

1995年兵庫県南部地震におけるまさ土埋立地盤の 液状化挙動に関する振動台実験

森 伸一郎¹・三輪 滋¹・沼田 淳紀²

¹正会員 飛鳥建設株式会社 技術研究所 主任研究員 (〒 270-02 千葉県関宿町木間が瀬 5472)

²正会員 飛鳥建設株式会社 技術研究所 研究員 (〒 270-02 千葉県関宿町木間が瀬 5472)

1995年1月17日の兵庫県南部地震においては、神戸ポートアイランドをはじめ阪神地域の臨海埋立地や人工島では大規模な液状化が発生し、各種構造物は多大な被害を受けた。これらの地盤は液状化しにくいと考えられてきたまさ土による埋立地盤であった。著者らは、臨海埋立地盤の液状化という観点から、まさ土地盤の液状化特性、鉛直動の影響、地盤の地震動増幅特性、および、この地震動の耐震設計上の位置づけを明らかにすることを目的として、液状化により噴出したまさ土を用いて、模型地盤を振動台で加振するという液状化実験を行った。実験結果は、実際の沈下特性や応答特性をおおむね説明できた。また、この実験結果に立脚しこの地震動の耐震設計上の一考察を示した。

Key Words : earthquake, liquefaction, shaking table test, pore water pressure, settlement, amplification, strong motion, vertical motion, weathered granite soil, reclaimed land, similitude law

1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震においては、阪神地域の臨海埋立地や人工島の多くで大規模な液状化が発生し、港湾施設、交通施設、産業施設、建物、ライフラインに大きな被害をもたらした。この地震では多くの地点で強震動記録が得られており、これらは我が国で観測された強震動記録で最大級のものと考えられる。このような内陸直下型地震の強震動の耐震設計上の取り扱いについて議論されつつある。また、粒度配合の良さから液状化しにくいとされていたまさ土が液状化したこと、大きな鉛直動とそれの地盤や構造物への影響が注目された。

土木学会では、「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され「土木構造物の耐震基準等に関する提言」¹⁾が発表された。それには、上述のことに対しても見解と提言が示された。

そこで、臨海埋立地盤の液状化という観点から、まさ土埋立地盤の液状化特性と鉛直動がそれに及ぼす影響について明らかにすることを目的とするとともに、同様の観点からこの地震動の耐震設計上の位置づけに寄与することを目標として、神戸ポートアイランドで液状化により噴出したまさ土を用いて、

振動台上の模型地盤をこの地震で観測された地震動を入力として加振するという液状化実験（12供試体、53加振）を行った。実験は地震後、1995年2月から3月にかけて行った²⁾。

具体的には、実験は、①埋立に使われたまさ土地盤の液状化特性、②液状化特性や被害程度の一指標と考えられる沈下特性に及ぼす鉛直動の影響、③埋立まさ土地盤の地震動増幅特性を明らかにすることを目的として実施し、実験結果はそれらに着目して整理した。

さらに、実験結果を兵庫県南部地震の際に得られた地震観測記録や地震後に実施した被害調査結果と比較検討し、本実験結果の妥当性を示すとともに、また、現行の耐震設計基準の地震動レベルとの関係を明らかにすることにより、まさ土埋立地盤の液状化挙動とこの地震動の位置づけに一定の評価を与えた。

2. 神戸のまさ土埋立地盤の地盤特性

(1) 埋立方法

神戸周辺の埋立は、戦前は主に市街地の土木工事によって発生する残土によっていた³⁾が、その後神戸ポートアイランド（以下、KPIと略す。）建設

までは、主に六甲山系から得られたまさ土（土砂化した風化花崗岩）が埋立に使われた⁴⁾。したがって、神戸周辺の埋立地盤は、まさ土による埋立が多いと考えられる。

まさ土による埋立地盤として代表的な KPI について、文献⁵⁾に基づいて概観する。この埋立地盤は、神戸港第 4 突堤の沖合に埋立によって造成された人工島で、総面積 436ha の第 1 期は、埋立土量 8000 万 m³ を要し、1966 年から 1981 年にかけて埋立が行われた。KPI の埋立前の水深は 10～13m、平均で 12m である。埋立用の土砂は六甲山系から採取され、採取土砂は水深 2m までは底開式バージで投棄された。海底の粘土層を乱さないよう 3 層（1 層は 3～4m）に分けて段階的に積み上げられた。水深 2m からは背後地に運搬され、スプレッダーでまき出された。埋立に用いられたまさ土は、シルト分以下が 10% までで透水性良好、取り扱い・締め固めが容易で埋立材料に最適と考えられた。

また、この人工島（第 1 期）の沖合方向の広がり が約 2km であることを考えれば、埋立土層厚の平面的な変化や、埋立土層の下位に分布する沖積層の基底面の平面的な変化⁶⁾は相対的に小さく、沖積層より上位の表層地盤の地震応答や液状化を検討するには、おおむね成層構造と見なしうると考えられる。

(2) 埋立材料と埋立地盤の工学的特性

風化花崗岩であるまさ土は、地山で単位体積重量が 2.34tf/m³ であるが、採土および運搬中に細粒化し⁷⁾、埋立土層では 1.9～2.0tf/m³ である。採土時の粒度曲線⁷⁾によれば、最大粒径 D_{max}=20mm、平均粒径 D₅₀=3mm、細粒分含有率 P_f=8% である。一方、埋立地盤の N 値は N=5～10⁸⁾ 程度である。

谷本⁹⁾は、まさ土による埋立においては、まさ土が水中に沈殿堆積する際に、締め固めが十分でなく密度が小さいこと、細粒分が失われやすいこと、一般に地下水面の位置が地表に近いことなどを挙げて、地震時に液状化しやすい基本的条件が存在することを指摘している。

適用に問題は残るが、一つの目安として、マイヤーホフ (Meyerhof) の式 ($Dr=21(N/(\sigma_v'+0.7))^{1/2}$ 、Dr: 相対密度 %N:N 値、 σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²)) により、地盤改良の行われていない埋立まさ土層について相対密度を求めてみる。湿潤単位体積重量を 1.9gf/cm³、水中単位体積重量を 1.0gf/cm³、地下水位を GL-4m とすると、平均的な N 値は 5～10 であるから、GL-10m 程度においては、相対密度 Dr は 30～50% 程度となる。

3. 実験方法

(1) 実験方法

3次元振動台を用いて水平 1 方向の単独加振する実験と水平 1 方向と鉛直方向に同時加振する実験を実施した。実現象との対応には、水平動は直交する 2 成分を考慮する必要があるが、以下に述べる理由により、直交する水平方向には加振せず、かつ、直交する方向にはせん断土槽の変形を拘束した。すなわち、神戸地域において方向性に関する制約の少ない地上へ突出した構造物等の倒壊方向がおおむね NS 方向であったこと、後述する KPI の速度や変位の主要動部分における平面内軌跡が NNW-SSE の 1 方向に卓越していたこと、地盤震動問題や液状化問題に関するこれまでの既往の研究が水平 1 方向の研究が多くこれらとの対比が容易であること等が理由である。以上のことから、NS 成分を入力水平動とした。

また、鉛直動の単独加振実験は別途実施したが、液状化現象は水平動が支配的であると考えられること、そのような状況下の地盤の液状化挙動において鉛直動がどのように影響を及ぼすのかを明らかにしようとするのが本研究の目的である。したがって、原則として、ここでは鉛直動の単独加振問題には触れない。

(2) 実験機器と計測

実験に用いた振動台は、平面寸法が 4m × 4m、搭載重量が定格 10tf、最大 20tf の 3次元 6 自由度の油圧サーボ式振動台で、加振能力としては、最大変位で水平 ± 20cm、鉛直 ± 10cm であり、最大加速度で、正弦波単軸入力時に水平 2G (定格時 1G)、鉛直 1.6G (定格時 0.8G) であるが、地震波入力時には、最大変位の制限内であればそれを上回ることもある。

縦 50cm 横 50cm 高さ 40cm の寸法を有するせん断ひずみ容量 5% のせん断土槽に模型飽和地盤を作成した。計器 (センサー) は、土槽基盤の入力と表層地盤の応答を測定する水平・鉛直の加速度計 4 台と地盤最下部と中間深度部の液状化状態を測定する間隙水圧計 4 台であり、地盤作成に先立って後述する方法で設置した。表-1 に用いた計器の仕様を示す。地盤下部の計器は土層底版に固定した。その他の計器は振動中と振動後も水平を保ち、地盤とともに振動するように工夫された設置法によっている。この方法とは、加速度計については、4 本の木綿糸に計器間隔を制御するための 4 本の肉厚の薄いストローと 4 隅に糸の通る穴のあいたセルロイド板とを交互

表-1 計器の仕様

	加速度計	間隙水圧計
型式	ASW-1A	BP-500GRS
原理	ひびき型	ひびき型
容量	1.0G	500gf/cm ²
精度	0.005G	2.5gf/cm ²
分解能	0.0017G	0.5gf/cm ²

注) 1G=980cm/s²

に通すもので、加速度計を設置する面積の広いセルロイド版には、実験で使用する砂が接着剤により貼付してある。一方、間隙水圧計については、同様に2列の木綿糸にストローと計器とを交互に通すもので、セルロイド版は用いていない。この方法による計器列は、高さの精度を保ち、かつ、せん断振動には抵抗しない。金属板に設置した方法のように計器列が固有周期を持たない。

用いたせん断土槽と計器配置を図-1に示す。せん断土槽は加振方向のせん断のみ許され、加振直交方向には薄いリン青銅板により拘束されている。鉛直方向については、縮みは鋼性の中空角管とベアリングの剛性によるため剛性は大きい。伸びはせん断枠を覆うゴム膜と拘束用のリン青銅板の剛性によるため同様に大きい。したがって、模型地盤の剛性に比べればせん断土槽側面の鉛直方向の剛性は大きいため、側面での抵抗による鉛直方向挙動の平面的な差異が生じる可能性が危惧される。図-2に本研究とは別途実施した高い精度の鉛直方向単独加振実験により得られた最大鉛直方向加速度の平面方向分布を示す。その実験では、地盤材料が別のまさ土であることと計器数が多いことが本研究と異なるのみで、振動台、地盤作成方法、土槽、地震波、計測器、計器設置深さなどは全て本研究と同じである。この図より、中心から10cmまでの地点、言い換えれば、側面から15cm以上離れた地点はほぼ同様の挙動をすることがわかる。図示しないが、応答波形については、中心より10cmまではほとんど同じで15cm以上の2点がわずかに異なる。したがって、鉛直動の地盤応答に対する側面の影響は、側面近傍では若干あるがその程度は小さく、中央付近では側面の影響は無視しうると考えられる。翻って、本研究における計器は全て土槽中心より10cm以内に配置されているので計測結果に側面の影響は無視しうると考えられる。

加振時間は、後述するように40秒間の地震記録を1/10に圧縮した4秒間であるが、加速度と間隙水圧については、それぞれサンプリング時間間隔が

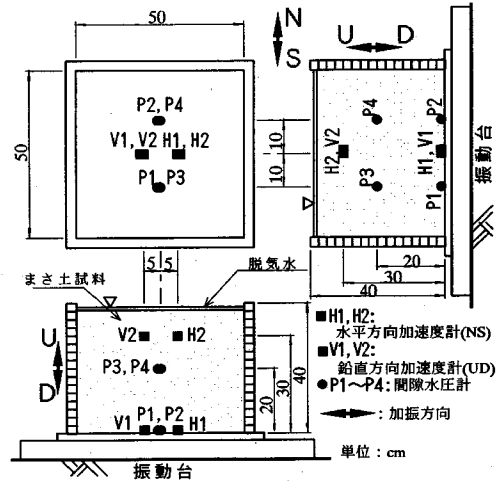


図-1 せん断土槽と計器の配置

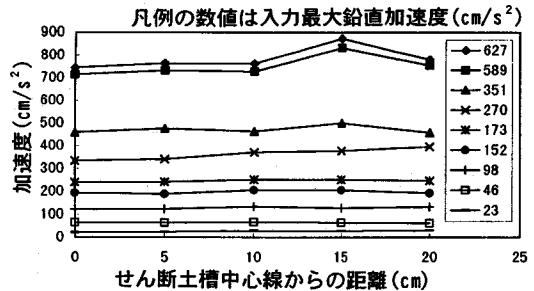


図-2 模型地盤内の鉛直方向加速度の最大値平面分布

2msで16384個のデータ(32.768秒間)を測定した。沈下量や密度の測定は、全ての加振前後に、土槽上部に張ったピアノ線を基準にして地表面の高さを定規で測定した。定規の目盛りを1mm単位で読みとったが、6×6=36地点で測定したので、精度は1/6=0.17mmとなる。

(3) 模型地盤

模型地盤材料には、KPIの中公園で2月に採取した液状化により噴出したまさ土を用いた。表-2に材料の物理特性を示す。また、図-3に模型地盤材料として用いたまさ土の粒径加積曲線を示す。図中には、埋立に用いられたまさ土の粒径加積曲線⁹⁾も併記した。この曲線は採土時のもの⁷⁾と一致することから、KPIの埋立土層の代表的な粒度特性を表しているものと考えられる。なお、地震直後の調査の際には、液状化により噴出したまさ土には、大きなものでは人頭大にも達するれきも多く見られた¹⁰⁾

表-2 実験に用いたまさ土の物理特性

土粒子密度 ρ_s		2.646gf/cm ³
最大間隙比 e_{max}		1.059
最小間隙比 e_{min}		0.608
最大粒径 D_{max}		4.75mm
平均粒径 D_{50}		0.48mm
均等係数 U_c		5.9
細粒分含有率 P_f		9.1%
粘土分含有率 P_c		3.0%
塑性指数 I_p		NP
日本統一土質分類		砂混じり砂 (S-M)

が、地盤を代表する粒度組成としては無視しうるものと考えられる。図-4に液状化により噴出したまさ土の粒径加積曲線¹⁰⁾を示す。埋立に用いられたものと比較すると平均的に細粒側に寄っており、噴出に伴い分級されたと考えられる。

したがって、本実験に用いた模型地盤のまさ土（以下、模型と略す）は、埋立に用いられたまさ土（以下、実物と略す）と粒度特性が異なり、この違いが実験の意義にどのように影響するのかが懸念されるので、最大粒径 D_{max} 、平均粒径 D_{50} 、20% 通過粒径 D_{20} 、細粒分含有率 P_f に関して図-3のデータを基に若干の考察をする。

最大粒径については、それがまさ土の液状化特性に及ぼす影響に関する研究例は見当たらないが、同一のせん断条件の下ではまさ土の動的変形特性（せん断剛性と減衰定数）は最大粒径の影響を受けないという研究結果¹¹⁾がある。また、細粒分含有率は、模型が $P_f=9.1\%$ であるのに対し、実物は $P_f=7\%$ であり、ほぼ同様の値である。細粒分含有率が液状化強度特性に関連すると考えれば、細粒分の液状化強度特性への寄与については模型と実物はほぼ同じと考えられる。

以上のことから、模型は実物の液状化特性が反映されているものと考えている。

次に、平均粒径と20%通過粒径を比較すると、模型が $D_{50}=0.48\text{mm}$ 、 $D_{20}=0.22\text{mm}$ であるに対し、実物は $D_{50}=2.8\text{mm}$ 、 $D_{20}=0.43\text{mm}$ である。すなわち、平均的には粒径の比が0.17となっている。これは、後述する相似則で長さの目標相似比が0.1であることに対応する。また、粒度特性と関連が深い透水性であるが、クレーガー（Creager）による推定方法によれば、 D_{20} より推定される透水係数 k は、模型で $0.9 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 、実物で $5 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ となり、その比は0.18となる。これは、後述する相似則で

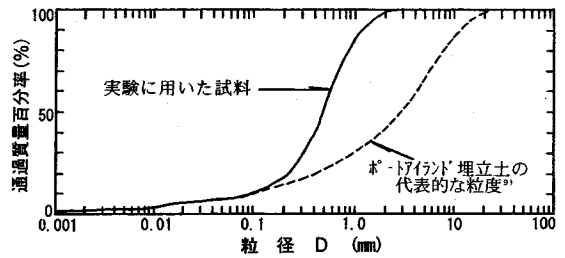


図-3 実験に用いたまさ土の粒径加積曲線

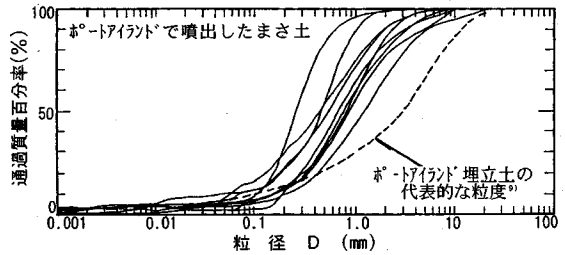


図-4 液状化により噴出したまさ土の粒径加積曲線

透水係数の目標相似比が0.1であることに対応すると捉えられる。

まさ土の模型地盤は、前述した埋立方法を模擬するように、計器設置後、土層に最終的に必要な量の脱気水を入れ、湿潤状態のまさ土を水面から落下させ堆積させた。なお、試料は湿潤状態のまま回収・保管し、繰り返し使用した。供試体の数は12であり、作成方法は統一した。層厚は平均で約39cmである。12の供試体の初期乾燥密度 (gf/cm^3) は、平均値が1.401、標準偏差が0.018である。表-3に供試体の密度と加振順序ごとの入力水平最大加速度を示す。各供試体の初期相対密度はおおよそ30%～50%である。この表中の最大加速度値は測定された原記録によるものである。

すべての実験の前後に粒度試験を実施した。粒度曲線ではわずかな違いでしかないが、平均粒径 D_{50} が0.48mmから0.43mmに、細粒分含有率 P_f が9.1%から6.3%に、粘土分含有率 P_c が3.0%から2.1%に、均等係数 U_c が5.9から3.7に変化していた。平均粒径の細粒化は破碎された結果を、細粒分の減少は泥水とともに逸失した結果を表していると考えられる。この繰り返し使用の影響は表-3に示した初期乾燥密度の規則的な変化にも現れている。

なお、実験に用いた地盤材料及と豊浦標準砂について、実験と同様の方法で作成した供試体を用いて透水試験を実施した。透水係数 k は、実験用まさ土が $1.7 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 、豊浦標準砂が $1.7 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ であった。

表-3 供試体の密度と加振順序ごとの入力水平最大加速度

ケース 番号	加振 方向	加振前初期値		入力最大水平加速度 (cm/s ²)									
		乾燥密度 ρ_d (gf/cm ³)	相対密度 D_r (%)	1	2	3	4	5	6	7	8		
1	NS+UD	1.424	44.4	14	37	81	185	377	717				
2	NS	1.441	49.5	38	95	155	193	374	738				
3	NS+UD	1.417	42.4	222	373	1253							
4	NS	1.406	39.2	229	639	1334							
5	NS+UD	1.407	39.6	178	549	498							
6	NS	1.395	35.9	387	580								
7	NS+UD	1.388	33.9	61	307	600							
8	NS	1.390	34.4	257	412	549							
9	NS+UD	1.390	34.5	55	112	157	94	261	409	890			
10	NS	1.385	32.9	132	186	410	573						
12	NS	1.387	33.7	30	50	184	395	522					
14	NS	1.378	30.9	51	47	62	78	161	184	215	816		

注) ・使用地震動：神戸海洋気象台の記録の時間軸を1/10に圧縮して使用
 ・表中の加速度は基線補正を行っていない

(4) 相似則

現象の支配方程式に基づいて導出された井合^{1,2)}の相似則に、加速度に関する相似比を1とし、剛性が拘束圧の1/2乗に比例するという仮定を条件として与えることによる求められる相似則を適用した。これに基づき、実物に対する模型の相似比を λ で表す。長さに関する相似比を λ_L とすると、時間に関する相似比 λ_T は $\lambda_L^{3/4}$ となる。表-4にこの実験で想定した相似則を示す。

埋立地盤の液状化挙動を考える際に単純化するため、液状化する土層の対象として地下水位以下の埋立層を考える。埋立前の旧海底面には沖積粘土層が堆積しているので、埋立による沖積粘土層の圧密沈下を考慮すると海水位からの埋立土層深さは埋立前の水深より深くなっているはずである。しかし、ここではその圧密沈下による分を考えず、地下水位を海水位と同じと仮定して、地下水位下の埋立層厚を、神戸の陸地側では8m程度、KPIでは12m程度であると想定した。

模型地盤の層厚が約0.4mであることを考えると、長さ λ_L と時間の相似比 λ_T は次のようになる。

$$\lambda_L = 0.4 / (8 \sim 12) = 0.05 \sim 0.033 \quad (1)$$

$$\lambda_T = \lambda_L^{3/4} = 0.106 \sim 0.078 \quad (2)$$

そこで、 $\lambda_T = 0.1$ とした。時間軸を1/10に圧縮したので、 $\lambda_L = 1/21.5 = 0.0465$ となる。したがって模型地盤は約9mの飽和土層を想定していることになる。表-4には相似則とともに目標相似比を併せて示している。埋立地盤の層厚と時間については、相似

表-4 実験で想定した相似則と相似比

項目	相似則	模型の相似比
長さ	λ_L	1/21.5
質量・密度	1	1
ひずみ	$\lambda_L^{1/2}$	1/4.64
加速度	1	1
時間	$\lambda_L^{3/4}$	1/10
振動数	$\lambda_L^{-3/4}$	10
変位	$\lambda_L^{3/2}$	1/100
速度	$\lambda_L^{3/4}$	1/10
応力	λ_L	1/21.5
間隙水圧	λ_L	1/21.5
剛性マトリックス	$\lambda_L^{1/2}$	1/4.64
透水係数	$\lambda_L^{3/4}$	1/10

井合の相似則^{1,2)}に、加速度の相似比を1、剛性が拘束圧の1/2乗に比例する条件を与えた。

比は既に述べた。

地盤の動特性として代表的な1次卓越周期 T_g とそれを決定づける埋立土層のせん断波速度 V_s について述べる。

KPIの地震観測地点でのPS検層結果^{1,3)}によれば、埋立土層の地下水位下の大部分がせん断波速度 V_s は210m/s、ポアソン比 ν は0.49である。一方、模型地盤ではPS検層によれば $V_s = 33\text{m/s}$ 、 $\nu = 0.49$ である。材料定数である V_s に関する相似比 λ_{V_s} は、単位時間あたりに進む距離なので、式(3)より求められる。

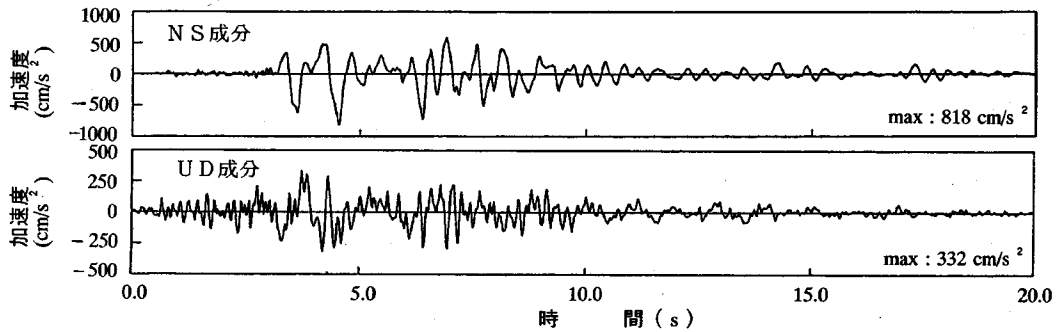


図-5 入力に用いた地震観測原記録
(1995年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台の記録¹⁵⁾)

$$\lambda_{vs} = \lambda_L / \lambda_T = \lambda_L^{1/4} = 1/2.15 \quad (3)$$

したがって、模型の目標 V_s は 98m/s となり、 V_s については約 1/3 にモデル化されていることになる。しかし、動的挙動の面からは、1次卓越周期 T_g のほうが重要である。ここでは、式(4)に示す走時を等価とした 1/4 波長則より T_g を求め検討する。

$$T_g = 4 \sum (H_i / V_{si}) \quad (4)$$

ここで、 H_i : i 層の層厚
 V_{si} : i 層のせん断波速度

式(4)により、表層の1次モードに対して支配的であろうと考えられる KPI の地震観測地点の沖積土層に対して T_g を求めると、 $T_g = 0.66s$ となる。一方、模型地盤は、層厚を 39cm とすると、式(4)により $T_g = 0.047s$ となる。目標相似比 $\lambda_T = 1/10$ に対して、実現した相似比は 1/14 となり、おおむね同程度であると言える。

ここで用いた相似則は、 10^{-3} 以下のひずみレベルの砂の動的変形特性を反映した前述の仮定を適用したものである。したがって、相似則の適用に当たっては、特に 10^{-3} 以上のひずみレベルでの妥当性に問題が残っている。

また、この模型地盤のような非常に小さい拘束圧下での土の構成関係と実際の地盤のその違いを考えると、特にせん断ひずみや体積ひずみに関する相似則の成立については確認されていないため、相似則の適用と実験結果の解釈については課題が残っている。

次に、透水係数に対する相似則であるが、KPI での原地盤または原材料での透水係数については、現在のところ利用できるデータがない。そこで、既往のまさ土と川砂の透水特性に関する研究¹⁴⁾を参考に考察する。それによれば、まさ土のような風化

残積土の場合、透水係数 k は土粒子の物性に大きく影響を受けることがわかっている。風化度の小さいまさ土の場合 $k = 10^{-2}$ cm/s 程度、風化度の大きい場合 $k = 10^{-3} \sim 10^{-2}$ cm/s 程度であると考えられる。現実の KPI の埋立に使われたまさ土は風化度が小さいと考えると $k = 10^{-2}$ cm/s 程度であると推察できる。前述のように脱気水を使用した模型地盤材料では $k = 1.7 \times 10^{-3}$ cm/s であるので、透水係数の目標相似比 $\lambda_k = 1/10$ に対して、実現相似比は 1.7/10 となり、おおむね相似比を満足していると言える。

また、モデル化に先立つ実物の想定において、地下水位以上の不飽和土層についてはモデル化の際に無視したが、そのことは、土層の変形を無視した液状化判定の方法に基づけば、実験モデルは実際の地盤に比べて液状化しやすい条件であると考えられる。また、液状化による圧縮沈下が上載圧に比例的であるとすれば、沈下は低めに評価される条件であると考えられる。

(5) 入力地震動

加振に用いた入力地震動には、実験時には神戸市が観測した KPI の記録¹³⁾ は公開されていなかったため、神戸海洋気象台(以下、JMA 神戸と略す)で記録された¹⁵⁾ NS 成分と UD 成分を用いた。図-5に原記録の内の主要動部分を示す。JMA 神戸の記録は、5時46分27秒から始まり 0.02 秒間隔で 180 秒間である。実験には記録の先頭より 20 秒から 60 秒までの 40 秒間を抽出して使用した。また、本論文では、加速度波形について水平・鉛直ともに有意である時間範囲として、原記録の 29 秒から 49 秒の 20 秒間に相当する区間について図示する。図-5はその 20 秒間である。使用に当たっては、時間軸を 1/10 に圧縮し、振幅を調整し種々の加振を行った。水平動と鉛直動の大きさの比は原記録と同じく一定である。

表-3に示したように、液状化の発生による加振履歴の影響が無視できるような段階加振を行ったが、加振履歴の影響を見るための実験も併せて行っている。加振の前後には、地盤高さを測定し沈下量を求めた。供試体によって、水平動(NS)と鉛直動(UD)の2方向同時加振するものと、水平動(NS)の1方向加振するものに分けて実験を行い、同様の状態にある供試体の結果の比較により、液状化に対する鉛直動の影響について検討した。

なお、加振履歴の影響については、結果として、全層液状化状態となるまでについては、同じ加振レベルでの加振履歴の有無のケースを比較することにより、間隙水圧発生特性や沈下特性にはほとんど現れないことを確認した。しかし、全層液状化状態を経験した後の加振ケースについては、後述する沈下量の急増により密度の増加としてその影響が沈下特性と水平動応答特性として現れている。

なお、水平動については現実には直交する2成分があるが、主要動部分で比較的主軸に近く、最大加速度の大きいNS成分の一方向入力とした。

用いた3次元振動台は、鉛直方向に4台、水平2方向に各2台のアクチュエータにより加振するもので、リンク式継手で振動台に接続されている。この振動台では、設定した加速度波形と加振した結果の加速度波形から求められる伝達関数を用いて、加振した結果が目標とする波形に所定の精度内に収まるまで繰り返し加振制御波の修正を行い、最終的なものを加振制御波として保存する必要がある。非線形性が強い供試体を搭載した振動台を所定の加速度波形となるように加振するために、あらかじめ試験用と同じダミー供試体を用いて、最大値が100, 200, 400cm/s²の加振制御波を作成し、それらの振幅を拡大、縮小して加振した。拡大縮小の割合が大きくなると波形の再現性が悪くなるという特性がある。

4. 液状化特性とそれに及ぼす鉛直動の影響

(1) 鉛直動の影響に関する事前の考察

地盤の液状化に及ぼす鉛直動の影響を議論する前に、議論の条件を明確にする必要がある。主な影響要因としては、入射波動の種類、地盤の境界条件、地盤要素の飽和条件、排水条件、初期応力状態などが考えられる。構造物の有無は地盤の境界条件に含まれる。

鉛直動を地震動の鉛直成分と考えると入射波動としてはP波、SV波、Rayleigh波が考えられる。水平動の主要動に先立つ鉛直動はP波と考えられること、そして、表層の鉛直動の主要動部は、入射し

たSV波が工学的基盤面でP波に変換された波動の重複反射で説明できるという捉え方もあることなどの認識に立ち、本論文では、鉛直動を鉛直上方に入射する平面波P波と仮定して議論する。

また地盤は、前述のようにKPIはほぼ成層であること、構造物のない地盤の沈下量は被害指標として捉えられること、構造物の影響は種々の条件があることなどから、本論文では水平成層地盤を対象に考える。

さて、P波は圧縮波であるので単純なせん断は生じない。ポアソン比が0.5であれば軸差せん断応力も0であるが、実際の地盤では0.5未満である。せん断波速度が300m/s以下の地下水位下の砂層でのポアソン比は、過去の事例¹⁶⁾より0.48程度以上であると考えられる。一方、側方に拘束された状態で、鉛直動に起因する鉛直方向の直応力 σ_v が弾性体としての地盤要素に作用したとき、水平方向の直応力 σ_h は式(5)で表される。

$$\sigma_h = (\nu / (1 - \nu)) \cdot \sigma_v \quad (5)$$

そのとき要素に生じる軸差せん断応力 τ_{AD} は式(6)で表される。

$$\tau_{AD} = (\sigma_v - \sigma_h) / 2 \quad (6)$$

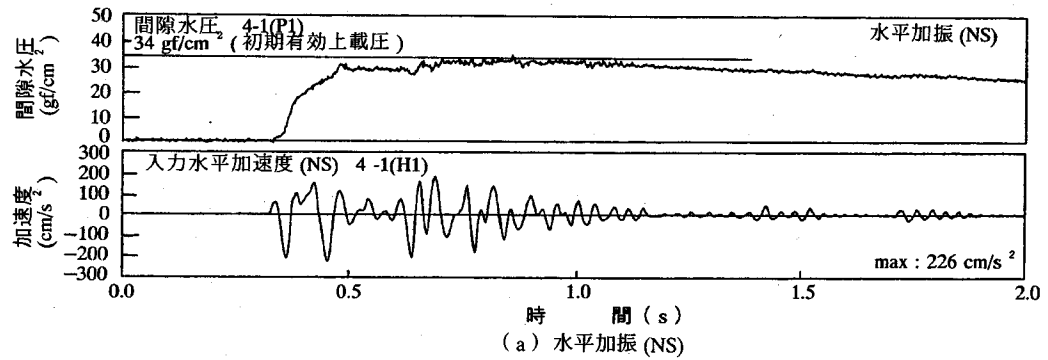
したがって、軸差せん断応力の鉛直応力に対する比率は式(7)で表され、たかだか4%程度である。

$$\tau_{AD} / \sigma_v = 1/2 \times (1 - 2\nu) / (1 - \nu) \quad (7)$$

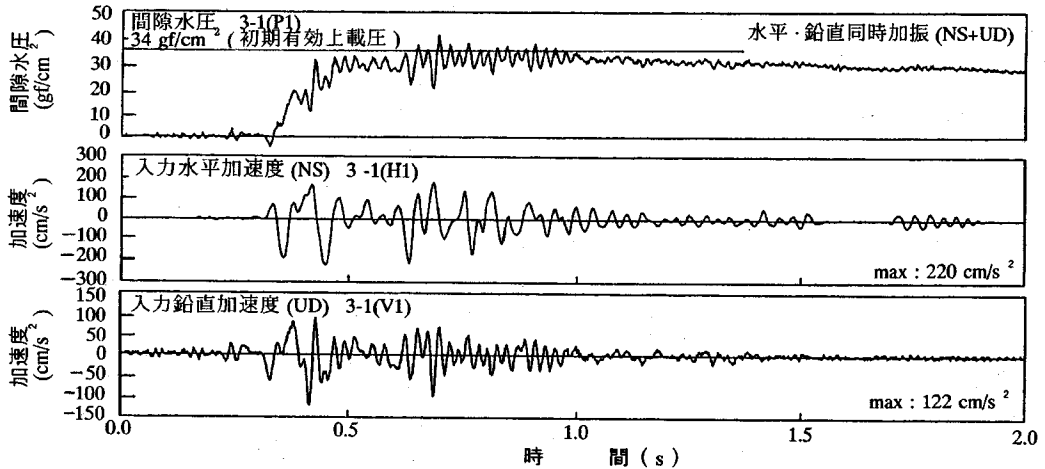
これは、水平動によるせん断応力に比べれば極めて小さいと考えられる。

一方、圧縮応力の変化は非排水状態にある飽和した土要素においては、間隙水圧の変化に現れるのみであって、有効応力に変化は生じない。有効応力に変化がなければ液状化には影響しない。したがって、鉛直動は液状化にはほとんど影響がない。上述のような理解は、既に石原¹⁷⁾が述べている。

しかし、種々の粒径の土粒子から構成され、風化し破碎性の高い粒子を有するまき土の性質を考えると、前提条件が成立しない可能性がある。しかも、実際の地盤の挙動として上述の理解が確認された例はない。また、液状化に関する初期の研究では、鉛直方向の衝撃力に対する間隙水圧挙動を実験的に調べられている¹⁸⁾し、最近においても鉛直動の存在は液状化しやすくさせるという研究^{19), 20)}があり、研究者や技術者の中にも鉛直動の影響に関する様々



(a) 水平加振 (NS)



(b) 水平・鉛直同時加振 (NS+UD)

図-6 過剰間隙水圧時刻歴（地盤下部）に見られる鉛直動の影響
（入力：1995年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台の記録¹⁵⁾）

な見解がある状況から、解決しているとは言い難い。

したがって、鉛直動の影響に関する実験や議論は有意義であると考えられる。

(2) 過剰間隙水圧発生特性

図-6に、一例として、ケース3とケース4における処女加振時の地盤最下部の過剰間隙水圧時刻歴を入力加速度時刻歴とともに示す。この図については、計測した原記録について、最初の1秒間（図-6の時間軸で-0.9秒から0.1秒まで）の平均値をドリフト分と見なし、それを差し引くという基線補正を施したものを示しており、最大加速度値については表-3に示した値とわずかに異なる。図-6(a)は水平加振（ケース4-1）、図-6(b)は水平・鉛直同時加振（ケース3-1）の結果である。2つの入力水平動の差は最大値で3%であり、波形はほとんど一致する。したがって、この場合供試体に密度の差はほとんどないことから、図-6の(a)と(b)の過剰間隙水圧の時刻歴に現れる違いは、鉛直動の影響によると言える。

両者の初期有効上載圧は 34 gf/cm^2 であるので、

振動成分を除いた過剰間隙水圧（残留過剰間隙水圧と呼ぶ）は、残留過剰間隙水圧を初期有効上載圧に対する比（間隙水圧比と呼ぶ）で見ると、両者ともに、水平動の最初の大きな2波を経た0.5秒付近で0.9以上となり、0.9秒付近で1.0に達する。これらのケースの入力レベル（ $220, 226 \text{ cm/s}^2$ ）にまで入力を大きくして、はじめて地盤はほぼ完全に液状化に到った。すなわち、過剰間隙水圧上昇特性から判断する場合には、ここで用いたJMA神戸の地震動入力に対しては、最初の大きな2波が液状化状態に至るかどうかを決定する支配的な波の部分であると言える。

また、ここで、水平・鉛直同時加振の際に顕著に現れる過剰間隙水圧の振動成分は入力鉛直動の位相とよく対応していることが読みとれる。

(3) 過剰間隙水圧挙動への鉛直動の寄与

この過剰間隙水圧の記録に対し、入力地震動との対応を明らかにするために水平・鉛直の両成分に共通に現れるパワーの優勢な5Hz以上の振動数成分

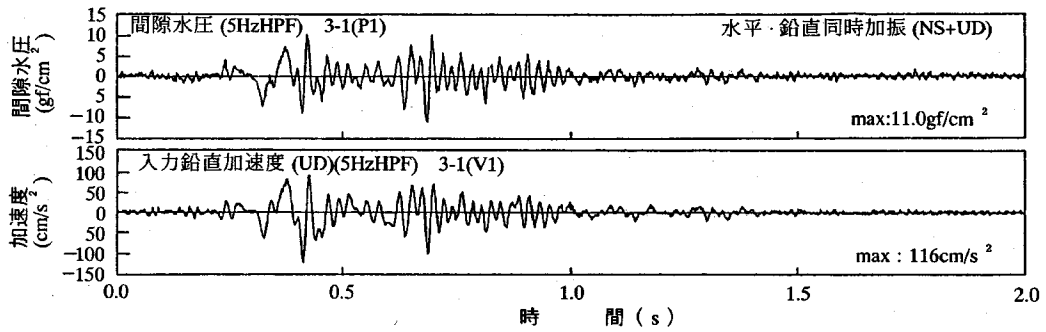


図-7 水平・鉛直同時加振時の過剰間隙水圧のハイパスフィルター波と入力鉛直動の時刻歴 (入力: 1995年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台の記録¹⁵⁾)

を抽出する。これは、実際の地盤を対象にしたとき、0.5Hz以上の振動数成分(2秒以下の周期成分)を抽出することに対応する。過剰間隙水圧の上昇・蓄積・消散という過程をスペクトル解析の立場から捉えたとき、0~0.5Hzの振動数成分を逆フーリエ変換して得られる時刻歴上の周期変動の一部分に相当すると見なし得る。その観点から、その過程を除去することが抽出という処理の目的である。図-7に4Hz以下で0、4~5Hzの間は振動数に対し0から1に直線的に変化し、5Hz以上で1となるハイパスフィルターを施したものを、同様のフィルター処理した入力鉛直動と併せて示す。両者の相関は極めて良く、水平・鉛直同時加振の際に過剰間隙水圧記録に現れる振動成分は鉛直動によるものと判断できる。

なお、鉛直動も入力した場合の過剰間隙水圧の振動成分は、図-7のような整理結果によれば、液状化層内での増幅率が1程度の場合には、実験式としておおむね式(8)で表される。

$$u_{vib} = \rho \cdot z \cdot A_{v0} \quad (8)$$

ここで、 u_{vib} : 過剰間隙水圧の振動成分振幅
 ρ : 土の飽和密度(質量系表記)
 z : 地表からの深さ
 A_{v0} : 入力または地盤の鉛直動加速度振幅

以降では、加振前の状態を基準にしたときの増分に関して理論的考察を行う。加速度については上方を正、直応力については圧縮を正とする。

土要素が完全非排水と仮定すると、それに等方全応力 σ_m が作用したときに生じる過剰間隙水圧 u は、Skemptonの間隙水圧係数 B を用いて式(9)で表される。

$$u = B \cdot \sigma_m \quad (9)$$

一方、側方に拘束された状態の地盤要素に鉛直全応力 σ_v が作用したときの σ_m は、式(5)を代入して、式(10)で表される。

$$\begin{aligned} \sigma_m &= (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \\ &= (\sigma_v + 2\sigma_h) / 3 \\ &= 1/3 \cdot (1 + \nu) / (1 - \nu) \cdot \sigma_v \quad (10) \end{aligned}$$

ここで、完全飽和状態で $B=1$ と仮定すると $u = \sigma_m$ 、完全非排水のときポアソン比 ν は0.5であるので、そのような条件下では鉛直全応力 σ_v が作用したときの過剰間隙水圧 u は式(9)、(10)より、式(11)で表される。

$$u = \sigma_v \quad (11)$$

一方、鉛直動が鉛直上方に入射する平面波P波と仮定すると、液状化層内の深さ z における微小要素 dz に関する運動方程式に基づき、鉛直全応力 σ_v は鉛直加速度を A_v とすると式(12)で表される。

$$\sigma_v = - \int_0^z \rho A_v dz \quad (12)$$

ここで、 A_v : $A_v(z,t)$, t : 時刻
 σ_v : $\sigma_v(z,t)$

本実験では、2深度で鉛直加速度を計測しているため、深さ方向に線形補間できると仮定して式(12)を適用する。深さ H_1 の基盤の鉛直加速度を A_{v1} 、深さ H_2 の地盤の鉛直加速度を A_{v2} とすると、任意の深さ z における地盤の鉛直加速度 $A_v(z,t)$ は、式(13)で表される。

$$A_v(z,t) = ((z-H_2)A_{v1}(t) + (H_1-z)A_{v2}(t)) / (H_1-H_2) \quad (13)$$

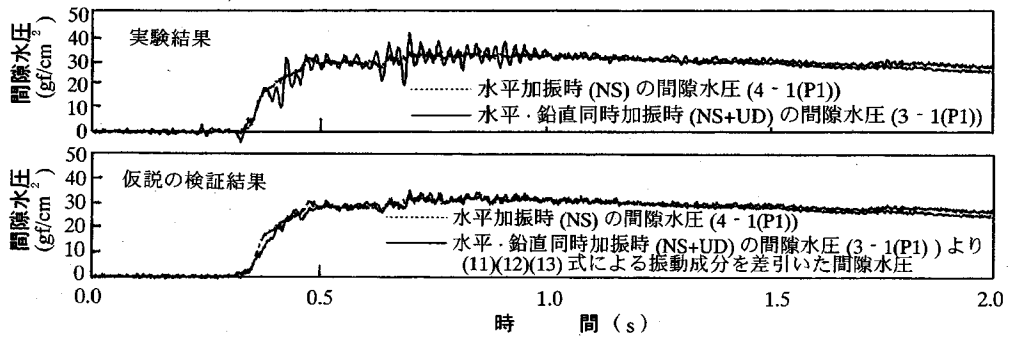


図-8 水平・鉛直同時加振時の過剰間隙水圧から式(11),(12),(13)による振動成分を差し引いた過剰間隙水圧時刻歴

式(13)を式(12)に代入することにより、結局2深度の鉛直加速度記録を利用して、式(11)より過剰間隙水圧が求められることがわかる。

上述の仮説を検証するために、図-6(b)の水平・鉛直同時加振時の過剰間隙水圧記録から、式(11)～(13)によって求められる鉛直動による間隙水圧成分を差し引いたものと図-6(a)の水平加振時の過剰間隙水圧記録とを併せて図-8に示す。実際の適用に当たっては、加速度計と間隙水圧計の応答特性の違いを考慮する必要がある。ここでは、それぞれの記録の相互相関スペクトルを求め、相対的に Av_1 で2ms、 Av_2 で4ms 加速度計の応答が遅れていることがわかった。そこで、適用に当たっては時間軸上で Av_1 を2ms、 Av_2 を4ms 進めた。このようにして鉛直動の影響を取り除いた水平鉛直同時加振時の過剰間隙水圧記録は、図-6(a)の水平加振時の過剰間隙水圧記録とほぼ完全に一致する。このことは、水平・鉛直同時加振の過剰間隙水圧に見られる振動成分は、完全非排水状態の飽和状態の土要素に平面波として入射した鉛直動による等方全応力に起因するものと考えられることができる。したがって、液状化過程を示す蓄積される過剰間隙水圧の発生特性には鉛直動は関与していないと言える。

ところで、実験では主要動の振動数成分が液状化地盤の鉛直動の卓越振動数に比べて小さいことから、地盤はほぼ同位相で挙動していると見なすことができる。すなわち、液状化層内の増幅率が1程度の場合には、おおむね次式が成り立つ。

$$Av_1(t) = Av_2(t) \quad (14)$$

式(14)を式(13)に適用すると式(12)と式(11)より式(15)を得る。

$$u(z,t) = -\rho \cdot z \cdot Av_1(t) \quad (15)$$

式(15)から求められる u の絶対値は式(8)の u_{vib} に等しいことから、式(8)は飽和地盤における鉛直動の増幅率が1程度と見なせる場合の鉛直動による過剰間隙水圧の変動量を算定する簡易式として利用できる。なお、式(15)による検討でも図-8とほぼ同等の結果が得られている。

(4) 液状化特性

前述のような分析に基づき、残留過剰間隙水圧の最大値を実験の時刻歴波形から読みとって整理した。図-9に地盤最下部における最大残留過剰間隙水圧 (P_1 と P_2 の2点の平均値)を、図-10に地盤中間深度部における最大残留過剰間隙水圧 (P_3 と P_4 の2点の平均値)を、それぞれ入力最大水平加速度に対する関係として示す。図には初期有効上載圧を実線で、その90%を破線で示した。実験の精度を考えると初期有効上載圧の90%を越えた時点で、地表からその深さまでの地盤が液状化したと判断できる。図-9において、 220cm/s^2 程度で液状化に至るまでは、約 30cm/s^2 をしきい値とし、それ以上では入力加速度の増加にほぼ比例して線形的に過剰間隙水圧が大きくなっている。図-10では精度的にやや劣るが 180cm/s^2 程度で液状化に至るまでは同様に線形的に過剰間隙水圧が大きくなっている。

これらの結果の理解を助けるために、図-11にある入力最大水平加速度に対する最大残留過剰間隙水圧の深度方向分布を2深度のデータに基づきこれまでの経験を基に模式図として示す。すなわち、図-9～図-11によって 180cm/s^2 程度以上では中間深度位置までの地盤が、 220cm/s^2 程度以上では地表から最下部までの地盤が液状化することがわかる。

また、図-9と図-10には、水平・鉛直同時加振と

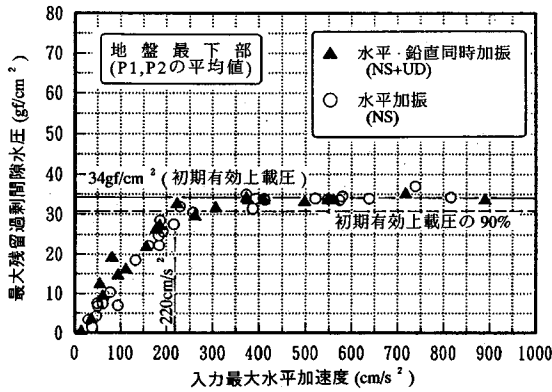


図-9 入力最大水平加速度と地盤最下部での最大残留過剰間隙水圧の関係

水平加振の場合を記号を変えて示したが、両者に差は見られず、入力レベルが違っても鉛直動は液状化発生特性に影響を及ぼさないことがわかる。

以上のような整理から、乾燥密度が 1.4 gf/cm^3 程度（相対密度が 30～50% 程度）の模型まき土埋立地盤では、入力最大水平加速度が 180 cm/s^2 程度で埋立土層の上部半分が、さらに、 220 cm/s^2 程度で埋立土層の全層が液状化に至ることがわかる。相似則の成立を仮定すれば土層厚 8m 程度の飽和まき土埋立地盤では、3. (4) で前述したように地下水位以上の不飽和土層厚を無視している分だけ液状化しやすい側に評価しているが、上記の値もしくはそれを少し上回る入力加速度で液状化が発生するものと考えられる。

KPI では、埋立土層下部 GL-16m で 500 cm/s^2 以上の最大加速度が観測されている¹³⁾が、GLとGL-32mの記録と併せて考えれば実効的な最大加速度は、 400 cm/s^2 程度と考えられる。この実験結果によれば、埋立土層の全層が液状化したと推定できる。

(5) 沈下特性

図-12に、入力最大水平加速度と一度の加振によって生じた平均地表面沈下量の関係を示す。入力加速度が 30 cm/s^2 程度以下の場合沈下は生じない。それ以上では、入力加速度が大きくなるとともに沈下量は増加する。 300 cm/s^2 程度までは入力加速度に対する沈下量の増加率も増大するがそれ以上では増加率は小さい。前項で述べた液状化特性を併せて考えると、入力の増大による液状化領域の進展とともに地表面沈下が増大することがわかる。図中には、水平・鉛直同時加振と水平加振の場合を記号を変えて示した。両者に差は見られず、鉛直動は沈下特性にも影響が認められない。

なお、沈下計測により加振履歴の影響は沈下によ

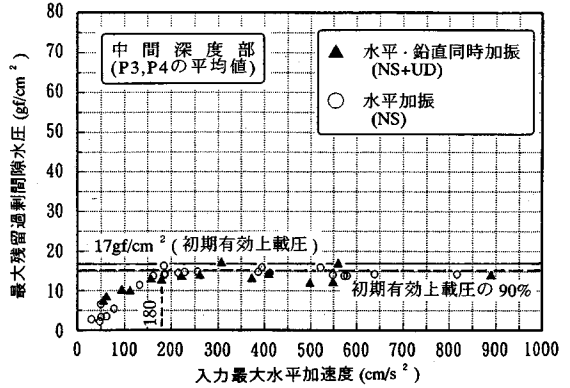


図-10 入力最大水平加速度と中間深度部での最大残留過剰間隙水圧の関係

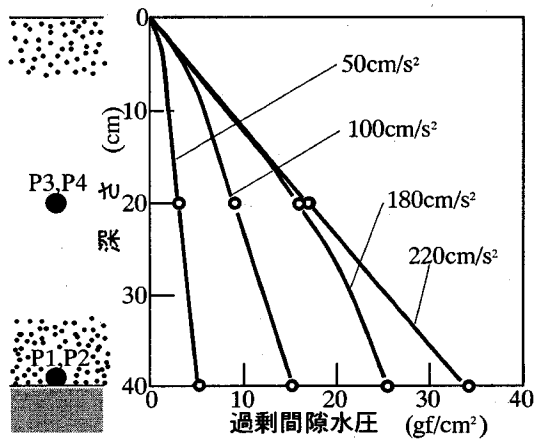


図-11 入力最大水平加速度に対する最大残留過剰間隙水圧の深度分布

る密度増加として現れていることがわかった。先のような整理では、過剰間隙水圧の発生特性には密度増加の影響が明瞭には現れなかったが、図-12は、ばらつきが大きいので、加振直前の密度に対して詳細に検討を行った。その結果、沈下特性は加振前密度に依存していることがわかった。

そこで、結果の理解のために、データは少ないものの、これらのデータに基づき、相対密度別に求められる入力最大水平加速度と沈下量の関係を求めた。結果を図-13に示す。この図では、入力加速度が $30 \sim 50 \text{ cm/s}^2$ 付近で沈下が生じ始め、それ以上では入力加速度の増分と沈下量は線形的に変化する。その直線部分から上に凸の曲線に変化する部分があり、そこはおおよそ地盤の上半分が液状化する状態に相当している。また、その後沈下が急増し下に凸の曲線に移行する。その急増部分の相対密度が小さい場合には、液状化が発生しはじめると沈下が急増し、その領域が全層に達するレベルまで急増が続き、それ以上では沈下の増加率は低下する傾向が見られる。

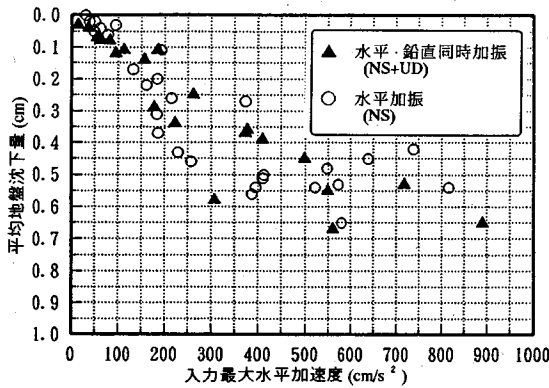


図-12 入力最大水平加速度と平均地盤沈下量の関係

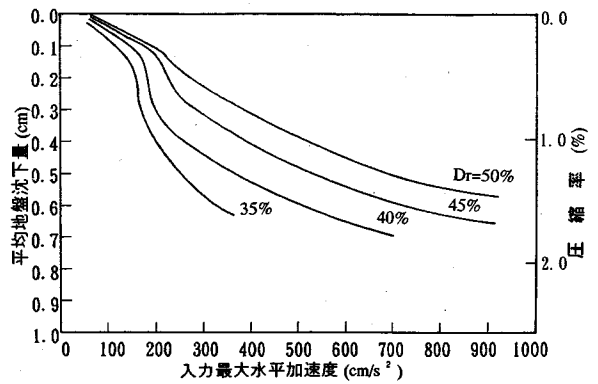


図-13 相対密度別の入力最大水平加速度と平均地盤沈下量の関係

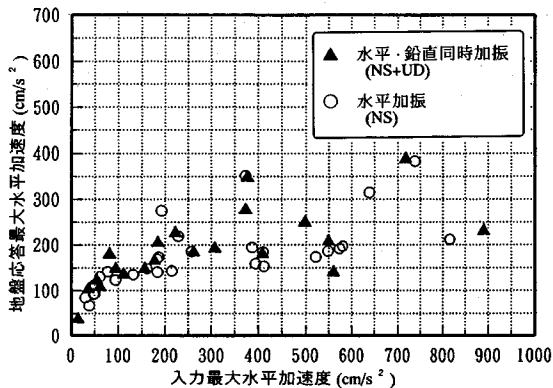


図-14 水平動の最大加速度の入力と地盤応答の関係

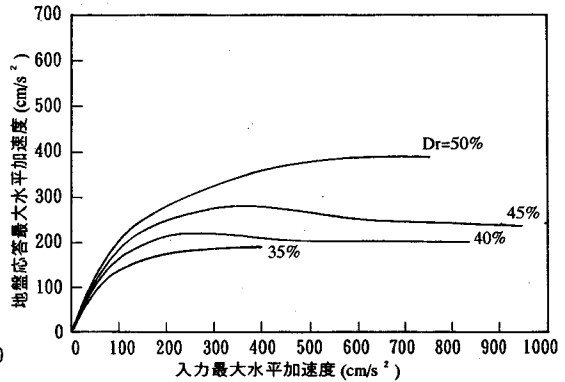


図-15 相対密度別の水平動の最大加速度の入力と地盤応答の関係

一方、相対密度が大きい場合には、全層が液状化するレベル（約 220cm/s^2 ）を越えると沈下量の増加率は増大するもののその割合は小さく、大局的にはおおむね比例的である。

KPIで観測された埋立土層下端での記録からパルス状の値を除くことにより推定した実効的な入力の最大水平加速度 400cm/s^2 程度の入力に対して、模型実験では、一加振あたり沈下量は、相対密度 D_r に対して $D_r=35, 40, 45, 50\%$ でそれぞれ $0.65, 0.53, 0.41, 0.32\text{ cm}$ であり、平均土層厚 39cm で除して圧縮率に換算すると、それぞれ $1.7, 1.4, 1.1, 0.82\%$ となる。同様に、半分の入力加速度 200cm/s^2 に対する圧縮率はそれぞれ、 $1.0, 0.77, 0.33, 0.28\%$ となる。すなわち、今回の地震動レベルの半分の大きさの地震動では、緩い地盤では沈下量は $2/3 \sim 1/2$ 程度になるが、中密な地盤では $1/3$ 程度になることがわかる。

5. 地盤の加速度応答特性

(1) 水平動の応答特性

図-14に水平方向の入力加速度の最大値と地盤内の水平加速度の最大値の関係を示す。入力加速度が 50cm/s^2 程度までは、ほぼ線形的な応答を示す。過剰間隙水圧の上昇量は小さくその影響は少ない。それ以上では地盤の応答は非線形的に変化する。入力が 150cm/s^2 以上では、応答は $150 \sim 400\text{cm/s}^2$ にばらつくこと、入力が大きくなって 400cm/s^2 程度で頭打ちの状態となることが特徴的である。

ばらつきは、加振前の密度の違いによるところが大きいと考えられる。沈下特性の検討と同様に結果の理解のために、データは少ないものの、これらのデータに基づき、相対密度別に得られる入力最大水平加速度と地盤応答最大水平加速度の関係を求めた。結果を図-15に示す。 $D_r=35, 50\%$ では単調に増加するレベルで頭打ちになる応答特性を示しているが、 $D_r=40, 45\%$ では、極大値が見られるような線が引ける。データも十分でないので、定量的な議論は困

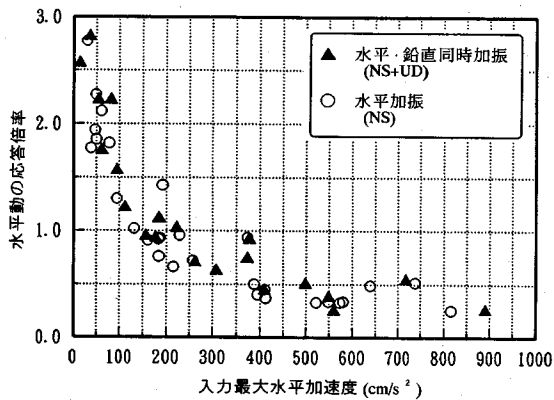


図-16 入力水平動の最大加速度と加速度応答倍率

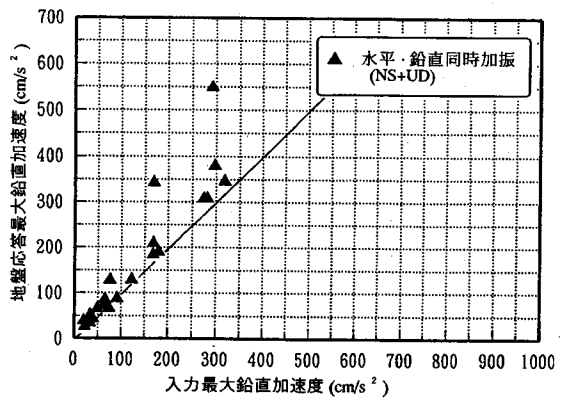


図-17 鉛直動の最大加速度の入力と地盤応答の関係

難であるが、定性的には、 220cm/s^2 以上では、過剰間隙水圧から判断して全層液化状態になっており、不安定な状態であると解釈できる。このような応答の不規則変化は、解析的な検討^{21), 22)}でも現れる。

いずれの相対密度でも応答の頭打ち状態が見られる。これは、地盤が液化することにより、地盤の液化抵抗以上のせん断応力を生じさせる加速度を伝達し得ないためであると解釈できる。

図-16に水平動の入力に対する加速度応答倍率を示す。入力が大きくなるにつれて応答倍率が低下するという水平動の非線形増幅特性が顕著に現れている。 150cm/s^2 以下では応答倍率は1以上であり、最大加速度は増幅するが、 250cm/s^2 以上で応答倍率は1以下となる。入力が 500cm/s^2 以上では0.3~0.5まで低下する。また、水平加振と水平・鉛直同時加振の結果に差異は見られず、水平動の応答特性に鉛直動の影響はない。

(2) 鉛直動の応答特性

図-17に鉛直動加速度の入力の最大値と地盤の応答の最大値の関係を示す。 $20\sim 350\text{cm/s}^2$ の入力の範囲で鉛直動は1から2倍程度の増幅を示している。ばらつきはあるが入力の大きさに依存していない。鉛直動の増幅特性がP波の重複反射で説明しようとする地震時において V_p はほとんど変動しないことを意味している。この事実は、圧縮波であるP波の伝播特性に直接的に関係する弾性定数が体積弾性係数であると考えれば容易に理解できる。

6. 実験結果と実際の状況の比較

(1) 地震後の現地での沈下量

地震後の現地調査において構造物と周辺地盤の間

の段差量を計測した。測定に当たっては、経年的な圧密沈下を除き地震による沈下だけを対象とするように努めた。構造物が杭基礎によって支持されており、杭が欠損しておらず、杭の先端部が周辺地盤に対して沈下していないと仮定すれば、地表で観察される構造物と周辺地盤の段差量は、杭の長さにわたる厚さの地盤の圧縮量に相当する。地下水面以上は地震前に締まっていたと考えられる。また、支持杭は埋立土層の下の沖積粘土層を貫いて洪積層に支持させていると考えられるので、この地盤の圧縮量の大半は、地下水位下の埋立まき土層の圧縮量に起因するものと考えられる。

建築物の中には、階高、構造、用途などから直接基礎であると推測されるものがあつたが、それらについては、ほとんど段差が見られなかった。そこで、直接基礎と推測されるものを除き、杭基礎と推定される建築物や道路橋またはポータルライナーの橋脚の周辺で測定した段差量を基に、沈下量のカウンター図を作成した。また、摩擦杭基礎は、支持杭と直接基礎の中間的な挙動をすると推察されるが、区別していない。

図-18にポートアイランドにおける杭基礎構造物と周辺地盤の段差量に基づく沈下量のカウンター図を示す。この図は584地点の測定値を基に描いたが、傾向を見ることを目的として描いたもので、すべてのデータを忠実に反映していない。

この図では、中央部と北西部に沈下量が 20cm 以下の領域がある。ポートアイランドにおいては、各種の地盤改良工が施工されている⁵⁾が、地盤改良地域とこの沈下量の小さい領域とは良く対応しており、地盤改良工法が結果的に液化化による噴砂や沈下に対して効果があつたと考えられる。また、東部の中埠頭では 70cm 以上の領域があるが、これは岸壁のケーソンの水平移動に伴って背後地盤の沈下が増加

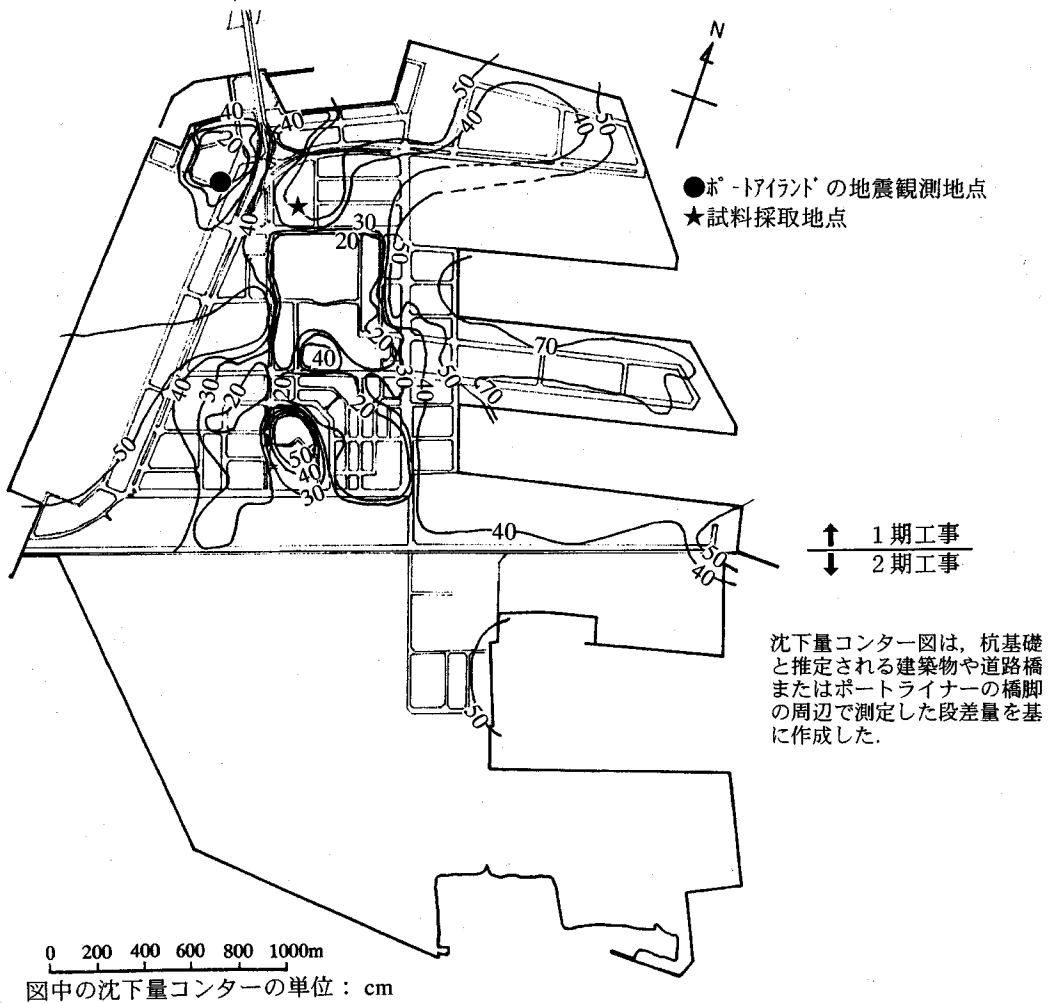


図-18 ポートアイランドにおける沈下量のコンター図

した可能性がある。したがって、それらを除く領域では30～60cmの沈下が生じたことがわかる。他の調査結果^{23)・24)}においても、地盤改良域での平均的な沈下量が20～30cm以下であることと未改良域では40～45cmであることが報告されている。

概略的に言えば、30～60cmの沈下が地下水位以下12mの厚さの埋立土層の液状化後の圧縮によるものと仮定すると、沈下率は2.5～5%となる。

(2) 沈下率の比較

沈下率すなわち圧縮率は、体積ひずみであるのでひずみの相似比 λ_ε が $\lambda_L^{1/2}$ であることから、今回の地震に相当する地震動入力レベルでは、実験から得られた $D_r=35\sim50\%$ に対して1.7～0.82%となる圧縮率に、 $1/\lambda_\varepsilon = 4.64$ を乗じると、7.8～3.8%となる。前項で示した現地の圧縮率が2.5～5%

であることから、実験結果は約1.5倍となる。2.(2)で示した実地盤の換算した推定相対密度と今回の実験での相対密度の幅はほぼ同等であると考え、結果的に得られた実験結果に相似則を適用すれば、定量的にはやや大きめに評価することになる。しかし、沈下量のばらつきが地盤の相対密度に対するばらつきに対応することから、定性的には実現象を模擬できたと考えられる。

しかし、拘束圧の違いによる応力ひずみ関係の違いが反映されている保証がないという意味で、厳密には相似則の成立が保証されていない。これについては今後の課題である。

(3) 地震動応答特性

神戸市が既に公開している、KPIの地震観測記録¹³⁾によれば、非線形化の著しい²⁵⁾水平動は埋立

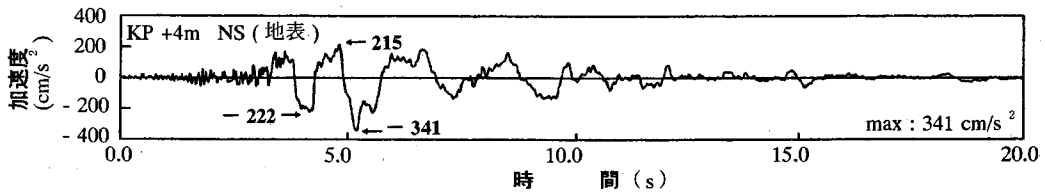


図-19 ポートアイランドで記録された加速度時刻歴（NS成分）
（1995年兵庫県南部地震 神戸ポートアイランド KP+4mでの記録¹³⁾）

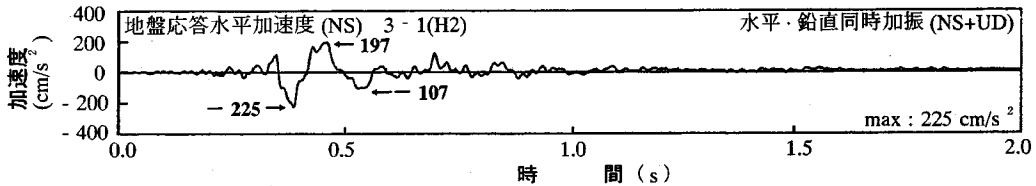


図-20 実験での表層部の加速度時刻歴
（入力：1995年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台の記録¹⁵⁾）

土層間の最大値の応答倍率は約0.6である。線形的な応答を示した²⁵⁾鉛直動の相応する位相における振幅の応答倍率は1～2である。一方、振動台実験については、応答倍率が水平動では0.3～0.7、鉛直動においては1～2である。すなわち、観測結果と実験結果は表層での地震動の応答特性についておおむね一致している。

さらに、KPIの地震観測記録の内、地表のNS成分の加速度波形を図-19に示す。図-20にほぼ全層にわたって液状化したときの実験（ケース3-1）で得られた表層部の加速度応答時刻歴を示す。ただし、この図は表-4の相似則に従い、時間間隔を10倍に引き延ばし、加速度振幅についてはそのままにするという実物の場と比較できるように表示したものである。KPIの記録の入力ではなくJMA神戸の記録（図-5参照）を入力したにもかかわらず、最初の大きな2波に対応する部分で長周期化する様子が、図-19に示した地表面の記録とよく似ている。

このことから、本実験が実際のまさ土埋立地盤の地震応答をおおむね模擬できていると言える。また、実際の地盤でほぼ全層にわたって液状化したことが裏付けられたと考えられる。

次に、JMA神戸を入力地震動として用いたことの妥当性について考察する。

4. (2)と6. (3)で述べたように、液状化に至る過程に大きな影響を与えるのは入力地震動のうち最初の大きな2波と考えられる。KPIでの記録では幾分周期が延びているものの、JMA神戸の記録と同様に最初の大きな2波を明瞭に見出すことができる。この2波については、たとえば、PS検層のS波伝播時間と比較した研究²⁶⁾で、入射S波を多く含んでいるとしているように、震源から放出された直達

の地震波動の特徴が卓越していると考えられる。

また、JMA神戸が小山の頂上に位置することから、その地形の影響が記録に含まれることが懸念される。この点については、地震動記録を分析した研究²⁷⁾では、0.4～0.6秒のスペクトルの卓越が地形効果を含めた表層地盤の増幅の影響であると指摘されており、この影響は周期が0.8～1秒である最初の大きな2波ではなく、後続の短周期成分を多く含む波形に現れていると考えられる。

以上の理由から、兵庫県南部地震に対するまさ土埋立地盤の液状化挙動を検討するための入力地震動として、JMA神戸の記録を使用しても結果の分析において大きな問題はないと考えられる。

7. 地震動の耐震設計上の位置づけ

ここでは、兵庫県南部地震の地震動を埋立地の液状化という観点から耐震設計上の位置づけを試みる。

図-21にJMA神戸とKPIの埋立層下部（GL-16m）で得られた加速度記録のNS成分の応答スペクトルをトリパタイト表示で示す。また併せて、工学的基盤で設計用地震動を規定することが多い地中構造物の耐震設計基準類の設計スペクトルをほぼ包絡したものと、共同溝設計指針²⁸⁾の設計スペクトルを、道路橋示方書²⁹⁾に示された動的解析用の標準的な設計用地震動としての設計スペクトルのうち、KPIの工学的基盤相当と考えられる2種地盤のスペクトル（以下、標準地震動と呼ぶ）を示す。さらに同示方書では保有水平耐力を照査する最大地震動レベルとして、関東地震クラスの地盤の最大加速度として0.3～0.4G相当の地震動が想定されているこ

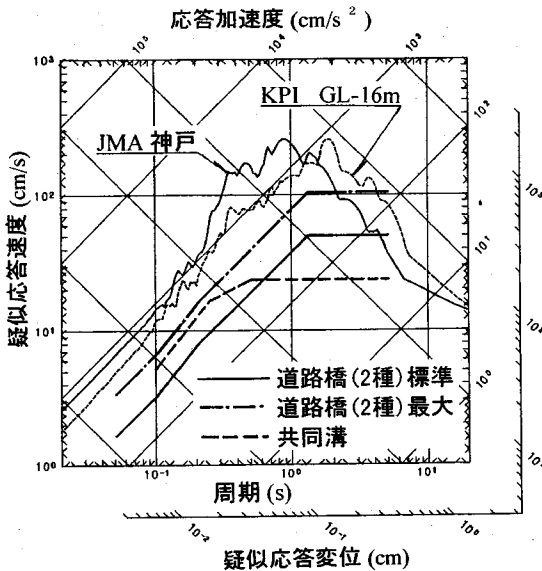


図-21 兵庫県南部地震の記録と設計基準類^{2.8), 2.9)}の応答スペクトルの比較

とから、その上限を対象に、最大加速度で 200cm/s^2 に相当する上記の標準地震動の設計スペクトルを2倍にしたものを最大地震動レベルのスペクトル（以下、最大地震動と呼ぶ）とみなして示す。

これらの加速度応答スペクトル、疑似速度応答スペクトルの最も大きいレベルの周期帯での概略の大きさを読みとり、基準の大きさと比較したものを表-5に示す。

表-5より、設計基準で考えられている地震動と比較すると兵庫県南部地震で得られた KPI の記録、と JMA 神戸の記録は速度応答スペクトルでは最大地震動の2倍、標準地震動の4倍、加速度応答スペクトルでは最大地震動の2~4倍、標準地震動の4~8倍の地震動といえることができる。このように、観測された地震動は、現行の設計基準の地震動レベルと比較して非常に大きなものであったことが理解できる。

また、加速度応答スペクトルの大きい周期帯での大きさは、JMA 神戸は KPI の約2倍であり、最大加速度が約2倍であることにほぼ対応している。

実験では JMA 神戸の水平最大加速度 818cm/s^2 に対し、最大値をさまざまな値に調整して加振している。実験では入力最大水平加速度が約 180cm/s^2 で中間深度まで、約 220cm/s^2 で全層液状化に至っているが、この大きさは JMA 神戸の最大加速度や KPI の疑似速度応答スペクトルの最大レベルの約 $1/4$ となり、現行設計基準の標準的な設計震度相当の地震動に相当する。つまり、KPI のまさ土埋立

表-5 兵庫県南部地震の記録と設計基準類^{2.8), 2.9)}の応答スペクトル最大値の比較

対象 強度	JMA	KPI	道路橋	道路橋	共同溝
	神戸 NS成分	GL-16m NS成分	2種地盤 最大地震動	2種地盤 標準地震動	工学的基盤 設計地震動
疑似速度 応答スペクトル S_v (cm/s)	200	200	100 (1/2)	50 (1/4)	24 (1/8)
加速度 応答スペクトル S_A (G)	2	1	0.5 (1/2~1/4)	0.25 (1/4~1/8)	0.3-0.4

() 内は観測値に対する比

地盤は現行設計基準相当の地震動においても液状化が発生する可能性の高い地盤であり、液状化しにくい地盤とは言い難いことがわかる。また、このような地盤においては、現行設計基準の標準地震動レベル、最大地震動レベルに対し液状化を想定した設計が必要となると考えられる。最大地震動レベルに対しては4. (5) の沈下特性を考慮すると、緩い地盤はもちろんのこと、中密な地盤においても、沈下量や変形量の推定が設計上重要となることが指摘できる。

また、今回の地震で観測された地震動が最大地震動レベルよりもさらに大きなレベルであったことは、今後の設計用地震動の議論では、土木構造物の耐震設計において埋立地の液状化による変形に限らず、地震後の非線形挙動の結果現れる塑性変形を考慮できる設計体系への移行を促すものであるとともにそのような体系での議論が必要であると考えられる。

8. 結論

- (1) 鉛直動は地盤内等方応力の変動に影響を与え、過剰間隙水圧の振動成分を生じさせる。しかし、液状化過程を反映しその指標である蓄積される過剰間隙水圧の発生特性や、液状化による沈下量の発生特性の両方に、鉛直動の影響は認められない。
- (2) 水平動は、地震動レベルの増加に伴って非線形化が顕著になり応答倍率が低下する。また、水平動の応答倍率には、鉛直動による影響は認められない。鉛直動は、地震動レベルによらず1~2倍の増幅が見られ、地震動レベルの上昇に伴う応答倍率の低下は認められない。
- (3) 入力加速度が 220cm/s^2 程度で埋立まさ土層全層が液状化に至る。用いた入力地震動の最初の大きな2波が液状化に対して支配的である。相対密度により異なるが、入力があるレベル以上になると、地表の応答は入力の増加による伸びは示さず、頭打ち状態になる。地表面沈下は、

相対密度により異なるが、液状化が全層に及ぶ場合には急増するが、中密な場合にはさほど急増せず大局的には入力レベルに比例的である。

- (4) 神戸ポートアイランドの地震観測結果に見られるような水平動が非線形性により増幅しないのに対し、鉛直動が増幅するという現象を実験は再現していること、被害状況とおおむね対応した沈下率が得られていることなど、実験結果は実現象とよく整合しており、本実験は神戸人工島におけるまさ土埋立地盤の地震時の液状化挙動を模擬できたものと考えられる。
- (5) 神戸海洋気象台、神戸ポートアイランドで観測された地震動は現行耐震設計基準における標準的な地震動の4倍程度、最大級の地震動の2倍程度の地震動レベルであり、現行耐震設計基準を大きく上回るものであった。
- (6) 実験結果から、神戸ポートアイランドに代表されるまさ土埋立地盤は、兵庫県南部地震で液状化しただけでなく、現行の耐震設計基準の標準的な地震動レベルでも液状化する可能性が高いことがわかった。

謝辞：運輸省関係の方々には研究の成果の公表にあたり御教示戴きました。まさ土試料の採取・運搬には、飛鳥建設大阪支店土木部の皆様にお世話になりました。実験データの分析においては飛鳥建設技術研究所のGuanBaoqi氏にお世話になりました。また、本論文をまとめるに先立ち、土木学会耐震工学委員会地震荷重研究小委員会（伯野元彦委員長、亀田弘行幹事長）において、本実験結果を発表し、委員の皆様から有益な意見を戴きました。最後になりましたが、査読者の皆様には丁寧な査読と有益な指摘を戴き、論文の質を向上させるのに大変有益でした。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震基準等に関する提言，6p.，1995.5.
- 2) 森伸一郎，三輪滋，沼田淳紀，GuanBaoqi：神戸人工島で噴出したまさ土の振動台による液状化実験，土木学会第23回地震工学研究発表会，pp.225-228，1995.7.
- 3) 宮永清一，竹山征治：神戸の埋立の歴史，土と基礎，Vol.39，No.1，pp.42-45，1991.1.
- 4) 木山正明，田中泰雄：土質工学的諸問題とその対応 臨海埋立地—埋立造成，土と基礎，Vol.36，No.11，pp.85-90，1988.11.
- 5) 渡辺嘉道：神戸ポートアイランドの開発と基礎工，基礎工，pp.83-91，1981.1.
- 6) 土質工学会関西支部：4.4神戸扇状地の地盤構成，「関西地盤」，pp.73-78，1992.12.
- 7) 渡義治：6.人工島の埋立技術，人工島の建設技術，土と基礎，Vol.39，No.6，pp.109-115，1991.6.

- 8) 谷本喜一：マサ土の工学的性質について・動的性質，第18回土質工学シンポジウム発表論文集—マサ土—，pp.45-50，1973.9.
- 9) 石原研而，安田進：臨海地域の地盤災害，阪神大震災災害調査緊急報告会資料，土木学会，pp.13-18，1995.
- 10) 沼田淳紀，森伸一郎，三輪滋：1995年兵庫県南部地震における液状化調査，土木学会第23回地震工学研究発表会講演概要，pp.221-224，1995.7.
- 11) 谷本喜一，田中泰雄，阿部哲郎，井根政雄，大門芳一：土の動特性に及ぼす最大粒径の影響，第17回土質工学研究発表会，pp.1617-1620，1982.6.
- 12) 井合進：1G場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則について，土木学会第19回地震工学研究発表会講演集，pp.341-344，1987.7.
- 13) 岩崎好規：阪神域の地盤構成と平成7年兵庫県南部地震による地震記録，土と基礎，Vol.43，No.6，pp.15-20，1995.6.
- 14) 西田一彦：風化残積土の工学的性質，鹿島出版会，pp.157-161，1987.
- 15) 気象庁：1995年兵庫県南部地震気象庁87型電磁式強震計記録，1995.2.
- 16) 土質工学会：土質工学ハンドブック，pp.346-388，1982.
- 17) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，pp.274-279，1976.
- 18) 河上房義，小川正二，虎瀬允昭：衝撃を受けた飽和砂中に発生する間ゲキ水圧，土と基礎，Vol.13，No.5，pp.3-7，1965.5.
- 19) 吉川正昭，荒野政信，山田善一：上下・水平同時加振時の模型杭基礎と液状化現象，土質工学会論文報告集，Vol.27，No.4，pp.189-199，1987.12.
- 20) 金本昌也，北浦勝，宮島昌克，ZhaiEndi，袖村孝彦：上下地震動が液状化地盤の挙動に及ぼす影響に関する実験，土木学会第23回地震工学研究発表会講演概要，pp.289-292，1995.7.
- 21) 森伸一郎，三輪滋：地盤の非線形増幅特性に及ぼす間隙水圧の影響，土木学会第21回地震工学研究発表会講演概要，pp.93-96，1991.7.
- 22) 三輪滋，森伸一郎：地盤の地震動増幅特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響，第9回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.211-216，1994.12.
- 23) 原田健二，安田進，新川直利：兵庫県南部地震により液状化した地盤の沈下量と改良工法の効果に関する考察，土木学会第23回地震工学研究発表会講演概要，pp.229-232，1995.7.
- 24) 平井芳雄，加倉井正昭，丸山正夫，山下清，青木雅路，福山國夫：兵庫県南部地震後の神戸ポートアイランドにおける建物基礎の調査結果，日本建築学会大会学術講演概要集B-2，pp.1143-1144，1995.8.
- 25) 國生剛治，佐藤清正，松本正毅：1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性，土と基礎，Vol.43，No.9，pp.39-43，1995.9.
- 26) 稲葉拓，栗田哲，杉村義彦：兵庫県南部地震で神戸で観測された地震動の波動成分の識別とスペクトル特性に関する考察，1995年日本建築学会大会学術講演梗概集B-2，pp.159-160，1995.8.
- 27) 野畑有秀，若松邦夫，奥田暁，安井謙：1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の記録に関する検討，1995年日本建築学会大会学術講演梗概集B-2，pp.165-166，1995.8.
- 28) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3.
- 29) 日本道路協会：道路橋示方書・解説Ⅴ耐震設計編，1990.2.

(1995.10.2 受付)

**SHAKING TABLE TESTS TO ELUCIDATE LIQUEFACTION BEHAVIOR
OF RECLAIMED LANDS OF WEATHERED GRANITE
DURING THE 1995 HYOGO-KEN-NANBU EARTHQUAKE**

Shin'ichiro MORI , Shigeru MIWA and Atsunori NUMATA

Liquefaction occurred in most of reclaimed lands in Hanshin area during the Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake , January 17,1995. Such lands are made of weathered granite,"Masa-do" , which has been believed anti-liquefiable. Authors carried out many cases of shaking table tests to model ground set up in shear container with erupted "Masa-do"under horizontal and vertical excitation. Objectives of the experiments are to simulate the actual behavior of reclaimed lands for the following issues ; (1) liquefaction and settlement characteristics, (2) influence of vertical excitation , (3) ground motion amplification, and finally to evaluate the ground motion in both aspects of liquefaction and seismic design code. The test results can elucidate an outline of the actual liquefaction behavior.