

シールドトンネルの開口による補強部材の変形 と凍土に与える影響に関する研究

Research on the deformation of reinforcement component installed in the opening of
sealed tunnel and the influence given to the frozen soil

姜 仁超*

Ren Chao JIANG

In this research, it examines concerning the influence given to the frozen soil, with the load allotted to the reinforcement component and the deformation of reinforcement component by the artificial soil freezing along with the opening of sealed tunnel, it reports the result of being obtained.

Key Words : Artificial soil freezing, Frozen soil, Deformation, Tunnel, Elasticity

1. はじめに

地盤凍結工法によりシールドトンネルの地中接続工事を行う際は、開口補強および凍土壁を支えるために、シールドトンネルの開口部に補強部材を設置しなければならない。大深度シールドトンネルの地中接続工事の増加に伴い、開口接続方式はトンネルおよび補強部材に与える影響、凍土部材が開口と掘削によって受ける影響が注目されている。しかし、これまでの研究はトンネルあるいは補強部材と凍土とのせん断性能や凍着性能に関するものが多く、トンネルの開口と地山掘削を行う前後に、補強部材に分担される荷重や開口により補強部材の変形挙動が凍土部材の全般的変形挙動にどのように影響を与えるかの研究はあまり見られない。そこで、本研究では、設計に役立つ情報を蓄積するために、開口方式と開口により補強部材および凍土部材に与える影響の要因について検討を行い、得られた結果を報告する。

2. 現場の接続モデル

1) 凍土造成

図-1は、凍結工法により既設シールドトンネルの本管とその側部に到達しているシールド機を地中接続した工事の一例である。シールド機到達接続防護に要する凍土は、上床部凍土と下床部凍土と両側部凍土からなる。上床部凍土と下床部凍土は到達シールド機から埋設した凍結管と両側（到達シールド機と既設トンネル）に設置した貼付凍結管によって造成する。両側部凍土は到達シールド機あるいは既設トンネルから埋設した凍結管と両側に設置した貼付凍結管によって造成する。

2) 開口接続方式

既設シールドトンネルの開口接続部はスチールセグメントからなる。凍結工法によりシールドトンネルの

キーワード：地盤凍結工法, 凍土, 変形, トンネル, 弾性

* 正会員 工修 株式会社 精研凍結本部

地中接続工事は、到達シールド機の面板の開口または既設トンネルのスチールセグメントの開口によってはじまる。開口工事により到達シールド機と既設トンネルの変形と強度低下が発生するので、補強工を行わなければならない。

開口接続方式は開口順に分けて次の選択案がある。

- ① 先に到達シールド機から開口。
- ② 先に既設トンネルから開口。
- ③ 両側同時に開口。

到達シールド機的面板開口により変形が生じると強度が低下するが、多くの実績¹⁾により、セグメントに適切な補強を講じるとリスクが小さい。

既設トンネルの開口は一部スチールセグメントの撤去により開口接続部は不安定状態になるので、開口部とその付近に欠損リングと全周リングを設置することと開口部に補強部材を設置することがある。しかし、①案に比べ補強は難しく、リスクが①案より大きい。

さらに、両側同時に開口する場合にいたってはリスクが②案により大きくなる。

以上の理由で、先に到達シールド機から開口と掘削および既設トンネルまで一次覆工を行い、一次覆工構造物は既設トンネルと到達シールド機と一体になってから既設トンネルのスチールセグメントの切断と撤去および二次覆工を行うこととすべきである。

それを検証するため、本研究はまず既設トンネルから開口の場合、補強部材の変形により凍土部材への影響を検討する。またやむを得ない場合、既設トンネルから開口するときの安全性を確保するための補強案を備えることとする。なお、既設トンネルの開口により発生した変形とその対策のために行うすべての補強は対象外とし、主に開口直後に図-1に示すような凍土に支える既設トンネル開口部に設置した補強梁の鉛直変位とその変位は凍土に与える影響について検討する。

次に到達シールド機から開口と掘削および既設トンネルまで一次覆工を行う場合、“凍土＋一次覆工構造物”からなる複合構造物の強度照査を行い、既設トンネルから開口する場合の解析結果と比較し、到達シールド機から開口の妥当性を証明する。

3. 解析方法の概要

(1)、既設トンネルから開口の場合

1) 凍土厚みの算出

本研究は、開口が最大である上床部凍土を選定し、検討を行い、今回は下床部凍土と両側部凍土は検討しないこととする。

シールド機到達接続防護に要する上床部凍土は、到達シールド機スキンプレーットのリップ部と、既設シールドトンネルの開口部補強部材で固定された両端固定梁として、必要凍土厚みを算出している。

上床部凍土に作用する荷重は、開削トンネルの関連基準²⁾に基づき、凍結工法に常用する全土被り土水圧として外荷重とする。また、鉛直荷重にのみ考慮することとする。

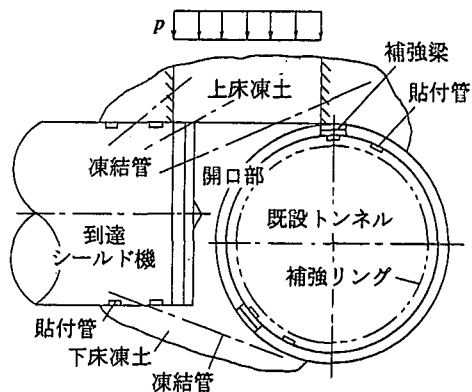


図-1 シールドトンネルの地中接続工事

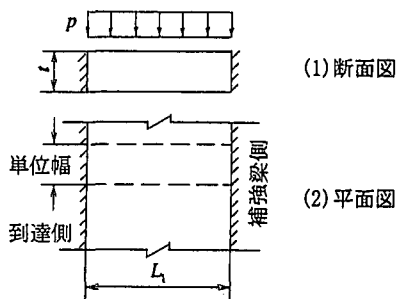


図-2 凍土部材モデル

図-2 に示すように、両端固定凍土梁では、スパン長を L_1 、凍土の曲げ降伏強度を σ_u 、凍土の安全率 S_f (= 曲げ降伏強度 / 最大使用応力) $\geq 2 \sim 3$ とすると、必要な上床部凍土厚 t は式 (1) によって算定される。

$$t = \sqrt{\frac{S_f \cdot p \cdot L_1^2}{2\sigma_u}} \quad (1)$$

2) 開口部補強梁にかかる単位長さ当たりの荷重 ω

土の膨張のトンネルへの影響を別途に検討するとすれば、トンネル接続を行うまでは、凍土にかかる土被り荷重は補強梁に伝わらないと考えられる。しかし、既設トンネルの開口と掘削によって、凍土にかかる土被り荷重は補強梁に伝わることになる。図-2 に示すように、凍土壁に等分布荷重 p が作用した場合、既設トンネル全体の補強は別途に考慮するとして、開口部補強部材に分担される荷重は、凍土梁のスパン長を L_1 とすれば、図-3 と図-4 に示すように、スパン長 L の開口部補強梁にかかる単位長さ当たりの荷重は式 (2) になる。

$$\omega = pL_1/2 \quad (2)$$

3) 補強梁にかかる曲げモーメント M 、せん断力 Q 、たわみ δ

既設シールドトンネルの開口部補強部材は図-3 に示すような連続梁モデル³⁾と図-4 に示すような両端固定、径間支持梁モデルと考えられる。荷重 ω の作用により、各支点の曲げモーメント M は三連モーメントの定理 (式 (3)) によって計算できる⁴⁾。

$$L_m \cdot M_{m-1} + 2(L_m + L_{m+1})M_m + L_{m+1} \cdot M_{m+1} = 6E_s I_s (\theta_{mL} - \theta_{mr}) \quad (3)$$

M_{m-1} , M_m , M_{m+1} : 各支点曲げモーメント; θ_{mL} , θ_{mr} : 2つのスパンをそれぞれ単純梁と考えるときの中間荷重による支点のたわみ角; L_m , L_{m+1} : スパン; E_s : 補強梁の弾性係数; I_s : 補強梁の断面二次モーメント。

各支点の曲げモーメント M が求められれば補強梁にかかるせん断力 Q が計算できる。

補強梁の各支点間に生じるたわみ δ はモールの定理⁵⁾を用いて求める。弾性荷重 $\phi = M/E_s I_s$ を一般荷重として取り扱い、せん断力 $\bar{Q}$ と曲げモーメント $\bar{M}$ を求めると、このせん断力はたわみ角になり、曲げモーメントがたわみになる。図-5 に示した共役梁で力の釣り合いを考えると、次式でたわみ角とたわみが計算できる。

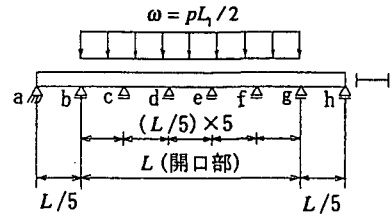
$$\theta_i = \theta_A - \int_0^{\ell_i} \phi dx \quad (4)$$

$$\delta_i = \delta_A + \theta_A \ell_i - \int_0^{\ell_i} \phi (\ell_i - x) dx \quad (5)$$

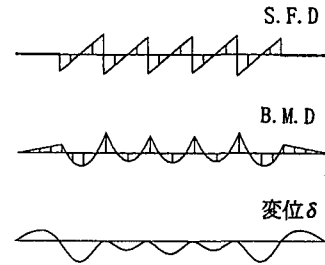
ここに、 $\bar{Q} = \theta$ は共役梁のたわみ角、 $\bar{M} = \delta$ は共役梁のたわみである。

4) 補強梁の変形が凍土壁に与える影響

シールドトンネルの開口と掘削は、補強梁に変形をもたらすことになり、この補強梁の変形状況が凍土壁に与える影響は次のようになる。

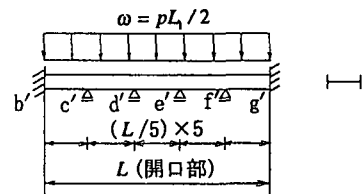


(1) 連続梁モデル

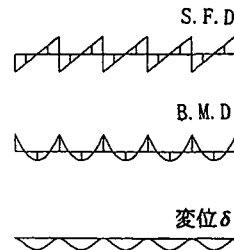


(2) 計算結果

図-3 補強梁モデルと解析結果 (I)



(1) 両端固定、径間支持梁モデル



(2) 計算結果

図-4 補強梁モデルと解析結果 (II)

両端を固定された凍土梁の固定端断面に生じる曲げモーメントは式(6)によって計算できる⁶⁾。 $\theta_A = \theta_B = 0$, $\varphi = \delta / L_1$, $C_{AB} = C_{BA} = 0$ とすれば、凍土梁の固定端断面に、荷重 p の作用以外に、鉛直方向に δ だけ移動した場合、増加する曲げモーメントは式(7)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= 2E_f I_f (2\theta_A + \theta_B - 3\varphi) / L_1 - C_{AB} \\ M_{BA} &= 2E_f I_f (\theta_A + 2\theta_B - 3\varphi) / L_1 + C_{BA} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$M_{AB} = M_{BA} = -\frac{6E_f I_f}{L_1} \varphi = -\frac{6E_f I_f}{L_1} \delta \quad (7)$$

E_f : 凍土の弾性係数; I_f : 凍土梁の断面二次モーメント; L_1 : 凍土梁のスパン; θ_A , θ_B : 凍土梁のたわみ角; φ : 凍土梁の回転角; C_{AB} , C_{BA} : 凍土梁の荷重項。

(2). 複合凍土構造物の強度照査

図-7 は到達シールド機から開口と掘削および既設トンネルまで一次覆工を行う場合の解析モデルである。

“凍土+一次覆工構造物 (本解析例では、鋼板を使用することと仮定する。以下, “鋼板” という)” は完全合成梁と見なしたときの第 i 部材の曲げ応力 σ_i , 凍土と鋼板との境界面のせん断応力 τ_0 であり, それぞれ式(8), 式(9)⁷⁾で計算する。

$$\sigma_i = \frac{E_i z M}{\sum_{i=1}^n E_i I_i} \quad (8) \quad \tau_0 = \frac{SQ}{J_v b} \quad (9)$$

E_i : 第 i 部材の縦弾性係数; z : 中立軸からの計算位置; $\sum_{i=1}^n E_i I_i$: 合成梁の等価曲げ剛性; M : 断面に作用する曲げモーメント; σ_{st} : 鋼板の最大曲げ引張応力; σ_{ft} : 凍土の最大曲げ引張応力; Q : 梁の断面に作用するせん断力; S : 鋼板の横断面積の中立軸に関する断面一次モーメント; J_v : 鋼に換算した総断面二次モーメント; b : 鋼板と凍土接着面の長さ; σ_{ft} : 凍土の最大圧縮応力; t_s : 鋼板の厚さ。

凍土と鋼板との境界面の付着力が水平せん断力に耐えない場合、図-8 に示すように、鋼板の凍土側にスタッドを設けることができる。境界面の水平せん断力は全てスタッドで負担する場合は、凍土と鋼板からなる複合構造物において、完全合成梁と見なし得るので、式(9)は式(10)に変わることができる。

$$Q_a = \frac{x J F}{n S} \quad (10)$$

Q_a : 水平せん断力がスタッドに集中して作用するときの許容せん断力; x : 単位幅あたりのスタッドの列数; J : 単位幅あたりの合成梁の中立軸に関する断面二次モーメント; F : スタッド1本あたりの許容水平せん断力; n : スタッドのピッチ; S : 単位幅あたり鋼板の横断面積の中立軸に関する断面一次モーメント。

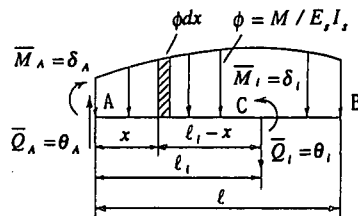


図-5 共役梁モデル

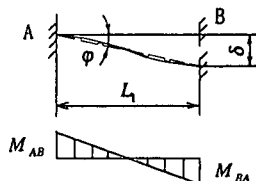
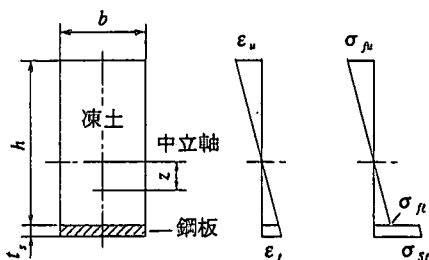


図-6 凍土梁の固定端移動モデル



(1) 複合凍土断面 (2) ひずみ分布 (3) 応力分布

図-7 一次覆工する場合の解析モデル

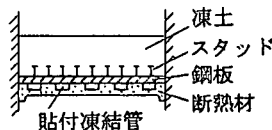


図-8 スタッドの取付け例

表-1 粘性土凍土の物性値⁸⁾ (塩分濃度 0%)

温度 (°C)	降伏強度 (N/mm ²)			弾性係数 (GPa)
	圧縮	曲げ	せん断	
-12	3.45	2.05	1.70	1.30

4. 解析結果および考察

解析の例として、図-1~8に示すように、補強梁開口部の長さを $L=5.0\text{m}$ 、到達シールド機スキンプレートのリブ部と既設トンネルの開口部補強梁の間にある上床凍土部材のスパンを $L_1=5.0\text{m}$ 、上床凍土に単位面積当たりの荷重 $p=1.0\text{N/mm}^2$ 、凍土の安全率 $S_f \geq 2$ とした時、両端固定梁モデルにより、 -12°C の粘性土凍土の必要厚みは 3.5m となる。なお、凍土の物性値は表-1のデータ⁸⁾を使用した。

補強梁はH-1400×350×60×95形鋼SM570と仮定する。物性値は表-2のデータ⁹⁾を使用した。

到達シールド機から開口と掘削および既設トンネルまで一次覆工を行う場合の“一次覆工構造物”は鋼板と仮定し、物性値は表-3のデータ¹⁰⁾を使用した。

(1). 既設トンネルから開口の場合

1) 補強梁は連続梁の場合

補強梁に均等径間に6~8箇所支点を設ける場合の3ケースに分けて解析を行い、解析の結果を表-4にまとめた。表-4に示した安全率は降伏点と補強梁断面に生じる最大曲げ応力の比、 n は補強梁の開口部にある径間数であり、 $n+3$ は連続梁の支点数である。また、8支点を設ける場合の断面力とたわみを図-3に示した。なお、補強梁の開口部以外の部分の凍土にかかる土被り荷重は直接にその部分に作用しないと考える。図-3により、最大曲げモーメントと最大せん断力は c と f 断面に、最大たわみは bc 径間と fg 径間に発生した。解析の結果、補強梁の強度は十分に安全であることがわかった。次に、表-4の補強梁の変位別に、凍土梁の固定端断面に生じる曲げモーメントの影響を調べ、結果を表-5にまとめた。表-4と表-5に示すように、補強梁に $L/n=1.0\text{m}$ の8箇所支点を設ける場合（補強梁開口部の長さ $L=5.0\text{m}$ 、 $n=5$ ）は、曲げモーメントの増加がわずかに4%となり、（単体）凍土の安全率の低下も1.92までで止まり、支持があれば、凍土も成長するので、凍土梁で対応出来ると思われる。

2) 補強梁は両端固定、径間支持の場合

$L=5.0\text{m}$ の両端固定する補強梁の補強対策をしない場合と補強梁に均等に1~4箇所支点を設けて別途補強する場合の5ケースに分けて解析を行

表-2 補強梁の物性値⁹⁾

(H-1400×350×60×95, 種類の記号: SM570)

断面積 (cm^2)	断面二次 モーメント (cm^4)	降伏点 (N/mm^2)	弾性係数 (GPa)
1391	70064	420 以上	206

表-3 一次覆工用鋼板の物性値¹⁰⁾

(種類の記号: SM400)

厚さ (mm)	降伏点 (N/mm^2)	弾性係数 (GPa)
5	245 以上	206

表-4 補強梁の解析結果

(連続梁の場合)

(H-1400×350×60×95, 種類の記号: SM570)

$n+3$	L/n	σ	τ	δ	安全率 (曲げ)
	m	N/mm^2	N/mm^2	mm	
3+3	1.67	159.86	48.86	0.63	2.63
4+3	1.25	93.82	36.97	0.19	4.48
5+3	1.0	59.37	29.50	0.08	7.07

表-5 凍土梁の曲げモーメントと安全率の変化

(連続梁場合の解析結果)

$n+3$	δ	$M_{AB}(=M_{BA})$	M_{AB}/M	安全率			
	mm	kN-m		単体 凍土	複合凍土		
					凍土	境界	鋼板
3+3	0.63	697.58	0.33	1.50	2.54	2.76	2.09
4+3	0.19	210.38	0.10	1.82	3.08	2.86	2.53
5+3	0.08	88.58	0.04	1.92	3.26	2.89	2.68
P が作用した時の $M=2083.33\text{kN-m}$							

表-6 補強梁の解析結果

(両端固定、径間支持梁の場合)

(H-1400×350×60×95, 種類の記号: SM570)

n	L/n	σ	τ	δ	安全率 (曲げ)
	m	N/mm^2	N/mm^2	mm	
1	5	1300.90	132.58	27.66	0.32
2	2.5	325.23	66.29	1.73	1.29
3	1.67	144.54	44.19	0.34	2.91
4	1.25	81.31	33.15	0.11	5.17
5	1	52.04	26.52	0.04	8.07

い、解析の結果を表-6 にまとめた。なお、 n は補強梁の開口部にある径間数である。補強梁に均等に4箇所(5径間)に支点を設けて別途補強する場合の断面力とたわみを図-4に示した。図-4に示した対称性により、最大曲げモーメントと最大せん断力は各支点到、最大たわみは各径間の中央に発生した。

表-6に示した安全率は降伏点と補強梁断面に生じる最大曲げ応力の比で示した。解析の結果、ゼロ補強支持の場合は、せん断応力は問題ないが、変位は約27.66mmであり、曲げ応力 σ に対する安全率が不足する。3箇所(4径間)を補強支持する場合は、わずかに0.11mmであり、安全率が5.17なので、補強梁の強度も充分に安全であることがわかった。

次に、表-6の補強梁の変位別に、凍土梁の固定端断面に生じる曲げモーメントの影響を調べ、結果を表-7にまとめた。 $L=5.0\text{m}$ の補強梁の補強対策をしない場合の計算は、凍土梁の固定端断面に生じる曲げモーメントは変形前より約15倍に増大するが、3箇所に補強支持する場合は、曲げモーメントの増加がわずかに6%となり、(単体)凍土の安全率の低下も1.89までで止まり、この結果から、支持があれば、凍土も成長するので、凍土梁で対応出来ると思われる。

以上の計算結果により、連続梁の場合と両端固定、径間支持の場合は補強梁に5径間があれば、どちらも凍土に安全であることがわかり、両端固定、径間支持の場合はより安全であることを確認した。

(2). 複合凍土構造物の強度照査

到達シールド機から開口と掘削および既設トンネルまで鋼板で一次覆工を行う場合は、図-7に示すように、“凍土+鋼板”からなる対称断面をもつ完全合成梁が曲げられると、凍土の最大応力 σ_R と鋼板の最大応力 σ_{st} は、式(8)で与えられる。表-5と表-7に示した両端を固定された凍土梁の一端が鉛直方向に δ 移動した場合に対する凍土の最大応力 σ_R を求め、その安全率を表-5と表-7の“複合凍土”列に併記した。補強梁が3径間以上であれば、凍土の安全率は2より大きくなってきた。また、鋼板の最大応力 σ_{st} に対応する安全率も求め、表-5と表-7の“複合凍土”列に併記した。さらに、鋼板と凍土との境界面のせん断応力 τ_0 は凍土のせん断降伏強度に対する安全率を求め、“境界”という表記として表-5と表-7の“複合凍土”列に併記した。補強梁が3径間以上であれば、鋼板の安全率と境界面の水平せん断応力に対する安全率も2より大きいので、複合凍土は安全であることがわかった。なお、シールドトンネルを開口するときのガス切断と一次覆工をするときの溶接による凍土温度の上昇など不良影響を配慮するため、複合凍土構造物の強度照査は -10°C の粘性土凍土の物性値¹⁴⁾を使用した。

以上の検討により、補強梁が3径間以上であれば、鋼板と凍土との境界面のせん断応力 τ_0 は凍土のせん断降伏強度に対する安全率が2より大きいので、スタッドを設ける必要がないと考える。なお、工事条件が変わることがあれば、図-8に示すように、別途で貼付凍結管とスタッドを設けることがある。

解析の結果、鋼板で一次覆工を行う場合は、凍土に受ける断面力は大きく緩和されたことがわかった。鋼板で一次覆工をする場合は、単体凍土に補強したことだけではなく、式(1)と式(2)の解析の境界条件が変わり、凍土に与えた荷重の一部は一次覆工構造物で分担し、開口部補強梁に受ける荷重は軽減され、補強梁の変形も抑えられたので、以上の計算結果により、安全である。

(3). 凍土の断面力に与える影響要因

式(7)に基づき、凍土部材の断面力に与える影響要因について検討を行う。

表-7 凍土梁の曲げモーメントと安全率の変化
(両端固定、径間支持梁場合の解析結果)

n	δ mm	$M_{AB}(=M_{BA})$ kN-m	M_{AB}/M	安全率			
				単体 凍土	複合凍土		
					凍土	境界	鋼板
1	27.66	30621.80	14.70	0.13	0.21	0.84	0.17
2	1.73	1913.80	0.92	1.04	1.77	2.50	1.45
3	0.34	378.05	0.18	1.69	2.87	2.83	2.36
4	0.11	119.62	0.06	1.89	3.21	2.89	2.64
5	0.04	48.99	0.02	1.95	3.32	2.90	2.73
Pが作用した時の $M=2083.33\text{kN-m}$							

1) 弾性係数と粘弾塑性変形

解析例では、シールドトンネルの開口と掘削直後の補強梁の変形と凍土部材断面力の関係を調べる目的で、弾性係数は $E=1.30\text{GPa}$ ⁸⁾ を使用していた。他の凍土の曲げ物性の研究¹²⁾により、粘性土凍土の曲げ変形係数 E_b と曲げ強度 σ_b の関係は $E_b=42.4\sigma_b^{1.11}$ と求めた。凍土の曲げ強度は $3\sim 6\text{Mpa}$ であれば、曲げ変形係数は $0.2\sim 0.4\text{GPa}$ であり、本解析例に使用した弾性係数の約 $16\sim 31\%$ であった。凍土の弾性係数（あるいは変形係数）は、実験方法と応力レベルとひずみレベルに依存するので、曲げモーメントと安全率を精確的に評価するため、工事状況に対応する適当な弾性係数を定めることが重要である。

また、凍土は粘弾塑性の特性があり、凍土の断面に生じる応力は緩和する能力があるので、強度性能が改善される可能性がある。今後は、その変形性能について検討を行っていくことも必要であると考ええる。

2) 変形量

開口接続方式はトンネルと補強部材の変形に影響があるので、不安定状態になりにくい側から開口と掘削および一次覆工すべきである。

解析の例は鋼板としたが、鉄骨構造物と鉄筋コンクリート構造物で一次覆工する場合はより良い結果を得られると考えられる。

既設トンネルから開口する際に開口部補強梁は両端固定の場合が単純支持の場合より変位を抑えられる。

3) 鉛直荷重

鉛直荷重は凍土の厚みに決まる要因の中に最も重要なことである。今回の検討は全土被り土水圧で、解析を行ったが、シールドトンネルの設計は、鉛直土圧の大きさは、トンネルの土被り、トンネルの断面状況、外径および地山の条件などを考慮して定めるものとする。土被りがトンネルの外径に比べて大きくなると、土のアーチング効果に比較的信頼がおけるようになるから、設計計算用土圧に緩み土圧を採用することも可能になる¹³⁾。凍結工法によりシールドトンネルの地中接続工事にたいしては条件によって緩み土圧の使用が適当であれば、凍土厚の減量ができ、式(7)により断面力の軽減は効果があると考えられる。

5. まとめ

本研究で、得られた主な結果をまとめると、以下のようになる。

1) 地盤凍結工法によりシールドトンネルの開口と掘削に伴い、補強部材に分担される荷重や補強部材の変形によって凍土壁に与える影響に関する解析方法を検討した。

2) 開口接続方式はトンネルと補強部材及び凍土の変形に影響があるので、リスクを小さくするため、不安定状態になりにくい到達シールド側から開口と掘削および一次覆工すべきである。

一次覆工の場合は単体凍土に補強したことだけではなく、凍土に与えた荷重の一部は一次覆工構造物に分担し、開口部補強梁に受ける荷重は軽減され、変形を抑えられたので、本解析例の結果により、安全である。

3) 既設トンネル側から開口する時、補強梁は連続梁の場合、補強梁の開口部は5径間とすれば、補強梁の変位は 0.08mm 以下に止まり、これにより凍土壁に生じる最大曲げモーメントは変形前のわずか4%におさまリ、安全率の低下も4%程度となる。両端固定、径間支持梁の場合、補強梁は3箇所以上に補強をすれば、補強梁の変位は 0.11mm 以下に止まり、これにより凍土壁に生じる最大曲げモーメントは変形前のわずか6%におさまリ、安全率の低下も5%程度となる。

補強梁は単純梁より両端固定、径間支持梁のほうがより効果的に利用できる。

4) 一次覆工を行うときに凍土と一次覆工構造物との境界面の付着力が水平せん断力に耐えないときは、一次覆工構造物の凍土側にスタッドを設けることがある。

なお、今回、提案した解析方法は弾性解析で行った。しかし、凍土は粘弾塑性の特性があり、凍土の断

面に生じる応力は緩和する能力があるので、強度性能が改善される可能性がある。今後は、その変形性能について検討を行っていくことも必要であると考ええる。

謝辞 本研究の遂行にあたり、榊精研の皆様には有益なるご助言を頂きました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 石倉克司, 櫛田幸弘: トンネルと地下 Vol. 29, NO. 2, pp. 45~50, 1998
- 2) 土木学会: トンネル標準示方書 [開削編], pp. 26~32, 1996
- 3) 姜 仁超: 土木学会第 57 回年次学術講演会, III-146, 2002
- 4) 湯浅亀一: 材料力学, pp. 190~195, 1981
- 5) 谷資信: 構造力学 (I), 鹿島出版会, pp. 176~182, 1995. 2
- 6) 内藤多伸: 構造力学 (II), 鹿島出版会, pp. 74~77, 1992. 2
- 7) 姜 仁超: 土木学会第 56 回年次学術講演会, III-B303, 2001
- 8) 可川清人, 小林進, 生頼孝博: 土木学会第 54 回年次学術講演会, III-B357, 1999
- 9) 日本規格協会: JIS ハンドブック 鉄鋼, pp. 468~470, pp. 763~774, 1992. 4
- 10) 日本規格協会: JIS ハンドブック 鉄鋼, pp. 468~470, 1992. 4
- 11) 日本建設機械化協会: 地盤凍結工法, p. 39, 1982
- 12) 栗原宏武, 田中益弘, 深沢栄造, 塙信之: 鹿島建設技術研究所年報, No. 32, pp. 141~148, 1984
- 13) 土木学会: トンネル標準示方書 [シールド工法編], pp. 42~43, 1996