

低平地都市水害における 複合体としての治水安全度

A STUDY ON FLOOD RISK OF URBANIZED LOWLAND WITH MULTIPLE FLOOD PREVENTION SYSTEM

鷲見哲也¹・千葉晃史²・辻本哲郎³

Tetsuya SUMI, Koji CHIBA and Tetsuro TSUJIMOTO

¹ 正会員 博(工) 名古屋大学大学院助手 工学研究科地圏環境工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

² 学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程学生

³ 正会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科地圏環境工学専攻

In general, there haven't been enough studies on risk assessment using the multiple flood prevention system including pump drainage, consisting of rivers with different magnitude and pump drainage. Therefore, this study evaluates the storage volume in pump drainage area and shows the adequate capacity of drainage pumps corresponding to the capacity of the river and the rainfall magnitude. Additionally, a diagram comparing each risk of two rivers (big river and medium river as an effluent of the big river) corresponding to the combination of each river's improvement is shown to discuss on the adequate improvement sequence of integrated flood prevention system.

Key Words : Multiple flood prevention system, drainage pump, river improvement, urbanized lowland

1. はじめに

2000年9月の東海豪雨水害においては、中規模河川の新川の破堤に注目が集まった。その主要因としては、(a)河道整備の遅れによる低い通水能力、(b)現況疎通能力を上回る流量を発生させた大規模降雨、(c)周辺の内水ポンプ排水流入による圧迫、(d)大規模河川庄内川からの分派流入による流量増大、が挙げられる¹⁾。ここから抽出される課題のうち、現況・計画安全度を超える洪水への対応や計画・設計の側面からみると、一つは①低平地都市域の中規模河川へのポンプ所からの排水流量による圧迫と、超過洪水時のポンプ排水停止規則による内水氾濫の急激な増大との関係の把握であり、もう一つは②大規模河川の整備の遅れに伴う分派の締切遅延は中規模河川の流量負荷増大という結果を招いたが、大河川である程時間を要するなど各河川の整備順序(重点化)に違いが生じるので、整備の組み合わせと河道安全度の達成に関して整理すること、という2点である。本研究ではこれらの課題について、単純な治水システムのモデルにおいて検討を試み、議論を行う。

2. 降雨波形の設定

後述する二つのモデル化された治水システムにお

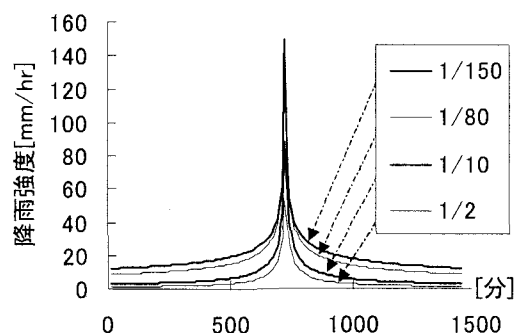


図-1 中央集中型降雨波形

いて、全ての要素の安全度を設定する基準となる降雨波形モデルを想定する。本研究では、ある降雨規模を想定しつつ、一つの降雨波形で代表させるために、久地野上流流域平均雨量²⁾を用いた中央集中型降雨波形モデルを採用した。これは、降雨ピークを挟んでどの継続時間でも、同一の超過確率を持った降雨強度が得られる波形モデルである(図-1)。

3. 中規模河川にポンプ排水を行う区域の安全度

(1) 治水システムモデルの概要

新川のように整備途上の中規模河川と、それに多大

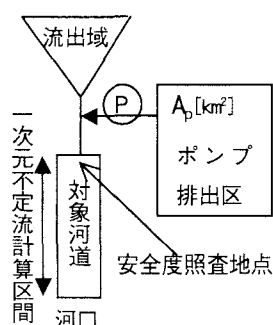


図-2 治水モデル①の概略

な負荷をかけるポンプ排水区を一つに代表させたものを設定し、流下能力・ポンプの排水能力・ポンプ運転の制御規則の3者が、内水氾濫のリスクにどのように影響を与えるかを議論する。ここでは、新川 15.7 km 付近を参考とし、図-2 の様な単純化された治水モデルを設定した。

まず、対象河道の安全度を降雨強度確率年によって評価するために、上流に流出域を設定する。続いて、ポンプ排水を受ける排水区の面積と確率年降雨に対応して排水能力を評価する。このモデルにやはり確率年降雨でランク付けされた外力規模を入力し、排水区の湛水量を基に安全度の評価を行った。

(2) 流出域の設定

外力としてある確率年でレベル表示された中央集中型降雨波形を、治水モデルの上流流出域に入力することにより、その確率年に対応する河道流量が算出される。久地野地点を参考に、まず上流流出域の総面積を 99 km² とし、有効降雨として $f_i \cdot R_{sa} \cdot f_{sa}$ モデルを採用した。そして新川土地利用状況図を利用し、各土地利用毎のパラメータ標準値³⁾の面積平均を行うことで、 $f_i = 0.6$, $R_{sa} = 90 \text{ mm}$, $f_{sa} = 0.95$ を仮定した。

続いて、国土技術研究センターが開発した「流出解析システム」を使用し、一価非線形貯留関数法により流量を計算する。

$$s = kq^p, \quad \frac{\partial s}{\partial t} = r_{eave} - q(t + T_l) \quad (1)$$

ここに、 s : 貯留高 (mm/hr), k, p : 貯留関数の定数, q : 流出高 (mm/hr), r_{eave} : 流域平均雨量強度 (mm/hr), T_l : 遅れ時間 (hr), である。

本研究では、東海豪雨水害時の新川流域平均雨量データ及び水位から推定した新川流量のピーク時までのデータ⁴⁾を基に、実績雨量と実績流量を入力し、各パラメータを同定した結果、 $k=9.14$, $p=0.822$, $T_l=1.5 \text{ hr}$ を得た。これらと先の有効降雨モデルとを合わせて、本研究モデルの上流流出域の流出特性とした。

(2) 河道の設定

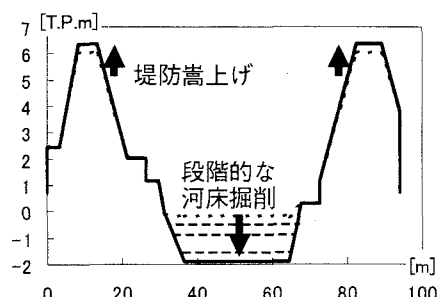


図-3 モデル河道横断面と整備進捗

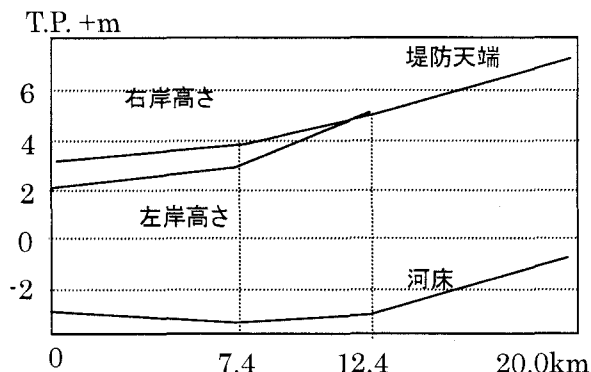


図-4 モデル河道縦断形

新川を参考とし、河道の安全度設定を行う。河道流は一次元不定流によって解析するが、本研究では DHI 社の MIKE11 を用いた。基礎式として次式を用いる。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q, \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 g Q |Q|}{AR^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

河道断面はまず現況断面⁴⁾を基準とし、全ての断面を同時に整備水準を上昇させ（堤防高上げ、続いてさらにいくつかの深度へ河床掘削）、各々の治水安全度に対応する流下能力を備えたモデル河道を設定した（図-3）。また、ポンプ運転規制をかける危険水位を天端高さの 1m 下（一般の計画高水位 H.W.L.）とし、安全度照査地点における河道の流下能力を評価（上流域流出量のピークがこの高さとなるときの降雨規模＝確率年を評価する水位）にもこの高さを用いる。

河道縦断形については、計画案⁴⁾を参考とし、河床勾配は上流から順に、1/25000, 1/10500, 1/14300（逆勾配）とした（図-4）。この勾配は、どの治水安全度の河道についても一定とした。全区間を堤防天端高上げ、引き続き浚渫深さを徐々に深く設定してゆくことにより、安全度照査地点において 1/30, 1/50, 1/80, 1/100, 1/120, 1/150 の各々の安全度を有する河道を設定した。

(4) ポンプ排水区の設定

新川左岸の氾濫原を参考とし、排水区面積は 12.5 km² とした。この排水区の内水氾濫量は、この地区への直接降雨とポンプ排水にのみ依存するとし、他地

域からの雨水が流入することや、ポンプ排水以外の雨水や湛水の排出は行われないものとした。なお、都市域であることから、 r_e の初期損失は考慮しない。

ポンプの整備規模の表現については、ある確率年降雨強度の中央集中型降雨波形の最大1時間降雨量に、排水区面積を乗じた流量を、その確率年（安全度設定）に対応するポンプ能力とした。

ポンプ排水能力は、確率年で、2, 5, 10, 20, 30, 50, 150 年を設定した。また、ポンプによる雨水排出の、時間遅れや地形による影響は考慮されていない。

(5) ポンプ完全停止の場合

a) ポンプ運転ルールについて

ポンプ排水区の水収支式は、次式を用いた。

$$\frac{dV}{dt} = r_e A_p - Q_p \tag{3a}$$

$$Q_p = \begin{cases} r_e A_p : V = 0, & Q_{pa} > r_e A_p \\ Q_{pa} : V > 0, & h_r < h_{rc} \\ 0 : h_r = h_{rc}, & \text{(ポンプ停止操作)} \\ 0 : V > 0, & h_r > h_{rst} \end{cases} \tag{3b}$$

ここに、 r_e ：有効降雨強度、 A_p ：氾濫原面積、 Q_p ：ポンプ排出量、 V ：排水区内貯留量、 Q_{pa} ：最大ポンプ排出能力、 h_r ：河川水位、 h_{rc} ：ポンプ停止水位、 h_{rst} ：ポンプ再開水位である。ポンプ制御例は図-5 になる。まず、降雨初期の段階で降雨強度が弱く、ポンプ性能を下回っている間は、排水量は降雨量と等しい。しかし、やがて降雨強度がポンプ性能を超えると、雨水排出量はポンプ排水能力の上限にとどまり、同時に湛水が始まる。さらに河川の流量が増加し、危険水位を上回った場合は、内水氾濫量の如何にかかわらずポンプを停止させる。この停止直後の水位は、ポンプの排水能力によって変化し、大きいものほど水位は低くなる。また、これはポンプ再開水位にほぼ対応する。その後河道流量が低下し、ポンプ排水を行ってもポンプ停止水位を越えない水位になったら、運転を再開する。その時排水区は湛水しているので、ポンプ排水能力(Q_{pa})で排水する。通常この再開時に最大湛水量が現れる。そして湛水量がゼロになった後は、その時の降雨を随時排出してゆく。

b) 計算結果と考察

図-6 は、縦軸に湛水深、横軸にポンプの計画確率年をとり、河道の整備進捗による安全度（確率年）毎に示したものであるが、降雨規模80年と120年について示している。河道安全度の向上に伴うポンプ停止時間の短縮によって、湛水深が減少していく。しかし、ポンプの計画確率年を上昇させて排水性能を上げてても、一概に湛水深が小さくなるとは言えない。これは図-5の検討によると、排水能力が大きすぎる場合、ポンプ運転の停止・再開水位が低くなり、ポンプ停止時間

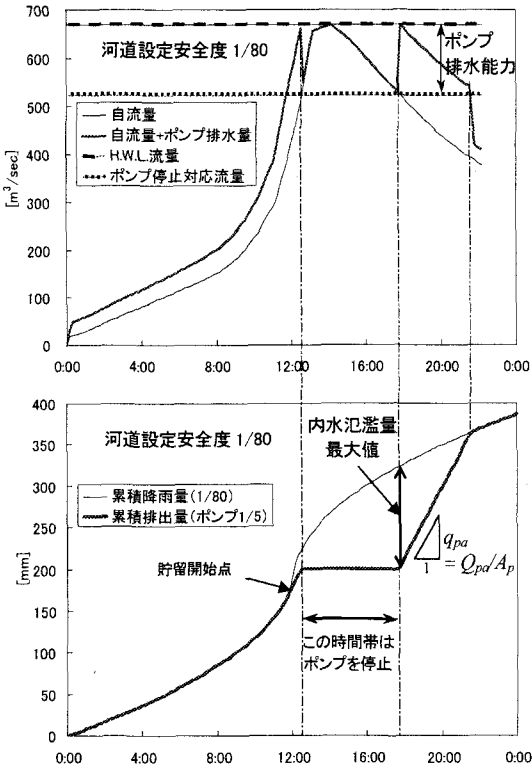
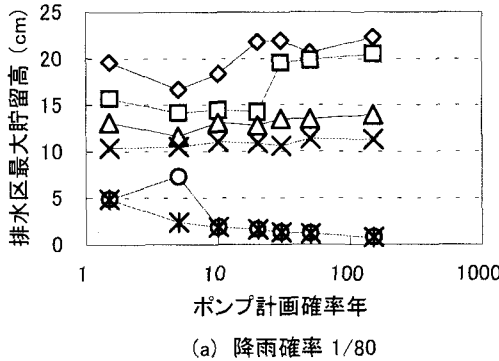
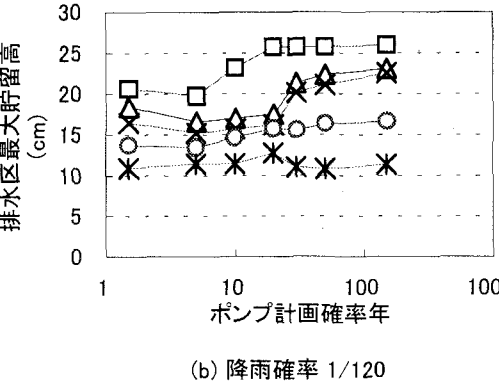


図-5 ポンプ制御説明図（完全停止制御）
（上図：流量，下図：排水区水収支）



(a) 降雨確率 1/80



(b) 降雨確率 1/120

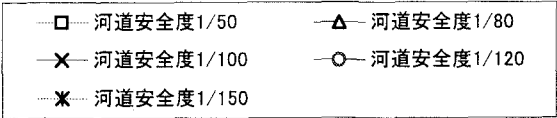


図-6 排水区最大湛水量とポンプ計画規模の関係
（完全停止制御の場合）

が長くなることで湛水量が大きくなってしまいうことによる。よって、ある程度の排水能力があり、停止時間もあまり長くないようなポンプ能力が最適であり、それは今回のモデルの流域排水区面積等の条件では、確率年5年～10年の降雨に対応するポンプ能力であった。

(6) 無段階の排水制御を行う場合

a) ポンプ運転ルールについて

排水量を無段階に制御可能な場合、その能力を最大限に発揮することができる。これは、完全停止操作規則の対局にある想定であり、将来ポンプ規則や制御技術の向上による排水操作の効果は、この2つの方法の中間に位置するものとなるはずである。ここでは、次の図-7のような排水運転を検討した。ポンプ排水中に河川水位がポンプ停止水位を超えない最大流量にポンプを制御できるものと仮定する。自流量（上流流出流量）が増加するにつれ排出可能流量は減少する。そして最大湛水深は、排水区のポンプ排水量と降雨流入量が等しくなる時刻（図-7の下図において、累積排水量の傾きと累積降雨量のそれが等しい）に現れる。

b) 排水量制御無段階の場合の結果と考察

図-8に無段階コントロールの場合の湛水深とポンプ排水能力の関係を示す。図-6の完全停止の場合に比べ湛水深は低くなっている。ポンプ排水能力・河道安全度とも、向上するにつれ湛水深が減少する。しかし、河道安全度が比較的低い場合においては、それ以上ポンプを整備しても湛水深に変化が現れなくなる。なぜなら、ポンプが有していればよい最大排水能力は、降雨ピークから自流量ピークを迎えるまでの間に、河道の受け入れ可能な排水量で十分だからである。よって無段階の場合も、ポンプ整備の上限が存在する。以上の様な検討を行うことによって、超過規模を考慮した降雨規模や河道の通水能力に応じたポンプ能力設定が可能である。

また本研究では、湛水量のみで検討を行ったが、被災リスクとして安全度を評価していく場合も、地盤高分布等を統計的に整理し、湛水深分布を考慮した上で、湛水深－被害関係を用いた検討へ拡張することは、容易であろう。

4. 分派流入を受ける中規模河川の安全度

(1) 治水システムモデルの概要

次に計画規模が大きく、整備に時間がかかる大河川の庄内川（以下本川）、洪水時にその分派流入を受け入れる中規模河川である新川（以下支川）、その流入量を左右する洗堰越流堤を模した治水システムのモデル設定（図-9）を行い、各河川整備と互いの安全度の変化を検討した。本研究においては、分派支川が本川整備の影響を一方的に受けることから、その中規模河川の安全度向上に視点を置いた。

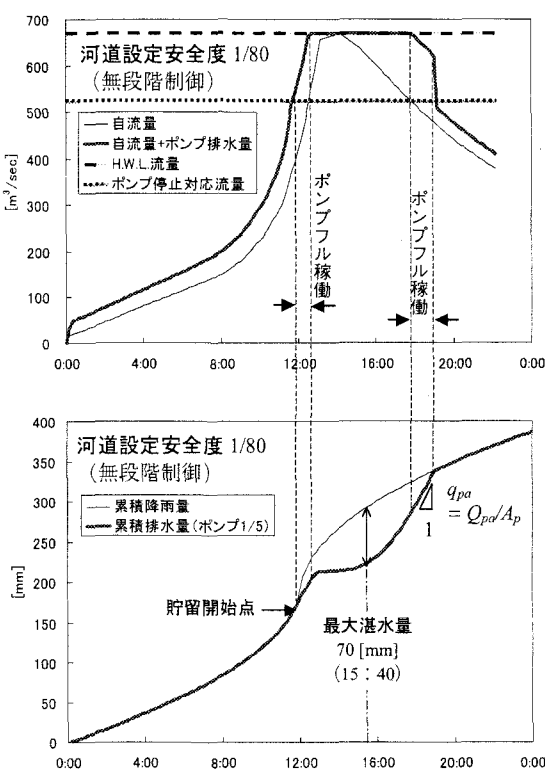
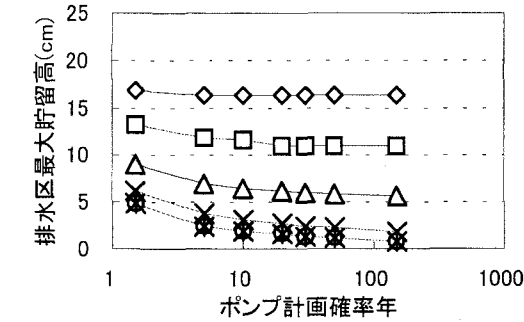
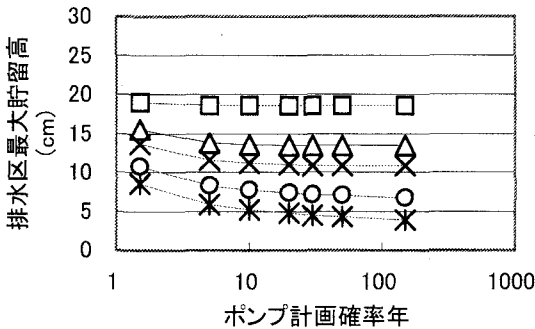


図-7 ポンプ制御説明図（無段階制御）
（上図：流量，下図：排水区水収支）



(a) 降雨確率年 1/80（無段階制御）



(b) 降雨確率年 1/120（無段階制御）

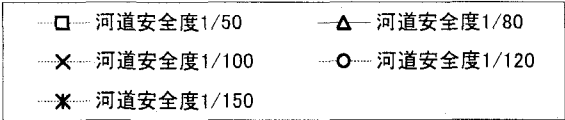


図-8 排水区最大湛水量とポンプ計画規模の関係
（無段階制御の場合）

(2) モデルの設定

a) 流出域の設定

対象河道とする支川の上流流出域については、3章で扱ったモデルと全く同じものを用いている。本川の上流流出域についても一価非線形貯留関数法を採用し、流域面積は 705 km^2 とした⁵⁾。また、各流出係数のうち、 $k, p, f_i, R_{sa}, f_{sa}$ については、斎藤⁶⁾の値を参考としたが、最終的なパラメータの値は、「流出解析システム」を用いて、東海豪雨水害時の実績降雨と、庄内川枇杷島地点の水位を基に算出された実績流量との検討により決定した。このようにして、 $k=23, p=0.6, f_i=0.33, R_{sa}=60 \text{ mm}, f_{sa}=0.87, T_i=1.5 \text{ hr}$ と定めた。

b) 本川河道の設定

解析には MIKE11 を用いた。まず支川については、3章と同じ河道データ・設定を用いた。

つぎに本川について、河道長さは 20 km とし、縦断面は、庄内川現況⁴⁾を基に作成した(図-10)。河道断面は庄内川激特計画⁴⁾を参考にしつつ、東海豪雨水害時の流量を入力し、洗堰地点での最高水位が $\text{T.P.}+12.1\text{m}$ となるように低水路幅を調整することで、単純化した現況河道断面を設定した。完成断面については、洗堰地点の水位が激特事業で計画されている $\text{T.P.}+11.5\text{m}$ になるように、低水路幅を拡幅することで、設定した(図-11)。

次に整備段階の設定について、支川は全区間同時に整備するような設定をしたが、本川については、整備に時間がかかるものとし、現状で行われているように下流側から整備が進んでいくよう設定を行い、区分的に現況断面から完成断面に差し替えていった。ここで、1段階進捗(本川 5 km 地点まで整備終了)を①、2段階進捗(15.7 km 地点まで)を②、 20 km まですべて完成を③、洗堰も全て完成を④、とする。そして、ある地点まで整備が終了した段階での安全度照査の為、上流端に確率年降雨に対応した流量を入力し、洗堰地点の水位をみることで、それぞれの段階での安全度を評価した。その際、本来流下能力が最も低い地点は各整備段階で異なるが、本研究では単純化のため、また、当該地域の安全度を大川・中規模河川の両方で見ると、という視点から、安全度照査地点は洗堰地点とし、その評価高さ(水位がそれを超えるかどうか判断する標高)は $\text{T.P.}+12.1\text{m}$ とした。なお、分派支川の方の安全度照査地点は、3章で用いたモデルと同じく上流端とし、ポンプ停止水位より 1m 高い水位で同様に安全度の評価を行った。

また、本川 16.5km 地点に遊水池を設定したが、これは小田井遊水池を参考とした。

c) 洗堰の設定

新川洗堰は単純な矩形断面とし、現況と整備計画の堰高・堰幅のデータを用い、東海豪雨水害時の水位 $\text{T.P.}+12.1\text{m}$ 、この時の越流量 $270\text{m}^3/\text{sec}$ というデータ⁴⁾

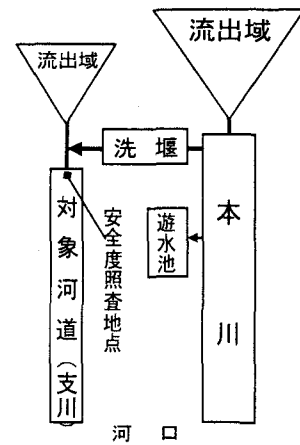


図-9 治水モデル②の概略
(大規模・中規模河川と越流分派)

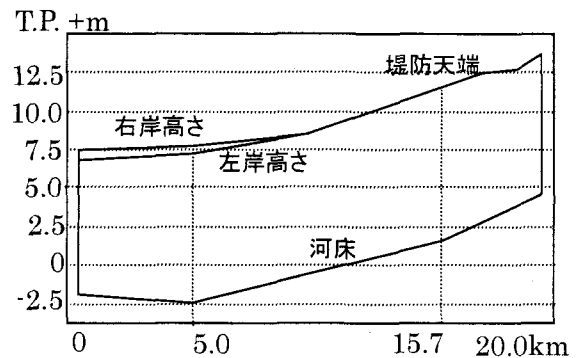


図-10 本川河道モデル縦断面図

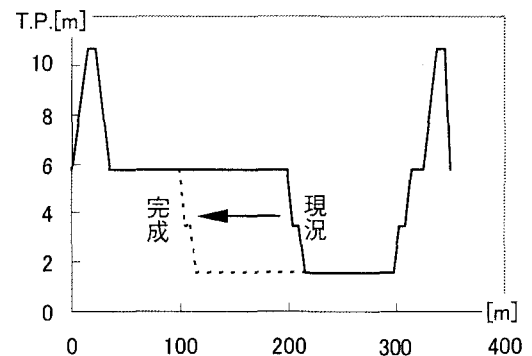


図-11 本川河道モデル横断面図

を参考とした。また、下流部河道についても河床掘削などを含めた整備設定を行った。

(3) 計算結果と考察

図-12は、降雨規模が確率年1/50の降雨に対し、分派支川安全度が1/80で一定の状態では本川を整備進捗させ、洗堰からの越流量を加えた支川流量の変化を示している。

このモデルで洗堰は 19.5km 地点であり、河道整備がかなり遡上しないと、洗堰からの越流量を低下させるまでに至らないことが、この図より明らかになっている。

図-13は、横軸に大河川である本川の整備進捗状況による安全度(安全照査点である洗堰地点での

T.P.+12.1m に対応する洪水降雨の確率年表示), 縦軸に本川の分派支川である中規模河川の, 安全度照査地点での治水安全度 (ポンプ停止水位+1m での流下可能洪水規模の確率年表示) を表している. また, 図中の凡例の「支川 1/30」とあるのは, 自流量のみの場合の支川の安全度が 1/30 であることを意味する (支川安全度 1/30 は現況を意味する). 図から, 大規模河川の整備が洗堰越流量の減少をもたらすには, そこに近い区間まで整備が遡上している必要があり, それを待たずに安全度の規模を 80 年とするには, 中規模河川そのものの早急な整備が不可欠である. よって, 中規模河川の整備を急ぐその間に, 大規模河川の下流からの整備も徐々に進めることが, 中規模河川周辺の安全度確保に必要である. また, この図は両河川の最終安全度に差をつける場合の整備手順について, 検討を行うための材料とすることができる.

5. おわりに

これまで, 大河川・中規模河川・ポンプ排水の設定安全度は, 漠然とはあるがそれぞれの被害リスク (地域の重要性) の大きさを考慮して決められていた. 一般に治水のための設備規模は, その重要度 (被災時の物理的な規模と, 被災から守るべき人命・資産) に応じて定められていると考えられるが, 複雑な治水システムは, 様々な規模の治水施設 (大河川・中規模河川, ポンプ所) を抱えており, 互いの設備計画上の連携を重視することなく定められてきた. しかし, それぞれの河川・ポンプ排水区における被災リスクを考慮した, バランス良い計画規模の決定は, 4 章で示したような検討を深く行うことでより合理的に検討できる可能性がある. また, 大規模施設であるほど, 整備が速やかに進まない事による被災リスクを軽減する為に, 複合治水システムのどの施設をどの順序で整備すれば, より速い安全度確保に繋がるのか, という検討も行うことが可能と考えられる.

また, 3 章での規模の大きくない河川とそれを圧迫するポンプ排水区という想定では, 超過洪水時に内水氾濫を排除するため, ポンプ運転を停止することが余儀なくされるが, 河川の外水氾濫の回避と内水氾濫防除とがトレードオフの関係となる. しかしその被害規模の違いから外水氾濫回避を優先すると, 大きなポンプの効果がなくなり, 超過洪水を考慮してもある一定規模以上のポンプの設置は無意味であることと, 合理的に適正なポンプ規模の設定が可能であることが示された. また技術向上・管理体制改善によるより効率的な運転を行った場合でも, 適正規模が存在することが明らかになった.

本研究では, 単純化したモデルを用いてではあるが, このように整理することにより, 複合的治水システム

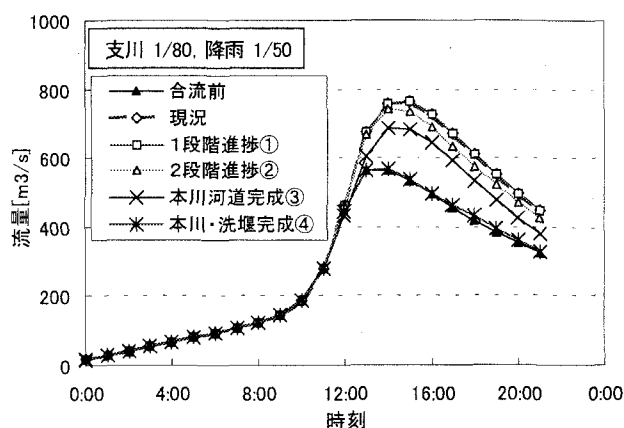


図-12 本川整備進捗による支川流入流量の変化

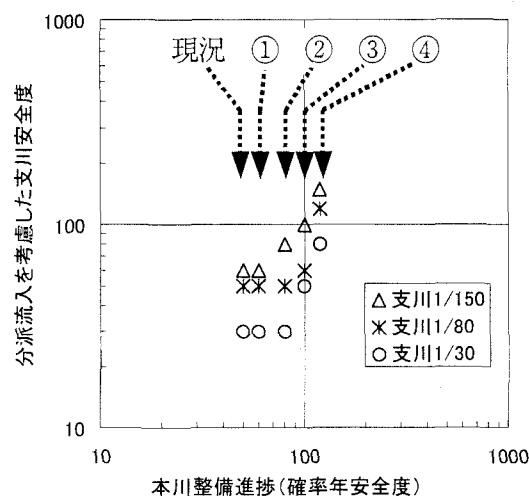


図-13 整備進捗と支川・本川の安全度

の中の 3 要素 (大河川, その分派中規模河川, ポンプ排水性能) の整備や設定のあり方を検討する方法のヒントを示すことができた.

謝辞: 本研究を進めるにあたっては, 愛知県建設部河川課および庄内川工事事務所から貴重なデータを提供いただいた. ここに記して, 深く謝意を表します.

参考文献

- 1) 愛知県建設部河川課: 愛知県河川堤防緊急強化検討会報告書, 2001.
- 2) 愛知県氾濫シミュレーション技術検討会: 新川の氾濫解析の課題と方策 降雨関連資料, 2001.
- 3) 橋本他: 土地利用を評価する流出モデル, 土木技術資料, 1977.
- 4) 建設省中部地方建設局・愛知県: 庄内川・新川 河川激甚災害対策特別緊急事業パンフレット, 2000.
- 5) 建設省河川局: 流量年表, 1997.
- 6) 斎藤輝明: 多地点での流量観測に基づく流出特性の空間的变化の評価, 名古屋大学卒業論文, 1997.

(2002. 4. 15 受付)