

中掘り式推進工法における推力の推定とその低減対策

ESTIMATION OF THE THRUST IN PIPE JACKING WITH INNER EXCAVATION SYSTEM AND THE METHOD TO CUT DOWN ITS VALUE

竹下 貞雄*

By Sadao TAKESHITA

Japanese National Railways developed a new construction method of an underpass beneath the railway banking using a horizontal pipe jacking in 1976. But in earlier time, it was one of important problems to estimate its thrust when one wants to carry out this work. Thereafter, the author found that the thrust depends upon the characteristics of the ground, the shape of an element to be jacked, that of a cutter head and so on, proposed a formula to estimate this value and proved its practicability comparing the estimated value with that measured. The author also carried out the experiments to find out the effects of a few conventional methods to cut down the thrust on this construction method quantitatively and succeeded to enlarge the jacking length.

1. ま え が き

昭和51年に、国鉄は石川島播磨重工業KKと共同で推進工法による線路下横断構造物施工法(URT工法という)を開発した。

この報告は本工法を用いるに当たって、最も重要な事柄である推力の推定の方法を1つの工事記録での実測の推力と地盤のサウンディングによる強度定数との相関からみつけ、これを用いて他の工事での推力の推定を行い、実測の推力と比較することにより、この推定方法の妥当性を確認したことから、推力低減対策として在来から用いられてきているフリクションカッターやベントナイト滑材の効果についても定量化したことについて述べるものである。

2. 推力の推定

(1) 在来の方と問題点

推進工事の推力を求める方法としては、Scherle¹⁾、Weber²⁾、日本下水道協会³⁾、慣用式⁴⁾など、いろいろな式が提案されている。これらの方法に共通していえることは、推力が先端抵抗と周辺抵抗の和であるとしている

こと、さらに、先端抵抗は刃口の形状と土の強度定数、周辺抵抗は推進管の表面積と地盤と推進管との摩擦係数に関係するというのである。

しかし、これらの式は土の強度定数や土と管との摩擦係数のとり方について、あるものは室内試験、あるものは経験から推定するなど、まちまちで統一を欠いている点が大きな欠点になっていると考えられる。

(2) 新しい推定方法

a) URT工法⁵⁾

図-1は線路の下に構築される地下構造物の躯体であるが、URT工法はこの躯体をいくつかの鋼製の中空エレメントを1本ずつ順々に推進して形成するものである。エレメントの断面は台形と長方形とがあり、標準断面の寸法は400mm×800mmと600mm×1000mmの2種類である。また、相隣のエレメント相互はスライド可能なかみ合い式の継手で連結される。

推進作業はエレメントの先端にある掘削機(図-2)が切羽の土を掘削し、後続のスクリュウコンベアがこの

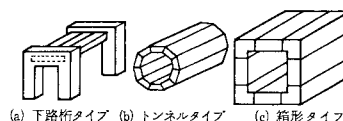


図-1 URT工法の構造形式

*正会員 工博 主幹研究員 鉄道技術研究所
(〒185 国分寺市光町2-8-38)

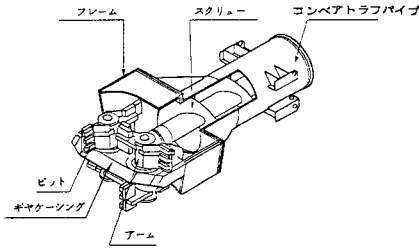


図-2 掘削機

ずりを後方に搬出するとともに、推進機がエレメントを地中に押し込む方式で進められる。

b) 推力を求める式

推力を推定する式を求めるに当たって、次の3つの仮定を考える：

- ① 地盤の水平方向の強度は一定とする。
- ② 推進速度は一定とする。
- ③ 推進中の機械の摩擦は考えないものとする。

一般に中掘り式の推進工法において、推力と推進長との関係をプロットすると、図-3に示すような折れ線 abcdef の上に並ぶ。このうち、a から b までは掘削機の先端が発進立坑の切羽に触れていないから、このときの縦軸の値は推進機自身の抵抗を示すものであり、これを固有抵抗とよぶことにする。次に、掘削機の先端が切羽に触れると急に推力は b から c に増加する。この c 点の縦軸の値を先端抵抗とよぶことにすれば、この値は固有抵抗 bk と純先端抵抗 bc の和で示される。

c 点からは推進長が増加するにつれて、推力も一定の勾配で増加し、d 点に達したあと今度は減少して e 点に至る。d 点は最大推力を示しており、この値はさらに固有抵抗 hl、純先端抵抗 gh および純周辺抵抗 dg に分かれる。これら3つの値のうち、固有抵抗は摩擦を考えないから一定であり、純先端抵抗も中掘り式の場合は森⁶⁾や Weber⁷⁾らの実験により一定と考えることができるから、残りの純周辺抵抗は推進長に比例すると考えることができる。また、最大推力も掘削機の先端が到達立坑の

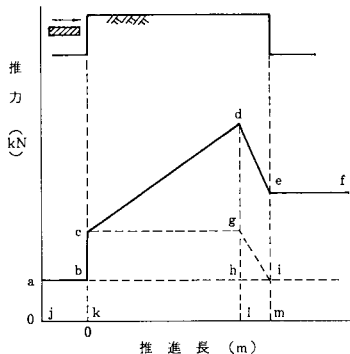


図-3 推力のモデル

切羽に達する前に発生することもわかる。これは d 点までは推進による地山内のすべり面が境界面まで達しないが、d 点でこれが境界面まで達したためと考えられる。

したがって、いま全推進長 km に対する最大推力点までの距離 kl との比を最大推力点比 λ とすれば、これとエレメントの中心から軌道の施工基面までの深さとの関係を 10 件の URT 工法による施工例から求めると、図-4 のようになり、深さが 0.2 m から 2.4 m までは λ の値が 0.6 から 0.9 まで直線的に変化し、それ以後は横ばいの直線で近似できることが判明した。

e 点は掘削機の先端が到達立坑の切羽から出たところであるから、純先端抵抗は無視してよい。したがって、縦軸の値 em は周辺抵抗であり、これは固有抵抗 im と純周辺抵抗 ei との和で示される。

次に e 点から f 点（工事終了点）までは掘削機の先端が到達立坑の切羽よりでているので、推力はほぼ一定となり、e 点の推力と同じ値になる。

以上の結果から、いま掘削機の先端の全断面積を A (m²)、閉塞率を ζ、全推進長を L (m)、エレメントの周長を s (m)、オランダ式二重管コーンによる地盤の強度を q_{DC} (MPa)、最大推力点比を λ とすれば、最大推力 F (kN) は次の式で表わされる。

$$F = \alpha \cdot A \cdot \zeta \cdot f(q_{DC}) + \beta \cdot \lambda \cdot L \cdot s \cdot g(q_{DC}) + \gamma \dots \dots \dots (1)$$

この式の右辺の第1項は純先端抵抗、第2項は純周辺抵抗、第3項は固有抵抗であり、α、β は定数、f(q_{DC}) はオランダ式二重管コーンによる地盤の強度 q_{DC} と純先端抵抗との関係を示す関数、g(q_{DC}) はオランダ式二重管コーンによる地盤の強度 q_{DC} と純周辺抵抗との関係を示す関数で、いずれも実測から得られる。γ の値は推進機の種類によって決まる値である。

閉塞率というのは掘削機の先端の全断面積に対する掘削されない面積の比で、たとえば、図-5 は URT 工法の標準エレメント 400 mm × 800 mm の形式の断面を示しているが、斜線部分は掘削機で掘削される部分であり、白色部分は掘削されない部分である。

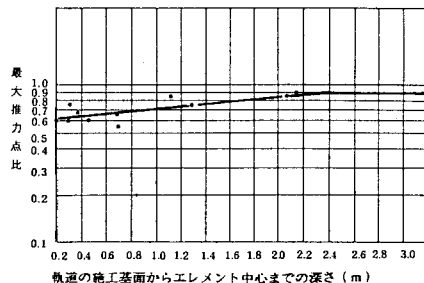


図-4 最大推力点比とエレメントの中心から施工基面までの距離との関係

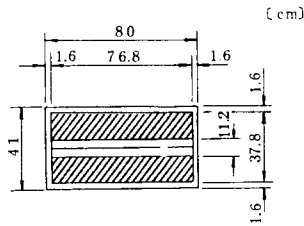


図-5 閉塞率の求め方

しかし、図-5の白色部分のうち、中央の白色部分はギャケーシングで、先端抵抗を減らすために、図-2に示すように先端がくさび形になっているのに対し、周辺の白色部分はエレメントで、先端が平面になっているので、両者の単位面積当たりの抵抗力は異なるはずである。

いま図-6の(a)、(b)に示すようなモデルを地盤内に推進して、両者の単位面積当たりの推進抵抗を調べることとする。なお、(a)はエレメントの先端を示し、(b)はギャケーシングのそれを示している。

推力が接地面積に比例するとし、ある深さまで推進したときのギャケーシングの接地断面積を a_g 、平板のそれを a_b とすれば、両者の比 R_a は：

$$R_a = a_g / a_b \dots\dots\dots (2)$$

次に、推進用油圧は固有抵抗を P_0 、ギャケーシングが地盤に入ったときの油圧を P_g とすれば、地盤内を推進するのに要した油圧 P_{g0} は：

$$P_{g0} = P_g - P_0 \dots\dots\dots (3)$$

同様に、平板を地盤内に推進したときの油圧の読みを P_b とすれば、地盤内を推進するのに要する油圧 P_{b0} は：

$$P_{b0} = P_b - P_0 \dots\dots\dots (4)$$

となる。したがって、両圧力の比 R_p は：

$$R_p = P_{g0} / P_{b0} = (P_g - P_0) / (P_b - P_0) \dots\dots\dots (5)$$

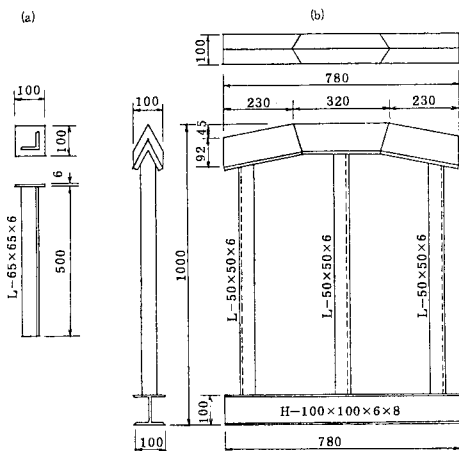


図-6 平板とギャケーシングのモデル

で示される。この R_a と R_p の比を貫入比とすれば、もし、推進管の先端がくさび形になっている場合の単位面積当たりの推力が先端が平板になっている場合の単位面積当たりの推力より小さければ、

$$R_a / R_p > 1$$

であり、両者が等しければ、

$$R_a / R_p = 1.0$$

であり、逆にくさび状の場合の方が平板より大きければ、

$$R_a / R_p < 1$$

になるはずである。

図-7は平板を推進したときの推進長と推力を示す油圧との関係をプロットしたものである。試験は2回実施したので、それぞれを白丸と黒丸で示してあるが、同じ値のものは黒丸で統一してある。これによると推進長がゼロのところでは油圧は0.5 MPaであるが、推進開始とともに油圧も増加し、推進長が16 cmになると、ほぼ1.0 MPaになり、その後は推進長が増加しても油圧は増加しないことがわかる。なお、これらのプロットの平均を直線で示した。

同じように、ギャケーシングを地盤に推進したときの実測値を示したのが図-8で、この場合には推力を示す油圧は、ほぼ0.5 MPaから1.25 MPaまで変化することがわかる。

図-7、図-8の試験結果から式(2)、(5)を用いて R_a / R_p の値を求め、推進長との関係をプロットしたのが図-9で、これによると推進長が小さいときは R_a / R_p の比が小さいが、推進長が16 cm以上になると

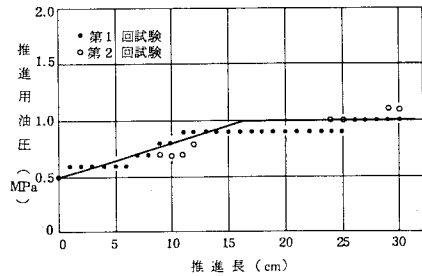


図-7 平板推進中の油圧の変化

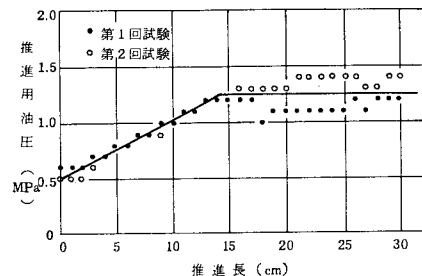


図-8 ギャケーシング推進中の油圧の変化

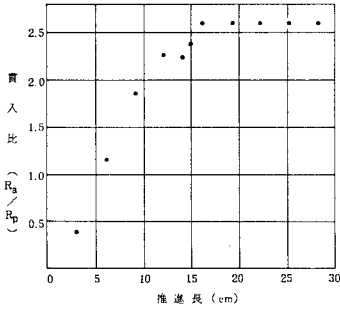


図-9 貫入比と推進長との関係

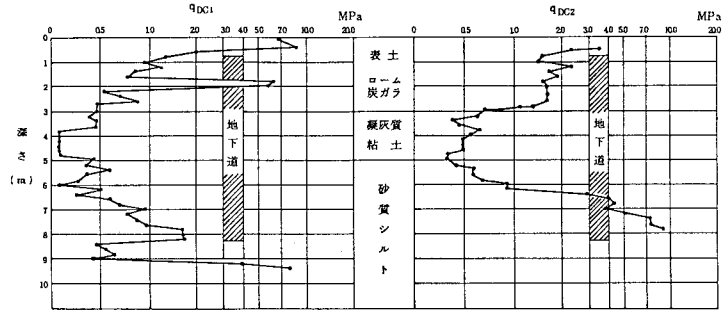


図-11 土質調査結果 (大宮)

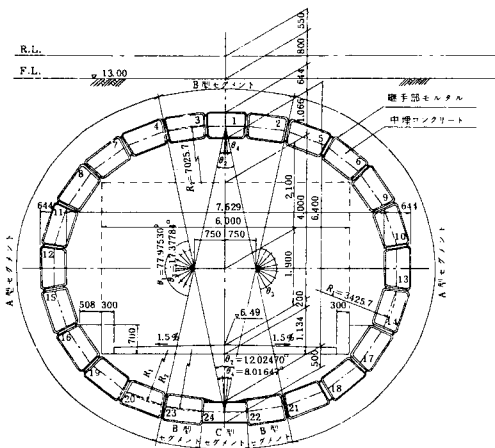


図-10 断面詳細図 (大宮)

2.6の一定の値を示し、結局、ギャケーシングの単位面積当たりの油圧が平板のそのの2.6分の1になることが明らかになった。

したがって、いまエレメントのように地盤に接する面が平板になっている部分の面積を A_e 、ギャケーシング

のように先端がくさび状になっている部分の面積を A_g 、全体の面積を A とすれば、閉塞率 ζ は次の式から求まることになる：

$$\zeta = (A_e + A_g / 2.6) / A \dots\dots\dots (6)$$

この式を用いて図-5のような先端をもった掘削機の閉塞率を求めると、 $\zeta = 0.216$ になる。

推力の式(1)を決めるために、国鉄大宮駅構内で施工したURT工法による地下道新設工事のデータを用いることにする。

この地下道は図-10に示すように23個の台形断面をもったA、B2種類のエレメント(高さ約644mm、上底約1083mm、下底約887mm、厚さ19mm)を11m推進し、24番目のエレメントだけはH鋼のストラットを入れてコンクリート打ちした構造のライニングをもっている。

図-11はエレメントを推進した地盤の土質柱状図と2本のオレンジ式二重管コーンによる地盤の強度を示している。土質は地表面は炭がらを主体とした盛土になっており、その下に薄い粘土をはさんで砂質シルトが続いている。 q_{DC} では、ほぼ0.1MPaから10MPaの強度を有していることが判明した。

これらの結果から式(1)の $f(q_{DC})$ 、 $g(q_{DC})$ を求める計算を表-1の順序で行った。表-1の各列には左側から図-10のエレメント番号、周長、先端断面積、閉塞率、閉塞面積、固有抵抗(この場合は固有抵抗が30kNの推進機を用いた)、軌道の施工基面からエレメント中心までの深さ、さらに、図-11から求めた q_{DC} の2つの値とそれらの平均値が示されている。最大推力はエレメントを推進したときの最大推力を示し、最大推力点は発達立坑の切羽から最大推力が発生した点までの

表-1 推力の解析

項目	エレメント番号	長さ	断面積	閉塞率	閉塞面積	固有抵抗	深さ	q_{DC1}		q_{DC2}		平均 q_{DC}	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小
								MPa	MPa	MPa	MPa																					
1	3.270	0.602	0.189	0.114	30	1.1	0.90	1.60	1.25	490	9.00	170	140	320	1228	10.87	911	0.54	0.72													
2	2.513	"	"	"	"	1.2	0.85	1.60	1.23	500	9.75	200	170	360	1491	12.23	753	0.66	0.73													
3	"	"	"	"	"	1.2	0.85	1.60	1.23	470	9.00	150	120	320	1053	14.14	753	0.62	"													
4	2.620	0.534	0.187	0.119	"	1.4	0.75	1.60	1.18	730	9.75	170	140	560	1177	21.92	793	0.92	0.76													
5	"	"	"	"	"	1.4	0.75	1.60	1.18	600	8.75	190	160	410	1345	17.88	793	0.76	"													
6	"	"	"	"	"	1.3	0.60	1.60	1.10	730	9.75	200	170	530	1429	20.74	815	0.90	0.82													
7	"	"	"	"	"	1.9	0.60	1.60	1.10	800	9.75	170	140	630	1177	24.66	815	0.98	"													
8	"	"	"	"	"	2.6	0.50	1.60	1.05	900	10.30	200	170	700	1429	25.94	857	1.05	0.90													
9	"	"	"	"	"	2.6	0.50	1.60	1.05	1070	8.80	200	170	870	1429	37.73	857	1.25	"													
10	"	"	"	"	"	3.6	0.47	0.50	0.49	530	10.30	130	100	400	840	14.82	618	0.86	"													
11	"	"	"	"	"	3.6	0.47	0.50	0.49	530	7.00	200	170	330	1429	17.99	618	0.86	"													
12	"	"	"	"	"	4.6	0.08	0.48	0.28	690	9.80	130	100	470	840	18.31	488	1.23	"													
13	"	"	"	"	"	4.6	0.08	0.48	0.28	470	8.55	130	100	340	840	15.18	488	0.95	"													
14	"	"	"	"	"	5.6	0.38	0.62	0.50	770	9.00	200	170	570	1429	24.17	623	1.24	"													
15	"	"	"	"	"	5.6	0.38	0.62	0.50	870	9.30	200	170	670	1429	27.50	623	1.40	"													
16	"	"	"	"	"	6.6	0.38	2.50	1.44	1400	6.80	270	240	1130	2017	63.43	983	1.42	"													
17	"	"	"	"	"	6.6	0.38	2.50	1.44	1900	7.75	270	240	730	2017	35.95	983	1.02	"													
18	"	"	"	"	"	7.1	0.82	6.00	3.41	1400	9.80	330	300	1070	2521	41.67	1435	0.98	"													
19	"	"	"	"	"	7.3	0.82	6.00	3.41	1870	8.30	330	300	1540	2521	70.82	1435	1.30	"													
20	"	"	"	"	"	7.8	1.10	8.80	4.95	1800	7.80	400	370	1460	3109	68.51	1692	1.06	"													
21	"	"	"	"	"	7.8	1.10	8.80	4.95	1530	7.00	270	240	1260	2017	68.70	1692	0.90	"													
22	2.515	0.602	0.189	0.114	"	8.0	1.20	11.00	6.10	1470	9.80	270	240	1200	2105	48.69	1783	0.82	"													
23	"	"	"	"	"	8.0	1.20	11.00	6.10	1930	9.80	370	340	1560	2983	63.29	1783	1.08	"													

距離である。

先端抵抗は推進長がゼロのときの推力の実測値であり、この値から固有抵抗を除いたものが純先端抵抗、純周辺抵抗は最大推力値から先端抵抗を除いた値である。周長は No.1 についてはエレメント全周が地盤に接するので 3.27 m とし、No.2 エレメント以下は側面の 1 つがすでに推進したエレメントに接して、地盤には触れないことと、継手にはグリースを塗って摩擦を少なくしているので、全周長からこの長さを差し引いた値として、B エレメントについては 2.52 m、A エレメントについては 2.62 m、また、断面積は掘削機先端の断面積であり、閉塞率は式 (6) から B エレメントについては 0.189、A エレメントについては 0.187 となるので、閉塞面積はそれぞれ 0.114 m²、0.119 m² となる。

したがって、単位純先端抵抗はすでに求めた純先端抵抗を閉塞面積で除した値、単位純周辺抵抗は純周辺抵抗を周長と切羽から最大推力点までの距離との積で除した値を示している。この結果、単位面積当たりの純先端抵抗は 840 kPa から 3104 kPa、純周辺抵抗は 10.9 kPa から 70.8 kPa となり、Scherle の値ともかなり近いことがわかる¹⁾。

この単位純先端抵抗および単位純周辺抵抗と平均 q_{DC} との関係を両対数のグラフにプロットしたのが図-12 および図-13 である。この図から q_{DC} の値と純先端抵抗および純周辺抵抗の値とが、ほぼ比例していると考えて最小 2 乗法により両者の関係を求めると、純先端抵抗

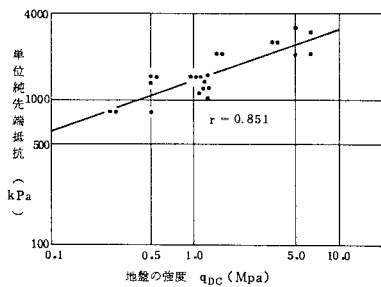


図-12 地盤の強度と単位純先端抵抗との関係

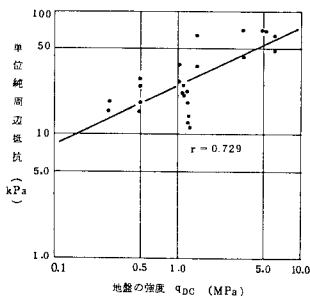


図-13 地盤の強度と単位純周辺抵抗との関係

については：

$$\alpha \cdot f(q_{DC}) = 1400 \cdot q_{DC}^{0.352} \dots \dots \dots (7)$$

同様にして、純周辺抵抗については：

$$\beta \cdot g(q_{DC}) = 24.8 \cdot q_{DC}^{0.473} \dots \dots \dots (8)$$

が得られ、相関係数はそれぞれ $r=0.851$ 、 $r=0.729$ であった。

式 (7)、(8) を式 (1) に代入すると、

$$F = 1400 \cdot A \cdot \zeta \cdot q_{DC}^{0.352} + 24.8 \cdot \lambda \cdot L \cdot s \cdot q_{DC}^{0.473} + \gamma \dots \dots \dots (9)$$

となり、これが最大推力を求める式である。

この式を用いて表-1 の各エレメントを推進するのに要する推力を計算したのが、表-1 の計算推力の欄に記入してある。なお、この計算に用いた最大推力点比も表-1 に示してある。したがって、最大推力と計算推力との比は各エレメントについて表-1 のような値になり、0.54 から 1.42 まではばらつくが、平均値 $m=0.99$ 、標準偏差 $\sigma=0.23$ となるので、 $m+2\sigma$ 、すなわち、計算推力の 5 割増しとすれば、実測値の 95.46 % が含まれることになる⁸⁾。

(3) 推力低減対策の効果

URT 工法は長方形または台形のエレメントを推進するために、掘削機の構造が在来のオーガタイプと異なる。したがって、推力も大きくなるのが普通である。このため長距離推進になると推力低減対策を用いる必要がある。

推力低減対策としては先掘り工法^{7),9)}、フリクションカッター工法^{1),10)}、滑材を用いる方法¹⁰⁾⁻¹³⁾ などがある。しかし、これらの方法を用いることによって推力がどの程度減るのかということについてはまちまちの数値が示されているので、URT 工法の場合について実験で確かめることにした。

a) 先掘り工法

掘削機先端を推進管先端よりわずかに先に出して掘削しながら推進すると推力が減ることは経験的にいわれているが、Weber らもこれを実験で確かめている^{7),9)}。

著者は URT 工法を用いて 400 mm × 800 mm のエレメントを 6 m 推進する工事において同じような試験を行った。地盤はシルト質砂で、N 値は 15 であった。

試験の結果を図-14 に示した。縦軸に推力の油圧、横軸に推進長をとって推進による油圧の変化状態をプロットしたもので、①と②の曲線は掘削機先端とエレメント先端が同じ位置、③は掘削機先端がエレメント先端より 8 cm、④は同じく 15 cm それぞれ突出して推進した場合のものである。

これによると、明らかに①と②、③と④とでは互いにほぼ同じ値を示しているが、①、②のグループと③、④のグループとの間には油圧に差がみられ、掘削機先端

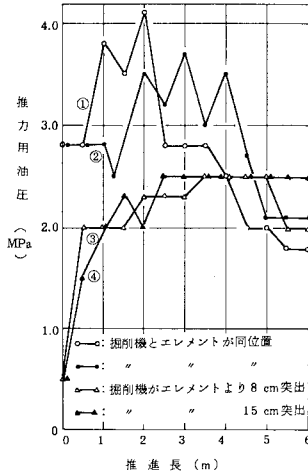


図-14 掘削機の位置と油圧との関係

をエレメントの先端より先に出した方が推力が減ることがわかる。

いま、この工事の施工基面からエレメント中心までの距離は0.3 mであったから、最大推力点比は図-4から約0.63となるから、最大推力は推進長が3.8 mまでに生ずると考えれば、この図の実測値のうち、推進長がゼロから3.5 mまでの油圧の値を用いて推力の低減率 K_a を次の式で求めてみる：

$$K_a = (f_1 - f_2) / f_1 \dots \dots \dots (10)$$

ここで、 f_1 は掘削機の先端とエレメントの先端が同じ位置の場合の推力の油圧、 f_2 は掘削機の先端がエレメントのそれより突出している場合の油圧である。そして推進長 50 cm おきの油圧の値を用いて計算し、平均すると：

- ①と③から $K_a = 0.32$
- ①と④から $K_a = 0.32$
- ②と③から $K_a = 0.34$
- ②と④から $K_a = 0.34$

となり、平均して推力が33%減少することがわかった。

b) フリクションカッター工法

フリクションカッター工法は推進管の先端部分の断面積を後続の推進管のそれよりわずかに大きくする工法で、これにより先端抵抗は増加するが、地山の自立により周辺抵抗が減少するものである。しかも、推力の中に占める周辺抵抗の値は推進長が大きいほど大きくなるので、結果的には推力が減ると解釈されている。

著者は粘性土 (N 値が2) 層で図-15に示すような600 mm×1110 mmのエレメントを用いて、これの上板と下板に1100 mm×100 mm×10 mmの鉄板をフリクションカッターとして溶接したもの (b) と溶接しないもの (a) とを推進し、推力の変化を調べた。図-16

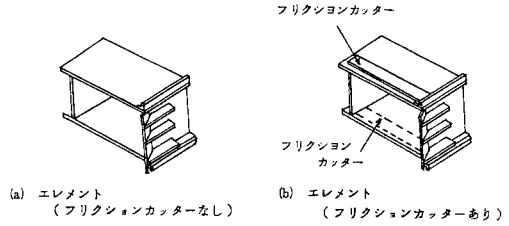


図-15 試験用エレメント

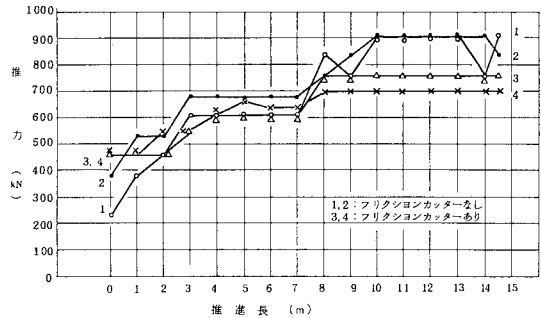


図-16 フリクションカッターの効果

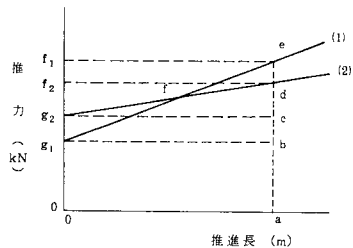


図-17 周辺抵抗低減率の求め方

は推力と推進長との関係をプロットしたものである。土被り厚は0.5 mである。これによると、1, 2のフリクションカッターのないものは3, 4のフリクションカッターのあるものに比べて、推進長が小さい間は推力も小さいが、推進長が大きくなるにつれて、今度はこれが逆転することがわかる。

この現象をモデル化すると、図-17のように示される。すなわち、縦軸に推力、横軸に推進長をとれば、(1)がフリクションカッターなし、(2)がフリクションカッターありの場合である。したがって、フリクションカッターを用いたときの任意の点 a での純周辺抵抗の低減率 K_r は次の式で求められる：

$$K_r = 1 - (f_2 - g_2) / (f_1 - g_1) \dots \dots \dots (11)$$

ただし、 g_1 、 g_2 は (1)、(2) のそれぞれの先端抵抗、 f_1 、 f_2 は (1) および (2) の全推力である。

この式を用いて図-16の推進長 1 m おきの実測の推力から純周辺抵抗の低減率 K_r を求めて平均すると、

1 と 3 から $K_r = 0.57$

- 1と4から $K_f=0.60$
- 2と3から $K_f=0.44$
- 2と4から $K_f=0.48$

となり、平均して52%の値が得られた。一方、2.(3), a)の試験の際にも、厚さ10mmのフリクションカッターを用いて同様な試験を2回実施し、 K_f の平均値として45%を得た。土被り厚は0.3mである。

したがって、土質、推進管の断面形状、土被り厚、推進長などと K_f の値との強い関係は認められなかった。

c) 滑材を用いる方法

これは推進管と地山との間に滑材を注入することによって純周辺抵抗を減らす方法である。滑材としてはベントナイトを用いることとし、濃度についてはSchlerleが地盤の平均粒径の関係から求める方法を提案している¹⁰⁾。これによると、平均粒径0.1mmで1.7%、1mmで3.1%程度になる。しかし、著者の試験ではこの濃度では粘性が乏しいので5%とすることにした。

注入はエレメントの先端から後方に向けて噴出しながら推進した。エレメントの寸法は600mm×1000mmのもので、推進長は12m、地盤はローム層である。

試験の結果は図-18に示してあり、ベントナイト溶液を用いた場合は、用いない場合より推力が小さくなっていることがわかる。この図から、0.5mごとの推力の実測値を式(11)に入れて純周辺抵抗の低減率 K_B の平均値を求めると

$$K_B=0.22$$

となった。ただし、式(11)を用いるに当たって、図-18から g_1 としては260kN、 g_2 としては220kNを用いた。また、図-19は64.5m推進したときの5%ベントナイト溶液を用いたときと用いないときの推力の変化

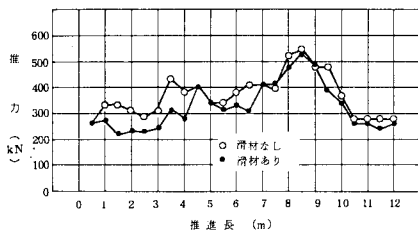


図-18 滑材(ベントナイト)の効果

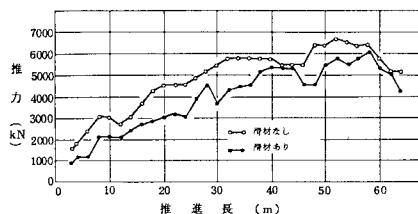


図-19 滑材(ベントナイト)の効果

を示したもので、この結果から2mおきの実測値から式(11)を用いて K_B を求めて平均すると

$$K_B=0.20$$

となった。ただし、この計算で図-19から g_1 は1520kN、 g_2 は910kNの値を用いた。地盤は砂礫層である。

以上の結果、URT工法ではベントナイト溶液を滑材として用いることにより純周辺抵抗を20%低減できることが判明した。

3. 実施工との比較

(1) 木田余架道橋

これは図-20に示す地下道を国鉄常磐線の下に15個の400mm×800mmのエレメントを推進して構築するもので、推進長は9mである。線路際の施工基面で行ったスウェーデン式サウンディングの結果は図-21で、これを稲田の方法⁴⁾でN値に換算すると約2となる。土質は砂質シルトであるから、Schmertmannの方法¹⁵⁾

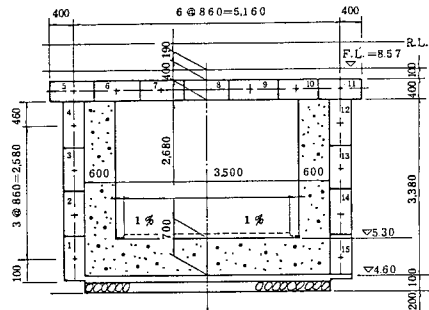


図-20 断面詳細図(木田余)

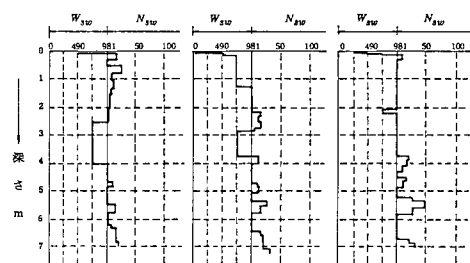


図-21 スウェーデン式サウンディングによる土質調査結果(木田余)

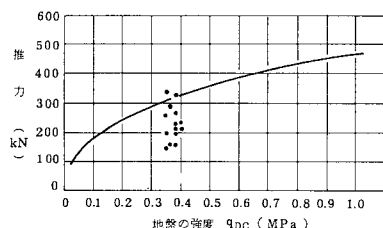


図-22 地盤の強度と最大推力との関係(木田余)

で $q_{DC}/N=2$ とすれば q_{DC} で 0.4 MPa となる。

15 個のエレメントを推進したときの最大推力とそのエレメントの位置の地盤の強度との関係をプロットしたのが図-22 である。推力は最小が 130 kN, 最大が 330 kN であった。

次に、式 (9) において、 $A=0.328 \text{ m}^2$, $\zeta=0.216$, 最大推力点比は全エレメントの平均をとると 0.76, s については最初のエレメントだけが 4 辺が地盤に接するのみで、他は 3 辺しか接しないので、これを一般とみなせば 2 m, 固有抵抗は推進機 I 型を用いたので 30 kN として計算すれば、推力と地盤の強度との関係は図-22 の曲線のようになる。実測値と比較することにより、ほぼ式 (9) で推力が計算できることがわかる。

(2) 蟠竜湖架道橋

本工事は国鉄山陰線の下で施工されたもので、構造は図-20 と同じ形式である。ただ、エレメント本数は上床部が 13 個、側壁が左右 7 個ずつ、計 27 個を推進した点が異なる。エレメント寸法は 400 mm×800 mm タイプで、推進長は 6.3 m である。

地盤は図-23 に示すとおりで、土質は細砂の締まったものである。これとエレメントの相対位置から各エレメントの平均 q_{DC} の値を読み取った。

本工事の特徴は地盤の強度が大きいために、先掘り工法による推力低減対策を用いたことである。

図-24 は本工事によって実測された各エレメントの

最大推力とその地盤の強度との関係をプロットしたものである。なお、上床エレメントで同じ推力を示したものについては 1 つのプロットで示してある。

次に、計算推力は式 (9) に $A=0.32 \text{ m}^2$, 閉塞率 = 0.230, 最大推力点比はエレメントの深さが 0.5 m から 7 m までであるので、これと図-4 から全エレメントについて求めたものを平均して 0.751, 推進長は 6.3 m, s はエレメントの 3 面だけを考慮して 2 m, γ は推進機の I 型を用いたので 30 kN を代入し、各地盤強度について求めると図-24 の①の曲線で示される。

しかし、本工事の場合は掘削機先端をエレメントの先端より 10 cm 突出させて施工したので、2.(3), a) で述べたように、推力が 33% 減少したと考えれば、計算推力は図-24 の②の曲線のようになり、実測値をほぼ推定できることが判明する。

(3) 香椎駅構内暗渠

本工事は国鉄鹿児島本線の香椎駅構内に暗渠を設けるために、図-25 のように 9 個の 600 mm×1000 mm タイプのエレメントを 32 m 推進したものである。地盤の強度の一例とエレメントの相対位置を図-26 に示した。深さ 3 m までが軟らかい粘性土、それ以下は硬い泥岩になっている。したがって、推進工事では推力低減対策を用いることになり、フリクションカッター工法と

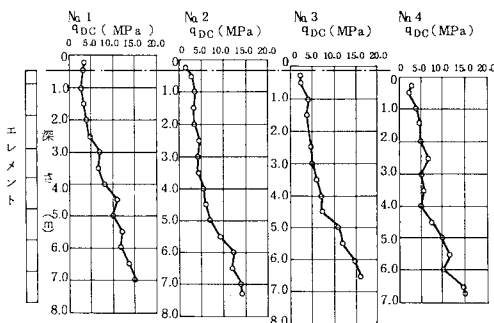


図-23 土質調査結果 (蟠竜湖)

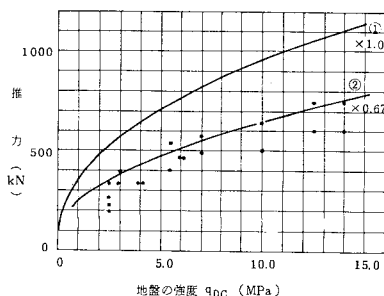


図-24 地盤の強度と最大推力との関係 (蟠竜湖架道橋)

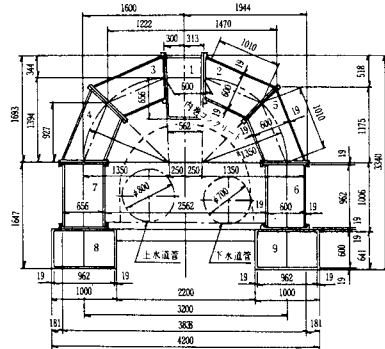


図-25 トンネル断面詳細図 (香椎)

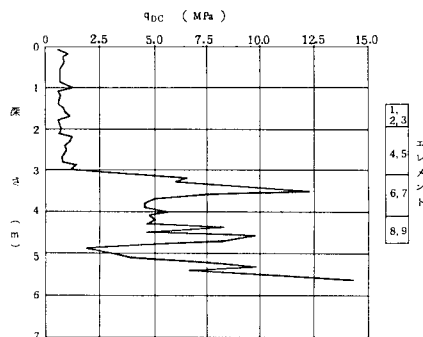


図-26 土質調査結果 (香椎)

して、厚さ 10 mm の鉄板をエレメントの 4 辺のうち継手のない上板と下板の先端に取り付けることにした (図

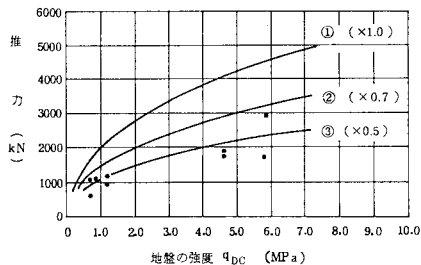


図-27 地盤の強度と最大推力との関係 (香椎駅暗渠)

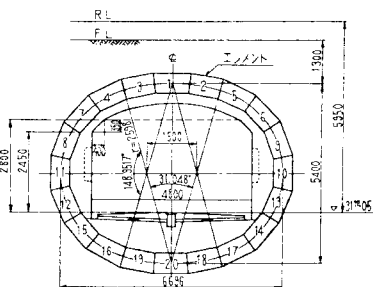


図-28 トンネル断面詳細図 (弘前)

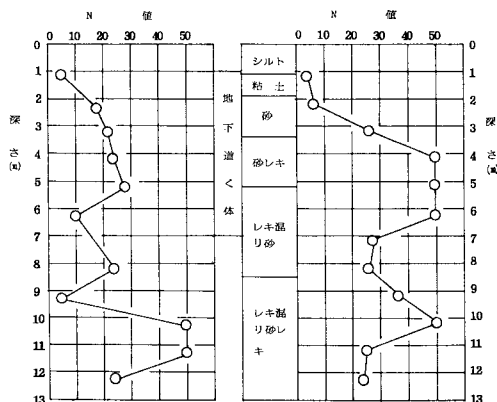


図-29 土質調査結果 (弘前)

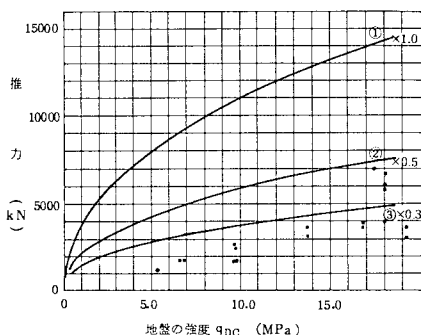


図-30 地盤の強度と最大推力との関係 (弘前)

—15)。

9 個のエレメントを 32 m 推進したときの最大推力とその地盤の強さとの関係を示したのが図-27 で、最大推力は 3 000 kN であった。推進機はⅡ型を用いたので固有抵抗は 30 kN である。

一方、計算推力は式 (9) に代表的なエレメントとして図-25 の No.6 エレメントの数値を入れることにすると長辺の 2 辺に厚さ 10 mm、幅 1 000 mm のフリクションカッターを 1 枚ずつ取り付けただけで、断面積は 0.661 m²、 ζ が 0.187、 λ はエレメントの深さが最小 1.94 m から 4.45 m であるから、図-4 から全エレメントについて求め平均をとって 0.878、 $L=32$ m、 s は 3 面のみを考えると 2.641 m、 γ は 30 kN を代入すると、地盤の強度によって図-27 の①の曲線のようになる。

また、図-27 の曲線②は式 (9) の第 2 項の純周辺抵抗に関する項にのみ 0.7 を乗じて得たものであり、曲線③は同じく 0.5 を乗じて得た曲線である。このようにしてみると、③の曲線が実測の推力のほぼ中間を通ることから、フリクションカッターによって純周辺抵抗が 50 % 減るという 2. (3), b) の試験結果が実証されたと考えることができる。

(4) 弘前駅構内地下道

この工事は国鉄の奥羽本線弘前駅の構内に図-28 に示すように 20 個のエレメントのうち、19 個を推進により施工して地下道を建設するもので、推進長は 64.5 m、エレメントの形状は 600 mm×1 000 mm のタイプである。また、エレメントの中心から軌道の施工基面までの深さは一番浅いところで 1.3 m であった。

地盤は図-29 に示すように、砂礫層で N 値も平均で 9~32 のところで推進されることがわかった。この N 値を q_{DC} の値に変換するのに、Schmertmann の表¹⁵⁾ から $q_{DC}/N=6.0$ を用いることにした。

本工事の特徴はベントナイト滑材とフリクションカッターの 2 つの推力低減対策を用いたことである。なお、エレメントは 600 mm×1 000 mm タイプである。

図-30 には各エレメントを推進したときの最大推力とそのエレメントを推進したときの地盤の強さを q_{DC} に変換して、両者の関係をプロットしてある。最大推力は 7 000 kN であった。

一方、計算推力を求めるために、式 (9) に代表として No.10 のエレメントの値を入れることにし、 $A=0.631$ m² (フリクションカッターを含む)、 $\zeta=0.255$ 、 λ は図-4 から求めた全エレメントの値の平均をとって 0.864、 $L=64.5$ m、 $s=2.541$ m、 γ は推進機Ⅲ型を用いたので 225 kN とすれば、推力と地盤の強度との関係は図-30 の①の曲線になる。また、②、③の曲線は式 (9) において、純周辺抵抗の値にそれぞれ 0.5、0.3 を乗じ

て求めた推力を示している。

これらの曲線と実測の値とを比較すると、③の曲線が実測値のほぼ中間を通ることから、推力が約70%減ることがわかる。フリクションカッターはエレメントと地山とを隔離し、ベントナイト溶液は両者の接触部での滑材の役目をすると考えられるので、2.(3), b) と c) の2つの効果が生じたものと判断された。

4. 結 語

本報告は国鉄が開発したURT工法を現場に応用するときの推力の推定を地盤の強度から行う方法を提案し、また、推進工法で用いられている推力低減対策の効果について実験で確かめ、実施工においてこれらを確認したことを述べたものである。諸兄姉のご批判を仰ぎたい。

参 考 文 献

- 1) Scherle, M. : Rohrvortrieb, Band 1, Bauverlag GmbH, pp.9~44, 1977.
- 2) Weber, W. : Entwicklung neuartiger, wirtschaftlicher Rohrvortriebe bei kleiner Querschnitten, Tiefbau, pp.817~827, Oktober, 1979.
- 3) 日本下水道協会：下水道推進工法の指針と解説，日本下水道協会，p.23, 1980.
- 4) 成山元一・志田幸盛：推進工法，鹿島出版会，pp.37~40, 1979.
- 5) 竹下貞雄：URT工法の開発，土木学会論文集VI, No.349, pp.124~125, 1984.
- 6) 森 麟：シールド工法の土質工学的諸問題，土と基礎・最近の工法，土質工学会編，pp.55~72, 1967.
- 7) Hurtz, G. and Weber, W. : Ermittlung der Rohrreibung und Entwicklung eines Bohrergerätes, Tiefbau, pp.550~555, August, 1981.
- 8) 岡松正泰：推計学ノート，オーム社，pp.18~25, 1959.
- 9) Weber, W. and Uffman, H.P. : Steuerbares Horizontalbohrgerät für nichtbegehbare Rohrleitungen, Teil 1, Tiefbau, pp.58~61, Februar, 1983.
- 10) Scherle, M. : Technik und Anwendungsgrundsätze des Rohrvortriebes, Baumaschine und Bautechnik, 18 Jahrgang, Heft 4, pp.145~157, April, 1971.
- 11) Lorenz, H. : Erfahrungen mit thixotropen Flüssigkeiten im Grundbau, Die Bautechnik, 30 Jahrgang, Heft 3, pp.232~236, August, 1953.
- 12) Lorenz, H. : Senkkastengründung mit Reibungsverminderung durch thixotrope Flüssigkeiten, Die Bautechnik, 34 Jahrgang, Heft 7, pp.250~253, Juli, 1957.
- 13) Endell, J. : Bentonit im Baugewerbe, Die Bautechnik, 30 Jahrgang, Heft 3, pp.71~73, März, 1953.
- 14) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8, No.1, pp.13~18, 1960.
- 15) Schmertmann, J.H. : Static cone to compute static settlement over sand, Journal of S.M.F.D., Proc. of A.S.C.E., Vol.96, No. SM 3, pp.1011~1043, 1970.
(1985.5.2・受付)