

施工計画

転流工呑口部における沢水切回し計画

東京土木施工管理技士会

飛鳥建設株式会社名古屋支店設楽ダム転流作業所

現場代理人

工事課長

監理技術者

小川 統 史[○]

飯 島

敦

西 村 芳 保

1. はじめに

設楽ダム転流工工事の上流側呑口部は図-1に示すように寒狭川の河川水の転流トンネル内への流入防止のため、鋼製壁面のダブルウォールによる一次締切兼町道迂回路を構築し、その後一次締切内の水路部分の掘削を行い、ここに転流トンネルが貫通する構造であった。なお一次締切を横断する江ヶ沢については、事前に町道沿いに上流側に切回す計画となっていた。

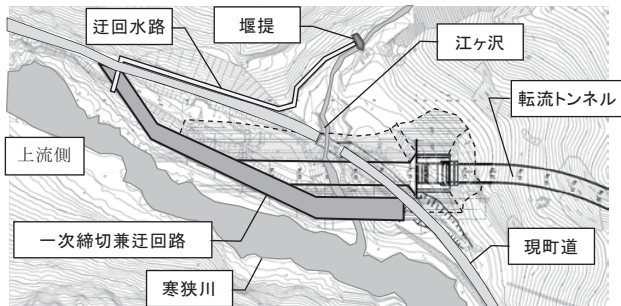


図-1 転流工呑口部平面図（当初設計）

工事概要

- (1) 工 事 名：平成28年度設楽ダム転流工工事
- (2) 発 注 者：国土交通省中部地方整備局
- (3) 工事場所：愛知県北設楽郡設楽町田口地先
- (4) 工 期：平成29年3月3日～
平成31年2月28日

2. 現場における問題点

当初設計では、沢水処理対象流量（ $1.8\text{m}^3/\text{s}$ ）

は一次締切兼迂回路（以下、迂回路）の施工期間中（H29.10月～H30.1月：湯水期中）の実績値から設定されていた。また、迂回路完成後は、設計対象流量を越えるものは迂回路下部に設置する排水設備（フラップゲート）を使用して、河川へ排水する計画とされていた。しかしながら、迂回路構築後に転流トンネルが貫通し、出水期にトンネル覆工・インバート工や呑口水路法面・構造物工を施工することとなり、図-2に示すような洪水時に迂回水路で処理しきれない沢水により、施工箇所が冠水し被害が生じることが懸念された。また迂回路構築中においても施工面への沢水の流入の可能性があるため、排水設備（フラップゲート）を設置したとしても、排水設備よりもトンネル呑口標高が低いため、施工箇所の冠水を回避することが困難であった。以上の理由より、沢水処理対象流量を出水期を含めた通年で検討し、水路計画の変更を検討する必要がある。



図-2 豪雨時江ヶ沢状況

3. 工夫・改善点

呑口部の江ヶ沢の流域は、図-3に示すように、

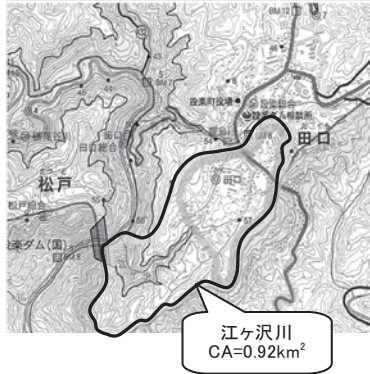


図-3 江ヶ沢流域

A = 0.92km²であり、沢水処理対象流量は、通年（1月～12月）の至近5カ年の時間最大流量として検討した。表-1に設楽ダム下流3km地点の清崎観測所の、至近5カ年の1月～12月の時間最大流量を示す。

表-1 時間最大流量 (m³/s)

年月	H23	H24	H25	H26	H27
1月	1.34	3.34	7.13	4.74	12.76
2月	54.96	32.51	18.82	29.47	17.30
3月	15.72	27.63	95.00	147.79	36.41
4月	78.63	89.84	70.60	47.35	129.11
5月	194.75	3.50	9.31	62.02	43.33
6月	111.08	356.01	19.66	4.19	8.90
7月	351.66	160.46	16.42	106.54	116.95
8月	169.27	35.09	6.88	174.96	122.09
9月	405.36	203.40	533.91	166.97	94.42
10月	52.83	31.00	98.30	140.45	27.57
11月	125.29	21.87	30.75	10.39	14.08
12月	3.18	18.28	6.15	14.03	113.58

$$533.91\text{m}^3/\text{s}(\text{通年清崎地点過去5年最大値}) \times \text{江ヶ沢流域面積}(0.92\text{km}^2) / \text{清崎地点流域面積}(67.0\text{km}^2) = 7.3\text{m}^3/\text{s}$$

以上より、対象流量を7.3m³/sと設定し、水路は1/60の勾配をつけ、締切兼迂回路の上流側へ導水する。仮排水路は当初設計と同様に、既製品とU字フリームを使用するが、水路断面が大きくなること、水路の崩壊は施工箇所に甚大な被害をもたらすこと、および町道山側の古い既設ブロック積擁壁の保護の必要性があることから図-4に示すように単管構造からコンクリート基礎に設置する計画に変更した。仮排水路の流下能力計算はマンニング公式を使用し、表-2に示すように必要な断面形状として流下可能な断面は2.2m(B) × 1.2m(H)を算出し、水路に余裕高を確保するた

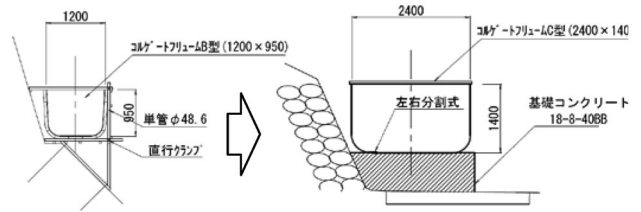


図-4 迂回水路構造変更

表-2 仮排水路断面算出結果

水路勾配	水路断面		8割水深	流下断面	溜辺	径深	流速	流量
1/1	幅B(m)	高さH(m)	h(m)	A(m ²)	S(m)	R(m)	V(m ³ /s)	Qi
60	2.200	1.200	0.960	2.112	4.120	0.513	3.445	7.3

め、水路断面をB2.4m×H1.4m(C型)とした。なお現道を横断し、河道へ導水する埋設区間についてはプレキャストボックスカルバートを選択した。

仮排水路の流末は図-7に示すように鋼製壁面材の一部を開放して暗渠管（プレキャストボックスカルバート）が突出する構造となっており、図-5の左図に示すように当初設計では接続柵で直角に水路方向を変え鋼製壁面材に対して斜交して突出する形状となっていた。しかしながら、仮排水路流末付近の鋼製壁面は補強土壁構造となっており壁面に直交してストリップで壁面を拘束する必要があり、暗渠管が壁面に斜交した場合には補強土壁のストリップの配置が困難になることが判明した。このため図-5の右図に示すように接続柵の位置を移動し、暗渠管と鋼製壁面材が直交する形状に変更し、補強土壁のストリップの配置を計画した。

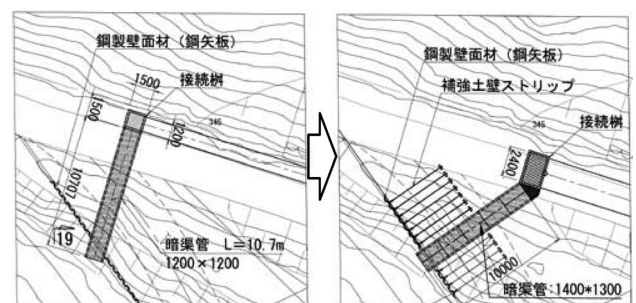


図-5 道路横断面部構造変更

4. 適用結果

本報告は施工計画の変更であり施工は現在進行中であるが、仮水路の大型化に伴う基礎構造の変更や水路端末の補強土壁との取り合いなどは図-6や図-7に示すように順調に推移している。



図-6 迂回水路部施工状況



図-7 道路横断部端末完了

今回の変更施工計画の立案にあたっては設計の照査を行い不具合が生じた場合には、実施工を勘案し確実に施工できる詳細な施工計画を立案することが重要であると感じた。