

低平地河川の治水方式について

On the Study of Effect of River Improvement in the Low Flat Basins

建設省 土木研究所水文研究室長 正会員 石崎勝義
(株) 東京建設コンサルタント 正会員 ○大村善雄

1. まえがき

中川（江戸川支川）、寝屋川（大阪府）、日光川（愛知県）の如く低平なデルタ上を流れるいわゆる低平地河川では、洪水時の氾濫、遊水が極めて顕著である。都市化によりこのような流域の低地が宅地化するにつれて浸水被害が発生するようになり、また、被害を避けるための埋立もその面積が大きくなるにつれて遊水機能の減少をもたらし、周辺地区の浸水被害を増大させている。このような河川は一般の河川と異なり氾濫を全く解消するには、改修の規模が現状河川の規模に比べ余りにも大きくなりすぎるので事業面からみてまず困難であり、都市化の進展を配慮しつつ氾濫・遊水機能を極力保全し、河道改修、ポンプ、調節池等治水施設を効果的に設置することが重要な治水対策となると思われる。

本研究は、不定流計算による低平地の流出氾濫シミュレーションモデルを開発し、中川流域をケーススタディとして低平地流域における治水方式について若干の検討を行なったものである。

2. 低平地河川の流出氾濫特性

中川流域は利根川、江戸川、荒川に囲まれた流域面積1,000 Km²、流域勾配1/4,000の典型的な低平地河川であり、その流出氾濫特性は極めて特徴的なものである。

昭和33年9月、昭和36年6月、昭和41年6月洪水の実績湛水記録、水位流量記録、流域排水路網図、治水地形分類図、土地利用図等を参考にし当流域の流出氾濫特性の把握を行なった。

表-1に3洪水に関する諸量、表-2に同じく各河川毎の湛水面積と湛水量を示した。また図-2は治水地形と昭和33年9月洪水の実測による湛水分布を重ね合わせたものであり、図-3は湛水位記録を示したものである。

○中川流域はもともと利根川・荒川・渡良瀬川の乱流する氾濫原であって、わずかな降雨でも流域内いたるところで湛水する。3洪水の湛水面積は200Km²～350Km²、湛水量は約100×10⁶ m³～150×10⁶ m³と膨大な湛水を生じ、これは降雨量に換算して100mm～150mmで総降雨量のおおよそ30%～50%に相当する。

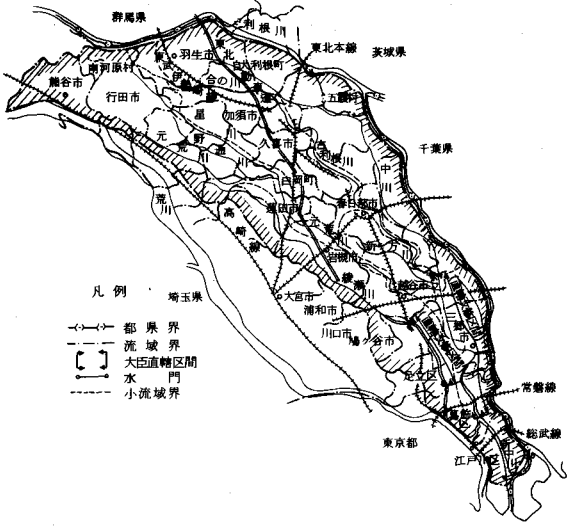


図-1 流域概要

表-1 主要3洪水の諸数値

洪水名	総降雨量 (mm)	中川 (吉川)		渡瀬川 (谷古字)		降雨 日数	洪水の 継続時間	比流量 (吉川地点)
		最高水位 (A.P.m)	最大流量 (m ³ /s)	最高水位 (A.P.m)	最大流量 (m ³ /s)			
S.33.9	310.3	4.74	407	4.56	85	3	7	0.58
S.36.6	277.5	4.27	438	3.99	83	3	8	0.62
S.41.6	268.1	3.75	408	3.98	86	2	8	0.58

しかしながら図-3の元荒川流域湛水状況図で明かなように、地域によって最高湛水位の発生時刻が相当異なることと、上流の氾濫流が下流の湛水に幾度も関与していることを考えればこれをもって降雨量相当分と考えることは妥当でないと考えられる。

湛水開始時の降雨量は経験的に綾瀬川流域が約70mm、中川流域が約130mmと言われており、これは降雨損失量と小排水路網、幹線水路貯留量の和に見合う量と考えられる。

○流域湛水は自然堤防や台地に囲まれた地形的な凹地貯留特性と小排水路の排水能力と密接な関係を持っていると考えられる。小排水路の排水能力は幹線水路の水利条件に影響され末端の河道水位が充分高いときは自然排水が抑制され小排水路沿いの氾濫を容易に生じ、場合によっては逆流を生ずることが随所で確かめられている。

○氾濫流は流域の治水地形特性や網目のように張りめぐらされた排水路、用水堰、さらには道路、樋門等の影響を受け降雨の河道への流出の過程で2重、3重の氾濫による遅れ機構が存在すると考えられる。

○河道の洪水流出特性についても極めて特徴的なものとなっている。すなわち降雨のピークと洪水のピークの発生時刻までの間隔は約1日あり、ピーク附近の流量が数日間継続する。洪水の継続時間は降雨継続時間に対し大きな変化はなく約7日前後と長期間に及び、洪水波形は全くフラットで一般の河川に比べ洪水の上昇、下降曲線は氾濫流の特性を受け上に凸である。

○吉川地点の洪水流出量の比流量は $0.58 \sim 0.62 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{Km}^2$ で他の河川の $3 \sim 9 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{Km}^2$

表-2 主要3洪水の各河川ごとの湛水面積と湛水量

河川名	流域面積	昭和33年9月洪水		昭和36年6月洪水		昭和41年6月洪水	
		湛水面積	湛水量	湛水面積	湛水量	湛水面積	湛水量
中川上流	256.3	75.7	3,204	72.7	3,407	88.1	3,434
大落古利根川	191.1	33.6	1,724	32.4	1,639	46.2	1,117
新方川	注1) 48.8	19.4	878	18.9	823	14.1	761
元荒川	注1) 211.1	39.0	1,853	32.8	1,962	121.8	3,824
吉川上流 四川小計	707.3	167.7	7,659	156.8	7,831	270.2	9,136
綾瀬川	153.4	71.7	4,291	25.1	1,012	45.6	2,714
残流域	131.7	39.0	1,994	21.6	648	37.7	2,164
合計	992.4	278.4	13,944	203.5	9,491	353.5	14,014

注1) 但し、元荒川流域の一部を新方川流域に編入している。

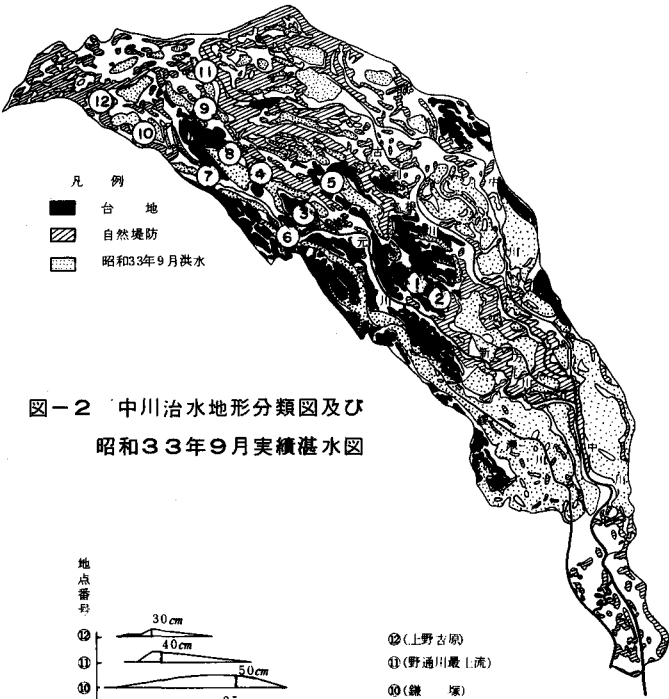
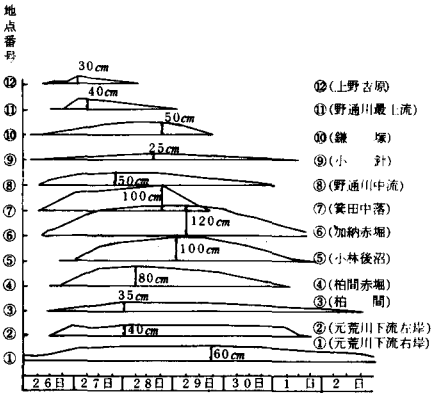


図-2 中川治水地形分類図及び
昭和33年9月実績湛水図



※地点番号は図-2の
番号と対応する。

図-3 昭和33年9月洪水 元荒川流域湛水状況図

に比べ極めて小さい。このことは、膨大な流域湛水量を考えれば容易に理解できよう。また、総降雨量、時間雨量強度の変化に対し吉川地点の洪水流出量は余り大きな変化を伴わない。これは洪水流出が河道と流域内の排水路網の疎通能力に強く支配されているためと考えられる。

以上、中川の流域における洪水流出の最大の特徴は流域湛水による貯留、遅れ機構にあると言えよう。

3. 流出氾濫シミュレーションモデル

3.1 モデルに要求される機能と基本的な考え方

低平地河川の治水方式を検討する上で威力を発揮する一連のシミュレーションモデルは次の機能を有している必要があると考えられる。

- 前述の洪水氾濫特性を定量的に表現可能であること。
- 盛土を含めた土地利用形態の変化と流出氾濫特性との相互関係が表現可能であること。
- 幹線水路から流域内の小排水路に至るまで河道改修の効果が表現できること。
- 放水路や内水排水ポンプ施設の効果が表現できること。
- 流域貯留施設や雨水排除施設の効果が表現できること。

以上の流出氾濫特性と要求される機能からみて、低平地河川における流出氾濫シミュレーションモデルは貯留関数法、特性曲線法、単位図法等のキネマティックウェーブ法で氾濫現象を表現するのはまず無理であり、不定流計算を母体としたダイナミックウェーブ法が基本であると言える。

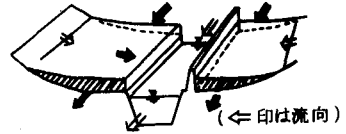


図-4 氾濫流の概念

ここで開発したモデルの特徴は図-4の氾濫流の概念図のように流域と河道とを分離し、流域湛水位と河道湛水位が相互に影響しあう水理現象を忠実に再現し得ることと、流域の氾濫流は通水能を考慮することにより氾濫部の内部機構を盛り込んだことにある。従来の不定流による氾濫モデルは氾濫部を流れのない貯留池と考え、内部機構が無視されているとともに氾濫部の水位と河道水位がレベルで両者のやりとりが水理的に明確でなく、氾濫による遅れ機構を表現するには实际的でない点が当流域に適用する場合の最も大きな問題点と考えられる。

3.2 モデルの構成

シミュレーションモデルは、斜面流出過程を表す降雨損失モデルと斜面流出モデル、氾濫流下過程を表す河道追跡モデルと氾濫モデルから構成されている。

以下、これらについて簡単に説明する。詳細については参考文献を参照されたい。

3.2.1 斜面流出過程

① 降雨損失モデル

有効降雨モデルとしては $f_1 \sim R_{SA}$ 型モデルを使用する。すなわち

$$\text{有効降雨 } Re(t) = \begin{cases} f_1 \cdot R(t) : \sum_t R(t) \leq R_{SA} \\ f_{SA} \cdot R(t) : \sum_t R(t) \geq R_{SA} \end{cases}$$

$f_1 \cdot R_{SA}$ の値は土地利用毎に異なるが今回は、鶴見川の将来流量の予測検討で用いた値をそのまま用いることにする。

その値は、表-3 のようである。また、今回は $f_{SA}=1$ としている。

表-3 $f_1 - R_{SA}$

	宅 地	水 田	畑	山 林
一次流出率 f_1	0.75	0.0	0.50	0.25
飽和雨量 R_{SA}	70	50	50	150

② 斜面流出モデル

準線型貯留型モデルを用いた。これにより氾濫原への流入量を推算する。

流域貯留高を S ，有効雨量を r_e ，貯留係数を K ，流出高を q とすれば次式となる。

$$\left. \begin{aligned} S &= K \cdot q \\ \frac{dS}{dt} &= r_e - q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで貯留係数Kは、洪水到達時間を t_c とすれば吉野の研究によれば $K \div t_c / 2$ の関係にあり、到達時間 t_c は降雨強度によって変化する非線型性が考慮されている。

t_c は京大角屋教授の提案した経験式を用いた。流域面積をA, 定数をCとすれば

$$t_c = C \times A^{0.22} \times r_e^{-0.35} \dots\dots\dots (2)$$

である。この t_c と流出ピークと降雨ピークの時間差 t_d の間には $t_c \div 2 \cdot t_d$ の関係があるといわれている。

Cは、等価粗度と流域勾配の関係で土地利用の種目毎に決定される。

表-4 地目毎の定数C

宅 地	水 田	畑	山 林
53	660	210	350

3.2.2 氾濫流下過程

① 河道追跡モデル

周知のとおり不定流の運動式、連続式は次のように表わされる。

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{\partial H}{\partial X} + \frac{n^2 |V| V}{R^{4/3}} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = W \dots\dots\dots (4)$$

ここに V : 流速 (平均流速) (m/s) R : 径深 (m)
 H : 水位 (m) n : 粗度 A : 流水断面積 (m^2)
 W : 横流入量 ($m^3/s/m$) Q : 流量 (m^3/s)

木下は、運動式の各項のオーダーの見積りから次のように簡略化しても大差はないという一応の判断基準を与えている。

$$i) S > \frac{1}{1,000} : -S + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0 \qquad ii) S > \frac{1}{3,000} : \frac{\partial H}{\partial X} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0$$

$$iii) S < \frac{1}{3,000} : \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{\partial H}{\partial X} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0$$

これらを参考にするとともに、距離差分が $\Delta X = 3.0 \text{ Km} \sim 5.0 \text{ Km}$ と大きいことも考慮し、簡略化する立場にたって結局、当調査において(5)式を採用することにした。

$$\text{すなわち} \quad \frac{\partial H}{\partial X} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

但し、感潮部河道のみ(3)式を用いるものとした。

(3), (4)式は、非線型双曲線型偏微分方程式でその解析解を求めることはできないので差分化し、数値計算により解を求める。数値計算を行なう際の手法としてLeap-frog法を用いた。Leap-frog法は、水位計算地点と流量計算地点を互いに $\Delta X / 2$ だけずらして設定し、運動式と連続式の厳密な連立化をせず、すくなくとも上・下2つの流量計算地点間での質量の保存則だけは満足させようとするもので、計算の精度を落すことなくトライアル計算をなくし、計算労力を大幅に軽減できる手法である。

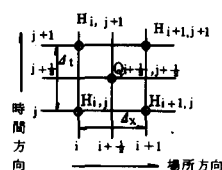


図-5

② 氾濫モデル

氾濫部へ流入する流域斜面流は、準線型貯留型モデルによる計算結果を与える。氾濫流は図-4の概念図に示すとおり氾濫部から河道に流入する横方向の流れと、下流の氾濫部へ流入する縦方向の流れが存在するとした。これにより横方向の流れは河道水位、縦方向の流れは下流氾濫部の湛水位の影響を受けるものとする。この場合氾濫部と河道の連続式は別個に適用されることになる。

また、横方向、縦方向の流れに築堤、樋管、樋門等の河川構造物、自然堤防、台地、鉄道、道路等の流水障害物があれば、これを容易に考慮することが可能である。

氾濫流の抵抗則は、氾濫部を流水の河積として評価し通水能Kの概念を導入する。

$$K = \sum K_{\ell}$$

$$K_{\ell} = \frac{(H - Z_{\ell})^{5/3}}{N_{\ell}} \cdot \Delta B_{\ell}$$

ここに K_{ℓ} : 通水能 Z_{ℓ} : 地盤高
 B_{ℓ} : 氾濫幅 N_{ℓ} : 氾濫部の粗度

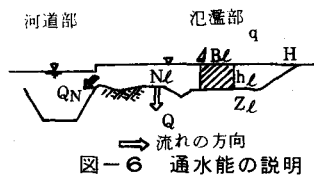


図-6 通水能の説明

上式は、湛水位が決まれば一意的に定まる量であるので予め

氾濫流の抵抗特性として数値化しておくことが可能である。この様にして複雑な氾濫流の流積及び抵抗を概念的に定義する。

通水能を使用して基本式(4)、(5)を次式に差分化した。

$$Q_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}} = \pm \sqrt{\frac{H_{i+1, j} - H_{i, j}}{\Delta X}} \cdot \frac{K_{i+1} + K_i}{2} \dots \dots \dots (6)$$

$$H_{i, j+1} = H_{i, j} + \frac{1}{AS_{i, j}} \cdot (Q_{i-\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}} + q - Q_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}} - Q_N) \cdot \Delta t + \tau_{j+\frac{1}{2}} \cdot \frac{Ac}{As} \dots \dots \dots (7)$$

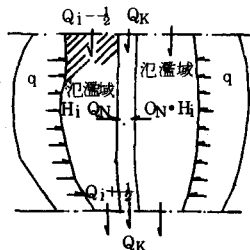


図-7 氾濫部の流れ図

(6)式が氾濫部の流量、(7)式が水位を求める数値計算式である。

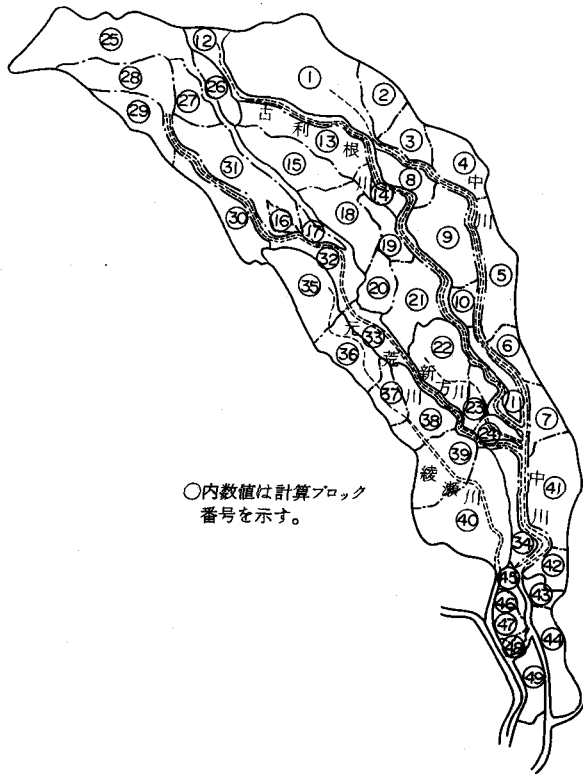
3.2.3 流域のブロック構成

数値計算上の宿命的な問題であるが、計算にあたって流域と河道を有限要素に分割する必要がある。

この際に配慮されなければならないことは、まず流域界、排水系統、有堤、無堤、洪水の湛水、流下特性等対象域の地形特性と流出特性が十分に考慮されていることと、河道改修や治水施設の効果が正しく評価可能であることである。

このような意味での実用性を損わない限り計算労力を軽減するために時間差分 Δt 及び距離差分 ΔX はできるだけ大きくとった方がよい。そこで今回は、大胆に流域の分割を図-8のごとく最小限にとどめることを試みた。具体的には流域面積を約50分割し、ブロックの平均流域面積を20 Km² とし、河道については3～5 Km分割とした。

この結果、このモデルが基礎式の差分計算という性格をはなれやや概念モデルになっている嫌いはある。



○内数値は計算ブロック番号を示す。

図-8 中川流域ブロック分割図

3.3 モデルの同定と信頼性

モデルの同定すべき定数は、河道のマニングの粗度係数 n と流域のマニングの粗度係数（氾濫原の粗度） N である。

同定に利用できる観測資料は過去の洪水の中では、昭和33年9月洪水については吉川地点をはじめとして流域内の各地点で人力を動員した精力的な観測が実施されている。

そこでモデルの同定に用いる洪水としては、まず昭和33年9月洪水の吉川地点の流量及び水位とし、信頼性の検証は昭和36年6月、昭和41年6月洪水を対象とした。図-9はモデルの同定結果である。

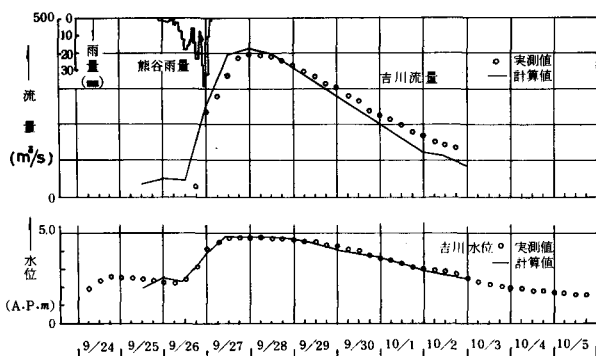


図-9 S.33.9 モデルの検討及び同定結果

定数は河道の粗度係数は $n = 0.03$ 、氾濫原の粗度係数は $N = 0.2$ が最も良く現象を再現するようであり、他の2洪水についても同様であった。

図-10～図-11は定数同定時の各ブロックの計算河川水位と氾濫原水位とブロック内の湛水位記録を示したものである。概略各ブロックの湛水特性が表現されている。

全般的にみてモデルがかなり大まかなものであるにもかかわらず非常に良く一致しており、モデルの構成及び推定定数がほぼ妥当なものであったと言える。

また、この程度の適合度であれば改修方式・流量計画検討の立場からみればこのモデルは十分に信頼できると考えられる。

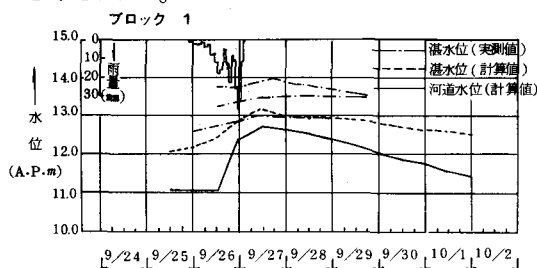


図-10 河川水位と氾濫原水位

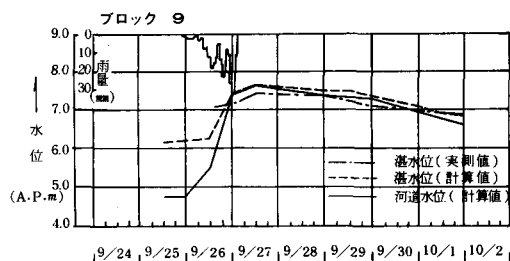


図-11 河川水位と氾濫原水位

4. 低平地河川の治水方式

流出氾濫シミュレーションを実施し、低平地河川の治水方式について若干の考察を行なった。

4.1 都市化と流出氾濫形態の変化

中川流域は近年特に高度成長期以降首都圏のベッドタウンとして急激に都市化が進行し、治水施設整備の相対的遅れにより治水的に一層劣悪な状態になりつつあると言える。

図-12は地形別の土地利用の変遷を示したものである。現況流域における市街化率は約27%である。

一般に流域の都市化は洪水流出の到達時間を早め、流出量を増大させると言われている。また低平地の場合は

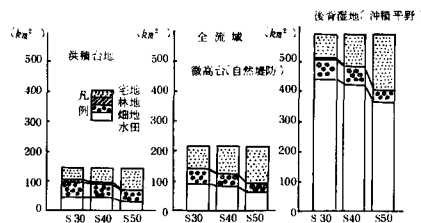


図-12 地形別土地利用状況の変遷

土地造成のための盛土によって遊水機能が損なわれることが考えられる。

図-13は昭和33年9月洪水を対象にし、市街化率を25%, 50%, 100%と想定しこのときの吉川地点における洪水流出量の変化を示したものである。図-14はブロックNo2(大利根町)の湛水位の変化をみたものである。また図-15はブロックNo2とNo22のみを100%市街化した場合の周辺流域への影響図である。

これ等から明らかなように都市化により吉川地点の洪水流出量の変化は思ったより少なく、それよりも流域湛水位の変化が大きい。

このことは、一般の河川と異なり低平地河川の特徴と言えよう。すなわち、都市化により確かに流域斜面流出の到達時間が早まり洪水流出量が増大するが流出波形をみて明かなように、この遅れ機構

に比べ流域湛水による遅れの方がはるかに大きいために都市化による流出の変化が吉川地点の洪水流出に直接大きな影響を及ぼさなかったと考えられる。また、流域湛水量は完全市街化により $175 \times 10^6 m^3$ から $206 \times 10^6 m^3$ と約 $30 \times 10^6 m^3$ 増大し、盛土も影響し湛水位はかなり上昇しているにも拘らず流域湛水は容易に河道に排除されないようである。

このことは通常の流域開発に伴う盛土による容積の減少は湛水量の減少には結びつかなく、周辺の浸水区域と浸水深を増大させ地域全体としてはほぼ従前の貯留量が確保され、下流域や周辺流域への影響が小さいことを示している。

すなわち低地地区の開発は、開発者自身が被害者になることを示しているが、詳細については更に今後の検討が必要と考えられる。

4.2 河道改修と流域湛水

昭和33年9月実績降雨を対象とし流域条件は流域完全都市化(市街化率100%)を想定して河道改修の効果について検討を行なった。

図-16は中川本川の河床縦断面形を示している。主要幹川古利根川、新方川、元荒川、綾瀬川についても本川の掘削規模に応じて掘削又は一部拡幅を行なった。図-17は吉川地点における洪水流出量、表-6は

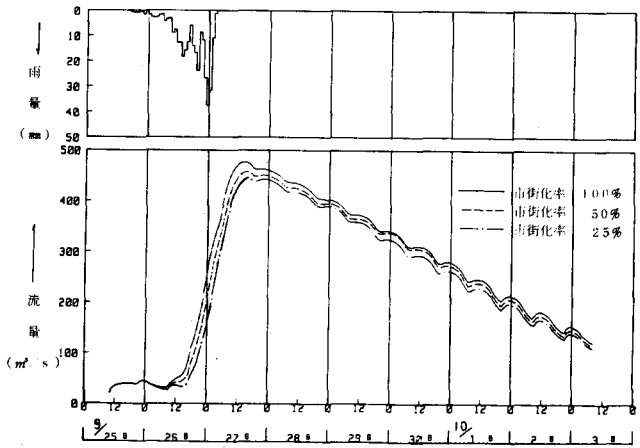


図-13 都市化と洪水流出量の変化(吉川地点)

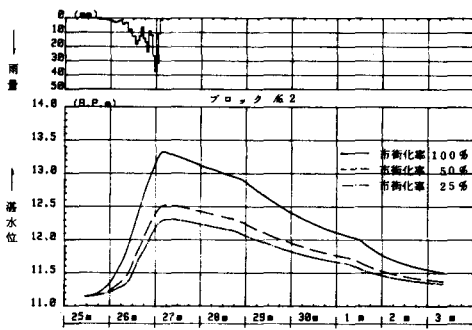


図-14 都市化と湛水位の変化

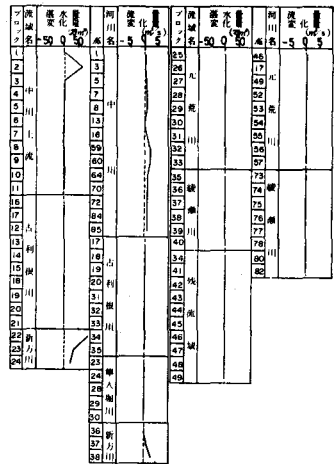


図-15 ブロックNo2とNo22のみ完全市街化とした場合の周辺流域への影響図

表-5 都市化による湛水量の変化(全流域)

	市 街 化 率		
	25%	50%	100%
湛水量 ($\times 10^6 m^3$)	175	187	206

ピーク流量，ピーク流量時までの総流出量，流域湛水量について示したものである。

河道改修の程度によって洪水波形が鋭敏に反応するのがわかる。

通常の河川においては対象流域において計画降雨が与えられると，これによって流出する洪水流量は一意的に定まるとされている。例えば洪水観測に基づいてその流域の流出特性の解析が行なわれるとあとは任意の計画降雨に対して洪水流量をそれぞれ一つ算出することができる。これに対して低平地河川においては流域内の氾濫水量の多少によって洪水流量が大きく変化する。流域内の氾濫量は河道の疎通能力によって変化するから，結局河道の疎通能力の大きさの設定如何で同一の降雨に対しても洪水流量が変化することになる。従って流量計画検討においてはまず第一に与えられた計画降雨の下で河道の疎通能力と氾濫水量の関係を調べることが重要である。

また，河道改修による洪水流出量の増大に比較して湛水排除効果は思ったより小さいのがわかる。ここで対象とした河道改修は幹川水路のみであり，流域内の小排水路網については現況のままである。このことは，低平地流域においては流域内の排水路抵抗が非常に大きいことを示しており，湛水問題を根本的に解消するには幹川水路の整備水準に合わせて流域内の排水路網の整備水準も向上させなければならないことを示していると考えられる。

4.3 自己完結型の治水方式

都市化による影響を排除するため，河川改修が都市化と併行して行なわれることが望ましいが，往々にして都市化と河川改修とは進捗が一致しない。そのためあるまとまりをもった地域の中で，その地域内で行なわれる開発の影響をその地域内で吸収できるように配慮するような治水方式が考えられる。

流域の都市化による損失の減少に対しては地下浸透を増大させる方法がある。また流出増に見合う貯留施設を用いる方法もある。

盛土による貯留量の減少に対しては，これと同量の貯留容量を周辺又は他の場所に確保する。

このような方式が本来の河川改修による治水に比べて経済的であるかどうかについては検討の余地があるが，中川のような流域面積の大きい河川においては上流部まで河川改修が進行するには相当時間がかかるので，少なくとも当面の治水方式としては十分に有効と思われる。

埼玉県において，このような方式が試行されつつある。

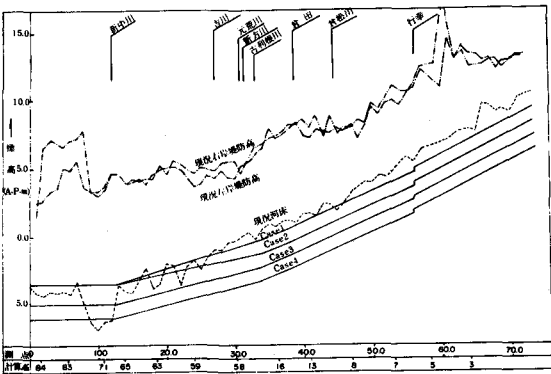


図-16 河道改修縦断面形（中川本川）

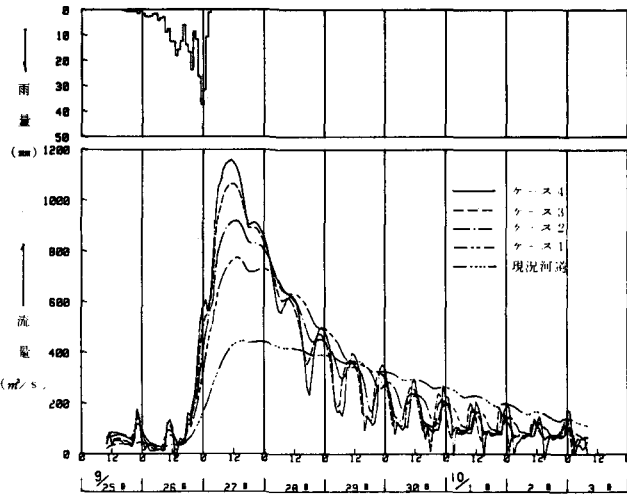


図-17 河道改修と洪水流出形態の変化（吉川地点）

表-6 河道改修と吉川流量，流域湛水量

河 道	吉川地点 ピーク流量 (m^3/s)	吉川地点 ピーク流量までの 総流出量 ($\times 10^6 m^3$)	流域湛水量 ($\times 10^6 m^3$)
現 況 河 道	445.5	20.1	111.0
Case 1 河道	774.0	34.3	88.7
Case 2 河道	919.3	38.9	82.8
Case 3 河道	1064.9	42.0	79.2
Case 4 河道	1158.0	42.7	76.9

5. あとがき

低平地河川の流出氾濫機構は本研究で行なった方法でモデル化が可能であることがわかった。

また、流出氾濫シミュレーションを通じて低平地河川の治水方式を検討するうえでの基本的事項について若干の考察を行なった。

今後は、河道改修とポンプ、放水路、流域貯留施設等の治水施設の最適決定手法、治水上の上・下流問題と全流域的な洪水被害軽減策等について検討を進めていきたいと考えている。

最後に、今回の検討にあたって御助力をいただいた建設省江戸川工事事務所の方々、また論文作成に御協力をいただいた㈱東京建設コンサルタント高津頼臣氏に深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 佐々木・石崎 「低平地河川の流出機構と改修方式」 第34回年講
- 2) 橋本・長谷川 「土地利用変化を評価する流出モデル」 土木技術資料 19-3
- 3) 石崎・岡田 「氾濫を伴う洪水の計算」 土木技術資料 18-7
- 4) World Meteorological Organization 「Intercomparison of conceptual models used in operational hydrological forecasting」 WHO OH Report.