

ISSN 0386-5878
土 研 資 料 第2081号
マイクロフィルム 第 号

治水研究〔8〕

越水堤防調査最終報告書

—越流水の水理特性と

越水堤防の導入に伴う問題点の検討—

昭和59年3月

建設省土木研究所
総合治水研究室

Copyright © 1984 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

明治中期から現在に至るまでの約 100 年間、営々として買われてきた洪水防御手法は、堤内地に浸水被害を及ぼさないための連続堤の築造であり、その根底には、堤内地の高度利用とそれに伴い産業開発を進展させるという治水事業の効果が期待されている。

こうした堤内地の開発は、河川改修による治水安全度の向上がもたらした結果であるが、河川改修を上回るピッチで進められた堤内地の開発は、ダメージ・ポテンシャルを増加させ、逆に流域開発が河川改修の必要性を呼び起こした。特に、近年下流域においては宅地・工場進出が進み、一層浸水が許されない状況になり、これに加えて、中・上流域においては、下流域ほどではないにしろ、山林開発や圃場整備が進んだ結果、保水・遊水機能の低下を招き、洪水ピーク流量を増大させることとなった。そのため、より一層河川改修の必要性が強まってきた。

今後、洪水ピーク流量は増えるが、それを受容れる遊水地域（溜池や霞堤などを含む）が少なくなる傾向が強くなっていくものと予想される。こうした状況のなかで、耐越水堤防の効用に関する論議が沸騰してきた。

越水堤防についての検討が必要となった背景は、次の如くであろう。

- 1) 下流部の沖積平野では、人口・産業・資産の集積が著しく、若干の浸水も許容できない状況にある。
- 2) 予想を超えた超過洪水により越水しても、堤防が破堤しなければ、住民が避難でき、また大災害となる危険性も少なくなる。
- 3) 長期を見通した工事実施基本計画（計画期間20年以上）が完了するまで、堤防は暫定的とならざるをえず、越水することが予想される場合がある。
- 4) 特殊堤（三面張など）形式の堤防を構築すれば、土堤より法勾配を急勾配にでき、河川沿川の土地を有効に利用できる。

越水堤防の機能は、要約すると、中・上流域の自然遊水地への遊水（越水）により、下流域における越水被害を軽減することと、また越水しても破堤せず、氾濫被害を減少させることにある。しかしながら、遊水を受容れる地域を設定しなければならず、地域間における利害関係の調整等、導入に伴う問題が多い施策であるとも言える。そこで、本研究では、越流水の水理特性や氾濫に伴う氾濫水の挙動といった物理現象の把握は勿論のことであるが、その他に越水堤防の事例調査等を通じて、導入の背景を探り、越水堤防を受容れる要因が何処にあるのかを検討した。

総合治水研究室長 山 本 晃 一
総合治水研究室 末 次 忠 司
横 山 揚 久

目 次

緒 言

第1章 本研究の方針	1
1-1 本研究の目的	1
1-2 本研究の内容	1
第2章 越水堤防と治水対策	5
2-1 越水堤防の歴史	5
2-2 越水堤防導入の背景	7
2-2-1 治水対策と水害被害	7
2-2-2 超過洪水対策	9
2-2-3 越水堤防と土地利用の調整	9
第3章 越流水の水理特性	11
3-1 モデル河道における越流条件	11
3-1-1 越流計算に使う不定流モデル	11
3-1-2 計算ケースの設定	13
3-2 モデル河道における越流水の水理特性	14
3-2-1 越流水深の時間変化	14
3-2-2 流量, 粗度, 勾配による最大越流水深の変化	14
3-2-3 定常解と非定常解の比較	15
3-2-4 越流水深, 越流長, 越流量の関係	16
3-3 実在河道における越流計算	17
3-3-1 T川, Y川における越流状況	17
3-3-2 I川における越流状況	18
第4章 氾濫水の堤内地における挙動	20
4-1 航空写真による氾濫水の挙動調査	20
4-1-1 小貝川氾濫の概況	20
4-1-2 氾濫水の挙動調査手法	21
4-1-3 主たる結果	22
4-2 氾濫水の氾濫特性	25
4-2-1 氾濫水の挙動に影響を与える因子	25
4-2-2 緩勾配流域における氾濫水の水理特性	26
4-2-3 氾濫原粗度係数と氾濫水深との関係	27

第5章 治水対策としての越水堤防 一事例調査	29
5-1 S川(S川水系)の場合	29
5-2 T川(T川水系)の場合	31
5-3 K川(K川水系)の場合	33
5-4 O川(O川水系)の場合	34
5-5 A川(A川水系)の場合	35
5-6 O川(K川水系)の場合	35
5-7 S川(Y川水系)の場合	37
第6章 越水堤防の導入に伴う問題点	38
6-1 越水堤防の導入に対する意識	38
6-2 堤内地の地形特性と越水処理	38
6-3 霞堤との比較・検討	39
6-4 暫定堤防(H.W.L堤を含む)としての越水堤防	41
結 語	45
参 考 文 献	46
参 考 資 料……堤防の機能とその限界について	47

図 表 リ ス ト

	図	表	ページ
第1章	1・1 研究プロセス		1
		1・1 研究担当員の移り変わり	3
		1・2 研究テーマとその概要	4
第2章	2・1 河川関係事業費／一般会計 予算の経年変化		6
	2・2 確率降水量の再現		8
第3章		3・1 計算条件一覧表	13
	3・1 Q-t(上流端)関係図		14
	3・2 越流水深の時間変化(縦断 方向)		15
	3・3 最大越流水深とピーク流量 の関係		15
	3・4 最大越流水深と相度係数の 関係		15
	3・5 最大越流水深と勾配の関係		16
	3・6 定常解と非定常解の水位差 の縦断図		16
	3・7 $\frac{dQ}{dL} \sim \frac{dH}{dL}$ 図		17
	3・8 越流水深計算結果		18
	3・9 越流長計算結果		18
	3・10 流量別最大越流水深図		18
	3・11 流量別越流区間図		19
第4章	4・1 利根川・小貝川流域図		20
	4・2 浸水区域模式断面図		21
	4・3 カメロン効果の概念図		22
	4・4 氾濫区域の土地条件図		23
	4・5 氾濫水の浸水区域区分図		23
	4・6 氾濫域の時間的变化		24
	4・7 浸水位の時間的变化		25
	4・8 氾濫水の水面勾配		26
	4・9 h~v 関係図		28
	4・10 h~n 関係図		28
第5章		5・1 越水堤防の諸元一覧表	30
	5・1 緊急築堤標準断面(S川)		31
	5・2 築堤計画断面(T川)		32
	5・3 築堤計画断面(K川)		33
	5・4 H.W.L. 堤断面(O川)		34
	5・5 S川の受け堤		37
第6章	6・1 社会的に見た氾濫現象		39
		6・1 霞堤に関するアンケート調 査	40
	6・2 越水堤防導入のための指針		43

写 真 リ ス ト

写 1 ・ 1	越水堤防の模型	2
写 1 ・ 2	越水実験風景	2
写 2 ・ 1	スーパー堤防の概念図	9
写 5 ・ 1	T川（T川水系）の越水堤防	32
写 5 ・ 2	O川（O川水系）の越水堤防	36

第1章 本研究の方針

1-1 本研究の目的

河川堤防は、他の土木構造物とは異なり、原則として旧来からの土堤として築かれてきた。その理由は①土が入り易い、②応急的な処置を施し易い、③地盤沈下に応じて変形しうるなどであった。しかしながら、大規模な洪水は、こうした土堤の弱点を突いて、堤防を洗掘、浸食し、ひどいときには破堤に至らしめた。この様な堤防災害に対して、河川管理者は、河道内に護岸・水制を設置するなどの処置を行った他、堤防を補強するという抜本的な堤防強化策の検討に乗り出した。

堤防補強工法としては、堤体材料の置換（消石灰・セメント・アスファルト乳剤を混合）があり、また耐越水化の越水堤防がある。越水堤防は、技術的には、天端の被覆や植生・ブロックによる法面の保護が中心となり、検討が行われる事になった。一方政策的には如何にして、越水堤防の導入を図るかという事に対する検討も必要となったのである。以上が本研究を開始するまでの経緯である。

1-2 本研究の内容

以上の様な目的意識の基に、研究は4年計画で進められる事となった。研究のプロセスは、図1・1に示す様に、洪水の堤防越水状況の再現に始まり、氾濫水の挙動調査を行い、最後に全国に点在する越水堤防の事例調査を通して、越水堤防の導入に伴う問題点を整理しようというものである。

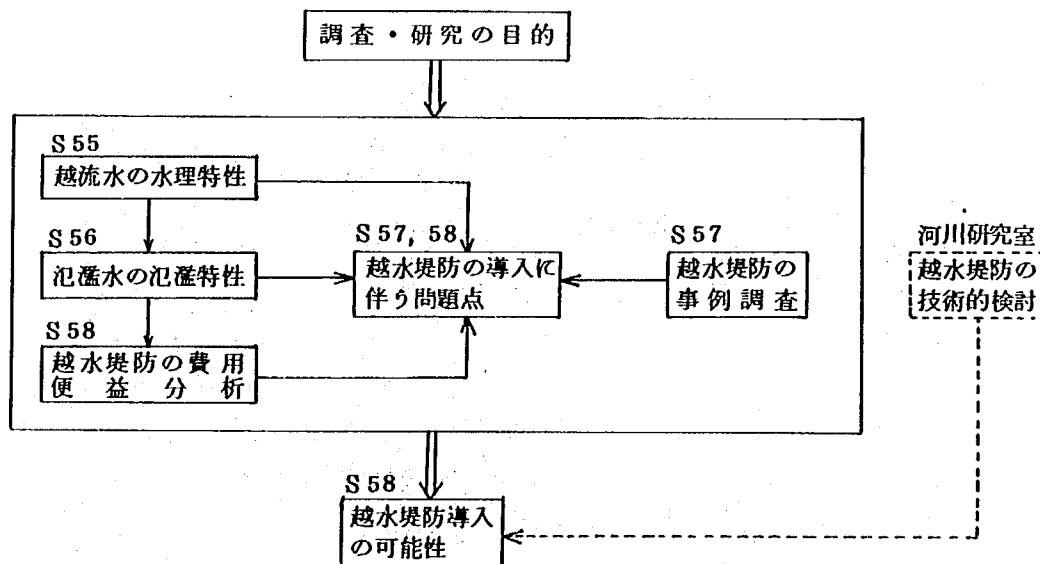
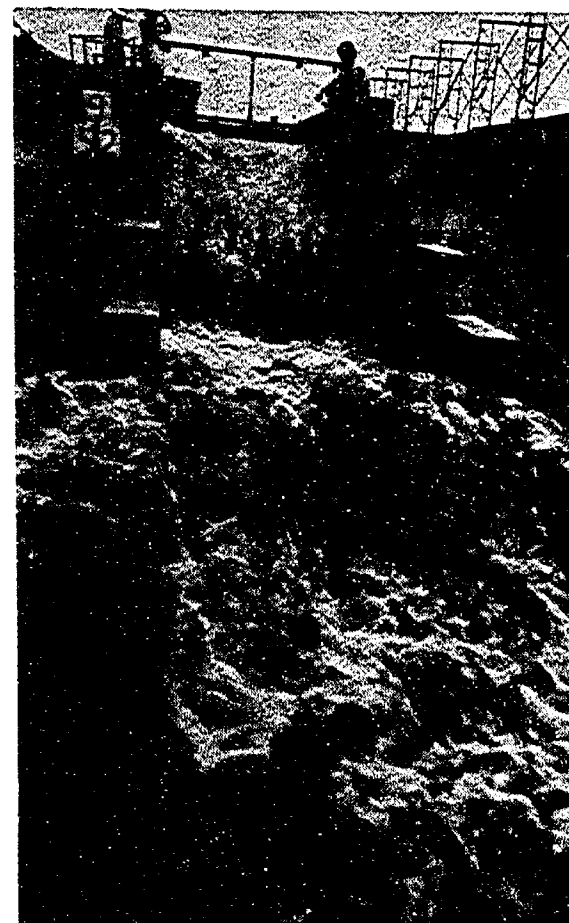


図1.1 研究プロセス



写 1.1 越水堤防の模型



写 1.2 越水実験風景

表 1.1 研究担当員の移り変わり

年 度	室 長	研 究 主 任	研 究 担 当 員
55	吉 野 文 雄	中 島 輝 雄	斉 藤 松 美
56		吉 川 勝 秀	中 島 輝 雄 , 桐 生 祝 男
57	山 本 晃 一	末 次 忠 司	桐 生 祝 男 , 横 山 揚 久
58			

研究計画は、研究者の移り変わりにより、若干の修正を余儀なくされたが、一応、今年度までに、越水堤防の全体像を把握出来る調査資料が収集できたものと思われる。表1・2に研究内容とその概要を示しておく。

なお、本研究は河川部河川研究室（越水堤防の技術的検討）との共同研究であり、今後、河川研究室と当研究室の研究報告を突き合わせる必要があると考えられる。越水堤防に関する技術的検討については、以下の報告書を参考にされたい。

- 1) 越水堤防調査中間報告書 — 資料編 — (土研資料第1761号)
- 2) 越水堤防調査報告書 — 資料編(Ⅱ) — (土研資料第2050号)
- 3) 越水堤防調査最終報告書 — 解説編 — (土研資料第2074号)

表 1.2 研究テーマとその概要

年 度	研究テーマ	研究の概要
55	越流水の水理特性	<モデル・実在河道における計算> 不定流式・定常流式による越水計算 ↓ 越流特性の分析 パラメータ { 河床勾配 河床粗度係数 上流端ハイドロ ↓ <主たる結果> 越流流量が増加しても、越流水深は増加せず、 越流区間長が増大する
56	氾濫水の堤内地における挙動	<氾濫流の航空写真の分析> 航空写真測量の分析 ↓ 堤内地における氾濫水理量の把握 1) 浸水区域 2) 流向 3) 浸水深 4) 流速 ↓ <主たる結果> 氾濫水は、堤内地の連続盛土（特に幹線道路 と自然堤防）の影響を強く受ける
57	越水堤防の導入に伴う問題点	<越水堤防の事例調査> 全国にある越水堤防とその諸元 ↓ 越水堤防を導入した理由 1) 河川改修による土地減少の防止 2) 浸水被害の軽減・防止 ↓ 越水堤防の導入に伴う問題点 ↓ <主たる結果> 事例調査より、治水（超過洪水対策）のため よりも、漬地減少のための越水堤防が多いこ とが分った。
58	越水堤防の費用便益分析	<実在河道における計算> 不定流式・貯水池モデルによる氾濫計算 ↓ 氾濫被害軽減額の算定 ↓ B/Cの算定 ↓ <主たる結果> 形状・設置区間を工夫し選定すれば、越水堤 防による氾濫被害の軽減は可能

第2章 越水堤防と治水対策

本章では、越水堤防を検討の対象とした経緯を述べると共に、治水対策として、越水堤防が望まれる、または望まれた背景について記述し、本検討の導入部とする。

2-1 越水堤防の歴史

越水堤防の全体像を浮き彫りにする為に、先ず最初にその歴史を見てみよう。なお、これから記述する越水堤防は広義のそれで、乗越堤や霞堤のものも含んでおり、大出水時の洪水被害を少なくする為に、堤防の一部を他の部分より低くした堤防のことを指している。

歴史的に見て、最も古い越水堤防は、紀元前4～紀元後32年の間に黄河に築設されたものである。黄河の特長は、年間流出土砂量16億tと世界一流出土砂が多い事で、その為に、河床の上昇が激しい。従って、河床上昇に合わせて堤防を高くする事には際限があるとの考えから、越水堤防が築設されたものと推定される。

日本においては、黄河に遅れる事約16世紀1589(天正17)年～1605(慶長10)年に加藤清正が肥後(熊本)の河川に築設したのを嚆矢とする。以後、利根川の江原堤、荒川支川高麗川の吉田堤、豊川の大村堤の他、北川、浜戸川などに多数の越水堤防が築設されていった。こうした越水堤防の思想は、江戸時代の河川工法の一つである関東流の治水工法、即ち、年々起り得る程度の普通の洪水は、堤防によって防止するが、大洪水の場合はむしろ、越水させる方が被害が少なく済むという発想の工法に通じる所が多いと言える。

諸外国における越水堤防の築設は、日本よりも遅くフランスでは、1866年にロアル川で築設されたのを始め、多数の越水堤防がある他、古くはアメリカのミシシッピー川などにも築設されていた。

この様な越水堤防の築設は、その時代の土木技術水準から見て、全国的な高水工事を行うなどの余裕がなかったという制約の中で発達したものである。近年に至り、大河川の治水の重要性が認識されたと、淀川・木曽川・筑後川を直轄事業として改修することを主目的にして、低水工法から高水工法への工法の転換が迫られることになる。この動きは、舟運から鉄道への交通手段の移行、水力発電施設の登場、ならびに沿川の開発に呼応した動きで、それを決定付けたのが、明治29年2月における第9回帝国議会の建議案であった。

本邦治水ノ件ニ関シ、衆議院ハ第二議會以來屢々建議ヲ為シ、政府ハ其ノ主旨ヲ容レ著々歩武ヲ進メラレタルモ、明治二十七、八年兩年ハ軍事多事ノ故ヲ以テ已ムヲ得ス新事業ハ総テ中止セラレタリシカ、今ヤ干才既ニ終リ、内治経営ノ急務ヲ要スルノ時ニ方リテハ、治水事業ノ如キモ、亦宜ク内治経営ノ一大急務トシテ其ノ設計ヲ拡張シ、工事ヲ急施セサルヘカラス。然ルニ政府ハ、本期議會ニ於テ僅カニ第五議會ニ提出シタル大井川外数川改修費ノ協賛ヲ求メラレタルニ過ギス、然レトモ然々全

注)* 関東流の他、甲州流、紀州流、上方流、美濃流などがある。

甲州流……堤防を築いて河道を安定させ、かつ、流水は固定した水衝部にぶつけ、更に下流の水衝部へはね返す。その他、各種水制を設置したり、堤内地には水害防備林を設けた。

紀州流……河川沿川を干拓開発する為、堤防は洪水が越水しない高さとし、かつ、堤防を保護する様、護岸・水制を設置した。

国河川ノ現状ヲ視レハ、改修工事ノ必要ヲ認ムルモノ決シテ少カラス。就中、

淀川、木曽川、筑後川

三川改修ノ如キハ、急務中ノ最急務ナルモノト確信ス。故ニ政府ハ本期議會ニ以上三川ニ関スル河川改修費ノ追加予算案ヲ提出セラレ、本年度ヨリ工事ニ着手セラレンコトヲ望ム。又、

利根川、荒川、九頭竜川、斐伊川、高梁川、紀ノ川、矢矧川、緑川、岩木川、多摩川、遠賀川、雄物川、

等ノ十二川ハ、国家須要ノ河川ナルヲ以テ、政府ハ明治三十九年度ヨリ、改修準備ノ整ヒタル部分ヨリ順次、財源ノ許ス限り工事ニ着手セラレンコトヲ望ム。

（出典：西川 喬，治水長期計画の歴史）

こうした展開の中で、土地利用の高度化に対処できる高水工法がクローズ・アップされていくのである。旧河川法の制定以後、治水工法は逐次、高水工法に切替えられていった他、遊水機能を持った霞堤は締切られ、その他、多くの溜池や分派川が廃止されて現在に至っている。こうした一連の連続堤主義の完成によって、現在の氾濫原における土地利用の高度化が達成されたのである。

現在の河川計画（高水工法）では、連続堤防築造の基本となる計画高水流量を定めることを前提としている。計画高水流量は、①既往最大流量の採用、②確率降雨による洪水流量の算定、その他、③治水事業に伴う経済効果や河川の重要度等に鑑みて決定されるが、現在多くの河川では、②確率降雨による洪水流量の算定により、計画流量を決定している。しかしながら、こうした確率主義の考え方には、水文統計処理の点から見ても、中期的な時間スケールでは、計画洪水流量を超える超過洪水が発生する危険性を含んでいるものと言える。それ故、これらの問題点は、今後高水工法を議論する場合に論点とされねばならない。

更に、水害発生頻度の減少・全国的な都市化（人口の流動化）に伴って、水害に対する国民の意識が低下すると共に、社会基盤整備において、相対的に河川関係事業費が伸び悩んでいる。（図 2.1 参照）。

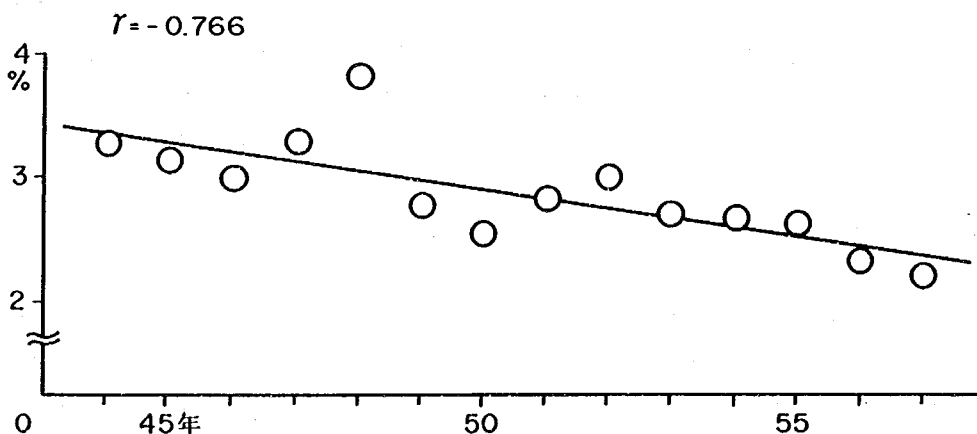


図 2.1 河川関係事業費／一般会計予算の経年変化

また、沿川の土地の高度利用のために、堤防の嵩上げおよび河道の拡幅による漬地の増加に対する地元住民の支弁も見られる様になってきた。こうした一連の社会的な変化・財政上の制約・物理的な制約のために、当面の間計画された高水流量に対処し切れない事態が生じるという問題が生じかねないと同時に、

超過洪水時の被害を大きくさせる要因を潜在させている。

以上の様な問題に対して、最近霞堤や溜池の様な自然の遊水機能をもったものに加えて、多目的遊水地（治水緑地）などの流域治水施設が重要視されてきており、越水堤防が導入できるか否かの社会的な背景も、こうした遊水機能の復活に求められそうである。

2-2 越水堤防導入の背景

2-2-1 治水対策と水害被害

現在、大河川の整備率は58%（昭和57年度末）とかなり整備が進んでいる。特に昭和39年の河川法施行以来、水系一貫とした治水対策が進められて来ており、今後共水系全体における治水安全度の向上が望まれる。しかしながら、実際の河道整備状況を見ると、例えば静岡県を流れT川においては、下流の未改修区間が全体の3.6%であるのに対して、上流のそれは全体の31.8%と改修が遅れている。こうした上下流間の整備事情のアンバランスは、下流の沖積平野における人口・産業・資産の集積によるところが大きい。即ち、流域の重要度を勘案した段階的な治水工事であると言えよう。次に簡単な計算例で、上下流における浸水規模の違いによる洪水被害の違いを見てみよう。

洪水被害額は、治水経済調査要綱に従えば、浸水深に応じた被害率と諸資産額との積により計算されるが、ここでは

$$\text{洪水被害額} = \text{被害率} \times (\text{家屋資産額} + \text{家財資産額}) \times \text{面積}$$

$$\propto \text{被害率} \times \text{人口密度} \times \text{面積}$$

として計算を実行する事とする。なお、人口に比例して資産額が増加すると考えられるので、上式でも一般性は失なわれない。今、河道延長100kmの河川で、以下に記す人口密度と浸水深をもつ流域を考える事とすると、単位氾濫原面積当りの洪水被害値は、次の様になる。

諸元		L(km)											総被害値
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
人口密度 (人/km ²)		5,000	8,000	10,000	8,000	5,000	2,000	1,000	500	300	200	100	19,902
ケース(1)	浸水深 (cm)	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
	被害率	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	
	被害値	265	424	530	424	265	106	53	265	15.9	10.6	5.3	
ケース(2)	浸水深 (cm)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	11,456
	被害率	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.072	
	被害値	0	240	300	240	150	106	53	265	15.9	10.6	7.2	

ケース(1)における洪水被害値＝19,902

ケース(2)における洪水被害値＝11,456

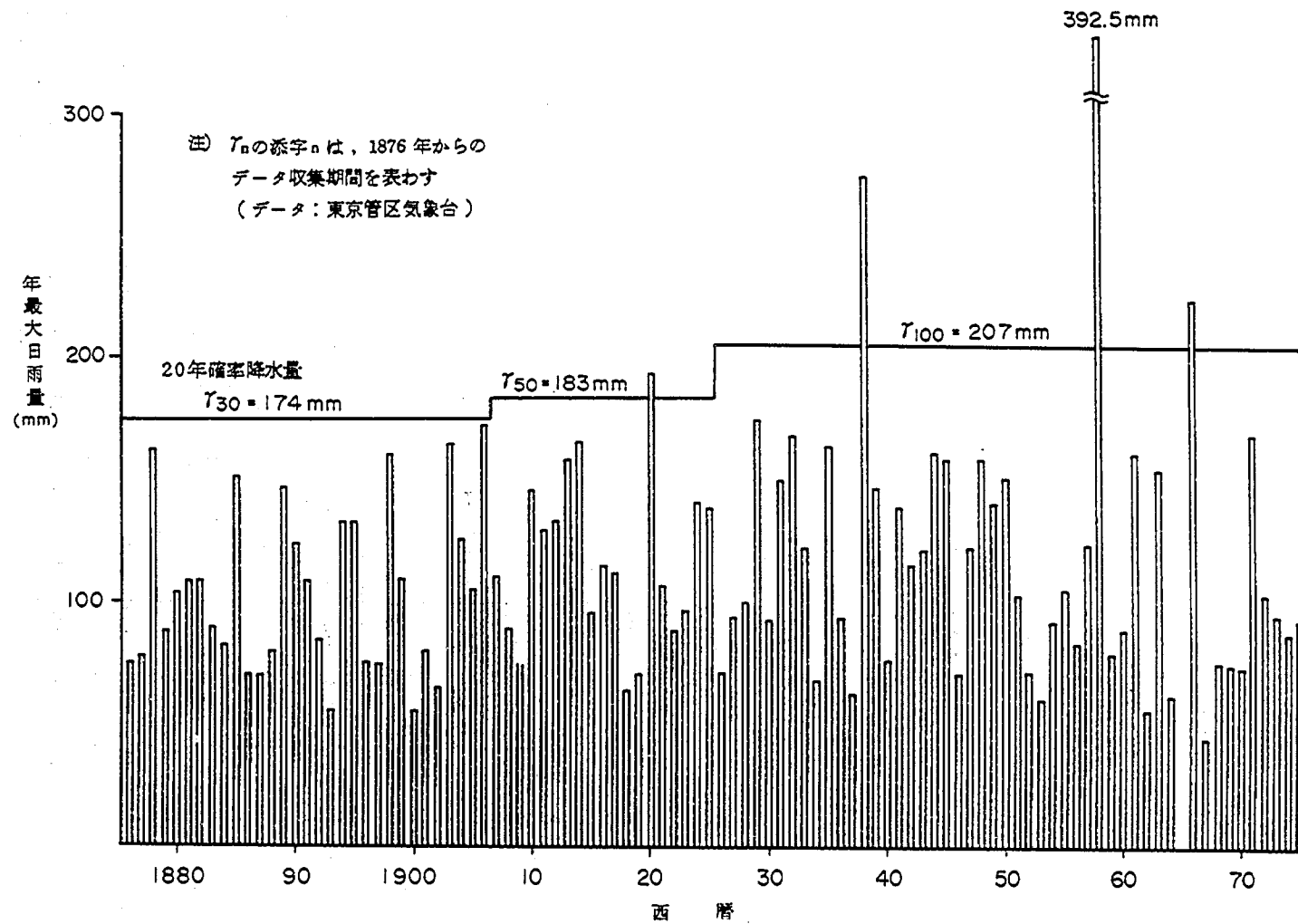


図 2.2 確率降水量の再現

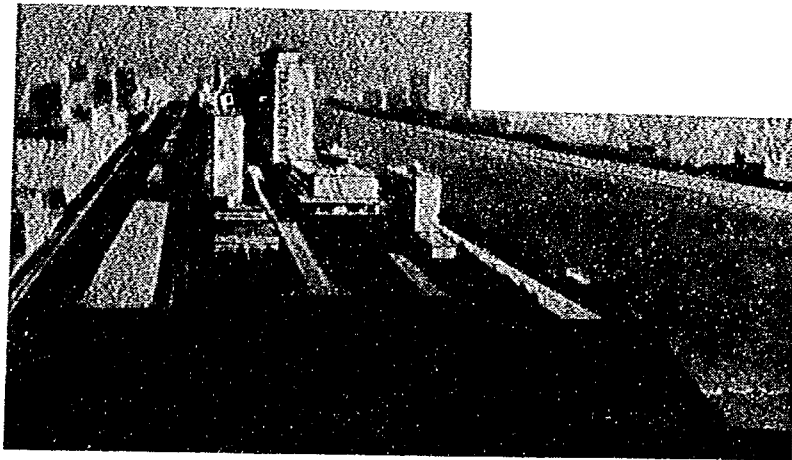
以上の様に、同じ氾濫ボリュームでも、下流部で浸水深が高くなると上流部の約1.7倍の被害となる事を示している。

こうした意味においても越水堤防を中・上流部に導入する事により、下流部の洪水被害額を軽減する事が、流域全体で見た被害最小の論理に合致するものと思われる。

2-2-2 超過洪水対策

氾濫は、社会現象だが、洪水は自然現象であるとは、良く言われる事である。現在まで得られた流量データ（1級水系の幹線で約30年）、または雨量データ（全国主要80気象台で約80年）を用いて、計算された確率水水量をもってしても、これから起こり得る超過降雨を予測する事は難しい。（図2.2参照）

この様な予想を越えた超過洪水（ここでは計画高水位以上の洪水を指す）が発生して、河道水が越水しても、破堤しない様に堤防を耐越水化しておく事は重要な事である。耐越水化としては、越水堤防の他、写2.1に示すスーパー堤防等が考えられよう。



写2.1 スーパー堤防の概念図

因みに、確率を用いず、気象値（気圧と湿度）により最大降雨量を求める試みにPMP（可能最大降雨量）法がある。この計算法によると、全国平均で可能年最大日雨量/50年確率日雨量 $\div 1.8$ であり、50年確率降雨時のハイトを1.8倍引き伸ばせば、可能最大日雨量が計算出来る事になる。

2-2-3 越水堤防と土地利用の調整

越水堤防の第三の機能は、谷底平野や河岸段丘上といった狭あい地区において、地域住民の生活空間を減らさないための機能である。というのも、コンクリート張りの越水堤防だと法面を急にできる為、従来の土堤に比べて、堤防敷面積（堤内地盤の高さで堤防が占める面積）を減らすことができ、堤内地の土地を有効利用できるからである。この方式では、たとえ、河川改修に伴って堤防高が高くなっても、堤内地の潰地をなくす、もしくは減らすことも可能である。

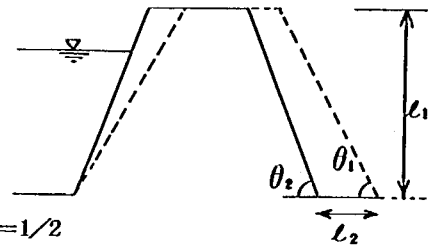
今、越水堤防方式にすることによって、堤防の法（表・裏）勾配を2割から1割5分にしたと仮定すると
 ケース(1)「捻出される用地は？」

右図のような場合に、捻出される用地巾 ℓ_2 は、

$$\ell_2 = 2 \times \left(\frac{\ell_1}{\tan \theta_1} - \frac{\ell_1}{\tan \theta_2} \right)$$

$$= \ell_1$$

$$\begin{cases} \tan \theta_1 = 1/2 \\ \tan \theta_2 = 1/1.5 \end{cases}$$



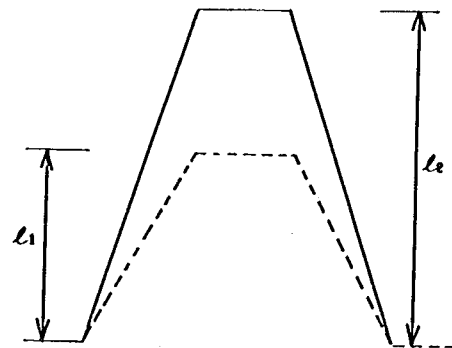
となり、堤防高分の用地が捻出される。

ケース(2)「潰地を出さない改修堤防高さは？」

右図のような場合の改修堤防高さ ℓ_2 は、

$$\frac{\ell_1}{\tan \theta_1} = \frac{\ell_2}{\tan \theta_2} \quad \text{より}$$

$$\ell_2 = \ell_1 \frac{\tan \theta_2}{\tan \theta_1} = \frac{4}{3} \ell_1$$



となり、潰地を出さずに堤防を3割嵩上げすることが可能となる。

上の例は、かなり大雑把な計算例であるが、それにしても、河川改修が土地の有効利用という形で、地域に大きな影響を及ぼす事が判ろう。

以上見てきた様に、越水堤防は現在の治水対策の隘路を切り開く可能性を持っている他、地域に与えるインパクトも大きい事が解る。以上の事をまとめると、越水堤防の役割は、次の3点に見出される。

- 1) 中・上流部における自然遊水の為の越水堤防
- 2) 予想を超えた超過洪水に耐えられる越水堤防
- 3) 堤内地の有効利用を考えた越水堤防

第3章 越流水の水理特性

土で造られている堤防を耐越水化して、超過外力時の被害を減少する方法が提案され、各種の耐越水化工法についての実験も実施されている。この耐越水化工法を考案する際に最も重要な問題は、越流水による外力（即ち、越水堤防の設計条件）をどのように考えるか、ということである。越流水の設計条件としては一般に越流水深と越流時間、総越水量、越流流速、といったものが考えられるが、これらは全て河道流下能力と実際の超過外力時の流量との関係で規定されるものといつてよい。

従つて、越水堤防の設計条件を決めることはとりもなおさず設計超過外力をどのようにとるかという問題に行きつく。この問題は河川計画論上の重要な課題であり、治水安全度をどうするか、堤内地資産の保護をどう考えるかといった重要な問題を提起している。この章では、このような明確な形での治水論の構築は当面のあいだ避けておき、現況程度の築堤が各河川にあるということを前提として、このような堤防を補強するという立場で越流水の水理現象を検討することとした。これは、超過外力の規模を明確に定める論理的根拠に乏しいことが主な理由である。

平野部河川ではほぼ均一な高さ（計画高水位かこれに余裕高を加えたもの）の堤防が構築されており、このような状況を前提とした時、超過外力による堤防越流は任意の場所で生じるといってよい。現実には、河道流下能力の不足箇所や堤防の不陸等の箇所が越水するのであるが、一様な河道、一様な堤防高を前提とした時、超過外力時の超流状況は、長大な区間にわたり一様に近い水深で越水することが想定される。その事例は昭和50年8月の石狩川出水の例でも類推されるところである。このことは、越水型堤防の導入に有利な側面をもつともいえる。すなわち、超過外力の規模によって越流水深は変化するが、その変化の程度はそれ程大きなものではなく、超過外力の規模が大きくなると越流区間長が長くなり、結果として越流水深はそれ程大きくならないのではないかということが推定される。したがって耐越水化のための設計外力として、超過外力の規模をある程度柔軟にとらえておけば、越流水深は50cm程度を最大値として計画することも可能となる。この越流水の水理現象を中心として、若干の数値実験を行なった結果を以下に報告する。

3-1 モデル河道における越流条件

3-1-1 越流計算に使う不定流モデル

堤防を越流する越流現象を不定流モデルにより検討し、越流状況を越水堤防の設計条件として設定するために、河道条件・外力条件を単純化して検討した。

河道での洪水波の運動は、次の不定流モデルで表現される。

<連続の式>

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots\dots\dots (1)$$

<運動の式>

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|Q|Q}{K^2} = \frac{Qq}{gA^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 Q ：流量、 A ：断面積、 H ：水位、 K ：断面の通水能、 q ：単位流路長当りの横流入量、 α ：距離（下流向きを正とする）、 t ：時間、 g ：重力加速度である。

上述した2式を基礎式として、数値計算を実施する訳であるが、洪水波が伝播してくるにつれて水位が高くなり、堤防高を越えると越水が始まる。この越流量を連続の式中の q で代表させて数値計算を実施した。越流量は

$$q = 1.4 (H - H_0)^{3/2} \dots\dots\dots (3)$$

で計算した。ここで、 H_0 は堤防天端高である。

(1)~(3)式を用いて陰形式差分法で差分近似する。差分式は次の様な漸化式で表現される。

$$\text{＜連続の式＞} \quad H_s^{j+1} = \gamma_s - P_s Q_s^{j+1}$$

$$\text{＜運動の式＞} \quad Q_{s-1}^{j+1} = -q_{s-1} H_s^{j+1} - t_{s-1} Q_s^{j+1} + S_{s-1}$$

ここに、 $S = SN, SN-1, \dots\dots 3, 2$ (SN は河道断面数)。上式中の各変数は、次の様に表現される。

$$\begin{aligned} q_{s-1} &= \frac{1}{\theta_{s-1} + P_{s-1}} \\ t_{s-1} &= \frac{\eta_{s-1}}{\theta_{s-1} + P_{s-1}} \\ S_{s-1} &= \frac{\mu_{s-1} + \gamma_{s-1}}{\theta_{s-1} + P_{s-1}} \\ \gamma_s &= \frac{\xi_{s-1} + \sigma_{s-1} S_{s-1} - \nu_{s-1} \gamma_{s-1}}{\sigma_{s-1} q_{s-1} + \nu_{s-1}} \\ P_s &= \frac{\sigma_{s-1} t_{s-1} + 1}{\sigma_{s-1} q_{s-1} + \nu_{s-1}} \end{aligned}$$

ここで、 $\sigma_{s-1} = 1 + \nu_{s-1} P_{s-1}$

$$\gamma_1 = H_1^{j+1}, \quad P_1 = 0$$

である。上式中の各係数は次の様である。

$$\begin{aligned} \nu_{s-1} &= -\frac{\Delta x_{s-1}}{4 \Delta t} (B_s^j + B_{s-1}^j) \\ \xi_{s-1} &= \nu_{s-1} (H_s^j + H_{s-1}^j) - \frac{\Delta x}{2} (QM_s^j + QM_{s-1}^j) \\ \alpha_{s-1} &= \frac{\{(Q^2)_s^j + (Q^2)_{s-1}^j\}}{2g \{(A^3)_s^j + (A^3)_{s-1}^j\}} \cdot (B_s^j + B_{s-1}^j) \end{aligned}$$

$$\beta_{s-1} = \frac{\{(Q^2)^j_s + (Q^2)^j_{s-1}\}}{2g\{(A^3)^j_s + (A^3)^j_{s-1}\}} (R^j_s + R^j_{s-1})$$

$$\eta_{s-1} = -\frac{1}{1-\alpha_{s-1}} \left[\frac{\Delta x_{s-1}}{g(A^j_s + A^j_{s-1})\Delta t} - \frac{2(Q^j_s + Q^j_{s-1})}{g\{(A^2)^j_s + (A^2)^j_{s-1}\}} + \frac{\Delta x_{s-1}|Q^j_s + Q^j_{s-1}|}{2\{(K^2)^j_s + (K^2)^j_{s-1}\}} \right]$$

$$\theta_{s-1} = -\frac{1}{1-\alpha_{s-1}} \left[\frac{\Delta x_{s-1}}{g(A^j_s + A^j_{s-1})\Delta t} + \frac{2(Q^j_s + Q^j_{s-1})}{g\{(A^2)^j_s + (A^2)^j_{s-1}\}} + \frac{\Delta x_{s-1}|Q^j_s + Q^j_{s-1}|}{2\{(K^2)^j_s + (K^2)^j_{s-1}\}} \right]$$

$$\mu_{s-1} = -\frac{1}{1-\alpha_{s-1}} \left[\frac{\Delta x_{s-1}(Q^j_s + Q^j_{s-1})}{g(A^j_s + A^j_{s-1})\Delta t} - \alpha_{s-1}(Z^j_{s-1} - Z^j_s) + \beta_{s-1}(B^j_{s-1} - B^j_s) \right]$$

$$-\frac{(Q^j_s + Q^j_{s-1})(QM^j_s + QM^j_{s-1})}{2g\{(A^2)^j_s + (A^2)^j_{s-1}\}} \Delta x$$

以上の差分式は、不定流の特徴を損なわない程度に差分化したものであって、厳密な意味では時間ステップについて、 Δt 前の各係数値を当該時刻での係数としているため、 Δt を短かく計算する方が、正確な値を示すものと言える。

3-1-2 計算ケースの設定

この不定流モデルを用いて、モデル河道における越流水の水利特性を調査するものとした。河道条件と外力条件を一覧表にしたものが表 3.1 である。

まず、河道は河幅 500m の一様勾配水路とする。かつ全区間にわたり粗度係数は一定値とする。さらに水路断面は矩形単断面として与え、河道長は 50Km、下流端の水位条件は水位 0m と一定値で与える。越流する区間は、20Km から 40Km にかけてのものとする。こうすることによっても、問題の取り扱いに対する一般性は失われなないものとする。ただし、越流区間における堤防高は、不定流の洪水波形（ピーク流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ ）を上流端で与え、その洪水波形が河道伝播に伴い通減するので、その時の 20～40Km 区間の最高水位に設定したケース（ケース 1～3）と、現在の河道設計論に基づく $Q = 5,000\text{m}^3/\text{s}$ の定常流での最高水位を与えたケース（ケース 4、5）の二通りとした。河道区間 0～20Km、4.0～50Km 間は最高水位 + 2m の堤高を与えて越流しない条件のものとした。

表 3.1 計算条件一覧表

ケース	i	n	河道設計値	流量ハイドロ	
				ピーク	波 形
1-1	1/5000	0.02	$Q_0 = 5000\text{m}^3/\text{s}$ の不定流の 計算水位	$1.2Q_0$	非定常流
2				$1.3Q_0$	
3				$1.4Q_0$	
4				$1.5Q_0$	
2-1	1/8000	0.02	同 上	$1.2Q_0$	非定常流
2	1/7000				
3	1/6000				
4	1/4000				
5	1/3000				
3-1	1/5000	0.03	同 上	$1.2Q_0$	非定常流
2		0.025			
3		0.015			
4-1	1/5000	0.02	$Q_0 = 5000\text{m}^3/\text{s}$ の定常流の 計算水位	$1.2Q_0$	非定常流
2				$1.3Q_0$	
3				$1.4Q_0$	
4				$1.5Q_0$	
5-1	1/5000	0.02	同 上	$1.2Q_0$	定 常 流
2				$1.3Q_0$	
3				$1.4Q_0$	
4				$1.5Q_0$	

この様に設計した河道に、超過外力として洪水波形を各々 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 倍した洪水波形が上流端 50 km に入った場合に、その越流特性を数値計算し分析することとした。比較する要因は越流水深と河床勾配、粗度係数、流量である。

3-2 モデル河道における越流水の水利特性

3-2-1 越流水深の時間変化

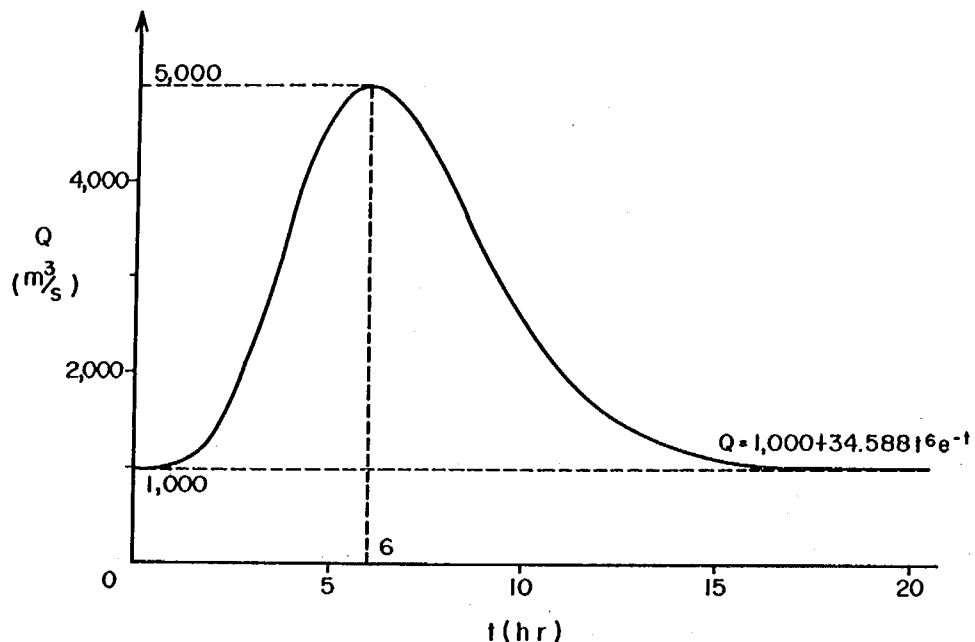


図 3.1 $Q-t$ (上流端)関係図

図 3.2 はケース 1-3 とケース 4-3 の越流水深の縦断面図を示したものであって、添字は時刻を表わす。流量ピーク値は共に $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のものであるが、河道設計がピーク流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の不定流によるもの(ケース 1-3)と、流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の不等流によるものとの違いがあり、越流現象も異なっている。その特徴は、不等流設計では越流区間がある範囲で限定されることにある。即ち、 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量ピークがケース 4-3 では 40~32.5 km 区間の越流により軽減し、3 時間後には $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下になるため越流を生じなくなる。同様な結果はその他のケースにも共通してみられることであり、均一に近い全区間越流を越水堤防の設計条件とすれば、不等流設計では不可能であることを示す一例であるといえてよい。但し、この例では支川の合流等は考慮していない。

3-2-2 流量・粗度・勾配による最大越流水深の変化

図 3.3 は各ピーク流量に対する最大越流水深を描いたものであって、不定流設計(ケース 1)のもとは、前述したように不等流設計(ケース 4)のもの比べて越流水深が大であること、波形の違い(ケース 1 とケース 4)による差はそう大きくないことが認められる。

図 3.4 は粗度係数の変化による最大越流水深の変化を示すものであって、洪水波形は $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のピークのものである。この場合には外力の相違による越流水深の相違が若干図よりも大きく表われている。

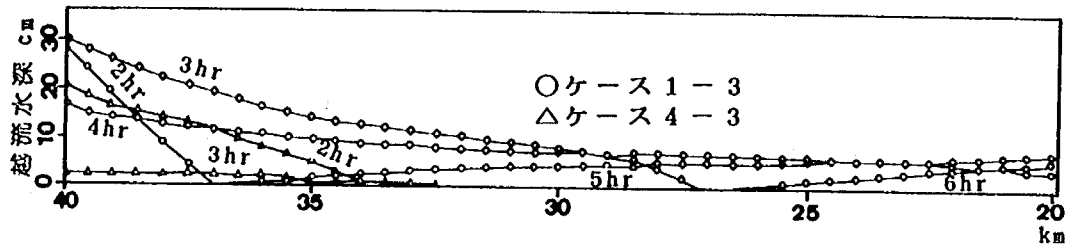


図3.2 越流水深の時間変化(縦断方向)

図3.5は勾配の変化による越流水深の変化を調べたもので($Q_p = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)勾配の違いによる影響はそれ程大きくは表われないことがわかる。これらの図3.3~3.5で明らかになることは、当然のことながら流量変化による越流水深の増大が最も顕著であるが、この場合でも設計流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し5割増しの外力が流入してもただか40cmの最大越流水深であり、越流区間のほとんどの部分では20cm以下の越流水深であることが、前述の各図から明らかとなるので、堤防を耐越水化する時の外力条件のひとつとして、越水深の上限値を50cm程度と考えておくと、ほぼ超過外力条件の大多数を包括しうると考えられる。

3-2-3 定常解と非定常解の比較

図3.6は $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の設計流量(不等流設計河道)の河道に超過外力としてそのピーク値の1.2, 1.3, 1.4, 1.5倍の洪水波が流入した時の越流水深(各断面での最高水位-設計洪水位)の縦断図を定常解(ケース5)と非定常解(ケース4)について示したものである。河道諸元は $B = 500 \text{ m}$, $i = 1/5,000$, $n = 0.02$ の矩形単断面を仮定している。前述したように、定常解では超過外力に応じて全区間で越流するが、非定常解では洪水波の伝播に伴い水理諸量が変化し、洪水位が逡減するため、越流区間も30~40km区間に限定さ

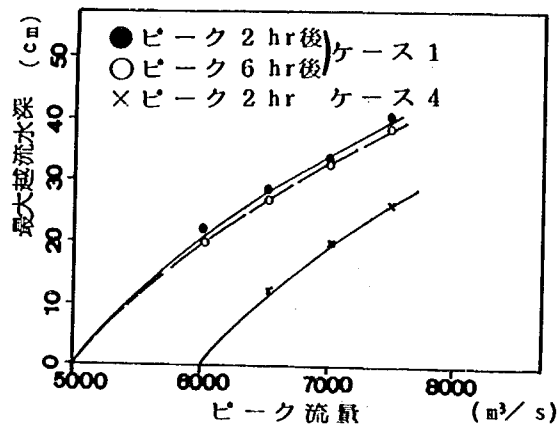


図3.3 最大越流水深とピーク流量の関係
($n = 0.02$, $i = 1/5000$)

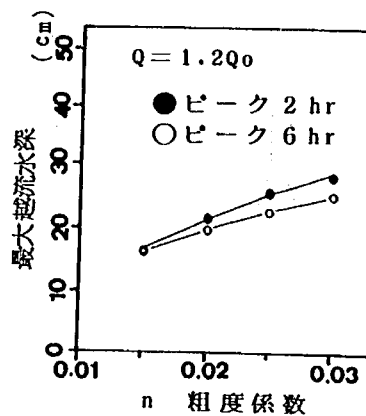


図3.4 最大越流水深と粗度係数の関係
($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $i = 1/5000$)

れ、かつ越流水深も小さくなることがわかる。
従って、越水型の堤防を導入するには、河道設計論として、不等流計算水位による設計洪水水位を用いると、実際の洪水時には、越水する区間とそうでない区間が生じ、導入計画上の一つの問題点となることが指摘される。

3-2-4 越流水深、越流長、越流量の関係
定常解（ケース4）の越流水深 H を越流長 x の関数で表わせば、指数関数 $H = H_0 e^{-kx}$ で表現され、ケース4では $k = 1.47 \times 10^{-4}$ (m^{-1})である。前述の越流公式を用いれば、全越流量 Q_0 は L を越流区間として、

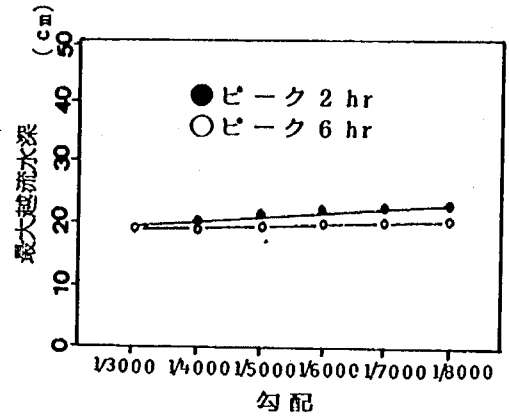


図3.5 最大越流水深と勾配の関係
($Q = 6000 m^3/s$, $n = 0.02$)

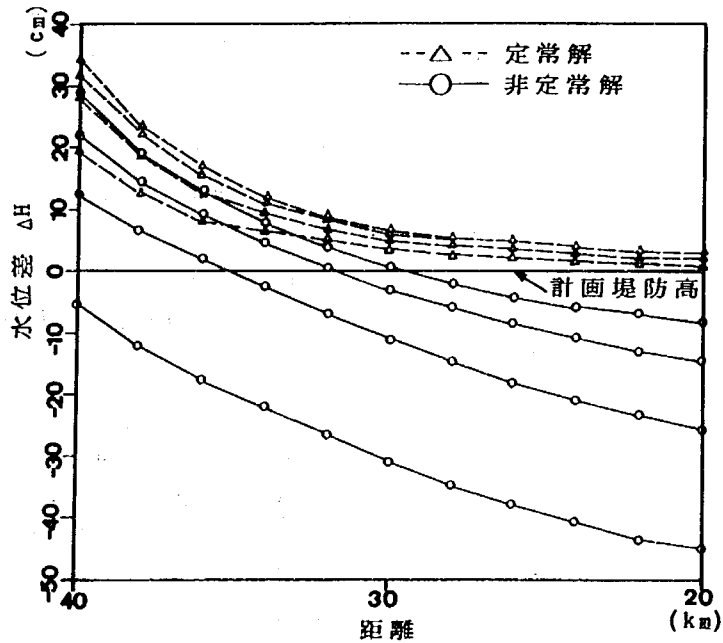


図3.6 定常解と非定常解の水位差の縦断面図

$$Q_0 = \int_0^L 1.4 H_0^{3/2} e^{-\frac{3k}{2}x} dx = 1.4 H_0^{3/2} \int_0^L e^{-\frac{3k}{2}x} dx = \frac{2.8}{3K} H_0^{3/2} \left(1 - e^{-\frac{3k}{2}L} \right)$$

となる。この Q_0 は区間長 L にわたる全越流量を表現する簡易式であるが流量が Q_0 から $Q_0 + dQ_0$ に増大した時、越水深、区間長との関係を調べてみると、図3.7に示す様な関係が見出される。

$$dQ_0 = \frac{1.4}{K} H_0^{1/2} \left[1 - e^{-\frac{3KL}{2}} \right] dH_0 + 1.4 H_0^{3/2} e^{-\frac{3KL}{2}} dL$$

$$\therefore \frac{dQ_0}{Q_0} = \frac{3}{2} \cdot \frac{dH_0}{H_0} + \frac{\frac{3}{2} KL e^{-\frac{3}{2} KL}}{1 - e^{-\frac{3}{2} KL}} \cdot \frac{dL}{L}$$

図3.7は越流量が dQ 増加した場合、越水深の増分 dH と越流区間の増分 dL との関係を各々単独にとり出した結果であり、例えば $L=1\text{km}$ の場合、越流水深の3%の増加は、約5%の越流区間の増加と同じ効果をもつことを示しており、越流水深が如何に鋭敏に越流量に影響を与えるかが判ろう。

3-3 実在河道における越流計算

3-3-1 T川, Y川における越流状況

前述の計算モデルを用いて、実在河道での超過外力による越流計算を実施した。実在河川では堤防高も均一にはなっておらず、不陸等もあるため、均一な越水状況は期待できない。かつ、支川の合流や分派等の扱い方や、河道断面の不均一による差異が生ずる。ここでは支派川の取扱い方は、支川からの横流入量を河道上流端でのハイドログラフを支川流域面積と本川流域面積の比で代表させて入力し、単に横流入量が本川河道流量に加わるという取扱いをした。また派川の処理は計画分派流量比で与えることとした。河道の粗度係数は計画粗度係数を用いることとした。

図3.8, 3.9はこの様にして得られたT川(計画高水流量 $5,760\text{ m}^3/\text{s}$)、Y川(計画高水流量 $6,350\text{ m}^3/\text{s}$)の計算結果を、平均越流水深 H 、越流区間長 L 、越流流量 Q について図示したものである。この二例では上流端に計画流量の1.0~1.5倍の波形が入力した時の非定常計算結果を示している。実河道では堤防天端高が一様ではなく、最大越流水深は入力が大になる程大きくなるが、それに伴い越水区間長も増加する。このため全体としての平均越流水深は、流量の増加と共に若干増加する傾向はあるが、それ以上に越流区間長の増加が顕著となっている。この二例では平均越流水深は40cm以下であって、越流区間長は1,000mから5,000mにも増大し、これによる越流流量の増加を生じている。

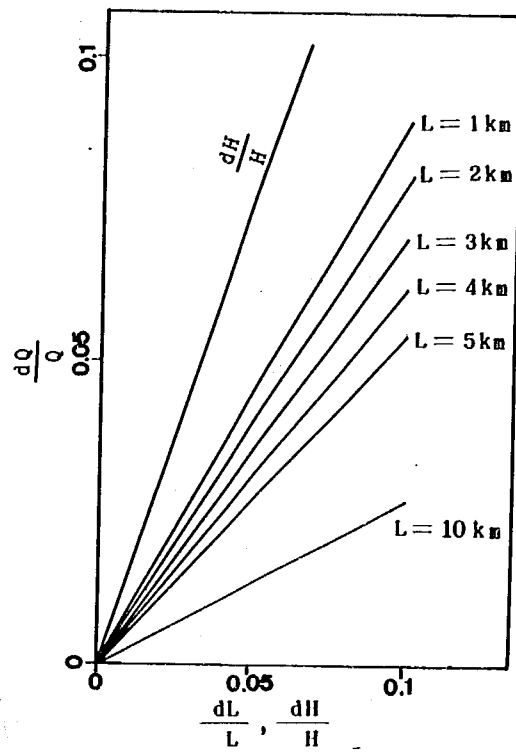


図3.7 $\frac{dQ}{Q} \sim \frac{dL}{L}, \frac{dH}{H}$ 図

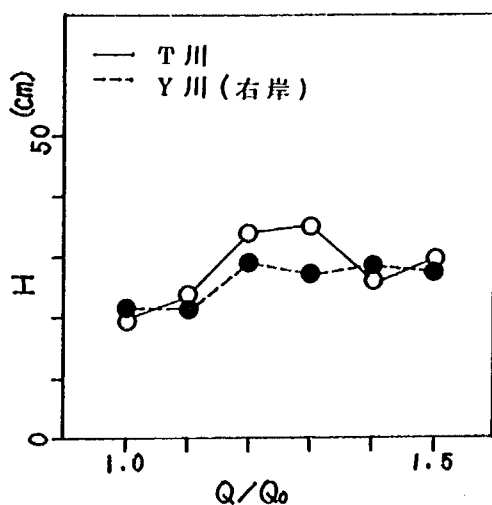


図3.8 越流水深計算結果

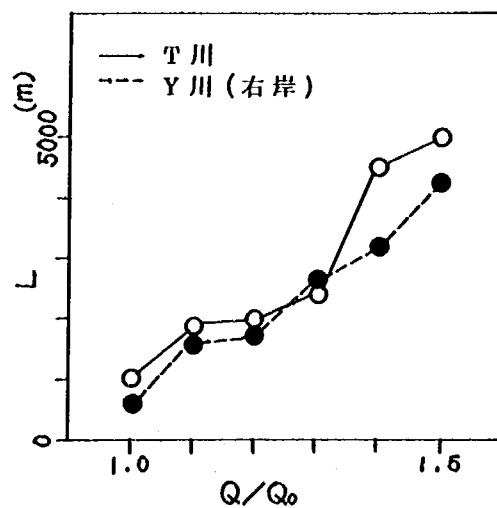


図3.9 越流長計算結果

3-3-2 I川における越流状況

同様の計算をI川の河川特性（河道断面など）を用い、基本高水流量の1.0，1.2，1.4，1.6倍の洪水波形を与えて、I川の越流状況を推定してみた。計算には、計画粗度を与えた一次元不定流モデルを使用した。その結果を図3.10，3.11に示す。

以上の結果は、堤防の不陸等による局所的な越流水深の大きな区間をなくすることができれば、超過外力の規模をそれ程問題にせずとも、越水深50 cm以下の設計条件を与えて、堤防を越水型に改造することで、安全な河道設計が行えることを示唆するものと考えられる。

注) 本章は、河川事業調査費報告、越水堤防に関する調査（昭和55年度）に掲載した論文を一部修正、加筆したものである。

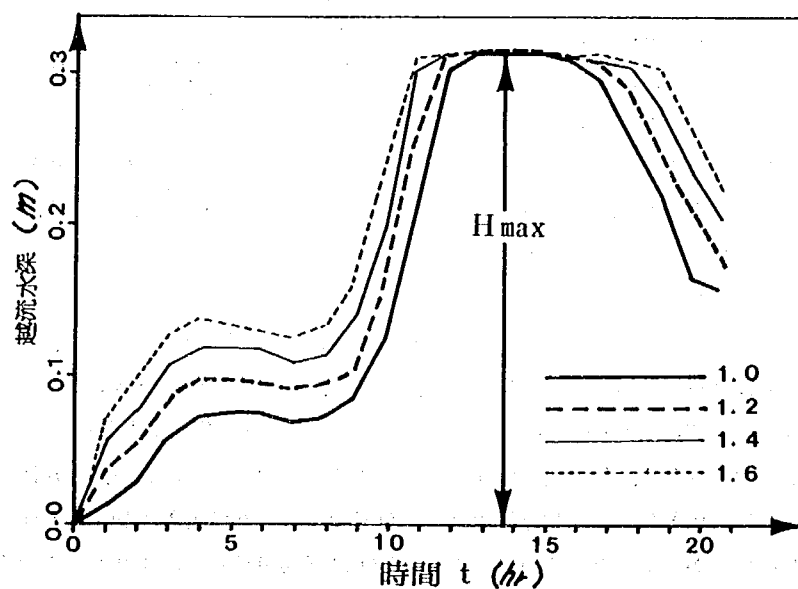


図 3.10 流量別最大越流水深図

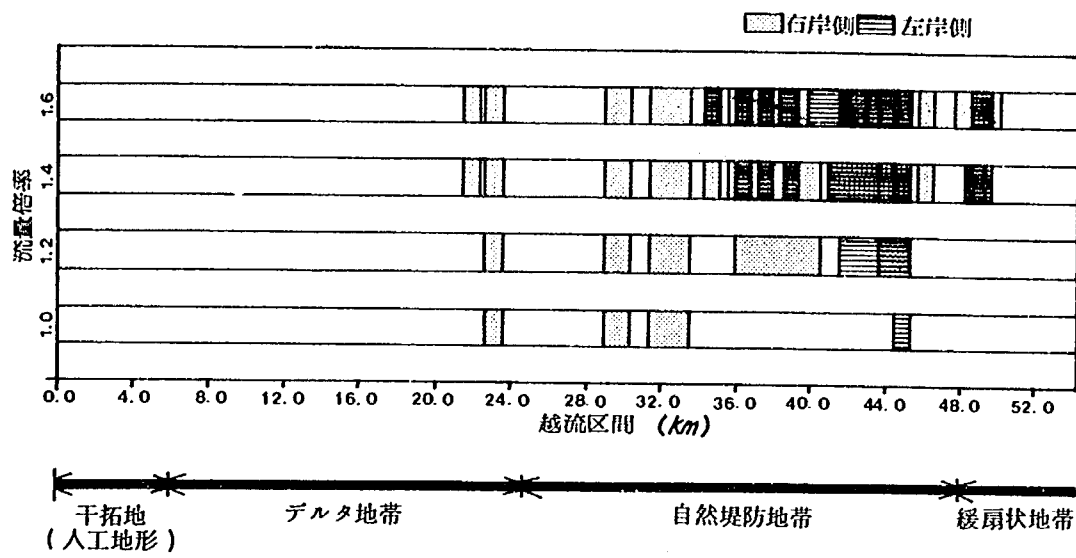


図 3.11 流量別越流区間図

第4章 氾濫水の堤内地における挙動

土でできている堤防を耐越水化して、超過外力時の災害減少を図ることが総合治水対策として考えられている。この場合、従来からの治水計画論との斉合性の面で種々の問題が生じ、また導入することに伴う治水経済上の効果の評価、導入する地域の地形特性、土地利用条件等について調査が必要となってくる。これら問題点の調査のうち、越流あるいは破堤による氾濫水が、氾濫原の地形特性に応じて、どのような挙動をするのかを小貝川決壊を対象事例として、航空写真の分析により明らかにした。その結果を以下に報告する。

4-1 航空写真による氾濫水の挙動調査

4-1-1 小貝川氾濫の概況

1981年8月関東地方を通過した台風は、関東平野を北西から南東へ貫流する利根川水系の水源地に多量の降雨をもたらし、利根川に洪水を発生させた。洪水流は支川小貝川を逆流し、それとほぼ同時に合流点上流3.75kmの左岸堤防が決壊した。決壊は台風通過の翌日午前2時頃に起こり、その場所は旧河道の締切口に一致していた。

浸水区域は竜ヶ崎市ののる、旧川（江川）沿いの自然堤防状微高地を北側の境とし、南側に位置する台地との間の沖積低地に広がり、小貝川沿岸より台地沿いの新利根川に達した。浸水区域のほとんどは水田地帯であり、集落はその中の自然堤防上に立地し、かつてこのあたりが氾濫常襲地であったことを想起させる。また近年の都市化により宅地が低地に進出しており、浸水区域の一部では浸水した新しい街と、水難を免れた古い集落とが好対照を見せていた。宅地の進出と共に道路建設が進み、その高盛土が浸水状況に大きな影響を与えた。特に浸水区域南縁の台地麓の集落部と低地の間に新しく敷設された道路の高盛土、及び決壊口の南側に広がる自然堤防上の灌木群が、浸水防御線の役割を果たしていた為に、一時氾濫水の滞留が起こり、その為水位が上昇し自然堤防上の冠水が起こった。決壊後、15時間経過して、浸水区域は破堤地点より南東の方向約5kmを西から東に流れる新利根川に流入する所まで拡大して最大浸水区域に達

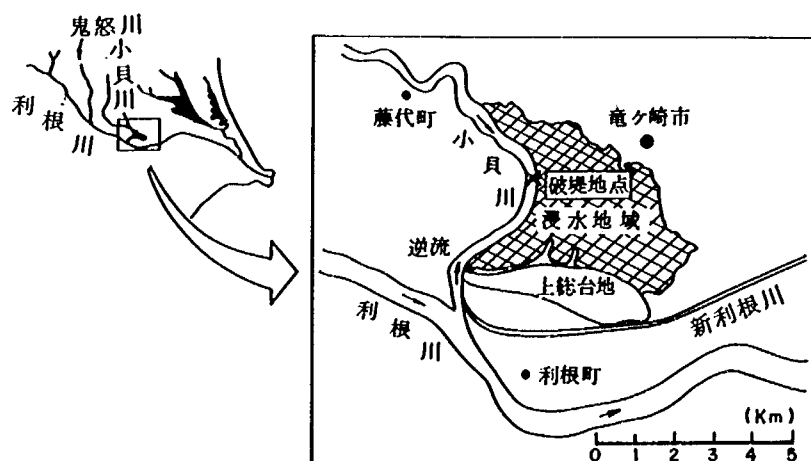


図4.1 利根川・小貝川流域図

し、新利根川沿いの地域では新たに二次氾濫が起こった。（その2日後破堤箇所が締め切れ、氾濫水は排水路等によって排水され、終息するに至る。）

4-1-2 氾濫水の挙動調査手法

小貝川における氾濫状況は、氾濫期間中に撮影された5時期の航空写真を分析することで知ることができた。そして、今まで洪水の痕跡や被災住民からの聞き込みに頼っていた氾濫原における氾濫水の動きに加えて、航空写真による解析の結果により氾濫状況を明らかにすることができた。調査の主な項目は浸水区域、流向、浸水深、流速等についてであり、氾濫原の土地条件を治水地形分類図等で予め調査し、各項目ごとに検討を行った。

1) 浸水区域

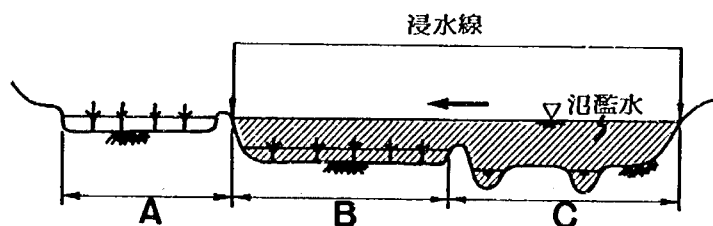


図 4.2 浸水区域模式断面図

航空写真を基に鏡式実体鏡（或いは簡易実体鏡）を利用して、時間ごとの浸水線を判読し、 $1/2,500$ 地形図に移写することとした。浸水線は平滑でしかも傾きの大きな地物（道路面など）では明瞭に認めることが出来たが、浸水区域はそのほとんどが水田地帯であり、季節的にみて耕作の為に湛水させていたと推定される為、浸水線が水田地帯を通過する場合は明確に区別することが出来ない場合があった。しかし氾濫水は、利根川からの逆流濁水の影響を受けて白濁していたことから、その前縁を判読することで浸水線を決定することが出来た。図 4.2 に浸水線付近の浸水状況を模式的に示し、以下に説明を加えた。

- ① 図の A では、湛水しているが氾濫水の侵入を受けていない。写真上ではやや濃い灰色となり、しかも粒状のパターンが認められる。
- ② B では濁水の侵入を受けていると想定される。粒状のパターンが薄れ、濃度が低下して濁水の色に近くなって来ている。
- ③ C 付近は明らかに濁水のみから成り、右端の様な部分で浸水線がはっきりと確認された。
- ④ B と C の境界は、稲が流水方向に倒されており、明瞭な線となって現われている。また A と C の間に浸水線があるはずだが、明確に捉えることが出来なかったため、畔道等を浸水線とみなした。

2) 流 向

流向は次に示す写真上の特徴を利用して求めることとした。

- ・濁水の濃度差に基づく流線
- ・異常物体像の峰、谷線、浮遊物の運動方向
- ・稻等の立木の倒れた方向
- ・水面上の渦列の方向

3) 水位及び浸水深

- ・水位は浸水線付近の地表地盤高を読みとって求めることとした。
- ・浸水深は水位と地盤高を求めることにより得ることができた。

ただし、航空写真より自然堤防や道路の高盛土等の微高地に囲まれた小さな区画を想定し、その周囲で測定を行なった。

4) 流 速

流速は、航空写真の隣り合った二枚を実体視してカメロン効果による異常実体像の差（視差差）を求めることにより得ることができた（図4.3参照）。カメロン効果による速度の測定は、異常実体像の測定より求めることが出来、異常実体像は進向方向軸とそれに垂直に交わる軸とに表われるものを通常使用する。そして、それぞれの視差により各方向の速度を求め、それらを合成することで実際の流速を得ることが出来た。

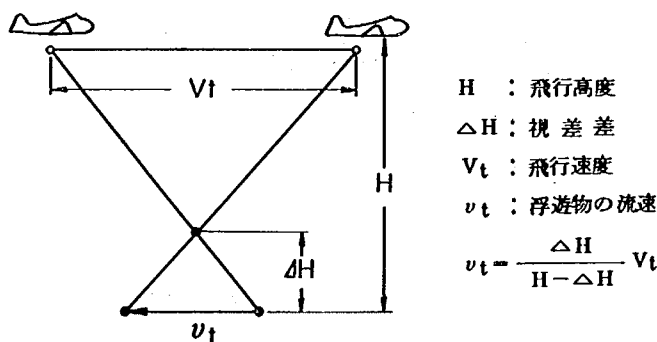


図4.3 カメロン効果の概念図

4-1-3 主たる結果

1) 氾濫区域の土地条件と浸水状況

氾濫区域は、利根川と小貝川に挟まれた沖積低地であり、小貝川旧河道や低地（水田）を囲む様に自然堤防が鎖状に連なり、旧堤防が自然堤防と連絡する様に築堤されていることが知られる地域である。氾濫水は、こうした微高地に囲まれた低地を次々に侵しながら浸水区域を拡大した経過が推定され、流れの方向や浸水深、或いは流速などの氾濫流の挙動特性が、これら湛水域内の自然堤防等の分布に強い影響を受けたことが解った。特に氾濫区域中央を北から南へ縦断する幹線道路の高盛土によって、氾濫初期に道路の両側で大きな水位差が生じていたことが明らかとなった。図4.4に氾濫区域の土地条件（治水地形分類図より）を、図4.5に湛水盆の分布と推定される浸水順序を示した。

2) 浸水区域及び浸水位

浸水区域は、図4.6に示す様に破堤から6時間後では(a)に示す浸水区域であったものが、時間が経過すると(b)、(c)と拡大して行った。具体的にその経過を説明すると、台風通過の翌日未明に小貝川堤防を破堤させた氾濫水は、約6時間後、A（図4.4より）の自然堤防地帯を越えて東に向いB付近に達していた。この時南北を縦断する道路の高盛土によって氾濫流が遮蔽され、道路両側に大きな水位差が現われていた。この傾向は破堤12時間後まで残っていた様である。南部ではCの台地北縁にまでは達しておらず、東西をつなぐ排水路に盛んに流入していた。北部では北へ向った流水によってD付近の水田地帯は

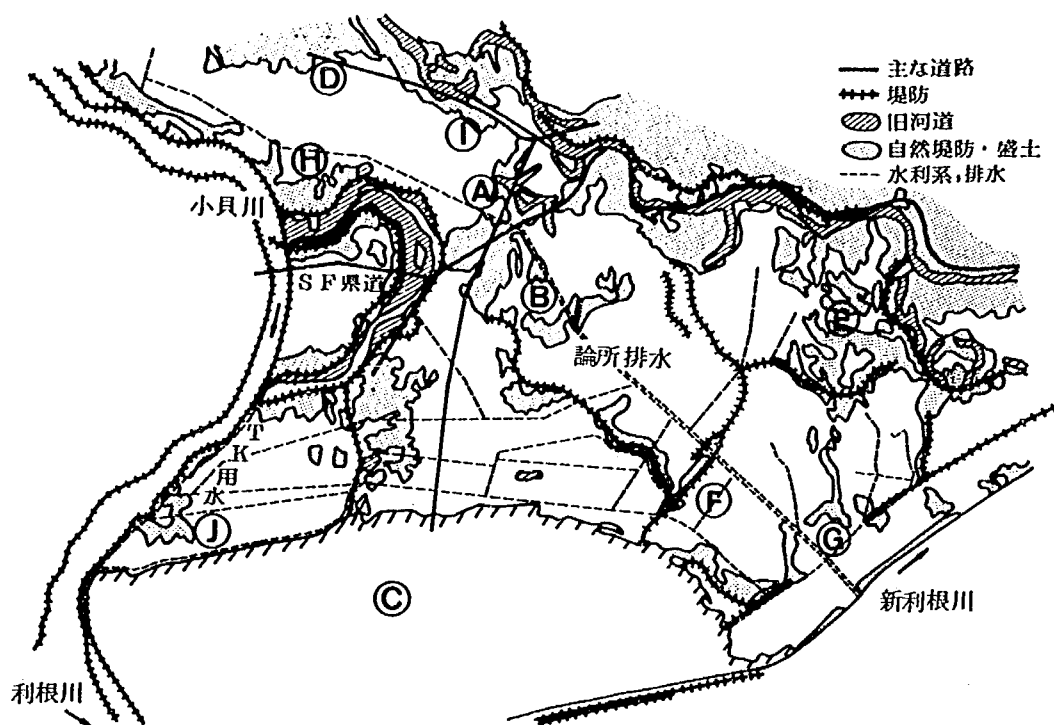


図 4.4 氾濫区域の土地条件図

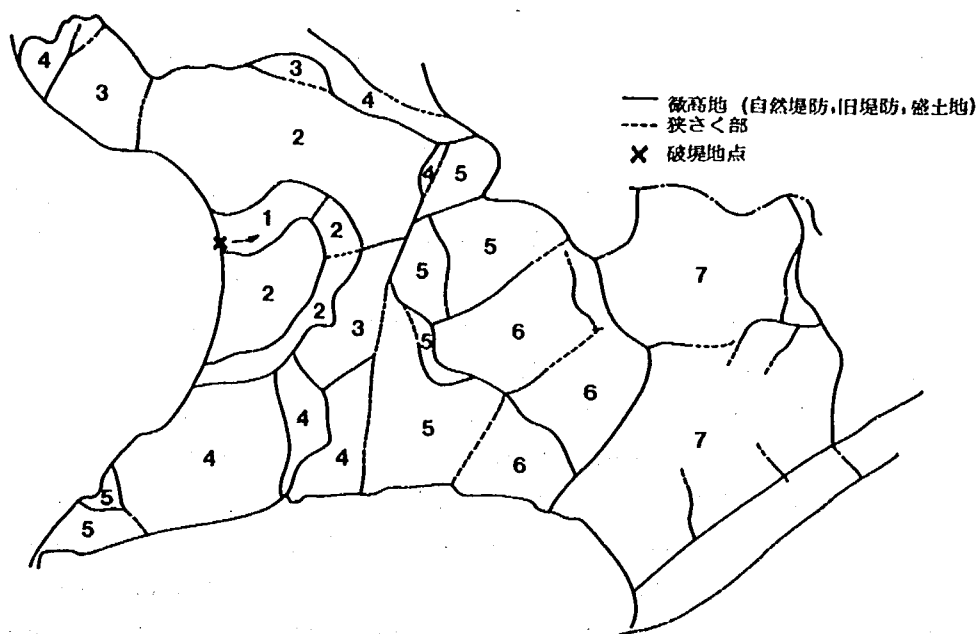


図 4.5 氾濫水の浸水区域区分図

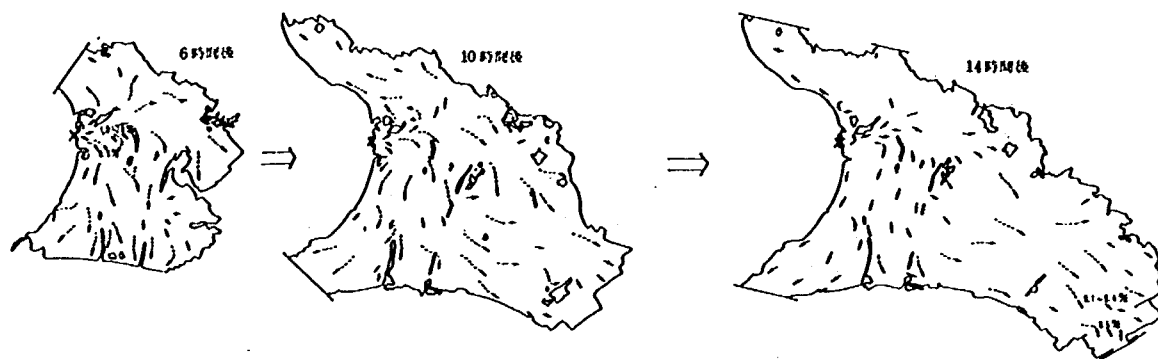


図4.6 氾濫域の時間的变化

一気に冠水した様である。またここでは有効な排水口がなく、各時間を通じて水位変化はほとんど認められなかった。その後、浸水区域は南東方向へ向う傾向が顕著で、それ以外の地域では地形的高所に及び最大範囲に拡大していった。10時間後の前縁はEとFとを結ぶ線に達し、14時間後では新利根川北岸のGまで達して一部は新利根川に流入していた。

水位について述べると、破堤口付近の水位は時間にほとんど関係無く、6.8mを記録している。また、氾濫初期には破堤口より高水位面が東方に延び、小貝川旧河道に沿って南から南西に転向し、一部は北へ拡散氾濫した。時間と共に等水位線の不規則な変化がなくなり、一様な勾配をとる様になる。しかし自然堤防等の微高地による遮蔽作用がまだあり、水位分布に若干の差異が認められた。

3) 流向及び流速

流向は各時期ごとの顕著な地点におけるものであり図4.6に示した。図4.6は前にも述べた様に各時期ごとの浸水区域と流向、そして特徴的な部分の流速を示したものである。

破堤後6時間経過した氾濫の状況は、道路の高盛土による氾濫流の遮蔽が認められ、流向の大きな変化が存在していた。10時間後では、流線が比較的滑らかとなって、Hの東方より北へ向う流れ、Aの方向へ向う流れ、旧河道に沿って南へ向う流れが顕著となっている。北部の流れはI付近より大きく西転してDを満し、B東部では東へ向った流れと南へ向った流れが収束していた。流れはここより論所排水に沿って南東へ向い、浸水区域を拡大させることになる。12時間後になると、流線は緩く蛇行する傾向になり、小貝川旧河道付近では地形の影響を強く受けて特にその傾向にあった。14時間後浸水区域北部における流線はほとんど目立たなくなり、流れがほぼ停滞していることを窺わせた。全体に流線は目立たなくなり、破堤口からの流入による水位上昇も弱まり、J付近からの排水や論所排水、或いは新利根川などの排水系へ流入することにより流動の傾向が現われてきた。この傾向は15時間後になると一層強くなった。

氾濫原の流速で特徴的な部分について述べると、6時間後では小貝川旧河道付近で東へ向う強い流れが存在し、最大で約2.0m/secの流速を示していた。また県道の南側では、0.3~0.5m/secの流速を持つ一様な流れが南へ向って流下していた。12時間後浸水域東南の一様な流れが、転向部付近では0.5m/secと速くなっていた。またその自然堤防の後面(南側)では0.1m/sec前後と小さい流速をもつ流れが存在していた。14時間後では、氾濫水が新利根川に達して0.2m/sec前後の流れとなって流入していた。論所排水沿いに流下した流れは、直交する排水路を過ぎて南転し、新利根川に向っていた。流速

は $0.1 \sim 0.3 \text{ m/sec}$ と一様な流れであったが、南転直後は 0.5 m/sec と速まっている。

4) まとめ

以上、航空写真によるリモート・センシング技術を用いて、沖積低地における氾濫水の挙動の解明を小貝川における洪水氾濫を対象として、その特性に明らかにした。要点を次に列挙しまとめとする。

- ① 氾濫による浸水区域の拡大する経過を氾濫原の地形と対応づけて具体的に明らかにした。
- ② 浸水線の示す水位を地形図より読み取り、各時期、各地域ごとに水位分布を知ると共に、地盤高との差を求めることから浸水深を求めた。
- ③ 氾濫水の流向を判断し、浸水区域における平面的な流動を明らかにした。
- ④ カメロン効果を利用して、氾濫水の平面的な速度分布を明らかにした。

4-2 氾濫水の氾濫特性

航空写真を分析した結果、判った事柄を整理すると、次の様になる。

- 1) 氾濫水の挙動に影響を与える因子
- 2) 緩勾配流域における氾濫水の水利特性
- 3) 氾濫原粗度係数と氾濫水深との関係

各々以下の項で、具体的に見ていく。

4-2-1 氾濫水の挙動に影響を与える因子

航測分析の結果、最も顕著だったのは、堤内地にある連続盛土による氾濫水の挙動の変化であった。なかでも、主要幹線道路による氾濫水の滞留が目立った。この道路は、水田に対する比高が約 1 m と高い為、破堤口側の水田と反対側のそれとでは、浸水深に著しい差異が見られた。その様子は、図 4.7 における道路付近の等浸水位線の歪みからも理解できよう。

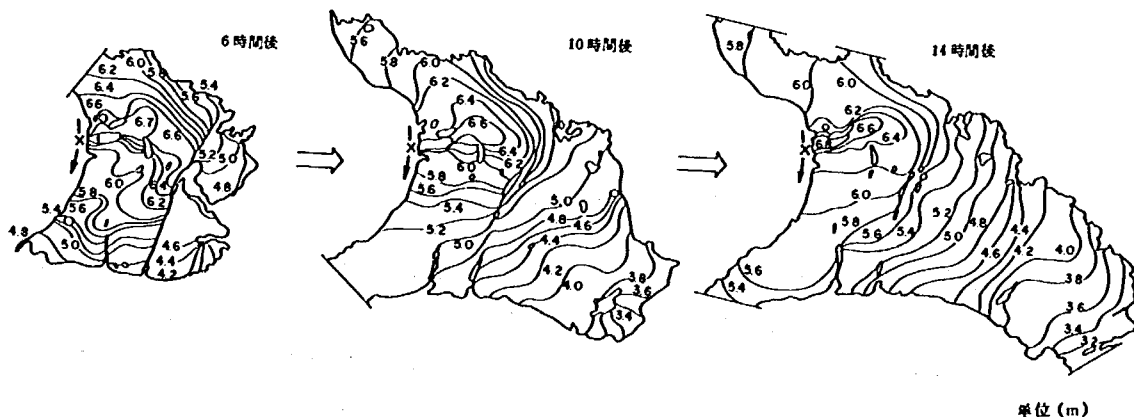


図 4.7 浸水位の時間的变化

また、道路以外の連続盛土としては、破堤口近くの旧堤の影響が強かった。旧堤は、破堤口から出た氾濫水の行く先を遮る形で、その流向を北と南東の方向へ変えた他、破堤口付近で氾濫水を一旦滞留させることとなった。そのため、氾濫水の水面勾配は、図 4.8 の様に凸形となり、堤内地の湛水深を過大にしたのである。

その他の因子としては、破堤口の南東側に位置する灌木群が流水を遮り、その北側の湛水深を大きくした他、市街地・台地といった水田より標高の高い土地沿いに流れる氾濫水は、その貯留効果と相俟って、湛水深がかなり大きくなった。

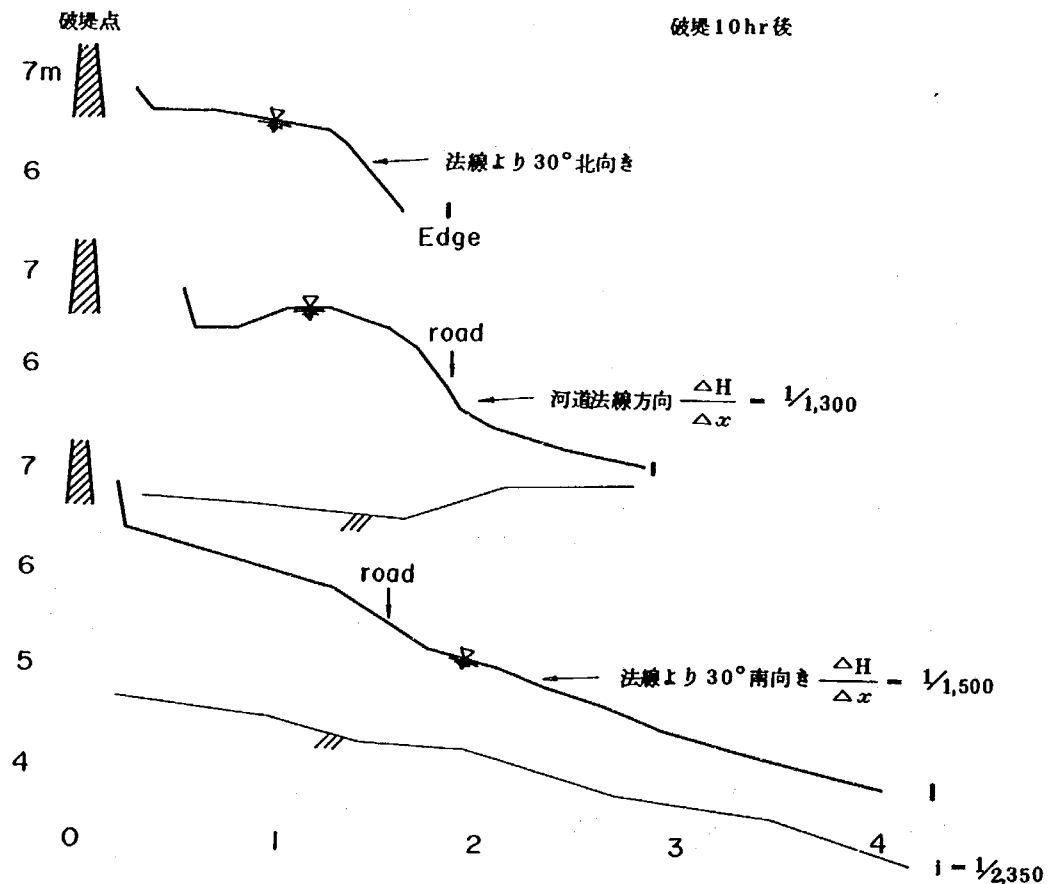


図4.8 氾濫水の水面勾配

各々の影響因子も堤内地内の連続盛土であり、氾濫水の挙動を予測するには、以下記述した様な連続盛土の位置と規模（長さと高さ）を予め把握しておかねばならない。また、これらの因子は、堤内地における氾濫の不平等を生じさせる要因ともなるので、流域治水施設としての位置付けをしっかりとおくべきである。

4-2-2 緩勾配流域における氾濫水の水利特性

小貝川決壊に伴う氾濫は、タイプで言えば拡散型であったが、一般的な拡散型氾濫とは、浸水域の拡大

注* 氾濫形態は、氾濫水が限定された流域に貯まる貯留型、河道から同心円的に拡がっていく拡散型、そして河道沿いに流れていく流下型の3タイプに分類。

速度の点で異なっていた。即ち、堤内地が約 $1/3,000$ と緩勾配であった為に、氾濫水の伝播が遅く、氾濫水の前縁は、破堤してから破堤口の南東約 5 km に位置する新利根川（農業用排水路）に流入するまで、実に約 14 時間を要している。これは、流速に換算すると秒速 10 cm と遅い。

また、長時間に亘る氾濫水の伝播のために、羽根野台地の麓では湛水深が大きくなって、貯留型氾濫にも似た情景を見せることになった。こうした事実は、緩勾配流域における排水路網の整備、および、排水路と河道との疎通能力を整合させる必要性を訴えていると言える。氾濫水の流入した新利根川は、今でこそ農業用排水路としての役割を担っているが、その開削（ 1666 年）までの経緯からして、治水の目的を含んでいたことを考えると、先人達の治水の知恵を垣間見ることが出来る。

4-2-3 氾濫原粗度係数と氾濫水深との関係

航空写真によって捕えられた氾濫水深・流速のデータをプロットすると、図 4.9 の様になる。これらのデータは、連続盛土等の影響を受けず、純粋に低面粗度（主に水田の稲）のみの影響を受けた流れのデータである。一連のデータに基づいて、氾濫原粗度係数を逆算すると、図 4.10 の様になる。ただし、逆算には簡単化のために、マニング式を用いた。小貝川氾濫原におけるデータは、水深が小さいときのデータである為に、水深の変化に対する粗度係数の変化は敏感である。

そこで、次に水理学的に $h \sim n$ の関係を探ってみる。まず、低面粗度の大きな場合、相当粗度 k_s をパラメータとした流速式として

$$\frac{v}{u_*} = 6 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s} \quad v: \text{平均流速}$$

を用いる。この式とマニング式とから、 v を消去すると

$$\begin{aligned} \frac{1}{n} h^{3/2} i^{1/2} / \sqrt{gh} &= 6 + 5.75 \log \frac{h}{k_s} \\ \therefore n &= \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g}} \frac{1}{\left(6 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s}\right)} \end{aligned}$$

となる。今 k_s をパラメータとして、 $h \sim n$ の関係をグラフ化すると、図 4.10 の様になり、小貝川のデータは、 $k_s = 0.5 \sim 1\text{ m}$ の範囲内に内挿されることが判る。因みに、管面に $1 \sim 2\text{ mm}$ のさびこぶが発生した古い鋳鉄管の $k_s = 1 \sim 1.5\text{ mm}$ である。

以上の事から、氾濫原粗度係数に関しては、次の様な事が判った。

- 1) 小貝川流域の様な水田地帯では、水田の稲や畦道等の小盛土が粗度要素として効き、粗度スケールは $0.5 \sim 1\text{ m}$ 程度である。
- 2) 小貝川流域の様に緩勾配（ $i \div 1/3,000$ ）の氾濫原では、表面流速と平均流速との偏差が小さい為に、若干水深が大きくなっても低面粗度の影響を受けるものと考えられる。従って、水深をパラメータとして、粗度係数を変化させる必要がある。

なお、本調査で収集したデータでは、種々の水深に対する粗度係数の変化を捕えることができず、かつ水深が小さいために、データにかなりの誤差を含んでいる（粗度係数が小さめとなった）と考えられる為、今後更に質の良いデータを収集して、検討してゆきたい。

注）本章は、河川事業調査費報告、越水堤防に関する調査（昭和 56 年度）に掲載した論文を一部修正、加筆したものである。

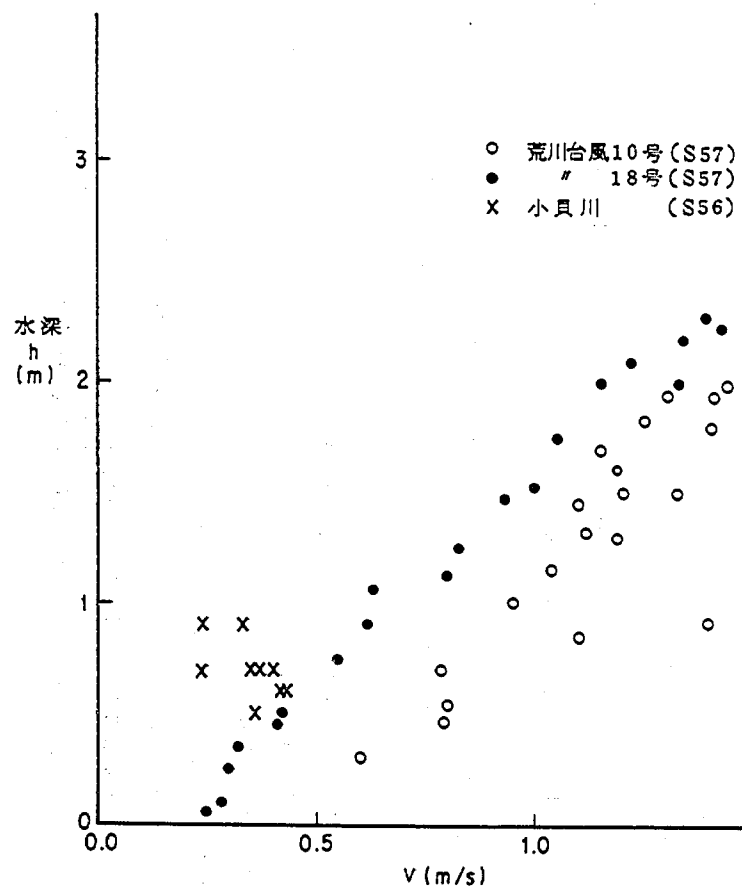


図 4.9 $h \sim v$ 関係図

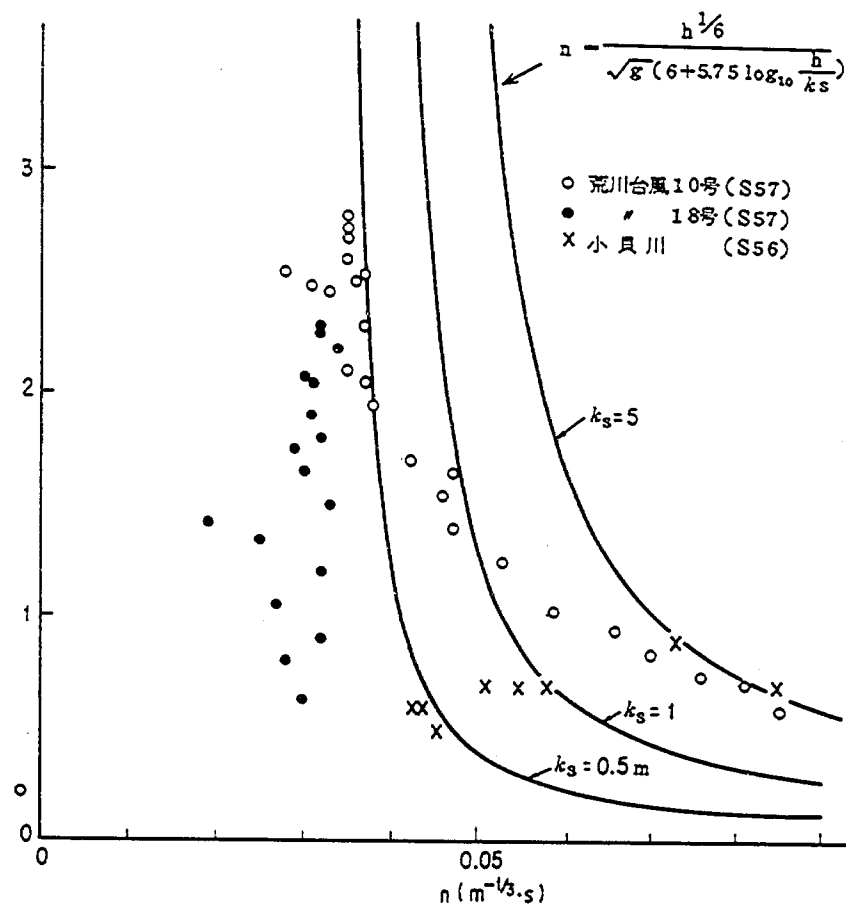


図4.10 $h \sim n$ 関係図

第5章 治水対策としての越水堤防一事例調査

河川災害のなかでも、破堤災害は最も被災規模が大きく、かつ、その原因の多くが、洪水の堤防越流、特に湾曲部や合流点付近といった特異な河道形状区間における越流に起因している。越水対策としての越水堤防は、技術的には、越水に対する堤体の強化（天端の被覆・堤体土質の改良）、堤体浸透の抑制などが超過外力時の被害減少に効果を奏することが期待されるが、政策的には、治水対策としての位置付けが不明確で、かつ、流域住民に不平等感を抱かせるなど、現実的にこれを導入するにあたっては、未だに様々な問題を残している。これらの隘路を解消していくためには、越水堤防の意義や問題点を網羅し、その背景を含めて越水堤防の全体像を浮き彫りにしていかなければならない。

河川改修計画において、越水堤防・三面張・天端の舗装といった堤体の強化が計られる背景には、①河川改修に伴う堤内（外）地の利用地の減少を防止、②浸水被害を軽減・防止、する事などが挙げられる。

今回、事例調査した7例のうち、4例が①、3例が②に相当し、①の4例中3例が堤内地の土地減少に関するものであり、土地の有効利用に関する流域住民の強い願望が見受けられる。また、②に関しては、堤防の背後地の住民から提起されたものと、当該堤防の対岸・下流等の背後地外の地域の住民から提起されたものがある。調査事例のうち、大部分は堤防高を計画堤防高より低くし、構造は耐越水性のものとしている。表5.1に調査した越水堤防の諸元を示す。

上記調査例のいずれにおいても、従来より洪水の氾濫をしばしば受けてきた地域であり、氾濫を或る程度、受忍する土地利用が為されてきた。しかし、全国的な治水事業の進展により、国土の治水安全度が向上するなかで、当該地域についても氾濫防止が要望され、現実の課題となってきた。

ところが、氾濫防止の為に河川改修には、用地の確保が必要となる為、その事により、農業生産や地域社会が悪影響を受ける事になると、氾濫防止と日常的な土地利用との間に、最適解を求めざるを得なくなる。また、河川改修により別の治水問題（下流部での氾濫等）の発生が予想される場合は、河川改修計画に修正を加えざるを得なくなる。いずれの調査事例も氾濫防止と日常的な土地利用との間で模索された解である。更に最適解であるかどうかは、当該地域を含めた広域的な地域への治水上の影響を検討する必要がある。次に越水堤防が設置された背景を個別的に見てゆく。

5-1 S川（S川水系）の場合

S川流域は、一面の穀倉地帯であり、かつ水害常襲地帯でもあった。しかし、昭和3年の分水路完成後は、洪水被害の危険がなくなったとの認識から、橋梁の取り付け及び道路建設等の為に、旧堤が人為的に切り下げられた。旧堤は、明治年間に築堤されたものであり、元々堤防断面・高さ共、小さかったが、切り下げにより益々小規模となり、本区間の流下能力は、上・下流と比べて極めて小さくなった。

改修計画では、S川の直轄管理区間への移管に伴い、前腹付方式で堤防を施工する事とした。この計画が実施されると、堤外（高水敷上）農地の約1/3がつぶされる為、河川敷占用者達は、同盟を組織して築堤に反対した。しかしながら、昭和53年6月洪水では、洪水水位が堤防を30cmも上回った為、住民は堤防高を切り下げ前の高さ（計画高水位）に復旧する事を了解したのである。

ところで、越水堤防の高さは計画高水位に等しく、しかも高水敷が全般的に高い為、越水堤防の築造が完了しても、計画高水流量に対する流下能力は半分程度と著しく不足する。故に、工事実施基本計画に基

表 5.1 越水堤防の諸元一覧表

水系	河川	天端高	法 勾 配		耐越水化工法	越水堤防の設置理由	備 考
			表 法	裏 法			
S 川	S 川	H. W. L	2 割	2 割	天端は道路舗装	河川改修に伴う堤内地の土地減少の防止	-
T 川	T 川	H. W. L -(3.8~4m)	"	"	三面張(鉄線蛇籠)	"	-
K 川	K 川	H. W. L+0.8m (計画天端高+1.2m)	5 分	-	-	"	-
O 川	O 川	H. W. L	1 割	1 割	三 面 張	"	堤延長1,200m
A 川	A 川	-	-	-	三 面 張(石張)	浸水被害の軽減	-
K 川	O 川	-	-	-	三 面 張 (コンクリート)	"	堤延長 110m 越流量 110m ³ /s
Y 川	S 川	対岸に比べて1m低い	-	-	-	"	-

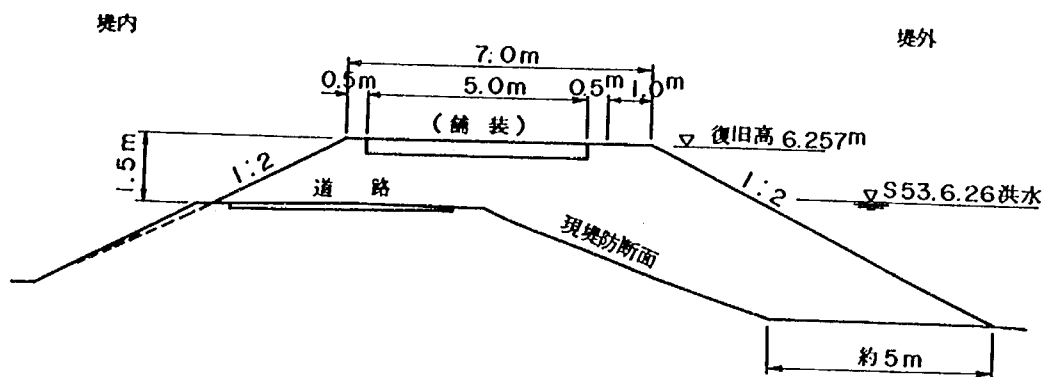


図5.1 緊急築堤標準断面（S川）

づく本格的な改修が必要であるが、高水敷が占用耕作地であり、しかも占用解除が困難であるので、本格的な改修の見通しは立っていない状況にある。

5-2 T川（T川水系）の場合

本地区は、下流側ダムの堆砂と狭窄部による堰上げの為、頻繁に水害被害を被ってきた。こうした被災に対して、建設省は次の様な河道改修計画を策定した。

- 1) 築堤は、国鉄線の前面に行なう。
- 2) 低地の家屋に対して地上げをし、一部地区に囲堤を設ける。
- 3) 堤外民地は国で買収する。
- 4) 付帯工事として橋梁の嵩上げ、国鉄線の付替（924m）等を施工する。

しかし、地元住民は河道改修により、漬地が増えるとして、計画の変更を訴えた。住民から要請された計画案は以下の通りである。

- 1) 人命、家屋に対して絶対安全な措置
- 2) 内水被害を生じさせない事
- 3) 漬地を最小限度に止める事
- 4) 河床の安定
- 5) 耕地の嵩上げ

こうした地元の意見・要望に基づき、河道改修は越水堤防方式で実施される事になる。計画変更前後の堤防断面は、図5.2の通りである。越水堤防は、鉄線蛇籠工（ギルド鋼）を敷設したもので、天端高は計画高水位より3.8～4m低くしてある。

堤内地の浸水に対して、市は条例で当地区を災害危険区域に指定し、土地利用規制を加えた。土地利用規制に伴い、住民は河岸段丘上に移転し、区域内には骨材プラント工場や倉庫だけが残された。なお、これまでの水害発生の経緯から、家屋移転費用は電力会社より支払われた。

ところが、越水堤防の設置後の昭和45年6月洪水では、洪水が堤内地へ越水し、浸水被害が発生した。そこで、地元住民は本区間に抜本的な治水対策を施し、災害危険区域の指定を撤廃するよう、強く要求した。住民の挙げた撤廃理由は

- 1) 45災以降、本地区は水害にあっていない

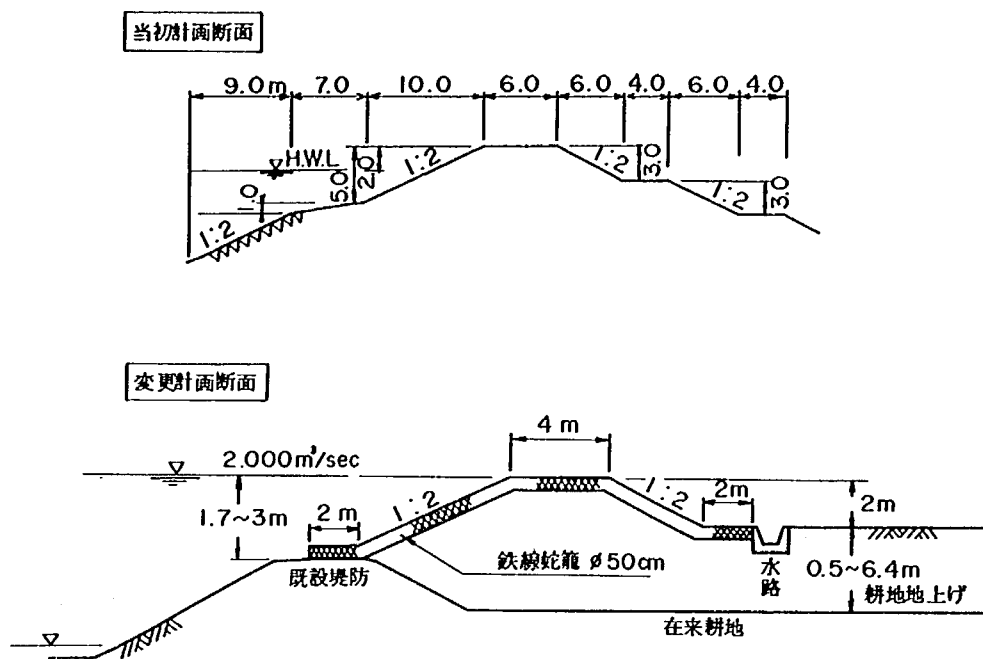
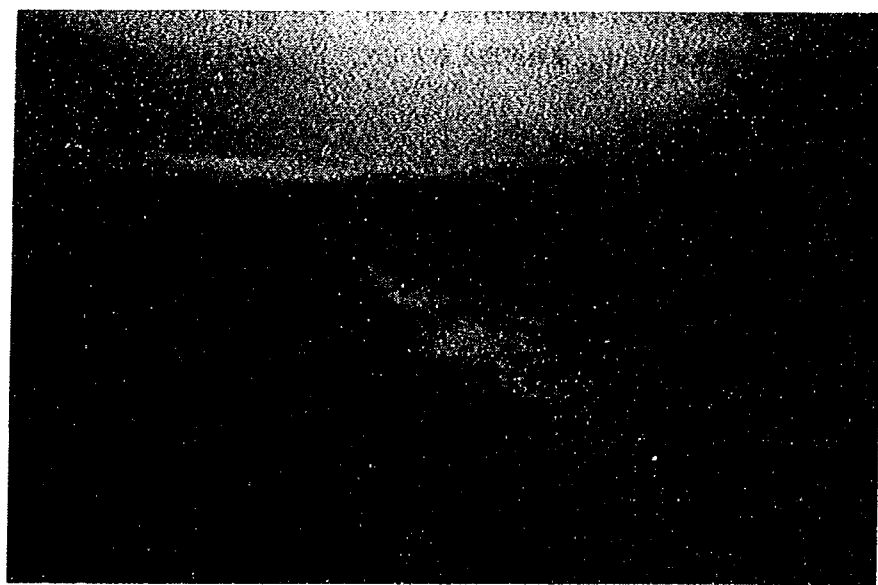


図5.2 築堤計画断面（T川）



写5.1 T川（T川水系）の越水堤防

2) 養蚕業が衰退してきたため、堤内地の桑園や畑地としての利用価値が低下してきた。

3) 中央自動車道の開通、上流地区の開発に伴い、本地区の堤内地の高度利用が強く望まれてきた。

などである。

災害危険区域の撤廃に対する対応策として、右岸では、計画高水流量に対応できるように全面盛土方式とし、左岸では、計画高水流量に対応した築堤工事と堤内地の盛土を実施するようにとの地元の意向が高まった。

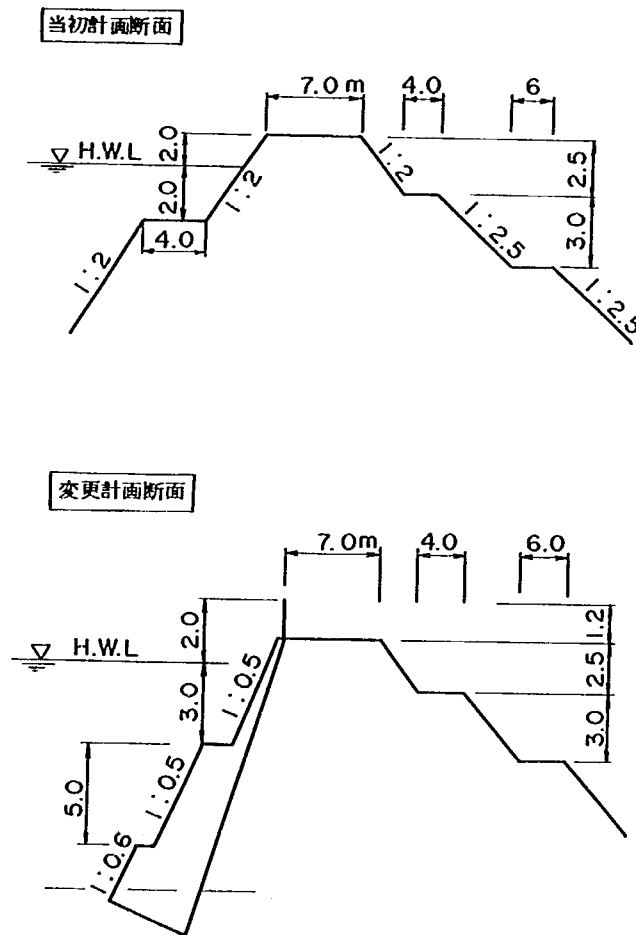


図 5.3 築堤計画断面 (K 川)

5-3 K 川 (K 川水系) の場合

K 川の右岸に位置する M 市は、狭小な河岸段丘上に発達しており、従来から公共施設用地の取得に苦慮してきた地域であった。ところで築堤が計画されている区間の背後地は、洪水氾濫地域でもある為、桑畑や果樹園等となっており、用地取得が比較的有利な条件にあった。そこで、市の文化会館や公園等の用地として着目され、建設計画が樹てられた。

ところが、当該区間の築堤を土堤方式で行なえば、堤防敷面積が増える為、取得しうる公共施設用地が過小となり、公共施設の建設に支障をきたす事になる。

そこで、当該区間を特殊堤方式の越水堤防として、天端高を1.2 m下げ、表法勾配を2割から5分に変更する事により、公共施設用地の必要面積を確保する事にしたのである。ただし、堤内地の土地利用については、特に規制は考えられていない。

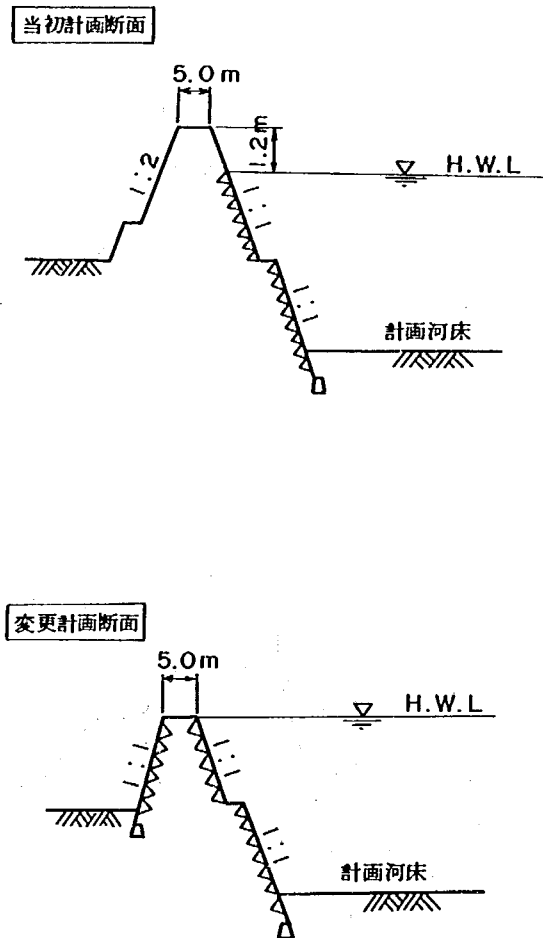


図 5.4 HWL 堤断面（O 川）

5-4 O 川（O 川水系）の場合

47 災後の昭和 50 年 4 月、O 川の直轄管理区間の延長に伴い、次の 3 要因により、延長区間の改修計画が検討された。

- 1) 洪水被害の軽減
- 2) 背後地の狭隘性
- 3) 超過洪水対策

当該区間の平地は、広くても幅200~300mの谷底平野で、農地が少ない為、河川改修により農地が削られると、生活に悪影響が出てくる恐れがある。この為、出来るだけ農地を削らない改修断面が望まれた。

そこで、三面張の越水堤防が計画された。この計画により、天端高は計画高水位に、裏法勾配は2割から1割に変更された。また、堤防の高さが余裕高(1.2m)分減少するもので、裏小段もとる事ができる様になった。

5-5 A川(A川水系)の場合

A川においては、食糧自給を図るべく農地造成・改良を行う為に設立された農地開発営団により、A川沿岸大規模農業水利(排水)事業計画が策定された。この計画における最大の問題は、A川の自然排水問題であった。この問題を解消する為に、放水路が農林省により計画された。

この計画に対して、放水路の法線にあたる地域の住民から反対が起こった。その理由は

- 1) 多数の住民が移転しなければならない。
- 2) 新しく築かれる堤防により、地域が二分され、将来の発展を阻害する恐れがある。
- 3) 湛水常襲地帯となる恐れがある。
- 4) 用水の恩恵をもたらさない河川の洪水を流下させる事には納得できない。

などである。

こうした反対はあったものの、敗戦後の昭和23年7月に放水路は竣工した。しかし、放水路は設計流量が小さかった為に、しばしば破堤氾濫が起きた。この為、放水路に流入する3河川の上流部で、超過洪水に対処する為の越水堤防を設ける事により、放水路下流の安全を図るよう、計画が変更されたのである。

5-6 O川(K川水系)の場合

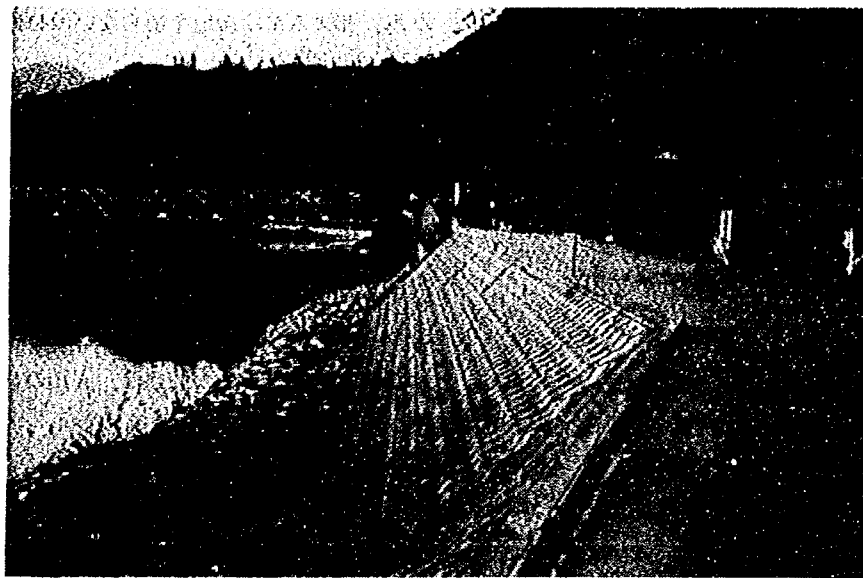
江戸時代を通じて、本川の河床が上昇するに伴い、支川O川の氾濫区域が広がってきた。この為、明和年間(1764~1772年)以降、流域の村々は水除堤の築造を願い出てきた。こうした築堤をめぐって利害関係を異にする輪中間で傷害事件が発生するまでの激しい抗争が明治末まで繰り返された。

その後、昭和11年にO川の改修工事が実施されたが、右岸は依然として無堤のままであった。この為、出水時は依然として遊水地であり、通常は茅場に利用される無住地帯であった。

この無堤地区も敗戦後は、食糧増産の為の農地として注目され、昭和22年に開拓団(10戸)が入植するなどして、緊急開拓事業の適用を受けて開墾を行なってきた。そして、入植後、この無堤地区の各村の総代は、年数回氾濫を受けるのを見て、築堤を要望した為、昭和27年に、延長1,519mの築堤が計画された。ただし、この時点で、入植者は高台に移転、またはブラジルに移住した為、再び無住地帯となっていた。

この築堤計画に対して、対岸(有堤地区)の住民が反対運動を起こした為に、完全築堤ではなく、越水堤防を設置して、従来通り、この地域に遊水機能をもたせる事となった。越水堤防の延長は110mであり、計画越流量は $110\text{m}^3/\text{s}$ である。なお、越水堤防は昭和34年に完成した。

越水堤防の導入後、背後地は用地取得の容易さから、工場やし尿処理場等が進出してきたが、概ね農地として利用されてきた。越水堤防設置後の浸水に対し、右岸地区では輪中堤の嵩上げによって対処したが、



<上流側を望む>



<下流側を望む>

写5.2 O川(O川水系)の越水堤防

O川の氾濫に対する脅威は消す事ができず、越水堤防の嵩上げを要望するに至った。

そこで、調整案として、昭和55年に、①越水堤防の嵩上げ(+60cm)、②越水開始後は、増設された排水機の運転を中止する事が取り決められた。改修後、昭和57年8月の台風10号に伴う洪水では、越水堤防の天端まであと45cmと迫った。もし、嵩上げを行なっていなければ、洪水が堤内地へ流入した訳で、嵩上げの効果が早速現われたものと言える。これは、調査事例中唯一の左右岸における利害関係が絡んだ事例である。

5-7 S川(Y川水系)の場合

Y川のように、山地に水源をもつ河川は、自然堤防地帯や三角州地帯において、天井川を形成する事が多く、出水時には河川の水位が低下するまで内水が排水されない。また、天井川が破堤し、外水氾濫が内水氾濫と重なる事もしばしばであった。

これに対して、住民は自然堤防上の微高地に住居を構え、更に、受け堤や控え堤(図5.5参照)を構築する事により、内水・外水の氾濫に対処してきた。また、S川は昭和7年から改修が始まり、現況の様に整備された。しかしS川と支川合流点直上流部の左岸堤は嵩上げされず、旧来の堤防高(右岸堤より約1m低い)のままであった。

左岸堤を嵩上げしなかったのは、外水氾濫の排水条件を悪くしたくないという地元の要望に拠るものであった。即ち、本地域の浸水位(床下浸水程度)は、左岸堤の高さによって制約されていた。もし、左岸堤を嵩上げたならば、氾濫水の排水が悪くなり、浸水位が従来より高くなって、床上浸水となる恐れがある。そこで、Y川の改修計画にあたって、左岸堤を従来のもとするよう、地元が要望したものである。

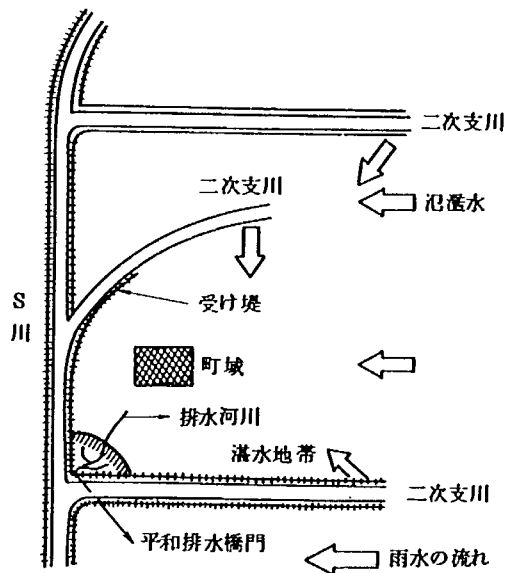


図5.5 S川の受け堤

注) 本章は、河川事業調査費報告、越水堤防に関する調査(昭和57年度)に掲載した論文を一部修正、加筆したものである。

第6章 越水堤防の導入に伴う問題

越水堤防には、第2章で記述した3タイプ、即ち①超過洪水対策としての耐越水型堤防、②堤内地の漬地を減らすための法面が急なH. W. L. 堤、③暫定堤防が考えられる。

各々の問題点について、先ず、共通した問題点を、その後個別の問題点を整理・検討する。

6-1 越水堤防の導入に対する意識

越水堤防をめぐる意識には、大別すると、越水堤防の様に水害被害で不平等感を与える様な治水施設は受忍できないとする地域サイドの考え方と超過外力としての異常洪水を防御するために越水堤防を導入すべきだとする流域的見地から見た考え方の二通りがあると考えられる。前者の立場では

- ・沿川への住宅、工場の進出等、土地利用の高度化に伴い、堤内地への浸水を許容し難い状況になっている。即ち、個々人の権利意識の高揚に伴って、浸水区域の住民が浸水を受忍しなくなってきた。
- ・堤防、遊水池、水門、ポンプなどの治水施設の増強によって、越水堤防と同等の治水効果が技術的に確保できる様になってきたとする住民意識が強まってきた。

以上の事が考え方の根底にあり、後者の立場では

- ・治水事業が流域への急激な人口・産業・資産の集積に追いつけず、後追いの（復旧工事）になってきた為に治水安全度が相対的に低下し、ダメージポテンシャルが増大する流域が出て来た。この為治水事業の遅れをカバーし、氾濫時の被害増大傾向に歯止めをかけるべく、越水堤防により治水環境を好転させねばならない。
- ・時間スケールの長い工事実施基本計画の途中段階において、越水堤防による遊水機能を期待するばかりでなく、完成した段階においても、超過外力に対する安全弁として存置すべきである。

という意見をもっている。

越水堤防の導入にあたって、河川管理者は、前者の立場をとっている住民のコンセンサスを得る為の方策を考えると共に、今後越水堤防を洪水防御計画のなかで、位置付けていかなければならない立場に立たされることになる。この場合、どうしても氾濫原管理の問題と洪水被害調整の問題は避けて通れないだろう。即ち、下流部における浸水を減らす為に、中・上流部において、越水堤防により自然遊水させる場合には、中・上流部の浸水区域に住む住民への配慮が必要である。

6-2 堤内地の地形特性と越水処理

- ・越流水は潜在的遊水機能を有する畑・水田（市街化調整区域）に滞留させるが、地形的には、越水堤防は中・上流部のあまり急勾配でなく、氾濫形態が貯留型の流域に設置するものとし、越流水は流域内の二線堤（周囲堤、自然堤防、鉄道、道路など）で制御し、流域内での氾濫水の処理にあたっては、農業用排水路を利用して処理する。
- ・高速道路、鉄道などの高架化が進み、都市化の障害となる連続盛土施設は抑制される方向で地域計画が進みつつあるなかで、既存の旧堤を生かした二線堤の利用が考えられる。一方、二線堤の機能としては、その下流地域は、洪水流から守られ安全となるが、上流地域は逆に湛水時間が大きくなって、

地域住民に種々の不公平感を与える事が予想されるので、上流地域の内水排除対策も併せて考えなければならない。

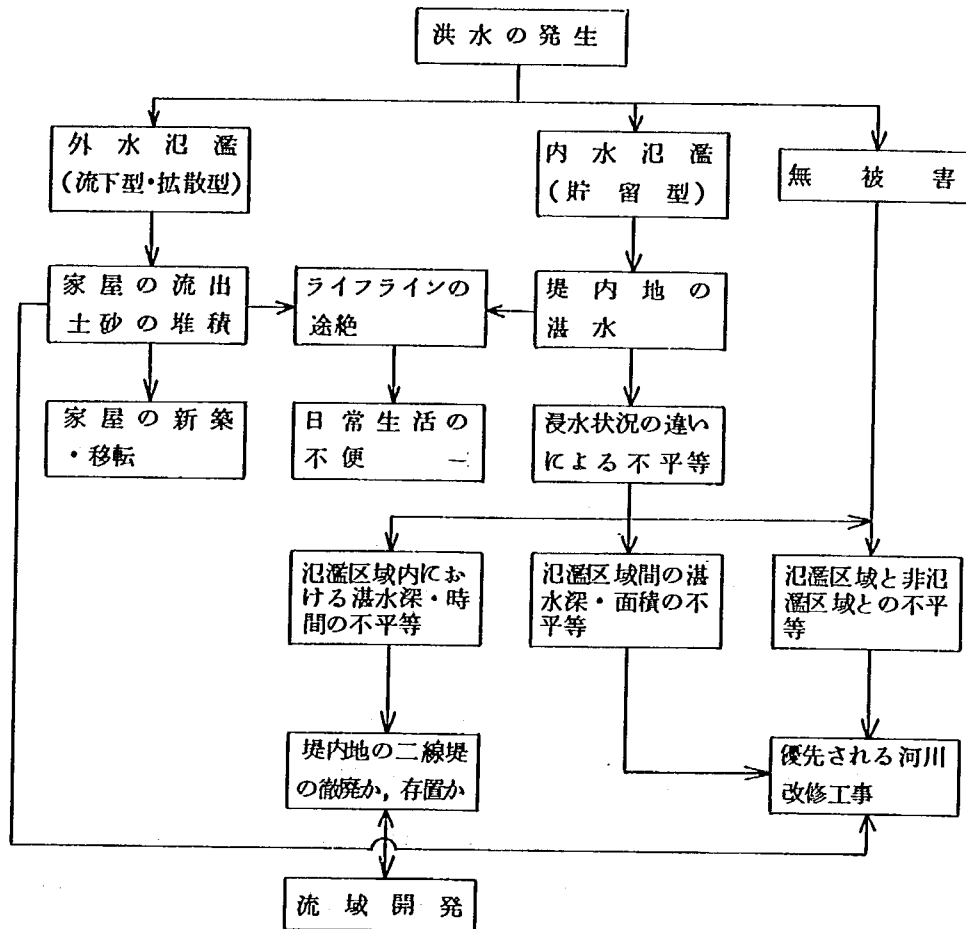


図 6.1 社会的に見た氾濫現象

6-3 霞堤との比較・検討

・霞堤の有する機能は「④急流河川において、上流で氾濫した氾濫水を再び河道に戻す。⑤扇状地性河川などにおいて、氾濫による流路の変遷を防止できる。⑥河川合流点において、本川の水位上昇の為に支川排水できない様な不安定な合流条件箇所では、洪水を一時滞留させる事ができ、有利である。」事である。

- ・ 氾濫区域と非氾濫区域との不公平
 - ・ 同じ氾濫区域内における個人の不公平
 - ・ 氾濫区域間の不公平
- の3通りの不公平感が考えられる。

表 6.1 霞堤に関するアンケート

調査 地区	対 象 霞 堤	サン プル No.	属 性					霞 堤 部 からの 氾 濫 状 況						霞 堤 の 存 在	
			性別	職 業	年 令	居 住 年 数	発 生 頻 度	氾 濫 原 因	水 田 冠 水 深	水 田 冠 水 面	水 田 冠 水 積	水 田 冠 水 時 間	人 家 の 影 響	必要性	理 由
A	J 1254 K (右岸)	1	男	地 方 公 務 員	45	45	なし							○	内水排除を早めるため
		2	女	農 業		40	なし							△	霞堤からの氾濫がないのであまり感じない
		3	男	農 業	70	70	なし							○	内水排除を早めるため
		4	男				—	内水氾濫	—	—	—	—	なし	○	内水排除を早めるため
B	K 1005 K (左岸)	5	男	農 業	63	63	なし							○	内水排除を早めるため
		6	男			50	過去 にあり	—	—	—	—	—	なし	△	
		7	男	農 業	65	60	なし							○	内水排除を早めるため
C	L 968 K (右岸)	8	男	無 職	64	64	台風 時	K川からの 逆流と内水氾濫	—	1~2 ha	—	—	なし	×	内水排除用のポンプは必要
		9	男	農 業	56	56	1回 /年	内水氾濫	—	1ha以下	24時間	—	なし	△	
		10	男			50	台風 時	K川からの 逆流	—	—	—	—	—	△	霞堤部に田園がないため 関心がない
		11	男	農 業	75	50	なし							△	
D	M 873 K (左岸)	12	男		80		1回 /年	内水氾濫	—	6~7 ha	—	時間 24~48	なし	○	内水(急激な出水)排除 機能の保持
E	N 815 K (左岸)	13	女	農 業	44	25	1回 /年	K川からの 逆流と内水氾濫	—	1ha未満	24時間	—	なし	×	K川からの逆流を防ぐため
		14	男	農 業	50	50	1回 /年	内水氾濫	50cm	—	1~2時間	—	なし	○	内水排除を早めるため
F	O 540 K (右岸)	15	女	農 業			台風 時	K川からの 逆流	—	大	—	—	なし	△	
		16	女	農 業		40	1回 /年	K川からの 逆流	100cm	—	—	—	なし	×	何らかの対策が必要
		17	男	農 業	40	40	2~3 回/年	K川からの 逆流	—	—	—	—	なし	△	
G	P 413 K (右岸)	18	男	農 業	73	73	—	内水氾濫	—	2 ha	48時間	—	なし	×	内水排除用のポンプは必要
		19	男				1回 /年	K川からの 逆流	30~100 cm	—	—	—	なし	△	導流堤の延長を望む
		20	女	農 業		30								△	
H	Q 052 K (右岸)	21	男	養 殖 業	68	40	1回 /年	K川からの 逆流と内水氾濫	—	—	—	時間 4~5	なし	△	
		22	男	農 業				K川からの 逆流	—	—	—	—	あり	△	
		23	女	農 業	79	79	なし							△	
I	R 080 K (T右岸)	24	男			65	1回 /年		—	—	—	—		×	
		25	女	農 業	35	30	1回 /年	K川からの 逆流と内水氾濫	—	—	—	—	あり	×	逆流による氾濫の頻度が多い

総合評価

氾濫頻度 \ 必要性	○	△	×	計
なし	4	3	0	7
台風時のみ	0	2	1	3
1回以下/年	2	4	4	10
2~3回/年	0	1	0	1
空白	1	2	1	4
計	7	12	6	25

- ・越水堤防（②、③の機能を持つ）との相違点は、霞堤が堤内地の氾濫水を河道に戻す機能があるのに対して、越水堤防は中流部に築設されている為に、洪水流量を低下させる機能を有しており、霞堤に比べてかなり大きな流量低減効果を持つと考えられる。

以上の他に、両者の類似点として、霞堤内および越水堤防の背後地で、或る程度の浸水を許容する土地利用が為されている点を挙げることができる。従って、霞堤内への浸水を受忍するかしないか、極言すれば、霞堤の存続に賛成か反対かに関する住民の意見は、越水堤防を導入するにあたっての参考意見になると思われる。

そこで、福井県を流れるK川流域で実施された霞堤に関する住民意識調査の結果を示す。（表6.1）

アンケート調査からも判る様に、霞堤部からの氾濫には、3通りある。第一にK川からの逆流氾濫、第二に内水氾濫、第三に両者が氾濫原因となる場合である。特に、氾濫原因が二番目の内水氾濫であった人は、5人中3人までが堤内地の内水を早く排除するために霞堤を存続させるべきであるとした点が注目される。次に霞堤の規模に関する差異について見ると、霞堤の存続に関する賛否はほぼ同数であったが上流に行くほど、内水排除のために、霞堤の存続を求める声が強く、下流に行くほど、霞堤内の浸水面積が広くなり、何らかの対策の必要性を訴えている。対策としては、霞堤の廃止に伴うバック堤、導流堤、排水ポンプ等の設置などを考えている。

この様な調査結果を併せて考えると、地域住民が越水堤防の様な治水施設を受け容れるか否かは、浸水に対する地域住民の被災意識と堤内地（この場合は越水堤防の背後地）の土地利用を考慮したうえで、浸水被害防除と日常的な土地利用との間に求められた最適解に従うものと言えよう。

6-4 暫定堤防（HWL堤を含む）としての越水堤防

- ・暫定堤防は、改修計画の途中段階であったり、堤防及び河道の拡幅の為に用地取得が困難な場合に施工される堤防である（昭和56年4月現在、暫定堤防区間は直轄堤防区間の約23%）。従って、暫定堤防は、超過洪水によるある程度の浸水を受忍し得る地域や越流水による家屋の流失等の被害が少ない地域に多く見られる。この種の越水堤防では、他の越水堤防にも増して越流に耐えられる耐越水構造としなければならず、堤防を三面張にしたり、天端を舗装したりすることが望ましい。従って、その分、高価な治水施設となるので、越水区間を限定し、かつ、出水後は排水処理できる様にしなければならない。因みに、河川研究室で施工された越水堤防（原寸大モデル）^{*}の単価は、ブロックタイプで、8～15万円/mであった。

以上の様な導入に伴う問題点を踏まえて、どのような地形・経済・社会条件の際に、越水堤防を導入したら良いのかをフローチャートに示した。

* 実験に供用された模型堤防の諸元は、以下の通りである。

堤体高2.5m、天端幅4m、法面（表・裏）勾配2割

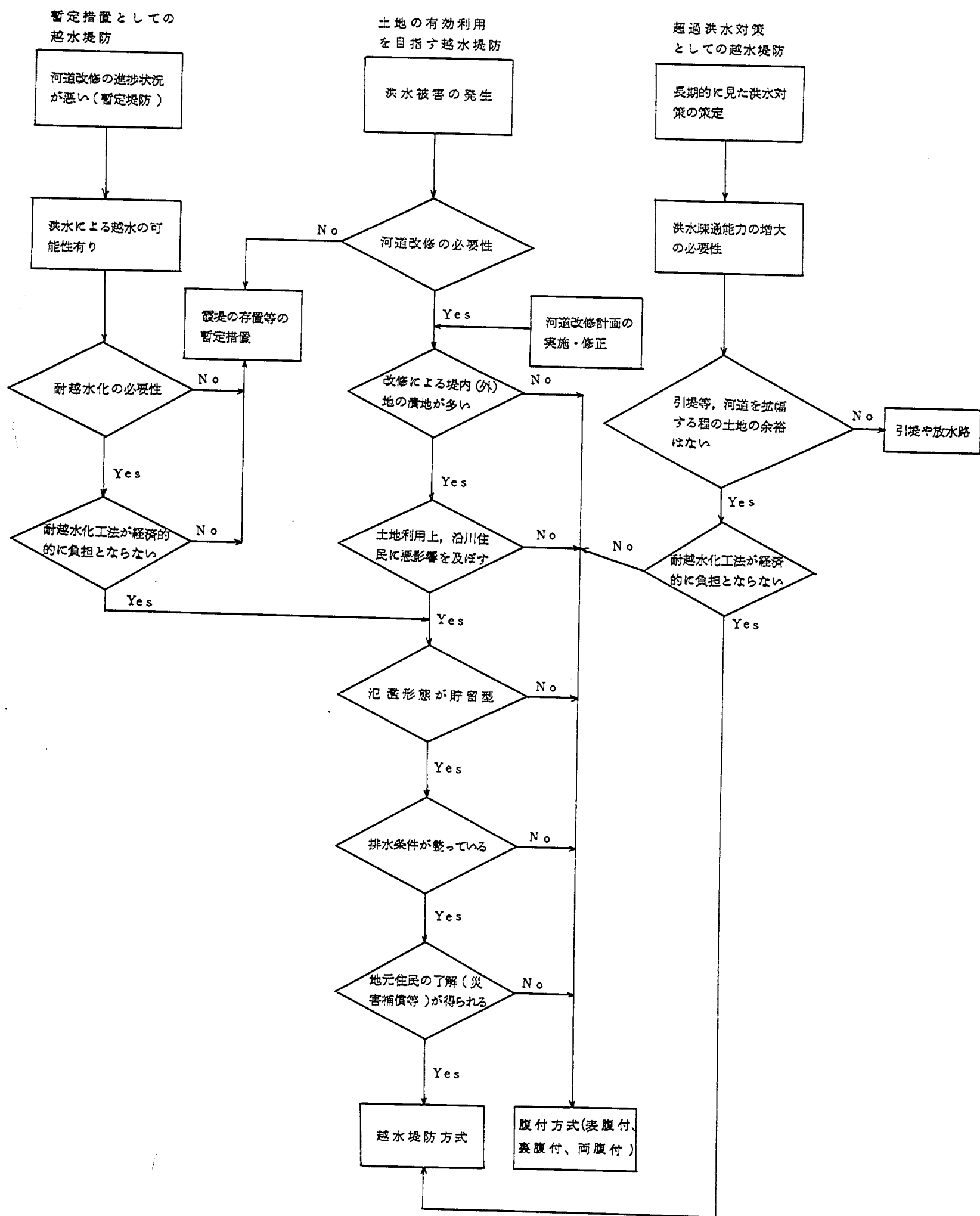


図 6.2 越水堤防導入のための指針

結

語

総合治水対策の一環としての越水堤防について、導入の背景と条件、ならびに事例を中心に議論を進めた。この調査を終えて感じる事は、越水堤防を通じた河川事業と地域住民との関係の複雑さであった。様々な利害が、様々な形で錯綜してくるのは、流域を含んだ施策に特有の現象であり、流域治水対策の隘路も、そうした利害の調整を抜きにしては考えられない。

特に越水堤防の場合、導入にあたって、流域の地形特性や氾濫特性ばかりでなく、社会条件や経済条件も見極めなければならず、地域住民の同意が得られるか否かは、予断を許さない状況にあると言える。そういう意味からも、地域の特性に対応した越水堤防による治水施策を進める際に、本書がその一助となれば幸いである。

最後に、本調査は山本室長（総合治水研究室）の指導のもとに、末次が既往・新規の資料の整理を行なった。また、横山には、氾濫水の氾濫特性に関するデータの処理等に尽力して頂いた。ここに各氏に感謝の意を申し上げる次第である。

参 考 文 献

第1章 本研究の方針

- 1) 須賀亮三, 石川忠晴, 葛西敏彦: 越水堤防調査中間報告書 - 解析編 -

第2章 越水堤防と治水対策

- 1) 建設省河川局河川計画課: 治水経済調査要綱, 1980
- 2) 日本河川協会: 河川便覧, 1982
- 3) 東京天文台: 理科年表, 1981
- 4) 裏戸勉, 中村昭, 長谷川修: 日本の主要地点における可能最大日雨量, 土研資料第1398号, 1978
- 5) 辻田啓志: 水争い, 講談社現代新書, 1978
- 6) 芦田和男: 河川における輸送物質の変化過程の比較研究, 比較河川学シンポジウム, 1983
- 7) 日本学術振興会: 明治前日本土木史, 1956
- 8) 西川 喬: 治水長期計画の歴史, 1969

第3章 越流水の水利特性

- 1) 土木研究所総合治水研究室: 河川事業調査費報告, 1981
- 2) 須賀亮三, 石川忠晴, 葛西敏彦, 加賀谷均: 河川における不定流計算(Ⅱ)
土研資料第1762号, 1982
- 3) 土木研究所総合治水研究室: 河川事業調査費報告, 1982
- 4) 国土地理院: 土地条件図(津島・桑名・大垣)

第4章 氾濫水の堤内地における挙動

- 1) 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
- 2) 山本晃一, 吉川勝秀, 横山揚久: 小貝川氾濫調査報告書, 1982
- 3) 石川忠晴: 利根川・江戸川の河道粗度係数について, 土研資料第1943号, 1983

第5章 治水対策としての越水堤防-事例調査-

- 1) 土木研究所総合治水研究室: 河川事業調査費報告, 1983
- 2) 松浦茂樹: 大河川における今後の治水課題について, 土研資料第1867号, 1982

第6章 越水堤防の導入に伴う問題点

- 1) 土木研究所総合治水研究室: 河川事業調査費報告, 1983
- 2) 新名秀章: 入間川段階施工調査, 河川関係調査実績報告会論文集, 1982

参考資料 …… 堤防の機能とその限界について

1. 堤防の沿革について

沖積平野の地形としては、一般的に河川の両側にはその堆積作用の結果として、自然に小高い地盤が形成されますが、この小高い地盤は、地理学上「自然堤防」といわれています。

我が国の治水は、まずこの自然堤防の上に土を盛り上げ堤を造ることから始まりました。

現在全国の各河川に存在する堤防の多くは2の1の②「治水の歴史的沿革」で述べたように、治水の歴史的所産として存在するものであり、その形状は、永年の治水の努力の過程における洪水の経験から得られた洪水に対する対処方法の集積の結果として形成されてきたものであります。すなわち、それぞれの河川において、土によって堤を作るということにより堤防の歴史が始まり、以降何回となく発生した洪水を経験すること、その時々判断により、そのような洪水に対処するために、堤防の嵩上げ、拡幅等の補強措置が講じられることにより、逐次堤防が形成されてきているのであります。

今日存在する堤防は、このようにして得られた経験則を基に、各河川ごとに洪水の様々な作用を考慮して総体計画、工事実施基本計画等にその計画を定め、それに基づき整備されてきたものであり、また、整備されようとしているものであります。

2. 堤防の機能及び構造等について

(1) 堤防の機能及び構造等について

堤防は、古来より自然の地盤の上に土を盛ることにより、築造されてきたものであります。

堤防が土を材料として築造されてきていることの理由は、材料が入手しやすいという点にあります。それに加えて基本的には、土で築造された堤防によって洪水を防御してきたという実績によるところが大きいと考えられます。そして、このようなことから、土で堤防を築造することは、経済的・社会的にみても技術的にみても妥当なものとして認められてきたものでありまして、河川管理施設等構造令第19条においても「堤防は盛土により築造するものとする。」と土堤原則が規定されています。

これは、土が、

- ① 大量に入手しやすい材料であること。
- ② 構造物としての劣化現象が起きないこと。
- ③ 嵩上げ拡幅補修といった工事が容易であること。
- ④ 地盤と一体としてなじむこと。

等他の材料と比較して優れた利点を有しているからであります。

一方、土でできている堤防は越水に対しては無力であり、流水による水衝作用や浸透作用に対して不利な点を有しているにもかかわらず、右に述べました経済性や工学的利点等からみて、堤体材料として土は、今日においても最も適した材料とされているのであります。

(2) 堤防の築造及び構造に伴う特性

堤防の最も基本的な特徴は越水に対して極めて弱いということでありまして、その高さにおいて洪水を

越水させないということを満たす構造であることが必要であります。

このため今日では計画高水位を設定し、それに対応して所用の高さ等を具備するよう築堤されるものであります。

また、洪水の作用として、水衝作用、浸透作用がありますが、水衝作用については一般に局所的な現象でありますから、改修法線の是正、護岸、水制、根固め等の施工によって、これを回避あるいは防護する方法がとられますが、時として突然の激しい蛇行の発生など、予測をはるかに超える水衝作用が水位と無関係に生ずることがあり、また局所的にはその作用力が極めて大きくなる場合がありますので、そのような現象に対しては、その対策には自ら限界があります。

また、浸透作用については、堤防自体の浸透と、堤防下の自然地盤の浸透に大別され、洪水がある継続時間を有する現象である以上、これらが堤防に作用することは避けられないのでありますが、多くの洪水の実績が示すところによれば、これらの作用は河川ごと箇所ごとに極めて多様であります。したがって、その対応も個々の箇所特有のものとならざるを得ないのでありますが、これらの洪水時において現われる兆候による危険性の判断に基づき、あるいは堤防の損傷という経験に基づき、個別実証的に対策を進めていくこととなります。

一般的に堤体の漏水は、堤防の機能に直接的な問題となりますし、その対策も直接的であり、対応が可能であります。しかし、基礎地盤の漏水は堤防に対しては間接的な作用となりますので、直ちにその損傷に結びつく例は少ないものの、その対応も一般に困難となる場合が多いわけでありまして。

右のようなことからわかりますように、堤防は越水しなくても水衝作用、浸透作用が限りなく堤防に加わり続ける場合においては、遂には堤防が損傷し、それが破堤につながることもありえないことではないのであります。

以上述べましたように、堤防の構造は高さを有することを基本とし、水衝作用、浸透作用については過去に受けた経験則に照らして、所要の対策を講ずることを建前としております。したがって、過去に経験したことのないような大きさや特性を有した洪水が発生し、経験的判断の限界を超えた強さで、大きな水衝作用や浸透作用が堤防に加わり続けた場合においては、堤防の損傷が現われ、それが拡大すれば破堤により堤防の目的を果たしえない事態に至ることもやむをえないことなのであります。

しかしながら、そのような過去の洪水の経験を基本とする治水の方式に限界があるのなら、その限界の向上を物理的に講じることにより、越水のない洪水によっては破堤することがない強固な堤防を設置すべきではないかという意見があるかと思います。

これについては、全国で毎年数多く発生する水害のうちで、今日までの治水の経験則から得られた対応方法に係るような水害の発生は、極めて稀なことなのであります。

越水のない洪水によっては、破堤することがないという課題を満たす堤防を築造することは、例えば流水の浸透作用が無限に続くこと等を前提とすれば、コンクリートダムのような構造材質によって堤防を造り、基礎を完全に置き替えるとか、地盤に広範囲に凝固剤を注入するとかいった方法をとることによって、純技術的には可能であります。また、そこまでの大きさの作用を前提とする必要がないとすれば、過去の洪水の経験に基づいて判断される堤防の対応方法に、更に相当の余裕をもった堤防の幅を確保したり、コンクリートによって全面的に堤防を覆うこと等によって、越水のない洪水に対しては堤防の安全性を相当程度高めることは可能であります。

しかし、右に述べましたように、経験則から得られた対応方法という治水の本質的事項に係わるような水

害の発生は極めて稀なものでありますから、この経験則を超えるような機能の堤防を整備するために、堤防の築造の考え方を大幅に変革する必要性は認められないものであります。

また、全国の長大な堤防について、どの程度の機能を保有することを目標として整備を進めていくべきかということは、本質的には資源配分の大枠となる国力の大きさや、防災に対する国民の考え方の反映として定まっていくものと考えられますが、

① 現代社会においては、治水事業以外の分野の行政需要も多様であり、年々の治水事業の規模は、国の予算によって多くの行政需要に対する資源配分の調整結果として決定されるものであること。

② 我が国の河川の中期的な整備目標の対象を、戦後最大洪水、あるいは時間雨量50ミリメートル(5～10年に1回発生する確率の降雨)に対応する洪水をおり、この達成に今日なお相当の期間を要するという整備水準のもとにあること。

等からすれば、これまでの対応方法による堤防(土堤)による治水という方法を基本的に変革し、越水のない洪水に対して絶対的な安全性を求めて、堤防を整備していくということは、現段階においては、経済的・社会的にみて合理的なものとはいえないものであります。全国的にみれば河川の延長は約14万キロメートルにも及び、堤防の機能を全体的に若干でも高めるためには、全体としては、極めて大きな投資を更に必要とすることからすれば、このことはなおさらであります。

技術の実用面への適用は、単にそのみならず、経済的・社会的にみて合理的なものであるか否かが極めて重要であり、越水のない洪水に対しては、絶対に破堤することのないといった、強固な堤防を築造すべきか否かの点についても、このようなことを考慮して判断されるべきものであります。

(3) 堤防の内部構造等について

— 機能限界の不均一性 —

先に述べましたように、堤防の形成過程は社会的情勢を反映しているため、長大な堤防が一律に築造されたものではなく、箇所箇所においてその堤体内部の構成は異なっております。

更に、それぞれの構成部分の土質もまた様々で、ある箇所の堤防をみてもいくつかの異なった土質で形成されており、また、箇所ごとに堤防を比較しても異なった土質で形成されているのが一般的であります。更に、堤防の基礎となる自然地盤そのものの土質も場所により様々で、同じ土質であってもその層厚やその下部の土質との関係は実に様々であって、長大な堤防の下部の土質性状はそれぞれ異なっているのが一般であります。

このように堤防は、堤体及びその基礎地盤両方とも不均質な状態となっております。特に基礎地盤は自然の作用の結果として存在しているのであり、堤防は自然が形成した河川に即して築造されるもので、その築造位置を自由に選択できない性質のものであるため、その不均一性は避けられないのであります。ことに、堤防の築造される位置は河岸に近いので、過去における度々の流路の変遷、河川による堆積、洗掘作用を受けた履歴を持つ地盤である可能性が多いわけですから、なおさらであります。

これらの不均一性に起因して、堤防には、箇所ごとにみれば相対的な強度差、つまり機能限界の差異が本来的に存在するのであります。

このため、仮に水衝作用や浸透作用が堤防に加わり続ければ、その相対的強度差における強度の低い箇所から逐次、堤防の損傷が現われるということとなるのであります。そして、流水の作用は多様であり、それぞれに対する堤防の強度の要因は異なっていますので、ある箇所ではどのような流水の作用に対しても相対的に強度が低いということではなく、ある流水の作用に対しては相対的強度は低くても、別の作用に対して

はそれが高いというように、その堤防の強度は作用ごとに異なるものとなっております。

特に、浸透作用については、事前に相対的な強度差を個々の箇所ごとに知見することは困難でありますので、その弱い部分を取り出して部分的に補強するという対応はできません。

以上述べましたように、堤防に加わる水衝作用、浸透作用については、極めて局所的な対応を必要といたします。そして、これは実際の洪水により得られる経験に基づき対応することとなるのでありますが、堤防築造の基本原則に照らして、過去の経験から得られる知見をもとに、全面的にこれらの作用をある程度包絡した形で対応することとしております。これは工事実施基本計画等で堤防が計画横断形として定めているわけですが、知見しうる局面的な対応については、これらに更に補強措置が講じられるのであります。しかしながら、その作用の大きさは、先に述べたような理由により、短期集中型の洪水時における作用を想定したものであることはいうまでもないことであります。

(4) 既設堤防の地盤調査等について

堤防の地盤は平面的にも断面的にも均質、あるいは一定の規則性を有していないのが通例でありますから、若干の調査をしたとしても、その結果から、長大な堤防の基礎地盤について、連続してすべての断面にわたるその内部構造を明らかにすることは非常に困難であり、このことは、堤体についても同様であります。

このため、もともと長大にわたる不規則なものを、全体にわたるような調査をしたとしても、その結果からは局所的な問題の発見や対策工法の検討のための適切な判断資料を得ることが出来ないため、予め定められた局所的な箇所についての資料を求めるとした場合以外は、このような調査は行わないのであります。

また、堤防の地盤は、その堤体は十分支えているような場合には、洪水時でも堤体の損傷につながるような悪影響を与える可能性は、極めて少ないのであります。

更に、堤体と地盤を総合したそれらの洪水時の挙動を解析的に求めることは、特別の目的をもって、特定の箇所について詳細にわたり調査解析を行う場合は別として、普通の調査では困難であります。

そこで、既存堤防について、その補強工事の必要性やその方法等は、過去の洪水時における当該堤防または類似の堤防や地盤についての現況や過去の経験等により検討して決めるのであります。すなわち、既存堤防には、当然そこに種々の経験の蓄積がありますので、その経験を判断の手掛りとしているのでありまして、実績に照らしても最も妥当な方法であります。

更に付け加えるならば、特に、過去の洪水時において何ら損傷等が発生しなかった堤防について、その地盤にまで立入って詳細な調査を行う必要性は認められないところであります。

つまり、河川のような自然現象を相手にする場合においては、過去の実績から得られる知見が最も重要であり、調査解析によりそれ以上の成果を期待することは困難であるため、水門などの特別な構造物を新設するといった場合等以外、一般には既設堤防の地盤調査を行うことはないのであります。

(5) 堤防の機能の確保と検証

(1) 堤防の機能

堤防は、河川の流水を堤内地に氾濫させないことを目的とする基幹的な治水施設ですが、その機能という面からみると、第一に、堤防はその高さにより河積を確保すること、また、第二に、堤防はその断面の大きさ（天端幅、法勾配、小段の有無等によって決まる。）等により洪水時の流水の作用に対処するという二面的な機能を有するものであります。

堤防の嵩上げ、拡幅といった工事はまさに、この堤防の二つの機能を高めようとするものであり、それによって流水を堤内地に氾濫させないという目的を達成しようとするものであります。

(2) 堤防の機能限界の検証

洪水は人工的に再現することが出来ませんから、堤防を設置するに当たり実用負荷でテストし、機能を検証して安全性を確認したうえで実用に供するということとはできないのであります。

また、一般の堤防は、自然の地盤の上に築造されており、しかもその築造拡築については複雑な沿革等があるため、極めて高度な調査による他は、水衝作用とか浸透作用とかの種々の洪水時の流水の作用に対しての安全性を事前に定量的に確認することは困難でありますから、ある河川に設置されている具体の堤防について、つぶさに連続的にどのような洪水に対してまでは十分機能するとか、どのような洪水が発生すれば当該河川の堤防のどこからどのような損傷が発生するかを予測することは、不可能であります。

したがって、堤防がどこまで大きさ、あるいはどれほど例外的な洪水に対して十分機能しうるかは、その堤防について実際に経験する洪水によって検証するより他はないのであります。

堤防は、実際大きな洪水を受けると全く無傷で洪水を疎通させるということはほとんどなく、洗掘や漏水による法崩れ等が多かれ少なかれ発生します。

ことに、大洪水の場合には、堤防は満身創痍の状態になるといってもよいほどなのであります。

しかし、堤防の損傷が発生することがあってもほとんどの場合は、堤内災とはならない堤防の損傷（河道内災害）にとどまり、また、ある時には水防活動が実施されることにより、破堤するようなことにはならず、その結果ほとんどの場合堤防は河川の流水を堤内地に氾濫させないという最終的な目的を果たしているのであります。

そして、また、このことが堤防の機能限界に関して極めて有力な情報提供の機会を与えてくれることともなるのであります。

つまり洪水が流下した後これらの堤防の損傷、あるいはそれにつらなるような様々な現象を調査し、その対策を検討し、必要な対策を実施して、以後の洪水に備えるのであります。

以上述べましたように堤防は、実際に生起する洪水を経験することにより堤防の機能が検証され、あるいは相対的に機能限界の低い箇所が明らかとなり、洪水終了後そのような箇所について補強措置をとることにより、順次堤防の機能を高めていくという方法がとられていくわけであります。改修計画に基づき堤防全体にわたり拡築などにより機能向上を図る場合は別として、このようにして堤防補強が行われることは技術的にみても、また、経済的・社会的にみても合理的であります。

したがって、過去に発生した大洪水によっても何ら損傷等が発生しなかった堤防については、他を差し置いて特段の補強措置を講ずる必要性は何ら認められないのであります。

このようなことから堤防は、過去の経験を超えた洪水により経験的な対応方法の限界をはるかに超えて流水が一気に堤防に作用した場合には、堤防の機能を検証したり、洪水の経験によって補強措置を講じていくという堤防の機能向上のプロセスをたどることができませんので、堤防の損傷の発生から一気に破堤につながっていくということがあっても、それはもはや施すべき策もないのであります。

(6) 堤防の構造基準（河川管理施設等構造令）について

(1) 河川管理施設等構造令制定の経緯

河川法は、昭和40年4月1日から施行されていますが、同法第13条第2項において、「河川管理施設又は第26条の許可を受けて設置される工作物のうち、ダム、堤防その他の主要なものの構造について河川管理上必要とされる技術的基準は、政令で定める。」と規定しております。この規定に基づい

て、河川管理施設等構造令（以下「構造令」という。）が長良川破堤前の昭和51年7月20日に制定され、昭和51年10月1日より施行されました。

3の1「堤防の沿革について」で述べたように、堤防は、長い治水の歴史の中で築造されてきた歴史的所産であり、どのような地盤の上にも連続的に造っていく必要があるというものであるため、一般の土木・建築構造物のように力学的な構造計算を行い、その計算の結果として構造を定めるという方法は、堤防の築造方法としては、およそなじまないであります。

したがって、構造令の堤防に関する規定の制定作業に当たっては、我が国の河川に現存し、その機能を果してきた堤防、あるいはこれから設置しようとしている堤防の構造等について、資料を収集し、これを基にして構造令の規定の案が検討されたのであります。構造令は堤防の他にもダム、橋梁、堰など社会的影響の大きい河川管理施設や許可工作物を対象としていることもあり、昭和43年以来九次にわたり案が作成され、これらの案について、それぞれ地方建設局や都道府県において実際に河川管理実務を行っている人たちの意見を聴し、慎重に検討を行ってきたものであり、構造令の制定まで長期間を要し、昭和51年7月に至ってようやく制定されたのであります。

このような構造令制定の経緯からいえば、構造令では、堤防については、過去の洪水の経験から得られた流量、水位、あるいは流水の水衝作用、浸透作用等に対する堤防の対応方法を集大成したものであり、また、これは我が国の河川の自然的・社会的特性に応じた堤防の構造基準として定められたものである。

(2) 構造令第18条

構造令第18条は、堤防の構造の原則について「堤防は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造とするものとする。」と規定しております。

これは、河川の改修というものが、特に我が国においては、工事実施基本計画においても表示されているように、主として水位を基準にして行われているのが実際であるところから、堤防を築造あるいは拡築する場合においても、水位を指標として実施するのが最も合理的であるため、右のように計画高水位を基準としてその構造を決めることとしたものであって、この規定は堤防の構造の基本方針を決めているものであります。そして、先に述べましたように洪水の全体像は、水位のみで代表されるような単純なものでないことは自明であります。構造の基準を定めるについては、定量的な基準としては、特に我が国の短期集中型という洪水の特性からすれば、このように計画高水位が最も適切であり、また、定量的にはこれ以外にないことから、構造の原則として計画高水位を代表的な指標として定めたものであります。

そして、水位以外の洪水の諸々の側面ないし作用については定量的にこれを表現することはできないので、これらの点については直接規定することを避け、「通常的作用」という表現を用いて、これに対処することとしているのであります。すなわち、計画高水位以下であっても、水位は先に述べましたように洪水の一側面にすぎないのでありますから、水位によって洪水の他の作用を規定したものでないことは言うまでもないことであります。

したがって、通常的作用の意味するところは、水位以外の他の作用について表現したものであります。構造令第18条にいう「安全な構造とするものとする。」というのは定量的に表現可能な水位的な面のみでなく、その他の洪水の作用についても安全であることを規定しておりますが、この通常的作用は、

我が国における堤防の構造決定上最も基本的な洪水である短期集中型の洪水に対して、堤防等の治水施設で対処すべき範囲のものを対象としていることは自ら明らかであります。

なお、既存の堤防は、当然のことながら計画高水位以下の流水の通常的作用に対して、ここにいう安全な構造をもっていなければならないとか、現に安全であるとかというものではないのでありまして、工事実施基本計画に基づき河川改修事業を実施中の区間においては、構造令第32条及び構造令第75条の適用があるのであります。

そして構造令第18条の原則を充足すると考えられる堤防の構造は、構造令第19条以下にその一般的技術的基準として過去の洪水の経験を集大成して規定されているのであります。

3. 計画高水位と堤防の機能限界

これまでに現代社会における河川のあり方、受け止め方、堤防の沿革、構造令の規程の内容とその主旨等様々な点について述べて参りましたので、我が国の自然や経済的・社会的及び技術的な環境のもとでは、堤防は計画高水位以下の水位の洪水に対してはいかなる場合においても、常に安全なものとはならないものであることを理解していただけたと思います。

過去の破堤事例をみましても、破堤はほとんどの場合越水によって生じており、越水しないで他の原因によって破堤したという事例は少ないわけですが、これは一つには洪水における最高水位が基本的な問題であるという証左であり、一つには今日まで、行われてきた堤防築造のあり方の妥当性を裏付けるものであり、そしてこのような堤防の築造・補強の原則から逸脱するような流水の作用の発生が極めて稀であることを物語るものであります。

しかしながら、事例の存在は異常洪水あるいは異常作用が絶無でないことを示しているわけですが、このために、絶対安全な堤防の築造を求めるとすれば、局所的な対策ならともかく、全国の長大な堤防についていえば、それは極めて巨額の投資と沿岸の人々に新たに広大な用地の提供や多数の家屋の立退き等の犠牲を求めることとなるのであります。そして、このためには他の自然災害、例えば地震、津波、噴火、地這りといった現象に対する防御も含めて、およそ自然災害に対しどのように対応してゆくかという社会の理念とこれらに対する対応の現実の姿、資源の配分等を踏まえた社会的な合意が必要なのであります。

しかし後述するように、今日既に自然災害対策の中で、治水には際立って巨額の投資が行われており、また続けられようとしております。更に、これに上のせして、大幅に拡大することが経済的・社会的に合理的であるとするのは、今日では極めて困難な状況にあります。

4. 水防注意箇所について

本件訴訟においては、破堤位置が水防注意箇所として指定されていたことが問題となっていると聞いておりますが、ここで水防注意箇所の指定及びそれと改修事業との関連について次のように取扱い、指導しておりますので言及いたします。

まず、水防注意箇所というのは、あくまでも出水時の水防活動を効果的に行うために指定するものでありますが、これは全国で統一された基準に基づいて指定いたします。その指定の仕方は、堤防強度とか漏水といった種別の水防注意箇所についていえば、堤防の一部がその基準に合致した場合、その部分だけを指定するのではなく、水防活動という観点から注意のため外見的に似た一連の区域を広く指定するようにしているのであります。

ところで、このような水防注意箇所を河川改修との関連でみたときには、これは二つに大別できるものと考えております。

まず一つは、河川改修が進んでいないことによる指定であって、このような箇所については、未だ堤防としての機能が一定の水準に達しているとは言えず、改修事業を進めてゆくことによって、その解決を図ることができる性格のものであり、優先度は別にして、改修事業により順次その整備を図ってゆく必要があります。

もう一つは、堤防としての一定の水準は既に確保している箇所、ほぼ問題がない箇所ではありますが、水防活動は本来あらゆる洪水を対象に行うものでありますから、水防という観点からは過去の洪水時の経歴に照らして注意を要するものとして、その指定の基準に即して指定された箇所であります。このような箇所は堤防としては既に一定の水準は確保されているため、水防注意箇所であるからといって現段階で何らかの対策を優先的に行う箇所ではないわけであり、当面の改修目標や工事実施基本計画では、ある規模の洪水を対象としていますが、実際発生する洪水は、その規模や作用に際限がないものでありますので、堤防が整備されていても水防が必要な箇所があるのは当然のことであります。

また、指定のランクとしては各種別ごとにA・B・Cがあるわけで、種別によってその意味は若干異なり、更にA・B・C順にその程度は低くなるものであります。特に、Cランクの指定はその種別にもよりますが、堤防は一応の水準まで整備されていても、水防という観点からは注意する箇所として指定しておくというのがその主旨であり、水防団の準備、巡察、出動等の計画及び実施の便に資するものであります。

注) 本資料は、「河川」No. 428に掲載された井上章平氏の論文「河川改修の計画と実施及び堤防について－長良川水害訴訟陳述書－」の一部を抜粋したものである。

越水堤防調査最終報告書

—越流水の水利特性と越水堤防の
導入に伴う問題点の検討—

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2081号

昭和59年3月(984)

キーワード：越水堤防，超過洪水対策，
氾濫水の挙動，霞堤

要旨

本報告書は，越水堤防を導入するにあたって検討すべき事項として，越流水の水利特性と堤内地における氾濫特性と地域の社会特性を挙げ，事例調査等を通して導入に伴う問題点を整理した。

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

総合治水研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

No. _____

○



土木研究所資料第2081号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

⑩

