

土の動的性質

総括執筆者 市原松平*

話題提供者 石原研而**

同 小川正二***

同 谷本喜一****

1. まえがき

土の動的性質といっても、考える対象物、あるいはどんな性質を計測するか、またはその性質がなにに使用されるかは、きわめて漠然としている。このために、話題提供者に話を進めてもらう前に座長をつとめた筆者から、土の動的問題と土の動的性質との関連、あるいは話題として取り上げられた部分がどこに位置するかを説明する必要があると考え、図-1を準備した。この図はこのような目的のために準備したものであるから、動的問題、動的性質ならびに両者の関連についてはそれほど厳密なものではなく、大局を簡潔に示した程度のものである。

さて、われわれが直面する動的問題は多種多様であるが、発生源を大きく分ければ、図-1のように人為的な原因と自然現象から発生するものの2つに分けられる。

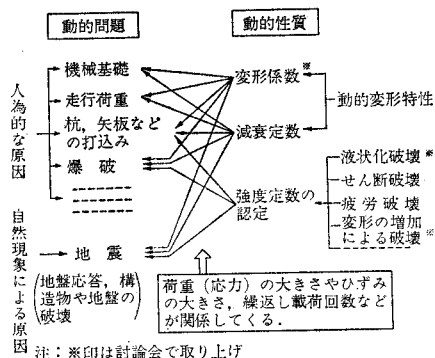


図-1 動的問題と動的性質の関連

- * 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部附属土工研究施設
- ** 正会員 工博 東京大学助教授 工学部土木工学科
- *** 正会員 工博 新潟大学助教授 工学部土木工学科
- **** 正会員 工博 神戸大学教授 工学部土木工学科

また、衝撃的な荷重によるものと、振動荷重によるものという分け方もできる。

第三の分け方は、変形の問題と破壊の問題の2つに分けることである。土木工学の立場からいうと、第三の分け方がより重要である。変形と破壊を工学的に取り扱うにあたって、土が動的な荷重の作用を受けるときに、どのような特性を示すかを系統的に究明することが要求される。すなわち、これは土の動的性質を調べることによって成就されるのである。

現在、動的性質の中で大きく取り上げられているものは、変形特性を表わす指標として、変形係数と減衰定数である。動的条件のもとでは破壊そのものの定義づけがむずかしいが、しいて分ければ、液状化破壊、せん断破壊、疲労破壊などであり、これは静的の場合のように強度定数として表わすことは非常にむずかしい¹⁾。

以上、いとも簡単に動的性質を述べたが、実際はこれらの性質が互いにかみ合っていて、明確に区別することができないことも忘れてはならない。

要するに、動的問題として扱う種類が多く、かつ静的の問題よりもむずかしいという理由で、この2時間の討論会で取り上げることは、変形係数と破壊に限ることとし、変形係数は地震に重点をおくことにした。上述の土の変形特性中の他の要素、すなわち、減衰定数やその他の重要な事項については、筆者がここで補足的にふれることにする。

この討論会では、各話題提供者の得意とするところを述べてもらうことにした。話題を提供した順にその題目と氏名、所属を示すと、

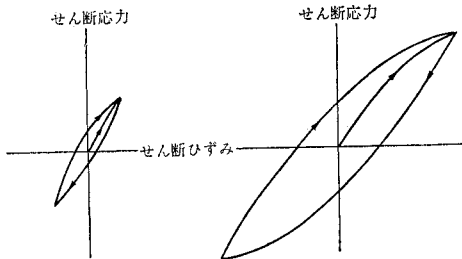
- 粘性土の動的性質 石原研而（東京大学）
- 砂の液状化の発生機構 小川正二（新潟大学）
- 液状化に関する実際上の諸問題 谷本喜一（神戸大学）

である。

2. ひずみの大きさによる試験法の分類

土構造物や基礎地盤に地震力が作用したとき、構造物や地盤がどんな応答をするかを見積るための動的解析は土木工学の分野で実用化されようとしている。解析を行なうためには、地盤の力学モデルを考え、応答のための数式化を行なう。しかしながら、その数値計算の手法がどんなにうまく開発されても、地盤を構成する土の応力-変形特性が明確にされない限り、得たる結果はなんら実用に供さないことになる。その目的を果たすために、実験室における試験法、または現位置試験法として二、三のものが使用されている。しかしながら、いずれの方法を選ぶかは、ひずみ量で決定される。

大部分の土は、図-2 に示すように応力-ひずみ曲線はループを描く。図-2 (1) に示すように、ひずみレベルが低いときは、土は非常に高い剛性率を示し減衰も少ない。この理由は、ひずみレベルが低いときは土の粒子間の相対運動が小になるために全体的に弾性的な挙動を示す。ひずみレベルが高くなると、図-2 (2) のように非線形的挙動が増大し、剛性率（ループの頂点を結ぶ直線の勾配）は小になり、逆に履歴ループの面積は大きくなる。上述した土の挙動はひずみに依存するので、石原²⁾



(1) ひずみが小さい場合 (2) ひずみ大きい場合
図-2 せん断ひずみによる土の変形特性の相異

表-1 ひずみの大きさによる土の性質の変化
(石原：文献 2) による)

ひずみの大きさ	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
現象	波動・振動		亀裂・不等沈下		すべり・締固め・液状化	
力学的特性	弾性		弾塑性		破壊	
定数	剛性率・ポアソン比・減衰定数			内部摩擦角・粘着力		
現位置測定	弾性波探査					
測定	現位置振動試験					
測定	繰返し載荷試験					
室内測定	波動法					
測定	共振法					
測定	繰返し荷重試験					

は表-1 を示して、ひずみの大きさで土の動的試験法を分類した。

すなわち、ひずみが $10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲では土は弾性的性格を有し、この範囲のひずみ振幅をもった振動は原位置の弾性波探査、室内における波の伝ば速度の計測からその特性（剛性と減衰）が求められる。

ひずみが $10^{-4} \sim 10^{-2}$ の範囲では土は弾塑性的性格をもち、この範囲のひずみ振幅をもった振動は、原位置の振動試験や中空式の供試体を用いた改良型円柱共振試験（共鳴法）、または繰返し応力を試料に与える動的単純せん断試験で求められる。

ひずみ振幅が数 % になると土は原形をとどめ得ず、破壊、締固め、流動化を起し、このときの土は塑性的性格をもつのであるが、この状態では、まず破壊時の強度がわれわれに重要になる。この程度のひずみ振幅に対しては動的三軸試験（1~3 cps）を行なって強度を決定している¹⁾。

大地震に備えての耐震設計としてわれわれに重要なものは、① 地盤または構造物を含めての応答の問題であり、② 次節でふれる破壊時における強度決定である。前者では、地盤の下方にある基盤から鉛直上方に伝達されるせん断波による応答を求めることである。これは、地表に到達する波の経路にある地盤内の土では液状化破壊を除いた破壊を起すことはない³⁾と仮定して行なっている。すなわち、応答解析では土のせん断ひずみの振幅を $2.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ として³⁾、土の性格が弾塑性または粘弾性と考えられる範囲の変形係数の値を考えている。前述したように、この範囲での土の変形特性を求めた試験は主として動的単純せん断試験によっている。

3. 粘性土の動的強度

粘性土の動的強度は、上述したように三軸試験でパルス応力を土の試料の軸方向に与えて決定される。この実験は、地震時に土中の土の要素が受ける応力と変形を実験室の土の供試体に再現するものである^{1), 4)}。この実験法については、すでに前報¹⁾に述べているが、Seed の考え方をもう一度前報と同じ図面を掲げて説明する。

Seed は、地震時には図-3 に示すように、土の要素はある静的応力（常時応力）を受けている状態に、さらに周期的パルス応力を付加的に受けて破壊を起すか、または、大きな変形をひき起こすと考えた。したがって動的三軸試験でパルス応力の載荷回数 n と供試体のひずみ量 ϵ を決めるときに、このひずみ量に対応する静的圧縮応力 (σ_{1-0}) + パルス応力 (σ_{dc}) の大きさが数多くの実験値から決定される。常時応力（実験における静的軸差応力）が小であれば、地震時にもちうる周期的応力（実

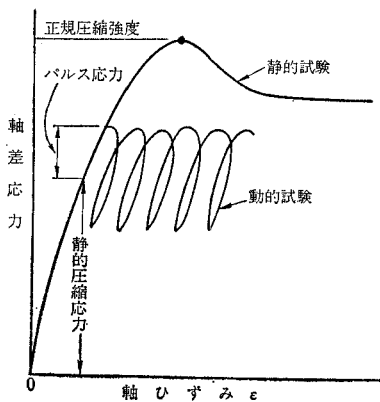


図-3 常時応力が作用している所に、地震の周期的応力が作用した場合を模擬した試験における軸差応力とひずみの関係

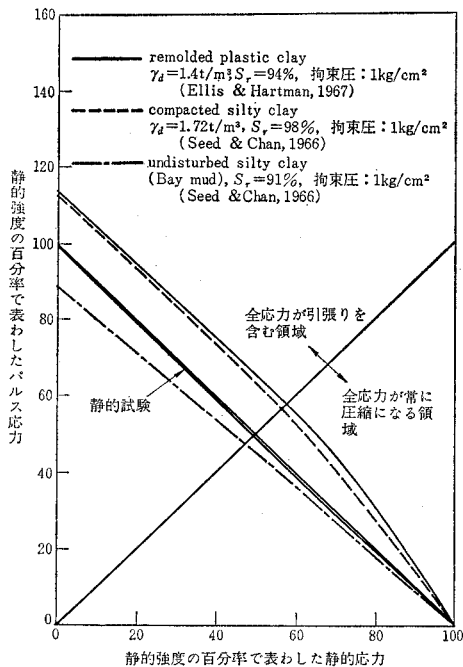


図-4 30回の繰返し載荷で破壊を生ずる静的荷重と動的荷重の組合せ (ε=20%)

験のパルス応力 σ_{dc} は大になる。

以上の予備知識をもって、石原のまとめた図-4をみることにする。この図は、液圧を一定にして軸圧を振動させた実験結果をもとにしている。図の横軸は上記静的圧縮応力の主応力差（軸差応力）を静的の三軸圧縮試験から求めた強度（正規圧縮強度）で除した百分率で表わし、縦軸はパルス応力 σ_{dc} を同じく正規圧縮強度で除した百分率で表わしている。3つの併記した実験値でいうことは、パルス荷重を与える前の静的主応力差が増大すれば、パルス荷重 (σ_{dc}) の値は直線に近い値で減少

する。もしも、三軸圧縮試験で静的に破壊まで実験すれば、図の太い直線に沿って変化する。しかしながら土の試料に破壊を生じない範囲内の静的応力を加えた状態に対して、パルス応力を付加すると、成型した粘性土では $n=30, \epsilon=20\%$ に対して静的強度以上の強さを表わすことがわかる。また不攪乱土では、30個のパルス応力を与えることによって、静的強度の90%に相当する強度に低下することがわかる。

一般に粘性土では急速載荷した場合には、静的強度以上の抵抗力を表わす。このことをひずみ速度効果⁴⁾と称している。このような繰返し載荷試験は急速載荷の繰返しにすぎず、繰返し数が小さいときは、ひずみ速度の効果が残り、静的強度よりも大きな強度を示すことが多い。しかしながら、繰返し回数が進むと、しだいに粘土内の構造破壊が生じ、強度が低下する。なお、このように試料に加える側圧を一定にして、軸方向にパルス応力を与える動的三軸試験は試料（供試体）が飽和している場合にのみ適用できる⁵⁾。

4. 土の動的変形特性の振動式への導入

一質点系の応答式を次式で表わす。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_b \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 \ddot{u}_b ：基盤に作用する加速度

u ：基盤上的一点に対する質点の相対変位量

c ：粘性減衰係数（質点の単位速度に対する抵抗力）

k ：ばね定数（質点の単位変位量に対する復元力）

いまここで考えることは、上式(1)の c, k にいかなる土の特性を代入するかということである。しかしながら、このような問題はあくまでも実用的でなければならぬ。そのためには、多質点系で説明したほうが適切で

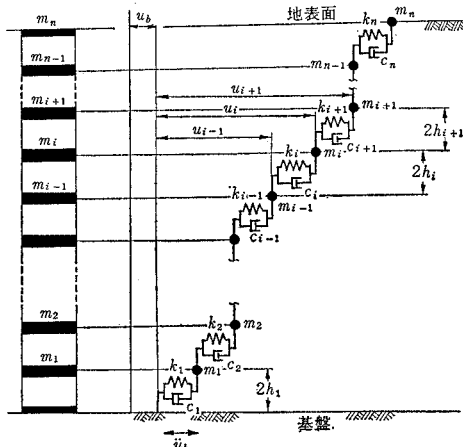


図-5 集中質量法で解析する場合の地盤の力学モデル

ある。以下、集中質量法で多質点系の応答を求める場合を例にとって簡潔に説明する。

多質点系とは、図-5 のようなばねとダッシュポットで結合された幾つかの質点からなる振動系をいうのである。図-5 で下から数えて i 番目の質点 m_i (質量も m_i とする) の運動方程式は次式で与えられる。

$$m_i \ddot{u}_i + m_i \dot{u}_i = k_{i+1}(u_{i+1} - u_i) + c_{i+1}(\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i) - [k_i(u_i - u_{i-1}) + c_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{i-1})] \dots\dots(2)$$

ここに、 k_i は図-5 において m_i の下側におけるばねのばね定数、 c_i は同じく下側のダッシュポット内の粘性減衰係数(または粘性係数)である。

式(2)は図-5 に示された各質点に対して成立し、各質点の運動方程式を連立させて、各質点の $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$ を数値積分によって求める。このように解を求めることを地震による地盤の応答解析と称する。

地震時には複雑な波動がやってくるが、構造物に被害を与える波はせん断波であるといわれている。したがって、式(1),(2)におけるばね定数 k_i と粘性係数 c_i は土のせん断変形特性を満足させるように決定しなくてはならない。

下から数えて i 番目のばね定数 k_i は、次式から決定される⁹⁾。

$$k_i = \frac{G_i}{2h_i} \cdot A \dots\dots(3)$$

そもそも図-5 のような地盤の力学的モデルを考えるとき、質量を明確にするために、地盤を単位断面積 A をもったせん断ばりとしてモデル化を行なうのが普通である。このはりとは図-5 の左側に示されている。

G_i : 下から数えて i 番目の土層の剛性率 (t/m^2)

h_i : i 番目の土層の鉛直高さの 1/2 (m)

k_i : i 番目の土層にあるばねのばね定数 (t/m)

式(1), または(2)のもう1つの定数 c は、土の減衰定数 λ_i から次式で決定される。

$$\left. \begin{aligned} c_i &= \lambda_i \cdot c_{cri} \\ c_{cri} &= 2\sqrt{k_i m_i} \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

ここに、 c_i : i 番目の土層の粘性減衰係数

c_{cri} : i 番目の土層の臨界減衰係数

λ_i : i 番目の土層の減衰定数

図-5 の地盤の力学モデルは Voigt 型モデルである。地盤の特性に応じて Maxwell 遅延型モデル⁹⁾ を使用する場合もある。上述の応答解析では、このような力学モデルを定めて k と c を式(3),(4) に示したようにひずみに応じて変化させる方法をとっている。この方法は、アメリカ合衆国の Seed を中心として開発された方法である。これとは別の方法、すなわち、応力に応じて力学モデルを変える方法が京大防災研究所の村山教授を中心として研究されている。この方法は⁹⁾、まず、動的三軸

圧縮試験で動的載荷時に静的時と同じようにあらわれるクリープ現象から、上限降伏値、下限降伏値を決定する。地震時に引きおこされる応力レベルが下限降伏値以下にある場合には Voigt 型を用い、下限と上限降伏値の間にある場合には Voigt 型と Maxwell 型の組合せを、上限降伏値以上にある場合には Maxwell 型を用いるというように応力に応じて力学モデルを変えて解析を行なうものである。この後者の方法を、前者のひずみ依存性に対して応力依存性というならば、式(3),(4)も応力依存で表現しなければならない。力学モデルを応力の大ききで変えることは、クリープ現象が明確にあらわれる粘性土では特に有効である。ただし、上記いずれの説がよいかは、もう少し資料を集積して検討しなければなんともいえない。討論会において、応力依存説を強調した岩崎好規氏の討論は印象的であった。

5. 土の剛性率、減衰定数の決定

前述したように、地震を対象としたような比較的大きなひずみ振幅 r_θ に対しては動的単純せん断試験を行なって変形特性を調べる。ここでは、この試験から得られた変形特性から剛性率 G と減衰定数 λ をいかにして決定するかについて述べる。よりひずみ振幅 r_θ の小さい共振円柱試験(共振法)からの決定については、文献⁹⁾を参照されたい。また、さらに r_θ の小なる波動法の技術はせん断波の計測にあるから、これによる上記2つの定数の決定は、共振円柱試験と同じである。なお、動的単純せん断試験と共振円柱試験から求めた G と λ は、適用するひずみの範囲が異なるから大きさの比較はできないが、ひずみを横軸にとったときに、一つの曲線上に整理される。

前述したように、土の応力とひずみの関係は非線形であって、繰返し荷重の作用によって大きな履歴曲線を描く。このような土の複雑な特性を簡単に処理できるよう

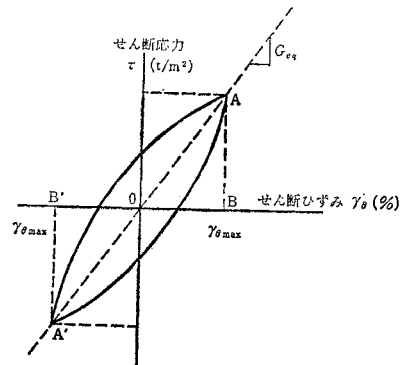


図-6 履歴曲線から等価線形モデルの剛性率 G_{eq} と履歴減衰定数 λ_h の求め方

に、土を理想化することがわれわれに要求されている。その場合、バイリニアールモデルで理想化する方法⁵⁾と等価の特性をもった線形材として理想化を行なう2つの方法がある。両者による応答解析の結果は近似しているので、等価線形材として理想化するほうが便利である。したがって、ここでは後者の方法を述べる。

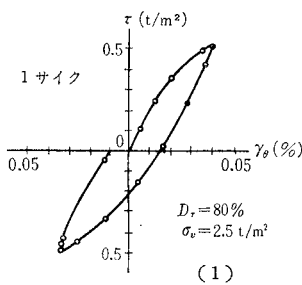
図-6 は動的単純せん断試験の結果を横軸にせん断ひずみ r_θ 、縦軸に試料に与えたせん断応力をとって示している。得られたループのピークの点を結んだ直線 AA' の横軸に対する勾配を等価の剛性率 G_{eq} とする。また、等価の履歴減衰定数 λ_h は次式より決定する⁷⁾。

$$\lambda_h = \frac{1}{4\pi} \frac{dW}{W} \dots\dots\dots (5)$$

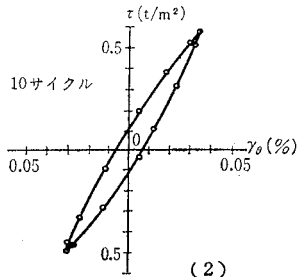
ここに、 dW : 履歴曲線のループの全面積
 W : $\triangle OAB$ の面積

6. 砂の剛性率と減衰定数

最近、Silver³⁾ らはノルウェー型の単純せん断試験機を改造して、砂の試料(高さ 2 cm, 直径 8 cm)に動的な単純せん断変形を与え、応力とひずみの関係を求めた。この実験では、試料の上面に与える上載圧 σ_v は、0.25 kg/cm² から 2.0 kg/cm² まで変化させ、砂の密度を変化させ、またひずみ振幅は試料の高さ 2 cm に対して、 $r_\theta = 1 \times 10^{-4} \sim 2.5 \times 10^{-3}$ まで変化させた。せん断応力波の波形は地震波により近似しているという考えのもとに、三角形の形状をした波を周波数 1 cps で与えた。



(1)



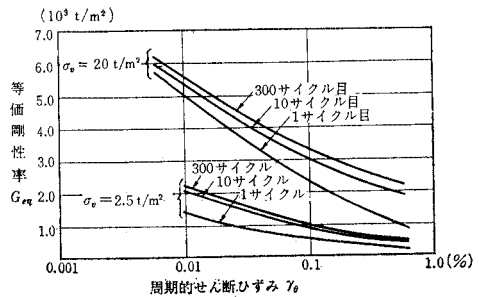
(2)

(Silver : 文献 2) , による)

図-7 周期的なせん断応力を与えたときの密なる砂の応力-ひずみの状態

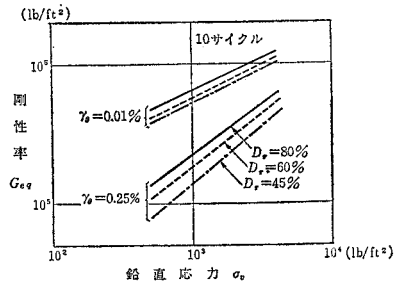
砂は均一な角ばった気乾の石英砂 (No. 20) である。

図-7 はこの実験から求めた応力-ひずみ曲線の一例で、図-7 (1) は 1 サイクル目、同図の (2) は 10 サイクル目のものである。図-8 に示したようにサイクル数が増加した時点では G_{eq} は増加するが、10 サイクルを過ぎると増加の割合が減少する。1つの地震で応答解析に影響を与える波は平均的にみて、20 個程度としてさしつか



(Silver : 文献 3) , による)

図-8 応力サイクルの数が剛性率に及ぼす影響 (中ぐらゐの密度の砂 $D_r = 60\%$)



(Silver : 文献 3) , による)

図-9 せん断ひずみ振幅、相対密度ならびに鉛直応力と剛性率の関係

表-2 せん断ひずみ振幅、相対密度、鉛直応力が乾燥砂の特性におよぼす影響

(Silver : 文献 3) による)

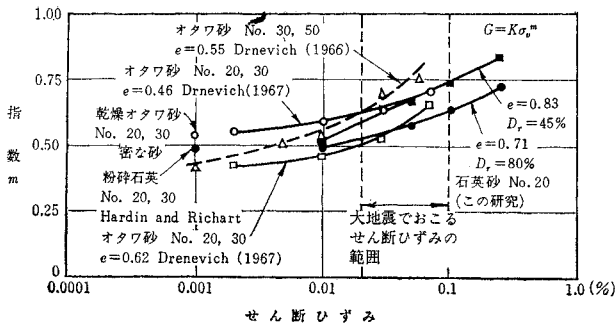
区分	ひずみ振幅 r_θ が増加したときの影響	相対密度が増加した場合の影響	鉛直応力 σ_v が増加したときの影響
砂の特性			
剛性率	明瞭に減少する	わずかに増加する	$G = K \sigma_v^m$ によって m が明瞭に増加する
履歴減衰定数	明瞭に増加する	きわめてわずかに減少する	ある程度減少する

えない。それゆえ、Silver らは 10 サイクル目の G_{eq} を代表として取れば、合理的であると考えた。ひずみ振幅 r_θ 、相対密度 D_r 、鉛直有効上載応力 σ_v' を変化させたとき、それらが G_{eq} にどのような影響を与えるかは図-9、表-2 に一括されている。大きな影響を与えるものは、実に r_θ と σ_v' である。したがって、Silver らは次の実験式を提案した。

$$G_{eq} = K[\sigma_v']^m \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 m は図-9 の直線の勾配であって、 r_θ と D_r によって変化することがわかる。図-10 に指数 m の値が、ひずみに対して示されている。

筆者は、 m の値は図-10 の資料からひずみの対数表示に対して図-11 のように直線的に変化すると考えた。また、図-9 に基づいて以下に示す K に関する実験式を求めた。 D_r は百分率で読んだ値である。



(Silver: 文献 3), による)

図-10 実測値から求めた指数 m とせん断ひずみの関係

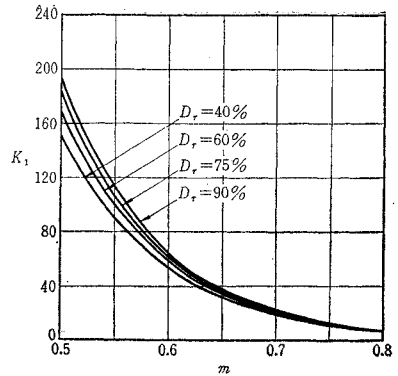


図-12 相対密度と m による K_1 の値

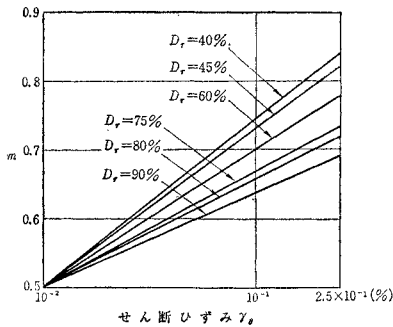


図-11 せん断ひずみと相対密度に対する指数 m の値

$$K = 100 K_1$$

$$K_1 = \frac{0.96 \left(\frac{D_r}{20} + 1 \right)}{0.73^m \left(\frac{D_r}{10} + 1 \right)^m} 10^{4(1-m)} \dots\dots\dots (7)$$

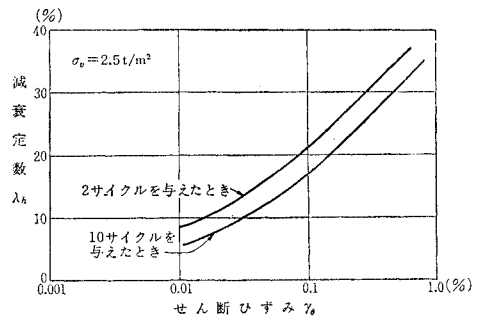
ここに、式(6)の G_{eq} , σ_v' の単位は lb/ft² であり、 σ_v' は水平面に作用する鉛直有効応力であって、 σ_v' は平均有効主応力 σ_m' (拘束圧) ではない。両者の間には、

$$\sigma_m' = \frac{1}{3} \sigma_v' (1 + 2 K_0) \dots\dots\dots (8)$$

なる関係がある。ここに、静止土圧係数は堆積した土では $K_0 = 1 - \sin \phi$ であらわされる。図-11 より r_0 と D_r とに応ずる m の値を決定し、図-12 より K_1 を決定すればよい。 D_r は図-11 に示すように m の値に大きく影響することがわかる。

以上では、砂の変形特性の一つである G_{eq} の性質を明確にさせるために、一つの実験値に基づいて比較的詳細に説明した。数多くの研究者の実験値をもとに、 $m = 0.5$ として G_{eq} をあらわしたのものがある^{6), 8)}。それによると、上述した r_0 の大きさの範囲で G_{eq} は、±30% 以上の散乱をきたしている。

砂の履歴減衰定数 λ_h は、図-13 に示したように、10 サイクル目の値は、2 サイクル目の値よりも減少している。応答計算では、減衰定数として有効な波の全部の数で平均した値を用いる。地震時に有効な波数として、前



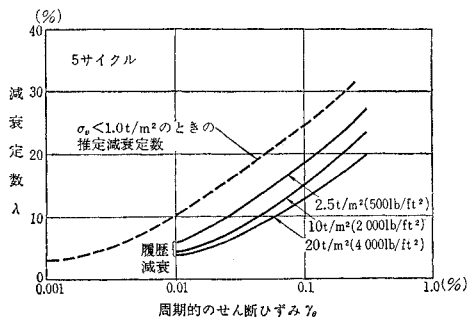
(Silver: 文献 3), による)

図-13 砂の履歴減衰定数とサイクル数との関係

述した値をとると 5 サイクル目の波が示す λ_h を採用するのが合理的であると報告されている³⁾。 λ_h に対する r_0 , D_r , σ_v' の影響は表-2 に示されている。

図-14 は実測値 λ_h と r_0 との関係を示している。Silver らは、 σ_v' がもっと小なる場合の減衰定数 λ を実測値から推定し、図-14 に $\sigma_v' = 1 \text{ t/m}^2$ における値を点線で示した。

ここで、とくに注意すべきことは、減衰定数 λ である。 $\sigma_v' = 1 \text{ t/m}^2$ (200 lb/ft²) における履歴減衰定数 λ_h の推定は、図-14 をもとにした図-15 を用いればよいと考える。



(Silver: 文献 3), による)

図-14 鉛直応力が砂の履歴減衰に及ぼす影響

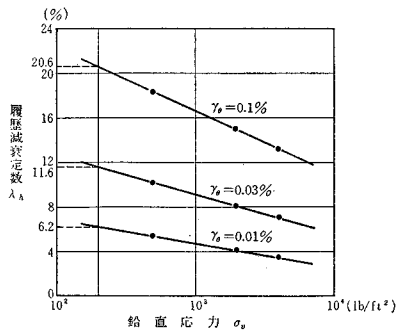


図-15 $\sigma_v=200 \text{ lb/ft}^2$ の履歴減衰定数の推定

しかしながら、図-14の点線の値は図-15で決定した λ_h よりも平均4%だけ大き目である。ここに、減衰定数 λ は⁵⁾

$$\lambda = \lambda_h + \lambda_{vis} \dots \dots \dots (9)$$

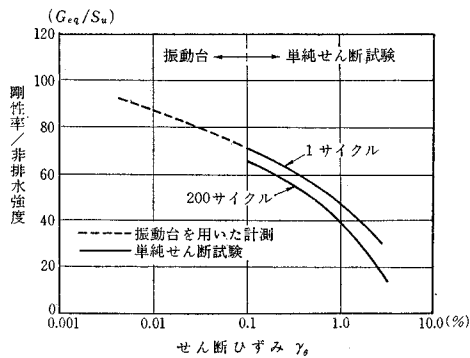
として、Silverらは $\lambda_{vis}=4\%$ を推定した λ_h に加えて減衰定数を決定したようである。 λ_{vis} を粘性減衰定数と称し、これは自由振動における減衰特性から決定する⁵⁾。

7. 粘性土の剛性率と減衰定数

粘性土の動的せん断試験は1962年Converseによって不攪乱土についてはじめて行なわれ、続いて、Thiers & Seed (1968), Hisiks (1969)らによって行なわれた。これらの試料は、いずれも薄い膜に包んだもので、その形状は円筒形である。

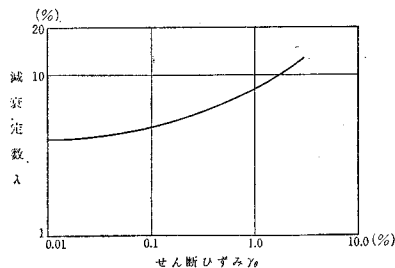
最近、Kovacsらは、きわめて柔い粘土について実験を行なっている⁹⁾。この実験の目的とするところはきわめて軟弱な粘性土の応答解析用の資料を得ることにある。

試料は天然の粘土ではなくて、実験室で作成した混合土である⁹⁾。すなわち、重量比でカオリナイト3、モンモリロナイト1の割合に混合し、含水比は88~125%に変化させている。以下、この混合土を粘土と称するが、 $w_L=140\%$ 、 $PI=118\%$ 、強度は含水比によって直線的に変化し、非排水強度 $S_u=0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以下である。モールド内で混合土を含水比一定のまま24時間安置し、モールドをせん断試験機に載せてからモールドの側壁を取り除き、試料上端の載荷板にせん断応力を与えた。供試体の大きさは $30 \times 30 \times 15 \text{ cm}$ である。実験は供試体に周期的のせん断応力を与える以外に、供試体に静的に与えたひずみを急激に取り除いて、供試体に自由振動を与えて、その固有周期と対数減衰率の観測から G と λ を求めた。さらに、別の形状の供試体を振動台の上に置き共振振動数を求め、ひずみが小さい範囲における一連の定数を決定することも行なった。このように、同一の粘性土の試料を用いて、 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ にわたる広範囲のひずみ振幅における土の定数 G と λ の変化の様子を明らか



(Kovacs:文献9)による)

図-16 やわらかい粘土の G_{eq}/S_u とせん断ひずみの関係

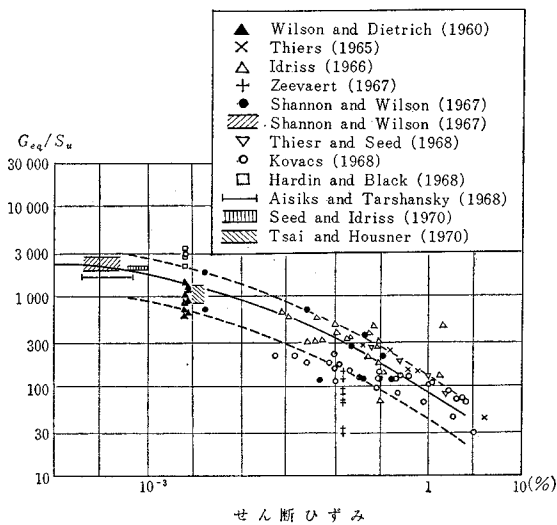


(Kovacs:文献9)による)

図-17 単純せん断試験、自由振動試験の実測値に基づいて決定したやわらかい粘土の減衰定数

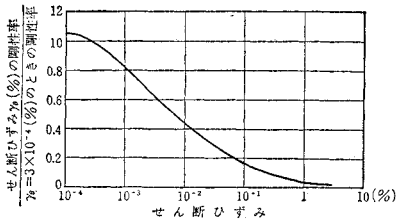
にしたことに重要な意味がある。この実験により、剛性率を非排水強度で除した値は、含水比によらず実測値の散乱の範囲内で一定であることがわかった。実験の結論として、このような柔い粘土に対して図-16, 17の結果を使用することをすすめている。

Seedは、1970年、いままでの研究者によって行なわれ



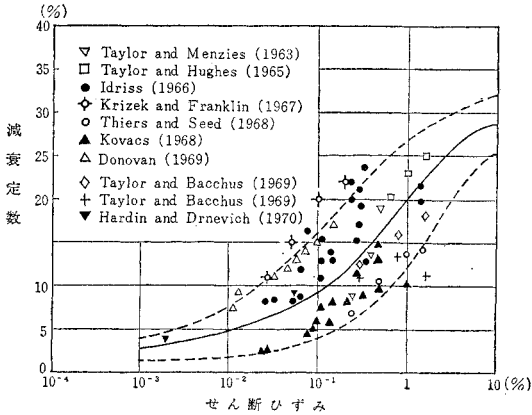
(Seed:文献6)8)による)

図-18 飽和粘土の剛性率



(Seed: 文献 6) 8, による)

図一19 飽和粘土のせん断ひずみに対する剛性率の変化



(Seed: 文献 6) 8, による)

図一20 飽和粘土の減衰定数

た粘性土の実験値をまとめて、図一18~20を示した^{6), 8)}。図一18の縦軸は剛性率を非排水強度で除して標準化して示している。図一19は物理探査で求めた値から、 G_{eq} を推定する目的に使用される。上記、図一16に示した柔い粘土ではSeedのまとめた値に比較すると、ひずみの全域にわたって G_{eq}/S_u はかなり小さく、また λ の値も小さく、Seedが示した下限値に相当している。

8. 液状化試験の現況

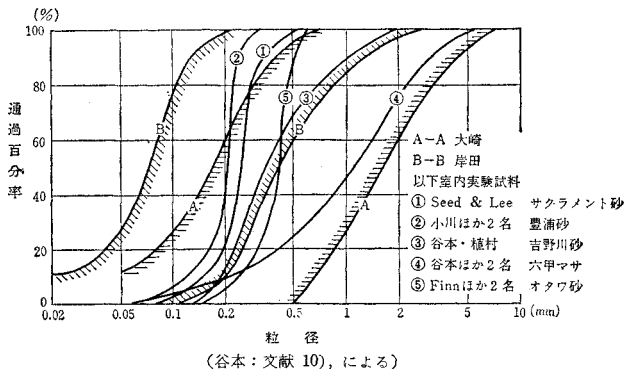
飽和砂の液状化^{1), 4)}という言葉は古くからあるが、とくに新潟地震以来、聞きなれてきた言葉である。ゆるい飽和砂の層は、地震時のせん断変形で容積減少を起こそうとする。そのために、間げき水圧が増加し、砂の有効応力が減少する。したがって、ある深さで発生した過剰水圧 Δu が有効上載圧に接近すると、砂は強度を失ってしまう。これを飽和砂の液状化と称する。また、増加した間げき水圧により地下水が地表に向かって流出して、各所に噴砂現象を起こし、地下水面以上でも支持力の低下や浮力の増大というような、液状化と同じ効果を構造物に与える。したがって、新潟地震以来、液状化に関する認識が高まり、耐震設計の重要な部門に取り入れられた。液状化の発生は、①砂の相対密度、②砂の有効拘束

圧、③砂の粒径・粒度、④地下水面高、⑤地震によるせん断応力の大きさと地震の継続時間に支配されるといわれている⁹⁾。

液状化といっても、すべての土に発生するものではないという目安がつきかかっている。どんな粒径・粒度をもった砂地盤に液状化が発生する可能性があるかは、後述する液状化の発生予測とともに重要である。谷本¹⁰⁾は、発生しやすい土の粒度分布を図一21のように示した。このうちA-Aは大崎が液状化を起こしやすい土質として、またB-Bは岸田が実際に液状化を起こした土質として限界を示したものである。他は室内試験で、液状化を確認している土である。

与えられた土が液状化を起こしやすいかどうかを実験室で確認するために、原位置の砂層と実験室の試料での液状化に関する相違を明白にさせるために、また液状化に関する耐震設計を合理化するために、日本でも1966年以來この試験が行なわれている。小川¹²⁾は、日本におけるこの試験の概況を説明した。この試験はせん断試験の一種であるが、小川は振動砂槽によって液状化の現象を観察する研究にもふれた。

日本では液状化試験として、三軸試験とねじりせん断試験が行なわれている。後者は平面ひずみ状態の試験であって、両者は長所と短所をもっている¹¹⁾。図一22は吉見¹¹⁾が土質工学会の一斉試験の結果をまとめたものである。この図の縦軸は、初期液状化を発生させるに必要なせん断応力 τ_l を試料の初期有効平均主応力 σ_{mo}' で除した比であらわしている。ねじりせん断試験の場合でも σ_{mo}' に換算して示している。横軸の値は、初期液状化が発生するまでに、試料に加えた周期的応力の回数 n_l を示している。SeedやFinnの値もこの散乱した測定値の間に入っている。与えられた n_l に対する縦軸の値は約25%の散乱をきたしている。原因は初期液状化の確認を含めて装置と試験法のむずかしさにある。次に述べる液状化の予測に初期液状化を目安とする理由は、初期液状化発生後、砂の強度は急激に低下するので、初期液



(谷本: 文献 10), による)

図一21 液性化しやすい土質および実験資料の粒度分布

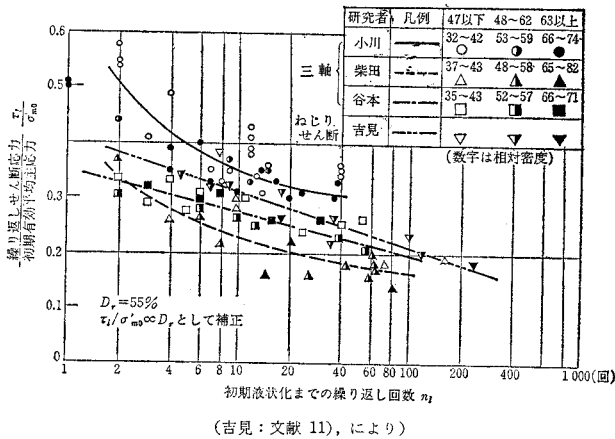


図-22 日本で行なわれている液状化試験で初期液状化発生に必要な τ_1/σ'_m と n_l との関係

液状化発生後の強度を期待しないほうがよいのである。

9. 液状化発生を予測するための簡便法

地震による地盤の応答解析を行なって、液状化発生の予測をすることは Seed によって合理的に体系づけられた。大崎・岸田^{14), 15)} は、新潟地震などの経験に基づいて、予測する方法を提案した。谷本は応答解析を行なう煩雑さをさけて、また地震の強さと継続時間を加味した予測の方法をこの討論会の席で発表した。また、Seed も応答解析によらない地盤の液状化の予測を最近発表したもので、以下、谷本・Seed の方法を示すことにする。両者は基本的には同じであるが、谷本のほうが簡単である。ただし、Seed は従来の豊富な資料に基づいて決定している。

(1) 谷本の提案¹⁰⁾

- a) 地震によって発生する地盤内のせん断応力 τ_d
地震力が水平に作用したとき、剛体内の水平面に作用する動的せん断応力は

$$\tau_d = k \sigma_v$$

ここに、 k は水平設計震度で $k = \alpha/g$ 、 g : 重力の加速度、 σ_v は水平な地盤の深さ z の水平面に作用する鉛直応力であって、地下水面の深さを h とすると

$$\sigma_v = \gamma_s h + \gamma_{sat}(z-h) \quad \dots\dots\dots (10)$$

谷本は、Whitman の考えに基づき地盤は剛体でないから、上記 τ_d の $2/3$ をとるとした。

$$\tau_d = (2/3) \sigma_v k \quad \dots\dots\dots (11)$$

- b) 初期液状化の発生に必要なせん断応力 τ_l

谷本は、Seed、小川と彼自身の実験値に基づき、 $n_l = 10$ で液状化を発生させるに必要な応力 τ_{l10} を次式で決

定した。ただし、 D_r は百分率で与えられる。

$$\tau_{l10} = 4.6 \times 10^{-3} \sigma'_m D_r \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 σ'_m : 初期有効拘束圧で谷本によると次式で与えられる。

$$\sigma'_m = \frac{1}{2} \sigma'_v (1 + K_0) \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - (z-h) \gamma_w \quad \dots\dots\dots (14)$$

K_0 は式 (8) に示されている。 γ_w は水の単位体積重量である。

- c) 液状化発生に必要な相対密度

$\tau_d = \tau_{l10}$ より

$$D_r = \frac{2 \times 10^8}{6.9} \cdot \frac{k}{1 + K_0} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \dots\dots\dots (15)$$

h の一定値に対して、 z を変化させて D_r の分布を描く。また一方、標準貫入試験から D_r 分布を描いて両者を比較する。式 (15) の D_r よりも現場の土の D_r のほうが小さい土中の区域において液状化が発生する。この方法は新潟の地盤に適用して、よい結果を与えた。なお上式 (15) は τ_{l10} の場合である。より規模の大きい地震に対しては、規模に応じた τ_{ln} を適用すればよい。

(2) Seed の提案¹³⁾

- a) 地震時のせん断応力

Seed は土中の深さ z の水平面に作用する最大せん断応力 τ_{max} を次式で与えた。

$$\tau_{max} = \frac{\gamma z}{g} \alpha r_d \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 α は地震時の地表における最大加速度、 r_d は土中のせん断応力を前述したように剛体内の水平面に作用するせん断応力から求める場合の換算係数である。この r_d は、幾多のせん断波の応答計算から求めた $(\tau_{max})_d$ と、上記剛体から求めた $(\tau_{max})_r$ の比を r_d とおくと、図-23 に示す斜線の範囲にあった。したがって、この平均を示す点線の値を用いても、誤差は $z = 12$ m 以内では 10% 以下であった。

地震時に土中の水平面に作用するせん断波は、図-24 に示すように不規則波である。Seed は、これを等価な一様な波に換算して処理した。Seed は経験的に、等価均一せん断応力 τ_{ad} を次式で与えた。

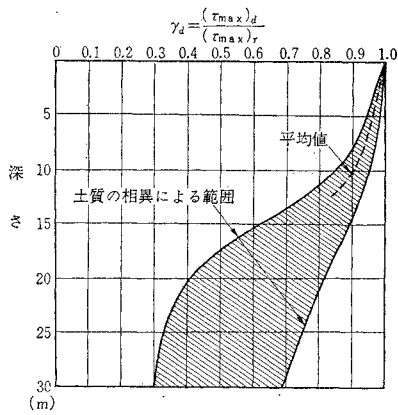
$$\tau_{ad} = 0.65 \tau_{max} \quad \dots\dots\dots (17)$$

図-24 で筆者が検討した結果を参考のために述べると、この τ_{ad} は図に示す波のピークに番号をうった 9 個の波の平均値のようである。

式 (16)、(17) から次式を得る。

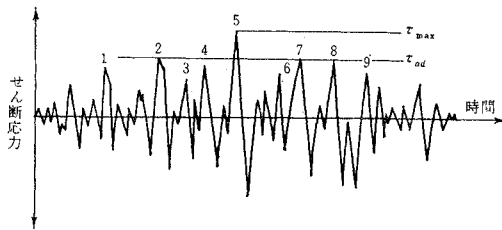
$$\tau_{ad} = 0.65 \frac{\gamma z}{g} \alpha \cdot r_d \quad \dots\dots\dots (18)$$

この式は、前述の谷本が求めた式 (11) の τ_d に相当



(Seed: 文献 13), による)

図-23 種々の土質による r_d の値の範囲



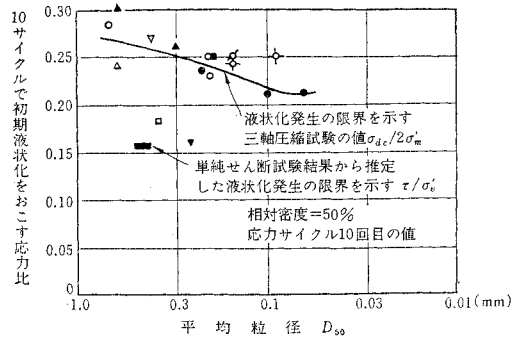
(Seed: 文献 13), による)

図-24 地震時におけるせん断応力の波形

する。Seed は式 (18) の r に対して r_{sat} をとっているのので、谷本と比較していずれのせん断応力が大きいかは、比較ができない。図-24 に示した地震波が τ_{ad} の等価の波の何パルス分に見積るかは筆者が文献⁴⁾で Seed の考えを説明している。なお、Seed は地震の規模に応じるせん断波の有効パルス数 n を次のように考えている。 $M=7.0$ で $n=10$, $M=7.5$ で $n=20$, $M=8.0$ で $n=30$ 。ここに、 M は地震のマグニチュードである。

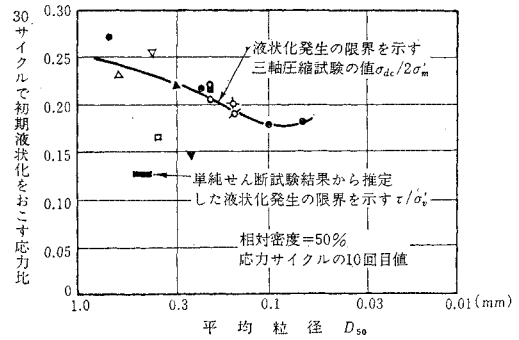
b) 初期液状化の発生に必要なせん断応力

図-25, 26 は、三軸試験で求めた初期液状化を引き起こすに要するせん断応力を拘束圧で除した比を平均粒径に対して示している。液状化は、平均粒径が 0.07~0.2 mm の場合に発生しやすいとしている。図-25 は $n_l=10$ の場合を、図-26 は $n_l=30$ の場合を示しているが、いずれも相対密度が 50% の場合である。 $n_l=20$ の場合、この平均値をとればよい。同じ図に単純せん断試験から推定した、野外で初期液状化を生ずるための τ/σ'_v が示されている。ここに、 τ は水平面に作用するせん断応力、 σ'_v は水平面に作用する鉛直有効応力である。また、前述したように σ_{dc} は三軸試験における軸差応力(試料の軸方向に与えるパルス応力の振幅)、 σ'_m は試料に与える初期有効拘束圧である。三軸試験結果と野外用に見積った τ_l/σ'_v の間には $D_r=50\%$ の砂に対して、次の関係を示した。



(Seed: 文献 13), による)

図-25 10 個の応力パルスで砂の液状化をひき起こす応力状態

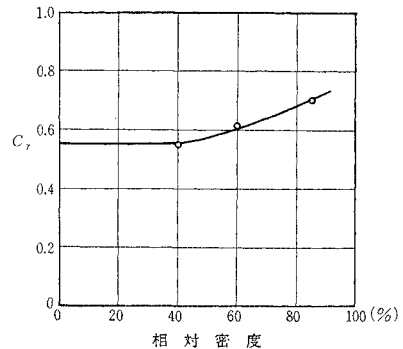


(Seed: 文献 13), による)

図-26 30 個の応力パルスで砂の液状化をひき起こす応力状態

$$\frac{\tau_l}{\sigma'_v} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma'_m} \right) c_r \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 c_r は三軸試験結果を野外の土の要素に適用するための補正係数であって、図-27 の結果からわかるように、この値は砂の相対密度によって異なる。この c_r 中には、単に σ'_v と σ'_m の差以外に、軸対称状態と平面ひずみ状態の間に存在する応力と変形特性の差が含まれているように考えられる。相対密度が任意の D_r である砂に対しては、図-25, 26 に示した $D_r=50\%$ の



(Seed: 文献 13), による)

図-27 c_r と相対密度の関係

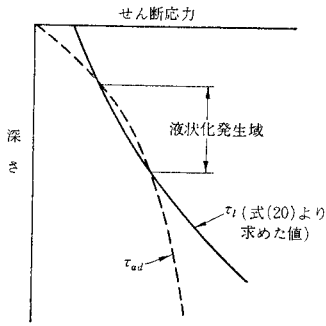


図-28 液化化発生の算定法

図表に示す $(\sigma_{dc}/2\sigma_m')$ を使用して次式で求める。

$$\frac{\tau_l}{\sigma_v'} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_m'} \right) \times \frac{D_r}{50} \times c_r \dots\dots\dots(20)$$

σ_v' の値は式(14)に示されている。

c) 液化化発生の検討

まず、与えられた地表最大加速度に対して、式(18)を用いて各深さ z における τ_{ad} の分布を図-28のように描く。次に、地盤の鉛直方向の D_r をもとに、 c_r を決定し、式(20)を用いて、鉛直方向の τ_l の分布を図-28に描く。この図から、 $\tau_l < \tau_{ad}$ の区域が液化化をおこすものと判定する。

10. 結 語

この討論会で提供された要旨をまとめると、次のようになる。

(1) 人工的な振動ならびに地震において、土のひずみの大きさが区別され、それに対応する試験法が明確にされた(石原)。

(2) 土のひずみ量と周期的パルス応力の載荷回数を規定して、地震時の飽和粘性土の強度を認定する動的三軸試験の資料が日本はもちろん外国でも不足している。また、地震を対象とした場合の粘性土の変形特性に関しても同じことがいえる(石原)。

(3) 日本の液化化試験の概況が報告され、また、振動砂槽を用いて行なう液化化の挙動を観察する実験が報告された。同一砂に対しても、初期液化化の発生に必要な n_l と τ_l/σ_m' の関係は個人的にかなり異なっているというのが液化化試験の現状である(小川)。

(4) 多くの液化化に関するデータをもとにして、実際の地盤で、液化化の発生を予測する簡便法が提案された(谷本)。

わずかな討論の時間しかなかったが、ひずみ依存が有利か応力依存が有利かについて討論された。

筆者は、話題提供者の内容と討論事項をもとにして、土の動的性質の一部を系統的にならべようとした。そして、ただちに耐震工学にも役立つように、現在、最もよく調査されている外国の資料をここにおり込んだ。この分野の日本の研究は、現在、室内の液化化試験に集中しているようにみえる。しかも、データ整理法は有効応力-時間曲線に向けられているが、もっと独創的な方法が必要である。砂の変形係数を求める試験も液化化試験も本質的には一貫した試験である。

参 考 文 献

- 1) 市原松平：土の動的性質，土木学会誌，第53巻12号，pp. 42~46，昭和43年12月
- 2) 石原研而：粘性土の動的性質，第26回土木学会年次学術講演会講演集，第3部，昭和46年10月
- 3) Silver, M.L. and H.B. Seed: Deformation Characteristics of Sands under Cyclic Loading, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM 8, pp. 1081~1097, Aug. 1971.
- 4) 最上武雄編著：土質力学，pp. 675~696，技研堂
- 5) 市原松平：講座・土の動的性質—土ならびに地盤の動的性質その1，その2. 土と基礎，Vol. 20, No. 2, pp. 67~72，昭和47年2月，Vol. 20, No. 3, pp. 91~96. 昭和47年3月。
- 6) 岩崎好規：土の動的性質，建築と社会，Vol. 52，昭和46年
- 7) 田治見宏：建築振動学，昭和41年，コロナ社
- 8) Seed, H.B. and I.M. Idriss: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70-10, Dec. 1970, Col. of Eng., Univ. of Calif. Berkeley (ただし，文献6)より)
- 9) Kovacs, W.D., H.B. Seed and C.K. Chan: Dynamic Moduli and Damping Ratio for A Soft Clay., Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM 1, pp. 59~75, Jun. 1971.
- 10) 谷本喜一：液化化に関する実際上の諸問題，第26回土木学会年次学術講演会講演集，第3部，昭和46年10月
- 11) 吉見吉昭・大岡 弘：リングねじりせん断試験機による飽和砂の液化化実験，第16回土質工学シンポジウム(飽和砂質地盤の液化化)，昭和46年11月
- 12) 小川正二：砂の液化化の発生機構，第26回土木学会年次学術講演会講演集，第3部，昭和46年10月
- 13) Seed, H.B. and I.M. Idriss: Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM 9, pp. 1249~1273, Sept. 1971.
- 14) Osaki, Y.: Effects of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachioki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. X, No. 2, pp. 112~128, June, 1970.
- 15) Kishida, H.: Characteristics of Liquefied Sands During Mino-Owari, Tohnanakai and Fukui Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. IX, No. 1, pp. 75~92, 1969.