

遠心振動実験による液状化地盤における 杭基礎の耐震性評価

佐藤正義¹・田地陽一²

¹正会員 工博 清水建設(株) 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

²正会員 工修 同 (〒135-8530 同)

埋立て地盤に建設が計画されている実際の重量構造物を対象とし、杭基礎の耐震安全性を検討するため、実物を地盤-杭-建屋系にモデル化して、遠心力場の液状化実験を行った。小さな間隔で打設された群杭基礎が杭内部地盤の液状化を防止できるかの観点に注目し、杭基礎の耐震安全性について検討した。その結果、(1)群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であること、(2)実際の重量構造物を対象とした遠心振動実験によると、基盤入力175gal程度の地震に対する杭基礎の安全性は概ね確保されていること、(3)実施した地盤-杭-建屋系のモデル化の手法とせん断土槽や地震波加振による実験方法は、動的数値解析法とならんで、今後実構造物の耐震性評価の検討に有効な手段であると言える、ことが分かった。

Key Words : prototype structure, centrifuge modelling, shaking table test, laminar container, liquefaction damage, seismic estimation, soil-pile-structure system

1. まえがき

沖積の堆積地盤や埋立て地盤などの軟弱地盤における構造物の基礎形式として、杭基礎が多く採用される。軟弱な砂地盤では地震時に液状化が発生し易いため、杭基礎の安全性が懸念される。過去の大地震の際における震害調査からも液状化が原因で杭基礎が被災した例が河村¹⁾、水野²⁾、新潟地震被害報告書³⁾、他により報告されている。また、兵庫県南部地震における基礎の地震被害報告書⁴⁾、南荘ら⁵⁾、岡下ら⁶⁾による土木構造物の調査、ならびに大岡ら⁷⁾、社本ら⁸⁾の建築物の調査結果にも見られるように、地盤の液状化が原因となった杭の被害は非常に多い。これらの杭の被害には、液状化に伴う地盤流動が主要因と考えられるものが多いが、水平地盤においても多くの被害が発生しており、その原因として不明な点も多い。地盤の液状化による杭の被害原因を解明するための手段として、最近注目されている実地盤の拘束応力状態を再現できる、遠心振動実験は有力な方法と考えられ、Miyamoto et al.¹⁰⁾、Sato et al.¹¹⁾、他により研究されている。しかし、遠心振動実験を用いた研究は、歴史が浅く未開発な部分も多いため、実務において遠心振動実験を用いて構造物の液状化時の耐震性を検討したものは見られない。遠心実験による地盤と構造物の耐震性評価の手法を、実務へ適用してゆくためには、より実際の構造物の挙動を模擬できるモデルを用いた耐震性評価の研究

が望まれる。

本研究では、埋立て地盤に建設が計画されている重量構造物を対象とし杭基礎の耐震安全性を、遠心振動実験を用いて検討することとした。そのため、実際の重量構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化し、実地震記録を再現することのできる遠心力場の振動実験装置を用い、地盤の拘束応力および透水性の相似則を合わせ、さらに杭の剛性と構造物の固有周期を実物に対応させた状態で液状化実験を行った。この研究では、小さな間隔で打設された群杭基礎が杭内部の地盤の液状化を防止できるか、また地盤の液状化時における構造物慣性力が、杭の断面力に与える影響という観点に注目して杭基礎の耐震安全性を検討した。

2. 実際の群杭基礎構造物

検討の対象は、埋立て地盤に建設が計画されている重量構造物で、大きさは長さ310m、幅50m、高さ10m、構造物の平均荷重強度は約170kPaである。構造物および基礎と地盤概要をFig.1に示す。建設地の地盤は、地表から6mが埋立砂層、それから5mが沖積砂層、11m以深はN値50以上の洪積砂層である。杭は $\phi=600\text{mm}$ 、 $t=9\text{mm}$ の鋼管杭、ピッチ約1.8mの正方形配置、先端開放の打込み杭である。Fig.1には建築基礎構造設計指針¹²⁾における地表面での設計用水平加速度を $\alpha_{\text{max}}=200\text{gal}$ と

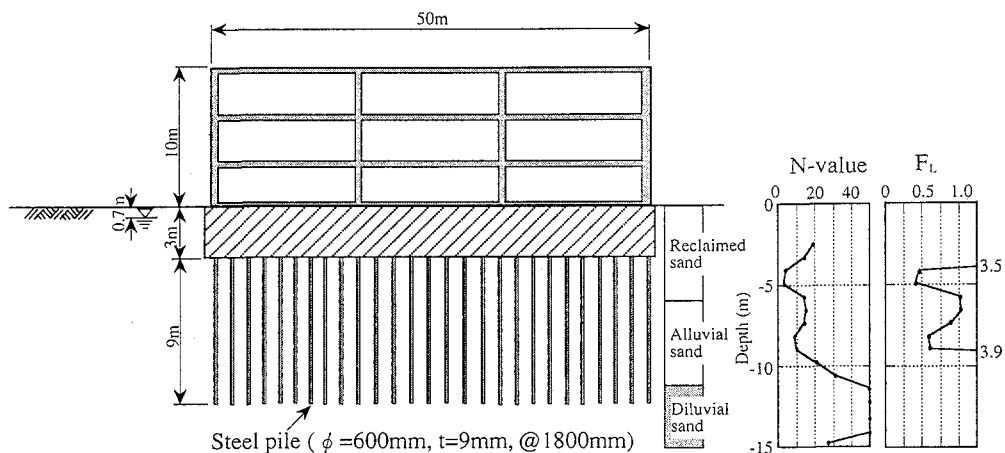


Fig.1 Outline of the prototype structure, piles and ground condition

Table 1 Similitude requirements used in the tests

		Symbol	Scale ratio	Unit	Prototype	Model
Sand stratum	Thickness	H_g	$1/\lambda$	m	7.5	0.25
	Density	ρ_t	1	kg/m ³	1960	1960
	Permeability	k	$1/\lambda$	m/s	0.0003	0.00001
Bearing stratum	Thickness	H_b	$1/\lambda$	m	1.5	0.05
	Length of pile	L	$1/\lambda$	m	8.1	0.27
	Diameter	D	$1/\lambda$	m	0.6	0.02
Pile	Thickness	t	$1/\lambda$	m	0.009	0.0005 (0.0003)
	Young's modulus	E	1	MN/m ²	206000	130000 (206000)
	Geometrical moment of inertia	I	$1/\lambda^4$	m ⁴	0.00073	0.1456×10^{-8} (0.0901×10^{-8})
	Bending stiffness	E-I	$1/\lambda^4$	MNm ²	150.4	0.000189 (0.000186)
	Area	A	$1/\lambda^2$	m ²	0.0167	0.306×10^{-4} (0.186×10^{-4})
	Normal stiffness	E-A	$1/\lambda^2$	MN	3440	3.980 (3.828)
Footing	Mass	m_f	$1/\lambda^3$	kg	148500	5.5
	Length	L_f	$1/\lambda$	m	6.3	0.21
Structure	Mass	m_s	$1/\lambda^3$	kg	756000	28.0
	Natural frequency	f_s	λ	Hz	2	60
	Damping ratio	h_s	1	%	6.0	6.0
	Exciting acceleration	α	λ	g	0.18	5.4

した液状化簡易判定法の結果も示している。この図より基礎スラブの直下地盤から深度-9 mまでは F_L が0.5~1程度であり液状化する可能性が高いことが分かる。したがって、基礎スラブ直下の地盤が液状化した場合における杭の耐震安全性が問題となった。この構造物基礎は比較的小さい間隔で杭を打設するため、群杭の

剛性により群杭内部地盤の液状化を防止できるのはいか、また地盤に液状化が発生した場合、杭に発生する断面力はどの程度なのかを設計計算からではなく、実証的に検討することとした。

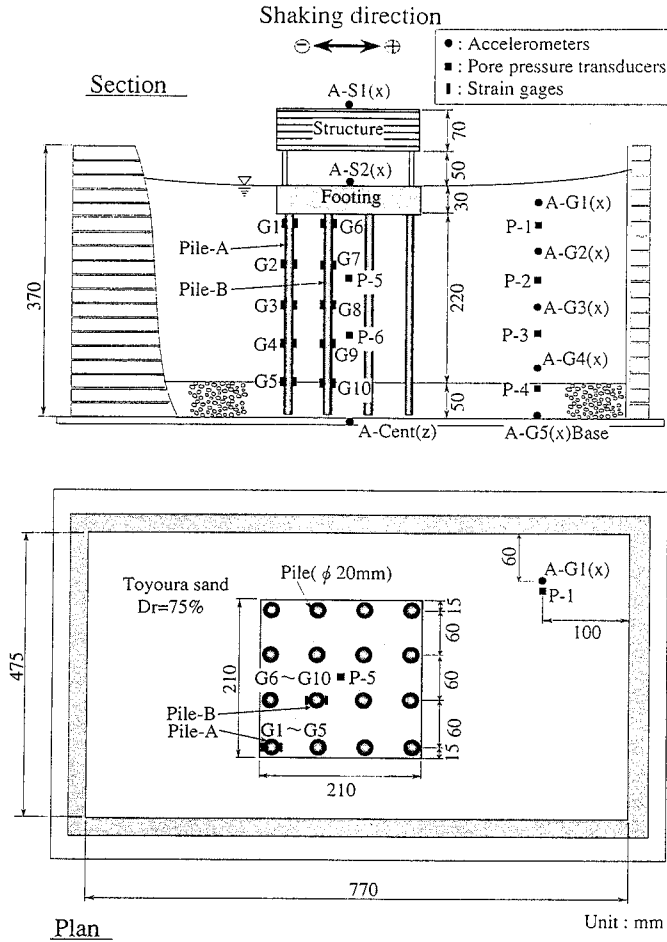


Fig.2 A soil-pile-structure model system and locations of transducers

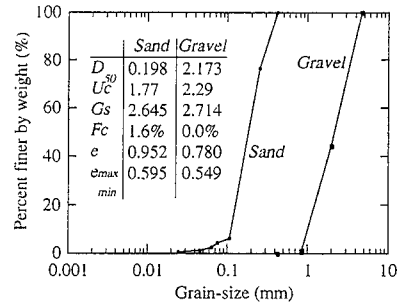


Fig.3 Grain-size accumulation curve and physical properties

3. 遠心力場の群杭基礎構造物のモデル化

(1) 相似則

実際の構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化し Table 1 に示す相似則により、遠心力場の振動実験装置を用いて液状化模型実験を行った。模型と実物の縮尺比は1:30とした。表中のかっこ内の数字については、後述の3.の(5)において説明する。実験に用いた地盤-杭-建屋系およびせん断土槽の断面図・平面図を Fig.2 に示す。

(2) 実地盤のモデル化

実地盤のモデル化にあたっては、せん断剛性や液状化強度をどのように模型地盤で再現するかを検討する必要がある。遠心実験は模型実験であり実物ではないので、正確にモデル化するといっても限度があり、実地盤の微妙な多層構造やエイジングの効果は再現できないので、地盤が液状化した場合に杭基礎に発生する基本的な現象による影響を把握することが重要と考える。したがっ

て、ここでは地盤の応答特性として地盤の固有振動数を、液状化強度として砂地盤の相対密度を対応させることを目標にした。

実地盤の柱状図では、標準貫入試験によるN値は深度方向に変化しているが、GL-10.6m までの平均値をとって $N=13.4$ 、鉛直有効応力 $\sigma'_v=41 \text{ kPa}(0.42 \text{ kgf/cm}^2)$ として相対密度と N 値の関係式¹³⁾

$$Dr = 21 \sqrt{N / (\sigma'_v + 0.7)} \%$$

ここに、 σ'_v : kgf/cm² (1 kgf/cm²=98kPa)

を用いて相対密度を計算した。その結果、模型地盤の目標相対密度は $Dr=73\%$ であるが、模型地盤作成において制御できる相対密度はせいぜい5%の幅であるので、 Dr 約75%の様な液状化層にて作成することとした。実地盤の地下水位は深度-0.7mと極めて地表に近いことより、模型地盤は地表とした。N値と V_s の関係による

Imai¹⁴⁾ の経験式と弾性波動理論の式を用い

$$V_s = 80 N^{1/3}$$

$$f = V_s / 4H$$

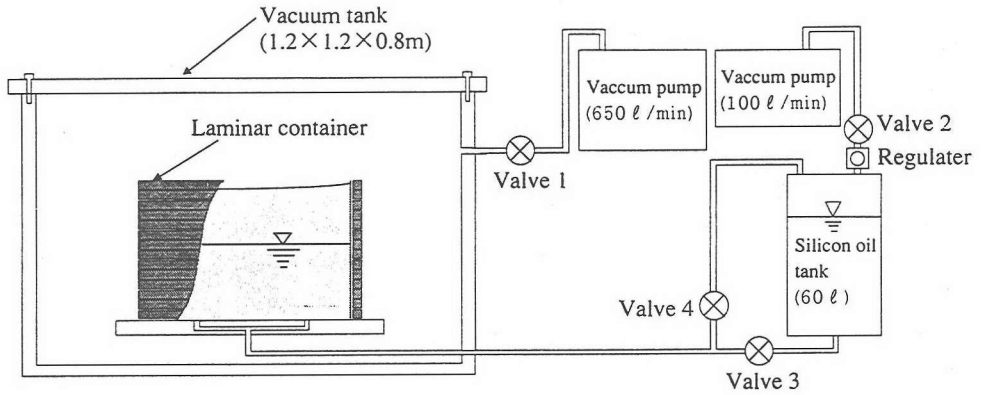


Fig.4 Saturation apparatus of sand deposit

により、実地盤の初期せん断剛性における固有振動数を計算すると3.9Hzであり、模型地盤の目標とする固有振動数は117Hzとなる。この固有振動数の値については、模型地盤深度が30cmで豊浦砂を用い、相対密度が75%程度であれば、概ね120Hzになり、目標を達成できることが過去の経験から分かっている。したがって、後述する Fig.5 に示すように、測定した模型地盤の固有振動数は約123Hz(実物換算で4.1Hz)であり、概ね目標とする値になっている。

最初に、支持層として小砂利を突固めた砂礫層を相対密度 $D_r = \text{約} 80\%$ で作成し、次に液状化層として乾燥状態の豊浦砂を空中落下法により作成した。実験に用いた小砂利と豊浦砂の粒径加積曲線と物性値を Fig.3 に示す。模型と実物の縮尺比が 1:30 であるので模型地盤の間隙流体には、水の30倍の粘性(30cs)をもつシリコンオイルを用いた。遠心力場の実験において、間隙流体に模型の縮尺比に応じた粘性のシリコンオイルを用いることについては、田中ら¹⁵⁾により妥当性が報告されている。

(3) 液状化実験における模型地盤の飽和方法

遠心実験により地盤の液状化を取扱う模型実験において、実験精度を確保するには模型地盤の飽和度を向上させることは非常に重要である。本実験においては、模型地盤の飽和度の向上を図るため、せん断土槽を真空槽に入れ、真空状態で間隙流体を注入して飽和させる方法をとった。これと類似の方法が、Hsu et al.¹⁶⁾、Ting et al.¹⁷⁾ および Kimura et al.¹⁸⁾ により紹介されている。

模型地盤の飽和に用いた装置を Fig.4 に示す。模型地盤を、長さ1.2m、幅1.2m、高さ0.8mの耐圧箱に入れ完全に脱気した後、真空状態を保ちながら、非常にゆっくりとせん断土槽底部に設けた注入口からシリコンオイルを浸透させる。飽和に要する時間は、地盤材料の透水係数に依存し、豊浦砂の場合20~30時間である。以下に、飽和の手順を示す。

◎ Step 1 初期設定

- (a)土槽セット
- (b)シリコンオイルの真空脱気

◎ Step 2 真空状態作成

- ・真空作成時間は、タンクの気密性と真空ポンプの能力に依存する。このタンクと真空ポンプ(650リットル/分)の場合、真空作成時間は4~5時間である。

(a)バルブ1,2,4を開く。

(b)バルブ3を閉じる。

(c)レギュレーターにより土槽を入れたタンク内を-98kPaにする。

◎ Step 3 地盤飽和

(a)バルブ1,2,3を開く。

(b)バルブ4を閉じる。

(c)レギュレーターにより土槽を入れたタンク内を約-90kPaにして、シリコンオイルのタンクと土槽を入れたタンクに圧力差を設け、その圧力差でゆっくりとシリコンオイルを模型地盤に注入する。

真空状態でシリコンオイルを浸透させた場合、模型地盤は多少は不飽和状態になるが、空隙部分は空気ではなくほぼ真空であるので、大気圧に戻すとこの空隙はほとんどなくなり、さらに遠心力場では加速度の上昇により流体の圧力が作用するため、こうして作製した模型地盤の飽和度は非常に高いものとなる。

(4) 構造物のモデル化

構造物全体は非常に大きく完全にモデル化することが不可能であるため、構造物の一部分として杭基礎の4×4本を取り出すモデル化を行った。また、遠心装置の搭載質量制限のため、地盤深さを実際よりも小さくする必要から、フーチングは実物の高さ3mを模型では実物換算で0.9mに、杭も実物の長さ9mを模型では実物換算で

8.2mと若干短くした。

実構造物の設計で想定されている基礎固定における固有振動数は1.3Hz(構造物のみ)の固有振動数, 減衰定数は約5%である。構造物模型の固有振動数は, 模型のみの自由振動試験によると実物換算2Hzで実構造物よりもやや大きく, 減衰定数は約6%で実物に概ね一致している。構造物模型は, 質量 $m=28.0\text{kg}$ の重錘を4枚の鋼柱で支持したもので, 鋼柱の高さは50mm, 柱断面は4mm(加振方向) \times 10mmでせん断変形が卓越する構造とし, フーチングの材質はアルミニウムで, サイズは210 \times 210mm, 高さ30mmで, 質量は5.5kgである。ここで, 模型構造物の高さはフーチング天端から120mm(実物換算3.6m)であり, 実構造物をモデル化できていない。実構造物は, 高さ(10m)の割に基礎幅(50m)が大きいので, 構造物の転倒モーメントが作用しても, 基礎にはロッキング振動は発生しないと考えられ, 杭に発生する曲げモーメントは構造物のスウェー振動によるものが主となる。したがって, 模型構造物はせん断変形が卓越するようにした。しかし, 実験では基礎にロッキング振動が多少発生し, その影響が杭の軸力に現れるのは避けられないので, 実験結果の評価にこの影響を考慮することで対処すべきと考える。

(5) 群杭基礎のモデル化

実際の杭は先端開放の打込み杭で計画されているが, 遠心振動実験では杭を打ち込み, さらにフーチングと上部構造物を組み立てるというシミュレーションは不可能であるため, ここでは施工時における杭打設による地盤締固めの効果は別途検討することとして, 杭基礎模型を設置した後に地盤を作成した。群杭基礎模型は16本(4 \times 4)で, 杭間隔は杭径の3倍である。杭頭はアルミニウムのフーチングに剛結し, 支持杭基礎を模擬するために, 杭下端は支持層に杭径の約2.5倍を根入れしている。

杭基礎の模型実験においては, 実物の鋼管杭($\phi=60\text{mm}$, $t=9\text{mm}$)と模型杭に関する曲げ剛性($E \cdot I$)および軸剛性($E \cdot A$)の相似則を満足させることが必要である。Table 1の相似則における, 模型杭の厚さ, ヤング係数, 断面二次モーメントおよび断面積のかっこ内の数字は, 実際の杭を相似則で縮尺化したものである。杭の模型化にあたっては, 厚さ0.3mmの材料を入手できなかったため, 厚さ, ヤング係数が適切なものとして, 直径20mm, 厚さ0.5mmの真鍮製の模型杭を選択した。その結果, Table 1に示されているように, 模型杭は曲げ剛性および軸剛性とも概ね相似則を満足させることができてい

4. 遠心力場の振動実験方法

(1) 遠心力場の振動実験装置

遠心振動実験装置の仕様は, 振動台設置時の有効回転半径3.11m, テーブルサイズは950 \times 650mm, 遠心加速度50g場で最大搭載質量300kgである。加振能力は, 正弦波スイープ加振により周波数を50~350Hzの範囲で連続的に変化させた場合の最大加振加速度は5gで, ランダム波加振の場合は最大加振加速度10gである。振動加振方式は電磁式を採用しており, 高周波数領域でも安定した制御波形で加振できる。この装置は, 実地盤の地震時挙動を精度良く再現できることがSato¹⁹⁾によって報告されている。

(2) せん断土槽

実験に用いたせん断土槽は, 高さ26mm, 幅40mm, 厚さ1.2mmの長方形中空スチール角パイプ枠を14段積み重ねたもので軽量化を図っており, 各々の角パイプ間には厚さ2mmの平型ベアリングを設置して土槽自体のせん断剛性を小さくしている。土槽の内寸法は, 長さ770mm(加振方向), 幅475mm, 深さ370mmである。飽和状態の模型地盤に対するせん断土槽自体の質量の比は, 0.17で遠心力場で使用するせん断土槽としては, Kutter et al.²⁰⁾の使用しているもの0.25, Fiegel et al.²¹⁾の使用しているもの0.22と比較して, せん断土槽自体の慣性力の影響が小さいと考えられる。

(3) 微小加振試験による地盤の初期剛性における固有振動数

作成した模型の杭-地盤系の基本振動特性を把握することは, その応答特性を考察する上で重要なことである。実物換算で微小な加振加速度3gal, 周波数範囲1~7Hzの加振による正弦波スイープ加振を行い, 初期せん断剛性における構造物および地盤の固有振動数を求めた。基盤入力(A-G5)に対する地表地盤(A-G1), 構造物(A-S1), フーチング(A-S2)の周波数伝達関数をFig.5(a),(b),(c)に示す。図は相似則により実物の値に変換して表示している。地表地盤(A-G1)の周波数伝達関数に見られる約4.1Hzのピークは地盤の固有振動数である。また構造物(A-S1)の周波数伝達関数に見られる約1.9Hzのピークは, 構造物の固有振動数である。構造物の固有振動数は, 地盤の固有振動数より小さく, 10m程度の砂層における杭-地盤系の応答性状を良く表わしている。この4.1Hzのピークは, 地盤の初期剛性における固有振動数であるため, 弾性の数値解析により地盤の初期せん断剛性を推定できる。

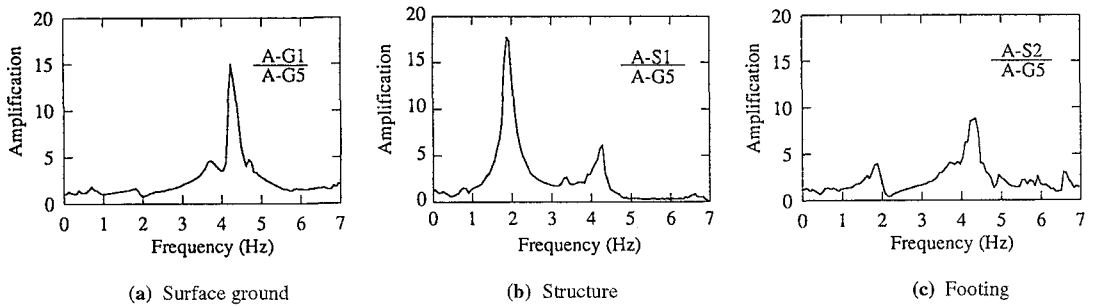


Fig.5 Frequency transfer function at three locations

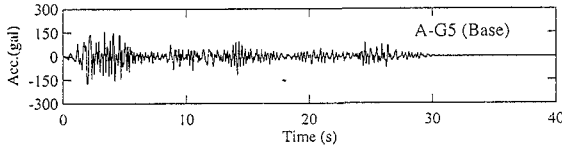


Fig.6 Adjusted input acceleration time history

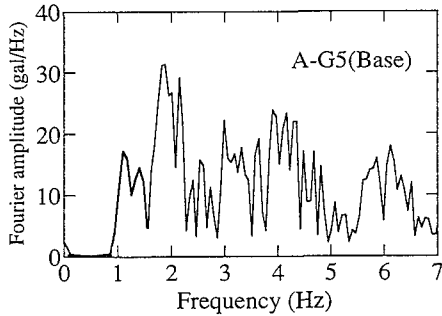


Fig.7 Fourier spectrum of input acceleration

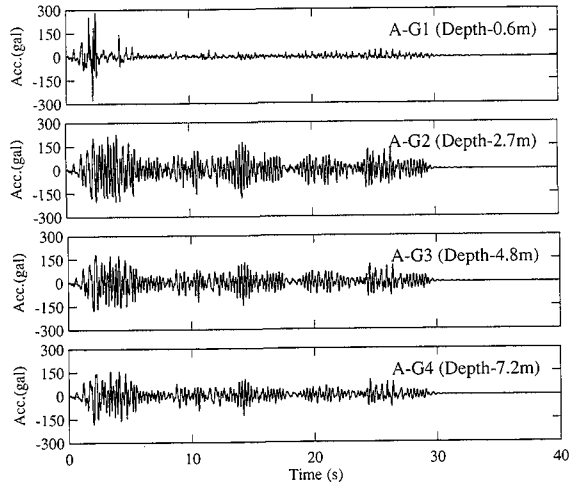


Fig.8 Acceleration response of far field

(4) 液状化実験に用いた地震波

杭-地盤系の実地震に対する杭基礎の耐震安全性を検討するための実験として、最大入力加速度200gal(実物換算)のEL-CENTRO波のNS成分による加振を目標に行ったが、実験結果の最大加速度は175galであった。

実験結果より、支持地盤で測定したEL-CENTRO波の時刻歴をFig.6に、フーリエスペクトルをFig.7に示す。Fig.7より入力地震動は2 Hz付近に大きなパワーをもち、Fig.5(b)に示された構造物の固有振動数に近い。なお、フーリエスペクトルから分かるように入力地震動は、1 Hz以下の周波数をフィルターでカットしている。これは、低周波数における振動実験装置の加振能力に制限があるためである。

5. 杭-地盤-構造物系の液状化時における挙動

(1) 砂地盤の液状化時の挙動

液状化加振実験の結果として、一般地盤で計測されたA-G1～A-G4の加速度応答をFig.8に、P-1～P-4による過剰間隙水圧の時刻歴をFig.9に示す。ここで、一般地

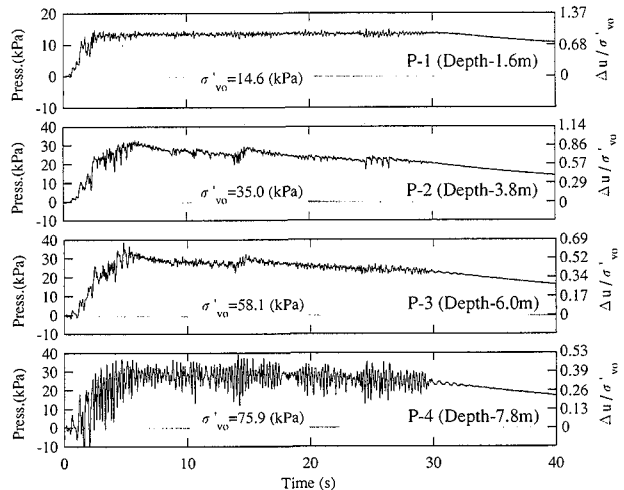


Fig.9 Excess pore pressures of far field

盤(Far field)とは杭基礎から離れた位置で、杭基礎の振動の影響が小さい地盤であり、地盤のみの応答特性をもつものを意味する。この実験では深度-1.6m(P-1)における地表地盤のみが液状化しており、地表地盤(A-G1)では時

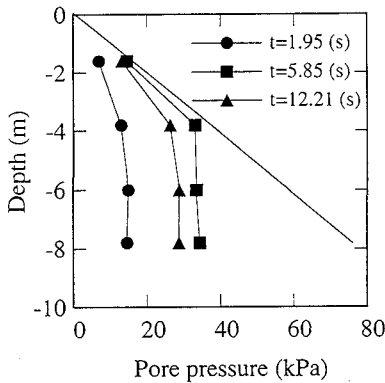


Fig.10 Distribution of excess pore pressures with ground depth

刻5秒以後の加速度応答が殆どなくなっている。過剰間隙水圧の時刻歴から深度-3.8m(P-2)では0.9程度(=32kPa/35kPa)まで上昇しており、かなり液状化に近づいているが、直上地盤の深度-2.7m(A-G2)の加速度は応答している。一般的に、液状化要素試験において過剰間隙水圧比が0.9程度ではせん断ひずみは小さいが、過剰間隙水圧比が1.0になった後でせん断ひずみは急激に大きくなる。このことから、過剰間隙水圧比が0.9程度になっても、実験において地盤の加速度応答が無くなることは妥当な結果と言える。

地盤の過剰間隙水圧の分布をFig.10に示す。一般地盤の過剰間隙水圧は5.85秒で深度-1.6mの上部層の過剰間隙水圧比が1.0になり液状化しており、12.2秒でも下層の深度-6.0mでは液状化していないことが分かる。また、深度-7.8mは支持層内の過剰間隙水圧でありFig.10によると水圧比は0.4(=33kPa/76kPa)程度まで上昇しており、礫層でも過剰間隙水圧がある程度は上昇することが分かる。礫層(P-4)の時刻歴では加速度波形の形状と対応した振動成分がみられるが、これは礫と間隙流体の相互作用によるものと考えられる。すなわち、土粒子の粒径が小さいと間隙流体は土粒子に付着した状態で一体に振動するが、土粒子が大きな礫では間隙流体は礫と一体に振動しないため、礫の振動成分が間隙流体に現れるものと考えられる。

(2) 杭剛性による杭間地盤の液状化防止効果の検討

杭間隔の小さい群杭の剛性により杭間地盤の液状化を防止できれば、周辺地盤が液状化しても杭周辺地盤のバネ剛性の低下は小さく、基礎自体の耐震性は大きいと考えられる。杭剛性による杭間地盤の液状化防止効果を検討するため、一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧の時刻歴による比較をFig.11に示す。一般地盤(P-2, P-3)と杭間地盤(P-5, P-6)の過剰間隙水圧の上昇は、両者とも一般地盤の方が多少振動成分が多いが概ね一致している。これ

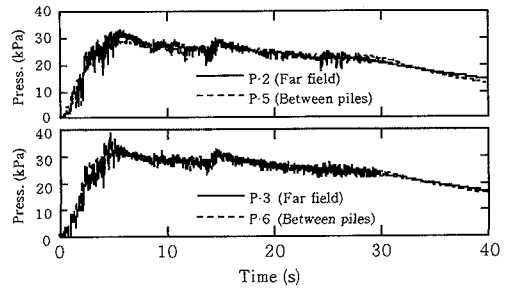
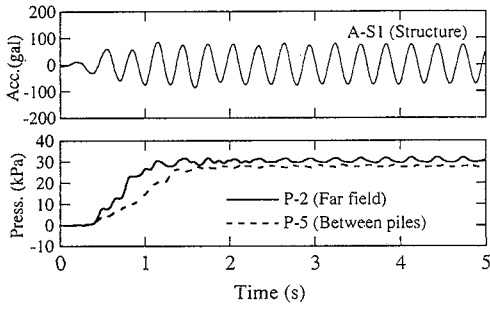


Fig.11 Excess pore pressures in two different positions

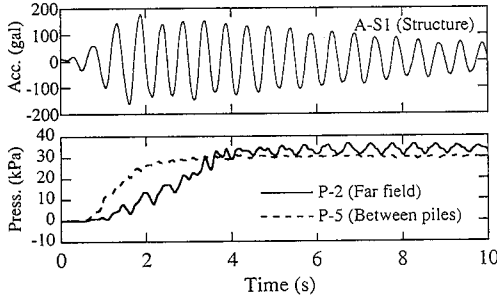
は、杭間地盤と一般地盤はほぼ同じせん断ひずみが発生しているためであると考えられる。このことは、後述するように一般地盤(A-G2)とフーチング(A-S2)の加速度時刻歴を比較すると両者はほぼ同一の挙動をしていることからいえる。今回用いた杭基礎は、比較的細長比が小さく杭間隔も杭径の3倍と比較的小さく、入力地震動の卓越周期が構造物の固有振動数に近いが、この加振実験結果からは、打ち込み杭の締め固め効果がない場合、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であり、杭間地盤は一般地盤と同程度に液状化していることが分かる。

次に、正弦波加振による共振実験を行い、杭剛性による杭間地盤の液状化防止効果を検討する。前述のFig.5(a),(b)より、地盤の固有振動数は約4 Hzで構造物の固有振動数は約2 Hzである。したがって、加振振動数が地盤の弾性時の固有振動数よりやや小さい3.5Hz、加振加速度110gal、および加振振動数が構造物の固有振動数と同じ2 Hz、加振加速度100galの2ケースの加振を行った。一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧の比較を行った結果をFig.12に示す。(a)は加振振動数と地盤の固有振動数が近い場合で、(b)は加振振動数と構造物の固有振動数が近い場合である。(a)に示した構造物の応答加速度は、加振加速度と同程度であり共振していないのに対し、(b)に示した構造物の応答加速度は共振している。(a),(b)より、地盤が共振する地震動の場合には、一般地盤が大きく振動して液状化し易いのに対し、杭間地盤は群杭基礎が抵抗するため液状化しにくくなる。また、構造物が共振する場合には、フーチングおよびその下の地盤は一般地盤よりも大きくせん断振動するため、液状化し易くなることが分かる。

正弦波加振の実験結果から、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止できるかは、入力地震動の周波数成分と構造物の固有振動数の関係でできまるといえる。すなわち、構造物が共振する場合には、杭間地盤は液状化し易くなるといえる。しかし、地震波加振の結果からは、入力地震動の卓越周期が構造物の固有振動数に近い場合でも、一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧はほぼ同じで



(a) A case of input frequency 3.5Hz near the natural frequency of ground



(b) A case of input frequency 2.0Hz near the natural frequency of structure

Fig.12 Comparison of excess pore pressures and acceleration response of structure

あった。これは、地震波加振の場合は、多くの周波数成分が含まれており、正弦波加振ほど顕著な振動数の影響は現れないためである。以上より、一般的には群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であり、地震時には一般地盤と杭間地盤は、同程度の液状化が発生すると考えるのが妥当である。

(3) 液状化時における構造物およびフーチングの応答

構造物とフーチングの加速度の時刻歴を Fig.13 に示す。構造物(A-S1)は構造物の固有振動数で揺れており液状化する途中の応答が大きく、フーチング(A-S2)はほぼ地盤(A-G2)と同様の応答性状を示している。Fig.14 には基盤入力(A-G5)に対する構造物(A-S1)の周波数伝達関数を示す。Fig.5(b) に示した正弦波スイープ加振の結果も併せて示している。両者を比較すると、液状化実験の場合の方が加速度応答倍率が大きく、固有振動数には低下がみられる。これは、地表地盤が液状化して突出杭のような状態になったためである。

(4) 液状化時における杭の曲げモーメントの応答

コーナー部における杭 A(G1 ~ G5)の曲げモーメントの時刻歴を Fig.15 に示す。Fig.10 に示すように液状化する

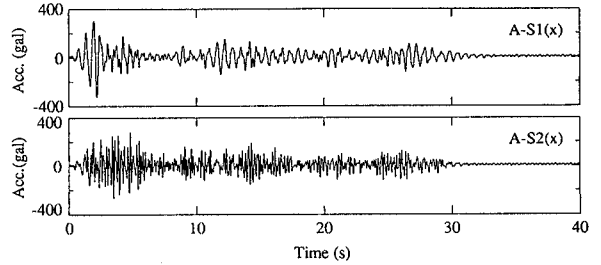


Fig.13 Acceleration response of structure and footing

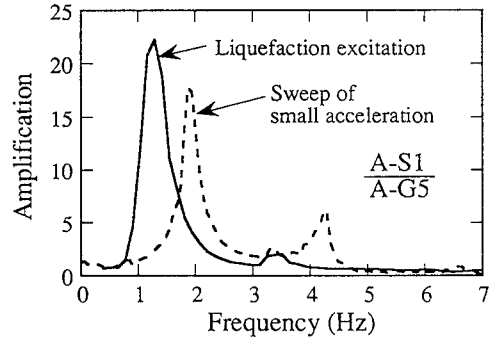


Fig.14 Comparison of frequency response function

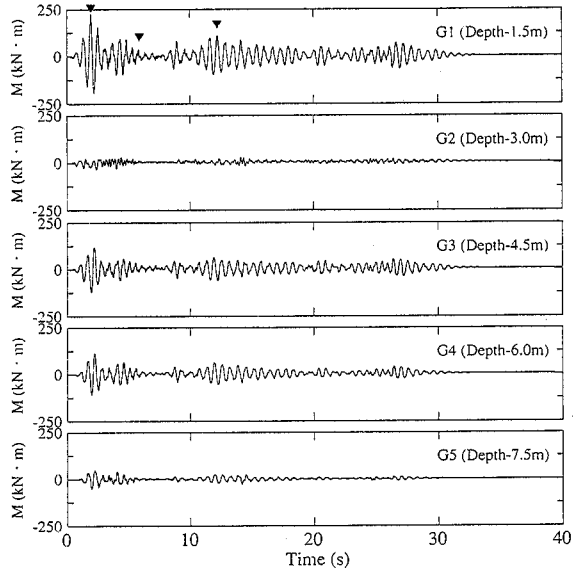


Fig.15 Bending moment time histories of pile-A

る途中(過剰間隙水圧比が0.2~0.5)の1.95秒の時刻において、構造物の大きな振動に加えて杭頭付近の地盤液状化により、地盤バネが低下しているため杭頭(G1)の曲げモーメントは大きい。

中央部の杭Bにおける杭頭(G6)と杭下端(G10)の時刻歴を Fig.16 に示す。コーナー部の杭Aと中央部の杭Bに発生している曲げモーメントはほぼ同じであり、群杭基

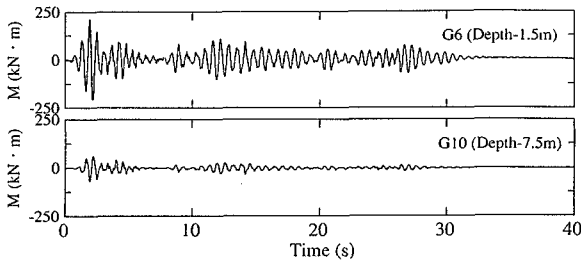


Fig.16 Bending moment time histories of pile-B

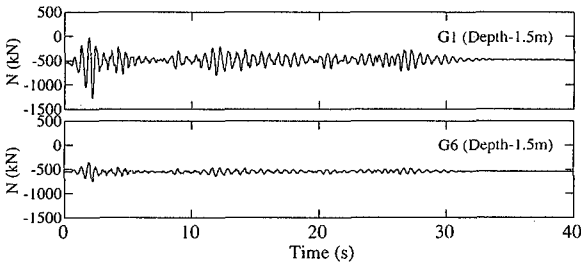


Fig.17 Normal force time histories of pile-A and pile B

礎が動的な水平力を受けた場合に、コーナー部の杭は内部の杭よりも荷重分担率が大きく、大きな断面力が発生するといわれているが、ここではその傾向は顕著ではない。

中央と端部の杭頭部における軸力の時刻歴をFig.17に示す。図中の値は構造物荷重による軸力も含んでいる。端部の杭における軸力が大きいのは、構造物がロックンしているためである。

(5) 液状化時における杭の曲げモーメントの分布

コーナー部の杭Aの曲げモーメント(G1～G5)の分布を3つの時刻についてFig.18に示す。これらの時刻は、Fig.10に示すように、過剰間隙水圧比が0.2～0.5の液状化する途中の1.95秒、地表面の過剰間隙水圧比が1に近くなった液状化する直前の5.85秒、地表面が液状化して数秒経過した後の12.21秒におけるものである。図より、1.95秒における杭頭の曲げ応力が大きいことが分かる。これは、前記の構造物の加速度応答が大きいことに起因している。この結果は、Fig.15と併せて地表面付近に液状化層があり、かつFig.5(b)およびFig.7に見られるように入力地震動のパワーが構造物の固有振動数の近くにある場合の杭基礎は、液状化する途中において杭頭の耐震性が厳しくなることを、杭の断面力という点から実証している。杭の曲げモーメント分布の形状は、杭の耐震設計に用いられるChangの式において、杭頭固定の場合に得られる曲げモーメントの分布となっている。これは、本実験が地表地盤のみが液状化したうえに、入力地震動の卓越振動数が構造物の固有振動数に近く、杭の曲げ

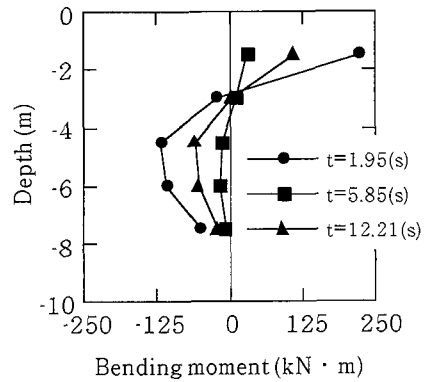


Fig.18 Distribution of bending moment of pile-A with ground depth

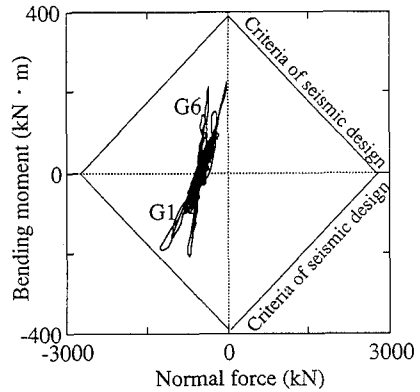


Fig.19 Comparison of allowable and measured values of normal forces and bending moments (M-N curve)

モーメントの発生メカニズムが構造物慣性力に支配されたためである。

(6) 実験終了後の試験体

液状化実験終了後における試験体の観察結果、何れの実験結果でも構造物には大きな沈下や傾斜はみられなかった。これは、今回行った実験が土槽の剛な底板の近くに杭下端があり、鉛直支持力という観点からは十分な支持力を保持していたからと考えられる。地盤が液状化した場合でも支持力を保持することは、実構造物においても重要であるとする。

6. 液状化時における杭基礎の耐震性評価

杭基礎の耐震性を評価するためには、杭体の常時と地震時の断面力を足し合わせて検討する必要がある。設計では、常時の構造物による1本あたりの杭の軸力は554kNである。常時の杭の軸力に地震時の軸力を足しあわせた軸力と地震時の曲げモーメントの関係(MN曲線)

を Fig.19 に示す。G1 と G6 は端部と中央における曲げモーメントの大きな杭頭での軸力と曲げモーメントの関係である。G1 と G6 の違いは構造物のロッキング振動により端部の杭に杭に軸力が発生したためである。しかし、図より構造物のロッキング振動の影響は小さく、G1 と G6 は何れも地震時の杭の許容断面力内におさまっている。したがって、実験結果の評価を大きく変える必要はないことが分かる。なお、常時の杭軸力は 554kN であり、許容軸力は杭体の常時許容軸力 1800kN よりかなり小さい。これは、杭の極限支持力が杭体応力度ではなく地盤の支持力で決定されているからである。

したがって、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であるが、許容断面力内におさまることより、基盤最大加速度 175gal の地震に対して杭基礎の耐震性は確保されていると考えられる。しかし、杭基礎の耐震性を考える上で、実際の地震が三次元であることは念頭に置く必要がある。Fig.19 は、許容断面力に極めて近い地震波が三次元であれば、許容の断面力以上になることは十分に考えられる。杭とフーチングの接合部、等の詳細部についても別途検討を行うべきである。また、Sato et al.¹¹⁾ の実験結果にも見られるように、地表でなく地中の限られた層のみが液状化する場合は、今回と異なった曲げモーメントの分布となることも念頭に置く必要がある。

7. まとめ

埋立て地盤に建設が計画されている実際の重量構造物を対象とし、杭基礎の耐震安全性を検討するため、実際の重量構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化して、遠心力場の振動実験により液状化実験を行った。特に、比較的小さな間隔で打設された群杭基礎が杭間地盤の液状化を防止できるか、また地盤液状化時における構造物慣性力が杭の断面力に与える影響という観点に注目して杭基礎の耐震安全性を検討した。その結果、以下に示す知見が得られた。

- (1) 一般的には、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であり、地震時には一般地盤と杭間地盤は、同程度の液状化が発生すると考えられる。
- (2) 本実験では、地表地盤のみが液状化したうえに入力地震動のパワーが構造物の固有振動数にほぼ一致し、杭の曲げモーメントの発生メカニズムが構造物慣性力に支配されたため、杭の曲げモーメントは Chang の式において得られるモーメントの分布に似た分布となり、杭頭に大きな曲げモーメントが発生した。
- (3) 実際の重量構造物を対象とした遠心振動実験によ

り地盤液状化時の杭基礎の耐震安全性を検討した結果、基盤入力 175gal 程度の地震に対する杭基礎の安全性は概ね確保されていることが分かった。

- (4) 本研究において、地盤の応答特性として地盤の固有振動数、液状化強度として砂地盤の相対密度、さらに構造物の固有振動数や杭の曲げ剛性を実物に対応させた地盤-杭-建屋系のモデル化の手法とせん断土槽や地震波加振の実験方法は、動的数値解析法とならんで、今後実構造物の耐震性評価の検討方法として、今後の方向性を示すものである。

8. 今後の課題

- (1) 本実験で検討した杭基礎は、杭長が短かったため杭基礎としての極限支持力が杭体応力ではなく地盤の抵抗力で決定されていた。そのため、杭体応力は常時の応力が小さく、地震時の発生断面力に対する余裕があった。このことは、長尺杭では地盤の支持力が大きく杭基礎としての極限支持力が杭体応力で決定されるため、常時の応力が大きくなり、地震時の応力の余裕が無くなり危険になりやすい。今後、極限支持力が杭体応力で決定される長尺杭の検討が必要である。
- (2) 今回用いた遠心実験手法は、比較的小さな地震動に対する検討であったが、兵庫県南部地震規模の地震に対する検討も必要であり、さらに地震時水平保有耐力による設計法の動向から、鋼管杭だけでなくコンクリート杭に対する杭基礎の耐震性の検討も、重要な課題となる。
- (3) 埋立地などにおいて周辺に地盤の段差がない水平な地盤においても 30～50cm の残留変形が発生し、杭に被害が発生していることが、社本ら¹²⁾により報告されている。今回の実験結果において、地盤にはほとんど水平方向の残留変形は発生していなかったが、埋立て地における杭の耐震性検討には地盤の残留変形が発生する現象についても検討する必要がある。

参考文献

- 1) 河村壮一、西沢敏明、和田暉暎：20年後の発掘調査で分かった液状化による杭の被害、日経アーキテクチャー、pp.130-134、1985年7月29日号。
- 2) 水野二十一：特集 新耐震設計法による建築基礎 各論 杭基礎の震害と動的相互作用、基礎工、pp.25-31、1985年10月号。
- 3) 新潟地震30周年事業実行委員会：新潟地震と防災技術、新潟日報事業社出版部、1994年6月7日。
- 4) 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、兵庫県南部地震道路橋被災対策委員会、pp.48-55、1995年12月。
- 5) 兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書、日本建

- 築学会近畿支部基礎構造部会 兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会, 1996年7月.
- 6) 南莊津, 足立幸郎: 阪神高速道路における基礎構造物の損傷調査, 橋梁と基礎, pp.152-155, 1996年8月.
 - 7) 岡下勝彦, 小島省一, 馬川和典: ハーバーハウエイ基礎の増し杭, 橋梁と基礎, pp.73-77, 1996年8月.
 - 8) 大岡弘, 飯場正紀, 阿部秋夫, 時松孝次: カメラと弾性波非破壊試験を併用した建物基礎杭の震害調査, 土と基礎, Vol.44, No.3, pp.28-30, 1996年3月.
 - 9) 社本康広, 佐藤正義, 二木幹夫, 嶋津伸一: 埋め立て地盤の液状化による杭の変形調査, 土と基礎, Vol.44, No.3, pp.25-27, 1996年3月.
 - 10) Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R. F. and Hushmand, B.: Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit during Strong Earthquakes, *Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan*, No.439, Sep., pp.49-63, 1992.
 - 11) Sato, M., Shamoto, Y. and Zhang, J.-M.: Soil-Pile-Structure Liquefaction on Centrifuge, *Proceedings of The Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. I, 135-142, 1995.
 - 12) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.163-169, 1988.
 - 13) Meyerhof, G.: Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, *Proceedings of The Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.3, p.110, 1957.
 - 14) Imai, T.: P- and S-Wave Velocities of the Ground in Japan, *Proceedings of The Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.257-260, 1977.
 - 15) 田中満, 樋口雄一, 酒見卓也, 川崎孝二, 名倉克博: 遠心力場におけるシリコンオイルの透水性について, 土木学会第49回年次学術講演会, III-306, pp.602-603, 平成6年9月.
 - 16) Hsu, Y. S., Collison, C. H., Dean, E. T. R. and James, R. G.: Techniques for Saturating Sand with Oil, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp.121-126, 1994.
 - 17) Nai-Hsin Ting and Robert V. Whitman: Modeling of Tilting Retaining Wall with Saturated Backfill, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp.209-214, 1994.
 - 18) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Okamura, M. and Matsuda, T.: Countermeasures Against Liquefaction of Sand Deposits with Structures, Special Lecture, *Proceedings of The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Preprint Volume, pp.163-184, 1995.11.
 - 19) Sato, M.: A New Dynamic Geotechnical Centrifuge and Performance of Shaking Table Tests: *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, 157-162, 1994.
 - 20) Kutter, B., Idriss, I., Khonke, T., Lakeland, J., Li, X., Zeng, X., Tauscher, R., Goto, Y. and Kubodera I.: Design of a Large Earthquake Simulator at UC Davis, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, 169-175, 1994.
 - 21) Fiegel, G., Hudson, M., Idriss, I., Kutter, B. and Zeng, X.: Effect of Model Containers on Dynamic Soil Response, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, 145-150, 1994.

(1997. 3. 18 受付)

CENTRIFUGE MODELING OF A SOIL-PILE-STRUCTURE SYSTEM DURING SEISMIC GROUND LIQUEFACTION

Masayoshi SATO and Youichi TAJI

Dynamic behavior of an actual soil-pile-structure system during earthquake has been investigated using centrifuge model tests in order to check its stability against soil liquefaction and particularly the effect of liquefaction on the stiffness of group piles and its between soil. The model of this system, being composed of a 4 x 4 pile supported structure and a sand deposit, was precisely constructed in a larger laminar container. It was found that the pile foundation has no obvious efficiency in protecting the soil from liquefaction. The system, however, showed a sufficient capacity against soil liquefaction for a seismic input level of 175 gal. This study also confirmed that dynamic centrifuge model test technology is a very powerful tool for evaluating seismic stability of actual soil-pile-structure systems.