

北越北線赤倉すい道の膨脹性地質の掘削について

○ 正会員 日本鉄道建設公団東京支社 井 上 俊 隆
正会員 大成建設(株)土木本部 水 出 康 雄

1 ま え が き

北越北線は、上越線六日町駅より分岐し、飯山線十日町駅および松代町を経て、信越本線直江津に至る延長約60^mの国鉄新線であり、新潟県の東頸城地方と中魚沼地方を連絡すると共に、北陸と関東を短絡する路線である。
(信越本線とは犀潟駅で接続)

工事は、六日町・十日町間はほぼ完成に近づいており、十日町・犀潟間は施工中である。
赤倉すい道は、六日町・十日町の中間に位置し、延長10^m344^mの、単線鉄道としては屈指の長大すい道で、断面形は国鉄単線1号型である。工事は東工区、中工区(立坑)、西工区と3工区に分けて発注され、それぞれ大成建設、鹿島建設、佐藤工業の各社により施工され、西工区は既に完成している。

地質は新第3系の寺泊層、椎谷層、西山層、灰爪層、魚沼層である。特に東工区では固結性に乏しい若い地層であり、砂礫や通常湧水が考えられない泥岩層にも出水があり、トンネルの掘削に著しい支障を伴い、さらに泥岩部では湧水と膨脹現象とが競合作用して難工事となっている。

2 地 質

赤倉すい道東工区(六日町起点3^m960^m~8^m180^m、延長4,220^m)の地質は、主として新第3系の椎谷層、西山層、灰爪層からなり、土被りは100^m~400^mである。これら地層の層序は(表-1)に示したようになり、トンネル坑

口より奥に行くに従って若い地層となり、固結性が乏しくなる。当すい道内に現れた地質のうち4^m100^m~5^m300^mの区間は椎谷層、5^m300^m~6^m000^mの区間は西山層、6^m000^m以奥は灰爪層と考えられる。椎谷層のうち4^m100^m~4^m800^m間は礫層、砂岩が卓越し、4^m800^m~5^m300^m間は凝灰質砂岩、泥岩もしくはその細互層を主体としている。これらの区間のうち、4^m100^m~4^m800^m間では、断層もしくは褶曲状の地層のうねりのあるところで、顕著な土圧が見られた。また、4^m800^m~5^m300^m間では断層、褶曲の地質構造に加えて、泥岩もしくは泥岩と凝灰質砂岩との細互層部で強大な土圧が発生している。5^m300^m~6^m000^m間では5^m300^m、5^m900^m付近で強大な土圧があった。この地点は褶曲の翼部に相当し、岩質は泥岩と凝灰質砂岩の互層である。6^m000^m以奥の灰爪層は、比較的均一な泥岩であって、中程度の土圧が見られた。

これらの膨脹性泥岩のうち、膨脹性土圧の最も著しかった4^m800^m~5^m300^m間の岩石は、極めて多量のモンモリロナイトを含み、スレーキング(吸水剥離)を起こす(図-1)。

当すい道における地質と土圧現象の間には、次のような特徴が挙げられる。

- (1) 最も強大な土圧現象があった区間は、泥岩と凝灰質砂岩の細互層である。また、これらの泥岩層には凝灰質岩層がその近傍に伴っており、これらの膨脹性の地層は火山活動下のもとに堆積したものであろう。
- (2) 上記の強大な土圧のあった区間のうち、断層、褶曲がある箇所は、さらに土圧が顕著なものとなっている。断層、褶曲と強大な土圧があった部分との位置的な関係は、断層部ではその中央部、褶曲部ではその頂部からややはずれた翼部である。これは褶曲作用による残留応力が存在するためと思われる。なお、褶曲部で

地質時代	地 層		主な岩質
鮮新世	灰爪層群	和南津層	細粒砂岩
		灰爪層	青灰色シルト岩
	西山層		灰色泥岩
中新世	椎谷層		暗灰色泥岩互層
	寺泊層		黒褐色泥岩

表-1 新潟県における主な層序(新第3系)

は層内にすべり面が多く存在する。

- (3) 当トンネル内で断層および褶曲の影響によって発生していると考えられる土圧は、膨脹性泥岩による土圧よりも小さいと考えられる。このことは当ずい道内で推谷層の下部に相当する砂岩、礫岩層内での断層および褶曲では土圧がそれほど大きくなかったことから推定される。

3 トンネル施工について

- (1) 本工事は昭和44年10月に着手され、坑口（大日町起点 3⁰⁰960⁰⁰）より中央施設導坑式で掘進したが、昭和45年3月、4⁰⁰234⁰⁰地点（坑口より 274⁰⁰）で粘土泥り砂礫層からの突発湧水により導坑内に土砂が流出し埋没した。この崩壊地点付近は未固結砂層と礫層の互層帯で、湧水が 1,000~1,500⁰⁰/分と多く、砂が流出し鏡止めを行って掘削する状況であり、本坑に平行して左右に水抜坑を掘削し、水抜坑に湧水を集め、減水したのを確認した後、本坑は2段側壁導坑により、上半はメッセル工法を併用して突破することができたが、その間約5ヶ月を要した。
- (2) 4⁰⁰350⁰⁰付近よりショートベンチ工法に施工法を変更した。ショートベンチ工法の上半切羽からわずかながら湧水が続き、掘削直後は土荷重も比較的少なかったが、覆工完成後遂次土圧が増大し、盤ふくれや側壁部の押出しが長期間にわたって続く状況となり、覆工の各所にクラックが発生してきた。そこで路盤コンクリートを施工したが、切羽に泥岩が多くなるにつれて膨脹性が顕著になり、覆工の変状も著しく、経い返し作業の連続となり、本格的なインバートの施工により全断面閉合する必要が生じてきた。
- (3) その後、凝灰質シルト層が過ぎてから本格的な泥岩が出るにおよんで、強大な膨脹性土圧が発生し、地山の押し出し、支保工の変形などにより以前にも増して作業が難行した。

切羽付近よりの調査ボーリングによっても、今後の地質状況は安定せず、むしろ悪化の傾向にあるように思われた。構造物の安定性、作業の安全性および経済性から種々検討の結果、ショートベンチ工法による二重巻工法で施工することに決定した。しかし全断面をコンクリート覆工により閉合しても、一次巻アーチのクラウン部に圧壊が生じ、側圧によりコンクリートが剝離しはじめ、径6インチの中詰めモルタルを注入した中間ストラットもほとんど、めちゃめちゃに挫屈変状した。その後覆工背面裏込注入を行ない、ようやく断面の安定をみた。

坑口より 1,200⁰⁰地点では強大な土圧(150⁰⁰cm)に加え、2,000⁰⁰/分の異状湧水に遭遇するにおよんで、事態は最悪の状態となった。薬液注入、水抜きボーリングなどにより軟弱地質の改良に努めたが、効果は極めて少なく、強行突破にて施工することに決定した。

強行突破による作業は三交代制で、しやにむに破砕帯を突き破る方針であったが、膨脹性泥岩に加えて異状湧水という条件下であったため、常に崩壊の危険性があり、作業は一進一退をたどった。

湧水は地層の走行に伴い、切羽に移動するため、泥濘化現象を起こし、支保工の耐力不足が懸念され、そ

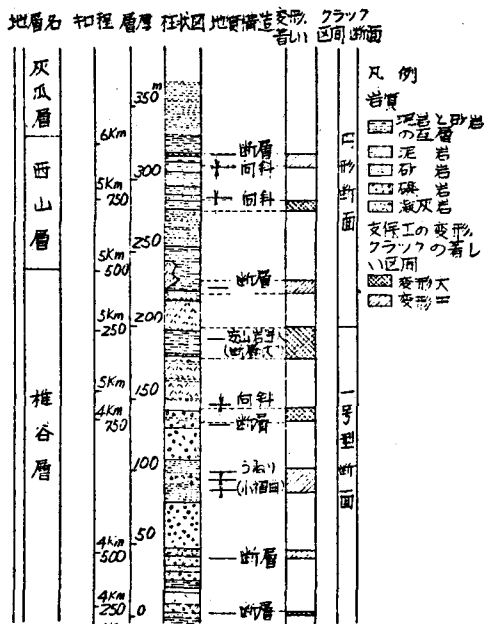


図-1 岩質と変形、クラックの著しい区間との関係

の補強にH形鋼のクラウンバーの溶接、根固のコンクリートなどの施工を行なった。この二重巻工法による施工は月進10m程度であり、工程上および施工の安全性の上からも問題があり、その上覆工が完成しても変状が継続することから、このような地質では、この工法によることは不適当との結論に達し、円形断面特殊工法を採用した。

- (4) 膨脹性地質のトンネル断面はできるだけ円形に近くし、支保工はインバートを含め全周閉合させること、また、全断面を一度に掘削閉合させることが望ましいが、高さ約7.0mの切羽は上下2段に分け、ショートベンチ式掘削工法とした。支保工は径8インチの鋼管支保工を用い地圧の強さに応じピッチを変え、また必要により中詰め注入を行なった。上半と下半とは約10m離して掘削し、上下半閉合までの時間はできるだけ早くする。また、地山の变形を拘束するため、掘削後ただちに吹付コンクリートによる一次覆工を施工し、地山の空隙には裏込め注入を行なった。その後変形の終息を待ってコンクリートによる内巻きを行なった。

このような工法は北陸線頸城すい道、紅葉山線鬼峠すい道、新登川すい道等で採用され好結果を収めた工法であるが、当すい道においても成功し、進捗も安定し月進50~80mを確保することができた。

- (5) このように円形断面特殊工法

により比較的順調に掘進し、土圧もしだいに小さくなってきたのであるが、昭和50年4月工区境まであと180mの地点において突如1,600m³という大量の湧水を伴うハドロ状の細砂及び粘土の流出事故に遭遇したが、人命事

故が皆無であったのは幸いであった。薬液注入を主体として慎重に施工した結果、約6ヶ月を要して突破に成功し、昭和51年1月ようやく6年有余を費して東~中工区の導坑貫通を迎えることができた。(図-2.3.4)

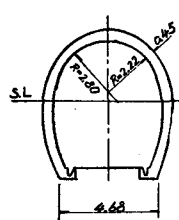


図-2 単線/号断面

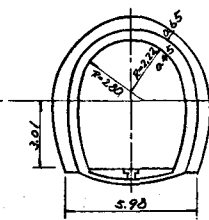


図-3 単線/号二重巻断面

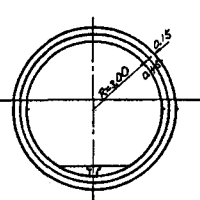


図-4 円形断面

4 膨脹性泥岩の試験

- (1) 膨脹性地質におけるトンネル掘削に当たっては、膨脹性を示す地山の範囲や、その地山の膨脹の程度を調査することが重要である。この目的のため、地圧測定及び泥岩の物性試験を行ない、調査結果をすい道の設計、施工にフィードバックすることに努めた。

- (2) 地圧測定

支保工軸力の測定は支保工天端及びスプリングライン付近に200t荷重計を設置し測定した。測定結果の概要は(図-5)

(表-2)のとおりである。

- (3) 泥岩の物性試験

膨脹性地圧の特性は、地質構造、地山の鉱物組成、力学的性質、地山内部の応力状態などと密接に関係することが今までの経験から分っている。

地山の膨脹性の程度を事前に把握することを目的として、切羽よりの先進ボーリングによる採取コア、

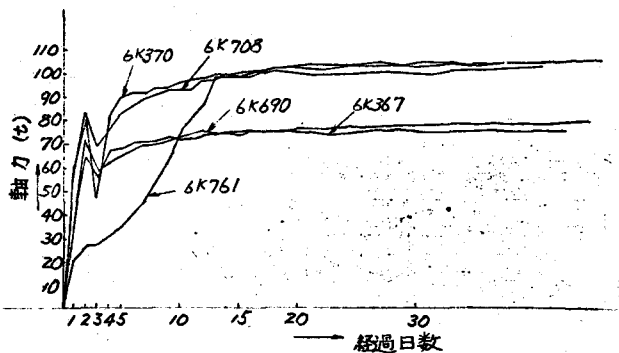


図-5 水平軸力

あるいは地表よりの鉛直ボーリングにより得られた試料を用い、種々の物性試験を行ない、試験結果と膨脹性との関連を吟味し、膨脹性地圧に最も密接に關係する要素を明らかにし、その結果より膨脹の程度を予測することを試みた。

(A) 試験は下記の各項目について実施し、地圧あるいは覆工などの変状と対比検討した。

(i) 泥岩の鉱物組成

a. X線回折

b. 塩基交換容量

(ii) 泥岩の物理的性質

a. 含水比

b. 密度

c. 粘土

d. 液性限界

e. 塑性限界

(iii) 力学的性質

a. 1軸圧縮強度

b. 3軸圧縮強度

c. 1軸圧縮クリープ試験

(B) 試験結果

(i) 泥岩の鉱物組成

a. X線回折

解析の結果、粘土鉱物はモンモリロナイトを主体とし、カオリナイト、イライト等を含むことが判明した。

b. 塩基交換容量

粘土鉱物を定量的に取扱うため、塩基交換容量を測定した。膨脹性粘土鉱物は塩基交換容量が高いことにより、重的な判断ができるものと思われる(表-3)。

(C) 泥岩の物理的性質

泥岩の物理的性質を(表-4)

に示す。土粒子の比重、自然含水比、塑性限界については有意差は認め難い。乾燥密度は5^{mm}地点から7^{mm}地点にかけてやや小さくなる傾向がある。

液性限界、塑性指数、流動

指数、2 μ 以下の粒子の含有率に注目すると、5^{mm}地点の試料と他の地点の試料の間には著しい差異が認められる。すなわち膨脹性の著しい5^{mm}地点の試料は微粒子が著しく多い。したがって膨脹性の程度に関しては、泥岩の固結環境が似たようなものであれば、泥岩の構成粒子の種類と量に深い関係があると推定される。

(D) 力学的性質

1軸、3軸圧縮および1軸圧縮クリープ試験結果より、このトンネルの地山の膨脹性は、泥岩の破壊強度より変形特性とより深く関係を持っているように考えられる(表-5)。

以上の諸試験の結果によっても、当ずい道においては、泥岩の強度不足、変形し易さによりトンネル掘削後発生した土圧に耐えられず、塑性流動的に膨脹してくるものと考えられる。

位置	地圧換算 T/m ²
5°508°50	47.7
6°367°20	32.2
6°370°30	38.0
6°663°30	29.3
6°672°30	35.5
6°681°30	25.1
6°690°30	27.9
6°699°30	24.1
6°708°30	32.7
6°717°30	31.7
6°761°40	33.3
6°835°20	29.2
7°062°90	46.9
7°083°60	32.7
7°104°60	31.4

表-2 地圧測定結果

採取地点	C.E.C meq/100g	記 事
5°200	38.66	粘土層膨脹性
5°240	43.00	著しい
6°100	26.41	灰土層膨脹性
6°363	24.66	かなりあり
6°657	23.70	
6°761	24.19	
7°060	28.00	
7°104	29.15	
重層 灰土	80.23	

表-3 塩基交換容量測定結果

採取位置	比重 Gs	含水比 Wn(%)	乾燥密度 Td(g/cm ³)	液性限界 WL(%)	塑性限界 WP(%)	塑性指数 Ip	流動指数 Ip	2 μ 以下の 粒子(%)	記 事
5°200	2.694	17.69	1.800	92.35	20.23	72.12	17.35	42.50	粘土層 膨脹性 著しい
5°240	2.684	18.45	1.806	94.37	21.48	72.89	24.87	40.40	
6°100	2.688	19.34	1.783	57.53	21.38	36.15	15.63	19.50	灰土層 膨脹性 のかなり
6°363	2.718	21.38	1.759	55.19	18.30	36.86	11.64	15.65	
6°657	2.677	18.20	1.777	57.77	17.33	40.44	11.97	16.77	
6°761	2.732	19.85	1.756	55.52	23.94	31.58	7.13	12.07	
7°060	2.717	22.00	1.669	44.50	19.30	25.20	7.00	22.00	
7°104	2.713	22.60	1.675	45.60	21.80	23.80	4.10	26.00	

表-4 泥岩の物理的性質

採取位置	1軸圧縮強度 Qu(MPa)	変形係数 E ₅₀ (MPa)
5°200	43.12	3.832
5°240	30.40	1.170
6°100	67.41	13.652
6°363	62.36	11.034
6°657	36.83	5.516
6°761	61.23	13.578
7°060	110.70	7.539
7°104	101.01	9.891

表-5 1軸圧縮試験結果

TUNNEL EXCAVATION THROUGH SWELLING MUD STONE ACCOMPANIED WITH SPRING WATER

A 10,344 m length of Akakura Tunnel is located between Muikamachi and Tookamachi in Niigata Pref. A construction of the East Work District, extending 4,220 m from Muikamachi side, was started in Oct. 1969.

The geology of this tunnel consists of mud stones and tuffaceous sandstones of the Tertiary strata. It is very hard to excavate this tunnel, because the geology changes to a young age of strata of poor consolidation and spring water among sandy gravel and mud stone strata, where there occur no spring water usually, gushed out, as the excavation advances. Besides, construction works at mud stone area are hard one by a concurrence of spring water and swelling phenomena. When a length of approx. 4,000 m of tunnel in the East Work District, remaining a 180 m length of unexcavated part, was excavated after 6 years from the start of construction work, the 4th big accident happened by spring water and flow of mud at 8.005 KM point in April 1975. But, it was broken through by means of chemical grouting. Even at the part carried out till now, a construction work met often with a difficulty by an unexpected swelling earth pressure and spring water from unconsolidated sand strata being existed among sandstones.

Such being the cases, a section of tunnel had to be changed from one of narrow gauge type to a double lining one of horse shoe shape and further, to a circular one. Also, construction methods such as a central bottom heading method, side-drift and ring cut, short-bench cut etc and besides, an auxiliary methods such as a water drain tunnel, Møsser method, grouting method, water drain boring method, chemical grouting method etc have been adopted.