

護岸背後地盤の側方流動と埋設管に関する遠心模型振動実験

佐藤 清 松田 隆

Centrifuge Tests for Caisson Type Quay Wall and Buried Pipeline under the Influence of Lateral Flows during Liquefaction.

Kiyoshi Sato Takashi Matsuda

Abstract

A dynamic centrifuge test was carried out to investigate the seismic behavior of buried a pipeline due to lateral flows caused by liquefaction. The model of the centrifuge test, which was performed under a centrifugal acceleration of 30g, consisted of a caisson type quay wall, an upper unliquefiable layer, a lower liquefiable layer and a high-pressure gas tube with an outer diameter of 600mm in prototype scale including a 90-degree bent part. Lateral flow induced by deformation of the quay wall caused a large deformation of the model pipe up to plastic strain level. Furthermore, a simulation analysis was performed to verify the applicability of a dynamic effective stress FEM method "EFECT," and to elucidate the precise behavior of lateral flow such as distribution of earth pressure on the quay wall.

概 要

地震時の地盤液状化に伴う側方流動が埋設配管に与える影響を把握するために、遠心模型振動実験を実施した。遠心重力場30gでの模型実験はケーソン護岸と、上部非液状化層と下部液状化層からなる背後地盤によって構成され、加振時の背後地盤液状化と護岸変位により側方流動を発生させた。配管構造物は外径600mm、肉厚15mmの高圧ガス導管を対象とし、上部非液状化層に埋設され、90度曲部を含む構造とした。実験の結果、側方流動により模型管に塑性変形が生じるまでの変位が生じ、地盤変位と管変位の関係や管の変形形状などが把握できた。また、地震時のケーソン護岸の変位と背後地盤の流動特性などが示された。さらに液状化解析法によるシミュレーション解析を行い、側方流動現象に対する解析法の適用性と流動圧分布等の外力発生メカニズムを検討した。

1. はじめに

地震時の液状化に伴う側方流動により地盤に大規模な変位が発生すると、そこに埋設された管路等には大きな変形が生じる。埋設管の耐震性評価において、このような変形挙動を反映することは重要な課題の一つである¹⁾。本研究では以上のような背景から、遠心模型振動実験により、地震時にケーソン護岸の背後に発生する地盤の側方流動と、それに伴う埋設管の変形の再現を試みた²⁾。本報告では、基本となる2ケースについての実験方法と結果、および動的有効応力解析による数値シミュレーションの結果について報告する。

本研究における実験は、埋設管の大変形領域での変形特性を得るため、可能な限り大きな側方流動により、埋設管の損傷メカニズムを再現することを目標とした。したがって、護岸模型は出来るだけ大きな変位が得られるよう検討した。実験の結果、埋設管の変形に関するデータの他、護岸の変位や背後地盤の流動特性に関して、対策工法やその設計法を検討する上で有用なデータを得た。

2. 遠心模型実験装置

2.1 装置の仕様

実験に用いた遠心模型実験装置は、遠心重力を発生させる回転装置 (Fig. 1) と地震動を再現する振動台 (Fig. 2) で構成される。回転装置と振動台の仕様を Table 1 に示す。振動台の搭載面積は長さ2.2m、幅1.07mであり、今回の実験ではこの振動台テーブル全面を利用している。加振方向は水平一方向で、加振力は電気油圧式アクチュエータにより最大120tonf が得られる。ただし、今回の実験では、加振波の関係から約60tonf となっている。

計測装置は、回転装置内に設置されたオンボードコンピュータ制御のアンプ及び A/D 変換装置と伝送部及び地上にある記録部で構成される。計測データは、回転装置内で増幅してデジタル化するため、伝送に伴う誤差は基本的に生じない。

2.2 相似則

遠心模型実験では、回転運動により試験体に遠心力 Ng (g : 重力単位) を発生させ、高重力場での状態において、

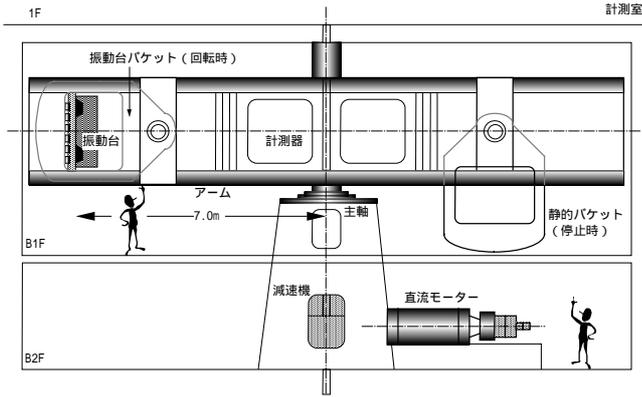


Fig. 1 遠心模型実験装置
Side View of OBAYASHI Centrifuge

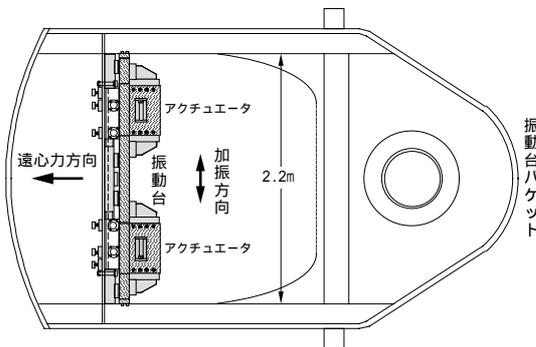


Fig. 2 振動台
Side View of Shaking Table

地震力などの外力を地盤あるいは構造物に作用させる。模型地盤の強度等の力学特性や単位体積重量を実物と同様にすることで、試験体に高重力を作用させたとき、縮小模型地盤に実地盤と同じ応力状態が再現できる。そのため、拘束圧に依存する地盤剛性が実物と同じになり、結果としてひずみも実物と1対1に対応する。ただし、模型寸法や加振波形は、遠心力場で成立する相似則 (Table 2) に従って調整する必要がある。

3. 実験方法

3.1 実験概要

前述したように、本実験は可能な限り大きな側方流動を発生させ、埋設管を塑性変形させることを前提に模型を作製した。液状化に伴う地盤の側方流動は、傾斜地形で発生するタイプと護岸等の移動に伴って発生するタイプに分類される。その流動量の規模は種々の条件に依存するが、比較的大きな側方流動を発生させることが出来る護岸タイプを用いた。この場合、側方流動の発生量は護岸の高さに依存する。井合ら³⁾は既往の地震事例から、背後および基礎地盤がいずれも緩い砂質土の場合、重力式護岸ではレベル2地震動に対して護岸高さの20~40%の水平変位が生じるとまとめている。これを参考に、護岸高さを12mとした。埋設する模型管は高圧ガス導管のう

Table 1 遠心模型実験装置の仕様
Specifications of OBAYASHI Centrifuge

装置	項目	仕様	
回転装置 他	最大回転半径	7.01m	
	搭載容量	700tonf*g	
	搭載重量	静的バケット	7tonf
		振動台バケット	3tonf
	搭載面積	静的バケット	L2.2m x W2.2m
		振動台バケット	L2.2m x W1.07m
	載荷高さ	2.5m	
バケット数	静的, 動的各 1		
振動台	最大加振加速度	50g	
	最大加振力	120tonf	

Table 2 遠心重力場 (Ng場) での相似則
Similitude Law at Ng

項目	記号	相似率
長さ	L	1/N
密度	ρ	1
ひずみ	ϵ	1
加速度	a	N
速度	v	1
変位	d	1/N
応力	σ	1
剛性	D	1
時間	t	1/N
振動数	F	N

ち大口径となる、外径600mm、肉厚15mm のガス導管を対象とした。縮小模型の作製精度を考慮して、遠心重力場を30gに設定した。

3.2 実験模型

Fig. 3に実験模型 (縮小率1/30) の断面図および平面図を示す。使用土槽は、内寸法で長さ190cm×幅80cm×高さ60cmの鋼製剛土槽である。実験模型はケーソン護岸、上部非液状化層と下部液状化層からなる護岸背後地盤、上部非液状化層の埋設管 (以後、模型管と呼ぶ) によって構成される。地下水位面は非液状化層と液状化層の境界 GL-16cm (実寸法4.8m: 以後、()内に実寸法を示す) である。側方流動は液状化層によって引き起こされ、模型管の変形は非液状化層によって生じる。ケーソン護岸はモルタル製で高さ40cm(12m)、幅22cm(6.6m)とし、土槽側壁との間は摩擦低減のため、5mmの隙間を設けてグリースを充填した。模型地盤のうち厚さ16cm(4.8m)の上部非液状化層は8号珪砂を相対密度70%に調整し、下部液状化層も8号珪砂を使用し、遠心場で相対密度40%になるよう、1g場での作製時には相対密度26%に調整した。地下水には脱気水を用いたが、これは30g場での下部液状化層の透水係数が $8.1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ であり、通常の砂地盤が示す透水係数の範囲内であることによる。Table 3に8号珪砂の物理諸量、Table 4に模型地盤の諸元を示す。

模型管は外径 $D=20\text{mm}$ (600mm)、肉厚0.5mm (15mm)で、63cm (18.9m)の直管部と90度曲管部 (管軸曲げ半径 $R=3D$)を有する L 字型とした。模型管は外径22mm、肉厚1.5mmの機械構造用炭素鋼管 (STKM11A)を原管として、機械切削により肉厚を0.5mmに加工したのち、マンドレルにより冷間曲げ加工した。この加工による製作精度は、直管部は外径が最大1.6%、肉厚が最大0.3%、曲管部は外径が最大3.8%、肉厚が最大0.5%であった。模型管は上部非液状化層の土被り6cm (1.8m)の深さに埋設し、63cmの直管部が地盤流動方向に直交するように配置した。また Fig. 3に示すように、曲管部から10cm離れた位置で、アルミ製治具により模型管を土槽に固定した。固定位置を曲管部から10cm離れたのは、治具が曲管部の変形に影響しないようにするためである。アルミ製治具と模型管の固定部は、加振後も回転やずれが無いことを確認している。模型管内部は中空とし、シリコンにより端部に薄く蓋をして砂と水の進入を防いだ。模型管の配置は、地盤流動により曲管部が90度より開く方向に変形するケース1 [外曲げ]と、閉じる方向に変形するケース2 [内曲げ]の2ケースとした。

3.3 加振および計測方法

加振は60Hz (2Hz)30波の正弦波とし、振幅は12.2g (400Gal)を目標とした (Fig. 4)。各ケースの最大振幅はケース1が403Gal、ケース2が442Galであった。なお、加振開始時刻は1.35secであり、以後、全ての時刻歴の図に共通する。

計測項目は護岸・模型管の水平変位、地盤の水平変位および沈下、加速度、間隙水圧、護岸の壁面土圧などとした。Fig.3に主な計器配置を示す。護岸および地盤の水平変位は非接触のレーザー式変位計により計測したが、専用の治具を作製し、水平成分のみを計測できるようにした。模型管端部の水平変位はレーザー式変位計による計測が困難なため、ワイヤー式変位計を用いて計測した。

4. 実験結果と考察

4.1 実験結果

Fig. 5は模型の最終変形断面を示しており、点線が初期状態、実線が実験終了後の状態である。黒丸は模型管端部の位置を示す。図より、護岸が大きく海側へ変位し、背後地盤が側方流動した様子がわかる。ただし、図に示す護岸の変位は実験終了後に実測した結果なので、遠心力除荷時の地盤拘束圧の低下によって進行した変位も含まれている。加振直後の護岸天端の水平変位は図中に矢印および変位量 (ケース1: 7.1m, ケース2: 6.4m)で示した。なお、水平変位は護岸高さの50%以上に達しており、目標とした変位量を得ることが出来た。

加振によって護岸背後地盤は液状化し、非液状化層は護岸方向へ流動し沈下した。特に模型管前面では地盤が

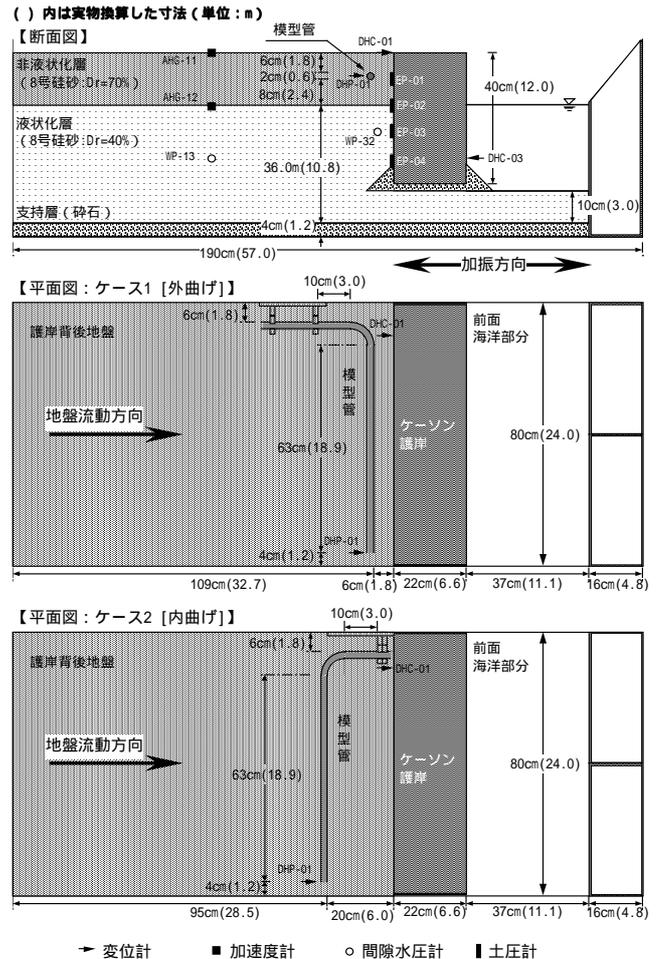


Fig. 3 実験模型と計器配置 (ケース1とケース2) Schematic of the Models

Table 3 8号硅砂の物理諸量 Keisa No.8 Properties

土粒子密度 G_s (g/cm ³)	2.650	最大粒径 D_{max} (mm)	0.250
最大間隙比 e_{max}	1.403	50%粒径 D_{50} (mm)	0.134
最小間隙比 e_{min}	0.705		

Table 4 模型地盤の諸元 Soil Parameters of the Tests

項目	密度 (t/m ³)	相対密度 (%)	間隙比	透水係数 (cm/s)
上部非液状化層	1.38 (乾燥)	70	0.92	
下部液状化層	1.74 (飽和)	26	1.22	8.1×10^{-2}
ケーソン護岸	2.16			

) 透水係数は 30g 場に換算した値

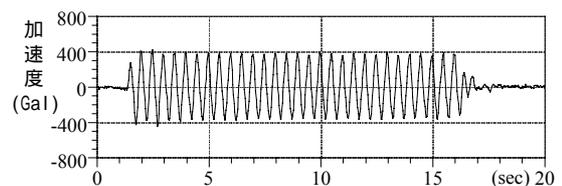


Fig. 4 入力加速度 (ケース2) Input Motion (Case2)

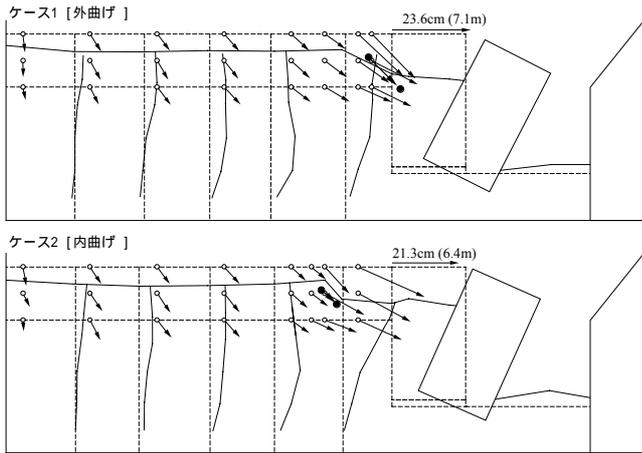


Fig.5 模型の最終変形断面
Residual Deformations

崩れるように変状しているが、模型管背後地盤は管によって塞ぎ止められ、大きな土圧が発生したことから管に大きな塑性変形が生じた。埋設管周辺地盤が不飽和で、 $Dr=70\%$ と比較的密な場合、側方流動した地盤は管周辺をすり抜けず、管に多大な被害を与えることを示している。護岸からやや離れた位置では、上部非液状化層よりも下部液状化層の変位が大きい。これは、上部液状化層の流動が模型管によって妨げられたため、あるいは、下部層が液状化により支持力を無くし、上部層の重さによって、開放面となった護岸方向へ押し出されたと考えられる。

4.2 ケーソンおよび地盤の挙動

Fig. 6, 7に過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。護岸からやや離れた位置[WP-13]では1.0に達しており、背後地盤の液状化が確認できる。一方、護岸ごく近傍[WP-32]では、護岸が地盤に先行して移動するため、背面地盤が膨張し水圧比は1.0まで上昇しない。

Fig. 8は護岸天端の水平変位[DHC-01]と、模型管端部の水平変位[DHP-01]である。図は実物換算した値を示しており、以後断りの無い限り、実物換算値を示す。なお、護岸変位は6.4m、模型管端部の変位は2.0mである。

Fig. 9は護岸天端の水平変位[DHP-01]と護岸下部の水平変位[DHP-03]から、護岸天端での水平変位を転倒による回転成分と、滑動あるいは基礎地盤のせん断変形による並進成分に分離した図である。加振による護岸天端変位のうち83%は転倒によるもので、転倒が進む加振後半では並進成分は増加しないことがわかる。このように転倒が卓越するのは、前述したように大きな側方流動を得るために、捨石マウンドの厚さを薄くしたり、基礎地盤の密度を小さくしたためである。

Fig. 10, Fig. 11は護岸背後の壁面土圧を示しており、Fig. 10は護岸上部[EP-01]、Fig. 11は中央よりやや下[EP-03]での値である。Fig. 10から、加振1波目で護岸が背後地盤側へ変位して受働土圧が発生し、その後、護岸の海側への変位が進行することがわかる。Fig. 11では、

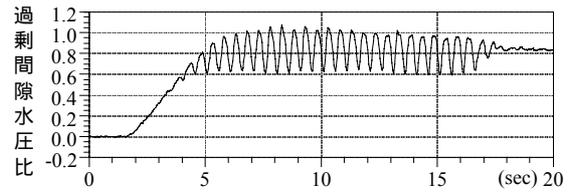


Fig. 6 過剰間隙水圧比 (ケース2: WP-13)
Excess Pore Water Pressure Ratio (WP-13)

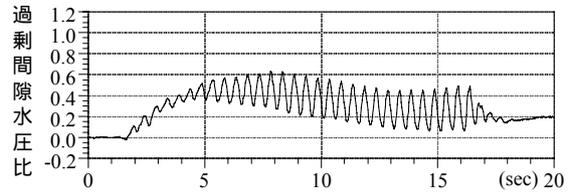


Fig. 7 過剰間隙水圧比 (ケース2: WP-32)
Excess Pore Water Pressure Ratio (WP-32)

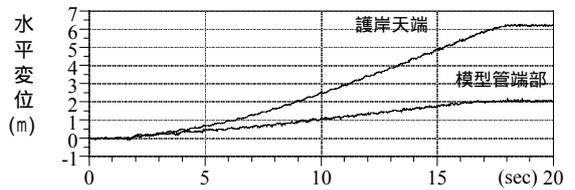


Fig. 8 護岸・模型管端部の水平変位 (ケース2)
Horizontal Displacement (Caisson and Pipe)

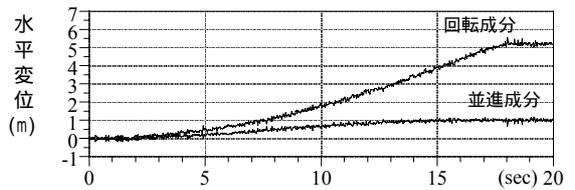


Fig. 9 護岸変位の回転成分と並進成分 (ケース2)
Rotational and Slide Component of Caisson Displacement

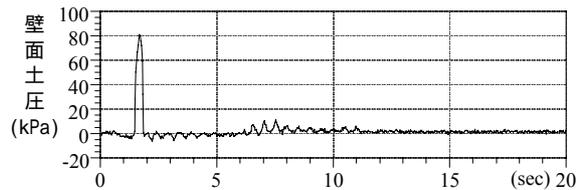


Fig. 10 護岸背後の壁面土圧 (ケース2: EP-01)
Earth Pressure along the Wall (EP-01)

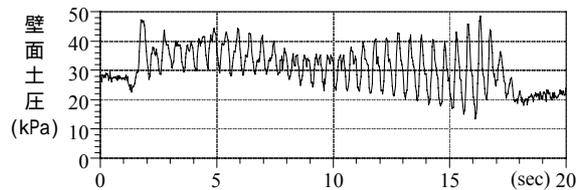


Fig. 11 護岸背後の壁面土圧 (ケース2: EP-03)
Earth Pressure along the Wall (EP-03)

加振開始後7秒程度まで土圧振幅が減少傾向にあることから、護岸が背後地盤より先行して変位していることがわかる。また、護岸の変位が回転成分のみになる加振後

半では土圧振幅が増加しており、護岸の変位進行に背後地盤の流動力が影響していると推定できる。

4.3 埋設管の変形

Fig. 12に側方流動による模型管の自由端側の変形量を示す。図では、曲終位置（曲管部と直管部との境界）からの距離を横軸、側方流動による直管部の水平変位量を縦軸とし、いずれも実物換算した値を示している。図より、ケース1, 2とも直管部の中央付近で屈曲していることがわかる。側方流動は護岸法線方向（Fig. 12における横軸方向）に対して一様に流動しようとするため、模型管に作用する地盤流動力も、直管部に一様に作用する。そのため、地盤は直管部を平行移動させようとするが、固定部によってその動きが妨げられ、地盤の動きに追従できない部分（屈曲点から曲管部側）と、追従する部分（屈曲点から自由端側）が生じる。その結果、変形は屈曲点と曲管部に集中し、Fig. 12に示す形状となる。このような変形モードになるのは、地盤剛性が大きく、比較的大きな等分布荷重が作用する場合であると考えられ、管周辺の地盤の相対密度が小さく地盤剛性が小さい場合や、液状化した地盤が管周辺をすり抜ける場合、屈曲しないか、屈曲してもその角度は小さいと考えられる。

一方、塑性ヒンジとともに変形が集中する曲管部では、外曲げ・内曲げともに、本来真円である断面が偏平に変形する。Fig. 13は曲管部の鉛直方向の外径と水平方向の外径を、加振後に計測して示している。ケース1[外曲げ]では、鉛直方向につぶれた形状を示し、ケース2[内曲げ]では、水平方向につぶれた形状となる。最大変形は、どちらも曲管部中央より固定端側に生じており、曲管部の変形は固定端側に集中することがわかる。

4.4 上部非液状化層におけるせん断剛性の低下

地中構造物の変形を予測するとき、構造物周辺の地盤の剛性を評価することが重要となる。そこで、加振時の加速度記録を用いて、ケース2における非液状化層のせん断剛性の評価を試みた。

Fig. 14は加速度記録によるせん断応力の推定方法を模式的に示している。Fig. 14に示す土柱（ハッチング部）が地表面の加速度応答 $acc1(t)$ と同じ加速度で剛体運動していると仮定すると、土柱の底面に働くせん断応力は次式で表すことができる。ただし、第1項は土柱が実際には剛体でないことを考慮した深度方向の補正係数⁴⁾である。

$$(t) = (1 - 0.015Zl) \cdot \rho \cdot Zl \cdot acc1(t) \quad \dots(1)$$

- (t) : 非液状化層中央部でのせん断応力
- Zl : 深さ
- ρ : 密度
- acc1(t) : 地表面での加速度

また、加速度波形 $acc1(t)$ と $acc2(t)$ を、それぞれ2回積分して得られる変位波形を $d1(t)$ および $d2(t)$ とすると、土柱

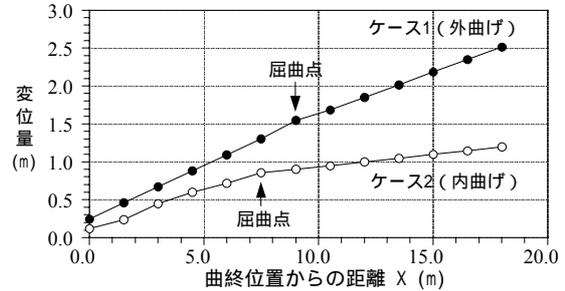
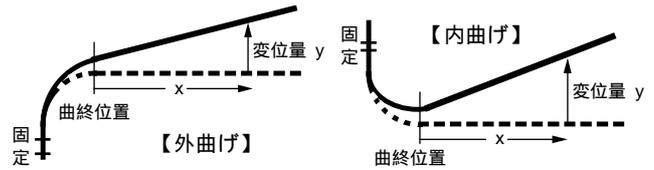


Fig. 12 模型管（直管部）の変形
Residual Deformation of Straight Pipes

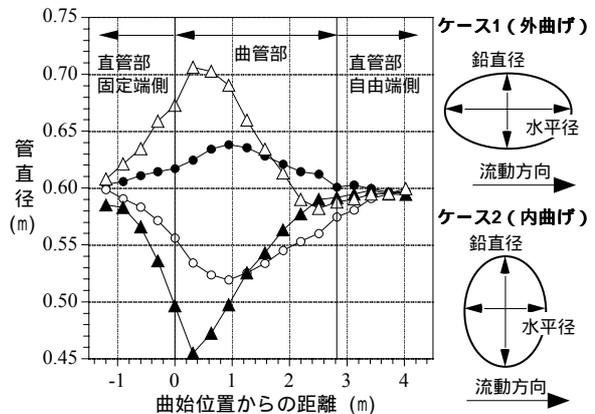


Fig. 13 模型管（曲管部）の変形
Residual Deformation of Cross Section

底部におけるせん断ひずみは次式で表される。

$$(t) = \{d1(t) - d2(t)\} / Z2 \quad \dots(2)$$

- (t) : 非液状化層のせん断ひずみ
- d1(t) : 地表面の変位
- d2(t) : 非液状化層～液状化層境界の変位
- Z2 : 非液状化層厚

以上の計算から、加振中における上部非液状化層のせん断剛性を求め、描かれるループの勾配から時々刻々変化するせん断剛性 G を推定した。ただし、せん断剛性を単純化するために、計算に際して加速度波形に1～3Hzのバンドパスフィルターをかけ、入力主成分以外を除去した。

Fig. 15に得られたせん断剛性 G(t) を示す。せん断剛性 G は加振開始後3～4秒で急激に低下し、その後ほぼ一定値を示す。加振終了時の収束値は2600kPaである。また、せん断剛性の値が5000kPa以下に低下する時刻は、下部液状化層の過剰間隙水圧比が1.0に達する時刻とほぼ一致している。

Fig. 15から推定した最も初期状態に近いせん断剛性

は24500kPaである。このときのひずみレベルは、すでに 1.0×10^{-3} に達しており、一般的な砂質土の場合、せん断剛性は初期状態の40～60%程度まで低下していると予想される⁵⁾。この場合、初期せん断剛性の値は、おおよそ40000～60000kPaとなり、せん断剛性の最終的な低下率は4～6%程度と推定される。

5. 数値シミュレーション

5.1 解析概要

本実験における地盤の側方流動現象について、数値解析法の適用性確認と詳細な考察のために、動的有効応力解析により実験(ケース2)の数値シミュレーションを試みた。解析コードにはEFECT⁶⁾を使用し、地盤の非線形性や間隙水圧の上昇を考慮した。

解析は二次元平面ひずみ条件とし、護岸と地盤および護岸前面の自由水部分のみをモデル化したため、本来3次元的な管の挙動については再現できていない。

5.2 解析モデル

Fig. 17に実験模型の有限要素モデル、Table 5に各材料の解析パラメータを示す。護岸は線形弾性材料とした。砕石によって構成されているマウンドおよび支持層についても線形弾性材料とし、せん断波速度300m/sを仮定した⁷⁾。また、護岸前面には自由水を表す要素を設け、動水圧を考慮した。

上部非液状化層と下部液状化層は、どちらも非線形地の地盤材料とし、間隙水圧の上昇については下部液状化層のみ考慮した。初期せん断剛性 G_0 については、以下に示す相対密度と N 値を関係付けた Meyerhoff の式(3)、および N 値とせん断剛性 G の関係式⁷⁾(4)を用いて決定した。なお、これらの式はいずれも実験式であるため、式の表示は参考文献⁷⁾に示されているとおりとした。

$$Dr = 21(N/v' + 0.7)^{0.5} (\%) \quad \dots(3)$$

$$G_0 = 144N^{0.68} (kgf/cm^2) \quad \dots(4)$$

- Dr : 相対密度
- N : N 値
- v' : 有効上載圧 (kgf/cm^2)
- G_0 : 初期せん断剛性

ここで算定した非液状化層の初期せん断剛性 (Table 5) は、Fig. 14によって実験結果から推定した値の範囲内となっている。内部摩擦角、硬化パラメータなどは既往の文献を参照した。

モデルの境界条件については、護岸の背後および底部にジョイント要素を設け、滑りおよび剥離を考慮したほか、土槽に相当するモデルの底部および左右の境界は、実験と同じく固定条件とした。また、間隙水の排水境界は、液状化層および護岸前面の水要素との接触面とした。

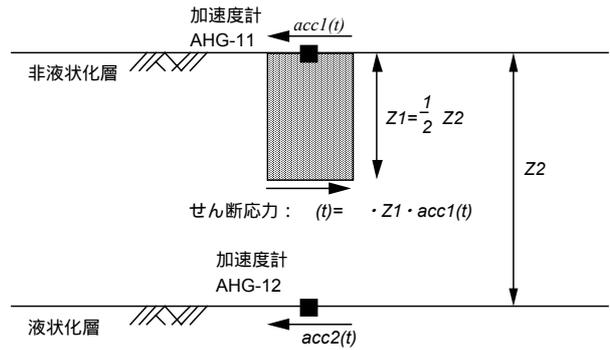


Fig. 14 加速度記録によるせん断応力の推定
Soil Columns Model for Estimation of Shear Stress

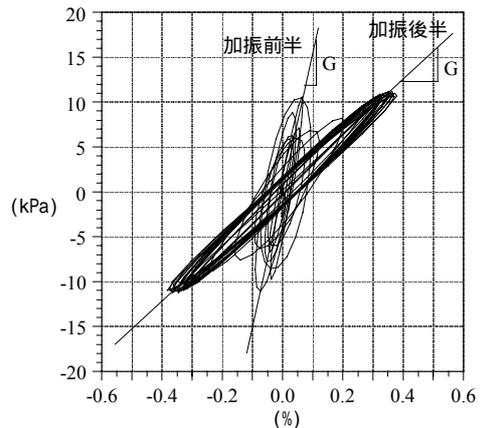


Fig. 15 上部非液状化層の τ - γ 曲線
~ Curve of Unliquefiable Layer (Upper Layer)

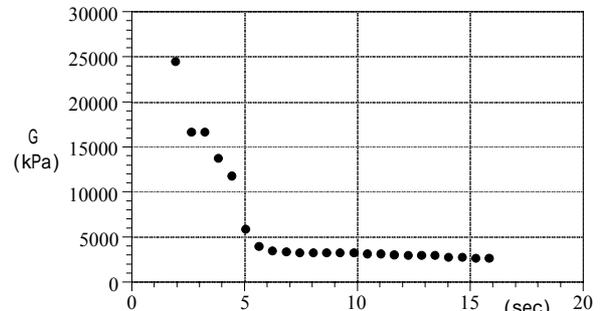


Fig. 16 上部非液状化層のせん断剛性
Equivalent Shear Modulus of Unliquefiable Layer

5.3 解析結果

Fig. 18に加振終了後の断面図を示す。Fig. 5に示す実験結果と比較すると、護岸の海側への転倒が少なく、護岸天端の水平変位量が小さく評価されている。これは、実験では背面地盤が多数の亀裂が生じるような大崩壊となっており、連続体を用いた解析では再現が困難なためと考えられる。ただし、Fig. 19に示すように、護岸下部[DHC-03]の水平変位量を比較すると、実験と解析の差は小さく、護岸から数mの範囲における表層の崩壊を除き、地盤の挙動を精度良く再現できている。また、護岸の転倒が卓越するまでの加振初期段階では、護岸を含めた全体の挙動を再現できている、本解析手法が地震の初期に

おける外力特性や被災メカニズムの評価,あるいは変形の抑制等を目的とした対策工法の検討に有効であることを示している。

Fig. 20は,上部非液化層と下部液化層の境界における地盤流動量の水平分布を,実験と数値解析で比較している。横軸を加振前の護岸背面からの距離,縦軸を加振による水平移動量としており,模型管の埋設位置は横軸6.3mの位置である。実験結果を数値解析と比較すると,護岸背面からの距離が20m 以上ではほぼ一致しているのに対して,模型管埋設位置から20m までの範囲では実験結果の方が流動量が少ない。これは埋設管が地盤の流動を妨げたためで,その影響範囲が埋設位置から15m 程度であることを示している。

Fig. 21に数値解析による加振終了直後の過剰間隙水圧比分布を示す。図より,護岸近傍では地盤の膨張によって液化化に至っていないことや,護岸前面の海底地盤では地盤が隆起し,負圧が発生していることなどがわかる。Fig. 22は護岸からやや離れた位置, Fig. 23は護岸近傍の過剰間隙水圧比について,実験と解析を比較したもののだが,本解析における間隙水圧評価の信頼性が高いことを示している。実験結果には,加振開始後5秒以降に比較的大きな振動成分が見られるが,これは土槽側壁を伝播した加速度の影響もあると考えられる。

Fig. 24は護岸上部での壁面土圧の時刻歴を,実験と数値解析で比較している。加振初期のピーク値に差があるが,その後はほとんど土圧が作用しておらず,護岸が地盤に先行して海側へ変位する挙動を再現できていることがわかる。すなわち,最初のピークは護岸が慣性力によって内陸方向へ変位するために生じる地盤圧縮応力であり,その後,護岸が先行して海側へ移動するため,地盤との接触による土圧が低減すると考えられる。Fig. 25はFig. 24におけるピーク時の護岸背面の土圧分布を示している。表示した土圧は常時土圧に加振時土圧を加えた値である。解析結果の傾向は,護岸上端部を除いて実験結果を再現できている,護岸底部と同レベルの土圧が護岸上部に作用していることがわかる。

6. おわりに

本研究では,遠心模型振動実験により地震時にケーソン護岸の背後に発生する地盤の側方流動と,それに伴う埋設管の変形の再現を試みた。実験の結果,模型管に塑性変形が生じるまでの変位が生じ,側方流動による埋設管の損傷メカニズムを直接再現することができた。また,地震時のケーソン護岸の変位と背後地盤の流動特性などが示された。以下に結果をまとめる。

(a) 相対密度70%の不飽和地盤に配管を埋設した場合,側方流動した地盤は埋設管周辺をすり抜けないため,管の変形が進行して塑性領域に達した。

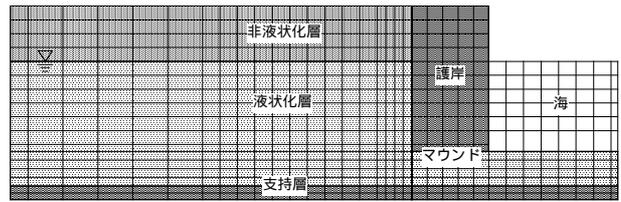


Fig. 17 実験模型の有限要素モデル
FEM Model for Case2

Table 5 解析パラメータ
Soil Parameters for Analysis

項目	ケーソン護岸	マウンド・支持層
材料特性	線形	線形
ヤング率 E (kN/m ²)	2.25 × 10 ⁷	4.55 × 10 ⁵
ポアソン比	0.17	0.33

項目	非液化層	液化層
材料特性	一相系非線形	二相系非線形
初期せん断剛性 G ₀ (kN/m ²) ¹⁾	54400	31000
土骨格ポアソン比	0.49	0.33
内部摩擦角 φ (°)	41	38
硬化パラメータ ks ¹⁾	0.00005	0.00018

1) 層中央部での有効上載圧に対応する値を示した。

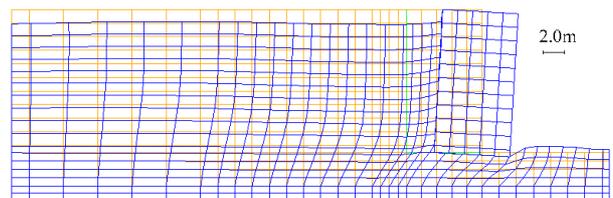


Fig. 18 加振終了後の変形断面 (解析)
Residual Deformation (Analysis)

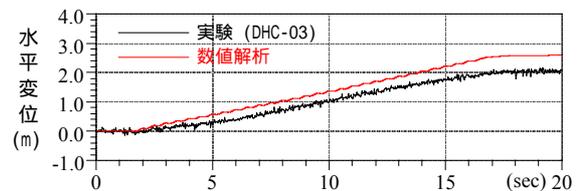


Fig. 19 護岸下部の水平変位の比較
Comparison of Lateral Displacement

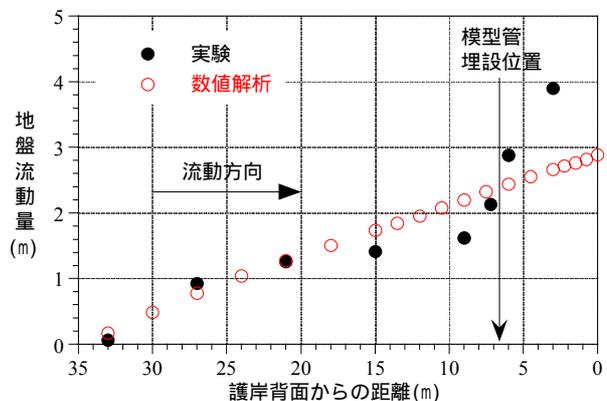


Fig. 20 層境界面における地盤流動量
Longitudinal Displacement along the Boundary Surface

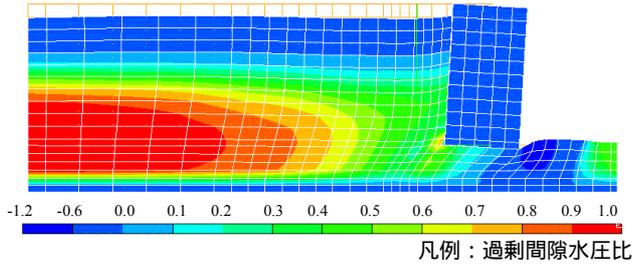


Fig. 21 過剰間隙水圧比分布
The Contour of Excess Pore Water Pressure Ratio

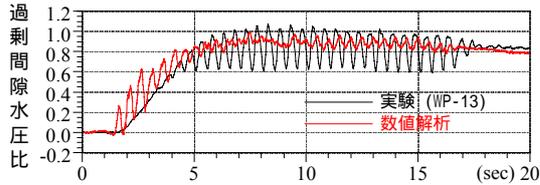


Fig. 22 過剰間隙水圧比 (WP-13)
Excess Pore Water Pressure Ratio (WP-13)

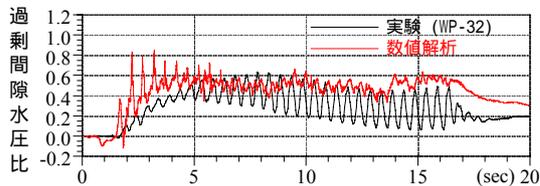


Fig. 23 過剰間隙水圧比 (WP-32)
Excess Pore Water Pressure Ratio (WP-32)

- (b)地盤流動方向と直交する埋設管の直管部には屈曲点が生じ、曲管部とともに変形が集中した。
- (c)曲管部の断面偏平は、外曲げと内曲げで方向が異なり、外曲げでは上下方向から、内曲げでは水平方向から潰された形状となった。
- (d)護岸背後地盤、基礎地盤ともに相対密度が小さく、地震時には護岸天端が大きく変位したが、その80%は転倒による成分であった。
- (e)背後地盤で液状化が発生している場合でも、護岸の海側への変位により、護岸のごく近傍の地盤は膨張し、過剰間隙水圧比が1.0に達しない。
- (f)加振時護岸変位は、護岸の慣性力と、基礎地盤の剛性低下が主要因であることが土圧記録から推定された。
- (g)側方流動時における非液状化層のせん断剛性は初期値の4~6%となることが、加速度記録から推定された。
- (h)EFECTによる数値シミュレーションでは、護岸の転倒や、護岸から数mの範囲における表層の崩壊現象を除き、全体の挙動を精度良く再現できた。
- (i)基礎地盤の変形や、加振初期段階での変形メカニズム、過剰間隙水圧の定量的評価、護岸背面土圧の傾向などについて、EFECTの適用性が確認された。

本研究における実験結果は(社)日本ガス協会が経済産業省資源エネルギー庁からの委託により、平成8年度から調査研究を進めてきた「ガス導管液状化対策調査」に

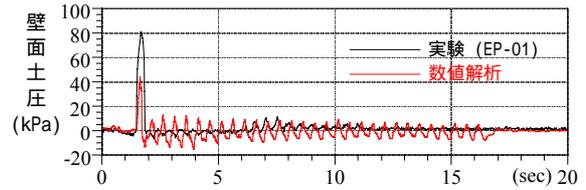


Fig. 24 護岸背後の壁面土圧 (EP-01)
Earth Pressure against Wall (EP-01)

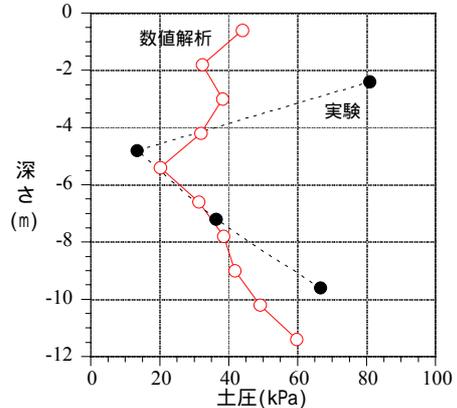


Fig. 25 護岸背後の土圧分布
Distribution of Earth Pressure against Wall

おける平成12年度の成果の一部である。経済産業省をはじめとする関係各位、「ガス導管液状化対策調査研究特別委員会(委員長:片山恒雄文部科学省防災科学技術研究所長)」の各委員に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 高田至郎, 小川安雄, 吉崎浩司, 北野哲司, 岡村一男: 液状化側方流動を受ける埋設管の大変形挙動に関するハイブリッド弾塑性解析手法, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.11, pp61-66.
- 2) 佐藤清, 松田隆, 高田至郎, 小川安雄, 小口憲武, 北野哲司, 松本真明: 遠心模型振動実験を用いた地盤側方流動による埋設ガス導管の変形特性の考察, 第36回地盤工学研究発表会(2001)投稿中.
- 3) 井合進, 一井康二, 森田年一, 佐藤幸博: 既往の地震事例に見られる液状化時の護岸変形量について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1997.1, pp259-264.
- 4) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp641-648, 1978.
- 5) 土木学会: 動的解析と耐震設計「第1巻 地震動・動的物性」, pp91-113.
- 6) 伊藤浩二: 動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その1) 基礎理論と地盤構成モデル, 大林組技術研究所報, No.51, 1995.
- 7) (財)沿岸開発技術研究センター: 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), 平成9年.