

2.1 河川堤防の弱点箇所抽出・強化技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 18～平 20

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質）

研究担当者：小橋秀俊、古本一司、齋藤由紀子

【要旨】

現在の河川堤防の多くは古くから逐次強化を重ねてきた長い治水の歴史の産物であり、堤防延長、堤防断面については相当の整備がなされてきているが、現在進められている堤防詳細点検によると、3割程度が浸透に対し必要な安全性を確保しないことが予想されており、そうした弱点を効率的に把握し、強化する技術の確立が求められている。19年度は、漏水等の被災が発生した河川堤防の調査ならびに上下流の影響を把握するための三次元浸透流解析を行い、現状の安全性照査手法の課題抽出および浸透に対する安全性に及ぼす上下流の土質構造等の影響を把握した。また、安全性照査手法の検討を行うにあたり、模型実験によりパイピング現象を再現し、漏水、噴砂、堤防陥没と進行する堤防の不安定化を評価するための基礎データを得た。

キーワード：河川堤防、浸透、漏水、安全性照査

1. はじめに

直轄堤防として延長 13,000km、国以外が管理するものとしてさらに数万 km の堤防が存在する。しかし、直轄堤防のうち約 4 割は必要とされる基本断面形状の高さもしくは幅を確保していないのが現状である。また、例えば基本断面形状を確保している堤防であっても、その約 3 割の区間において浸透破壊に対する所要の安全性を確保しないことが予想されている。

しかし、現状の弱点箇所抽出手法は連続的に取得されたデータを利用するものでないため、その精度については限界があると考えられる。また、抽出された弱点箇所の状況に応じて、河川堤防の横断面の状況だけでなく基礎地盤や上下流側の状況等も考慮して、最適な浸透に対する堤防強化工法を選定する手法は、必ずしも確立されていないのが現状である。

そこで本研究では、河川堤防管理技術の高度化を実現するため、弱点箇所の抽出精度を向上させる手法とともに、現場条件や想定される被災形態に応じて、確実な効果が得られる経済的な堤防強化工法を選定及びその設計手法について提案することを目的とする。

19年度は、台風・前線に伴う洪水により漏水等の被災が発生した河川堤防の実態調査、浸透に対する安全性に及ぼす上下流の影響を把握するための三次元浸透流解析、パイピングによる堤防不安定化を調査するための模型実験を実施した。

2. 検討内容

2. 1 被災箇所現地調査

19年9月16日から18日にかけて、秋雨前線と台風11号から変わった低気圧の影響により、東北地方の秋田県・青森県・岩手県の広い範囲で記録的な大雨が観測された。この豪雨により、米代川や北上川では計画高水位以上またはそれに近い洪水が観測され、河川堤防周辺の数十ヶ所において漏水やのり面のすべり破壊等の被害が発生した¹⁾²⁾。そこで、被災箇所および周辺の地盤条件や被災時の外力条件等をもとに再現計算を行い、被災要因の考察を行うとともに、現行の安全性照査手法³⁾の妥当性について検証した。調査対象箇所は、米代川、北上川それぞれ6箇所ずつである。

2. 2 上下流側の状況等の影響に関する浸透流解析

現在実施されている河川堤防の浸透に対する安全性の照査は、堤防のある区間に対し代表する横断面の土質構造に基づいて照査を行っている。実際には堤防は線状構造物であり、堤防強化を実施したにもかかわらず、上下流側の構造に影響を受けて再度漏水するなどの事例が見られていることから、堤防縦断方向の構造の影響について評価する必要がある。19年度は、堤防縦断方向における堤体の透水係数の違いや、基礎地盤の旧河道を想定した透水ゾーンの浸透に対する安全性に与える影響について、基礎データを得ることを目的に、三次元浸透流解析を行った。

解析モデルは、特定の河川を対象としたものではなく、

高さ 5m、のり面勾配 1:3、天端幅 5m、縦断方向に直線の堤防、という単純な条件とした。解析範囲は、縦断方向 1,000m、横断方向 300m とし、河床勾配 1/250 を標準とした。洪水外力は図-1 に示す条件を与えた。

2.2.1 縦断方向の堤体の透水係数の違いの影響

堤防は長大な構造物であることから、築堤の時期や築堤材料が、区間によって異なる。そこで、図-2 のように、縦断方向に堤体の透水係数が異なる解析モデルを設定し、透水係数が変化する境界付近の堤体内水位の状況等について検討した (Case1)。

2.2.2 基礎地盤内の透水ゾーンの影響

洪水時の氾濫や流路変化を繰り返している河川では、基礎地盤の土質構成が複雑な場合が多い。特に、「旧河道」等の要注意地形の存在する箇所において浸透による堤防の被害が多発する傾向が知られている。そこで、図-3 のとおり、基礎地盤内に旧河道を想定した透水ゾーンを設定し、透水ゾーンの幅や連続性の条件を変化させた際の、局所動水勾配等への影響について検討した (Case2)。

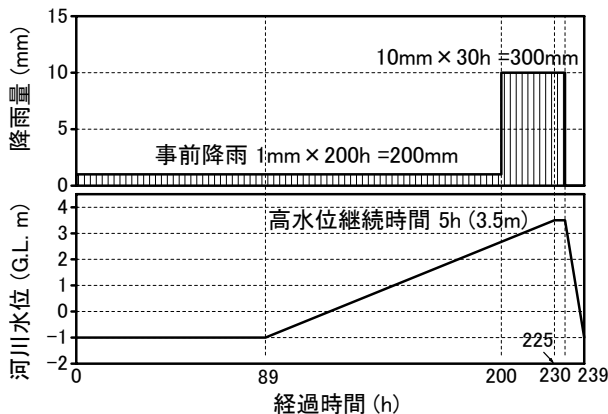


図-1 解析に用いた洪水外力

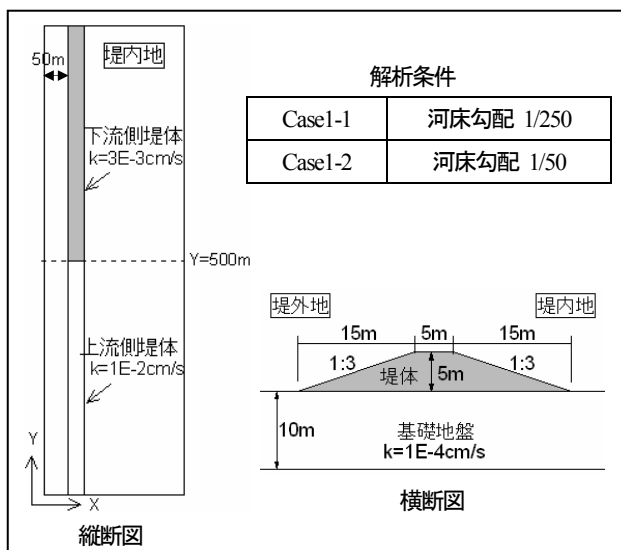


図-2 三次元解析モデル (Case1)

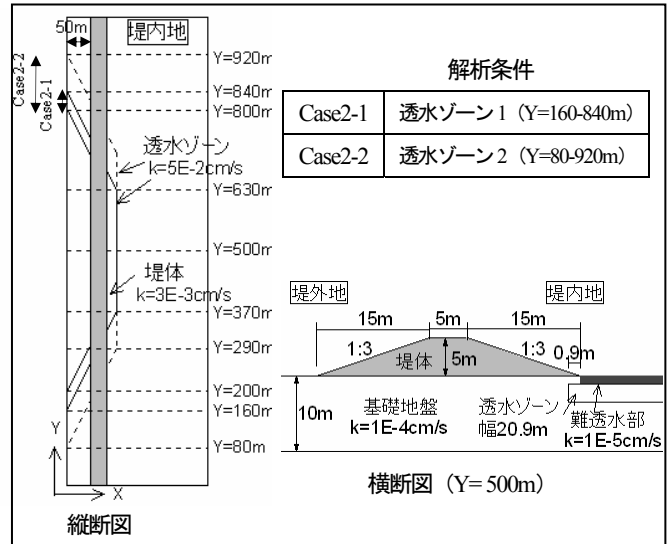


図-3 三次元解析モデル (Case2)

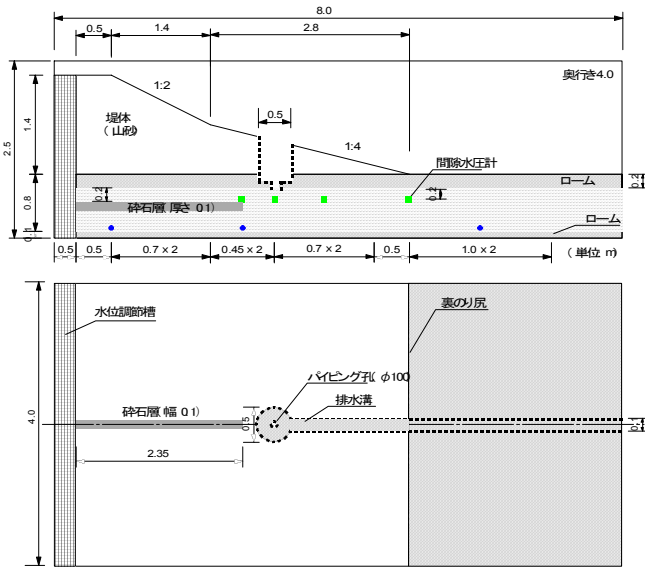
2.3 パイピングによる堤防不安定化に関する検討

河川堤防の不安定化要因の一つに基礎地盤のパイピング破壊がある。近年の豪雨災害においてもパイピングによると思われる堤防の陥没が確認されているところであるが、陥没に至るメカニズムについては明らかになっていない。また、パイピングに対する照査基準を満足していたにもかかわらず、漏水が発生した事例も確認されており、現行の安全性照査方法やその照査基準の妥当性についても検討が必要と考えられる。そこで、パイピングの発生から規模拡大に至るメカニズムを確認するとともに、パイピングに関する照査基準に関する検討を行うため模型実験を行った。

堤防模型の断面図および平面図を図-4 に示す。堤体は、山砂を用いて堤内地側の半断面をモデル化した。天端幅 0.5m、高さ 1.4m である。基礎地盤は、層厚 0.8m の川砂の上に層厚 0.2m のローム層を敷設し、粘性土による被覆条件を再現した。基礎地盤内には、図-4 に示すように幅 10cm、層厚 10cm の碎石層 (粒径範囲 30~40mm) を設置し、水みちを再現した。のり面の一部には図-4 に示すような弱点部を設け、中央部には直径 10cm のパイピング孔を作製した。山砂と川砂の土質特性を表-1 に示す。堤体、基礎地盤の締固め度はともに 90% 程度であり、透水係数は、堤体が $4.8 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 、基礎地盤が $3.4 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ であった。

実験は、数日間かけて基礎地盤を飽和させた後、外水位を約 1 時間で基礎地盤上面 +1.2m まで上昇 (湛水) させて維持し、パイピング発生後、堤体や基礎地盤に変状が確認できるまで継続する、という手順で行った。湛水前後には堤体内のゆるみの発生状況を把握するために、土検棒 ④による貫入試験および堤体表面の高さ測定を行

った。また、開削時はクラックや空洞の発生状況等を確認した。



図－4 実験模型の断面図・平面図

表－1 使用材料の土質特性

土質材料		山砂	川砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	礫分(%)	0.7	11.4
	砂分(%)	88.8	87.3
	シルト・粘土分(%)	10.5	1.3
	締固め特性		
	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.667	1.681
	w_{opt} (%)	18.9	18.6

3. 研究結果

3. 1 被災箇所現地調査

3.1.1 現地調査結果

(1) 米代川

右岸 19.0km 付近では、4 箇所で漏水が確認されたが、調査当時、水防活動による月輪工の中に噴砂跡は確認されなかった。当該箇所は氾濫平野と旧河道の境界付近に位置し、旧河道の流路跡に堆積した粘性土と堤体の間に水みちが形成された可能性がある。

左岸 7.8km 付近では、約 40m にわたって裏のりすべりと噴砂を伴う漏水が発生した。現地調査結果から、すべりが発生した区間は、すべり破壊が発生していない上流側の区間に比べて堤内地盤高が低いことが確認された。

左岸 9.8km 付近では、10 箇所程度の噴砂跡が確認された。当該箇所は旧河道に位置していた。

左岸 15.5km および左岸 16.0km 付近は、いずれも氾濫平野に位置している。この区間では 10 箇所以上の漏水が発生し、左岸 15.5km 付近では写真－1 に示すように最大で直径 3m 程度の巨大な噴砂跡が確認された。本箇所は、洪水時に堤内地が広い範囲にわたって水没していたため、水防活動ができず、若干は水压バランスが作

用したものの、このように大規模な噴砂跡が形成されたと考えられる。

左岸 22.0km 付近では、裏のり尻およびその近辺で 200m 以上の範囲にわたり、30 箇所以上の噴砂跡が確認された。



写真－1 直径 3m 程度の噴砂跡（左岸 15.5km 付近）

(2) 北上川

右岸 47.0km 付近では、900m 以上の範囲にわたって 17 箇所で漏水が発生した。本区間内には、旧河道が含まれており、旧河道に近い箇所では水防活動による月輪工の中央に開口部が見られるなど、他の箇所と比べて被災規模が大きくなる傾向が確認された。

右岸 66.4km 付近では、240m 程度の範囲にわたって 10 箇所で漏水が発生し、そのうち 3 箇所で噴砂跡が確認された。当該箇所付近で過去に行われた土質調査結果を考慮すると、旧河道およびその付近の旧川微高地に位置すると考えられる。

右岸 130.8km 付近では、300m 程度の範囲にわたって 11 箇所で漏水が発生した。当該箇所は、本川の湾曲部に位置しており、堤体は砂礫を主体として築造されていた。

左岸 47.0km 付近では、のり尻から 10m 程度離れた位置で 2 箇所の漏水が確認された。当該箇所は氾濫平野に位置しており、特に注意すべき地形は見られないが、200m 程度上流側には過去の漏水被害を受けて川表側に止水矢板が施工されていた。

左岸 56.2km 付近は支川（人首川）との合流部に位置し、両河川堤防裏のり尻付近で 8 箇所程度の漏水が確認された。当該箇所のうち、本川堤防は旧河道に位置していた。

左岸 113.8km 付近では、420m 程度の範囲にわたって 15 箇所で漏水が発生した。当該箇所は、現地調査によって堤体の一部が透水性の高い粗砂や砂礫主体で構成されていることが推定された。

3.1.2 安全性照査結果

被災時の水位・降雨データを用いて浸透流解析により、洪水時の堤体内浸透流を再現し、安全性照査を行った。

米代川では、被災直後に被災箇所を対象とした土質調査が行われており、土層構成や土質定数等を解析条件に反映させた。北上川では、当該区間の詳細点検対象断面の土質データを使用した。

また、降雨量は近傍の観測所データを用い、水位変動については近傍の観測所での観測結果と現地での水位痕跡から推定した。断面形状は測量結果から設定した。

表－2に解析結果（米代川については能代河川国道事務所提供）を整理して示す。被災箇所の土層構成まで考慮した米代川では、局所動水勾配および揚圧力の値が基準値を満足せず、パイピングのおそれがあると判定される結果となった。すなわち、実際の状況をよく表していると考えられる。

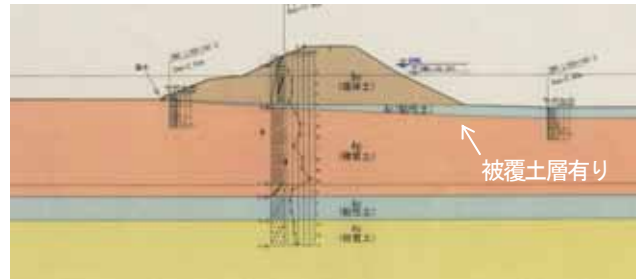
いっぽう、水位・降雨データのみを考慮した北上川では、局所動水勾配および揚圧力の値が基準値を満足し、パイピングのおそれは小さいという評価結果となった。これは、土質条件が点検対象断面とは異なる、または堤防縦断方向からの浸透の影響を受けた可能性等が考えられる。

また、この結果と詳細点検結果との比較を行ってみると、米代川では、詳細点検結果の方が安全性が高くなっているケースが多かった。その原因として、表－2に示すように左岸 7.8km を除く被災箇所においては基礎地盤表層の土層構成が詳細点検と若干異なっていたことが挙げられる。一例として、米代川左岸 16.6km での土層モデルを図－5、6（能代河川国道事務所提供）に示す。図－5に示すように、基礎地盤表層に詳細点検時には確認されなかった薄い被覆土層が存在していた。このため、基礎地盤内の水圧が上昇し、漏水が発生した可能性が考えられる。また、左岸 7.8km では、堤内地の地盤高さが検討断面と異なっていた。

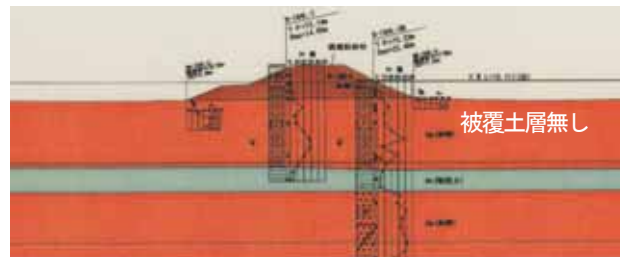
表－2 被災時のデータを用いた安全性照査結果

河川名	被災箇所	局所動水勾配 (iv, ih)	揚圧力 (G/W)	主な詳細点検との相違点※
米代川	左岸 7.8km	0.65, 1.02	—	堤内地盤高
	左岸 15.5km	0.88, —	—	基礎地盤表層の被覆土層の有無
	左岸 16.6km	0.54, 0.66	—	基礎地盤表層の被覆土層の有無
	左岸 22.0km	0.50, 0.61	0.49	堤外側表層の高透水層の有無
北上川	右岸 130.8km	—	1.39	特に無し
	左岸 56.2km	—	1.07	(土層構成・土質定数等は不明)
	左岸 47.0km	0.04, 0.08	—	

※断面形状の微細な違いや外力（水位）の違いは除く



図－5 米代川左岸 16.6km における被災箇所断面



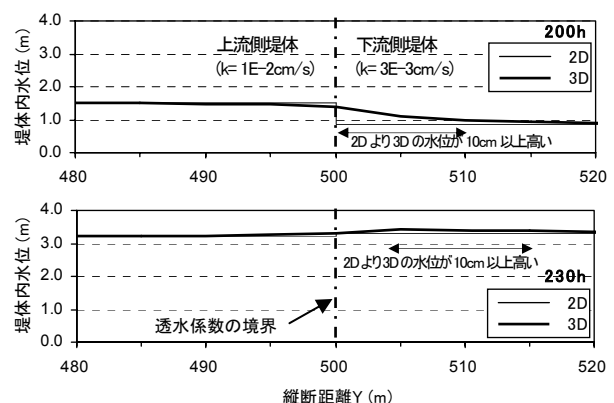
図－6 米代川左岸 16.6km における詳細点検時の照査断面

3. 2 上下流側の状況等の影響に関する浸透流解析

3.2.1 縦断方向の堤体の透水係数の違いの影響

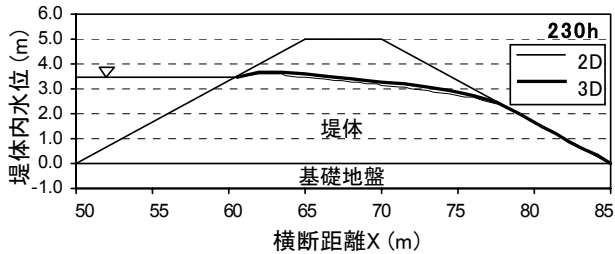
堤体の透水係数が変化する地点（Y=500m）付近における、縦断方向の堤体内水位を図－7に示す。三次元解析の結果、洪水開始後 200 時間の時点では、透水係数の高い上流側の堤体内水位の上昇が速く、その影響を受けて下流側の水位も上昇する現象が見られた。高水位終了時点（洪水開始後 230 時間経過）では、透水係数の境界付近からやや下流側（Y=508m）で堤体内水位が最大となった。Case1-1 において、二次元解析より三次元解析の堤体内水位が 10cm 以上高い結果となったのは、洪水開始 200 時間後においては Y=500～510m、230 時間後では Y=504～515m の範囲であった。河床勾配の急な Case1-2 では 200 時間後で Y=500～524m、230 時間後で Y=500～513m となり、範囲が広がる傾向が見られた。

洪水開始後 230 時間における堤体内水位最大地点（Y=508m）の堤防横断方向の水位を図－8に示す。堤



図－7 縦断方向の堤体内水位（Case1-1, X= 68m）

体と基礎地盤の内部摩擦角がそれぞれ 30 度、35 度であると仮定すると、円弧すべり安全率は表－4 の結果となり、二次元解析と三次元解析との間に大きな違いは見られなかった。また、鉛直・水平局所動水勾配の最大値も、表－4 に示すとおり二次元解析と三次元解析で大きな差は認められなかった。



図－8 横断方向の堤体内水位 (Case1-1, Y= 508m)

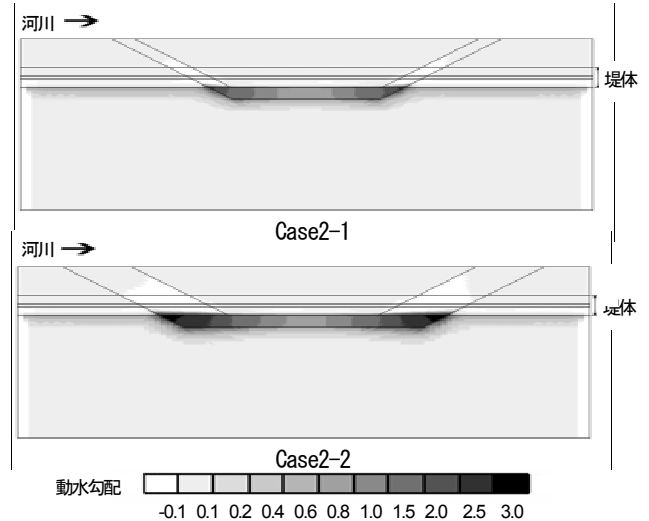
表－3 安全性照査 (Case1, 230h)

	円弧すべり安全率	鉛直局所動水勾配	水平局所動水勾配
3D Case1-1 (Y=508m)	1.13	0.34	0.32
3D Case1-2 (Y=508m)	1.12	0.34	0.32
2D (比較対象断面)	1.15	0.34	0.33

3.2.2 基礎地盤内の透水ゾーンの影響

洪水開始後 200 時間経過時と 230 時間経過時点における Case2-1, 2-2 の縦断方向の堤体内水位を図－9 に示す。二次元解析の結果は、Y=500m 地点の横断面で算出したものである。透水ゾーンが堤防の下に位置している区間では、堤体内水位が上昇しており、Case2-1 の場合、周辺区間との差は洪水開始後 200 時間で最大 33cm 程度、230 時間後で最大 9cm 程度であった。上下流で透水ゾーンの幅が 3 倍になっている Case3-2 では、水位の高さと縦断方向の影響範囲が大きくなった。

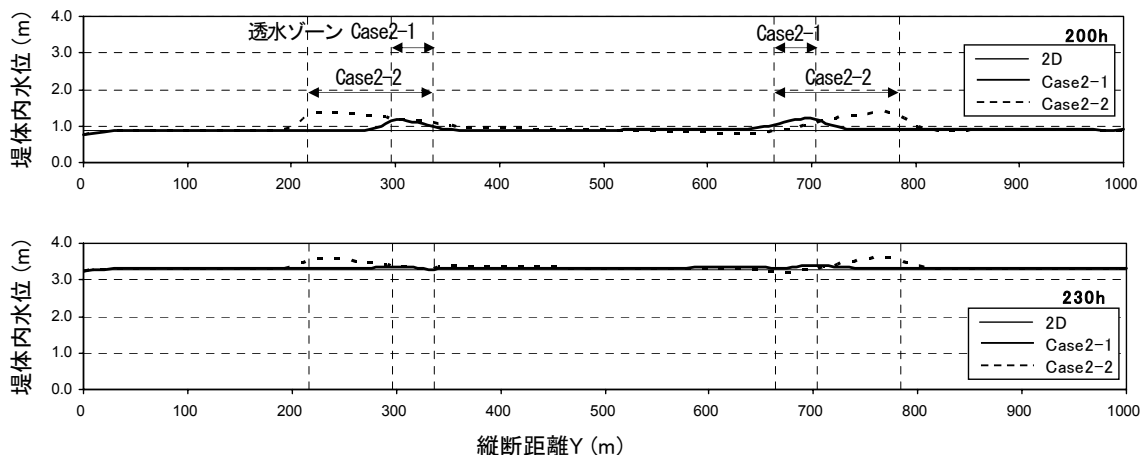
基礎地盤の表層 (要素中心 : G.L.-0.25m) における鉛直局所動水勾配分布を図－10 に示す。どちらのケース



図－10 鉛直局所動水勾配分布 (Case2, G.L.-0.25m)

も透水ゾーンが堤防から堤内地に入る部分と、逆に堤内地から堤防に戻る部分で値が大きくなった。堤体内水位と同様に、上下流で透水ゾーンの幅が 3 倍になっている Case2-2 では、鉛直動水勾配の値が大きく、影響範囲も広くなる傾向であった。鉛直・水平局所動水勾配の最大値は、表－5 に示すとおり、透水ゾーンの無い Case1 と比較すると大きな値を示した。二次元解析と三次元解析を比較すると、鉛直局所動水勾配は二次元解析の結果の方がやや大きく、逆に水平局所動水勾配は三次元解析の結果の方が 1.6～2 倍程度大きくなった。洪水開始 230 時間後における堤体内水位最大地点において、Case1 と同じ条件で円弧すべり安全率を算出したところ、表-4 の結果となり、二次元解析と三次元解析に違いは見られなかった。

以上の結果から、今回の解析条件のように基礎地盤の透水ゾーンが堤内地に入り、再び河川に戻るように位置している場合、透水ゾーンと堤防裏のり尻が交差する部分付近で局所動水勾配が大きくなり、二次元解析では水



図－9 縦断方向の堤体内水位 (Case2, X=68m)

平局所動水勾配を過小に評価している可能性があることがわかった。縦断方向の土質構成を十分把握した上で、場合によっては現地における水位モニタリングや、三次元解析による照査が必要と考えられる。

表一4 安全性照査 (Case2, 230h)

	円弧すべり 安全率	鉛直局所 動水勾配	水平局所 動水勾配
3D Case2-1	1.12 (Y=699m)	2.06 (Y=668m)	0.59 (Y=677m)
2D (Case2-1 の 比較対象断面)	1.17	2.22	0.35
3D Case2-2	1.10 (Y=769m)	2.69 (Y=748m)	0.75 (Y=757m)
2D (Case2-2 の 比較対象断面)	1.10	2.94	0.36

3.3 パイピングによる堤防不安定化に関する検討

給水槽の水位を上昇させ始めてから 25 分後に弱点部中央のパイピング孔から徐々に漏水が始まった。28 分後に弱点部の上流側下端付近およびパイピング孔にかけて噴砂が発生し、35 分後に噴砂とそれに伴って水の流出が顕著となった (写真-2 参照)。その後、噴砂規模をさらに拡大しつつ、堤体への変状を確認した時点で実験を終了した。

実験の前後で堤防表面の高さを測定したところ、天端で0.2~0.6cm、のり面中央付近 (パイピング孔より上流側) で0.2~0.9cm程度の沈下が確認され、いずれも模型中央付近で沈下が大きくなる傾向を示したが、パイピング孔よりのり尻側 (下流側) では沈下はほとんど発生しなかった。いっぽう、実験終了後の模型の状況を図-11に示すように、パイピング孔より上流側では広範囲にわたって基礎地盤上面が沈下している (4~11cm程度)。また、その上方では、のり面直下で大きなゆるみ領域 (貫入抵抗が0.8 MN/m²以下だと概ね地盤が弱い) が発生していることが確認された。噴砂により基礎地盤が吸い出しを受け、それによる基礎地盤の沈下がその主な原因と考えられる。以上から、パイピング箇所より上流側では、パイピングに伴う水みちに沿った土質材料の吸い出しの進行により、降雨浸透等による堤体でのサクシンの低下などともあいまって、堤体のゆるみ、さらには陥没が発生するものと推察される。



写真-2 パイピングの状況

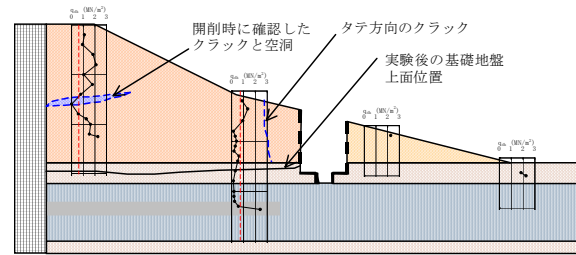


図-11 実験終了後の堤体の状況

4. まとめ

- ・堤防被災箇所の現地調査ならびに当該箇所での安全性照査の結果、一部の堤防では堤防詳細点検結果の傾向と一致せず、その理由として検討断面の形状や基礎地盤表層の土質構成等の設定に原因があることが推測された。
- ・堤防の浸透に対する安全性について、三次元浸透流解析により検討を行った結果、堤体の透水係数が縦断方向に変化する場合、変化する境界付近において、堤体内水位が上昇する傾向が見られ、その傾向は河床勾配が大きいほど顕著に現れた。また、基礎地盤の透水ゾーンが堤内地に入り、再び河川に戻るよう位置している場合、透水ゾーンと堤防裏のり尻が交差する部分付近で局所動水勾配が大きくなり、従来の二次元解析による照査では水平局所動水勾配を過小に評価している可能性がある。
- ・パイピングに伴う河川堤防のゆるみや空洞形成等の不安定化の現象について、模型実験により確認することができた。

今後は、ドレーンや矢板等の各種堤防強化工法を導入することによる周辺地盤への影響等を、引き続き検討し、河川堤防の弱点箇所抽出手法や質的強化対策選定手法等を取りまとめる予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局能代河川国道事務所: H19豪雨による出水 (平成19年9月17~19日) 米代川出水速報, 2007.10.
- 2) 国土交通省東北地方整備局岩手河川国道事務所: 平成19年9月洪水北上川上流出水速報 (ホームページ), 2007.9.
- 3) 河川堤防設計指針: 国土交通省河川局治水課, 2002.7.
- 4) 佐々木他: 斜面の土層深さとせん断強度の簡易試験法の開発, 平成14年度応用地質学会論文講演集, 2002.10, pp.359-362

A STUDY ON VULNERABLE POINT DETECTION METHOD AND REINFORCEMENT METHOD FOR RIVER LEVEE

Abstract : From the inspection of river levees, there seems to be vulnerable points in some river levees. In this research, we have tried to improve the evaluation method of levee's stability and develop the reinforcement method for a river levee. From the field investigation, numerical analysis and model tests, the parameters influencing the river levee stability are figured out.

Key words : river levee, seepage, water leakage, stability evaluation