

埋立層直下の粘土層の圧密進行度が 人工島液状化特性に及ぼす影響

古田竜一¹・八嶋厚²・渦岡良介³・竹内法道⁴

¹学生会員 工修 岐阜大学工学研究科生産開発システム工学専攻 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1番1)

E-mail: furuta_r@cive.gifu-u.ac.jp

²正会員 工博 岐阜大学教授 工学部社会基盤工学科 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1番1)

³正会員 博士(工学) 東北大学講師 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉06)

⁴工修 名古屋道路エンジニア株式会社 道路技術部 道路技術課 (〒460-0008 愛知県名古屋市中区栄1-7-33 サカエセンタービル4F)

比較的近接した埋立地である神戸市ポートアイランドと同市六甲アイランドは、埋立開始時期、埋立完成時期の差により、埋立層直下に位置する沖積粘土層の圧密進行度に違いがある。本研究では、両人工島沖積粘土の圧密進行度を詳細に検討するため、1999年11月に両人工島鉛直アレー観測地点においてボーリング調査、PS検層、沖積粘土のサンプリングを実施した。両人工島沖積粘土の圧密進行度および力学特性を把握するため、サンプリングした沖積粘土を用いて一連の室内試験を実施した。一連の実験より得られた力学特性に基づいて、両人工島の鉛直アレー観測地点を対象にした有効応力解析を実施し、沖積粘土層の圧密進行度の差異が人工島の液状化特性・地震動増幅特性に与える影響を検討した。

Key Words : *alluvial clay, consolidation, stiffness, effective stress analysis, ground motion amplification*

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、比較的近接した埋立地である神戸市ポートアイランド(以下PI)と同市六甲アイランド(以下RI)で液状化被災状況に違いがみられた。図-1は、本震直後に撮影された航空写真判読による噴砂状況分布図¹⁾である。図よりPIでは島中央部の改良地域を除くほぼ全島で大規模な液状化が生じたことがわかる。一方、RIではPIに比べ明らかに液状化被害が少ないことがわかる。両人工島は、施工開始時期および施工完成時期に差があり²⁾、埋立層直下に堆積する沖積粘土層の圧密進行度に違いが生じていることが容易に想像できる。そこで、埋立層直下に堆積する沖積粘土層の圧密進行度の違いを考慮して、両人工島の地震動増幅特性の違いについて検討を行う必要がある。

風間ら³⁾は、豊浦標準砂で準備した砂層の中間に軟弱粘土地盤層(カオリン層)を設置した地盤モデル(下部豊浦砂層150mm, 中間部カオリン層50mm, 上部豊浦砂層155mm)を用いて遠心載荷振動実験を行った。実際の地震加速度時刻歴を様々な振幅で入力し、地震動の増幅

特性に及ぼす軟弱粘土層の役割を検討している。それによると、軟弱地盤を想定した粘土層が、強震時の著しい剛性低下によって、粘土層より上方の地盤の加速度応答を減衰させることを確認している。

Sugitoら⁴⁾は、沖積粘土層が地震動の減衰特性に与える影響を調べるため、PI・RIを対象に周波数特性を考慮した地盤の地震動応答解析手法(FDEL⁵⁾)による地震動応答解析を行った。解析では、PIの鉛直アレー観測地点のG.L.-83mにおける本震時方向補正記録のNS成分のピーク加速度を263, 1053, 526.7cm/s²に振幅調整して入力した。その結果、PIでは地表面加速度が入力動より大きくなったが、RIでは軟弱な沖積粘土層において地震動が減衰し、上部埋立層に伝達したことが確認された。

また、PIの主要埋立柱材のまさ土およびRIの主要埋立柱材の泥岩・砂岩ずり(神戸層群もしくは大阪層群)の液状化強度については、締固め程度および拘束圧によってばらつきはあるものの、RIの埋立柱材の方が大きいと判断していた。しかしながら、埋立柱材の液状化強度の違いを無視し、RIの埋立柱材の液状化強度をPIのそれと仮に同程度であるとして、埋立層直下に位置する沖積粘土層の地震

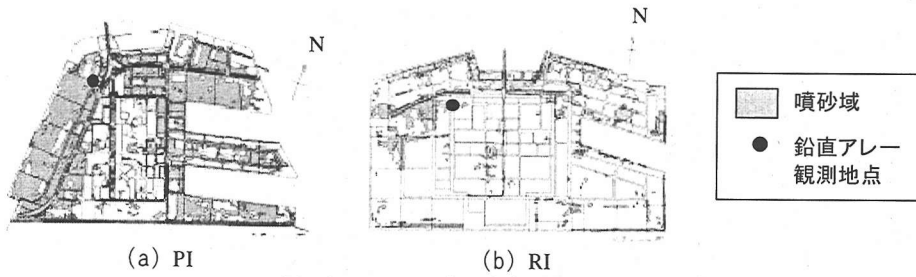


図-1 PI, RIの本震直後の噴砂状況分布図¹⁾

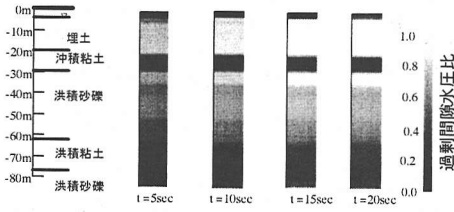


図-2 過剰間隙水圧比の時間的変化 (PI)³⁾

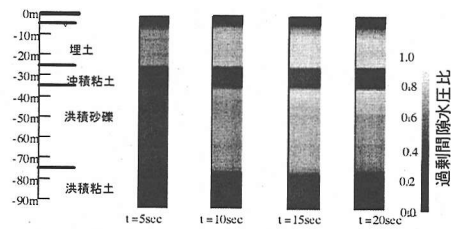


図-3 過剰間隙水圧比の時間的変化 (RI)³⁾

動増幅特性のみに注目した仮想の有効応力解析 (LIQCA⁵⁾) を実施している。PIにおいては、最下端の地震計設置深度G.L.-83mを工学的基盤面と仮定して、本震時に得られた観測地震波を入力地震動として解析している。RIにおいては、本震時の波形が得られていないので、やはりPIのG.L.-83mの観測地震波を入力地震動としてG.L.-93.5mの深度に入力している。

この解析で特に注目したのは、埋立層直下の沖積粘土層の剛性である。PIにおいては、地震計設置位置において震災直後の1995年5月にPS検層が実施されている¹⁾。その結果、沖積粘土層のS波速度は180 m/sと求まっている。一方、RI地震計設置位置においては同時期のPS検層結果がないため、地震よりかなり以前の1987年1月のPS検層¹⁾により求められた115 m/sのS波速度を用いている。これらのS波速度から求まるせん断剛性を用いて沖積粘土層をモデル化し、前述した入力加速度のもとで有効応力に基づいた液状化解析を実施している。解析結果について、特に過剰間隙水圧比の時間的変化を図-2、図-3に示す。過剰間隙水圧比ゼロは初期状態を表し、過剰間隙水圧比1は完全液状化状態を示す。両図からわかるように、両人工島とも埋立層において過剰間隙水圧が徐々に上昇している。PIにおいては地下水位以深の埋立層は完全液状化に至っているが、RIにおいては過剰間隙水圧の上昇はみられるものの、完全液状化には至っていないことがわかる。以上の結果より、たとえ両人工島の埋立材の液状化強度が同じでも、また入力地震動の大きさが同じでも、下部沖積粘土層の剛性が小さいRIにおいては、沖積粘土

層内で地震動の減衰が起り、上部の埋立層の液状化程度がPIに比べて小さくなることが確認された。

山口ら⁶⁾、Kazamaら⁷⁾は、PI・RIの沖積粘土層の地震時変形挙動を単純せん断試験より推定し、沖積粘土層の地震時変形挙動がその上部の埋立層(まさ土層)の液状化に与える影響を調べた。まず、1996年1月に採取されたRIの未圧密沖積粘土試料と1997年7月に採取されたアレー観測点と同程度の埋立履歴を持つPIの沖積粘土試料を用いて単純せん断試験を行っている。採取試料の圧密進行度は、圧密降伏応力と上載圧の関係より求められている。単純せん断試験では、特に時間効果に着目し、アレー観測地点を対象として沖積粘土層の地震時挙動を検討している。その結果、圧密時間の増加にともなう間隙比の減少に比例して最大ひずみ量が減少し、アレー観測記録に近づくことが確認された。沖積粘土層の地震時挙動は、圧密時間に関係する間隙比の減少とセメンテーション効果による構造の安定化に大きく影響を受けることが確認された。また、PIの鉛直アレー観測地点の沖積粘土層が未圧密であった場合を想定した地盤モデルと圧密完了の場合の地盤モデルについて、重複反射理論を用いた等価線形手法による解析を行っている。解析結果より、PIのアレー観測地点の沖積粘土層が圧密完了の地盤では埋立層で大きなひずみが発生しているが、未圧密粘土を想定した地盤では、沖積粘土層の軟化によって上層の埋立層が液状化には至っておらず、沖積粘土層の地震時挙動が埋立層の液状化被害に大きな影響を与えることが確認された。

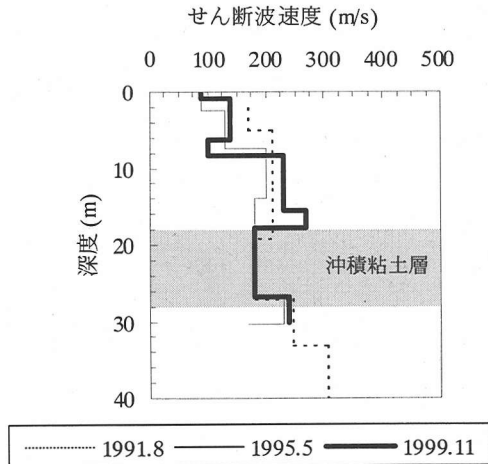


図-4 せん断波速度の深度分布(PI)

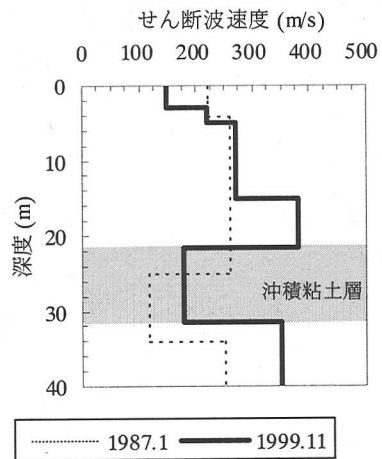


図-5 せん断波速度の深度分布(RI)

以上より、埋土層直下の沖積粘土層が地盤全体の地震動増幅特性に大きく影響していることは明らかである。Sugitoら³⁾、山口ら⁹⁾、Kazamaら⁷⁾の研究では、沖積粘土層の地震時変形挙動の非線形性を考慮した等価線形解析を行っているが、等価線形解析においては、沖積粘土地盤の間隙水圧挙動については考慮できない。より詳細に沖積粘土層の地震時挙動を把握するためには、沖積粘土層の非線形性と間隙水圧の変化を考慮できる有効応力解析手法が有効である。Sugitoら³⁾は、PIおよびRIにおいて有効応力解析も実施しているが(図-2, 3参照)、PI・RIの沖積粘土層の剛性評価や圧密進行度の評価が明確ではないといった問題点が残っている。山口ら⁹⁾は、PI・RIにおいて沖積粘土のサンプリングを実施し、沖積粘土層の圧密進行度の評価を行っている。しかし、PI・RIの試料採取地点が解析対象としたアレー観測地点と一致していない。特にRIの試料採取地点は島東南部に位置しており、アレー観測地点と埋立時期に10年以上の差がある。したがって、アレー観測地点の沖積粘土層の圧密進行状態とは、かけはなれた状況であると考えられる。また、PI・RIの試料採取時期が異なっていることも問題点として残る。

以上のような問題点に鑑みて、本研究では、沖積粘土の剛性評価の再検討および圧密進行度を正確に把握する目的で、PI・RIの鉛直アレー観測地点において、1999年11月に標準貫入試験、PS検層およびロータリー式二重管サンプラーにより沖積粘土のサンプリングを実施した。

本論文では、まず、PS検層および本震前から現在までの地震計設置位置における長期的観測波形データ解析より得られたS波速度より、沖積粘土の剛性の経時変化について再検討する。ついで、サンプリングされた試料を用いて、段階載荷による圧密試験、圧密非排水三軸圧

縮試験、繰返し中空ねじり試験を実施し、両人工島沖積粘土の圧密進行度の差異を明らかにするとともに、圧密進行度の差異が沖積粘土の力学特性に与える影響について検討する。さらに、それらの試験から得られた結果に基づいて、粘土の動的変形特性をモデル化するために、繰返し弾粘塑性構成式の材料パラメータを決定する。最後に、埋土層には砂の繰返し弾塑性構成式⁸⁾、沖積粘土層には繰返し弾粘塑性構成式⁹⁾、洪積砂礫層および洪積粘土層にはR-Oモデルを用いて3次元有効応力解析を、両人工島の鉛直アレー観測地点を対象として実施する。解析では、特に、両人工島の沖積粘土層の圧密進行度を考慮し、沖積粘土層の圧密進行度の差異が地震動増幅特性に与える影響について詳しく検討する。

2. PI・RIのせん断波速度の経時変化

(1) PS検層結果

PI・RIの地震計設置位置におけるせん断波速度の経時変化を把握するために、PIについては1991年8月、1995年5月、RIについては1987年1月に神戸市が実施したPS検層に加え、1999年11月に地震計設置位置でPS検層を行った。図-4に、PIにおける地震発生以前(1991.8)、本震直後(1995.5)および最新のデータ(1999.11)のS波速度分布を示す。また図-5に、RIにおける地震発生以前(1987.1)と最新のデータ(1999.11)のS波速度分布を示す。なお、PI・RIの埋立完了時期は、PIが1981年、RIが1990年である。

図-4より、PIの沖積粘土層において地震発生以前(1991.8)と最新のデータ(1999.11)のS波速度に変化はなく、1991年の時点でPIの沖積粘土層の圧密がほぼ終了

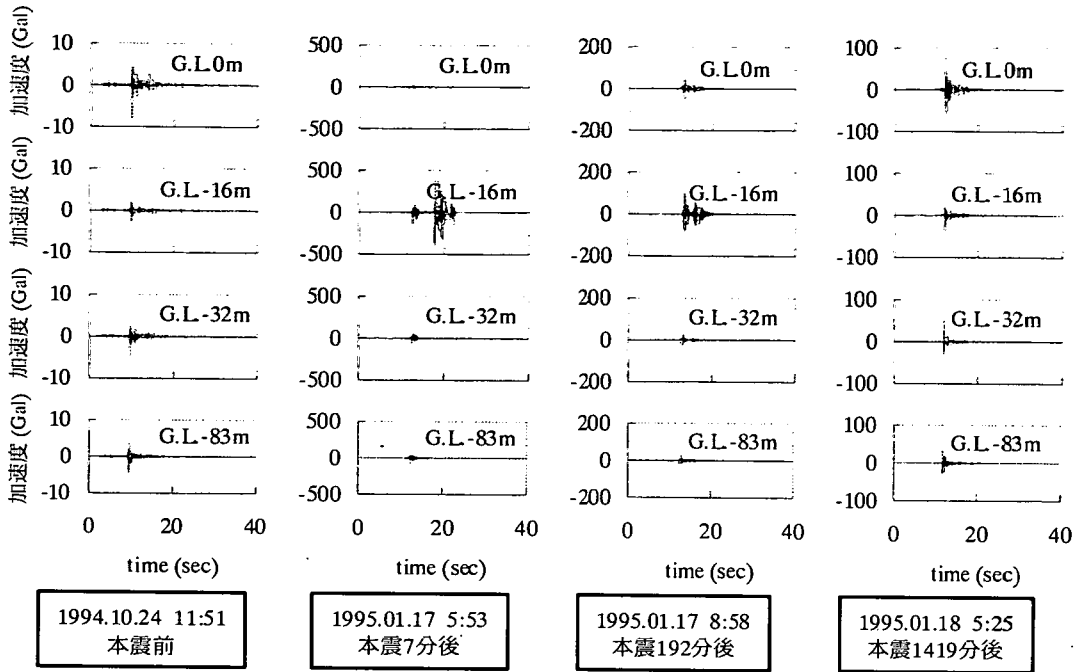


図-6 PIにおけるNS成分の加速度時刻歴の経時変化

していたものと考えられる。一方、図-5より、RIの沖積粘土層のS波速度をみると、1987年の115m/sから1999年の180m/sへと増加していることから、RIの沖積粘土層の圧密が現在においても進行中である可能性がある。また、RIの沖積粘土層はPIのそれよりも深く位置していることから、本来であればRIのS波速度の方が大きくなることも考えられる。しかし、1999年11月の時点で180m/sといった同じS波速度が両人工島沖積粘土層で得られており、RI沖積粘土層の圧密がまだ終了しておらず圧密進行中であることが想像される。なお、沖積粘土層の深度が1987年1月と1999年11月で異なっている。1987年1月の調査では、サンプリングを行わず走時曲線のみでS波速度を算出している。一方、1999年11月の調査では、サンプリングを行い、沖積粘土層の深度が確定した上で走時曲線によりS波速度を算出している。1999年11月の調査は、サンプリングと並行してPS検層を行っており、より信頼性が高い。

(2) 鉛直アレー観測記録による地震動増幅特性の経時変化

本震および本震前後の加速度観測記録を用いて、地盤のせん断波速度の本震前後の変化について検討する。PIに設置された各地震計で本震記録の振動が大きかった水

平NS成分の加速度波形を用いて分析を行う。図-6の本震以前の記録（日本時間1994.10.24 11:51）を見ると、本震と比べて加速度は小さいが、加速度が深度の深い方から地表面に向かって増幅している傾向が見られる。本震直後の記録（日本時間1995.01.17 5:53）を見ると、埋立層の液状化によって地表で加速度が大きく減衰している。

本震より192分後の地表面での加速度応答記録は、本震直後の記録と同様であり、本震より192分が経過した後も、未だ地表面において液状化の影響により加速度が減衰している。しかし、本震より1419分後（約1日後）の地表面での加速度応答記録は、地震動が地表面に伝達する過程で、本震以前のように増幅する傾向がある。このことから、埋立層の間隙水圧は本震後1419分（約1日）でかなり消散し剛性が回復していたことが確認できる。

本震後の観測記録を用いて、沖積粘土層を挟んだ観測点のせん断波速度を求め、せん断波速度の本震後からの経時変化について考察する。本震からの経過時間を対数時間で示し、せん断波速度との関係をPIについては図-7、RIについては図-8に示す。なお、図中には、本震以前の観測記録から求めたせん断波速度の平均値も併記した。図-7から、PIの沖積粘土層であるG.L.-16m～-32mの区間のせん断波速度は、対数時間に対してほぼ直線的に

増加している。しかし、本震前のせん断波速度の平均値と比較してみると、本震の1440分後（約1日）では、本震前のせん断波速度の値に完全には回復していないことがわかる。この原因として、沖積粘土層の過剰間隙水圧が完全に消散されてないことが考えられる。一方、図-8から、RIの埋土層と沖積粘土層からなるG.L.0m~35mの区間のせん断波速度変化については、注目すべき地震直後のデータが欠けているため、せん断波速度の低下および回復傾向が明確ではないが、時間の経過とともにせん断波速度が若干ではあるが右肩上がりに増加しており、PI同様、液状化後に過剰間隙水圧の消散があったことがうかがえる。

3. 沖積粘土の変形挙動に関する実験的研究

本研究で行ったPS検層結果と神戸市が行ったPS検層結果の比較・検討より、PI・RIの埋土層下部に位置する沖積粘土層の圧密進行度に差異があることがわかった。しかし、PS検層の結果のみでは、沖積粘土の圧密進行度がどの程度であるか明確ではない。このため、段階载荷による圧密試験を行い、圧密降伏応力と有効土かぶり圧の関係から、沖積粘土の圧密進行度の詳細な検討を行った。ついで、圧密進行度の違いが沖積粘土の変形・強度特性に与える影響を検討するため、圧密非排水三軸圧縮試験および繰返し中空ねじり試験を行った。

(1) PI・RIの沖積粘土の物理特性

表-1に両人工島から採取された沖積粘土の物理特性を示す。すでに、両人工島の沖積粘土層を構成する粘土鉱物はほぼ同様であることがわかっているが¹⁰⁾、表より、RIの沖積粘土のほうが液性限界、塑性指数が高くなっており、コンシステンシー特性に違いが見られるのが興味深い。

(2) PI・RIの沖積粘土の圧密特性

サンプリングされたPIおよびRIの5深度ごとの沖積粘土試料を用いて段階载荷による圧密試験を行った。沖積粘土試料の採取深度を表-2に示す。また、試験より得られた圧密降伏応力と有効土かぶり圧の深度分布を図-9に示す。有効土かぶり圧は各層の湿潤密度より算定した。埋土層の湿潤密度は、PIは2.10 (g/cm³)、RIは2.09 (g/cm³)を用いた⁹⁾。沖積粘土の湿潤密度は、表-2に示した試料採取深度ごとに行った密度試験の結果を用いた。図-9(a)より、PIでは、圧密降伏応力が有効土かぶり圧よりも大きく、埋土層の湿潤密度は、PIは、試料採取時期（1999.11）で沖積粘土の圧密がほぼ終了していた

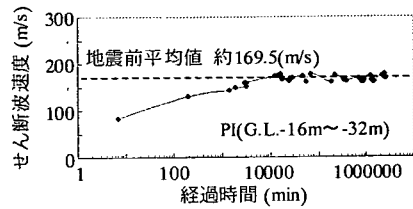


図-7 せん断波速度の経時変化 (PI)



図-8 せん断波速度の経時変化 (RI)

表-1 沖積粘土の物理特性

PI(G.L.-25.00m~-25.80m)	
土粒子密度	2.601 (g/cm ³)
液性限界	93.9 (%)
塑性限界	30.5 (%)
塑性指数	63.4 (%)
RI(G.L.-29.00m~-29.85m)	
土粒子密度	2.624 (g/cm ³)
液性限界	111.9 (%)
塑性限界	33.5 (%)
塑性指数	78.4 (%)

ことが確認できた。一方、図-9(b)より、RIでは、沖積粘土層中央部において圧密降伏応力が有効土かぶり圧よりも小さいことから、試料採取時期（1999.11）において沖積粘土が圧密進行中であつたことが確認できた。以上より、両人工島の沖積粘土層の圧密進行度が大きく異なることが明らかである。

(3) PI・RI沖積粘土の非排水せん断特性

a) 圧密非排水三軸圧縮試験における圧密進行度の影響
 両人工島より採取した沖積粘土の原位置での有効拘束圧は明らかではない。本研究では、原位置の応力状態を $K_0=0.5$ と仮定し、段階载荷による圧密試験より得られた圧密降伏応力より各深度供試体ごとの等方圧密圧力を設定した。一例として、PI-2（試料採取深度G.L.-19.78m~-19.91m）の等方圧密圧力の算出例を示す。PI-2試料の圧密降伏応力は段階载荷による圧密試験より287.14kPaと求まっている。 $K_0=0.5$ より、有効拘束圧は圧密降伏応力

表-2 段階載荷による圧密試験に用いた沖積粘土
試料の採取深度

ポートアイランド		六甲アイランド	
試料 番号	採取深度 G.L.(m)	試料 番号	採取深度 G.L.(m)
PI-1	-19.39~-19.44	RI-1	-23.20~-23.25
PI-2	-20.04~-20.09	RI-2	-25.54~-25.59
PI-3	-21.44~-21.49	RI-3	-27.27~-27.32
PI-4	-23.44~-23.49	RI-4	-29.17~-29.22
PI-5	-25.54~-25.59	RI-5	-31.25~-31.30

表-3 定ひずみ圧密非排水三軸圧縮試験の
試験条件

	試料深度 G.L.(m)	等方圧密 圧力 (kPa)	試験前 間隙比 e_0
PI-2	-19.78~-19.91	191.4	1.306
PI-3	-21.31~-21.44	180.3	1.393
PI-4	-23.31~-23.44	208.7	1.438
PI-5	-25.31~-25.44	202.9	1.496
RI-2	-25.59~-25.72	147.9	1.589
RI-3	-27.14~-27.27	186.2	1.491
RI-4	-29.22~-29.35	193.1	1.464
RI-5	-31.10~-31.25	206.8	0.956
PI-33	-21.62~-21.75	301.8	1.480
RI-22	-25.72~-25.85	301.8	1.480

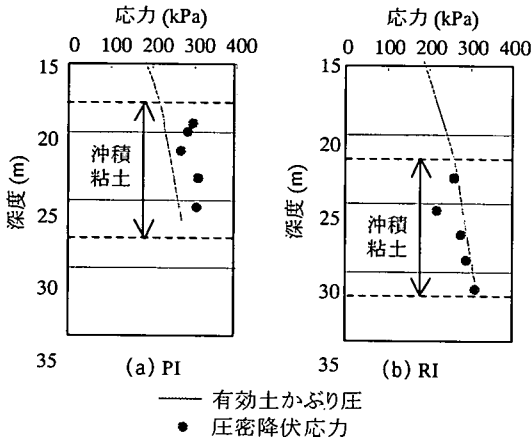


図-9 圧密降伏応力と有効土かぶり圧の深度分布

の2.3倍となるので、等方圧密圧力は191.4kPaと求められる。圧密降伏応力が有効土かぶり圧よりも大きい場合（例えばPIの全試料）には、原位置における有効拘束圧として、本来は、有効土かぶり圧を用いた圧密応力の算定をすべきである。しかしながら、そのような場合の K_0 値として0.5が妥当であるかどうか判断しかねたので、RI中央部の未圧密の圧密応力算定との整合性をとるために、以下の実験において、等方圧密圧力には圧密降伏応力と $K_0=0.5$ から算定される値を用いた。この方法により算出された拘束圧のもとで等方圧密した後、定ひずみ速度（ $\dot{\epsilon}=0.1\%/min$ ）で圧密非排水三軸圧縮試験を行った。また、圧密進行度の違いが沖積粘土の非排水せん断特性に与える影響を検討するため、同深度の試料を用い、PI試料ではPI-3の180.3kPaの約1.7倍である301.8kPa（PI-33）、RI試料ではRI-2の147.9kPaの2.0倍である301.8kPa（RI-22）の拘束圧のもとで定ひずみ速度での圧密非排水三軸圧縮試験を行った。試験条件を表-3に示す。

図-10にPIの軸差応力-軸ひずみ関係、図-11にRIの軸差応力-軸ひずみ関係を示す。軸差応力は等方圧密圧力で除して正規化した。両図より段階載荷による圧密試験において圧密が終了していると考えられる粘土試料

では、応力がピークに達した後に、ひずみ軟化挙動を示した。一方、圧密進行中であると判断される粘土試料（RI-2、RI-3）では、「ひずみ硬化」のみの挙動を示した。

PI-3について、等方圧密圧力を大きく（1.7倍）すると、図-10でみられたひずみ軟化挙動の傾向は薄れ、図-12のPI-33に示すように「ひずみ硬化」のみの挙動を示す。図-13のRI-22では、RI-2に比べ「ひずみ硬化」のみの挙動が顕著になった。このことから、圧密の進行過程にある粘土は、再構成正規圧密粘土の挙動によく見られる「ひずみ硬化」のみの挙動を示し、長期間の圧密履歴を経るとセメンテーションの発現によって「ひずみ硬化～ひずみ軟化」の挙動に移行すると理解できる。つまり、RIにおいて沖積粘土層中央部（RI-2、RI-3）が圧密進行状態であったこと、また、PIでは圧密がほぼ終了していることが理解できる。

b) ひずみ速度の影響

PI-4の試料を用いて、0.01%/min、0.1%/min、1.0%/minの3種類の定ひずみ速度で圧密非排水三軸圧縮試験を行った。試験条件を表-4に示す。等方圧密圧力は、a)と同様に圧密降伏応力と $K_0=0.5$ より算出した。

図-14に軸差応力-軸ひずみ関係、図-15に有効応力経路を示す。最大軸差応力の値は、本研究でのひずみ速度の範囲内ではほとんど変わらなかった。しかしながら、図中拡大した軸差応力-軸ひずみ関係より、ひずみ速度が速いものほど変形係数が大きくなるのがわかる。また、最大軸差応力後は、ひずみ速度が速いものほど応力が高くなり、ひずみ速度の影響があらわれた。また、有効応力径路において、ひずみ速度の遅いものは、せん断中に圧縮挙動のみを示すが、ひずみ速度の速いものは、最大軸差応力付近で体積圧縮から膨張へ転ずる挙動を示した。

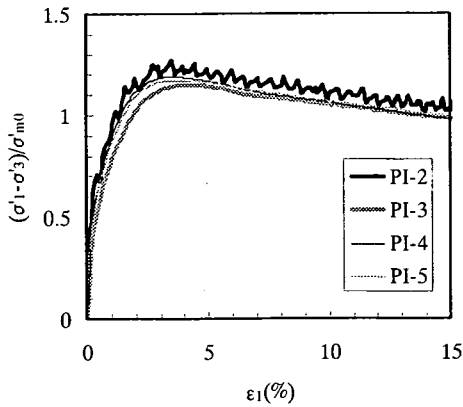


図-10 非排水三軸圧縮試験より得られた各深度試料の軸差応力-軸ひずみ関係 (PI)

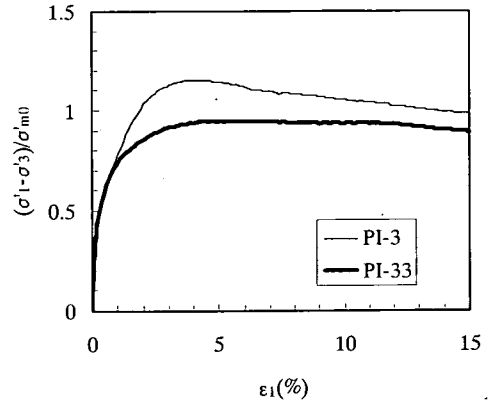


図-12 PI-3 試料と等方圧密圧力を約 1.7 倍した場合の PI-3 試料 (PI-33) の軸差応力-軸ひずみ関係の比較

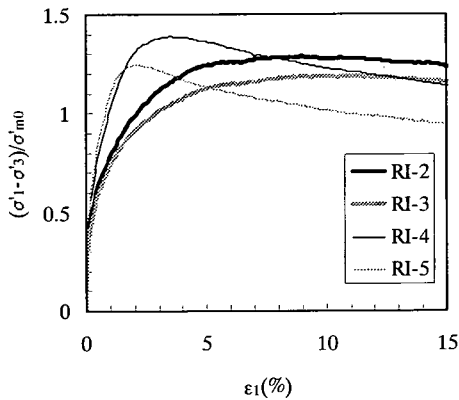


図-11 非排水三軸圧縮試験より得られた各深度試料の軸差応力-軸ひずみ関係 (RI)

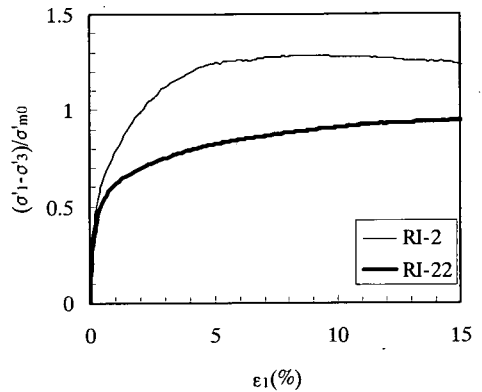


図-13 RI-2 試料と等方圧密圧力を 2.0 倍した場合の RI-2 試料 (RI-22) の軸差応力-軸ひずみ関係の比較

c) PI・RIの沖積粘土の繰返しせん断特性

PI・RIの粘土の繰返し強度を比較するために、せん断応力制御による繰返し中空ねじり試験を行った。せん断応力速度は、7.5kPa/minに設定した。等方圧密圧力は、a)と同様に圧密降伏応力と $K_0=0.5$ より算出した。試験条件を表-5に示す。図-16の繰返し強度曲線(DA=4%時)から、RIに比べPIの繰返し強度が大きいことが確認できる。また、繰返しせん断時の剛性低下率を図-17に示す。剛性低下率は、繰返し中空ねじり試験結果の応力-ひずみ関係から各サイクルにおける剛性低下率を求め、せん断ひずみ $\gamma=5 \times 10^{-3}$ %時の初期剛性 G_0 で除した値である。図より両人工島の剛性低下率は、せん断ひずみ1%時に $\gamma=5 \times 10^{-3}$ %時の剛性の15%程度まで低下しており、ほぼ同程度であることがわかる。

4. PI・RIの3次元有効応力解析

PIおよびRIの沖積粘土層の圧密進行度の差異をパラメータとして、地盤内の地震動増幅特性に圧密履歴がどのような影響をおよぼすかを3次元有効応力解析により検討した。本研究で用いた解析コードは、有効応力法に立脚した数値解析コードLIQCA⁹⁾である。解析では、PI・RI埋土層、PI沖積砂層については、砂の繰返し弾塑性構成式⁸⁾、PI・RI沖積粘土層には粘土の繰返し弾粘塑性構成式⁹⁾、また、RI沖積砂層、PI・RI洪積砂礫層および洪積粘土層は、過剰間隙水圧の上昇の可能性が低いためR-Oモデルを用いた。なお、ここで用いたR-Oモデルでは相対偏差応力の第2不変量 $(\sqrt{1/2(s_{ij}-x_{ij})(s_{ij}-x_{ij})})$ ： s_{ij} は偏差応力テンソル、 x_{ij} は応力反転時の偏差応力テンソ

表-4 数種類のひずみ速度圧密非排水三軸圧縮試験の試験条件

	試料深度 G.L.(m)	等方圧密 圧力 (kPa)	ひずみ 速度 (%/min)	試験前 間隙比 e_0
PI-4(1)	-23.62~-23.75	208.7	1.000	1.473
PI-4(11)	-23.49~-23.62		1.000	1.395
PI-4	-23.31~-23.44		0.100	1.438
PI-4	-23.18~-23.31		0.010	1.483

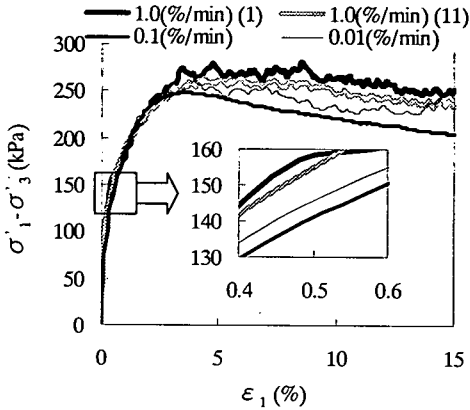


図-14 3種類のひずみ速度での圧密非排水三軸圧縮試験より得られた軸差応力-軸ひずみ関係

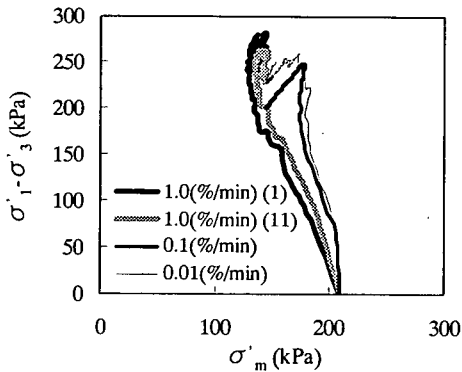


図-15 平均有効応力経路

ル)を用いて3次元応力場を表現している。表-6にPI、表-7にRIの3次元有効応力解析に用いたパラメータの一覧を示す。各材料のパラメータ設定は、本研究または既往の試験から得られる物理定数や内部摩擦角 ϕ 等、S波速度より得られる G_0 を用い、液化強度あるいは動的変形特性を要素シミュレーションによって再現することで設定した。

表-5 繰返し中空ねじりせん断試験の試験条件

	試料深度 G.L.(m)	等方 圧密 圧力 (kPa)	試験前 間隙比 e_0	繰返し せん断 応力比 τ/σ'_m
PI(N-1)	-21.18~-21.31	180.3	1.306	0.283
PI(N-2)	-21.49~-21.62	180.3	1.393	0.321
PI(N-3)	-23.05~-23.18	208.7	1.438	0.395
RI(N-1)	-29.50~-29.65	192.1	1.589	0.279
RI(N-2)	-31.30~-31.45	205.8	1.491	0.300
RI(N-3)	-29.65~-29.80	192.1	1.464	0.390

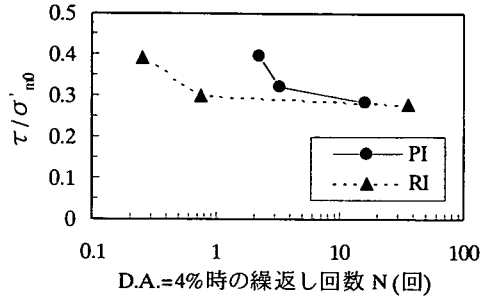


図-16 D.A.=4%時の繰返し強度曲線

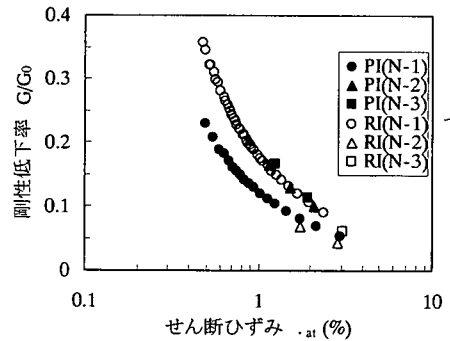


図-17 剛性低下率

(1) 沖積粘土の要素シミュレーションと材料定数

沖積粘土の一連の実験結果より、粘土の繰返し弾粘塑性構成式⁹⁾中の材料パラメータを得た。一例として、表-8に実験より得られたPI (G.L.-21.18m~-21.31m), RI (G.L.-29.50m~-29.65m)の沖積粘土の材料パラメータ一覧を示す。これらのパラメータをもとに、PI, RIの沖積粘土試料を用いた繰返し中空ねじり試験の要素シミュレーションを行った。ここで、粘土の繰返し弾粘塑性構成式⁹⁾中の粘塑性パラメータ (m'_0, C_{01}, C_{02})は、圧密非

表-6 PIの3次元有効応力解析に用いたパラメータ一覧

深度 土質名	G.L.(m)	0.0~3.0	3.0~8.3	8.3~17.7	17.7~28.1	28.1~33.0	33.0~59.7	59.7~82.3	82.3~83.0
		砂礫 (埋土)	砂礫 (埋土)	砂礫 (埋土)	沖積粘土 (Ma13)	沖積砂	洪積砂礫	洪積粘土 (Ma12)	洪積砂礫
間隙比	e	0.42	0.42	0.42	1.41	0.50	0.50	1.20	0.50
圧縮指数	λ	0.010	0.010	0.010	0.331	0.010	—	—	—
膨潤指数	κ	0.0010	0.0010	0.0010	0.0425	0.0010	—	—	—
ポアゾン比	ν	—	—	—	—	—	0.35	0.35	0.35
せん断波速度	Vs(m/s)	140	140	230	180	230	330	280	450
初期せん断剛性比	G_0/σ_{m0}	2002	730	1019	328	516	—	—	—
透水係数	m/sec	—	3.0E-05	3.0E-05	2.0E-06	2.0E-05	2.0E-05	2.0E-05	2.0E-05
密度	ρ (g/cm ³)	1.90	2.10	2.10	1.67	2.00	2.00	2.00	2.00
内部摩擦角	ϕ (°)	—	—	—	—	—	45	45	45
変相応力比	M_m	0.91	0.91	0.91	1.03	0.91	—	—	—
破壊応力比	M_f	1.34	1.34	1.34	1.23	1.26	—	—	—
塑性剛性パラメータ	B_0	6000	1500	2100	55	5000	—	—	—
	B_1	0	150	140	0	100	—	—	—
	C_f	0	0	0	0	0	—	—	—
水の体積弾性係数	K_f (kPa)	2.0E+04	2.0E+05	2.0E+05	2.0E+06	2.0E+06	2.0E+06	2.0E+06	2.0E+06
	OCR	Case1 Case3	1.00	1.00	1.00	1.16 1.21	1.00	—	—
ダイレイタンス係数	D_0	0.0	1.0	1.0	—	1.0	—	—	—
	n	0.0	4.0	1.2	—	1.0	—	—	—
基準ひずみ	γ_{ref}^p	1000	0.005	0.004	—	0.010	—	—	—
	γ_{ref}^E	1000	0.005	0.004	—	0.100	—	—	—
粘塑性パラメータ	m_0	—	—	—	14.0	—	—	—	—
	C_{01} (1/s)	—	—	—	5.54E-06	—	—	—	—
	C_{02} (1/s)	—	—	—	7.76E-07	—	—	—	—
解析モデル		砂の繰返し弾塑性モデル			粘土の繰返し弾粘塑性構成モデル	砂の繰返し弾塑性モデル	R-Oモデル		

表-7 RIの3次元有効応力解析に用いたパラメータ一覧

深度 土質名	G.L.(m)	0.0~2.9	2.9~15.0	15.0~21.6	21.6~31.3	31.3~43.9	43.9~74.5	74.5~93.4
		砂礫 (埋土)	砂礫 (埋土)	砂礫 (埋土)	沖積粘土 (Ma13)	沖積砂	洪積砂礫	洪積粘土 (Ma12)
間隙比	e	0.50	0.50	0.50	1.52	0.50	0.50	1.20
圧縮指数	λ	0.010	0.010	0.010	0.328	—	—	—
膨潤指数	κ	0.0010	0.0010	0.0010	0.0629	—	—	—
ポアゾン比	ν	—	—	—	—	0.35	0.35	0.35
せん断波速度	Vs(m/s)	150	270	380	180	350	380	260
初期せん断剛性比	G_0/σ_{m0}	2419	1894	2073	287	—	—	—
透水係数	m/sec	—	3.0E-05	3.0E-05	2.0E-06	2.0E-05	2.0E-05	1.0E-06
密度	ρ (g/cm ³)	1.90	2.09	2.09	1.69	2.00	2.00	2.00
内部摩擦角	ϕ (°)	—	—	—	—	45	45	45
変相応力比	M_m	0.91	0.91	0.91	1.13	—	—	—
破壊応力比	M_f	1.34	1.34	1.34	1.31	—	—	—
塑性剛性パラメータ	B_0	7200	3900	4250	30	—	—	—
	B_1	0	98	106	0	—	—	—
	C_f	0	0	0	0	—	—	—
水の体積弾性係数	K_f (kPa)	2.0E+04	2.0E+05	2.0E+05	2.0E+06	2.0E+06	2.0E+06	2.0E+06
	OCR	Case2 Case4	1.0	1.0	1.0	1.0	—	—
ダイレイタンス係数	D_0	0.0	1.0	1.0	—	—	—	—
	n	0.0	8.0	8.0	—	—	—	—
基準ひずみ	γ_{ref}^p	1000	0.002	0.002	—	—	—	—
	γ_{ref}^E	1000	0.005	0.005	—	—	—	—
粘塑性パラメータ	m_0	—	—	—	14.0	—	—	—
	C_{01} (1/s)	—	—	—	5.54E-06	—	—	—
	C_{02} (1/s)	—	—	—	7.76E-07	—	—	—
解析モデル		砂の繰返し弾塑性モデル			粘土の繰返し弾粘塑性構成モデル	R-Oモデル		

排水三軸圧縮試験より得られるパラメータである。粘塑性パラメータ m'_0 は、数種類の定ひずみ速度での圧密非排水三軸圧縮試験において、ピーク前における任意の軸ひずみにおける軸差応力で算出した応力比 $q^{(1)}/\sigma'_m, q^{(2)}/\sigma'_m$ とひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{(1)}, \dot{\epsilon}^{(2)}$ の関係より求めた。

$$\ln \frac{\dot{\epsilon}^{(1)}}{\dot{\epsilon}^{(2)}} = m'_0 \left[\frac{q^{(1)}}{\sigma'_m} - \frac{q^{(2)}}{\sigma'_m} \right] \quad (1)$$

式(1)より、粘塑性パラメータ m'_0 は、ひずみ速度効果の大きさをコントロールするパラメータである。

本研究では、図-14の軸差応力-軸ひずみ関係において、ひずみが0.5%時の軸差応力をみると、表-8に示した程度($m'_0=14.0$)の差がみられた。粘塑性パラメータ C_{01}, C_{02} は、 C_{01} と C_{02} の比が粘土のダイレイタンスをコントロールするパラメータであり、定ひずみ速度圧密非排水三軸圧縮試験より得られる「ストレス~ダイレイタンス関係」の傾きより求めた¹¹⁾。なお、本研究では、数種類の定ひずみ速度での圧密非排水三軸圧縮試験はPIの試料のみ行ったため、RIの粘塑性パラメータはPIのそれと同じ値を用いた。

図-18に3.(3)c)で行った繰返し中空ねじり試験の結果および要素シミュレーションの結果をPIの応力比0.321のケースについてのみ比較して示す。また、図-19、図-20に繰返し中空ねじりせん断試験と要素シミュレーションより得られた繰返し強度の関係を示す。これらの図よりモデルは実験結果をよく再現しており、PIに比べ、RIの繰返し強度が低いという実験結果も忠実に再現することができた。

(2) PI・RIの埋土層・沖積砂層・洪積砂礫層・洪積粘土層のパラメータ

沖積粘土層以外の土層については、本研究では室内試験を実施していないので、過去に多数の機関で行われた室内試験結果をもとにパラメータを決定した。以下に各層のパラメータ決定法を述べる。PI埋立層のパラメータは、鈴木ら¹²⁾がPI埋立土の凍結サンプリング試料を用いて行った液状化試験結果をもとに決定した。DA=7.5%に至った繰返し回数(せん断応力比0.27では5回, せん断応力比0.18では20回)をパラメータを決定する液状化強度の目標値とした。鈴木ら¹²⁾がPI埋立土の凍結サンプリング試料を用いて行った液状化試験結果に本研究の要素シミュレーション結果を加筆したものを図-21に示す。せん断波速度は、本研究で実施した1999年のPS検層で得られた140m/s (G.L.0m~8.3m), 230m/s (G.L.8.3m~

表-8 沖積粘土のパラメータ一覧

		PI	RI
初期間隙比	e_0	1.408	1.515
圧縮指数	λ	0.331	0.328
膨潤指数	κ	0.0425	0.0629
初期せん断係数比	G_0/σ'_{m0}	328.0	287.0
圧密降伏応力 (kPa)		180.3	192.1
変相応力比	M_m	1.026	1.127
破壊応力比	M_f	1.230	1.309
硬化パラメータ	B_0	55.0	30.0
	B_1	0	0
	C_f	0	0
粘塑性パラメータ	m'_0	14.0	14.0
	$C_{01}(1/s)$	5.54E-6	5.54E-6
	$C_{02}(1/s)$	7.76E-7	7.76E-7

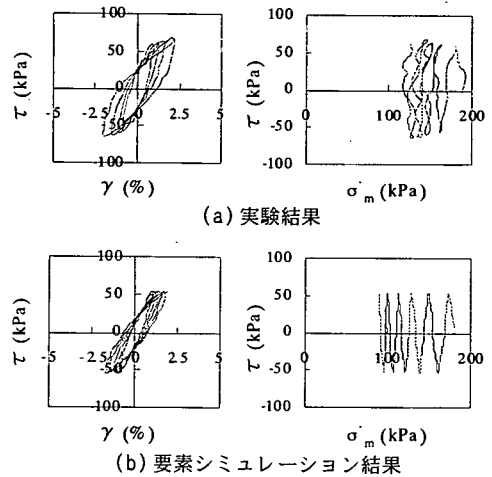


図-18 繰返し中空ねじり試験結果と要素シミュレーション結果の比較 (PIの応力比0.321のケース)

-17.7m) を用いた。

PI沖積砂層のパラメータは、神戸市がPI沖積砂を用いて行った液状化試験結果¹⁾をもとに決定した。DA=7.5%に至った繰返し回数(せん断応力比0.30では5回, せん断応力比0.25では20回)をパラメータを決定する液状化強度の目標値とした。神戸市がPI沖積砂を用いて行った液状化試験結果¹⁾に本研究の要素シミュレーション結果を加筆したものを図-22に示す。せん断波速度は、本研究で実施した1999年のPS検層で得られた230m/sを用いた。

RI埋立層のパラメータは、善・山崎¹³⁾がRI埋立土の凍結サンプリング試料を用いて行った液状化試験結果をもとに決定した。DA=5.0%に至った繰返し回数(せん断応力比0.30では5回, せん断応力比0.24では20回)をパラメータを決定する液状化強度の目標値とした。善・山崎¹³⁾

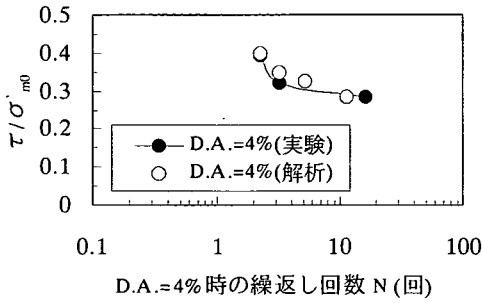


図-19 DA=4%時の繰返し強度曲線の要素シミュレーション結果 (PI)

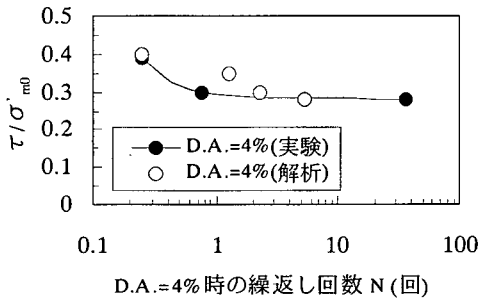


図-20 DA=4%時の繰返し強度曲線の要素シミュレーション結果 (RI)

がRI埋立土の凍結サンプリング試料を用いて行った液状化試験結果に本研究の要素シミュレーション結果を加筆したものを図-23に示す。せん断波速度は、本研究で実施した1999年のPS検層で得られた270m/s (G.L.-2.9m~15.0m), 380m/s (G.L.-15.0m~21.6m)を用いた。

RI沖積砂層はPI沖積砂層に比べてN値がかなり大きく、全体的に良く締まった非常に密な層である¹⁾。RI沖積砂層のR-Oモデルのパラメータは、神戸市がPI沖積砂を用いて行った動的変形試験結果を参考に決定した。

洪積砂礫層および洪積粘土層のR-Oモデルのパラメータは、PI・RIとも神戸市がRIの洪積砂礫試料および洪積粘土試料を用いて行った動的変形試験の結果¹⁾をもとに決定した。

(3) 3次元有効応力解析の解析条件

a) 解析ケース

解析ケースは表-9に示す4ケースとし、本震時の1995年と本震後の1999年における圧密履歴を考慮した。

PIの解析では、圧密進行度の差異が地震動増幅特性に与える影響を検討するため、沖積粘土のパラメータにおいて過圧密比のみを変化させた。1995年の解析 (Case-

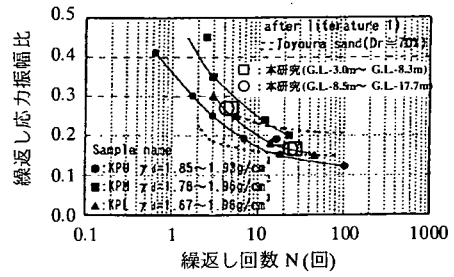


図-21 PI埋土層の液状化強度曲線 (鈴木ら¹²⁾に加筆)

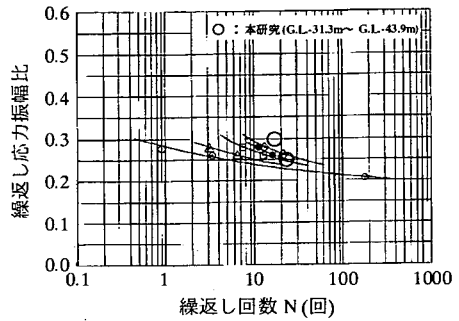


図-22 PI沖積砂層の液状化強度曲線 (神戸市開発局¹⁾に加筆)

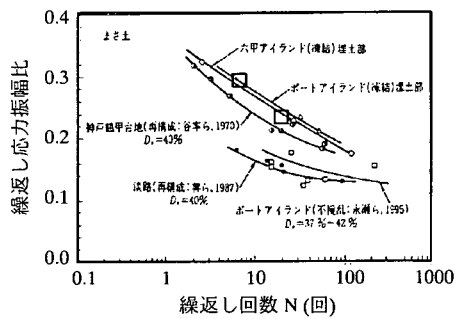


図-23 RI埋土層の液状化強度曲線 (善・山崎¹³⁾に加筆)

1) の過圧密比は、1995年に地震計設置位置で採取した沖積粘土の段階載荷による圧密試験結果¹⁾に基づいて算出した。また、1999年の解析 (Case-3) では、本研究において、1999年に地震計設置位置で採取した沖積粘土の段階載荷による圧密試験結果に基づいて算出した。

RIにおいては、1995年の解析 (Case-2) では、1995年に地震計設置位置近傍の未改良地盤で採取した沖積粘土の段階載荷による圧密試験結果¹⁾に基づいて残留過剰間隙水圧を算出し、1995年当時の沖積粘土層の初期平均有効応力を用いて解析を行った。なお、算出した残留過剰

間隙水圧の平均値は90kPaであった。1999年の解析 (Case-4) では、1999年の時点で沖積粘土層の圧密が終了しており、過剰間隙水圧は残留していないと仮定して解析を行った。

b) 解析対象地盤モデル

解析では、PIでは工学的基盤であり、地震計設置深度であるG.L-83.0m以浅の地盤、RIではG.L-93.4m以浅の地盤を対象とした。なお、RIでは、G.L-93.4m以深においてS波速度が400m/sを超えたこととG.L-93.4mを境とした上下の層のインピーダンス比が1.54程度と大きかったため、G.L-93.4mを工学的基盤面とした。解析対象地盤モデルは1 (m) × 1 (m) の平面を有する正方形角柱とし、PIの地盤モデルは128節点、31要素、RIの地盤モデルは140節点、34要素に分割した。

c) 変位の境界条件および間隙水の境界条件

変位の境界条件として、モデル底面の変位を拘束、同深度節点は3成分とも同じ変位とした。また、間隙水の境界条件として、両人工島の地下水位面であるPIではG.L-3.0mを、RIではG.L-2.9mを排水境界とし、底面および側面を非排水境界とした。

d) 入力加速度

本研究では、RIにおける1995年本震時の観測記録がないため、PIで観測された鉛直アレー観測記録 (神戸市開発局、1995年) より、兵庫県南部地震時にG.L-83.0mで得られた図-24に示す加速度記録のNS,EW,UDの3成分を入力加速度とし、解析対象地盤モデルの底面 (PIではG.L-83.0m, RIではG.L-93.4m) より入力した。

(4) 解析結果および考察

a) 本震時の加速度記録との比較

図-25にPIの本震時における加速度の解析結果について示す。図より、G.L-32mでは位相および振幅ともに解析結果は観測結果をよく再現できている。G.L-16mの解析結果では、位相はよく観測結果と一致しているが、観測波形に比べ振幅が若干小さくなった。G.L0mの解析結果では、観測波形に比べ振幅が若干大きくなったが、波の長周期化を再現することができた。いずれの深度においても、最大振幅に若干の差はあるものの、両者は良く一致している。

b) PIの本震時 (Case-1) と本震後 (Case-3) の解析

沖積粘土層の圧密進行度の違いが地震動増幅特性に与える影響を検討するため、沖積粘土層の過圧密比 (OCR) を本震時の解析では1.16、本震後の解析では1.21に変化させた。解析より得られた最大加速度の深度分布のNS成分、EW成分、UD成分を図-26に示す。本震時 (Case-1) と本震後 (Case-3) の解析結果において、水平加速度、鉛直加速度に違いは見られなかった。この

表-9 解析ケース

Case-1	PI	本震時(1995) 沖積粘土層の過圧密比1.16
Case-2	RI	本震時(1995) 沖積粘土層の残留間隙水圧考慮
Case-3	PI	本震後(1999) 沖積粘土層の過圧密比1.21
Case-4	RI	本震後(1999) 沖積粘土層の残留間隙水圧なし

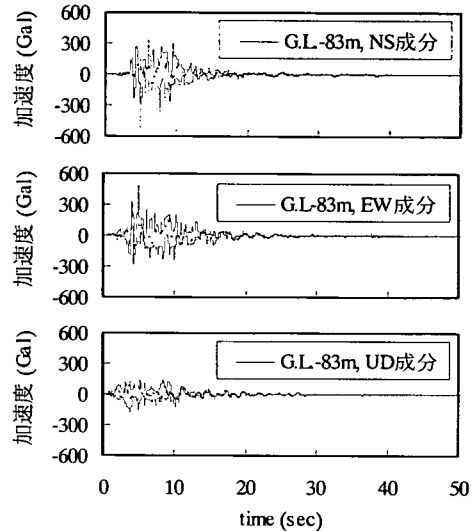


図-24 入力加速度

ことから、沖積粘土の過圧密比1.16と1.21程度の違いは、地震動増幅特性に影響を与えないことが確認できた。

c) RIの本震時 (Case-2) と本震後 (Case-4) の解析

沖積粘土層が未圧密状態である場合と圧密が終了している場合に、地震動増幅特性にどのような違いがみられるかを検討した。RIの沖積粘土は、図-9(b)に示すように、沖積粘土層中央部を除いては圧密降伏応力が有効土かぶり圧とほぼ一致していることから、1999年の解析、つまり、本震後の解析 (Case-4) では、圧密が終了していると仮定して解析を行った。解析より得られた最大加速度の深度分布のNS成分、EW成分、UD成分を図-27に示す。

本震前の解析 (Case-2) と本震後の解析 (Case-4) を比較すると、本震前の解析 (Case-2)、つまり、沖積粘土層が未圧密状態の解析では、沖積粘土層において加速度が大きく減衰しているが、本震後の解析 (Case-4)、つまり、沖積粘土層の圧密が終了していると仮定した解析では、沖積粘土層に至るまでに大きく減衰しており、

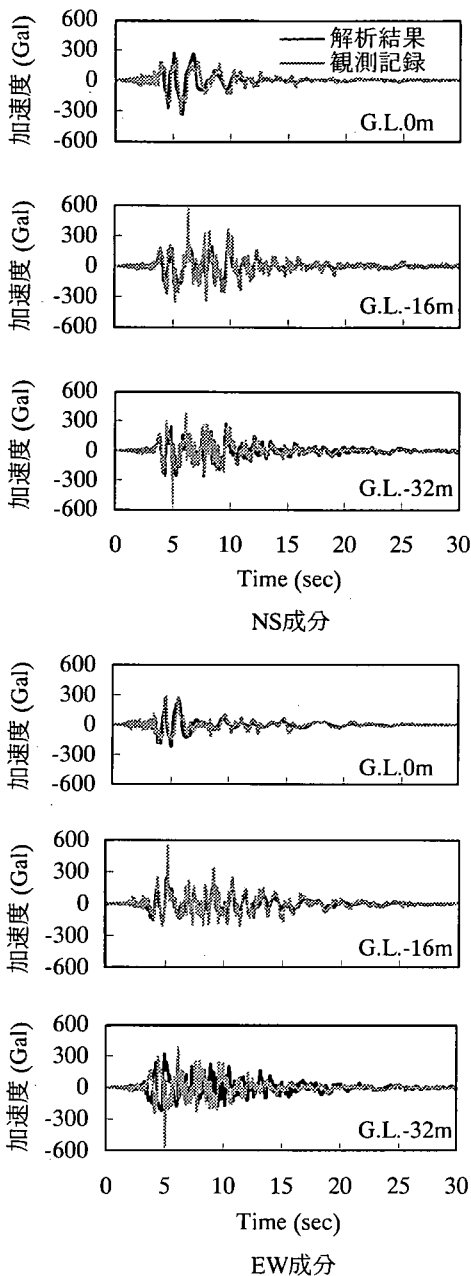


図-25 本震時の加速度記録と解析結果 (Case-1) の比較

沖積粘土層においてあまり減衰してない。沖積粘土層以深において、本震前 (Case-2) と本震後 (Case-4) の最大加速度に違いが見られる。これは、本震前の解析 (Case-2) では、沖積粘土層とその下部の層とのインピーダンス比が大きく、反射波の影響が強く現れた。UD成分については、Case-2とCase-4において変化は見られ

なかった。以上より、沖積粘土層の圧密進行度の違いによって地震動増幅特性が大きく異なることがわかった。

d) PI・RIの過剰間隙水圧比深度分布

解析より得られた加震30秒までのPIの過剰間隙水圧比深度分布を図-28に、RIの過剰間隙水圧比深度分布を図-29に示す。ここで、過剰間隙水圧比は地震中に発生した間隙水圧を初期有効土かぶり圧で除した値である。図-28より、PIの過剰間隙水圧比は、本震前の解析 (Case-1) と本震後の解析 (Case-3) において違いがみられなかった。これは図-26で示した最大加速度の深度分布ともよく対応している。一方、図-29より、RI沖積粘土層の過剰間隙水圧比について、本震前の解析 (Case-2)、つまり、沖積粘土層が未圧密状態である場合の解析において、本震後の解析 (Case-4)、つまり、沖積粘土層の圧密が終了していると仮定した場合に比べ、倍近く上昇しており、過剰間隙水圧の上昇に伴う剛性の低下によって、図-27にみられたように沖積粘土層で加速度が大きく減衰したものと考えられる。また、RI埋立層の過剰間隙水圧比について、本震前と本震後で大きな差はみられないが、地震後10秒時点では本震前の方が本震後より、やや小さい値を示している。これは、前述のように本震前においては、沖積粘土層での剛性低下が大きく、地震力が減衰するため、上部の埋立層で発生するせん断応力が小さくなったことに起因していると考えられる。

5. 本研究のまとめ

本研究では、PIおよびRIの沖積粘土の圧密履歴に着目した地震動増幅特性の検討を行うため、1999年11月に沖積粘土のサンプリング、標準貫入試験、PS検層を両人工島において実施した。それより得られた知見とサンプリングした沖積粘土試料を用いた一連の実験的研究より得られた知見をもとに有効応力解析を実施した。その結果、以下の結論を得た。

1) 1999年11月のPS検層において、PI・RI鉛直アレー観測地点の沖積粘土のせん断波速度は、両人工島ともに180m/sであった。PIのせん断波速度は、1991年8月から変化がなく、PI沖積粘土層の圧密は終了していると判断した。また、RIのせん断波速度は、1987年1月の115m/sから1999年11月の180m/sへと増加していることから、RI沖積粘土層の圧密は進行中であると推測した。

2) 本震時からのせん断波速度の経時変化をみると、PI沖積粘土層であるG.L.-16m~32mの区間のせん断波速度は、対数時間に対してほぼ直線的に増加していた。しか

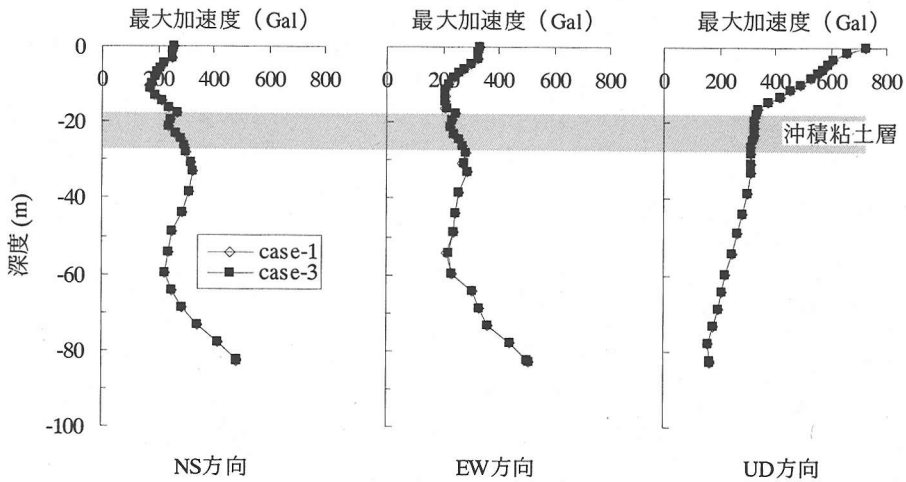


図-26 最大加速度の深度分布 (PI)

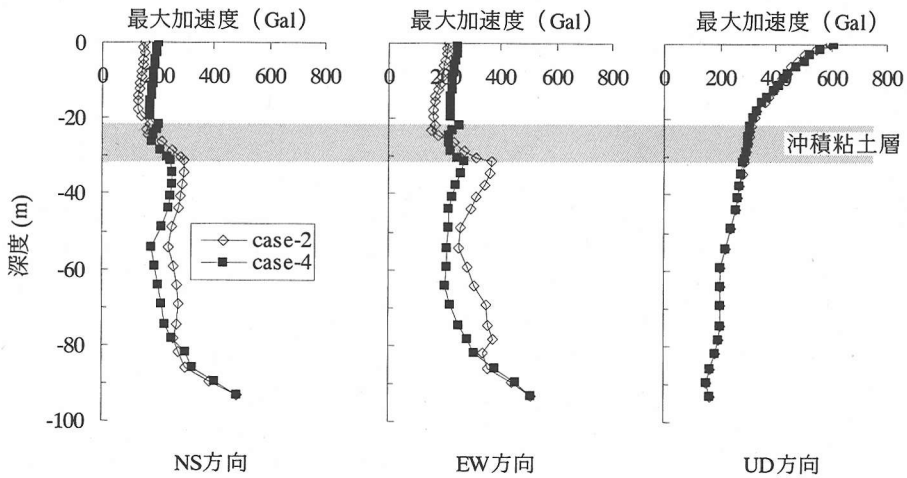


図-27 最大加速度の深度分布 (RI)

し、本震後の1日程度では、本震前のせん断波速度の平均値に完全には回復していないことがわかった。また、RI埋土層と沖積粘土層からなるG.L.0m～-35mの区間のせん断波速度変化については、注目すべき地震直後のデータが欠けていたため、せん断波速度の低下および回復傾向は明確には把握できなかった。しかし、時間の経過とともにせん断波速度が若干ではあるが右肩上がりに増加し、PI同様、液状化後に沖積粘土層内に蓄積した過剰間隙水圧の消散があったことがうかがえた。

3) 両人工島沖積粘土層の圧密進行度を詳細に検討するため、段階载荷による圧密試験を行った。試験より得られた圧密降伏応力と有効土かぶり圧との関係より、PI沖

積粘土は、有効土かぶり圧よりも圧密降伏応力が大きくなっており、圧密が終了していることが確認できた。また、RI沖積粘土は、有効土かぶり圧よりも圧密降伏応力が若干小、または同程度であり、圧密が進行中であることが確認できた。このように、PI・RIの沖積粘土の圧密進行度には明らかに差があることが確認できた。

4) 圧密進行度の異なるPI・RI沖積粘土層の力学特性を把握するため、圧密非排水三軸試験を行った。その結果、圧密が終了しているPI沖積粘土、圧密降伏応力が有効土かぶり圧と同程度のRI沖積粘土は、「ひずみ硬化～ひずみ軟化挙動」となった。一方、圧密降伏応力が有効土かぶり圧よりも小さい、圧密進行中のRI沖積粘土は「ひず

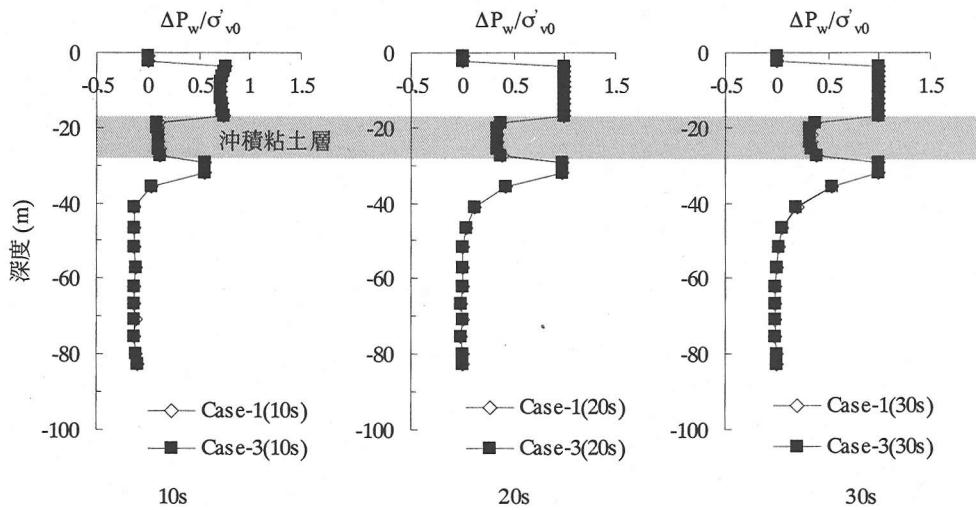


図-28 過剰間隙水圧比深度分布の経時変化 (PI)

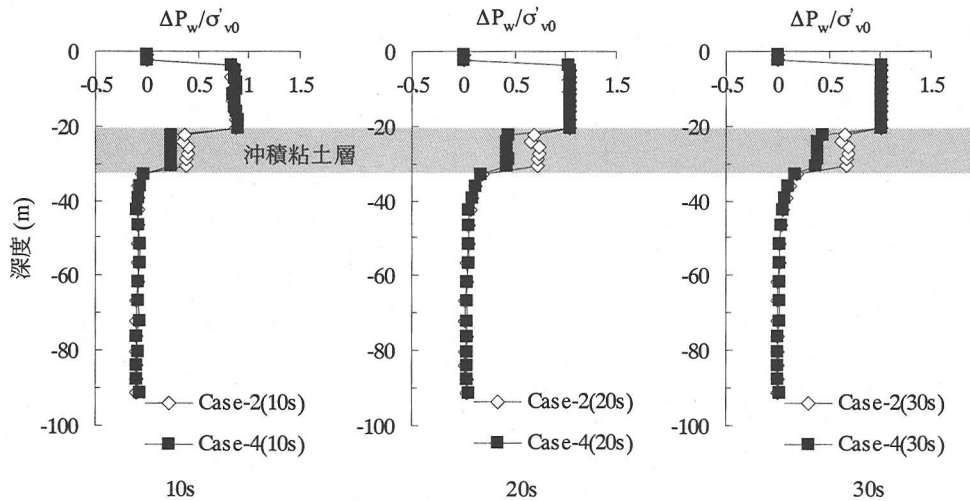


図-29 過剰間隙水圧比深度分布の経時変化 (RI)

み硬化挙動」のみとなり、圧密進行度の違いによって変形挙動に違いがみられた。そこで、算出した現在の等方圧密圧力よりも2倍程度大きな等方圧密圧力で圧密非排水三軸試験を行ったところ、PI沖積粘土試料は、「ひずみ硬化～ひずみ軟化挙動」における軟化程度が小さくなり、RI沖積粘土試料は、「ひずみ硬化挙動」がより顕著になった。このことから、圧密進行中の沖積粘土は、「ひずみ硬化挙動」を示し、圧密が終了すると「ひずみ硬化～ひずみ軟化挙動」に移行することがわかった。

5) PI沖積粘土試料を用いて、ひずみ速度効果の検討を行った。その結果、最大軸差応力については、本研究で

設定したひずみ速度の範囲では、ひずみ速度の影響はあまり大きく現れなかった。しかし、軸ひずみ0.5%時の軸差応力は、ひずみ速度効果の程度を表すパラメータ m_0 にして14.0程度の違いがみられた。

6) 圧密非排水中空ねじり試験結果からは、PI沖積粘土の方がRIに比べ、繰返し強度が大きいことが確認されたが、繰返しせん断による剛性低下は、ほぼ同程度であることがわかった。

7) 実験結果を参考に、圧密進行度の違いをパラメータとして、PI・RIの鉛直アレー観測地点を対象に有効応力

解析を行った。解析結果より、過圧密比の多少の違いは、地震動増幅特性に影響を与えないことが確認できた。また、粘土層の圧密が終了している解析結果と粘土層が未圧密状態の解析結果では、粘土層を挟む層の水平加速度振幅に大きく違いが生じることがわかった。

本研究を通して、沖積粘土層の圧密進行度の違いが、その上部の埋土層の地震動増幅特性に大きく影響することがわかった。

謝辞：本研究において、1999年11月に実施したPI・RIの鉛直アレー観測地点におけるボーリング調査は、神戸市および理化学研究所地震防災フロンティア研究センター（試験当時、現防災科学技術研究所、第3著者の前在籍機関）のご協力のもと実施されました。深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド、六甲アイランド）報告書，1995。
- 2) 風間基樹，柳澤栄司，稲富隆昌：地表面応答に及ぼす中間軟弱粘土層の非線形性の影響，土木学会論文集，No575/III-40，pp.219～230，1997。
- 3) Sugito, M., Oka, F., Yashima, A., Furumoto, Y. and Yamada, K., : Time-dependent ground motion amplification characteristics at reclaimed land after the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, *Engineering and Geology*, 56, pp. 137-150, 2000.
- 4) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.49-58，1999。
- 5) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous Soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp. 209-245, 1994.

- 6) 山口晶，風間基樹，柳澤栄司：不投乱沖積粘土試料を用いた神戸人工島沖積粘土層の地震時せん断挙動，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1135～1140，1998。
- 7) Kazama, M., Yamaguchi, A. and Yanagisawa, E.: Seismic Behavior of an underlying alluvial clay on man-made islands during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, *Special Issue of Soils and Foundation*, Japanese Geotechnical Society, pp. 23-32, sept.1998.
- 8) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp. 661-668, 1999.
- 9) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proceedings of Fourth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, pp. 105-114, 1992.
- 10) 古田竜一，竹内法道，八嶋厚，杉戸真太，古本吉倫，渦岡良介：埋立地盤の圧密履歴を考慮した地震動増幅特性について，第4回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム（JCOSSAR2000論文集），pp.289-296，2000。
- 11) 古田竜一：繰返し載荷を受ける粘性土の挙動と弾粘塑性構成式，岐阜大学修士論文，pp.120～136，2000。
- 12) 鈴木善雄，畑中宗憲，内田明彦：神戸ポートアイランドの埋立マサ土地盤の静的および動的強度特性，日本建築学会論文集，第498号，pp.67～73，1997。
- 13) 善功企，山崎浩之：埋立地に用いたまさ土の液状化特性，土と基礎，Vol.44，No.2，Ser.No.457，pp.60～63，1996。
- 14) 株式会社オリエンタルコンサルタンツ：平成7年災害に伴う港湾幹線道路関係災害査定設計業務（その1）

(2002.1.21 受付)

INFLUENCE OF DIFFERENT CONSOLIDATED HISTORY OF ALLUVIAL CLAY ON THE CHARACTERISTIC OF LIQUEFACTION IN RECLAIMED GROUND

Ryoichi FURUTA, Atsushi YASHIMA, Ryosuke UZUOKA
and Norimichi TAKEUCHI

It is found that the difference of consolidated history of an alluvial clay layer may affect the amplification of the vibration of the ground in a reclaimed ground during earthquake. For this reason, soil investigation, laboratory tests and numerical analysis were carried out in order to investigate the mechanism why Rokko Island experienced less liquefaction than the one in Port Island. It is found that the main reason is the existence of a large damping in the reclaimed ground of Rokko Island due to an unconsolidated alluvial clay layer beneath the reclaimed ground.