

蛇紋岩に掘削したトンネルの地圧の大きさについて
 — 鉄道建設公団新登川トンネル測定結果 —

日本鉄道建設公団本社 正員 足立貞彦
 日本鉄道建設公団札幌支社 〇正員 重松 岩
 大成建設技術研究所 正員 水出康雄

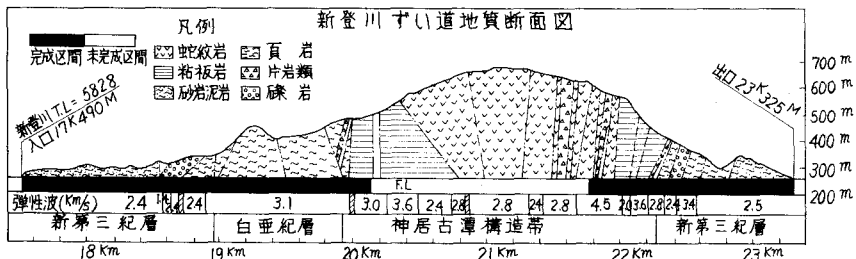
1. まえがき

紅葉山線は既設夕張線紅葉山駅より占冠を経て既設根室本線金山駅に至る全長52kmの建設線が多くのトンネルがあるが、そのうち新登川トンネルは全長5,825mのほぼ中央部に延長約1,200mの範囲にわたって蛇紋岩が分布している。この蛇紋岩にトンネルを掘削した場合、著しい膨張性地圧による難工事が予想されたので昭和40年11月より本工事に先だてて試験坑道を掘削し地圧特性を調べそれに適した施工法につき各種の試験を行った。その結果トンネル断面は真円型とし掘削は上半先遣ベンチカットにコンクリート吹付工法を併用することとし昭和43年9月より蛇紋岩部分の本工事を開始し44年5月現在約270mを掘進した。この間地圧測定用の支保工を基礎込み44年1月より測定を行った。地圧の算定方法については京都大学村山教授が「トンネル地圧算定のための鋼カーナ支保工に於ける一測定法」(土木学会誌・1968,3)を提案されておられるので、この方法による実験室載荷実験を行ったところ、測点間隔1.0m前後とした場合載荷量の大きさを10%以下の誤差で求めることが出来た。今回現場実験の結果を解析してほぼ妥当と思われる地圧を求めることが出来たので報告する次第である。

2. トンネルの地質

当地域は神居古潭帯と云われる構造帯に属し蛇紋岩と間に伴ってその同縁部は片岩類粘板岩類頁岩砂岩流岩等が分布している。これら岩石は複雑な構造運動の作用を強く受け断層も多く複雑な地質構成を示している。蛇紋岩は塊状或いは葉片状で塊状部分は大小様々の大きさの玉石から成り葉片状又は粘土化した蛇紋岩中に散在しており全体的に剥離性が著しく膨張性が強い。

図-1



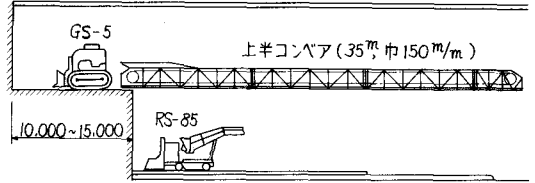
3. 蛇紋岩区間の施工法

掘削はベンチ式で上半の先遣ベンチの長さは上半掘削後10日以内で下半が到達し統合し得るよう10~15mに制限した。支保工は5部材から成るH150と0.5~0.7mピッチとし、円形断面が形成されるまでの間上半支保工の脚部を中間ストラット(φ6鋼管パイプ)で固定した。(図-3)

上半1周を掘さくし、支保工を建込んだら直ちに厚さ200mmのコンクリートを吹付けて一次覆工(外巻)を行う。下半の場合も同様で一周毎に吹付コンクリートを施工し出来るだけ早く全掘削面を吹付コンクリートで拘束した。

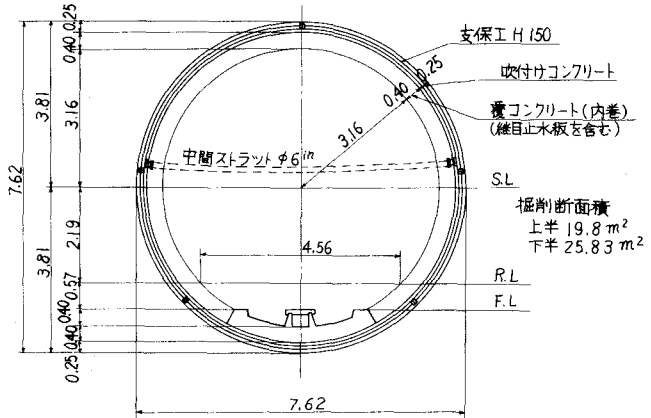
図-2

上半先進ベンチカット



施工の結果支保工背面支保工フランジの中等に吹付コンクリートと完全に填充することが必ずしく、些少の空隙が残ったが強大な地圧のためこの些少の空隙が支保工の推圧や外巻吹付コンクリートの破壊の誘因となっていることが分かったので吹付完了後支保工背面にモルタルを注入した。内巻コンクリートは厚さ40cmに設計し支保工及び吹付コンクリートの外巻きで地圧の大半を支持させ、地圧が落ちつてから内巻を施工することとした。

図-3



掘削後約4ヶ月経過した地質で、試験的に内巻を施工し、鉄筋計等により、内巻の内部応力を測り、併せて断面の変形の観測を行っている。

4. 地圧及び変形測定法

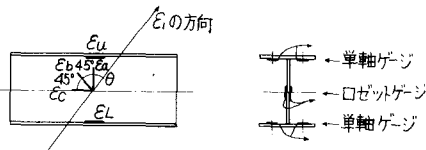
蛇紋岩周囲に建込んだ計測用支保工は工基(支保工No 202, 250)で全周を16分割し図-4に示したようにストレインジ(単軸及びロゼット)を取付けた。

歪の測定値から支保工各点の部材力は次の計算式により求めた。 図-4

$$\text{軸力 } N = \frac{EA}{2} (E_u + E_L)$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{E_s}{2} (E_L - E_u)$$

$$\text{せん断力 } Q = \frac{E_s A_w}{2(r+u)} (E_u + E_L - 2E_b)$$



ここで E: 支保工材のヤング率、

A: 支保工断面積

A_w : 支保工のウェッジ断面積、

ν : 鋼材のポアソンレ比

α : 支保工の断面係数

然しながら地圧が大きく支保工建込み後2~3日で測定歪が弾性限度を越えよるので弾性領域を越えた歪に対しては支保工鋼材の機械的性質より塑性域での弾性係数に相当する係数 E_p を求め歪を応力に換算してから各点の部材力を求めた。

支保工の機械的性質

降伏歪み $E_e = 0.2\%$

降伏応力 $\sigma_e = 25 \text{ kg/mm}^2$

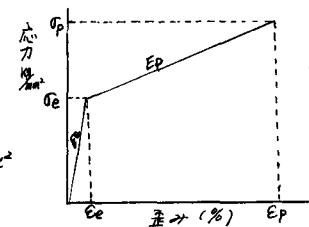
破壊歪み $E_p = 23\%$

破壊応力 $\sigma_p = 50 \text{ kg/mm}^2$

$E \geq E_p$ のとき

$$E_p = \frac{(\sigma_p - \sigma_e)}{(E_p - E_e)} \times 100 \div 110 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = \sigma_e + E_p(E - E_e)$$



地圧の大きさは前述の要領で支保工各点の部材力を計算した。ついで図-5のように支保工の一部を取り出して、測定断面A,Bでの部材力を各々 $M_i, N_i, Q_i, M_{i+1}, N_{i+1}, Q_{i+1}$ とし外力が測定断面間のC点に任意の方向に一つ作用するものとして、外力の半径方向成分をP, 接線方向成分をSとすれば、

0点に於けるモーメントのつり合より

$$S_i(R + \frac{r}{2}) - N_i R + N_{i+1} R - M_i + M_{i+1} = 0$$

点Cの半径方向のつり合より

$$P_i + Q_i \cos \phi_i - Q_{i+1} \cos \phi_{i+1} - N_i \sin \phi_i - N_{i+1} \sin \phi_{i+1} = 0$$

点Cの接線方向のつり合より

$$S_i - Q_i \sin \phi_i - Q_{i+1} \sin \phi_{i+1} - N_i \cos \phi_i + N_{i+1} \cos \phi_{i+1} = 0$$

以上の3式を解けば P_i, S_i, ϕ_i が求まり、地圧の大きさ、方向とその作用位置を求めることが出来る。又支保工及外巻コンクリート断面の変形は図-6に示した位置でバーニアスケール(10mm読み)によりトンネル幅の縮小を又レベルにより沈下量を測定した。

5 測定結果

① 地圧の大きさ

支保工の各測点間に作用する半径方向力P, 接線方向力Sの両者から合力を求めた結果を図-9に示した。トンネル断面に作用する地圧は半径方向の

力もさることながら接線方向に作用する力がかなり大きい。これら合力から鉛直成分, 水平成分を求め等分布荷重に換算しトンネル断面の上下左右の荷重の大きさを比較すれば夫々かなりよく一致し荷重としてほぼつり合いがとれりよることが分る。(図-7)

図-7 平均地圧分布図

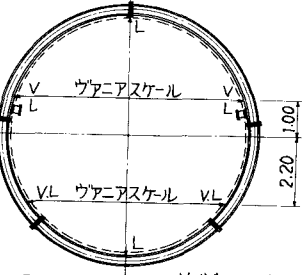
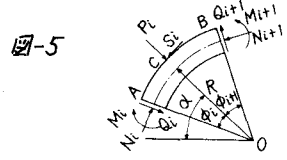
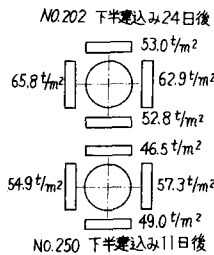


図-6 V ヴァニアスケール基点 L 沈下量測定点

平均地圧の経日変化をみると、下半が接近するにつれて減少しはじめ、下半が「フロース」されると再度増加に転じ約20日でほぼ平衡してくる。この傾向はトンネルの変形の傾向ともよく一致している。地圧の大きさは鉛直水平とも60t/m²程度である。(図-8)

図-8 平均地圧~経過日数関係

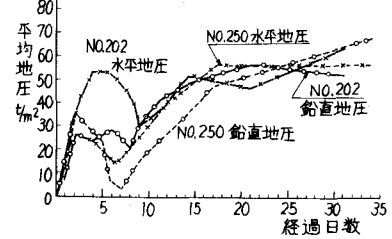
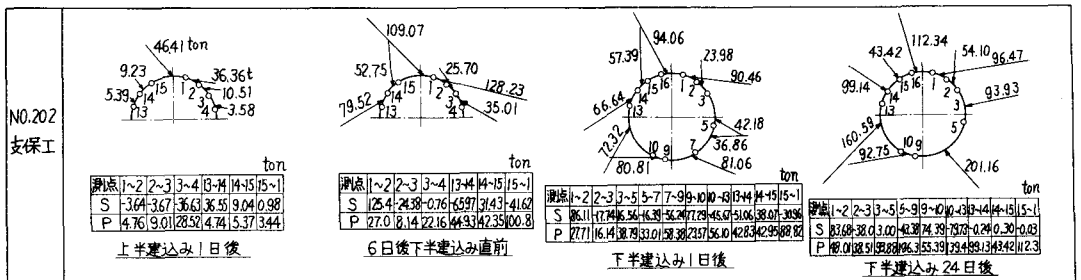
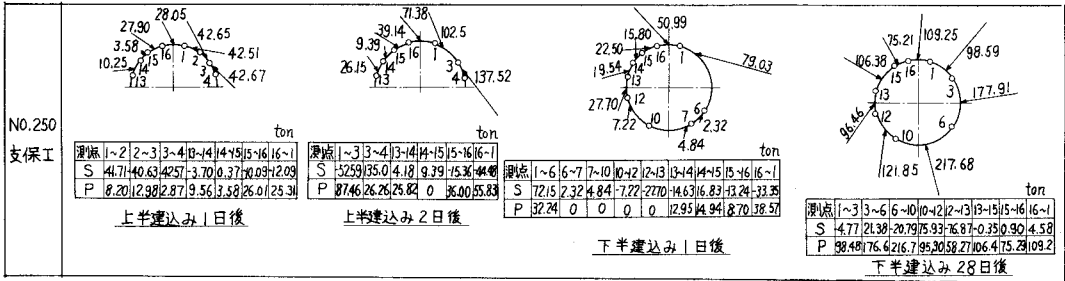


図-9(a)





b) トンネル断面の変形

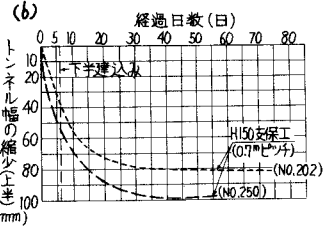
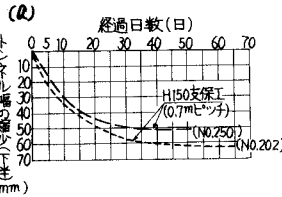
図-9-(b)

沈下量は上半掘削後から下半が到達するまでの約7~10日間ほぼ直線的に進行し、下半が到達し、円型断面が形成されると沈下は緩慢となり。

上半掘削後から20日以降はほぼ沈下しなくなる。沈下量は天盤に於て8~9cm、アーチ脚部で12~13cm程度である。

トンネル管の縮少も沈下の傾向と同一であり、上半の縮少量は下半がフローズして、ほぼ上まる位に8~10cm内空方向に縮少する。下半では5~6cm程度である。

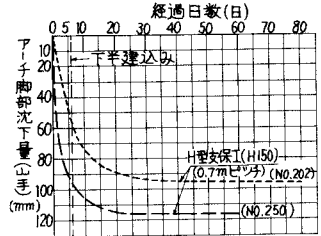
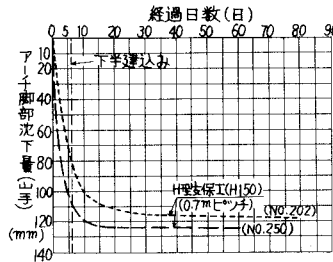
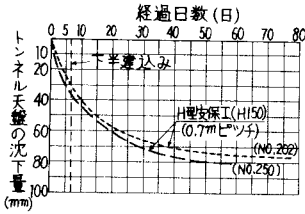
図-10



(d)

(e)

(c)



6. 結論

蛇紋岩トンネルの地圧は当初想定していたより、はるかに大きく、地圧のあらわれ方も急速であり、上半掘削後3~4日目、木下下半が閉合されないうちに、H150型支保工や中間ストラットはほとんど全部破壊し、吹付コンクリートも破壊された。この現象は下半の場合も同様で図中に示す如く変形があさまる時期まで、層層破壊現象は進行した。今回の地圧計測で求められた地圧の大きさ、支保工応力をみればこれらの破壊を生ずることは当然であり、この点からも今回の計測値はほぼ等価な値を表現しているものと思われる。今回の計測から更により強い支保工、より完全な吹付コンクリート工法の改善が要求され支保工はH型鋼からモルタルを中詰めした鋼管支保工(8')に改め、又吹付コンクリートに対しても層々の改善を行って破壊変形なしで外巻き工施工出来るように努めている。

尚鋼管支保工に於ても同様な測定を行うべく準備中である。