

3.2 洪水特性

3.2.1 河道の水理特性

(1) 流量

足羽川では福井豪雨により、福井市街地区間で洪水氾濫により家屋の浸水や破堤等が生じた。洪水流の堤内への流出は、目撃証言などから堤防越水や破堤が明らかにされている。

今回の検討区間の上流に位置する足羽川基準地点である天神橋の雨量・流量の状況を図-3.2.1 に示す。図-3.2.2(1) , (2) に示すように過去に発生した洪水が流量 1,000m³/s, 水位 T.P.23.0m 前後であるのに比べ、推定ピーク流量^{*}約 2,400m³/s, 水位 T.P.24.0m 超と非常に大きかったことがわかる。

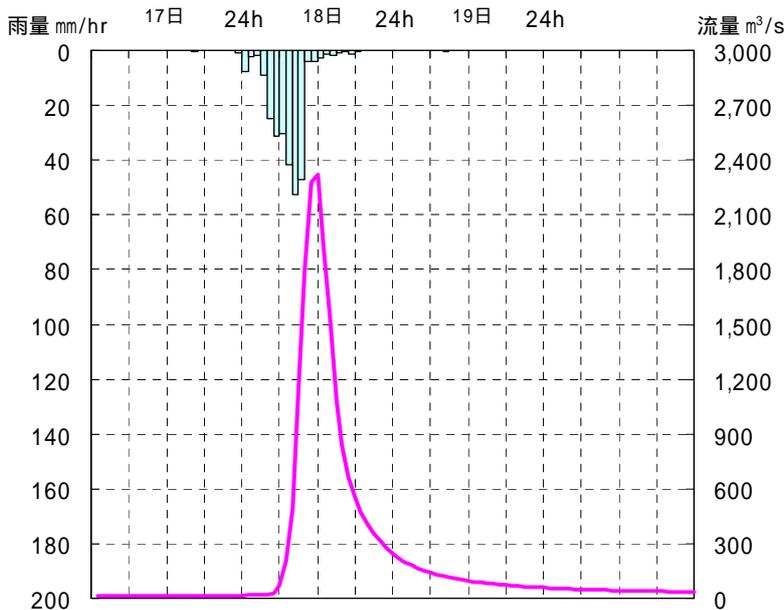


図-3.2.1 天神橋地点の流量

出典：第23回九頭竜川流域委員会資料（平成16年8月31日）

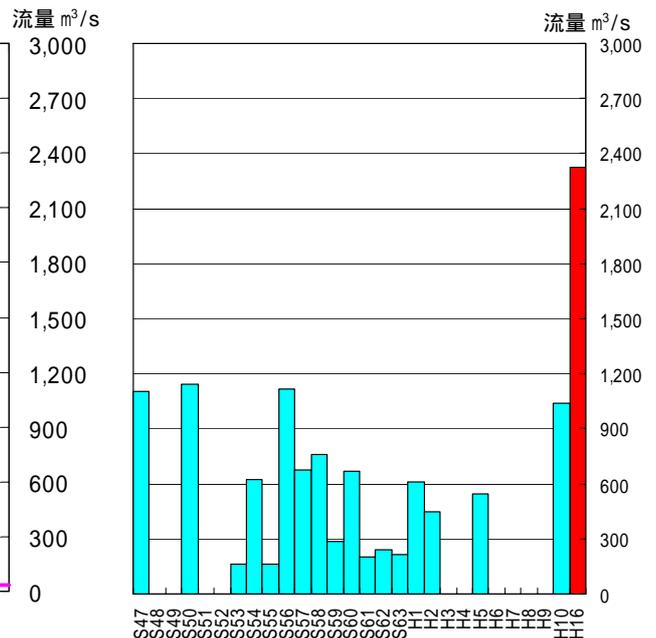


図-3.2.2(1) 天神橋地点の過去最大流量

出典：第5回九頭竜川流域委員会資料（平成14年9月5日）
にH16.7福井豪雨を加筆

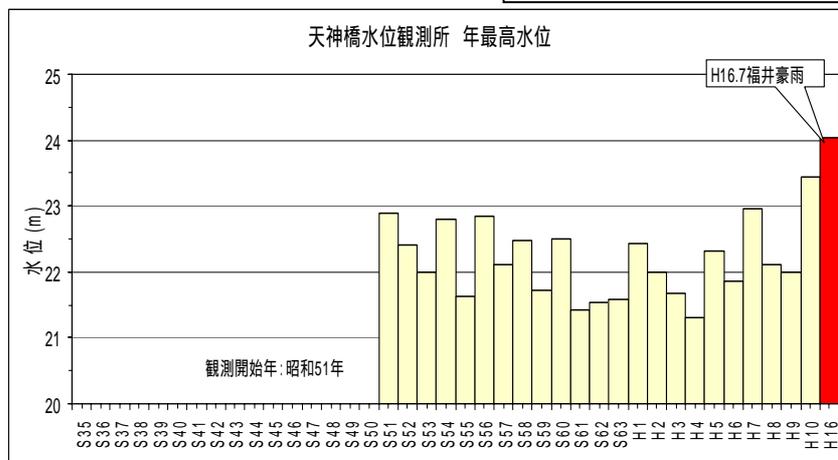


図-3.2.2(2) 過去の年最大水位（天神橋）

出典：第23回九頭竜川流域委員会資料（平成16年8月31日）

*) 流量観測結果と流出計算結果等を総合的に判断して推定

(2) 検討フロー

この豪雨で生じた河道内の水理現象をできるだけ忠実に再現するため、図-3.2.3 の検討フローに示すように、まず一次元非定常解析により、堤防からの破堤を含む越流現象の再現を行い、それをもとに河道の流量変化を把握する。その後、一次元定常解析により河道の痕跡水位の再現（橋梁・ポンプ排水量等の影響）を行った。

さらに最高水位から破堤、破堤後の河道の平面流況（水位・流向・流速）の時間変化は、平面2次元非定常解析により、一次元非定常解析結果の各地点での越流量、破堤後の越流量を境界条件として与え、河道内の水面分布の変化、流速分布や流向変化の再現を行った。

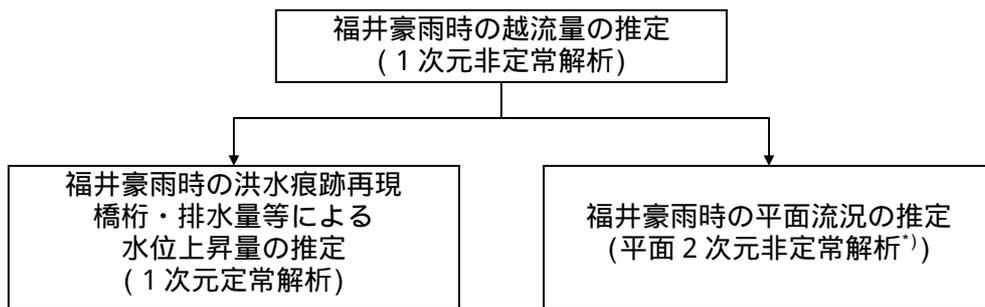


図-3.2.3 福井豪雨時の河道水理特性検討フロー

3.2.2 越流量の推定

(1) 概要

足羽川では泉橋～春日の左岸堤内側へ越水が発生し、春日1丁目付近では破堤により、外水が堤内側に流入した。この状況を、足羽川部分と左岸側の越水や破堤を表現する部分とから構成される1次元非定常解析モデルにより再現し、越流量の推定を行った。

(2) 越流量の推定

越水区間の越流幅は3.8km～4.8km区間（実延長約870m）の堤防延長、破堤後の越流幅は54mとした。越流量の算出は本間公式の補正式**）を用いた。

図-3.2.1の越流のピーク前後を対象として7月18日10時～19時における1次元非定常計算の結果、越流量の時間変化は図-3.2.4のようになった。ただし、災害復旧活動の結果17時以降の越流が無くなったことを考慮している。この結果から、以下が推定される。

- ・ 破堤前の越流量は約32万 m^3 、破堤後の越流量は約212万 m^3 となり、総越流量は約244万 m^3 と考えられる。
- ・ 図-3.2.5に示す実績最大浸水区域図による総湛水量は約156万 m^3 と推定され、破堤後の越流量との差約56万 m^3 は、河川からの総越流量のうち一部は湛水せずに下水道を通じてポンプ排水されたものが約22万 m^3 （破堤時間内3時間15分に、狐川排水機場5 $m^3/s \times 3$ 台=15 m^3/s で約18万 m^3 、足羽ポンプ場1.4 $m^3/s \times 2$ 台=2.8 m^3/s で約3万 m^3 、国交省排水ポンプ車1 m^3/s で約1万 m^3 ）、残りの約34万 m^3 は、計算誤差、総湛水量の測量誤差、その他湛水域の水路内での貯留、その他系外への排水量と考えられる。

*）平面2次元非定常解析：時刻とともに変化する河川の洪水の平面的な流れを2次的に解析する手法

**）出典：末次忠司、洪水氾濫の解析、水理公式集（平成11年版）、土木学会、平成11年11月、pp.132-133

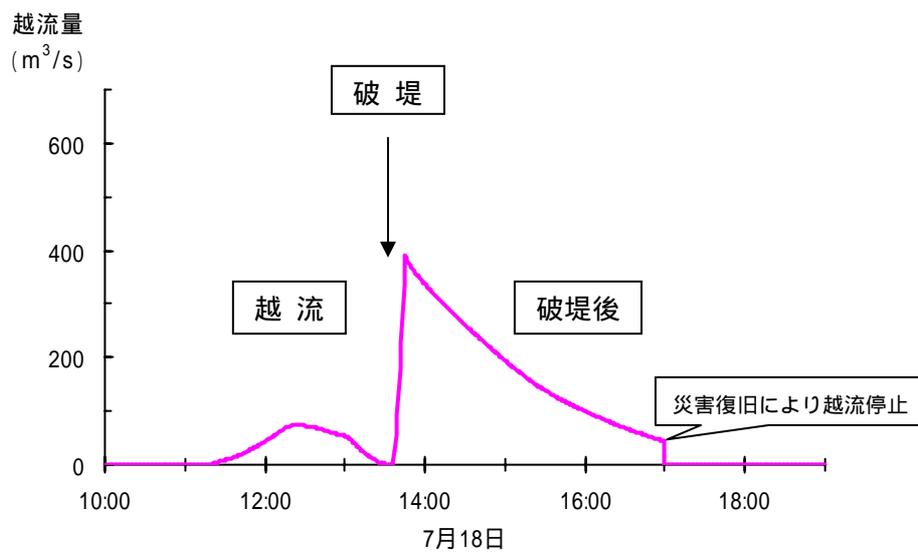


図-3.2.4 越流量の時間変化(総越流量)

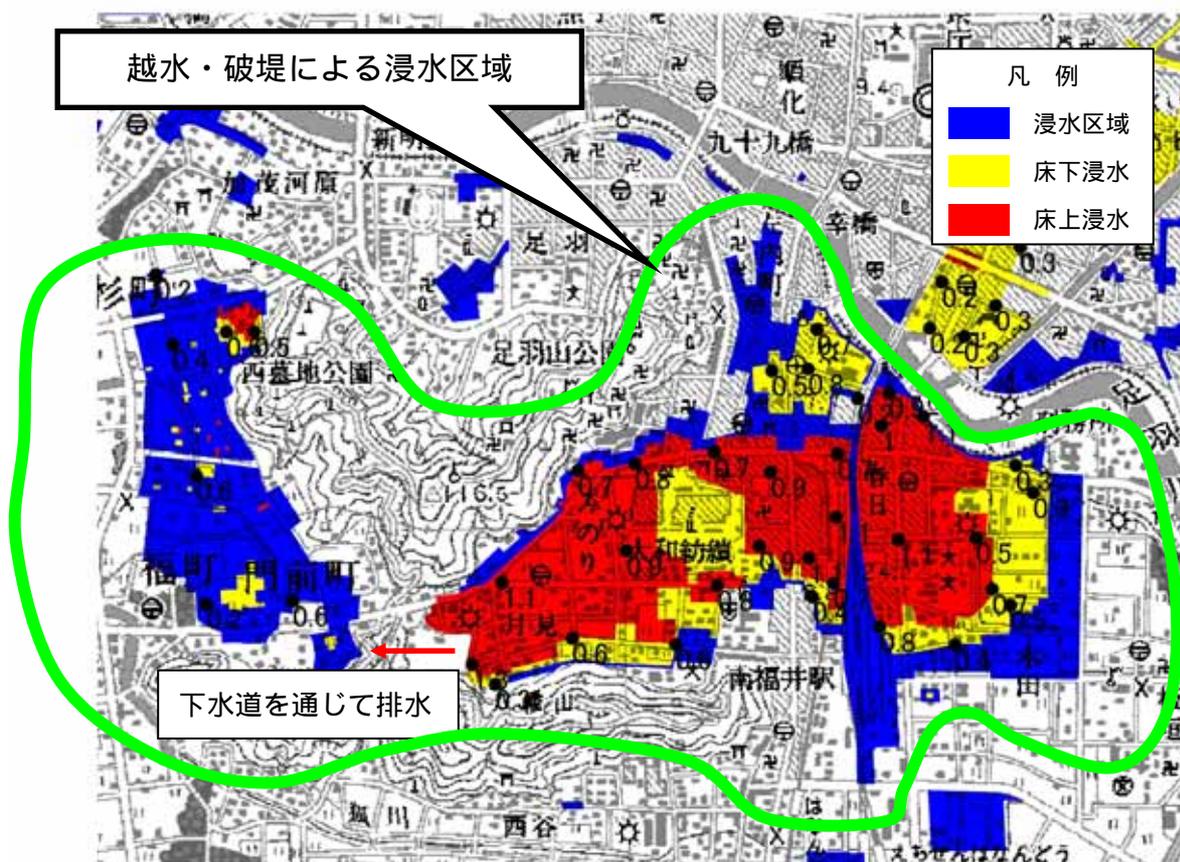


図-3.2.5 最大浸水区域図

この地図は、測量法第29条に基づき、国土地理院長の承認「平16北復、第290号」を得て作成したものを転載しました。

3.2.3 河川水位の推定

(1) 概要

1次元定常解析により、今回の洪水後に測量された洪水痕跡水位から最高水位を再現することを目的に水位計算を行った。計算方法は、3.2.2の越流計算結果をもとに、流量ピーク時の堤防からの越流量を考慮し、洪水痕跡を再現した。また、水位上昇が発生した箇所や要因なども考慮するために、水位上昇の要因となる河道内工作物および流入ポンプ流量等の影響についても推定した。

(2) 福井豪雨の水位の再現計算

福井豪雨による痕跡水位は、河川の左右岸で測量されているが、同一測線において見た場合、わん曲の影響などもあり、当然のことながら左右岸で痕跡の値に差が見られる。このため、再現目標水位は、左右岸の洪水痕跡水位をもとに推定を行なった。

再現結果を図-3.2.6に示す。

- ・ 概ね左右岸平均痕跡水位を再現できているが、痕跡水位と再現水位の差が見られる地点のうち、木田橋～4.4km区間については、低水路粗度や橋脚及び橋桁による水位上昇を考慮したにも係わらず、再現水位は痕跡水位を4～5cm下回った。
- ・ 水位差の発生要因の1つとして、写真-2のように橋梁に多くの流木やごみが付着したことによる水位上昇が考えられる。
- ・ 流木などによる水位上昇は、他の要因による水位上昇との区別が困難であり、さらに付着状況などの再現も難しい。水害直後の橋梁部分での流木・ゴミ等の付着状況から、これらによる流れの阻害を仮に橋脚(ピア)幅の増加と見なして計算を行なうと、(4)流木・ゴミ等の影響で後述するように、その水位上昇は微少との結果が得られている。したがって、今回の検討では、この流木・ゴミ等による水位上昇量を見込んでいない。



出典：7・18 福井豪雨報道記録集,福井新聞
写真-1 福井豪雨時の木田橋付近の状況

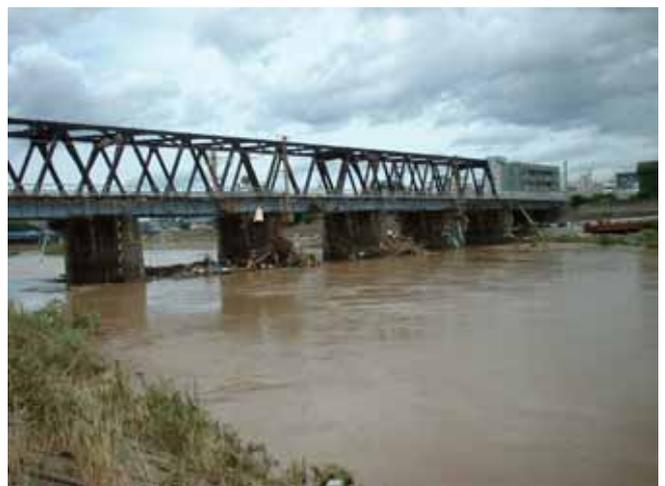


写真-2 福井豪雨後の JR 橋梁のゴミ付着状況

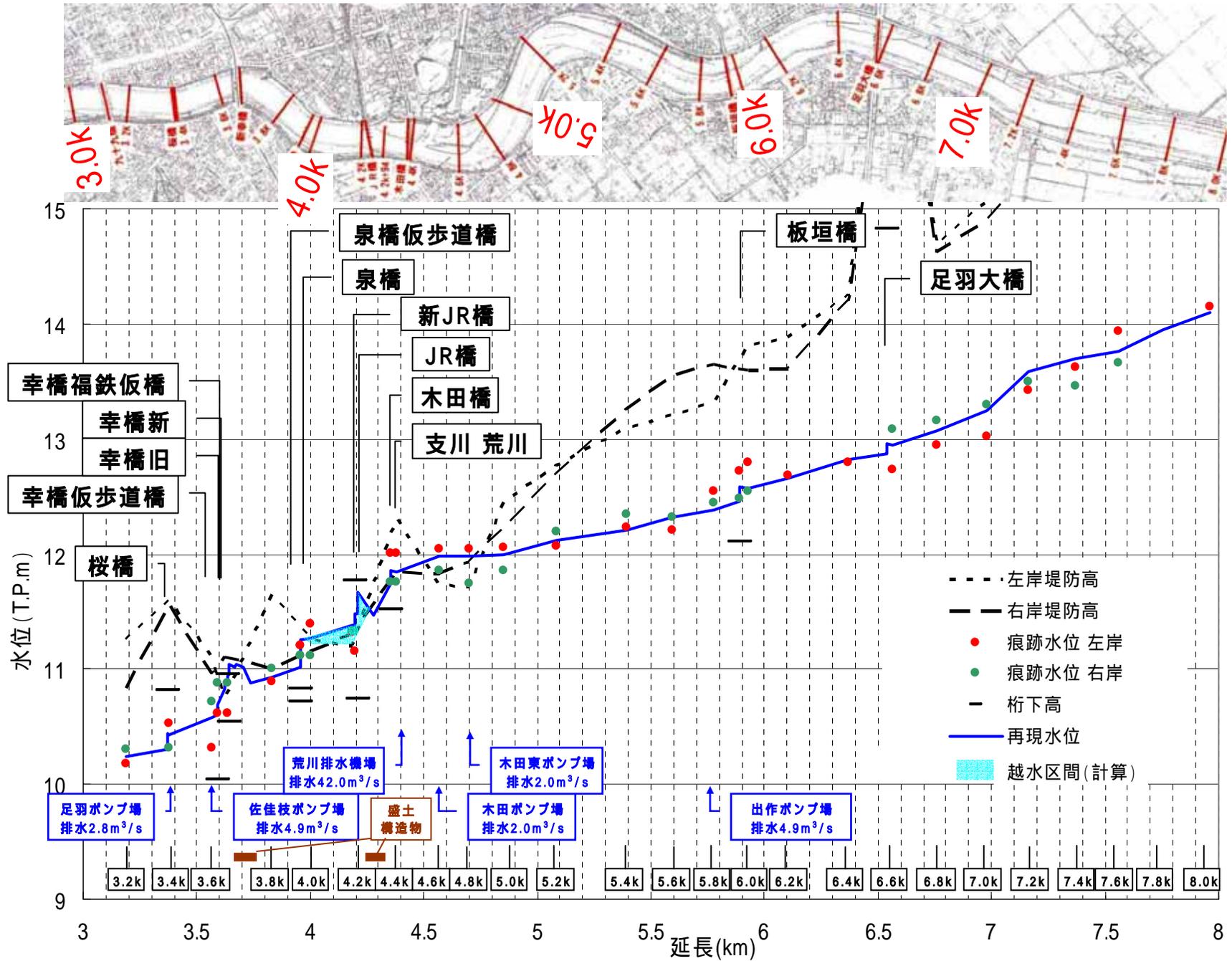


図-3.2.6 福井豪雨の水位再現結果

(3) 主要な構造物等による水位への影響

次に挙げる3項目による水位への影響量を今回の福井豪雨水位再現計算結果との比較により推定した。

橋桁による影響

足羽川に設置されている橋梁は、河床掘削などのために工事中であったが、現在の橋桁に洪水が当たった影響は、破堤地点付近で約14cmであったと推定される。

排水による影響

荒川排水機場や下水排水機場は、荒川等の内水地域の浸水被害軽減のため運転されていたが、この排出量の影響は、破堤地点付近で約9cmであったと推定される。

盛土構造物による影響

福井駅周辺の整備工事に伴う交通渋滞解消のために、一時的に足羽川右岸高水敷に許可工作物として迂回道路が仮設置された。この盛土構造物の影響量は、破堤地点付近で約4cmであったと推定される。

福井豪雨時と同じ流量で、架替を計画している4橋梁整備の進捗による破堤地点付近4.6kmの水位を推定した。水位の推定は()幸橋とJR橋の着工前、()福井豪雨発生時(幸橋・JR橋架替中)、()幸橋・JR橋・泉橋・木田橋架替完了時の3ケースにおいて行った。

表-3.2.1 に示すように、幸橋とJR橋の着工前においても水位は堤防高を上回ると推定される。また、施工中の幸橋とJR橋の2橋の架け替えが完了し、泉橋及び木田橋の架け替えが完了した場合、福井豪雨発生時点から約52cmの水位の低下が推定される。

表-3.2.1 橋梁架替による破堤地点付近4.6kmの水位について

橋梁架替状況	破堤地点4.6km付近の水位
() 幸橋・JR 橋梁架替着工前	T.P.+11.84m
() 福井豪雨発生時 (幸橋・JR 橋架替中)	T.P.+11.98m
() 幸橋・JR 橋・泉橋・木田橋 架替完了時	T.P.+11.46m

[破堤地点付近4.6km 左岸堤防高 T.P.+11.73m]

(4) 流木・ゴミ等の影響

流木・ゴミ等の影響を把握する有効な解析手法は現時点では提案されていないのが実情である。水理模型実験による再現が考えられるが、上流部からの流木・ゴミ等の量を的確に時系列的に把握できてはじめて推定可能であるため、有効な手段ではない。

今回、水害直後の橋梁部分での流木・ゴミ等の付着状況から、これらによる流れの障害を橋脚(ピア)幅の増加と見なし試算を行った結果、水位上昇への影響は微少であった。

3.2.4 平面流況の推定

(1) 概要

福井豪雨における足羽川 4.6km 付近の破堤箇所は河道のわん曲が連続する区間であり、洪水時には平面的に複雑な流況となるものと考えられる。

そこで、福井豪雨時の足羽川における平面的な水理現象を把握するとともに、今後の河道計画に活かすことを目的として、平面 2 次元計算により洪水時の平面流況解析を行った。

(2) 洪水時平面流況の再現計算結果

図-3.2.7 にピーク流量時の水位分布と流速分布・流向図を示す。また、図-3.2.8 にピーク流量時と破堤直前および破堤直後の流況比較図を示す。なお、ここで示すピーク時の水理量とは、破堤地点付近(4.6km)で計算水位が最も高くなる 13 時頃の水理量を示す。

この結果、以下の現象が推定される。

図-3.2.8 上段左図のピーク時の水位分布図より、

- ・ 木田橋付近で急激に水位が堰上げられており、橋梁箇所の上下流で 0.3m 程度の水位上昇量と推定される。
- ・ 破堤地点付近では破堤した左岸側の水位が右岸側より 0.3m 程度高くなっている。

図-3.2.8 上段右図のピーク時の流速分布・流向図より、

- ・ 5.0km 地点では、主流部が右岸側に寄っており、さらにわん曲の影響により流速が大きく、3.0m/s 程度の流速が生じている。
- ・ 破堤地点である 4.6km 左岸直上流地点は、洪水ピーク時には水衝部にはなっておらず、逆に水流が停滞している。これは、4.4km~5.4km 付近の堤防及び低水路の法線形の影響により、右岸側に主流が到達しているためである。
- ・ このため、4.8km 付近右岸では、高水敷でも 3.0m/s 程度の流速が生じている。

図-3.2.8 下段の破堤直後の流速分布・流向図より、

- ・ 4.6km 左岸直上流地点が破堤することにより左岸堤内地方向への流れが生じるため、河道内の全体の流況もその影響により左岸側へ流向が変化している。

さらに、

図-3.2.8 のピーク水位時と破堤直前および破堤直後の流況比較より、

- ・ 一連のわん曲断面で最もわん曲が大きい区間は 5.0~5.4km 区間であるが、流速は右岸側で 1.5~2.5m/s 程度と小さく、水衝部となっていない。
- ・ 4.8~5.0km 付近の右岸側高水敷上の流速が大きい、流量規模が小さい場合でもその傾向はほとんど変わらない。

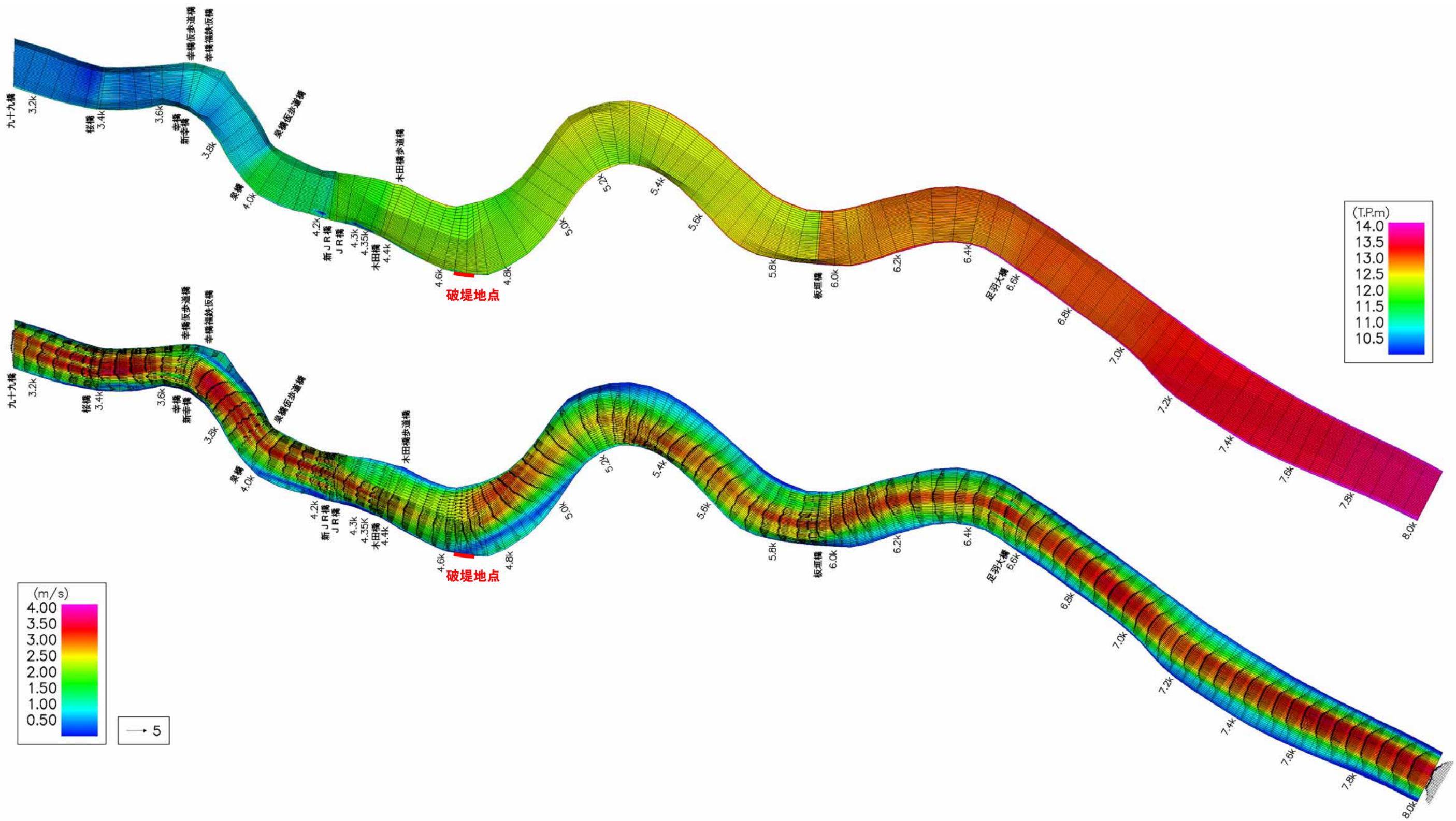


図-3.2.7 水位分布および流速分布・流向図【4.6km地点水位ピーク時】

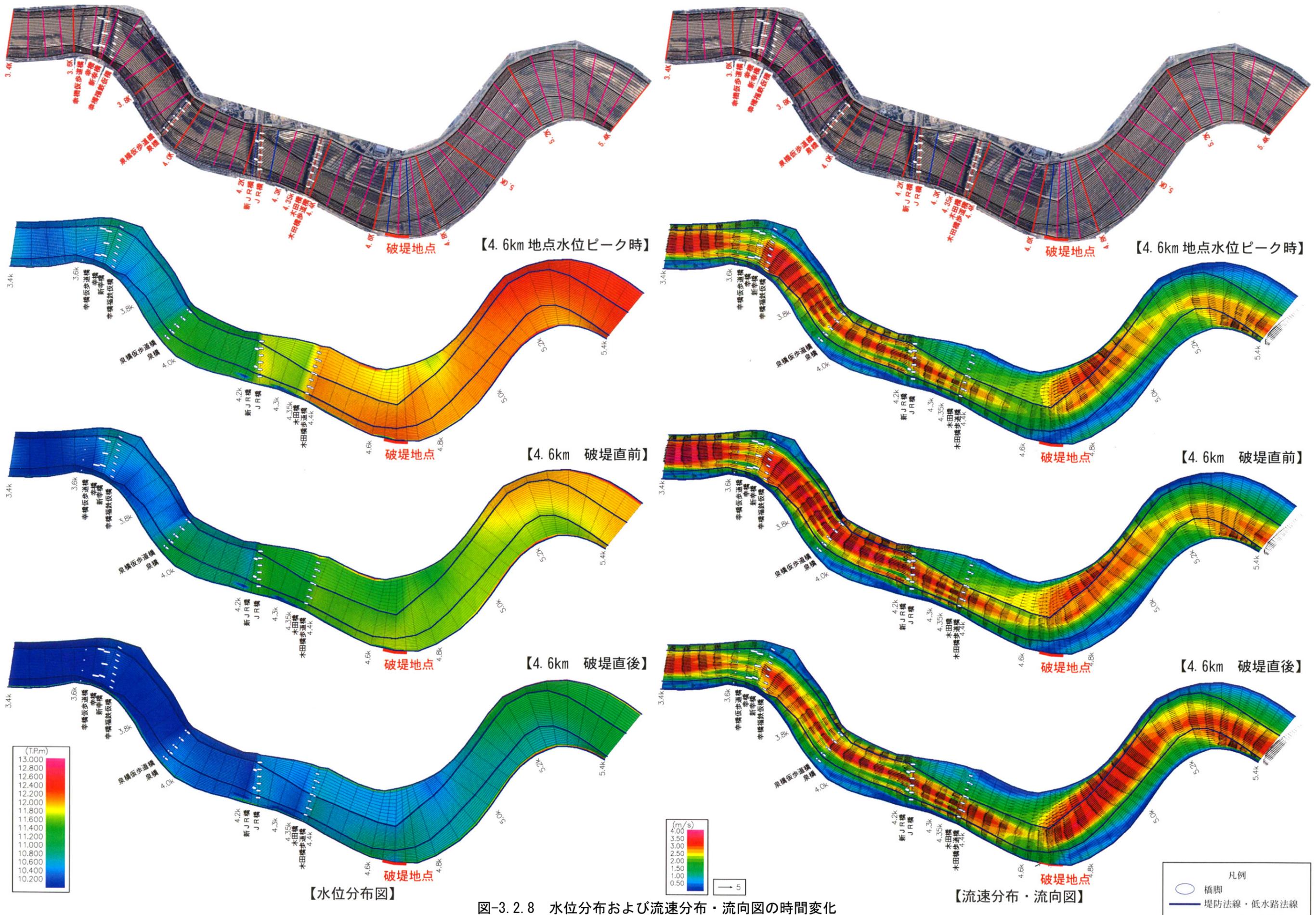


図-3.2.8 水位分布および流速分布・流向図の時間変化