

4. 施工実績

切羽観察・計測管理に基づき、STA. 551+30~546+98 (L=432m) をDIIパターンで掘削した。図-3にDII区間のA計測結果を示す。STA. 549+28~548+00では地山性状が極度に悪く、管理値を超える脚部沈下が発生した。この区間では吹付コンクリートの変状、ロックボルトの破断等が発生したため、鋼材による支保補強、側壁および脚部の地山注入改良等を施工し、最終的には本設インバートによって早期閉合した。

図-4にSTA. 548+18でのA計測経時変化を示す。上半掘削直後から大きな沈下が発生し、上半離れ16m時点で100mmに達した。下半掘削時および切羽停止時の変位増分も大きく、インバートを閉合してようやく収束傾向を示した。なお、インバート閉合時の切羽位置は、上半が56m離れ、下半が31m離れであった。

表-2にB計測結果を示す。鋼アーチ支保工、吹付コンクリート、ロックボルトとも許容値を超える応力・軸力が発生した。同断面の地中変位測定では深度6mで2%を超える区間ひずみが発生しており、広い範囲で地山が塑性化していると考えられた。

5. まとめ

- ・ 破碎質泥岩での大断面トンネル掘削において補助工法を適用して変位を抑制することは、地山性状によっては有効である。地山性状が極度に悪く大きな土圧が作用する場合には、早期にインバートを閉合することが確実である。
- ・ 破碎部では、吹付インバートに写真-1の変状が発生した。曲率の変化部は構造的な弱点となるため、特に地山性状が悪い場合には、曲率を大きくするなどの対策が必要である。
- ・ 地山性状が極度に悪い箇所では、補助工法のみによって双設トンネル影響を抑制するには大規模な補助工法が必要となり、不経済となる可能性が高い。トンネル離隔距離を広くすることや、先行トンネルの二次覆工に荷重を負担させることなどを含め、総合的な検討が必要と考えられる。

破碎質泥岩部では管理値を超える脚部沈下が発生したが、下り線トンネルでも支保耐力強化を主体とした対策を実施しており、下り線トンネルに大きな変状は発生しなかった。先行トンネルでの対策は後行トンネルの掘削サイクルに影響が無く、トンネル構造を直接補強できる点で有効と考えられる。ただし、先行トンネルで有効な対策を実施するためには、掘削時に対策代を確保するなど、双設影響を考慮した支保構造を採用しておく必要がある。

参考文献

1) 古家, 岩本, 高橋, 千国: 上半仮補強リブの脚部沈下抑制効果, 土木学会第63回年次学術講演会, III pp. 649-659, 2008年9月

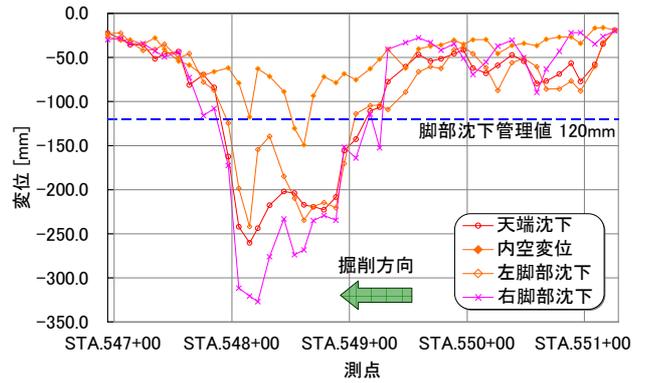


図-3 DII区間のA計測結果

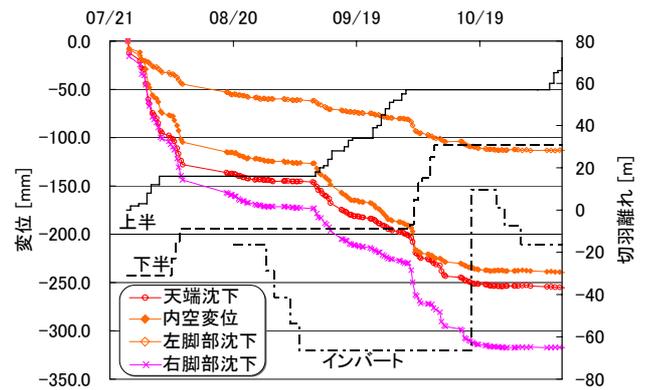


図-4 A計測経時変化図 (STA. 548+18)

表-2 B計測結果 (STA. 548+09)

計測項目	計測値	備考
鋼アーチ支保工 内縁 最大応力	648.9 N/mm ²	降伏強度
鋼アーチ支保工 外縁 最大応力	529.5 N/mm ²	440N/mm ²
吹付コンクリート 最大応力	23.4 N/mm ²	$\sigma_c=36N/mm^2$
ロックボルト最大軸力	576.4 kN	引抜耐力490kN



写真-1 吹付インバートの変状