

## 第 6 章 定常流－水面形

### セクション I はじめに

#### 6-1. 適用範囲

この章の内容は、固定境界の計算、定常流、および水面形に関する考察に限定されています。最初のセクションでは、研究の仮定、適用する式、および一般的な適用範囲について説明し、データ要件、モデルの開発、特殊問題を説明し、計算の実例については、それ以降のセクションで説明しています。

#### 6-2. 研究方法の仮定

定常流、漸変流、あるいは水面の高さなどの計算に使用するコンピュータプログラムは、いくつかの単純化した仮定に基づいて設計されています。十分な性能を持った定常的な流路区間のモデルを開発する前に、まずこうした仮定について徹底的に理解することが必要です。断面の位置を特定し、入力データを作成するには、かなり高度な工学的判断力が要求されます。以下に、いくつかの仮定を示し、さらにそうした仮定がプログラムアプリケーションにどのような影響を与えるのかについて説明します。

a. 定常流 所定の位置における水深と速度は、時間に伴って変化することはありません。この仮定には、考慮の対象となっている一定時間にわたって、流れが一定のまま維持されることが要求されます。もちろん、自然の河川でこのような条件が正確に真となることはありません。しかし、流量が時間に伴ってゆっくり変化するような、一般的な降雨や雪解け水による洪水の場合には、通常、この仮定を容認することができます。そのような洪水では、洪水の最中に川岸に立っている人が、水面が垂直方向に動いたり湾曲したりするのを見ることはほとんど無いと思われま

b. 漸変流 水深と速度は、水路の長さ方向に沿ってゆっくりと変化します。この条件は、洪水を含むほとんどの河川の流れに対して有効であり、静水圧分布の仮定（漸変流に関連する）は、架空の流線がほぼ並行に近くなる程度に流れの変化が漸变的なものである限り、合理的な仮定だと言えます。

c. 一次元流れ 多様な流れ特性の中でも、流れの主軸方向に関するもの以外は無視される可能性があり、流れに対して直角な断面の水面は、たった一つの水面高さによって代表されています。

したがって、流れの主軸方向以外の方向に向かっている速度、そして流れの湾曲部における遠心力が及ぼす効果は計算に含まれません。水平方向の速度分布を考慮するために、修正率を適用します。

d. 緩い水路勾配 水路底の勾配は 10 分の 1 以下でなければなりません。このように小さな勾配が必要とされるのは、静水圧分布を垂直に計測した水の深さから計算しているという仮定があるからです。1:10 という河床勾配は自然の河川としては急勾配ですが、これでも深さを垂直に計算した結果として発生する誤差はたった 1%に過ぎません。氾濫原を対象にした研究のほとんどで扱っている河川は、この要件を満たしています。

e. 固定境界 洪水期間中でも、流れの断面の形状と粗度が変わることはありません。この仮定は一般的に使用されていますが、沖積平野上の流れの多くは、洪水などの大きな事象の期間中に、河床や河岸の形状にかなりの変化を受けることがあります。

f. 隣接する断面間における一定の(平均化された)摩擦勾配 断面間の摩擦損失の近似は、各断面を代表する摩擦勾配に、断面を隔てている流路区間の長さを掛けることによって得られます。摩擦勾配を決定するために様々な近似式が使用されています。たとえば HEC-2 では 4 種類の式が使用可能であり、それぞれ、平均輸送能、平均摩擦勾配、幾何平均摩擦勾配、調平均摩擦勾配と指定されています（合衆国陸軍工兵隊 1990b）。この仮定では、断面間に適切な間隔を設けること、そして流路区間内の条件によって損失が決定されるように適切な摩擦勾配の式を選択することが要件になっています。

#### 6-3. 標準的なステップによる解

開水路の流れでは、位置エネルギー  $Z$  は、基準点より上の流れを一定の範囲に限定している固定境界の高さとして指定されます。圧力分布が静水力学的である場合は、圧力エネルギー  $P\gamma$  は、固定境界より上の水深になります。これら 2 つのエネルギー項を加えることによって以下の等式が得られます：

$$WS = P\gamma + Z \quad (6-1)$$

ここで  $WS$  は、図 6-1 に示した基準点より上の水面の高さを示します。そこでこの等式を、以下のように書き直すことができます：

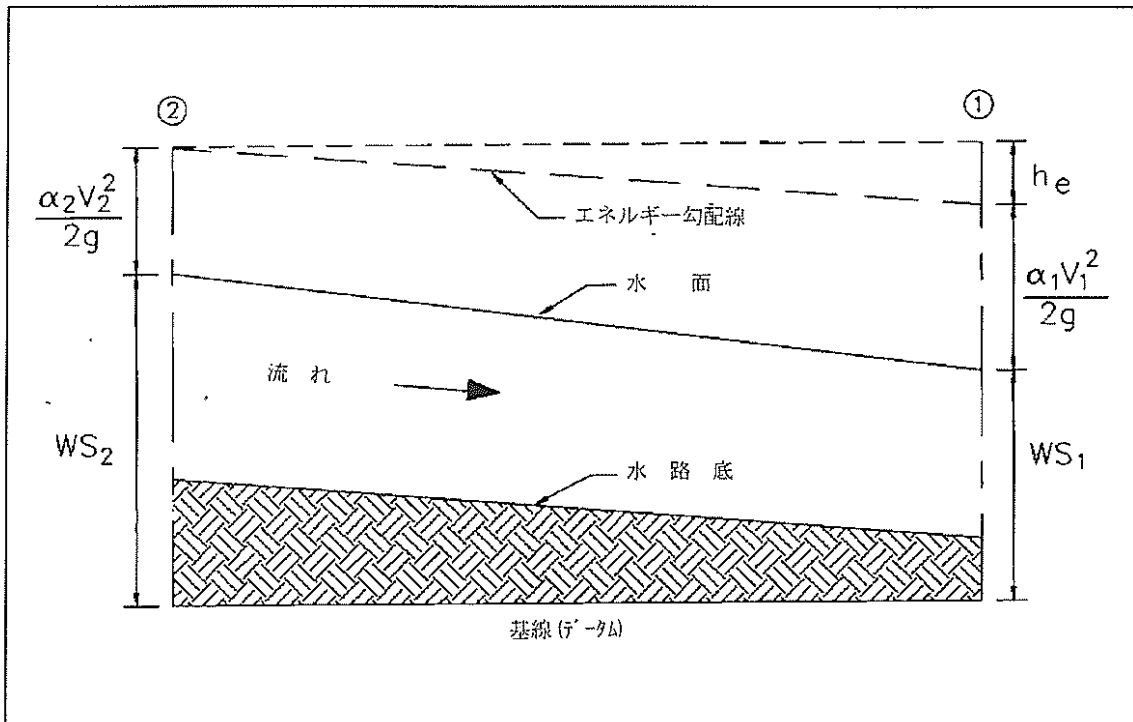


図 6-1. 開水路におけるエネルギー関係

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{式 (6-2)}$$

エネルギー水頭損失  $h_e$  は、以下のように書き直すことができます：

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{式 (6-3)}$$

ここで、

$L$  = 流量が一定の流路区間長さ

$\bar{S}_f$  = 流路区間を代表する摩擦勾配

$C$  = 拡大・収縮損失係数

式 6-2 の解は、HEC-2 のようなプログラムを使用して水面高を計算する際の基本となっています。解を求めるために使用する標準的な方式では、連続的な近似が必要になります。式 6-2 では試験的な数値  $WS_2$  を仮定し、 $h_e$  の値および流速水頭の変化を計算して合計  $\Delta WS$  を求めます。この値を既知の下流における水面高さに加算して、 $WS_2$  を求めます。こうした試算を繰り返し行うことにより、試算的な  $WS_2$  の値が計算結果の  $WS_2$  に収束して行きます。この手順の各ステップを以下に示します。

a. 上流の断面（または、射流が計算されている場合には下流の断面）における水面高を仮定します。

b. 上記で仮定した水面高さに基づいて、対応する総輸送能および流速水頭を決定します。

c. 上記の第 2 ステップから得られた値を使用して  $S_f$  を計算し、式 6-2 を解いて  $h_e$  を求めます。

d. 上記のステップ 2 および 3 の結果を使用して式 6-2 を解き、 $WS_2$  を求めます。

e. 計算から得られた  $WS_2$  の値を、ステップ 1 で仮定した値と比較します。数値が 0.01 フィート（または 0.01 メートル）の範囲内で一致するまで、上記のステップ 1~5 を繰り返します。

#### 6-4. 適用可能な範囲

6-2 節で説明した仮定に基づく方法は、適用可能性を決定するための根拠となります。こうした方法がモデリングに及ぼす効果を以下に示します：

a. 定常流 この仮定は、通常はそれほど大きな問題ではありません。大きな水流で自然に発生する洪水のほとんどでは、時間に伴う流れの変化は十分にゆっくりしているため、定常流であると仮定して問題ありません。また、たとえ定常流でなかったとしても、この仮定によって計算上の問題が生ずることは希です。以下に、定常流モデルが適用不可能となる条件を 3 つ示します：

(1) ダムの決壊によって発生するような、完全な非定常流の式における時間依存の項が著しい影響を及ぼす、急速に移動する洪水波。

(2) 潮汐のような下流端の境界条件からの背水効果が著しい場合。

(3) 河道の勾配が平坦であるため、結果的に流量と水面高さとの間に大きなループ効果が見られる場合。詳しくは第 5 章を参照してください。

b. 漸変流 ほとんどの河川、河道の形状に激しい変化がない流路区間では、この仮定はごく妥当なものと言えます。ただし、橋や水流制御機構などの構造物付近では、この仮定が有効とならない場合があります。エネルギー損失の推測や、急速に変化する流れでの水面高さの計算などは、さらに不確実になります。また、こうした条件下では、エネルギー損失の予測結果が高すぎたり低すぎたりする場合があります、また計算したエネルギー損失に基づいて水面高さを決定することができない可能性もあるため、限界水深は推測によって決定します。ほとんどの氾濫原に関する研究では、限界水深の解が妥当な値となりません。また、断面における限界水深からは、水面高さの変化に基づいて放水路侵食を計算するために必要な情報を得ることはできません。

c. 一次元流れ これは常に有効な仮定ではありません。一次元的な流れの仮定に反する主な問題点として、水面高さが多数ある場合と流れが多方向に向かっている場合の 2 つがあります。

(1) 1 つの断面内に水面高さが多数ある状態は、複数の流れ経路の結果として発生する場合があります。各経路の流れが他の経路から物理的に分離されている場合、各経路ごとの流れの分布は、その経路の輸送能（またはエネルギー損失）の関数になります。一次元モデルでは各断面の流れをその断面における輸送能に基づいて分配するため、モデルにおける流れの分布は、計算段階において、断面から他の断面へと自由に移動します。この問題に対して従来から使用されている解決策として、モデルを別々の流れ経路に分割し、それぞれのモデルごとに水面高さを計算する方法があります (Chow 1959 年の、11-9 節を参照してください)。

(2) 流れが多方向に向かっている場合は、流れに垂直な単一の断面を使用してのモデリングは容易ではありません。流れが徐々に拡大・収縮、あるいは湾曲している場合には、要件を妥当に満たすように断面を定義することが可能です。ただし、十分に注意して定義する必要があります。堤防を超える氾濫や側方分流などによって、流れが複数の経路に分かれている時には、本川から離れてしまった流れについては予測計算も分けて行い、本川の流れからは差し引いて計算する必要があります。HEC-2 プログラムには分流用のオプションがあり、側方流れ損失の計算や、分流後における本川の水面高の計算などが可能になっています (合衆国陸軍工兵隊 1982a)。

d. 緩い河道勾配 この条件は、自然の水流ではごく普通に見られます。10 分の 1 以下の勾配とは、圧力修正率が 1 に近く、修正が必要とされていないことを意味しています。また、流れの深さが、垂直に計測しても河床に対して直角に計測しても、基本的に同じであることを意味しています (Chow 1959 年)。放水路の計算が実行されている、ほとんどの溪流では、10 分の 1 の勾配は急勾配であると見なされます。河道の勾配は、通常、100 分の 1 以下になっています。

e. 固定境界 この仮定では、河道の勾配と配列が、解析期間を通して一定であることが要求されます。懸念されるのは、蛇行している河川での変化のような長期間における河岸の変化ではなく、洪水期間中の水流に発生するような、局所的な洗掘や堆積による変化です。速度が増加すると洗掘の可能性も高くなるという理由から、こうした問題は、たとえば流れが橋の下を通過する場合のような、流れに大きな収縮が生じる場合に顕著になります。洗掘が発生する洗掘限界流速を決定するための指針は、EM 1110-2-1610 の安定した水流のための設計基準に記載されています。

## 6-5. 定常流の水面高研究の一例

a. 研究目的 全体的な研究目的は、洪水保護計画地域に指定されている West Virginia 州 Williamson の、Tug Fork 川の流路区間における、水面形の包括的な再解析です (Williams 1988a、1988c)。

b. 研究対象となる流路区間の説明 Tug Fork 川は、West Virginia 州南部に源を發し、北西方向に向かって Louisa、Kentucky を通過し、そこで Big Sandy 川と合流するまで、155 マイルにわたって流れています。

(1) 源流付近では山岳地帯を流れていますが、より低地の流路区間では、谷幅が広くなり、丘の起伏も穏やかで丸みを帯びています。流域のほとんど全体を通じて、深く狭い、兩岸を急な尾根に囲まれた、曲がりくねった谷間を川が流れています。Williamson の町は、Tug Fork 川流域の下流 3 分の 1 ほどに位置しており、この付近では川幅が 800~900 フィートになっています。

(2) 元の水面高の研究の対象となった流路区間は、West Virginia 州 Kermit から、Williamson の中心商業地域までの部分であり、その距離は約 20 マイルでした。この流路区間の全体的な勾配は、1 マイル当たり約 2 フィートでした。

(3) 河道は沖積平野上にあり、河床の幅は約 150 フィート、河岸は安定しており、高さは水面から平均 25 フィートまでの範囲になっています。河床の土砂は、砂と砂利です。周辺の植生はほとんどが針葉樹で、河岸に線状をなし、農地や工業地帯を除いて針葉樹が氾濫原全体を覆っています。

c. 水面高計算モデルの要約およびパラメータの評価。元の HEC-2 データファイルに対する修正には、橋の部分の現地ドデータの置き換え、流路区間の長さの作成、植生および土地利用によるマニングの粗度係数の指定などが含まれています。河岸の植生による制限の近似を改善するため、河岸の制限を再設定しました。

(1) 計算された水面高さの感度に対して、有意な水理学的パラメータを決定するために評価を行いました。スーパーエレベーション、洪水期間中における河床の洗掘、局所的な流入、高水敷上の流れ、相対粗度、季節による植生の粗度が、解析の対象となりました。この評価に使用した現地ドデータで鍵となった情報は、1984 年および 1977 年の洪水痕跡、および Williamson における USGS の計測値の記録でした。

(2) これらの評価結果の中で、上記の事象の期間中に発生した河床の洗掘に関する評価は、無視できるものと見なされました。較正許容量を 0.5~1 フィートに緩和すべきであると表示された点を除いて、スーパーエレベーションによる影響は認められませんでした。局所的な流入の変化は、計算結果と実際の水面高さの間で、計測値同士が一致するように改善されました。

(3) 水理学的パラメータの中でも重要性の高いものは、Williamson 市街を通過した有意な高水敷上の流れの識別、希な洪水によりすべての樹木が水没した際の粗度の数値の変化、植生の粗度における季節変化の 3 つでした。

(4) 1977 年の洪水期間中における最大流量は非常に大きく、外挿法による推測を 2 回も行ったほどです。1 回は 9 万 4000 立法フィート/秒 (cfs) の洪水で、

もう 1 回は 1 万 7000 立法フィート/秒の洪水でした。水位-流量曲線を外挿する手順は EM 1110-2-1601 にしていただきました。この手順では、「相対粗度」を使用し、実測データを使用して粗度の高さを計算しました。外挿手順の詳細、およびこの研究におけるその他の詳細事項は、Williams (1988a, 1988c) に記載されています。この 2 つの洪水を対象とした HEC-2 モデルの較正は、この章の「モデルの較正と検証」(6-11) の節で考察します。

## セクション II データ要件

### 6-6. データ要件の手引き

水面高の研究を完成するために、どの程度の時間と労力が必要になるかは、希望する結果を確実に得るために必要な解析作業の詳細に依存します。場合によっては、入手可能な基本データの特性および研究の実施に与えられた時間によって、研究の取り扱い範囲が事実上制限されてしまうことがあります。このような場合には、迅速な概算方法である予備調査によって、研究目的をある程度満たすような結果が得られることもありますが、時間のかかるコンピュータによる計算ほど正確な結果は得られません。また、信頼性の高い工事を行うためには、必要となる調査の目的と特徴、使用可能な基本データが有すると思われる精度、その水流における流れの条件の複雑さ、研究を完成させるまでの予算および時間的制限などを考慮すると、詳細で徹底的な解析作業によって可能な限り最大限の精度を実現する方が、より有益なこともあります。

a. 理論 水理学の理論は、固定境界を持つ水路に関しては十分に確立されています。また、この理論に基づくコンピュータシミュレーションモデルからは、適用方法さえ適切であれば、一貫性のある正確な結果を得ることができます。誤差の原因の主なものとしては、データの精度が不十分なことや流れ条件のモデリングが不適切なことなどが挙げられます。

b. データのカテゴリー 基本データは、断面、流路区間の長さ、損失係数、流動様式、および初期状態という 5 つのカテゴリーに分類されます。このデータに要求される正確さは、最終結果に求められる正確さの程度に依存します。場合によっては、たとえば余裕高を十分に与えるなどの安全率を使用して、データの不十分さを補う方法が最も経済的だと思われることがあります。農村部ではこうした手法が妥当かもしれませんが、都市部では、不十分で不正確なデータに基づいた設計によって、大きな物的損害と人命の損失が発生する可能性があります。断面データおよび損失係数については、「付録 D」で考察します。

## 6-7. 流動様式

水面高さの計算は、既知の開始条件または推測による開始条件を持つ断面から始まり、常流では上流に向かって、また射流では下流に向かって、計算が進行します。HEC-2のようなプログラムを使用して計算した場合、常流の水面高さは限界水深またはそれ以上の水深に制限され、射流の水面高は、限界水深およびそれ以下の水深に制限されます。このプログラムでは、特定の橋梁解析問題を除いて、限界水深を通過するような水面高さの計算はできません。流れがある流動様式から他の流動様式に移動する時には、常流と射流を交互に想定しながら、水面高さの計算を2回行う必要があります（合衆国陸軍工兵隊1990b）。

## 6-8. 開始条件

水面高さの計算を開始する位置は、可能であれば、水面高さを確実に決定することが可能な地点にすべきです。この位置は、観測地点と同じ位置になるか、ダム、あるいは流れが限界水深にある一定の区域が開始位置になる可能性もあります。また現実的な事情によって、計算を他の位置から開始しなければならない場合もしばしばあります。

a. 既知の高さ 水面高さに対する流量の関係がすでに判明していて、水面高さに求められている条件に対してその関係が適用可能であるような河川があり、その河川上にあるダム、または観測地点から水面高さの計算を開始する時には、出発水位を水位-流量曲線から決定することが可能です。このタイプの計算に共通の状況としては、ダムを通過あるいは超える特定の流量に伴って、貯水池が満杯の時の水面高さから開始する水面高さの計算が含まれてくる点があります。

b. 限界水深 特定のケースでは、限界水深が発生することがすでに知られている点から計算を開始することが妥当な場合もあります。河川における限界水深は、河道の勾配が突然急になる場所で発生することがあります。また、河床を上昇させるか、河道の幅をせばめるような構造体を使用して、限界水深を人工的に作り出すことも可能です。限界水深の位置決定が可能な場合は、出発水位を決定するための限界水深の選択肢は、HEC-2のようなプログラムへの入力で指定することが可能で、この場合は、プログラム自体が限界水深を計算して使用します。

c. 等流 等流の仮定が合理的であるような場合は、勾配-面積法を使用して、等流水深の計算結果に基づいて、出発水位を見つけ出すことが可能です。エネルギー勾配線の勾配予測、および開始水面高さの初期推測値が、所定の断面において NEC-2 プログラムに入力された場合は、プログラムが、自動的に等流水深の計算を行います。また、このプログラムは、初期条件に

おける流量を計算し、その結果を目的の流量と比較します。比較の結果、著しい差異が認められた場合には、プログラムが水深を調整し、計算結果と所定の流量との差が1%未満という基準が満たされるまで計算を繰り返し実行します。

d. 予測勾配 選択した流量に対する出発水位が直ちに決定できない場合は、臨機応変に何らかの措置を使用して出発水位を決定しなければなりません。1つの方法としては、よく似た流れで水面勾配を選択し、試行錯誤またはグラフによって、勾配を求めるために必要な水面高さのマニング式を解く方法があります。

e. 予測水位 もう1つの方法は、背水曲線が要求されるような流路区間から、ある程度下流に離れた位置で、試験的な出発水位を使用して水面形計算を始める方法です。不適正な仮定による試験的な出発水位が原因で発生する誤差は、計算を上流方向に進めるに従って消滅する傾向があります。この下流に離す距離は、「コンピュータによる水面高の精度 (Accuracy of Computer Water Surface Profiles)」(合衆国陸軍工兵隊1986年)に記載されている回帰式から推測することが可能です。式は、限界水深の式と等流水深の式の両方があります。出発水位の仮定が及ぼす影響は、同じ下流位置で、異なる試験的な出発水位を使用して開始する第2の水面高を計算することでテストが可能です。計算が前述の背水曲線が要求されるような流路区間まで進む前に、対応する2つの背水曲線が1つに合流するようであれば、その出発水位の仮定が妥当なものだと判断できます。試験的な出発水位を選択する際には、1つの高さは真の高さより低く、もう1つの高さは真の高さより高くなければなりません。

f. 潮汐条件 水面形の計算が、潮汐による変動の影響を受けている水流の河口から始まる時には、風波の吹き寄せを含めた予測最高潮位が、通常では水流の河口に位置している観測点の出発水位となります。

## セクション III モデルの開発

### 6-9. データ源

前節では、水面高さの計算に使用するデータの要件について考察しました。繰り返しになりますが、流量、流動様式、開始水面高さ、粗度およびその多くのエネルギー損失係数、断面および流路区間の形状データなどが必要になります。

形状データおよびエネルギー損失係数については、「付録 D」で考察します。その他の項目については、この節でデータの入手源について考察します。

a. 流量 水面形の計算で使用する流量は、一般的に、所定の頻度に関連した最大流量です。たとえば、氾濫原の研究で使用する複数の水面高を対象とした解析では、過去 10 年以上、50 年以上、100 年以上、さらに 500 年以上に起きた洪水の最大流量が必要になります。最大流量は、洪水の発生頻度の解析から取得するか、または HEC-1 のような降雨-流出モデルで使用する歴史的または設計上の降水量データから得るのが一般的です。

b. 流動様式 HEC-2 のようなモデルにおける水面高の計算は、限界水深と交叉することはありません。したがって解析の開始時点で、常流と射流のどちらで流れを解析するのかを決めておく必要があります。流動様式は、ほとんどの河川で常流になっています。しかし、この仮定を使用した場合に、仮定が間違っていると、プログラムでの出力時に、間違った決定が行われた可能性がある旨のメッセージが表示されます。流動様式が予測されたものと異なるモデルでは、限界水深は推測され、断面の出力に記録されます。流れが実際に 1 つの流動様式から他の流動様式へと通過するような流路区間では、それぞれの流動様式に対して別々に計算を行い、その結果を組み合わせることでコンピュータによる解析を行う必要があるかもしれません。

c. 出発水位 出発水位を決定するための代替的な方法については、前出のデータ要件に関する節で記述しています。

## 6-10. データと水面形の精度

「付録 D」で提案されている断面位置のリストで見ると、調査する断面の数を多くすることによって、不均一な自然の水流が持っている特徴から生ずる、望ましくない影響が低減される可能性があります。これは一般的に事実だと考えられますが、その一方で、断面の数を増やすと、断面の位置を特定して調査するのに必要な時間やコスト、さらに作業量などについても考慮しなければなりません。こうした両面の事情を考慮して、調査のために望まれる断面の数と、実用上妥当な数との間でバランスを取る必要があります。データと水面高の正確さは、作業量やコストとのバランスで考えるべきです。

a. 関連誤差 段階プロファイル法を使用した水面高さの計算に関連して発生する誤差は、基本理論の誤差、計算による誤差、そしてデータ予測による誤差に分類することができます (McBean および Pernel, 1984 年)。

(1) 理論を適用する際に発生する誤差を最小限に抑えることは、研究を実施しているエンジニアの責任です。

(2) 計算上の誤差には、数値の丸めによる誤差と、数値解に関する誤差があります。前者は、最近のコンピュータを使用した計算では無視できる範囲に収まっており、また後者も、いつでも利用できる数学的解法を適用することで最小限に抑えることができます。

(3) データの収集が不完全または不適切であったり、予測データが不正確であったりする場合には、データ予測に誤差が出る場合があります。データ予測における誤差の主な発生源は、水面形の精度、使用するデータの精度、そしてエネルギー損失の計算に必要なデータです。水流の形状における精度は、計算結果にも影響を及ぼすため、非常に重要です。エネルギー損失計算の精度は、適用したエネルギー損失の式の有効性、およびエネルギー損失係数の精度に依存します。マニング式は、開水路流れの式の中では最も一般的に使われているもので、境界の摩擦を計測する際に使用する係数はマニングの  $n$  値です。

### b. データ収集およびデータ予測の精度

(1) 航空測量および地形図の精度 地図業界の基準を確認するために航空測量（航空測量の標点標高および地形図）から取得する水流の断面形状は、一般に考えられているよりも正確な場合が多いようです。航空測量の標点標高の測量結果から取得した断面形状は、同じ等高線間隔の航空測量から作成した地形図による断面形状と比較すると、その精度が 2 倍ほどになっています。

(2) 計算された水面形の精度予測 航空測量の標点標高の測量または地形図の精度が、計算された水面形の精度に及ぼす影響は、地図業界の精度基準や、マニングの係数の信頼性、水流における水理学的な変数などを使用して予測することが可能です。

(3) マニングの係数の推測 マニングの係数の推測値がどの程度の信頼性を持っているかは、水面高の計算結果の精度に大きな影響を及ぼします。適切なマニングの係数を決定する作業には、十分な時間と労力を費やすべきです。

(4) 追加的な計算ステップ 通常は適切と見なされている断面間隔を使用したにもかかわらず、大きな計算上の誤差が発生することがあります。

このような誤差は、水面高さの計算の基本であるエネルギー損失と距離との関係が正確に考慮されていない場合に発生します。調査済みの断面の間に補完的な断面を追加することによって、こうした誤差を解消することができます。

(5) 航空測量の手順 調査の必要な断面が 15 以上ある場合には、現地調査よりも、航空測量の標点標高の測量の方がコスト効率の点で有利です。航空測量の標点標高の測量技術を使用することで追加の座標点が把握できるようになり、少ないコストで断面を取得することが可能になります。座標点は、一般的に使用されている水面高さ計算用のコンピュータプログラムに直接入力するため、フォーマットすることも可能です。

#### c. データに含まれる誤差

(1) 断面座標データを取得するために一般的に適用される現地調査方法によって発生した水面高の誤差は、信頼性「 $N_r$ 」のマニングの係数のみの関数になっています（合衆国陸軍工兵隊 1986 年）。調査誤差が原因で発生した計算結果の誤差は、マニングの係数を大まかに予測した場合でも、ごく小さなものです。

(2) 断面座標データを取得するために航空測量の標点標高の測量を使用したことが原因で発生した誤差は、等高線の間隔およびマニングの  $n$  値の信頼性によって異なります。

(3) 航空測量の標点標高の測量法による小さな水面高さの誤差は、航空測量の標点標高の測量の精度が高いことと、個々の座標点における計測誤差が無作為になっていることが原因となっています。後者を修正するには、断面の配列に沿って誤差を補正する必要があります。有効な回帰式から決定した誤差の予測が有効となるためには、無作為性とそれに伴う補正が行われたことを確認できるよう、8 つ以上の断面座標点が必要です。

(4) マニングの係数の信頼性が低下すると、それに伴って計算結果である水面高における誤差が著しく増大します。比較的信頼性の低いマニングの係数の予測値が原因で発生した水面高の誤差は、調査測量で発生した誤差に比較して、数倍も大きくなります。

(5) 地形図の等高線間隔が広い場合には、航空測量の標点標高の測量の等高線間隔が広い場合に比較して、誤差がかなり大きくなります。地形図から取得したデータは明らかに精度が低いと言えます。また、地形図における断面の標高は、等高線の間隔からのみ取得が可能です。

勾配の急な水流、広い等高線間隔、信頼性の低いマニングの係数の予測といった条件が認められるような調査では、著しい誤差（2 フィート以上）が発生する恐れがあります。

(6) 「水位の計算結果の精度」（合衆国陸軍工兵隊 1986 年）に記載されている誤差予測の式は、希望する計算精度を実現するために必要な、地図作成方法の決定に使用することができます。

#### 6-11. モデルの較正と検証

a. 較正 較正の目的は、モデルに必要な 1 組のパラメータを取得し、モデルの示す反応が、そのモデルが代表している物理的なシステムに似た状態になるようにすることです。較正済みの定常流の水面高さ計算モデルでは、水位を計算する必要があります。この水面高さは、較正に使用した諸条件のみでなく他の条件においても、計測された高さ（洪水痕跡または水位計の読み取り値）と基本的に同じ値です。この水位の計算は、試行錯誤的な手法によって行いますが、その際、初期のパラメータを使用し、また実測データと比較することによって水面高さを計算します。パラメータは比較に基づいて調整し、数値が適切に一致するまでこの手順を繰り返します。

b. 検証 最終的には計算したモデルの出力を実測データと比較するという点で、検証と較正とは、よく似ています。検証と較正という 2 つの手順の違いは、タイミングと関与しているデータの違いによるものです。モデルは、まず最初に 1 組の実測データによって較正され、さらにもう 1 組のデータで検証されます。

c. 相違点の調整における諸要素 計算データと実測データの相違点（Hoggan, 1989 年）を調整する際に考慮すべき要素としては、以下のようなものがあります。

(1)  $n$  値を決定する時には、通常はある程度の余裕を考慮してあり、 $n$  値を上方または下方にわずかに調整して、計算データと実測データのより良好な一致を実現します。

(2) 水理模型あるいは他のデータ源から取得した流量値の信頼性については、確認の必要があります。計算結果と実際の水面高さの相違が大きい場合（数フィート、あるいはそれ以上）には、誤った流量が原因である可能性があるため、十分な調査が必要です。

(3) 測量データの精度は、通常はそれほど問題ではありませんが（6-10 節の c を参照）、測量データには大きな誤差が発生する可能性もあり、その場合は計算された水面高さにも重要な影響が出るため、確認が必要になることがあります。

(4) 場所によっては、モデルで使用する橋梁形式を変更する方法によって、計算結果である水面形を改善できることがあります。

(5) 洪水痕跡が、いつも橋の高い位置にある場合は、流木や浮遊物が橋脚に引っかかったことが原因となっている可能性もあります。ダムの決壊や上流における水流の変化によっても、洪水痕跡に異常が発生することがあります。

(6) 橋の架け替え、河道の改修、障害物の構築、隣接する土地の開発などが、前回の洪水痕跡の計測の後に行われていると、較正や検証の作業が困難になることがあります。

(7) どのような場合にも、常に信頼性に疑問のあるデータが出てくる可能性はあります。たとえば、降雨量データが不正確な場合には流量値がずれて来ます。また、洪水痕跡に関する地域住民からの情報は、間違いである可能性があります。

d. その他の問題 洪水痕跡の評価に関するその他の問題 (Williams 1988b) を、以下に示します。

(1) ループ状の水位-流量曲線 一部の河川では、所定の深さにおける流量が、洪水の下降水位よりも上昇水位でより大きいことを示すようなループ状の水位-流量曲線が認められる場合があります。これにより、最高水面高さが最高流量に対応しなくなり、その結果として、所定の流量に対して一定でない洪水痕跡に対してモデルの較正を行う必要が出てきます。

(2) スーパーエレベーション 洪水痕跡は、水面が湾曲部の外側でスーパーエレベーションになっているような河川の曲線部分で得られることが時々あります。一次元的な定常流モデルでは水面が水平であると仮定しているため、最洪水痕跡と比較する前に、計算された高さに対して、このスーパーエレベーションを考慮した調整を行う必要があります。

(3) 波と「セットアップ (set up)」。浮遊物線を使用して洪水痕跡を決定した場合は、波の影響によって、実際の水面高さより高くなっている可能性があります。水の運動量の変化によって誤差が発生し、その結果として水面高さの「セットアップ」が発生することがあります。浮遊物線が流れに対して平行になっておらず、流れが急に向きを変えなくてはならないような場合、あるいは流れが行き止まりになっている場合にこの現象が起きます。

(4) 背水区域 水面高さが背水の影響を受けている場合には、洪水痕跡は等流水深さの値より高くなります。背水の影響は、モデル内で下流の対照標準を変化させることによって決定できます。洪水痕跡と一致させるのに必要な下流の高さを使用することにより、その高さが予測される下流の高さの範囲内であれば、背水の影響を決定することが可能になります。この問題は、支川の合流点付近で、支川側の流路区間に発生するのが一般的です。支川で行われた河道の改修が下流に影響を及ぼす場合は、所定の流量に対して較正した  $n$  値は、無効になっている可能性があります。

e.  $n$  値の調整 較正過程における  $n$  値の調整に関する提案事項 (Williams 1988a、1988c) を以下に示します。

(1) 植生に起因する流れ抵抗は、流れの深さ、植生の特徴 (図 6-2 を参照してください)、落ち葉の量などによって、変化することがあります。1 年の異なる時期に発生した洪水に対する較正を行う時には、季節による相違も考慮する必要があります。

(2) 流れ抵抗は、河床形状および河床の表面抵抗 (または粒状) の影響を受けます。Simons および Richardson (1966 年) は、河床形状のタイプと、その相対的な抵抗について言及しています (図 6-3)。また Brownlie (1981 年) は、表面と河床形状の両方を考慮した、流れ抵抗の関係を開発しました。ただし、この関係が適用できるのは河川の沖積部分のみです。

(3) 複合水路とは、図 6-4 に示すように、横断方向に粗度および流れの深さが変化する水路です。小区間間の運動量の交換のような現象によって、複合水路の小区間同士がお互いの流れに影響を及ぼし合う場合には、合成  $n$  を推奨します。その理由は、各々の現地の粗度は、流れの深さによって目立つほど変化することはありませんが、合成高さは変化する (合成  $n$  も同様) からです。詳細については、EM 1110-2-1601、付録 IV を参照してください。

(4) 水面形計算モデルにおける  $n$  値の割り当ては、系統だった方法で行うべきです。具体的には、実現象において出会う粗度のタイプを、割り当てた  $n$  値の対応する範囲と平行して定義する方法をとります。これにより流路区間は、設定された範囲内で、粗度のタイプと割り当てられた  $n$  値によって分類されます。この作業を研究の初期段階で行った場合には、優れた初期モデルを確立するという意味で価値があり、また  $n$  値の調整限度を決定する基礎ともなります。



植物の平均長さ	草本	
	直立状態	普通の状態
30 インチ以上	A	B
11-24 インチ	B	C
6-10 インチ	C	D
2-6 インチ	D	D
2 インチ以下	E	E

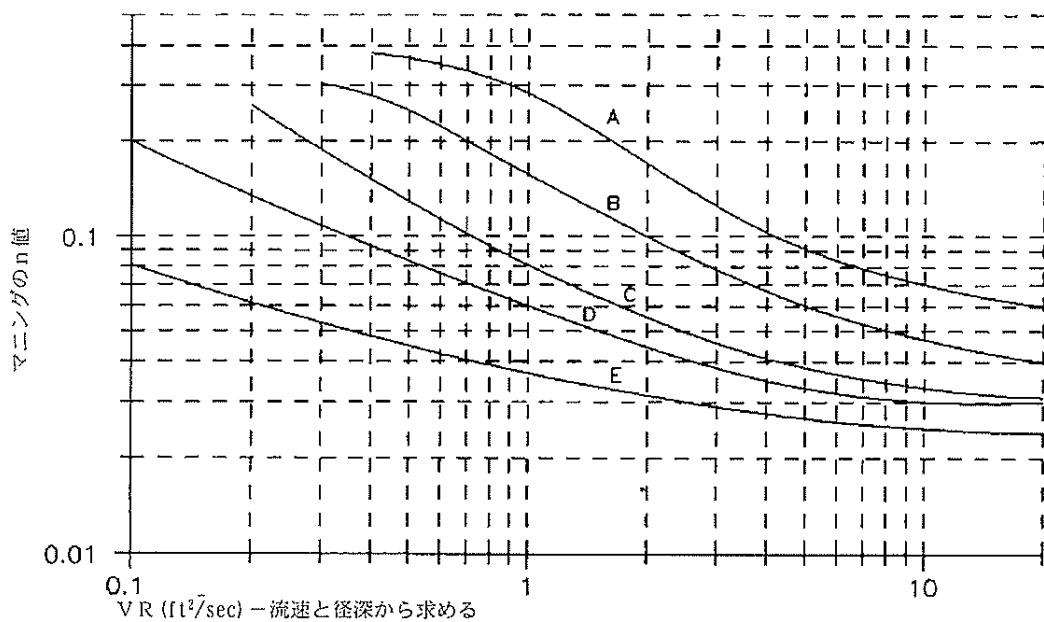


図 6-2. 草の生えた河道におけるマンニングの  $n$  値の挙動

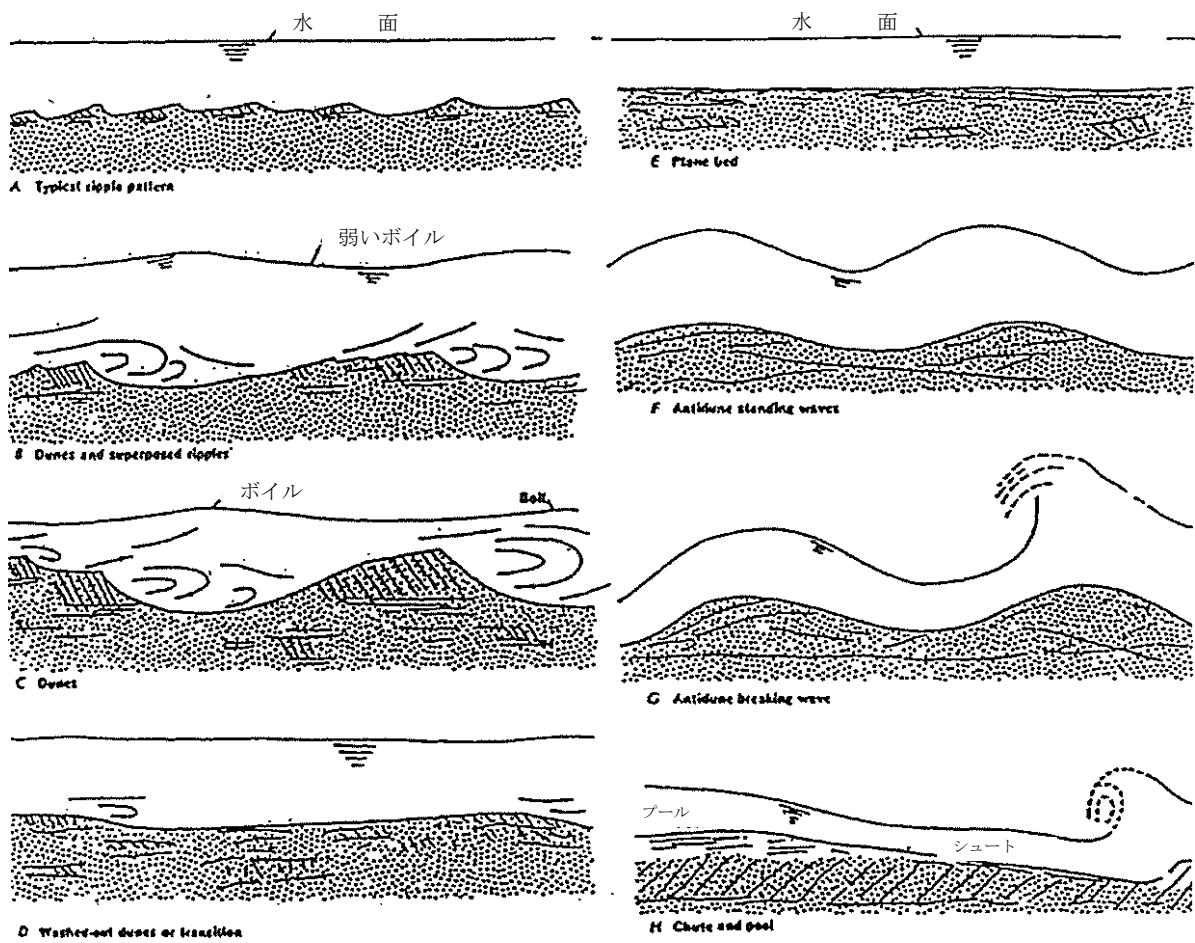


図 6-3. 河床形状のタイプおよびその流れに対する抵抗

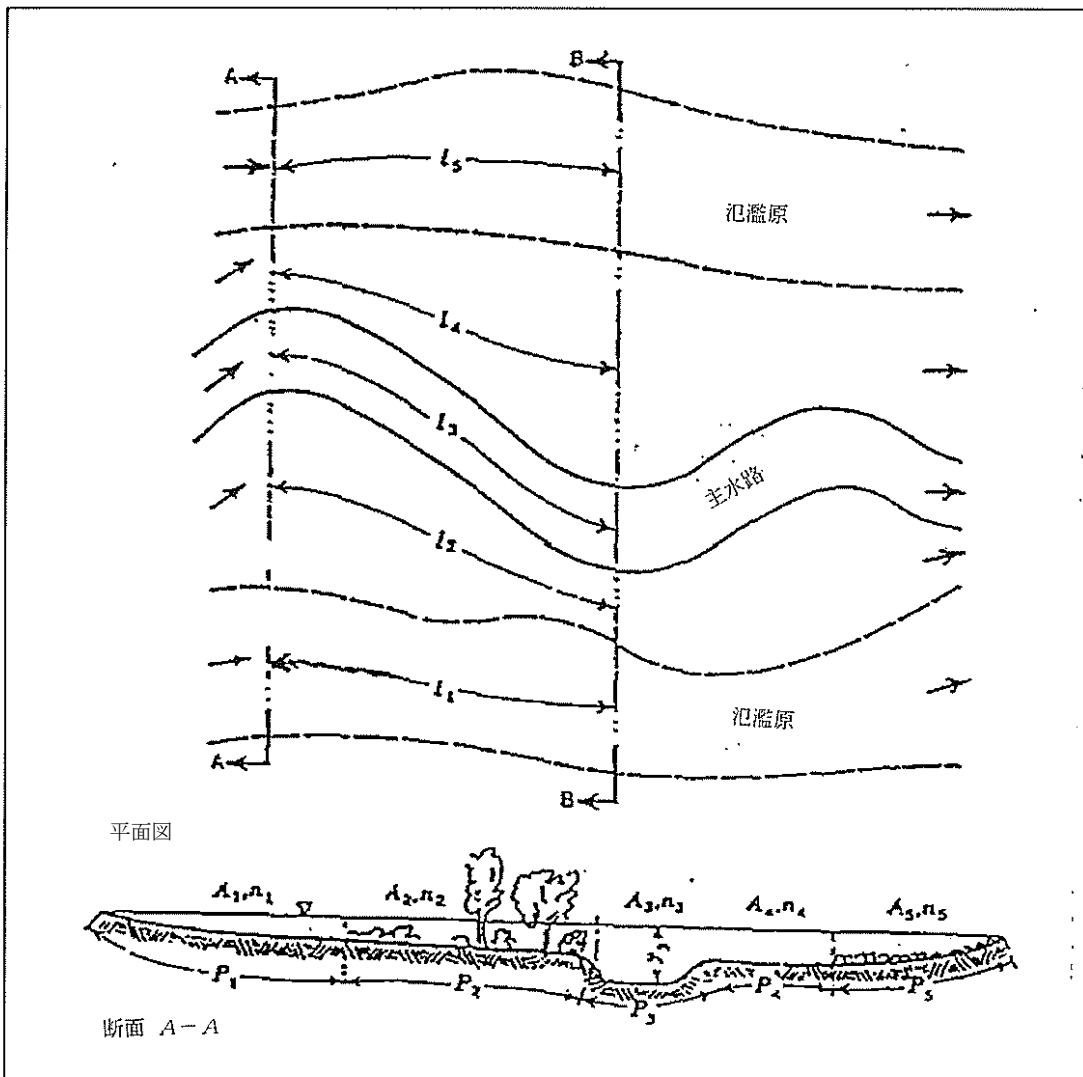


図 6-4. 側方の粗度および流れの深さが変化する複合水路

表 6-1 に、West Virginia 州、Williamson におけるモデルの較正に使用した  $n$  値の表を例として示しました。

f. HEC-2 の較正の一例。この節では、West Virginia 州にある Tug Fork 川の長さ 20 マイルの流路区間で使用した、HEC-2 モデルの較正に関して簡単に説明します。モデルの較正は、1984 年および 1977 年に発生した洪水に対して行われました。この較正作業に関する詳細は、Williams (1988a、1988c) を参照してください。

(1) 指針として Chow の研究 (1959 年) を使用しながら、マンニングの  $n$  値を特定の流路区間に割り当て、それを HEC-2 モデルに入力しました。初期の  $n$  値を調整して実際の洪水痕跡を再現しました。これらの洪水痕跡は、3 つを除いて、0.5 フィートの範囲内で再現されました。3 つの洪水痕跡における再現の範囲が 1.0 フィートになったのは、湾曲部におけるスーパーエレベーションに起因します。

(2) 1984 年の洪水における実際の水面高には一貫性が欠けていました。そのため降雨量データの再確認後に初期の支川の流量に対して調整を行い、1984 年の洪水を再構築しました。

この操作により、Kermite の観測地点における本川の流量が、1984 年洪水時の 8 万 2000 立方フィート/秒から、5 万 8000 立方フィート/秒に変更されました。

(3) 1984 年の洪水を較正した結果、Williamson にある USGS の観測地点における河道のマンニングの  $n$  値は、0.058 となりました。また、1977 年の洪水に対する較正では、9 万 4000 立方フィート/秒および 11 万 7000 立方フィート/秒の流量に対して河道の  $n$  値は、それぞれ 0.041 および 0.028 となりました。

(4) 1984 年の洪水データから USGS が作成した詳細な流量および流速の計測値を分析した結果、1977 年の洪水期間中に、Williamson の商業中心地区 (CBD) を通過する大きな流れが発生したことが判明しました。この流れをシミュレーションするために、建物や街路の形状が反映されるように HEC-2 モデルを調整し、さらにこの高水敷部に対して 0.020 というマンニングの  $n$  値を割り当てました。その結果、既存の洪水防壁を超える側方流が、商業中心地区の輸送能と十分に合致するものであることを確認しました。

表 6-1 1977 年洪水における粗度の説明とマンニングの  $n$  値の較正

範囲 (距離標)	左岸氾濫原の説明	$n$	水路部分の説明	$n$	右岸氾濫原の説明	$n$
38.4-43.86	草深い空き地・開発された区域・疎～中位の密集度の藪 (低木部)	0.01~0.069、 平均 0.057	段階的な湾曲部： 典型的な緩い勾配の岸・中程度の密集度の藪 (低木部)	0.036	市街地が点在する 空き地・道路・鉄道	0.041~0.069 平均 0.044
43.86-49.07	草深い一般的な空き地・疎～中位の密集度の藪 (低木部) を含む市街地	0.041~0.069 平均 0.045	発達している湾曲部： 鋭角な湾曲部： 中程度の勾配の岸・密集した藪 (低木)	0.041	市街地を含む空き地・植物が点在する範囲・草深い範囲・疎～中程度の密集度の藪	0.041~0.048 平均 0.045
49.07-53.86	いくつかの市街地を含む草深い空き地：疎～中程度の密集度の藪	0.044~0.051 平均 0.045	段階的な湾曲部： 典型的な緩い勾配の岸・中程度の密集度の藪 (低木部)	0.036	草深い空き地を含む市街地・疎～中程度の密集度の藪	0.041~0.048 平均 0.045

セクション IV  
特殊な問題

6-12. 特殊な問題の手引き (2004.11. N.K.)

ここでは、自然の川や放水路などにおける、エネルギーの損失の増大、境界条件の変更をとまなうようなところの流れのプロファイル (flow profiles) ないしエネルギー損失の性質について検討します。種々の問題に対し、様々なモデリングによるアプローチを示します。

6-13. 橋の水理 (2004.11. N.K.)

a. 橋台間の流れの性質 高水敷 (confines of the floodplain) に橋台のある河川の流れには、つぎの4つの領域があると解釈されています。すなわち、密着域 (accretion)、縮小域 (contraction)、拡張域 (expansion)、逸脱域 (abstraction) です (Laursen 1970)。(訳注: 水は非圧縮性である。念のため。)

(1) 密着域は、橋の上流側で、まだ橋による縮流をはじめないだけの距離を離れたところ、流線がまだ平行のところから始まります。橋の上流面のところで、この領域は終わります。この領域の橋へと向かう水流は、高水敷上では、これから橋台間の開口部を通過すべく、側方、すなわち低水路の方へと向かって流れます。この流れの収縮は、それなりの場所をとって生じるものなので、流れのタイプは「漸変流」になります。

(2) 縮小域の範囲は、密着域の終点である橋の直上流面から下流面までです。橋台間の開口部を通過するために、流れは、ここでもっとも縮小します。この開口部の形状によってエネルギーの損失が大きく変わります。一般に、この開口部において生じたジェット状の流れは、橋のすぐ下流の拡張域のなかへ、拡散、混合という乱れのなかへと拡がってゆきます。かなりの縮小および拡張というこの2つの領域においては、「急変流」タイプの流れとなり、そうでないあとの2つの領域よりも大きなエネルギーの損失があります。

(3) 逸脱域は、拡張域の下流から、高水敷いっぱいまでの水流の流線が再び平行になるところまでです。この領域では、水流は低水路付近から側方へと、高水敷へと逸れてゆきます。「漸変流」のタイプの流れになります。

b. 橋による背水 橋による背水に関する熱心な研究 (Bradley 1978) による知見のいくつかを図 6-5、6-6 に示しています。

(1) 橋のところで縮流しても、低水路中央の流線の形は、実際にまるで変わりません (図 6-5)。しかし、橋台の近くの流線は目に見えるほど大きく曲がります。左右岸の高水敷上の流れの重量 (momentum) でもって、河川中央の低水路を前進する水流が、この狭窄部へと押し込まれなければなりません。狭窄部を抜けると、ジェット状の水流が、普通の流れの状態に戻るまで次第に (片側で  $5\sim 6^\circ$  ぐらい) 拡がります。

(2) 狭縮は大きなエネルギーの損失をとまないますが、その内、もっとも大きな損失は、下流の拡張域においてのものであります。常流の流れでは、狭縮による影響は、橋の上流側での水面およびエネルギー勾配線のせき上げとして表れます。この様子を、流れの中心のプロファイルとして、図 6-6 に示しています。橋のない場合の普通の水面形 (普通、等流の水面) を N.W.S. (natural water surface) として破線で示し、橋による縮流の水面形を W.S. として実線で示しています。断面 1 において、橋による縮流のある場合は、ない場合よりも  $h1^*$  (これを橋せき上げ高と呼ぶ) だけ水面が高くなります。この流れは、断面 2 のあたりで等流の水面を横切り、断面 3 の辺りで水深が極小となり、下流の断面 4 のあたりで等流の水面に戻ります。

c. ブリッジでの流れのタイプ 河相 (regime)、また、橋のような構造物の高さと水深との位置関係によって、いくつかの内どれかのタイプの流れになります。低水時の4種の流れのほか、圧力流れ、堰流れ、堰流れと圧力流れの組合せ、低水時の堰流れの組合せなどがあります。代表的なもの水位流量曲線を図 6-7 に示しています。

d. ブリッジによる損失の計算 ブリッジによるエネルギーの損失は、2つのカテゴリーに分けることができます。第1は、ブリッジの上流と下流の河道でのもの、第2はブリッジのところを通過することにとまなうものです。例えば、HEC-2 というコンピューター・プログラムでは、第1のカテゴリーの損失は、水面の逐次ステップ計算で求めています。これは、摩擦による損失を求めるとに Manning 式を適用し、また、となりあう計

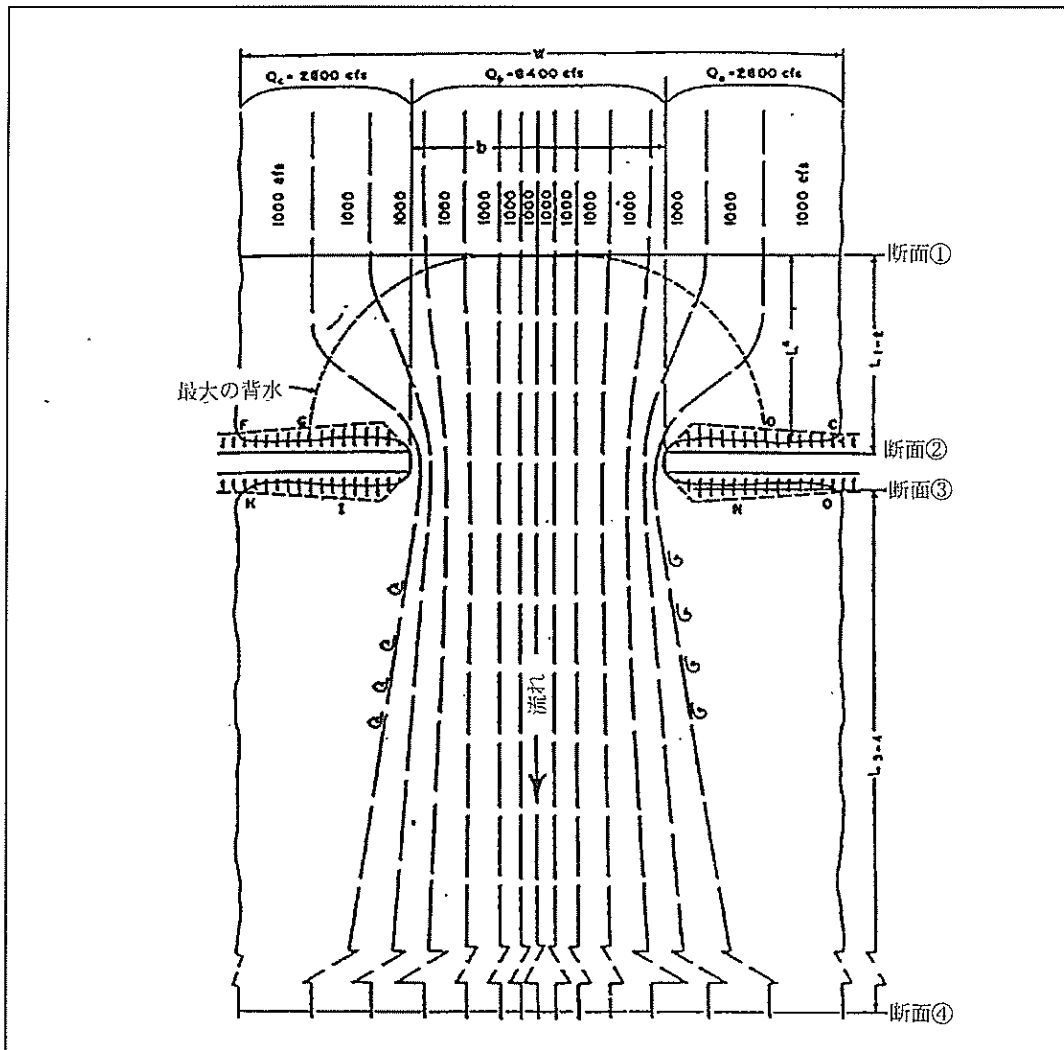


図 6-5. 普通の橋を通過する際の典型的な流れ線

算用断面間の速度水頭に、縮小域あるいは拡張域の係数をかけることで、摩擦損失以外の損失も考慮するというものです。第2のカテゴリーの損失は、ブリッジのところの通過にともなうものですが、これは、つぎの3つの方法のいずれかによって算出します。普通ブリッジ法、特殊ブリッジ法、あるいは、別途計上したものを水面形のパログラムに入力するという方法です。なお、特殊カルバート法による暗渠の通過にともなうエネルギー損失の検討については、本章の次項で説明します。

(1) 一般に、計算では、ブリッジの上流側、下流側とも2つずつ、計4つの断面を用います。すなわち、

ブリッジの上下流面および上下流の領域の境界のところでは、一般的には、橋の上流で縮小に至るまでのアプローチの距離を、左右岸の橋台の長さの平均値として計算用断面を設けます。同様に、下流での拡張域の距離を、左右岸の橋台の長さの平均値の4倍として計算用断面を設けます。図 6-8 参照。

(2) 普通ブリッジ法では、ブリッジのないところで各断面間の損失水頭を計算するのと同様に、逐次ステップ計算によってブリッジを通過する流れの損失水頭を求めます。開口部では、構造物の形状とその表面の粗度に応じて、2つ以上の計算用断面を設けます。計算とし

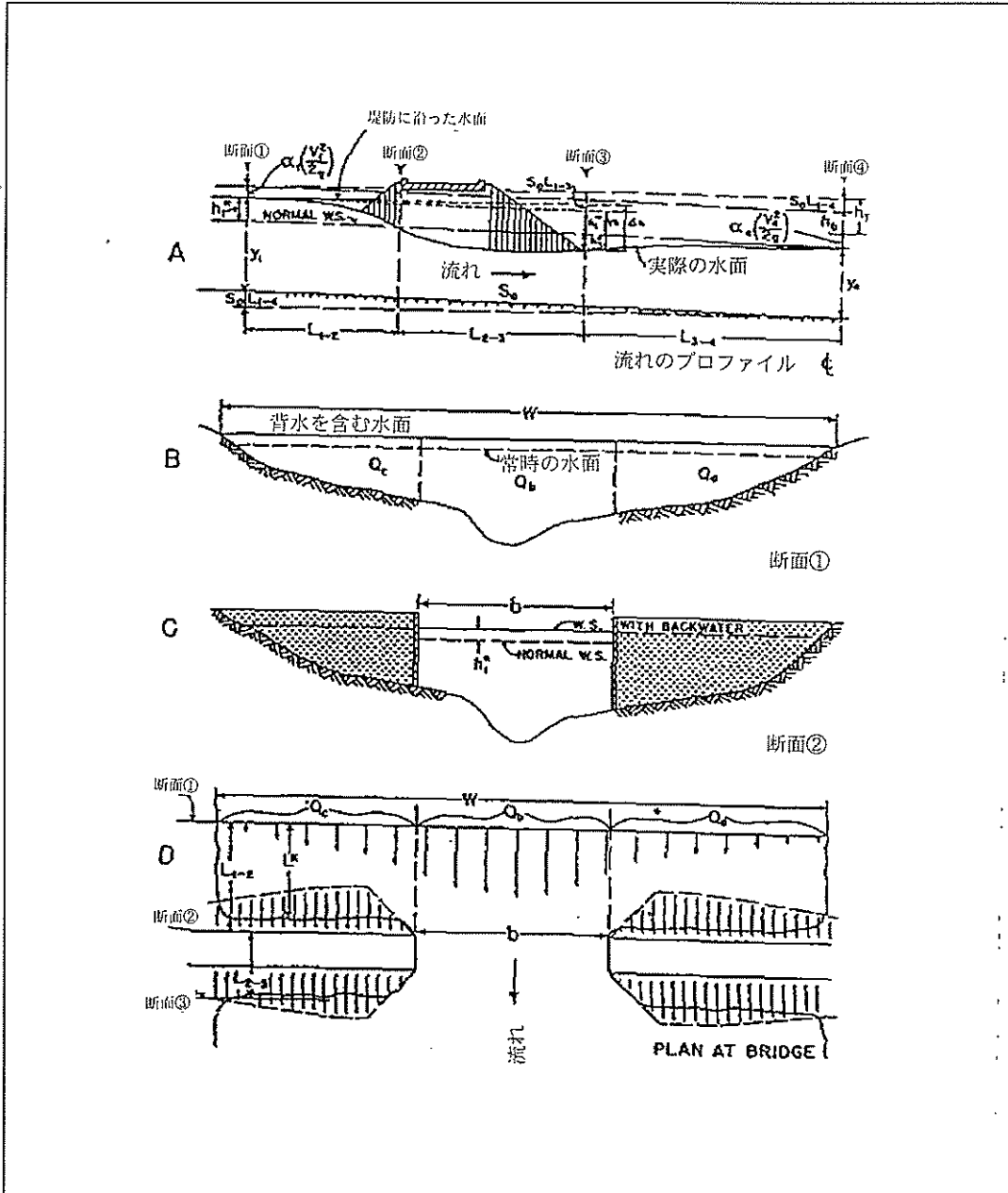


図 6-6. 普通の橋における流れの縦横断面図、袖壁橋台

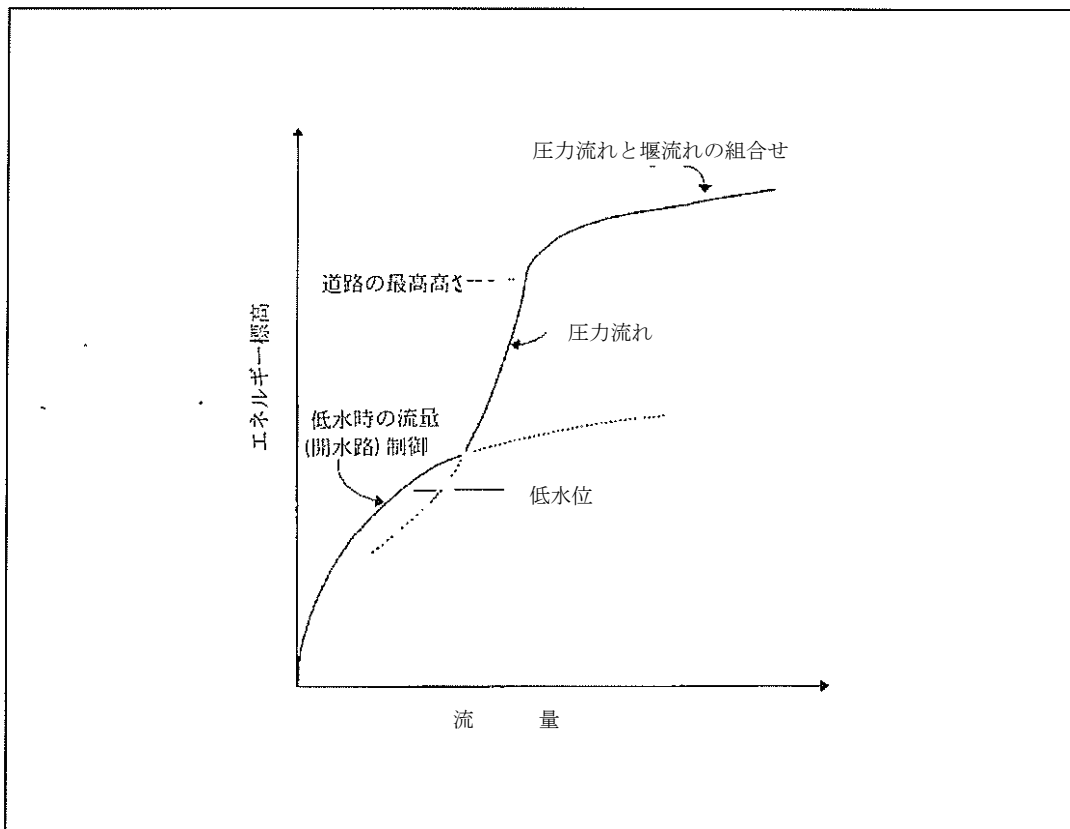


図 6-7. 橋の部分における代表的な水位—流量曲線

ては、構造物のある流れのところでは、水面下の構造物の面積が構造物のない場合の流れの全面積から減算され、構造物の水に触れる部分が潤辺として加算されます。

(3) 特殊ブリッジ法では、水理学の式によって、ブリッジを通過する流れの損失を計算します。プログラムにおいては、低水時の流れ、圧力流れ、堰流れ、それらの組合せの流れかを見きわめ、それぞれについて適当な水理学式を適用します。このプロセスの概略のフローやロジックなどについては、いくぶん複雑ですが、HEC-2 ユーザー・マニュアルに記されています (U.S. Army Corps of Engineers 1990b)。

(4) 別途、ブリッジによる損失を計上して、水面形のプログラムにおける橋の上下流の水位差として入力するという方法です。

(5) ブリッジでの水理を検討する方法の選択についてのガイドラインは、HEC-2 ユーザー・マニュアルに記されています (U.S. Army Corps of Engineers 1990b)。一般的に、普通ブリッジ法が適用されるのは、摩擦損失が卓越する場合、また特殊ブリッジ法ではうまくいかない場合です。特殊ブリッジ法が適用されるのは、水理学式によって、堰流れ、圧力流れ、低水時の流れ、および、これらの組合せの流れとして計算される場合です。ブリッジのところが水理的支配断面になり、水位流量曲線を得ることができれば、そこからの水位などの読み取りが好ましい方法になります。

#### 6-14. 暗渠の水理学

a. 暗渠の損失計算 暗渠の上流と下流側にある遷移区間におけるエネルギー損失の計算は、橋のエネルギー損失計算の場合とほぼ同様になります。



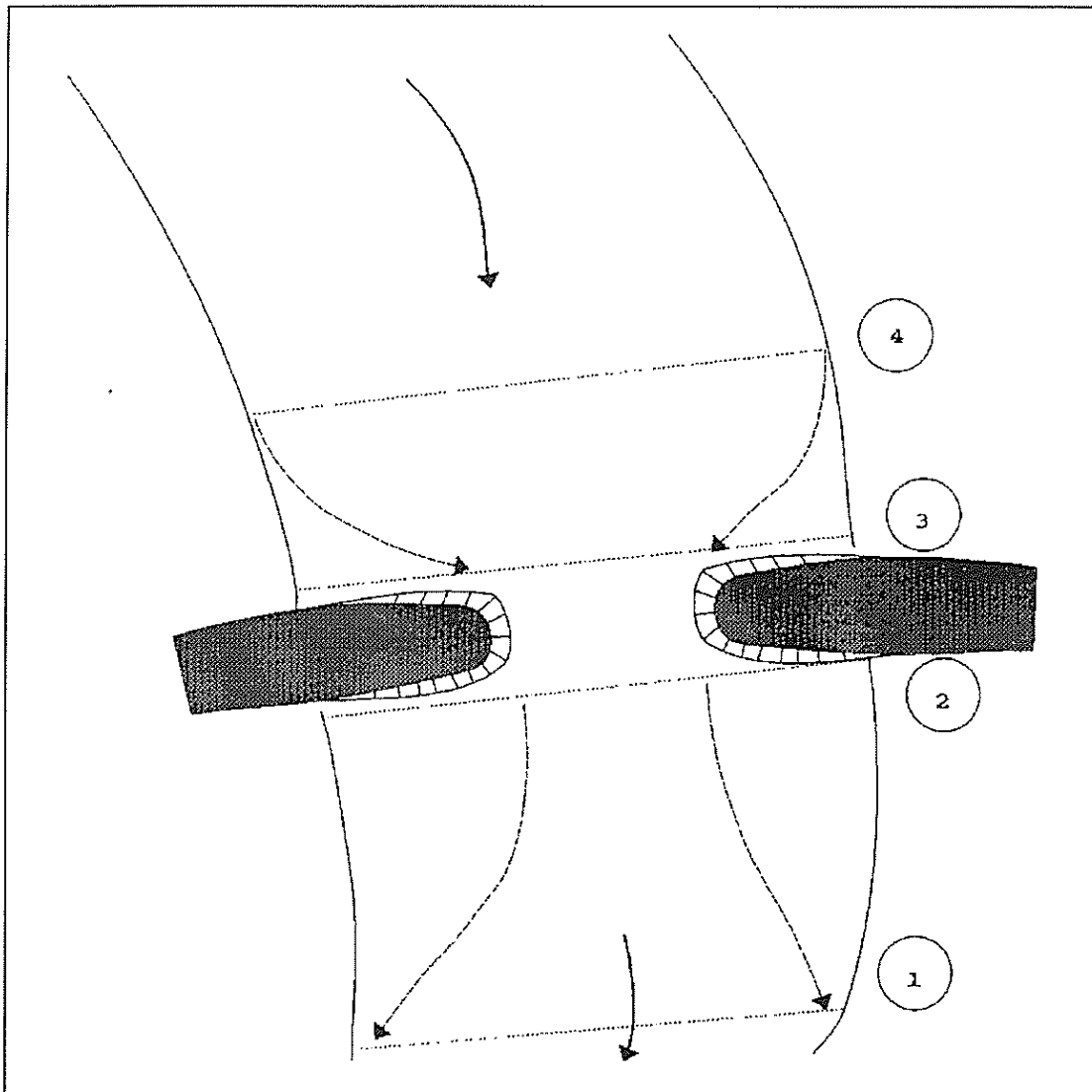


図 6-8. 橋の近くにおける計算用断面の配置

暗渠を通過する際のエネルギー損失の計算では、「入口制御」および「出口制御」の概念を使用します。

b. 入口と出口の制御 暗渠の入口における容量が管体の流れ容量より小さい場合には、流れの入口制御が発生します。また、暗渠の容量が下流の条件や管体の容量によって制限されている場合には、流れの出口制御が発生します。ここで言うヘッドウォーター (headwater) とは、暗渠の入口で暗渠底から計測した水の深さですが、所定の流量に対するヘッドウォーターは、入口制御および出口制御の両方の条件下で計算します。

計算結果の数値が高い方を「支配している」条件と見なし、この高い方の数値を使用して暗渠のエネルギー損失を計算します。

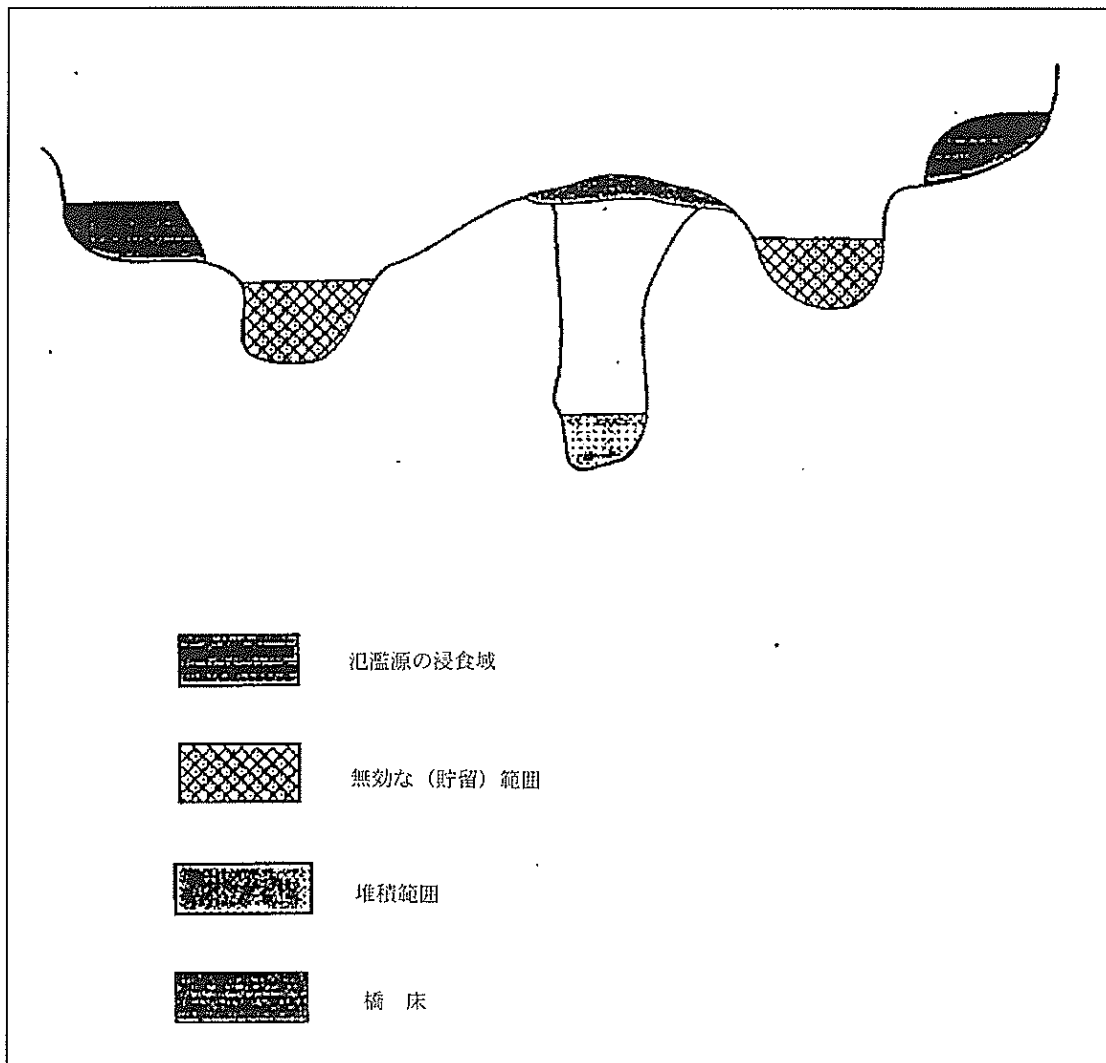
(1) 入口制御に関しては、大規模な研究室実験 (合衆国運輸省、1985 年) によって開発された一連の関係式を使用して、様々な条件下におけるヘッドウォーターを計算します。ヘッドウォーターの計算は、入口が開口部または堰として機能すること、そして容量が主として暗渠入口の形状に依存することを前提として実施します。

(2) 出口制御に関しては、まず暗渠の出口における流れの水深を求めて、その値にすべての水頭損失を加算し、さらに上流端から下流端までの暗渠底の高さの変化を差し引くことによって、ヘッドウォーターを計算します。この計算プロセスは非常に複雑で、暗渠内および暗渠の下流側の様々な条件を考慮に入れる必要があります。この計算で使用した流れの概念図および式の説明は、HEC-2 のユーザー・マニュアルに記載されています(合衆国陸軍工兵隊、1990b)。

#### 6-15. 有効な流れの限界

自然の地形は不規則であり、また流路には橋や堤防などの構造物が含まれる場合がほとんどです。

こうした河道の不規則性や構造物を通して流れの有効な断面を表現するためには、現地調査によって地形データを修正する必要があります。HEC-2 のような数値モデルには、流れを有効断面に限定する機能があります。その他にも、土砂の堆積状態をシミュレーションするオプションや、流れを堤防のある河道に制限するオプション、道路の盛土や橋のテラス部分をブロックアウトするオプション、氾濫原における侵食を解析するオプションなどが含まれています。図 6-9 に、こうした流れの有効断面のタイプを示しました。モデリングに際しては、解析対象となっている河川の流れパターンを慎重に調査して、自然の流れパターンに対して堤防や橋などの構造物が及ぼす影響を決定することが重要になります。HEC-2 のユーザー・マニュアルの「付録 4」に、流れの有効断面のモデリングに関する指針が記載されています。



## 6-16. 河道の支配断面

河道内において堰上げが生じる狭窄阻害を「支配断面 (control)」と呼びます。支配断面の部分でその水路の河床や河岸が変化しない場合は、流量と水面高さの間には一定の関係が維持されます。河道内における流れを支配する位置を「支配断面」と呼びます。この支配断面は、その河道における流れの状態によって上流か下流のどちらかの方向に、流れの変化が及ぼす影響が伝達されるのを支配するような様式で流れを制御します (Chow 1959 年)。一般的に水流は、よどみや早瀬が交互に入り混じった流路区間から構成されています。そして自然の河川には必ず見られる早瀬の水頭は、上流に向かって排水を生ずる傾向のある 1 つの制御だと言えます。

a. 限界水深 限界水深の条件は、支配断面部分でのみ発生する深さと流量との間の独特の関係を示しています。流動様式は、その流れが限界水深を通過する場合にのみ、常流から射流へと通過することができます。限界水深は、常流が堰や自由水面を持つ自由落下の時に発生します。また、河床が急激に上昇している場合や、兩岸が狭まっている場合にも発生する可能性があります。実際、流量計測用の水路は、水路の底面を上げて幅を狭くすることにより、限界水深を強制的に通過させるように設計されています。したがって、単純に水路の水深を計測するだけで、流量を決定することができます (Bedient および Huber、1988 年)。

b. 水位縦断計算における支配断面の重要性。支配断面では、確定的な水位と流量の関係が維持されるため、水面高さの解析に必要な水位-流量曲線を作成するのに適した場所だと言えます。水位-流量曲線、あるいは支配断面における限界水深の状態から、開始水面高さを取得するのはごく一般的な方法です。洪水痕跡および支配断面にある観測地点の読み取り値は、モデルの較正および検証にとって有用なデータとなります。

## 6-17. 河川の合流点

a. 河川の合流点 河川がその支川と合流する位置では、本川または支川までの背水の計算を継続するために、その合流点のすぐ上流側におけるそれぞれの水流の水面高さを決定する必要があります。

b. 例 Missouli 川と Kansas 川の合流点を例にして (EM 1110-2-1409)、この問題を解く手順を表 6-2 に示しました。カンザス川の流量、8 万 1000 立方フィート/秒と、ミズーリ川の流量、35 万立方フィート/秒を合わせると、合流点のすぐ下流における合計流量は 43 万 1000 立方フィート/秒となります。

断面 1K および 6 は、図 6-10 に示すように、これら 2 河川の合流点のすぐ上流側に位置しています。断面 5、6、7、および 1K の水理学的な各要素は、表 6-3 に示してあります。

(1) それぞれの断面における摩擦勾配は、断面 1K では 8 万 1000 立方フィート/秒の流量に対して、また、断面 6 断面 1K では 35 万立方フィート/秒の流量に対して計算します。それから、Kansas 川にある断面 5 から 1K までの平均摩擦勾配と Missouri 川にある断面 5 から 6 までの平均摩擦勾配を使用して、摩擦損失水頭  $h_f$  を計算します。

(2) 断面 5 に対する流速水頭は、43 万 1000 立方フィート/秒の流量で計算し、断面 1K および 6 に対する流速水頭は、2 つの断面を合計した区域を通じての 43 万 1000 立方フィート/秒の流量に対する流速水頭の加重平均として得られます。合計値  $V^2/Q$  は、合計した区域を対象として決定され、これを 43 万 1000 で割ることによって平均  $V^2$  が得られます。

(3) その結果、断面 5 と合計した区域との間における変化は 0.28 フィート ( $h$ ) となり、これを 0.10 フィートの  $h_f$  に加えると、断面 5 と断面 1K との間における水面上昇の合計値として 0.38 フィートが得られます。同様に、同じ値の変化を断面 5 と断面 6 の間の  $h_f$  である 0.16 に加えると、水面上昇の合計値として 0.44 が得られます。

(4) 前項で説明した方法は、流速が毎秒 10 フィートを超えないような遅い流れの河道に対してのみ適用すべきです。

(5) HEC-2 のようなコンピュータプログラムでは、プログラムを 1 回実行するだけで、支川の水面高を本川の水面高と同時に計算することが可能です (合衆国陸軍工兵隊 1990b)。

## 6-18. 流動様式の変更

a. 定常状態にある流水 HEC-2 のような、定常状態にある水面高を計算する市販のプログラムのほとんどでは、1 回の計算でシミュレーションが可能となるのは 1 つの流れの形状のみです。計算結果の流れの状況が、常流の領域か射流の領域のどちらか、あるいは、シミュレーションが一つの解に向かって収束しない場合には、その位置に限界水深があると推測されます。常流流れのシミュレーションではその位置における限界水深が優れた仮定となります。しかし、特に射流の流路区間では、限界水深の仮定では不十分な場合があります。

表 6-2 方法 1 による背水の計算、Kansas 市、Missouri 川・Kansas 川

断面 No.	河川距離 標	範囲 L	面積 A	F	R	R <sup>2/3</sup>	n	S <sub>s</sub> .01		g	S	hf	V	a	V <sub>sa</sub>	V <sub>2</sub>	h <sub>v</sub>	h <sub>v2</sub>	合計	水面 標高	
								V	a												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
1	377.68		6,000	497	18.2		.03	1.80	9,600				2.34	14,400	80,300						
			38,000	910	18.4		.023	7.23	278,700					30.81	416,600						
2	377.78	3080	2,880	810	18.3		.03	1.88	4,100	.000234			2.70	7,000	51,000	113.8	1.78				732.83
			41,000	1310	31.8		.023	6.97	248,800					30.30	424,000						
3	377.94	648	1,400	173	31.4		.05	1.31	2,100	.000282	.000434	0.27	2.13	3,000	13,800	302.4	1.86	0.17	0.44		712.66
			80,800	1970	32.0		.023	1.90	301,200					6.81	428,000						
4	378.83	3040	86,400	2170	30.2		.025	8.77	377,800	.000268	.000847	0.81	6.80	431,000	31,013,800	72.2	1.12	0.47	0.66		723.87
			86,400	2170	30.2		.025	8.77	377,800					.000131	.000147						
5	378.48	3480	9,040	434	18.0		.03	1.76	14,100				1.73	15,700	47,000						
			64,800	8300	30.6		.023	3.68	373,700					4.47	415,300						
収支断面								387,800	.000123	.000127	0.21		431,000	17,427,000	40.4	0.43	0.96	0.14		734.41	
IE	North Keased 川		Missouri 川の上流から 800,000cfs					Kansas 川から 81,000cfs													
		3430	57,700	844	34.6		.023	0.08	148,800	.000023	.000073	0.30	2.83	61,000	695,000				0.38	0.34	734.79
6	378.68	1580	9,300	735	28.4		.03	1.38	14,900				1.41	13,400	26,200						
			64,800	8100	30.8		.023	8.64	380,300					3.19	336,600						
7	379.41	3430	38,400	934	18.8		.04	3.48	37,000	.000078	.000101	0.38	2.49	41,400	287,000	86.7	0.35	0.38	0.44		734.83
			48,100	1510	34.0		.023	6.24	281,000					4.84	308,600						
10	383.34		37,600	1300	28.0		.03	3.11	42,500	.000180	.000098	0.84	2.05	44,700	294,000	42.1	0.65	-0.20	-0.08		734.79
			48,300	1310	34.8		.023	0.31	323,300					4.13	287,800						
Fairfes 橋(ワゴン No.30)								34,200					2.34	23,500	170,000						
	2380			1800	29.8		03	8.16	400,000	.00044			2.03	356,000	20,904,000	30.8	0.48				734.77
			23,800	1320	34.8		.023	6.38	263,800					4.00	276,400						
	44,100		891	19.6		.04	2.70	27,800				2.84	25,900	147,000							
			50,500										372,300	.000066							
Fairfes 橋																					
	30												1.90	18,300	78,000						
			9,910	130	13.8		03	1.70	24,800					6.67	327,400						
	394.0		48,800	3840	20.7		.023	3.70	270,200				6.67	327,400	14,420,000						
			2,300	348	34.8		.04	1.78	4,300					2.04	4,300						
Fairfes 橋(ワゴン No.30)								299,300	.000137	.000113	0.01		350,000	14,578,000	41.7	0.65	-0.10	-0.16		734.63	
	30												2.02	47,700	337,000						
			23,800	1800	18.8		03	2.34	50,700					4.00	276,400						
	8440		48,300	1330	23.8		.023	6.20	293,800				4.00	276,400	9,630,000						
			30,800	841	29.8		.04	2.70	27,800					2.54	25,900						
11	398.37		38,300	3140	14.7		04	1.78	97,400	.000088	.000113	0.01	2.80	83,800	584,000	29.8	0.46	0.30	0.80		736.08
			28,200	633	34.3		.023	6.28	143,300					6.13	266,200						
								240,700	.000211	.000130	1.24		350,000	22,784,000	86.0	1.01	-0.16	0.04		734.78	

翻訳者注) この頁の原文は印刷が不鮮明であったため、数値などが間違っている可能性があります。

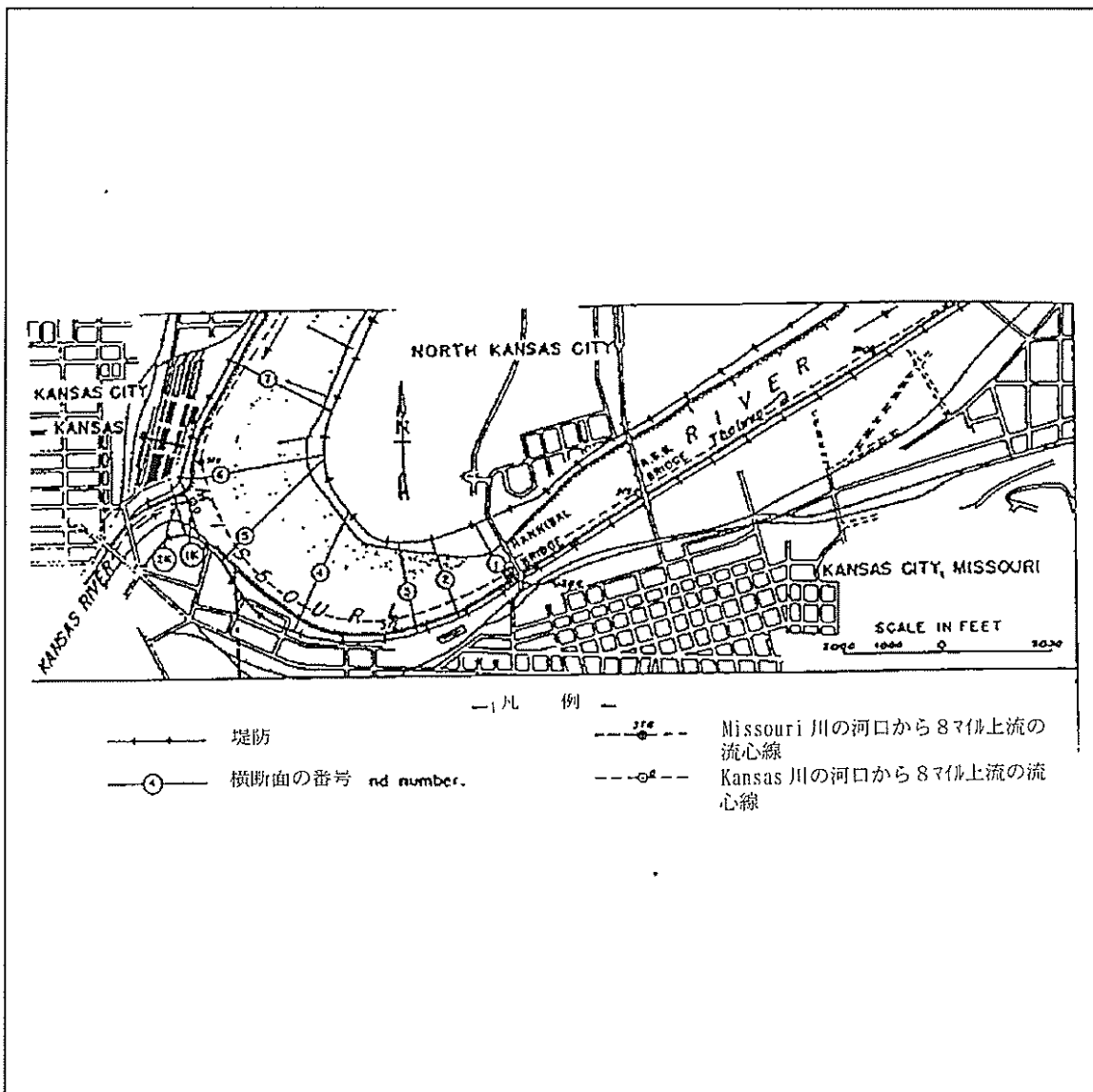


図 6-10. 索引地図、Missouri 州 Kansas City における Missouri 川および Kansas 川

表 6-3 水理的な要素の表 Kansas 市、Missouri 川・Kansas 川

断面 No.	河川距 離標	水面 標高	A	F	R	n	$g \times 10^{-6}$	$\frac{(K)^3}{(\sum X)^2}$	$A^2 \times 10^{10}$	$(9) \cdot (10) \cdot 10^{10}$	$F \times 10^{12}$	$K \times 10^{15}$	$L_w$	$F \times 10^{12}$	$L_1$	$F \times 10^{12}$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17					
1	377.58	752	6.000	496	12.1	.05	.9	.0000325	278	.01				1040							
			38.100	910	41.9	.025	27.3	.907	6.89	6.25											
									28.2		6.26	9.74	1.26			10.41					
			6.500	499	13.0	.05	1.1	.000052	237	.01											
			39.000	911	42.8	.025	28.3	.892	6.57	5.86											
									29.4		5.87	9.13	1.16				9.74				
		754	7.000	502	13.9	.05	1.2	.000040	204	.01											
			39.900	912	43.7	.025	29.4	.885	6.28	5.56											
									30.6		5.57	8.67	1.07			9.24					
2	377.78	752	2.500	208	12.0	.05	.8	.0000044	1800	.01				845	1040						
			41.000	1,320	31.0	.025	24.0	.951	5.95	5.66											
									24.8		5.67	8.82	1.68				9.53			7.93	
			2.700	213	12.5	.05	.4	.0000038	1370	.01											
			42.300	1,325	32.0	.025	25.3	.954	5.59	5.33											
									25.7		5.34	8.31	1.50					8.94			7.51
		754	2.900	217	13.4	.05	.5	.0000043	1190	.01											
			43.600	1,330	32.8	.025	26.6	.946	5.26	4.98											
									27.1		4.99	7.76	1.34			8.33			7.04		
3	377.94	752	1.200	120	10.0	.05	.2	.0000004	6340	.00				2040	845						
			48.300	1,577	30.6	.025	28.0	.979	4.29	4.20											
									28.2		4.20	6.53	1.26				7.83			6.00	
			1.300	128	10.5	.05	.2	.0000003	5920	.00											
			48.900	1,581	31.5	.025	29.6	.988	4.02	3.94											
									29.8		3.94	4.13	1.12					7.28			5.84
		754	1.400	128	11.0	.05	.2	.0000003	5100	.00											
			51.400	1,545	32.5	.025	31.0	.981	3.75	3.72											
									31.2		3.72	5.79	1.03			6.85			5.35		
											2.65	4.12	.86		1690	4.85	2040	3.23			
4	378.33	752	61.400	2,163	28.4	.025	34.7	1	2.45	2.48	3.86	.78		4.52			3.04				
			753	63.500	2,172	29.2	.025	35.8	1	2.48	2.32	3.61	.70		4.20			2.89			
			754	65.700	2,181	30.1	.025	37.8	1	2.32											
		754	7.200	745	9.8	.05	1.0	.000028	193	.01							1690				
			59.100	2,084	28.5	.025	32.8	.914	2.86	2.61											
									33.8		2.62	4.08	.88						3.34		
753	7.900	749	10.6	.05	1.1	.000029	160	.00													
	61.200	2,045	29.3	.025	34.6	.910	2.67	2.43													
							35.7		2.43	3.78	.78						3.12				
754	8.700	753	11.6	.05	1.2	.000032	132	.00													
	63.300	2,067	30.3	.025	36.6	.908	2.50	2.27													
							37.8		2.27	3.53	.70						2.94				

b. 流動様式の混在 流れが一貫して射流であるような流路区間が見つかることはごく希です。全体的な勾配が限界勾配に近づいている水流において、断面積に狭窄や局所的な収縮があると、流動様式が射流と常流の間で交互に変動することがあります。Molinas および Trent (1991 年) は、流動様式の変化がどこで起きているかを特定し、流動様式の移行ポイントが特定されると、それによって水面高の計算を実行する背水モデルを開発しました。

#### 6-19. 氷に覆われた水流

a. 氷の安定性 カナダとアメリカの研究グループによる氷の安定性に関する解析によって、アイスカバー (ice cover) およびアイスジャム (ice jams) の形成は、相対的な水流の大きさ、氷の特性、および流速の関数である複雑なプロセスであることが判明しました。様々な分野の研究者らが、流速、幅、深さ、氷の厚さなどの基準にしたがって氷に覆われた水流の分類を行いました。その結果、氷に覆われた水流は、狭い、広い、深い、浅いという 4 種類に分類されています。

(1) Pariset 他 (1966 年) は、非凝集性の氷に覆われた幅の広い河川を解析するのに適した、氷の安定性基準を示しています。飛び散って砕ける氷の凝集性は無視できるものと見なされ、Pariset の基準によって大まかに解析されます。Calkins (1978 年) は、Pariset の式が深い水流に対して適切であることを示しました。Calkins の提案によると、大まかな目安として、流れの深さが 12 フィート以上であれば、その川を深いと見なすことができます。

(2) Pariset が 1966 年に発表した論文には、上流の開放水流の深さ「 $H$ 」に対する氷の厚さ「 $h$ 」の割合を解析する、大きさを考慮しない安定性基準「 $X$ 」が記載されています。以下に、この安定基準を示します。

$$X = Q^2 / C^2 B H^3 \quad (6-4)$$

ここで、  
 $X$  = 氷の安定性指標  
 $Q$  = 流量  
 $C$  = シェジー係数  
 $B$  = 水流の幅  
 $H$  = 上流の深さ

b. 氷に覆われた水流 小さな水流上に発生するアイスカバーは、低水期間中にその水流を完全に覆い、閉じた配水管に近い状態を作り出すのに十分な強度を持つことがあります。

高水期間中には、氷は岩や樹木などによってその位置を固定されます。すると、流れが上昇するのに従って氷の上に開水路が発生し、氷の下側には圧力流が発生することもあります。幅の広い水流のアイスカバーは浮遊し、流量の変化に伴って自由に上下動します。

(1) 氷に覆われた水流の状況は、通常の標準ステップによる背水計算によって算出することが可能です。その場合、氷によって閉鎖された流れ領域のための余裕を確保し、潤辺の増大を考慮することが条件となります。水理学的な粗度の数値に対しても、氷と河床の間では粗度が異なることを考慮して調整を行う必要があります。浮遊している氷の自由水面 (ピエゾ水頭) に対する相対的な位置は、氷の比重によって決定します。この値は、通常の場合 0.92 程度になります。図 6-12 に、氷に覆われた水流に関連する水理学的なパラメータを示しました。

$A$  = 氷の下の開いた流れの面積

$P_b$  = 河道の潤辺

$B$  = アイスカバーの潤辺

$n_b$  = 河床に対するマンニングの  $n$  値

$n_i$  = アイスカバーに対するマンニングの  $n$  値

$R$  = 径深

$$R = A / P_b \quad (\text{開水路}) \quad (6-5)$$

$$R = A / (P_b + B) \quad (\text{氷に覆われた水路}) \quad (6-6)$$

(2) 幅の広い氷に覆われた河道では、潤辺の合計 ( $W_p + B$ ) が、同じ断面積の開水路における潤辺の 2 倍になっています。その結果、径深は開水路の場合の半分になります。氷に覆われた水流では、開水路条件の下で流れている水流に比較して、同じ流量が通過するのにより大きな深さが必要となりますが、その主な原因は潤辺の増大です。

$$n_c = \frac{(n_i^{3/2} + n_b^{3/2})^{2/3}}{2} \quad \text{式 (6-7)}$$

ここで、  
 $n_c$  = 合成マンニング  $n$  値  
 $n_b$  = 河床のマンニング  $n$  値  
 $n_i$  = 氷のマンニング  $n$  値

c. アイスジャム 多くの研究者が、季節、氷のタイプ、および河川の幅などを含む様々な分類基準にしたがって、アイスジャム (詰まり氷) の分類を行っています。

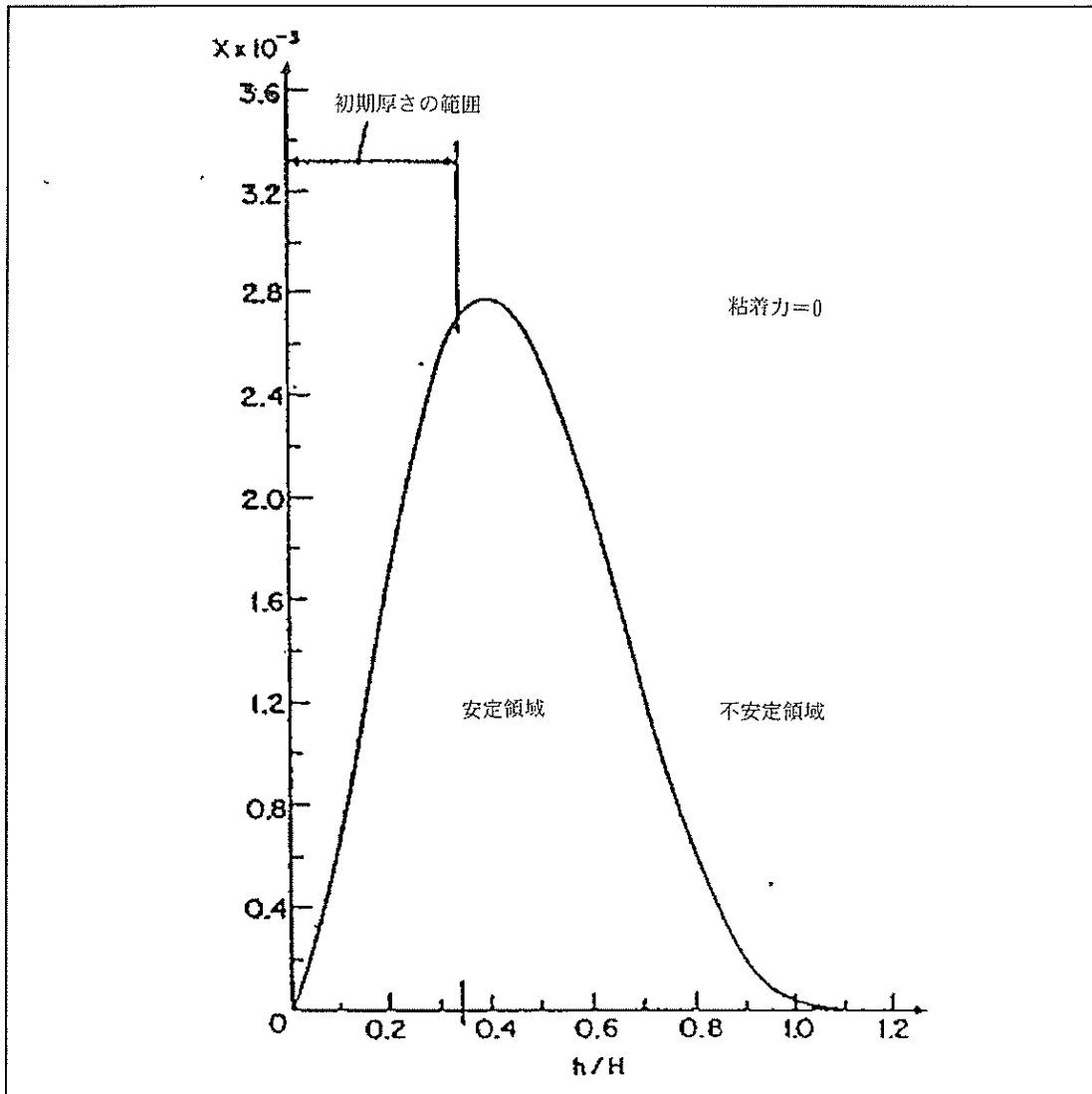


図 6-11. 深くて広い河道におけるアイスカバーの安定化機能



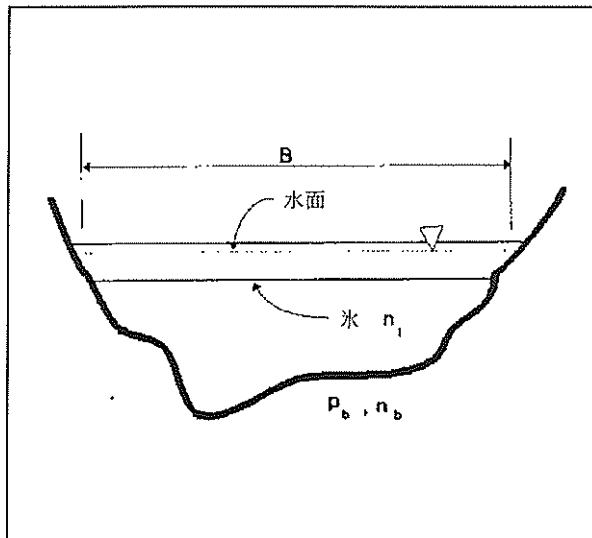


図 6-12. 氷に覆われた水流の水利学的なパラメータ

アイスジャム解析の主な目的は、アイスジャムの位置、予想される厚さや長さ、それに関連した水位、およびアイスジャムの継続期間などを予測することです。

(1) アイスジャムの位置は、過去には、特定の場所において以前に発生したことで特定されていました。Vermont州にある 20 箇所のアイスジャム発生場所リストの中で、14 箇所に共通して認められた著しい特徴は、背水状態が比較的長いという点です。5 箇所では、2 つ以上の水流が合流点を形成していました。そのうち 3 箇所は背水区間の終端部にもなっていました。2 箇所では、アイスジャムに影響を及ぼすような構造体は何も無いのに、ほとんど毎年アイスジャムが発生していました。また 1 箇所では、アイスジャムによって明らかな河道の拡大が認められ、他のアイスジャムでは、中州のすぐ上流側に突き出した棚を形成していました。2 箇所のアイスジャムでは、水流の水路形状に目立った物理的な不規則性は認められませんが、勾配が比較的緩やかに見えました。

(2) アイスジャムの長さや厚さを決める要因は、かなり多数にわたっています。合衆国の東北部にある水流のアイスジャムの長さや体積を調査したある研究では、アイスジャムの長さは、氷を詰まらせる原因となっている河川の上流側の長さの 10%を超えないと報告しています。

(3) あるアイスジャムに含まれると推測される氷の体積は次のように表すことができます。

$$V = (1 - Ci) Lr \cdot h \quad (6-8)$$

ここで、

$V$  = アイスジャムに含まれる氷の体積

$Ci$  = 氷損失の係数

$Lr$  = 氷が詰まる原因となっている河川の長さ

$h$  = 解氷点におけるアイスカバーの厚さ

氷損失係数は、New England 州北部にあるいくつかの水流で計算した結果、0.95~0.1 の範囲内になっていました。0.95 という高い氷損失係数は、多くの支川を持つ長い流路区間を反映しており、河岸での著しい氷の損失を示しています。短い河川におけるアイスジャムでは、氷損失係数が比較的低くなります。氷損失係数は、アイスジャムの発生場所ごとに異なる数値を示します。また、1 箇所における氷損失係数は、毎年同じ値になります。

(4) 図 6-13 は、狭い川と急な川の 2 つのアイスジャムに対して標準化したアイスジャムの長さ  $Lr$  の範囲内における、位置の関数としての、アイスジャムの深さの平均値  $hj$  を示しています。アイスジャムの深さは、解氷前のアイスカバーの厚さの倍数、つまり  $hj/h$  で表されます。アイスカバーの初めの厚さが 2 フィートの場合には、アイスジャムの先端部における氷の厚さは、およそ 8 フィートになると考えられます。

(5) アイスジャムの長さ  $Lj$  は、入手可能な記録がない場合には計算で求めることができます。計算には、氷の厚さ分布に関する仮定およびその場所に到達している氷の体積を使用します。非常に単純なアイスジャムの長さや厚さの分布を、アイスジャムの長さ  $hj = 2h$  に対する定数として使用し、予想される氷の体積を厚さ分布関数で割ると、アイスジャムの長さを計算することができます。

$$Lj = (1 - Ci) B / 2 \quad (6-9)$$

(6) 図 6-14 に、1 つの断面におけるアイスジャムの厚さの測定値に対して、予測することのできる変化のタイプを示します。

(7) どのアイスジャム解析でも、まず最初に行う計算は、アイスジャム地点に到達することが予想される氷の体積を決定するための計算です。氷の体積は、まず USGS (地質調査所) の地形図から河川のマイル距離を測定し、予想される氷の厚さを計算し、さらに水面幅の平均値を決定することによって計算します。氷の体積が計算された時点で、工学的な判断によってその場所に実際に到達する氷の量を決定します。最初の近似としては、氷全体の約 10%が実際に到達すると予測するのが妥当です。

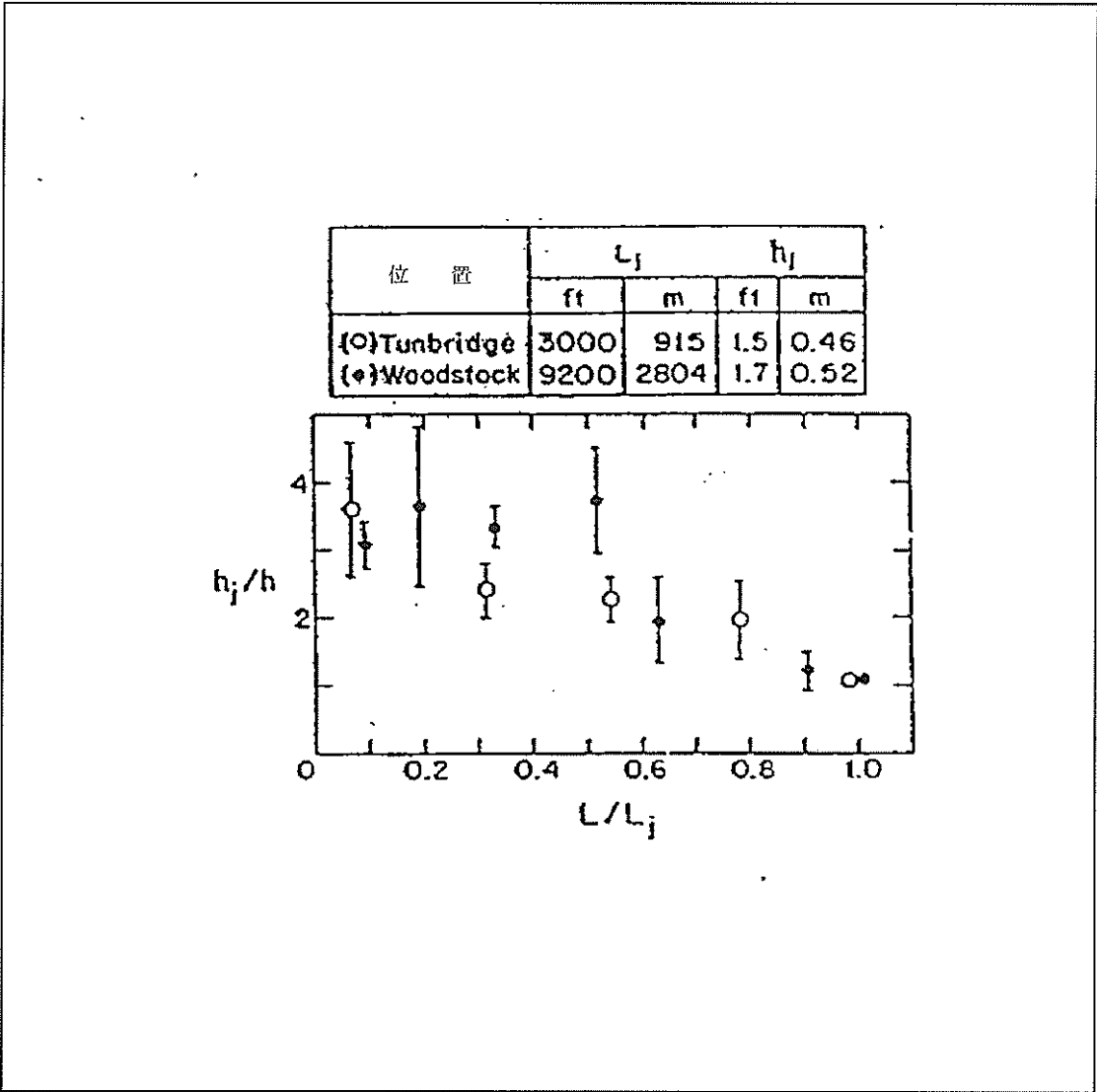


図 6-13. 無次元のアイスジャムの厚さに対する相対的な長さ (幅が狭くて急な河川)

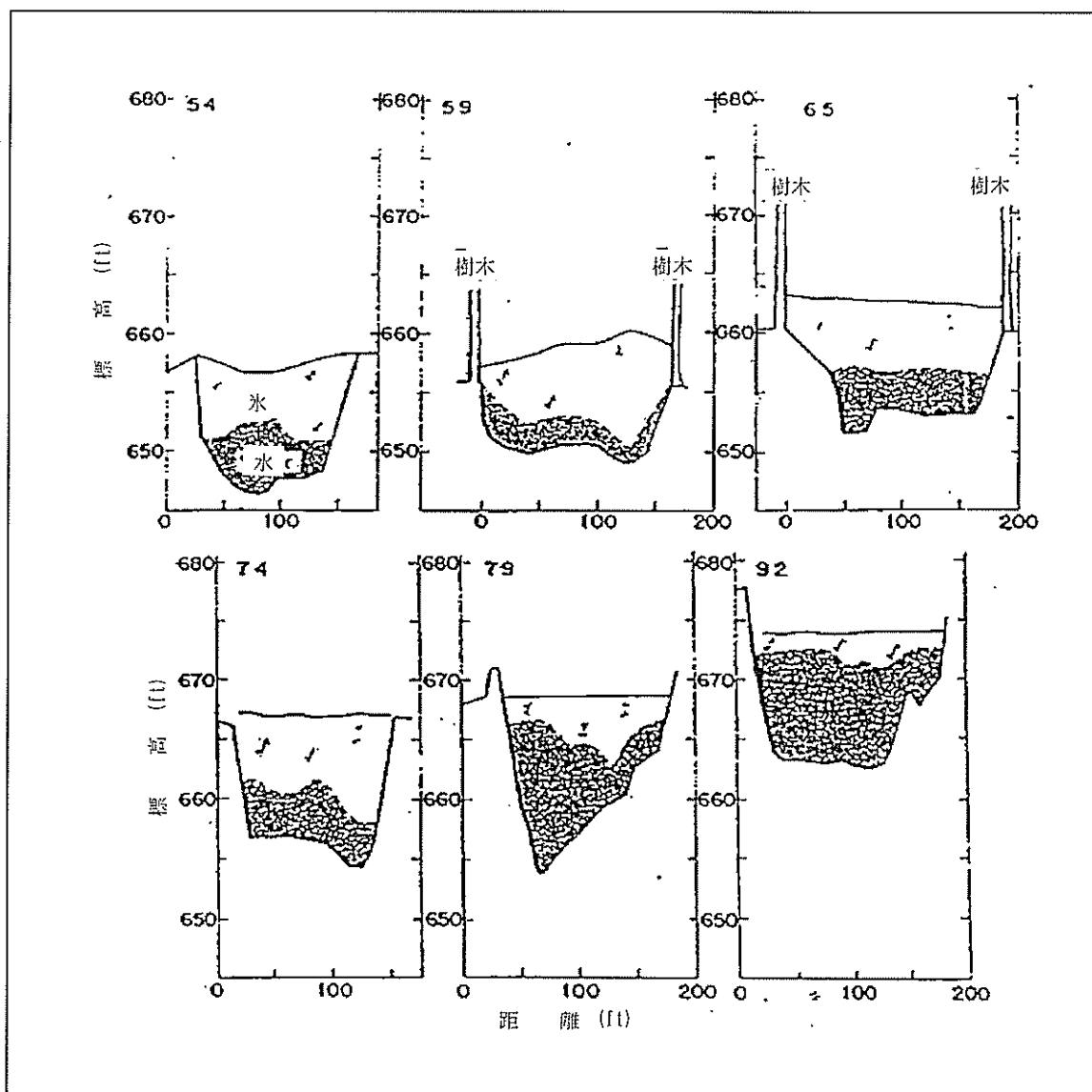


図 6-14. 浅い水流上の典型的なアイスジャム区間