

神戸ポートアイランドの埋立マサ土地盤の静的及び動的強度特性

竹中技術研究所 内田明彦*
竹中技術研究所 畑中宗憲*
竹中工務店 鈴木善雄**

兵庫県南部地震で液状化した埋立マサ土地盤の力学特性を明らかにするため、原位置地盤凍結法によりポートアイランドで採取した不攪乱埋立マサ土試料について一連の室内試験を実施した。その結果、埋立マサ土の D_{50} や D_{max} は従来の基準に示されている液状化の検討対象となる粒径の範囲を超えているものがあること、内部摩擦角(ϕ_a)は $39.5^\circ \sim 41.8^\circ$ の範囲で、 N_1 値が小さい割には比較的大きく、これに対して液状化強度(15回の繰返しせん断で $DA=5\%$ に達する繰返しせん断応力比)は $0.15 \sim 0.23$ であり、 $Dr=70\%$ の豊浦砂のそれとほぼ等しい程度であることなどがわかった。

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震で、阪神地区の沿岸地域および埋立地盤からなる人工島が広い範囲にわたって液状化した。その中でも神戸ポートアイランドにおいて、風化花崗岩であるマサ土からなる埋土層が液状化したことは大きな話題の一つになっている。今回の地震までは、阪神地区は地震危険度が関東地域に比べて低いとの認識があり、また、埋立マサ土が粒径の大きい礫質土であったこともあって、その力学特性への関心を示す研究者や技術者は極わずかであった。そのため、動的強度(液状化強度)をはじめ埋立マサ土の力学特性に関する研究報告は非常に少ない(谷本他(1976)、永瀬他(1995))。このような背景から、地震5ヵ月後の1995年6月にポートアイランドにおいて、原位置地盤凍結法により埋立マサ土地盤から高品質の不攪乱試料を採取し、一連の室内試験を実施し、さらに既往の基準・指針類との比較検討をしたのでそれらの結果について述べる。

2. 試料採取地点の兵庫県南部地震による地盤災害状況

試料採取地点は神戸ポートアイランドの北西部のコンテナ埠頭のコンテナ置き場である(図-1参照)。

写真-1は試料採取地点から約60m離れているコンテナ埠頭における噴砂状況である。この大量の噴砂による地盤沈下量は $30 \sim 40\text{cm}$ 程度で、この値は時松らの液状化による地盤沈下量の調査結果とほぼ対応している(時松他、1996)。

一方、試料採取地点から直線距離で約80m離れた位置において、鉛直アレイからなる地震観測網が地震前に設置されていた(CEORKA(1995)、図-1参照)。

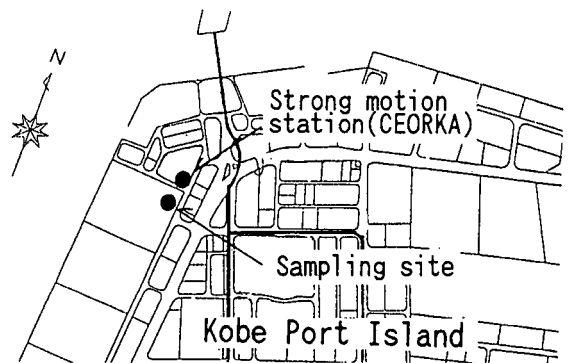


図-1 サンプルングサイト



写真-1 サンプルングサイト附近の噴砂状況

キーワード：マサ土、内部摩擦角、液状化強度

* 応用研究開発部 0476-47-1700
** 原子力エネルギー・エンジニアリング本部 03-3542-7100

その記録によると兵庫県南部地震において、深さ16.8mで564gal、地表面で341galの最大加速度となっている。この大きな加速度と大量噴砂の状況から、試料採取地点の埋立マサ土層は液状化したものと考えられる。

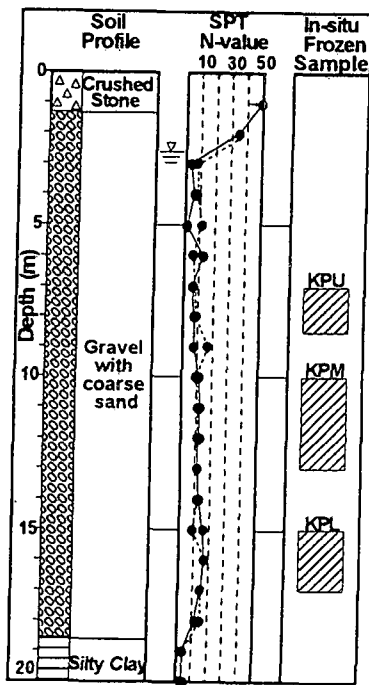


図-2 サンプルサイトの土質性状

3. 高品質不攪乱埋立マサ土試料の採取

(1) 試料採取地点の地盤特性

図-2は試料採取地点のボーリング調査結果である。図中には土層構成、標準貫入試験(トンビ法)のN値及び試験試料の深さが示されている。試料採取地点付近の地盤は1969年に、つまり兵庫県南部地震の26年前には埋立てが終了している。埋土層の厚さは約18.5mである。その下部には数m厚さの軟らかい沖積粘土層がある。埋立材料は六甲山の風化花崗岩で通常マサ土と呼ばれている。個々の試験試料の粒度特性はあとで詳細に示すが、全体としては最大粒径は100mm程度で、礫分を50%程度含んでいる。

N値は6m離れた2孔で測定しているが、2孔の測定値がよく対応おり、試料採取地点は地盤が比較的一様であることを示している。N値は地下水位より上の部分ではコンテナ置場築造のための締固め等によって50にも及ぶが、地下水位付近では3~7程度で、平均で5前後、そこから深さ方向に漸増の傾向を示し、埋土層の下端で約15となっている。マサ土の粒

子径の大きさの割合にはN値は決して大きくなく、地盤全体が緩い状態にあることが想像される。

(2) 試料採取方法

埋立マサ土地盤の力学特性を評価するための室内要素試験に用いた不攪乱試料は原位置地盤凍結法により採取した。試料採取対象深度はGL-3~19mである。この方法は、砂質土や礫質土の高品質不攪乱試料の採取に有効であることが近年の多くの研究によって示されている(吉見他(1984)、畑中他(1988)、畑中他(1995)等)。図-3は、本研究に用いた原位置地盤凍結法の手順の概略を示したものである。以下、その手順について述べる。

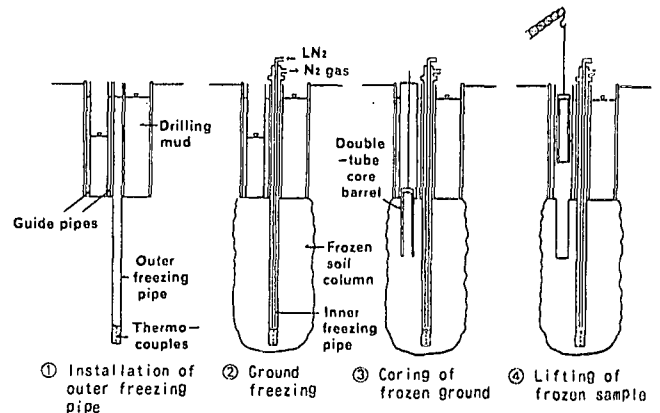


図-3 原位置地盤凍結法の概要

- a)直径約130cmの孔を深さ3mまで掘削し、孔壁崩壊防止のためのケーシングを挿入する。凍結管の設置および不攪乱試料採取のためのガイド管(全部で5本)を130cm孔の中に設置する。
- b)凍結外管設置孔を掘削し、凍結外管を設置する。凍結外管の先端には塩ビ製ロッドが接続されていて、その表面には地盤中の温度変化を測定するための熱電対が付けてある。
- c)凍結外管の中に凍結内管を設置する。液体窒素は凍結内管の上端より供給され、凍結外管と凍結内管の間を通過して、凍結外管の上端から大気中へ気体として放出される。これによって、凍結外管は冷却され、そして凍結外管の周辺地盤が凍結する。今回の場合、約4日間の液体窒素の供給によって直径約150cmの凍結礫柱が形成されたと推定される。

d)ダブルコアチューブにより凍結地盤の不攪乱領域より直径15cmの凍結柱を切り出し、そして、チューブを引張って原地盤から凍結柱を切り離れたのち地上に引き上げる。その後、凍結柱はチューブより取り出される(写真-2参照、直径15cm、長さ約1m)。凍結柱の円周表面が滑らかに切断されて、メンベネの非排水せん断強度への影響はほとんどないと考えられる。

現場において採取した凍結礫柱は、断熱材で包装のち、実験室に運搬され、実験まで冷凍庫に保存される。実験の際は、必要な部分から電動カッターを用いて30cmの長さに切断して用いた。

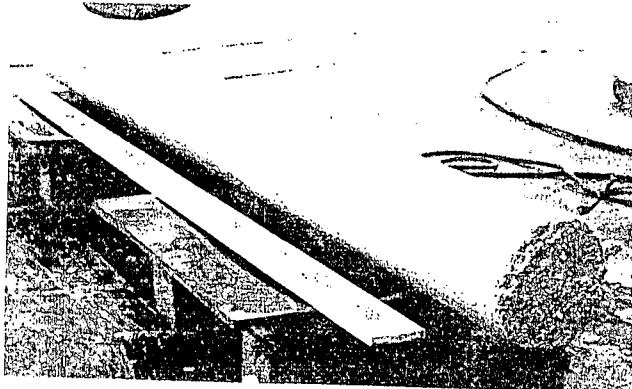


写真-2 採取された凍結土柱

4. 静的強度特性

(1) 試験方法

マサ土の静的強度特性を求めるために、圧密排水三軸圧縮試験(CD test)、および圧密非排水三軸圧縮試験(CU test)を大型三軸試験機を用いて実施した。具体的な試験方法を以下に簡単に述べる。

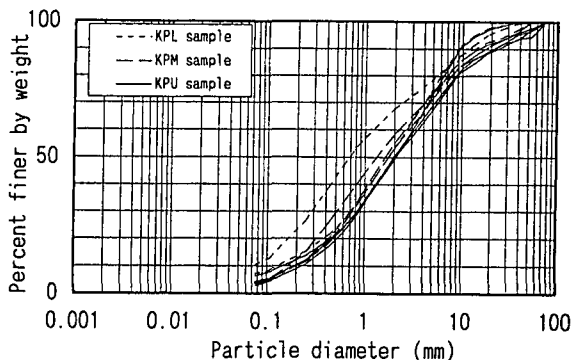


図-4 排水せん断試験に用いた試料の粒径加積曲線

凍結試料を三軸セルにセットした後、19.6kPaの拘束圧のもとに融解させて、CO₂と脱気水で飽和させ、間隙水圧係数が0.95以上あることを確認し、

所定の拘束圧で圧密したのち、排水状態(排水三軸圧縮試験)あるいは非排水状態(非排水三軸圧縮試験)で一定ひずみ速度(0.1%/分)で軸差応力を軸ひずみが15%以上に達するまで加えた。実験に用いた初期有効拘束圧(σ_{co}')の値は、供試体の原位置における有効上載圧 σ_v' の0.5、1、2、3倍の値のいくつかを用いた。圧密排水三軸圧縮試験では軸差応力、軸ひずみおよび体積ひずみを測定し、圧密非排水圧縮試験では軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧を測定した。

(2) 排水せん断試験(CD test)結果

圧密排水三軸圧縮試験は3深度(KPU、KPM、KPL)の試料について実施した。図-4は試験試料の粒度曲線である。供試体によってばらつきはあるが、2mm以上の礫分は30~50%で、50%粒径(D_{50})は0.7~2.05 mm、細粒分はほぼ10%以下である。粒度特性から試験試料は砂礫と分類される。

図-5~7は、圧密排水三軸圧縮試験で得られた軸差応力-軸ひずみ、軸ひずみ-体積ひずみの関係を示している。供試体の乾燥密度は1.70~1.93g/cm³の範囲にあり、豊浦砂や新潟砂の最大密度より大きい。軸差応力は、拘束圧の大きさによらず、ピークに達したのちも軸ひずみが約15%に達するまでの間では大きな低下は見られない。これはおそらく、せん断初期の体積圧縮から軸ひずみが大きくなるにつれて体積膨張へと転じて、その結果残留強度が大きくなっているためであろう。

図-8~10は、最大軸差応力時のモールの応力円とその包絡線である。ばらつきはあるが、いずれの深度の試料のモールの応力円もほぼ原点を通る直線で包絡できる。それらの包絡線から求められる内部摩擦角は39.5°~41.8°の範囲にある。

図-11は、鈴木らが砂礫地盤から原位置凍結サンプリング法で採取した不攪乱試料について実施した圧密排水三軸圧縮試験で得られた内部摩擦角と正規化N値、 N_1 値の関係(●印、Suzuki, et al, 1993)に今回の実験で得られたマサ土の結果をプロットしたものである。 N_1 値はLiao and Whitman(1986)が示した(1)式により求めた。

$$N_1 = N/(\sigma_v'/98)^{0.5} \quad (1)$$

N: 標準貫入試験のN値

σ_v' : N値測定深度における有効上載圧(kPa)

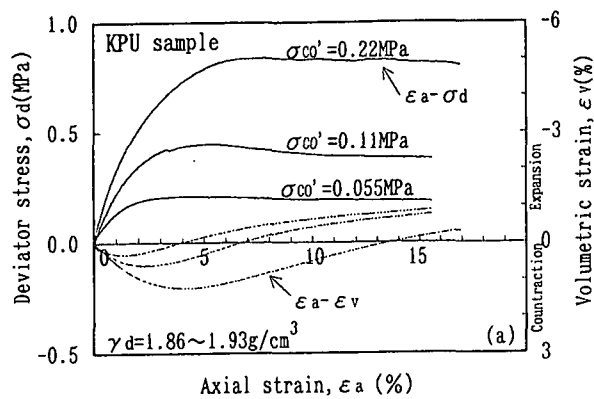


図-5 排水せん断試験結果(KPM試料)

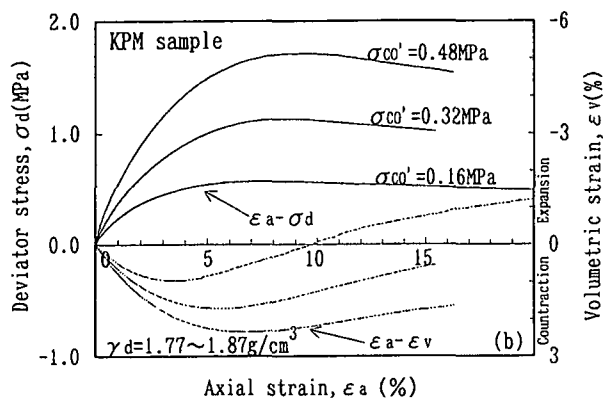


図-6 排水せん断試験結果(KPM試料)

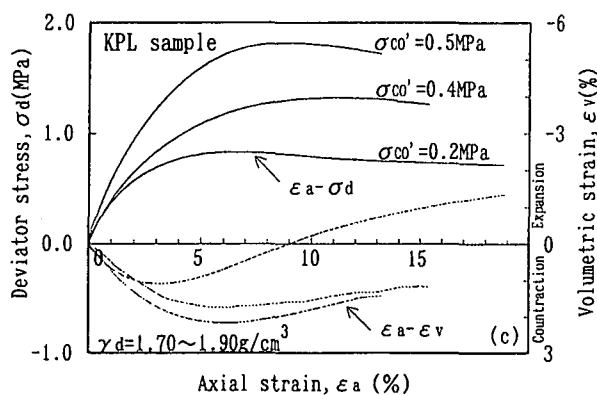


図-7 排水せん断試験結果(KPL試料)

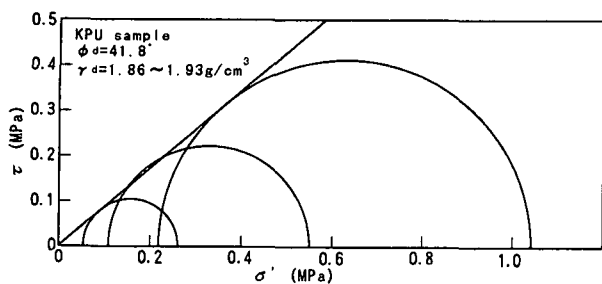


図-8 最大軸差応力時のモールの応力円(KPM試料)

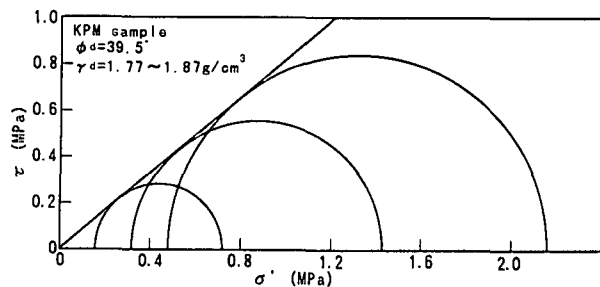


図-9 最大軸差応力時のモールの応力円(KPM試料)

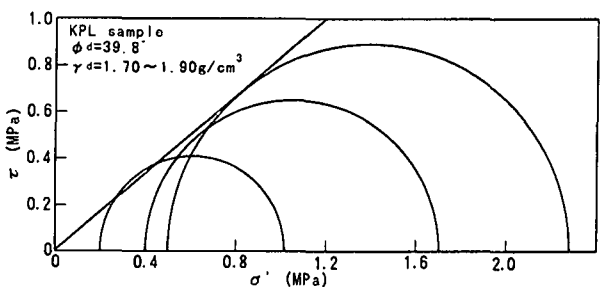


図-10 最大軸差応力時のモールの応力円(KPL試料)

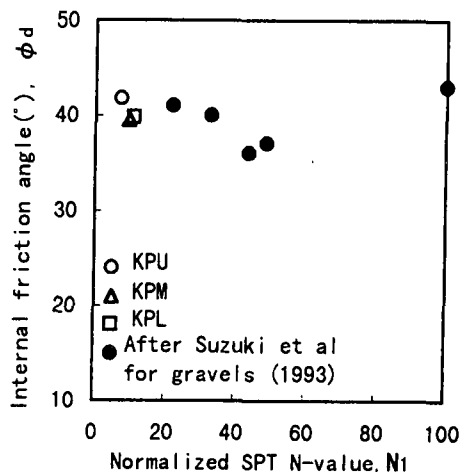


図-11 N_1 値と ϕ_d の関係

図からわかる様に、埋立マサ土は N_1 値が比較的小さい(7.2~10.9)割には、内部摩擦角は $39.5^\circ \sim 41.8^\circ$ あり、他の沖積および洪積砂礫に比べると若干大きい様である。

(3) 非排水せん断試験(CU test)結果

圧密非排水三軸圧縮試験は、せん断におけるマサ土の体積変化特性を間隙水圧の発生状況より確認しようとしたものであり、KPM試料についてのみ実施した。図-12は圧密非排水三軸圧縮試験に用いた不攪乱試料の粒度曲線である。粒度特性は排水せん断試験試料とほぼ同等である。

初期有効拘束圧(σ_{co}')はCD試験と同じである。図-13はCU試験でえられた軸差応力-軸ひずみ、および軸ひずみ-間隙水圧関係を示している。定性的には、排水せん断時の体積変化特性と非排水せん断時の間隙水圧の発生状況が対応している。しかし、排水せん断における最大体積圧縮時の軸ひずみは拘束圧の増大とともに大きくなるのに対して、非排水せん断における間隙水圧の最大値を示す軸ひずみは拘束圧にかかわらずほぼ一定で、排水せん断における最大体積圧縮時の軸ひずみよりもずっと小さく1~1.5%程度であることは興味深い。また、軸差応力のピークは排水せん断試験よりも明確でなく、軸ひずみの増加とともに軸差応力は漸増している。

図-14は非排水せん断試験における有効応力経路を示している。埋立マサ土の非排水せん断時の挙動は密な砂の特性に似ている。つまり、せん断の初期には有効応力がほとんど減少せず、破壊包絡線に到達したのちは体積膨張に伴う間隙水圧の減少により有効応力が増加し、その結果有効応力経路はほぼ排水せん断試験で得られた破壊包絡線に沿って上って行く。

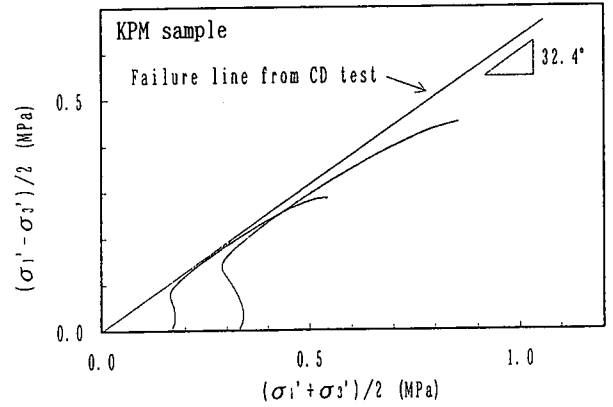


図-14 非排水せん断試験における有効応力経路

5. 透水特性

砂地盤に比べて砂礫地盤が液状化し難いと考えられてきた理由の1つは、砂礫地盤が粒径が大きいため透水性が大きく、そのため地震により地盤中にある程度過剰間隙水圧が発生してもすぐ消散して蓄積されないことである。しかしこれらの推理にも拘わらず、兵庫県南部地震において埋立マサ土から成る砂礫地盤が広範囲に液状化した。そこで、埋立マサ土地盤の透水係数は本当に通常の砂質土の透水係数に比べて大きいかどうかを知るため、三軸タイプの大型透水試験機を用いて透水係数を求めた。

(1) 試験試料・試験装置と試験方法

試験試料は2つの深度の供試体(KPUとKPM)を用いた。供試体は直径15cm、高さ30cm。図-15は供試体の粒度曲線を示している。礫分が49~56%となっているが、細粒分も3.2~6.6%入っている。

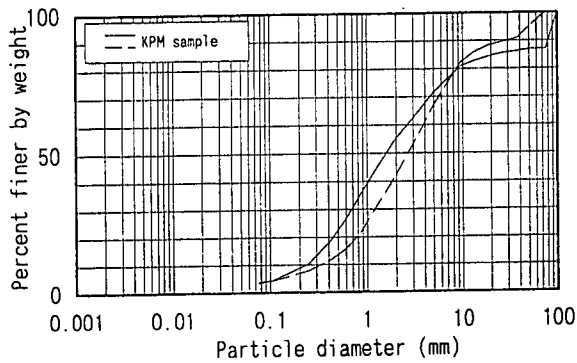


図-12 非排水せん断試験に用いた試料の粒度加積曲線

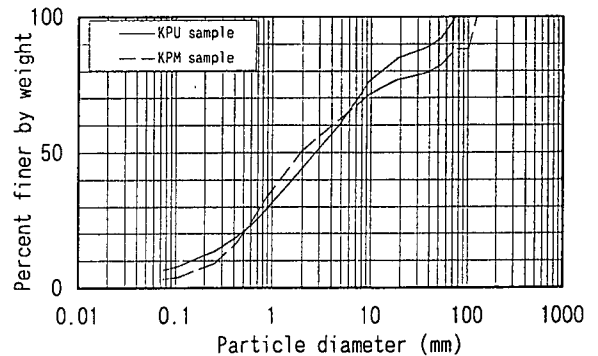


図-15 透水試験に用いた試料の粒度加積曲線

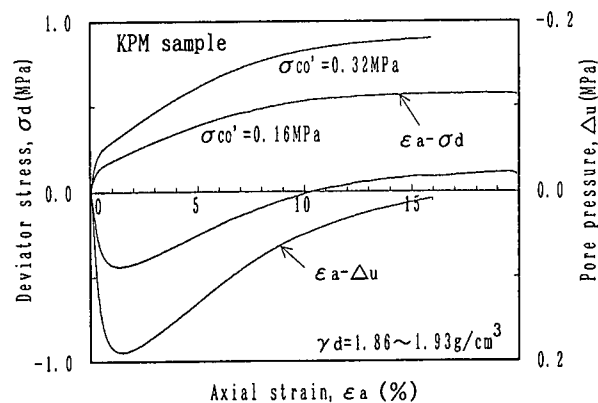


図-13 非排水せん断試験結果

図-16は透水試験に用いた三軸タイプの大型透水試験機である。ペDESTALと試料の間には、透水係数の大きい(1×10^{-1} cm/s)フィルター材を使用した。

供試体は29.4kPaの拘束圧で解凍した後CO₂、脱気水および背圧98~196kPaで飽和度を高めた。試験時の拘束圧(σ_{co}')は、供試体の原位置での有効上載圧 σ_v とし、動水勾配 i を0.1から0.5まで0.2ピッチで順次あげて定水位状態で試験した。

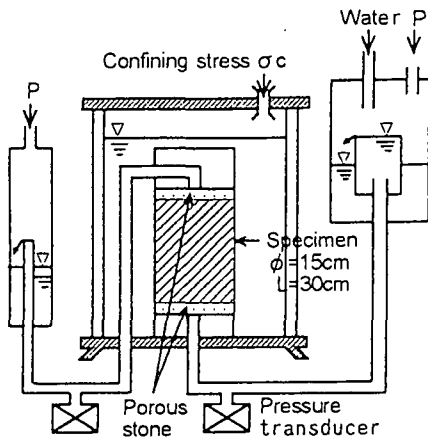


図-16 三軸タイプ大型透水試験機

(2) 試験結果

図-17に示すように、実験範囲では透水係数はKPM試料ではほぼ 1×10^{-2} cm/sec, KPU試料では $2 \sim 3 \times 10^{-3}$ cm/secとなっている。これらの値は畑中ら(畑中他, 1996)が砂地盤について求めた値とほとんど同じ範囲にあり、礫分がかなり含まれている割には透水係数は大きくない。このような結果となったのは、実験に用いたマサ土試料は礫分も多いが細粒分もあって、均等係数も15~32と大きく、全体としては透水性が小さい状態になっていると考えられる。

以上の結果から、地震時の繰返しせん断応力を受けた埋立マサ土のせん断強度は、非排水条件のもとで求めることが工学的に妥当であると考えられる。

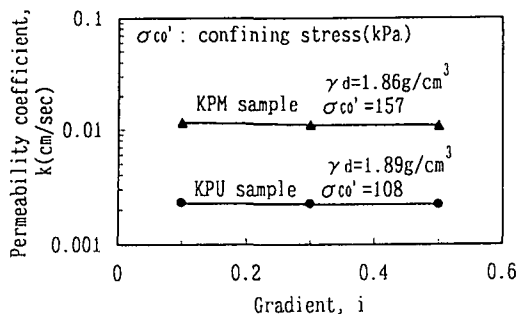


図-17 透水試験結果(KPU試料とKPM試料)

6. 動的強度特性

(1) 試験試料と試験方法

動的強度(液状化強度)は3深度の試料(KPU、

KPM, KPL)について非排水繰返しせん断試験により求めた。試験に用いた装置は、中型三軸試験装置で、大型三軸試験装置と基本的には同じ機構である。試験方法は以下の通りである。

凍結試料を三軸セルにセットし、19.6kPaの拘束圧のもとに融解させてCO₂と脱気水で飽和させる。間隙水圧係数が0.95以上あることを確認し、所定の拘束圧で圧密したのち、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を0.1Hzで加えた。供試体に加えた初期有効拘束圧(σ_{co}')は、供試体が原位置で受けた有効上載圧の値とした。

供試体の粒度曲線を図-18に示す。図には、港湾構造物の設計基準に示されている粒度特性からみた液状化可能性のある土の粒度曲線群(均等係数の大きい砂)、および道路橋示方書耐震編に示されている液状化判定法における液状化検討対象土の50%粒径(D_{50})の範囲も示してある。図より、試験試料は従来の基準では、液状化の検討対象となる粒径の範囲を超えるものがあり、粒径から見た液状化可能性の考え方については、今後の検討が必要であると言える。なお、図中の破線は、不攪乱試料採取地点近隣で地震直後採取した噴砂の粒度特性を示している。原地盤土に比べると、粒径がかなり小さい。おそらく液状化によって地表に噴出した砂は原地盤土のうち、粒径の比較的小さい部分のものと考えられる。必ずしも、噴砂=原地盤土とならないことに注意する必要がある。

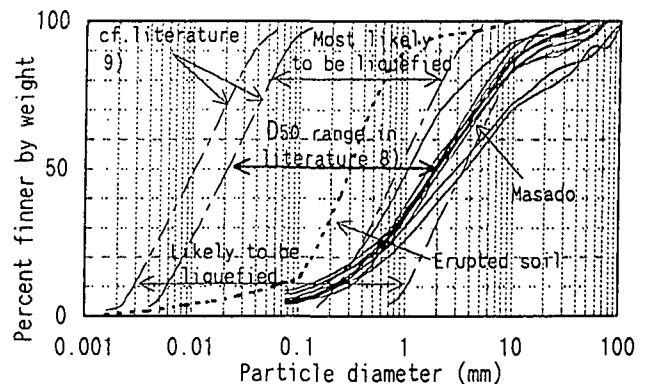


図-18 非排水繰返しせん断試験に用いた試料の粒度加積曲線

(2) 試験結果

図-19は非排水繰返しせん断試験結果の一例である。繰返し軸差応力が軸ひずみ両振幅(DA)5%以

上に達しても一定に保たれている。DAが5%の時点で過剰間隙水圧比がほぼ100%に達している。図-20、21は応力-ひずみ関係と有効応力経路を示している。繰返しせん断と共に軸ひずみが伸張側に卓越して大きくなっているのがわかる。図-22は、KPU、KPM、KPL試料について、軸ひずみ両振幅が5%に達した時の繰返し回数とせん断応力比の関係を示している。供試体の乾燥密度は $1.67\sim 1.96\text{g/cm}^3$ の範囲であった。

いま、液状化強度を15回の繰返しせん断で軸ひずみ両振幅5%に達する応力比とすると、その値は0.15~0.23の範囲にあり、地盤工学会の液状化一斉試験における相対密度が70%の豊浦砂の結果範囲とほぼ対応し、大きな液状化強度とは言えない。

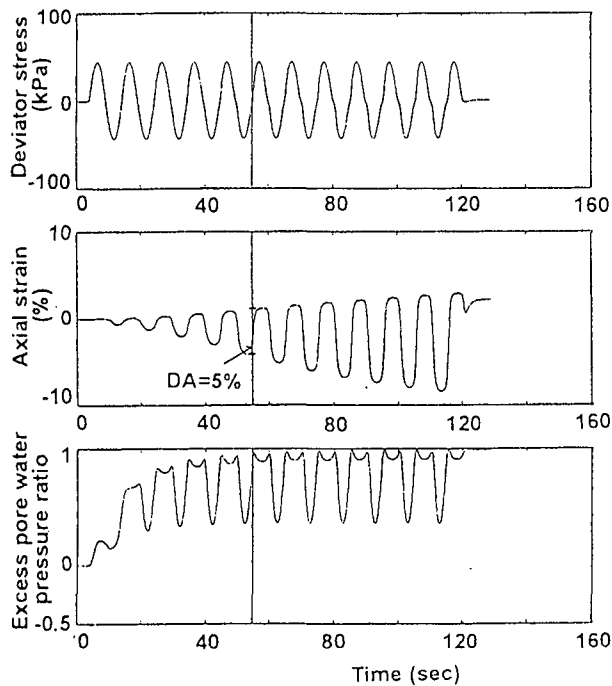


図-19 非排水繰返しせん断試験の時刻歴例 (KPU試料)

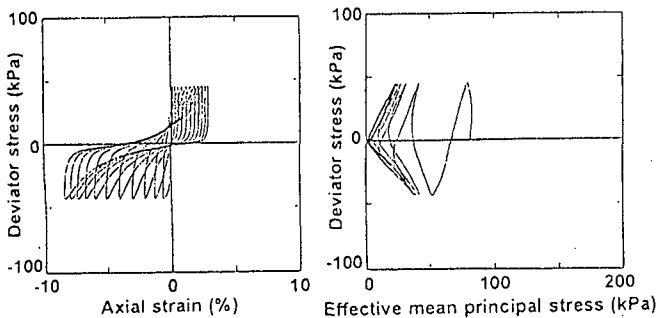


図-20 応力-ひずみ関係 (KPU試料)

図-21 有効応力経路 (KPU試料)

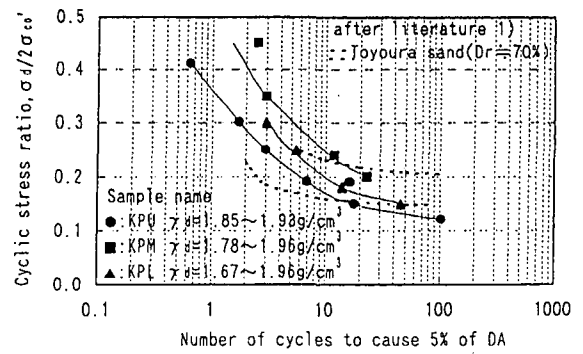


図-22 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係

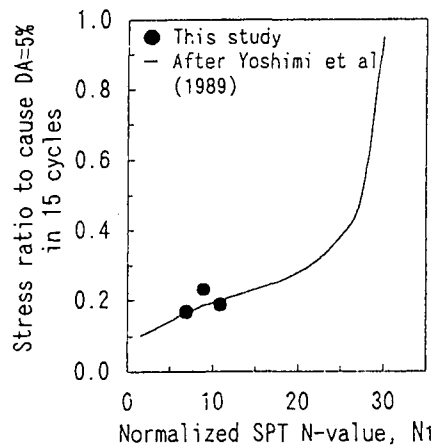


図-23 砂質土と埋立マサ土の液状化強度の比較

(3) 既往の簡易判定法による推定値との対応

本研究で得られた結果を吉見らが不攪乱砂について求めた液状化強度と正規化したN値、 N_1 (標準貫入試験のN値を拘束圧で正規化した値)との関係(吉見他、1989)にプロットしたのが図-23である。埋立マサ土の液状化強度は不攪乱砂の結果とほぼ対応しており、 N_1 値から概略的に埋立マサ土の液状化強度を推定できる可能性があることを示している。

7. 結論

埋立マサ土地盤の力学特性を明らかにするため、原位置地盤凍結法によりポートアイランドで採取した不攪乱埋立マサ土試料について一連の室内試験を実施し、以下のような結果が得られた。

- ①埋立マサ土の乾燥密度は $1.67\sim 1.96\text{g/cm}^3$ であり、新潟砂や豊浦砂などの砂の最大乾燥密度よりもかなり大きい。
- ②埋立マサ土の D_{50} や D_{max} は、従来の基準に示されている液状化の検討対象となる粒径の範囲を超え

ているものがある。この様な粒度特性をもつ地盤が液状化したことは今後粒径による液状化可能性の評価について再検討する必要がある。

- ③埋立マサ土の内部摩擦角(ϕ_a)は $39.5^\circ \sim 41.8^\circ$ の範囲で、他の沖積および洪積砂礫地盤の内部摩擦角と比べると、 N_1 値が小さい割には ϕ_a は比較的大きい。
- ④埋立マサ土の透水係数は $2 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ cm/sの範囲にあり、礫質土としてはかなり小さく、砂質地盤とほぼ同等である。
- ⑤埋立マサ土の液状化強度(15回の繰返しせん断で $DA=5\%$ に達する繰返しせん断応力比)は $0.15 \sim 0.23$ であり、 $Dr=70\%$ の豊浦砂のそれとほぼ等しい。また、それらの液状化強度は吉見らが示している不攪乱砂の液状化強度と N_1 値の関係とほぼ対応している。この結果は N_1 値による埋立マサ土の液状化強度推定の可能性を示唆している。

謝辞

試料採取地点を提供して頂き、便宜を図って頂きました神戸市港湾局、(財)神戸埠頭公社、及び(株)神戸マリンターミナルの関係者の皆様に感謝いたします。また、原位置凍結サンプリングについては(株)東京ソイルリサーチの多大なご協力に感謝いたします。

参考文献

- 1) 土質工学会編(1990):「土質試験の方法と解説」、pp.423.
- 2) Hatanaka,M., Suzuki,Y., Kawasaki,T. and Endo,M. (1988): "Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel," Soils and Foundations, Vol.28, No.4, pp.57-68.
- 3) Hatanaka,M., Uchida,A. and Oh-oka,H.(1995): "Correlation between the liquefaction strengths of saturated sands obtained by in-situ freezing method and rotary-type triple tube method," Soils and Foundations, Vol.35, No.2, pp.67-75.
- 4) Hatanaka,M., Uchida,A. and Takehara,N.(1996): "Permeability characteristics of high-quality undisturbed sands measured in triaxial cell," Soils and Foundations.(accepted for publication)
- 5) 関西地震観測研究会協議会(CEORKA)(1995) : 「兵庫県南部地震観測資料」
- 6) Liao,S.S.C. and Whitman,R.V.(1986): "Overburden correction factors for SPT in sand," J.GE.,Vol.112, No.3, pp.373-377.
- 7) 永瀬英生、宍道玲、辻野修一、木村耕三(1995):「過圧密履歴を受けた不攪乱砂の液状化強度」、第30回土質工学研究発表会、pp.845-846.
- 8) 日本道路協会(1990):「道路示方書・同解説」、耐震設計編
- 9) 日本港湾協会(1971):「港湾構造設計の補遺」
- 10) Suzuki,Y., Goto,S., Hatanaka,M and Tokimatsu,K.(1993): "Correlation between strengths and penetration resistances for gravelly soils," Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.92-101.
- 11) 谷本喜一、菅好徳、大浦智(1970):「真砂土の液状化発生条件について」、土木学会第25回年次学術講演集、第3部、pp.203-206.
- 12) Tokimatsu,K., Mizuno,H and Kakurai,M.(1996):"Building damage associated with geotechnical problems," Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17,1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, pp.219-234.
- 13) Yoshimi,Y.,Tokimatsu,K. and Hosaka,Y.(1989):"Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples," S&F, Vol.29,No.1,pp.93-104.
- 14) Yoshimi,Y., Tokimatsu,K., Kaneko,O. and Makihara,Y. (1984): "Undrained cyclic strength of a dense Niigata sand," Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.131-145.

Drained and Undrained shear strength of a gravelly fill of weathered granite from Kobe Port Island

Akihiko UCHIDA, Munenori HATANAKA and Yoshio SUZUKI

A series of laboratory tests were performed on high-quality undisturbed samples of a gravelly fill made of weathered granite (locally called Masado) in order to investigate its physical and mechanical properties. Following were concluded.

- 1) The internal friction angle (ϕ_a) of Masado fill ranges between 39.5 and 41.8 degrees, these values are relatively large compared with that of other Holocene and Pleistocene gravels having higher N_1 values.
- 2) The liquefaction strength (R: cyclic stress ratio to cause $DA=5\%$ in 15 cycles) is only 0.15 to 0.23, this value is nearly equal to that of Toyoura sand with 70 % of relative density. The relationship between R and N_1 value agrees well with the empirical correlation proposed by Yoshimi et al for sandy soils.