

ISSN 0386—5878
土木研究所資料 第2175号

氾濫シミュレーション(2)

—治水研究〔12〕—

—氾濫現象の実態調査と
氾濫モデルの適用性に関する検討—

昭和60年3月

建設省土木研究所
河川部総合治水研究室

治水研究〔12〕

氾濫シミュレーション（2）

—氾濫現象の実態調査と
氾濫モデルの適用性に関する検討—

総合治水研究室 山 本 晃 一
末 次 忠 司
桐 生 祝 男

要 旨

本報告書は、氾濫現象を再現・予測する場合に必要となる地形特性と氾濫特性の関係、地形に応じた氾濫モデルのあり方を既往の氾濫現象の実態調査を通して検討したものである。これらの関係と実態調査結果より、氾濫シミュレーションを実施する場合のモデルの適用性、モデル定数の与え方、計算安定条件の設定の仕方等の問題点を明らかにした。

キーワード：氾濫シミュレーション、氾濫予想マップ、破堤、氾濫モデル、氾濫原粗度係数、計算安定条件

目 次

緒 言

第1章 氾濫シミュレーションの必要性	1
1-1 河川計画と氾濫予測	1
1-2 シミュレーション結果の活用	3
1-3 氾濫予想マップへの応用	4
1-4 既往の調査・研究	8
第2章 氾濫現象の実態	13
2-1 外水氾濫による水害被害の実態	13
2-2 破堤原因の分析	15
2-3 氾濫現象の実態	18
2-3-1 地形特性と氾濫形態	18
2-3-2 氾濫形態の分類	21
2-4 破堤形状の分析	24
2-4-1 破堤幅の関数	24
2-4-2 破堤幅の時間的变化	26
2-4-3 破堤（落堀）形状	28
第3章 氾濫モデルに関する基礎的検討	31
3-1 氾濫モデルの概要	31
3-2 氾濫モデルの感度分析	36
3-2-1 氾濫原勾配と氾濫状況	38
3-2-2 氾濫モデルと氾濫状況	38
3-2-3 ポンド形状と氾濫状況	39
3-2-4 流水疎害率と氾濫状況	40
3-3 モデルの適用性に関する検討	41
3-3-1 氾濫原勾配から見たモデルの適用性	41
3-3-2 モデルの利便性の比較	44
第4章 計算条件の与え方	46
4-1 氾濫原粗度係数の与え方	46
4-1-1 水理学的側面から見た粗度係数	46

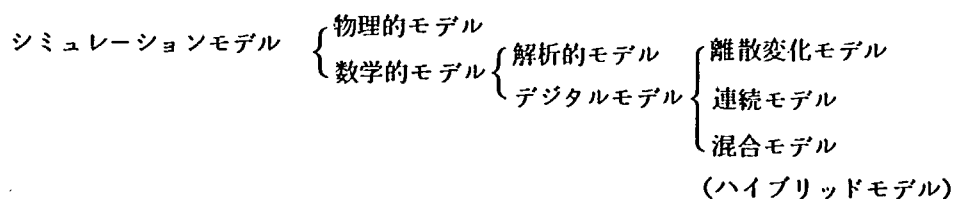
4-1-2 河川高水敷における粗度係数	48
4-1-3 氾濫実績から見た粗度係数	48
4-2 流量係数の与え方	51
4-3 計算安定条件	52
4-3-1 計算条件の設定	52
4-3-2 氾濫原の大小分割	53
第5章 シミュレーション上の問題点とその解決策	55
— まとめて代えて —	
5-1 地形特性と氾濫モデル	55
5-2 氾濫原粗度係数	55
5-3 計算安定条件	56
5-4 その他の注意事項	56
結 語	60
参考文献リスト	61
参考資料〔I〕 新聞に見る水害意識の分析	65
参考資料〔II〕 社会的に見た氾濫現象	80
— 水害による社会的損失・利得とは —	

緒 言

治水理念として、流域まで含んだ面的な治水（総合治水思想）が打ち出されて、昭和54年度から総合治水対策特定河川事業が実施されてきている。総合治水対策の特徴的な点を挙げるとすれば、第一には将来の都市化・圃場整備・森林開発に伴う保水・遊水機能の減少に対する対策であり、第二には浸水しやすい区域への人口・産業・資産の集中の是正、およびその適正な土地利用のあり方を提示するための対策であり、第三にはこれらの対策を効率的に実施するための流域関係機関への働きかけ（関係省庁・部局、地方自治体との協議）の3点が特徴的な点である。

なかでも二番目に提示した対策は特に重要であり、これまでに洪水想定氾濫区域図や浸水実績図といった静的な氾濫マップが作成され、河川管理者だけでなく流域住民の方々にも、自分達が住んでいる土地の条件（水害の履歴および危険性）を知ってもらうのに役立っている。しかし、流域の情勢、例えば都市化の進展に伴う流出増や地形改変に応じて氾濫現象は水理水文的にも、社会的にも変化し続けるものであるので、動的なファクターを含んだ氾濫予想マップの作成が必要となろう。本研究は、以上の要件を満たす氾濫予想マップを作成するための氾濫シミュレーション手法について基礎的な検討を行ったものである。

simulation という言葉は、元々ラテン語の simulo（まねる、まねをする）から派生した言葉であり、1940年代の末にアメリカ人のフォン・ノイマンとウラムがモンテ・カルロ法（一様な乱数を用いた数値実験）により核遮蔽の問題を解いたとき、その手法をシミュレーションと呼んだのが始まりである。氾濫シミュレーションとは、氾濫現象を物理的に再現しうる様な数値モデルを作成し、流域の持つ種々の条件を境界条件やモデル定数といった形でモデルに組込むことにより、時々刻々の氾濫状況を表示すると共に、そのときの水量を把握する手法のことである。シミュレーション・モデルの種類で言えば、数学的デジタル連続モデルである。



氾濫シミュレーションを水理模型実験や洪水危険地図による氾濫の予測と比較すれば、特に土地利用などの流域条件の変更が容易なため、将来における氾濫状況の予測などに有利である。しかしながらシミュレーション手法に関する問題も多い。それはシミュレーションの歴史は浅く、未だ手法として確立していないということもあるが、氾濫シミュレーションに関して言えば、①モデルの適用性、②モデル定数の設定、③氾濫原情報の読取りとそのスケールなどがシミュレーションにあたっての問題である。

本研究では、以上の問題点のうち、特に①と③に重点を置いて解析を進めることにより、どの地形特性にはどの氾濫モデルが対応し、また計算の安定性を考えて氾濫原情報をどの様に計算にインプットすれば良いのかを明らかにする。更にシミュレーションにより得られた結果を氾濫予想マップ等にどの様に应用すれば良いのかを考察する。

図 表 リ ス ト

		図		表	ページ
1-1	1.1	氾濫シミュレーションの対象洪水	1.1 1.2 1.3	河川計画の分類 完成堤整備率の経年変化 地建別氾濫シミュレーション実施例	1 1 2 2
1-2	1.2	氾濫シミュレーションの応用範囲			3
1-3	1.3 1.4 1.5	液状化危険度分布図 東京の地震危険度 災害危険度分布図	1.4	洪水危険地図の一覧表	4 4 5 6, 7
1-4	1.6	調査・研究フロー図	1.5	既往の研究論文一覧表	8 9~12
2-1	2.1 2.2 2.3	破堤被害の経年変化 一般資産等被害額の原因別シェア 被害密度の変遷			13 14 14
2-2	2.4 2.5	越水に伴う破堤プロセス 破堤原因の経年変化	2.1 2.2 2.3	破堤原因の分類 (1) " (2) " (3)	15 17 17 17 17
2-3	2.6 2.7 2.8 2.9 2.10	カスリーン台風による利根川・東村堤防決壊時の氾濫流の到達時刻と流向 カスリーン台風による北上川の氾濫状況 狩野川台風による狩野川の氾濫状況 黒部川の氾濫状況（昭和44年） 氾濫特性の特徴とその模式図	2.4 2.5 2.6 2.7	地形特性の分類 氾濫特性による氾濫形態の表示 氾濫形態の実態調査結果 地形特性と氾濫特性	18 19 19 20 20 21 22 23 24
2-4	2.11 2.12 2.13	△Hと破堤幅の関係 川幅と破堤幅の関係 実験に見る破堤幅の時間的变化	2.8	破堤条件の与え方の実例 (1)	25 25 26 27

	図	表	ページ
2-4		2.9 破堤条件の与え方の実例 (2)	27
		2.10 氾濫水による洗掘の状況	28
	2.14 掛斐川破堤に伴う落堀		29
	2.15 牧田川 "		29
	2.16 山崎川 "		30
	2.17 遠賀川 "		30
3-1	3.1 マスキング法の概念図	3.1 氾濫モデルの分類表	31
	3.2 簡易一次元不定流モデルの概念図		32
	3.3 越流ポンドモデルの概念図		33
	3.4 氾濫ポンドモデルの概念図		33
	3.5 開水路ポンドモデルの概念図		34
	3.6 二次元不定流モデルの概念図		34
		3.2 施設・地形特性と氾濫モデル	35
3-2	3.7 氾濫原勾配による氾濫域の違い	3.3 計算ケース一覧表	36
	3.8 氾濫モデルによる氾濫状況の違い	3.4 計算条件一覧表	37
	3.9 ポンド形状による氾濫状況の違い		37
	3.10 流水疎害率による氾濫状況の違い		38
			39
3-3	3.11 各項の時間的変化		40
	3.12 不定流式の各項の比較 (y 方向)		40
	3.13 不定流式の各項の比較 (x 方向)		40
		3.5 氾濫計算の演算労力	42
4-1	4.1 氾濫原粗度係数の関数式		43
	4.2 } n ~ h 関係図		44
	4.8 }		49
	4.9 小貝川氾濫時の v ~ h 関係図		50
	4.10 小貝川氾濫時の n ~ h 関係図		50
4-2		4.1 本間公式の流量係数 (1)	51
		4.2 本間公式の流量係数 (2)	51
4-3	4.11 安定計算の領域区分図		52
	4.12 Δt による氾濫流の伝播の違い		53
	4.13 A による氾濫流の伝播の違い		53
5-1		5.1 地形特性と氾濫モデル	55
5-3	5.1 慣性項の影響を小さくする氾濫原の分割方法		56

	図		表		ページ
5-4	5.2	ダミーボンドの設定			56
	5.3	流出制限水深 hr の設定			57
	5.4	水面勾配の時間的变化			57
I-1	I.1	メディアの報道機能の比較			66
	I.2	戦後上位 10 位の水害被害状況			67
	I.3	建設省所管公共土木施設被害額の月別額			68
I-2	I.4	水害被害額と記事量 (昭和 36 年)	I.1	水害記事の項目別一覧表	69
	I.5	水害被害額と記事量 (昭和 47 年)			70
	I.6	水害被害額と記事量 (昭和 57 年)			70
	I.7	水害被害額と記事量の相関関係			71
	I.8	水害被害の経年変化			72
					73
I-3	I.9	事業内容別行政投資シェアの動向			74
I-4	I.10	掲載された用語の経年変化			75
			I.2	投稿者の属性一覧表	75
			I.3	投書欄「声」にみる水害意識 (昭和 36 年)	76
			I.4	同上 (昭和 47 年)	77
			I.5	同上 (昭和 57 年)	78
II	II.1	一般資産等被害額に占める破堤被害額の割合			81
	II.2	水害により不便を感じた項目 (1)	II.1	内水被害の実態調査	81
	II.3	同上 (2)			82
					83
			II.2	水害統計でカウントされている項目	84
			II.3	既往の間接被害調査	84
	II.4	水害の発生に伴う損失と利得	II.4	間接被害の項目	85
					85

第1章 氾濫シミュレーションの必要性

1-1 河川計画と氾濫予測

治水事業は社会や産業の発展を陰で支える国土保全事業であり、現在ナショナル・ミニマム計画や工事実施基本計画といった長期的視野のもとで事業が実施されている。¹⁾ このような洪水による

表 1.1 河川計画の分類

計画の区分		河川計画	計画期間	計画の性格
最終	超長期計画	工事実施基本計画	20年以上	構想計画
段階 計 画	長期計画	ナショナル・ミニマム計画	10～20年	基本計画 整備計画
	中期計画	5ヶ年計画	5～10年	事業化計画
	短期計画	年度計画	5年未満	事業実施計画

(出典：小柳・甲村・高島，建設省技術研究会，1982)

被害を軽減するための努力は古来より絶え間なく続けられてきたものである。しかし治水施設を整備したり，災害に強い街づくりを推進しているにも拘らず水害被害額が減少しないのは，財政的・社会的な制約条件により，完全に河川を改修するには相当な期間と費用を要するためである。因みに，幹線流路延長上位5位の河川における完成堤整備率の経年変化を示せば，表1.2の様になっている。²⁾

表 1.2 完成堤整備率の経年変化

河川名	幹線流路延長	S 56.4	S 51.4	S 46年度末	S 41年度末
信濃川	367 km	106 km	132	61	36
		530 km	530	514	397
利根川	322	805	732	680	552
		1,477	1,408	1,430	971
石狩川	268	597	438	307	—
		1,212	1,203	1,123	—
天塩川	256	234	125	69	—
		399	471	311	—
北上川	249	146	149	165	140
		468	509	364	351
5河川の合計	1,462 km	1,888 km	1,576	1,282	—
		4,086 km	4,121	3,742	—
		46.2 %	38.2 %	34.3 %	—

注) 上段 …… 完成堤区間の延長 (km)

下段 …… 堤防不必要区間を除いた堤防区間の延長 (km)

この様に治水施設が完全に整備されていない状況においては、氾濫を考慮し、かつ上位計画との整合を図った治水計画を樹て、治水計画と土地利用との調整を図らなければならない。特に総合治水対策においては、流域整備計画のなかで流域で分担すべき流量（保水・遊水・低地地域流量）が治水計画の青写真上に描かれている他、耐水化や土地利用規制、それに応じた水害保険のあり方が議論されているが、それらに必要な洪水想定氾濫区域や水害保険の保険料率等の根拠となる治水経済調査においても氾濫解析の計算結果が調査の基礎となってくる。

こうした観点から、全国の河川において氾濫シミュレーションが実施されている。その実施例を洪水別・地建別で示せば、図 1.1、表 1.3 の様になる。昭和 45 年以降の氾濫現象が数多くシミュレートされていることから、近年氾濫シミュレーションの需要が高まっていることが分る。

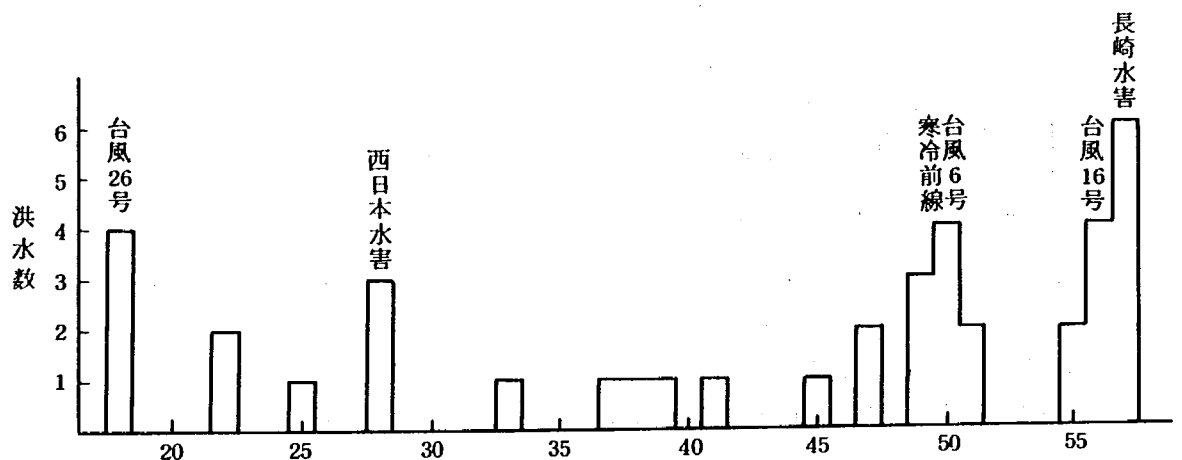


図 1.1 氾濫シミュレーションの対象洪水

注) 直轄河川についてのみの調査である

表 1.3 地建別氾濫シミュレーション実施例

モデル	地建	北海道	東北	関東	北陸	中部	近畿	中国	四国	九州	計
貯留関数法			1			2				1	4
マスキング法						1		1			2
簡易一次元不定流モデル				1				1			2
越流ポンドモデル	2					1					3
開水路ポンドモデル			2	2	1	1	1	1		1	9
氾濫ポンドモデル	1		1	1	1	1			1		6
二次元不定流モデル			1	3	2	1	3			3	13
その他	1				2	3		1	2	1	10
計		4	5	7	6	10	4	4	3	6	49

注 1) 直轄河川についてのみの調査である。(59 年度時点)

注 2) モデルの名称は従来の名称とは異なっている。詳しい事は「3-1」を参照のこと。

注) 建設省内に設けられた水害保険制度研究会において、一戸当たり年間約 1,500 円の負担で床上浸水以上の被害に対して保険料が支払われる制度を検討している。³⁾

1-2 シミュレーション結果の活用

氾濫シミュレーションにより得られる氾濫水理量は以下の通りである。

- ・ 氾濫流の伝播 {
 - a) 氾濫域の時間的变化
 - b) 最大氾濫域
- ・ 浸 水 深 {
 - c) 浸水深の時間的・場所的变化
 - d) 浸水時間
 - e) 浸水頻度
 - f) 最大浸水深
- ・ 氾 濫 流 速 {
 - g) 氾濫流速の時間的・場所的变化
 - h) 最大氾濫流速

これらの水理量のうちで、どれが重視されるかは氾濫解析の目的により異なるが、人命の保護（避難・誘導）や洪水被害の最小化（耐水化・二線堤など）を第一の治水目的と考えれば、a), c), e), が重要となろう。

次に、これらのシミュレーション結果を実際の治水対策メニューに対応させれば図 1.2 の様になる。⁴⁾ これより各種、各レベルの治水対策に適用できることが分る。

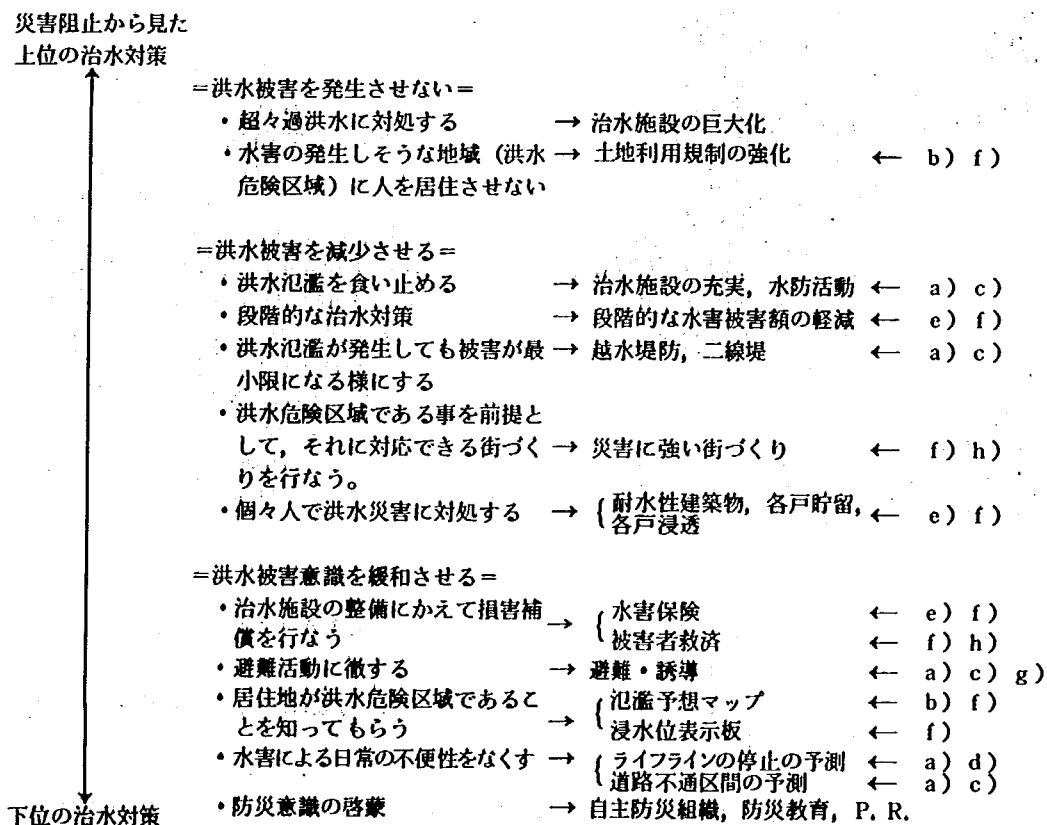


図 1.2 氾濫シミュレーションの応用範囲

1-3 氾濫予想マップへの応用

氾濫シミュレーション結果の応用のなかで、最も重要視されねばならないのは氾濫予想マップへの応用であろう。同種の洪水危険地図には、表 1.4 に示す浸水実績図^{*}などがあるが、このなかで予測した氾濫状況を図化したものは、東京都と建設省で作成した洪水氾濫予想区域図などに限定されている。

これは、氾濫予想図の公表に伴い、氾濫区域の地価の下落や住民の不安感をあおるといった悪影響が懸念されたためである。しかし、昭和 56 年度から実施されている浸水実績図の公表などに対する住民の反応は良く、むしろ「過去よりも現在の水害危険性の表示をしてほしい」とか、「本川水位上昇による支川の越水、逆流等の危険区域の表示、浸水時の堤防決壊場所の表示をしてほしい」といった積極的な意見が多く⁵⁾、建設省においても昭和 60 年度に浸水予想区域図の公表を予定している状況である。

こうした危険度マップは、水害に限らず他の災害予測においても公表されている。危険度の表示の仕方、マーキング等参考になる事が多いので、例として液状化・地震・斜面崩壊の危険度マップを掲示しておく。

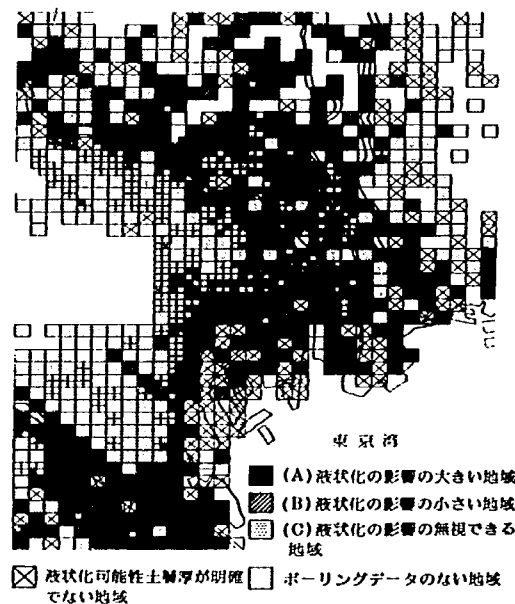


図 1.3 液状化危険度分布図

(関東地区南部)

(出典：近藤益夫，第 22 回土木研究所研究発表会資料，1983)

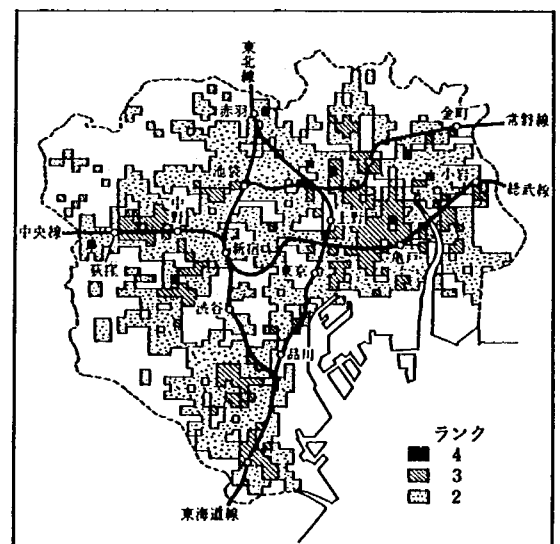


図 1.4 東京の地震危険度

(出典：守屋喜久夫，災害の地理学 1984)

注) 昭和 59 年末現在，全国 262 河川（総合治水対策特定河川の 14 河川を含む）で公表されている。

(出典：大矢雅彦，地形分類の手法と展開，1983)



写真-1 読売新聞（昭和59年5月31日）

写真-2 朝日新聞(昭和58年8月14日)

表 1.4 洪水危険地図の一覧表

	タ イ ト ル	機 関	概 要
現 地 水 害 調 査 に よ る 洪 水 危 険 区 域 の 把 握	濃尾平野南部の洪水 ・被害状況図及び洪水型	地理調査所 ($S=1/5$ 万)	伊勢湾台風 ($S. 34$) による洪水を対象として氾濫流況・浸水時間・最大湛水深・高潮到達限界を調査したもの。
	浸水実績図	建 設 省 ($S=1/5$ 万) or $1/2.5$ 万	主要出水により浸水した区域を航空写真・聞き込み等により調査作成したもの。 (昭和57年12月1日現在, 53河川について公表)
	洪水氾濫予想区域図	東 京 都 建 設 省 ($S=1/2.5$ 万)	他の洪水危険地図とは手法が異なり, 流量を合理式から計算し, これに対応した河道水位を等流計算によって算出し, これと等しい地盤高を有する地点まで浸水するとして作図する。氾濫が予想される場合は, 貯留計算により流量を低減させる。
既 往 の 氾 濫 実 績 ・ 地 形 ・ 地 質 等 か ら 氾 濫 流 況 を 類 推 す る 方 法	水害地形分類図 ⁴⁾	科学技術庁 資源調査会 ($S=1/5$ 万)	G.H.Q. 天然資源局の勧告で設立された資源調査会が, 木曾川下流の濃尾平野水害地形分類図 ($S. 31$) を作成したのが始まり。地形要素と洪水危険区域とが対応することに鑑み, 流域を扇状地・デルタ・旧河道……に分類した地形図で, 日本の大河川(木曾, 筑後, 石狩川)・東南アジアの河川(メコン, ジャムナ川)などについて作成されている。
	土地条件図	国土地理院 ($S=1/1$ 万) (or $1/2.5$ 万) (or $1/5$ 万)	伊勢湾台風 ($S. 34$) を契機として, 作成され始めた洪水危険図で, 航空写真・現地聞込を基にして, 主要出水に伴う浸水図の他, 地形分類・河川状態・地盤高の変動・崖崩れ危険地域を記入したもの。
	治水地形分類図	国土地理院 ($S=1/2.5$ 万)	長良川決潰 ($S. 51$) を契機として, 直轄河川について調査が進められ, 主に河川工事の基礎資料, 即ち, 河川堤防の立地する地盤条件の把握の他, 氾濫域の土地状況とその変化, 地盤高などを明らかにするべく作成された。

(出典: 末次・桐生・横山, 氾濫シミュレーション 1983)

備	考
① 氾濫流況と微地形との相関性を認め、浸水域における地形調査の必要性を明らかにすると共に、空中写真による判読の有用性を示した。 ② 洪水型を扇状地・海岸平野・後背湿地……の10タイプに分類し、洪水・被害状況図では、洪水期間を9段階で図中に表示している。 ③ カスリーン台風の際にも、同様の実態調査（利根川・荒川洪水状況図）が行なわれた。	
① 土地利用の適正化、家屋の建築、緊急時の水防・避難の便に資するためのソフトな治水対策である。 ② 流域住民に対して、水害の危険性を視覚的に説得できる。 ③ 降雨状況、土地利用状況の変化に対応した浸水域が予測できない。 ④ 総合治水対策特定河川（11河川について公表）に加えて、都市河川全般について公表すべきである。	
① 降雨は、降雨強度30, 50, 75mm/hrの君島型（$i = b/t^n + a$）を用い、降雨波形は中央集中型とする。 ② 流量計算に合理式を使う為に、平坦で流域面積が小さい流域（遅滞時間が短い流域）に対象が限定される。 ② 氾濫水位の低減を考慮できないので、最大氾濫区域を想定することになり、安全側の洪水危険表示ではあるが浸水域の時間的拡がり表現できない。	
① 24種類の地形要素に分けられ、特に、扇状地が詳細に分類されている。 ② 添付された報告書には、洪水氾濫の実態・解析だけでなく、河川改修と土地開発の歴史、地形発達史が記述され、水害が多面的に捉えられている。 ③ 内水氾濫発生場所・原因の予測、ならびに流域の三地域区分に利用できる。 ④ 地形要素に応じて、湛水しやすい地形、冠水しても排水良好な地形などに分類されており、水害の影響を受ける地域が視覚的に把握できる。 ⑤ 名古屋市南部では、洪水状況図と共に、建物に関する水防・土地利用規制に利用された。 ⑥ 氾濫流況は、地形図とも照らし合わせて、予測することが必要である。	
① 高潮に関して、高潮到達限界と地形との関係、湛水深、湛水日数が調査されており、ゼロメートルに位置する大都市、例えば、名古屋市では洪水危険区域の指定に利用された他、京浜地域、中川・荒川流域、大阪平野、京都など全国的に土地条件図が完成している。 ② 地形要素は46種類に分類されており、特に人工地形・変形地が詳細に分類されている。 ③ 地盤沈下の著しい地域などでは、地盤高の変動が激しい為、土地条件の変化状況を絶えず把握しておかねばならない。 ④ 土地条件は地形・地盤高・施設を三要素としているが、平野部における市街化の程度、山地部における土石流危険区域も表示することが望ましいと思われる。	
① 地形要素は49種類に分類されており、特に段丘・干拓地が詳細に分類されている。 ② 地形・河道に応じた排水機場の決定の他、種々の河川計画に利用され始めている。 ③ 流域単位としての特性、上中流域と下流域との関係の解析が可能となった。 ④ ダムの建設、農地・森林の開発によって水害形態が変化するので、開発に応じた分類図の修正が必要である。	

1-4 既往の調査・研究

これまでの節で見てきたように、氾濫計算に関する需要は近年特に増えてきている。それに対応して氾濫に関する種々の研究も進んできており、1970年以降だけで見ても、氾濫に関する研究論文（水害被害に関する報告書は除く）は50を超えている。研究の種類は、目的により①氾濫シミュレーションに関する研究、②水理模型実験による氾濫現象の研究、③その他（堤防の破壊特性・氾濫形態）の3種類に分類できるが、氾濫全般を取り扱った研究論文は数少ない。そのなかでも、西原巧の「氾濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究」は、破堤被害の実態と実流域への氾濫シミュレーションの適用ならびにその応用としての避難システムの研究について述べており、質の高い研究論文と言える。また数多くの氾濫現象を対象として、複数の氾濫モデルの適用を試みた建設省技術研究会の研究論文においては、地形特性に応じた氾濫モデルの適用性および計算の安定条件が示されている。最後に図1.6に今回の調査、研究フロー図を示す。

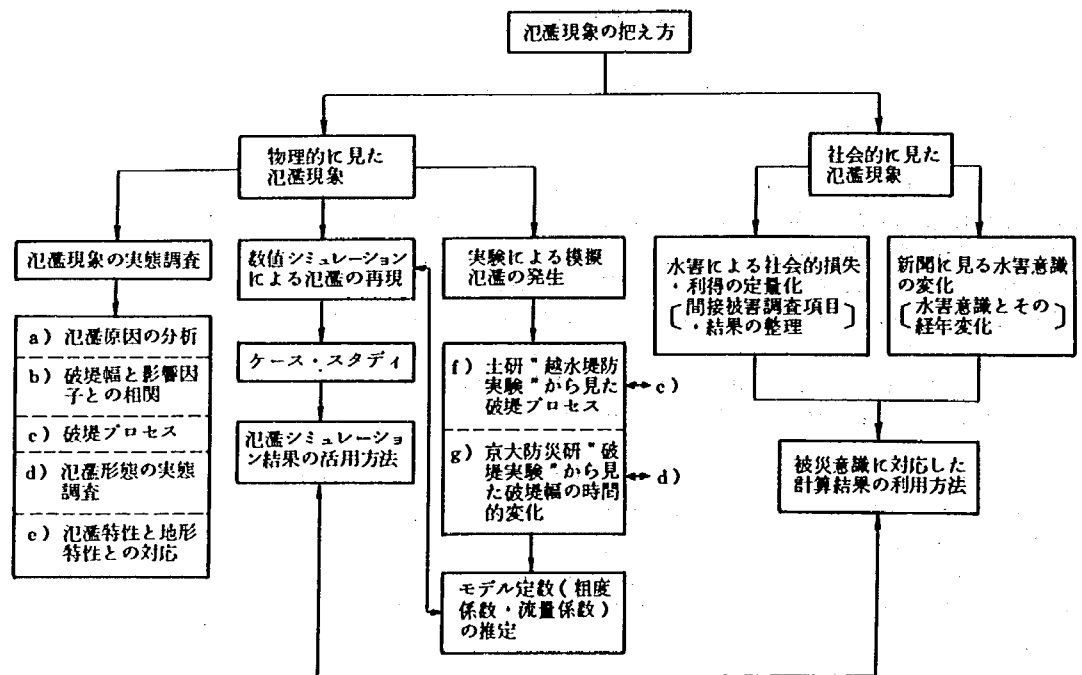


図1.6 調査・研究フロー図

表 1.5 既往の研究論文一覧表

年	氾濫シミュレーション	水理模型実験	その他
1971			・矢野勝正：水災害の科学 ・建設省土木研究所土質研究室：河川堤防の土質工学的研究 土研資料第 688 号
1976	・石崎，岡田：はん濫を伴う洪水の計算，土技資 ・石崎，山中，岡田：洪水危険地図，土技資		
1977	・土屋，石崎，佐々木：地域総合洪水防衛計画調査報告書その 2，土研資料第 1188 号 ・土屋，石崎，佐々木 巴川洪水氾濫予想地図解説書，土研資料第 1 2 3 8 号	・有賀世治：有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究（第 1 報），東海大学工学部紀要	
1978		・有賀世治：同上（第 2 報），東海大学工学部紀要	
1979	・大枝，横塚，見城，佐多，大平：中川総合改修計画調査について，建設省技術研究会 ・角屋，早瀬：巨椋低平流域の都市化と内水，京大防災研年報 ・内山，恒松，柏木，橋本：氾濫を考慮した洪水の再現検証，建設省技術研究会		・建設省土木研究所赤羽支所：河川堤防調査報告書 ・水谷，清水：災害地の土地条件，防災科学技術研究資料 ・丈達，市橋，泊：洪水避難システムの検討について，建設省技術研究会
1980	・角屋，早瀬，西村：巨椋低平流域の都市化と内水(2)，京大防災研年報 ・岩佐，井上，水鳥：氾濫水の水理の数値解析法，京大防災研年報		

		・石原, 小葉竹: 河川堤防破壊時の水流に関する実験的研究, 京大防災研年報 ・藤田, 田村, 村本: 河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的考察, 自然災害科学総合シンポジウム	・吉野, 土屋, 須賀: 越流水による堤防法面の破壊特性, 水講 ・吉野, 中島: 氾濫計算結果を利用した浸水危険度評価法に関する一検討, 年講
1981	・角屋, 早瀬: 巨椋低平流域の都市化と内水(3), 京大防災研年報 ・角屋, 早瀬: 同上(4), 京大防災研年報 ・石崎, 大村: 低平地河川の治水方式について, 水講 ・鶴巻, 奥田, 神月: 平面流れとして取り扱った氾濫シミュレーションについて, 水講 ・西原巧: 氾濫解析とその現地流域への適用(I), (II), 水利科学		・吉野, 吉川, 中島: 既往大出水による氾濫状況の再現とその評価, 土木学会関東支部 ・吉野, 中島, 齊藤: 横越流モデルによる堤防越流状況の検討, 年講
1982	・吉野, 山本, 吉川: 洪水危険度評価地図について, 水講 ・吉川, 桐生, 横山: 白川調査報告書, 土研資料第 1826 号 ・吉野, 吉川, 山本: 洪水危険度評価地図, 土技資 ・西原巧: 氾濫解析とその現地流域への適用(III), 水利科学	・須賀, 石川, 葛西: 越水堤防調査中間報告書—解析編—, 土研資料第 1760 号 ・須賀, 石川, 葛西: 同上一資料編, 土研資料第 1761 号	・水谷武司: 防災地形—災害危険度の判定と防災の手段—

1983

- ・西原巧：氾濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究
- ・山本，末次：氾濫シミュレーション，土技資
- ・末次，桐生，横山：同上，土研資料第1922号
- ・山本，末次，桐生：洪水氾濫の再現手法に関する研究，年講
- ・高橋，大久保，中川：昭和57年長崎豪雨における中島川の洪水氾濫解析，京大防災研年報
- ・高橋，中川：市街地における中島川の洪水氾濫水の挙動に関する研究，京大防災研年報

- ・山本，末次，横山：水理模型実験による洪水氾濫の再現，年講
- ・藤田，村本：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験，年講
- ・村本，藤田，田村：河川堤防決壊口の拡大過程，土木学会関西支部

1984

- ・建設省河川局治水課・土木研究所河川部：流出・流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究，建設省技術研究会
- ・増本，角屋，岡：洪水氾濫モデルの適用比較，年講
- ・野口，武田，秀徳：市街地河川における氾濫域の予測，年講

- ・橋本，藤田，加藤：越水堤防調査報告書－資料編Ⅲ－，土研資料第2050号
- ・橋本，藤田，加藤：越水堤防調査最終報告書－解説編－，土研資料第2074号
- ・藤田裕一郎：破堤部の拡大過程とその防止軽減に関する研究，文部省科研費
- ・藤田，田村，村本：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究，京大防災研年報
- ・村本，藤田，田村：河川堤防決壊口の拡大過程（第2報），

1984		関西支部年講 ・中川，高橋，西崎：市街地における洪水氾濫と土砂堆積に関する研究，年講 ・池田，伊勢屋，三上：おつ堀の形状に関する模型実験，筑波大学実験センター報告第6号	・伊勢屋，池田，三上：1981年8月小貝川破堤地点における地形変化，筑波大学実験センター報告第6号 ・木下武雄：氾濫水の流出，年講
------	--	--	--

第2章 氾濫現象の実態

2-1 外水氾濫による水害被害の実態

昭和30年代からの高度経済成長に伴う治水投資の増大は、治水施設の整備水準を高め、アメダスなどの気象システムの整備や大きな台風が来襲しなかった^{*1)}ことと相まって、氾濫被害額を減少させてきた。外水氾濫について見れば、その一般資産等被害に占める割合は昭和40年代の後半から減少しており、過去21年間の平均は約15%（約260億円）である。⁷⁾

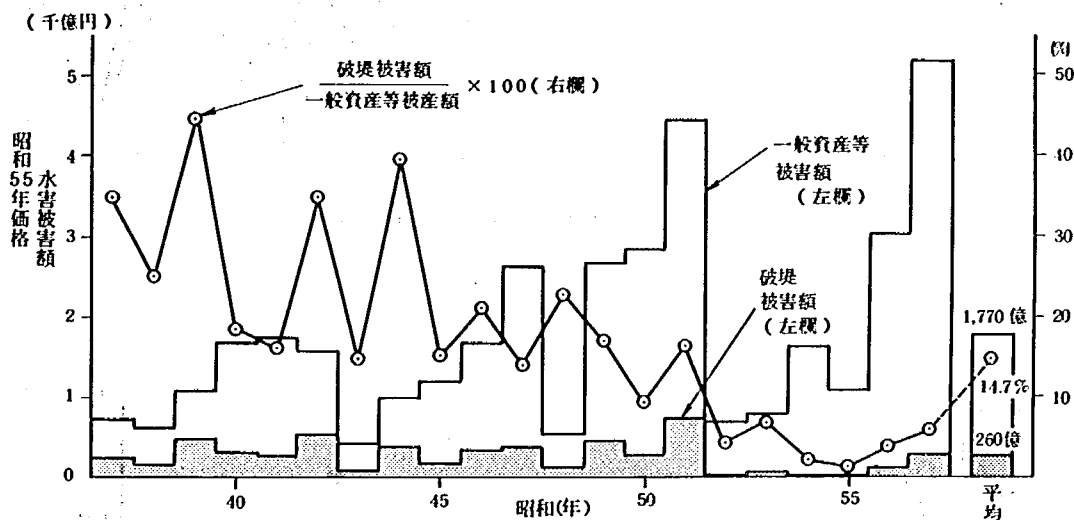


図2.1 破堤被害の経年変化

一方、外水氾濫による被害額の割合の低下は、内水氾濫の割合の増大を招き、現在では内水氾濫による被害が約50%にまで増大している。(図2.2参照)

このように、水害の形態は治水投資や流域の土地利用の変化によって大きく変わりつつある。特に図2.3に見られるように、経済規模(国民所得)に対する水害被害額は跛行的ながら減少傾向にあるものの、水害被害密度は増加傾向にあるのが特徴的である。本来なら、土地利用規制の対象となっても不思議ではない河川沿川の氾濫しやすい地域へ、人口・産業・資産が集積してきた結果、被害密度が増大したためである。外水氾濫被害の割合が低い期間においてさえ、水害被害額があまり減らないという事は、一旦超過洪水が発生すれば、洪水想定氾濫区域が広く^{*2)}ダメージポテンシ

注1) 気象庁の異常気象レポートによれば、5ヶ年移動平均で見て台風発生数は昭和41年、台風接近数は昭和35年をピークにしてその後減少傾向にある⁶⁾

注2) 平地面積に占める洪水想定氾濫区域の割合が8割以上の都市は岐阜市(100%)、大阪市(94%)、福岡市(89%)、名古屋市と北九州市(87%)、熊本市(86%)などである。⁸⁾

ハルが高い地域においては、莫大な水害被害が発生する可能性が潜在しているという事であり、超過洪水対策の必要性も高まっている。

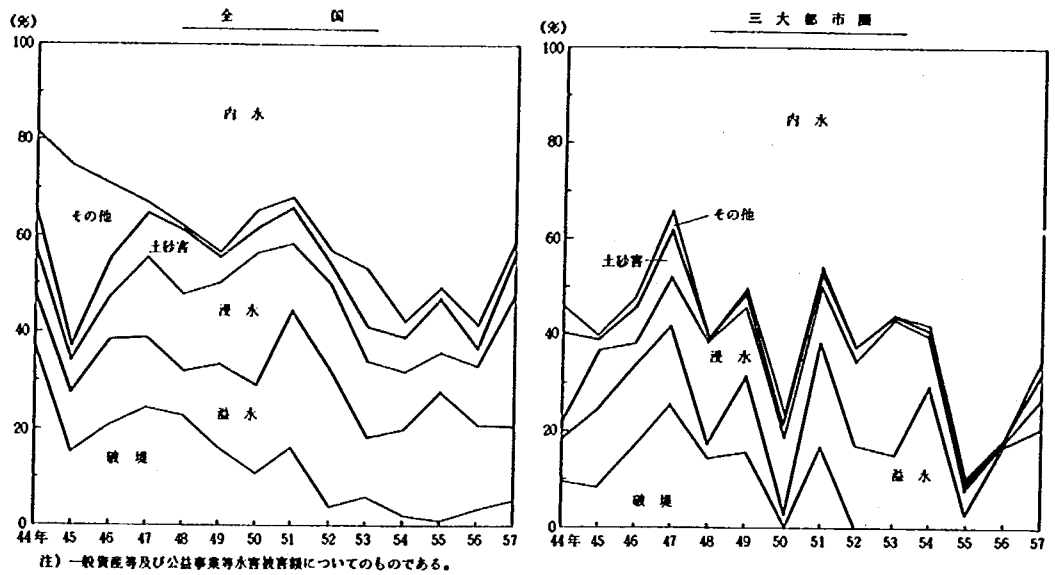


図 2.2 一般資産等被害額の原因別シェア

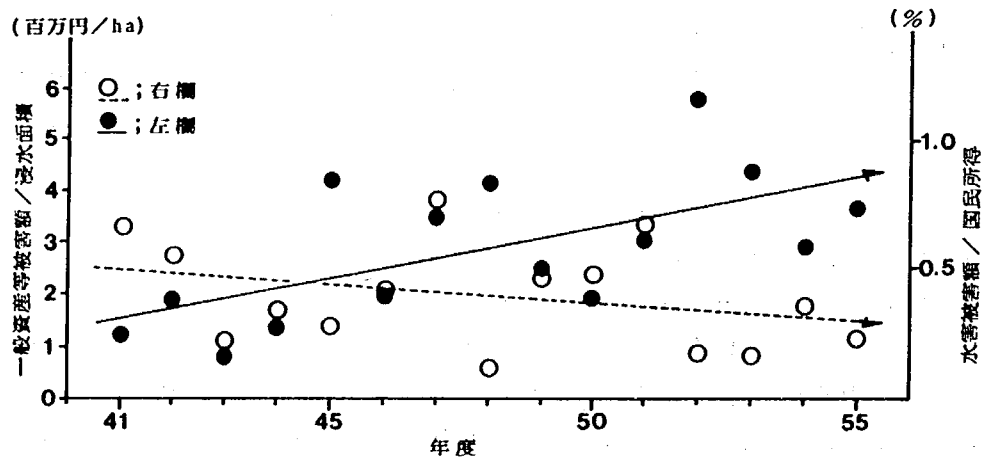


図 2.3 被害密度の変遷

(出典：末次・桐生・横山，氾濫シミュレーション，1983)

2-2 破堤原因の分析

破堤現象は複雑で、しかも実際の現象を観察する機会は少なく、小貝川（昭和56年8月）や千曲川（昭和57年9月）の破堤等、若干の観測例があるにすぎない。ここでは、先ず土木研究所河川研究室で実施された裸地・全面芝張りの越水実験⁹⁾を通じて分った破堤プロセスを見てみよう。

図2.4に示したように、破堤時における堤体の力学的アンバランスは、流水によるせん断力と堤体の浸潤による安定性の喪失に起因している。力学的バランスを失なった堤防は、先ずせん断力の大きな堤防法尻前後で洗掘を受ける。更にこのアンバランスが助長されると、土塊の崩落を引き起こす。以上の現象が繰り返される事により、堤防が破堤に至るものと推測される。

実際の被災現場で観察された例によれば次頁の通りである¹⁰⁾

◎ 越水に伴う破堤プロセス — 裸地・全面芝張りの越水実験を通して —

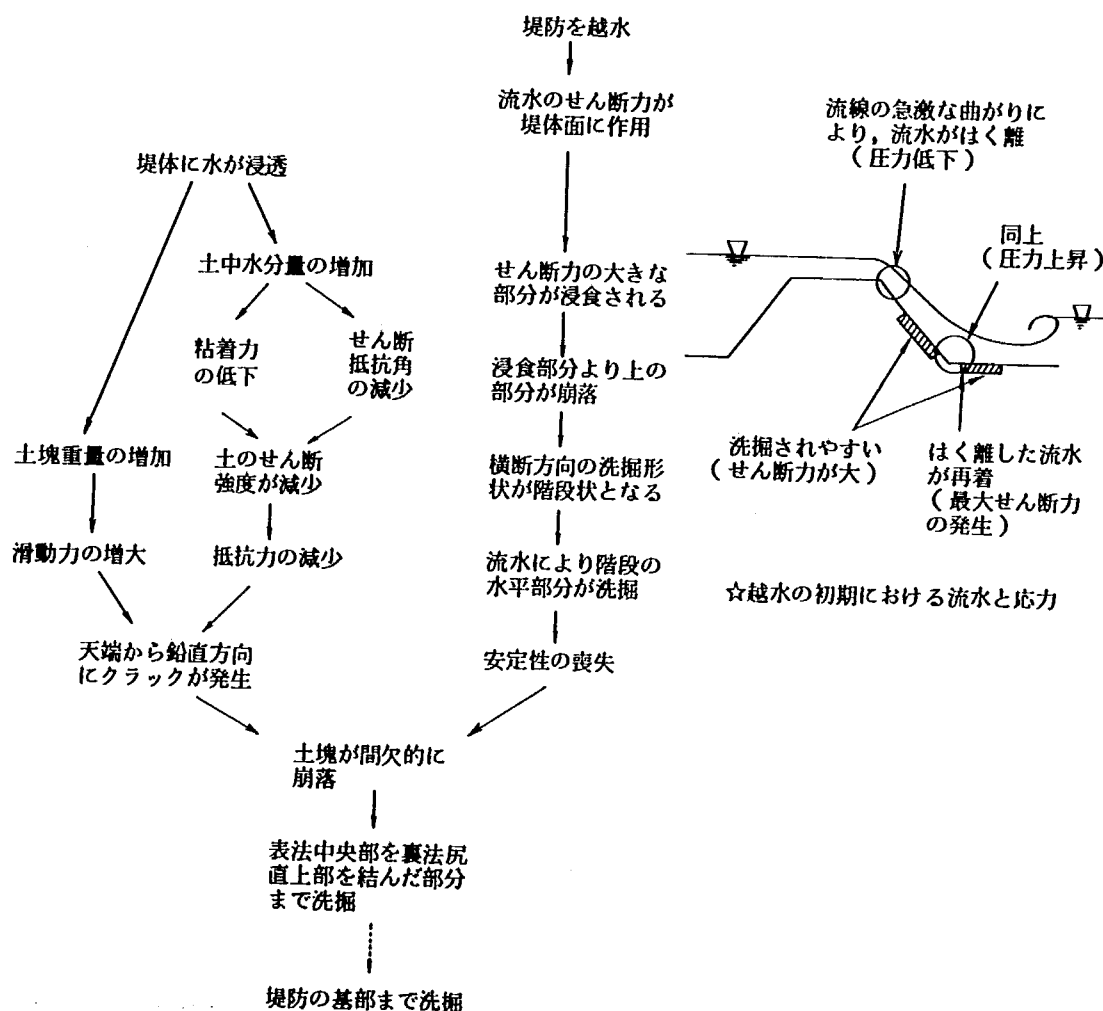


図2.4 越水に伴う破堤プロセス

堤防被災（現地）状況の観察

S 50.8 石狩川

- ・植生のある法面を越水（ $h_{\max} \div 20 \text{ cm}$ ）

堤防裏法面に亀裂発生



亀裂の拡大



崩壊……崩壊形状は鉛直……粘性土のため

- ・アスファルト道路を越水

堤防裏法面がアスファルト接合面から侵食



アスファルトの背面まで洗掘



一部破壊

S 50.8 最上川支川真室川

- ・河川の掘削土で作られた砂利道を越水（ $h \div 10 \text{ cm}$ ）

越水 30 分



崩壊……崩壊形状は鉛直

S 53.6 信濃川支川渋海川

- ・堤防が若干の越水を受ける

堤体が水を含む



堤体強度の低下



天端に亀裂

S 58.9 千曲川

- ・植生のある法面を越水

堤防裏法肩付近の植生がはがれる



裏法肩～犬走りまでが越水侵食



裏法面が垂直に侵食

破堤は複合した原因により発生するものである事が分ったが、更に詳細に原因を分けて、破堤する直接の原因により分類すれば、既往の資料より次の様になる。^{11) 12) 13)} なお、直轄河川における破堤については、経年的な原因分類が得られているので、それを図 2.5 に示した。

表 2.1 破堤原因の分類 (1)

	越 水	洗掘or法面崩壊	漏 水	そ の 他	計
事 例 数	164	44	12	2	222
％	73.9	19.8	5.4	0.9	100

(出典：土研赤羽支所，河川堤防調査報告書，1979)

表 2.2 破堤原因の分類 (2)

	越 水	洗 掘	漏水 or 法面崩壊	そ の 他	計
事 例 数	231	32	15	5	283
％	81.6	11.3	5.3	1.8	100

(出典：河川堤防の土質工学的研究，土研資料第688号，1971)

表 2.3 破堤原因の分類 (3)

	越 水	非 越 水	そ の 他	計
事 例 数	354	163	2	519
％	68.2	31.4	0.4	100

(出典：建設省河川局治水課，直轄河川災害復旧事業の手引き 全日本建設技術協会，1969)

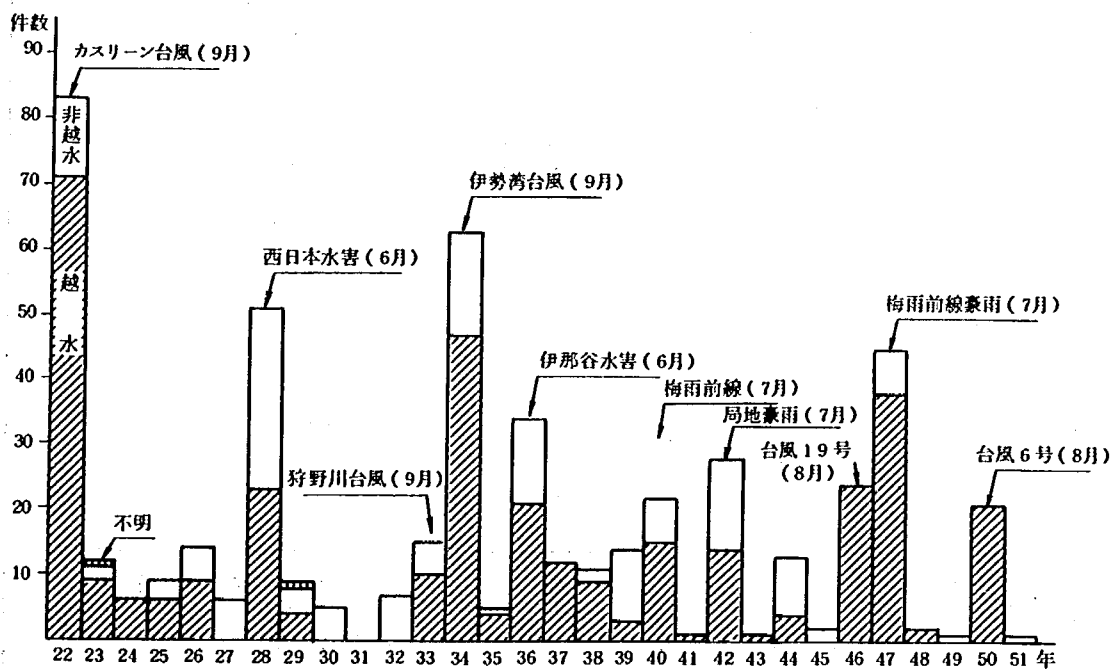


図 2.5 破堤原因の経年変化

これらの資料から、破堤原因の約7～8割が越水によるものであり、更に詳しく見ると過去に被災履歴のある個所、水衝部、湾曲部、漏水危険箇所はもとより橋梁や床固めなどの河川構造物付近で破堤している事例が多い事が分った。その他の知見としては、以下の4項目

- 1) 堤体土質が粘土質である
- 2) 堤体漏水がない
- 3) 越水深が40 cm以下である
- 4) 天端に舗装がある

を満足する堤防が耐越水性が高い事が分った。

2-3 氾濫現象の実態

2-3-1 地形特性と氾濫形態

「水は低きに流れる」という言葉に代表される様に、氾濫水の挙動は地形特性に支配されている。地形特性の分類は、各々の主題図により様々であるが、ここでは表2.4に示す水害地形分類図、土地条件図、濃尾平野南部の洪水・被害状況図、治水地形分類図の4種類の主題図に見られる地形特性の分類を例示しておいた。

これらの主題図における地形特性を参考にして、低地を谷底平野・後背湿地・デルタ、微高地を扇状地・自然堤防という5種類の地形特性に分類した。

表2.4 地形特性の分類

名称 \ 分類	低 地	低 地 の 微 高 地
水 害 地 形 分 類 図	・谷底平野 ・高位後背湿地 ・低位 " ・三角洲	・扇状地 (5種類) ・高位自然堤防 ・低位 "
土 地 条 件 図	・谷底平野 ・海岸 " ・三 角 州	・扇 状 地 ・緩扇状地 ・自然堤防
濃尾平野南部の洪水 ・被害状況図 (伊勢湾台風)	・海岸平野 ・後背湿地 ・デルタ ・輪 中	・扇 状 地 ・自然堤防
治 水 地 形 分 類 図	・堆積性谷底平野 ・侵食性谷底平野 ・侵食性後背湿地 ・侵食性デルタ ・高位 " ・低位 "	・扇 状 地 ・開析扇状地 ・自然堤防



特性 \ 分類	低 地	低 地 の 微 高 地
地 形 特 性	・谷底平野 ・後背湿地 ・デルタ	・扇 状 地 ・自然堤防

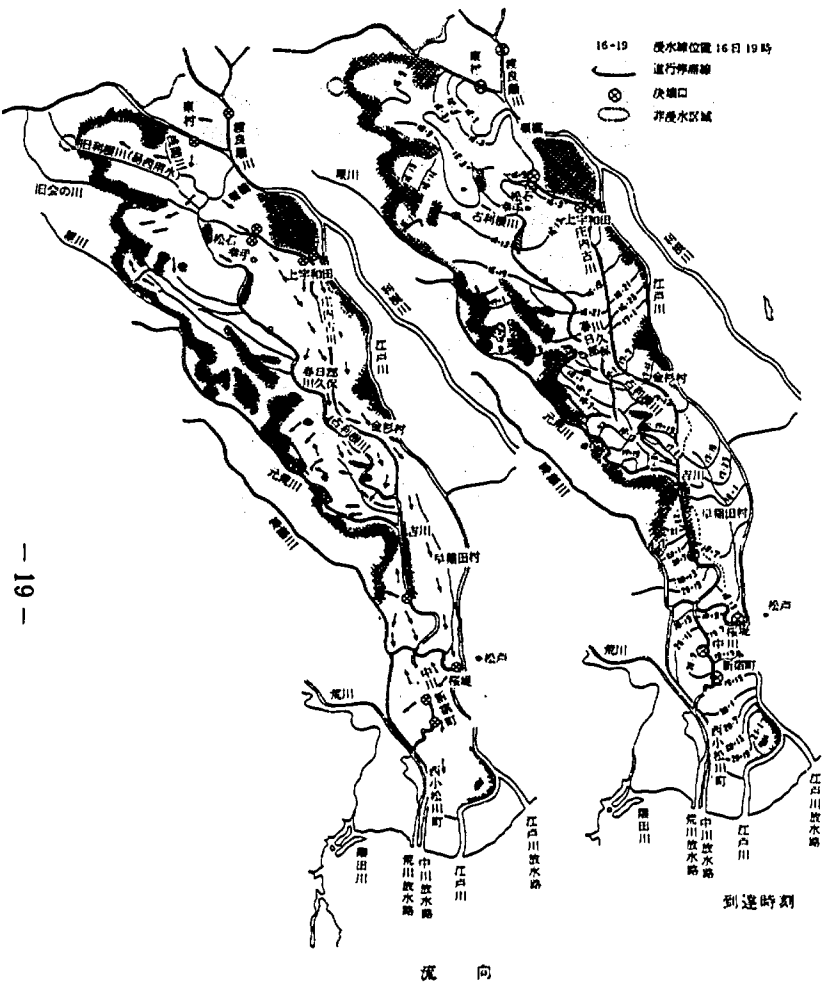


図 2.6 カスリーン台風による利根川・東村堤防決壊時の
氾濫流の到達時刻と流向

(出典：西原巧，氾濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究，1983)

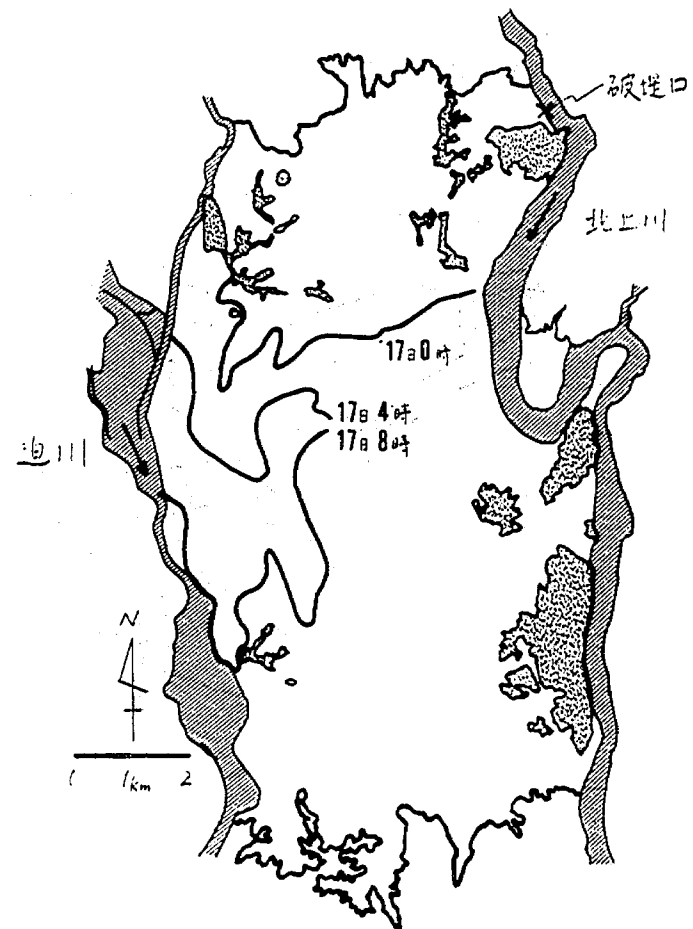
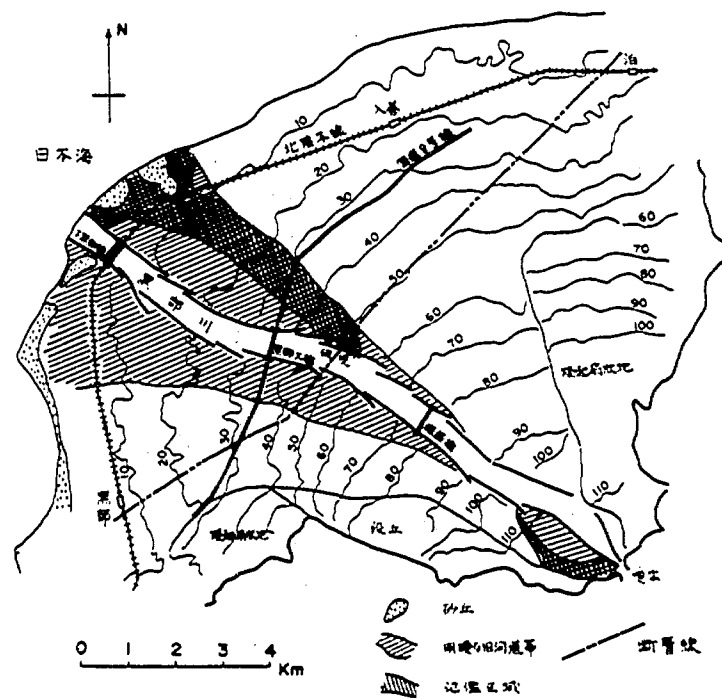
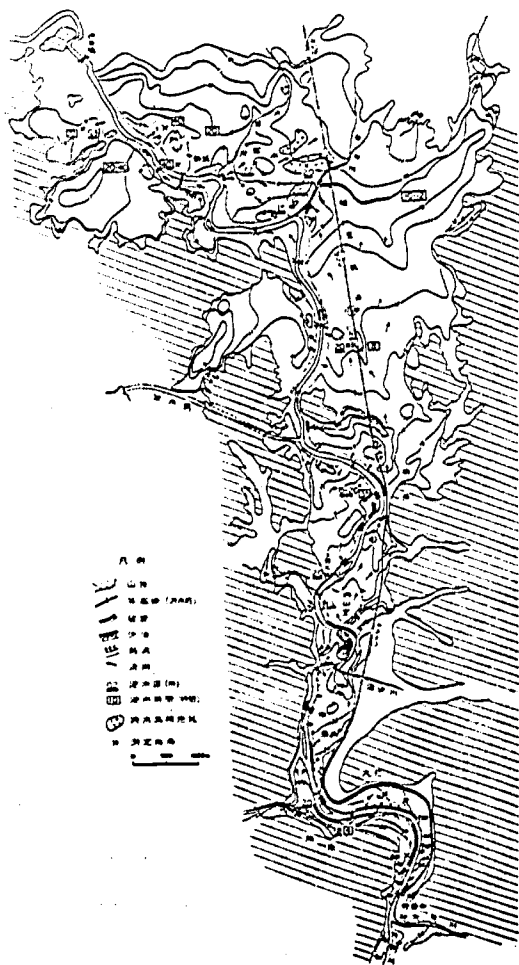


図 2.7 カスリーン台風による北上川の氾濫状況



次に地形特性の異なった流域における氾濫流の挙動の違いを見てみる。図2.6～2.9には、自然堤防と後背湿地の地形を持つ利根川中流、デルタの北上川、谷底平野の狩野川、扇状地の黒部川の4事例を示した。^{14) 15)}

4事例ともに氾濫流の流下、特に拡散状況が異なっている点が特徴的である。

2-3-2 氾濫形態の分類

次に氾濫流をその挙動の違いから分類してみよう。分類する目的は、同じ破堤点からの氾濫流であっても地形等により場所的・時間的に氾濫特性が変わる場合があり、洪水危険地図を用いた氾濫現象の予測やシミュレーションを行う前に、地形特性に対応した氾濫特性のタイプを把握しておくことが重要だからである。

従来から、氾濫形態の分類はいろいろな研究者により為されてきた。例えば、矢野と有賀の分類例を示せば以下の通りである^{16) 17)}。

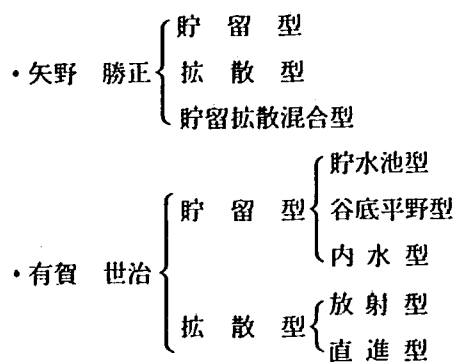


表 2.5 氾濫特性による氾濫形態の表示

	貯留型	拡散型	沿川流下型	直進型
貯留型	宇治川(S28) 石狩川(S50) 木曽川(S34) 長良川(S51) 加治川(S42) 樽川(S57)	—	—	—
拡散型	白川(S28) 巴川(S49)	太田川(S18) 北上川(S22) 小貝川(S56)	—	—
沿川流下型	猪名川(S47)		本明川(S32)多摩川(S49) 天竜川(S36)中島川(S57) 馬洗川(S47)三隅川(S58)	—
直進型		新潟荒川(S42)		利根川(S22) 黒部川(S44)

注) 拡散・沿川流下・貯留型 …… 狩野川(S33)

表 2.6 氾濫形態の実態調査結果

発生年月日	災害名	降雨原因	総降雨量	主要な氾濫河川	氾濫形態	地形特性	備考
S 18.9.20		台風 26 号	広島* 147mm	太田川	拡散型	デルタ	
S 22.9.14～9.15	カスリーン台風	—	前橋 393mm	利根川	直進型	自然堤防、後背湿地	氾濫面積 490km ²
S 22.9.16	“	—	石巻* 101mm	北上川	拡散型	デルタ	2年連続の水害
S 28.6.25～6.29	西日本水害	梅雨前線	佐賀 613mm	筑後川			氾濫面積 850 km ²
“	“	“	熊本 640mm	白川	拡散型、貯留型	扇状地、デルタ	
S 28.9.24～9.26		台風 13 号	大阪 176mm	宇治川	貯留型	後背湿地	
S 32.7.25	諫早水害	梅雨前線	西郷中学校 1,109mm	本明川	沿川流下型	扇状地	
S 33.9.26～9.27	狩野川台風	—	湯ヶ島 739mm	狩野川	拡散型、沿川流下型、貯留型	谷底平野	
S 34.9.26～9.27	伊勢湾台風	—	名古屋 232mm	木曽川	貯留型	デルタ	氾濫面積 310 km ²
S 36.6.29～6.30	伊那谷水害	梅雨前線	飯田 565mm	天竜川	沿川流下型	谷底平野	
S 39.7.17～7.18	山陰北陸豪雨	“	出雲塩冶 421mm	斐伊川			
S 40.6.中旬～7.中旬		“	五木村 1,037mm	球磨川		谷底平野	3年連続の水害
S 41.9.下旬		台風 24, 26 号	船津 295mm	安倍川		扇状地	
S 42.8.28～8.29	羽越水害	梅雨前線	二王子岳* 337mm	加治川	貯留型	デルタ	2年連続の水害
S 42.8.28～8.29	“	“	中条* 437mm	荒川	拡散型、直進型	扇状地	
S 44.8.10～8.11		梅雨前線台風7号	富山 165mm	黒部川	直進型	“	
S 47.7.9～7.12	梅雨前線豪雨	梅雨前線	浜田 674mm	江の川・支川馬洗川	沿川流下型	谷底平野	
S 49.7.7～7.8	七夕豪雨	“	静岡 615mm	巴川	拡散型、貯留型	扇状地、後背湿地	
S 49.8.31～9.1		台風 16 号	秩父* 182mm	多摩川	沿川流下型	谷底平野	
S 50.8.23～8.27		台風6号、寒冷前線	札幌* 141mm	石狩川	貯留型	デルタ	氾濫面積 38 km ²
S 51.9.8～9.12		台風 17 号	岐阜 848mm	長良川	“	自然堤防、後背湿地	
S 56.8.23～8.24		台風 15 号	作原* 176mm	小貝川	拡散型	デルタ	
S 57.7.22	長崎水害	梅雨前線		中島川	沿川流下型	扇状地	土砂災害多し
S 57.9.12～9.14		台風 18 号	小赤沢* 136mm	千曲川・支川櫛川	貯留型	谷底平野	
S 58.7.22～7.23	山陰水害	梅雨前線		三隅川	沿川流下型	“	土砂災害多し

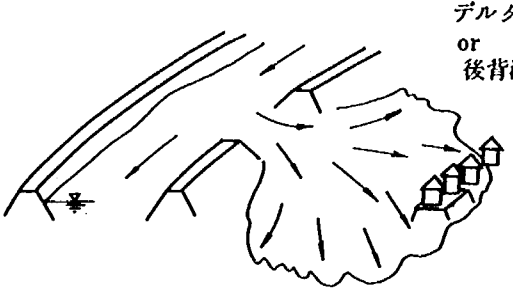
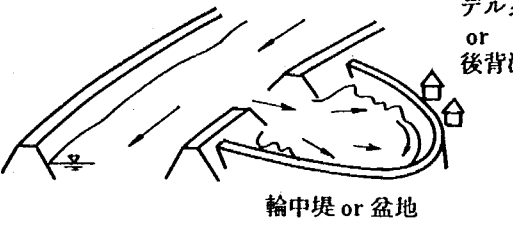
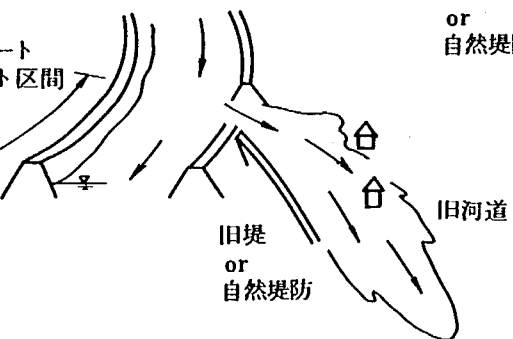
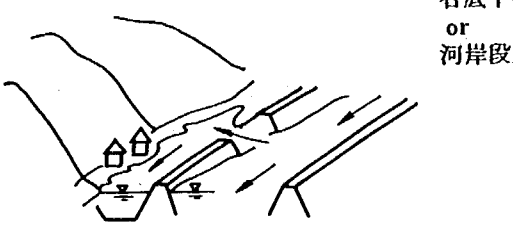
拡散型 ・流域勾配が小さい ・低平地面積が大きい (例) 北上川 (S22. 9) 小貝川 (S56. 8)	
貯留型 ・流域勾配が小さい ・氾濫流が盛土や周囲地盤により遮蔽 (例) 宇治川 (S28. 9) 長良川 (S51. 9)	
直進型 ・流域勾配が中程度 ・河道締切部等から氾濫 (例) 利根川 (S22. 9) 黒部川 (S44. 8)	
沿川流下型 ・流域勾配が大きい ・平地面積が小さい (例) 馬洗川 (S47. 7) 三隅川 (S58. 7)	

図 2.10 氾濫特性の特徴とその模式図

本研究では、氾濫形態の実態を航空写真・文献等から調べ、図2.10に示す様な氾濫特性の分類を行った。氾濫特性の分類基準は、流域の地形状況（勾配と地盤高）と平地面積である。この特性の組合せによりすべての氾濫形態が表現できると考えられる。実態調査した氾濫形態を氾濫特性で分類すれば、表2.6のようになる。¹⁸⁾

氾濫形態の項だけを取り出して、氾濫特性のマトリックスで表示すると、氾濫形態は表2.5の様に22例中17例が単一の氾濫特性で、5例が複合した氾濫特性で構成されている。ただし、狩野川における氾濫だけは、拡散型・沿川流下型・貯留型の3つの氾濫特性を持った氾濫流が混在しており、マトリックス表示できないために欄外に記述した。

以上の氾濫事例を通した検討から、一義的ではないが地形特性と氾濫特性との間に相関関係がある事が見い出せる。その関係を示せば表2.7のようになる。概略的に言えば、流域勾配が小さいデルタや後背湿地においては貯留型・拡散型に従って、また流域勾配が大きい他の地形特性の流域においては流路固定型（沿川流下型・直進型）に従って氾濫水が挙動するという事が言える。

表 2.7 地形特性と氾濫特性

氾濫特性 \ 地形特性		デルタ	後背湿地	自然堤防	谷底平野	扇状地
貯留型		○	○		△	
拡散型		○	○			○
流路固定型	沿川流下型				○	△
	直進型			○		○

注) △印は、閉鎖性流域における地形特性

2-4 破堤形状の分析¹⁹⁾

氾濫シミュレーションのための破堤条件としては、①初期破堤幅、②最終破堤幅、③最終破堤幅に至るまでの時間、④破堤形状が問題となる。このうち実測値として観測されているのは、②と洪水後の④である。従って、この節では実測された破堤幅から②を、また仮締切時に測量された落堀形状から④を検討し、実験結果と既往の観測事例等から最終破堤に至るまでのプロセスを検討するものとする。

2-4-1 破堤幅の関数

氾濫計算を実施する場合、河道から氾濫原への氾濫水の流入（外力）条件としては、河道流量の低減から求めた氾濫流量を直接採用する方法と、河道と堤内地の水位差および破堤幅を与えて越流公式により氾濫流量を計算する方法の2通りの方法がある。通常、流量観測地点間には支派川の合・分流があったり、流量低減が起きるなどの理由により、後者が外力条件として与えられる事が多い。

この場合に問題となるのは、破堤時の破堤幅はいくらか、また堤防の基部の侵食状況（破堤形状）はどうかという事である。ここでは、まず破堤幅について考察してみる事にする。

図2.11にQ（現況流下能力）をパラメータとした ΔH と破堤幅Lの関係を、図2.12に ΔH をパラメータとした川幅Bと破堤幅Lの関係を示した。²⁰⁾ 図から分る様に、外力 ΔH および河道スケールBが小さい場合の方が破堤幅のパラッキが大きく、いわゆる逆三角形のデータ分布をしている。

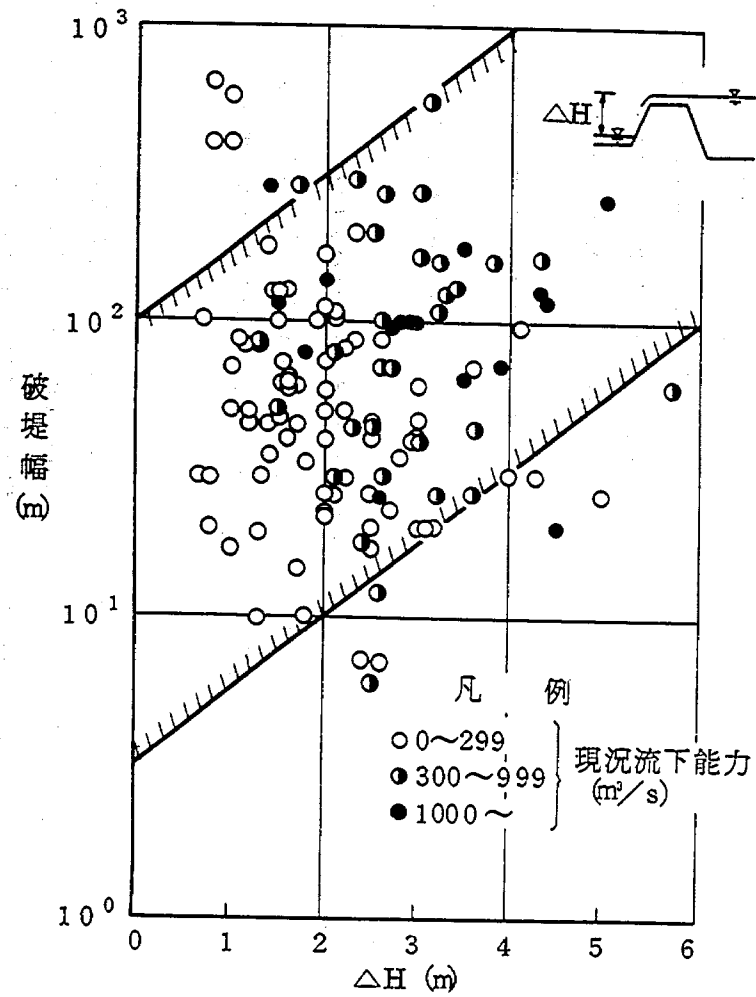


図 2.11 ΔH と破堤幅の関係

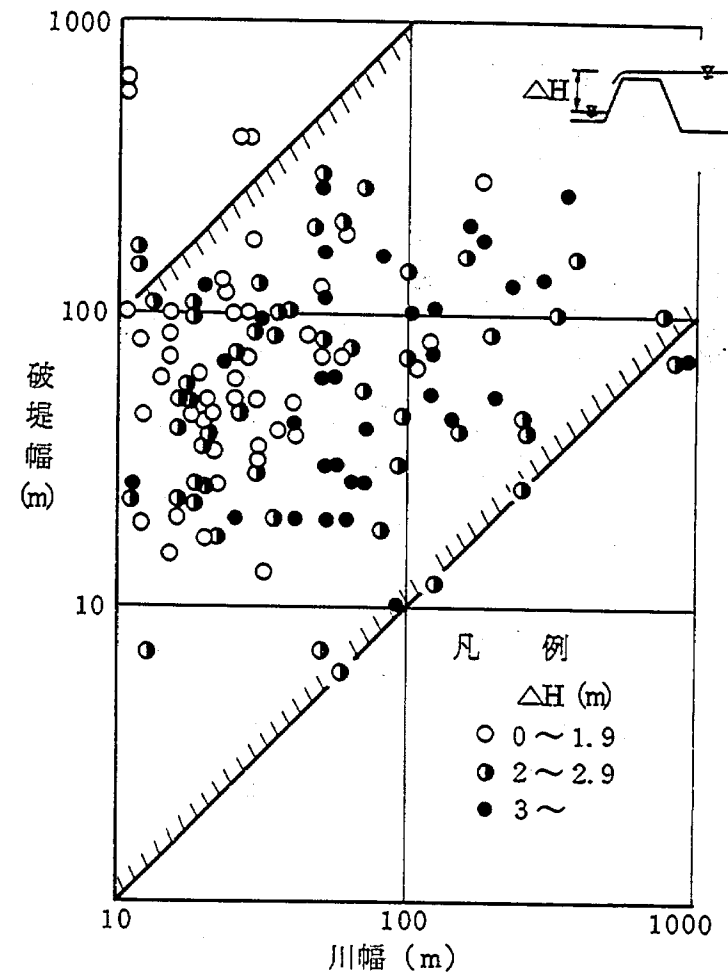


図 2.12 川幅と破堤幅の関係

その理由としては、大河川に比べて中小河川の堤防整備率は低い^{*}ため、中小河川において一旦堤防を越水する様な洪水位となると、かなりの河道区間に亘って河道水が越水として破堤する可能性があるからである。

このように既存の氾濫で観測された破堤幅はバラツキが大きく、 ΔH や B に対して一義的に決める事は難しいが、氾濫シミュレーションのためには、これらの外力パラメータに対して破堤幅を決定しなければならない。そこで破堤幅が ΔH に対して指数関数的に、また B に対して直線的に変化するものと仮定して、概略的なデータゾーン（データを目視して決定）を関数式で表わせば

$$L = 10^{\frac{\Delta H + 2}{4}} \sim 10^{\frac{\Delta H + 8}{4}} \quad \text{平均的には} \quad L_m = 10^{\frac{\Delta H + 5}{4}}$$

$$L = (10^{-1} \sim 10) \cdot B \quad \text{平均的には} \quad L_m = B$$

となる。

因みに既往の氾濫計算において、破堤幅がどのような外力で表現されているかを示せば、表 2.8 のようになる。

表 2.8 破堤条件の与え方の実例 (1)

破堤条件	項目	河 川 名	摘 要
川 幅 の 関 数 $L = B$		太 田 川	既往の破堤事例を見ると、事例の約 80% が $L \leq B$ の範囲内に入っており、川幅 $B < 50 \text{ m}$ の中小河川を除けば、 $L = B$ として計算しても実績値と大差ないと思われる。
水 深 の 関 数 $L = \alpha h_{\max} + \beta$		石 狩 川	$L = L_0 + (L_{\max} - L_0) \frac{t}{t_0}$ を変形した $L = \frac{L_{\max}}{3} \left\{ 1 + \alpha' (\Delta h)^{\frac{n}{2}} \cdot h \right\}$ から考えても $h_{\max}$ の係数に初期破堤幅から最終破堤幅に至るまでの時間の平均値を加味しておけば、 $L \propto h_{\max}$ が近似的に成り立つと思われる。外力条件から見た破堤式である。

ただし、 L : 破堤幅、 B : 川幅、 $h_{\max}$: 最大水深

(出典：建設省技術研究会 1984)

2-4-2 破堤幅の時間的变化

次に、破堤幅の時間的变化を考えてみよう。破堤は通常越水もしくは漏水といった高い河道水位に原因するので氾濫流速をパラメータとした破堤速度の式が考えられる。今、最終破堤幅に至るまでの時間を t_0 、パラメータとなる破堤流速を v とすると t_0 、 v は以下のように近似される。

$$t_0 = \alpha / v^n$$

$$v \div \mu \sqrt{2g\Delta h}$$

京大防災研における破堤実験等の結果を見ると、実験条件は変わっても破堤幅は、通常破堤後に急激に拡がり、その後時間とともに漸増していく。破堤幅の拡大過程を直線で折線近似するとすれ

注) 昭和 57 年度末現在、大河川の整備率は 58%，中小河川の整備率は 19% である。²¹⁾

ば、① $t = t_1$ (破堤時刻) における瞬時破堤幅、
 ② $t_1 \leq t \leq t_0 + t_1$ における漸増破堤幅、③ $t \geq t_1 + t_0$ における破堤幅停止の3段階に分ける事ができる。今、問題となるのは②のプロセスで、その場合

破堤式は $L = L_0 + (L_{\max} - L_0) \frac{t - t_1}{t_0}$ とおけるから

$$L = L_0 + (L_{\max} - L_0) \frac{(\mu\sqrt{2g})^n}{a} (t - t_1) (dh)^{\frac{n}{2}}$$

$$L_0 = \frac{L_{\max}}{3} \text{ と仮定した場合}$$

$$L = \frac{L_{\max}}{3} + \frac{2}{3} L_{\max} \cdot \frac{(\mu\sqrt{2g})^n}{a} (t - t_1) \times (dh)^{\frac{n}{2}} = \frac{L_{\max}}{3} \left\{ 1 + \alpha' (dh)^{\frac{n}{2}} \cdot (t - t_1) \right\}$$

ただし、 $\alpha' = \frac{2(\mu\sqrt{2g})^n}{a}$ 、 α : 堤防の土質特性 (σ , c , ϕ) によって決まる係数

因みに既往の氾濫計算において、破堤幅の時間的な変化がどの様に表現されているかを示せば表 2.9 のようになる。

表 2.9 破堤条件の与え方の実例 (2)

破堤条件	項目	河川名	摘 要
瞬 時 破 堤 $L = L_{\max}$		北上川, 利根川 (中川)	破堤記録がない場合や、破堤点近くの堤内地に氾濫水の痕跡があって、氾濫流量が計算でき、 $L = L_{\max}$ とした氾濫戻しの洪水ハイドログラフが破堤点上流の実績値に適合する場合などに用いられる。
拡 幅 破 堤 $L = L_0 + (L_{\max} - L_0) \frac{t}{t_0}$		樽 川, 庄内川 宇治川, 白 川	L_0 の実績記録のないのが式の難点であるが、最も現実的な破堤幅の計算式である。 通常 $L_0 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) L_{\max}$ と仮定されることが多い。

ただし、 $L_{\max}$: 最大破堤幅、 L_0 : 初期破堤幅、 t_0 : 最終破堤幅に至るまでの時間

(出典 : 建設省技術研究会 1984)

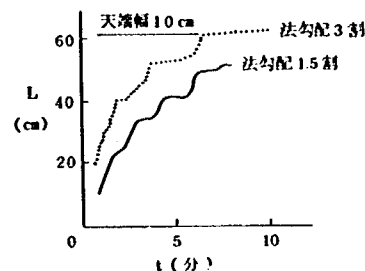
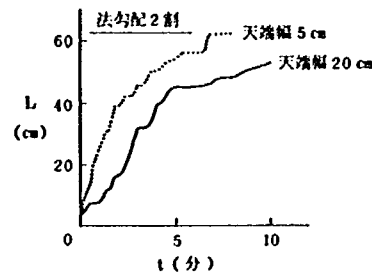


図2-13 実験に見る破堤幅の時間的な変化

(資料, 村本, 藤田, 土木学会関西支部
年講, 1983)

表 2.10 氾濫水による洗掘の状況

河 川 名	水 害	最大洗掘深 S (m)	破 堤 幅 L (m)	S/L^*	備 考
遠 賀 川	西日本水害 (S 28.6)	4	110	0.036	河口から 14.3 km
山 崎 川	伊勢湾台風 (S 34.9)	5	67	0.075	" 1.4 km
掛 斐 川	"	5	150	0.033	" 3 km
掛斐川支川 牧田川	"	12	120	0.010	" 28.7 km

注) 京大防災研における破堤実験では、 $S/L = 0.066 \sim 0.115$ という洗掘状況であった。

2-4-3 破堤（落堀）形状

氾濫計算においては、通常堤防は基部（堤内地盤高）まで洗掘されると仮定して氾濫流量を計算している。ところが、実際には氾濫水により破堤点から堤内地にかけて洗掘穴（落堀）が形成されることが多く、池田らの調査では例えば砂河川では、深さ数 m ～ 10 数 m の円形の落堀が数多く観察されている。落堀は単に氾濫流量の増大を招くばかりでなく、堤内地における土砂の堆積を考えると23)うえでも重要な地形要素であると言える。

水害時に発生した落堀の特性を全国防災協会から出版された「24)応急仮締切工事」により調べてみる。表 2.10 に示した諸元の河川流域に発生した落堀を図 2.14 ～ 2.17 に示す。先ず河道法線方向について見ると、落堀の最深点は堤防天端中央よりも堤外地側にあることが分る。25)藤田によれば、河床材料が細砂の場合は最深点が堤外地側に、その他の場合は最深点が堤内地側に現われるとしており、今回の調査結果と適合している。また、落堀の縦断勾配を見ると、堤内地側が緩くなっているが、これは氾濫水が堤内地で拡散流下することにより洗掘エネルギーが分散されるためであると思われる。

次に落堀を河道方向について見てみると、破堤点が河口近くにあり河道流速が遅い掛斐川と山崎川（高潮による影響が大きい）にあつては、落堀の横断形状は河道法線方向に変化していないが、遠賀川と牧田川では落堀の最深点が河道の下流方向に移動している。また、遠賀川や掛斐川の様に堤体断面積が大きな河川では、落堀の横断形状はほぼ楕円形となり、牧田川の様に堤体断面積が小さな河川では、形状はほぼ逆三角形となっている。何故なら、堤体断面積が大きい河川は破堤時の外力が大きく、氾濫水の流下幅が広いために破堤直後の破堤形状がほぼ逆台形となるからである。

堤内地における土砂の堆積については今回の資料からは判断できないが、池田ら26)が小貝川において実施した調査結果からすれば、土砂は河道から運搬されてきたのではなく、堤内地にあった凝集性のある地層上の河成堆積物が氾濫流により運搬されたものである。そうした意味からすると、落堀の形状は氾濫水の及ぼす外力というより、氾濫水の侵食力に対する堤内地表層土砂の抵抗力の強さにより決定されるものと考えられる。従って、侵食されやすい地層が薄い場合には、深さが浅く円形の落堀が形成されるし、侵食されやすい地層が厚い場合には、深さが深く細長い落堀が形成されるのである。

以上の事を踏まえると、氾濫計算で留意しなければならないのは、河床材料が粗砂の場合や堤内

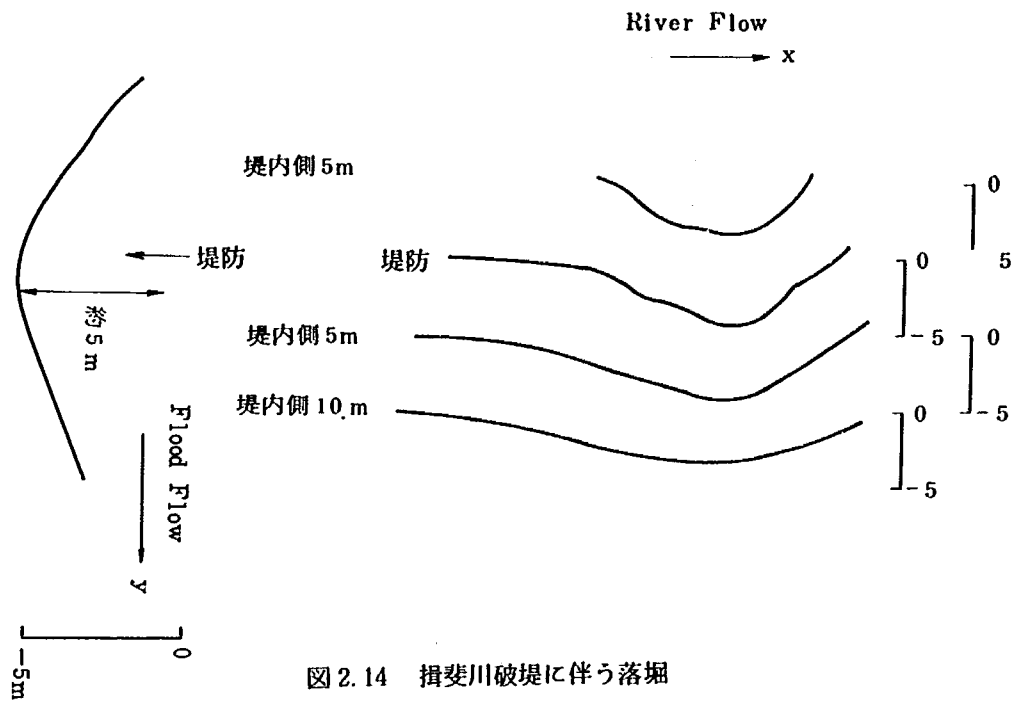


図 2.14 揖斐川破堤に伴う落堀

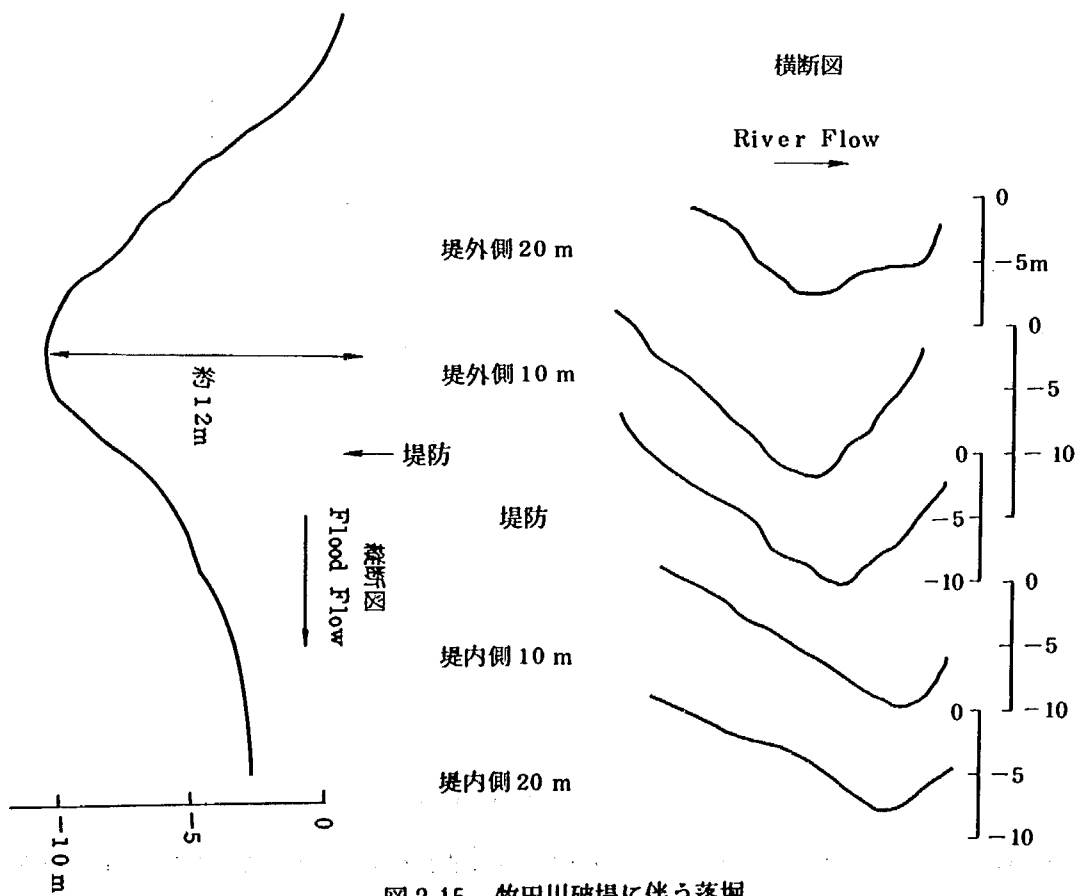


図 2.15 牧田川破堤に伴う落堀

第3章 氾濫モデルに関する基礎的検討

3-1 氾濫モデルの概要²⁾

氾濫現象は、河道から溢水した氾濫水が堤内地において二次元的に流動する現象である。二次元的な氾濫現象は、厳密には二次元不定流モデルによって解析できるが、容易に、しかも演算労力を少なくする為の方法として、氾濫原を多数のブロックに分割して、ブロック間の流水の挙動を一次元の開水路非定常流式で追跡する方法が考えられる。氾濫現象を非定常流式で追跡するには、非常に長い演算時間を要するので、非定常流式中の不要な項を省略した氾濫モデルが用いられることが多い。

ところで、1次元の開水路非定常流式は、

$$\underbrace{\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}}_{\text{第1項 (加速度項)}} + \underbrace{\frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x}}_2 + \underbrace{\frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x}}_3 + \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_4 - \underbrace{i_b}_5 + \underbrace{\frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}}}_6 = 0 \quad (3-1)$$

(慣性項) (水面勾配項) (抵抗項)

で表わされるが、上述した理由により、氾濫原の地盤勾配や平面形状によって、各々の項が省略される場合が多い。次に、項の省略のされ方で氾濫モデルを分類してみると、以下の様になる。

表3.1 氾濫モデルの分類表

項目 氾濫モデル	開水路非定常流式の各項						備 考
	第1項	2	3	4	5	6	
貯留関数法	×	×	△	×	○	○	} 河道モデルと同様のモデルである。
マスキング法	×	×	△	△	○	○	
簡易一次元不定流モデル	×	×	×	○	○	○	今回のモデルは、慣性項と加速度項を省略した不定流モデルである。
越流ポンドモデル	×	△	△	○	○	△	慣性項と抵抗項を一括して定数として取扱っている。
氾濫ポンドモデル	○	×	×	○	○	○	
開水路ポンドモデル	○	×	×	○	○	○	
二次元不定流モデル	○	○	○	○	○	○	運動方程式は、x方向とy方向についてたてている。

注1) ○：考慮されている項

△：近似的に考慮されている項

×：考慮されていない項

2) 氾濫モデルの名称はモデルの特性に対応するように以下のように改名した。

(旧) ポンドモデル → (新) 越流ポンドモデル

(旧) 管路型平面タンクモデル → (新) 氾濫ポンドモデル

(旧) 開水路型タンクモデル → (新) 開水路ポンドモデル

(旧) 二次元平面流モデル → (新) 二次元不定流モデル

前記の氾濫モデルを大別すると、①河道と氾濫原の流水運動を一体化して取扱う一次元モデルと②両者を分離して氾濫計算を行う二次元モデルに分けられる。①には貯留関数法・マスキング法・簡易一次元不定流モデルが属し、②には越流ポンドモデル・氾濫ポンドモデル・開水路ポンドモデル・二次元不定流モデルが属する。

一次元モデルは、基本的には河道モデルと同一の考え方で計算区間を氾濫原まで拡張したモデルである。その場合、氾濫原の粗度が問題となるが、実測された氾濫流から求めた粗度係数に関する資料は少なく、どのような土地利用、どのような地形であれば粗度係数をいくらにすれば良いのかは明確になっていない。

(1) 一次元モデル

a) 貯留関数法

河道の洪水流下計算に用いられるモデルである。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad r_e - q_l = \frac{d s_l}{d t} \end{array} \right. \quad (3-2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{運動式} \quad s_l = k q_l^p, \quad q_l(t) = q(t + T_l) \end{array} \right. \quad (3-3)$$

・モデル定数

$$K, P, T_l$$

b) マスキング法

洪水貯留を考慮した洪水追跡モデルで、河床勾配のやや大きい河川（霞堤を含む）に適用する。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad \frac{dS}{dt} = I - O \end{array} \right. \quad (3-4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{運動式} \quad S = KO + KX(I - O) \end{array} \right. \quad (3-5)$$

・モデル定数

$$K = \frac{dS}{dQ} \bigg|_{Q = \frac{I^t + O^t}{2}} \quad (3-6)$$

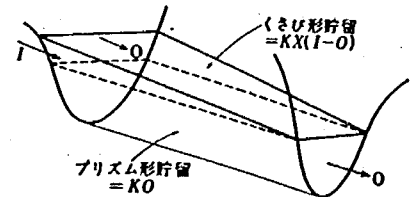


図 3.1 モデルの概念図

$$X = \frac{1}{2} - \frac{\alpha Q \frac{ds}{dQ}}{2i \cdot (\Delta x)^2 \frac{dA}{dh}}, \quad 0 < X < \frac{1}{2} \quad (3-7)$$

c) 簡易一次元不定流モデル

氾濫原勾配があまり緩くなく、流水幅が流下方向に大きく変化しない流域では、(3-1) 式の第1～3項を省略できる。谷底平野性河川などでは、この様にして簡略化した開水路非定常流式を用いても氾濫現象を再現することが可能である。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3-8) \\ \text{運動式} \quad \frac{\partial h}{\partial x} - i_b + \frac{n^2 |Q|Q}{A^2 R^{4/3}} = 0 \end{array} \right. \quad (3-9)$$

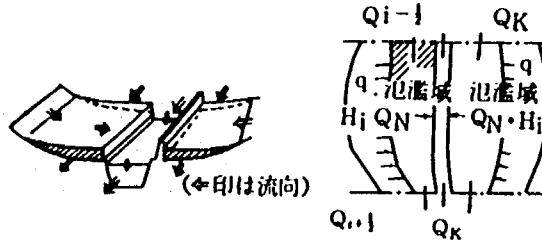


図 3.2 モデルの概念図

・モデル定数

n

(2) 二次元モデル

a) 越流ポンドモデル

(3-1) 式の第1項を省略して、第2, 3項の影響を流量係数Cに含ませた計算式で、基本的には水位差で流下する越流公式と同じ式形となっている。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \\ \text{運動式} \quad Q = c A \sqrt{dH} \end{array} \right. \quad (3-10)$$

・モデル定数

$c = \alpha c'$, α ; 縮流係数

b) 氾濫ポンドモデル

(3-1) 式の第2, 3項を省略した計算モデルで、氾濫原勾配の緩い地形、例えばデルタ性平野などで適用される。粗度係数は氾濫原の粗度スケール k_s をパラメータとして、水深の関数で表現される。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \\ \text{運動式} \quad \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} = (h_1 + z_1) - (h_2 + z_2) - \alpha L |Q|Q \end{array} \right. \quad (3-12)$$

$$- (h_2 + z_2) - \alpha L |Q|Q \quad (3-13)$$

・モデル定数

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{n^2}{\left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)^{10/3} B^2} \\ n = f(h) \end{array} \right.$$

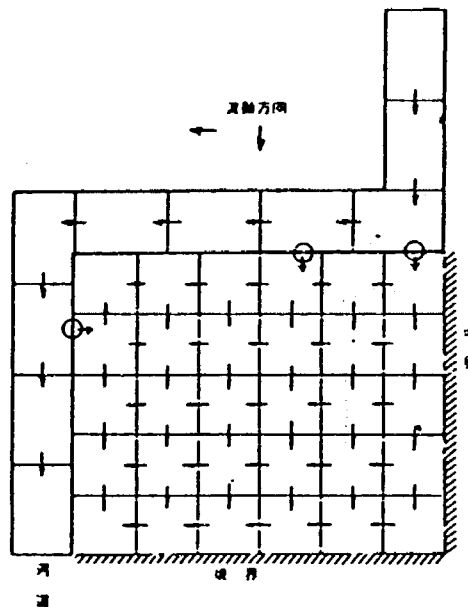


図 3.3 モデルの概念図

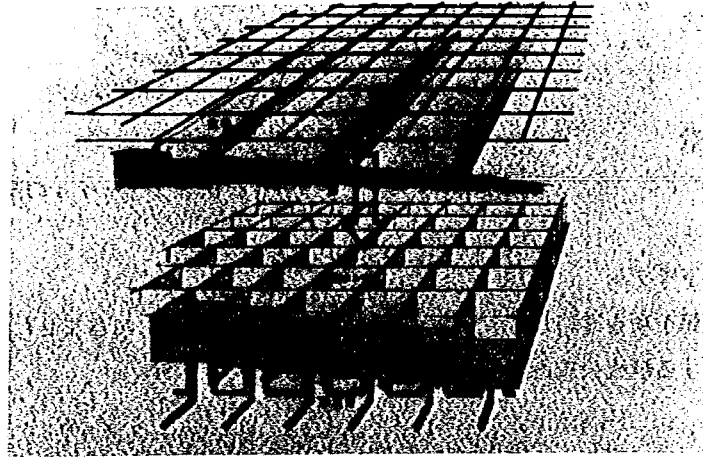


図 3.4 モデルの概念図

c) 開水路ポンドモデル

モデル構成、モデルの適用性とも氾濫ポンドモデルと同じであるが、氾濫原粗度係数を土地利用（主に水田・畑と市街地の２種類）毎に設定する所に特徴がある。通常、ポンプ・樋門・カルバート等の排水施設を含めて、ポンド間の境界特性を多くとっている。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \\ \text{運動式} \quad \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} = (h_1 + z_1) - (h_2 + z_2) \end{array} \right. \quad (3-14)$$

$$- L \frac{n^2 |v'| v}{h'^3} \quad (3-15)$$

・モデル定数

$$n = f(\text{地目})$$

d) 二次元不定流モデル

二方向について運動方程式を樹てるので、氾濫原の分割の仕方による氾濫流向の変化は少ない。
(3-1) 式の各項を省略することなく氾濫計算を行なうので、モデルパラメータが正確であれば精度の良い解が得られるなどの利点を有している一方、計算が煩雑になり演算労力が大きい。

注) 河道ポンドモデルでは、抵抗項と慣性項の変化に伴い、流量係数を変化させている。

$$\frac{1}{C^2} = \alpha (1 - k^2) + dx \cdot n^2 \cdot g \left(\frac{1}{R_1'^3} + \frac{k^2}{R_2'^3} \right)$$

ただし、 $k = A_1 / A_2$ である。

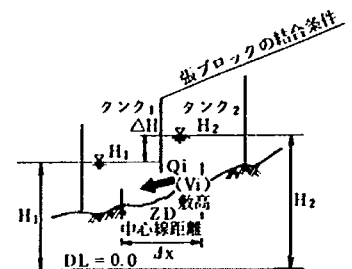


図 3.5 モデルの概念図

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \end{array} \right. \quad (3-16)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{運動式} \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \end{array} \right. \quad (3-17)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(y方向)} \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \end{array} \right. \quad (3-18)$$

ここで、 $M=uh$ 、 $N=vh$ である。

・モデル定数

n ; τ_{xb} 、 τ_{yb} のなかに含まれている。

氾濫の一次元モデルは、基本的には河道モデルの適用条件を応用すれば良いが、氾濫水の挙動が一次元的な場合にしか適用できない。即ち、適用範囲は谷底平野性の河川など氾濫形態が流路固定型のものに限られる。

二次元モデルの場合、氾濫水の前縁やタンク開口幅が大きく変わる所を除くと、慣性項 $\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right)$ は無視できる程度であると仮定されている。なお、流域地盤の凹凸

は慣性項に影響を及ぼすため、氾

濫原を小分割した場合には影響は大であるが、通常の計算におけるタンク面積は $A = 1 \text{ km}^2$ 程度で更にタンク地盤高に平均地盤高を用いている場合は慣性項の影響を無視しても良いと思われる。

この様に各々の氾濫モデルは、不定流式の一部を省略したり、氾濫原内の施設（道路・盛土・排水路等）を計算条件に組み込んでなかったりするので、当然適用が予想される地形特性はある程度限定される。

また表3.2には、氾濫モデルが氾濫原内の施設を考慮しているか否か、またモデルの持つ物理的意味から見て、モデルに適すと思われる氾濫原の勾配を定性的に示した。貯留関数法から簡易一次元不定流モデルまでが谷底平野など氾濫形態が流路固定型の河川流域に、越流ポンドモデルから二次元不定流までが氾濫原勾配がそれほど大きく（計算が不安定になる場合がある）なく、氾濫形態が拡散型や沿川流下型の流域に利用されるのが適していると予想される。ただし、モデルの適合性を検討するのが本研究の目的なので、この予想はあくまで目安にすぎないことを断っておく。

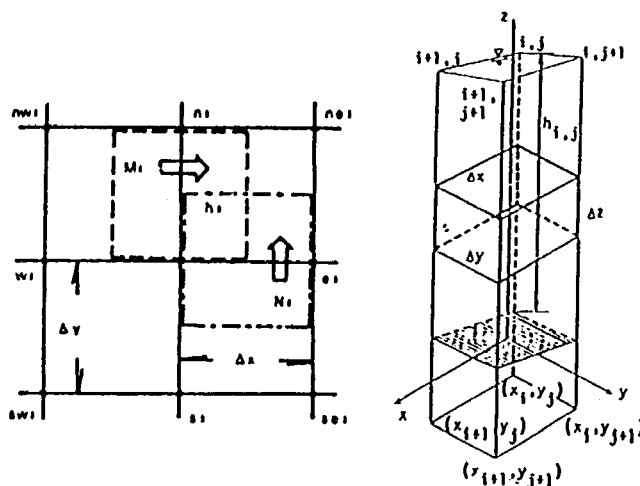


図3.6 モデルの概念図

表 3.2 施設・地形特性と氾濫モデル

施設と地形特性 氾濫モデル	ポンド間の挙動 を再現する施設	氾濫原内 の盛土	建物の 密集度	排水路
	モデル定数			
貯留関数法	—	×	Δ^*	×
	K, P			
マスキング法	—	×	Δ^*	×
	K, X			
簡易一次元不定流モデル	開水路	×	Δ^*	×
	地目別粗度			
越流ポンドモデル	越水堤	Δ	○	○
	流量係数一定			
氾濫ポンドモデル	開水路	○	○	○
	水深別粗度			
開水路ポンドモデル	開水路	○	○	○
	地目別粗度			
二次元不定流モデル	開水路	○	○	○
	地目別粗度			

注) ○；考慮されている特性

 Δ ；近似的に考慮されている特性(Δ^* ；モデル定数のなかで考慮されている特性)

×；考慮されていない特性

(出典：建設省技術研究会，1984)

3-2 氾濫モデルの感度分析

前述したモデルのうち、特に地形特性に対する適用性が明確になっていないのは二次元モデルである。本節では二次元モデルのうち、越流ポンドモデルと氾濫ポンドモデル（開水路ポンドモデルと基本的に同じ）と二次元不定流モデルを用いてモデルの感度分析を行った。感度分析は、氾濫水の拡散状況、特に伝播速度が類似となる様にモデル定数を設定することによって、①氾濫原勾配による氾濫状況（河道に対して接線・法線方向の水面形）の違い、②氾濫モデルによる氾濫状況の違い、③ポンド形状による氾濫状況の違い、④流水障害率（ポンド間の有効流水幅）による氾濫状況の違いを比較検討したものである。なお、モデル定数は、計算事例の多い氾濫ポンドモデルの平均的な粗度係数（条件（B））を用いた氾濫流況を基準として、その氾濫域に近似となるように設定した。従って、③と④の検討は主に氾濫ポンドモデルの計算結果を用いて行った。

表 3.3 には、感度分析を行った計算ケースを表 3.4 にはモデル定数とポンド形状の諸元を示した。なお、正三角形ポンドの場合、隣接ポンド間の中心距離を等しくするためにポンドの中心を重心にとってある。そのため、以後の横断的に見た計算結果は、同一地盤高上の計算結果でないことを断っておく。

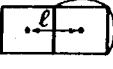
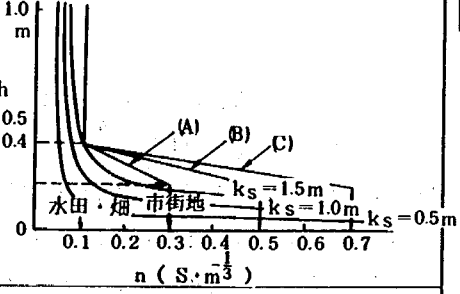
表 3.3 計算ケース一覧表

氾濫原勾配	障害率	ポンド形状	氾濫ポンドの粗度係数	モデル			備 考
				氾濫ポンドモデル	越流ポンドモデル	二次元不定流モデル	
1/300	0	矩 形	(B)	⑫	⑤	①	
1/1000	0	矩 形	(B)	⑬	⑥	②	
1/3000	0	矩 形	(A)	⑭			
			(B)	⑮	⑦	③	
			(C)	⑯			
		正三角形	(A)	⑰			
			(B)	⑱	⑧		
			(C)	⑲			
	30%	矩 形	(A)	㉔			
			(B)	㉕	⑨		
			(C)	㉖			
		正三角形	(A)	㉗			
			(B)	㉘	⑩		
			(C)	㉙			
1/10,000	0	矩 形	(B)	㉚	⑪	④	
ケ ー ス 数				15	7	4	26

注 1) 丸数字はケース番号である。

2) 二次元不定流モデルにおける加速度項の影響については、1/500 と 1/700 の氾濫原勾配についても調べた。

表 3.4 計算条件一覧表

モデル	モデル定数	ポンド形状	
		矩 形	正三角形
越流ポンドモデル	$C = 0.12$	500 m 	500 m 
氾濫ポンドモデル		$A = 0.25 \text{ km}^2$ $l = 500 \text{ m}$ $n = 900 \text{ 個}$ (ポンド数)	$A = \frac{\sqrt{3}}{16} \div 0.11 \text{ km}^2$ $l = \frac{500\sqrt{3}}{3} \div 289 \text{ m}$ $n = 1,800 \text{ 個}$ (ポンド数)
二次元不定流モデル	$n = 0.13$		

3-2-1 氾濫原勾配と氾濫状況

先ず、慣性項まで含んだ二次元不定流モデルにより氾濫原勾配による氾濫状況について見ると、 $i = 1/300$ と $1/1,000$ のケースでは縦断（y）方向の氾濫原勾配が大きいいため、縦断方向への氾濫水の伝播が速く、河道沿川には氾濫水が拡散せず氾濫域の形状は楕円形となっている。一方、 $i = 1/3,000$ と $1/10,000$ のケースでは、地形勾配の影響が少なく氾濫水の水面勾配の影響で縦断方向へも横断方向へも氾濫水が拡散して、氾濫域の形状は半円形となっている事が分る。

計算条件 { モデル：二次元不定流モデル
ポンド：矩形（500×500 m）
粗 度： $n=0.13$

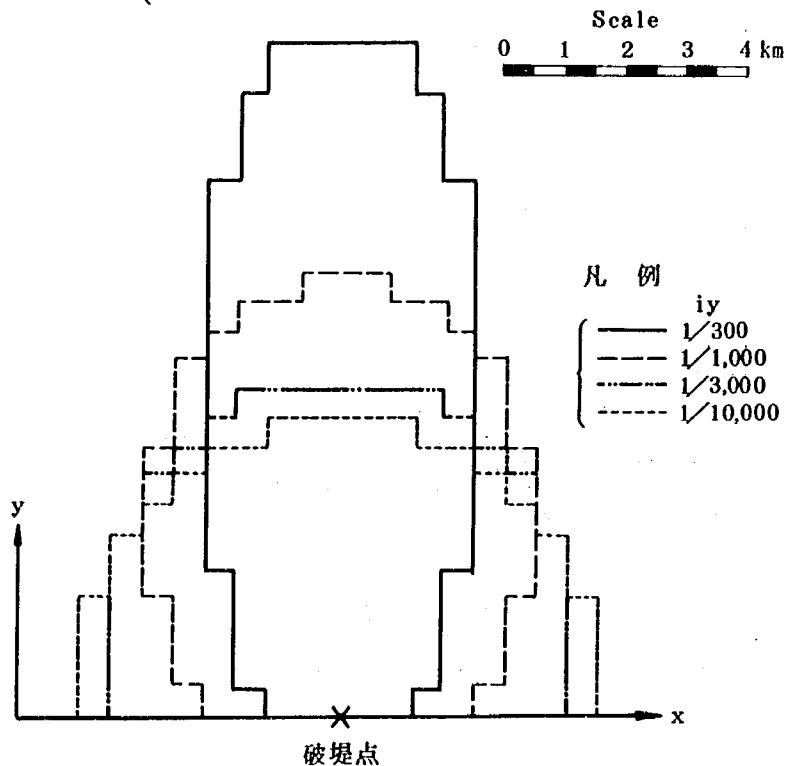


図3.7 氾濫原勾配による氾濫域の違い

3-2-2 氾濫モデルと氾濫状況

次に、 $i = 1/3,000$ のときの氾濫モデルによる氾濫状況の違いについて見てみると、二次元不定流モデルは慣性項を考慮し、かつ慣性項に相乗効果（ $\frac{\partial}{\partial x}(uv)$, $\frac{\partial}{\partial y}(uv)$ ）を持たせたために流況が三次元的に表現されているのに対して、氾濫ポンドモデルは流況が二次元的である。しかし、モデルの構成因子が類似していることもあって、あまり大きな差異は見られない（単純流域における氾濫では慣性項の影響が少ないことを意味する）が、越流ポンドモデルの氾濫状況は他のモデルとは明らかに異なっている。これは越流ポンドモデルにおける抵抗則が、水深 h に関係なく、水位差 ΔH のみによって規定されているからである。即ち、越流ポンドモデルの運動式を変形すると、

$$v = c \sqrt{\Delta H} = c \sqrt{i \cdot \Delta x} \quad (3-19)$$

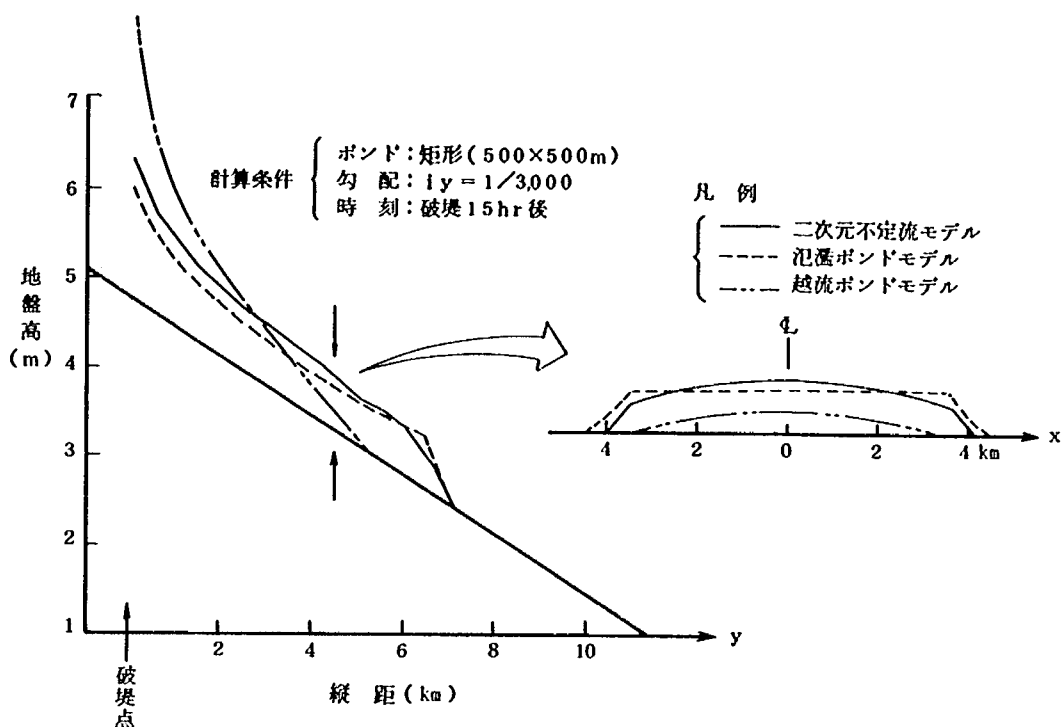


図 3.8 氾濫モデルによる氾濫状況の違い

となる。一方、二次元不定流モデルと氾濫ポンドモデルの抵抗則であるManning 則は、

$$v = \frac{1}{n} h^{2/3} i^{1/2} \quad (3-20)$$

であるから、両式より v を消去すると、

$$c = \frac{h^{2/3}}{n \sqrt{dx}} \quad (3-21)$$

となる。これより、係数 c を h によらず一定としたために氾濫水前縁の堰上げ効果（貯留効果）が表現できなかったものと思われる。

3-2-3 ポンド形状^{*}と氾濫状況

本項では、氾濫原を分割したポンド形状によって氾濫形態が変化しないかどうかを調べた。図 3.9 に見られる様に、正三角形の方が矩形より 2 ポンド程度流下が早い。しかしながら、伝播速度で見ると、正三角形が $v = 0.6 \text{ km/hr}$ 、矩形が $v = 0.53 \text{ km/hr}$ とその差は 1 割強にしかすぎない。

結果が異なった理由は、正三角形ポンドの場合には流下方向に対して逆三角形のポンドから隣接したポンドに氾濫水が伝播する際、地盤勾配が逆勾配となるため横断方向に伝播しにくくなるためである。なお、正三角形ポンドの横断水面形が凹凸になっているのは、横断方向に見たポンドの重心の地盤高が異なっている事によるものである。

ポンド面積による氾濫状況の違いについては「4-3-2 氾濫原の大小分割」の項で説明して

注) 例えば、有限要素法を用いた潮流シミュレーションでは正三角形メッシュが採用されている。²⁸⁾

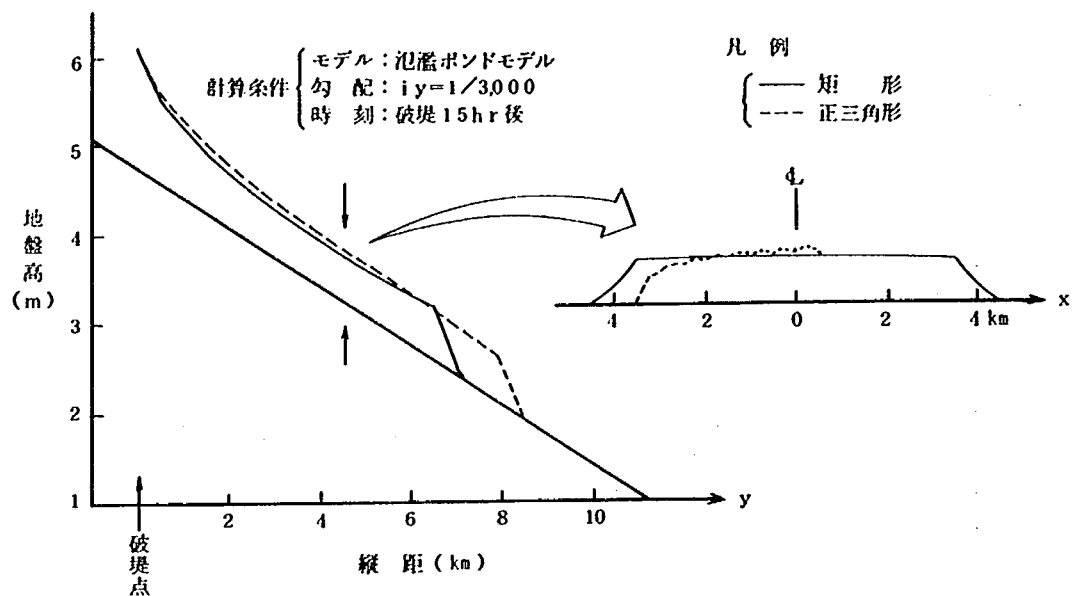


図 3.9 ポンド形状による氾濫状況の違い

ある。

3-2-4 流水疎害率と氾濫状況

ここで流水疎害率（ポンド辺長に対するポンド間の有効流水幅）を考えたのは、実際の氾濫原の横断形状には凹凸があり、ポンド辺長が必ずしも流水幅にはならないという事と、現在のシミュレーション手法では氾濫原における地物の密集度（例えば市街地）を氾濫原粗度係数などのモデル定数により表現しているが、農地の粗度を基準粗度として n_0 で表わし、市街化まで含んだ粗度を流水

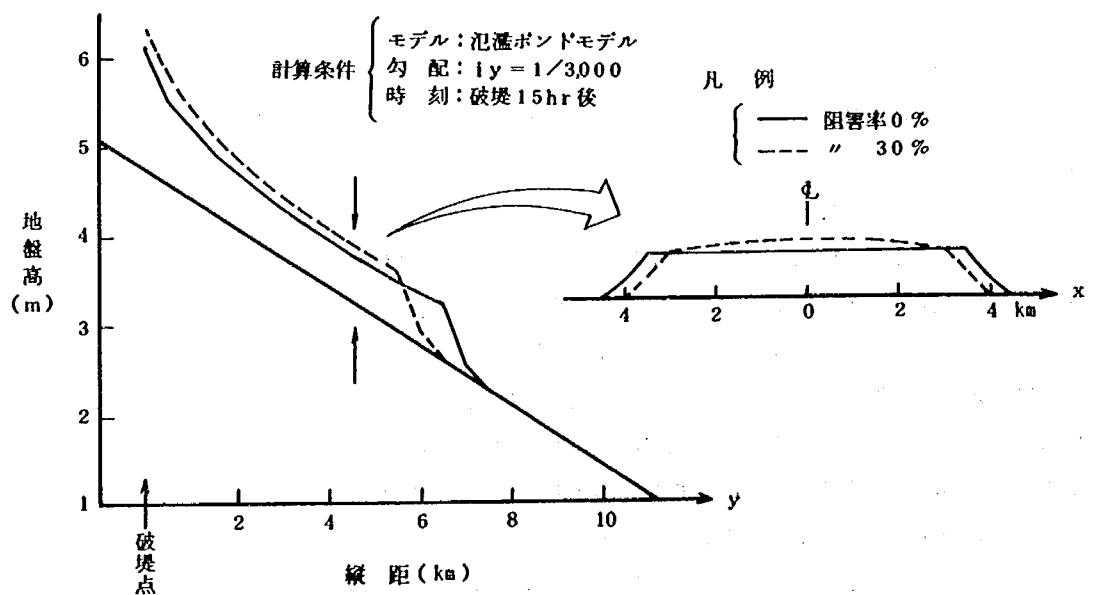


図 3.10 流水疎害率による氾濫状況の違い

疎害率^{*}を用いて、 $n = (1 - \alpha) n_0$ で表わせれば簡便ではないかという思惑も含まれている。

氾濫ポンドモデルにより計算された結果を見ると、阻害率30%の計算ケースの方が阻害率0%より貯留効果が現われており、水位は15~30cm高めとなっている。また興味深いのは、阻害率が30%で相乗効果 $(\frac{\partial}{\partial x}(uv), \frac{\partial}{\partial y}(uv))$ を無視した氾濫ポンドモデルの計算結果と阻害率0%で相乗効果を考慮した二次元不定流モデルの計算結果とがほぼ同じ傾向を示している事である。

3-3 モデルの適用性に関する検討

3-3-1 氾濫原勾配から見たモデルの適用性

既往の文献に見られる氾濫原勾配が各項に与える影響は次の様になっている。今、縦断勾配 iy の一次元開水路非定常流式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{\partial h}{\partial y} - iy + \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (3-22)$$

を考えると、各勾配領域において、

$$1) \quad iy < 1/3,000 \text{ の場合} \quad \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{\partial h}{\partial y} - iy + \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (3-23)$$

$$2) \quad 1/3,000 \leq iy < 1/1,000 \text{ の場合} \quad \frac{\partial h}{\partial y} - iy + \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (3-24)$$

$$3) \quad 1/1,000 \leq iy \text{ の場合} \quad -iy + \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (3-25)$$

という具合に簡略化が可能である事が米田²⁹⁾によって言われてきた。即ち、加速度項と慣性項が無視できるのは、縦断勾配 $iy \geq 1/3,000$ のときである。

しかしながら、氾濫計算の実例を見ても $iy < 1/3,000$ の沖積デルタを対象とした事例が多い事、また扇状地（地形学的には、 $iy \geq 3/1,000$ と言われている）における氾濫水の挙動を考えると、この勾配領域の区分では必ずしも十分であるとは言い難い。そこで本研究では、 $iy = 1/10,000$, $1/3,000$, $1/1,000$, $1/300$ （加速度については $iy = 1/700$ と $1/500$ の場合も検討した）における計算結果を基に、5つの勾配領域における各項の影響を調べることにした。図3.11は、 $iy = 1/300$ のときの各々の場所における各項の時間変化を示したものである。図から分る様に、抵抗項と水面勾配項は氾濫水の到達直後から漸増し、定常状態に至るまでつり合いを保っている。一方、慣性項と加速度項は氾濫水の到達直後大きな値となるが、抵抗項が定常値となる頃には無視できるオーダーとなる。

各項に及ぼす氾濫原勾配の影響は図3.12と3.13に示した。図には流量フラックス (m^2/s^2) で表わした各項の絶対値を示している。図中の直線は定常状態での勾配による各項の値の変化を見

注) 面的な流水疎害率で表わすには、市街地内の有効流水幅率を b_u 、水田・畑を b_p 、または市街化率を u とすると、

$$\alpha = \sqrt{u} \times b_u + (1 - \sqrt{u}) \times b_p$$

と表わされる。

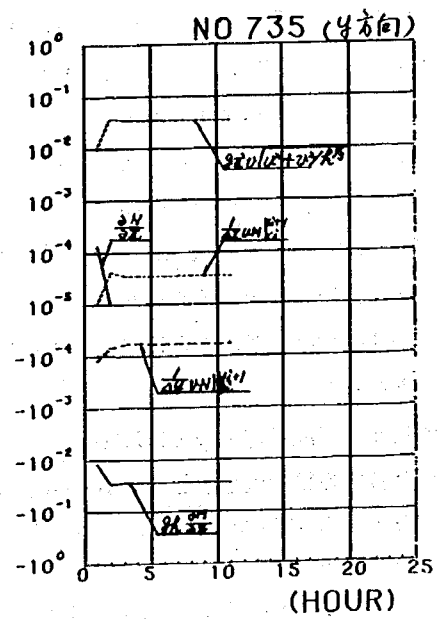
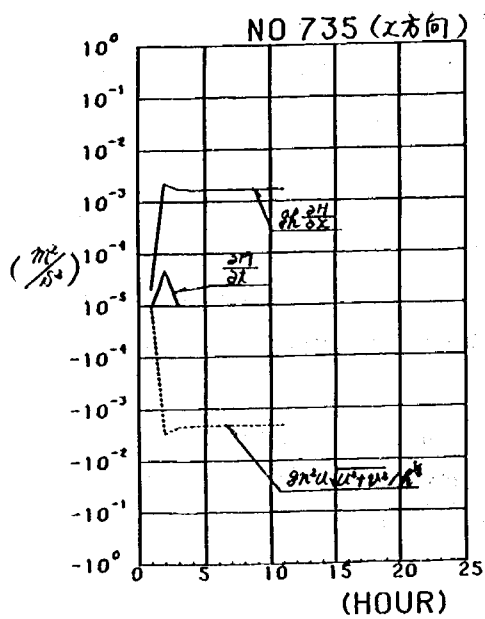
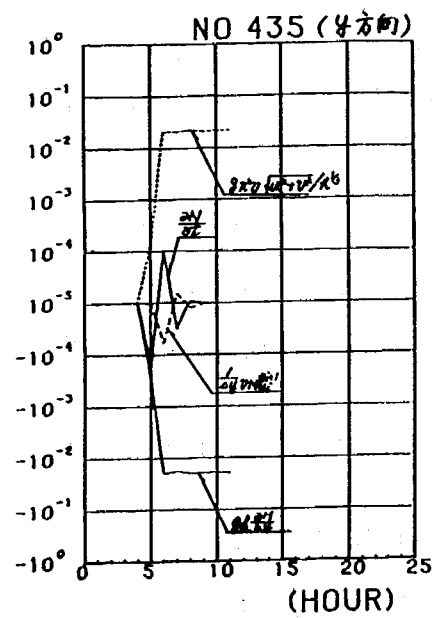
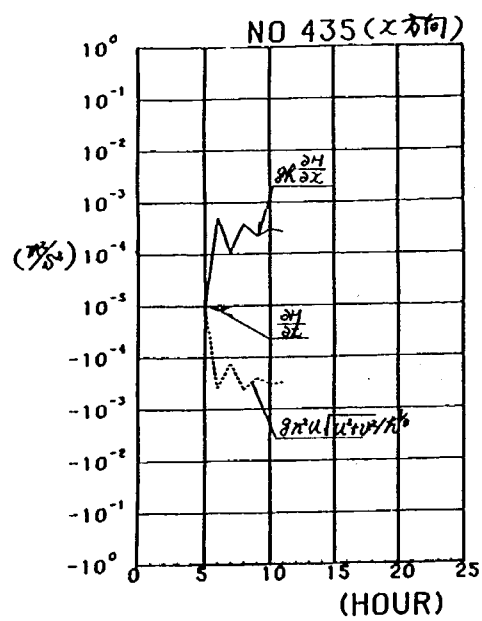
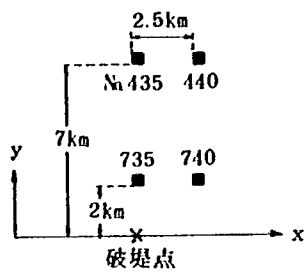


図3.11 各項の時間的变化

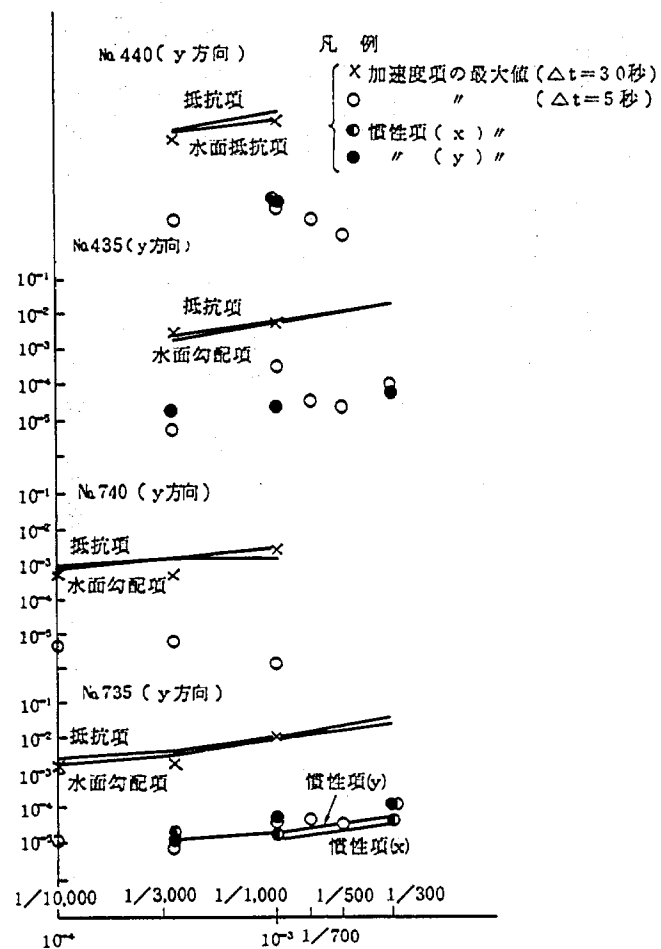


図 3.12 不定流式中の各項の比較 (y 方向)
注) 各項の値は絶対値で表示している。

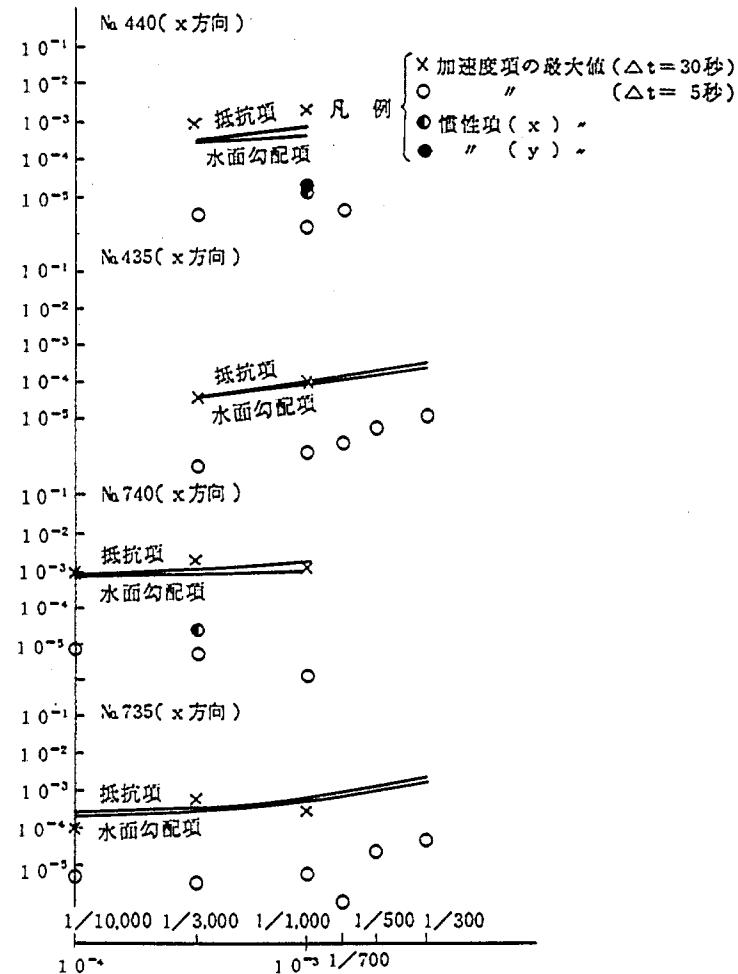


図 3.13 不定流式中の各項目の比較 (x 方向)

たものであり、○および×印は氾濫水の到達直後に見られる加速度項と慣性項の最大値を示したものである。なお、二次元不定流モデルの運動方程式は以下の各項から成り立っている。

$$x \text{ 方向: } \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \quad (3-26)$$

$$y \text{ 方向: } \underbrace{\frac{\partial N}{\partial t}}_{\text{加速度項}} + \underbrace{\frac{\partial(uN)}{\partial x}}_{\text{慣性項(x)}} + \underbrace{\frac{\partial(vN)}{\partial y}}_{\text{慣性項(y)}} = -gh \underbrace{\frac{\partial H}{\partial y}}_{\text{水面勾配項}} - \underbrace{\frac{\tau_{yb}}{\rho}}_{\text{抵抗項}} \quad (3-27)$$

まず、氾濫流主流の y 方向について見れば、慣性項の最大値は各れの場所・勾配においても小さく、 10^{-4} 以下（抵抗項や水面勾配項とは2オーダー異なる）に位置している。加速度項については、 $\Delta t = 30$ 秒と5秒の2通りで計算したが、 $\Delta t = 30$ 秒で計算した加速度項の最大値は抵抗項に匹敵する大きさとなっている。この事は計算時間間隔を長くとした場合は、加速度項は氾濫前縁部において大きな値となるし、計算時間間隔を短くとした場合は、加速度項の値によらず計算が安定的に行われる事を表わしている。 x 方向についても同様の事が言える。ただし、加速度項の最大値の勾配による変化は、 $\Delta t = 5$ 秒の場合破堤点の直下流（No 435と735）では勾配が緩くなるほど小さくなる傾向が見られたが、No 440と740ではっきりした傾向が見られなかった。

以上をまとめると、

- 1) 氾濫 Pond モデルや開水路 Pond モデルのように、慣性項を無視すると横断方向の浸水深分布^{*1}は適確に表現できないが、縦断方向の浸水深にはあまり大きな影響を与えない。
- 2) 加速度項は計算時間間隔を短くとした場合には無視できるが、計算時間間隔が長い場合には無視できるのは $\Delta t > 1/1,000$ のときに限る。即ち、精度の良い計算を行おうとする場合には、貯留関数法・マスキング法・簡易一次元不定流モデルのような一次元モデルおよび越流 Pond モデルの適用領域は、 $\Delta t > 1/1,000$ でなければならない。

3-3-2 モデルの利便性の比較

以上見てきたように、氾濫原勾配などの地形特性により適用性が妥当なモデルが決められる場合もあるし、また計算精度を上げるために二次元不定流モデルのような厳密モデルを計算に利用する場合もある。しかし、実際の計算においては、モデルの適用性に加えて①演算労力・時間が少なく済む、②計算が安定的に行われることを考慮したモデルが採られるであろう。

本項では、そのうち前者の演算労力・時間について考察を行う。演算労力は、使用した電算機の機種やモデルの種類、計算対象流域の大きさや Pond 面積の大小^{*2}などにより異なるが、建設省技術研究会で調査した表3.5から判断すれば、一次元モデルである貯留関数法・マスキング法に比べ、二次元モデルの演算労力が多いと言える。特に準備計算と演算時間（c.p.u時間）に大きな差

注1) 氾濫シミュレーションの結果を避難・誘導に利用する際には問題になると思われる。

注2) 庄内川で行われた氾濫 Pond モデルによる計算では、1 km²の場合の30分～1時間に対して、0.25 km²の場合は約6～8倍の演算時間を要している。³⁰⁾

異が見られた。参考までに今回のモデル流域における演算時間を見てみると、越流ポンドモデルの演算時間が1,074秒（ケース6）と975秒（ケース11）であったのに対して、二次元不定流モデルのそれは、1,588秒（ケース2）と1,533秒（ケース4）となっており、約1.5～1.6倍の演算時間を要している。

表 3.5 氾濫計算の演算労力

河 川 名	モ デ ル	河道・流域情報の整理, 入力	準 備 計 算	プログラムの作成	c.p.u 時 間
庄 内 川	越流ポンドモデル	3人・日	18人・日	12人・日	1,800秒
	氾濫ポンドモデル	3	18	12	1,800
雲 出 川	貯 留 関 数 法	3	4	6	250
	マスキンガム 法	3	3	6	100
	二次元不定流モデル	3	7	10	1,500
宇 治 川	開水路ポンドモデル	12	14	23	600
古 川	マスキンガム 法	20	10	14	360

第4章 計算条件の与え方

4-1 氾濫原粗度係数の与え方

現在、氾濫シミュレーションを実行しようとする際に最も問題となるのは、モデル定数（氾濫原粗度係数 n 、越流ポンドモデルの流量係数 c 、本間公式の流量係数 μ や k 、 p など）の設定の問題であろう。本節では、これらの定数のうちの氾濫原粗度係数 n と流量係数 μ に着目して、これを水理学的・河川工学的見地から見て妥当な値となるように決定する事を試みた。

4-1-1 水理学的側面から見た粗度係数^{31) 32)}

流水運動を考える場合、水路床（氾濫原）との抵抗力を考えなければならない。流水の水路抵抗を表わす尺度として用いられているのが粗度係数であり、なかでも多用されているのがManningの粗度係数であろう。Manning式が良く利用される理由は、①理論的に妥当なColebrookの式（市販されている管の摩擦損失係数式）に良く適合している、②豊富な実験資料により値が細かく決められているKutterの n と実用上、数値的に一致するの2点である。

河床の粗度係数については、種々の実験および実測資料があるが、氾濫原のような植生や地物が多い地状態における水理実験の事例はそれほど多くはない。数少ない事例のなかから、2、3の事例をとり上げてみよう。

a) Hortonの標準粗度係数

平滑な舗装	$n = 0.02$
石のない締った裸地	0.1
草の生育の悪い土地	} 0.2
ある程度凹凸のある裸地	
普通の草地	0.4
密生した草地	0.8

b) Palmerの粗度係数

Palmerは、地表面流の抵抗則実験（ $i = 1/20$ 、 $b = 3 \text{ ft} \doteq 90 \text{ cm}$ ）において、測定した水深・流速の結果から逆算した粗度係数によって植物被覆斜面上の流れを3つのタイプに分けることを提唱した。

low flow type	}	流れは植物を曲げたり、完全に覆ったりしないで流れるので n 値は著しく大きくなる。
intermediate flow type		植物が流れによって曲げられる為に、 n 値は水深の増加とともに小さくなり、Manningの抵抗則は成立しない。
high flow type		流れは植物を完全に覆って流れ、 n 値は普通の開水路での値に等しくなる。

また、Palmer は、雨水流の表面流出より、粗度係数は、草の種類・疎密・生成の程度などにより異なるとして、流量に応じて、次の様にも分類している。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{流量が小さいとき} & n = 0.2 \sim 0.4 \\ \text{(流量が増して、草が水没するようになったとき)} & \\ \text{流量がさらに増加すると} & n = 0.03 \sim 0.04 \end{array} \right.$$

c) 粗度係数の関数式 ($n \sim h$ 関係)

河道内の河床粗度は、通常水深方向には変化させないが、氾濫計算では氾濫原の粗度要素が大きいため、例えば氾濫原モデルでは粗度係数を水深方向に変化させて与えている。粗度係数を水深の関数として表わす場合は、流速に Prandtl-Karman の対数分布則を用いる。即ち、氾濫原は近似的に広長方形開水路と見なせるので、

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \frac{y}{y_0} \quad (4-1)$$

$$\frac{v}{u_*} = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{u}{u_*} dy = -\frac{1}{k} + \frac{1}{k} \ln \frac{h}{y_0} \quad (4-2)$$

ただし、境界条件として $u(y_0) = 0$

ここで、氾濫原は、流れの Re 数が大きく、かつ、粗面なので、完全粗面の関数

$y_0 = k_s / 30$: Nikuradse's experiment

$k = 0.4$: 清水時の Kármán 定数

を代入すると、

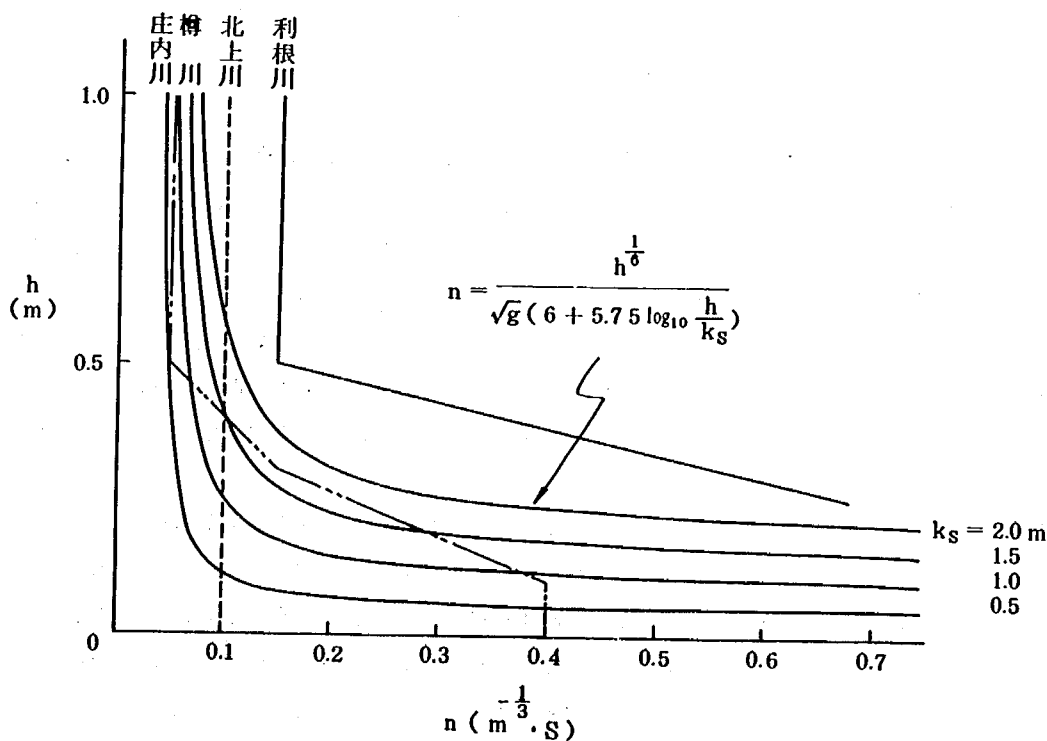


図 4.1 氾濫原粗度係数の関数式

$$\frac{v}{\sqrt{g}} = 6 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s} = \frac{h^{1/6}}{n \sqrt{g}} \quad (\text{Manning 式}) \quad (4-3)$$

$$\therefore n = \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g}} \frac{1}{6 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s}} \quad (4-4)$$

従って、相当砂粒粗度 k_s をパラメータとして、 h の関数として n を推算することが可能である。実際の計算例では、庄内川・樽川の場合で $k_s = 0.5 \sim 1 \text{ m}$ 、利根川の場合で $k_s = 3 \text{ m}$ とした曲線形に近い折線を氾濫原粗度係数として与えている。

4-1-2 河川高水敷における粗度係数³³⁾

次に、(c) で述べた関係が実際に定性的に成り立つかどうかを第1次近似として河川高水敷上で測定された粗度係数により確かめてみよう。対象としたデータの要件としては、①ほぼ平坦な高水敷であること、②低水路と高水敷のデータが区分されていること、③洪水毎にデータがプロットされていること、④ h と Q (高水敷) の相関関係が良いこととした。

$n \sim h$ 関係をその変化度から、① $\frac{dn}{dh} < 0$ 、② $\frac{dn}{dh} > 0$ 、③無相関の3タイプにグルーピングすると、データは各々、①2個、②2個、③3個に分類される。即ち、必ずしも「4-1-1」に述べた傾向(変化度①)になっていないデータもかなり見受けられる。その理由としては、

- 1) 死水域の存在
- 2) 河岸(高水敷より高い堤防表法面)の植生の影響
- 3) 高水敷の土地利用の変化

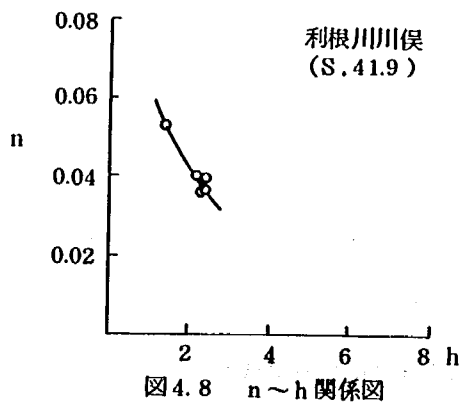
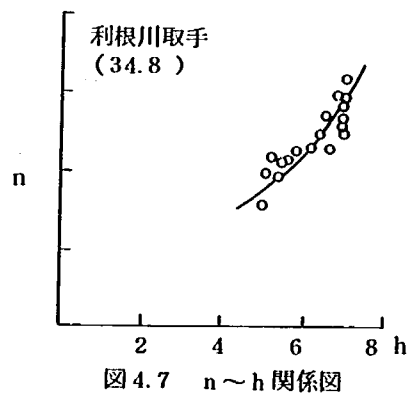
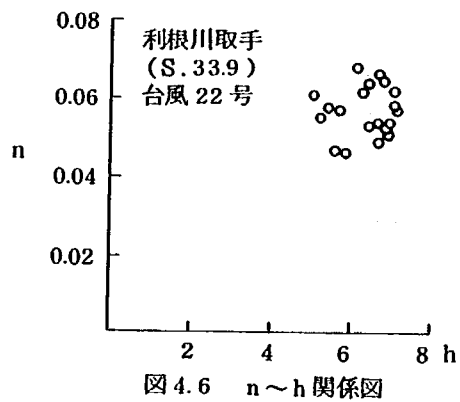
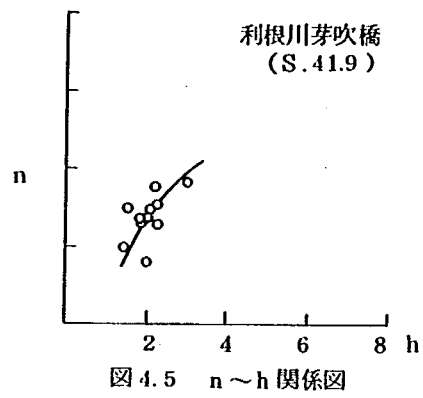
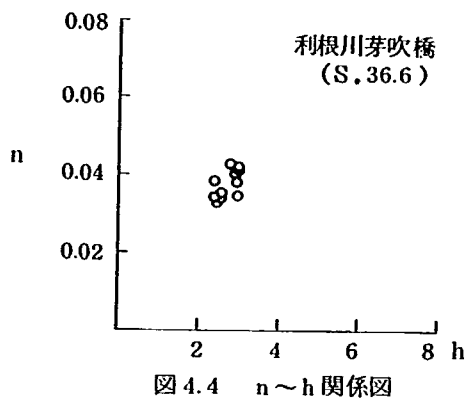
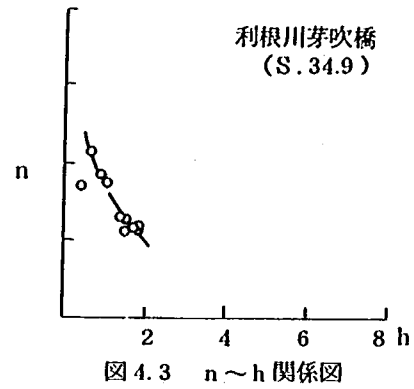
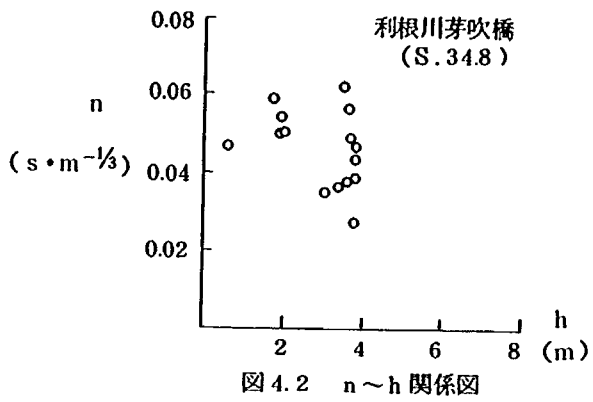
などが考えられる。即ち、粗度状態が時間的・空間的(水深方向)に変化したために、単一の粗度条件として考えられなくなったためである。

4-1-3 氾濫実績から見た粗度係数

氾濫原粗度係数を推算するのに最も有効な方法は、氾濫時に撮影された航空写真を用いて、Cameron 効果および平常時の航空写真等から氾濫水理量(h , v)を求めて、Manning式より逆算することであろう。しかし、氾濫時に航空写真を撮影できなかったり、Cameron効果によって求められた水位には $\pm 30 \text{ cm}$ の誤差を伴う³⁴⁾など、この手法にも問題は多い。

ここでは、昭和56年8月の小貝川決壊に伴う氾濫状況を撮影した航空写真を利用して求めた氾濫原粗度係数について述べてみたい。採用したデータは、①旧堤などによる湾曲した流れでないこと、②氾濫前縁部のように浸水深が小さくないこと、③水田の畔道等、盛土部分を横切っていないことを要件としている。

図4.9には小貝川流域における氾濫水理量の基本量を示した。この図からも分る様にデータはほとんどが $v = 30 \sim 40 \text{ cm/s}$ の範囲に入ってしまう。これは前述した①の要件を重視したため、破堤点近くで観測された流速が速い湾曲流(旧堤・かん木群による)のデータを無視したことによるものである。このデータを用いてManning式より逆算した粗度係数を $n \sim h$ 関係で図示すると図4.10のようになり、水深が増大するにつれて粗度係数も増大する傾向が見られた。しかしながら、低水深において精度の高いデータが得られなかったこと、また破堤点近くで見られる水深が深く、かつ流



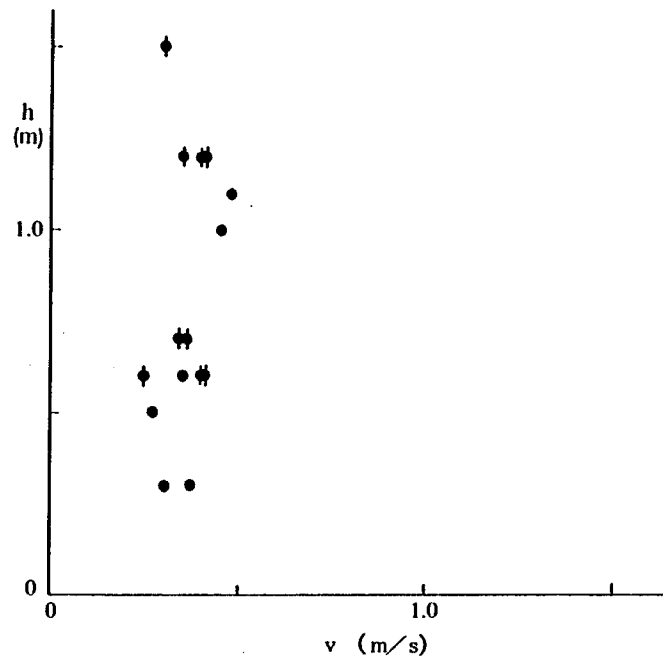


図4.9 小貝川氾濫時の $v \sim h$ 関係図

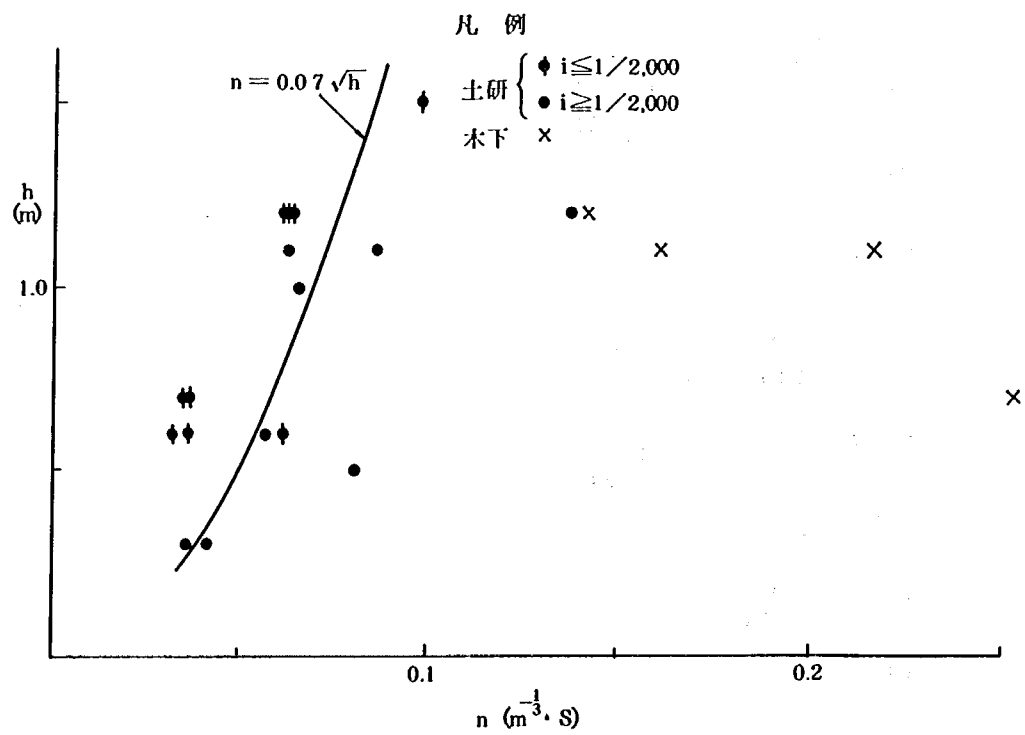


図4.10 小貝川氾濫時の $n \sim h$ 関係図

速の速いデータを採用できなかったことなどを考え合わせると、この傾向は必ずしも実際の粗度状況を表わしているものであるとは言えない。特に浸水深の誤差によって水面勾配を正確に把握できなかった所に問題があると思われる。

一方、木下³⁵⁾ も同じ小貝川決壊時に撮影された空中写真と氾濫域末端の用排水路における流観データを用いて氾濫原粗度係数を逆算している。木下の計算方法では氾濫流量を氾濫域の拡大状況、あるいは新利根川幸田橋における流観データから求めているが、測定点付近に障害物がない地形条件からこの方法は妥当であると思われる。しかし上述した方法と同様、水面勾配を求める場合の浸水深の算出方法が不明な点および水面勾配を測定している方向と氾濫水の流下方向が大きくずれている測定点がある点に問題があると言える。図4.10には木下の計算結果もプロットしたが計算結果の傾向は異なっており、計算方法だけでなく測定点における水理量のとり方によって計算結果はかなり異なってくることが分る。

今後は、種々の流域において氾濫データを収集し、更に精度の高い氾濫原粗度係数を算定していかなければならないであろう。

4-2 流量係数の与え方

流量係数 μ は越流ポンドモデルにおけるモデル実数（実際には、流量係数に縮流係数をかけたもの）ばかりでなく、河道水位と破堤幅から氾濫流量を算定する際にも重要な定数である。通常 μ は本間の考え方により、越水深 h と堰高 w を関数とした次式で表わされている。³⁶⁾

$$\text{完全越流公式} \quad Q = \mu B \sqrt{2gh^3}$$

表4.1 本間公式の流量係数(1)

において

$$\mu = a \frac{h}{w} + b \quad (4-5)$$

とすると、 a 、 b は右のようになる。

しかしながら、越流部の凹凸度によって

越流流量は変化する。即ち、天端端 L を用いて³⁷⁾

$$\text{完全越流公式} \quad Q = \mu B \sqrt{2gh^3}$$

において、 $\mu = a' \frac{h}{L} + b'$ (4-6)

とすると a' 、 b' は以下のようにになる。

表4.2 本間公式の流量係数(2)

係数 \ h/L	$0.1 \leq \frac{h}{L} \leq 0.4$	$0.4 \leq \frac{h}{L} \leq (1.5 \sim 1.9)$	$(1.5 \sim 1.9) \leq \frac{h}{L}$
a'	0.019	0.080	0.054
b'	0.351	0.326	0.403

注) ただし、 $0 < h/L \leq 0.1$ のときは、 $\mu = 0.371 (h/L)^{0.022}$ である。

この関係は、広幅堰における Govinda Rao の実験式と言われるものであるが、土木研究所河川研究室で行われた越流実験の結果ともほぼ合致している。この結果より、 $h/L \geq 0.4$ となるような小さな天端幅（もしくは、残った堤防基部の幅）の場合、 h/L の増加に伴って μ も増加させる必要があることを示している。

4-3 計算安定条件³⁸⁾

4-3-1 計算条件の設定

氾濫原勾配に応じた計算式により氾濫計算する場合、誤差が時間と共に累加しない様に、 Δx および Δt を決定しなければならない。

誤差の集積により計算が発散しないための安定条件は、計算式により以下の様に表わされる。

$$(i) \quad \frac{\partial h}{\partial x} - i_b + \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}} = 0 \text{ のとき, } \Delta t < \frac{2B i_b}{Q} \Delta x^2 \quad (4-7)$$

$$(ii) \quad \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i_b + \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}} = 0 \text{ のとき, } \Delta t < \frac{\Delta x}{|v| + \sqrt{gh}} \quad (4-8)$$

(4-8) は、開水路非定常流式の加速度項を考慮した場合の安定条件式で、Von Neumann の条件と呼ばれるものである。ここで技術研究会で調査した河川について安定条件を満足しているかどうかを見ると、図4.11の様に、Von Neumann の安定条件を満足しているにも拘らず、計算が不安定になっているケースが見受けられる。上式の条件が安定計算を行なうための必要条件であるのに不安定な結果が得られたのは、例えば北上川（氾濫ポンドモデル）の場合、タンクの大きさが大分割のとき、平均タンク面積 $\bar{A} = 0.85 \text{ km}^2$ 、タンク面積の標準偏差 $\sigma_n = 0.45 \text{ km}^2$ 、小分割のとき、 $\bar{A} = 0.24 \text{ km}^2$ 、 $\sigma_n = 0.11 \text{ km}^2$ と面積のバラツキが大きく、流水幅の変化の影響が出たために慣性項の影響等により計算が発散したものと思われる。氾濫原を不定形に分割する場合、タンク面積のバラツキを小さくする様にしないと、計算が不安定になる可能性が大きくなることが窺える。

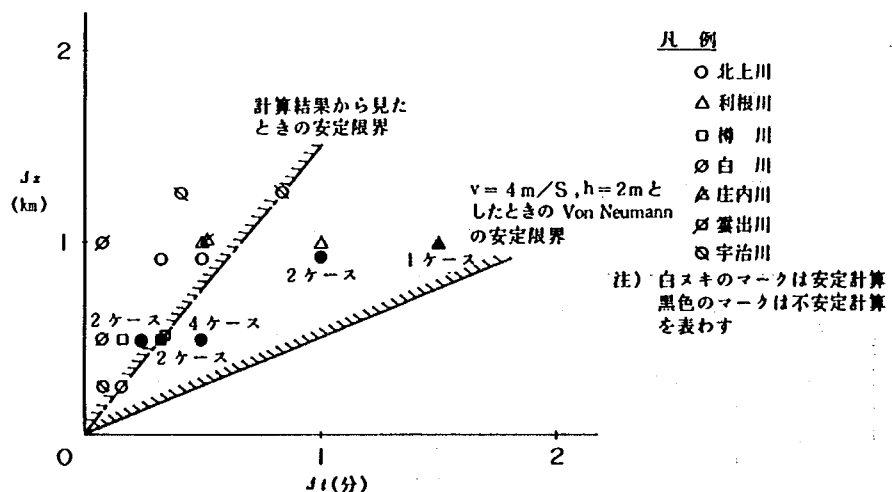


図4.11 安定計算の領域区分図（出典：建設省技術研究会，1984）

計算条件の設定は、通常 $\Delta x \rightarrow \Delta t \rightarrow n$ の順序で行なわれる事が多い。何故なら、流域情報の収集ならびに演算に要する労力から、先ず Δx が決定され、この値と計算の安定条件（例えば Von Neumann 条件）とから Δt が決定されるからである。設定された Δx に対して、Von Neumann 条件を満足する様に Δx を決めたにも拘らず計算が発散した場合には、図 4.11 の結果を一応の目安として Δt を設定すると良い。図から分る様に、計算結果から得られた安定限界は、Von Neumann の安定限界の 1/3 とかなり短い計算時間間隔が要求されている。

次に、実際の計算事例で Δt の違いによる氾濫流況の違いをしてみる。宇治川の場合、 $\Delta t = 30$ 秒と 60 秒での計算では、実績値とのズレは $(\epsilon_r) \Delta t = 30 \text{ 秒} = 0.40$ 、 $(\epsilon_r) \Delta t = 60 \text{ 秒} = 0.44$ となっており、それほど差異はない。ところが全般的な傾向としては、 $\Delta t = 30$ 秒での氾濫流の方が、 $\Delta t = 60$ 秒の場合よりも伝播が遅い、即ち貯留効果が良く表現されている。 Δt が短いと何故貯留効果が出るのかは不詳であるが、この事は、計算が安定する時間範囲内でも計算時間が短い方が氾濫現象を良く再現していることを表わしていると言える。

4-3-2 氾濫原の大小分割

宇治川（開水路 Pond モデル）と利根川（氾濫 Pond モデル）の氾濫計算を例にとって、氾濫原の分割方法を考えてみる。ただし、ここでは流向に影響を及ぼす Pond 形状ではなくて、氾濫流の伝播に影響を及ぼす Pond 面積の大小について述べることにする。

結論から言うと、宇治川の場合、氾濫流の伝播や洪水波形については小分割の方が実績値に近かった。氾濫流の伝播について見れば、図 4.13 の様に計算の方が実績よりも氾濫流の伝播が速い、即ち貯留効果が計算に表われていない。小分割の方が適合性が良かったのは、氾濫原を小分割すると氾濫原の地盤高の変化を的確に把握できるため、水面勾配が妥当となり計算が正確に行なえるからであると思われる。特に宇治川流域の様に、破堤点の近くに凹地部分があり、更にその下流に凸地部分がある場合、凸地直上流で氾濫水の堰上げが生じており、こうした現象を再現するためにも、氾濫原は小分割の方が良い。利根川の場合（S 22.9）も、宇治川と同様の理由で、小分割の方が

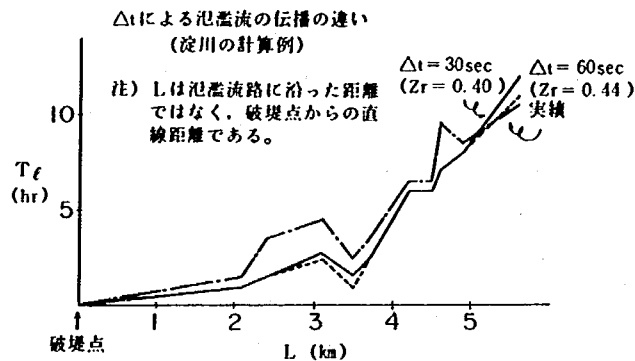


図 4.12 Δt による氾濫流の伝播の違い
(出典：建設省技術研究会，1984)

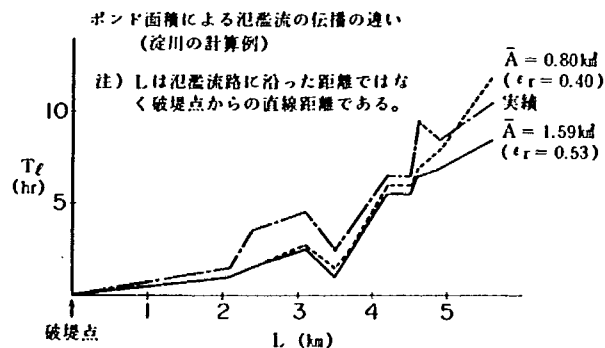


図 4.13 A による氾濫流の伝播の違い
(出典：建設省技術研究会，1984)

氾濫水の流向や氾濫域の境界を的確に把握できている。特に、計算対象流域中央部の蓮田市や春日部市において、氾濫水の正確な挙動を捉えられたと言える。

最後にポンドの大きさと地形情報量について述べる。縮尺 $S = 1/5,000$ の地形図を利用すれば、得られる地盤高は $30 \sim 40$ 個/ km^2 程度である。また、縮尺 $S = 1/2,500$ の地形図を利用すれば、 $100 \sim 150$ 個/ km^2 程度の地盤高が得られる。そうした意味からすれば、ポンド面積 $A = 1 \text{ km}^2$ の場合は $S = 1/5,000$ の地形図を、ポンド面積 $A = 0.25 \text{ km}^2$ の場合は $S = 1/2,500$ の地形図を利用すれば、同程度の情報を得る事は可能である。ただ、ポンド内の凹凸を $H \sim V$ or A 曲線の様なもので表現している場合は、ポンド面積の大小はさほど問題とはならないが、ポンドの地盤高を平均値で代表する様な場合は、 $A = 0.25 \text{ km}^2$ 程度に小分割すべきであろう。

また、計算の目的から言えば、氾濫区域を予想する場合などはポンドを大分割しても利用に十分耐え得ると考えられるが、災害時の避難や誘導に計算結果を利用するとなれば、最低地盤高が問題となるので氾濫原を小分割して計算を行うべきであろう。因みに、長尾らによる名古屋市南部における住民アンケート調査によれば、 1 km 以内の距離に避難施設を求めた人が約 9 割、10分以内の距離に求めた人が約 6 割という調査結果から見ても、避難・誘導の目的のための氾濫シミュレーション時には、 $\Delta x = 500 \text{ m}$ 程度に小分割するのが妥当であろう。

第5章 シミュレーション上の問題点とその解決策 —まとめに代えて—

5-1 地形特性と氾濫モデル

・本研究では7種類の氾濫モデルを例にとり、それと地形特性との対応を見てきた。考察した結果を総括すると表5.1のようになる。一次元モデルと二次元モデルとの区別は、氾濫形態が沿川流下型（主に谷底平野）か、またはそれ以外の氾濫特性であるかによって区分がなされる。二次元モデルには4種類あるが、各々の相違点は表3.1に示した様に開水路非定常流式中の各れかの項を省略したものであり、省略することにより演算労力を削減できる所に利点がある。既往の計算事例から見て省略できる項は、加速度項が慣性項であるが、省略できるか否かは流域の諸条件により異なってくる。加速度項について言えば特に氾濫水到達直後に大きな値となるため、省略できるのは $i \geq 1/1,000$ の場合に限られる。即ち二次元氾濫モデルで言えば、越流ポンドモデルの適用範囲は $i \geq 1/1,000$ の流域においてである。

表 5.1 地形特性と氾濫モデル

氾濫原の 断面特性 氾濫原勾配	一次元モデル (谷底平野)	二次元モデル (その他)
$i \leq 1/1,000$ (デルタ) (後背湿地) (自然堤防)	演算労力 少 ・貯留関数法 ・マスキンガム法 ・簡易一次元 不定流モデル	少 ・開水路ポンドモデル ・氾濫ポンドモデル 多 ・二次元不定流モデル
$i \geq 1/1,000$ (扇状地) (谷底平野)	多	少 ・越流ポンドモデル ・開水路ポンドモデル ・氾濫ポンドモデル 多 ・二次元不定流モデル

5-2 氾濫原粗度係数

・浸水位の時間的変化や氾濫流速といった氾濫水の挙動は、全般的に高浸水深時の粗度要素に支配され、一方氾濫域の拡大といった氾濫前縁部の挙動は低浸水深時の粗度要素に支配されていると考えられる。そこで、氾濫原粗度係数を推定する場合には、先ず

$$\text{粗度関係式 } n = \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g} \left(6 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s} \right)}$$

のパラメータ k_s を既往の氾濫事例から決めておき、その曲線を用いて高浸水深（例えば $h \geq 40\text{cm}$ ）時の粗度係数を決定する。次いで、低浸水深時の粗度係数は、既往の氾濫時の拡散流速と等しくなる様に決定するか、もしくは雨水表面流の式（例えば速水の式）で概略的な値をつかんでおく。こ

のような手法だと、従来の粗度係数に比べて、特に低浸水深時の粗度係数が大きくなると思われるが、この方が実際の氾濫現象を忠実に表現できるものと考えられる。

5-3 計算安定条件

・数値計算上の理由以外で計算が不安定になる場合がある。注意しなければならないのは、

- 1) 氾濫原粗度係数を過小に設定した場合
- 2) 計算対象流域内に地盤勾配の大きな箇所があって、氾濫流速が過大になる場合
- 3) 氾濫特性が貯留型の流域で、堤内地の浸水位が河道水位に近付いた場合

などである。

・「第3章 氾濫モデルに関する基礎的検討」のように、ポンド形状がすべて等しい条件の場合は問題とはならないが、計算対象流域内に台地・鉄道・道路等の高盛土があり、ポンド間の流水疎通幅が変動する流域では、流れが不等流的となるので開水路非定常流式における慣性項が大きくなって、計算が不安定となり収束しなくなることがある。対処の方法としては、流下方向に対して流水疎通幅の変化量が小さくなるように小さなポンド前後のポンドを細分割するのが良い。ただし、分割の際には Δx を必ず計算の安定条件（例えば Von Neumann の条件）を満足する程度の大きさ以内とする。

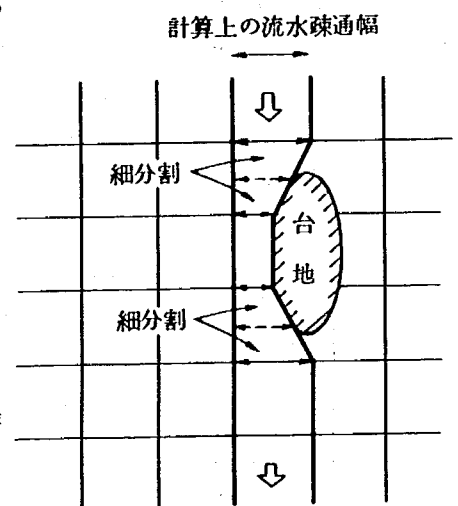


図5.1 慣性項の影響を小さくする氾濫原の分割方法

5-4 その他の注意事項

・氾濫原粗度係数等、与えられた氾濫原の情報により計算された氾濫域が実績の氾濫域より広がった場合、計算対象流域の周縁部で氾濫水が滞留して、浸水深がかなり大きくなる場合がある。対処の方法としては、氾濫水の滞留により浸水深が大きくなることが予想されるポンド特に氾濫主流部の流下方向の末端にあるポンドにダミー（擬似）ポンドを接続する。その際ダミーポンドの平面面積と計算対象流域内のポンド面積より大きく（例えば4倍）して、計算対象流域外への氾濫水の排水をスムーズに行う。なお、周縁部のポンドとダミーポンドとは直接結合（仮想開水路）で結合させ、ダミーポンドの外側の境界条件は直立壁（ $v=0$ ）とする。

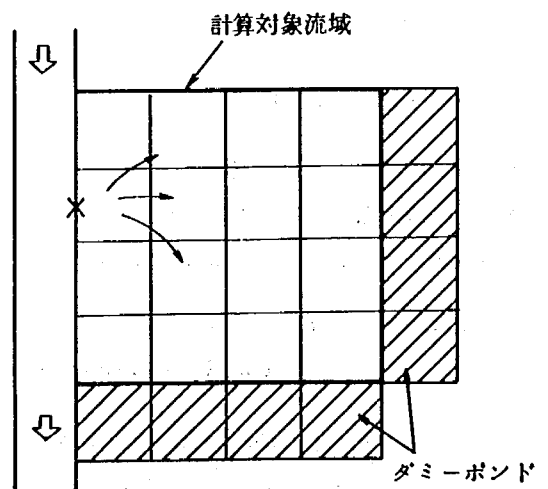


図5.2 ダミーポンドの設定

流域の情報は時間・労力の許す限り、なるべく細かい情報まで計算に組込む方が良いが、種々の理由で計算に利用する情報のスケールはある程度限定される。従って水田地域における畦道であるとか、小盛土の道路、農業用排水路沿いの盛土などは計算上、通常無視される場合が多いが、これが氾濫計算で氾濫水の伝播を速くしている原因の一つとなっている。対処の方法としては、各々の地点で伝播が抑止される水深（以下、流出制限水深 h_r と呼ぶ）として、 $h_r = 20$ cm 程度を与え、これ以下の氾濫水は隣接したポンドへは伝播せず、流出制限水深を超えた段階で氾濫水が伝播する計算条件とする。

（例）北上川では、流出制限水深として $h_r = 50$ or 100 cm を与えて氾濫計算を行っている。³⁹⁾

・氾濫流況に大きな影響を及ぼすポンドの結合条件は、直接結合（仮想の開水路）と開水路である。特に開水路による氾濫水の伝播は顕著で、開水路の条件の設定の仕方次第で計算が不安定になる場合がある。これはポンドの結合条件を開水路として計算する場合、Manning 式により計算を行うが、氾濫初期において水面勾配が大きくなって氾濫の伝播が速くなるからである。対処の方法としては、氾濫の状況に合わせて時間的に水面勾配を変化させるのが良い。現象的に見ると、氾濫初期には i_w

$> i_b$ (i_w : 水面勾配, i_b : 河床勾配) であるが、浸水深がある程度の大きさになると、 $i_w = i_b$ という状態を経て、下流側からの氾濫水の堰上げ影響を受けて $i_w < i_b$ という状態になる。従って、氾濫初期においては計算上、水面勾配の誤差が大きくなること、および貯留効果が表現されないことを考えて、近似的に $i_w = i_b$ として計算を行うのが良いと考えられる。⁴⁰⁾

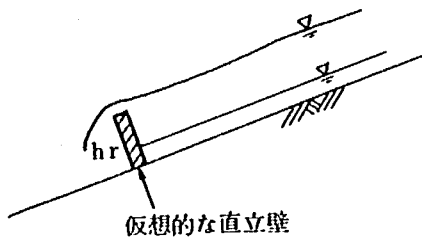


図 5.3 流出制限水深 h_r の設定

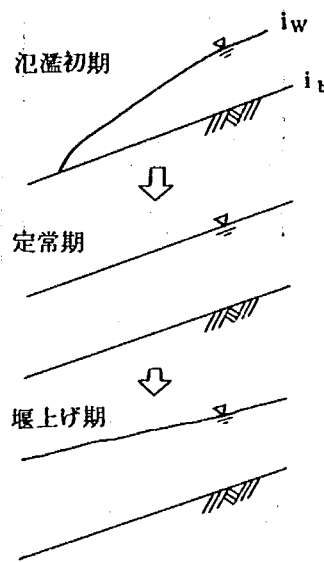
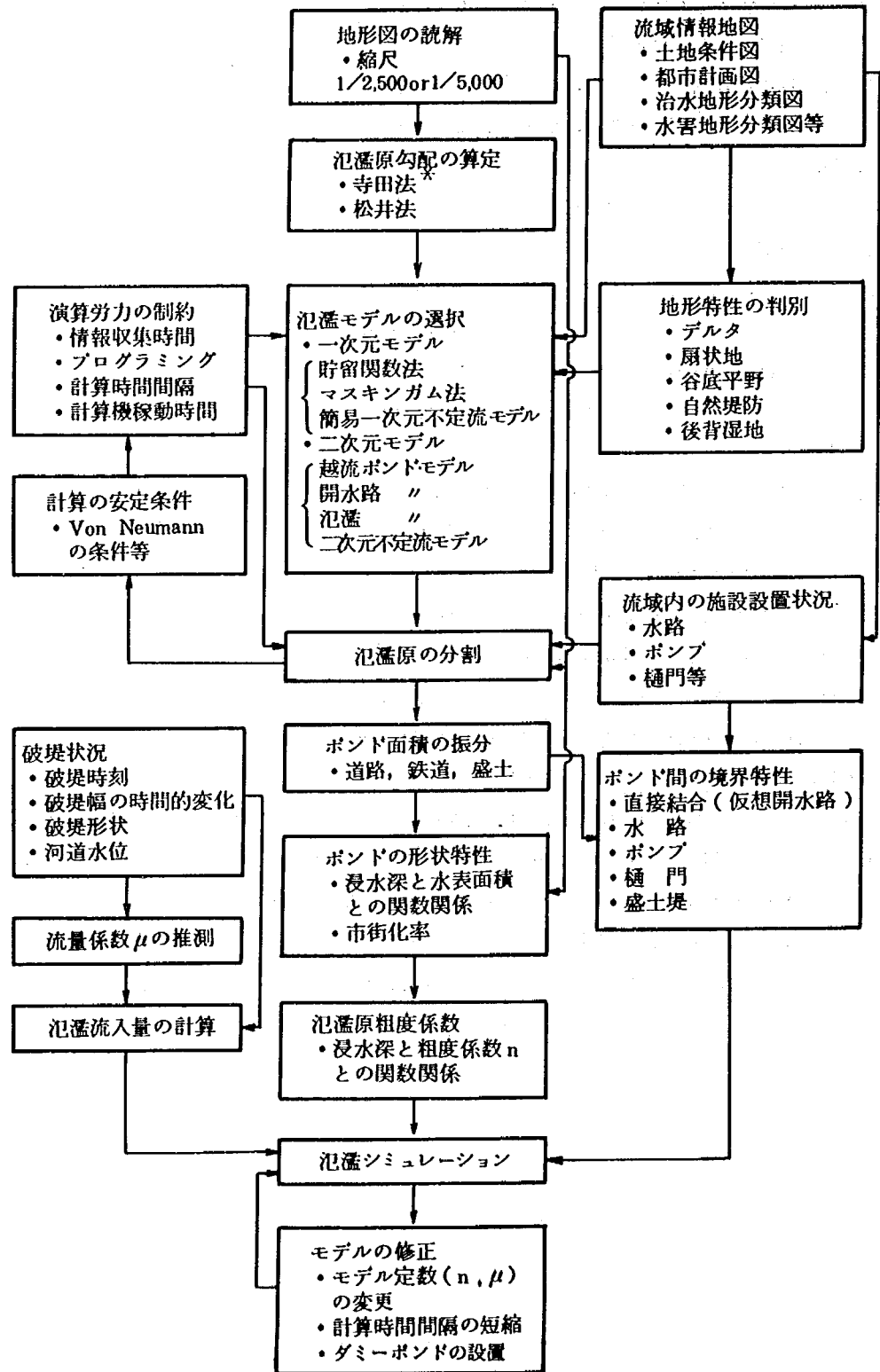


図 5.4 水面勾配の時間的变化

氾濫シミュレーションのフロー図



注) 流域の平均傾斜角を求める方法としては、寺田法、松井法などが使用されている。寺田法について簡単に説明する：

最初に、地形図上に適当な大きさの方眼を描き、この方眼に内接する半径 r の円に含まれる等高線の本数 n を方眼ごとに計測する。等高線は複雑なものでも 1 本に数え、山頂付近で同一の等高線が 2 度現われる場合には 2 本に、閉曲線は 1 本に数えることにする。以上の作業から、必要なデータが得られれば、次式を使用して方眼内の傾斜角が求められる。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{n \Delta h}{2r} \right)$$

ここに、 Δh = 地形図上のとなりあう等高線間の高度差。

この式で求めた傾斜角の流域平均値がその流域内の平均傾斜角である。

寺田法には次のような特徴がある。地形図上の方眼の取り方に関しては、方眼を広くとれば、いろいろな斜面の複合した地形の平均傾斜角を測定することになり、反対に方眼を狭くとれば単一な斜面についての局所変化を測定することになる。後者の場合、データ数も同時に多くなり、情報は統計的に安定するが、方眼をあまり狭くすると等高線 1 本当りによる傾斜の括約幅が広くなる。その結果として、等高線の本数による度数分布の階級数が少なくなり分布の変化が極端になる。また、測定作業量が増大して、データ数が増加する割りには、地形図の縮尺以上の情報が入る恐れもある。

以上のことから、方眼の大きさを決定する際は、地形の複雑さと縮尺を考慮して、無理のない詳しい情報を能率的に多くとれるように方眼の大きさを決定することが肝要である。

今、1/50,000 の地形図を使用し、方眼の大きさは 1 cm × 1 cm とすると

$$r = 250 \text{ m}, \Delta h = 20 \text{ m} \quad \text{なので}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{n}{25} \right)$$

となる。

結 語

氾濫シミュレーションの研究を始めるにあたって、先ず氾濫に関する研究論文の収集から始めた訳であるが、水害被害の報告書的なものしか見当らず当惑したものである。しかしながら、行政においては氾濫シミュレーションの結果を利用した段階施工計画などが樹てられており、ここに研究とのギャップを痛感した次第である。そこで、もう一度原点に戻って「氾濫とは何か」、「氾濫形態は地形特性とどうして関係しているのか」といった事を考えつつ、氾濫シミュレーションに関する基礎的な検討を行ったのが本研究であると言える。

本報告書を執筆し終えて考えることは、当初の研究目的を達成できていない部分もあり、特に氾濫シミュレーションで最も問題となっている氾濫原粗度係数については、今回の研究では明確な答えが得られなかったことである。今後共氾濫データの収集・水理模型実験等により明らかにしていきたいと考えている。更に氾濫シミュレーションに入力する外力条件の設定手法や内水氾濫のシミュレーションを確立していくと共に、シミュレーションの結果を氾濫予想マップおよび避難・誘導に活用していく方法を模索していきたい。

昭和60年3月

総合治水研究室長	山 本 晃 一
総合治水研究室	末 次 忠 司
	桐 生 祝 男

参 考 文 献

- 1) 小柳, 甲村, 高島: 段階施工計画調査の一成果, 建設省技術研究会, 1982
- 2) 日本河川協会: 河川便覧
- 3) 岐阜日報 昭和59年6月21日版より
- 4) 山本, 末次: 氾濫シミュレーション, 土技資 25-12, 1983
- 5) 本間久枝: 浸水実績図 — 神奈川県鶴見川を例にして — 地理, vol 29, No 6, 1984
- 6) 気象庁: 異常気象レポート'85, 1984
- 7) 建設省河川局河川計画課: 水害統計, 1984
- 8) 建設省河川局: 日本の河川, 1982
- 9) 建設省土木研究所河川研究室: 越水堤防調査中間報告書 — 資料編 —, 土研資料第1761号, 1982
- 10) 吉野, 土屋, 須賀: 越流水による堤防法面の破壊特性, 水理講演会, 1980
- 11) 建設省土木研究所土質研究室: 河川堤防の土質工学的研究, 土研資料第688号, 1971
- 12) 建設省土木研究所赤羽支所: 河川堤防調査報告書, 1979
- 13) 直轄河川災害復旧事業の手引き
- 14) 西原巧: 氾濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究, 1983
- 15) 科学技術庁資源局: 狩野川流域の地形・土地利用と昭和33年水害, 1966
- 16) 矢野勝正: 水災害の科学, 1971
- 17) 有賀世治: 有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究(第1報), 東海大学工学部紀要, 1977
- 18) 水谷武司: 防災地形 — 災害危険度の判定と防災の手段 —, 1982
- 19) 建設省河川局治水課, 土木研究所河川部: 流出・流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究, 建設省技術研究会, 1984
- 20) 12) に同じ
- 21) 2) に同じ
- 22) 村本, 藤田, 田村: 河川堤防決壊口の拡大過程, 土木学会関西支部年講演概要, 1983
- 23) 池田, 伊勢屋, 三上: おっ堀の形状に関する模型実験, 筑波大学水理実験センター報告第6号, 1984
- 24) 締切工法研究会: 応急仮締切工事, 1963
- 25) 藤田裕一郎: 破堤部の拡大過程とその防止軽減に関する研究, 文部省科研費, 1984
- 26) 伊勢屋, 池田, 三上: 1981年8月小貝川破堤地点における地形変化, 筑波大学水理実験センター報告第6号, 1984
- 27) 19) に同じ
- 28) 中西俊男: シミュレーションの発想, 講談社ブルーバックス, 1983

- 29) 米田正文：洪水特論， 1958
- 30) 建設省庄内川工事事務所：総合改修計画調査報告書， 1979
- 31) 石原藤次郎：水工水理学， 1972
- 32) 土木学会：水理公式集， 1971
- 33) 日本河川協会：全国河川粗度係数資料集， 1974
- 34) 末次， 桐生， 横山：氾濫シミュレーション， 土研資料第 1922 号， 1983
- 35) 木下武雄：氾濫水の流出， 土木学会年講， 1984
- 36) 29) に同じ
- 37) 31) に同じ
- 38) 19) に同じ
- 39) 建設省北上川下流工事事務所：北上川氾濫解析報告書， 1984
- 40) 39) に同じ

参 考 資 料

執筆者

末 次 忠 司

参考資料〔Ⅰ〕 新聞に見る水害意識の分析

はじめに

現在、全国の14河川で総合治水対策が実施されている。総合治水対策とは、従来の連続堤築造といった線的な河道改修に対して、流域まで含んだ面的な治水対策のことである。“面的”などは、遊水地や浸透型施設などの治水施設を流域対応で設置するばかりでなく、流域の行政に関与している関係各省・部局、地方公共団体、そして住民と協議を行なうという意味で“面的”なのである。昭和52年に河川審議会から提出された「総合的な治水対策の推進方策についての中間答申」においても、総合治水対策の実施に当たっては「関係住民の理解と協力が得られるよう極力努力すること」が謳われている。

住民側の意向を河川計画に取り込んでいくためには、住民の河川行政に対するニーズや治水に対して抱いている意識を的確に把握する必要がある。特に昭和30年代からの高度経済成長期を経て国民の意識が多様化し、かつ治水においても治水安全度が向上していくなかで、流域住民がどのような水害意識を抱き、それがどのように変化していったかを知る事は、流域治水を考えていくうえで重要な事である。

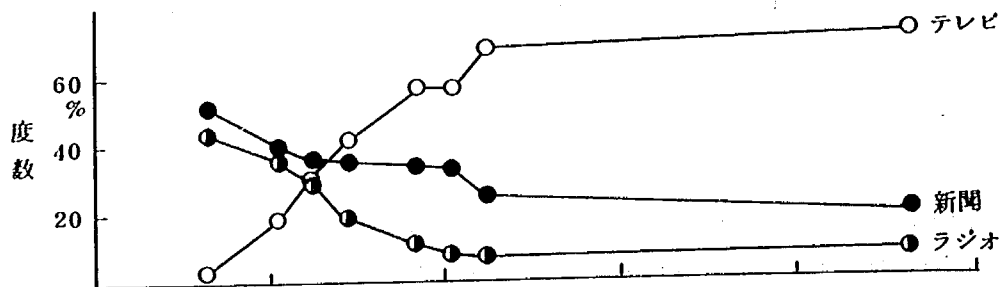
そして、流域住民の意識は各々の流域特有のものが有り、それに関する調査が必要であるのは言うまでもないが、浸水が社会に与える意識の変化を探り、今後の治水の方向を探るために、調査は全国的なレベル*で行なえる方法を採用した。その結果、マスメディアの報道内容から水害に対する意識とその傾向を分析するという手法を用いた。利用したメディアは、昭和36、47、57年の各々7～9月に発行された朝日新聞東京本社版の朝刊と夕刊である。そして、それらに掲載された水害記事（写真を含む）を量的質的に分析し、国民が水害に対して抱いている意識と水害の規模に対する反応、およびそれらの経年的変化を調査した。新聞記事がどれほど国民の意識を反映しているかは未知数であるが、逆に新聞記事が社会に与える影響の強さを考えると、そこに関連性の強さが現われているのではないかと考えられる。

Ⅰ－１ 調査対象の選定

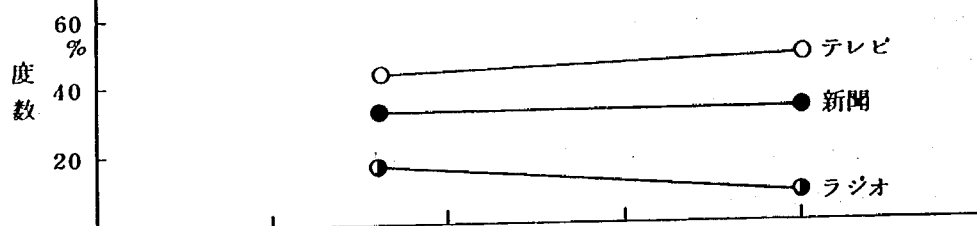
国民の抱いている水害意識を調査する方法としては、総理府の調査のように、広い国民層から無作為に抽出したサンプルに対してアンケート調査を実施するという方法がある。しかし、今回の調査の目的は水害が社会に与えたインパクトを調査し、今後の総合的な治水のあり方を探ることである。そういう意味では水害直後に実施された全国的なアンケート調査は少なく、また独自にアンケート調査を実施するとしても相当な費用と労力を要することから、マスメディアによる水害の報道を調査の対象とした。

注) 全国的アンケート調査として「河川と水害に関する世論調査」（内閣総理大臣官房広報室）や「公共事業－国民の要望と生活への影響－」（総理府広報室）のような例もある。

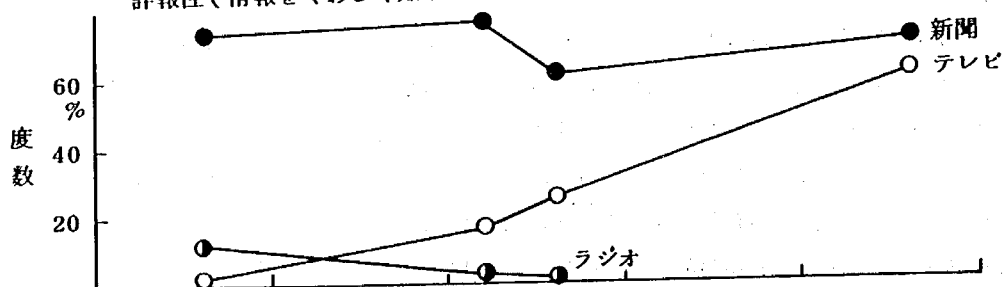
速報性（世の中の動きを早く知りたいときに利用するもの）



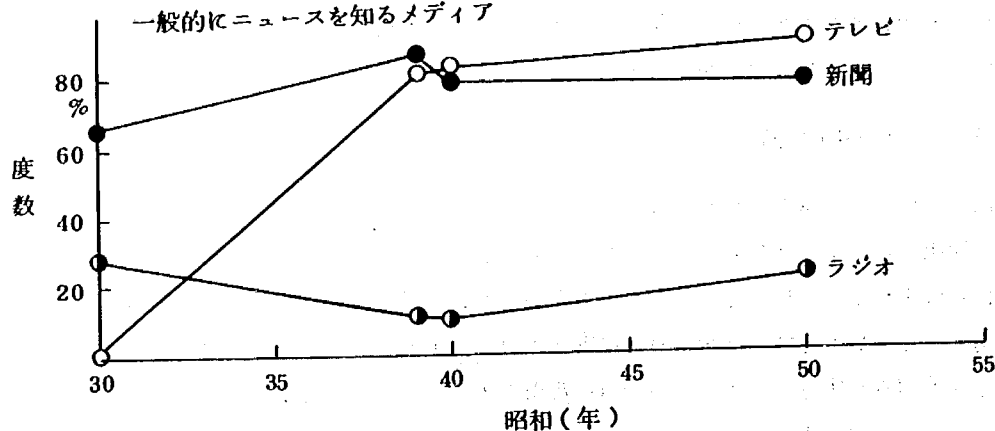
信頼性（報道内容が食い違っているとき何を信用するか）



詳報性（情報をくわしく知りたいときに利用するもの）



一般的にニュースを知るメディア



1.1 メディアの報道機能の比較¹⁾

注) アンケート内容は調査年度により多少異なっている。

マスメディアにも雑誌、新聞からテレビ、ラジオに至るまで種々あるが、雑誌による水害の報道は水害被害状況や災害復旧に関する調査報告が多く、国民の意識が反映された報告が少ない。またテレビやラジオによる報道は視聴覚的に表現されることから社会に与えるインパクトは大きい、報道内容に意識が反映されにくいと思われる。更に過去の放送内容の入手が難しく、放送が散発的であるという欠点を有している。

NHKの調査によれば、新聞による報道と他のメディアの報道と比較すると、図1.1の様に速報性と信頼性の点においてテレビに劣っているものの詳報性に優れており、一般的なニュースソースとしてはテレビと同等の評価・支持を得ていることが分る。また新聞は保存がきき、新聞の縮刷版を利用すれば過去の報道内容の入手が容易であることから、新聞記事を意識調査の対象資料とした。

次に調査年度を決めるにあたっては、①ここ20年の間に災害の質が変化してきている。即ち破堤や高潮による災害が減少している反面、都市化の進展に伴い浸水被害密度が増加し、また局地的な土砂災害による死者・行方不明者が増えてきており、たとえ大きな浸水害であっても死者・行方不明者数は多くない。また②水害被害額が多い年度の方が水害による社会的インパクトが大きいと考えられる（何故なら、水害被害額は被災家屋数*と相関が高いから）、③被害面からのアプローチを考えると水害被害に関する詳細なデータが記載された水害統計が建設省から刊行された昭和36年以降が良いと思われる。

そこで、以上の様な事に鑑みて、経済成長期を含んだ昭和36年以降で、かつ水害被害額の多い年を調査対象年とした。その結果、昭和36、47、57年を対象に選んだ（調査年の間隔をほぼ10年とす

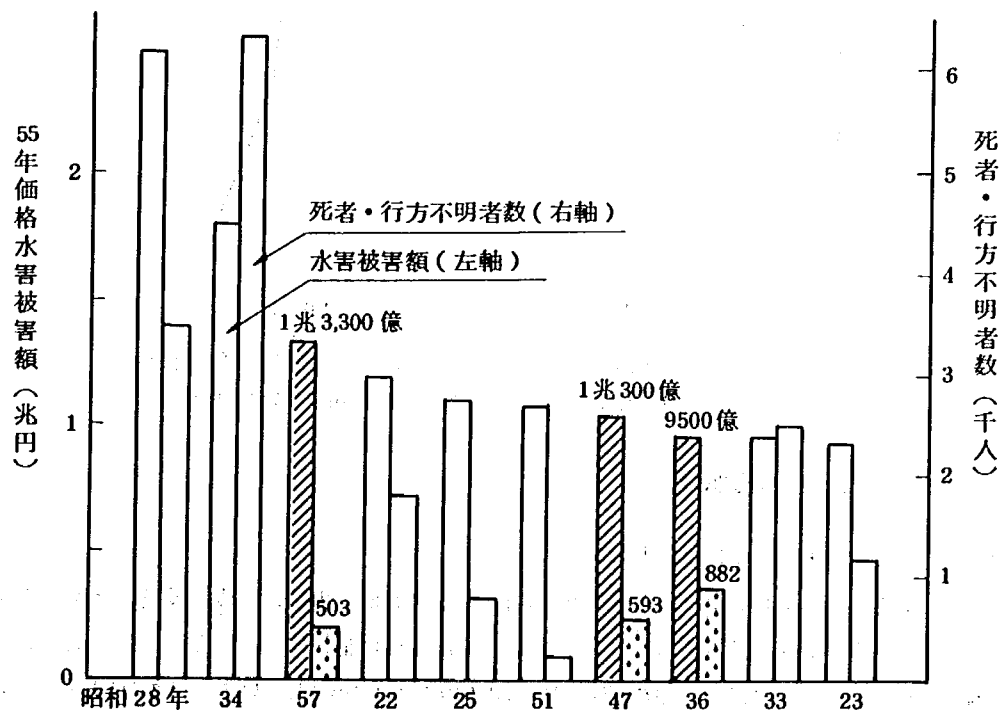
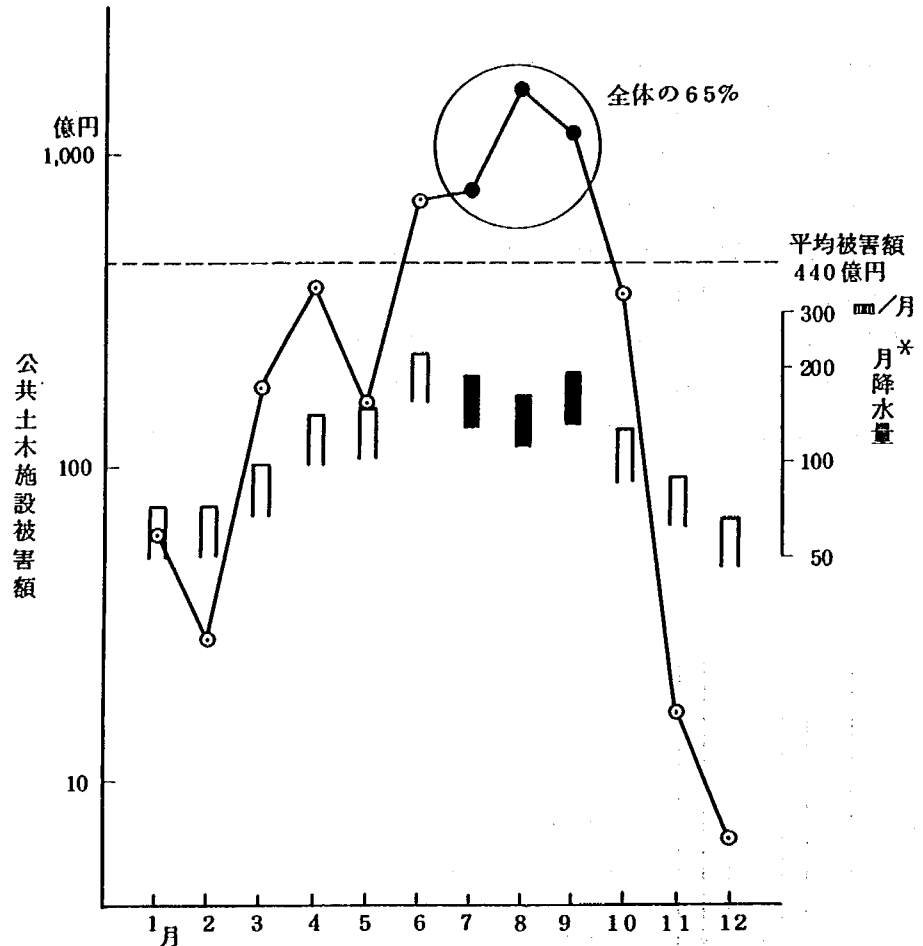


図1.2 戦後上位10位の水害被害状況（昭和21年～57年）

注）被災家屋数とは、水害により全壊、半壊、流出、床上浸水、床下浸水した家屋数のことである。

るため、昭和51年は水害被害額は多いが対象からはずした)。

また、水害被害は融雪出水を除くと、出水期の6～9月に集中しており、第三四半期のいずれかの月に被害のピークが見られる。そこで第三四半期の7～9月に発行された新聞を対象として調査を実施した。なお、公共土木施設の被害額で見た場合、この時期の被害の割合は一年間の約65%である(図1.3参照)。



(昭和51年～57年の平均被害額で補助施設を含む)

注) 全国主要15観測所における月降水量の平均値(1951～1980)

I-2 水害記事と水害意識

I-2-1 記事に現われた水害意識の変化

調査した項目は、表1.1に示した様に水害に関する記事量、用語、写真、投稿、社説、天声人語、素粒子(新聞記事は朝・夕刊を用いた)である。掲載された記事について見ると、掲載件数・面積・用語……、すべての項目で、昭和47年7月の記事量が他を圧倒している。これは昭和47年6月6日から約1ヶ月半にわたって、豪雨・台風(6, 7, 9号)の、いわゆる梅雨前線豪雨の影響で長期的・全国的な水害となって、社会に大きな衝撃を与えたからである。社会に与えたインパクトの

表 1.1 水害記事の項目別一覧表

	掲 載 記 事			用 語	写 真	投 稿 「声」	社 説	天声人語	素 粒 子
	件 数	面 積 *	1 件当 * たり面積						
S36. 7月	99 件	2,964.7cd	29.9cd	273 語	15 枚	7 件	0 件	3 件	5 件
8月	77	2,438.9	31.7	212	18	1	2	3	2
9月	104	6,607.1	63.5	415	48	3	1	4	4
S37. 7月	115	10,720.5	93.2	697	77	8	2	5	5
8月	21	1,066.2	50.8	76	9	2	0	2	1
9月	29	2,837.5	97.9	202	23	1	0	2	2
S38. 7月	54	2,970.5	55.0	158	22	2	2	1	4
8月	88	3,490.2	39.7	229	34	5	1	3	2
9月	61	2,775.2	45.5	139	19	7	2	0	4
月 平 均	72	3,985.6	55.3	266.8	29.4	4.0	1.1	2.6	3.2

注 1) 記事の面積は縮刷版の面積なので、実物面積に換算するには 4 倍する必要がある。

注 2) 図 I.10 に示した用語の掲載数を示している。

大きさは、1 件当たりの記事面積（93.2cd/件）にも現われており、こうした大きな水害は新聞論調の高まり、換言すれば国民の水害意識の高揚を呼び起しているといえる。

図 I.4～6 には、水害被害額と水害記事量の変動傾向を示した。各年度を比較してみても特徴的な事は、被害額と記事量のバラツキ（変動係数 μ ）が各年度で異なっている事である。特に昭和36年は水害のなかった8月上旬から下旬にかけても水害記事が減少しないなど、他年度に比べて、水害被害額の変動（ $\mu_d = 1.23$ ）に対する水害記事量の変動（ $\mu_i = 1.01$ ）が少ない。

これは、狩野川台風（昭和33年）、伊勢湾台風（昭和34年）、第二室戸台風（昭和36年）、と一連の大水害が発生した後を受けて、臨時国会で災害対策の特別立法*が検討されたことを報道した記事があったり、治水対策の促進を要望する「社説」や「天声人語」が新聞紙上を賑わせたからである。

例えば、8月18日の社説においては、「台風への万全の備え」と題して

- 1) 台風の予知性・常習性・地域性
- 2) 台風による死者数、119人（日本）、38人（米国）←災害対策の貧困
- 3) 災害復旧の未完成な地域での災害発生率……約5%
- 4) 地盤沈下による高潮災害の懸念
- 5) 応急対策の不備
- 6) 災害対策法案「災害対策基本法」「災害による被害者の集団移住等に関する特別措置法」な

注) 激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律（昭和37年9月6日成立）。

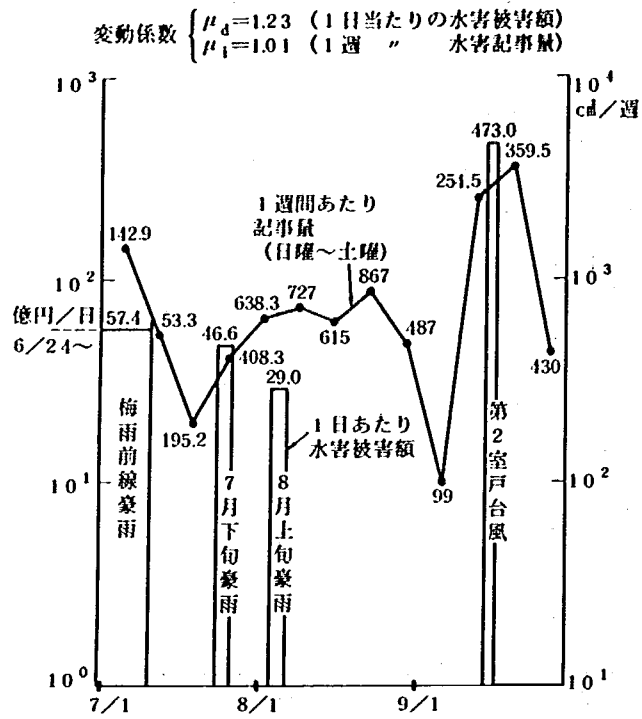


図 1.4 水害被害額と記事量 (昭和36年)

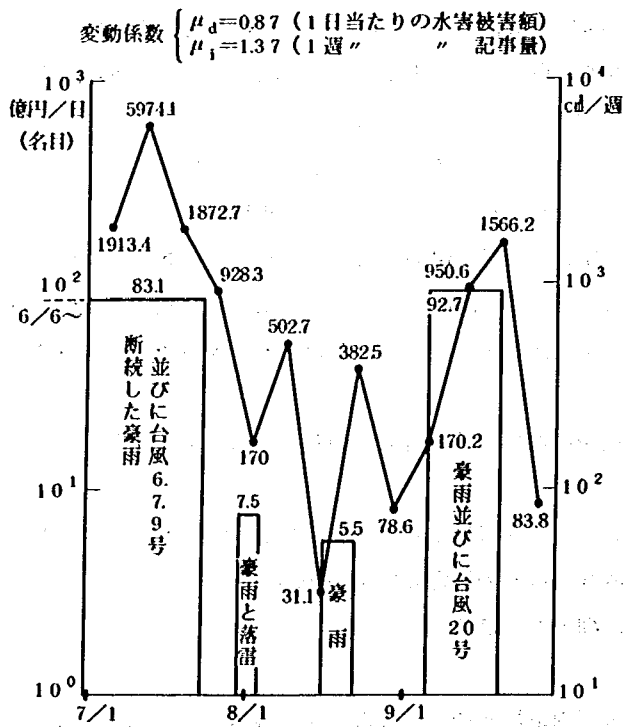


図 1.5 水害被害額と記事量 (昭和47年)

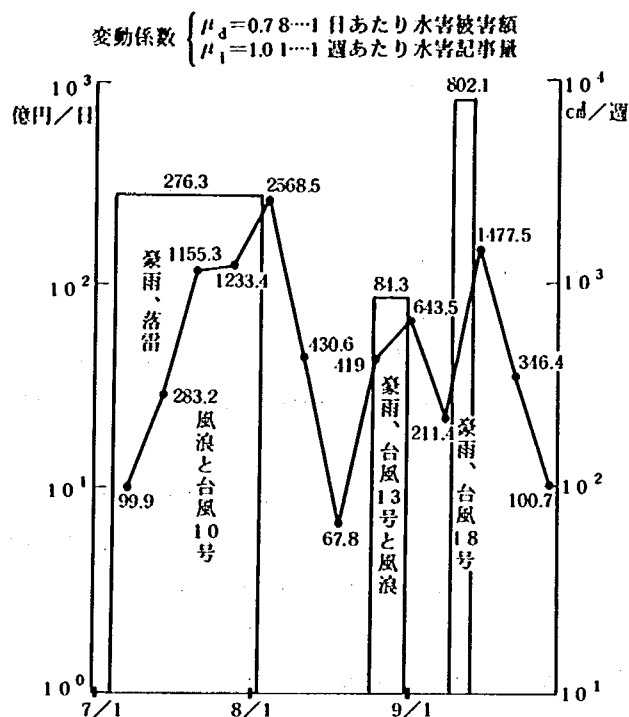


図 1.6 水害被害額と記事量 (昭和57年)

どの立法化の検討。

などが記述され、災害対策・法案の不備を指摘している。

また、8月22日の社説においては、「天災の多発に際して」と題して、中越地方の集中豪雨などをとりあげ、

- 1) 被災地の救援が不公平になったり、物資が末端に行き届かぬ不都合や暴利をねらう商人の横行などを徹底的に防止すべきであろう。
- 2) 「文明が進めば進む程天然の暴威による災害が、その激烈の度を増す」という寺田寅彦の警告を引用して、都市化に伴うダメージポテンシャルの増大を訴える。

などが記述されている。

この様に、昭和36年に新聞紙上で水害世論が盛り上がったのは、年間の被災家屋数で見ても、昭和36年が60万棟と昭和47年の42万棟、昭和57年の37万棟に比較して多かったことなどを背景にしたものである。しかし、逆に言えば、昭和47、57年において被災時には水害に関心を喚起させる水害記事が増加するが、その後はほとぼりがさめた様に水害のことがとりあげられなくなっている事が影響しているのであろう。

水害記事の量的変化とその理由を経年的に追ってきたが、以上の事をまとめると、近年になるほど出水がおさまった後、水害記事量が急激に減少する傾向が強くなっていると同時に、国民の水害意識が被災時だけの一過性のものとなっているという事が言える。

これらの事は、流域住民の立場で考えると、自然との対応の少なさおよび生活様式や生産様式の

変化に伴って、出水が起きると川の持つ厳しさや恐しさを意識するが、水がひいてしまえば、川の実在感すらも失ってしまうという自然との対話の少なさから惹起したものであろう。

1-2-2 災害規模に対する報道の反応

高橋浩一郎はその著「災害論」⁹⁾のなかで、新聞記事の字数と被災量を検討することにより次の相関関係

新聞記事の字数 $\propto$ 死者・行方不明者数

〃 $\propto \sqrt{\text{全壊・流失家屋数}}$

〃 $\propto \sqrt{\text{床上浸水家屋数}}$

を得ている。その他、災害関係報告物の頁数と死者・行方不明者数との関係においては、死者・行方不明者数が3千名を超えると、急激に報告物の頁数が増えるという災害規模に対するカストロフィックな反応(心理的反応)を認めている。

今回の調査指標である記事量と水害被害額について見ると、図1.7の様に昭和55年価格の実質水害被害額が1千億円になるまでは記事量の変化は見られないが、1千億円を境界(屈曲点)として、それ以上の被災規模になると記事量 $\propto$ 水害被害額の相関関係が現れる。1千億円とは、昭和55年当時の香川県の年度予算にはほぼ匹敵する額である。水害被害額にはライフラインの停止による生活上の不便や水害に伴う精神的被害などの間接被害*は含まれていないので、これらを合わせて考えると、1千億円の水害被害額とは膨大な社会的損失であると言える。従って、そうした多大な損失

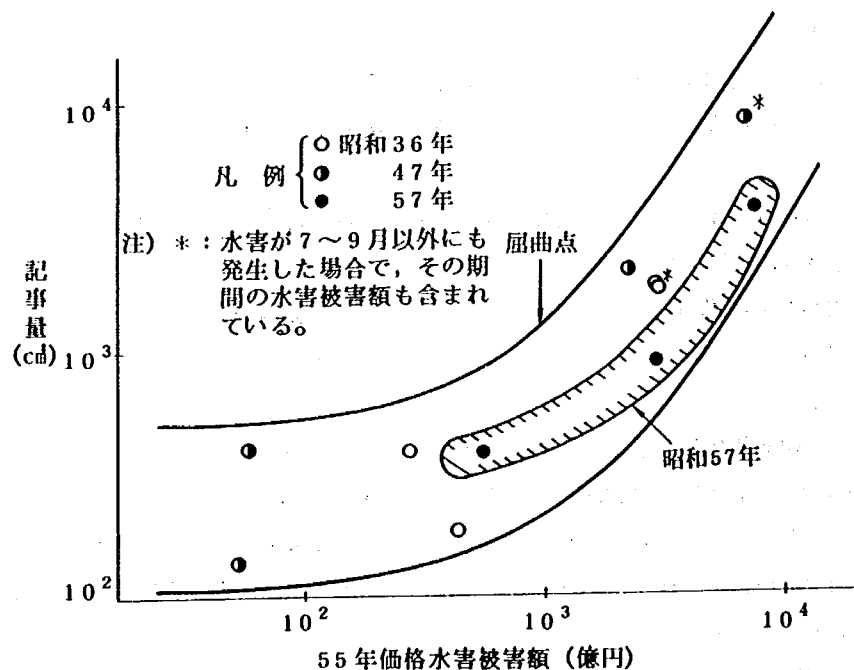


図1.7 水害被害額と記事量の相関関係

注) 経済的間接被害(地価の低下・産業の停止等), 社会的間接被害(交通渋滞・社会サービスの低下等), 精神的間接被害(就労不安・労働意欲の減退等)を指す。

が出るまで水害に対するカストロフィックな反応が見られないという事は、自然の脅威に対して敏感となる水害規模が存在すること、即ちそれが社会の経済規模と比較して無視できない影響を持つ様になった場合に、水害に対する関心が喚起されることを意味している。

更にデータを細かく見ると、昭和57年のデータはいずれも記事量が少ない領域に位置しており、水害被害額が同じ他の年度と比較しても、記事量は1/2～1/3に減少しており、水害が社会に与えるインパクトが減少している傾向が分る。こうした背景としては、図1.8に示す様に土地利用の高度化により、水害被害密度は増大しているものの、それを上回る勢いで国家の経済規模が増大しているため、相対的に見ると経済規模に対して水害による社会的損失が減少してきているという事が言える。更にそれと共に次章で述べる様に治水に対する国民の意識が変化している事が水害意識の変化に拍車をかけていると言えよう。

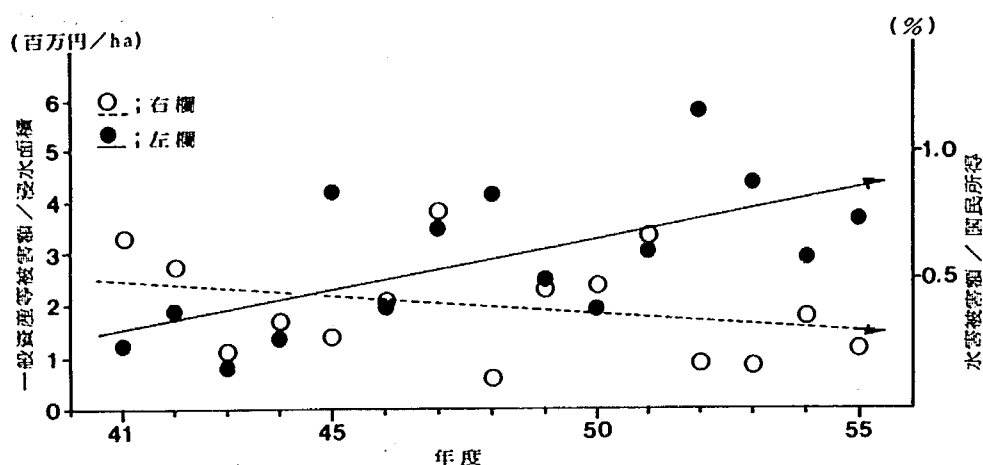


図 1.8 水害被害の経年変化⁹⁾

I-3 水害意識を変化させた要因

1-2-2で述べた様に、最近では治水施設の整備に伴い水害による被害は減少している傾向にある。しかし、水害の危険性は少しも薄らいだ訳ではなく、洪水想定氾濫区域が、国土面積の1割、人口の5割、資産の7割を占めるなど沿川の土地利用の高度化とそれに伴う資産の増大によって水害によるダメージポテンシャルはむしろ増大している⁹⁾。

そうした状況下で、水害意識を低下させた第一の要因を考えると、ダメージポテンシャルは増大しているものの、昭和40年代以降は幸いにして大規模な水害が発生しておらず、河川に対する認識の誤り（関心の低下）からそれが河川改修に伴う治水安全度の向上によるものであるという意識を多くの人が抱いてきたことによるものである。

この事は、後述する投稿記事の内容においても窺える。例えば、昭和36年の記事には「堤防構造が洪水に対して脆弱」、「皆伐後4、5年後に山くずれが発生」などといった防災担当者の立場にたったとも言える意見が述べられている。ところが昭和57年の記事を見ると、「行政側の治水・治山

に対する認識の甘さ」，「為政者は水害の責任をかみしめるべき」という風に，行政に対する水害責任の追求といった第三者的な意見が多くなってきている。

その理由としては，①河川に対する関心・認識の低下，②河川の利用が魚つりや河川高水敷のレクリエーションの利用に限られてきている，③地域外勤務者の増加等，人口の流動化に伴い，地域コミュニティ意識が低下していることなどにより，水害に関して“考える対象”と“考える場”を失ったということが挙げられよう。

また，水害意識を変化させた第二の要因としては，その時点における社会環境が考えられる。そこで，社会・国民のニーズを反映した行政投資の推移を見てみる。経年的に見て，生活基盤投資はシェア拡大の傾向にあり，近年そのシェアは社会基盤投資に匹敵しつつある。これは，高度経済成長を通じて社会基盤施設が整備されたこと，また国民に定着してきた“中流意識”と相まって行政施策，または行政に対する国民のニーズが生活基盤整備の方へ向けられてきたことによるものと思われる。国土保全に対する行政投資についても，社会基盤投資と同様の傾向が窺え，国民の関心が周辺の生活環境の整備・改善の方向へシフトしていることが分る。

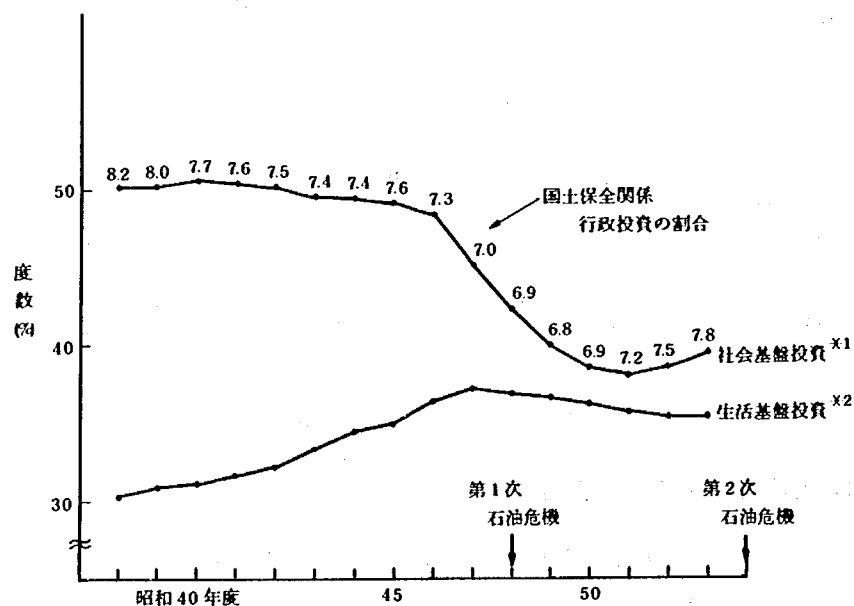


図 1.9 事業内容別行政投資シェアの動向¹⁾
(5ヶ年移動平均値)

注 1) 道路，農林水産，国土保全，港湾，空湾，工業用水関係の事業に対する行政投資額

注 2) 文教，下水道，住宅，水道，厚生，都市計画，環境衛生関係の事業に対する行政投資額

この様に生活において質的な豊かさを求めるという事は家庭単位（コミュニティ単位ではない）でのより高い生活レベルの向上への願望の表われである。そして，河川沿川には多数の市区町村が連担しており，広域的にならざるを得ない治水事業の様な不特定多数を対象とした行政投資に対しは，どうしても第三者的になり，余り熱い視線を注がなくなるという結果を招く事となる。

I-4 水害記事の質的变化

次に水害記事の質的变化を見るため、記事中に見られる用語数の変化と投稿記事の内容を吟味する。図110に見られる様に、災害の質的变化を如実に反映していると言える。最近の災害形態から分る様に、特に高潮災害・破堤災害に代わって、土砂災害・集中豪雨災害関係の用語が増加している。昭和57年においては、①山くずれ・がけくずれ・土砂くずれ、②欠航・不通、③冠水・浸水がベスト3となっている。

投稿者全体の数については、各年とも余り変化は見られないが、むしろ投稿者の属性や投稿内容が変化してきている。属性に関しては、防災関係者や教育関係者が減り、防災に関しては第三者的な無職・主婦、それも60才以上の高齢者の投稿が増える傾向にある。

内容については、防災技術上の問題点として水防のあり方や洪水被害軽減対策を憂慮したものが、近年は防災に対する行政姿勢のあり方を批判したものにとって代わっている。この現象は、最近良く言われている“行政任せの防災”が投稿内容にも表われたものであり、これは単に個人の意識に関する変化だけではなく、農業従事者の減少とそれに伴う地域外勤務者の増加による地域コミュニティ意識の低下の結果であると言える。こうした“行政任せの防災”意識は、水害意識の低下と相まってこれからの河川計画に対する無関心を更に高めそうである。

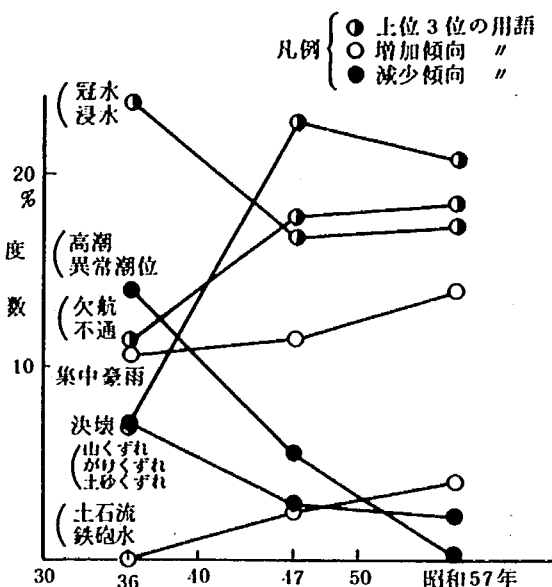


図1.10 掲載された用語の経年変化

表1.2 投稿者の属性一覧表

職業	年	S36	47	57	計
公務員・会社員		2	3	5	10
無職・主婦		0	4	5	9
教員・学生		3	2	1	6
自由業		2	1	3	6
技術者・研究者		3	1	0	4
その他		1	0	0	1
計		11	11	14	36

年齢	年	S36	47	57	計
～19		0	0	1	1
20～29		1	0	1	2
30～39		2	3	3	8
40～49		1	1	1	3
50～59		3	3	3	9
60～		2	4	5	11
不明		2	0	0	2
計		11	11	14	36

表1.3 投書欄「声」にみる水害意識（昭和36年，他4件）

項 目	氏 名	年 齢	職 業	投 書 内 容	掲載月日
開 発 の 水 害	A	—	教 員	急激な土地造成に伴う災害は人為災害である。人為災害に対しては徹底した対策を立てるべきである。— 狩野川台風を経験して —	7/3
河 川 計 画	B	23	学 生	豪雨により水害が発生する場所は同じ様だが、「根本的な河川計画が企画実行されていない」のではないか。— 千代川支川袋川の改修と比較して —	〃
	C	58	指導員	天竜川支川を見て，堤防が洪水に脆弱な理由は 1) 「水が堤防に逆らうような設計になっている」 2) 「堤防の構造が，水に直接あたる方面のみ石積みにされ，裏側は河床の砂を盛りあげて石積みされているに過ぎない」	7/10
行 政 姿 勢	D	40	会社員	皆伐後4.5年経過した地帯で山くずれが発生し易い →政府は計画伐材と植林について助成と指導を行なえ	〃
	E	—	技術者	水系に基づいて行政区域を設け，地域内の開発行為を一貫して行なわせるために，建設省と林野庁とを一本化すべきである。	7/27
水 防	F	67	医 師	新潟県白根市を流れる信濃川の支川中之口川の堤防決壊を防ぐために水害対策本部が，政府の米俵439俵を無断で使った。この行動に対する是非はともかくとして，米俵の無断借用を叱正されるのを恐れて災害防止に努めないならば，これは大きな防災意欲の後退である。	8/21
水害被害の軽減	G	54	気象研究所員	台風の規模が大きかったにも拘らず，水害被害が少なかった理由 1) 「台風が朝早く上陸したため対策が十分とれた。」 2) 台風の猛烈さを大いに警告した。 3) 伊勢湾台風の被害に鑑み，防災活動に従事する人々が立派に責務を果たした。 4) 大きな高潮が発生しなかった。	9/19

注) 教員(51),商業(39),気象研究会会長(64),公務員(31) …… 職業(年齢)

7/12 7/12 9/19 9/22 …… 掲載月日

表1.4 投書欄「声」にみる水害意識（昭和47年，他4件）

項 目	氏 名	年 齢	職 業	投 書 内 容	掲載月日
土 砂 災 害	A	38	会社員	山津波惨事に対して抜本的な対策を立てると共に、国・都道府県・学識経験者により構成される「災害防止対策協議会」を発足させるべきである。 — 高知県の山津波惨事の記事を見て —	7/10
	B	65	無 職	集中豪雨に伴う山くずれを防止するために、砂防工事を積極的に行なう他、山林（特に山すそ）の伐採を防止し、竹林の造成を実施する。	7/17
気 象 情 報	C	30	研 究 所 長	豪雨に対する認識不足をなくすと共に、豪雨時の情報収集のために、又家庭に「簡易雨量警報機」を設置すべきである。	7/14
行 政 姿 勢	D	33	主 婦	新幹線・高速道路・空港の建設などの国土開発に先行して、思い切った日本列島の防災対策の総点検を断行すべきである。	7/15
	E	53	市 議	頻発する地震、台風、豪雨、豪雪などの災害に対処するため、行政を一元化（例えば国土建設省）し、長期的かつ計画的に国土保全事業へ投資を行なう。	9/1
防 災 教 育	F	63	会社員	集中豪雨のなか、先生が生徒を避難・誘導させ、倒壊寸前の校舎から生命を救ったことに、生きた防災の教訓を見た。	7/20
防 災 対 策	G	70	無 職	1) 台風による風水害対策 →鉄筋コンクリートの二階建住居を奨励助成 2) 災害時の食糧不足 →内地からの空輸対策を確立	8/4

注) 教員(46), 劇作家(58), 主婦(50), 大学教師(63)

7/20

7/22

7/29

8/25

表 1.5 投書欄「声」にみる水害意識（昭和57年，他6件）

項 目	氏 名	年 齢	職 業	投 書 内 容	掲載月日
行 政 姿 勢	A	61	無 職	国土防衛の意味で，防衛だけでなく防災の予算も増額させ，気象事業の充実・予報技術の開発を行なっていくべきである。	7/18
	B	60	主 婦	軍事費の半分でも住宅政策の方へ回し，住宅の立地条件を改善すれば，いくらかの被災は防げた。これは行政側の治水・治山に対する認識の甘さに他ならない。	7/30
	C	79	保護司	頻発する水害に対して，為政者は対策を講じると共に，水害の責任をかみしめるべきである。	8/5
	D	53	公務員	自然災害を食い止めるために，強力な政治・行政の細かな目配りが必要である。そして災害問題を国の重点施策として取り組むべきである。	9/21
	E	55	会社員	「かつての伊勢湾台風の時，何億円かの防災費を惜しんで百億円の災害を招いたという時代から，基本的に状況は変わっていない」 今後防災対策を緊要な優先課題とすべきである。	9/25
被 災 者 救 済	F	59	会社員	水害により作物が潰滅したため，農家は現実の苦しさで先行き不安でいっぱいである。政府は被災農民の救済を急がなければならない。 — 新潟県北部穀倉地帯の被災を見て —	8/28
	G	32	自由業	一般からの寄付品で定期的にバザーを開き，売上げ金は金融機関に預け入れる。そして被災時に救援資金にあてる。	9/11
開 発 と 水 害	H	70	著述業	山林の伐採とその後の土地開発が行なわれる度に「また一つ水難の種がまかれた」と嘆きつつ，鉄砲水の不安にかられる。対策として 1) 水源に近い地域の乱開発に歯止めをかける。 2) 道路を含めた土地の舗装を最小限に制限する。	9/26

注) 高校生 (17)，主婦 (33)，畜産業 (39)，元教員 (74)，主婦 (27)，郵政職員 (49)

8/10

8/5

8/27

9/2

9/20

9/25

お わ り に

新聞記事を利用した災害関係の調査には、高橋浩一郎の「災害論」や総合研究開発機構の「都市の防災体制の信頼性・有効性に関する研究」⁸⁾などがあった。これらは質の違う災害を横並びにしたり、一災害を対象とした調査であり、被災意識の分析や意識の経年的変化については触れていない。

これに対して、今回の調査では新聞の水害記事を利用した調査手法を水害意識の追跡調査という観点から採用した。調査の結果、分った事を箇条書きすると以下の通りである。

- ① 近年になるほど、出水がおさまった後、水害記事量が急激に減少する傾向が強くなっていると同時に、国民の水害意識が被災時だけの一過性のものとなっている。
- ② 水害被害額が一千億円（昭和55年価格）を超える前後から水害記事量が急激に増加している。
- ③ 高潮・破堤災害から集中豪雨・土砂災害へという災害の質的变化が、新聞紙上においても災害用語の変化という形で現われている。
- ④ 国民の意識が新聞に最も良く反映される投稿欄において、防災技術上の問題点を指摘したものが治水行政の姿勢を批判したものに代わりつつある。これは水害意識が低下している事ばかりでなく、行政任せの防災へと意識が転換されつつある事を示唆している。

今後は、水害意識に影響を及ぼすと考えられる種々の因子とその影響度を数量化理論等により解析する他、比較河川的に見て、その因子と水害意識との関係について調査を行なう予定である。また、水害意識の高揚という点から、河川を地域社会を構成する一要素として位置付けられる様な方策を考えてみるつもりである。

参考資料〔Ⅱ〕 社会的に見た氾濫現象

—水害による社会的損失・利得とは—

水害被害のなかで、社会・経済に最も大きなインパクトを与える破堤被害は最近減少傾向にある。



しかしながら、毎年各地に頻発している内水被害は住民生活にかなりの悪影響を及ぼしている。



しかも、水害統計ベースにのっていない水害被害が増加している。



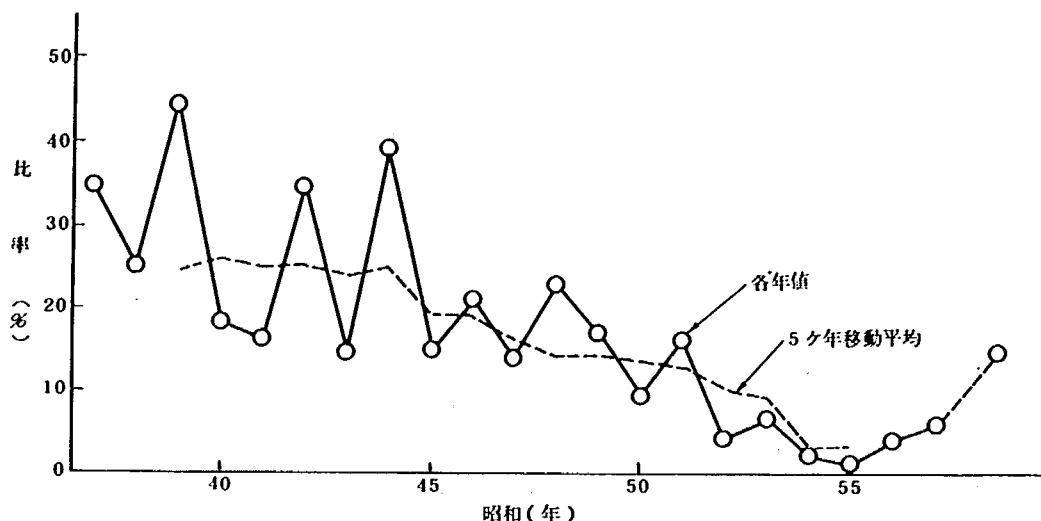
そこで、水害統計でカウントされている被害とカウントされていない被害の見直しが必要となってくる。



ケース・スタディとして、米代川水害（S47.7）における間接被害調査結果を見てみる。

<水害被害の変遷>

住民生活に直接関係のある一般資産等被害額に占める破堤被害額の割合を傾向が分る様に、5ケ年移動平均で示すと次頁の様になる。この図より破堤被害額が減少傾向にある事が分ろう。この期間の水害被害額が必ずしも減少傾向にない事と考え合わせると、やはり治水施設の整備に伴い、破堤災害が減ってきたという事が言える。破堤災害は古来より人命を奪ったり、家屋や田畑を流出・損壊させるなどして、水害のなかでも特に流域住民の生活に大きな悪影響を及ぼしてきた。従って破堤災害の減少は、即住民の治水に対する関心の低下、延いては水防活動の行政依存化や水害に弱い街づくりという結果を招いたのである。しかしながら、破堤災害は皆無となった訳でもなく、またダメージ・ポテンシャルは、都市圏への人口・産業・資産の集積により年々増加の一途にある事を忘れてはならない。



図Ⅱ.1 一般資産等被害額に占める破堤被害額の割合

＜内水被害の実態＞

確かに破堤災害は流域住民ばかりでなく、地域の社会・経済に与える影響が大きく、それに対する対処を怠ってはならないのは当然である。しかし、その一方で内水被害も忘れてはならない存在である。何故なら、破堤被害の減少に匹敵するほど内水被害が増え、毎年各地で被害が頻発しているからである。建設省都市局⁹⁾の調査によれば、調査対象都市（主に10万人以上の都市）194のうち、約16%の31都市においてほとんども毎年内水被害が発生し、約22%の42都市において最近内水被害が増加している。

こうした内水による被害も含めた水害被害の実態調査は、既存の調査項目の見直しも検討しながら進めていかなければならないであろう。それでは次に、水害被害を受けた庶民感覚では、水害によりどのような事に不便を感じているのかを考えてゆこう。長崎水害¹⁰⁾、山陰豪雨¹¹⁾時の調査によれば、図Ⅱ.2、3のようにライフライン（水道・電気・ガス）の停止と生活物資（食料・衣料）の

表Ⅱ.1 内水被害の実態調査

人口規模	ほとんど毎年 起きている	最近増加し ている	最近被害が みられない	10億円以上の被害 を出した年がある	内水被害が ない	都市数 (%)
100万以上	1 (11.1)	0 (0.0)	3 (33.3)	4 (44.4)	0 (0.0)	9 (100)
50～100万	4 (33.3)	3 (25.0)	2 (16.7)	2 (16.7)	0 (0.0)	12 (100)
20～50万	16 (19.3)	18 (21.7)	8 (9.6)	22 (26.5)	33 (3.6)	83 (100)
10～20万	10 (11.4)	21 (23.9)	2 (2.3)	13 (14.8)	10 (11.4)	88 (100)
10万未満 (東京特別区)	0 (0.0)	0 (0.0)	0 (0.0)	0 (0.0)	0 (0.0)	2 (100)
計	31 (16)	42 (22)	15 (7.7)	41 (21)	13 (6.7)	194 (100)

(出典：建設省都市局，総合都市防災対策調査報告書)

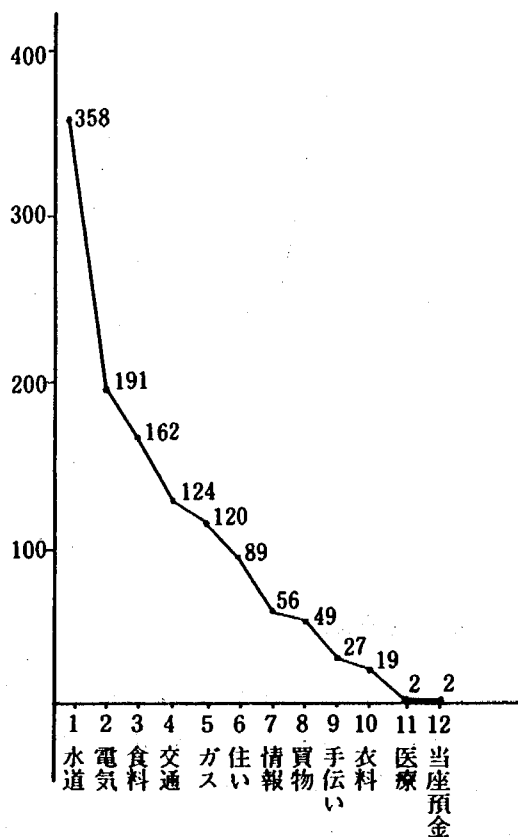
不足、そして交通機関の停止に生活の不便さを感じている事が分る。日常生活の基本要素となっている衣食住に対する不便感に加えて、日常生活の利便性をかなえていたライフラインや交通手段が停止してしまったために、水害後いっぺんに原始生活に逆戻りしてしまったケースも見受けられたようである。

＜水害被害の調査項目＞

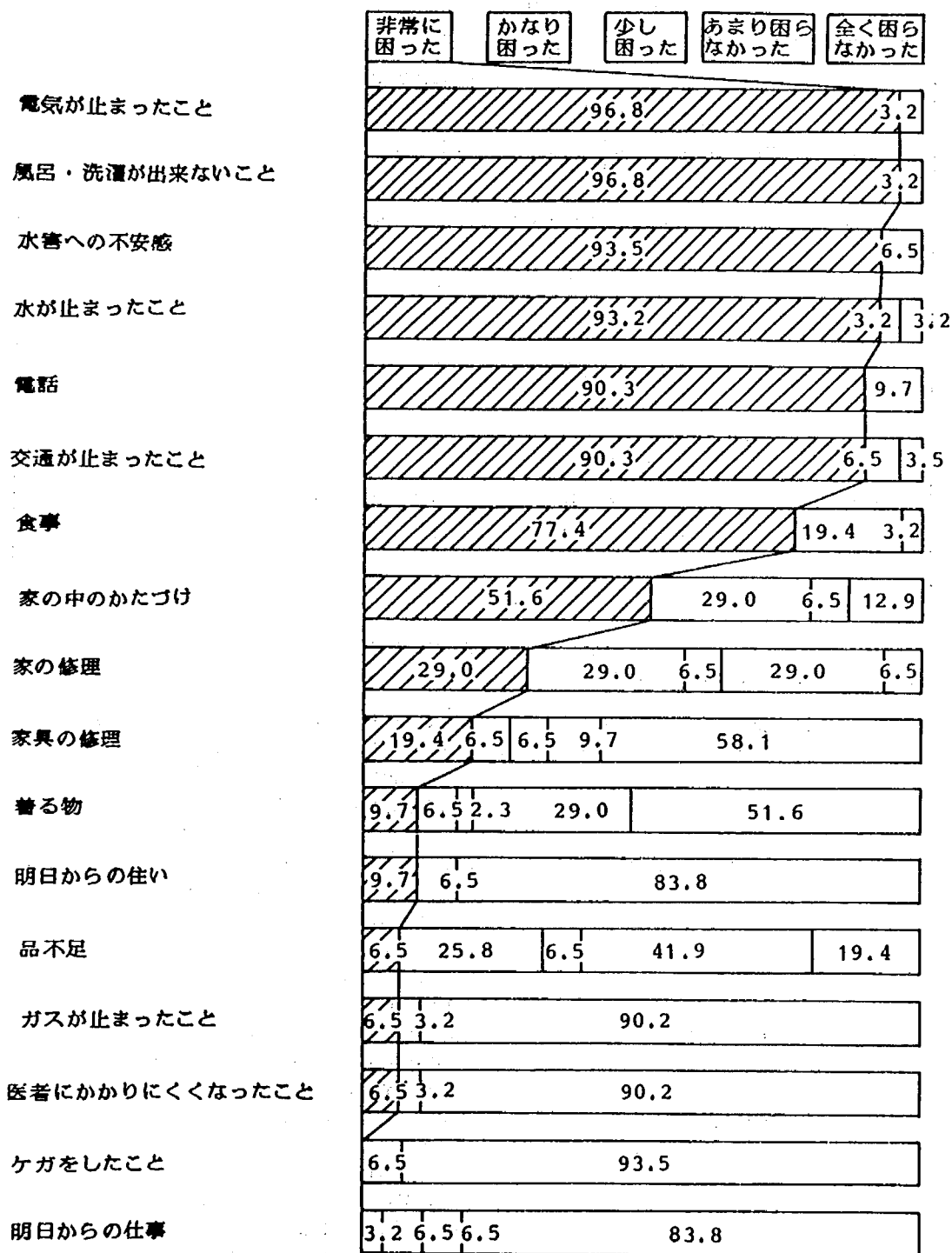
建設省河川局では、水害被害の調査結果を古くは「内務省土木局統計年報」（明治8年～昭和16年）や「戦後水害被害額推計」（昭和21年～昭和35年）として、そして昭和36年からは「水害統計」として発行してきた。「水害統計」は各河川の水害被害額とその内訳はもとより、原因別・土地利用別・都市別水害被害額を詳細に分析し、掲載してきた重要な統計書である。「水害統計」のなかで調査されている項目は、表Ⅱ.2のように大きく分けると、住民生活に直接関係する一般資産等被害と社会資本に係る公共土木施設被害、そして生活・産業の基盤となっている公益事業等被害の3つに分類できる。

しかしながら、先ほどの＜内水被害の実態＞でも述べたように、これらの項目で水害による住民の不便感がすべて表現されているとは思われない。マクロな水害の被害程度の指標であれば、既往の19項目でかなりの範囲をカバーしていると思われる。しかし、洪水危険地図としての氾濫予想マップにおいては、浸水深等の水理的危険度指標以外に、浸水日数や浸水に伴う道路の不通といった社会的危険度指標を盛り込んでいく必要があり、そのためにも現在の調査項目（直接被害項目）以外の間接被害項目を検討していく必要があろう。

表Ⅱ.3に見られるように、従来から間接被害調査は実施されているが、それらの調査項目も踏まえて、考えられる間接被害項目を挙げれば表Ⅱ.4のようになる。²⁾ 今後はこれまであまり重視されてこなかった社会的・精神的間接被害に関して、どの様な項目をどの様に表現していくかを研究していく必要があると思われる。その一方で、水害の発生に伴い生じる防災意識の向上や社会の活性化といったプラスの面を防災的・経済的・社会的利得として整理しておく事も忘れてはならない。例えば台風が来襲すれば物価が上昇するという事はよく言われるが、昭和57年の台風10号の際に計算された東京野菜市場における台風による利害を見てみると、台風による野菜の価格弾性値は小さく、生産者ベースにおいては台風により入荷量が減少したため利益すら生じたことが確かめられて



図Ⅱ.2 水害により不便を感じた項目(1)
（出典：長崎県，長崎大水害における生活必需物資の安定供給確保等に関する調査）



図II.3 水害により不便を感じた項目(2)

(出典：道上ら，ライフラインの被災機構とその影響調査，河川災害に関するシンポジウム)

表Ⅱ.2 水害統計でカウントされている項目

被害額の分類	項 目	被 災 の 指 標
一般資産等被害額	家 屋	被災家屋棟数とその延面積
	家 財	被災世帯数
	事業所資産	被災事業所の従事者数
	農 漁 家 資 産	被災農漁家棟数
	農作物の損失	農作物の減収額
	事業所の営業停止損失	営業停止による売上減少額
公共土木施設被害額	河 川	災害復旧事業の事業費
	海 岸	
	砂 防 設 備	
	道 路	
	橋 梁	
	都 市 施 設	
公益事業等被害額	国 鉄	有形固定資産に生じた被害額
	地方鉄道・軌道業	
	道路定期運送事業	
	電 々 公 社	
	電 力 会 社	
	一般ガス事業	
	上水道事業	

表Ⅱ.3 既往の間接被害調査

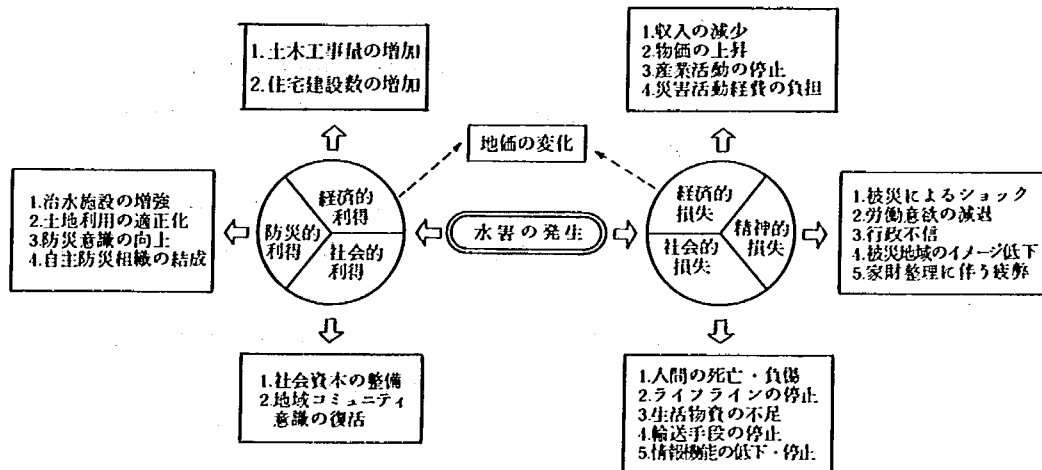
調査年	報 告 書 名	間 接 被 害 項 目
45	相模川治水経済調査報告書	道路交通遮断による損失、通勤障害による損失
45	黒部川治水経済調査報告書	産業活動の停止・停滞による損失
46	鶴見川治水経済調査報告書	道路交通遮断による損失
		道路交通遮断による損失
47	矢部川治水経済調査報告書	鉄道遮断に伴う通勤障害による損失
		鉄道遮断に伴う通勤障害による損失
		産業活動の停止・停滞による波及被害
		人命損失
49	綾瀬川河川経済調査報告書	応急対策費用等
49	野洲川治水経済調査報告書	通勤障害による損失
51	新河岸川治水経済調査報告書	名神高速道路遮断に伴う損失
52	桜川経済調査報告書	鉄道橋流出に伴う通勤障害による損失
		道路交通遮断による損失
52	大淀川治水経済調査報告書	従業員の被災による製造業の損失
54	関川治水経済調査報告書	通勤障害による損失
		応急対策費用等
		産業活動の停止・停滞による損失
		道路交通遮断による損失
57	神通川治水経済調査報告書	鉄道遮断による鉄道収入の減少
		水防活動費用
57	雄物川治水経済調査報告書	産業活動の停止・停滞による損失およびその波及被害
		応急対策費用
		産業活動の停止・停滞による損失およびその波及被害

(出典：建設省河川局，日本の河川像を求めて)

表Ⅱ.4 間接被害の項目

社会的間接被害	経済的間接被害	精神的間接被害
1 交通渋滞・麻痺	1 インフレ	1 被災によるショック
2 社会サービスの低下	2 地価の低下	2 就労不安
3 教育機能の低下	3 産業活動の渋滞・停止	3 労働意欲の減退
4 医療福祉機能の低下	4 水防活動経費	4 投資意欲の減退
5 治安の悪化	5 災害復旧経費	5 行政への不信
6 余暇時間の減少	6 工業出荷額の低下	6 被災地域のイメージ低下
7 行政機能の低下	7 購売力の低下	7 家財整理に伴う疲弊
8 流通機能の低下・停止	8 河川敷産業の活動停止	
9 情報機能の低下・停止	9 所得の低下	
10 飲料水の不足	10 税収入の減少	
11 日常生活の悪化	11 借入金の増大	
12 生活物資の不足	12 不景気	
13 観光客の減少		
14 環境破壊		
15 保健衛生の悪化		
16 河川敷施設の使用不可		
17 出勤不能		
18 人身の死亡・負傷		

いる。³⁾表Ⅱ.4の項目を用いて、水害の発生に伴う主要な損失と利得を示せば図Ⅱ.4 の様になるう。



図Ⅱ.4 水害の発生に伴う損失と利得

＜米代川におけるケース・スタディ＞

建設省河川局において試算された米代川水害（S 47. 7）に伴う間接被害額の直接被害額に対する割合と間接被害の項目について記述する。先ずこの調査では、経済的側面から見た間接被害の項目として、生産活動に必要な設備・機械、労働力、エネルギーの停止、停滞、減少による生産額の減少（1次波及被害）と産業間の連関、影響力を通じて他産業にまで波及することによる被害（2次

波及被害)を取り上げている。計算の結果、直接被害額に対する間接被害額の割合は17.7%と試算されている。

この手法は、豊橋市水害(S49.7)・長崎水害(S57.7)でも採用され、1次波及被害・2次波及被害について汎用性を持った算定手法として開発されるに至っている。¹⁴⁾ 因みに長崎水害では、緊急対策費用(水防活動・応急対策・公衆衛生・警察活動)と公益事業機能停止による損失(運輸・通信・エネルギー等)を調査し、直接被害額に対する一次及び二次波及被害額の割合を14.5%と算定している。¹⁵⁾

参 考 文 献

- 1) NHK放送世論調査所：図説戦後世論史，第二版，1982
- 2) 建設省河川局河川計画課：水害統計，1984
- 3) 佐々木賢一：昭和58年度発生災害の概要，河川No.449，1983
- 4) 気象庁：日本気候表，1981
- 5) 高橋浩一郎：災害論，1977
- 6) 末次忠司，桐生祝男，横山揚久：氾濫シミュレーション，土研資料第1922号，1983
- 7) 建設省大臣官房政策課政策分析調査室，土木研究所企画部システム課：社会資本整備の地域経済への効果に関する研究 ― 資料集(1) ―，1983
- 8) 総合研究開発機構：都市の防災体制の信頼性，有効性に関する研究，1979
- 9) 建設省都市局：総合都市防災対策調査報告書，1980
- 10) 長崎県：長崎大水害における生活必需物資の安定供給確保等に関する調査，1983
- 11) 道上，国歳，檜谷：ライフラインの被災機構とその影響調査，河川災害に関するシンポジウム1984
- 12) 建設省河川局：昭和51年度水害による間接的被害の把握手法に関する研究，1977
- 13) 森島賢：台風が野菜市場に及ぼした影響，台風10号による災害とその社会への影響に関する調査研究報告書(文部省科研費)，1983
- 14) 建設省河川局河川計画課：日本の河川像を求めて ― 河川計画課30年の歩み ―，1983
- 15) 昆信明：昭和57年水害統計調査結果の概要等，河川No.455，1984

氾濫シミュレーション(2)
—治水研究〔12〕—
—氾濫現象の実態調査と
氾濫モデルの適用性に関する検討—

土木研究所資料第 2175 号
昭和60年3月(1985)
総合治水研究室 山本晃一
末次忠司
桐生祝男

要旨

本報告書は、氾濫現象を再現・予測する場合に必要な地形特性と氾濫特性の関係、地形に応じた氾濫モデルのあり方を既往の氾濫現象の実態調査を通して検討したものである。これらの関係と実態調査結果より、氾濫シミュレーションを実施する場合のモデルの適用性、モデル定数の与え方、計算安定条件の設定の仕方等の問題点を明らかにした。



キーワード：氾濫シミュレーション、氾濫予想マップ、破堤、氾濫モデル、氾濫原相度係数、計算安定条件

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
を貼って
さい

建設省土木研究所

総合治水研究室 行

茨城県筑波郡豊里町

大字旭一番地

No. _____

配布先氏名

配布先住所



No. _____

土木研究所資料第2175号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印