

引用文献等について

- 1) P. 1 須賀堯三・石川忠晴・葛西敏彦：大規模な越流破堤実験，
土木技術資料，Vo. 23, No. 3, 1981.

- 2) P. 7 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均：アーマ・レビー法尻工の
水理設計，水理講演会論文集，土木学会，第 31 回，1987.

- 3) P. 13 栗城稔・末次忠司・海野仁・小林裕明・田中義人：関川
水害時の避難行動の分析，土木研究所資料，第 3536 号，1998.

- 4) P. 21 内閣府（防災担当）：避難情報に関するガイドライン，2021

大規模な越水破堤実験

須賀 堯三* 石川 忠晴** 葛西 敏彦***

はじめに

河川堤防は一般に土で造られているので、洪水で越水が生じた場合には容易に破堤する。破堤にともなう被害は単なる浸水被害に比べて甚大であり、僅少な越水で破堤せぬよう既存堤防を強化することが望まれている。そこで河川研究室では昭和54年度より実大に近い堤防模型を用いた越流実験を行い、堤防を耐越水化するために有効な工法を検討している。本報告は現在までに行われた実験の結果をとりまとめ考察を加えるものである。

1 越水堤防

通常の土堤防を補強することによりある程度の越水に耐えられるようにした堤防を越水堤防と呼んでいる。このような堤防ができれば洪水被害がかなり減少することは明らかで、多くの人々がその必要性を指摘している。しかし越水堤防の施工例は限られており、その姿、効果、導入方法等は今のところ定っていない。河川研究室では昭和42年度に越水堤防に関する実験に着手して以来多くの人々がこれにかかわってきたが、一般の技術者も含めて越水堤防に対するイメージは必ずしも統一されておらず、むしろ各人ごとに異なる観さえある。そこでまず始めに著者らが越水堤防に対して抱いているイメージを述べておきたいと思う。

1.1 超過洪水への対処

構造令では“河川堤防は河川の流水が河川外に流出することを防止するために設けられるもので、計画高水位以下の水位の通常的作用に対して安全な構造を有すること”，と規定されている。流水の作用が通常であるか否かの判定は難しいのでここではこの項を除いて考えると、上記の規定では計画高水位を基準としてこれ以下の洪水は100% 防御するが、これ以上の洪水については全く関知しないと書かれているのである。これにはふたつの理由があると思われる。まず、計画高水は社会環境、経済条件から適当と思われる防御水準を規定するものであるから、河川改修の費用がその河川に直接には関係しない人々からも集められることを考慮すれば、計画高水以上の洪水まで防ぐのは必ずしも好ましくない。実際わ

が国の大河川の整備状況は、戦後最大洪水を対象とした当面の整備目標に対してもわずか57%であり、計画高水を100% 防ぐことすらほど遠いのである。ふたつめの理由は、堤防が通常土で造られるために、計画高水以上の出水によって溢水した場合に破堤する恐れが大きく、計画高水以上に対する防御に全く自信が持てない、ということである。構造令にはいわゆる「土堤原則」の規定があり、その理由として、材料の取得が容易なこと、基礎地盤となじむこと、劣化しないこと、不等沈下の際修復が容易なこと、将来の拡張が容易なこと、経済的であること等があげられている。このような利点の反面土堤は溢水に極めて弱い。以上の理由で計画高水位以上の洪水の防御には関知しないとされているのである。

しかし計画高水以上の洪水は全く不可知ではなく、少なくともそれが生じる恐れがあるということは容易に認識される。この認識はされるが計画には含まれない事態に対処する方法を考えておく必要がある。

まず以下のことが考えられる。

① 計画規模以上の洪水で被害が生じるのはしかたないが、堤防が建設されたために局所的にでもかえって被害が増大することがあってはならない。長大な堤防の一部が決壊した場合にこのような事態に陥る危険は多分にある。

② 物的被害はさておき、なによりも人命の安全を確保せねばならない。計画高水以下を対象とした治水投資では経済効果が重要視されるが、計画高水以上の非常事態においては金に換算できない人命をまず考えるべきであろう。

洪水防御方法はごく大ざっぱに言うと3つに分けられる。

① 洪水がきたら逃げる。または逃げる必要の無い所に住む。

② 堤防を築いて流水を河道に押し込める。

③ ダム、遊水池等で洪水規模そのものを減少させてしまう。

人間の力が自然に対して優勢になるにつれ①、②、③の順に変わってきていると思われる。しかし計画高水以上の洪水に対しては永久に優勢になれないのであって*ちやうど昔の人々が普通の洪水に対したのと同様の力関係にあると考えられる。したがって昔の方法を顧みて対策を考えるべきであり、具体的には②の限界を考慮して①

*建設省土木研究所河川部河川研究室長

** " " 河川研究室研究員、工博

*** " " 河川研究室

Kyozo Suga, Dr. Tadaharu Ishikawa and Toshihiko Kasai: Experimental Study on Levee Failure by Overtopping.

* 優勢になればそこまで計画規模が引き上げられるはずである。

の方法をとる、ということになる。

以上のことを総合すると次のようになる。まず力に対処すべき水準を明確にし、それ以上のあふれるべきものはあふれさせ、そして逃げるのである。ただしあふれさせず場合には、堤防があったためにかえって被害が増大したということの無いようにうまくあふれさせる必要がある。このような対応策の一環として越水堤防が位置付けられる。

1.2 越水堤防の設計条件

越水堤防を定義する際、“ある程度の溢水に耐える”という表現を用いた。この“ある程度”が大変な問題である。

言うまでもなく、どんな洪水に対しても絶対に破堤しない堤防が理想的である。しかし極限的洪水の規模は今のところ不可知であるし、そのような洪水は随所であふれながら流下するであろうから通常的不定流計算法で追跡するのも難しい。また実際に越流実験の結果を見ると、設定越流水深の増加にともなって費用が急激に増大すると思われる。結局“いかなる洪水でも破堤しない堤防”という考えは捨てざるを得ない。

外力の分布を大まかに知るために、過去に生じた越水事例の事後調査結果を整理した。図-1は「越水したが破堤しなかった事例」について、横軸に越水時間を縦軸に最大越流水深をとって外力の分布を示したものである。

(破堤した事例では数値が不明なものが多いのでここでは除外した。) この図から越流水深は 60cm 以下が圧倒的に多く、越水時間は 5 時間以内に集中していることがわかる。図中の破線は越流水深 60cm、越水時間 3 時間の点を通り総越流量が一定となるように引いたものである。総点数 90 点のうち 68 点がこの線より下になっている。したがって仮りにこのような強度を有する耐越水工法が開発されれば、超過外力の約 75% が堤防強度内に収まることとなる。もちろん残りの 2 割は破堤する恐れが、

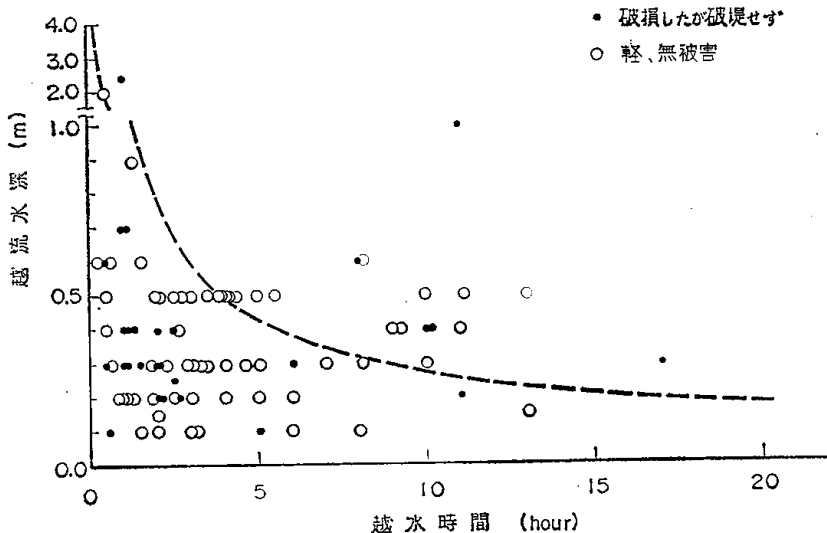


図-1 外力の分布 (最大越流水深と越水時間)

あるが、しかし 3 時間程度持ちこたえれば住民は十分避難できるので最悪の事態は避けられよう。そこで本研究では「越流水深 60cm で 3 時間持ちこたえること」を当面の設計の目安とした。

多少言い訳がましくなるが、上記の数字は目安であって、実際に達成できるかどうかかわからない。というのは、越水堤防の設計にかかわる条件は強度のみではないからである。第 1 に堤防は恐ろしく長大なものであるから、耐越水化工法があまり高価だと実現の見込みが薄い。第 2 に越水を前提にしているから破堤しないまでも部分的破損の生じる恐れが多分にあるので補修の容易なものでなければならない。第 3 にひとつの地点に限ってみれば越水するのは極めてまれなことであるから、長期間にわたって維持の容易なものでなければならない。第 4 に不等沈下に強くなければならぬ。第 5 に在来の堤防を大幅に造り変えるような抜本的改変は望ましくない。第 6 にあまり見栄えの良くないものは具合が悪い。

一方、越水は全川にわたって一様に生じるものではない。湾曲部の外側、勾配変化点、構造物の上流側、その他疎通能力の不連続点で大きな越流水深となる。したがって越水堤防の強度も全川一様である必要はない。

そこで本研究では前述の数字をひとつの目安とするが、これに縛られるものではなく、種々の強度、費用、特徴を備えた幾種類かの工法の開発を目指している。

2 実験施設の概要と測定方法

河川屋外実験場に幅 5m、長さ 22.3m、最大深さ 4.5m の水路を製作した (図-2)。給水は図の左にあるパイプから上流水槽を通して、堰を越流したのち水路部に入る。最大給水量は $2 \text{ m}^3/\text{s}$ (単位幅流量 $0.4 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$) である。後に述べる実験 No. 4 終了後、単位幅流量の増大と 1 ケースの実験期間の短縮の必要が生じたため、平面図に破線で示す位置に厚さ 40cm の隔壁を設けた。したがって実験 No. 5 以降は幅 2.3m、最大単位幅流量 $0.86 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ となった。

側面図の点線の位置に堤体模型を設置する。堤体の断面寸法は各ケースごとに多少異なるが、大略の数値は次のとおりである。堤高 2.5m、天端幅 4.0m、表・裏法勾配 2 割。

所定の流量で堤体を越流させ、破壊過程の形状と水面形を測定及び観察する。測定は水路側壁上に 1m 間隔で張られた糸からスケールを垂直に降ろして行った。また下流側からビデオ及び写真撮影により破壊形状を記録した。

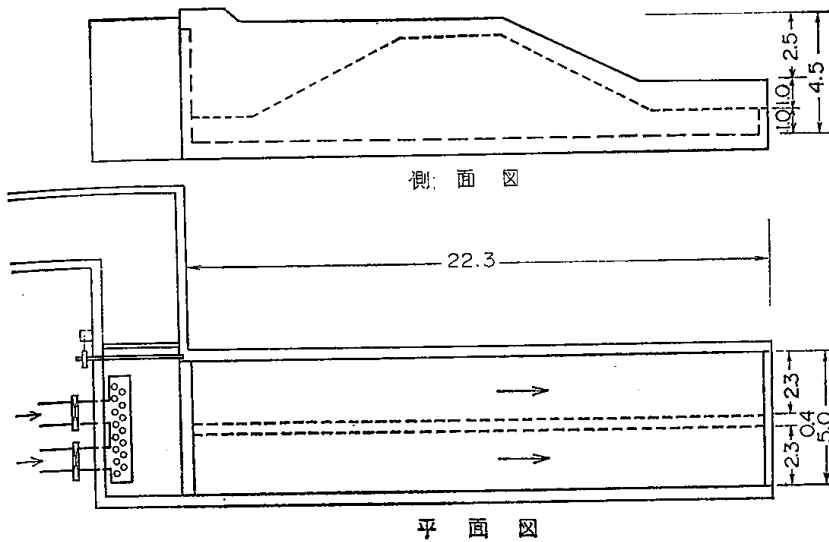


図-2 実験施設

3 実験条件

実験条件を表-1に示す。

なお前期降雨及び川表側の水位上昇にともなう浸透水による強度低下を考慮するため、各ケースとも川表側に約7日間湛水したのち越水実験を行った。

4 土堤防の破壊過程と保護工の考え方

4.1 土堤防の破壊過程

実験 No. 2 と11では何も被覆を施さない裸土堤の越流破壊過程を観察した。破壊過程の概要を図-3に示す。

破壊は天端から1m程度下がった位置と裏法尻付近の2カ所で始まる。どちらも流水が土面に衝突する位置にあたる。ここから裏法面全体に急速に広がり、やがて裏法肩から垂直に削り取られた形となる。この時までの破壊は裏法部分に集中しており、天端での変化はほとんど見られない。その後は図-3の3に示すように、越流に対して直角方向にクラックが入り、土塊が間欠的に崩落して天端幅が減少してゆく。

実験 No. 1 では芝張堤の破壊過程を観察した。破壊形態は裸土堤の場合と似ているが、破壊に要する時間はかなり長い。これは芝の葉がクラックを覆うことと芝の根が土塊を結合することによりクラ

ックの進展が妨げられるためと思われる。

4.2 保護工の考え方

以上の観察結果から保護工についてふたつの考え方が生まれる。ひとつは、破壊が始まる裏法面を完全に保護してしまう方法である。そうすれば破壊は全く生じない可能性がある。ただし流水の力が集中する所を守ることになるので強力な保護工を必要とする。ふたつめの方法は、流水の力が比較的穏やかな天端を保護し、この点より川表側に崩壊が進行することを防ぐものである。裏法は当然破壊するが、天端さえ維持されていれば堤防の機能は保

たれている。

また天端の崩壊がクラックの進展によることから見て、この進展を妨げる工法が有効であろう。逆に劣化してクラックを生じやすい材料は好ましくないと言える。

5 保護工実験の結果

実験 No. 3~10では各種保護工の強度を調べた。No. 3は前述の2番目の考えに立ち天端のみ保護したもの、No. 4は1番目の考えに立ち裏法面のみ保護したもの、No. 5~10は全面を保護したものである。このうち No. 5, 6, 10は通水後間もなく保護工が押し流されてしまい、

表-1 実験条件

No.	被覆状態	堤体土	mあたり費用 (円/m)	単位幅流量 (m ³ /s·m)	通水時間 (分)	実験結果
1	全面芝張	関東ローム	25,000	0.26	65	ほとんどなし
				0.40	9	天端崩壊
2	裸	小貝川土砂	(60,000)	0.40	4	天端崩壊
3	天端アスファルト	"	10,000	0.40	33	天端下貫通
4	裏のり蛇籠	"	32,000	0.40		天端が徐々に削られて下がる。
5	全面防水マット	"	10,000	0.86	3.5	マットがすぐ剝がれて、あとはNo.2と同じ。
6	全面凸型連節ブロック	"	82,000	0.86	0.5	ブロックがすぐに滑り落ち、No.2と同様になる。
				0.10	9	天端崩壊
7	全面平型連節ブロック	"	120,000	0.56	10	ほとんど変化なし。
				0.86	132	32分、80分にブロック中の鉄線が切れて、一部ブロックが抜け落ちる。天端下貫通
8						
9	天端アスファルト 裏のり蛇籠	"	60,000	0.56	38	裏のり崩壊
				0.86	16	天端下貫通
10	全面空石張	"	35,000	0.21	10	ほとんど変化なし
				0.86	1.5	すぐに玉石が流失、裸になる。天端崩壊。
11	裸	江戸崎山砂	(60,000)	0.21	5	徐々に崩壊
				0.56	2	天端崩壊
				0.86	0.5	

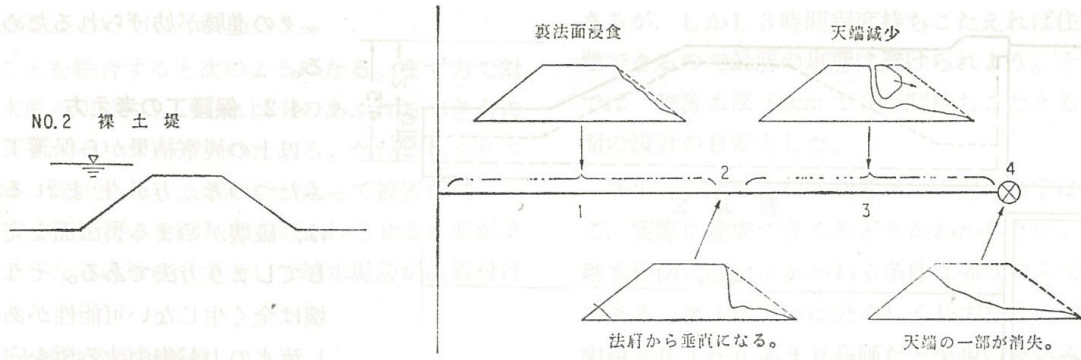


図-3 裸土堤の破壊過程

期待どおりの効果を示さなかった。以下では比較的大きな強度を示した次の4ケースについて述べる。

5.1 天端アスファルト舗装 (No. 3)

天端に5cm厚の粒粗度アスコン舗装を2層施工した。単位幅流量は $0.4\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ である。

破壊過程の概要を図-4に示す。この実験では、天端の消失または保護工下の貫通により川表側の水位が低下した時点で「破堤」とみなし、図中に⊗印で示した。通水後間もなく裏法部が完全に破壊され、法肩から垂直に切り立つ形となった。ここまでは裸土堤の破壊と同様である。破壊位置が法肩にかかると破壊速度は極端に小さくなる。その後は、舗装の下の土砂が洗掘されるにつれてアスファルト舗装が垂れ下がり、クラックが進展した後欠け落ちる、という具合に天端幅が減少した。天端幅が半分程

度になった時点で舗装面のすぐ下の一部が貫通した。

5.2 裏法面蛇籠 (No. 4)

直径45cm、長さ7mの蛇籠を、裏法肩から法面に沿って1m下がった位置から下に設置した。単位幅流量は $0.4\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ である。通水と同時に浸食によって天端が下がり始め、5、6分後には蛇籠の上端と同じ高さになった。それ以後は蛇籠が撓んで下がるのと同時に天端も下がり、約150分後に合計1.8m下がってほぼ安定した。

5.3 天端アスファルト舗装、裏法面蛇籠 (No. 9)

前述の2ケースを組み合わせたものである。アスファルト舗装を蛇籠の上部に重ねて施工し両者を一体とした。まず単位幅流量 $0.56\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ で通水したところ、流水の力で蛇籠が下に引かれ、裏法肩付近のアスファルトにクラックが入った。これが徐々に拡大し、38分後には

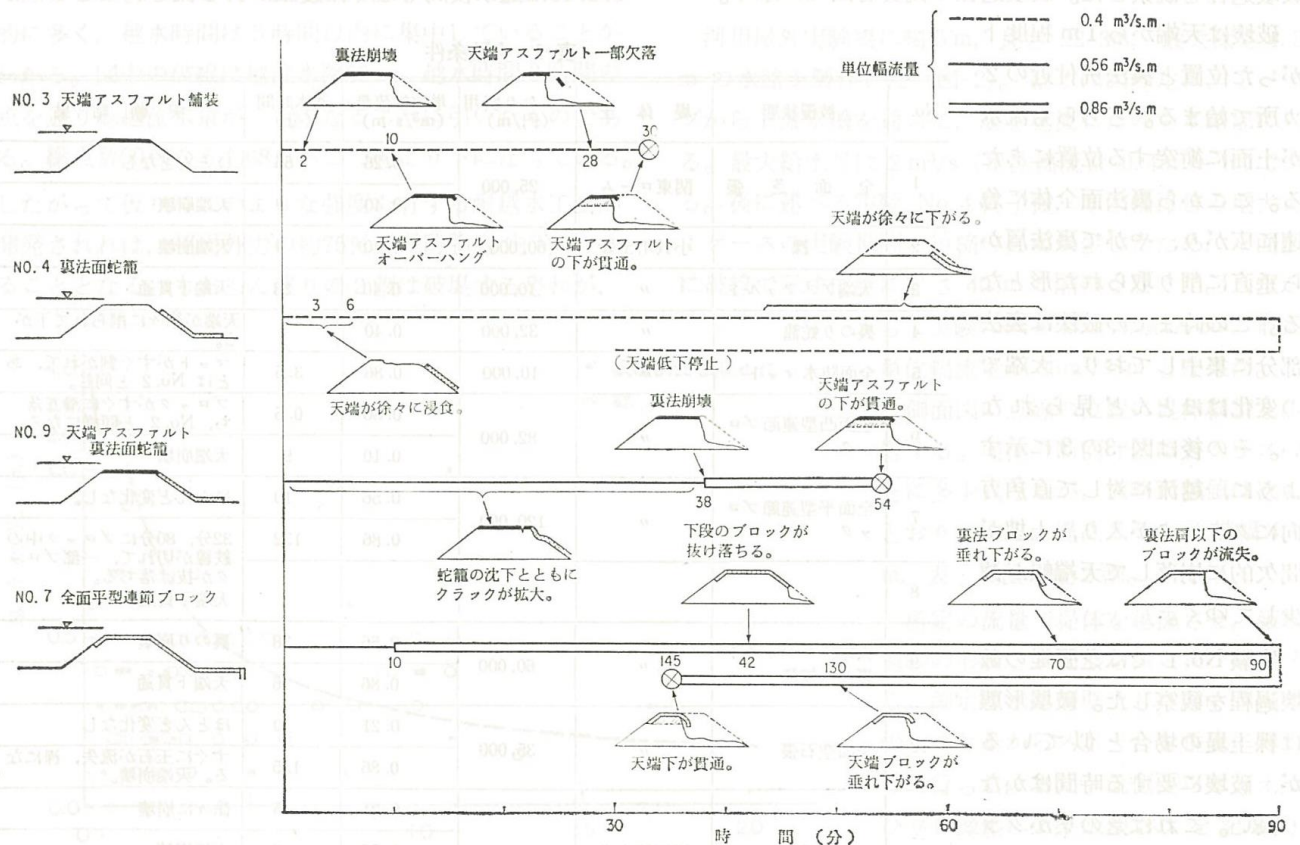


図-4 保護工の破壊過程

その下流が完全に崩落し、法肩で垂直に切り立つ形となった(No. 3 と同じ形となる)。このうち単位幅流量 $0.86 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ としたところ16分後に舗装面のすぐ下の一部が貫通した。

5.4 全面平型連節ブロック (No. 7)

実験 No. 6 では凸型連節ブロックが通水後間もなく押し流されてしまった。この失敗経験を踏まえて、No. 7 では平型ブロックを用いて流水抵抗を減らすとともに、異形鉄筋をブロックの間隙から堤体に打ちこみブロックと堤体を結合した。またブロック面を下げて下流端水路敷を歯止めに使った。さらに堤体土の吸い出しを防止するためにブロックの下にステラシートを敷いた。

まず単位幅流量 $0.56 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ で10分間通水したがほとんど変化が生じなかったので、以後 $0.86 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ とした。

流量変更後約30分で下流端ブロックが水路敷からはずれ、裏法部の約半分のブロックが流失した。その後残留部を簡単に補修し同流量で通水したところ、約60分後に裏法部の残りや天端の2列のブロックが流失した。以後は天端のみがブロックで保護された形となったが、約50分持ちこたえたのちブロック下の一部が貫通した。

6 考察

6.1 各保護工の強度、問題点等

天端のみアスファルト舗装したケース (No. 3) では、通水後間もなく裏法部が無くなり法肩から垂直に切り立った形となった。この形で長時間持ちこたえるのは本質的に難しいと思われるが、それでも約30分もった。その意味でこの結果は満足すべきものであると思われる。この保護工は安価であり環境面からも実現性が高いので、大きな越水の生じにくい区間に適用できるものと思われる。

裏法面のみ蛇籠で保護したケース (No. 4) では、蛇籠が流水力によって沈下屈撓するとともに天端面が浸食され堤高が減少した。実験では堤高が減少しても流量が変わらないが、現実の洪水では水位が本川流量に依存するから堤体減少にともない流量が増加する。したがってさらに急速な破壊の生じる恐れがあり、堤高の減少は許されない。裏法面のみ保護するとすれば、より剛直な保護工を用いるとともに、天端面と裏法面を滑らかに接続して天端面の浸食を生じないようにする必要がある。しかし結局天端面も合わせて保護する方が容易でかつ安価になると考えられる。

実験No. 9 では裏法面を蛇籠で保護するとともに天端にもアスファルト舗装を施した。その結果蛇籠の効果も生かされた。しかしこのケースでは蛇籠とアスファルトの接続部のすぐ上にクラックが入り、これが拡大して裏法部が一気に押し流された。このように2種の保護工を

組み合わせる場合にはその接続部の処理が重要な問題となる。

実験 No. 11 では全面を平型ブロックで一様に覆ったので上述の接続部の問題は生じなかった。また前節で述べたように種々の工夫をしたためかなりの強度を示した。この種の保護工は費用がかかり外観も良くないので限定された場所にしか施工できないであろう。しかしこの実験結果は他の種類の保護工を考えるうえで参考になる。

まず法面が比較的滑らかであり、表面に加わる流体力の小さいことがあげられる。No. 6 の凸型ブロックが通水後間もなく押し流されたこと、及び No. 9 で蛇籠を流水がひっぱりクラックが発生して裏法の崩壊につながったことと比較すると、法面の抵抗の軽減は重要であることがわかる。

次に裏法面が崩壊してから全面破壊に至る時間を見ると、アスファルト舗装 (No. 3, No. 9) に比べて長時間かかっていることがわかる。半壊時に保護工に加わる力は自重と流水作用による引っ張り力であり、このため引っ張りに強い後者の方が耐久性を示したと考えられる。したがって天端保護工には引っ張りに強い材料を用いるべきである。

No. 7 の最終破壊原因は保護工下の貫通である。これは天端に被覆を施した No. 3, No. 9 にも共通しており、破壊時点の天端幅はいずれも $1.5 \sim 2 \text{ m}$ 程度と思われる(破壊前の形状測定と写真から推定)。このことから、天端保護工の最終的破壊は保護工の強度にあまり依存しないのではないと思われる。すなわち、天端幅が堤体土強度、内外水位差から決まるある限界値より大きくないと天端保護工の効果が薄いと推測される。

6.2 各保護工と費用との関係

図-5は縦軸に全面破壊までに越流した単位幅あたりの水量、横軸に保護工施工に要した単位長さあたりの直接経費をとってある。原点に最も近い点は何も被覆を施さない場合である。横軸に沿って3点並んでいるが、これらは予想に反して通水後間もなく保護工が押し流されてしまったケース(すなわち失敗例)である。△印 (No. 7') は平ブロックが天端のみに残った状態以後の越流量とこの保護工を天端のみに施工したとした場合の費用を示している。また△印 (No. 9') は裏法蛇籠が押し流されて天端アスファルトのみが残った状態以後の値である。この図から(失敗例を除けば)費用と総越流量の関係が見て取れる。ちなみに第2章で述べた設計条件の目安(越流水深 60 cm 、越流時間3時間)を総越流量に換算すると約 $10,000 \text{ m}^3/\text{m}$ となる。また何も被覆を施さないで盛土だけする場合の直接経費は、本実験の場合約 $6 \text{ 万円}/\text{m}$ であった。

厳密に言うと堤防の強度は越流ハイドログラフを与えられて始めて定義される。したがって総越流量のよう

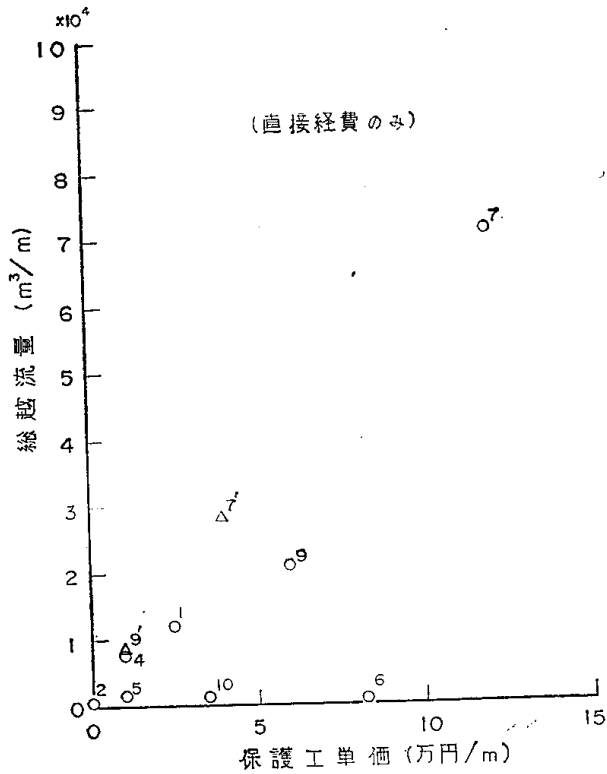


図-5 費用と強度

な単一指標で強度を代表させるには多少無理がある。またこの関係は堤防のサイズによって当然変わってくる。図-5はあくまで検討の目安でしかないことをことわっておく。

このグラフから受ける印象は人によりさまざまであろう。仮りに先に述べた設計条件の目安を対象に考えると単位長さあたり20万円程度になると予想される。これを全国平均的な堤防の改良目標とするなら、著者は“高い”と感じる。しかし越水堤防の強度は必ずしも全川一様でなくともよい。すでに越水破堤により大きな被害を受けた箇所、地形的に見て特に越水破堤が懸念される箇所に限定すれば、施工される可能性は十分あると言える。また周囲の状況により堤体の嵩上げが困難な都市河

川などではさらにデラックスな工法を採ることも考えられよう。

おわりに

本報告では主に実大模型実験結果について述べた。この一連の実験で越水堤防のアウトラインを描くことができた。今後は6章で述べた問題点を踏まえてさらに改良を重ねてゆきたいと考えている。

第1章で触れたように、越水堤防そのものの位置付け、導入方法等に多くの問題が残っており、その検討を抜きにして話を進めることはできない。本報告ではいわゆる完成堤防を対象に考えてきた。しかしわが国の大河川の堤防完成度は当面の目標に対してすら半分強であり、現在は種々の段階の堤防が存在する。これを大別すれば、①完成堤防、②暫定堤防、③沿川の市街化等によって通常の安全度まで拡大築堤するのが困難な堤防、となる。耐越水工法の導入は現実問題として要請が高まってきており、②、③についても導入計画を考えておく必要がある。例えば②では将来の拡築を考えた構造でなければならない。また③ではコスト・ベネフィットの面からの検討も必要であり、恐らく比較的多額の費用をかけた恒久的な構造物となろう。いずれにせよ現在の堤防の状態及び現在の堤防計画と耐越水化計画をいかに整合させるかという点が重要となる。

参考文献

1. 山本祐二, 吉野文雄: 越流水による堤体法面の浸食特性, 第33回土木学会年講, 1978, p. 529.
2. 吉野文雄, 土屋昭彦, 須賀堯三: 越流水による堤防法面の破壊特性, 第24回水理講演会論文集, 1980, 2.
3. 吉野文雄: 越水堤防の開発実験, 季刊防災61号, 全国防災協会, 1980, 5.
4. 葛西敏彦, 須賀堯三, 吉野文雄: 越流水による堤防の破壊特性 (その2), 第35回土木学会年講, 1980.

アーマ・レビー法尻工の水理設計

Hydraulic Design for Toe Works of Back Slope of the Armor Levee

建設省土木研究所 正員 福岡 捷二
 建設省土木研究所 正員 藤田 光一
 建設省土木研究所 正員 加賀谷 均

1. はじめに

土木研究所では、越水による破堤をできるだけ少なくするための対策として、従来から、土堤表面に保護工を施した堤防、すなわちアーマ・レビーの検討を行ってきた^{1), 2)}。その結果、洪水外力に対する堤防のアーマ化の必要の程度に応じて、いろいろな型式および強度をもつアーマ・レビーの開発が行われてきた^{3) 4)}。この検討の中で、大きな超過洪水に対し、アーマ

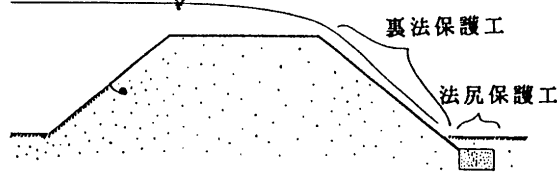


図-1 アーマ・レビーの基本構造

・レビーがその機能を十分発揮するためには、越水に対し十分な強度をもつ裏法尻が必要であることが明らかになった⁵⁾。この部分では、裏法を流下してきた越流水の流向が急激に変化するため、大きな力を受け、また保護工の終端にあたるため、その下流の堤内地において洗掘を生じる。この洗掘が大きくなると、法尻工の下から堤体土の吸い出しが起こり、裏法面が崩壊し、保護工の耐越水機能が損なわれる。しかし、洗掘防止のために、法尻に大規模な保護工を設置することは、堤防法尻際まで道路や人家がせまっている場合には困難である。本研究では、こうした問題を解決するため、堤内側にあまりスペースをとらずに、かつ堤内地の洗掘の影響が、裏法面に及ばないような法尻工の水理設計法について検討を行った。

法尻工のような構造物下流の洗掘問題については、従来から、岩垣・土屋らによる水門下流部における局所洗掘⁶⁾、斎藤による水平噴流による洗掘⁷⁾、鈴木・道上らによる床固め下流部の洗掘⁸⁾などの研究が行われているが、今回著者らが行った、法尻工下流部の洗掘に関する実験においては、大局的には従来の実験結果と類似しているものの、法尻工の直前面において、従来の実験では見られなかった局所洗掘孔が発生する。これは、法尻工の下からの堤体土の吸い出しに直接影響を与え、法尻工の水理設計上基本的に重要な問題となる。本研究では、この局所洗掘孔についても詳細な検討を行い、洗掘孔予測のための考え方を示す。

2. 法尻工に要求される機能とその基本構造

法尻工は、堤体と堤内地とを分離し、堤内地の洗掘が堤体に波及することを防ぐために、裏法尻に設置されるものである。法尻工に要求される機能は、次の4点である。1) 越流水を跳ねることにより、堤内地の洗掘を軽減する。2) 堤内地の洗掘が進行しても、堤体土の吸い出しを許さない。3) ブロックやシートなどによる裏法保護工末端をおさえる。4) 堤体内の水および雨水を排除するドレーンの機能をもつ。このような機能を満足する法尻工として、図-2のような基本構造が考えられる。この法尻工は次のような特徴をもつ。

- 1) 法尻工の部材としてのふとんかごは、越水に対し十分な強度をもつと同時に、屈撓性に富み、変形に対しても柔軟に対応できる。また透水性が高くドレーンとしての機能にすぐれている。
- 2) 法尻工の幅Bは、越流水を確実に跳ねる長さとする。
- 3) ふとんかごを地中に埋設し(埋設深H)、越水時における堤内地での水深を大きくとり、水クッション作用により流速の減勢を図る。
- 4) 法尻工の高さDは、堤体土の吸い出しを防止するため、法尻工の直前面における法尻工天端からの最大洗掘深 Z_{sm1} よりも十

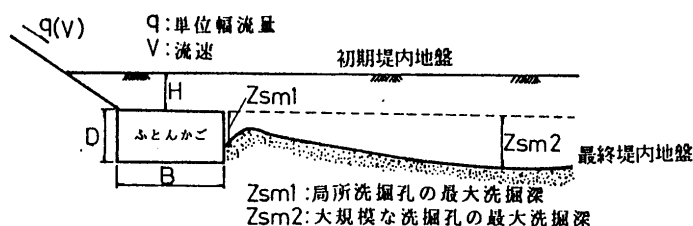


図-2 法尻工の構造および記号の説明

分大きくする。

3. 法尻工の水理設計の基本的な考え方

法尻工の設計に必要な諸量は、高さD、幅B、埋設深Hおよび越流水の力による破壊や転動に抵抗できる材質および重量である。材質および重量については、法尻工の部材として、ふとんかごを用いた実験により、鉄線の破断、ふとんかごの変形・転動、詰石の流出などについての検討を行った。また、長期間にわたる腐食に耐える材質のものとして、鉄線のかわりにプラスチックネットを用いたふとんかごについても同様の検討を行った。その結果、ふとんかごを用いた法尻工が、越水に対し十分な強度をもつことが明らかになった（5節）。法尻工の高さDは、堤内地の洗掘による法尻工の下からの堤体土の吸い出しを防ぐのに十分な大きさでなければならない。すなわち、高さDは、法尻工の直前面の法尻工天端からの洗掘深 Z_{sm1} よりも大きいことが必要条件となる（ $D > Z_{sm1}$ ）。したがって、法尻工下流の洗掘特性を明らかにするための検討を行った。実験によれば、高さDは0.5m以上あれば十分安全であるという結果が得られている（6節）。法尻工の幅Bは、法尻工下流の洗掘を軽減させるため、越流水が直接堤内地に当たらないような長さが必要である。したがって、少なくとも越流水深より大きな長さをとっておく必要がある。なお、Bを長くすれば流速の減勢区間も長くなるため、洗掘深をさらに減少させることができる。埋設深Hは、水クッションによる越流水の流速の減勢効果を期待するような場合には重要となってくる。すなわち、越水が始まれば法尻工天端までは容易に洗掘されるが、Hが大きいと法尻工天端までの水深も大きくなるため、越流水が法尻工に当たるまでに、水クッションにより流速を減勢させる効果も大きくなるからである。しかし、法尻工の幅Bおよび埋設深Hは、堤内地の土地利用の制約から、必ずしも流速を十分減勢させるほどの大きさを求めることは困難である。そこで、ここでは法尻工から堤内側へのスペースを限定した場合について、幅Bと埋設深Hの検討を行った（7節）。

4. 実験の概要

実験は、幅2.3mの水路に、堤防高さ2.0m、天端幅4.0m、裏法勾配2割の大型堤体模型を製作し、越流水による法尻工下流の洗掘状況を調べるものである。模型の表法および天端はコンクリートで造られ、裏法面は防水シートで覆われている。したがって河川水および越流水による浸透や侵食を一切許さない構造となっている。これは、堤体表面を止水構造にするという、アーマ・レビーの基本方針に基づいていると同時に、裏法から先に崩壊することがないようにして、法尻に注目した実験ができるようにしたものである。裏法尻には、高さ0.5m、幅1.2mのふとんかごあるいはコンクリートブロックによる法尻工を、初期堤内地盤高から0.2mの深さに設置している。法尻工の強度の検討にあたってはふとんかごを用いたが、洗掘特性の検討にあたってはコンクリートブロックを用いた。ふとんかごの場合、詰石や鉄線による表面の凹凸が激しいため、越流水が不規則に跳ねて、これが洗掘形状にも影響を与える。法尻工下流の洗掘形状の基本的理解には、コンクリートブロックのように表面がなめらかなものが適している。裏法および法尻工の下流7.0m区間は、平均粒径 $d_m=1.0\text{mm}$ の砂の移動床とした。単位幅当りの越水流量 q は、実際に現地で生じうるような規模を想定して、 $0.1\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}\sim 0.8\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ の範囲で検討を行った。越水時間は、法尻工の強度の検討においては、3時間程度（総越流量 $6000\text{m}^3/\text{m}$ ）とし、洗掘特性の検討においては、それぞれの流量について堤内地の洗掘がほぼ平衡状態に達する20分間とした。

5. ふとんかごを用いた法尻工についての実験結果の概要

図-4は、法尻工下流の洗掘深の縦断変化を示したものである。その結果、3時間以上の越水を受けた後でも、また $q=0.8\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ の越水を受けた場合にも法尻工天端

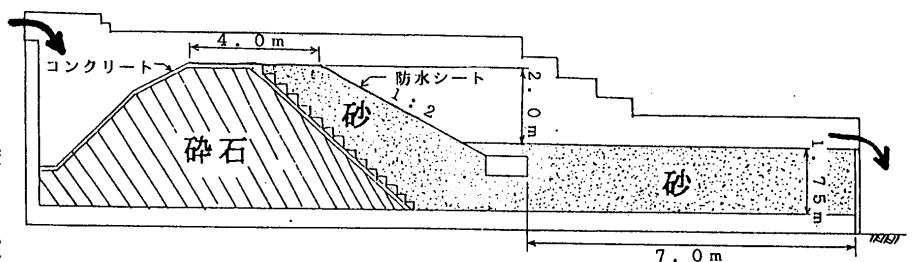


図-3 堤体模型側面図

からの最大洗掘深は0.2m程度で、堤体土が吸い出されるまでには至らなかった。また、水跳ね機能を損ねる程のふとんかご内の石の移動も見られず、越流水によって生じる引張力に対して、鉄線およびプラスチックネットが十分な強度を持っていることが確認された。しかし、堤内地の洗掘による堤体土の吸い出しに対する安全性については、力学的考察にもとづいた定量的な評価が必要である。そのため、法尻工下流の洗掘機構についてさらに詳細な検討を行う。

6. 法尻工下流の洗掘特性

6.1 洗掘形状

法尻工下流の洗掘特性の解明にあたっては、その機構を精度よく調べるために、コンクリートブロックによる法尻工により検討を行った。図-5は、各越水流量における堤内地の洗掘形状を示したものである。なお、洗掘深 Z_s は法尻工天端を0とし、深さ方向をプラスとしている。これによると、法尻工下流の洗掘は、流量の増加とともに進行し、それとともに、最大洗掘深の発生位置は下流側に移行している。また、法尻工の直前面には特徴的な局所洗掘孔の発生がみられる。図-6は、局所洗掘孔を拡大して示したものであり、図-7は、局所洗掘孔およびその下流の大規模な洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm1} 、 Z_{sm2} と越水流量との関係を示したものである。この図によると、大規模な洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm2} は、流量の増加とともに大きくなるが、局所洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm1} は、ある越水流量までは単調増加し、これ以上の流量になるとほぼ一定になる。すなわち、今回堤内地材料に用いた平均粒径1.0mmの砂の場合には、越水流量が $q=0.3\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ 以上になると、局所洗掘孔の最大洗掘深は、0.3m~0.4mで一定になる。法尻工の設計においては、この局所最大洗掘深が重要であり、また越水しても破堤しない場合には、 $q=0.8\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ 以上の越水流量は通常は起こり

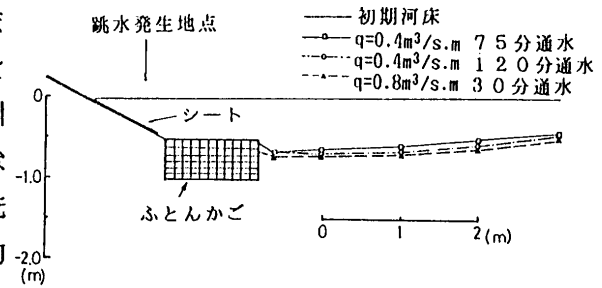


図-4 法尻工下流の洗掘状況

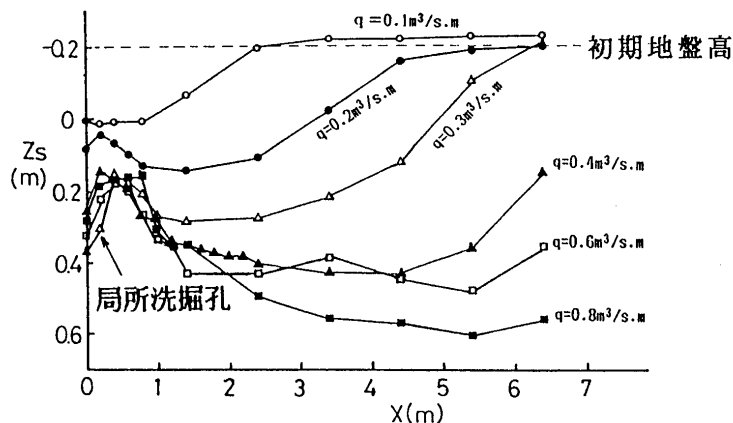


図-5 洗掘形状

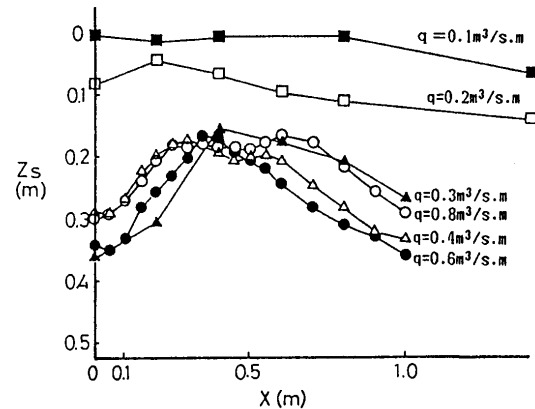


図-6 局所洗掘孔形状

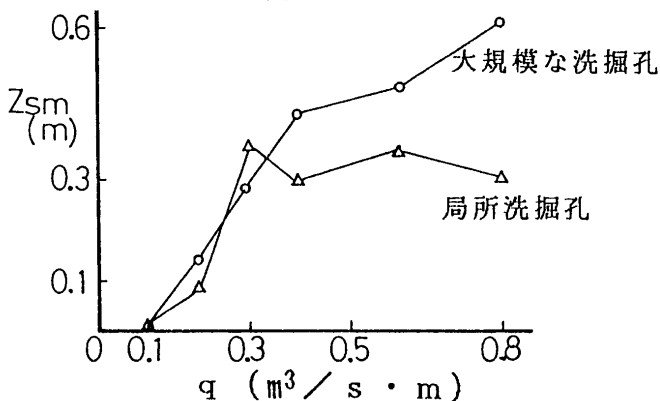


図-7 越水流量と最大洗掘深の関係

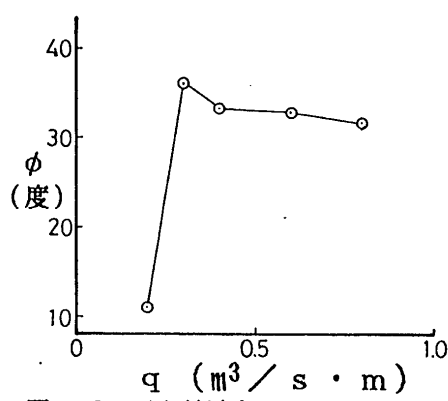


図-8 局所洗掘孔の下流側斜面の角度

得ないことから、法尻工の高さDは、0.5m以上あれば安全であると判断される。図-8は、局所洗掘孔の下流側斜面の角度を示したものである。これは、従来からいわれている水中安息角とほぼ一致している。

6.2 従来の研究との比較

法尻工下流の洗掘形状と、従来から行われている噴流あるいは床固め下流部の流れによる洗掘特性との類似点および相違点を明らかにするため、洗掘孔形状を無次元化表示して比較してみた。図-9は、洗掘孔形状を深さ方向については最大洗掘深 Z_{sm2} 、長さ方向については洗掘孔の長さLで無次元化し、斎藤の水平噴流の実験結果⁷⁾とともに示したものである。これをみると、法尻工の直前面の局所洗掘を除いて大局的には水平噴流による洗掘特性とよく似た性質を示すことがわかる。図-10は、洗掘孔形状を深さ方向および長さ方向ともに最大洗掘深 Z_{sm2} を基準長として無次元化表示したものである。これによると、岩垣・土屋ら⁶⁾による下流水深が十分大きい水門下流の洗掘現象は、下流水深が小さい法尻工下流の洗掘孔形状とはかなり違っている。しかし、鈴木・道上ら⁸⁾が行った床固め下流部の洗掘のように、下流水深が小さい場合とはよく似た洗掘孔形状を呈している。ただし、床止工下流の場合にも局所洗掘孔の発生はみられない。下流水深の影響を把握するため、下流水深と噴出口の大きさとの比を示したのが表-1である。これによると、今回の著者らの下流水深に関する実験条件は、岩垣・土屋らと鈴木・道上らとの中間に位置していることがわかる。法尻工の直前面における局所洗掘孔の発生を支配する原因としては、砂の平均粒径、噴出口における流速（構造物の大きさに起因するスケールの効果）などが考えられる。そこで、表-2に砂の平均粒径、表-3に噴出口での流速を示した。これによると、平均粒径は従来の実験の範囲内にあるが、流速は従来の実験に較べて大きいことがわかる。したがって、この高流速に起因して、法尻工の直前において局所的な渦が発生し、この渦によって局所洗掘孔が形成されていると考えられる。この渦の存在と局所洗掘孔の関係については、ガラ

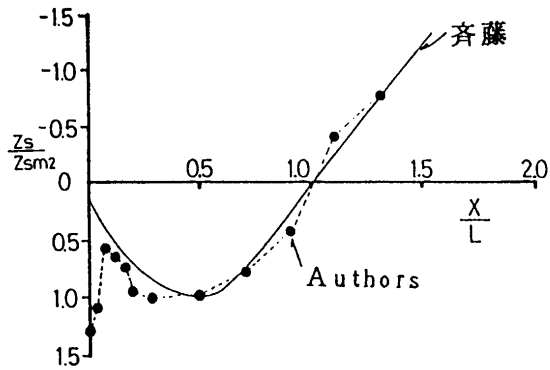


図-9 洗掘孔形状 (最大洗掘深、洗掘孔長で無次元化)

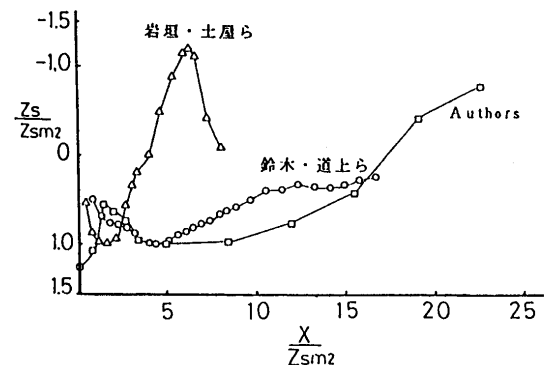


図-10 洗掘孔形状 (最大洗掘深で無次元化)

表-1 下流水深と噴出口との比

著者	h_o / B_o
斎藤 ⁷⁾	1 ~ 3.0
鈴木・道上ら ⁸⁾	1.08 ~ 1.12
岩垣・土屋ら ⁶⁾	2.3 ~ 6.0
Authors	3.4 ~ 4.9

表-2 砂の平均粒径

著者	d _m (mm)
斎藤	0.27 ~ 4.35
鈴木・道上ら	0.64
岩垣・土屋ら	0.22 ~ 7.5
Authors	1.0

表-3 噴出口での流速

著者	U ₀ (m/s)
斎藤	0.35 ~ 2.0
鈴木・道上ら	0.45 ~ 0.66
岩垣・土屋ら	0.61 ~ 3.36
Authors	4.3 ~ 5.0

ス張り大型水路を用いた実験により詳細に検討している。法尻工下流の流況の概略を図-11に示す。

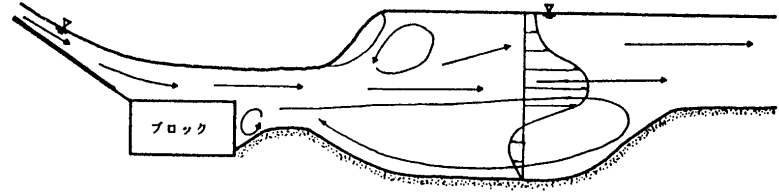


図-11 法尻工下流の流況概略図

7. 法尻工の幅Bおよび埋設深Hの検討

設計にあたっては、堤内側に大きなスペースをとらない法尻工の開発が望まれている。

したがって、ここでは、法尻工からのスペースを1.2mに限定した場合について幅Bと埋設深Hの検討を行った。法尻工のタイプは、図-12に示すように、A、B、Cの3種類である。タイプAの法尻工は、他のタイプに比べて、越流水を確実に跳ねることをねらったものである。しかし、埋設深が浅いため、下流水深は小さくなり、水クッションによる流速の軽減効果はあまり期待できない。タイプBは、タイプAよりも埋設深を0.2m深くしたものである。この場合、タイプAに比べて、流速の減勢機能は増大するが、水跳ね機能は逆に低下する。タイプCは、タイプBよりもさらに埋設深を大きくしたものである。この場合、越流水の水跳ね機能は極端に小さくなり、水クッションのみで洗掘をおさえることになる。図-13は、法尻工としてタイプA、B、Cを設置した場合のそれぞれの洗掘形状を示したものである。洗掘深の基準高は、法尻工天端を0とし、深さ方向をプラスとしている。それぞれのタイプを比較すると、タイプAは、全体的な洗掘に比べ、法尻工の直前面の局所洗掘が著しく大きくなっている。これは、下流水深が小さく流速が減勢されないため、前述した局所洗掘孔が発達したためである。タイプBは、最大洗掘で比較すれば、3つのタイプのなかで最も小さい値を示している。これは、水跳ね機能と流速の減勢機能の両者がうまく噛み合った結果といえる。タイプCは、水跳ね機能がないため、法尻工直下流が著しく洗掘されている。以上から、裏法からの越流水を効果的に跳ね得るようなBとHを定める必要があることがわかる。

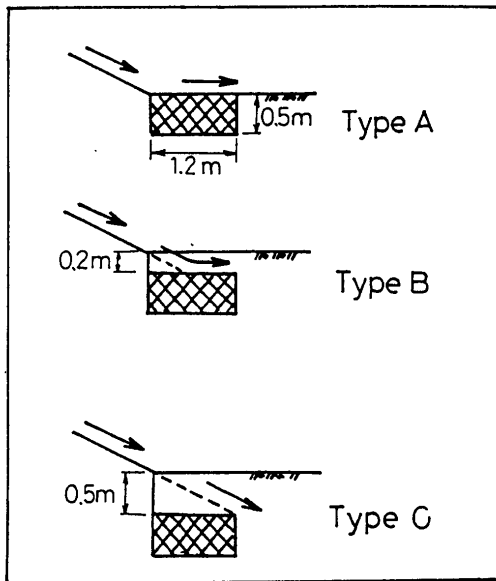


図-12 法尻工のタイプ

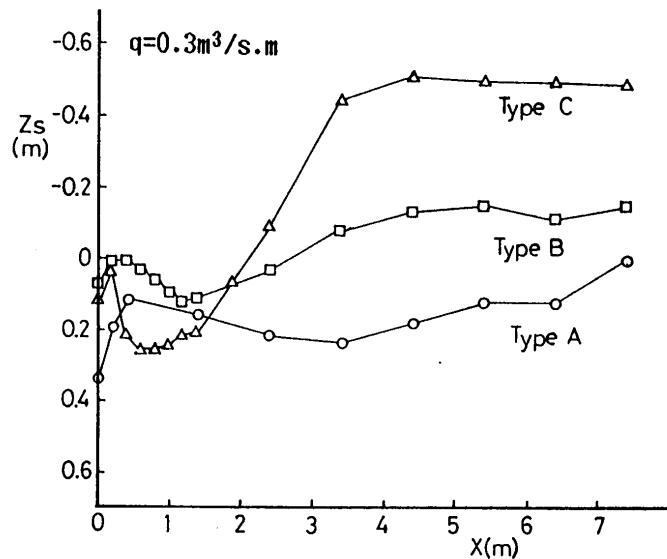


図-13 法尻工のタイプ別洗掘形状

8. 局所洗掘孔の最大洗掘深 $Z_{s,m1}$ についての考察

以上の実験結果から、法尻工の水理設計に必要な知見がほぼ示された。しかし、法尻工にとって危険な直前面の局所洗掘孔の深さ $Z_{s,m1}$ については、限定された実験条件（特に粒径について）での結果しか得られず、より一般的に $Z_{s,m1}$ を予測する手法を検討する必要がある。前述したように、局所洗掘孔の下流側斜面の角度は安息角になっており、このことは、この斜面に上方から土砂が供給され、洗掘孔底部への砂の崩落が生じていることを示している。また、洗掘孔の底には平坦な部分が存在しており、中川・鈴木⁹⁾、辻本¹⁰⁾らの橋脚前面の土砂移動に関する考察から類推して、ここでは、図11に示した洗掘孔内に形成され

る渦により砂が強くまき上げられていると考えられる。以上より、局所洗掘孔付近では、次のような土砂移動が起こっていると考えられる。(図14参照)局所洗掘孔の下流側からは、大規模な洗掘孔の底面に生じる逆流によって土砂が入り、局所洗掘孔内に入ったこの土砂の一部は洗掘孔下流側斜面に堆積し、残りは洗掘孔外へ出る。一方、局所洗掘孔の底では、渦により砂がまき上げられ、一部は下流側斜面に沈降するものの、残りは洗掘孔外に放出される。下流側から局所洗掘孔に供給される流砂量と渦により洗掘孔外に放出される流砂量の差によって洗掘深の時間変化が決る。 Z_{sm1} が平衡に達した状態では、両者が等しくなることから、平衡状態に達した Z_{sm1} を表現する次式が得られる。

$$L_1 \cdot p_1 \cdot d \cdot p_{e1} = q_{B2} \cdot p_{e2} \quad (1)$$

ここで、 L_1 ：局所洗掘孔底部の平坦部分の幅、 p_1 ：平坦部分からまき上げられる砂のpick-up rate (局所洗掘孔内に形成される渦による洗掘孔底部直上の流速 u_1 と粒径によって決る)、 d ：砂の粒径、 p_{e1} ：まき上げられた砂が局所洗掘孔外へ放出される確率、 p_{e2} ：下流からの砂が局所洗掘孔内に堆積する確率、 q_{B2} ：下流からの流砂量、である。 q_{B2} は、局所洗掘孔の下流側斜面の頂上付近の逆流強度により決り、これを代表する流速を u_2 とする。 u_2 は、段落ち流れの逆流強度から推定することが可能と考えられる。この逆流強度は、主流の流速だけでなく段差にも関係する。局所洗掘孔の形状が相似であると仮定すれば、 Z_{sm1} と段差との関係が既知となるので、従来の実測の結果から逆流強度と主流速及び段差との関係を与えればよい。 u_1 は、円柱前面に形成される渦の強度についての辻本の解析結果¹⁰⁾から類推して、 u_2 と同じオーダーを持つと考えることができるが、両者の比については明らかとなっていないので実験的に調べる必要がある。 L_1 は、局所洗掘孔内の渦径にほぼ等しいと推定されるので、この渦径と Z_{sm1} との関係を実験的に明らかにすることにより得ることができると考えられる。 p_{e1} と p_{e2} については、step lengthとの対応がまず考えられるが、図14からわかるように、まき上げられた砂を運ぶ流速が鉛直上向き成分を持つなど流れの二次元性が強く、また洗掘孔下流側斜面が大きな傾きを持っていることから、従来から検討されている平坦河床での結果をそのまま用いることはできない。まき上げられた砂粒の経路を渦の流速と重力の効果を考慮して追跡するか、あるいはこの現象を浮遊砂の輸送過程ととらえ¹¹⁾、浮遊砂の拡散解析を行い、これらを通して、 p_{e1} 、 p_{e2} と洗掘孔の大きさ、粒径、渦の強度との基本的な関係を明らかにする必要がある。これらが可能となれば、実験的検討と合わせて、 p_{e1} 、 p_{e2} の評価が可能になると考えられる。

<参考文献> 1)福岡正己：河川堤防強化による新治水方式について，土木研究所報告，第138号，1970。 2)北野 章：青木 清・山村和也・久楽勝行：堤防補強法の一試み，土木技術資料，Vol.12, No.6, 1970。 3)須賀堯三・石川忠晴・葛西敏彦：越流水による堤防の破壊特性その3，第25回水理講演会論文集，1981。 4)加藤善明：橋本 宏・藤田光一：堤防の耐越水化に関する実験的研究，第29回水理講演会論文集，1985。 5)加賀谷均・福岡捷二・藤田光一：防水シートを用いたアーマ・レビー（耐越水堤防）の開発，第41回年次学術講演会，1986。 6)岩垣雄一・土屋義人・今村正孝：水門下流部における局所洗掘に関する研究(1)，京大防災研究所年報，第8号，1965。 7)斎藤 隆：水平噴流による洗掘に関する研究，土木学会論文報告集，第282号，1979。 8)鈴木幸一：道上正規・川津幸治：床固め直下流部の流れと局所洗掘について，第26回水理講演会論文集，1982。 9)中川博次・鈴木幸一：橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究，京大防災研究所年報，第17号B，1974。 10)辻本哲郎：流砂量変動に伴う円柱周辺の局所洗掘深の変動，土木学会論文集第375号II-6, 1986。 11)赤司信義・斎藤隆：鉛直もぐり噴流による洗掘深の予測について，第28回水理講演会論文集，1984

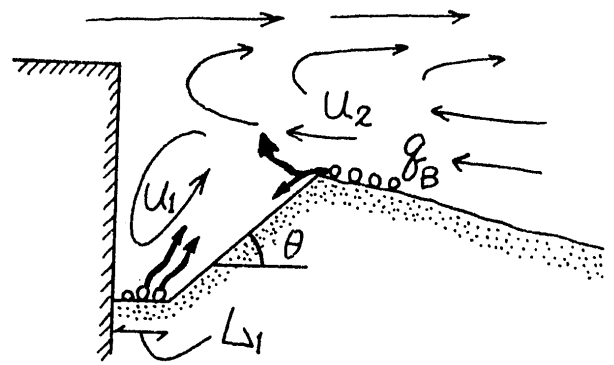


図14 局所洗掘孔付近の砂移動の機構



土木研究所資料
第3536号 平成10年2月

関川水害時の避難行動の分析

都市河川研究室 室長 栗城 稔¹⁾
 " 末次 忠司
主任研究員 海野 仁²⁾
研究員 小林 裕明
 " 田中 義人³⁾

要 旨

水害発生時に住民の生命を守り、水害被害を軽減するためには、避難活動や水防活動を迅速かつ的確に実施する必要がある。特に避難活動は究極の危機管理策であるが、これまでは水害発生後に避難距離や避難先などの避難活動の諸言が調査されてきたにすぎず、効果的かつ効率的な避難方策を検討するのに必ずしも十分なデータが収集されていなかった。

本研究では1995年に発生した関川水害を対象に、避難活動の諸元はもちろんのこと、避難者の時空間的行動として、時系列的に見た避難行動、避難路の選択、浸水深別の避難速度及び避難困難度など、今後の避難体制を検討するに際して、参考となる項目について、調査・分析を行った。調査の結果、地域特性に対応して避難者の避難行動に差異が生じること、浸水深がひざ以上になると避難が困難になること、避難速度は避難距離に関係なく、ひざ下の浸水で約1.6km/時、ひざから腰までの浸水で約1.1km/時になることなどが分かった。

また水害時の危機管理に応用可能なように、避難所要時間を推計する手法を提示し、その一例として著者が提案した手法を採用した「関川水系洪水ハザードマップ」を示した。

キーワード：関川、水害、避難、避難行動、避難速度、避難路、危機管理、ハザードマップ、氾濫解析

- 1) 現 アジア開発銀行
- 2) 現 東北地建湯沢工事事務所
- 3) 現 (株)コスモクリエーション

参 考 资 料

参考資料1：フロンティア堤防の設計への応用

現在建設省ではフロンティア堤防の整備を推進中である。スーパー堤防が洪水の越水に対して「壊れない」堤防であるのに対して、フロンティア堤防は洪水の越水に対して「壊れにくい」堤防であると定義される。すなわち、フロンティア堤防の施設設計にあたっては、越水に耐えられる時間が設計条件の一つとなるのである。この時間は堤防の構成要素である土ばかりでなく、シートやブランケットなどの製品等の耐久性能の他、越水に伴う氾濫により浸水被害を被る住民が安全に避難できるかどうかといった住民の安全性から見た時間も加味されなければならない。

この時間をここでは「避難が可能な所要時間」と称し、既存の避難アンケート調査及び氾濫解析結果などを用いて、推計している。推計にあたっての基本的な考え方は、避難先まで氾濫水が到達するまでの時間と避難先において避難が困難になる水深（50cm）に浸水が上昇するまでの時間の和を「避難が可能な所要時間」としている。そして、この時間範囲内に避難先まで避難できれば、安全な避難が実行できるというシナリオである。避難時間の推計にあたっては、いくつかの仮定が必要となる。ここで、推計に必要な以下のデータについて

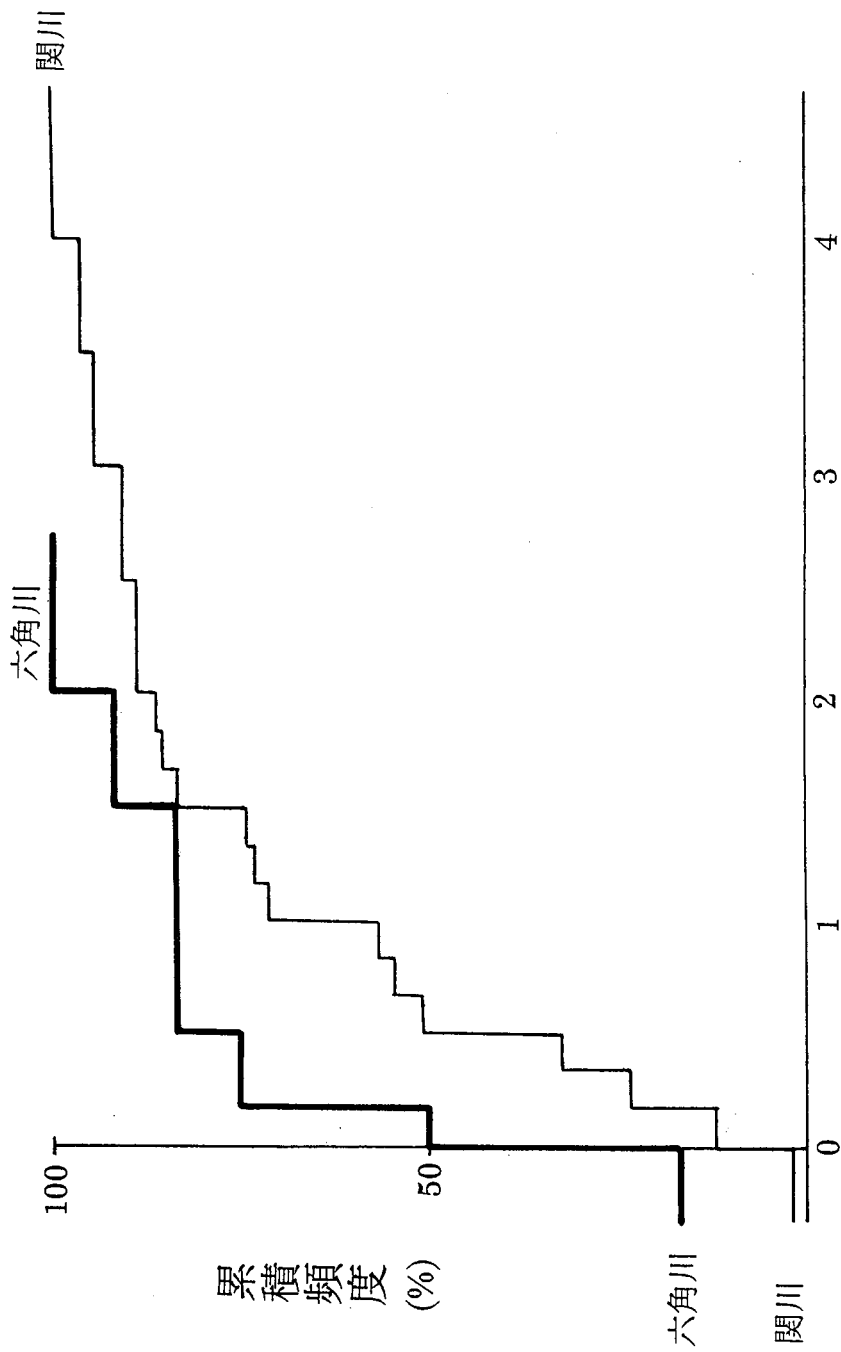
- ・ 標準的な避難開始までの時間、避難速度←関川水害のデータ
- ・ 標準的な避難距離←既存の避難アンケート調査結果
- ・ 避難が可能な所要時間←A川破堤に伴う氾濫解析結果

のデータを用い、計算を行った。

推計の結果は別紙に示す通りであり、検討の結果、越水が始まってから2時間20分あれば、500m離れた避難先まで安全に避難できることが分かった。すなわち、避難の安全性から見たフロンティア堤防の越水に対する耐久時間は余裕を見て、3時間考えておけば十分であると言える。

避難が完了するまでの時間

- ・過去の避難実績等から見て、避難行動が完了するまでに要する時間を安全側で検討した。ここでは、計画高水位を超えた（越水開始）時点で避難命令が出されて、命令は瞬時に各世帯に伝達されるものと仮定した。避難速度（徒歩）、避難先までの距離も安全側の値を採用している
 - ・避難実績^{*1}から見て、避難命令を受けてから家を出発するまでに要する時間は概ね2時間以内（約9割の住民が2時間以内に避難行動開始）である→図-I
 - ・越水に伴う浸水深は越水箇所近傍を除いて50cm以下であると考えられるから、関川の調査結果より避難速度（徒歩）は1.6km/時であるので、500m離れた避難先^{*2}に到達するまでの所要時間は19分となり、遅くとも2時間20分以内に避難は完了できることになる→図-II~IV、表-I
 - ・一方、A川の計算結果^{*3}より求めた避難が可能な所要時間^{*4}は、破堤箇所から500m地点で18分であり、避難先まで概ね安全に避難することが可能となる→図-V
- *1：避難実績は関川（平成7年9月）、六角川（平成2年7月）の調査結果より求めた。サンプル数は関川（避難者108名）、六角川（同12名：救助者を含む）である
- *2：長崎水害（長崎市：昭和57年7月）、大和川水害（松原市：昭和57年8月）、関川水害における調査結果では、避難先は自宅から500m以内がほぼ8割であった
- *3：A川における工実規模の洪水（昭和41年6月波形、超過確率1/150：ピーク約2,200m³/s）に伴う破堤氾濫（9k左岸）の氾濫流の拡散状況を土研式二次元不定流モデルにより再現した「ハザード・シミュレータ」の結果を用いた
- *4：避難が可能な所要時間＝破堤してから氾濫水が到達するまでの時間＋浸水深が50cm（避難可能水深）になるまでの時間



図一 I 避難命令を受けてから家を出発するまでの時間 (hr)

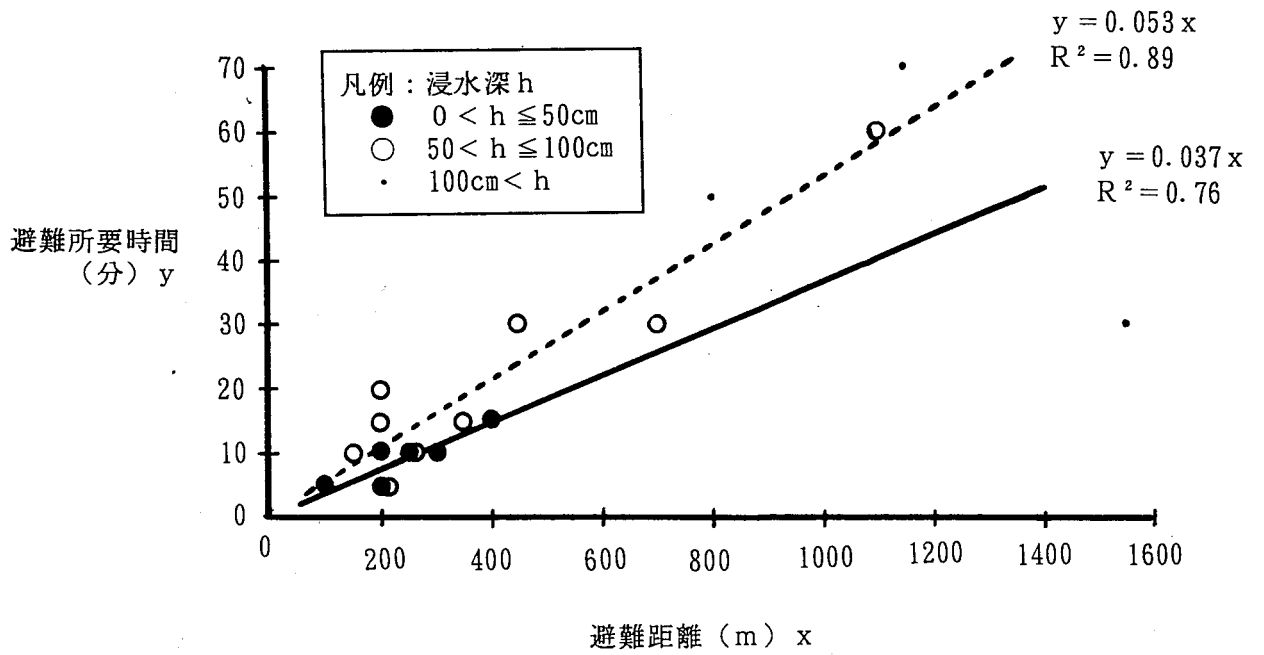


図-Ⅱ 避難距離と避難所要時間との関係（関川）

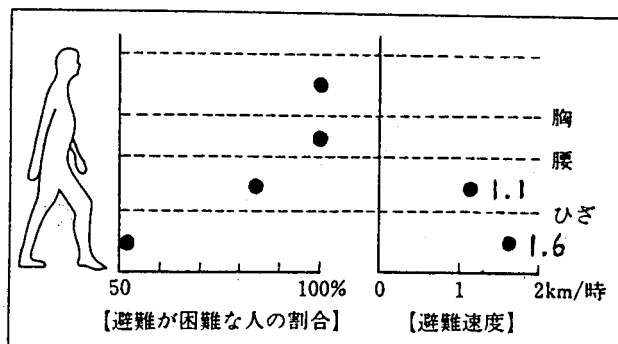


図-Ⅲ 避難の困難度及び避難速度（関川）

表-I 避難先*までの距離

距離	0~100m	100~500m	500~1000m	1000m~
長崎水害：長崎市	43.8%	43.8%	7.9%	4.5%
大和川水害：松原市	21.8%	60.9%	6.9%	10.3%

距離	0~200m	200~500m	500~1000m	1000m~
関川水害：上越市 新井市	8.7%	65.2%	8.7%	17.4%

*：避難先とは公的な指定避難所以外に、知人・親戚の家も含む

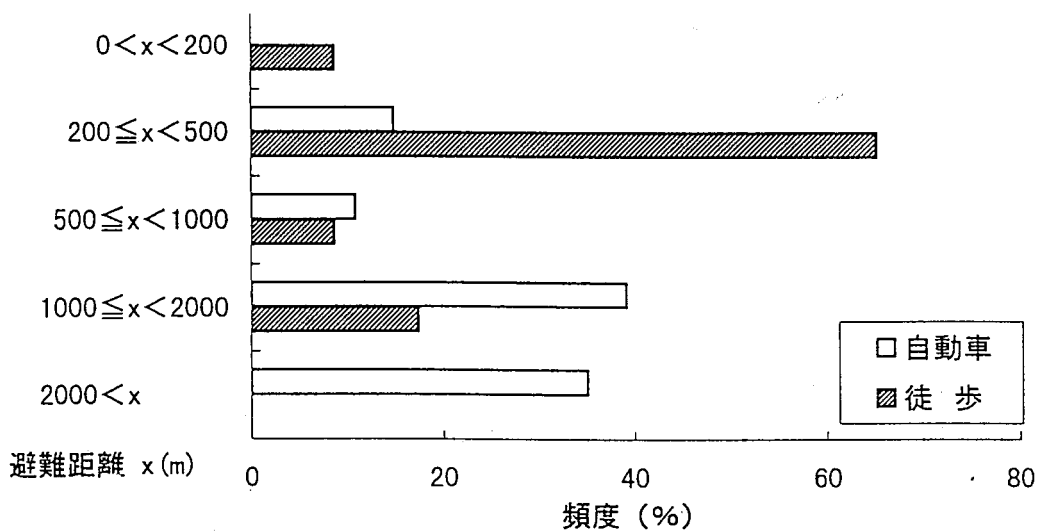


図-IV 避難距離の分布 (関川)

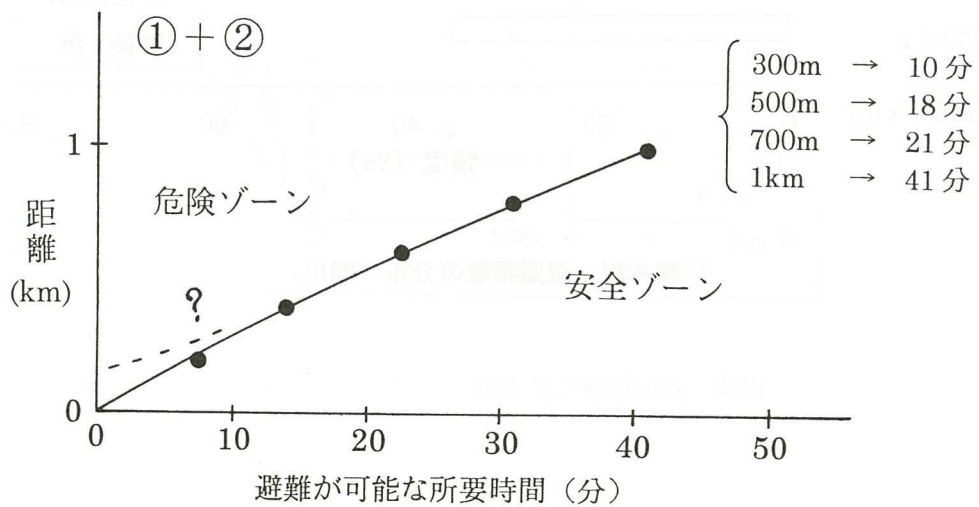
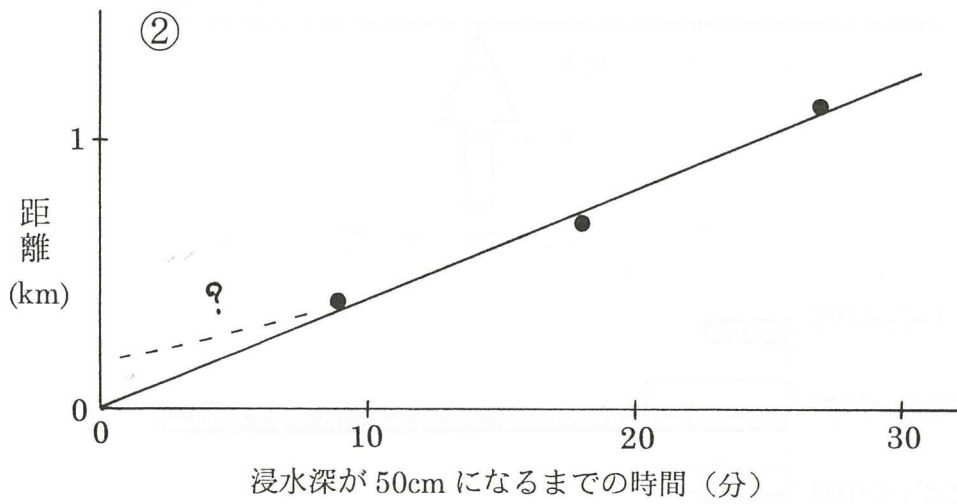
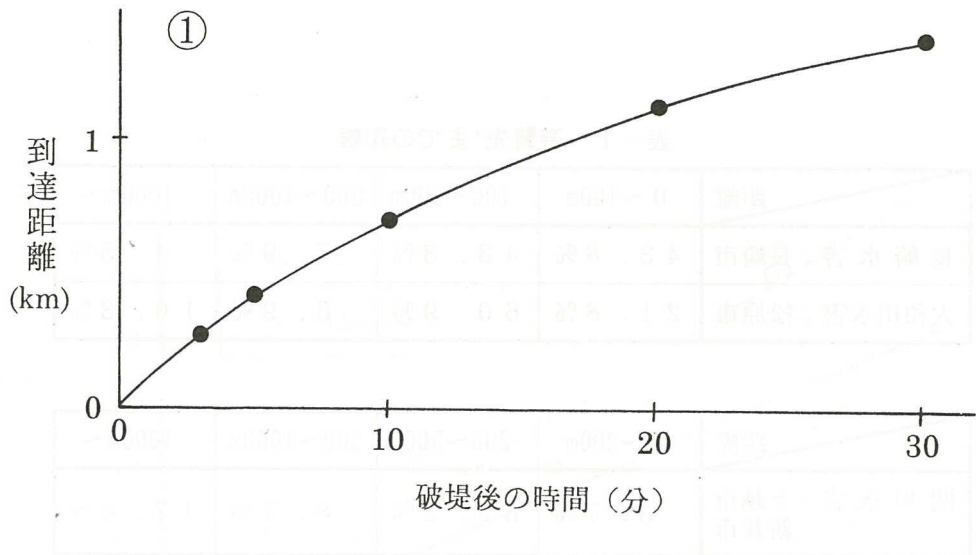


図-V 破堤地点からの距離と避難が可能な所要時間 (A川)

避難情報に関するガイドライン

令和3年5月

内閣府（防災担当）

関連情報⑧：警戒レベル4相当情報の発表から災害発生までの目安の時間

以下は、警戒レベル4相当情報の発表後、どの程度で災害が発生するかの目安の時間を災害種別ごとに可能な限り一般化して整理したものである。目安の時間はその時々によって異なり、また災害種別毎にも異なるため一概には言えないものの、基本的には2～3時間程度で、状況によりさらに短時間しか確保できない場合も想定される。つまり、警戒レベル4避難指示の発令後も同様に、2～3時間程度あるいはさらに短時間で災害が発生する又は暴風により避難が困難になる可能性があると考えられ、この短い時間内に居住者等は自宅・施設等から指定緊急避難場所等への避難先に立退き避難する必要がある。

このことを、居住者等はもとより、市長村においても十分に認識したうえで、避難の実効性を高めていくことが必要である。

なお、この時間を長くするためにより早いタイミングから警戒レベル4相当情報の発表を行うこととした場合、警戒レベル4相当情報の発表頻度が高まり、いわゆる「空振り」が頻発してしまうおそれがある。

[洪水（洪水予報河川、水位周知河川）]

氾濫危険情報（警戒レベル4相当情報[洪水]）の発表の基準となる「氾濫危険水位（レベル4水位）」は、避難に要する時間（リードタイム）に上昇しうる高さの分だけ堤防天端高から引いた高さである。このリードタイムを何時間にするかは沿川市町村と河川事務所等の間の協議により定められ、長すぎても氾濫危険情報の発表頻度が高くなり過ぎることから、数時間程度で設定されることが多い。つまり、水位上昇が早い場合には氾濫危険情報発表後から最短で数時間以内に堤防天端高に水位が到達し氾濫が開始する可能性があるということである。

[土砂災害]

土砂災害警戒情報（警戒レベル4相当情報[土砂災害]）は、土壌雨量指数が、命に危険を及ぼす土砂災害がいつ発生してもおかしくない状況を想定して設定した発表基準に、約2時間後に到達する予測がなされたときに発表される。つまり、土砂災害警戒情報発表後から概ね2時間で命に危険を及ぼす土砂災害が発生する可能性があるということである。ただし、雨量が予測よりも急激に増加した場合には、結果として約2時間後よりも早い段階で発表基準を超過することもある。

[高潮]

高潮警報（警戒レベル4相当情報[高潮]）は、高潮により命に危険が及ぶおそれがあると予想される場合に、暴風が吹き始めて屋外への立退き避難が困難となるタイミングも考慮して、暴風が吹き始める3～6時間前又は潮位が高潮警報基準を超える3～6時間前に発表される。また、高潮特別警報（警戒レベル4相当情報[高潮]）は、数十年に一度の強度の台風等により高潮になると予想される場合に高潮警報を高潮特別警報として発表される。つまり、高潮警報又は高潮特別警報発表後から数時間で高潮からの避難が困難となる可能性があるということである。（次頁の図表形式の警報・注意報を参照されたい）