

(80) 橋梁基礎下砂礫地盤内の地震時ひずみ

本州四国連絡橋公団 山田 勝彦
 東京大学生産技術研究所 龍岡 文夫
 日本技術開発株式会社 ○真鍋 進

1. まえがき

未固結砂礫の明石層を基礎地盤とする明石海峡大橋の主塔基礎2Pの地震時安全性を精査するため、直径30 cmの不攪乱試料を異方および等方圧密して一連の繰り返し三軸試験を行った。^{1), 2)} この試験結果を用いて累積損傷度理論により、地震時の不規則荷重に対する「地震時非排水最大ひずみ」および「非排水での不規則な繰り返し载荷に対するせん断強度」を予測した。^{3), 4)} しかしながら、その報告では、地震荷重によるせん断応力を図-1に示すように「半パルス」で定義したことや、累積損傷度理論は動的応力の全時刻歴に対して求められるもので時間的な概念が不明確であるという問題点を含んでいた。

そこで、動的せん断応力の評価方法の再検討および時間的な概念を導入した「累積損傷度理論でのひずみ軟化理論」⁵⁾により地震時ひずみの予測を行った。

その結果、累積損傷度理論におけるせん断応力の評価方法の違い（「全パルス」と「半パルス」）による設計地震動に対する基礎地盤内のひずみは大差なく、いずれも0.1%以下である。また、ひずみ軟化理論によるひずみは各要素での最大値で見ても累積損傷度理論で求めたものよりも小さくなることを示している。

2. 解析条件

基礎地盤内の応力の算定は、2次元FEMにより求めた（その詳細は文献3を参照されたい）。図-2に常時の応力状態（主応力比 σ'_1/σ'_3 の分布）を、図-3には動的なせん断応力比の最大値 $SR(1) = \{ (\sigma_1 - \sigma_3)_{cyclic} / 2\sigma'_{mc} \}_{max}$ を示す（半パルス）。

これらの応力状態を参考に繰り返し非排水三軸試験は、圧密圧力 $(SR_c = \sigma'_{1c} / \sigma'_{3c} = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0)$ 正弦波の繰り返し荷重 $(SR_d = (\sigma_1 - \sigma_3)_d / 2\sigma'_{mc})$ （その最大値は0.8）を与えて実施した。試験結果は図-4(a)に示すように

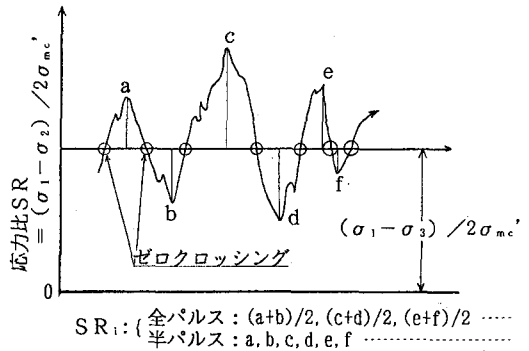


図-1: 不規則荷重におけるパルスの定義 (SR_i:各パルスの片振幅)

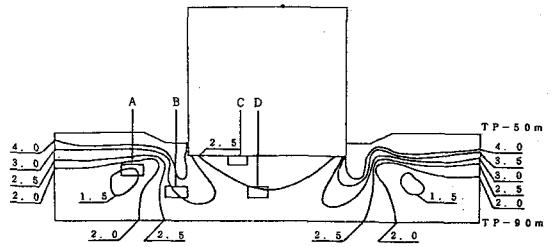


図-2: 主応力比 $\sigma'_{1c} / \sigma'_{3c}$ の分布

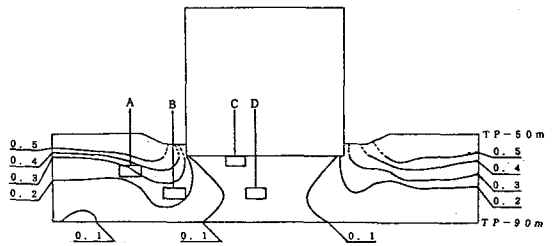


図-3: 応答解析結果 (最大パルスの応力比SR(1)の分布)

繰返し非排水三軸試験結果
 $SR_c = \sigma_{1c} / \sigma_{3c} = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0$ で圧密
 ひずみに対する $SR \sim N_c$ 曲線を N_c 軸に平行移動すると一致する。
 $SR \sim N_c$ 曲線を N_c 軸に平行移動すると一致する。

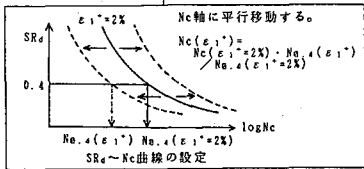
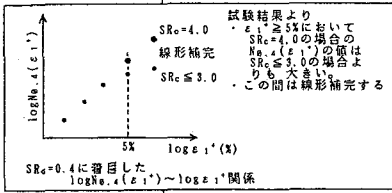


図-4(a) 繰返し非排水三軸試験結果の定式化の方法

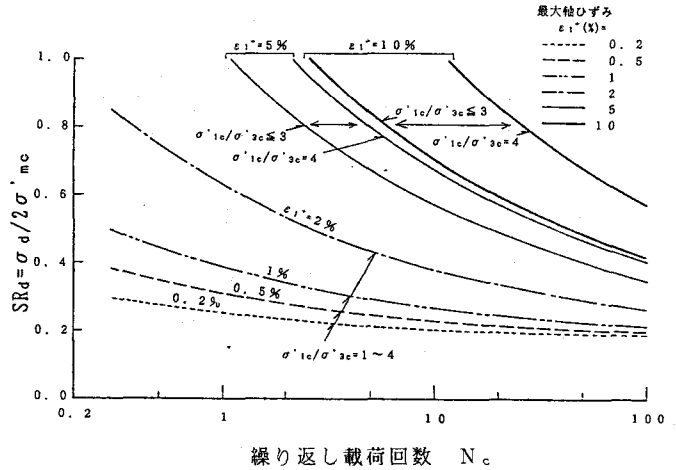


図-4(b) : 定式化した $SR_{cyclic} \sim N_c$ の関係

定式化を行い、同図(b)のように整理した。

3. 解析方法

「累積損傷度理論」については、すでに文献3で詳細に説明している。ここでは「ひずみ軟化理論」の概要を示す(図-5参照)。

- (a) 動的なせん断応力の時刻歴: SR_{d1}, SR_{d2}, \dots を用意する(累積損傷度理論では大きいものから順に並べるが、ここではそのままよい)。
- (b) SR_{d1} に対する ϵ_1 はひずみ ϵ_{a+} の関数としての $\{SR_d \sim N_c\}$ の関係(図-3(b))を用いて $SR_d = SR_{d1}, N_c = 1$ の時の ϵ_{a+} を ϵ_{1+} とする。

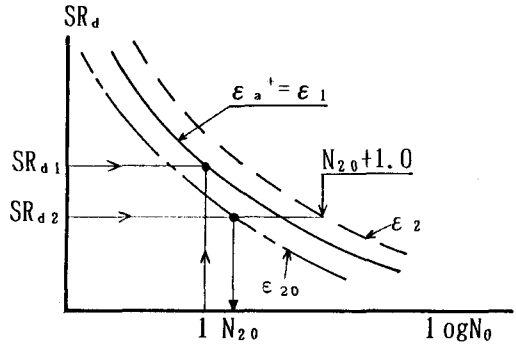


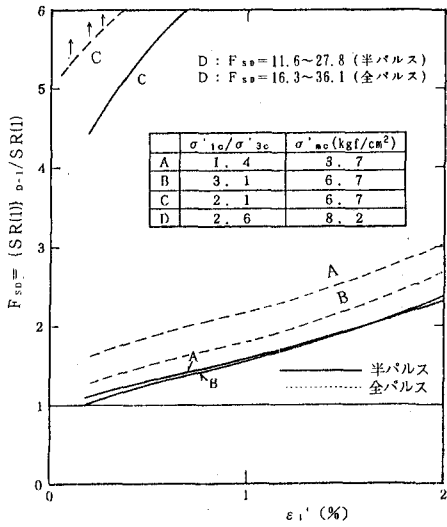
図-5 : ひずみ軟化理論の概要

- (c) 次の SR_2 に対する ϵ_{2+} は、 SR_1 作用時と同等の変形特性、あるいは同一損傷度係数 $D_1 (= \epsilon_{1+} / SR_1)$ の供試体に SR_2 が作用したものとして次のように求める。① SR_2 と D_1 の値から、 $\epsilon_{20+} = SR_{d2} \times D_1$ を求める。② $\{SR_d \sim N_c\}$ の関係で $SR = SR_{d2}, \epsilon_{a+} = \epsilon_{20+}$ として $N_c = N_{20}$ を求める。③ $\{SR_d \sim N_c\}$ の関係で、 $SR = SR_{d2}, N_c = N_{20} + 1.0$ として $\epsilon_{a+} = \epsilon_{2+}$ を求める。
- (d) SR_3, SR_4, \dots に対する $\epsilon_{3+}, \epsilon_{4+}, \dots$ は(c)と同様にして求める。

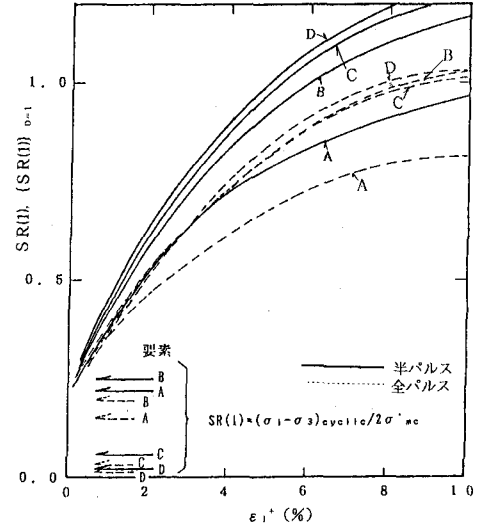
4. 解析結果

図-6(a)に代表要素A, B, C, Dにおける「半パルス法」と「全パルス法」による「動的載荷重 $\{SR(1)\}_{0-1}$ 主ひずみ ϵ_{a+} 」の関係を示す。各要素での差は、波形の不規則性の若干の差、圧密圧力比 SR_c の差によるものである。パルスの評価方法による違いは、「全パルス法」は「半パルス法」に比べ、同一ひずみを生じさせるための $\{SR(1)\}_{0-1}$ の値が小さくなるように見える。しかしパルスの評価方法違いから $SR(1)$

の値も異なっていることから、評価が難しい。このため同図(b)はひずみ ϵ_{a^+} の関数として点安全率 F_{SD} を $\{SR(I)\}_{D=1}/SR(I)$ で定義し、 F_{SD} と ϵ_{a^+} の関係を表わした。同図から同一ひずみを発生させるためには「全パルス法」の方が大きな作用荷重が必要であることを意味している（作用荷重が同様であれば、発生するひずみは「全パルス法」の方が小さくなる）。このことは、「半パルス法」は初期せん断応力作用時にお



(a) $\{SR(I)\}_{D=1} \sim$ 主ひずみ ϵ_{a^+} 関係

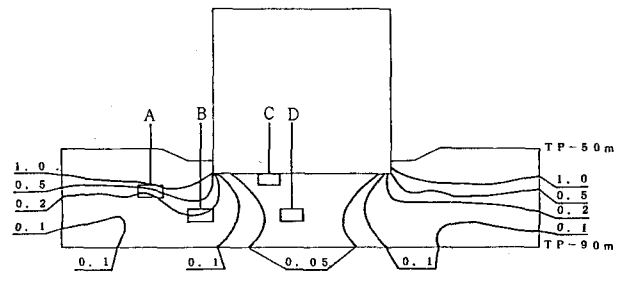


(b) 点安全率 $F_{SD} \sim$ 主ひずみ ϵ_{a^+} 関係

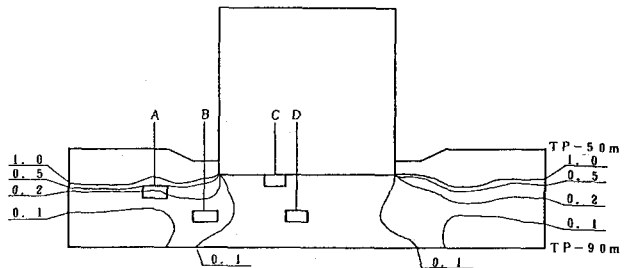
図-6：要素A, B, C, Dに対する解析結果

いても「せん断応力が増加する時の半パルス」も「せん断応力が減少する時の半パルス」も同様に ϵ_{a^+} を増加させるものとしているのに対し、「全パルス法」ではその平均値が ϵ_{a^+} を増加させることとしているためである。本当の検証は初期せん断応力作用時での正弦波と不規則波を用いた非排水繰返し試験を行なうことによってのみ行なえる。しかし、「半パルス法」はひずみの評価法として安全側であることは言えよう。図-7は設計地震動に対するひずみの予測結果を示したものである。同図(a)(b)はそれぞれ累積損傷度理論による「半パルス法」, 「全パルス法」に対応し、(c)はひずみ軟化によるものである。なお、「ひずみ軟化理論」では、せん断応力比は「全パルス法」によっており、各要素での最大値を示している。同図から次のことがわかる。

① いずれの方法においても基礎直



(a) 累積損傷度理論「半パルス法」

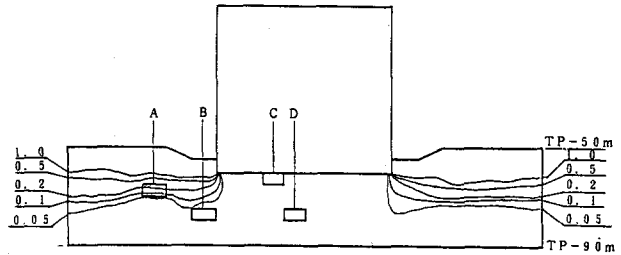


(b) 累積損傷度理論「全パルス法」

下の地盤内では ϵ_a^+ はせいぜい
0.1%以下と小さい。

② 累積損傷度理論による「全パルス法」と「半パルス法」では、設計地震動入力では「全パルス法」の方が若干小さいが有異な差はない。

③ ひずみ軟化理論によるものは基礎直下に加え、周辺部の比較的深
度の大きい場所（ほぼ $\sigma'_{1c}/\sigma'_{3c} < 2.0$ で、かつ、 $\sigma'_{mc} > 3.0$
kgf/cm²の範囲）でもひずみが0.1
%となっているなど全般に小さい。



(c) ひずみ軟化理論「全パルス法」

図-7：設計地震に対する主ひずみ ϵ_a^+ の分布

このことは累積損傷度理論は動的解析の全時刻歴を対象としているため、ひずみ軟化理論に比べ、その応答特性の影響を大きく受けるためと想定される。

5. まとめおよび今後の課題

等方・異方圧密供試体の繰返し非排水三軸試験結果を用いて、累積損傷度理論およびひずみ軟化理論によって地震応答解析による不規則な繰返しせん断応力履歴に対するひずみの予測を行なった。その結果、橋梁基礎下方の基礎地盤内で設計地震動が作用する時の最大ひずみは、いずれも0.1%以下である。ひずみ軟化理論と累積損傷度理論との比較では前者の方が若干小さく予測された。

今後の課題として初期せん断作用時の繰返しせん断応力設定のための実験的検証、および「ひずみ軟化理論」により求めた ϵ_a^+ の時刻歴の値を用い、ひずみの適用条件を満足したFEMにより、橋梁基礎と基礎地盤の変位状態を予測することである。

参考文献

- 1) 保田雅彦・山田真一・山下哲郎・龍岡文夫（1988），“大型不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験による変形・強度特性”土質工学会，土の非排水繰返し試験－室内試験，原位置試験および試験結果の利用－に関するシンポジウム論文集，165-174。
- 2) 保田雅彦・山田真一・山下哲郎・龍岡文夫（1989），“明石層砂礫試料の繰返し非排水三軸試験による変形・強度特性”第24回土質工学会（東京）。
- 3) 山田勝彦・真鍋 進・羽守紀幸・龍岡文夫（1988），“大型不攪乱砂礫試料の非排水三軸試験結果の解析”土質工学会，土の非排水繰返し試験－室内試験，原位置試験および試験結果の利用－に関するシンポジウム論文集，175-184。
- 4) 山田勝彦・龍岡文夫・真鍋 進・羽守紀幸（1989），“明石層砂礫試料の繰返し非排水三軸試験結果の解析”第24回土質工学会（東京）。
- 5) 龍岡文夫：講座，“地震応答解析のための土の動的性質，2．土の動的性質”土と基礎，33-9(322)，1985年9月号