

実験に基づいた洞道～地盤間の地盤ばね定数に関する研究

土山茂希*・中村 晋**

地中送電用洞道の耐震設計に必要な地盤ばね定数の評価手法の提案を行うため、盛土中に埋設した洞道の小型模型を静的・動的に直接載荷する実験を種々の地盤条件下で実施した。模型～地盤間の相対変位は模型近傍に集中し、模型変位が大きくなるにつれ地盤のせん断変形より模型～地盤間の滑動の影響が支配的となることをふまえ洞道の地盤ばね特性を評価するための有限要素解析モデルを提案し、その妥当性を明らかにした。

Key Words : underground transmission line, spring constant, FEM, aseismic design

1. はじめに

地中送電用洞道の様な地中線状構造物の地震時挙動、特に軸方向挙動は、応答変位法、つまり地震時の構造物周辺地盤の変形を地盤ばねを介して作用させ、構造物の応答を求める手法により評価できることが指摘され、耐震設計指針も策定されている。しかし、耐震信頼性や設計の合理化を図る上で、構造物に作用する地震動、地盤ばね特性および構造物軸剛性の評価手法等の検討課題¹⁾も残されている。そのうち地盤ばね特性は、地震時に発生する地盤ひずみの構造物への伝達率を算定するために重要であるが、現行の各種耐震設計指針間でも評価手法が異なっており、信頼できる評価手法が確立されていないのが現状である¹⁾。

地盤ばねの評価手法を確立するため、地中線状構造物の小型模型またはガス管の様な埋設管の静的載荷実験²⁾、起振機、振動台を用いた動的載荷実験^{3), 4)}等の実験的研究や波動理論等に基づく解析的研究が各所で行われてきた。実験的研究によれば、地盤ばね特性つまり構造物に作用する荷重と構造物変位の関係には非線形性がみられ、これを表すための地盤～構造物間の滑動を考慮してバイリニア型でモデル化する手法⁵⁾や変位の関数として表す手法⁶⁾等が提案されている。これらのモデル化では、実験により得られた構造物に作用する荷重と地盤～構造物間の相対変位の関係を数式化し、さらに構造物に作用する荷重がある程度以上になると地盤と構造物の間に滑動が生じるとしている。このように地盤ばね特性を実験結果のみに基づいた数式化により評価するとすれば、種々の構造系に対して実験を実施する必要があるその手間が膨大となるのみならず、大型構造物については

実験を実施することができずその地盤ばね定数が得られないことになる。合理的な耐震設計法の確立のためには、構造物周辺地盤の変形メカニズムを明らかにし、それに基づき地中構造物に対する地盤ばね特性を評価することが必要である。また、解析的研究では、地盤中を伝播する波動とそれによる構造物の応答との関係により得られる地盤ばね特性を弾性波動理論に基づいて求める手法^{7), 8)}、それに滑りの影響を線形近似により考慮して地盤ばね特性を求める手法⁹⁾などが提案されている。これらの方法では、地盤ばね定数は地震動の伝播媒質である地盤を均質な一様地盤と見なすことにより得られ、多層構造をなす実地盤において伝播する波動と構造物の応答との関係に対応していない。さらに、3次元有限要素モデルにより地盤～構造物系の軸方向単位長さの部分モデル化し、構造物軸方向へ荷重を作用させ地盤物性の非線形性を考慮した解析により得られる構造物変位と荷重の関係より地盤ばね定数を求める手法等も提案されている³⁾。しかし、その手法は地盤～構造物間の滑動や構造物周辺地盤のせん断変形などの挙動を明確にせず、地盤～構造物系のモデル化を行っていることから、実験により得られた地盤ばね定数を適切に評価していない。このように、地盤ばね定数の評価手法に関する既往の研究では、その評価に必要な構造物周辺地盤の変形機構と地盤ばね定数との関係を明確に示していないため、その手法の適用条件が実験・解析で用いた地盤、構造条件と同じ条件に限定される。埋設管のように実験が実施工とほぼ同程度の条件に設定できる構造物を除き、既往の研究は実構造物の設計で要求される種々の条件下での適用性に問題がある。そのため、既往の研究の成果が直接指針に反映されている例は少ない。

ここでは、地盤ばね定数を評価する手法の確立に必要な構造物周辺地盤の変形挙動を明らかにするため、洞道の小型模型を盛土中に埋設し、それを静的・動的に直接

* 正会員 工修 中部電力(株)土木建築部担当副長
(〒461-91 名古屋市中区東新町1番地)

** 正会員 工博 佐藤工業(株)中央技術研究所 研究員

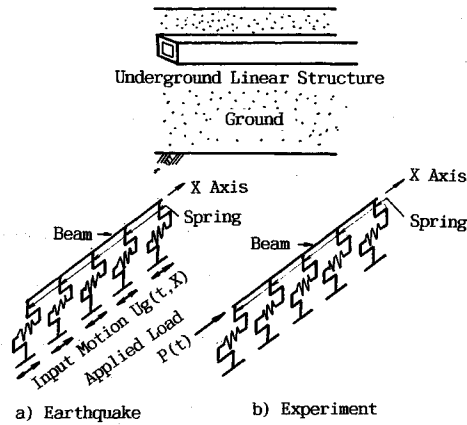


図-1 地盤～構造物系のモデル化

載荷する実験を種々の地盤条件について実施した結果を報告する。実験では従来の静的載荷実験で測定されていない構造物周辺地盤の変形を測定する装置を考案しその測定も行いメカニズムを明らかにしている。

2. 実験概要

(1) 地盤～構造物系のモデル化

実験は、洞道の軸方向振動による応答が軸直交方向に比べ支配的であるとの地震観測事例¹⁰⁾および実験モデルが比較的容易に設定できることなどから、軸方向の地盤ばね定数の評価を目的として行う。ただし、ここで考慮した地震観測事例における地盤（水平成層）・構造条件と異なる条件のもとでの構造物の卓越振動方向については、地震観測などによる検討が別途必要である。

地震時における地中線状構造物の軸方向振動に関する運動方程式は図-1(a)に示すように地盤ばねで支持された梁としてモデル化して求める。その際、地盤～構造物系は式(1)に示すように構造物の慣性力、構造物の変形、地盤～構造物間の復元力の和として得られる。構造物の応答は、構造物軸方向に沿った地震動 $U_g(t, X)$ がばね端より構造物つまり梁に作用するとして求められる。

実験は図-1(b)に示す様に地中に埋設した洞道の小型模型に直接静的、動的に外力 $P(t)$ を加える。すると模型軸方向の運動方程式は作用外力および変位の定義が式(1)とは異なる式(2)となる。しかし、地盤～構造物間の復元力特性は、地盤～構造物間の相対変位に依存しているので地震時と等価である。ここで、 $U(t, X)$ は構造物の絶対変位、 $U_r(t, X)$ は地盤～構造物間の相対変位、 EA は構造物の軸剛性、 K は地盤ばね定数を表す。また、 t は時間、 X は洞道軸方向の座標位置、 $\partial^2/\partial t^2$ 、 $\partial^2/\partial X^2$ は t, X に関する 2 階の偏微分を表す。

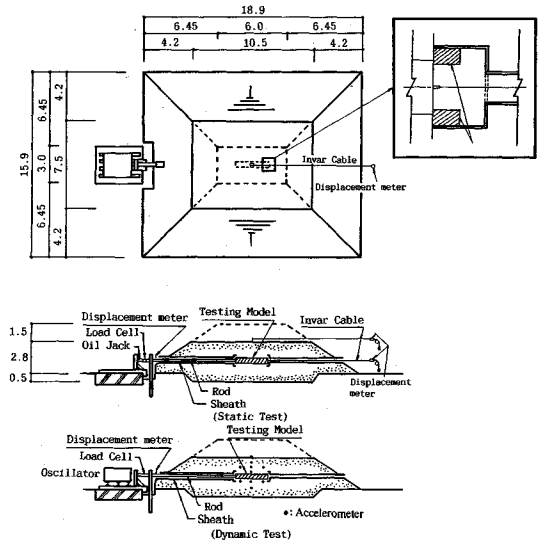


図-2 実験概要 (単位: m)

$$\left. \begin{aligned} \rho \partial^2 U(t, X) / \partial t^2 + EA \partial^2 U(t, X) / \partial X^2 \\ - KU_r(t, X) = 0 \\ U_r(t, X) = U(t, X) - U_g(t, X) \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \rho \partial^2 U_r(t, X) / \partial t^2 + EA \partial^2 U_r(t, X) / \partial X^2 \\ - KU_r(t, X) = 0 \\ EA \partial^2 U_r(t, X) / \partial X^2 \text{ (at } X=0) = P(t) \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

(2) 実験および測定装置

洞道の小型模型は中実の RC 構造とし、鋼製型枠にて作成した。模型内部には軸方向鉄筋 (D16) および帯鉄筋 (D13) を配置し、軸方向鉄筋には 45～55 cm 間隔でひずみゲージを配置した。実験は図-2に示す様に洞道の小型模型を盛土中に埋設し、模型と油圧ジャッキや大型起振機をロッドにて連結して静的および動的に模型軸方向に荷重を加えた。盛土とロッドとの間には力の伝達がないよう盛土中のロッドはシース内に配置した。また、模型と地盤の間には模型の側面のみが地盤と接触する構造（端部は地盤と接触しない）とするため、模型端部前面と土が直接触れないように鋼製プロテクターを設置した。また、模型端部全面の土壁が崩れないように図-2に示すようにスポンジを設けた。

静的載荷による模型の変形として、盛土の油圧ジャッキ側に設けた不動梁とロッドの変位（以後模型前方変位と呼ぶ）およびその反対側の不動点と模型端面での変位（模型後方変位）を測定した。さらに、盛土上端の変位も測定した。模型後方変位と盛土上端変位は、60 kgf の重りをつけたインパル線を測定位置より盛土の外に引き出し、固定点に設置したダイヤル型変位計と結びつけることにより測定した。また、新たに考案した図-3に示す装置（以後せん断変位計と呼ぶ）により模型上面の

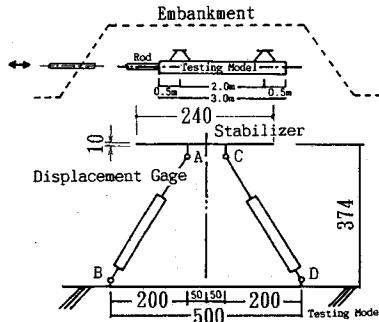


図-3 地盤のせん断変位測定装置 (単位: mm)

表-1 実験条件

Case	Cross section of the Testing Model (m)	Thickness of soil above the Testing Model (m)	Density of Embankment (tf/m ³)	Maximum Load to the Testing Model(t)	
				Static	Dynamic
1	0.3	1.5	1.6	2.1	1.5
2		3.0	1.6	3.8	2.1
3	0.2	1.5	1.8	4.6	1.6
4	0.5	1.5	1.6	4.5	2.1

2か所で模型周辺地盤のせん断変形を測定した。せん断変位計は、ハの字状に配置した2つの差動トランス型変位計の伸縮量よりスタビライザーと構造物上面の間の相対変位を求めようとするものである。事前にスタビライザーを水平に動かして直接測定した変位とその際差動トランス変位計から求めたスタビライザーの変位との差より、0.001 mm 程度以下の精度があることを確認した。動的載荷による模型と地盤の変形は、模型(3か所)や盛土内(19~20か所)に設置した加速度計により測定された加速度波形を積分して求めた。加速度波形の積分に際しては、起振周波数 f_0 で1, $\pm f_0/5$ で0, f_0 から $\pm f_0/5$ の範囲で直線的に変化するフィルターを用いた。模型に作用する荷重は、模型と油圧ジャッキの間に設けたロードセルで測定を行った。

(3) 実験条件

埋設管等の実験によれば地盤ばね特性を支配する条件は土被り¹¹⁾、土の締め固め度(密度)²⁾および周長¹²⁾等であることが指摘されている。そこで、本実験では土被り(作用土圧)、盛土の密度および模型の断面形状の構造条件を実験変数とし、表-1に示す4つの組合せについて行った。土被りは、開削洞道の埋設深度をふまえ設定した。ここで、土被りが洞道の標準的埋設深度、盛土材料がN値5程度以下の比較的軟弱な砂地盤に相当すると考えられるCASE1を標準実験ケースとした。CASE2は土被り(模型に作用する土圧)をCASE1の2倍、CASE3は地盤の密度をCASE1より大きくした。CASE4は模型の断面形状を変え、CASE1に比べて周

表-2 盛土の地盤定数

Case	1,2,4	3
Specific Gravity	2.67	
Grain Size Distribution	Gravel Content 16%, Sand Content 50%, Silt Content 27%, Clay Content 7%	
Mean Moisture Contents (%)	14.7	
Cohesion(tf/m ²)	0.0	0.9
Internal Friction Angle (degree)	31.3	31.8
Shear Wave Velocity(m/s) (Cross Section of Embankment)		

長さを1.6倍とした。

盛土材料は、瀬戸産の山砂である。地盤の密度は盛土作成時におけるまき出し厚さと締め固め回数により調整し、現場密度試験(コアカッター法¹³⁾)により確認した。締め固めは68 kgf級の振動コンパクターを用い、CASE1, 2, 4は0.35 m巻厚に対して3回、CASE3は0.2 m巻厚に対して8回の転圧を行った。この転圧回数は、現場締め固め試験を行って、実験の目標とする密度が得られる回数を確認し定めたものである。さらに、原位置においてS波探査(板叩き法)および標準貫入試験を実施するとともに、三軸圧縮(CD)試験により盛土材料の強度特性、振動三軸試験により動的変形特性を把握した。表-2に各種実験より得られた盛土の土質定数を示す。

(4) 載荷方法

静的載荷実験は、動的載荷実験の1日後に行った。実験による地盤の乱れの有無は、各載荷実験の前後に実施した盛土のPS検層によるせん断波速度の値により確認した。

静的載荷実験の載荷方法は最大作用荷重を5段階に等分し、まず第1段階の荷重まで最大作用荷重の1割程度の荷重を荷重増分として徐々に載荷し、模型変位が安定するまで荷重を保持した。模型変位が安定後、載荷手順の逆に荷重0まで除荷を行った。この過程を模型への作用荷重が最大作用荷重となるまで繰り返した。その載荷・除荷過程は、『杭の水平載荷試験方法(土質学会)¹⁴⁾に準じて定めた。最大作用荷重は模型壁面における地盤の摩擦抵抗とし、模型壁面に作用する土圧と地盤の強度定数よりモール・クーロン基準に従って得られる地盤の破壊強度に等しいとして求めた。

動的載荷実験における加振周波数は1 Hzから1 Hzごとに8 Hzまで変化させた。各加振周波数における載荷は、最大加振力を4段階に等分し、小さい段階の加振力から4段階つまり最大加振力まで加振力を段階的に増加

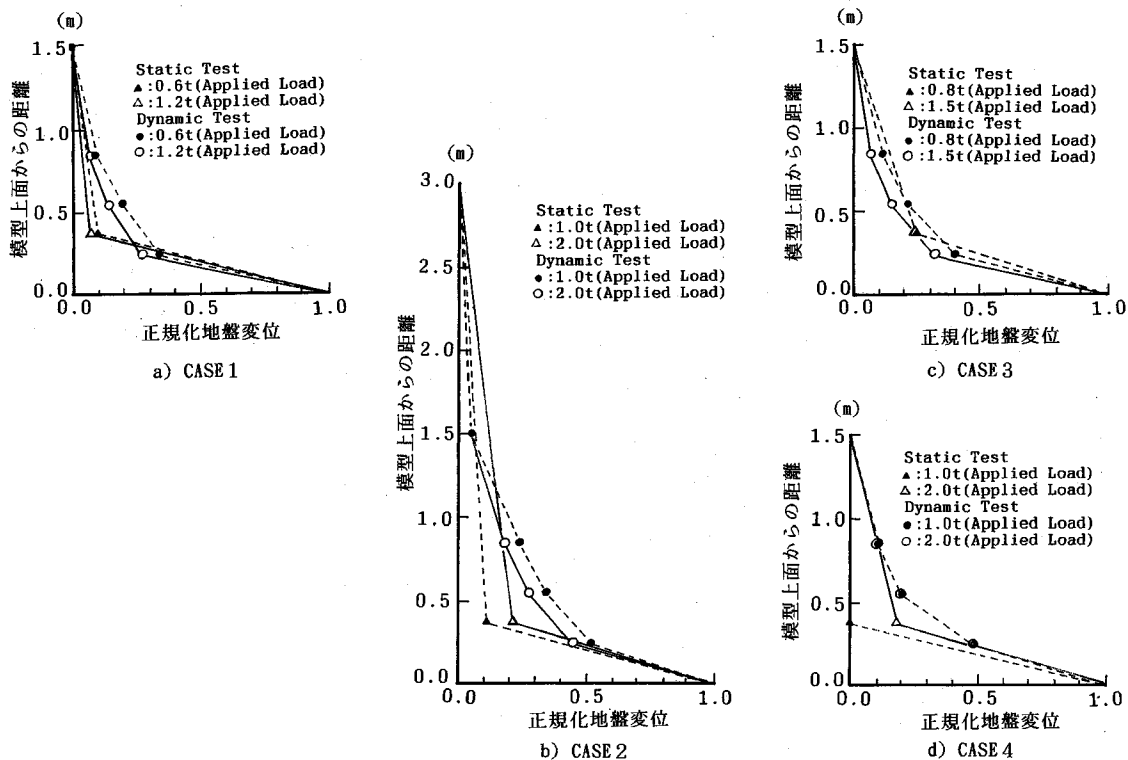


図-4 模型上方の正規化地盤変位分布

することにより行った。ここで最大加振力は、動的載荷実験で地盤と模型の間に滑動が生じるまで載荷を行うのは起振機の暴走などの危険が考えられることから、静的載荷実験で用いた最大作用荷重の5割程度として設定した。静的・動的載荷実験で設定した模型への最大作用荷重は表-1に示した。

3. 模型とその周辺地盤の変形挙動

(1) 周辺地盤の変形挙動

静的・動的載荷により生じる模型上面から盛土上面までの変位分布を、両載荷方法において共通に得られる荷重の最大値である動的載荷における最大荷重近傍とその5割程度の2つの荷重レベル（静的載荷における最大荷重の57～43%，38～22%）について図-4に示す。図中の変位は模型変位にて正規化している。

静的載荷実験では、盛土内の地盤変位測定位置（模型上面より0.375 m）における地盤変位は模型変位の3割以下とかなり小さな値となっている。また、動的載荷実験においても、地盤変位は模型上面より0.25 m位置で模型変位の5割以下、0.55 m位置で3割以下とかなり小さな値となっている。さらに、模型上面より0.375～0.55 mの範囲における正規化地盤変位はCASEつまり実験パラメータによらず同程度の値となっている。それは、比較に用いた荷重レベルと最大作用荷重の比率が各

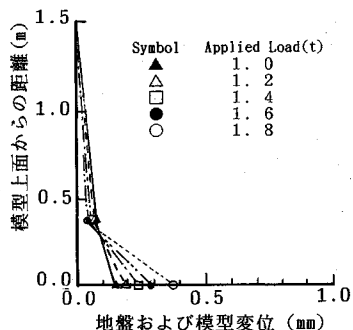
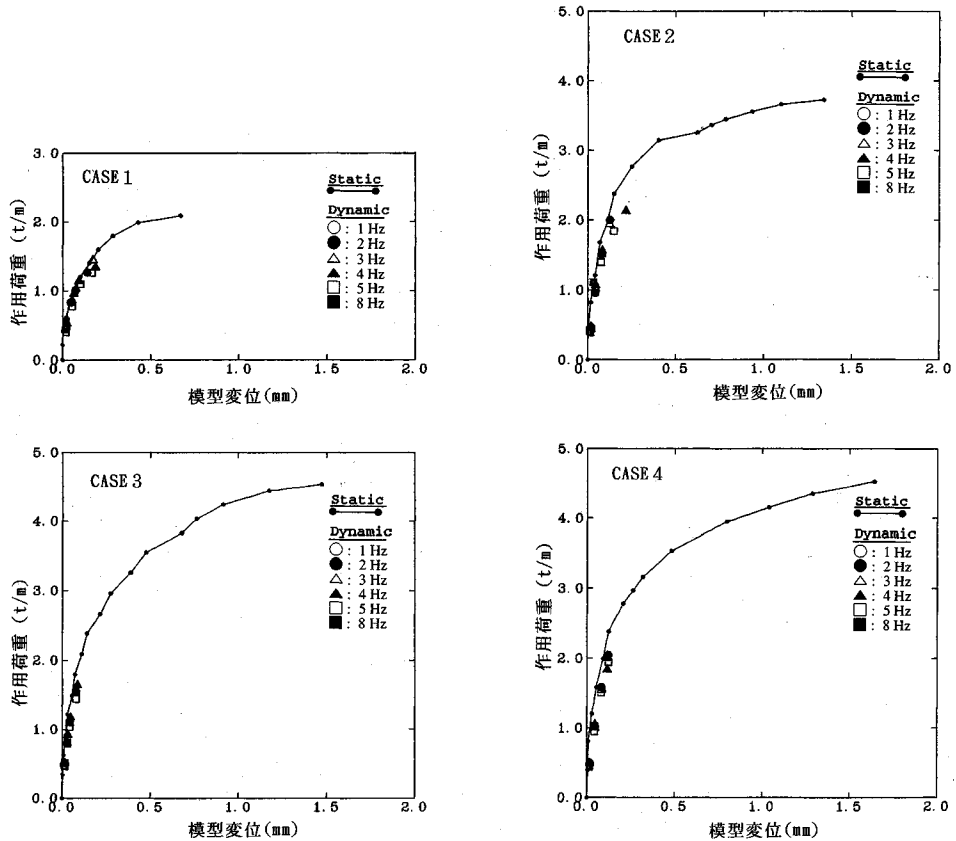


図-5 模型上方の地盤変位分布 (CASE 1)

CASEで同程度となるように選んだので、模型周辺地盤の破壊強度と載荷時に地盤内に発生する応力の比率が各CASEで同程度になっているためと考えられる。つまり、土の変形挙動は拘束圧などの条件が同一である場合その応力比に支配されることから、模型周辺土の変形に含まれる非可逆的変形（土の塑性変形や土と模型の間の滑動など）の影響範囲が実験CASEによらず同程度になったためと考えられる。

CASE 1について荷重レベル（最大荷重の85%までの4段階）に応じた静的載荷実験の盛土内の地盤と模型変位分布を図-5に示す。図中の変位は測定された変位を示している。図-4は模型変位に対する地盤変位の比率を示したので、荷重レベルが大きくなるにつれせん断



図—6 作用荷重と模型変位の関係

変位計位置の変位が小さくなっているように見えるが、
 図—5 に示した各変位の絶対値で見るとせん断変位計位置における地盤変位は荷重レベルによらずほぼ一定値となっている。このことより、模型周辺地盤の変形は主に模型上面とせん断変位計位置周辺の間で生じていることが分かる。

(2) 荷重と水平変位の関係

静的・動的荷重実験による模型に作用する荷重と模型の水平変位の関係を図—6 に示す。ここで、静的荷重実験結果はその包絡曲線である。ここで模型に作用する荷重とは、模型内に作用する軸力である。軸力は、模型軸に沿った鉄筋のひずみが荷重端からほぼ一様に減少しその反対側の端部ではほぼ0となる分布となっていることと現行設計指針で用いられている地盤ばね定数が単位長さ当たりの値であることを考慮し、荷重端における軸力 $P(t)$ を模型長さ 3.0 m で割った値とした。動的荷重実験では模型自体の慣性力が作用荷重の 1% 以下であったため、ここではその影響を無視した。模型変位は、静的荷重実験により得られる模型変位の内直接模型の変位を測定しているのは後方変位である（前方変位にはロッドおよびロッドと模型間の接合部の縮みの影響を含んでい

る）がその測定位置における軸力が0となるため、軸力が生じる模型内の代表位置として中央とした。静的荷重実験による模型中央変位は模型後方変位に模型自体の縮み（鉄筋ひずみに基づく）を加えることにより得られる。しかし、模型後方変位はインパル線と測定器具の摩擦等に起因する誤差を含んでいるので、以下に示すような補正を行う。各荷重段階の荷重開始時における模型変位は土と模型の間の滑り変位等に起因する残留変位であるので、この時点では模型前方変位と模型後方変位は等しいと考えられる。また、模型前方変位は非接触型変位計で測定しているので、残留変位は正しいと考えられる。そこで、この時の模型前方変位と模型後方変位の差を補正值とし、模型後方変位は模型前方変位からこの補正值を差し引くことにより得られる。動的荷重実験では、模型中央位置における加速度計で測定された加速度より求めた変位を用いた。図より、以下のことが分かる。

- ①作用荷重が最大作用荷重に近づくにつれ、荷重増加に比べ模型変位増加量が多くなる。
- ②動的荷重実験により得られた変形の方が静的荷重実験により得られた変形より大きい。

静的荷重実験により得られる模型変位は、地盤のせん

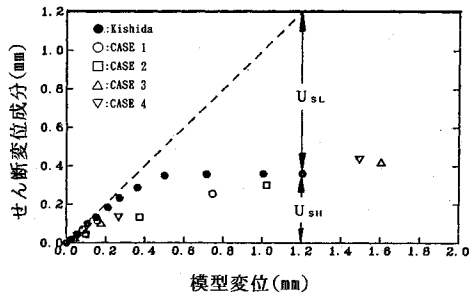


図-7 各変位成分の変化

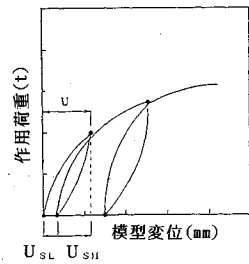


図-8 セン断・滑動変位成分

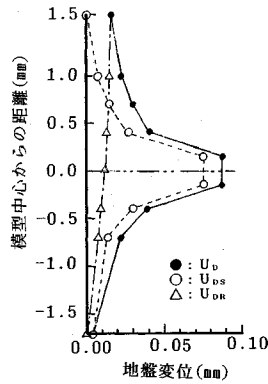


図-9 逸散変位成分による盛土地盤成分

断変形に起因する変位成分 U_{SH} と模型と地盤間の滑動による変位成分 U_{SL} の2つの変位の和として表すことができる。図-7に模型変位に含まれるせん断変位成分および滑動変位成分を示す。ここで、せん断変位成分は、図-8に示した模型変位と荷重の関係における各サイクルの荷重最大荷重時における変位 (U) より除荷後の変位を除いた値として求めた弾性的変形成分である。模型と地盤の間の滑動変位は除荷後の変位より前サイクルの除荷後の変位を引いた値とした。ただし、その値には地盤の塑性せん断変形も含まれている。図-7より、作用荷重の増加つまり模型変位が増加するにつれ、模型変位に含まれるせん断変位がほぼ一定値となり滑動変位のみが増加する傾向がみられる。このことから、①のような傾向がみられると考えられる。岸田¹⁵⁾が実施したモルタルと砂の間の単純せん断試験は本実験と実験条件(土の物理的性質、モルタル面の荒さなど)が同程度であることから図-7に合わせて示し、その解釈の妥当性を検証する。ところで、岸田の実験では地盤のせん断変形は弾性変形に加え塑性変形も含み、滑動変形は砂とモルタル面の滑動のみを表している。しかし、塑性変形の取扱いに関する本実験との差異に留意すれば、その差異は本実験結果の解釈を行う上で妨げにならないと考えられる。本実験のせん断変位と滑動変位の成分は模型変位が大きい場合の対応より、本実験による滑動変位として模型と

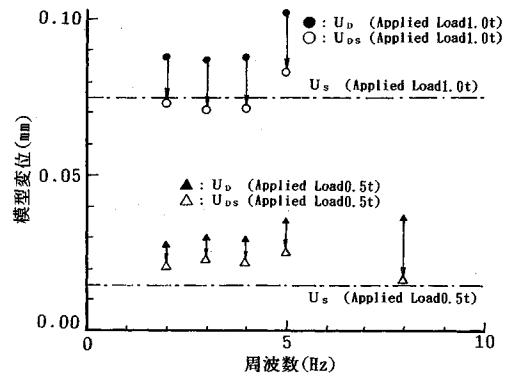


図-10 静的変位成分 U_{DS} と静的実験による U_S

地盤間の滑動が地盤の塑性変形に比べ支配的であることを意味する。また、模型変位が0.3~0.8 mmの場合には、岸田のせん断変位が地盤の塑性変形による変位成分も考慮しているので本実験による値より大きな値となっている。以上、先に示した①に関する解釈は岸田の実験結果からも支持され、妥当であると考えられる。

動的載荷実験による模型変位 U_D を二つの変形の和として表す。

$$U_D = U_{DS} + U_{DR} \dots \dots \dots (3)$$

U_{DS} : 模型に伝達された荷重が静的に作用した際の模型の変位 (以後静的変位成分と呼ぶ)

U_{DR} : 盛土の振動による変位 (模型に加えられた動的な力が地盤中に逸散し、盛土自体を振動させることにより生じる変位、以後逸散変位成分と呼ぶ)

盛土全体の3次元有限要素モデルの固有値解析によれば盛土の1次固有周波数は8~10 Hzで加振周波数(1~8 Hz)より高い。つまり、加振により励起される振動モードは主に1次モードであると考えられるので、逸散変位成分 U_{DR} に起因する盛土内の深度方向の変位分布は、盛土の1次モードの固有ベクトルと相似な形状とする。図-4に示した盛土深さ方向の最大地盤変位分布より、載荷に伴う地盤変位はほとんど模型周辺の数十 cm 以内で生じることから、盛土天端の変位は逸散変位成分 U_{DR} のみにより生じたものと考えられる。そこで、実験により得られた盛土天端の変位を逸散波成分の最大振幅と考える。すると、図-9に示すように模型の静的変位成分に対する盛土内の地盤変位分布(破線)は、実線で示した動的載荷実験により得られた地盤変位分布から、逸散変位成分(1点鎖線)を除くことにより得られる。

この様にして求めた U_D 、 U_{DS} と静的載荷実験により得られた模型変位 U_S の関係を、2つの荷重レベルについて図-10に示す。静的変位成分 U_{DS} は、周波数にかかわらず U_S とほぼ一致している。他の実験ケースについても同様な結果が得られている。図-9に示した模型

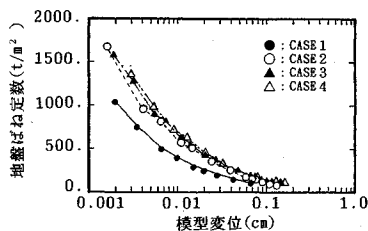


図-11 地盤ばね定数と模型変位の関係

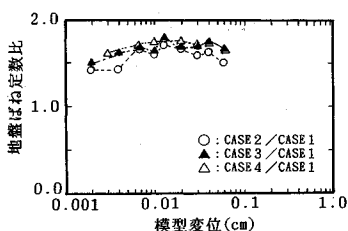


図-12 地盤ばね定数比と模型変位の関係

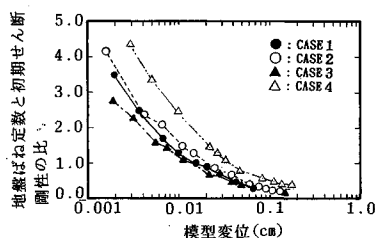


図-13 地盤ばね定数と初期せん断剛性の比と模型変位の関係

変位の逸散変位成分 U_{DR} による盛土内の地盤変位分布を見ると、模型中心位置の地盤変位と模型中心より 50 cm 程度離れた位置の地盤変位との相対変位は、模型の静的変位成分に対する盛土内の地盤変位分布により得られるその値に比べかなり小さい。その差異は地盤変位の逸散変位成分が盛土の 1 次モードの振動形状を有するという事に起因しているため、荷重レベルによらず同様であると考えられる。さらに、この相対変位の差異は地盤内に発生するひずみの大きさの差異と等価であり、地盤内に生じる応力の差とも言い替えることができる。このことから、模型の静的変位成分により生じる地盤内応力を模型周面について積分することにより得られる地盤反力が主に模型内に生じる軸力を負担していると考えられる。つまり、動的載荷実験において模型～地盤間の地盤ばね定数評価に必要な模型変位と荷重の関係は、本実験で実施した動的載荷実験の荷重レベルのみならず、それより大きな荷重レベルについても静的載荷実験により、評価できると考えられる。ただし、模型～地盤間の滑動にかかわる載荷速度の影響は別途検討が必要であるとされる。

(3) 地盤ばね定数と地盤、構造条件

図-6 に示した模型に作用する荷重と模型変位 U の関係のうち静的載荷実験の値を用いて地盤ばね定数を求めた。荷重と変位の比として求めた地盤ばね定数と模型変位の関係を図-11 に示す。いずれも、模型変位の増加に伴い地盤ばね定数は低下し、模型変位が 1.0 mm 程度以上となると初期地盤ばね定数の 10% 以下に低下する。

地盤ばね定数に及ぼす地盤、構造条件の相違による影響を把握するため、CASE 1 を基準とし、CASE 2~4 との地盤ばね定数の比を図-12 に示す。CASE 2 との比は 1.4~1.7、CASE 3 との比は 1.6~1.8、CASE 4 との比は 1.6~1.8 となっている。CASE 2, 3 と CASE 1 との実験条件の差異は模型に作用する土圧と密度である。それら因子はいずれも盛土のせん断剛性に関連する因子であることから、せん断剛性について CASE 1 に対する CASE 2, 3 の比を見ると、CASE 2 は 1.3 倍、CASE 3 は 1.9 倍であり実験結果より算定した地盤ばね定数比と対応している。ここでせん断剛性

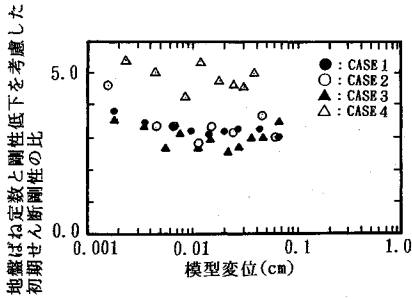
G は表-1, 2 に示した模型周辺の密度 ρ と、せん断波速度 V_s より $G = \rho V_s^2$ という関係に基づいて算出した。

また、CASE 4 と CASE 1 との実験条件の差異は模型の形状で、CASE 4 の周長は CASE 1 の 1.6 倍となっているが、この比は両ケースの地盤ばね定数比とほぼ同じ値である。このことは、地盤ばね定数の支配的な地盤・構造条件はせん断剛性、周長等であるという既往の知見と良く調和している。

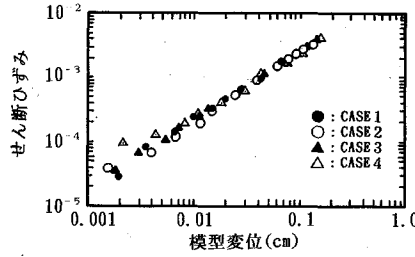
次に、地盤ばね定数とその大きな支配要因と考えられるせん断剛性との関係について検討を行う。そのため、地盤ばね定数とせん断剛性との比を求め、その値と模型変位の関係を図-13, 14 に示す。ここで、図-13 で用いたせん断剛性は初期せん断剛性である。図-14 で用いた地盤のせん断剛性は、図-15 に示すせん断変位計と模型位置の間の相対地盤変位を 2 点間の距離で割ることによって求めたせん断ひずみに基づき低減した値である。ただし、2 点間の変位分布は 3.1 節で示した様に直線的ではないことから先に得られたひずみは平均的なひずみを示していると考えられ、それにより得られるせん断剛性は 2 点間の平均的なせん断剛性に相当する。剛性低減率は、図-16 に示す盛土材料の不攪乱試料について実施した室内土質試験によるせん断剛性比とせん断ひずみの関係より求めた。地盤の初期せん断剛性を用いたものは模型変位の増大にともない低下しているものの、模型周辺地盤の変形に伴う剛性低下を考慮したものは模型変位によらず 2.5~5.5 程度の値となっている。ただし、図-15 に示した地盤の平均せん断ひずみは平均的な値であるにもかかわらず最大で $2 \sim 4 \times 10^{-3}$ 程度とかなり大きな値となっており、模型～地盤間の滑動をも含む塑性変形を受けていると考えられる。

地盤ばね定数と地盤のせん断剛性の関係について考察するため、模型変位を図-17 のように模型周辺地盤のせん断変形により生じるとモデル化すると、実験による単位長さ当たりの地盤ばね定数 K は、式 (4) の様にせん断剛性 G 、周長 ϕ および地盤不動点から模型までの距離 h により表すことができる。その際、模型から地盤に作用するせん断応力 τ_m と地盤の変形により模型に作用するせん断応力 τ_g が等しいという関係を用いた。

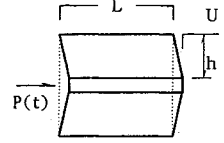
$$K = P(t) / (L \cdot U) = G \cdot \phi / h \dots \dots \dots (4)$$



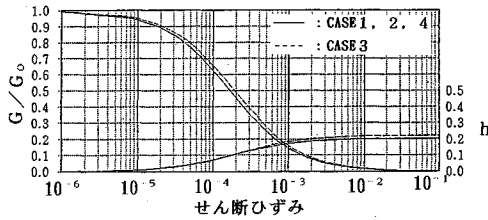
図一14 地盤ばね定数と剛性低下を考慮したせん断剛性の比と模型変位の関係



図一15 模型変位と地盤の平均せん断ひずみの関係



図一17 模型周辺地盤の変形モデル



図一16 盛土材料の動的変形特性

U: 模型と地盤の相対変位

地盤不動点位置をせん断変位計の位置として h をとると式 (4) より得られる地盤ばね定数と地盤のせん断剛性の比は CASE 1～3 の場合 2.6, CASE 4 の場合 4.2 となる。これらの値は図一14 に示した実験結果とよく対応していることから、地盤ばね定数とせん断剛性の関係は構造物の周長と地盤不動点までの距離の比に依存していると考えられる。ただし、模型周面に地盤不動点が存在する、つまり地盤の変形に地表面境界の影響がないことを仮定している。この仮定は、本実験の様に構造物の大きさが土被りに比べ小さい場合地盤ばねの特性が地表面境界の影響を受けない無限地盤中の挙動としてモデル化できるという鶴飼¹⁰⁾の指摘に照らし合わせ、妥当である。以上より、十分な土被りがあり、地表面等の境界条件を受けない場合の地盤ばね定数は周辺地盤のせん断剛性 (地盤の変形に伴う剛性低下を考慮したもの) の 3 倍程度の値として評価できると考えられる。

4. 洞道模型およびその周辺地盤の変形機構のモデル化

(1) 有限要素法を用いた荷重と変形の関係のモデル化手法

本報で示した模型実験のみならず実構造物の地盤ばね特性を評価するには、種々の構造物形状、地盤条件および土被り厚等の境界条件等に対応できる手法により行う必要がある。しかし、弾性論に基づく理論的手法では適用条件が制約され、前節で示した地盤～構造物間の滑動を伴う実地盤条件での挙動を評価できないことから、有限要素法などによる手法が妥当であると考えられる。そ

のため、本論では有限要素法を用いた地盤～構造物の変形挙動の評価手法を示す。

まず、地中構造物およびその周辺地盤の横断面を対象として図一18 に示すように構造物および周辺地盤を固体要素、模型～地盤間をジョイント要素にてモデル化する。地盤～構造物系の変形挙動つまり地盤ばね特性は、模型周面に荷重を作用させた際の作用荷重と模型側面の平均変位の関係より求める。その際、変位の自由度は地中構造物軸方向つまり面外方向とした。ジョイント要素は、地盤変位が集中する模型周辺の数 10 cm の範囲の荷重と変位の関係をモデル化するために用いる。ただし、模型周辺の数 10 cm の範囲で生じる地盤のせん断変位には図一7 に示した様に弾性変位成分と非可逆的変位成分 (塑性変位成分、模型～地盤間の滑動変位成分) の 2 つが含まれるので後者の変位成分のみをジョイント要素にてモデル化する。固体要素は、模型周辺の数 10 cm の範囲に含まれる弾性成分、さらにその外側の地盤変位の小さな領域をモデル化するために用い、その応力とひずみの関係は弾性体としてモデル化する。

ジョイント要素の荷重 P_j ～変位 U_j の関係は、土の弾性および非可逆的な変位挙動を表すためによく用いられている式 (5) に示す荷重～変位より弾性変位を除いた関係として表す。式 (5) の変位 U は弾性変位 $U_E (= P/K_0)$ とジョイント要素で表される非可逆的な変位 U_j の和で表され、両変位成分を生じる荷重は等しいのでジョイント要素の荷重 P_j ～変位 U_j は式 (6) により表すことができる。

$$U = \frac{P_{max} \cdot P}{K_0 (P_{max} - P)} \dots \dots \dots (5)$$

$$U_j = U - U_E = \frac{P_j \cdot P_j}{K_0 (P_{max} - P_j)} \dots \dots \dots (6)$$

ここで K_0 は初期地盤ばね定数であり、地盤を弾性体とした際の構造物の軸方向変位に対する地盤反力係数に相当し、構造物周面に直接固体要素を配置した際の構造物に作用する荷重とその変位の比として得られる。また、 P_{max} は構造物と地盤間の滑動抵抗力を表す。双曲線モデルの妥当性は、①構造物壁面との滑動挙動を含む点が

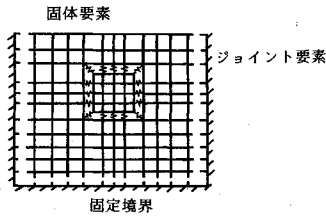


図-18 解析モデル

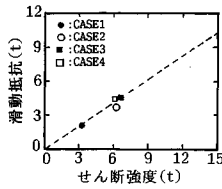


図-19 滑動抵抗とせん断抵抗の関係

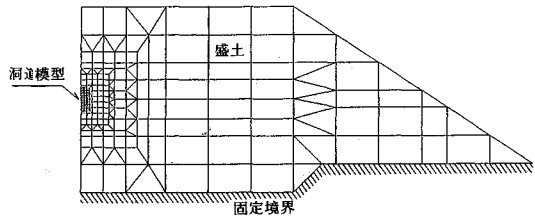


図-20 盛土～地盤系の解析モデル

土と異なるものの、構造物近傍の地盤の変形挙動は単純せん断挙動とよく似ている、②三浦¹⁷⁾が行った実験においても指摘されているように滑動抵抗は土のせん断強度以上にならない等の点からも支持される。

模型と地盤間の滑動抵抗力 P_{max} は、図-19に示す実験による模型周面の地盤のせん断強度 τ を周面に沿って合計した地盤のせん断抵抗 T より次式から求める。

$$P_{max} = 0.7T \dots\dots\dots (7)$$

地盤のせん断強度 τ は次式に示すクーロンの破壊基準式により算出した。ここで σ_v は模型周面に作用する鉛直応力であり、側面については静止土圧係数を 0.5 として算出した。また、強度定数 (c ; 粘着力, ϕ ; 内部摩擦角) は三軸圧縮試験 (CD) より求めた。

$$\tau = c + \sigma_v \tan \phi \dots\dots\dots (8)$$

(2) 実験結果との比較

ここで提案するモデル化手法の適用性について検討を行うため、図-20に示すCASE1の地盤～模型モデルを用い静的載荷実験および本手法により得られる模型変位と荷重の関係についての比較を図-21に示す。また、各CASEについて実験と本手法により得られる同一模型変位に対する荷重の比(有限要素解析で作用させた荷重/実験で作用させた荷重)と模型変位の関係を図-22に示す。本手法で模型変位と荷重の関係を求めるために必要な諸定数のうち式(6)に示したジョイント要素のパラメーターを表-3に示す。このパラメーターは模型の単位長さ当りの値である。ここで、 K_0 は模型～盛土系の3次元有限要素モデルを用い、模型軸方向に単位荷重を作用した際の模型変位より算出した。また、 P_{max} は式(7)より得られる模型と地盤間の滑動抵抗力とした。

実験値と解析値は良く一致している。ただし、模型変位が0.1 mm以下、特に0.02 mm周辺では、解析値が実験値の7~5割と小さな値となっている。その変位域での模型変位は図-8より周辺地盤のせん断変形に支配され、模型が有限長さであることから模型前・後の盛土地盤が模型周辺地盤のせん断変形を拘束することになり、模型が軸方向に無限長さ存在するとして求めた本提案手法より変形が小さな値になったものと考えられる。実洞道は、本実験と異なり軸方向に構造物が無限長さ存在すると考えてもよいことから、本手法は洞道のような

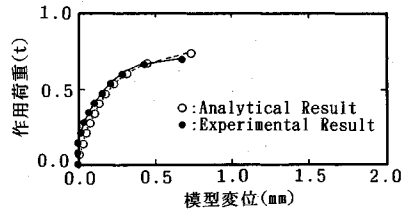


図-21 実験・解析による作用荷重と模型変位の関係

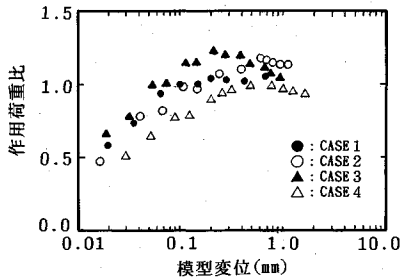


図-22 作用荷重比と模型変位の関係

地中線状構造物の地盤ばね定数の算出に適用出来ると考えられる。

5. あとがき

ここでは、盛土中に埋設した洞道の小型模型の静的・動的載荷実験により得られた模型およびその周辺地盤の変形挙動に基づいて、その洞道～地盤間の復元力特性、地盤ばね特性を明らかにした。次に、任意形状を有する洞道に対する地盤ばね特性を評価する手法として、洞道～地盤間の変形挙動を数値解析により求める際のモデル化手法の提案を行った。ここで提案している数値解析手法は模型と地盤を有限要素、模型と地盤間をここで提案した荷重と変形の関係を有するジョイント要素にてモデル化し、模型軸方向に荷重を加えて模型変位を求める手法である。その結果、以下のことが分かった。

- ①動的・静的地盤ばね特性は、静的載荷実験により得られる地盤ばね特性より評価を行うことが可能である。
- ②静的・動的載荷時における模型周辺地盤の変形つまり模型と地盤の間の相対変位は、ほとんど模型近傍(数十cmの範囲)にて生じる。このことより、実構造物において地震時に生じる地盤～構造物間の相対変位も構造物周辺の近傍にて生じると推定される。

表-3 解析パラメーター

Parameter	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
K_0 (t/m)	11,530	15,000	21,510	13,350
P_{max} (t/m)	0.78	1.47	1.56	1.47

- ③地盤ばね定数を支配する地盤・構造条件は地盤のせん断剛性や構造物周長であり、本実験の様に構造物周辺地盤が均一である場合、単位長さ当りの地盤ばね定数は構造物周辺地盤のせん断剛性の3～4倍程度となる。
- ④模型周辺地盤の変形は、模型変位が小さい場合にはせん断変形、模型変位が大きくなるにつれ模型と地盤間に生じる滑动変形に支配される。
- ⑤提案手法は任意形状を有する洞道の地盤ばね特性評価に適用できる。

本論文は著者の一人が中部電力(株)総合技術研究所に在籍していた数年前に実施した研究成果をもとにまとめたものである。研究の実施とその成果の取りまとめに当たり終始ご指導と励ましを頂いた杉本忠男氏(元土木研究室長)、東側豊二氏(前土木研究室長)には感謝致します。また、名古屋大学・市川康明助教授には実験に関する助言を頂きました。合わせて、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会編：動的解析と耐震設計，第4巻，ライフライン施設，pp.142～146，1989.
- 2) 西尾宣明，高木貞人，吉越亘：管軸方向の地盤の拘束力に関する研究，埋設管に関するシンポジウム，pp.25～30，1975.
- 3) 高津和義，山田淳，志波由紀夫，伊藤文雄：沈埋トンネルの地震応答解析に用いる地盤ばね定数に関する実験および解析，第19回地震工学研究発表会，pp.489～492，

- 1988.
- 4) 栗林栄一，岩崎敬男，川島一彦，宮田忠明：埋設管と埋土間の動的相対変位および抵抗力に関する実験的研究，建設省土木研究所資料，第1266号，1977.
- 5) 後藤尚男，土岐憲三，高田至郎：埋設管の振動特性に関する二，三の研究，土木学会論文報告集，第209号，pp.15～25，1973.
- 6) (社)日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針，pp.50，1982.
- 7) 高田至郎：埋設管路ー地盤系の復元力特性と地震応答解析，土木学会論文報告集，第249号，pp.1～11，1976.
- 8) 鶴飼恵三，山口柏樹：埋設管の動的地盤ばね定数に関する理論的考察，土質工学会論文報告集，Vol.19，No.4，pp.93～102，1979.
- 9) Takashi, A. and K., Fuchida: An Approximate Solution of Earthquake-Induced Slippage of Structure on/in Soil, Proc. of 9 W.C.E.E., pp.453～458, 1988.
- 10) Ieda, R., S. Tsuchiyama, N., Yoshida, S., Nakamura and S., Tsujino: Effect of Earthquake Motion on the Dynamic Behavior of Underground Transmission Line, Proc. of 3rd Int. Conf. of S.D.E.E., pp.295～309, 1987.
- 11) 宮本宏，北条貞宗，古庄健次：地震時の埋設管路挙動把握のための振動実験について，第13回地震工学研究発表会，pp.129～132，1974.
- 12) 宮島信雄，山田通一郎，青野雄司，辻本潤：埋設管の地震時挙動，製鉄研究，第306号，pp.7～12，1981.
- 13) 土質工学会編：土質調査法，pp.647～648，1982.
- 14) 土質工学会編：クイの鉛直載荷試験基準・同解説，pp.15～19，1972.
- 15) 鶴飼恵三：地表付近に設置された管状地中構造物の動的解析，土質工学会論文報告集，Vol.24，No.4，pp.205～210，1984.
- 16) 岸田英明：建築構造物の浅い基礎における地震動入力機構に関する研究，昭和61年度科学研究費補助金(一般研究(B))研究成果報告書，1988.
- 17) 三浦房紀：強震時における剛構造物の耐震安定性の評価，第6回日本地震工学シンポジウム，pp.1785～1792，1982. (1991.12.10 受付)

SPRING CONSTANT BETWEEN UNDERGROUND TRANSMISSION LINE AND GROUND

Shigeki TSUCHIYAMA and Susumu NAKAMURA

To evaluate spring constant between the underground transmission line and ground, we carried out the tests in which static and dynamic loads were directly applied to the reduced model buried in embankment. It is found that the deformation of the ground induced by the movement of the model concentrates near the model and that sliding deformation becomes predominant when the movement of the model increases. A method is proposed to evaluate the characteristics of spring constant. The accuracy of the method is confirmed by comparing the numerical results with the testing results.