

# 中ノ井川新幹線横過部の水理検討について

阿加井 健史

滋賀県 土木交通部 流域政策局 河川・港湾室 (〒520-8577滋賀県大津市京町4-1-1)

中ノ井川の河川改修計画を策定するにあたり、河道は新幹線を横過する必要がある。この際、新幹線の橋脚が制約条件となり、計画流量を流下させるためには、現況河道を限られたスペースの中で最大限に拡幅することに加えて、分水路も河積として見込む必要がある。

また、新幹線横過部は、曲率の急な湾曲河道となっており、湾曲河道の外岸側に支川が合流するなど複雑な水理現象が予測される。そのため、安全に流下させることができる断面形状を検討する手法の一つとして、水理模型実験を実施することとした。また、同河道を準三次元計算についてもモデル化し水面形を算出した。その内容について報告する。

キーワード 新幹線横断, 河川改修計画, 分合流, 分水路, 水理模型実験, 準三次元計算

## 1. はじめに

中ノ井川は滋賀県南部の栗東市と草津市を流れる流路延長約9.0kmの一級河川である。急速な都市化により下流部の改修が困難なことから、ショートカット事業を進めている。現在、1.0kmの整備が完了し、上流部の河川改修計画を策定しているが、新幹線横過部、国道8号横過部、雨水幹線の接続方法等の課題がある。

とくに、新幹線横過部では、以下の課題がある。

新幹線高架橋橋脚により横断形状に制約がある。

河道の湾曲が本川水位及び分水路水位に与える影響を把握する必要がある。

河道の湾曲が、現川の水位に与える影響を把握する必要がある。

の課題を抱える。今後、新幹線横過部の河道形状は、水理模型実験で決定した河道形状に対して、新幹線橋梁に対して影響の少ない河道断面形状や家屋補償の少ない河道法線形状を設定していく必要がある。

河道形状の修正検討をする際、全ての形状に対して水理模型実験を実施することは経済性の観点から得策ではない。そこで、河道断面や河道法線の検討は、準三次元計算により検討を進めることとした。このとき、準三次元計算の精度は、水理模型実験結果を検証値として、キャリブレーションを実施して精度を確保した。

## 2. 水理模型実験

### (1) 模型取り入れ範囲

模型取り入れ範囲は、急曲線と合流が複合した区間を中心として、その上下流に直線区間を50m程度設けることとし、延長350mの範囲とした。

- ・ 模型取り入れ範囲：No.22+50～No.26 (原型値 $L_p=350m$ 、模型値 $L_m=14m$ )
- ・ 河道模型構造：コンクリート、モルタル仕上げ

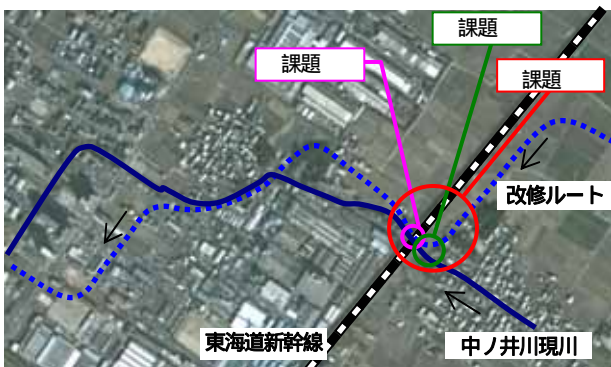


図-1 検討対象区間の抱える課題

これらの課題を解決するためには、複雑な水理現象を再現できる手法を用いることが必要である。そこで、三次元的な流れが再現可能な水理模型実験を実施することとした。

一方、水理模型実験は水理現象を精度良く再現することができる反面、費用が高いことや工期が長いこと等



図-2 模型取り入れ範囲

(2) 模型縮尺の設定

表-1 に水理諸元一覧表を示す。模型規模、水深、流量等から総合的に判断して、模型縮尺は 1/25 とした。表中の黒枠が模型縮尺他の採用値である。

相似条件は、フルードの相似則を用いた。

表-1 水理諸元一覧表（フルード相似則）

項目	縮尺量	現地量	模型値	模型値	模型値	摘要
			S=1/20	S=1/25	S=1/30	
距離	1/	30m	17.5m	14m	11.7m	
河幅	1/	11m	55cm	44cm	37cm	
水深	1/	3.1m	15.5cm	12.4cm	10.3cm	計画高水位
流量	1/ 2.5	80m³/s	44.7m³/s	25.6m³/s	16.2m³/s	平水流量
時間	1/ 0.5	1時間	13.4分	12分	11分	
流速	1/ 0.5	3.0m/s	0.67m/s	0.6m/s	0.5m/s	

(3) 対象流量

実験対象区間（No.22+50～No.26）における将来計画河道は、50年確率流量80m³/sを、暫定計画河道は、10年確率流量50m³/sを対象流量とする。

(4) 対象施設形状

将来河道及び暫定河道を対象とする。

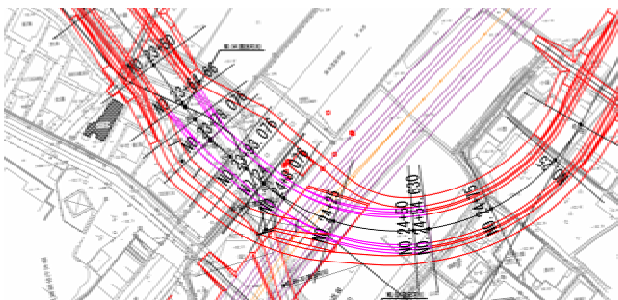


図-3 平面図

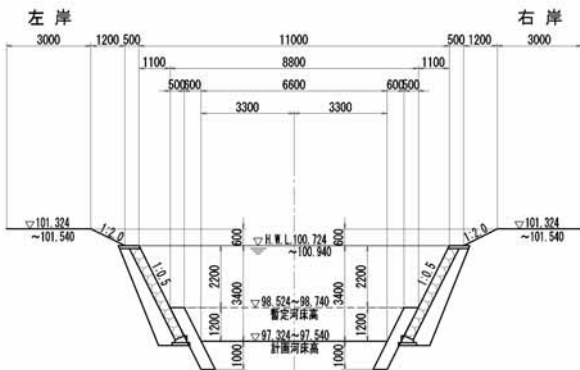


図-4 横断面図（No.23～No.23+64.660）

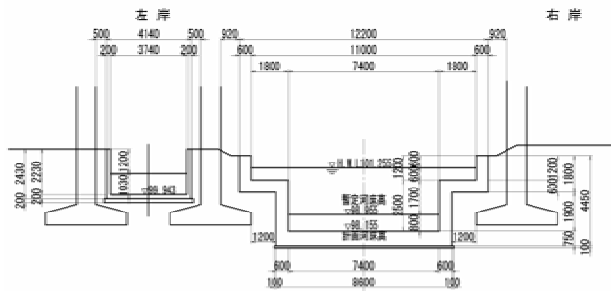


図-5 横断面図（新幹線横断面No.23+93.076）

(5) 河道模型及び実験ケース

写真-1に河道模型全景（将来河道）を示す。表-2に示す6ケースについて、実験を実施する。なお、中ノ井川放水路の新幹線横断面部河道の流量配分は、10年確率、50年確率でそれぞれ50m³/s、80m³/sであり、現川に流量配分は確保されていないが、整備段階で、現川に洪水が流下する状況も想定されることから、この状態を想定して現川にも流量を流下させる実験を実施する。

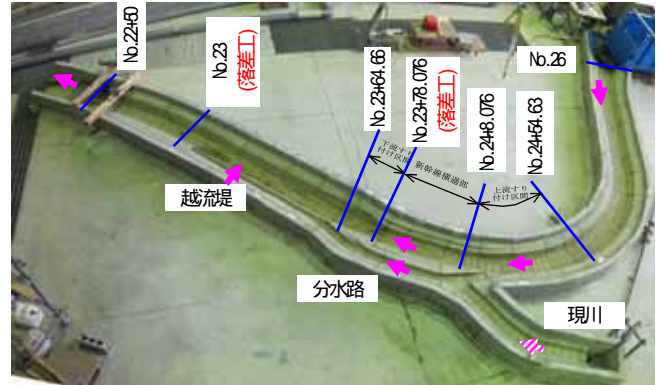


写真-1 河道模型全景（将来河道）

表-2 実験ケース

CASE	実験名	河道	河道流量	現川
0	予備実験 （相対係数検証実験）	計画原案	80m³/s (50年確率流量)	-
1	将来河道実験	計画原案	80m³/s (50年確率流量)	-
2	将来河道実験	計画原案	74m³/s	6m³/s
3	将来河道実験	改良案 (最終案)	80m³/s (50年確率流量)	-
4	将来河道実験	改良案 (最終案)	74m³/s	6m³/s
5	暫定河道実験	最終案	50m³/s (10年確率流量)	-
6	暫定河道実験	最終案	44m³/s	6m³/s

3. CASE1：将来河道実験（現川通水無し）

(1) 水位

図-6に本川の水水位縦断面図を示す。No.24+12.5左岸、No.24+60～No.25+0左岸において、H.W.L.を0.3cm～6.7cm越えている。N.24+12.5左岸については、分水路の入口であり、本川の流水が入口本川側端部壁面に衝突することにより水面が乱れ、水位が上昇するためである（写真-2参照）。No.24+60～No.25+0左岸については、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するためである。

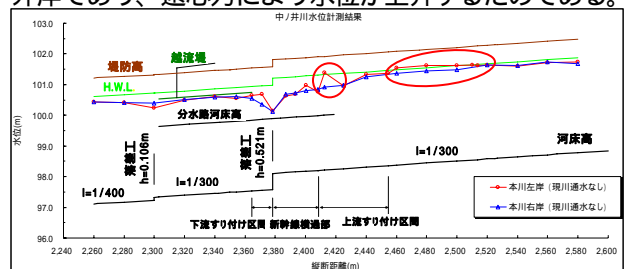


図-6 本川水位縦断面図(CASE1：将来河道実験、現川通水無)



(2) 流量

分水路の流量は、まず分流後の本川の断面流速分布を計測し、その値から、連続式（流量  $Q = \text{平均流速 } V \times \text{断面積 } A$ ）により分流後の本川流量を算定し、分流前の本川流量（上流からの給水量）との差によって算出した。

その結果、本川流量は  $71.2\text{m}^3/\text{s}$ 、分水路流量は  $8.8\text{m}^3/\text{s}$  であった。



写真-2 分水路流況(CASE1: 将来河道実験、現川通水無)

4. CASE2: 将来河道実験 (現川通水有り)

(1) 水位

図-7に本川の水位縦断面図を示す。

No.24+60 ~ No.24+80 左岸において、H.W.L.を  $1.5\text{cm} \sim 1.7\text{cm}$  越えている。同区間は、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するためである。

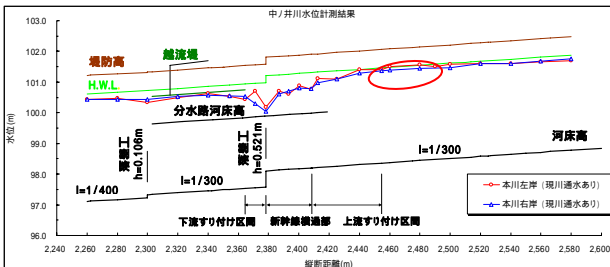


図-7 本川水位縦断面図(CASE2: 将来河道実験、現川通水有)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は  $71.6\text{m}^3/\text{s}$ 、分水路流量は  $8.4\text{m}^3/\text{s}$  であった。この流量比は、現川流下無しの場合のCASE1の結果とほぼ同じである。

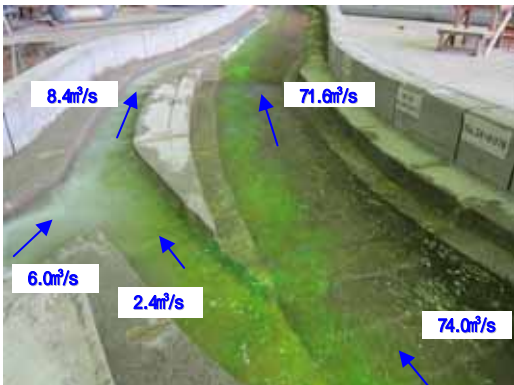


写真-3 分水路流況(CASE1: 将来河道実験、現川通水有)

5. 分水路部の改良

CASE1,2の実験結果を踏まえて、分水路部の改良を行った。

(1) 分水路入口部の嵩上げ

中ノ井川の野尻地先の堤外水路に流す取水流量  $1.3\text{m}^3/\text{s}$  が、平常時に本川に流入しないように、分水路入口部を嵩上げした。

嵩上げ高は、分水路入口部を締め切り、現川上流から  $1.3\text{m}^3/\text{s}$  を流下させ、分水路入口部の水位を計測し、その結果が、水深  $0.44\text{m}$  であったことから、 $0.45\text{m}$  (分水流量への影響を考慮して、嵩上げ高は  $10\text{cm}$  丸めではなく  $5\text{cm}$  丸め) とした。

(2) 分水路入口部の突出部の改良

計画原案では、分水路入口(写真-4 青丸部分参照)が鋭角に突出しており、その影響で水面が乱れ、水位が上昇し、その下流の本川水位が H.W.L.を越える現象が確認された(写真-2 参照)。そのため、写真-5 に示すとおり、丸みをつけた形状に変更した。その際、併せて天端部分についてもやや急勾配となっている部分について、河床勾配と同等の勾配になるように一部カットし、天端高を下げることにした。



写真-4 分水路改良前(計画原案)



写真-5 分水路改良後(改良案)

6. CASE3: 将来河道実験 (現川通水無し)

(1) 水位

図-8に本川の水位縦断面図を示す。No.24+60 ~ No.25+0 左岸においては、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するため、H.W.L.を  $1.8\text{cm} \sim 5.9\text{cm}$  越えている。

計画原案とはほぼ同じ結果であるが、No.24+12.5 左岸において、計画原案では H.W.L.を  $6.7\text{cm}$  越えていたが、改良案では H.W.L.以下となった。

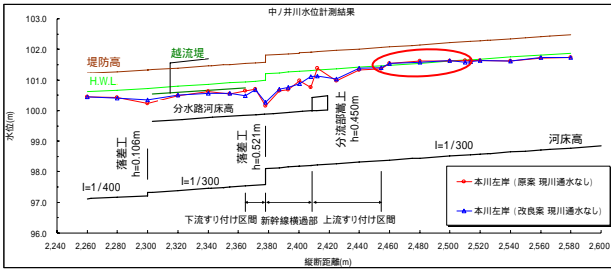


図-8 本川水位縦断面図(CASE3: 将来河道実験、現川通水無)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は73.1m<sup>3</sup>/s、分水路流量は6.9m<sup>3</sup>/sであった。

分水路入口を0.45m高上げたこともあり、分水路流量は1.9m<sup>3</sup>/s(22%)減少した。



写真-6 分水路流況(CASE3: 将来河道実験、現川通水無)

7. CASE4: 将来河道実験 (現川通水有り)

(1) 水位

図-9に本川の水位縦断面図を示す。

No.24+60~No.24+80 左岸においては、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するため、H.W.L.を0.7cm~1.4cm越えている。

計画原案とほぼ同じ結果である。

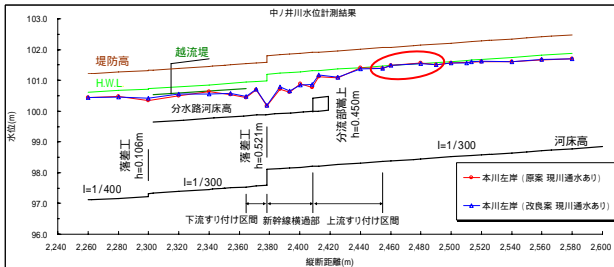


図-9 本川水位縦断面図(CASE4: 将来河道実験、現川通水有)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は71.3m<sup>3</sup>/s、分水路流量は8.7m<sup>3</sup>/sであった。

この流量比は、分水路部の高上げをする前とほぼ同じ結果であり、高上げによる影響がないことがわかる。

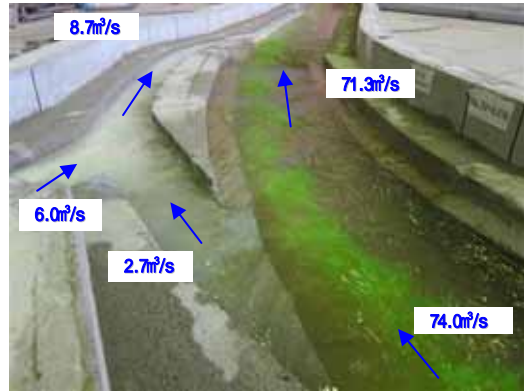


写真-7 分水路流況(CASE4: 将来河道実験、現川通水有)

8. CASE5: 暫定河道実験 (現川通水無し)

(1) 水位

図-10に本川の水位縦断面図を示す。

No.24+54.63~No.24+80 左岸においては、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するため、H.W.L.を1.4cm~7.0cm越えている。

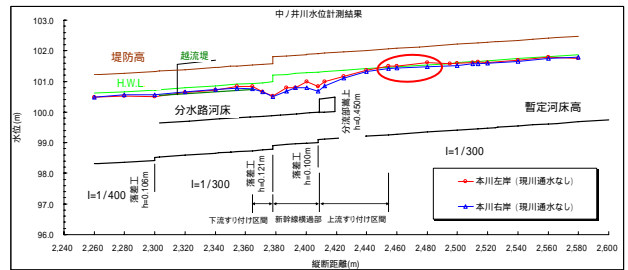


図-10 本川水位縦断面図(CASE5: 暫定河道実験、現川通水無)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は41.3m<sup>3</sup>/s、分水路流量は8.7m<sup>3</sup>/sであった。

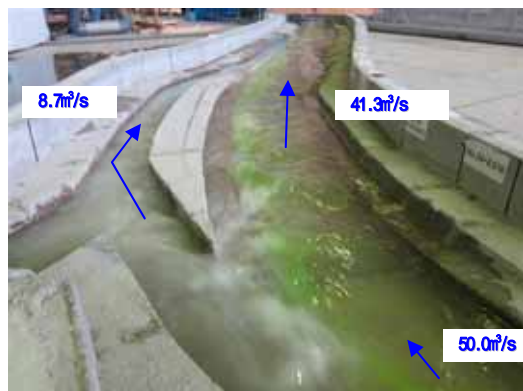


写真-8 分水路流況(CASE5: 暫定河道実験、現川通水無)

9. CASE6: 暫定河道実験 (現川通水有り)

(1) 水位

図-11に本川の水位縦断面図を示す。

本ケースでは H.W.L.以下となっており、特に問題点は認められない。

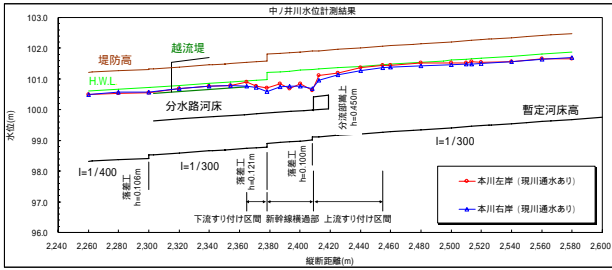


図-11 本川水位縦断面図(CASE6: 暫定河道実験、現川通水有)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は 43.1m<sup>3</sup>/s、分水路流量は 6.9m<sup>3</sup>/s であった。

分水路にはもともと 6.0m<sup>3</sup>/s 流下しており、本川からの流入は殆ど無い結果となっている。

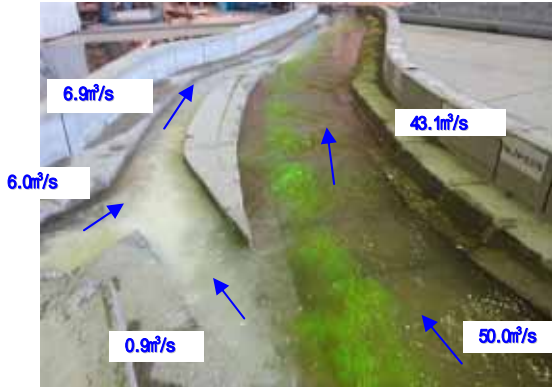


写真-9 分水路流況 (CASE6: 暫定河道実験、現川通水有)

10. 一次元不等流計算の概要

表-3 に一次元不等流計算の計算条件を示す。なお、一次元不等流計算では、分水路部改良のような微細な施設形状の変更は考慮していない。

表-3 一次元不等流計算の計算条件

項目	内容
河道形状	将来河道、暫定河道
流量配分	将来河道 (本川 80m <sup>3</sup> /s) 暫定河道 (本川 50m <sup>3</sup> /s)
断面ピッチ	概ね 50m。BC, EC, 橋梁, 落差工断面等の特異点は考慮。
湾曲による水位上昇	考慮する
分合流による水位上昇	考慮しない

11. 準三次元計算の概要

表-4 に準三次元計算モデルの概要を、図-12 に準三次元計算モデルの鳥瞰図を示す。

表-4 準三次元計算モデルの概要

項目	数値	備考
メッシュ	5mピッチ	FEM
総接点数	1,987	
総要素数	3,649	
縦断範囲	550m	
粗度係数	0.023	コンクリート水路
	0.030	2面張

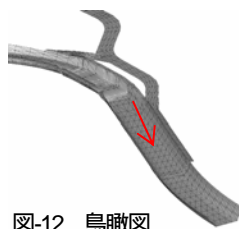


図-12 鳥瞰図

なお、準三次元計算の計算条件と計算ケースは、水理模型実験ケース(表-2)と同様に、施設形状と流量配分を与えている。

12. 準三次元計算の再現性

水理模型実験結果と一次元不等流計算結果および準三次元計算結果を比較した。図-13 と図-14 に将来河道(CASE1)における水位の比較図、図-15 と図-16 に暫定河道(CASE5)における水位の比較図を示す。

(1) 一次元不等流計算水位との比較

- ・ 2.5km より上流側の直線区間では、水理模型実験とほぼ同じ水位であり、水理現象の再現性は高い。
- ・ 将来河道では、2.378km 落差工、2.408km 断面変化点にて限界水深が発生する。暫定河道では、2.378km 落差工にて限界水深が発生する。この現象は水理模型実験では生じていない。
- ・ 湾曲部において、一次元不等流計算の水位は、水理模型実験の水位よりも低い。一次元不等流計算は、湾曲による水位上昇量を再現できていない。
- ・ 落差工周辺の水面形は再現できていない。

(2) 準三次元計算水位との比較

- ・ 2.45km 上流河道において、水理模型実験結果と数値計算結果を比較すると、両者の水面形は概ね一致する。このことから、準三次元計算は、現地水理現象を再現できていると考えられる。
- ・ 2.35km~2.45km の範囲において、数値計算結果の水面形が変動している。写真-3、写真-8 に示す模型実験の結果をみると、湾曲河道の外岸側の水面には三角波がでており水面形が乱れていることが確認できる。模型実験の水位は、三角波の平均的な高さを計測しているのに対して、準三次元計算では、三角波をそのまま出力するため、実験水位よりも高い水位になったと考えられる。(20~40cm 程度)。
- ・ ただし、2.378km 付近の落差工については、落差による渦の損失を、数値計算で完全には再現できていない。

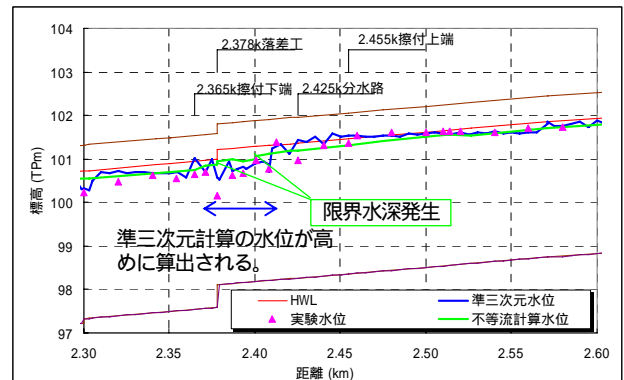


図-13 将来河道水位の比較図(左岸側: 湾曲外岸側)



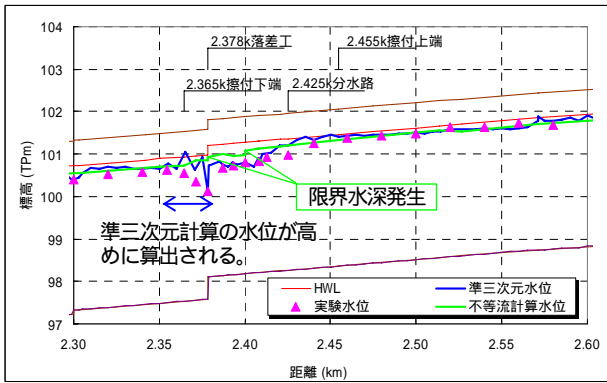


図-14 将来河道水位の比較図(左岸側:湾曲内岸側)

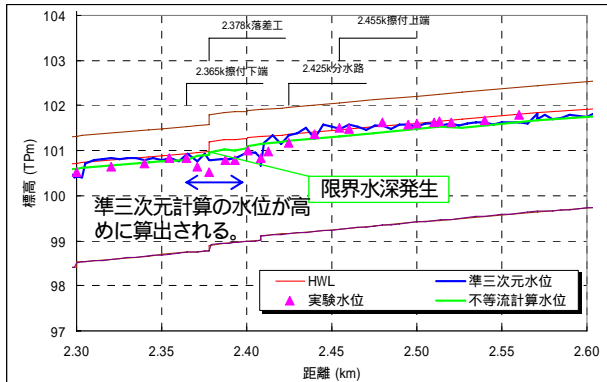


図-15 暫定河道水位の比較図(左岸側:湾曲外岸側)

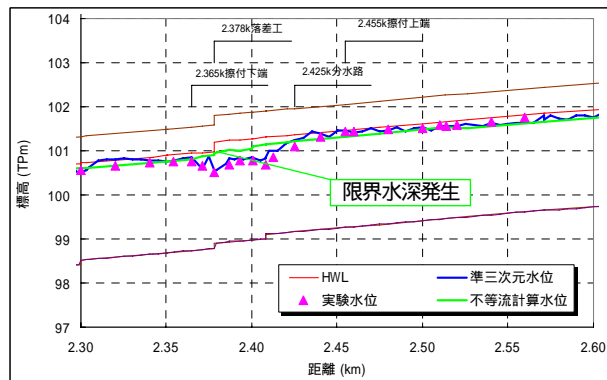


図-16 暫定河道水位の比較図(右岸側:湾曲内岸側)

### 13. まとめ

今回の水理検討で以下のことが明らかとなり、放水路のルート決定及び適切な構造を検討できた。

- 1) 中ノ井川放水路のルートを、新幹線橋梁を横過する位置で決定し、限られたスペースで計画流量を安全に流下できる断面を設定できた。
- 2) 分水部上流の湾曲部外岸における水位上昇の発生が確認され、H.W.Lを超えている高さとその区間が明らかになった。その結果、護岸の必要高上げ高さ及び延長を特定することができた。
- 3) 本川から分水路に分流する場所で、H.W.Lを超える波状の水位上昇が確認されたことから、水位上昇を低減する分流地点の河道形状が決定できた。

### 14. おわりに

今後、新幹線横過部の断面形状や法線形状の詳細設計は、キャリブレーションをおこなった準三次元計算を利用して河道形状を検討していく予定である。

準三次元計算では、図-17のように護岸や護床工の設計外力として、流速分布を詳細に把握することが可能であり、各種水理量を算出し設計外力として利用する。

また、最終形状に対して水理模型実験を実施し、流況を確認した上で、局所的な施設改良を行うことが望ましい。

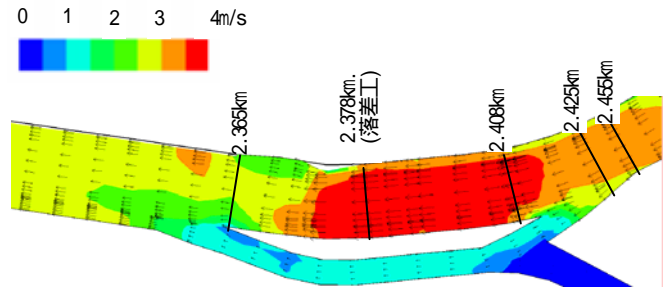


図-17 流速ベクトル図(準三次元計算)

最後に、複雑な河道形状に対して、水理模型実験と数値計算を組み合わせた検討手法を整理する。

水理模型実験は、水理現象の再現性に優れるが、費用と工期を要する。一方、準三次元計算は、模型実験と比較して安価かつ工期が短い精度に課題が残る。

水理検討は、水理模型実験と数値計算を組み合わせ、以下のように検討する。これにより、水理的に優れた施設形状を、経済的かつ短期間で設定することができる。

#### 【検討手法】

- ・ 水理模型実験を実施し、検証データを得る。
- ・ 水理模型実験結果を検証データとして、準三次元計算の精度検証(キャリブレーション)を行う。
- ・ 施設形状は、準三次元計算で様々な形状を比較検討しながら決定する。
- ・ 細部の施設形状は、再度水理模型実験により決定することが望ましい。

表-5 水理検討手法の特徴一覧表

検討手法	特徴
一次元不等流計算	・ 河道断面、縦断形状を概略把握するのに適する。
準三次元計算	・ <b>精度検証(キャリブレーション)が必要。</b> ・ 分合流、湾曲、落差工など複雑な水理現象についても検討可能。 ・ 設計外力の詳細な把握(水理量を詳細に出力可能)。
水理模型実験	・ <b>水理現象の再現性に最も優れる。</b> ・ 最終形状の流況確認。細部の形状確認

