

日本鋼管(株) 建設本部 正員 石神公一
 日本鋼管(株) 建設本部 正員 有馬 宏
 東亜港湾工業(株)土質研 島 正憲

1. まえがき

筆者等がいままで行ってきた埋立用砂の非排水（等体積）三軸圧縮試験結果¹⁾から得た結論、問題点の一部を列記すると、1) ある間隙比より大きな値となると $\phi'((e_1 - e_2)_{max})$ に対応²⁾は急激な減少を示し、この間隙比は試料によつて異なるが ϕ' の折点は 32° 附近である。

2) 浅間山砂の場合、同一間隙比でもサンプル作成法により ϕ' が異なる可能性があつたが、館山砂については、このような現象は認められなかつた。上記の ϕ' が異なる原因は供試体の初期間隙比の測定に誤りがあつたためと想定される。

今回、上記の ϕ' の急激な減少が、砂の一般的性質としていかにどうかを確認するため、同じく千葉県産で東京湾内の埋立て工事に多量に使用されている山砂について一連の三軸圧縮試験を行つたので、ここに報告する。

2. 試料・試験方法

実験に用いた砂は、千葉県君津市吉野を中心に広く分布する山砂で、粒径加積曲線は、Fig. 1に示す如くである。物理的性質は、表-1に示すように比重は、2.724で $D_{50} = 0.24mm$ 、 $D_{10} = 0.12mm$ 、均等係数2.0、 $e_{max} = 0.968$ 、 $e_{min} = 0.638$ で粒径均一な細砂である。鉱物組成は大部分石英よりなり、長石を若干含む。供試体は、径5.00cm、高さ12.00cmの円筒形でゴム膜の厚さは0.275mmのものを使用し、供試体は次の方法により作成した。①煮沸した砂を水を張つたモールドに静かに落下させる。(I法) ②水を張つたモールドに湿潤砂($w = 0, 5, 10, 15, 20\%$)を静かに落下させる。

(II法) ③湿潤砂($w = 0, 5, 10, 15, 20\%$)を注意深くモールド内に入れ、その後モールド下部より静かに水を満す。(III法) ④③に振動を加える。(IV法) ⑤③に振動を加える。(V法) 試験法は、モールド内を水で

飽和した後、トップキャップを取出し、水頭差50cm程度の真空を加えて直立させ、等方圧のもとで圧密を行ない圧密完了後、歪制御方式でセン断試験を行つた。圧縮試験は、圧密非排水試験（以下C.U試験とする）と圧密等体積セン断試験（以下C.C.V試験とする）とを行つた。

・C.U試験 圧密完了後、完全飽和にする為back pressureを $20kg/cm^2$ 加えた。これにより残留気泡が溶解し飽和度が高まることが知られているがB値測定結果では $B = 1$ から0.4までの値となつている。セン断速度は $0.45\%/min.$ とし、セン断中の間隙水圧を測定した。

・C.C.V試験 圧密完了後、供試体の排水系をビューレットに接続して大気圧に開放する。ビューレットの水位を一定に保ち体積変化がない様に側圧を調整する。それ故側圧の変化がC.U試験における間隙圧の変化と同義になる。同じく歪制御でセン断を行ない、セン断速度は $0.45\%/min.$ で行つた。

2. 試験結果

・応力 - 歪 - 特性 Fig-2は代表的な応力 - 歪 - 間隙水圧曲線である。曲線1, 2, 6はそれぞれMedium

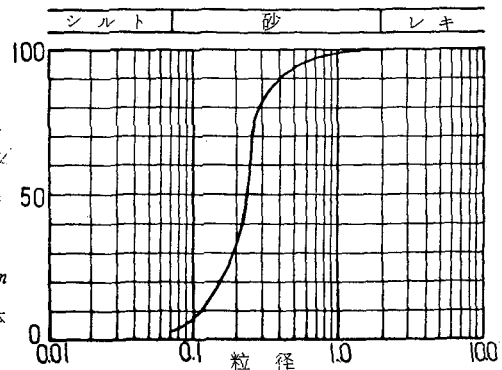
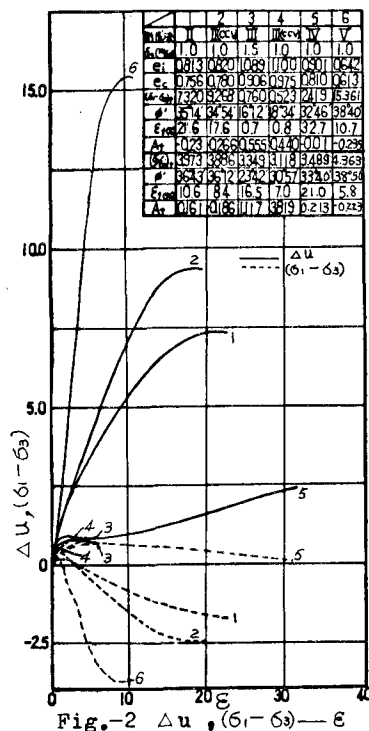
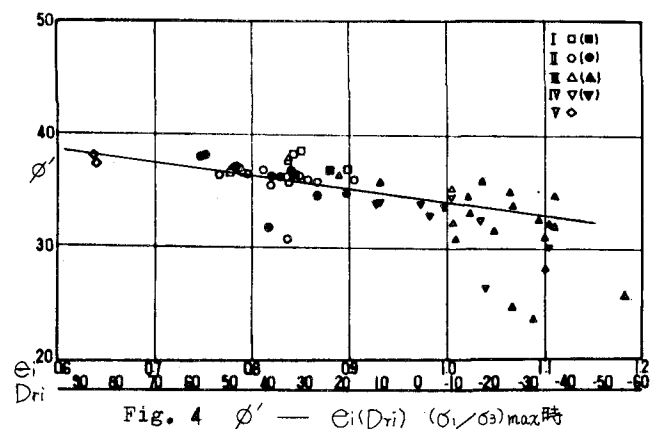
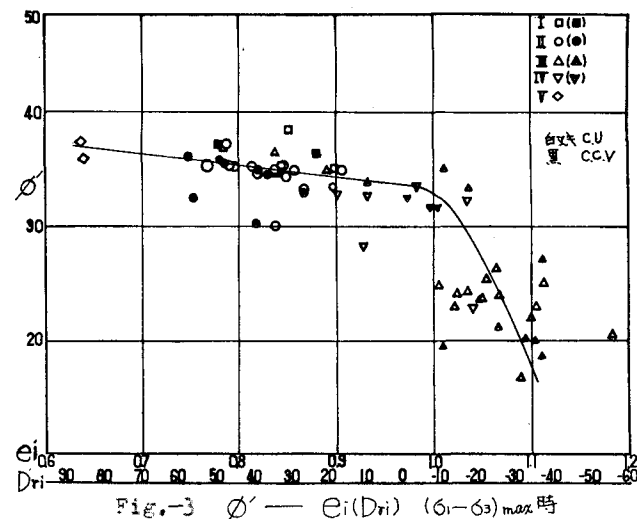


Fig 1. 粒径加積曲線

比重	D_{max}	D_{10}	D_{50}	均等係数	e_{min}	e_{max}
2.742	2.00mm	0.24mm	0.12mm	2.0	0.638	0.968

表-1 実験砂の物理的性質

・内部摩擦角 Fig.3 は $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 時の内部摩擦角 (ϕ) と初期間隙比 (e_i) および初期相対密度 (D_{ri}) との関係図である。各点の破壊包絡線は、原点を通る直線として ϕ' を計算したものであるが、 $e_i \leq 1.0$ ($D_{ri} \geq -10\%$) では、一般的に認められている関係を示すが $e_i > 1.0$ では ϕ が急激に減少し、Very Loose sand では $\phi' = 16.942^\circ$ にまで低下している。一方 $(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$ 時を破壊点として ϕ' を求めたのが Fig.4 であるが、この場合は ϕ' の急激な減少はみられず e_i の増加と共に直線的に減少している。両者の差は $e_i \leq 1.0$ では約 2° であるが、 $e_i > 1.0$ では 10° 以上にも達する。この傾向は小泉等の試験結果と一致している。



・破壊まで Fig. 5, 6 はそれぞれ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 、 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$ における E_i (D_{ri}) - E_f 関係図である。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ に対応する E_f は、 E_i の増加と共に増加し、10%~40% にまで変化するが、前述の Very Loose sand では極端に小さく、24%~20% で破壊に達している。一方 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$ に対応する E_f は特に Loose 域でバラツキが顕著である。

・間隙圧係数 Fig 7, 8 は破壊時の間隙圧係数 A_f を $G_i(D_{ri})$ に対してプロットしたものである。注目されることは Very loose 域では A_f が急激に増大し、 A_{fmax} はそれぞれ 3.037 ($(G_i - G_s)_{max}$ 時) 4.8/6 ($(G'_i/G'_s)_{max}$ 時) であった。(ベラムによる実験では $A_{fmax} = 2.7$ である。但し ($(G_i - G_s)_{max}$ に対応)

I) $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に対応する ϕ' はある間隙比 (今回の試験では $e_1 = 1.0$, $Dr = 10\%$) より大きくなると急激に減少するが (σ'_1/σ'_3) $_{max}$ に対応する ϕ' にはこのような現象

はみられなかつた。また ϕ の折点はいままでのデータとはほぼ一致する。

II) $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に対応する ϕ は Dense Looseにつれ増加するが Very Loose域では極端に小さくなり 0.4~2.0% で破壊に至る。この原因は Very Loose sandでは小さな歪で急速な間隙水圧の上昇が発生するからであろう。

III) $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ より求めた ϕ は $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に対応する ϕ より約20%大きい(Dense Loose域) Very Loose域では、この差はさらに大きくなる。

今回の試験では以上のような結論を得たが、Very Loose域では他のサンプルに比べ、骨格構造の不均一性がかなり大きいと推定され、これが Pure - Pressurの増減、破壊歪み等にも影響すると思われる。また相対密度試験法、Very Loose sandが現実存在するかどうかといった問題についても今後調査、検討を加えていきたい。

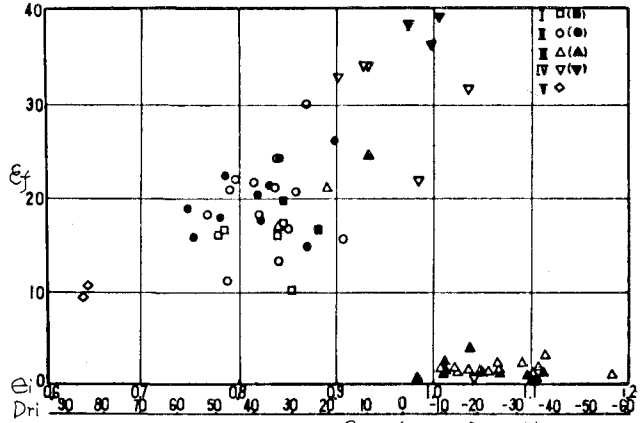


Fig. 5 $E_i(Dri) - E_f$ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 時

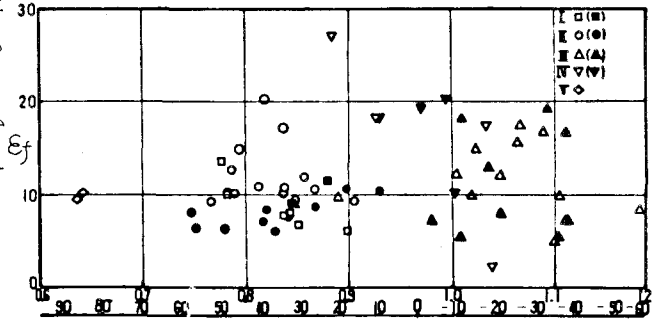


Fig. 6 $E_i(Dri) - E_f$ $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ 時

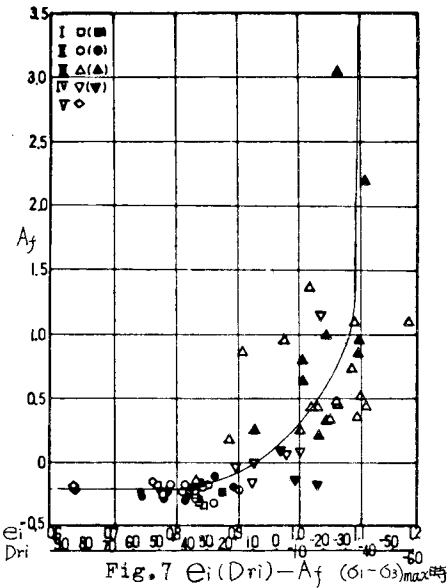


Fig. 7 $E_i(Dri) - A_f$ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 時

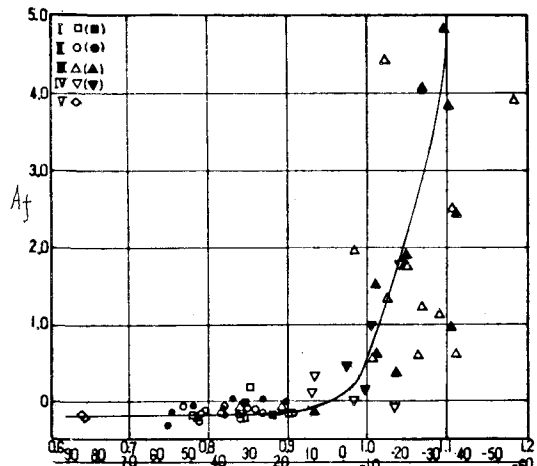


Fig. 8 $E_i(Dri) - A_f$ $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ 時

参考文献

- 1) 石神公一, 米山利治, 半沢秀郎: 埋立地盤における ϕ の決定の一考察, 土と基礎, Vol. 21, 1973 April
- 2) 松島修二: 館山産神余砂の非排水強度特性, 東亜港湾工業(株)土質研究室資料 R80
- 3) L. Bjerrum, S. Kringstødt and O. Kummenje: The shear strength of a fine sand
Proc 5th Int. conf. SMFE, Vol. 1, pp. 29 ~ 37
- 4) 小泉安則, 馬場崎亮一: ある砂のせん断特性, 第6回土質工学研究発表会