

## 水平成層地盤の地震応答に与える初期せん断の影響

吉田 望

### EFFECT OF INITIAL SHEAR ON THE DYNAMIC RESPONSE OF LEVEL GROUND

By *Nozomu* YOSHIDA

#### Synopses

Effect of the existence of the initial shear on the dynamic response of a level ground is investigated. At first, conventional cyclic loading test to obtain strain dependent nonlinear characteristic is shown to be not sufficient to describe the nonlinear behavior of the soil under an anisotropically consolidated state, therefore conventional one dimensional analysis based on this test can not explain the actual behavior. Then discussion is extended to the hysteresis rule of the constitutive model to explain the experimental fact, which shows that a hardening parameter should be a function with respect to the distance between the current and unloaded stress points. A conventional stress-strain model is proposed to follow this rule. Finally, case studies are made to examine the effect of the anisotropically consolidation (initial shear) on the dynamic response of a level ground. It is shown that the behavior of the anisotropically consolidated ground is quite similar to the one of the isotropically consolidated ground if the ground were subjected to larger earthquakes at the past, whereas they are quite different at first earthquake. It is also shown that the behavior of the anisotropically consolidated ground tend to be similar to the one of the isotropically consolidated ground under repeated earthquakes with the same order. These results indicate that conventional one dimensional analysis may be applicable in an old ground where big earthquakes may hit in the past, but not suitable to the new ground such as a fill land.

#### 1. はじめに

地盤を構成している土は、非常に小さいひずみでも非線形挙動を示すので、大地震における地盤の挙動を予測するためには材料の非線形性を考慮する必要があることはよく知られている。地盤の地震応答解析では、実務的にも研究的にも一次元のモデルが使われることが多い。これは、多次元的な地盤の情報を得ることが困難なこと、地盤の不整形性がそれほど著しくない場合には、一次元モデル化も実用的な精度を有していると考えられていることなどが理由である。

非線形挙動をする材料では、過去の載荷の履歴がその後の挙動に影響を与えることもよく知られている。しかし、一般の地盤では地盤が形成される時点からの載荷の履歴を求めることは不可能であること、現在の応力状態を明確に知ることが困難であることから、過去の載荷の履歴を考慮することはほとんど行われていない。それでも、多次元の解析では初期応力状態を求めるために、自重解析や盛り立て解析などの手法が用いられることが普通なので、過去の載荷履歴の影響は考慮されないが、初期応力については配慮されてい

る。

最も単純な事例として水平成層の応力状態を考える。地盤が、順番に堆積して形成されるというもっとも単純な場合でも、ポアソン比が0.5でない限り、鉛直応力と水平応力の値は異なっている。すなわち、地盤は異方圧密状態にある。このことは、地震前の初期状態でも地盤にはせん断応力が作用していることを意味する。しかし、既往の一次元解析では地盤の挙動は水平面に作用するせん断応力とせん断ひずみの関係として記述され、このような鉛直・水平直応力の差に伴って生じる初期応力の影響はこれまで考慮されてこなかった。全応力解析では、この問題は意識しなければ定式化に特に問題は生じない。しかし、液状化解析のように拘束圧の値が非常に重要な要因となる場合には当然定式化上の重要な要因となるはずである。既存の解析コード（たとえば文献1, 2）では材料特性の拘束圧依存性を上載圧依存性と読み替えることによりこの問題を回避している。

これらの既往の一次元解析の方法は、定式化上問題が起きないようにしているが、たとえば次のような疑問には応えていない。すなわち、もし地盤が地震前にせん断応力を受けているのなら、地震を受けた際の初期剛性は弾性剛性と比べれば当然小さいはずである。一次元解析では初期剛性は弾性剛性を仮定しているので、理論的に考えられる現象とは差がある。地盤の非線形挙動が解析上の重要な要因となる軟弱な地盤では静止土圧係数は0.5程度の値をとり、初期せん断応力の大きさはせん断強度の半分程度のオーダーにまでなることを考えれば、その影響は無視できないはずである。

しかし、このような理論的な考察と異なり、既存の一次元解析を支持するような実験も報告されている。たとえば、安田ら<sup>3)</sup>や山下ら<sup>4)</sup>は、中空ねじり試験装置を用いた繰返し載荷実験を行い、地盤材料の非線形性の表現方法である、せん断定数と等価減衰定数のひずみ依存性は、静止土圧係数が0.5程度のオーダーまでであれば、等方圧密された試料でも異方圧密された試料でも同じであるという結論を得ている。また、PS 検層などで得られるせん断波速度や粗密波の速度も弾性状態のものであるというのも、研究者や技術者に受け入れられている事項である。

本論文は、この両者の関係を明らかにし、さらに初期せん断の存在が地震応答に与える影響を明らかにすることを目的とする。そのために、既往の実験方法、繰返し載荷に対する構成則の履歴法則などの問題点とあるべき姿を検討し、さらに数値解析により初期せん断の影響を検討する。

## 2. 動的変形試験とその問題点

地盤材料の非線形性は、動的変形試験で得られるせん断定数  $G$  と等価減衰比  $h$  のひずみ依存性として表されるのが普通である。試験装置としては、一般に三軸試験機が用いられるが、最近では、特に研究面ではより実地盤の状況に近いと考えられる中空ねじり試験器が用いられることも多くなっている<sup>5)</sup>。Fig. 1 に実験結果の整理法を模式的に示す。試験は、通常ステージテストといわれる方法、すなわち、一定応力振幅の載荷を所定の繰返し数行ったら、応力振幅を大きくするという手順で行われる。最近では各応力振幅の間は非排水条件とし、応力振幅を変化させるとき一旦排水するという条件下で、各応力振幅では11回の載荷を行い、そのうち10回目の履歴曲線から動的変形特性を計算するという方法がもっとも普通に用いられる<sup>5)</sup>。Fig. 1 ではこのうち10回目の履歴曲線のみを示している。履歴曲線の除荷点を結ぶ直線の勾配よりせん断定数を、履歴曲線の面積とせん断定数および両振幅より、非線形特性を計算する。ここで、Fig. 1 では明瞭には示されていないが、計測の際の履歴曲線の絶対的な位置は計測の対象とされないし、結果として記述されることもない。すなわち、Fig. 1 の履歴曲線はあたかも原点に関し対称のように示されているが、実際にはその位置は分からない。

三軸試験機を用いた実験では、せん断応力を変化させると拘束圧も変化するという事情もあり、初期応力状態は等方圧密状態、すなわち軸圧と側圧の大きさが同じになるように設定されていた。しかし、中空ねじり試験機では、拘束圧を変化させず試料にせん断応力を作用させることが可能であり、実地盤の初期応力状

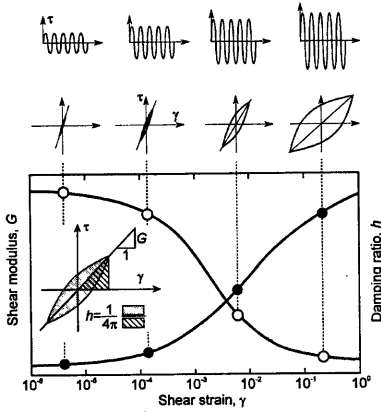


Fig. 1 Schematic figure showing the method to obtain strain dependent shear modulus and damping characteristics of soil by means of dynamic deformation test.

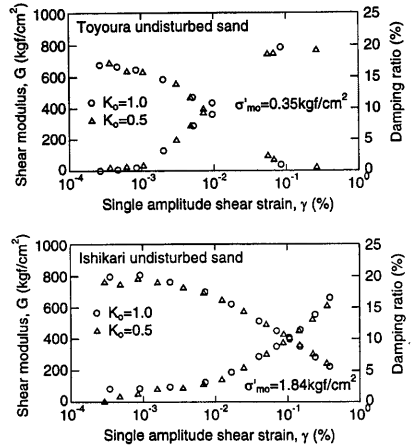


Fig. 2 Nonlinear characteristics of sand under isotropically and anisotropically consolidation. (Modified from Yasuda et al.<sup>3)</sup> (above) and Yamashita et al.<sup>4)</sup> (below)

態により近い異方圧密状態を初期応力とすることが出来るようになった。このような実験結果<sup>3,4)</sup>によれば、せん断定数、等価減衰定数のひずみ依存性は、通常の地盤で想定されるような静止土圧係数0.5程度までの条件下であれば、初期有効拘束圧が同じであれば初期応力状態が等方応力状態でも異方応力状態でも変わらないと言う結果が得られている。

Fig. 2はそのような実験結果の一例である<sup>3,4)</sup>。確かに、初期応力状態の違いによる非線形特性の違いはほとんどない。この結果は初期せん断の大きさがその後のせん断挙動には影響を与えないことを示唆しており、理論的な考察とは異なり、かつ既往の一次元地震応答解析法の正当性を示しているように見える。この不都合は、先に述べたように、既往の動的変形特性試験ではせん断定数や等価減衰比を求める際に、履歴曲線の絶対的な位置を考慮していないことに起因しているように考えられる。そこで、動的変形特性試験のいくつかのステージにおける応力-ひずみ関係を調べることにした。Fig. 3にFig. 2と同様な条件で行われた試験結果の例を示す。等方圧密状態から載荷した試験の結果と、異方圧密状態(静止土圧係数  $K_0 = 0.5$  に対応)から載荷した試験の結果の大きな違いは、等方圧密状態から載荷した試料は、原点に関しほぼ対称な履歴曲線を描き、少しのラチェッティングは見られるものの履歴曲線がかなり定常化しているのに対し、異方圧密状態から載荷した試料では履歴曲線が一方に偏っていくことである。なお、Fig. 2では各ステージの初期にせん断応力とせん断ひずみが0になるようにして図が書かれている。したがって、ほぼ同様の履歴曲線が得られたとしても、履歴曲線の絶対的な位置はかなり異なっている。異方圧密状態から載荷した試料では過去のひずみの偏りがあるので、実際のせん断ひずみは図で見られるよりずっと多く偏っているが、ステージ間の変形性状については記録がないため、各ステージの結果をつなぎ合わせることは出来ない。

Fig. 4はFig. 2の上図の結果の基になった安田らによる試験の結果<sup>3)</sup>で、異方圧密状態から載荷を受け

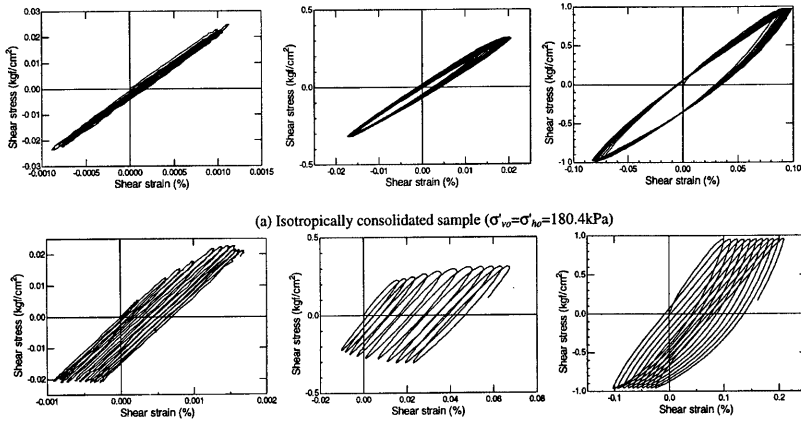


Fig. 3 Example of stress-strain curves obtained by the dynamic deformation test. Undisturbed samples of Ishikari sand taken by tripple tube sampler are loaded under the undrained condition in each stage.

た試料のいくつかのステージにおける動的変形特性計算に用いた履歴曲線である。ここでも、各ステージの最初の時点でひずみを0としている。Fig. 3と同様、応力-ひずみ関係は一方方向に偏っている。

これらの試験結果は、現在行われている動的変形試験の整理方法は、少なくとも異方圧密された試料では、履歴曲線の偏りという最低限必要な情報が含まれておらず、不十分であることを意味している。このことを考慮すれば、等方圧密試料と異方圧密試料で非線形特性が同じであるという実験からの報告と、異方圧密状態では初期せん断が加わっているため立ち上がり剛性は小さいはずであるという理論的な考察は次のように考えれば矛盾なく説明できることになる。なお、説明を単純化するため、以下ではラチェッティングの影響やダイレクシ-の影響は考えず、一定応力振幅で荷重を受けた試料は2サイクル目には定常な履歴挙動を示すとす。

Fig. 5は水平成層と同じ条件、すなわち単純せん断条件下で一定応力振幅 $\tau_0$ の荷重を受ける試料の応力状態と応力-ひずみ関係を模式的に表したもので、図の $\tau$ 、 $\sigma$ はそれぞれせん断応力、せん断ひずみおよび直応力を表し、 $\sigma_v$ 、 $\sigma_h$ は鉛直および水平方向の直応力である。Fig. 5(a)(b)に示した、等方圧密状態から荷重を受ける場合には初期応力は $\sigma_v = \sigma_h$ 、 $\tau = 0$ であり、応力状態を表すモールの円は点である。初期せん断応力は作用していないので、せん断応力を受けた場合の応力-ひずみ関係の立ち上がり剛性は弾性剛性である。Fig. 5(a)(c)で矢印で示したのは、水平面に作用する応力状態を表す点の軌跡で、初期応力点を中心とし振幅 $\tau_0$ の間を行き来する。したがって、Fig. 5(a)で影を施した円の内部が、等方圧密状態から繰り返し荷重を受けた時のモールの円の変化範囲である。また、この間の履歴曲線は原点に関し対称となる。

次に、異方圧密状態から荷重を始めたFig. 5(c)(d)では、荷重前のモールの円は中心が $(\sigma_v + \sigma_h)/2$ 、半径が $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ であり、初期せん断の存在のため、等方圧密の場合と異なり点ではない。したがって、この状態からせん断応力を受ければ、立ち上がり剛性は(d)に示すように、弾性剛性より小さくなっている。すなわち、処女荷重時の挙動(以後、このときの応力-ひずみ関係を骨格曲線と呼ぶ)は等方圧密状態から荷重を受ける場合に比べ、剛性、強度とも小さくなっている。ところが、除荷が起ると、除荷剛性は弾性剛性となり、処女荷重時の剛性より大きい。したがって、履歴曲線は処女荷重を受けた方向で定常状態に達

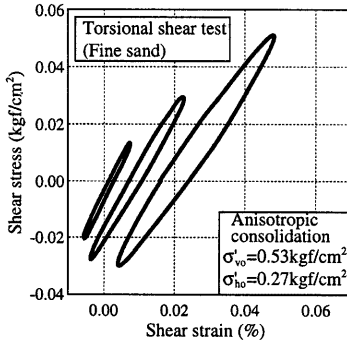


Fig. 4 Stress-strain relationship of Toyoura sand under anisotropically consolidation. Hysteresis loops of several stages that are used to compute nonlinear characteristics are shown in the figure.

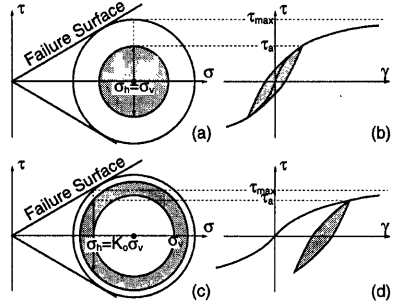


Fig. 5 Schematic figure showing the behavior of soil subjected to constant amplitude shear stress under isotropically and anisotropically consolidation.

する。また、繰返し載荷に伴うモールの円の変化の範囲は Fig. 5 (c) の影をつけた部分で、ドーナツ型をしている。

これまで示した試験結果と Fig. 5 から、安田らや山下らの指摘は、Fig. 5 (b)(d) で示される履歴曲線の形状が同じであることを指していると考えれば、これまで示した挙動が矛盾なく説明できる。しかし、既往の一次元解析では、応力-ひずみ関係として Fig. 5 (b) に示すような関数形を用いており、実際の応力-ひずみ関係を表していないモデルであるといえる。

### 3. 構成則における履歴法則

ここでは、特に繰返し載荷時の挙動に関する研究が行われている、砂に限定して議論をする。これは、安田らや山下らの実験は砂に関して行われていること、一方粘土に関しては動的特性とは言っても、たとえば文献6に代表されるように、ここで議論としているような挙動は余り議論の対象にされていないからである。しかし、基本的には粘土に関してもここでの議論は成立する。

砂に関する構成則は数多く提案されている（たとえば文献7）。これらの違いは、たとえば降伏曲面、塑性ポテンシャル、硬化則などの式の違いであり、それぞれの構成則の提案の際にはその重要性が議論されている。しかし、履歴法則に限って見れば、それほど多くのバリエーションはない様に見える。

Fig. 6 は単純せん断状態で繰返し載荷を受ける微小要素の挙動を模式的に表したものである。(a) は応力空間で、視覚的な見やすさを考慮し、 $\sigma'_x - \tau_{xy}$  関係のみが示されている。図で、A は載荷前の応力点を表し、以後 A → B → C → D → B と応力点が移動するように載荷を受けるとする。(b) は等方圧密状態、すなわち、A 点が原点にある場合の応力-ひずみ関係で、Fig. 5 (b) と同じものである。この場合の応力-ひずみ関係は骨格曲線、履歴曲線の両方が原点に関して対称である。これに対して、(c)(d) は、異方圧密状態から載荷を受けた場合、二つの代表的な履歴法則を用いた場合に得られる応力-ひずみ関係を模式的に示したものである。この場合には、骨格曲線は原点に関して対称であるが、履歴曲線は処女載荷の方向に偏って

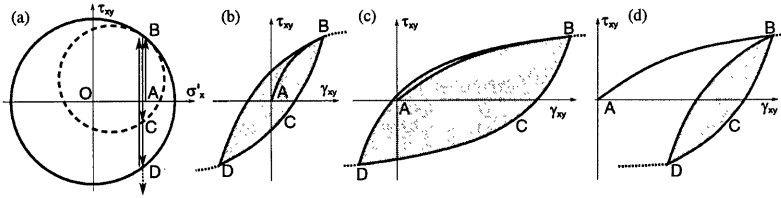


Fig. 6 Schematic figure showing the behavior of soil subjected to the cyclic shear stress with constant amplitude. (a) stress path after anisotropic consolidation ; (b) (c) (d) stress strain curves under isotropic consolidation, and anisotropic consolidations (Type-1 and Type-2)

いる。

A→Bの載荷では処女載荷状態にあるので、載荷に伴い、降伏曲面は広がり、B点ではFig. 6(a)に示した、原点を中心とする円となる。B点より除荷し、D点に至る途上のC点では降伏曲面の形状はFig. 6(a)で破線で示したB点に接し、C点を通る円となることはほとんどの構成則で共通で実験的にも裏付けられている。Fig. 6(c)(d)で異なるのは硬化パラメータの決め方である。Type-1として示したFig. 6(c)では、硬化パラメータの値は、D点でA→Bの載荷でB点に至ったときの硬化パラメータの値と同じようになるように決められている。すなわち、途中のC点における硬化パラメータはFig. 6(a)の線分BCの除荷点と共役点の距離に対する比の関数として定義されている。共役点は除荷点Bと現在の応力点Cを結ぶ直線が処女載荷時の降伏曲面と交わる点であるので、Fig. 6(a)の状態では共役点はたまたまD点と一致している。この方法は、硬化パラメータが降伏曲面の直径の関数として与えられることと等価である。このような履歴法則を用いれば、B→C→Dと載荷し、そのまま載荷を継続すれば、処女載荷時の降伏曲面に応力点が移る際にも硬化パラメータは連続的に変化するので、Fig. 6(c)に破線で示したように、応力-ひずみ関係はなめらかに変化する。

これに対して、Type-2として示した履歴法則では、硬化パラメータの値は、応力空間における線分BCすなわち除荷点と現在の応力点の距離の関数として定義される。このような履歴法則を用いた場合、B→C→Dと載荷し、そのまま載荷を継続し処女載荷時の降伏曲面に応力点が移る際にはD点で硬化パラメータの値は不連続となり、応力-ひずみ関係はFig. 6(d)に破線で示されるように、D点で折れ曲がるように変化する。

Fig. 5の模式図と、Fig. 6(c)(d)を比べて見れば、安田ら<sup>3)</sup>や山下ら<sup>4)</sup>の実験結果を満たす履歴法則は、Fig. 6(d)に対応したものである必要があることは明瞭である。なお、等方圧密状態から載荷した場合には両方の履歴法則とも同じ結果となり、Fig. 6(b)と一致する。

#### 4. 多次元解析に用いる簡易な構成則

これまで見たように、地盤材料の非線形性は、せん断定数と等価減衰比のひずみ依存性として表現される。ところで、多くの土の構成則では、履歴法則にMasing則を用いるが、実験で得られる材料の非線形性はMasing則では表現できない<sup>8)</sup>。また、骨格曲線も数学モデルでは完全に実験値と一致させることは出来ない。したがって、地盤の解析の精度を上げるためには、構成則に用いられるパラメータの値を決めるために工学的な判断が必要であった。このような欠点を解消するため、筆者はこれまで、実験で得られたせん断定数と等価減衰定数をそのまま用いることが出来、かつ、与えられた範囲において実験結果を完全に満たす

モデルを提案してきた。モデルはまず一次元モデルについて提案し<sup>8)</sup>、次いで多次元解析に拡張した<sup>9,10)</sup>。多次元における構成則は、いわゆる Duncan-Chang のモデル<sup>11)</sup>の骨格曲線に自由度を持たせ、かつ履歴法則を付け加えたもので、実務的に用いやすい簡易なモデルとなっている。残念ながら、多次元モデルでは Fig. 6 (c) に相当する履歴法則を用いていたので、ここではこれを Fig. 6 (d) に相当する履歴法則を用いるように再定式化を行う。

土の挙動を、体積変化、せん断変形、およびダイラテンシーに分ける。このうちダイラテンシーについては、本論文の興味の対象ではないことから、ここでは考えない。なお、本構成則は、与えられたひずみ増分に対する応答を求めるように定式化されている。

体積変化特性は、増分弾性挙動を仮定する。すなわち、有効拘束圧増分  $d\sigma'_m$  は次式で表される。

$$d\sigma'_m = B(\sigma'_m)(d\varepsilon_v - d\varepsilon_{vd}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $B$  は体積弾性係数で、有効拘束圧  $\sigma'_m$  の関数であり、 $d\varepsilon_v$ 、 $d\varepsilon_{vd}$  はそれぞれ体積ひずみ、ダイラテンシーに伴う体積ひずみ増分である。文献 10 に示したように、ダイラテンシーを考慮した場合でも、ひずみ増分が与えられていれば、式(1)より拘束圧の変化を一意的に求めることが出来る。したがって、せん断変形の解析時には、拘束圧は既知である。

せん断変形に関しては、拘束圧依存性を考慮して、次の無次元量を用いる。

$$\eta = \frac{\sigma_e}{\tau_{max}}, \quad \xi = \frac{e \cdot G_{max}}{\tau_{max}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $G_{max}$ 、 $\tau_{max}$  はそれぞれせん断弾性定数とせん断強度で、有効拘束圧の関数であり、 $\sigma_e$ 、 $e$  は偏差ひずみと偏差応力である。したがって、 $\eta$ 、 $\xi$  はせん断応力とせん断ひずみの無次元量となっている。

せん断変形挙動を、次式の様に表現する。

$$\eta = \eta(\xi) \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(3)に拘束圧が陽な形が入っていないので、 $\xi$  の関数である  $\eta(\xi)$  には自由な数学モデルを使うことが出来るのが本手法の特徴である。実験値が離散化された点で与えられている場合には、たとえば部分線形関数を用いれば、せん断定数のひずみ依存性は完全に満たすことが出来る。

偏差ひずみ増分  $d\varepsilon_{ij}$  に対応する無次元量  $d\xi_{ij}$  は、式(2)の第2式との類似から次のように置く。

$$d\xi_{ij} = d\varepsilon_{ij} G_{max} / \tau_{max} \quad \dots\dots\dots (4)$$

式(4)と式(3)を微分して得られる接線剛性  $g = d\eta/d\xi$  を用いれば、増分後の偏差応力  $s_{ij}$  は次式により求めることが出来る。

$$s_{ij} = (\eta_{ij,0} + gd\xi_{ij}) \tau_{max} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $\eta_{ij,0}$  は増分前の  $\eta$  の値である。

繰返し載荷時には、文献 8 で行ったように、仮定の骨格曲線を考え、これに Masing 則を適用する。仮定の骨格曲線は、①等価減衰比が実験値と一致する、②除荷点を通るの二つの条件を満たすことが最低限要求され、このためには二つ以上のパラメータを持つ数学モデルが必要である。もっとも簡単なモデルとして、双曲線モデルを用いるとすれば、除荷以降の挙動は次式で表される。

$$\eta - \eta_B = \frac{a(\xi - \xi_B)}{b + \frac{|\xi - \xi_B|}{2}} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、添字 B のついた量は、除荷点 B における値を表している。

式(6)のパラメータ  $a$ 、 $b$  は先に述べた二つの条件より決めることが出来る。履歴曲線、式(6)に対する仮

想の骨格曲線は次式である。

$$\eta = \frac{a\xi}{b + |\xi|} \dots\dots\dots(7)$$

この骨格曲線が、除荷点( $\xi_B, \eta_B$ )を通るという条件は、式(6)の  $\xi, \eta$  を  $\xi_B, \eta_B$  で置き換えることによって求められる。

履歴曲線である式(6)のループより等価減衰比  $h$  を求めると次式となる。

$$h = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{2(1+x)}{x^2} (x - \ln(x+1)) - 1 \right] \dots\dots\dots(8)$$

ここで、 $x = \xi/b$  である。したがって、除荷点の応力やひずみの関数として  $h$  の値が与えられていれば、式(8)を解くことで  $b$  の値が求まり、次に式(7)より  $a$  の値を求めることが出来る。

なお、式(8)の計算は、 $x$  の値が小さいときにはコンピュータの丸目の誤差のため正しく計算できない。この場合には、テイラー展開による近似化を行い、

$$\ln(x+1) = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} - \frac{x^4}{4} + \frac{x^5}{5} \dots\dots\dots(9)$$

とおけば、式(8)は次のようになるので、これを用いる。

$$h = \frac{2}{\pi} \left( \frac{x}{3} - \frac{x^2}{6} + \frac{x^3}{10} - \frac{2x^4}{5} \right) \dots\dots\dots(10)$$

ここで提案したモデルは、自由な数学モデルを使えること、離散した点で与えられたせん断定数と等価減衰比のひずみ依存性を完全に満たすことが出来るという特徴があり、さらに、弾塑性論に基づく定式化に比べ式も簡単になっている。

### 5. 異方圧密の影響に関するケーススタディ

これまでに述べてきたように、既往の一次元解析では異方圧密状態に伴う初期せん断の存在の影響を考慮していない。ここではその影響を検討するために、いくつかのケーススタディを行う。

モデル地盤として、深さ 10m、せん断波速度 100 m/s、単位体積重量 1.8 tf/m<sup>3</sup>、静止土圧係数 0.5、内部摩擦角 35 度の地盤を設定する。地下水位は地表面と一致しているとする。また、解析基盤は深はせん断波速度 400 m/s に設定する。比較として等方圧密地盤を解析する際には対応する層の有効拘束圧が同じになるよう設定する。材料特性は前章で示した手法を用いてモデル化することにし、式(3)の関数形として双曲線モデル

$$\eta = \frac{\xi}{1 + |\xi|} \dots\dots\dots(11)$$

を用いる。また、減衰特性は骨格曲線に Masing 則を適用したものとす。すなわち、式(6)の  $a, b$  の値は 1 である。

地震動として、Fig. 7 に示す、El-Centro 1940, N-S 成分を用い、観測値およびその半分の波形を解析基盤複合波として扱い、解析地盤に入射させる。以後、前者を大地震、後者を小地震と呼ぶ。また、異方圧密状態と等方圧密状態の地盤を区別するため、前者を AI 地盤、後者を IS 地盤と呼ぶことにする。

#### 5.1 過去に大きな地震を受けたときの影響

IS 地盤で最初に小地震を受けた場合(ケース 1)と、AI 地盤で、最初に小地震を受けた場合(ケース 2)、大地震を受けた後小地震を受けた場合(ケース 3)の 3 つのケースを比較する。Fig. 8 に最大応答値を、Fig. 9 にもっともせん断ひずみの大きい、最下層の応力-ひずみ関係を示す。ここで  $\alpha_{peak}, \delta_{peak}, \tau_{peak}$  はそれぞれ最大加速度、最大変位、および最大せん断応力を表している。また、Fig. 9 (c) では以前の地震に



おける残留ひずみに関わらず、地震前のせん断ひずみが原点に来るようにひずみ軸を移動している。なお、Fig. 9 (c) に示したケース3では最初に大地震を受けているが、その結果は事項の1回目の地震の結果として示されている。

結果の検討をする前に、Fig. 9 (b) により初期せん断のある地盤の地震時の挙動を理解することにする。主要動の前の小さい地震動により生じる原点付近の挙動を除けば、最初に著しい非線形挙動が現れるのは、O → A の過程である。この過程は、処女載荷時の降伏曲面を広げている過程であり、剛性は非常に小さい。A 点で除荷すると、A → B は除荷過程で、その剛性はO → A に比べ非常に大きい。B 点で、A 点と同じせん断応力に至ると、再び処女載荷時の挙動に戻る。B → C の過程はO → A と同様、処女載荷時の降伏曲面を広げる過程である。同様に、C 点で除荷して以降、D 点とC 点のせん断応力は等しく、D → E もO → A、B → C と同様の過程である。E 点以降は、作用するせん断応力がE 点の値より小さいので、これまでに見られたような低い剛性の領域は見ることが出来ない。

Fig. 9 の (a) と (b) を比較すると、初期せん断の影響が非常に大きいことが分かる。また、Fig. 8 の最大応答値を見ても、両者の間にはかなりの差がある。これに対し、IS 地盤の応答である Fig. 9 (a) と AI 地盤で過去に大きい地震を受けた後の地震に対する挙動である Fig. 9 (c) の結果は非常に一致している。Fig. 8 の最大応答値でも、最大変位には若干の差が見られるものの、加速度やせん断応力では二つの挙動は区別できなくらいよく似ている。このことは、Fig. 9 (b) に示した挙動の理解が出来ていれば、それほど混乱なく受け入れることが出来る。すなわち、ケース3では過去に受けた地震による最大せん断応力を越えるせん断応力が発生しなかったため、処女載荷時の降伏曲面を広げる

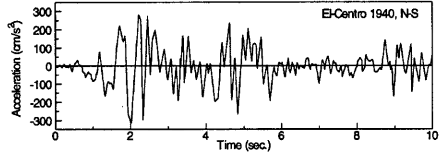


Fig. 7 Waveform of the input motion (El-Centro 1940, N-S component).

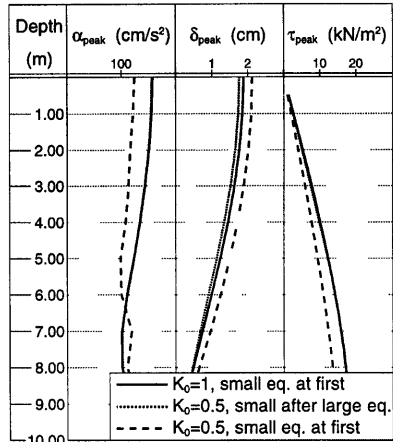


Fig. 8 Peak response under the small earthquake.

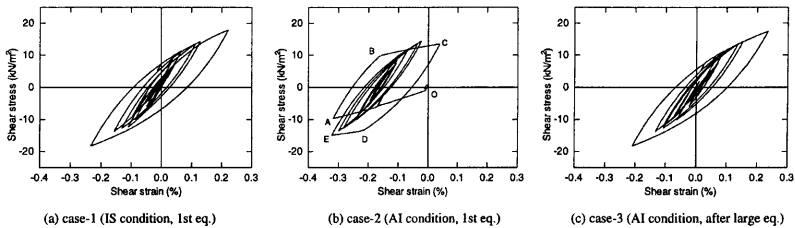


Fig. 9 stress-strain relationships under the small earthquake.

ときに生じる、剛性の低い領域が現れなかったことが、両者の挙動が同じになった原因である。

Fig. 8で、ケース1 (IS地盤) とケース3 (過去に大地震を受けたAI地盤) の変位の違いは、初期剛性の違いに起因している。すなわち、IS地盤では立ち上がり剛性は弾性剛性であるが、AI地盤では弾性剛性を示すのは除荷直後であるので、せん断応力が0の時点では厳密には弾性剛性より小さく、このためひずみが大きくなったわけである。なお、AI地盤ではせん断応力が0の時点では弾性剛性より小さいとは言うものの、直前の応力振幅が小さければその剛性はきわめて弾性剛性に近い。したがって、微小な振動を計測するPS検層で弾性定数を計測しているということも矛盾なく説明することが出来る。

## 5.2 繰返し地震による挙動

前項では、過去に大きな地震動を受けた場合には、その後の小さな地震動に対する挙動はAI地盤とIS地盤ではほぼ同じになることを示した。この節では、同じ程度の大きさの地震に対する初期せん断の影響を検討する。このため、AI地盤に大地震を数回作用させた。また、比較のため、IS地盤に対しても同じ大地震動を作用させた。Fig. 10に最大応答値を、Fig. 11に最下層の応力-ひずみ関係を示す。Fig. 11(a)はIS地盤の対する応答、(b)-(f)はAI地盤に対する応答である。AI地盤の二度目以降の応力-ひずみ関係では、先と同様、ひずみの始まりが原点に来るように座標軸を移動している。

前項のケースと同じく、最初の地震に対してはAI地盤とIS地盤の挙動の差は大きい。しかし、地震が繰り返される度にAI地盤の挙動はIS地盤の

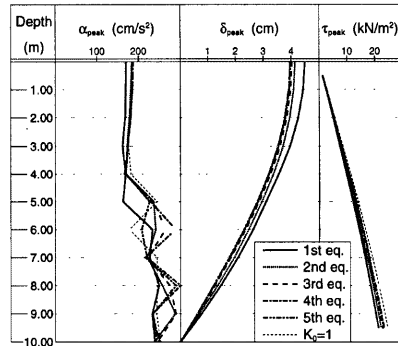


Fig. 10 Peak response under the repeated earthquake.

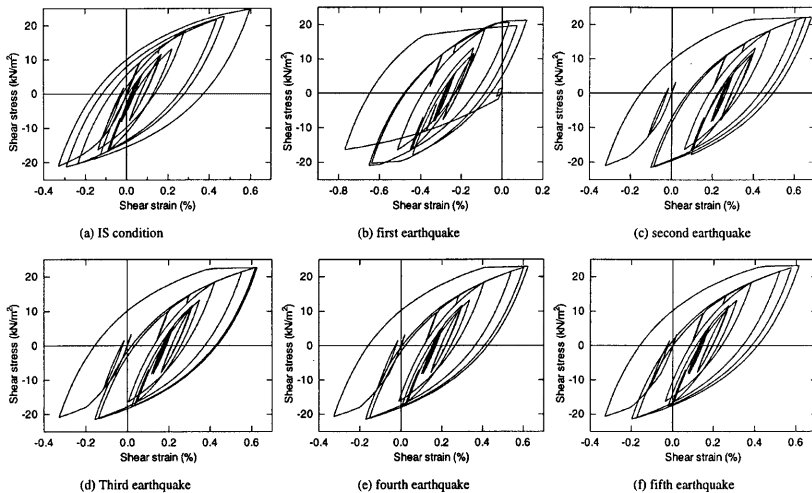


Fig. 11 Stress-strain relationship under the repeated earthquake.

挙動に近づいていく。このことは Fig. 10 に示した最大応答値でも同様である。特に、最初の地震と二度目の地震の違いは大きい。

最初の地震では、Fig. 9 (b) のケースに見られた、O → A, B → C, D → E のような処女荷荷時の降伏曲面を広げ、したがって剛性の低い領域を見ることが出来る。しかし、この地震により、降伏曲面は E 点に対応するまで広がっている。したがって、二度目の地震の際にこの状態に至る際のせん断応力は、一度目の地震のせん断応力に比べ大きくなっている。この影響は最初の降伏の際に著しく、O → A に対する挙動の領域の大きさは一度目と二度目の地震で大きく異なる。同様な硬化現象の進展のため、二度目の地震ではすでに D → E の挙動に相当する剛性の低い領域は見ることが出来ない。

さらに地震が繰り返されると、O → A, B → C に相当する区間の長さは次第に小さくなっていく。このことが、繰り返される度に挙動が IS 地盤の挙動に近づいていく理由である。

これまででは、主として最下層の応答に着目して、AI 地盤の挙動を追い、同じ程度の大きさの地震動が繰り返される度に IS 地盤の応答に近づくことを示した。ところで、Fig. 10 の最大応答値でも最大変位や最大せん断応力は単調に IS 地盤の挙動に近づいたが、最大加速度については必ずしも単調に IS 地盤の挙動に単調に近づいていくとはいえない。これは、次のような理由によると考えられる。

一度目の地震では、Fig. 11 (b) に示したように、初期せん断の影響のための剛性の低い領域が多い。この結果上方に伝わる地震波はそれほど多くなる。しかし、二度目の地震で、最下層を伝わる地震動が一度目より多くなると、二度目の地震では最下層の直上の層はより大きなせん断応力を受ける。すなわち、上の層に行くほど、初期せん断の影響は最下層より複雑になってくる。たとえば Fig. 12 には 9 層目のせん断応力と加速度の時刻歴が示されているが、この辺の状況を伺うことが出来る。したがって、最大加速度の応答も、次第に IS 地盤の挙動に近づいてくるものと考えられる。

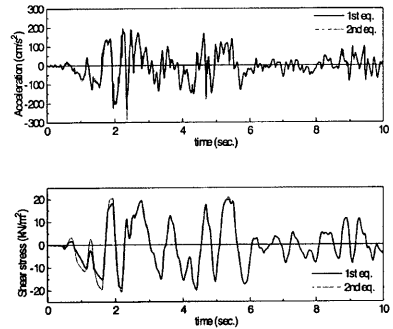


Fig. 12 Time history at 9th layer.

## 6. まとめ

本論文では、既往の地盤の一次元解析が初期せん断の影響を考慮していないことを指摘し、これにまつわる既往の動的変形試験の問題点、構成則における履歴法則のあり方を検討し、検討の結果得られた条件を満たす実用的で簡易な構成則を提案した。この構成則は、多次元解析にも使え、必ずしも依存性として与えられたせん断定数と等価減衰比に関する条件を完全に満たすことが出来る。提案した構成則を用い、初期せん断の影響を検討するためのケーススタディを行った。その結果、次のようなことがいえる。

- ①異方圧密状態に対しては、履歴曲線の形状のみに着目し、その絶対的な位置に着目しない、既存の動的変形試験の整理法は、解析するに十分な情報を与えていない。本論文ではこの欠点を、一定応力振幅を受けると履歴挙動は 2 サイクル目には定常化するという仮定を設けて切り抜けたが、Fig. 3 に示したように、異方圧密試料ではラチェティングの影響もあり、履歴曲線の絶対的な位置（または残留ひずみ）も実験値の記録に残すことが重要である。
- ②初期せん断を受けている材料の立ち上がり剛性が小さいという理論的な考察と、初期有効拘束圧が同じであれば異方圧密試料と等方圧密試料で同じ動的変形性状を示すという実験結果は矛盾しない。しかし、この両方の条件を満たすためには、構成則の履歴法則に制限が加えられ、硬化パラメータは除荷点と現在の

応力点の距離により決められる必要がある。なお、蛇足ではあるが、現在では原位置で採取した不攪乱試料に関する動的変形試験は原位置の拘束圧を反映して行われることが普通になりつつあるが、一般には有効上載圧を等方に加えた状態を初期状態としている。しかし、この方法では初期有効拘束圧は原位置の値とは異なるので、拘束圧に関する補正をしてから解析に用いるか、初期有効拘束圧が原位置と等しくなるように等方応力を調整した実験を行う必要がある。ただし、いずれの場合にも静止土圧係数の正確な評価が必須である。

- ③異方圧密地盤と等方圧密地盤の挙動は、最初に地震を受ける際には非常に異なる。しかし、過去に大きな地震があれば、それより小さい地震に対しては、異方圧密地盤の挙動は等方圧密地盤と同じ挙動をする。また、同じ大きさの地震が繰り返される場合には、異方圧密地盤の挙動は等方圧密地盤の挙動に次第に近づいていく。このことから、異方圧密状態を考慮できない既往の一次元解析は、たとえば埋め立て地盤の様な新しく、過去に地震の洗礼を受けていない様な地盤に適用するには予測誤差が大きくなり、適切ではないことを意味するが、一方では、過去に何度も大きな地震動を経験していると考えられる様な古い地盤では充分適用できるというを示している。

## 謝 辞

Fig. 3, Fig. 4 に用いた図は、北見工業大学・山下聡助教授、および東京電機大学・安田進教授より提供していただいた。貴重なデータを提供していただいたことに対し、感謝いたします。

## 参 考 文 献

- 1) Ishihara, K. and Towhata, I. : Dynamic response analysis of level ground based on the effective stress method, Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz ed., John Wiley and Sons, 1982, pp.133-172.
- 2) Finn, W. D. L., Lee, K. W., and Martin, G. R. (1977) : An Effective Stress Model for Liquefaction, GED, ASCE, Vol.103, No.GT6, pp.517~533.
- 3) 安田進, 増田民夫, 小田真也, 木辻浩二 : 不攪乱試料の動的変形特性を求める試験条件の検討, 「地盤および土構造物の動的問題における材料の変形特性-試験法・調査法および結果の適用-」に関する国内シンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 1994, pp.169-174.
- 4) 山下聡, 土岐祥介 : 初期応力状態の相違が砂の繰返し変形定数に及ぼす影響, 「地盤および土構造物の動的問題における材料の変形特性-試験法・調査法および結果の適用-」に関する国内シンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 1994, pp.163-168.
- 5) 土の動的変形定数試験方法基準化委員会 : 動的変形定数を求める試験器および試験方法の現状調査報告 (国内), 「地盤および土構造物の動的問題における材料の変形特性-試験法・調査法および結果の適用-」に関する国内シンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 1994, pp.1-21.
- 6) 粘性土の動的性質に関する研究委員会編 : 粘性土の動的性質に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 1995.
- 7) Satake, M. ed. : Mechanics of Granular Materials, Report of ISSMFE Technical Committee on Mechanics of Granular Materials, Japanese Geotechnical Society, 1989.
- 8) 吉田望, 辻野修一, 石原研一 : 地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 1990, pp.1639-1640.
- 9) 吉田望, 辻野修一 : 多次元解析に用いる簡易な構成則, 第28回土質工学研究発表会平成5年度発表講演集, pp.1221-1224, 1993.

- 10) 吉田望, 辻野修一, 中島智樹, 矢野康明: 多次元解析に用いる簡易な構成則その2 ダイラタンシーの考慮, 土木学会 48 回年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, pp.1218-1219, 1993.
- 11) Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970) : Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Proc. ASCE, Jour. of SM, Vol.96, No.SM5, pp.1629-1653.