

越流水による堤防の破壊特性 その3

The Characteristics of Failure of Embankments by Overtopping (3)

建設省 土木研究所 正会員 須賀堯三
同 上 石川忠晴
同 上 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、僅少な越水によって破堤しないように既存堤防を強化することが望まれている。そこで土木研究所では昭和54年度より実大に近い堤防模型を用いた越水実験を行い、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. 越水堤防の設計条件

通常の土堤防を補強することにより或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あり、多くの人がその必要性を指摘している。しかし越水堤防が施工された例は限られており、その姿、効果、導入方法等は今のところ定まっていない。

完成した河川堤防は計画高水位以下の流水を河道内におさめるように造られている。したがって越水が生じるのは（特別な場合以外は）計画規模以上の出水においてであり、この様な場合の洪水防御方法を規定するのは今のところ無い。加えて、現在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目標に対してわずかに57%であり、この段階で計画以上の洪水に対処するための工法を施すのは或る意味では“ぜいたくな堤防”と言えなくもない。したがって越水堤防の設計条件には“ぜいたくがどこまで許容されるか”という事も関ってくる。思うに“ぜいたく”というのは多分に心理的なもので、適当な値段で適当な效能のある製品を目の前に出されて始めて「これは良さそうだから家計は多少苦しくなるかも知れないけれど買っておこうか」というようなものであろう。そこで本研究では設計条件をひとつに定めずに、値段と效能がマッチし消費者の心理にアピールしそうな幾種類かの製品を開発することとした。

まず外力の範囲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。（破堤した事例では越水時間の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。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8割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

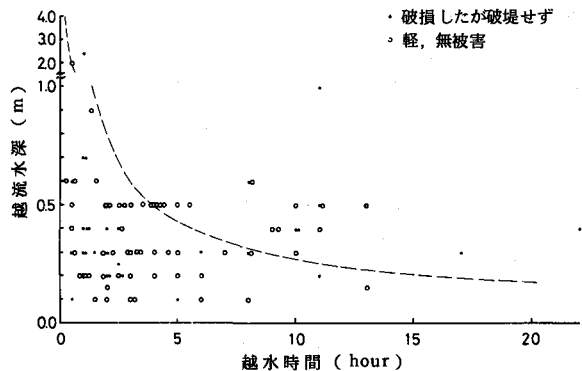


図1 外力の分布（最大越流水深と越水時間）

目安とした。

しかし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。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 5 m、長さ 22.3 m、最大深さ 4.5 m の水路を製作した。(図 2) 給水は図の左側のパイプから上流水槽を通り、鋭縁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 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、平面図に点線で示す位置に厚さ 40 cm の隔壁を設けた。したがって実験 No. 5 以降は幅 2.3 m、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毎に多少異なるが、大略の数値は次のとおりである。堤高 2.5 m、天端幅 4.0 m、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 1 m 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過程を記録した。

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 No. 11 では何も保護工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 1 m 程度下がった位置と裏法尻付近の 2 ケ所で始まる。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

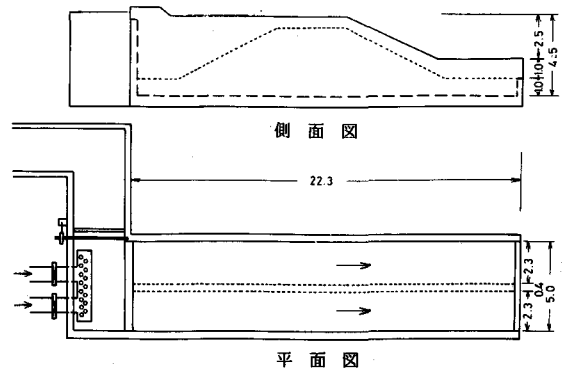


図 2 実験施設

No.	設置状態	堤体土	mあたり費用 (円/m)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$)	通水時間 (分)	実験結果
1	全面芝張	関東ローム	25000	0.26	6.5	ほとんどなし
				0.40	9	天端崩壊
2	裸	小貝川土砂	(60000)	0.40	4	天端崩壊
3	天端アスファルト	#	10000	0.40	3.3	天端下貫通
4	裏のり蛇籠	#	32000	0.40		天端が徐々に削られて下がる。
5	全面防水マット	#	10000	0.86	3.5	マットがすぐ割れて、あとはNo.2と同じ。
6	全面凸型連節ブロック	#	82000	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	#	120000	0.56	10	ほとんど変化なし。
				0.86	13.2	30分、60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	#	60000	0.56	3.8	裏のり崩壊
				0.86	1.6	天端下貫通
10	全面空石張	#	35000	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	(60000)	0.21	5	徐々に崩壊
				0.56	2	天端崩壊
				0.86	0.5	

表 1 実験条件

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。その後次第に天端が消失してゆくが、この過程ではクラックの進展にともない土塊が間欠的に崩落する。

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内の圧力変動を抑える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しくないと言える。

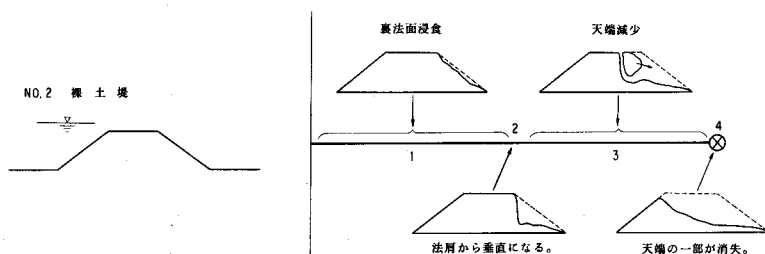


図3 裸土堤の破壊過程

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、期待通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)

天端到5cm厚の粗粒度アスコン舗装を2層施工した。単位幅流量は $0.4 \text{ m}^3/\text{s.m}$ である。

破壊過程を図4に示す。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破壊速度は極端に小さくなる。その後は舗装の下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 $0.4 \text{ m}^3/\text{s.m}$ 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とともに天端も下がり約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 $0.56 \text{ m}^3/\text{s.m}$ 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。)こののち単位幅流量 $0.86 \text{ m}^3/\text{s.m}$ としたところ16分後に舗装面のすぐ

5-4 全面平型連節ブロック (No. 7)

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。

Figure 1 illustrates the progression of a landslide over a road, showing the state of the road and the landslide area at different time intervals. The diagrams are labeled NO. 3 through NO. 7, corresponding to the time intervals 10, 30, 42, 54, 60, 70, and 90 minutes.

The diagrams show the road and the landslide area. The road is represented by a horizontal line, and the landslide area is represented by a shaded region. The diagrams show the landslide area expanding and eventually reaching the road.

The legend indicates the unit flow rate (単位幅流量) in $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$:

- 0.4 $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ (dashed line)
- 0.56 $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ (solid line)
- 0.86 $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ (thick solid line)

The time intervals shown are 10, 30, 42, 54, 60, 70, and 90 minutes.

図4 保護工の破壊過程

6. 考察

6-1 各保護工の強度、問題点等

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掘撈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高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。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

方が容易で且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、法面の抵抗の軽減が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到る時間を見ると、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 1.5~2m 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或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

初めに述べたように、越水堤防の導入を考える際に費用と効能の関係が重要な要素となる。効能とは被害軽減の度合いであるが、これには将来の洪水波形、堤内地利用状況、堤防強度等が関わってきて簡単に算定するのは難しい。そこでこの議論は別の機会に譲るとして、ここでは費用と強度との関係のみを述べておく。

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 60cm, 越流時間 3 時間)を総越流量に換算すると約 10,000 m^3/m となる。また何も被覆を施さ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 万円/m であった。

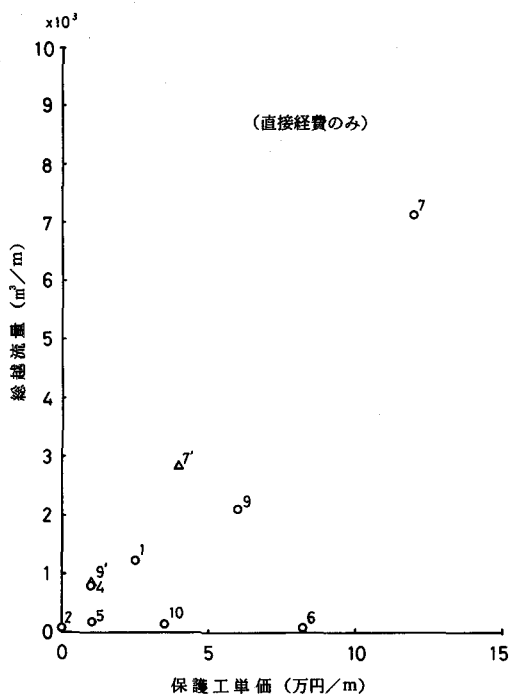


図 5 費用と強度

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。また堤防の大きさによって当然この関係は変わってくる。すなわち保護工単価は堤防スケール l に比例する。一方盛土に要する費用は l^2 に比例するので、大堤防では相対的に安価になると言える。しかし同時に強度も落ちると思われるので、図5のみから一般的結論を引き出すことはできない。この図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様々であろう。仮りに先に述べた設計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有ると言える。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。今後は第6章に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。特に現計画に対しても堤防完成度が半分強であることからして、現実の堤防の状態及び現在の堤防計画と耐越水計画をいかに整合させるかという点が重要となろう。

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