

水資源開発公団 三浦 豊
 (株) 大林組 五島 博己 ○吉岡 尚也
 天野 悟 玉井 昭雄

1. はじめに

阿木川ダム建設工事のうちのバルブ室は、仮排水路2号トンネルの一部を拡幅して設けられた地下空洞で、その大きさは高さ17m、幅16.4m、奥行き25.9mである。通常のトンネル断面より大きい空洞が開孔される場合には、事前にFEMによる力学解析を行なって、空洞の安定性を検討するのが一般的である。岩盤と支保工とを一体の構造物として取り扱うことが可能なFEMで空洞の支保設計を行なう場合、この方法は一種の許容応力法によっているため、単に土被り圧を設計外力にするのではなくて、一次地圧を設計外力にするのが望ましい。

筆者らは設計外力としての一次地圧を応力解放法によって求めるとともに、ボーリング孔を利用した孔内変形試験も併せて実施した。また、地下空洞の支保は吹付コンクリートとロックボルトを主体とした柔な構造になっているため、施工に際しては計測によって空洞の安定性を確認しなければならない。そして、計測結果を施工に反映させるために、ここでは限界ひずみを導入して、これを施工管理の目安とした。

2. 地質概要

バルブ室周辺の地質は、濃飛流紋岩の下部に花崗斑岩が滑り込むような形で構成されている。いずれの岩もそれ自体は堅硬でしかも新鮮であるが、節理の発達が見られる。塊状岩盤等級分級基準によると、濃飛流紋岩はC₄～C₅級に、一方花崗斑岩はC₆級に属している。

3. 支保設計のための力学解析

吹付コンクリートとロックボルトによる空洞の支保設計は、FEMを用いた弾塑性解析で実施した。ただし、解析は二次元平面ひずみ問題として、バルブ室横断面で行なう。ここでは、設計外力としての一次地圧を応力解放法によって測定している。測定された一次地圧をバルブ室横断面上の主応力に置き換えると、図1のようになる。筆者らは図1の主応力の大きさと方向を解析で考慮するために、解放領域内の一次地圧としての主応力を一定とみなし、なおかつ空洞部分を傾けることとした。解析に用いた物性値は表1のとうりである。

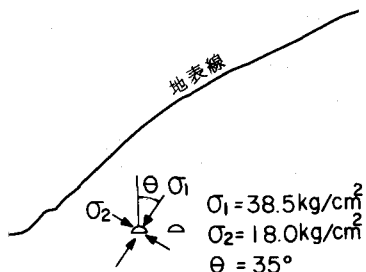


図1. 測定された主応力

表1. 岩盤物性値

物 性 値		入 力 値
一次地圧	最大主応力 σ_1	38.5 kg/cm ²
	最小主応力 σ_2	18.0 kg/cm ²
岩盤の力学的性質	変形係数 D	8×10^4 kg/cm ²
	粘着係数 C	2.0 kg/cm ²
	内部摩擦角 ϕ	5.0 度
	ポアソン比 ν	0.23
	単位体積重量	2.65 g/cm ³
吹付コンクリート	弾性係数 E	2.0×10^5 kg/cm ²
	ポアソン比 ν	0.20
ロックボルト	弾性係数 E	2.1×10^6 kg/cm ²
	断面積 A	4.52 cm ²
	降伏応力 σ_y	2400 kg/cm ²
	降伏後の弾性係数 E_t	2.1×10^4 kg/cm ²

図2は無支保の場合の降伏域を示したものである。降伏域はアーチ左肩部と右側々壁下部に発達し、3m深部にまで及んでいるところもある。図2の降伏域を参照して、ロックボルトの長さをつぎのように決める。すなわち、アーチ部には4m、側壁部には6m、そして側壁下部には4mのものを打設する。一方、打設ピッチについては、過去の施工例を参照して、1.5m×1.5mとする。また、吹付コンクリートの厚さについては、上述のパターンボルトについて、10cmと20cmの場合の2ケースを解析した。いずれのケースも支保部材に生ずる応力は許容応力を満足しているが、吹付厚さを20cmにした方が10cmの場合に比較して2割程度余裕をもった支保構造となる。それゆえ、吹付コンクリートの厚さは20cmの方を採用することとした。

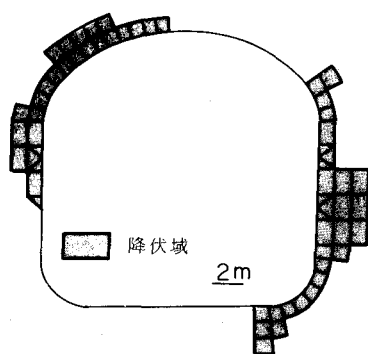


図2 解析による降伏域

4. 空洞掘削時の周辺岩盤の実測結果

計測結果を施工に反映させるためには、施工の初期の段階で何らかの管理基準を設けることが重要である。それゆえ、ここでは限界ひずみを設定して、これを施工管理の目安とした。この限界ひずみ E_{os} は $E_{os}=E_{cs}/E_s$ によって求めることができる(桜井:1982)。したがって、表1に示した物性値から限界ひずみ E_{os} を求めると $E_{os}=0.14\%$ となる。求められた限界ひずみ 0.14% は、施工管理の目安であるが、岩盤変位を計測することによって算出されるひずみが、限界ひずみを越えた場合には、増しボルトを打って支保の補強を行うものとする。

4-1. 岩盤変位 変位が計測されるとひずみは簡単に求められるので、施工管理の目安としての限界ひずみを越えているか否かの判定は可能となる。ところで、アーチ部分の切掘げが完了したときに、変位の計測結果から得られたひずみは、天端方向では2~3m区間で 0.11% 、肩部方向では1~2m区間で 0.1% となった。したがって、現掘削段階までで生じたひずみは、限界ひずみ 0.14% に対して3~4割の余裕があるが、ベンチ掘削のことも考えて、当初設定した限界ひずみ 0.14% をそのまま施工管理の目安にすることとした。そして、以後の施工も当初設計の支保パターンで進めていくことにした。

図3は掘削が完了したときの実測と解析による岩盤変位を描いたものである。実測値と解析値の間には、傾向のよく似たものとそうでないものがあるが、限界ひずみを越えるような変位は生じていない。

4-2. 内空変位 計測はアーチ部と1段ベンチおよび3段ベンチで行なった。最終変位はアーチ部で $11mm$ 、1段ベンチで $6.7mm$ 、そして3段ベンチで $9.2mm$ となった。ところで、上述した岩盤変位と内空変位を比較した場合、とくに3段ベンチについては、岩盤変位に比較して内空変位がかなり大きくなっている。

4-3. ロックボルト軸力 ロックボルトの軸力測定は、アーチ天端と肩部、1段ベンチ、3段ベンチで行なった。アーチ部と1段ベンチについては、壁面近傍で最大軸力の発生がみられた。一方、3段ベンチについては、4m深部のところに最大軸力が発生した。

4-4. 吹付コンクリートの応力 アーチ部で最大 $28kg/cm^2$ の応力が測定されたが、1段ベンチと3段ベンチのところでは測定されていないのが現状である。

5. おわりに

現場計測を行ないながら施工を管理していくために、ここでは限界ひずみを設定して、これを施工管理の目安とした。限界ひずみ 0.14% に対し、妻部の一部では壁面近くがこの値を越えたので、増しボルトを打って対処した。一方、空洞横断方向ではもっとも大きいひずみを生じたところでも、限界ひずみの8割程度であった。

一つの試みとして、限界ひずみを施工管理の目安とした。これはこれとして有意なものであるが、掘削と同時に計測が可能となる変位速度で施工を管理することを検討していきたい。

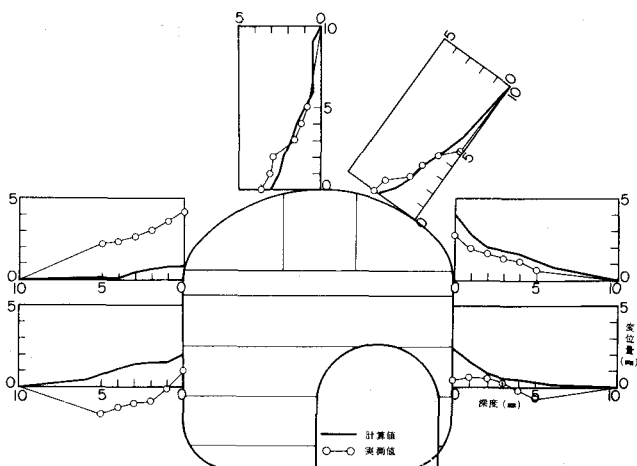


図3 実測値と解析値の比較(岩盤変位)