

数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価

渡辺啓行*・末広俊夫**

地中ダクトの横断面方向の地震時動土圧をダクトの見掛けのせん断剛性率と土のせん断剛性率との比 β を多数変えた数値実験により検討し、ダクト上下面位置の地盤せん断力 T_U と T_L をダクトが T_U と αT_L だけ負担し不均衡量が土圧に転ずること、負担率が $\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \log \beta$ で表せること、主要動土圧はせん断力によるダクト変位と自由地盤の変位との相対変位に比例すること等を解明し動土圧の定量的評価法を提案した。

Keywords : underground conduit, dynamic earth pressure, ratio of shearing rigidity, bearing force ratio, relative displacement

1. まえがき

震度法に基づく地中構造物の耐震計算法では、主要地震荷重である動土圧を物部・岡部式で規定するのが普通であるが、これらは擁壁の設計のために作られたもので構造物と地盤との動的相互作用を伴う地中構造物の設計には必ずしも適切なものとはいえない。実際、地中構造物の地震時挙動に関する最近の研究をみると、地中構造物の地震時挙動はかなり複雑である。

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¹⁾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²⁾はダブルボックスラーメン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³⁾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よく一致していることを明らかにしている。竹内ら⁴⁾は併設トンネルの模型振動実験とそのFEMシミュレーションとからトンネルに発生する横方向動土圧が構造物と地盤との相対変位と相関があることを示している。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。

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するため、著者らは、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とこれらのFEM数値モデルによるシミュレーションを行い、横方向動土圧の発生機構を説明し得るいくつかの概念を得た⁵⁾。本論文では、これらの概念に基づきダブルボックスラーメンの横断面をもつ地中ダクトの側壁動土圧の定式化を試みるものである。具体的には、物理モデルの振動実験では動土圧の測定精度の限界からこれを定量的に評価することが困難なため二次元のFEM数値モデルについての動的解析による検討を行った。数値モデルには、物理モデルの振動実験に替わるシミュレーションの意義をもたせるため、上記文献⁵⁾の物理モデルの横断面を離散化したものを用いている。これらが物理モデルを良好に模擬できていることは上記文献ですでに確認されている。

2. 数値実験の方法

(1) 数値モデルと解析手順の概要

数値モデルは、Fig.1に示す物理モデル横断面の内構造物を深く埋設したケースを離散化したものであり、要素分割をFig.2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。構造物は梁要素により、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定ひずみジョイント要素⁶⁾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。動的解析には線形加速度法を用い、激震時に構造物と地盤の間で滑り・剝離を発生する状態は、これを考慮しない等価線形解析により地盤物性を決定した後ジョイント要素の非線形特性を考慮して修正ニュートン・ラフソン法により再計算を行って評価した。計算は各数値モデルごと

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

** 正会員 工修 東京電力(株)送変電建設所

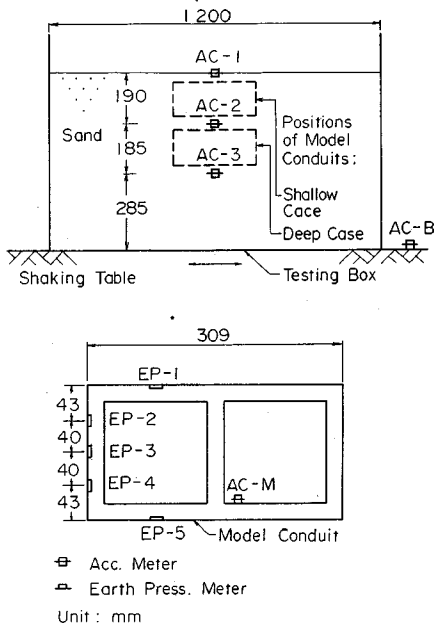


Fig.1 Arrangement and Cross Section of Model Conduit.

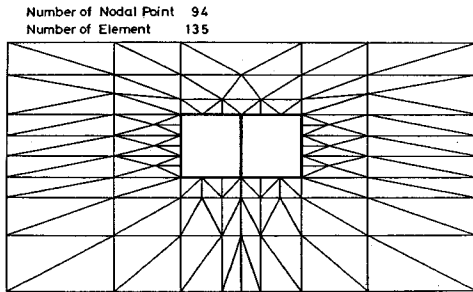


Fig.2 Finite Element Idealization of Ground-Conduit Composite Numerical Model.

え、定常応答を求めるものである。計算の継続時間は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) 梁要素の質量行列と剛性行列

有限要素とジョイント要素の定式化および個々の要素から全体構造への重ね合わせ手法についてはどの教科書にも記載されているので省略し、梁要素の定式化のみを要約しておく。ただし、有限要素の質量行列はLumped MassとConsistent Massを平均したものをを用いている。梁要素の運動は軸方向の定みずみ縦振動、軸直角方向の曲げ振動および重心まわりの剛体回転から成るものとする。縦振動は定みずみと仮定したから軸方向変位は直線分布となり、梁要素の左右端の軸方向変位ベクトルを

$$[u_L u_R]^T \dots\dots\dots (1)$$

と書くと、対応する節点外力を決定する剛性行列は

$$[k] = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2)$$

となり、質量行列は

$$[m] = \rho A l \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3)$$

となる。ここに、 E は構造物の弾性率、 A は梁単位幅をもつダクト横断面を梁要素に離散化したときの梁の横断面積(ダクトの板厚 t に相当)、 I は上記梁の断面二次モーメント、 l は梁要素の長さ、 ρ は構造物の単位体積質量である。梁の曲げ振動は、初等曲げ理論によるものと分布荷重によるたわみが軸方向座標の3次曲線になることから、梁の左右端のたわみとたわみ角のベクトルを

$$[v_L v_R \theta_L \theta_R] \dots\dots\dots (4)$$

と書くと、対応する節点外力を決定する剛性行列は

$$[k] = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & -12 & 6l & 6l \\ & 12 & -6l & -6l \\ \text{Sym.} & & 4l^2 & 2l^2 \\ & & & 4l^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5)$$

となり、質量行列は回転慣性も考慮すると

$$[m] = \rho A l \begin{bmatrix} \frac{13}{35} + \frac{1}{15}\xi & \frac{9}{70} - \frac{1}{15}\xi & \left(\frac{11}{210} - \frac{11}{720}\xi\right)l & -\left(\frac{13}{420} - \frac{1}{80}\xi\right)l \\ \frac{13}{35} + \frac{1}{15}\xi & \left(\frac{13}{420} + \frac{11}{720}\xi\right)l & -\left(\frac{11}{210} + \frac{1}{80}\xi\right)l \\ \text{Sym.} & & \left(\frac{1}{105} + \frac{1}{60}\xi\right)l^2 & -\left(\frac{1}{140} + \frac{1}{240}\xi\right)l^2 \\ & & & \left(\frac{1}{105} + \frac{1}{360}\xi\right)l^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

$$\xi = (t/l)^2 \dots\dots\dots (7)$$

となる。ここに、 t は地中ダクトの板厚である。

(3) 地盤物性

解析に用いた地盤物性は、前述した文献⁵⁾における物理モデルの振動実験のシミュレーションに用いたものと同じもので地盤の単位体積質量 $\rho_c = 1.369 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ とともに次式で与えられる。

$$G_0 = 700 [(2.17 - e)^2 / (1 + e)] (\sigma_m')^{0.321} \dots\dots\dots (8)$$

$$G/G_0 = 2.95 \times 10^{-4} / (2.95 \times 10^{-4} + \gamma) \dots\dots\dots (9)$$

$$h = 0.337 \gamma / (\gamma + 2.95 \times 10^{-4}) \dots\dots\dots (10)$$

ここに G は地盤のせん断剛性率、 h は減衰定数である。さらに、上記地盤物性値に加え、本報告における大量の動的解析のため前述した文献⁵⁾と同じ下記の線形地盤物性も用いている。

$$G = 123.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \quad h = 0.110 \dots\dots\dots (11)$$

減衰は地盤のみに対して考慮し、次式に示すRayleigh型減衰行列を用いている。

$$[c] = 1.4 h \omega_1 [m] + 0.6 (h/\omega_1) [k] \dots\dots\dots (12)$$

Table 1 Numerical Models and These Parameters.

Model No.	EI (kgf/cm ²)	ρA (gr/cm)	a (cm)	b (cm)	H (cm)	β	ρ*/ρ _G	Remarks
M1	1237.43	0.952	15.5	16.6	66.0	0.024	0.1511	G=123.4(Kgf/cm ²)
M4	52080.0	6.3	do.	do.	do.	1.0	1.0	ρ _G = 1.369(gr/cm ³)
M5	26040.0	6.3	do.	do.	do.	0.5	1.0	
M6	104160.0	6.3	do.	do.	do.	2.0	1.0	
M7	52080.0	3.15	do.	do.	do.	1.0	0.5	
M8	52080.0	12.6	do.	do.	do.	1.0	2.0	
M9	5208.0	6.3	do.	do.	do.	0.1	1.0	
M10	520800.0	6.3	do.	do.	do.	10.0	1.0	
M11	52080.0	2.1	do.	do.	do.	1.0	0.33	
M12	52080.0	18.9	do.	do.	do.	1.0	3.0	

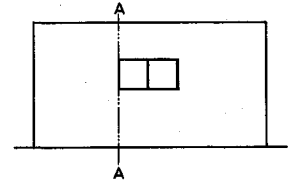


Fig.4 Cross Section of Ground-Conduit Model.

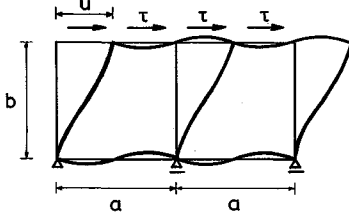


Fig.3 Dimension and Deformation of Model Conduit.

ここに、 ω_1 は全体系の 1 次固有角振動数である。

(4) 数値実験のケースと地中構造物の物性

数値実験では、始めに地盤の非線形性や構造物と地盤との間に発生する滑り・剝離の側壁動土圧に対する影響を検討し、次いで入力加速度振幅を 50 (cm/s², gal) とし上記線形地盤物性を用いた場合にこの振幅に対して得られる共振振動数 35.9 (Hz) の正弦波を用いて構造物の剛性や慣性力の側壁動土圧に対する影響を検討する。これらの目的に沿った数値実験ケースを Table 1 に示す。表中のモデル番号 M1 は前述した文献³⁾の物理モデルで剛性が極端に小さいケース 1 と同じ諸元で $\rho = 1.19$ (g/cm³), $A = (1 \times t) = 0.8$ (cm²) をもつ。2a, b は Fig.3 に示す構造物の幅と高さを示し、H はモデル地盤の深さを示す。β は、次式に示すとおりダブルボックスラーメンの Fig.3 に示す支持条件のもとで構造物上面に単位せん断応力を与えたときに生ずる変位を b で除した平均せん断ひずみに対する単位せん断応力の比、すなわち、構造物の見掛けのせん断剛性率 G* と地盤の線形せん断剛性率 G との比とする。

$$\beta = G^*/G \dots \dots \dots (13)$$

Fig.3 に示すようにせん断応力 τ に対するラーメン側壁の任意の位置での変位を下端から上方にとった座標 z に対して $u_2(z)$ とすると、これは次式で与えられる。

$$u_2(z) = \frac{\tau a}{6EI} \cdot \frac{b}{2a+b} \cdot \left\{ (3a+2b) \left(\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3b} \right) + a(a+b) \frac{z}{2} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

したがって、構造物天端の変位は次式で与えられる。

$$u_2(b) = \frac{\tau ab^2}{36EI} \cdot \frac{3a^2+6ab+2b^2}{2a+b} \dots \dots \dots (15)$$

また、上記式 (13) の G* は次式で与えられる。

$$G^* = \frac{36EI}{ab} \cdot \frac{2a+b}{3a^2+6ab+2b^2} \dots \dots \dots (16)$$

表中 ρ* は、構造物の見掛けの単位体積質量で次の近似式で与えるものとする。

$$\rho^* = \{ (4a+3b)\rho A \} / (2ab) \dots \dots \dots (17)$$

Table 1 の M4 は見掛け上地盤と等しい密度と剛性をもつ標準数値モデルとする。すなわち、線形地盤物性に対し

$$\rho^* = \rho_G, \quad G^* = G \dots \dots \dots (18)$$

とし、M4 を基準に M5, M6, M9 および M10 は ρA を固定し EI をそれぞれ 1/2, 2, 1/10 および 10 倍としたモデルであり、M7, M8, M11 および M12 は EI を固定し ρA をそれぞれ 1/2, 2, 1/3 および 3 倍としたモデルである。

3. 地盤の非線形性と滑り・剝離の動土圧への影響

(1) 動土圧に対する地盤の非線形性の影響

地盤の非線形性の影響をみるため、剛性が極端に小さいモデル M1 と極端に大きいモデル M10 について入力加速度振幅を前者では 50, 100, 200, 300, 450 (gal), 後者では 100, 300 (gal) とし等価線形解析を行った。等価線形解析では、設定した地盤物性に対する定常応答のひずみ振幅に応じて全地盤要素の物性を式 (9) と式 (10) で更新すると同時に新物性に対する全体構造の固有値解析を行って、固有角振動数を求め入力振動数も更新している。

構造物側壁に沿った鉛直線、すなわち、Fig.4 に示す A-A 線上の共振時加速度応答倍率分布をプロットすると Fig.5 を得る。図より剛性が極端に小さいモデルでは構造物位置における加速度増幅率が大きく、この傾向は入力加速度振幅が小さいほど著しい。また、構造物下端

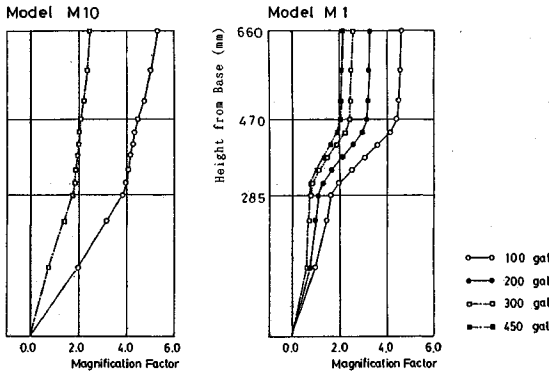


Fig.5 Distribution Patterns of Magnification Factors of Response Acceleration along A-A line.

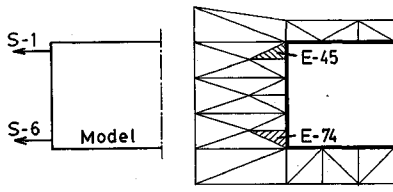


Fig.6 Finite Element Idealization of The Ground near around Conduit.

での加速度増幅は極端に小さい。これは渡辺ら⁵⁾による物理モデルの振動実験の数値シミュレーションで報告されているとおり剛性の小さい構造物が地盤のせん断力を十分伝達できないことに起因する。入力加速度振幅が大きくなると地盤の剛性が低下し、構造物のせん断剛性は地盤のそれに相対的に近くなるので構造物位置での加速度増幅率は小さくなり、地盤のみの加速度増幅に近づく。剛性が極端に大きいモデル M10 では構造物位置における加速度増幅率は小さく、構造物下端での加速度増幅は大きい。

構造物近傍の要素分割を Fig.6 に示すが、構造物と周辺地盤の三角形要素との間にジョイント要素が挿入されており、以下には側壁に沿った 6 個のジョイント要素の動的直応力として動土圧を評価することとする。これら 6 個のジョイント要素の位置を縦軸に取り、横軸に動土圧の値を取って（以下、動土圧分布を示す場合座標軸の取り方は常にこのようにするので特に断らないものとする）共振時に M1 で最大土圧を発生する入力の位相と同一位相において側壁に沿った動土圧分布を M1 と M10 についてプロットしたのが Fig.7 である。図より、まず、物理モデルの振動実験で報告されているとおり⁵⁾ 動土圧の作用方向が M1 と M10 とでは逆転していることがわかる。図中のプロット点の丸・四角や実線・鎖線の意味は Fig.5 に示したのと同じで入力加速度振幅の大きさに対応している。M1 モデルについて動土圧の入力加速度振幅による変化をみると、100 gal より 200 gal

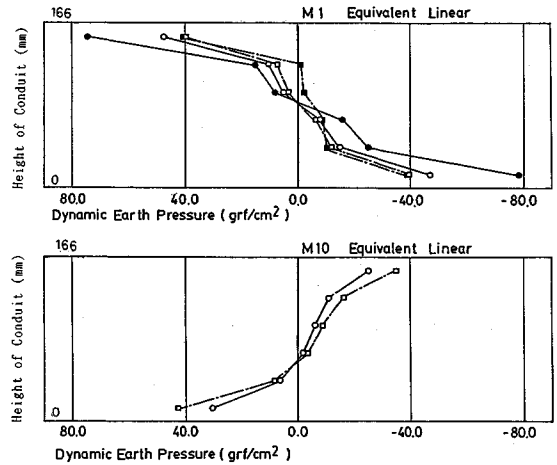


Fig.7 Difference of Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure according to The Rigidity of Conduit and Intensity of Input Motion.

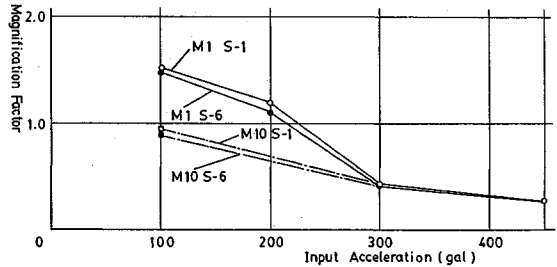


Fig.8 Relation between Ratio of Non-Linear Dynamic Earth Pressure to Linear One and Intensity of Input Acceleration.

の方が動土圧は大きくなるが、300 gal、450 gal になるとほぼ同じ値となり、しかも、200 gal の場合より小さくなっている。側壁に接する局所的な地盤部分では剛性が構造物の変形の影響を受けて低下するが、M1 モデルでは、剛性が極端に小さく地盤せん断力により構造物が大きく変形するためその割合は他のモデルより著しい。入力加速度を増した場合、構造物変位と地盤のみの場合の同じ位置での地盤変位との相対変位の増加する割合と局部的な地盤剛性の低下する割合とは必ずしも比例関係にはなく、相対変位と地盤剛性に基づく地盤反力係数との積と考えられる動土圧は、[文献 5) に示された 50 gal のケース（最大土圧 18 gf/cm²）も考慮すると] 入力振幅 50~300 gal の間のどこかで上述したようにピーク値を取るものと考えられる⁵⁾。M10 モデルでは 100 gal より 300 gal の方が動土圧の値は大きいがさほど大きい差異とはいえない。これらの傾向を詳細にみるため Fig.6 に示す側壁ジョイント要素の上下端、すなわち、S-1 点と S-6 点での動土圧について本検討の後に行う前述した線形解析による動土圧で除した倍率値を縦軸に取り入

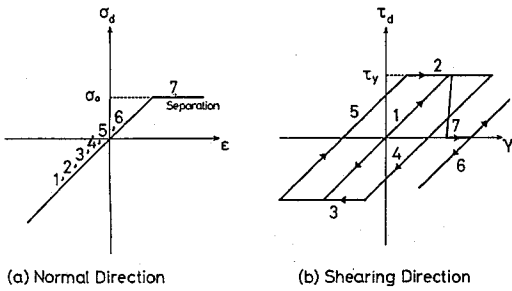


Fig.9 Constitutive Relationships of Joint Element.

力加速度振幅に対してプロットすると、Fig.8を得る。線形解析は入力加速度振幅 50 gal で行っているが、線形であるので当然ながら等価線形解析の入力加速度振幅の大きさに比例的に増した値を用いている。M1モデルでは、上述したように入力加速度が増すにつれて動土圧がピーク値をとるため線形地盤の動土圧値を入力加速度に比例的に増した値で正規化した場合、動土圧の等価線形値と線形値との比は入力加速度振幅が増すにつれて低下はするが、100 gal と 200 gal において 1 倍以上となっている。M10モデルではこの比が常に 1 倍以下で滑らかに減少しているが、これは構造物の変形が小さく地盤ひずみへの影響が少ないためと考えることができる。このように、M1モデル、M10モデルともに入力加速度振幅が 100 gal を超えて増加するにつれて動土圧の等価線形結果に対する線形解析結果の比は低下していくがこれは地盤物性の非線形性によるもので、たとえば、減衰が大きくなり応答加速度倍率、すなわち、地盤せん断応力倍率が低下することによるものである。いずれにしても Fig.8 からは、設計で適用する 200 gal を超えるような大きな入力加速度に対する動土圧の評価には、入力加速度振幅 50 gal の線形地盤について評価したものを入力加速度振幅に応じて割り増したものとすれば安全側といえる。

(2) 構造物と地盤間の滑り・剥離の動土圧への影響

地盤と構造物とが滑り・剥離を生じた場合の動土圧への影響をみるため、剛性が極端に小さいモデル M1 と極端に大きいモデル M10 について入力加速度振幅を 300 (gal) として等価線形解析で決まった地盤物性を与えて非線形解析を行った。滑り・剥離を規定するジョイント要素の構成関係を Fig.9 に示す。垂直方向とせん断方向の構成関係における状態の対応を数字で記入してある。ジョイント要素のばね定数は全体系の固有振動数がジョイント要素なしの系と一致すること等を目安に地盤の線形剛性率の約 5 倍の値

$$k_n = k_s = 600 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(19)$$

とし、剥離の条件は引張り側の動土圧が重力によって側壁に作用している静止土圧 σ_0 を超える場合とした。せ

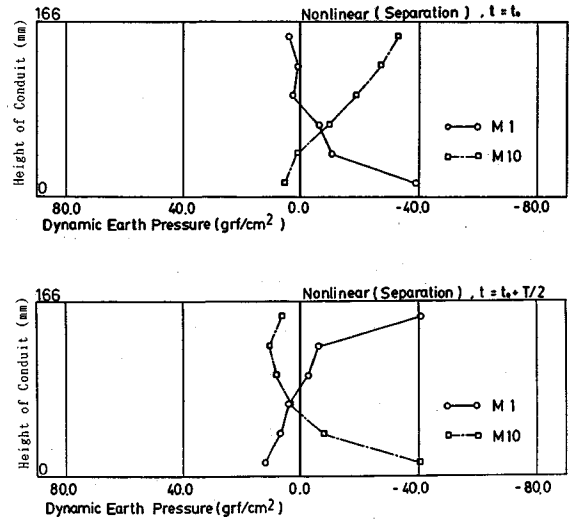


Fig.10 Distribution of Dynamic Earth Pressure being accompanied with Slide and Separation.

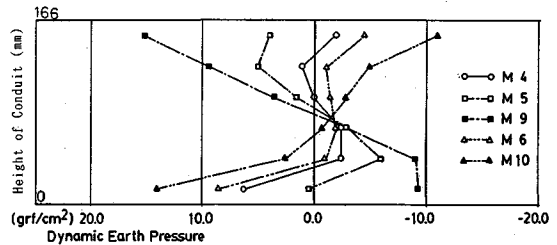


Fig.11 Transition of Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure according to The Change of The Rigidity of Conduit.

ん断強度 c_v はモール・クーロン則に従うものとし、強さ定数は物理モデルの地盤材料に用いた砂について低拘束圧下の三軸圧縮試験から求めた⁷⁾次の値とした。

$$c = 10 \text{ (gf/cm}^2\text{)}, \quad \phi = 27.5^\circ \dots\dots\dots(20)$$

両モデルについて側壁上下端のいずれかで動土圧が圧縮側の最大値を取る時刻を t_0 とし、この時刻と半周期後の時刻における動土圧分布をプロットすると Fig.10 を得る。圧縮側の動土圧は等価線形解析による値と同じであるが剥離を生ずる側では引張り側の動土圧は各位置での静止土圧に相当する値以上には達しないため図のように小さい値で平坦な形状の分布となる。

Fig.10 からは、滑り・剥離を生ずるような大きな入力加速度に対する動土圧の評価には、入力加速度振幅 50 gal 程度以下の線形地盤について評価したものを入力加速度振幅に応じて割り増したものとすれば安全側といえる。

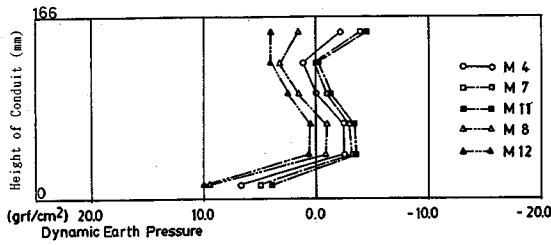


Fig.12 Transition of Distribution Pattern of Dynamic Earth Pressure according to The Change of The Bulk Specific Gravity of Conduit.

4. 構造物の剛性や慣性力が側壁動土圧へ与える影響

(1) 構造物の剛性が側壁動土圧へ与える影響

構造物の単位体積質量が地盤のそれに等しいとし、2.(4)で述べたように構造物の剛性を变化させた場合に動土圧分布が变化する状況を線形解析により求め、重ねてプロットすると Fig.11 を得る。図から構造物の剛性が地盤剛性より小さい状態から大きい状態に変化するにつれて側壁動土圧分布の作用方向が徐々に反転する様子が明瞭に認められ、物理モデルの振動実験で報告された事実⁵⁾を裏付けている。

(2) 構造物の慣性力が側壁動土圧へ与える影響

構造物の見掛けのせん断剛性率 G^* と地盤の線形せん断剛性率 G とを等しいとし、構造物の単位長さ当たりの質量 ρA を 2.(4) で述べたように变化させた場合に動土圧分布が变化する状況を線形解析により求め、重ねてプロットすると Fig.12 を得る。図から構造物の単位長さ質量が構造物の輪郭に対する地盤の単位奥行長さ質量より小さい状態から大きい状態に変化するにつれて側壁動土圧分布の形状は変化しないまま一方方向にシフトしていくことが認められる。したがって、構造物の慣性力は側壁動土圧の分布形状に影響を与えないといえる。

5. 地中ダクト側壁動土圧発生機構についての考察

(1) 荷重分担のモデル化

表層地盤の基盤面に地盤の固有角振動数 ω をもつ

$$y(t) = U_0 \sin \omega t \dots \dots \dots (21)$$

のような水平変位が一様に入射する場合、平面波の方程式の基本モード解は次式で与えられる。

$$u(t, z) = u_1(z) \sin(\omega t - \pi/2) \dots \dots \dots (22)$$

ここに $u_1(z)$ は振幅で座標 z を構造物の底を原点に上向きを正に取ると次式で与えられる。

$$u_1(z) = \frac{2U_0}{\pi h} \cdot \sin \left\{ \frac{\pi(z+H_L)}{2H} \right\} \dots \dots \dots (23)$$

ここに、 H_L は構造物の底から基盤までの深さである。

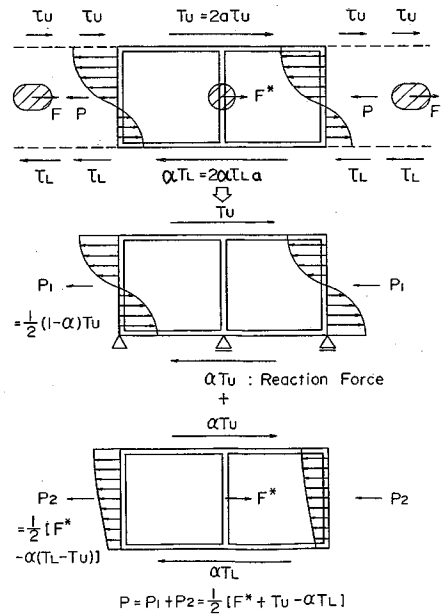


Fig.13 Conceptual Figure Concerning The Generation of Dynamic Earth Pressure.

したがって、構造物天端と底の位置に作用するせん断応力はそれぞれ次式で与えられる。

$$\tau_v = \frac{GU_0}{Hh} \cdot \cos \frac{\pi H_U}{2H}, \quad \tau_L = \frac{GU_0}{Hh} \cdot \cos \frac{\pi H_L}{2H} \dots \dots \dots (24)$$

ここに、 H_U は構造物天端から基盤までの深さである。

Fig.11 の現象に対し、物理モデルの振動実験で得られている知見⁵⁾ “極端に剛性の小さいモデルでは側壁に平行な鉛直線に沿った加速度増幅が構造物下端で低下し、天端では地盤のみの場合の増幅率まで回復している” 現象およびこれを含めた諸現象を説明する知見 “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” ことに基づいて地盤せん断力を構造物と側方地盤とが Fig.13 に示す割合で分担すると仮定する。すなわち、構造物の上下板位置の式 (24) で与えられる地盤せん断力の合力 T_v と T_L は次式で与えられるが、構造物がある場合、その上下板に作用するせん断力は、それぞれ、 T_v と αT_L であると仮定する。

$$T_v = 2 \alpha \tau_v, \quad T_L = 2 \alpha \tau_L \dots \dots \dots (25)$$

基本モードの地盤せん断力は地盤が深いほど大きいことを考慮して構造物の主な変形は天端に作用する地盤せん断力の一部によって生ずると考える。下端でのせん断力を剛性に応じて α 倍したのであるから構造物が変形を伴って分担する力も αT_v であると考え。構造物には地盤せん断力 T_v が作用しているからこれらの差が下記に示す動土圧の一部となる。

$$P_1 = (1/2) (1 - \alpha) T_v \dots \dots \dots (26)$$

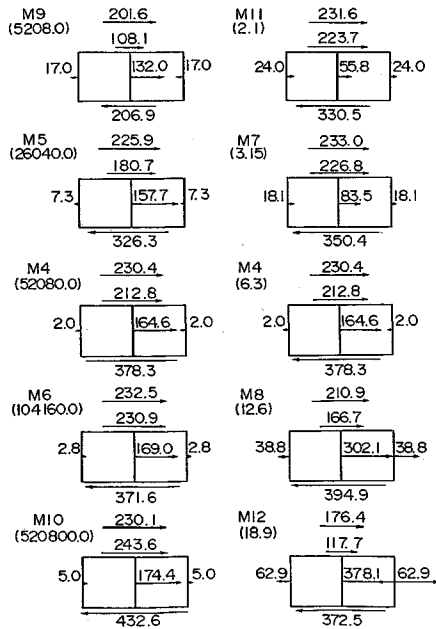


Fig.14 Dynamic Forces Acting Horizontally on The Conduit.

P_1 は αT_U による構造物の変位と地盤のみの場合の変位との相対変位に依存して発生すると考える動土圧の合力である。構造物を地盤で置き換えてみると、平面波の理論では、その上下板位置に作用するせん断力は地盤の慣性力 F と釣り合うはずであるが、構造物がある場合その慣性力 F^* は上述のせん断力と必ずしも釣り合わなくなり、不均衡力は下記に示す動土圧の残りの一部となる。

$$P_2 = (1/2) [F^* + \alpha (T_U - T_L)] \dots\dots\dots (27)$$

合計の動土圧 $P (=P_1 + P_2)$ は次式で与えられる。

$$P = (1/2) [F^* + T_U - \alpha T_L] \dots\dots\dots (28)$$

地盤のみの場合、 $F^* = F$ 、 $\alpha = 1$ であるから動土圧はゼロとなり、上載土がない場合、 $T_U = 0$ だから P_1 に相当する動土圧もゼロとなり、物理モデルの振動実験で報告されているとおり構造物の剛性によって動土圧の作用方向が逆転することもなくなる。係数 α は 1 に近い前後の値と想像され、かつ、構造物の見掛けのせん断剛性と地盤のせん断剛性との関数であると考えられる。

(2) 構造物のせん断力分担率 α と剛性との関係

線形解析を行った全モデルについて、応答加速度が最大となる時刻での構造物に作用している全水平力を書き出すと Fig.14 を得る。各モデルごとに最上段の数値は上載土の慣性力、上下板位置の数値はジョイント要素の合せん断力で構造物が変形を伴いながら分担している力、側板位置の数値は式 (28) に相当する全動土圧、中間壁位置の数値は構造物の慣性力をそれぞれ表す。Fig.14 に示したダクトの全慣性力 F^* 、全動土圧 P および式 (24)、式 (25) から計算されるダクト上下面に

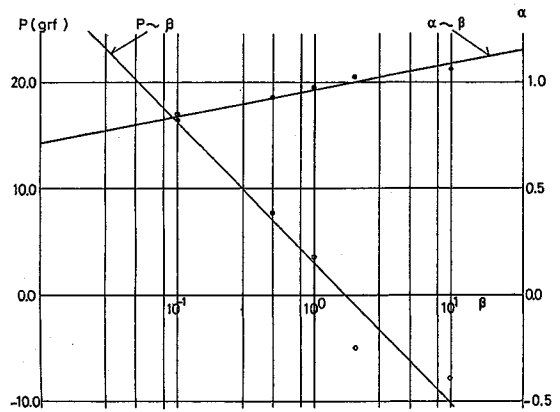


Fig.15 Relations between P, alpha and beta.

作用するせん断力 T_U 、 T_L を用いると式 (28) から荷重分担率 α を決定することができる。これらに基づいて横軸に前述した構造物と地盤とのせん断剛性比 β を対数座標で取り、 P と α とを縦軸に取ってプロットすると Fig.15 を得る。図より次の関係を得る。

$$P = A_0 - B_0 \log \beta; A_0 = 3.107, B_0 = 13.11 \dots\dots\dots (29)$$

上式を式 (28) と比較すると、 α に関する次の式を得る。

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \log \beta \dots\dots\dots (30)$$

上式は Fig.15 に示す $\alpha \sim \beta$ 関係と一致し式 (28) の妥当性、すなわち始めの仮定の妥当性を示すものといえる。

Fig.15 の実験式より式 (30) の係数は次の値となる。

$$\alpha_0 = 0.9638, \alpha_1 = 0.1199 \dots\dots\dots (31)$$

(3) 動土圧分布式の誘導

側壁動土圧の合力は式 (28) で与えられるが、その分布形状は、次のように考える。式 (14) に示した構造物の変位 $u_2(z)$ において τ の代わりに式 (24) の τ_U を用いて、

$$\tau = \alpha \tau_U \dots\dots\dots (32)$$

とする。このような構造物変位 $u_2(z)$ と式 (22) で与えられる地盤のみの場合の変位 $u_1(z)$ との差を調べてみる。Fig.11 からすべてのダクト剛性に対する側壁に沿った直動土圧の分布は、ダクト高さの中央付近に中心をもった形状となっており、この点を通る鉛直線を境に上下の動土圧分布はこの点に対称に分布しているようにみえる。これらの動土圧の主成分は Fig.13 に示す P_1 によるものと考え、式 (28) で表される全動土圧による分布にこれが重ね合わされて Fig.11 の分布となると考える。このような対称分布成分が自由地盤の変形とダクトの変形との相対変形と関係があると考え、動土圧を規定するダクト側壁の任意位置における相対変位はこの点でゼロでなければならないことになる。動土圧がこの相対変位に比例すると仮定した場合、その合力は式 (28) となるのでこれに重ね合わせる相対変位に基づく動土圧

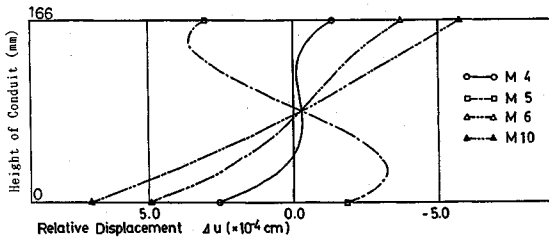


Fig.16 Distribution of Relative Displacement along The Side Wall of Conduit.

の合力はゼロとなるように $u_2(z)$ を次のように調整したものを $u_3(z)$ とする。

$$u_3(z) = u_2(z) + K \dots\dots\dots (33)$$

K は上述したところから次式により決定される。

$$\int_0^b \{u_2(z) + K\} dz = \int_0^b \frac{2U_0}{\pi h} \sin \left[\frac{\pi(z+H_L)}{2H} \right] dz \dots\dots\dots (34)$$

このようにして決定した K を使い、相対変位 $\Delta u(z)$ を

$$\Delta u(z) = u_3(z) - u_1(z) \dots\dots\dots (35)$$

で定義する。式 (14) の $u_2(z)$ はやや複雑なので構造物の天端の変位が一致する次式で近似する。

$$u_2(z)^* = \frac{\tau a}{6EI} \cdot \frac{3a^2 + 6ab + 2b^2}{2a + b} \cdot \left(\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3b} \right) \dots\dots\dots (36)$$

上式は力学的には不正確であり、式 (14) の $u_2(z)$ との誤差は 11 % 程度あるが表式上の簡便さから用いるものである。この変位を用いて式 (34) に相当する調整を行って得る式 (33) に相当する変位を $u_3(z)^*$ とすると

$$u_3(z)^* = \frac{2U_0}{\pi h} \left[\frac{\alpha \cdot \pi b}{\beta \cdot 2H} \cdot \cos \frac{\pi H_V}{2H} \left\{ 3 \left(\frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left(\frac{z}{b} \right)^3 - \frac{1}{2} \right\} + \left(\frac{2H}{\pi b} \right) \left[\cos \frac{\pi H_L}{2H} - \cos \frac{\pi H_V}{2H} \right] \right] \dots\dots\dots (37)$$

を得る。したがって、相対変位の近似式は次式となる。

$$\Delta u(z)^* = u_3(z)^* - u_1(z) \dots\dots\dots (38)$$

上記相対変位の分布を剛性を変化させた数値モデル M4 ~ M6 および M9 ~ M10 について計算し側壁の動土圧分布と同じように示すと Fig.16 を得る。これと先に Fig.11 に示した数値解析結果と比較するため、Fig.11 の動土圧分布を各数値モデルごとにその側壁にわたる積分値がゼロとなるように調整しなければならない。動土圧分布の側壁にわたる積分値は理論的には式 (28) で与えられる動土圧の合力 P であるが、その側壁での分布形状は不明である。かなり小さい値なので側壁に様に分布すると仮定すれば簡単であるが、ここでは側壁に沿ったこの動土圧の分布と釣り合うせん断応力が地盤内に発生しているものと考え、またその分布が構造物がない場合の地盤内せん断応力分布と同じと仮定して、このせん断応力の変化の割合に比例した形状の分布を仮定する。すなわち、

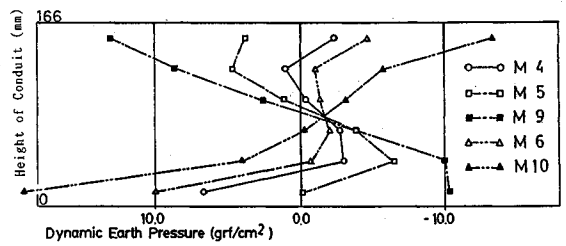


Fig.17 Distribution of σ^* along The Side Wall.

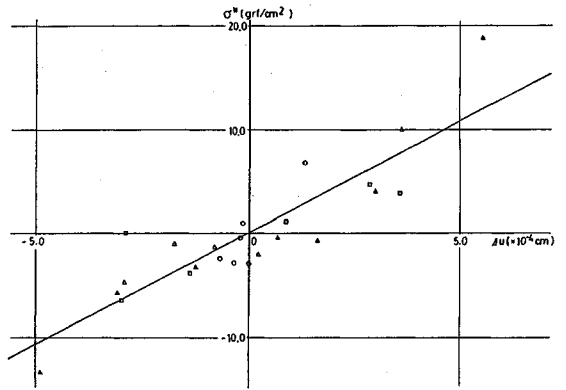


Fig.18 Relation between σ^* and Relative Displacement.

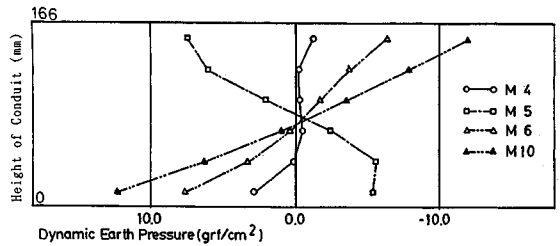


Fig.19 Predicted Dynamic Earth Pressure.

$$\Delta \sigma = \hat{\sigma} \cdot \sin \frac{\pi(z+H_L)}{2H} \dots\dots\dots (39)$$

とし、 $\Delta \sigma$ を側壁にわたって積分したものが全土圧 P に等しいとして $\hat{\sigma}$ を次式で算定する。

$$\hat{\sigma} = \frac{1}{2} \cdot \frac{T_V + F^* - \alpha T_L}{\frac{2H}{\pi} \left[\cos \frac{\pi H_L}{2H} - \cos \frac{\pi H_V}{2H} \right]} \dots\dots\dots (40)$$

Fig.11 の各モデルごとに動土圧の数値解析値から $\Delta \sigma$ を差し引いた値を σ^* とし、側壁に沿った σ^* の分布を示すと Fig.17 となる。剛性が極度に小さいモデル M9 を除くと相対変位の分布形状は動土圧の分布形状ときわめて類似しているといえる。さらに、上記 σ^* を縦軸にとり、横軸に式 (38) で与えられる相対変位 $\Delta u(z)^*$ を取って側壁の全ジョイント要素位置で計算されるこれらの値をプロットすると Fig.18 を得る。図から動土圧は相対変位に比例するといえる。この図から回帰式を求めると、

$$\sigma^* = \delta\sigma + k_z \Delta u(z)^* \dots\dots\dots (41)$$

$$\delta\sigma = 0.08681 \text{ (gf/cm}^2\text{)} \cong 0, k_z = 21450 \text{ (gf/cm}^3\text{)} \dots\dots\dots (42)$$

を得る。結局、 σ^* はほぼ次のように置ける。

$$\sigma^* = k_z \Delta u(z)^* \dots\dots\dots (43)$$

式(42)の k_z の数値実験値を用いて Fig.16 の $\Delta u(z)^*$ から σ^* を計算して Fig.17 と同じようにプロットすると Fig.19 を得る。Fig.19 に示す理論動土圧分布は、Fig.17 に示す数値解析による動土圧分布とかなり良く一致しているといえる。 k_z は一種の地盤反力係数である。以上から動土圧 σ_d は次式から評価できる。

$$\sigma_d = \Delta\sigma + \sigma^* \dots\dots\dots (44)$$

以上により地中ダクトの動土圧発生機構が解明されたと考えられるが、以上の理論を一般化するには以下に述べる問題点が残されたままである。すなわち、

- ① $\Delta\sigma$ の算定にあたって動土圧合力 P の理論式(28)に含まれる F^* の評価式が確立されていない。近似的には平面波理論による構造物重心の応答加速度と構造物の質量の積として与えることはできる。
- ② σ^* の算定にあたって式(38)の相対変位の理論式に含まれる構造物のせん断力分担率 α の係数 α_0 と α_1 の値として、本研究で得られた数値が一般的であるといえる根拠がない。
- ③ σ^* の算定にあたって式(43)の地盤反力係数の式(42)の値は文献⁹⁾における物理モデルの寸法について得られたもので一般的な値ではない。通常このような地盤反力係数には寸法効果がある。
- ④ 以上の理論は、共振定常状態という擬似静的状態における動土圧に関するものであるが、設計への適用を考慮した場合基盤入力地震動に対して拡張されなければならない。
- ⑤ 地中ダクトに作用する荷重は側壁動土圧としての直応力のほかに動的せん断応力もある。

上記問題点の解明は別の文献⁸⁾に譲ることとする。

6. 結 論

上記所論を要約すると以下ようになる。

(1) 等価線形解析における側壁に平行な鉛直線に沿った応答加速度の特徴は、剛性が極端に小さいモデルでは構造物位置における加速度増幅率が大きく、この傾向は入力加速度振幅が小さいほど著しい。また、構造物下端での加速度増幅率は極端に小さい。物理モデルの振動実験の数値シミュレーションで報告されているとおり剛性の小さい構造物が地盤のせん断力を十分伝達できないことに起因する。入力加速度振幅が大きくなると地盤の剛性が低下し、構造物のせん断剛性は地盤のそれに相対的に近くなるので構造物位置での加速度増幅率は小さく

なり地盤のみの加速度増幅に近づく。剛性が極端に大きいモデルでは構造物位置における加速度増幅率は小さく構造物下端での加速度増幅は大きい。

(2) 等価線形解析による動土圧は、剛性がきわめて小さいモデルと大きいモデルともに入力加速度振幅が 100 gal を超えて増加するにつれて動土圧の等価線形解析結果に対する線形解析結果の比は低下していく。これは地盤物性の非線形性によるものである。いずれにしても設計で適用する 200 gal を超えるような大きな入力加速度に対する動土圧の評価には、入力加速度振幅 50 gal 程度以下の線形地盤について評価したものを入力加速度振幅に応じて割り増したものとすれば安全側といえる。

(3) 構造物と地盤とが滑り・剝離を生ずるような大きな入力加速度に対する動土圧の評価には、加速度振幅 50 gal の線形地盤について評価したものを入力加速度振幅に応じて割り増したものとすれば安全側といえる。

(4) 構造物の単位体積質量が地盤のそれに等しいとし、剛性を変化させた場合、構造物の剛性が地盤剛性より小さい状態から大きい状態に変化するにつれて側壁動土圧分布の作用方向は徐々に反転する。

(5) 構造物の見掛けのせん断剛性率と地盤の線形せん断剛性率とを等しいとし、構造物の単位長さ当たりの質量を変化させた場合、その質量が相当する地盤の単位奥行長さ質量より小さい状態から大きい状態に変化するにつれて側壁動土圧分布の形状は変化しないまま一方にシフトしていくだけで、構造物の慣性力は側壁動土圧の分布形状に影響を与えない。

(6) 地中ダクト側壁動土圧発生機構にかかわる地盤せん断力の荷重分担をモデル化した。まず、せん断土柱の平面波の理論から与えられる地中構造物の上下板位置のせん断力の合力を T_U, T_L とし、構造物がある場合その上下板に作用するせん断力を T_U と αT_L であるとした。次いで、構造物の主な変形は天端に作用する地盤せん断力の一部 αT_U によるものとした。構造物がこれだけの力しか支持しないので地盤からのせん断力 T_U との差は動土圧の一部として受け持たなければならないとした。構造物上下板位置に作用するせん断力 αT_U と αT_L は構造物の慣性力 F^* と必ずしも釣り合わないの、その不均衡力が動土圧の残りの一部になるとした。その結果、合計の動土圧は $P = (1/2) [F^* + T_U - \alpha T_L]$ で与えられる。

(7) 線形解析を行った全モデルについて、応答加速度が最大となる時刻での構造物に作用している全水平力を調べ、構造物と地盤とのせん断剛性比 β に対する P と α との関係求めた結果、 $P = A_0 - B_0 \log \beta$; $A_0 = 3.107$, $B_0 = 13.11$ および $\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \log \beta$; $\alpha_0 = 0.9638$, $\alpha_1 = 0.1199$ を得た。

(8) 構造物天端に作用する応力の α 倍による構造

物変位を表式上の簡便さから簡略化した変位と地盤のみの場合の変位との相対変位をさらに側壁にわたる積分値がゼロとなるように調整した相対変位の分布は、数値解析結果の動土圧分布をその側壁にわたる積分値がゼロとなるように調整した分布に、剛性が極度に小さいモデルを除いて、きわめて類似したものとなった。

(9) 上記動土圧を σ^* とし相対変位を $\Delta u(z)^*$ としこれらとの関係を側壁の全ジョイント要素位置で計算される値について求めると、動土圧は相対変位に比例しほぼ $\sigma^* = k_2 \Delta u(z)^*$ の関係がある。

(10) 上記回帰式の k_2 を用いて (8) で述べた $\Delta u(z)^*$ から計算した σ^* の分布は、数値解析による動土圧分布とかなり良く一致する。 k_2 は一種の地盤反力係数である。以上から動土圧 σ_d は動土圧の合力分の土圧分布 $\Delta \sigma$ と σ^* との和 $\sigma_d = \Delta \sigma + \sigma^*$ で与えられる。

(11) 以上により地中ダクトの動土圧発生機構が解明されたと考えられるが、以上の理論を一般化するにはいくつかの問題点が残されたままであり、今後の課題とする。

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・岩楯敏広：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念集 2 分冊の 1，pp. 839~842，昭和 63 年 6 月。
- 4) 竹内幹雄・坂上 明・水谷善行・渡辺啓行：大断面併設トンネルを有する水中盛土の模型振動実験と数値解析，土木学会論文集，No. 428/I-15，1991. 4.
- 5) 渡辺啓行・末広俊夫：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，No. 431/IV-15，pp. 153~161，1991. 7.
- 6) Goodman. R. E. (赤井浩一・川本眺万・大西有三共訳)：不連続性岩盤の地質工学，森北出版，pp. 250~256，1978.
- 7) 渡辺啓行・五月女敦：模型土質斜面の傾斜破壊実験と数値解，土木学会論文集，第 376 号，pp. 31~40，1986. 12.
- 8) 渡辺啓行：地中ダクトの地震時動土圧の理論，土木学会論文集，No. 431/IV-15，pp. 183~192，1991. 7.

(1990. 4. 19 受付)

A METHOD TO ESTIMATE THE NORMAL DYNAMIC EARTH PRESSURE ACTING HORIZONTALLY ON SIDE WALLS OF UNDERGROUND CONDUIT

Hiroyuki WATANABE and Toshio SUEHIRO

The normal dynamic earth pressure acting horizontally on side walls of an underground conduit is investigated with the numerical experiments carried on its 2D-FEM model of which rigidity and unit mass over the cross section are variously changed. The results of these experiments are as follows: 1) The dynamic earth pressure comes of the imbalance of such forces as horizontal shearing and body forces acting on the conduit and its reaction force. 2) The shearing force which the conduit bears is defined as the product of a magnification factor by the shearing force in the ground without structure. This factor is found to be in proportion to the logarithm of non-dimensional shearing rigidity of conduit normalized by the one of ground. 3) The resultant dynamic earth pressure on a side wall is formulated with above factor and forces. 4) Main dynamic earth pressure at any point except for the distributed one of above resultant is found to be in proportion to the difference in displacement between the conduit and the ground without structure.