

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1298

March 2015

鋼管杭による防波堤補強工法の津波越流時の安定性に関する研究

有川 太郎
及川 森
森安 俊介
岡田 克寛
田中 隆太
水谷 崇亮
菊池 喜昭
八尋 明彦
下迫 健一郎

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	4
1. はじめに	5
1.1 津波による防波堤の被災メカニズムと対策の考え方	5
1.2 防波堤の津波に対する防護機能と安定性	5
(1) 防波堤の津波に対する防護機能	5
(2) 越流時の防波堤の安定性の評価法	5
1.3 粘り強い構造に関する既往研究	5
(1) 腹付工	5
(2) 鋼管杭による補強法	5
1.4 本研究の目的と論文の構成	6
2. 水理模型実験	7
2.1 実験ケースの種類	7
2.2 手法	8
(1) 実験概要	8
(2) 実験条件	10
(3) 計測項目と計測器設置場所	11
2.3 実験結果	17
(1) ケーソンの静止摩擦係数(O港)	17
(a) 気中マウンド	17
(b) 水中マウンド	17
(2) 基礎洗掘が卓越する場合の検討(O港)	18
(a) 無対策	18
(b) 腹付方式	19
(c) 杭方式	20
(3) 洗掘を許さない場合の検討(O港)	22
(a) 杭方式+非洗掘	22
(b) 杭方式+非洗掘+ケーソン軽量化	23
(4) 杭方式の適用性に関する検討(K港)	24
2.4 考察	26
(1) 杭に発生する曲げモーメント分布	26
(2) 杭方式を適用した防波堤断面の越流時における推移	27
(a) ケーソン傾斜角と杭傾斜角の関係	29
(b) 杭傾斜角と杭背後の洗掘量の関係	29
(3) 杭方式を適用した防波堤の防護機能について	29
2.5 水理模型実験のまとめ	31
(1) 杭方式適用時の主要な防波堤の破壊モード	31
(2) 杭方式適用時の副次的な防波堤の破壊モード	31
(a) ケーソンの滑動	31
(b) 杭の塑性破壊	31
(c) 基礎地盤の支持力破壊(円弧滑り)	31
(d) 吸出しによるケーソンの沈下	31

3. 荷重の考え方について	32
3.1 ケーソン・杭への作用外力	32
3.2 中詰を介してケーソンに伝達する杭反力の仮定	32
3.3 ケーソンに作用する津波力の推定	34
(1) 概要	34
(2) CADMAS-SURF/3Dと水理模型実験の比較検討	34
(a) 計算条件	34
(b) 計算結果	34
3.4 杭前背面における地盤反力(参考)	37
(1) 端趾圧と底面摩擦力による杭港外側の土中応力分布	37
(2) 洗掘深を考慮した杭港内側の土中応力分布	37
(3) 端趾圧・底面摩擦力による土中応力分布と曲げモーメント分布による土中応力分布の比較.....	37
3.5 今後の課題について	38
4. まとめ	39
謝辞	39
参考文献	39
巻末資料	41

Stability of the Breakwater with Steel Pipe Piles under Tsunami Overflow

Taro ARIKAWA*, Shin OIKAWA**, Shunsuke MORIYASU***,
Katsuhiko OKADA****, Ryuta TANAKA*****, Takaaki MIZUTANI*****,
Yoshiaki KIKUCHI*****, Akihiko YAHIRO*****, Kenichiro SHIMOSAKO*****

Synopsis

In “The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake”, many breakwaters in the coastal areas suffered extensive damage under tsunami overflow. It has been needed to develop the methods of reinforcing the breakwater, tenaciously.

The widening work is one of existing reinforcement methods of tenacious breakwaters. But, it also has large cross section in port inside area. Furthermore, Scouring due to the overflow decreases the bearing capacity of the rubble mound and it makes the breakwater easy to fall down. On the other hand, one of the reinforcing methods to resist tsunami, installing a steel wall behind the breakwater, was proposed by Oikawa, et al. (2014). In the series of loading tests, the model caisson on the dry sandy ground was loaded horizontally. Applying the combination of steel wall and filling between the wall and the caisson improved the horizontal resistance of the caisson effectively. And, this improving method changes the failure mode of the caisson from sliding into ground bearing failure even in scouring cross section.

This paper deals with the stability of the breakwater with Steel Pipe Piles by the hydraulic model tests and the analyses. Two breakwater cross sections (‘O’ and ‘K’ port) were used in the tests to clarify the failure mechanism of breakwater with the combination of the wall (composed of steel pipe piles) and the filling, called “Steel Pipe Method” here, under tsunami overflow. In addition, CADMAS-SURF/3D was used in the analyses to examine external force against the breakwater while the caisson falls down.

The summary is as follows.

1. The experimental results show that “Steel Pipe Method” improves stability of breakwater under tsunami overflow.
2. The main failure modes of the breakwater with “Steel Pipe Method” under tsunami overflow are ‘overturning of steel pipes’ and ‘overturning of caisson’.
3. The stability of the breakwater with “Steel Pipe Method” under tsunami overflow is checked, considering external force of Tsunami against the breakwater, reaction force of the steel pipes against the caisson through the filling, and ground reaction force against the steel pipes.

Key Words: Breakwater, Tsunami, Overflow, Tenacious, Steel pipe, Failure Mechanism

-
- * Research Director, Marine Information and Tsunami Engineering Field
 - ** Construction Products Development Division, Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation (Research Trainee, Tsunami Group, Marine Information and Tsunami Engineering Field)
 - *** Researcher, Technical Research & Development Bureau, Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation
 - **** Researcher, Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Field
 - ***** Manager, Construction Products Development Division, Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation
 - ***** Group Reader, Foundations Group, Geotechnical Engineering Field
 - ***** Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Science and Technology, Tokyo University of Science
 - ***** Senior Adviser, Coastal Development Institute of Technology
 - ***** Director, Coastal and Ocean Engineering Field
- 3-1-1 Nagase, Yokosuka, Kanagawa 139-0826 Japan
Phone : +81-46-844-5042 Fax : +81-46-841-3888 e-mail:arikawa@pari.go.jp

鋼管杭による防波堤補強工法の津波越流時の安定性に関する研究

有川 太郎*・及川 森**・森安 俊介***・岡田 克寛****・田中 隆太*****
・水谷 崇亮*****・菊池 喜昭*****・八尋 明彦*****・下迫 健一郎*****

要 旨

東北地方太平洋沖地震における教訓から、防波堤には、設計外力を超過した外力が作用しても完全には倒壊せず、越流時でも粘り強く防護機能が確保される構造が求められている。

既存の重力式防波堤の粘り強い対策のひとつとして腹付工を用いた補強(以下、腹付方式)があるが、大断面になりやすいことが課題であった。そこで筆者らは、特に堤頭部や背後に航路を擁する狭隘な断面においても省スペースな対策を可能とすべく、港内側マウンドに鋼管杭を連続的に打設して鋼製壁体を構築し、ケーソンと杭の間に中詰めを施す補強工法(以下、杭方式)を考案した。杭方式では杭の根入れにより、ケーソン下部に亘る洗掘防止、および津波力を地盤に負担させるケーソンの安定性向上を期待しているが、水理的な影響を考慮した安定性の評価はなされていない。

そこで本研究では、津波の越流時における補強工法として杭方式を適用した防波堤の安定性について縮尺 1/25 の水理模型実験を実施し検討を行った。また杭方式を適用した場合の防波堤設計時における荷重の考え方について一例を示し、外力(津波力)検討時における数値計算の適用性について検討を行った。その結果、杭方式を適用した場合について、以下のことが明らかになった。

- 1) 越流時でもケーソンの抵抗性能が向上することが分かった。
- 2) 水理模型実験で観測された主要な防波堤の破壊モードは、次の 2 通りである。
 - ①大規模な洗掘が生じると、杭の転倒が徐々に進行しケーソンが大変形する。このとき杭の突出によりケーソンの完全な倒壊が防止され、ケーソンの天端高が保たれるため、洗掘を許容した条件でも、防波堤の防護機能が粘り強く保持されることが期待できる。
 - ②杭の突出長・ケーソンの自重が不十分となると、杭を乗り越えてケーソンが転倒する。
- 3) 破壊モードを踏まえ、本論ではケーソン・杭に作用する荷重を次のように考えた。
 - ・ ケーソンに作用する津波力：ケーソンより港内側の杭・中詰の存在は津波力にはほとんど影響しないため、ケーソン前背面の水位とケーソンに作用する津波力の関係は、無対策の場合と同様である。外力検討には数値計算が活用できる。
 - ・ 中詰を伝達してケーソンに作用する杭反力：津波力の水平成分に対するケーソンの底面摩擦力の不足分とし、ケーソンへの作用高を中詰高の中央とする。このとき、水理模型実験における転倒直前のケーソンの回転に関わる釣合いが満足される。
 - ・ 杭前背面における地盤反力：港外側はケーソン端趾圧と底面摩擦力、港内側は最大洗掘深を考慮した受働土圧としたが、気中載荷実験・FEM による詳細な荷重検討、港内側の洗掘形状の検討が今後の課題である。

キーワード：防波堤，津波，越流，粘り強さ，鋼管杭，被災メカニズム

-
- * 海洋情報・津波研究領域 上席研究官(耐波設計担当)
 - ** 新日鐵住金株式会社 建材事業部 建材開発技術部土木基礎建材技術第二室 (元海洋情報・津波研究領域 津波研究チーム 依頼研修員)
 - *** 新日鐵住金株式会社 技術開発本部 鉄鋼研究所鋼構造研究部 主任研究員
 - **** 海洋研究領域 耐波研究チーム 研究官
 - ***** 新日鐵住金株式会社 建材事業部 建材開発技術部土木基礎建材技術第二室 主査
 - ***** 地盤研究領域 基礎工研究チームリーダー
 - ***** 東京理科大学 理工学部 土木工学科 教授
 - ***** 一般財団法人 沿岸技術研究センター 審議役
 - ***** 海洋研究領域長
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5042 Fax：046-841-3888 e-mail:arikawa@pari.go.jp

1. はじめに

1.1 津波による防波堤の被災メカニズムと対策の考え方

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震では巨大な津波が発生した。この想定を超える津波で多くの防波堤が倒壊に至り、東日本の太平洋沿岸部では大きな津波被害が生じた。防波堤が被災した主たる原因のひとつとして、津波時における越流現象があることが分かっている。越流時には、ケーソン前背面に生じた大きな水位差により増大した外力がケーソンに対して継続的に作用すること、また港内側の基礎マウンドが洗掘されることで、ケーソンの安定性が低下することが有川ら(2012)により示されている。

そのため、平成25年9月に発表された防波堤の耐津波設計ガイドラインでは、仮に越流を許したとしても粘り強く防波堤の防護機能が確保される構造の工夫が求められている。

一方、中央防災会議(2012)では、今後30年以内に南海トラフ地震で想定される地震の規模を2003年に設定したM8.7から最大M9.1に引き上げており、防波堤を「粘り強い」構造とする対策の開発および検討が急務とされる。

1.2 防波堤の津波に対する防護機能と安定性

(1) 防波堤の津波に対する防護機能

富田ら(2012)は、防波堤の持つ津波高さの軽減効果を、数値シミュレーションにより検討したところ、釜石港では、防波堤を設置しない場合より、防波堤がある場合のほうが、津波高を小さくし、かつ浸水開始時間を遅らせることができたことを明らかにした。

Arikawa and Oie(2014)は、湾口部の開口率の違いによる防波堤の締め切り効果について、数値計算を用いて検討を行った。その結果、釜石湾において、開口率が約40%以上であった場合、開口率が100%の場合と比較し、有意な差が見られなくなることを示した。これは、例えば、越流するような津波が繰り返し襲来した場合において、先の越流によってケーソンが流出した場合、その後、期待される防護機能を発揮できなくなるというようなことが考えられる。

(2) 越流時の防波堤の安定性の評価法

ケーソンの安定性については、水理実験・数値解析・港湾基準によりケーソンの4面(前面、上面、背面、底面)に作用する外力を推定し、それとケーソン自重とを比較す

ることにより評価することができる。滑動安全率については式(1)、転倒安全率については式(2)により評価することができる。

$$S.F._s = \frac{f \times (W - U)}{P} \quad \dots (1)$$

$$S.F._{OT} = \frac{W \times t}{M_P + M_U} \quad \dots (2)$$

支持力破壊(円弧滑り)の安全率については、ケーソン底面からマウンドに作用する偏心傾斜荷重を上載荷重とし、簡易ビショップ法で照査する。ここに、 $S.F._s$:ケーソンの滑動安全率、 $S.F._{OT}$:ケーソンの転倒安全率、 f :ケーソン底面の摩擦係数、 W :ケーソン自重、 U :浮力(ケーソン上底面の津波力の合力)、 P :水平力(ケーソン前背面の津波力の合力)、 t :転倒の照査点に対するケーソン重心のアーム長、 M_U :転倒照査点周りの浮力による回転モーメント、 M_P :転倒照査点周りの水平力による回転モーメントである。

有川ら(2012)は、津波の水平力については、ケーソンの前背面水位の静水圧に補正係数を施すことで評価が可能であることを水理実験から明らかにしている。

また、宮田ら(2014)は、越流水深に対し背面水位が小さい場合において補正係数が小さくなる可能性を指摘している。

さらに、有川ら(2013)は、ケーソンの破壊形態について、滑動・転倒・支持力破壊(円弧滑り、端趾圧)に加え、基礎洗掘による破壊で分類を行っている。

1.3 粘り強い構造に関する既往研究

(1) 腹付工

越流による基礎の洗掘を防護し、腹付工の受働抵抗を期待することで、ケーソンの倒壊を遅らせることを目的とした、ケーソン背後に腹付工を施す補強工法(以下、「腹付方式」と呼ぶ)がある。

菊池ら(2011)は、腹付方式の受働抵抗に関して気中載荷実験による検討を実施し、腹付工の幅に応じて最大抵抗力を増大させることが可能であることを示している。

有川ら(2012, 2013)は、水理模型実験により津波越流時における腹付方式の効果を検討し、腹付工により滑動・支持力破壊に対する安全性を向上させることが可能であり、基礎マウンドが洗掘されるまでの時間を延ばすことが可能であることを示した。

(2) 鋼管杭による補強法

筆者らは、特に堤頭部や背後に航路を擁する狭隘な断面においても省スペースな対策を可能とすべく、港内側マウンドに鋼管杭を連続的に打設して鋼製壁体を構築し、

ケーソンと杭の間に中詰めを施す補強工法(以下、「杭方式」と呼ぶ)を考案した(図-1.1).

これについては、及川ら(2014)が、基本的な抵抗力発現メカニズム解明のため、1/60スケールにて気中載荷実験を実施した。実験の結果、ケーソンの変位進行に伴い抵抗力が増加する傾向があることがわかった。この理由は、ケーソンに作用した水平荷重が中詰めを含む杭とケーソンの間の地盤によって伝達され、その結果杭がたわむことで杭背後の地盤の受働抵抗が働き、杭のたわみ性により、杭背後の受働抵抗が徐々に増加するからである。

また、越流による背後洗掘を模擬した断面の検討では、杭背後が洗掘されると抵抗力が減少するものの、無対策より大きな抵抗力が残存するという結果が得られた。

また、杭とケーソンの間の離隔距離の影響、中詰めの高さの影響を検討したところ、補強構造を既設のマウンド内に収めることができ、腹付方式の場合よりも幅が短くできることを示した。これは、腹付方式の場合よりも幅が短くできる可能性があることを示唆しており、腹付工を行うのに背後に十分なスペースをとれない場合などに活用できると考えられる。

1.4 本研究の目的と論文の構成

そこで筆者らは、津波の越流時における防波堤補強工法として杭方式を用いる場合の防波堤の安定性を水理実験により検討することとした。本文の章毎の振分けについては、以下の通りである。

第1章では、防波堤補強を取り巻く背景と論文の論点についてまとめた。

第2章では、第3章の根拠として、水理模型実験について実験内容と結果を示し、杭方式を用いた際の防波堤の主要な破壊モードについてまとめた。また、杭方式の適用性に関する一検討についても、ここに併せて記述した。

第3章では、本論における最大の論点である、杭方式を適用した際の防波堤の安定性を評価するための荷重の考え方について述べた。特に、中詰めを介してケーソンに伝達する杭反力は杭方式補強による防波堤の設計時の要諦となると考えられ、これをケーソンに作用する津波力から推定するひとつの手法を提案し、考察をまとめた。

第4章では、今回の研究による知見と今後の課題について簡潔にまとめた。

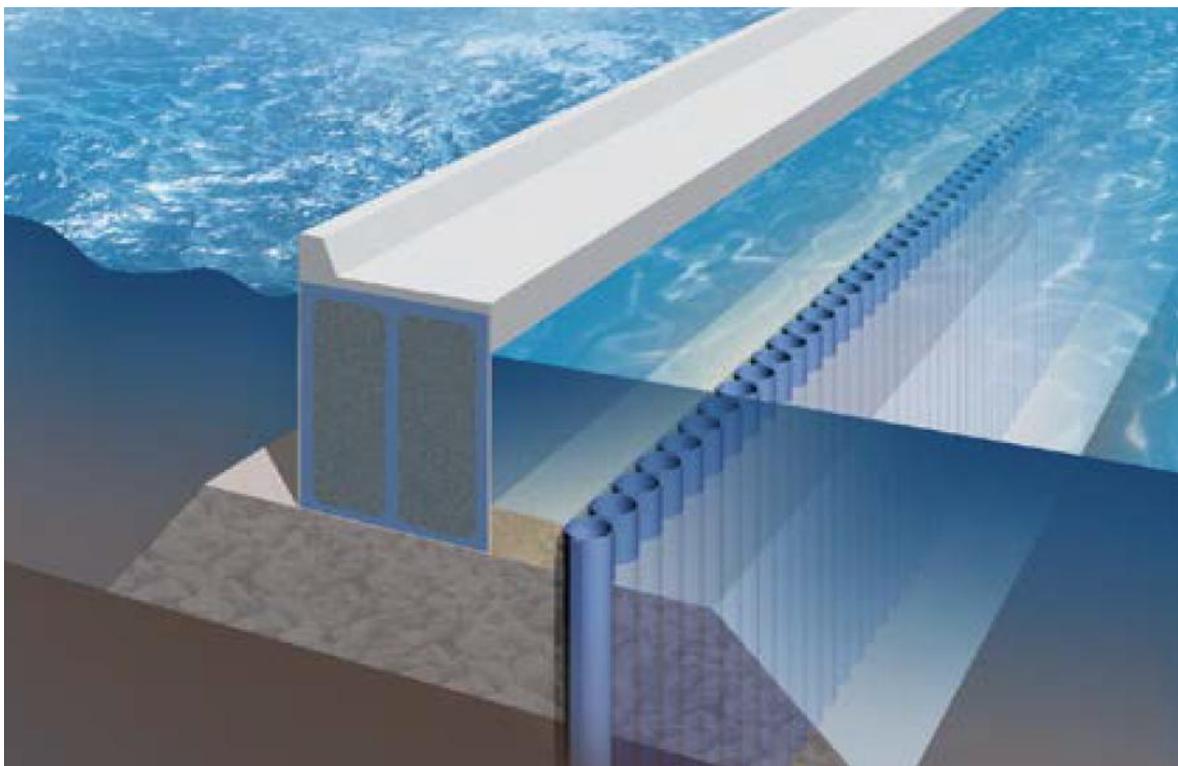


図-1.1 工法概念図

2. 水理模型実験

2.1 実験ケースの種類

ここでは、水理実験により津波の越流を再現し、杭方式を用いた防波堤の安定性について検討を行った。実験概要をフローチャート(図-2.1)に示す。ケースに対応する断面については、後述の“図-2.5”で確認されたい。

はじめに、基礎マウンドが洗掘された場合に基礎の支持力破壊が生じる断面としてO港防波堤(断面1)を選出した。実験中は越流による洗掘の他に、マウンド内の通水により海底地盤の吸出しの影響が考えられたため、無対策(O-N)にて吸出し防止材の有無による海底地盤の吸出し状況を確認した後、O-H(腹付方式)、O-P(杭方式)を実施し、洗掘を許した場合における各補強工の対策効果について検討を行った。

O-Pでは、杭の突出長・水位差をパラメーターとしてO-P-1,2,3,4を実施し、それぞれ比較を行った。また、不意な中詰の洗掘や施工時の条件を考慮し、中詰高が1/2である条件もO-P-5で確認している。

次に、杭方式を施した際に港内側を洗掘させない場合の検討(O-PB-1)を実施した。さらに意図的にケーソンの自重を減じることで、相対的に転倒安全率が最小となる断面の検討(O-PB-2, O-PB-3)を実施し、転倒時におけるケーソンへの作用力の釣合いについて確認・検討を行った。

最後に、異なる断面でも荷重等の考え方が同様であることを確認すべく、相対的に滑動安全率が最小となる断面としてK港防波堤(断面2)を選出した。ここでも各補強工(K-N, K-P, K-H)の対策効果を確認し、断面1と2を比較することで、杭方式の適用性について検討を行った。

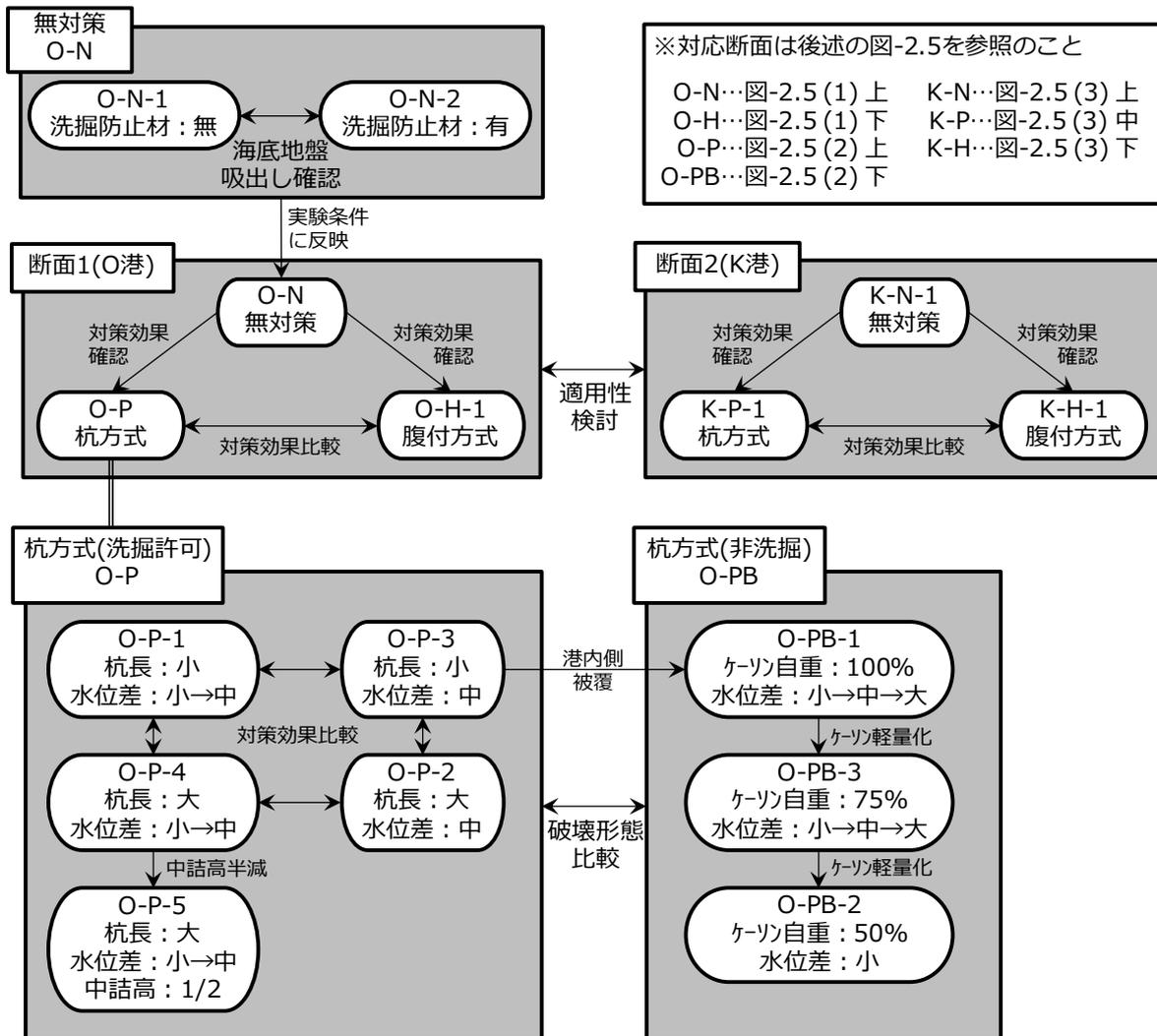


図-2.1 実験概要を示すフローチャート

港内側

水路平面図

港外側

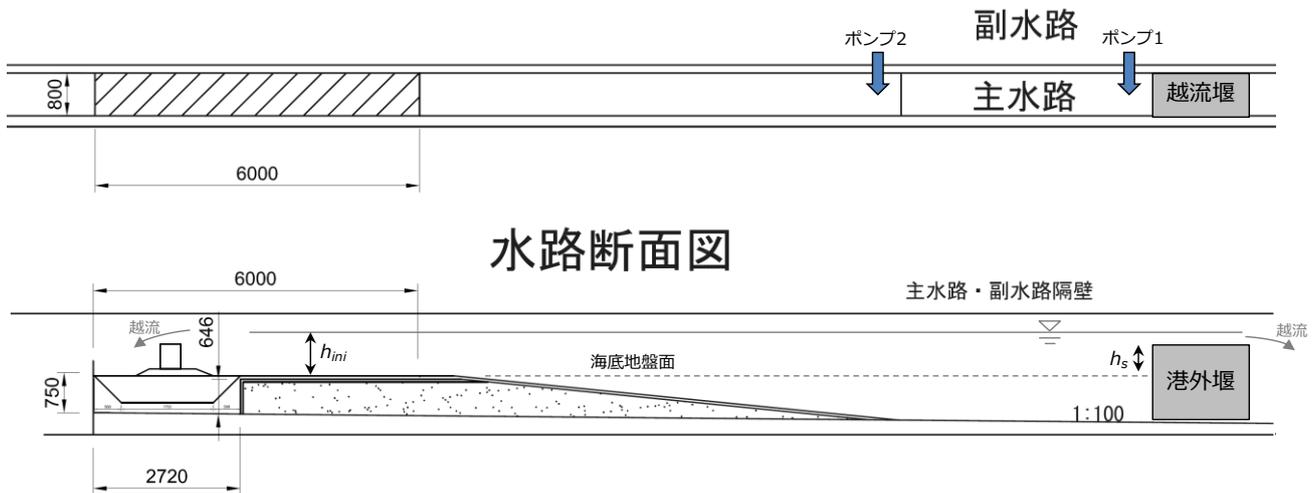


図-2.2 水理模型実験に用いた水路(上：平面図，下：断面図)

2.2 手法

(1) 実験概要

実験は、区間20m程度の還流装置を有する図-2.2に示す幅0.800mの水路において実施した。

防波堤の模型は、重力式防波堤の内、最も一般的なケーソン式混成堤の様式を採用し、O港防波堤(断面1)およびK港防波堤(断面2)の2断面とした。防波堤の模型縮尺は、実験水路の規模を考慮した上、極力実大スケールに近くなるように現地に対して1/25の縮尺とした。

ケーソンは、アクリル製とし、鉛と発泡ポリスチレンの詰め物により重量を調整し、気中重量にてそれぞれ0.302t, 0.424tとした。ケーソンの長さはそれぞれ0.770m, 0.785m, ケーソンの岸沖方向の幅はそれぞれ0.380m, 0.700m, ケーソン高は両者ともに0.460mとした。

防波堤の模型の配置は、海底地盤面からのケーソン天端高が現地断面と整合するように図-2.2の水路内にケーソンを設置し、海底地盤面の水路底面からの高さはいずれの断面においても0.800m、マウンド天端の海底地盤面からの高さは断面1では0.128m、断面2では0.180mとした。

海底地盤にはフラタリーサンド($D_r = 20\%$, $G_s = 2.65$, $D_{50} = 0.146\text{mm}$, $\gamma_d = 14.8\text{kN/m}^3$)を用い、マウンド、中詰、および腹付には模型縮尺を考慮し5号碎石($G_s = 2.82$, 粒径20mm以下, $\gamma_d = 15.3\text{kN/m}^3$)を用い、海底地盤とマウンドの間には吸出し防止材として12mm厚(マウンド側にオーバーラップ)の7号碎石(粒径2.5~5.0mm)の層を設けた。ここでの地盤物性値は、実際使用する地盤材料にて密度試験・含水比試験を実施したものによる。

海底地盤は水締めで作製し、実験前に水面と海底地盤

面が同一の状態に簡易動的コーン貫入試験を実施し、地盤強度とそのばらつきの程度を調べた。図-2.3(上)に示すように、ガラス面側、水路中央部、壁側と、ほぼ同じ N_d 値であり、奥行き方向に均一な強度といえる。深度方向では、深度500mm以深で N_d 値の増加傾向がみられる。また、図-2.3(下)に示すように、各実験ケースの N_d 値は類似しており、毎回同様の地盤が作製できていた。

杭の試験体の仕様は、及川ら(2014)の実験結果を参考とし、実験上の最大波力が作用した状態でも弾性範囲内の挙動を維持できるように、曲げ剛性を決定した。本実験は模型縮尺 λ を1/25としており、実大との対比を表-2.1に示す。ここで、杭の曲げ剛性は井合(1988)の相似則を適用して決定した。杭は実大サイズで、杭径1400mm、板厚22mmに相当する。また、杭長は2種類(杭A: 640mm, 杭B: 800mm)とし、突出・根入長の影響を検討した。

杭の試験体の配置は、第1.3節(2)に示した気中載荷実験における最適なケーソンと鋼材の離隔が50mmであったのに対し、今回はそれとの模型縮尺を考慮してケーソンから港内側に120mm離れた位置に杭芯40mmピッチで杭を配置することで壁体を構築した。このとき水路幅が800mmであるので、杭の試験体はケーソン港内側に20本使用した。隣接する杭の隙間は12mmとなっているため、マウンド材および中詰材が杭同士の離間から流失しにくいようになっている。マウンド天端からの杭の突出長は、ケーソンの高さを $H(=460\text{mm})$ としたとき、 $1/3H$ および $1/6H$ を目安として設定した。ケーソンと杭の間には基本的に杭の天端高まで中詰を投入した。写真-2.1に杭方式($1/3H$)における港内側の設置状況を示す。

実験中に越流の定常状態を保つための還流装置は、ポンプが単調出力のものを使用した。そのため、海底地盤面からの初期水位(h_{ini})・主水路最上流部に設置した越流堰の高さ(h_s)をパラメーターとして、越流の定常状態を再現する。今回は、それらのパラメーターと、実験中に目標としている水位・水位差との関係を、予備実験(水位検定試験)によって確認した上で実験を行い、なるべく目標値の再現性を高めるように配慮した。

また、実験中の水位は4~5minでほぼ定常に達することが分かっている。また、実験終了後にケーソンが大変形しなかった場合、基本的には一旦ポンプを止めケーソン前背面の水位差を無くし、初期水位と港外堰高を調整した後、さらに目標水位差を大きくしたケース(次段階の作用回数)を実施している。

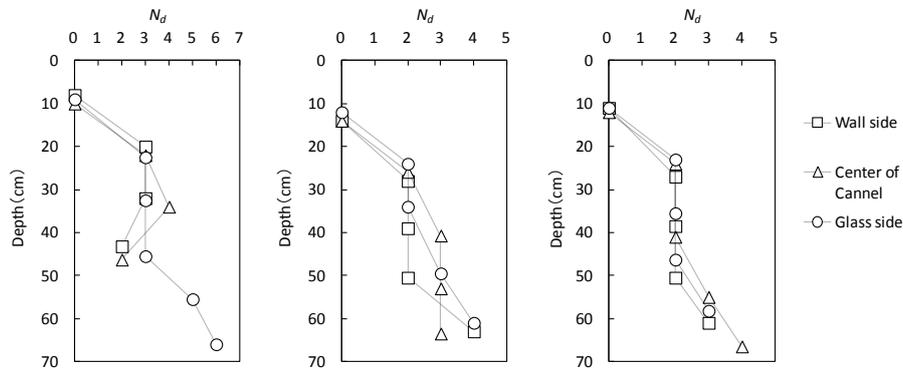
模型実験で得られた値を実大換算する場合、フルード相似則を考慮すると、水位差は λ 倍、時間は $\lambda^{1/2}$ 倍である。

表-2.1 杭規格の諸元表(λ :相似比)

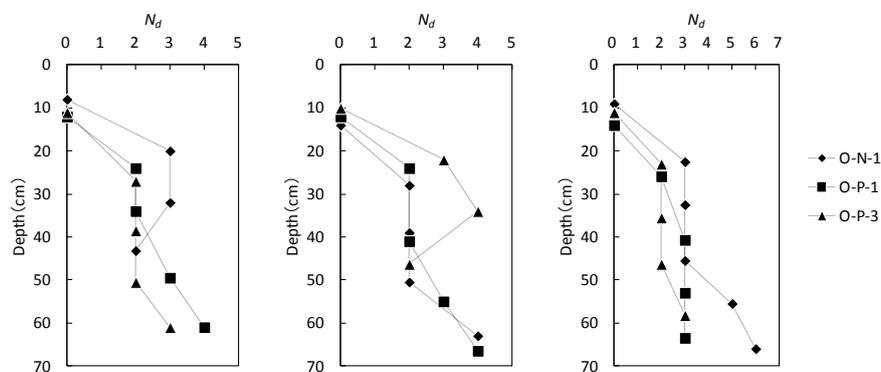
	単位	実験模型 ($\lambda=1/25$)	実大 ($\lambda=1$)
鋼種	-	ステンレス鋼	鋼管
規格	-	SUS304	SKK490
ヤング率	N/mm ²	193,000	205,800
降伏点	N/mm ²	255	315
杭径	mm	27.2	1,400
板厚	mm	1	22
杭同士の隙間	mm	12	210
断面2次モーメント	mm ⁴ /mm	1.80×10^{-2}	1.40×10^7
曲げ剛性	N・mm ² /mm	3.48×10^7	2.89×10^{12}
塑性断面係数	mm ³ /mm	2.01×10^1	2.59×10^4
全塑性モーメント	N・mm/mm	2.33×10^2	5.82×10^3



写真-2.1 港内側の設置状況(杭方式)



左：O-N-1，中：O-P-1，右：O-P-3



左：壁側，中：水路中央，右：ガラス側

図-2.3 簡易動的コーン貫入試験結果(上:ケース毎(図-2.5 参照), 下:位置毎)

(2) 実験条件

水理模型実験を実施した全てのケースを表-2.2に示す。

表-2.2 水理模型実験全実施ケース一覧

ケース	作用回数	目標水位差 (cm)	初期水位 : h_{ini} (m)	港外堰高 : h_s (m)	ポンプ台数	越流時間 (min)	計測時間 (min)	
O-N-1	無対策(吸出し防止材無し)	1	5	0.648	0.603	1	6	6
		2	10	0.587	0.603	1	6	6
		3	20	0.510	0.651	1	約 1.2	6
O-N-2	無対策	1	5	0.648	0.603	1	6	6
		2	10	0.587	0.603	1	6	7
		3	20	0.510	0.651	1	約 4.5	7
O-H-1	腹付方式(裏込高 1/3H)	1	20	0.510	0.651	1	17	18
		2	30	0.424	非越流	1	約 2.5	18
O-P-1	杭方式(突出長 1/6H, 杭長 640mm)	1	20	0.510	0.651	1	14	18
		1'	20+ α		非越流	1		
O-P-2	杭方式(突出長 1/3H, 杭長 800mm)	1	30	0.424	非越流	1	12.5	18
O-P-3	杭方式(突出長 1/6H, 杭長 640mm)	1	30	0.424	非越流	1	12.5	18
O-P-4	杭方式(突出長 1/3H, 杭長 800mm)	1	20	0.510	0.651	1	10	18
		2	30	0.424	非越流	1	10	18
O-P-5	杭方式(突出長 1/3H, 中詰高 1/2, 杭長 800mm)	1	20	0.510	0.651	1	10	18
		2	30	0.424	非越流	1	10	18
O-PB-1	杭方式(突出長 1/6H, 杭長 640mm), 港内側被覆, ケーソン質量 100%	1	20	0.510	0.651	1	10	18
		2	30	0.424	非越流	1	10	18
		3	40	0.390	0.670	2	10	18
O-PB-2	杭方式(突出長 1/6H, 杭長 640mm), 港内側被覆, ケーソン質量 50%	1	20	0.510	0.651	1	約 1.5	18
O-PB-3	杭方式(突出長 1/6H, 杭長 640mm), 港内側被覆, ケーソン質量 75%	1	20	0.510	0.651	1	10	18
		2	30	0.424	非越流	1	10	18
		3	40	0.390	0.670	2	約 1.5	18
K-N-1	無対策	1	20	0.562	0.703	1	10	18
		2	30	0.476	非越流	1	5.5	18
K-H-1	腹付方式(裏込高 1/3H), 港内側被覆	1	20	0.562	0.703	1	10	18
		2	30	0.476	非越流	1	7.5	18
K-P-1	杭方式(突出長 1/6H, 杭長 800mm)	1	20	0.562	0.703	1	10	18
		2	30	0.476	非越流	1	10	18
		3	40	0.442	0.722	2	3	18

※O-N-1 以外は、海底面での吸出し防止材有り

(3) 計測項目と計測器設置場所

杭に作用するひずみは、使用した杭の内1～3本を試験体としてひずみゲージを貼付し、測定した。設置箇所は、図-2.4に示すように、それぞれ試験体1本につき前面(10点)、背面(10点)の合計20点である。試験体の両面に同じ高さで対になるように貼付することで、軸ひずみと曲げひずみを分離することが可能となり、曲げひずみから鋼材に発生する曲げモーメントを算出できる。

ケーソン周辺の計測器の配置は、図-2.5に示すように、2断面(断面1,2)、3対策(無対策、腹付方式、杭方式)それぞれに対して、想定される挙動を考慮して個別の配置を行っている。港内外の水位は7箇所配置した水位計(WG1-WG7)で計測し、越流時における水路内の流速はケーソン天端高付近の越流部2箇所にプロペラ流速計(V_1, V_2)を、港内側マウンド天端高付近に電磁流速計(V_{3x}, V_{3y})を配置することで計測した。

ケーソンに作用する水圧は、波圧計(PG)および間隙水圧計(UG)を模型断面に設置し計測した。設置箇所は、図-2.6に示すように、前面3点(上からPG1,PG2,PG3)、上面3点(沖からPG4,PG5,PG6)、背面7点(上からPG7,PG8,PG9,UG1,UG2,UG3,UG4)、底面9点(いずれも沖から、水路ガラ

ス側：UG5,UG6,UG7、水路中央：UG8,UG9,UG10、水路壁側：UG11,UG12,UG13)の合計22点を計測した。ケーソン背後において砕石(中詰・裏込)を使用する箇所においてはUGを使用する必要があるため、その高さに応じて、底面のみならず背面の下部についてもPGではなくUGを設置している。

実験中の映像は、水路側方より2台(海底地盤なども含めた防波堤全体、ケーソンと洗掘が予想される港内側マウンド付近の詳細を確認)、水路上方より1台(水路横断方向の様子を確認)、ケーソン内部より1台(中詰の状況を確認)、全4台を設置し、これらの動画ファイルを実験の時系列データと同期できるようにした。特に側方からの動画ファイルを画像解析することを念頭に置き、ケーソンや杭の挙動(変位・傾き)、洗掘形状などにフォーカスできるように注意した。また、時系列データとは切り離して、高速度カメラを側方に設置し、防波堤が倒壊する瞬間における、ケーソン・杭・地盤の相互的な挙動や、港内の水衝部における洗掘状況を撮影した。

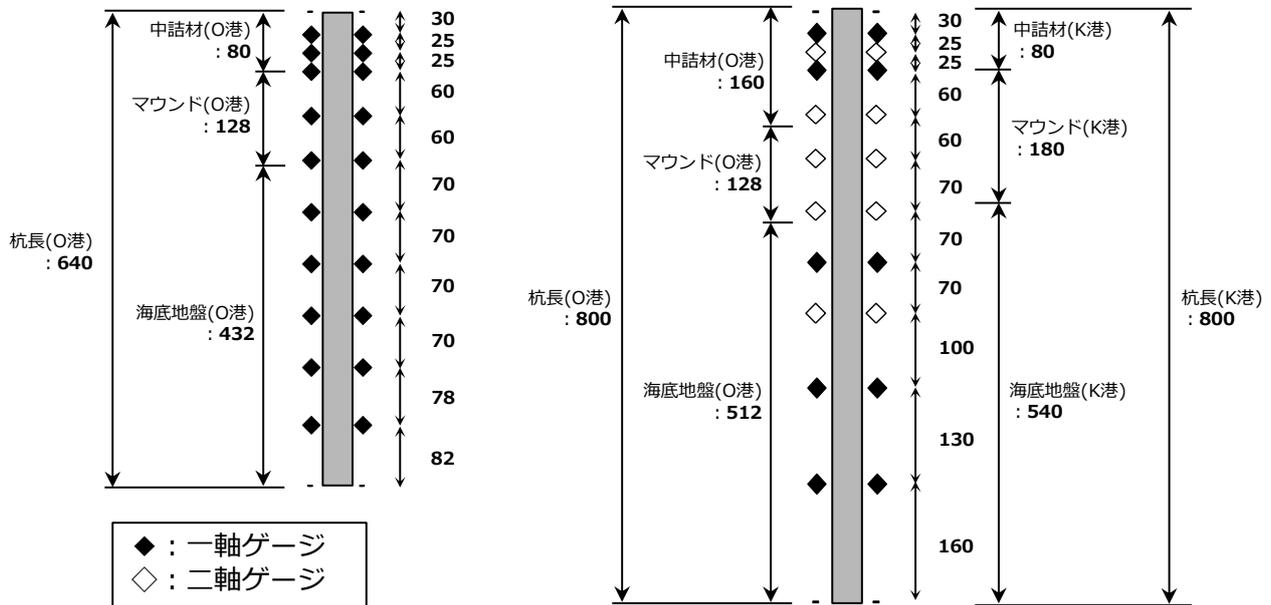


図-2.4 杭のひずみゲージ設置状況(左：杭 A、右：杭 B)

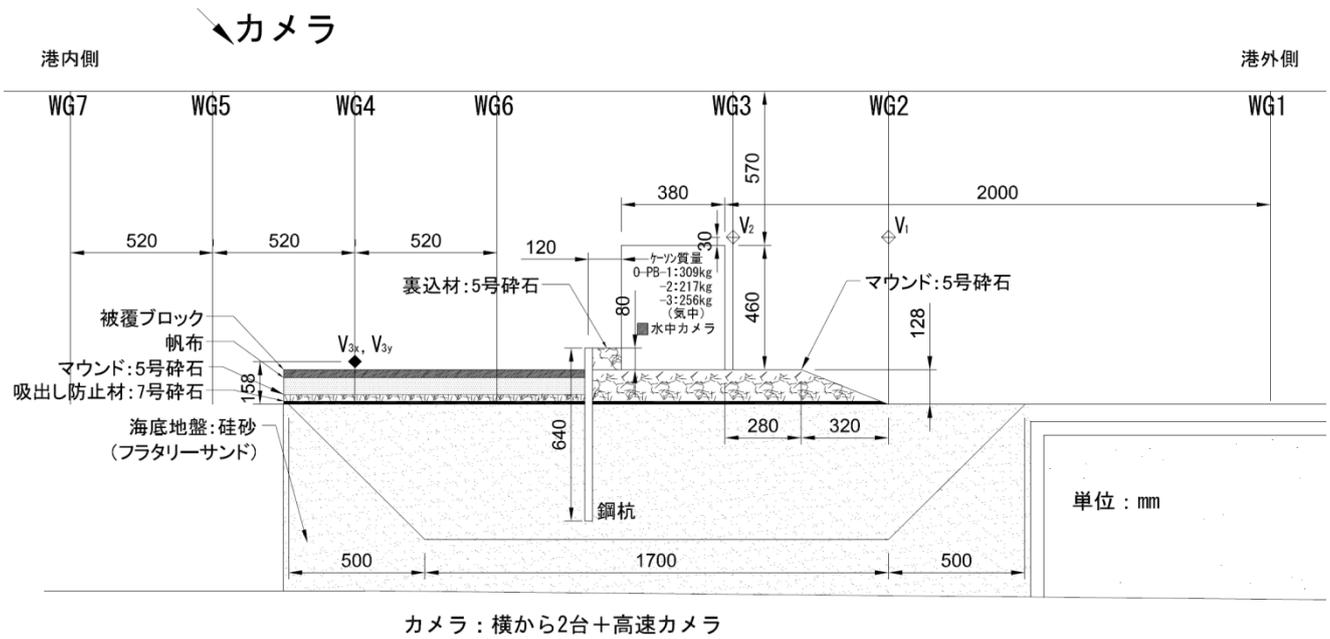
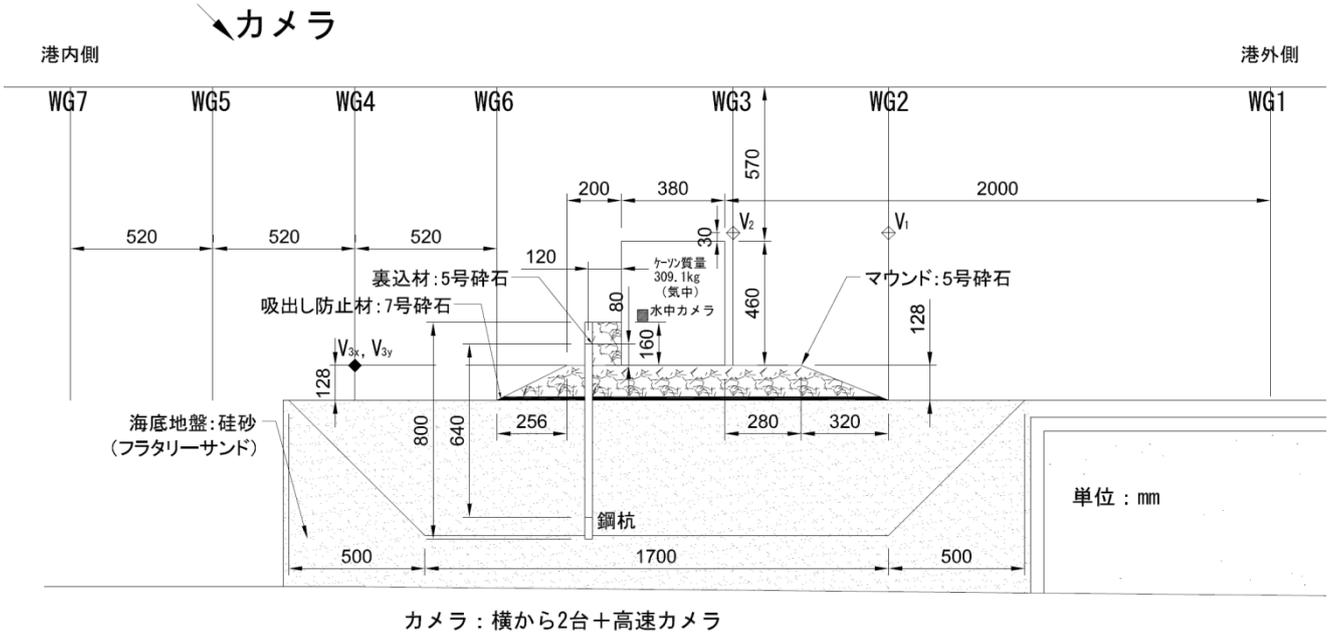
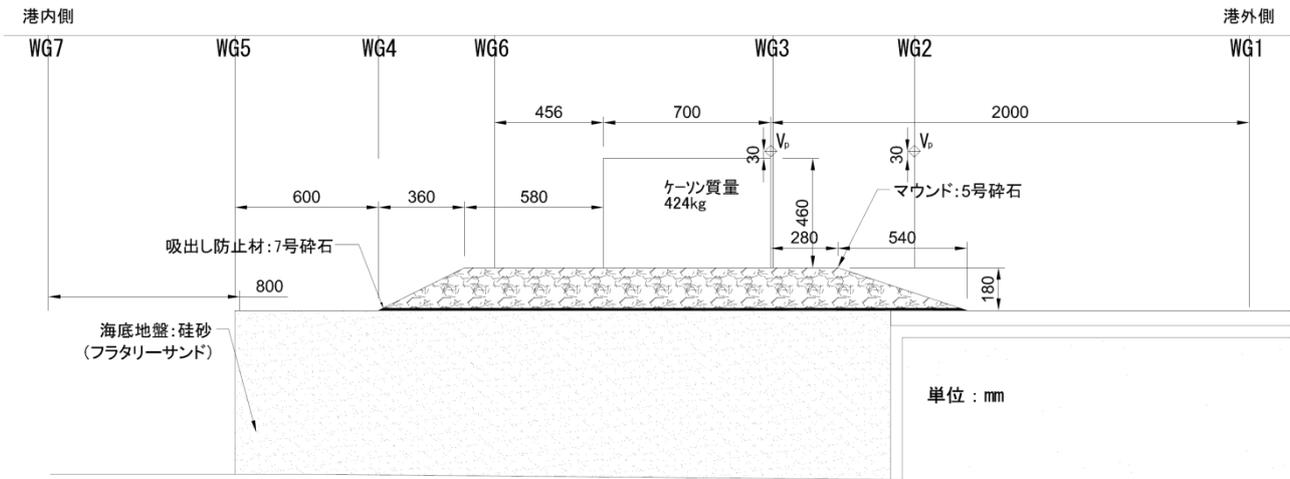


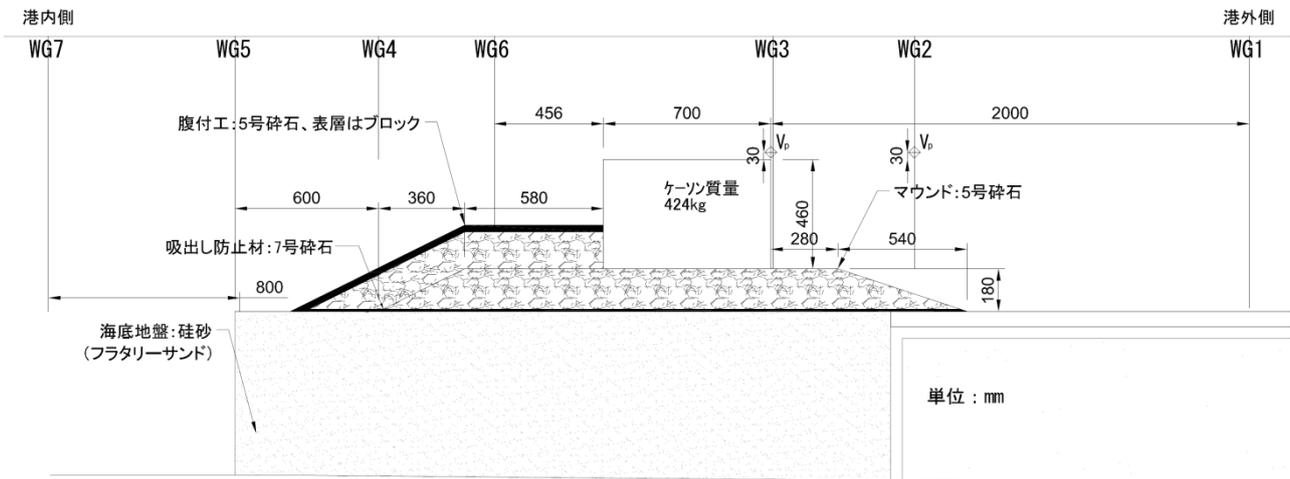
図-2.5 (2) 断面1におけるケーソン周辺計測機器の設置状況(上: 杭方式洗掘許可(O-P), 下: 杭方式非洗掘(O-PB))

カメラ



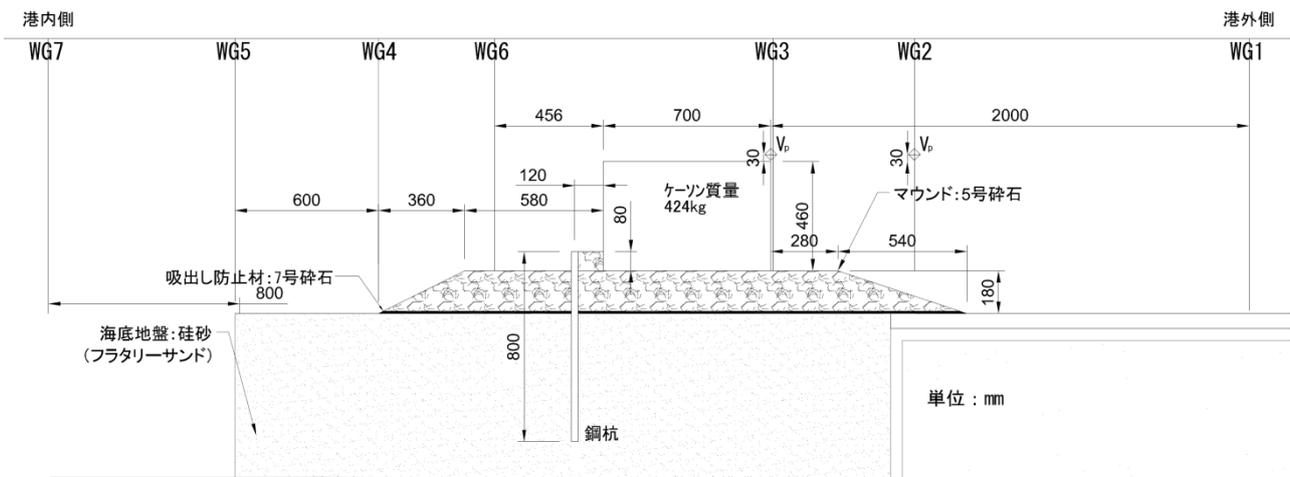
カメラ: 横から2台+高速カメラ

カメラ



カメラ: 横から2台+高速カメラ

カメラ

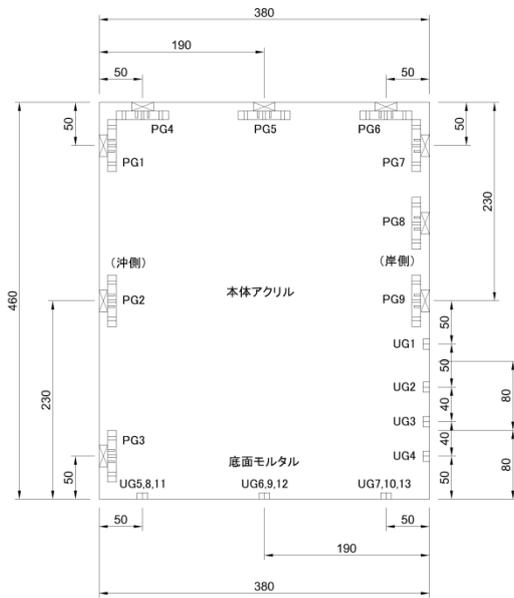


カメラ: 横から2台+高速カメラ

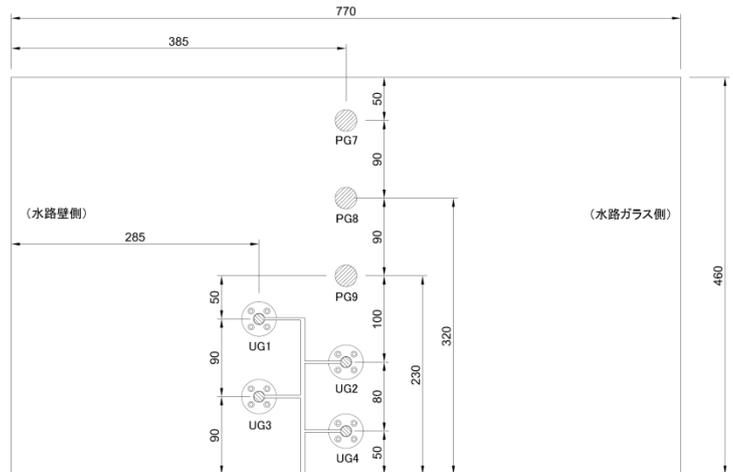
図-2.5 (3) 断面2におけるケーソン周辺計測機器の設置状況(上: 無対策(K-N), 中: 腹付方式(K-H), 下: 杭方式(K-P))

断面図

単位:mm



背面図



底面図

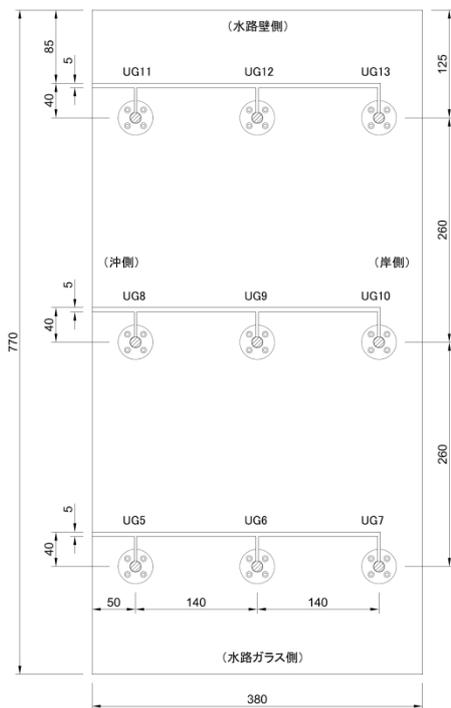
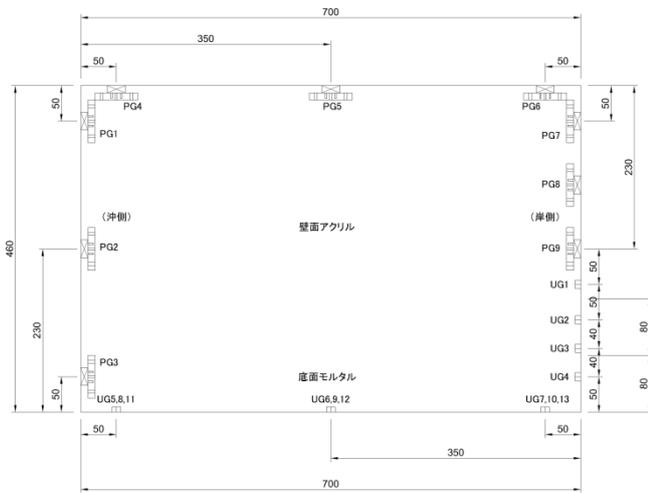
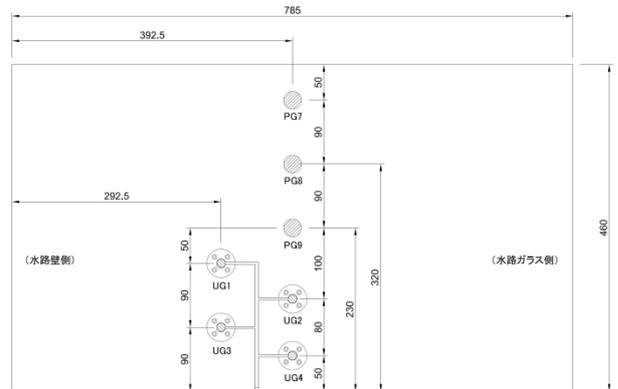


図-2.6 (1) 断面1におけるケーソンへの波圧計・間隙水圧計の設置状況

断面図 単位:mm



背面図



底面図

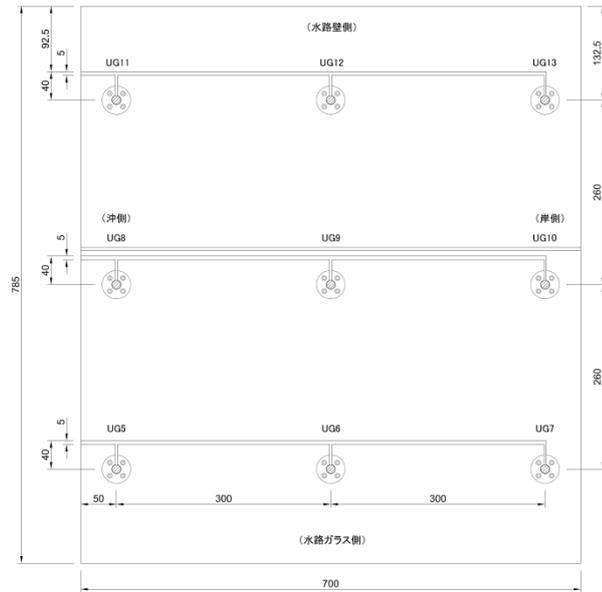


図-2.6 (2) 断面2におけるケーソンへの波圧計・間隙水圧計の設置状況

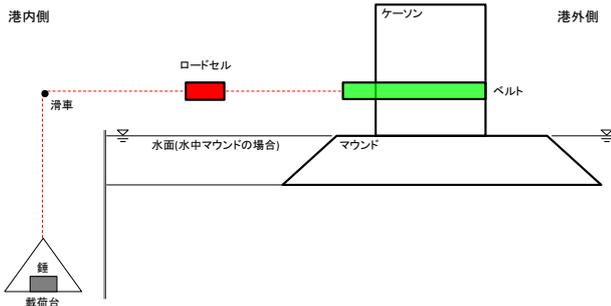
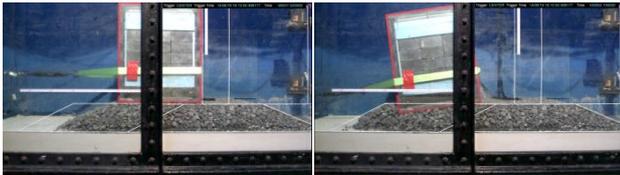
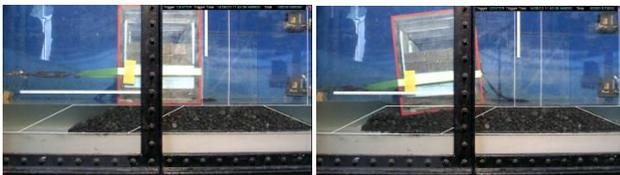


図-2.7 引張試験模式図



気中マウンド(左:倒壊直前, 右:倒壊直後)



水中マウンド(左:倒壊前, 右:倒壊直後)

写真-2.2 引張試験における破壊状況

2.3 実験結果

(1) ケーソンの静止摩擦係数(O港)

ケーソン底面のモルタルとマウンドの砕石との静止摩擦係数を取得するべく、気中および水中での水平引張試験を実施し、マウンドの破壊の様子も確認した。

試験断面は水理模型実験で使用する断面1(無対策)を用い、引張高さは越流時の水平波力の合力の作用高さを考慮してケーソンの下から1/3Hの位置とし、その位置にベルトを設置した。ベルトに接続したワイヤーにはロードセルを挟み、その先に滑車と載荷台を接続した(図-2.7)。

試験方法は、予め重量を計測した錘(3~5kg)を載荷台に準静的に載せてゆき、載荷台と錘の総重量を記録するものである。摩擦係数は、滑車による張力のロスが考えられるため、最終的にケーソンが動いた際にロードセルから得られた引張力を単純にケーソンの自重で除した値とした。ただし、マウンドの状態によって厳密な摩擦係数の評価が難しいことが考えられるため、ここでは“見かけ上の摩擦係数”としての評価値となっている。

試験条件は、各ケースの試験条件を表-2.3の通り、ケーソン重量、マウンド法肩の長さ、およびマウンドが水中であるか否かによって設定し、全7ケースの試験を行った。初期のマウンド法肩長さと、観測された最大荷重による見かけ上の摩擦係数をプロットしたものを図-2.8に示す。

表-2.3 引張試験実施ケース

ケーソン 気中質量(kg)	マウンド 法肩(mm)	マウンド 条件	マウンド 破壊状況
301.9	60	気中	滑動→支持力破壊
301.9	30	気中	支持力破壊
167.3	60	気中	滑動→支持力破壊
301.9	30	水中	支持力破壊
167.3	30	水中	支持力破壊
167.3	15	水中	支持力破壊
167.3	0	水中	支持力破壊

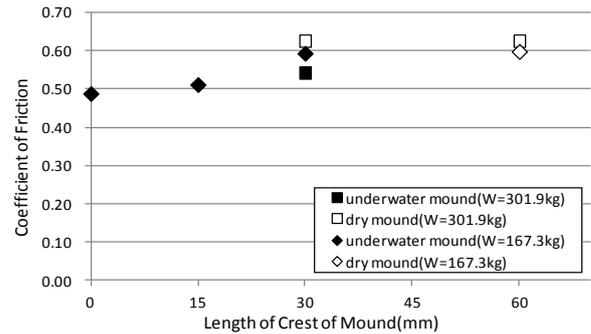


図-2.8 見かけ上の摩擦係数とマウンド法肩長の関係

(a) 気中マウンド

気中マウンドの場合、法肩60mmのケースはケーソン自重の50%程度の荷重になると、突然ケーソンが水平方向に変位し、停止した。錘の荷重を継続すると、この滑動的な挙動を数回繰返した。マウンド法肩とケーソン後趾点の距離がある程度接近すると、最終的にマウンドが崩壊に至り、支持力破壊的な挙動でケーソンが倒壊した(写真-2.2)。一方、法肩30mmのケースは、初動にてマウンドの崩壊まで至った。引張試験では、15-30mm以下の法肩長さとなるとマウンドの支持力問題になると考えられ、初期のマウンド法肩長さに関わらず、最終的には同様の破壊形態となると考えられる。いずれのケースもマウンド崩壊直前の荷重が最大であり、これを用いて見かけ上の摩擦係数を算出すると平均的に0.6程度であった。

(b) 水中マウンド

水中マウンドの場合、気中マウンドに比べて見かけ上の摩擦係数が小さい。これは摩擦係数の変化に起因するものではなく、水中では砕石に対して浮力(間隙水圧)が作用するため、有効応力の違いからマウンドの支持力が低下したものと考えられる。見かけ上の摩擦係数は、マウンド法肩が短い程、あるいはケーソン自重が重い程小さくなっている。このとき、ケーソンの自重に対する地盤の支持力が相対的に小さく、滑動よりも支持力破壊が起き易かったと考えられる。見かけ上の摩擦係数は、法肩が長く自重が軽いケースが最大であり、0.6程度であった。

(2) 基礎洗掘が卓越する場合の検討(O港)

(a) 無対策

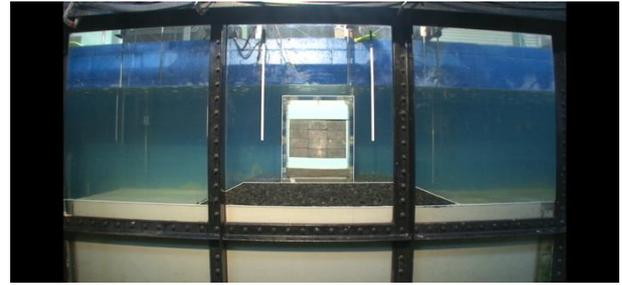
吸出し防止材の影響確認および無対策の実験結果として、O-N-1(無対策:吸出し防止材無し)とO-N-2(無対策:吸出し防止材有り)の様子を写真-2.3および写真-2.4に、各ケースの主な諸元を表-2.4に示す。

O-N-1_1(水位差5cm)開始前からO-N-1_2(水位差10cm)終了直前までは、マウンドの沈下とともにケーソンが港外側へ傾きながら2cm程度沈下した。これは港外側ケーソン底面付近のマウンド内の流速が増加したことにより、海底地盤として用いたフラタリーサンドがマウンド内の流れの影響を受けて吸い出され、直下の海底地盤が流失しマウンドの支えを失ったためと考えられる。後趾点付近のマウンド内では流速が弱まるため、再堆積が確認された。

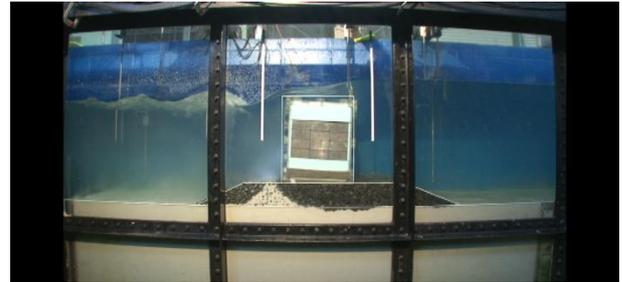
これに対し、吸出し防止材としてマウンドと海底地盤の間に中粒度の碎石を用いたO-N-2では海底地盤の吸出しは確認されなかった。吸出しが発生しない状況下において、O-N-2_3(水位差20cm)では実験開始から50secほどで越流による洗掘が生じ、水衝部においては徐々にマウンド材、海底地盤が流され、実験開始から130secほどでマウンド法肩の長さが50mm程度まで狭まると、ケーソンが倒壊に至った。このとき、第2.3節(1)で示したケーソンの水平引張試験と同様の破壊形態が観測された。図-2.9に示すO-N-2_3のケーソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列データより、ケーソンの倒壊が脆性的に生じていることが分かる。ケーソンの傾きが70度程度で止まっているのは、計測機器に当たったためである。ケーソンの倒壊後も実験開始から170sec程度まではポンプ稼動を継続させており、倒壊直後に10cmほど水位差が急減した後、徐々に水位差が減少していることが分かる。また、ケーソンの断面と中心位置の軌跡(図-2.10)からは、ケーソンの倒壊によってケーソンが傾くだけでなく、終局状態では天端高が10cmほど下がっており、水位差の急落に対応していることが分かる。

表-2.4 無対策実施ケース

ケース	目標水位差 (cm)	初期水深 (m)	海底地盤の吸出し状況	港内側の洗掘状況
O-N-1	1	5	若干砂の移動有	健全
	2	10	吸出しが生じ、ケーソン港外側天端が2cm程沈下	健全
	3	20	吸出し生じるが洗掘が卓越	洗掘によりケーソンが倒壊
O-N-2	1	5	吸出し防止材により健全	健全
	2	10	吸出し防止材により健全	健全
	3	20	吸出し防止材により健全	洗掘によりケーソンが倒壊

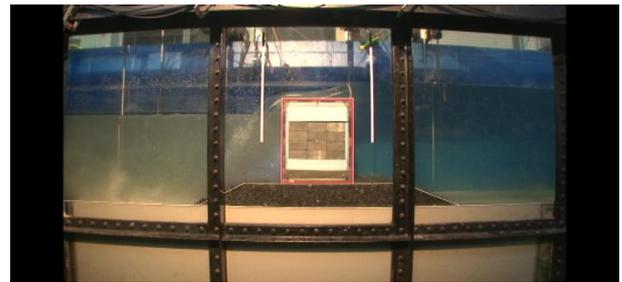


O-N-1_1実験開始直後(0sec)

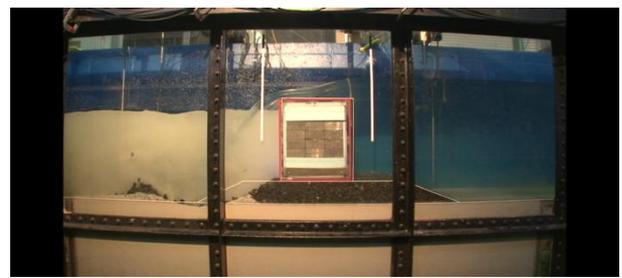


O-N-1_2終了直前(実験開始後360sec経過時)

写真-2.3 海底地盤(フラタリーサンド)の吸出し



開始直後(実験開始後55sec経過時)



倒壊直前(実験開始後130sec経過時)



倒壊後(実験開始後165sec経過時)

写真-2.4 O-N-2_3の様子

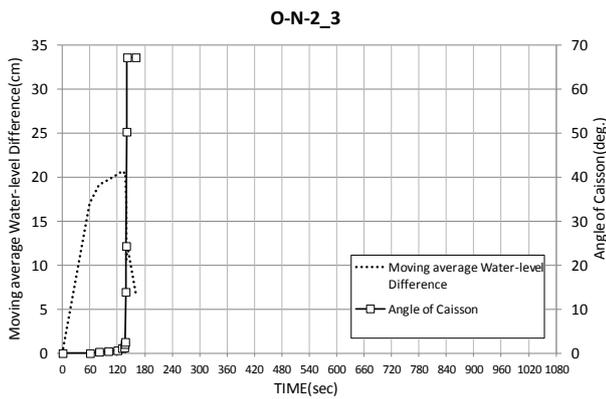


図-2.9 ケーソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列推移(O-N-2_3)

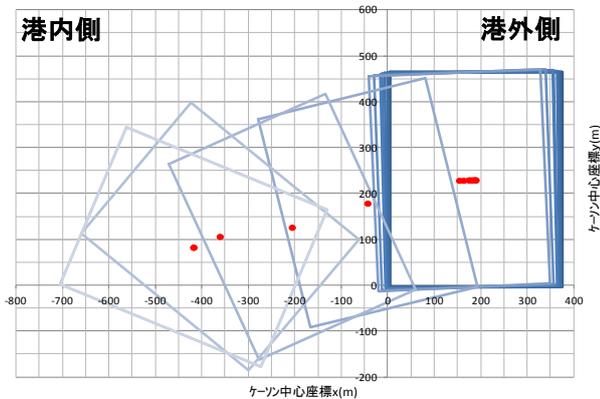
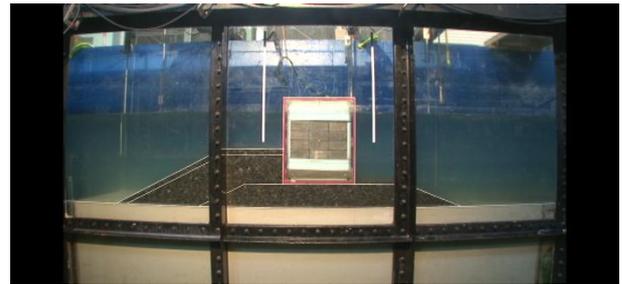


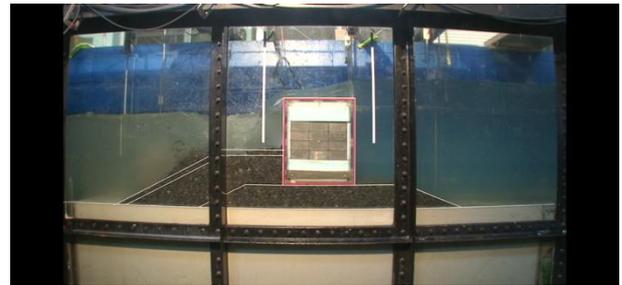
図-2.10 ケーソンおよびケーソン中心位置の軌跡(O-N-2_3)

(b) 腹付方式

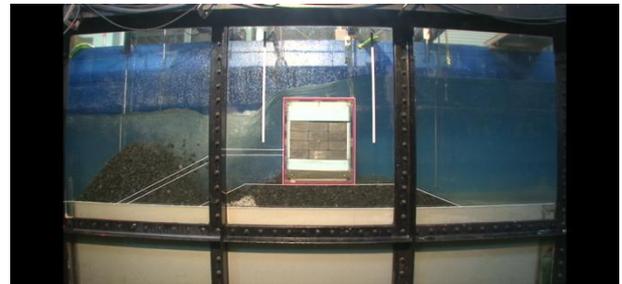
腹付方式の実験結果として、O-H-1の様子を写真-2.5および写真-2.6に示す。O-H-1_1(水位差20cm)ではO-N-2_3の倒壊した際と同じ水位差を与えたところ、実験開始から70secほどで腹付が洗掘されはじめたが、飛ばされた碎石が港内側に再堆積し、実験開始から720secほどで洗掘形状がほぼ定常となった。この間、防波堤背後の腹付はほとんど飛ばされていたものの、基礎マウンドは健全であり、海底地盤は碎石で覆われていたため、防波堤は倒壊に至らなかったと考えられる。次に、O-H-1_1実施後の断面を用いてO-H-1_2(水位差30cm)を実施したところ、水衝部の洗掘がさらに進行したため、海底地盤が徐々に流出して港内側が白濁した。基礎マウンドがある程度洗掘された時点(実験開始から135secほど)でケーソンが倒壊に至った。O-N-2のケーソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列データおよびケーソン断面と中心位置の軌跡を図-2.11および図-2.12に示す。倒壊時の形態はO-N-2(無対策)とほぼ同様で脆性的であり、実験開始から135secほどで洗掘により港内側にできた穴にケーソン自体が滑落し傾斜角45度ほどで一瞬挙動が停止するが、ケーソン直背後の流況が変化し再度洗掘されケーソンは二次的に倒壊、最終的には計測機器に当たり安定した。



実験開始直後(0sec)

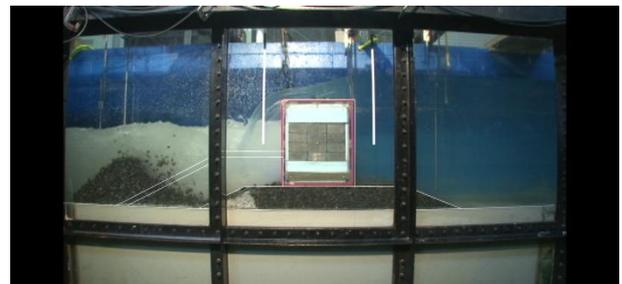


腹付部洗掘開始(実験開始後70sec経過時)



洗掘定常時(実験開始後720sec経過時)

写真-2.5 O-H-1_1の様子



倒壊直前(実験開始後135sec経過時)



倒壊後(実験開始後170sec経過時)

写真-2.6 O-H-1_2の様子

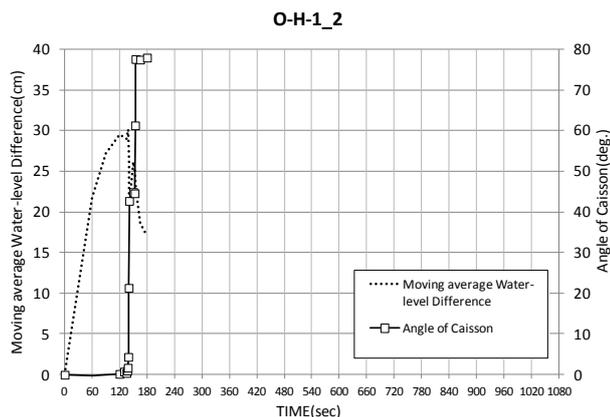


図-2.11 ケーソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列推移(O-H-1_2)

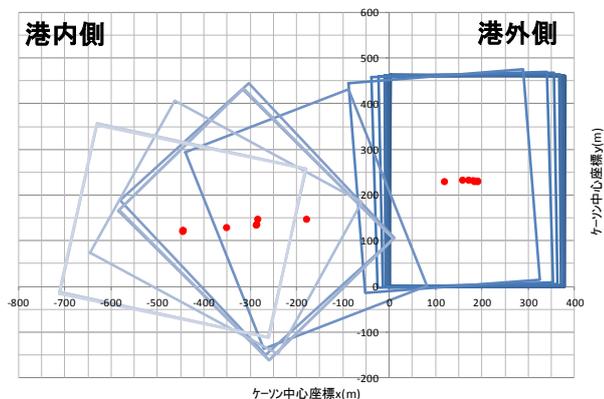


図-2.12 ケーソンおよびケーソン中心位置の軌跡(O-H-1_2)

(c) 杭方式

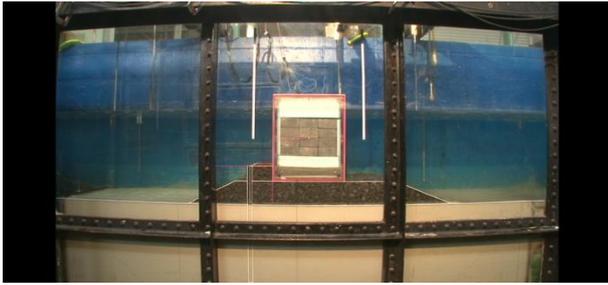
杭方式の代表的な実験結果として、O-P-1の様子を写真-2.7に、各ケースの主な諸元と洗掘状況を表-2.5に示す。O-P-1_1(水位差20cm)ではO-H-1_1と同様にしてO-N-2_3の倒壊した際と同じ水位差を与えたところ、実験開始から50secほどでマウンドが洗掘されはじめたが、実験開始から130secほど経過してもケーソンは健全であり、僅かに港内側に傾斜し港内側の天端が5mm程度下がる程度であった。そのまま越流を継続させたところ、実験開始から480secほどで洗掘形状がほぼ定常となるまでの間、洗掘が進むにつれてケーソンや杭の変位も徐々に見られ、最終的なケーソンの傾斜角は3°程度であった。O-P-1ではO-H-1(腹付方式)よりケーソン背後の石材(砕石)が少なかったため比較的早期に洗掘が進行し、杭よりも港内側の基礎マウンドは流失したが、杭よりも港外側の基礎マウンドは健全であった。また、洗掘形状がほぼ定常となったのは、洗掘深が大きくなり水衝部の渦が洗掘地盤面から遠ざかったことで流速が緩和したことに加え、流出した基礎マウンドの砕石が洗掘された海底地盤の表面を被覆することで、フラタリーサンドの近傍の流速が緩和されたことが考えられる。

O-P-1では例外的に、開始から480sec経過後に上流堰を非排水とし、一度越流を止めずに水位差を上昇させた(O-P-1_1')。これにより水位差が増大し、流況が変化することで洗掘が再開し、ケーソン・杭の傾斜速度がやや上昇したが、O-N-2(無対策)やO-H-1(腹付方式)と比較して変化は緩やかであり、実験開始から615secほどで杭頭とケーソン背面が接触し、15sec程度ではほぼ定常となった。これらの一連の挙動は、O-P-1のケーソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列データ(図-2.13)から確認することができる。また、ケーソンの断面と中心位置の軌跡(図-2.14)からは、ケーソンが傾斜し後趾点が150mmほど沈下しているが、港外側のケーソン天端はほぼ保たれている。また、ケーソンの傾斜・変位により吸出し防止材の層が乱され、ケーソン後趾点直下・杭間ではフラタリーサンドの吸出しが確認された。このこともケーソン沈下のひとつの要因であると考えられるが、水衝部の洗掘と比較して影響は小さいと考えられる。一方、水位差30cm(O-H-1_2の倒壊時と同等)を作用させたO-P-3の場合もO-P-1と同様の破壊形態であり、杭背後が一定以上洗掘された時点から杭全体が根元から転倒し、それに伴ってケーソンも傾斜した。また、杭突出長が長いケース(O-P-2,4)の方が最終的な傾斜角は比較的小さく、ケーソン天端も高く保たれている。杭突出長が長く、中詰高さを1/2と減じたO-P-5の場合、ケーソンの傾斜が杭の傾斜よりも先行する挙動となったが、杭の突出部と中詰がケーソンを受け止める格好になり、外見的な終局状態は同様となった。

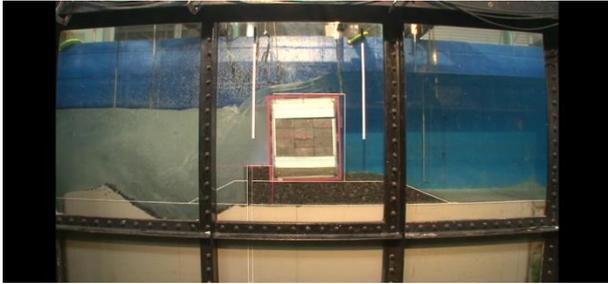
このように、洗掘を許した条件で杭方式を用いた場合、無対策よりも1.5倍程度大きな水位差にも抵抗できるようになっていることに加え、杭が転倒となる破壊モードの再現性が高いことが分かる。また、定量的に比較は行っていないが、既往の気中載荷実験よりも鋼材に対する地盤の剛性が相対的に小さいということが示唆される。

表-2.5 杭方式(洗掘許可)実施ケース

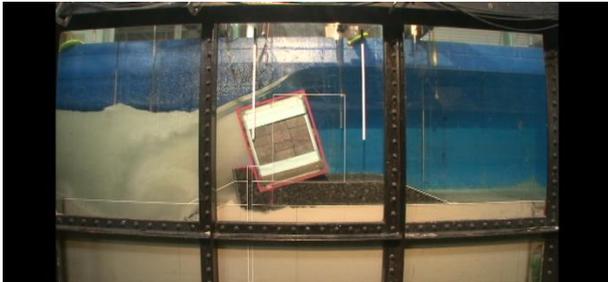
ケース	目標水位差(cm)	初期水深(m)	杭の規格(mm)				港内側の洗掘状況	
			全長	突出長	根入長	中詰高		
O-P-1	1	20	0.510	640	80	560	80	洗掘により数mm杭が傾斜
	1'	20+a						洗掘により杭が倒壊
O-P-2	1	30	0.424	800	160	640	160	洗掘により杭が倒壊
O-P-3	1	30	0.424	640	80	560	80	洗掘により杭が倒壊
O-P-4	1	20	0.510	800	160	640	160	洗掘により数mm杭が傾斜
	2	30	0.424					洗掘により杭が倒壊
O-P-5	1	20	0.510	800	160	640	80	洗掘により数mm杭が傾斜
	2	30	0.424					洗掘により杭が倒壊



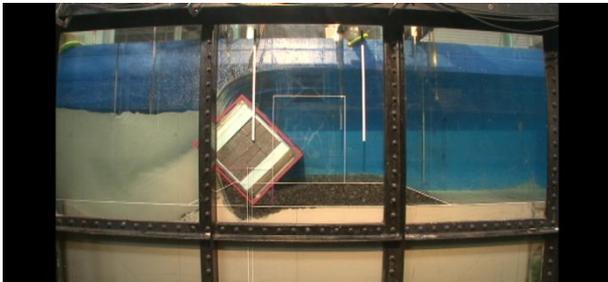
O-P-1_1実験開始直後(0sec)



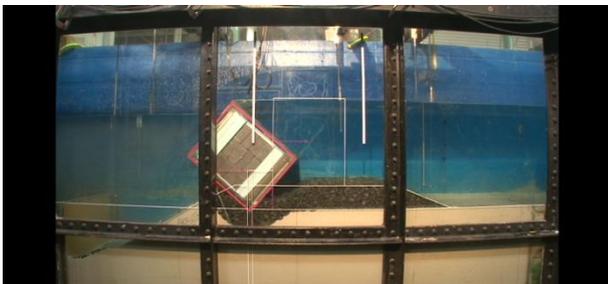
O-P-1_1流況・洗掘形状ともほぼ定常(実験開始480sec経過後)



O-P-1_1'杭傾斜度30%(堰上後125sec経過後)



O-P-1_1'杭傾斜度100%(堰上後135sec経過後)



O-P-1_1'越流終了後終局状態(堰上後460sec経過後)

写真-2.7 O-P-1の様子

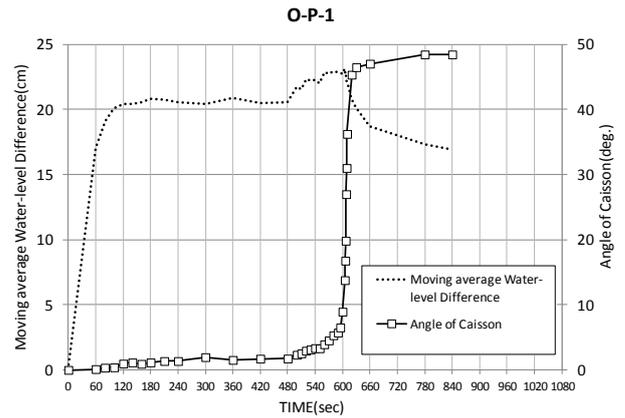


図-2.13 ケーソ傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列推移(O-P-1)

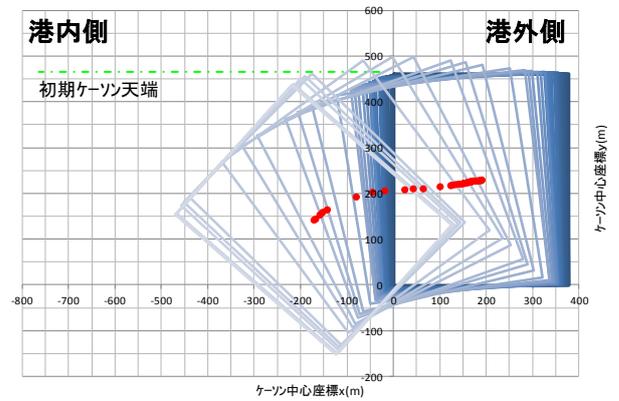


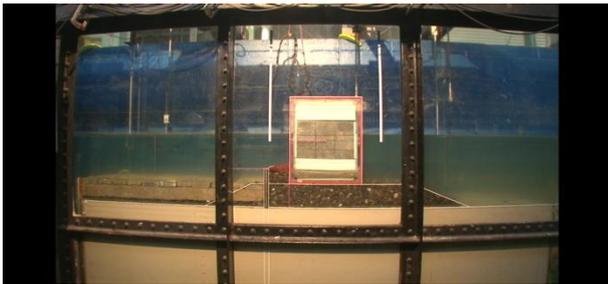
図-2.14 ケーソおよびケーソン中心位置の軌跡(O-P-1)

(3) 洗掘を許さない場合の検討(O港)

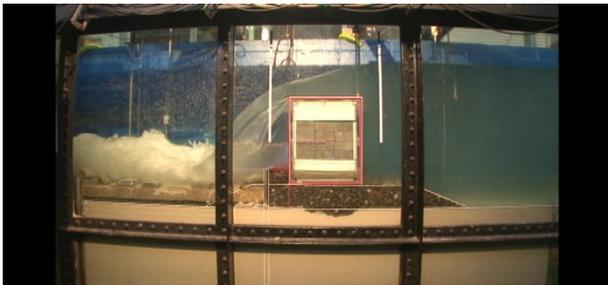
前節で述べた基礎洗掘が卓越する場合の断面に対して、基礎洗掘が起こらない条件、あるいは意図的に洗掘を抑止する条件が考えられるため、ここでは、背面の洗掘を許さずに杭工法を適用した際のケースを実施した。各ケースの主な諸元と結果を表-2.6に示す。

表-2.6 杭方式(非洗掘)実施ケース

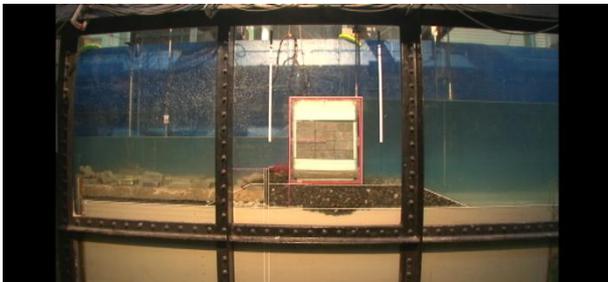
ケース		目標水位差 (cm)	初期水深 (m)	ケーソン自重 (%)	港内側の状況	ケーソンの状況
O-PB-1	1	20	0.510	100	健全	健全
	2	30	0.424	100	健全	健全
	3	40	0.390	100	鉛ブロックが飛散	健全
O-PB-2	1	20	0.510	50	健全	転倒
O-PB-3	1	20	0.510	75	健全	健全
	2	30	0.424	75	健全	健全
	3	40	0.390	75	ブロックが飛散	転倒



O-PB-1_3実験開始直後(0sec)



O-PB-1_3定常時(実験開始480sec経過後)



O-PB-1_3越流終了後

写真-2.8 O-PB-1_3の様子

(a) 杭方式+非洗掘

はじめに、洗掘を許さない場合として、O-PB-1(ケーソン重量100%)の様子を写真-2.8に示す。洗掘対策としてはコンクリート製のブロックのみでは流速に対する安定性に問題があったため、コンクリートブロックに加え、土木シートと、シート飛散防止のため鉛ブロックも併せて使用した。

実験中は、図-2.15に例を示す通り、いずれのケースにおいても水位差が定常となっている。O-PB-1_1(水位差20cm)およびO-PB-1_2(水位差30cm)では実験中にケーソンが水平力を受けて僅かに傾いたが、実験終了後は初期位置に戻るような挙動であり、ケーソンは健全、かつ土木シートおよび鉛ブロックについても健全であった。次に、O-PB-1_3(水位差40cm)では鉛ブロックやコンクリートブロックが飛散したものの、ケーソン(図-2.16)や土木シートは健全であった。

フルードの相似則では水位差は模型縮尺に比例し、時間は模型縮尺の1/2乗に比例するため、図-2.15を単純に実大スケールに換算すると、水位差10mの越流に50min耐えたという結果である。

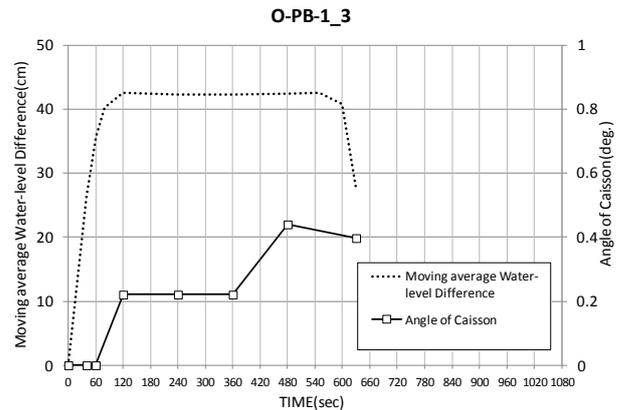


図-2.15 ケソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列推移(O-PB-1_3)

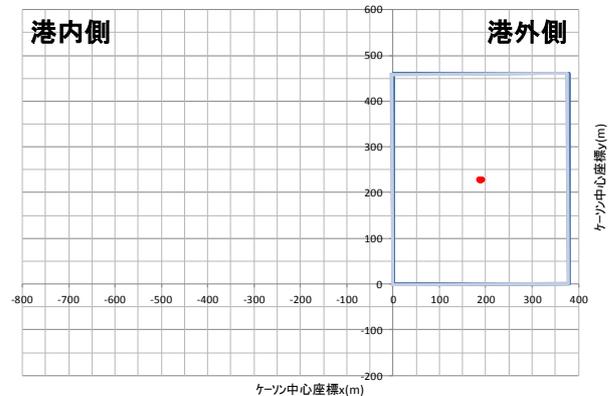


図-2.16 ケソンおよびケーソン中心位置の軌跡(O-PB-1_3)

(b) 杭方式+非洗掘+ケーソン軽量化

次に、洗掘の影響を排除した上でケーソンの自重を軽量化した場合として、O-PB-3(ケーソン重量75%)の様子を写真-2.9に示す。ケーソンが倒壊するまでの挙動は、ケーソンを軽量化していないO-PB-1と同様にほとんどケーソンが動かなかったが、O-PB-3_3(水位差40cm)では実験開始から72sec程でケーソンの倒壊が確認された(図-2.17)。倒壊時は図-2.18のように転倒的な挙動となっている。初動は後趾点を中心に回転し、ケーソン背面で中詰上部を変形させた。あるところまでゆくと、ケーソン背面が中詰に乗るような様相となり回転の中心が上昇し、最終的にはケーソンが杭を乗り越えてゆくように転倒した。これらの所要時間は約3sec程度であった。このとき、実験開始直後であったため水位差は目標の40cmに達しておらず、約37.5cmであった。

さらに、ケーソンの自重を軽量化したO-PB-2(ケーソン重量50%)においては、比較的小さな水位差20cmでも同様にしてケーソンの転倒が観測された。

これらのことから、被覆材(特に鉛方塊)の上載荷重により地盤を強固とし(写真-2.10)、杭も弾性領域内の挙動となるものを採用した場合には、ケーソンに作用する外力とケーソンの自重との力学的な釣合いが崩れた瞬間、ひとつの終局状態としてケーソンの転倒も起こりうるということが分かった。

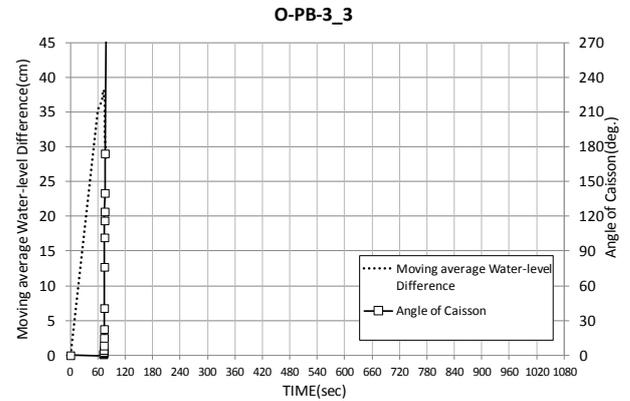
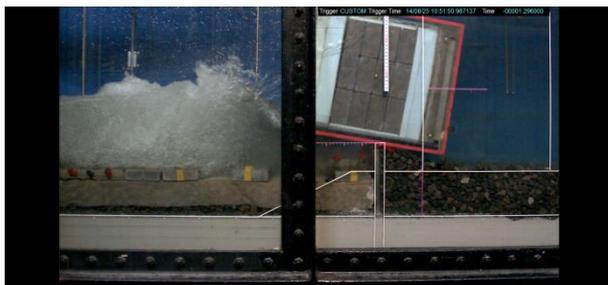


図-2.17 ケソン傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列推移(O-PB-3_3)



O-PB-3_3転倒開始直後(実験開始72sec経過後)



O-PB-3_3転倒中(実験開始74sec経過後)



O-PB-3_3転倒中(実験開始75sec経過後)

写真-2.9 O-PB-3の様子

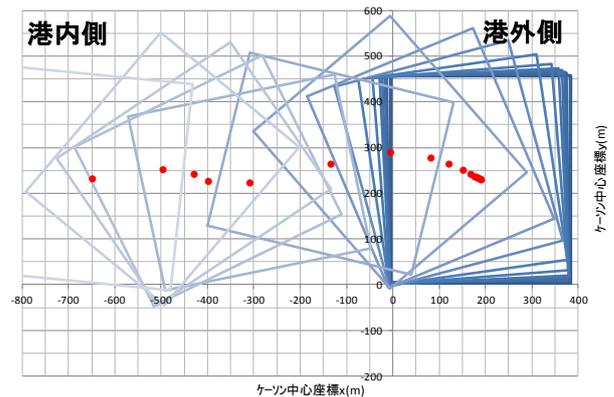


図-2.18 ケソンおよびケーソン中心位置の軌跡(O-PB-3_3)



写真-2.10 港内側洗掘防止の状況(O-PB)

(4) 杭方式の適用性に関する検討(K港)

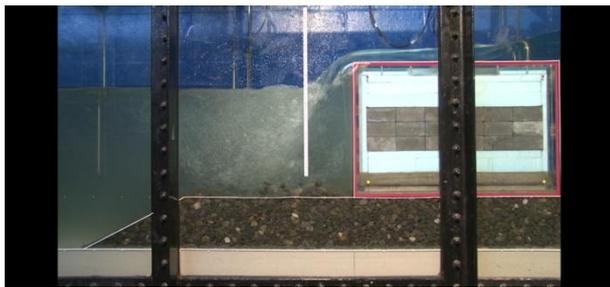
杭方式を実際の防波堤で用いることを念頭に置き、ひとつの適用性に関する検討として、断面2(K港)を用いて異なる断面についても水理模型実験を実施した。表-2.7の実験ケース概要の通り、K-N-1(無対策)、K-P-1(杭方式)、K-H-1(腹付方式+被覆ブロック)について、それぞれの一連の挙動を確認した。

K-N-1とK-H-1の様子を写真-2.11および写真-2.12に示す。両者ともに水位差30cmでケーソンが倒壊し、それぞれ実験開始から355sec、420secほどであった。K-H-1では腹付工とコンクリートブロックが基礎マウンドの洗掘を遅延させる効果を発揮していることが観測された。

K-P-1_2(水位差30cm)では、写真-2.13に示す通り水位および洗掘形状がほぼ定常となり、ケーソンはほぼ健全であった。このとき港内側における最大洗掘深は20cmを超えており、相似則から実大スケールで5m以上に相当する。

表-2.7 断面2実施ケース

ケース	対策方式	目標水位差 (cm)	初期水深 (m)	港内側の状況	ケーソンの状況
K-N-1	無対策	20	0.562	マウンドが洗掘	健全
		30	0.476	海底地盤が洗掘	洗掘により倒壊
K-H-1	腹付方式+被覆工	20	0.562	被覆ブロックとマウンドが洗掘	健全
		30	0.476	海底地盤が洗掘	洗掘により倒壊
K-P-1	杭方式 (全長 800, 突出長 80, 根入長 720)	20	0.562	マウンドが洗掘	健全
		30	0.476	海底地盤が洗掘	健全
		40	0.442	海底地盤が洗掘	洗掘により倒壊



K-N-1_1マウンド洗掘開始(実験開始70sec経過後)



K-N-1_1定常時(実験開始600sec経過後)



K-N-1_2ケーソン倒壊直前(実験開始355sec経過後)



K-N-1_2ケーソン倒壊直後(実験開始370sec経過後)

写真-2.11 K-N-1の様子

K-P-1_3では水位差40cm付近で杭が傾斜し始め、ケーソンが徐々に倒壊に至った(図-2.18, 図-2.19)。

このように、越流時における杭方式の挙動について、2つの断面(断面1,2)で確認を行ったところ、同様の破壊形態となることを確認した。

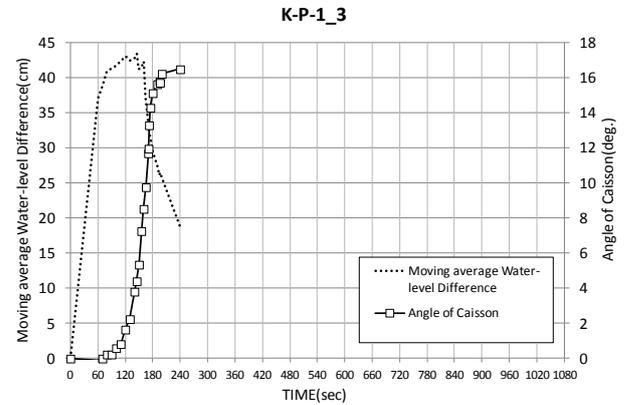


図-2.18 ケーソンの傾斜角と水位差(WG3-WG7)の時系列推移(K-P-1_3)

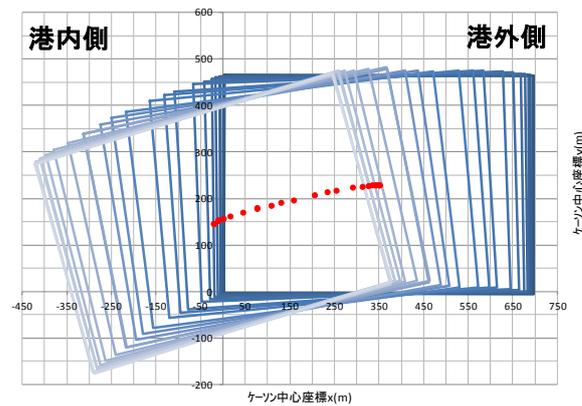
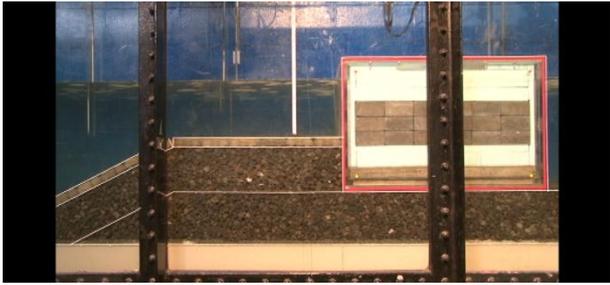
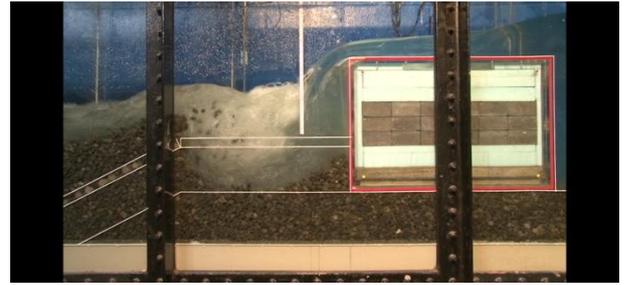


図-2.19 ケーソンおよびケーソン中心位置の軌跡(K-P-1_3)



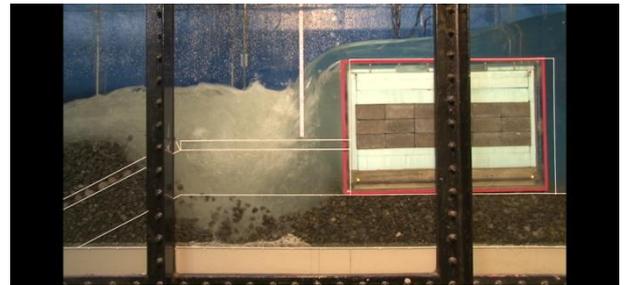
K-H-1_1実験開始直後(0sec)



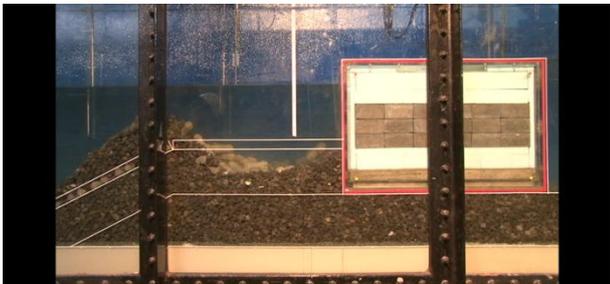
K-H-1_2越流中(実験開始160sec経過後)



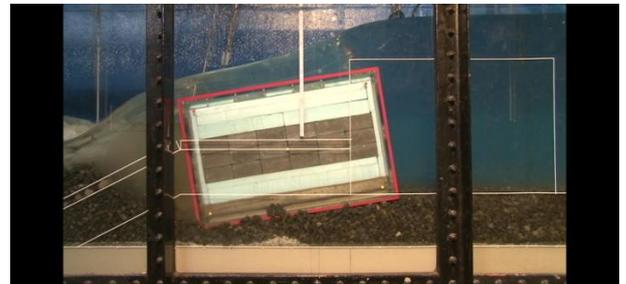
K-H-1_1被覆ブロック洗掘開始(実験開始102sec経過後)



K-H-1_2倒壊直前(実験開始420sec経過後)

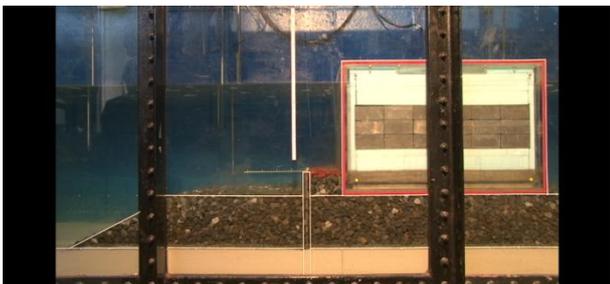


K-H-1_1越流終了後

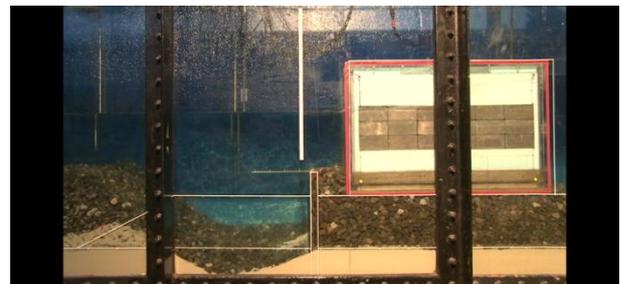


K-H-1_2倒壊直後(実験開始435sec経過後)

写真-2.12 K-H-1の様子



K-P-1_1実験開始直後(0sec)



K-P-1_2越流終了後



K-P-1_1越流終了後



K-P-1_3終局状態(実験開始180sec経過後)

写真-2.13 K-P-1の様子

2.4 考察

(1) 杭に発生する曲げモーメント分布

杭方式適用時における杭の応力状態をみる際は、曲げモーメント分布が用いられる。ここでは、O-P-2のひずみゲージ値を用いて、杭に発生する曲げモーメントの分布、地盤反力分布を計算し、それらの分布形状を考察する。

杭の両面に貼付したひずみゲージ値 ($\varepsilon_{inside}(z)$, $\varepsilon_{outside}(z)$)から軸ひずみと曲げひずみを分離すると、

$$\varepsilon_a(z) = \frac{\varepsilon_{inside}(z) + \varepsilon_{outside}(z)}{2} \quad \dots (3)$$

$$\varepsilon_b(z) = \frac{\varepsilon_{inside}(z) - \varepsilon_{outside}(z)}{2} \quad \dots (4)$$

となる。一般的な梁理論を適用すると、曲げひずみと曲げモーメントの関係は、

$$M(z) = -\frac{EI}{d/2} \varepsilon_b(z) \quad \dots (5)$$

となる。ここに、 z :鉛直方向深度、 $\varepsilon_a(z)$:軸ひずみ、 $\varepsilon_b(z)$:曲げひずみ、 $\varepsilon_{inside}(z)$:港内側ひずみゲージ値の初期からの変化量、 $\varepsilon_{outside}(z)$:港外側ひずみゲージ値の初期からの変化量、 E :杭のヤング係数、 I :杭の断面2次モーメント、 d :杭の鋼製壁体としての厚さである。

式(5)から鋼製壁体に発生している鉛直方向の曲げモーメント分布 $M(z)$ が得られる(図-2.21)。ひずみのデータはO-P-2のもので、図-2.21中の凡例は“ポンプ稼動後経過時間(水位差、最終的な杭傾斜角に対して現在の傾斜角の進行度)”を示しており、それぞれ50sec(約20cm, 0%), 150sec(約30cm定常, 17%), 200sec(約25cm, 70%)の時点での分布である。 $M(z)$ は港内側の杭表面が圧縮される場合を負とし、杭の上下端は自由端として、それぞれ $M(z) = 0$ とした。縦軸はマウンド天端を0とし、水路底面の向きを正としている。

ポンプ稼動後50secは、水位差15cm程度でありケーソンに作用する外力はまだ小さいが、この時点で杭には曲げが発生し、深さ0.25m付近に $M(z)$ の極大値が表れている。

ポンプ稼動後150secは、杭の傾斜が顕在化する直前であり、極大値を中心に $M(z)$ が増加していることから、杭の曲げが大きくなっていることが分かり、杭下部においても比較的 $M(z)$ が大きいことが分かる。杭のひずみデータは離散点であるため、詳細を調べる必要があるが、この時点で杭は有限長的な挙動であることが示唆される(半無限長的な挙動の場合は、杭の下端へゆくにつれて $M(z)$ が漸近的に0に収束する)。これは、地盤に対して杭が相対的に硬い(剛性が高い)ことを意味しており、下端が固定されておらず、下端近傍でも変位や回転が生じていることを意味している。

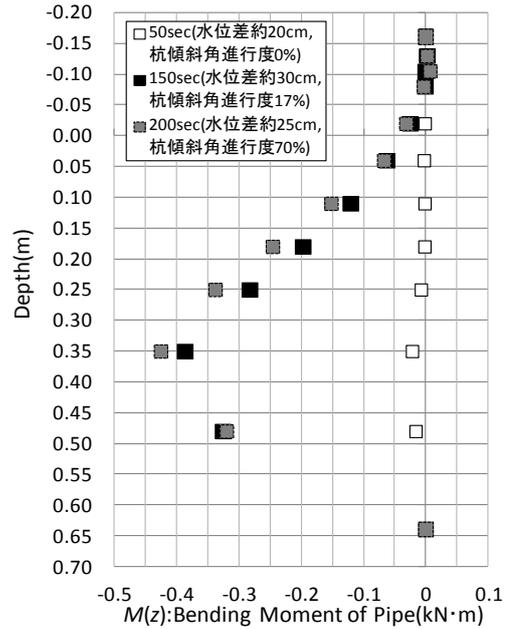


図-2.21 杭に発生する曲げモーメント(O-P-2)

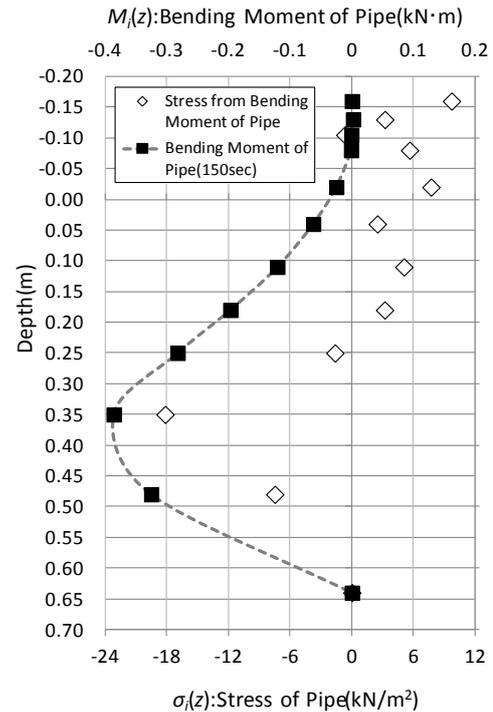


図-2.22 曲げモーメントから得た杭への作用荷重分布(O-P-2)

ポンプ稼動後200secは、最終的な杭傾斜角に対して進行度約70%程度の傾斜角であり、ケーソンが杭にもたれる様相となるため、さらに $M(z)$ が増大している。また、 $M(z)$ の極大値の発現位置は、初期から変化していないように見受けられる。

次に、杭に作用する前背面からの荷重分布の合力 $\sigma(z)$ を得るために、 $M(z)$ を z で2階微分することを考える。し

かし、一般的に任意個の離散点間における変化量を得る際、 n 階微分することにより n 点のデータ欠損が生じ、離散点が等間隔で無い場合は離散点自体の座標が変動する問題が発生する。これらの問題に対して、ここでは菊池(2003)を参考とし「0~2次導関数までが連続」である性質をもつ3次スプライン曲線を用いた補間を導入し、測点区間 i 毎に3次スプライン曲線 $M_i(z)$ で補間した後 z で1階微分、という手順を2度繰り返す処理を行った。これは、実際の $M(z)$ の変曲点に対する $\sigma(z) = 0$ 発現位置の整合性を極力確保しようとする意図によるものである(3次スプライン曲線による補間法の詳細については参考文献(菊池, 2003)を参照されたい)。したがって、杭に作用する前背面からの荷重分布の合力 $\sigma_i(z)$ は、測点区間 i 毎に

$$\sigma_i(z) = \frac{d^2}{dz^2} M_i(z) \quad \dots (6)$$

とすれば、図-2.22に示すような分布となる。ただし、ひずみゲージ値が初期からの変分であったのと同様に、 $\sigma_i(z)$ も初期からの変分を表している。 $\sigma_i(z)$ は深さ0.10m近傍に $\sigma(z) = 0$ すなわち $M(z)$ の変曲点が存在する可能性が高いといえる。さらに変曲点を境にして、深い位置では港内側からの地盤反力が卓越し、高い位置では港外側からの外力(端趾圧や杭突出部による反力)が卓越していることも読み取ることができる。

既往の気中載荷実験(及川ら 2014)と比較したところ、定性的に同様の $M(z)$ 分布であり、今回の水理模型実験でも、この杭の曲げによって地盤から反力を得ることで、防波堤全体としての抵抗力が増加していると考えられる。

(2) 杭方式を適用した防波堤断面の越流時における推移

杭方式の適用時における、特に洗掘を許した場合における防波堤の被災メカニズムを明らかにすべく、港内側防波堤断面(ケーソン・杭傾斜角、洗掘形状)の推移を観察する。特に港内側の洗掘形状については、越流中の測量が難しいという問題がある。ここでは、撮影した動画ファイルのコマ送り画像に対してk-reader(Excel用アドイン)を用いた画像解析を行い、時刻歴に従って港内側断面の座標をプロットした。動画は広角で撮影する必要があったため、ビデオカメラのレンズによる画像の歪みが発生したが、これにより画像解析結果に影響が出ると判断されたため、一度画像に球面補正を施した後、画像解析を行っている。画像解析の一例としてO-P-2を用いた港内側防波堤断面の推移図を図-2.23に示す。

杭長と水位差を変えたO-P-1,2,3,4,5について、それぞれ画像解析から得られたケーソン・杭傾斜角、洗掘状況の時刻系列データを図-2.24に示す。ケーソン傾斜角は、ケーソンが剛体と仮定して求めた。杭傾斜角は、杭突出部の傾きを目視できる範囲で平均して求めた。洗掘状況は、杭下端から港内側へ延びる受働崩壊線($\pi/4 - \varphi/2$, $\varphi = 30^\circ$)より上に残っている地盤重量を W_s と定義して定量化した。ただし、画像解析では水路全体の洗掘形状を考慮できないため、 W_s 算出の際にはガラス面に接する洗掘形状を用いた。なお、水路横断方向の洗掘形状は、水路中央周辺で最大洗掘深が表れる分布形状であり、実験終了直後の測量では水路中央とガラス側の洗掘深の差は0~35mm程度であった。

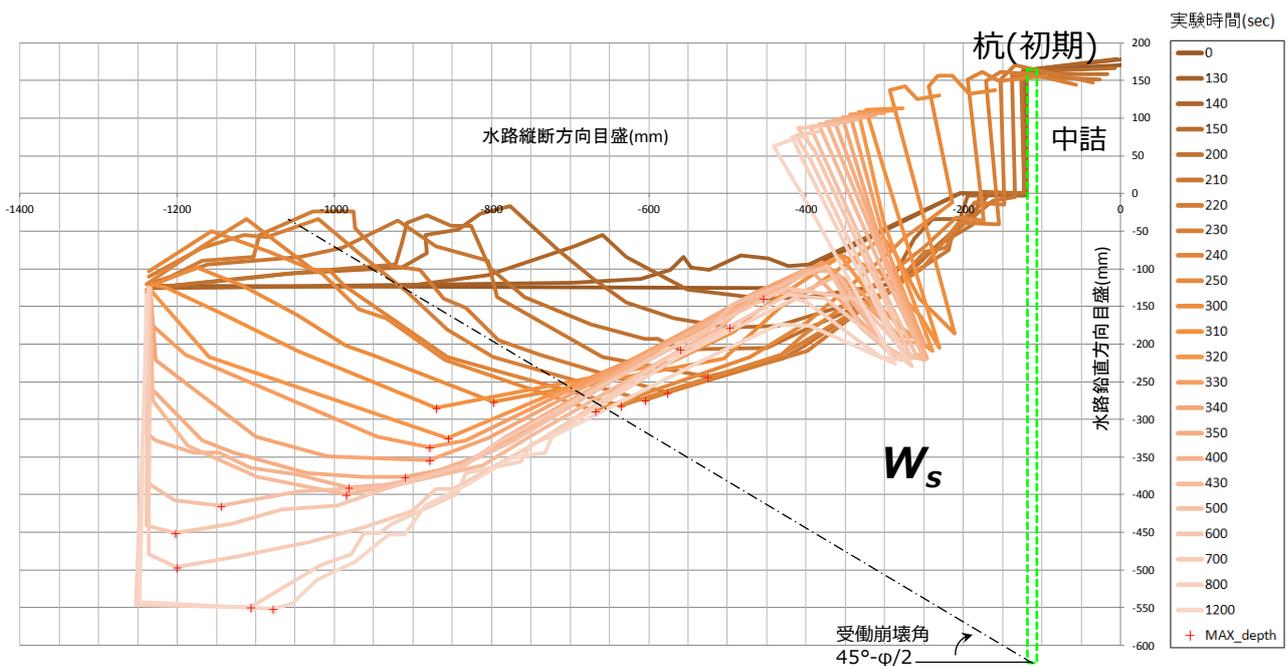


図-2.23 港内側防波堤断面の推移(O-P-2)と W_s の定義

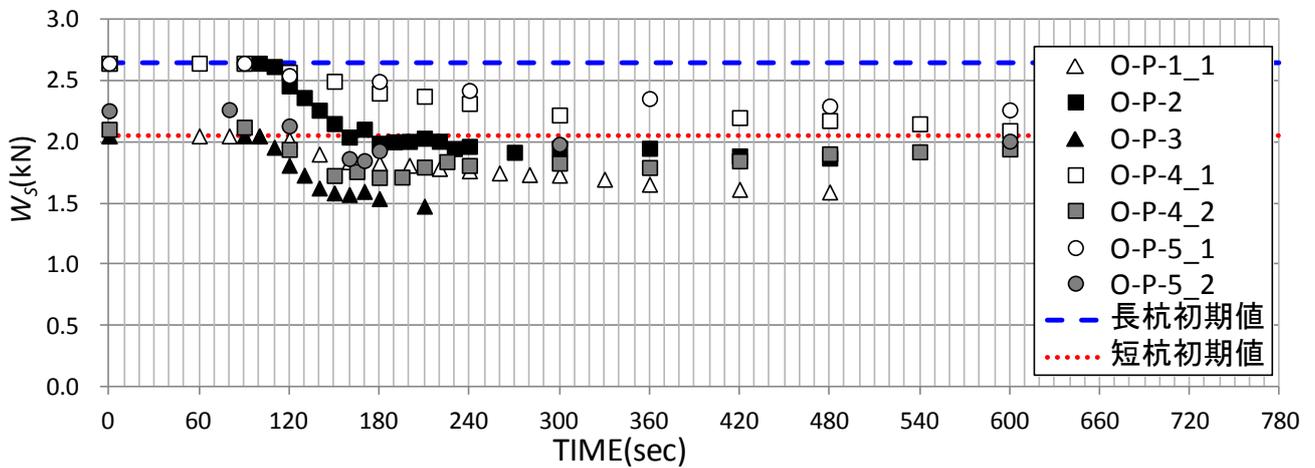
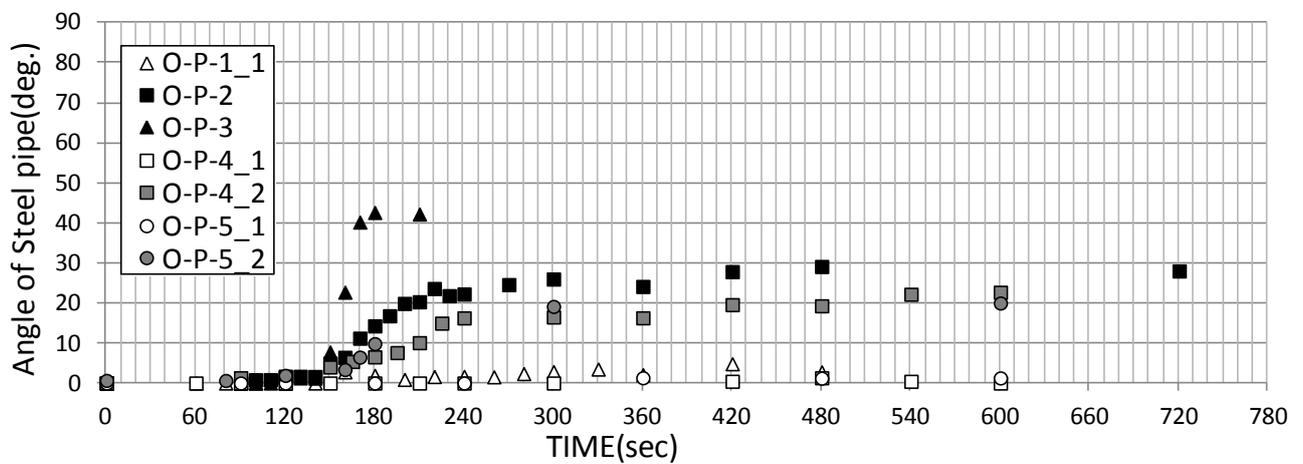
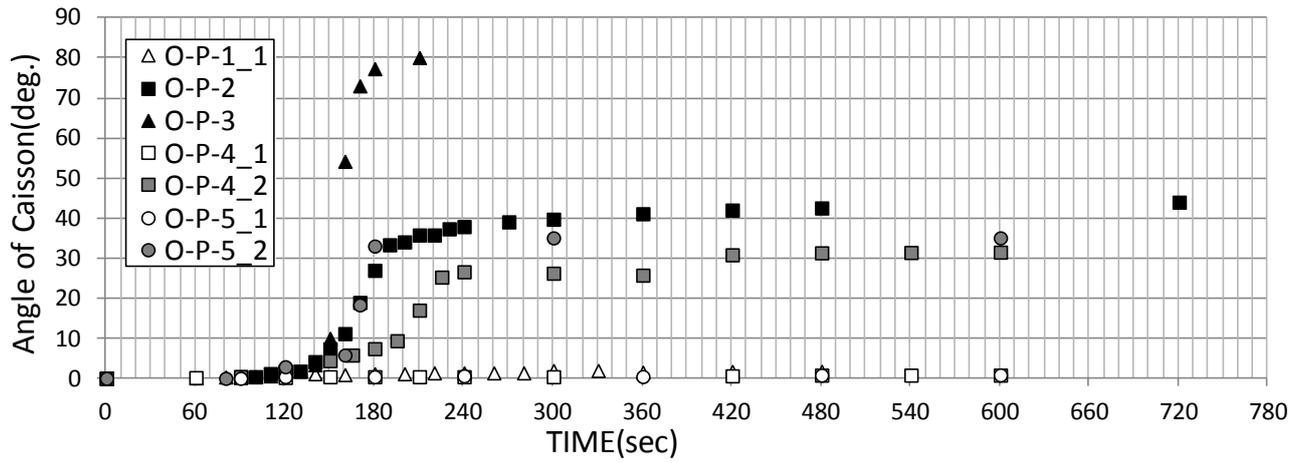


図-2.24 ケーソン傾斜角(上), 杭傾斜角(中), 洗掘状況(下)の時系列データ

(a) ケーソン傾斜角と杭傾斜角の関係

ケーソン傾斜角と杭傾斜角の関係を図-2.25に示す。O-P-1_1, O-P-4_1, O-P-5_1(水位差20cm)では、杭突出部の傾斜角は5度程度まで増加し、水位差が無くなると元の状態に戻った。ケーソンはこの間ほとんど傾斜していない。次に、O-P-2, O-P-3, O-P-4_2, O-P-5_2(水位差30cm)では、杭傾斜角とケーソン傾斜角は凡そ1:2の関係にあった。これは、杭の傾斜が進行する際に、中詰と後趾点付近の基礎マウンドが変形しながらケーソンの偏心傾斜荷重を支えているため、杭の傾斜に伴ってケーソン傾斜すると考えられる。

杭の突出長に着目すると、O-P-3は実施した中で最も厳しい条件のケース(杭突出長：小、水位差：大)であり、杭傾斜角が最大となっている。また、実験結果でも述べたが、O-P-5_2では中詰高さを杭の突出長の1/2としており、ケーソンの回転を抑制する中詰の作用点が低いいため、杭頭部にケーソン背面が接触するまでは、ケーソンの傾斜が杭よりも先行したと考えられる。また、O-P-5_2では実験が進むにつれて杭傾斜角がケーソン傾斜角に追いついて、最終的には凡そ1:2の関係となっている。

(b) 杭傾斜角と杭背後の洗掘量の関係

次に、 W_s と杭傾斜角の関係を図-2.26に示す。いずれのケースも、洗掘形状の変化に伴って W_s が2.1~1.5kN付近まで減少した後、杭が大きく傾斜し始めていることが分かる。これは、はじめは杭へ作用する港外側からの外力に対して、 W_s に起因する港内側からの抵抗力が大きくなったため杭は健全であるが、洗掘とともに W_s が減少し、それらのバランスが崩れたため杭が傾斜し始めると考えられる。

逆に、最終的に杭の傾斜角が収束しているのは、ある時点から再び港内側からの抵抗力の方が大きくなり、残存している W_s が杭を支えとなるためであると考えられる。

(3) 杭方式を適用した防波堤の防護機能について

これらのことから、洗掘により港内側地盤の杭に対する抵抗力が減少したことが、杭・ケーソンの傾斜の要因のひとつであることが分かった。したがって、杭および港内側地盤が健全であれば、ケーソンが杭を乗り越えて転倒しない限りケーソンの安定性は確保されると考えられる。

ケーソン傾斜角の進行にしたがって、ケーソン天端は一度上昇したあと次第に低下し、水位差はそれに追従するように上昇したあと次第に低下する。いま、ケーソン傾斜角は杭傾斜角と相関があるとして、杭傾斜角と水位差の関係(図-2.27)を見てみると、たとえ目標水位差30cmで洗掘を許しても、杭傾斜角が約15°以下(ケーソン傾斜角が約30°以下)であれば、目標水位差が保たれ、防波堤の防護機能が確保されていることが分かる。

洗掘が防波堤の安定性に及ぼす影響に関しては、無対策、腹付方式でも同様のことが言えるが、杭方式では水衝部よりも港外側に杭を打つことでケーソン直下まで達する洗掘を抑制できる可能性が高く、杭の根入長を大きくすることによりケーソンの大変形に関わる限界洗掘深を大きくできるため、防波堤としての防護機能を失うまでの時間が大きく確保できると考えられる。ただし、杭の剛性が大きく、たわみやたわみ角が十分に小さいことが必要条件である。

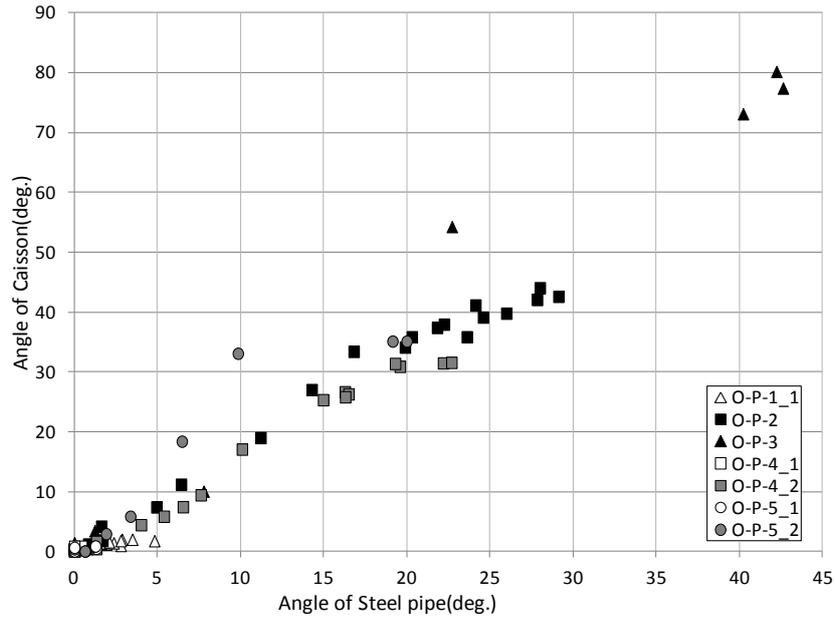


図-2.25 ケーソン傾斜角と杭傾斜角の関係

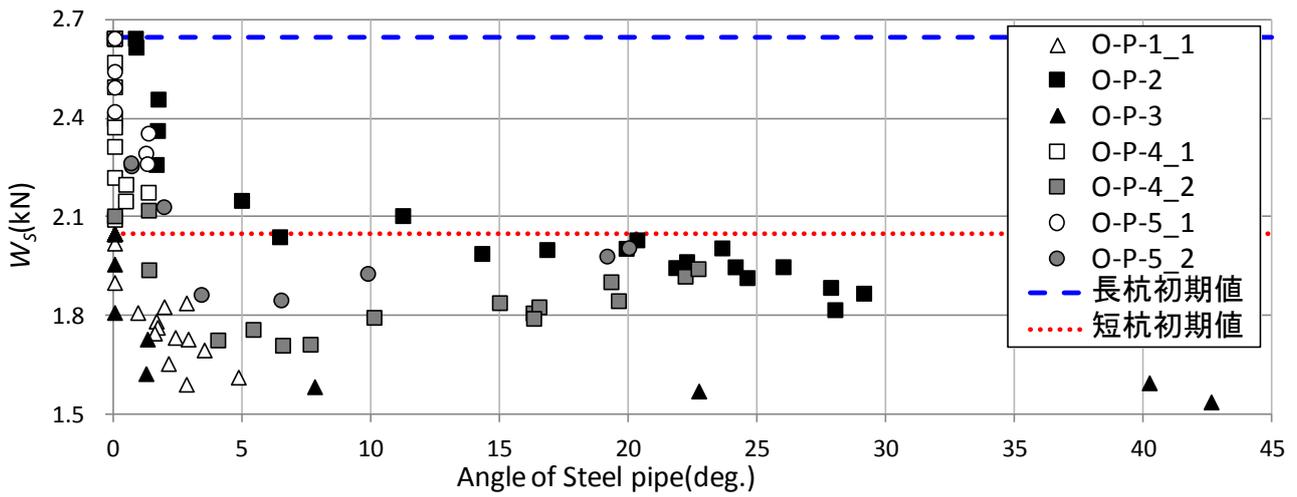


図-2.26 W_s と杭傾斜角の関係

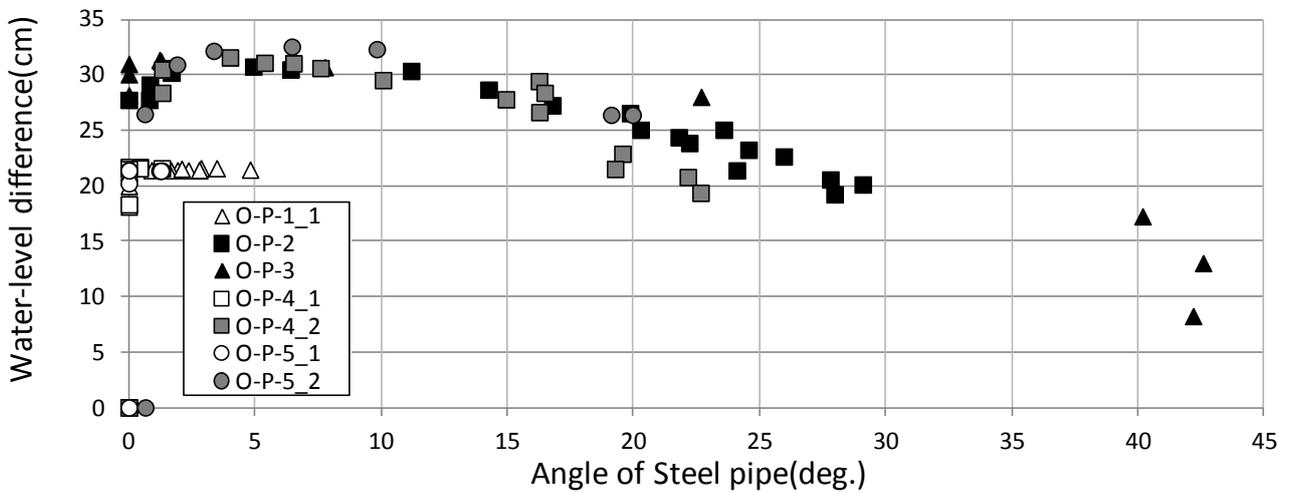


図-2.27 水位と杭傾斜角の関係

2.5 水理模型実験のまとめ

ここでは水理模型実験のまとめとして、それらの主要な破壊モードに加え、従属的に発生し得る破壊モードについても併せてまとめた。

(1) 杭方式適用時の主要な防波堤の破壊モード

水理模型実験による結果と考察から、杭方式適用時における主要な防波堤の破壊モードは、図-2.28のように①杭の転倒と②ケーソンの転倒であることが、今回の水理模型実験から分かった。

港内側の洗掘を許した場合、あるいは地盤が軟弱である場合に、杭の根入れが不十分となると①が顕在化する。

非常に剛性の高い杭を十分に根入れさせた場合、杭は健全であり、このとき外力に対してケーソンの自重・杭の突出長が十分であればケーソンも健全である。ケーソンの自重・杭の突出長が不十分であれば②が顕在化する。

①と②のどちらの終局状態が望ましいかという問題については、現場における実際の防波堤の要求性能によるため、状況に応じて議論の余地があるといえる。

(2) 杭方式適用時の副次的な防波堤の破壊モード

(a) ケーソンの滑動

杭方式の場合、ケーソンは滑動しないと考えられる。

(b) 杭の塑性破壊

本論においては、杭は十分な剛性をもっており、外力に対して弾性的な振る舞いをするものとしたが、適用する杭のスペック(断面性能、全長)によっては、外力および地盤に対して相対的に杭が弱くなることも考えられる。杭のスペックを設計する場合は、前背面からの土圧が既知であれば、設計断面を仮定することで、それらについて梁-バネモデルなどを用いて曲げ応力度を得ることができ、曲げ応力度が許容応力度以上となった場合に塑性化するものとする。実際に、杭は塑性化後も残存耐力が発揮されるが、大きく変形する可能性がある。

(c) 基礎地盤の支持力破壊(円弧滑り)

今回の水理模型実験では、無対策や腹付方式のケースはマウンドが崩壊したが、杭方式のケースは洗掘により杭が転倒するまではケーソン直下のマウンドは崩壊しなかった。杭方式においては、無対策の場合に最も安全率の低い滑り面を過ぎるように杭が根入れされれば、少なくとも安全率は大きくなる。これは、滑ろうとする地盤

面同士のずれを抑止するように杭が働くためである。これを照査する場合は、ケーソン底面の偏心傾斜荷重をマウンドに作用する上載荷重として、簡易ビショップ法を用いることで、円弧滑りに対する地盤全体の安全率が計算される。背面洗掘時においても洗掘断面を仮定し同様に考えればよいが、今回洗掘を許した条件で行った実験(第2.3節(2))のように、地盤と杭との相対的な強度差によっては、円弧滑りよりも杭の転倒が先行することも考えられる。

(d) 吸出しによるケーソンの沈下

今回は、O-N-1以外の全てのケースで吸出し防止材を施しており、吸出しによるケーソン沈下が起きないように配慮したが、目地やマウンド内部の流速が卓越し、吸出しが発生する可能性が考えられる。また、実験のように、大変形後のケーソン下部や杭間では吸出しによる地盤の流出が生じている。これに対しては3次元解析を実施し、目地や水衝部においてどの程度の流速が発生するか調査する必要性も考えられる。

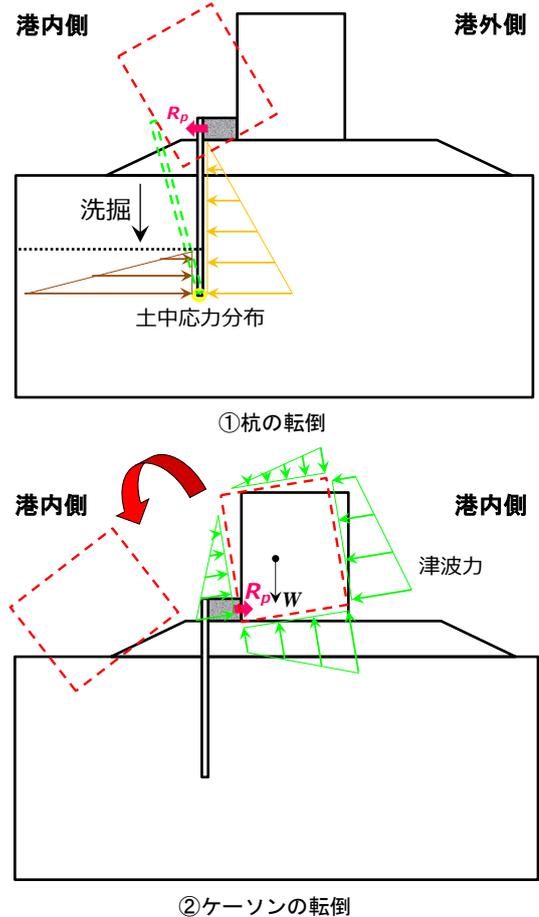


図-2.28 杭方式を適用した防波堤の主要な破壊モード

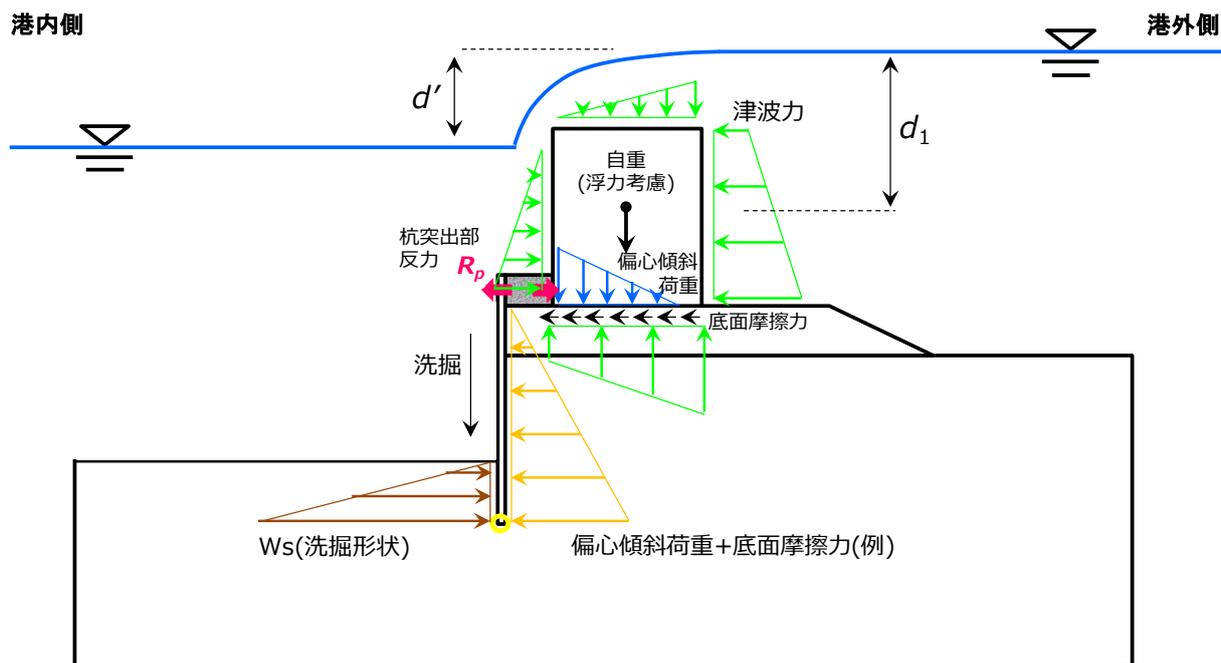


図-3.1 杭方式を適用した場合における防波堤に作用する主要な外力

3. 荷重の考え方について

防波堤を設計する際は、想定される破壊モードに対応する外力と抵抗力から、安定性を評価することとなる。今回の実験から、特に杭方式を用いた場合、杭の転倒を照査できるようになることは、防波堤全体の安定性を知る上で極めて重要といえる。ここでは、実験結果を踏まえて想定されるケーソン・杭の作用外力を考慮し、杭の転倒までを設計できるようになることを念頭においた上で、その際に用いられる荷重の考え方について、一例を述べる。

3.1 ケーソン・杭への作用外力

ケーソンが水平力(水圧の水平方向成分の合力)に対して抵抗している場合において、想定されるケーソン・杭の作用外力を図-3.1に示す。越流時の水位差によりケーソンは四方から津波力(静水圧+動圧)を受けており(緑)、これらは第1.2節(2)に示した通り水理実験や数値解析および港湾基準から得られる。これらとケーソン自重の合力が、中詰に R_p (赤矢印)、マウンドに偏心傾斜荷重(青)として作用する。ここで、偏心傾斜荷重は後趾点部の端趾圧を最大値として、三角形または台形分布となることが知られている。また、浮力を考慮した自重と摩擦係数からは最大底面摩擦抵抗力が得られる。

一方で、杭も前背面の地盤から作用力を受けており、これらは地盤工学による知見、あるいは必要に応じた気

中載荷実験による合理的な仮定のもとに得ることができると考えた。これらの作用力に加えて、津波力から杭突出部の反力(以下、 R_p)が得られれば、杭の回転モーメントの釣合い条件から杭の転倒を設計できると考えた。

3.2 中詰を介してケーソンに伝達する杭反力の仮定

ここでは、水理模型実験結果を用いて R_p を仮定する一例を示す。

まず、水位差(WG7-WG3)の時系列データとケーソンの滑動と転倒に関する安全率の時系列データを巻末資料図(1)-(3)に示し、各ケースにおけるケーソンに作用する荷重の状況を確認する。

時系列データは実験中のノイズ影響を取り除くためにそれぞれ区間1secの移動平均値がとられており、図中のデータは5sec間隔で出力した値となっている。滑動および転倒安全率は、まずは杭と中詰を無視して既出の式(1)および式(2)を用いて求めた。時系列のデータを見ると、ポンプ稼動による水位の増加に伴って、外力(4面への水圧)も増加するため、滑動、転倒安全率も変化していることが分かる。

無対策の限界状態(O-N-1_3, O-N-2_3)では、最終的に水位が定常になってからケーソンが倒壊しているが、その際の滑動、転倒安全率とも1以上となっている。したがって、洗掘されてマウンド法肩が狭まったために、支持力破壊の安全率が低下したことが倒壊の原因であったと考えられる。実際、破壊形態は、マウンドの崩壊に伴うケーソンの破壊であることが観察されている。これと同様

に、腹付方式の限界状態(O-H-1_2)についても、無対策と同様に基礎洗掘による支持力破壊モードであったことが実験の結果から分かっている。

杭方式で洗掘を許した場合(O-P-4_1, O-P-5_1)では、水位差および安全率(外力)が定常となっており、無対策が倒壊した水位差20cmでも健全であることを示している。これは、杭より港内側の洗掘を許しても杭が健全であればケーソン直下の基礎マウンドを洗掘されず、杭の根入れにより支持力破壊が抑止されていると考えられる。

杭方式で洗掘させずにケーソンの自重を減じた場合には、O-PB-2_1, O-PB-3_2, O-PB-3_3で杭と中詰めの効果を見捨てた場合には、転倒安全率が1を下回っている。しかし、水理実験においてO-PB-3_2は転倒していない。これは、ケーソンと杭・中詰めの間で何らかの反力が働いていることを意味している。 R_p を考慮していないO-PBにおける最小転倒安全率を縦軸に、無次元水位差(d'/d_1)を横軸にとった結果を図-3.2にまとめた。ここに、 d' :水位差、 d_1 :ケーソン前面の中心位置の水深である。場合によっては、ケーソン前背面の水位の組み合わせが異なっても同じ水位差となることが考えられるが、これを d_1 で除して無次元化することによって、ケーソンの高さも考慮した値となっている。

そこで、ケーソンへの水平力に釣合うはずの摩擦力の不足分を補うように、便宜的に R_p を決定する。すなわち R_p は、無対策時の滑动安全率が1以下である場合に考慮されるものとする。また、今回の仮定によると R_p を考慮することによって、既往の転倒安全率および端趾圧の算定式は式(7)~(10)のように書き直される。

$$S.F. \cdot OT' = \frac{W \times t}{M_p + M_U - R_p \times t_p} \quad \dots (7)$$

$$p_e' = \begin{cases} \frac{2W_e}{3t_e'} & : t_e' \leq \frac{1}{3}B \\ \frac{2W_e}{B} \left(2 - 3 \frac{t_e'}{B} \right) & : t_e' > \frac{1}{3}B \end{cases} \quad \dots (8)$$

ここに、

$$t_e' = \frac{M_e'}{W_e}, \quad M_e' = M_e + R_p \times t_p, \quad \dots (9)$$

$$M_e = W \times t - M_p - M_U, \quad W_e = W - U$$

$$R_p = \begin{cases} 0 & : S.F.S > 1 \\ P - f(W - U) & : S.F.S \leq 1 \end{cases} \quad \dots (10)$$

また、水理模型実験で転倒となったケース(O-PB-2_1, O-PB-3_3)におけるケーソンの初動が後趾点を中心とする回転であったため、回転モーメントの照査点は現行通り後趾点とした。 R_p はケーソンと中詰の接触面において等分布荷重で作用するとした(t_p : 中詰高の1/2)。

このようにして R_p で杭突出部による反力を考慮した結果を、巻末資料図(4)に示す。ここで、 R_p が発揮されている際の滑动安全率は一義的に1とした。ここから、 R_p を考慮したO-PBにおける最小転倒安全率を縦軸に、無次元水位差(d'/d_1)を横軸にとった結果を図-3.3にまとめた。これによると、実験における転倒現象と整合の取れた安全率となっていることが分かる。

今回は、水理模型実験で観測されたケーソンの転倒が十分説明できるひとつの手法として、ケーソン前背面の津波力と底面摩擦力から R_p を推定し、設計時の荷重の考え方に織り込んだ。

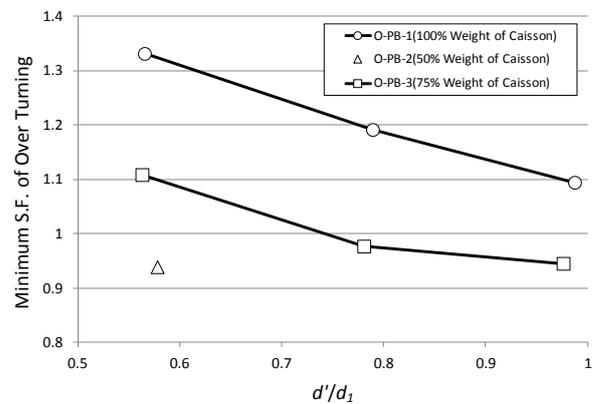


図-3.2 杭方式(非洗掘)による転倒安全率(R_p 考慮無し)と無次元水位差の関係

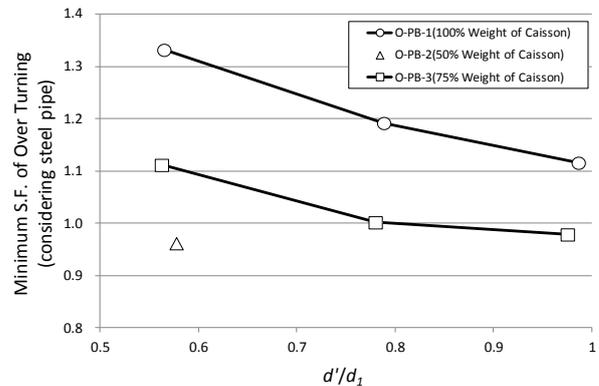


図-3.3 杭方式(非洗掘)による転倒安全率(R_p 考慮)と無次元水位差の関係

3.3 ケーソンに作用する津波力の推定

(1) 概要

防波堤の構造設計の際には水理実験の実施が望ましいが、新たな断面を検討する上でその全てに対し水理実験を行うのは、工期的にもコスト的にも難しい。この問題に対し、数値シミュレーション技術により水理模型実験の再現計算が比較的短時間でできれば、最終的には水理実験による確認が必要ではあるものの、条件の絞込みにより相当のケース数削減が可能となる。また、実大スケールによる検討もできるので、現地で用いた際の作用外力の検討など、相似則に頼らずに直接解の推定が可能である。ここでは、数値波動水槽(CADMAS-SURF/3D)を用いて水理模型実験を再現し、水位と荷重の関係などを比較した上で、ケーソンおよび杭の安定性を評価するためのツールとして数値計算を用いた場合、その外力評価の妥当性について検討を行った。

(2) CADMAS-SURF/3Dと水理模型実験の比較検討

CADMAS-SURF/3Dでは、3次元非圧縮性粘性流体を対象とし、ポーラスモデルに拡張した連続方程式およびNavier-Stokes方程式により、構造物や地盤は固定とした上で流れの計算から水位を導き、圧力の計算から構造物等に作用する水圧を得ることができる。

(a) 計算条件

計算に用いたモデル断面は、水理実験で用いた1/25スケールのO港防波堤と同一のもの(図-3.4)とし、計算領域を $L_x=15.0\text{m}$ 、 $L_y=0.8\text{m}$ 、 $L_z=2.0\text{m}$ 、1セルの寸法を $d_x=50$ 、 25 、 $d_y=800\text{mm}$ 、 $d_z=50$ 、 25mm とした。ケーソンおよび海底地盤は構造物(不透水条件)、マウンドはポーラス(多孔質による透水条件)として流体計算を行った。また杭方式では、本来杭同士の隙間からの通水が考慮されるが、今回は揚圧力が最も厳しくなる条件として、構造物(不透水条件)とみなした。計算条件として、上下流端流速の境界条件・初期水位を表-3.1に示す。

(b) 計算結果

本検討では、ケーソンに作用する津波力について、無対策と杭方式の比較を行ったところ、ケーソンより港内側の杭・中詰の存在は津波力にほとんど影響しないことが分かった。ケーソン周りに作用する水圧(全圧)分布の一例を、図-3.5に示す。

次に、上下流の水位と水位差の関係について、実験値と数値解析による値(以下、CADMAS値)を図-3.6に示す。水位差に対する港内外の水位の分布について、CADMAS値は実験値をよく再現していることが分かる。水位差が上昇する際は、港外側の水位が上昇するだけでなく、下流側の水位が低下していることが分かる。次に、図-3.7にケーソン水平力 P 、浮力 U 、ケーソンの転倒モーメント $M_P + M_U$ を示す。無次元水位差が大きくなれば外力のばらつき(予測の誤差)も若干大きくなる傾向にあるが、再現性は良好といえる。無対策の際の滑動・転倒の最少安全率および端趾圧の最大値と無次元水位差との関係(図-3.8)も、凡その整合が確認できる。ただし、水平力および転倒モーメントは安全率算定式の分母にあるため、これらが大きくなる安全率1付近においては、実験値とCADMAS値との差が目立たなくなっている。

このようにして、防波堤の断面が与えられれば水位差に応じて津波力が計算できるため、この結果から R_p の概算検討を行うことが可能であると考えられる。

表-3.1 再現解析実施ケース一覧

ケース	上流端流速 (m/sec)	下流端流速 (m/sec)	初期水位: h_{ini} (m)
RUN-1	0.050	0.055	0.500
RUN-2	0.100	0.166	0.587
RUN-3	0.100	0.120	0.500
RUN-4	0.141	0.188	0.500
RUN-5	0.150	0.198	0.500
RUN-6	0.150	0.209	0.510
RUN-7	0.173	0.276	0.500
RUN-8	0.250	0.518	0.390

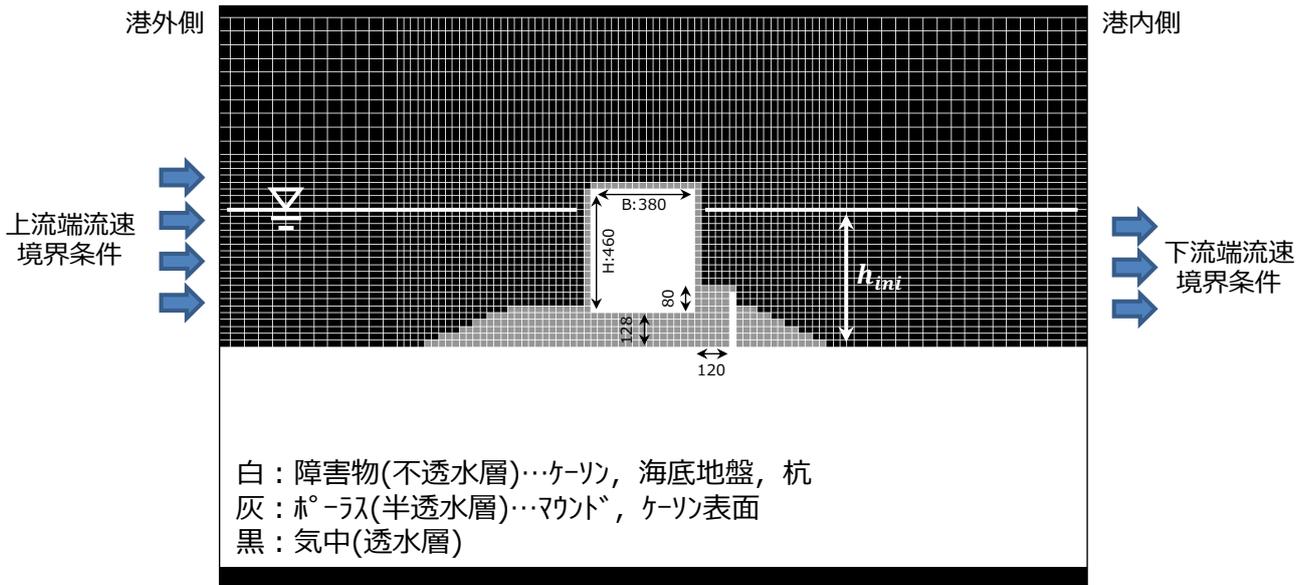


図-3.4 再現解析実施断面(断面1)

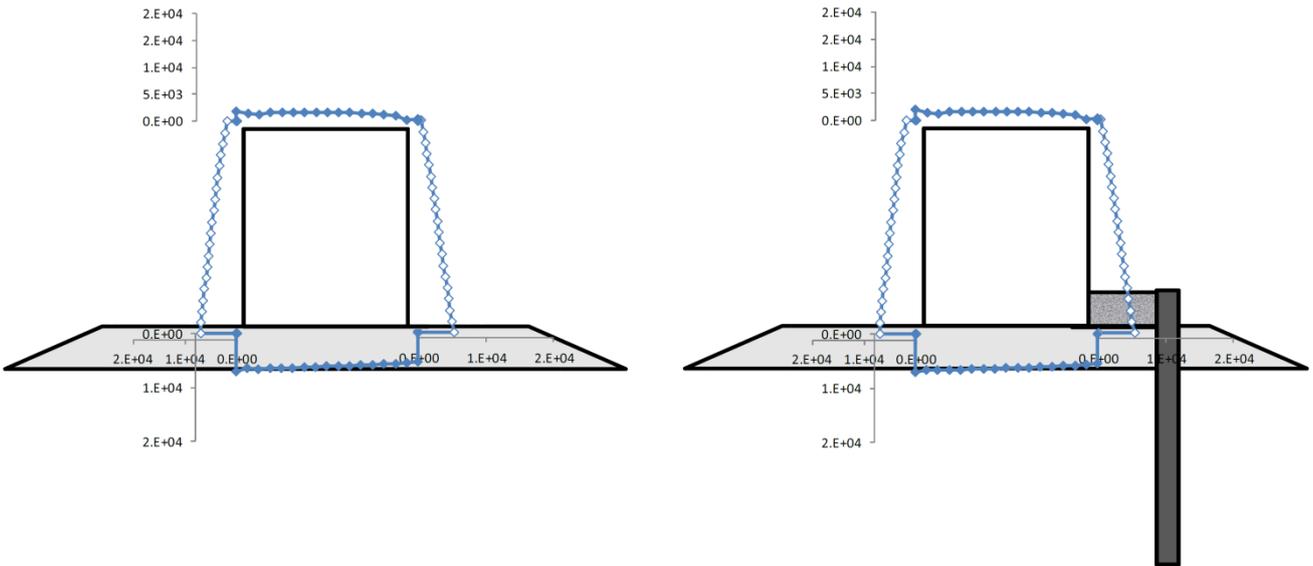


図-3.5 ケーソン周囲の水圧(全圧)分布(左：無対策，右：杭方式)

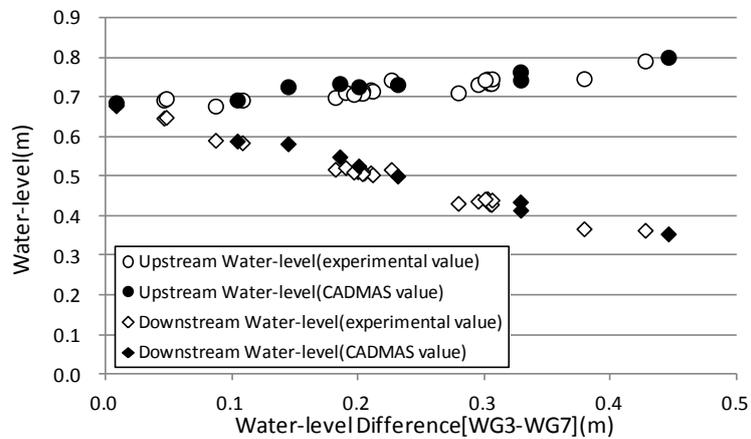


図-3.6 水位差と水位(港内外側)の関係における比較

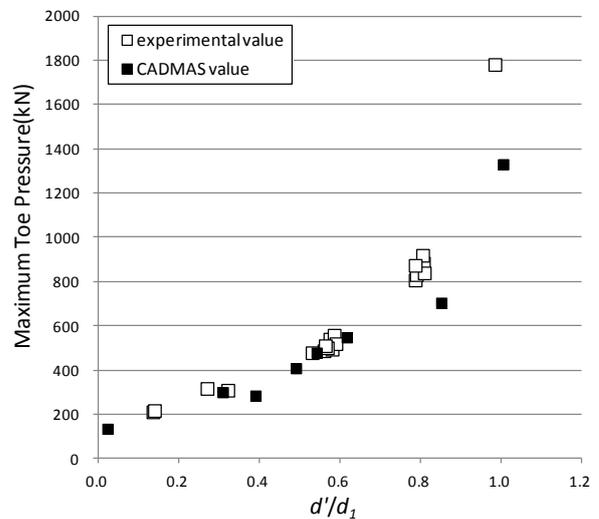
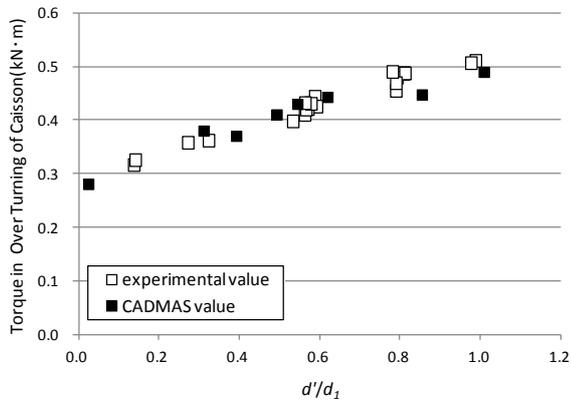
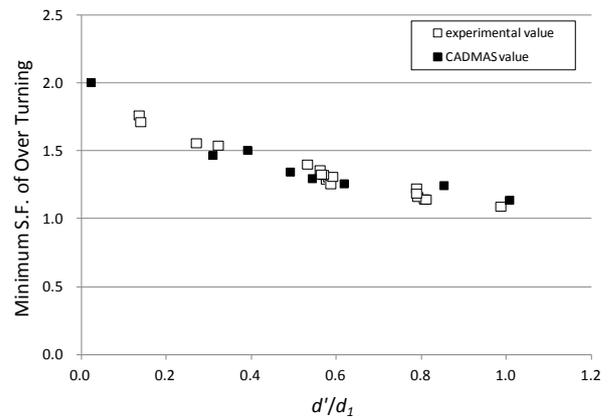
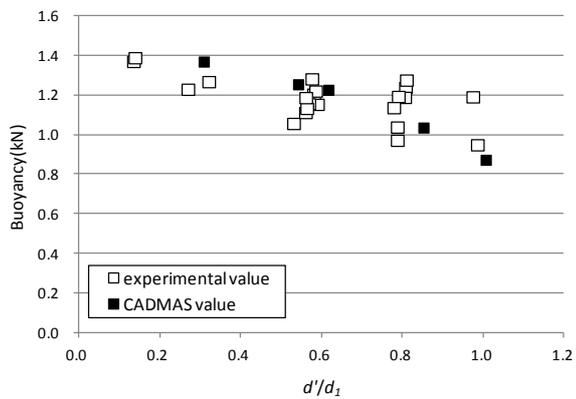
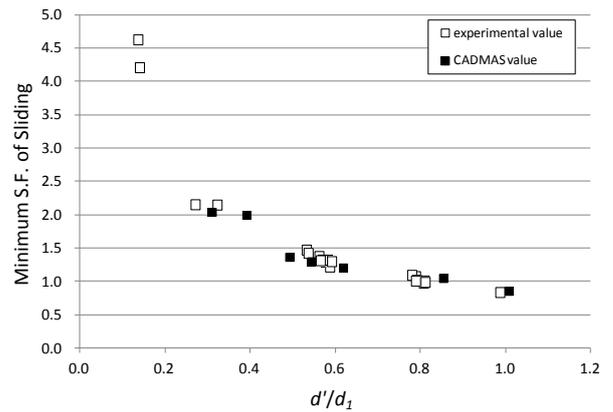
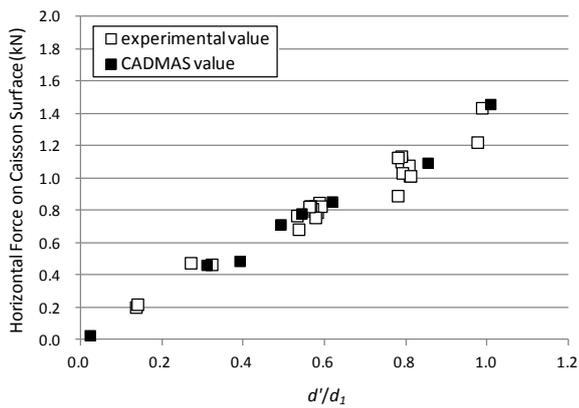


図-3.7 外力と無時限水位差の関係における比較
(上：水平力，中：浮力，下：転倒モーメント)

図-3.8 最小安全率と無時限水位差の関係における比較
(上：滑動安全率，中：転倒安全率，下：端趾圧)

3.4 杭に作用する土中応力分布の一例(参考)

ここでは、マウンド天端への荷重の作用が初期応力状態であると仮定し、土中応力分布を求める一例を示す。

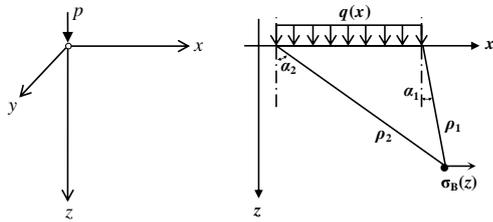


図-3.9 Boussinesqの解

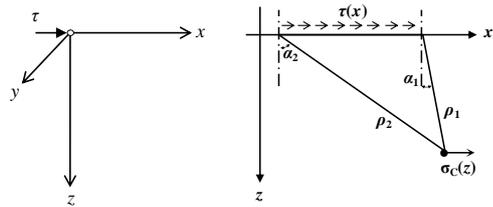


図-3.10 Cerrutiの解

(1) 端趾圧と底面摩擦力による杭港外側の土中応力分布

地表面y軸方向無限長の帯荷重 $q(x)$ による水平方向の土中応力分布 $\sigma_B(z)$ は、Boussinesqの解(図-3.9)に従うと、

$$\sigma_B(z) = \int_{\tan \alpha_1}^{\tan \alpha_2} \frac{2q(x)}{\pi z} \cos^2 \varphi \sin^2 \varphi dx \quad \dots (11)$$

と表せる。ここに、 α_1, α_2 :図に示す角度である。

いま、ケーソン偏心傾斜荷重により杭に作用する水平方向の土中応力分布 $\sigma_{B1}(z)$ を考えると、 $q(x)$ はケーソンの偏心傾斜荷重であるため、三角形(台形)分布荷重で与え、

$$q(x) = p_c \left(\frac{\tan \alpha_3 - x}{\tan \alpha_3 - \tan \alpha_1} \right) \begin{cases} \alpha_3 = \alpha_2 \dots \text{三角形} \\ \alpha_3 > \alpha_2 \dots \text{台形} \end{cases} \quad \dots (12)$$

とする。ここに p_c :端趾圧である。したがって式(11)を

$$x = z \tan \varphi, \quad dx = \frac{z}{\cos^2 \varphi} d\varphi \quad \dots (13)$$

で置換し、 φ で積分することにより、

$$\sigma_{B1}(z) = \frac{p_c}{2\pi(\tan \alpha_3 - \tan \alpha_1)} [2(\alpha_2 - \alpha_1) \tan \alpha_3 - (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \tan \alpha_3 - (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) + 4(\ln|\cos \alpha_2| - \ln|\cos \alpha_1|)] \quad \dots (14)$$

を得る。中詰自重により杭に作用する土中応力分布 $\sigma_{B2}(z)$ についても同様に、中詰自重を等分布荷重 p_n とすれば、

$$\sigma_{B2}(z) = \frac{p_n}{2\pi} \{2(\alpha_2 - \alpha_1) - (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1)\} \quad \dots (15)$$

と表せる。

一方、地表面y軸方向無限長の摩擦 $\tau(x)$ による水平方向の土中応力分布 $\sigma_C(z)$ は、Cerrutiの解(図-3.10)に従うと、

$$\sigma_C(z) = \frac{\tau(x)}{2\pi} \left\{ \cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1 - 4 \ln \left(\frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1} \right) \right\} \quad \dots (16)$$

と表せる(沿岸開発技術研究センターら(1997), Harry G. Poulos, Edward H. Davis (1974)).

式(17)について、ケーソン底面摩擦力を $\tau(x) = \tau_c$ とすれば、ケーソン底面摩擦力により杭に作用する水平方向の土中応力分布 $\sigma_{C1}(z)$ が、剛体を仮定した中詰の底面摩擦力を $\tau(x) = \tau_n$ とすれば、中詰底面摩擦力により杭に作用する水平方向の土中応力分布 $\sigma_{C2}(z)$ が得られる。

したがって、 R_p を考慮した杭に作用する杭港外側の土中応力分布(初期からの変分)は、重ね合わせの原理より、

$$\sigma_{B1}(z) + \sigma_{B2}(z) + \sigma_{C1}(z) + \sigma_{C2}(z) + R_p \quad \dots (17)$$

と表せる。これを①とする。

(2) 洗掘深を考慮した杭港内側の土中応力分布

港内側から杭に作用する土中応力分布(②)については、今回は洗掘深を考慮した受働土圧分布とする。ただし、杭が下端付近を中心に傾斜し始める前までは静止土圧が作用すると考えられるため、②は恒常的な荷重の分布形状ではないことに注意されたい。

(3) 端趾圧・底面摩擦力による土中応力分布と曲げモーメント分布による土中応力分布の比較

ここでは荷重のオーダーを確認すべく、便宜的に港外側から①、港内側から②を作用させた場合の前背面の合力を図-3.11に示す。縦軸はマウンド面からの深度であり、①②はO-P-2実験開始150sec経過後(杭転倒直前)の値である。①は上方に極大値をもち下方に向かって0に漸近する分布形状である。②の港内側の地盤面はその時の最大洗掘深(184mm)で一樣としている。

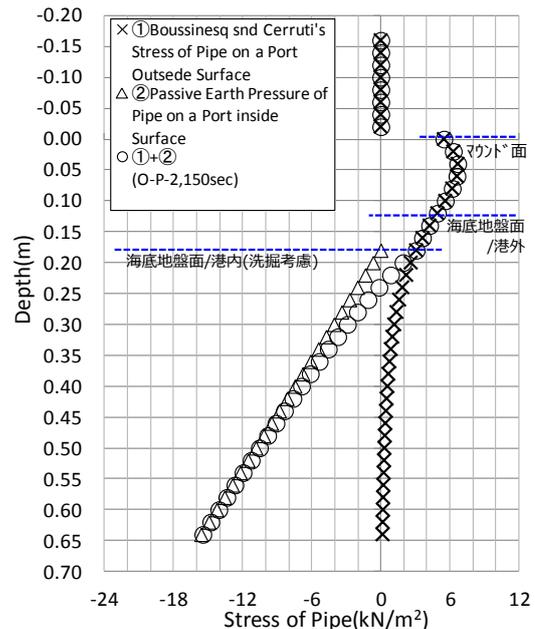


図-3.11 端趾圧・底面摩擦力による杭への水平方向土中応力

端趾圧・底面摩擦力から得られた①+②と、第2.4節(1)で杭の曲げモーメント分布から得られた $\sigma_i(z)$ を、それぞれO-P-2実験開始150sec経過後のデータを用いて、図-3.12に示す。 $\sigma(z) = 0$ となる深さ(z_n)がほぼ一致していることが分かる。さらに、 z_n から海底地盤面(港外)まではよく整合しており、海底地盤面(港外)からマウンド面までは $\sigma_i(z)$ の値にばらつきがあるものの、最大値などのオーダーについては比較的整合がとれている。 z_n より下部では、①+②の合力のと $\sigma_i(z)$ の合力の面積がほぼ等しいが、前頁に述べた通り分布形状には相違がある。深度0.35mにおける $\sigma_i(z)$ の値からは、仮定した地盤定数・洗掘深による受働土圧以上の荷重が港内側から作用している可能性があることが分かる。

マウンド面から中詰面(杭の天端)にかけて発生している $\sigma_i(z)$ の合力、すなわち R_p に相当する部分をみると、杭は0.6~0.7kN程度の反力を中詰に対して返していることが分かる。この力は、このときのケーソン底面摩擦力に対して7割程度のオーダーである。一方、①+②をみると、 $R_p = 0$ となっている。これは、このときの滑動安全率が1.02であり、第3章に示した R_p の定義からすると杭突出部はケーソンに対して反力を返さない判定であるためである。杭下端を中心とする回転モーメントの釣り合いから杭の転倒安全率を計算すると、①+②から求めた場合は0.75、 $\sigma_i(z)$ の合力から求めた場合は0.84であった。

3.5 今後の課題について

上記のように、杭前背面の荷重が得られれば、杭転倒の安全率を算出することができる。

今回はひとつの検討として、港外側から杭に作用する土中応力については、ケーソン底面より下部はBoussinesqの解とCerrutiの解を重ね合わせ、ケーソン底面より上部は杭の突出部の反力 R_p (水平力に対する摩擦力の不足分)とした。ところが、実際の現象は水位差により外力が生じた瞬間から応力・変位が地盤を伝播するため、今回仮定した R_p ではなく「実際の杭突出部による反力」がケーソンの安定性を向上させている可能性がある。この点には水理実験のみで追える限界があるため、今後はさらに気中載荷実験・FEMなどの要素解析を実施し、大変形時の荷重・荷重伝達経路について明確にすることが必要である。

一方、港内側から杭に作用する土中応力では、今回は実験における港内側の最大洗掘深からの受働土圧としたが、机上検討では洗掘形状の予測が必要である。この場合、港内側の流況から現場における底面近傍の流速を推定することにより、海底地盤材料が流出するかどうか判定した上で洗掘断面を決定する必要がある。

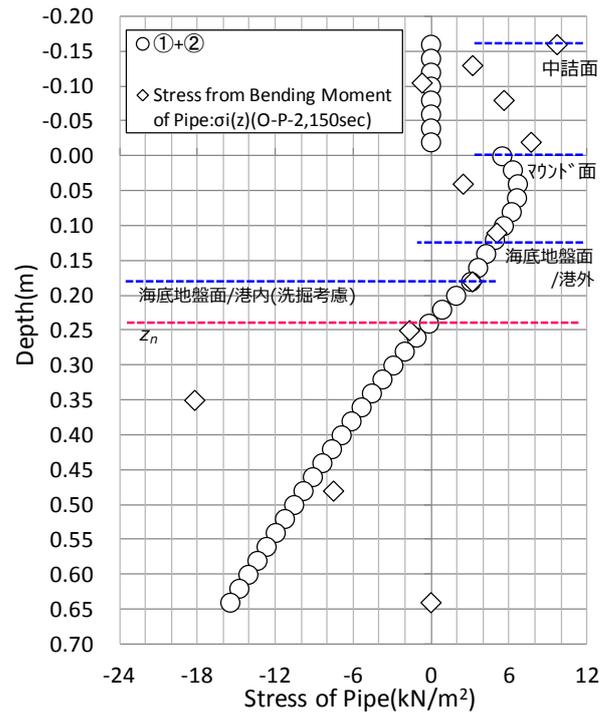


図-3.12 端趾圧・底面摩擦力による土中応力分布と曲げモーメント分布による土中応力分布の比較

4. まとめ

本研究は、津波の越流時における補強工法として杭方式を適用した防波堤の安定性について縮尺1/25の水利模型実験を実施し検討を行った。ここで得られた破壊モードを踏まえて、杭方式を適用した場合の防波堤設計時における荷重の考え方について一例を示し、外力(津波力)検討時における数値計算の適用性について検討を行った。本論における結論を以下に示す。

- 1) 杭方式を適用した場合、越流時でもケーソンの抵抗性能が向上することが分かった。
- 2) 杭方式を適用した場合、水利模型実験で観測された主要な防波堤の破壊モードは、次の2通りである。
 - ・大規模な洗掘が生じると、杭の転倒が徐々に進行しケーソンが大変形する。このとき杭の突出によりケーソンの完全な倒壊が防止され、ケーソンの天端高が保たれるため、洗掘を許容した条件でも、防波堤の防護機能が粘り強く保持されることが期待できる。
 - ・杭の突出長・ケーソンの自重が不十分となると、杭を乗り越えてケーソンが転倒する。
- 3) 杭方式を適用した場合における破壊モードを踏まえ、本論ではケーソン・杭に作用する荷重を次のように考えた。
 - ・ケーソンに作用する津波力：ケーソンより港内側の杭・中詰の存在は津波力にはほとんど影響しないため、ケーソン前背面の水位とケーソンに作用する津波力の関係は、無対策の場合と同様である。外力検討には数値計算が活用でき、今回はCADMAS-SURF/3Dを用いてこれらの検討を実施した。
 - ・中詰を伝達してケーソンに作用する杭反力：津波力の水平成分に対するケーソンの底面摩擦力の不足分とし、ケーソンへの作用高を中詰高の中央とする。このとき、水利模型実験における転倒直前のケーソンの回転に関わる釣合いが満足される。
 - ・杭前背面における地盤反力：港外側はケーソン端趾圧・底面摩擦力、港内側は最大洗掘深を考慮した受働土圧としたが、気中載荷実験・FEMによる詳細な荷重検討、港内側の洗掘形状の検討が今後の課題である。

(2014年10月1日受付)

謝辞

株式会社エコーの長谷川巖部長には水利模型実験を実施する上で議論させて頂きました。また、同社の鈴木誠一氏、蔭地野勝氏、杉澤直人氏、柴田邦善氏には、実験断面の準備、実施、計測値のデータ化をして頂きました。

小島一雄監事、栗山善昭特別研究官、菅野高弘特別研究官、富田孝史海洋情報・津波研究領域長には、一連の研究活動において、ひとかたならぬご指導を頂きました。

企画課の福元正武企画課長には実験の見学に来訪された方々へのご対応を頂きました。また、一戸秀久課長補佐、黒木真也調整係長にも来訪者の安全面に関してご助言を頂きました。

耐波研究チームの鈴木高二朗チームリーダーには、海底地盤の吸出しに関する知見を頂きました。

動土質研究チームの高橋英紀主任研究官には、ケーソンの水平力に抵抗する背面の石材の挙動に関して議論させて頂きました。また、同チームの小林孝彰研究官、基礎工研究チームの松村聡研究官、篠永龍毅研究員には、土質試験の際の実験器具の使用法などご教示頂きました。

津波研究チームの本多和彦主任研究官、高川智博研究官には、論文の視点について議論させて頂きました。

新日鐵住金株式会社建材事業部建材開発技術部土木基礎建材技術第二室の原田典佳室長には共同研究の方針について議論させて頂きました。また、室員の皆様には技術的なアドバイスを頂きました。

最後に、大家隆行依頼研修員、渡邊政博実習生、伊藤雅子さん、角田美和さん、松山琴美さん、北爪寛子さん、大河原千尋さん、簾内弘美さんには様々なサポートをして頂きました。

ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

高橋重雄, 戸田和彦, 菊池喜昭, 菅野高弘, 栗山善昭, 山崎浩之, 長尾毅, 下迫健一郎, 根木貴史, 菅野甚活, 富田孝史, 河合弘泰, 中川康之, 野津厚, 岡本修, 鈴木高二朗, 森川嘉之, 有川太郎, 岩波光保, 水谷崇亮, 小濱英司, 山路徹, 熊谷兼太郎, 辰巳大介, 鷲崎誠, 泉山拓也, 関克己, 廉慶善, 竹信正寛, 加島寛章, 伴野雅之, 福永勇介, 作中淳一郎, 渡邊祐二(2011): 2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報, 港湾空港技術研究所資料, No.1231

有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 辰巳大介, 廉慶善, 高橋研也(2012): 釜石湾口防波堤の津波によ

る被災メカニズムの検討-水理特性を中心とした第一報-, 港湾空港技術研究所資料, No.1251

Taro ARIKAWA, Takayuki OIE : A Consideration Aimed at Improving the Resiliency of Protective Structures Against Tsunami, Post-Tsunami Hazard Advances in Natural and Technological Hazards Research Volume 44, 2015, pp 211-223

片岡真二, 齊田和成(1986) : 防波堤構造集覧, 港湾技研資料, No.556

富田孝史, 廉慶善, 鮎貝基和, 丹羽竜也(2012) : 東北太平洋沖地震時における防波堤による浸水低減効果検討, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.68, No.2, pp.I_156-I_160

宮田正史, 小竹康夫, 竹信正寛, 中村友昭, 水谷法美, 浅井茂樹(2014) : 防波堤を越流する津波の水理特性に関する実験的研究, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol.70, No.2, pp.I_504-I_509

有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 廉慶善, 丹羽竜也(2013) : 津波越流時における混成堤の被災メカニズムと腹付工の効果, 港湾空港技術研究所資料, No.1269

菊池喜昭, 新舎博, 河村健輔, 江口信也(2011) : 裏込を有する混成堤の安定性の検討, 土木学会論文集C(地盤工学), Vol.67, No.4, pp.474-487

及川森, 菊池喜昭, 川邊翔平, 水野竜太, 森安俊介, 田中隆太, 妙中真治(2014) : 鋼壁を用いた防波堤補強工法に関する気中載荷実験, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-発表論文集, pp.703-709

井合進(1988) : 1g場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則, 港湾技術研究所報告, Vol.27

菊池喜昭, 水谷崇亮(2003) : 二次元模型地盤における矢板壁の挙動, 港湾空港技術研究所資料, No.1064

有川太郎, 山野貴司, 秋山実(2007) : 数値波動水槽における碎波変形計算の高精度化, 海岸工学論文集, Vol.54, pp.071-075

内閣府(2012) : 中央防災会議資料

社団法人 日本港湾協会(2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説

国土交通省港湾局(2013) : 防波堤の耐津波設計ガイドライン

水産庁(2014) : 平成23年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方

沿岸開発技術研究センター, 鹿島建設, 五洋建設, 鋼管杭協会(1997) : 重力式岸壁・護岸の新しい耐震補強工

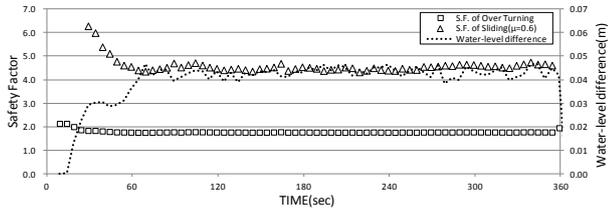
法の開発報告書

Harry G. Poulos, Edward H. Davis : Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics (Soil Engineering), 1974, pp 16-50

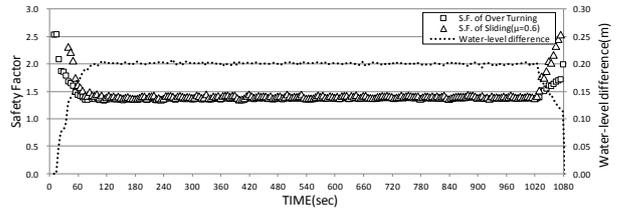
合田良寛(2008) : 耐波工学-港湾・海岸構造物の耐波設計-

巻末資料

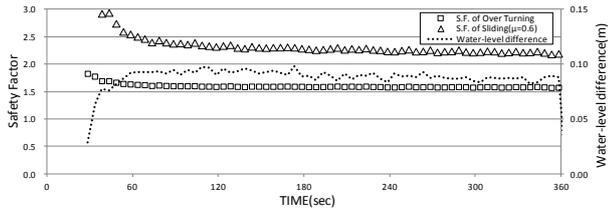
O-N-1_1



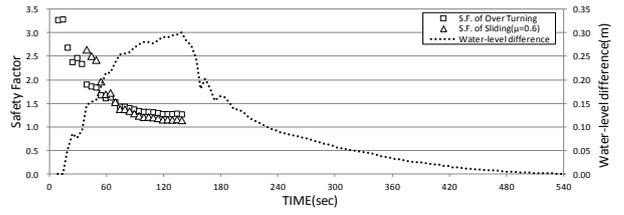
O-H-1_1



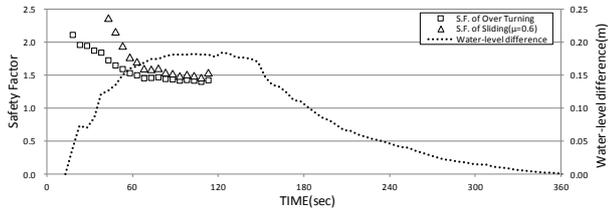
O-N-1_2



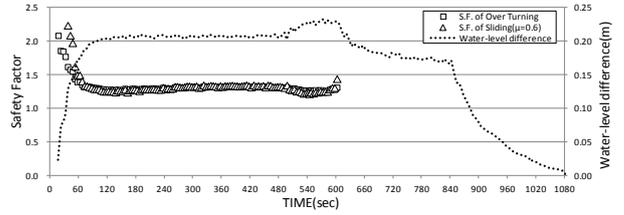
O-H-1_2



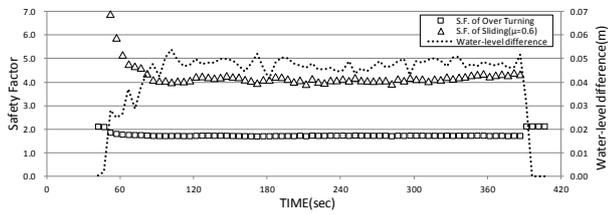
O-N-1_3



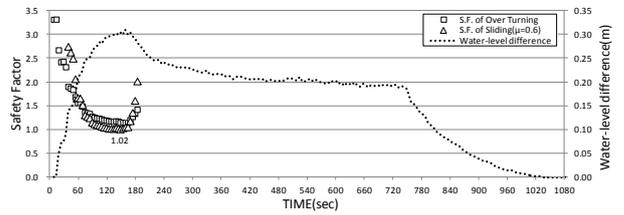
O-P-1_1→O-P-1_1'



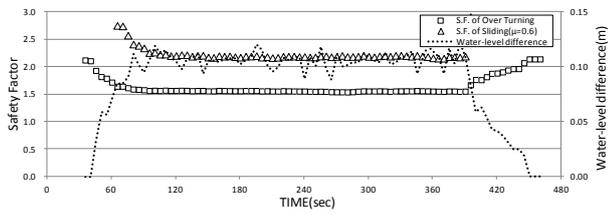
O-N-2_1



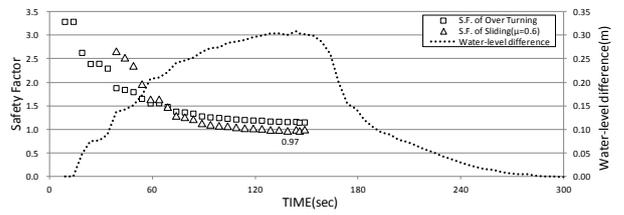
O-P-2_1



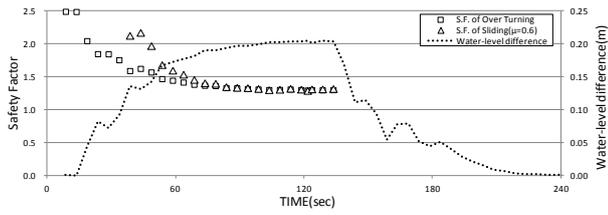
O-N-2_2



O-P-3_1(R_p 考慮無し)

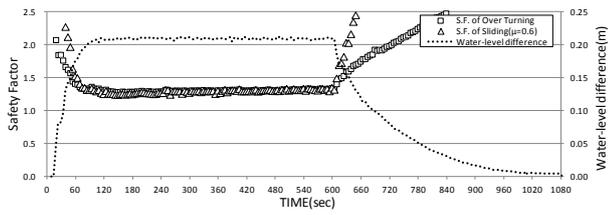


O-N-2_3

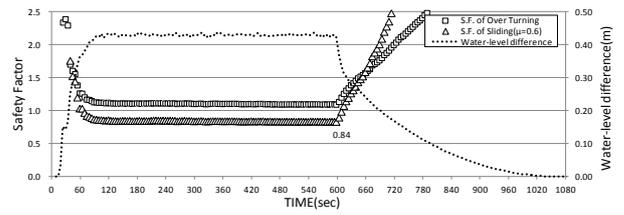


巻末資料 図(1) 水位差と滑动・転倒に関する時系列安全率

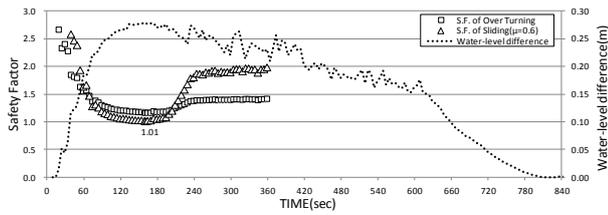
O-P-4_1



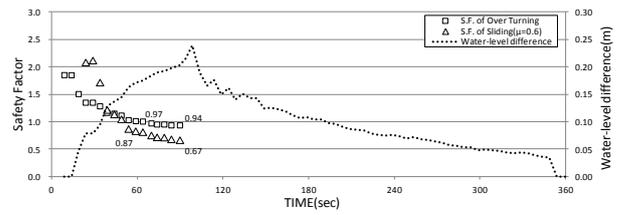
O-PB-1_3(R_p 考慮無し)



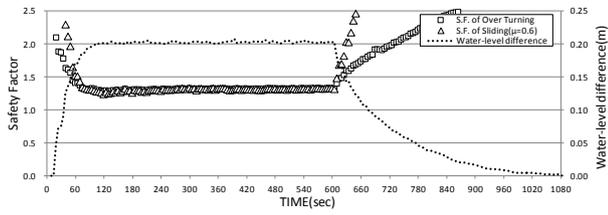
O-P-4_2



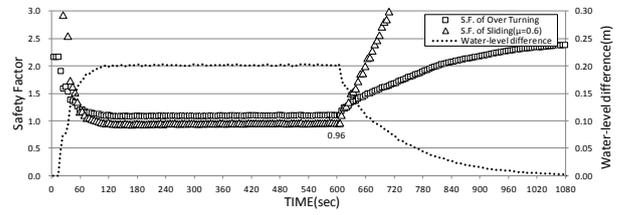
O-PB-2_1(R_p 考慮無し)



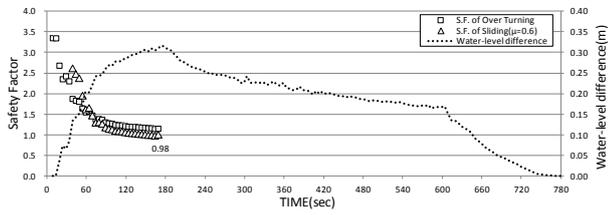
O-P-5_1



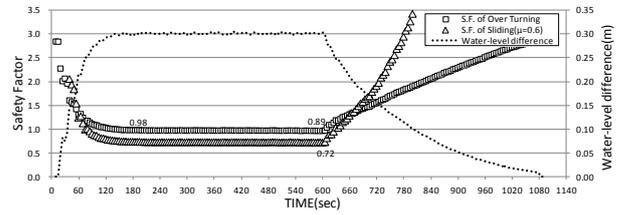
O-PB-3_1



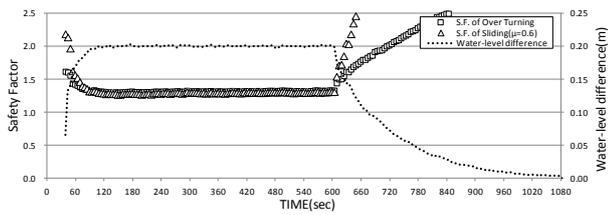
O-P-5_2(R_p 考慮無し)



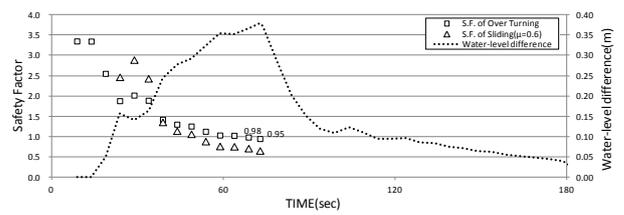
O-PB-3_2(R_p 考慮無し)



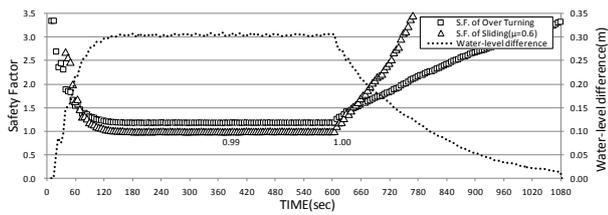
O-PB-1_1



O-PB-3_3(R_p 考慮無し)

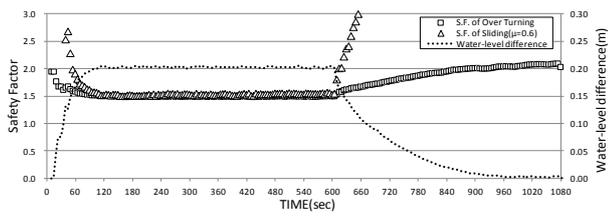


O-PB-1_2(R_p 考慮無し)

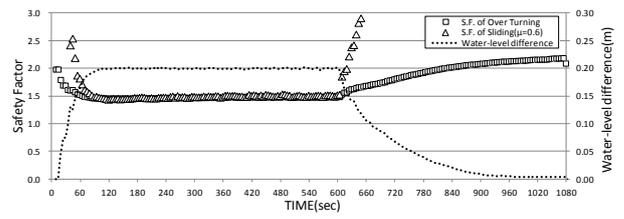


巻末資料 図(2) 水位差と滑動・転倒に関する時系列安全率

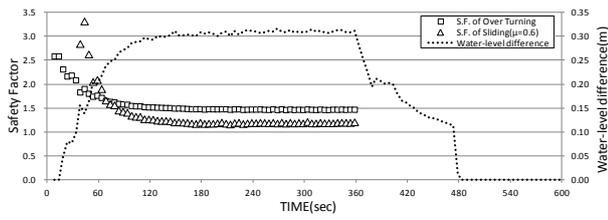
K-N-1_1



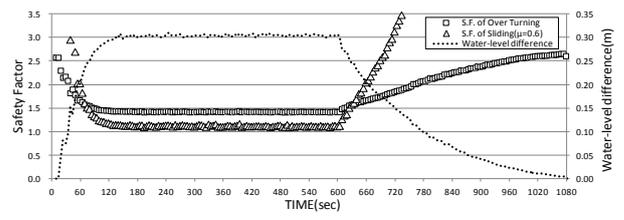
K-P-1_1



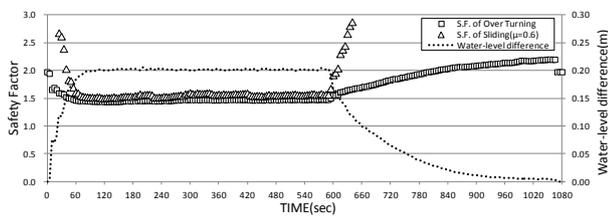
K-N-1_2



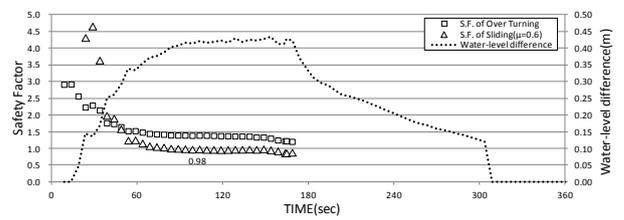
K-P-1_2



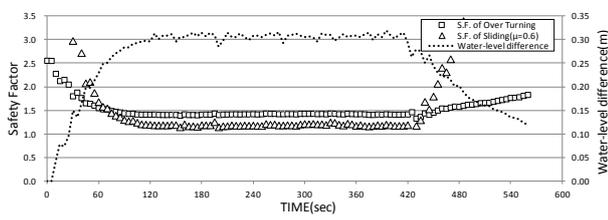
K-H-1_1



K-P-1_3(R_p 考慮無し)

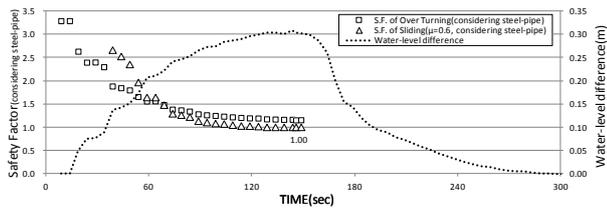


K-H-1_2

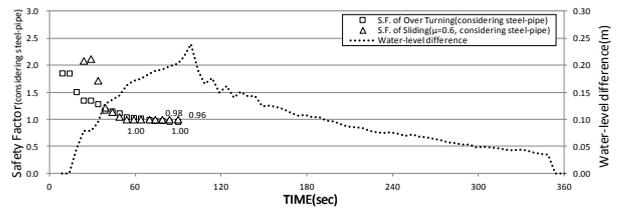


巻末資料 図(3) 水位差と滑動・転倒に関する時系列安全率

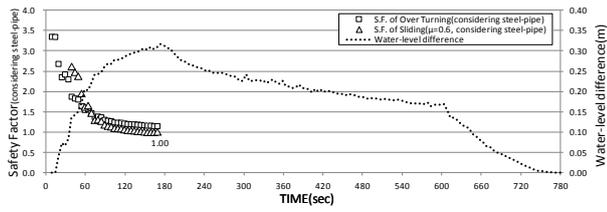
O-P-3_1(R_p 考慮)



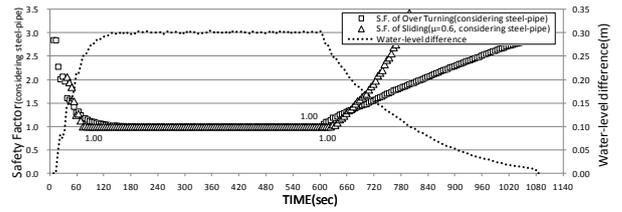
O-PB-2_1(R_p 考慮)



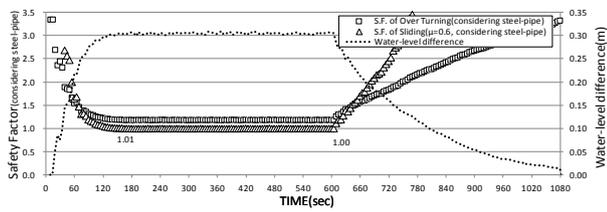
O-P-5_2(R_p 考慮)



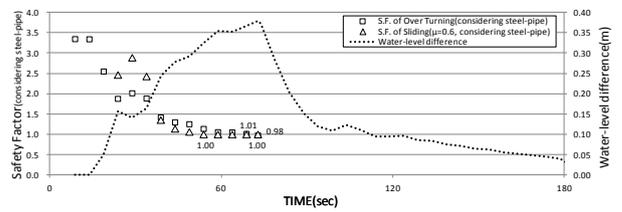
O-PB-3_2(R_p 考慮)



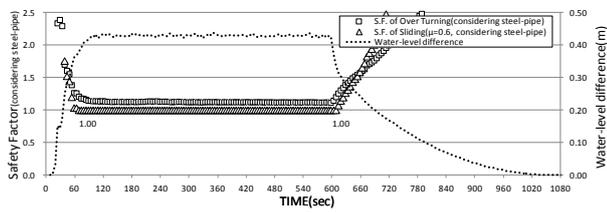
O-PB-1_2(R_p 考慮)



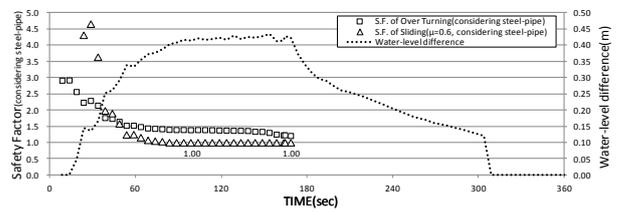
O-PB-3_3(R_p 考慮)



O-PB-1_3(R_p 考慮)



K-P-1_3(R_p 考慮)



巻末資料 図(4) 水位差と滑動・転倒に関する時系列安全率(R_p 考慮)

港湾空港技術研究所資料 No.1298

2015. 3

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 大 應

Copyright © (2015) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。