

2 リング梁ばねモデルによるシールドトンネル覆工の設計法

The Design of Lining Segment of Shield Tunnel Using a Spring Model with Two Ring Beams

小山幸則*・西村高明*

Yukinori KOYAMA and Takaaki NISHIMURA

The design of lining segment of a shield tunnel used to be done up to now by routine calculation method. In this method, earth pressure, water pressure and ground deformation are simplified, and existence of joint of segment is also ignored or simplified. Therefore calculation result becomes different from real behavior. Several experiments and analyses were carried out with the purpose to evaluate the earth pressure, the water pressure with precision and to grasp the ground deformation which acted on segmental lining, and to produce an exact model of joint of segment. As a result, a design of more reasonable segmental lining than the one so far employed has been developed.

Keywords : shield tunnel, spring model with two ring beams, design of lining segment

1. はじめに

シールドトンネルの覆工として用いられるセグメントの設計は、従来より、

①「シールドトンネルの設計施工指針(案)」国鉄建設局・構造物設計事務所(昭和58年8月)

②「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」土木学会(昭和61年6月)

に示された「慣用法(修正慣用法を含む。以下同様)」を用いて設計されていることが多い。

この「慣用法」は、土圧、水圧、地盤反力を簡便に割り切り、かつセグメントの継手の存在を無視あるいは単純化したモデルを用いているため、現実の挙動とは異なることがあり、安全性の確認を定量的に行うことが十分でなく経済性を損なう場合も生じている。また簡便ではあるが、新しい継手形式のセグメント等の性能を評価できず、セグメントの開発を阻害してきた面のあることは否めない。

そこで、「慣用法」に代わる合理的な設計手法が求められるようになり、鉄道トンネルに供用される大口径シールドに対応したセグメントの断面力算定に適用すべき設計法を検討するため、

①セグメント覆工に作用する土圧、水圧、地盤反力の実体の把握

②セグメントの継手の精度良いモデル化

③荷重設定等の新たな考え方の導入

等を行い、セグメントの「新設計法」を提案することとした。さらに、「新設計法」で算出された断面力と、既存シールド施工現場において「慣用法」を用いて算出された断面力とを比較検討を行ったところ、今回の「新設計法」の合理性をほぼ検証することができたので、合わせて報告する。

2. セグメント横断面の設計モデル

セグメントの横断面の設計には、①セグメント自体を表現する「構造モデル」と②シールドトンネルと地盤との関係を表現する「トンネルと地盤の相互作用モデル」の2つの考え方が必要とされる。したがって、設計モデルの考え方には、これらの組合わせに応じて、4通りの考え方がある(表-1参照)。

* 正会員 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部

表－１ シールドトンネルの設計モデルの組合わせ

		トンネルと地盤との相互作用モデル	
		慣 用 モ デ ル	全 周 ば ね モ デ ル
構 造 モデル	剛性一様モデル	ケース① 慣用法	ケース③ 一部用いられている
	梁ばねモデル	ケース② 一部用いられている	ケース④ 新設計法

これらの組合わせのうち、ケース①による「慣用法」が最も多用化されているが、前述したように合理的な設計法とは言いがたい面が多い。一方、この中で最も合理的と考えられるのは、ケース④の「新設計法」である。このモデルを使用する場合、構造および地盤を表現するために、いくつかの定数を定めて計算することになる。そこで、土圧、水圧、地盤ばね等の入力条件を設定して、その定数の妥当性を検証するために、ケース①「慣用法」と、ケース④「新設計法」との比較検討を行った。

以下に「構造モデル」および「トンネルと地盤の相互作用モデル」における「慣用法」と「新設計法」との考え方の相違を示す。

３．「構造モデル」の考え方

３.１ 「慣用法」

セグメントリングの横断面に適用する「構造モデル」については、周方向継手（セグメント継手）もセグメント本体と同一の剛性をもつものとし、その剛性を本体と同等か、あるいは補正した剛性をもったリングとしている。すなわち、セグメント本体を剛性一様リング（図－１（a）参照）と考え、場合によっては周方向継手部分の曲げ剛性の低下を考慮して、リング全体の曲げ剛性を ηEI （ η ：曲げ剛性の有効率 ≤ 1 ）に低下させている。

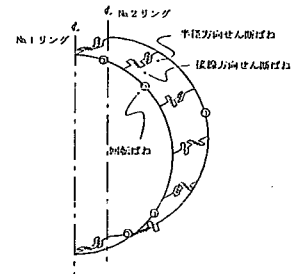
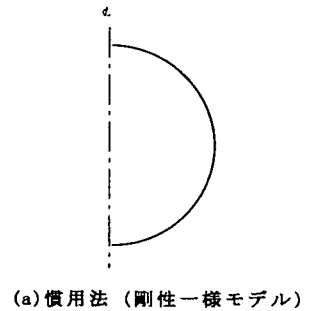
さらにセグメント組立が千鳥組となることから、継手部の曲げモーメントの配分を考慮して、セグメント本体については曲げモーメント M を割増率 ξ だけ増加させた $(1+\xi)M$ を、継手については曲げモーメント M を ξ だけ減少させた $(1-\xi)M$ を、それぞれ設計用値として用いている。

３.２ 「新設計法」

セグメントの継手部の剛性（特に曲げ剛性）は、セグメント本体の剛性と比較して低下していることから、周方向継手（セグメント継手）部の剛性低下を「回転ばね」で表現し、また軸方向に隣接するリング同士の結合による添接効果（リング継手）を「せん断ばね」で表現したモデルを考えた。つまり、セグメント本体を梁に、またセグメントの周方向継手を回転ばねに、軸方向継手をせん断ばねにモデル化した手法（２リング梁ばねモデル：図－１（b）参照）を用いた。「構造モデル」の考え方の比較を表－２に示す。

表－２ 「構造モデル」に関する慣用法と新設計法の比較

	慣 用 法	新 設 計 法
セグメントリング	剛性一様	梁として分割した多角形
周方向継手 （セグメント継手）	剛性を低下する （考慮しない場合もある）	回転ばねで表現する
軸方向継手 （リング継手）	曲げモーメントを割増しまたは割引く （考慮しない場合もある）	せん断ばねで表現する



図－１ セグメントリングモデルの比較

4. 「トンネルと地盤の相互作用モデル」の考え方

「慣用法」に使用されている〈慣用モデル〉は、その実績から安全性が確認されているが、〈全周ばねモデル〉の方が理にかなったモデルであることより、「新設計法」においてはこれを基本とした。

〈全周ばねモデル〉とは、地盤とセグメントリングの相互作用を、初期状態において全周にわたり地盤ばねで表現した荷重－構造系モデルであるが、この「新設計法」では、引張力が作用した場合には、ばねが切れるモデルとした。以下に「慣用法〈慣用モデル〉」および「新設計法〈全周ばねモデル〉」における荷重条件や地盤反力等の考え方の相違を示す。

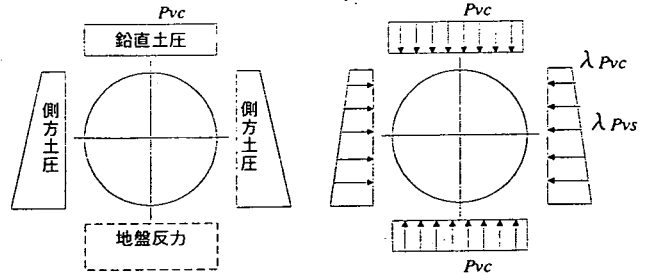
4.1 土圧・水圧の取扱いについて

(1) 「慣用法」

- ・砂質土の場合 土水分離
- ・粘性土の場合 土水一体

(2) 「新設計法」

- ・砂質土の場合 土水分離
- ・粘性土の場合 原則として土水一体



Pvc : リング頂部に作用する設計計算用鉛直土圧
Pvs : スプリングライン位置における仮定の緩み土圧
λ : 側方土圧係数

(a) 慣用法

(b) 新設計法

図－2 土圧の考え方の比較

4.2 鉛直土圧・側方土圧について

(1) 「慣用法」

鉛直土圧は、覆工の頂部に作用する等分布荷重とし、その大きさは、全土被り土圧または緩み土圧をとっている。側方土圧は、トンネル両側部に作用する等変分布荷重とし、大きさは、鉛直土圧に側方土圧係数を乗じて算出した値としている（図－2 (a)参照）。

(2) 「新設計法」

鉛直土圧は、覆工の頂部および底部に作用する等分布荷重とし、その大きさは、全土被り土圧または緩み土圧をとった。緩み土圧は、Terzaghiの緩み土圧式に基づき多層地盤、地下水位の位置を配慮した算定式とした。一例として2層地盤における緩み土圧の算定法を記す（図－3参照）。

【2層地盤における緩み土圧の算定】

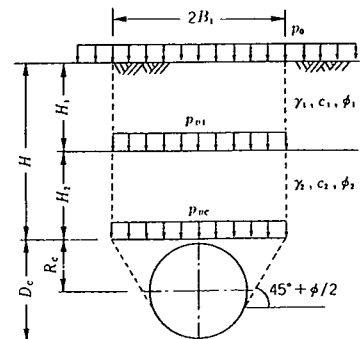
上部の層から順番に、1番目の層境における荷重 P_{v1} を計算し、次に、この層境を地表面として、 P_{v1} を上載荷重として、その下の層境に対する P_{v2} （ここではトンネル頂部における P_{vc} ）を求める。なお、多層地盤の場合でも、同様の手順を繰り返してn番目の層境における荷重 P_{vn} を計算し、 P_{vc} を算出する。

$$P_{v1} = \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) + P_o \cdot e^{-K_0 \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}$$

$$P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} \cdot e^{-K_0 \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}$$

$$B_1 = \frac{D}{2} \cot \left(\frac{45^\circ + \phi/2}{2} \right)$$

- ここに、 P_{vc} : リング頂部の緩み土圧
 P_{v1} : 層境での緩み土圧
 K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比
 $2B_1$: リング頂部の緩み幅
 P_o : 上載荷重
 H_1 : 第1層の土被り厚
 H_2 : 第2層の土被り厚
 D : セグメント図心線の直径



図－3 緩み土圧の算定（2層地盤の場合）

また、緩み土圧の算定に用いる土の強度定数については、N値のみで評価する場合は荷重が大きく算定されるようにし、できる限り土質試験より評価して算出するようにした（表－3参照）。

側方土圧については、従来の「慣用法」で算出した値は、既存の現地計測データと比較すると、トンネル下方で過大に計算されるため、実際の挙動とは乖離していることが考えられた。そこで「新設計法」では、トンネル頂部における設計計算用鉛直土圧に側方土圧係数を乗じた値と、緩み土圧を考慮したスプリングラインの位置における設計計算用鉛直土圧に側方土圧係数を乗じた値とを、トンネル底部まで延長した等変分布形状とした（図－2（b）参照）。この計算方法によれば、「慣用法」の側方土圧に比べ、底部の土圧の値が小さくなり、深さ方向の変化の小さい側方土圧分布となる。

両手法の側方土圧係数（ λ ）を比較したものを表－4に示す。

表－3 緩み土圧の算定に用いる土の強度定数の評価（「新設計法」のみ）

土の種類	内部摩擦角（ ϕ ：°）		粘着力（ c ：kN/m ² ）	
	三軸試験等より評価する場合	N値のみで評価する場合	三軸試験等より評価する場合	N値のみで評価する場合
砂質土	15<N	データ数やばらつきを考慮して	$c = 0.5 c_{test}$	0
	10<N≤15	安全な値を定める。		0
	0<N≤10	緩み土圧を用いず、全土盛り土圧を設計土圧とする。		0
粘性土	8<N	0	$c = 0.5 c_{test}$	$c = 0.5(100N/16)$
	4<N≤8	0		0
	0<N≤4	緩み土圧を用いず、全土盛り土圧を設計土圧とする。		0

注） 式中の係数 0.9 および 0.5 は、全て低減係数。
 c_{test} は、試験結果よりデータ数やばらつきを考慮して求めた値。

表－4 「慣用法」と「新設計法」における側方土圧係数（ λ ）の比較

土質の評価		N値の目安	慣用法		新設計法	
			側方土圧係数	土水の扱い	側方土圧係数	土水の扱い
砂質土	非常に良く締まった	30≤N	0.35～0.45	土水分離	0.45	土水分離
	締まった	15≤N<30	0.45～0.55		0.45～0.50	
	緩い	N<15	0.50～0.60		0.50～0.60	
粘性土	固結した	25≤N	0.35～0.45	土水一体	—	土水一体
	硬い	8≤N<25	0.45～0.55		0.40～0.50	
	中位	4≤N<8	0.45～0.55		0.50～0.60	
	軟らかい	2≤N<4	0.55～0.65		0.60～0.70	
	非常に軟らかい	N<2	0.65～0.75		0.70～0.80	

注） 今回の新設計法を記述した「設計標準」（平成9年8月発行）では、慣用法に準じた土圧、水圧、地盤反力等を用いることもでき、その際の側方土圧係数値も「設計標準」には記載しているが、ここに掲載した慣用法の側方土圧係数は、旧トンネル標準示方書（土木学会：昭和61年6月）の値である。

4.3 地盤反力について

(1)「慣用法」（図－4（a）参照）

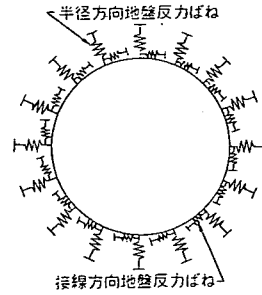
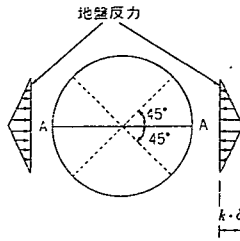
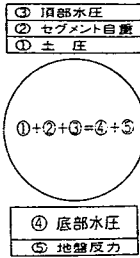
鉛直方向は、鉛直土圧、頂部水圧、自重の和から、底部水圧を減じた大きさを地盤反力としている。また、水平方向は、リング中央部の水平変位の値に応じた上下45°の三角形分布としている。水平方向の地盤反力係数の値を、表－5に示す。

(2)「新設計法」（図－4（b）参照）

地盤反力は、トンネル半径方向、接線方向に作用するばねに支持されると考えて、セグメントリングの変位に比例して発生し、地盤反力係数に変位を乗じて算出するものとした。通常の設計では、半径方向の地盤ばねのみを考慮することにした。なお、半径方向の地盤反力係数 k_r は、変形係数の異なる裏込め注入と周辺地盤の2層系の変形特性を考慮して、トンネルの半径に反比例するものと定義した Muir Woodの理論解式(1)を用いることにした。この式では、地盤反力係数(k_r)とトンネル図心線半径(R_c)の積が一定値になることがわかったので、この値を式(1)より算出した（表－6参照）。

$$k_r = \frac{3E_o}{(1+\nu)(5-6\nu)}R_c \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、 k_r ：半径方向の地盤反力係数
 E_o ：裏込め注入の剛性を考慮した換算変形係数
 ν ：ポアソン比
 R_c ：トンネル図心線半径



k: 水平方向の地盤反力係数
 δ : A地点における地盤内への変位

鉛直方向の地盤反力

水平方向の地盤反力

(a) 慣用法 (慣用モデル)

(b) 新設計法 (全周ばねモデル)

図-4 地盤反力の考え方の比較

表-5 慣用モデルにおける
水平方向の地盤反力係数

土の種類	k 値 (N/mm^3)	N 値の目安
砂	非常によく締まった	$0.03 \sim 0.05$
質	締まった	$0.01 \sim 0.03$
土	中位、緩い	$0 \sim 0.01$
粘	固結した	$0.03 \sim 0.05$
性	硬い	$0.01 \sim 0.03$
	中位	$0.005 \sim 0.01$
土	軟らかい	$0 \sim 0.005$
	非常に軟らかい	0
		N 値の目安
		$30 \leq N < 50$
		$15 \leq N < 30$
		$N < 15$
		$25 \leq N$
		$8 \leq N < 25$
		$4 \leq N < 8$
		$2 \leq N < 4$
		$N < 2$

表-6 全周ばねモデルにおける
地盤反力係数×トンネル半径の値 (N/mm^2)

土の種類	(注1) 裏込注入硬化過程	(注2) 裏込注入硬化後	N 値の目安
砂	非常によく締まった	35 ~ 47	55 ~ 90
質	締まった	21.5 ~ 35	28 ~ 55
土	中位、緩い	~ 21.5	~ 28
粘	固結した	31.5 ~	46 ~
性	硬い	13 ~ 31.5	15 ~ 46
	中位	7 ~ 13	7.5 ~ 15
土	軟らかい	3.5 ~ 7	3.8 ~ 7.5
	非常に軟らかい	~ 7	~ 3.8
			N 値の目安
			$30 \leq N < 50$
			$15 \leq N < 30$
			$N < 15$
			$25 \leq N$
			$8 \leq N < 25$
			$4 \leq N < 8$
			$2 \leq N < 4$
			$N < 2$

注1) 主荷重での横断面設計、施工時荷重に対する検討

注2) 近接施工の影響、地震の影響、特殊荷重等に対する検討

4.4 水圧について

(1) 「慣用法」 (図-5 (a)参照)

鉛直方向の水圧は等分布荷重とし、その大きさは、上半部は頂部の図心位置の、下半部は底部の図心位置の地下水圧としている。水平方向の水圧は等変分布荷重とし、大きさはその深さにおける地下水圧としている。

(2) 「新設計法」 (図-5 (b)参照)

水圧作用の実態を反映するため、深さの変化を考慮し、さらにどの位置においてもトンネル中心方向に作用する地下水圧とした。

両手法の水圧分布による曲げモーメントの差異を見極めるため、同一条件で解析を行ったところ、「新設計法」の方が、曲げモーメントが25%減少するという結果になり、この水圧分布は現実的であるととも、合理的であると考えられる。

4.5 自重について

(1) 「慣用法」

自重は、トンネルの図心線に沿って鉛直方向に等分布に作用する荷重とし、自重による地盤反力は、自重につり合う鉛直方向の等分布反力としている。

(2) 「新設計法」

荷重の考え方は「慣用法」と同じであるが、地盤反力については、セグメントの地盤内への変位に応じて地盤反力が発生するものとした。

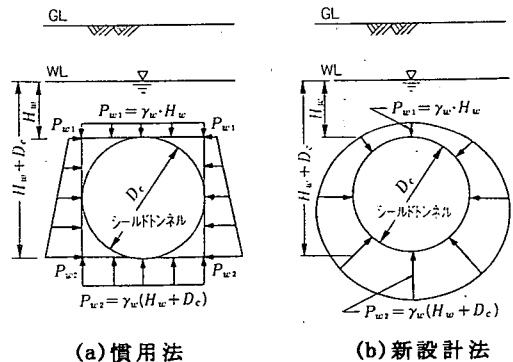


図-5 水圧の考え方の比較

5. 荷重に関する特徴的な考え方

「新設計法」については、現地計測、実験、解析などを行い、鉛直土圧の考え方、水圧の考え方、土水圧の取り扱い方などを検討し、今回のλ値とした。

ただし、軟弱な粘性土地盤では、側方土圧係数（λ）を一定とした場合、計算される+Mmaxの値が、ある深さの鉛直土圧（全土被り土圧）に対して極小値を持つことになる。現場計測結果によると、実際に作用する鉛直土圧は、全土被り土圧の70～80%になっていることが多いことから、安全側の設計を行うためには鉛直土圧を低減した場合の検討も必要であることが確認された。

また、+Mmaxの値が、ある深さの鉛直土圧に対して極小値を持つことは、「慣用法」における軟弱な粘性土地盤および地下水位の高い砂質土地盤でも同様の傾向を示すことがわかった。

6. 「慣用法」と「新設計法」とによる断面力の比較結果

両設計法の差異を見極めるにあたり、セグメント覆工に生じる断面力の比較検討を行った。「慣用法」の断面力については、慣用モデルおよび剛性一様モデルを採用している7ヶ所の既存現場における計算値をそのまま掲載した。「新設計法」については、全周ばねモデルおよび梁ばねモデルを採用し、「慣用法」と同一条件のもとに、今回設定した諸定数を入力することにより断面力を算定した。

計算された断面力のうち、今回は正の最大曲げモーメント（+Mmax）に着目し、両手法の比較を行った結果を表－7に示す。

表－7における「+Mmaxの比率（新設計法／慣用法）」をみると、①および②の現場は1.0を上回った（すなわち新設計法の+Mmax≥慣用法の+Mmax）が、その他はすべて1.0未満になった。

比率が1.0を上回った①および②についても、その差は3％程度であるのでほぼ同一といえよう。また、いずれも軟弱粘性土地盤中のトンネルである。これについては、従来よりシールド技術者の間で、軟弱粘性土層中のトンネルのセグメントはほぼ妥当な安全度が確保されているのに対し、洪積層中のトンネルのセグメントはやや安全度が大きすぎるとの指摘があったが、今回の結果からこの点を判断しても「新設計法」はほぼ妥当なものと考えられる。

表－7 「慣用法」と「新設計法」による設計条件および断面力（+曲げモーメント）の比較

現 場	トンネル 周辺地盤	N 値	トンネル 外径 (m)	地盤反力係数 k (kN/m ³)		側方土圧係数 λ		設 計 用 鉛 直 土 圧		+ M _{max} (kN・m)		+M _{max} の比率 新設計法 慣用法
				慣用法	新設計法	慣用法	新設計法	慣用法	新設計法	慣用法	新設計法	
①	A c	2	7.2	0	1000	0.65	0.70	全土被	全土被	178.6	183.6	1.03
②	A c	0～3	7.0	0	1000	0.75	0.75	全土被	全土被	185.1	190.6	1.03
③	A c	15	5.3	10000	8100	0.55	0.45	全土被	緩 み	73.4	53.4	0.73
④	D c	20	7.0	10000	7400	0.55	0.45	全土被	緩 み	100.9	71.8	0.71
⑤	D s	30	7.0	30000	10000	0.45	0.45	全土被	緩 み	125.2	121.4	0.97
⑥	D s	50	5.3	50000	18600	0.35	0.45	緩 み	緩 み	54.7	28.3	0.52
⑦	D s	7～50	5.4	30000	12000	0.45	0.45	緩 み	緩 み	88.6	59.8	0.67

注) +Mmaxについて：「慣用法」は、慣用モデルおよび剛性一様モデルを用いた計算値をそのまま掲載した。
「新設計法」は、全周ばねモデルおよび梁ばねモデルを用いて計算した。

7. おわりに

ここに紹介した「新設計法」は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル」（平成9年8月）に取り入れられているが、このシールドトンネル設計の基本的な部分については、鉄道トンネルに限らず適用が可能と考えられるので、シールドトンネルの設計に広く利用されることを期待している。

最後に、本研究の推進にあたり、運輸省や学識経験者をはじめ、各鉄道事業者には、貴重なデータや助言を頂いた。関係各位に対し、深く感謝の意を表し、本報告の結びとする。