

砂地盤における水平貫入体の先端抵抗力に関する研究

STUDY ON END RESISTANCE OF HORIZONTAL PENETRATION IN SANDY FLOOR

野村 由 司 彦*
By Yoshihiko NOMURA

1. ま え が き

近年、電気通信ケーブル、上下水道、ガス、電力等の地下埋設管工事において、建設公害による住民の要望、埋設物のふくそうによる大深度化などが原因で、開削工法による施工が困難な場合が多くなり、トンネル工法が用いられるようになってきている。その中でも、小口径管の埋設工事においては、先端が閉そくされた管体埋設機を用いた圧入無排土推進工法が、排土が不要で高速施工が可能となり経済的であること、さらに排土用のスペースが不要で管体埋設機の推進・方向修正機構の装備や位置計測が容易であるため高精度施工が可能であること、などの大きな利点のため、急速にその需要が高まっている。この種の工法は、すでに下水管埋設の分野では年間 100 件、15 km ほどの実績をあげている¹⁾。また、通信ケーブルの分野では、30 cm 以下の小口径に相当する 5 条以下の管路埋設工事は、年間数 100 件、全延長数 10 km にものぼり、全工事の 50% を占めていることから、圧入無排土工法の適用の可能性が各方面で検討され始めている。この工法を適用するにあたって、先端が閉そくされた貫入体の水平貫入による地盤の変形機構、先端抵抗力と地盤の土質、土被り厚、ならびに貫入体直径との関係を明確にして適用の可否を判断する資料を得ることがきわめて重要であることはいうまでもない。

同様の研究は、古くから杭基礎、静的コーン貫入試験等の垂直貫入問題について広く行われている^{2), 3)}。しかし、これらの垂直貫入に関する研究は境界条件が大きく異なっているため水平貫入の場合に適用することができない。水平貫入については、森ら⁴⁾、伊藤ら⁵⁾、田中⁶⁾、らによって研究がなされているが、その数はさほど多くない。森らはブラインドシールドの先端部開口率、土被り

厚、土質の種類をパラメーターとして、半円形のシールド模型を透明箱に水平貫入させ、地盤内にマーカーとして設けた水平白線の動きを直接観察する方法をとり、水平貫入による砂地盤の変形のパターンを次のように分類した。すなわち、

- (A) 白線に連続的な湾曲のみが生じるパターン
- (B) 白線が進行方向斜め上方に断層的に移動し、りょうなズリ上りが生じるパターン
 - (i) ズリ上り面が一つ
 - (ii) ズリ上り面が多数

また、伊藤らは、粘土地盤におけるブラインドシールドの推進力を塑性流動理論と塑性変形理論により解析し、模型実験によりシールド周辺地盤の挙動とシールドの推進力発生機構を明らかにするとともに理論の妥当性を検討している。さらに、田中は土質の種類、土被り厚のほかに、貫入体直径をパラメーターに加え、貫入に関する相似則を提案することを試みている。

これに対して、本研究では砂地盤への平頭貫入体の水平貫入において、特に地盤の変形機構との関連において、先端抵抗力と土の摩擦角、土被り厚、ならびに貫入体直径との関係を、模型実験、および理論解析によって明らかにすることを試みた。すなわち、

- (1) 土の密度と、土被り厚と直径との比を変化させ、砂地盤に生ずる種々の変形機構を観測した。そして、貫入に伴う先端抵抗力の変化、地表面隆起、すべり線の観察から、地盤の変形機構を分類し、各変形機構における先端抵抗力と土の摩擦角、土被り厚、ならびに貫入体直径との関係を明らかにした。

- (2) 地表面にズリ上りが生じる場合について、模型実験において見出された金属の切削に用いるバイト状の土くさびと円弧すべり線に基づき、力とモーメントのつり合いを考えた受働土圧論によって先端抵抗力を計算し、実験値との比較検討を行った。

* 正会員 工修 日本電信電話公社茨城電気通信研究所通信土木研究室研究主任

2. 試料土の力学的特性

実験には、粒度分布のよい粒子の角ばった乾燥した茨城県の笠間砂を用いた。その粒径加積曲線を Fig. 1 に、その拡大像を Photo 1 に、その特性を Table 1 に示す。

この砂のせん断特性を、改良型一面せん断試験機⁷⁾を用いた等圧せん断試験によって測定した。この試験機は、ガイドローラを適当に用いるなどの機構上の工夫によって、せん断中に加圧板とせん断箱内面との間に働く摩擦力を抵減させて供試体が体積変化しやすくなるようにしたものである。せん断応力については、井上によって提案された試料土と試料箱内側面との側面摩擦による強度増加の補正⁷⁾を行った。

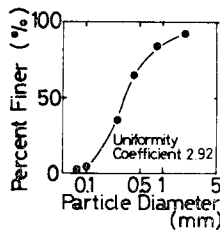


Fig. 1 Grain-Size distribution curve of sand.

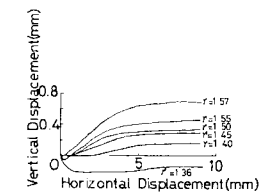
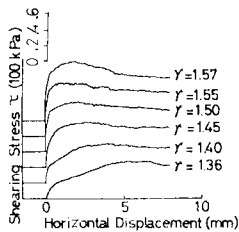


Fig. 2 Experimental results of shear test ($P = 27$ kPa).

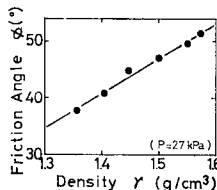


Fig. 3 Relation between friction angle and density ($P = 27$ kPa).

Table 1 Physical properties of sand used.

Specific gravity, G_s	2.45
Uniformity coefficient, U_C	2.92
Effective grain size, D_{10} mm	0.11
Roundness	0.2

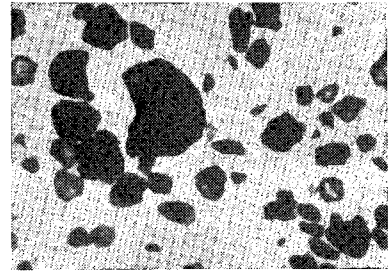


Photo 1 Photograph of sand particles ($\times 30$).

Fig. 3 に示した密度の増加とともに摩擦角が増加する傾向および Fig. 5 に示した垂直応力の増加とともに摩擦角が減少する傾向は、藤井によって報告されている⁸⁾。藤井は密度が 10 多増加すると摩擦角が最大 6 度程度増加し、垂直応力が 200 kPa から 500 kPa に増加すると摩擦角が最大 3 度程度減少するという結論を得ているが、本実験の結果では、それぞれ 6 度の増加、4 度の減少となっている。

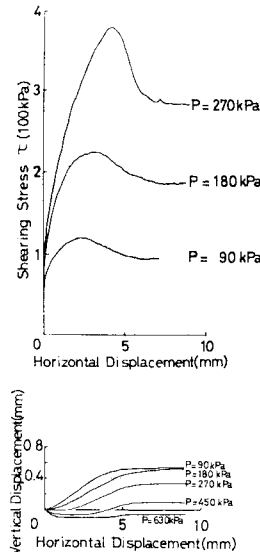


Fig. 4 Experimental results of shear test (density of sand before shear test : 1.58 g/cm³).

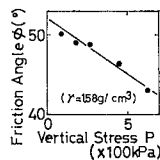


Fig. 5 Relation between friction angle and vertical stress (density of sand before shear test : 1.58 g/cm³).

3. 水平貫入実験

(1) 実験方法

本実験装置は、幅 48 cm、奥行 49 cm、高さ 70 cm の試料箱、試料箱を保持する外箱、鋼板で試料土上面を加圧できる締め固め装置および貫入体を水平方向に推進する装置を備えており、その外観を Photo 2 に示す。試料箱は 850 kPa までの加圧に耐えるように、厚さ 10 mm の鋼板から成り、

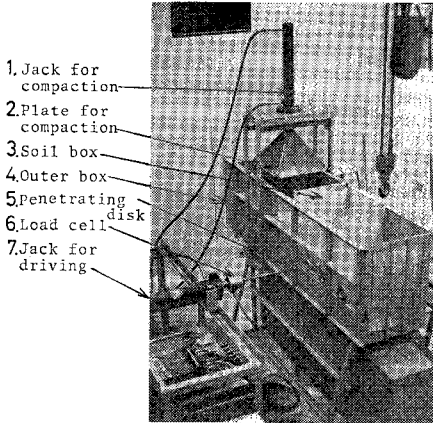
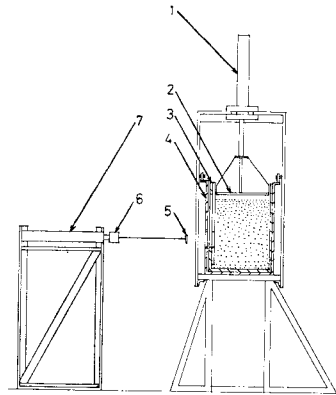


Photo 2 Apparatus for model test.



(2) 実験結果

本実験で観測された地表面隆起のパターンは3通りであり、そのおのおのが先端抵抗力の変化パターンと密接な関係にあることが見出され、以下にそれらを分類して示す。

- ア) 地表面にズリ上りが生じないパターン～先端抵抗力に変動がない (Fig. 6).
- 条件: “L”にて、土被り厚 H と直径 D との比 $H/D > 3$
- イ) 地表面にズリ上りが

生じるパターン

- (i) ズリ上りが連続的に進行する (Photo 3)～先

前面は地表面隆起が観察できるように透明なアクリル板と加圧時に前面を押える開閉可能な鋼板との2重構造となっている。なお、アクリル板には貫入体を通すための開口部が設けられている。外箱は鋼製フレームから成っている。締固め装置は200 kNまでの推力を発生できる油圧ジャッキによって、外箱に反力を取り鋼板で試料土上面を加圧できるものである。また、締固め装置は、締固め作業終了後、水平貫入実験の妨げとならないように外箱上で左右に移動させることが可能である。推進装置の油圧ジャッキのスピンデルには、先端抵抗力の水平分力を高精度で測定できる荷重変換器、直径1 cmあるいは2 cmの鋼製丸棒および貫入時の周面摩擦が少しでも軽減できるように側面をテーパ状に加工した直径が1.25, 2.5, 3.75 または 5 cmの貫入体が直列に接続されている。先端抵抗力の垂直分力は丸棒の根元の上下面に貼り付けたひずみゲージによって測定した。貫入体の初期位置は試料箱底面から25 cmとし、貫入速度については、Schuringらの実験において大きさ7 cm×14 cmの貫入体の場合10⁴ cm/min以下では速度の影響がみられないこと¹²⁾、圧入無排土推進工法の貫入速度が10 cm/minのオーダーであることから、13.6 cm/minとした。

貫入実験を行う砂の密度 (ρ) は10 cm程度上方からまき出して堆積させた場合 ($\rho=1.43$ g/cm³, 間隙比 $e=0.42$) と、土を20 cm層ごとに343 kPaの加圧を繰り返した場合 ($\rho=1.53$ g/cm³, $e=0.37$) の2通りで、前者を loose の意で“L”, 後者を dense の意で“D”と呼称する。また、すべり線の観察は砂中に1~5 cmの間隔で、白色に近い豊浦標準砂の薄い層を設け、すべり線が発生する時点すなわち先端抵抗力がややピークを過ぎた時点で⁹⁾、地盤に給水し自立させた後、断面を切り出して行った。

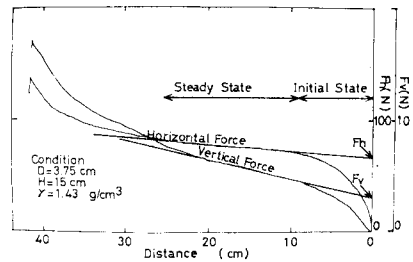


Fig. 6 Relation between end resistance and penetrating distance in loose sand ($H/D=4$).

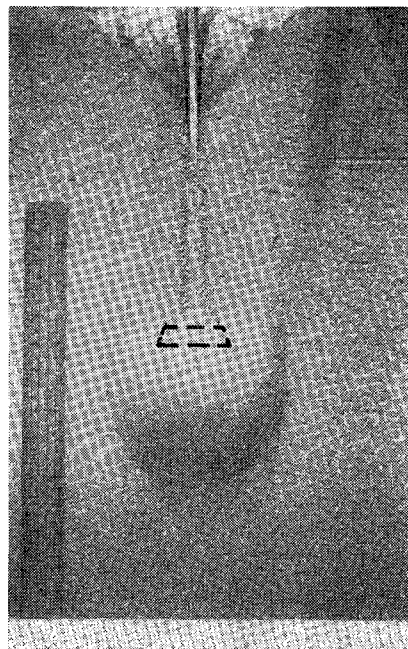


Photo 3 Continuous slip in loose sand ($D=5$ cm, $H=0$ cm).

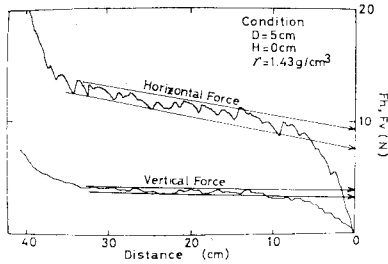


Fig. 7 Relation between end resistance and penetrating distance in loose sand ($H/D=0$).

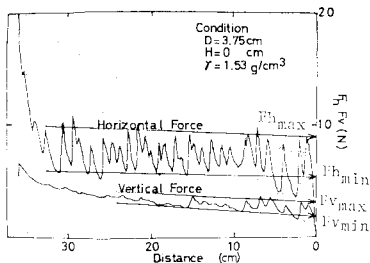


Fig. 8 Relation between end resistance and penetrating distance in dense sand ($H/D=0$).

端抵抗力が変動する (Fig. 7). 条件: “L” にて,
 $H/D < 3$

(ii) りり上りが断続的に生じる (Photo 4)~先端
抵抗力が (i) より大きく変動する (Fig. 8). 条件:
“D”

それぞれの変形パターンにおけるすべり線を調べ、次
のことが明らかとなった。

ア) くい基礎において報告されているような^{10), 11)},
底面を貫入体先端面とする半球状の土くさびがみられパ
ンチングせん断破壊, すなわち土くさびの周囲に土の
圧縮, せん断塑性変形が集中する破壊¹³⁾を生じている
(Photo 5). なお, 貫入入口付近のみを湿らせてお
き, 乾燥部まで貫入させたときに先端に付着していた土
くさびを Photo 6 に示す。

イ-i) 貫入体上端から下端の深さあたりまで斜め下
方にのびるすべり線と, このすべり線の終端から斜め上
方に地表に達するすべり線がみられ, 貫入体前面に金属
の切削に用いられるバイト状の土くさびが存在してい
るのが認められる (Photo 7, 8).

イ-ii) 貫入体下端から地表面に達する曲線すべり線
と, 貫入体上端から斜め下方に曲線すべり線までのびる
すべり線がみられ, この場合も (i) と同様のバイト状の
土くさびが存在している (Photo 9, 10). なお, Photo
10 の曲線すべり線は Fig. 9 に示すごとく, 近似的に
は円弧すべり線とみなすことができる。

以上, 地盤の密度, 土被り厚と直径との比によって地
盤の変形機構が大きく異なることが明らかとなった。

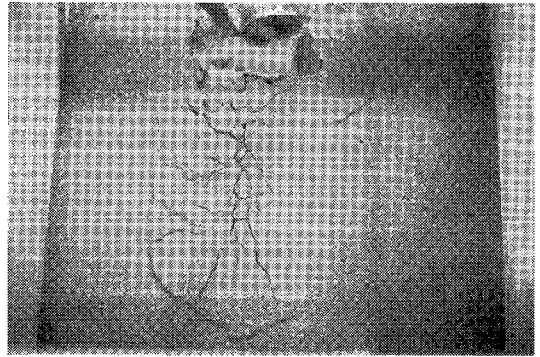


Photo 4 Block slip in dense sand
($D=2.5$ cm, $H=10$ cm).

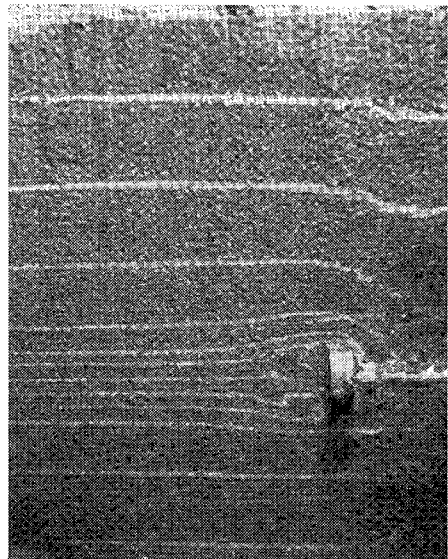


Photo 5 Deformation in loose sand
($D=3.75$ cm, $H=15$ cm).

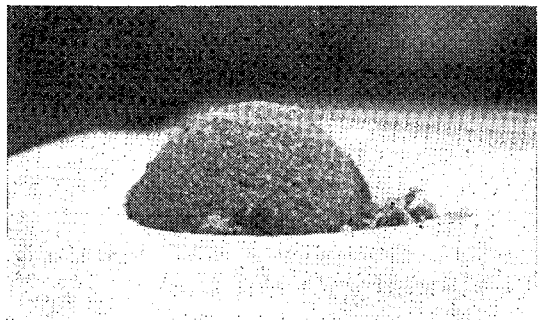


Photo 6 Sand core.

次に先端抵抗力の検討を行う。Fig. 6~8 に示すごと
く, 先端抵抗力は, 変形領域が広がっていく初期状態,
変形領域が一定の大きさとなった定常状態および対向壁
面の影響が現われる状態の3つの段階に分類できる。定
常状態において先端抵抗力は貫入距離とともに増大して

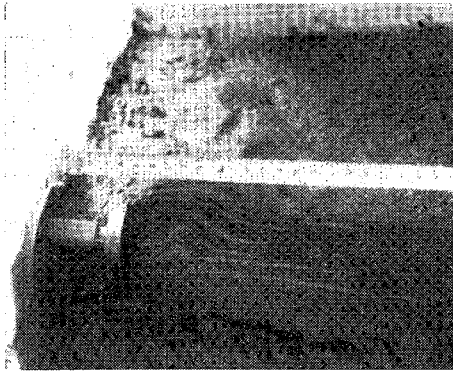


Photo 7 Deformation in loose sand
($D=5$ cm, $H=0$ cm).

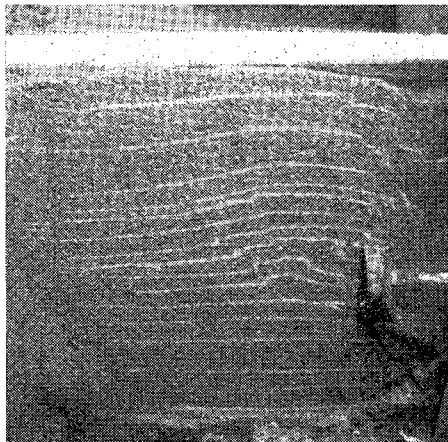


Photo 8 Deformation in loose sand
($D=5$ cm, $H=10$ cm).

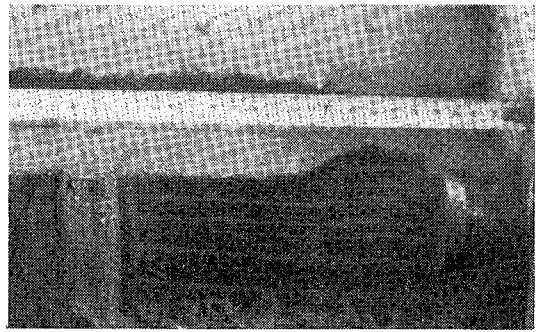


Photo 9 Deformation in dense sand
($D=5$ cm, $H=0$ cm).

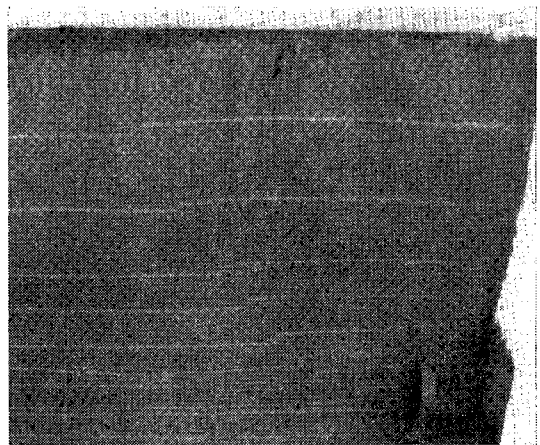


Photo 10 Deformation in dense sand
($D=5$ cm, $H=20$ cm).

いる。これは貫入体を支持する丸棒の周面摩擦力に起因していると考えられることから、水平分力 F_h 、垂直分力 F_v の値としては定常状態の値を一次式で近似して貫入距離 0 cm における値を求めた。実験結果を

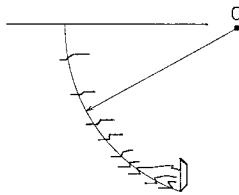


Fig. 9 Observed shear failure ($D=5$ cm, $H=20$ cm).

Table 2 に示し、得られた事項について以下に説明する。

a) 外径 D をパラメーターとして深さの代表値として貫入体下端の深さ H' ($=H+D$) をとり、Table 2 から F と H' の関係を求めた。“D” の場合は Fig. 10 に示すごとく H' の全域で、“L” の場合は Fig. 11 に示すごとくズリ上りが生じる $H/D < 3$ の領域と、ズリ上りが生じない $H/D > 3$ の領域で、 F と H' は、 D に独立して等しい勾配をもつ直線関係にある。また、 H' をパラメーターとした場合、 F と D の関係は上述の3つの領域で、 H' に独立して等しい勾配をもつ直線関係にあり、 F と H' 、 D との関係をもとめると式 (1)~(3) のごとくになる。

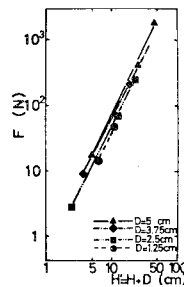


Fig. 10 Experimental relation between end resistance and effective overburden thickness in dense sand.

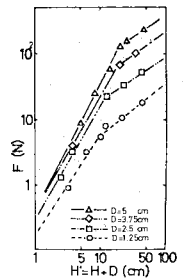


Fig. 11 Experimental relation between end resistance and effective overburden thickness in loose sand.

$$F = 0.767(H')^{0.77}D^{1.8}, \text{ ア) の場合} \dots (1)$$

$$F = 0.157(H')^{1.84}D^{0.73}, \text{ イ-i) の場合} \dots (2)$$

$$F = 0.317(H')^{2.02}D^{0.46}, \text{ イ-ii) の場合} \dots (3)$$

このように、ズリ上りが生じない ア) の場合、 F は H' の約 0.8 乗と D の約 1.8 乗に比例しており、土圧と貫入体断面積が F に関係していることが推察される。ズリ上りが生じる イ) の場合、ア) とは逆に F は H'

Table 2 Experimental results.

Condition				End resistance						Deformation			
Density γ (g/cm ³)	D (cm)	H (cm)	H/D	F_{hmax} (N)	F_{hmin} (N)	F_{vmax} (N)	F_{vmin} (N)	F_{max} (N)	δ_1 (°)	$\frac{X_D}{H+D}$	$\frac{B/2}{H+D}$	V (cm)	
Dense 1.53	5	0	0	16.1	10.3	4.6	3.1	16.8	16.0	1.7	*	2.7	
		20	4	400	292	32	26	401	4.2	*	*	*	
		40	8	1780	1730	130	110	1790	3.8	*	*	*	
	3.75	0	0	8.8	5.3	3.0	2.1	9.3	19.0	1.7	1.4	2	
		15	4	203	130	28.4	20.6	204	6.1	0.93	0.79	*	
	2.5	0	0	2.74	1.42	1.05	0.69	2.94	20.9	*	*	*	
		10	4	69.1	40.5	10.3	6.86	69.9	8.5	0.96	0.66	0.6	
		20	8	240	211	22.5	—	241	5.4	*	0.68	0.4	
			8	8	46.6	42.6	4.5	—	46.8	5.5	0.82	0.89	0.2
	loose 1.43	5	0	0	8.92	7.94	3.58	3.18	9.61	21.9	2.10	1.33	2.8
			3.1	0.62	24.4	23.4	7.4	6.4	25.5	16.0	1.34	1.42	2.1
			8.7	1.74	56.3	—	9.9	8.5	57.2	9.3	*	0.83	1.03
14.9			2.98	126	—	7	—	126	3.1	*	0.65	0.5	
20			4	148	—	11	—	148	4.4	—	—	—	
40		8	221	—	23	—	222	5.8	—	—	—	—	
		8	8	100	—	5	—	100	2.8	—	—	—	
3.75		0	0	4.12	3.72	*	*	4.12	*	*	1.33	1.6	
		15.6	4.16	65.2	—	2.9	—	65.3	2.6	—	—	—	
		30	8	100	—	5	—	100	2.8	—	—	—	
			8	8	100	—	5	—	100	2.8	—	—	—
2.5		0	0	1.57	0.98	*	*	1.57	*	*	*	1.5	
	1.25	0.5	3.29	3.09	0.93	0.83	3.42	15.5	*	*	*		
	10	4	22.1	—	1.1	—	22.1	2.9	—	—	—		
		4	4	22.1	—	1.1	—	22.1	2.9	—	—	—	
	20	8	32.3	—	1.7	—	32.4	3.0	—	—	—		
		8	8	32.3	—	1.7	—	32.4	3.0	—	—	—	
	40	16	51.7	—	2.7	—	51.8	2.9	—	—	—		
		16	16	51.7	—	2.7	—	51.8	2.9	—	—	—	
1.25	1.9	1.52	0.93	0.83	0.22	—	0.95	13.7	*	*	*		
	5	4	3.19	—	0.29	—	3.20	5.3	—	—	—		
	9.8	7.84	5.34	—	0	—	5.34	0	—	—	—		
		7.84	5.34	—	0	—	5.34	0	—	—	—		
	10.5	8.4	7.89	—	1.08	—	7.96	7.8	—	—	—		
		8.4	7.89	—	1.08	—	7.96	7.8	—	—	—		
	20	16	10.5	—	0	—	10.5	0	—	—	—		
		16	10.5	—	0	—	10.5	0	—	—	—		
	40	32	17.6	—	0.93	—	17.6	3.0	—	—	—		
		32	17.6	—	0.93	—	17.6	3.0	—	—	—		

— : Not occurred * : Not measured, but occurred

の約 1.9 乗と D の約 0.6 乗に比例している。先端抵抗力がズリ上る領域の重量に比例するとし、幅と奥行きが D には大きく依存せず H' にほぼ比例するという Table 2 に示した実験結果を考え合わせれば、F が H' の約 3 乗に比例すると推察でき、F が式 (2), (3) のように表現されることが理解できる。

b) 土被り厚と直径との比が一定で幾何学的相似性がある場合、 $H'=nD$ (n は定数) なる関係を式 (1)~(3) に代入すると、いずれも $F=an^bD^{2.5}$ (a, b は定数) という関係で表わされる。よって、ある直径 D_1 に対する抵抗力 F_1 と、 D_2 に対する F_2 とは $F_2/F_1=(D_2/D_1)^{2.5}$ なる関係、すなわち力の相似比 $F^*(=F_2/F_1)$ が長さの相似比 $D^*(=D_2/D_1)$ の 2.5 乗に等しいという結論が得られる。これは、同じ地盤であって変形に支配的な力の要因、たとえば砂地盤では変形領域の重量と変形領域と非変形領域との境界面、すなわちせん断面に作用する摩擦力、が同じであれば、種々の変形機構において力の相似比と長さの相似比との関係が等しくなることを意味して

いる。ここで、2.5 という値は Schuring が相似則を用いた理論ならびに実験により求めた値、3 よりやや小さい¹²⁾。Schuring らの実験では貫入体の幅が 30~90 cm であるのに対し、本実験では 1.25~5 cm である。山口らは進行性破壊の発生による摩擦角の稼働性の差異によって浅い基礎の支持力における寸法効果を説明している^{9), 13)}。山口らは、基礎幅が数 10 cm 以下になると寸法効果がみられるようになると報告しており⁹⁾、基礎幅 2~6 cm における値を Vesic, Meyerhof らの実験結果から求めると 2.6 となり、本実験結果とほぼ同様の結果が得られる。

c) “D” の F と “L” の F との比 (m) を式 (1)~(3) から求める。

$$m=2.02(H'/D)^{0.18}D^{-0.09} \quad (H/D < 3 \text{ の場合})$$

$$\dots\dots\dots(4)$$

$$m=0.413(H'/D)^{1.25}D^{-0.10} \quad (H/D > 3 \text{ の場合})$$

$$\dots\dots\dots(5)$$

“D”、“L” とともにズリ上る場合、式 (4) から m は (H'/

D) と D によってさほど変化せず, “D”のみズリ上る場合, 式 (5) から m は D によってさほど変化しないが (H/D) によって大きく変化することがわかる。

d) 先端抵抗力 F は貫入体を持ち上げる方向に作用し, その上向き角度 δ_1 は, Table 2 の δ_1 の項に示されているごとく, H/D が大きいほど, D が小さいほど, 小さくなる。

e) 上述の結論の中で, ズリ上りが生じる場合と生じない場合の F と H , D との関係が式 (1), (2) にみられるごとく明瞭に異なっているという知見は実用上有効である。たとえば, 外径 30 cm の圧入無排土工法の実機においてズリ上りを生じない最小土被り厚を知りたい場合, 施工する地盤において外径 3 cm 程度の模型を 50 cm 程度まで数か所の深さで水平貫入させて, F と H' とを両対数グラフにプロットして勾配の変化する H' を求めればよいことになる。また, 力の相似比が長さの相似比の 2.5 乗となることから縮小模型の F から実機の F を推測でき, 実機の装備推力との比較でこの工法の適用可否の判断が可能となる。

4. 先端抵抗力の理論的検討

(1) 変形モデル

模型実験にて, “D” および “L” ($H/D < 3$) の場合に生じた “地表面にズリ上りを発生させて貫入する” 変形機構について理論的検討を行う。この場合は 3. (2) で述べたバイト状の土くさびと円弧すべり線が発生することが特徴である。そこで, Fig. 12 に示すごとく貫入体先端に砂粒子塊から成るバイト状の土くさびが生じ, Fig. 12 に示す 4 分の 1 球に似た形状の土塊が土くさび上面 $ABCB'$ と CD に代表される円弧すべり線を受働土圧状態で全般せん断破壊するという先端抵抗力発生機構を仮定する。この土塊の $Y-Z$ 断面は右上, 左上へ一定の角度 α をもつ直線とし, 円弧 CD の中心が地表面下にある場合 $X-Z$ 断面は Fig. 16 の (a) のようになると考えた。数値計算に用いる摩擦角 ϕ の値としては,

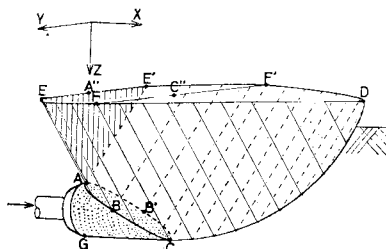


Fig. 12 Sketch of deformation for failure along a circular surface.

土被り厚が小さい場合は先端応力が 5~30 kPa であったことから 27 kPa の垂直応力に対する値を Fig. 3 から求め, “D” を 49 度, “L” を 43 度とし, “D” については土被り厚が大きい場合先端応力が数百 kPa となったことから Fig. 5 に示した摩擦角の応力依存性を考慮した。

(2) 数値計算方法

以下の手順で先端抵抗力 F の数値計算を行った。

(a) 定数の値を与える。 r , D , H , α , 地表面隆起に関する定数 C_Z , 土くさびに作用する力の作用点に関する定数 C_F , 数値計算の精度 ϵ 。なお, C_Z は Table 2 の隆起量 V を用いて, $C_Z = 0.7 V/D$ とし α は Table 2 の隆起幅 B を用いて, $\alpha = \tan^{-1} \{ (H+D/2)/(B/2-D/2) \}$ とし, C_F は土くさびに作用する応力が Fig. 13 のように三角分布していると考えて $2/3$ とした。

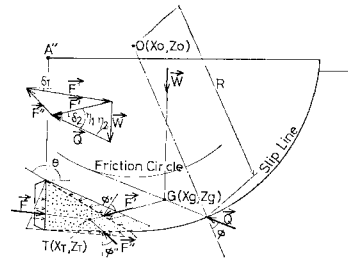


Fig. 13 Forces acting on a cutting blade of soil and a failure surface.

(b) 変数の初期値を与える。土くさびの先端角 $(\pi - \theta)$, 円弧すべり線の中心位置 (X_0, Z_0) , 土くさび上面の摩擦角 ϕ' , 土くさび底面の摩擦角 ϕ'' , 円弧すべり面の摩擦角 ϕ 。 ϕ , ϕ' , ϕ'' の初期値は 4. (1) で述べた値とした。

(c) ズリ上る領域の重量 W , 重心位置 X_G を計算する。 Fig. 12 の A'' 点に原点をとり, C'' , D 点の X 座標を $X_{C''}$, X_D , 線分 $ABCD$ の Z 座標を $Z(X)$ とすると,

$$\begin{aligned} Z(X) &= H - X \tan \theta + C_Z D & (0 < X < X_{C''}) \\ &= \sqrt{(X - X_{C''})^2 + (H + D - Z_0)^2} - (X - X_0)^2 & \\ &\quad + Z_0 & (X_{C''} < X < X_D) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$\begin{aligned} W &= rg \left[\int_0^{X_{C''}} \left\{ \frac{Z(X)}{\tan \alpha} + D \sin \left(\frac{\pi X}{X_{C''}} \right) \right\} Z(X) \right. \\ &\quad \left. + \int_{X_{C''}}^{X_D} \frac{\{Z(X)\}^2}{\tan \alpha} dX \right] \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_G &= \left[\int_0^{X_{C''}} \{Z(X)/\tan \alpha + D \sin(\pi X/X_{C''})\} Z(X) X dX \right. \\ &\quad \left. + \int_{X_{C''}}^{X_D} \{Z(X)\}^2 X / \tan \alpha dX \right] / (W/r/g) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (8)$$

(d) Fig. 13 に示す摩擦円法により \vec{F}' を計算する。W, 円弧すべり面に作用する反力 \vec{Q} , 土くさびがズリ上る領域に及ぼす力 ($-\vec{F}'$) のつり合いから,

$$|\vec{F}'| = W \sin(\gamma_2) / \sin(-\gamma_2 - \phi' + \theta) \dots\dots\dots (9)$$

$$\gamma_2 = -\tan^{-1} \left(\frac{Z_G - Z_0}{X_G - X_0} \right) + \sin^{-1} \left\{ \frac{R \sin \phi}{\sqrt{(X_G - X_0)^2 + (Z_G - Z_0)^2}} \right\} + \frac{\pi}{2} \dots\dots\dots (10)$$

ここで,

$$Z_G = -\tan(-\pi/2 + \theta - \phi') \{X_G + 2D / (3 \tan \theta)\} + H + 2D/3 \dots\dots\dots (11)$$

(e) \vec{F} を計算する。ただし, \vec{F}' が上向きであれば $\vec{F} = -\vec{F}'$ とし, \vec{F}'' は発生しないものとする。 \vec{F}' が下向きであれば \vec{F}' と \vec{F}'' の作用点と方向から T 点を求め, T 点と \vec{F} の作用点から \vec{F} の方向を求め, さらに $\vec{F}', \vec{F}'', \vec{F}$ のつり合いから \vec{F} の大きさ F を求めることができる。

$$F = |\vec{F}'| \sin(\pi + \phi' + \phi'' - \theta) / \sin(\pi/2 - \phi'' - \delta_1) \dots\dots\dots (12)$$

$$\delta_1 = \tan^{-1} \{ (Z_T - H - 2D/3) / X_T \} \dots\dots\dots (13)$$

(f) θ, X_0, Z_0 を変化させて, F の最小値を計算する。

(g) $\vec{F}', \vec{F}'', \vec{Q}$ から各すべり面上の垂直応力 P を求め, 垂直応力に対する ϕ, ϕ', ϕ'' の低下量を Fig. 5 から読み取る。ここで, \vec{Q} については, 作用点近傍に土圧が集中していると考えられるので, \vec{Q} の作用面を貫入体を投影した部分とした。

(h) (g) で求めた ϕ, ϕ', ϕ'' を用いて, (b)~(f) を計算する。

(i) F の変化量が ϵF 以下になるまで, (g), (h) を繰り返す。

なお, 本計算において, 実験により決定した定数 α, ϕ, C_z および仮定した定数 C_F の 10% の変化によって, F はそれぞれ 14, 33, 4.5, 18% 変化する。

(3) 計算結果および実験結果との比較検討

計算結果を Table 3, Fig. 14~16 に示し, 実験結果と比較して以下に説明する。

(a) F-H'-D の関係について, “D” の場合は Fig. 14 から, 全体に計算値は実験値にほぼ一致している。“L” の場合は Fig. 15 から, ズリ上りが生じる $H/D < 3$ の領域でほぼ一致している。計算値から F-H'-D 関係と $F^* - D^*$ 関係を求めて式(14), (15)を得る。

$$F = 0.0879 \cdot (H')^{1.83} D^{1.20},$$

$$F^* = D^{*3.03} \quad \text{イ-i) } \dots\dots\dots (14)$$

$$F = 0.161 (H')^{2.08} D^{0.81}, \quad F^* = D^{*2.89} \quad \text{イ-ii) } \dots\dots\dots (15)$$

Table 3 Theoretical results.

Constants					Results			
τ (g/cm ³)	D (cm)	H (cm)	α (°)	C_z	F (N)	δ_1 (°)	$\frac{X_D}{H+D}$	
1.53	5	0	35	0.375	17.0	0.00	4.18	
		20	50	0	455	0.10	1.15	
		40	50	0	1590	0.10	0.51	
	3.75	0	35	0.375	7.56	0.01	4.18	
		15	50	0	194	0.14	1.33	
		30	50	0	724	0.07	0.53	
	2.5	0	35	0.375	2.24	0.03	4.18	
		10	50	0	58.0	0.18	1.17	
		20	50	0	219	0.51	0.53	
1.25	0	35	0.375	0.28	0.04	4.18		
	5	50	0	7.31	0.09	1.35		
	10	50	0	33.8	0.43	0.57		
1.43	5	0	37	0.375	11.2	0.01	3.56	
		3.1	41	0.30	28.5	0.07	2.69	
		8.7	50	0.15	70.8	0.05	1.87	
	3.75	0	37	0.375	4.73	0.00	3.55	
		2.5	0	37	0.375	1.40	5.89	3.56
	1.25	0	1.25	41	0.30	2.96	0.03	2.83
			5	50	0.15	0.18	0.15	3.56
		1.9	50	0.15	0.90	0.02	2.01	
	5	59	0	3.37	0.00	0.91		

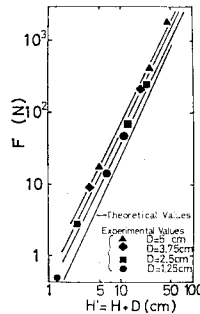


Fig. 14 Comparison of theory with experiment in dense sand.

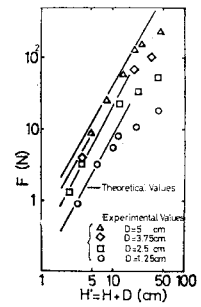


Fig. 15 Comparison of theory with experiment in loose sand.

式(14), (15)は式(2), (3)と比べて, Dのべき数はやや大きいが H' のべき数はよく一致している。計算の前提からズリ上りの幅 B は H' にほぼ比例する。また, 同じ H' にて D が増加すると F の作用点が上昇し, 円弧すべり面に働く反力の方向が水平に近づいて

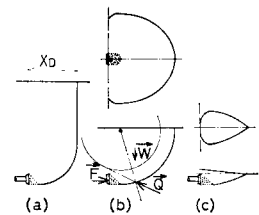


Fig. 16 Failure mechanism in dense sand predicted by theory. (a) $H/D=8$, (b) $H/D=4$, (c) $H/D=0$

F が急増するので, 円弧すべり面の半径を大きくして円弧すべり面に働く反力を上向きにして F を小さくする

ように作用し、Table 3 から読み取れるように、 H' が等しいときズリ上りの奥行 X_D は D にほぼ比例することとなる。一方、本計算はズリ上る領域の重量が F に密接な関係をもっていることを前提とし、この重量が近似的に $H'BX_D$ に比例することから、 F が $(H')^2D^2$ にほぼ比例する結果になる。

(b) F^*-D^* 関係について、本計算は摩擦角の応力依存性を考慮しており、式 (15) に示すごとく D^* のべき数は 3 より若干小さい 2.89 となり、摩擦角の応力依存性の影響が存在することは示されたが、実験値の 2.5 は説明できない。このことから、山口らが述べるように^{9),13)}、寸法効果がおもに進行性破壊による摩擦角の稼働性によっていること、すなわち定常状態において摩擦角は貫入体直前の部分ではすでに最大値を過ぎやや減少し始めているが他の部分では十分に動員されていないことがうかがえる。

(c) δ_1 の計算値は Table 3 に示すごとく、いずれも 0 度となり、Table 2 の δ_1 の実験値とは異なっている。

(d) X_D/H' の計算値は Table 3, Fig. 16 に示すごとく、 H/D が 0, 4, 8 と増大するに従い、4.2, 1.2, 0.5 に減少しており、実験値が 1.7, 0.9, 0.8 に減少するのによく対応している。

以上、砂地盤への水平貫入における先端抵抗力が、おおむね本計算に用いた機構で発生しているといえよう。

5. むすび

本研究は剛なる平頭貫入体を砂地盤へ水平貫入させる場合について、地盤の変形機構との関連において、先端抵抗力と地盤の密度、土被り厚ならびに貫入体直径との関係を模型実験によって分類し、その中でズリ上りが生じる場合について受働土圧論によって先端抵抗力の発生機構を検討した。本研究で得られた知見を要約すると、次のとおりである。

(1) 水平貫入による変形は、ア) ズリ上りが生じないパターン、イ-i) ズリ上りが連続的に進行するパターン、イ-ii) ズリ上りが断続的に生じるパターンの 3 種に分類される。ア) の場合は半球状の土くさびが生じ、パンチングせん断破壊が生ずるのに対し、イ) の場合はバイト状の土くさびと地表面に達する円弧すべり線が生じ、全般せん断破壊が生じている。実験結果を整理した結果、ア) の場合先端抵抗力 F は貫入体下端の深さ H' の約 0.8 乗と貫入体直径 D の約 1.8 乗に比例して、 F は土圧と貫入体横断面積にほぼ比例し、イ) の場合は逆に F は H' の約 1.9 乗と D の約 0.6 乗に比例して、ズリ上る領域の重量にほぼ比例することが明らかとなっ

た。さらに、ア), イ) のいずれにおいても、力の相似比 F^* が長さの相似比 D^* の約 2.5 乗となり、同じ地盤で変形に支配的な力の要因が同じであれば変形機構が異なっても F^* と D^* の関係が等しくなることが示された。

(2) ズリ上りが生じる場合について、実験で確認されたバイト状の土くさびと円弧すべり線をもとに、土くさびと円弧すべり線から地表まで左右に一定の広がりをもつ 4 分の 1 球に似た形状の土塊が円弧すべり線上を全般せん断破壊し、せん断抵抗力が粒子間の摩擦力のみによることを条件として受働土圧論を適用して先端抵抗力を計算した。この計算結果は実験結果とほぼ一致し、先端抵抗力がおおむね上述の機構で発生し、本計算によって先端抵抗力の概略値を知ることが可能であると結論される。

謝 辞：本研究をまとめるにあたり、研究の開示、実験遂行のバックアップ、数々の有益なご指導をいただいた茨城電気通信研究所 岡良祐前室長補佐、ならびに今村宏司前室長に厚く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 中島靖夫・安田幸廣：横浜市における小口径管推進工法による施工、下水道協会誌, Vol. 18, No. 206, pp. 19~26, 1981.
- 2) 室町忠彦：静的コーンペネトロメータの軟弱地盤調査への適用の研究、鉄道技研報告, No. 757, 1971.
- 3) 土質工学会：土質工学ハンドブック、技報堂, pp. 251~287, 1973.
- 4) 森 麟・石原金洋：シールド模型推進時の土の動き、土と基礎, Vol. 15, No. 492, pp. 3~10, 1967.
- 5) 伊藤富夫・松井 保：ブラインドシールドの推進力と周辺地盤の挙動に関する研究、土質工学会論文報告集, Vol. 16, No. 3, pp. 97~109, 1976.
- 6) 田中 孝：土一機械系における相似性の研究、農業機械学会誌, Vol. 34, pp. 300~311, 1972.
- 7) 土質工学会：土質試験法、土質工学会, pp. 361~383, 1970.
- 8) 藤井齊昭：遠心載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究、東京工業大学学位請求論文, 1976.
- 9) 山口栢樹・木村 孟・藤井齊昭：遠心載荷装置による浅基礎の支持力実験、土木学会論文報告集, No. 233, pp. 71~85, 1975.
- 10) 高野昭信・岸田英明・村越武蔵：砂地盤中の埋込杭周辺部地盤の変形、第 13 回土質工学会研究発表会, E-4, pp. 789~792, 1975.
- 11) 山田清臣：ラジオグラフィによるクイ周辺土の挙動観察結果、第 10 回土質工学会研究発表会, E-4, pp. 483~486, 1975.
- 12) Schuring, D.J. and R.I. Emori: Soil deforming processes and dimensional analysis, SAE Trans., Vol. 73, pp. 485~494, 1965.
- 13) 木村 孟・藤井齊昭・齊藤邦夫・目下部治：砂中の浅基礎の支持力に関する研究、土木学会論文報告集, No. 319, pp. 97~104, 1982.