

地中壁に作用する動的地盤反力について

佐賀大学 正会員 ○荒牧軍治
佐賀大学 正会員 石賀勝喜

1. はじめに

最近、構造物と地盤の相互作用の問題において Lysmer 等の開発した連続境界と有する有限要素法が確立され、本問題の解析を容易なものとした。構造物と地盤との相互作用の問題はその境界条件の複雑さのゆえに地表面載荷等、その境界条件が比較的簡単なものについてのみ解析可能であり、地中構造物等の境界条件の複雑なものに対しては2. 3の解析例を除き、ほとんど解析不可能であり、地表面載荷等の解析解の性質を利用して、バネ-ダッシュポット系に置換する方法が採られていた。しかし、構造物や地盤の形状等の幾何学的条件、せん断波速度の非連続等の物理条件を全てバネ-ダッシュポットの性質に含ませることにはむとむと無理があった。前述の有限要素法解析はその欠点をほぼ克服していると考えて良いであろう。しかし確かに有限要素法は構造物の地震時の変位応答の様は全体的な解析には大きな力を発揮するであろうが、地盤の反力の性質といった問題にはまだ十分に対応しきれていないと言え難い。有限要素法は更に改良されより正確な解析解が得られるであろうが、この問題についての種々の実験データを蓄積しておくことは、解析解と検討、理解する上でも意味のあることであろう。著者等は数年前から構造物周辺の地盤反力の特性を実験的に求めてきた。しかし前回の実験では周辺地盤の幾何学的条件の影響がその性質に表われる可能性があったため、明確な性質を示すことができなかった。今回、周辺地盤の幾何学的影響を考慮しなくて良いような、ほぼ均質な地盤で実験を行なう機会を得たので、ここにその結果を報告します。

2. 実験の概要

地中壁に作用する動的地盤反力の特性は解析的には未だ十分な結果は得られていない。そこで理論的にほぼ説明されている地表面載荷でまずその実験的方法と確立し、同様の方法で地中壁に作用する地盤反力を求めることとした。しかし前回の実験では粘土地盤を露出させるため、表土の切り取りを行なったが、周辺が固定のような条件、すなわち幾何学的条件の影響を受けたと考えた。しかしそのことを明確に示せなかったため、今回は幾何学的条件をほぼ考えなくて良い地盤を選び実験を再度行なった。実験は佐賀平野の休耕田で行なったが、表土30cmより下は均質な軟弱地盤の有明粘土層が約16m程度堆積していて、S波検層で得られたせん断波速度は0~6.6m/sで45%, 6.0~9.4m/sで93%, 9.4m~16m/sで230%であった。モデルの大きさより考えてほぼ均質な地盤と考えて良く、理論解との比較にあたっては地表近くのせん断波速度を用いた。

実験はいずれのモデルにおいても次の3種の実験を行なった。(表-1)

(1) 変位一定試験

地盤反力の動的特性、すなわち振動数変化を求めるに

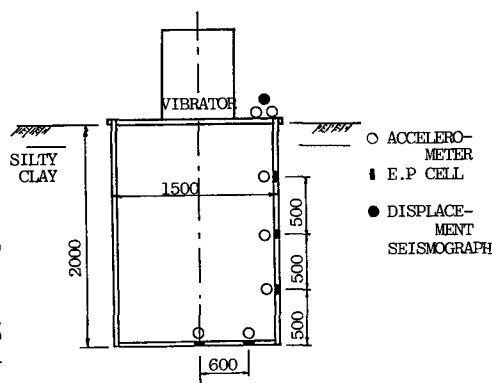


Fig. 1 MODEL I

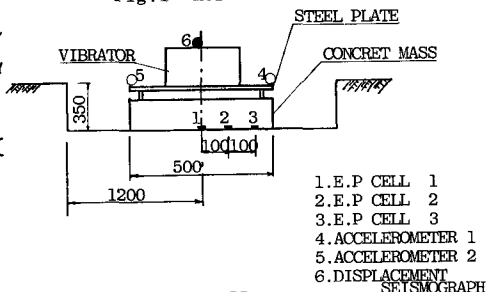


Fig. 2 MODEL II

は土の非線形効果を除去しなければならない。本実験では土の非線形効果を除去するため、変位一定試験を行なった。しかし土の非線形効果が変位のみには依存するとは限らない。むしろ、ひずみ、ひずみ速度等に使係した量であらうことは十分考えられるので、非線形効果を完全に除去したとはいえない。

(2) 振動数一定試験

本試験は地盤反力の変位依存性を調べる目的で行なった。起振機の振動数を一定に固定して、起振力を変化させて地盤反力の変位による変化を求めた。

(3) 起振機偏角一定試験

起振機の慣性モーメントを一定とし、振動数を変化させて行なう。いわゆる通常の起振機実験である。

3. 使用モデル

Fig. 1 に地中壁の地盤反力を測定するのに用いた大型円形鋼製ケーソンモデルを示す (Model I)。直径 1500 mm 高さ 2000 mm、厚さ 12 mm の鋼管を実験地盤に圧入し、鋼管内の土を排除した後、厚さ 12 mm の鋼製底板を溶接した。あらかじめ加工しておいた取り付けジグを用いて土圧計 (BE-1KH, 容量 1 kg/cm^2 , 共和電業製) を設置した。土圧計を設置する際、最も問題となるのは、土圧計と地盤との密着である。実験中土が離脱することが考えられること、また地中壁面では地表面載荷の場合のように初期圧力をかけられないので、土圧計を土表面より 5 mm 圧入しておいた。①～⑤の土圧計設置個所にひずみゲージ式加速度計 (AS-1C, $\pm 1g$, 共和電業製) 計 5 個を設置した。加速度計はあらかじめの振動台で振中感度、位相遅れの検定を行ない、データの補正を行なった。ピックアップ設置終了後、頭部に H 型鋼で井桁を組み起振機を設置した。

Fig. 2 に地表面載荷実験に用いた小型モデルを示している。直径 500 mm、厚さ 100 mm のコンクリートマスの底面に小型土圧計 (BE-2KD, 2 kg/cm^2 , 共和電業製) を埋めこみ、頭部に直径 500 mm、厚さ 12 mm の鋼板を取り付けたものをモデルとし、その上に小型起振機を据え付けた。モデルの設置に際しては、直径 2 m、深さ 40 cm 程耕土を掘り下げ、有用粘土地盤を露出させた後、ジャッキで鉛直に加力して地盤との密着を計った。変位計としては差動トランス型変位計 (OSD-HR, $\pm 1.27 \text{ mm}$ Schaevitz 製) を用いた。

4. 実験結果および考察

(1) 小型モデル地表面載荷実験

前回の同様の実験では 2 種類の実験結果が表われた。1 つは、弾性波動論の理論解にほぼ一致したが、もう 1 つは、あ

	MODE I		MODEL II	
DISP. CONST.	(R) 0.2	0.3	(V) 0.1	0.2
	0.4	0.5	0.3	0.24
TEST	(V) 0.2	(mm)	(R) 0.1	0.3
				(mm)
FREQ. CONST.	(R) 5	10	(V) 22	28
	15	20		
TEST	(V) 5	10		
	15	(Hz)		(Hz)
VIBRATOR TEST	4 CASE		3 CASE	
V: VERTICAL R: ROCKING				

Table 1

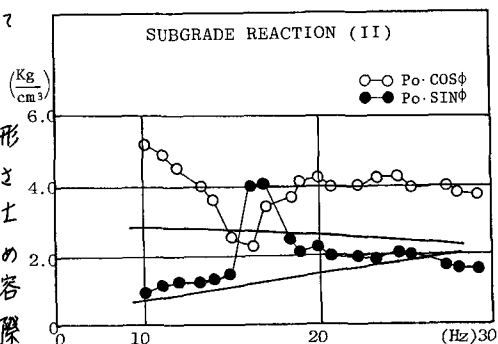


Fig. 3

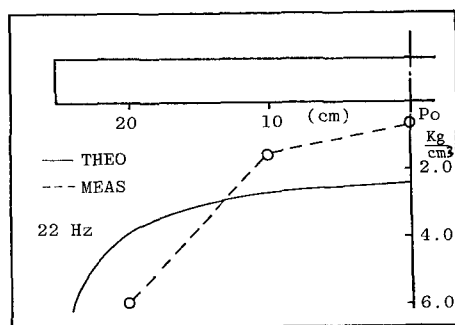


Fig. 4 REACTION DISTRIBUTION

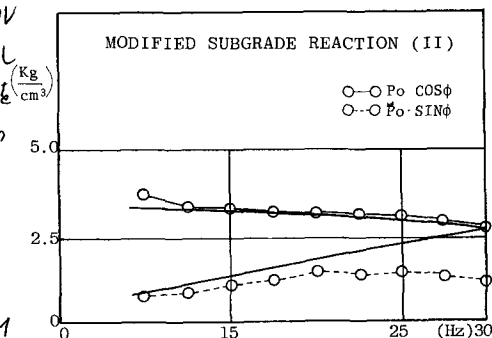


Fig. 5

る振動数で地盤反力が急激に低下し、位相角は逆に非常に大きくなる傾向を示した。今回の実験でも同様の2種類の異なった実験結果が得られた。今回の実験においては、モデルも設置した場所はほぼ均質な半無限弾性体と考えられるし、また切り取りも40cm程度と非常に浅いので周辺地盤の幾何学的影響は考えられない。前回の実験の2種類の結果を考察する際、周辺地盤の幾何学的影響も考慮しておいたが、これは今回の実験で必ずしも妥当ではないことが判明した。反力、位相角が急激に変化する傾向も示した実験ではいずれの場合もその振動数でロッキング成分が含まれていることが両端部に取り付けた加速度計の記録より明らかとなったので、周辺地盤の幾何学的条件ではなく、ロッキング振動という異なった振動パターンによる影響と考えることも得ない。

Fig. 3は42mm変位一定試験における地盤反力($P_o \cos \phi$)と減衰力($P_o \sin \phi$)の振動数変化を示している。地盤反力は理論解よりも相当大きな値を示しているが、これはFig. 4に示した地盤反力分布より明らかに解析に用いた静的反力分布解より端部において大きな値も示しているからである。しかし底面を3等分して全体の地盤反力も求め、それを全面積にわたって平均した値(Fig. 5)では理論解とほぼ良い一致も示している。(15Hz付近の変化は除去して示している)ただ減衰力は高い振動数において必ずしも理論解のように直線的に上昇せず、むしろある振動数以降では減少する傾向も示した。

Fig. 6, Fig. 7は振動数一定試験における各土圧計の全動土圧および位相角を示したものである。全動土圧においては端部(測点3)ほど変位による変化が大きい。これは端部で大きな応力集中が起こったためその効果に差異が出たと考えられることができる。しかし位相角においても変位の増大とともに位相角が低下する傾向にあることは興味深いことである。この2つの性質より地盤反力と減衰力を求めると地盤反力はわずかに減少するのみであるが減衰力は急激に低下することになる。変位が小さい範囲では波動伝播によるより履歴減衰等の減衰力が相対的に小さくなるせいと考えられる。

(2) 大型モデル水平載荷試験

地表面載荷試験により実験手法がほぼ妥当であることが確認できた。そこで地中壁面に水平に作用する動的な地盤反力特性に関する実験もModel-Iを用いて行なった。

Fig. 8はモデルを水平加振した場合の測点1、2の全動土圧の振動数変化を求めたものである。測点1では15Hz付近

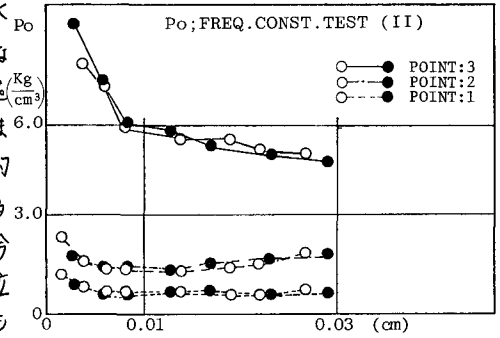


Fig. 6

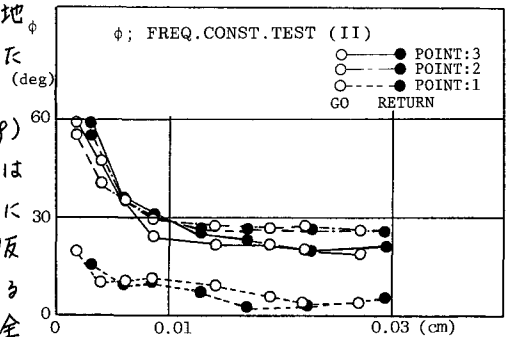


Fig. 7

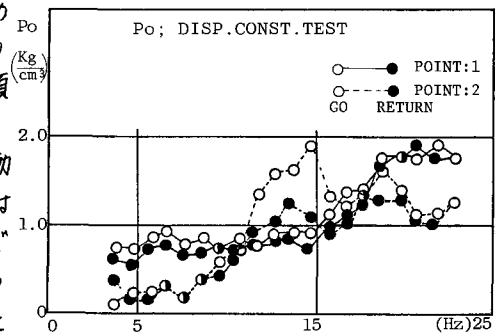


Fig. 8

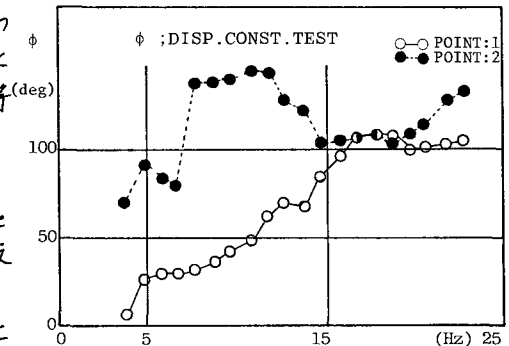


Fig. 9

までは振動数に対して一定であるが、15 Hzを越すとほぼ直線的に上昇する。それに対し、測点2では13 Hz付近まで急激に上昇した後、ほぼ一定の値となっており、場所によって相当異なった反力特性を示すことが明らかになった。変位をいくつか変化させて実験も行なったが、その傾向はいずれも同じである。小型モデルの地表面載荷実験で得られた値が $2 \text{ kg/cm}^2 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ の範囲であったことも考えると側面の水平地盤反力係数は地表面載荷の場合より相当小さな値を示している。

Fig. 9は測点1, 2の位相角変化を示している。地表面載荷実験では振動の不整により、位相角が局所的に上昇する所はあったが全体的には漸増する傾向にあった。ところが側面の位相角は測点1と測点2では相当異なった挙動を示している。測点1の位相角は振動数が高くなるにつれて次第に上昇し、100度近傍で一定の値を示している。ところが測点2の位相角は低い振動数で4~6 Hz)でも測点1より大きな値を示しているが8 Hz付近から180度近くまで上昇し、15 Hz以上ではほぼ測点1に一致している。測点1, 2のいずれにおいても15 Hz以上では位相角が100度近くで一定となっているがFig. 12の振動数一定試験において15 Hz以上では90度で一定となっている事実も考えると、90度付近で位相角が一定になると考えて良いであろう。位相角が90度ということは、変位と同位相の地盤反力は0となり、土の反力は全て減衰力としてのみ作用していることを示している。このことは地表面載荷試験の理論解において無次元振動数 $\alpha_0 = \omega V_s / g$ が3以上では地盤反力を示す $P_0 \cos \phi$ がほぼ0になる事実と適合しているものと思われる。本実験の無次元振動数は15 Hzでは $\alpha_0 = \omega H / V_s = 6.28 \times 15 \times 45 = 4.2$ と相当大きな値となるので地盤反力が0となることは十分考えられる。しかし測点2での位相角が8 Hz~15 Hzの間で90度を大きく越している事実は無次元振動数の変化では説明出来ない。動土圧の位相角変化が深さ方向に相当異なっていることは、有限要素法解析の剛性マトリックスの性質からもうかがうことはできるが、通常それは多層構造の固有値で説明されている。本実験のように50 cmしか離れていない点の位相角変化も固有値によるとするのは無理であろう。Fig. 11とFig. 12は振動数一定試験における動土圧と位相角の変位による変化を示したものである。水平の地表面近くでは応力集中が起っていないのでこの程度の変位の変化では非線形効果は表われなかったものであろう。

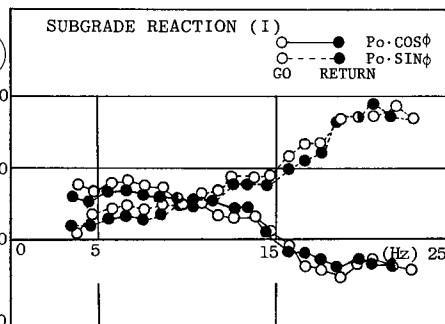


Fig. 10

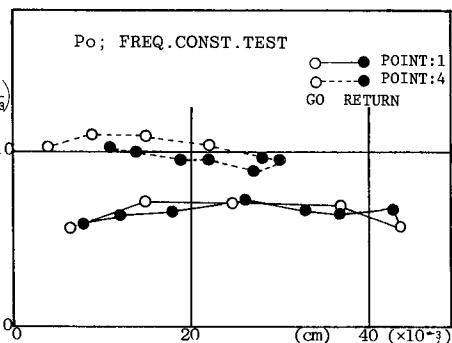


Fig. 11

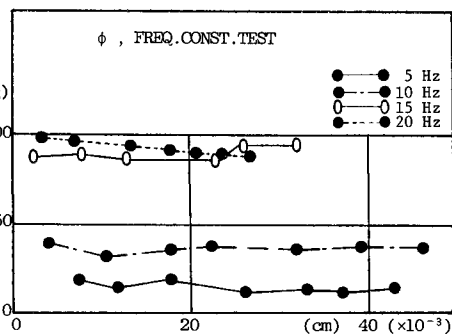


Fig. 12

参考文献

- 荒牧軍治・石賀勝喜; 軟弱地盤における動的地盤反力特性に関する実験的研究,
第4回地震工学シンポジウム 1975