

投稿論文 (和文)
PAPERS

小口径埋設管の輪荷重による応力・変形評価法

田中幸久*・片岡哲之**・国生剛治***・
吉田保夫**

都市部において使用される頻度の高く、比較的浅層に埋設される機会の多い、断面形状が円形で小口径の管を対象として、一連の実験ならびに解析を実施し、その結果に基づき道路下の浅層に埋設した各種の管の応力、変形を簡便に評価し得る方法を提案した。更に、実規模載荷実験による実測値と提案方法による計算値を比較したところ、バラツキはあるものの、ある程度満足すべき対比結果が得られた。

Key Words : buried pipe, wheel load, field test, stress and deformation analysis

1. はじめに

近年、日本における都市機能の集中と高密度化に伴い、都市機能を支える埋設管の数は、増加の一途をたどっている。電力における配電の分野においても、従来、架空に設置されることが多かった配電線を都市防災、都市景観の向上などを求める社会的要請にこたえて、地中の比較的浅層に布設する機会が多くなりつつある。

比較的浅く埋設される管の埋設深度を決定する重要な要因のひとつは、地表面の輪荷重に対する管の健全性である。一方、実際の地中配電に用いられている管は、配電ケーブルを防護するために用いられているのでケーブル防護管と呼ばれ、表-1に示すようにその材質、寸法等は多種、多様であるが、現実の埋設工事においては、個々の管の特性を考慮せず、輪荷重に対して十分に安全と思われる一定の深度以深に一律に埋設されることが多い。本来は、管の特性を考慮して安全性が保ち得る埋設深度に埋設する方が合理的といえよう。ところが、埋設管に生じる応力と変形は、管の特性の他に輪荷重の大きさ、埋設深度、埋戻し土の特性、舗装の種類によって変化するので、これらの要因を合理的に考慮できる評価方法の必要性が高い。また、地中埋設工事が都市においてごく日常的に行われていることから、その評価手法は、簡便で実用性の高いものでなければならない。

表-1によれば、ケーブル防護管のうち、断面が円形の管の内径は、最大で20 cmであり、比較的小口径の管が用いられている。そこで、本論文では、現在配電工

事で比較的用いられる機会の多い断面が円形の小口径管の管軸に直角な断面に生じる応力と変形の評価法を検討するため一連の実規模載荷実験ならびに解析を実施した。更に、それらの結果に基づき道路下の浅層に埋設した各種の小口径管の応力、変形の概略値を簡便に評価し得る方法を提案する。

2. 道路下に埋設された管に対する実規模載荷実験

(財)電力中央研究所では、現在用いられている代表的なケーブル防護管の浅層埋設時の輪荷重に対する安全性を確認するために、第2, 第3筆者を中心として、実規模載荷実験ならびに土槽による室内載荷試験を実施した^{1)~3)}。本章では、以下にその概要を述べる。詳細については、文献1), 2), 3)を参照されたい。

(1) 実験条件

a) 管

管としては、代表的なたわみ性管である硬質塩化ビニール管(以下塩ビ管と略称する)、軽量鋼管(以下鋼管と略称する)ならびに波付硬質ポリエチレン管(以下ポリ管と略称する)を用いた。

b) 舗装

実規模の現場載荷試験では塩ビ管または鋼管を対象とし、歩道仕様の舗装と車道仕様の舗装を対象にして実施した。車道下では9条(3列×3段)で埋設深度(最上段の管の上面と地表面との距離)60 cmに、また、歩道下では、4条(2列×2段)で深度30 cmと60 cmに埋設した。管の中心間の距離は、塩ビ管、鋼管でそれぞれ22 cm, 23 cmである。一方、室内土槽試験では、歩道舗装下に1条埋設されたポリ管を対象として実施した。歩道の舗装はいずれの場合も都道の歩道舗装仕様に基づく、アスファルト混合物の厚さ4 cm, 路盤碎石の厚さ7 cmの舗装である。車道の舗装はアスファルト混合物

* 正会員 工博 (財)電力中央研究所 我孫子研究所
耐震部 土質グループ 主任研究員
(〒270-11 我孫子市我孫子1646)

** 正会員 (財)電力中央研究所 我孫子研究所
耐震部 土質グループ 主任研究員

*** 正会員 工博 (財)電力中央研究所 我孫子研究所
上席研究主幹

表一 配電に用いられている管の名称と公称径

管種 断面の形状	管の名称	公称径(内径)(mm)
円形	硬質塩化ビニール管	75, 100, 125, 130, 150, 200
	波付硬質ポリエチレン管 (ポリエチレン単体、鋼板の芯入り)	75, 100
	鋼管(プラスチック被覆鋼管、 並鉛メッキ鋼管等)	80, 95, 100, 125, 130, 150, 200
	強化プラスチック複合管	100, 125, 150
	鉄筋コンクリート管	200
非円形	コンクリート多孔管(4孔管、6孔管等)	—

の厚さ 15 cm, 路盤碎石の厚さ 40 cm の都道の中級舗装仕様である。

c) 載荷

実規模現場載荷実験における載荷は、実際のダンプトラックにより行い、室内土槽実験では、載荷ジャッキにより行った。トラックの重量は、後輪荷重の大きさが設計でよく用いられる 5.6 トン (T-14 相当)⁴⁾ または 8.0 トン (T-20 相当)⁵⁾ となるように調整した。

d) 実験ケース

実験に用いた埋戻し砂の粒度分布と物理的特性をそれぞれ図一、表二に示す。実験ケースを一覧表にしたものが表三である。埋戻しには、原則として砂を用いたが、試験ケース I, J では、埋戻し土として砂の混じった関東ロームを石灰で改良した土を用いた。また、埋戻し土の締めめ方法や土研式貫入試験と埋戻し土の特性の関係については、文献 2), 3) を参照されたい。

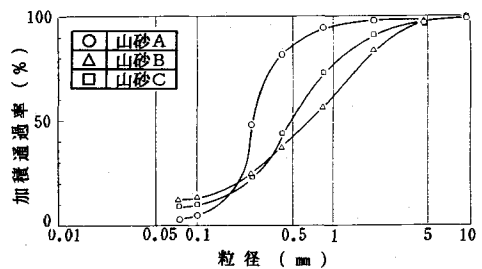
(2) 実験結果

a) 輪荷重、走行速度などの影響

図一は、防護管に発生する応力に与えるトラックの走行速度や路面の凹凸による衝撃の影響について検討した結果を示している。図一によれば、静止時(走行速度が 0)、走行時を問わず、発生応力は大幅に許容値 (140 kgf/cm²) を下まわっている。また、トラック走行時に発生する応力はいずれも静止時に比較して小さいこと、道路面上に人為的に造った凹凸部(高低差 5 cm) をトラックが通過する際に埋設管に発生する応力はトラックが静止時に発生する応力に比較して特に大きくならないことが認められる。この原因は、舗装を構成する材料や埋戻し土のクリープ特性であると思われる。このことにより、輪荷重としては走行荷重ではなく、静止荷重を考慮しておけば最も安全側であることになる。

b) 実験結果に及ぼす埋戻し土の相対密度の影響

図三は、塩ビ管に対する実験ケースのうち、他の条件をほぼ一定にして埋戻し土の相対密度のみを変化させた実験ケースを選び出して、その結果を示したものである。埋戻し土の相対密度が、大きくなるほど扁平率は減少している。管頂周応力の場合、扁平率の場合ほど明瞭ではないが、相対密度が最も大きいケースの管頂周応力は他のケースに比べてかなり小さく、相対密度を十分



図一 試験に用いた埋戻し土の粒度分布

表二 埋戻し土の物理特性

埋戻し土		山砂A	山砂B	山砂C
粒度	最大粒径 (mm)	2.0	9.5	9.5
	D ₆₀ (mm)	0.30	0.95	0.60
	D ₃₀ (mm)	0.20	0.33	0.30
	D ₁₀ (mm)	0.14	—	0.09
	均等係数	2.1	—	6.6
細粒分含有率 (%)		2.8	12.7	9.2
比重		2.61	2.65	2.77
最大乾燥密度 ρ _{d max} (t/m ³)		1.632	1.746	1.385
最小乾燥密度 ρ _{d min} (t/m ³)		1.236	1.323	1.028

表三 実車両現場載荷試験ケース一覧表

試験番号	管種	埋設深度 (cm)	舗装	管の温度	埋戻し土		試験場所	記号
					種類	土研式貫入試験相対密度 (%) N _c (均値/5cm)		
C	塩ビ管	30	歩道	5.9℃	山砂B	7	赤城	○
D	塩ビ管	30	歩道	5.9℃	山砂B	6	赤城	△
E	塩ビ管	30	歩道	5.8℃	山砂B	3	赤城	□
I	塩ビ管	30	歩道	5.0℃	石灰改良土	6	赤城	△
J	塩ビ管	30	歩道	5.0℃	石灰改良土	4	赤城	□
K	塩ビ管	30	歩道	5.0℃	山砂B	6	赤城	△
L	塩ビ管	30	歩道	5.0℃	山砂B	7	赤城	□
P	塩ビ管	30	歩道	5.0℃	山砂C	7	横須賀	△
KG	ポリ管	30	歩道	常温	山砂A	6	我孫子	△
B	塩ビ管	60	歩道	5.4℃	山砂B	9	赤城	△
G	塩ビ管	60	歩道	5.7℃	山砂B	7	赤城	△
F	塩ビ管	60	歩道	5.9℃	山砂B	4	赤城	△
A	塩ビ管	60	車道	5.0℃	山砂B	1.1	赤城	△
H	塩ビ管	60	車道	6.1℃	山砂B	4	赤城	△
M	塩ビ管	60	車道	4.8℃	山砂C	5	横須賀	△
N	鋼管	60	車道	—	山砂C	5	横須賀	△

注1) 塩ビ管:硬質塩化ビニール管、ポリ管:波付硬質ポリエチレン管、鋼管:軽鋼管
 注2) 高電線の発熱による温度上昇を模擬するため、硬質塩化ビニール管では、管内にヒーターを置き、管内温度を高めた。
 注3) ○, △などの記号は、複数の計測値の算術平均に対応する位置にプロットした。また、記りの欠片は、複数の計測値のバラツキの上・下限を表している。

に大きくすれば、管頂周応力は比較的小さな値にとどめることができることがわかる。

c) 管頂曲げモーメントに及ぼす管種の影響

輪荷重の大きさ、埋設深度、舗装仕様、埋戻し土の種類ならびに相対密度、周辺地盤の条件が同一で、塩ビ管を埋設した実験ケース M、鋼管を埋設した実験ケース N の場合の M/R^2 (M : 単位奥行きあたりの管頂曲げモーメント, R : 平均半径 (= (外径 + 内径) / 4) の値はそれぞれ 0.0306 kgf/cm², 0.0750 kgf/cm² である。

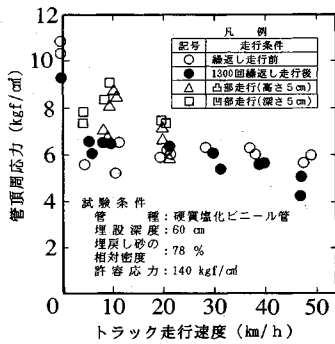


図-2 トラック走行速度と車道下に埋設した管に生じる管頂周応力の関係^{2),3)}

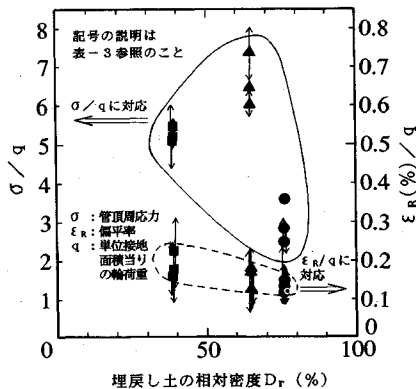


図-3 防護管に生じる応力・変形と埋戻し土の相対密度

鋼管の場合の M/R^2 の値は、塩ビ管のそれに比べて約 2.5 倍大きい。この直接の原因は、塩ビ管と鋼管の周辺に作用する土圧分布の違いであり、更にその原因は、3. (2) b) で後述するように塩ビ管と鋼管の管の剛性の違いによる。つまり、管の剛性が大きいほど M/R^2 が大きくなる。

d) 実験結果の考察

図-3 によれば、塩ビ管に生じる管頂周応力および偏平率は、埋戻し土の相対密度の影響を受ける。また、c) で述べたように管の剛性が大きいほど M/R^2 の値は大きい。たわみ性管に対する既往の設計方法の中には、埋戻し土の締固め程度や管の剛性によらず、一定の土圧分布を設定する方法^{9),7)}があるが、この方法では、図-3 に示した結果や c) で述べた実験結果を説明することができない。こうした点、いわゆる Marston-Spangler の方法⁸⁾では、埋戻し土の剛性および管の剛性がある程度考慮できる点が合理的であるが、その理論における鉛直土圧の算定方法ならびに管周囲に作用する土圧分布の形状の妥当性について疑問視する意見が少なくない⁹⁾⁻¹¹⁾。

地盤と管の剛性が、管に生じる応力および変形に大きな影響を及ぼすことは既に明らかにされている^{12)-15),11)}。しかし、わが国で実務に用いられている既存の設計方法

のなかには、地盤と管の剛性の違いが管に生じる応力と変形に及ぼす影響を合理的に取り入れたものは見当たらない^{16),17)}。表-1 に示すような種々の剛性を有すると思われる管の埋設深度を検討するには、管と地盤の剛性による影響を取り込んだ合理的な評価手法が必要である。

そこで次章では、これらの知見に基づいて、埋戻し土の相対密度、管自身の剛性はもちろんのこと、舗装の剛性や埋設深度の影響も合理的に考慮して各種小口径管に生じる応力・変形を評価し得る方法を示す。

3. ケーブル防護管に生じる応力・変形の評価方法

ここでは、管種、埋戻し土の密度、舗装条件ならびに埋設深度の変化が、輪荷重によって浅層埋設したケーブル防護管に生じる応力・変形に及ぼす影響を考慮し得る簡便な評価方法を提示するとともに、実測結果と比較して、その妥当性を検証する。

(1) 検討対象断面の設定

2. (2) で既に述べたように、車両走行時にケーブル防護管に生じる応力と変形は、静止時に比べて小さいので、静止輪荷重に対する管の健全性を検討すればよい。また、防護管に生じる応力と変形は、防護管の直上に車輪が位置する場合が最大となること、多条埋設した管の場合、最上段に位置する防護管の応力・変形が最大であること、応力については、管頂周応力が最大となることが実験的に確かめられている³⁾。

また、これらの知見により、多条に埋設された防護管の健全性を検討する場合、最上段の管の直上に静止輪荷重が加わる場合を想定し、応力に関しては、管頂周応力を検討すればよいことになる³⁾。

更に、9 条の管を埋設した地盤に対する線形弾性解析結果³⁾によれば、比較的浅層に埋設された管を対象とした場合、地盤の自重により管に生じる応力と変形は、輪荷重によるものに比べて小さいので、これを無視できる。また、同じ解析により、埋戻した部分の側方または下部に存在する周辺地山の変形係数の影響は小さいので、簡単のために埋戻し土と周辺地盤の変形係数が等しいとして解析すればよい³⁾。

実際の施工では、防護管を多条に埋設することが多いが、塩ビ管および鋼管を対象として別途実施した解析結果によれば、多条埋設されたケーブル防護管の最上段に位置する管の応力、変形は単独で同じ深度に埋設した管の応力と変形とほぼ等しい³⁾ので、簡単のために単独埋設を対象とした。

以上に述べたことにより、浅層埋設された防護管に輪荷重によって生じる応力と変形の検討は、図-4 に示す条件の下で実施すればよいことになる。

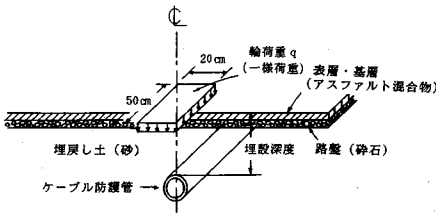


図-4 管頂周応力および偏平量の計算の対象とした地盤

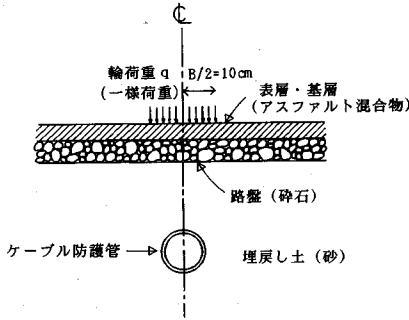


図-5 2次元解析の対象とした地盤の概要

(2) 解析条件, 結果ならびに評価方法の提案

図-4に示す解析条件は三次元であるが, 三次元問題を直接解析することは困難であるので, まず, 図-5に示すように二次元平面ひずみ問題として解析を実施し, 三次元効果は, 3.(2) d) で後述するように地盤中の応力の分散効果として考慮した。

管軸に直角な断面内の地盤構造に対して, 二次元平面ひずみ条件で線形弾性解析を実施したが, 解析対象とした地盤構造を図-5に示す。概略の解析条件をまとめたものを表-4に示す。管としては現在, 各電力で配電用ケーブル埋設管として多用されているものをいくつか選んだ。また, 埋設深度, 埋戻し土の密度ならびに舗装の種類も変化させた。本論文では, 有限要素法による二次元線形弾性解析結果をいくつかのパラメータに着目して整理し, 計算条件にあまり影響されない関係をいくつか見出し出している。さらにそれらの関係に基づいて地中埋設管の輪荷重による応力・変形の評価法を提案している。以下にその過程を示すが, まず a) では二次元線形弾性解析結果を支配するパラメータの数を減少させる目的で導入した等価埋設深度について説明する。次に b), c) では, 二次元線形弾性解析結果を整理する過程とその過程で得られたいくつかのパラメータで解析結果を整理して得られた関係について述べる。さらに d) では, 具体的な算定式と算定手順について述べる。

a) 等価埋設深度による舗装の剛性の考慮

舗装と埋戻し土の剛性の違いを考慮するには, 多層地盤を対象とした解析を実施する必要がある。ところが, 多層地盤を対象とした解析では, 解析結果を支配するパラメータが多くなるため, 実用的な設計にそのまま供す

表-4 2次元平面ひずみ条件下において, 埋設管に生じる応力・変形解析を行った際の計算条件

想定した管種	半径 R (mm)	管厚 T (mm)	管の弾性係数 E_p (kgf/cm ²)	管のポアソン比 ν_p	記号
硬質塩化ビニール管 $\phi 75$	41.5	5.8	18000	0.36	□
硬質塩化ビニール管 $\phi 130$	65	8	6400, 18000, 24000	0.36	○
硬質塩化ビニール管 $\phi 150$	80	10	18000	0.36	△
軽量鋼管	80	3.5	1.97x10 ⁶	0.27	▽
強化プラスチック複合管	80	12.3	30000	0.36	◇
波付硬質ポリエチレン管 (鋼板入り)	80	8.95	38300	0.36	⊙

注1) 埋設深度は, 20, 30, 40, 60, 80, 120 (cm) に変化させた。
 注2) 埋戻し土の相対密度は30, 40, 50, 60, 70, 80% に変化させた。
 注3) アスファルト混合物の層厚は, 4cm, 10cm, 15cmのいずれかであり, 路盤碎石の層厚は7cm, 15cm, 40cmのいずれかである。また, アスファルト混合物の変形係数とポアソン比は, それぞれ150 (kgf/cm²), 0.3とし, 路盤碎石の変形係数とポアソン比は, それぞれ250 (kgf/cm²), 0.3とした。

ると, 設計手順はその分だけ複雑になる。むしろ, 地表面まで埋戻し土の均一地盤を想定し, 舗装の影響は, 埋設深度の変化として表したほうが実用上便利である。そこで, まず多層地盤の解析結果を簡便な式により近似することを試みた。

まず, 地表の半径 r_0 の円内に大きさ q の一様荷重をかけた場合, 路盤剛性と厚さが埋戻し土内の鉛直応力 σ_v に及ぼす影響を二層地盤を対象とした弾性論の厳密解¹⁸⁾を適用して調べたものが, 図-6中の実線である。ただし, 図-6において, H_{as}, H_{cr} : それぞれ表層・基層および路盤の層厚, r_0 : 道路橋示方書に示される後輪荷重の接地面積 (50 cm×20 cm=1000 cm²) と等しい面積を有する円の半径 ($r_0=17.84$ cm), q : 単位面積あたりの車輪荷重 (一様荷重), σ_v : 荷重中心を通る鉛直線上の地中における鉛直応力, E_s : 埋戻し土の変形係数, E_1 : 舗装の等価変形係数 (= $(E_{as}H_{as} + E_{cr}H_{cr}) / (H_{as} + H_{cr})$), ただし, E_{as}, E_{cr} : それぞれ表層・基層および路盤の変形係数) である。

次に, 地表面まで埋戻し土の均一地盤を想定した場合の σ_v の計算式である次式¹⁹⁾で二層地盤の解析結果を近似した。

$$\sigma_v = q [1 - (1 + r_0^2 / Z_{eq}^2)^{-1.5}] \dots \dots \dots (1)$$

ここで Z_{eq} は, 等価埋設深度と称し次式で定義される。

$$Z_{eq} = Z + (H_{as} + H_{cr}) \{ (E_1 / E_s)^{1/m} - 1 \} \dots \dots \dots (2)$$

ここで, Z : 埋設深度, m : $(H_{as} + H_{cr}) / r_0$ の関数であり, 図-7に示される。また, 式 (1) において, q は次式で表される。

$$q = Q / (\pi r_0^2) \dots \dots \dots (3)$$

ここに, Q : 後輪荷重

図-6中の破線は, 式 (1) による計算結果である。これより, 舗装の剛性が, 埋戻し土中の鉛直土圧に及ぼす影響は, 式 (1) により表現できると言える。

b) 管の応力解析の結果整理と計算式の誘導

i) 曲げモーメントの計算式

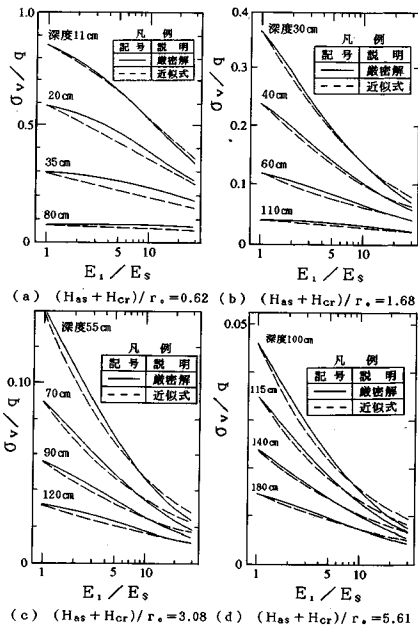


図-6 2層地盤内の鉛直応力 σ_v に関する厳密解と近似解の比較

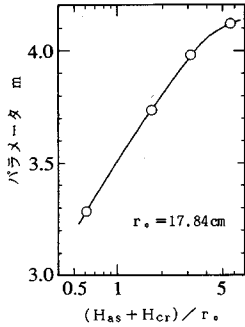


図-7 m と $(H_{as} + H_{cr})/r_0$ の関係

一般に、埋戻し土より管に作用する土圧の大きさとその分布形状が一定であれば、管に生じる曲げモーメント M_r は、管を薄肉円筒と近似した梁の理論により管の半径 R の2乗に比例する。また、 q に関して言えば、 M_r は q に比例する。そこで、 M_r を正規化した量 $M_r/(qR^2)$ を正規化曲げモーメントと定義し、これを用いて以下の議論を進める。 $M_r/(qR^2)$ の値は、埋戻し土より管に作用する土圧の大きさとその分布形状により決まる。ちなみに、塩ビ管や鋼管のように材質が一樣な薄肉円筒状の管の場合、正規化曲げモーメントは次式で表される²⁰⁾。

$$M_r/(qR^2) = T^2\sigma/(6qR^2) \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 σ : 曲げによる縁応力、 T : 管の内厚

次に、埋戻し土と管の剛性の比を表すパラメータを導入する。図-8において、 W/δ は管の剛性を表わしている。そこで、これを偏平剛性 K と定義し、管と埋戻し土との相対的な剛性を表わすパラメータとして、剛性

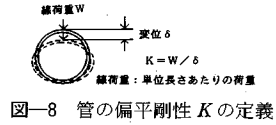


図-8 管の偏平剛性 K の定義

比 K/E_s を導入する。

次に、管径 D_p が管に生じる応力・変形に及ぼす影響について考察する。

等価埋設深度 Z_{eq} をほぼ一定 (≈ 60 cm) にして、管頂、管側および管底における正規化曲げモーメントをそれぞれ管頂、管側および管底における集中係数 C_{1t} 、 C_{1s} および C_{1b} と定義し、剛性比 K/E_s との値の関係を比較したのが図-9である。様々な管種、様々な埋設条件に対する解析結果にもかかわらず結果は各々同一曲線上にプロットされている。計算結果をよく見ると管の材質が同じで管径 D_p が異なる結果も示されているが、 K/E_s の値の変化のみを考慮すれば、管径の違いが計算結果に及ぼす影響は小さい。つまり、図-5に示すような単純な条件において小口径のケーブル防護管に生じる曲げモーメントの大きさは、等価埋設深度 Z_{eq} が一定の下では剛性比 K/E_s の値によってほぼ定まる。

ii) 二次元地盤の分散係数

いろいろな深度における管頂、管側および管底の正規化曲げモーメントの値をそれぞれの集中係数 C_{1t} 、 C_{1s} および C_{1b} で除したものをそれぞれ二次元地盤の分散係数 k_{1t} 、 k_{1s} および k_{1b} として定義し、深度方向の分布を示したものが図-10である。様々なケーブル防護管、様々な埋設条件に対する解析結果にもかかわらず、その結果のバラツキは比較的小さい。また、この場合も図-9に示した結果と同様に、計算結果に及ぼす管径の影響は小さい。

ところで、二次元半無限弾性地盤上の帯荷重によって地盤内の中心軸上に生じる鉛直応力 σ_v の値を深度 $Z = 60$ cm における値で割って正規化したものを二次元地盤の鉛直応力に関する分散係数 k とすると、 k は深度 Z (cm) の関数として次式で表される¹⁹⁾。

$$k(Z) = 3.06 \frac{10Z}{\sqrt{100+Z^2}} + \sin^{-1} \frac{10}{\sqrt{100+Z^2}} \dots\dots (5)$$

ただし、式(5)では、带状荷重の幅は20 cmとしている。

式(5)中の深度 Z を等価埋設深度 Z_{eq} に置き換えて、計算した結果を図-10 (a), (b), (c) 中に実線で示した。管頂、管側、管底に係わらず、計算結果は実線で示される関係に近い。従って、図-10により剛性比 K/E_s の値や管種、管径ならびに管頂、管側、管底にかかわらず、埋設深度の変化に伴う曲げモーメントの相対的変化割合は、等価埋設深度 Z_{eq} によりほぼ統一的に評価でき、それは式(5)で近似できると言える。

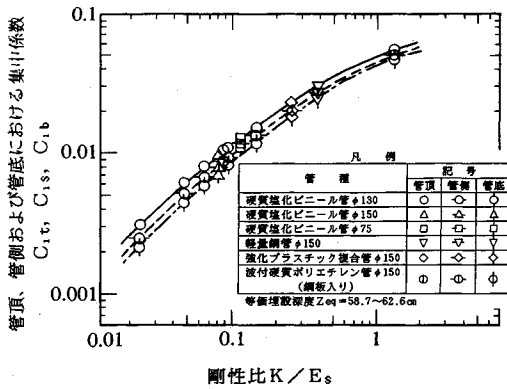


図-9 剛性比と集中係数の関係

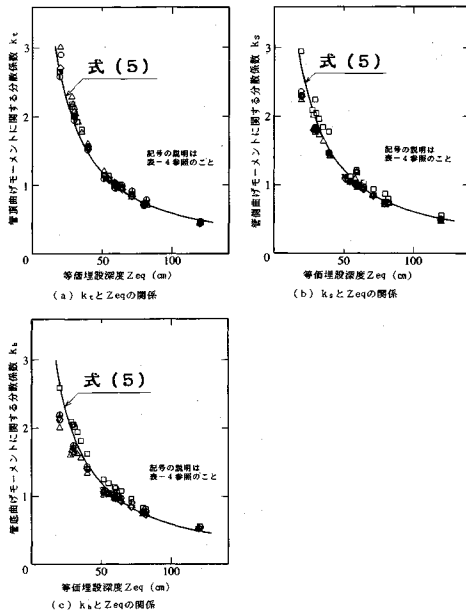


図-10 管頂曲げモーメントに関する分散係数と等価埋設深度の関係

以上に述べたことより、正規化曲げモーメントは、等価埋設深度 Z_{eq} の関数 $k(Z_{eq})$ と剛性比 K/E_s と θ の関数である集中係数によって、次式によりほぼ評価できることがわかった。

$$M_r / (qR^2) = k(Z_{eq}) \cdot C_1(K/E_s, \theta) \dots (6)$$

ただし、 $C_1(K/E_s, \theta)$ は埋設管の各位置における曲げモーメントに関する集中係数であり、 θ は、管断面の中心を原点とした場合の極座標表示に対応しており、管底で0である。ちなみに管頂、管側および管底における集中係数 C_{1t} 、 C_{1s} および C_{1b} はそれぞれ $\theta = \pi, \pi/2, 0$ のときの $C_1(K/E_s, \theta)$ である。

iii) 管頂における軸応力と曲げ応力の大きさの比較

輪荷重によって埋設管の管頂に発生する軸応力と曲げ応力の大きさを比較したものが図-11である。同一の

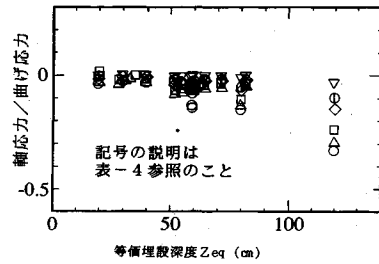


図-11 軸応力と曲げ応力の大きさの比較

管であれば、等価埋設深度が増大するに従って、軸応力の曲げ応力に対する割合が増大する。図-11において、等価埋設深度を80cm以浅に限れば、管頂軸応力は、各々の位置で生じる曲げ応力の2割以下である。輪荷重に対する埋設管の健全性は、埋設深度が浅いほど問題になるので、管頂における軸応力は、曲げ応力に比べてかなり小さいと考えても実用上、大きな支障は生じない。

図-12中にプロットされたデータは、管頂曲げ応力に管頂軸応力を加えたものから算出した集中係数と剛性比の関係を示したものである。図中の実線は、プロットした各点の平均的な関係であり、破線は、曲げ応力のみから算出した集中係数と剛性比との関係である。つまり、図-12の破線で示される関係は、図-9中の実線で示される関係に等しい。前述したように、管頂軸応力は管頂曲げ応力に比べて小さいので、図-12中の実線と破線との差は小さく、どちらを用いても結果に大きな差は生じないが、実務への適用を考えると、安全側を考慮して、実線を用いる方が適切であろう。

c) 管の偏平率の計算式の誘導

梁の理論によれば、図-9で説明した偏平剛性 K は次式で表せる²⁰⁾。

$$K = \frac{4\pi}{\pi^2 - 8} \frac{E_{pt}}{R^3} \cong 6.72 \frac{E_{pt}}{R^3} \dots (7)$$

ここで、 E_{pt} は板とした場合の曲げこわさである。

管に作用する曲げモーメントとその分布が一定であり、管が薄肉であるため、管の変形は曲げのみにより生じると仮定すれば管の偏平率 ϵ_R は次のように表せる²⁰⁾。

$$\epsilon_R = \frac{\delta}{2R} = \frac{R}{2E_{pt}} \int_0^\pi M_r \sin \theta d\theta \dots (8)$$

更に、式(6)を考慮すると式(8)は次のように表される。

$$\begin{aligned} \epsilon_R &= \frac{qR^3 k(Z_{eq})}{2E_{pt}} \int_0^\pi C_1(K/E_s, \theta) d\theta \\ &= \frac{qR^3}{E_{pt}} k(Z_{eq}) \cdot C_2(K/E_s) \dots (9) \end{aligned}$$

ここで、

$$C_2(K/E_s) = 0.5 \int_0^\pi C_1(K/E_s, \theta) d\theta \dots (10)$$

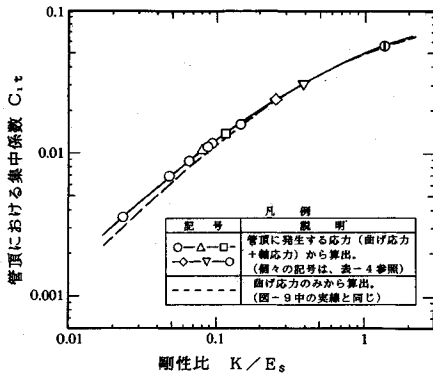


図-12 管頂における集中係数と剛性比の関係

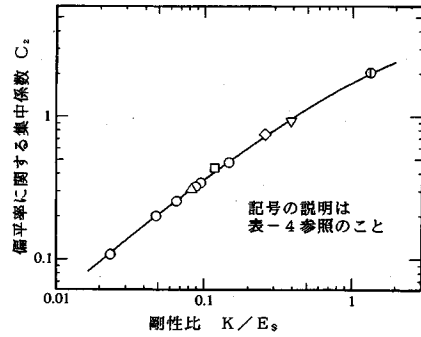


図-13 偏平率に関する集中係数と剛性比の関係

C_2 を偏平率に関する集中係数と呼ぶ。

式(7)を式(9)代入すると次式が得られる。

$$\epsilon_R = 6.72qK(Z_{eq}) \cdot C_2(K/E_s) / K \dots \dots \dots (11)$$

偏平率に関する集中係数 C_2 と剛性比の関係を示したものが図-13である。更に、偏平率の計算値から式(11)を用いて分散係数を逆算し、式(5)による計算結果と比較したものが図-14である。図-14によれば、偏平率に関する分散係数 k_2 は、応力の場合と同様に式(5)で定義される分散係数により近似できることがわかる。

d) 偏平率と管頂曲げモーメントの算定式

i) 三次元地盤の分散係数

図-5は、管軸に直角な断面の地表面上に帯荷重を載荷した二次元問題であるが、実際の輪荷重は図-4に示したように矩形であるため三次元問題である。そこで、図-5に示す二次元地盤条件で計算した応力、変形を二次元と三次元の応力分散効果の差を考慮して低減することにより、三次元の効果を考慮した。図-15は、帯荷重および矩形荷重を地表面に作用させた場合の荷重の中心軸上の鉛直応力 σ_v の分布を表したものである。この場合の帯荷重と矩形荷重の鉛直応力分布の違いが、二次元と三次元の応力分散効果の差である。両者の値の比を応力分散効果の補正係数 I_c と表す。つまり、式(5)で定義される二次元地盤の分散係数 k の値に深度に応じた補正係数 I_c を乗じたものは、三次元的な応力分散効果を表している。これを三次元分散係数 A と定義する。定義により、 A は Z_{eq} (cm) の関数であり、既往の三次元応力分散の式¹⁹⁾を参考にすると次式で表される。

$$A(Z_{eq}) = k(Z_{eq}) \cdot I_c(Z_{eq})$$

$$= 3.06 \left\{ \frac{250Z_{eq}(725 + 2Z_{eq}^2)}{(100 + Z_{eq}^2)(625 + Z_{eq}^2)\sqrt{725 + Z_{eq}^2}} + \sin^{-1} \frac{250}{\sqrt{100 + Z_{eq}^2} \sqrt{625 + Z_{eq}^2}} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

ii) 具体的な算定方法

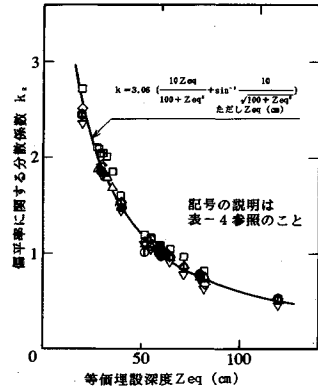


図-14 式(11)から逆算した二次元地盤の偏平率に関する分散係数と式(5)による計算結果の比較

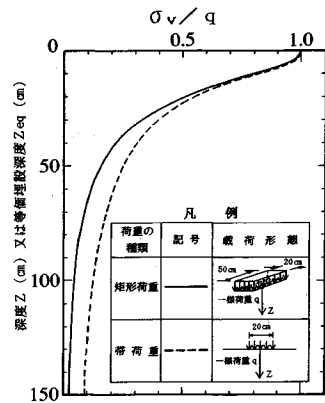


図-15 矩形荷重と帯荷重の地盤内における応力分散特性の比較

ケーブル防護管の管軸と直角な断面内で輪荷重によって生じる管頂曲げモーメント M_r と偏平率 ϵ_R (%) は次式により計算できることになる。

$$M_r = A(Z_{eq}) \cdot C_{1t}(K/E_s) qR^2 \dots \dots \dots (13 a)$$

$$\epsilon_R = 6.72A(Z_{eq}) \cdot C_2(K/E_s) q / K \dots \dots \dots (13 b)$$

本評価法による管頂曲げモーメントと偏平率の計算手順を表-5に示す。

表一五 輪荷重によってケーブル防護管に生じる管頂周応力と偏平率の計算手順

順序	内 容
①	式(14)より、埋戻し土の変形係数 E_s を評価する。また、管に対する材料試験により管の偏平剛性 K を求める。更に、剛性比 K/E_s を算出する。
②	アスファルト混合物と路盤砕石の変形係数 E_{as} 、 E_{cr} および層厚 H_{as} 、 H_{cr} を求め、舗装の等価変形係数 $E_1=(E_{as}H_{as}+E_{cr}H_{cr})/(H_{as}+H_{cr})$ を求める。更に、式(2)により等価埋設深度 Z_{eq} を求める。
③	図一12中の実績および図一13中の実績によりそれぞれ管頂周応力に関する集中係数 C_{1c} 、偏平率に関する集中係数 C_2 を算出する。
④	式(12)により三次元分散係数 A を算出する。
⑤	式(13a)および(13b)により、それぞれ管頂曲げモーメント M および偏平率を算出する。

(3) 提案方法による計算値と実測値との比較

表一三に示す種々の条件で実施された載荷実験結果と上述した計算方法による結果の比較を行う。

a) 解析に用いる物性値の決定

提案方法による計算には、ケーブル防護管の偏平剛性、アスファルト混合物、路盤砕石および埋戻し土の変形係数が必要である。

これらの内で、ケーブル防護管の偏平剛性 K は、管材料に対する試験結果をもとに定めた。一方、その他の物性は以下のようにして求めた。

各種の埋戻し砂に対して排水三軸圧縮試験を行い、その結果得られた有効拘束圧 $\sigma'_c=1(\text{kgf/cm}^2)$ における埋戻し砂の変形係数(E_{50})、(ピーク軸差応力の1/2の点に対応する割線変形係数)と相対密度の関係を表した。一方、解析に用いる埋戻し砂の変形係数 E_s と E_{50} の間には、載荷時の地盤の応力状態と三軸試験時の供試体の応力状態の違いなどがあるため、 E_{50} の値をそのまま E_s の値として用いることはできない。そこで、本論文では、 E_{50} に一定の補正係数 C_f を乗じたものを用いることとし、 C_f の値は、解析結果と実験結果との一致度が高まるように逆算して求めた。その結果、次式を得た。

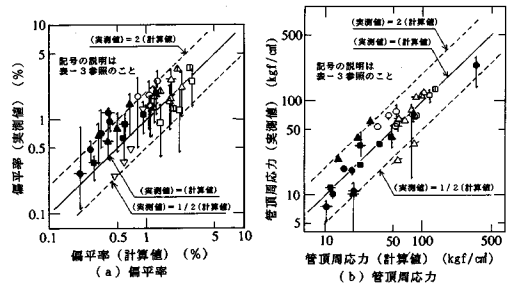
$$E_s(\text{kgf/cm}^2)=330 \left\{ \frac{D_r(\%)}{100} \right\}^2 \dots\dots\dots(14)$$

同様に、路盤砕石の弾性係数 E_{cr} に関しても、密度調整した路盤砕石試料に対する有効拘束圧 $\sigma'_c=1(\text{kgf/cm}^2)$ における排水三軸圧縮試験結果得られた E_{50} を表す($E_{50})_{cr}$ に埋戻し砂と同一の補正係数 C_f を乗じたものを E_{cr} とした。

なお、実験ケースIおよびJで、埋戻し土として用いた石灰改良土の E_s は、まず、土研式貫入試験における貫入抵抗値を用いて相対密度を推定し、更に式(14)を用いて算出した。また、アスファルト混合物の変形係数 E_{as} は、一軸圧縮試験における E_{50} と等しいとした。

b) 実験結果との比較

実測結果と計算結果を比較したものが図一16である。実測値については平均値を中心にデータの変動の範囲を



図一16 偏平率と管頂周応力に関する計算値と実測値の比較

矢印で示した。すなわち、バラツキはかなり大きいのが、ほとんどの実測結果は、計算結果の1/2~2倍の範囲に入っている。

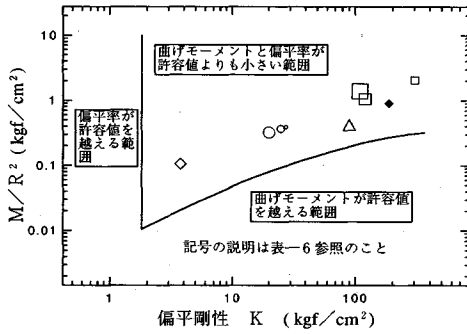
(4) 各種ケーブル防護管に対する安全性検討例

本論文では、前節までに輪荷重によって、地中埋設管に生じる応力・変形の評価方法を提案したが、ここでは、その方法による具体的な検討例を示す。

図一17は、車道($H_{as}=15\text{ cm}$ 、 $H_{cr}=40\text{ cm}$ 、 $E_{as}=100\text{ kgf/cm}^2$ 、 $E_{cr}=125\text{ kgf/cm}^2$ 、 $E_s=120\text{ kgf/cm}^2$ ($D_r \approx 60\%$ 相当))の表面にT-20(後輪荷重8tonf)が載った場合、深度60cmに埋設された各種ケーブル防護管の安全性を検討したものである。図一17中の右上がりの曲線は、式(13a)の関係を示している。図一17中の縦の実線は、許容偏平率を1.25%と仮定して、式(13b)から得られたものである。図一17中にプロットされた点は、表一六に示される各種ケーブル防護管の偏平剛性 K と M_o/R^2 (M_o :許容曲げモーメント)を表わしている。ただし、許容曲げモーメントは図一8で示される偏平試験でのピーク曲げモーメントの1/3であると仮定した。従って、図一17中の右上がりの曲線より図中で上側にプロットされていれば、管に生じる曲げモーメントの大きさは、許容値以下であり、縦の実線より右側にプロットされていれば、管の偏平率の大きさが、その許容値以下であることになる。図一17に示された例では、ケーブル防護管に生じる応力・変形の大きさは、いずれもここで仮定した許容値より小さいことがわかる。これらの結果は、許容値の定め方や地盤条件により変化するが、この場合には安全性に余裕があり、本評価方法による計算結果と実測結果との間に図一16に示される程度の差があっても、ほぼ安全であると結論することができる。

4. ま と め

舗装した道路下にケーブル防護管を埋設した地盤に対して実施した実車両載荷試験結果から得られた知見をもとに、輪荷重によって小口径埋設管に生じる管頂周応力と偏平率の評価方法を提案した。この提案方法は、次のような特徴を有している。



図一七 各種ケーブル防護管の輪荷重に対する安全性を評価した例

表一六 記号の説明 (図一七)

管の名称	公称径 (内径) (mm)	記号
硬質塩化ビニール管	75	○
	100	○
	150	○
軽量鋼管	150	△
強化プラスチック複合管	100	□
	150	□
	200	□
	250	□
波付硬質ポリエチレン管	単体	◇
	鋼板入り	◆

軽量鋼管は、常温における物性、その他の管は6.0℃における物性を用いて計算している。

- ① 舗装の剛性による影響を考慮できる。
- ② 埋戻し土の締固め程度ならびに管自身の剛性が、管に生じる応力と変形に及ぼす影響を剛性比というパラメータを導入することにより合理的に考慮できる。

提案方法による計算値と実車両載荷試験による実測値を比較し、以下の知見を得た。

- ① 有効拘束圧が1.0 (kgf/cm²) における排水三軸圧縮試験から得られる割線弾性係数を1/2としたものを用いて解析したところ、パラツキはあるものの、ほとんどの実測結果は、計算結果の1/2~2倍の範囲に入っていた。
- ② 提案方法の妥当性が確かめられたことにより、道路下の浅層に埋設された小口径埋設管に車両荷重により生じる管頂周応力と偏平率を広範囲な条件のもとでも予測し得る実用的な計算手法が提案されたと言える。

謝 辞

本論文における数値解析の実施にあたっては、(株)日本科学技術研修所の助力を得た。また、管材料の物性試験は小林精一氏 ((財)電力中央研究所) が実施したものである。あわせてここに感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

1) 国生剛治・片岡哲之・田中幸久・吉田保夫・池見元直・

鈴木浩一・北野晃一・小林精一・金津努・駒田広也・江刺靖行：配電地中化地中化における土木建設合理化技術の開発、電力中央研究所報告総合報告 U 06, 1987.

2) 片岡哲之・田中幸久・国生剛治・吉田保夫・池見元直・小林精一：配電地中化における車道下埋設ケーブル防護管の浅層埋設の検討、電力中央研究所報告、依頼報告 U 87537, 1988.

3) 配電地中化新技術推進委員会：配電地中化新技術の開発、——地中化建設費と都市景観の向上を目指して、電力中央研究所報告、総合報告 W 07, 1992.

4) 開発問題研究所：キャブシステム、技術マニュアル (案) 解説, 1986.

5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I. 共通編・IV. 下部構造編, 1980.

6) (財)国土開発技術センター：下水道用硬質塩化ビニール管の道路埋設に関する研究報告書, 1980.

7) 日本工業規格, 電力用ケーブルの地中埋設の施工方法 (JIS C 3653-1987).

8) Spangler, M.G.: Underground Conduits, an Appraisal of Modern Research, Trans. ASCE, Vol.113, pp.316~374, 1948.

9) White, H.L.: Largest Metal Culvert Designed by Ring Compression Theory, Civil Eng., pp.52~55, 1961.

10) 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.

11) 東田淳・三笠正人：弾性論による埋設管の土圧の検討、土木学会論文集, 第376号/Ⅲ-6, pp.181~190, 1986.

12) Höeg, K.: Stresses against Underground Structural Cylinders, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. of ASCE, Vol.94, No. SM4, pp.833~858, 1968.

13) Dar, S.M. and Bates, R.C.: Stress Analysis of Hollow Cylindrical Inclusions, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of ASCE, Vol.100, No. GT2, pp.123~138, 1974.

14) Gumbel, J.E., O'Reilly, M.P., Lake, L.M. and Carder, D.R.: The Development of a New Design Method for Buried Flexible Pipes, Proc. of Europipe '82 Conference, Paper 8, pp.87~98, 1982.

15) 大川秀雄：集中荷重によるたわみ性埋設管の挙動、土質工学会論文報告集, Vol.24, No.2, pp.153~160, 1984.

16) 地中埋設管の調査・設計から施工まで編集委員会：地中埋設管の調査・設計から施工まで、——現場技術者のための土と基礎シリーズ8——, 土質工学会, 1984.

17) 土質工学会関西支部：地中埋設管の設計と実際, 1986.

18) Fox, L.: Computation of Traffic Stress in a Simple Road Structure, Proc. of 2nd I.C.S.M.F.E., Vol.2, pp.236~246, 1948.

19) 例えば、石原研而・木村孟：土質力学、——土の力学的挙動と地盤の地震応答解析——, 土木工学大系8, 彰国社, pp.43~56, 1980.

20) 例えば、村上博智・菊田征勇：土木構造力学, 学献社, 1977.

(1992.7.17 受付)

A METHOD TO EVALUATE STRESS AND DEFORMATION OF SMALL-SIZED BURIED PIPE INDUCED BY WHEEL LOADS

Yukihisa TANAKA, Tetsuyuki KATAOKA, Takeji KOKUSHO and Yasuo YOSHIDA

In Japan, since various kinds of small-sized pipes are buried in pavement under various conditions at shallow depth, it is necessary to establish a practical method to evaluate stress and deformation of the buried pipes induced by vehicle load. A simplified method to evaluate deflection and circumferential stress of small-sized buried pipe induced by wheel loads is proposed in this paper. The calculated results were compared to the experimental results, finding the calculated values gave a satisfactory agreement with measured values, which were obtained by field experiments.
