

# 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

前野 詩朗\*・Waldemar Magda\*\*・猿木広一郎\*\*\*・星山知恵\*\*\*\*

## 1. はじめに

石油や天然ガス等の海底天然資源の掘削後の最も効果的かつ経済的な輸送手段として、数多くの海底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。パイプラインは設置する際の水深が 60 m 程度以下の浅海域では、漁網や船のアンカー等による崩壊を避けるために経験的に約 0.5 m~1.0 m の範囲の土かぶり厚で海底地盤内に埋設されている (Dursthoff and Mzurkiewicz, 1985)。ところが、海底天然資源の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。このような場に設置されるパイプラインには図-1 に示すようにパイプ周囲に変動間隙水圧が作用し、波の峰の時にはパイプを下側に押し下げようとする力が作用し、逆に、波の谷の時にはパイプを上側に押し上げようとする力が周期的に作用する (前野ら, 1997; Magda ら, 1998)。また、波の谷の時にはパイプ上部砂層の有効応力の減少 (名合, 1982; 善, 1984) も同時に起こるため、パイプラインの敷設時、稼働時にパイプが浮上により破壊しないように、設計の際には高波浪による動的安定性も考慮しておく必要がある。

以上のような観点から、著者らは、従来より、海底埋設パイプラインの波による動的挙動を検討するとともに、変動水圧場におけるパイプの浮上限界を検討してきた。その結果、パイプの浮上限界が、パイプの自重とパイプ上部砂層の抵抗力とパイプに作用する変動流体力との合力のつり合いにより、ある程度説明できることを明らかにしている (前野ら, 1998)。しかし、パイプ上部砂層の抵抗力の算定のために仮定した砂層のせん断面形状は不確定であり、また、変動流体力としては模型実験の結果を用いたものであった。したがって、より実用的な浮上限界予測式を得るためには、パイプが浮上する際に

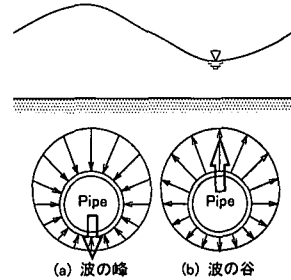


図-1 変動流体力の発生機構

抵抗力となるパイプ上部砂層の挙動を正確に把握する必要がある。本研究は、パイプが浮上する際のパイプ上部砂層の浮上抵抗力を静的な実験により明らかにするとともに、外力としての変動水圧の大きさを変化させた場合のパイプの動的浮上実験も新たに行った。これらの結果を踏まえ、パイプに作用する変動流体力を有限要素解析により算出し、各種条件下におけるパイプの浮上限界予測式を提案しようとするものである。

## 2. 静的なパイプの浮上抵抗力の検討

### 2.1 実験方法および実験条件

実験には、図-2 に示すような奥行き 40 cm の試料容器を用いた。埋設パイプラインの模型の縮尺は実物の約 1/10 程度を想定し、外径 10 cm、長さ 38 cm のアクリル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かぶり厚さ  $d$  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-2 に示す載荷容器部分に 3 分間隔で 50 gf (0.49 N) 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。砂層構成材料には、高飽和状態の豊浦標準砂 ( $d_{50}=0.25$  mm, 透水係数  $k=0.015$  cm/s) を用いた。砂層の設置方法は、試料容器に適量の水を張り、乾燥させた標準砂を所定の間隙率 0.4 になるように水中自由落下させ、その後パイプレーターなどを用いてできる限り均質に締め固めた。

実験は、パイプ上部砂層の厚さ  $d=2.5$  cm, 5.0 cm,

\* 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

\*\* Ph.D. Marine Civil Engineering Department, Technical University of Gdansk, Poland

\*\*\* 正会員 工修 建設技術研究所福岡支社技術第一部

\*\*\*\* 学生会員 岡山大学大学院工学研究科土木工学専攻

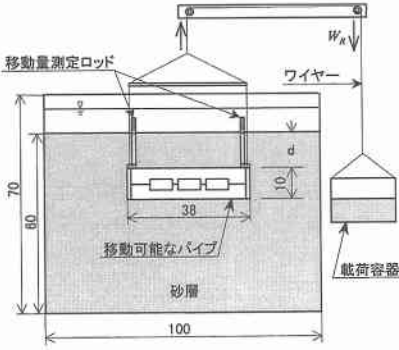


図-2 実験装置 (単位: cm)

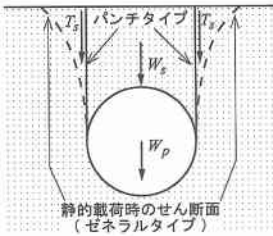


図-3 パイプ上部砂層のせん断面の状況

7.5 cm について、それぞれ 3 回浮上抵抗力を測定した。また、 $d=5.0$  cm, 10.0 cm については、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。

2.2 浮上抵抗力の検討

写真-1 はパイプ上部砂層厚  $d=5.0$  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。この写真より、パイプ上部の砂層において図-3 の点線で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。従来の研究(前野ら, 1998)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たが、静的な載荷試験の結果によると、前野ら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-4 は、パンチタイプのせん断面形状を仮定して式(1)により得られるパイプの浮上抵抗力と実験結果より得られた抵抗力  $W_R^{(e)}$  の関係を示したものである。

$$W_R^{(p)} = W_p + W_s^{(p)} + T_s^{(p)} \dots\dots\dots (1)$$

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



写真-1 静的なパイプの浮上の状況

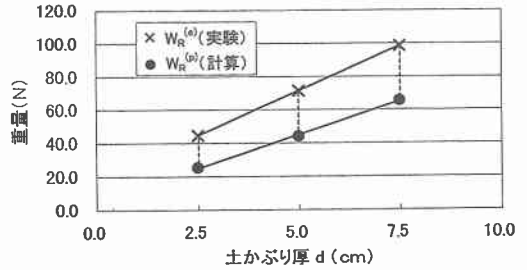


図-4 静的載荷時のパイプの浮上抵抗力

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砂層の重量が増加したためである。さらに、パンチタイプの抵抗力に対して実験の結果より得られた浮上抵抗力は、ほぼ線形的な関係になることもわかる。写真-1 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、パンチタイプの抵抗力と実験結果とが線形的な関係になることを考慮して、パンチタイプの浮上抵抗力に対して式(2)で示すよう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。

$$W_R^{(e)} = W_p + \kappa(W_s^{(p)} + T_s^{(p)}), \quad \kappa = 0.028d + 1.60 \dots\dots\dots (2)$$

3. 動的なパイプの浮上限界の検討

3.1 浮上限界予測法の概要

写真-2 は変動水圧場における条件下でパイプが浮上する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-5 は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

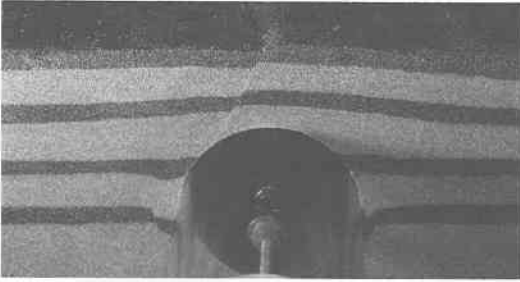


写真-2 変動水圧場のパイプの浮上の状況

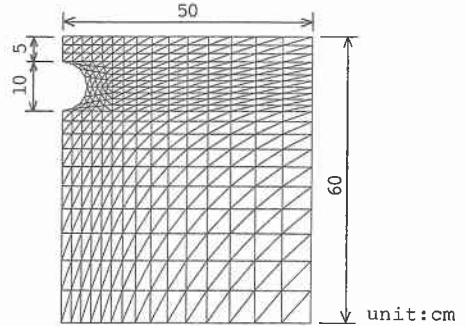


図-6 要素分割図 (Case 1)

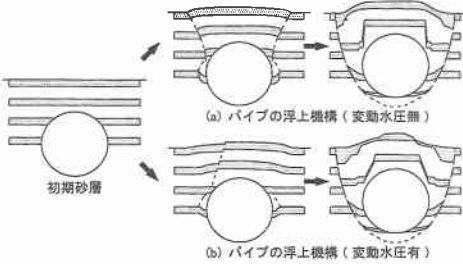


図-5 変動水圧の有無によるパイプの浮上過程

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。

以上のように変動水圧場における埋設パイプのつり合い条件を考える際には、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な影響を考慮する必要がある。

- 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(3)の無次元量  $F$  で示す力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、 $F$  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。

$$F = \{F_p + W_p + \mu(W_s^{(p)} + \mu T_s^{(p)}) - F_e\} / W_k^{(p)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $F_p$  : パイプに作用する変動流体力、 $\mu$  : 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  $\mu$  については従来の研究(前野ら, 1998)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が、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法による解析値を用いることにした(Nago and Maeno, 1984; 名合ら 1990)。解析では、実験装置の対称性を考慮して図-6 に示すような要素分割図を用いた。幾何学的条件は模型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通りである。

- 砂層のせん断弾性係数:  $3.5 \times 10^7$  (N/m<sup>2</sup>)
- 間隙水の圧縮率:  $4.2 \times 10^{-10}$  (m<sup>2</sup>/N)
- 透水係数: 0.015 (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の差により算出した。

表-1 パイプの浮上予測および移動量測定条件

Case	土かぶり厚 $d$	比重	変動水圧振幅	置換砂層
Case 1	5.0 cm	0.5	40.0 cm	無
Case 2	"	"	"	有(透水性大)
Case 3	2.5 cm	"	"	無
Case 4	7.5 cm	"	"	"
Case 5	5.0 cm	0.7	"	"
Case 6	"	1.0	"	"
Case 7	"	1.5	"	"
Case 8	7.5 cm	0.5	60.0 cm	"
Case 9	"	1.0	40.0 cm	"
Case 10	"	"	60.0 cm	"

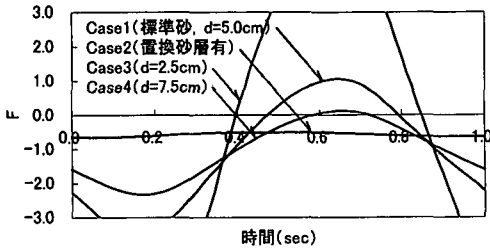


図-7 浮上限界予測値 (透水性・土かぶり厚の変化)

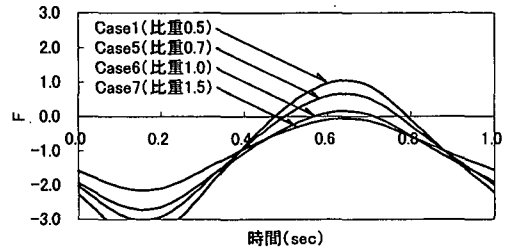


図-9 浮上限界予測値 (パイプの比重の変化)

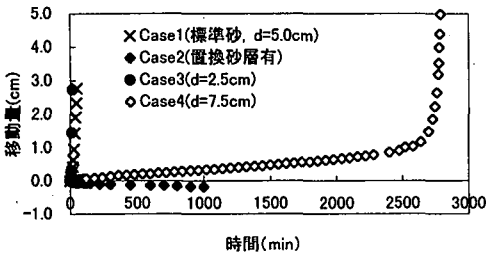


図-8 パイプの移動量 (透水性・土かぶり厚の変化)

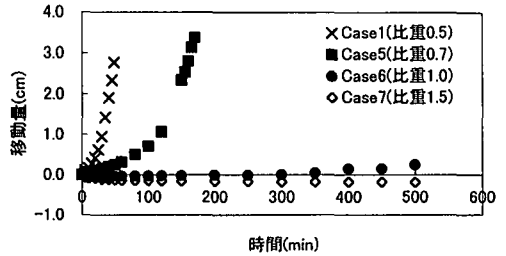


図-10 パイプの移動量 (パイプの比重の変化)

### 3.2 変動水圧場におけるパイプの浮上実験

変動水圧場におけるパイプの浮上限界予測式の妥当性を検討するために、本研究では表-1 に示す 10 ケースについて実験を行った。Case 1 を基準として、Case 2 はパイプ周辺の砂層を透水性の良い砂層に置換した場合の予測式の妥当性を検討する。Case 3, 4 ではパイプ上の土かぶり厚さの影響を、また、Case 5~7 ではパイプの比重の影響を、さらに、Case 8~10 では変動水圧振幅の影響を検討する。

#### 3.3 浮上限界予測式の妥当性の検討

##### a) 砂層の透水性、土かぶり厚の影響

図-7 および図-8 は Case 1~4 の場合について、浮上限界予測値  $F$  および実験結果得られたパイプの浮上量の時間変化を示している。これらの図より、Case 1 の場合には浮上限界予測値  $F$  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 53 分経過した時点で完全に浮上しており、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 (Case 2) には  $F$  の値は正の値を示すことはなく、しかも、実験結果においてもパイプは全く浮上することはなかった。

つぎに、パイプ上の土かぶり厚の変化 (Case 3, Case 1, Case 4) についてみると、土かぶ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、土かぶり厚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 4 の場合にはパイプの浮上は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。

##### b) パイプの比重の影響

図-9 および図-10 はパイプの比重の違いによる浮上限界予測値  $F$  およびパイプの浮上量を示している。これらの図より、Case 1, Case 5, Case 6 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 7 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、浮上する危険性があると判断された Case 1 および Case 5 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 6 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 7 の場合には、実験終了時の段階で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。

##### c) 変動水圧振幅の影響

図-11 および図-12 は変動水圧振幅が変化した場合の浮上限界予測値  $F$  およびパイプの浮上量を示している。これらの図より、変動水圧振幅が 40 cm でパイプの比重が 0.5 の場合 (Case 4) 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、変動水圧振幅が同じで

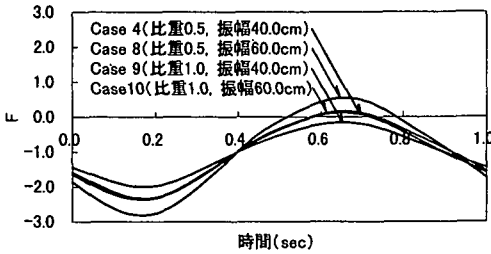


図-11 浮上限界予測値 (変動水圧振幅の変化)

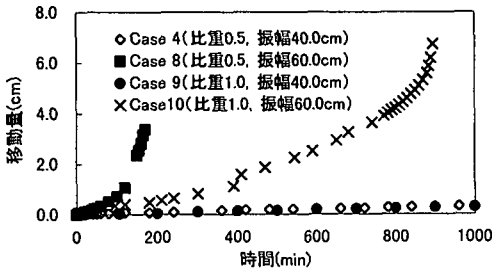


図-12 パイプの移動量 (変動水圧振幅の変化)

比重 1.0 の場合 (Case 9) 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、変動水圧振幅が 60 cm と大きくなると、比重 1.0 の場合 (Case 10) 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、パイプが浮上するものと予測された Case 4, Case 8 および Case 10 の場合には、 $F$  の最大値が大きくなるほど短時間でパイプは浮上しており、予測結果とよく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 Case 9 の場合には、パイプは 0.1 mm 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。

#### 4. 結 論

本研究では、変動水圧場における海底埋設パイプラインの浮上限界予測式を得ることを目的として、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抵抗力を検討した。また、静的載荷実験の結果を踏まえてパイプの浮上限界予測式を提案するとともに、その妥当性を検討した。主要な結論は以下のようである。

(1) 静的載荷によるパイプの浮上実験の結果、パイプが浮上する際のパイプ上部の砂層の抵抗力並びに砂層のせん断面が明らかにされた。

(2) 変動水圧場の実験結果より、パイプ側方上部には静的載荷時にみられたようなせん断面は明確に現れず、パイプ直上の砂層部にせん断面が現れることが示された。

(3) 外力としての変動水圧が大きくなるほど、パイプの比重が軽くなるほど、また、パイプ上部砂層厚が小さくなるほどパイプは浮上しやすくなることが明らかにされた。

(4) 有限要素法により得られた間隙水圧分布より、パイプに作用する変動流体力およびパイプ上部の砂層の抵抗力を考慮して浮上限界を検討した結果、実験結果とよく一致す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予測可能であることが明らかにされたが、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、八雲環境科学財団の助成によりポーランド国グダニスク工科大学より Magda 博士を岡山大学環境理工学部に招聘して行われたものである。ここに記して感謝の意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 善 功企 (1984): 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和 59 年港湾技術研究所講演会講演集, pp. 77-133.
- 名合宏之 (1982): 変動水圧による砂層の液化化に関する研究, 第 26 回水理講演会論文集, pp. 589-594.
- 名合宏之・前野詩朗・佐々原秀史・西岡 操 (1990): 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.
- 前野詩朗・猿木広一郎・星山知恵 (1998): 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, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp. 906-910.
- 前野詩朗・Waldemar Magda・名合宏之 (1997): 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.
- Dursthoff, W. and B. Mazurkiewicz (1985): Problems related to subsea pipeline-seabed interaction. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, 61, pp. 176-238.
- Nago, H. and S. Maeno (1984): Pore water pressure in sand bed under oscillating water pressure, Memoirs of the School of Engineering, Okayama University, Vol. 19, No. 1, pp. 13-32.
- Magda, W., S. Maeno and H. Nago (1998): Wave-induced pore-pressure response on a submarine pipeline buried in seabed sediments, Journal of the Faculty of Environmental Science and Technology, Okayama Univ., Vol. 3, No. 1, pp. 75-95.