超大断面水路トンネルの情報化施工

唐松 雅司1・川内 嘉起1・袋井 肇2・秋好 賢治3*・藤見 晶4・村上 正一4

¹国土交通省 近畿地方整備局 琵琶湖河川事務所(〒520-2279 滋賀県大津市黒津四丁目5-1)
 ²株式会社KANSOテクノス 本店 水力部(〒541-0052 大阪府大阪市中央区安土町一丁目3-5)
 ³株式会社大林組 土木本部 生産技術本部 トンネル技術部(〒108-8502 東京都港区港南二丁目15-2)
 ⁴株式会社大林組 大阪本店 天ヶ瀬減勢池部JV工事事務所(〒611-0015 京都府宇治市志津川南詰15番地)
 *E-mail: akiyoshi.kenji@obayashi.co.jp

天ヶ瀬ダム再開発減勢池部は小土被りかつ超大断面トンネルであり,破砕帯を通過するため,側壁導 坑・中央導坑先進多段ベンチカット工法による掘削に情報化施工を適用した.掘削当初から坑口部のトン ネル変形量が予測よりも大きく、5段ベンチ完了時には修正設計解析結果からアーチ端部の主筋応力が降 伏点を超えることが予測され、現路盤より17m上方に補強対策工が必要となった.そこで、主筋応力と相 関のあるコンクリートひびわれ幅の管理基準値を新たに追加し、以降のベンチ掘削時にひびわれ幅を亀裂 変位計で自動計測した結果、ひびわれ幅は管理レベルⅢ以下で収束した.減勢池部は一部で実測が予測を 若干上回ったが、全ての計測項目は管理レベルⅢ未満であり、トンネル構造体は安定性を確保できた.

Key Words : extremely large cross-sectional tunnel, observational construction, design validity assessment, control criteria, concrete crack width measurement

1. はじめに

天ヶ瀬ダム再開発トンネル式放流設備は治水能力向上 を主目的とし、図-1に示すダム左岸側山中に放流用バイ パストンネルを築造するものである.大林組JVが担当 している減勢池部は、主ゲートから吐出される600m³%も の放流水をゲート室部の主ゲートから約200mという短 い距離で一気に減勢させるため、図-2に示す超大断面 (仕上り内空断面積約500m²)を必要とする.そのため、 大規模地下空洞で一般的な情報化施工を適用した^{1,2}.本 文では、減勢池部トンネルの設計、情報化施工の計画と 結果、坑口部アーチの挙動について報告する.



図-1 天ヶ瀬ダム再開発トンネル式放流設備配置

図-2 減勢池部完成イメージ

減勢池部は、下流側から坑口部、標準部、断層部、シュート部、水平水路部の5区間で構成されている。その内、坑口部から断層部までの超大断面空洞(最大掘削断 面積650m²)はNATM・発破方式による側壁導坑・中央 導坑先進多段ベンチカット工法を採用した(図-3)。

3. 地形·地質

図-4に本工区の地質縦断図を示す. 急勾配の坑口を除 き土被りは約40mであり,土被り比は1.5D程度(D:掘 削幅≒25m)と小さい. 掘削対象地山は,古生代~中生 代の丹波帯(付加体)の砂岩と泥岩であり,測点No.25 ~26付近にF-0破砕帯が位置する. 砂岩はC_H級,泥岩は C_M級,破砕帯はD級を主体とする.



「側壁導坑・中央導坑先進 多段ベンチカット工法」



図-3 減勢池部全体施工ステップ

図-4 地質縦断(当初)

(1) 基本設計方針

減勢池部は,超大断面,付加体地質,小土被り比, 破砕帯といった困難な施工条件下にあり,類似施工事例 が少ないことから安全側の設計を行うという基本方針の 下,2次元非線形弾性FEM解析により支保構造を,骨組 構造解析により覆工構造を設計した.坑口部の支保構造 を図-5に示す.

(2) 側壁補強対策工

発注時の詳細設計では、断層部の側壁安定対策工とし てグラウンドアンカー工とマイクロパイル工が計画され ていたが、受注後に上述した付加体地質の特性を考慮し て地盤物性値を見直した結果、長尺ケーブルボルト工に 変更した.さらに、側壁導坑掘削時に破砕帯の幅が当初 想定の9mより約1.5倍広い14mであることが確認され、 この破砕帯幅などを見直した結果、RC円柱支保工(深 礎工)を設計した³.断層部の支保構造を図-6に示す.



図-5 坑口部の支保構造(最終)



図-7 情報化施工の計測管理フロー

5. 情報化施工の計画

坑口部〜断層部は,事前のボーリング調査より得られ た地質情報を基に解析的手法で設計を行った.しかしな がら,その情報は限られたものであり実際の挙動と予測 とが必ずしも一致しないこと,最大7段分をベンチ掘削 すること,そのベンチ掘削に伴い既設のアーチコンクリ ートに荷重が作用することから,情報化施工により設計 の妥当性を評価しながら掘削を進めた.情報化施工の計 測管理フローを図-7に示す.

(1) 計測管理体制

日常管理計測項目は、計測工Aの天端沈下と内空変位、 計測工Bの地中変位(坑内),ロックボルト軸力,鋼ア ーチ支保工応力,吹付けコンクリート応力,覆工コンク リート応力とした.さらに坑口部には地表面沈下,断層 部には地中変位(坑外)と長尺鋼管先受け工応力などを 追加し,各項目に管理レベルI~IIを設定し管理した (表-1,表-2).



表-1 管理基準値の設定方法

計測	計測項目	管理 レベル I	管理 レベルⅡ	管理 レベルⅢ			
А	天端沈下			限界ひ ずみ法			
	内空変位	FEM 解析	管理				
в	鋼製支保工	結果の	レベル エ	支保			
	ロックホ゛ルト	最大値	の平均	部材			
	吹付コンクリート	(100 %) 米	值 *	の許			
	覆エコンクリート	/07		谷値			
※各施工ステップで「未施工増分」を予め見込む							

表-2 計測管理体制 管理区分 対応 A 通常体制 定時計測、坑内観察 B 注意体制 計測頻度強化、現場点検、作業員への注意強化 C 要注意体制 計測体制強化、増支保工 D 厳重注意体制 掘削停止、増支保工、支保構造・対策工の再検討

(2) 計測項目配置

坑口部~断層部の計測断面と解析断面の位置関係を図 -8に示す.坑口部と標準部の計測断面は10m間隔,断層 部はより密に管理した.一例として標準部での計測器配 置を図-9に示す.なお,詳細設計時の計測工計画では, 坑口部測点No.29+00断面は計測工Bの実施断面であった. しかしながら,F-0破砕帯幅の拡大に伴い断層部の重要 度が増したこと,坑口部は減勢池部の中で地質が最も良 好でトンネル変位量が最小との解析予測から,断層部に 移設した.

6. 情報化施工の結果

図-7のステップ管理は、アーチ部、1段・3段・5段・7 段ベンチの掘削完了時に行った.







(1) 地質構造

減勢池部の地質構造は、既往のボーリング調査結果を 基に着工前に設定した当初予測に対して、掘削中の地質 観察結果は概ね予測通りであった.しかし、アーチ掘削 時の断層部No.26+00断面、1段&3段ベンチ掘削時の坑口 部で地山状況が悪かったため、都度見直しを行った.

(2) トンネル挙動

減勢池部のトンネル挙動を,当初設計時のFEM解析結 果である予測に対して,掘削中の計測工Aの結果と比較 分析する.

a)アーチ変形

アーチ部掘削完了時のアーチ変形量(天端沈下と内空 変位の平均値)を図-10に示す.実測値は全体的に5mm 前後で一定している.坑口部は実測が予測の2倍以上大 きく,標準部は同等,断層部は実測が予測より小さい.

1段ベンチ掘削完了時で,アーチ部の水平変位(内空 変位の半分)を天端沈下で除した「縦長扁平率」を図-11に示す.扁平率が100%より大きいと側方押出卓越の 変形モード,100%より小さいと天端沈下卓越の変形モ ードである.予測の全ておよび断層部2箇所を除く実測 は天端沈下卓越の変形モードを呈している.また,予測 に対して実測が概ね大きい事から,当初設計の側圧係数 0.82が小さ目だったと言える.



図-10アーチ変形量(アーチ部掘削完了時)



図-11 アーチ部の縦長扁平率(1段ベンチ完了時)

5段ベンチ掘削完了時点での坑口部No.29+00断面にお けるトンネル変形量を図-12に示す.アーチ部の内空変 位は管理レベルII(-22mm)を超え,実測が予測を大幅 に上回った.また,この実測値に見合うよう地盤定数を 見直した修正設計解析結果から,最終7段ベンチ完了時 および完成後のアーチコンクリート端部の内側主筋応力 が最大426N/mm²および327N/mm²(引張側)となり,許 容値240 N/mm²はよび327N/mm²(引張側)となり,許 容値240 N/mm²を一部超えることが予測された(図-13).これが正しければ,5段ベンチ盤より17m上方に 補強対策工が必要となるが,後述する理由から新たな計 測項目で管理することとした.

アーチ部掘削完了時から最終ベンチ掘削完了時までの アーチ変形量の変化を図-14に示す.アーチ変形量は全 区間で盤下げに伴い増加している.その大きさは坑口部, 標準部,断層部の順に小さい.坑口部は実測が予測より 大きく,標準部は同等,断層部は実測が予測より小さい.



〈地質構造とA計測点配置(坑口部)〉



図-12 坑口部トンネル変形量(5段ベンチ掘削完了時)



図-13 アーチ覆工曲げモーメント(7段ベンチ完了時)

b)最終トンネル変形

最終ベンチ掘削完了時点でのステップ管理結果を表-3 に示す. 坑口部と断層部の一部および標準部で実測が予 測を若干上回ったが、殆どが管理レベルⅢ未満であり, トンネル構造体は全区間で安定性を確保できた.

(3) 坑口部アーチ覆工挙動

5段ベンチ完了時に既設覆エコンクリートを観察した 結果、坑口部のアーチ左端に2箇所のトンネル延長方向 ひびわれ発生(幅0.10~0.35mm)を確認した(図-15).



図-14 アーチ変形量の変化

計測項目		ж	坑口部No.29+00			標準部No.27+00			断層部No.25+11 [※]					
		単位	管亚*	予測	実測	判定	管亚 [*]	予測	実測	判定	管皿*	予測	実測	判定
チ	5.端沈下	mm	-13	11.4	6.2	0K	-19	-2.9	-9.3	NG	-18	-9.5	-6.9	0K
内	7-5部	mm	-30	-28.8	-32.3	NG	-42	-21.3	-24.1	NG	-48	-27.3	-11.8	OK
	1段ペンチ	mm	-46	-46.3	-33.4	0K	-42	-22.3	-26.5	NG	-48	-16.2	-11.8	OK
오	2段ペンチ	mm	-49	-48.8	-35.7	0K	-42	-28.1	-36.7	NG	-48	-17.6	-22.8	NG
发	3段ペンチ	mm	-47	-47.4	-26.4	0K	-42	-29.2	-34.4	NG	-48	-17.9	-23.1	NG
197	5段ペンチ	mm	-33	-33.1	-18.6	0K	-42	-16.3	-37.0	NG	-48	-12.1	-10.1	0K





a) 新たな計測項目

解析予測での覆工挙動(図-13)と実際の現象(図-15) は場所と大きさが概ね整合しているが、そもそもア ーチ変形量が約 10 mm と小さいながらも予測に比べて 過大な原因は、減勢池部5段ベンチ掘削と同時期に坑口 部前面の吐口部を掘削したこと、および坑口が最大1: 0.2 の急勾配法面であるためと推察された.構造設計は 安全側の2次元 FEM 解析で行うという基本設計方針が 縛りとなり、吐口部掘削と急傾斜法面の影響を坑口部の 変形解析ではモデル化できないからである. よって, ア ーチ端部主筋 D25@250 の妥当性評価は実測したアーチ 変形量を反映した予測解析を断念し、他のトンネル実挙 動で確認せざるを得ないと判断した. そこで、実測でき ない主筋応力に替わり実測できるコンクリートの「ひび われ幅」を新たに計測項目に追加し、以降のベンチ掘削 時に亀裂変位計(測定範囲±2mm,分解能3,000×10⁶ひ ずみ) で自動計測管理した.

b)ひびわれ幅の管理基準値

主筋応力は曲げひびわれ幅 w と式(1)の相関性 ⁴を持つ ため、主筋応力の許容値に相当するひびわれ幅を管理基 準値に設定した(表-4).

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \Phi)\}\left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd}\right]$$
(1)

$$\gtrsim \leq l_{z}$$
,
k₁=1.0, k₂=15/(f_c+20)+0.7, k₃=5(n+2)/(7n+8)

f'_c:コンクリート設計圧縮強度、n:引張鋼材の段数、c:かぶり(mm) c_s:鋼材の中心間隔(mm)、φ:鋼材径(mm) σ_{se}:鉄筋応力度の増加量(N/mm²) E_s:鋼材のヤング係数(N/mm²) ε'_{csf}:ひびわれ幅増加値(=100×10⁻⁶を採用)

残る 6~7 段ベンチ掘削時に坑口部アーチコンクリートで実測した最大ひびわれ幅は 0.58 mm, 管理レベルⅡ ~Ⅲで収束した.

表-4 ひびわれ幅の管理基準値

管理 レベル	引張主筋応力度 (N/mm ²)	ひびわれ幅 (mm)	備考
Ι	120	0.35	レベルⅢの50%
Π	180	0.50	レベルⅠとⅢの平均値
Ш	240	0.65	施工時の許容値

7. おわりに

超大断面の減勢池部掘削時に情報化施工を適用した結 果,以下の成果を得た.

a) 地質構造は概ね当初想定通りであった.

- b) 側圧係数は当初想定の0.82より大きく, 坑口部は2.35, 標準部は1.3, 断層部は1.0に見直した.
- c) ベンチ掘削に伴いアーチは内空縮小・天端隆起する 予測通りの挙動を確認した.
- d)主筋応力に替わりひびわれ幅を計測管理することで, 坑口部アーチ覆工端部の補強対策工を回避した.

以上より,超大断面水路トンネルを合理的に建設で きた.

謝辞:本報告の全般にわたり御指導頂いた「天ヶ瀬ダム 再開発事業トンネル放流設備施工技術監理委員会(委員 長:((特非)トンネル工学研究会 朝倉俊弘 理事長)」の 委員各位に謝意を表する.

参考文献

- 1) 土木学会:大規模地下空洞の情報化施工,丸善,1996.
- 2) 亀村勝美:地下空洞設計法の現状と課題について,第 40回岩盤力学に関するシンポジウム講演集,講演番号 6, pp.31-34, 2011.
- 3) 秋好賢治, 籠谷建太朗, 村上正一, 五十嵐正剛, 西浦秀 明:破砕帯を通過する超大断面水路トンネルの設計, 第27 回トンネル工学研究発表会,報告 I-35, 2017.
- 4) 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], pp.231, 丸善, 2017.

OBSERVATIONAL CONSTRUCTION ON EXTREMELY LARGE CROSS-SECTIONAL TAILRACE TUNNEL

Masashi KARAMATSU, Yoshiki KAWAUCHI, Hajime FUKUROI, Kenji AKIYOSHI, Akira FUJIMI and Shoichi MURAKAMI

In Amagase dam redevelopment project, observational construction method was applied because a stilling basin section is an extremely large cross-sectional tunnel. Tunnel deformation at portal section is larger than predicted from the start, and main rebar stress at the end of arch lining is predicted to exceed yield point from design change analyses after fifth bench cut. Then some reinforcement measures are required far above the bench base. Control criteria of concrete crack width is adopted interrelated with the stress, and the width is measured by joint meter later. Measured width and all the other measurement items converged under level III control; thus tunnel structure was stabilized.