

砂質地山の地震時非線形応答解析

大根義男, 四俵正俊, 奥村哲夫, 小嶋寿磨

Non-Linear Response Analysis of a Sandy Abutment during Earthquakes

Yoshio OHNE, Masatoshi SHIDAWARA,
Tetsuo OKUMURA and Toshimaro KOJIMA

斜面を有する土質構造物が飽和状態にある場合の地震時における安定性の評価方法は、現在のところほとんど確立されていない。これは土の動的強度の推定及び評価方法、あるいは解析手法等に関する種々の問題点が明確化されていないためである。

本研究は、ダムの貯水により飽和した砂質地山をモデルとし、地震時における斜面の安定性を評価する一試法について述べたものである。解析には、液状化試験によって求めた材料の非線形性が取り入れられている。そして、安定性を評価する意味から地山の振動性状と液状化の発生過程が明らかにされている。

1. はじめに

新潟地震(1964年)以後地震時における飽和砂質地盤の液状化に関する研究が国内外を問わず盛んに行なわれ、その発生機構や現象について実験的に多く解明されてきた。また、大型計算機の発達により、波動理論、集中質量法、有限要素法等を用いた応答解析も可能となり現在急速な進歩をとげている。

地震時における液状化発生可否の推定は、室内試験から得られる非排水動的強度と応答解析結果から求められる動的せん断応力を直接比較して行なっている。この場合、対象となる土構造物の破壊は土中の有効応力がゼロとなるいわゆる完全液状化状態、もしくは液状化現象特有の間げき水圧(または、ひずみ)急増点によって定義される。しかし、飽和砂質地盤や盛土、特に斜面を有する場合の地震時の挙動はその断面形状の影響を強く受け、局部的な破壊、さらには進行性破壊の現象を呈することが考えられ、上述の完全液状化とか間げき水圧の急増点に着目した破壊の定義による検討は危険側の結果となる。従って、この種の地盤や構造物の地震時の安全性を十分な精度で評価するためには、液状化に至るまでの過程における振動性状、応力状態などを時間毎に逐次検討し、この種の破壊現象を詳細に調査する必要があると考えられる。

本報告は、ダムの貯水により飽和した砂質地山について動的変形特性のひずみ、および応力依存性を取り入れ

た非線形振動解析を行ない、液状化に至るまでの地山の振動性状、応力状態等を調べ地山の地震時の安定性を検討した結果である。

2. 解析

2・1 解析手法

解析は有限要素法により材料の非線形性を考慮して行なった。また、運動方程式の解法は逐次積分法により行なった。

多自由度の振動系の運動方程式は、1自由度の振動系の場合と同様に式(1)のように現わされる。

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{p(t)\} \quad (1)$$

ここで、[M]: 質量マトリックス

[C]: 減衰マトリックス

[K]: 剛性マトリックス

$\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}, \{x\}$: 加速度, 速度および変位ベクトル

$\{p(t)\}$: 節点外力ベクトル

いま、任意の時刻 t における変位成分を $\{x(t)\}$ とすると、 Δt 秒後の変位および速度は、テーラー展開、台形積分公式を用いて表わすと式(2)および式(3)のようになる。

$$\begin{aligned} \{x(t+\Delta t)\} &= \{x(t)\} + \{\dot{x}(t)\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{x}(t)\}\Delta t^2 + \\ &+ \frac{1}{6}\{\ddot{\ddot{x}}(t)\}\Delta t^3 + \dots \end{aligned} \quad (2)$$

$$\{\dot{x}(t+\Delta t)\} = \{\dot{x}(t)\} + \Delta t \frac{\{\ddot{x}(t)\} + \{\ddot{x}(t+\Delta t)\}}{2} \quad (3)$$

なお、式(2)において4次以降の項は無視できるものと仮定し、3次の項の係数 β を導入し2次の項に置き換えると結局式(2)は、

$$\{x(t+\Delta t)\} = \{x(t)\} + \{\dot{x}(t)\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{x}(t)\}\Delta t^2 + \beta\Delta t^2[\{\ddot{x}(t+\Delta t)\} - \{\ddot{x}(t)\}] \quad (2')$$

となる。この式(2')および式(3)がいわゆる New Mark の β 法の基本公式である。ここで、係数 β は $\beta = 1/6, 1/4, 1/2$ として一般に用いられるが、本解析においては解の安定性を保つために $\beta = 1/2$ として計算を行なった。

β 法の解法は次のように行なう。

式(2')および式(3)を運動方程式(1)に代入することにより $\{\ddot{x}(t+\Delta t)\}$ は

$$\{\ddot{x}(t+\Delta t)\} = \left[[M] + \frac{\Delta t}{2} [C] + \beta\Delta t^2 [K] \right]^{-1} \left[\{b(t+\Delta t)\} - [C] \left\{ \dot{x}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}(t) \right\} - [K] \left\{ x(t) + \Delta t \dot{x}(t) + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 \ddot{x}(t) + x(t) \right\} \right] \quad (4)$$

となる。式(4)の右辺はすべて既知な量であることから、応答加速度 $\{\ddot{x}(t+\Delta t)\}$ 、速度 $\{\dot{x}(t+\Delta t)\}$ 、および変位 $\{x(t+\Delta t)\}$ が得られる。

2・2 解析断面

解析は東金ダム（千葉県東金町）右岸ブランケット部砂質地山について図1に示す標準断面について行なった。図から知られるように本地山は基盤層、A層およびB層の3種類の地層から成っている。また、貯水後には図中の破線で示した位置まで地下水位が上昇するものとし、さらに斜面中央部に余水吐を設けるものとした。

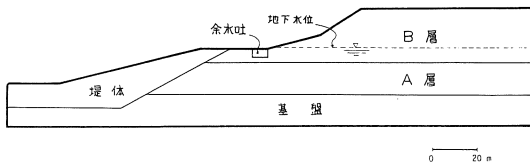


図1 標準断面図

2・3 入力地震波

本解析においては十勝沖地震のN-S成分（1968年、最大加速度221gal）を図2に示した時間範囲で、時間間隔 $\Delta t = 0.04$ 秒として基盤層に与えた。

2・4 土質定数

解析を進めるためには土の動時特性、すなわちせん断弾性係数および減衰比を求めることが必要である。

図1に示したA層およびB層から不攪乱試料を採取し、飽和および自然含水比状態の供試体を用いてせん断弾性

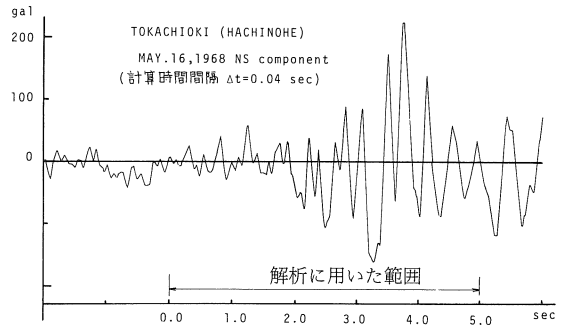


図2 解析に用いた入力加速度波形

係数および減衰比とせん断ひずみの関係を振動三軸試験機を用いて調べた。

(a) せん断弾性係数

せん断弾性係数 G は主に応力 σ'_0 、ひずみ γ に依存し実験的に

$$G = A(\gamma) f(e) \sigma_0^{m(\gamma)} \quad (5)$$

の関係にあることが知られている。ただし、 σ'_0 は有効拘束圧、 $A(\gamma)$ および $m(\gamma)$ は $\log G/f(e) \sim \log \sigma'_0$ 関係における直線の切片および傾き；また $f(e)$ は、 $f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ である。

図3はB層から採取した試料の実験より得られたデータを $G \sim \gamma$ の関係で整理した結果である。また、図4および図5はA層およびB層の自然含水比試料の $G/f(e) \sim \sigma'_0$ 関係より求めた式(5)の係数 $A(\gamma)$ および $m(\gamma)$ の値を示したものである。図3に示した結果から飽和供試体の G の値はひずみ量がほぼ 3×10^{-3} 以上において自然含水比の供試体の結果より低い値を示すことが知られる。また、この傾向はA層の試料の試験結果においても認められた。このことは、 10^{-3} 以上のひずみを飽和供試体に与えるとダイレイタンス現象が現れ始め、繰返し載荷回数が増大、すなわち繰返しせん断応力の進行に伴って過剰間げき水圧が供試体内に発生し供試体が軟弱化することによるものと考えられる。また、上記の過程がさらに進行すれば供試体内の間げき水圧は拘束圧と等しくなり完全に液状化状態となって破壊に至るものと考えられる。

図6は飽和試料のせん断弾性係数の変化を有効応力の立場で整理した結果である。即ち、10サイクル目におけるせん断ひずみ (γ_{10}) 、せん断弾性係数 (G_{10}) 、および残留間げき水圧 (Δu_{10}) を求め、 γ_{10} に対する $A(\gamma)$ 、 $m(\gamma)$ の値を図4または図5に示した自然含水比試料の結果より求め、式(6)より推定した。せん断弾性係数 (G^*) と G_{10} を比較した結果である（図中○□）。

$$G^* = A(\gamma) f(e) (\sigma'_0 - \Delta u_{10})^{m(\gamma)} \quad (6)$$

また、液状化試験から求めたせん断弾性係数の値と自

然含水量比供試体の結果を上記と同様の方法で比較し図中●■で示した。本図より、いずれのデータもほぼ45度の傾きの直線に集中しており、飽和試料の載荷時すなわち液状化過程におけるせん断弾性係数の変化は式(6)で示した有効応力表示により表現し得ることが知られる。

(b) 減衰比

Hardin¹⁾は減衰比(θ)に関する実験式として

$$\theta = \frac{1}{10} \varepsilon_a^{\frac{1}{2}} \sigma'_v \quad (7)$$

を提案している。ただし、 ε_a はひずみ振幅、 σ'_v は有効拘束圧である。式(7)から減衰比についてもせん断弾性係数と同様にせん断ひずみと拘束圧の影響を強く受けることが知られる。

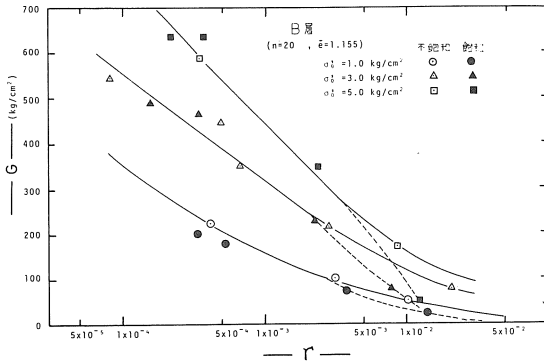


図3 せん断弾性係数とせん断ひずみの関係

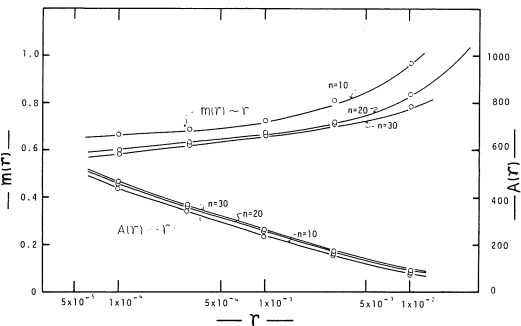


図4 A(γ), m(γ)とせん断ひずみの関係 (A層)

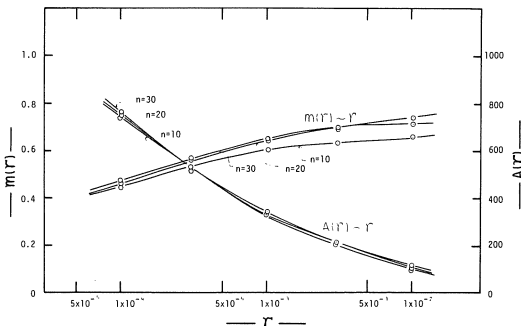


図5 A(γ), m(γ)とせん断ひずみの関係 (B層)

本実験より得られたA層およびB層の減衰比の値を図7および図8に示した。両図より、減衰比はせん断ひずみの影響を最も強く受けることか知られる。また、飽和試料の減衰比は自然含水量比試料の結果と比較して幾分低い値となっている。しかしながら、両試料の結果を全般的に見た場合、減衰比は主にひずみに依存し他の要因、

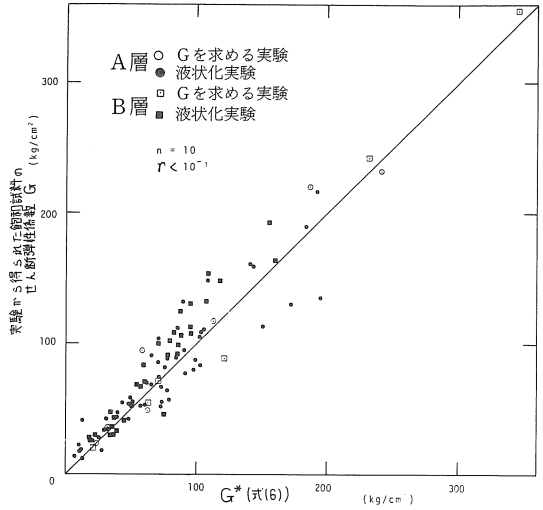


図6 式(6)と実験値の比較

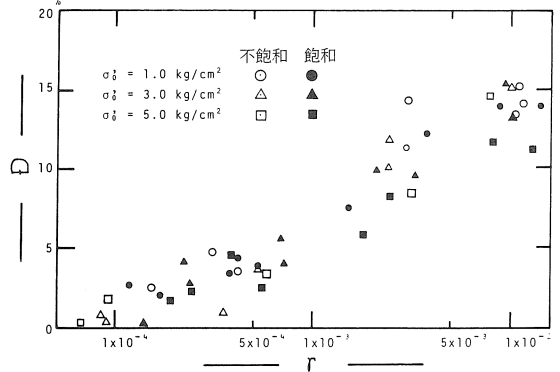


図7 減衰比とせん断ひずみの関係 (A層)

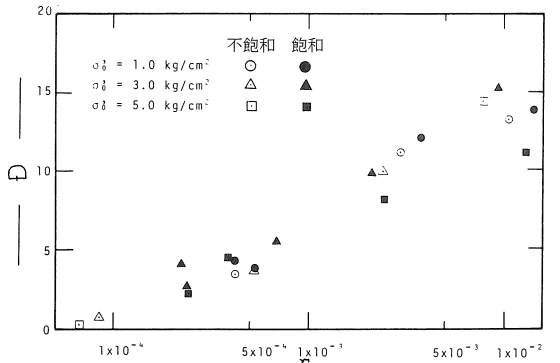


図8 減衰比とせん断ひずみの関係 (B層)

すなわち、拘束圧、載荷回数、飽和度の影響はあまりないようである。

なお、本試料のせん断弾性係数および減衰比の結果の詳細は文献(2)に示してある。

2・5 解析手順

以下に示す順序に従って解析を行なった。

I) 図1に示した断面を86節点137要素に分割する。なお、余水吐を設けた事による周辺地山への影響を調べるために余水吐の基礎およびその周辺を他より幾分細かく分割した。

II) 初期応力を求めるために表1に示した土質定数(現場試験および室内三軸試験結果)を用いて静的な有限要素解析を行なう。

III) II)により得られた初期応力を基に、 $t = 0$ におけるせん断弾性係数(G)を図4または図5の結果および式(5)を用いて推定する。この場合、せん断ひずみ γ は $\gamma = 10^{-6}$ とし、 $\gamma = 10^{-6}$ におけるせん断弾性係数の値は $\gamma = 10^{-6}$ に対する G/G_0 。(G₀: $\gamma = 10^{-6}$ でのせん断弾性係数, G: 任意のせん断ひずみに対するせん断弾性係数)を1.0とすると $\gamma = 10^{-4}$ においては $G/G_0 \approx 0.85$ となる既往の実験結果により推定した。

IV) 運動方程式、式(1)の[C]マトリックス

$$[C] = \bar{\alpha}[M] + \bar{\beta}[K] \tag{8}$$

の定数 $\bar{\alpha}$ 、および $\bar{\beta}$ を以下に示す数値実験により決定する。

$\bar{\beta}[K]$ の[K]はせん断弾性係数のひずみ依存性により時間毎に変化する。従って[K]の変化しないひずみ範囲($\gamma = 10^{-6}$)で解析断面に自由振動(10galのパルス)を与え減衰比(θ)との関係を求めた。この結果、 $\bar{\alpha}$ と θ の間には特別な相関は認められなかった。従って本解析においては $\bar{\alpha} = 1.0$ として行なった。一方、 $\bar{\beta}$ については、図10に示すような関係となった。従って任意の時間(任意のせん断ひずみ)における $\bar{\beta}$ の値は図9および図10の結果を用いて決定した。なお、図9の結果はA層B層の平均値である。

V) 地震波(時間間隔 $\Delta t = 0.04 \text{sec}$)を図1の基盤に与え、式(1)を解くことにより第1ステップ(Δt_1)の段階における応答加速度および応答変位($\epsilon \Delta t_1$)を求める。そして $\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\}$ 、 $\{\sigma\}$ は応力ベクトル、[D]は弾性マトリックス、 $\{\epsilon\}$ はひずみベクトルで現わされる応力~ひずみ関係から主応力 σ_1 および σ_3 を求める。さらに、振動時のせん断応力(τ_d)を図11に示した方法により求める(応力比 τ_d/σ'_0 の算出)。

VI) 第2ステップ(Δt_2)におけるせん断弾性係数の値($G \Delta t_2$)を第1ステップにおける応答変位($\epsilon \Delta t_1$)を用いて図4または図5(載荷回数 $n = 30$ 回の値)および式

(6)の関係により推定する(有効応力法)。この場合、振動により発生した間げき水圧の推定は次のようにして行なう。

まず、図1の各層より採取した試料の液状化試験を行ない図12および図13の関係を求める。(両図は振動三軸試験機より求めたA層の結果を代表的に示したものである。なお、今回の解析においてはA層、B層の結果がほとんど同じであったため簡便的にA層の結果を使用した)これらの結果はせん断応力が正弦的に変化する場合のもの

表1 物性値

| | E_s (kg/cm ²) | ν (t/m ³) | C (kg/cm ²) | ϕ (度) | GeSI β | |
|-----|-----------------------------|---------------------------|-------------------------|------------|--------------|-----------------|
| B層 | 飽和 | 39.3 | 0.49 | 1.72 | 0.10 | 28.0 |
| | 不飽和 | 39.3 | 0.35 | 1.43 | 0.10 | 28.0 |
| A層 | 飽和 | 28.8 | 0.49 | 1.68 | 0.10 | 28.0 |
| | 不飽和 | 28.8 | 0.35 | 1.39 | 0.10 | 28.0 |
| 埋体 | 35.0 | 0.49 | 1.37 | 0.15 | 17.0 | $G/G_0 = 200.0$ |
| 基礎 | 10000.0 | 0.49 | 1.72 | 0.10 | 10.0 | const. |
| 余水吐 | 200000.0 | 0.17 | 2.50 | - | - | const. |

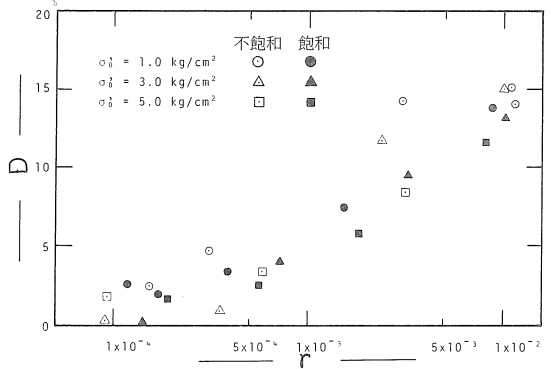


図9 Dと γ の関係 (A, B層)

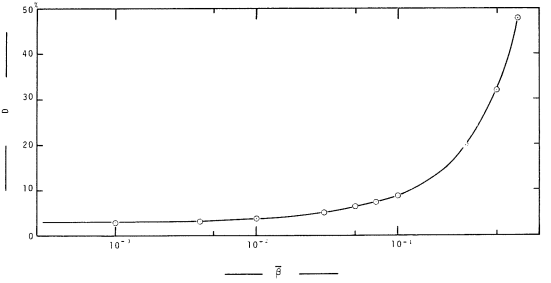


図10 Dと $\bar{\beta}$ の関係

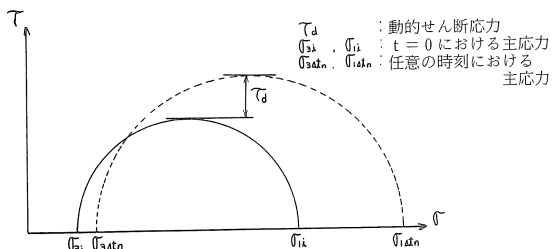


図11 動的せん断応力の定義

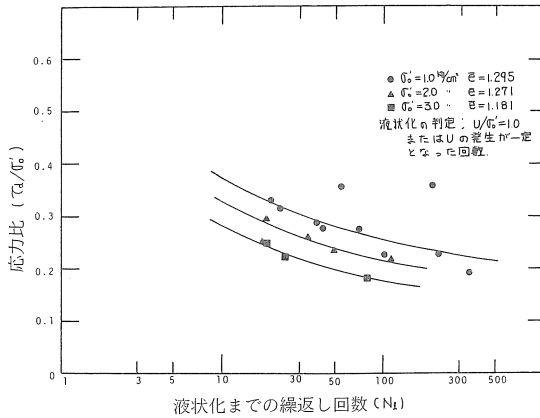


図12 応力比と液状化までの回数 (A層)

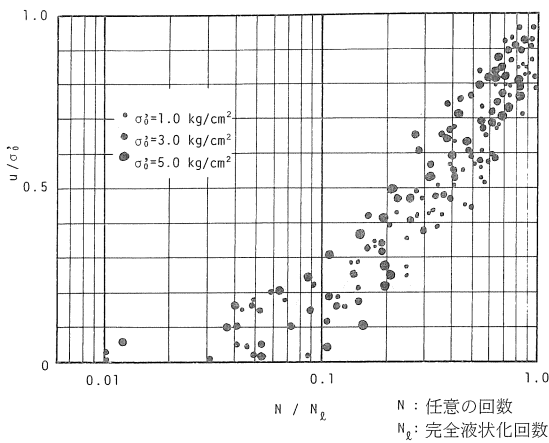


図13 u/σ'_v と N/N_i の関係 (A層)

のであり不規則な振動にはそのまま適用できない。従って、図14に示す不規則なせん断応力波においてピークからピークまでの値をおさえ、その値が τ_3 であれば τ_3 が正弦的に作用した時 (同図(C)参照) の液状化までの繰返し回数 N_3 を図11より求める。そしてこの場合は振幅 τ_3 の波が $1/2$ 回作用したものとみなし、この時点で発生する間隙水圧 Δu_3 を図12によって推定する。

以上の方法により得られた $G_{s,i}$ の値を用いて第2ステップの地震波を基盤に与え、上述と同様の方法により逐次計算を進める。(非線形性の考慮)

なお、計算に当っては本学に設置されているIBM370/138を使用した。

3. 解析結果

3・1 応答加速度分布

得られた応答加速度 (水平成分) を図16および図17に示した。(図15参照) 両図の結果より以下の事が知られる。

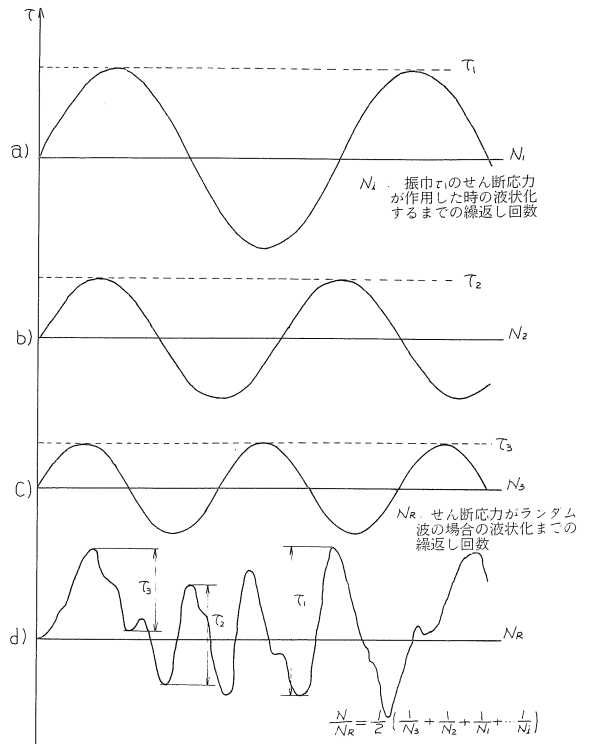


図14

(イ) 基盤層の応答加速度はほぼ似た波形 (周期) および値を示している。また振動周期も非常に低い値を示している。さらに、入力加速度の最大値が 221 gal であるのに対し基盤層では約 100 gal でありほぼ $1/2$ の値となっている。これらの原因は基盤層の剛性が非常に高い (A層, B層の値の約10倍)、解析断面の両端が固定されていることなどによるものと考えられる。

(ロ) 基盤より上方に向うに従って応答加速度の値は徐々に増加する傾向にあり、斜面上においては約400~500 galの値となっている。

3・2 変形性状

最大入力加速度の1周期 (時間 $t=3.60\sim 3.96$ 秒) に対する斜面内の各点における応答変位を図18に示した。図から、水平方向の変形量は基盤層において非常に小さく、上方に向うに従って増大しており応答加速度の場合と同様な傾向を示している。この最大値は7cm程度である。なお、基盤層の応答加速度が非常に小さいことと応答変位が小さいという関係はリーゾナブルな結果であると考えられる。また、斜面付近において鉛直方向の変位も認められる。

図18の結果と比較する意味で、地下水位を考えない場合の解析を行なった。図19にこの結果を示したが、飽和地山の場合と似たような変位性状となっている。

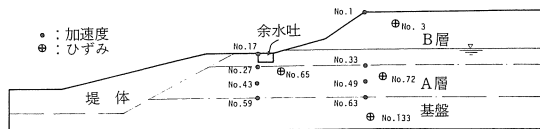


図15

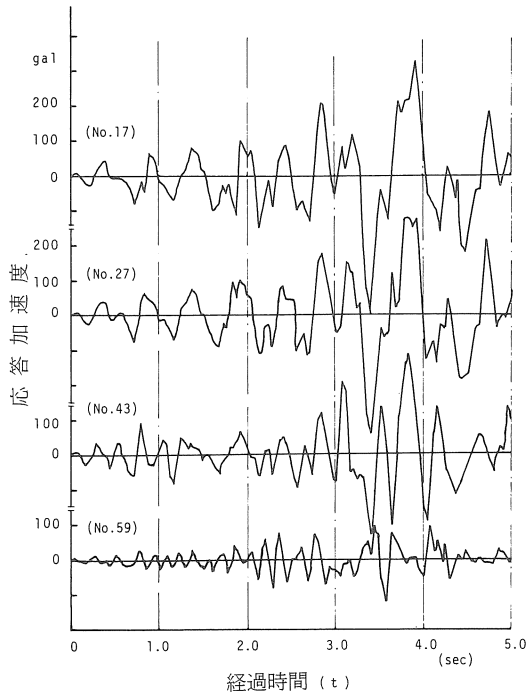


図16 応答加速度 (余水吐下部)

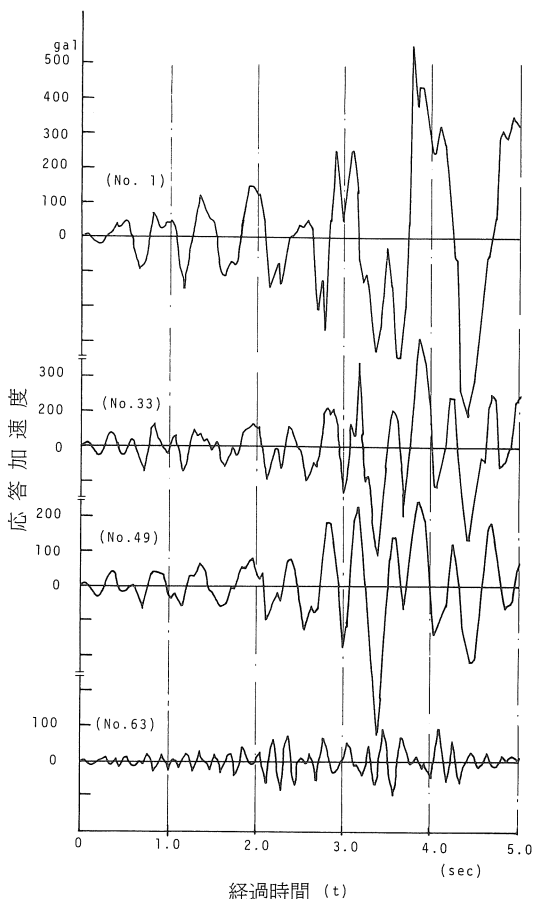


図17 応答加速度

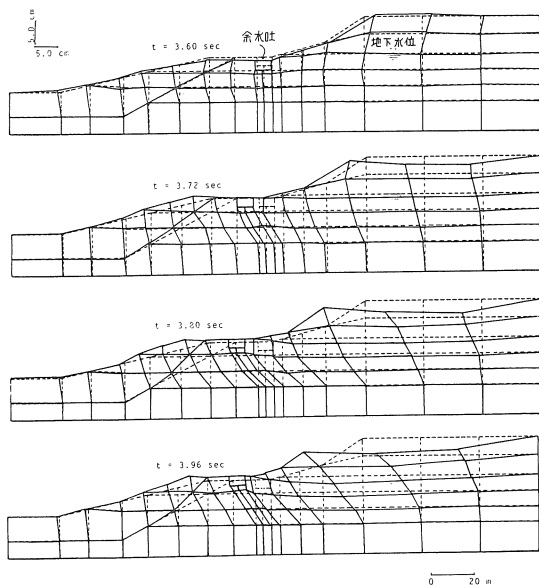


図18 変形図 (地下水位を考えた場合)

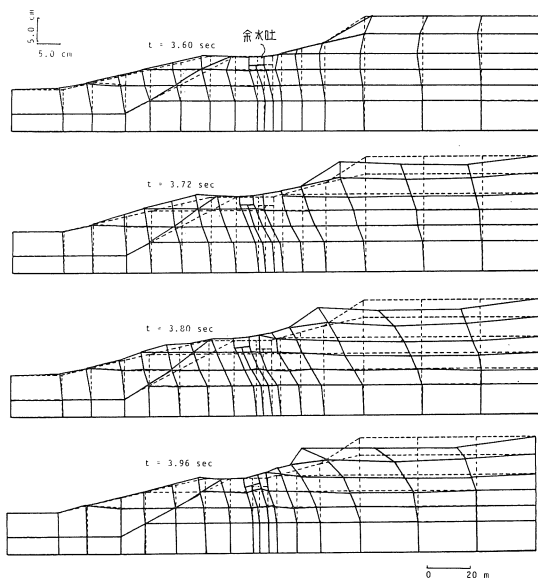


図19 変形図 (地下水位のない場合)

3・3 応力分布

入力加速度の最大値付近（時間 $t = 3.60 \sim 4.16$ 秒）における斜面内の応力分布（最大主応力および最小主応力）を図20および図21に示した。図20は地山が飽和した場合、図21はそうでない場合の結果である。両ケースの応力分布の相違はほとんどなく、また斜面付近において引張現象の発生する領域が両図において認められる。

3・4 振動時の間げき水圧

地下水位以下の飽和領域においては地震波の入力によって間げき水圧が発生する。間げき水圧の変化を間げき水圧比 (u_R/σ'_v , u_R : 発生間げき水圧, σ'_v : 初期拘束圧)

を用いて図22に示した。図は最大加速度が入力した後の結果を示しているが、入力外力の進行とともに間げき水圧比の値は増加の傾向を示している。特に、間げき水圧の発生の進行すなわち、液状化状態は余水吐下部あたりから徐々に周辺に進行するようである。また、間げき水圧比の最大値はほぼ0.20であることから、砂層の液状化に対する抵抗力はまだ十分発揮されており、完全な液状化状態には到達していないことが知られる。

図23は余水吐下部 (No.65) の水圧比、動的せん断応力 (τ_d) および応答加速度を時間に対して示したものである。図に示した結果をみると、 $t = 0$ から 3.5 秒までの間に

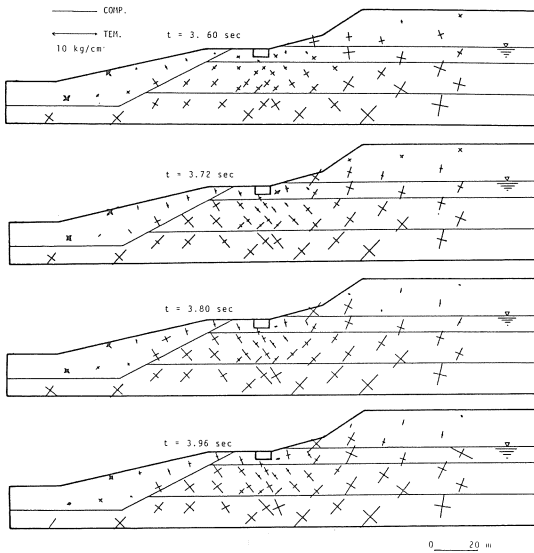


図20 主応力図 (地下水位を考えた場合)

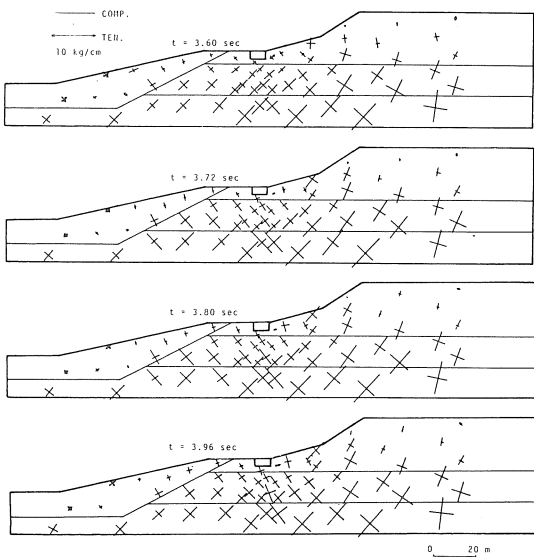


図21 主応力図 (地下水位のない場合)

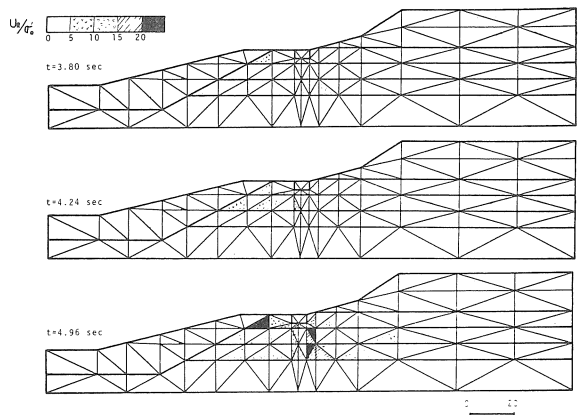


図22 U_R/σ'_v の分布

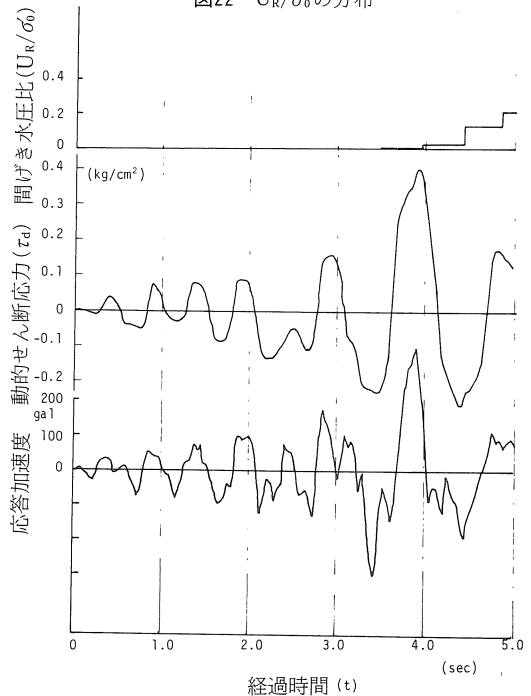


図23 余水吐下部 (No.30) の応答加速度動的および間げき水圧比の経時変化

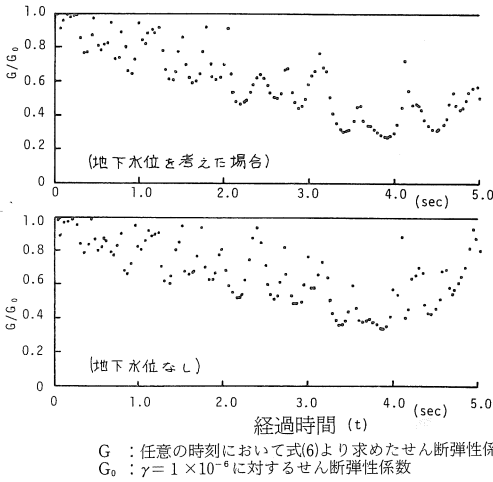


図24 せん断弾性係数の時間変化

において平均的な応答加速度および動的せん断応力(τ_d)が100galおよび0.1kg/cm²程度であるが間げき水圧比に何の変化もない。これは2・5項VI)に示した振動過程における間げき水圧上昇の導入方法において応力比(τ_d/σ_0)が0.20以下においては $N_e = \infty$ (図12)として解析を行なったことによるものである。この計算仮定の妥当性については実験と照らし合せて再検討している。

この計算例では地下水の存在によってある程度の液状化が起っているが、応答加速度、応答変位および動的応力に地下水の有無による大きな相違が現われる程のものではない。(図16) 図24の縦軸は振動中の剛性の変化を G/G_0 (G :式(6)より推定した各時刻のせん断弾性係数, G_0 : $t=0$ におけるせん断弾性係数)で表わしこれを経過時間に対し示したものである。地下水を考えた場合には低下したせん断弾性係数の回復が相対的に少ないという傾向が表われている。

4. 安定性に対する検討

地震時の安定性を検討する場合

- I) 飽和部分に対しては、その材料の非排水動的強度(応力比)と振動時に発生した動的応力との比較
- II) 地山材料の動的強度と振動時に発生した動的応力との比較
- III) 振動により発生したひずみ量の検討
- IV) 地山斜面のスライディングに対する検討等による判定の方法が考えられる。そして、これらの判定によって得られた結果を総合的に判断しその安定性を検討する方法が考えられる。

ここでは、上記I)～III)の方法により解析断面の安定性を調べた。

図25は入力加速度がほぼ最大の時刻における応力比の応答値を示したものである。図に示した結果より、余水吐の下部が他の部分と比較して大きく、その値は平均的に0.3～0.4の範囲となっている。

図26は動的せん断応力としてH.B.Seedの提案した等価せん断応力($\bar{\tau}_d = 0.65\tau_d$)を用いて計算した結果であ

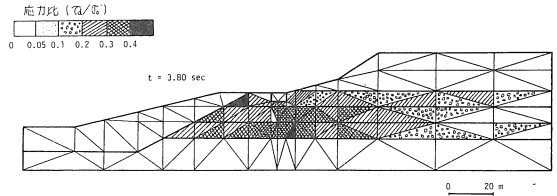


図25 最大入力加速度付近の応力比分布

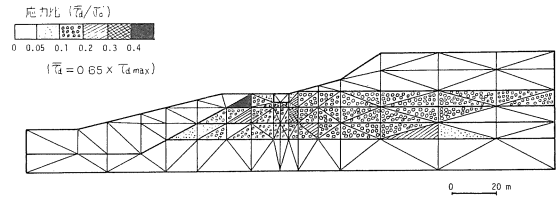


図26 等価せん断応力より求めた応力比分布

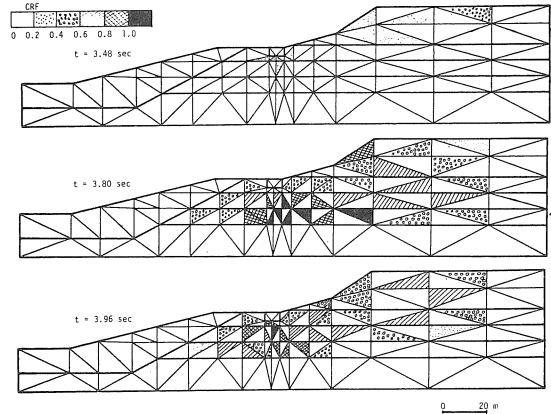


図27 CRFの分布

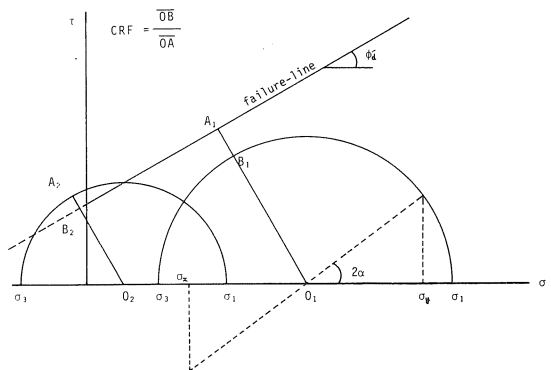


図28 CRFの定義

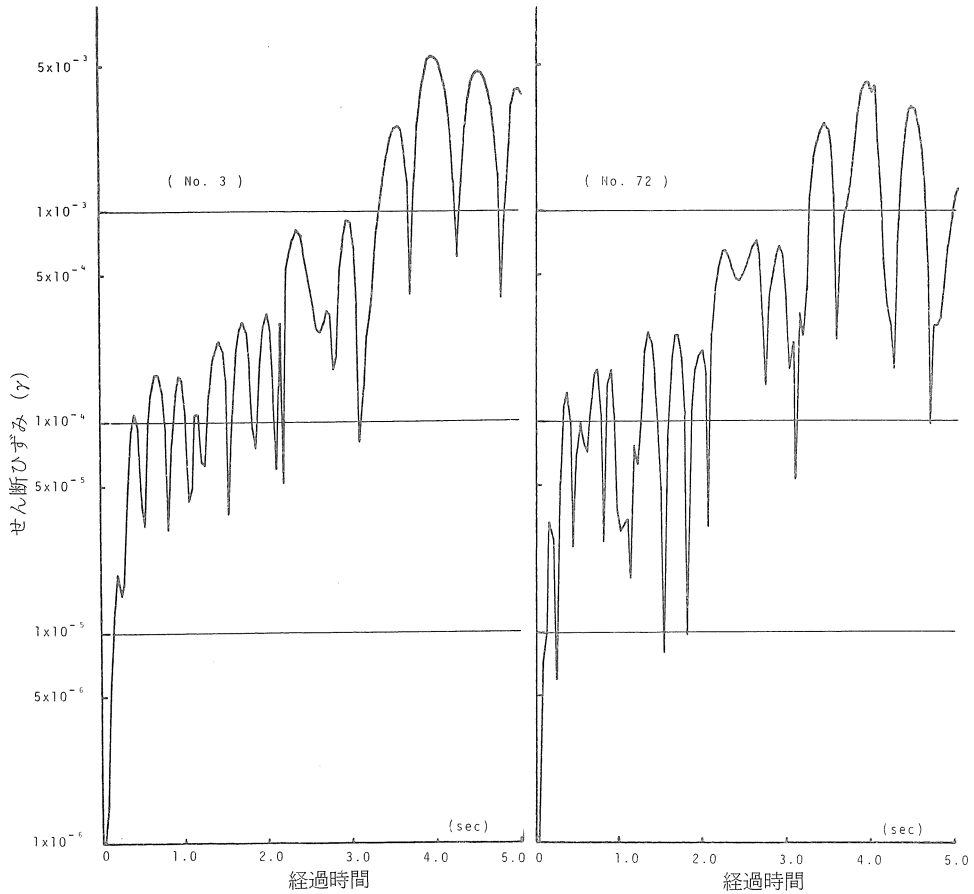


図29 せん断ひずみの経時変化

る。すなわち、地震時に発生した動的せん断応力の最大値 ($\tau_{d \max}$) の約65%が振動中に平均的に作用するものと仮定し、各要素毎に等価せん断応力を求め、応力比を計算する。図25に示した結果と同様に、本結果においても応力比の大きな値を示す個所が余水吐下部付近に集中していることが知られる。液状化試験結果によると(図12)、7パルスに対する完全液状化発生時の応力比の値は0.3以上である。一方、振動による応力比の応答値は、余水吐下部のその大きな値を示す個所ではほぼ0.1~0.3の範囲にあることから、液状化に対して(完全液状化)おおむね安全であるものと判断される。

なお、堤体部は粘性土であること、締め固めが十分されること等により液状化は発生しないものとしている。

地山の安定性を強度的に調べた結果が図27である。すなわち、図20に示した応力分布に着目すれば、各要素での応力状態と動的な非排水強度(液状化過程の Stress-Path から求められる破壊線)との比較が考えられる。今、図28に示すような CRF なる量を定義すれば、この

値は現在ある応力状態がどの程度破壊線に近づいたかを示すものであり、 $CRF \geq 1$ ならば塑性平衡状態を意味するものである。

図29はせん断ひずみ(γ)の応答値の対数を時間に対して示した結果である。図より、振動の進行に伴ってひずみが增大していることがうかがわれる。また、基盤層以外の位置におけるひずみ量は 10^{-3} 以上の値を示し、弾塑性および破壊域に達している。さらに、基盤層以外の位置のひずみの発生傾向は、振動初期において急激に増大しており基盤層と全く異なった傾向を示しているように見える。なお、せん断ひずみが整流されたような振動波形を示すのはせん断ひずみの方向を固定せずに最大せん断ひずみ(正)の値をプロットしたからである。

以上、地山の安定に関し若干の検討を加えたが、今回の解析において用いた間げき水圧の導入法は試みの段階であり、まだ液状化に対して詳細な検討を加えるに至っていない。

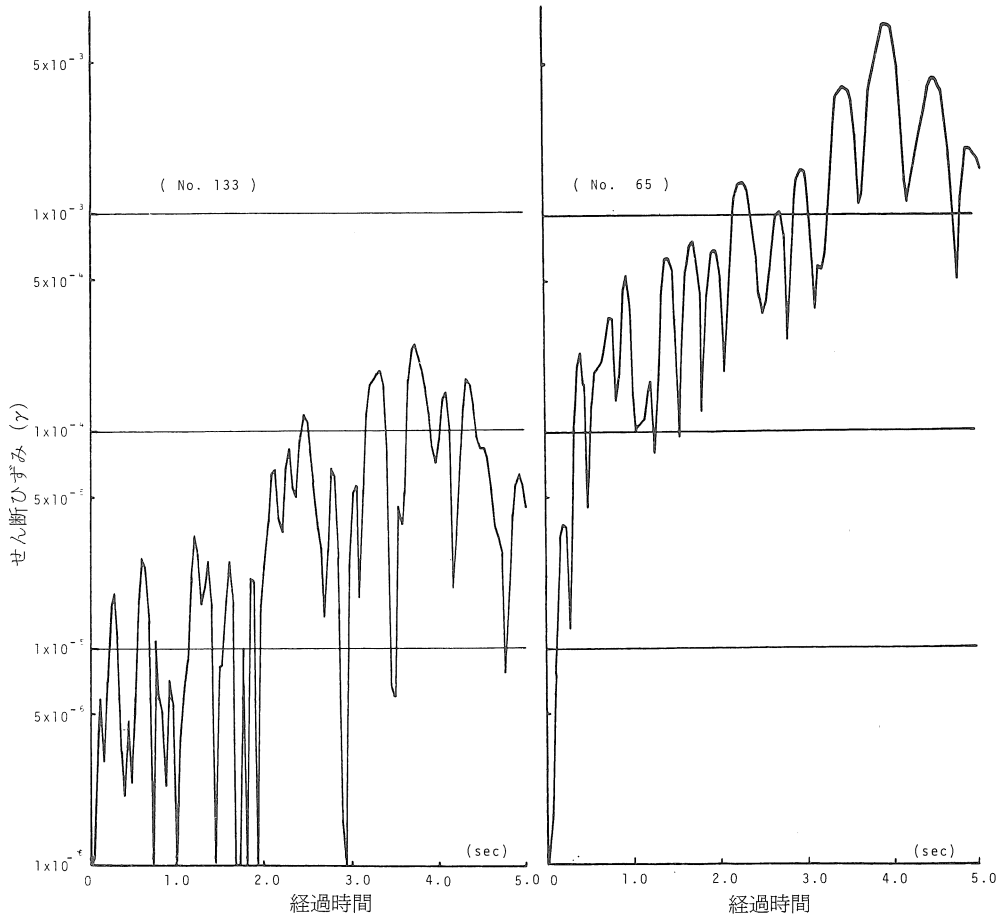


図29 せん断ひずみの経時変化

5. 結語

本研究で用いた非線型振動解析法の問題点のうち主な事項は以下の2項目である。

I) 本研究に用いた有効応力法では間げき水圧の発生はせん断応力がある値を越えて始めて生じるがこの点の妥当性を検討していきたい。

II) 上の動的強度をより詳細に求め破壊の定義を明確にし地山の全体的な破壊を検討する必要がある。

また、本解析より以下の事項が明らかとなった。

I) 余水吐のように剛性の非常に異なった構造物を地盤上に設けた場合、その近傍において液化化の進行が促進されるようである。

II) 振動により発生するひずみは、今回のような斜面を有する断面においては振動初期において急激に増大する。

参考文献

- (1) Hardin, B.O. : Dynamic Versus Static Shear Modulus for Dry Sand, Materials Research and Standards, ASTM, 232-235, 1965.
- (2) 奥村哲夫, 大根義男: 乱されていない砂の動的変形特性に関する実験的研究, 愛知工業大学研究報告, No.13, 251-259, 1978.
- (3) H.B.Seed, I.M.Idriss, : A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, EERC, EERC 70-9, 1970.
- (4) H.B.Seed, W.H.Peacock, : Applicability of Laboratory Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics Under Cyclic Loading, EERC, EERC-70-8, 1970.
- (5) H.B.Seed, Ignacio Arango, Clarence Chan, : Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes, EERC, EERC 75-28, 1975.
- (6) F.I.Makdisi, H.B.Seed, : A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments, EERC, EERC 77-19, 1977.

- (7) H.B.Seed, I.M.Idriss, : Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, EERC, EERC 70-10, 1970.
- (8) M.A.Sherif, Isao Ishibashi, A.H.Gaddah, : Damping Ratio for Dry Sands, Proc.ASCE, GT7, 743-756, 1977.
- (9) H.B.Seed, I.M.Idriss, : Analysis of Soil Liquefaction ; NIIGATA EARTHQUAKE, Proc.ASCE, SM3, 83-108, 1967.
- (10) B.O.Hardin, W.L.Black, : Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Proc.ASCE, SM2, 353-369, 1968.
- (11) M.L.Silver, T.P.Park, : Testing Procedure Effects on Dynamic Soil Behavior, Proc.ASCE, GT10, 1975.
- (12)石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版社
- (13)大根義男，建部英博，村瀬祐司：フィルダムの地震時の応答ならびに安定性に関する研究，愛知工業大学研究報告，No13，231—239，1978.
- (14)奥村哲夫，大根義男：不攪乱砂質土の液状化特性に関する実験的研究，愛知工業大学研究報告，No13，241—249，1978.
- (15)大根義男，四俵正俊，村瀬祐司，小嶋寿麿：砂地盤の非線形振動解析，土木学会中部支部研究発表会，1979，投稿中.
- (16)四俵正俊，建部英博，大根義男：動の間隙水圧を考慮したアースダムの振動解析，第33回土木学会年次学術講演会，509—510，1978.
- (17)奥村哲夫，大根義男：不攪乱砂質土の動的変形特性，第33回土木学会年次学術講演会，132—133，1978.
- (18)奥村哲夫，大根義男：粘性土の動的変形特性について，第13回土質工学研究発表会，553—556，1978.
- (19)大根義男，村瀬祐司：フィルダムの地震時安定解析に関する一考察，第13回土質工学研究発表会，1017—1020，1978.