

凍結工法による大断面地中拡幅工事（その１）

一凍土壁の設計と計測管理一

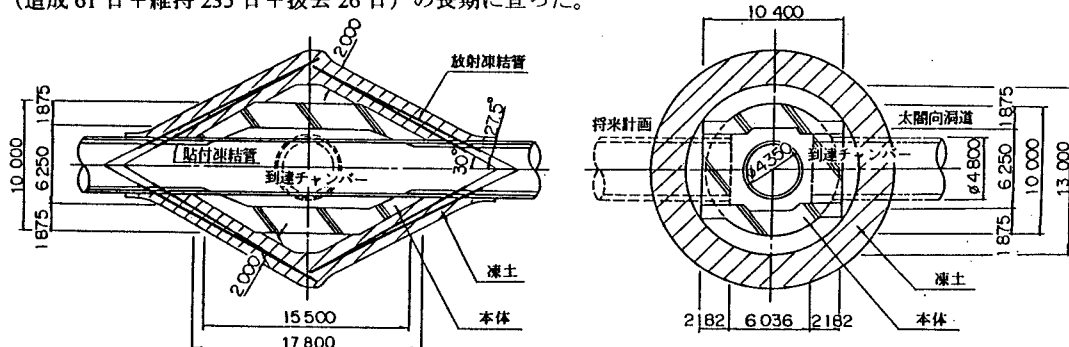
鹿島建設㈱ 正会員 ○臼井 徹弥
 中部電力㈱ 片山 英明
 中部電力㈱ 正会員 上嶋 正樹
 鹿島建設㈱ 辻井 孝

１．はじめに

本工事は、名古屋駅近傍の幹線道路交差点直下約 20m にて新・旧シールドトンネル（電力洞道）の地中接続を行うものである。この接続に伴う既設洞道の大規模な拡幅工事（ ϕ 4,350mm $\rightarrow$ ϕ 10,000mm）を、地山安定対策として凍結工法を用いて全て地中で行った。工事は、1995（平成 7）年 7 月に凍土内掘削を開始し、1996（平成 8）年 2 月に地中接続を無事完了した。本報文では、地中拡幅工事における凍土壁の設計・計測管理手法及び施工実績を報告する。

２．工事概要

既設洞道内（外径 ϕ 4,350mm）から拡幅部を包み込むように放射状に凍結管を埋設し、円錐状の凍土壁を造成して凍土内掘削・接続部構築を行った。その後、構築に設置した到達チャンパー内に新設洞道（外径 ϕ 4,800mm）を収容して地中接続を完了した。凍土壁の大きさは、全長 $L = 17.8\text{m}$ 、最大内径 $\phi = 13.0\text{m}$ という前例のない大規模なものとなった。掘削開始時の凍土造成量は約 $1,800\text{m}^3$ であり、凍結運転期間は 322 日（造成 61 日＋維持 235 日＋抜去 26 日）の長期に亘った。



図一 1 地中拡幅部断面図（単位：mm）

３．凍土壁の設計

表一 1 凍土の物性値（ -10°C ）

３．１ 凍土の物性値

施工箇所から約 15m 離れた地点の採取試料について凍土の低温特性として圧縮強度、クリープ及び凍上試験を実施した。

３．２ 必要凍土厚さの算定

平均温度が -10°C の凍土造成による必要凍土厚さは、軸直角方向（リング方向）及び軸方向の検討により決定した。軸直角方向は、凍土壁の半径が最大となる断面のリングモデルで検討し、軸方向はリングパネに支持されたへの字型の梁を構造モデルとして検討した。その結果、いずれも凍土厚さ $t = 2.0\text{m}$ で所要安全率 $F_s = 2.5$ を満足することが判った。

４．計測管理

４．１ 凍土壁の計測管理

幹線道路の交差点直下で大断面を掘削して拡幅するため、内部掘削時の凍結空洞は十分安定であると共に道路等に影響を与えない慎重な施工が要求された。内部掘削時の計測は、①全 30 本（120 測温素子）の測

	砂質土	粘性土	備考
変形係数 (kgf/cm^2)	3360	1888	
圧縮強度 σ_{uc} (kgf/cm^2)	45.0	30.0	$\sigma_{uc} = q_{us}$
曲げ強度 σ_{ub} (kgf/cm^2)	27.0	18.0	$\sigma_{ub} \times 0.6$
せん断強度 σ_{ur} (kgf/cm^2)	18.0	15.0	$\sigma_{ur} \times 0.4$

温管による凍結温度測定、②既設洞道内から凍土壁（頂部）に埋設した4本の沈下棒のレベル測量による凍土壁変位測定を行った（図-3参照）。

4. 2 凍土壁の挙動解析

内部掘削に伴う凍土壁の挙動予測は2次元FEM解析（全応力、線形弾性解析）で実施した。凍土の変形係数は温度により変化するため、 -10°C での変形係数を E_0 とし、 $E=0.5E_0$ 、 $1.0E_0$ 、 $1.5E_0$ の3ケースについて解析を行った。その結果、図-2に示すように凍土壁頂部の変位は、上半掘削後のステップ1では10～

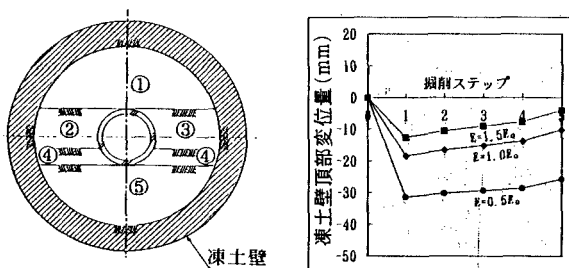


図-2 掘削（解析）ステップと解析結果

30mmの沈下を示すが、それ以降は6～9mmの隆起を示すことが判明した。また、各ケースとも凍土の発生応力は所要安全率 $F_s=2.5$ を満足していることが確認された。

しかし、内部掘削時の温度変動があると変位量がばらつくため、測定された変位量のみで凍土壁の安定性を管理することは難しいと考えられる。そこで、安全率 $F_s=2.5$ に相当する許容圧縮応力 $\sigma_c=18\text{kgf/cm}^2$ によるクリープの変位速度 $\dot{\epsilon}=5\text{mm}/10\text{days}$ の値を変位速度の管理値とした。

5. 凍土内掘削と構築

凍土内掘削は、掘削時の凍土壁への荷重（土水圧）負担を軽減するために、全断面掘削を回避した分割施工とした。拡幅部を洞道軸方向に2つのテーパ部と中央部の3ブロックに分割し、順次掘削・構築（コンクリート打設）を行った。

6. 計測結果

掘削時の凍土壁変位の経時変化を図-3に示す。上半掘削時には10～30mmの沈下を予想したが、計測値では0～3mmとわずかな値であった。一方、その後の隆起傾向は予測とほぼ同等の7～9mmを示した。また、懸念されたクリープ的な変位増加は認められず、安定した状態で凍土内掘削を完了することができた。

この計測値と予測値とに差が生じた原因としては、①凍土厚さの増加：予測解析では凍土厚さ $t=2.0\text{m}$ としたが実際は凍結管内側凍土の成長が早く $t=3.0\sim 4.0\text{m}$ となった、②凍土の変形係数の増加、等が変位を抑制する方向に働いたものと考えられる。これらの原因と掘削開始前の凍土内水位低下（水抜き）を考慮した有効応力解析結果は、図-4に示すように計測値にかなり近似する事が判明した。

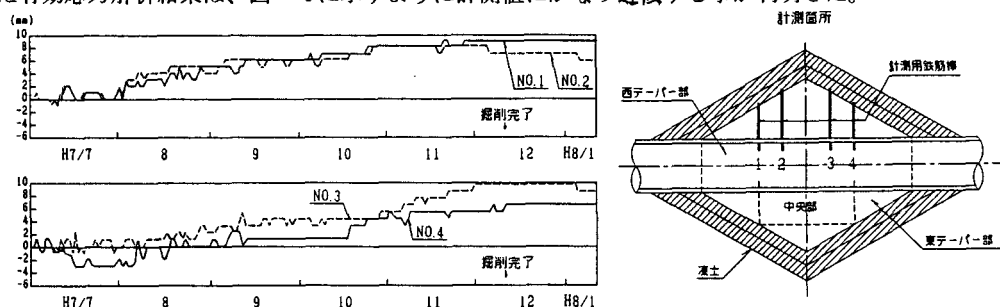


図-3 凍土壁頂部の実測変位経時変化グラフ

7. おわりに

地中拡幅工事における凍結工法の有効性は確認できたが、今後更にデータを蓄積して、凍土物性値の評価、凍土クリープ特性を考慮した合理的な設計・施工法等の検討を進めていきたい。

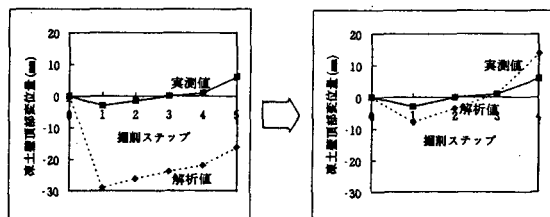


図-4 事前解析結果と事後解析結果の比較