

プレロックボルト工法による土石流堆積層中の導水路トンネル改良工事

舎 川 徹*
 小 澤 貢**
 杉 原 豊***
 千 田 正 雄****

1. はじめに

東京電力では、大正10年に建設された箕輪発電所導水路トンネルの覆工巻替工事において、工事中の地山の安定を図るため既設覆工をとりこわす前にあらかじめロックボルトを布設する工法——これを事前にボルディングしておくという意味から、プレロックボルト工法と称することとする——を初めて採用した。

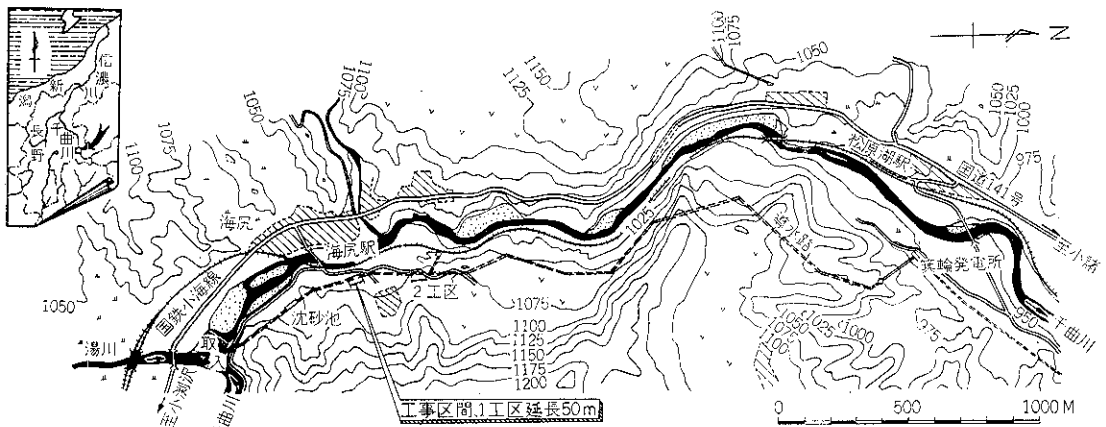
本トンネルの地質は火山泥流の二次堆積物である未固結のきわめて軟弱な土石流堆積物からなっており、過去にも縫地工法で巻替工事を行ったが、落盤や地表の陥没が発生する等、きわめて難工事であった経緯があり、在来工法では相当の困難が予想された。しかし今回プレロックボルト工法を採用し、地山のゆるみを最小限におさえ、また計測施工を実施することにより工事中の地山の状況を把握、監視でき、安全に工事を完了するとともに在来工法と比較し大幅なコストダウンを図ることができた。

ここに本工事の設計、施工、計測ならびに計測結果の設計へのフィードバックの考察について述べ、軟弱な地山条件下での山岳トンネル巻替工事において、既設覆工をとりこわす前にロックボルトをあらかじめ布設しておくプレロックボルト工法が、きわめて有効であることを紹介するものである。

2. 工事概要

箕輪発電所、導水路の諸元および導水路の平面をそれぞれ表一、図一に示す。

本導水路トンネルは、大正10年に完成後、64年を経過し、覆工コンクリートの老朽化が進み、外圧によるインバートの押し出しや劣化して豆板状となった部分からの土砂の流出等の現象がみられ、これまでに数度にわたり延べ約170mの区間で覆工巻替工事を行ってきている。しかし、地質が後述するとおり劣悪なため、過去の巻替工事においては、しばしば落盤や地表の陥没等の現象が発生している。今回、特に変状の著しい箇所について覆



図一 箕輪発電所平面図

* 東京電力 工務部 工務土木課 副長 会員
 ** " 千曲川電力所 工務部 土木建築課長 会員
 *** " " " 土木建築課 副長 会員
 **** 日本工営 地質部 担当部長 会員

表-1 発電所、導水路諸元

1. 発電所	
所在地	長野県南佐久郡小海町
水系	信濃川水系千曲川
出力	最大 4,800kW
使用水量	最大 9.74m ³ /sec
有効落差	最大 64.3m
発電開始	大正10年5月
2. 導水路	
型式	無圧式、標準馬蹄形
内径	2.73m
巻厚	30cm
延長	2,791.3m

工コンクリートの巻替工事を行うこととした。

実施に先だち、安全施工を主眼に薬液注入による地盤改良など各種の工法について検討を行ったが、その中で薬液注入とブロックボルトの両工法が有力と判断し、両者について現場試験を行うこととした。その結果、薬液注入は注入効果にむらがあることならびに改良効果の確認が困難であるのに対し、ロックボルトについては高い定着強度が期待できることが判明したためブロックボルト工法を採用することとした。

工事概要は表-2に示すとおりである。

表-2 工事概要

工事期間	昭58.12.1 ~ 昭59.3.30
断水期間	昭59.1.13 ~ 昭59.3.13
工事数量	空堀掘削グラウト工 100m ³ ロックボルト工 430本 既設覆工巻替施工長 50m (コンクリートこわし掘削230m ³) (コンクリート打設 230m ³)

3. 地質、調査・試験

箕輪発電所は千曲川の最上流域に位置し、導水路トンネルは図-1に示すように千曲川の右岸側を通過している。

右岸域は佐久山地と呼ばれる地域であって、地質は図-2に示すように中生代ジュラ紀の堆積岩で合羽板層に属する粘板岩、砂岩、石灰岩、チャート等からなっている。

左岸域は八ヶ岳連峰の火山岩類およびその砕屑岩類であって、図-2のように八ヶ岳火山岩類が佐久山地に接した形で分布している。

八ヶ岳火山の活動は更新世前中期および中後期に活発であったとされ、前者の生産物は古八ヶ岳期火山岩類と称され、後者は新八ヶ岳期火山岩類と呼ばれている。

当導水路トンネル付近では、古八ヶ岳期の海の口火砕

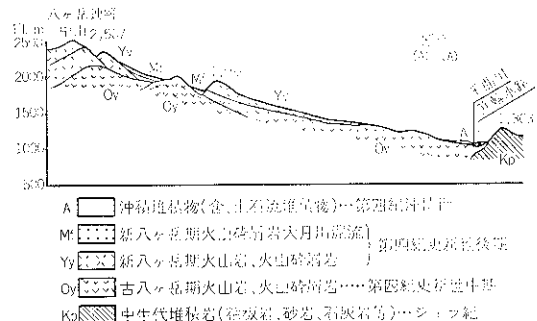
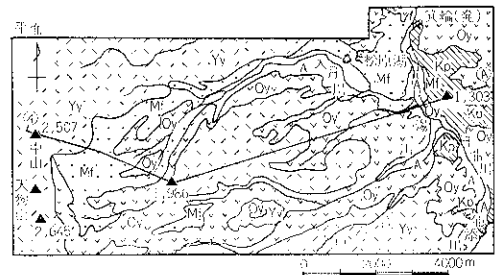


図-2 水路周辺地質図

岩と呼ばれる凝灰岩が中生代堆積岩を不整合に覆っており、さらにその上を新八ヶ岳期最上部に属する大月川泥流堆積物が覆って分布している。大月川流域は洪積世末期から有史時代まで泥流、土石流がつづいている。

巻替工事区間の地質は、この土石流堆積物であり、湖沼化した谷を埋めた堆積物(図-2, A層)とみられる。地表面は湖沼堆積面ないし段丘面で比較的平坦である。図-3に水路上流域の地質縦断を示す。

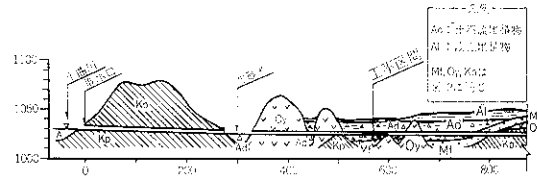


図-3 水路上流域地質縦断図

工事区間の土石流堆積物は礫、玉石まじり砂質粘土、砂質シルトであり、軟泥の中にコブシ大から人頭大、あるいは1m以上の巨大転石等が多量に詰まった状態にある。含水比の高いところではマトリックスは鉛筆等が容易に挿入できるほど軟らかい。

この土石流堆積物の年代は、しばしば産出する埋もれ木のカーボン(14C)法による測定結果から1,840年前と推定される。

工事に先だちボーリング、室内試験ならびに弾性波速度測定、ジャッキ試験等を行った。これらから求めた土石流堆積物の物性は表-3のとおりである。

また、上記のほか薬液注入試験、ロックボルト引抜試験を行った。

表-3 地山物性値

N 値	5
粘着力 C (kgf/cm ²)	0.1
内部摩擦角 φ (度)	20
単位体積重量 (grf/cm ³)	1.9
静弾性係数 (kgf/cm ²)	100
ポアソン比	0.46

薬液注入試験については、注入後掘削観察やS波測定などで効果をチェックしたが、結果は表面付近の攪乱された地盤では有効であったが地山自体では効果が少なかった。

ロックボルトの引抜試験は定着長さを3種類変えて行った。試験に用いたボルトはネジ節異形棒鋼 D-25、削孔径50mm、定着はブレミックスモルタル注入による全面定着であり、結果は図-4 に示すとおりである。

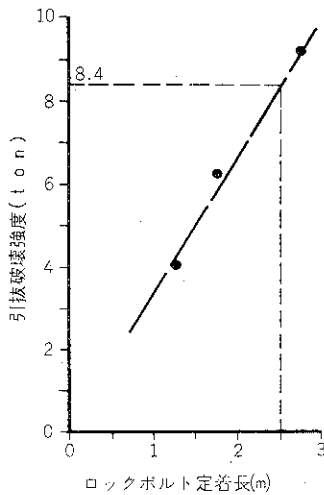


図-4 ロックボルト引抜試験結果

4. 設計

(1) 基本方針

従来トンネル改修工事の設計では、理論的裏付けのない経験工学的手法やトンネル断面を円形断面に近似させ弾性理論や弾塑性理論を用いて応力計算を行い、支保材の配置、断面を決定しているのが一般的である。これらの方法ではロックボルト、掘削支保工の物性値を任意に表現できず、また施工段階毎の解析ができない。これらの問題を解決するために、FEMを用い図-5に示すような二次元モデルによる逐次的な弾塑性掘削解析を行った。

掘削解析の手法は掘削以前の応力状態から掘削によって生ずる地山解放力を計算し、それを掘削面に添う節点

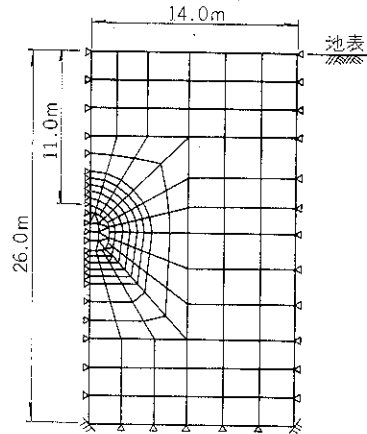


図-5 横断面掘削解析モデル

に作用させるという方法による。巻替工事の場合はまず既設覆工に作用している外力を求め、次に既設覆工をとりはずしたときの応力状態を検討する。

また、掘削切羽付近の三次元的支保効果については、図-6に示す軸対称モデルを用いて掘削進行に伴うトンネル周辺の挙動を解析し、その結果を二次元FEM解析に反映させた。

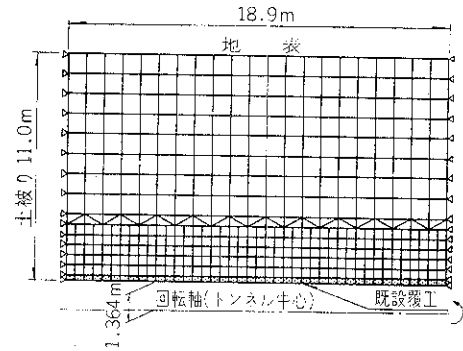


図-6 軸対称掘削解析モデル

設計のフローを図-7に示す。

(2) 解析手法

a 既設覆工への作用応力

既設覆工への作用応力を求めるため、まずトンネル建設以前の地山の初期応力状態をFEM弾性解析により求め、次にトンネル建設後の地山の応力状態をFEM弾塑性解析により求め、既設覆工に作用している応力の算定を行う。ただし、このときの地山要素の破壊条件はモール・クーロンの破壊基準に基づき、かつ地山は完全弾塑性体と仮定した。既設覆工への作用応力は、その反力が地山に内圧として作用し塑性領域の進行を止めていると考え、既設トンネル建設時の施工過程を再現させた弾塑性解析を行い、塑性領域の進行を止めるに必要な内圧と

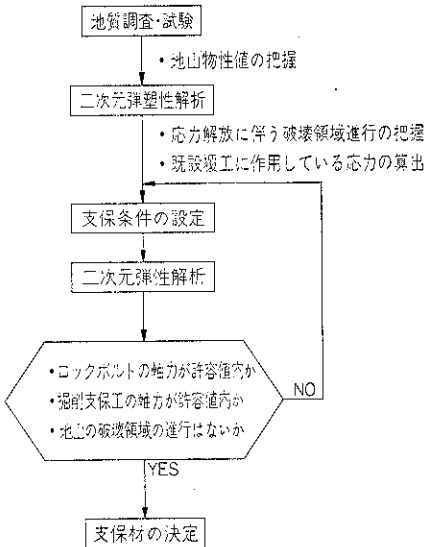


図-7 設計のフローチャート

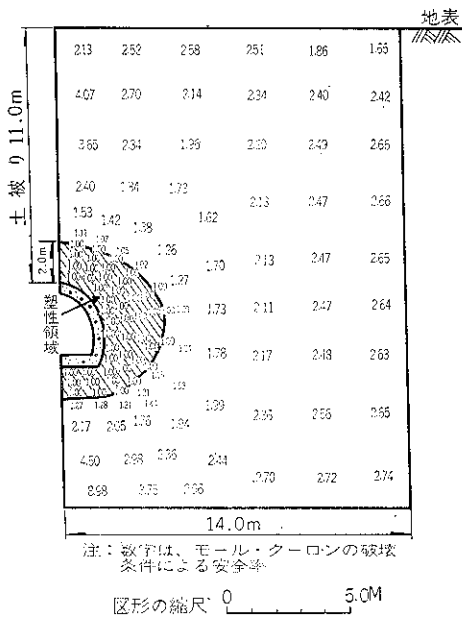


図-8 塑性領域（既設覆工とりこわし前）

して求める。

この手法により算定した既設覆工とりこわし前の地山の状態を図-8に示す。

b 三次元的支保効果の検討

三次元的支保効果を解析に反映させるため、軸対称解析を行い掘削進行距離と壁面変位の関係を求めると図-9のとおりとなる。既設覆工とりこわし後の地山解放力の経時的変化は壁面の変位に比例しており、図-9より解放力についても経時的変化をもつといえる。このことから支保材として即時に効果が発揮されるロックボルト

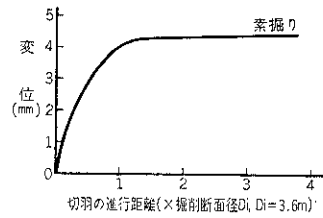


図-9 切羽の進行と壁面変位との関係

が既設覆工とりこわしによる初期の解放力（図-9およびロックボルトの施工時期より50%となる）を受けもち、掘削支保工は空隙等のため遅れて効果を発揮するので解放力の残りの50%はロックボルトと掘削支保工で受けもつこととし、二次元解析に反映させる。

既設覆工とりこわし後の地山応力と支保材応力塑性領域の進行を止めている既設覆工を無支保のまま

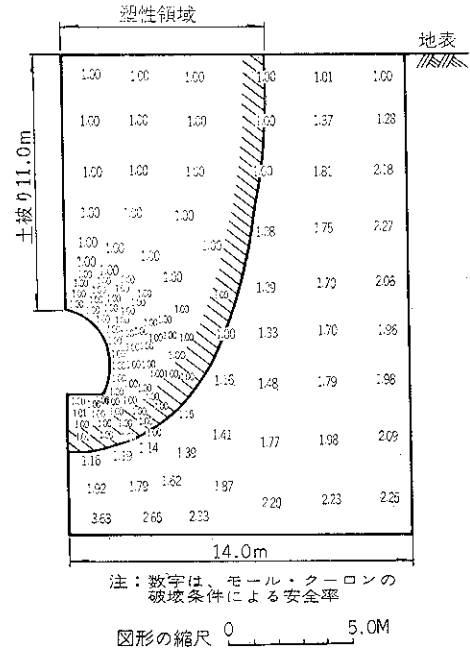


図-10 塑性領域（無支保での覆工とりこわし）

とりはずして放置した場合の地山挙動を、弾塑性解析を用いて求める。これによると図-10に示すように図-8の状態であった塑性領域は地表にまで達することがわかる。

このような地山における既設覆工のとりこわしに際しては、次項に述べるように塑性領域の進行をこわしと同時に抑制できる支保方法が最も有効であり、この条件に最も適合する工法がプレロックボルト工法と考える。

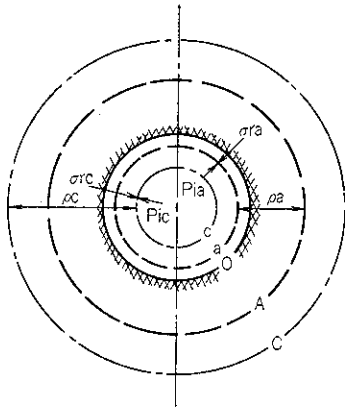
FEM解析においては二次元モデルにロックボルト、掘削支保工を組み込み、覆工をとりはずし、支保材の応

力ならびに地山応力を算定する。

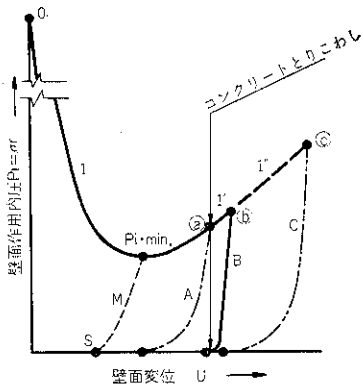
次に、プレロックボルト工法の理論的概念について述べる。

(a) プレロックボルト工法の内容

ロックボルトの有効性は、吹付けコンクリートの効果とならんで NATM による多くのトンネル工事で立証されている³⁾。NATM における地山応力と変位の関係を図一11, 12に示し^{3), 4)}、その中で地山の挙動に対するプレロックボルトの役割を概説する。



図一11 壁面変位と塑性領域



図一12 地山の変位と支保工(内圧)の相互作用

図一11において処女地盤にトンネル(円-O)が形成されると変位を生ずるが、変位が進行しているトンネルに P_{ia} なる内圧(支保工反力)を加えると地山の半径方向応力 σ_{ra} は P_{ia} とバランスして変位は 円-a で安定する。このときの塑性領域は ρ_a まで進行して停止する。また仮に P_{ia} なる内圧を除去(ここでは既設覆工のとりこわし)したとすると、円-a は 円-c に変位し、再度支保工をほどこして内圧 P_{ic} を加えると地山応力 σ_{rc} とバランスする。このとき塑性領域は ρ_c に移動し同時にその分だけ作用圧が増大する。

これを変位と内圧(支保工)の相互挙動の関係で示せば

図一12のとおりである。図の曲線1は壁面作用内圧(支保工による反力)と変位との関係であり、曲線M, A, BおよびCは支保工の変位一荷重曲線で、いずれも挙動の概念を示すものである。図において地山の初期応力はO点にあり、トンネルを開削すると内圧が除去された形となり P_i-U の関係は曲線1をたどる。NATM では曲線1の挙動過程で早期(S点)に吹付けコンクリートやロックボルトによる支保をほどこし、曲線Mを経て $P_i \cdot \min$ の状態で地山応力 (σ_r) とバランスさせようとするものである。

当トンネルの場合、矢板などをはさむいわゆる在来工法で開削され支保されているので、支保工および覆工の反力(図一12, 曲線A)が有効に作用するのが遅れ、図の曲線1が②点にまで増大してから安定して今日に至っていると解釈される。

ここで既設覆工のとりこわしを在来工法による支保を用いて行った場合、その挙動は図一12, 曲線Cをたどり P_i-U の関係は曲線1'を経て③に至る。したがって、支保工応力 ($P_i = \sigma_r$) も大きく作用することになる。

そこで、この曲線1'の移行を最少限に抑制しようとするのがプレロックボルト工法の最大のねらいである。すなわち既設覆工とりこわしに先だち布設したロックボルトは、図一12において、とりこわしと同時に反力として曲線Bの形で作用し P_i-U の関係は曲線1''を経て④点で安定する。これによって地山のゆるみによる強度劣化を防止し、塑性領域の増大を抑制するものである。

(3) 支保材の設計

a 計算条件

ロックボルトの長さは、本地点のような塑性領域の進行しやすい地山では、十分長くとることがより有効であることは論をまたない。当地山のロックボルト長はFEM解析結果による塑性領域(図一8)および直径2.7mのトンネル内における施工性より有効長さを2.5mとした。

また、円周方向のロックボルト間隔は、地山のアーチ効果を形成する観点から決定し、またトンネル方向の間隔は、壁面変位の均等化を図るため、掘削支保工の間隔になるように配列することとした。一方、掘削支保工間隔は、肌落ち防止用の送り矢板の施工性から90cmとした。以上より支保材の標準パターンを図一13のとおりとした。

表一4 材料定数

項目	鋼材		既設覆工 コンクリート
	ロックボルト	支保工	
断面積 cm^2	5.067	30.31	(覆工厚 30cm)
断面二次モーメント cm^4	2.043	847	
弾性係数 kg/cm^2	2.1×10^6	2.1×10^6	1.5×10^5
ポアソン比	0.28	0.28	0.2

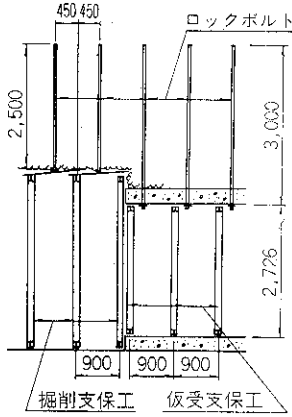


図-13 標準支保パターン

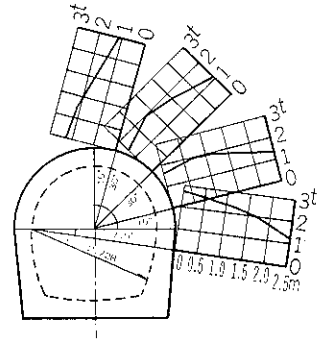
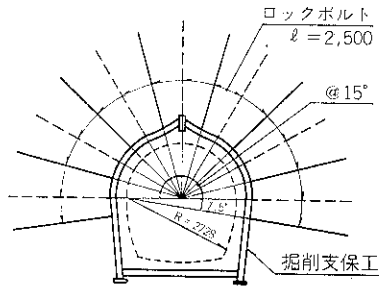


図-15 ロックボルト軸力分布(計算値)

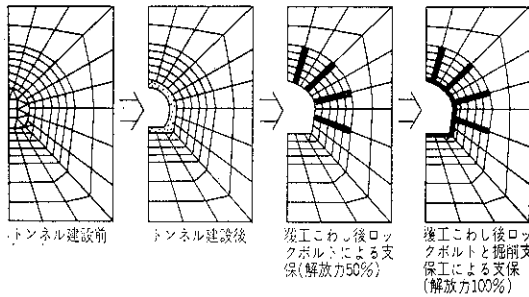


図-14 解析順序模式図

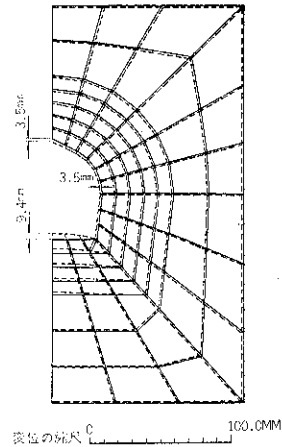


図-16 内空変位

計算における地山物性値は、表-3に示すとおりであり、材料定数は表-4に示すものを用いるものとした。

なおロックボルトの許容引張強度 P は、図-4より定着長2.5mのときの破壊強度8.4tに安全率3と仮設時の制増係数1.5を考慮して $P=8.4 \times 1/3 \times 1.5=4.2t$ とした。

計算は既設覆工とりこわしによる地山解放力のうちの50%をロックボルトで支保させ、残りの50%をロックボルトと掘削支保工で支保させて支保材の応力等を算定した。この時ロックボルト、掘削支保工とも両端ヒンジの棒要素モデルとした。

解析順序の模式図を図-14に示す。

b 計算結果

前項の条件による解析の結果をロックボルト軸力分布、内空変位の順にそれぞれ図-15、16に示す。これよりロックボルトの最大軸力は2.8tであり、変位は天端、側壁で最大3.5mm(両側壁7mm)、インパートでは最大9.4mmである。また、掘削支保工軸力は脚柱部で最大2.8tである。さらに塑性領域の進行は既設覆工とりこわし前に比べほとんどなく(図-17)、地山の安定は十分保たれることが示された。

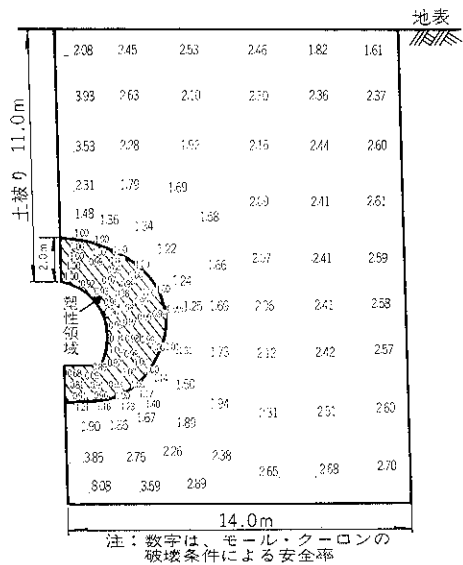
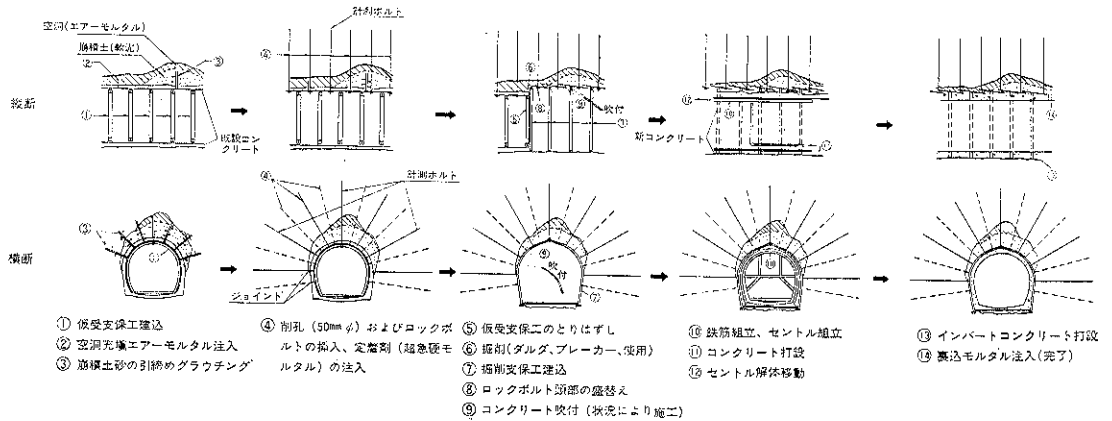


図-17 塑性領域(既設覆工とりこわし後)



図一18 プレロックボルト工法施工手順図

5. 施工

(1) 施工手順

図一18に基づき施工方法、手順を以下に述べる。

- ① コンクリートこわし前にあらかじめ既設覆工の内側に仮受支保工(H-100×100×6×8, ctc900)を建込み、空洞部のグラウチングなどによる既設覆工の損壊を防止する。
- ② 既設覆工天端背面の空洞部ならびに覆工背面に存在する自立性のない崩積土に対してグラウチングを実施する。
- ③ ロックボルトの布設を図一13に示す配置で行う。
- ④ 仮受支保工撤去前に既設覆工に0.4mメッシュの削孔(φ38mm)を行い、その孔を利用して油圧コンクリート破砕機でひび割れをつくる。

表一5 使用機械

工種	機械	仕様	数量
ロックボルト孔穿孔	レッグハンマー	30~40kg級	1台
既設覆工こわし	油圧式破砕機	ストローク180mm	1台
	ブレーカー	20~30kg級	1台
	ピックハンマー	10kg級	2台
ザリ搬出	ロッカーシヨベル	R S55級	1台
	トロッコ	1.5m ³	1台
	バッテリーカー	2t	1台

表一6 仮設備

設備	仕様	数量
受配電設備	150kVA	1式
給気設備	7.5m ³ /分, 5.0m ³ /分	各1台
ズリ積換え設備	トラッククレーン15t	1台
坑内軌道設備	15kg/mレール	270m
グラウチングプラント	100l/分	1式
コンクリート投入用孔	φ350mm, l=11m	1本

⑤ 仮受支保工を掘削ピッチ(0.9m)に合わせて1基ずつはずす。

⑥ 送り矢板で肌落ち等を防止しながらブレーカー、ピックハンマーにより既設覆工のとりこわしおよびコンクリート巻厚不足箇所の地山掘削を行う。

⑦ 掘削支保工(H-125×125×6.5×9, ctc900)を建込み、ついでロックボルト頭部の盛替えを行う。

⑧ 鉄筋(D16, ctc300)を組立て後スライドセントル(l=9.0m)をセットし、レディーミクストコンクリートをポンプ打設する。打設サイクルは1サイクル日(打設0.2日, 養生0.5日, セントル移動掘付0.3日)とし、8日間の昼夜作業で50mの打設を完了した。

⑨ インパートコンクリートをポンプ打設する。

⑩ 新コンクリート天端の空洞に対し充填グラウチングを実施する。

使用機械、仮設備および実績工程をそれぞれ表一5, 6, 図一19に示す。

(2) ロックボルトの施工

ロックボルト材はネジ節異形棒鋼(D25, l=3.0m)で、定着は全面定着方式とした。定着剤は超急硬微細粒モルタル((急硬剤:砂:水=1:0.8:0.55), フロー19秒, $\sigma_{1hr}=50\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_{28}=360\text{kgf/cm}^2$)である。布設手順は図一20のとおりであり、既設覆工をとりこわす前にロックボルトを地山に定着しておき、とりこわしと同時に支保効果が発生するようにしている。なお、既設覆工のとりこわし後にはすみやかにロックボルト頭部の盛替えができるように、地山表面付近に継ぎ手を設けてカップラーでジョイントしている。

6. 計測とその評価

(1) 計測計画

計測は、トンネル覆工巻替に伴うロックボルト、掘削支保工の応力ならびに内空変位等の変化を把握し安全に工事を実施するとともに、計測の結果を設計へフィード

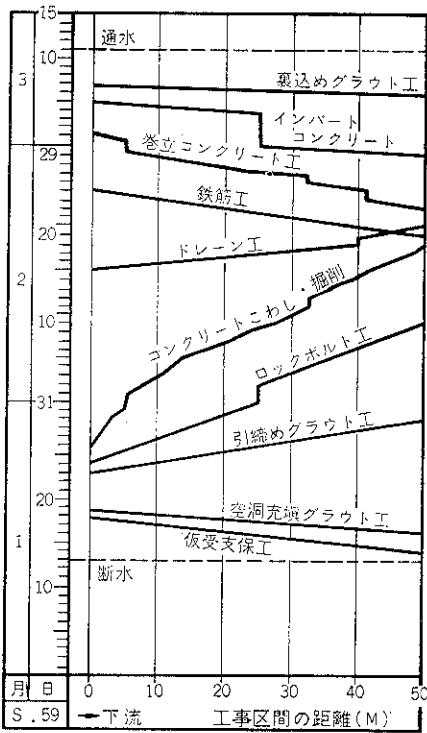


図-19 作業工程実績図

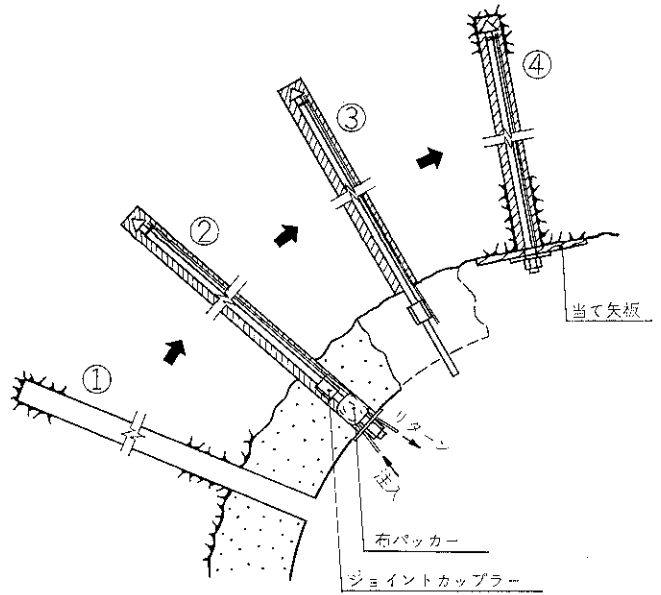


図-20 ロックボルト施工手順

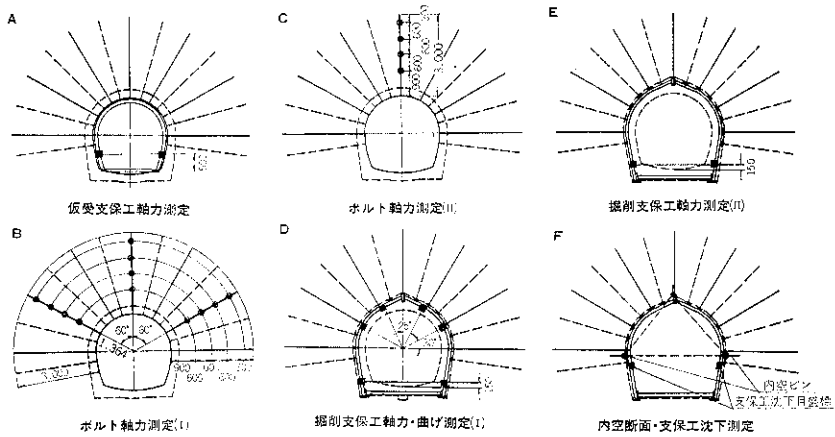


図-21 計測点配置断面図

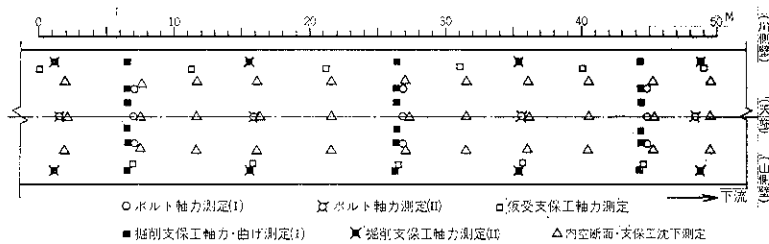


図-22 計測点配置展開図

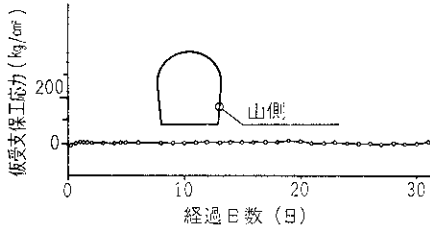


図-23 仮受支保工応力経時変化図

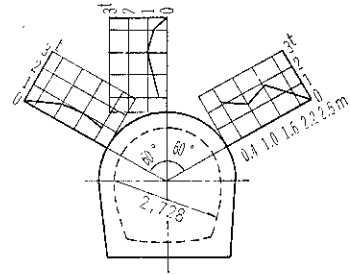


図-26 ロックボルト軸力分布
(実測値)

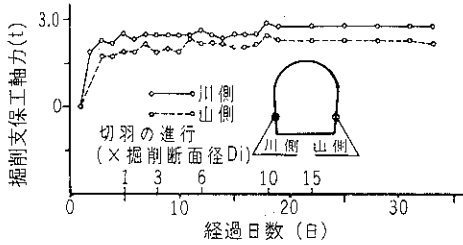


図-24 掘削支保工軸力経時変化図

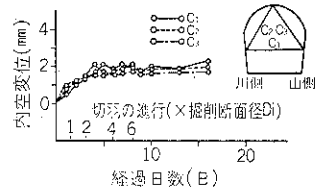


図-27 内空変位経時変化図

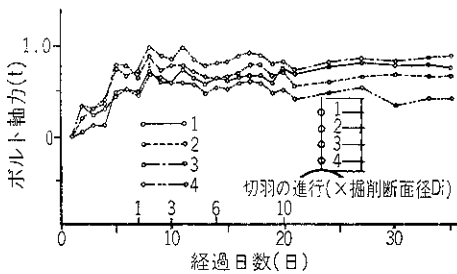


図-25 ロックボルト軸力経時変化図

バックするために実施した。

計測パターンを図-21に示す。

パターンAはグラウト圧による仮受支保工の応力の把握ならびに覆工損壊等の危険を予知することを目的としている。計器はひずみゲージを用い、支保工加工工場であらかじめ支保工に貼付した。

パターンB, Cはボルト各部の応力から地山挙動を把握しロックボルトの有効性ならびに塑性領域の範囲を確認することを目的とする。計器はひずみゲージを用い、パターンボルトと同種のものに溝切り加工してゲージを貼付したもので、やはり工場加工した。設置間隔は危険予知の観点からパターンB, Cを5~10m交互と密な配列とした。

パターンD, Eは掘削支保工の応力を把握することを目的としている。パターンDは軸力と曲げ応力測定のため、H鋼ウェブの内側寄りと外側寄りにひずみゲージを貼付し、パターンEは軸力測定でウェブの中央にゲージを貼付した。

パターンFはコンバージェンスメーターを用いた内空変位測定およびレベル観測による沈下測定を行うもので

ある。

パターンAからEの測定はいずれもスイッチボックスとポータブルひずみ指示計を用いて行った。

測定の基本値は計器設置後3回以上測定を実施して決定し、その後定期測定に入った。仮受支保工応力の定期測定は注入前、注入中および注入後のほか既設覆工こわしの切羽が5m以内に近接してからとりはずし直前まで毎日1回行った。ロックボルト軸力測定、内空変位測定は切羽の近接後、掘削支保工軸力測定は支保工設置後毎日1回、10日間測定を続けた。10日以降は異状が認められない限り3日に1度の測定頻度とした。

(2) 計測結果

計測結果を図-23~27に示し、以下にその概要について述べる。

a 仮受支保工応力

図-23に示すとおり仮受支保工には応力がほとんど作用していない。これは覆工背面の空洞部のグラウト圧 ($P=2 \text{ kg/cm}^2, 4 \text{ kg/cm}^2$) が局所的なものにとどまったことによるものと考えられる。

この結果より、注入圧を半径方向等分布荷重として覆工に作用させる計算方法を再検討することが必要と思われる。

b 掘削支保工軸力

掘削支保工軸力は全般的傾向として軸力発生後間もなく安定している(図-24)。軸力の大部分は0.3t~1.5t程度であったが、1m地点(図-22)で最大値を記録し川側3.0t、山側2.4tであった。

c ロックボルト軸力

ロックボルト軸力は全般的傾向として明らかな経時変

化を示しており、切羽（コンクリートこわし面）が約4.5mすなわち掘削断面径 D_0 の1.5倍程度進行したところで安定している（図-25）。

軸力は1 t未満のところが多いが、45m地点（図-22）で最大値2.1 tを記録している（図-26）。これはこの地点近辺が含水比が比較的高く、地質が他より不良であったためと考えられる。

d 内空変位

内空変位は図-27に示すとおり各測線とも1 mm～3 mm程度であり、いずれも4日程度で収束している。

以上の計測の結果、覆工とりこわし後のトンネルの挙動は4日または進行距離 $3D_0$ 以内で収束している。このように比較的早い時期にトンネル挙動が収束したのはロックボルトが覆工とりこわしと同時に支保効果を發揮し、図-12曲線Bで示すように有効に働き、ゆるみ領域の進行を抑制したためと考えられ、設計の妥当性を示すものである。

(3) 計算値と実測値の比較

計算値と実測値との比較を図-28, 29に示す。

経時変化の傾向についてはロックボルトのひずみ、掘削支保工のひずみとも計算値と実測値はほぼ一致している。すなわち、ロックボルトのひずみは即時に発生し、掘削支保工のひずみはロックボルトのひずみより遅延して発生し、どちらも掘削が約4.5m進行した時点で安定の傾向を示している。

ロックボルト、掘削支保工ともその発生軸力は全般的

には計算値を下回っているが、軸力の最大値についてはロックボルトは計算値 2.8 t（図-15）に対し実測では2.1 t（図-26）であり、掘削支保工は脚柱部で計算値の2.8 t/脚に対し実測では3.0 t/脚となっており、ほぼ一致している。

内空変位の最大値については計算値の7 mm（図-16）に対し実測では3 mmであり計算値を下回った。これは後述するとおり計算に用いた地山の弾性係数の影響によるものと考えられる。

(4) 設計の検証

同一地質条件下での同様な工事に資するため計測結果を設計にフィードバックした結果は次のとおりである。

実測値は経時的挙動など計算による予測とほぼ一致しており、解析手法の変更の必要は認められない。しかしロックボルト、掘削支保工等の応力は全体的に予測したより小さめの傾向があったため各種支保材の設計の再検討を行った。その結果は以下のとおりである。

- ① グラウト圧の作用がほとんど認められないことから、仮支保工の建込み間隔は0.9mから安全維持のための一般的な最大間隔である1.5mに変更できる。
- ② ロックボルトの縦断方向の間隔を0.9mから1.0mに変更できる。

これはロックボルト軸力の計測結果は最大値をとっても許容値の約1/2であり、間隔を大きくできるが間隔を大幅に広げるとは地山グラウンドアーチの形成効果を損なうことおよび肌落ち崩壊の発生しやすい地山の場合、つねに送り矢板による保持が必要なことから矢板の送り限界を考慮し、1.0mに広げるとどめるのが適切であると考えられるためである。

③ 掘削支保工の縦断方向建込み間隔は上記理由により0.9mから1.0mに変更できる。また、材料についてはH-125からH-100に変更できるが、これは計測された応力が小さいことによるものである。

④ 地山の弾性係数は設計では 100 kg f/cm^2 としたが、実際は 200 kg f/cm^2 程度と推定される。

これは内空変位の実測値が計算値よりもかなり小さめの値であったため、実測値より弾性係数を逆算すると 200 kg f/cm^2 程度となるためである。

当初の設計弾性係数は坑内地盤変形試験、弾性波速度等の記録から求めたが、それらの記録は 100 kg f/cm^2 から 250 kg f/cm^2 の範囲でばらつきが認められ、その中の安全側の値として 100 kg f/cm^2 を選定したものであった。

以上の計測結果を本工事の設計へ直ちにフィードバックできなかったのは、断水の関係から既設覆工巻替えの施工長が50mと短く、かつ工期も約2ヵ月と短かったことによる。

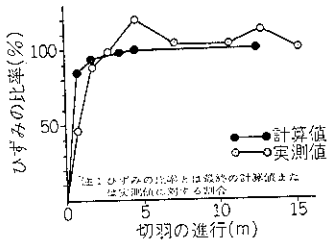


図-28 ロックボルトひずみ経時変化図

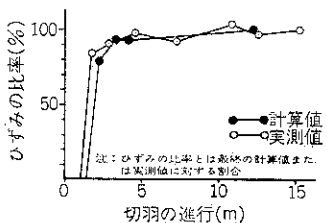


図-29 掘削支保工ひずみ経時変化図

7. おわりに

東京電力では、水力発電所水路トンネルの総延長は626 kmにおよび、しかもその約50%は大正以前に建設された古い設備であり、老朽化している箇所が多い。毎年2 km程度の改良工事を行っているが、今後も改良工事は年々増大していく傾向にある。

また改良を要する部分は地質的にも不良なところが多く、従来このような地質不良箇所での巻替工事は、経験豊富で高度な技能を持つ坑夫の技量にたよるところが多い縫地工法によっており、断水期間に制約される作業としては施工速度にも難点があった。

このような状況にかんがみ、安全性の向上と工事費の低減、施工量の増大を図ることを目的としてプレロックボルト工法の開発、採用にふみきったが、さらに多くのデータの蓄積を重ねながら改良を加えることによって一層合理的な設計が図れるものと考えられる。例えば肌落ち崩壊の発生しやすい地盤でない場合にはロックボルト

とコンクリート吹付けのみの施工が考えられるし、また既設覆工の劣化が著しいものでない場合には覆工をとりこわすことなく、かつ内空断面を侵さないでロックボルトのみで安定を図る方法も考えられるなど、今後研究を重ねて普及に努めていきたいと考えている。

最後に、FEM解析にあたり日本工営㈱の吉田典明、増沢達也両君の協力を得たことに対し感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 地質調査所：五万分の一地質図幅，蓼科山，1975
- 2) L. V. Rabcewicz：The New Austrian Tunneling Method, Water Power Nov. 1964
- 3) 御牧陽一：大規模地下発電所の設計と施工，土木学会，1976.8
- 4) 高山 昭・今田 徹ほか：NATMの理論と実際，1983.4