飽和砂質土の液状化に関する研究

著者	広部 良輔
雑誌名	国立防災科学技術センター 研究報告
巻	15
ページ	89-100
発行年	1976-01
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00000730

624.131.21:631.41

飽和砂質土の液状化に関する研究

広　部　良　輔*
国立防災科学技術センター

Fundamental Study of Liquefaction of Saturated Sand with Water

By

Ryosuke Hirobe

National Research Center for Disaster Prevention, Tokyo

The liquefaction in Niigata earthquake resulted in serious disasters and became the object of public attention. The possibility of liquefaction in other areas in Japan is large and its study is important for disaster prevention.

A small shaker of box type was used for experiment and a plastic box was set on it. The shaker was accelerated by a moter at 0.32 G, 0.44 G, 0.68 G and 1.13 G.

Sand was represented by crushed quartz screened onto 230μ, 310μ, 700μ and 1400μ. A small metal ball is set in the sand and lifted up by various values of force F. The rising velocity V of the small ball was measured. The Viscosity η of the sand was calculated by Stokes' law

$$F=6\pi a v\eta \qquad (1)$$

where a is the radius of the small ball. Reynolds number is calculated.

$$R_e=(vd\rho/\eta)\ll 1 \qquad (2)$$

where ρ is the density of sediment of sand, d the diameter of the small ball. Equation (2) is the critical condition of Stokes' law.

The sample of 310μ was not liquefied at 1.5 Hz and 2.0 Hz and turned into compactness, but was liquefied at 2.5 Hz and 3.0 Hz and turned into looseness. When the sand is liquefied, the yield value and the relaxation time became small.

1. 緒　　言

大地震の際に砂質土の液状化現象が発生し，災害を一層深刻なものにすることは古くから知られていたが，新潟地震の際に顕著な液状化現象が発生し，Kawakami (1966) によると基盤の軟弱化，湧水，砂吹き (sand blow) など深刻な問題を提起し，にわかに注目を集めるようになった．液状化現象は地震の際に限って発生するものではなく，条件さえそろえば土木工事の際にも発生し，施工を妨げた例も少くない．しかし，河口近くのデルタ堆積土

* 流動研究官

(delta deposits) には，交通，住居，商業などの好条件から人口が集中し，しかも液状化に適した条件を備えているため，大地震の発生に際し深刻な災害を生じる可能性がある．デルタ堆積土は河川が海に流入する地域に多く，河川の流速が急に低下することから，河川によって運ばれてきた砂や粘土の中，ストークス粒径（約 74μ 以下）に属する微細な粒子は，そのまま海中に流入して分散するが，それより大きい粒子は，沈降速度が大きいため流入口近傍で沈積し堆積層を形成する．河川により運搬された土質であるため，礫質は少く粒径が比較的そろった砂質土を形成し，粘土質のないことから粘着性に乏しい．さらに都合の悪いことに河口近傍は地下水位が高いことが多く，新潟などでは地下 1～2 m の所にある．このため容易に水を飽和した砂質土が形成される．

アラスカ地震の際には沿岸の地下深部のレンズ状の飽和砂質土層が液状化し，このため大規模な地すべりが誘発されたことは Seed (1967 a) が報告している．沿岸地域の液状化に伴う地すべりには，古くはギリシャの Helice の町が一夜にして海中に没し全滅した例があり，Marinatos (1960) によって述べられている．

人工的な堆積物の液状化の例には，チリ地震における鉱山の廃滓ダム (tailing dam) の決壊がある．El cobre dam は 200 万 t の廃滓が流出し数分の中に 12 km の距離を流れ，200 人以上の犠牲を生んだと Dobry (1967) は報じている．これらの事から考えると沿岸の埋立地なども例外ではないであろう．

本邦における地震防災を考える時，埋立地のコンビナート，アースダム，沿岸の都市の地すべりなど液状化による災害の危険度は極めて大きいといわねばならない．この意味から液状化問題を取上げ研究することは防災上極めて重要であり緊急を要するものと言えよう．

液状化に関する研究は土質力学の中心的課題であり数多くあるが Seed (1966, 1967 b, c, d, 1968 a, b, 1971) は振動型三軸圧縮試験機を用い一連の研究を行ない，次のような結論を与えている．1) 粒径範囲は 100～1000μ 程度である，2) 粒径がそろっていること，3) 空隙が水で飽和していること，4) 空隙率が大きいこと，5) 拘束圧 (confining pressure) が小さいほど発生し易い，6) 振動の加速度が大きいほど少いストローク数で発生する，7) ストローク数に関係する，などである．

振動型三軸圧縮試験機を使用する実験は，砂質土を連続体として捉える方法であり，固体の材料力学的性質を知るには極めて有効であるが，液状化実験のように時間的依存性があり，しかも全体の構造破壊を中心とする材料の相の変化，すなわち固体状態から液体状態への移行を知るには必ずしも適当な方法とは言えないであろう．

この研究においては振動をうける以前の砂の状態を一種の構造物と考え，振動によってこの構造がどのように破壊され変形し，最終的に液状化するかを研究する．このために個々の粒子の挙動に着目して液状化の研究に取組むことにする．

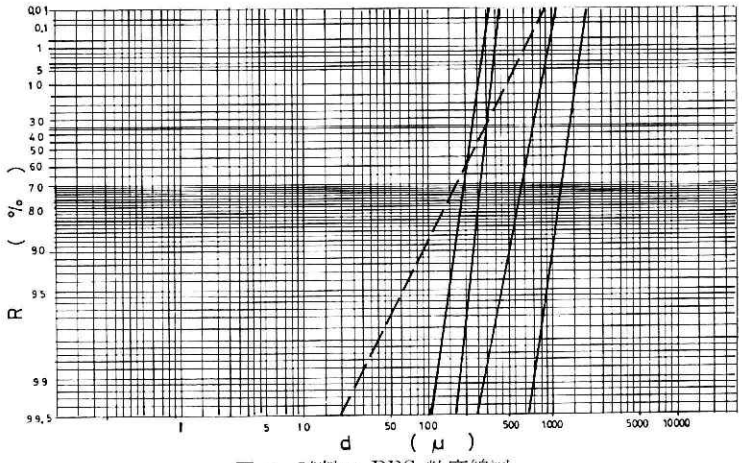


図 1　試料の RRS 粒度線図

2. 実験装置および方法

2.1 試　　料

石英を粉砕して作成したクリスタライト（竜森社製）の4粒群について実験した．粒度分布曲線を図1に示す．RRS (Rosin-Rammler-Bennett) 線図の粒度分布曲線は次式によって示される．

$$R=\exp\left[-(d/d_0)^n\right] \qquad (1)$$

R は残分積算重量（%），d は粒子径（μ），d_0 は代表粒径で $R=36.8\%$ に対応する．n は均等数である．表1に4粒群および新潟の砂の代表粒径および均等数を示す．

表 1　実験試料

N_0	1	2	3	4	新潟
d_0 (μ)	1400	700	310	230	200
n	60	50	90	70	19

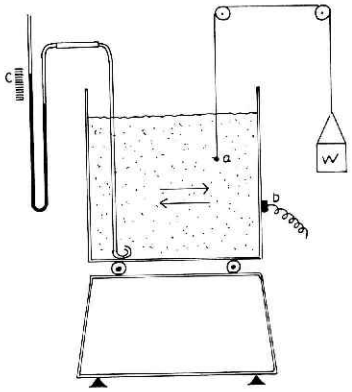


図 2　振動装置

2.2 振 動 装 置

図2に示すような三田村理研製ボックス・シェーカを利用した．振動方向は水平往復型で，振幅は一定に保ち振動数を4段階 1.5 Hz, 2.0 Hz, 2.5 Hz, 3.0 Hz に変化させた．振動台の上にプラスチック製の箱型容器，高さ 300 mm×幅 150 mm×長さ 300 mm を固定し，容器内に水を満たしてから一定量の試料を少量ずつ加え，自然沈積させ全量が沈積した後，上澄水を排水した．沈積過程で歪が生じぬよう細心の配慮がなされた．沈積高さと試料の重量から空隙率を求めた．共和電業社製加速度変換器 AS-IC を振動台に取付け，歪み測定器を用い加

速度を測定した．加速度とサイクルの関係を表2に示す．

表 2　振動台の加速度

サイクル (Hz)	1.5	2.0	2.5	3.0
加 速 度 (G)	0.32	0.44	0.68	1.13

2.3　粘度の測定

液状化前後における砂層の粘性を測定するため，図2に示すようにあらかじめ小球を砂中に埋めておき，種々の応力 F を加えて引上げ，その際の移動速度 v を測定した．ストークスの法則により以下の式を用いて粘度を求めた．

$$F=6\pi\eta av \qquad (2)$$

F は抵抗力，ここでは引上げる力，η は粘性，a は球の半径，v は移動速度である．(2) 式はストークスの法則が成立つ領域でのみ正しい式であるから，Reynolds 数 R_e を次式より求め，1より小さいことを条件とした．

$$R_e=(vd\rho/\eta)\ll 1 \qquad (3)$$

ρ は液体の密度ここでは砂層の密度とした．振動開始後ストローク数が3回，6回，9回の時に球を引上げ，粘性を測定した．さらに振動開始前の砂層の粘度も測定した．

2.4　間隙水圧

図2に示すように砂質土中にあらかじめガラス管を埋没しておき，マノメータと連結して振動開始後の圧力変化を測定した．

3.　実験結果

3.1　加速度と粘度

粒径 310μ の試料を用い，振動数 1.5 Hz の場合の移動速度 v と粘度 η の関係を図3に示す．振動開始前の堆積状態では移動速度の増大につれ粘度は小さくなる傾向を示し，振動が

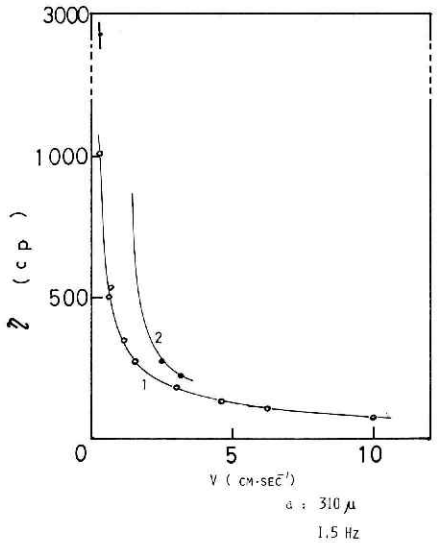


図 3　粘度 η と移動速度 V の関係

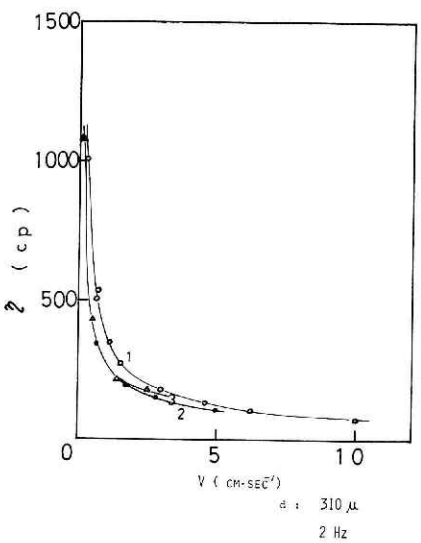


図 4　粘度 η と移動速度 V の関係

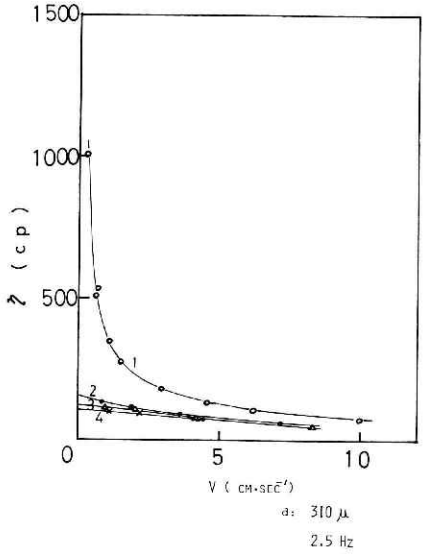


図 5 粘度ηと移動速度Vの関係

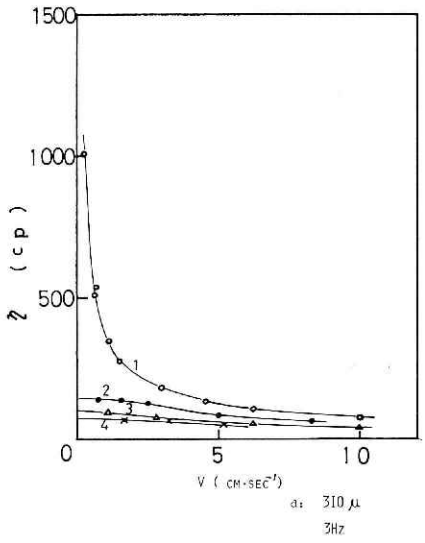


図 6 粘度ηと移動速度Vの関係

加えられた場合には同じ傾向が認められるものの粘性は大きくなっている．図 4 は振動数 2.0 Hz の場合を示すが，振動開始後も移動速度 v の増大につれ粘度は小さくなる傾向を示している．振動開始後は粘性は小さくなっている．図 5 は振動数 2.5 Hz の場合を示すが，振動開始後も移動速度 v の増大につれ粘度は低下する傾向を示すものの，こう配は極めて小さく水平に近くなっている．また，振動が加えられることによる粘度は小さくなることがわかる．図 6 は振動数 3.0 Hz の場合を示すが，振動開始後，移動速度 v の増大につれ多少粘

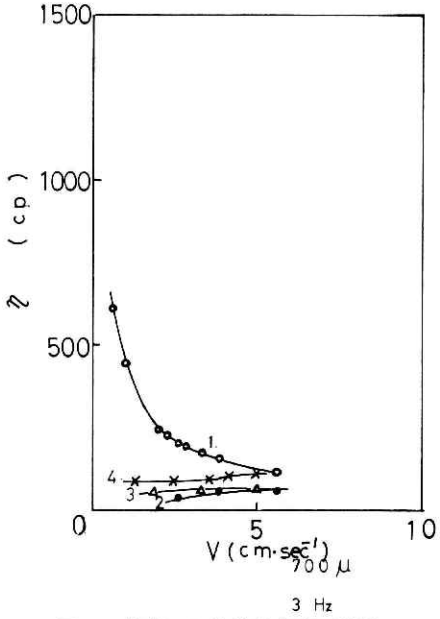


図 7 粘度ηと移動速度Vの関係

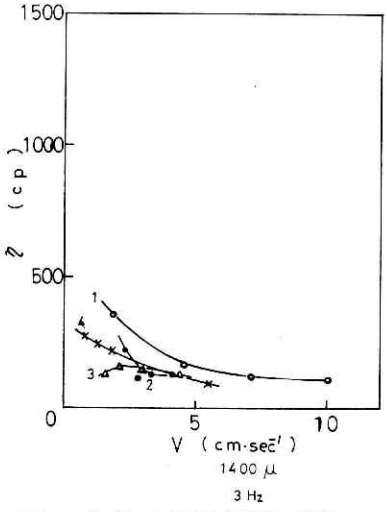


図 8 粘度ηと移動速度Vの関係

度が小さくなる傾向を示すものの，水平に近くなっている．また振動が加わることにより粘度は小さくなる．図5と図6はよく似た傾向を示している．

3.2 粒度と粘性

振動数を 3.0 Hz に保ち，粒度の異る試料について実験した．粒度 700μ の場合を図7に示す．振動を加えることにより粘度は低下し，移動速度 v が増大してもほぼ一定に近い粘度を示す．しかし時間が経過するにつれ粘度は再び大きくなっている．図8は 1400μ の試料についてであるが，振動を加えることにより粘度は低下し，時間の経過と共に再び大きくなっている．図9は 210μ について示すが，振動を加えることにより粘度が低下し，移動速度 v の増大に対しほぼ一定を示す．粘度は時間の経過につれ再び増大し，しかも振動前の堆積層に似たカーブになる．この場合，振動を加える前の砂層の粘度は粒径の大きい砂層に比すれば，大きい値を示し，また振動が加えられ粘度が低下した場合でも，絶対値はかなり大きい．

3.3 間隙水圧

粒度 310μ の試料について，振動数 Hz を変化させた場合の間隙水圧の時間的変化を図 10 に示す．振動によりいったん間隙水圧は上昇するが，振動数 1.5 Hz，2.0 Hz の場合は時間の経過と共に低下する．一方，2.5 Hz，3.0 Hz の場合はほぼ一定に保たれている．

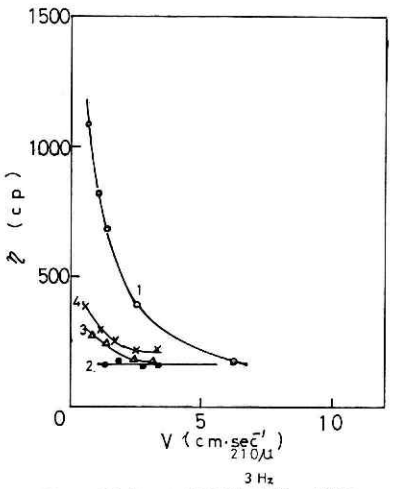


図 9　粘度 η と移動速度 V の関係

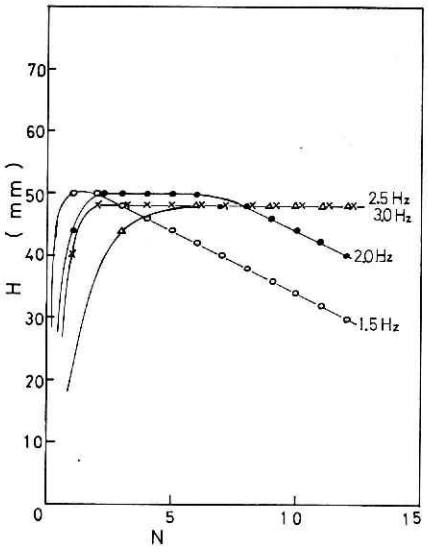


図 10　間隙水圧 H とストローク数 N の関係

4. 実験結果の考察

4.1 粘度曲線

4.1.1 加速度と粘度　図3からわかるように振動数 1.5 Hz においては，振動開始後3ストロークで粘度曲線は振動前の堆積層より大きくなるが，これは振動により粒子層が詰まることを示している．加えられた振動エネルギはすべて粒子層を密に充填するために使われ，液状化は全く生じていない．図4の振動数 2.0 Hz の場合は，振動開始後粘度曲線は元の堆

積層より低下するが，時間の経過と共に上昇してくる．これは，振動によって一応粒子層は緩み液状化に近づくが，時間の経過と共に再び粒子層が詰まることを示している．振動エネルギは振動前の堆積層の構造を破壊し液状化を進行させるが，不安定で永続性がない．粘度曲線の形が，図3，図4共に振動前の堆積層のカーブに似ており，堆積層の構造が振動後も保持され，完全に壊われていないことを示している．この場合，充分な液状化は発生していないと考えられる．これに反し，図5，図6の場合は振動をうけることにより粘度曲線は振動前のカーブより低下すると同時に，カーブの形は振動前の堆積層のカーブと異り，移動速度 v の増大に対しほぼ一定の粘度を示している．これは粒子層の内部構造が変化したことを意味し，水平に近い曲線はニュートン粘性に近いことを示す．すなわち液状化現象が発生していることを示している．振動数が 1.5 Hz, 2.0 Hz では液状化しないが 2.5 Hz, 3.0 Hz になると急激に液状化し，振動前の堆積層の構造は破壊される．

4.1.2 粒度と粘性 振動数を 3.0 Hz に保ち，310μ より大きい粒度の場合を図7，図8に示すが，振動により粒子層が緩み粘度が低下し液状化に近い現象が生ずることがわかる．しかし，時間の経過と共に急速に粘度が上昇し，液状化は不安定のようである．液状化しても持続時間は短く，急速に詰まってくる．さらに粒度 210μ の場合は，振動前の堆積層の粘度が大きく，元来が丈夫な堆積層で，振動によって液状化した物質の粘度も粗粒の堆積層の粘度より大きい．また，この場合も液状化は不安定で時間と共に詰まってくる．加速度が決まると液状化に適した粒度範囲があり，これより粒径が大きいと不安定になり，小さいと発生しにくくなるように思われる．振動の加速度に対応した粒径の堆積層のみが液状化するのではなかろうか．

4.1.3 間隙水圧 図 10 からわかるように 2.5 Hz, 3.0 Hz の場合は間隙水圧が上昇した後，一定に保持され，完全に液状化すると，時間の経過と共に間隙水圧が低下するようなことはなく，エネルギと液状化した層の間に平衡関係が保持されるのではなかろうか．これに反し，1.5 Hz, 2.0 Hz のような場合には，この平衡関係は生じず，間隙水圧が時間の経過と共に低下するのではなかろうか．

4.2 流動曲線

4.2.1 流動曲線の種類 図11に示すように流動曲線によって1のダイラタンシ，2のニュートン粘性，3の構造粘性に判別できるが，液状化する堆積層は空隙率が大きく通常，構造粘性 (structural viscosity) を示す．構造粘性を示す砂質土は，応力が作用しない場合の粘性をIに示すことができるが，多少とも外力が作用すると構造が破壊し始め，最終的には砂粒子がばらばらに分かれ

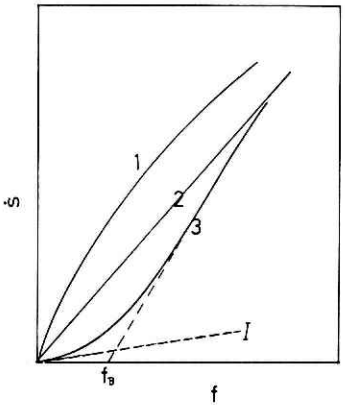


図 11 剪断速度 $\dot{s}$ と剪断応力 f の関係

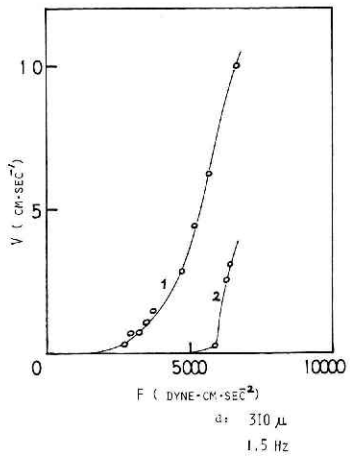


図 12　移動速度 V と荷重応力 F の関係

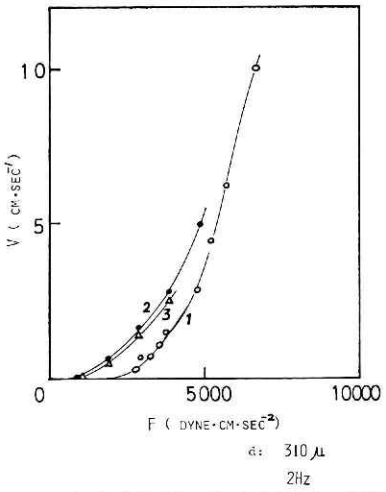


図 13　移動速度 V と荷重応力 F の関係

て懸濁状になり，ニュートン粘性になる．すなわち，外力による構造の破壊過程をカーブは示している．Bingham は この場合の f_B を降伏値 (yield value) としている．(2) 式の a が一定のため F を剪断応力，v を剪断速度に相応するものとして以下の流動曲線を描くことにする．

4.2.2　加速度と流動曲線　粒度 310μ，振動数 1.5 Hz の場合を 図 12 に示すが，元の堆積層は典型的な構造粘性を示し，振動により曲線は右に移動し降伏値は大きくなる．図 13 は 2.0 Hz の場合を示し，振動により降伏値は小さくなるが，6 ストロークに達すると再び大きくなる．カーブは振動をうけても構造粘性を示す．図 14 は 2.5 Hz の場合を示し，振動により降伏値は小さくなっている．カーブはいずれも構造粘性を示している．図 15 は

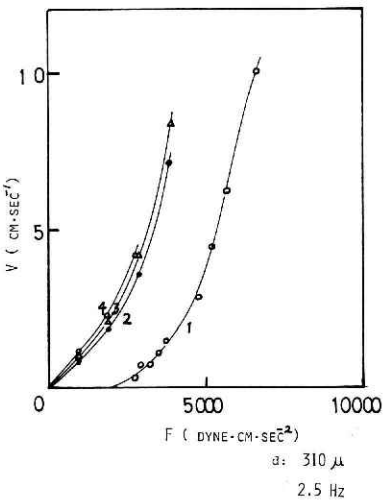


図 14　移動速度 V と荷重応力 F の関係

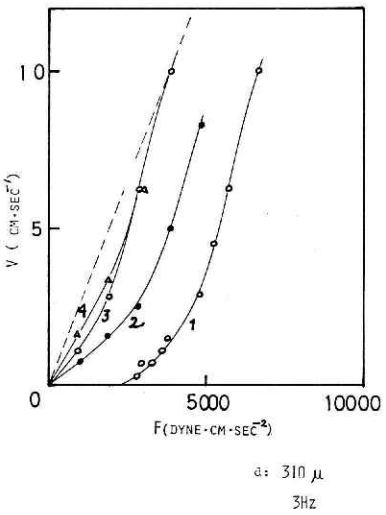


図 15　移動速度 V と荷重応力 F の関係

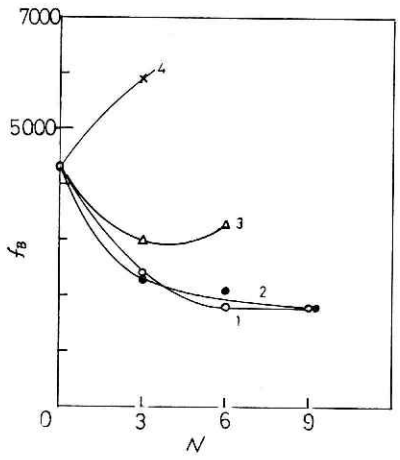


図 16 降伏値 f_B とストローク数 N の関係

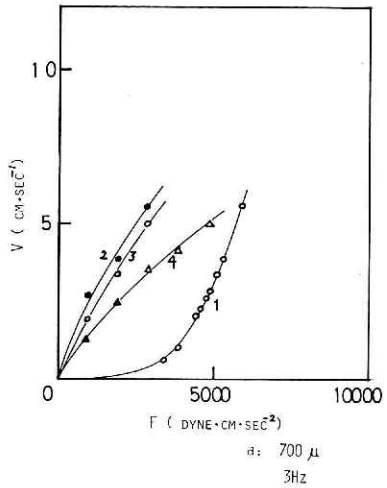


図 17 移動速度 V と荷重応力 F の関係

3.0 Hz の場合を示すが，振動により降伏値は小さくなり，カーブは最終的には構造粘性からニュートン粘性に近付いている．図 16 に降伏値 f_B とストローク数 N の関係を示すが，2.5 Hz，3.0 Hz の場合には降伏値は低下し，時間を経過しても大きくなることはない．これに反し，1.5 Hz，2.0 Hz の場合には降伏値は大きくなるか，または一旦は低下しても時間の経過につれて再び上昇する傾向を示している．

4.2.3 粒度と流動曲線 図 17 は 700 μ，3.0 Hz についての流動曲線を示すが，振動により曲線は左に移動し，降伏値はゼロに近く，構造粘性は示さない．さらに時間の経過と共に勾配が小さくなっている．図 18 は 1400 μ，3.0 Hz の場合を示すが，カーブは振動により左へ移動し，降伏値はゼロで，勾配は時間と共に小さくなる．図 19 は 230 μ，3.0 Hz の場

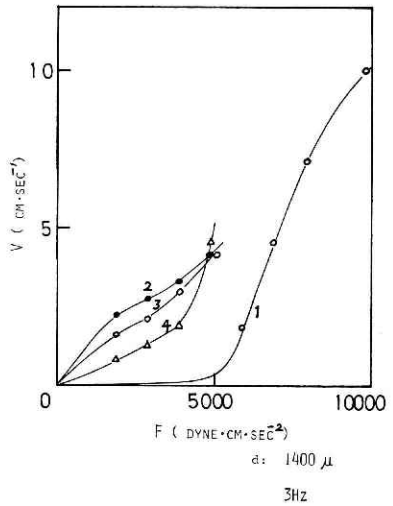


図 18 移動速度 V と荷重応力 F の関係

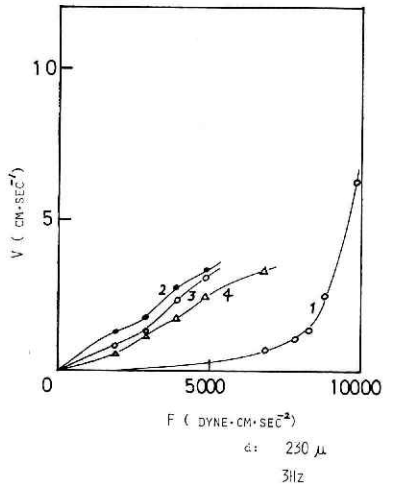


図 19 移動速度 V と荷重応力 F の関係

合を示すが，振動によりカーブは左へ移動し降伏値はゼロで，ニュートン粘性に近付くが勾配は時間と共に小さくなる．振動により構造粘性が破壊され，ニュートン粘性に近付くことはすべての場合に存在し，310μ の場合が最も安定性の大きい液状化を示す．

4.3 液状化と粘弾性

これまで粘度曲線，流動曲線を用いて液状化が発生するための条件，および液状化過程を明らかにしたが，粘弾性が液状化の際にどう変化するかを明らかにする．

Eyring (1963) の非線型の粘弾性理論によると一般式は次のようになる．

$$\eta=\sum_{i=1}^{i}[(X_i\beta_i/\alpha_i)(\sinh^{-1}\beta_i\dot{s}/\beta_i\dot{s})] \tag{4}$$

i は流動単位，X_i は剪断面における流動単位 i により占有される面積

$$\alpha_i=(\lambda\lambda_2\lambda_3)_i/2kT \tag{5}$$

β は緩和時間 (relaxation time) に相当するもので，

$$\beta_i=1/[(\lambda/\lambda_1)2k']_i \tag{6}$$

λ, λ_1, λ_2, λ_3 は流動単位に関係した係数，k' は速度定数である．

飽和砂質土は水と土粒子から成るから2つのタイプの流動が考えられ，水はニュートン流動，土粒子は非ニュートン流動を示すと考えると (4) 式は次のように簡略化できる．

$$\eta=(X_1\beta_1)/\alpha_1+(X_2\beta_2)/\alpha_2\cdot(\sinh^{-1}\beta_2\dot{s})/\beta_2\dot{s} \tag{7}$$

$(X_1\beta_1)/\alpha_1=A$, $(X_2\beta_2)/\alpha_2=B$ とすると (7) 式は次のようになる．

$$\eta=A+B(\sinh^{-1}\beta\dot{s})/\beta\dot{s} \tag{8}$$

実験データから粘度 η_1, η_2, η_3 を選らび，それに対応する剪断速度を $\dot{s}_1$, $\dot{s}_2$, $\dot{s}_3$ とすると (8) 式より，

$$[(\eta_2-\eta_1)/(\eta_3-\eta_2)]/(s_3/s_1)=[\sinh^{-1}\beta s_2-(s_2/s_1)\sinh^{-1}\beta s_1]/$$
$$[(s_2/s_1)\sinh^{-1}\beta s_3-(s_3/s_1)\sinh^{-1}\beta s_2]=K \tag{9}$$

多くの場合，βs は1より大きいから

$$\sinh^{-1}X=\ln[X+(X^2+1)^{1/2}]=\ln(2X)+1/4(1/X^2)$$

(9) 式は次のように近似できる．

$$\sinh^{-1}\beta s=\ln(2\beta s) \tag{10}$$

それゆえ (9) 式は，

$$K\fallingdotseq K'=[\log(2\beta s_2)-(s_2/s_1)\log(2\beta s_1)]/[(s_2/s_1)\log(2\beta s_3)-(s_3/s_1)\log(2\beta s_2)]$$
$$=[(X+l_2)-a_2X]/[a_2(X+l_3)-a_3(X+l_2)] \tag{11}$$

ここで，$X=\log(2\beta s_1)$, $a_2=s_2/s_1$, $a_3=s_3/s_1$ $\log a_2=l_2$ $\log a_3=l_3$ であるから

$$X=[l_2-k'(a_2l_3-a_3l_2)]/[k'(a_2-a_3)-1+a_2] \tag{12}$$

ゆえに，

$$\beta=(\log^{-1}X)/2s_1 \tag{13}$$

最も良好に液状化したと考えられる 310μ, 3.0 Hz の粘度曲線から上記の (9), (10), (11), (12), (13) 式を用いて緩和時間 β を求め, 図 20 に示す. 振動をうけ液状化することにより急速に緩和時間を小さくすることがわかる.

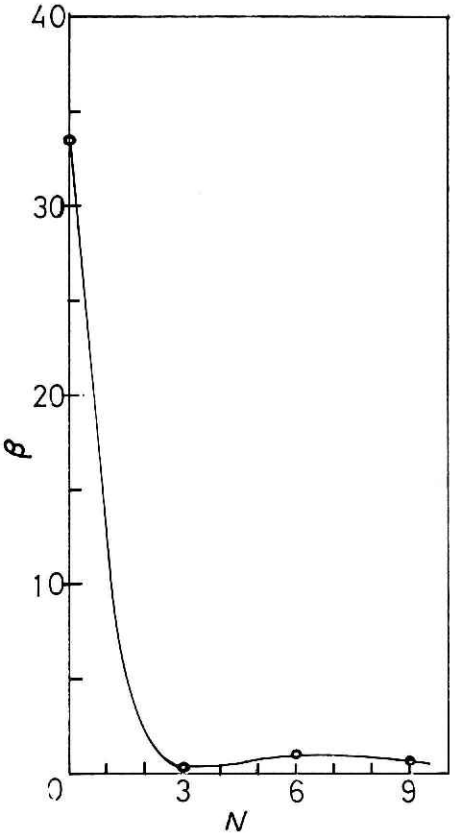


図 20 緩和時間 β とストローク数 N の関係

4.4 液状化モデル

図 21 に示すように, 振動をうけた飽和砂質土は, 3方式によって構造を変化させることが考えられる. 第1は振動をうけてそのまま詰まる過程でⅠからⅣへの移行である. 第2は振動をうけて多少構造がこわれⅠからⅡに移行するが, 不安定で, 再びⅡからⅣへ詰まる移行である. 第3はⅡからさらにⅢへ移行し完全に液状化する移行である. Ⅳの状態に達した堆積層は毛細管圧によるダイラタンシの性質を有するため, ⅡまたはⅠに逆行するには当初の振動より遙かに大きなエネルギを要する. しかしⅢの状態は再びⅡからⅠへ逆行する可能性は充分にあり, 一度液状化した土質は再度液状化し易いという Finn (1970) らの研究を裏付けるものである. また新潟地震での小泉 (1965) の調査にも一致する. このように完全なる液状化現象は (1) 振動により構造が変化し (2) 加えられるエネルギに左右され (3) 時間依存性を示し (4) 復元性がある などの条件があり, 振動によってもたらされる一種のチクソ

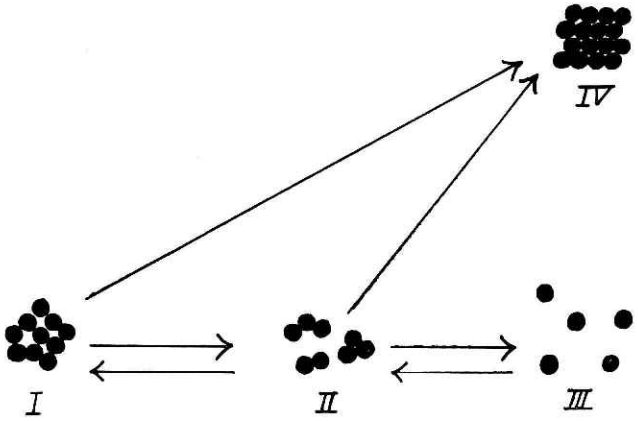


図 21 液状化過程のモデル

トロピ現象とでも言えるのではなかろうか.

5. 結　　語

この研究で明らかになったことは，(1) 振動の加速度が決まると液状化に最適の粒度がある，(2) 液状化を発生させるには一定の加速度が必要である，(3) 液状化が生じる過程では降伏値が小さくなる，(4) 液状化の進む過程で緩和時間は小さくなる，(5) 液状化した堆積層には復元性がある，などである.

実験装置など不備な点があったが，液状化現象に対する一つの見識は示しえたのではなかろうか．今後さらにこの経験を基に研究を発展させたいと思う.

謝辞　本研究を推進するに当り，第2研究部長高橋博氏，大型実験研究部長木下武雄氏，同研究部耐震室長稲葉誠一氏には有益な御助言を賜り厚く御礼申上げる．また第2研究部熊谷貞治氏には実験に直接御助力下され，厚く御礼申上げる．さらに，前所長菅原正巳氏には研究を御鞭撻下され感謝申上げる．東京大学工学部助教授石原研而先生には有益な御教示を賜り，厚く御礼申上げる.

参 考 文 献

1) Dobry, R. (1967): Seismic Failure of Chilean Tailings Dams, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM6*, November, 237-260.
2) Eyring, G.H. (1963): Theory of Flow Properties of Attapulgite Suspension in Water. A Method for Determining the Relaxation-Time Parameter, *Journal of Applied Physics*, **34**, 261-265.
3) Finn, D.L. (1970): Effect of Strain History on Liquefaction of Sand, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM6*, November, 1917-1933.
4) Finn, D.L. (1971): Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM4*, April, 639-659.
5) Kawakami, F. (1966): Damage to the Ground and Earth Structures by the Niigata Earthquake of June 16, 1964, *Soils and Foundations*, **VI**, 14-30.
6) Marinatos, S.N. (1960): Helice Submerged Town of Classical Greece, *Archaelology*, **13**
7) Seed, H.B. (1966): Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM6*, November, 105-134.
8) Seed, H.B. (1967a): The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM4*, July, 325-353.
9) Seed, H.B. (1967b): Cyclic Stress Conditions causing Liquefaction of Sand, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM1*, January, 47-70.
10) Seed, H.B. (1967c): Dynamic Strength of anisotropically Consolidated Sand, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM5*, September, 169-189.
11) Seed, H.B. (1967d): Undrained Strength Characteristics of Cohesionless Soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM6*, November, 333-360.
12) Seed, H.B. (1968a): Landslides during Earthquakes due to Soil Liquefaction, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM5*, September, 1055-1122.
13) Seed, H.B. (1968b): Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM3*, May 689-808.
14) Seed, H.B. (1971): Simplfied Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM9*, September, 1249-1273.
15) 小泉安則 (1965)：地震による地盤の変化，建築研究報告，No. 42, 155-161.

(1975年12月23日原稿受理)