

突出条件下の埋設管に作用する土圧

EARTH PRESSURE ON BURIED PIPES UNDER PROJECTION CONDITION

島村一訓*・西尾宣明**・高木宣雄***・兵藤元宣****

By Kazunori SHIMAMURA, Nobuaki NISHIO, Nobuo TAKAGI and Motonobu HYODO

The excess earth pressure works on the buried pipes when they project into the surrounding soils due to the settlement of the soils. This paper describes the review of the formulas to estimate this earth pressure and the results of the experimental studies. The comparison of the observed earth pressures with estimated ones shows that the earth pressure on buried pipes under projection condition is most appropriately estimated by the formula in which the circular slip surface is assumed and Kötter's equation is solved along this slip surface.

Keywords : buried pipe, earth pressure, projection condition

1. はじめに

周辺地盤の沈下などにより埋設管が周辺地盤に対して突出した状態になると、埋設管には土被り圧以上の土圧が作用する。この土圧を合理的に評価することは埋設管を設計、維持管理していくうえで重要である。たとえば、既存の埋設管の下部に開削工法によって新たな地中構造物を構築する際には埋設管は掘削により露出し、工事完了後に再び埋め戻される。この埋め戻し土の沈下によって埋設管が沈下し、変形することを防ぐために、新たな地中構造物の上に支柱を設け、その支柱の上に埋設管を載せて埋設管を防護する工法がとられている。このとき、沈下する周囲の地盤に対して相対的に管は突出状態となり、大きな土圧を受けるようになるので、支柱の設計や埋設管の安全性の検討のために突出状態のもとで管に作用する土圧の合理的な算定が必要である。また、埋設管がマンホールなどの構造物に接合されている箇所地盤

沈下が生じる場合にも埋設管は周辺地盤に対して突出する状態になる。このような箇所での接合方法や埋設管の応力を検討するために、同様に、突出状態での土圧を知る必要がある。さらに、軟弱地盤上の盛土下に杭基礎でカルバートを構築する場合にもカルバートや杭基礎を設計するにあたって同種の問題が生じる。

さて、埋設管に作用する土圧は、1910～1950年にかけて Marston と Spangler によってはじめて体系的に研究された。彼らは埋設管と周辺地盤との間の相対変位の方向によって埋設管の設置状態を突出型と溝型に分け、それぞれの場合について土圧算定式を提案した。彼らの理論は比較的簡明で、現在でも埋設管設計計算の基礎になっている。

Marston-Spangler 理論については、原理上、使用上の問題点があることは多くの研究者により指摘されている^{1)~4)}。また、突出条件での土圧に限れば新たな算定式もこれまでにいくつか提案されている。しかしながら、それらも Marston-Spangler 理論にかわる新たな土圧算定式の位置を占めるまでには至っていないのが現状であろう。その理由は実規模での実験による十分な裏付けが示されていないこと、また、採用されている仮定の妥当性の検討が十分とはいえないことなどにあるものと考えられる（厳密に言えば、直接、埋設管の土圧計算を目的

* 正会員 MS 東京ガス(株)技術研究所導管技術研究室係長研究員(〒105 港区芝浦 1-16-25)

** 正会員 東京ガス(株)技術研究所導管技術研究室室長(同上)

*** 正会員 工修 東京ガス(株)技術研究所導管技術研究室課長格研究員(同上)

**** 正会員 東京ガス(株)技術研究所導管技術研究室研究員(同上)

として提案されたものは少ない、という事実もある)。そこで本研究では、突出条件下での実規模実験結果をもとに既往の土圧算定式を比較、検討した。また、実験で観察されたすべり面の形状を円弧で近似し、これにKötterの方程式を適用して土圧を求める解析の結果とも比較した。

実験データとしては、小口径(80~200mm)に対しては加室ら⁵⁾のものがあり、それに著者らの実験(口径200~600mm)を加えて小口径から中口径の管までの一連のデータをj得ることができた。

以下、最初に既往の土圧算定式および円弧すべり面を仮定した著者らの算定式についてその内容、特徴を吟味し、次に実験結果について述べ、さらに各土圧算定式と実験結果の適合性を調べる。

2. 突出条件下での土圧算定式

(1) Marston-Spanglerの突出条件土圧算定式

埋設管が周辺地盤に対して突出する状態のときに埋設管に作用する土圧を算定するにあたってMarston-Spangler^{6),7)}は埋設管の側部より上方に伸びる鉛直せん断断面を想定した。そして、この面の両側での変位量の差によってせん断抵抗力が生じ、埋設管に作用する土圧を増加させると考えて土圧算定式を導いた。彼らの土圧算定式は鉛直せん断断面が地表まで到達するか否かによって完全突出条件と不完全突出条件に分かれている。

埋設管の土被りが浅い場合には鉛直せん断断面は地表面まで達する。この状態が完全突出条件であり、土被り圧で正規化した土圧は

$$\frac{\sigma'_v}{\gamma H} = \frac{B_c}{H} \cdot \frac{\exp(2K\mu' \cdot H/B_c) - 1}{2K\mu'} \dots\dots\dots(1)$$

で表わされる。ここに、 σ'_v :平均鉛直土圧(以下ダッシュは有効応力表示を意味する)、 γ :土の単位体積重量、 H :管頂での土被り高、 B_c :管の外径、 K :土圧係数、 μ' :摩擦係数、である。 K 、 μ' の値には $K=(1-\sin\phi')/(1+\sin\phi')$ (ランキンの主働土圧係数)、 $\mu'=\tan\phi'$ を用いる。 ϕ' は土の内部摩擦角を表わす。

埋設管の土被りが深い場合には鉛直せん断断面は地表まで到達せず、等沈下面とよばれるある高さの位置でとどまる。この状態が不完全突出条件であり、土被り圧で正規化した土圧は

$$\frac{\sigma'_v}{\gamma H} = \frac{B_c}{H} \left\{ \frac{\exp(2K\mu' \cdot H_e/B_c) - 1}{2K\mu'} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) \exp(2K\mu' \cdot H_e/B_c) \right\} \dots\dots\dots(2)$$

で表わされる。ここに、 H_e :等沈下面の高さ、であり他の記号は式(1)と同じである。 H_e は

$$\left\{ \frac{1}{2K\mu'} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) + \frac{\gamma_{sa} p}{3} \right\} \frac{\exp(2K\mu' \cdot H_e/B_c) - 1}{2K\mu'}$$

$$+ \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{B_c} \right)^2 + \frac{\gamma_{sa} p}{3} \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) \exp(2K\mu' \cdot H_e/B_c) - \frac{1}{2K\mu'} \cdot \frac{H_e}{B_c} \cdot \frac{H \cdot H_e}{B_c^2} = \gamma_{sa} p \cdot \frac{H}{B_c} \dots\dots\dots(3)$$

を解くことにより求められる。ここに、 γ_{sa} :沈下比、 p :突出比、である。

(2) Meyerhof-Adamsの土圧算定式

Meyerhof-Adams⁸⁾は連続基礎の引き抜き抵抗力を土被りが浅い場合と深い場合に分けて提案した。基礎が周辺地盤に対して突出することにより引き抜き抵抗力が生じる、という点で引き抜き抵抗力の問題は突出条件下の埋設管に作用する土圧の問題と同じである。したがって、基礎の形状を円管に変えることにより彼らの提案した算定式を埋設管の問題に適用できる。

彼らは基礎を上方に引き抜くときに地中に生じるすべり面を鉛直に仮定し、引き抜き抵抗力を求めた。鉛直すべり面は基礎の端より上方に伸び、土被りが浅い場合には地表まで到達する。基礎の形状を円管に変えること、および、鉛直すべり面は管の側部より上方に伸びること、の2点を変更し、その他は彼らの計算方法に従って埋設管に作用する土圧を計算すると、土被りの浅い場合の土圧は

$$\frac{\sigma'_v}{\gamma H} = \frac{(H+B_c/2)^2}{HB_c} K \tan\phi' + \frac{H+B_c/2}{HB_c} \cdot \frac{2c'}{\gamma} + \frac{H+(1/2-\pi/8)B_c}{H} \dots\dots\dots(4)$$

になる。ここに、 c' :土の粘着力、であり、その他の記号は式(1)と同じである。彼らは K の値として、 $K=0.95$ を推奨した。

次に、土被りが深い場合には鉛直すべり面は地表まで到達せず、途中でとどまると彼らは仮定した。この場合について土被りが浅い場合と同様にして埋設管に作用する土圧を計算すると

$$\frac{\sigma'_v}{\gamma H} = \frac{(2H-H_e+B_c/2)(H_e+B_c/2)}{HB_c} K \tan\phi' + \frac{H_e+B_c/2}{HB_c} \cdot \frac{2c'}{\gamma} + \frac{H+(1/2-\pi/8)B_c}{H} \dots\dots\dots(5)$$

になる。ここに、 H_e :管頂から鉛直すべり面の上端までの距離であり、実験結果に基づいて彼らはTable 1の値を推奨した。 K の値は式(4)と同じく0.95である。

なお、Marston-SpanglerとMeyerhof-Adamsは同じ鉛直すべり面(Marston-Spanglerはすべり面とはよんでいないが、実質的にはすべり面のように扱っている)

Table 1 Magnitude of H_e ⁸⁾.

ϕ'	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
$(H_e + \frac{B_c}{2})/B_c$	2.5	3	4	5	7	9	11

を仮定しているにもかかわらず算定式の形が異なっている。これは鉛直すべり面に作用する摩擦力（せん断抵抗力）の計算方法などが異なるためである。この点については以下に引き続いて示す他の算定式と合わせて、(6)でまとめて対比する。

(3) Trautmannらの土圧算定式

Trautmannら⁹⁾は突出条件下の埋設管に作用する土圧の研究で、式(4)における土圧係数 K の値は締め固めの程度によって変化すると考え、ゆるい砂では0.50、中密度の砂では0.65、高密度の砂では0.75とすると実験結果とよく一致することを報告した。彼らの研究では土の粘着力は考慮されていない。また、鉛直すべり面は途中でとどまることはなく、地表面まで到達すると仮定している。したがって埋設管に作用する土圧の算定式は

$$\frac{\sigma'_v}{\gamma H} = \frac{(H+B_c/2)^2}{HB_c} K \tan \phi' + \frac{H+(1/2-\pi/8)B_c}{H} \dots\dots\dots (6)$$

になる。 K の値は、 $K=0.50$ (ゆるい砂), $K=0.65$ (中密度の砂), $K=0.75$ (高密度の砂), である。

(4) Ladanyi-Hoyauxの土圧算定式

Ladanyi-Hoyaux¹⁰⁾は砂中に埋め込まれた平板を上昇、下降させたときに平板に作用する土圧の算定式を提案した。突出条件下の埋設管に作用する土圧は平板を上昇させたときに平板に作用する土圧に相当するので、平板を円管に変えることによりこの場合の土圧算定式を埋設管に適用できる。

彼らもすべり面については平板の端より上方に伸び、地表面まで達する鉛直すべり面を仮定した。また、土の粘着力は考慮していない。平板を円管に変えること、および鉛直すべり面は管の側部より上方に伸びること、の2点のみを変更し、その他は彼らの計算方法に従って土圧を計算すると、式(6)と同じ式が得られる。ただし、土圧係数 K の値は異なっている。彼らは K の値としてクーロンの受働土圧係数である $K = \cos^2 \phi'$ を用いた。

(5) 円弧すべり面モデルの土圧算定式

松尾¹¹⁾は対数らせんと直線を組み合わせたすべり面を仮定し、このすべり面に Kötter の方程式を適用して基礎の引き抜き抵抗を算定した。また勝見・西原¹²⁾は円弧すべり面を仮定し、松尾と同じ手法を用いて基礎の引き抜き抵抗を算定した。そこで著者らはこの手法を突出条件下の埋設管に作用する土圧の問題に適用し、土圧の算定を試みた。松尾、勝見らとの相違点は、彼らが軸対称問題を扱っているのに対し、著者らが二次元問題を扱っている点にある。すべり面の形状については著者らは勝見らと同じく円弧すべり面を仮定した。これは次章に述べる実験や高木ら⁴⁾の室内実験で得られたすべり面を観察した結果、対数らせんと直線を組み合わせたすべり面

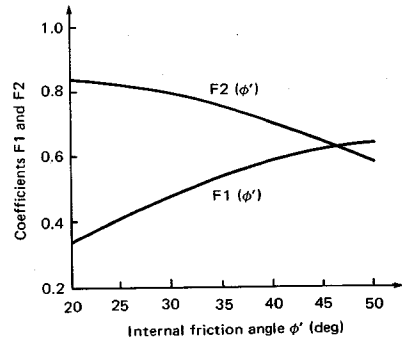


Fig. 1 Coefficients F_1 and F_2 in Circular Slip Surface Model.

よりも円弧すべり面の方が実際のすべり面をよく近似できることがわかったためである。

一方、Vesic^{13),14)}は地中に埋設された円筒状の物体を引き抜くときの抵抗力を剛塑性体中の表面近くにある円筒を膨張させる問題として解析し、土被り/口径が4.5以下のときの抵抗力を数表で示した。文献13)には数表のみが示されており、詳しい解析方法は文献14)に述べられていると思われるが、この文献はアメリカ陸軍に提出された報告書で、入手が困難であり、現在までに手に入っていない。しかし、数表の値を著者らの方法による土圧算定値と比較してみたところ、完璧に一致していることがわかった。そのため Vesic の土圧算定式も著者らと同じ方法で求められたと推察している。

円弧すべり面を仮定して Kötter の方程式を解き、埋設管に作用する土圧を算定する方法は Appendix に示した。結果のみを示すと、

$$\frac{\sigma'_v}{\gamma H} = \frac{(H+B_c/2)^2}{HB_c} F_1(\phi') + \frac{H+B_c/2}{HB_c} \cdot \frac{2c'}{\gamma} F_2(\phi') + \frac{H+(1/2-\pi/8)B_c}{H} \dots\dots\dots (7)$$

である。ここに $F_1(\phi')$, $F_2(\phi')$ は土の内部摩擦角より決まる定数で、Fig. 1 より求める。

(6) 各土圧算定式における解析方法の相違点

Table 2 に各土圧算定式における解析上の仮定を一覧表にしてまとめた。各算定式は鉛直すべり面を仮定するか、円弧すべり面を仮定するか、によって大きく2つに分類される。鉛直すべり面を仮定する場合には、Fig. 2 に示すように微小部分の力のつり合いを考えた微分方程式を解くか、あるいはすべり面に作用する摩擦力の総和を計算し、これにすべり面に囲まれる領域の土の重量を加える方法により土圧算定式を導いている。各算定式の相違点は1つには Table 2 に示したように土圧係数 K の値から生じている。Marston-Spangler 式ではランキンの主働土圧係数、Meyerhof-Adams 式、Trautmann らの算定式では経験的に定めた値、Ladanyi-Hoyaux 式

Table 2 Assumptions in Various Formulas.

Reported by	Assumed slip surface	Coefficient of horizontal stress (K)	Horizontal stress (σ_h)	Coefficient of friction (μ')	Cohesion	Incomplete projection condition
Marston-Spangler	Vertical	$\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$	$K\sigma_v$	$\tan \phi'$	Not considered	Considered
Meyerhof-Adams	Vertical	0.95	(K γz)	$\tan \phi'$	Considered	Considered
Trautmann et al.	Vertical	0.50 (loose) 0.65 (medium) 0.75 (dense)	K γz	$\tan \phi'$	Not considered	Not considered
Ladanyi-Hoyaux	Vertical	$\cos^2 \phi'$	K γz	$\tan \phi'$	Not considered	Not considered
Authors (Vesic)	Circular	Kötter's equation			Considered	Not considered

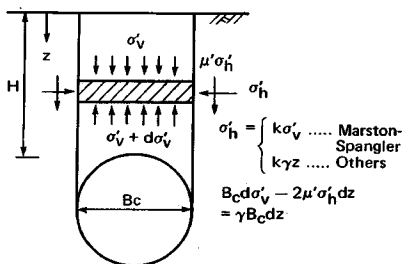


Fig. 2 Vertical Slip Surface Model.

ではクーロンの受働土圧係数をそれぞれ用いている。また、水平応力の求め方にも相違点がある。Marston-Spangler 式では水平応力がすべり面の内側の鉛直応力に比例するものとしている。このため、結果に指数関数の項が生じ、他とは形の異なる算定式になっている。一方、Trautmann らおよび Ladanyi-Hoyaux はすべり面の外側の鉛直応力が γz で表わされること、そして、水平応力が γz に比例することを仮定している。また、Meyerhof-Adams はすべり面に作用する全摩擦力を求めており、水平応力や摩擦力の深さ方向の分布についての記述はみられないが、全摩擦力が $1/2 \gamma z^2$ に比例する形になっていることから Trautmann らと同系統に属すると考えられる。摩擦係数の値はいずれの式でも同じである。このほかにも土の粘着力の考慮の有無、不完全突出条件の考慮の有無（すべり面が地表まで到達するか否か）についても各算定式には差がある。

3. 実験による土圧の測定

(1) 実験の種類

突出条件下の埋設管に作用する土圧の実験を中口径管の実験と加室らの小口径管の実験⁵⁾に分けて述べる。前者は、土圧の測定と地中に生じるすべり面の観察を目的とした実験で、円弧すべり面モデルによる土圧算定式を導く過程で行った。後者は、著者らの所属する研究所で 15 年ほど以前に行われた実験であるが、次章で円弧す

べり面モデルをはじめとする各土圧算定式を検討する際に有用な実験データとなるので、本章で実験内容に触れておく。

(2) 中口径管の実験

a) 実験装置および方法

Fig. 3 に実験装置を示す。この実験では実験槽の床面に穴を開け、槽の下側の基礎部分から支柱を立てた。そして、支柱の間に H 鋼を渡し、H 鋼の上にかぶせるようにして供試管を設置した。そのため、管の下端は開いた形状になっている (Fig. 3(a))。供試管は 3 分割し、それぞれの管と H 鋼との間にロードセルを入れて管に作用する土圧を測定した。管の端面はアクリル板でふたをした。また、管の端面と端面の間、および管の下端の開いた部分と内側の H 鋼の間にはウレタンフォーム材を詰めた。供試管の口径は Table 3 に示す 3 種類で、外面をプラスチックライニングされた鋼管を用いた。埋め戻しは山砂で行い、30 cm ごとに均等に転圧した。このとき、土槽中央で管軸と直角方向に石灰を 2 cm ほどの厚さで撒いておき、実験終了後に掘削して石灰層に生じた段差の位置からすべり面の位置を観察した。供試管の土被りは 1.2 m とした。

埋め戻し終了後に支柱の下端に挿入した手動のジャッキで埋設管を均等に押し上げながら管に作用する土圧を測定した。

b) 埋め戻し土の土質特性

埋め戻しに用いた山砂の土質特性を Table 4 に示す。 ϕ' は埋め戻した状態での含水比 (11~14%)、湿潤単位体積重量 (15.6~16.2 kN/m³) とほぼ等しくなるように調整した試料による CD 試験の ϕ_a で代用した。 c' はゼロとみなした。また、埋め戻した状態での相対密度は

Table 3 Dimensions of Pipes.

Nominal diameter (mm)	200	400	600
Outside diameter (mm)	216.3	406.4	609.6
Inside diameter (mm)	204.7	390.6	590.6

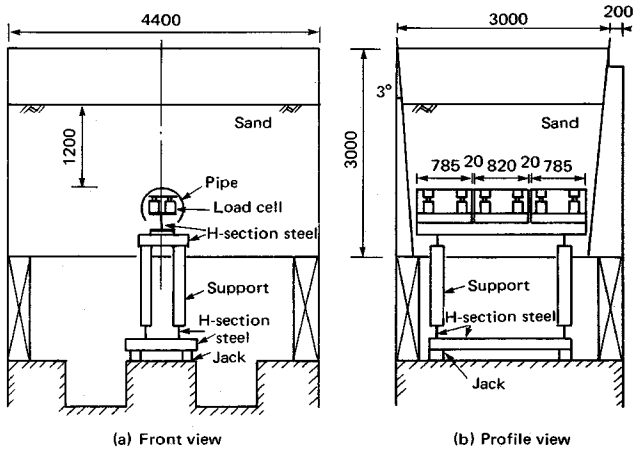


Fig. 3 Apparatus Used in Experiment.

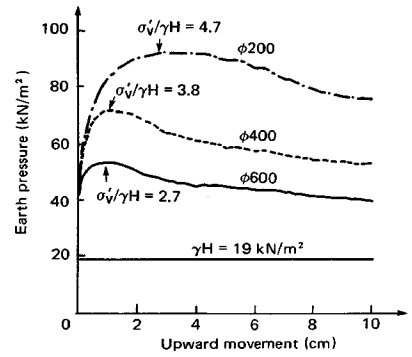


Fig. 4 Earth Pressure vs. Upward Movement.

Table 4 Properties of Soil.

G_s	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	U_c
2.69	0.0	94.0	6.0	0.0	2.3
U_c	γ_{dmax} (KN/m ³)	γ_{dmin} (KN/m ³)	w_{opt} (%)	ϕ'	c' (KN/m ²)
1.3	17.1	11.4	12	36°	≈ 0.0

平均で 0.59 であった。

c) 土圧の測定結果

この実験では手動ジャッキによる管の押し上げと土圧の測定を繰り返しながら実験を進めた。最大押し上げ量は 10 cm で、ほぼ 1 mm 押し上げるごとに土圧を測定した。

3分割された供試管の土圧測定結果は、中央の管に比べて端部の管で大きな値を示した。これは管端面と実験槽壁面との間の摩擦力のためと考えられたので、土圧の解析には中央の管で測定された土圧を用いた。中央の管で測定された土圧を押し上げ量との関係として Fig. 4 に示す。また、土圧の最大値と垂直土圧の比も示す。

d) 地表面の変化とすべり面の位置

Photo 1 は口径 600 mm の実験で管を 10 cm 押し上げた状態での写真である。管はクラックのほぼ真下に埋設されている。また、クラックに直交する球の列は間隔が 20 cm である。

管を地中で押し上げていくと、押し上げ量が 0.5~2 cm のときに管の直上にクラックが生じ始めた。このクラックは押し上げを続けるにつれて数が増し、幅も広がった。また、押し上げ量が 3~8.5 cm に達したときに写真の手前にみえる段差が地表面に現われ始めた。この段差も押し上げを続けるにつれてだいに明確になってきた。段差の内側では地表面が盛り上がり、外側では静止していることから、この段差の位置が地表面でのす

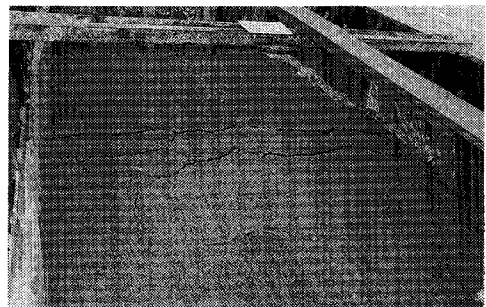


Photo 1 Ground Surface After 10 cm Upward Movement of the Pipe of 600 mm in Diameter.

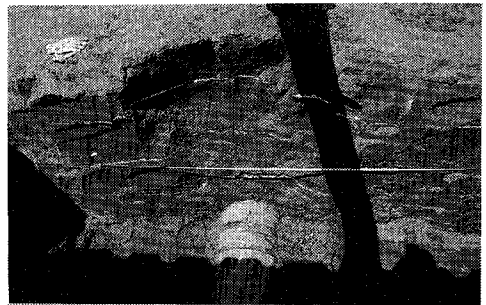


Photo 2 Vertical Section of the Soils After 10 cm Upward Movement of the Pipe of 400 mm in Diameter.

べり面の位置を表わすと考えることができる。また、Photo 2 は口径 400 mm の実験終了後に砂層面を掘削した状態での写真である。管の上部から斜め上方に広がった領域では地盤が破壊されているために自立することができず、掘削のときに部分的に崩壊した。写真中の水平な白線は埋め戻しのときに 30 cm ごとに撒いた石灰層で、途中で途切れて段差が生じているのがわかる。この段差の位置がその深さでのすべり面の位置を表わすと考えられる。次に、Fig. 5 は 3 種類の口径についてこのよ

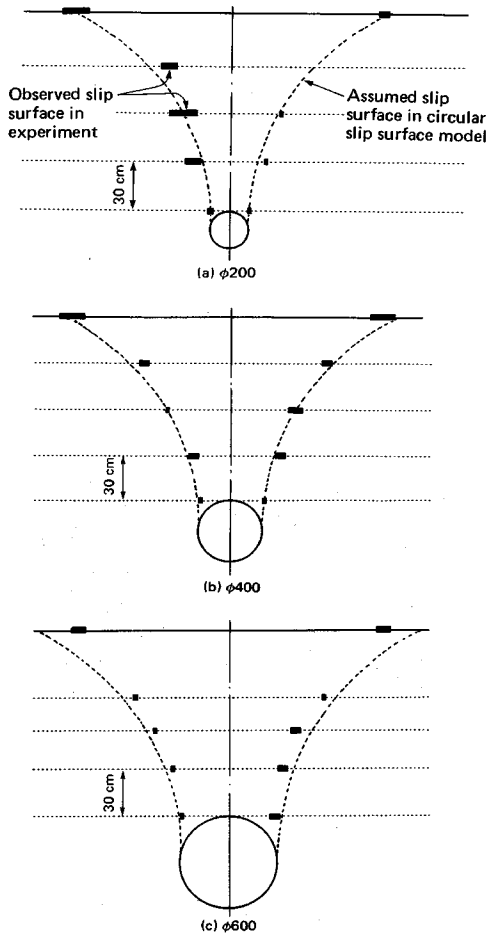


Fig. 5 Observed Slip Surfaces in Experiments and Assumed Slip Surfaces in Circular Slip Surface Model.

うな地表面および石灰層の段差から観察されたすべり面の位置と円弧すべり面を仮定する土圧算定法で解析に用いた円弧すべり面の位置 (Appendix に示したように、土の内部摩擦角から形状が決まる) を示している。2. で述べたように、多くの土圧算定式では鉛直すべり面を仮定している。しかし、実験で観察されたすべり面は鉛

直すべり面よりも円弧すべり面がよく近似できることがこの図より明らかである。また、土圧のピーク時をせん断のピーク時と考えると土圧のピーク時にはすべり面はまだ生じていないと考えられる。しかし、X線を用いて砂中に埋め込まれた鉛玉の動きを追跡する室内実験によると、大きなせん断ひずみが生じる位置と後にX線写真に撮影されるすべり面の位置はほぼ等しい⁴⁾。したがって、土圧のピーク時に Fig. 5 に示した位置でせん断ひずみが卓越していたと考えてよいであろう。

(3) 加室らの実験⁵⁾

a) 実験装置および方法

Fig. 6 に実験装置を示す。実験槽の中に支柱を立て、間にロードセルを介して枕木を置き、供試管を設置した。供試管の口径は Table 5 に示す 4 種類で、外面をプラスチックライニングされた鋼管を用いた。実験槽の下部には碎石および硫酸を敷設し、続いて山砂で 30 cm ごとに転圧しながら埋め戻した。管の土被りは 1.5 m とした。

埋め戻し終了後に地盤を強制的に沈下させて供試管に作用する土圧をロードセルで測定した。地盤の沈下は実験槽下部に注水し、硫酸層を水で溶解させることにより生じさせた。

b) 埋め戻し土の土質特性

埋め戻しに用いた山砂の土質特性を Table 6 に示す。埋め戻した状態での湿潤単位体積重量は 15.7~16.3 kN/m³、含水比は 5~8% であった。なお、砂の力学試験は CD 試験と思われるが、その結果を代用して ϕ' とした。 c' はゼロと考えた。また、表に示した以外の土質特性は明らかでないが、通常の埋設管の埋め戻し工法が採られていることから、相対密度も先の中口径管の実験と同じく 0.6 前後と推定される。

Table 5 Dimensions of Pipes.

Nominal diameter (mm)	80	100	150	200
Outside diameter (mm)	89.1	114.3	165.2	216.3
Inside diameter (mm)	80.7	105.3	155.2	204.7

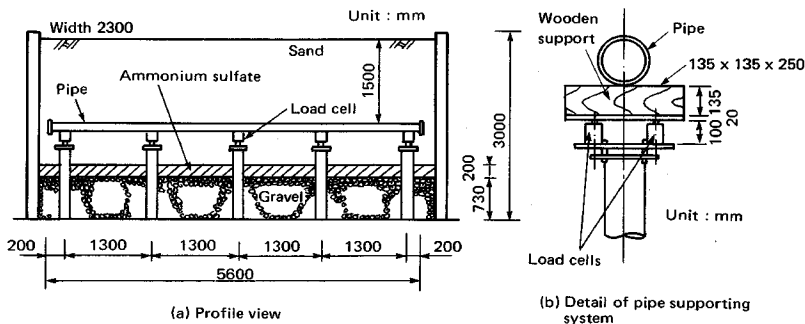


Fig. 6 Apparatus Used in Experiment.

Table 6 Properties of Soil.

Nominal diameter	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	ϕ'	C' (KN/m ²)
80, 150	21.1	78.5	0.4	0.0	40°	≈ 0.0
100	2.5	85.0	12.5	0.0	38°	≈ 0.0
200	2.5	89.6	7.9	0.0	35°	≈ 0.0

Table 7 Observed Earth Pressures.

Nominal diameter	Earth pressure σ'_v (kN/m ²)	Normalized earth pressure $\sigma'_v/\gamma H$
80	200	8.4
100	211	9.0
150	146	6.0
200	125	5.3

c) 土圧の測定結果

この実験では動的ひずみ計測器で沈下時の土圧が測定された。土圧の最大値を Table 7 に示す。なお、地盤の沈下量は測定されていないので、土圧と沈下量との関係は明らかでない。また、枕木の存在により土圧は大きめに測定されている。この影響は 5% 前後と推定されるが、管の口径によっても異なり、正確な見積りが難しいので、表には測定された値をそのまま示した。

4. 実験結果と各土圧算定式との比較

実験により測定された土圧と各土圧算定式により計算された土圧の比較を Fig. 7 に示す。土圧の計算にあたって土の単位体積重量および内部摩擦角の値にはすべての実験での平均値である $\gamma=15.9 \text{ kN/m}^3$, $\phi'=37^\circ$ を用いた。また、Trautmann らの算定式の土圧係数には中密の値 $K=0.65$ を用いた。

図より明らかなように Marston-Spangler の完全突出条件による土圧は土被り/口径が大きいたときにはかなり過大であり、小さいときには過小に評価している。一方、

不完全突出条件を用いると計算された土圧は実験値よりもかなり小さい。したがって、Marston-Spangler の土圧算定式では実験結果を説明できない。次に、Meyerhof-Adams の算定式は土被り/口径が小さいときにやや過大であり、大きいときにやや過小である。その他の円弧すべり面モデル、Trautmann ら、Ladanyi-Hoyaux の 3 つの算定式には大きな差はない。加室らの実験での真の土圧は図の値よりもやや小さいと考えられるが、これを考慮してもこれらの 3 式による計算値はいずれも実験値とほぼ一致している。しかし、Trautmann らや Ladanyi-Hoyaux は実際にみられるものとは異なる鉛直すべり面を仮定しており、モデルの厳密性からは円弧すべり面モデルの方がすぐれていると考えられる。したがって、突出条件下の埋設管に作用する土圧の算定には円弧すべり面モデルによる土圧算定式が最も適切と考ええる。

5. 結論

- (1) Marston-Spangler の突出条件土圧算定式では完全突出条件、不完全突出条件のいずれを用いても実験により測定された土圧を説明できない。
- (2) 円弧すべり面モデル、Trautmann ら、Ladanyi-Hoyaux の 3 つの算定式には大きな差はなく、いずれも実験により測定された土圧とほぼ一致した。
- (3) 実験で観察されたすべり面は円弧に近い。この点から、円弧すべり面モデルによる計算が最も妥当と考えられる。

以上のように、Marston-Spangler の算定式が実験と合わず、これまでに仮定の不合理性を指摘してきた多くの批判が正しいことが確認された。それに代わって、円弧すべり面を仮定した Kötter の方程式に基づく算定式を示した。今後、これによって従来の Marston-Spangler 理論による設計の体系が修正されることを期待する。

なお、本論文の実験では実際の埋設管工事と同じ方法で埋め戻しており、この意味では現場への適用性が高いと考えられる。しかし、仮にゆるく埋め戻した場合にはすべり面の形状や土圧の値が異なってくるであろう。事実、ゆるい埋め戻しの場合には管の周辺ですべり面が消滅することが室内実験で観察されている。また、土被り/口径が大きくなると、すべり面は地表まで到達せず、不完全突出状態になると考えられる。これらの条件での土圧の解析や不完全突出に移行する土被り/口径の値については今後の研究課題と考えている。

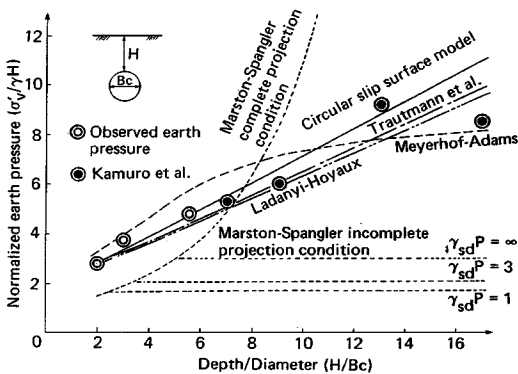


Fig. 7 Comparison of Observed Earth Pressures with Estimated Ones.

Appendix 円弧すべり面モデルによる土圧の計算

(1) すべり面の形状

すべり面は管の側部で管と接し、地表面と $\pi/4 - \phi'/2$ (ϕ' :土の内部摩擦角)で交わる円弧により近似できると仮定する。これらの仮定によりすべり面の形状が Fig. A-1 に示すように定まる。円弧の中心は管の中心と同じ深さにあり、その半径 R は

$$R = \frac{H + B_c/2}{\sin(\pi/4 + \phi'/2)} \dots\dots\dots (A.1)$$

である。

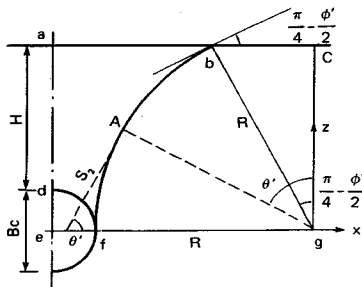


Fig. A-1 Circular Slip Surface.

(2) 円弧すべり面に囲まれる領域の土の重量

埋設管の単位長さを考えて、円弧すべり面に囲まれる領域の重量を計算する。Fig. A-1 を参考にして (ab...) でその領域の面積を表わすと、土の重量 W は

$$\begin{aligned} W &= 2\gamma(adfb) = 2\gamma\{(aegc) - (bgc) - (bfg) - (def)\} \\ &= 2\gamma\left\{\left(H + \frac{B_c}{2}\right)\left(R + \frac{B_c}{2}\right) - \frac{1}{2}R\left(H + \frac{B_c}{2}\right)\right. \\ &\quad \left. \times \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) - \frac{1}{2}R^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) - \frac{\pi}{16}B_c^2\right\} \dots\dots\dots (A.2) \end{aligned}$$

になる。 γ は土の単位体積重量を表わす。

(3) 円弧すべり面に作用する鉛直方向の力

円弧すべり面に作用する鉛直方向の力はこのすべり面に次式で表わされる Kötter の方程式¹⁵⁾を適用して計算する。

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi' \frac{d\sigma'_m}{ds_1} - 2(\sigma'_m \sin \phi' + c' \cos \phi') \frac{d\theta}{ds_1} \\ &= \gamma \sin(\theta - \phi') \quad (i) \\ \cos \phi' \frac{d\sigma'_m}{ds_2} + 2(\sigma'_m \sin \phi' + c' \cos \phi') \frac{d\theta}{ds_2} \\ &= \gamma \cos \theta \quad (ii) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A.3)$$

ここで、 $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$: 平均主応力 (σ'_1, σ'_3 は最大、最小主応力)、 s_1 および s_2 : 最大主応力と $\pi/4 - \phi'/2$ の角度で交差する2つのすべり面 (Fig. A-2 参照)、 θ : s_1 すべり面が x 軸と交わる角度 (Fig. A-2 参照)、である。

さて、円弧すべり面に作用する最大主応力 σ'_1 の方向

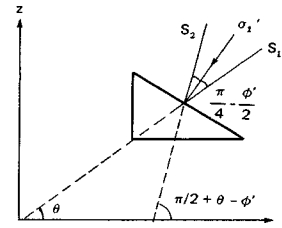


Fig. A-2 Direction of Slip Surface.

を考えると、円弧すべり面は最大主応力の方向から反時計回りに $\pi/4 - \phi'/2$ の角度で回転したすべり面、すなわち、Fig. A-2 における s_2 すべり面である。したがって、式 (A.3) の (ii) を円弧すべり面に適用すればよい。

ここで、Fig. A-1 に示したように、 z 軸から円弧上の点 A までの角度を θ' とすると、点 A での円弧すべり面の接線 s_2 は x 軸と θ' で交わる。したがって、Fig. A-2 より

$$\theta' = \pi/2 + \theta - \phi'$$

すなわち、

$$\theta = -\pi/2 + \theta' + \phi' \dots\dots\dots (A.4)$$

である。また、

$$ds_2 = R d\theta'$$

なので、

$$\frac{d\theta}{ds_2} = \frac{d\theta'}{ds_2} = \frac{1}{R} \dots\dots\dots (A.5)$$

$$\cos \phi' \frac{d\sigma'_m}{ds_2} = \frac{\cos \phi'}{R} \cdot \frac{d\sigma'_m}{d\theta'} \dots\dots\dots (A.6)$$

が成り立つ。これらの式 (A.4) ~ (A.6) を式 (A.3) の (ii) に代入して整理すると、微分方程式

$$\frac{d\sigma'_m}{d\theta'} + 2 \tan \phi' \sigma'_m = \gamma R \frac{\sin(\theta' + \phi')}{\cos \phi'} \dots\dots\dots (A.7)$$

が得られる。

地表面 ($\theta' = \pi/4 - \phi'/2$) での σ'_m は Fig. A-3 を参照して幾何学的関係を調べると

$$\sigma'_m = \frac{c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \dots\dots\dots (A.8)$$

になる。この境界条件で式 (A.7) を解くと、

$$\sigma'_m = \frac{\gamma R}{\cos \phi' (4 \tan^2 \phi' + 1)} \left[2 \tan \phi' \sin(\theta' + \phi') \right]$$

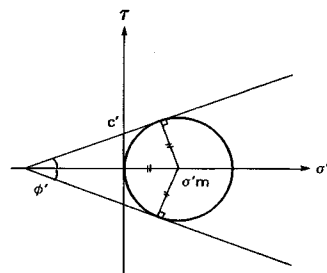


Fig. A-3 Mohr's Circle at Surface.

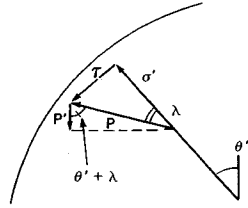


Fig. A-4 Resultant Shearing Resistance p on the Slip Surface.

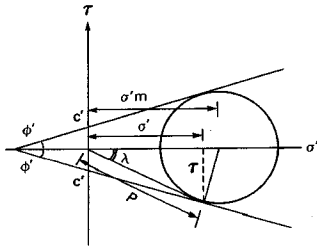


Fig. A-5 Resultant Shearing Resistance p in Mohr's Circle.

$$\begin{aligned}
 & -\cos(\theta' + \phi') - \left[2 \tan \phi' \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \right. \\
 & \left. - \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \right] \exp \left[2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} - \theta' \right) \tan \phi' \right] \\
 & + c' \left[\left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1}{\tan \phi'} \right) \right. \\
 & \left. \times \exp \left[2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} - \theta' \right) \tan \phi' \right] - \frac{1}{\tan \phi'} \right] \dots\dots\dots (A \cdot 9)
 \end{aligned}$$

になる。また、Fig. A-4 に示すように、ある点でのせん断抵抗応力を p とし、 p が半径方向となす角度を λ とすると、Fig. A-5 において幾何学的関係を調べることにより、

$$\left. \begin{aligned}
 p \sin \lambda &= (c' \cos \phi' + \sigma'_m \sin \phi') \sin \phi' \\
 p \cos \lambda &= (-c' \sin \phi' + \sigma'_m \cos \phi') \cos \phi'
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A \cdot 10)$$

が得られる。また、 p の鉛直成分を p' とすると、Fig. A-4 から

$$p' = -p \cos(\theta' + \lambda) \dots\dots\dots (A \cdot 11)$$

が成り立つ。

式 (A-9)~(A-11) を用いて p' を計算し、さらに p' をすべり面全体にわたって積分することにより、すべり面に作用する鉛直方向の力の合力 T が次式のように求められる。

$$T = \int p' ds = \int_{\pi/4 - \phi'/2}^{\pi/2} p' R d\theta' = \gamma R^2 I_1(\phi') + c' R I_2(\phi') \dots\dots\dots (A \cdot 12)$$

ただし、

$$I_1(\phi') = \frac{1}{(4 \tan^2 \phi' + 1)^2} \left[2 \tan \phi' \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \right.$$

$$\begin{aligned}
 & \left. - \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \right] \cdot \left[(2 \tan \phi' \sin \phi' + \cos \phi') \right. \\
 & \times \exp \left\{ - \left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \tan \phi' \right\} \\
 & + 2 \tan \phi' \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) - \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \left. \right] \\
 & - \frac{1}{4 \tan^2 \phi' + 1} \left\{ \frac{1}{2} \tan \phi' (\cos 2\phi' - \sin \phi') \right. \\
 & \left. - \frac{1}{4} \left(\frac{\pi}{2} + \phi' - \sin 2\phi' - \cos \phi' \right) \right\} \\
 I_2(\phi') &= - \frac{1 + \sin \phi'}{\sin \phi' (4 \tan^2 \phi' + 1)} \\
 & \cdot \left[(2 \tan \phi' \sin \phi' + \cos \phi') \right. \\
 & \times \exp \left\{ - \left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \tan \phi' \right\} \\
 & + 2 \tan \phi' \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) - \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \left. \right] \\
 & + \frac{1}{\tan \phi'} \left[1 - \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \right] \dots\dots\dots (A \cdot 13)
 \end{aligned}$$

である。

(4) 埋設管に作用する土圧

埋設管に作用する土圧はすべり面に囲まれる領域の土の重量 W とすべり面に作用する鉛直方向の力 T の和である。式 (A-2)、式 (A-12)、および円弧の半径 R の値に式 (A-1) を用いて土圧を計算し、土被り圧で正規化すると、

$$\begin{aligned}
 \frac{\sigma'_v}{\gamma H} &= \frac{W + 2T}{\gamma HB_c} = \frac{(H + B_c/2)^2}{HB_c} F_1(\phi') \\
 & + \frac{H + B_c/2}{HB_c} \cdot \frac{2c'}{\gamma} F_2(\phi') + \frac{H + (1/2 - \pi/8)B_c}{H} \dots\dots\dots (A \cdot 14)
 \end{aligned}$$

になる。ただし、 $F_1(\phi')$ 、 $F_2(\phi')$ は

$$\begin{aligned}
 F_1(\phi') &= \frac{2 I_1(\phi')}{\sin^2(\pi/4 + \phi'/2)} + \frac{2}{\sin(\pi/4 + \phi'/2)} \\
 & - \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - \frac{\pi/4 + \phi'/2}{\sin^2(\pi/4 + \phi'/2)}, \\
 F_2(\phi') &= \frac{I_2(\phi')}{\sin(\pi/4 + \phi'/2)} \dots\dots\dots (A \cdot 15)
 \end{aligned}$$

であり、 $I_1(\phi')$ 、 $I_2(\phi')$ には式 (A-13) を用いる。本文の Fig. 1 にこれらの値が示されている。

参考文献

- 1) 湯浅欽史：地下埋設管きよに関する予備的室内実験，土木学会論文集，No. 83，pp. 11~20，1962年7月。
- 2) 松尾 稔・堀内孝英：Marston-Spangler 理論の設計への適用に関する研究，土質工学会論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 97~107，1975年6月。
- 3) Yoshikoshi, W. : Vertical earth pressure on a pipe in the ground, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 2, pp. 31~41, June, 1976.

- 4) Takagi, N., Nishio, N., Yoneyama, K. and Shimamura, K. : Development of a strain measurement system for soils and its application to sand around a buried pipe, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 3, pp. 65~79, Sep. 1983.
- 5) 加室 昂・大津賀久夫・高木貞人・吉田賢太郎：導管および受防護におよぼす地盤沈下の影響について(第2報), 東京ガス(株)総合研究所報告, No.17, pp.149~163, 1972年.
- 6) Spangler, M. G. : *Soil Engineering*, International Textbook Co., Scranton, Pennsylvania, pp.396~418, 1963.
- 7) 山口柏樹：埋設構造物(管)の沈下と変形, 土質工学会関西支部, pp.93~108, 1976年2月.
- 8) Meyerhof, G. G. and Adams, J. I. : The ultimate uplift capacity of foundations, *Canadian Geotechnical J.*, Vol. 5, No. 4, pp. 225~244, 1968.
- 9) Trautmann, C. H., O'Rourke, T. D. and Kulhawy, F. H. : Uplift force-displacement response of buried pipe, *J. of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 9, pp.1061~1076, Sep., 1985.
- 10) Ladanyi, B. and Hoyaux, B. : A study of the trapdoor problem in a granular mass, *Canadian Geotechnical J.*, Vol. 6, No. 1, pp. 1~14, 1969.
- 11) Matsuo, M. : Study on the uplift resistance of footing (I), *Soils and Foundations*, Vol. 7, No. 4, pp. 1~37, 1967.
- 12) 勝見 雅・西原 晃：アースアンカーの引抜き抵抗に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No.276, pp.65~76, 1978年8月.
- 13) Vesić, A. S. : Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom, *J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp.1183~1205, Sep. 1971.
- 14) Vesić, A. S. et al. : Engineering properties of nuclear craters, Technical Report No. 3-699, Report 2, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 123 pp., 1965.
- 15) 山口柏樹：土質力学(全改訂), 技報堂出版, pp. 214~216, 1984年2月.

(1987. 4. 17・受付)