

(7) 鍋立山トンネルの超膨張性地山の克服と注入工法

OVERCOMING HYPER-EXPANSION ROCK MASS PRESSURE IN THE NABETACHIYAMA TUNNEL THROUGH THE GROUND INJECTION METHOD

溝口 健二*・宮崎 武雄**・柴田 剛志***・花崎 春男****
Kenji MIZOGUCHI, Takeo MIYAZAKI, Tuyoshi SHIBATA and Haruo HANAZAKI

The most difficult to excavate middle section of the Nabetachiyama Tunnel penetrates a weak Tertiary mudston zone with a complex flexural structure; the rock mass strenghe ratio is low, and we faced huge expansion pressures(30kgf/cm^2) and high-pressure combustibile gasses(16kgf/cm^2). Unusual squeezing forces on the excavation cutter were repeatedly encountered. Ten years after construction began, this extremely soft mudstone layer was finally broken through by introduction of a ground injection method. we report here on the details of the excavation work and the establishment and performance of the ground injection method.

1. まえがき

鍋立山トンネルは、上越線六日町より信越本線犀潟へ至る北越北線のはぼ中央に位置する、延長9,116.5mの単線鉄道トンネルである。同トンネルは新第三紀の超膨張性を呈する軟弱泥岩帯を貫いており、施工は極めて難渋した。

最も掘削に難航したトンネル中央部($l=645\text{m}$ ・中6工区)は、背斜軸と向斜軸の複雑な褶曲構造を縫う形で貫いており、地山強度比も小さく最大 30kgf/cm^2 におよぶ大きな膨圧と高圧可燃性ガス(16kgf/cm^2 以上)の存在に悩まされ掘削切羽の異常押出しに再三遭遇した。この対策として中央導坑先進工法をはじめ種々の工法を試みたが、いずれも切羽の前進を閉ざされた。このため、強力な推進力を持ち強大な押出し量に対応可能な機能を持たせたTBMを導入したが結果として突破に至らなかった。

この、極めて脆弱な軟弱泥岩層の突破に、試験注入により切羽の押出し抑制の効果が確認できた地盤注入工法の採用により、トンネル中央部($l=645\text{m}$)は着工以来約10年を要して掘削を完了することができた。

ここでは、同トンネル中央部における掘削工法の経緯並びに軟弱泥岩層での地盤注入工法と、その効果について報告する。

2. 地形及び地質

*	正会員	日本鉄道建設公団東京支社	工事第一部長	溝口 健二
**	正会員	同	工事第二課長	宮崎 武雄
***	正会員	同	工事第三課長	柴田 剛志
****		同	工事第二課係長	花崎 春男

中央部付近は、土被り約150mであり、その周辺地域は断層を伴う褶曲構造の複雑な地域である。また、表層風化が激しいため、大小多くの地すべり地形が発達する緩やかな丘陵性地形を呈している。表-1に中央部付近の地山物性値を示す。

地質は、新第三紀鮮新世の西山層より構成され、泥岩を主体とし所々に凝灰岩や凝灰質砂岩の薄層を挟在している。泥岩は小断層を伴う複雑な褶曲運動により、岩片混り粘土層化や細片状の剝離性を有するなど、非常に脆弱な岩盤状態を示している。

また、地山強度比(q_u/rH)は、0.1程度であり、トンネルを施工する上で極めて小さな値である。¹⁾

表-1 地山物性値¹⁾

単位体積重量	(t/m^3)	1.847
自然含水比	(%)	28.2
2 μ 以下粒子含有率	(%)	60.0
液性限界	(%)	145.5
塑性限界	(%)	33.9
一軸圧縮強度	(kgf/cm^2)	2.36
変形係数	(kgf/cm^2)	91.5
吸水膨張率	(m)	14.8
土被り		150
地山強度比		0.09

3. 施工の経緯

鍋立山トンネルの実掘削工程を図-1に示す。本トンネルは、昭和48年12月に着手され、当初は順調に進捗したが、3年を経過した時点から地質が悪化し、未施工区間645mを残して昭和57年3月に、国鉄再建法公布にともない工事は一時凍結された。その後、昭和60年3月に、未施工区間(645m)の工事が再開された。

工事再開後の(中)6工区の施工経緯を図-2に示す。当初、卵形断面の上半仮インバートにより一次閉合を行うショートベンチ工法と、地山の潜在応力の一部を開放することにより支保に作用する応力を軽減させる目的で、導坑を3~4m先進させた導坑先進ショートベンチ工法を行った。

しかし、約270m掘削したところで強大な膨圧により支保工の変状が著しくなり、本坑断面を円形に変更することとし、本坑の掘削に先立ち直径3mの中央導坑を先進させ、導坑全体を本坑切掘げ時の切羽押出しを抑制するためのアンカーとする工法に変更した。

この、中央導坑の掘削も130m進行した時点で急速な切羽の押出しにより導坑の人力掘削を断念した。このため切羽の押出し量以上の高速掘削を行うこととして終点側からTBMを導入したが、70m掘削したところで異常な押出しに遭遇し、TBMは押出しズリと共に押し戻され、その、長さは100mに及んだ。

このため、TBMによる掘削を断念し工事費と工期は多大に要するものの、切羽の押出しを抑制する補助工法として地盤注入工法を採用し、平成4年10月導坑が貫通し、本坑切掘げ掘削も平成7年3月の完了により、鍋立山トンネル全長の掘削を完了した。

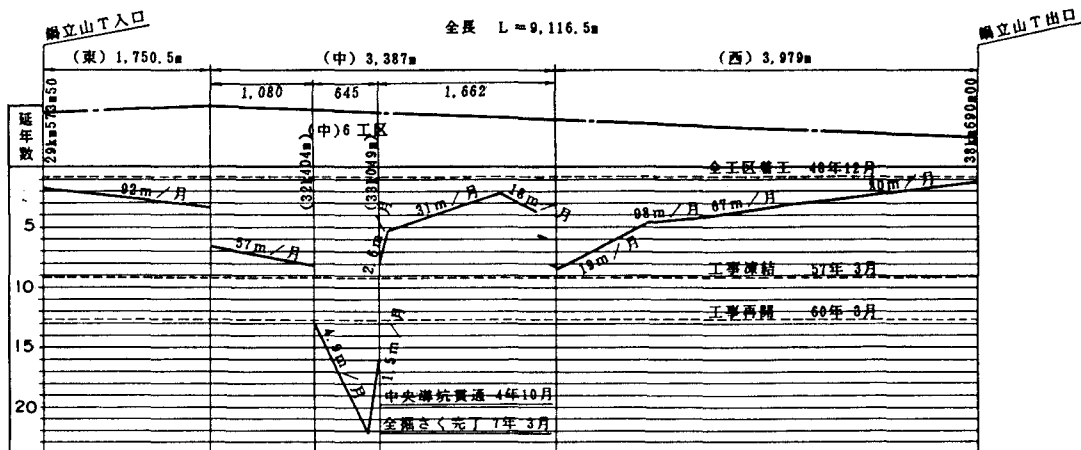


図-1 鍋立山トンネルの実掘削工程

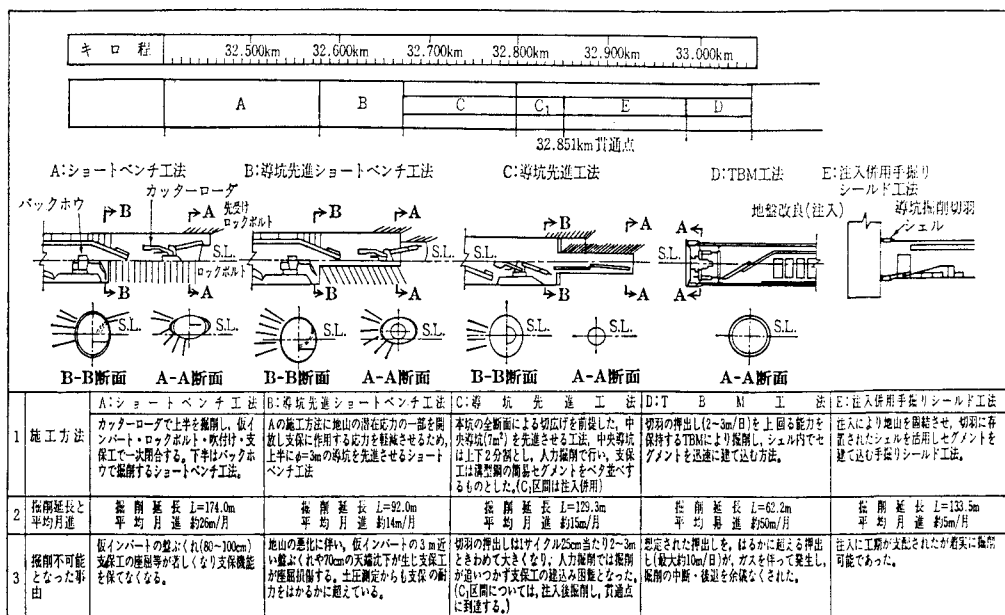


図-2 (中) 6工区の施工経緯 ²⁾

4. 地盤注入

4. 1 注入の基本的な考え方

鍋立山トンネルにおいては、掘削対象地盤が極めて軟弱な粘性土であり、地圧とガス圧により強大な押し出し力が生じている。トンネルを掘削する際、この押し出し力をいかに抑制するかが問題となる。切羽の押し出量を完全になくすることは出来なくも、ある一定量に抑えて掘削可能な地山に改良できれば経済的に有利な補助工法が確立されたと考えた。本坑注入計画の例を図-3に示す。

なお、注入範囲については図-4に支保圧力と注入範囲の関係を示すが、注入半径の比が3倍を超えても支保圧力に大きな差は見られない。こうしたことから、導坑から行う注入範囲は、本坑掘削も念頭において導坑半径の3倍とし、本坑切上げ注入では、断

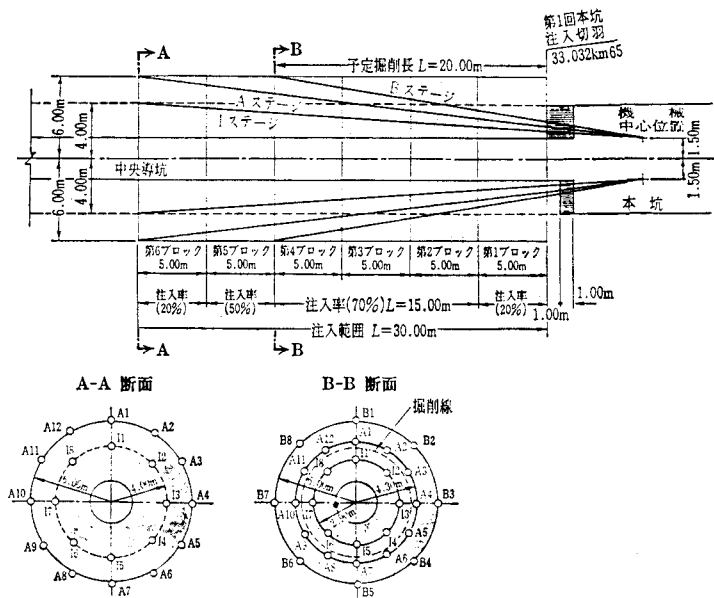


図-3 本坑注入計画 ²⁾

面も大きくなることから、本坑半径の3倍以内（2倍程度）として計画した。²⁾

4. 2 注入材料

鍋立山トンネルにおける注入は、置き換え注入が主体であることから注入材料の必要条件として、①強度が高く、地山との付着性が良いこと、②ゲルタイムの調整が容易であること、③施工性が良いこと、等があげられる。試験注入の結果からセメント系注入材（デカES）に最も優れた効果が認められたため採用した。²⁾

4. 3 注入の施工実績

本坑及び中央導坑から行った注入実績を図-5に示す。トンネルのm当たり注入量は、本坑、導坑ともに概ね100 m³/m前後を必要とした地山であった。また、本坑・導坑との重複区間での合計注入量を見ると、300 m³/mを超えて、最大355 m³/mに及び区間もあるが、これらは、掘削切羽の押し出し時の、補強再注入によるものである。

掘削時の掘削地山からの注入材混入率（切羽に現れる注入材の割合）は、トンネルm当たり注入量から見れば、かなり少なくなっている。このことは、複合地盤の形成を目的とした高圧注入手法に起因しており、注入材が注入範囲のみに限定されることなく、広範囲に注入されていることを示している。

また、注入孔のさく孔時には、注入孔からガス圧による噴泥が頻繁に発生し、導坑掘削時にもメタンガス濃度の上昇、切羽の押し出し現象が度々発生したが、本坑切り抜け掘削においては比較的少なく掘削を完了することができた。このことは、注入による地盤改良効果と、導坑を貫通させたことによる地山全体のガス抜き効果並びに導坑のアンカー効果によるものと考えられる。

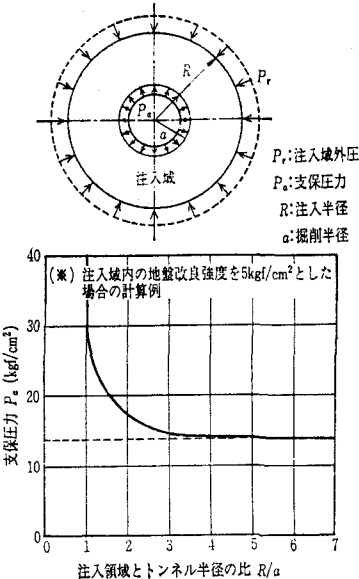


図-4 支保圧力と注入範囲 ²⁾

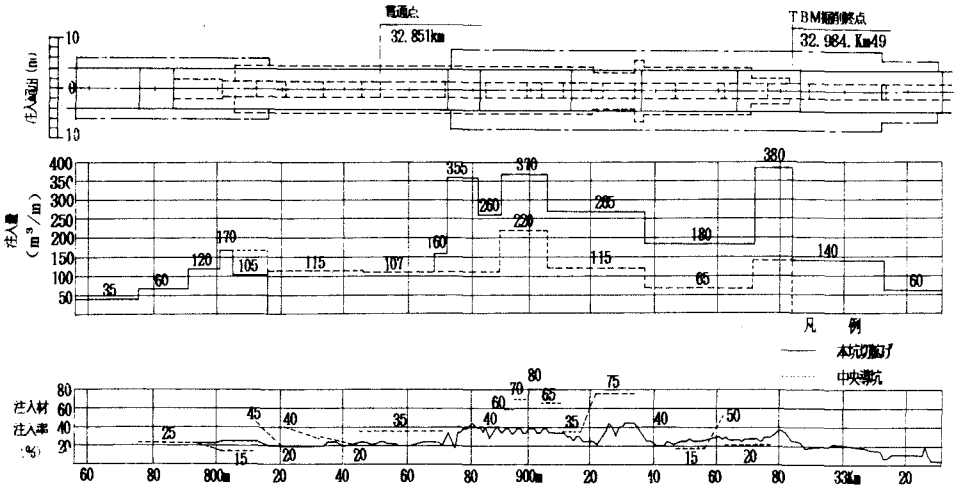


図-5 本坑・中央導坑からの注入実績と掘削時の注入材混入率

5. 注入（状況）効果の確認について

注入完了後に、①調査ボーリング②簡易弾性波速度測定③孔内載荷試験を行い注入状況等を確認した。試験結果を表－2～表－4に示す。

- ①ボーリングさく孔時の地山軟化は、深度8.9～10.5mで深で生じており、推定注入率、Jr-の観察等から注入による影響範囲は、トンネル壁面から8m程度と考える。
- ②弾性波速度と注入材の割合は、40%以下の範囲では $V_p=0.4\sim1.2\text{km/S}$ 程度と注入材の割合に関係なくほぼ一定の値を示している。割合が40%以上の範囲では $V_p=1.3\sim1.8\text{km/S}$ となり、弾性波速度は明らかに注入材の割合に依存している。
- ③孔内載荷試験は、トンネル壁面から5mの深度で実施した。測定箇所における改良の差異によるバツはは見られるが、変形係数を未改良区間と改良区間で比較すると、 $D=362\text{Kg/cm}^2\sim402\text{Kg/cm}^2$ に対して、 $D=956\text{Kg/cm}^2\sim1,018\text{Kg/cm}^2$ であり地山の变形係数としては、2～3倍程度の改良効果が見られる。

表－2 ボーリングコアによる推定注入率

資料深度(m)	推定注入率(X)	
	NO.1	NO.2
0.8~1.0	24.3	39.4
1.8~2.0	22.7	54.3
2.8~3.0	37.0	5.6
3.8~4.0	16.3	3.1
4.8~5.0	10.9	7.1
5.8~6.0	5.7	17.0
6.8~7.0	37.9	9.0
7.8~8.0	1.6	62.3
8.8~9.0	2.7	8.4
9.8~10.0	—	18.3
10.8~11.0	—	5.7

表－4 (a) 孔内載荷試験結果(32Km837m・杭越区間)

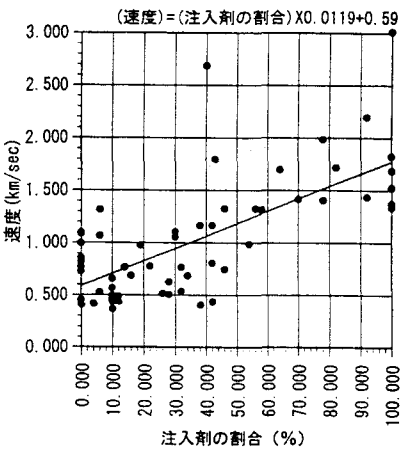
No	静止土圧 P_o (kgf/cm ²)	降伏圧 P_y (kgf/cm ²)	地盤係数 k_m (kgf/cm ³)	変形係数 D (kgf/cm ²)	最大圧力 P_e (kgf/cm ²)
1	3.2	16.2	64.8	402	20.8 ㊤
2	4.4	5.2	40.0 (66.0)	190 (310)	9.6 ㊤
3	2.2	15.4	75.1	362	21.7

注) ()内は繰り返し載荷領域から得た弾性係数

表－4 (b) 孔内載荷試験結果(33Km025m・杭越区間)

No	静止土圧 P_o (kgf/cm ²)	降伏圧 P_y (kgf/cm ²)	地盤係数 k_m (kgf/cm ³)	変形係数 D (kgf/cm ²)	最大圧力 P_e (kgf/cm ²)
1	2.4	21.0	210	956	25.5
2	3.0	13.0	56.5	269	18.1 ㊤
3	2.6	17.4	217	1018	24.2

表－3 注入材の割合と弾性波速度の関係



6. おわりに

難航を究めた鍋立山トンネルは、最終的に注入工法の導入により、幾つかの難関を突破して平成7年11月しゅん功した。注入工法の実施にあたり、工事費と工期の狭間に頭を傷めたのも実感である。これからは、本工事に関する膨大な施工の記録を良く整理・分析を行い、全体を通した総集編としてまとめたい。また、それらの資料が、今後の研究並びに類似トンネルの参考と成り得れば幸いである。

最後に、本工事の設計・施工にあたり、絶えず、適切なご指導、ご意見を頂きました関係の皆様に対し厚くお礼申しあげる次第である。

7. 参考文献

- 1) 土居 則夫・服部 修一・鈴木 恒男：超膨張性地山における導坑計測とその評価、第21回岩盤力学に関するシンポジウム 講演論文集、PP.367、1989.2
- 2) 小暮 誠・木村 裕俊：超膨張性地山、鍋立山トンネルの掘削、土と基礎、41-10(429) PP.67~69、1993.10