパラメーターとして河床勾配 i とフルード数 Fr について、数多くの資料を整理した結果、流量の大小による影響は比較的小さく、実験水路の資料も自然河川の資料もすべて河床勾配 i とフルード数 Fr の関係で統一的に表現しても差支えないものと考えられること⁵⁾がわかった。この結果は図-2.1.13 である。この図のB線は杉尾の方法ともほぼ一致する。

この図-2.1.13 のB線を式で表わせば式 (2.1.16) となる。

$$Fr = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} \quad \text{.....(2.1.16)}$$

この式を用いることにより、単位幅流量 q と水深 h の関係及びこれらの条件におけるマンニングの粗度係数 n 値は式 (2.1.17), (2.1.18) によって求められる。

$$h = (q^2/gFr^2)^{1/3} \quad \text{.....(2.1.17)}$$

$$n = h^{5/3}i^{1/2}/q \quad \text{.....(2.1.18)}$$

この式 (2.1.18) の h と q 値は式 (2.1.17) の条件を満足した関係値でなければならない。なお、式 (2.1.17) において水深 h を与えて単位幅流量 q を求めるには $q = Fr\sqrt{gh^3}$ とすればよい。

(5) 流砂量

流砂量は河床の変動に大きく影響し、河床変動解析や河道の安定計画には非常に重要な要素となっている。

流砂は、掃流砂と浮遊砂に大別される。掃流砂は主として、河床面に沿って移動、滑動あるいは跳躍して移動する流砂をいい、浮遊砂は流れの乱れによる拡散現象のために流水中を浮遊して輸送される流砂をいう。

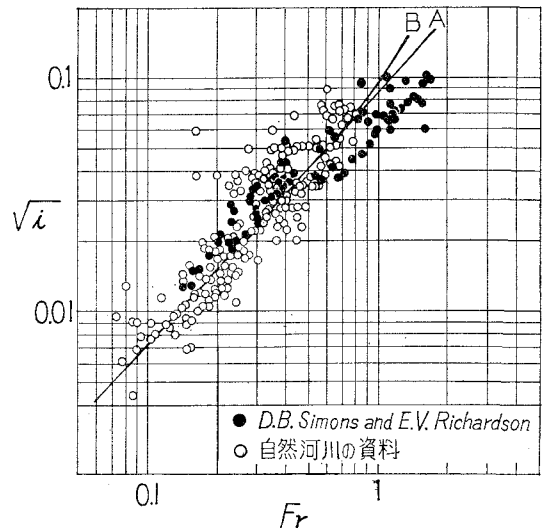


図-2.1.13 河床勾配 i とフルード数 Fr の関係

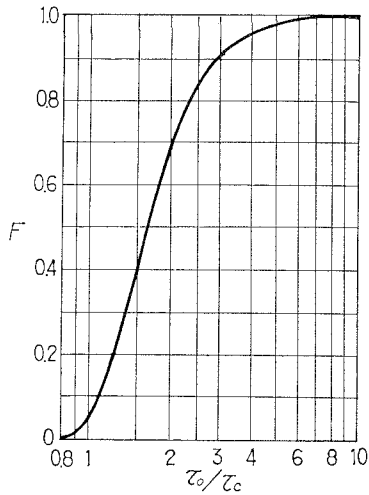


図-2.1.14 τ_0/τ_c に関する F 値
(佐藤・吉川・芦田による)

一般に粒子の小さい場合に浮遊となり、粒子の大きい場合には掃流状態が卓越する。

その他流砂には wash load という区分もあり、これは河床砂礫よりも細かい粒子からなる流砂部分であるといわれている。この流砂はそれ自身河床変動にあまり影響しないが、水の密度の増加という二次的な意味で流砂量に影響するといわれている。また、流砂量は水温が低いほど増加するという観測結果もある。

つぎに流砂量を見積るための流砂量式に掃流砂量式と

浮遊砂量式があり、それぞれについて数多くの式が提案されている。その代表的な式は水理公式集¹⁰⁾に掲載されている。ここでは主に河床変動を取扱う立場から掃流砂を中心とした代表的な式のうち、実際の使用に当って、その取扱いが容易で、かつ利用度の高いと思われるものを述べる。

① 佐藤・吉川・芦田の式（掃流砂）（1958）

$$q_B/u_*d_m = u_*^2 \varphi \cdot F / \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m \dots \dots \dots (2.1.19)$$

q_B : 単位幅流砂量, u_* : 流水による摩擦速度, d_m : 河床の平均粒径, σ : 砂粒子の密度, ρ : 水の密度, g : 重力の加速度, F : τ_0/τ_c の関数 (図-2.1.14), τ_0 : 掃流力, τ_c : 限界掃流力, φ : マニングの n 値によって変化する係数 ($n \geq 0.025$ のとき $\varphi = 0.62$, $n \leq 0.025$ のとき $\varphi = 0.62 (40n)^{-3.5}$)

式 (2.1.19) は河床粗度による流砂量の変化をマニングの n 値を用いて表わしたところに特徴がある。ただし、この式の適用限界は $u_*^2 / \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m < 0.3$ である (図-2.1.15)。

② 篠原・椿の式（掃流砂で河床付近の浮遊砂も含む）（1959）

$$q_B/u_*d_m = 25\Psi^{0.8}(\Psi - 0.8\Psi_c) \dots \dots \dots (2.1.20)$$

Ψ : $u_*^2 / \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m$, Ψ_c : $u_{*c}^2 / \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m$

式 (2.1.20) は河川における実測値や、その他の実験値に適合させるように作られている (図-2.1.15 参照)。本来

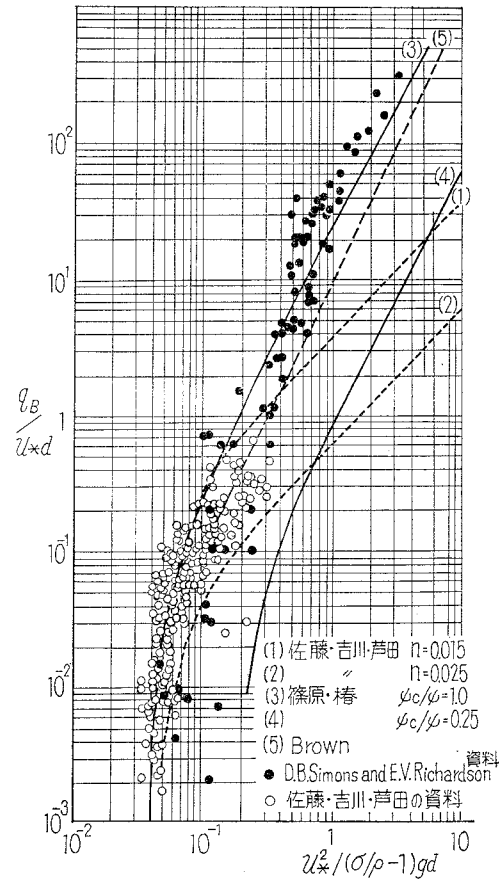


図-2.1.15 諸氏の掃流砂量式と Simons らの実験値との比較

は有効掃流力を考慮して u_* , Ψ を修正するように作られているが、図-2.1.15 でみるように、実用的には実験値に比較的近い値を示す式 (2.1.20) で十分であろう。

以上はわが国における代表的な掃流砂量式である。その他アインシュタイン (Einstein (1942)), メイヤー・ミュラー (Meyer-Peter Müller (1948)), カリンスク・ブラウン (Kalinske Brown (1949)) などの式があるが水理公式集を参照されたい。

実際上の計算に当っては、つぎの関係を知っておくと都合がよい。

- ① u_{*c} は式 (2.1.15) から求める。
- ② $u_* = \sqrt{gRi}$, R : 径深であり幅の広い水路では h (水深) としてもよい。 i : エネルギー勾配
- ③ $\tau_0/\rho = u_{*c}^2 = gRi$
- ④ $\tau_c/\rho = u_{*c}^2$
- ⑤ $\sigma/\rho = 2.65$, これは通常用いられる値である。
- ⑥ m 単位で表わすと q_B は m^2/sec の単位となる。

2. 1. 4 河道計画上の諸問題

(1) 洪水流出の波形と河床変動

一般に洪水流量は時間とともに変化し、その波形は流域の地形状態、降雨強度と降雨の持続時間及び河道の貯留状態などによって変化する。

一方、洪水流速と河床底質の移動速度との間には非常な違いがある。つまり、流水の速度に比較すれば、河床変動に寄与する掃流砂量の移動速度は非常に小さいことを認識する必要がある。

このような現象は、最大洪水量 (洪水波形のピーク流量) に対して、河床形は瞬時に応答しないことを意味している。すなわち、洪水のピーク流量は一瞬の事象であって、砂礫の移動はこれに追従することができないからである。とくに急流河川においては最大洪水 (たとえば何十年に1回発生するような洪水) によっては、河床形が支配されないと考えてよいであろう。

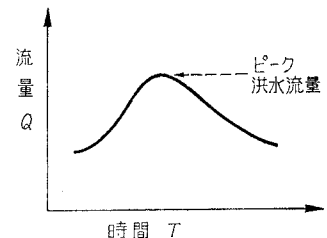


図-2.1.16 洪水流量の時間的变化

(2) 河道形成の支配要素

河川は、その流域に降った雨の集りの結果として形づくられるものである。しかし、その流れの過程においては流域の地形、地質及び植生が大きな影響を及ぼす。ここで、河道形成の支配要素を明らかにするためには、まず河川の現状認識と河床変動の論理を明確にすることが必要であろう。

1) 河川の現状認識

- ① 上流から下流に向って河床勾配が次第に緩やかとなる。
- ② 上流から下流に向って河床粒子が次第に小さくなる。
- ③ 上流から下流に向って河川幅が広がり、流勢がおとろえる。
- ④ 河道は一般に蛇行する。
- ⑤ 流量がある一定量以上になると土砂が移動する。
- ⑥ 河川には様々な洪水が発生する。この発生の変現期間は、洪水量が大きくなるとともに長くなる。
- ⑦ ダムを築造すると、これより下流の河床が低下する (流砂のバランスがくずれる)。

⑧ 砂利採取を行えば直ちに河床が低下する。

2) 河床変動の論理

- ① 河床変動に最も大きな影響を与えるのは流砂量である。
- ② 長年月にわたり最も多くの土砂を運ぶ能力をもつ確率洪水量は河床変動に大きな役割を果たす。このような流量を支配流量とよぶ。
- ③ 支配流量によって低水路及び低水路幅が形づくられる。
- ④ 河道が安定であるためには流砂量が一定でなければならない。
- ⑤ 河道が安定であるためには、支配流量に対する適正な蛇行の波長と振幅が形成されねばならない。
- ⑥ 河道が安定であるためには、適正な河川幅（人工堤防）が与えられねばならない。この河川幅と最大水深は支配流量に対する低水路の蛇行形を基本とし、計画高水流量を流下させうる規模（容量）を必要とする。

ところで、水に与えられる外力は重力のみであり、河川においてはその勾配がこの力をうけもつ。河床変動に寄与するのは流砂量であり、支配流量によって、これを表現することができる。河道の安定には、その蛇行形が重要な意味をもっているため、この安定なる法則性を見出し、人工堤防によって決定することが必要であろう。

以上を要約すると河道形成の支配要素は、河川勾配、支配流量及び蛇行形の三つに集約される。このうちの支配流量とは2年確率洪水の場合は輸送される流砂量を1/2し、5年確率洪水の場合には、これを1/5し、このように各確率洪水量によって輸送される流砂量について、それぞれ年単位流砂量を求め、これを比較し、年単位流砂量が最大となる流量である。最近の研究によると、鬼怒川の勝瓜頭首工上流付近では5年確率洪水量が支配流量であることが判明した。

(3) 河川の合流とその問題点

河川が合流すると流量が増大し、かつ掃流力が大きくなる。この結果、河川幅と水深を増大し、水面勾配が多少緩やかになるのが一般的形態である。

ところで、合流する両河川の河床勾配、流量、流砂量、合流角度及び出水の時間的な関係（両者の時差）等によって、合流点付近や、これより下流の蛇行路に与える影響は非常に大きい。

この合流形成には三つのパターンがある。すなわち、急流と急流、急流と緩流及び緩流と緩流である。

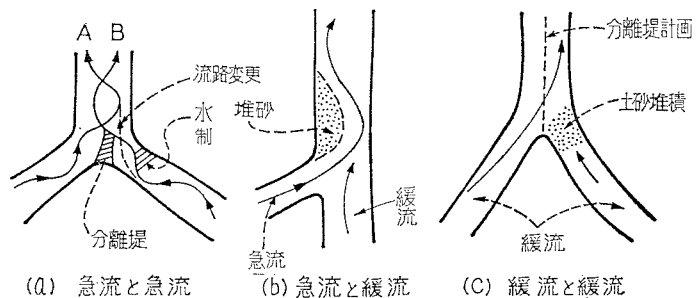


図-2.1.17 河川の合流

図-2.1.17(a)は急流と急流の合流の場合であり、このような条件では両者の出水の時間的なズレによって、合流後の河道には幾筋もの水みちが発生する。いわゆる網流流路となる。この網流流路の場合には河床の変動が激しく、治水、利水ともに扱い難い河川といわねばならない。このような河川においては、合流後における流路の一本化が計画される。流路一本化の方法には、分離堤と水制工が併用されることが大切であろう。すなわち、分離堤の長さの調節と水制工の適正な配置と規模が実験的に検討され、合流後における流路を一本化するわけである。

図-2.1.17(b)は緩流河川に急流河川が合流する場合であり、常に緩流河川は急流河川に押され、合流後の蛇行路は安定する。このような例は最上川や北上川にみることができる。

図-2.1.17(c)は緩流河川と緩流河川の合流で、この図では左側の河川の出水が右側より早い場合の例を示した。こ

のような場合には、左側の河川の出水によって運ばれた土砂は右側河川の合流点付近に堆積する。このような状態のところへ引続いて右側河川の洪水が出てきた場合には、この堆積土砂を短時間に掃流することができないので（土砂の移動速度は水の速さに比して小さいため）右側河川の合流点直上流において水位が上昇し、最悪の場合には堤防を越流し、破堤することもありうる。

このような現象は木曾三川（木曾川、長良川、揖斐川）にみられる。これの解決方法には海までそれぞれの河川を分離させる工法がある。すなわち、分離堤工法である。また、河口閉塞なども、このような現象として理解できる。

(4) 河川湾曲部の流れと取水位置

河川湾曲部の流れの現象と取水時の防砂という二つの観点から、取水位置の決定は、蛇行河川の湾曲部凹岸側の通常みお筋（talweg, thalweg）が最も岸に接近するところで、一般的には淵をなし、流路が安定しているような場所を選ぶべきである。洪水時には図-2.1.18(a)に示したように、慣性力の大きい表層流は凹岸側に衝突し、慣性力の小さい底層流は流れの空白を埋めるべく凸岸側へ向う流れとなる。

凹岸側に衝突した流れは、水位が盛上り水の圧力が上昇する。ある限界に達したのち、水の流れは側岸に沿って下降し、河床面に達すると凸岸側の下流方向に、その流れを転ずる。すなわち、湾曲部頂点から下流では一種のら旋流を形成する。この結果、河床を転動した砂礫は凹岸側を下降した流れによって、凹岸側まで接近することはできず、図-2.1.18(a)のように砂礫堆前線を形成する。

以上のような流れの現象は、河川からの取水において防砂を考えた位置の選定に大きなヒントを与えるくれる。すなわち、取水口は凹岸側の頂点直下流付近に設けることが望ましいといえよう。

(5) 河川の蛇行と安定

自然河川における河川の安定は、直線水路では得られないと考えてよいであろう。それではどの程度の蛇曲によって砂州が安定するのであろうか。

ここに木下・三輪の興味ある実験結果がある¹¹⁾のでそれを示す。

砂礫堆の前進が止る場合と止まらない場合の条件を、図-2.1.19に示す。すなわち、主流部が下流側河岸の途中に衝突しているか否かによる。図-2.1.19(a)は途中に衝突し、(b)は衝突しない。このことは図-2.1.20で示される幾何学的条件での低水路幅 b と蛇行長 L_m ($=L_w/2$, L_w : 波長) に支配されることを意味している。

また、 L_m/b と直線蛇曲の角度 θ によって、砂礫堆の移動限界は図-2.1.21により示される。

以上は実験水路の中での現象であるが、自然河川でもこのようなことがいえるであろうか。三輪は実際河川の砂礫堆の移動・安定と河川屈曲角度との関係を調べ、図-2.1.22のように示した。この図によれば砂礫堆の移動限界は河

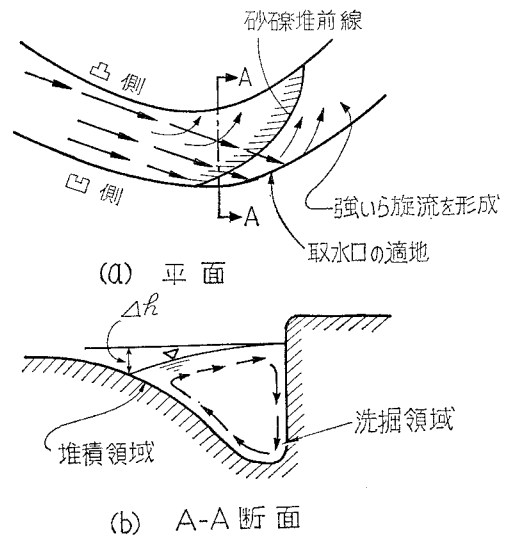


図-2.1.18 自然河川の湾曲部の流れ

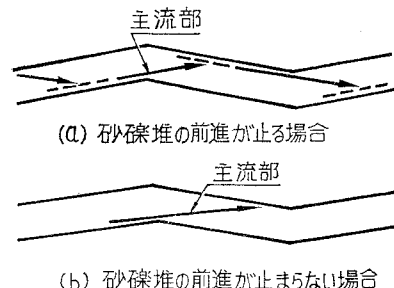


図-2.1.19 砂礫堆の移動停止条件

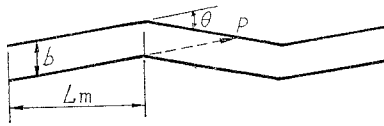


図-2.1.20 蛇曲の幾何学的条件

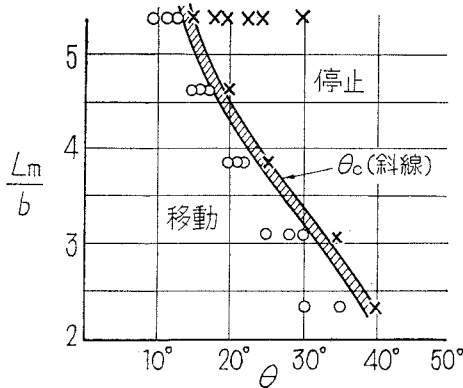
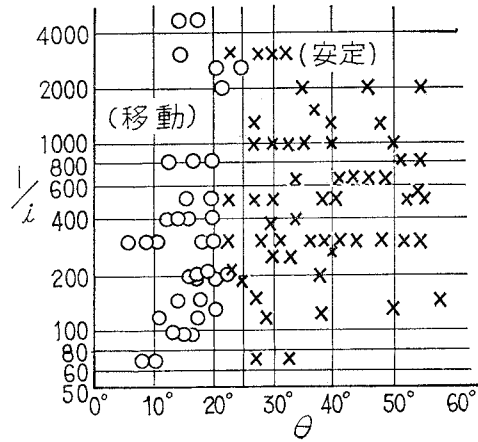
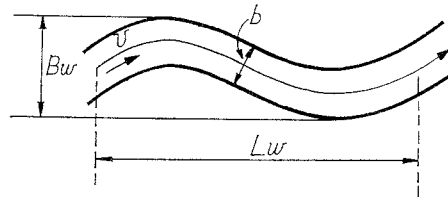
図-2.1.21 屈折蛇曲水路における θ_c
(木下・三輪より模写)図-2.1.22 実際河川の砂礫堆の移動・安定と河道屈曲角度との関係（三輪）（ i : 河床勾配）

図-2.1.23 流心の蛇行

道屈曲角度がほぼ 25° にあることがわかる。図-2.1.22は今後の河川の蛇行と安定の解析に大きな指針を与えてくれるであろう。

一方、河川流量と河床勾配あるいは河床粒子の大きさを基本要素として蛇行の波長 L_w を求める式を提案したものにつぎのようなものがある。

① 藤芳による方法¹²⁾

$$L_w = \beta v \left(\frac{B_w}{i} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (2.1.21)$$

v : 流速, B_w : 蛇行の振幅, i : 河床勾配, β : 河状による定まる一つの定数とみられ, $3.5 \sim 4.5$ の範囲の値をとる (図-2.1.23 参照)。

② 増田¹³⁾らは北海道の諸河川を調査し, 式(2.1.22)を与えている。

$$L_w = 600 \left(\frac{Q_m^2}{g d_m^5} \right)^{0.257} \cdot d_m \dots\dots\dots (2.1.22)$$

Q_m : 年平均流量 (m^3/sec), d_m : 平均粒径 (mm), g : 重力の加速度

ただし, この原式は蛇行長 $L_m (=L_w/2)$ として示されている。すなわち, 定数は300であるが蛇行の波長 L_w で表現するために定数を2倍し, 600としたものである。

③ 川合ら⁴⁾は鬼怒川の実測値に基づき, 式(2.1.23)を与えた。

$$L_w = 425 \left(\frac{Q_g}{\sqrt{g}} \right)^{0.44} \cdot d_m^{-0.1} \dots\dots\dots (2.1.23)$$

Q_g : 支配流量 (m^3/sec), d_m : 平均粒径 (mm)

これらの式は蛇行長 L_w を求める式であるが, 木下・三輪の研究のように蛇曲角度 θ と低水路幅 b 及び蛇行長 L_m が重要であることにより, 波長 L_w に対する振幅 B_w を明らかにしておく必要がある。

藤芳は多くの事例から、振幅 B_w は波長 L_w の 10～20%であるといっている。川合ら⁴⁾による鬼怒川(佐貫頭首工―勝瓜頭首工区内)の調査結果では $B_w \div 0.2 L_w$ であった。また、川合ら⁴⁾は蛇曲角度 25° を条件とした簡易な解析から $B_w \div 0.2 L_w$ の妥当性を明らかにした。

(6) 河川の低水路計画と蛇行形

流量変化(洪水時と平水時)の大きい大河川では、河道の安定(網流の防止)のために、低水路の計画が行われる場合が多い。この低水路の通水断面の規模は経験的に 1～2 年確率洪水量を対象にしているようである。しかし、川合ら⁴⁾の研究では支配流量を対象とすることを提案している。

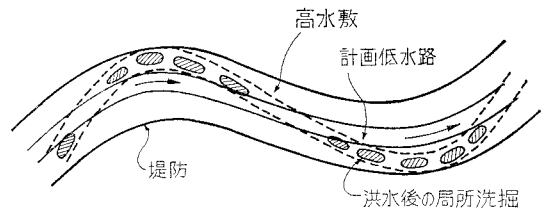


図-2.1.24 低水路計画の失敗例

ところで、低水路の線形を間違えると計画洪水時に、所定の計画洪水位を上回ることがある。図-2.1.24 はその失敗例である。この例では、低水路の線形が河川の中央を通るように計画された。しかし、大洪水流過後には高水敷に点々と局所洗掘(穴ボコ)が生じ、高水敷の維持管理に不都合が生じている。この穴ボコを破線のようにつなぐと一つのきれいな蛇行形が描かれる。すなわち、穴ボコは洪水時における流心の通過位置である。

結論として、低水路の線形は河川の中央に設けることは不適當であり、洪水時の流心の位置と一致させねばならない。

(7) 河川計画の問題点

河川は河床勾配の変化点、いわゆる山間部から平野部への移行部において、その河床が変動し易い性質をもっている。また、流れには射流と常流があり、河川流においても、その例外はない。移動床である河川においては経験的に河床勾配 i が $1/140$ 以上のとき射流とみることができ⁴⁾。もちろん、土砂の移動がない小流量時の現象は別である。

このことは $i > 1/140$ の河川は下流の水利条件に関係なく、土砂を押出す力をもっていることを意味している。一方、これより河床勾配の緩やかな下流河川においては流れが常流となるために、下流の水位条件の制約を強く受けることになる。さらにつけ加えるならば射流と常流の接点において、流水による粒径のふるい分け作用が激しく行われることになり、河床の変動も激しいということを意味している。すなわち、粒径の選別を行いながら流砂量のバランスを求めて変動するわけである。したがって、このような部分の河床の安定には人工的な管理を必要とするものと思われる。

この河床勾配の変化点における(流水方向における変化点の移動をも含めて)流砂の選別機構に関する研究は非常に興味深い課題である。

(8) 河川の断面改修効果

河川の改修とその意味について、一応理解しておくことは頭首工の計画に役立つ。

ここでは佐藤¹⁴⁾の論文から、その要点を紹介する。

河川の土砂運搬の形態を厳密に定義することは困難であるが、粒子のほとんどが浮遊の状態で運搬される河川を浮遊流砂河川、掃流の状態では運搬される河川を掃流流砂河川と便宜的に分類している。

1) 浮遊流砂河川における河川断面改修の効果

浮遊土砂が土砂流送の主体を占めるような河川部分における断面改修、すなわち、しゅんせつ、水制工等の工事を行った場合の効果について吉川は次のような大ざっぱな検討を行っている。ただし、河川断面は幅 B の長方形とし、流量及び河床材料は断面改修の前後を通じて変らないものとする。

(i) 河川幅を変化させないで水深を少し増す改修をした場合 改修前の流量 Q は Chezy の式より式 (2.1.24) の通りである。

$$Q = CBH^{3/2}I^{1/2} \dots\dots\dots (2.1.24)$$

H : 水深, I : 水面勾配, C : Chezy の流速係数

改修後の流量は式 (2.1.25) となり, Q, B, C を一定とすれば式 (2.1.26) の関係が近似的に成立つ。

$$Q = CB(H + \Delta H)^{3/2}(I - \Delta I)^{1/2} \dots\dots\dots (2.1.25)$$

ΔH : 水深の変化量, ΔI : 勾配の変化量

$$\frac{3\Delta H}{H} = \frac{\Delta I}{I} \dots\dots\dots (2.1.26)$$

つぎに水深の変化に対する流砂量 q_s の変化を調べてみる。改修前の流砂量 $q_s \propto H^2 I$ は改修後には式 (2.1.27) となる。

$$q_s' \div q_s \left(1 - \frac{\Delta H}{H}\right) \dots\dots\dots (2.1.27)$$

すなわち, 断面改修により水深を 10% 増したとすれば ($\Delta H/H = 0.1$), 浮遊流砂量は 10% 減少することとなり, せっかく, しゅんせつしても, やがて埋戻されてゆくことが予想される。

(ii) 水面勾配を変えないようにして河幅をせばめる改修をした場合 この場合には改修後の流量 Q は式 (2.1.28) となる。

$$Q = CB'H^{3/2}I^{1/2} \dots\dots\dots (2.1.28)$$

ここに B', H' : それぞれ改修後の河川幅と水深

いま, 改修により $B' = \beta B$ にせばめたとすれば, 改修後の水深 H' は式 (2.1.29) となる。このときの全断面の流砂量 Q_s' は式 (2.1.30) である。

$$H' = \left(\frac{1}{\beta}\right)^{2/3} H \dots\dots\dots (2.1.29)$$

$$Q_s' = B'q_s' = \frac{H'^2 I}{H^2 I} B'q_s = \left(\frac{H'}{H}\right)^2 \left(\frac{B'}{B}\right) Q_s = \left(\frac{1}{\beta}\right)^{1/3} Q_s \dots\dots\dots (2.1.30)$$

いま, 河川幅を 10% せばめれば ($\beta = 0.9$), $Q_s' = 1.036 Q_s$ 。すなわち, 浮遊流砂量は改修前に比して 3.6% の増となる。このことは, 浮遊流砂の多い河川において, 水深を維持するために河川幅を狭めた方がよいということを意味している。ただし, 改修前後において流量が変化しない場合である。

2) 掃流流砂河川における河川断面改修の効果

断面改修後も流量 Q 及び粗度係数 n は変わらず, 流れは等流であるとして, 大略の検討を行えばつぎのようである。

(i) 河幅 B を変えずに水深 H を少し増減した場合 改修後の掃流砂量 Q_B' は式 (2.1.31) で表わされる。

$$Q_B' = \left(1 \mp \frac{2}{7} \frac{\Delta H}{H}\right) Q_B \dots\dots\dots (2.1.31)$$

いま, 掘削により水深が 10% だけ増しても ($\Delta H/H = 0.1$), 掃流砂量はもとの 35% 減となり上流からの掃流砂量が減らない限り河床はまもなく埋戻されてゆく。

(ii) 水深を変えずに河幅をせばめた場合 改修後の掃流砂量 Q_B' はつぎのように表わされる。

$$Q_B' = \left(\frac{0.21 + 0.79\beta}{\beta^{9/10}}\right) Q_B \dots\dots\dots (2.1.32)$$

ここに, $\beta = B'/B$, B' : 改修後の河川幅。いま, かりに河川幅を 10% せばめれば $Q_B' = 1.01 Q_B$ となり, 上流からの掃流砂量が変わらない限り河床は徐々に下ってゆくものと期待される。

もう少し掃流砂量について説明を加えるならば、つぎのようにいえるであろう。

掃流力は流量を一定と考えた場合、勾配を大きくした方が一般にその流砂能力を増大する。

(9) 河川改修の注意点

流れの性質を理解し、かつ河床が流水力によって移動されるということを認識することによって、つぎの事項は容易に了解されるであろう。

① 河川の一部分のみの断面幅を拡大しても有効とはならない これは、流れの基本的な性質として理解されねばならない。たとえば図-2.1.25のような断面での水理計算においては、破線より下側の河積が無効河積であるから、この部分は計算から除かねばならない。

② 巨視的にみた河床勾配と蛇行形は非常に重要である 現在の河床勾配は過去の歴史的なバランスの結果をそこに具現しているものであり、あまり容易に変更すべきではないと思われる。また蛇行路も、それなりの原因によって形成されているものであり、河川改修に当っては、このような事実も十分尊重する必要がある。

③ 安定河川の狭さく部における水面形と河床形 これは式(2.1.32)の最終形状を示しているものといえよう。安定している条件では狭さく部の水面形は図-2.1.26のようなのが実験的に明らかにされている。これは移動床河川の特徴である。

④ 水の力はエネルギー勾配に比例する ある流量を自然の状態(重力の作用のみ)で流そうとすれば、エネルギー勾配が必要となる。とくに注意すべきは河口部における河床掘削である。いかに水深を増大し通水断面積を大きくしても、エネルギー勾配が零であれば水は流れないことを理解すべきである。水の流れに必要なのはエネルギー勾配であることを絶対に忘れてはならない。断面積が大きければ水が流れるという錯覚に陥らないように注意して欲しい。

(10) 頭首工付近の流れ

まず、河床勾配 i がいくらであるかを明らかにすることが大切である。経験的には移動床河川では $i > 1/140$ において射流であり、コンクリート水路では $n \doteq 0.015$ のとき $i > 1/450$ で射流となることがわかっている。

流れが射流であるならば上流への背水の影響は少ないとみることができるので、頭首工付近の流れが常流であるのか射流であるのかを判断するためにも河床勾配は重要な意味をもっている。

つぎに頭首工の敷標高は原河床より高いか低い(現状の河床に対してであって、計画河床ではない)を確認する。

近年、頭首工の敷高を原河床より高くする計画はないと思われる。頭首工の敷高は原河床と同じかそれ以下であれば、流量が変わらない限り上流への堰上げ背水は生じないであろう。

頭首工付近の流れを検討する場合に、最も不確定要素となるものは将来における安定河床標高である。河川の河床縦断面形は自然の法則性に合致したものとして決定しなければならない。この研究は徐々に進行しているが、河川工学者すべての合意を得るにはかなりの時間を要するであろう。現在のところ、長年月の測量結果をもとに、その変動要因を分析し、現状の縦断面形を尊重しながら確定すべきものと考えられる。

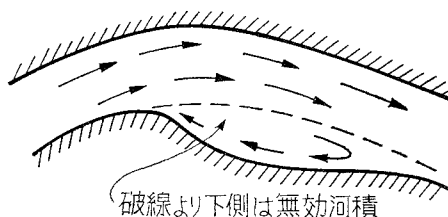


図-2.1.25 自然河川における無効河積

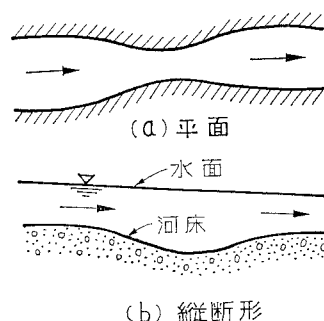


図-2.1.26 河川狭さく部の河状

引用文献

- 1) 高瀬信忠：河川水文学，p.11，森北出版(株)，(1979)。
- 2) 安芸政一・河相論，岩波書店，(1951)。
- 3) 野満隆治・瀬野錦蔵：新河川学，地人書館，(1961)。
- 4) 川合 亨・松本良男・加藤 敬：河川の安定河道計画に関する一考察，農土誌 48 (12)，(1980)。
- 5) 川合 亨：河川の流砂機構に関する考察，農土試技報B（水理）第35号，(1975)。
- 6) 菊岡保人：自然河川における河床材料の粒度分布について，農土誌 36 (3)，(1968)。
- 7) 本間 仁・安芸政一編：物部水理学，岩波書店，(1962)。
- 8) Simons, D.B. and E.U. Richardson: Forms of bed roughness in alluvial channels, Trans. of ASCE, Vol.128, Part.1, 284~302, (1963)。
- 9) 井口昌平：川を見る，東京大学出版会，(1979)。
- 10) 水理公式集，土木学会，(1976)。
- 11) 木下良作・三輪 式：砂礫堆の位置が安定化する流路形状，新砂防 27 (3)，p.12，(1974)。
- 12) 藤芳義男：河川の蛇行と災害，佐々木図書出版(株)，(1949)。
- 13) 増田慈隆・上月 武・後藤 哲：護岸根固工に関する調査研究，北海道開発局，土木試験所月報 No.253，(1974)。
- 14) 佐藤清一：河道の設計について，土木学会誌 42 (4)，(1957)。

2. 2 安定河道の解析

頭首工の計画に当っては、河床変動よりも安定河道を明らかにすることができれば、まことに好都合である。従来、示されている河床変動は単に河床変動計算に過ぎず、どのような状態で河川が安定するのか明らかではない。ここでは河床変動解析に関する問題点を明らかにしながら安定河道の解析を行ってみたい。

2. 2. 1 従来の河床変動の解析方法

- (1) 初期条件である河床高，断面形，流量と水深関係及び河床材料の大きさが既知であること。
- (2) 計算に当っては，全区間の河川幅と粒径の大きさが明らかでなければならない。
- (3) 計算手法としては検査区間の，①水面形を求める，②掃流力を求める，③単位時間当りの流砂量を求める，そして，④単位時間当りの河床変動量を求めることである。
- (4) 問題点はある流量に対する，ある時間内の河床の変動を求めることであって，その河床は安定状態にあるかどうかは判らない。また，全区間を通じて粒径をどのように考えるのかも問題となる。さらに適正な蛇行形や河川幅の決定が明らかではない。
- (5) この河床変動計算は時間的に変化するダム下流の粗粒化現象の解析に適用できる。

2. 2. 2 支配流量に基づく河床高の決定法

安定河床は，支配流量によって与えられることを基本としている。

- ① 河川の支配流量を求める。

河川の支配流量とは，長年月にわたり，最も多くの土砂を輸送する確率洪水量である。

- ② 全区間にわたって支配流量に対する流砂量一定条件を与える。

流砂量は流砂濃度として表現する方が適当である。

- ③ 問題は，河床変動解析の場合と同様，全区間にわたっての平均粒径の与え方，適正な蛇行形と河川幅の決定方法が明らかでないことである。しかし，流量条件を決定したところに大きな進歩がある。

④ 計算の手順

a. 基本式 (図-2.2.1)

$$z_2 = z_1 + h_1 - h_2 + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{b_1^2 h_1^3} - \frac{1}{b_2^2 h_2^3} \right) + h_f \quad \dots\dots (2.2.1)$$

$h_f = i_m l$, i_m : 断面 I-II 区間のエネルギー勾配

b. 流砂濃度 C_B と基本量 C_{B*}

いま, 流量式にフルード数の関係を変形した式 (2.2.2) を用いる。

$$q = F_r \sqrt{gh^3} \quad \dots\dots (2.2.2)$$

q : 単位幅流量, F_r : フルード数, h : 水深, g : 重力の加速度

また, 流砂量式に佐藤・吉川・芦田の式を用いるとすれば式 (2.2.3) である。

$$q_B = \frac{\varphi u_*^3 F(\tau_0/\tau_c)}{s \cdot g} \quad \dots\dots (2.2.3)$$

q_B : 単位幅流砂量, u_* : 流水の摩擦速度 ($=\sqrt{gh i_m}$), φ : マニングの粗度係数にかかわる係数, $s = \{(\sigma/\rho) - 1\}$
 σ : 砂粒の密度, ρ : 水の密度, $F(\tau_0/\tau_c)$: τ_0/τ_c の関数, τ_0 : 流水による掃流力, τ_c : 砂粒子の移動にかかわる限界掃流力

流砂濃度 C_B は式 (2.2.3) を式 (2.2.2) で除して得られる。

$$C_B = \frac{q_B}{q} = \frac{\varphi \cdot u_*^3 F(\tau_0/\tau_c)}{s \cdot F_r \sqrt{g^3 h^3}} \quad \dots\dots (2.2.4)$$

また, 基本量 C_{B*} は, 流砂量一定条件を示すもので式 (2.2.5) となる。

$$C_{B*} = C_B \cdot \frac{s}{\varphi} = \frac{u_*^3 F(\tau_0/\tau_c)}{F_r \sqrt{g^3 h^3}} = \frac{i_m^{3/2}}{F_r} \cdot F(\tau_0/\tau_c) \quad \dots\dots (2.2.5)$$

c. 上流断面の h_2 , i_2

まず式 (2.2.5) を変形して区間の平均エネルギー勾配 i_m を求める式を作れば式 (2.2.6) となる。

$$i_m = \left\{ \frac{C_{B*} F_{rm}}{F(u_*^2/u_{*cm}^2)} \right\}^{2/3} = \left\{ \frac{C_{B*}}{F(u_*^2/u_{*cm}^2)} \right\}^{2/3} \cdot F_{rm}^{2/3} \quad \dots\dots (2.2.6)$$

F_{rm} : 区間の平均フルード数, u_{*cm}^2 : 区間の平均粒径 $\bar{d}_m$ に対する限界摩擦速度

いま, $i_m = u_*^2/gh_m$, $F_{rm} = q_m/\sqrt{gh_m^3}$ として式 (2.2.6) を書きかえれば

$$\frac{u_*^2}{gh_m} = \left\{ \frac{C_{B*}}{F(u_*^2/u_{*cm}^2)} \right\}^{2/3} \frac{q_m^{2/3}}{g^{1/3} h_m}$$

となり, これを u_*^2 で整理すれば式 (2.2.7) をうる。

$$u_*^2 = \left\{ \frac{g C_{B*} q_m}{F(u_*^2/u_{*cm}^2)} \right\}^{2/3} \quad \dots\dots (2.2.7)$$

式 (2.2.7) から試算により u_*^2 を求める。つぎに h_m を求めるには次の手順による。

$$h_m = \left(\frac{q_m^2}{g F_{rm}^2} \right)^{1/3} \quad \dots\dots (2.2.8)$$

$F_{rm} = 9.82(\sqrt{i_m})^{0.933} - 300(\sqrt{i_m})^{3.5}$ である。この F_{rm} を求めるための i_m は本来は河床勾配であるが, ここでは巨視的な観点からエネルギー勾配と同値とみなす。したがって, $i_m = u_*^2/gh_m$ と書かれるから, これらを式 (2.2.8)

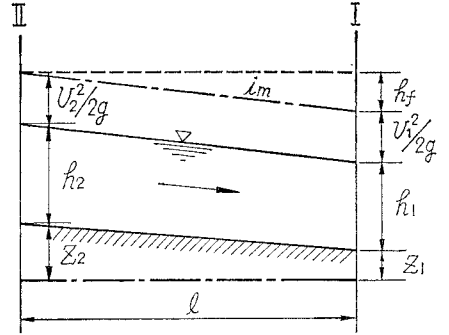


図-2.2.1

に代入して整理すると式 (2・2・9) となる。

$$h_m = \left(\frac{q_m}{\sqrt{g} \left\{ 9.82 \left(\frac{u_*}{\sqrt{gh_m}} \right)^{0.933} - 300 \left(\frac{u_*}{\sqrt{gh_m}} \right)^{3.5} \right\}} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2 \cdot 2 \cdot 9)$$

式 (2・2・9) から試算によって h_m を求める。したがって、正しい i_m は式 (2・2・10) で求められる。

$$i_m = \frac{u_*^2}{gh_m} \dots\dots\dots (2 \cdot 2 \cdot 10)$$

式 (2・2・9), (2・2・10) から上流断面のエネルギー勾配 i_2 と水深 h_2 は式 (2・2・11), (2・2・12) で得られる。

$$i_2 = 2i_m - i_1 \dots\dots\dots (2 \cdot 2 \cdot 11)$$

$$h_2 = 2h_m - h_1 \dots\dots\dots (2 \cdot 2 \cdot 12)$$

i_1 は下流断面のエネルギー勾配 (ほぼ河床勾配と等値とみなす), h_1 : 下流断面の水深である。この計算を実行するには各断面の幅 B と区間の平均粒径 $\bar{d}_m$ が明らかであることが必要である。すなわち、式 (2・2・7) によって g , C_{B*} は変化しないが各断面ごとに幅 B によって q_m が変化し、平均粒径 $\bar{d}_m$ によって $u_*^2 cm$ が変化する。

これより、各区間の u_* を求め、式 (2・2・9) から h_m を求め、式 (2・2・10) から i_m , 式 (2・2・11), (2・2・12) からそれぞれ i_2 , h_2 を求める。これらの値を式 (2・2・1) に代入すれば下流断面の河床高 z_1 を既知として、上流断面の河床高 z_2 を求めることができる。

2. 2. 3 安定河道の計画¹⁾

ここでは安定縦断形を決定し、支配流量を確定し、支配流量時の流砂量一定条件を与え、低水路幅を決定する。ついで蛇行の波長と振幅を決定する。したがって、安定縦断形と支配流量が基本要素となっている。

(1) 安定縦断形の決定

まず第一に安定なる縦断形を決定するわけであるが、これの基本的な考え方は水源地から海までの水平距離と落差があり、ここへ支配流量が流れ、河川が形成されているとみている。さらに、流水による水し作用により、河床勾配と河床材料との間に密接な関係が存在すると仮定している。この結果、安定縦断形において流れの方向における粒径の変化とフルード数が河床勾配によって関係づけられるものと考えている。

(2) 支配流量の確定 (2.2.2 (1) 項と同様に

つき省略)

(3) 低水路幅の確定 (支配流量時の流砂量一定条件として)

ここでは流砂量を流砂濃度として表現する方がよい。

(4) 蛇行の波長の推定

ここでは支配流量と平均粒径を基本量として与える。

(5) 安定河川における蛇行の振幅条件の決定

ここでは低水路幅 b と波長 L_w を基本量として与える。

(6) 計算の手順

① 安定縦断形の決定 基本式はシュリッツ (Shulits) の示した式 (2・2・13) を用いる。

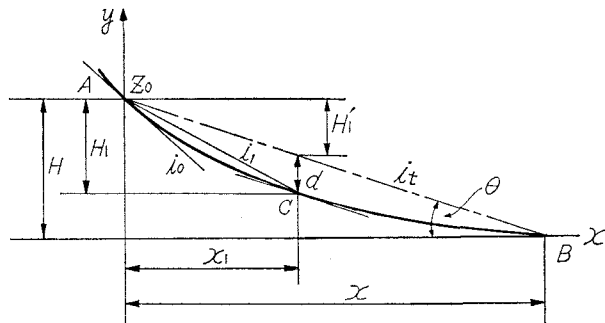
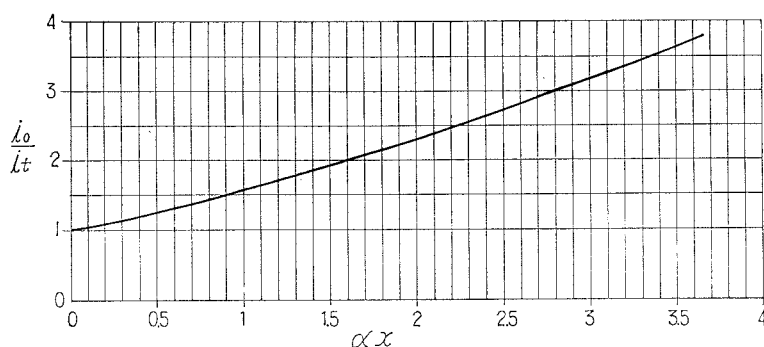


図-2.2.2 河床縦断形の説明図

図-2.2.3 i_0/i_t と αx の関係

$$Z = Z_0 - \frac{i_0}{\alpha}(1 - e^{-\alpha x}) \quad (2.2.13)$$

Z_0, i_0 : 区間上流起点における河床高と河床勾配, x : 上流から下流へ向う距離, Z : x 地点の河床高, α : シュリッツによれば川石の摩耗係数としているが, 川合らによれば次のような値となることを示している。

$$\alpha = \frac{i_0 - i}{Z_0 - Z} = \frac{S_d}{H} \quad (2.2.14)$$

i : x 地点の河床勾配, いま $H/x = i_t$ なる幾何学的条件を考えれば式 (2.2.15) から α 値を求めることができる。

$$\frac{i_0}{i_t} = \frac{\alpha x}{(1 - e^{-\alpha x})} \quad (2.2.15)$$

式 (2.2.15) をそのまま解くことが面倒なので $i_0/i_t \sim \alpha x$ をグラフ化すれば 図-2.2.3 のようになる。

図-2.2.3 から i_0/i_t に対応する αx を求め, x 値を代入すれば α 値が求められることになる。ここで, i_0 の値が安定条件を満たした河床勾配であれば, そのまま式 (2.2.13) に i_0 と α 値を代入することにより任意の x 地点における河床高 Z を求めることができる。しかし i_0 の値が安定していない場合には, 縦断形の下方のふくらみの度合 d 値が問題となってくる。これについて川合らは今後, 数多くの安定河床形から次のような関数形を明らかにし, そのふくらみ度合を与えることを提案している。

$$\frac{x_1}{x} = f(i_t) \quad (2.2.16)$$

式 (2.2.16) はふくらみの位置を示すものである。

$$\frac{d}{H_1'} = f\left(\frac{x_1}{x}\right) \quad (2.2.17)$$

式 (2.2.17) はふくらみの度合を与える式となる。式 (2.2.16), (2.2.17) の関係が明らかであれば, 安定縦断形を直ちに確定することが可能である。式 (2.2.16), (2.2.17) は今後の数多くの調査結果から確定されるであろう。

② 支配流量の確定 まず, 確率洪水量を求めねばならない。これは年最大洪水記録表をもとに算定する。ついで各確率洪水量に対する流砂量を佐藤・吉川・芦田の式で求め, この流砂量から年単位流砂量を求め, 年単位流砂量の最大値を示す確率洪水量をもって支配流量とする。

③ 低水路幅の計算 各地点の河床勾配, 平均粒径, フルード数を既知とし, 全区間を通じて支配流量時の流砂量を一定とする条件を与えることにより, 各地点の低水路幅を求めることができる。

各断面の河床勾配 i , 平均粒径 d_m , フルード数 F_r はそれぞれ次の各式から与えられる。

$$i = i_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (2.2.18)$$

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{i})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{i})^{6.31} \dots\dots\dots (2.2.19)$$

式 (2.2.19) の d_m は cm 単位であり、この式の適用範囲は $i < 0.01$ と考えられる。

$$F_r = 9.82 (\sqrt{i})^{0.933} - 300 (\sqrt{i})^{3.5} \dots\dots\dots (2.2.20)$$

また、支配流量時の流砂量一定条件における基本量 C_{B*} は式 (2.2.5) によって与えられる。この基本量を用いて、各断面の水深 h を求めるには、つぎのような手順による。まず式 (2.2.5) を書きかえて式 (2.2.21) とする。

$$F(\tau_0/\tau_c) = F_r \frac{C_{B*}}{i^{3/2}} \dots\dots\dots (2.2.21)$$

式 (2.2.21) から $F(\tau_0/\tau_c)$ が得られ、図-2.1.14 (佐藤・吉川・芦田による) から τ_0/τ_c の値を求める。したがって、水深 h は式 (2.2.22) となる。

$$h = u_{*c}^2 (\tau_0/\tau_c) / g i \dots\dots\dots (2.2.22)$$

式 (2.2.21)、(2.2.22) の i はエネルギー勾配 (≡河床勾配) である。つぎに単位幅流量 q は式 (2.2.23) で示される。

$$q = F_r \cdot h^{3/2} \sqrt{g} \dots\dots\dots (2.2.23)$$

結局、各断面の低水路幅 b は式 (2.2.24) から求められる。

$$b = Q/q \dots\dots\dots (2.2.24)$$

Q : 支配流量

④ 安定河道における蛇行の波長 藤芳の理論²⁾、増田ら³⁾の整理方法および鬼怒川の現地調査の結果から川合ら¹⁾は式 (2.2.25) を与えた。

$$L_w = 425 \left(\frac{Qg}{\sqrt{g}} \right)^{0.44} d_m^{-0.1} \dots\dots\dots (2.2.25)$$

L_w : 波長 (m), Qg : 支配流量 (m³/sec), d_m : 平均粒径 (mm), g : 重力の加速度 (m/sec²)

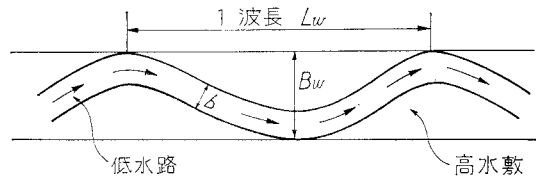


図-2.2.4

⑤ 河道における蛇行の振幅 藤芳²⁾の実例からの推定、木下・三輪⁴⁾による実際河川の実測および実験結果を参考にして川合ら¹⁾が解析した結果によると安定河道はつぎのような条件で与えられる。

$$B_w/L_w \geq 0.2 \dots\dots\dots (2.2.26)$$

$$B_w/b \geq 2 \dots\dots\dots (2.2.27)$$

B_w : 低水路の振幅, b : 低水路幅

2. 2. 4 計 算 例

河川の安定縦断面形と支配流量を基本要素として、低水路幅及び蛇行路の波長と振幅を求める。すなわち、計算例は比較的に安定している河床縦断面形を、より確実にするために低水路幅を求め、さらにその蛇行路の波長と振幅を確定しようとするものである。河川の上流部、中流部、下流部それぞれの平面形は図-2.2.5、2.2.6、2.2.7に示される。支流は流入しない。また、計算区間の下流端 ($x=40$ km) の横断面形は図-2.2.8の通りである。河川幅は上流区間で約 500 m、下流区間で約 600 m となっている。

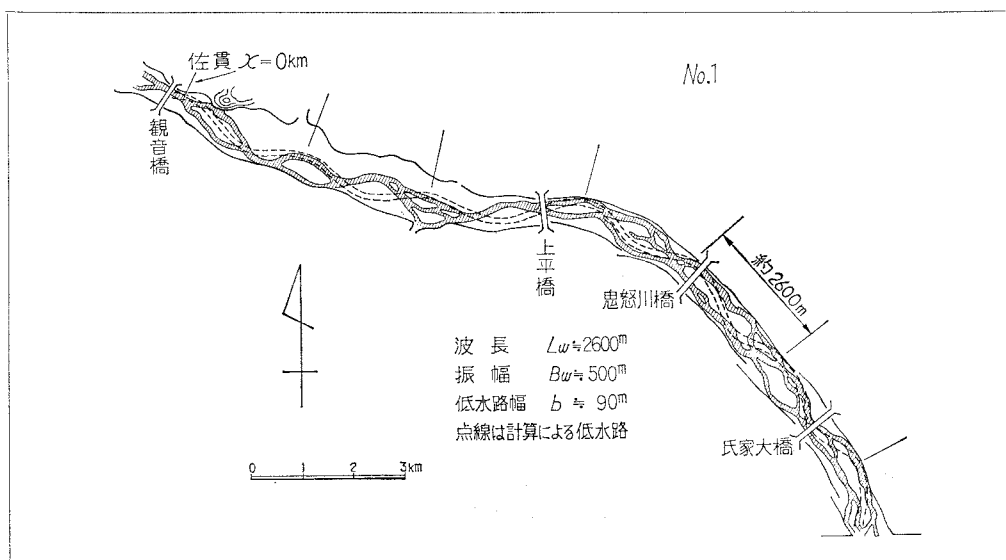


図-2.2.5 河川平面図（上流区間）

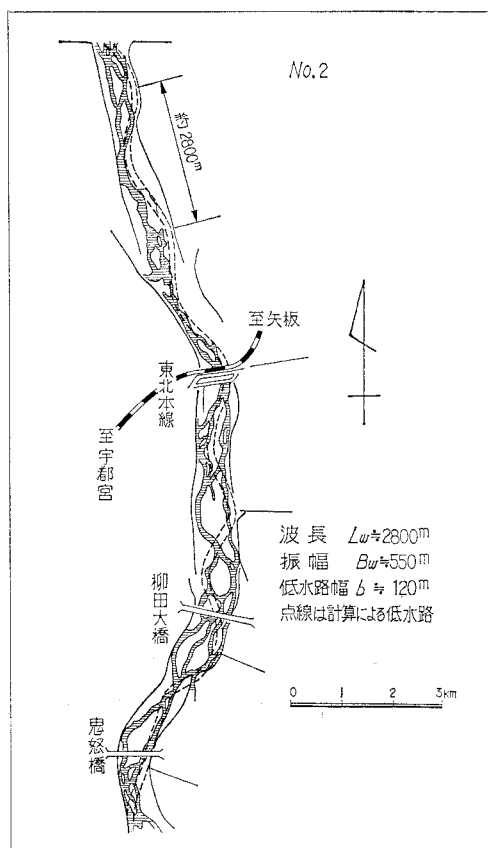


図-2.2.6 河川平面図（中流区間）

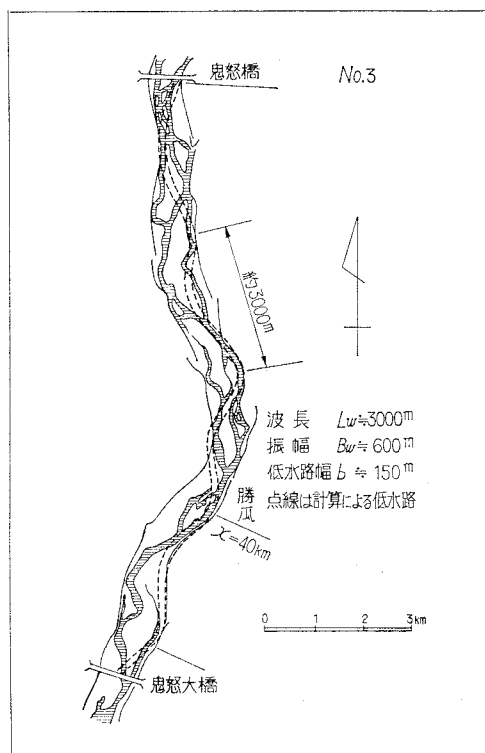


図-2.2.7 河川平面図（下流区間）

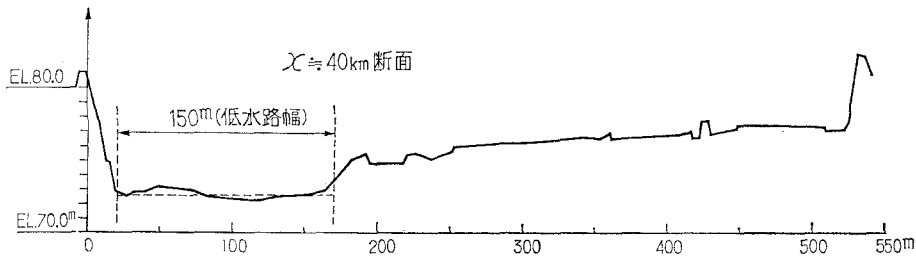


図 2.2.8 河川横断面図

表-2.2.1 安定河床における基本諸量

x (km)	i	F_r	d_m (cm)
0	0.00680	0.91	10.9
4	0.00620	0.88	9.7
8	0.00566	0.84	8.5
12	0.00516	0.81	7.5
16	0.00471	0.78	6.5
20	0.00429	0.75	5.6
24	0.00392	0.72	4.9
28	0.00357	0.69	4.2
32	0.00326	0.67	3.6
36	0.00297	0.64	3.1
40	0.00271	0.61	2.6

(1) 計算条件 (K地区を例として)

区間距離 $x=40\text{km}$, 総落差 $H=Z_0-Z=249.84-72.25=177.59\text{m}$, Z_0 地点の河床勾配 $i_0=0.0068$, $i_t=H/x=0.00444$, $i_0/i_t=1.53$ である。

(2) 縦断形 α 値の決定

α 値は、河床の安定性を判断するための重要な要素となる。これについては引用文献 1) に示されており、結論としては計算区間全体を通じて一定値で代表され、河床は安定であるといえる。この例では α 値が一定であるとみなされることを前提としている。したがって、 α 値を求めるには 図-2.2.3 から、 $i_0/i_t=1.53$ に対する $\alpha x=0.92$ となり、 $\alpha=0.92/40=0.023$ となる。

(3) 河床高 Z を求める式

$$Z=Z_0-\frac{i_0}{\alpha}(1-e^{-\alpha x})=0.24984-\frac{0.0068}{0.023}(1-e^{-0.023x})$$

x は km 単位である。この計算結果は 図-2.2.9 の丸印である。この図には昭和42年測量 (実線), 昭和52年測量 (破線) を合せて記入した。

(4) 各地点の河床勾配 i の式

$$i=i_0e^{-\alpha x}=0.0068e^{-0.023x}$$

(5) 各地点のフルード数 F_r の式

$$F_r=9.82(\sqrt{i})^{0.933}-300(\sqrt{i})^{3.5}$$

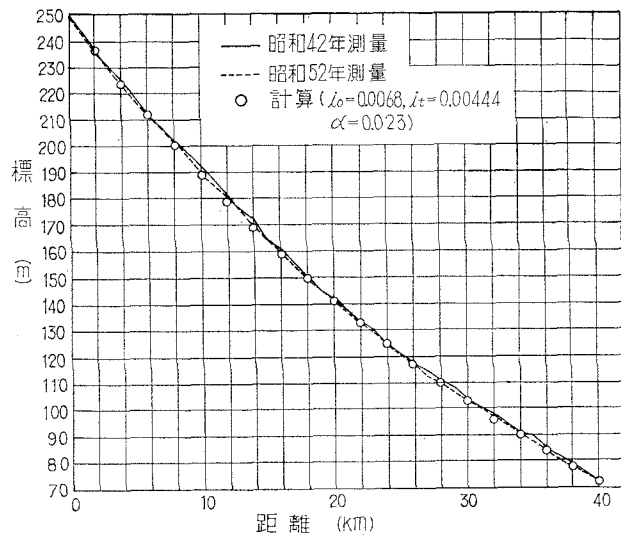


図-2.2.9 最深河床縦断面

表-2.2.2 確率洪水量計算表 (流量観測所 昭和 35~51年)

i	x_i	$\frac{2i-1}{2N}$	$\log_{10} x_i$	x_i/x_0	修正 x_i/x_0	確率年 (年)	超過確率 $W(x_i)$ (%)	グラフから x_i/x_0	洪水量 (m^3/sec)
1	1,030.42	2.9	3.0130143	3.55	4.20	2	50	1.0	290
2	954.13	8.8	2.9796076	3.29	2.80	3	33	1.4	406
3	897.09	14.7	2.9528360	3.09	2.20	4	25	1.7	493
4	677.78	20.6	2.8310887	2.34	1.85	5	20	1.9	551
5	675.80	26.5	2.8298182	2.33	1.62	10	10	2.65	768.5
6	655.80	32.4	2.8167714	2.26	1.40	20	5	3.50	1,015
7	319.86	38.2	2.5049599	1.10	1.25	30	3.3	4.0	1,160
8	303.19	44.1	2.4817149	1.04	1.12	40	2.5	4.5	1,305
9	247.70	50.1	2.3939260	0.58	1.00	50	2.0	4.8	1,392
10	229.03	55.9	2.3598924	0.79	0.90	60	1.7	5.0	1,450
11	223.60	61.8	2.3494718	0.77	0.80	70	1.4	5.4	1,566
12	178.50	67.6	2.2516382	0.62	0.72	80	1.25	5.7	1,653
13	156.90	73.5	2.1956229	0.54	0.62	100	1.0	5.8	1,682
14	139.16	79.4	2.1435144	0.48	0.54	200	0.5	7.5	2,175
15	115.58	85.3	2.0628827	0.40	0.45				
16	115.46	91.2	2.0624316	0.40	0.36				
17	43.34	97.1	1.6368889	0.15	0.24				

$$\sum_{i=1}^N \log_{10} x_i = 41.8660799$$

$$\log_{10} x_i = \frac{\sum_{i=1}^N \log_{10} x_i}{N} = \frac{41.8660799}{17} = 2.4627106, \quad \therefore x_0 = 290.21 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(6) 各地点の平均粒径 d_m

この平均粒径は実測により十分検討する必要がある。
ここでの川合⁵⁾の推定式を示せばつぎの通りである。

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{i})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{i})^{6.31}$$

d_m は cm 単位で与えられ、その適用範囲は $i < 0.01$ である。ここで i , d_m , F_r をまとめて示せば表-2.2.1の通りである。

(7) 確率洪水量の算定

ここではK地区の流量観測所 (流域面積 1,197 km^2) における17年間 (昭和35~51年) の記録に基づいて、ヘーゲン紙により確率洪水量を推定する。この計算表は表-2.2.2に示され、ヘーゲン紙上へのプロットは図-2.2.10の通りである。表-2.2.2には図-2.2.10から求めた各確率年に対する洪水量 (m^3/sec) も示されている。

(8) 支配流量の決定

この河川区間における17年間の年最大洪水量の超過確率は図-2.2.10 (ヘーゲン紙による) から求めることができる。ただし、この図において $x_0 \div 290 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

いま、比較的安定していると思われる $x=40 \text{ km}$ 地点において、この超過確率年に対する年単位流砂量を求めると表-2.2.3のようになる。表-2.2.3から支配流量を $550 \text{ m}^3/\text{sec}$ と決定した。

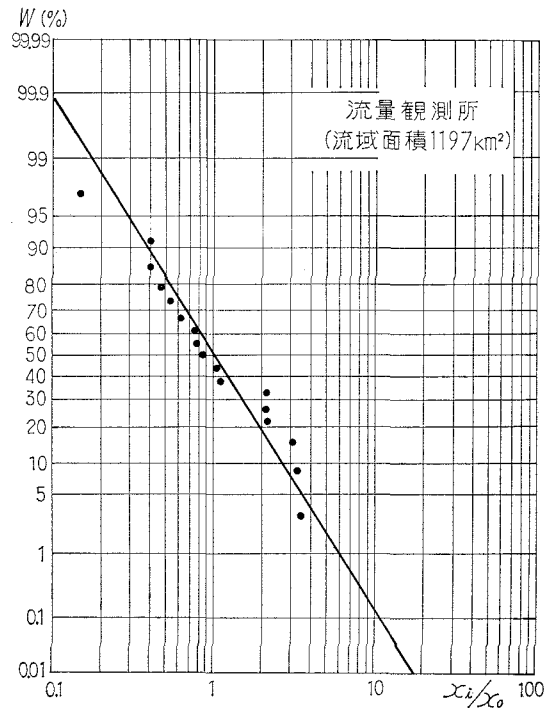


図-2.2.10 年最大洪水量の超過確率 (昭和35~51年間の記録)

表-2.2.3 において水深 h は次式で算定した。

$$h = \left\{ \frac{(Q/b)^2}{gF_r^2} \right\}^{1/3} = \left\{ \frac{(551/150)^2}{9.8 \times 0.61^2} \right\}^{1/3} = 1.546$$

$b=150$ m, $F_r=0.61$, $g=9.8$ m/sec² である。

また、流砂量の算定には佐藤・吉川・芦田の式を用いた。

$$q_B = \frac{\varphi u_*^3 F(\tau_0/\tau_c)}{s \cdot g}$$

$$\varphi = 0.62, \quad s = (\sigma/\rho) - 1 = (2.65/1) - 1 = 1.65,$$

$g=9.8$, $u_* = \sqrt{ghi}$, $F(\tau_0/\tau_c)$ は $\tau_0/\tau_c = ghi/u_*^2 = ghi/80.9 d_m$ を求め、各水深 h について算定し、佐藤らの図 (図-2.1.14) から求めた。

(9) 流砂量一定条件としての基本値の決定

$x=40$ km 地点の基本値はつぎのようにして求められる。

$$C_{B*} = \frac{i^{3/2}}{F_r} \cdot F(\tau_0/\tau_c) = \frac{0.00271^{3/2} \times 0.68}{0.61} = 1.573 \times 10^{-4}$$

$F(\tau_0/\tau_c)$ 値の算定はつぎのようである。

$$\frac{\tau_0}{\tau_c} = \frac{u_*^2}{u_{*c}^2} = \frac{ghi}{u_{*c}^2} = \frac{9.8 \times 1.544 \times 0.00271}{0.0210} = 1.95$$

$u_{*c}^2 = 80.9 d_m = 80.9 \times 2.6 = 210$ (cm/sec)² (岩垣の簡易公式より $d_m > 0.303$ cm の場合), 佐藤らの図 (図-2.1.14) から $F(\tau_0/\tau_c) = 0.68$ となる。

(10) 各断面の低水路幅

各断面の低水路幅 b は河床勾配 i , 平均粒径 d_m , フルード数 F_r を既知として次式で算定される。

$$F(\tau_0/\tau_c) = F_r \cdot \frac{C_{B*}}{i^{3/2}}$$

この式から各断面の $F(\tau_0/\tau_c)$ が得られ、佐藤らの図から τ_0/τ_c 値が求められる。したがって各断面の水深 h , 単位幅流量 q , 低水路幅 b は

$$h = u_{*c}^2 (\tau_0/\tau_c) / gi$$

$$q = F_r \cdot h^{3/2} \sqrt{g}$$

$$b = Q/q$$

表-2.2.4 低水路幅 b の計算表

x (km)	i	d_m (cm)	F_r	h (m)	q (m ³ /sec/m)	b (m)	v (m/sec)
0	0.00680	10.9	0.91	1.720	6.43	86	3.74
4	0.00620	9.7	0.88	1.743	6.34	87	3.64
8	0.00566	8.5	0.84	1.736	6.01	91	3.46
12	0.00516	7.5	0.81	1.716	5.70	96	3.32
16	0.00471	6.5	0.78	1.653	5.19	106	3.14
20	0.00429	5.5	0.75	1.618	4.83	114	2.99
24	0.00392	4.9	0.72	1.650	4.78	115	2.90
28	0.00357	4.2	0.69	1.603	4.39	125	2.74
32	0.00326	3.6	0.67	1.549	4.04	136	2.61
36	0.00297	3.1	0.64	1.549	3.86	142	2.49
40	0.00271	2.6	0.61	1.544	3.66	150	2.37

表-2.2.3 年単位流砂量表

確率年 (年)	流 量 (m ³ /sec)	水 深 h (m)	単位幅流砂量 q_B (m ³ /sec/m)	年単位流砂量 q_Y (m ³ /sec/m/Y)	備 考
2	290	1.008	3.38×10^{-5}	1.69×10^{-5}	最大値
3	406	1.262	10.63	3.54	
5	551	1.546	22.14	4.43	
10	768.5	1.930	36.73	3.67	
20	1,015	2.323	53.21	2.66	
30	1,160	2.540	62.22	2.07	
40	1,305	2.747	71.49	1.79	
50	1,392	2.868	77.08	1.54	

である。 Q は支配流量。

この計算結果は 表-2.2.4 の通りとなる。

(11) 蛇行の波長 L_w と 振幅 B_w

これに対する計算式はつぎのように提案されている¹⁾。

$$L_w = 425 \left(\frac{Q}{\sqrt{g}} \right)^{0.44} \cdot d_m^{-0.1}$$

$$B_w \geq 0.2 L_w$$

ただし、低水路幅を b とすれば $B_w/b \geq 2$ の条件を満足する必要がある。

なお、 $L_w(\text{m})$ 、 $Q(\text{m}^3/\text{sec})$ 、 $g(\text{m}/\text{sec}^2)$ 、 $d_m(\text{mm})$ 、 $B_w(\text{m})$ の単位である。これらの計算結果は 表-2.2.5 の通りである。

表-2.2.5 から、振幅は 500~600 m となっている。また、 B_w/b はその条件を十分満足していることがわかる。

なお、現地の条件ともよく一致している。

表-2.2.5 から得られた波長と振幅をもつ低水路の蛇行形は 図-2.2.5、2.2.6、2.2.7 に破線で示した。

引用文献

- 1) 川合 亨, 松本良男, 加藤 敬: 河川の安定河道計画に関する一考察, 農土誌 48 (12), (1980)
- 2) 藤芳義男: 河川の蛇行と災害, 佐々木図書出版(株), (1941)
- 3) 増田憲隆・上月 武・後藤 哲: 護岸根固工に関する調査研究, 北海道開発局, 土木試験所月報 No.253, (1974)
- 4) 木下良作, 三輪 式: 砂礫堆の位置が安定化する流路形状, 新砂防, 27(3), p.12, (1974)

2.3 工事実施基本計画

河川法適用河川の河川改修は、河川管理者が河川法第16条第1項の規定に基づいて定めた工事実施基本計画によって施工されるのが原則である。

109 の一級水系ではすべて工事実施基本計画が定められている。これらのうち約 1/2 は改訂を終っている。しかし残りの 1/2 (ただし最近指定された河川では現代に則した計画となっている。) は、今後改訂する予定であるといわれている。また、約2550の二級水系については約 1 %しか定められていないといわれている。

頭首工の計画設計は、工事実施基本計画に基づいて決定された河川改修計画に沿って行うことを原則としている。しかし、河川改修に完全に適合させることによって頭首工の取水機能を犠牲にするようなことがあってはならない。このため構造令の制定に当たって農林省と建設省との間に覚書等を取かわし利水、治水それぞれの立場を確保するようにしている。(農業土木技術研究会編「土地改良事業のための河川関係工作物設計の手引き」昭和52年4月(以下「手引き」という。))を参照されたい。

工事実施基本計画が定められていない河川については、原則として現況によることとしているが、頭首工の耐用年数は50年程度といわれているため、近い将来工事実施基本計画が定められるか、または現に河川工事が行われている場合には、それらの計画等に適合するようにすることとしており、その取扱いも覚書等(前出)で約束されている。

2.3.1 工事実施基本計画の内容

工事実施基本計画は次のような組立てからなっている。

表-2.2.5 蛇行の波長と振幅

断面	x (km)	d_m (mm)	L_w (m)	B_w (m)	b (m)	$\frac{B_w}{b}$
上流部	0	109	2,585	517	86	6.0
中流部	20	55	2,768	554	114	4.9
下流部	40	26	2,984	597	150	4.0

1. 河川の総合的な保全と利用に関する基本方針
2. 河川工事の実施の基本となるべき計画に関する事項
 - (1) 基本高水並びにその河道及び洪水調節ダムの配分に関する事項
 - (2) 主要な地点における計画高水流量に関する事項
 - (3) 主要な地点における流水の正常な機能を維持するため必要な流量に関する事項
3. 河川工事の実施に関する事項
 - (1) 主要な地点における計画高水位、計画横断形、その他河道計画に関する重要な事項
 - ア. 計画高水位（主要な地点における計画高水位一覧表）
 - イ. 計画横断形（主要地点における河道の計画横断形）
 - ウ. 堤防余裕高
 - (2) 主要な河川工事の目的、種類及び施工の場所並びに当該河川工事の施行により設置される主要な河川管理施設の機能の概要

頭首工等河川工作物の設置地点における必要な数値との関係

この工事実施基本計画に示される「主要な地点」は、一般に数地点であり頭首工等許可工作物の設置地点と一致することはほとんどないので、実際には、当該河川の工事実施基本計画の策定のバックデータから当該地点の計画高水量等、必要な数値が示されることとなる。

2.3.2 工事実施基本計画の決定の手順

工事実施基本計画は、河川法第16条に「河川管理者はその管理する河川について工事実施基本計画を定めておかなければならない」とあり、また、同条に「建設大臣は工事実施基本計画を定めようとするときは、あらかじめ、河川審議会の意見をきかなければならない」となっている。河川審議会の委員には農林水産事務次官も参加しており農林水産行政面から意見を述べる機会がある。2級河川についても、河川法第86条に「都道府県河川審議会を置くことができる」とあり、「都道府県河川審議会に関し必要な事項は、条例で定める」となっているので都道府県においても国とほぼ同様な扱いと考えられる。しかし、実際には、審議会に諮られる前の基本計画策定の検討段階での協議調整が重要である。このため、昭和40年2月3日付け、40農地A第187号及び建設省発河第18号の2の農林事務次官と建設事務次官との間の「河川法施行令の制定に関する覚書」において次のように約束されている。

「2建設大臣は、法第16条の規定により工事実施基本計画を定めようとするときは、河川審議会の意見をきく前に、あらかじめ、農林大臣に協議するものとし、都道府県知事が工事実施基本計画を定めようとするときは、都道府県の土木主管部局は、あらかじめ、農林水産部局に協議するものとする。」

したがって、日ごろから、農林、河川両担当部局は、相互に連絡を密にとり、工事実施基本計画の策定又は改訂の内容について十分検討を行い、頭首工の改修、合口等に際し支障をきたすことのないよう十分注意しなければならない。

2.4 河川の状況

頭首工設置地点の河川は、構造令等から次のように分類され、構造令の適用がそれぞれ異なるので、計画設計に当たっては十分注意する必要がある。

- (1) 工事実施基本計画が定められており、
 - ア. 河川改修が完了している河川。
 - イ. 暫定計画に基づく河川改修が完了している河川。
 - ウ. 上、下流において河川改修が実施されており、近々当該地点の改修工事が施工される予定の河川。
 - エ. 改修計画はあるが当分工事の実施が期待できない河川。
- (2) 工事実施基本計画を改訂作業中であって、改訂内容がほぼ確定している河川。
- (3) 工事実施基本計画が定められていない河川で、
 - ア. 現に河川工事が実施されている河川。
 - イ. 改修計画がない河川。
- (4) 当該河川が法河川でない。

詳細については設計基準第3章3.1.1(3)設計洪水量の決定、(4)設計洪水位の決定、(5)堰固定部設置の制限条件、及び同章3.1.4(2)可動堰可動部の敷高、(3)可動堰可動部の径間長等を参照する。

2. 5 設計条件とその留意事項

設計基準では、①設計取水量、②設計取水水位、③設計洪水量、④設計洪水位、⑤堰固定部設置の制限条件及び⑥河床変動の検討の6項目について適切な設計条件を決定しなければならないとしている。

このうち②設計取水水位、④設計洪水位及び⑥河床変動の検討については別に述べられているので、ここでは①設計取水量、③設計洪水量及び⑤堰固定部設置の制限条件について述べる。

①設計取水量とは、頭首工の取水堰の高さ、取入れ口等の設計の基本となる取水量であり、用水計画における計画最大取水量をとることとされている。

③「設計洪水量」の名称及び取扱いについては、設計基準に詳述されているので参照されたい。ここでは頭首工の設置者が自ら決定する場合の考え方について示す。昭和51年7月15日付け、51構改D第564号及び建設省河政発第41号の農林省構造改善局長と建設省河川局長との間の「河川施設等構造令案に関する覚書」によって、工事実施基本計画が定められていない場合で当該河川に改修計画がない場合は、「原則として現況に則して運用するものとする」とされている。したがって、現況の河川によって流下可能な流量を設計洪水量とすることができる。

流下可能量を求めるに当たっては、①堤防の天端と計算水位の差は、堤防の高さの計画高水位に対する付加値を定めた構造令第20条第1項の表の値を基準とする（設計基準 p.24 表-3.1.1 参照）。②計算に当たっては頭首工を中心にして上・下流の一定区間について不等流計算によって求める。③計算に当たって堤防が局部的に低いため部分的に計算水位と堤防天端との間の値が設計基準 p.24 表-3.1.1 の値より小さい場合には、流下可能量が必要以上に小さくなることのないよう注意しなければならない。④頭首工は堰柱の設置等によって河積を縮小することとなるので、取水止むを得ない場合を除いてネックになる地点はさけるよう配慮すべきである。⑤堰固定部設置の制限条件は、設計基準 p.26 にこれを緩和できる特例が解説しており、参照すること。また本書の第3章3.8.5(2)には河川改修が取水堰の設置より大幅に遅れる場合の設計についても記述してあるので、その取扱いに十分注意されたい。

第 3 章 水理及び基本設計

3. 1 位置の選定と取水位の決定

頭首工の位置の選定は、つぎのような順序で行う。

① 灌漑地域への最大必要水量が明らかになるとこれに必要な導水路が計画される。この導水路の上流端における水位と同標高程度の河川水位の位置を見出す。これが、頭首工計画位置の第一の仮定値である。

② 上記の位置から河川の上流において、確実な取水と洪水時の防砂の条件を満足する位置は一般に河川湾曲部凹岸側中央直下流付近である。ここが、頭首工の取水口位置となる。

③ つぎに計画取水位を決定しなければならない。計画取水位は第①項を満足し、ついで取水時の防砂と沈砂池の計画に必要な条件を満足しなければならない。

④ 取水時の防砂のためには、頭首工上流側の流速を 0.2 m/sec 程度にするよう堰上げなければならない。この条件は僅かの配慮で可能であり必ず検討した方がよい。

⑤ また、沈砂池の計画に、これの自然排砂を可能とする必要水頭は 3.0 m 以上と考えればよい。

⑥ なお、取入れ口敷標高は、原河床より最大洪水深の $1/6$ 以上高くすることも防砂の点から望ましい。

以上を総合的に検討し、位置の選定と取水位の決定を誤まらないようにすることが大切である。とくに、注意すべきことは防砂を主眼として決定した取水位が第①項の仮定値より高くなったとしても、導水路の途中で落差工等でのエネルギーを吸収することが可能である。その他各種の水路工作物（たとえば分木工、逆サイホン等）の計画が可能となりメリットが大きい。農業用水のトラブルのほとんどは土砂の流入によって生じていることを思えば、防砂を主眼として計画することを絶対に忘れてはならない。

つぎに、技術的、経済的に検討すべき事項をまとめると下記の通りである。

- ① みお筋が取入れようとする川岸に近く安定している地点であること。
- ② 渇水時でも確実な取水ができる地点であること。
- ③ 取水とともに著しい土砂の流入が生じない地点であること。
- ④ 堰上げによる上下流への影響が少ない地点であること。
- ⑤ 構造上の安定が得られ、工事費が安くできる地点であること。
- ⑥ 維持管理に便利な地点であること。

3. 2 型式の選定

3.2.1 取入れ方式

取入れ方式は、河川または、湖沼の自然水位から直接取水する自然取入れと、水位を一定に保つために堰上げ施設

を設けて取水する堰上げ取入れとに区分される。

自然取入れは、取水位（河川水位）が安定している所に水位を選定することが絶対条件である。一般に河川は、河床低下するのでこれに伴って、取水位（河川水位）が低下し、設計取水量の取入れが困難となり、遂には、取入れが不能となる。しかし、取入れ口下流部の河床に岩が露頭して、将来とも河床低下がない所や、直下流部に砂防堰堤等があって、河川水位の低下の恐れがない所では、取入れ口の位置の選定が良ければ自然取入れは可能である。

堰上げ取入れは、受益地へ導水するための取水位を確保するために取水堰を設けて、堰上げて取水する方式で、大多数の頭首工はこの方式である。

なお、特殊両岸取入れの場合は、取水堰に近い方の取入れ口が、堰上げ取入れで、それより上流側にある取入れ口は、自然取入れ方式となる。

3.2.2 取入れ方法

取入れ方法には、片岸取入れと両岸取入れとがある。

受益地が片岸にある場合は、受益地側の取入れに良好な河岸に取入れ口を設ければ良い。しかし、受益地が両岸にある場合は、両岸取入れとするか、片岸で全所要量を取水し、適当な施設で分水し導水するかを十分検討しなければならない。

また、河川の状況別に見ると、溪流河川では、片岸取入れ方法に限られる。しかし、急流河川においても片岸取入れ方法とし、両岸に用水を配分する必要がある場合は、片岸で全所要量を取水し、取水直後堤体内サイホンで対岸に導水するか、或は適当な位置で水管橋またはサイホンで対岸に導水する方法が良い。これは、多くの場合取入れ口の位置として、一方が洗掘領域で良好であれば、その対岸は堆砂領域となり、土砂が堆積するので、取入れ口の位置としては不適当となるからである（3.1 参照）。緩流河川でも片岸取入れ方法を原則とするが、河川の直線部で堰上げの大きい全可動堰タイプの場合は、取入れ口前面の堆砂をゲート操作によって掃砂できるので、両岸取入れ方法は可能である。またみお筋の安定が十分確かめられる場合は、図-3.2.1 のような特殊両岸取入れ方法が良い場合もある。

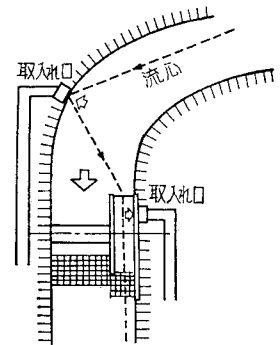


図-3.2.1 特殊両岸取入れの事例

3.2.3 取水堰の型式

取水堰を岩盤の上に直接築造する場合は、固定型（fixed type）とし、また浸透性地盤（砂礫地盤等）上に築造する場合は、フローティング型（floating type）と区分している。

固定型の場合は、取水堰基礎が着岩しているので、取水堰の安定上は問題なく、護床工等も不要であるので工事費も低廉でよい。フローティング型は取水堰基礎面のパイピング及び越流水による下流河床洗掘が生ずるので、これらの対策は十分検討しなければならない（頭首工取水堰の災害の大部分はこのフローティング型である）。前者のパイピングに対しては、止水壁によって、後者の洗掘に対しては、エプロン・止水壁及び護床工で堰体の安全を確保している。

3.2.4 ゲート型式

取水堰のゲート型式は、河川の状況、河川管理上の安全性、水利機能の信頼性および経済性を考慮して選択しなけ

なければならない。ゲート型式は一般に引上げ式ゲート（ローラーゲート）とヒンジ式ゲート（起伏式ゲート）がある。起伏式ゲートは、設置位置の条件が厳しいので、その採用に当っては河川の状態等から十分に検討しなければならない。近年は河川の状態等からローラーゲートの型式が多い。

3. 3 設計洪水位

2.5 において記述したように、原則として現況に即して運用する場合は、頭首工の設置者が設計洪水位を決定しなければならない。

設計洪水位は、設計洪水量を流下させた場合の計算水位をとるものとする。その決定に当っては、設計基準の設計洪水量の決定の項によるものとする。

なお、この場合は「取水堰築造後の設計洪水位」によって取水堰上・下流の水位の状況を検討し必要がある場合は、適切な措置を行い頭首工及びこれに接続する河川管理施設の安全について十分配慮しなければならない。

3. 4 取水堰築造後の設計水位（堰上げ水位）

3. 4. 1 取水堰による堰上げ水位の計算に当たっての基本的留意事項

(1) 基本事項

計算の条件として、次のものは既知であるとする。

①設計洪水量、②河床から測った固定堰の堰頂及び可動堰の数までの高さ、③固定堰及び可動堰（有効河積とみなすことができる洪水吐部、土砂吐部及び舟通し部）の全長または実径間長、④下流水深（下流水頭）。また、計算に当っては固定堰、可動堰の堰や敷の上流側は頂部まで堆砂しており、また、上流に向かって原河床勾配の1/2の勾配で堆砂しているものと想定する。

取水堰を設計洪水量が流下するときの堰上流水深を求めるには次の方法による。

(a) 取水堰構成各部のすべてが潜越流のときは、堰全体を含む運動量方程式から設計洪水量に対する上流水深を求め、これに堰柱および橋脚の損失水頭を加える。

一般に、下流水深（ D_2 ）が堰高（ W ）に比して大きくなると、取水堰の渦動損失係数（ ζ ）には取水堰の形態による差がみられなくなり、 ζ は W/D_2 のみの関数とみなされるようになる。したがって、下流水深が堰高（堰構成中の堰（敷）頂標高の最も高いものの高さ）に比

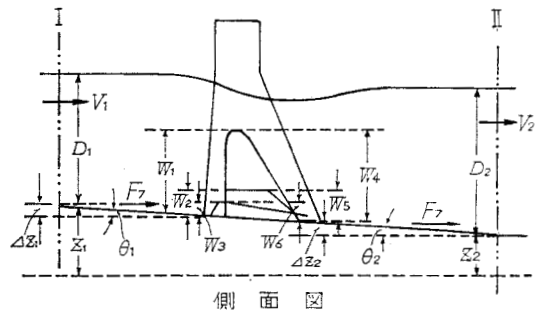
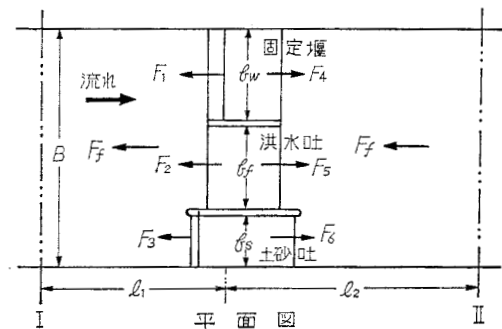


図-3.4.1 取水堰の上下流図

して十分大きく、 $W/D_2 \leq 0.3$ のときは堰、堰柱の渦動損失，上・下流断面間の摩擦損失を考慮して，ベルヌイ（Bernoulli）の式を用いた河川水面追跡法から上流水深を求める。

(b) 取水堰構成各部のうち，一部でも完全越流になるときは上流水深を仮定し，各部の流量の和として取水堰全流量を求め，この繰返しにより，上流水深～全流量曲線を作る。これから設計洪水量に対する上流水深を求める。

なお，本節についての記号は，図-3.4.1 及び 図-3.4.2 に示すもののほか，文中でその都度示す。

(2) 運動量方程式による解法

1) 長方形断面河川のとき

河川断面が長方形断面あるいはこれに近似できる断面形のときに適用する。

固定堰を含んだ取水堰の上，下流断面間の運動量方程式は一般に式 (3.4.1) で表わされる。

$$w \frac{BD_1^2}{2} + \frac{wQ^2}{gBD_1} = w \frac{BD_2^2}{2} + \frac{wQ^2}{gBD_2} + F_1 + F_2 + F_3 + F_f - F_4 - F_5 - F_6 - F_7 \dots (3.4.1)$$

w ：水の単位重量（ t/m^3 ）， B ：堰の全幅（ m ）， D_1 ：上流水深（ m ）， D_2 ：下流水深（ m ）， Q ：設計洪水量（ m^3/sec ）， g ：重力の加速度（ m/sec^2 ）， F_1, F_2, F_3 ：固定堰，洪水吐敷，土砂吐敷から上流側へ働く反力， F_4, F_5, F_6 ：固定堰，洪水吐敷，土砂吐敷から下流側へ働く反力， F_7 ：底面からの反力の水平方向分力， F_f ：上下流断面間の摩擦応力の水平方向分力。

$F_1 \sim F_7$ 及び F_f は次式で表わされる（図-3.4.1 参照）。

$$\begin{aligned} F_1 &= wb_w \left(D_1 W_1 - \frac{W_1^2}{2} \right), \quad F_2 = wb_f \left(D_1 W_2 - \frac{W_2^2}{2} \right), \quad F_3 = wb_s \left(D_1 W_3 - \frac{W_3^2}{2} \right), \\ F_4 &= \alpha_w wb_w \left(D_2 W_4 - \frac{W_4^2}{2} \right), \quad F_5 = \alpha_f wb_f \left(D_2 W_5 - \frac{W_5^2}{2} \right), \quad F_6 = \alpha_s wb_s \left(D_2 W_6 - \frac{W_6^2}{2} \right), \\ F_7 &= wB(D_1 \Delta Z_1 + D_2 \Delta Z_2), \quad F_f = wA_1 \frac{Q^2 n_1^2 l_1}{R_1^{4/3} A_1^2} + wA_2 \frac{Q^2 n_2^2 l_2}{R_2^{4/3} A_2^2} \end{aligned}$$

b_w, b_f, b_s ：それぞれ固定堰，洪水吐，土砂吐の幅（ m ）， W_1, W_2, W_3 ：それぞれ固定堰，洪水吐敷，土砂吐敷の上流側河川底面からの高さ（ m ）， W_4, W_5, W_6 ：それぞれ固定堰，洪水吐敷，土砂吐敷の下流側河川底面からの高さ（ m ）， $\alpha_w, \alpha_f, \alpha_s$ ：それぞれ固定堰，洪水吐敷，土砂吐敷から下流側へ働く反力の補正係数， $\Delta Z_1, \Delta Z_2$ ：上，下流断面の底面と取水堰位置の底面との標高差（ m ）， A_1, A_2 ：上，下流通水断面積（ m^2 ）， n_1, n_2 ：堰上，下流区間の粗度係数， l_1, l_2 ：堰から上，下流断面までの距離（ m ）， R_1, R_2 ：上，下流断面における径深（ m ）。

式 (3.4.1) を下流側水理量に関する既知項と上流側水理量に関する未知項とに分け，上流水深を仮定して試算法により，方程式を満足する上流水深を求めてもよいが，また，次のようにして解析的に解を求めることもできる。

式 (3.4.1) は $\xi = D_2/D_1$ ， $F_{r2} = V_2/\sqrt{gD_2}$ ， $h_l' = F_f/wA_2$ において整理すると式 (3.4.2) になる。

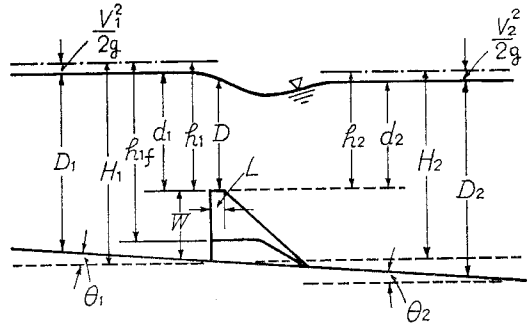


図-3.4.2 堰上下流の寸法の記号

$$\left. \begin{aligned} \xi^3 + a\xi^2 + c\xi + \frac{1}{2Fr_2^2} &= 0 \\ a &= \frac{b_w}{BFr_2^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_1}{D_2} \right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_4}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_f}{BFr_2^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_2}{D_2} \right)^2 + \alpha_f \frac{W_5}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_5}{D_2} \right) \right\} \\ &\quad + \frac{b_s}{BFr_2^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_3}{D_2} \right)^2 + \alpha_s \frac{W_6}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_6}{D_2} \right) \right\} - \frac{1}{2Fr_2^2} - 1 - \frac{h'_1}{D_2 Fr_2^2} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 Fr_2^2} \\ c &= -\frac{1}{Fr_2^2} \left(\frac{b_w W_1}{BD_2} + \frac{b_f W_2}{BD_2} + \frac{b_s W_3}{BD_2} - \frac{\Delta Z_1}{D_2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots(3.4.2)$$

いま、 $k=c-\frac{a^2}{3}$ 、 $\lambda=\frac{2a^3}{27}-\frac{ac}{3}+\frac{1}{2Fr_2^2}$ とおくと、つぎの式 (3.4.3) の条件のときは式 (3.4.2) の解は

式 (3.4.4) になる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\lambda^2}{4} + \frac{k^3}{27} &< 0 \dots\dots\dots(3.4.3) \\ \xi &= 2\sqrt{\frac{-k}{3}} \cos \frac{(\theta + 2m\pi)}{3} - \frac{a}{3}, \quad (m=0, 1, 2) \\ \cos \theta &= -\frac{\frac{\lambda}{2}}{\sqrt{\frac{-k^3}{27}}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.4.4)$$

式 (3.4.4) の ξ について解くと、正の二つの根と負の根となり、正根の一つは常流、他は射流時の解を示す。ここでは常流時に対応する根を採用する。

反力の補正係数 α_w は 図-3.4.3 から、 α_f は下流面勾配が急なとき (1:2~1:10) は 図-3.4.4 から求める (下流面勾配がこれより緩 (1:10 以下) のとき α_f は 1.0 とする)。また α_s は 1.0 とする。

また、可動堰径間長が構造令の規定に満たないときは、その可動堰部を計算上では通水しないものとして、取扱わなければならない。そのとき式 (3.4.2) は式 (3.4.5) のようにかわる。

当該径間が土砂吐部であるとする

$$\left. \begin{aligned} \xi^3 + a'\xi^2 + c'\xi + \frac{1}{2Fr_2^2} \left(1 - \frac{b_s}{B} \right) &= 0 \\ a' &= \frac{b_w}{BFr_2^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_1}{D_2} \right)^2 + \alpha_w \frac{W_4}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_4}{D_2} \right) \right\} + \frac{b_f}{BFr_2^2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{W_2}{D_2} \right)^2 + \alpha_f \frac{W_5}{D_2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{W_5}{D_2} \right) \right\} \\ &\quad + \frac{b_s}{2BFr_2^2} - \frac{1}{2Fr_2^2} - 1 - \frac{h'_1}{D_2 Fr_2^2} + \frac{\Delta Z_2}{D_2 Fr_2^2} \\ c' &= -\frac{1}{Fr_2^2} \left(\frac{b_w W_1}{BD_2} + \frac{b_f W_2}{BD_2} + \frac{b_s W_3}{BD_2} - \frac{\Delta Z_1}{D_2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.4.5)$$

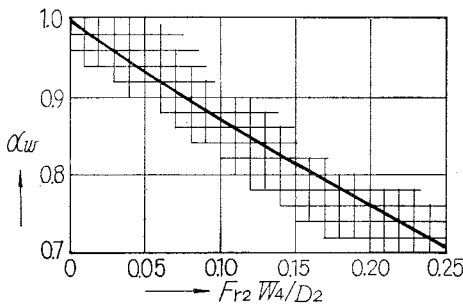


図-3.4.3 固定堰の場合

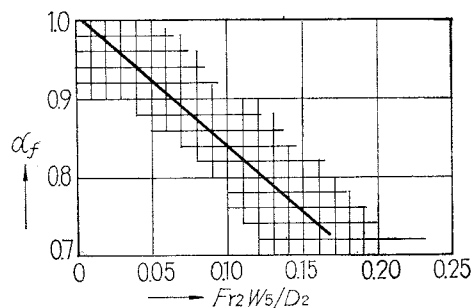


図-3.4.4 洪水吐の場合

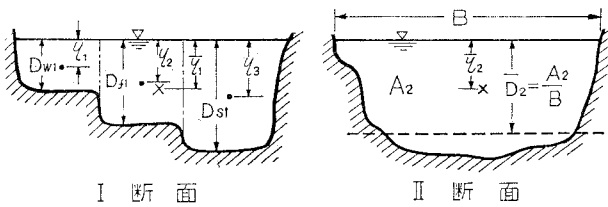
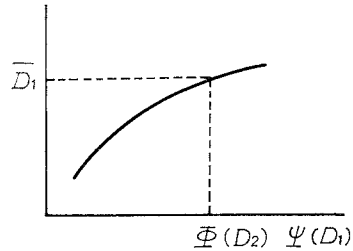


図-3.4.5 河川断面と図心

図-3.4.6 $D_1 \sim \Psi(D_1)$ 曲線

いま, $k=c' - \frac{a'^2}{3}$, $\lambda = \frac{2a'^3}{27} - \frac{a'c'}{3} + \frac{1}{2F_{r2}} \left(1 - \frac{b_s}{B}\right)$ とおくと式 (3.4.5) の解は式 (3.4.4) で与えられる。

なお, 頭首工構成各部の敷標高が異なるときは, 堆砂により, 固定堰部, 洪水吐部, 土砂吐部の上流河床, 底勾配が異なってくる。このときの底面からの反力の水平方向分力 F_7 は次式で表わされる。

$$F_7 = w(b_w \cdot D_{w1} \cdot \Delta Z_{w1} + b_f \cdot D_{f1} \cdot \Delta Z_{f1} + b_s \cdot D_{s1} \cdot \Delta Z_{s1}) + wB D_2 \cdot \Delta Z_2 \quad (3.4.6)$$

D_{w1} , D_{f1} , D_{s1} : それぞれ固定堰部, 洪水吐部, 土砂吐部上流の I 断面の水深, ΔZ_{w1} , ΔZ_{f1} , ΔZ_{s1} : それぞれ固定堰部, 洪水吐部, 土砂吐部直上流河床と I 断面河床の標高差。その他の記号は前出。

ΔZ_{w1} , ΔZ_{f1} , ΔZ_{s1} が等しいとき, あるいは顕著な差異がないときは, これらの平均値 $\overline{\Delta Z_1}$ を使って, 上式は次のようになる。

$$F_7 = wB(\bar{D}_1 \cdot \overline{\Delta Z_1} + D_2 \cdot \Delta Z_2) \quad (3.4.7)$$

$\bar{D}_1$: I 断面の平均水深 ($\bar{D}_1 = A_1/B$)

また, ΔZ_{w1} , ΔZ_{f1} , ΔZ_{s1} が異なるときは, 式 (3.4.2) 中の c の表示式は次のようになる。

$$c = -\frac{1}{F_{r2}^2} \left(\frac{b_w}{B} \frac{W_1}{D_2} + \frac{b_f}{B} \frac{W_2}{D_2} + \frac{b_s}{B} \frac{W_3}{D_2} - \frac{\Delta Z_{w1}}{D_2} \frac{b_w}{B} - \frac{\Delta Z_{f1}}{D_2} \frac{b_f}{B} - \frac{\Delta Z_{s1}}{D_2} \frac{b_s}{B} \right) \quad (3.4.8)$$

2) 一般断面河川のとき

河川断面形が一般断面であるときには次に示す図解法または試算法が考えられる。

運動量方程式の式 (3.4.1) から変形して式 (3.4.9) を得る。

$$wA_1 \bar{\eta}_1 + \frac{w}{g} \frac{Q^2}{A_1} = wA_2 \bar{\eta}_2 + \frac{w}{g} \frac{Q^2}{A_2} + F_1 + F_2 + F_3 + F_f - F_4 - F_5 - F_6 - F_7 \quad (3.4.9)$$

$\bar{\eta}_1$, $\bar{\eta}_2$: それぞれ I, II 断面の水面から図心までの距離, $wA\bar{\eta}$ は 図-3.4.5 に示すように, 断面を図心を求めやすい図形に分割し, 次式で求めればよい。

$$wA\bar{\eta} = \sum_{i=1}^n w a_i \eta_i \quad (3.4.10)$$

a_i : 分割図形のそれぞれの断面積, η_i : 分割図形の図心の水面からの距離, その他の記号は 図-3.4.1 による。

取水堰上流側が, 堰頂, 敷頂まで堆砂している場合は, $W_1 = W_2 = W_3 = 0$ となり, $F_1 = F_2 = F_3 = 0$ となる。

II 断面の断面形が与えられ, $\bar{D}_2$ が求められれば, F_4 , F_5 , F_6 は既知量となり, また, F_7 , F_f 中の $\bar{D}_2$ に関する第 2 項も既知量となる。

運動量方程式を未知の $\bar{D}_1$ に関する項と既知の $\bar{D}_2$ に関する項にわけて表わすと次式のようなになる。

$$\begin{aligned} & A_1 \bar{\eta}_1 + \frac{Q^2}{g A_1} + B \bar{D}_1 \overline{\Delta Z_1} - A_1 \frac{V_1^2 n_1^2 l_1}{R_1^{4/3}} - b_w \left(D_{w1} W_1 - \frac{W_1^2}{2} \right) - b_f \left(D_{f1} W_2 - \frac{W_2^2}{2} \right) - b_s \left(D_{s1} W_3 - \frac{W_3^2}{2} \right) \\ & = A_2 \bar{\eta}_2 + \frac{Q^2}{g A_2} + A_2 \frac{V_2^2 n_2^2 l_2}{R_2^{4/3}} - B \bar{D}_2 \overline{\Delta Z_2} - \alpha_w b_w \left(\bar{D}_2 W_4 - \frac{W_4^2}{2} \right) - \alpha_f b_f \left(\bar{D}_2 W_5 - \frac{W_5^2}{2} \right) - \alpha_s b_s \left(\bar{D}_2 W_6 - \frac{W_6^2}{2} \right) \end{aligned} \quad (3.4.11)$$

$\bar{D}_1, \bar{D}_2$: それぞれⅠ, Ⅱ断面の平均水深, $\overline{AZ_1}, \overline{AZ_2}$: それぞれ堰位置とⅠ断面またはⅡ断面の平均河床標高差, D_{w1}, D_{f1}, D_{s1} : それぞれ固定堰部, 洪水吐部, 土砂吐部上流のⅠ断面の水深。その他の記号は前出。いま式(3.4.11)の左辺は $\bar{D}_1$ の関数であるからこれを $\Psi(D_1)$ とおき, 右辺は $\bar{D}_2$ の関数であるからこれを $\Phi(D_2)$ とおこう。

Ⅰ断面において, $\bar{D}_1$ を与えると, $A_1, R_1, \bar{\eta}_1$ がわかるので, あらかじめ, $\bar{D}_1 \sim \Psi(D_1)$ 曲線(図-3.4.6 参照)を求めておくと, この曲線から, 与えられた $\bar{D}_2$ に対する $\Phi(D_2)$ と $\Psi(D_1)$ を等しくする $\bar{D}_1$ が求められる。あるいは試算的に, 与えられた $\bar{D}_2$ に対する $\Phi(D_2)$ と等しい $\Psi(D_1)$ を $\bar{D}_1$ を変化させて求めてもよい。

なお, 規定長に満たない可動堰が含まれるときは, 式(3.4.11)は当該径間が土砂吐部であるとする, 式(3.4.11)において, 左辺の $-b_s \left(D_{s1} W_3 - \frac{W_3^2}{2} \right)$ を $-\frac{b_s}{2} (D_{s1} + \overline{AZ_1} - W_3)^2$ で, 右辺の $-\alpha_s b_s \left(\bar{D}_2 W_6 - \frac{W_6^2}{2} \right)$ を $-\frac{b_s}{2} (\bar{D}_2 - \overline{AZ_2})^2$ で置きかえたものになる。

3.4.2 計算の手順

(1) 複断面河川で低水敷に可動堰があり, 高水敷に橋脚がある場合

複断面河川で河川低水敷に全部可動堰(洪水吐部, 土砂吐部)からなる取水堰があり, 高水敷には管理橋の橋脚があり, さらに, 引上げ式または起伏式のゲートの場合は, 次の手順で計算を行う。なお, 取水堰各部寸法, 河川断面形, 設計洪水量, 河川下流水深は与えられているものとする。

1) $W/D_2 \leq 0.3$ のとき

取水堰の渦動損失を考慮した河川水面追跡法により堰上げ水位を求める。

① 取水堰の渦動損失 (h_l) を求める。

$$h_l = \zeta \frac{V_2^2}{2g}, \quad \zeta = 2.0 \left(\frac{W}{D_2} \right) - 0.1 \quad \dots\dots\dots (3.4.12)$$

W : 取水堰構成各部のうち, 下流河床面(各部と河床の接続地点で, 同一標高地点)から測定した最も高い敷の高さ, D_2 : 取水堰下流断面(護床工下流地点)の設計洪水量時の水深

式(3.4.12)は, 固定堰, 洪水吐, 土砂吐部から成り, 引上げ式ゲート用堰柱が1~2本ある場合に対し, 実験から求めたもので, $W/D_2 \leq 0.3$ のとき, ζ は取水堰の構成や堰型に無関係に, 上式で表わされる。

② 橋脚の渦動損失 (h_{pe}) を求める。

$$h_{pe} = f \frac{V_2^2}{2g}, \quad f = \frac{f'}{\left(1 - \frac{Nt}{B}\right)^2}, \quad f' = \frac{1}{C_D^2} - 1 \quad \dots\dots\dots (3.4.13)*$$

C_D : ドオブュイッソンの係数, B : 河川幅, t : 堰柱1本の幅, N : 堰柱数

可動堰が転倒ゲートのとき, 及び堰柱が1~2本のときは堰柱の影響は考慮しない。

③ 河川各部の摩擦損失 (h'_f) を求める。

$$h'_f = \frac{V^2 N^2 l}{R^{4/3}}, \quad N = \frac{AR^{2/3}}{\frac{A_h R_h^{2/3}}{n_h} + \frac{A_h' R_h'^{2/3}}{n_h'} + \frac{A_l R_l^{2/3}}{n_l}} \quad \dots\dots\dots (3.4.14)$$

* 脚柱堰上げ水位についてのドオブュイッソン公式を, ここで用いる渦動損失式にあてはめると, 次式になる。

$$f = \frac{1}{C_D^2 \{1 - (Nt/B)^2\}} - 1$$

しかし, この式で求めた渦動損失は過大¹⁾²⁾になるので, 近似的に渦動損失として $f' V_3^2 / 2g$ (V_3 : 脚柱間平均流速, $f' = (1/C_D^2) - 1$)を採用し, 変形した式(3.4.13)を採用した。

1) 川合 亨・松本良男: 橋脚による堰上げ背水について, 農土誌 47(7), pp.5~10 (1979)

2) 松下 玄: 脚柱の堰上げ水位について, 農土論集 89, pp.29~37(1980)