

2014 年度（第 50 回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 14-A-4

河川堤防の決壊と対策技術

京都大学 教授

中川 一

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2014 年 8 月

河川堤防の決壊と対策技術

River Embankment Breach and Its Countermeasure Technologies

中 川 一

Hajime NAKAGAWA

1. はじめに

我が国の国土面積 37.8km² の 10%にあたる低平地に、人口の 50%が住み、財産の 75%がここに集中していると言われている。東京、大阪、名古屋の大都市はこのような低平地に立地しており、社会経済活動の中核である。この低平地は主として「河川堤防」により洪水から守られている。この「河川堤防」は長大な構造物であるため、経済性、材料調達容易さ、復旧のし易さ、耐久性等の観点から、「土」でつくることを原則としている。世界各国でも同様で、私たちの命と財産は、この「土」でできた堤防、いわゆる土堤で守られている。この土堤が決壊すると大規模な洪水氾濫が生じて都市の機能はマヒし、被害が世界各国に波及することは容易に想像できる。

堤防から川の水があふれない場合には、堤防の世界に水工学の出る幕は少ない（河川流による堤体の侵食や洗掘等は水工学の研究分野）。パイピングやすべりに対する安全性の検討が主であり土質工学や地盤工学の分野にお任せの世界である。しかし、一旦「想定外の洪水」（超過洪水）が生じると、堤防から河川水が溢れて流れ出す。「土砂」でできている堤防や基礎地盤は、越水する流れで侵食されたり洗掘されたりして、破堤に至ることがある。そうなると水工学にも出番がある。

IPCCの報告にあるように、気候変動による外力の増大化、強化が指摘されている中で、昨今、破堤氾濫による災害が少なからず発生している。越水によるもの、浸透によるもの、侵食によるもの等、原因はさまざまであるが、浸透によるパイピングやすべり、河道流による堤外地の侵食については近年安全性照査法が導入されて、補強対策の優先度を検討したり対策方法を検討したりする際に利用されている（国土技術研究センター、2002、204）。しかしながら、越流による破堤のメカニズムは十分には解明されておらず、また、現行の河川管理施設等構造令（以下「構造令」（政令）という）では「計画高水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」ことを堤防構造の原則としているため、超過外力に対して越流による決壊を生じさせないような堤防構造の指針とか対策は高規格堤防を除けば通常の堤防では定められておらず、越水に対して決壊しないようなあるいは決壊しにくいような堤防設計ができる段階ではないことが、越水破堤に対する堤防強化がなかなか進まない一因ではないかと思われる。

一方で、堤防から河川水が溢れることを前提として、ソフト対策で「人の命は守る」といった流域治水の考え方が唱えられているが、溢れれば破堤の危険性は高まるために堤防強化は必須であるが、どのような対策でどの程度堤防強化が図られるのかほとんど分かっていない。

河川堤防は地震動による液状化等でも被災するし、津波の河川遡上による侵食でも被災することは平成 23（2011）年の東北地方太平洋沖地震で経験してよく知られていることである。河川堤防の健全性は洪水のみならず地震外力に対しても担保されなければならず、多くの研究分野の英知を結集して強化対策を図る必要がある。

以上のように、河川堤防が決壊する誘因が複数あり（洪水、地震、津波など）、また、それによって破堤に至る原因も多岐にわたっていることから、ここでは、水工学的に重要であると考えられる河川洪水の越水による破堤に焦点を絞り、破堤のメカニズムについて簡単に述べるとともに、破堤現象のシミュレーション手法について、著者らの研究成果を参考にしながら紹介するとともに、越水破堤に対する堤防強化対策について述べてみたい。

2. 河川堤防について

沖積平野に住居を構え、そこで生産活動をするには、生命と資産を洪水から守る堤防の建設が必須である。淀川流域では約1,600年前に、茨田（まんだ）の地の住民が幾度となく洪水で苦しんでいる様子を見て、仁徳天皇が堤防を築かせたと記紀に示されているのが、我が国で最初の堤防建設の記録だと言われている。茨田堤の位置については諸説があるが、現在の門真市内にある堤根（つつみね）神社境内に「茨田堤」の史跡を見ることができる（国土交通省淀川河川事務所ホームページ）。

その後は豊臣秀吉が伏見城の築城に伴い、巨椋池に直接流れ込んでいた宇治川の川筋を北側に付け替えた際に築いた「太閤堤」（図-2において、宇治から向島までの「槇島堤」、宇治から小倉までの「藪場堤」、小倉から向島までの「小倉堤」の長さ12kmにわたる堤防の総称）や、同じく豊臣秀吉が1594年に毛利輝元、小早川隆景、吉川広家の諸大名に命じて淀川左岸に築かせた「文禄堤」（現在の大阪府枚方市から大阪市長柄までの全長約27kmに及ぶ堤防で、堤防上に伏見城と大坂城を結ぶ道路を造らせた。現在も京街道としてその名残がある（淀川資料館ホームページより））がこの時代の堤防としてよく知られている。江戸時代に入って、利根川の東遷事業や大和川の付け替え工事などで長大な河川堤防が築かれ、その後、洪水のたびごとにこれらの堤防を嵩上げし、腹付けを繰り返してきた歴史的河川構造物が現在の堤防である。



図-1 堤根神社境内にある史跡「茨田堤」（<https://www.yodogawakkrr.mlit.go.jp/know/rekisi/kakawar.html>）



図-2 豊臣秀吉による太閤堤（巨椋池干拓誌，1981）

2. 1 河川堤防の現状

計画高水流量に応じて確保すべき堤防の基本形状（高さ、天端幅、法勾配など）が構造令で規定されている（形状規定方式）。小段のある従来の標準的な堤防断面を図-3に示す（国土交通省近畿地方整備局）。このような形状規定方式による堤防の設計は、簡便で効率的であり、長年の経験を踏まえたものであることから、堤防整備の基本としてこれまで十分に役割を果たしてきたといえる。一方、堤防の洪水に対する安全性を評価するのは結構難しく、対策法の検討等のためには、堤防の設計においても一般の構造物の設計法と同様、外力と耐力の比較を基本とする安全性照査法の導入が強く求められた。その結果、「河川堤防の構造検討の手引き」が平成14（2002）年7月に財団法人国土技術研究センターから出され、浸透、侵食、地震に対する堤防の性能照査方法の基本的な考え方や手順が示されるに至った（2012年2月に改訂されている）。

ところが、平成16（2004）年には梅雨末期の集中豪雨や上陸数が10個に及んだ台風による豪雨等により全国各地で破堤氾濫が発生するなど、破堤氾濫がその後も頻発した。そして、平成24（2012）年7月に発生した九州の豪雨災害で矢部川の堤防が決壊したことを受けて、国土交通省が全国109の一級水系の国直轄の河川堤防を緊急点検した。その結果、直轄河川堤防延長13,400kmのうち、洪水等

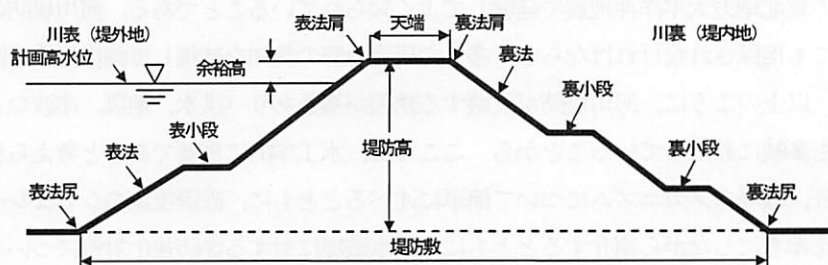


図-3 従来の標準的な堤防断面形（現在は原則として1枚法）

に際して水防上特に注意を要する箇所、又はそれと同程度の箇所を抽出したところ、堤防の点検が必要な延長は9,200kmもあり、その中で対策が必要な堤防の総延長は約2,200kmに及ぶことが分かった。対策が必要となった原因と堤防延長の内訳は、①浸透：約600km（過去の漏水実績箇所等、浸透により堤防が崩壊する恐れがある箇所）、②パイピング：約600km（旧河道跡等、パイピングにより堤防が崩壊する恐れがある箇所）、③流下能力不足：約1,500km（堤防天端高さが局所的に低い等、当面の整備目標に対して流下能力が不足している箇所）、④河岸侵食・洗掘：約200km（河床が深掘れしている箇所や水衝部等、河岸侵食・護岸欠損の恐れがある箇所）であるなお、対策の内訳の延長の総和は

2,900kmであり、要対策延長2,200kmを上回っているが、これは対策内容が重複していることによる（国土交通省HP1）。

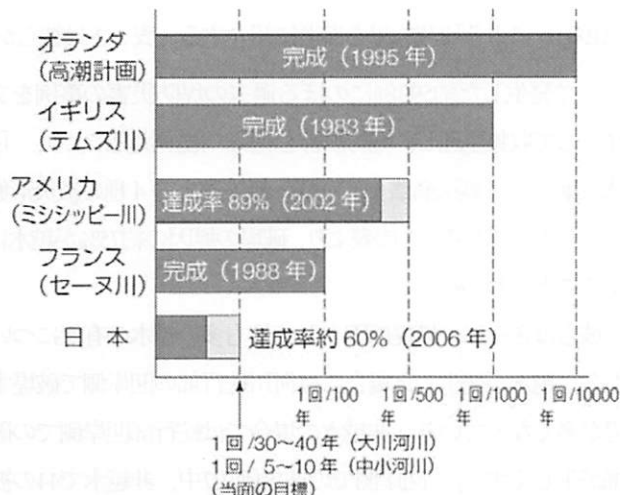
堤防の完成度を含め、わが国の河川整備の状況は、図－4に示すように先進国の河川の整備状況に比して進捗率が極めて低い。このような状況にあつて、現在の治水水準を上回る洪水が発生すると、越水等により破堤氾濫災害が発生する危険性が極めて高くなる。そこで現在、国や都道府県では河川整備計画を策定し、今後20～30年以内に整備が完成するよう河川整備を進めているところである。

2. 2 破堤の原因

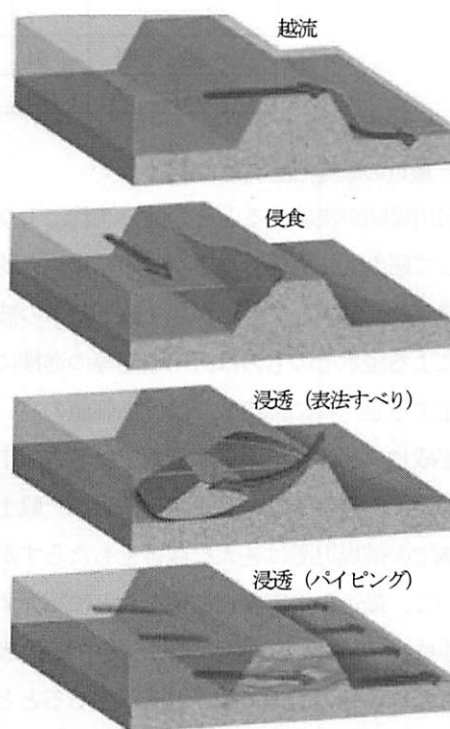
堤防決壊の原因はこれまでの破堤の事例やその分析から概ね以下の4つに大別できる。

- ① 越流：河川の流下能力不足等により、河川水位が堤防天端標高を上回り、堤防の上を河川水が乗り越えて流れること。この流れが堤防天端や裏法面などを侵食して最終的に破堤に至る。
- ② 侵食：河川流による強いせん断力によって川表側の堤体が侵食・洗掘されること。洗掘が進行して堤体断面が減少して破堤に至る。
- ③ 浸透：堤体内に河川水や雨水が浸透すること。これによって堤体が不安定になって裏法や表法が滑って破堤に至る。また、河道内水位が急激に低下し、堤体内に取り残された浸透水の影響で表法が滑って破堤することもある。さらに、浸透により堤体内の浸透圧力が高まると、透水性の高い砂層で水みちが形成され、その層の細粒土砂が移動するのに十分な動水勾が生じると、水みちに沿って土砂が輸送される。この現象がパイピングであり、これが進行して堤防決壊に至る。
- ④ 堤防に付帯した構造物周辺の侵食・浸透・漏水等：堰や樋管などの河川横断構造物や、河川改修時に仮設した河川を横断する矢板等の周辺で局所洗掘や漏水が発生すること。局所洗掘や漏水が拡大して破堤に至る。

上記①～④のどの原因によって破堤したか、あるいは堤防が被災したかは、被災時の状況が十分観察されない場合が多いため、明確には特定出来ない場合が多いと考えられる。どのような原因で堤防が被災したのかを統計的に調べた最新のデータが入手できなかったため、ここでは少し古い資料ではあるが、吉野・村本



図－4 河川整備の進捗率（国土交通省資料）



図－5 破堤の原因

(<http://www.zina-studio.com/p489212137/h1834C228#h1834c228>)

(1986) による研究成果を参考に紹介する。表－1は彼らが洪水に

表－1 被災形態別分類

よって発生した約590例にのぼる過去の堤防災害の事例を文献調査を主体として収集整理し、堤防被害を堤防の破損状況により、「破堤」、「表法決壊」、「裏法崩壊」、「軽・無被害」の4種の被災形態に大別して示したものである。この表より、破堤の原因の約75%が越水によるものであることがわかる。

被災形態	越水	非越水	計
破堤	183	62	245
表法決壊	26	184	210
裏法崩壊	19	37	56
軽・無被害	78	0	78
計	306	283	589

彼らはさらに、破堤原因として最も多い越水の有無について河道状況と被災形態を表－2のようにまとめている。この表から、越水が発生した場合には河川蛇行部の凹岸側で破堤するケースが最も多く、ついで橋梁の上流や蛇行部凸岸側での破堤が多くなっている。非越水の場合では蛇行部凹岸側での破堤が多い。河道の蛇行部凹岸側では湾曲流のために基礎部の洗掘が生じやすく、凹岸側での被災例107中、非越水で44の被災例（破堤13、表決壊31）のうち24例は河道流の偏流による基礎洗掘に起因しているものと考えられている。なお、河川堤防やその被災原因等については中島（2004）や吉川（2011）に詳しいのでこれらを参照願いたい。

表－2 被災形態と河道状況

形態 河道状況	越 水				非 越 水			計
	破堤	表決壊	裏決壊	無被害	破堤	表決壊	裏決壊	
蛇行部（凹岸）	40	3	3	13	13	31	4	107
蛇行部（凸岸）	11	0	0	0	3	2	2	18
横工上流	4	2	0	1	5	7	0	19
横工下流	8	2	0	2	3	15	0	30
橋梁上流	19	2	4	9	1	5	0	40
橋梁下流	7	1	0	5	1	2	0	16
その他・不明	94	16	12	48	36	122	31	359
計	183	26	19	78	62	184	37	589

3. 最近の破堤氾濫災害の事例

河川堤防が決壊するとその強い流れにより家屋流失の危険性が生じ、氾濫水量も越水氾濫あるいは溢水氾濫の場合に比して圧倒的に大きくなる。その結果、人的および物的被害も大きくなる。統計的には破堤等による浸水面積そのものは経年的に減少しているが、1ha当たりの被害額である一般資産水害密度は近年特に急増しており、これは破堤や越水等による浸水そのものは河川整備等の進捗により減少してきているものの、一旦破堤氾濫や集中豪雨による内水氾濫が発生すると、特に都市域では付加価値の高い一般資産の被害が増加していることを示している。

平成12（2000）年の東海豪雨では名古屋市内を流れる新川の堤防が浸透が原因で破堤して多大な被害が発生したが、愛知県での被害では一般資産の被害が一般土木施設被害に比して圧倒的に大きかったと言われている。このように、都市域での破堤氾濫は甚大な被害をもたらすが、ここでは破堤災害の実態について、最近の災害調査結果をもとに紹介する。

平成16（2004）年、梅雨末期の集中豪雨で新潟県の五十嵐川や刈谷田川をはじめ各地の河川で破堤氾濫が生じるとともに、この年は観測史上最大となる10個（1951～2003年の53年間の平均上陸個数は2.8個）の台風が日本に上陸し、これらがもたらした豪雨によって全国各地で洪水氾濫災害が発生した。これらの水害で、全国で233名もの死者・行方不明者が生じ、年齢が判明している194名の内の119名（61%）が65歳以上の高齢者であったことが特徴的である。ここではまず、梅雨末期の集中豪雨で破堤氾濫災害が生じた福井県の足羽川の事例と、台風23号の豪雨で発生した洪水によ



図－6 足羽川左岸福井市春日1丁目付近での破堤の状況（2004年7月18日14:30頃、国土交通省近畿地方整備局）

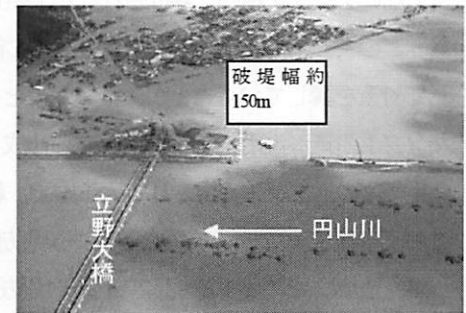
り兵庫県の円山川で起こった破堤災害の事例を示す（寶ら，2011）。ついで，平成24（2012）年7月に九州の矢部川で発生した破堤災害の事例を紹介する。

図－6は福井市内を流れる足羽川（福井県管理の一級河川）の左岸堤防が平成16（2004）年7月18日の洪水で54mにわたり決壊した様子を示したものである（国土交通省近畿地方整備局提供）。破堤の原因については，堤防および地盤の調査，越水洗掘破壊に対する照査，浸透破壊の検討，飽和・不飽和浸透流解析，すべり破壊の検討，限界動水勾配によるパイピング破壊の検討，および土－水連成地盤解析による堤体変状の検討などを行った結果，2時間弱越水が続いたため，越水による侵食（洗掘）破壊と浸透による脆弱域の発生が複合的に作用し，局所的な破壊が進行して破堤に至ったと考えられた。この結果，死者は生じなかったものの，越水・破堤により約260haが浸水した。越流の主要な原因は，この付近の洪水流下能力約1,300m³/sを越える約2,400m³/sの洪水が流下したことによる。なお，橋梁，河道内仮設物，足羽川への内水排除，橋梁のピアによる流木等の堰止めなどが原因で水位上昇したことも確認されている（足羽川洪水災害調査対策検討会，2004）。

平成16（2004）年10月20日23時30分頃，台風23号がもたらした豪雨により兵庫県を流れる円山川（国管理の一級河川）の支川出石川の鳥居橋左岸上流（引原）および円山川本川立野橋右岸上流（立野）で破堤し，洪水氾濫災害が生じた。図－7は約150mにわたり破堤した円山川本川の立野付近の様子を示している（国土交通省近畿地方整備局提供）。立野地点および鳥居地点の現況流下能力はそれぞれ3,900m³/s，600m³/sであるのに対して，この洪水ではそれぞれ4,200m³/s，1,000m³/sの流量があったと推定された。破堤原因については，ボーリング調査や室内試験による土質調査，その結果を基にした浸透流解析と法面安定解析，裏法面が崩落した場合の安全率の変化，洪水流解析による越水深評価，越流による破堤危険度評価等，種々の詳細調査や解析が実施され，その結果，引原での破堤の原因は，「越流による裏法面侵食」により破堤したものと推定された。また，立野での破堤の原因は，「越流による裏法面侵食」の後に「浸透」が加わる複合的要因により破堤したものと推定された（円山川堤防調査委員会，2005）。

平成24（2012）年7月14日の未明から昼ごろにかけて九州北部で豪雨が発生し，矢部川流域の黒木，紅葉の両雨量観測所では，1，3，6，および9時間のいずれの降水量も観測史上最大を記録し，船小屋水位観測所では観測史上最高水位となった。その結果，矢部川中下流部ではほぼ全川にわたり計画高水位（HWL）を超える出

水となり，直轄管理区間の津留橋直上流の右岸（湾曲部凸岸側）7.3k付近において堤防が約50mにわたり決壊した。堤防決壊の状況を図－8に示す（矢部川堤防調査委員会，2013）。破堤のメカニズムを明らかにするため，詳細な調査と解析が行われた。その結果，以下のような堤防決壊の過程を経たものと推定された。すなわち，①不定流計算によりHWLを5時間以上も上回る高水位となった，②この高水位により基礎地盤砂層の圧力が大きくなり，法尻部で盤ぶくれおよび漏水が生じた，③漏水口から土粒子が噴出し，砂層内土粒子の細粒分が浸透流速により移動，噴出して砂層内に空隙



図－7 円山川立野地先での破堤氾濫
（国土交通省近畿地方整備局）



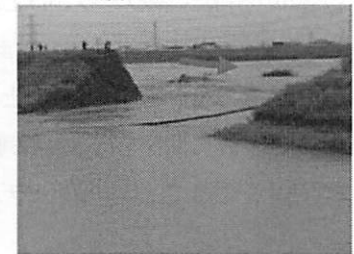
7月14日14：03



7月14日15：05



7月14日15：30



7月14日16：38

図－8 堤防決壊の状況（決壊箇所下流側から撮影：矢部川堤防調査委員会，2013）

ができ、堤体の下への空隙・空洞化が進行した。④この空隙・空洞が大きくなり、堤体を支持できなくなって堤体が沈下・陥没した。⑤堤体が沈下・陥没した結果、そこから高水位状態にあった河川水が集中して流れ出すとともに堤体を洗掘し、決壊に至った。⑥その後、決壊口が拡大し、堤内地下水位と河川水位との差が小さくなって決壊口の拡大は終了した（矢部川堤防調査委員会，2013）。

4. 越流破堤に関する研究

4. 1 研究の背景

河川計画論上、治水水準を越える外力が生じた場合には河川水位がHWLを超えたり、河川水が堤防を越流する事態が当然発生し得る。河川堤防は計画高水位以下の流水を安全に流下させるように設計・維持されるが、HWLを超えればすぐに破堤するように造られているわけでもなく、堤防の内部構造が不均質で過去からの歴史的構造物であることを考えると、十分とは言えないデータを用いて解析された安全照査結果が絶対でもなく、HWL以下の水位であっても破堤したこともこれまでであった。このように、河川計画論上越流が生じ得て、これにより堤防が決壊することが有り得るし、HWL以下でも破堤し得るとして対策を講じておくことが、減災対策としての治水対策を検討し、実践することが重要であると考えられる。その代表的なソフト対策が洪水ハザードマップの作成・公表と言える。今後、気候変動の影響により大型で強い台風の来襲や、豪雨の発生頻度の増加が確実視されている中で、超過洪水を対象とした減災対策としての堤防強化は喫緊の課題と言える。

このような状況にあつて、越流による堤防侵食過程を適切に再現し得る信頼性の高い数値計算モデルの開発は大変重要であつて、決壊までに要する時間の予測や堤防強化対策の効果を適切に評価できるモデルの開発が望まれる。これまで、堤防越流侵食に関する実験的研究は少なくないものの（例えば、吉野ら，1980，須賀ら，1981，藤田ら，1984，建設省土木研究所，1984，辻本ら，2005，奥田ら，2010，島田ら，2011，国土交通省北海道開発局他，2012），数値解析に関する研究事例はそれほど多くない（例えば、Tingsanchal et al., 2001，辻本ら，2002，Wang et al., 2007，後藤ら，2008，Nakagawa et al., 2012，水谷ら，2012，内田ら，2012，奥田ら，2014）し、それらは実用に供し得る段階にあるとは言いがたい。

越水破堤の数値解析モデルの構築を困難にさせている理由として、堤体は完全に飽和しているわけではなく、浸透の進行および越流によって飽和・不飽和の土砂が共存する場での侵食モデルを構築しなければならないこと、実際の堤防の構成材料には、粘土成分を含む比較的に広い粒度を持たせるようになっているが、粘土が含まれることで侵食面は垂直に切り立った時にはオーバーハングし、不規則に粘土土塊の崩落（大変形）と侵食を繰り返しながら破堤口が拡大し、これらの浸透・侵食・崩落の一連のモデル化が容易ではないこと、直接の原因ではないが、モデルの妥当性を検証するに十分信頼に足る大型堤防から得た実験データがほとんどないこと、等が考えられる。

そこで、ここでは非粘着性のほぼ均一な粒度分布を持つ小型の砂質堤防の越水破堤の模型実験を実施し、粘着性に起因する複雑な取り扱いを排除することで問題を単純化して、比較的忠実に土中の流れを含む水理現象を組み込んだ越水破堤の数値解析モデルの開発を行った事例を紹介する（水谷ら，2012）。なお、実際の河川での越水破堤は正面越流ではなく横越流であるが、ここでは数値解析モデルの開発に焦点を絞っているため、問題を単純化して正面越流を対象とする。

4. 2 越流による堤防決壊の数値解析モデル

越水による破堤氾濫の解析には、図-9に示すように①堤体内への浸透流解析、②堤防上の流れの解析、③堤防上の流れによる堤体侵食・堆積の地形変動解析、④堤体の侵食に伴う法面のすべり破壊の解析が必要となる。浸透流解析により堤体内土壌水分量が求められ、土壌水分量とサクシオンとの関係から見かけのせん断抵抗力が評価できる。ここで紹介するモデルは、粒径の大小がこの土壌水分特性の違いに反映され、粒径によって堤体侵食特性が異なることが評価できる所に特

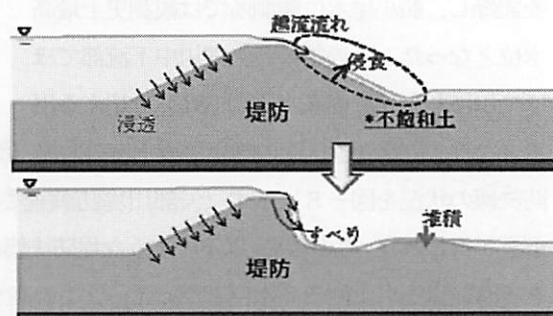


図-9 越水破堤に関わる現象の概念図

徴がある。以下、各解析モデルについて簡単に紹介する。

(1) 堤体内の浸透流解析

非定常飽和・不飽和浸透流解析には次式のRichards式を用い、代表断面の鉛直2次元の解析を行う。

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \quad (1)$$

ここに、ここで、 $C(\psi)$ は比水分容量($=\partial\theta_w/\partial\psi$)、 θ_w は体積含水率、 ψ は圧力水頭、 K_x, K_z は x, z 方向の透水係数である。そして、Richards式を解くのに必要な圧力水頭と含水率および圧力水頭と不飽和透水係数 K の関係式は、次式のvan Genuchten (1980) の式を用いる。

$$S_e = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} 1 / (1 + |\alpha\psi|^\eta)^m & \text{if } (\psi < 0) \\ 1 & \text{if } (\psi \geq 0) \end{cases} \quad (2) \quad K = \begin{cases} K_s S_e^{0.5} [1 + (1 - S_e^{1/m})^2] & \text{if } (\psi < 0) \\ K_s & \text{if } (\psi \geq 0) \end{cases} \quad (3)$$

$$C = \begin{cases} m \{ 1 + (|\alpha\psi|)^\eta \}^{m-1} \eta (|\alpha\psi|)^{\eta-1} \alpha (\theta_s - \theta_r) & \text{if } (\psi < 0) \\ 0 & \text{if } (\psi \geq 0) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 θ_s, θ_r はそれぞれ飽和および残留体積含水率、 α, η は土質試験より与えられる保水性に関するパラメータ、 $m = 1 - \eta^{-1}$ 、 K_s は飽和時の透水係数である。

(2) 堤防上の流れの解析

越流水の流れ計算には水深方向に積分した平面2次元浅水流方程式を用いる。方程式内では水位と水深平均流速が未知数となり、以下に示す x, y 方向の運動方程式および連続式から求められる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tau_{xx}}{\rho} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tau_{xy}}{\rho} \right) \quad (5)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tau_{xy}}{\rho} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tau_{yy}}{\rho} \right) \quad (6)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (7)$$

ここに、 u, v はそれぞれ x, y 方向の水深平均流速、 g は重力加速度、 H は水位、 h は水深、 ρ は水の密度である。また、 $\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{xy}$ は乱れによるせん断力で次式より求められる。

$$\frac{\tau_{xx}}{\rho} = 2\varepsilon \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \frac{\tau_{yy}}{\rho} = 2\varepsilon \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \frac{\tau_{xy}}{\rho} = \varepsilon \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (8)$$

ε は渦動粘性係数で、 $\varepsilon = \kappa u_* h/6$ で与え、ここに κ はカルマン定数(=0.4)で u_* は摩擦速度である。また、底面のせん断力は次式で評価する。

$$\tau_{bx} = \rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \quad (9) \quad \tau_{by} = \rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \quad (10)$$

ここに、 n はマニング粗度係数である。

以上の式を離散化し、SIMPLER法 (Patankar, 1980) を用いて解く。

(3) 堤防上の流れによる堤体侵食・堆積の地形変動解析

堤防上の流れによる地形変動は侵食および堆積速度式と河床の連続式を用いて解析できる。ここでは、サクシヨンの影響を考慮した限界掃流力を組み込んだ非平衡流砂モデルによるpick-up rateとdeposit rateから砂粒子の侵食・堆積量を求める方法(水谷ら, 2012)と、高橋らが平衡流砂量式からのアナロジーを仮定して求めた侵食速度式(高橋ら, 1992)にサクシヨンのよる見かけのせん断抵抗力の効果を考慮した侵食速度式(Nakagawa et al., 2013)と堆積速度式(高橋ら, 1986)を用いた方法とを紹介する。

(a) 非平衡流砂モデルによる侵食・堆積速度式：侵食しながら変化する堤体法面の局所勾配の侵食および堆積へ与え

る影響を考慮するために、地形に沿った砂粒の運動方程式を解く非平衡流砂モデルのフレームワーク（例えば、長田ら、2001）を用い、これにNakagawa et al. (2012) と同様の方法でサクションによるせん断抵抗力の増加を考慮した方法で水谷らは解析を以下のように行っている（水谷ら、2012）。

① pick-up量の計算：各計算メッシュからの単位時間あたり離脱土砂量はpick-up rate p_s を用いて次式のように表せる。

$$V_p = (A_3 d) / A_2 p_s S_p \quad (11)$$

$$p_s \sqrt{\frac{d}{(\sigma/\rho-1)g}} = F_0 G_* \tau_* \left(1 - \frac{k_p \phi \tau_{*c} + \tau_{*suc}}{\tau_*} \right)^{m_p} \quad (12)$$

$$G_* = \frac{\cos \psi + k_L \mu_s}{1 + k_L \mu_s} \quad (13)$$

$$\phi = \frac{\mu_s \cos \theta_b - \sin \theta_b \cos \alpha}{\cos \psi + k_L \mu_s} \frac{1 + k_L \mu_s}{\mu_s} \quad (14)$$

ここに、 d は河床材料粒径、 A_2, A_3 はそれぞれ砂粒の2次元、3次元の形状係数（砂粒を球と仮定するとそれぞれ $A_2 = \pi/4, A_3 = \pi/6$ ）、 S_p は離脱地点メッシュの鉛直方向射影面積である。 p_s は局所勾配の影響を考慮した中川ら(1985)の式にサクションによるせん断抵抗力の増加 τ_{suc} を式(12)のように考慮している。 τ_*, τ_{*c} はそれぞれ無次元掃流力と無次元限界掃流力、 G_* は流れと砂粒の移動方向の影響を考慮する補正係数、 ϕ は局所勾配が移動限界に与える補正係数、 σ は河床材料の密度 ($\sigma/\rho = 2.65$)、 θ_b は河床最大傾斜方向の勾配角、 k_L は抗力と揚力の比 ($=0.85$)、 μ_s は砂の静止摩擦係数 ($=0.7$)、 ψ は河床付近の流速と砂粒移動方向のなす角度、 α は砂粒の移動方向と河床の最大傾斜方向のなす角度である。定数については彼らが飽和土の実験で提案している $F_0 = 0.03, k_p = 0.7, m_p = 3$ をそのまま用いる。

サクションによるせん断抵抗増分 τ_{suc} は、Vanapalli et al. (1996) の研究を参考に、浸透流計算で得られた各点の負の圧力水頭 ψ から次のように求められる。

$$\tau_{suc} = |u_a - u_w| \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi = \rho g |\psi| \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi \quad (15)$$

ここに、 u_a は間隙空気圧、 u_w は間隙水圧で、 $|u_a - u_w|$ はサクションである。

サクションによる見かけのせん断抵抗力を考慮した限界掃流力は、Egiazaroff (1965) による混合砂礫に関する限界掃流力の式を用いれば以下のように表せる。

$$\frac{u_{*c}^2}{(\sigma/\rho-1)gd} = \frac{4}{3C_D} \frac{1}{[5.75 \log_{10} 19(d/d_m)]^2} + \frac{2\tau_{suc}}{C_D \rho (\sigma/\rho-1)gd [5.75 \log_{10} 19(d/d_m)]^2} \quad (16)$$

ここに、 C_D は抗力係数 ($=0.4$)、 d_m は砂粒の平均粒径を表す。右辺第2項がサクションによるせん断抵抗増分である。本研究では一様砂の実験への適用を行っているため $d_m = d$ とすれば、サクションによる無次元限界掃流力 τ_{suc*} を表すと次式のようになる。

$$\tau_{suc*} = \frac{2\tau_{suc}}{C_D \rho (\sigma/\rho-1)gd [5.75 \log_{10} 19]^2} \quad (17)$$

堤体裏法面の越流侵食過程において、越流水により浸透と侵食がほぼ同時に進行していると考えられる。図-10は越流侵食実験の堤体を水路横から撮影したものである。越流水により裏法面が侵食されると同時に越流水が裏法の表面から浸透し、wetting frontが堤体内部へと進行している様子が確認できる。堤体土の粒径によって浸透速度が異なり、粒径が小さい場合は裏法面においてwetting frontと侵食面の間が薄く、浸透の進行によって堤体表層が飽和し、サクションによるせん断抵抗が弱まった後に侵食が進行している様子が確認できる。このような越流侵食現象において、越流水の浸透、堤体土の飽和度を考慮したせん断抵抗の変化、そして飽和層および不飽和土の侵食速度の評価が現象を再現する上で重要であることが分かる。

ここでは、その浸透と侵食の現象を図-11に示すような越流水による浸透と、飽和層と不

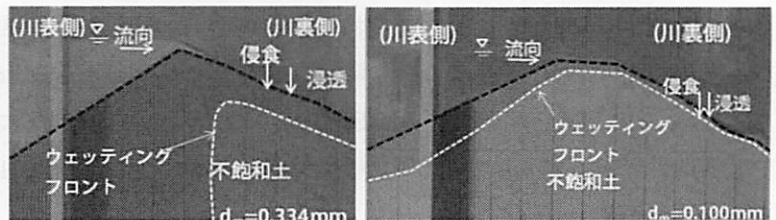


図-10 粒径の違いによる堤体越流時の浸透・侵食特性の違い

飽和土の侵食プロセスの繰り返しとしてモデル化を行った。表層の飽和層とその下に不飽和土が存在し、まず飽和層が侵食され、その次に不飽和層が侵食され、浸透が進む。このプロセスを飽和土と不飽和土の二つのpick-up rate式を用いて評価する。式(12)より不飽和土の侵食量を求め、飽和土は同式でサクシオンによるせん断抵抗増を考慮せずに侵食量を評価する。まず、飽和層の厚さは浸透流解析の結果より評価し、もし表層の解析メッシュが飽和していない場合は、堤防表層において浸透は常に進行して表層にわずかな飽和層が存在していると考え、その飽和層厚 D_s を便宜的に次式で求める。

$$D_s = U_s \Delta t = -K_s \Delta \psi \Delta t \quad (18)$$

ここに、 U_s は飽和層中の水の進行速度、 K_s は鉛直方向の透水係数、 $\Delta \psi$ は圧力水頭差、 Δt は侵食計算の計算ステップである。侵食計算の1ステップにおいて、飽和層の侵食を飽和土のpick-up rateの式で評価し、次式のように飽和層が全て侵食するために必要な時間を算定し、侵食計算1ステップの残りの時間を不飽和層の侵食とする。すなわち、

$$\Delta t_s = D_s / E_{rs} \quad (19) \quad \Delta t_u = \Delta t - \Delta t_s \quad (\Delta t_u \geq 0) \quad (20) \quad E_r \Delta t = E_{rs} \Delta t_s + E_{ru} \Delta t_u \quad (21)$$

ここに、 E_{rs} 、 E_{ru} はそれぞれ、pick-up量から求められる飽和層の侵食速度、不飽和土の侵食速度である。そして、 Δt_s は1ステップ内において飽和層を侵食するために必要な時間、 Δt_u は1ステップ内の不飽和土の侵食に費やされる時間である。計算された侵食速度によって1ステップの侵食高が飽和層内で収まる場合や、飽和層のみ侵食され不飽和土は侵食されない場合、そして、飽和層と不飽和土の両方が侵食される場合がモデル化されることになる。浸透流解析によって堤体表層が飽和状態であれば $E_{ru} = E_{rs}$ とし、飽和土の侵食速度式のみで侵食を評価する。

以上のモデル化により、浸透速度の大きな堤体土の計算では飽和土の侵食に近いものとなり、浸透速度の小さな堤体土の計算では、不飽和土の浸透速度影響を強く受けた侵食プロセスを表現することが可能となる。

②堆積量の計算：後述する運動方程式より計算される砂粒の移動地点における土砂堆積量をstep lengthの確率密度関数を用いて求める。計算メッシュ i から出発した砂粒の移動経路において、離脱から n ステップ後の位置における単位時間あたりの堆積量 $V_{d(n)}$ は次式で計算される。

$$V_{d(n)} = V_p f_s(s_{(n)}) \Delta s \quad (22)$$

ここに、 V_p は離脱地点のpick-up量、 f_s はstep lengthの確率密度関数を表し、 $s_{(n)}$ は離脱した砂粒の移動距離、 Δs は1ステップの砂粒移動距離である。ここでは、堤防法面ではほとんど堆積が生じないことから $s_{(n)}$ は移動限界以下となった地点からの移動距離とした。step lengthの確率密度関数には式(23)のような指数関数を用い、step lengthについては局所的な掃流力の影響を考慮したSekine et al. (1992)の式(24)を用いる。

$$f_s(s_{(n)}) = \frac{1}{\lambda} \exp\left(-\frac{s_{(n)}}{\lambda}\right) \quad (23) \quad \lambda = \alpha_2 \left(\frac{u_*}{w_0}\right)^{3/2} \cdot \left[1 - \frac{(u_{*c}/w_0)}{u_*/w_0}\right] \quad (24)$$

ここに、 λ は砂粒の平均step length、 $\alpha_2 = 3.0 \times 10^3$ であり、 w_0 は砂粒の沈降速度を示す。

③砂粒の運動方程式：砂の離脱後の移動経路は、砂粒の滑動形式の運動方程式を用いて表すと以下のように表せる。

$$m_{sed} \frac{du_{sedj}}{dt} = D_j + W_j - F_j \quad (j = 1, 2) \quad (25) \quad m_{sed} = \rho(\sigma/\rho + C_m) A_3 d^3 \quad (26)$$

ここに、 m_{sed} は砂粒の仮想質量、 C_m は付加質量係数であり、ここでは $C_m = 0.5$ とする。 D_j, F_j, W_j はそれぞれ砂粒に作用する抗力、摩擦力、水中重力であり、粒径 d の砂粒に作用するそれぞれの大きさを D, F, W とすれば、

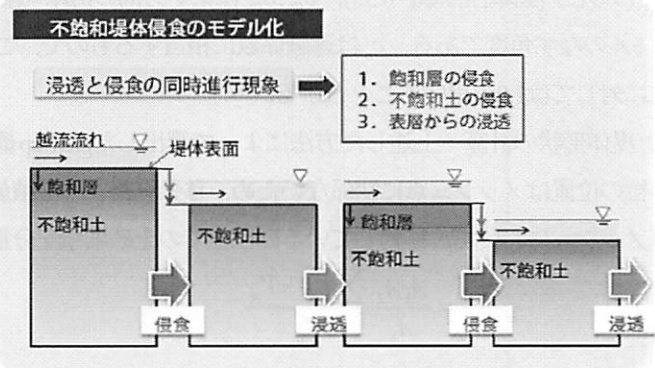


図-11 不飽和堤体侵食のプロセスの概念図

$$D = \frac{1}{2} C_D \rho (u_b - u_{sed})^2 c_e A_2 d^2 \quad (27) \quad F = \mu_k \left(W \frac{\cos \theta_{bx} \cos \theta_{by}}{\sin \theta_p} - k_L D \right) \quad (28) \quad W = (\sigma - \rho) g A_3 d^3 \quad (29)$$

と、表せる。ここに、 u_{sed} は砂粒移動速度、 u_b は底面近傍の流速、 c_e は砂粒に作用する抗力の有効断面積に関する係数、 μ_k は砂粒の動摩擦係数(=0.35)、 θ_{bx}, θ_{by} は x, y 方向の河床勾配角、 θ_p は $x-z$ 平面、 $y-z$ 平面内の河床平面と平行な単位ベクトルのなす角度である。 c_e は遮蔽係数に相当するもので、ここでは簡単のため、静止砂粒に対しては0.4、移動中の砂粒に対しては1.0を用いることとする。

④ 堤体形状の計算：上述した方法によって算出したpick-up量、堆積量を用いて、堤体形状変動量の計算を行う。移動砂粒の位置はメッシュ点に関係ないため、移動経路より堆積量を各ステップ近傍メッシュに配分して堆積させる。各計算メッシュにおいて、移動している砂粒全ての土砂堆積配分量を合計し、以下の式で堤体形状の変動量を求める。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{A_1 A_2}{A_3} \frac{\sum V_d - V_p}{S_d} \quad (30)$$

ここに、 A_1 は砂粒の形状係数で、砂粒を球と仮定すると $A_1 = 1.0$ 、 $A_2 = \pi/4$ 、 $A_3 = \pi/6$ である。

(b) 平衡流砂量式からのアナロジーを仮定して求めた侵食速度式と堆積速度式：高橋らが平衡流砂量式からのアナロジーを仮定して求めた不飽和土の侵食速度式（高橋ら，1992）にサクシオンによる見かけのせん断抵抗力の効果を考慮した侵食速度式（Nakagawa et al., 2013）と堆積速度式（高橋ら，1986）はそれぞれ以下のように表せる。

$$\text{不飽和土の侵食速度式：} \frac{Er'}{c_*} = K_e \sqrt{gh} \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) - \frac{\tau_{suc}}{\rho gh \sin \theta} \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c'_\infty - c) \frac{h}{d_m} \quad (31)$$

$$\text{飽和土の侵食速度式：} \frac{Er}{c_*} = K_e \sqrt{gh} \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d_m} \quad (32)$$

$$\text{堆積速度式：} \frac{Er}{c_*} = \delta_d \frac{c_\infty - c}{c_*} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (33)$$

ここに、 Er' は不飽和土の侵食速度式、 Er は飽和土の侵食速度式、 θ は法面の傾斜角、 K_e, δ_d は定数である。また、 c は流砂の体積濃度、 c_* は堆積層の土砂濃度、 c'_∞ はサクシオンによる見かけのせん断抵抗力を考慮したときの平衡土砂濃度であり、 c_∞ はサクシオンを考慮しない場合の平衡土砂濃度で、それぞれ以下のように表せる。

$$c'_\infty = \frac{\rho \tan \theta - \tau_{suc} / (gh \cos \theta)}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (34) \quad c_\infty = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (35)$$

(4) 堤体法面のすべり破壊解析

堤防の越流破壊において、堤体が粘着性土を含んでいたり、砂質土でも粒径が細かいとサクシオンによる見かけの粘着力により、侵食面が切り立ちオーバーハングやそれに近い形状となり、すべり破壊を生じて破壊に至ることがある。ここでは、Tawatchai et al. (2001)やWang et al. (2007)の研究と同様に越流破壊モデルに斜面安定解析を導入してこの現象を考慮する。斜面の安定解析には、これまで様々な手法が提案されているが、堤防破壊現象においてすべり面は必ずしも円弧状とは限らないため、ここでは、任意形状のすべり面が求まる簡易Janbu法を用いてすべり面を特定する。スライス間に働く不静定せん断力の影響を無視した簡易Janbu法の安定率 F_s の算定式を以下に示す。

$$F_s = \sum_i R_i / \sum_i T_i \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (36) \quad R_i = \frac{c' l_i \cos \alpha_i + (W_i - u_{wi} l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s)} \quad (37) \quad T_i = W_i \tan \alpha_i \quad (38)$$

ここで、 n は分割スライス数、添字 i はスライス番号、 $W_i, l_i, u_{wi}, \alpha_i$ はそれぞれ各スライスの重量、スライス底面の長さ、スライス底面に働く平均間隙水圧、水平面に対する傾きを表す。そして、 c' は土の粘着力、 ϕ は土の内部摩擦角である。上述した簡易Janbu法の式は、不飽和土のサクシオンによるせん断抵抗増の効果は考慮されていない。ここでは、その負の間隙水圧によるせん断抵抗増を斜面安定解析にも考慮する。不飽和堤体内すべり土塊底面のせん断抵抗にサクシオンによるせん断抵抗増分を加え次式で表す。

$$R_f = c' + (\sigma_n - u_w) \tan \phi + \tau_{suc} \quad (39)$$

そして、式(36)と同様の導出過程により、以下のサクションによるせん断抵抗増が考慮された式が得られる。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{ (c' l_i + (N_i - u_{wi} l_i) \tan \phi + \tau_{suc i} l_i) \}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (40) \quad N_i = \frac{W_i - \frac{1}{F_s} (c' + u_{wi} \tan \phi + \tau_{suc i}) l_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F_s} \right)} \quad (41)$$

浸透流解析の含水率の計算結果は各スライス重量の計算に反映され、圧力水頭がスライス底面に働く平均間隙水圧の計算に用いられる。上式で求められる安全率が最小となるすべり面の形状をYamagami et al. (1986)と同様に動的計画法 (Dynamic programming) の最適化手法を用いて求める。また、すべり土塊については、すべり破壊と同時に越流水によって下流へ全て流されると考えて、解析範囲から土塊を取り除くという方法もこれまでの研究で見られるが (例えば、Tingsanchali et al. (2001), Wang et al. (2007))、すべり土塊が大きい場合はその土塊が下流側の流れや侵食に与える影響は少なくないと考えられる。ここでは簡易的ではあるが、下流側へすべり土塊を移動させ、流送過程も他の砂と同様の越流水によって輸送されるとしている。図-12にすべり土塊の簡易的な移動および堆積方法の模式図を示す。

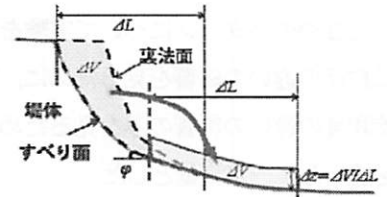


図-12 裏法面のすべり土塊の取り扱いに関する模式図

本モデルでは、簡易的に斜面安定解析から計算されたすべり土塊は、下流側の安息角以下となる地点まで移動させて堆積させる。その際、堆積範囲の縦断距離はすべり土塊の縦断距離と一致させ、堆積高はすべり土塊体積と縦断距離より求められる平均的な高さで評価する。

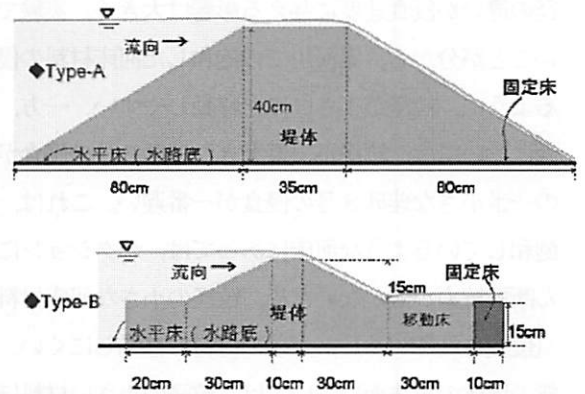


図-13 実験に用いた堤体のモデル

4. 3 堤防の越流侵食実験

粒径や越流前の堤体飽和度の違いが越流侵食プロセスに与える影響を調査するために実施した、粒径が異なる3ケースの越水模型実験の例をここでは紹介する。

(1) 実験方法

実験には宇治川オープンラボラトリーの長さ500cm、幅30cmの直線水路を用いた。用いた堤体の形状は、図-13に示すような基礎地盤が無いTYPE-Aの堤体と、基礎地盤を有するTYPE-Bの堤体の2通りである。図-14は、用いた水路と水路内に設置した基礎地盤を有するTYPE-Bの堤防模型の様子を示したものであり、

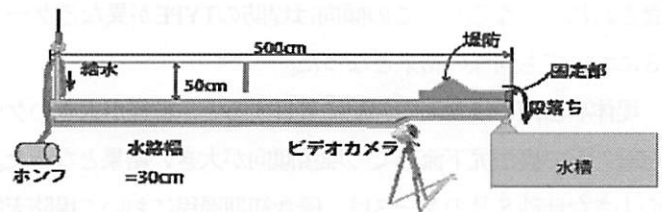


図-14 実験水路

表-3 越流破堤の実験ケース

形状堤体の水路勾配を水平に設定し、水路下流部に模型の堤体を作成した。模型堤体の法勾配は両タイプとも1.0 : 2.0であり、それぞれの寸法は図-14に示すとおりである。堤体への浸透の様子や堤体の侵食過程をガラス壁面を通してビデオカメラで撮影し、その撮影画像から堤体形状の変化等を読み取った。

実験ケースを表-3に示す。堤体に用いた土

実験ケース	堤体のTYPE	流量 (cm ³ /s)	堤体土砂 (珪砂号数)	堤体の越流前浸透の有無	堤体の体積含水率 (%)
1	A	7,840	6	無	13.0
2			7	無	11.5
3			8	無	12.0
4	B	1,172	6	無	3.9
5				有	5.9
6			7	無	6.8
7				有	9.5
8			8	無	4.6
9				有	5.7

砂は、珪砂の6号、7号、8号で、これらの土砂の粒度分布を図-15に示すとともに、それぞれの中央粒径および平均粒径を表-4に示す。粒径の異なる3つの堤体土について、越流前に高水位を維持し、堤体土が浸透水により飽和に近い状態にしてから越流開始を実施するケース（ここでは、越流前浸透ケースと呼ぶ）と、設定した流量条件で水路内に水がない状態から一気に越流するまで水位上昇させたケースと2つのパターンについて実験を実施している。TYPE-Aの実験では粒径の違いの影響を見るために、TYPE-Bの実験では粒径の違いと飽和度の違いの影響のみを見るために、それぞれのTYPEで流量条件を統一し、一定流量とした。

(2) 実験結果と考察

ケース1～3の結果については、あとで数値計算結果と合わせて検討することとし、ここでは、TYPE-Bの実験結果について簡単に考察を加える。図-16に、ケース4、6、8の越流前浸透無しケースの10秒毎の堤体形状変化の実験結果を示す。同図より、粒径の違いが侵食速度に与える影響は大きく、実験で用いている堤体土の粒径範囲では、粒径が小さいほど侵食されにくいことが分かる。実河川での飽和した河床材料の侵食特性については、岩垣の移動限界摩擦速度式（1956）からも分かるように、粒径が小さいほど移動しやすい。一方、今回の堤防の侵食においては、粒径が一番大きな珪砂6号の侵食が一番速く、粒径の一番小さな珪砂8号の侵食が一番遅い。これは、河床材料が水で飽和しているような河床にあつては、サクシオンによる見かけのせん断抵抗力が働かないため、粒径の小さな河床材料が移動しやすく（侵食されやすく）、大きい材料は移動しにくい。一方、不飽和状態の堤体の裏法面においては、粒径の小さい材料ほどサクシオンが大きくなって見かけのせん断抵抗力が増え、移動しにくくなる（侵食されにくくなる）。この傾向は堤防のTYPEが異なるケース1～3においても同様の結果となった。

堤体裏法面の侵食面の勾配に着目すると、粒径が大きいケースほど緩勾配で裏法尻下流部での堆積傾向が大きい結果となった。粒径の小さな珪砂8号のケースは、侵食初期過程において堤防天端は侵食されず、裏法尻近くから侵食し、上流へ侵食が拡大し、裏法面が急勾配となっている様子が確認できる。

この実験結果より、河川の河床変動シミュレーションで用いられている粒径や勾配のみで決まる移動限界評価による流砂量式では、粒径が大きいほど流砂量が小さく評価されるため、この堤体の越流侵食を再現することが難しいことが分かる。

次に越流前浸透の影響、すなわち越流前の堤体の飽和度が越流時の侵食速度に与える影響を確認するために、各堤体土ケースについて越流前浸透の有無の比較を行った。まず、参考のため図-17に wetting front の経時変化を示す。珪砂6号（飽和透水係数 $=2.15 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ ）と珪砂8号（飽和透水係数 $=1.56 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ）では透

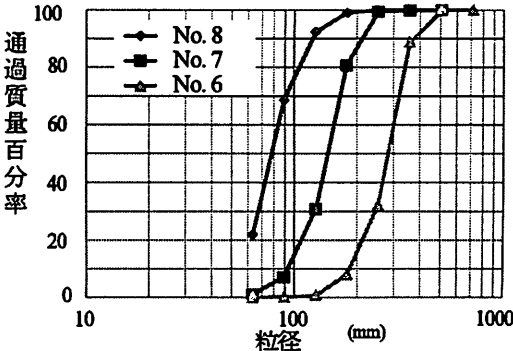


図-15 各堤体材料の粒度分布（平均粒径）

表-4 各堤体材料の中央粒径と平均粒径

	珪砂6号	珪砂7号	珪砂8号
$d_{50}(\text{mm})$	0.239	0.123	0.064
$d_m(\text{mm})$	0.334	0.174	0.100

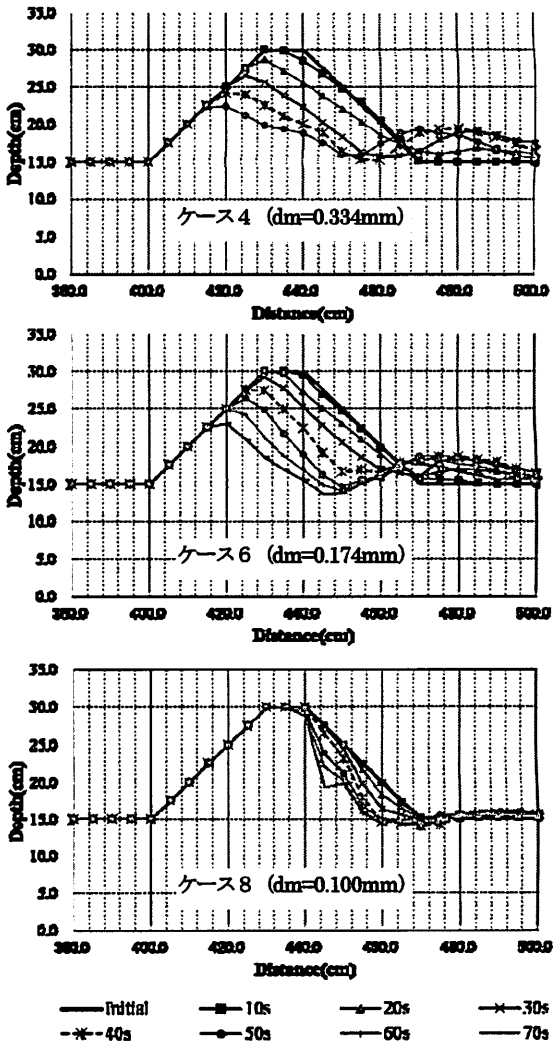


図-16 堤体構成材料別にみた堤体の侵食形状と侵食過程の時間変化（TYPE-B）

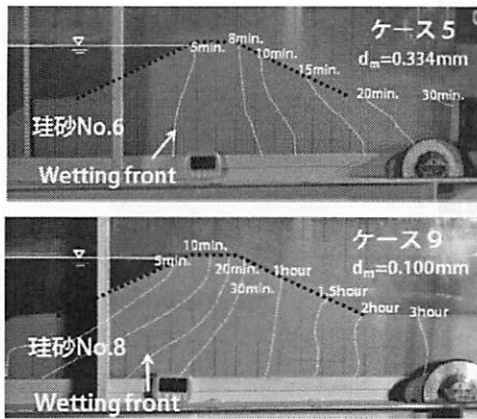


図-17 越流前に湛水した時の堤体内への浸透の様子（上図：珪砂No. 6，飽和透水係数 $=2.15 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ ，下図：珪砂No. 8，飽和透水係数 $=1.56 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ）

水係数の違いにより浸透の進行速度が大きく異なり，堤体全体に浸透水が行き渡る時間に大きな差があることが分かる。

図-18に越流前浸透の有無が堤体の侵食に及ぼす影響について示す。粒径が大きく浸透速度が大きなケース5とケース6（珪砂6号，飽和透水係数 $=2.15 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ ）については，越流前浸透の有無の影響は小さいことが確認できる。ケース7（珪砂7号，飽和透水係数 $=8.75 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ）およびケース8（珪砂8号，飽和透水係数 $=1.56 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ）では，特に侵食面の法尻において越流前浸透の有無で侵食規模に差が生じている。これは，越流前の浸透がある場合は堤体内土壌水分量が大きくなるため，サクシジョンの効果が減少し，せん断抵抗が減少することで侵食されやすくなったためと考えられる。珪砂6号については浸透速度が大きいため，越流前浸透が無しのケースにおいても，越流水により裏法面表層の飽和の程度が越流前浸透有りケースと同等になっていると考えられる。

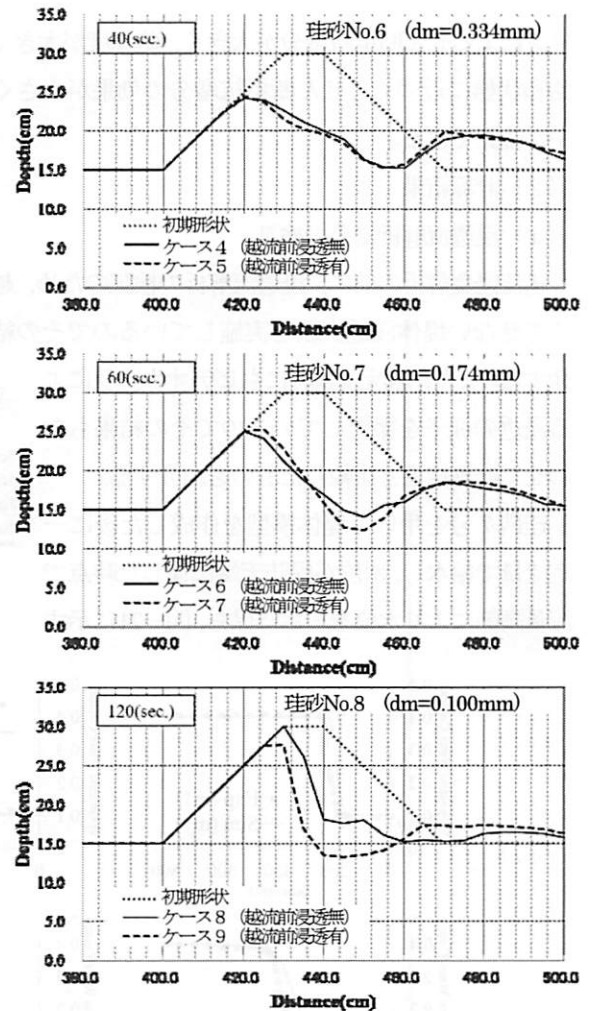


図-18 越流前浸透の有無が堤体侵食に与える影響

表-5 計算に用いた堤体土の土壌パラメータ

パラメータ	珪砂No.6	珪砂No.7	珪砂No.8
θ_s	0.319	0.351	0.40
θ_r	0.061	0.095	0.025
α	3.837	2.552	1.043
η	3.852	4.148	1.701
K_s (cm/sec.)	2.15×10^{-2}	8.75×10^{-3}	1.56×10^{-3}
d_m (mm)	0.334	0.174	0.100

4. 4 越流による堤防決壊の数値シミュレーション

ここでは，4. 2で示した堤防決壊のモデルを用いて，4. 3で示した越流による堤防侵食実験結果の再現を試みた結果を紹介する。

(1) 計算条件

計算格子の解像度については，水平面の堤体越流方向は $\Delta x = 1.0 \sim 2.0$ ，堤防法線方向(実験水路の横断方向)に $\Delta y = 1.0 \text{ cm}$ と設定し，鉛直断面については， $\Delta x = 1.0 \text{ cm}$ ， $\Delta z = 1.0 \text{ cm}$ と設定し計算を実施した。

式(2)の水分特性曲線のパラメータや透水係数等の土壌パラメータを表-5に示す。水分特性曲線のパラメータは，図-19に示す吸水過程の保水性試験の結果から評価した。また，式(15)のサクシジョンによるせん断抵抗増分と圧力水頭の関係については，表-5のパラメータを用いると図-20のようになり，粒径が小さいほどサクシ

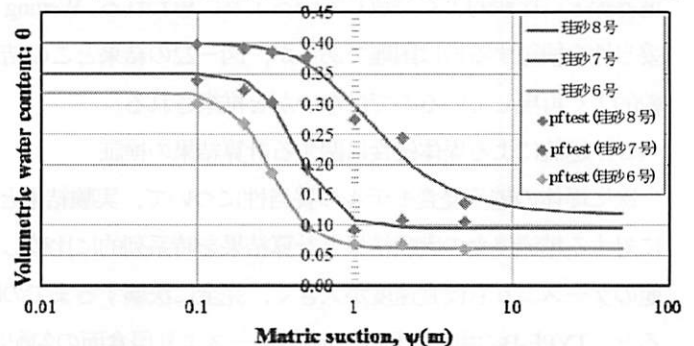


図-19 吸水過程の保水性試験の結果

ンによるせん断抵抗増分が大きく、飽和度が大きくなって飽和状態に近づくときせん断抵抗増分の効果が小さくなる様子が確認できる。

(2) 計算結果

(a) 浸透流解析結果の検証

越流侵食解析の前に、浸透流解析の検証のため、越水を生じさせない堤体浸透実験を実施しているためその結果を紹介する。また、越流侵食時にもビデオカメラによる浸透の様子を撮影しているためその結果もあわせて計算結果と比較したものを紹介する。

珪砂7号を用いて堤体模型を作成した後、一定流量で給水し、水位が堤防天端に達した時点で流量調節により水位を一定に保ち、図-21に示す

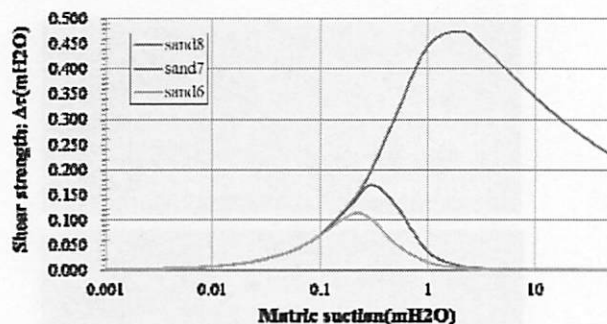


図-20 粒径別のサクシオンとせん断抵抗増分との関係

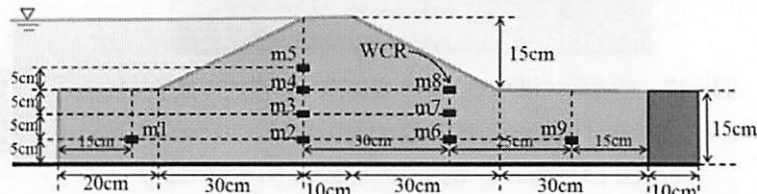


図-21 ケース計算に用いた堤体土の土壌パラメータ

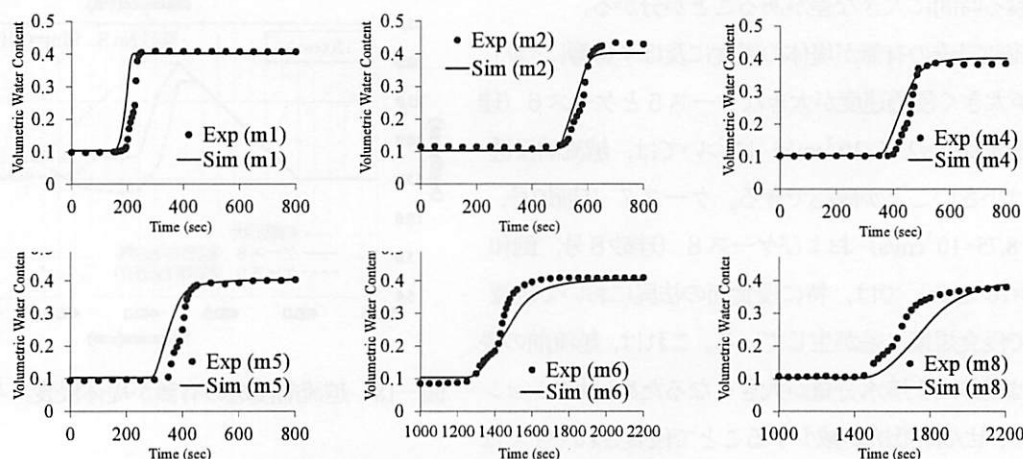


図-22 含水率の時間変化に関する計算結果と実験結果を比較 (珪砂7号)

地点の堤体土内部の含水率の時間変化を計測した。含水率の計測にはCampbell Scientific社製WCR (Water Content Reflectometer) を用いた。

図-22に代表地点における含水率の時間変化に関する計算結果と実験結果を比較したものを示す。同図より、計算結果は浸透流による含水率の時間変化に関する実験結果を概ね良好に再現していることが分かる。図-23はケース1とケース3について、越水20秒後および30秒後における堤体内の含水率の分布に関する計算結果と実験でのwetting frontの進行状況とを比較したものである。透水係数が高い珪砂6号の堤体への浸透状況は透水係数の小さい珪砂8号のそれに比べて圧倒的に速いことが分かる。また、実験でのwetting frontの位置と計算での含水率の大きな所と小さなところとの境界線とは比較的よく一致しているように思われる。Wetting frontの位置だけで堤体内含水率の分布に関する計算結果の妥当性を検証するのは困難であるが、図-22の結果とこの結果とを併せて考えると、計算結果は実験での浸透特性を比較的よく再現しているのではないかと推察される。

(b) 越流による堤体侵食に関する計算結果の検証

次に堤体の越流侵食モデルの妥当性について、実験結果と計算結果とを比較して検討する。図-24はTYPE-Aの堤体に対する越流侵食の実験結果と計算結果を時系列的に比較したものである。粒径が大きいケース1の実験結果をみると、他のケースよりも侵食速度が大きく、完全に決壊するまでの時間は一番短い。また、侵食された裏法面の勾配に着目すると、TYPE-Bの場合と同様に他のケースより侵食面の勾配は緩いことがわかる。計算結果を見ると、裏法面の勾配については実験結果と同様の傾向があることが分かる。また、計算結果はどのケースも比較的よく実験結果を再現してい

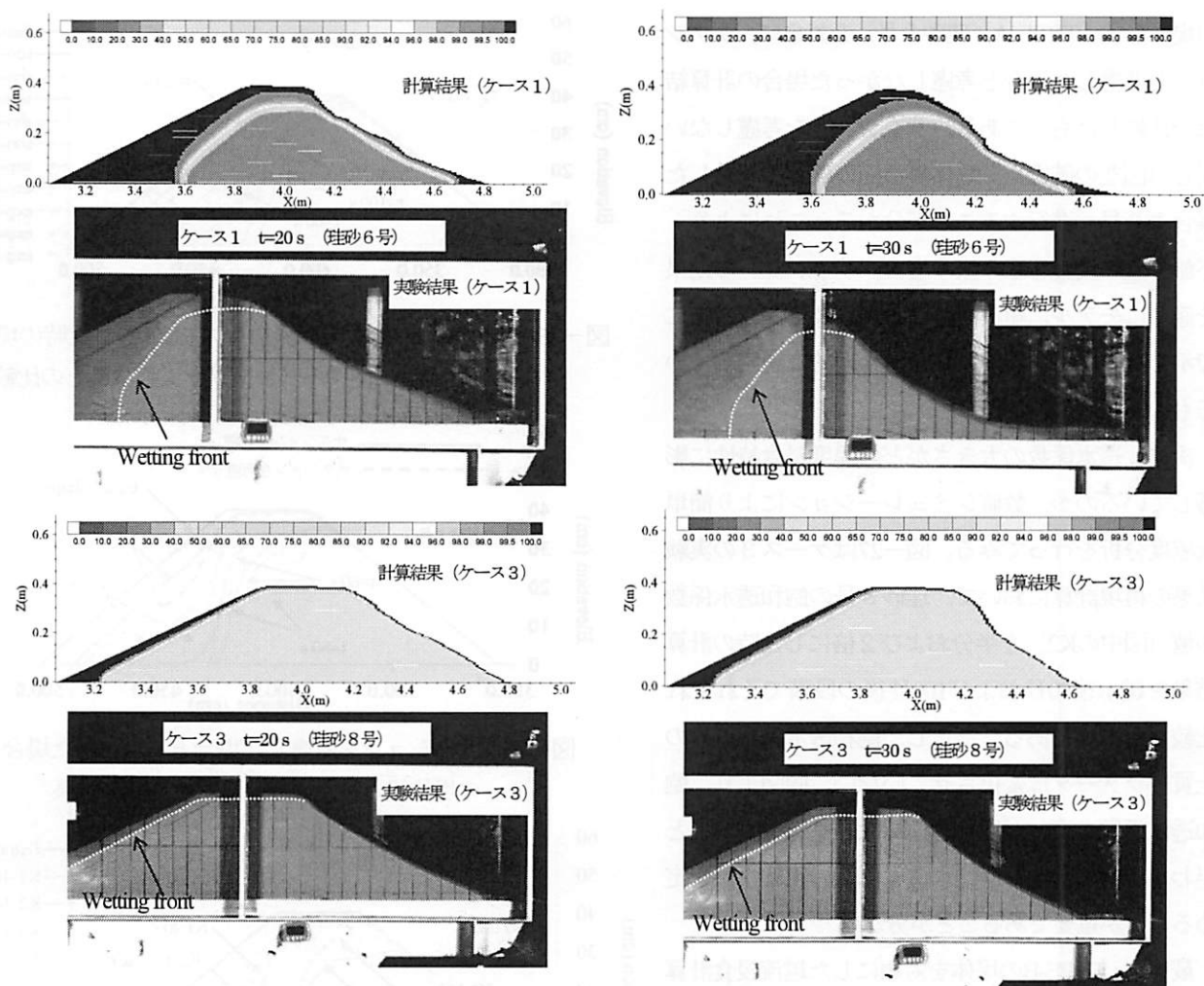


図-23 含水率の分布に関する計算結果とWetting frontの位置に関する実験結果の比較

ると言えよう。しかしながらケース3の結果を詳細に見ると、実験では表法肩がほとんど侵食されていないのに対して、計算ではこの部分が侵食されていることが分かる。この不一致の原因についてはまだ未解明であるが、以下のような検討を行っている。すなわち、珪砂8号を用いた時の水理条件における砂粒レイノルズ数はほぼ1.8程度であり、このような小さな砂粒レイノルズ数に対する無次元限界掃流力に関する岩垣式の妥当性を検証するデータはシールズダイアグラム上ではほとんど無い。そこで、試みとして岩垣式から求まる無次元限界掃流力の値を1.7倍し、堤体の侵食過程を計算した結果と実験値とを比較したのが図-25である。表法肩での顕著な侵食はあまり見られず、かつ、裏法面の侵食に対しては実験結果と計算結果は概ね良好に一致している。実際には無次元限界掃流力の問題ではなく、他の要因が原因していることも考えられ、更なる検討が必要である。

サクシオンによるせん断抵抗力の増加が実際、堤体の侵食特性にどの程度影響しているのか見てみよう。図-26はケース3

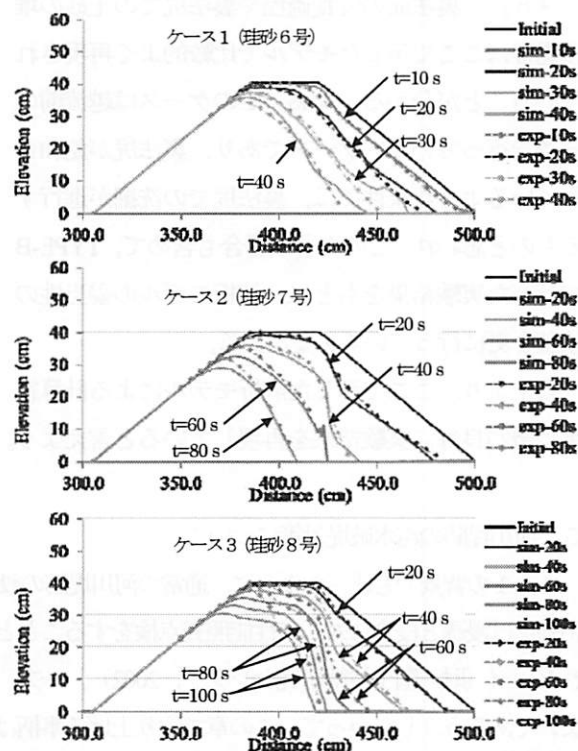


図-24 TYPE-Aの堤体の越流侵食過程に関する実験結果と計算結果との比較

(堤体形状: TYPE-A, 珪砂8号)を対象に, サクシ
ョンを考慮した場合と考慮しなかった場合の計算結
果を比較したものである。サクシオンを考慮しない
場合(図空の破線), 堤体裏法面の侵食が考慮した
場合より早く進行することが分かる。これにより,
不飽和土の侵食を取り扱う場合, サクシオンの効果
を適切にモデルに組み込むことが重要であり, こ
こで示した方法はある程度現象を合理的に説明して
いるものと考えられる。

次に, 透水係数の大きさがどの程度侵食特性に影
響しているのか, 数値シミュレーションにより簡単
な感度分析を行ってみる。図-27はケース3の実験
結果の再現計算において, 珪砂8号の飽和透水係数
の値(図中のK2)を半分および2倍にした時の計算
結果を越水後40秒および100秒後の段階でそれぞれ
比較したものである。ただし, 飽和透水係数以外の
土質パラメータは変化させていない。同図より, 飽
和透水係数の違いが侵食過程に大きく影響すること
がわかる。これより, 飽和透水係数の正確な値を定
めることが重要であることが分かる。

最後に, TYPE-Bの堤体を対象にした越流侵食計算
結果と実験結果との比較の一例を図-28に示す(ケ
ース6)。裏法面の侵食過程や裏法尻での土砂の堆
積過程はここで示したモデルで比較的良好に再現さ
れていることが分かる。なお, このケースは越流前の
浸透を行っていないケースであり, 裏法尻が飽和さ
れているような条件では, 裏法尻での洗掘が進行す
るものと思われ, このような場合も含めて, TYPE-B
で行った実験結果をもとに, 解析モデルの妥当性の
検証を更に行っていく必要がある。

以上より, ここで示した解析モデルによる計算結
果は概ね良好に実験結果を再現していると言えよう。

5. 河川堤防の越水破堤対策について

4. 1の背景でも述べたように, 通常の河川堤防の設計に当たっては, HWL以下の議論しかされておらず, その中で, 堤防強化は浸透と侵食に対して性能照査点検をすることとなっているので, それらの具体的な対策については手引書を参照されたい(財)国土技術研究センター, 2002)。一方, 越水に対する堤防強化対策については何も定まっていなくてよいであろう。したがって, この章で取り上げる事例はとくにないのであるが, 今後, 超過外力が十分生じ得る地球環境になっていく(すでになっているとも言えるが)中で, HWL以下の議論しかしない, あるいはHWL以上の外力に対しては堤防強化対策を考えないのは, 「防災」から「減災」へとパラダイムシフトするのが必至である状況を見ると残念である。恐

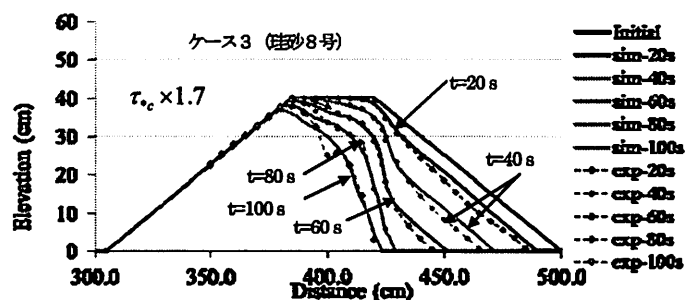


図-25 珪砂8号の無次元限界掃流力を1.7倍した時の堤体の侵食過程に関する計算結果と実験結果との比較

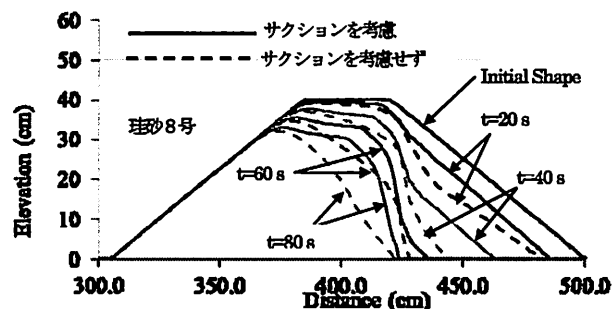


図-26 サクシオンを考慮した場合としない場合の堤体侵食特性の違いに関する計算結果

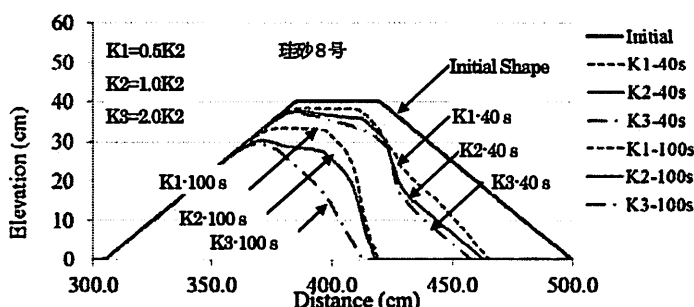


図-27 飽和透水係数を実際の値(K2)の半分および2倍にした時の侵食特性に関する計算結果

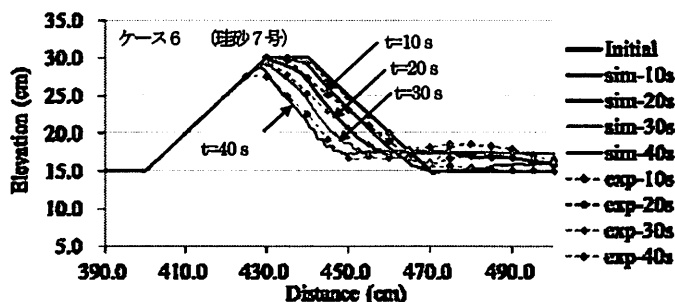


図-28 TYPE-Bの堤体の侵食過程に関する実験結果と計算結果との比較(ケース6)

らく、議論していない、あるいは考えていないのではなく、これまでも大いに検討されてきたし、現在も熟議されているところであろうが、治水計画論的に十分整合が取れた論理構築に手間取っているのではないかと推察される。これまでも、アーマレービーやフロンティア堤防と言った難破堤堤防も提案され、加古川などに試行的に設置されたがきたが、構造令に入れられず、ダム建設との関係もあって、最近ではこれらの難破堤堤防が建設されたという例はあまり聞かない。

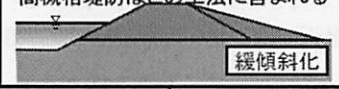
最近では、越水してもすぐには破堤せず、避難に要する時間を稼げるような粘り強い堤防（耐越水堤防）を建設する必要があるとか、現況堤防をそのような堤防に強化する必要があるといった声を聞くが、現状にあっては、確立された堤防の越流対策工法が認められておらず、具体的な対策案はほとんど見当たらない。唯一、高規格堤防ではなく通常の堤防にあっては、堤防天端のアスファルト舗装や法肩の補強といった対策が実施されているだけである。余裕高部分だけでも何らかの方法で補強すればよいように思われるが、この部分の補強によりダムが受け持つ分を補強した余裕高部分で受け持てるのでダムはいらない、といった方向へ議論が飛躍する。余裕高部分で受け持つ洪水は計画に入れないこととなっているが、超過洪水（越水しなくてもHWLを超える洪水）は待たなしでやってくるので、このまま放置し無策でいてはならない。HWL以下の洪水に対しても浸透や侵食に対して脆弱な堤防が2,000km以上あるので、現在はその対策を完成させることが急務であるが、超過洪水、とくに越水を伴う洪水に対する「減災対策」としての堤防強化も待たなしである。例えば、余裕高部分は補強してもこの部分は従来通り計画高水の一部として受け持たせない、といった行政的なルールが成立すれば、越水しても少なくとも（例えば）4時間は破堤しないような堤防（実際の河川では洪水の継続時間や越水深が一定ではないので結果的に破堤しなくてもよい）に強化するとか、裏法面に侵食防止シートを貼付して越水しても侵食が進行しないような対策を講じるとか、そのようなシートの研究開発とか、設置場所によっては（河川環境との折り合いをつけながら）台湾の濁水溪で導入されているような3面コンクリート張りの堤防にするとか、色々の対策の開発研究や、対策の効果やデメリット等について研究が進展すると思われる。数値シミュレーション技術の進展により、水工学分野では色々な現象の再現や対策の効果の評価なども解析・分析できるようになってきた。このような技術を最大限に活用すれば、信頼に足る効果的な越水破堤対策も近い将来可能となろう。この方面の大いなる進展が早急に望まれる。たとえば、北海道十勝川に建設された千代田実験水路を用いて、北海道開発局や土木研究所寒地土木研究所等で破堤実験が活発に行われているが（たとえば、国土交通省北海道開発局他、2012）、まさに、このような実験等を通して得られた研究成果や上記のような研究成果をもとに、治水計画論的に十分整合が取れた論理構築とともに越水破堤対策のガイドラインのようなものが早急に作成されることも望まれる。

最後に、平成20（2008）年10月に土木学会に設置された「耐越水堤防整備の技術的な実現性検討委員会」から国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所へ提出された報告（要約版）を紹介する（土木学会、2008）。筆者も同委員会の委員として議論に参加したので、この報告の内容を全面的に支持する者の一人であるが、治水計画論的に整合が取れ、合理的で技術的にも確立された手法による堤防強化対策の必要性を強く望んでいるところである。

この報告書は、国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所より（社）土木学会（現、公益社団法人 土木学会）に対して、『「淀川水系の長大な堤防を対象として、このような規模の堤防で越水が生じた場合、通常の完成堤防において計画高水位以下で求められる安全性と同等の安全性を有する耐越水堤防の整備が技術的に実現可能か」について、現在までに得られている土木工学の知見に基づく見解を取りまとめられたい』という依頼が出され、これに対して見解をまとめたものである。

この報告書の要約版の「越水対策」については以下のようにまとめている。すなわち、「本報告では越水対策法を被覆型と自立型の二つに分類して検討した。経験的に確認されていない越水対策の安全性を、計画高水位以下で堤防が有する安全性と同程度とするには、高い信頼性を有する工学的知見に基づく判断が必要とされる。越水対策として被覆型工法の採用により断面二次元的には既存の技術により堤防裏法面の侵食に対する保護と抑制はかなりの程度可能ではあるものの、被覆型工法は耐侵食性、耐候性、耐震性等の長期にわたる実効性が未だ明らかではなく、維持管理上の観点から、現時点での被覆型による越水許容の実現性は乏しい。また、法尻部の侵食防止は、安全性を一定以上確保しようとする場合、越流水による法尻工下流の局所洗掘に関わる現象とその機構を明確にした上で、それを防止するための対策工を堤防に沿って連続した長大な堤内地に整備する必要がある、社会的、経済的な課題が生じるとともに、今以上の維持管理コストの投入が必要にな

表－6 耐越水堤防化の工法と課題（国土交通省HP2）

工法	堤防被覆型	断面拡幅型	堤防自立型
形状	・被覆工(張り芝、シート張り、ブロック張り等)や法尻部の侵食防止対策等を実施する工法	・法裏側の緩傾斜化による工法 ・高規格堤防はこの工法に含まれる 	・堤防の中心に矢板や不透水のコアを設ける工法 
課題	採用する構造ごとに工学的な課題と維持管理上の課題を有する	緩傾斜化の効果を定量的に評価できる手法が確立されていない	堤防は一般的に地盤条件が悪いため長期的な変形や地震の作用の影響を受けるなどの課題を有する

る。越水対策としての堤体中央へのコアの導入は、わが国の堤防が地盤条件の悪いところに施工されるため長期的に変形すること、地震の作用を受けることが通常であり、盛土内に異物が混入した場合にはそこに剥離、空洞化が発生しやすいことから、技術的に難しいと判断する」としている。以上の内容を整理すると、表－6の通りである。

さらに、報告書の要約版では「耐越水堤防の実現性に関する見解」において、1) 断面構造、一連区間の安全性確保の観点、2) 治水の公平性の観点、の2つの観点から実現性について最終的に以下のように見解をまとめている。すなわち、「断面構造、一連区間の安全性確保の観点からすると、堤防で越水が生じた場合に、計画高水位以下で求められる安全性と同等の安全性を有する構造物すなわち耐越水堤防とすることは、現状では技術的に見て困難である。長大な堤防においては、工学的な意味の安全性の確保が経験的になされており、そこで確保されている安全性と同等の安全性を工学的に導くことのできる越水対策の設計技術は現状では確立されていない。なお、治水の公平性の観点に立てば、越水が起きるような洪水時には、一連の堤防区間において同程度の越水状態を生じさせることが大きな条件として求められることになると思われる。しかしながら、これは水理学的に見ると、極めて困難な、むしろ、不可能・非現実的な条件と言っても過言ではないことであり、結局、治水対策として越水を許容することはどこかに負担を強いることに繋がるものと判断される。現状では堤防で越水が生じた場合に計画高水位以下で求められる安全性と同程度の安全性が得られるものではないが、越水に対し堤防強化の技術研究を行うことは重要であり、技術研究については、上記課題を克服すべく継続的に推進させることが肝要である。」としている。

6. おわりに

水害は変貌するとよく言われる。いくら私たちの生活空間に対策を講じても弱点を突いた形で発生するからだ。生活空間の弱点だけではない。組織の弱点、制度の弱点、境界領域のような学問の弱点、そのような弱点を見事に突いてくる。越水による河川堤防の決壊問題もまさに弱点を突かれている。これらの弱点をすべて一気に解決することは難しいかもしれないが、その解決に向けて努力を積み重ねることが大事だ。

ここでは、河川堤防の越水による決壊現象に焦点を絞り、著者らの研究成果を中心に、非粘着性土砂からなる堤防の越水侵食の数値解析モデルとその妥当性の検証実験について紹介した。不飽和の堤体土の侵食過程を適切に表すにはサクシオンによる見かけのせん断抵抗力を適切にモデルで考慮することが重要である点を指摘した。今後、ここでは考慮できていない、粘着性土を含む混合粒径材料からなる堤体土の侵食過程や横越流による決壊口の拡大過程などを適切に説明し得る数値解析モデルの開発が望まれる。多くの研究者がこの分野の研究に参加し、研究の進展が図られることを希望してやまない。本報告がこの分野の研究に関心を持つ人たちに少しでもお役にたてば幸いである。

最後に、前述の土木学会の報告書（本編）の「おわりに」をここに記すことをお許しいただきたい。そして、これをもって結びとしたい。これがまさに著者の思いを端的に記す内容であり、結びの言葉にふさわしいと思ったからである。

【現在の河川計画では、目標とする洪水を確実に流下させることが第一義的に期待されており、これは行政の責任とされている。さらに、越水を生じるような超過洪水にあっても、できるだけ破堤しないような構造への改善が期待されることは言うまでも無い。その意味で、堤防を粘り強くする努力は更に進めることが重要である。浸透にせよ越水にせ

よ、堤防をどのように設計し、どのような構造とすべきかという工学的な議論はまだ緒に就いたばかりである。今後も堤防強化に関する調査研究を、水工学、土質工学、地盤工学等の面からさらに進めていくことが重要である。】

<謝辞>

本報告をまとめるにあたり、水谷英朗氏（京都大学防災研究所流域災害研究センター助教）の協力を得た。ここに記して深謝する。

<参考文献>

- 足羽川洪水災害調査対策検討会（2004）：足羽川洪水災害調査対策検討報告書，福井県。
- 土木学会（2008）：耐越水堤防整備の技術的な実現性の見解（要約），土木学会耐越水堤防整備の技術的な実現性検討委員会（https://www.yodogawa.kkr.mlit.go.jp/img_upload/news/397_1.pdf）。
- Egiazaroff, I. V. (1965): Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, Proceedings of ASCE, Vol. 91, No. HY4, pp. 225-247.
- 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄（1984）：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究，京大防災研究所年報，第27号B-2，pp.369-392.
- 後藤仁志・五十里洋行・谷岡弘邦・山本和久（2008）：粒子法による河川堤防裏法侵食の数値シミュレーション，水工学論文集，第52巻，土木学会水工学委員会，pp.979-984.
- <http://www.zina-studio.com/p489212137/h1834C228#h1834c228>
- 岩垣雄一（1956）：限界掃流力に関する基礎的研究，土木学会論文集，第41号，pp.1-21.
- 建設省土木研究所河川研究室（1984）：越水堤防調査最終報告書 一解説編一，土木研究所資料，第2074号，ISSN 0386-5878，pp.1-57.
- 近畿地方整備局：設計便覧(案)第2編河川編第2章堤防。
- 国土技術研究センター（2002）：河川堤防の構造検討の手引き。
- 国土技術研究センター（2004）：中小河川における堤防点検・対策の手引き（案）。
- 国土交通省北海道開発局・（独）土木研究所寒地土木研究所（2012）：河川堤防の越水破堤現象のうち，破堤拡幅機構に関する実験報告書，pp.1-27.
- 国土交通省HP1：<http://www.mlit.go.jp/common/000222297.pdf>
- 国道交通省HP2：http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/tisuinoarikata/dai13kai/dai13kai_siryoul-2.pdf
- 国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所ホームページ（<https://www.yodogawa.kkr.mlit.go.jp/know/rekisi/kakawar.html>）
- 李 圭太・小山 倫史・大西 有三・古川 秀明・小林 猛嗣（2009）：越流を考慮した河川堤防の浸透破壊に対する応力ー浸透連成解析，地盤工学ジャーナル，Vol. 4, No. 1, pp.1-9.
- 円山川堤防調査委員会（2005）：円山川堤防調査委員会報告書，近畿地方整備局豊岡河川国道事務所。
- 水谷英朗・中川一・與田敏昭・川池健司・張浩（2012）：砂質堤防越水時の浸透とすべり破壊を考慮した越流破壊解析法の検討，京都大学防災研究所年報，第55号 B, 6月，pp.459-469.
- 長田信寿・細田尚・村本嘉雄・中藤達昭（2001）：3次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析，土木学会論文集，No.684，II-56，pp.21-34.
- Nakagawa, H., Mizutani, H., Kawaike, K., Zhang, H. and Yoden, T. and Shrestha, B.B: Numerical modeling of erosion of unsaturated river embankment due to overtopping flow, Advances in River Sediment Research, Published by CRC Press/Balkema, ISBN: 978-1-138-00062-9 (Proc. of the 12th Inter. Symp. on River Sedimentation, Kyoto, Sept.), 2013, pp.1117-1125.
- Nakagawa, H., Utsumi, T., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2012) : Erosion of unsaturated embankment due to overtopping water, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Volume 67, Issue 4, pp. II_1-II_4.

- 中川博次・辻本哲郎・村上正吾（1985）：側岸における非平衡流砂過程，第29回水理講演会論文集，pp.561-566.
- 中島秀雄（2004）：河川堤防，技法堂出版.
- 巨椋池土地改良区（1981追補再版）：巨椋池干拓誌.
- Sekine, M. and Kikkawa, H. (1992): Mechanics of saltating grains. II, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.118, No.4, pp.536-558.
- 島田友典・横山 洋・平井康幸・三宅 洋（2011）：千代田実験水路における越水破堤拡幅メカニズム，河川技術論文集，第17巻，土木学会水工学委員会，pp.263-268.
- 須賀堯三・石川忠晴・葛西敏彦（1981）：越流水による堤防の破壊特性，第25回水理講演会論文集，土木学会水理委員会，pp.355-360.
- 高橋 保・匡 尚富（1986）：変勾配流路における土石流の形成，京大防災研究所年報，第29号B-2，pp.343-359.
- 高橋 保・中川 一（1992）：自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測，京大防災研究所年報，第35号B-2，pp.231-248.
- 寶 馨・戸田圭一・橋本 学 編（2011）：自然災害と防災の事典，京都大学防災研究所監修，丸善出版，pp.159-161.
- Tingsanchali, T. and Chinnarasri, C. (2001) : Numerical modeling of dam failure due to flow overtopping, Hydrological Science Journal, Vol 46, Issue 1, pp.113-130.
- 辻本哲郎・北村忠紀・岸本雅彦（2002）：砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理，河川技術論文集，土木学会水理委員会，第8巻，pp.31-36.
- 辻本哲郎・鷺見哲也・寺本敦子・前田 和（2005）：破堤拡大過程と河川特性の関係について，河川技術論文集，土木学会水工学委員会，第11巻，pp.121-126.
- 内田龍彦・福岡捷二（2012）：構造物を越流する流れの解析法の開発，河川技術論文集，第18巻，土木学会水工学委員会，pp.221-226.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., and Clifton, A. W. (1996) : Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33(3), pp. 379-392.
- Wang, Z. and Bowles, D., S. (2007): A numerical method for simulating one-dimensional headcut migration and overtopping breach in cohesive and zoned embankments, Water Resources Research, Vol.43, W05411, pp.1-17.
- Yamagami, T. and Ueta, Y. (1986): Noncircular slip surface analysis of the stability of slopes: An application of dynamic programming to the Janbu method, Journal of Japan Landslide Society, Vol. 22(4), pp. 8-16.
- 矢部川堤防調査委員会（2013）：矢部川堤防調査委員会報告書，九州地方整備局筑後川河川事務所.
- 與田敏昭・中川 一・関口秀雄・岡二三生・後藤仁志・小俣 篤（2010）：越水に対する堤防強化に関する小型堤防による越流侵食実験，河川技術論文集，第16巻，土木学会水工学委員会，pp.347-352.
- 與田敏昭・中川 一・水谷英朗・川池健司・張 浩（2014）：堤体飽和度に着目した堤防の越流侵食のメカニズムに関する研究，自然災害科学，Vol.33，No.1，pp.29-41.
- 淀川資料館ホームページ：<http://www.yodo-museum.go.jp/kikaku/sp01/s01c.html>
- 吉川勝秀（2011）：新河川堤防学，技法堂出版.
- 吉野文雄・村本嘉雄（1986）：洪水による河川堤防災害の実態と要因に関する研究，文部省科学研究費，自然災害特別研究研究成果報告書（研究課題名：洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究，研究代表者 村本嘉雄） pp.8-18.
- 吉野文雄・土屋昭彦・須賀堯三（1980）：越流水による堤防の裏面の破壊特性，第24回水理講演会論文集，土木学会水理委員会，pp.351-356.