

射流河川における超過洪水に対応した 分流施設の水利検討

EXPERIMENT TO FIX THE DESIGN OF SAFE DIVERSION FACILITIES IN EXTREME FLOOD AT SUPER-CRITICAL FLOW RIVER

陣ノ内康司¹・最上谷吉則¹・劔持浩高²・林正貴²

Yasuji JINNOUCHI, Yosinori MOGAMIYA,
Hirotaka KENMOTU, Masaki HAYASHI

¹正会員 (株)建設技術研究所 東京本社 水理センター (〒300-2651 茨城県つくば市鬼ヶ窪1047-27)

²北海道 札幌土木現業所 事業課 (〒063-0033 札幌市西区西野3条1丁目1番20号)

Recently, flood and sediment disasters in small river basins have been increasing in number due to local heavy rainfall. As record making rainfalls also have occurred in many areas, adaptation to floods exceeding the design level becomes critical point of view in planning and designing flood and sediment control facilities.

In this paper, it is studied on the structure of the diversion facility adaptable to floods exceeding the design level in along the super-critical flow river through hydraulic analysis with the model experiment. The dimensions the diversion facility were fixed according to the experiment result to keep the diversion discharge as little as possible without human operation in the case that the discharge more than the design flood flows into the diverted channel. Considering that the diversion point is located in the residential area, noise distribution caused by diversion was also simulated based on the model experiment.

Key Words : Super-critical flow, Extreme flood, Diversion, Experiment, Noize distribution

1. はじめに

近年, 局所的な集中豪雨により, 流域面積が小さい中小河川において, 洪水被害や土砂災害が頻発する傾向にある。また, これまでの記録を超えるような降雨も各地で発生しており, 施設を計画する上で, 計画規模を上回る洪水への対応は重要な視点となっている。

本報告は, 河床勾配が大きく射流流れとなる望月寒川(もつきさむかわ)の中流部から, 計画洪水流量の90%を分流し, 放水路トンネルで豊平川に放流するための分流施設について水理模型実験で検討したものである。

放水路トンネルは開水路で流下させるために, 超過洪水においても, 人為操作なしで満管とならない対応が必要であった。

そのため, 図-1 に示す放水路落差工上にオリフィスを設置し, 計画洪水流量までは越流堤の流れが完全越流で分流し, 計画分流量以上ではオリフィスより上流の水位が上昇し, 越流堤上の流れがもぐり越流となることで分流しにくくなる施設を検討した。さらに, 分流地点は,

閑静な住宅街に位置するため, 実験模型で騒音を計測し, 分流施設により発生する音の評価を行った。

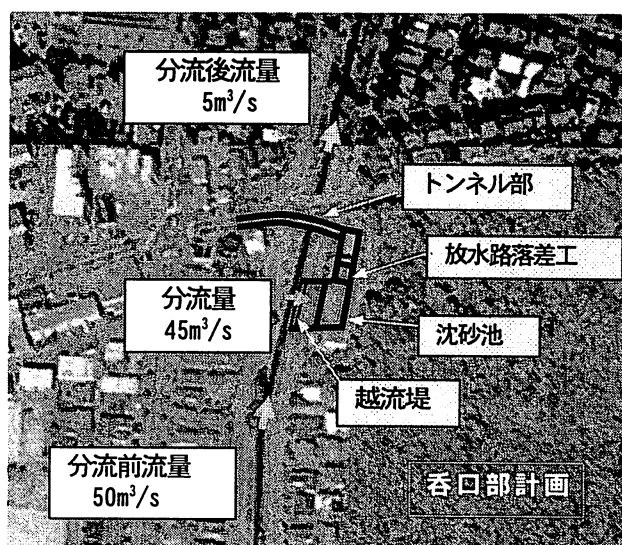
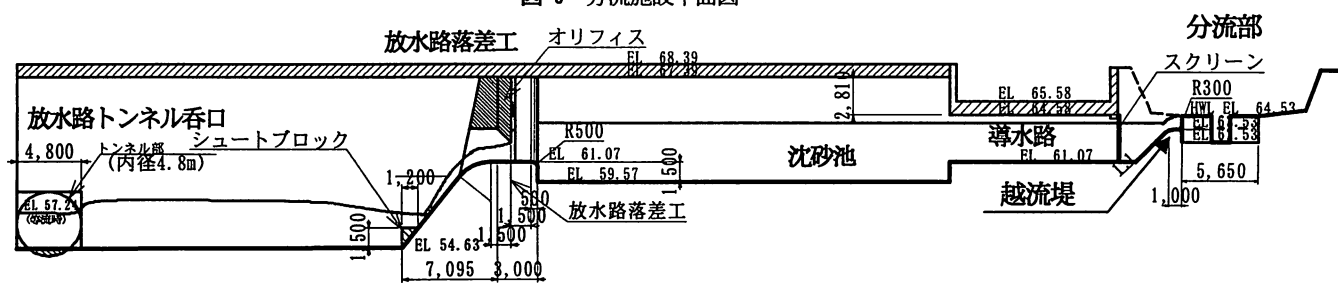
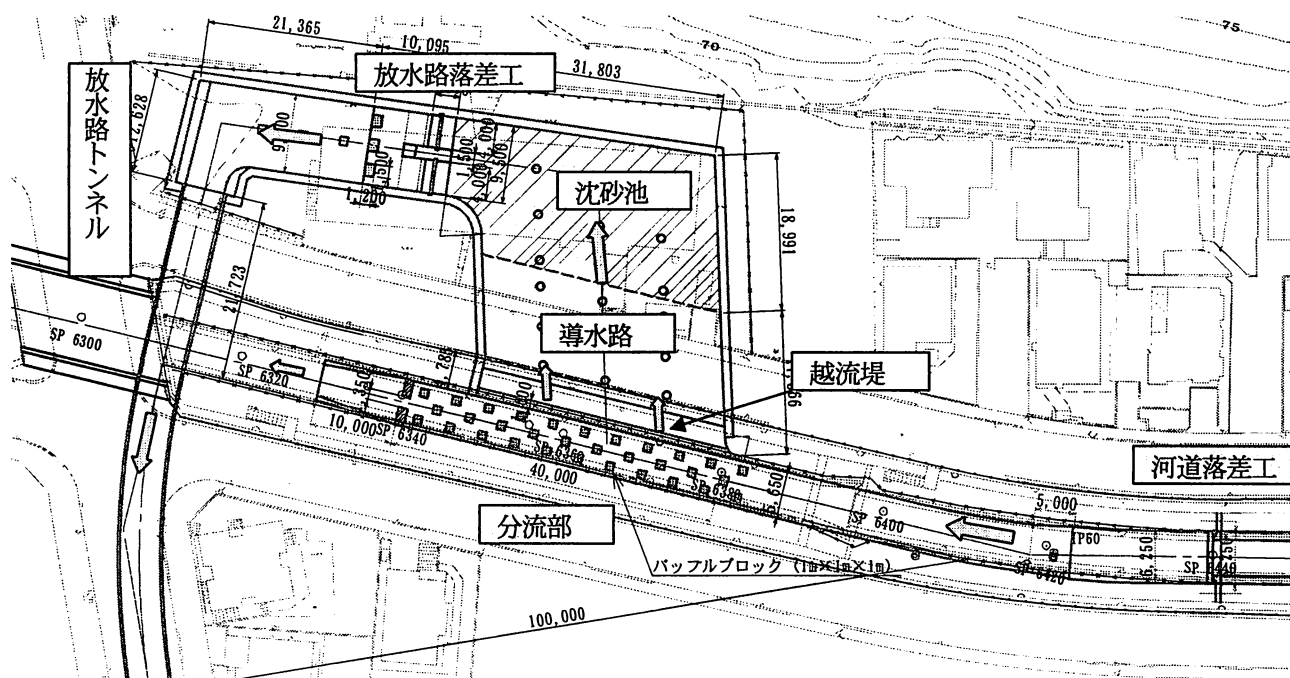
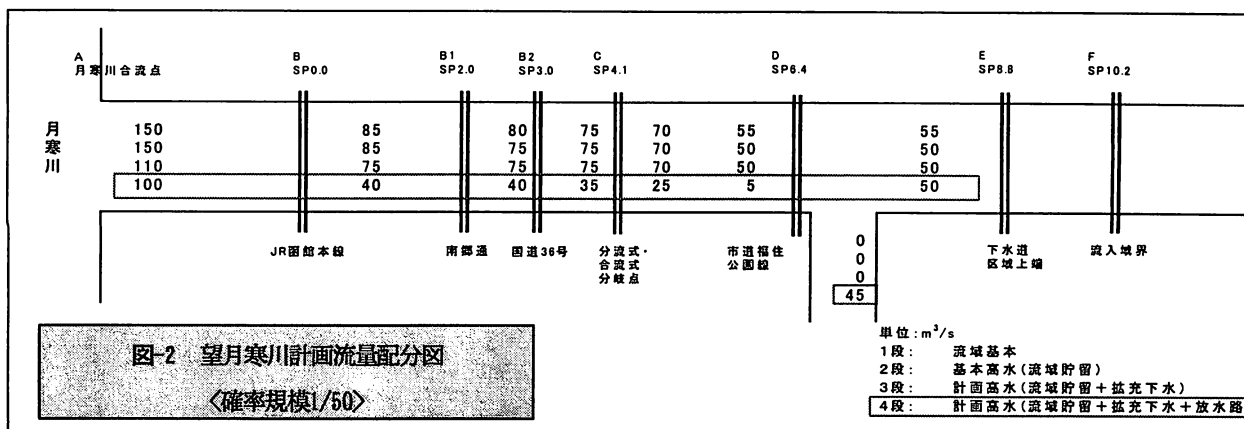


図-1 分流部概要図



2. 望月寒川放水路の概要

望月寒川は、石狩川水系の支川で、札幌市を流れ月寒川に注ぐ流域面積18.7km²、流路延長16.7kmの一級河川である。

札幌市の南部に位置する望月寒川は、近年の急速な宅地化等の影響により溢水被害が発生しているため、治水安全度の向上が望まれている。

望月寒川の下流は密集市街地となっており、河道拡幅

だけで対応することは困難である。そのため、治水安全度の向上策として、下流の河川改修(確率規模1/50)と同時に、中流部右岸から放水路により、直接豊平川へ分流することが計画された。

図-2 に示すように、放水路では計画洪水流量50m³/s(1/50年確率)のうち、45m³/s(計画流量の90%)を分流させる計画である。

実験では、図-3 および図-4 に示す越流堤を含む分流部、導水路、沈砂池、放水路落差工および放水路トンネルについて検討した。

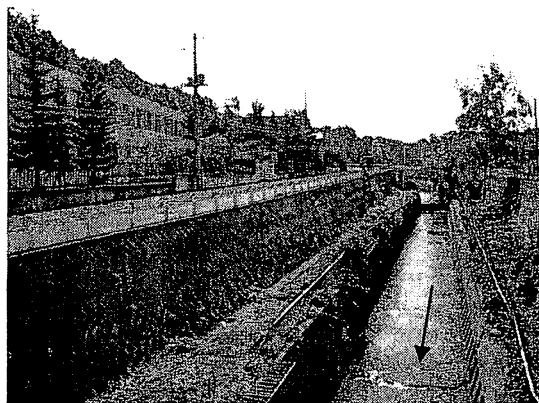


写真-1 分流部付近の河道状況

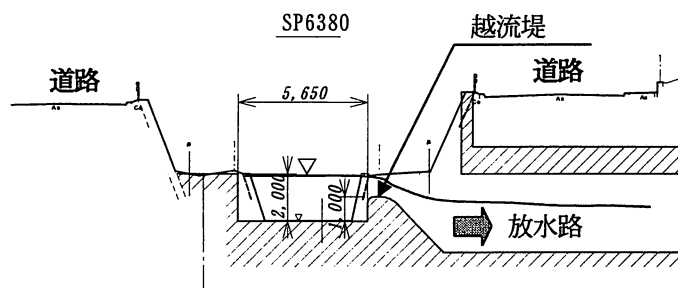


図-5 越流堤区間の断面

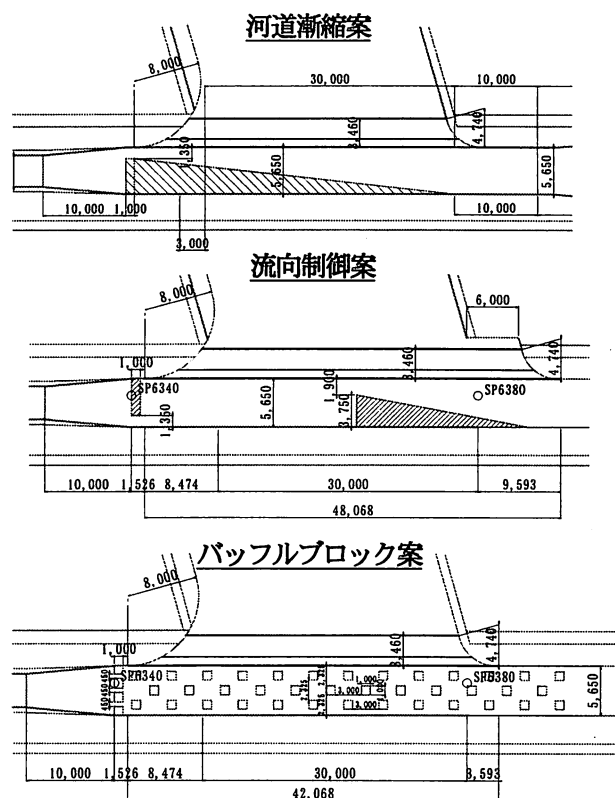


図-6 越流堤区間の断面

3. 射流河川における分流システムの検討

(1) 分流部の基本的な考え方

分流地点は、写真-1 に示すように、河床勾配が約1/100の三面張りの河道であり、本川河道は射流流れとなるため、洪水時に計画流量の90%を安定して分流させることは困難であった。

そのため、越流堤区間から上流の落差工までを図-5に示すように、計画洪水流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ が流下可能となる幅に広げた。また、平常時は流水や土砂を現況の下流河道へ流下させるため、右岸に高さ1m、長さ30mの横越流堤を設置して、放水路へ横越流で分流させた。

越流堤の下流端には流量制御のために幅1.35mのスリットを設け、スリット直上流において、計画高水位の護岸天端高水位で現況河道へ分流後流量の $5\text{m}^3/\text{s}$ が流下可能な幅とした。

(2) 越流堤区間への流量制御構造物の検討

計画分流条件を満足するには、越流堤区間で分流量を制御する構造物が必要であった。大別すると下記の3タイプに分類される。各対応策の結果と評価は、下記に示すとおりであり、安定した流況で確実な分流が可能なバブルブロック案を選定した。

a) 河道漸縮案（スリット幅1.35m）案

越流堤の下流における水面低下を防ぐため、越流堤の下流に向かって河道断面を狭くすることで、分流しやすくした。漸縮形状を変えても、漸縮部下流のスリットか

ら現況下流河道へ流下する流速が大きくなるため、分流量が不足する。したがって、越流堤上流区間からの分流を増加させるとともに、流量制御が可能なように、スリット前面の流速を遅くする必要がある。

b) 流向制御案

越流堤上流の1箇所で強制的に流向を変え、計画分流となる構造物の高さや長さ、開口部幅を求めた。構造物背後の流速は十分遅くなっており、スリットによる流量制御は可能であった。ただし、河道内で流れが急変するため、構造物の安全性や維持管理、景観面や施工精度による分流量への影響が大きい点が課題であった。

越流堤間で流況変化が穏やかな対策とする必要がある。

c) バブルブロック案

越流堤高程度のバブルブロックにより、越流堤間で流速を減勢させた。バブルブロックの形状を円柱とすると、分流開始流量付近で横断方向に共振する現象が発生した。これは、円柱背後に発生するカルマン渦の発生周期と水路の横方向の固有周期が一致したことによるものである。

したがって、バブルブロックは矩形とし、流水抵抗が最も大きくなる効率的な配置とした。

(3) 越流堤長延長とスリット幅の変更案

河道内にスリット以外の構造物を設置しない条件で、は、越流堤長を約21m延長しても、スリット幅を0.42mまで狭くしないと計画分流できない。この場合の分流開始

表-1 超過洪水流量に対する評価項目と流量値

No	項目	流量値
①	豊平川計画規模（1/150年）と同等な値	60m³/s
②	分流点上流の高架橋下のボックスカルバートの流下能力（流下しうる最大の流量）	68m³/s
③	既往降雨の24時間雨量を用いた流出解析	60m³/s
④	ダム設計洪水流量と同様な考え方 超過確率1/200年	60m³/s

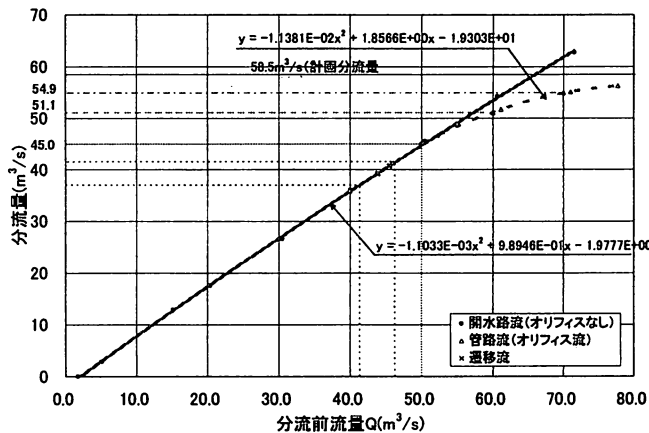


図-7 分流前流量に対する分流量

流量は0.7m³/s程度となり、分流開始流量が極端に小さくなる。これは、越流堤を長くしても、越流堤中央付近では分流なくなるため、越流堤が効果的な長さとなっていないためである。

4. 超過洪水時に対する流量制御システムの検討

(1) 超過洪水流量

表-1 に示す結果より、超過洪水流量は $Q=60\text{m}^3/\text{s}$ とした。ただし、分流特性等については、流下可能な $70\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで把握した。

(2) 超過洪水流量時の放水路への流量制御

図-4 に示した放水路落差工に、開口部高1.5m×幅4m×2門のナيفエッジ型式のオリフィスを設けた。これは、構造がシンプルで安定したオリフィス流となる条件より選定したものである。

超過洪水流量では、オリフィスにより、計画分流量 $Q=45\text{m}^3/\text{s}$ では越流堤がぎりぎり完全越流となり、超過洪水流量では、もぐり越流となることで、人為操作を行うことなく超過洪水時の分流量の制御が可能である。

オリフィスの有無による分流量を図-7 に示した。計画洪水流量では、完全越流ぎりぎりとなっている。超過洪水流量では、分流前流量が $Q=60\text{m}^3/\text{s}$ では $2.3\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q=70\text{m}^3/\text{s}$ では $7\text{m}^3/\text{s}$ 程度の分流量制御効果が確認できた。

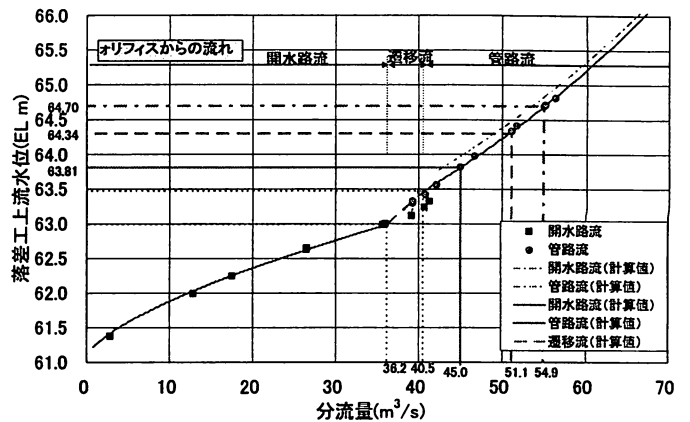


図-8 分流量と落差工上流水位の関係

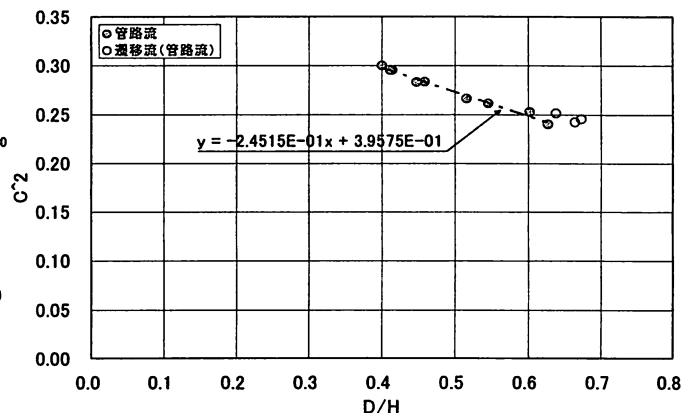


図-9 管路流におけるD/HとC²の関係

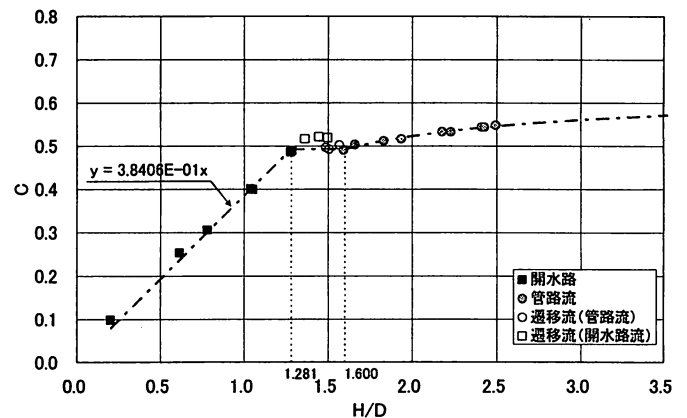


図-10 開水路流におけるH/DとCの関係

(3) オリフィスによる流量特性のまとめ

ナيفエッジ型のオリフィスによる流量特性を図-8～図-10 に示した。

オリフィスの流量特性は次式で得られた。

$$Q = CBD \sqrt{2gH} \quad (1a)$$

$$\text{管路流} \quad C = \sqrt{a - b(D/H)} \quad (1b)$$

$$a = 0.39575, \quad b = 0.24515$$

$$\text{開水路流} \quad C = 0.39227 H/D \quad (1c)$$

ここで、Dはオリフィスの開口部高 (=1.5m)

Bはオリフィスの開口部幅 (=8.0m)

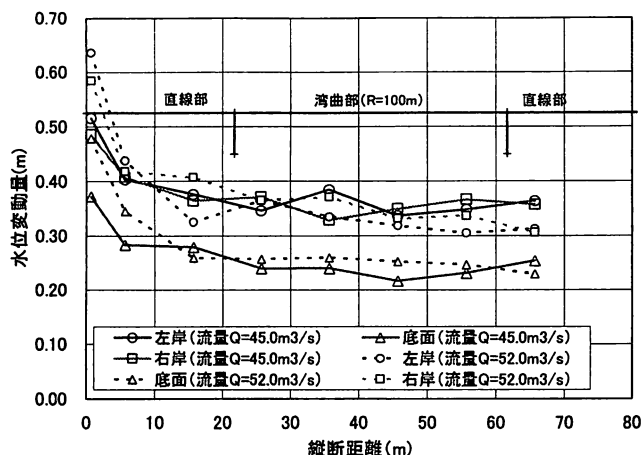


図-11 トンネル呑口付近の水面変動量の縦断変化

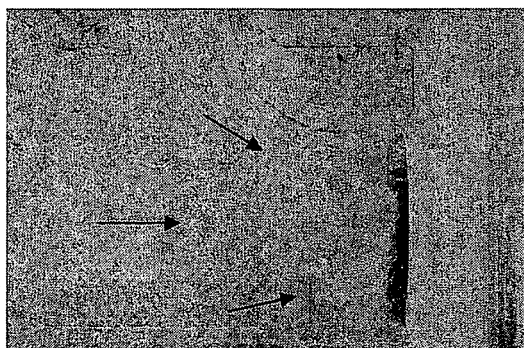


写真-2 トンネル呑口部の流況

(分流前流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$, 分流量 $Q=45\text{m}^3/\text{s}$)

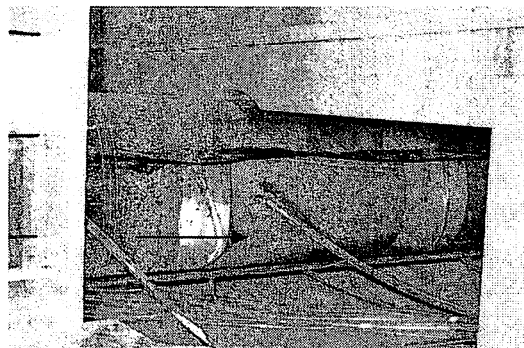


写真-3 トンネル呑口部の流況

(分流前流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$, 分流量 $Q=45\text{m}^3/\text{s}$)

(4) トンネルのわん曲部における水面変動

放水路落差工の下流で生じた水面変動がトンネル内のわん曲部で増幅されることが考えられた。そのため、トンネルへの流入がスムーズな流れとなるようにトンネル呑口形状を改良するとともに、トンネル内の左右岸と底面に設置したピエゾメータにより水面変動を計測した。

時間間隔10msの4000個のデータより標準偏差 σ を求め、水面変動を 6σ と定義した場合の縦断分布を図-11に示す。図-11より、トンネル呑口付近の水面変動は、約0.5mと大きい。その直下流の直線部で0.35～0.4m程度、わん曲区間で0.35～0.3m程度まで減衰している。したがって、わん曲部における水面変動の増幅は見られず、特に問題ないと判断される。

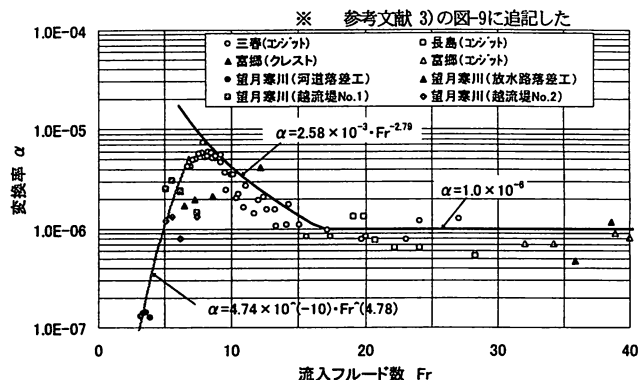


図-12 流入フルード数と変換率の関係

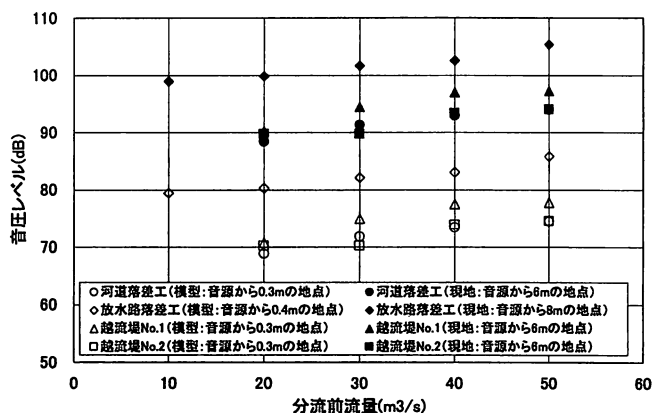


図-13 音源近傍における模型と現地の音圧レベル

5. 模型実験における騒音評価について

分流施設周辺は、閑静な住宅街となっているため、分流施設建設に伴う音環境への影響が懸念された。分流施設により発生する音の評価を行うため、実験模型で発生する音源の流量規模に応じた流水音のレベルと呑口周辺の音の分布を計測し、現地騒音の評価を行った。現地騒音に対しては、減勢時の発生音に関して明らかにされた変換率³⁾の考え方をを用いて今回の実験データを整理した。

(1) 変換率の整理

模型における音響出力 P と流入エネルギー E の関係を求め、式(2a)で示される変換率と流入フルード数との関係を図-12に示した。今回の実験は、フルード数の領域が小さいため、変換率はフルード数が小さくなると急激に減少している。

$$\text{変換率 } \alpha = \frac{P}{E} \quad (2a)$$

$$\text{音響出力 } P = \pi r I \quad (2b)$$

$$\text{流入エネルギー } E = 0.5 \rho_w q v^2 \quad (2c)$$

ここで、 I : 音のエネルギー (W/m^2)、 r : 音源と観測点の距離、 ρ_w : 水の密度 (kg/m^3)、 q : 単位当りの流量 (m^3/s)、 v : 流入位置での流速 (m/s) とした。

模型と現地の比較を行うため、模型計測地点と同じ位置での音圧レベルを図-13に示した。

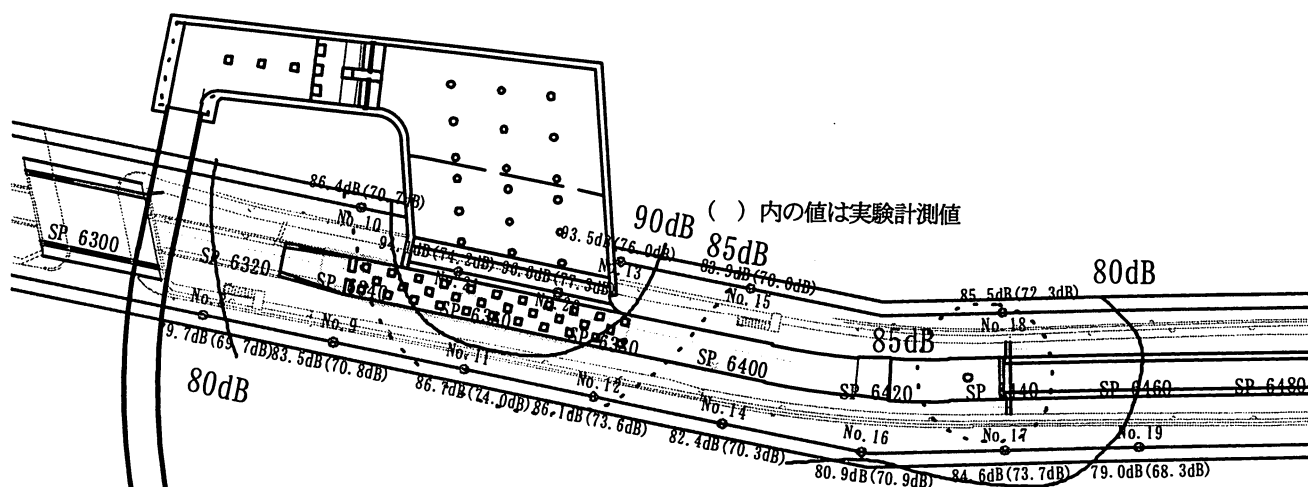


図-14 計画高水流量時の音圧レベルの空間分布の推定値
(分流前流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$, 分流量 $Q=45\text{m}^3/\text{s}$)

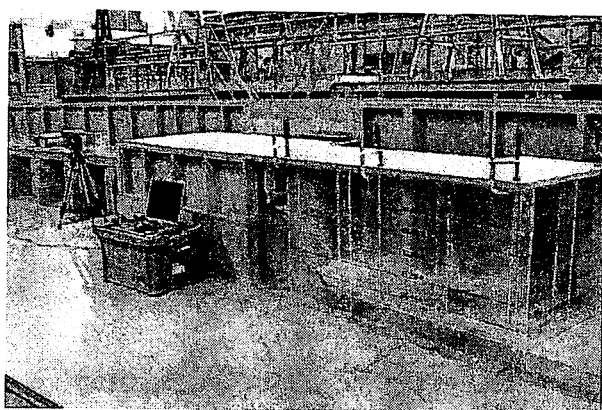


写真-3 放水路舌口部における音の空間分布の計測風景

同一地点での音圧レベルは、現地の方が模型より概ね20dB大きくなっている。

(2) 音圧レベルの空間分布

現地では、越流堤から下流の放水路は地下空間となる。そのため、模型では写真-3に示すように、厚みのある耐水ベニヤで蓋をして音圧レベルの空間分布を計測した。

図-14には、計画高水流量における現地の音響出力を推定し、距離減衰した場合の空間分布を推定した。同図中には、実験での計測値を併記した。

(3) 課題

流水音の音響出力を直接求めることはできないため、計測値から線音源と推定した推定値を用いている。実際の現地における音の空間分布を推定するには、音源の物理的特性を把握しておく必要がある。

実験模型では、周辺の音環境(暗騒音)との差の問題があり、詳細な空間の把握は困難である。したがって、施工前後の音の空間分布の把握と同様な落差工や越流堤における現地でのモニタリングが重要であると考えられる。

6. まとめ

本報告の結果をまとめ、以下に示す。

- ① 射流河川で分流量を制御するには、分流点の流速を小さくすることが有効な手段である。
- ② 流速を小さくする手段として、狭い空間で対応するにはバブルブロックによる減勢が有効であった。
- ③ 超過洪水に対応した分流施設として、越流堤とオリフィスの組合せにより、人為操作を必要としない対応が可能となった。
- ④ 減勢に伴って発生する音のエネルギーは、フルード数が概ね $Fr=6$ より小さくなると流入エネルギーに対する比率は小さくなる。今後、現地でのモニタリングを実施して、その関係の妥当性を検証していく必要がある。

謝辞：本検討を行う上で、(独)寒地土木研究所 寒地河川チーム 渡邊康玄上席研究員と吉川研究員には、多大なご助言とご協力をいただきました。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 財団法人 ダム技術センター編：平成17年版 多目的ダムの建設 第5巻, 技報堂, pp.154-157.
- 2) 社団法人 土木学会編：水理公式集 [平成11年版], 丸善, pp.241-251, pp.270-274.
- 3) 柏井条介：ダム放流水の減勢時発生音, ダム技術 No.221, pp.14-22, 2005.
- 4) 桜井 力, 柏井条介, 小野雅人：跳水式減勢工の発生音特性とその予測手法, ダム工学, No.42, pp.117-129, 2001.
- 5) 公害防止の技術と法規 編集委員会編：新訂公害防止の技術と法規 騒音編, 丸善, pp.47-133.

(2008. 4. 3受付)