

東京都土木技術研究所 正員 草野 郁

1. はじめに

軟弱な埋立地盤(東京都 葛西沖埋立地)に堤防を築堤するために、コンポーザー工法により地盤改良を行った。地盤改良による地盤の液状化抵抗強さの増加は、①振動および砂の圧入により、砂地盤が密になることと、②側方土圧が増し、静止土圧係数 K_0 が増加することによるものであると考えられる。

ここでは、改良前・後の不攪乱砂の液状化実験と、静止土圧係数 K_0 の変動測定を行い、地盤改良効果について検討を加えた。

2. 試験概要

改良前・後の砂地盤について、 N 値測定、および、トリプルサンブルを用いて不攪乱砂を採取し、密度測定と液状化実験を行った。

e_{max} は乾燥した砂をロート法により充填し求め、 e_{min} は容器側方を

打いて(10層、各層160回)充填し求めた。

液状化実験は、地盤中の平均主応力に近い値を拘束圧とした。バックプレッシャーは 2.0 kg/cm^2 で1 Hzの片振り実験である。

改良前・後の静止土圧係数 K_0 の測定は、ジオセルメータ(エア型とブルドン管型)を用いた。その配置箇所は図-1に示す通りである。

3. 改良前・後の N 値、相対密度、液状化強さ

改良前・後の N 値(平均)は埋立砂層で6→9、沖積砂層で16→23と変化している(図-1)。なお、 D_r に関しては、埋立砂についてはかなり増加しているが沖積砂については、あまり増加していない。このことは、調査地域の砂質地盤は、細粒分が多く含まれており、沖積砂は改良前においても比較的密であることによるものであると考えられる。

図-2は、同一深さの改良前・後の液状化実験結果を、採取時の D_r に換算して、 $T_d/6m \sim N_L$ の関係で示したものである。液状化の判定は、累積間引き水圧が拘束圧に達したときのくり返し回数を N_L とした。このときの軸

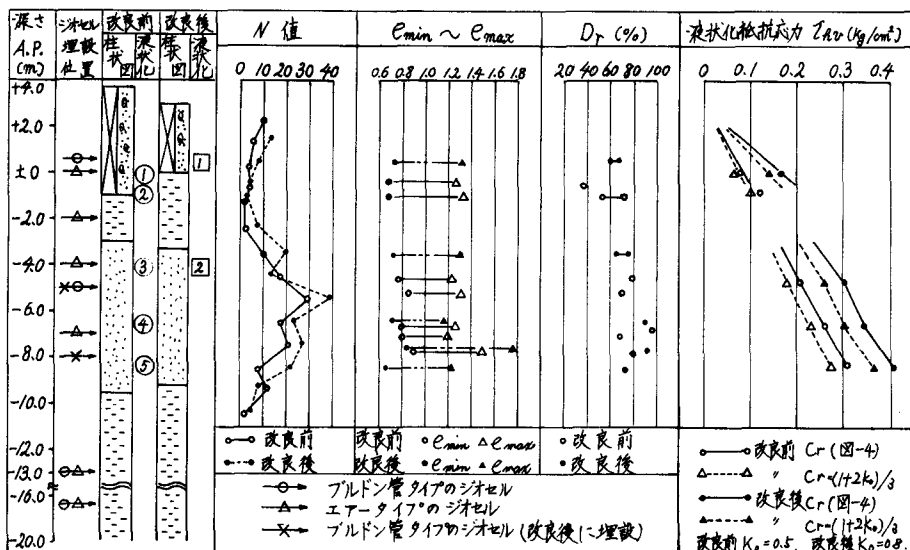
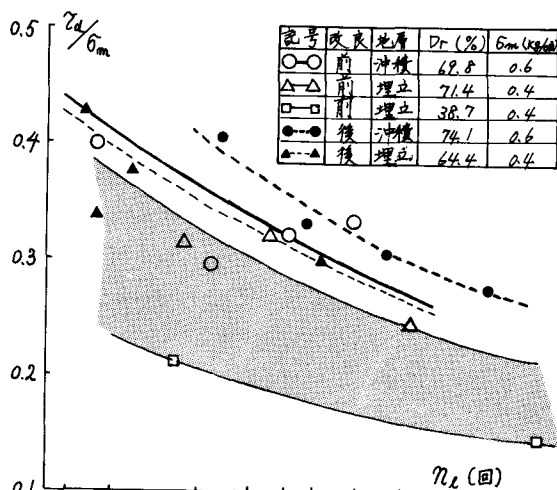


図-1 試験結果

図-2 $T_d/6m \sim N_L$ の関係

ひずみは2~4%程度であった。埋立砂については液状化強さの増加がみられるが、沖積砂については若干増加するがその差はさあめて小さかった。

4. 改良前・後の静止土圧係 K_0

エア型ジオセルは失敗例が多かったため、施工中にブルドン管型のものを追加設置した。改良前の K_0 は0.4~0.5を示すものが多かった。改良工事中は側方土圧が急上昇し、ジオセルに隣接して設置した観測図から自壊現象がみられた。測定結果は図-3に示した。改良後の K_0 は砂層で0.8、粘土層で0.6程度であると考えられる。

5. 地盤の液状化強さと改良効果 - くり返し三軸による液状化試験結果(密づめ砂)の地盤への適用法 -

細粒分を含む沖積不攪乱砂の液状化特性は、密づめ砂の挙動に類似している。ここでは、くり返し三軸試験結果を用いて地盤の液状化を判定する方法(補正係数 C_r)について、豊浦標準砂の密づめ砂($D_r=80\%$)の実験結果を用いることにする。累積間げき水圧は、くり返し回数にしたがい直線的に増加し液状化に至ると仮定し、 $\Delta u/6m = 1$ のとき液状化すると仮定する。このとき、1回のくり返しせん断応力によって累積される間げき水圧を Δu とする。実験結果を $\Delta u/T_{oct} \sim T_{oct}/6m$ について整理すると、直線関係になり、

$$\Delta u/T_{oct} = a(T_{oct}/6m - b) \quad \dots (1)$$

によってあらわされる。¹⁾ 実験では $a=3.4$ 、 $b=0.212$ となった($N_l=10\sim50$ 回のとき)。

地震時の地盤の挙動は平面変位条件を満たすものとし($\rho=0.5$ と仮定)、くり返しせん断応力を T_{hu} とすると、

$$T_{oct} = \sqrt{3} \cdot T_{hu} / 3 \quad \dots (2)$$

であるから、 T_{hu} により地盤中に生じる累積間げき水圧 Δu_f (1回のくり返し)は、

$$\Delta u_f = \frac{\sqrt{3}}{3} a T_{hu} \left(\frac{\sqrt{3}}{H_2 K_0} \cdot \frac{T_{hu}}{6} - b \right) \quad \dots (3)$$

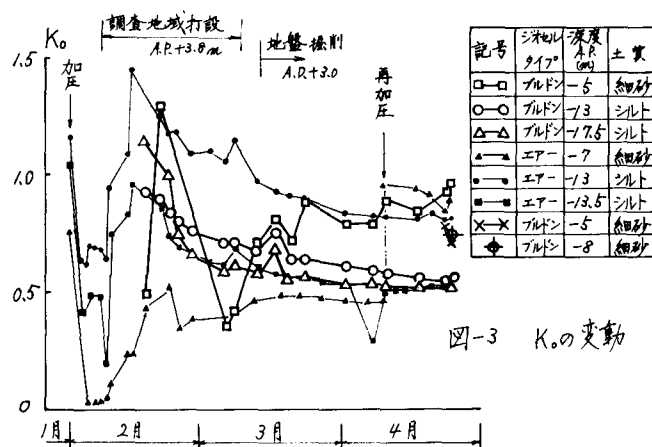


図-3 K_0 の変動

によって表わされる²⁾。

くり返しせん断応力による累積間げき水圧の増加によって、側方土圧も増加し、地盤の液状化は有効応力が“ゼロ”すなわち、発生する間げき水圧が有効上載土圧 σ_v に等しくなったときに生じるものと仮定する。側方土圧の増加により上昇する間げき水圧 Δu は、

$$\Delta u = \frac{2}{3} (1 - K_0) \sigma_v \quad \dots (4)$$

になるものと仮定する³⁾したがって、地盤の液状化は、

$$N_l \cdot \Delta u_f + \frac{2}{3} (1 - K_0) \sigma_v = \sigma_v \quad \dots (5)$$

によって表わされ、 N_l は

$$N_l = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{(1 + 2K_0)}{a \frac{\sqrt{3}}{6} \left(\frac{\sqrt{3}}{H_2 K_0} \cdot \frac{T_{hu}}{6} - b \right)} \quad \dots (6)$$

によって表わされる。豊浦標準砂(密づめ)の実験結果を例にし、(6)式より $T_{hu}/6m \sim N_l$ を求め、実験結果($T_{hu}/6m \sim N_l$)と比較し、 $N_l=30$ 回のときの補正係数 C_r ($T_{hu}/6m \sim N_l$)と K_0 の関係を求めると図-4になる。改良前の K_0 を0.5、改良後の K_0 を0.8とすると、地盤内の液状化抵抗強さ T_{hu} は図-1になる。地盤改良によって液状化強さは、埋立層で70%、沖積層で40%程度増加すると考えられる。最後に、この研究にあたり、東京都建設局一己画整理事務所および基礎地盤コンサルタントの方々に協力していただいたことを厚く感謝します。

参考文献 1) Toru Shibata and Manabu Mignoli (1972): Liquefaction process of sand during cyclic loading, Soils and Foundations Vol.12
2) 早野郁、須長誠(1977): 液状化試験結果の地盤への適用法、文12 国土工学研究発表会

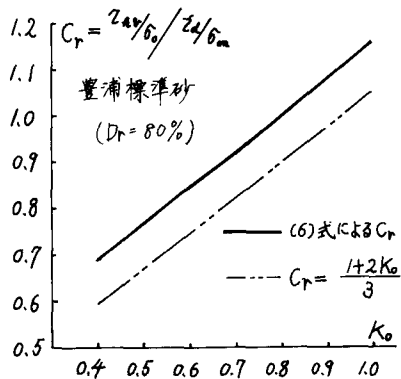


図-4 K_0 と C_r の関係