

## 付録D 河川のモデルリングー 経験から学んだ教訓

### 第1節

#### 河川形状の定義のための手引き

##### D-1. 序 論

様々な河川の水利模型において形状データに関する相類似は多く存在します。この付録では、モデルの相違を抽出し、多くの異なる状況をモデル化するのに用いられる表示方法などの一般的な必要条件について述べます。

##### D-2. 形状データ

a. 河川の形状 土地利用、植物被度、土質など、水利解析のための高解像度のデジタル表現を用いても地形上の全てを反映させることは不可能です。したがって、水路と氾濫原の重要な水利的特徴は、技術者によって確認されなければなりません。これはどんなデジタル・モデルでも表現できないものと考えられます。

水路と氾濫原は地図上で通常、把握できるので氾濫原の経時的な変化を見つけることは比較的簡単です（例えば USGS quads）。水路（すなわち堤防内）形状の主要な特徴は、通常、地図上に表現されないため、見つけることが難しいこととなります。およその場所は、地形学を理解することによって把握することが可能です。構造物は流れを阻害する場合があります、流れの水利現象に影響を与えます。代表的な形状に関するデータを設定することのキーポイントは、河川の挙動と数値モデルの性能が重要な役割を果たすということになります。

b. 横断面の位置 横断面の位置は、河川のモデル化において2つの大きな目的を持っています。(1)流れの境界を含めて、川と氾濫原の形状を定める目的;そして(2)使用されている解析法の計算の精度を満たす目的。後者に関して、数値モデルを提供する大部分の河川水理学においては、使用する横断面の特性に基づく計算条件を設定することになります。

c. 非定常流、対、定常流の必要条件 定常流モデルと非定常流モデルは、異なる断面条件を必要とします。定常流解析は、貯留－流出のデータが水文ルーティングのために設定されていない限り、活発な流れの範囲（すなわち流れを伝達する範囲）だけの定義を必要とすることになります。

非定常流のシミュレーションは、活発な流れの範囲と不活発な範囲または貯留域の定義を必要とします。大部分の河川において、洪水時は洪水の速度が波よりむしろ貯留によって主に決定されるので、これらの貯留域は重要な意味を有します。定常流の横断面は活発な流れ域を定めるだけであるので、非定常流の解析に十分でない場合があります。合流部での修正は、貯留を考慮する上で重要な事項となります。

(1)もう一つの違いは、シミュレーションされる流れの範囲です。定常流モデルはしばしば洪水における水面形を計算するために使用されます。この場合、低水時の流れを解析するためにあまり使われないので、水路形状は正確に定められる必要はないかもしれません。非定常流のモデル（特に予測されたモデル）は、広範囲にわたる流れをシミュレーションすることに使用されます。したがって、横断面は低水時の流れと高水時の流れの両方と高水敷上の流れを含まなければなりません。例外としては、流れの深さにおいて、詳細な水路横断面を必要としないダム・ブレイク・モデルがあります。

d. 淵－早瀬の配列 河川は、一般に深い淵と浅い早瀬の配列をつくります。低水時には、穏やかな流れが、早瀬の比較的高い標高の水面形を制御することになります。そして、水を上流側へバックさせます。淵と早瀬では、流れは主に常流で曲りくねった流れと関係しています（早瀬での流れは射流であるが）。淵は曲がり角の外部に位置しています。そして、早瀬は曲がり角をつないでいるまっすぐな部分に位置します。淵－早瀬の配列については、図 D-1 を参照して下さい。淵の断面形状は、曲がり角の外部の最大深さで形づくられている三角形の形状となります。曲がり角の内側には、ポイントバー（砂州）と呼ばれる部分があり、低水時には水面の上となっています。早瀬の断面は矩形で、淵の水深よりも非常に浅くなっています。低水時、早瀬の流れの状況は断面的に流れの形態を制御し、河川は小さい淵の配列となります。流量が増加すると、早瀬の影響は減少し、高水時（河岸一杯の流れ）には早瀬の影響は非常に小さくなります。

(1)河川モデルにおける大部分のデータはより大きい流れをシミュレーションするために作成されているので、淵－早瀬の配列は含まれない場合がほとんどです。

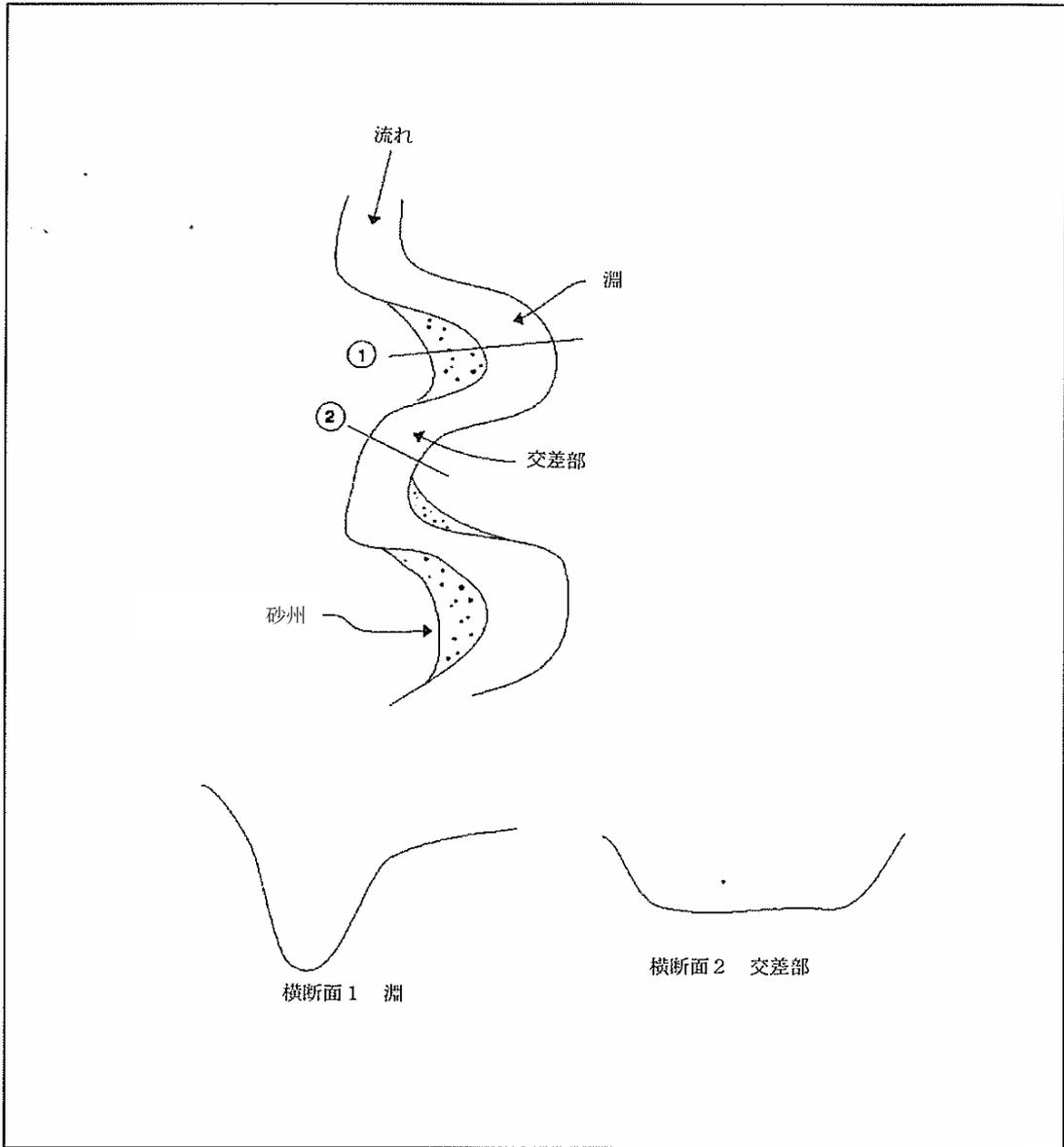


図 D-1 河川における淵—早瀬の配列

したがって、淵と早瀬の横断面が、横断面データ・ファイルに示されていない可能性もあります。低水時の流れをシミュレーションする場合には、不安定な計算結果となります。これは、早瀬で起こっている射流に起因しています。射流は現実におきているかもしれませんが、下流の早瀬を見逃した結果として低水時の下流端の水位を低く見誤った結果に起因していることも考えられます。この問題の最も一般の解決策は低水時のマンシングの  $n$  値を大きくしてやることです。このことによって水面は上昇します。より良い解決は、早瀬と淵を含めた断面を決めることとなります。

(2) 詳細な調査が利用できるならば、使用される横断面に早瀬を含まなければならないこととなります。

e. 活発な流れの範囲 氾濫源の全ての幅は、活発な流れの範囲とはなりません。氾濫原は、一般に不規則な境界を持ちます。大部分の流れの状況は、地形、道路の交差、堤防、その他により制約を受けています（氾濫原の境界部がもう一つの制約となり氾濫原の全ての幅には拡大しません）。モデルの製作者は、流れの制約を決定し、地図上にこれらの制約を表現する必要があります。経験則として、流れは 1 対 1 の比率で縮小し、4（流れ方向）対 1（横方向）の比率で広がります。ただし、この経験則は、流れと谷の曲がりによって異なるものとなります。図 D-2 に Salt 川の広がりにおいて定められる流れの限度を示します。この範囲において、流れはテラスのそばの左側の太い線で示した堤防によって制限され、右側では、流れは広がるために堤防と流れ自体の力によって制限されています。

f. 貯留域 貯留域は、活発な流れの範囲の外側の氾濫原の地域です。貯留域は定常流解析においては無視されるかもしれませんが、非定常解析にとっては重要なものとなります。何故なら氾濫原の境界は不規則で、特に支川との合流部の近くにおける貯留では、常に氾濫原の貯留より少なくなるからです。貯留の過小評価は、計算された洪水があまりに早く到着する原因になることがあります。従って、形状に関するデータを調節する必要があります。

g. 潤辺を仮定する方法 潤辺は、断面において流体と境界の摩擦が発生する長さとして定義されます。それは、マンシング式とシェジー式の中に現れる径深を計算するのに用いられます。径深は、

$$R = A / W_p \quad (D-1)$$

ここに

$A$  = 流下面積

$W_p$  = 潤辺

(1) いくつかのモデル、特に DAMBRK (Fread 1988) and DWOPER (Fread 1978) では、水面の幅は潤辺に近似するとしています。水面幅は常に潤辺より小さいのですが、深さと幅の比率が 10 を超える場合にはこの仮定は合理的となります。しかし、この仮定を使って計算される流量は、正確な潤辺を使っている計算結果より大きくなります。狭い水路において、深さの比率が小さくなると、この仮定からの誤差は増加します。矩形の水路における幅-深さ比率の関係と、潤辺が水面幅と等しいと仮定することによる流量の変化を図 D-3 に示しました。

(2) 増加した流量はマンシングの  $n$  値を大きくすることで相殺することができます。しかし、定常流モデルまたは非定常流において、水面幅の近似を使わないモデルにおける  $n$  値を、水面幅の近似を使うモデルに対して使用することは適切ではありません。技術者は、断面形状に関して、他のデータを用いて近似の適切性を確認する必要があります。

### D-3. 流れ形状を定義するための断面データの作成

断面データは、河川流路と高水敷の貯留を決定するのに用いられます。流れの方向に対して、垂直な基本形状（横断面）を測定し、範囲内における横断面の間の距離を計ることによって境界の形状を得ることは、慣習的に行われています。デジタル地形モデルの使用も通常行われています。

a. 流線 氾濫原研究において、流線は流れ方向を推定して、横断面の方向付けを決定するために地形図上で描かなければならないものです。

b. 地形図 可能ならば、流域の横断面を、地形図から読みとります。さもなければ、横断面は現地または航空写真測量によって得ることとなります。

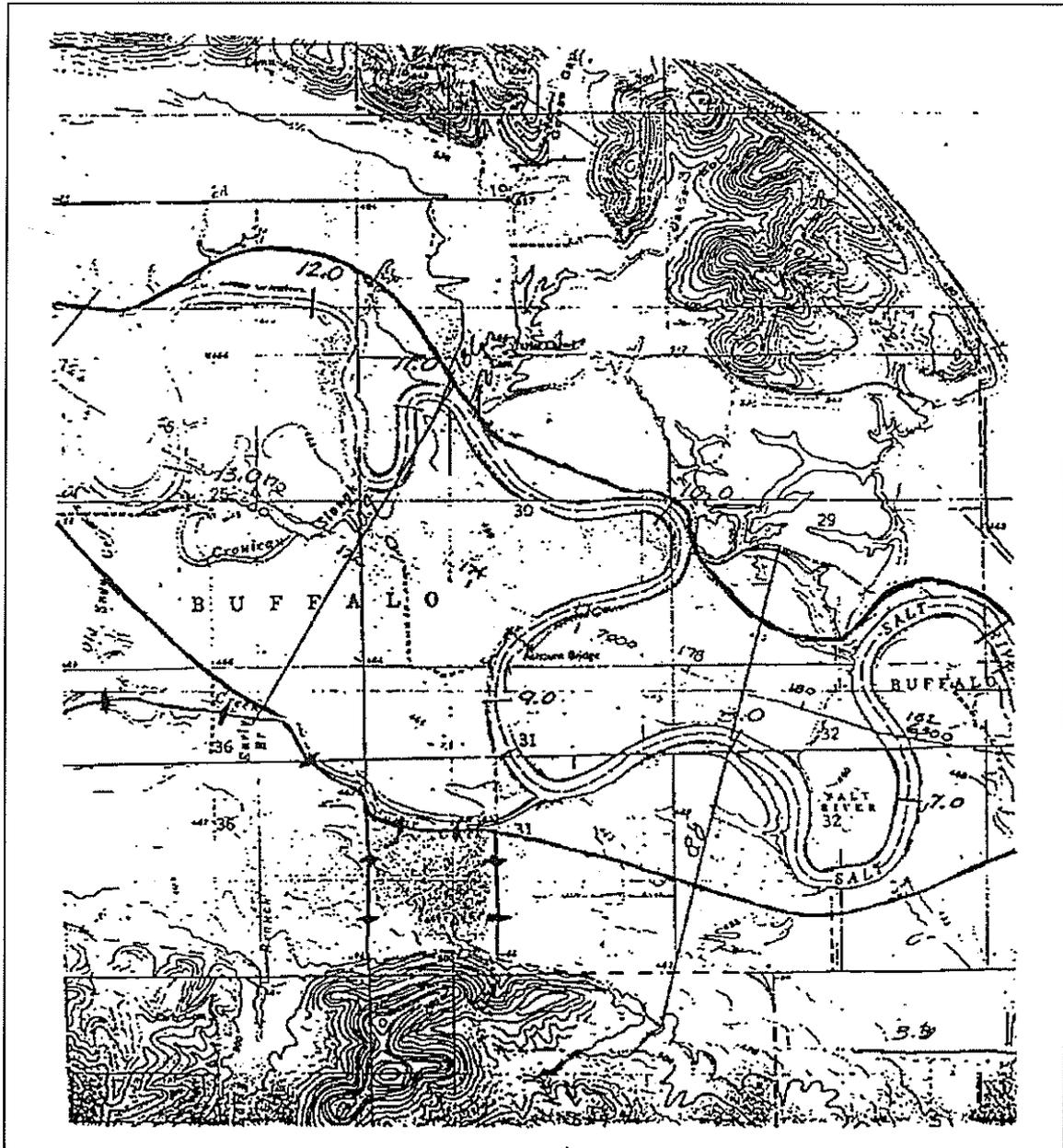


図 D-2 Salt 川に沿った流れの限度

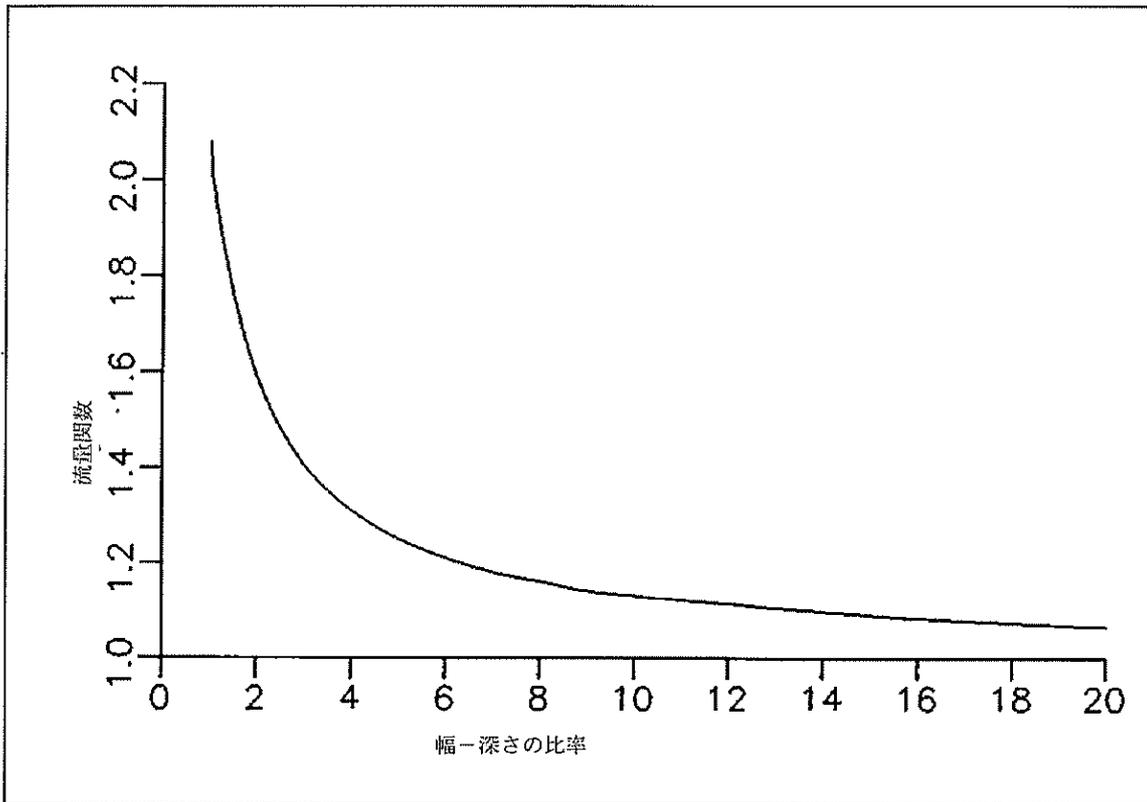


図 D-3 幅-深さ比率の関係と水面幅が矩形の水路における潤辺であると仮定したときの流量の倍率

正確な水路測量の調査結果が利用できない場合、河川の測深から水路の傾斜と形状を得ることになります。横断面が配置されることによって、または谷線に沿って計られる河川の距離によって、谷線は地図に描かれることとなります。この地図上の情報は横断面の間の長さを計ることに役立ちます。

c. 粗度の変化に基づく横断面の再分割 洪水時の河川において水面形を計算するための横断面は、摩擦係数  $n$  の異なる値を持つ複数の部分に分割されなければなりません。主水路は比較的小さい  $n$  値となり、高水敷では植物やその他の障害物によって大きな  $n$  値を持つこととなります。航空写真は、地形図への補足的な価値があり、横断面における植物の範囲（大きな  $n$  値の範囲）を決定するための資料として活用することができます。

d. 深さ変化に基づく横断面の再分割 同じ粗度を持つ横断面においても、深さの変化を反映するために再分割されなければなりません。流れの深さが増加すれば、粗度の変化の影響は減らされる傾向をもちます。

e. 横断面の位置を決定するためのチェックリスト. 流れの状況と既存の断面における標準的な検討が一致する位置がある場合には、洪水時における河川形状の合理的な最初の定義が得られることとなります。横断面は以下の条件の場所に位置する必要があります：

- (1) 河床形状が大規模に変化する箇所。
- (2) 最大の断面積を持つ箇所。
- (3) 粗度が急に変わる箇所。

(4) 拡大している地域、収縮している地域、そして湾曲部。

(5) 流量が幅、深さまたは粗度の変化の結果として、大きく変化する箇所。

(6) 2つの地域において流量がほとんど同じである場合でも、急に形状が変化する箇所。

(7) 一定区間において急に横方向の流速分布が変化する箇所。

(8) 局所的な障害物によって流れの不規則性が生じる非常に緩い勾配の箇所。

(9) 堤防の開始点と終点。

(10) 支配断面に近い、短い間隔ですぐに制御される(常流の)箇所。

(11) 本川の流れに大きく関与する支川の箇所。合流点においては、本川の直下流、支川の直上流の箇所。

(12) 均一な横断面の範囲における一定の間隔。

(13) 橋の上流側、下流側

#### D-4. 解析法の必要条件を満たすための断面データの作成

計算において、各々の横断面を検討範囲の中心点にあるとみなして、各々の断面間のエネルギー損失を計算するために一つの横断面を使用します。他の構成則(例えばHEC-2)では形状において水理的な区切り点を定めるために横断面を使用しています。隣接した横断面の特性において断面間の損失を計算するには平均値をとることになります。技術者はきちんとデータを準備することが特定のモデルの計算へのアプローチとなることを認識する必要があります。

a. 隣接した地域の状況を代表する横断面の位置。 検討範囲内で関係する事項を代表する断面図と、エネルギー損失を正確に計算できる横断面を選定します。横断面の間における平均の流量が平均エネルギー勾配を推定するのに用いることができる場合には、流量の変化はどんな断面の間でも線形でなければなりません。

b. 勾配の状況に基づく横断面の位置 横断面の間は、エネルギー勾配、水面勾配、河床勾配が全て平行している必要があります。水路の形状がこれらの3つの要素のうちの1つでも乱す要因を有している場合には、これらの平行性は失われることになり、断面を再分割する必要性が生じます。

c. 大河川における横断面の間隔 1マイルにつき5フィート以下までの勾配を持つ大河川において、均一な範囲の中の横断面は、1マイル以上の間隔をとれる場合があります。

d. 市街化した区域の中の、急な勾配をもつ小さい流れに関する横断面の間隔 急な勾配の範囲、または市街化した区域における小さい流れではエネルギー損失を定めるために密な間隔で横断面を設定する必要があります。急な勾配を有する小さい流れに関しては、1/4マイル以下の間隔で横断面をとることが望ましいことになります。

e. 最大間隔長(横断面間の距離) ある調査(Barr Engineering 社 1972)では、以下の横断面間の距離を推薦しています(谷の下方での値):

- (1) 広い氾濫原と、1マイルあたり2フィートより小さい勾配においては1/2マイル、
- (2) 1マイルあたり3フィートより小さい勾配においては1,800フィート、
- (3) 1マイルあたり3フィートを越える勾配については1,200フィート

f. 流量平均法と整合性を得るための横断面の間隔 水面形の精度研究(米陸軍工兵隊 1986)では、異なる流れにおける平均的な水面形を計算するために500フィートの最大間隔を使用しています。

g. USGSの横断面間隔の距離に関するガイドライン。 米地質調査所報告(Davidian 1984)の提案:

(1)横断面の間隔は、最大流出量に75~100を乗じた値、または表面幅の2倍程度より広い間隔であってはならない。

(2)河床勾配が(1)の基準が保てるほど平坦でない場合、横断面間の落差は、0.5フィートか、流速水頭の変化量の内、どちらか大きい方と、等しいか、それより大きくなければならない。

(3)横断面の間隔は、河床勾配により分けられる最小流出量における下流側の水深より、等しいか小さくなければならない。

#### D-5.断面データの精度を決定するための計算結果の再検討

計算された水面形が不十分な場合や、不十分な検討による横断面が使用された場合には、技術者の理解不能な異常が発生します。既存の断面形状は、この問題解決と、横断面測定位置の基準を示していることとなります。研究目的の物理的な特徴についてのモデル化と、エネルギー損失の正確な推定を得るための解析方法に関する必要条件を満たすこと、の両方に焦点をあてる必要があります。初期データによるモデルが実行された後の計算結果のチェックにおいて、横断面の間隔が十分であることを確認する必要があります。付加的な横断面が必要な場合、以下の追加ガイドラインが用いられます。理想的には、これらは現地調査を行うこととなります。しかし、付加的な断面または水理パラメータは、頻繁に変更されるのが一般的です。

a. 流速の変化 横断面の間の流速変化が20パーセントを上回る場合、付加的な断面を加える必要があります。エネルギー勾配-距離の関係の積分は、比較的短い距離間の精度を向上させることとなります。

b. エネルギー勾配の変化 エネルギー勾配の変化は、横断面間隔を評価するための根拠として使われます。勾配が50パーセント以上減少するか、100パーセント以上増加する場合には、横断面間隔は正確な損失計算を行うためには長すぎる場合があります。

c. 流れの分布 横断面から横断面への流れの分布は、確実に整合するようにチェックされなければなりません。例えば、HEC-2モデルは3つの流れの要素の解析を可能にしていますが、水路と両岸の高水敷の流れを解析する場合 HEC-2モデルのような一次元モデルでは、流れの特性と形状変化の関係は無視できないものとなります。

d. 伝達比率 2つの隣接した横断面の間の流量( $K_1/K_2$ )の比率は以下の基準を満たすことで正確性が示唆されます：

$$0.7 < (K_1/K_2) < 1.4 \text{ (Davidian, 1984).}$$

特に長い横断面間隔ではこの基準を重視し、満足しない場合には、より短い間隔で横断面を設定しなければなりません。この基準の間隔長は、橋のような構造物近傍の広がる流れについてのものにも適用できます。

#### D-6.断面データの作成におけるその他の問題

横断面に対する付加的な考慮事項は、以下のとおりです：

a. 終点の高さ 横断面の終点の最大標高は、予期された最大水面高さより高く設定できるようにしておきます。

b. 河床面の局所的な不整 落ち込みのような地表面の局所不整または範囲を代表しない上り坂は、断面データに含めないようにします。

c. 湾曲部の横断面 横断面は、原則的に直線の上に配置します。しかし、予想される流線に対して垂直にしておくことができない場合には、横断面は湾曲部に置くこととなります。

d. 横断面の交差は避ける 横断面は、互いを横切ってはなりません。横断面の重複を避けるために、川の湾曲部と支川の合流点を配慮しなければなりません。

e. 流れを制御する構造物の考慮 堤防またはダムの袖部のような流れを制御する構造物は、横断面で示されなければならない、そして、断面と潤辺の許容量は、これらに考慮されなければならない。

#### D-7.構造物による流れの形状のモデル化

a.橋と排水路 車道の頂部の高さが上流側水面より低いとき、狭い橋と排水路の始点よって、流れは影響されます。流れが車道より高いとき、築堤は余水路の働きを兼ねます。交差点のモデル化には3つの要素があります：

(1)橋もしくは、排水路の始点における流れの制限。通常、氾濫原上での流れは1対1の比率で縮小します。蛇行する箇所において流れは制限され、流れが存在する区域の外側では、貯留が行われることとなります。

収縮の先端は、車道の最も高い部分で決められることとなります。非定常流モデルでは、運動の式を解く必要があります。したがって、非定常流モデルを使うとき、拡大/収縮損失（一般に、渦損失と呼ばれる）は適用する必要はありません。

(2)橋または排水路において、車道高（一般に、堰流れと呼ばれます）の上流における損失水頭を計算します。構造物は、内部の境界条件としてモデル化することができますが、非定常流プログラムにおいては直接的に、橋、排水路、堰を含む式を作成することは適切ではありません。一般的アプローチ（米工兵隊 1991b）としては、構造物における水位-流量曲線があります。事例を図 D-4 に示します。圧力流の流入口の制御、流出口の制御、開水路流、堰の流れを含む全ての流れ状況を考慮した評価は、通常、非定常流モデルの予備処理で計算することになります。

橋による停滞、堰あげの発生する箇所における、HEC-2 のような流量基礎計算は、水位-流量曲線の適用より好ましい場合があります。普通の橋梁形式に関して、橋の橋脚とデッキは横断面データによる流量削減を伴うものと定義することになります。

(3)橋梁の下流側における流れの拡大。橋の下流側の横断面は通常、上流側横断面より拡大します。通常、流れは1（横）対4（流れ方向）のおおよその比率で拡大します。しかしながら、一部のモデル製作者は、橋の近傍に横断面いっぱいの流れを定めることがあります。

b. ダム操作      ダム操作は2つの流れ状態をつくることになります。低水位の期間、ダムは上流の貯水池へ水を貯め、最低限の水深を維持します。高水位の期間はゲートを開け、河川は自由流れの状態に戻ることになります。

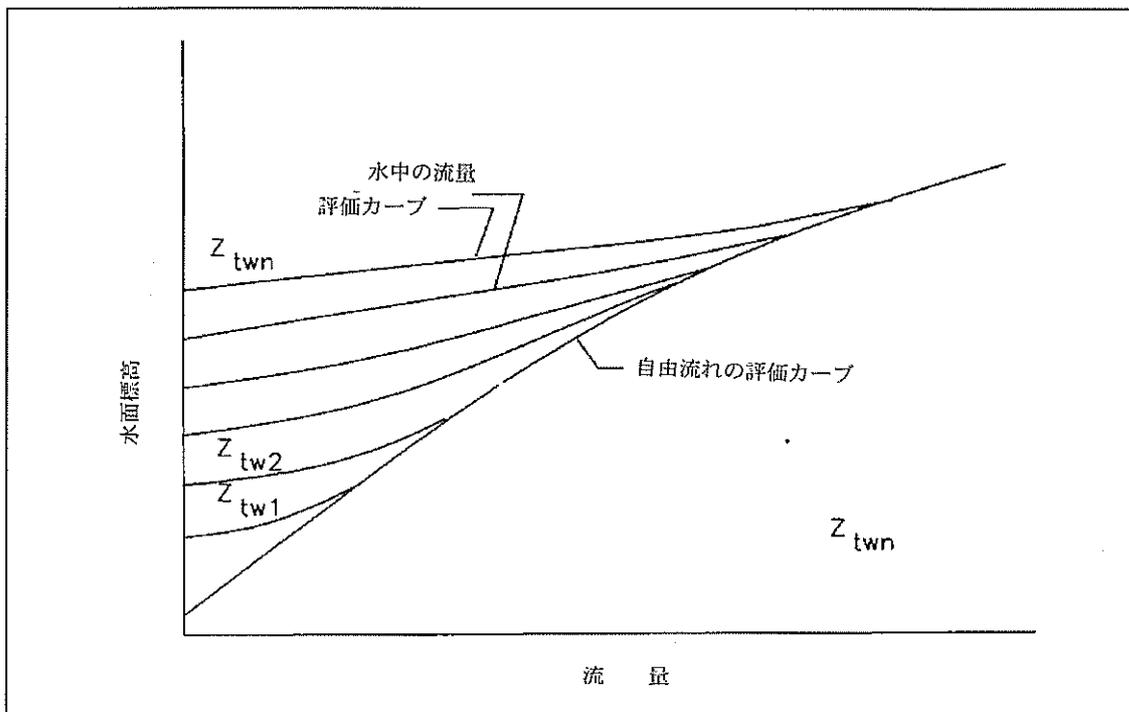


図 D-4 自由流れの水位-流量曲線と水中における水位-流量曲線

ダムは、上流側で水位上昇が発生します。ダム操作は、合衆国の主要な河川で見られ、低水時期の間、水面形の決定と波速に重要な役割を果たすことになります。低水時期における河床摩擦の不足によって、波は速く動き、重力波の速度に近づくことになります。Mississippi 川における St. Louis までの 10 個のダムと水門（距離は 780 マイル）の間を 2 日間で流れるように調整することができます。洪水の間は対照的に、流達時間は、10 日となるように調節します。

(1)貯水池操作は、特定の洪水またはより上流の制御点を維持することで管理されることになります。制御点は、ダムか貯水池となるので、後者は、ヒンジ・プール操作と呼ばれます。Peoria(地名)水門、ダム貯水池、放水路の hidrograph を図 D-5 に示します。制御点がダムにあるので、貯水池が一杯になるまで一定のレベルに維持させることができます。

水門とダム No.26 における、貯水池、放水路、制御点の hidrograph を図 D-6 に示します。制御点では、放水路の水が貯水池に入るまで、貯水池水位の変動によって一定のレベルに維持されるようになっています。

c. 制御 制御は、上流の水面形を決定する自然か人工の構造物によって行われることになります。ダム、滝、露出した岩、落差工により制御される場合もあります。数値モデル計算の精度は、安定性と同様に、適当な制御場所のモデル化に依存します。制御は、上流の射流を防ぐ場合があります。New Jersey の Passaic 川の中にある多数のダム、滝、露岩は低水時の水面を制御しています。Passaic 川に沿った最大水面高さを図 D-7 に示します。小さいダムでは水面の上昇に注意する必要があります。

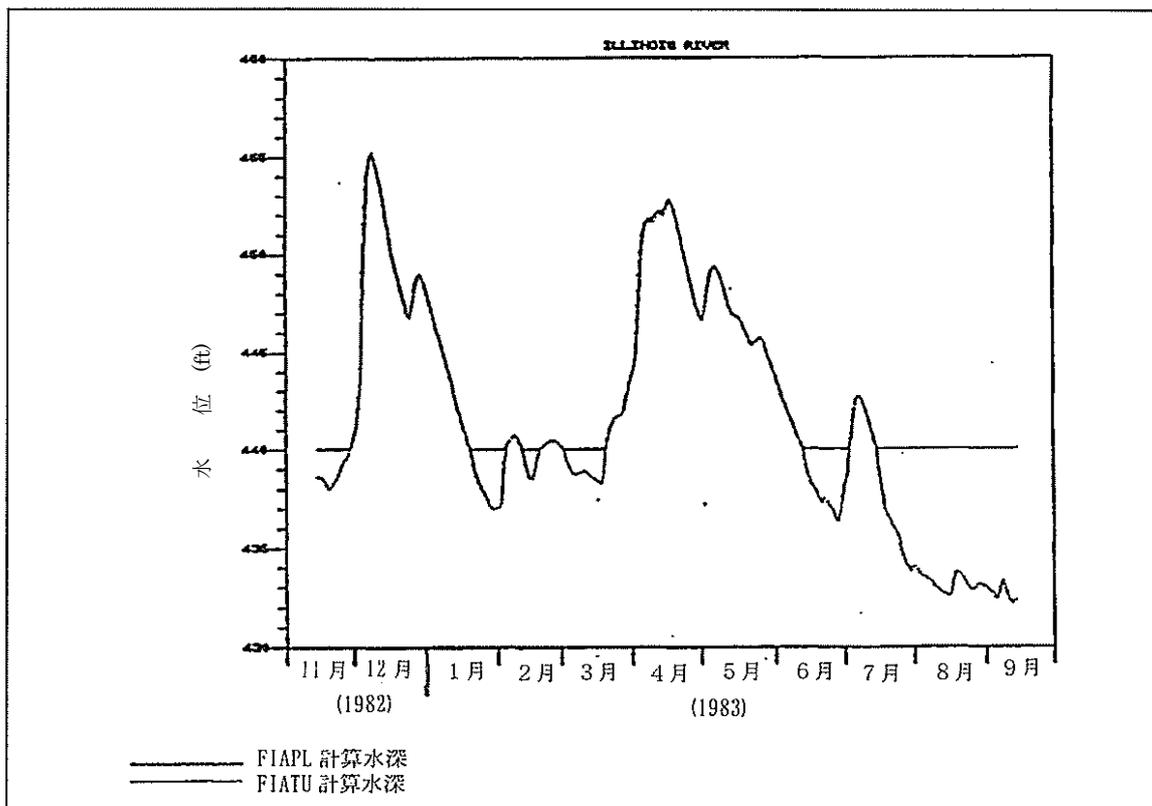


図 D-5 Peoria(地名)水門、ダム貯水池、放水路の hidrograph

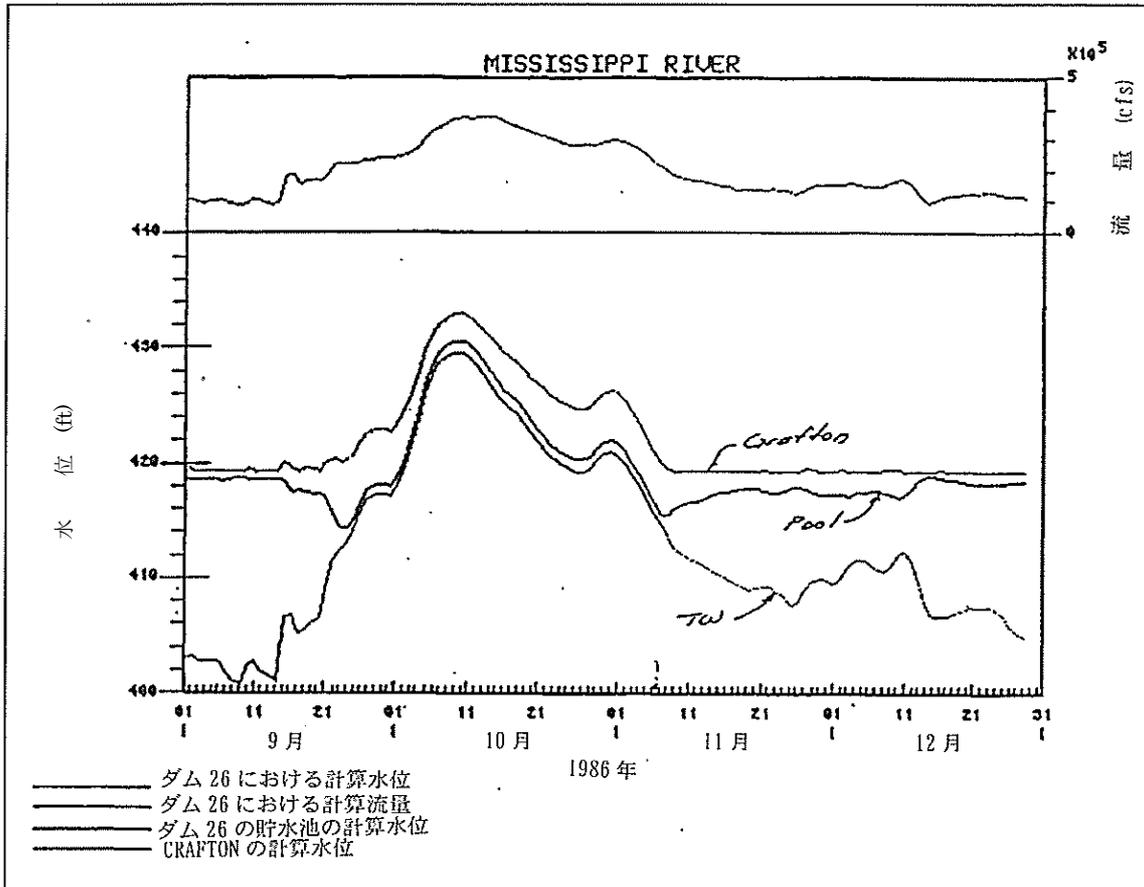


図 D-6 水門とダム No.26 における、貯水池、放水路、制御点のハイドログラフ

d. 堰堤 堰堤（翼ダムまたは防波堤とも呼ばれる）とは、河岸に含まれる岩を素材として造られる半島状の突起です（図 D-8 参照）。堰堤は川の流れの集中などを支配し、低水時の低水路の水深を維持し、中州のまわりで流れをそらす効果があります。堰堤は、低水時の間、より効果的でより深い低水路をつくるように設計されるものです。堰堤をモデル化するときには少なくとも 3 つの問題を考慮する必要があります：

(1) 堰堤の場所 堰堤は、USGS の地図に記録されず、時々ナビゲーション・チャートだけに記録されることがあります。通常、横断面は堰堤の位置とし、その堰堤の場所は実際に確認する必要があります。

(2) 堰堤の影響のモデル化 低水時において、流れは堰堤中央の水路に集中することになります。横断面が堰堤を含まない場合には、流れの範囲は水路の幅となります（図 D-8 は石の堰堤がある場合）、流速は遅すぎる結果となります。水面における以下の一般的な傾向は、現地状況の状況を反映している場合があります。堰堤のモデルは、小さい波とその形状において誤ったシミュレーションとなる場合があります。予測されたモデルにおいて、流れの全範囲のシミュレーションすると集中した流れのシミュレーションがモデルの信憑性を損なう場合があります。また、このモデルが水門とダムを管理するのに用いることができなくなるためこれらの小さい波は重要となります。唯一の解決策は流れにおける横断面を再定義して、貯留を増やすことです。そして、このことにより堰堤の影響をモデル化することができるようになります。

(3) 横断面の状態変化 水路における流れの経路は時間とともに変化することから、堰堤の条件を入力した後に、横断面はますます不正確になります。低水時の  $n$  値は、各水位に対応するため絶えず変える必要があるかもしれません。横断面は再調査する必要性が生じる可能性があります。

e. 堤防 堤防は、出水時に氾濫原を浸水から防ぐための土の構造物です。定常流のモデル化において、堤防は限定された横断面を支配することになります。非定常流のモデル化においても、堤防は限定された横断面を支配することになりますが、破堤や氾濫の影響も加わります。

流れが堤防によって制御されるときとは、すなわち通常より高い水面高さとなっている時期をさします。しかし、破堤した場合、堤防で保護されていた区域は貯留機能を発揮し、一部のハイドログラフの形状を変えることになります。100年確率洪水における下流側の破堤の有無による Illinois 川の Peoria(地名)におけるハイドログラフを図 D-9 に示します。この洪水において、破堤は洪水の最高水位を低く抑える効果を果たします。100年確率洪水における最高水位の縦断的な水位高さを図 D-10 に示します。破堤によりおよそ 2 フィートの最高水位を減じていることがわかります。

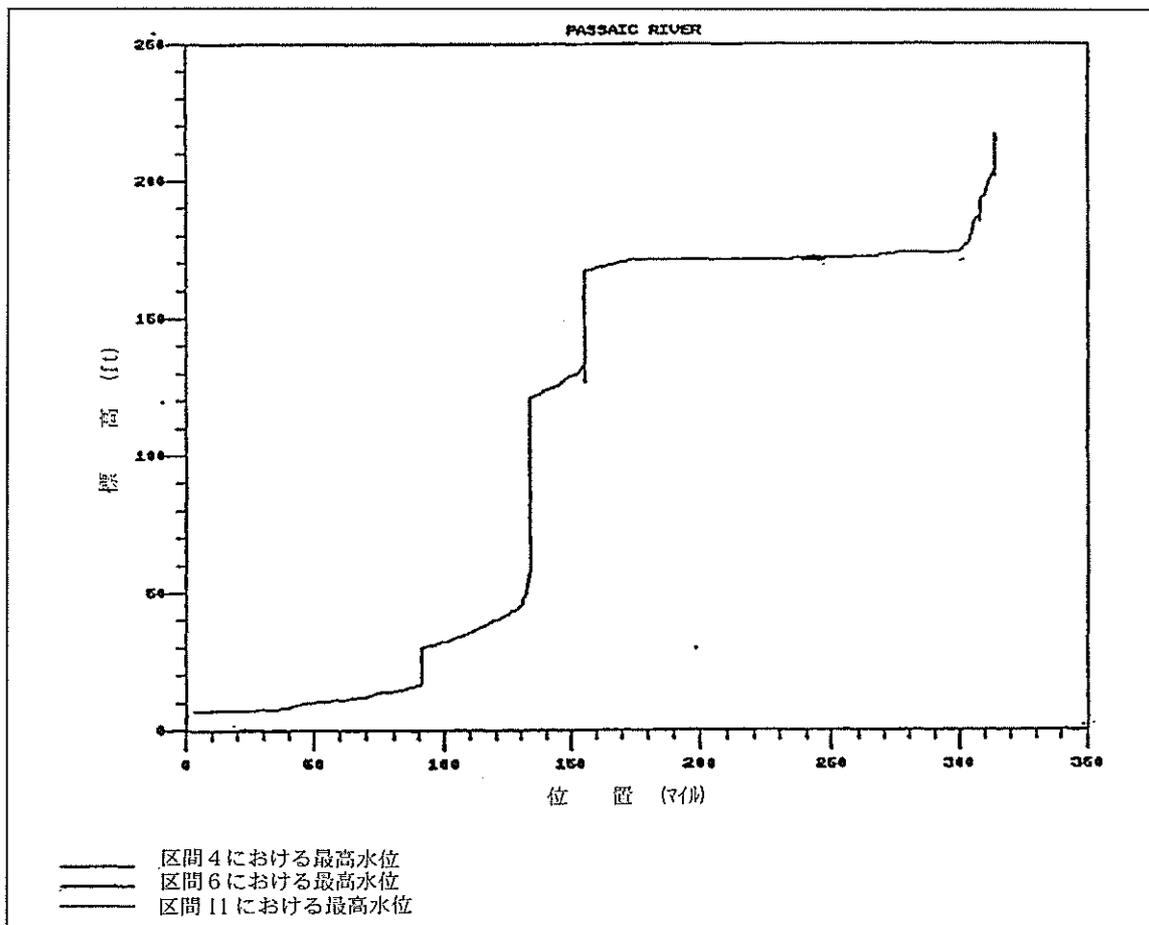


図 D-7 New Jersey 州の Passaic 川における、想定洪水の最大水面

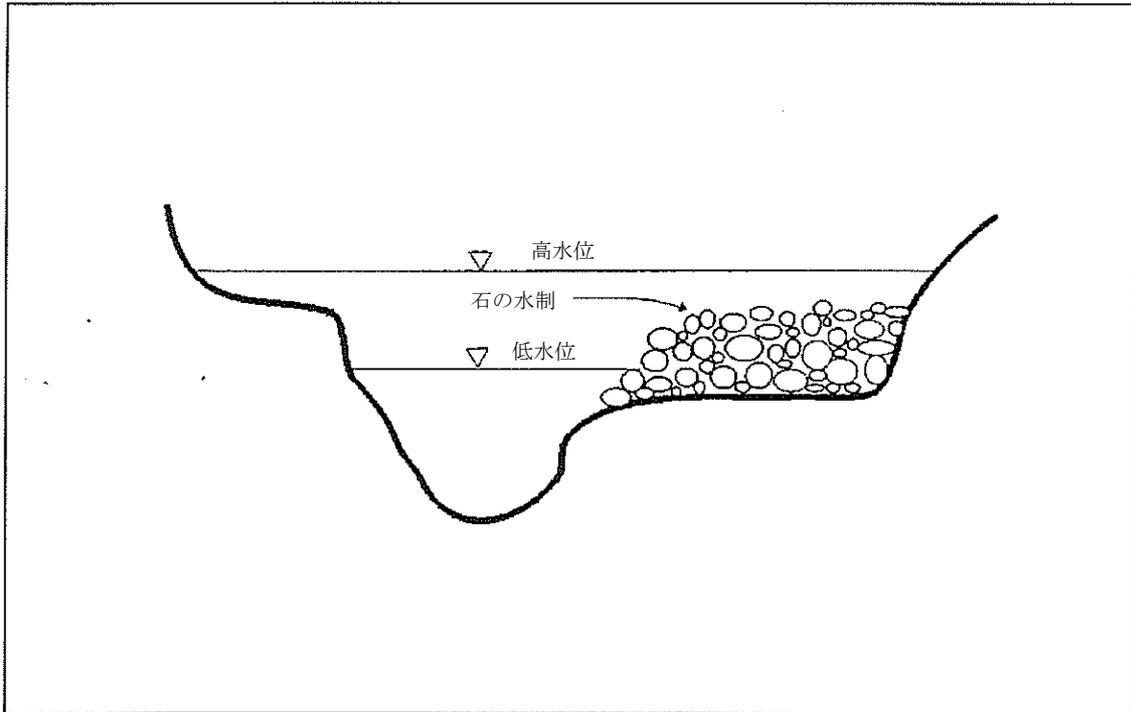


図 D-8 水路の船運のための水制を含む河川断面

(1)破堤は、非定常手法によりシミュレーションすることができる洪水時のイベントです。破堤は、堤防高さが低い箇所でも概して発生し、破堤が発生するとき、破堤箇所の水面低下も発生します(図 D-11 参照)。上流側の水は、破堤した方向へ速められ、破堤箇所の下流側の流れは逆になる場合もあります。Peoria における破堤の有無によるハイドログラフを図 D-12 に示します。約 10 マイル下流側の破堤から、大きな突き出るような流れが生じていることがわかります。Peoria の下流 13 マイルの Kingston 鉱山 (Illinois 川) におけるハイドログラフを図 D-13 に示します。このハイドログラフは、破堤箇所から 3 マイル上流の状況を示しています。

(2)破堤の再現は、モデル較正の成功または失敗と、予測されたモデルの信憑性を支配する場合があります。洪水中の破堤(解析者が把握していない)を、正しく再現し、モデルを完全な状態に較正・調整することは、不可能なこともかもしれません。

さらに、予測されたモデルにおける破堤は、強くモデルの品質に影響します。1986 年 10 月のミシシッピー川の 22 箇所破堤は、Hermann と St. Charles 間の洪水最高水流量を 80,000cfs 減じました。1986 年 10 月の Missouri 川の 22 箇所破堤は、Mississippi 川の Hermann と St. Charles 間の最大流量を 80,000cfs 減じました。これらの破堤を考慮しないシミュレーションでは、水門、ダム 26、St. Louis においておよそ 2.5 フィート高い水位を計算しています。

#### D-8.到達距離データの設定

到達距離は、横断面の間で流線に沿って計られる距離です。HEC-2 モデルにおいて扱う、3つの長さは、水路と兩岸の高水敷の流れの経路を定めるのに用いられます。これらから計算される一つの流出に関する到達長は、横断面の間でエネルギー損失を決定する計画に使用されません。

a. 水路到達長 水路到達長は流れの谷線に沿って通常計られる長さです。しかし、その線が実際の谷線と異なる場合には、到達長は推定された質量中心を通る線に沿って評価されなければなりません。

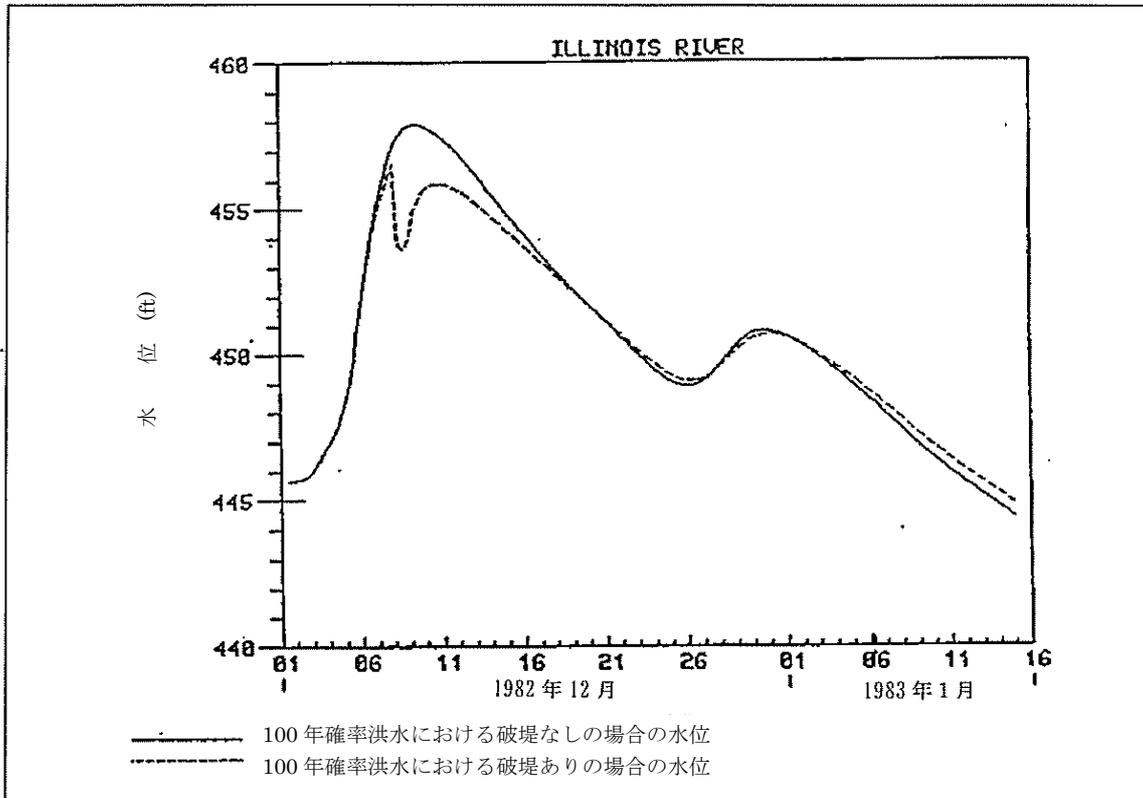


図 D-9 下流側の破堤の有無による Illinois 川の Peoria(地名)におけるハイドログラフ

多くのケースにおいて、高水敷と水路の流れにおいて推定された  $n$  値は、高水敷と水路において、同じ区間長に基づくものとならなくてはなりません。低水時の水路経路に基づく水路長は、洪水においても、流れが常に水路に沿うと仮定する必要があります。

b. 高水敷の区間長 氾濫原を蛇行する流れの場合、高水敷の流れが主水路の流れよりかなり短い経路をたどる場合があります、(その他の場合、それはより長いかもしれません)、水面形計算において使われる推定された  $n$  値が高水敷の区間長の影響を含まないならば、区間長は高水敷と水路において別々に計られなければなりません。

(1) 高水敷の区間長は、流れ要素の質量中心に沿って計られます。なぜなら、これが各々の流出のたびに異なるのでは、解析されている最も重要な洪水の状況を設定できないことになるからです。

(2) 水路の近傍の深い部分で、高水敷を含む横断面の形状が三角形ならば、高水敷における質量中心は、河岸から  $1/3$  の離れたところに位置することになります。この状況の下で、氾濫原が地図の上に描ければ、高水敷の区間長は、解析区間の終点まで、水路河岸から  $1/3$  離れたところの流線の長さを測ることによって得ることができます。

(3) 予想される流れの経路は、横断面の場所に加えて地図の上で描くことができなければなりません。計算された結果は、それから予想される流れの経路と比較することにより評価することができます。計算された結果は、期待したものになりましたか？もしそうでなければ、データは計算された結果に基づいて調節する必要があるかもしれません。

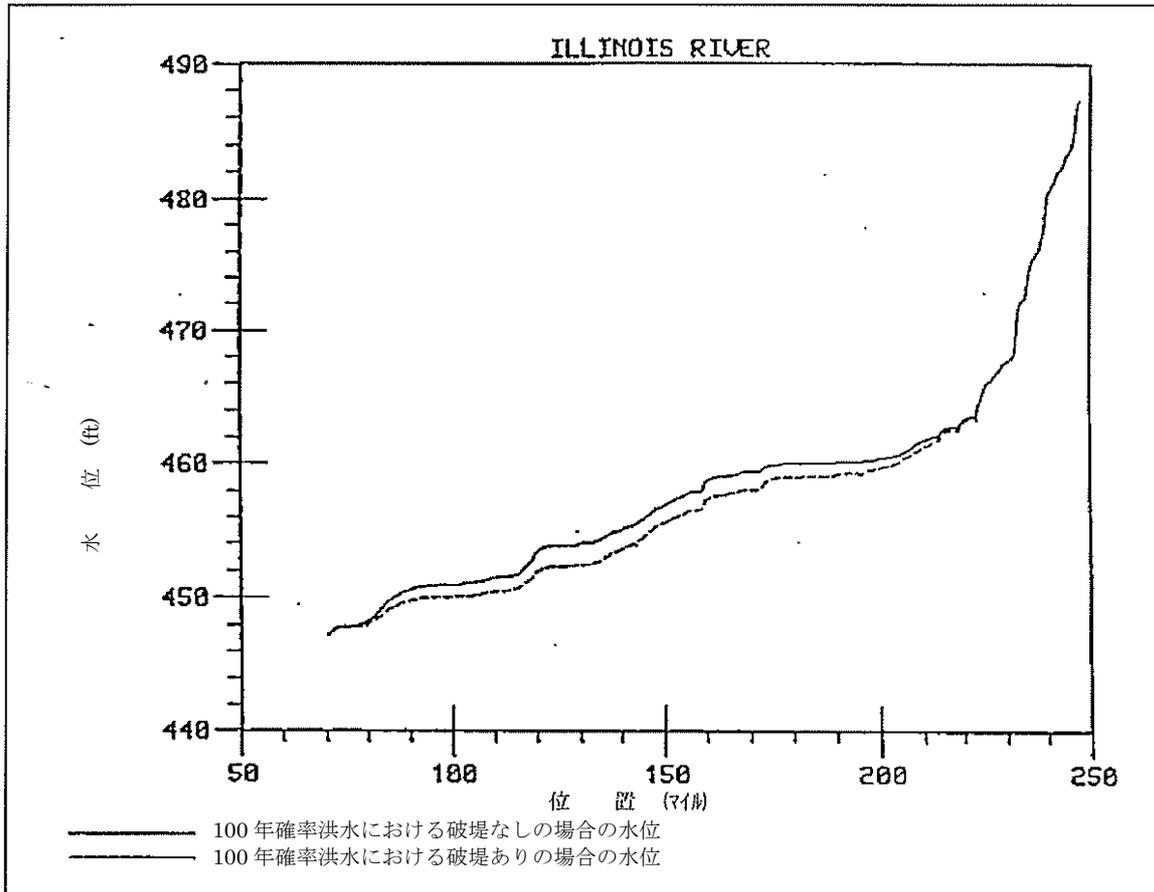


図 D-10 破堤の有無による Illinois 川沿いの 100 年最大の水位

#### D-9. 横断面と到達長を得るための調査方法

横断面の数は、研究の条件と流れの特徴で異なります。土地測量、航空測量の標点標高、航空写真からの地形図、流れの深さや大きさが測定できないときに必要となる水路測量など、現地調査を含む断面に関する測定などの結果を利用することになります。これらの方法における測定値の誤差は、採用された精度標準、器材、地形と地表面状況などの相関関係から発生することになります。(米工兵隊 1986)。

a. データ収集法の選定 水面形計算におけるデータ収集の適切な方法選定は米工兵隊で開発されています(米工兵隊 1986)。市販されている情報、航空写真、横断面データを準備することを目的とする手順、地形学によるマッピングについては、その中で記述されていません。

重要な調査結果は、次の通りです：

(1)市販されている情報、実地調査における最新の器材の利用、地形学の適用手順、横断面データ。

(2)空中と実地の調査に用いられる器材は、新たに出現する技術でよくなり続けるでしょう。

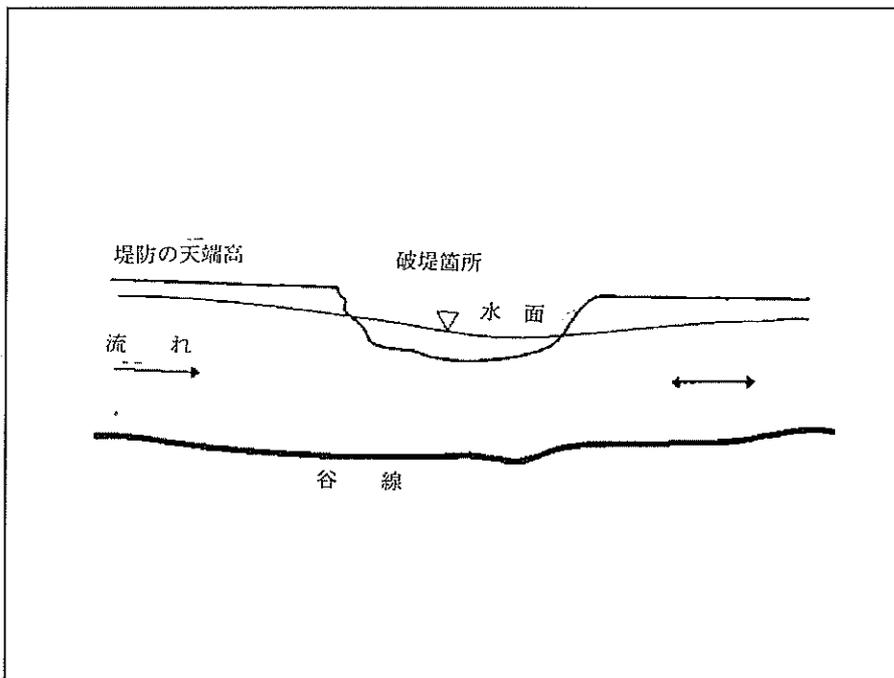


図 D-11 破堤箇所における川の水面形

(3)調査されなければならない地形および横断面データに関する既存データを現地調査を始める前に把握します。

(4)他のプロジェクトのデータは、今回のプロジェクトにおける調査方法に影響する場合があります。

(5) 10 から 15 以上の横断面が必要なときには、空中からの調査が、現地調査よりも無駄がない場合が多いようです。

(6)横断面データに加えて、地形のマッピングを行う経費は、得られるマッピングの結果を考慮すると有効なものとなるでしょう。

## 第 II 節 エネルギー損失係数

### D-10.河川の状態によるマンニングの $n$ 値の変化

マンニングの  $n$  値（境界の粗度を代表するために河川の水理模型で広く使われる）は、河川の状態によって異なります。

a. 水位と流れに伴うマンニングの  $n$  値の変化 沖積平野の河川における河床または水路部分におけるマンニングの  $n$  値は、水位と流れの状態により変化することは広く知られています。  $n$  値の低下は 2 つの要因に起因します：(1) 相対的な粗度の低下、および、(2) 河床形態の変化。相対的な粗度は、水深に対する河床形状の変化の比率であり、沖積平野上の水路において、河床形状は水深により変化します。深さが増加して、これらの影響が減少することにより、  $n$  値も減少することになります。高水敷における植物の影響と類似する現象です。

(1)流量が増加して、河床が平滑化され、抵抗は減少すると、水路底におけるせん断応力は増加します(Simons and Richardson 1966)。この現象 (Mississippi 川の下流域で観測される) を図 D-14 に示します。低水時の流れにおける  $n$  値はおおよそ 0.06 であり、高水時の流れにおける  $n$  値はおおよそ 0.025 となります。Simons もまた、水位-流量曲線において、ハイドログラフの上昇期間における粗度は上昇し、下降期間の粗度は減少すると主張しています。

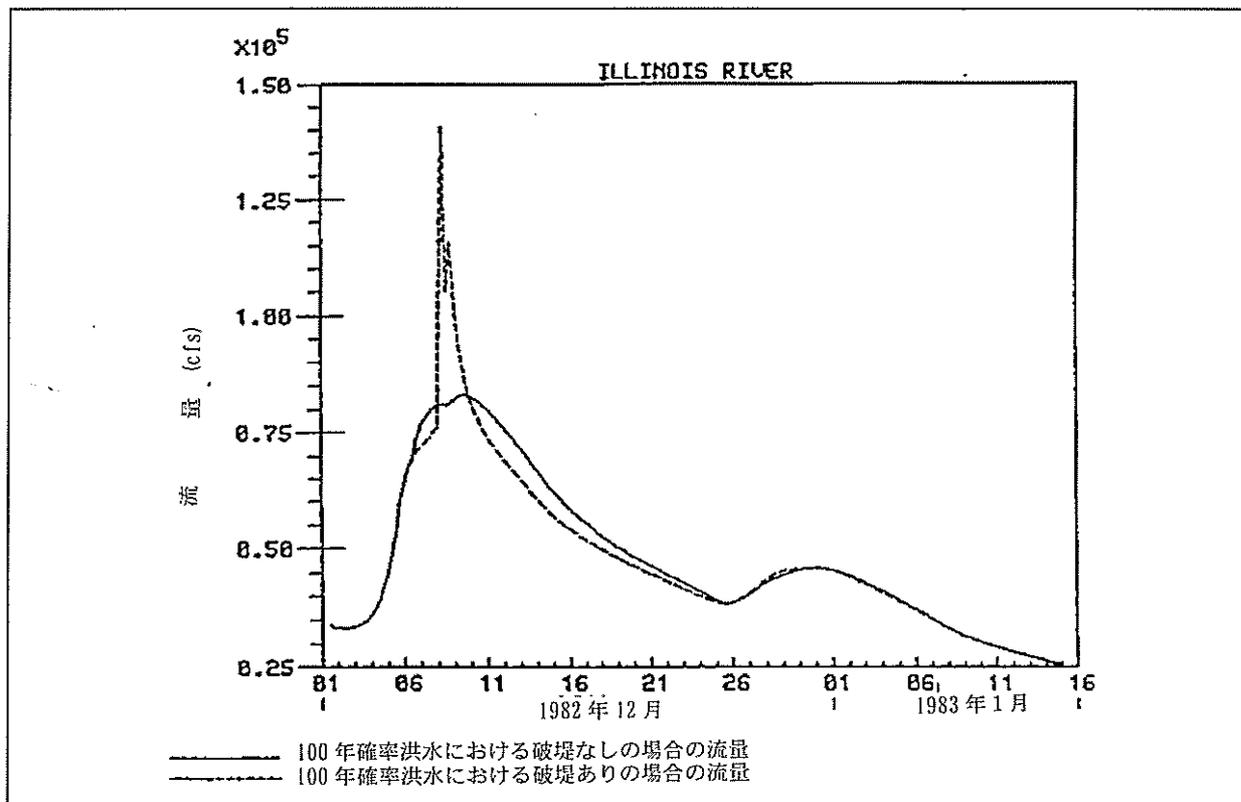


図 D-12 Illinois 川の Peoria における破堤の有無によるハイドログラフ

(2)マンニングの  $n$  値は、流れと水位の相関関係を示す値です。流れにおける  $n$  値の活用法は、便宜上 1 つですが、流量との関係は、流れの区域において定めることになり、水位との関係は特定の横断面にあてはめることができることとなります。

b. 水温によるマンニングの  $n$  値の変化 水温の影響は、Vanoni (ASCE 1975)によってまとめられました。Lane ほか (1949) は、Colorado 川の下流域において流砂量が温度の減少で増加したことを発見しました。Taylor's Ferry の観測は、冬に、水温が  $50^{\circ}\text{F}$  に落ちたとき、夏期の温度が  $85^{\circ}\text{F}$  であったときに比して、流砂量が 2.5 倍大きくなったことを示しています。沈降速度は水温の低下につれて減少するという理論によって、浮遊土砂は増加することになります。

(2)米陸軍工兵隊による非定常流モデルにおける Omaha, Nebraska の近くの Missouri ミズーリ川における 7 マイル区間の研究。

1966 年 Omaha, Nebraska の Missouri 川における温度、流出量、流速とマンニングの  $n$  値の時間的な変化を図 D-17 に示します。この図は、温度と流速増加に対応するマンニングの  $n$  値の減少を示しています。 $n$  値の減少は、河床高さの減少と長さの増加に起因しており、浮遊土砂の 50 パーセントの増加は、河床形態の延伸につながります。

(1) Colby and Scott (1965)は、Nebraska での Loop 川の中流域で、水温が増すことによりマンニングの  $n$  値が増加することを発見しました (図 D-15 参照)。図 D-15 中のプロット点のそばの数値は流出量 (単位は cfs) です。図 D-16 に示すように、 $n$  値の変化は、河床形態の変動に起因します。図 D-16 中の a,b,c の図は、1959 年 6 月 25 日のもので、このときの流出量は 350cfs、水温は  $85^{\circ}\text{F}$  でした。図 D-16 中の d,e,f の図は、1959 年 12 月 5 日のもので、このときの流出量は 350cfs、水温は  $39^{\circ}\text{F}$  でした。

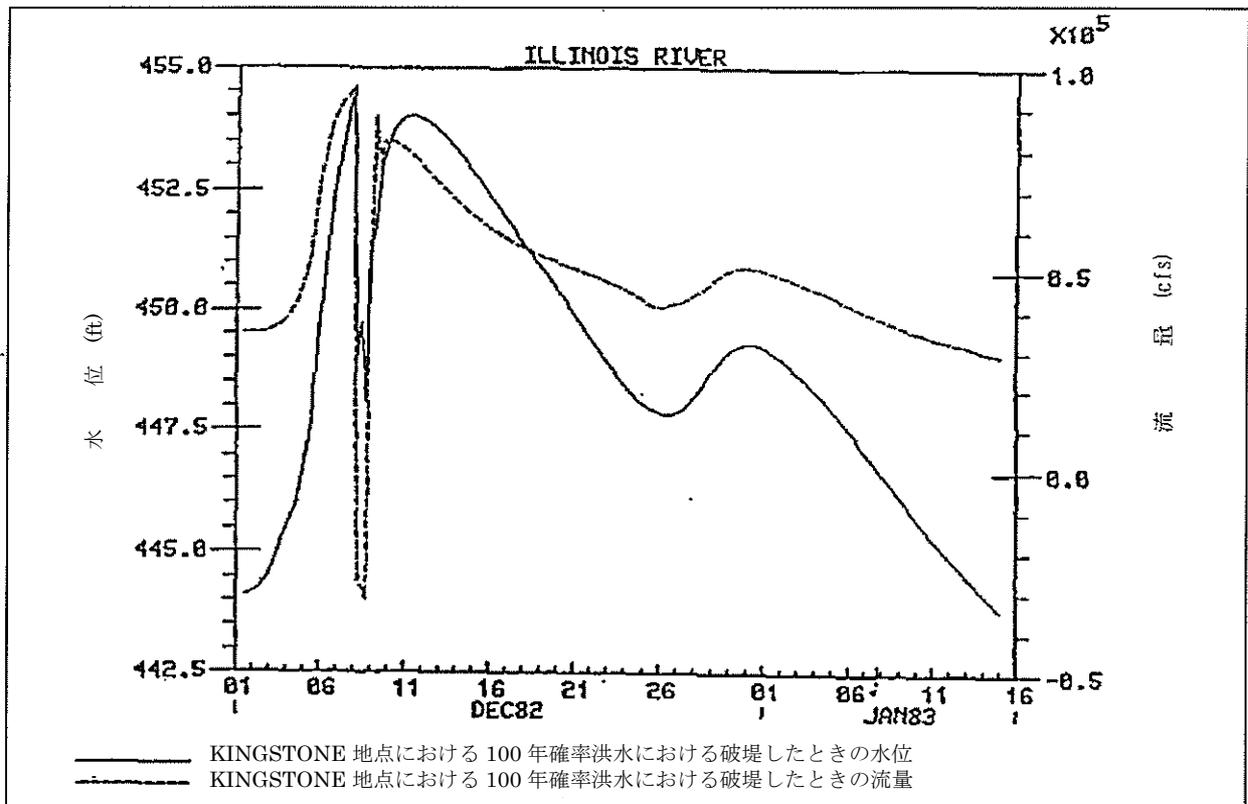


図 D-13 Illinois 川の Kingston 鉱山地点におけるハイドログラフ

水温が低い冬の間、河床形態は、流れによって平滑化する傾向を持ちます (図 D-16 の d,e,f の各図参照)。また、河川水が暖かい夏の間、河床形態は砂堆に、よりはっきりした形状となります (図 D-16 の a,b,c の各図を参照)。

(3) Carey (1963) の研究では、Mississippi 川の New Orleans の上流側において 200 マイルの範囲に渡る観測結果が示されています。Carey の観測によれば、水温が低いとき (80~40° F)、河床は低くなり、そして、最も高い河床の部分が低下する傾向がありました。また、水温が低下するときに河床の高さが増加することがあることについても Carey は観測しています。

(4) 1982 年 12 月から 1983 年 3 月の間に St. Louis において、10 パーセント確率の流出量が 3 回観測されました。これらの洪水における流出量の測定結果は、図 D-18 に St. Louis における水位-流量曲線とともにプロットしています。図 D-18 に示す点には、測定値と観測された日の水温を付しています。

冬の測定点が一貫してカーブの下にある点に注意する必要があります。水温の減少とともに同じ水位における流量が増加していることを示しています。さらにこの現象を研究するために、1969 年から 1983 年までの St. Louis における 20 フィート以上の水位を持つ洪水の時間毎の検定流量と観測流量の比率をプロットしました。1979 年に得られた流量の評価は、水位-流量曲線として、アメリカ地質調査所によって編集されており、この結果は図 D-19 に示すように明らかに季節変化を見ることができます。この比率の変化が 4 月と 11 月に大きくなる傾向を示していますが、正確な時期を正確に定めることはできません。

#### D-11. $n$ 値の評価

どんな水路と氾濫原においても概念的に、2つの大きな特徴があります：氾濫原での摩擦力が主に植物・構造物から生じるのに対して、水路の摩擦力は、主に河床の土砂の粒径と河床形態から生じます。 $n$  値が明らかに異なる範囲は予想することができますので、各々の範囲は区別しなければなりません。

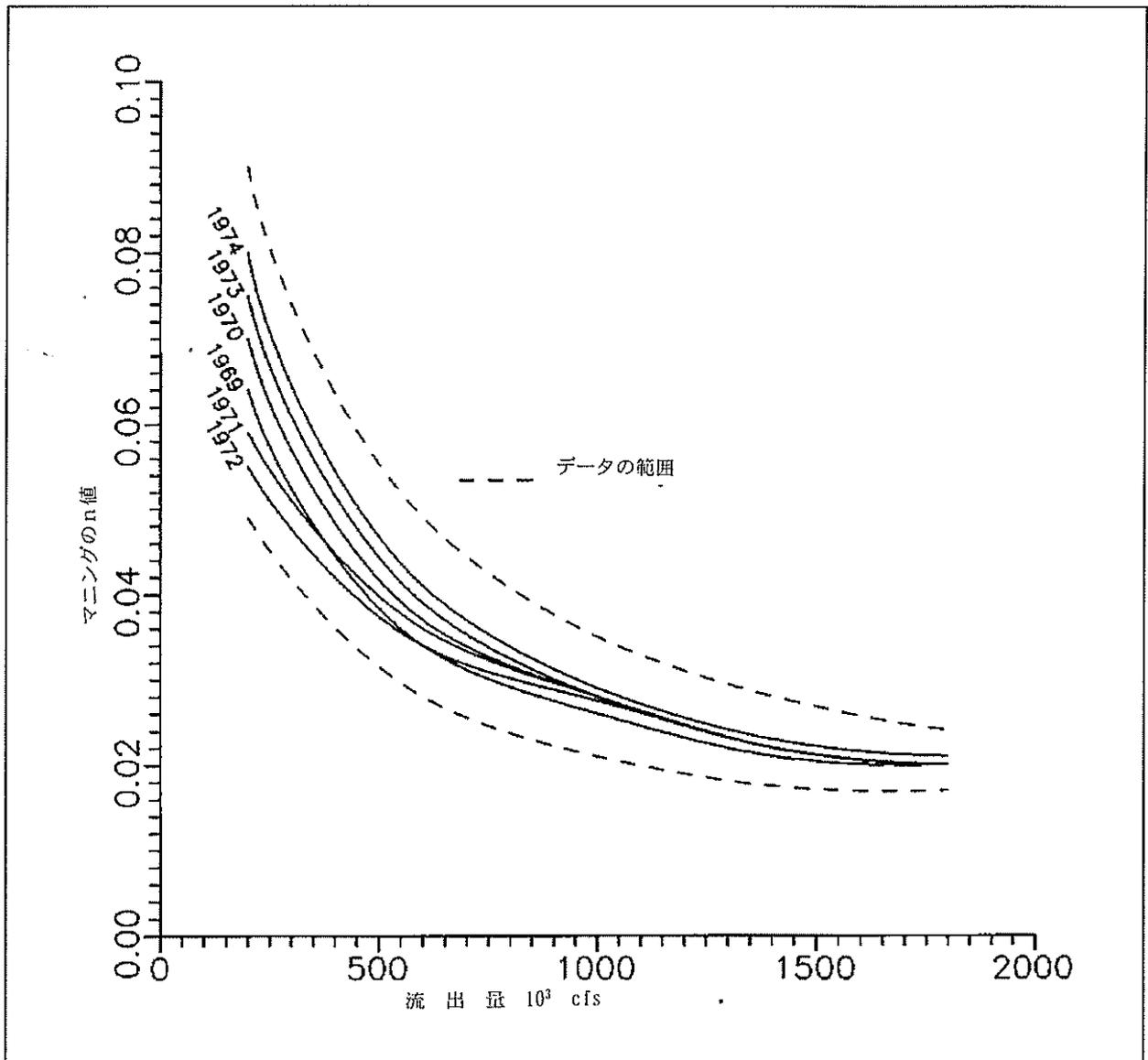


図 D-14 Mississippi 川の Arkansas City における流出量に伴うマンニングの  $n$  値の変化  
(St. Louis 地区の米陸軍工兵隊より)

a.  $n$  値の推定方法の概要 摩擦係数 ( $n$ ) の適切な値の設定は、計算される水面形の正確さに、非常に重要な事項となります。観測された水面高に対応する流出量が既知のとき、マンニング式は  $n$  値を得るために使用されます。 $n$  値の決定のための流出量測定が工兵隊の資料にない場合には、アメリカ地質調査所または他の連邦の地元機関から入手できる可能性があります。

記録が利用できないときには、類似した流れにおいて計算された  $n$  値、または実験的なデータから得られる  $n$  値を手引きとして使うこととなります。水理学テキスト (例えば Chow (1959)) に示される  $n$  値を選ぶための表と写真が使える場合もあります。 $n$  値を予測する方法の概要は、USCE WES (1992) に示されています。

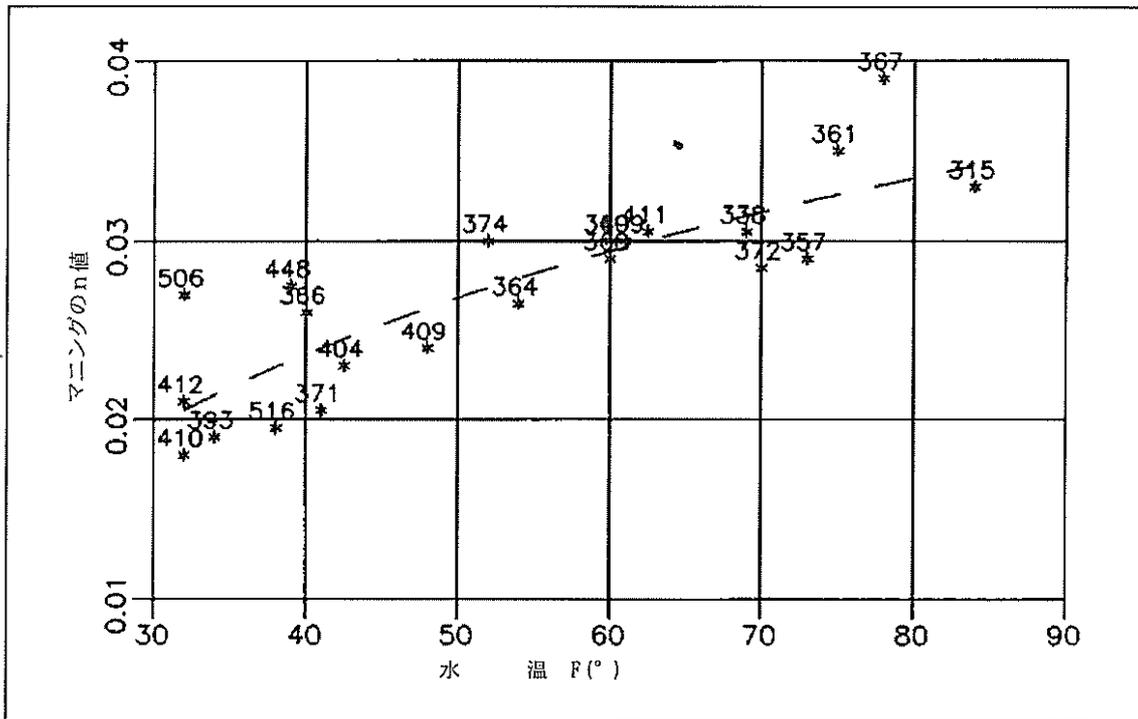


図 D-15 Nebraska 州にある Loup 川の中流域における、水温の増加に伴うマンニングの摩擦係数  $n$  のプロット (Colby and Scott 1965)

b. 経験 (最高のガイド)  $n$  値を選ぶために最高のガイドは、経験です。どんな値が、この地域で以前うまく使われたか? 表 D-1 は、アメリカ合衆国の中西部における、 $n$  値の概要を示しています。各々のカテゴリーにおいて、値にかなりの幅がありますが、この幅は、現地踏査と工学的な判断によって狭くしなければなりません。Simons and Senturk (1976, p. 225) は、砂堆の河床形態では、 $n$  値は 0.018~0.035、平坦な河床形態では 0.012~0.016 の値を提案しています。この提案では流れが存在する場所の河床形態は砂堆であることを示し、流れが停滞する部分では土砂の堆積のためにほとんど平らな河床となることを示しています。表 D-1 の値は、Simons の成果と一致しています。中程度の流れにおける  $n$  値の上限は、堤防に沿って存在する植物の影響が大きいと考えられます。高い  $n$  値が、横断へ影響することを再現するために低い水位での確認が必要となる場合があります。

c. 測定データに基づく推定 流出量測定にはしばしば断面貯留の影響を受けることがあります。測定された水深から、横断面における計算断面積と径深を得ることができます。

表 D-1 中西部におけるマンニングの  $n$  値

流れの形態	値の範囲
大河川 (幅 500ft 以上)	0.020-0.035
中程度の河川 (幅 500ft 以下)	0.030-0.042
強い影響を受ける背水区間	0.015-0.025
高水敷:	
牧草地	0.050-0.080
耕された部分	0.040-0.070
耕地	0.050-0.080
森林地帯	0.070-0.150

これらが密接に関係するならば、水面勾配は実地調査によって決定される洪水痕跡の高さ、または観測点における水位の記録から得られることとなります。流出量測定によって  $n$  値を決定するときは、水面勾配を得る必要があります。

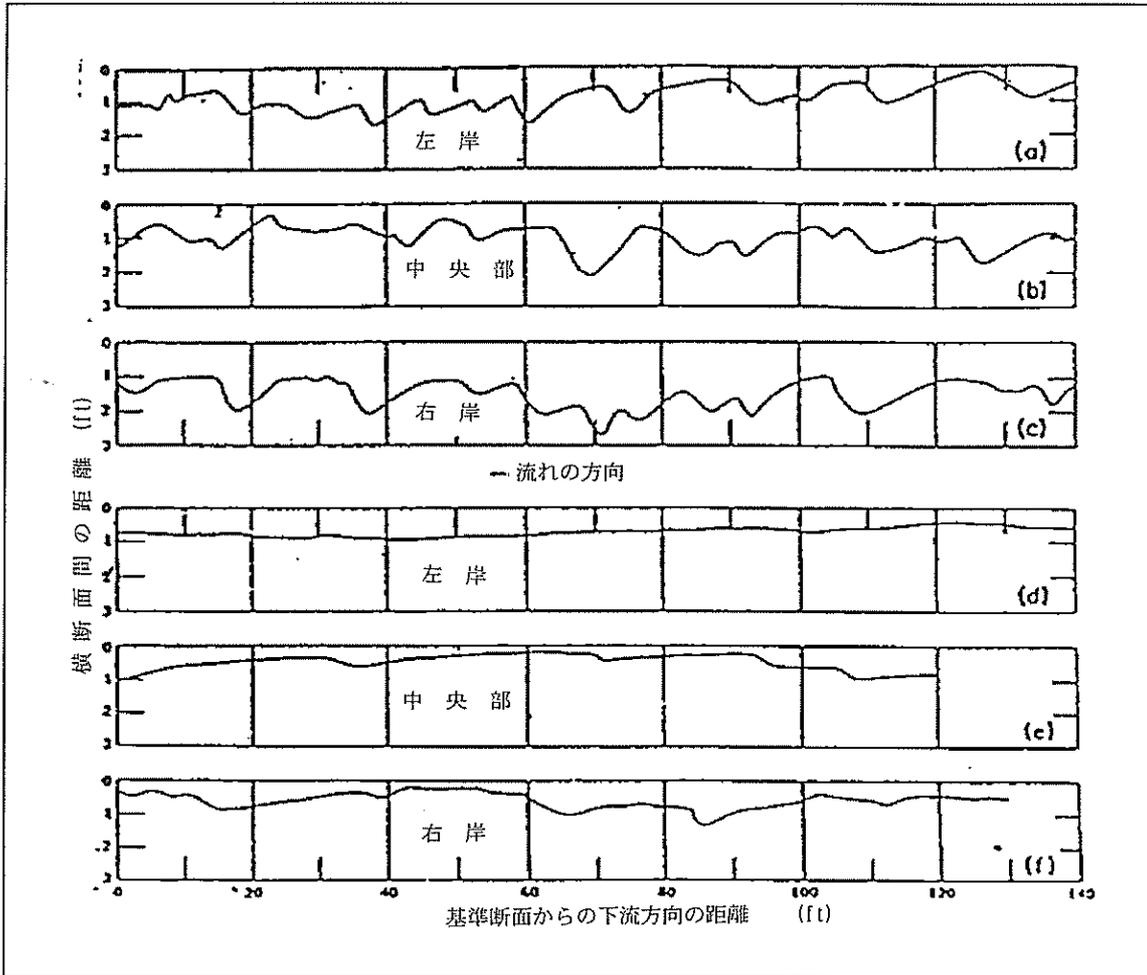


図 D-16 中部 Loup 川 (Nebraska 州、Dunning) における 3 区間、2 時期 (水温が高いときと低いとき) の縦断方向の河床形態 (Colby and Scott 1965)

このようなデータは、最高水位点だけを求めるより、信頼できる  $n$  値を決定するのに用いられます。

(1) 水面勾配、流出量、面積、径深から、 $n$  値を Manning 式から計算することができます。計算の 1 つの方法としては、流れを均一 (水面勾配は摩擦勾配に等しい) と仮定すれば、 $n$  の近似値は横断面における高水敷と水路の領域において決定されます。場所的に変化する流れの状況のチェックとして、水面形計算では、観測された水面形と、計算された水面形を比較するために、事前に決定した  $n$  値と近似した値を使用します。

この両者に合理的な一致が得られない限り、計算された水面形が、観測された水面形を満足するまで、 $n$  値は試行錯誤によって調整されなければなりません。計算では、 $n$  値の適用性を得るためにいくつかの流出量において計算を繰り返す必要があります。

(2)  $n$  値が水位によって異なる場合には、 $n$  値は水位に対応する  $n$  値のカーブから、または、適当と思われる水位の観測結果から決定されなければなりません。

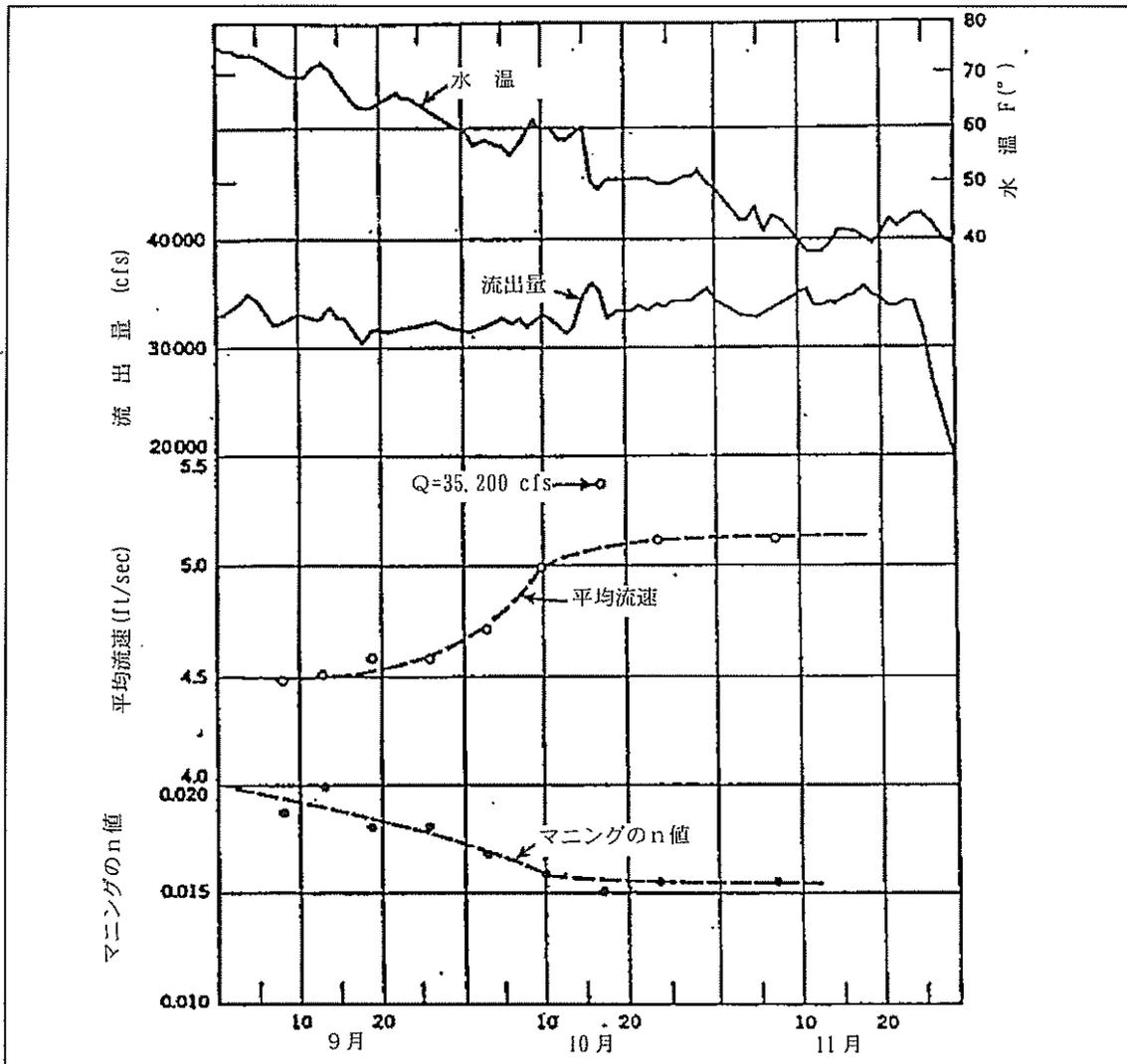


図 D-17 1966 年 Missouri 川の Omaha、Nebraska における温度、流量、流速とマンニングの  $n$  値の時間的な変化 (米陸軍工兵隊 1969)

通常、断面の拡大と収縮の損失は、 $n$  値を決定する際に別に考慮する必要があります；すなわち、 $n$  値は 1 つの値とはならないことになります。

(3)  $n$  値の決定は、勾配と流量の測定値、計算された水面形、湾曲部のスーパーエレベーションを考慮しなければなりません。

d. 類似した流域からの  $n$  値の推定 流量測定の記録が利用できないとき、類似した特徴を持つ流域において決定された  $n$  値は、研究対象域の適切な  $n$  値を選ぶ際の有力な参考データとなります。

e. 公表された参考データに基づく推定  $n$  値の詳細は、以下の水理学テキストと技術報告に示されています。Chow (1959), Barnes (1967), U.S. Army Corps of Engineers (1975), U.S. Department of Transportation (1984), Davidian (1984), USGS (1986), WES (1992)。現地状況と比較する写真は、Chow (1959) と Barnes (1967) に示されています。公式は、粗度係数を計算するのに用いられます。Beasley (1973), Chow (1959), Brownlie (1981), U.S. Department of Transportation (1984), and USGS (1986)；これらの公式では、通常、河床材料のサンプルと粒度試験結果が必要となります。

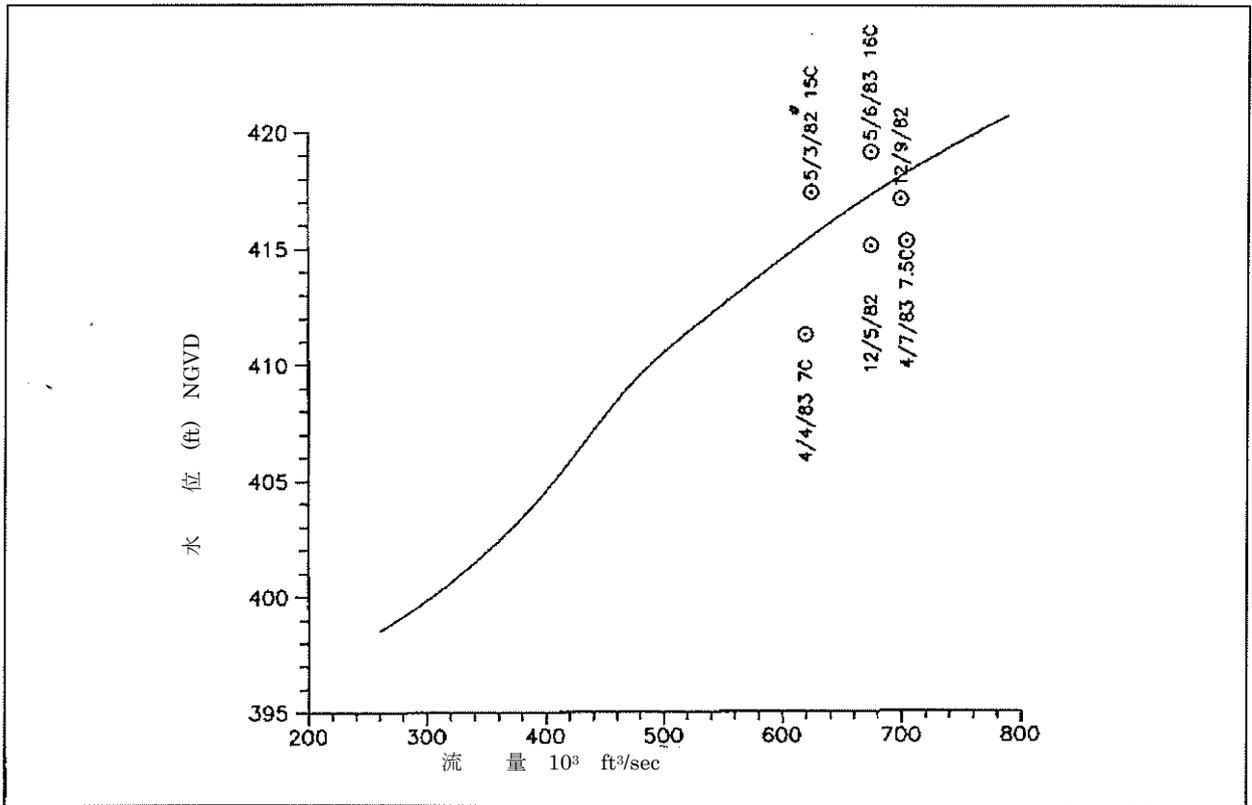


図 D-18 1982 年 12 月から 1983 年 4・5 月の St. Louis における流量測定結果のプロット、St. Louis における水位-流量曲線を併記 (水温は° C で表示)

(1) Chow (1959) は、流れについて表を編集しました。Chow は  $n$  値と関連する流れの状況についての写真も発表しています。Barnes (1967) は、合衆国内の各種の流路において  $n$  値を計算しています。しかし、このような計算された  $n$  値を使うことには注意を必要とします。技術者が流れの形態を十分に把握していないときのみ、これらの発表された値を使用することを勧めます。

#### D-12. 拡大・収縮損失

拡大・収縮損失の係数は、マンニングの  $n$  値のように量を定めることができません。

これらの係数は、HEC-2 のような背水モデルで把握され、損失を説明する HEC-6 は、流れの大きさの変化による収縮・拡大と流れ域の形とに関連します。値の幅は、HEC-2 のユーザー・マニュアルに記されています；最も低い値は川の横断面の変化が比較的小さい低水路にあてはまり、そして、最も高い値は急激な変化が存在する橋などの部分にあてはまります。これらの係数は横断面間で速度水頭の違いに適用されることから、速度水頭の変化はこれらの係数の支配的要因となることになります。速度水頭の変化が小さい穏やかな水路では影響は小さいものになります。しかし、速度水頭の変化が非常に大きい急峻な山地における流れでは、この係数は、解析結果にきわめて大きな影響を与える場合があります(Hoggan 1989)。

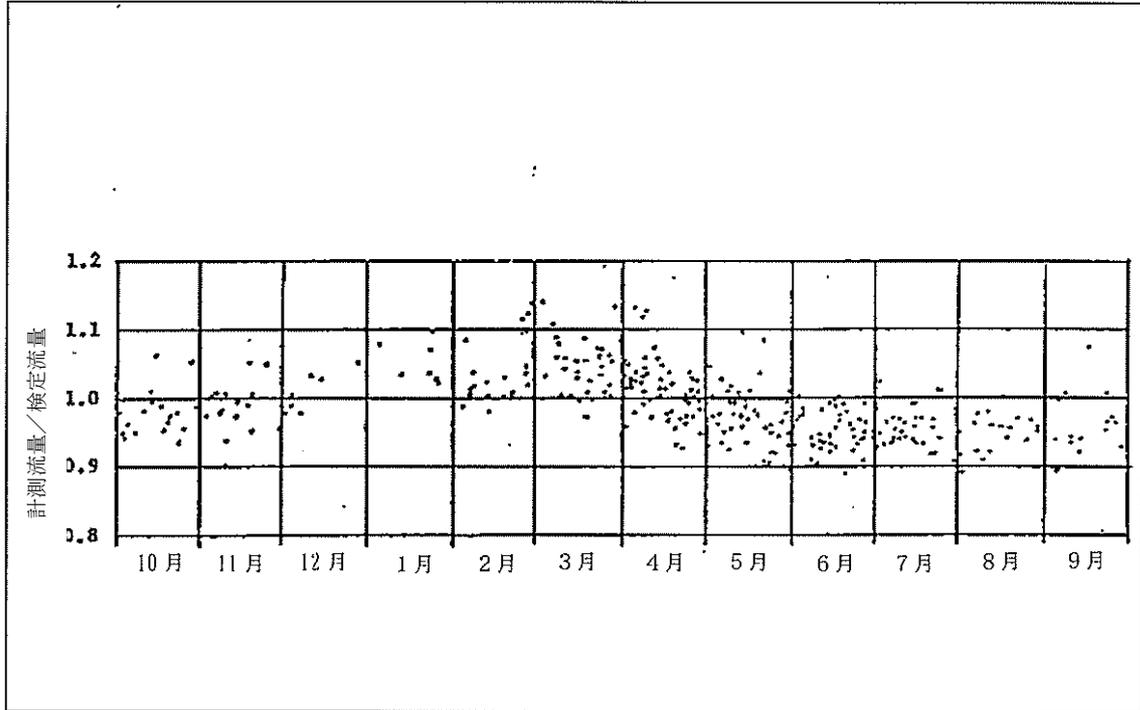


図 D-19 1969 年～1983 年の 20 フィート以上の水位における季節変化、Mississippi 川の St. Louis 地点において