

神戸人工島における埋立土の液状化強度 に及ぼす密度・拘束圧の影響

福島 伸二¹・望月 美登志²

¹ フェロー会員 工博 (株) フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

² 正会員 工修 (株) フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

神戸市臨海部のポートアイランド、六甲アイランドは神戸市北西部にある六甲連山を掘削して得られた花崗岩質等の岩塊を含む粒径の大きい粗粒土により埋め立てられた人工島である。これまでこのような粒径の大きい粒子を含む粗粒土は液状化しにくいとされていたが、兵庫県南部地震によりこれらの人工島内各所で液状化の発生がみられ、岸壁や港湾施設がかなりの被害を受けた。ここではこれらの粗粒埋立土の液状化特性を調べるために、両人工島内の液状化箇所から掘削採取したまさ土と神戸層群系混合土の非排水繰返し三軸試験を実施し、両粗粒埋立土の液状化強度の比較、これらに及ぼす相対密度、拘束圧の影響を調べた結果を報告するものである。

Key Words : coarse-grained reclaimed soil, liquefaction resistance, relative density, confining stress, modeled gradation, reclaimed man-made island

1. はじめに

神戸市臨海部にあるポートアイランド、六甲アイランドはその対岸背後の神戸市北西部にある六甲連山を掘削した粒径の大きい岩塊を含む粗粒土により埋め立てられた人工島である¹⁾²⁾。ポートアイランド(第Ⅰ期)はほとんどすべて風化花崗岩がまさ土化した粗粒土により¹⁾、また六甲アイランドは施工初期の北側の一部をまさ土により、残りを神戸層群系の泥岩、凝灰岩、砂岩等の軟岩からなる混合粗粒土で埋め立てられたものである³⁾。

これまでこのような粒径の大きい粒子を含む粗粒埋立土は粒度分布もよく締まりやすく比較的良質な土工材料とみなされ、豊浦砂のような粒径の揃ったきれいな砂に比較して液状化しにくいとされていたが、兵庫県南部地震では人工島内の各所で液状化が発生し、岸壁や港湾施設等にかかなりの被害を受けた³⁾⁴⁾。これらの粗粒埋立土は、単に構成粒子の粒径が大きだけでなく、粒子自体が脆いため埋立に伴う土被り圧増加により粒子破碎や粒子接点部の破碎・崩壊により大きな圧縮性を示すところに特徴がある。

そこで、ここでは粗粒土からなる埋立地盤の液状化強度特性に及ぼす密度や拘束圧の影響を調べるために、両人工島内の液状化発生箇所の地盤から掘削採取したまさ土と神戸層群系混合土の大型および小型非排水繰返し三軸試験を実施した。そしてこれらの粗粒埋立土に特有な

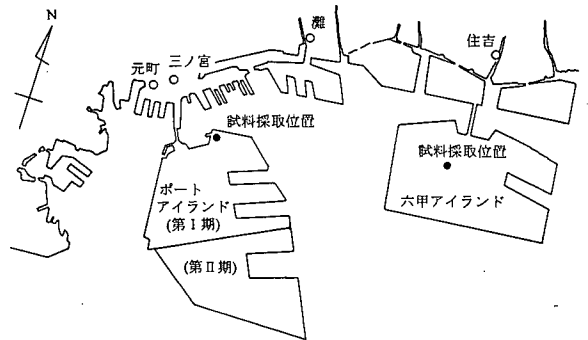


図-1 試料の採取位置(ポートアイランド・六甲アイランド)

粒子自体の破碎や粒子接点部の破碎に起因すると思われる浸水沈下や圧密に伴う高密度化を考慮して、2種類の粗粒埋立土の液状化強度の比較や、これらに及ぼす密度と拘束圧の影響について検討したものである。

2. 原粒度試料の物理特性とそのモデル化

(1) 試料の粒度特性

ここで使用した試料は図-1に示すポートアイランドと六甲アイランドの液状化発生箇所の地盤から掘削採取

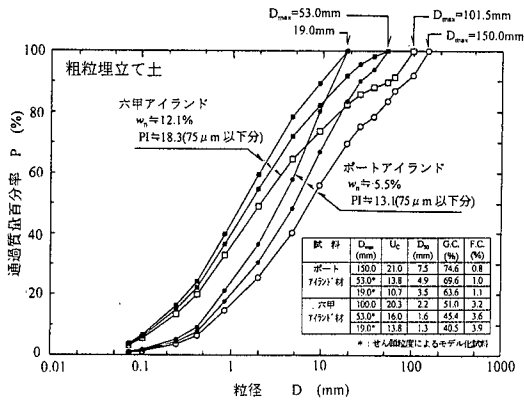


図-2 粗粒埋立土(まさ土・神戸層群系混合土)の粒度曲線

した埋立土(以下それぞれポート材, 六甲材という)である。ポート材はポートアイランド北側にある港町トンネル工事現場内の液状化発生箇所地下約14m付近から掘削採取したもので, まさ土化した風化花崗岩からなる粗粒土である。また六甲材は六甲アイランド中央部にあるショッピングプラザ付近の液状化箇所地下約17m付近から掘削採取した神戸層群系の泥岩, 凝灰岩, 砂岩などからなる混合粗粒土である。これら2種類の粗粒埋立土の粒度曲線を図-2にそれぞれ示す。なお, 図中には, 後述するように, 試験に使用するために原粒度をせん頭粒度でモデル化した試料の粒度曲線もそれぞれ示してある。これらの粗粒埋立土は, とともに最大粒径は $D_{max}=100\sim 150\text{mm}$ 程度と大きい, 粗礫から砂・シルト分まで広範囲の粒子を含み, 均等係数が $U_c \approx 20$ と比較的良好な粒度分布をしている。しかし, ポート材では $D_{max}=150\text{mm}$, 平均粒径 $D_{50}=7.5\text{mm}$, 2mm以上の礫含有率 G.C. が約70%であるのに対して, 六甲材では $D_{max}=100\text{mm}$, $D_{50}=2.2\text{mm}$, G.C. = 約50%であり, ポート材の方がやや粗粒分が多く含まれている。また, 液状化強度に影響を及ぼすとされる $75\mu\text{m}$ 以下の細粒含有率 F.C. とその塑性指数 PI は, ポート材では $F.C. \approx 0.8\%$, $PI \approx 13\%$, 六甲材では $F.C. \approx 約2.0\%$, $PI \approx 18\%$ であり, 六甲材の方が F.C. がやや多くかつ高塑性状態にあるといえる。なお, ここで注意すべきことは, ここで使用した2種類の試料はこれまでに報告されている試料²⁶⁾に比較して F.C. が少ないことである。これは採取位置による相違と思われる。

(2) 原粒度試料のモデル化

ここで使用した試料を掘削により採取したのは以下の理由による。液状化により地上に噴き出した噴砂は, この通り道となる亀裂の幅の大きさや流動水圧の強さに応じて噴き出てくる粒子の大きさが決まり, 細粒分のみが噴き出やすく粗粒分が失われてしまう分級の可能性を考慮してのことである。善ら(1995)⁹⁾や, Hatanaka, M. et al.(1997)⁶⁾による凍結サンプリングしたまさ土の不攪乱試

料の粒度曲線と, 図-2のポート材の粒度曲線と比較すると, 両者はよく似ていることから, ここで使用した試料はほぼ原位置の粒度状態にあると考えられる。

粗粒土は, 単に構成粒子が大きいというだけではなく, 圧密・せん断中に粒子破砕に起因した高い体積収縮性を示すが, 粒子破砕は母岩が脆いほど, 粒径が大きいほど, また均等係数の小さい粗粒土ほど生じやすい。またこれらの条件が同じでも拘束圧が高いほど生じやすいため, 粗粒土の強度・変形特性は拘束圧に強く依存することになる。したがって, 粗粒土の強度・変形特性を調べるには可能な限り施工時の原粒度あるいはこれに近い粒度状態で試験をするのが望ましい。しかし供試体に取り入れることができる粒子の最大粒径には限界があるため原粒度のままでは試験不可能であり, 使用する供試体寸法に応じて原粒度をスケールダウンするためのモデル化が不可欠である。モデル化の方法はせん頭粒度法と相似粒度法があり^{7,8)}, 対象とする粗粒土の粒度特性に応じて使い分けられる。一般に, 粗粒土の粒度特性はロックフィルダムのロック材や捨石マウンドの捨石材など, その用途によりかなりの相違がある。つまりロック材では均等係数 $U_c \approx 20\sim 100$ 程度で粒度分布は一般に良いので, 相似粒度によるモデル化では細粒分の影響が大きくなりすぎるためせん頭粒度による場合が多い⁷⁾。これに対して捨石材では, 一般に均等係数が2~5程度で粒径がよく揃っている⁹⁾ので, 相似粒度によるモデル化が適している(せん頭粒度によるモデル化も可能であるが, 均等係数が小さい材料の場合に粒度分布の大幅な変化が懸念される)。

ここで対象としている埋立材は粒度分布からいえばロック材に近いので, ここではすべてせん頭粒度法でモデル化を行った。三軸供試体で許容される最大粒径 D_{max} は, 均等係数 $U_c=5$ 以上では供試体直径 D の $1/5$ 程度までとされている¹⁰⁾。そこで大型非排水繰返し三軸試験では供試体 $D/H=300\text{mm}/600\text{mm}$ で試験可能なように原粒度の粗粒土を, 最大粒径 $D_{max}=53.0\text{mm}$ を超える粗粒分を取り除いたせん頭粒度でモデル化した試料を使用した ($D_{max}/D=53/300 \approx 1/5.7$)。また小型非排水三軸試験では供試体 $D/H=100\text{mm}/200\text{mm}$ に対して $D_{max}=19.0\text{mm}$ 以上をカットしたモデル化試料を使用した ($D_{max}/D=19/100 \approx 1/5.3$)。ポート材と六甲材を $D_{max}=53.0\text{mm}, 19.0\text{mm}$ によるせん頭粒度モデル化試料の粒度曲線はそれぞれ図-2に示す。原粒度の D_{max} を $(D_{max})_p$, モデル化試料のそれを $(D_{max})_L$ とおき, 粒度のモデル化程度の指標として

$$D_M = (D_{max})_L / (D_{max})_p \quad (1)$$

を用いると, 大型および小型試験で使用した試料はそれぞれ,

$$(D_M)_{L-CRX} = 53.0 / (101.5 \sim 150.0) \approx 1/2 \sim 1/3$$

$$(D_M)_{S-CRX} = 19.0 / (101.5 \sim 150.0) \approx 1/5 \sim 1/8$$

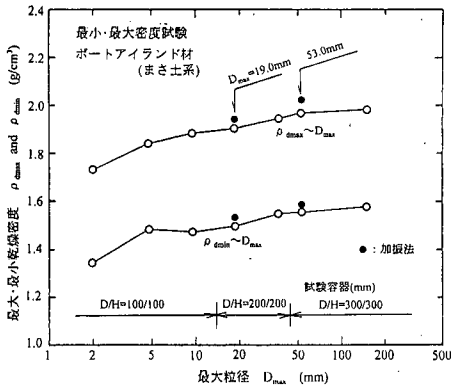


図-3 ポート材の最小・最大密度試験

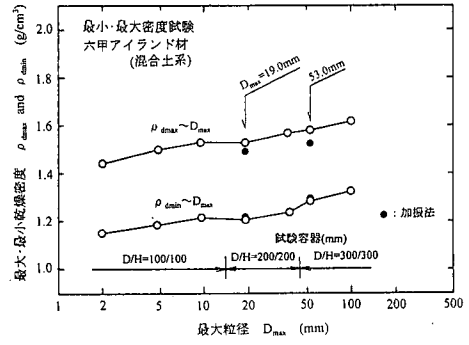


図-4 六甲材の最小・最大密度試験

となり、モデル化試料は原粒度試料をこの比だけスケールダウンしたことになる。

(3) 最大密度・最小密度

ここでは、2種類の粗粒埋立土の供試体を作製する際の締固め密度の規定は相対密度 D_r を使用するが、このためには、最大乾燥密度 ρ_{dmax} と最小乾燥密度 ρ_{dmin} を求めることが必要となる。地盤工学会で規定された砂の最小密度・最大密度試験(JIS A1224)¹¹⁾ による方法は、空気乾燥状態にある試料を試験容器の中に最も緩くなるようにそっと詰めた状態(ρ_{dmin})と、あるいは最も密な状態になるように打撃を加えながら詰めた状態(ρ_{dmax})で求められる(打撃法)。この方法は粒子が硬く破碎しにくい砂に適用されるものであるが、ここではこの試験方法に準じて、原粒度の試料からある大きさ以上の粒子をカットしたせん頭粒度試料(原粒度試料に比較して U_c が小さくなり、F.C.が増加する)の最小密度・最大密度試験を、その試料の D_{max} に見合うような寸法の試験容器(直径と深さが同寸法で 100, 200, 300mmの3種類)を用いて行った。試験から得られた $\rho_{dmax} \cdot \rho_{dmin} \sim D_{max}$ 関係を図-3と図-4にそれぞれ示す。なお、図中には使用した試験容器の寸法も示してある。これらの図より ρ_{dmax} と ρ_{dmin} は D_{max} により異なり、 D_{max} が大きく粗粒分量が多いほど大きくなる傾向を示している。この方法による ρ_{dmax} は、試験容器の打撃による高密度化によるものなので、粒子破碎の少ない状態での値といえよう。

埋立て地盤内における粗粒埋立土の実際の ρ_{dmax} は、埋立て過程中(土砂投下→撒出し→土被りの増加)に粒子破碎あるいは粒子接点部の破碎などを伴うため、以上の試験から得られる値よりも密な状態になりうる。しかし埋立てから後の浸水や土被り圧の増加に伴う圧密による粒子破碎量の予測が難しいので、この圧密による粒子破碎を含まない状態での ρ_{dmax} により最も密な状態を規定する方がインデックスとしては望ましい。ここでは、供試体の相対密度算定に使用する ρ_{dmax} と ρ_{dmin} は使用する

試料の D_{max} に応じた値を図-3と図-4の $\rho_{dmax} \cdot \rho_{dmin} \sim D_{max}$ 関係からそれぞれ読取るものとした。

(4) 供試体作製方法と目標密度

一般に粗粒土の三軸圧縮試験における再構成供試体の作製には振動締固め法(加振法)が採用されることが多い¹⁰⁾。この方法は加振機により転圧して締固め、密度は加振時間で制御するものであるが、これが採用される理由は締固め時の粒子破碎の程度がランマー突固め法に比較して少ないためである。ここでの供試体作製には、特別な締固めをせずに埋め立てられ、粒子破碎が陸上の盛土に比較して少ないことを考慮して、この加振法を採用することにした。

そこで、加振法により三軸供試体を作製するために、加振転圧時間 t_v による密度 ρ_d の変化を、つまり試料をモールド内にそっと入れた最もゆるい最小密度 ρ_{dmin} の状態から、加振転圧して最も密な状態のまでの密度変化を調べた $\rho_d \sim t_v$ 関係を図-5と図-6にそれぞれ示す。これは大型三軸圧縮試験に使用する供試体作製モールドと加振機を用いて、自然含水比状態にある $D_{max}=53.0\text{mm}$ 以上をカットしたせん頭粒度試料を、三軸供試体の1/2相当分を3層に分けて、最も緩くなるようにモールド内にそっと入れ、加振機で所定の時間だけ転圧した時の密度を求めたものである。布施ら(1992)¹²⁾ は、このような $\rho_d \sim t_v$ 関係から ρ_{dmax} を求めているが、その方法は粒子が脆い粗粒土では加振転圧により粒子破碎による細粒化の影響が入ってしまうのを避けるために、 t_v の経過に伴う密度増加割合が低下しはじめる転圧時間 $t_{v=4}$ 分における密度を ρ_{dmax} としている。このようにして求めた ρ_{dmax} と ρ_{dmin} を図-3と図-4にそれぞれ●印で示した。また小型三軸試験の場合には19mm以上をカットしたせん頭粒度試料の ρ_{dmax} と ρ_{dmin} も同様に供試体作製モールドと小型加振機により求めた。図-3と図-4から、このようにして得られた ρ_{dmax} と ρ_{dmin} は相違があるものの、試験方法や試料の含水状態の相違にもかかわらず D_{max} が同じであれば比較的近い値を示していることが興味深い。

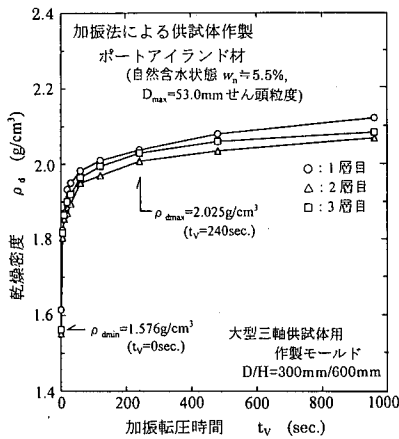


図-5 ポート材の加振法による $\rho_d \sim t_v$ 関係

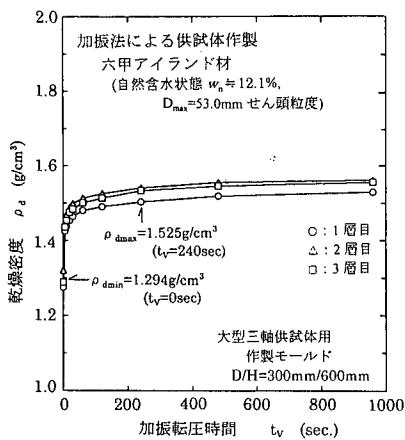


図-6 六甲材の加振法による $\rho_d \sim t_v$ 関係

ここで試験に使用した供試体はすべて、上述した自然含水状態にある試料を加振転圧法により作製するものとした。この時の目標相対密度 D_r^* は基本的には $D_r^* = 45\%$ 、 75% の 2 種類とし、また加振転圧時間は図-5 と図-6 に $\rho_d \sim t_v$ 関係から D_r^* に対応する時間を目安とした。

なお、 D_r^* を 45% 、 75% の 2 種類としたのは以下の理由による。2 つの人工島での埋立て地盤の造成は、どちらも土運船による土砂の直接水中投下による埋立てと、陸地化してからはバケット式ホイールアンローダ、コンベアシステムとスプレッダーによる揚土撤出と、ブルドーザ等による押土と敷均しによる埋立てが行われ、特別な転圧は行われていない¹⁾²⁾。このため埋立て地盤の初期密度は、水中で締まる効果(浸水沈下)があるとしても、陸地における締固めを伴う盛土造成地盤に比較して小さいものと考えられる。そこでこれら 2 種類の初期相対密度は人工島の埋立て造成時の初期堆積密度をある程度カバーできるものとして設定したものである。

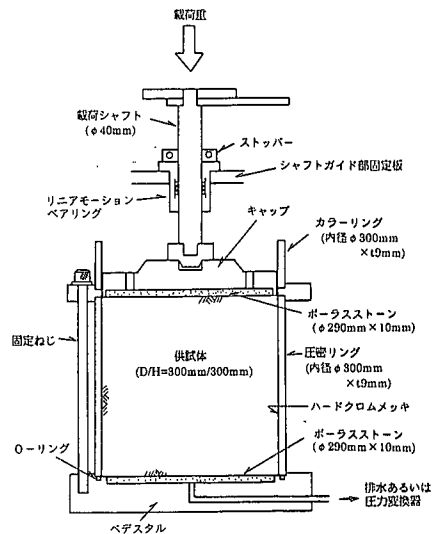


図-7 使用した大型圧密試験機(D/H=300mm/300mm)

3. 粗粒埋立材の圧縮沈下特性

粗粒埋立材の圧縮沈下特性を調べるために、図-7に示すような、内径/高さ $D/H=300\text{mm}/300\text{mm}$ の圧密リング(内壁面はハードクロムメッキ+シリコングリース塗付により周面摩擦軽減)を用いた圧縮沈下試験を実施した。供試体は所定の D_r^* になるように 3 層に分けて図-5 と図-6 の $\rho_d \sim t_v$ 関係を参考に加振転圧して作製した。試験は圧縮応力 σ_v を応力増分比を $\Delta\sigma_v/\sigma_v=1.0$ として $\sigma_v=9.8 \rightarrow 19.6 \rightarrow \dots \rightarrow 627.8\text{kN/m}^2$ まで段階的に増加させて実施したが、浸水時の圧縮応力レベル $(\sigma_v)_{\text{SUB}}$ (下線で表示)を以下のように

試験 A : $\sigma_v=9.8 \rightarrow 19.6 \rightarrow \dots \rightarrow 627.8 \rightarrow 627.8\text{kN/m}^2$

試験 B : $\sigma_v=9.8 \rightarrow 19.6 \rightarrow 19.6 \rightarrow \dots \rightarrow 627.8\text{kN/m}^2$

と変えた 2 種類とした。試験 A は、陸上工事での盛土造成をイメージし、盛土後に降雨等により地盤が浸水する場合を想定したものである。なお、浸水時の応力レベルを $\sigma_v=627.8\text{kN/m}^2$ にしたのは、大きな浸水沈下が問題になるような法面直高 100m クラスの超高盛土が造成されるようになってきており¹³⁾¹⁴⁾、このような場合の平均土被り圧に近い値として選択したものである。これに対して試験 B は揚土埋立て中に周辺から水が回り浸水した状態で埋立てによる土被り圧が増加してゆく場合を想定したものである。

ポート材の $D_r^*=45\%$ 、 75% で作製した供試体の圧縮沈下試験の応力～沈下関係を図-8 に、また同様な条件における六甲材の応力～沈下関係を図-9 にそれぞれ示す。これらの図における縦軸は各応力段階での 24 時間載荷後の供試体沈下量 ΔH_t の合計値をその初期高さ H_0 で除

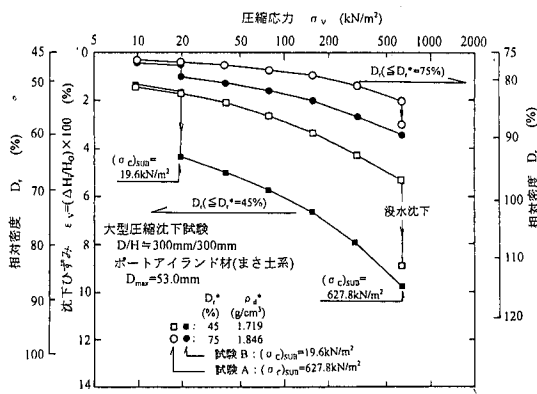


図-8 ポート材の圧縮沈下特性

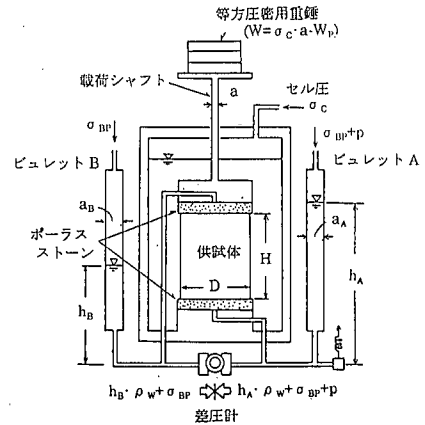


図-10 三軸セルを用いた透水試験の概念図

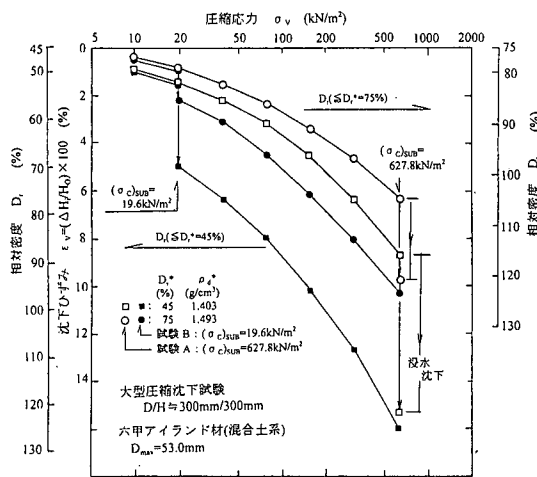


図-9 六甲材の圧縮沈下特性

粒子堆積時の骨格構造が不飽和状態で発揮されているサクシオン消失による崩壊に起因し、その後の圧密による体積収縮は粒子間の空隙減少に加えて粒子破碎やそれら接触部の破碎による起因するものと推測される。そしてこの高密度化の傾向はポート材よりも六甲材において顕著であり、これはこれに含まれる泥岩や凝灰岩などの固結度の低い軟岩がスレーキングしやすい性質のため粒子接触部の破碎程度が特に大きいためと考えられる。このことは実際の埋め立て地盤でも埋立土砂を投入しその後の浸水と埋立ての進行による土被り圧の増加により沈下し、深い位置ほどより密な状態になっていること、そしてこの傾向は六甲アイランドにおいて顕著であったと推定される。

4. 粗粒埋立柱材の拘束圧下での透水特性

(1) 三軸セルを用いた透水試験(三軸透水試験)

前述したように、ここで対象にした埋立柱材は圧縮性が大きく浸水や拘束圧増加により高密度化するが、これによりその透水性は大きな影響を受けると考えられる。そこでここではこの拘束圧増加に伴う透水性の変化を調べるために、人工島地盤内の土要素が受ける埋立てによる土被り圧の増加状態を供試体に再現できる三軸セルを用いた透水試験¹⁾を実施した。この透水試験は、図-10に概念的に示すように、供試体(高さ H, 断面積 A_S)を三軸セル内である拘束圧下で 2 本のビュレット A・B 間(同じ断面積のものを使用)の水頭差 H=h_A-h_Bで透水するもので、透水係数は通常の変水位試験と同様に求めることができる。そして試験は供試体寸法が D/H=300mm/600mm の大型三軸透水試験と、D/H=100mm/200mm の小型三軸透水試験の 2 種類を実施した。使用する三軸セルや供試体の作製法は後述する非排水繰返し三軸試験の場合と同じで、異なるのは供試体上・下端面にフ

した沈下ひずみ

$$\epsilon_{v, \text{沈下}} = (\sum \Delta H_i / H_0) \times 100 \quad (\%) \quad (2)$$

を左側の主軸とし、さらに供試体作製時の D_r*=45%, 75% からの D_r の変化を示す左右の副軸とした 2 種類となっている。これらの図から、沈下量はポート材あるいは六甲材ともに密な供試体ほど小さいが、浸水時による沈下と sigma_v の増加に伴う沈下が大きく、非常に高い圧縮性を示していること、この傾向は六甲材において特に顕著であることがわかる。そして浸水沈下は浸水を受けた時の圧力レベル (sigma_v)_{SUB} が低い方が小さいが、その沈下量は (sigma_v)_{SUB} の大きさによらず供試体密度に応じて本来ある浸水時の沈下曲線に移るように生じ、その後はその曲線に沿って沈下してゆくようである。

このような高圧縮性沈下は浸水飽和による沈下と圧縮応力増加による高密度化であり、豊浦砂のようなきれいな砂では見られないものである。浸水飽和による沈下は

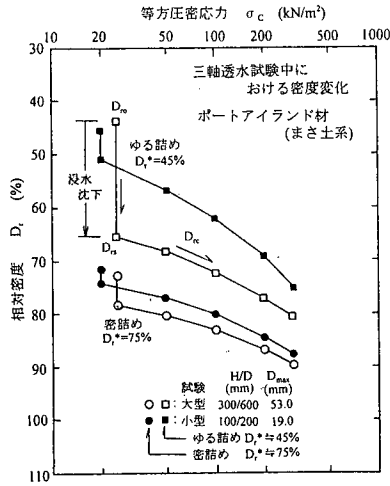


図-1-1 ポート材の三軸透水試験中の密度変化

フィルターの役目をするポーラスストーンを設置していること、試験が長時間にわたるためセル水が供試体内にゴムスリーブから侵入しないように肉厚 $t_M=2.0\text{mm}$ (小型試験では $t_M=0.5\text{mm}$) のゴムスリーブを2枚使用していることである。

透水試験は、作製した供試体を等方応力 $\sigma_{CO}=24.5\text{ kN/m}^2$ (小型試験では 19.6 kN/m^2) で初期圧密後、これに炭酸ガスを流してから脱気水で飽和させ、さらに背圧 $\sigma_{BP}=98.1\text{ kgf/cm}^2$ を加えて、 σ_c を σ_{CO} から $\sigma_c=24.5(19.6)\rightarrow 45.1\rightarrow 98.1\rightarrow 196.2\rightarrow 294.3\text{ kN/m}^2$ と段階的に増加させ、各 σ_c レベルで圧密終了(過剰間隙水圧消散)を確認後に実施し、透水係数を求めた。

(2) 三軸透水試験中の供試体の密度変化

図-1-1と図-1-2に、大型・小型三軸透水試験中における供試体作製後の $\sigma_{CO}=24.5(19.6)\text{ kN/m}^2$ による初期圧密(この時の相対密度を D_n とおく)→浸水飽和時(D_n)→ σ_c の段階的増加時(D_n)における密度変化をそれぞれ示す。なお、初期圧密時と浸水飽和時の供試体体積は負圧 σ_{NE} で供試体を自立させた状態で高さや直径を直接測定して求め、その後三軸セルを組立てて σ_{NE} と初期セル圧 σ_{CO} を交換してから σ_c を増加させたときの圧密による体積変化はピュレット内水位を差圧計で測定して求めた。これらの図からわかるように、粗粒埋立土の供試体は、圧縮沈下試験での沈下性状と同様に、同じ初期密度で作製してもその後の浸水飽和や圧密による体積収縮が大きく高密度化することがわかる。また供試体寸法により沈下性状が異なり、大型試験は浸水沈下による体積収縮量が大きいこと、これに対して小型試験では圧密中における体積収縮量が大きいことがわかる。これは大型試験では最大粒径の大きい粒子が骨格を形成するほどの量がなく、その周辺に堆積している小さい粒子との間には隙間

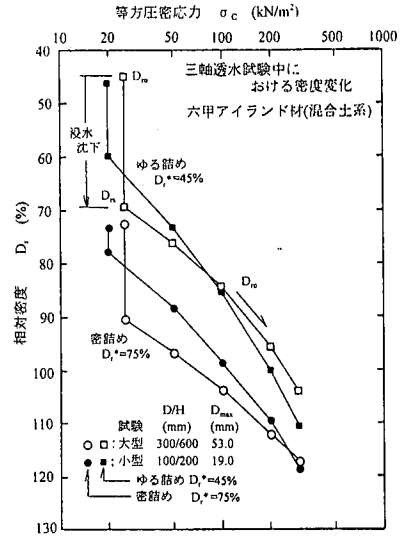


図-1-2 六甲材の三軸透水試験中の密度変化

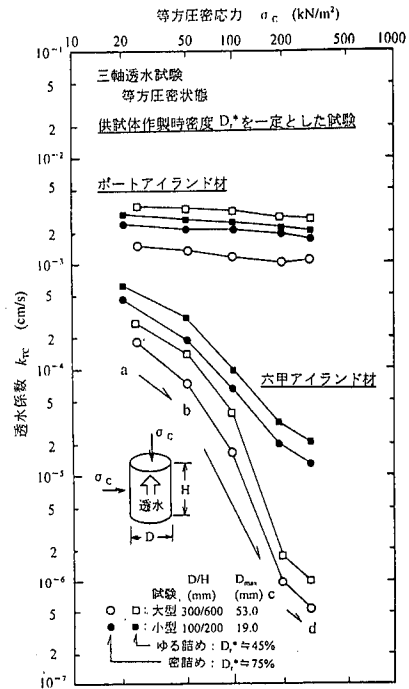
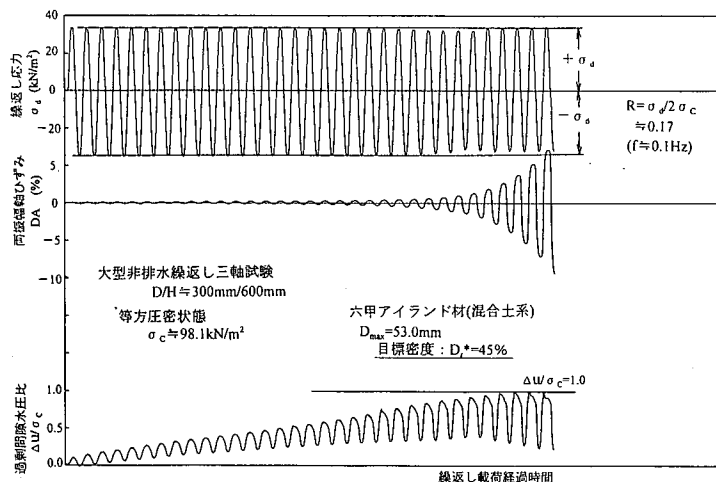


図-1-3 三軸透水試験による透水係数の拘束圧依存性

が多くまた接点力が浸水により消え、より安定な状態になるため大きな浸水沈下をするものと考えられる。また小型試験で浸水沈下が少なく圧密収縮が大きいのは、大きい粒子と小さい粒子の間隙は相対的に小さく浸水により収縮しにくい、全体に占める細粒分の割合が高く圧縮性が大きくなったためと推測される。つまり、このことは、原粒度からのモデル化程度が大きいほど、構成粒



図一14 非排水繰返し試験中の繰返し応力 σ_d 、両振幅軸ひずみDA、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c$ の変化

子の小粒径化により本来の圧縮特性が大幅に変化してしまうことを示唆している。

(3) 拘束圧下での透水特性

大型および小型三軸透水試験から得られたポート材と六甲材の透水係数 k_{TC} と σ_c の関係をそれぞれ図一13の両対数グラフに示す。この図から、ポート材では k_{TC} の σ_c の増加に伴う低下はわずかであり、ほぼ $k_{TC} = 1.0 \sim 4.0 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ で砂質土に近いレベルにあることがわかる。これに対して、六甲材の k_{TC} はポート材よりも小さく、また σ_c の増加に伴う低下が顕著で $\sigma_c = 24.5(19.6) \rightarrow 294.3 \text{ kN/cm}^2$ までの σ_c の増加に対して $k_{TC} = 2.0 \sim 6.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ から約2オーダー以下(約1/100)に低下している。このような k_{TC} の強い拘束圧依存性は、圧密中における密度変化過程($D_r \sim \sigma_c$ 関係)からわかるように、 σ_c の増加により高密度化による通水間隙の減少(粒子間間隔の減少や粒子破碎による空隙減少)によるためである。そして試料による k_{TC} の拘束圧依存性の相違は、六甲材では σ_c の増加による粒子破碎や粒子接触部の破碎による通水間隙の減少がポート材に比較して顕著なためと考えられる。

一般に、粒子破碎のない砂やフィルダムコア材のような土(粗粒土であるが細粒分を多く含む礫混り粘性土など)における k_{TC} の拘束圧依存性は両対数グラフ上で直線近似できるが^{15),16)}、六甲材ではこの関係が直線とならず折れ線になっている。これは σ_c レベルがまだ低い a \rightarrow b 段階では粒子破碎等による間隙の減少は少ないが、 σ_c が高くなる b \rightarrow c 段階では粒子破碎や粒子接触部の破碎等により急激な間隙の減少により透水係数も急激に低下し、さらに σ_c が増加する c \rightarrow d 段階では空隙の減少が小さいためではないだろうか。つまり、粒子や粒子接触部の破碎性が σ_c レベルにより異なるため、直線関係にならないためと考えられる。また、六甲材では大型試験

による k_{TC} よりも小型試験による k_{TC} の方が大きい、小型試験で使用したモデル化試料の方が粒子が小さいので、粒子破碎や粒子接点部の破碎が少ないためと考えられる。

いずれにしても、ポート材と六甲材はどちらも粗粒土であっても、粒度分布がよいので、透水性は砂質土と同程度かあるいはそれ以下の状態にあり、地震時には非排水状態もしくはこれに近い状態になるような透水性にあるといえる。特に六甲アイランドでは、ポートアイランドに比較すると、埋立地盤を構成する埋立土の透水性は低く、また拘束圧依存性も強いので、土被り圧の大きい深い位置にある土層ほど透水性が低くなっていたことが予想される。

5. 粗粒埋立土の液状化強度特性

(1) 大型非排水繰返し三軸試験による液状化強度

粗粒埋立土の液状化強度特性を正確に調べるには、原粒度状態か、あるいは過度なモデル化をしない原粒度に近い状態での試料を用いた試験の実施が望ましい。そこで、ここでは $D_{max} = 50 \sim 60 \text{ mm}$ までの粗粒土の試験が可能な、供試体寸法 $D/H = 300 \text{ mm}/600 \text{ mm}$ の大型非排水繰返し三軸試験¹⁷⁾を実施した。試料は、前述したように、2種類の粗粒埋立土の $D_{max} = 53 \text{ mm}$ を超える粗粒分をカットしてモデル化したものを使用した。そして供試体の作製は、所定の D_r^* に相当する1供試体分の試料を6つに分けて計量し、これらの1つを1層分としてモールド内で各層が D_r^* になるまで加振機で転圧して作製した。なお、供試体の上・下端面には端面摩擦を軽減するためにアクリルプレート($\phi 300 \text{ mm} \times t 15 \text{ mm}$)にシリコングリースを薄く塗って0.25mmのゴムシートを貼り付けた摩

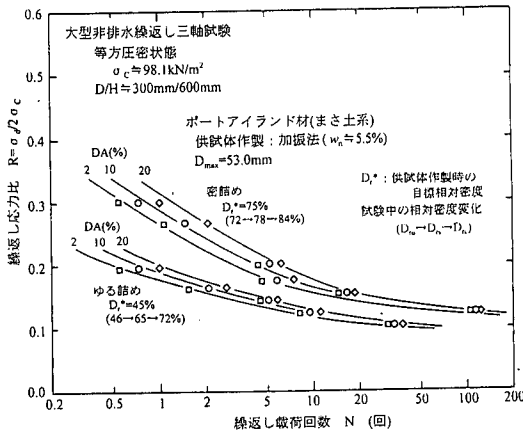


図-15 ポート材の大型試験による液状化曲線

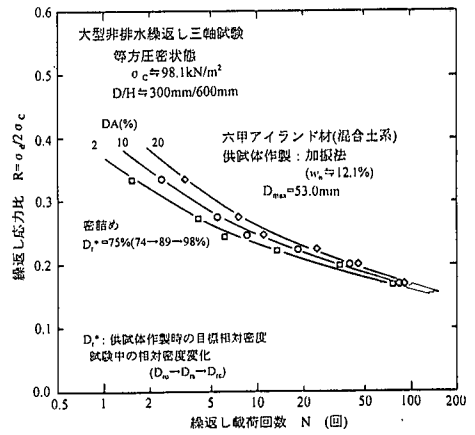


図-17 六甲材の大型試験による液状化曲線(D₀*=75%)

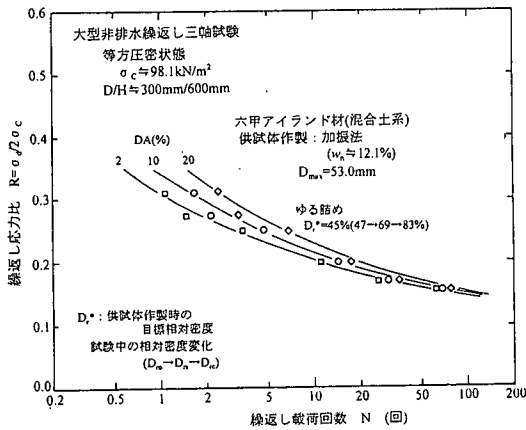


図-16 六甲材の大型試験による液状化曲線(D₀*=45%)

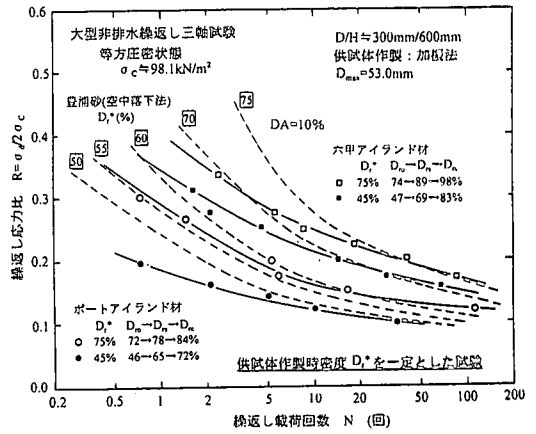


図-18 ポート材と六甲材の液状化曲線の比較(DA=10%)

摩擦減層を設置し、ゴムスリーブは肉厚 $t_M=1.0\text{mm}$ のものを使用した。なお、モデル化した試料は、ともに D_{max} が大きい、粒度分布がよいため供試体側面に形成される凹凸は少なく、ゴムスリーブ貫入による影響は小さいものと判断し、ここではこの補正は行っていない。

非排水繰返し試験は、作製した供試体を、完全飽和状態とするために初期圧密応力 $\sigma_{CO}=49.1\text{kN/m}^2$ の状態で炭酸ガスを流し、さらに脱気水で飽和させてから背圧 $\sigma_{BP}=98.1\text{kN/m}^2$ を加えた後(飽和度の確認は B 値 ≥ 0.96 とした)、 $\sigma_c=98.1\text{kN/m}^2$ まで等方圧密してから、非排水条件で正弦波形繰返し軸応力 σ_d を、所定の繰返し応力比 $R=\sigma_d/2\sigma_c$ になるように、振動数 $f=0.1\text{Hz}$ で載荷して実施した。図-14には $R=0.17$ で実施した非排水繰返し載荷中の両振幅軸ひずみ DA の進行と過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c$ の蓄積過程の一例を示す。これより、この試験では $\Delta u/\sigma_c$ が増加蓄積し DA が急増した時点でも σ_d が変化することなくほぼ一定のまま加わっており、理想的な繰返し載荷状態が達成されていることがわかる。

図-15にはポート材の $D_0^*=45\%$ 、75%で作製した供試体について R を種々変えて実施した試験から得られた DA=2, 10, 20%における R と繰返し回数 N の関係、いわゆる液状化曲線をそれぞれ示す。また図-16と図-17には六甲材の $D_0^*=45\%$ 、75%における同様な関係をそれぞれ示す。これらの図中には、各供試体の初期圧密→浸水飽和→最終圧密までの平均的な相対密度の変化($D_0 \rightarrow D_s \rightarrow D_s$)を示してある。これらの密度変化は図-8に示した三軸透水試験におけるものと同様な挙動であり、目標の D_0^* で作製した供試体であっても浸水飽和から最終圧密までにかかなり密な状態になってしまうこと、特に六甲材においてこの傾向が強いことに注意が必要である。これらのポート材と六甲材の液状化曲線図から、DA=10%における液状化曲線を直接比較したのが図-18である。図中には比較のために福島ら(1988)¹⁷⁾が実施した豊浦砂の試験結果から読取った各種 D_{50} (四角内に数値で表示)での DA=10%に相当する液状化曲線を破線で示してある(豊浦砂の供試体は空中落下法で作製)。

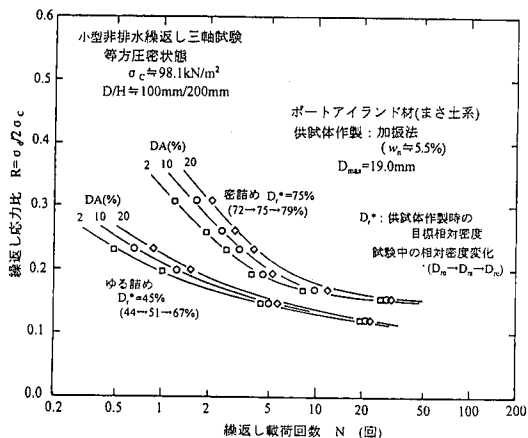


図-19 ポート材の小型試験による液状化曲線($D_r^*=45\%, 75\%$)

これより D_r^* 一定の試験から得られる液状化強度は、ポート材よりも六甲材の方が大きい。これは六甲材の最終圧密時の密度がポート材よりも初期圧密→浸水飽和→圧密までに相対的に密な状態になったためである。いずれにせよ、このような粗粒埋立土の液状化強度には供試体の圧縮性(密度)と、これを規定する拘束圧レベルが深く関与することがわかる。また、これらの粗粒埋立土の R は、豊浦砂と比較すると、密度による差が少ないこと、この傾向は六甲材の方に特にいえることがわかる。

また $DA=10\%$ 、 $N=10$ 回における応力比 $R=R_{10}$ を液状化強度として採用すると、ポート材の R_{10} は豊浦砂の $D_{rc}=50\sim 60\%$ における R_{10} に、また六甲材の R_{10} は $D_{rc}=70\sim 75\%$ における R_{10} にそれぞれ相当していることがわかる。なお、ここで R_{10} を液状化強度としたのは(通常は $N=20$ 回)、今回の地震による液状化が比較的少ない揺れで生じていたことを考慮したためである。

このように両粗粒埋立土のうちポート材よりも六甲材の方が大きな液状化強度を示していることは、ほとんどまき土により造成されたポートアイランド(第1期)において島内全面で噴砂が目立ったこと、これに対して六甲アイランドにおいてはまき土で造成された北側の一部で噴砂が目立ったが、泥岩、凝灰岩、砂岩などの神戸層群系の混合粗粒土で造成した南側では噴砂が少なかったという報告^{3), 4), 18), 19)}とも符号している。

(2) 小型非排水繰返し三軸試験による液状化強度

以上みてきたように、ここで対象とした粗粒埋立土は、最終圧密時までにかかなり高い圧縮性を示すため、拘束圧レベルや密度がその液状化強度に大きな影響を及ぼすことがわかった。そこで、ここではポート材と六甲材の液状化強度に及ぼす密度と拘束圧を詳細に調べるために実施した供試体寸法 $D/H=100\text{mm}/200\text{mm}$ の小型非排水繰返し三軸試験結果について述べる。ここで小型試験を採用したのは、大型試験はより原粒度に近い状態にある試

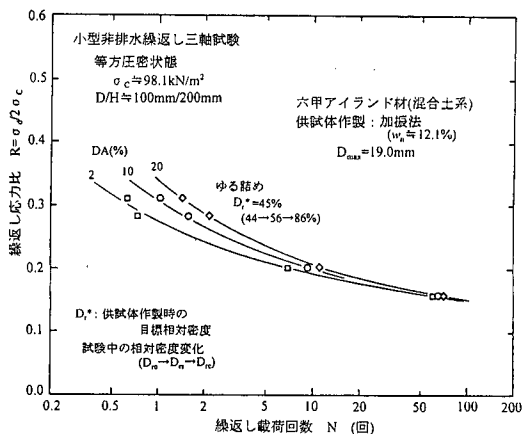


図-20 六甲材の小型試験による液状化曲線($D_r^*=45\%$)

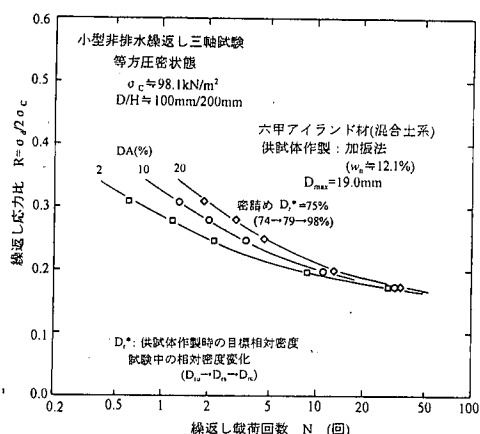


図-21 六甲材の小型試験による液状化曲線($D_r^*=75\%$)

料の試験が可能なので原位置の液状化強度を調べるのに適しているが、大量の試料を必要とすることや試験に手間がかかるなどのため、多数の試験実施をともなう密度や拘束圧レベルなどの各種要因の影響を詳細に調べるための試験には不向きなためである。小型試験は、使用したゴムスリーブの肉厚が $t_m=0.3\text{mm}$ であること、 $\sigma_{oc}=19.6\text{ kN/cm}^2$ で初期圧密したことを除けば、すべて大型試験と同様な方法で実施した。また供試体は、 $D_{max} \geq 19\text{mm}$ のせん頭粒度試料を、所要の D_r^* になるように6層に分けて小型加振機により転圧して作製した。

a) 大型非排水繰返し三軸試験との比較

図-19に小型非排水繰返し三軸試験から得られたポート材の $D_r^*=45\%, 75\%$ で作製した供試体の $DA=2, 10, 20\%$ における液状化曲線をそれぞれ示す。また図-20と図-21には六甲材における同様な関係をそれぞれ示す。これらの図における小型試験による液状化曲線: $(R)_{S-CTX} \sim N$ と、図-15~17における大型試験による液状化曲線: $(R)_{L-CTX} \sim N$ を直接比較した結果を図-22と図

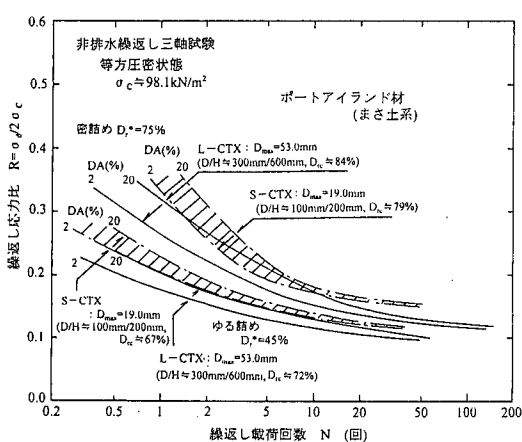


図-2 2 ポート材の大型・小型試験による液状化曲線の比較($D_r^*=45\%, 75\%$)

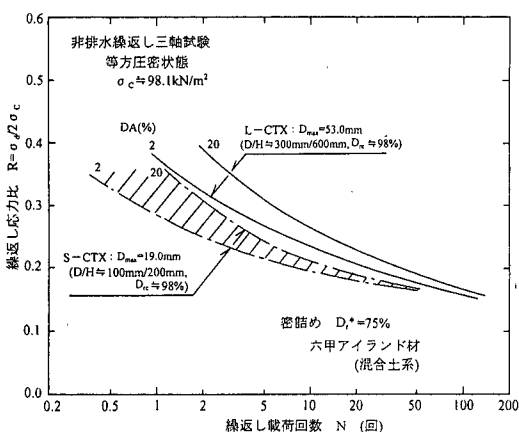


図-2 3 六甲材の大型・小型試験による液状化曲線の比較($D_r^*=75\%$)

図-2 3 (六甲材では密度による差が少なく試験データが重なってしまうため $D_r^*=45\%$ の結果は省略してある) にそれぞれ示すが、両者は必ずしも一致していない。傾向として、ポート材では大型試験による $(R)_{L-CTX}$ より小型試験の $(R)_{S-CTX}$ の方が大きく、逆に六甲材では $(R)_{L-CTX}$ が $(R)_{S-CTX}$ より大きい、低応力比領域ではこの差が小さくなるのがわかる。

両試験間で相違するのは、モデル化による粒度組成と供試体寸法であり、これらの要因の影響を考える必要がある。ここで注意が必要なことは、福島ら(1988)¹⁷⁾の試験結果にあるように、豊浦砂の大型試験と小型試験間に相違があることであり、特にダイレイタンスー効果に関係する密な供試体や応力比の大きい領域における試験では、システムコンプライアンスに起因すると思われる影響が現れ、寸法の小さい供試体ほど液状化強度が過小になる可能性が指摘されている。つまり、試料のモデル化

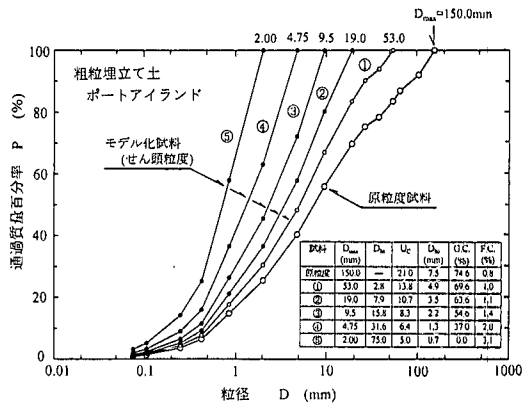


図-2 4 ポート材のせん頭粒度によるモデル化試料

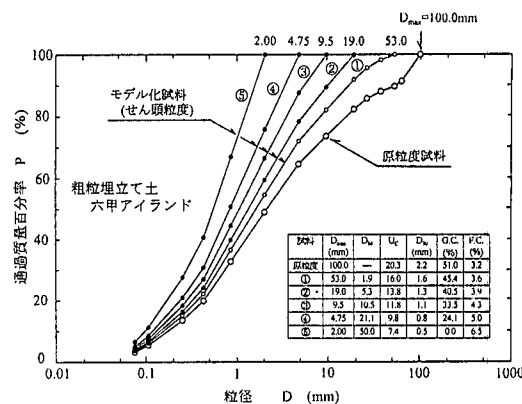


図-2 5 六甲材のせん頭粒度によるモデル化試料

による影響に加えて、供試体寸法や供試体の排水条件制御回路に起因する試験機のシステムコンプライアンスの影響も関係している。粗粒土の試験における供試体寸法の問題は静的試験の分野でも、十分な議論がなされていないのが現状である。これは主に粗粒土の母岩が同じでも粒径の大きさや風化度により粒子破砕特性が異なること、それがどのような影響を及ぼすかが明かではないこと、また前述したように礫分や細粒分の影響が明らかになっていないことであり、結論めいたことは得にくい状況にあり、このような供試体寸法に関する問題は本文の目的ではないので今後の研究課題としたい。

b) せん頭粒度によるモデル化の影響

前述したように、小型試験機による粗粒土の試験では、原粒度試料を試験可能な大きさの D_{max} までスケールダウンのためにモデル化して使用せざるを得ない。そこで原粒度を粒径の小さい方向にモデル化したことによる影響について調べるために、 D_{max} をこれまで小型試験で使用していた $D_{max}=19.0\text{mm}$ から $D_{max}=19.0 \rightarrow 9.5 \rightarrow 4.75 \rightarrow 2.0\text{mm}$ になるように4段階にせん頭粒度でモデル化した試料の小型試験を実施した。図-2 4 と図-2 5 に、ポート材

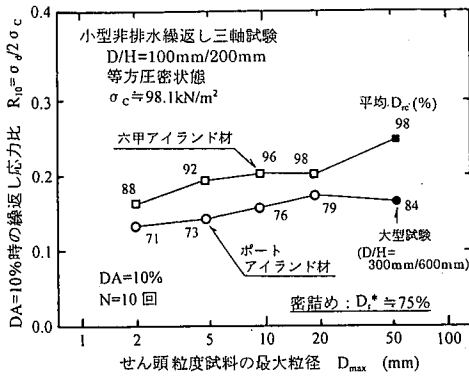


図-26 せん頭粒度によるモデル化の影響($R_{10} \sim D_{max}$)

と六甲材の各 D_{max} でせん頭粒度試料の粒度曲線をそれぞれ示す。図中の表に原粒度試料からの粒度特性の変化を示す。これらの図から、モデル化により粗粒土の構成粒子の粒径が小さくなるだけでなく、粒度分布が大幅に変化しており (U_c が小さくなる)、このようなモデル化程度の大きい試料が、例え構成粒子の母岩が同じであっても、原粒度試料と同じ粒子破砕特性や圧縮性を保持している保証は、図-11と図-12に示した大型・小型試験における体積収縮特性に相違があったことからわかるように、疑わしいといわざるをえない。

ポート材と六甲材のモデル化した試料の $D_r^* = 75\%$ で作製した供試体の $\sigma_c = 98.1 \text{ kN/m}^2$ での小型試験から得られた R_{10} を D_{max} に対してプロットしたのが図-26である。図中のプロット点付近の数字は同条件の試験シリーズにおける各供試体の平均の D_r 値を示し、また黒塗り印(●, ■)は大型試験($D_{max} = 53 \text{ mm}$)による結果を示している。図から、ポート材、六甲材ともに D_{max} の小さいモデル化試料ほど R_{10} が小さくなること、また同一の D_r^* で作製した供試体でも繰返し载荷を受ける時の圧密後の密度 D_r が低下する傾向があることがわかる。このように原粒度状態の粗粒土をモデル化した試料の試験から正確な液状化強度を推定するのはなかなか難しく、粒度分布特性の大幅な変化に伴う過度なモデル化をすると、構成粒子の母岩は同じでも、その粗粒土本来の圧縮性やせん断特性が取り除かれてしまうことに注意が必要である。

c) 豊浦砂の液状化強度との比較

ここで試験を行った2種類の粗粒埋立土と細粒分のない粒径の揃ったきれいな砂である豊浦砂の液状化特性を比較するために、福島ら(1988)¹⁷⁾の試験結果から読み取った豊浦砂の $D_r = 85\%$ での $DA = 2, 5, 10\%$ に対応する液状化曲線を図-27に示す。ポート材と六甲材の液状化曲線と豊浦砂のそれを比較すると、豊浦砂では DA による R の差が大きく、大きな DA を生じさせるにはより多くの繰返し载荷が必要であることがわかる。これに対して、図-19~図-21に示したポート材と六甲材の液状化

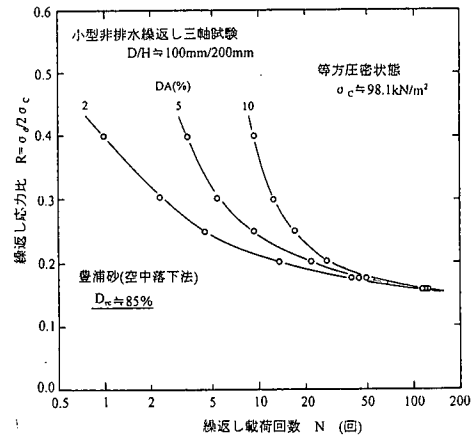


図-27 豊浦砂の液状化曲線 ($\sigma_c = 98.1 \text{ kN/m}^2, D_r = 85\%$)

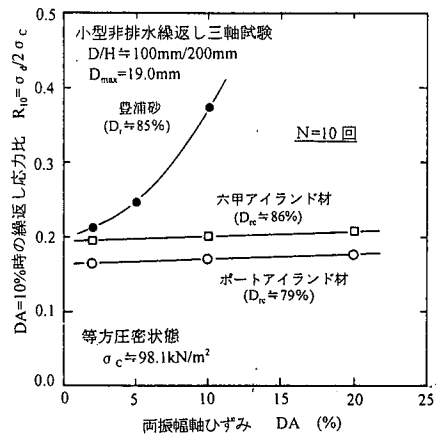


図-28 液状化強度に及ぼす両振幅軸ひずみの影響

曲線では少ない繰返し载荷で大きな DA を生じ、 DA による R の差が少なく、いわゆるねばり強さに乏しい材料特性であることがわかる。このことは、豊浦砂の圧密後の相対密度 D_r と同じになるように $D_r = 85\%$ 付近の粗粒埋立土の液状化曲線から $N = 10$ 回における R の値 R_{10} と DA の関係を読み取ってプロットした図-28からよくわかり、豊浦砂では DA により R_{10} が急増するが、ポート材あるいは六甲材では DA の大きさによらずやや増加する程度にあることがわかる。粗粒埋立土のねばり強さに乏しい性質は、粒子や粒子接点部が脆弱で破砕しやすく、粒径の大きい礫粒子が互いに接して強固な骨格構造を形成しにくいためと考えられる。

次にポート材と六甲材の $DA = 10\%$ における液状化強度を図-19~図-21から求め、豊浦砂のそれと直接比較したのが図-29である。大型試験の場合と同様に D_r^* を揃えた小型試験から得られる液状化強度は、ポート材よりも六甲材の方が大きい。また、六甲材では D_r^* の相

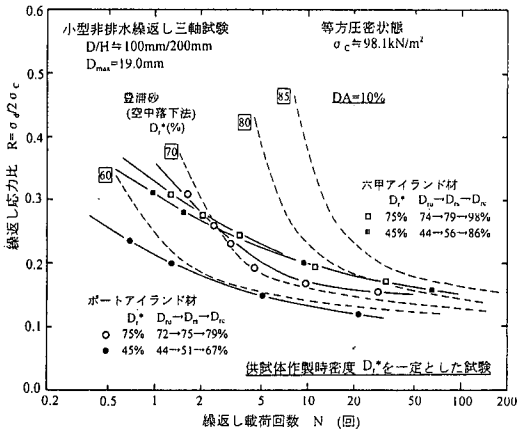


図-29 ポート材・六甲材と豊浦砂の液状化曲線の比較

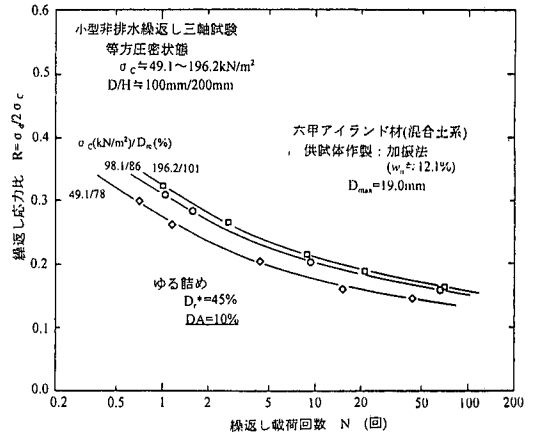


図-31 六甲材の各σ_cにおける液状化曲線(D_r*=45%)

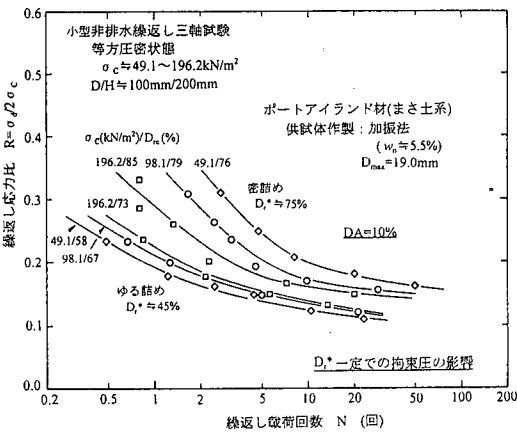


図-30 ポート材の各σ_cにおける液状化曲線(D_r*=45,75%)

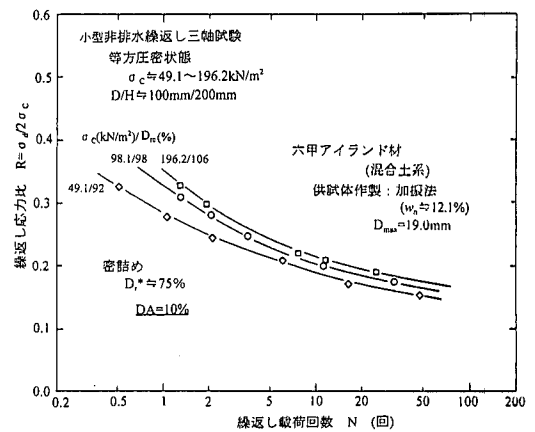


図-32 六甲材の各σ_cにおける液状化曲線(D_r*=75%)

違にも関わらず、密度による差がほとんどなくなっていることがわかる。これは六甲材では D_r^* に関係なく浸水飽和→圧密時の高密度化により同じような D_{rc} になること、もともと密度による液状化強度の差が少ないためである。さらに、豊浦砂の液状化強度と比較すると、ポート材は豊浦砂の $D_{rc}=60\sim70\%$ における、六甲材では $D_{rc}=70\sim80\%$ の値に相当することがわかる。しかし両者の差は大型試験の場合より少ないが、このような相違は前述した試料のモデル化による影響や大型・小型試験間にある問題による影響も含まれていると考えられる。

(3) 小型非排水繰返し三軸試験による液状化強度に及ぼす密度と拘束圧レベルの影響

ポート材と六甲材の液状化強度に及ぼす拘束圧の影響を調べるために、 D_r^* を 45%、75% と一定で作製した供試体の拘束圧を $\sigma_c=49.1, 98.1, 196.2\text{ kN/m}^2$ と変えて非排水繰返し三軸試験を実施した。図-30には $D_r^*=45\%$ 、75% で作製したポート材の供試体の $DA=10\%$ における

液状化曲線を示す(図中の数値 σ_c/D_{rc} は σ_c と D_{rc} を示している)。また図-31と図-32には六甲材の同様の関係をそれぞれ示す。図-30～図-32から、 $DA=10\%$ 、 $N=10$ 回に相当する R の値 R_{10} を σ_c に対して両対数グラフ上にプロットしたのが図-33である。通常の砂質土は、応力比で表示した液状化強度 R_{10} と σ_c の関係が両対数グラフ上でほぼ直線関係にあり、 R_{10} は σ_c の増加に対して低下する傾向にあることがわかっている^{20,21)}。しかし、図から、粗粒埋立土の $R_{10}\sim\sigma_c$ 関係でも両対数グラフ上でほぼ直線関係にあるが、密詰め状態のポート材では、通常の砂質土と同様に、 σ_c の増加に対して R_{10} が低下する傾向にあることを除けば、六甲材や $D_r^*=45\%$ の緩詰め状態のポート材では σ_c が高いほど R_{10} が増加していることがわかる。これは D_r^* 一定になるように作製した供試体では浸水飽和と σ_c 増加による圧密に伴う高密度化が大きく、高い σ_c ではより密な状態になっているためと考えられる。これに対して、 σ_c の増加による密度増加が少ない密詰め状態のポート材では通常の砂質土

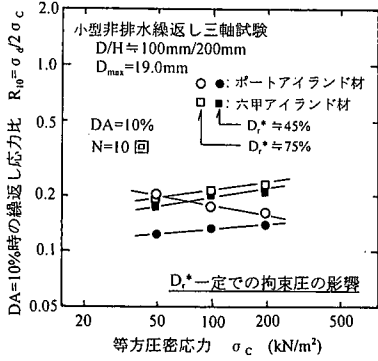


図-3-3 D_r^* 一定試験での R_{10} の σ_c への依存性

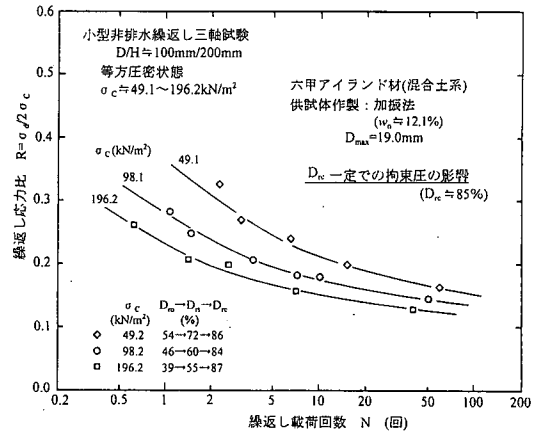


図-3-5 六甲材の各 σ_c における液状化曲線($D_{rc} \approx 85\%$)

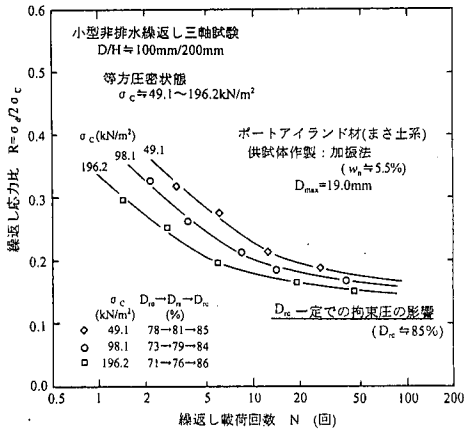


図-3-4 ポート材の各 σ_c における液状化曲線($D_{rc} \approx 85\%$)

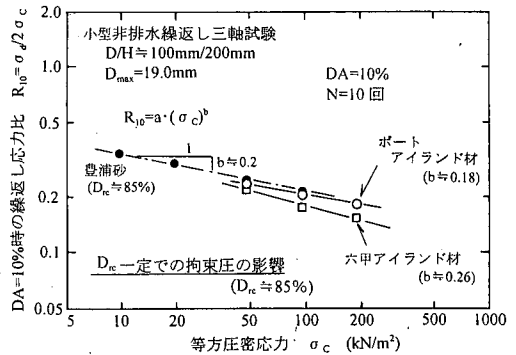


図-3-6 D_{rc} 一定試験での R_{10} の σ_c への依存性

と同様に σ_c の増加に対して低下する傾向にある。そこで、圧密に伴う高密度化による影響を除いて σ_c だけの影響を調べるために、 D_{rc} 一定として σ_c を変えた液状化試験と、 σ_c 一定として D_{rc} を変えた液状化試験を実施した結果を以下に示す。

a) D_{rc} 一定として σ_c を変えた液状化試験結果

圧密終了時の相対密度が一定の $D_{rc} \approx 85\%$ になるように作製したポート材及び六甲材の供試体を $\sigma_c = 49.1, 98.1, 196.2 \text{ kN/m}^2$ と変えて実施した試験から得られた $DA = 10\%$ における液状化曲線をそれぞれ図-3-4と図-3-5に示す。これらの図から、 R_{10} と σ_c の関係を図-3-6の両対数グラフ上に示す。なお、図中には R_{10} の σ_c への依存性を評価するために求めた指数関数

$$R_{10} = a \cdot (\sigma_c)^b \quad (3)$$

で近似した直線の傾き b 値を示し、また参考のために著者らの豊浦砂の低拘束圧領域 $\sigma_c = 9.8 \sim 98.1 \text{ kN/m}^2$ における試験結果²²⁾をプロットしてある。この図から、最終圧密時の D_{rc} 一定条件では R_{10} の σ_c への依存性は豊浦砂と

同様の傾向にあるが、六甲材の方がポート材よりもやや強いことがわかる。これは六甲材が、花崗岩からなるポート材に比較して、角張りの少ない泥岩等を起源とする粒子から構成されているため粒子間摩擦が小さく σ_c が高くなるほどダイレイタンスー効果が低下するためと考えられる。

b) σ_c 一定として D_{rc} を変えた液状化試験

次に、一定の $\sigma_c = 98.1 \text{ kN/m}^2$ のもので、ポート材と六甲材の D_{rc} を変えた試験(D_r^* は異なる)から得られた $DA = 10\%$ 、 $N = 10$ 回における $R_{10} \sim D_{rc}$ の関係を図-3-7にそれぞれ示す。図中の○印は福島ら(1988)¹⁷⁾による豊浦砂の $R_{10} \sim D_{rc}$ 関係である。この図から、 R_{10} は D_{rc} に伴って増加するが、この傾向は豊浦砂が最も顕著であり、ポート材・六甲材は D_{rc} が100%を超えるようなかなり密な状態になるまで R_{10} の増加がみられない。また2種類の粗粒埋立土の R_{10} は、 $D_{rc} = 80\%$ 付近まではほとんど同じであるが、それを超える D_{rc} ではポート材の方が六甲材よりも大きい。これは、六甲材では、同一の D_r^* では圧縮性が高いのでダイレイタンスー効果が発揮されにくいためと考えられる。なお、ここで注意が必要なことは

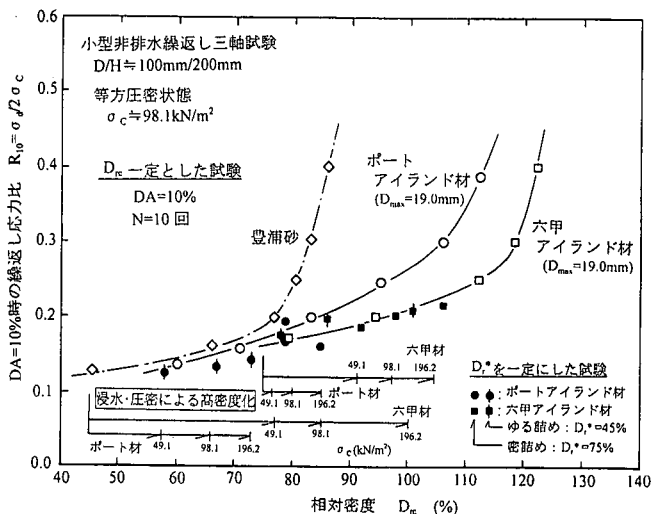


図-37 D_r を一定にした試験から得られた液状化強度 R_{10} の D_r への依存性

$D_r^*=45\%$ 、 75% で作製した供試体の場合には $D_{r0} \rightarrow D_r$ までの変化を σ_c の値とともに図の下部に自的に示しているが、 D_r^* を一定にした試験では、六甲材はポート材よりも最終圧密時までの高密度化傾向がより大きく (D_r が大きい)、その R_{10} が大きいことである(図-18と図-29を参照)。そこで図中には、 $D_r^*=45\%$ 、 75% で作製した供試体について σ_c を変えた試験から得られたポート材と六甲材の $R_{10} \sim D_r$ 関係をそれぞれ黒塗り印によりプロットしてある。この関係は D_r^* を一定にした σ_c と密度の影響の含まれたものであるが、 σ_c 一定で求められた $R_{10} \sim D_r$ 関係にほぼ一致している。特に六甲材での一致度はよく、その液状化強度の評価は σ_c による高密度化が著しいので、 σ_c の影響も含めて繰返し荷重を受ける最終圧密時の D_r により決まるとしてよさそうである。いざれにせよ、ポート材あるいは六甲材による埋立て地盤では目標密度で造成しても、その後の埋立てに伴う自重増加により高密度化するので密度と拘束圧の関係を分離して評価する意味がないので、これらを一緒に評価することが実務的にも便利であろう。

この関係を用いて、地震時に各人工島で発揮された液状化強度を、作製した供試体と原位置での堆積構造が同じと仮定して、推定してみる。善ら(1995)⁹⁾は液状化発生箇所の深さ 6~9m 付近からの凍結サンプリングした不攪乱試料の密度測定により、

ポート材: $\rho_d = 1.90 \sim 1.98 \text{ g/cm}^3 (D_r = 87 \sim 103\%)$

六甲材: $\rho_d = 1.70 \sim 1.85 \text{ g/cm}^3 (D_r = 132 \sim 166\%)$

を得ている (D_r の算定には本論文での ρ_{dmax} 、 ρ_{dmin} を使用した)。また Hatanaka, M. et al.(1997)⁹⁾もポートアイランドにおいて深さ 7~16m から凍結サンプリングした試料の密度測定により

ポート材: $\rho_d = 1.67 \sim 1.98 \text{ g/cm}^3 (D_r = 32 \sim 103\%)$

と幅はあるが、同様な値を得ている。ただし、これらの

密度は液状化後の値であるので、地震前よりやや密な状態になっているものと思われる。石原ら(1995)²⁰⁾、Ishihara, K. et al.(1996)²⁰⁾によれば両人工島では液状化により平均で 40~50cm の沈下が生じ、これは 3~5%の圧縮ひずみに相当するとしている。これより、地震前の相対密度は、この圧縮ひずみから単純に計算するとポートアイランドでは $D_r = 70 \sim 87\%$ 、六甲アイランドでは $D_r = 115 \sim 150\%$ と推定される。このような高い密度状態は浸水飽和と埋立土被り圧による圧密によるものと考えられるが、これまでの試験のように、ポートアイランドよりも六甲アイランドの方が相対的に密な状態にあったようであり、図-37の $R \sim D_r$ 関係から、上述の D_r から想定される地震時に発揮された人工島の液状化強度は、

ポートアイランド: $R_{10} = 0.16 \sim 0.22$

六甲アイランド: $R_{10} = 0.26$ 以上

となり、後者の方が大きかったと結論することができる。

c) 密度・拘束圧の影響からみた液状化対策工の効果

ポートアイランドと六甲アイランドにおいて施工された液状化対策工法の効果を調べた報告^{21) 25)}によると、ロードコンパクションやサンドコンパクションなどの締固めによる対策工法で改良した区域は無改良区域に比較して地盤沈下等の軽減に効果があったと報告されている。また、必ずしも液状化を対象としたものではなく、埋立て地盤の下にある沖積粘土層の圧密促進のために施工されたサンドドレーン+プレローディングでも効果があったとされている。しかし、これまでの試験結果からわかるように、ポート材や六甲材は $D_r = 100\%$ を超えるような高密度状態にならないとダイレイタンシー効果が発揮されず、液状化強度は増加してこないで、締固めのような高密度化による液状化対策工は期待できないことが考えられる。

6. おわりに

ポートアイランドあるいは六甲アイランドに使用された粗粒埋立土では、初期密度 D_r^* の割に繰返し載荷時の圧密後の密度 D_{rc} が大きく 100% 付近の密な状態になることも見られ、粒径の揃ったきれいな砂に比較すると不自然な感がする。これは、粒子破碎性の粗粒埋立土は浸水飽和や圧密過程に高密度化するため、粒子破碎を含まない状態での密度をインデックス値 ρ_{dmax} としているからである。そして、このような高密度化による D_{rc} の変化は、粒子破碎や粒子接点部の破碎に起因したものであるが、粒子破碎性粗粒土の特徴であるとの認識が必要である。このような $D_{rc} > 100\%$ となるような指標が気になるのであれば別のインデックス値として適切な値が得られる密度指標を採用する必要がある。例えば、陸上の盛土工事で採用される締固め度

$$D_c = (\rho_d / \rho_{dmax}) \times 100 \quad (\%) \quad (4)$$

の適用も考えられる。ここで ρ_{dmax} は締固め試験から求まる最大乾燥密度であり、これを自然含水比状態で規定のランマー突固めエネルギーを加えて求まる値を基準とするものである。なお、この方法による密度は規定の突固めエネルギーで生じる粒子破碎を含んだ値であるため、粒度破碎の影響をある程度考慮することが可能である。

これまでみてきたように、粗粒埋立土の液状化強度は埋立て後の浸水沈下→圧密による高密度化の影響が大きく影響するので、この影響を考慮しなければならない。つまり粗粒土による埋立て地盤の液状化強度を求めるには、同じ方法で埋立てられたということを前提条件とすれば、その後の密度は埋立に伴う自重増加により高密度化するので、密度と拘束圧の関係を分離して評価する意味がなく、これらを含みで一緒に評価できるように繰返し載荷を受ける時の圧密後の密度 D_{rc} を揃えた試験ではなく、埋立時の初期密度 D_r^* を推定し、この密度になるように作製された供試体について原位置で想定される拘束圧レベルのもとで液状化強度を求める試験を実施することが重要と思われる。

謝辞：本報告において使用した試料の採取にあたっては岡二三生京都大教授、八嶋 厚岐皇大教授の協力をいただいた。末筆ながら謝意を表します。

参考文献

- 1) 松本守英：神戸港ポートアイランド造成工事，土木施工，Vol.15, No.7, pp.11-17, 1974.
- 2) 渡辺嘉道：神戸港六甲アイランド造成工事，土木施工，Vol.19, No.2, pp.11-16, 1978.
- 3) 谷本喜一：兵庫県南部地震の地盤災害，阪神大震災調査報

- 告，第30回土質工学研究発表会，特別セッション，pp.1-24, 1995.
- 4) 神戸市開発局：兵庫南部地震による埋立て地盤変状調査，(ポートアイランド，六甲アイランド)，pp.60-63, 1995.
- 5) 善 功企，山崎浩之，南 兼一郎，中島由貴：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その4)，埋立て地盤の特性，港湾技研資料，No.813, pp.147-166, 1995.
- 6) Hatanaka, M., Uchida, A. and Ohara, J.: Liquefaction Characteristics of a Gravelly Fill Liquefied during the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.3, pp.107-115, 1997.
- 7) 地盤工学会編：ロックフィル材料の試験と設計強度，1982.
- 8) 石井武美：粗粒材の室内力学試験における試験粒度の選定，土と基礎，Vol.33, No.6, pp.25-30, 1985.
- 9) 荘司喜博：大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察，港湾技術研究所報告，Vol.22, No.4, pp.59-120, 1983.
- 10) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第一回改訂版—，第7編 せん断試験，第3章 土の三軸試験 粗粒土の三軸試験の供試体作製・設置方法(JGS 0530)，pp.448-454, 2000.
- 11) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第一回改訂版—，第2編 物理試験，第8章，砂の最小密度・最大密度試験(JIS A1224)，pp.136-138, 2000.
- 12) 布施洋一，高橋 昇，福島伸二，香川和男：関西国際空港埋立材料の超大型三軸圧縮試験による強度・変形特性，土木学会論文集，No.448/III-19, pp.131-140, 1992.
- 13) 運輸省第三港湾建設局広島港工事事務所編：新広島空港工事誌，1994.
- 14) 平野訓相，橋詰哲治，山田得義，水谷敏彦，福島伸二，北島 明：花崗岩地帯における大規模用地造成で施工した超高盛土の変形挙動と安定性の検討，土木学会論文集，No.666/III-53, pp.303-320, 2000.
- 15) Fukushima, S. and Ishi-I, T: An Experimental Study of the Influence of Confining Pressure on Permeability Coefficients of Filldam Core Materials, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.32-46, 1986.
- 16) 近藤賢一，八木哲郎，小林信洋，福島伸二：盛立て中のフィルダム遮水ゾーンの透水性の拘束圧依存性と強度特性，ダム工学，Vol.8, No.4, pp.293-302, 1998.
- 17) 福島伸二，望月美登志，香川和夫：大型繰返し三軸試験による砂の液状化強度，土と基礎，Vol.36, No.18, pp.13-18, 1988.
- 18) 外山進一，松永康男：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察，(その2)被災状況一岸壁，防波堤，海岸全施設一，港湾技研資料，No.813, pp.51-75, 1995.
- 19) 阪神大震災調査委員会編：阪神・淡路大震災調査報告書(解説編)，第4章，状化と地盤変状，地盤工学会，pp.171-228, 1996.
- 20) Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T. and Tokida, K.: Normalized Dynamic Undrained Strength of Sands Subjected to

- Cyclic and Random Loading, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.3, pp.1-16, 1980.
- 21) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K. and Kon-no, M. : Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sampled Sand Affected by Confining Pressure, *Soils and Foundations*, Vol.21, No.2, pp.115-120, 1981.
- 22) 望月美登志, 福島伸二 : 低拘束圧領域における砂の液状化特性, 第28回土質工学研究発表会, pp.917-918, 1993.
- 23) 石原研而, 安田 進, 原田健二 : 阪神・淡路大震災特集-第4回一, 土質特性と地盤の挙動, 土木学会誌, Vol.80, No.7, pp.50-53, 1995.
- 24) Ishihara, K., Yasuda, S., Nagase, H. : Soil Characteristics and Ground Damage, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.109-118, 1996.
- 25) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N. : Effects of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.99-107, 1996.

(2000. 6. 20 受付)

EFFECTS OF DENSITY AND CONFINING STRESS ON LIQUEFACTION RESISTANCE OF COARSE-GRAINED RECLAIMED SOILS USED FOR CONSTRUCTION OF MAN-MADE ISLANDS IN KOBE

Shinji FUKUSHIMA and Yoshitoshi MOCHIZUKI

A series of undrained cyclic triaxial tests was carried out to investigate the effects of density and confining stress on liquefaction resistance of isotropically consolidated the coarse-grained reclaimed gravelly soil obtained from the re-liquefied area on the man-made islands in Kobe (Port Island and Rokko Island). Test results shows the followings.

Reclaimed soil of Port Island is a granite-origin gravelly soil (locally called Masado-soil), that of Rokko Island is a mixed gravelly soil composed from mud stone-origin, tuff-origin and so on, and these reclaimed soils has a characteristics features of a high compressibility as the ground and the breakage of particle contacts. Although these coarse-grained soils contain a large portion of gravel, the liquefaction resistance is very low compared with that of the uniform and clean sand as Toyoura Sands and is depend on the density increased with the increasing confining stress.