

日本鋼管(株) 建設本部 正員 斉藤 彰

日本鋼管(株) 建設本部 正員 米山利治

東亜港湾工業(株)土質研 松田栄一

1. はじめに

扇島埋立工事に使用される山砂は、粒径均一な細砂で地震時に液状化し易いと言われている粒度分布の範囲に入るので、液状化対策を行なう必要があると考えられる。よつて地盤応答解析により地震時に生じる土中応力を決定し、この応力を実験室で求めた液状化を起こすのに必要な繰返し応力と比較することにより埋立地盤の液状化の可能性を判定し、次に危険地域についての地盤改良法等を検討して行く予定であるが、今回、動的単純セン断試験機を用いた工事用砂の振動試験を一部終了したので、初期液状化時の強度等を圧密後の相対密度 D_{re} の違いを中心にしてまとめてみた。

2. 試験装置、方法および試料の性質

装置はピアノ線を巻いたゴム膜を用いるノルウエー式の単純セン断試験機を、バックプレッシャーを加えられるよう改良し繰返し载荷用にしたものである。セン断力は応力制御方式で供試体頭部に加えるが、このセン断力に矩形波の動圧を重ね合わせる事ができる。繰返し圧の発生機構は電磁弁式となっており、周波数は $0.125 \sim 4$ Hz である。圧力室断面図を Fig 1 に示す。バックプレッシャーをかける時に、ゆるぎめのサンプルなど特に砂粒子構造が破壊し易いので、セル圧とバックプレッシャーを同時に 1.0 kg/cm^2 までゆつくりかけて行き、垂直変位が 0 となるように慎重を期した。その後サンプル上部から排水させながらセル圧を 2.0 kg/cm^2 まで加え、初期有効拘束圧を 1.0 kg/cm^2 とし、非排水状態で液状化が起こるまで一定振幅の繰返し応力を 2 Hz で加え続けた。

試験に用いた試料は、千葉県産浅間山砂（新第3系鮮新統市宿層の砂岩）の 2 mm ふるいを通したもので、比重 $G_s = 2.695$ 、 $e_{max} = 0.864$ 、 $e_{min} = 0.494$ であり、粒度曲線を Fig 2 に示す。

尚、サンプル作製法は次の様に行つた。

Loose ... 湿潤砂 ($w = 10 \sim 15\%$) を静かにモールドに入れた後、ビューレットより水を少量ずつサンプル底部から流し込み飽和させる。

Medium ... 飽和砂を水を張つたモールドに静かに流し込む。

Dense ... モールド内の飽和砂を攪拌し、締め固めながらビューレットにより水を底部から吸引する。

3. 試験結果および考察

上記試験方法で行つた試験結果のうち代表的と思われる例を Fig 3 に示す。図中の波形 σ , u , ϵ はそれぞれ動的セン断力、過剰間隙水圧、水平変位を表わしており、 N は载荷回数である。繰返し载荷中、間隙水圧が徐々に増大し、 $N = 25$ 付近から間隙水圧波形の飛び出し量が急増し始め、水平変位も急増し始めている。この過剰間隙水圧の飛び出しのピーク点を結ぶ曲線の変極点を初期液状化と定義し、以下この初期液状化までの载荷回数 N_e で結果を整理した。

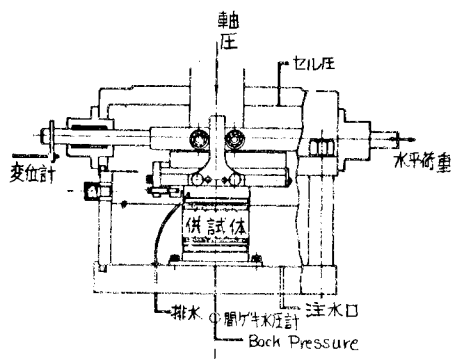


Fig-1 試験装置(圧力室断面図)

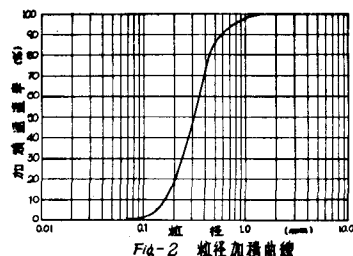


Fig-2 粒径加積曲線

Fig 4は、本試験機で求めた静的内部摩擦角 ϕ'_{st} と圧密後の相対密度 D_{rc} との関係図で、初期有効平均主応力 σ'_m を求める為に行つたものであり、

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(1 + 2K_0)\sigma'_v$$

ここで、 σ'_v は初期有効垂直拘束圧で今回は総て 1.0 kg/cm^2 である。 K_0 は静止土圧係数であつて、Fig 4の ϕ'_{st} により

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_{st}$$

なる関係から σ'_m を算定した。

サンプル上下端部に普通のポーラスストーンを使用して試験を行つた τ_d/σ'_m と初期液状化までの載荷回数 N_e との関

係図を Fig 5に、砂粒子とストーン間のすべりを防止する為の刃型を取り付けたポーラスメタルを使用して求めた $\tau_d/\sigma'_m - N_e$ 関係図を Fig 6に示す。 Fig 5では50~60%の範囲の D_{rc} を含んでいるが Fig 6と比較するため、便宜上 τ_d/σ'_m が D_{rc} に比例するものと仮定して $D_{rc} = 65\%$ として補正した。

Fig 6では全体として20~90%の D_{rc} を含んでいるが、50%以下、50~75%、75%以上をそれぞれ $D_{rc} = 35\%$ 、65%、85%として補正した。 Fig 6の $D_{rc} = 65\%$ ラインに比べ Fig

5のラインは N_e の小なる所でも勾配が変わらず τ_d/σ'_m は低い値でとどまつている。これは繰返しせん断応力が大きくなると、ポーラスストーンとサンプルとが相対変位を起こしているからであろう。よつて上記の静的試験を含め、Fig 5以外の試験はすべて刃型をつけたポーラスメタルを採用している。

Fig 7は τ_d/σ'_m と D_{rc} の関係を表わしたもので $N_e \leq 20$ で液状化したもの、 $N_e > 20$ で液状化したもの、また全く液状化が起きなかつたもの

の3種類で区別して示してある。ここで考慮した $N_e = 20$ 回はマグニチュード7.5の地震に相当すると仮定した時の等価せん断応力のサイクル数である。図中のT線とは $N_e \leq 20$ で液状化した限界の曲線を示しており、Drc1線とは N_e にかかわらず本試験で液状化した事のある限界曲線である。図から明らかな様に Drc1

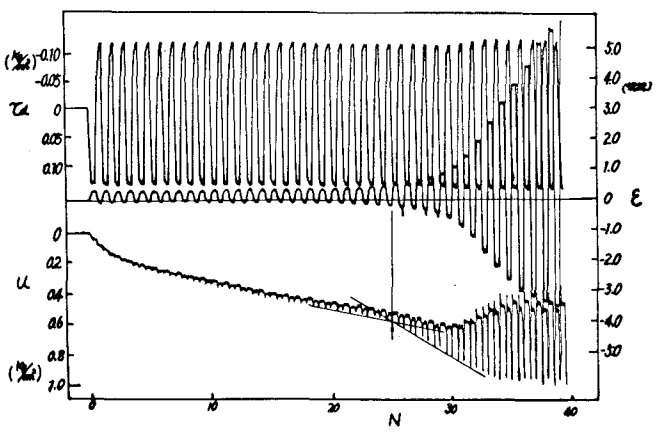


Fig-3 試験結果代表例

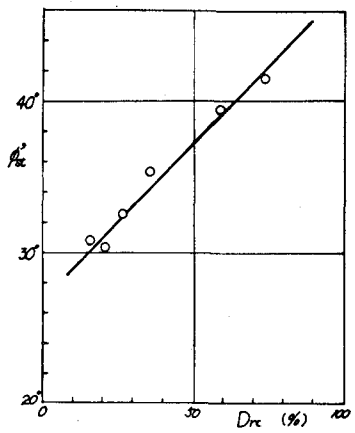


Fig-4 $\phi'_{st} - D_{rc}$ の関係

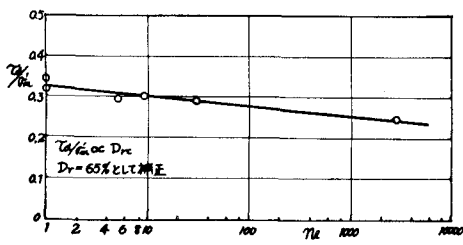


Fig-5 $\tau_d/\sigma'_m - N_e$ の関係 (刃型のない場合)

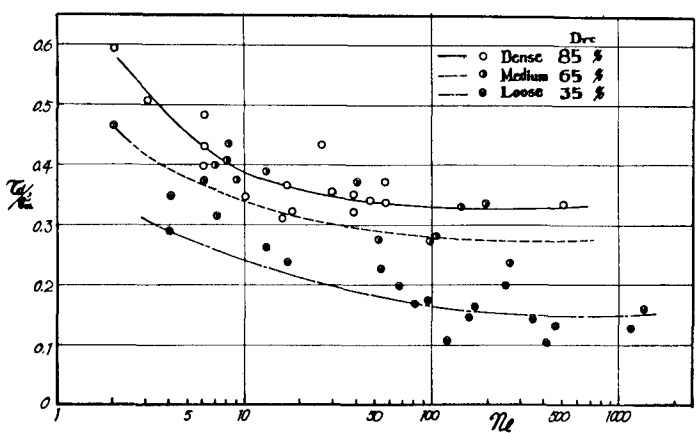


Fig-6 $\tau_d/\sigma'_m - N_e$ の関係 (刃型のある場合)

線の下領域③は液状化の可能性がまず無いと考えられる。T線の上領域④は液状化の可能性が強い部分であり、相当危険度が高くなる。又中間域⑤ではマグニチュード7.5以上の地震がくれば液状化する事もあり得る。Fig 8に初期液状化時の動的内部摩擦角 ϕ'_{dy} を計算してみたのでDrcとの関係を示した。Fig 4のと比べるとかなり低い値となつているが、この様な値を地震時の安定解析に用いるべきかどうかについては、今後実験検討を加えていく予定である。

4. む す び

試験のばらつきを補う為多数試験を行なえば σ'_m - Drc 図に $n_e = 20, n_e = 30, \dots$ と限界線が細かく引ける様になり、液状化の限界を判定する事ができよう。今後、圧密圧 σ'_v をいろいろ変化させて試験を行ない、埋立地の液状化予測を進めて行きたい。

5. 参考文献

- (1) 斉藤彰 石神公一：扇島埋立て工事，土と基礎 Vol.20 No.11 S47.11
- (2) H.Bolton Seed & I.M.Idriss; Analysis of Soil Liquefaction Niigata Earthquake, Journal of Soil Mech.and Found.Div.Proc.ASCE Vol 93 No.SM3 PP.83-108 (1967)
- (3) W.D.Liam Finn; Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests, Soil and Found.ASCE.Vol.97 No.SM4 PP.639-659 (1971)
- (4) H.B.Seed & I M Idriss; Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potencial, ASCE, Vol.97 No.SM9 PP.1249-1273 (1971)

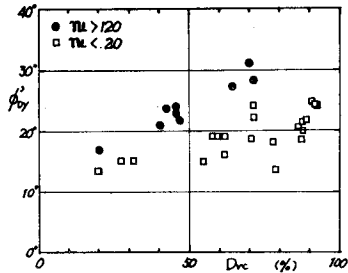


Fig. 8 ϕ'_{dy} -Drcの関係

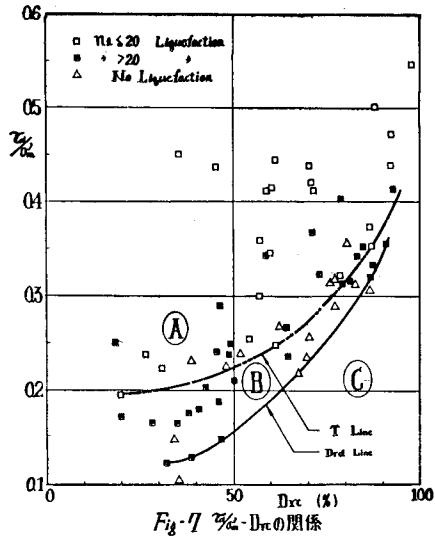


Fig. 7 $\%Drc$ -Drcの関係