

大型振動台実験による埋設管の浮上と個別要素法によるシミュレーション

末広俊夫¹・中瀬仁²・毛利栄征³・安田進⁴

¹東京電力株式会社技術開発研究所建設技術グループ主任研究員
(〒210-8510 神奈川県横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1)

E-mail:suehiro.toshio@tepcoco.jp

²東電設計株式会社技術開発本部土木技術部課長 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

E-mail:nakase@tepscoco.jp

³独立行政法人農業工学研究所造構部土質研究室長 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台2-1-6)

E-mail:mohri@nkk.affrc.go.jp

⁴東京電機大学理工学部建設環境工学科教授 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

E-mail:yasuda@g.dendai.ac.jp

地盤液状化時における現行の地下構造物の浮上判定は、大規模地震動に対して適用すると安全側の結果を与えることが知られている。筆者らは多少の浮上を許容することを主眼とした設計の合理化を目指す検討を行ってきた。本稿では、強い地震動を受ける埋設管の浮上メカニズムの把握を目的として実施した大型振動台による埋設管の浮上実験と個別要素法によるシミュレーション研究について述べる。その中で、地震力を受ける埋設管の浮上は、静水中を軽い物体が浮上する現象とは異なり、水平変位する埋設管に対する周辺地盤の反作用による鉛直変位の蓄積によるものであることを示した。

Key Words : Under ground structures, Liquefaction, Soil Structure Interaction, Deformation Mode

1. はじめに

地盤液状化時における地下構造物の浮上メカニズムとして想定されるイメージは、蜂蜜のような粘性流体中をピンポン玉が浮上するといったものが一般的であろう。このような概念のもと浮上量を予測する手法も幾つか提案されている(例えば¹)。筆者らはこれらの手法を有効であるものの、実際の浮上メカニズムに関して言えば、かなり事情が異なると考えている。本稿では、大型振動台実験²やこれに対する個別要素法³(以下DEM: Distinct Element Method)を用いたシミュレーション結果を分析することにより、加振中の地下構造物の浮上メカニズムについて説明する。

2. 大型振動台実験の概要

大型土槽(幅 6m, 奥行 4m, 高さ 1.6m)を6つに区画した(写真-1)。これらの区画には、農業用水管および下水管のモデルとして見かけの密度 0.4g/cm^3 に調整した直径 40cm の塩化ビニールパイプ製試験体をそれぞれ埋設した。周辺地盤の締め固め程度、細粒

分含有率の違いおよび構造物直下の液状化層の厚さ等をパラメータとした。本稿では、これら6つの試験結果の内、基本ケースに着目した検討について述べる。その他のケースについては、別稿に譲りたい^{2,4}。

基本ケースは、地盤材料⁵)として「十勝港浚渫砂」(D_{50} : 0.18mm, 均等係数1.8, 細粒分含有率7%)を用い相対密度85%に締め固めた模型である。

模型地盤は、空中落下法にて10cmの層厚で管理しながら作成した。深度60cm~50cmの区間でベンダーエレメントを用いて計測したせん断波速度は、

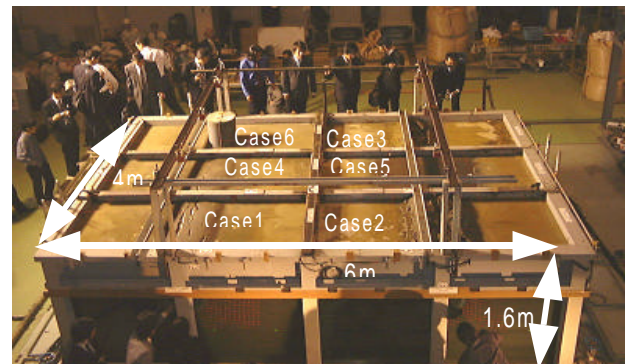


写真-1 加振終了後の土槽

111m/sであった。繰り返し非排水三軸試験($\sigma'_c=49\text{kPa}$)によれば、模型地盤の液状化強度は0.16(DA=5%,R20)であった。模型を飽和するため、水道水を地表面まで浸潤させ約60時間放置した。

振動台で計測された入力加速度波形を図-1に示す。振幅500gal, 5Hzの正弦波を入力する予定であったが事前に振動台に対する波形教育を行ったにもかかわらず、図-1のように1,000gal近いパルスを持つ入力となった。しかしRMS法による実効値の比較においては正弦波とほとんど差はなかった。

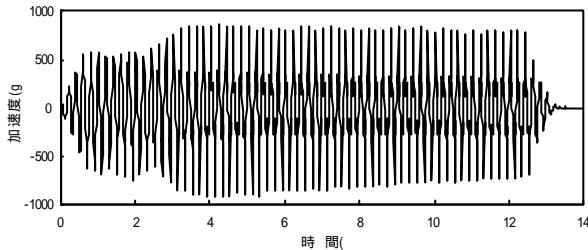


図-1 振動台加速度波形

3. 実験結果

図-2に埋設管浮上量の時刻歴(太線, 「管浮上波形」)と地盤深度60cmの水圧波形(A:埋設管中心から80cmの距離, B:埋設管中心から40cmの距離にある水圧計)および埋設管に直接設置した水圧波形(C:側面, D:上面, E:下面)を比較する。水圧データは、水圧比に換算して示した。ただし、管浮上に伴う静水圧や有効上載圧の変化は考慮していない。またパルスによるノイズを除去するため0.1秒の移動平均によるフィルタリングを行った。

埋設管の浮上は、加振中のみ生じており、加振終了時には停止した。

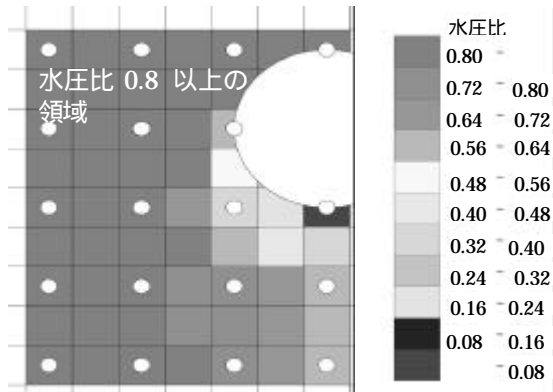


図-3 水圧比分布(印水圧計設置位置, 4.7秒)

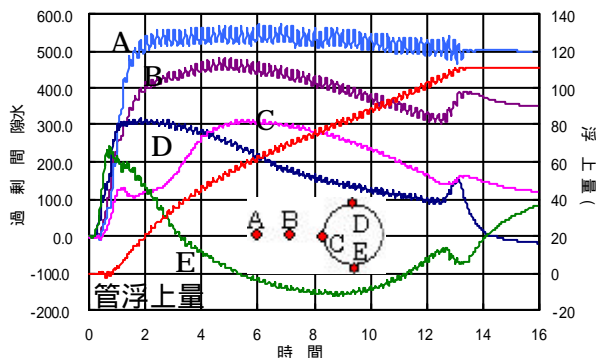


図-2 埋設管浮上と過剰間隙水圧の関係

了時には停止した。

空中落下法で作成した地盤を飽和させる際、水道水を用いたので、十分な飽和度が得られなかったのではないかという懸念があったが、波形Aの水圧比がほぼ1(有効上載圧528Pa)に達していることから、埋設管から離れた地盤においては十分液状化していることを示していると言える。

さて、埋設管に直接設置した過剰間隙水圧波形 D と E に着目したい。従来の概念では、地震時に液状化した地盤の過剰間隙水圧による揚圧力すなわち E の過剰間隙水圧と D の過剰間隙水圧との差分が埋設管を上方へ押し上げる力となるはずである。ところが E の波形は、加振直後の極短い時間上昇するものの埋設管の浮上に対応するように減少に転じ、ついにはゼロ以下にまで低下してしまう。D の波形もゼロ以下にはならないが類似の傾向(埋設管の浮上に対応して減少する)をたどる。そもそも D が正ならば埋設管の浮上を抑制するので、D が E を上回っているこの状況は、構造物上下に過剰間隙水圧差が発生し、構造物を浮上させる作用が生じる、という従来の概念と相容れない。

埋設管に設置した計器が局所的な水圧を計測しているのではないかという指摘も考えられるが、1)埋設管側面に設置したCの波形や埋設管に近いBの波形も水圧が相対的に低いこと、2)地盤に稠密に設置した計器による水圧データを補間して得た水圧分布を見ても、図-3に示すように埋設管側面から底部近傍の水圧が低いこと、3)この実験における他のケースにも同様の傾向があることから、このような傾向は普遍性のある実験事実であると考えられる。

したがって、このような状況では、加振中において埋設管を上方へ押し上げる作用は、間隙水からではなく土粒子から受けるものと考えざるを得ない。

ところで、図-2に示した埋設管浮上波形を観察すると3秒付近を境に浮上速度が変化していることに気づく。図-4に波形を拡大して詳細に観察すると、加振初期の極僅かの時間埋設管の動的応答が10Hzであったのが4~5秒を超えるあたりでは5Hzの定常状態に推移していく様子が見取れる。初期と定常の間は過渡期であり波形は階段状になっている。

埋設管の浮上との関連で言えば、定常状態になってからの方がその速度が遅くなっていると言える。

直感的には、「初期」の応答のように、埋設管の上方への変位は、正弦波一回分の加振に付き、振動

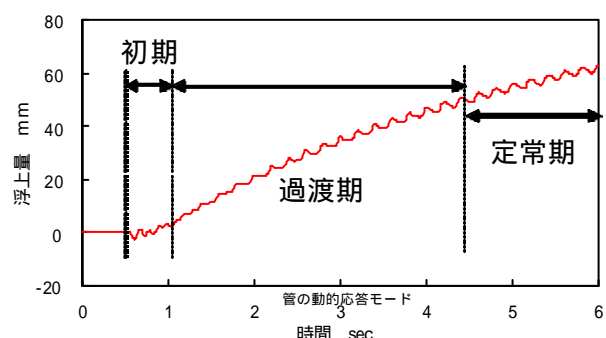


図-4 埋設管の動的応答の変化

台が右端(左端)に達した時と左端(右端)に達した時の二回極大値をとり、動的応答としては10Hzとなるであろうと考えられたが、そのような状況では、系が安定した状態とはならないと言える。

4. DEMによる解析の準備

液状化する地盤、埋設管をモデル化する際、通常の個別要素法プログラムに対して下記の付加すべき機能がある。

- 粒子のかみ合わせによる地盤強度の増加を表す転がり摩擦⁶⁾
- 間隙水を考慮するルーチン⁷⁾
- 実際地盤と二次元DEM地盤のダイラタンシー特性を調整する機能
- 構造物をモデル化するための多角形要素⁸⁾
- 埋設管に作用する間隙水の考慮

ここでは、項目、およびに対する本検討における取り扱いについて順次説明を加える。

(1) ダイラタンシー調整係数

中空ねじり試験と個別要素法によるシミュレーションを比較すると、図-5(a)に示すように、せん断応力についてはおおむね対応させることができるが、ダイラタンシー特性については、図-5(b)に示すように大きく異なる結果となる。すなわち、DEMシミュレーションにおいては、圧縮過程では実験に比べて負のダイラタンシーが小さく、膨張過程では、正のダイラタンシーが大きい。これは、DEMでモデル化された地盤の初期間隙比が実験に比べて非常に小さいことに起因する。これにより、DEMでモデル化された地盤は、载荷初期における負のダイラタンシーが小さいため液状化し難い結果となる。これに対する対策として、間隙水の影響を考慮する際、

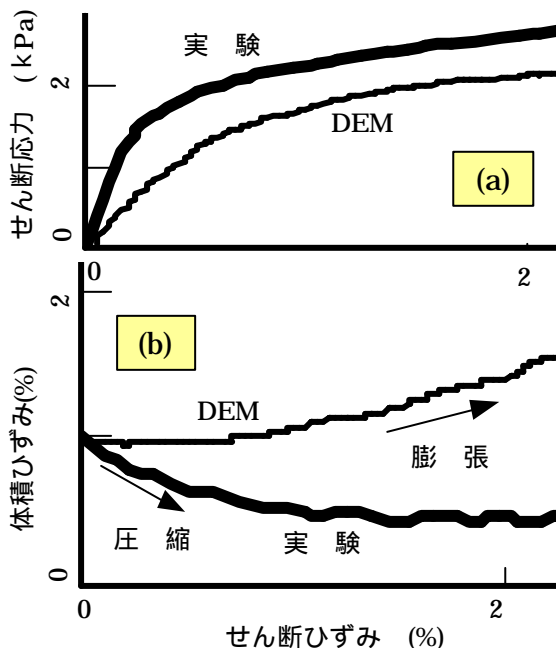


図-5 ねじりせん断試験とDEMシミュレーション

式(1)に示すような、ダイラタンシーを調整するパラメータを導入することにした。

$$P_v = \cdot k_w \cdot V \quad (1)$$

P_v : 間隙体積の変化による水圧の変化

: ダイラタンシーを調整するパラメータ (体積減少時 α_1 , 体積増加時 α_2)

V : 間隙体積の変化

k_w : 水の体積圧縮に関する係数 (Pa/m^3)

体積減少時に、 α_1 を用いて水圧の上昇量を割増することによって、DEMの地盤が液状化し易くなるという仕組みである。例えば、図-5(b)のDEMと実験の体積ひずみ-せん断ひずみ関係において、せん断初期の曲線の接線勾配をそれぞれ求め、その比を α_1 とすることが考えられる。さて、粒子全体が剛体的な並進運動する場合を想定すると明らかなように、解析上は、この係数として体積増加時にも体積減少時と同じ値を用いないと水圧が発生してしまうという不具合が生じる。しかしながら、体積増加時にも α_1 を用いると、もともと実験よりダイラタンシーが大きいのに、さらにこの効果を大きくしてしまい非常に大きなサイクリックモビリティが発生するというジレンマがある。本検討では、解析上の不合理には目をつぶり、地盤要素の体積増加時に α_1 より小さい値 α_2 を便宜的に用いて、全体としての挙動をうまく再現するよう調整した。

(2) 多角形要素を用いた埋設管のモデル化

図-6に埋設管モデルを示す。まず、中央に1個と、管の外縁にあたる円周上に20個の円要素を配置し、互いに自転車の車輪のようにばね(黒線)で連結した連結要素を作成し、1つの要素として挙動するようモデル化する。次に外縁を成す要素間の線分(赤線)が境界として作用するようモデル化し、全体として多角形要素と称する。

(3) 埋設管領域の不透水化

地中にある埋設管周辺の間隙水は、埋設管を通り抜けることはないので、これについて新たにモデル

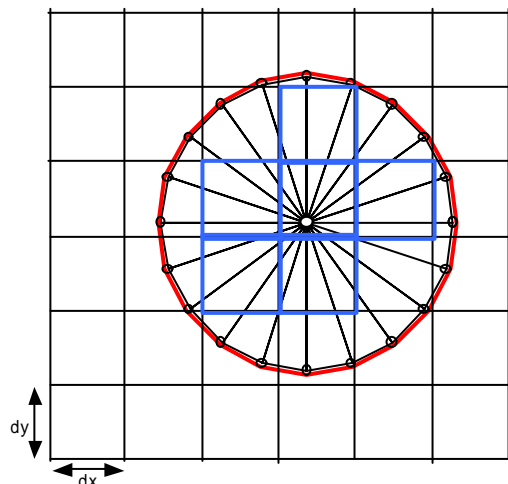


図-6 埋設管モデルとマイクロゾーンに占める空間

化する必要がある。図-6 に、ある時間における埋設管モデルと間隙水の影響を考慮するためのマイクロゾーンの位置関係を示す。モデル化には埋設管が占める空間を、マイクロゾーンで置き換え、この領域の透水係数を0にすることにより埋設管の占める領域を不透水化することができる。本検討では、図-6のように、多角形要素を構成する円要素に完全に含まれるマイクロゾーン（青い縁取りで示される領域）が、埋設管の占める領域であると仮定した。マイクロゾーンを用いて間隙水の影響を考慮する本検討のような手法では、間隙水に関する解析の分解能は一個のマイクロゾーンの寸法(dx, dy)と等価であり、マイクロゾーンの寸法が大きいほど、管の占める領域と、マイクロゾーンで置き換えた領域とに誤差が生じることはやむを得ない。

(4) 埋設管の移動による間隙の変化

図-7 の青く縁取りされたマイクロゾーンが埋設管モデルの存在を示すとすれば、その移動による間隙の変化は、その直接外側のマイクロゾーンに付加されるべきである。しかしながら埋設管の移動による間隙の変化を表現するマイクロゾーンと、管の存在するマイクロゾーンが一致すると計算が不安定になるため、計算安定のテクニックとして、一つ外側のオレンジで縁取りされたマイクロゾーンに間隙の変化を付加した。本検討では、解析の時間間隔 t の間に、埋設管モデルが水平方向に x 、鉛直方向に y 移動したとすれば、これらのマイクロゾーンにおける間隙の増分を次のように計算する。

左方に埋設管モデルがある場合 $x \times dy \times a$
 右方に埋設管モデルがある場合 $- x \times dy \times a$
 下方に埋設管モデルがある場合 $y \times dx \times a$
 上方に埋設管モデルがある場合 $- y \times dx \times a$
 ただし、 $a = (mp/nm) / ((mp/nm) + me)$ (2)

ここに

a : 埋設管の移動の寄与率
 mp : 埋設管の質量
 nm : 埋設管の占めるマイクロゾーンの数

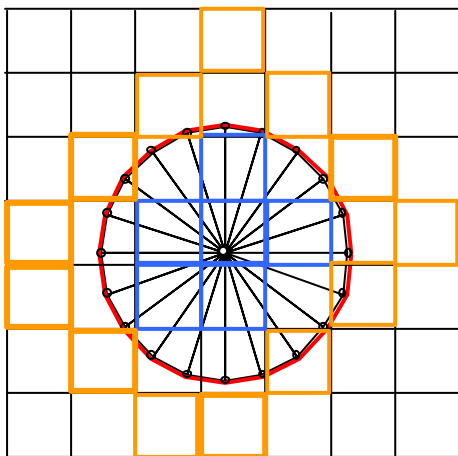


図-7 埋設管モデルの移動による間隙の変化を考慮するマイクロゾーン(オレンジ)

me : 当該マイクロゾーンに含まれる要素の総質量

(5) 埋設管に作用する水圧

図-8 に埋設管モデルである多角形要素を構成する要素 1,2,3 とこれらが成す多角形要素の壁面およびこれに作用する水圧を示す。要素 1,2 とこれが成す多角形要素の壁面は、マイクロゾーン(i,j-1)およびマイクロゾーン(i,j)に跨って含まれているので、それぞれの水圧 P_{ij} および水圧 P_{ij-1} の平均が、壁面中央に直角に作用すると考える。この水圧によって要素 1,2 に作用する荷重の大きさは水圧に壁面の長さに乗じた値の 1/2 とし、荷重の方向は水圧の作用する方向と平行であるとする。要素 2,3 とこれが成す多角形要素の壁面については、これらがすべてマイクロゾーン(i,j)に含まれているので、その水圧 P_{ij} が壁面中央に鉛直に作用すると考える。

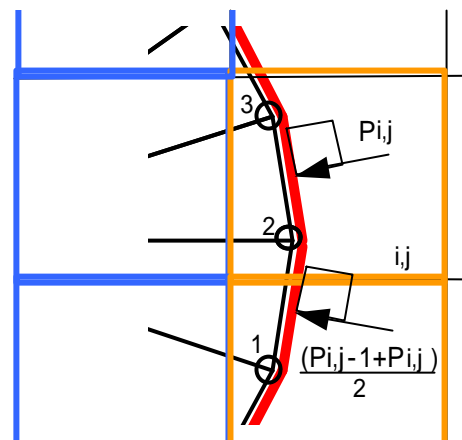


図-8 多角形要素に作用する間隙水圧

(6) 埋設管に作用する土圧

埋設管に作用する土圧は、埋設管モデルである多角形要素の壁面に接触するすべての粒子からの作用として表される。図-9 に要素 1,2 が成す多角形要素の壁面の、 l 対 m に内分する地点で要素 i が接触しており、そのため、そこに集中荷重 Q_i が作用している様子を示す。この場合、要素 1 および要素 2 に対して作用する荷重は、集中荷重 Q_i の大きさに、 $m/(l+m)$ 、 $l/(l+m)$ 値をそれぞれ乗じた大きさで、集中荷重 Q_i と平行に作用すると考える。

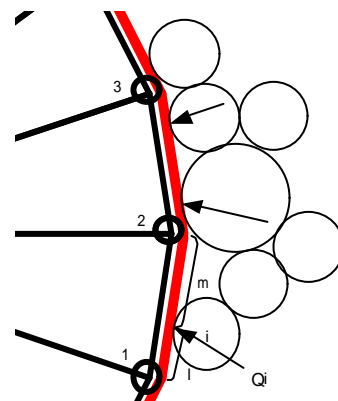


図-9 多角形要素に作用する土圧

5. シミュレーション結果

第3章で述べたように、本実験における埋設管を浮上させる力は過剰間隙水圧ではなく、周辺地盤から受ける土圧が主であると考えている。

液状化地盤の挙動を観測するために、着色したターゲット用ゴム柱を5cm間隔で約160個、土槽正面のガラス面に密着して設置した。実験中、これらをデジタルビデオカメラで撮影し、画像処理により地盤とともに挙動するターゲットの変位を計測した。

埋設管5cm浮上時における、地盤の初期からの変位ベクトル分布を図-10に示す。埋設管下部に向かって周辺地盤が回りこむ様子が観察される。地下構造物が浮上するためには、それが浮上する作用に加えて、構造物が存在した場所に、地盤が入れ替わる必要がある。

ここでは、そのメカニズムを把握するため、個別要素法を用いた検討を行う。

図-11に、実験模型に対するシミュレーションモデルを示す。表-1にシミュレーションに用いたパラメータを示す。所定の間隙比の地盤を作成するため⁶⁾パッキングの際の要素間摩擦角は 8° とした。

表-1 シミュレーションに用いたパラメータ

要素数	19023
平均粒径	0.016m
均等係数	1.52
要素密度	2.4 (t/m ³)
要素間摩擦角	24°
転がり摩擦角	24°
初期間隙比	0.21
透水係数	0.000210(m)

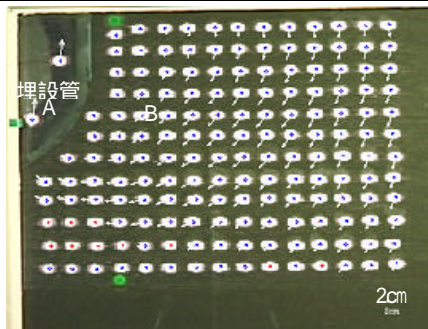


図-10 埋設管5cm浮上時の地盤変位分布

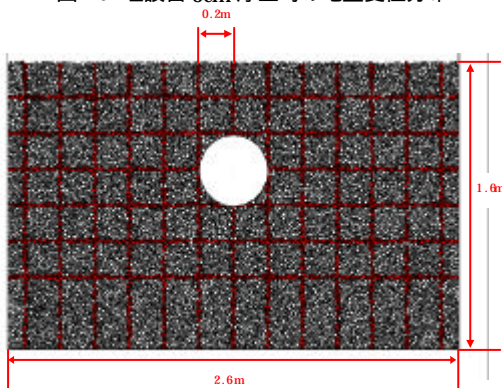


図-11 実験に対するシミュレーションモデル

管浮上量について実験とシミュレーションとの比較を図-12に示す。両者は概ね対応している。

図-13に過剰間隙水圧(管直下20cm)と管の土槽に対する相対変位(以後、単に水平変位と呼ぶ:紙面右方向を正)波形を示す。図-10に示したターゲットAの水平変位をもって実験における管の水平変位とみなしている。

実験とシミュレーションの比較において、過剰間隙水圧のレベルに大きな差がある。この改善については、今後の課題としたい。

しかしながら、系の動的応答に関して言えば、過剰間隙水圧のトレンドが一定となる2~3秒以降の領域を「定常期」とすれば、これにいたる「初期」、「過渡期」の波形は両者で似通っている。また「過渡期」において、水平変位の応答が大きくなる点も両者で対応している。

これらの動的応答が両者で対応する時間帯について、埋設管のオービットを図-14に比較する。「初期」においては、埋設管が左右に振れるたびに上方への鉛直変位も極大値をとる。

「過渡期」においては、実験の埋設管は左へ変位する時のみ、DEMの埋設管は、右に向かう時のみ、それぞれ鉛直変位が増大している。

「定常期」においては、両者ともに時計回りに円を描くような応答をしつつ、埋設管の変位がオービットの左端部を通過する際に鉛直変位が大きくなっている。

さて、埋設管が地盤変位とともに浮上する仕組みを明らかにするため、まず、図-14(d)に示したシミュレーション結果の加振初期について、埋設管と周辺地盤の変位ベクトルを図-15に観察する。

埋設管は、20の要素を連結してモデル化されているので、これらの要素の変位ベクトルの平均が埋設管中心部の変位を表す。

図-15(a)および図-15(b)に示すように、埋設管は、周辺地盤の動きに追従して運動していると言える。

すなわち周辺地盤が右から左へ移動する際には埋設管も右から左へ、周辺地盤が左から右へ移動する際には、埋設管も左から右へ変位しており、埋設管は周辺地盤に拘束されたまま半ば強制的に変位させられていると言ってよい。このような左右への運動を繰り返す内に、埋設管とその上部の土塊は、図-15(c)のように、上方向への変位を蓄積している。

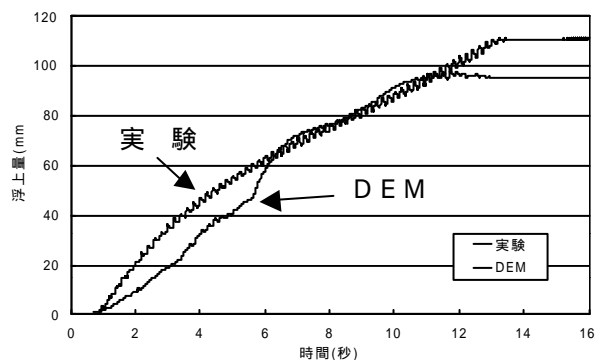


図-12 管浮上量の比

この結果，地盤内に生じた局所せん断ひずみの分布は図-16（図中、白色部分がひずみの大きい領域を表す）のようである．

等方応力状態にある乾燥した土中に管 P が埋設されており，地震力によって紙面左方向に水平に土圧合力が作用する場合(図-17)，管 P はすべり面 OI とこれに共役なすべり面 OK を形成しつつ土圧の作用方向，すなわち水平に移動するであろう．しかしながら，重力下，地表面 HH' の半無限地盤に管が埋設されている実際の場合には，拘束の小さい OI 面に沿った運動を行う⁴⁾．このとき OI 面は受働破壊面であり，OJ 面は主動破壊面である．土塊 d は下方へ落ち込み，領域 abc は管とともに左上方向に移動する．

地震の作用が逆の場合は，結果も逆となり，これを繰り返すことによって，乾燥した土中であっても管が徐々に上方へ移動する結果となる．図-17 に実線で示したすべり面 I-I' および J-J' と対応するひずみの集中領域が認められる．

図-18 に，各局面における，埋設管に作用する土圧と過剰間隙水圧(以下水圧と言う)の分布を示す．埋設管は 20 の辺と頂点を持つ多角形でモデル化されており，辺に対して作用する土圧と水圧を力として頂点に振り分けている．実線の矢印は，土圧による辺に対する作用力，点線の矢印は，水圧による辺に対する作用力である．

初期状態では，水圧が発生していないので，土圧

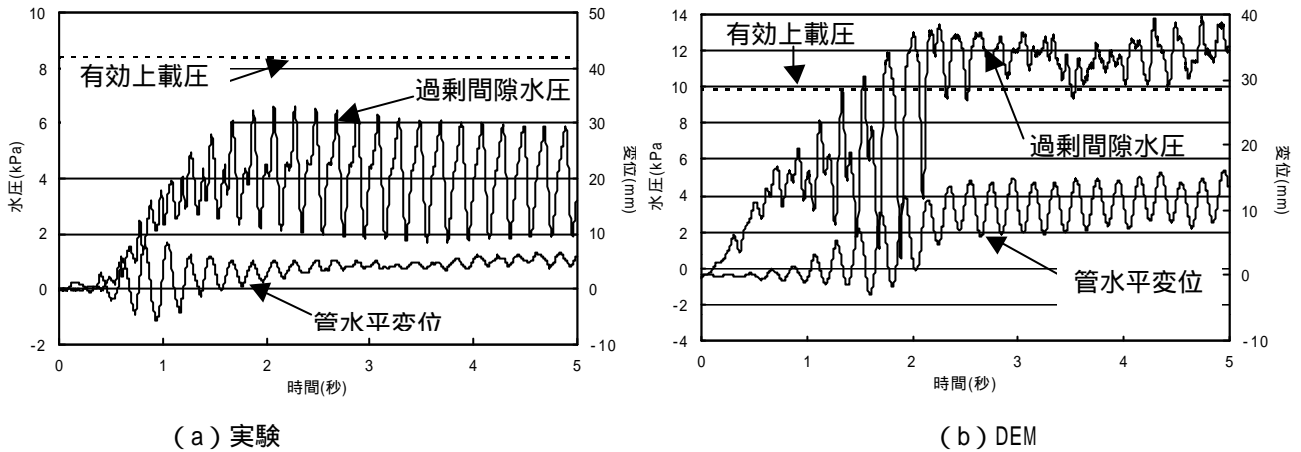


図-13 過剰間隙水圧と管水平変位

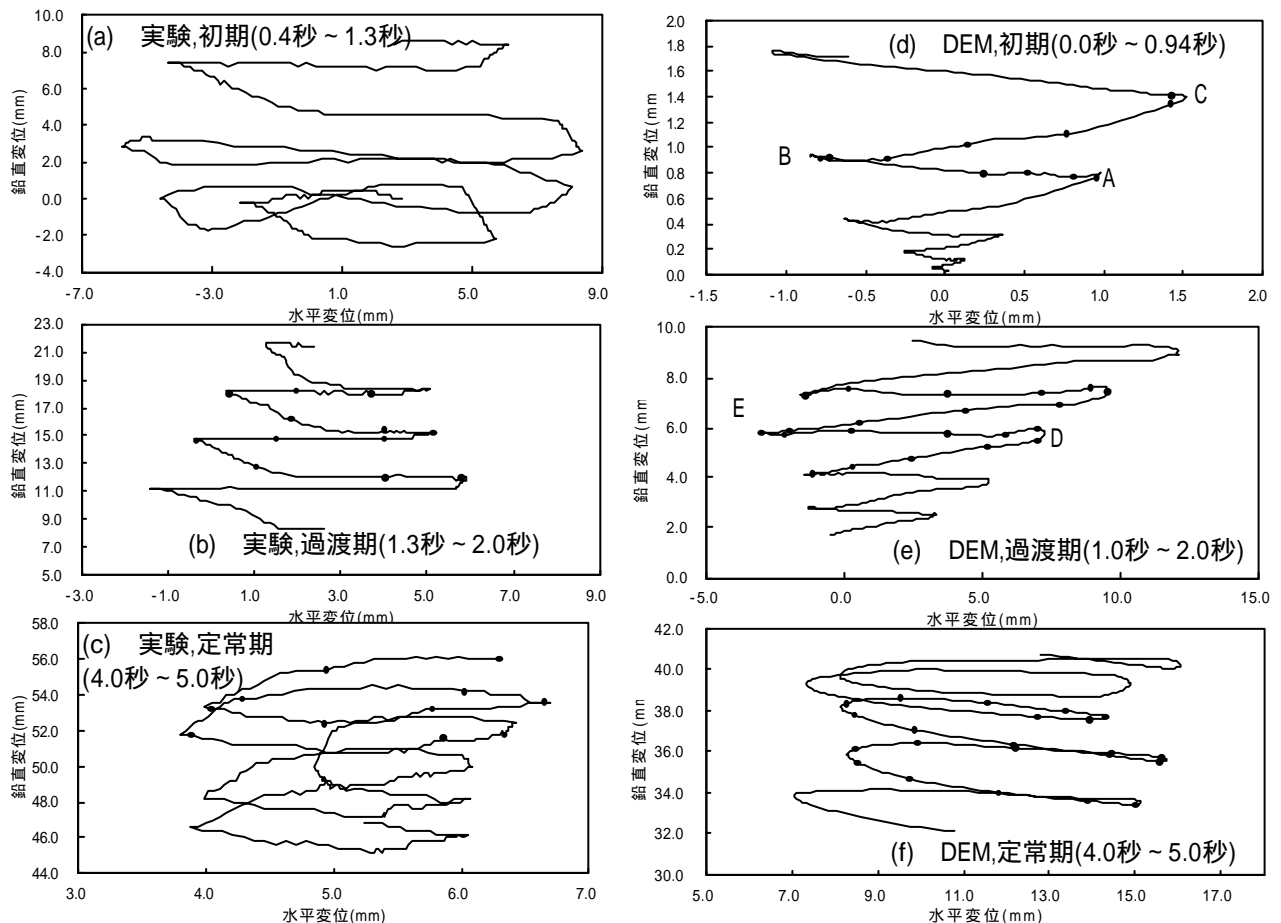


図-14 埋設管の描くオービット

のみが、埋設管の中心に向かって作用している。このベクトルの鉛直成分を総和すると、埋設管に作用する浮力とほぼ釣り合う。

これに対して加振終了して暫時経過した16秒後の状態では、水圧比が1程度に上昇しているため土圧はほとんど作用していない。

0.66秒は、図-14(d)のA、0.76秒はBに対応する。Aは、埋設管が局部的に右に振られた状態、Bは左に振られた状態である。このような埋設管の運動は、周辺地盤の運動と共にあるが、それは周辺地盤の運動の平均的なものである。その結果、各所で地盤との微小な相対変位が生じ、これに見合う土圧が発生する。

埋設管が右に振られた状態では、埋設管の右側と上部から土圧を受けている。右側からの土圧は、水平方向の慣性力、上部からの土圧は鉛直上向きの慣性力を支えている。管に作用する水平力と水平変位の時系列は、図-19のようであり、水平力の作用に対してその変位はやや位相が遅れている。すなわち、図-18のA、Bは、その各局に至る以前の土圧により、慣性力が惹起されている。

「過渡期」においては、さらに大きな土圧が作用している。埋設管が右へ振れたときには、埋設管の慣性力を右下から支えるとともに、上部からの土圧が大きくなっている。これは、埋設管が右へ振れるときに、大きく浮上する挙動と対応している。

「過渡期」における、実験の埋設管右下の地盤(図-10、B)の描く変位の軌跡を図-20(a)に、「定常期」におけるそれを図-20(b)にそれぞれ示す。

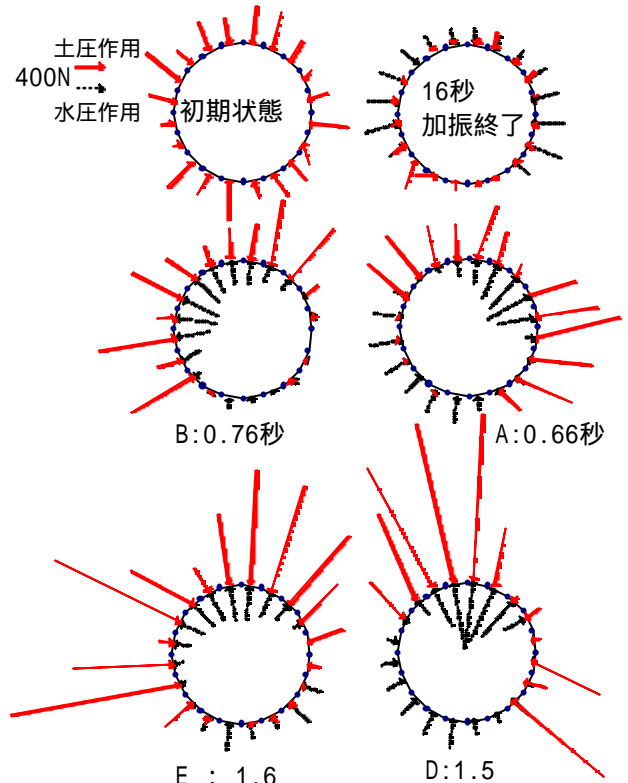
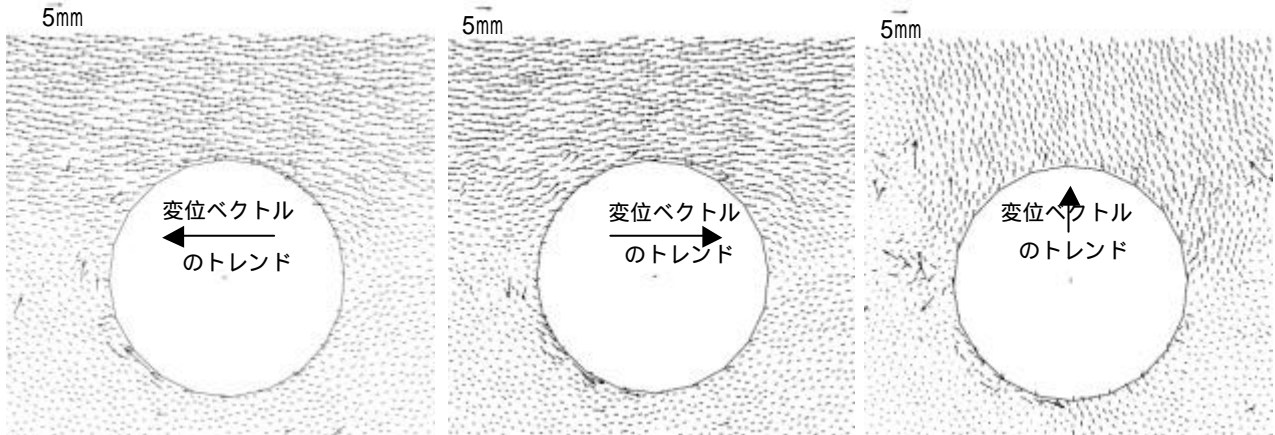


図-18 埋設管に作用する水圧と土圧



(a) 図14(d)のA~B

(b) 図14(d)のB~C

(c) 図14(d)の0秒~0.94秒

図-15 埋設管周辺の土粒子の変位ベクトル

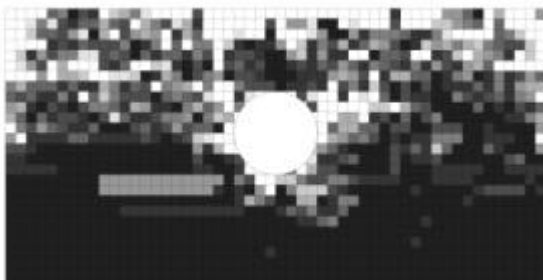


図-16 0秒~0.94秒の間に生じた局所せん断ひずみ (図中、白色部分がひずみの大きい領域を表す)

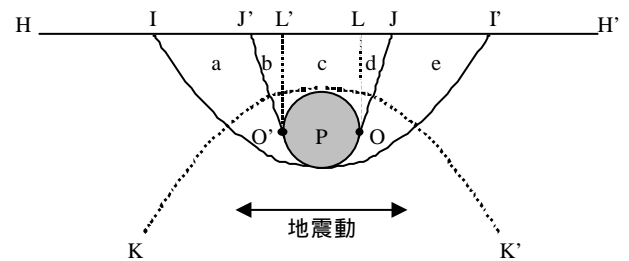


図-17 交番载荷を受ける埋設管

左右の加振で、「過渡期」および「定常期」とともに、管が浮上するタイミング（左加振）で、地盤は管下方向へ移動する。埋設管左側の対応する位置にある地盤は、DEMによるシミュレーション結果を分析した結果、右加振で管下方向へ移動すると推定できた。すなわち、これは非対称な運動をする系であり、左右交互に管下部へ地盤が回りこむ現象として観察される。

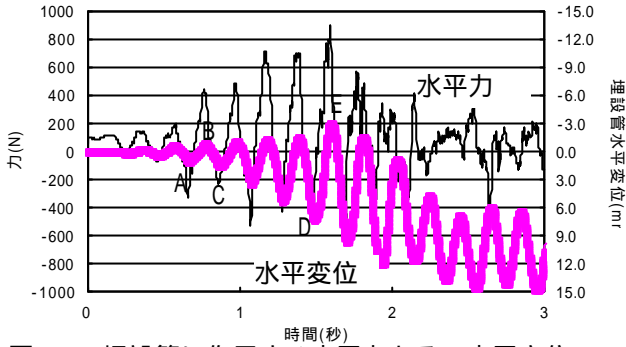


図-19 埋設管に作用する水平力とその水平変位

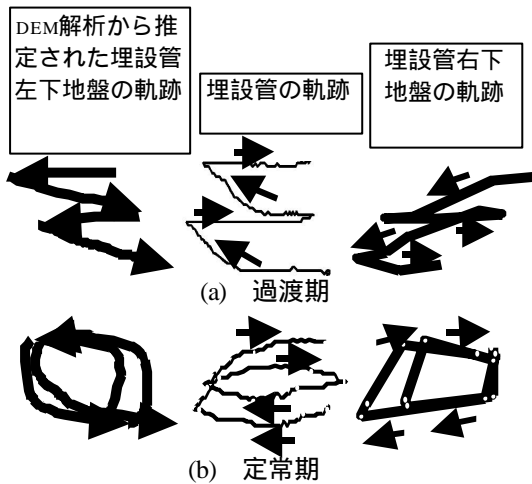


図-20 埋設管の運動と周辺地盤の運動の関係

6. 結論

振動がなくても、過剰間隙水圧だけで地下構造物が浮上する場合を否定しないが、これ以外の浮上は、水圧より土圧が主たる作用を及ぼす。

地中にある剛体が水平変位する場合、変位する側

の下隅付近の地盤から相対的に強い抗力を受け、地表に向かって変位しようとする作用が働く。振動を受ける地盤-地下構造物系には、この作用が交互に働き、埋設管が浮上する。地盤の液化化は、この運動を助長する作用がある。

謝辞：ベンダーエレメントによるせん断波速度計測には電力中央研究所の河合正氏、水圧計測には港湾空港研の菅野高弘氏の協力を頂いた。謝意を表す。数値解析には京都大学澤田純男助教授の開発したプログラム「DEMS」を改良して用いた。

参考文献

- 1) 佐々木哲也：地中構造物の浮上がり予測手法に関する検討，第 37 回地盤工学研究発表会 pp.1765-1766,2002.
- 2) 中瀬仁・毛利栄征・安田進・末広俊夫：大型振動台による地中埋設構造物の浮上実験と浮上予測解析，第 38 回地盤工学研究発表会，1847-1848，2003.
- 3) 木山英郎・藤村尚：カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析，土木学会論文集，第 333 号，pp.137-146,1983.
- 4) 中瀬仁・本田中・末広俊夫・毛利栄征・河端 俊典・安田進：大型振動台実験による埋設管の浮上と個別要素法解析，第 48 回地盤工学シンポジウム論文集，投稿中,2003.
- 5) 中瀬仁：発破による人工液化化サイトにおける地中構造物の実物大浮上実験，第 37 回地盤工学研究発表会，pp1763-1764,2002.
- 6) 中瀬仁・本田中・西野隆之：個別要素法摩擦パラメータを設定するためのねじりせん断シミュレーション，第 36 回地盤工学研究発表会，pp.503-504，2001.
- 7) 中瀬仁・石川博之・武田智吉：個別要素法による室内せん断試験のシミュレーション，第 24 回地震工学研究発表会,pp.489-492，1997.
- 8) 中瀬仁・宮田正史・長尾毅・本田中・興野俊也・安田勝則・菅野高弘：個別要素法によるケーソン式防波堤の挙動解析，応用力学論文集 Vol.5，pp.461-472,2002.

(2003.6.28 受付)

Shaking Table Test to Underground Structures and Simulation Study on Mechanism of Uplifting Using Distinct Element Method

Toshio SUEHIRO, Hitoshi NAKASE, Yoshiyuki MOHRI, and Susumu YASUDA

Large-scale shaking table test was conducted to study the mechanism of uplifting behavior of underground structures. A simulation study to this test made clear about the mechanism. The underground structures which applied horizontal force tend to move up to the ground surface not caused by the pore water pressure but the resistance force form beneath soil fabric. The uplifting of underground structures following the mechanisms promoted by liquefaction surrounding ground.