

大陸規模河川流域を対象とした流出モデルの開発 ——タイ国チャオプラヤ川流域を対象として——

立川康人・坂井健介*・市川温・椎葉充晴**

*日本工営(株)

**京都大学大学院工学研究科

要 旨

大陸規模の河川流域における洪水を予測するためには、洪水を水循環の中の現象の一部として捉えモデル化する必要がある。そのためには、気象モデルと水理・水文モデルとの結合を念頭においた流出シミュレーションシステムを構築することが重要となる。そこで、対象流域を気象モデルでのグリッド位置・大きさを想定したグリッド型の流域に分割し、各々のグリッド流域に集中型モデルを適用してそれらを相互に結合することによって流域全体の水移動を表現する流出シミュレーションシステムを構築する。このシステムをタイ国チャオプラヤ川流域に適用しシステムの性能を検証する。

キーワード：大流域、チャオプラヤ川、マクロ水文モデル、構造的モデル化法

1. はじめに

大陸規模の河川流域における洪水を予測するためには、洪水を水循環の中の現象の一部として捉えモデル化する必要がある。そのためには、気象モデルと水理・水文モデルとを結合し、大気・陸面間での水・熱循環の機構を組み込んだ気象・水象結合シミュレーションモデルを構築することを考えなければならない。この場合、気象現象と水理・水文現象との時間・空間スケールは非常に異なっており、一般に気象現象を表現するためのモデルのグリッドサイズは水理・水文モデルのそれよりもはるかに大きいことに注意する必要がある。これらの問題を解決するための一つの方法は、水理・水文モデルを気象モデルのグリッドに対応する領域ごとに集中化してスケールアップし、その空間スケールを気象モデルに合わせる方法を考えることである。そのためには、水理・水文モデルを構成する上で基本となる河道網データセットを気象モデルのグリッドの大きさ・位置に合わせた形で再構成することができれば都合がよい。そこで、対象流域を気象予測モデルでのグリッド位

置・大きさを単位としたグリッド型の流域に分割し、各々のグリッド流域に集中型モデルを配するという構想のもとに、大規模河川流域における流出シミュレーションモデルを構築し、タイ国チャオプラヤ川流域を対象とした流出シミュレーションを実行する。

流出シミュレーションを実行するまでの処理の流れを Fig. 1 に示した。処理過程はデータ作成・整理とモデル構築に分けられる。大流域を対象とする場合、河道流れのモデル化が重要となるため特に河道網の位置を表すデータが必要となるが、対象流域が大きい場合、河道位置を地形図から拾うのは容易ではない。そこで既存のデータセットから、河道流れのモデル化に必要なデータを生成するシステムを構築し、チャオプラヤ川を対象とした河道網データを生成する。このデータを元に、気象予測モデルとの結合を念頭においた流出シミュレーションモデルを構成する。気象モデルの計算格子程度の大きさを持つグリッド格子を単位として集中化した河道網モデルと河道への流出モデルが基本的な要素となるモデルであり、それらを相互に結合することによって全体の流出シミュレーションモデルを構成する。こ

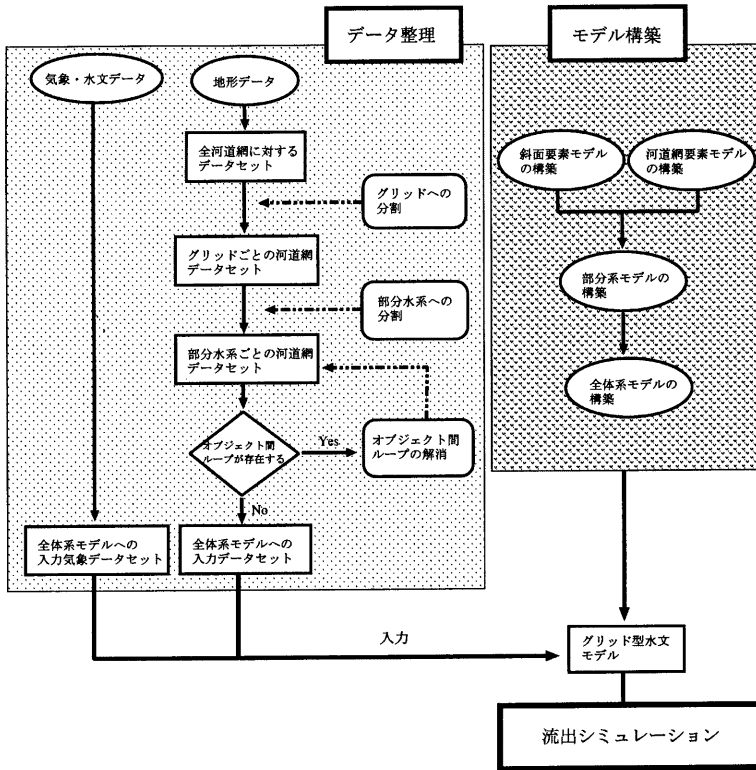


Fig. 1 Flowchart for building runoff simulation system.

のモデル化の実現のために、高棹ら(1995)により開発された構造的モデリングシステムを用いる。

本論文の構成は以下の通りである。まず、2. で河道網データセットの生成手法について述べる。3. では、構造的モデリングシステムを用いて流出シミュレーションシステムを構築する手法について述べる。4. では、構築した流出シミュレーションシステムをチャオプヤ川流域に適用する。最後に、本研究で得られた成果と今後の課題についてまとめる。

2. DCW と GLOBE データセットを用いた河道網データセットの生成

2.1 河道網データセット

流出過程のモデル化は、流域から河道網への雨水の流出過程のモデル化と河道網における流れのモデル化の二つからなる。対象とする流域の大きさが小

さい場合は、河道流れのモデル化は必ずしも必要とはならないが、対象流域が大きい場合は、河道での流れをモデル化してそこでの貯留効果や遅れの効果を表現しなくてはならない。

河道流れをモデル化する場合、河道の位置情報が基本的なデータとなるが、大陸大河川を対象として位置を地形図等から拾うことは容易ではない。そこで本研究では、河道の平面的な位置情報を格納した DCW(Digital Chart of the World) データセット(例えば <http://www.maproom.psu.edu/dcw/>) と全球を対象として約 1km 格子の標高データを格納した GLOBE(Global Land One-km Base Elevation) データセット (<http://www.ngdc.noaa.gov/seg/globsys/topo.html>) を用いて、河道流れのモデル化に必要な河道網データセットを生成する。最終的に生成する河道網データのフォーマットは Fig. 2 に示す形式(椎葉ら, 1998; 京都大学水文研究グループ, 1998)

```

[Data Format Name]
plain format V.2
[Coordinate System]
Longitude-Latitude
[Map Number]
1 2
[Reference Coordinates]
0 0
[Vertices of the Map]
99.24993180 16.70002097
99.31650979 16.69999997
99.31652633 16.73315162
99.25011386 16.73323151
[Number of End Points]
4
[Data of End Points]
1 99.26491862 16.70000673 345.00 1
2 99.29616483 16.69996131 585.00 1
3 99.29551433 16.73312857 425.00 3
4 99.27262910 16.72339446 365.00 0
[Number of River Segments]
3
[Data]
1 2 -1 1 1 99.26491862 16.70000673 345.00 213.0
1 2 0 1 -1 99.26648219 16.70053002 9999.00 200.0
1 2 0 1 -1 99.26932818 16.70982628 9999.00 198.3
1 2 4 1 0 99.27262910 16.72339446 365.00 162.9
1 2 4 2 0 99.27262910 16.72339446 365.00 162.9
1 2 0 2 -1 99.28493081 16.71583727 410.00 91.3
1 2 -2 2 1 99.29616483 16.69996131 585.00 87.1
1 2 3 3 3 99.29551433 16.73312857 425.00 88.0
:

```

Fig. 2 Channel network data format.

であり、以降、このデータ形式を Plain Format V2 形式と呼ぶことにする。このデータ形式は、河道流れを追跡するときに必要となる河道網の情報を整理するために筆者らが提案するデータ形式であり、対象流域をある大きさの格子で覆い、その格子に含まれる河道網ごとに以下のようにデータを整理する。

- ヘッダ部
 - データフォーマット名
 - 河道位置を示す地図座標系
 - グリッド番号(列番号, 行番号)
 - 座標系原点からのオフセット値
 - グリッド四隅の座標(x, y)
 - グリッド内の端点数
 - 各端点のデータ(端点番号, 端点の座標, 端点の位置情報)
 - グリッド内の河道区分数
- データ部
 - 河道位置データ(グリッド番号, 端点番号, 河道区分番号, 端点の位置情報, 各点の位置座標, 河道幅)

グリッド番号とは、たとえば緯経度に沿った格子を設定した場合に、南西隅を原点として東(列)方向

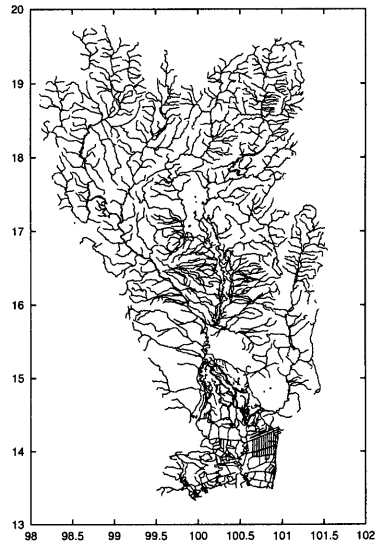


Fig. 3 Data set for the Chaophraya River stored in the DCW.

および北(行)方向に1, 2, 3...と順に番号を振ることにより、格子間の位置関係を表す番号である。河道網は河道区分が繋がったものとして表現する。ここで河道区分とは上下流端、分合流点またはグリッド境界と河道網との交点で区切られる一つの河道区間を意味する。河道区分は河道上の位置を表す複数の点(以降、河道点と呼ぶことにする)の連なりであり、河道区分の上下流端にあたる河道点を端点と呼ぶことにする。端点の位置情報は端点が格子のどの位置にあるか(グリッド内部かまたはグリッド線上のどの辺上にあるか)を記録するものであり、これとグリッド番号により河道区分のグリッド間の接続状況を知ることができる。端点は一つの格子内では一意の番号を持ち、合流点など同じ位置にある端点には同じ正の端点番号を設定する。これによって河道区分の接続関係を知ることができる。端点番号にマイナス記号が付いている場合は、その端点はその河道区分の下流端であることを示す。これらのデータは Fig. 2 の [DATA] 部において河道区分ごとに記録する。

2.2 DCW データの加工と標高値の設定

Fig. 3 に DCW データから切り出したチャオプ Raya川を示す。水平軸・垂直軸はそれぞれ経度・緯

	717	* データ識別番号	
	98.646118		19.710058
	98.653999		19.716831
	98.658470		19.722967
END			
	750	* データ識別番号	
	98.726883		19.750401
	98.733620		19.747307
	98.737366		19.739664
END			
	782	* データ識別番号	
	98.775223		19.670084
	98.765366		19.664528
	:		:

Fig. 4 DCW data format.

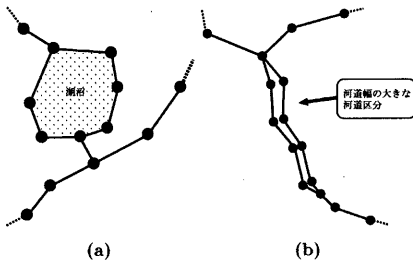


Fig. 5 (a) Representation of lakes in the DCW data set. (b) Representation of wide river in the DCW data set.

度を表す。DCW とはアメリカ合衆国の NIMA (U.S. National Imagery and Mapping Agency) により作成された地球上の様々な地理情報を数値情報として格納したデータセットであり、その中に水域の位置を緯経度座標で表現したデータセットがある。このデータを加工して Plain Format V2 形式の河道網データセットを作成する。DCW に納められた河道データの記録形式を Fig. 4 に示す。データは水域の位置を表す一繋がり線情報と、その線情報に付加された識別番号とで構成される。この一繋がり線情報は Plain Format V2 形式の河道区分とすることができるので非常に都合がよい。ただし、次の問題点を解決する必要がある。

- 1) 河道位置の標高値はわからない。
- 2) 一連のデータの先頭に記してある識別番号(河道区分番号)が一意に振られていない。
- 3) 河道区分の接続関係を知るために端点番号を設定する必要がある。
- 4) 河道区分の接続によってループを形成することがあり、それが Fig. 5(a) のように湖沼の水際線を表しているのか、Fig. 5(b) のように河道幅の大きい河道の水際線を表しているのか、それとも本当に河道がループとなっているのかを

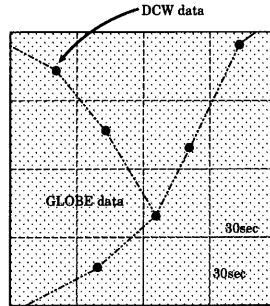


Fig. 6 DCW data set overlaid on GLOBE data set.

判別できない。DCW にはこれらのすべての状況が含まれている。

- 5) 河道区分の上下流を知る必要がある。

そこで、まず河道の標高値を設定するために GLOBE データセットを利用することを考える。GLOBE とは同じく NIMA によって作成された地球上の陸地の標高値を収録したデータセットであり、約 30 秒(赤道付近で約 1km)のグリッド格子ごとにグリッド格子内の標高の平均値・最大値・最小値、グリッド格子四隅の点の標高値が記録されている。このデータを Fig. 6 のように DCW データと重ね合わせ、河道は各グリッドの最も低いところを流れると考えて、河道上の点の標高はそれが含まれるグリッド格子内の最小の標高値とすれば、最も実際に近い標高値を設定することができる。河道区分番号は、DCW の一繋がり線情報に対して一意の番号を設定しなおせばよい。また、端点番号は、河道区分の上下端の座標を取り出して同じ座標を持つものには同じ端点番号を与えればよい。

次にループの問題について考える。このループに関しては DCW のデータだけでは判断できないため、チャオブラヤ川流域の 1:250,000 の地図を用いて目視により状況を判断し、河道と接続する湖沼であれば手作業で湖沼部分を削除してそれを一つの河道区分で表し、独立した湖沼であればそれらの部分を削除する。また、大河川の水際線である場合は、手作業によって不要な線データを削除し、一つの線データで河道位置を表すようにする。河道が本当にループを形成している場合は何もする必要がない。

流れ方向の決定については次節で述べる。流れ方向を決定することができれば、Plain Format V2 形式のデータ部を完成させることができる。ヘッダ部は、データ部から自動的に生成することができる。

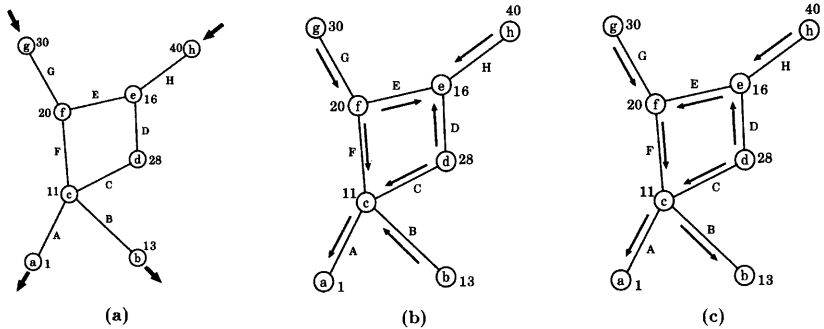


Fig. 7 (a) Hypothetical channel network for testing the algorithm. (b) The direction of water flow determined by the elevations only. (c) The direction of water flow determined by the algorithm.

2.3 河道の流れ方向の決定アルゴリズム

これまでの作業によって作成した河道網データは、各河道点が標高値を持つことからそれを手がかりに決定するのが自然であるが、GLOBEデータを用いて設定した標高値はその河道点の標高とは限らないため、下流側の河道点ほど低い標高値を持つことは保証されない。したがって、標高値のみに頼って流れの方向を決定すると窪地が頻繁に発生する可能性がある。そこで、標高データを重視しつつ窪地やループが発生しないように流れ方向を決定するアルゴリズムを提案する。

(1) アルゴリズム

対象とする河道網の最下流端を含む河道区分番号とその下流側の端点番号は予め分かっているものとする。これらの情報をもとに上流側に向かって河道区分の流れ方向を順次決定していく。河道網の最下流端は幾つあっても構わないが、そのすべてを予め認識していなければならない。なお、湧出点の発生を認めることにする。湧出点とは、複数の河道区分に接続する端点でありながら、そこに流入してくる河道区分が存在せず、あたかも河道網の最上流端点のように振舞う点(窪地の反対)である。湧出点についてはその上流側に長さゼロの河道区分が接続すると考えることにする。以後、頻繁に用いる単語について説明しておく。

走査(走査する) 対象とする河道区分の流れ方向の決定を行うこと。

未走査河道区分 まだ走査されていない河道区分。

待機点 走査開始が可能で待機中の端点。

走査開始点 走査を開始する端点で、待機点の中から1つ選ばれる。

以上を前提として、提案するアルゴリズムは以下の通りである。

- 1) 河道網の最下流にある河道区分Aの番号と、その河道区分の下流側端点の番号を情報として得る。
- 2) 河道区分Aを走査し、上流側端点に未走査河道区分が接続していればその点を待機点とする。なお、Aが複数存在するときは、全てのAについて同様の操作を行う。
- 3) 全ての待機点のうち、標高値の最も小さいものを走査開始点とする。標高最低の待機点が複数存在するときは、接続する未走査河道区分数nの少ないものを走査開始点とする。更に、nも等しいときはどの1つを走査開始点としてもよい。(走査開始点とならなかった待機点はそのまま待機点であり続ける。)
- 4) 走査開始点を下流側端点として、それに接続する全ての未走査河道区分を走査し、各々の上流側端点について、未走査河道区分が接続していれば待機点とする。
- 5) 3)と4)の作業を繰り返し、待機点が無くなれば終了する。

(2) アルゴリズムの適用例

Fig. 7(a)に示した河道網について上記のアルゴリズムを適用する。図中aとbが河道網の最下流点、AとBが最下流河道区分である。また、丸印の横に付した数字はその端点の標高値を表すものとする。標高値のみから決定した流れの方向をFig. 7(b)に示した。河道区分Bの流れ方向が矛盾している。また端点eが窪地となりこのままではkinematic waveモデルは適用することができない。Fig. 7(c)はここで提案するアルゴリズムを適用した結果定まった流れ方向である。Fig. 7(b)と見比べてみると河道区分BとEの流下方向が逆転していることがわかる。端点bが河道網の最下流端であることから、河道区

分Bの流下方向はc→bでなければならない。また河道区分Eの流下方向が逆転することによって、端点eが窪地になることを防いでいる。

Fig. 8はここで提案するアルゴリズムを用いて流れ方向を決定する処理過程を示している。図中、矢印は走査方向、太線で描かれた丸印はそのステップでの走査開始点、ハッチの掛かった丸印はそのステップでの待機点、太線で縁どられた待機点は次のステップでの走査開始点になることを示している。また、黒丸は既に処理の終了した端点であることを表す。まず、河道網の最下流点a及びbからそれぞれ河道区分A, Bを走査していき、端点cが待機点となる。このとき、他に待機点が無いのでcが次のステップでの走査開始点となる(step1)。次に走査開始点cから未走査河道区分CとFを走査していき、それぞれdとfが待機点となる。この2つの待機点のうち、標高値の小さいfが次の走査開始点に選ばれる(step2)。今度は端点fから河道区分E, Gを走査していきeが新たに待機点となる。gは未走査河道区分と接続していないので待機点とはならない。eとdのうち、標高の低いeが次のステップの走査開始点となる(step3)。更に端点eから河道区分D, Hを走査する。このとき、dもhも未走査河道区分とは接続していないので待機点とはならない。ここで待機点は存在しなくなるので終了する(step4)。

(3) アルゴリズムの理論的根拠

このアルゴリズムの最大の特徴は、『走査開始点pに接続する全ての未走査河道区分に対しては、標高値に関係なく常にpが下流側端点となる』ことである。この特徴が、

- 窪地・ループが発生しない。
- 標高データを十分に重要視しつつ、適切な流れ方向の決定が行える。

という長所の基礎となっている。ここではこのアルゴリズムを適用することによって窪地・ループが発生しないことを理論的に示そう。

まず、窪地が発生しないことを証明する。上述のルールによると河道網の最上・下流端点以外は、全て1度待機点となる(走査開始点になるとは限らない)。待機点の必要条件是走査されてきた河道区分の上流側端点であることである。ある端点が窪地になるということは、その端点が待機状態を経ずに走査開始点となることに対応する(Fig. 9)。このような状況は明らかに成立しない。したがって、窪地は発生しない。なお湧出点とは待機点にはなるものの、最後まで走査開始点にならないような端点である。Fig. 7(a)の河道網では端点dがそれに対応する。

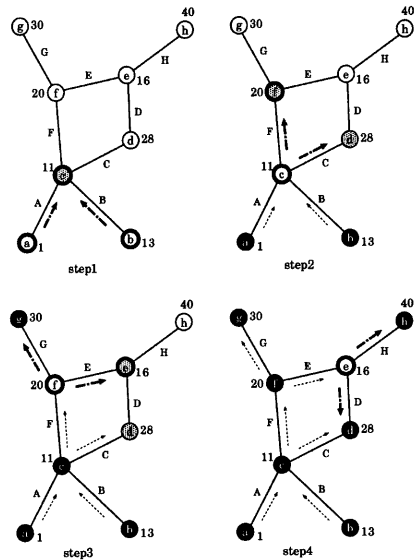


Fig. 8 Process for determining the direction of water flow.

次にループが発生しないことを証明する。ループとは、ある端点を流出した水がその端点に戻ってくる場合をいう。いま、数本の河道区分によって閉じられた環があるとすると、この環がループを形成するためには Fig. 10(a)のように弧を描くように走査されなければならない。ところが実際は Fig. 10(b)のように、環を形成する端点群のうち、最初に走査開始点となった点pから未走査河道区分であるはずのP-1及びPの走査が行われる。このことは、端点p-1とp+1を流出した水が点pで合流することを意味する。したがってこの時点でこの環がループを形成する可能性は無くなることになる。

(4) 標高データとの矛盾について

このアルゴリズムを用いると、標高データと流れの方向が矛盾する箇所が出てくる。無意味に方向が逆転しては標高データを重視していることにはならない。無意味な逆転とは、標高通りの流れの方向のままでも適切な流れを維持できるにもかかわらず、矛盾した流下方向を示すような場合である。

矛盾が生じるのは、ある段階でpが走査開始点となったときに、pを端点に持つ未走査河道区分の他方の端点qの標高値が、pの標高値よりも小さい場合である。このとき、qから流出した水は、どの経路を探ろうとも必ずその段階での待機点のうちのだ

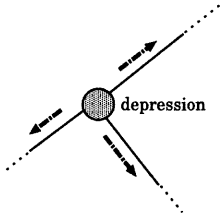


Fig. 9 Search direction for a depression.

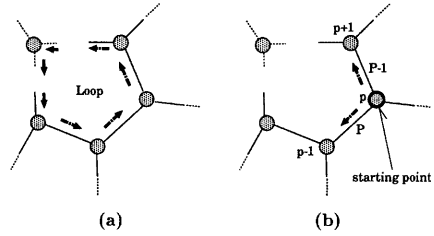


Fig. 10 (a) Search direction for a loop. (b) Proof that loops are not occurred.

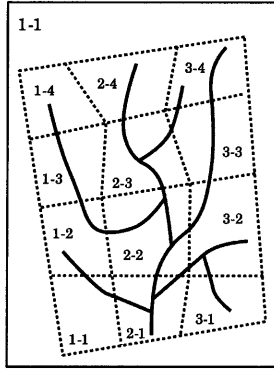


Fig. 11 Decomposition of channel network data set.

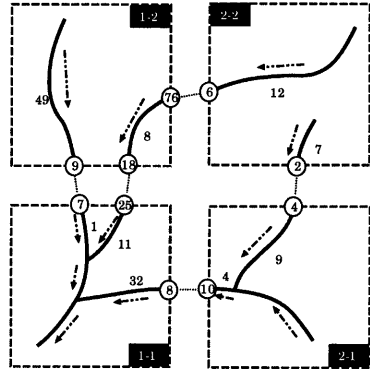


Fig. 12 Connection relationship between channel segments.

れかを経なければ最下流端に到達できないのは明らかである。したがって、 q から p に水が流れることで、 q あるいはその付近に発生する窪地が自動的に解消されることになる。更に、それらの待機点の中で、最も標高の低いのが走査開始点 p であるので p と q の標高差は q と他の待機点との標高差よりも小さい。よって、その逆転の影響も相対的に小さいと考えられる。

2.4 チャオブラヤ川における河道網データセットの作成

このシステムを実際にチャオブラヤ川に適用し、ナコンサワン(Nakhon Sawan; 100°05'E, 15°20'N)から上流を対象流域として Plain Format V2 形式の河道網データセットを作成した。作成したデータの河道位置は Fig. 13 の実践部分である。最下流河道区分は実際に地図と河道区分番号とを照らし合わせて決定した。河道区分数は約 1,500、湧出点数は 10 であった。次に、気象予測モデルでの計算の単位となるグリッド網に合わせて、作成したデータセットを分割する。例えば Fig. 11 のように実線で囲まれた

1 個のグリッド内に収められた河道網データセットがあるとき、破線の新しいグリッドに対応する 12 個の plain format V2 形式の河道網データセットを生成する。この分割してできた河道網データセットを利用し、気象予測モデルのグリッド格子に合わせて河道網モデル、流出モデルを集中化することになる。

流域をグリッド分割する際に重要なことは、グリッド間の河道網の接続状況を把握することである。Fig. 11 のケースで生成された 12 個のデータセットはそれぞれで各々独立したデータセットに過ぎず、Fig. 12 のようにグリッド間の接続情報が分かっている意味を持つ。河道網データセットの分割に利用する河道網データセット再構成システムでは、グリッド分割した Plain Format V2 形式の河道網データセットに加えて、異なるグリッド間での河道区分の接続関係を示したファイルが出力される。このシステムを用いて、Fig. 13 に示すようにチャオブラヤ川の河道網データセットを約 20 分(約 33km)四方の 111 個のグリッドに分割し、111 個の新たな河道網データセットと 1 個のグリッド間接続情報ファイルを得た。

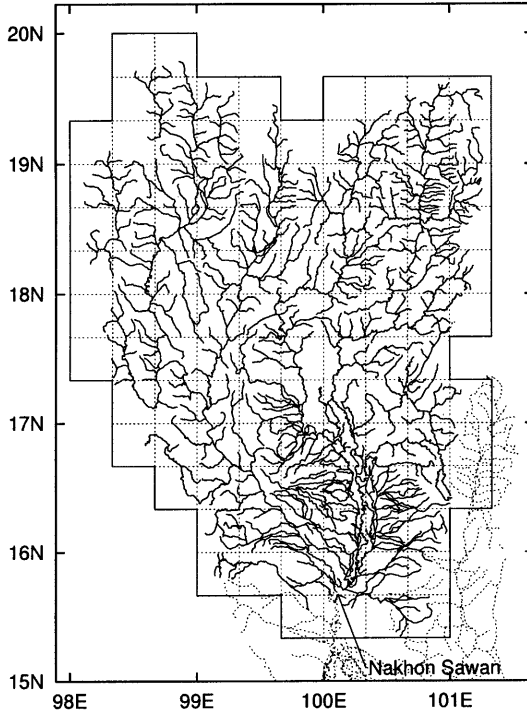


Fig. 13 Generation of channel network data set for the Chaophraya river and its decomposition for grid cells.

3. マクログリッド型水文モデルの構成

前章で整備した河道網データをもとに、対象流域をある大きさのグリッド単位に分割し、各々のグリッド流域に集中型モデルを配置してそれらを結合して全体の流出を再現する流出シミュレーションモデルを考える。

今、対象としている流域は数十万 km^2 の大河川流域であるため、一つのグリッドサイズを数 10km としても、分割流域の個数はかなりの個数になる。実際、ここで対象とするチャオプラーヤ川流域は、一辺を約 33km のグリッドで覆うとすると 111 の部分流域がでる。更に後述するようにそれらを部分水系に分割するなどの処理を施した後では分割流域の数は 500 個を超える。これら、数百個の分割流域のモデルの接続を手作業で行うのは非常に困難であり、現実的でない。

そこで、分割した流域に適用するモデルの仕様を統一し、同一の構造をもつモデルどうしを河道網

データセットから得られる情報をもとに自動的に接続することを考え、高樟ら(1995)によって開発された構造的モデリングシステムを用いてシステムの実現を図った。それぞれのグリッドで、降水から河道網への流出量の変換には簡略化された新安江モデル(Nirupamaら, 1996)を用いる。また河道網での流れの追跡にはグリッドごとに集中化された河道網キネマティックウエーブモデル(高樟ら, 1994)を用いる。

3.1 要素モデル

(1) 河道網集中型 Kinematic Wave モデル

このモデルは以下の二つの仮定を基礎としている。

- 1) 河道区分 i の上流から x の距離にある河道地点の通水断面積 $A_i(x, t)$ と流量 $Q_i(x, t)$ の間には、

$$A_i(x, t) = K_i Q_i(x, t)^{P_i} \quad (1)$$

なる関係があるとする。ただし、 K_i 、 P_i は河道区分 i に固有の定数とする。

2) 河道網内の流量の分布は河道に沿う距離とともに直線的に変化するものとする (Fig. 14)。

この流量の空間的な変化率を $q_0(t)$ と書くことにすると $Q_i(x, t)$ は次のように書ける。

$$Q_i(x, t) = Q_i(0, t) + q_0(t)x \quad (2)$$

このとき、河道区分 i の区分長を L_i と書くことにすると、 $q_0(t)$ は次のように表せる。

$$q_0(t) = \left(O(t) - \sum_{i=1}^M I_i(t) \right) / \sum_{i=1}^N L_i \quad (3)$$

ただし、 $O(t)$ は流出量、 $I_i(t)$ は上流端からの流入量、 M は上流端数、 N は河道区分数である。仮定1)より、通水断面積 $A_i(x, t)$ は、

$$A_i(x, t) = K_i(Q_i(0, t) + q_0(t)x)^{P_i} \quad (4)$$

と書ける。河道区分 i の河道内貯留量 $S_i(t)$ は、式(4)で与えられる $A_i(x, t)$ を x について積分して求められ、以下ようになる。

$$S_i(t) = \int_0^{L_i} A_i(x, t) dx \quad (5)$$

$S_i(t)$ をすべての河道区分について足し合わせたものが河道網内貯留量 $S(t)$ である。

$$S(t) = \sum_{i=1}^N S_i(t) \quad (6)$$

$A_i(x, t)$ は $q_0(t)$ の関数なので、 $S_i(t)$ も $q_0(t)$ の関数である。したがって、 $S(t)$ も $q_0(t)$ の関数になる。一方、河道網内貯留量 $S(t)$ に関する連続式は、

$$\frac{dS(t)}{dt} = \sum_{i=1}^M I_i(t) + Q_L(t) - O(t) \quad (7)$$

である。ただし、 $Q_L(t)$ は側方流入量である。ここで、流出量 $O(t)$ は式(3)を変形して、

$$O(t) = \sum_{i=1}^M I_i(t) + q_0(t) \sum_{i=1}^N L_i \quad (8)$$

と書けるので、これを式(7)に代入すると、

$$\frac{dS(t)}{dt} = Q_L(t) - q_0(t) \sum_{i=1}^N L_i \quad (9)$$

となりこちらも $q_0(t)$ の関数となる。よって、式(6)(9)からなる微分方程式を解くことにより、時刻 $t + \Delta t$ での流出量 $O(t + \Delta t)$ が求まる。

一般に低平地河川では分流する箇所が存在するため、分流する河道網にも適用できるようにこのモデルを拡張する。Fig. 15 のような分流部では、分流点への流入量 Q_1 は流量配分率 α を用いて下流側河道区分に配分する。

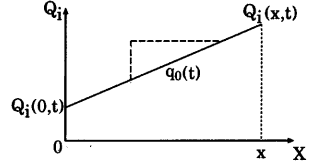


Fig. 14 Assumption of a discharge and distance relationship on the lumped kinematic wave model.

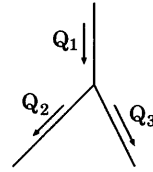


Fig. 15 Bifurcation of channel.

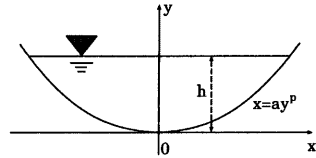


Fig. 16 Shape of channel cross section.

$$\begin{cases} Q_1 = Q_2 + Q_3 \\ Q_2 = \alpha Q_1, Q_3 = (1 - \alpha) Q_1 \end{cases} \quad (10)$$

流量配分率 α は Manning 式を用いて以下のように決定する。河川断面形状が Fig. 16 のように

$$x = ay^p \quad (11)$$

として表されるとする。ただし $0 < a, 0 < p < 1$ である。通水断面積 A は

$$A = 2 \int_0^h x(y) dy = 2a \int_0^h y^p dy = \frac{2a}{p+1} h^{p+1} \quad (12)$$

となる。また潤辺 s は

$$\begin{aligned} s &= 2 \int_0^h \sqrt{1 + (dx/dy)^2} dy \\ &= 2 \int_0^h \sqrt{1 + a^2 p^2 y^{2(p-1)}} dy \end{aligned} \quad (13)$$

であり、断面が十分に平坦であると仮定すると y が充分小さくなるので

$$1 + a^2 p^2 y^{2(p-1)} \simeq a^2 p^2 y^{2(p-1)}$$

と近似できる。よって、

$$\begin{aligned} s &= 2 \int_0^h \sqrt{a^2 p^2 y^{2(p-1)}} dy \\ &= 2ap \int_0^h y^{p-1} dy = 2ah^p \end{aligned} \quad (14)$$

となる。つぎに径深 R は、

$$R = \frac{A}{s} = \frac{2a}{p+1} h^{p+1} \cdot \frac{1}{2ah^p} = \frac{h}{p+1} \quad (15)$$

である。ここで

$$h = \left(\frac{p+1}{2a} \right)^{\frac{1}{p+1}} \cdot A^{\frac{1}{p+1}} \quad (16)$$

であるので

$$R = \frac{1}{p+1} \left(\frac{p+1}{2a} \right)^{\frac{1}{p+1}} A^{\frac{1}{p+1}} \quad (17)$$

となる。さて、Manning 式によると、流量 Q と水深 h には以下のような関係がある。

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\sqrt{I}}{n} AR^{\frac{2}{3}} = \frac{\sqrt{I}}{n} \frac{2a}{p+1} h^{p+1} \left(\frac{h}{p+1} \right)^{\frac{2}{3}} \\ &= 2a \frac{\sqrt{I}}{n} \left(\frac{1}{p+1} \right) h^{p+\frac{2}{3}} \end{aligned} \quad (18)$$

ただし、 I は勾配、 n は Manning の粗度係数である。ここで Fig. 15 の各河道区分について式 (18) を当てはめると、

$$\begin{aligned} Q_1 &= 2a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} \left(\frac{1}{p_1+1} \right)^{\frac{2}{3}} h_1^{p_1+\frac{2}{3}} \\ Q_2 &= 2a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} \left(\frac{1}{p_2+1} \right)^{\frac{2}{3}} h_2^{p_2+\frac{2}{3}} \\ Q_3 &= 2a_3 \frac{\sqrt{I_3}}{n_3} \left(\frac{1}{p_3+1} \right)^{\frac{2}{3}} h_3^{p_3+\frac{2}{3}} \end{aligned} \quad (19)$$

となる。ここで $h_1 = h_2 = h_3 = h$, $p_1 = p_2 = p_3 = p$ と仮定すると、流量配分率 α は

$$\alpha = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{Q_2}{Q_2 + Q_3} = \frac{2a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2}}{2a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} + 2a_3 \frac{\sqrt{I_3}}{n_3}} \quad (20)$$

$$1 - \alpha = \frac{Q_3}{Q_1} = \frac{Q_3}{Q_2 + Q_3} = \frac{2a_3 \frac{\sqrt{I_3}}{n_3}}{2a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} + 2a_3 \frac{\sqrt{I_3}}{n_3}} \quad (21)$$

となる。一般に、1つの河道区分から N 個の河道区分に分流しているとして、第 j 番目の河道区分への流量配分率 α_j は、

$$\alpha_j = a_j \frac{\sqrt{I_j}}{n_j} \bigg/ \sum_{m=1}^N a_m \frac{\sqrt{I_m}}{n_m} \quad (22)$$

と書け、明らかに

$$\sum_{j=1}^N \alpha_j = 1$$

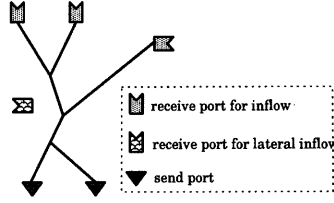


Fig. 17 Structure of element models for a channel network routing model.

である。

ここではすべての河道区分を長方形幅広水路として扱い、Manning の粗度係数は一定の値を用いる。ここで、式 (11) で $p=0$ とすれば、 a は河道幅 B を用いて $a = B/2$ と表せる。更に $n_1 = n_2 = \dots = n_N = n$ とし、 $a_j = B_j/2$ を (22) 式に代入することで、結局

$$\alpha_j = B_j \sqrt{I_j} \bigg/ \sum_{m=1}^N B_m \sqrt{I_m} \quad (23)$$

となる。

河道網要素モデルの入出力構造は Fig. 17 に示すように上流端流入量と側方流入量が入力であり、出力は河道網下流端での流量となる。

(2) 斜面流出モデル

流出は、ある地点での貯水容量がそこでの貯水能力を越えた時点で発生すると考える。この貯水能力を i とすると、不浸透域 ($0 \leq A \leq A_i$) では $i=0$ であり、浸透域 ($A_i \leq A \leq 1.0$) では

$$i = i_m \left[1 - \left(\frac{A - A_i}{1 - A_i} \right)^{1/b} \right] \quad (24)$$

とする。ここで i_m は貯水能力の最大値、 A は面積率、 A_i は不浸透域の面積率、 b は貯水能力の空間分布形状を決定するパラメータである。不浸透域の面積率は土地利用状況をもとに設定するため、貯水能力 i の分布形状は i_m と b によって決定される (図 18)。この分布形状をもとに、不浸透域からは直接流出 Q_i が発生し、

$$Q_i = A_i (P - E) \quad (25)$$

と表される。ここで、 P, E は単位面積当りの流域平均の降水量、蒸発散量である。浸透域からの流出 Q_p は $i_m \leq i_0 + P - E$ のとき、

$$Q_p = (P - E)(1 - A_i) - W_m + W \quad (26)$$

$i_0 + P - E \leq i_m$ のとき、

$$\begin{aligned} Q_p &= (P - E)(1 - A_i) - W_m + W \\ &\quad + W_m \left(1 - \frac{i_0 + P - E}{i_m} \right)^{1+b} \end{aligned} \quad (27)$$

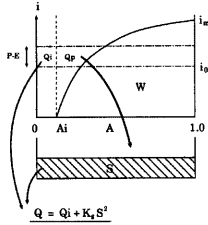


Fig. 18 Schematic drawing of a runoff model.

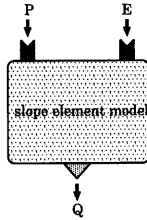


Fig. 19 Structure of element models for the runoff model.

で表現される。ここに、 i_0 は現在時刻での不飽和領域の貯水高、 W は現在時刻での流域土壌水分量であり、蒸発散のみに寄与する。 W_m は最大土壌水分量であり、式 (24) を積分して

$$W_m = \frac{i_m}{1+b} (1 - A_i) \quad (28)$$

となる。また、

$$W = W_m \left(1 - \frac{i}{i_m}\right)^{1+b} \quad (29)$$

である。浸透域からの流出 Q_p は地下水貯留量 S に加えられ、流出量 Q は

$$Q = Q_i + K_g S^2 \quad (30)$$

と表す。ここで、 K_g は状態変化の速さを決めるパラメータである。

斜面要素モデルの入出力構造は、Fig. 19 に示すように入力が降水量 $P(\text{mm})$ と蒸発散量 $E(\text{mm})$ 、出力は流出量 $Q(\text{m}^3/\text{sec})$ であり、2 個の受信端子と 1 個の送信端子を持つことになる。

3.2 部分系・全体系モデルの構築

部分系モデルは 1 つの斜面要素モデルと 1 つの河道網要素モデルから成る。斜面要素モデルの出力である流出量は河道網要素モデルの側方流入量として

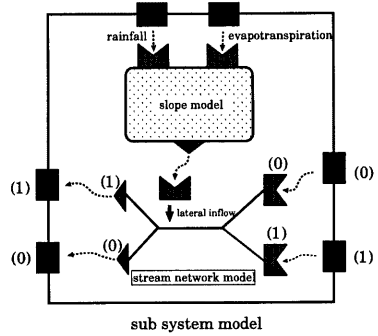


Fig. 20 Structure of subsystem models.

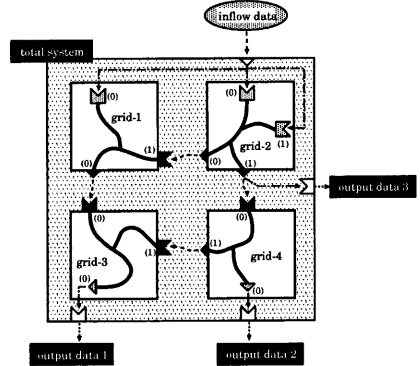


Fig. 21 Connection relationship between subsystem models.

渡される。部分系モデルの構成は Fig. 20 のようになる。部分系モデルの受信側中継端子の数は斜面要素モデルに接続する 2 個 (降水量と蒸発散量) と河道網要素モデルに接続する N_{up} 個 (上流端の数) を合わせた $N_{up} + 2$ 個である。また、送信側中継端子の数は河道網要素モデルに接続する N_{down} 個 (下流端の数) となる。

この部分系モデルを複数接続して全体系モデルを構成する。同一仕様のモデルどうしを接続するため、端子接続の自動化が可能である。部分系モデル間の接続関係は Fig. 21 のようになる。ただし、図には河道網モデルのみを示している。部分系モデル間でやりとりされる状態量は河道の流量である。

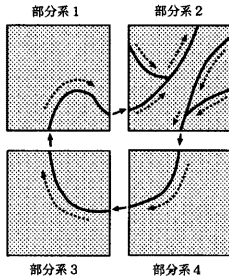


Fig. 22 Grid box which includes more than one channel networks.

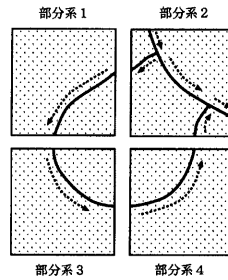


Fig. 24 Grid box which includes a looped channel network.

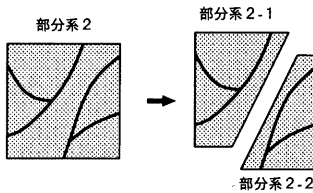


Fig. 23 Decomposition of a grid box which includes more than one channel networks.

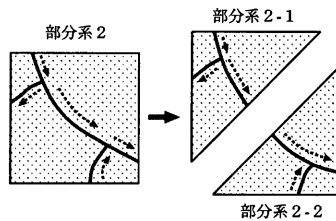


Fig. 25 Decomposition of a grid box which includes a looped channel network.

3.3 河道網データセットのさらなる分割処理

前節までで、グリッドを一つの部分系モデルとした場合の枠組はほぼ完成した。ところが、河道網要素モデルに kinematic wave モデルを用いていること、流域をグリッド分割していること、さらには分流する河道網をも扱おうとしていることなどから、シミュレーションを行うには幾つかの問題点が発生する。本節ではその問題点を挙げ、その対処方法について述べる。

(1) 部分水系への分割

前節では一つのグリッドに一つの部分系モデルを当てはめたが、その場合ある一つのグリッドに複数の水系が存在するときにはそのグリッド(部分系)を計算できないという問題が生じ得る。具体的には Fig. 22 のようなケースである。図中の部分系 2 を計算するためには部分系 1 の計算結果が必要である。一方で、部分系 1 は部分系 2 の計算結果を必要とする。このような状況を避けるためには、部分系モデルをグリッド単位ではなく、部分水系単位で構築すべきであることが分かる。Fig. 23 は部分系 2 を水系ごとに分割した状態を示している。これ以後、部分系モデルは部分水系ごとに構築するものとする。

これに伴い、グリッド内河道網ごとの Plain Format V2 形式の河道網データセットを部分水系ごとの河道網データセットに分割する。この部分水系ごとの河道網データセットは Sub-network Format V2(椎葉, 1998) というデータ形式で記述する。これは Plain Format V2 形式にグリッド内の水系数を記述する項目とこの水系の水系番号を記した項目を追加したものである。

(2) 分流を考慮するためのさらなる分割処理

前節では、グリッド内の河道網を水系ごとに分割したものに部分系モデルを当てはめるべきであることを述べた。分流点のない河道網のみを扱う場合、この処理さえ行えば全体系モデルの計算は可能である。ところが分流する河道網を扱おうとするとき、上述の処理だけでは不十分である。Fig. 24 で部分系 2 は単一の河道網からなる部分系モデルでありながら、先に挙げた問題点と全く同じ理由から計算を行うことができない。このようなケースを『部分系モデル間ループ』と呼ぶことにする。Fig. 24 の場合、部分系 2 を分流点と合流点の間で切断して 2 つの部分系モデルに分割すれば部分系モデル間ループ

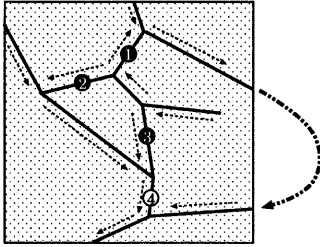


Fig. 26 Grid box which includes a complicated channel network.

は解消される (Fig. 25)。しかし、一般的には分流水点→合流点間で機械的に切断してしまえばよいとは言いきれない。Fig. 26 はチャオブラヤ川の河道網データで実際に発生したケースである。図中の番号は切断点の候補となる河道点であり、そのうちの黒丸は上流端が分流水点、下流端が合流点であるような河道区分に含まれる河道点を示している。この部分系モデルを複数に分割して部分系モデル間ループを解消するには主に以下のような方法が考えられる。

- 1) 河道点 1,2,3 で切断して 3 個の部分系モデルに分割する。
- 2) 河道点 2,3 で切断して 2 個の部分系モデルに分割する。
- 3) 河道点 4 で切断して 2 個の部分系モデルに分割する。

これら 3 つの中で最も効率的で妥当なのは 3) の方法であろう。なお河道点 1 で切断して 2 個のオブジェクトに分割してもループの解消はなされない。ところが、河道点 4 は上下流端とも合流点であるような河道区分に含まれる。つまり、部分系モデル間ループの原因となるのは分流水点を含む河道網であり、分流水点付近で機械的に切断してしまえば必ず解消されるとはいえるものの、その方法が最もよいとは言いきれないのである。そこでここでは、ループの原因となる河道網の状況に応じて手作業で部分系の分割を行うことにした。具体的には、部分水系ごとに作成された河道網データセットを手作業で編集して複数の河道網データセットへと分割した。

検出されたループに対しては以上のような処理を行うのであるが、部分系モデル間ループの検出自体はある程度自動化が可能である。部分系モデル間ループは分流水点を含む河道網が原因となって発生する。したがって、ループを形成する部分系モデル群のうち、分流水点を含むものを発見できればよい。Fig. 27 の例でいえば部分系モデル (オブジェクト) 2,3,4,5 の

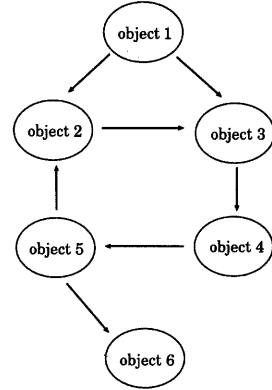


Fig. 27 Directed graph which represents the water flow direction between subsystem models (objects).

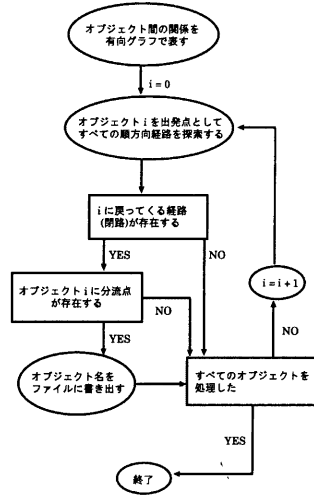


Fig. 28 Flowchart for detecting a subsystem model which includes loops.

うち分流水点を含むものを発見すればよいということである。もちろん、分流水点を含むからといってループの原因であるとはいえない。これから述べるのは、以上のような要件を満たす部分系モデルを発見する方法であり、ループの原因となる部分系モデルを絞り込む役割を果たす。処理の流れは Fig. 28 に示す

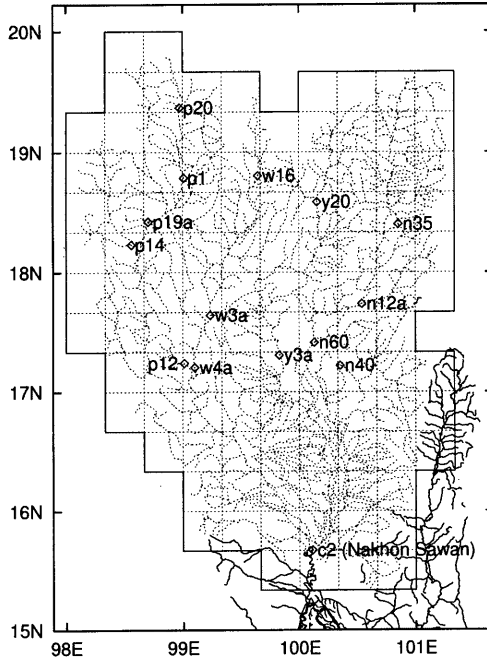


Fig. 29 Locations of discharge stations where simulated discharges are compared with the observed ones.

通りである。

まず、部分系モデル間の関係を有向グラフで表した Fig. 27 について説明する。ある部分系モデル(ノード)A からある部分系モデル(ノード)B にデータが直接渡される時、A から B へ矢印(リンク)を出す。閉路の発見には縦型探索を用い、一つ目の閉路を発見した時点でその部分系モデルを出発点とする探索を終了する。次に、ループに関係するオブジェクトに分流点が含まれているかどうかは河道区分の接続情報を調べればよい。

実際にこの検出法をチャオプラヤ河道網に適用したところ、ループに関連しかつ分流点を含むような部分系は 10 個程度検出された。そのうちの 4 個がループの原因となっていることが分かったので前節で述べたように手作業で分割してループを解消した。

4. チャオプラヤ川流域への適用と考察

前章までに構築した枠組を用いて、実際にチャオプラヤ川流域の流出の再現を試みる。Nakhon Sawan (100°05'E, 15°20'N) を対象流域の最下流端とし、こ

の地点を含め全部で 15 の地点の 1987 水文年度 (1987 年 4 月 1 日～1988 年 3 月 31 日) における観測流量との比較を行い考察した。この年を選んだのは、降雨量データと観測流量データが比較的良好に揃っているためである。

4.1 適用までの準備

計算結果の検証には Fig. 29 に示す 15ヶ所の流量観測所の流量データ(日流量)を用いることとした。各々の観測所の流域面積は Table 1 の通りである。モデルの構造上、計算結果の出力地点は部分系の下流端でなければならない。そのため観測所の位置が比較的グリッドの辺に近い地点を検証地点として選び、河道の状況などからその地点の観測流量に最も近いと思われる地点の計算流量をもって、その観測所における計算流量とした。

なお、対象流域にはプミボン(Bhumibol)ダムとシリキット(Sirikit)ダムという 2つの巨大なダムが存在し、これらのダムによる流量調節の影響を無視することはできない。ちなみに、p12 はプミボンダム直下、n12a はシリキットダム直下にある流量観測所で

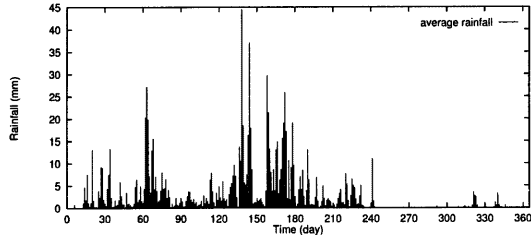


Fig. 30 Basin average precipitation.

Table 1 Discharge stations.

code no.	catchment area(km ²)
p1	6,355
p12	26,363
p14	3,853
p19a	14,023
p20	1,355
w3a	8,985
w4a	10,507
w16	1,284
y3a	13,583
y20	5,410
n12a	15,718
n35	10,335
n40	4,340
n60	18,692
c2	110,569

ある。その他にダムによる影響を受けていると思われるのはn60とc2の2ヶ所である。これらの2ヶ所の計算流量についてはダムによる影響を全く無視した場合とその影響を考慮してダム直下(p12とn12a)での観測流量を上流端境界条件として与えた場合の2通りのケースについてシミュレーションを実施した。

河道網要素モデルモデルのパラメータのうち、河道網データセットから情報の得られなかったもの(河道幅、粗度係数、kinematic定数)についてはTable 2に示す値を用いた。また斜面要素モデルのパラメータはTable 2に示すものを用いた。斜面要素モデルのパラメータの値は、チャオブラヤ川上流域のチャンダオ(Chaing Dao)地域(p20地点、流域面積:1355km²)

においてシミュレーション年と同じ1987水文年度の観測流量データに合うように同定したものである。斜面要素モデルのパラメータ同定にこの地域を選んだのは流域面積が今回分割したグリッド一つ分の面積に近かったからである。

蒸発量は、全対象流域における流域平均降雨量のデータとNakhon Sawan (c2)における観測流量とから水収支が合うように蒸発散量を推定した。その結果、1日あたりの蒸発散量は約2.29mm(年間では約836mm)となり、ここでの流出シミュレーションでは、毎日これだけの蒸発量があるものとして計算を行った。Fig. 30に流域平均降雨量を示す。図中の横軸の起点は1987年4月1日に対応する。

4.2 適用結果と考察

(1) ダムの影響を考慮しない場合

ダムの影響を無視した場合の計算結果をFig. 31～Fig. 45に示す。ダムの影響を受けない観測所では全体的に流量が大きく見積もられる傾向があるものの、概ね再現結果は良好である。ダムよりも下流側にある観測所p12(Fig. 32), n12a(Fig. 41), n60(Fig. 44), c2(Fig. 45)ではダムの流水制御の効果が大きくシミュレーション結果は観測地とは大きく異なる。ダムよりも上流地点で流量を大きく見積もってし理由は、流域面積を過大に評価しているためと考えられる。流域境界を含むグリッドでは、そのグリッドすべてがそこに含まれる河道に寄与すると考えているため、流域面積を過大に見てしまう。流域面積を正しく評価することは今後の課題である。

Table 2 Values of model parameters.

routine model			runoff model			
B(m)	n	m	A _i	b	W _m (mm)	kg
100.0	0.05	0.6	0.0	1.0	620.0	0.00011

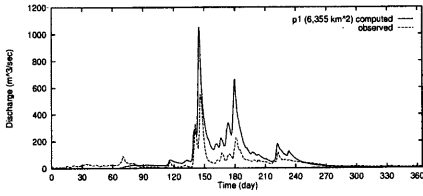


Fig. 31 Simulated discharge at the p1 station.

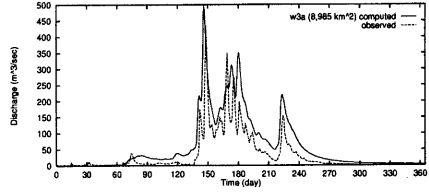


Fig. 36 Simulated discharge at the w3a station.

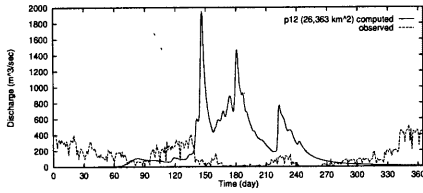


Fig. 32 Simulated discharge at the p12 station.

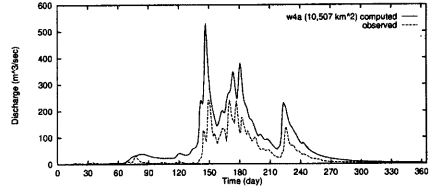


Fig. 37 Simulated discharge at the w4a station.

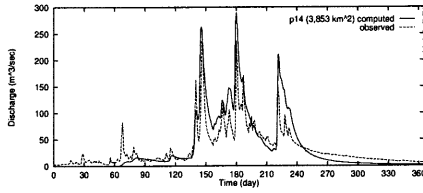


Fig. 33 Simulated discharge at the p14 station.

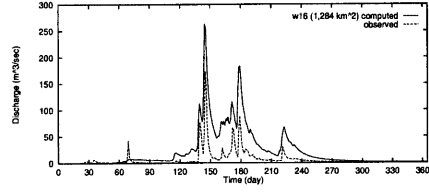


Fig. 38 Simulated discharge at the w16 station.

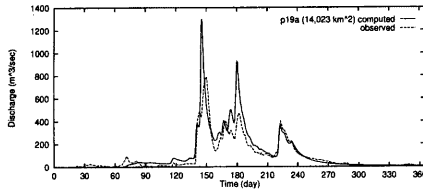


Fig. 34 Simulated discharge at the p19a station.

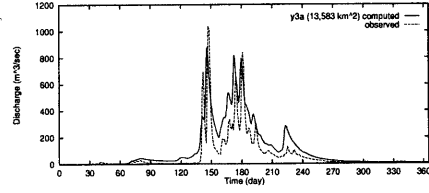


Fig. 39 Simulated discharge at the y3a station.

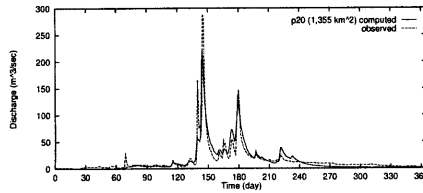


Fig. 35 Simulated discharge at the p20 station.

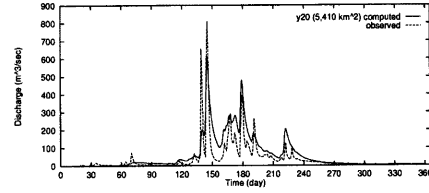


Fig. 40 Simulated discharge at the y20 station.

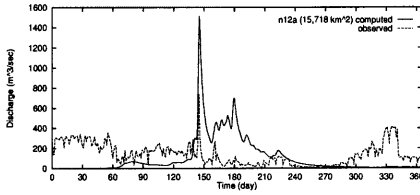


Fig. 41 Simulated discharge at the n12a station.

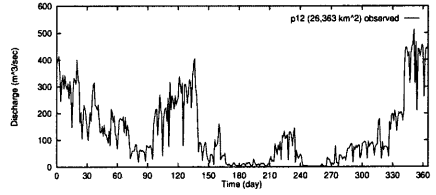


Fig. 46 Observed discharge at the p12 station.

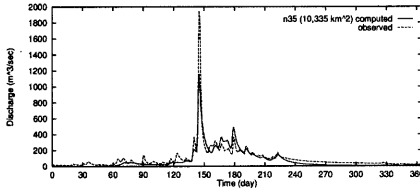


Fig. 42 Simulated discharge at the n35 station.

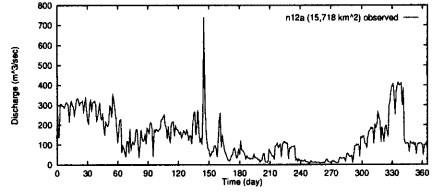


Fig. 47 Observed discharge at the n12a station.

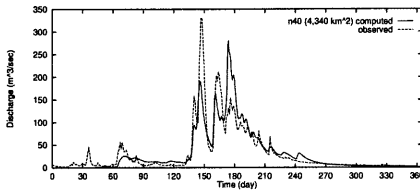


Fig. 43 Simulated discharge at the n40 station.

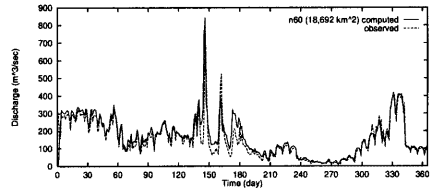


Fig. 48 Simulated discharge at the n60 station considering the effect of dam releases.

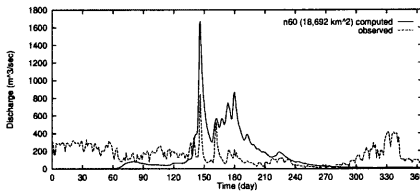


Fig. 44 Simulated discharge at the n60 station.

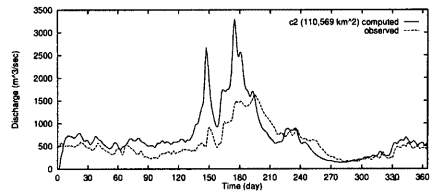


Fig. 49 Simulated discharge at the c2 station considering the effect of dam releases.

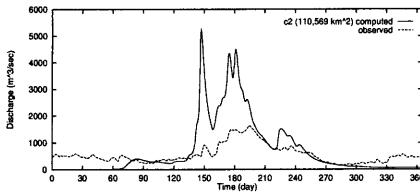


Fig. 45 Simulated discharge at the c2 station.

(2) ダムによる影響を考慮した場合

ダムによる影響を無視したのでは、ダムより下流にある観測所の流量をうまく表現することができない。そこで、仮にダムによる影響を考慮した場合にダム下流域での流量をうまく再現できるかを調べるために、ダム直下にある観測点 p12 と n12a の位置に上流端境界条件として各々の観測流量を与えて流出シミュレーションを行った。p12, n12a における観測流量はそれぞれ Fig. 46, Fig. 47 に示す通りで

ある。

シミュレーションの結果を Fig. 48 および Fig. 49 に示した。前節で示した結果に比べ、実測値に近づいている。c2 観測所でのシミュレーション結果を見ると、0~60 日目および 280~366 日目での結果がかなり改善されている。一方で雨季にあたる 70~270 日目では流量を過大に見積もっている。チャオプラー川下流部の低平地の河道は著しく流下能力が低く、雨季には常に氾濫しているといわれている。したがって、c2 過大評価している計算流量は実際には氾濫して河道以外の部分を流下している可能性がある。

5. おわりに

大陸規模の大河川流域を対象とし、気象モデルの単位となるグリッドの大きさ・位置を想定した任意のグリッドで流域を分割して、そのグリッドを単位として流出シミュレーションを行うためのシステムの構築を行った。また、そのシステムをチャオプラー川流域に適用した。その結果、以下の知見を得た。

- ダムの放流等河川の流れに対する人為的な効果をモデル化して流出シミュレーションモデルに組み込む必要がある。
- 河道の氾濫など河道以外を流れる機構を考える必要がある。
- 河道網モデルと斜面モデルの相互作用を考慮する余地がある。

今後、上記の課題を解決するとともに、実際に気象モデルによって計算される降水量・蒸発量を利用して流出シミュレーションを実行する予定である。

謝辞

本研究の遂行にあたっては、平成 9 年度科学研究費補助金(国際学術研究)「東南アジアモンスーン地域の水文環境の変動と水資源への影響」(代表 虫明 功臣 東京大学生産技術研究所)の補助を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 京都大学水文研究グループ (1998) :
<http://kizugawa.kuciv.kyoto-u.ac.jp/kh/KhRelease/channelNetwork/tools/formatDoc/>.
- 椎葉充晴・立川康人・市川温 (1998) : 流域地形の新しい表現形式とその流出モデリングシステムとの統合, 京都大学水文研究グループ研究資料, No. 1, pp. 9-18.
- 高棹琢馬・椎葉充晴・市川温 (1995) : 構造的モデリングシステムを用いた流出シミュレーション, 水工学論文集, 第 39 巻, pp. 141-146.
- 高棹琢馬・椎葉充晴・堀智晴・立川康人・市川温 (1995) : 流出系の構造的モデル化システムについて, 京都大学防災研究所年報, 第 38 号, B-2, pp. 395-406.
- 高棹琢馬・椎葉充晴・市川温 (1994) : 分布型流出モデルのスケールアップ, 水工学論文集, 第 38 巻, pp. 141-146.
- Nirupama, Tachikawa, Y., Shiiba, M. and Takasao, T. (1996) : A Simple Water Balance Model for a Mesoscale Catchment Based on Heterogeneous Soil Water Storage Capacity, *Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute Kyoto University*, vol.45, pp. 61-83.

Development of Macro Grid Hydrological Model for Large River Basins -Application to the Chaophraya River Basin-

Yasuto TACHIKAWA, Kensuke SAKAI*, Yutaka ICHIKAWA and Michiharu SHIIBA**
*Nippon koei, Co., Ltd., **Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

To predict flood or drought disasters and future water resources for large river basins, it is very important to combine atmospheric models, hydrological models and flow routing models. In this paper, a method to build a macro scale rainfall runoff model is presented and a method to generate channel network data sets, which are essential for making flow routing models, from the River Course Data Set in the DCW(Digital Chart of the World) and the GLOBE(Global Land One-km Base Elevation) data sets is presented. A macro scale rainfall runoff model for the Chao Phraya River Basin is made and runoff simulations are carried out.

Keywords: large river basin, the Chaophraya river, macro-scale hydrological model, structural modeling method