

液状化に及ぼす地震波の不規則性と初期拘束圧の影響

いし はら けん じ* 石 原 研 而*

やな だ すすむ 安 田 進**

はじめに

地震時に生ずる砂地盤の液状化は、地盤内の飽和砂に繰り返しセン断応力が非排水状態で加わるため、間ゲキ水圧が徐々に上昇し、ついにそれが初期の拘束圧に等しくなって発生するものと考えられている。このプロセスを室内の小さなサンプルの中で再現するのは容易で、実際、種々の実験装置を用いて数多くの実験が行なわれてきている。最も簡便でしかも個人差が少ないので三軸セン断装置であるが、もっと精巧なものとして、単純セン断、リングねじり、中空三軸ねじり装置などが開発されてきている。これらの装置を用いることにより、繰り返しセン断応力の大きさ、回数、拘束圧、砂の締まり度合い、粒径などの諸因子が、液状化にいかなる影響を与えるのか、詳しく調べられている。しかし、この中で拘束圧の評価については、まだ議論の余地が残されている。また、多くの実験は、一様振幅の荷重を繰り返し加えるという方式で行なわれていて、この結果を地震時の不規則な荷重パターンといかに関連づけるかという問題も十分に解明されていないようである。そこでこの二つの問題につき、以下、著者らの実験経験をもとにして、検討してみることとする。

1. 繰返し荷重の不規則性

荷重変化の不規則性の評価は、液状化に関連したつぎの二つの点で意味をもっている。そのひとつは、不規則荷重の過程で間ゲキ水圧がどのように上昇して行くかという問題で、これは液状化に至らなくも有効拘束圧の減少に伴って、地盤の安定性がいかに失われていくのか、を考える上で重要である。この点について、柴田一行友一三好(1972)は、1サイクル中に発生する間ゲキ水圧を、セン断応力と拘束圧の比(以下、応力比と呼ぶ)の関数として表わし、不規則荷重のもとでの水圧上昇を予測する方法を案出している。方法と考え方は若干異なるが、やはり、応力比の関数として間ゲキ水圧の増分を表わそうとする試みは、八木(1972)によってもなされている。やや形式的な方法としては、岩崎(1971)によるものもある。これは、疲労現象における回数と残余寿命の関係を繰り返し回数と残留有効拘

束圧との関係に似せて、水圧上昇を推定しようとする試みである。載荷を繰り返しているとその途中で、弾性変形と塑性変形とが互いに交錯して発生するが、間ゲキ水圧が上昇するのは、塑性変形が起きたときに限られる。したがって、複雑な荷重変化の中で、塑性変形が起こる条件を規定してやれば、応力経路のどの部分で間ゲキ水圧が上昇するかを決めることができる。これは、実は砂の降伏条件の吟味に帰するのである。つぎに、いったん降伏が始まると、塑性変形が起きたとした場合、一体どれだけの水圧上昇量があるのかを推定する必要がある。これは砂のダイレイタシーキー特性から求め得る。石原一龍岡一安田(1975)は、以上の考え方から五つの基本法則を作り、それに立脚して、任意の不規則荷重の下での間ゲキ水圧とセン断変形を予測するモデルを提案している。

不規則載荷に関連したもうひとつの問題は、これをいかなる一様振幅荷重に直して実験結果と比較するかという問題である。今まで行なわれた数多くの実験は、一様荷重を用いたものが大部分で、液状化に対する土の抵抗力は、所定の回数だけ繰り返しを加えたときに液状化を起こすに必要なセン断応力の振幅がどのくらいであるかという形で表現される。これに対して、地震時の外力は不規則な応力変化として与えられるから、両者を突き合わせて液状化の可否を判定するためには、どちらかを他方の変化パターンに変換してやる必要がある。これには以下に述べる三つの方法が考えられる。

(a) 外力荷重を変換する方法

これは不規則な外力変化を一様荷重パターンに変換しておく方法である。いま、不規則波の中の最大セン断応力を τ_{max} とし、これによって荷重波形全般の振幅を表わすものとする(図-1)。シード・イドリス⁽¹⁾(Seed-Idriss, 1971)は、この τ_{max} の65%の大きさの振幅をもつ一様振幅荷重を探査し、地震のマグニチュードを、7, 7.5, 8の3段



図-1 最大セン断応力、 τ_{max} の選び方

* 工博 東京大学助教授 工学部

** 工修 東京大学大学院

階に分けそれぞれに対し10, 20, 30回の繰返しを考えるが適当だとしている。たとえば、ある地盤がマグニチュード7.5の地震を受けたとき液状化するか否かの判定は、予測される最大せん断応力 τ_{\max} をまず決め、その65%の大きさの振幅をもつ一様荷重が20回加わったとき、その土が安定か不安定か、によってなされればよい、というわけである。一般に地震動の強さは、マグニチュードと震源からの距離に関係しているといわれているが、前者の影響を繰返し回数で、後者の影響を τ_{\max} の選定によって考慮しようというのが、この変換方法の考え方である。

(b) 土の抵抗力を変換する方法

以上は、外力変化を等価な一様荷重に変換するという行き方であるが、もう一つの方法として、逆に、液状化に対する抵抗を不規則な荷重パターンで表現しておき、これと不規則外力とを直接比較して、液状化の可否を判定するという考え方もある。このためには、データが豊富な一様荷重の下での実験結果を、不規則荷重の下での強度に変換するルールを作ておくことが、実質上、必要となってくる。しかし、その前に、不規則荷重の下で液状化がいかに発生するのかを、十分実験で調べておくのが先決である。

地震時に水平な地盤内の土に加わる荷重の不規則波形はつぎのように考えれば、地表面で記録される加速度波形とほぼ同じであることが理解できる。図-2のように、深さ h より上にある土の柱を考え、これが地震時に水平方向の剛体運動をすると仮定する。10m程度の浅い部分については、この仮定が許されることは、波動理論からも容易に証明できる。いま、地表面で、ある時刻に a なる加速度が記録されたとすると、考えている土柱の重心も同じ加速度で動いているから、 $\gamma h \cdot a / g$ (γ : 土の単位体積重量、 g : 重力加速度) なる慣性力がこの土の柱に加わることになる。これが底面に作用するセン断応力 τ とバランスを保たねばならないから

なる関係が成立する。Seed-Idriss (1970)。

これは不規則変化の途中の任意の時刻に対して成り立つから、結局、加速度の変化と常に同じ割合でその振幅が変化するようなセン断応力が土の要素に作用することになる。このような考え方から、新潟地震（1964）の際に川岸町

アパートで取れた加速度記録を荷重変化として用い、室内の三軸試験を行なってみた（石原・安田, 1972）。まず、飽和砂試料を三軸セルの中にセットし、 $\sigma_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の拘束圧で圧密する。ついで、比較的小さな

図-2 セン断応力と加速度の関係 振幅で、軸方向荷重を不規

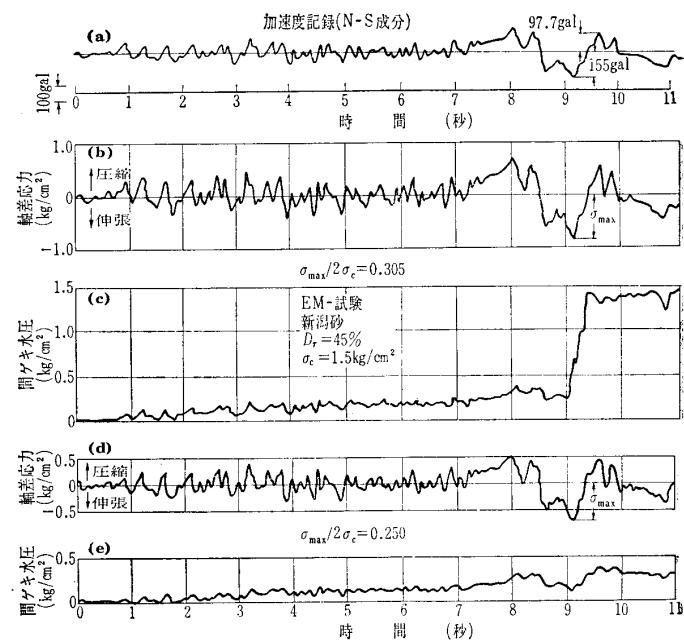
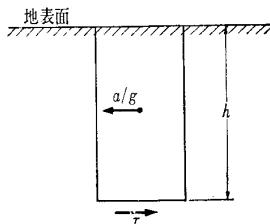


図-3 新潟地震のN-S成分を用いた場合の軸方向応力と間ゲキ水圧の変化

則に変化させる。新潟地震のN—S成分を用いた時に得られた間ゲキ水圧と軸荷重の時間的変化を示すと図—3(d), (e)のようになる。三軸装置では、側圧より軸圧が大きい状態で載荷除荷をするときと、逆に側圧が軸圧より大きい状態で荷重を変化させるとときとでは、試料の変形特性が異なり、前者のほうが一般に間ゲキ水圧の発生が小さい。これは装置の特性に起因するものであるが、これを反映して、不規則荷重の中の最大応力を、圧縮側で起こるようとするかあるいは伸張側に一致するように向けるかによって、間ゲキ水圧の上昇が異なってくる。前者のタイプの実験をCM—試験と呼び、後者をEM—試験と呼ぶことにすると、図—3(d), (e)に示してあるのはEM—試験の結果である。この例ではセン断応力の振幅が小さいので液状化に至っていないが、最大セン断力が加わった時点での水圧は最大値を記録し、以後あまり変化していない。この水圧を残留間ゲキ水圧と呼ぶことにし、この水圧と最大セン断応力、 $\sigma_{max}/2$ 、とを読みとて図—4にプロットしておく。つぎに、応力振幅をいくぶん増加させ、ふたたび、残留水圧と最大セン断応力を求めて図—4にプロットする。この操作を続けていくと、最後に、残留水圧が初期拘束圧の値に等しい状態に達し、試料中に液状化が発生するようになる。このときの間ゲキ水圧の変化を示したのが図—3(b), (c)である。CM—試験についても同様の実験を行ない、その結果のみをプロットすると図—4のようになる。なお、この図には、加速度記録のE-W成分を用いた結果も、いっしょに示してある。この図より、液状化発生に必要な応力比は、新潟地震の波形に関していうと、相対密度45%で0.280から0.395の間にあるといえそうである。

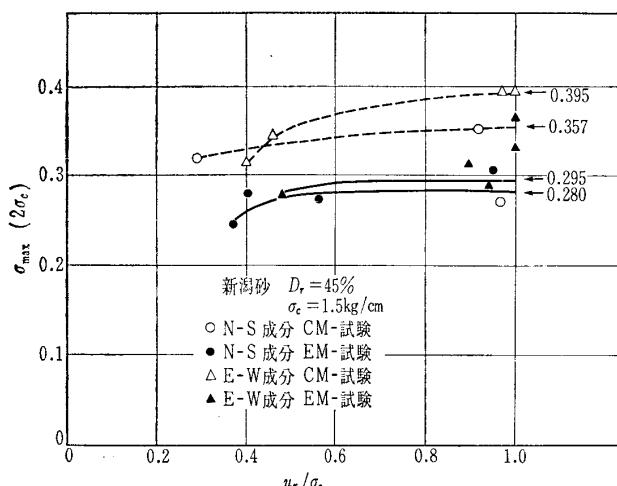


図-4 セン断応力振幅と残留間ゲキ水圧との関係
(新潟地震波)

以上は三軸装置を用いた場合の結果であるが、前述のように、圧縮側と伸張側とで、装置の特性が異なるという欠陥を内蔵している。また、三軸装置では繰返しセン断が加わる面と直交する側面を拘束した状態で試験することができない。そこで、これらの欠点を除去でき、しかも地震時の応力状態をより正確に再現できる、中空三軸ねじり装置を用いて、同様な実験を行なってみた(石原・安田, 1975)。この装置の概略図を示すと図-5のようであるが、試料は中空円筒型をしていて、その断面積は鉛直載荷ロッドの断面積と等しく取つてある。したがつて、セル内への水の出入りをしや断しておけば、試料の側方変位を拘束した状態で、水平面内でのねじりセン断を加えることが可能

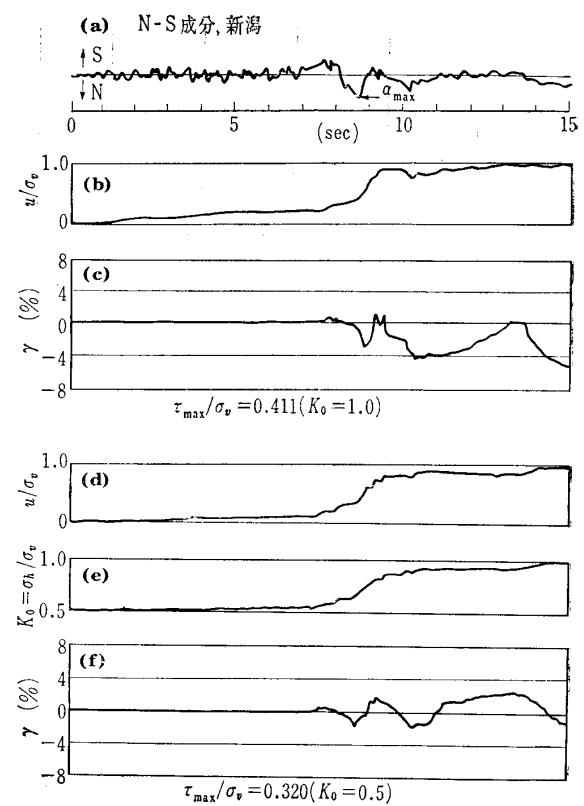


図-6 間ゲキ水圧、セン断ヒズミ、セル圧の時間的变化
(中空三軸ねじり試験による)

となる。まず、異なつた鉛直応力 σ_{1c} と側方応力 σ_{3c} を用いて試料を圧密しておく。この応力状態は、 $K_0 = \sigma_{3c}/\sigma_{1c}$ の値で表わされる。つぎに、セル内への水の出入りをしや断し、非排水状態で、ねじりセン断を加える。新潟地震で

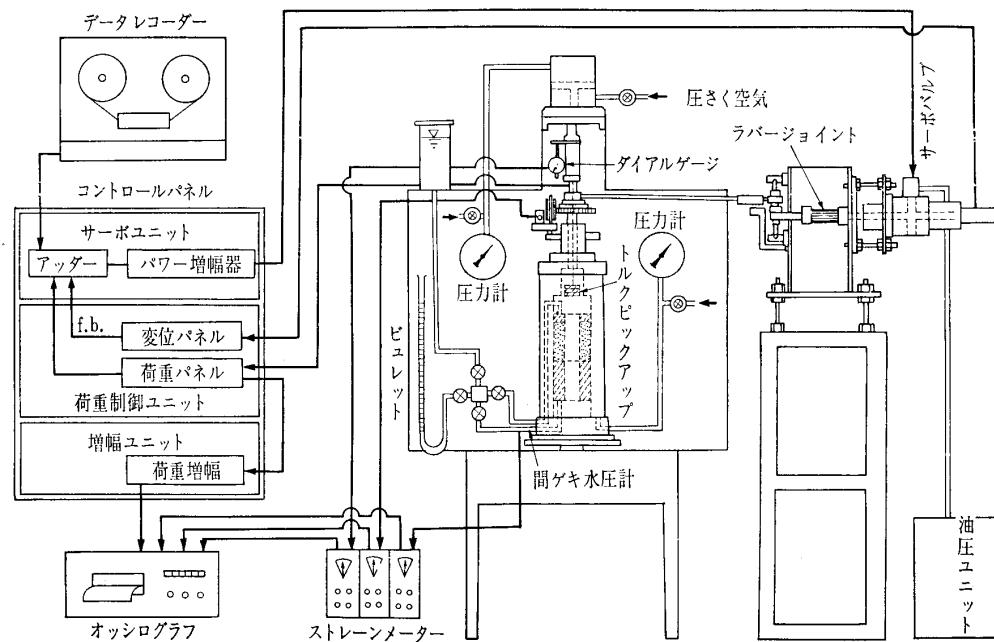


図-5 中空三軸ねじりセン断装置

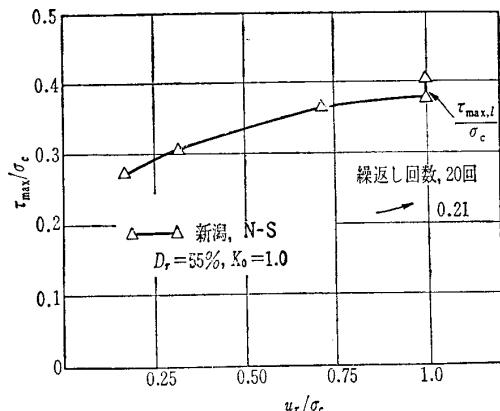


図-7 応力比と残留間ゲキ水圧との関係

取れた波形をこのねじりセン断力に変換して行なった $K_0 = 1.0$ の場合についての実験結果が図-6(b), (c)に示してある。三軸装置を用いたときの傾向(図-3)と同じように、水圧が変化しているのがうかがえる。前と同様な考え方から、ある応力比 τ_{max}/σ_c と、この振幅を用いて得られた残留間ゲキ水圧 ur/σ_c とをプロットして両者の関係を示したのが図-7である。一方、同じ装置を用い、一様振幅のねじりセン断応力を20回加える実験も行なった。この実験でも液状化を生ずるに必要な応力比 $\tau_{ap,l}/\sigma_c$ を求めた。この値は $D_r = 55\%$, $K_0 = 1.0$ で 0.21 であった。液状化を生ずるときの τ_{max} , τ_{ap} の値をそれぞれ $\tau_{max,l}$, $\tau_{ap,l}$ と呼ぶことになると、図-7のデータより $\tau_{ap,l}/\tau_{max,l}$ の値を求めることができる。新潟地震の波形についていうとこの値は 0.53~0.54 であった。これが、液状化を生ずるに必要なセン断応力について、一様荷重と不規則荷重とを比較した場合の関係である。このような関係をいくつかの代表的な波形について求めておけば、一様荷重のもとで得られた応力比を不規則荷重パターンのもとでの応力比に変換できることになる。さて、今までに得られた地震記録の中から、加速度が大きく、しかも砂地盤で取れたものを選び出し、前述のような実験を中空三軸ねじり装置を用いていくつか実施してみた。その結果、各々の波形は一見かなり違っているようにみえるけれども、それによって引き起こされる残留間ゲキ水圧のほうにはあまり変動が現われないことがわかった。そこで、いま、波形をつぎのルールに従って二つに大別してみる。まず、最大セン断力が起こる側の波形のみを考えるとして、 τ_{max} の 6 割以上の振幅をもつ波が、 τ_{max} が起こる以前に、二つ以下の場合、これを衝撃形パターンと呼ぶことにする。逆に、三つ以上の波が、 τ_{max} が通過する以前に、 τ_{max} の 6 割以上の振幅をもっているとき、これを振動型パターンということにする。この二つのパターンについて、20回で液状化を起こすに必要な応力 $\tau_{ap,l}$ と、不規則波で液状化を起こすときの応力 $\tau_{max,l}$ の比(以下換算係数と呼ぶことにする)を取ってみると表-1のようになる。この値は、砂の種類や繊

表-1 波形別に見た換算係数* の値

波形	場所	成分	最大加速度 (gal)	換算係数*	平均値
衝撃型	新潟	NS	155	0.54	0.55
		EW	159	0.53	
	室蘭**	NS	95	0.62	
		EW	235	0.50	
振動型	青森**	NS	56	0.71	0.70
		EW	86	0.71	
	八戸**	EW	30	0.68	
		NS	100	0.68	

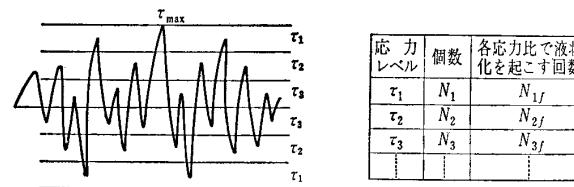
* 換算係數: $\tau_{dp,l}/\tau_{\max,l}$

** 十勝沖地震 (1968) の余震

まりぐあいによってそれほど変わらないものと考えられる。実際にこの換算係数を用いるのにはつぎのようにすればよい。まず、与えられたせん断応力の時間変化の中で、最大値 τ_{max} を読みとる。つぎに、前述のルールに従ってこの波が衝撃型か振動型かを判別して対応する換算係数を決める。一方、与えられた砂の密度に対し、 $\tau_{ap,l}$ の値は既知であるとしているから、この $\tau_{ap,l}$ を換算係数で割れば $\tau_{max,l}$ の値が求まる。そこで τ_{max} と $\tau_{max,l}$ を比較し、前者が後者より大きければ液状化が起こるということになる。

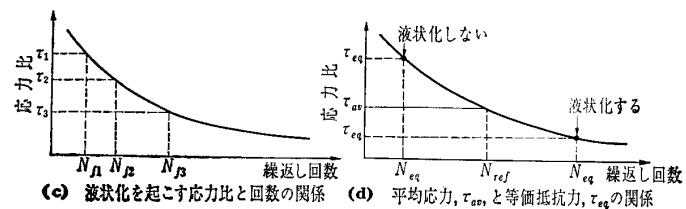
(c) 換算繰返し回数による方法

これは、上記の2方法を組み合わせたようなものである (Lee-Chan, 1972)。まず、与えられた応力変化の中から τ_{\max} をみつける。つぎに、適当な間隔で応力の大きさをいくつかのレベル τ_i に分け、その中に含まれる波頭の数 N_i 、を数える (図-8(b) 参照)。一方、一様荷重のもとで得られる液状化に必要な応力比と繰返し回数の関係を実験的に求めて準備しておく (図-8(c))。このカーブを用い、さきに分割した各レベルの応力が、仮に独立に作用したとしたときに液状化までに必要であろう回数 N_{fi} を求めておく (図-8(c))。同時に τ_{\max} の65%が平均的せん断



(a) 与えられた外力変化とその分割

(b) 個数と液状化回数の算出



(c) 液状化を起

液状化する

図-8 等価抵抗力の算出法

応力 τ_{av} であると仮定し、 τ_{av}/σ_c で液状化を生ずる回数 N_{ref} も求めておく(図-8(d))。以上の準備をした後で等価回数 N_{eq} を次式で求める。

$$\frac{N_{eq}}{N_{ref}} = \frac{N_1}{N_{f1}} + \frac{N_2}{N_{f2}} + \dots \quad (2)$$

最後に N_{eq} 回だけ繰返しが加わったときに液状化を起こすに必要な応力比 τ_{eq}/σ_c を図-8(d)のカーブから求めておけば、この τ_{eq} が与えられた外力波形にマッチした土の抵抗力を表わすことになる。この場合、外力は τ_{av} で表わしているから、 $\tau_{av} > \tau_{eq}$ のとき液状化が起こるということになる。以上は、最大せん断応力 τ_{max} の65%をもって外力荷重とみなしたが、70%, 80%などを取ると N_{ref} が増加し、したがって(2)式より N_{eq} もふえ、結局 τ_{eq} も増大するから、 τ_{av} と τ_{eq} の相対的な比較をした場合、前と同じ結果が得られることになる。要するに、この方法は、外力荷重としてあるせん断応力を選んだとき、その大きさと、外力波形にマッチした抵抗力を算定する仕方に特徴があるといえよう。

2. 側方拘束圧の評価

液状化に対する抵抗力 $\tau_{ap,l}$ は初期拘束圧 σ_c にほぼ比例して増大することがわかっている。そこで、応力比 $\tau_{ap,l}/\sigma_c$ をもって、抵抗の度合いを表わすのが習慣となっている。もっとも、 σ_c の値が 0.5 kg/cm^2 より小さくなると、この考えが必ずしも適切でないことを示す実験結果も報告されている(斎藤他, 1974)。それはさておいて、 $\tau_{ap,l}/\sigma_c$ の値を算定するときに σ_c の値として何を選ぶかは議論のあるところである。三軸繰返し試験で、セル圧を σ_c とすると、これは平均主応力(三方向の主応力の平均)を取っていることになる。シード・リー(Seed-Lee, 1966)は、最初 $\tau_{ap,l}/\sigma_c$ (三軸の場合 $\sigma_{ap,l}/2$, $\sigma_{ap,l}$ は繰返し応力振幅)の値を用い、いろいろな繰返し回数に対する液状化抵抗力を図-9のようく表わした。これはもちろん三軸装置で求めたものである。その後ピーコック・シード(Peacock-Seed, 1968)は単純せん断装置を用い、同様な繰返し試験

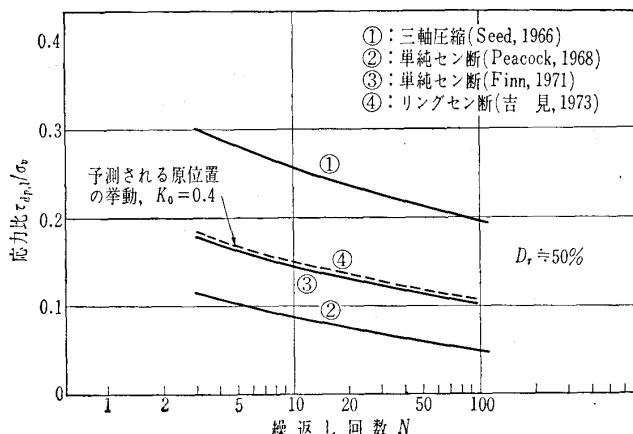


図-9 液状化を生ずるに必要な応力比と繰返し回数の関係(一様荷重)

を実施した。このタイプの実験では側方拘束圧が測れないで、鉛直応力 σ_v を初期拘束圧に選び、 $\tau_{ap,l}/\sigma_v$ なる量によって液状化の抵抗力を表わした。その結果が図-9に示してあるが、三軸試験の結果と比較すると相当異なっている。この差異の原因の一つとして、単純せん断装置自体の欠陥があげられる。すべての面が剛体面から成り、変形を規定する形で載荷が行なわれるので、試料内の応力分布が一様でなく、特に隅角部でせん断応力が大きくなりがちなので、単純せん断装置の一般的な欠点であるといわれている。部分的にせん断応力が大きくなると、その部分で大きな間隙水圧が発生し、それが試料全体の挙動を支配して、液状化抵抗力が弱まると考えられる。この欠点を除去するには二つの方法が考えられる。その一つは試料の横方向寸法を長くして隅角部の影響を小さくすることであろう。吉見・大岡(1973)は矩形断面をもつドーナツ状のリングせん断装置を開発し、精度のよりよいデータを示している(図-9)。もう一つの方法は、より精巧な単純せん断試験装置を開発することであろう。フィン(Finn et al, 1971)は、ロスコー(Roscow)型のせん断装置に近いものを製作し、これを用いて、試験結果の精度を改善した。この結果も、図-9に示してある。以上の人々の努力により、当初異常に低かった単純せん断試験の結果が改善されたが、図-9からも明らかなように、三軸試験の結果と比較すると、依然として、40%ほど小さいのである。

この差異を説明するために、現在二つの考え方が提案されている。どちらも、同じ結果を与えることになるが、以下、その概要を紹介してみよう。

(a) 拘束圧として平均主応力を用いる方法

図-9に示した単純せん断試験の結果は、すべて $\tau_{ap,l}/\sigma_v$ の形で表現されている。拘束圧として、初期鉛直応力 σ_v を選んだのは、側方拘束圧の値が不明であるためだが、静止土圧係数 K_0 を用いると、平均主応力は、

$$\sigma_c = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_v \quad (3)$$

と表わせる。したがって、拘束圧として平均主応力 σ_c を取ると、応力比は

$$\frac{\tau_{ap,l}}{\sigma_c} = \frac{3}{1+2K_0} \frac{\tau_{ap,l}}{\sigma_v} \quad (4)$$

となり(Seed-Peacock, 1971), $K_0 \leq 1.0$ の場合には、明らかに $\tau_{ap,l}/\sigma_c$ のほうが $\tau_{ap,l}/\sigma_v$ よりも大きくなる。単純せん断試験では K_0 が0.4程度だと想定されるので、これを(4)式に用いると、三軸装置で得られる $\tau_{ap,l}/\sigma_c$ の値と単純せん断装置による $\tau_{ap,l}/\sigma_v$ の値との差異がうまく説明できるのである。このようにプロットし直したものが図-9に示してある。なお、フィン(1971)は(3)式の代わりに、平面ヒズミ状態を考えて $\sigma_v = (1+K_0)/2 \cdot \sigma_c$ なる式を用いている。どちらの式を用いても考え方は同じであるが、数値的には若干異なった結果となる。

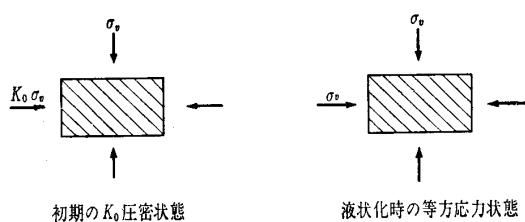


図-10 初期状態から液状化状態への応力の推移

(b) K_0 値の変化を考慮する方法

圧密が終わった段階における、単純セン断装置内の土には図-10に示すように、鉛直応力 σ_v と水平応力 $K_0\sigma_v$ が加わっているとしよう。このときの平均主応力は $(1+2K_0)\sigma_v/3$ である。この試料に水平方向の繰返しセン断を加えて液状化が起きたとすると、このとき、土は液体となっているのだから鉛直方向と水平方向の応力は等しくなくてはならない。鉛直応力は液状化しても、しなくとも σ_v に変わらない。よって、水平応力は σ_v となっているはずで、このため液状化時点での平均主応力は σ_v に等しくなる。水平応力は、以上のように、初期の $K_0\sigma_v$ から液状化時の σ_v まで次第に増加していくことになる。これに伴い、平均主応力は

$$\sigma_v - \frac{1+2K_0}{3}\sigma_v = \frac{2}{3}(1-K_0)\sigma_v \quad \dots \dots \dots (5)$$

だけ増加することになる。この増加は非排水状態で起こり、しかも全応力の変化であるから、これに伴い試料の中の間ゲキ水圧は増加する。その量は間ゲキ圧係数 B を用いて $2(1-K_0)B\sigma_v/3$ で表わされるが、これは直接応力の繰返しによって生じたものではなく、全体的な応力系の推移に伴って起きたものである。したがって、単純セン断装置を用いると、繰返しセン断による水圧増加と、 K_0 の増加に伴う水圧増加の二つが加算されて測定されることになる。いいかえれば、単純セン断では、繰返しによって水圧に変えられる初期拘束圧の部分がもともと少ないと解釈される。さて、三軸装置において N 回の繰返しで液状化するに必要な応力比を $R(N)$ とすると、

$$\frac{\tau_{dp,l}}{\sigma_v} = R(N) \quad \dots \dots \dots (6)$$

と表わせる。拘束圧として σ_v を用いているのは、後の便を考えてのことであるが、いま、三軸実験を対象にしているから、鉛直も水平も、応力成分は σ_v に等しくなっている。三軸試験では水平応力は変わらないから、(6)式の $R(N)$ は、水圧上昇が繰返しセン断のみによって起こる場合の、液状化時の抵抗を表わしていると見ることができる。ところで、単純セン断に対して(6)式を適用しようとするとき、いかなる補正を行なうべきかにつき、つぎに考えてみる。前述のように単純セン断では K_0 値の増加による水圧上昇が $2(1-K_0)B\sigma_v/3$ だけあるから、このぶんだけ初期拘束圧が少なかった場合の三軸試験が、実は単純セン

断試験に相当すると考えることができよう。よって、単純セン断に対しては、(6)式を

$$\frac{\tau_{dp,l}}{\sigma_v - \frac{2(1-K_0)}{3}B\sigma_v} = R(N) \quad \dots \dots \dots (7)$$

と訂正して用いればよいことがうなづけよう。飽和土の場合 $B \approx 1.0$ と置いてよいから、結局(7)式は

$$\frac{\tau_{dp,l}}{\sigma_v} = \frac{1+2K_0}{3}R(N) \quad \dots \dots \dots (8)$$

となる(石原・李、1972)。この結果は実は(4)式と同じものになっていることに注意しておく。ただし、この結果は完全液状化を念頭に置いているから、(4)式と対照するときには(4)式のほうも完全液状化に必要な応力比を選ぶ必要がある。

ところで、単純セン断で側方応力が増加するのは、水平方向の変位が拘束されているためである。水平地盤内の土も、やはり、側方変位が拘束されるから、単純セン断装置はこの意味で現実の応力状態をより正確に再現しているものと思われる。しかし、この装置の重大な欠点の一つは、側方応力を直接測定したりコントロールしたりすることができない点にある。したがって、せっかく単純セン断を実施しても、(4)式や(8)式で応力比を求める段階で適当な K_0 値を仮定せざるを得なくなる。試料の製作方法などによって K_0 値が微妙に変化することを考えると、この点を改善した装置の使用が望まれるゆえんである。このような必要性から試作されたのが、中空三軸ねじりセン断装置である(石原・安田、1975)。この概略図は図-5に示してある。試料の径と鉛直載荷ロッドの径が等しくとてあるので、セルへの水の出入りをしゃ断してねじり試験を行なうと側方変位が生じない。このとき、セル内の圧力は自然に

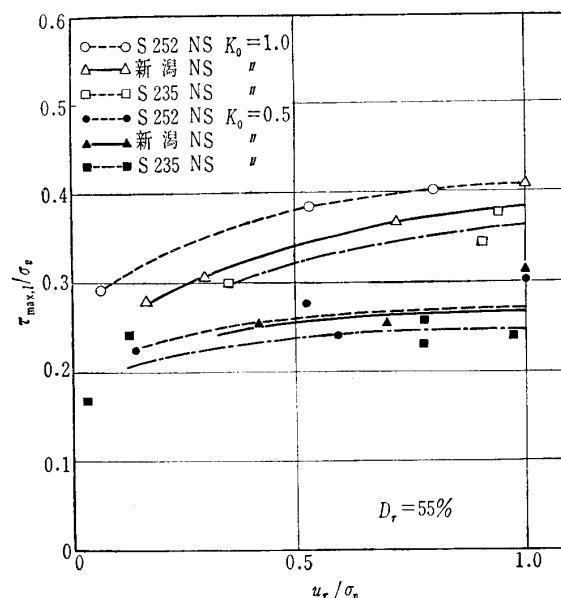
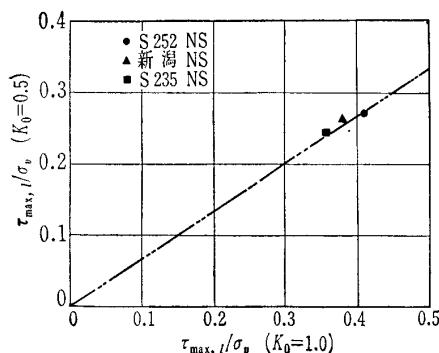


図-11 応力比と残留間ゲキ水圧との関係

図-12 不規則荷重を加えた場合の K_0 の影響

増加するが、これを測定すれば容易に K_0 値の変化を求めることができる。新潟地震の波形を用い $K_0=0.5$ の条件でねじりせん断試験を行なった結果が図-6に示してある。図-6(d)の間ゲキ水圧変化を見ると $K_0=1.0$ の場合の図-6(b)の水圧変動とほぼ同じであることが知れる。側圧の変化を示したのが図-6(e)であるが、当初 0.5 であった K_0 値が徐々に増加し、液状化時には 1.0 に等しくなっている様子がうかがえる。つぎに、前と同じ考えに従い $\tau_{max,i}/\sigma_v$ の値と残留間ゲキ水圧の値を、いろいろな波形を用いた実験結果より読み取りプロットしてみると図-11のようになる。この図より、 K_0 が小さいと、同じ水圧を発生させるのにも、小さい $\tau_{max,i}/\sigma_v$ の値ですむことが明らかとなる。つぎに液状化を生ずるときの応力比 $\tau_{max,i}/\sigma_v$ を $K_0=1.0$ のときと $K_0=0.5$ の場合とで比較したのが図-12である。図中には(8)式の関係も示してあるが、この理論式はよく実測データと合致していることがわかる。

むすび

地震波のような不規則荷重を液状化の評価にどのような形で取り入れたらよいのか、液状化に対する抵抗力を表す応力比の算定において拘束圧として何を選んだらよいのか、という二つの問題についての若干の考察を加えてみた。上の記述は、今までの調査研究の成果をくまなく集めて公平に取りまとめたものではなく、筆者らが最近行なった実験を中心にして検討してみたものである。この意味で、多分に一人よがりで主観的色彩が強くなっていると思われる。読者各位のご批判、ご教示をこう次第である。

参考文献

- Seed, H.B. & Idriss, I.M. (1971) : Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potentials, ASCE, Vol. 97, SM 8, pp. 1249~1273.
- Lee, K.L. & Chan, K. (1972) : Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquake, Proc. of the Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction Research and Application, pp. 609~627.
- Shibata, T., Yukitomo, H. & M. Miyoshi(1972) : Liquefaction Process of Sand during Cyclic Loading, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, pp. 1~5.
- 岩崎好規(1971) : 疲労破壊としての砂の液状化現象とその推定解析法について、第6回土質工学研究発表会講演集, pp. 523~526.
- 八木則男(1972) : 繰り返せん断による砂の体積変化と過剰間ゲキ水圧, 第7回土質工学研究発表会講演集, pp. 297~300.
- Ishihara, K. & Yasuda, S. (1972) : Sand Liquefaction due to Irregular Excitation, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 4, pp. 66~77.
- Ishihara, K. & Yasuda, S. (1975) : Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation Soils and Foundations, No. 1, pp. 45~59.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975) : Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses, Soils and Foundations No. 1, pp. 29~44.
- Peacock, W.H. & Seed, H.B. (1968) : Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Condition, ASCE, Vol. 94., SM 3, pp. 689~708.
- Fi nn, W.D.L., Pickering, D.J. & Bransby, P.L. (1971) : Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests, ASCE, Vol. 97, SM 4, pp. 639~659.
- Seed, H.B. & Peacock, H. (1971) : Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics, ASCE, Vol. 97, SM 8, pp. 1099~1119.
- Yoshimi, Y. & Oh-oka, H. (1973) : A Ring Torsion Apparatus for Simple Shear Tests, 8 th ICSMFE, Vol. 1~2, pp. 501~506.
- Ishihara, K. & Li, S. (1972) : Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, pp. 13~39.
- Ishibashi, I. & Sherif, M.A. (1974) : Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device, ASCE, GT 8, pp. 871~888.
- 石原研而, 安田進, 高津浩明(1975) : 異方圧密応力状態にある砂の液状化, 第10回土質工学研究発表会。
- 斎藤, 石神, 米山, 松田, 萩野(1974) : 埋立造成地盤の液状化予測について, 土と基礎, Vol. 22, No. 3, pp. 25~32.
- Seed, H.B. & Lee K.L. (1966) : Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, ASCE Vol. 92, SM 6, pp. 105~134.

(原稿受理 1975. 3. 19)

※

※

※