

変動水圧場における海底埋設パイプラインの 浮上機構に関する研究

前野詩朗¹・Waldemar MAGDA²

¹正会員 工博 岡山大学助教授 環境理工学部環境デザイン工学科 (〒700-8530 岡山市津島中3-1-1)

²Ph.D. Marine Civil Engineering Department, Technical University of Gdansk (Gdansk, 80952, Poland)

本研究は、変動水圧場における海底埋設パイプラインの動的挙動を実験的かつ理論的に明らかにするものである。変動水圧場において海底埋設パイプラインに作用する変動流体力およびパイプラインの浮上特性を変動水圧特性や地盤特性を考慮した実験により明らかにした。また、パイプラインの浮上限界を予測するためにパイプラインの静的浮上抵抗力を実験的に求めるとともに、パイプラインの浮上過程や浮上時のパイプライン周辺砂層の状況を明らかにした。これらの結果を用いて、パイプラインの浮上ポテンシャルを検討した結果、パイプラインの浮上の有無を予測することが可能であることが示された。

Key Words : *water pressure variation, pore water pressure, buried submarine pipeline, distinct element method, finite element method*

1. はじめに

近年、石油や天然ガス等の海底天然資源掘削後の輸送手段として、数多くのパイプラインが世界各地の海域に設置されるようになってきている。設置されるパイプラインのうち、とくに、沿岸の浅海域(水深にして約60m以下)では、漁網や船のアンカー等によるパイプラインの崩壊を避けるために経験的に約0.5m~1.0mの範囲の土被り厚で海底地盤内にパイプラインが埋設されている¹⁾。ところが、海底天然資源が存在する海域は非常に気象条件の厳しい地域であることが多く、海底埋設パイプラインが設置される沿岸域は高波浪の影響を受ける場でもある。

海底砂地盤上に高波浪による変動水圧が作用すると、地盤上に作用する変動水圧が地盤内に振幅の減衰と位相の遅れを伴って伝播することにより砂層の有効応力が減少し、極端な場合には液状化することなどが明らかにされている^{2), 3), 4)}。また、このような波浪場に設置される海岸構造物の動的挙動に関する具体的な問題として、海岸ブロック等が変動水圧の影響により徐々に沈下する現象なども明らかにされている^{5), 6), 7), 8)}。これらの研究成果を踏まえて、本研究では、波-地盤-構造物系の動的応答問題の一つとして海底埋設パイプラインの動的応答問題を取り上げる。すなわち、波により海底地盤上には周期的な変動水圧が作用し、海底地盤上に作用する変動水圧は地盤内に振幅減衰および位相の遅れを伴って伝

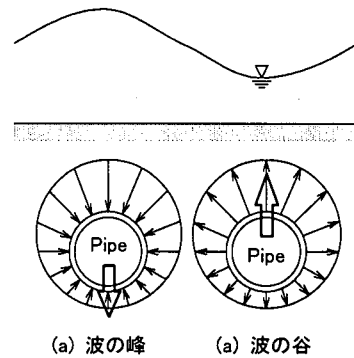


図-1 変動流体力の発生機構

播する。その結果、波浪場に設置される海底埋設パイプラインには、図-1に示すような変動間隙水圧が作用し、波の峰の時にはパイプラインを下側に押し下げようとする力(図中の大きな矢印は合力の方向を示している)が作用し、逆に、波の谷の時にはパイプラインを上側に押し上げようとする力が作用する。また、波の谷の時にはパイプ上の地盤の有効応力も減少し、パイプが浮上する際の抵抗力も減少する。このようなパイプに周期的に作用する変動流体力やパイプ周辺地盤の有効応力の変動により天然資源輸送用のパイプラインが浮上したりして崩壊すると、壊滅的な環境破壊を引き起こすのみならず、その復旧に莫大な費用と労力を要し、しかも、失われた自然環境の復元には相当な年月を要することになる。した

がって、海底埋設パイプラインには非常に高い安全性が要求されており、波による埋設パイプラインの動的挙動を究明することは重要な課題である。

以上のような背景のもと、波による海底パイプラインの動的応答問題を取り扱った研究が進められてきている。例えば、MacPherson⁹⁾、Monkmeyer et al.¹⁰⁾やLennon¹¹⁾らは、海底埋設パイプライン周囲の間隙水圧を解析的に求めている。しかし、これらの研究は海底地盤や間隙水の圧縮性を無視し、地盤の挙動を表す基礎式がラプラスの式に帰するとして取り扱った研究であり、変動水圧場における地盤の動的挙動に大きな影響を与える因子である地盤や間隙水の圧縮性を考慮していないという点であり実用的でないと考えられる。海底地盤を固液2相の圧縮性地盤として取り扱った研究としては、Bobby et al.¹²⁾やCheng and Liu¹³⁾らが有限要素法や境界積分法を用いてパイプライン周囲の間隙水圧を求めているが、波やパイプラインの埋設深さなどの条件が限られている。Magda¹⁴⁾は、有限要素法を用いて、広範な条件下で埋設パイプに作用する場圧力を解析的に求めている。Monkmeyer et al.¹⁰⁾やMacDougal and Monkmeyer¹⁵⁾は、解析結果の妥当性を検討するためにパイプライン周囲の間隙水圧分布を計測しているが、計測点が少なく、パイプラインに作用する変動流体力を実験的に示すまでには至っていない。

前にも述べたように、海底埋設パイプラインには高い安全性が要求されているにも拘わらず、海底面下どの程度の深さにパイプラインを埋設すれば安全であるか等の技術的な指針については、これまでのところ示されていないのが現状である。今後、海底埋設パイプラインを設置するための技術的指針を確立するためには、波浪による変動流体力を考慮したパイプライン（以後、本研究ではパイプと呼ぶ）の動的な安定性を明らかにしておく必要がある。このために、本研究では変動水圧場における埋設パイプの挙動を検討するが、パイプが徐々に浮上し破壊に至る現象は、短期的な微小変形が対象となる現象と長期的な大変形が対象となる現象に分けて検討する必要がある。すなわち、波の一周期の間にパイプに作用する変動流体力やその時の浮上抵抗力等は、その間のパイプの移動量が微小であることから微小変形に関する問題として捉えることができる。一方、繰り返し変動流体力を受けることにより、パイプが徐々に浮上し破壊に至る過程は大変形に関する問題として捉えることができる。このような点を考慮した本論文の構成は以下のようである。

微小変形問題：2. では、波浪作用下における埋設パイプにどの程度の変動流体力が作用しているのかを

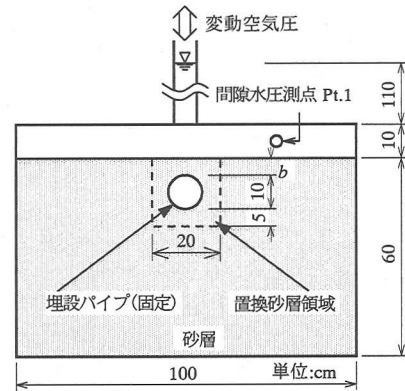


図-2 変動流体力測定用実験装置

実験的に検討する。その際、一周期分の波が作用する間のパイプの移動量は小さいものと考えられることを考慮して、固定したパイプを用いた実験により、パイプが浮上する際の起動力となる変動流体力特性を検討する。また、5.(1)では、砂層中に設置されたパイプの静的な浮上実験により、パイプがわずかに浮上する際のパイプ上部砂層の浮上抵抗力を明らかにする。

大変形問題：3. では、移動可能なパイプを用いて、繰り返し変動流体力が作用する場合のパイプの浮上特性に及ぼす変動水圧、パイプ上の土被り厚さやパイプの比重等の影響を実験的に検討する。また、着色砂をパイプ周囲に配置することによりパイプ周囲の砂の移動状況を明らかにする。さらに、4. では、大変形問題を解析可能な個別要素法を用いてパイプの浮上過程を明らかにする。

5.(2),(3)では、以上の研究により得られた結果より明らかにされるパイプの浮上に及ぼす要因を考慮したパイプの浮上限界予測式を提案し、その妥当性を実験結果との比較により検討する。

2. 変動流体力特性の検討¹⁶⁾

(1) 実験方法

実験には、図-2に示すような奥行き40cmの鉛直2次元の試料容器を用いた。砂層構成材料には、高飽和状態の豊浦標準砂 ($d_{50} \approx 0.25\text{mm}$, 透水係数 $k = 0.015\text{cm/s}$) を用いた。実物と模型との縮尺として約1/10程度を想定し、外径10cmの亚克力製のパイプを土被り厚さ b が5cmとなるように設置した。また、パイプは容器の前後の側面で固定している。砂層の設置方法は、試料容器に適量の水を張り、間隙率が0.4になるように乾燥させた所定量の標準砂を水中自

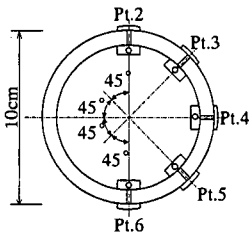


図-3 パイプ周囲の水圧測点

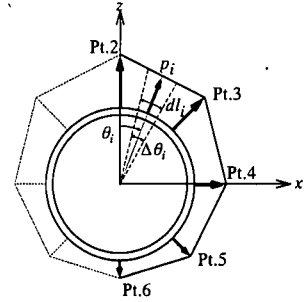


図-4 変動流体力算出説明図

表-1 実験条件 (変動流体力測定)

| Case | 変動水圧 周波数(Hz) | 変動水圧 振幅(cm) | 土被り厚 b(cm) | 置換砂層 |
|------|-----------------|----------------|---------------|------|
| 1-S | 1.0 | 40 | 5.0 | 無 |
| 1-E | " | 39 | " | " |
| 2-S | 0.5 | 37 | 5.0 | 無 |
| 2-E | " | 39 | " | " |
| 3-1 | 0.5 | 32 | 5.0 | 無 |
| 3-2 | 1.0 | 38 | " | " |
| 3-3 | 2.0 | 59 | " | " |
| 4-1 | 0.5 | 35 | 5.0 | 無 |
| 4-2 | 1.0 | 39 | " | " |
| 4-3 | 2.0 | 59 | " | " |
| 5 | 1.0 | 38 | 5.0 | 有 |
| 6 | 1.0 | 40 | 7.5 | 無 |
| 7 | 1.0 | 75 | 5.0 | 無 |

注) 1-S,2-Sは実験開始時, 1-E,2-Eは1000分載荷後の計測
その他は開始後, 変動水圧が定常状態になった後の計測

由落させ, その後パイプレーターを用いてできる限り均質に締め固めた。間隙水圧は水中のPt.1(試料容器側面)と図-3に示すパイプ周囲のPt.2~Pt.6(パイプ奥行き方向の中央部)の合計6点で圧力変換器を用いて計測した。Pt.2~Pt.6ではパイプ内に直接圧力変換器を設置することができなかったため, パイプ内の測点から硬質のシンフレックスチューブを試料容器の外まで配置し, これに間隙水を満たして圧力変換器に接続することにより間隙水圧を測定した。なお, シンフレックスチューブ内における圧力減衰が無視しうことは, 試料容器に水を満たして実験を行った結果より, あらかじめ確かめられている。

実験条件は表-1に示す通りである。変動水圧の振幅および周波数については, 現地の波が周期数秒, 波高10メートル程度であるものとして, フールドの相似則により設定した。周期については, 設定条件より長周期の波も想定されるが, 長周期になるほど現象に及ぼす影響が小さくなることを考慮して実験条件を設定している。Case5以外は試料容器に標準砂を満たした場合である。変動流体力特性を検討するために, Case1およびCase2については, 実験開始時と変動水圧1000分載荷後に間隙水圧測定を行った。また,

Case3およびCase4については, 砂層形成後周波数を0.5, 1.0, 2.0Hzの3種類変化させて実験を行った。変動水圧振幅は40cm程度としているが, 周波数が0.5Hzの時には振幅がやや小さくなり, 周波数が2.0Hzのケースでは変動水圧振幅がやや大きくなった。Case5は, 変動流体力の発生を防止するためにパイプ周辺砂層(図-2の破線で囲まれた部分)を透水係数の大きな砂層($d=2.83\sim 3.36\text{mm}$, $k=2.045\text{cm/s}$)に置き換えた場合である。Case6はパイプ上の土被り厚さを7.5cmと大きくした場合である。また, Case7は変動水圧振幅を大きくした場合である。砂層間隙率はいずれの場合も約0.4である。なお, パイプに作用する変動流体力は, 図-4に示すように各測点で得られた変動間隙水圧を直線内挿し, パイプ外面に沿って積分することにより算出した。本研究では, 実験装置の左右の対称性を考慮して, 次式により算出した。なお, $\Delta\theta_i$ は5度とした。

$$F_p = 2 \sum p_i dl_i \cos \theta_i, \quad (0 < \theta_i < \pi) \quad (1)$$

本研究では, 上向きの変動流体力を正としている。また, パイプに作用する変動間隙水圧については圧縮を正としている。

(2) 変動間隙水圧測定結果および考察

a) 変動間隙水圧および変動流体力特性

図-5はCase1-Sの変動間隙水圧分布を示したものである。この図より, 砂層面上に作用する変動水圧は振幅減衰および位相の遅れを伴ってパイプ周囲に伝播することがわかる。振幅減衰についてみると, Pt.2~Pt.3およびPt.5~Pt.6のそれぞれの測点間での振幅減衰よりもPt.3~Pt.5の測点間での減衰が大きいことがわかる。このことより, パイプ周囲の間隙水圧は, 主に鉛直位置に依存していると考えられる。図は掲載していないが, 1000分載荷後の変動間隙水圧分布では, 振幅減衰が実験開始時よりもやや大きくなっていったが, その他の傾向は実験開始時と

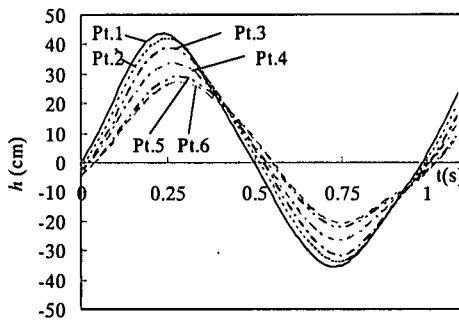


図-5 パイプ周囲の変動間隙水圧 (Case1-S, $f=1.0\text{Hz}$)

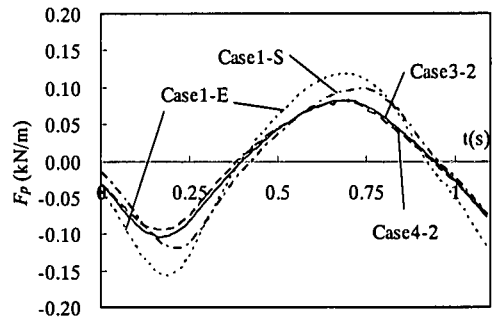


図-7 パイプに作用する変動流体力 ($f=1.0\text{Hz}$)

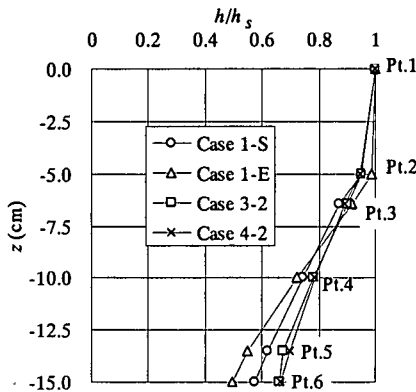


図-6 振幅減衰率 (Case1-S, $f=1.0\text{Hz}$)

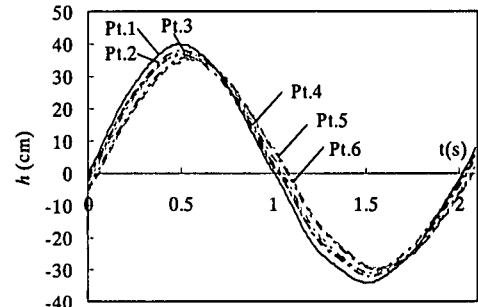


図-8 パイプ周囲の変動間隙水圧 (Case2-S, $f=0.5\text{Hz}$)

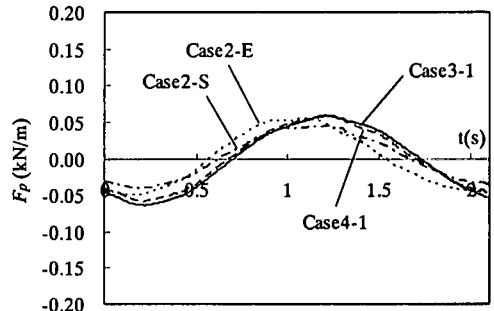


図-9 パイプに作用する変動流体力 ($f=0.5\text{Hz}$)

ほぼ同様であった。

図-6は砂層面上の変動水圧が正のピークの時の各測点の間隙水圧の振幅減衰率 h/h_s (h : 変動間隙水圧水頭, h_s : 砂層面上の変動水圧水頭) を示したものである。Case1-S以外の周波数1Hzの実験結果も併せて示している。この図より、砂層面からパイプ上面のPt.2までの振幅減衰よりも、Pt.2~Pt.6までの振幅減衰の方が減衰率の勾配が大きいことがわかる。MacPherson⁹⁾やMagda¹⁴⁾は理論解析により、パイプの存在により間隙水圧の伝播形態が変化し、パイプ上面ではパイプがない場合に比べて水圧が伝わり易くなり、逆にパイプ下面では水圧が伝わり難くなることを示している。このことは、パイプ周囲での振幅減衰はパイプがない箇所よりも大きくなることを意味しており、本実験結果と一致する。

図-7はパイプに作用する変動流体力を示したものである。この図より、パイプには周期的な変動流体力が作用することがわかる。砂層面上の変動水圧が上昇する時にパイプには下向きの力が作用し、逆に、下降するときには上向きの力が作用する。実験ケースに

より若干のばらつきはあるものの、変動流体力の振幅は0.1(kN/m)程度の大きさであることがわかる。仮に、実物の鋼製パイプのサイズが直径が1mで肉厚が2cmであるものとして、パイプが油で満たされている状況を想定して1/10縮尺模型を考えると、模型の自重は約0.11(kN/m)となる。本実験で得られた変動流体力の振幅はパイプの自重と同程度の大きさとなり、パイプにはかなり大きな変動流体力が作用することがわかる。

b) 変動流体力に及ぼす周波数の影響

図-8 および図-10は変動水圧周波数が0.5Hz(Case

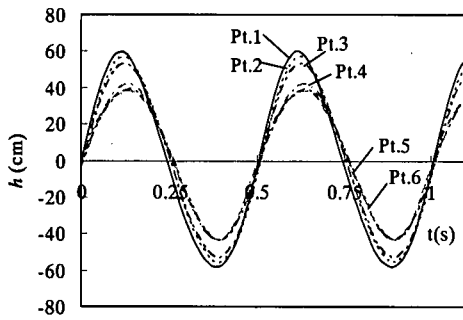


図-10 パイプに作用する変動間隙水圧 (Case3-2, $f=2.0\text{Hz}$)

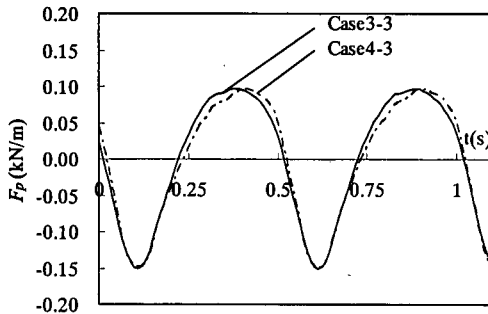


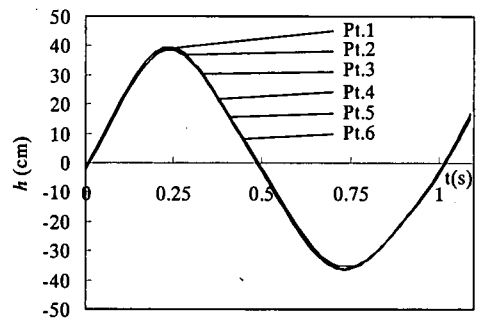
図-11 パイプに作用する変動流体力 ($f=2.0\text{Hz}$)

2-S)および 2.0Hz (Case3-3)の場合の変動間隙水圧を示している。また、図-9および図-11は、それぞれの周波数に対する変動流体力を示している。これらの図より、以下のことがわかる。

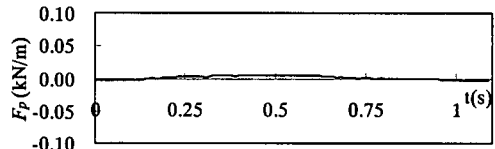
周波数 0.5Hz についてみると、周波数が小さくなったことにより変動間隙水圧の振幅減衰および位相の遅れともに小さくなるのがわかる。また、それに伴って変動流体力も小さくなっている。変動流体力の振幅の大きさは、周波数 1.0Hz の場合の $1/2$ 程度となる。周波数 2.0Hz の場合には、周波数が大きくなることにより振幅減衰量は大きくなるのがわかる。しかし、位相の遅れは 1.0Hz (Case1-S)の場合よりも小さくなっている。変動流体力をみると、下向きの変動流体力の振幅は周波数 1.0Hz の場合よりもやや大きくなっているが、上向きの変動流体力は周波数 1.0Hz の場合とほぼ同程度であることがわかる。

c) 変動流体力に及ぼす砂層の透水性の影響

図-12(a)および(b)は、パイプ周辺砂層を透水係数の大きな砂層で置き換えた場合の変動間隙水圧および変動流体力を示している。この図より、パイプ周囲の変動間隙水圧は振幅減衰および位相の遅れとも、殆ど発生しなくなり、変動流体力も殆ど発生しなくなることがわかる。このことより、透水性のよい砂層



(a) パイプ周囲の変動間隙水圧



(b) パイプに作用する変動流体力

図-12 変動間隙水圧および変動流体力 (Case5)

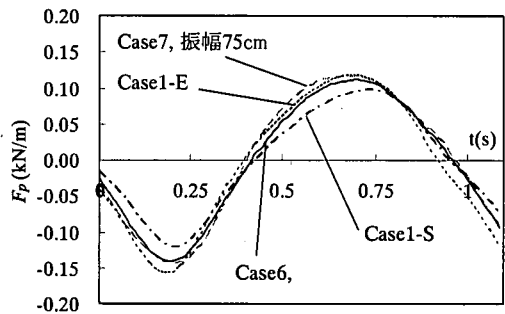


図-13 変動流体力(土被り厚さおよび振幅の変化)

でパイプ周囲を置換することは、変動流体力の発生防止にかなり効果があることがわかる。

d) 変動流体力に及ぼす振幅および土被り厚さの影響

図-13は土被り厚さを変化させたCase6および変動水圧の振幅を変化させたCase7の場合のパイプに作用する変動流体力を示している。図中にはCase1-S, 1-Eの結果も合わせて示している。この図より、変動水圧振幅およびパイプ上の土被り厚さが変化してもパイプに作用する変動流体力は殆ど変化しないことがわかる。これは、今回適用した条件下では、パイプ上面と下面との間の間隙水圧振幅の減衰量がいずれの場合も同程度であったためであると考えられる。

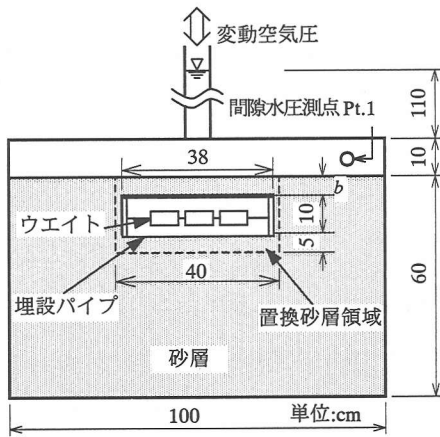


図-14 パイプの浮上量測定実験装置

表-2 実験条件 (埋設パイプの浮上量測定)

| Case | 土被り厚 b (cm) | 比重 | 変動水圧 振幅(cm) | 変動水圧 周波数(Hz) | 置換砂層 |
|------|------------------|-----|----------------|-----------------|------|
| M1 | 5.0 | 0.5 | 40 | 1.0 | 無 |
| M2 | " | " | " | " | 有 |
| M3 | 2.5 | " | " | " | 無 |
| M4 | 7.5 | " | " | " | " |
| M5 | 5.0 | 0.7 | " | " | " |
| M6 | " | 1.0 | " | " | " |
| M7 | " | 1.5 | " | " | " |
| M8 | 7.5 | 0.5 | 60 | " | " |
| M9 | " | 1.0 | 40 | " | " |
| M10 | " | " | 60 | " | " |
| M11 | 5.0 | 0.5 | 40 | 0.5 | " |
| M12 | " | 0.5 | " | 2.0 | " |

3. パイプの浮上特性に関する実験的考察¹⁷⁾

(1) パイプの浮上実験の概要および実験条件

実験には、図-14に示すような試料容器を用いた。埋設パイプの模型としては、変動流体力測定実験で用いたのと同じ外径10cmの亚克力製のパイプを用いた(変動流体力測定実験と同じく、実物と模型との縮尺比を1/10程度と考えている)。パイプの長さ38cmである。パイプの比重はパイプ内に重りを取り付けることにより操作できるような仕組みになっている。パイプは試料容器奥行き方向中央部の砂層表面から、土被り厚さ b の所に図中に示すように設置している。パイプの移動量は、パイプ両端に取り付けたスケールをレベルで読み、その平均値を移動量とした。

実験条件は、表-2に示す通りである。CaseM1を基本としており、載荷した変動水圧の条件は、変動水圧

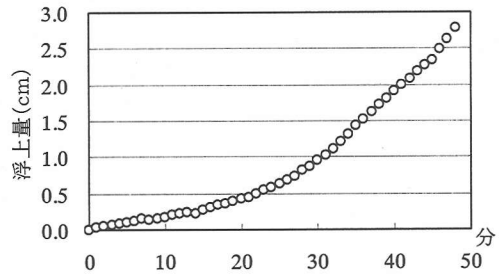


図-15 パイプの浮上量(CaseM1)

振幅約40cm、周波数1Hzである。このケースの土被り厚さは実物換算すると50cm程度となる。また、パイプの比重は0.5としている。これは、仮に実物のパイプのサイズが直径1mで肉厚が2cmであるものとして、パイプに天然ガスが満たされている場合の比重を想定したものである。CaseM2では、変動流体力の発生を防止するためにパイプ周辺砂層(図-14の破線で囲まれた部分)を透水係数の大きな砂層($d=2.83\sim 3.36$ mm, $k=2.045$ cm/s)で置き換えることによるパイプ浮上防止効果を検討する。CaseM3, M4は土被り厚を変化させて、土被り厚の大きさがパイプの移動特性に与える影響を検討する。さらに、CaseM5~CaseM7ではパイプの比重の影響を検討する。なお、パイプの比重1.5(CaseM7)は、パイプが油で満たされている程度の比重を想定したものである。CaseM8~CaseM10では変動水圧の振幅の影響を検討する。CaseM11~CaseM12では変動水圧の周波数の影響を検討する。

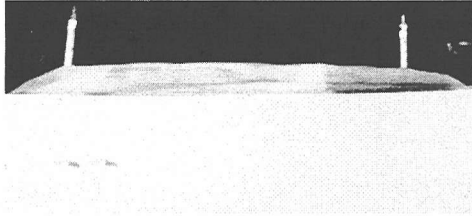
(2) パイプの浮上状況

図-15はCaseM1の場合のパイプの浮上量の時間変化を示している。この図より、パイプは実験開始後徐々に浮上し、約30分程度経過した時点から浮上速度を速めながら浮上することがわかる。このケースの場合、約50分経過した時点でパイプは完全に浮上した。

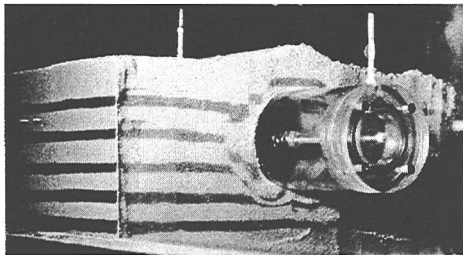
写真-1(a), (b)は、CaseM1の場合について、実験開始後30分および40分経過した時点のパイプの浮上の様子を実験装置の側面から撮影したものである。また、写真-1(c)は、パイプ周辺砂層の移動状況を可視化するために、パイプ周辺に着色砂(豊浦標準砂を高温で焼いたものであり、比重は標準砂と同じである)を層状に配置し、実験開始後40分経過した時点で実験を中止し、その時のパイプ中央付近の砂層の断面を撮影したものである。まず、実験装置側面からの写真より、パイプの浮上に伴いパイプ上部の砂層が持ち上げられていることがよくわかる。つぎに、断



(a) 実験開始後30分経過時



(b) 実験開始後40分経過時



(c) パイプ周辺砂の移動状況

写真-1 パイプの浮上状況(CaseM1)

面写真より、パイプ上部の砂層は上方向に持ち上げられ、逆に、パイプ側部の砂はパイプ下部方向へ移動していることがわかる。また、パイプ周辺砂層の移動は、パイプ周囲の限られた範囲で発生していることもわかる。

(3) パイプの浮上に及ぼす各種特性量の影響

a) パイプの浮上に及ぼす透水係数の影響

図-16は、CaseM1およびCaseM2の場合のパイプの浮上量の時間変化を示している。パイプ周囲を透水係数の大きな砂で置換すると、パイプに作用する変動流体力の発生を抑制できることが前章の固定したパイプの変動流体力測定実験により明らかになっているが、移動可能なパイプを用いた本実験結果より、地盤の透水性をよくすることは変動流体力の発生防止のみならず、実際のパイプの浮上防止にもかなり効果があることがわかる。

b) パイプの浮上に及ぼす土被り厚さの影響

図-17は、パイプ上の土被り厚の変化によるパイプの浮上量の時間的変化を示している。この図より以

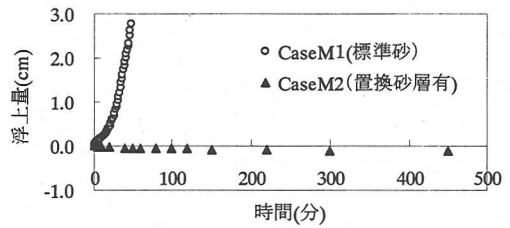


図-16 パイプの浮上量(透水性の変化)

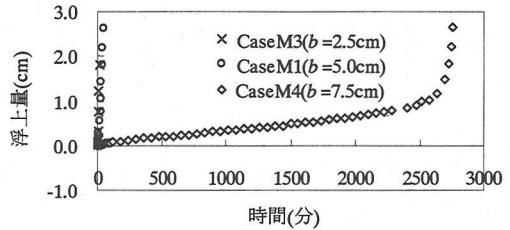


図-17 パイプの浮上量(土被り厚の変化)

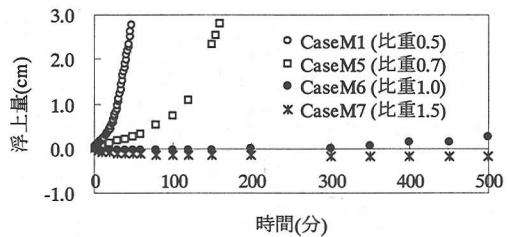


図-18 パイプの浮上量(パイプの比重の変化)

下のことがわかる。

土被り厚が2.5 cmの場合には、15分程度と短時間で浮上しており、土被り厚が小さい場合にはパイプは急激に浮上することがわかる。土被り厚が大きくなるほどパイプは浮上しにくくなるが、土被り厚さを7.5 cmとしたCaseM4の場合においても、長時間変動水圧を作用させると(3000分弱)パイプは完全に浮上した。このことより、土被り厚さを大きくするとパイプ上の土砂の押さえ効果によりパイプの浮上を抑制することができるが、その厚さが十分でない場合には長時間の変動水圧载荷によりパイプは浮上することが示された。

c) パイプの浮上に及ぼすパイプの比重の影響

図-18は、パイプの比重の変化によるパイプの浮上量の時間的変化を示している。この図より、パイプの比重が大きくなるほどパイプは浮上しにくくなることがわかる。CaseM6(比重1.0)の場合には、今回の実験では、完全には浮上しなかったが、実験終了時においてわずかながらパイプは上昇傾向にあり、さらに長時間変動水圧が作用すると、いずれ浮上するも

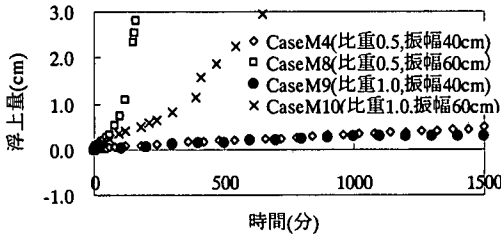


図-19 パイプの浮上量(変動水圧の振幅の変化)

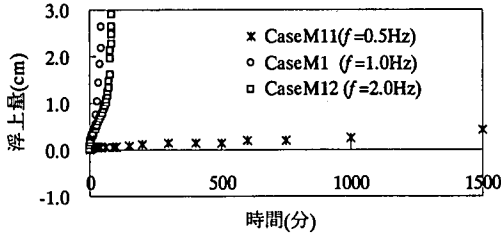


図-20 パイプの浮上量(変動水圧の周波数fの変化)

のと考えられる。CaseM7(比重1.5)の場合には、パイプは全く浮上しないでわずかに沈下した。

d) パイプの浮上に及ぼす変動水圧の振幅の影響

図-19は、土被り厚さが7.5cmで比重が0.5および1.0の場合について変動水圧振幅の変化によるパイプの浮上量を示している。この図より、変動水圧の振幅が40cmでパイプの比重が0.5の場合(CaseM4)には、先にも述べたように長時間の変動水圧の作用により完全に浮上したが、変動水圧振幅が同じ40cmで比重1.0の場合(CaseM9)には、実験開始後1000分程度までは、わずかに浮上したが、1000分以降は浮上しなかった。しかし、変動水圧振幅が60cmと大きくなると、比重1.0の場合(CaseM10)においても500分以上の変動水圧荷重によりパイプは完全に浮上する。このことより、変動水圧の振幅が大きくなるほどパイプは浮上しやすくなるのがわかる。

e) パイプの浮上に及ぼす変動水圧の周波数の影響

図-20は、変動水圧の周波数の変化によるパイプの浮上量の変化を示している。この図より、周波数が0.5Hzの場合(CaseM11)には、変動流体力測定実験の結果からもわかるように、パイプに作用する変動流体力が小さくなり、パイプは殆ど浮上しなくなる。しかし、1500分載荷した時点でCaseM4と同程度浮上しており、さらに載荷を続けると浮上するものと考えられる。周波数が2.0Hzの場合には、85分程度で完全に浮上した。完全に浮上するまでに要した時間はCaseM1の場合よりも長かった。これは、変動流体力の実験結果からもわかるように、周波数が2.0Hzにな

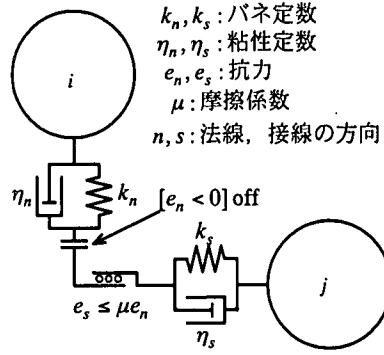


図-21 要素間力説明図

ると、1秒間に作用する上向きの変動流体力の数は多くなるが、上向きの力の作用時間が短くなり、変動流体力が上向きに作用している間のパイプの浮上量が減少したためであると考えられる。

4. 個別要素法によるパイプの浮上機構の検討¹⁷⁾

(1) 個別要素法による解析の概要

埋設パイプの浮上機構を明らかにするための手法として、本研究では、後藤ら¹⁸⁾が、変動波圧を受ける海底地盤の挙動に適用している個別要素法を採用した。この方法は、地盤を複数のブロックの集合体としてモデル化するものであり、パイプを想定した要素を導入することにより、パイプの挙動を追跡することが可能になると考えられる。本研究では、2次元場を対象として砂粒子を均一径2cmの球形要素とし、パイプを直径10cmで球の直径と同じ厚さを有する円盤要素としてモデル化する。図-21に示すように要素間力の相互作用は弾性スプリングと粘性ダッシュポットにより表現される。塑性的挙動を取り入れるためにバネによる抗力に上限値 e_{nmax} , e_{smax} を設け、法線方向には引っ張りに抵抗しないジョイントを、さらに、接線方向には限界の力を越えると滑動するジョイントを設けている。各粒子およびパイプの運動方程式は次式で与えられる。

$$M_e \frac{du_i}{dt} = \sum_j (-f_n \cos \alpha_{ij} + f_s \sin \alpha_{ij})_j + \frac{1}{2} \rho_w C_D \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \cdot u_i A_e + P_{ex} \quad (2)$$

$$M_e \frac{dv_i}{dt} = \sum_j (-f_n \sin \alpha_{ij} - f_s \cos \alpha_{ij})_j + \frac{1}{2} \rho_w C_D \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \cdot v_i A_e - (\rho_e - \rho_w) g V_e + P_{ey} \quad (3)$$

$$I_e \frac{d\omega_i}{dt} = r_e \sum_j (f_{sj})_j \quad (4)$$

ここに、 t : 時間、 f_n, f_s : 要素 i, j 間の法線および接線方向の要素間力、 α_{ij} : 要素 i, j の接触角、 r_e : 要素の半径、 ρ_e, ρ_w : 要素および間隙流体の密度、 u_i, v_i, ω_i : 要素 i の x, y 方向の移動速度および角速度、 M_e : 要素の質量、 I_e : 要素の慣性モーメント、 C_D : 抗力係数 (0.4)、 g : 重力加速度、 A_e : 要素の投影面積、 V_e : 要素の体積、 P_{ex}, P_{ey} : 間隙水圧により要素に作用する x, y 方向の力である。各要素に作用する P_e を求める際には間隙水圧分布を知る必要がある。しかし、砂地盤内の各要素に作用する詳細な間隙水圧分布を得ることは困難である。そこで本研究では、数値計算を簡単化するために名合ら¹⁹⁾の研究を参考にして、式(5)により任意の深さにある要素に作用する変動間隙水圧分布を与え、砂要素の場合には球に作用する間隙水圧を積分することにより、また、パイプ要素の場合には円盤に作用する間隙水圧を積分することにより P_e を求めた。

$$H(y, t) = a(y) \sin 2\pi f \{t - \tau(y)\} \quad (5)$$

ここに、 $a(y)$ 、 $\tau(y)$ は砂層表面からの深さ y における振幅および位相の遅れであり、次式のように表す。

$$a(y) = a_0 e^{-a \cdot y/D}, \tau(y) = \tau \cdot y/Df \quad (6)$$

a_0 は水中部 (Pt.1) での水圧振幅、 f は変動水圧周波数、 D は砂層厚、 t は時間である。また、 a, τ は無次元定数である。式(5)は、変動間隙水圧の振幅は指数関数的に減衰し、位相の遅れは直線的に増加すると仮定したものであり、仮定の妥当性は名合ら¹⁹⁾によって確認されている。 a および τ の値としては、図-5で示した実験結果より、最小2乗法で算出した1.50および0.12を採用した。

(2) 初期条件および計算条件

写真-1(c)で示したように、パイプの浮上に伴いパイプ周囲の限られた範囲の砂が移動することから、解析領域は、パイプ周囲の幅24.4 cm、高さ約25.0 cmの領域を対象とした。初期条件の設定は次のように設定した。図-22に示すように、パイプ要素と134個の砂要素をパイプ周囲に非接触に配置した状態から計算を開始する。最下層にある11個の要素は固定要素とした。初期のパッキングに際して、パイプを固定して砂要素のみをパッキングすると土被り厚さは調整し易くなるがパイプ周囲の砂要素が粗くパッキングされること、また、パイプ要素と砂要素を同時にパッキングすると土被り厚さの調整が難しくなることなどを考慮して、本研究では、まず、最初の1秒間はパイプを固定し、次の1秒間はパイプの比重を

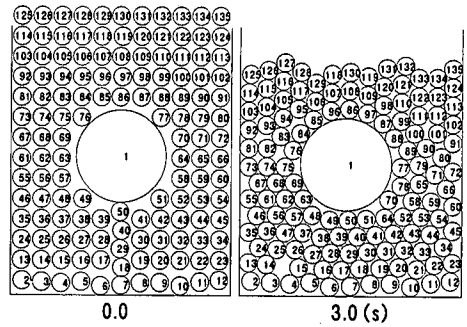


図-22 初期状態の設定状況

砂の比重と同じ大きさにしてパイプを移動可能な状況に設定した。さらに最後の1秒間はパイプの比重を実験で採用したパイプの比重に設定し、合計3秒間パッキングを行った。パネ定数等の計算条件は後藤ら^{18), 20)}の研究を参考にして以下の値を採用した。

$$k_n = 9.45 \times 10^6 \text{ (N/m)}, k_s = 2.36 \times 10^6 \text{ (N/m)},$$

$$\eta_n = 0.4 \text{ (Ns/m)}, \eta_s = 0.2 \text{ (Ns/m)}, \mu = 0.577,$$

$$e_{n\max} = 7.5 \text{ (N)}, e_{s\max} = 0.035 \text{ (N)}, \Delta t = 1.0 \times 10^{-5} \text{ (s)}$$

(3) 個別要素法によるパイプの浮上過程の検討

図-23は、CaseM1の実験条件を適用した個別要素法による計算結果について、計算開始後1/4周期ごとの要素の移動状況を示したものである。左から2番目の列が変動水圧の峰の時間帯であり、右端の列が変動水圧の谷の時間帯である。この図より、計算開始後0.5秒まではパイプは殆ど移動しないが、砂層面上に作用する変動水圧が谷の時間帯となる0.75秒のときには、パイプは若干浮上していることがわかる。しかし、パイプに作用する変動流体力は周期的に変化するため、変動流体力が下向きに作用している時間帯では、浮上しかけたパイプは下方に押し戻されることがわかる。例えば、計算開始後3秒経過した時点ではパイプは浮上しているが、3.25秒および3.50秒のときには、浮上しかけたパイプは再び下方に押し戻され、3.75秒のときには再度浮上する。このように、パイプに作用する変動流体力の影響を受けて、パイプは周期的に上下しながら徐々に浮上することがわかる。とくに、パイプが浮上する時間帯にはパイプ周囲の砂要素がパイプ下部に移動するため、パイプは元の位置に戻ることができなくなり、その結果、徐々にパイプが浮上していく様子がわかる。また、パイプの浮上に伴う砂の移動量についてみると、パイプ周囲の砂要素の移動量はかなり大きいですが、側壁近傍の砂要素の移動量は小さくなることわかる。こ

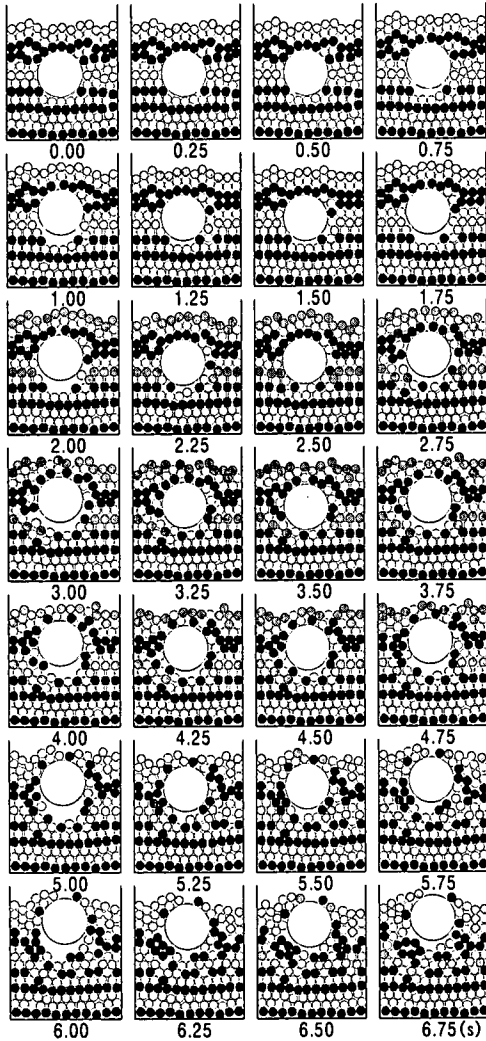


図-23 個別要素法によるパイプの浮上状況

のようにパイプ周囲の限られた範囲の砂の移動量が大きくなるという解析結果は、写真-1(c)の可視化の結果を比較的良好に再現できているものといえる。実験ではパイプからある程度離れると砂粒子は移動しなくなるが、本解析では移動量は少なくなるものの全く移動しなくなることはなかった。これは砂粒子の移動範囲に比べて砂要素の直径が2cmと若干大きく仮定したことが原因であると考えられる。つぎに、浮上時間についてみると、解析ではパイプの浮上に要する時間が7秒程度と実験結果よりもかなり短かった。これは、本解析では、実際の砂粒子を直径2cmとかなり大きな要素に仮定したことや3次元的な粒子のかみ合いの効果が取り入れられていなかったことなどが原因であると考えられる。

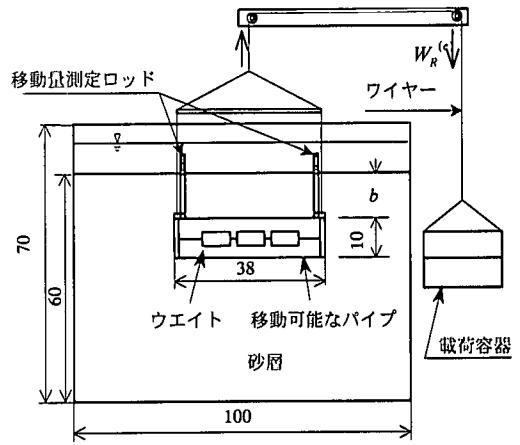


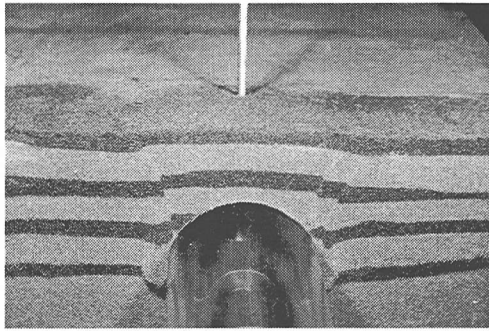
図-24 パイプの浮上抵抗力測定実験装置(単位:cm)

5. パイプの浮上限界に関する検討

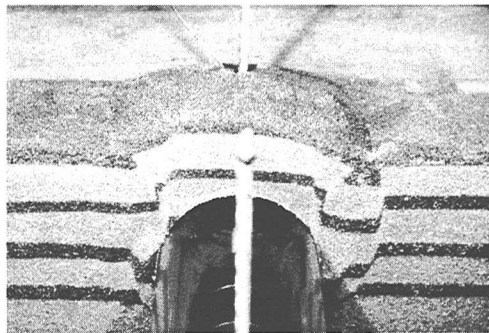
パイプを埋設する際には一般的に開削後パイプを敷設し、その後、土砂を埋め戻す工法が取られる。従って、パイプ上には埋め戻した土砂による土圧(有効応力)が作用する。パイプ下部にはパイプの重量を加えた荷重が土圧として作用するが、パイプの比重(パイプが油で満たされている場合は1.5程度)は土砂の比重(2.65程度)と比べて小さく、パイプ上部と下部との土圧の差は小さいものと判断される。本研究で対象とする変動水圧場においては、パイプ周囲の間隙水圧のみならず有効応力も時間的に変化するが、パイプが浮上する現象に対しては、パイプ下部における有効応力の変化の影響は小さく、パイプ上の土砂の有効応力の変化に伴う浮上抵抗力の変化が現象を支配するものと考えられる。そこで、本章では、パイプに作用する変動流体力とパイプ上の浮上抵抗力の変化に着目して浮上限界を検討する。

(1) 静的なパイプの浮上抵抗力の検討

実験には、パイプの浮上特性を検討した実験で用いたものと同じ図-24に示す試料容器を用い、埋設パイプライン模型は外径10cm、長さ38cmの亚克力製のパイプを用いた。パイプは試料容器奥行き方向の中央部の砂層表面からの土被り厚さ b の所に設置している。パイプの移動量は、パイプ両端に取り付けたスケールをレベルで読み、その平均値を移動量とした。載荷方法は、図-24に示す載荷容器部分に3分間隔で50gf(0.49N)の荷重を載荷していき、パイプが浮上を開始する時点の総載荷重量をパイプの浮上抵抗力とした。なお、滑車の摩擦抵抗が載荷荷重に比べ



(a) パイプの浮上開始時の状況



(b) パイプが2cm程度浮上した時の状況

写真-2 静的載荷時のパイプ周辺砂層の状況 (b=5cm)

て無視できるほど小さいことはあらかじめ確かめられている。

実験は、パイプ上部砂層の厚さ $b=2.5\text{cm}$, 5.0cm , 7.5cm について、それぞれ3回浮上抵抗力を測定した。また、 $b=5.0\text{cm}$ については、別途パイプ周辺に着色砂を層状に設置し、砂層のせん断面形状の可視化を行った。

写真-2(a)は、パイプ上部砂層厚 $b=5\text{cm}$ におけるパイプ周辺砂層の挙動を可視化したものである。この写真は、パイプが静的載荷により、わずかに上側に移動した時に載荷を中止し、パイプ中央部の砂層断面を切り出して撮影したものである。写真-2(b)は、静的載荷により、パイプが2cm程度浮上したときの砂層断面を撮影したものである。パイプ上部の砂層において図-25の点線に示す円弧状のせん断面(以後本研究ではゼネラルタイプと呼ぶ)が現れることがわかる。前野ら¹⁷⁾の研究では、図中の実線で示したせん断面形状(以後本研究ではパンチタイプと呼ぶ)を仮定して浮上抵抗力を算定しているが、静的な載荷試験の結果によると、前野ら¹⁷⁾が仮定したせん断面形状が異なっていることが示された。

図-26は、パンチタイプのせん断面形状を仮定して

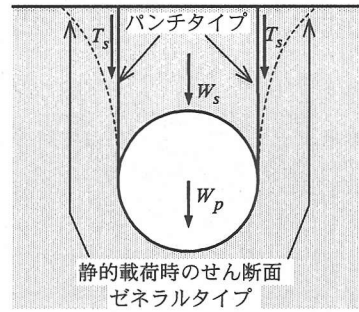


図-25 パイプ上部砂層のせん断面の状況説明図

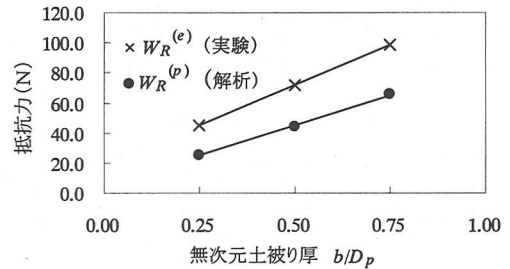


図-26 静的載荷時のパイプの浮上抵抗力

式(7)により得られるパイプの浮上抵抗力 $W_R^{(p)}$ と実験結果より得られた抵抗力 $W_R^{(e)}$ を b/D_p (D_p はパイプの直径) との関係で示したものである。

$$W_R^{(p)} = W_p + W_s^{(p)} + T_s^{(p)} \quad (7)$$

ここに、 W_p : パイプの水中重量、 $W_s^{(p)}$: パンチタイプのパイプ上部砂層の水中重量、 $T_s^{(p)}$: パンチタイプのせん断抵抗力である。

この図より、実験結果より得られた浮上抵抗力はパンチタイプを仮定した場合よりも大きくなることがわかる。これは、可視化の結果みられた円弧状のせん断面形状からもわかるように、パイプが浮上する際の抵抗力となるパイプ上部砂層の重量が増加したためである。写真-2(a)のゼネラルタイプのせん断面形状を解析的に求めることができれば、パイプの浮上抵抗力を算出できるが、本研究の結果からは、せん断面形状を特定することができなかった。そこで、本研究では、パンチタイプのパイプの浮上抵抗力に割り増し係数を掛けることによりゼネラルタイプの浮上抵抗力を推定することにする。その際、割り増し係数が1より小さくなることはないと考えられることや、割り増し係数を土被り厚さに対して指数関数で表すと実験結果を良く再現出来ること等を考慮して、パンチタイプの浮上抵抗力に対して式(8)で示すよう

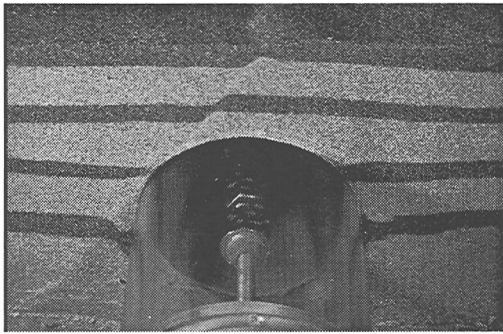


写真-3 変動水圧場のパイプの浮上の状況 (b=5cm)

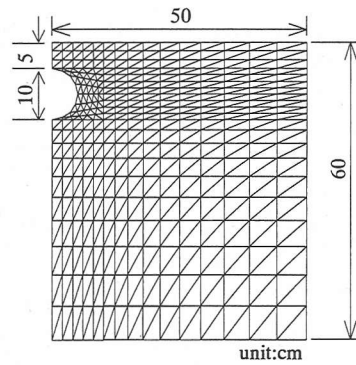


図-28 要素分割図 (Case1)

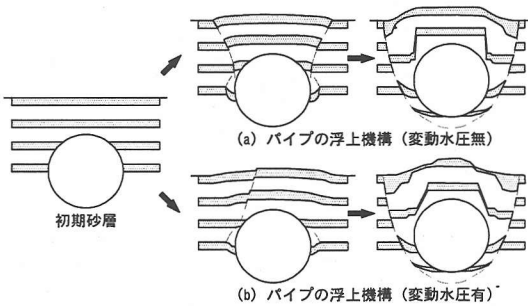


図-27 変動水圧の有無によるパイプの浮上過程説明図

な割り増し係数を導入することにより、静的載荷時のゼネラルタイプの浮上抵抗力を算出することにした。

$$W_R^{(g)} = W_p + \kappa(W_s^{(p)} + T_s^{(p)}) \quad (8)$$

ここに、 $\kappa = 0.94e^{-0.83(b/Dp)} + 1.0$ である。

(2) 動的なパイプの浮上限界の検討

a) 浮上限界予測法の概要

写真-3は、変動水圧場における条件下で、パイプがわずかに浮上したときのパイプ上部砂層の状況を可視化したものである。また、図-27は静的載荷(写真-2)および変動水圧を作用させた動的載荷時(写真-1,3)のパイプ周辺砂層の可視化の結果より明らかにされたパイプの浮上に伴う砂層の挙動について、変動水圧の有無により模式化したものである。これらの写真および図より、変動水圧場におけるパイプ周辺砂層の状況は変動水圧を作用させなかったときとは異なった状況になっていることがわかる。すなわち、実験初期の段階では変動水圧のような動的載荷時にはパイプ側方上部砂層に円弧状の明確なせん断面は現れず、パイプの浮上に伴い上部砂層がパイプ下部に落ち込む際にパイプ直上部に斜めにせん断面が現れることがわかった。また、パイプの浮上がさ

らに進行すると、静的載荷と同様にパイプ周囲に下に凸の放物線状のせん断面が現れることが明らかにされた。

以上のようなことを考慮すると、変動水圧場における埋設パイプのつり合い条件を検討する際には、静的なパイプのつり合い条件に加えて、以下のような動的載荷の影響を考慮する必要があることがわかる。

- ① 図-1に示すような変動水圧場においてパイプに作用する変動流体力。
- ② パイプ上部砂層のせん断抵抗力の減少。
- ③ パイプ上部砂層の有効応力の減少。

これらの点を考慮して、本研究では式(9)の無次元量 F で示す力(以後浮上ポテンシャルと呼ぶ)のつり合い条件式により、パイプの浮上限界を検討する。すなわち、浮上ポテンシャル F の値が正の値となるときにはパイプは浮上する危険性があり、逆に負の時には、パイプは浮上しない。

$$F = \{F_p + W_p + \kappa(W_s^{(p)} + \mu T_s^{(p)}) - F_e\} / W_R^{(p)} \quad (9)$$

ここに、 F_p :パイプに作用する変動流体力、 μ :静的なせん断抵抗力に対する低減率、 F_e :パイプ上部砂層の有効応力の減少量の最大値である。せん断抵抗力の低減率 μ については前野ら¹⁷⁾の研究を参考にして本研究では0.8とした。また、変動流体力 F_p および有効応力の減少量 F_e については、砂層構成材料や変動水圧などの条件によって大きく異なる。したがって、実験あるいは解析的な手法で得る必要がある。本研究では、変動水圧場における海岸堤防などの構造物周辺砂地盤における変動間隙水圧分布をよく説明できる手法として、著者らが、従来より採用している有限要素解析による方法を採用することにした⁵⁾。以下の変動流体力の妥当性の検討の解析では、実験装置の対称性を考慮して図-28に示すような要素分割図を用いた。幾何学的条件は実験装置の形状を対象としており、解析の際に用いた砂地盤の計算条件は以下の

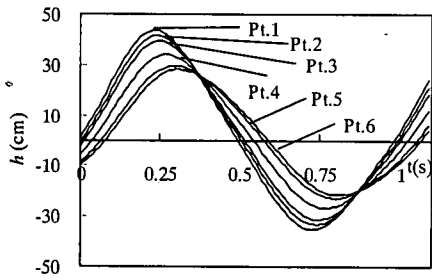


図-29 間隙水圧分布 (解析, Case1)

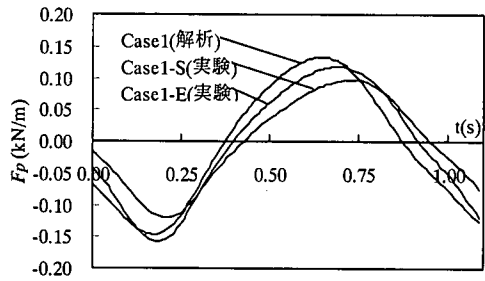


図-31 変動流体力 (解析と実験結果の比較)

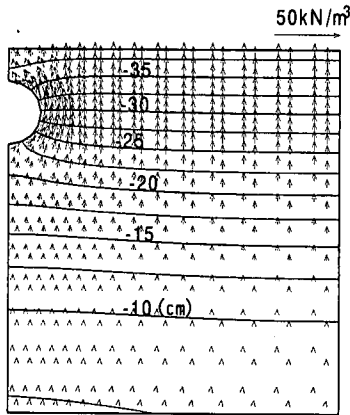


図-30 等間隙水圧分布, 浸透力分布 (解析, Case1)

通りである。

砂層のせん断弾性係数: $3.5 \times 10^7 (\text{N/m}^2)$,

間隙水の圧縮率: $4.2 \times 10^{-10} (\text{m}^2/\text{N})$,

透水係数: $0.015 (\text{cm/s})$,

砂層の空気含有率: 0.003 ,

砂層の間隙率: 0.40 , ポアソン比: 0.45

本研究では, 得られた変動間隙水圧をパイプ周囲で積分することにより F_p を求めた。また, F_e については, パイプ上面に作用する間隙水圧と砂層面上の水圧差により算出した。

b) 有限要素法による変動流体力解析の妥当性の検討

図-29は, 表-1で示した Case1の実験条件を対象として解析を行った結果より得られたパイプ周囲の間隙水圧の変化を示している。砂層面上に作用する変動水圧は振幅減衰および位相の遅れを伴って伝播していることがわかる。この結果は図-5で示した実験結果とよく一致しており, 解析結果が妥当であることがわかる。

図-30は, 解析結果より得られた砂層内の等間隙水圧分布および浸透力 (水の単位体積重量×動水勾配により算出) 分布を示している。この図は, 砂層面上

に変動間隙水圧の谷が作用するときの状況を示したものである。この図より, パイプ上面では間隙水圧は伝播しやすくなり, パイプ下面では間隙水圧が伝播しにくくなっていることがわかる。このことは, 図-6の振幅減衰率で明らかにしたパイプ周囲の間隙水圧の変化傾向と一致する。

図-31は解析結果により得られた変動流体力と実験結果 (Case1-S, 1-E) を比較したものである。この図より, 解析結果により得られる変動流体力は実験結果よりも若干位相が早くなるものの, 実験値の示す傾向をよく再現できていることがわかる。変動水圧が谷の時間帯における変動流体力をみると, 解析値の方がパイプを浮上させようとする力を若干大きく見積もることになることがわかる。しかし, この力を大きく見積もることはパイプの浮上を予測する際には危険側に見積もることになる。仮に, この変動流体力を用いてパイプの設計を行うと, 安全側に設計することになり, どちらかというところ都合である。これらのことを考慮して, 本研究では, 以下の解析においては有限要素解析により得られる変動流体力を用いて浮上ポテンシャルを算出することにした。

(3) 浮上ポテンシャルによるパイプの浮上の予測

a) 砂層の透水性の影響

図-32は CaseM1, CaseM4の場合について, 浮上ポテンシャル F の時間変化を示している。図より, CaseM1の場合には浮上ポテンシャル F は変動水圧が谷の時間帯において正の値になっており, パイプは浮上することが予測される。同一条件下の実験では埋設パイプは実験開始後約50分経過した時点で完全に浮上しており (図-15参照), 予測結果と実験結果が一致していることがわかる。また, パイプ周辺の砂を透水性の良い砂で置換した場合 (CaseM2) には F の値は正の値を示すことはなく, しかも, 実験結果 (図-16参照) においてもパイプは全く浮上することはなかった。

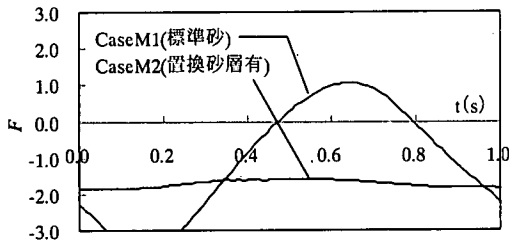


図-32 浮上ポテンシャル (透水性の変化)

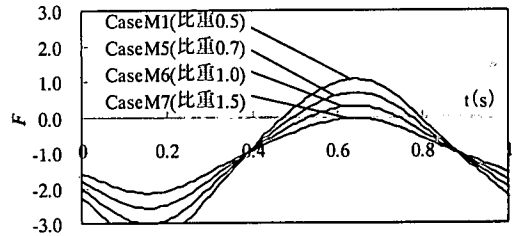


図-34 浮上ポテンシャル (比重の変化)

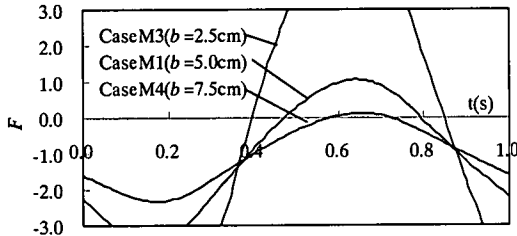


図-33 浮上ポテンシャル (土被り厚さの変化)

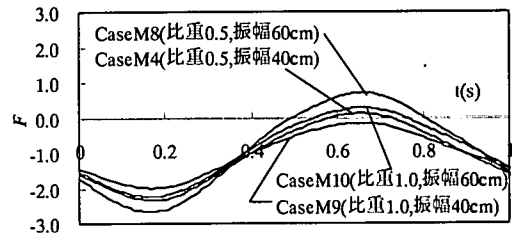


図-35 浮上ポテンシャル (振幅の変化)

b) 砂層の土被り厚さの影響

図-33 はパイプ上の土被り厚さの変化 (Case M3, Case M1, Case M4) による浮上ポテンシャル F の時間変化を示している。この図より、土被り厚が小さくなるほど F の最大値は大きくなり、しかも正の値をとる時間帯も長くなることがわかる。これらのケースの浮上量の変化をみると (図-17 参照)、土被り厚さが小さくなるほどパイプの浮上に要する時間が短くなっており、 F の値が示す傾向とよく一致している。Case M4 の場合にはパイプの浮上にかかなり長時間要しているが、これは F の値が正になる時間帯が非常に短く、また、その値も小さかったためと考えられる。

c) パイプの比重の影響

図-34 は、パイプの比重の違いによる浮上ポテンシャル F の時間変化を示している。この図より、Case M1, Case M5, Case M6 の場合には F は正の値を示しており、浮上する危険性があることを示している。しかし、Case M7 の場合には F の値は正の値をとることはなく、浮上することはないと判断される。実験結果をみると (図-18 参照)、浮上する危険性があると判断された Case M1 および Case M5 については比較的短時間で浮上しており予測結果と一致していることがわかる。Case M6 については、今回の実験の範囲内では完全には浮上していないが、実験開始後500分経過した時点でやや浮上傾向がみられることから、さらに変動水圧を作用させると浮上していくものと考えられる。一方、Case M7 の場合には、実験終了時の段階で

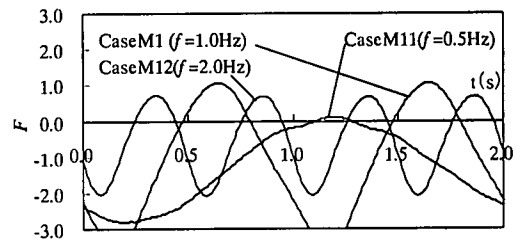


図-36 浮上ポテンシャル (周波数の変化)

やや沈下傾向にあり、浮上する危険性はないことがわかる。

d) 変動水圧の振幅の影響

図-35 は、変動水圧の振幅が変化した場合の浮上ポテンシャル F の時間変化を示している。この図より、変動水圧の振幅が 40cm でパイプの比重が 0.5 の場合 (Case M4) には、パイプは浮上する危険性があることを示しているが、変動水圧の振幅が同じで比重 1.0 の場合 (Case M9) にはパイプの浮上の危険性がなくなると予測されることがわかる。しかし、変動水圧の振幅が 60cm と大きくなると、比重 1.0 の場合 (Case M10) においても F は正の値をとるようになり、パイプは浮上する可能性がでてくることがわかる。これらのケースと同一条件の実験結果をみると (図-19 参照)、パイプが浮上するものと予測された Case M4, Case M8 および Case M10 の場合には、パイプは浮上しており、予測結果と一致することがわかる。また、パイプが浮上

しないものと予測したCaseM9の場合には、パイプは0.1mm程度浮上したが、安定な状況を保っており、浮上しないと予測した結果と一致しているものと考えられる。

e) 変動水圧の周波数の影響

図-36は、変動水圧の周波数が変化した場合の浮上ポテンシャル F の時間変化を示している。この図より、変動水圧の周波数が小さい0.5Hzの場合においてもパイプは浮上する危険性があることを示している。また、変動水圧の周波数が2.0Hzと大きくなると、パイプの浮上の危険性が増すことがわかる。これらの浮上ポテンシャルの示す傾向は、図-20で示した同一条件下の実験結果と一致する。

6. 結論

本研究では、変動水圧場における海底埋設パイプの浮上限界予測式を得ることを目的として、パイプに作用する変動流体力特性の検討を行うとともに、動的、静的載荷による埋設パイプの浮上実験を行うことによりパイプの浮上特性を検討した。また、個別要素法による浮上機構の検討も合わせて行った。得られた主要な結論は以下のようである。

1) 砂層面上に作用する変動水圧は振幅減衰および位相の遅れを伴ってパイプ周囲に伝播し、それに伴ってパイプにはかなり大きな変動流体力が作用することがわかった。周波数が大きくなると変動流体力は大きくなるが、上向きの変動流体力には限界値が存在し、周波数がある程度以上大きくなると変動流体力はそれ以上大きくなることが示された。また、パイプ周辺砂層を透水係数の大きな砂層で置換することにより、変動流体力の発生をかなり抑制できることが明らかにされた。

2) 変動水圧作用下においてパイプに作用する周期的な変動流体力の影響により、パイプが徐々に浮上する場合がある。パイプ上の土かぶり厚が大きくなるほど、パイプの比重が大きくなるほどパイプは浮上しにくくなることが明らかにされた。また、外力としての変動水圧の振幅が大きくなるほど、周波数が大きくなるほどパイプは浮上しやすくなることが示された。さらに、パイプ周辺砂層を透水係数の大きな砂層で置き換えることによるパイプの浮上防止効果は非常に大きいことが明らかにされた。

3) 個別要素法によりパイプの浮上過程を検討した結果、パイプは変動流体力の作用を受けて周期的に上下しながら徐々に浮上することが明らかにされた。

4) 静的載荷および動的載荷実験の結果、パイプの挙

動は、パイプを浮上させようとする変動流体力、パイプの自重、パイプ上部の砂層重量およびパイプ上部砂層のせん断抵抗力との関係に依存することが示された。これらの要因を考慮してパイプの浮上限界を解析的に検討した結果、提案した浮上ポテンシャルは実験結果によるパイプの浮上の有無をよく説明できることが明らかにされた。

以上の研究により、変動水圧場におけるパイプの浮上限界が、パイプに作用する浮上ポテンシャルを用いて、ある程度予測可能であることが明らかにされた。今後は、より実物に近いモデルを用いた検証実験等を行うことにより、浮上限界予測式の精度の向上をはかり、実際の構造物設計に役立てていく必要がある。

謝辞：本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(C)(2)No.11650529（代表者：前野詩朗）の補助を受けて行われた。本研究を遂行するにあたり、岡山大学環境理工学部教授名合宏之先生に貴重な助言を頂きました。また、実験および資料整理に際して、岡山大学里本公明技官ならびに川浪祐介（現三井建設）、猿木広一郎（現建設技術研究所）、吉村知恵（現日本建設コンサルタント）、坪田裕至（現中国電力）の各氏にご協力頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Dursthoff, W. and Mazurkiewicz, B. : Problems related to sub-sea pipeline-seabed interaction, *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover*, 61, pp.176-238, 1985.
- 2) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志: 波による海底地盤中の間隙水圧の変化, 第11回土質工学研究発表会, pp. 781-784, 1976.
- 3) 名合宏之: 変動水圧による砂層の液状化に関する研究, 第26回水理講演会論文集, pp. 589-594, 1982.
- 4) 善 功企, 山崎浩之, 渡辺 篤: 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港湾技術研究所報告, 第26巻, 第4号, pp.125-180, 1987.
- 5) 名合宏之, 前野詩朗, 佐々原秀史・西岡 操: 海岸ブロックの沈下防止法に関する研究, 海洋開発論文集, Vol.6, pp.229-234, 1990.
- 6) 酒井哲郎, 後藤仁志, 山本哲也, 柏村真直: 水圧変動と振動流の同時作用下での砂地盤上のブロックの沈下, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.811-815, 1993.
- 7) 名合宏之, 前野詩朗, 清水雄一, 山本哲雄: 変動水圧場におけるブロックの沈下防止に関する研究, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.601-605, 1994.
- 8) 岩垣雄一, 奥田雄司: 変動水圧による水底地盤上重量構造物の沈下に関する基礎的研究, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.806-810, 1995.
- 9) MacPherson, H. : Wave forces on pipeline buried in perme-

- able seabed, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Div.*, ASCE, Vol.104, No.WW4, pp.407-419, 1978.
- 10) Monkmeier, P. L., Mantovani, P. and Vincent, H. : Wave-induced seepage effects on a buried pipeline. *Proc. of the Coastal Structures '83 Conference*, pp.519-531, 1983.
- 11) Lennon, G. P. : Wave-induced forces on buried pipelines, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, ASCE, Vol.111, No.3, pp.511-524, 1985.
- 12) Bobby, W., Arockiasamy, M., Haldar, A. K. and Reddy, D. V. : Finite element analysis of pipe-soil-wave interaction, *Proc. of the 2nd International Conference on Behavior of Off-Shore Structures (BOSS'79)*, pp.503-506, 1979.
- 13) Cheng A. H-D. and Liu, P. L-F. : Seepage force on a pipeline buried in a poroelastic seabed under wave loadings, *Appl. Ocean Res.*, Vol.8, No.1, pp.22-32, 1986.
- 14) Magda, W. : Wave-induced uplift force acting on a submarine buried pipeline. Finite element formulation and verification of computations, *Computers and Geotechnics*, Vol.19, No.1, pp. 47-73, 1996.
- 15) McDougal, W. G and Monkmeier, P. L. : Wave-induced forces on buried pipelines, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, ASCE, Vol.114, No.2, pp.220-230, 1996.
- 16) 前野詩朗, Waldemar Magda, 名合宏之 : 波浪下における海底埋設パイプラインに作用する変動流体力特性に関する研究, *海岸工学論文集*, 第44巻, pp.796-800, 1997.
- 17) 前野詩朗, 猿木広一郎, 星山知恵 : 波浪作用下における海底埋設パイプラインの浮上機構に関する研究, *海岸工学論文集*, 第45巻, pp.906-910, 1998.
- 18) 後藤仁志, 酒井哲郎, 富永圭司, 豊田泰時 : 変動波圧を受ける海底地盤の挙動の数値模擬への個別要素法の応用, *海岸工学論文集*, 第41巻, pp.596-600, 1994.
- 19) 名合宏之, 前野詩朗, 平井康隆, 西平福宏 : 変動間隙水圧計測による地盤定数の推定, *海岸工学論文集*, 第44巻, pp.931-935, 1997.
- 20) 後藤仁志, 酒井哲郎, 富永圭司 : 粒状体モデルによるシートフローの流動過程の数値シミュレーション, *海岸工学論文集*, 第41巻, pp.371-375, 1994.
- 21) 前野詩朗, Waldemar Magda, 猿木広一郎, 星山知恵 : 変動水圧場における海底埋設パイプラインの浮上限界に関する研究, *海岸工学論文集*, 第46巻, pp.966-970, 1999.

(2001.1. 18 受付)

FLOATATION MECHANISM OF A BURIED SUBMARINE PIPELINE UNDER CYCLIC LOADING OF WATER PRESSURE

Shiro MAENO and Waldemar MAGDA

A dynamic response of a submarine pipeline buried in a sandy seabed under cyclic loading of water pressure is examined experimentally and theoretically. Characteristics of cyclic hydrodynamic forces acting on the buried pipeline is clarified by small scale laboratory tests, and a floatation process of the buried pipeline is also clarified by the method of distinct element analysis. A parametric study was carried out in order to investigate the influence of burial depth, specific weight of pipeline, permeability of sand bed, and frequency of pressure loading on the floatation of pipe. An analysis of the pipeline stability potential against floatation is presented, in which all the experimental test cases are verified.