

神戸沖合人工島地盤のオンライン 地震応答実験

山口 晶¹・風間 基樹²・日下部 伸³

¹正会員 博士(工学) 東北学院大学 工学部土木工学科助手 (〒985-8537 宮城県多賀城市中央1-13-1)

²正会員 博士(工学) 東北大学 大学院工学研究科教授 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉06)

³正会員 博士(工学) (株)奥村組 技術研究所主任研究員 (〒300-2612 つくば市大砂387)

まさ土埋立層-沖積粘土層地盤において、下部沖積粘土層のせん断強度・変形特性が上部まさ土埋立層の液状化程度に与える影響をオンライン実験で検討した。解析対象は1995年兵庫県南部地震の際の神戸ポートアイランドアレー観測地点のG.L.-24.5m以浅とし、地下水位以下の埋立層を2連の要素試験、地下水位より上と沖積粘土層は双曲線モデルを用い、合計4質点で地盤をモデル化した。検討には粘土層のせん断強度やせん断剛性、入力加速度振幅をパラメータとした。その結果、埋立層の液状化程度は、沖積粘土層のせん断強度によって決まることがわかった。

KeyWords: reclaimed land, liquefaction, on-line test, alluvial clay layer, shear strength,
1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake

1. はじめに

近年、臨海部地域の高度利用に際し、軟弱な海底面上に埋立を行い重要構造物を建設する機会が多くなってきている。特に河口部における埋立は、旧海底面である軟弱沖積粘土層上に埋立材を直接投入して行われる場合が多い。このようなウォーターフロント地域の開発に伴う埋立は広く世界的に行われているものである。そのため地震危険度の高い地域では臨海部地域の地盤被害が多く報告されている。特に若齢な埋立地では、1989年ロマプリータ地震^{1), 2), 3)}や1995年兵庫県南部地震⁴⁾の例があるように液状化による被害が多く発生している。また兵庫県南部地震では港湾施設や埋立人工島に地盤被害が生じ、土木構造物の耐震設計の大幅な見直し^{5), 6)}を行う契機となった。

臨海部地域の埋立地盤において構造物に直接的な被害を与えるのは主として砂質土の液状化であるため、地盤工学的な興味は埋立材の液状化に主眼がおかれてきた。しかし、地震動は下層から伝播するため、埋立層の液状化程度には下層の挙動が影響を与えていることは容易に推察される。例えば、兵庫県南部地震における神戸沖合人工島の被害は旧海底面を構成する沖積粘土層の圧密度の影響を受けたことが数値解析によっ

て推定されている⁷⁾⁻¹¹⁾。田中ら⁹⁾は、埋立層の液状化程度が地中に発生した最大せん断応力比の影響を受けていることを示している。また、著者らは六甲アイランドと神戸ポートアイランド直下の沖積粘土試料を用いて粘土層のせん断挙動を直接繰返しせん断試験によって検討し、粘土層の地震時挙動が圧密度や原位置で発達した構造(二次圧密やセメンテーション)に影響されていることを明らかにした¹²⁾。さらに、粘土層の圧密度の違いが埋立層の液状化程度に与える影響について、遠心載荷振動台実験により、実験的に検討を行っている^{13), 14)}。

今後性能設計仕様の枠組みの中で地盤の地震挙動を検討する際には、変形挙動の定量的な評価が重要となる。オンライン実験は、変形挙動を要素試験により求め地震応答計算にオンラインで導入できるため、定量的な地盤挙動を実験的に検討することが可能である。本研究の目的は、オンライン実験を用いて埋立層-沖積粘土層地盤における下部沖積粘土層のせん断強度・変形特性が上部まさ土埋立層の液状化程度に与える影響を検討することである。なお、オンライン実験の地盤工学分野における適用例のうち地震観測記録と比較して手法の妥当性を検討したものはない。そこで、オンライン実験による実地盤の地震時挙動の再現性を検

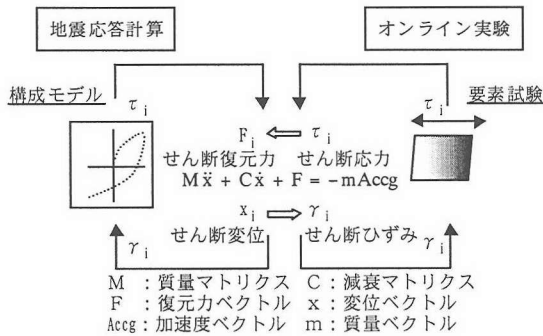


図-1 オンライン実験と地震応答計算の関係

討することをもう一つの目的とした。

本研究では、1995年兵庫県南部地震における神戸人工島を対象として、ハイブリッド・サブストラクチャ・オンライン実験手法（地盤の応力-ひずみ関係を構成モデルで表した層と要素試験で表した層を組み合わせたオンライン実験）を用いて埋立層・沖積粘土層系地盤の地震時挙動を詳細に検討した。

2. オンライン実験

(1) 実験システム

図-1に、オンライン実験と構成モデルを用いた通常の時間領域の地震応答解析の関係を示した。地震応答解析では、各ステップ毎に逐次積分法により解を求め、計算されたひずみ応答 γ_i に対する復元力特性は、弾性モデルや双曲線モデル等の構成モデルを用いて計算される。一方、オンライン実験では復元力特性を計算する部分を要素試験から求めることとなる。つまり計算された γ_i を実際に供試体に与えて、その際に計測されたせん断復元力を用いて次ステップのひずみ γ_{i+1} を計算する。その繰返しにより実験を進めていくものである。従って計算結果は、実際の土の履歴変形特性を導入したものとなる¹⁵⁾。

オンライン実験の要素試験部分は、日下部ら¹⁶⁾が開発した簡易単純せん断試験機を用いた。供試体直径は60mm、高さは20mmである。等方拘束圧は供試体内に負圧を与える事により大気圧との差圧で与え、鉛直圧はペロフラムシリンダーにより載荷した。図-2に簡易単純せん断試験機と計測システムの概要を示す。本システムはステッピングモーターとモーターコントローラーによる変位制御で、計測・制御ともコンピューターにより行っている。計測項目は一つの試験機に関して供試体内と大気圧の差圧、せん断変位、鉛直荷重、せん断荷重の4項目である。せん断応力 τ はせん断荷重を断面積で除すことによって求め、せん断ひずみ γ

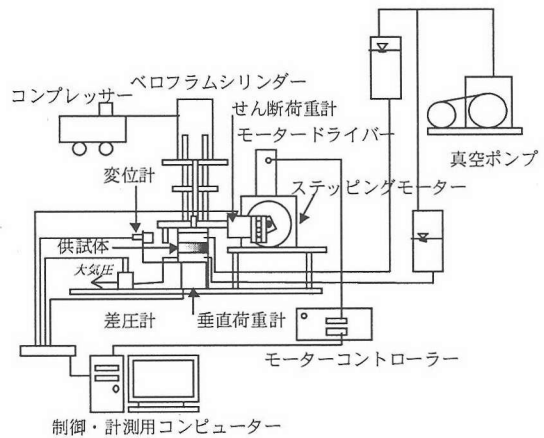


図-2 簡易単純せん断試験機の概要

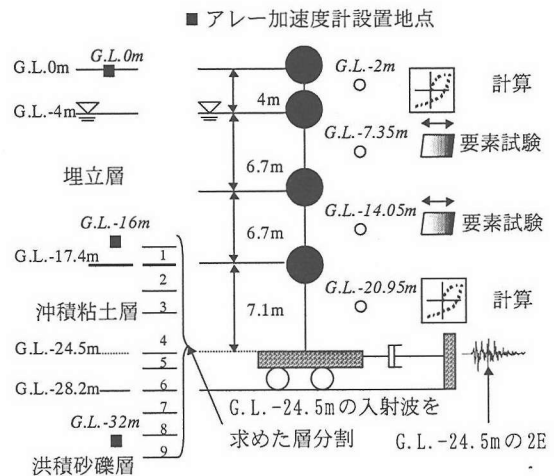


図-3 モデル化した地層構成とオンライン実験の関係

はせん断変位を供試体高さで除して求めた。オンライン実験の制御・計測アルゴリズムは日下部らの研究¹⁵⁾を参考に作成した。

なお、粘性減衰が支配的である材料では、地震時と同程度のせん断ひずみ速度を再現する必要があるが、それを行うには高度な技術と高価な装置が必要なこと、砂質土は履歴減衰が支配的であることから、本研究では載荷速度はリアルタイムの制御を行っていない。なお、2000ステップのオンライン実験を行うにあたり、加振時間は約90分となった。

(2) 検討対象地盤のモデル化

a) 検討対象地盤の土質特性と地盤モデル

図-3に神戸ポートアイランドアレー観測地点をモデル化した地層構成とオンライン実験の関係を示す。G.L.-24.5mの沖積粘土層より上部の地盤についてモデル化を行い検討する事とした。なお、粘土層の層厚は

表-1 検討対象地点の諸定数

	層厚 m	せん断波速度 ¹⁾ m/s	単位体積重量 ¹⁾ kN/m ³	初期剛性 MPa	質点深度 G.L.-(m)	復元力の深度 G.L.-(m)	有効鉛直圧 (kPa)	基準ひずみ (%)
埋立層 (地下水以上)	双曲線モデル							
1 質点目					0			
1 層目	4	170	16.7	49.1		2	33	0.03
(地下水以下)	要素試験							
2 質点目					4	7.35	98	---
2 層目	6.7	210	19.6	---				
3 質点目					10.7	14.05	165	---
3 層目	6.7	210	19.6	---				
沖積粘土層	双曲線モデル							
4 質点目					17.4			
4 層目	7.1	180	15.7	51.8		20.95	219	0.22
入力基盤		180			24.5			

実地盤では10.8mであるが7.1m分をモデル化した。これは、地層のせん断波速度と層厚から応答計算に考慮できる周波数分解能が決定されることを考慮して少ない質点系で応答計算を行うためと、著者が同地盤を対象として遠心振動台実験を用いて行った実験¹⁴⁾と整合性をみるために行った措置である。また、本研究では入射波(2E)を用いて地下逸散減衰を考慮したオンライン実験を行った。図-3には入射波解析に用いた地盤の層分割も示している。なお、入力する入射波をモデル地盤の入力基盤と同深度で求めることと、地下逸散減衰として入力基盤面に各実験条件の沖積粘土層のせん断波速度に対応したインピーダンスを有するダッシュポットを設定すること¹⁷⁾によりG.L.-24.5m以深の振動特性を考慮している。

埋立層の地下水位より上の地層と粘土層の応力-ひずみモデルは双曲線モデルを用いた。なお、不規則載荷時の履歴曲線作成のルールは、Masing則に加え以下のルールを付け加えた¹⁸⁾。

- ・除荷-再載荷ループが直前の荷重サイクルにおけるループと交わるならば、それ以後のひずみの変化は前のサイクルのループに従う。
- ・除荷-再載荷ループ上のひずみが骨格曲線に戻ってきたらひずみは骨格曲線上を動く。

神戸ポートアイランドの各層のせん断波速度、単位体積重量から計算した初期剛性、各復元力を想定した点の有効鉛直応力を表-1に示す。

b) 計算部分のパラメーターの設定

地下水位より上の埋立層の初期剛性(G_0)は、せん断波速度¹⁾(V_s)170(m/s)と密度¹⁾(ρ)16.7(kN/m³)から

$$G_0 = \frac{\rho}{g} V_s^2 \quad (1)$$

の関係を用いて49.1MPaと設定した。基準ひずみ(γ_c)は、 $G/G_0=1/2$ となるひずみ¹⁸⁾を文献4)を参考にして0.03%と求めた。このとき地下水位より上の埋立層の

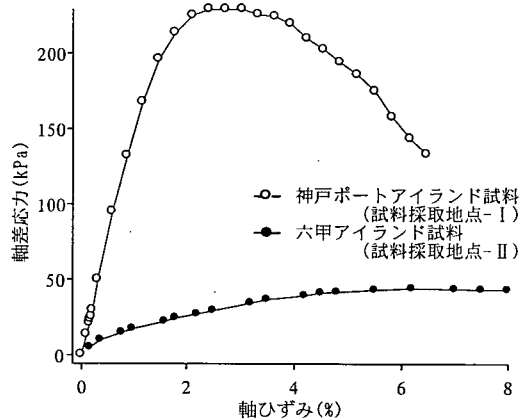


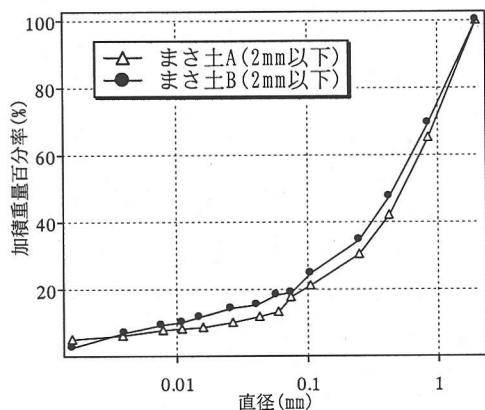
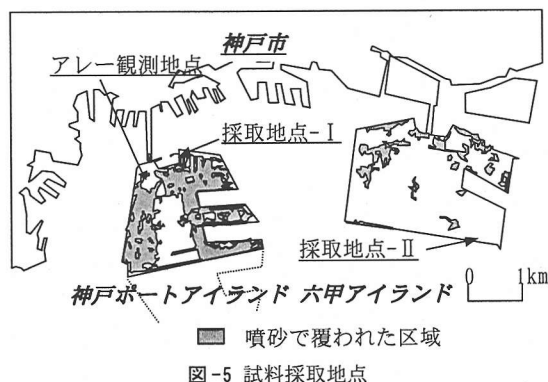
図-4 沖積粘土の一軸圧縮強度

せん断強度は14.7kPaとなる。本実験に先駆けて表-1に示す地下水位より上の埋立層の中間地点の拘束圧を K_0 値0.4として与え、乾燥まき土の単調せん断試験を行ったところ、ほぼせん断抵抗の変化が一定値に落ち着いたひずみ5%時のせん断強度は16.0kPaであった。従って、設定したパラメーターによるせん断強度は要素試験から求めたせん断強度と同程度の値と言える。沖積粘土層の初期剛性はせん断波速度¹⁾(V_s)が180(m/s)から式(1)により51.8MPaである。図-4に神戸ポートアイランドと六甲アイランドのシンウォールチューブサンプリングにより採取した乱さない沖積粘土試料の一軸圧縮試験結果を示す¹⁴⁾。図-5には一軸圧縮試験を行った試料の採取地点を示す。せん断強度はそれぞれ神戸ポートアイランド試料は114kPa、六甲アイランド試料は24kPaとなった。神戸ポートアイランドの沖積粘土層の応力-ひずみ関係を双曲線モデルで表す場合、 $G_0=51.8$ MPa、せん断強度114kPaから逆算によって得られる基準ひずみ(γ_c)は0.22%となる。また、六甲アイランドの基準ひずみは同様に0.04%と求められる。

c) 要素試験

オンライン実験に用いたまさ土試料の粒径加積曲線を図-6に示す。供試体のサイズ(直径60mm, 高さ20mm)との関係から, まさ土Aとまさ土Bはいずれも図-5採取地点-Iから採取したまさ土試料の2mmふるい通過分とした。まさ土試料は実験の途中で試料が不足し追加したため, まさ土Aとまさ土Bに分類している。なお, 表-3中に示したせん断強度が異なる条件ではまさ土Aを, それ以外の条件ではまさ土Bを用いている。

供試体の通水は二重負圧法を用いて, B値0.95以上を確認している。せん断は非排水条件で行い, 供試体の鉛直変位を拘束している。なお, まさ土試料の間隙



基準入力加速度 入力波フィルター前
Max=667Gal, Min=-795Gal Max=636Gal, Min=-1040Gal

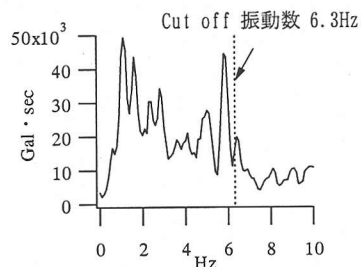
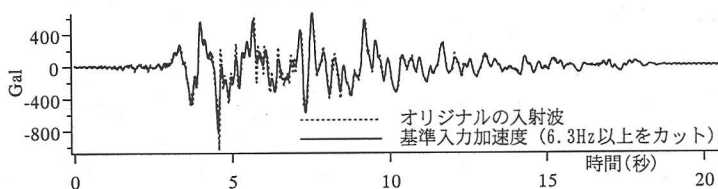


図-7 入力加速度

比は, 全ての供試体で作製時で0.68-0.70 (D_r =約70%), 通水後に0.60-0.62 (D_r =約85%), せん断前には0.52-0.55 (D_r =約100%)程度となった。原位置の K_0 値の再現はHatanaka¹⁹⁾の研究を参考に0.4として実験を行った。所定の圧密応力まで拘束圧を上昇させる際には, 所定の K_0 状態を保持したまま荷重を載荷した。なお, せん断中は K_0 値を制御していないため載荷終了時の K_0 値は試験条件によって異なる。

(3) 基準入力加速度時刻歴の設定

オンライン実験に用いたG.L.-24.5mにおける2E(入射波の2倍)波形はアレー記録のG.L.-16m地点とG.L.-32m地点のNS方向成分の観測記録から重複反射理論を用いた入射波解析により求めた。同深度の観測記録を用いた理由は入射波算定の際に液状化したと思われるG.L.-16m以浅の地震時挙動の影響を除くための措置である。この方法は国生らによって提案されたものであり, 詳細は文献20)を参照されたい。計算に使用した諸定数を表-2に示す。求めたG.L.-24.5m地点の入射波の2倍(2E)を図-7a)に示す。なお, 実験に用いた入力加速度時刻歴は, 粘土層のせん断波速度(V_s)と層厚から信頼できる周波数分解能の上限を4分の1波長程度と考え6.3Hzと算定し, それ以上の周波数成分をカットした。本研究ではこれを基準入力加速度時刻歴と称することにするが, オリジナルの入射波(2E)よりも最大加速度が245Gal小さくなっている。なお, オンライン実験にはこの基準入力加速度に係数

表-2 入射波の計算に用いた諸定数

	標高	層厚	単位体積	G_0	V_s
(地盤種類)	G.L.-m	m	重量 kN/m ²	MPa	m/s
1 埋立地盤	16	1.4	19.6	117.5	242
2 沖積粘土	17.4	2.6	15.7	51.8	180
3 沖積粘土	20	2.0	15.7	51.8	180
4 沖積粘土	22	2.5	15.7	51.8	180
5 沖積粘土	24.5	1.5	15.7	51.8	180
6 沖積粘土	26	2.2	15.7	51.8	180
7 洪積砂	28.2	1.8	19.6	12.0	245
8 洪積砂	30	2.0	19.6	12.0	245
9 洪積砂	32	2.0	19.6	245	350

表-3 オンライン実験条件

実験名	せん断強度が異なる条件					入力加速度振幅が異なる条件				せん断剛性が異なる条件	
	P104	P108	P110	P115	P122	P1200	P1400	P1600	P122B	Vs120	Vs220
1層	双曲線モデルによる計算										
初期剛性 G_0 (MPa)						49					
基準ひずみ γ_r (%)						0.03					
τ_{fc} (kPa)						14.7					
層厚 (m)						4					
単位体積重量 (kN/m ³)						16.7					
2層	要素試験										
K_0						0.4					
拘束圧 (kPa)						鉛直拘束圧 98kPa, 側方圧力 39.2kPa					
層厚 (m)						6.7					
単位体積重量 (kN/m ³)						19.6					
3層	要素試験										
K_0						0.4					
拘束圧 (kPa)						鉛直拘束圧 165kPa, 側方圧力 66kPa					
層厚 (m)						6.7					
単位体積重量 (kN/m ³)						19.6					
4層	双曲線モデルによる計算										
初期剛性 G_0 (MPa)						51.8				23	77.4
基準ひずみ γ_r (%)	0.04	0.08	0.10	0.15	0.22	0.22				0.49	0.14
τ_{fc} (kPa)	21	41	52	78	114	114				114	114
τ_{fc} / σ_{v0}'	0.09	0.19	0.24	0.36	0.52	0.52				0.52	0.52
層厚 (m)						7.1					
単位体積重量 (kN/m ³)						15.6					
せん断波速度 (m/s)						180				120	220
基準入力加速度 に対する倍率	1.00					0.25	0.5	0.75	1.00	1.00	
使用した試料	まさ土 A					まさ土 B				まさ土 B	
最大加速度 (Gal)	795					199	396	596	795	795	

をかけることによって入力加速度としている。図-7b)には入力加速度のフーリエスペクトルとカットした6.3Hzの周波数を点線で示した。

(4) 逐次積分の方法

応答計算の積分時間間隔 Δt は0.01秒とした。また、各質点間の相対的な速度に比例した減衰は考慮していない。従って図-1中の減衰マトリクスCは0とした。

応答計算における第一ステップは線形加速度法により、それ以降については中央差分法により解を求めている¹⁵⁾。

(5) 実験条件

実験は以下の3項目をパラメーターとして行った。各実験条件を表-3に示す。

a) 粘土層のせん断強度

沖積粘土層のせん断強度が地震時の挙動に与える影響を調べるため、沖積粘土層のせん断強度を変えたオンライン実験を行った。せん断強度は双曲線モデルの初期剛性を一定にしたまま、基準ひずみを変えることにより設定した。粘土層のせん断強度の設定には図-4に示した各埋立地点の一軸圧縮強度を参考にした。この実験条件でアレー観測地点の再現を考えた実験は実験ケースPI22である。各実験条件における沖積粘土層

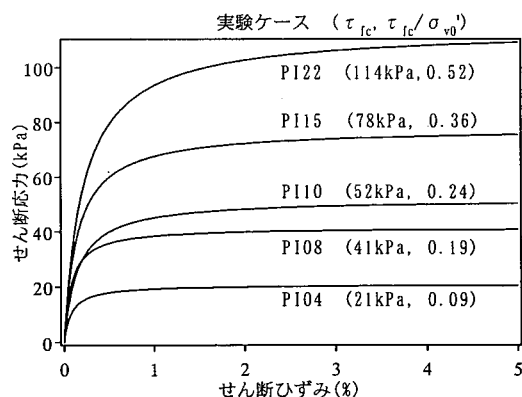


図-8 沖積粘土層の骨格曲線

の骨格曲線を図-8に示す。

b) 入力加速度振幅

入力加速度の振幅が地盤挙動に与える影響を調べるために、基準入力加速度に係数をかけた加速度時刻歴を用いて地盤挙動の違いを検討した。基準入力加速度に対する倍率は、0.25, 0.50, 0.75, 1.00とした。

c) 粘土層の初期剛性

せん断強度の設定値を一定にして、初期剛性を変えた条件でオンライン実験を行った。なお、原位置の沖積粘土層のせん断波速度(Vs)が180m/sであることから、せん断波速度(Vs)が120m/sと220m/sと仮定した

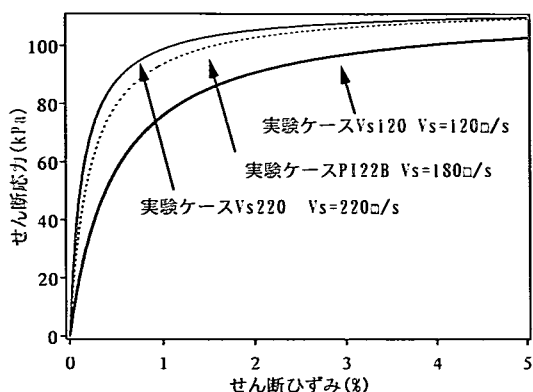


図-9 沖積粘土層の骨格曲線

場合の初期剛性を想定した。骨格曲線を図-9に示す。地盤モデルの周波数分解能から、実験ケースVs120ではオリジナルの入射波の4.2Hz以上の成分をカットした入力加速度時刻歴を用いた。なお、実験ケースVs220の周波数分解能の上限は7.7Hzとなるが、基準入力加速度の周波数分解能の上限より大きい値であるので基準入力加速度をそのまま用いている。

3. 実験結果及び考察

(1) 沖積粘土層のせん断強度の影響

本章の議論において加速度時刻歴を求めた各深度は、1層目は地表面(G.L. 0m, 埋立層)、2層目はG.L. -4m (埋立層)、3層目はG.L. -10.7m (埋立層)、4層目は埋立層と粘土層の境界(G.L. -17.4m)、基盤面はG.L. -24.5mである。また、本章ではせん断ひずみとせん断応力は各質点の中間点の値として考えている。このとき、1層目がG.L. -2m (埋立層)、2層目がG.L. -7.35m (埋立層)、3層目がG.L. -14.05m (埋立層)、4層目がG.L. -20.95m (沖積粘土層)である。それぞれの実験結果を示した図では1層目と4層目は双曲線モデルによる計算結果、2層目、3層目は要素試験の結果を表している。

図-10のa)-d)に粘土のせん断強度が異なる実験条件の各層の加速度時刻歴を示す。それぞれのグラフは上から粘土層のせん断強度の小さい順に並んでいる。また実験ケースPI22にはアレー記録を重ねて表示した。c)の3層目の加速度時刻歴をみると、実験ケースPI04とPI08、PI10は12秒付近を過ぎても100Gal以上の加速度応答を示しているが、実験ケースPI15、PI22の加速度応答は12秒以降は50Gal以下となっている。これは埋立層の液状化によってせん断応力を伝達出来なくなったためであると考えられる。d)の4層

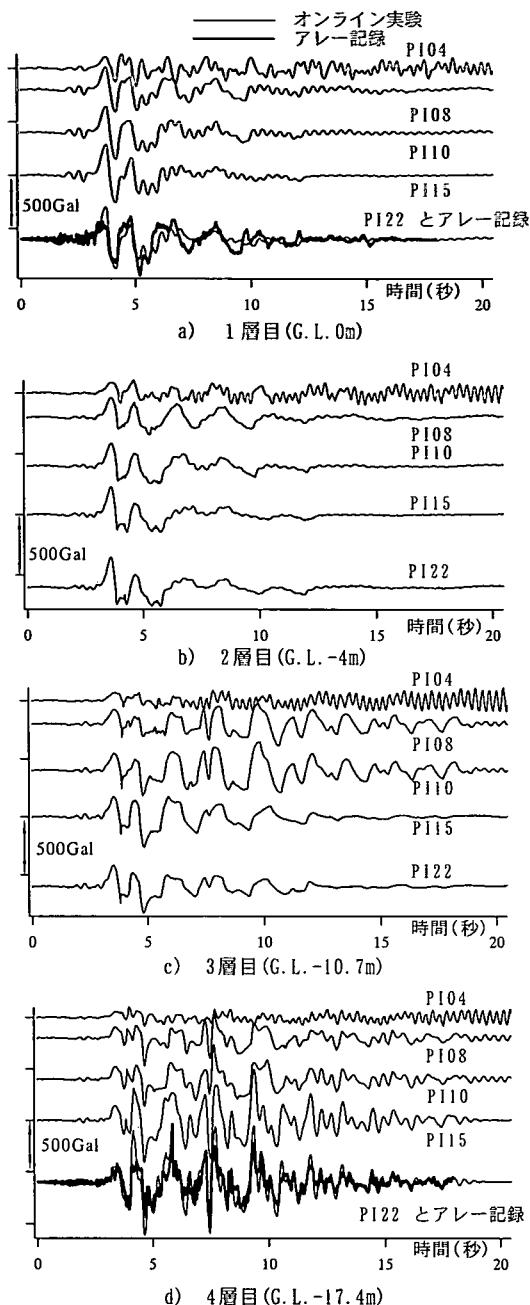


図-10 粘土層のせん断強度が異なる実験の加速度時刻歴

目の加速度時刻歴をみると、粘土層のせん断強度が大きい実験条件ほどピークが鋭く大きく現れている。また、実験ケースPI04は7秒付近を越えると、全ての層で地盤の固有振動数とほぼ等しい3Hz程度の定常的な振動を示している。これは埋立層で非線形が発達せずにはば弾的な挙動を示したこと、逸散減衰分を考慮していないためと思われる。

図-11に過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。なお、縦

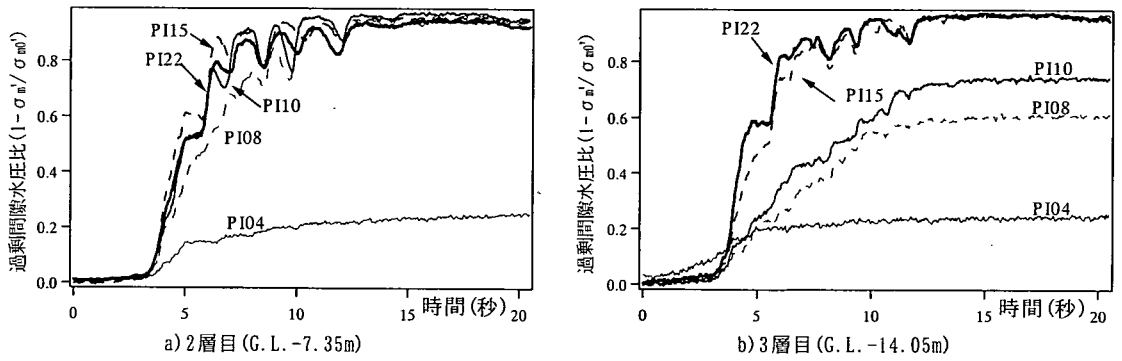


図-11 粘土層のせん断強度が異なる実験の過剰間隙水圧比

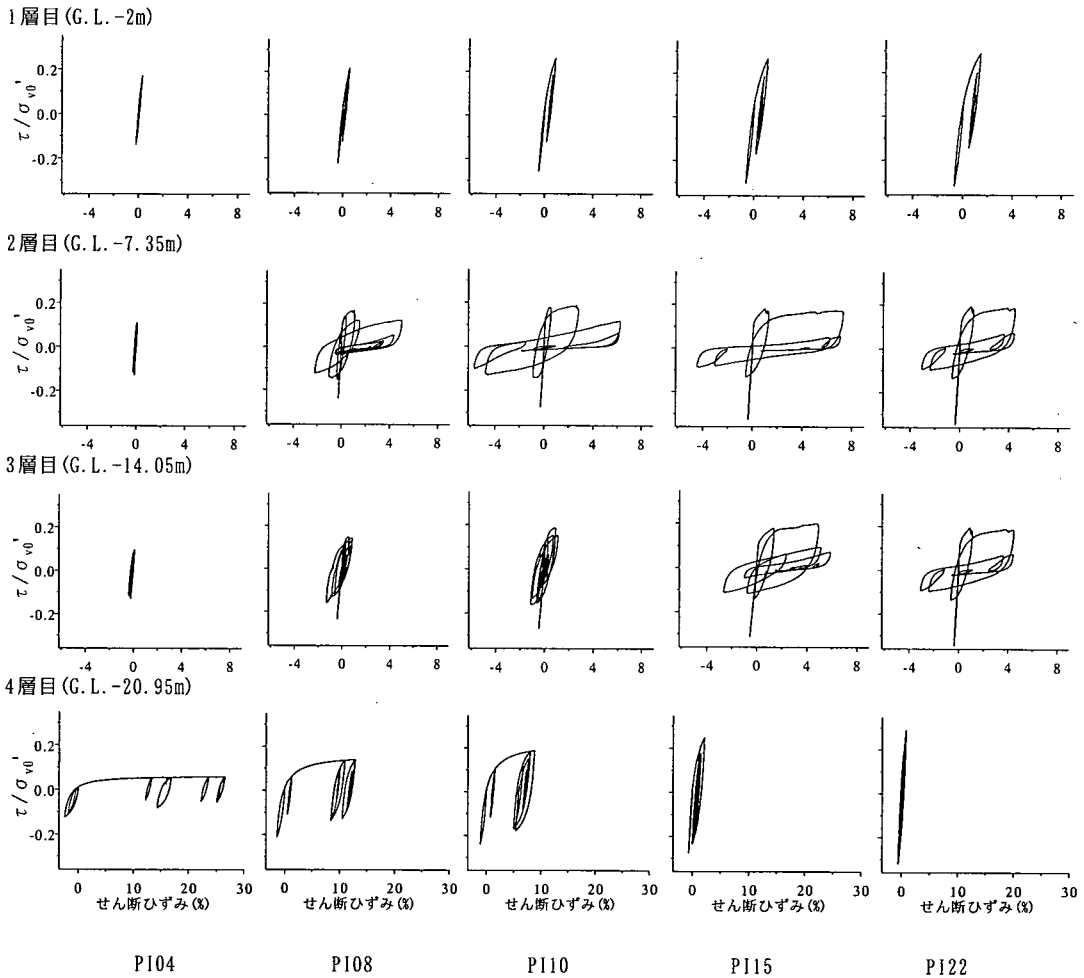


図-12 粘土層のせん断強度が異なる実験のせん断応力比-ひずみ関係

軸は平均有効主応力の減少分を初期平均有効主応力で除して1から引いた値を示している。a) 2層目の過剰間隙水圧比をみると、実験ケースPI04では最大0.2程度となっている。それ以外の実験条件では過剰間隙水圧比は0.8以上になっている。b) 3層目の過剰間隙水

圧比をみると、実験ケースPI04, PI08, PI10では過剰間隙水圧の上昇は0.8以下である。また、過剰間隙水圧比の上昇は、粘土層のせん断強度が大きい条件ほど大きくなる傾向にある。

図-12に各実験のせん断応力比-ひずみ関係を示す。

埋立層の破壊強度比 (τ_{f1}/σ_{v0}) 0.18-0.20

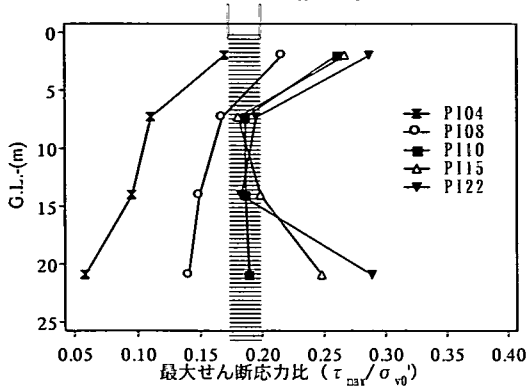
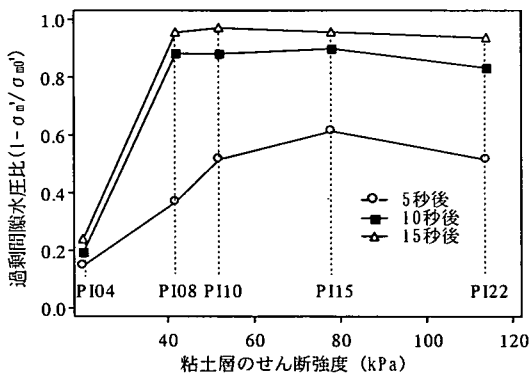
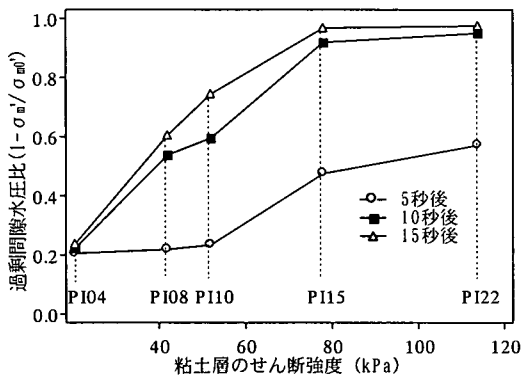


図-13 最大せん断応力比の深さ方向分布



a) 2層目 (G.L. -7.35m)



b) 3層目 (G.L. -14.05m)

図-14 粘土層のせん断強度と過剰間隙水圧比の上昇過程

なお、せん断応力比は有効鉛直応力で正規化した。各実験の2層目、3層目のせん断応力比-ひずみ関係を見ると、4層目の沖積粘土層のせん断強度が大きい条件ほど埋立層のひずみの発達が著しい。また、粘土層のせん断強度が小さい実験ケースP108と実験ケースP110の場合には2層目のひずみの発達が大きい傾向にあることがわかる。

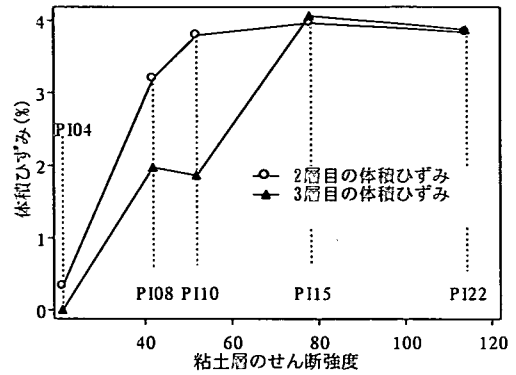


図-15 粘土層のせん断強度と埋立層排水後の体積ひずみ

図-13にせん断応力比の最大値(図-12のプラス側)を深さ方向分布に対して示す。要素試験を行った埋立層地下水位以下の2層では、最大せん断応力比は0.18-0.20程度以上にならない。本研究においては、この埋立層の最大せん断応力比の上限値を埋立層の破壊強度比(τ_{f1}/σ_{v0})と称することとした。図-11の間隙水圧比の上昇と比較すると埋立層の最大せん断応力比が0.18程度に達した場合や沖積粘土層中で発生した最大せん断応力比が埋立層の破壊強度比に近いかそれを越える条件では液状化の程度が激しいことがわかる。また、実験ケースP104, P108では、2層目の方が3層目よりも0.02程せん断応力比が大きくなっている。これが、2層目のせん断ひずみの発達が3層目よりも大きい理由である。

図-14に粘土層のせん断強度と過剰間隙水圧比の上昇過程の関係を示す。荷重開始後、5秒、10秒、15秒の過剰間隙水圧比の値を示す。a)2層目では、10秒後にはせん断強度の一番小さい実験ケースP104以外は過剰間隙水圧比が0.8を越えている。b)3層目も同様に、せん断強度の増加と過剰間隙水圧の上昇は対応しているが、過剰間隙水圧比が0.8を越えているのが、実験ケースP115と実験ケースP122のみである。過剰間隙水圧の上昇は粘土層のせん断強度の影響を受け、浅い方が粘土層のせん断強度の小さい条件で上昇しやすいことがわかる。

図-15に粘土層のせん断強度と2層目と3層目の加震終了後の排水量から計算した体積ひずみを示す。なお試験機の都合上、排水時にはまず等方圧密状態で排水を行い、その後所定の値まで鉛直圧を増加させており、排水の仮定では K_0 状態は保持出来ていない。両層とも激しい液状化が生じた実験ケースP115と実験ケースP122では両層の体積ひずみはほぼ等しくなっている。神戸人工島を再現した実験ケースP122では、2層目が3.84%、3層目が3.87%である。体積ひずみが

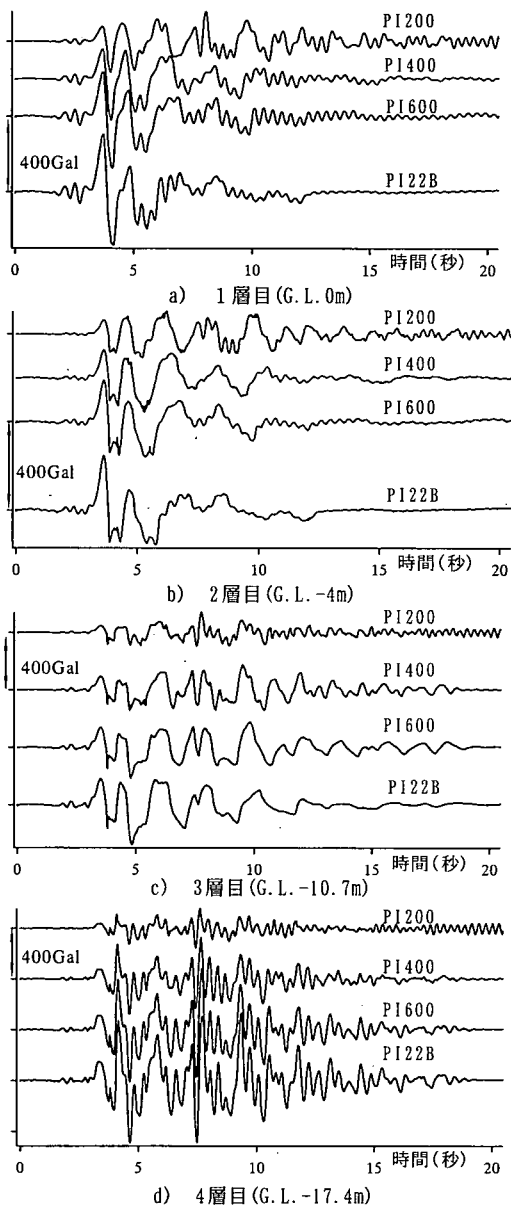


図-16 入力加速度振幅が異なる実験の加速度時刻歴

鉛直方向のみで生じたとすると、51.6cm程度の沈下が生じた計算になる。なお、神戸ポートアイランドの平均地盤沈下量は、31.3cm、アレー観測地点付近は20cm程度である⁴⁾。ちなみに、文献4)の神戸ポートアイランドの平均粒径加積曲線から読みとった2mm以下の重量百分率は60%である。地震による沈下が埋立層の2mm以下の成分で発生したと仮定すると、層厚の60%が2mm以下の成分であるので、 $13.4\text{m} \times 0.6 \times 0.03855$ から、沈下量は31cmと計算できる。

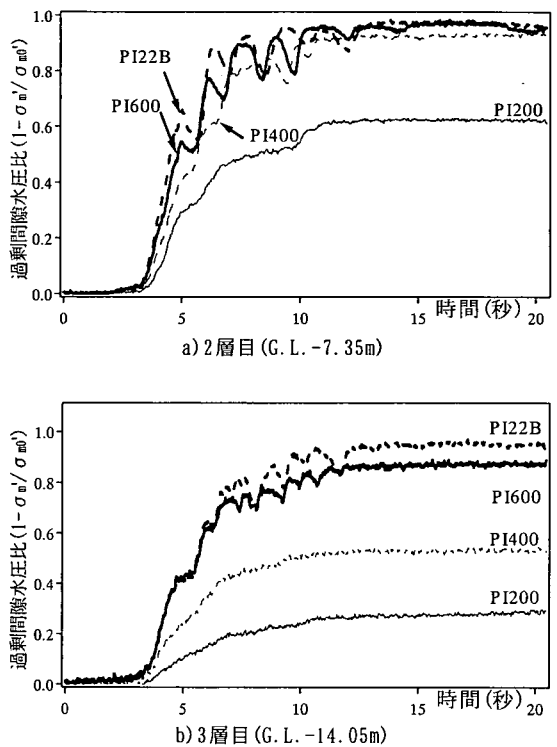


図-17 入力加速度振幅が異なる実験の過剰間隙水圧比

(2) 入力加速度振幅の影響

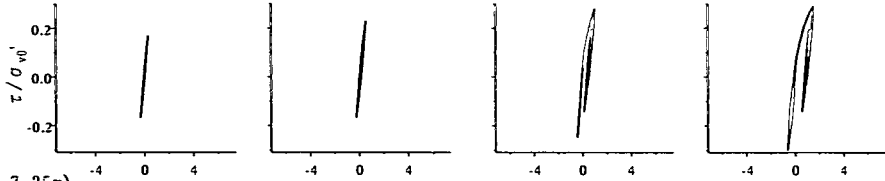
図-16a)-d)に各層の加速度時刻歴を示す。それぞれのグラフは上から入力加速度振幅が小さい順に並んでいる。b)2層目の実験ケースPI400と実験ケースPI600では、10秒付近を越えた時点で埋立層の有効応力が減少するため加速度応答が小さくなったものと考えられる。

図-17は過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。a)2層目の最大過剰間隙水圧比をみると、実験ケースPI400、実験ケースPI600、実験ケースPI22Bでは、0.8以上となっている。b)3層目の最大過剰間隙水圧比をみると、0.8以上となっているのは実験ケースPI600と実験ケースPI22Bだけである。

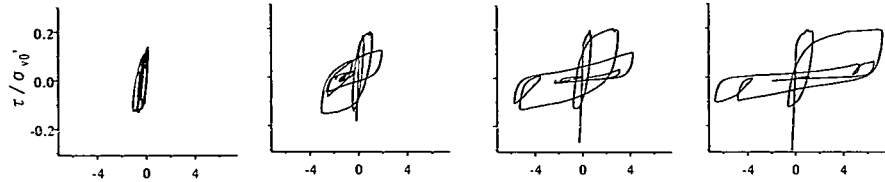
図-18に各実験のせん断応力比-ひずみ関係を示す。各実験の2層目と3層目のせん断応力比-ひずみ関係をみると、入力加速度振幅が増加すると埋立層のひずみの発達が顕著になることがわかる。またひずみの発達は2層目の方が小さな入力加速度レベルから大きくなっている。

図-19に最大せん断応力比の深さ方向分布を示す。埋立層中で発生する最大せん断応力比は粘土のせん断強度を変化させたシリーズの実験と同様、0.18-0.22より大きくならない(なお、このシリーズの実験では

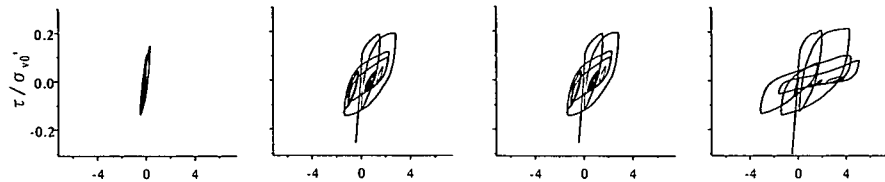
1層目 (G. L. -2m)



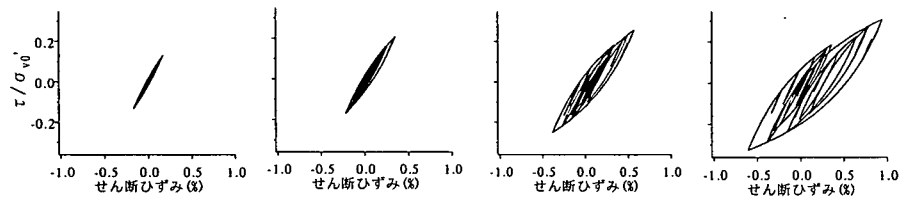
2層目 (G. L. -7.35m)



3層目 (G. L. -14.05m)



4層目 (G. L. -20.95m)



PI200

PI400

PI600

PI22B

図-18 入力加速度振幅が異なる実験のせん断応力比-ひずみ関係

埋立層の破壊強度比 (τ_{11}/σ_{v0}) 0.18-0.22

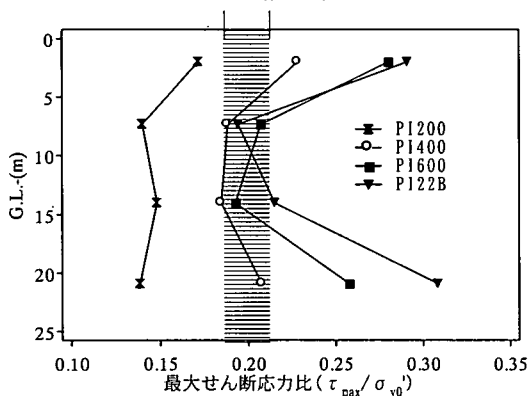


図-19 最大せん断応力比の深さ方向分布

まさ土Bを用いておりこの値はまさ土Aを用いた条件より若干大きくなっている。

図-20に過剰間隙水圧比と入力した加速度時刻歴の最大値の関係を示す。a) 2層目をみると、実験ケースPI400, PI600, PI22Bで載荷10秒後に過剰間隙水圧比が0.8を越えているが、b) 3層目をみると実験ケー

スPI600と実験ケースPI22Bが0.8を越えている。埋立層の全層で液状化が生じる条件は神戸ポートアイランド波の場合は、入力加速度の最大加速度が600Gal以上である。

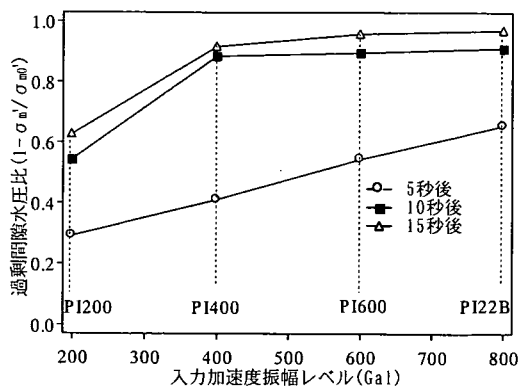
図-21に入力加速度の最大値と2層目と3層目のせん断終了後の排水量から計算した体積ひずみを示す。全体的に2層目の方が体積ひずみ量が多い。これは過剰間隙水圧の上昇に一致した傾向である。

(3) 沖積粘土層の初期剛性の影響

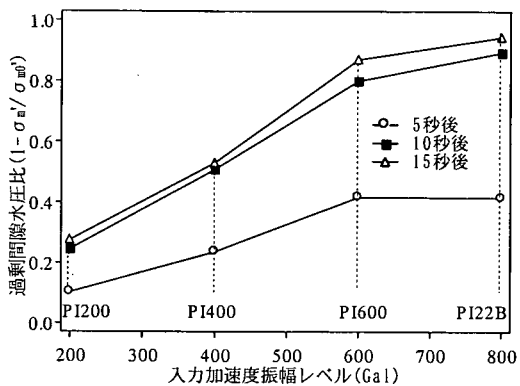
図-22a)-d)に各層の加速度時刻歴を示す。それぞれのグラフは上から初期剛性の小さい順に並んでいる。

図-23に2層目と3層目の間隙水圧比時刻歴を示す。10秒付近までの上昇過程で初期剛性が大きい方が上昇が大きくなるが、その差は最大で0.1程度の差である。加速度時刻歴と過剰間隙水圧比時刻歴を見る限り、目立った差異はみられず、いずれの条件でも有効応力の低下は著しい。

図-24に最大せん断応力比の深さ方向分布を示す。初期剛性の違いによって若干差がみられるもののその



a) 2層目 (G. L. -7.35m)



b) 3層目 (G. L. -14.05m)

図-20 入力加速度振幅と過剰間隙水圧比

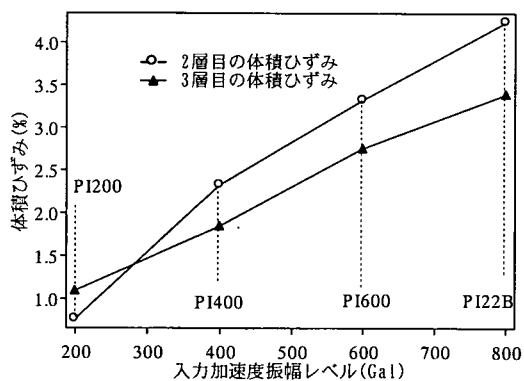
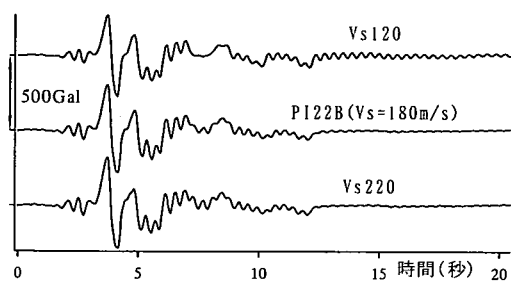


図-21 入力加速度振幅と排水量

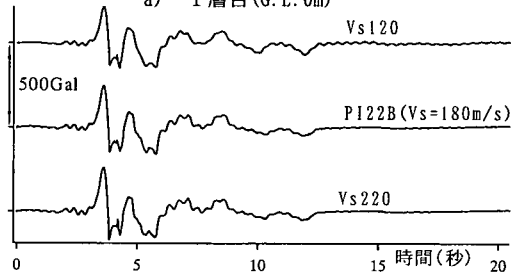
違いは大きくない。本条件では、埋立層の破壊強度比 (τ_{11} / σ'_{v0}) は0.19-0.22である。従って、粘土層のせん断強度が同じならば、粘土層の初期剛性の違いが埋立層の液状化程度に与える影響は少ないといえる。

(4) 埋立層の最大せん断応力比とせん断強度の関係

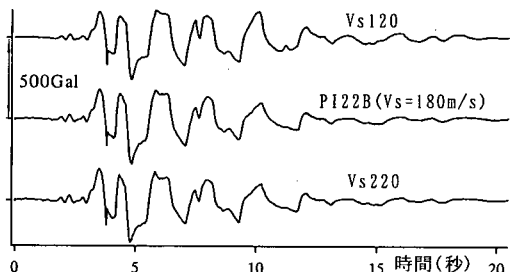
地震時に埋立層で発生する最大せん断応力比は、ある一定値以上大きくならないことを実験的に示した。



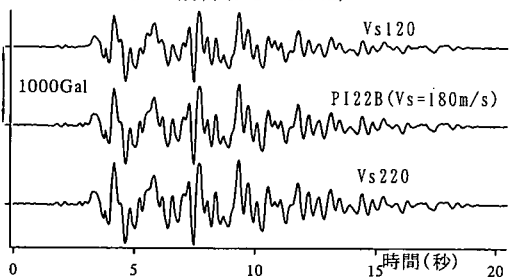
a) 1層目 (G. L. 0m)



b) 2層目 (G. L. -4m)



c) 3層目 (G. L. -10.7m)



d) 4層目 (G. L. -17.4m)

図-22 入力加速度振幅が異なる実験の加速度時刻歴

本論文ではその値を埋立層の破壊強度比 (τ_{11} / σ'_{v0}) と称している。この値よりも沖積粘土層中に発生する最大せん断応力比が同程度か大きい場合にのみ埋立層で有効応力が大きく低下することを示したが、この値が非排水静的せん断強度に対してどの程度の値であるかは興味のあるところである。そこで、まさ土Bを用いてせん断ひずみ振幅7%までの非排水繰返しせん断試験を行った。なお、ひずみ振幅7%はせん断試験機の構造上許される限界に近いひずみ振幅である。せん断試

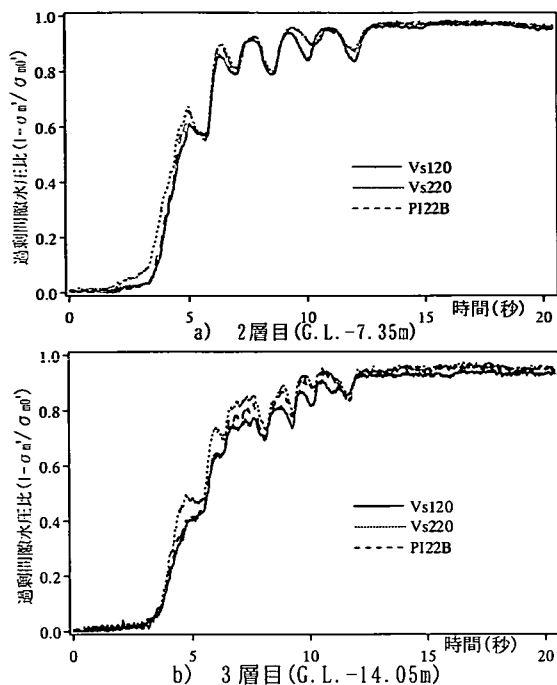


図-23 入力加速度振幅が異なる実験の過剰間隙水圧比

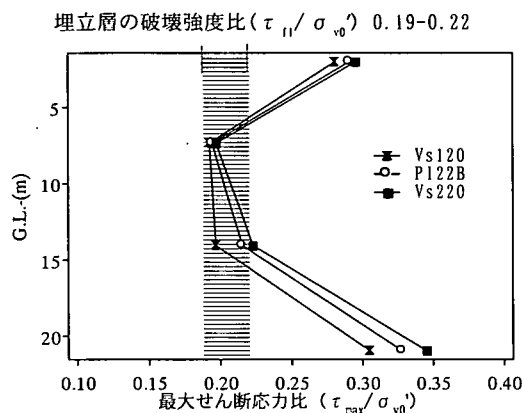


図-24 最大せん断応力比の深さ方向分布

験はオンライン実験における2層目と3層目の拘束圧で実施した。実験条件を表-4に示す。実験ケースCyc2は2層目を、実験ケースCyc3は3層目を対象としている。試験機の仕様上、一方向の载荷中はひずみ速度はほぼ一定で約3%/minとなった。また、繰返し载荷を行っているが、一回目の载荷のみに着目すれば静的な非排水せん断強度がわかる。図-25a)にせん断応力時刻歴、b)に過剰間隙水圧比時刻歴(平均有効主応力で正規化)、c)に有効応力経路、d)にせん断応力比-ひずみ関係を示す。繰返し回数1回目のせん断ひずみ5%を非排水せん断強度比として考えると実験ケースCyc2

表-4 ひずみ制御試験条件

実験名	Cyc2	Cyc3
鉛直応力	98	165
側方応力	39	66
対象とする層	2層目	3層目
K _v 値	0.4	
ひずみ	7%	
繰返し回数	5回	
試料	まさ土B	

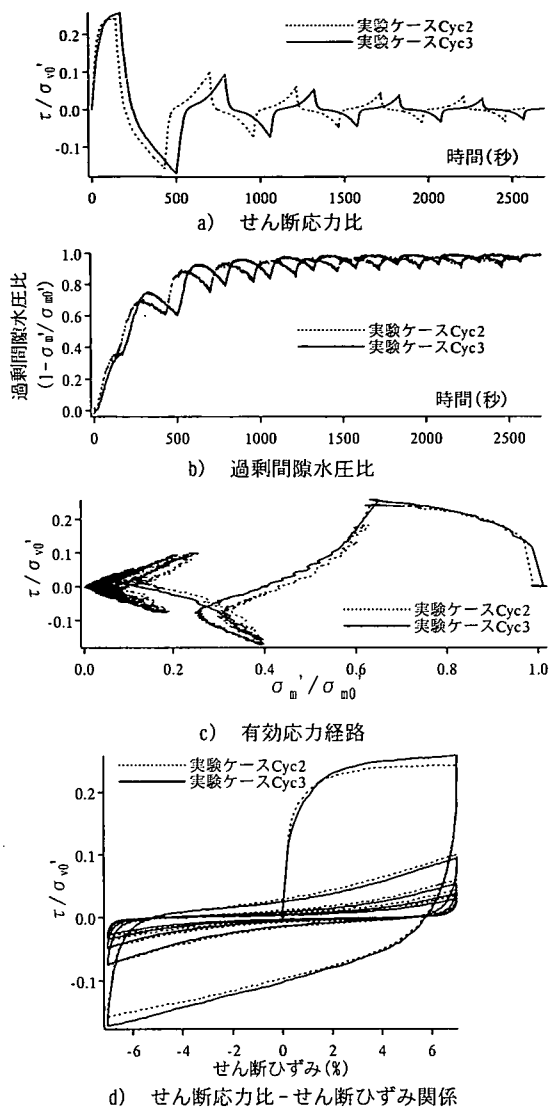


図-25 まさ土のひずみ制御非排水繰返しせん断試験

では0.24(せん断強度23.5kPa)、実験ケースCyc3では0.25(せん断強度41.6kPa)となる。オンライン実験の埋立層の破壊強度比(τ_{11}/σ_v')は0.18-0.22であり、非排水せん断強度の約75-90%程度の強度となった。埋立層の破壊強度が静的せん断強度に一致しない

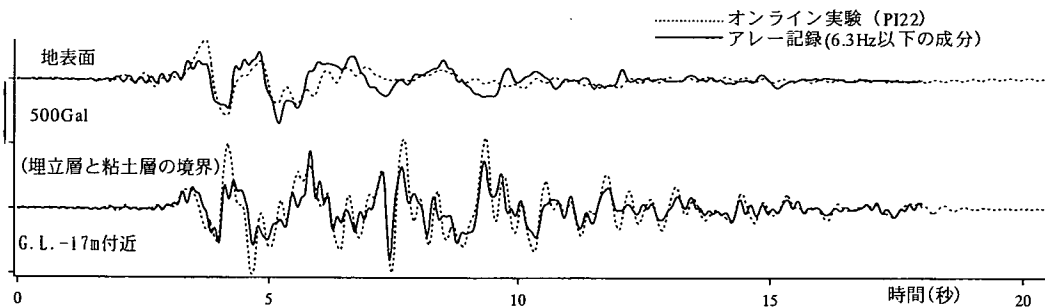
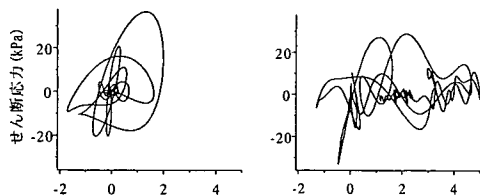


図-26 アレー記録とオンライン実験(P122)の加速度時刻歴の比較

埋立層(G. L. -8m付近)



沖積粘土層(G. L. -20m付近)

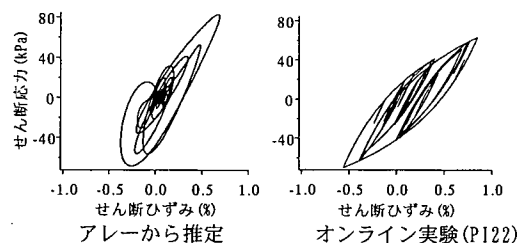


図-27 アレー記録とオンライン実験(P122)の
応力-ひずみ関係の比較

のは、オンライン実験では最大せん断応力を発揮する前に履歴が与えられているためと考えられる。この結果は、比較的大きなせん断応力が初期に作用する地震では埋立層が静的強度に近い値で破壊することを示している。なお、地盤の液状化挙動の検討には、一般に繰返し回数20回でひずみ5%が発生する応力比、いわゆる繰返し非排水強度(液状化強度)が用いられる場合が多い。しかし、本研究で対象としたレベル2地震動は数回の載荷で大ひずみが発生する破壊形態であることを考慮して液状化強度との比較よりは、むしろ単調載荷時の非排水せん断強度と比較することとした。

(5) アレー記録とオンライン実験の比較

図-26にオンライン実験P122とアレー記録の地表面、埋立層と粘土層の境界(G. L. -17m付近)の加速度時刻歴の比較を示す。なおアレー記録はNS方向の6.3Hz以下の成分のみを示した。G. L. -17m付近の加速度時刻歴を比較すると、波形の傾向はほぼ一致しているが、それぞれの波形のピークはオンライン実験の方が大き

い。

図-27にはアレー記録と実験ケースP122の応力-ひずみ関係を示す²¹⁾。なお、オンライン実験の応力-ひずみ関係は、アレー記録の加速度計と同程度の位置にある加速度時刻歴を使って計算した。また、アレー記録からせん断応力・せん断ひずみを推定する際は、加速度時刻歴のNS方向成分を用いている。加速度時刻歴を時間で2回積分する際に0.15-1.2Hzのバンドパスフィルターを使用している。埋立層のひずみは実験ケースP122の方が大きく発生しており、オンライン実験の方が応力が低下した後のひずみの発達が大きい。これらの差は、アレーから推定したせん断ひずみは低周波成分をカットしているため、残留ひずみ成分が小さくなっていることが主因であるが、粘土層で設定したパラメータの影響、実験では取り除いた2mm以上の粗粒分の影響、原位置の埋立層の土粒子構造と再構成試料の構造の違いの影響なども考えられる。要素試験の供試体は原位置より弱く作成されたものと考えられる。原位置と同程度の粒度組成を持つような場合を検討する必要がある。沖積粘土層に関しては発生する最大せん断応力と最大せん断ひずみともにほぼ一致しており設定したパラメータはほぼ妥当であったと考えられる。

4. 結論

神戸ポートアイランドの人工島を対象にしてオンライン実験により、埋立層-沖積粘土層系地盤の地震時挙動を検討した。入力加速度時刻歴として、兵庫県南部地震で観測されたアレー記録を用いて、G. L. -24.5m地点の入射波を計算し、同深度からこれを入力した。パラメータとして粘土層のせん断強度、粘土層の初期剛性、入力加速度振幅を考え、地盤挙動の違いを検討した。得られた結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 下層の沖積粘土層のせん断強度が、埋立層の液状化の程度を決定していることが示された。また、

液状化した埋立層の最大せん断応力比は、0.18-0.22(埋立層の非排水単調せん断強度の75-90%程度)であった。

- (2) 粘土層のせん断強度を一定にし、初期剛性のみを変えた条件では、埋立層の液状化の程度に大きな差はみられなかった。
- (3) 神戸人工島を再現した実験の排水量から計算した埋立層の沈下量は51.6cmとなり、神戸ポートアイランドの平均沈下量の約30cmと比較して若干大きい値を示した。これは、埋立層の粒径が原位置の地盤と異なるためと思われる。
- (4) オンライン実験結果とアレー記録を比較した場合、加速度記録の波形の傾向はほぼ一致している。ただし、埋立層のひずみ応答はオンライン実験の方が大きくなった。これは、礫分を取り除いた粒度組成の違いの影響とともに、原位置埋立層と再構成試料の土粒子構造の違いの影響等が考えられる。原位置の地盤の再現手法が今後の課題であると言える。

謝辞：本研究を行うにあたり、東北大学大学院の君島芳友君にオンライン実験の大半を実施してもらいました。また、地表面以外の2深度の観測記録を基にして入射波を求めるプログラムは、パソコン版等価線形解析プログラム、アークQUAKE((株)アーク情報システム)の機能追加により実現したものです。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会耐震工学委員会：ロマブリーク地震震害調査報告，土木学会論文集，No. 421/VI-13，pp. 1-39，1990。
- 2) 土木学会耐震工学委員会：ロマブリーク地震震害調査報告，土木学会論文集，No. 422/1-14，pp. 11-71，1990。
- 3) 土木学会耐震工学委員会：ロマブリーク地震震害調査報告，土木学会論文集，No. 424/III-14，pp. 19-68，1990。
- 4) 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。
- 5) 土木学会地震工学委員会地震荷重研究小委員会：レベル2地震動と設計荷重の課題，1997。
- 6) 土木学会：特集 阪神大震災からの教訓，土木学会誌，Vol. 85，pp. 28-70，2000。
- 7) Ohta, H., Hagino, Y., Uda, Y. and Demura, Y.: Seismic amplifying effect of soft clay layers, *Proceedings of the 14th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 859-862, 1997。
- 8) 山口晶，風間基樹，柳澤栄司：不攪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 第1分冊，pp. 1135-1140，1998。
- 9) 田中幸久，金谷守，幡谷竜太，佐藤清隆，河井正，工藤康二：事例調査に基づく砂礫地盤の液状化発生条件の検討，土木学会論文集，No. 666/III-53，55-72，2000。
- 10) 古田竜一，竹内法道，八嶋厚，杉戸真太，古本吉倫，福岡良介：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，JCOSSAR2000 論文集，pp. 289-296，2000。
- 11) 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 Geology* 56, pp. 137-150, 2000。
- 12) Kazama, M., Yamaguchi, A. and Yanagisawa, E.: Seismic behavior of an underlying alluvial clay on man-made islands during the 1995 Hyogoken-Namubu earthquake, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp. 23-32, 1998。
- 13) 山口晶，風間基樹，豊田浩史，菅野高弘，北詰昌樹：沖積粘土-埋立地盤系の一次元遠心振動実験，第35回地盤工学会研究発表会，pp. 2267-2268，2000。
- 14) Yamaguchi, A., Kazama, M., Toyota, H., Kitazume, M. and Sugano, T.: Effects of the degree of consolidation of soft clay layer on strong motion response, *Soils and Foundations*, 投稿中。
- 15) 日下部伸：オンライン地震応答実験による地盤の動的挙動に関する研究，奥村組技術研究所，1996。
- 16) 日下部伸，森尾敏，岡林巧，藤井照久，兵動正幸：簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用，土木学会論文集，No. 617/III-46，pp. 19-304，1999。
- 17) 石原研而，木村孟：土木工学大系8 土質力学，彰国社，pp. 285-294，1980。
- 18) 例えば，稲富隆昌，横山育起，風間基樹：地盤の一次元非線形地震応答解析，港湾技研資料，No. 561，1986。
- 19) Hatanaka, M., Uchida, A. and Taya, Y.: Estimating K_0 -value of in-situ gravelly soils, *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, 93-101, 1999。
- 20) 國生剛治，本山隆一：地震波の上昇波と下降波の分離による表層地盤でのエネルギー収束，土木学会論文集，No. 652/III-51，pp. 257-267，2000。
- 21) 風間基樹，柳沢栄司，稲富隆昌，菅野高弘，稲垣紘史：アレー記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No. 547/III-36，pp. 171-182，1996。

(2001. 2. 6 受付)

ON-LINE TEST OF THE SEISMIC RESPONSE AT KOBE ARTIFICIAL ISLAND

Akira YAMAGUCHI, Motoki KAZAMA and Shin KUSAKABE

The liquefaction behavior of the reclaimed land of Kobe artificial island was examined using on-line test. The array observation site in the Kobe Port Island at Hyogo-ken Nanbu Earthquake in 1995 was modeled as the four lumped mass system. The top layer above water level and the forth layer of alluvium clay layer are modeled by the hyperbolic model. The second and third layers in the reclaimed layer are directly modeled by the elementary test. As the result, it was proven that the liquefaction of the reclaimed land is significantly affected by the shear strength of the alluvium clay layer. The results obtained from on-line test showed good agreements with the array record.