

# 軟弱地盤中に根入れされた構造物基礎の 地震応答に関する実験的研究

後藤 尚男・北浦 勝・玉田 尋三・光家 康夫

## EXPERIMENTAL STUDY ON THE EARTHQUAKE RESPONSE OF THE STRUCTURAL FOUNDATION EMBEDDED IN SOFT GROUND

By Hisao GOTO, Masaru KITaura, Hirozo TAMADA and Yasuo MITSUIE

### Synopsis

This study deals with experiments on the response of a rigid structural foundation surrounded by soft surface layers subjected to harmonic excitations. It is shown that the resonant frequency of the structural foundation-soft surface layer system is lower than that of the structural foundation-hard surface layer system, and that the damping force of the former is stronger than the latter.

It becomes clear that in liquefied sand the dynamic behaviors correspond to each other of the pore water pressure, the vibrational earthpressure acting on the model, and the amplitude of the deformation, the plastic deformation of the model.

### 1. ま え が き

世界有数の地震国であるわが国においては、土木構造物の設計に当って従来から地震力が外荷重の対象として考慮されてきたが、それが埋立地域などの比較的軟弱な地盤に建設される場合には、その基礎の耐震設計は特に重要な意味を持つてくる。というのは地震力を直接に受けるのは地盤に取り囲まれている構造物基礎であり、また地震力に対する構造物の抵抗力、すなわち構造物基礎と地盤より成る動力学系の復元力が十分には期待できない場合が予想されるからである。

また非常にゆる詰め砂質の地盤においては地盤の液状化現象という問題が存在する。このテーマに関しては既に多くの研究がなされつつあり、水で飽和されたゆる詰め砂質の地盤に地震動などの繰り返し外力が作用すると、地盤中の過剰間隙水圧が上昇し、その結果遂には土粒子相互間の有効応力がゼロとなってせん断抵抗力がなくなるので、地盤はあたかも液体のような挙動を呈するようになると説明されている。ところがこのような地盤中に根入れされている構造物基礎の挙動や、構造物基礎周辺地盤の液状化と入力レベルや加振振動数との関係などについては未だ十分には明らかにされていない<sup>1)~2)</sup>。

このような観点から、本研究はゆる詰めにした地盤中の構造物基礎の動的挙動をとらえるために模型実験を実施したものであり、実験の前半では砂層中の砂をスコップで繰り返し掘り返して得られる程度の軟らかさの地盤を、また後半では水のパイピング作用を利用することによって得られる非常に軟弱な地盤を対象とした。また得られた結果を、著者らがこれまでに実施した十分締め固めた地盤を対象とした実験結果と比較しつつ検討を加えた<sup>3)~6)</sup>。

### 2. 実験装置および実験方法

実験見取図の概略と模型の諸元は Fig. 1 および Table 1 に示すとおりである。実験装置および実験方法ともに、著者らがこれまでに実施してきた実験とほとんど同様であるので、詳しくは昨年度までの本報<sup>3)~6)</sup>

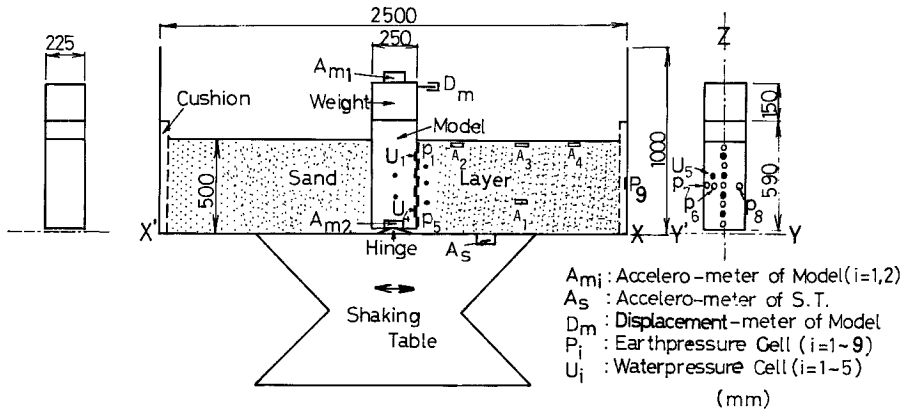


Fig. 1 General view of experiments

Table 1. Dimension of model

Dimension	Model	Square
Area of Section (mm×mm)		250×225
Height (mm)		600
Weight on the Model (kg)		60
Total Weight (kg)		114.4
Height of Center of Gravity (mm)		497
Moment of Inertia about a Hinge (kg·cm·sec <sup>2</sup> )		385.5

にゆずり、本文ではその概略およびこれまでの実験と変わっている点を主として述べることにする。

供試した構造物基礎模型は重さ約 54kg の正方形断面 (250mm×225mm) を有する高さ 600mm の鋼製の剛体で、その底部にヒンジを取り付けることができる。ヒンジを取り付けた場合は回転運動のみが可能な 1 自由度系となり、ヒンジを取り除いた場合は並進と回転を含むロッキング振動の可能な 2 自由度系となる。前者は硬い基盤層上にその底面を有し表土層中に根入れされた構造物基礎をほぼ抽象化したものと考えられ、後者は前者の運動をさらに実現象に即してとらえ、モデル化したものと言えよう。なお基礎模型の頂部に重錘 (重さ約 66kg) を剛結し上載荷重のモデルとした。この模型に作用する深さ方向および根入れ中央部における水平断面内の振動土圧を測定するために土圧計  $P_1 \sim P_8$  (共和電業製、ストレインゲージ式土圧計、BE-2KC、最大  $2\text{kg/cm}^2$ 、受圧面直径 27mm) を接着した。また鋼製の砂槽の振動方向に垂直な面にも土圧計  $P_9$  を取り付け、砂槽に作用する土圧を測定した。水圧の測定には模型の土圧計と同じ面に取り付けられた水圧計  $U_1 \sim U_5$  (豊田工機製、半導体小型圧力変換器、PMS-5M型、最大  $0.5\text{kg/cm}^2$ ) を用い、振動時の間隙水圧の深さ方向および水平断面内における分布を調べた。模型頂部に剛結した上載荷重の上には応答の絶対加速度を測定するための加速度計  $A_{m1}$  (共和電業製、ストレインゲージ非接着型、UA-2G、最大 2g)、基礎模型頂部の絶対変位を測定するための変位計  $D_m$  (西独ツィンマー製、光学式コンタクトレス精密振動測定器、100型、最大 100mm)、またヒンジを取りはずした場合には模型底面の動きを知るための加速度計  $A_{m2}$  をそれぞれ取り付けた。

また構造物基礎模型への入力を知るために、模型に取り付けたものと同一の加速度計  $A_s$  と、変位形  $D_s$  (日本測器製、可動コア型振動計、508-A、最大 5mm) とを振動台に取り付けた。さらに砂層地盤中にも加速度計  $A_1 \sim A_4$  を埋め込み、地盤中の加速度を測定した。なお埋設加速度計はその周囲に発泡スチロールを接着し、全体として地盤の単位体積重量と等しくなるように、すなわち地盤と一体となって運動するように工夫した。

地盤層の材料には 2mm フルイを通過した滋賀県野洲川産の川砂 (比重 2.63, 土粒子径 0.07~2.0mm, 単位体積重量 1.84~1.9, 均等係数 3.6) を自然乾燥および湿潤の両状態にして用いた。このような地盤を軟らかい状態に保つために、実験の 1 シリーズが終了するごとにスコップで砂層を十分に掘り返した。また地盤の液状化に注目した後半の実験では砂地盤を非常に軟弱な状態にする必要があるため、地盤内で水を噴出させパイピング作用によって超軟弱な地盤を作成した。

このような地盤中に根入れされている基礎模型を動電型大型ランダム振動台 (京都大学防災研究所設置, 明石製作所製, ASE-91T型, 最大上載荷重 5 ton, 最大変位 50mm, 最大加振力 4 ton・ $g$ ) 上に設置して加振した。

### 3. 地盤の締め固めの程度が構造物基礎の応答に及ぼす影響

本項では、1 シリーズ終了するごとにスコップで十分掘り返して得られる程度の軟らかさを持った地盤と、昨年度までに実施した、実験時に用いる加速度よりやや大きい加速度である 200~250 gal で約 1 時間加振し、十分締め固めた砂層地盤のそれぞれに根入れされた構造物基礎の応答を比較検討する。

Fig. 2 は静的交番載荷実験の結果を、縦軸に復元モーメント (静的加力モーメントのことで、荷重と荷重・ヒンジ間の距離の積として求められる)、横軸に模型回転角  $\varphi_m$  をとり、履歴復元力曲線の形で表わしたものである。復元力曲線が軟化ばね型となる傾向は十分締め固めた地盤における結果<sup>9)</sup> よりも大きく、ゆる詰め地盤においては外力に対する地盤のせん断抵抗や模型側面の摩擦抵抗が小さく、クリープ現象の生じやすいことがわかる。因に  $\varphi_m = 0.53 \times 10^{-3}$  rad に相当する復元力曲線上の点と原点とを結んだ直線の勾配 (割線ばね剛性  $k_r$ ) は  $5.3 \times 10^8$  kg・cm・rad<sup>-1</sup> であるが、締め固めた地盤におけるそれは  $16.6 \times 10^8$  kg・cm・rad<sup>-1</sup> であるから、ゆる詰め地盤の剛性は締め固めた地盤の約 1/3 程度であることがわかる。ただし復元力曲線が非線形であるから  $k_r$  は  $\varphi_m$  の関数となるが、ほぼ各場合の地盤のばね剛性の相対的な大小関係を表わしているものと考えられる。

模型底部にヒンジ部がない場合の乾燥砂地盤における入力の加速度  $A_s$  と応答の絶対加速度  $A_{m1}$  の共振曲線を表わしたものが Fig. 3 である。Fig. 2 でも見たように構造物基礎-地盤系の復元力曲線が軟化ばね型の非線形性を有していることを反映して、入力のレベルの増加とともに共振振動数は低下している。また

このとき履歴減衰などの増加によるものと考えられるが、応答倍率 ( $=A_{m1}/A_s$ ) も低下する傾向がうかがえる。このような傾向は十分締め固めた地盤における結果においても認められたことであるが、本地盤における結果

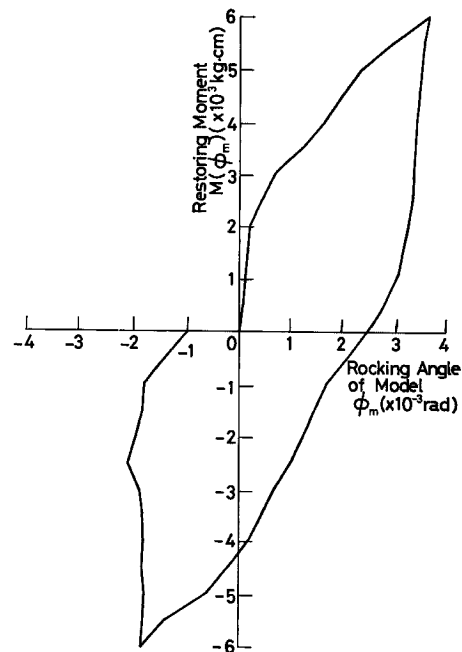


Fig. 2 Relation between restoring moment and rocking angle of model, loaded statically, dry sand

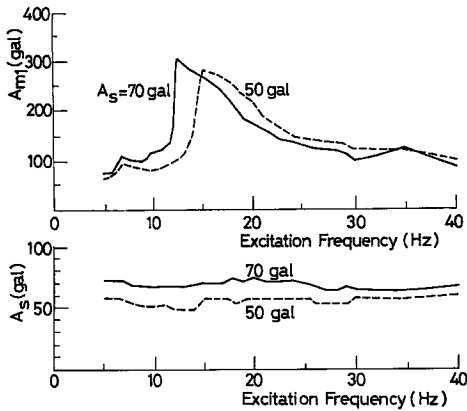


Fig. 3 Relation between response acceleration, input acceleration and excitation frequency, dry sand, model without a binding force by a hinge

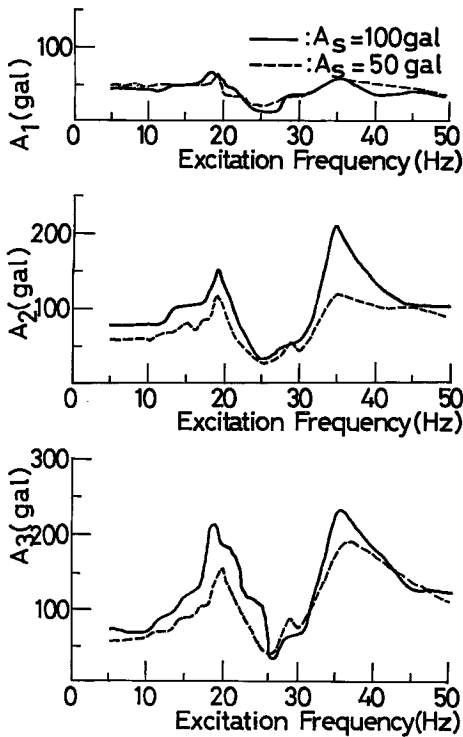


Fig. 4 Relation between accelerations of surface layer and excitation frequency, dry sand

の方が同一入力加速度レベルに対する共振振動数は低く、このことには Fig. 2 で見た系のばね剛性の違いが反映しているものと考えられる。なお入力レベルの増加に伴う履歴減衰などの増加の割合はゆる詰め地盤における結果の方が顕著であるが、このことは Fig. 5 でも述べる。

Fig. 3 と同じ状態において、地盤中に埋設した加速度計より得られる共振曲線を表わしたものが Fig. 4 である。なお  $A_1$  は模型と砂槽の振動方向の壁面とのほぼ中間の位置で、地表面から約 25cm の深さの点にある。また  $A_3$  は  $A_1$  の上方で地表面直下、 $A_2$  は  $A_3$  と模型の中間の位置、 $A_4$  は  $A_3$  と砂槽の振動方向の壁面との中間の位置で、ともに地表面直下にある。図中破線は  $A_s$  が 50 gal の場合の、また実線は 100 gal の場合の結果を表わす。いずれの図からも 19Hz 付近と 35Hz 付近にピークが見られるが、これらは基礎模型—地盤系の共振振動数 (Fig. 3 より約 13Hz) とは異なることから、地盤自身の 1 次と 2 次の固有振動数ではないかと考えられる。なお十分締め固めた地盤における 1 次の固有振動数は約 23Hz であったが、地盤が軟らかくなったために 19Hz 付近にまで低下したものと考えられる。また地表面直下の加速度  $A_2$ 、 $A_3$  は比較的深い地点の加速度  $A_1$  と比べるとかなりはっきりとしたピークが見られ、地盤によるフィルター作用と増幅作用が認められる。

基礎模型に作用する振動土圧の深さ方向や水平断面内における分布が  $\varphi_m$  や加振振動数  $f$  により変化する傾向は締め固めた地盤とほぼ同様であるが(図は省略)、振動土圧の値そのものはゆる詰め地盤の方がはるかに小さいことが知られた。またこのような土圧分布を基にして得られる土圧合力によるヒンジまわりのモーメント  $M_B$  は  $\varphi_m$  の増加とともに、軟化ばね型の特性を示し、土圧分布からも予想されるように  $M_B$  の値そのものは同一の  $\varphi_m$ 、同一の  $f$  においては締め固めた地盤における場合よりも小さいことが明らかとなった。この  $M_B$  を横軸にとり、基礎模型のヒンジまわりの慣性モーメントと、 $\varphi_m$  の時間に関する 2 階微分との積として与えられるモーメント  $M_I$  を縦軸にとって図示したものが Fig. 5 である。締め固めた地盤状態の結果と比較すると、地盤が軟らかいこの場合にはレベルが小さいときから釣り合い状態 (Fig. 5 では  $M_I = M_B$  なる直線上の点を意味する) が崩れており、減衰力などの影響がより強く現われていることがわかる。

なお構造物基礎がこのように軟弱な地盤中に根入れされている場合に振動外力が作用すると、振動の中立位置が変動したり（すなわち塑性変位を生じること）、基礎が沈下したりすることが予想されるが、本実験の範囲ではこれらの現象が明瞭には現われなかった。この原因としては  $\varphi_m$  が増加しても復元力の増加の割合があまり低下しないこと、外力の強さや継続時間が塑性変位を生じるほどには十分でなかったこと、などが考えられる。またこの程度の軟らかさの飽和湿潤砂地盤では、過剰間隙水圧の上昇などによって特徴づけられる地盤の液状化現象がほとんど見られなかった。

#### 4. 砂層地盤の液状化と構造物基礎の応答

軟弱な砂層地盤が地震時に大きな繰返し外力を受けて液状化を発生した場合、地盤中に根入れされた構造物基礎が倒壊することなどによって構造物の機能に大きな支障を生ずることがある。本項は、このような構造物基礎周辺部の液状化発生を実験的にとらえ、どのような場合に液状化が発生しやすいか、液状化が発生した場合基礎はどのような挙動を示すか、を知るために実施した実験結果をとりまとめたものである。

3. における程度の軟らかさでは液状化現象がほとんど見られなかったので、本実験では地盤内で水を噴出させ、パイピング作用を利用することによって得られる、加振前の初期間隙比が 0.81~0.93 の非常に軟らかい状態の地盤を対象とした。

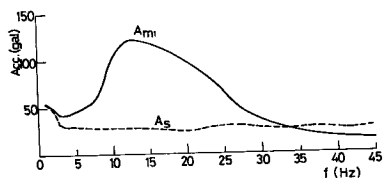


Fig. 6 Relation between response acceleration, input acceleration and excitation frequency, very loose sand

Fig. 6 はこのような超軟弱地盤中に根入れされている構造物基礎頂部の絶対加速度  $A_{m1}$  と振動台の加速度  $A_s$  の共振曲線を表わしたものである。この曲線を得るための加振中にも地盤は少しずつ締め固まることが予想されるので、 $A_s$  を実験時にふつう採用した加速度レベルよりも少し小さい約 30 gal に設定し、加振中の地盤の軟らかさがほぼ一定となるようにした。図より構造物基礎—地盤系の固有振動数は約 12Hz であることがわかる。なお以後の実験では入力加速度レベルを 30 gal よりも大きく採ったので、系の復元力曲線が軟化ばね型であることを考慮すると、系の固有振動数は 12Hz よりも低下するものと考えられる。それゆえ以後の実験では 10Hz を系の固有振動数とみなした。この他、砂槽壁面に取り付け土圧計  $P_3$  の読みから得た地盤の共振点 20Hz と、低振動数の代表としての 2Hz の計 3 種類の振動数を以後の実験では採用し、加振振動数や加振振幅の違いが構造物基礎周辺部の液状化に及ぼす影響を調べた。

Fig. 7 は実験で得られた記録の一例であり、入力加速度振幅  $A_s$  と基礎模型に作用する過剰間隙水圧  $U_1 \sim U_5$  の変化を、横軸に時間  $t$  (sec) をとって示した。同図には基礎模型頂部の変位  $D_m$  と地中の加速度  $A_1 \sim A_4$  も同時に図示したが、これらについては後ほど説明する。なお図に記された番号は後述の Table 2 の実験番号と一致する。地盤が液状化した場合の間隙水圧の時間曲線を模式表示すると Fig. 8 のように表わされるが、Fig. 7 は Fig. 8 における変動平均値の初期値からのずれを過剰間隙水圧とみなして、この曲線を図示したものである。Fig. 7 (a) は 10Hz、約 100 gal なる正弦波で加振したものであり、入力が増加とともに過剰間

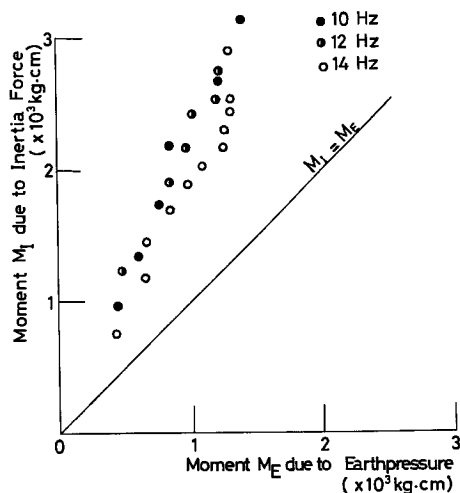


Fig. 5 Relation between moment  $M_I$  due to inertia force and moment  $M_E$  due to earthpressure, dry sand

Fig. 6 はこのような超軟弱地盤中に根入れされている構造物基礎頂部の絶対加速度  $A_{m1}$  と振動台の加速度  $A_s$  の共振曲線を表わしたものである。この曲線を得るための加振中にも地盤は少しずつ締め固まることが予想されるので、 $A_s$  を実験時にふつう採用した加速度レベルよりも少し小さい約 30 gal に設定し、加振中の地盤の軟らかさがほぼ一定となるようにした。図より構造物基礎—地盤系の固有振動数は約 12Hz であることがわかる。なお以後の実験では入力加速度レベルを 30 gal よりも大きく採ったので、系の復元力曲線が軟化ばね型であることを考慮すると、系の固有振動数は 12Hz よりも低下するものと考えられる。それゆえ以後の実験では 10Hz を系の固有振動数とみなした。

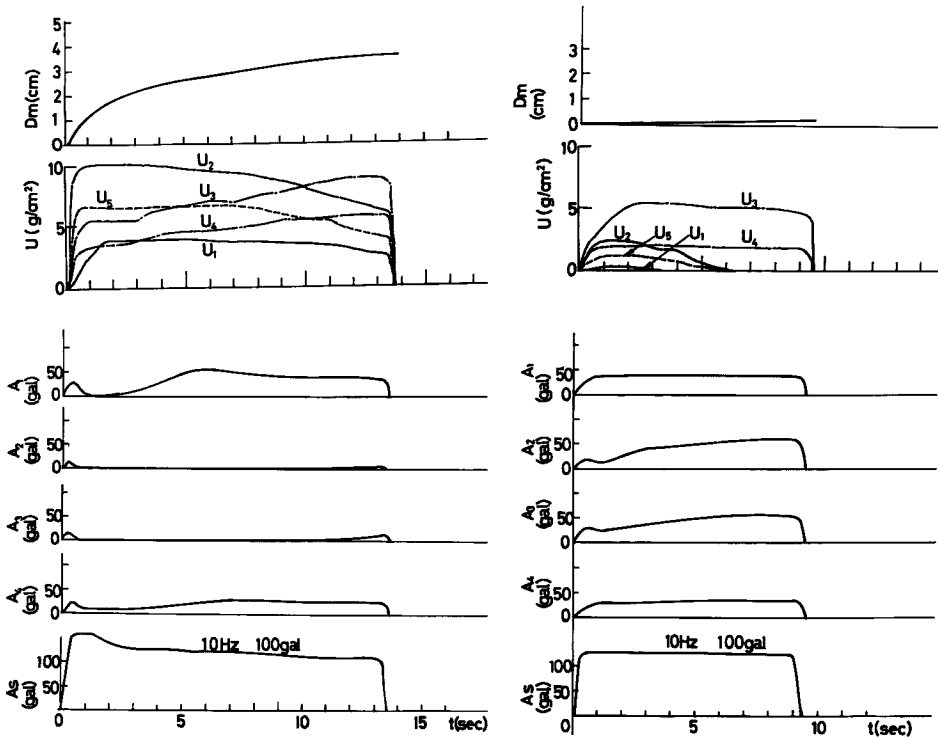


Fig. 7 Response of plastic deformation, excess pore water pressure, accelerations of surface layer  
 (a) complete liquefaction  
 (b) partial liquefaction

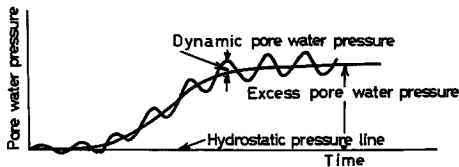


Fig. 8 Behavior of excess pore water pressure in liquefaction process

すなわち模型底部にヒンジ部を有する1自由度系では模型頂部ほど変位が大きいため、過剰間隙水圧が自由水面へ逃げやすい。従って浅い部分の液状化の沈静化が深い部分よりも先に進行するので、深い部分の過剰間隙水圧が逸散しにくい状態となったために起こったと考えるのが妥当であろう。

同図(b)は同図(a)の実験を行なった後で砂をゆるめることなしに引き続いて行なったものであるが、入力がかほぼ同一の10Hz 100gal程度であるにもかかわらず両図の液状化の程度には明らかに差が認められる。またこの場合は図(a)の後半部分で増大しつつあった $U_3$ 、 $U_4$ の値が他の位置における水圧よりも大きくなっているが、このことは前述したように先の実験(図(a)の実験)の後半部分で深い部分の過剰間隙水圧が逸散しにくい状態にあったので、その部分の地盤が軟らかいこと、従って砂粒子の再配列が可能なることから説明できよう。なお同じ2Hz 50galなる正弦波で加振しても、予め2Hz 50galで加振している場合の方が液状

隙水圧が急速に大となり、地盤は液状化に近い状態となること、加振直後は基礎模型の根入れ中央部付近の水圧 $U_2$ や $U_5$ が大きな値を示すが、時間の経過とともにより深い地点の水圧 $U_3$ 、 $U_4$ が増加すること、などがわかる。なお最後に述べた特徴は、模型底部にヒンジ部のない実験結果においては見られないことから、液状化が地盤の浅部からより深い部分へと伝はしていくことを必ずしも表わすものではないと考えられる。

化の程度は小さいという実験結果（後に説明する Table 2 の No. 3' と No. 1 のこと）も得ている。これらのことは最初の加振実験で地盤の一部分が圧密沈下し、締め固まったからであろうと考えられる。従って本実験の範囲では一度液状化した地盤は以後は液状化しにくくなると言えよう。

Table 2. Grade of liquefaction

Experiment No.	Void Ratio		Input		Grade of Liquefaction*
	Before Exp.	After Exp.	Excitation Freq. (Hz)	Acc. (gal)	
1	0.81		2	100	A
2	0.89		10	100	A
2'		0.79	10	100	C
3	0.86		2	50	C
3'			2	100	A
4	0.89		10	50	A
4'		0.83	10	100	B
5	0.93		20	50	B
5'		0.87	20	100	A
6	0.88		2	50	B
6'			20	50	A
6''			10	50	C
6'''		0.81	10	100	C
7	0.89		10	25	B
7'			10	50	A
7''		0.79	2	100	C

- \* A denotes complete liquefaction.  
 B denotes partial liquefaction.  
 C denotes non-liquefaction.

Fig. 7 とほぼ同様のグラフを数多く得たので、それらをまとめたものが Table 2 である。同表には実験の順序およびそれぞれの実験における地盤の間隙比と入力正弦波の振動数、加速度振幅、実験結果を示した。表中同一番号の実験はそれらが続けて実施され、実験の間に地盤がゆるめられなかったことを表わす。また実験結果の欄に記入されている A, B, C なる 3 段階表示は基礎模型に作用する過剰間隙水圧のグラフ (Fig. 7 参照)、ならびに実験後における地盤の沈下状況 (地表面上の水位の上昇状況)、基礎模型の塑性変位の大きさなどを基に判断したものであり、A は液状化が明らかに発生したと思われるもの、B は部分的に液状化が発生したと思われるもの、C はほとんど発生していないと思われるものをそれぞれ表わす。以下においては構造物基礎周辺部の液状化と入力との関係を Table 2 を基に考察する。

実験番号 No. 3, 4, 5 の 3 者は入力加速度がほぼ 50 gal で、加振振動数が  $2H_z$ ,  $10H_z$ ,  $20H_z$  と異なる正弦波加振に対する結果であり、 $2H_z$  の No. 3 ではほとんど液状化が発生していないが、基礎—地盤系の固有振動数である  $10H_z$  や地盤自身の固有振動数である  $20H_z$  に対してはほぼ同程度の液状化の発生していることがわかる。ところが、No. 1 と No. 2 なる実験結果の比較より、100 gal 程度の大きな入力加速度においては  $2H_z$  においても  $10H_z$  におけるのとほぼ同程度の液状化が発生していることが観察される。このことから同一の加速度振幅を持った入力であっても液状化の発生程度は加振振動数によって異なり、特に基礎—地盤系の共振点や地盤の共振点などの基礎周辺部の地盤に大きな加速度が発生する加振振動数において液状化の発生しやすいことが明らかとなった。

次に加振振幅と構造物基礎周辺部の液状化の関係について見ると、Table 2 より明らかなように加振振動数が  $2\text{Hz}$  では  $50\text{ gal}$  で発生せず  $100\text{ gal}$  で発生し、 $10\text{Hz}$  では  $25\text{ gal}$  で部分的に、 $50\text{ gal}$  ではほぼ完全に発生した。 $20\text{Hz}$  では  $50\text{ gal}$  で部分的に発生し  $100\text{ gal}$  では完全に発生した。このように加振振動数にかかわらず入力加速度振幅が大きいくほど液状化が発生しやすいということは、前述したように入力レベルが増加するほど基礎周辺部に大きな加速度が生ずることになるからであろうと考えられる。

Fig. 7 には基礎模型の変位記録をも図示してある。図中  $D_m$  とは基礎模型頂部の変位の變動平均値を表わしている。 $D_m$  は絶対変位であるが、振動台変位  $D_s$  の振動中立位置は加振中変動していないので、模型の振動中立位置を対象とする限り  $D_m$  の大きさは基礎模型の相対変位を表わすことになるが、地盤が液状化する場合(同図(a))には液状化しない場合(同図(b))に比べて非常に大きな塑性変位の生じていることがわかる。特に加振直後における変位の増加率の大きさは注目に値しよう。加振直後の不完全液状化の状態では外力はほとんど基礎に作用し、地盤の剛性は低下しているので、塑性変位しやすいのであろうと考えられる。また完全に液状化すると基礎模型に外力が作用しなくなるので、塑性変位の増加率は減少している。この図からも構造物基礎周辺部における液状化が基礎の応答、特にその変位に非常に大きな影響を及ぼすことがわかる。

次に同図の地中加速度  $A_1 \sim A_4$  の時間記録を見ると、過剰間隙水圧の値が大きい同図(a)では加振開始から約1秒後に  $A_1 \sim A_4$  の応答加速度がゼロに落ち込んでいるが、これは液状化が発生して地盤には外力がほとんど伝達されない状態になっているからであろうと解される。同じ地中加速度でも深い部分の加速度である  $A_1$  は、基礎模型から同じ距離だけ離れている  $A_3$  と比較して応答がゼロとなっている時間が短く、深部においては液状化の程度があまり大きくないこと、液状化しても深部ほど早く砂が締め固められるので液状化状態が早く完了することを裏づけていると言えよう。また同じ深さの加速度  $A_2 \sim A_4$  を比較すると、基礎模型から離れた  $A_4$  は  $A_2, A_3$  と比べて加速度の落ち込みの程度も小さく、その継続時間も短いこと、 $A_2$  の方が  $A_3$  よりもわずかながら加速度の落ち込み始める時刻が早いことから、基礎—地盤系の固有振動数で加振する場合の液状化は砂層地盤の全平面に均等に起こっているのではなく、地盤と基礎との相互作用によって生ずる大きな応答加速度の生じている基礎周辺部からまず発生すると言えよう。

図(a)に比較すると実験 No. 2' に対応する同図(b)では応答加速度の落ち込みが小さいこと、深い地点における加速度  $A_1$  はまったく落ち込んでおらず、浅い地点の加速度も基礎模型から離れるにしたがって落ち込み方が小さくなっていることがわかる。このことは深部においてはほとんど液状化が発生していないこと、浅部においては先に行なわれた No. 2 の実験によって地盤がかなり締め固められており、同じ入力加速度 ( $100\text{ gal}$ ) では液状化が起こりにくい状態になっていることを示しているものと考えられる。また浅部における加速度記録の落ち込み方が模型近傍で大きいことは、No. 2 の実験によって地盤が締め固められるとはいえ、基礎模型近傍では基礎の応答加速度が大きいので液状化しやすい状況にあることを意味しているものと考えられる。

次にこのように地盤が液状化している場合の過剰間隙水圧と振動土圧との関係を、横軸を時間  $t$  にとって入力加速度  $A_s$  とともに図示したものが Fig. 9 である。水圧としては  $U_2$  を考えるものとし、變動平均値の初期値からのずれではなく、變動の最大値を連ねた曲線と最小値を連ねた曲線とを示し、水圧の變動幅も読みとれるようにした。また土圧に関しては、水圧計  $U_2$  と土圧計  $P_2, P_3$  との位置関係を考慮して、 $U_2$  の位置における土圧を  $(2P_3 + P_2)/3$  なる演算を施して求めた。この場合  $A_s$  は  $300\text{ gal}$  にまで上昇しているが、 $100\text{ gal}$  付近(7秒前後)において過剰間隙水圧が急増するとともに水圧の變動幅が急減し、土圧も急激に減少していることから、この時点で液状化が発生したものと考えられる。さら

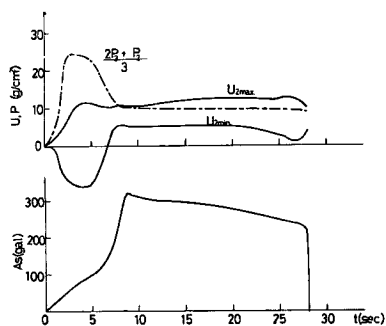


Fig. 9 Relation between excess pore water pressure and vibrational earth pressure acting on the model



に時間が経過すると再び水圧の変動幅が増加し始め、過剰間隙水圧は徐々に低下し、土圧はほぼ一定の小さな値を保っていることがわかる。

以上に見た動水圧の時間的変化は次のように考えるとうまく説明できよう。すなわち振動開始から7秒付近までは地盤がある硬さを有しているので地盤中を外力としてのせん断力が伝はする。従って基礎の振動振幅も大きく、比較的大きな動水圧が発生する。しかし7秒以後では液状化が発生して地盤が流動的な状態となり、(1)基礎模型に作用する外力の大きさが低下すること、(2)地盤がより軟らかくなるので基礎—地盤系の固有振動数が非常に小さい値となり、基礎はあたかも変位地震計の質量—ばね系のような挙動を呈し、ほとんど振動しなくなること、などの理由から動水圧の変動幅が急速に小さくなる。なお時間が経過するにしたがって変動幅が再び大きくなるのは液状化の沈静化によって地盤が少しずつ硬くなり始めたことによるものと考えられる。なおまた地盤が液状化すると基礎模型の振動は非常に小さくなるが、Fig. 7 で見たように基礎模型の塑性変位は大きいので、この点注意を要する。

また土圧の時間的変化は以下のように説明できよう。すなわち土圧（ここで言う土圧は水圧をも含む値である）の時間記録もやはり7秒付近で急激に減少しており、その後はほぼ一定となっているが、このことは砂層地盤の土粒子間の構造骨格の崩壊（すなわち液状化の発生）による地盤の反力の減少と、地盤反力の減少ゆえに助長される基礎の振動振幅の減少（前述した(1)、(2)なる現象が原因と考えられる）の現われであると考えられる。

以上述べたように液状化時の間隙水圧と土圧の時間的変化は非常によく対応している。なお間隙水圧の値が土圧よりも大きくなる場合があるが、これは土圧計と水圧計のゼロ点がそれぞれ静止土圧（静水圧を含む）と静水圧であること、土圧中の純粋の土圧は液状化により減少すること、従って土圧全体としてはほとんど増加しないことになるが水圧は上昇すること、などから説明できる。

なお地盤が液状化すると基礎は塑性変位のみならず沈下する場合も考えられるが、本研究においては沈下現象はほとんど観察されなかった。模型底部にヒンジ部の取り付けられている場合にはその構造上沈下することはないが、ヒンジ部のない場合でも沈下していない。このような結果となったのはパイピング作用により地盤を軟弱にしようる範囲が限られていて、模型底面より下部にある地盤が十分軟弱になっていなかったことが最も大きな原因であろうと考えられる。

## 5. 結 論

本研究は軟弱地盤中の構造物基礎の動的挙動を把握するために模型実験を実施したものであり、実験前半では砂層中の砂をスコップで繰り返し掘り返して得られる程度の軟らかさの地盤を、後半では噴出水のパイピング作用を利用することによって得られる非常に軟弱な地盤を対象とした。なお実験前半の結果については十分締め固めた地盤より得られる結果との比較検討に、また後半では構造物基礎周辺部の液状化と構造物基礎の応答との関連に、それぞれ主眼点を置いた。得られた結果を要約して述べると以下のようである。

(1) 静的交番載荷実験より得られる履歴復元力曲線より、ゆる詰めめ砂地盤においては十分締め固めた砂地盤におけるよりも軟化ばね型となる傾向が強く、回転ばね剛性も締め固めた砂地盤の約1/3である。

(2) ゆる詰めめ地盤中に根入れされた構造物基礎の共振振動数は締め固めた地盤に対するそれよりも低く、減衰力は増加する傾向にある。

(3) 噴出水のパイピング作用を利用することによって得られる非常に軟弱な飽和湿潤砂地盤では液状化が発生するが、入力レベルが大きいかほど、また入力の卓越振動数が基礎—地盤系の固有振動数に近いほど構造物基礎の応答レベルが大きくなるので、構造物基礎周辺部における液状化は発生しやすい。入力の卓越振動数が地盤の固有振動数に近い場合も地盤中の応答のレベルが増すので、液状化が見られる。なお一度液状化した地盤においては、さらに振動外力が作用しても、液状化の程度は小さい。

(4) 地盤が不完全液状化の状態では、外力は基礎に作用するが地盤の回転ばね剛性は低下しているので、基礎の振動振幅は大きいですが、完全液状化すると外力は基礎にほとんど伝達されなくなり、地盤の回転ばね剛性

はほとんどゼロに近づくので、基礎の振動振幅は小さくなるが、振動中立位置の加振前の位置からのずれ（塑性変位）は大きくなる。ただし外力がほとんど伝達されないので、塑性変位の増加率は減少する。

(5) 基礎—地盤系の固有振動数で加振することによって生ずる液状化は、基礎周辺部からまず発生し、基礎から離れた部分へと伝はしていく。また地盤の深部ほど砂層が早く締め固められるので液状化の沈静化も早い。しかし回転振動のみをする1自由度の基礎ではその頂部ほど応答変位が大きくなるので、基礎周辺部における砂層の浅い部分の過剰間隙水圧が自由水面へ逃げやすく、液状化は深い部分ほど長く継続する。

(6) 液状化時に基礎に作用する間隙水圧や土圧、基礎の振動振幅、基礎の塑性変位などの時間的变化は互いに非常によい対応を示していることを明らかにした。

(7) 液状化の空間的な拡がりやランダム波入力に対する液状化などについては、今回の実験では十分明らかにすることができなかった。

最後に本研究の実施にあたり多大の便宜を与えられた本学防災研究所の地盤震害部門、耐震基礎部門の関係各位に謝意を表するとともに、砂層地盤の液状化実験において貴重な助言をいただいた同研究所の土岐憲三助教授（現在工学部土木工学教室）、佐藤忠信助手、貴重な時間を割いて本実験遂行に協力していただいた工学部交通土木工学教室後藤研究室の諸兄にも感謝の意を表する次第である。なお本研究の一部は文部省科学研究費補助金（特定研究，総合研究A，奨励研究A）の援助を受けたことを付記する。

#### 参 考 文 献

- 1) 鹿籠雅純・佐藤安一郎・伯野元彦：不完全液化砂の地中構造物に及ぼす地震力，第10回災害科学総合シンポジウム講演論文集，1973，pp.101～102.
- 2) 石原研而・増田民夫・松井芳彦：砂地盤内のケーソンモデルの地震時安定性，土木学会第13回地震工学研究発表会講演概要，1974，pp.65～68.
- 3) 後藤尚男・吉原 進・北浦 勝・宮脇幸治郎・横山正義：地震時における構造物基礎模型の復元力と応答に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第16号B，1973，pp.679～695.
- 4) 北浦 勝・宮脇幸治郎・横山正義：構造物基礎のランダム応答に関する実験的研究，関東地震50周年記念地震工学シンポジウム論文集，1973，pp.293～300.
- 5) 後藤尚男・北浦 勝・宮脇幸治郎：砂層中に根入れされた構造物基礎の動的挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 219，1973，pp.15～25.
- 6) 後藤尚男・北浦 勝・北川 隆・太田正一・谷村正人：構造物基礎—地盤系のランダム応答に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第17号B，1974，pp.439～460.