

# 地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討

渡辺啓行\*・末広俊夫\*\*

ダブルボックススラームの地中ダクトの横断面方向の地震時動土圧を模型振動実験と数値実験により検討し、ダクトの見掛けのせん断剛性率と土のせん断剛性率の大小関係に応じて基盤入力 of 同一位相における側壁水平動土圧の作用方向が逆転すること、原因は地盤から伝達されるせん断力と上記剛性比に応じてダクトが負担する力の不均衡量が土圧に転ずるためであること等、地震時動土圧発生機構を定性的に解明した。

**Keywords :** *underground conduit, dynamic earth pressure, model vibration test, numerical experiment, ratio of shearing rigidity*

## 1. ま え が き

地中構造物の耐震計算法には、周知のとおり、①震度法、②応答変位法および③動的解析法がある。第一の方法では、地震時主荷重である横方向動土圧は物部・岡部公式により規定されているが、これらの式は擁壁の設計のために作られたもので、地震時相互作用を伴う地中構造物の設計には必ずしも十分ではない。第二の方法では、動土圧は構造物と地盤との間に分布すると仮定されたばねを介し地盤の変形に応じたばね反力として静的に構造物に加えられる。この方法はかなり合理的であるが、ばね定数の評価に曖昧さが残されたままである。第三の方法では、構造物と地盤の全体系の離散化モデルの自由度の大部分が地盤に割り当てられるため、構造物の離散化モデルの精度が相対的に落ちる傾向がある。

上述したようにいずれの方法にも幾分か欠点がある。しかしながら、これらの中では、第一の方法は最も便利で簡単であり、加えて、震度と材料強度さえ与えられれば、動力学に付随する高度の技術的判断なしに誰にでも同一の尺度で構造物の安全性を判定できるという意味で、その手順は客観性を有するようである。したがって、地中構造物と地盤との相互作用力である横方向動土圧を合理的に評価できさえすれば第一の方法は一層合理的となり、地中構造物の一般的耐震設計法として用いるに足る資格を有するものとなる。

大規模な地下タンクの地震応答に関する最近の論文の中で、浜田<sup>1)</sup>は実験と理論に基づいてタンク自身の固有振動数がその地震応答に及ぼす影響はほとんどなく、地震時のタンク内ひずみの挙動は周辺地盤の相対変位、すなわち、地盤のひずみの挙動に従うことを示している。

当麻ら<sup>2)</sup>はダブルボックススラームの断面を有する海水取水用ダクトに関する物理模型振動実験により、ダクトに発生する曲げひずみはダクト自身の慣性力に依存せず地盤のせん断変形に従うこと、深く埋めたダクトでは側壁に作用する動的水平土圧の向きが壁の深さに沿って圧縮から引張りまたはその逆に変化することを示した。風間ら<sup>3)</sup>はコンクリートケーソンの岸壁の物理模型振動実験に基づいて動土圧分布の形状がケーソンと地盤との相対変位の分布形状と非常に良く一致していることを明らかにしている。上述した研究成果はいずれも地中構造物に作用する横方向動土圧が、必ずしも物部・岡部の動土圧理論に従うものではなく、地盤と構造物との相対変位に大きく依存していることを示しているといえる。

本論文では、上記相対変位をどのような量として評価すべきかを検討し、地中ダクトの側壁に作用する地震時動土圧の発生機構を解明することを目的とする。具体的には、当麻らが用いたモデルと類似してはいるが、剛性を三種類変えた地中ダクト物理モデルの振動実験により横方向動土圧の応答特性を始めに論じ、次いでこれらのFEM数値モデルによるシミュレーション結果を示す。これらの検討を通して横方向動土圧の発生機構を説明し得るいくつかの概念が得られている。

## 2. 模型振動実験

### (1) 実験装置と模型の特性

本実験で対象とした地中構造物は、Fig.1に示す横断面のRC水路涵体である。この水路は全長約1.6 kmであるが、長さ15~20 m間隔で継目が設けられている。水路が埋没された地盤の平均的地質は、厚さ約10 mの洪積層の上に厚さ約20 mの沖積層が堆積した構造で、その平均的S波速度と単位体積質量がそれぞれ約200 m/s および約1.727 g/cm<sup>3</sup>である。実験は、この地盤・ダクト系を1/35に縮尺した模型について行った。RC

\* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科  
(〒338 浦和市下大久保 255)

\*\* 正会員 東京電力(株)送変電建設所

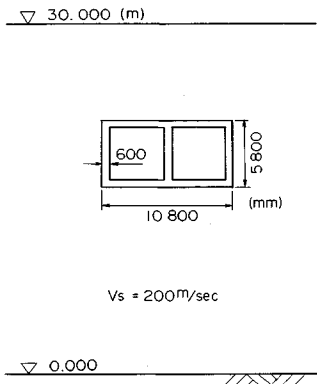


Fig.1 Cross Section of Public Utility Conduit in The Ground.

Table 1 Law of Similitude in Models of Conduit and Ground.

Quantity	Law of Similitude	Value of Every Quantity		
		Proto Type	Target Value	Attained Value
RC	Length Height Thickness (mm)	10800 5800 600	308.57 165.71 17.14	309 166 20
	Density (g/cm <sup>3</sup> )	2.4	2.4	1.19
	Young's Modulus (kg/cm <sup>2</sup> )	$(2.4 \times 10^5)^{-1/2}$	$4.57 \times 10^4$	$2.4 \times 10^4$ $3.0 \times 10^4$
Soil	Depth of Layer (mm)	20000 ~ 30000	570 ~ 857	660
	Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.727	1.727	1.369
	Vs (m/sec)	$(\eta/\lambda)^{1/4}$	200	82

構造物と地盤とが共存するような複合体の相似則には、いくつかの提案があるが、地中構造物の運動は周辺地盤の運動に強制される事実を考慮し、地盤・ダクト系全体模型の振動挙動は地盤の相似則に従うとしても大きな誤差はないと考えて香川・国生の相似則<sup>(4,5)</sup>に基づき模型の諸元を Table 1 のように決定した。この際、相似地中構造物模型の材料にはアクリル板を用い、その弾性係数は組立て用に切り出した板に曲げ試験を行って求めた。模型地盤材料には岐阜砂を気乾状態で用いた。粒径加積曲線のみを Fig.2 に示しておく。模型地盤の作製には、地中構造物の有無にかかわらず、後述するせん断土槽内において地盤厚さ 0.66 m を 8 層に分けて各層ごとに一定時間の振動を加えて締め固め、完成後、さらに約 300 gal の振幅で共振させて十分締め固めた。この岐阜砂については、著者の一人が多種類の間隙比と低拘束圧を組み合わせた条件下で動的中空ねじれ試験を行い各条件下での構成関係式を定式化<sup>(6)</sup>している。これらの中から本実験の模型地盤に最も適合した構成関係を次式で与える  $G_0$  と Fig.3 および Fig.4 における実線と式とにより示しておく。

$$G_0 = 700[(2.17 - e)^2 / (1 + e)] (\sigma'_m)^{0.321} \dots \dots \dots (1)$$

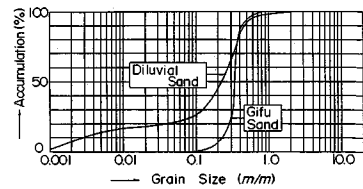


Fig.2 Grain Size Accumulation Curve of The Sand Used for Model.

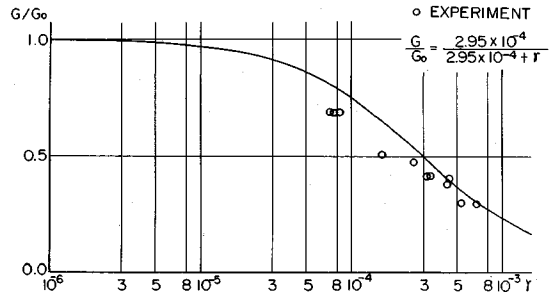


Fig.3 Relationship between  $G/G_0$  and  $\gamma$  of The Sand.

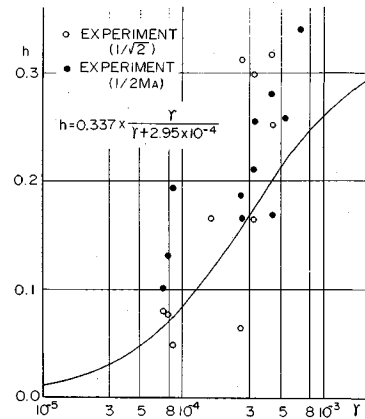


Fig.4 Relationship between  $h$  and  $\gamma$  of The Sand.

岐阜砂をせん断土槽に詰めた模型地盤とダクト模型をこの模型地盤に深さを変えて埋設して作成した地盤・ダクト複合模型とを油圧サーボ型振動台 (寸法 1.8 m × 1.8 m, 最大変位: 50 mm, 最大速度: 30 cm/s, 振動数範囲: 1~120 Hz) の上で水平に加振した。このせん断土槽は 16 枚の軽量形鋼矩形枠をボールベアリングを介して重ねその内壁と外壁にゴム膜を貼ったものである。土槽の内法寸法は長さ 1.2 m, 幅 0.8 m, 深さ 0.96 m であり、土槽単体の固有振動数は 1.6 Hz である。

(2) 実験ケースおよび計測方法

地盤・地中構造物の基本的振動挙動を調べることを主目的として加振実験はすべて正弦波による共振実験としている。側壁に作用する動土圧の構造物の特性との相関を検討するため、前述した相似地中構造物模型 (ケース 2 とする) に剛性を極端に変えた模型としてアクリルの

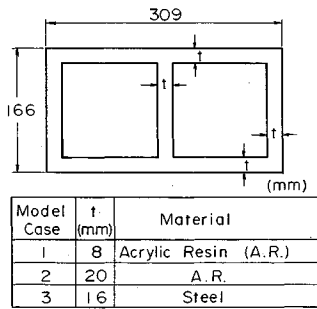


Fig. 5 Material and Dimension in Cross Section of Model Conduit.

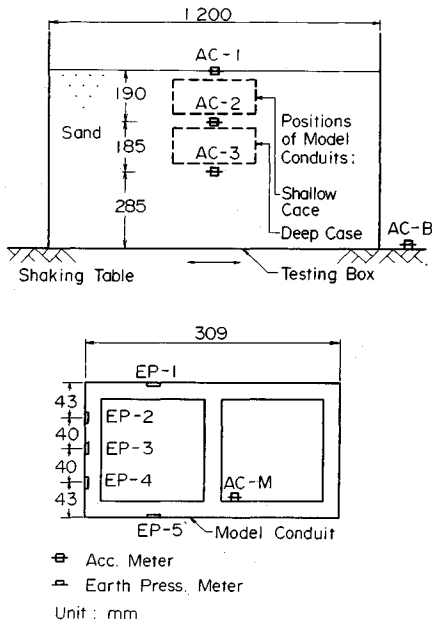


Fig. 6 Arrangement of Model Conduit and Gauges.

板厚を 2/5 としたケース 1 と鋼製の模型を用いたケース 3 を加えた。これらの諸元を Fig. 5 に示す。

実験は、構造物のない自由地盤をケース 0 とし Fig. 5 に示す 3 種類の模型を Fig. 6 に示すようにそれぞれ浅く埋めた場合と深く埋めた場合の合計 7 ケースについて行った。模型地盤が低拘束圧下にあり地盤材料のひずみ振幅依存性が微小振幅から現れやすいので上記ケースごとに入力加速度を 50, 100, 150, 200, 300 (gal) と変化させて合計 35 個の振動実験を行った。

Fig. 6 に示すとおり地盤内 4 か所、構造物内 1 か所で水平加速度を、構造物側壁 3 か所と上下板 2 か所で動土圧を測定することにより模型の振動挙動を計測した。加速度計には、容量 2 G の UA 型ゲージを固有振動数 2 kHz の圧電子型加速度計で振動数特性を較正して用い、土圧計にはシリコンオイルを圧力媒体とした拡散型半導

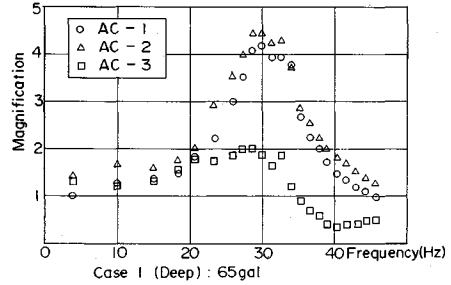
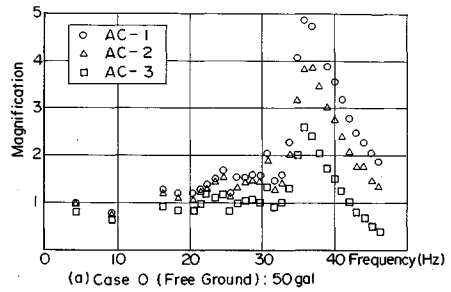


Fig. 7 Resonance Curves of Response Accelerations.

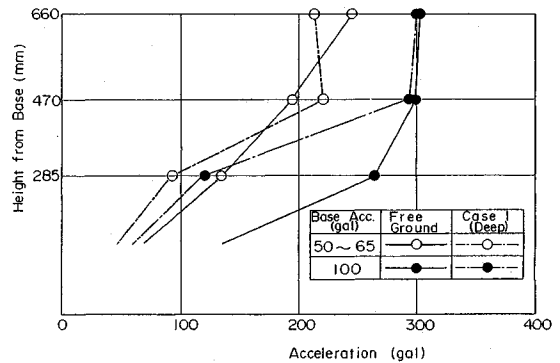


Fig. 8 Difference in The Distribution Pattern of Response Acceleration between in Case of Free Ground and Case 1.

体圧力変換器 (容量 500 gf/cm<sup>2</sup>) を用いた。測定値はすべてデータレコーダに同時記録した。

### (3) 地盤の応答挙動に及ぼす構造物の剛性の影響

地盤の加速度応答特性の一例として Fig. 7(a) に自由地盤の共振曲線を、Fig. 7(b) にケース 1 の地中構造物を深く埋設した場合 (以下の図中で Deep と呼称) の共振曲線を示す。振動台入力加速度振幅は前者で 50 gal、後者で約 65 gal であり、後者の共振振動数がやや低くなっているのは地盤材料のひずみ振幅依存性によるものと考えられる。振動台加速度を増していくと共振振動数と応答倍率が双曲線状に低下した類似の曲線群が得られる。地盤材料の非線形性を除いて Fig. 7 の (a) と (b) との顕著な差異は、地中構造物の底に相当する位置 A-3 における応答加速度が自由地盤におけるものよりケース 1 の地中構造物がある場合にかなり低下している

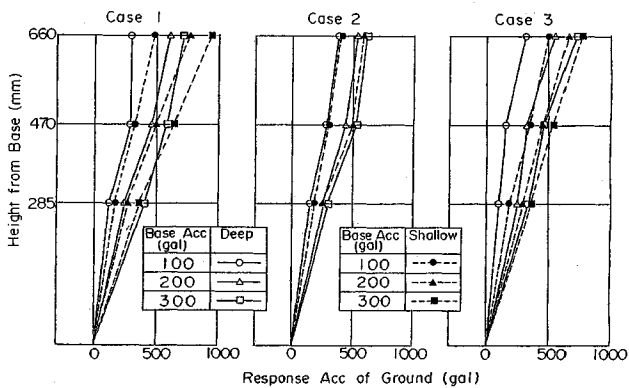


Fig.9 Difference in The Distribution Pattern of Response Acceleration according to The Position of Model Conduit.

ことである。この傾向は入力加速度を変えても顕著に認められ Fig.8 に共振時の応答加速度分布の一例を示しておくが、剛性がより大きいケース2ではあまり顕著でなくなり、さらには、極端に剛性が大きいケース3では後述する Fig.9 にも認められるように構造物上下板位置で応答に差がなくなる傾向を示す。これらの事実、ケース1のように剛性がきわめて小さい地中構造物を深く埋設した場合、地中構造物が地盤のせん断力を十分に伝達できなくなることを示すものといえる。

このような現象は、境界での波動の透過と反射特性ならびに地盤材料の減衰特性にも依存するので模型の有限寸法のため無限領域での波動の現象を十分反映できず強調されている可能性を否定できないが、地盤材料の減衰が大きいので本模型寸法程度であっても境界での透過・反射特性の影響は無視し得ると考えられる。

(4) 地盤の応答挙動に及ぼす構造物埋設位置の影響

上載土がない位置に浅く埋設した場合（以下の図中で Shallow と呼称）と深く埋設した場合の種々の入力加速度に対する共振時の地盤応答加速度の最大値分布を重ねて構造物の種類ごとにプロットしたものが Fig.9 である。

地中構造物が相似モデル（ケース2）である場合、上載土の有無によって地盤の加速度応答に大きな差異は起こらず、ほぼせん断型のモードで振動している。この結果は、相似モデルのせん断剛性が地盤のそれに比較的近いことを推測させる。剛性がきわめて小さいケース1では浅く埋設した場合に地盤加速度が構造物位置で直線状に急速に増幅する。この結果は、ケース1のモデルのせん断剛性が地盤のそれよりかなり低いこと速度インピーダンス比が構造物位置付近で局部的に低下していることに伴い応答が増幅したことを示すものと考えられる。剛性が極端に大きく、質量もきわめて大きいケース3のモデルでは、深く埋設した場合明らかに構造物が地盤の運

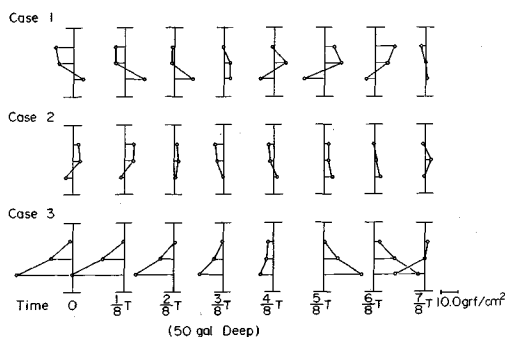


Fig.10 Time History of The Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure (in Case Buried Deep:50 gal of Input).

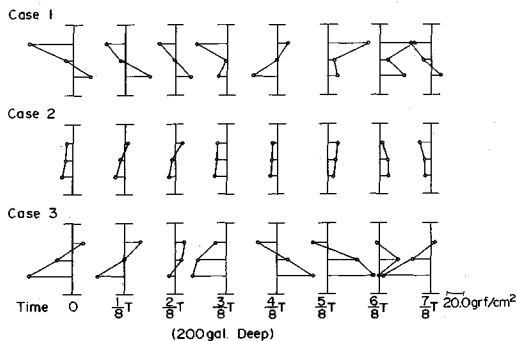


Fig.11 Time History of The Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure (in Case Buried Deep:200 gal of Input).

動を抑制しているのが認められる。しかし、浅く埋設した場合の地盤の応答は不可解であり、構造物の慣性と剛性との地盤応答への寄与の割合がきわめて複雑であることを示しているものと考えられる。

(5) 横方向動土圧に及ぼす構造物の剛性の影響

以下動土圧は常に共振状態の値についてのみ議論を進めるものとする。Fig.10 は、構造物を深く埋設し、振動台入力振幅を 50 gal 前後として加振した場合の構造物側壁に作用している横方向動土圧の分布形状が、同一入力波形の位相の変化につれて推移する経過を模型構造物ケース1、ケース2およびケース3について並べて示したものである。Fig.11 は入力加速度を約 200 gal とした場合を示してある。

これらの結果から次のようにいうことができる。構造物を深く埋設した場合、剛性が極端に小さいモデルと極端に大きいモデルとにおいては、構造物側壁に作用する横方向動土圧の絶対値の最大値が発生する時刻の分布はともに側壁の上下位置において作用方向が逆転する形状を示す。これらの現象は前述した当麻らの実験結果<sup>2)</sup>と一致するものであるが、これに加えて、振動台入力同一時刻におけるこれらの分布パターンは剛性が極端に小

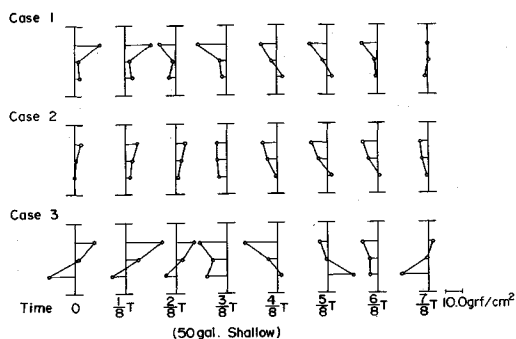


Fig.12 Time History of The Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure (in Case Buried Shallow: 50 gal of Input).

さいモデルと極端に大きいモデルとではその作用方向が逆転していることが新たに明らかになった。しかも中間の剛性をもつモデル（ケース2）では、上記動土圧の分布は前者から後者に移行する中間のパターンを示すものといえる。

上載土がない浅く埋設した場合についても前述と同じ同時刻横方向動土圧分布の時間推移をケース1～ケース3に対して並べて示すと Fig.12 のようになる。図から明らかなように、上載土がない場合には地中構造物の剛性の変化に応じて同時刻横方向動土圧の分布パターンの作用方向が逆転することはない。しかも、深く埋設した場合に顕著に認められた絶対値が最大となる時刻の横方向動土圧の分布が側壁の上下位置で作用方向が逆転する形状を示す現象はケース3では残るが、ケース1では認められなくなり、ケース2とともに動土圧は地盤慣性力の分布傾向に近くなり構造物上端で大きく下端の動土圧は常にほぼゼロに近い値を示す。

以上の現象は、地中構造物の上下板に作用する地盤のせん断力を地中構造物がその剛性の大小に従って支持する程度に応じて横方向動土圧が発生すると考えることにより無理なく説明できる。すなわち、以下のように考えるのである。地中ダクトの高さ分の層状地盤がその上下面に作用するせん断力と地盤の慣性力とに対して釣合い状態にあるとき、地盤の一部をダクトで置き換えたすると、上下面に作用するせん断力はダクトの剛性と慣性力に応じて変化するはずである。この変化分が側壁に作用する垂直動土圧に転じ、全体の釣合いを保つ。ダクトの変形は、その上面に作用する上載土から伝わるせん断力によるものとダクト側方に広がる地盤の変位に強制されるものから成ると考えるのは自然である。始めに前者について考える。ダクト上面の応答加速度が、Fig.8 に示すように自然地盤のものと同じであることからダクト上面に作用するせん断力も自然地盤でこの位置に発生するものと同じであると考える。このせん断力

は、ダクトのせん断剛性が地盤のせん断剛性より小さいとダクトを地盤以上に変形させようとするからこの変形を阻止する向きに横方向の動土圧が発生する。言い換えると、ダクト上面のせん断力の一部しかダクトに分担されず、余ったせん断力に釣り合うべく側方動土圧が発生する。逆に、ダクト剛性が地盤剛性より大きいと上記せん断力によってダクトは地盤より少ない変形しかしないからダクトの変形を促進する向きに負の動土圧が発生する。ダクトが分担できるせん断力の反力を一部として含んでいるダクト下面のせん断力は、このように、ダクト剛性に応じて自然地盤でこの位置に発生するものより小さくなったり、大きくなったりするはずである。たとえば、ダクトの剛性が小さい場合、Fig.8 に示すようにダクト下面の応答加速度が自然地盤のものより小さくなるが、このことは、ダクト下面に作用するせん断力が自然地盤のものより小さくなることに相当する考えれば自然である。以上は、ダクトと自然地盤との相対変形に応じて側壁に動土圧が発生するという考え方を支持するものである。次に、後者について考える。側方地盤により強制されるダクトの変形は、自然地盤の変形とは多少異なるので、これらの相対変形に応じた側方動土圧も前者ほど大きくないが幾分か発生するはずである。しかし、側方地盤の変形はダクトの剛性とはほとんど無関係だから、この動土圧に対するダクトの剛性の影響はないと考えることができる。

以上から、ダクトを深く埋設した場合は、前者による動土圧が卓越するため、動土圧の分布パターンがダクト剛性に応じて逆転すると考えることができるし、上載土がない浅く埋設した場合は、ダクトの上面に沿って地盤せん断力が作用しないから動土圧が後者のみの変形に起因するためダクト剛性に応じて向きが逆転する動土圧は発生しないと考えることができ、上記実験事実を統一的に説明できる。

### 3. 模型振動実験の FEM 数値モデルによるシミュレーション

#### (1) 数値モデルの概要

以上の物理モデルの振動実験について、二次元平面ひずみ FEM 数値モデルを用いてシミュレーションを行った。その目的は、物理モデルの実験では模型が小さく土圧の測定精度が上げられないため動土圧を定量的に評価するのが困難であるが、この難点を数値モデルの実験により代替することで解消しようとするものである。そのため本論文では、以下に、数値モデルの実験が上記模型振動実験をどの程度模擬できるかをまず検討し、次いで土の材料非線形が動土圧にどの程度影響するかを検討する。これらを総合して、数値モデルによる地中埋設構造物側壁に作用する動土圧の定量的評価の可能性を吟

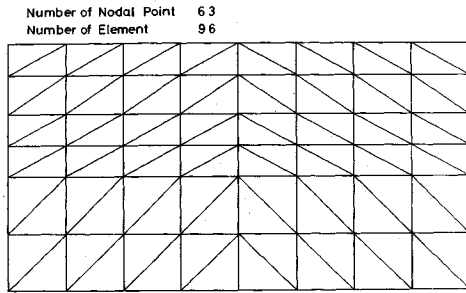


Fig.13 Finite Element Idealization of Ground in Numerical Model.

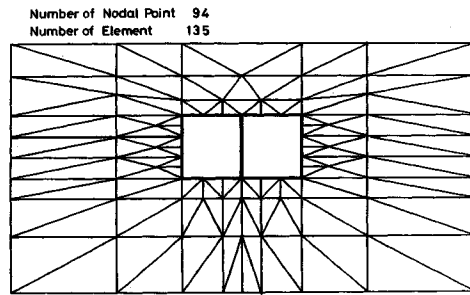


Fig.14 Finite Element Idealization of Ground-Conduit Composite Numerical Model.

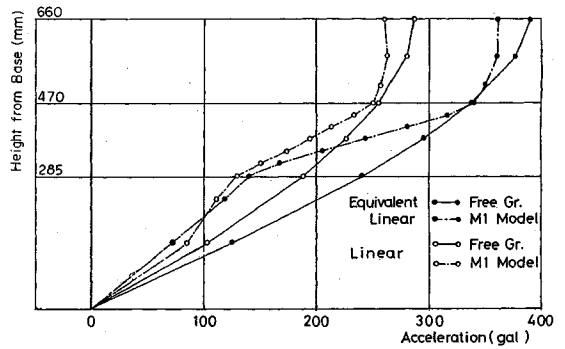


Fig.15 Difference in The Distribution Pattern of Response Acceleration between in Free Ground and in Case 1 (Numerical Results).

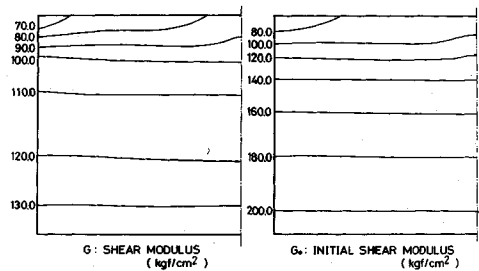


Fig.16 Distribution of Shear Modulus in Ground.

Table 2 All Parameters of The Numerical Models.

Model No.	EI (Kgf/cm <sup>2</sup> )	$\rho A$ (gr/cm)	$\rho$ (gr/cm <sup>3</sup> )	t (mm)	a (cm)	b (cm)	H (cm)	G (Kgf/cm <sup>2</sup> )	$\rho_G$ (gr/cm <sup>3</sup> )
M1	1237.43	0.952	1.19	8.0	15.5	16.6	66.0	123.4	1.389
M2	15334.1	2.38	do.	20.0	do.	do.	do.	do.	do.
M3	716730.0	12.56	7.85	16.0	do.	do.	do.	do.	do.

味する。

地盤のみの場合の要素分割を Fig.13 に示す。下端は一様入力境界とし、両側は水平ローラー支持とした。地中構造物がある場合の要素分割を Fig.14 に示す。境界条件は上記と同じとしている。構造物は梁要素で、周辺地盤は三角形定ひずみ有限要素でモデル化し梁要素と有限要素との間にジョイント要素を挿入した。動土圧はジョイント要素の応力として求める。梁要素の質量行列にはその慣性モーメントの寄与分も加味している。これらの詳細な定式化については文献<sup>7)</sup>によることとしここでは省略する。

解析に用いた地盤物性は前述した式 (1) と Fig.3, 4 に実線と式で示した動的定数をまず始めに用いた。これらの妥当性は当麻<sup>8)</sup>が大型せん断土槽の振動実験で用いたのと同じ手法<sup>9)</sup>により次のように検証した。地盤のみの模型であるケース 0 の実験において各センサー位置の共振定常応答加速度振幅を角振動数の二乗で割った変位

振幅と模型基盤からセンサーまでの距離との比として平均ひずみを求める。共振振動数から 1/4 波長則により求めた平均せん断剛性  $G$  と自重に対する静的線形解析に基づいて求めた  $\sigma_m$  と式 (1) から決定した  $G_0$  の平均値との比および共振曲線から  $1/2 M$  として求めた  $h$  と  $1/\sqrt{2}$  法により求めた  $h$  とを上記平均ひずみに対してプロットしたものが Fig.3, 4 である。これらは図中実線で示した物性値と比較的良好な相関にあるといえる。

上記地盤物性値に加え、後の大量の検討<sup>7)</sup>のため線形地盤物性を設定した。すなわち、物理モデルの実験結果は地盤のみの模型ケース 0 の場合入力振幅 50 (cm/s<sup>2</sup>) に対する固有振動数が 35.9 (Hz) であったので、このような正弦波を地盤のみの数値モデルに入力し等価線形解析による定常解を求めたところ、固有振動数として 35.6 (Hz) を得た。この固有振動数をもつ均質な模型地盤のせん断剛性は  $G=123.4$  (kgf/cm<sup>2</sup>) となる。次に前述した  $G_0$  の平均値に対する上記  $G$  の比に対応するひず

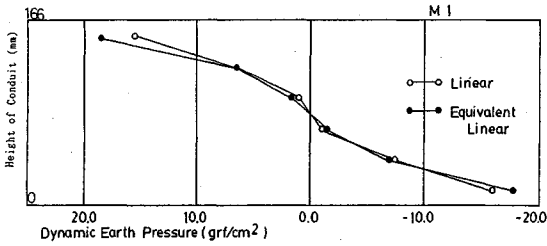


Fig.17 Comparison of Dynamic Earth Pressures in The Results from Equivalent Linear Analysis with Those from Linear One.

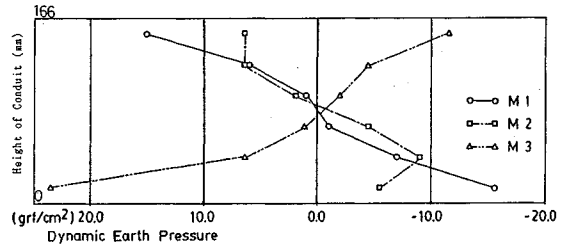


Fig.18 Difference of Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure according to The Shearing Rigidity of Conduit.

み振幅  $\gamma$  を Fig.3 に示す  $G/G_0 \sim \gamma$  関係式から求め、これを Fig.4 に示す  $h \sim \gamma$  関係式に代入すると  $h = 0.110$  となる。結局、

$$G = 123.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \quad h = 0.110 \dots \dots \dots (2)$$

が線形地盤物性値として得られた。

地中構造物がある場合の等価線形解析では、構造物の剛性に依じて固有振動数がわずかに異なっているが、その差異は無視し得る程度に小さいので、以下の数値シミュレーションは振動台入力加速度振幅を  $50 \text{ (cm/s}^2\text{)}$ 、振動数を  $35.9 \text{ (Hz)}$  として行った。解析の継続時間は20周期としたが10周期目にはほとんど完全に定常状態となったので以下10周期目を定常解とした。

(2) 数値シミュレーション結果

前述した物理モデルの実験ケース0, 1に対しては線形解析と等価線形解析を行い、ケース3, 4に対しては線形解析のみを行った。ケース1~3の数値モデルを以下M1, M2, M3と呼称する。これらの構造物諸元と物性を Table 2 に示す。

Fig.15 には、地盤のみのモデルであるケース0とM1モデルにおける地表で最大値を取る時刻での構造物側壁に沿った鉛直線上の加速度応答値の分布の差異を線形解析と等価線形解析の結果について重ねて示してある。図から明らかとなり、両結果とも構造物下端の応答加速度が地盤のみの場合の応答加速度より極端に低下していることがわかる。この傾向は、物理モデルの振動実験でみられた Fig.8 に示す傾向と全く同じである。応答加速度値は線形解析結果より等価線形解析結果の方が大きい、その原因は物性値の分布の差異に起因している。一例として等価線形解析で求められたせん断剛性の数値モデル内分布を Fig.16 に示すが、深さ方向において地表と基盤で剛性が倍以上違うことが認められ、等価線形解析結果では地表に近づくほど応答加速度も大きくなったものである。これに加えて減衰定数  $h$  も線形解析の場合、全断面一様に11%としたことが過大であったことも一因といえるかもしれない。

Fig.17 は、M1モデルの解析結果からジョイント要素の応力として計算される構造物側壁に作用する動土圧

分布を、縦軸に Fig.14 に示す構造物側壁に接する地盤要素と構造物との間に挿入したジョイント要素位置を取り (Fig.18 も同じ) 横軸に動土圧の数値を取って線形解析結果と等価線形解析結果とを重ねてプロットしたものである。図から明らかとなり、応答加速度には上述した差異が認められるにもかかわらず動土圧にはほとんど差異がない。これは、地盤のみの場合の構造物位置の加速度分布から構造物がある場合の側壁に沿う加速度分布までの低下量を単位幅土柱の慣性力の低下率としてみると等価線形解析の方がわずかに大きい両解析でほぼ同じ比率で1/6~1/7であることに起因すると考えられる。このことは構造物上下位置の地盤せん断力を構造物が負担する比率が両解析で同じであることを意味し、さらには、地盤のみの場合の変位と上記地盤せん断力に対し構造物が負担する力による変位との相対変位の比率が両解析において同じであることを意味する。地盤のみの場合の構造物位置の単位幅当たりの慣性力は等価線形解析における方が線形解析より大きいので構造物上下位置の地盤せん断力は等価線形解析の方が大きい、動土圧が上記相対変位に地盤の剛性を反映した地盤反力係数を乗じた量として評価できるならば、等価線形解析で地盤応答加速度が大きく評価された原因が地盤剛性の低さにあったことを考慮すると、等価線形解析で大きく評価された相対変位に掛けるべき地盤反力係数が同じ比率で小さい可能性がきわめて大きいと考えられる。その結果として動土圧が両解析結果で差がなくなると考えられるのである。しかし、動土圧が上記相対変位に地盤反力係数を乗じた値として評価できるか否かは別途検討を要する課題である。

以上の検討を通し本論文の検討範囲では動土圧を評価するにあたっては、同じ入力加速度に対して固有振動数が一致する線形の地盤物性により等価線形解析を代替できることがわかったのでM1, M2, M3における構造物側壁に作用する水平直土圧を線形解析から求め、重ねてプロットすると Fig.18 を得る。M3モデルでは解析の都合上、鋼の弾性率の半分程度しか用いていないが、地盤に対する相対的な剛性の大きさは十分反映している

といえるので物理モデルを反映した数値実験になっているといえる。図から明らかとなり、M1とM3とにおいて同時刻の動土圧分布は、その作用方向が逆転しており、物理モデルの振動実験でみられた Fig.10, 11 の傾向と全く同じである。

以上を総合すると、50 gal 程度の入力加速度の範囲では本数値モデルによる振動実験のシミュレーションは物理モデルの振動実験を十分良好に模擬できているといえる。しかも、動土圧の評価には適正に設定すれば地盤物性を線形としても良好な結果が得られるといえる。

#### 4. 結 論

上記所論を要約すると以下ようになる。

(1) 地中構造物の底に相当する位置の応答加速度は、剛性が極端に小さい地中構造物がある場合、地盤のみの場合よりかなり低下する。この傾向は剛性が大きくなるにつれ顕著でなくなり、極端に剛性が大きいケースでは構造物上下板位置で応答に差がなくなる傾向を示す。したがって、剛性が小さい地中構造物を深く埋設した場合、地中構造物が地盤のせん断力を十分に伝達できなくなるといえる。

(2) 構造物を深く埋設した場合、剛性が極端に小さいモデルと極端に大きいモデルとにおいては、構造物側壁に作用する横方向動土圧の絶対値の最大値が発生する時刻の分布はともに側壁の上下位置において作用方向が逆転する形状を示す。

(3) 構造物を深く埋設した場合、振動台入力 of the 同一時刻における側壁に作用する横方向動土圧の分布は剛性が極端に小さいモデルと極端に大きいモデルとではその作用方向が逆転したパターンを示し、中間の剛性をもつモデルでは、上記動土圧の分布は前者から後者に移行する中間のパターンを示す。

(4) 上載土がない浅く埋設した場合、地中構造物の剛性の変化に応じて同時刻横方向動土圧の分布パターンの作用方向が逆転することはない。また、深く埋設した場合に顕著に認められた上記(2)の現象は極端に剛性が大きい場合を除き認められなくなり、動土圧分布は地盤慣性力の分布に類似し、構造物上端で大きく下端で常にほぼゼロに近い値を示す。

(5) 側壁に作用する動土圧に関する上記諸現象は、地中構造物の上下板に作用する地盤のせん断力を地中構造物とその剛性の大小に従って支持する程度に応じて横方向動土圧が発生すると考えることにより無理なく説明できる。

(6) 横方向動土圧はいずれの場合にも構造物の変形と地盤のみの場合の変形による側壁位置ごとの相対変位に依存する。

(7) 物理モデルの振動実験について、二次元平面ひ

ずみ FEM 数値モデルを用いてシミュレーションを行った。共振振動数から 1/4 波長則により求めた平均せん断剛性  $G$  と共振曲線から求めた減衰定数  $h$  とを、地盤のみの模型の実験で各センサー位置の共振定常応答加速度振幅から推定した平均ひずみに対してプロットした結果、解析に適用した地盤物性と比較的良好な相関にあり、地盤物性の妥当性が検証できた。

(8) 地盤のみのモデルと構造物の剛性が極端に小さいモデルとに対する解析結果において、地表で最大値を取る時刻での構造物側壁に沿った鉛直線上の加速度応答値の分布が、後者では構造物下端の加速度が地盤のみの場合より極端に低下している結果を得た。この傾向は、物理モデルの振動実験でみられた傾向と全く一致する。

(9) 剛性が極端に小さいモデルの解析結果においてジョイント要素の応力として計算される構造物側壁に作用する動土圧分布は、等価線形解析結果と固有振動数が一致する一様地盤剛性の線形解析結果とに対して、応答加速度には差異が認められるにもかかわらずほとんど差異がない。

(10) 剛性が極端に小さい構造物と極端に大きい構造物に対して線形解析から求めた絶対値最大の動土圧を生ずる時刻での側壁に沿った動土圧分布はその作用方向が逆転しており、物理モデルの振動実験でみられた傾向と全く一致する。

(11) 以上を総合すると、50 gal 程度の入力加速度の範囲では本数値モデルによる振動実験のシミュレーションは物理モデルの振動実験を十分良好に模擬できているといえる。しかも、動土圧の評価には適正に設定すれば地盤物性を線形としても良好な結果が得られるといえる。

#### 参 考 文 献

- 1) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，第 273 号，pp. 1～14, 1978.
- 2) 当麻純一・国生剛治・岩楯敞広：非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究（その 1）—模型振動実験による地盤・ダクト系の動的応答の解明—，電力中央研究所研究報告，No. 383023, 昭和 59 年 2 月.
- 3) 風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治：剛体ケーソンに作用する動的土圧に関する模型振動実験（第二報）第 23 回土質工学研究発表会概要集 2 分冊の 1，pp. 839～842, 昭和 63 年 6 月.
- 4) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，第 275 号，pp. 69～77, 1978.
- 5) 国生剛治・岩楯敞広：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，第 285 号，pp. 57～67, 1979.
- 6) 石田 毅・渡辺啓行・伊藤 洋・北原義浩・松本正毅：低拘束圧下の模型実験材料岐阜砂の静的・動的特性，電力中央研究報告，昭和 56 年 5 月.
- 7) 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的



---

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC EARTH PRESSURE ACTING ON SIDE WALLS OF UNDERGROUND CONDUIT

Hiroyuki WATANABE and Toshio SUEHIRO

A model ground of air dried Gifu sand compacted in a shear testing apparatus and three composite models at each of which the model conduit of different rigidity was buried in same model ground as above one were excited horizontally with sinusoidal motions on a shaking table. From observed response acceleration in the ground and dynamic earth pressures along the vertical walls of conduit it has been found that the dynamic earth pressure reverses in its acting direction at the same phase of base motion as the shearing rigidity of the conduit changes from very high (low) to very low (high) as well as it reverses in the direction along the side wall and that the shear forces acting on both ceiling and bottom of the conduit are partially sustained by the conduit itself according to its rigidity. Above experiments were simulated with 2D-FEM numerical model and very good agreement of the results with the experimental ones was obtained so as to enable us to use the numerical model in further quantitative study on this problem.

---