

III-142

破砕帯の境界に築造したNATM立坑の計測結果と分析

九州電気建設工事株式会社 正会員 ○郡司 靖丈
 西松建設株式会社 正会員 西田 孝吉
 西松建設株式会社 正会員 荒井 紀之

はじめに

福岡市中央区薬院付近は、断層が多数存在している。今回、その近傍にシールド発進立坑をNATMによって施工した。立坑施工時の計測結果と事後解析による分析結果について報告する。

1、地質および施工内容

立坑位置の地質は、地表面から沖積層が5m前後存在し、その下位に新生代第三紀福岡層群の砂岩、頁岩、礫岩の互層から成り立っている。全体的に亀裂に富む岩盤である。その中でも図-1に示した破砕帯側の部分は特に破砕が著しく進んでいる。岩の一軸圧縮強度は59~654kgf/cm²である。また、孔内水平載荷試験で求めた岩盤の変形係数は、破砕帯部で542~670kgf/cm²砂岩・頁岩・礫岩部で2413~4554kgf/cm²である。

立坑は直径16m深さ27mの円筒形の構造である。

GL-8.6mまではSMW壁とリング状の鋼製支保工で施工、GL-8.6~27.0m間は吹付コンクリート(t=20cm)、鋼製支保工(H-150, @1.0m) およびロックボルト(D25, L=4.0m, 横@1.5m, 縦@1.0m)で施工した。

地下水位は破砕帯側GL-2.0m、健全地山側GL-17mの水位を示し、破砕帯側が15m高い。下部NATM部の施工サイクルは1m毎である。なお、一次覆工前に小規模崩壊(5m³程度, NO.3~NO.4間GL-22m付近)が発生した。

2、計測結果

GL-14mで内空変位、ロックボルト軸力、コンクリート応力、背面土圧GL-21mで内空変位の測定を行った。また、孔内傾斜計でNO.2、NO.3の2地点(孔壁より1.8m)の地中の水平変位量を測定した。図-1に計測配置を、表-1に内空変位計測値(最終値)を、図-2に地中の変位分布を示す。変形モードについて見ると内空変位、地中変位の半径方向に、非対称性が存在する。地中変位は比較的硬質の岩盤が近くで存在したNO.

2の-21m付近を除けば、切羽が通過して一次覆工完了までの先行変位は、最終変位の56%~76%が発生した。切羽通過後約40~50日程度で変位は収束している。図-3にロックボルトの床付時の軸力分布を示す。ロックボルト軸力は、NO.2地点を除き坑壁より0.5~2.0mの区間において圧縮力が作用している。圧縮力が測定されたことは、吹付コンクリートと鋼製支保工の剛性が地山の剛性より30倍以上大きく、地山を三軸状態にする支保効果が発揮された為と考えられる。吹付コンクリート応力および、背面土圧は一次覆工完了後約40~50日、掘削面からの距離にして約8mの地点で最終値(表-2)に近い値まで達し、相対的にNO.1、NO.3の値がNO.2、NO.4に比べ大きい値を示した。

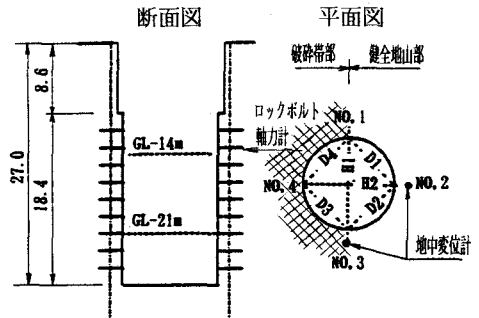


図-1 立坑構造および計測点配置

表-1 最終内空変位計測値 単位mm

測線	H1	H2	D1	D2	D3	D4
GL-14m	-5.7	-7.2	-3.2	-4.9	-5.2	-5.3
GL-21m	-2.8	-4.3	-0.4	-1.8	-4.0	-3.2

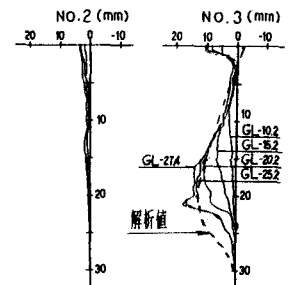


図-2 地中変位分布図

表-2 吹付コンクリート応力、

背面土圧 単位kgf/cm²

測定点	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4
吹付コンクリート応力	30.7	21.1	31.6	16.0
一次覆工背面土圧	1.00	0.95	6.35	0.35

3、事後解析

計測結果に場所的な特異性が生じた原因、また小規模崩壊が発生した原因として、破碎帯の存在による偏圧、立坑周辺の約15mの水頭差による浸透力による偏圧が考えられる。これらの影響を評価する3次元FEM解析を実施した。

地山のモデル化は、第一近似として線形弾性体を仮定した。健全地山部と破碎帯部の地盤の入力パラメーターは、それぞれ地層の平均値を採用した。入力パラメーターを表-3に示す。

破碎帯および、地下水の水頭差の影響を比較するため、地下水がある場合（ケース1）、ない場合（ケース2）の2種類の解析を行った。

図-4に、解析に使用した3次元メッシュを示す。破碎帯は、幅が20mで立坑を半分含む形状とした。解析領域は、立坑を中心として水平方向に80m、深さ方向に75mとした。

初期応力値は、側圧係数を1.0と仮定して自重解析より求めた。地下水の水頭差の影響は、非定常浸透流解析より浸透力を求め、節点外力とした。

解析の結果、変位最大値はケース1で33mm、ケース2で31mm、（いずれも深度GL-23m）となり、地下水頭差による変位は5%程度と判断できた。また、図-2に破線で示すようにケース1の解析結果は地中変位の実測値に近似するものが得られた。

最大、最小主応力から算出した立坑側壁周辺部の局所すべり破壊安全率の分布図を図-5に示す。安全率は、モール・クーロンのすべり破壊安全率より求めた。安全率が1以下になる部分に、実施工時、小崩壊が発生した位置が含まれている。

また、吹付コンクリート壁の応力分析には土圧、地盤反力係数を変化させた骨組構造解析を行った。この分析から、吹付コンクリート応力、背面土圧の最大値は破碎帯境界部のN01、N03で発生すること、土圧の異方性が大きくなるにしたがって、一次覆工のため、曲げモーメント、せん断力、地盤反力の分布に差が生じ、軸力（吹付コンクリート）が大きくなることが認められた。これは、計測値の傾向と一致した。

おわりに

破碎帯および周辺の地下水位に水頭差がある立坑の挙動は、①、破碎帯部、健全地山部に区分して、②、それぞれの平均化した物性値を採用し、③、非定常浸透流解析を含めた、3次元FEM解析で表現できるものである。

また、この解析より求めた局所すべり破壊安全率は立坑の施工の安全を前もって知るのに今後活用できるものと考えられる。

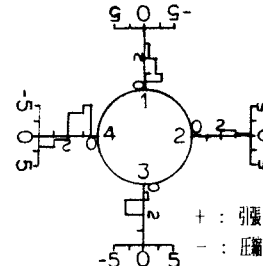


図-3 ロックボルトの軸力分布図

表-3 入力パラメータ

パラメーター	単位	健全地盤	破碎帯
弾性係数	tf/m ²	26000	5000
ポアソン比		0.33	0.40
単位体積重量（飽和）	tf/m ³	2.23	2.00
単位体積重量（飽和）	tf/m ³	2.33	2.10
内部摩擦角	度	30.0	15.0
粘着力	tf/m ²	40.0	10.0

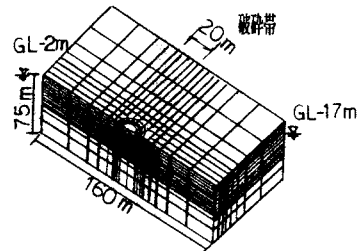


図-4 解析に使用した3次元メッシュ

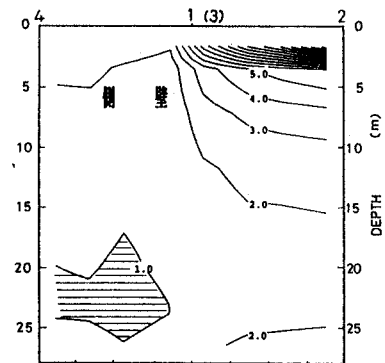


図-5 すべり破壊安全率分布図