

地震応答解析のための土の動的性質

2. 土の動的性質

ぜん 善 こう 功 き 企* うめ 梅 はら 原 や+ 靖 みみ 文**

2.3 動的変形特性

2.3.1 土の動的変形特性

2.3.1.1 微小変形時の土の変形特性 (前号掲載)

2.3.1.2 非線型領域における土の変形特性

(1) 地震応答解析のための土の動的せん断弾性係数

実際の地震波のような不規則波では、振幅、振動数（または周期）が1波ごとに異なり、さらには、ひずみ履歴の相違など規則波の場合とは載荷条件がかなり異なっている。しかしながら、土質材料の動的せん断弾性係数を調べる室内要素試験では、正弦波に代表される規則波が用いられることが多く、また、実際の応答解析においても、前述の室内試験結果がそのまま採用される場合が多い。このようなことから、実際の不規則波を用いた地震応答解析において、規則波を用いた室内試験から得られた動的せん断弾性係数がそのまま採用されるかどうかについて検討するために、地震波の特性を規定するいくつかの要因が動的せん断弾性係数に及ぼす影響について調べておく。

a) 振幅の影響

振幅の影響については、土要素に作用するせん断ひずみ振幅 γ の動的せん断弾性係数 G_d に与える影響としてとらえられる。図-2.3.18は、砂および粘性土に対する既存の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係についての一例を示したものである¹⁷⁾。ここで、無次元化の為に用いられた G_0 は、せん断ひずみが微小な完全弾性領域における動的せん断弾性係数である。各種の材料とも、 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線は、せん断ひずみの増大とともに非線形性が強く現れ、 G_d/G_0 の値が著しく低下してくることがわかる。同一ひずみ振幅に対する動的せん断弾性係数の低減率は、砂から粘性土になるにつれて小さくなる傾向にあるが、いずれの場合にも、せん断ひずみ振幅の大きさは土質材料の動的せん断弾性係数に著しい影響を及ぼす。

b) 振動数の影響

振動数の影響は、砂に比較して粘土により大きく現れる。しかしながら、図-2.3.19(a)に示されるように、せん断ひずみが $2 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-4}$ 、振動数 0.01~10 Hz の範囲における不攪乱沖積および洪積粘土の動的せん断弾性係数は、

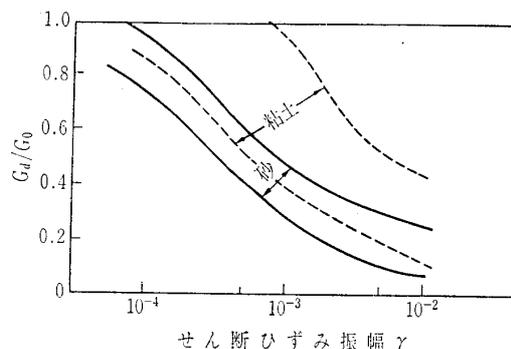


図-2.3.18 動的せん断弾性係数のせん断ひずみ振幅依存性 (石原¹⁷⁾原図)

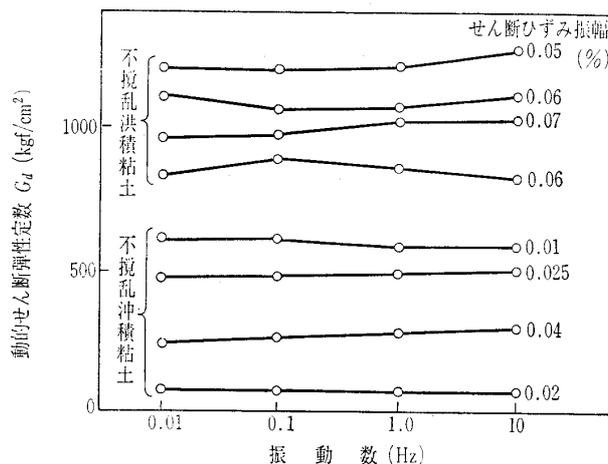


図-2.3.19(a) 動的せん断弾性係数に及ぼす振動数の影響 (原¹⁸⁾)

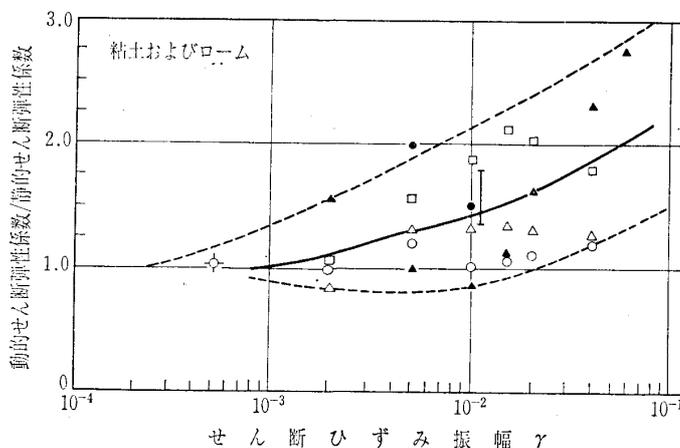


図-2.3.19(b) 動的荷重と静的荷重のもとで得られたせん断弾性係数の比率に及ぼすせん断ひずみの影響(石原¹⁷⁾)

*運輸省港湾技術研究所土質部動土質研究室長

**運輸省港湾技術研究所土質部長

講 座

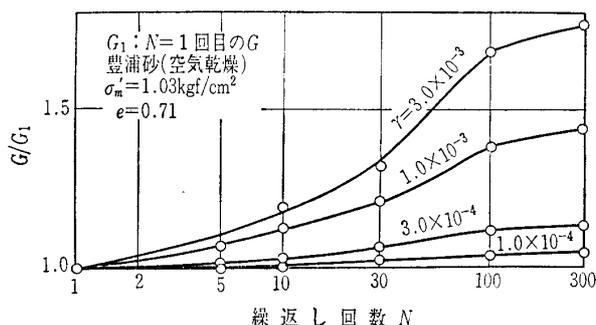
ほとんど振動数の影響を受けないことがわかる¹⁸⁾。一方、図—2.3.19(b)は、せん断ひずみがさらに大きくなった場合の動的せん断弾性係数を示したものである¹⁷⁾。静的せん断弾性係数は単調载荷における1分間の载荷時間で、動的せん断弾性係数は同じく0.1~0.25秒程度の载荷時間で得られた応力~ひずみ関係から、各ひずみに対応するせん断弾性係数を求めたものである。载荷速度の影響は必ずしも振動数による影響と直接対応するものではないが、せん断ひずみが同じ場合を比較すると、载荷時間を仲介として振動数の影響が推定されるものと考えられる。図—2.3.19(b)より明らかなように、载荷速度の影響は、せん断ひずみに比例して増大し、せん断ひずみが 10^{-2} では、動的せん断弾性係数の増加割合は平均して50%程度となることがわかる。しかしながら、せん断ひずみが 10^{-3} 程度では、動的および静的な载荷によって得られたせん断弾性係数はほとんど等しくなり、载荷速度の影響が消滅している。

c) 波数の影響

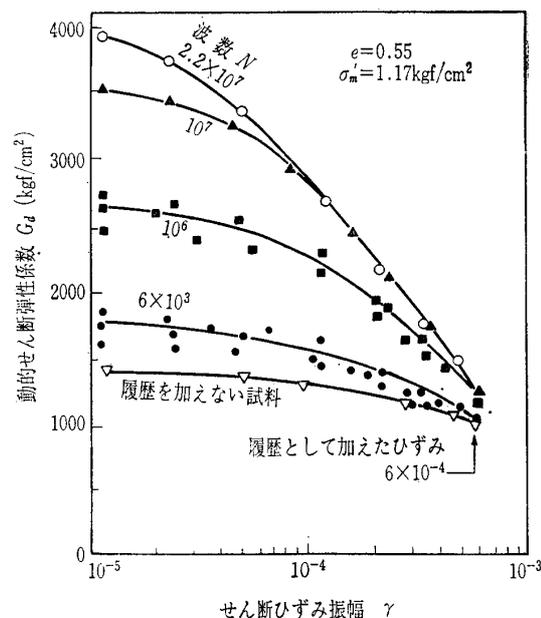
動的せん断弾性係数に及ぼす波数の影響は、土質材料が弾性挙動を示す場合には現れないが、材料の非線形性が增大するにつれて顕著になる。図—2.3.20は、空気乾燥した砂の動的せん断弾性係数に対する波数の影響を調べたもので¹⁹⁾、この場合、動的せん断弾性係数は波数の増加とともに大きくなる。ただし、波数10波においてみると、せん断ひずみが 3×10^{-4} まではほとんど波数の影響がみられないこと、せん断ひずみが 10^{-3} においても、動的せん断弾性係数の変化は1割程度であることなどがわかる。また、飽和砂の非排水試験からも、せん断ひずみ振幅が 10^{-3} あたりを越えたところから波数の影響が現れ始めるという結果が得られている²⁰⁾。粘性土についても同様で、せん断ひずみ振幅が 10^{-3} 以下では、波数の影響はほとんどみられない。

d) せん断ひずみ履歴の影響

これまで、振幅が段階的に大きくなる場合の動的せん断弾性係数の変化について述べてきたが、不規則な地震波の場合には、大きな振幅の後に小さな振幅が作用することが普通である。図—2.3.21は、密なオタワ砂の動的せん断弾性係数に及ぼすせん断ひずみ履歴の影響について示したもので²¹⁾、せん断ひずみ履歴 6×10^{-4} をそれぞれ、0, 6×10^3 , 10^6 , 10^7 , 2.2×10^7 回加えた後の動的せん断弾性係数



図—2.3.20 繰返しに伴う動的せん断弾性係数の変化(岩崎ら¹⁹⁾)



図—2.3.21 動的せん断弾性係数に及ぼす動的ひずみ履歴の影響(Drnevichら²¹⁾)

の変化を示している。図—2.3.21から、せん断ひずみ 6×10^{-4} では波数の影響がそれほど大きくないこと、また、以前にうけた波数(ひずみ履歴)が多いほど、以後に測定したより小さなせん断ひずみに対する動的せん断弾性係数が大きくなることなどがわかる。 6×10^3 回についてみると、動的せん断弾性係数は履歴のない場合に比較して30%程度大きくなっている。実際の地震波では、このようなひずみ振幅が 6×10^3 回も作用することはないので、工学的観点からすると、せん断ひずみ履歴の影響はそれほど大きくはないものと推定される。ただし、図—2.3.21は振動荷重をうける環境下にある砂地盤の長期間経過後の応答解析を行う場合などでは、動的せん断弾性係数のせん断履歴による変化を考慮する必要のあることを示唆している。

以上、室内試験から得られた動的せん断弾性係数を地震応答解析に適用するにあたり、振幅、振動数、波数、ひずみ履歴などの動的せん断弾性係数に与える影響について述べた。これらの要因の影響度は、土質材料によって異なるものであるが、作用するせん断ひずみ振幅がおおよそ 10^{-3} 以下の場合にはそれほど顕著ではなく、したがって、規則波を用いた室内試験により得られる動的せん断弾性係数が、不規則な地震波に対してもそのまま適用できることになる。一方、せん断ひずみ振幅が 10^{-3} 程度以上になると、動的せん断弾性係数に及ぼす上記要因の影響が大きくなり、波数、振動数、排水条件等、室内において、限定された条件のもとで測定された動的な応力~ひずみ関係がそのまま実際の応答解析に適用できなくなる点に留意しなければならない。ただし、この場合においても、実用上の観点から、室内試験から得られた動的せん断弾性係数をそのまま適用して地震応答解析を行う場合が多いが、この方法は、いわ

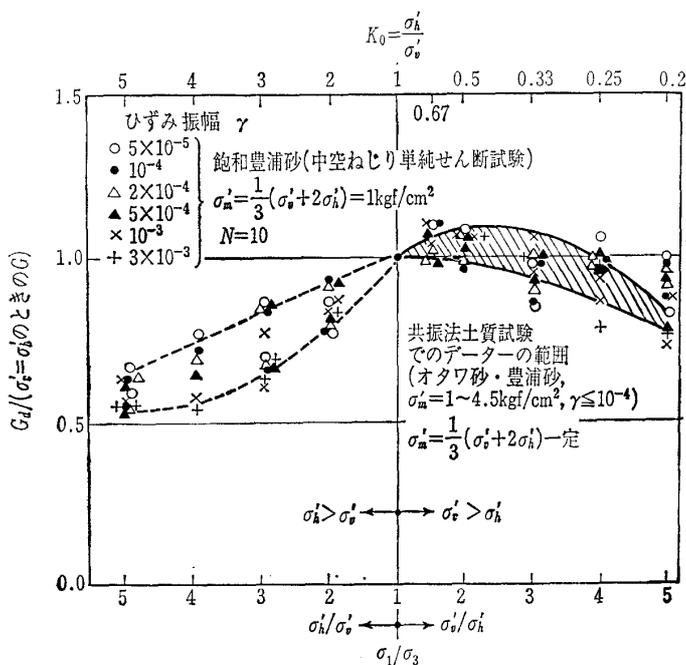


図-2.3.22 動的せん断弾性係数に与える圧密応力比の影響 (龍岡²³⁾)

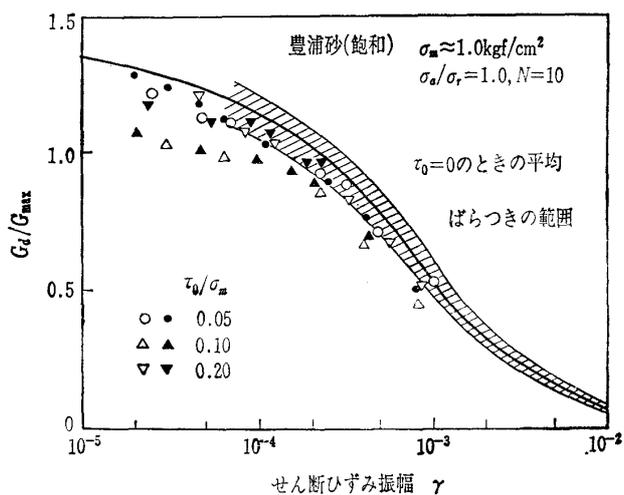


図-2.3.23 初期せん断応力 τ₀ が作用しているときの G_d/G_{max} とせん断ひずみ振幅の関係 (龍岡²³⁾)

ゆる全応力解析と呼ばれる手法である。なお、砂地盤の液状化解析のように、せん断ひずみが 10⁻³ 程度以上になる場合は、より厳密な有効応力解析手法が用いられた研究も

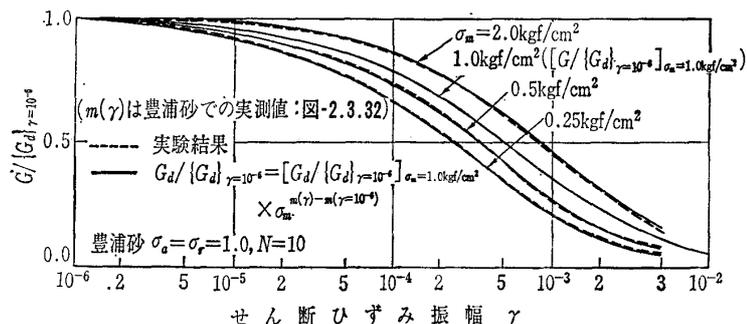


図-2.3.24 G_d/G₀(G₀={G_d}_{γ=10⁻⁴})とせん断ひずみ振幅の関係 (Iwasakiら²⁵⁾)

あるが、これらに関しては本講座 2.2 動的強度特性に詳細に述べられているのでここでは取り扱わないことにする。

(2) 地盤中の応力状態と動的せん断弾性係数

実際の地震応答解析では、地盤の応力状態に対応した動的せん断弾性係数を用いなければならない。水平地盤では、地盤中の微小要素はそれぞれ鉛直、水平方向の有効応力 σ_v'、σ_h' で拘束されている。この両者の関係は、σ_h' = K₀ · σ_v' で表され、正規圧密応力状態では、静止土圧係数 K₀ は 0.5 前後の値をとることが多いが、一般には K₀ は土の種類、状態によって種々の値をとる。図-2.3.22は、平均有効主応力 σ_m' = (σ_v' + 2σ_h')/3 を一定に保って、主応力比 σ₁/σ₃ を変えたときのきれいな砂の動的せん断弾性係数の変化を示したものである^{22),23)}。動的せん断弾性係数は、平均主応力が一定であれば、せん断ひずみが 5 × 10⁻⁵ ~ 3 × 10⁻³、静止土圧係数 K₀ が 0.3 ~ 1.0 の範囲において応力比によらない。また、K₀ が 1.0 より大きい場合には、動的せん断弾性係数は K₀ に比例して減少する傾向にあるが、G_d/G₀ ~ γ 関係でみた場合には、これらの関係は K₀ の値によらないといわれている。盛土斜面下の土要素などのように、既に静的なせん断応力が作用している場合のきれいな砂の動的せん断弾性係数は、静的なせん断応力がない場合に比較して若干低下することが知られているが、この場合にも、図-2.3.23に示すように、G_d/G₀ ~ γ 関係で表示すると初期せん断応力の影響は大きくない^{22),23)}。このことは、泥岩の室内試験結果についてもいえる²⁴⁾。これらの実験結果は、原位置における動的せん断弾性係数を求める場合に、室内試験における拘束圧を原位置における平均有効主応力と同じにすればよいことを意味するものである。

拘束圧が砂の G_d/G₀ ~ γ 関係に及ぼす影響について示したものが図-2.3.24である²⁵⁾。拘束圧の影響は、きれいな砂の場合に顕著にみられ、G_d/G₀ ~ γ 曲線は拘束圧が小さくなるにつれて図上で左側に移動する。粘性土の場合には、

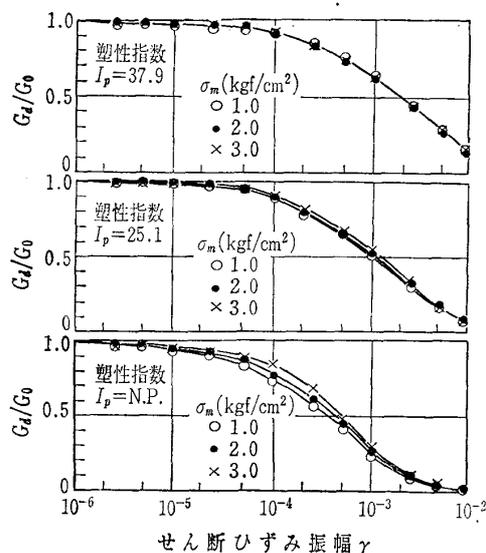


図-2.3.25 粘性土の G_d/G₀ ~ γ 関係に及ぼす拘束圧の影響 (Zenら²⁶⁾)

講 座

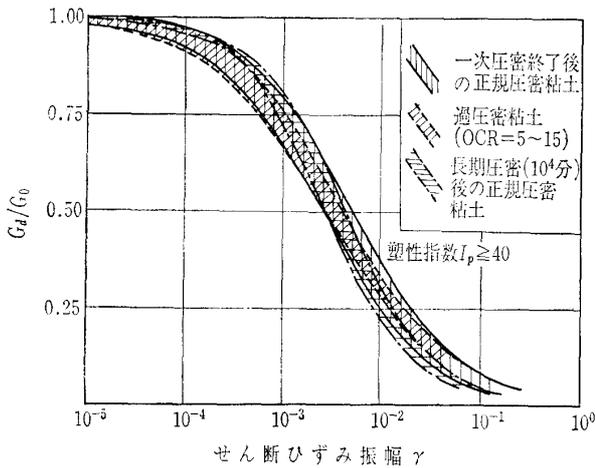


図-2.3.26 三種類の異なる圧密履歴を持つ供試体の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係の比較 (Kokushoら²⁷⁾)

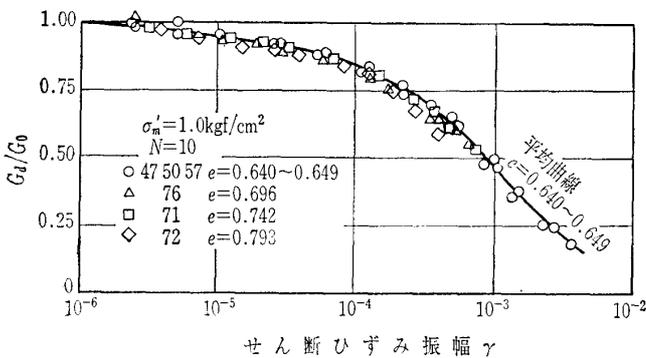


図-2.3.27 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に与える間隙比の影響 (Kokusho³⁰⁾)

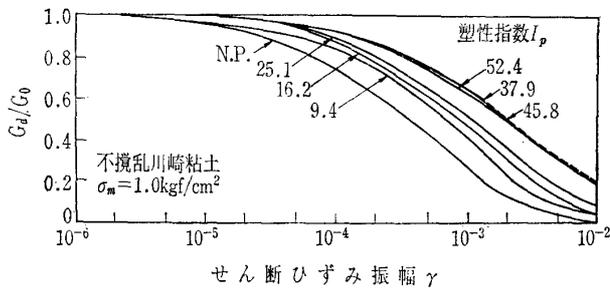


図-2.3.28 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に与える塑性指数の影響 (Zenら²⁶⁾)

図-2.3.25に示すように、拘束圧の影響はあまり小さくなく、特に、塑性指数が大きくなるにつれてその影響が減少しており、塑性指数が40以上では、拘束圧の影響は消滅している²⁶⁾。

豊浦標準砂のようなきれいな砂では、圧密時間や過圧密の影響はほとんどないことが知られているが、粘土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に与えるこれらの影響はどうであろうか。図-2.3.26は、一次圧密終了状態、過圧密状態 (過圧密比5~15) および圧密時間 10^4 分後の状態 (二次圧密領域) における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を示したものである²⁷⁾。これらの3種類の状態における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係は、多少のずれはあるもののほぼ重なっており、長期圧密や過圧密履歴が粘土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に与える影響は小さいことがわかる。これは、動的せん断弾性係数そのものに与える圧密時間や過圧

密履歴の影響が、各ひずみレベルの動的せん断弾性係数に対してある一定の割合で現れる結果によるものである。このことは、地震応答解析にあたって重要な意味を含んでおり、原位置における圧密時間や過圧密履歴に対応する G_0 が原位置試験などから求まっていれば、室内において一次圧密終了時に求めた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係をそのまま原位置に適用できることになる。ただし、これらの結果とは逆に、原位置における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を室内試験から推定するさいに、なんらかの補正が必要であるという研究結果^{28), 29)} もあり、この点については今後明らかにされるべき問題である。

(3) 地盤の物理的特性と動的せん断弾性係数

地盤を構成する材料の物理的特性を表すものに間隙比があるが、2.3.1.1で詳述されているように、せん断ひずみ振幅が微小な場合、動的せん断弾性係数は間隙比によって著しく異なる。一方、図-2.3.27は、豊浦標準砂について、間隙比の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に及ぼす影響を示したもので³⁰⁾、間隙比の違いによる $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係の相違はほとんどみられない。また、粘性土についても、間隙比の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に与える影響は大きくないと考えられる。これは、図-2.3.25に示したように、 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係が拘束圧の影響を受けないことから、個々の粘性土について圧密圧力と間隙比の一義的な関係が成立する場合には、間隙比の影響は、拘束圧の影響として捕えられることによる。

次に、種類の異なる粘性土を塑性指数 I_p により区別し、 I_p の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係に及ぼす影響を示したものが図-2.3.28である²⁶⁾。塑性指数が大きくなるほど、すなわち、より粘土の特性が顕著になるほど $G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線は右上へ移動する傾向にある。

動的せん断弾性係数に及ぼすその他の物理的特性の影響については、実用上それほど重要なものはないと考えてよいようである。

(4) 動的応力・ひずみ関係の定式化

大規模な地震動が作用する地盤では、地盤中の土要素にはおよそ 10^{-4} を越えるせん断ひずみが発生する場合も多い。このような場合の応力・ひずみ関係を定式化するにあたっては、土質材料の非線形性を組み込んだものでなければならない。室内試験などから得られた応力・ひずみ関係を定式化するための方法として、バイリニヤモデル、Hardin (ハーディン)・Drnevich (ドルネビッチ) 型モデル、Ramberg (ランベルグ)・Osgood (オズグッド) 型モデルなどいくつかの方法がある。これらのうち、ここではHardin・Drnevich および Ramberg・Osgood 型モデルについて述べる。

a) Hardin・Drnevich 型モデル

このモデルは、応力とひずみ関係を双曲線により表示するもので、骨格曲線は次式で表される³¹⁾。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

ここで、 γ_r は、拘束圧の影響を考慮するための規準ひずみとよばれるパラメーターで τ_f/G_0 で定義される。 τ_f はせん断強度である。履歴曲線については、関数形によって規定されておらず、ひずみが無限大になったときの減衰定数 D_0 を用いて、次式により減衰特性を規定している。

$$D = D_0 \left(1 - \frac{G_a}{G_0}\right) \dots\dots\dots (2.3.8)$$

このモデルを用いて、 $G_a/G_0 \sim \gamma$ 関係の測定結果から応力・ひずみ関係の定式化を行う場合、 γ_r と D_0 の値を決めればよいが、 γ_r を定義する破壊強度 τ_f は荷重条件や排水条件によって異なり、必ずしも正確な値を求めにくい。次式は、式(2.3.7)を変形して得られるが、これより γ_r は G_a/G_0 が0.5のときのせん断ひずみと考えてよいことがわかる。

$$\frac{G_a}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \dots\dots\dots (2.3.9)$$

したがって、実測された $G_a/G_0 \sim \gamma$ 関係から、 $G_a/G_0 = 0.5$ となるときのせん断ひずみを求め、この値を γ_r とする方がより実用的であろう。 D_0 については、図-2.3.29に示されるような実測された $D \sim G_a/G_0$ 関係から、 $G_a/G_0 = 0$ のときの D を外挿法により読み取り D_0 とする方法を採用すればよい。

b) Ramberg-Osgood型モデル

骨格曲線の応力・ひずみ関係は、図-2.3.30に示される τ_y, γ_y および定数 α, r を用いて式(2.3.10)で表現される³²⁾。

$$\left(\frac{\gamma}{\gamma_y}\right) = \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right) + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^r \dots\dots\dots (2.3.10)$$

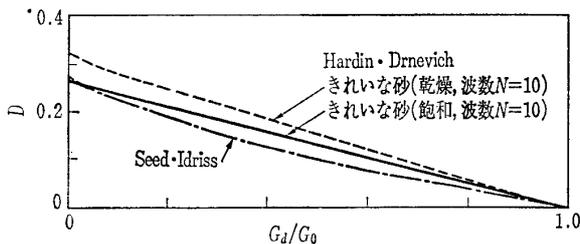


図-2.3.29 $G_a/G_0 \sim D$ の関係

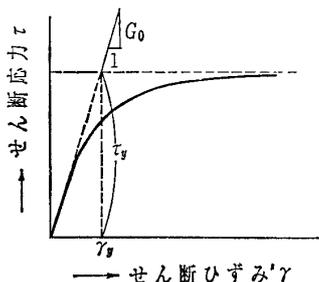


図-2.3.30 骨格曲線のモデル化

この式を $\tau_y = G_0 \cdot \gamma_y$ の関係を用いて変形すると、

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^{r-1}} \dots\dots\dots (2.3.11)$$

となる。履歴曲線は、式(2.3.11)の原点を折返し点のせん断応力、ひずみ (τ_a, γ_a) に移動させることにより、骨格曲線と同じ関数形で表現される。また、このときの履歴曲線から、等価線形化手法により減衰定数を求めると次式が得られる。

$$D = D_0 \frac{1 - \frac{G_a}{G_0}}{1 - \left(\frac{r-1}{2r}\right) \frac{G_a}{G_0}} \quad D_0 = \frac{1}{\pi} \frac{r-1}{r} \dots\dots (2.3.12)$$

これらの式に現れる4個のパラメーターのうち τ_y については、土質力学的意味合いが必ずしも明確ではなく、そのためいくつかの修正モデルが提案されている。大崎ら³³⁾は、 τ_y のかわりにせん断強度 S_u を用いてモデル化を行っている。この場合の骨格曲線および減衰定数は、次式で表される。

$$\frac{\tau}{S_u} = \frac{\left(\frac{G_0}{S_u}\right) \gamma}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{S_u}\right)^\beta} \dots\dots\dots (2.3.13)$$

$$D = D_0 \left\{1 - \frac{G_a}{\left(\frac{G_0}{S_u}\right)}\right\} \quad D_0 = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta+2} \dots\dots (2.3.14)$$

杉本ら³⁴⁾は、 α/τ_y^{r-1} を K/G_0^{r-1} で置換えて、骨格曲線および減衰定数を次式で表現しており、この場合のパラメーターは、 G_0, K, r の3個である。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + K \left(\frac{\tau}{G_0}\right)^{r-1}} \dots\dots\dots (2.3.15)$$

$$D = D_0 \left(1 - \frac{G_a}{G_0}\right) \quad D_0 = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \dots\dots (2.3.16)$$

龍岡²³⁾は、 α/τ_y^{r-1} を $a, r-1$ を b で置換え、次式で表現しており、この場合もパラメーターは、 G_0, a, b の3個である。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + a \tau^b} \dots\dots\dots (2.3.17)$$

$$D = D_0 \left(1 - \frac{G_a}{G_0}\right) \quad D_0 = \frac{2}{\pi} \frac{b}{b+2} \dots\dots (2.3.18)$$

実際の試験結果から、これらのパラメーターを簡単に決定しようとする場合には、図-2.3.29に示す $D \sim G_a/G_0$ 関係が利用される。すなわち、図-2.3.29から $G_a/G_0 = 0$ における $D = D_0$ を読み取れば、式(2.3.14), (2.3.16), (2.3.18)を用いて、それぞれ β, r, b を求めることができる。これらの定数が得られれば、 G_0 は既知であるから、それぞれ式(2.3.13), (2.3.15), (2.3.17)に代入して α, K, a が得られる。

(5) 経験式による動的応力・ひずみ関係の推定

講座

表-2.3.4 双曲線ひずみ γ_n の表現式中の a と b の値(Hardinら³¹⁾, 石原¹⁷⁾による)

土の種類	せん断定数, または, 減衰定数	a	b
きれいな乾燥砂	せん断定数	-0.5	0.16
	減衰定数	-0.6*	0.17*
きれいな飽和砂	せん断定数	-0.2*	0.16
	減衰定数	-0.53*	0.12*
飽和した粘性土	せん断定数	1.25*	1.3
	減衰定数	1.4**	2.85**

*繰返し回数10回

**振動数 4 Hz, 拘束圧 1 kgf/cm²

地盤の応力・ひずみ関係を知るためには、原位置から採取された乱さない試料を用いた試験を行うことが望ましいが、必ずしもこのような試験が実施できない場合も多い。このような場合に、いくつかの既存のパラメーターから応力・ひずみ関係が推定されれば便利である。これまでに、経験式の形として提案されているものをあげると次のようなものがある。

a) Hardin・Drnevich の式³¹⁾

式(2.3.7)において、 γ/γ_r の代わりに、次式で定義される

$$\gamma_n = \left\{ 1 + a \exp\left(-b \frac{\gamma}{\gamma_r}\right) \right\} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)$$

を用いる。ここに、上式中の a, b は、一般に、波数や振動数によって変わるが、代表的な場合として表-2.3.4 のような値をとる。

b) 柴田・Soelarno の式^{35), 36)}

$$\frac{G_a}{G_0} = \frac{1}{1 + 1000 \frac{\gamma}{\sqrt{\sigma'_m}}}$$

(砂)

$$\frac{G_a}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{\Gamma_r}\right) \frac{\gamma}{\sqrt{\sigma'_m}}}$$

(粘性土)

ここに、 $\Gamma_r = \gamma_r / \sqrt{\sigma'_m}$ は間隙比 e の関数で図-2.3.31により与えられる。これは、図-2.3.28における塑性指数の代わりに間隙比を用いたものであり、間隙比をパラメーターとして種類の異なる粘性土の動的せん断弾性係数を統一的に説明したものである。

c) Sherif・石橋の式³⁷⁾

$$\frac{G_a}{0.07031} = 2.8 \phi \left(\frac{\sigma'_m}{0.07031} \right)^{11.67(100\gamma) + 0.5} \cdot 40(0.205)^{0.03} \quad (\gamma < 3 \times 10^{-4})$$

$$\frac{G_a}{0.07031} = 2.8 \phi \left(\frac{\sigma'_m}{0.07031} \right)^{0.85} \cdot (100\gamma)^{-0.6} \quad (\gamma \geq 3 \times 10^{-4})$$

これは砂に対するもので、 ϕ は内部摩擦角である。

ここに、 G_a, σ'_m の単位は kgf/cm² である。

d) 岩崎・龍岡・高木の式²⁵⁾

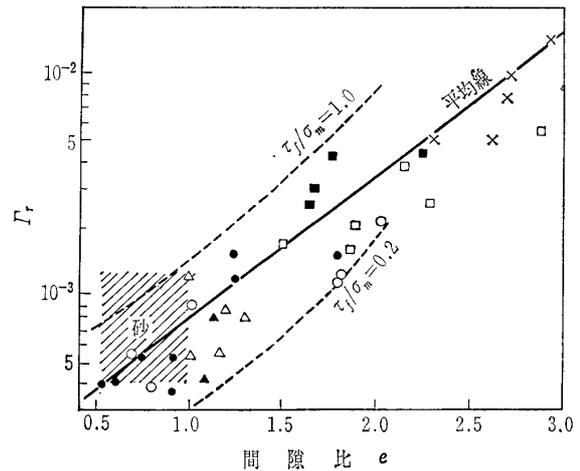


図-2.3.31 拘束圧を考慮した規準ひずみ Γ_r と間隙比の関係(柴田ら³⁶⁾)

この式では、平均主応力が 1.0 kgf/cm² の場合の動的せん断弾性係数のひずみ依存曲線が、各種のきれいな砂に対して有為な差がないことから、この曲線(図-2.3.24)を一つの基準指標とみなしており、平均主応力に対する指数 $m(\gamma)$ については、図-2.3.32が与えてある。

$$\frac{G_a}{\{G_a\}_{\gamma=10^{-6}}} = \left[\frac{G_a}{\{G_a\}_{\gamma=10^{-6}}} \right]_{\sigma'_m=1.0 \text{ kgf/cm}^2} \cdot (\sigma'_m)^{m(\gamma) - m(\gamma=10^{-6})}$$

(6) 原位置および室内における $G_a/G_0 \sim \gamma$ 関係の比較

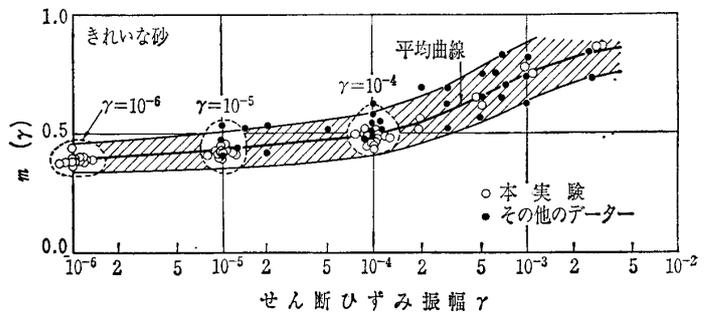


図-2.3.32 指数 m のひずみ γ に対する変化 (Iwasakiら²⁵⁾)

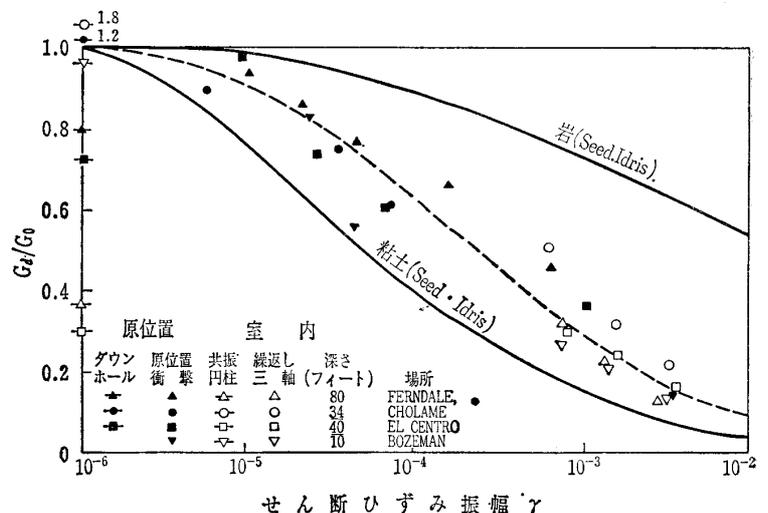
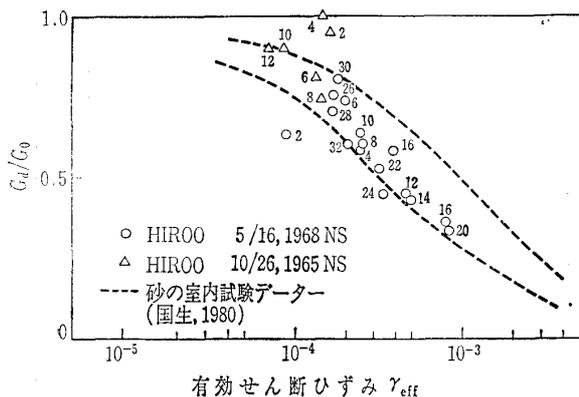


図-2.3.33 無次元化された動的せん断弾性係数(中~硬質粘土もしくはシルト, 最大せん断波速度 $V_{s, \max} < 300$ m/s) (Grantら³⁸⁾)



図—2.3.34 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係の時刻歴 (時松ら³⁹⁾)

原位置および室内における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を比較した例はそれほど多くない。この理由は、原位置において広範なひずみ振幅に対する動的せん断弾性係数を測定することが非常に困難なことがあげられる。図—2.3.33は、クロスホール法を改良し、せん断ひずみが $10^{-6} \sim 10^{-3}$ までの範囲における動的せん断弾性係数の測定を可能にした原位置衝撃試験の結果を示したものである³⁸⁾。図—2.3.33によると、データのばらつきはあるものの、繰返し三軸試験結果との整合性はあるようである。ただし、硬質粘土もしくはシルトに関しては、室内試験との整合性は良くなく、その理由については、明らかにされていない。図—2.3.34は、原位置における強震記録から、重複反射理論を用いて動的せん断弾性係数のひずみ依存性を逆算したものである³⁹⁾。図—2.3.34において、有効せん断ひずみ γ_{eff} は $\alpha \cdot (\gamma_{max})_{ave}$ 、 $\alpha = 0.8$ で定義されたひずみであり、図中の数字は時刻(秒)を表している。地震記録から求められた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係が、室内試験結果で得られている結果と比較的良く一致していることがわかる。

(7) あとがき

比較的大きなひずみを受ける土質材料の動的せん断弾性係数については、これまで室内試験によりかなり明らかにされてきた。その結果、いくつかの影響因子を用いて原位置での動的せん断弾性係数を推定することも可能となった。しかしながら、動的せん断弾性係数を知るためには、基本的には、地震応答解析を行う実際の地盤から採取された乱さない試料を用いて室内試験を行うか、原位置での試験を実施する必要があるものと思われる。大きなひずみに対する動的せん断弾性係数の原位置測定は、現状では必ずしも容易ではないが、室内試験結果と原位置試験結果を直接比較した例は少なく、この点に関する今後の研究が期待される。

参考文献

17) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976。
 18) 原 昭夫：地盤の動力学的性質とその応用，第2回地盤震動

シンポジウム資料集，日本建築学会，pp. 33~39, 1973。
 19) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和：広範な歪領域での砂の動的せん断変形特性—低周波動的せん断試験装置の開発—，土木研究所資料，第1080号，建設省土木研究所，1976。
 20) Silver, M.L. and Park, T.K.: Testing procedure effects on dynamic soil behavior, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT10, pp. 1061~1083, 1975.
 21) Drnevich, V.P. and Richart, F.E.: Dynamic prestraining of dry sand, Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 453~469, 1970.
 22) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Fukushima, S. and Sudo, H.: Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 29~43, 1979.
 23) 龍岡文夫：新体系土工学 18 土の力学(III) 第3章，土木学会編，pp. 195~256, 1981。
 24) 西 好一・江刺靖行：泥岩の力学的特性に関する研究(その4) —振動荷重下における強度 - 変形特性—，電力中央研究所報告，研究報告382014，1982。
 25) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Shear modulus of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 39~56, 1978.
 26) Zen, K., Umehara, Y. and Hamada, K.: Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities, Proc. 5th Japan Earthquake Engineering Symp., pp. 721~728, 1978.
 27) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y.: Dynamic properties of soft clay for wide strain range, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 1~18, 1982.
 28) Anderson, D.G. and Stokoe, K.H. II: A time dependent soil property, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, ASTM, pp. 66~90, 1978.
 29) Larkin, T.J. and Taylor, P.W.: Comparison of down-hole and laboratory shear wave velocities, Canadian Geotechnical Journal, 16, pp. 152~162, 1979.
 30) Kokusho, T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 45~60, 1980.
 31) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667~692, 1972.
 32) Jennings, P.C.: Periodic response of a general yielding structure, Proc. ASCE, Vol. 90, No. EM2, 1964.
 33) 大崎順彦・原 昭夫・清田芳治：地盤振動解析のための土の動力学的モデルの提案と解析例，Proc. 5th Japan Earthquake Engineering Symp., pp. 697~704, 1978。
 34) 杉本三千雄・畑中宗憲・辰巳安良：海底軟弱粘土の動力学特性と動的解析のためのモデル化，Proc. 5th Japan Earthquake Engineering Symp., pp. 713~720, 1978。
 35) 柴田 徹・Soelarno, D.S.: 繰返し載荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性，土木学会論文報告集，第239号，pp. 57~65, 1975。
 36) 柴田 徹・Soelarno, D.S.: 繰返し載荷を受ける粘性土の応力・ひずみ特性，土木学会論文報告集，第276号，pp. 101~110, 1978。
 37) Sherif, M.A. and Ishibashi, I.: Dynamic shear moduli for dry sands, Proc. ASCE, Vol. 102, No. GT11, pp. 1171~1184, 1976。
 38) Grant, W.P. and Brown, F.R. Jr.: Dynamic behavior of soils from field and laboratory tests, Proc. Intl. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 2, pp. 591~596, 1981。
 39) 時松孝次・翠川三郎：強震記録から推定した地盤のせん断剛性の時刻歴，第16回土質工学研究発表会概要集，土質工学会，pp. 685~688, 1981。