

III-118 初期せん断応力状態を考慮した飽和砂の永久変形特性の定式化

榑熊谷組技術研究所 正会員 渡辺 則雄
 建設省 土木研究所 正会員 古閑 潤一
 正会員 古賀 泰之
 高橋 晃浩
 榑熊谷組技術研究所 正会員 濱田 尚人

1. はじめに

本研究は、河川堤防や道路盛土などの盛土構造物の地震時変形を精度よく予測することを目的とし、全拘束応力一定(軸方向非拘束)条件下で行った繰返しせん断試験結果を基に、土要素の動的応力~ひずみ関係の定式化を行ったものである。

なお、試験方法および結果については別報¹⁾を参照されたい。

2. 土要素の動的応力とひずみ関係の定式化

全応力解析法によって地震後の土構造物の永久変形を予測するには、土要素の剛性低下を如何に評価するかが重要となる。ここでは、土要素の破壊に対する危険度を最もよく表している動的最大せん断応力 τ_{maxd} と動的最大せん断ひずみ γ_{maxd} に着目してひずみの累積を定式化した。地震後の応力・ひずみモデルは、液状化タイプを基本形に図-1に示したn波目の応力履歴曲線において、せん断応力がピークから初期状態に戻る除荷過程を折れ線にすることで規定した。特に、ひずみが残留するタイプは、せん断応力が異方圧密による初期せん断応力位置に戻るまでと、この点から原点までの不連続間をつなぐ折れ線とした。なお、 τ_{maxd} と γ_{maxd} は次式で求め絶対値で表示した。ここに、 σ'_a 、 σ'_r : 軸および拘束応力(Kgf/cm²)、 τ_d 、 τ_s : 繰返しおよび初期ねじりせん断応力(Kgf/cm²)、 ε_a 、 γ_0 : 軸方向およびねじりせん断ひずみ(%)を示す。

$$\tau_{maxd} = \sqrt{(\sigma'_a - \sigma'_r)^2 / 4 + (\tau_s + \tau_d)^2}$$

$$\gamma_{maxd} = \sqrt{9/4 \varepsilon_a^2 + \gamma_0^2}$$

これによって、一旦液状化した場合、低い繰返しせん断応力レベルでもそれなりの残留ひずみが発生する。図中の残留ひずみの折れ曲がりを表す基準ひずみ γ^* は、三つの応力比と繰返し回数 N_c 、相対密度 D_r の関係を満たす重回帰によって定式化した。ここに、各応力は初期平均主応力 $\sigma'_m = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3$ で正規化し、左から初期圧密せん断、初期ねじりせん断、繰返しねじりせん断応力比を表す。

$$\gamma^* = f \left((\sigma'_a - \sigma'_r) / 2\sigma'_m, \tau_s / \sigma'_m, \tau_d / \sigma'_m, N_c, D_r \right)$$

結局、試験条件別に繰返し回数 $N_c = 5, 10, 15, 20$ 波目それぞれから得た γ^* を基に次式のようなひずみの累積を表す実験式を得た。なお重回帰分析では γ^* と初期せん断応力比の相関は低く、初期圧密せん断応力比が最も γ^* に影響する結果となった。

$$\gamma^* = C1 \times \exp(C2 \times (\sigma'_a - \sigma'_r) / 2\sigma'_m + C3 \times \tau_s / \sigma'_m + C4 \times \tau_d / \sigma'_m + C5)$$

ここに、 $C1 = N_c^{0.645} \times D_r^{-4.048}$ 、 $C2 = -3.196$ 、 $C3 = -0.250$ 、 $C4 = 7.464$ 、 $C5 = 14.896$ となる。

さらに図中に示した基準ひずみ前後の軟化したせん断剛性率 G^*_1 と G^*_2 は、初期せん断剛性率 G_0 (初期せん断ひずみが 10^{-6} 以下) に対する剛性低下で規定した。 G_0 として龍岡らのきれいな砂に対する式²⁾を用いて求めた剛性と比べた場合、今回の試験では G^*_1 が G_0 の $1/5000 \sim 9000$ 、 G^*_2 が $1/2 \sim 10$ の範囲にある。

3. 実験式の検証

実験式から得た予測値と繰返しねじり試験結果の対比を図-2~6に示す。

図-2は破壊ひずみ規準に前述の動的最大せん断ひずみを使って、初期せん断応力がない場合の繰返しせん断強さを示した。繰返しせん断強さは、予測では初期圧密せん断応力比が大きくなるに連れて強くな

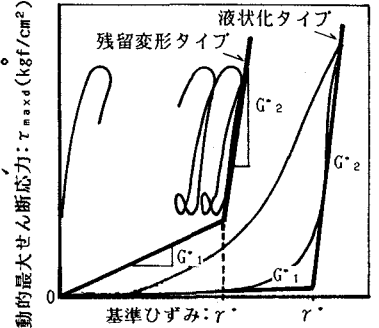


図-1 動的最大せん断ひずみと動的最大せん断ひずみモデル

る方向にあるが、実測ではわずかに異方圧密にある方が等方圧密の場合より弱い結果を示す。これは、異方圧密の場合軸方向ひずみが卓越し、ひずみが進行しやすいことを示している。

図-3は繰返し回数と基準ひずみの関係を示す。 γ^* は予測および実測値の両方が繰返し回数とともに増加する様子を示している。さらに、予測 γ^* は初期圧密せん断応力比が大きくなるに従って発生しにくくなるが、実測 γ^* にもこの傾向が見られ、実験式は繰返し回数と基準ひずみの関係をよく表現している。

図-4に繰返しせん断応力比と基準ひずみの関係について見る。 γ^* は等方状態では繰返しせん断応力比の影響を受け易く繰返しせん断応力比が0.3を越える辺りから大きなひずみとなるが、初期圧密せん断応力比が大きくなるに従ってその影響は急激に落ちる。

図-5は初期せん断力比の影響を示した図である。 γ^* は初期せん断力比に関係なく横軸に平行で、初期せん断力比の影響が小さいことが示されている。実測 γ^* についてもこの関係がみられ、また初期圧密せん断応力比が大きい場合の方が初期せん断力の影響を受け難い結果になっている。

図-6に初期圧密せん断応力比との関係を示す。 γ^* は初期圧密せん断応力比に反比例する関係にあって、初期圧密せん断応力比が0.5以上では相対密度による差も小さくなるのが分かる。図中の実測 γ^* も初期圧密せん断応力比の増加にともなって減少していくのが見られる。また初期せん断力比がゼロと0.3の場合では γ^* に差が現れない。これは予測値の傾向に符合している。なお基準ひずみと各パラメータの関係における相対密度の影響は密度が大きくなるにしたがって γ^* が小さくなる。

4. まとめ

豊浦砂を用いて、飽和砂の中空円筒供試体の繰返しねじりせん断による残留ひずみの累積特性に関する実験を行い、ひずみの累積を考慮した変形解析時の応力~ひずみ関係のモデル化と累積ひずみの定式化を行った。またそれに及ぼす繰返し回数、繰返しせん断応力、初期せん断応力および圧密せん断応力の影響について明らかにし、実験値との良い一致を見ることができた。今後は盛土の変形解析に適用してゆきこのモデルの実用性を明らかにしていく予定である。

本報告は第一著者が部外研究委員として建設省土木研究所にて行った研究の一部をまとめたものである。

- <参考文献> 1)渡辺・他：第26回土質工学研究発表会投稿中、1991.
- 2)Iwasaki T. and F.Tatsuoka : S&F, 17-3, 1977.

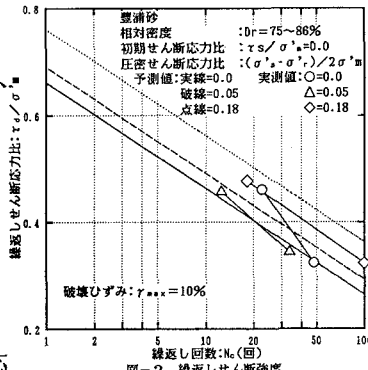


図-2 繰返しせん断強度

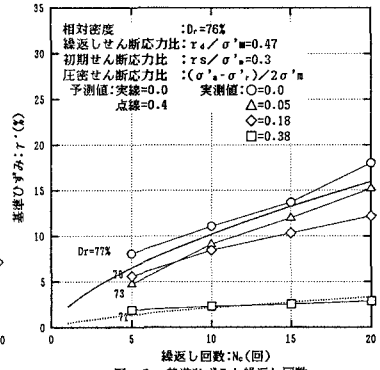


図-3 基準ひずみと繰返し回数

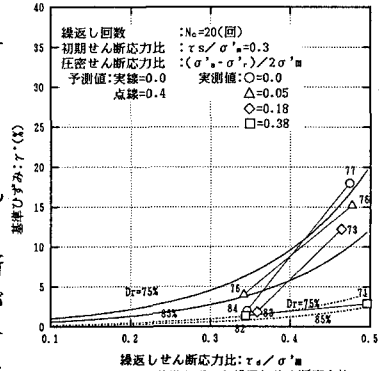


図-4 基準ひずみと繰返しせん断応力比

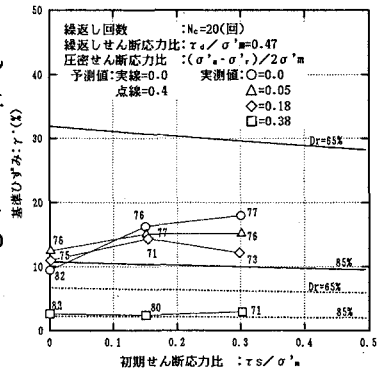


図-5 基準ひずみと初期せん断応力比

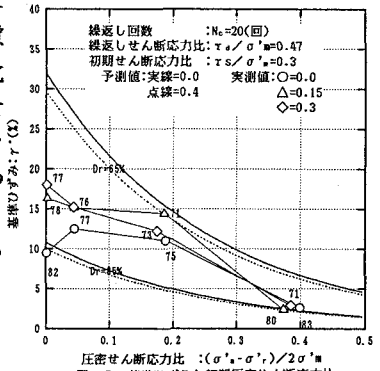


図-6 基準ひずみと初期圧密せん断応力比