

午前 4 時 10 分頃、欠壊が 10m ほどに拡がり越水が激しくなった。

午前 4 時 20 分頃、欠壊が 15m ほどになり越水が滝のようになった。

午前 5 時 20 分頃、欠壊が 20m ほどになり、対岸（右岸）も崩れだした。

③ 8 月 14 日午前 4 時頃、2 回大きな音が鳴った後、水と土砂が流れ込んできた。

④ 堤防欠壊は、まず左岸側で、その後右岸側が欠壊した。両岸の堤防コンクリートは、左岸の堤内へ流れ込んできた。

⑤ 河道内の水位が満水状態であった。

⑥ 8 月 14 日の午前 4 時から 4 時半頃、堤防から水は越水していなかった。

⑦ 8 月 14 日の午前 4 時半頃と午前 5 時頃、上出橋のガードレールやフェンスに流木・丸太などが引っかかり水が溢れた。

⑧ かなり大きな流木が流れてきた。直径 50 cm ぐらいのものもあった。

⑨ 家の中に流木や大きい石が流れ込んできた。

⑩ ゴルフボールが多数、家の中に流れ込んできた。

⑪ 堤防のコンクリートが堤内側の道路まで流れ込んできた。



4.2.2 流下物調査

欠壊箇所からのコンクリート片・雑割石等の散乱状況を確認するために、9月6日に河口部において流下物調査を実施した。

弥陀次郎川の河床コンクリートと推測されるコンクリート片は、主に弥陀次郎川河口部～宇治川合流部までの間で多数確認された。これらには、欠壊箇所の河床コンクリートも含まれていると考えられ、欠壊前に損傷を受け下流に流れていったと推測される。それぞれの厚みは150mm程度であった。この区間では、これらコンクリート片の他に、250mm程度の大きさがある転石も多数見られた。



図- 4.17 河口部の流下物状況(コンクリート片)

また、欠壊箇所の石積みの材料と推測される雑割石が、宇治川合流部および弥陀次郎川河口部で合計4個確認された。

一方で、堤内地の住宅地側では、宇治市で住宅地内の道路に堆積した土砂を撤去した際に、かなりの数の雑割石が混ざっていることが目撃されている。大部分の雑割石が堤内側に流出したと考ええると、石積み護岸の早くからの損壊は少なかったのではないかと推測される。



図- 4.17 河口部の流下物状況(雑割石)

この他、欠壊直後には被災家屋のすぐ横にコンクリート片が流されているのが確認されており、厚みおよび大きさから欠壊箇所の河床コンクリートであったと推測される。住民への聞き取り調査でも、堤内側の道路まで堤防のコンクリートが流れてきたとの証言があり、欠壊直後に大きなコンクリート片が流出したものと考えられる。



図- 4.17 欠壊箇所左岸の住宅に張り付いたコンクリート片

5. 欠壊メカニズムの検討

5.1 水文・水理状況に関する調査

5.1.1 流域雨量解析

図- 2.2 に示したように、弥陀次郎川流域に最も近い雨量観測所は宇治観測所である。しかしながら、局所的な雨量の集中が想定される今回のような降雨において、流域外に位置する宇治観測所の記録のみによって流域雨量を評価することは、代表性の観点から不十分と考えられる。

そこで流域雨量解析にあたっては、国土交通省による Xバンド MP レーダー観測記録から、流域平均雨量の算定を行った。気象レーダーや Xバンド MP レーダーの観測記録では、弥陀次郎川流域での降雨は宇治観測所周辺よりも多かった可能性があり、この点からもレーダー観測記録によって流域平均雨量を算定する意義は認められる。

X バンド MP レーダーの観測記録から得られた流域平均雨量のハイトグラフを、宇治観測所における降雨観測記録と合わせ、以下に示す（上段：レーダー記録、下段：宇治観測所、10 分間雨量グラフ）。宇治観測所の記録と比較すると、約 3 割多い雨量であったという結果になった。

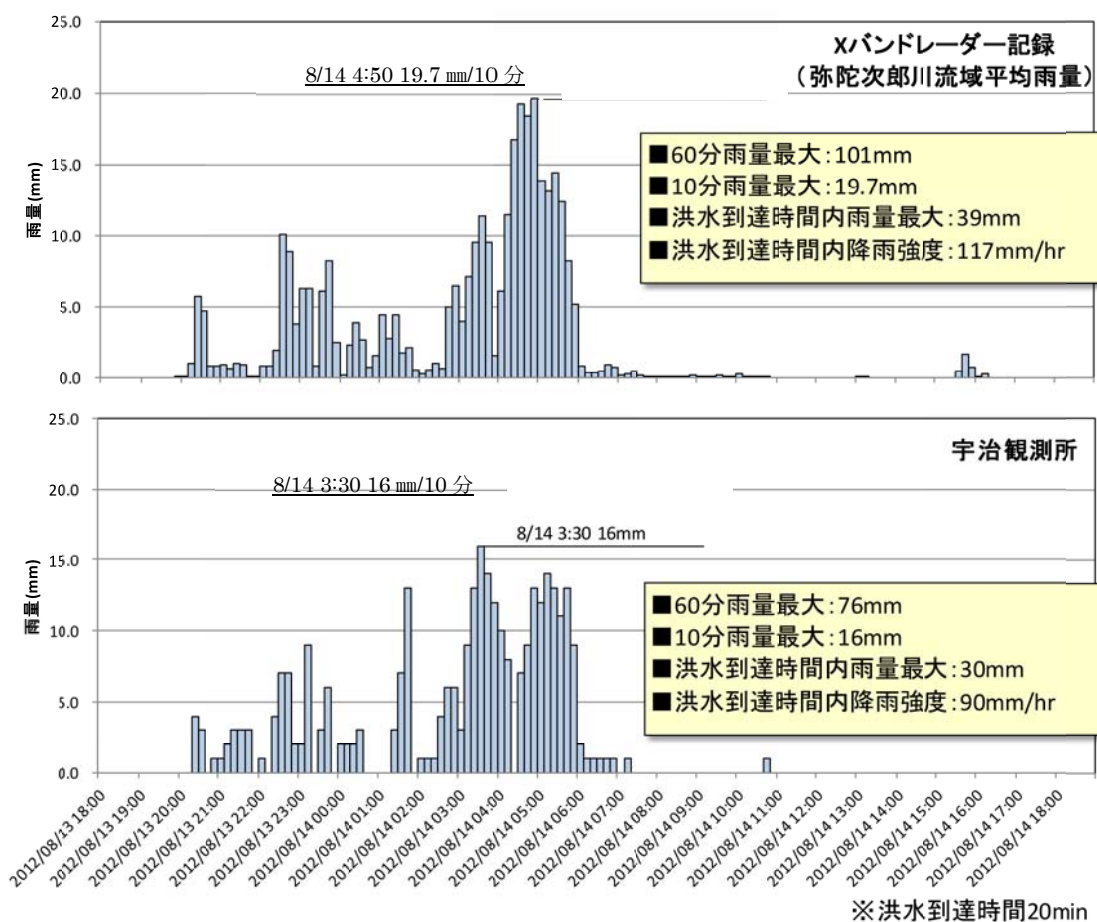


図- 5.1 Xバンドレーダー観測記録に基づく流域平均雨量算定結果
(10 分間雨量グラフ)

同時に、レーダー観測記録の妥当性についても検証した。宇治観測所地点での X バンド MP レーダー観測記録と宇治観測所雨量データを比較したところ、大きな乖離は無く、概ね良好であると判定した。

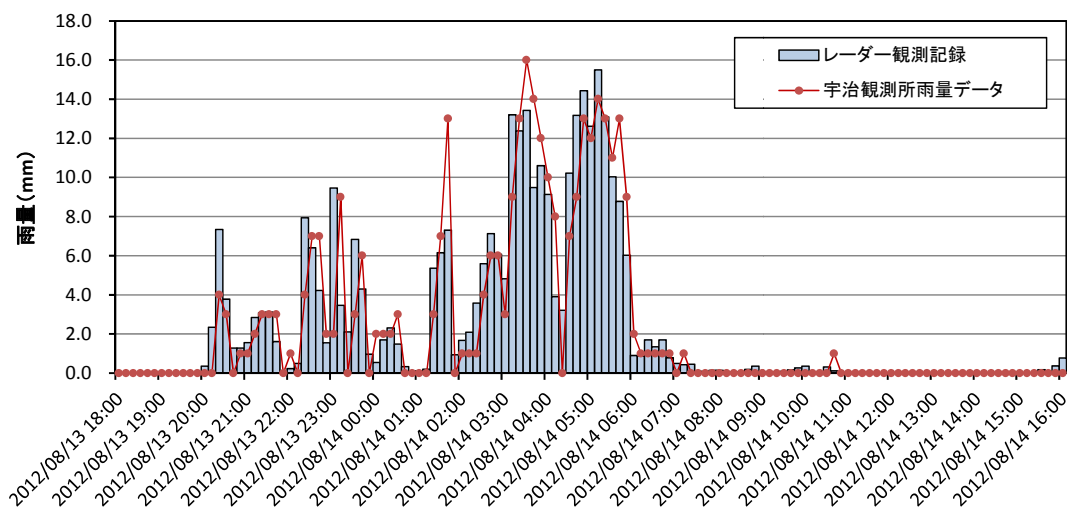


図- 5.2 宇治観測所の観測記録とレーダー記録の比較

5.1.2 流出量の推定

前項にて算定された流域平均雨量に基づき、合成合理式を用いた流出計算により、洪水流量の推定を行った。

計算にあたっては、流域面積の 1.44 km² を 7 流域に区分し、最新の土地利用状況を踏まえ、「河川砂防技術基準（案）調査編」の土地利用分類の対応表に基づき各流域の流出係数を設定した（表-5.1）。洪水到達時間はクラーヘン式によって算定し、天井川の入口部分である上出橋地点で 20 分とした。

流出計算に必要なモデル定数を整理すると、表-5.2 のとおりである。



図- 5.3 流域分割図

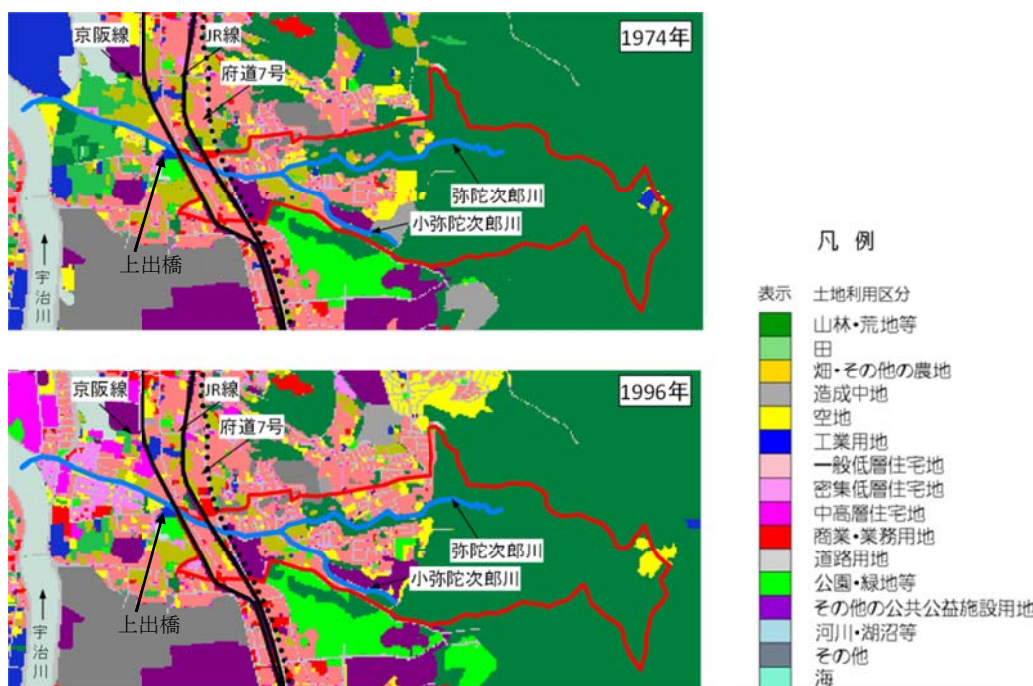


図- 5.4 地利用の変化

表- 5.1 弥陀次郎川流出係数設定表

流域番号	山林・荒地等 (ha)	田 (ha)	畑・その他の農地 (ha)	造成中地 (ha)	空地 (ha)	工業用地 (ha)	一般低層住宅地 (ha)	密集低層住宅地 (ha)	中高層住宅地 (ha)	商業・業務用地 (ha)	道路用地 (ha)	公園・緑地等 (ha)	その他の公共施設用地 (ha)	河川・湖沼等 (ha)	その他 (ha)	総面積 (ha)	流域別流出係数
	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f			
1	15.90	0.00	0.00	0.00	1.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.61	0.471
2	36.79	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.02	0.00	36.95	0.501
3	6.72	0.00	0.29	0.05	2.17	0.06	5.98	0.07	0.01	0.05	1.68	0.19	0.15	0.00	0.00	17.42	0.547
4	2.77	0.01	0.71	0.02	0.37	0.01	2.18	0.22	0.13	0.02	0.82	0.00	0.00	0.00	0.95	8.22	0.583
5	24.89	0.00	1.78	0.02	2.44	0.04	7.67	0.40	0.17	0.10	2.35	1.24	4.39	0.06	0.00	45.54	0.536
6	0.00	0.01	0.58	0.00	0.30	0.00	2.94	0.31	0.14	0.22	1.35	0.00	3.20	0.00	0.80	9.85	0.658
7	0.00	0.02	0.72	0.00	0.35	0.16	4.30	0.32	0.05	0.42	0.77	0.05	0.99	0.00	0.00	8.16	0.642

(流出係数 f : 「河川砂防技術基準 (案) 調査編」 の土地利用分類の対応表より)

表- 5.2 モデル定数一覧

流域番号	流域面積 (km ²)	流出係数 F	流路長 (m)	流路勾配	流入時間 (分)	到達時間 (分)	備考
1	0.176	0.471	0	0	8	8.0	
2	0.370	0.501	840	0.067	-	4.0	
3	0.174	0.547	640	0.051	-	3.0	
4	0.082	0.583	505	0.040	-	2.4	
5	0.455	0.536	805	0.064	-	3.8	支川 小弥陀次郎川
6	0.099	0.658	260	0.021	-	1.2	
7	0.082	0.642	270	0.021	-	1.3	
計	1.438					20.0	

流出計算の結果を以下に示す。基準点（上出橋）での流出量は、最大で $25\text{m}^3/\text{s}$ を超える大きなものとなった。

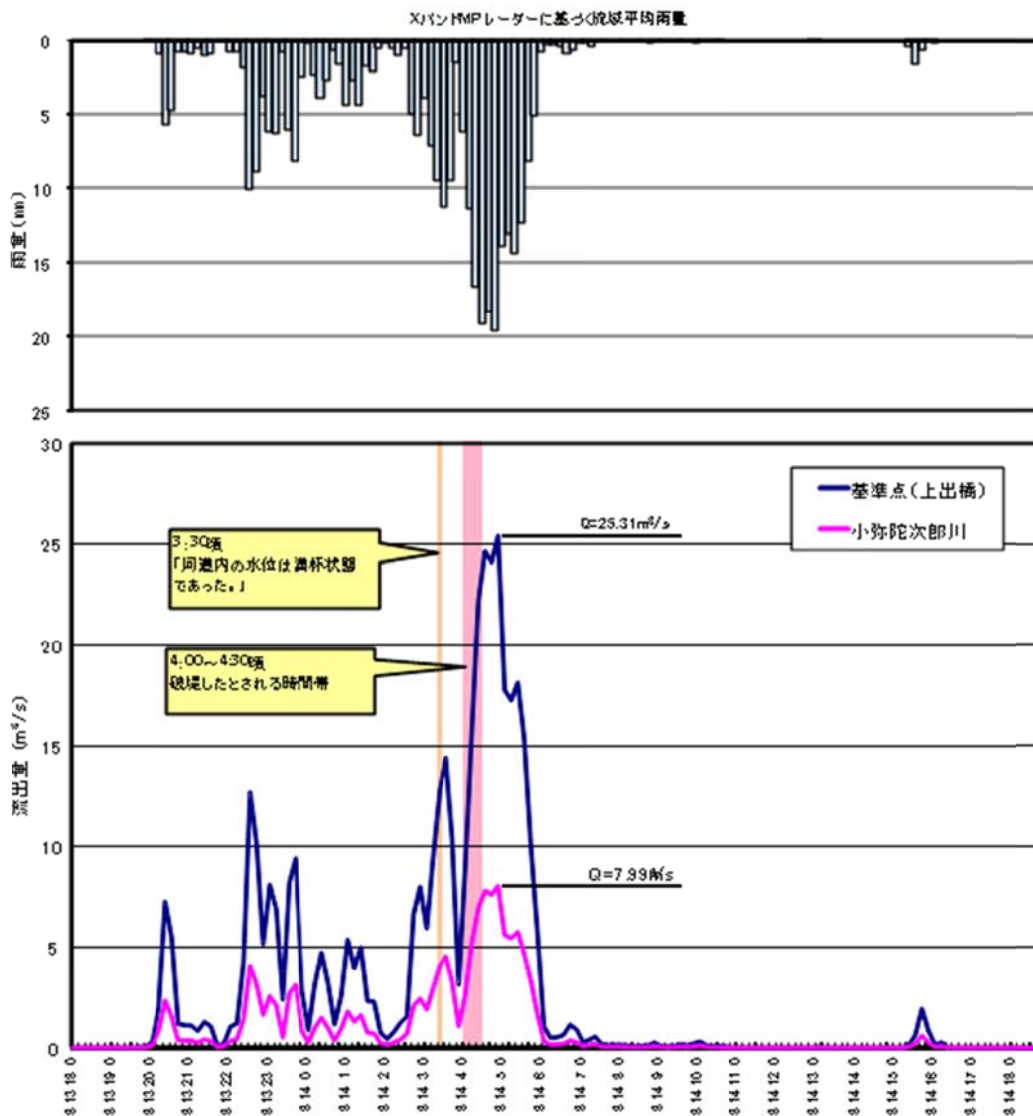


図- 5.5 流出計算結果

5.1.3 河道内水理状況の推定

(1) 計算手法

欠壊メカニズムを解明するためには、被災時に欠壊箇所が発生した流量・水位・流速といった河道内の水理状況の把握が不可欠である。

ここでは、一次元不等流計算モデルにより、被災時の河道内水理状況を考察した。

一次元不等流計算にあたっては、流量を $10\text{m}^3/\text{s} \sim 20\text{m}^3/\text{s}$ の間で $1\text{m}^3/\text{s}$ 間隔で変化させ、各流量に対する水位を確認した。被災直後に破堤箇所上下流で樹木が生えていたことが確認されていることや住民からの聞きとり調査でえられた証言を踏まえ、河道内樹木を考慮しない場合と考慮する場合の2ケースの粗度係数を設定し、検討することとした。なお、破堤箇所の上下流で樹木が生えていたが、石積みの緩みが生じていたところは確認されなかった。

表-5.3 ケース別の粗度係数と考え方

粗度係数Case1:河道内の樹木を考慮しない場合

区間	距離標	粗度係数	粗度係数設定の考え方
①	合流点 ~0.195k	0.026	河床(粗礫:n=0.029)と 張ブロック(n=0.024)の合成粗度
②	0.195k ~0.46k	0.020	コンクリート水路
③	0.46k~	0.023	コンクリート(n=0.020)と 粗石空積(n=0.033)の合成粗度

粗度係数Case2:河道内の樹木を考慮する場合

区間	距離標	粗度係数	粗度係数設定の考え方
①	合流点 ~0.195k	0.026	河床(粗礫:n=0.029)と 張ブロック(n=0.024)の合成粗度
②	0.195k ~0.46k	一般部:0.020	コンクリート
		植生部:0.035~0.036	コンクリート(n=0.020)と 雑草・灌木(n=0.040)の合成粗度
③	0.46k~	一般部:0.023	コンクリート(n=0.020)と 粗石空積(n=0.033)の合成粗度
		植生部:0.035~0.036	コンクリート(n=0.020)と 雑草・灌木(n=0.040)の合成粗度

(2) 被災箇所の推定水位と流量

図-5.6 および図-5.7 は、流量を $10\text{m}^3/\text{s} \sim 20\text{m}^3/\text{s}$ の間で $1\text{m}^3/\text{s}$ 間隔で変化させた時の各流量に対する水位を、一次元不等流計算によって算定したものである。河道の粗度係数については、前述したとおり、河道内樹木を考慮しない場合と考慮する場合の2ケースを想定している。

8月13日~14日の洪水時においては、堤防からの越水は生じておらず、ほぼ満杯の状態であつたとの情報が近隣住民への聞き取り調査において得られている。満杯の状態とは、計画高水位を大きく越えている状態で流れていたということになる。

この情報を基に、8月14日の洪水時の被災箇所における流量を水位計算結果から推定すると、流量は $15\text{m}^3/\text{s} \sim 20\text{m}^3/\text{s}$ 程度となる。

この流量が被災時に流木や転石等とともに、流下していたものと考えられる。

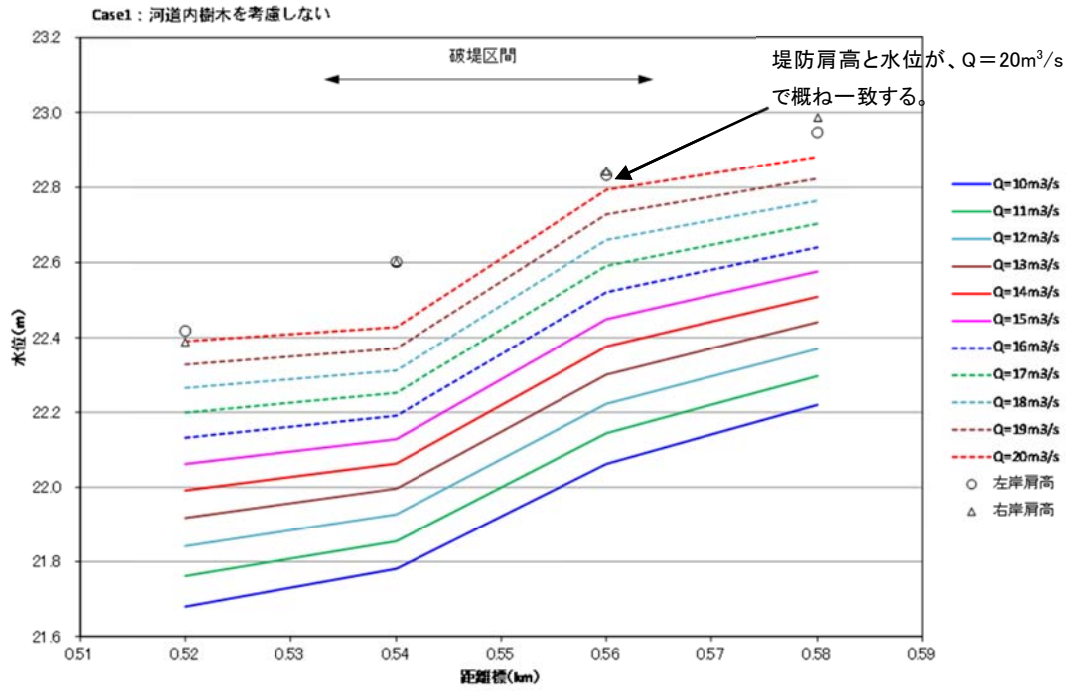


図- 5.6 破堤箇所近傍の水位計算結果[河道内樹木を考慮しない場合]

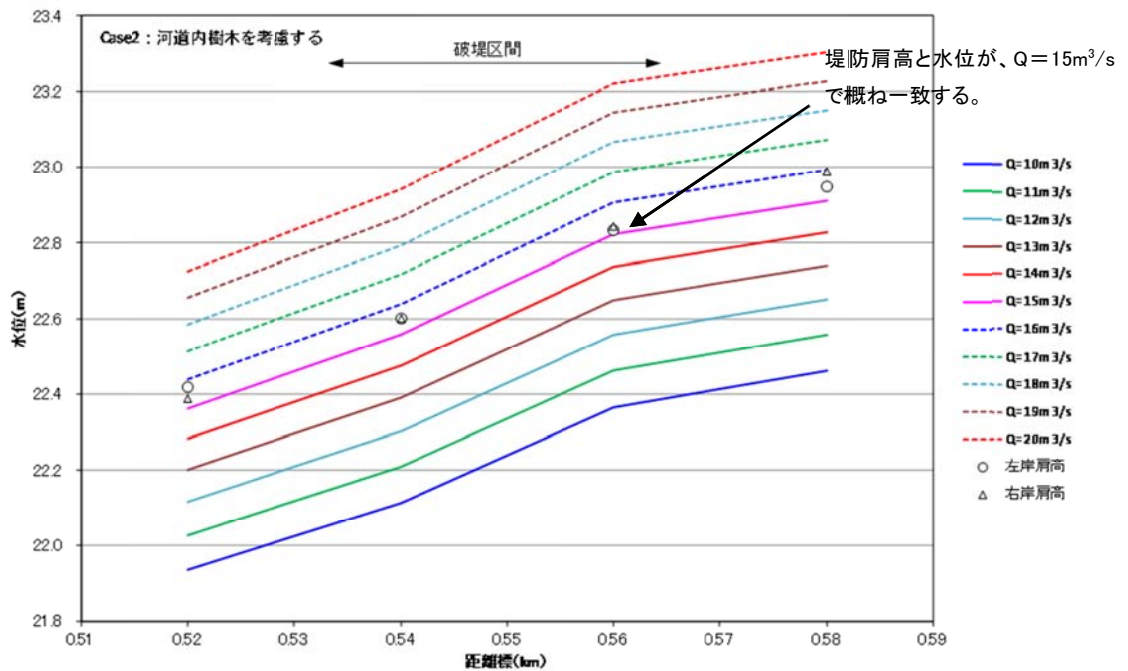


図- 5.7 破堤箇所近傍の水位計算結果[河道内樹木を考慮する場合]

また、天井川区間の上流側にある上出橋付近は断面積が小さく狭窄箇所となっており、8月14日の洪水時には、上出橋上流右岸側では越水によって床上浸水(半壊)の被害が生じるとともに、上出橋のガードレールやフェンスに流木・丸太などが引っかかり、水が溢れていたとの情報が得られている。(図-5.8)

そこで、上出橋によって作られる狭窄箇所を水平水路床上のゲートと見なし、ゲートからの自由流出として流量を推定(図-5.9)すると、以下のとおり推定流量は13.5m³/sとなる。



図- 5.8 上出橋上流部における洪水流下状況の推定

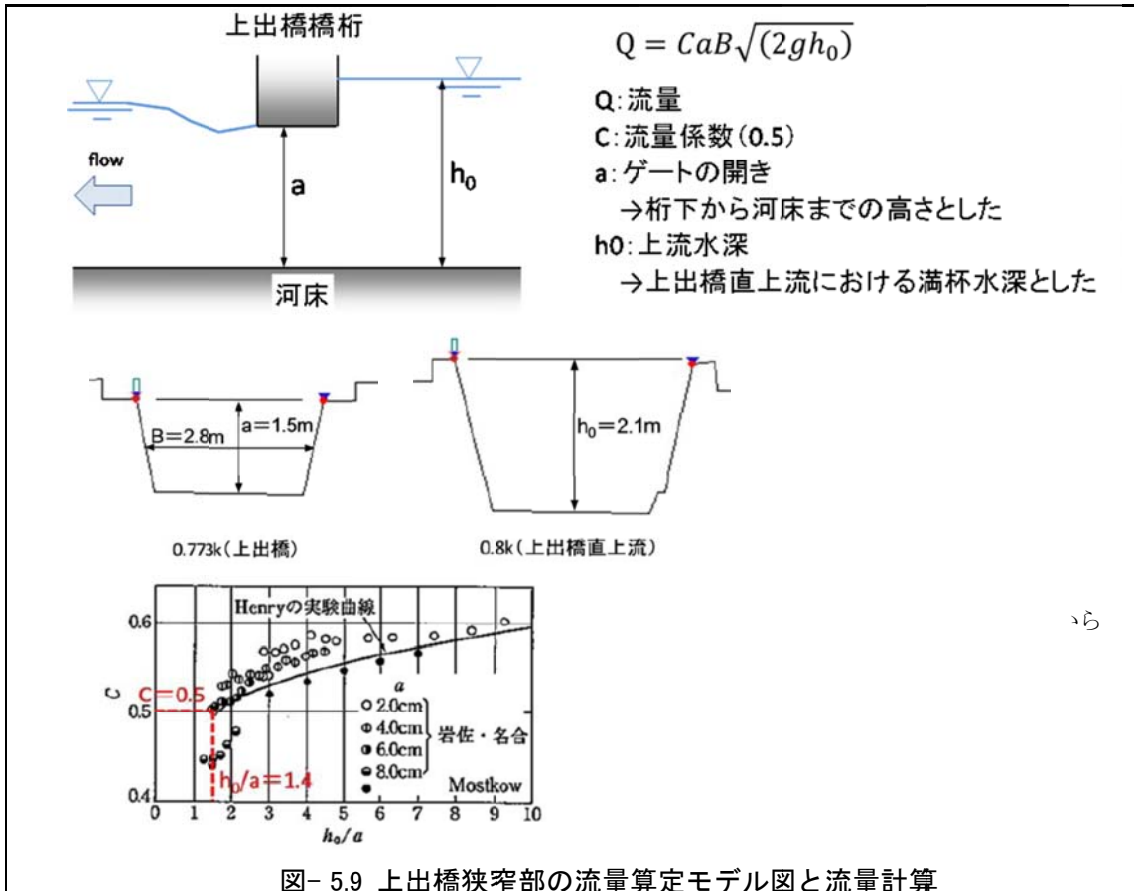


図- 5.9 上出橋狭窄部の流量算定モデル図と流量計算

(3) 被災箇所の推定流速

被災の想定流量（図-5.6、図-5.7）については、樹木を考慮しない場合は最大流量である $20\text{m}^3/\text{s}$ とし、樹木を考慮する場合は最大流量である $15\text{m}^3/\text{s}$ とした。これらの流量が破堤箇所において流れた場合、当該箇所における流速は、樹木を考慮しない場合で $3.4\sim 3.9\text{m}/\text{s}$ 程度、樹木を考慮する場合で $2.5\sim 2.7\text{m}/\text{s}$ 程度となる（図- 5.10 及び図- 5.11）。

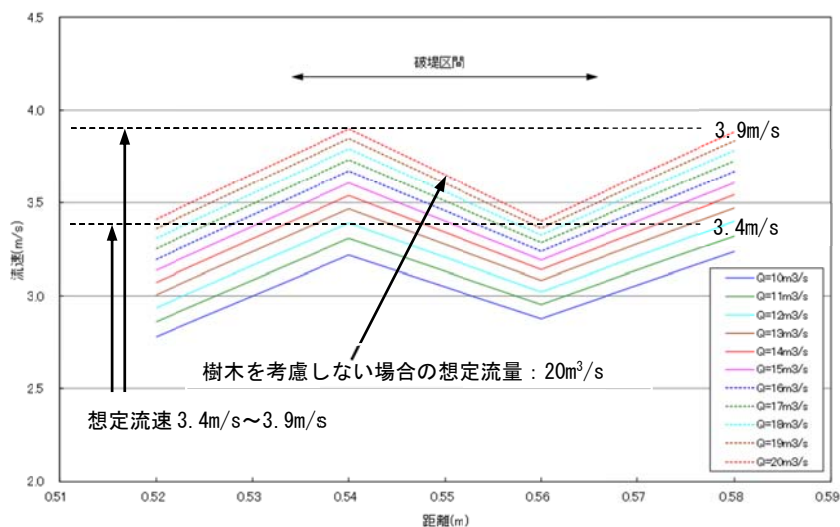


図- 5.10 破堤箇所近傍の流速分布[河道内樹木を考慮しない場合]

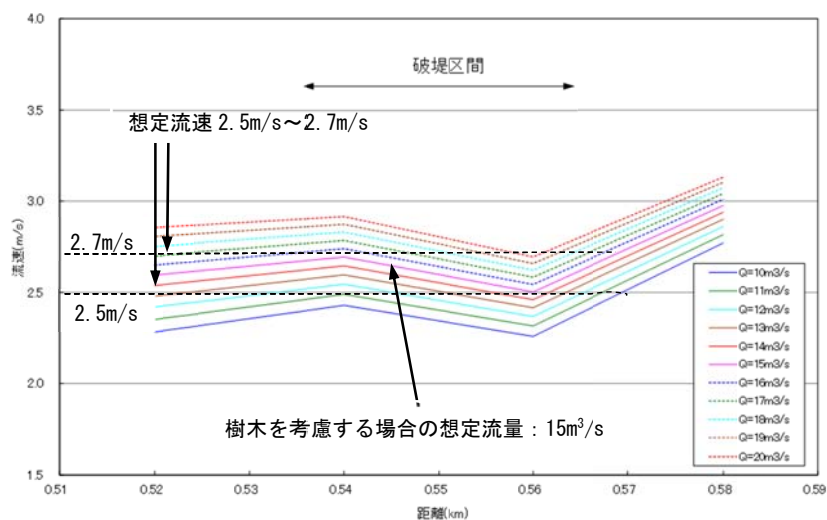


図- 5.11 破堤箇所近傍の流速分布[河道内樹木を考慮する場合]

次に、5.1.2 で算出した流出量と前頁の流量・流速の関係から、被災箇所での流速を考察する。このとき上出橋での狭窄条件を考慮する（図-5.9）。樹木を考慮しない場

合では流速 3.0m/s を超える時間帯が生じ (図-5.12)、樹木を考慮する場合には流速 3.0m/s を超える時間帯は生じない (図-5.13)。なお、流速 3.0m/s は後述の河床コンクリートのめくれ安全率が 1.0 を下回る流速に相当する。

流速 3.0m/s が生じる場合の時間帯は、8月13日の午後10時30分からの約15分と午後11時30分からの約10分で比較的短時間となり、14日の早朝は午前3時10分からの約30分と欠壊推定時刻以降となる。ただし、ここでの流速は水が流れている部分での平均流速であり、底部の流速はこれより小さいと考えられ、流速が 3.0m/s を超える時間帯はこれより短かった可能性がある。

以上を踏まえ、越水、浸透、侵食による欠壊の可能性について、5.2以降で検討を行う。

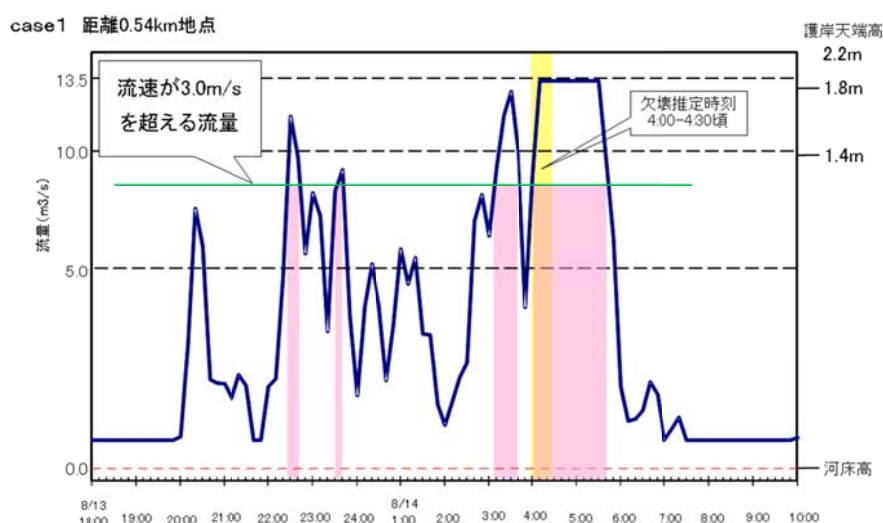


図-5.12 欠壊箇所(距離 0.54km 地点)の流量ハイドログラフ[河道内樹木を考慮しない場合]

流速が 3.0m/s を超える流量の時間帯を桃色のバーで示す。

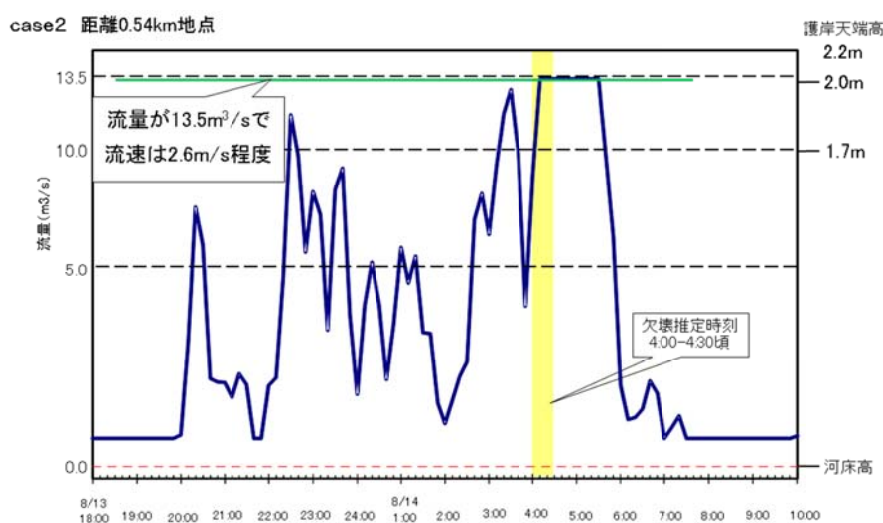


図-5.13 欠壊箇所(距離 0.54km 地点)の流量ハイドログラフ[河道内樹木を考慮する場合]

流速が 3.0m/s を超える流量の時間帯はない。

5.2 越水による欠壊の可能性検討

前項での検討の結果、洪水流は上出橋の狭窄部分で溢水するため、上出橋から下流の天井川区間では越水が生じない流量での流下となる。

被災時の状況に関する近隣住民への聞き取り調査結果でも、破堤箇所付近の状況は、河道内の水位が満水状態であり、堤防から越水していなかったとの情報が得られている(4.2.1参照)。また、被災直後の現地踏査結果においても、継続的に越水が発生していた様子は確認できなかった。

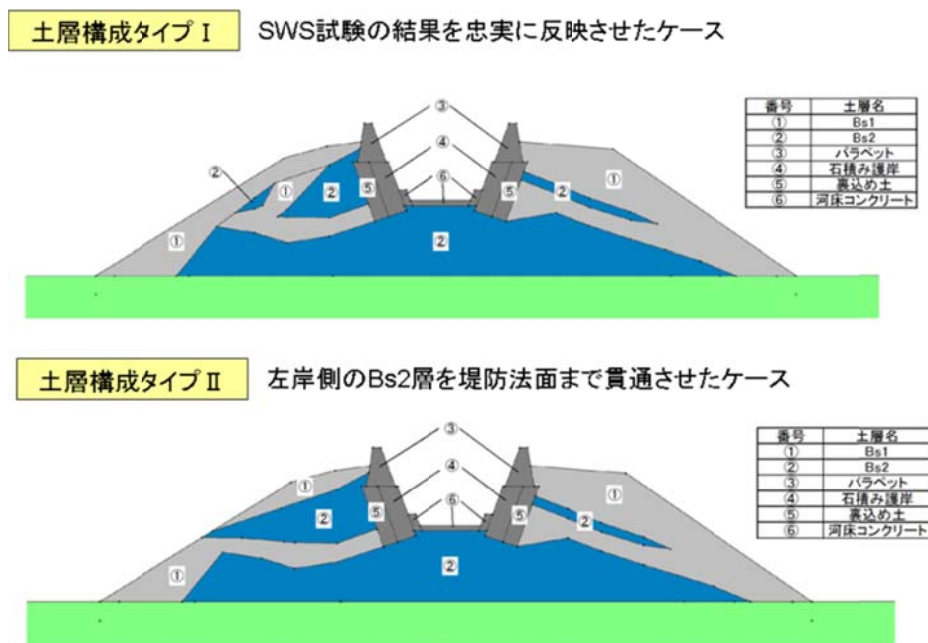
以上により、被災時に、計画高水位は超過していたが越水は生じていなかったものと想定され、越水による欠壊の可能性はないものと考えられる。

5.3 浸透による欠壊の可能性検討

降雨および河川水の浸透が堤体の安全性に与える影響を確認するため、非定常浸透流解析を行った。解析対象とするのは欠壊区間のNo.28断面とする。

5.3.1 地盤条件

解析にあたって想定した土層構成は、土質調査結果からスウェーデン式サウンディング試験の結果に忠実なモデルと、簡易動的コーン貫入試験で法面中腹表層での貫入抵抗値が上昇したことから、上段層の砂礫質層が法面中腹部まで貫入露出していた可能性があると考えたモデルの2タイプを採用した。



■両タイプとも、河床コンクリート・護岸・初期地下水位の条件から、各6ケースで解析(表-5.4)

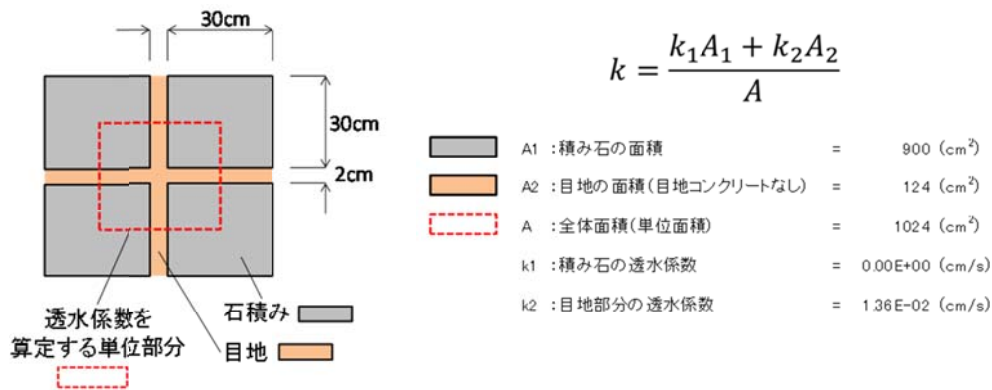
図-5.14 堤体土の土層構成モデル

地盤定数として、強度定数については、堤体土は三軸圧密排水試験結果から、石積み護岸の裏込め土は一般値を用い、基礎地盤層はN値換算値を用いた。飽和透水係数については、堤体土のうち砂礫質土層は室内透水試験値を用い、細粒分を含む砂質土層と石積み護岸の裏込め土は粒度分布から求まる推定値を用いた（表-5.4）。

表- 5.4 地盤定数

土層名	強度定数			飽和透水係数	
	C(kN/m ²)	φ(deg)	根拠	k(cm/s)	根拠
①Bs1	1	39	CD試験 (Bs2層)	4.76E-06	堤体細粒土層のD20(Creager)
②Bs2	1	39	CD試験 (Bs2層)	2.69E-02	室内透水試験
③バラベツト	100	0	—	1.00E-06	不透水
④石積み護岸	100	0	—	1.65E-03	抜石調査結果に基づき設定
⑤裏込め土	0	40	一般値	1.36E-02	護岸背面土の粒度分布(D20)
⑥河床ユグウト	100	0	—	1.00E-02 または1.00E-06	河床ユグウトの場合と無しの場合の2通りを想定

護岸の透水性については、胴込めコンクリートに空隙があるため石積みの目地から浸透する水を完全に遮水することができないこと、また、石積み護岸の遮水率を定量的に評価することが困難であることから、石積み護岸の透水性は低いと判断して、石積みと目地部分の面積比から透水係数を推定することとした。



背面土の粒度分布試験結果(D20)[※]と護岸の石積み部分と目地部分の面積比から、透水係数を設定

$k = 1.65 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$ と推定

※) 背面土(目地部分)の透水係数は、一般に広く用いられるCreagerによるD20と透水係数の関係から推定

図- 5.15 石積み護岸の透水係数

5.3.2 外力条件

外水位波形については、流出計算から得られた上出橋地点の流量が欠壊地点まで流下すると想定し、欠壊箇所での満杯流量を上回る部分はカットしたものを与えた。

降雨波形については、XバンドMPレーダー観測記録に基づいて作成した降雨波形を与えた。

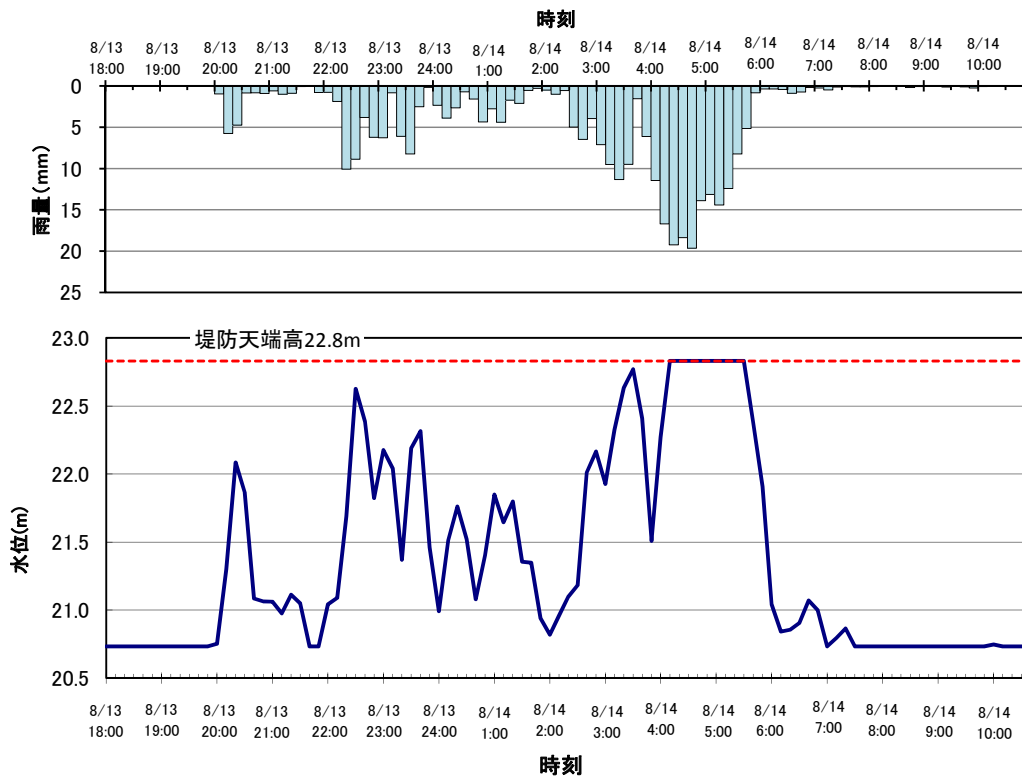


図- 5.16 外水位波形と降雨波形

5.3.3 初期地下水位

初期地下水位は、地質調査で確認された常時地下水位 (G.L.- 3 m程度) の場合と、降雨継続中であることから地下水位が上昇していたと仮定した堤内地盤高付近 (G.L.-0.5m) の場合の2とおりで検討した。

5.3.4 検討結果

堤体の土層構成、護岸および河床コンクリートの有無、初期地下水位をパラメータとして複数ケースの解析を行い、表-5.5 のパイピング破壊及びすべり破壊に対する堤防安定性評価基準に基づき解析結果（表-5.6）を判断した結果、以下の知見が得られた。

表-5.5 堤防安定性評価基準

パイピング破壊に対する安定性評価基準		
$1.0 \leq ih, iv$	可能性大きい	ih: 水平方向局所動水勾配 iv: 鉛直方向局所動水勾配
$0.8 \leq ih, iv < 1.0$	可能性あり	
$0.5 < ih, iv < 0.8$	可能性低い	
$ih, iv \leq 0.5$	可能性なし	
すべり破壊に対する安定性評価基準		
$1.0 \leq Fs$	安定	Fs: 安全率

- ・堤体の土層構成、河床コンクリートの有無、初期地下水位といった条件に関わらず、すべり破壊に対する安全率 Fs は 1 以上であり、円弧すべりは発生しない。
- ・法尻部での局所動水勾配は限界動水勾配の 1.0 未満である。
- ・法尻部で、河床コンクリートありかつ護岸ありの条件では、局所動水勾配は 0.5 以下であり、パイピング破壊は発生しない。・法尻部で、護岸がない条件で、局所動水勾配 ih は 0.7 程度までの上昇であり、護岸の損壊がパイピング破壊を誘発していた可能性は低い。このとき 14 日午前 4 時に ih が 0.5 を超える。
- ・法尻部で、河床コンクリートなしの条件では、局所動水勾配 ih は 0.9 付近まで上昇するので、パイピングが発生していた可能性がある。このときタイプ I では 14 日午前 4 時前に、タイプ II では 13 日深夜に ih が 0.8 を超える。
- ・法面中腹部の局所動水勾配も限界動水勾配の 1.0 未満である。
- ・法面中腹部で、河床コンクリートありかつ護岸ありの条件では、局所動水勾配 ih は 0.5 を越える程度で、パイピングが発生していた可能性は低い。このとき、14 日午前 4 時まで ih の値が 0 に近いままで上昇しない。
- ・法面中腹部で、河床コンクリートなし又は護岸なしの条件では、局所動水勾配 ih は 0.6 を越える程度までの上昇であり、パイピングが発生していた可能性は低い。このとき 14 日午前 2 時頃に ih が 0.5 を超える。

表- 5.6 浸透流解析結果一覧

ケース番号	計算条件				計算結果			
	堤体土層	河床Co	初期水位	護岸	ih(法尻)	ih(法面中腹)	iv	Fs
I-A-①	タイプI	あり	Ac層	あり	0.021	—	0.013	1.623
I-A-①g	タイプI	あり	Ac層	なし	0.697	—	0.409	1.517
I-A-②	タイプI	あり	GL-0.5m	あり	0.148	—	0.087	1.621
I-A-②g	タイプI	あり	GL-0.5m	なし	0.698	—	0.410	1.505
I-B-①	タイプI	なし	Ac層	あり	0.864	—	0.507	1.493
I-B-②	タイプI	なし	GL-0.5m	あり	0.864	—	0.507	1.478
II-A-①	タイプII	あり	Ac層	あり	0.032	0.578	0.019	1.640
II-A-①g	タイプII	あり	Ac層	なし	0.682	0.636	0.400	1.489
II-A-②	タイプII	あり	GL-0.5m	あり	0.152	0.579	0.090	1.631
II-A-②g	タイプII	あり	GL-0.5m	なし	0.682	0.636	0.401	1.473
II-B-①	タイプII	なし	Ac層	あり	0.911	0.625	0.535	1.402
II-B-②	タイプII	なし	GL-0.5m	あり	0.911	0.625	0.535	1.386

※計算結果は、各ケースで堤体が最も危険な状態になった時点の数値を記載した。

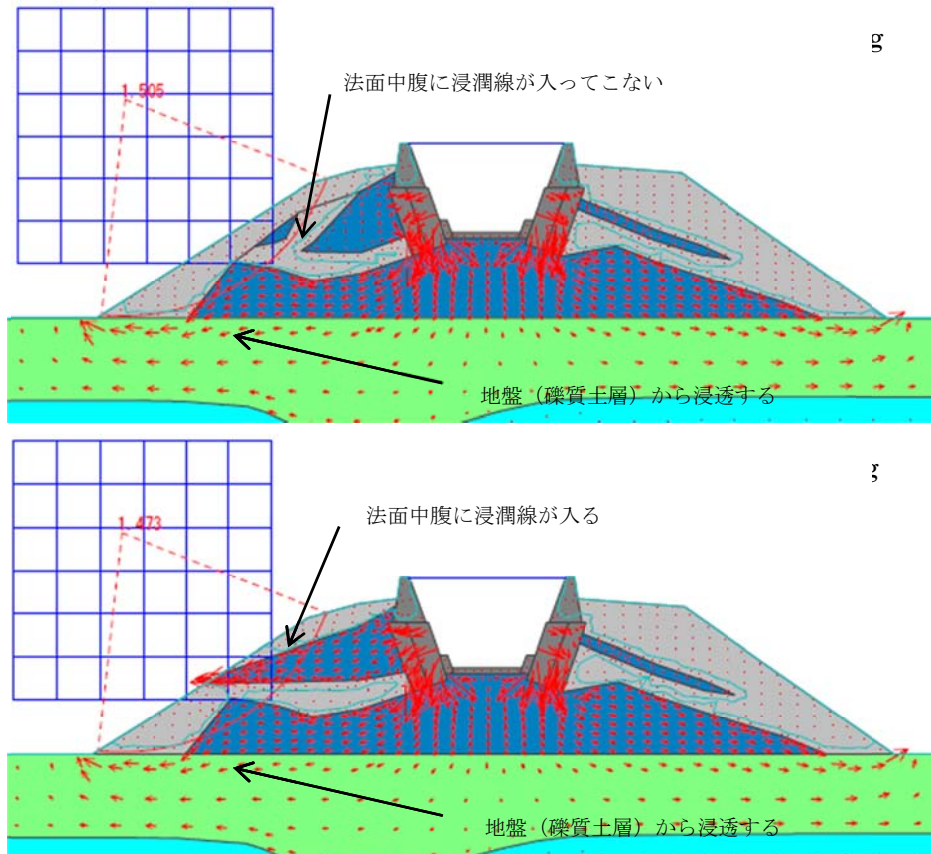


図-5.17 結果例 浸透方向と強さ(赤矢印)と浸潤線(水色)
上: I-A-②g 下: II-A-②g

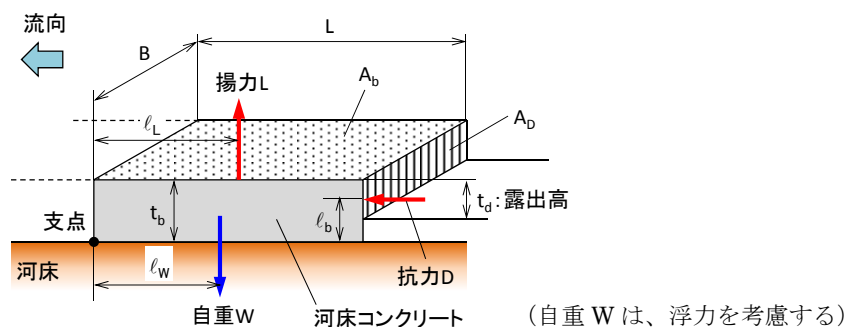
5.4 侵食による欠壊の可能性検討

欠壊箇所は、石積みとコンクリート特殊堤の護岸及び河床コンクリートで固められた河道で、土砂や流木を大量に含んだ洪水の発生に伴い「摩耗」や「衝突」により護岸又は河床の損壊が原因となる堤体侵食破壊が発生した可能性がある。

石積み護岸については、流下物調査により雑割石が弥陀次郎川下流で確認することができたのは4個であり、被災後の宅地側土砂撤去で多くの雑割石が見られたことから欠壊前の損壊は少なかったと推測される。これは、欠壊箇所での想定流速は 2.5m/s～3.9m/s 程度であり、練り石積み護岸の設計流速の 8m/s 以下（美しい山河を守る災害復旧基本指針の自然石（練積）の設計速度）より小さく、欠壊箇所の上下流区間で損傷した箇所が確認されなかった状況から、護岸構造は洪水時の発生流速に対して耐力を有していたものと推定される。このような状況から、石積み護岸が損壊、拡大により、欠壊に至るといったシナリオは想定しにくいと考えた。

一方、河床コンクリートについては、被災後の流下物調査において被災箇所の下流側で多数のコンクリート片が確認され、また、欠壊箇所上下流の河床面に部分的に段差が生じていた箇所が確認された。これらの事実を踏まえ、河床コンクリートが、流木や転石による影響等の作用を受ける状況下において、不安定となり流下する条件について考察した。

想定される流速に対する河床張りコンクリートの安定性は、『護岸の力学設計法』に示される「法覆工の力学的安定性の照査・「めくれ」モデル」に従って照査した。



$$\text{めくれに対する安全率} = F = \frac{\text{自重によるモーメント}}{\text{揚力・抵抗力によるモーメント}} = \frac{W \cdot l_w}{L \cdot l_L + D \cdot t_b}$$

図- 5.18 めくれに対する安定性評価手法の概念図

なお、上記モデルが成立する条件としては、以下を前提としている。

- ・河床コンクリートは B×L の破片になっている
- ・河床コンクリート表面はある程度の凹凸ありと仮定
- ・河床コンクリート下面に水が浸透し、揚力が発生する条件となっている

計算条件として以下の条件を設定し、安定性の検討を行った。

- ・河床コンクリートの寸法（厚さはいずれも流出したコンクリート片の厚さ 15

cm程度であることを踏まえ、15cm とした)

①B×L=30cm×30cm

②B×L=50cm×50cm

③B×L=100cm×100cm

・露出高：0cm（露出無し）、1cm、5cm、10cm、15cm（完全露出）

表-5.7 計算諸元表(段差=露出高 5 cm、10 cm、15 cmの場合)

コンクリート片寸法		0.3×0.3m											
td 段差	cm	5				10				15			
V 平均流速	m/s	2.5	3.0	3.5	4.0	2.5	3.0	3.5	4.0	2.5	3.0	3.5	4.0
W 自重(水中重量)	N	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17	172.17
l _w 自重に対する回転半径	m	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
C _L 揚力係数		0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
L 揚力	N	112.02	161.3	219.55	286.76	112.02	161.3	219.55	286.76	112.02	161.3	219.55	286.76
l _L 揚力に対する回転半径	m	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
C _D 抗力係数		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
D 抗力	N	10.77	15.51	21.11	27.57	21.54	31.02	42.22	55.15	32.31	46.53	63.33	82.72
l _D 抗力に対する回転半径	m	0.125	0.125	0.125	0.125	0.1	0.1	0.1	0.1	0.075	0.075	0.075	0.075
F 安全率		1.42	0.99	0.73	0.56	1.36	0.95	0.7	0.53	1.34	0.93	0.69	0.52

コンクリート片寸法		0.5×0.5m											
td 段差	cm	5				10				15			
V 平均流速	m/s	2.5	3.0	3.5	4.0	2.5	3.0	3.5	4.0	2.5	3.0	3.5	4.0
W 自重(水中重量)	N	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24	478.24
l _w 自重に対する回転半径	m	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
C _L 揚力係数		0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
L 揚力	N	311.16	448.07	609.87	796.57	311.16	448.07	609.87	796.57	311.16	448.07	609.87	796.57
l _L 揚力に対する回転半径	m	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
C _D 抗力係数		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
D 抗力	N	17.95	25.85	35.18	45.96	35.9	51.7	70.37	91.91	53.85	77.55	105.55	137.87
l _D 抗力に対する回転半径	m	0.125	0.125	0.125	0.125	0.1	0.1	0.1	0.1	0.075	0.075	0.075	0.075
F 安全率		1.49	1.04	0.76	0.58	1.47	1.02	0.75	0.57	1.46	1.01	0.75	0.57

コンクリート片寸法		1.0×1.0m											
td 段差	cm	5				10				15			
V 平均流速	m/s	2.5	3.0	3.5	4.0	2.5	3.0	3.5	4.0	2.5	3.0	3.5	4.0
W 自重(水中重量)	N	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1913	1913
l _w 自重に対する回転半径	m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
C _L 揚力係数		0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
L 揚力	N	1244.6	1792.3	2439.5	3186.3	1244.6	1792.3	2439.5	3186.3	1244.6	1792.3	2439.5	3186.3
l _L 揚力に対する回転半径	m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
C _D 抗力係数		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
D 抗力	N	35.9	51.7	70.37	91.91	71.81	103.4	140.74	183.82	107.71	155.1	211.11	275.73
l _D 抗力に対する回転半径	m	0.125	0.125	0.125	0.125	0.1	0.1	0.1	0.1	0.075	0.075	0.075	0.075
F 安全率		1.53	1.06	0.78	0.6	1.52	1.06	0.78	0.59	1.52	1.05	0.77	0.59

計算結果では、想定される流速がV≒2.5~3.9m/sであるのに対し、流速が3m/s程度を越えるとめくれ安全率が1.0を下回る（めくれが生じる）結果となった。

このことから、流木や転石等による影響を受ける状況下において、洪水時に河床コンクリートがめくれ、これに伴って河床の侵食が発生したことは、十分に考えられる。

また、河床コンクリート前面に生じた段差（露出高）を変化させた場合、めくれが生

じる流速は、いずれの場合も 3.0m/s 程度となる。このことから、河床コンクリート前面に働く抗力よりも、河床コンクリート全体に働く揚力の方が河床コンクリートの安定上支配的であることがわかる。

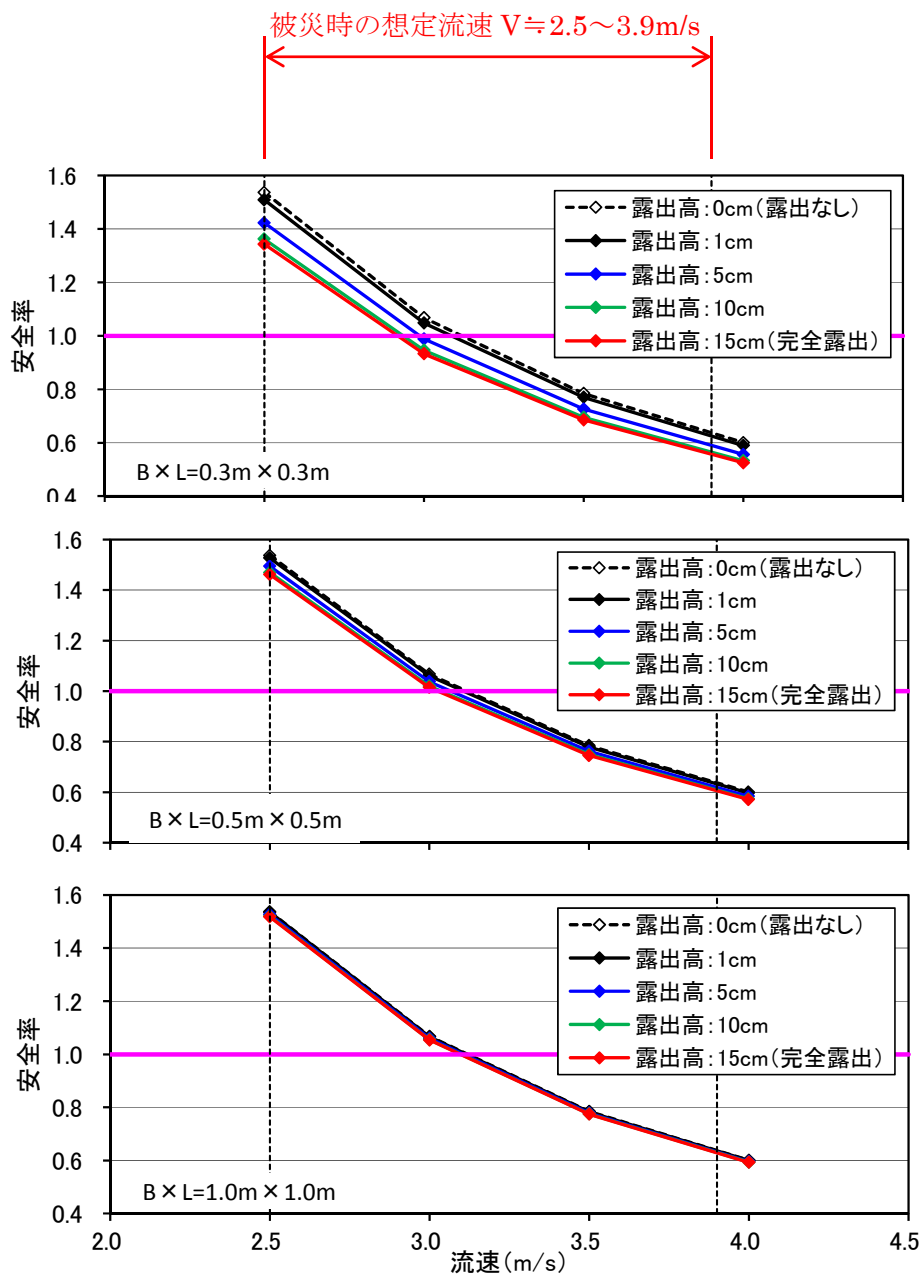


図- 5.19 河床コンクリートの安定性照査結果

6. 欠壊要因とメカニズムの考察

6.1 調査・解析の考察

今回の、計画高水位を大きく越える洪水によって発生した被災について、5.欠壊メカニズムの検討結果を踏まえ、一般に堤防の欠壊要因とされる、越水による法面侵食破壊、浸透によるすべり破壊・パイピング破壊、侵食による破壊についてそれぞれの要因ごとに考察した結果、破堤の要因の発生の可能性の大きさに関し、その考え方や判断した根拠等を整理すると以下のとおりである（表-6.1）。

○今回の欠壊は、侵食による破壊の可能性が大きい。

- ・弥陀次郎川の護岸・河床構造は、損傷がなければ、今回の洪水での流速程度で侵食が発生する構造ではない。
- ・被災後の現地踏査の結果および河床コンクリートの安定性照査の結果から、大量の流木や転石等の流下物により、河床コンクリートが損傷し、欠壊までに損傷が拡がり、多数のコンクリート片が下流に流されていったものと推測される。
- ・河床の一部損壊後は、転石等流下物による衝撃や水面波による圧力の変動等の不確定要因も河床コンクリートの剥離に影響した可能性がある。
- ・河床コンクリートの剥離、流下等により、洗掘や吸い出しが進行していく中で、パイピング現象の発生を誘発した可能性がある。

○浸透によるパイピング破壊の可能性はある。

- ・河床コンクリート及び護岸が両方健全である条件では、法尻部の動水勾配が 0.5 以下であり、パイピング現象は生じない。
- ・河床コンクリート又は護岸のどちらかがない条件では、法尻部の動水勾配が 0.9 程度まで上昇しており、パイピング現象が発生していた可能性がある。
- ・法面中腹部では、河床コンクリートと護岸の両方が健全であれば浸透が進行しにくく欠壊推定時刻までパイピングの可能性がなく、どちらかがない条件では、動水勾配は 0.6 付近までの上昇で、パイピング現象が生じていた可能性は低い。
- ・以上のことから、浸透による破壊のみで欠壊に至ったとは考え難い。

○浸透によるすべり破壊の可能性はない。

- ・浸透流解析を行ったすべてのケースで安全率が 1.0 を超えており、浸透によるすべり破壊が発生する可能性はない。

○越水による法面侵食破壊の可能性はない。

- ・上出橋での狭窄条件により一定量以上が溢水することはなく、上出橋より下流での越水目撃もない。

表- 6.1 欠壊要因の考察

要因	越水による法面侵食破壊	浸透による破壊		侵食による破壊
		浸透によるすべり破壊	浸透によるパイピング破壊	
メカニズム図	<p>越水 裏法面を侵食</p>	<p>降雨浸透 護岸から浸透 浸透によるすべり</p>	<p>降雨浸透 護岸から浸透 浸透流が漏水 浸透流によるみず道拡大から堤防崩壊</p>	<p>吸い出し 洗掘 河床破壊 洗掘、吸出しが拡大し堤防崩壊</p>
分析	<p>○上出橋での狭窄条件により一定量以上が溢水することはない、上出橋より下流での越水目撃もない。</p>	<p>①浸透流解析を行った全てのケースで安全率が1.0を超えており、すべり破壊が発生する可能性はない。</p>	<p>①河床コンクリートありかつ護岸ありの条件で、法尻部の動水勾配が0.5以下でありパイピング現象は生じない。どちらかがない条件で、動水勾配が0.9程度まで上昇しており、パイピング現象が生じていた可能性がある。</p> <p>②法面中腹部では、河床コンクリートと護岸の両方が健全であれば浸透が進行しにくく欠壊推定時刻までパイピングの可能性がなく、どちらかがない条件では、動水勾配は0.6付近までの上昇で、パイピング現象が生じていた可能性は低い。</p> <p>※河床や護岸の損壊がパイピング発生の前提条件となるので、浸透による破壊のみで欠壊に至ったとは考え難い。</p>	<p>①弥陀次郎川の護岸・河床構造は、損傷がなければ、今回の洪水での流速程度で侵食が発生する構造ではない。</p> <p>②被災後の現地踏査結果および河床コンクリートの安定性照査の結果から、大量の流木や転石等の流下物により河床コンクリートが損傷し、欠壊までに損傷が拡がり、多数のコンクリート片が下流に流されていったものと推測される。</p> <p>③河床や護岸の一部損壊後は、転石等流下物による衝撃や水面波による圧力変動等の不確定要因も河床コンクリートの剥離に影響した可能性がある。</p> <p>④洗掘や吸出しが進行していくなかで、パイピング現象の発生を誘発した可能性がある。</p>
可能性	可能性なし	可能性なし	可能性あり	可能性 大

6.2 欠壊のメカニズム

欠壊要因として、表-6.1 で「可能性 大」とした、最も可能性が高いと考えられる「侵食による破壊」による欠壊のメカニズムについて整理すると、以下のとおり。

6.1 で示したとおり、洪水時に、侵食による転石や流木等の流下物の衝突等の作用によって河床コンクリートや護岸の一部に破損等が生じた場合、抗力や揚力により河床コンクリートの破損が拡大し、河床コンクリートが流出し、洗掘される。河床コンクリートの流出はパイピング現象が発生する可能性を高めるとともに、流出後には河床堤体土が洗掘されるため、これに伴って護岸の損壊、護岸背面土の吸い出しが生じる可能性がある。さらに、洗掘や吸い出しが進行していく中で、パイピング現象の発生を誘発した可能性も想定される。

以上の欠壊要因が生じた場合の順序及び欠壊発生のタイミングについて整理すると、次のとおりである。

6.2.1 欠壊要因の生起順序

- ① 転石や流木等の流下物により河床コンクリートが破損～流失
- ② 堤体の侵食（河床土の洗掘）が進行、パイピングが進展
- ③ 堤体の侵食（河床土の洗掘）に伴って護岸が不安定化～損壊
- ④ 堤体の侵食（河床土の洗掘、護岸背面土の吸い出し）・パイピングの進展
- ⑤ 欠壊

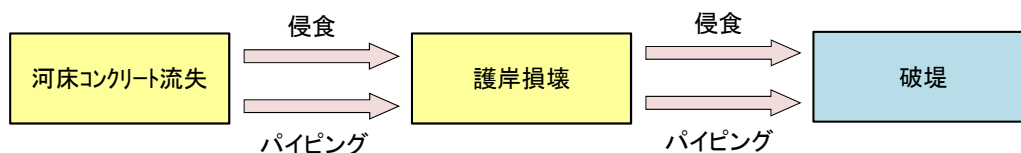


図-6.1 欠壊要因の生起順序のイメージ

6.2.2 生起のタイミング

- ・ 生起のタイミングについては、P38 の図-5.19 において、被災時の想定流速の範囲内（ $V \approx 2.5 \sim 3.9 \text{m/s}$ ）で、河床コンクリートのめくれ安全率が 1.0 を下回った（流速 3.0m/s 程度を越えた場合）タイミングが想定される。
- ・ P30 の図-5.12 から、流速 3.0m/s 程度を超えていた可能性がある時間帯は、8月13日夜の約25分（午後10時30分からの約15分と午後11時30分からの約10分）と、14日早朝の約2時間（午前3時10分からの約30分と破堤推定時刻以降）である。ここでの流速は平均流速のため、時間帯はもっと短時間だった可能性が高い。
- ・ 8月13日夜は、流速が 3.0m/s を超えていた時間が極短時間であったと考えられるため、6.2.1 の①②が生じていた可能性は低いと考えられる。

- ・14日早朝には、午前3時過ぎに流速が3.0m/sを超えていた時間帯が13日に比して長かった可能性があり、①②が発生し、大きく進行した可能性が高いと考えられる。
- ・浸透流解析では、河床コンクリートがない場合に法尻水平動水勾配が短時間で0.9程度まで上昇し不安定な状態になることから、14日早朝に①②が大きく進行した結果、目撃情報にあるように、欠壊前の堤体法面中腹から水の噴き出し、欠壊直前の護岸崩落（6.2.1の③④）が、引き起こされたと考えられる。

7. 天井川の安全対策に向けた課題

以上、弥陀次郎川で発生した欠壊に関する調査・検討結果及び得られた技術的知見等を踏まえ、今後同様な被災形態での現象の発生の可能性を有する天井川について、その特徴を踏まえた安全対策に向けた課題を整理すると、次のとおりである。

(1) 洪水リスクに関する天井川の特徴

- ・弥陀次郎川は小河川であるが、今回の欠壊では10戸を超える家屋が全半壊するなど、天井川の特徴から、高低差による大きなエネルギーをもつ氾濫流が発生した。
- ・天井川が欠壊すると、洪水のピークが治まり、流量が減少傾向となった後になっても、堤内地への氾濫が継続し、災害の終息、復旧に時間を要することとなる。
- ・多くの天井川は扇状地に位置する土砂供給の多い河川であり、ひとたび豪雨に見舞われた場合、今回のような転石や流木などの流下物を含んだ洪水が発生することが懸念される。
- ・沿川に市街地や人家連担地が存在する天井川も多いことから、堤防の欠壊がもたらす被害や影響等に鑑み、天井川の特徴を踏まえた維持管理の徹底が重要である。

(2) 天井川の施設の特徴と課題

- ・弥陀次郎川で発生した欠壊のメカニズムで考察したように、出水時に転石や流木等の流下物により、河床コンクリートが破損し、あるいは河床コンクリートのめくれが生じる可能性がある。河床コンクリートが流失した場合には、下部の土砂が容易に侵食を受けてしまい、この侵食によって護岸破損を引き起こし、被災にいたる可能性がある。
- ・また、地震等によって河床コンクリートにひび割れや隙間が生じると、堤体への透水性が高くなり、河川水の浸透によるパイピング発生の可能性につながる。さらに、河床コンクリートを分割するようなひび割れは、めくれの発生につながるおそれもある。
- ・河床コンクリートの流出を防ぐためには、洪水流に耐えることができる（摩耗も考慮した上での）厚さと大きさを有していること、流下物等の外力に対して十分な強

度を有していることが必要であり、その機能を維持していくことが重要である。

- ・護岸についても、侵食・浸透を防ぐために、空積み護岸の練積み化等の施設更新や護岸擁壁の補修などにより、機能を維持していくことが重要である。
- ・弥陀次郎川では、上流側の橋梁部の狭窄条件がなければ天井川区間での越水が発生していた可能性がある。天井川では、越水を生じさせないことに加え、堤体の土層条件によっては浸透によるパイピング発生を回避すること、侵食による破壊に対して欠壊しにくくすることなどのため、堤体は一定の大きさの断面を確保することが重要である。
- ・天井川を適正に維持管理をしていく上で、また、万一の被災発生に際して過去の状態を確認して被災メカニズム等を考察するためにも、平常時のモニタリングと記録が重要である。