

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1269

March 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

有川 太郎
佐藤 昌治
下迫健一郎
富田 孝史
廉 慶善
丹羽 竜也

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 背景	5
1.2 防波堤の機能と外力の関係	5
1.3 研究の目的と構成	6
2. 混成堤の破壊過程の検討	6
2.1 目的	6
2.2 滑動安全率が危険な断面（例：釜石港）	6
(1) 実験条件	6
(2) 水理実験結果	7
(3) 気中における摩擦係数の検討	9
2.3 支持力破壊が危険な断面（例：御前崎港）	10
(1) 実験条件	10
(2) 実験後の破壊形態	12
(3) 水位変化と各地点の波圧の検討	13
(4) 破壊モードの検討	14
(5) 気中における摩擦係数の検討	15
2.4 越流洗掘による破壊の検討（例：八戸港）	16
(1) 実験条件	16
(2) 実験結果	17
(3) 破壊モードの検討	20
2.5 破壊過程に関するまとめ	20
3. 腹付工対策を施した混成堤の破壊過程	21
3.1 腹付工の概念図	21
3.2 滑動モードに対して（例：釜石港）	21
(1) 実験条件	21
(2) 実験結果	22
3.3 支持力破壊モードに対して（例：御前崎港）	23
(1) 実験条件	23
(2) 実験結果	23
(3) 破壊モードの検討	24
3.4 洗掘モードに対して（例：八戸港）	24
(1) 実験条件	24
(2) 各ケースの実験前と実験後の様子	25
(3) 破壊モードの検討	27
3.5 腹付工の破壊モードに関するまとめ	27
(1) 破壊に至る時間遅延に対する考察	27
(2) 腹付工の最終的な破壊形態	27

4. 腹付工における被覆工と洗掘防止工の安定性	27
4.1 被覆材	27
(1) 実験条件	27
(2) 方塊ブロックを用いたケース	29
(3) 被覆材を用いたケース	30
(4) 被覆材の効果および必要質量の算定について	33
4.2 洗掘防止工	34
(1) 実験条件	34
(2) 実験結果	34
4.3 被覆工および洗掘防止工に関するまとめ	34
(1) 設計の考え方	34
(2) 効果について	34
5. 津波越流時における混成堤の安全性の考え方	35
5.1 混成堤の安全性の検討方法	35
(1) 基礎部洗掘	35
(2) 腹付工	35
5.2 混成堤の破壊過程における腹付工の効果	35
(1) 腹付工が無い場合	35
(2) 腹付工を施した場合	36
(3) 既存防波堤に対する腹付工の効果	36
6. まとめと今後の課題	36
6.1 まとめ	36
6.2 今後の課題	37
謝辞	37
参考文献	37

Failure Mechanism and Resiliency of Breakwaters under Tsunami

Taro ARIKAWA*, Masaharu SATO**, Kenichiro SHIMOSAKO***, Takashi TOMITA****,
Gyeong-Seon YEOM***** and Tatsuya NIWA*****

Synopsis

Many breakwaters were damaged by the Great East Japan Earthquake of March 11, 2011. Many of these were destroyed under tsunami overflow. It should be noted that tsunami, which is higher than the design tsunami height, may occur for the future. Therefore, it may achieve the disaster mitigation that the breakwater with resilient structure against tsunami has to be developed. In this research, the physical experiments are conducted by using the various breakwater cross sections to clarify the failure mechanism under tsunami overflow. Through results of experiments of the breakwater with countermeasures against scouring, the resiliency of the breakwaters is verified. The following is the summary.

1. The destruction of breakwater can be verified by using the safety of sliding, overturning and bearing capacity. If the overflow scours the rubble mound, the safety should be estimated with the cross section after scouring.

2. Scouring due to the overflow decreases the bearing capacity of the rubble mound and it makes the breakwater easy to fall down.

3. The experimental results show that the widening work improve safety factor against sliding, overturning and bearing capacity. The scouring protection mat and armor block above the rubble mound of the widening work, which means placing rubble on the back of the caisson, is efficient to delay the initial time to scour.

4. The caisson gradually falls into the hole made by scouring, when the scouring reaches at the lower part of caisson.

5. The widening work has the efficiency to delay the initial time to scour the rubble mound. The breakwater with widening works is able to withstand larger tsunami height than the design height. It indicates that the breakwater with widening work is the resiliency structure against the external tsunami force.

Keywords: Breakwater, Tsunami, Failure Mechanism, Resiliency, Widening Work

* Research Director, Coastal and Ocean Engineering Field

** Researcher, Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Field

*** Director, Coastal and Ocean Engineering Field

**** Deputy Director-General, Managing Director, Asia-Pacific Center for Coastal Disaster Research

***** Researcher, Asia-Pacific Center for Coastal Disaster Research (Former)

***** Research Trainee, Asia-Pacific Center for Coastal Disaster Research

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan,

Phone : +81-46-844-5043 Fax : +81-46-842-7846 e-mail: arikawa@pari.go.jp

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

有川太郎*・佐藤昌治**・下迫健一郎***・富田孝史****・廉慶善*****・丹羽竜也*****

要 旨

東日本大震災時において、津波により多くの防波堤が倒壊に至った。これらの多くは、津波が越流した時に破壊されたと考えられている。今後も設計を超える津波が来襲する可能性は指摘されている。そのため、設計を超える津波に対しても、防波堤がその防護効果を粘り強く発揮するための構造を開発することが減災につながると考えられる。

そこで、本研究では、まず、水理模型実験において、滑動・支持力破壊・基礎部の洗掘が支配的と考えられる断面を用いて、混成堤の津波越流時に対する破壊メカニズム検討を行い、その後、混成堤における腹付工対策効果について検証した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ・基礎部が洗掘された場合においては、洗掘後の断面を用いることで、基礎部の洗掘の有無によらず、滑動・転倒・支持力破壊に対する安全性を用いて、ケーソンの破壊を照査することができる。
- ・基礎部が洗掘されると、支持力破壊・転倒の安全率が低下し、ケーソンが倒壊しやすくなる。
- ・腹付工を施すことにより耐津波安全性は向上する。また、腹付工に被覆工および洗掘防止工を施すことで、腹付工の洗掘を防止する効果がある。
- ・基礎部の洗掘によりケーソンが倒壊する場合、洗掘された穴にケーソンが滑落するため、ケーソンの変形は徐々に進行するようになる。
- ・越流時における腹付工を施した混成堤の破壊過程においては、洗掘が開始する津波の高さが重要であり、腹付工を施し洗掘の開始する津波高さを大きくすることが可能となる。そのうえ、ケーソン下部まで洗掘が進行するまで倒壊しないようにすることが可能である場合には、その時間を稼ぐことができ、より粘り強く防護機能を保持することができる。

キーワード：防波堤，津波，被災メカニズム，粘り強さ，腹付工

* 海洋研究領域 上席研究官（耐波設計担当）

** 海洋研究領域耐波研究チーム 研究官

*** 海洋研究領域長

**** アジア・太平洋沿岸防災研究センター 副センター長

***** 元アジア・太平洋沿岸防災研究センター 研究官

***** アジア・太平洋沿岸防災研究センター 依頼研修生

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5043 Fax：046-842-7846 e-mail:arikawa@pari.go.jp

1. はじめに

1.1 背景

東日本大震災における津波により多くの防波堤が破壊された。これらの多くは、津波越流時に生じたと考えられている。しかし津波越流時における防波堤の安定性については、東日本大震災以前はほとんど研究がなされてこなかった。そのため、有川ら（2011）は、津波越流時における釜石港湾口防波堤の安定性について、縮尺 1/60 の水理模型実験により検討を行った。その結果、越流時においては、港内・港外の水位差による水平力の作用だけでなく、越流水による背面側の静水圧からの減圧や洗掘による基礎マウンドの脆弱化などが生じることで、ケーソンの安定性が低下することを明らかにした。また、釜石港湾口防波堤の場合、ケーソンが動き始めてからマウンドから滑落するまでの時間は、現地換算で 1 分以内程度であることが示されている。

富田ら（2012）は、防波堤の有無による湾内および背後地域の津波高の違いについて計算を行い、釜石湾では、防波堤がまったく無い場合よりも、越流するまで防波堤が倒壊しなかった場合のほうが、津波高が小さくかつ浸水開始時間を遅らせたとし、防波堤により一定の津波災害軽減効果があることを示した。

一方で、現段階における技術では、将来に來襲する津波の高さを精度良く予測することは難しく、どのようなレベルの津波高さで設計を行ったとしても、設計外力を超える津波が來襲する可能性は十分に考えられる。そのため、設計外力を超えても倒壊しづらい構造とすることで、越流を許したとしても、粘り強く防護機能を保持することが重要であるとされた。

1.2 防波堤の機能と外力の関係

粘り強く防護機能を保持できるかを検討するには、外力と防波堤の防護機能との関係を明らかにすることが重要である。防波堤の防護機能は、防波堤の変形度合に依存すると考えられるため、外力と防波堤の変形度合の関係を明確にしなければならない。

たとえば、ケーソンが基礎マウンドより滑落すれば、その防護機能はほぼゼロとなるため、ケーソンがマウンド上に存在するまではその機能が失われなかったとした場合、概念的には図-1.1 に示すようになると考えられる。

次に、ケーソンが滑落するまでの変形度合とそれを引き起こす外力の関係として、たとえば釜石の場合、滑動安全率が 1.0 を下回ると滑落まで至っていると仮定すれば、図-1.2 の①のような外力と変形量の特性を持つことが考えられる。従って、変形度合と防護機能の関係を

踏まえると、図-1.3 の①のような外力と機能の関係となることがわかる。

一方で、図-1.2 の②のように安全率が 1.0 を下回ったとしても、急には滑落せず徐々に変形し、かつ、変形がある程度で止まった場合、図-1.3 の②のような外力と機能の関係となることが予測される。このような場合には、防護機能は変形量に応じて保持されることとなる。最終的には、被害と防護機能の関係を明らかにすることで減災効果を検討することが可能となる。このように、外力とそれに対する変形特性を明らかにすることが粘り強さを検討するうえで必要であると考えられる。

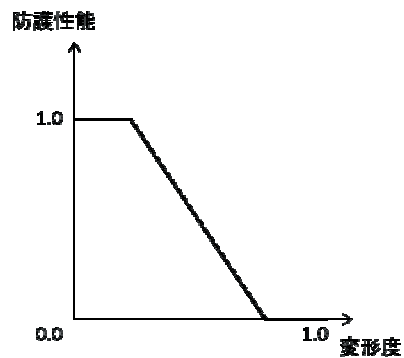


図-1.1 防護機能と変形量の関係の例

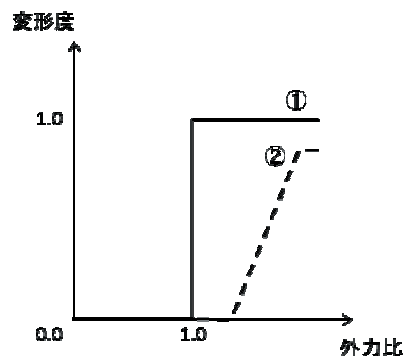


図-1.2 外力と変形量の関係の例

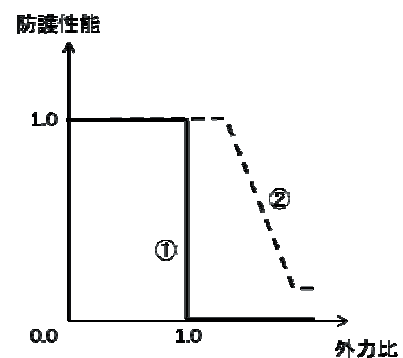


図-1.3 外力と機能の関係の例

1.3 研究の目的と構成

以上のように、津波による被害を考えるにあたって、防護施設の外力に対する変形特性を明らかにすることは大事である。

本研究では、防護施設として防波堤特に混成堤を対象として、津波越流時の際に生じる外力による変形特性を明らかにするため、水理模型実験を行った。

まず、水理模型実験において、様々な断面を用いて、防波堤の津波越流時に対する倒壊メカニズムを明確にする。また、対策工として腹付工を用いた場合の変形特性を検討した。本研究の構成を以下に示す。

第2章では、釜石港防波堤（縮尺 1/20）、御前崎港防波堤（縮尺 1/7.5）、八戸港防波堤（縮尺 1/25）の各断面における津波越流時の倒壊メカニズムを水理模型実験により検討し、津波越流時の破壊モードを整理する。

第3章では、各断面に腹付工を施し、その効果について検討し、腹付工を有する混成堤の倒壊特性について考察する。

第4章では、腹付工の洗掘防止について、様々な被覆材を用いて検討するとともに、洗掘防止工の効果の確認を行った。

第5章では、腹付工を含めた混成堤における津波越流時の安全性の考え方について考察する。

2. 混成堤の破壊過程の検討

2.1 目的

重力式防波堤のうち、特に混成堤の津波越流時の安定性を検討する。

波浪に対して耐波安定性を検討する際には、設計では、滑動、転倒、支持力の安定性を照査する。滑動に対しては波力と摩擦抵抗力とを比較し、転倒に対しては、ケーソンの後し点を支点とするモーメントを比較する。支持力に対しては、偏心傾斜荷重による基礎マウンド全体が滑る安定性と端支圧による局部破壊に対する安定性を照査する。

ここでは、設計時において滑動安全率が他の安全率と比較して厳しかった断面として釜石港の防波堤を、そして、支持力破壊の安全率が他の安全率よりも厳しい断面として御前崎港を選び、それぞれの断面が津波越流時に破壊モードの検証を行う。また、八戸港の防波堤は東日本大震災において、越流により基礎部が洗掘され、ケーソンが倒壊したと考えられている。しかし、そのメカニズムについては明確でないため、その破壊モードについて検討を行うこととする。

2.1 滑動安全率が危険な断面(例：釜石港)

(1) 実験条件

釜石港湾口防波堤北堤深部には台形と矩形の2断面があり、これらについて、現地に対して1/20の縮尺の模型を製作した(図-2.1)。

実験は、区間70m程度の環流装置を有している、幅3.5mの水路において実施した。防波堤の模型は、図-2.1に示す水路内に設置し、ケーソンの高さは、深部の現地断面に合わせて台形が1.65m、矩形が1.4mとした。ケーソンの質量は台形4.5t・矩形4.0t、幅は1.5mとした。ケーソン目地の影響も含めた実験とするため、水路壁に接するケーソンはダミーケーソンとし、幅は0.9m、1m幅あたりの質量は、試験用ケーソンに比べて倒壊しにくくさせるため単位体積質量を10%重くし、台形断面と矩形断面の質量をそれぞれ3.0tと2.6tとした。ケーソンの目地幅は2.5cmとした。

図-2.2に示すようにケーソン模型の前面・背面・上面には波圧計(PG)を設置し、底面には間隙水圧計(UG)を設置した。

実験は環流装置の沖側扉(図-2.1の左側)から水を排出し、岸側扉(図-2.1の右側)から吸入することで港外側と港内側の水位差を作り、津波による越流状態を擬似的に再現した。ポンプ出力の調整により、なるべく現地の水位差や水位と合うように設定した。実験ケースを表-2.1に示す。

表-2.1 実験ケースと水位

ケース	回数	初期水位 (m)	マウンド捨石 (砕石)	沖側水位変化量 (WG5, m)	陸側水位変化量 (WG10, m)	水位差 (m)
K-1 (矩形)	1	3.85	3号	0.040	-0.077	0.117
	2			0.078	-0.154	0.232
	3			0.214	-0.391	0.605
K-2 (台形)	1		3号	0.080	-0.155	0.235
	2			0.111	-0.220	0.331
	3			0.213	-0.382	0.595
K-3 (台形)	1		6号	0.038	-0.064	0.102
	2			0.080	-0.150	0.230
	3			0.209	-0.398	0.607

釜石港湾口防波堤におけるマウンド捨石は、1個あたり10kgから800kg程度で幅広い質量のものを採用しているため、現地の捨石サイズに対応する実験として、砕石3号(現地換算で600kg/個程度)を用いてケースK-1

とケース K-2 の実験を行った。さらに、捨石の大きさによる滑動抵抗力の違いや洗掘の違いについて検討するため、砕石 6 号（現地換算で 10 kg/個程度）を用いたケース K-3 を実施した。また、ケース K-1 は矩形模型を用い、ケース K-2 と K-3 では台形模型を用いた。

それぞれのケースの実験では、水位差を変えて 3 回ずつ行い、最初の 2 回は小さい水位で状況を確認し、3 回目でケーソンを滑動させるために大きな水位差をつけた。初期水位は、全ケースにおいて底面から 3.85m となるように設定した。

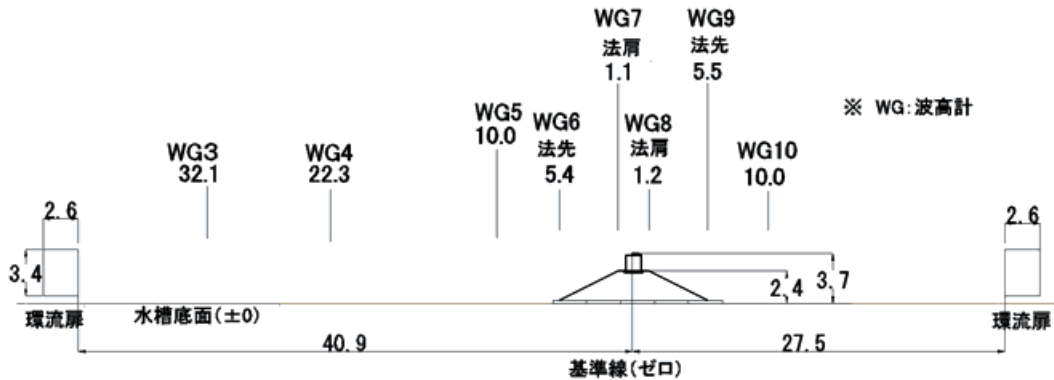


図-2.1 実験模型全体断面図（矩形モデル，単位 m）

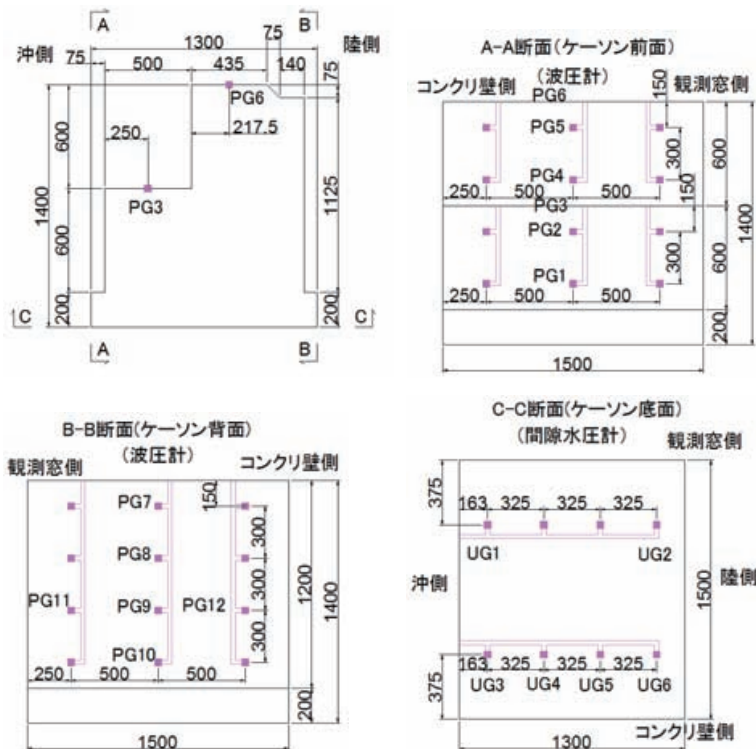


図-2.2 実験模型詳細図（矩形モデル，単位 mm）. PG は圧力計，UG は間隙水圧計を示す。

(2) 水理実験結果

a) 実験時と実験後の様子

水理模型実験におけるケース K-1 の 3 回目の実験時の様子を写真-2.1 に示す。初期水位から徐々に水位差が大きくなるに従い、ケーソン背後において渦が発生し、さらに水位を上昇させると、中央のケーソンが抜け出して、最終的に完全に水位差が戻った。なお、側面の窓から観

察できるケーソンはダミーケーソンであるため、滑動していない。

各ケースの 3 回目実験前と実験後の様子を写真-2.2 から写真-2.4 に示す。図に示すとおり、ケーソンはマウンドの下部まで滑落しなかった。これは、ケーソンが滑動を開始したと同時に環流装置を止めたからである。一方で、釜石港湾口防波堤の被災後の現地測量結果では、ケ

ーソンはマウンド下部まで滑落したのもあったが、これは津波作用時間が長いためと推測される。また、実験中の観察から、越流水塊によってケーソン後趾まで到達するような洗掘は認められなかった。目地の洗掘もマウンドの碎石が小さいケース（ケース K-3）においても観察されなかった。目地部における流速は、ケース K-3 の場合で最大水位差のときに 3.0m/s 程度生じており、水位差 Δh を用いて計算される $\sqrt{2g\Delta h}$ と比較すると約 0.9 倍程度となり、ほぼ等しかった。

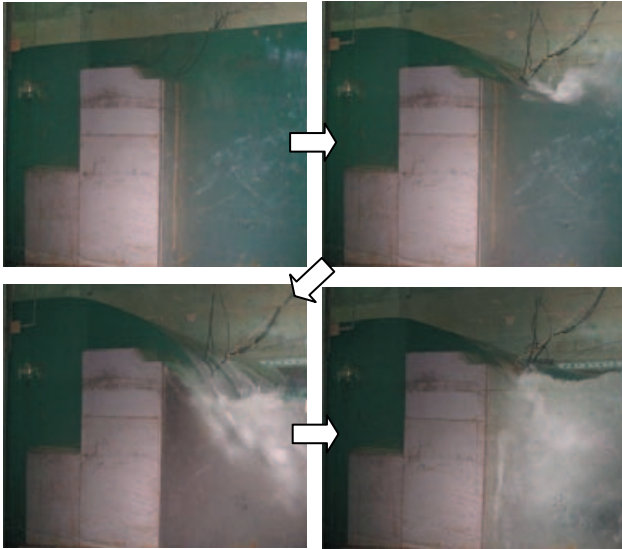


写真-2.1 実験時の様子（ケース 1 の 3 回目）

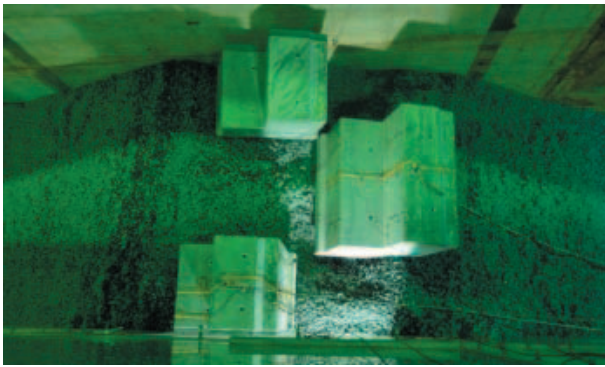


写真-2.2 実験後の様子（ケース 1 の 3 回目）



写真-2.3 実験後の様子（ケース 2 の 3 回目）



写真-2.4 実験後の様子（ケース 3 の 3 回目）

b) 滑動安全率の結果

各ケースの波圧から滑動安全率を計算したものを表-2.2に示す。ここで、滑動安全率の列は、摩擦係数を0.6と仮定したときの値を示し、摩擦係数の列は、滑動安全率を1.0としたときの係数である。これをみると、ほぼ0.6付近で変位しており、滑動モードが卓越していたことが示唆される。また、砕石大小による違いがないことがわかる。気中における摩擦係数の検討については、(3)項で記載する。

表-2.2 滑動安全率と摩擦係数

ケース	滑動安全率	摩擦係数
K-1	1.02	0.59
K-2	1.06	0.56
K-3	1.05	0.57

c) 背面波圧の減少率

有川ら(2012)においては、越流時において前面の波圧は静水圧より若干大きくなり、背面の波圧は、背面水位における静水圧よりも小さくなることを指摘している。

WG10の水位による静水圧と背面波圧との比率を調べた。背面の各地点の圧力を代表面積で積分し、その平均の減少率を α_r とすると、各ケースの3回目の時系列は図-2.3のようになる。図-2.4は全ケースのすべての回における減少率について、0.5sの移動平均の後に得られた最小値をプロットしたものである。横軸は、ケーソン天端からの水面高さ、つまり越流深とした。これを見るとわかるように越流量が増加するに伴い減少し、最大6%程度の減少率であったことがわかる。

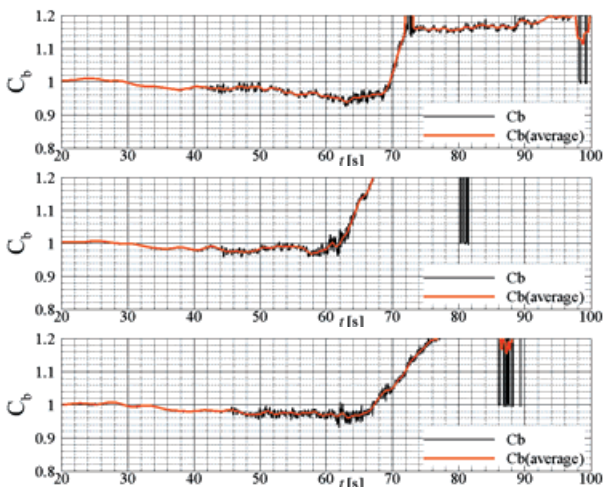


図-2.3 減少率の時系列(上からケース K-1, ケース K-2, ケース K-3 の3回目, 赤線は0.5sの移動平均)

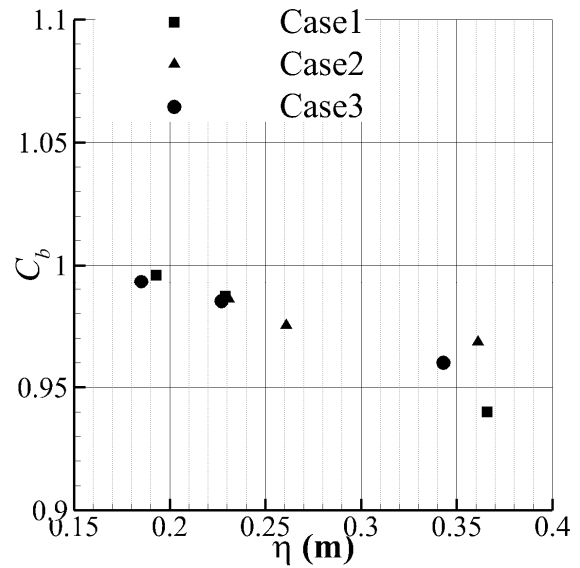


図-2.4 減少率と越流深との関係

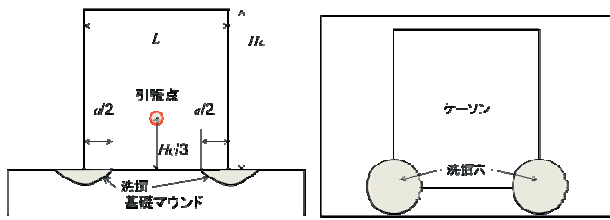
(3) 気中における摩擦係数の検討

気中において基礎マウンドを作り、水理模型実験で用いた矩形型と台形型のケーソンについて引張試験を行った。引張り高さは、越流時における水平波力の合力の作用高さを考慮して、下からケーソンの高さの1/3の場所とした。また、洗掘による摩擦係数の変化を見るため、洗掘を模して基礎マウンドの形状を変化させた(図-2.5)。洗掘としては、目地洗掘ならびに越流洗掘を考え、これらのケースにおける摩擦係数を比較した。目地洗掘を想定した実験においては、ケーソンの両端に円形の穴を掘り、ケーソン幅に対する両方の穴の幅の割合(%で表現)により、洗掘状態を評価した。越流洗掘幅は、引っ張り方向のケーソン長さとの比により評価した。また、捨石の大きさによる違いも行った。

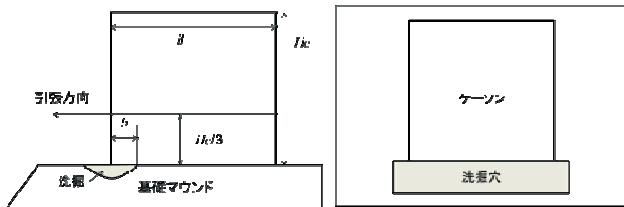
各ケースの実験条件を表-2.3に示す。初期の洗掘状態の例を図-2.5および写真-2.5に示す。

表-2.3 引張り試験のケース

ケーソン	目地洗掘幅とケーソン幅の比 (a/L)	越流洗掘幅とケーソン長さの比 (b/B)	砕石
矩形	なし	なし	3号, 6号
	20%, 30%, 40%	なし	3号
	なし	10%, 20%	3号
台形	なし	なし	3号, 6号



(a) 目地洗掘 (上：正面図，下：平面図)



(b) 越流洗掘 (上：側方図，下：平面図)

図-2.5 気中におけるケーソンの引張試験の模式図

にこの様な方法で摩擦係数を求めている。引張試験は 3 回又は 4 回行い、黒点はそれぞれの回のものであり、白抜きはその平均である。

見かけ上の摩擦係数は目地洗掘幅にも影響を受けるが、越流洗掘幅が大きく影響し、越流洗掘幅/法線直角方向ケーソン長さが 10%程度でも、見かけ上の摩擦係数が 25%程度減少した。

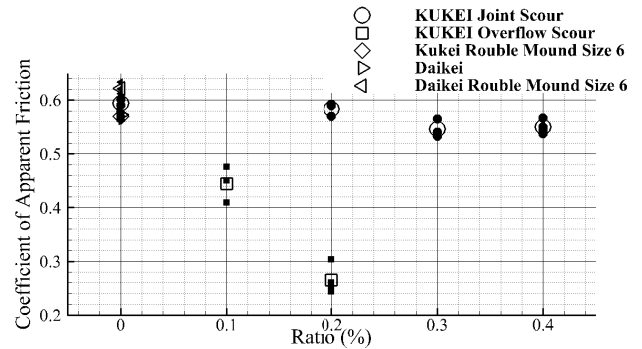


図-2.6 見かけ上の摩擦係数と洗掘幅との関係

2.3 支持力破壊が危険な断面(例：御前崎港)

(1) 実験条件

支持力破壊モードによる破壊形態について検討するため、ケーソンの諸元が支持力による破壊がもっとも厳しい断面として、御前崎港防波堤(図-2.7)を対象として実験を行った。モデルは、現地サイズに対して縮尺 1/7.5 の大きさとした。試験用のケーソン模型は、40.98kN/m であり、幅は 1.5m とした。釜石港湾口防波堤の実験と同様に、試験用に対して 1m 幅あたりの質量を 10% 重くしたダミーケーソンを、目地幅 2.5cm とし、両端に設置した。断面図ならびに波圧計などの位置を図-2.8 および図-2.9 に示す。

御前崎港防波堤の当初設計時における波圧に対する安全率は、滑動が 3.173、転倒が 3.920、支持力(偏心傾斜荷重)が 2.929 であり、支持力(偏心傾斜荷重)に対する安全性が最も厳しい断面であった。なお、基本断面は、地震時における波圧作用時で決まっているため、これら安全率は余裕のある値となっている。

実験条件を表-2.4 に示す。まず、背後の地盤洗掘の影響を受けないようにするために、コンクリート版(厚さ 25cm)をマウンドの下に引き検討した(ケース O-1~O-3)。ケース O-1、O-2 は、港内側のマウンド幅を御前崎港の断面とあわせた 0.67m とし、ケース O-3 では、マウンド幅の影響を検討するため、港内側のマウンド幅を 3.0m に広げた。ケース O-4、O-5 では、基礎地盤を含めた検討を行うため、コンクリート版を撤去して行い、ケース O-1、O-2 の結果から、マウンド幅が短いと支持力破壊す



写真-2.5 初期状態

(上：目地洗掘 30%，下：越流洗掘 20%)

結果を図-2.6 に示す。ケーソンが数 cm 程度安定して動き出したときの摩擦係数として整理した。摩擦係数は、ケーソンが移動しているときの引張力を単純にケーソンの自重で除した値として評価した。ただし、基礎マウンドの状態によって、厳密な摩擦係数の評価は難しくなるものの、ここでは「見かけ上の摩擦係数」として、単純

ると考え、マウンド幅は1.5mとした。砂地盤の上に、10cmの小さい砕石層を砂の吸いだし予防として敷設した。地盤は締固め作業を行い、N値が表層で4~5、ある程度の深さからは10以上になっていることを確認した。

表-2.4 実験ケース

ケース	沖側水位 変化量 (WG5, m)	陸側水位 変化量 (WG10, m)	水位差 (m)	初期水位(m)	
O-1	1	0.066	-0.147	0.213	2.41
	2	0.143	-0.283	0.426	2.41
	3	0.198	-0.400	0.598	2.41
O-2	1	0.060	-0.122	0.182	2.41
	2	0.131	-0.256	0.387	2.41
	3	0.172	-0.326	0.498	2.41

ケース	沖側水位 変化量 (WG5, m)	陸側水位 変化量 (WG10, m)	水位差 (m)	初期水位(m)	
4	0.181	-0.366	0.547	2.41	
O-3	1	0.068	-0.125	0.193	2.41
	2	0.127	-0.256	0.383	2.41
	3	0.183	-0.371	0.554	2.41
	4	0.19	-0.416	0.606	2.41
O-4	1	0.061	-0.131	0.192	2.16
	2	0.138	-0.268	0.406	2.16
	3	0.204	-0.399	0.603	2.16
	4	0.223	-0.483	0.706	2.16
O-5	1	0.07	-0.133	0.203	2.16
	2	0.139	-0.275	0.414	2.16
	3	0.222	-0.442	0.664	2.16

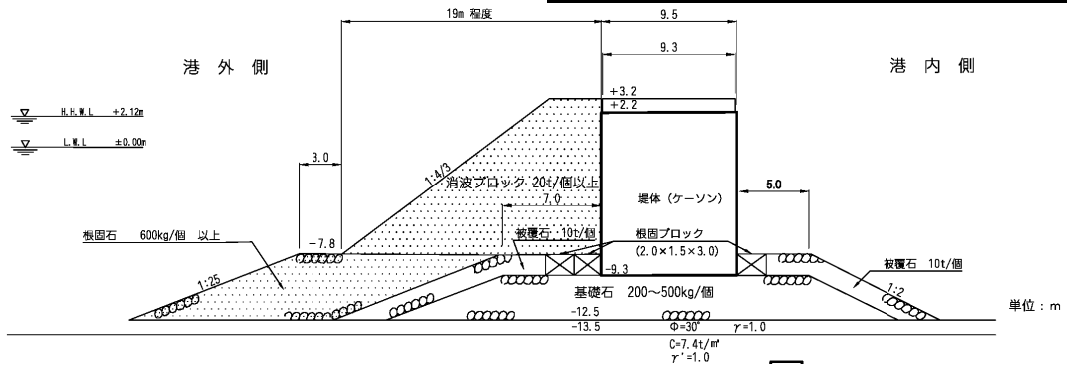


図-2.7 御前崎港の防波堤断面図

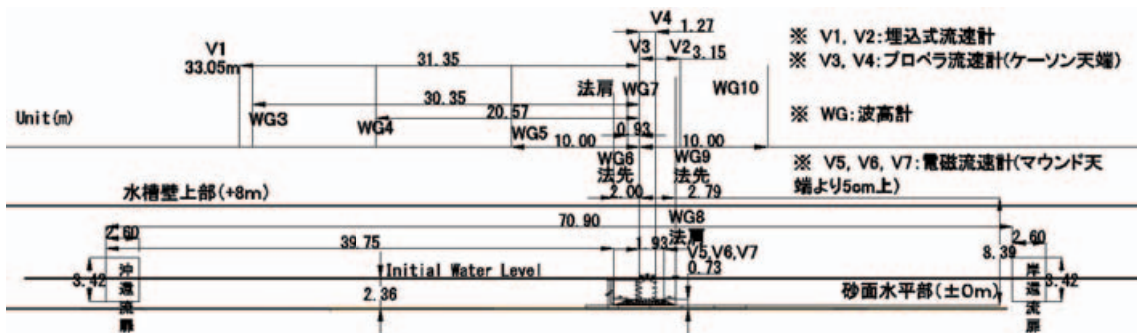


図-2.8 御前崎港防波堤の実験断面図

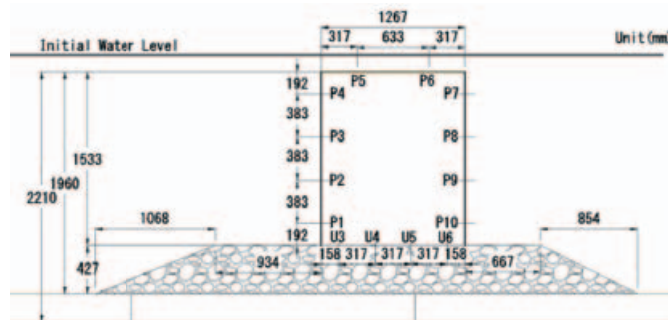


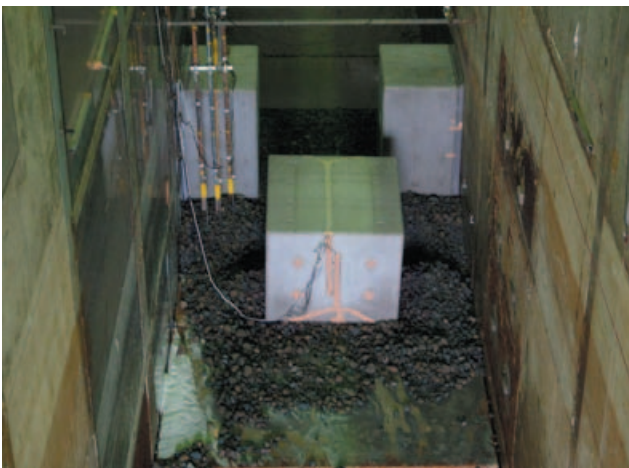
図-2.9 御前崎港防波堤の実験断面図 (ケーソン拡大図)

(2) 実験後の破壊形態

各ケースの実験後の様子を写真-2.6 から写真-2.9 に示す。ケース O-1 では、中央部のケーソンのみ倒壊し、ダミー函は、動いていなかった。また、基礎マウンドの様子を見ると、ケーソンの後趾がめり込むように基礎マウンドに入っていた後、転倒していく様子が見受けられた。そのため、写真-2.6(b)をみるとわかるように、最終的には、ケーソンが 90 度倒れている。ケース O-2 では、ダミー函も含めて転倒に至ったものの、その様子は、ケース O-1 と同様であった。(4) 項で詳細に破壊モードを検証するが、マウンドの破壊状況からも支持力から破壊されていたと推測される。



(a) ケース O-1 の実験断面



(b) ケース O-1-3 終了後

写真-2.6 実験前後の様子 (ケース O-1)

ケース O-3 では、マウンド幅を長くすることで、支持力破壊モードを防ぐことを考えたが、ケース O-3-3 において、ケーソン背後の捨石が洗掘されてしまったため、結局、写真-2.7(b)のようにケーソンは支持力破壊から転

倒に至ることになった。ケーソンは背後にたまった捨石にぶつかって止まっていた。



(a) 実験前の様子 (ケース O-3)



(b) 実験後の様子 (ケース O-3-4)

写真-2.7 実験前後の様子 (ケース O-3)

ケース O-4, O-5 では、砂地盤を基礎地盤とし、港内側のマウンド幅も 1.5m とし、計算のうえでは、支持力破壊よりも滑動の安全率のほうが厳しくなると考えられたが、写真-2.8 は、ケース O-4-4 の実験終了時であるが、これまでと同様に最終的に転倒した形となった。

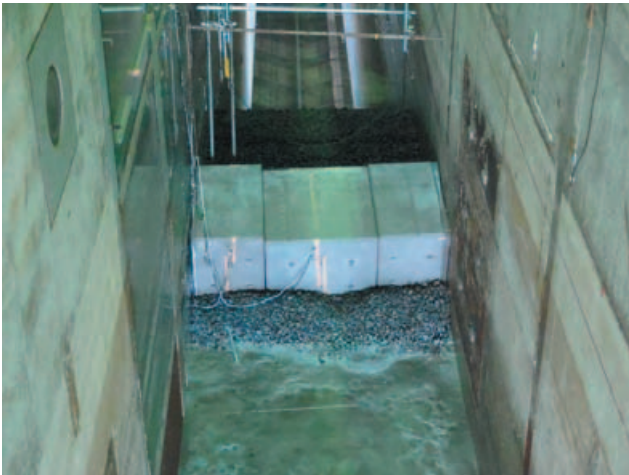
写真-2.9 は、ケース O-5-3 の実験終了時であるが、これを見るとわかるように、ケーソン背後がかなり洗掘を受けていることがわかる。ケース O-5-3 は、ケース O-4-3 に近い水位であることから、ケース O-5-3 の終了時においても、ケーソン背後がかなり洗掘を受けていたと考えられる。そのため、期待した支持力が発揮されず、最終的には、支持力破壊から倒壊したのではないかと推測される。

またこのとき、ケーソンは、基礎マウンドまでは破壊

するように倒壊していくものの、その下の砂地盤までは破壊するに至らず、そこで、後趾を支点として転倒モードに変わっていた。



(a) 実験前の様子 (ケース O-4)



(b) 実験後の様子 (ケース O-4-4)

写真-2.8 実験前後の様子 (ケース O-4)

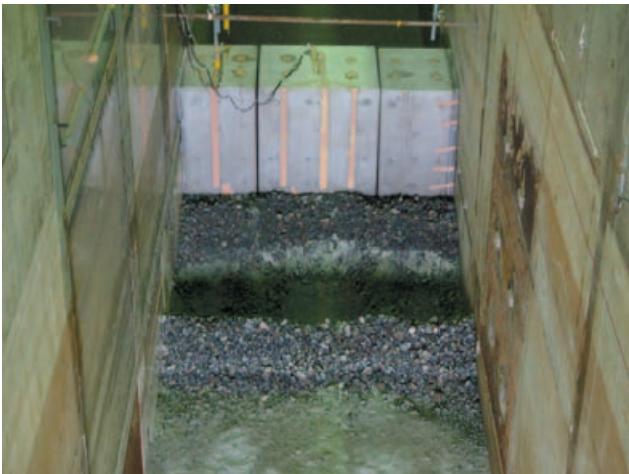


写真-2.9 実験後の様子 (ケース O-5-3)

(3) 水位変化と各地点の波圧の検討

a) 前面および背面の波圧と静水圧との関係

波圧を検討するにあたって、前面および背面の水位から計算される静水圧とそれぞれの位置での波圧を比較する。その際、図-2.10に示すように、前面水位を η_f 、背面水位を η_r 、背面水位から波圧計までの位置を d_1 とする。 $d' = \eta_f - \eta_r$ を水位差とした。

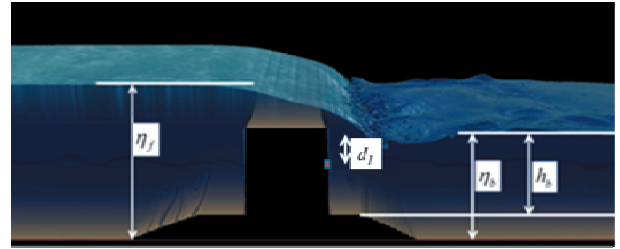


図-2.10 水位と波圧計の位置の定義図

前面の波圧について、横軸に d'/d_1 、縦軸に前面における静水圧補正係数(α_p)としたものを図-2.11に示す。

O-1-1 から O-5-3 までの全ケースを対象とし、倒壊に至っていないケースでは、安定した場所における1s間の平均値を用い、倒壊に至ったケースでは、倒壊に至る直前の1s間の平均値を用いた。水位としてはWG5の位置の計測値を用いている。これをみると、上部にある波圧ほど変化率が1.0を超え大きくなる傾向にあるが、全体的には0.975から1.03の間に収まっていることがわかる。

同様に背面における静水圧からの変化率を図-2.12に示す。これをみると、 d'/d_1 が大きくなる(より水面に近い波圧計)ほど変化率が小さくなっており、より静水圧から減少することがわかる。

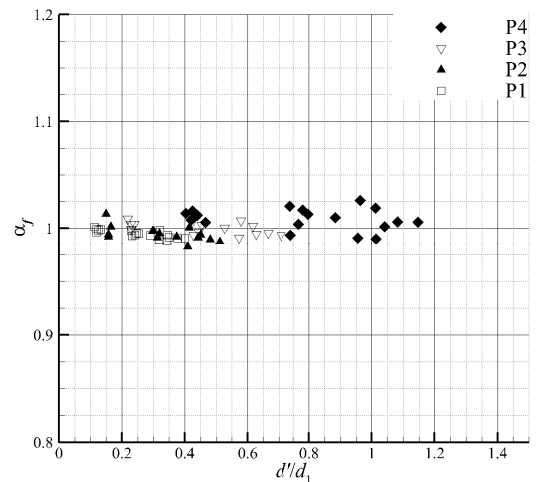


図-2.11 d'/d_1 と前面の変化率(α_p)との関係

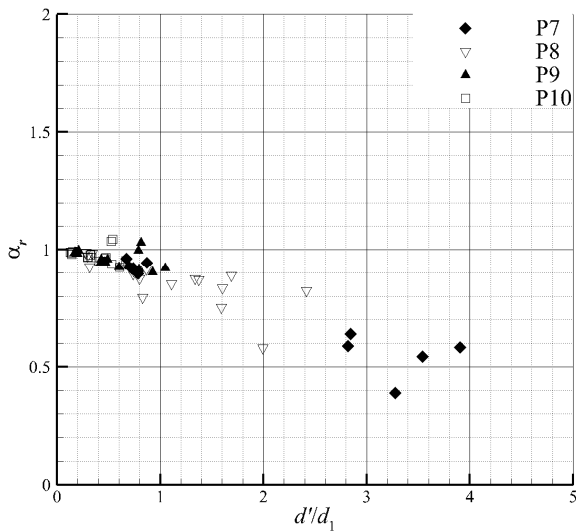


図-2.12 d'/d_1 と背面の変化率(α_r)との関係

図-2.13に壁面全体の平均値を示す。ここで d_1 は、水面から作用している面の中心までの距離とし、前面側は水面から防波堤高さの半分までの距離、背面側は、背面水位が防波堤の天端より高い場合は、水面から防波堤高さの半分までの距離とし、背面水位が防波堤天端より低い場合は、水面と防波堤底面との距離の半分とした。

前面側は、ばらつきはあるもののほぼ1.0であることがわかる。背面側は、 d'/d_1 が0.7付近を超えると、変化率が0.9~0.85となっている。釜石港防波堤の実験では、0.94程度までであったが、背後水深が小さいときには、越流の影響が大きくなっていることがわかる。

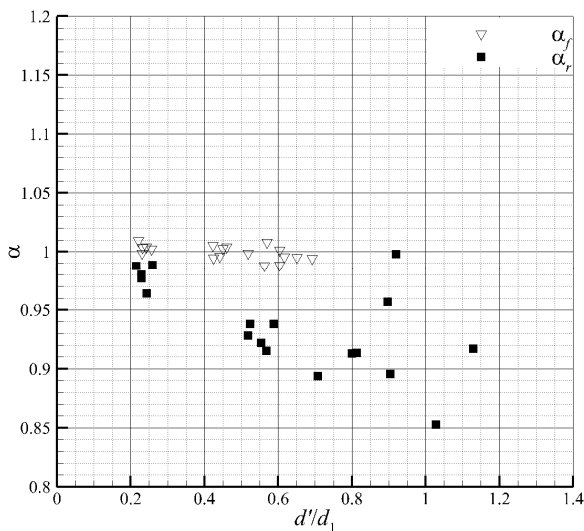


図-2.13 d'/d_1 と変化率の平均値との関係

図-2.14に背面側の変化率について、釜石防波堤との比較を行ったものを示す。定性的には釜石のほうが若干

全体的に上になっているものの、傾向は同じである。御前崎の断面は水深が比較的浅い条件、釜石の断面は水深が深い条件であると考えた場合、その条件のなかで収まる範囲の断面であれば、 d'/d_1 の変化に比例して小さくなる同様の傾向を示すことが推測される。

実務において、 d'/d_1 の変化に応じて減少率を変化させることに対して、10%程度の議論となるため、かえって混乱を招く可能性がある。一方で、 d'/d_1 が1.0程度というのは、背面水位が水位差の倍程度であり、背面水位の影響が徐々に小さくなると考えられる。従って、実務においては、1.0付近の値として0.9を背面の減少率として用いるのが良いと考える。また、その場合、前面側の変化率は、数%程度であり、安全側を考え1.05とする。

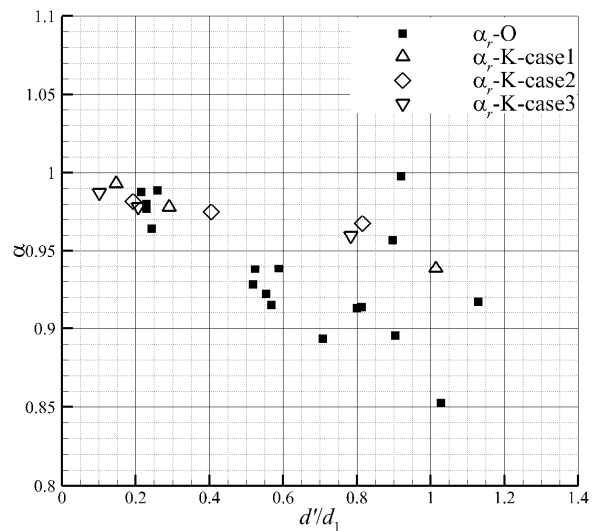


図-2.14 d'/d_1 と背面変化率の比較

(4)破壊モードの検討

各実験における、滑動、転倒ならびに支持力の安全性を検討した。滑動については水平方向の力のつりあいを、転倒に関しては壁体後趾周りのモーメントのつりあいを、支持力に関しては、偏心傾斜荷重から簡易ビショップ法により安全性を確認した。安全率は、各地点で得られた波圧に代表面積を乗じて、水平力、鉛直力、モーメントを求め、そこから偏心荷重を計算し求めた。滑動の計算においては、摩擦係数を0.6とした。マウンド部においては内部摩擦角35度、粘着力20.0kN/m²、砂地盤およびコンクリート版においては内部摩擦角40度、粘着力0.0kN/m²とした。

それぞれのケースのうち倒壊に至った時点の安全率をまとめたものを表-2.5に示す。表-2.5における「マウンド」列は、簡易ビショップ法で計算する際に、「健全」としたものは、実験の初期地形を用いて計算し、「洗掘」

としたものは、直前のケースにおいて計測した地形を用いて検討した結果である。結果をみると、すべてのケースで支持力の安全性が損なわれたため、ケーソンが倒壊に至ったと推測される。

ケース O-2 では支持力の安全率が 1.15 と他のケースと比較すると高くなっているが、マウンドが健全として簡易ビショップ法を計算しているため、これは、ケーソンが倒壊に至る前にマウンド部が洗掘を受けた可能性があると考えられる。

ケース O-4、O-5 においては、支持力の安全率が 0.8 程度となっている。ケース O-3-4 と水位差を考慮してもケース O-4、O-5 のほうが倒壊しづらかったことを示している。これは、コンクリート版のほうがマウンド内の透水が大きく、その影響ではないかと考えられるため、今後、このマウンド内の浸透流の影響を検討する必要がある。

全てのケースの安全率ならびに現地換算した場合の端支圧について d'/d_1 との関係を図-2.15 に示す。 d'/d_1 が大きくなるにつれ、各種の安全率が下がり、支持基盤が破壊されて倒壊したことがわかる。

表-2.5 各ケースの安全率のまとめ

ケース	滑動	転倒	支持力(簡易ビショップ法)	マウンド ※
O-1-3	1.48	1.92	1.05	健全
O-2-4	1.60	2.17	1.15	健全
O-3-4	1.49	1.92	1.07	洗掘
O-4-4	1.38	1.91	0.80	洗掘
O-5-3	1.39	1.92	0.81	洗掘

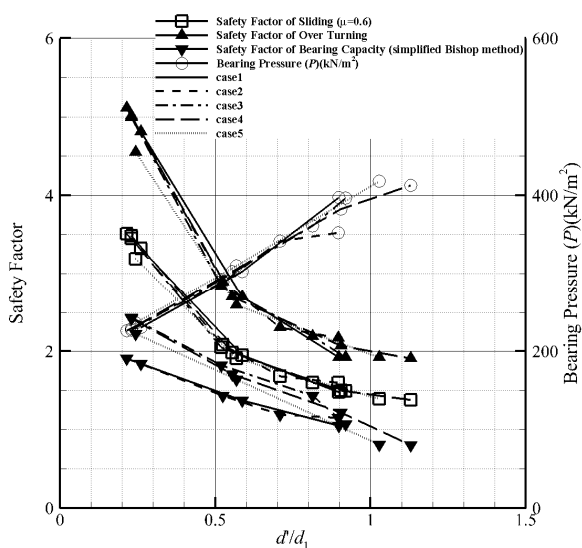


図-2.15 d'/d_1 と各安全率の関係

(5) 気中における摩擦係数の検討

試験は、写真-2.10 に示すように、油圧ジャッキでケーソン高さ 1/3 の部分を引っ張った。試験は 2 回行った。



写真-2.10 気中引張り試験状況

写真-2.11 に試験前後の様子を示す。ケーソン模型は港内側の碎石にめり込む形状となり、碎石がケーソン模型の前に堆積していた。図-2.16 は、そのときの荷重、変位量、摩擦係数の時系列の例である。摩擦係数としては、0.542 と 0.562 であった。0.6 よりも 10% 程度小さくなっており、これは支持力の影響があると考えられる。



写真-2.11 実験前(上)と後(下)の様子

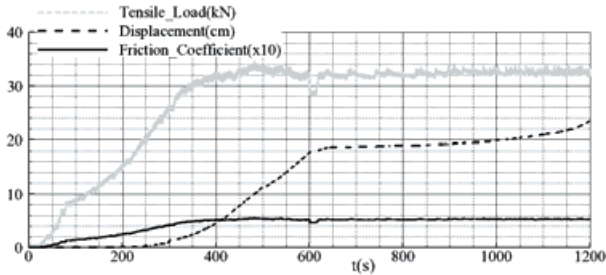


図-2.16 引張り荷重，変位量，摩擦係数の時系列の例

2.4 越流洗掘による破壊の検討(例：八戸港)

(1) 実験条件

八戸港の防波堤を対象として実験を行う。図-2.17は、対象とした工区とその被災状況の例である。この断面をもとに、実験断面を縮尺1/25で作成した(図-2.18)。砂は平均粒径0.2mmのものを用いている。ここでのポンプは、流量調整ができなため、水路内に堰を設けることで前面ならびに背面の水位を調整した。

実験は、はじめケーソンの質量を1025.18kgとして、ケーソンが動かない状態として背後の地盤洗掘を確認し(ケースH-1)、その後、ケーソン質量を現地に合わせ537.9kgとして行った。(ケースH-2)。表-2.6に、各実験ケースの水位と水位差を示す。

表-2.6 実験ケースと水位差

ケース	沖側水位変化量 (WG2, m)	陸側水位変化量 (WG7,m)	水位差 (m)	初期水位 (m)	
H-1	1	0.408	0.163	0.245	-0.06
	2	0.408	0.166	0.242	
	3	0.415	0.168	0.247	
	4	0.561	0.162	0.399	
H-2	1	0.408	0.164	0.244	-0.06
	2	0.407	0.167	0.240	
	3	0.414	0.158	0.256	
	4	0.564	0.161	0.403	

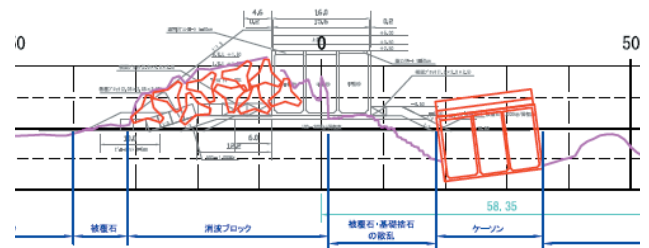
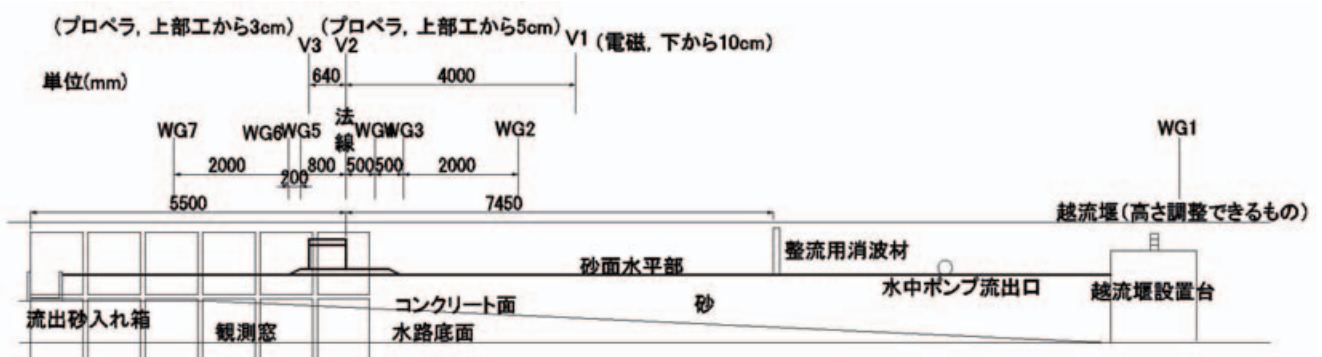
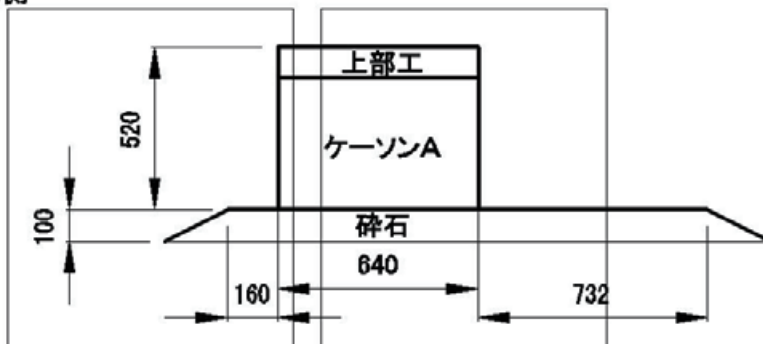


図-2.17 八戸八太郎地区北防波堤(中央区)の断面と被災状況の例(左が港外側)



港内側



±8.50m(±0.34m縮尺1/25) 港外側
 ±5.00m(±0.20m縮尺1/25)
 ±1.50m H. W. L.(±0.06m縮尺1/25)
 ±0.00m

砂面水平部

図-2.18 実験断面(上：全体，下：ケーソン部拡大)

(2) 実験結果

a) ケース H-1 の実験の様子と洗掘量

写真-2.12 はケース H-1 における実験前後の様子である。越流により基礎地盤が洗掘されていることがわかる。また、写真-2.13 をみると、越流開始からおよそ 80s 程度で最大洗掘深付近まで到達していた。その後、洗掘されたところに、基礎捨石が覆い被さった。これは、捨石のほうは、巻き上がり後の流れで、その場から流れるほどの強い流れではなかったため、洗掘された場所にとどまると推測される。

ケース H-1-4 における実験後の様子を写真-2.14 に示す。ケース H-1-4 では、ケース H-1-1 と比較すると水位差が大きいケースであるが、これをみると、最大洗掘深の場所がケース H-1-1 よりもケーソンから遠ざかり、かつ最大洗掘深も大きいことがわかる。ケース H-1-1 とケース H-1-4 は前面側の天端から水位までの深さである、越流深は同程度であるため、ケーソンからより遠ざかった原因は、写真-2.15 に示すとおり、ケーソンが若干傾いた影響があると考えられる。しかし、最大洗掘深が深くなった原因は、背後の水深がケース H-1-1 よりも低いいため、越流水塊の勢いが強く地盤に生じたことが影響したと考えられる。

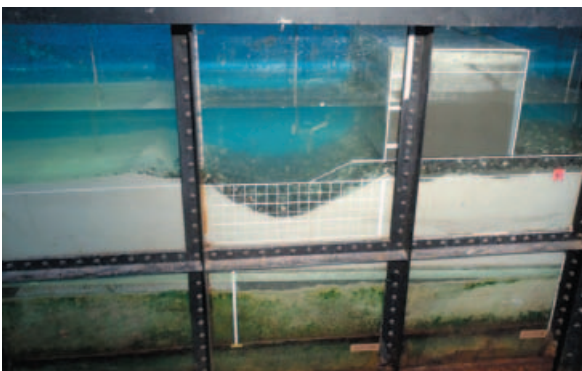
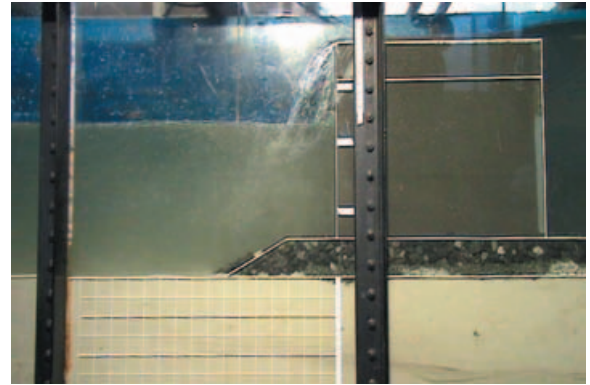
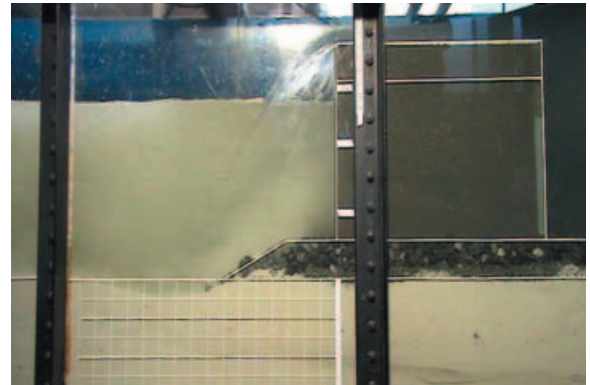


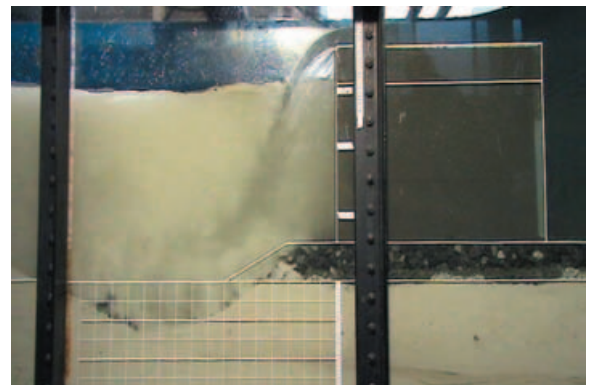
写真-2.12 実験前後の様子 (ケース H-1-1)



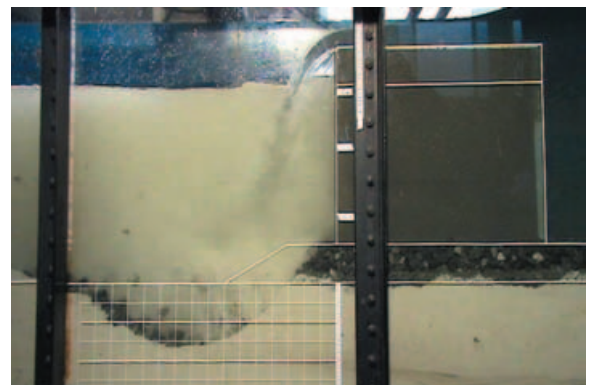
(a) 0.0s



(b) 20s 後



(c) 60s 後



(d) 80s 後

写真-2.13 実験中の様子 (ケース H-1-1)

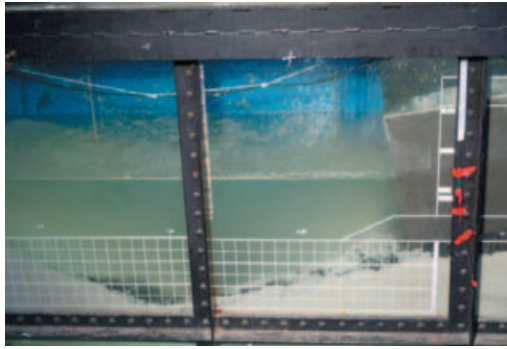
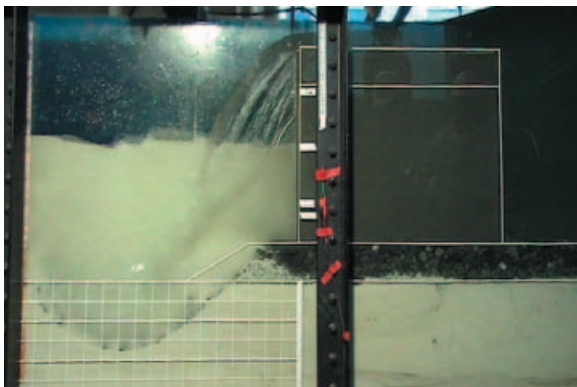
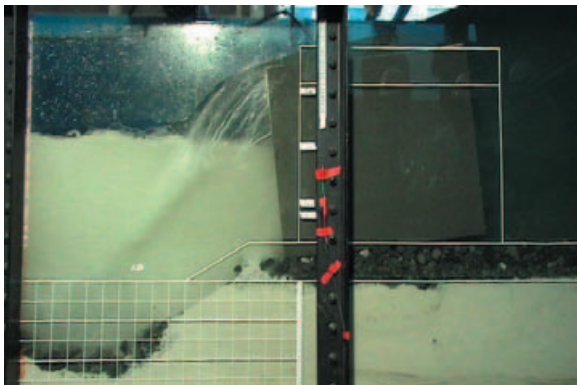


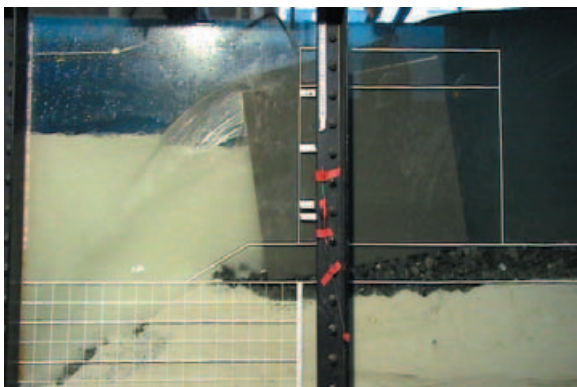
写真-2.14 実験後の様子 (ケース H-1-4)



(a) 0.0s



(b) 70s 後 ((a)を基準としたとき)



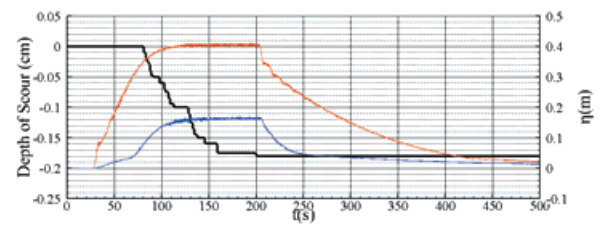
(c) 150s 後 ((a)を基準としたとき)

写真-2.15 実験中の様子 (ケース H-1-4)

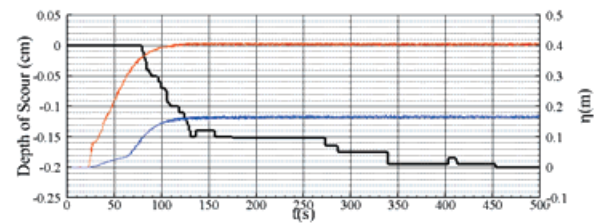
実験中の最大洗掘量を表-2.7に示す. 水位についてはD.L.からにして記す. これをみると, ケーソン天端から津波高までは全ケース変わらないため, 背後水位が異なることによって, 最終的な洗掘量が若干変わったと考えられる.

表-2.7 実験ケースと最終洗掘量・水位差

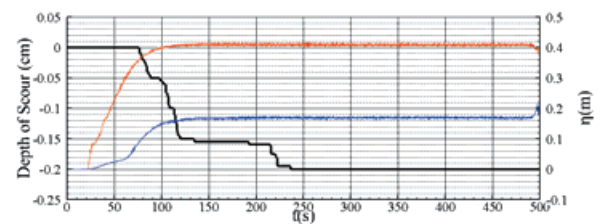
ケース	最大洗掘量 (m)	沖側水位 (WG2,m,DL)	岸側水位 (WG7,m,DL)	水位差(m)
1	1	0.18	0.34	0.10
	2	0.20	0.34	0.10
	3	0.20	0.35	0.11
	4	0.25	0.34	-0.05



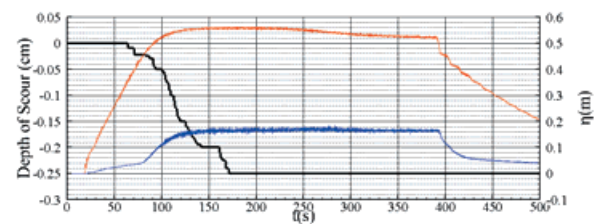
(a) ケース H-1-1



(b) ケース H-1-2



(c) ケース H-1-3



(d) ケース H-1-4

図-2.19 水位 (赤: 沖側 (WG2), 青: 岸側 (WG7)) と最大洗掘深の時系列

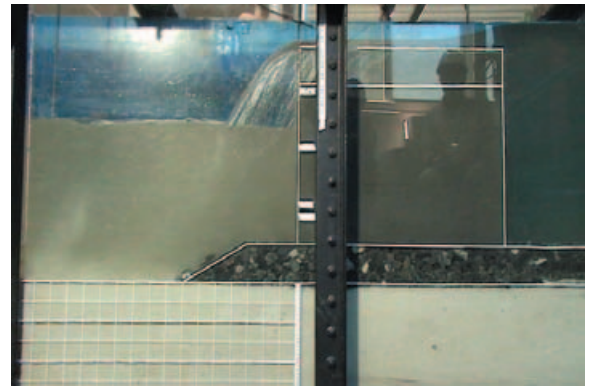
ビデオ解析により背後の洗掘深さと時間の関係を測定したものを図-2.19 に示す。これを見ると、地盤が洗掘されるのは、ケース H-1-1～H-1-3 では、越流高（天端から沖側の津波高（WG2）までの距離）が 0.08cm を超えたあたりから洗掘しはじめており、洗掘しはじめると、洗掘深は津波高が大きくなるのに追従していることがわかる。ケース H-1-4 では若干目地流速により洗掘されているものの、H-1-1～H-1-3 と同じく、0.08cm 程度を超え始めたあたりから津波高に追従するように洗掘された。

一方である程度まで洗掘されると、その後は、継続時間により徐々に洗掘が岸沖方向に広がり、それにより、ケーソンの背面の下部まで洗掘が広がり最終的に、ケース H-1-4 では、ケーソンが傾くに至ったと考えられる。そのため、ケース H-1-1 において、若干洗掘深が小さいのは、継続時間が足りなかったためであると推測される。継続時間と洗掘の広がりや、越流高と最大洗掘深については、今後、越流高、ケーソン天端高、背後の水位および地盤の固さなどを変化させ、詳細に調べる必要がある。

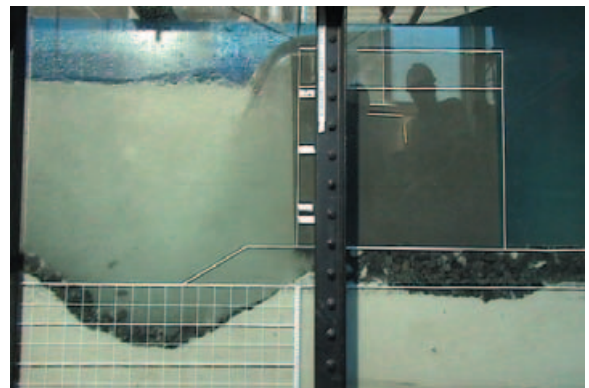
b) ケース H-2 の実験の様子とケーソンの滑落

ケース H-2 においては、ケーソンの質量を八戸港と同様にする事で、その被災メカニズムの再現を目指した。写真-2.16 は、ケース H-2-1 における実験中の様子である。ケーソン背後が洗掘されはじめ、ケーソン下部まで洗掘が到達することにより、最後は、ケーソンが洗掘した穴に滑落していることがわかる。このときの波圧から計算される滑動安全率は 2.85 であった。また、ケーソン後しにおける端支圧は、 215.52kN/m^2 （25 倍して現地換算した値）であった。つまり、ケーソンは津波力に対しては十分な安定性を確保していたが、下部が洗掘されることにより支持力の局所的な破壊が生じたと推測される。これは、(3) 項にて詳細に検討する。

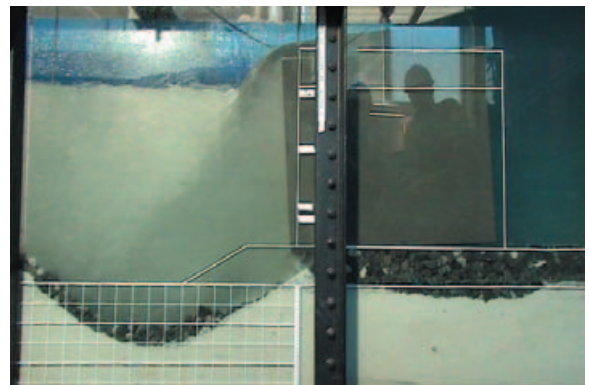
写真-2.17 から写真-2.19 にはそれぞれのケースの最終的なケーソンの破壊形態を示す。いずれの場合においてもケーソンが洗掘した穴に滑落しているものの、外力の大きいケース H-2-4 においては、より遠くまでケーソンが滑落している。八戸港の被災断面（図-2.17）と比較をすると、現地のほうでは、被災後の津波の押し引きによる影響や、平面的な流れの影響もあると考えられるものの、同様の被災状況を再現できたと考えられ、洗掘が進行することにより支持基盤が弱くなりケーソンが倒壊に至ったと推測される。



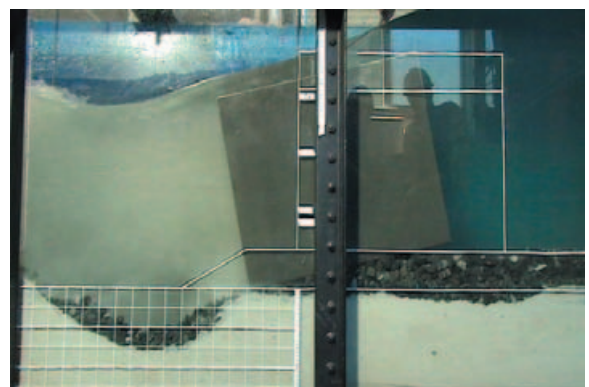
(a) 70.0s 後 （洗掘しはじめ）



(b) 500.0s 後 （傾き開始）



(c) 571.7s 後 （傾き途中）



(d) 578.3s 後 （傾き終了）

写真-2.16 実験中の様子(ケース H-2-1)

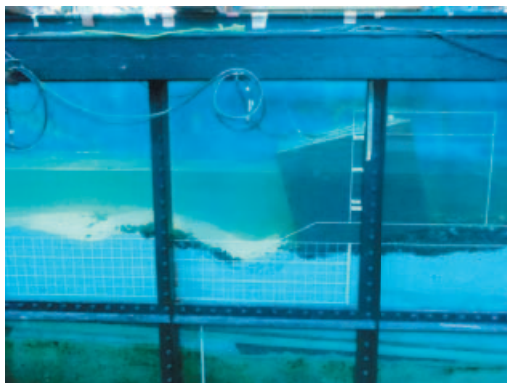


写真-2.17 実験後の様子 (ケース H-2-1)

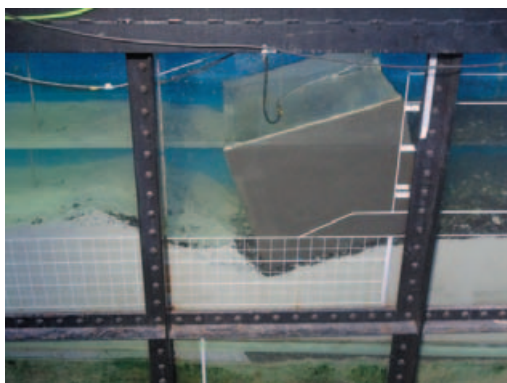


写真-2.18 実験後の様子 (ケース H-2-2)

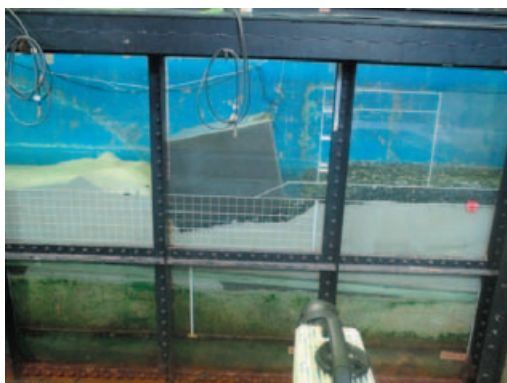


写真-2.19 実験後の様子 (ケース H-2-4)

(3) 破壊モードの検討

ケース H-2 における滑動・転倒・支持力破壊 (簡易ビショップ法) の安全率を計算する. 表-2.8 に結果を示す. ここでは, 水位差が小さいケース (H-2-1~H-2-3) の平均と, 水位差の大きいケース (H-2-4) について比較している. それぞれ, 洗掘が基礎地盤から基礎捨部に至り, ケーソン背面下端から 2cm (現地換算 50cm, ケーソン長さの約 3%) および 4cm (現地換算 100cm, ケーソン長さの約 6%) 洗掘を受けた場合における, 安全率も計算した. その場合, ケーソン下部の揚圧力については, 洗掘された部分は, 背面水圧と同じとして計算し, 転倒計算

における支点も, 洗掘後の端部とした. また, 上面の波圧は安定していないため無視した.

これをみると, 滑動安全率については, 洗掘の影響はほぼないが, 転倒と支持力破壊については, 洗掘が大きくなると減少し, 洗掘無しの場合と洗掘が 4cm 生じた場合と比較すると, それぞれ 60%から 70%程度になっている. ここから, 水位差が変化しなくても洗掘によって, 支持力や転倒の安全率が小さくなることが言える.

そのときの安全率ならびに現地換算した場合の端支圧について d'/d_1 との関係を図-2.20 に示す. d'/d_1 が大きくなるにつれ, すべての安全率は下がり, さらに洗掘により, 同じ d'/d_1 で, 安全率および端支圧が変化しており, そのためにケーソンが倒壊に至ったことが推測される.

表-2.8 ケーソン下部洗掘による各種安全率の変化

ケース	洗掘	滑動	転倒	支持力破壊	端支圧 (現地換算, kN/m ²)
H-2-1	なし	1.75	3.43	1.53	277.75
H-2-1	2cm	1.78	2.89	1.30	369.91
H-2-3	4cm	1.78	2.27	1.01	553.66
H-2-4	なし	1.37	2.86	1.24	355.52
	2cm	1.41	2.40	0.98	494.19
	4cm	1.44	1.93	0.79	779.88

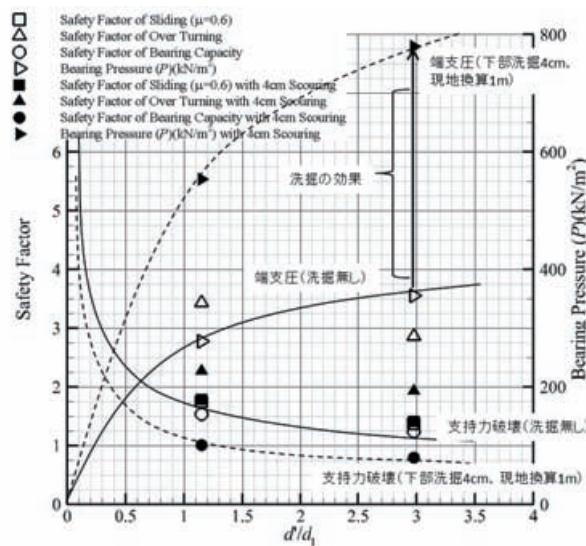


図-2.20 d'/d_1 と各安全率の関係

2.5 破壊過程に関するまとめ

重力式構造の防波堤, 特に混成堤について, 津波越流時の安定性を水理模型実験により検討した.

その破壊モードは、摩擦抵抗力を外力が上回ったときに生じる「滑動モード」、回転モーメントにより生じる「転倒モード」、基礎部がケーソン荷重によって破壊される「支持力破壊モード」があり、それぞれの安全率が 1.0 を下回るときに生じていることがわかった。

一方で、特に基礎部の洗掘がケーソン下部まで生じた場合において、支持力破壊、転倒の安全率が、基礎部が洗掘されない場合よりも減少することで、ケーソンが倒壊に至ることがある。ここでは、これを「基礎洗掘モード」と呼ぶこととする。基礎洗掘モードにおいては、洗掘後の端部を用いて、転倒、支持力破壊（簡易ビショップ法）の計算を行い、それぞれの安全率が 1.0 を下回るかどうかを検証することで、滑動・転倒・支持力破壊のどのモードで破壊されるかがわかる。図-2.21 にその概念図を示す。

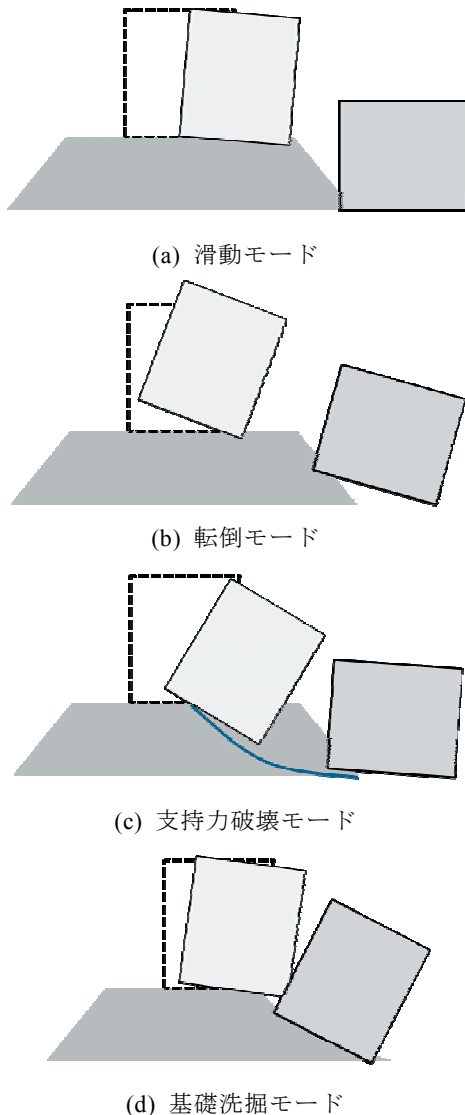


図-2.21 防波堤の破壊モードの概念図

基礎洗掘モードにおいても、結果としては、滑動・転倒・支持力破壊の3つの破壊モードで破壊されていることにはなるが、基礎部の取扱いを洗掘された後で検討しなければならないことから、ここでは、通常の滑動・転倒・支持力破壊の検討と区別することとした。また、水位差が一定であったとしても洗掘される場合には洗掘量は変化するため、安全率が変化する。そのため、洗掘量の定量化は重要であり、今後の課題となる。

3. 腹付工対策を施した混成堤の破壊過程

3.1 腹付工の概念図

直立部の滑動および基礎マウンドと海底地盤の洗掘対策の基本的な構造の一つとして、防波堤背後の基礎マウンドを嵩上げる腹付工が考えられる（図-3.1）。

以下、本実験における断面諸元の基本的な考え方を示す。まず、腹付工の高さについては、ケーソン高さの 1/3 とした。腹付工の材料としては、基礎マウンドに用いられる捨石とし、捨石のみでは洗掘されてしまう恐れがあることから、被覆工を腹付工の表面に設置した。ただし、越流規模が大きくなると、被覆工が流出し、腹付工の洗掘が進展するため、その対策として洗掘防止工を敷設する。被覆工の安定性については、4章で検討する。

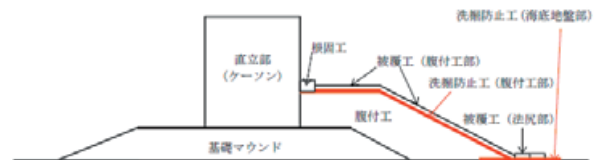


図-3.1 腹付工イメージ図

3.2 滑動モードに対して(例：釜石港)

(1) 実験条件

実験断面は図-2.1と同様であり、ケーソン背後にケーソン高さ 1/3 の腹付を施し、腹付の天端幅は、既存マウンドの幅と同等とした。表-3.1 に実験ケースと水位差を示す。

表-3.1 実験ケースと水位差

ケース	回数	初期水位(m)	沖側水位変化量(WG5, m)	陸側水位変化量(WG10, m)	水位差(m)
KB-1 (矩形)	1	3.85	0.086	-0.169	0.255
	2		0.290	-0.553	0.843
KB-2 (矩形)	1		0.066	-0.131	0.197
	2		0.125	-0.246	0.371
	3		0.247	-0.516	0.763

(2) 実験結果

a) 実験の様子と水位差

ケース KB-1, ケース KB-2 とともに, 腹付部が洗掘し, 滑動抵抗力が小さくなり, 最終的に転倒に至った.

ケース KB-1 のケーソンの転倒の様子と, マウンドが洗掘の様子を示す. これを見ると, マウンドがある程度失われた瞬間に, ケーソンが一気に転倒していることがわかる. 写真-3.3 は, ケース KB-1 の実験後の状態である. このときは, 270 度回転して止まった. 写真-3.4 は, ケース KB-2 の結果であるが, 水位差がケース KB-1 よりも小さいことから 180 度回転でとどまっている. またダミー函は, 洗掘されきれておらず, 傾斜してとどまった.



(a) 0.0s



(b) 1.0s 後



(c) 1.1s 後

写真-3.1 ケーソンの転倒の様子 (ケース KB-1)



(a) 0.0s



(b) 1.0s 後



(c) 1.1s 後

写真-3.2 マウンドの洗掘の様子 (ケース KB-1)



写真-3.3 ケース KB-1 の実験後の結果



写真-3.4 ケース KB-2 の実験後の結果

b) 波圧と破壊モード

ケース KB-1 の動き出す瞬間の計測された波圧から摩擦係数を 0.6 としたときの滑動安全率は 0.83 であった。これは、腹付により滑動抵抗力が増大したため、その効果が失われたことにより、転倒し始めたことを意味する。

ケース KB-2 でも、滑動安全率は 0.81 であった。したがってどちらも同程度の洗掘状況であったと考えられるが、水位が若干小さい状況で動き出したケース KB-2 のほうがケーソンの変位度は小さいということがわかる。

3.3 支持力破壊モードに対して(例：御前崎港)

(1) 実験条件

ケーソン高さの 1/3 とした腹付工を設け(図-3.2)、津波越流時における腹付工の基礎マウンドおよび海底地盤の洗掘対策効果を検証した。マウンド幅については、港内側を 1.067m とした。被覆材については、後述する 4.1 節で検討した結果から、3 トンブロックを用いた(写真-3.5)。実験条件を表-3.2 に示す。初期水位は底面から 2.16m とした。

実験は、港内外の水位差が小さい場合と大きい場合の 2 ケースを実施し、水位差が小さい場合は腹付工なしの実験と同じ条件とした。

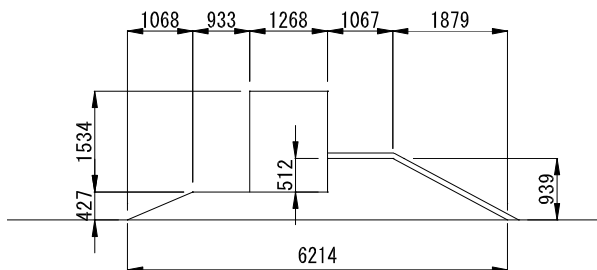


図-3.2 実験断面 (単位 mm)

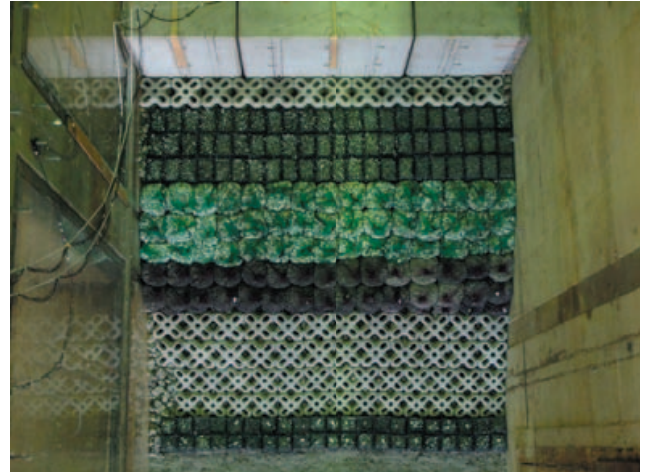


写真-3.5 腹付工及び被覆工配置状況

表-3.2 実験条件

ケース	洗掘防止 マット	水位(m)		水位差 (m)
		前面	背面	
OB-1	1	0.709	0.055	0.654
	2	0.786	-0.067	0.853
	3	0.803	-0.096	0.899
OB-2	1	0.705	0.073	0.632
	2	0.818	-0.189	1.007

(2) 実験結果

a) 堤内外の水位差が小さい場合(ケース OB-1-1)

本実験条件における水位差はおよそ 0.65m であり、ほぼ同じ水理条件下における腹付工と被覆工が無い断面では、偏心傾斜荷重に対する支持力不足により、ケーソンは大きく変位したが(3.2 節参照)、本実験断面では腹付工の法肩部の被覆材が流されたものの、ケーソン本体に全く変位が生じなかった(写真-3.6)。

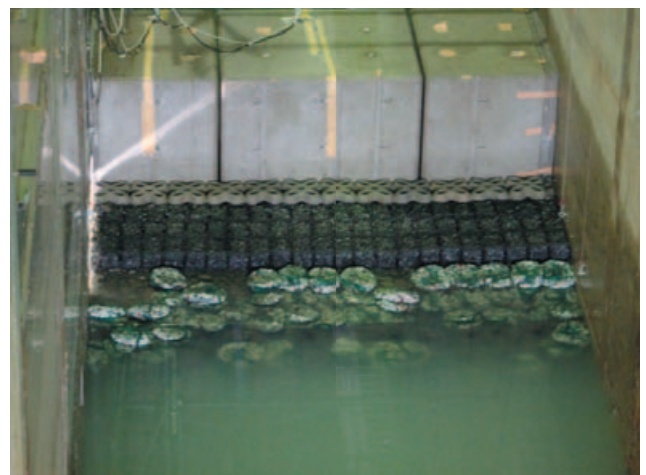


写真-3.6 実験後の状況

b) 堤内外の水位差が大きい場合（ケース OB-1-3 および OB-2-2）

ケース OB-1-3 では、最終的に、ケーソン背面より 194cm 離れた位置で最大 108cm の洗掘されたものの、ケーソンは、数 mm 動いているかどうかであった。

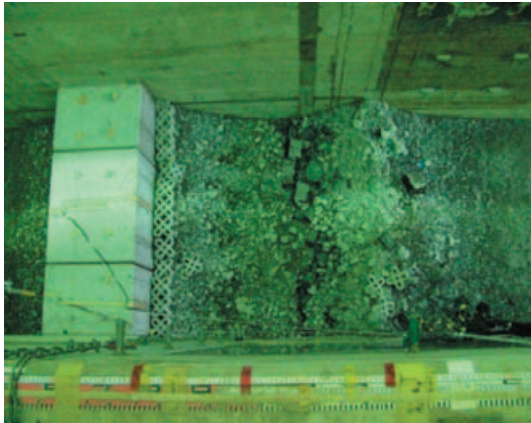


写真-3.7 実験後の状況（ケース OB-1-3）

ケース OB-2-2 では OB-1-3 よりさらに大きい水位差とした場合であったが、背後の腹付工が洗掘されて断面がやせ、最終的に一気にケーソンが飛散した（写真-3.8）。



写真-3.8 実験後の状況（ケース OB-2-2）

(3) 破壊モードの検討

表-3.3 に各ケースの安全率をまとめたものを示す。腹付工は洗掘を受けているケースと受けていないケースがあるが、今回観測窓からではうまく視認できなかったため、完全に腹付工がある場合と無い場合をそれぞれ検討した。

これをみると、ケース 1-3 で動かなかった理由は腹付工の効果がなかった場合においても簡易ビショップ法による安全率ならびに滑動安全率が 1.2 程度と限界ぎりぎりであったため、ケーソンが倒壊するに至らなかったと考えられる。一方で、ケース 2-2 では、腹付工が無かった場合、1.09 とほぼ 1.0 に近く、ケーソン基部も洗掘されることで弱くなっていたため、ケーソンが倒壊したと

考えられる。また、倒壊後、ケーソンが大きく動いた理由は、腹付工が一気に洗掘を受けたためだと考えられ、洗掘を急激にされない工夫が必要であることがわかる。これらについては 4 章で検討する。

表-3.3 各ケースの安全率のまとめ

ケース	滑動		転倒	支持力(簡易ビショップ法)		端支圧 (kN/m ²)
	腹付工抵抗無	腹付工抵抗有		腹付工抵抗無	腹付工抵抗有	
OB-1-1	1.42	1.95	2.00			398.32
OB-1-2	1.21	1.65	1.74			486.65
OB-1-3	1.17	1.59	1.67	1.26	1.58	515.14
OB-2-1	1.42	1.95	1.99			394.95
OB-2-2	1.09	1.48	1.57	1.15	1.32	577.73

3.4 洗掘モードに対して(例：八戸港)

(1) 実験条件

実験断面は 2.4 節で示したものに、ケーソンの高さ 1/3 の腹付工ならびに被覆ブロックならびに洗掘防止マットを基礎地盤ならびに腹付工の上部にひいたもの、重量を軽くしたものを検討した。実験断面図を図-3.3 に、実験条件をまとめたものを表-3.4 に示す。ケース HB-2 と HB-5 についてはケーソンが大きく移動したこともあり、それぞれ 2 回ずつ行った。

ケーソン質量は、ケース HB-4 では、ケース HB-2, HB-3 の波力を基として、滑動安全率が腹付工を含めずに 0.9 となるように設定し、ケース HB-5 では腹付工の抵抗力を含めて 1.0 となるように設定した。また、ケース HB-5 では 1 回目のときにケーソンが転倒しはじめ計測器に当たり止まったため、2 回目ではケーソン周辺の計測器を取り外した。なお、腹付工の滑動抵抗力に関しては、菊池ら(2011)に従って計算した。



図-3.3 実験断面

表-3.4 実験ケースと水位差

ケース	回数	腹付工 (高さ, ケー ソン高さ 1/3)	被覆ブロック (3t, 5t タイ プ)	洗掘防止マ ット(腹付工 上部)	洗掘防止マ ット(基礎地 盤)	堤体質量 (kg)	初期水位 (m)	沖側水位 変化量 (WG2, m)	陸側水位 変化量 (WG7, m)	水位差 (m)
HB-1		あり	なし	なし	なし	537.877	-0.06	0.40	0.16	0.24
HB-2	1	あり	なし	なし	なし	537.877	-0.21	0.56	0.16	0.40
	2									
HB-3		あり	なし	なし	あり	537.877	-0.21	0.56	0.16	0.40
HB-4		あり	なし	なし	なし	420.426	-0.21	0.56	0.16	0.40
HB-5	1	あり	あり	あり	あり	331.830	-0.21	0.56	0.16	0.40
	2									

(2) 各ケースの実験前と実験後の様子

ケース HB-1 では、被覆工による洗掘防止工を施していないため、腹付工が洗掘をうける被害を受けている(写真-3.9)。この結果と、2.4 節のケース H-2-1 と比較すると、同程度の津波外力に対し、腹付工を施していない場合では、洗掘によりケーソンが滑落したものの、腹付工を施した場合は、腹付工は洗掘されたものの堤体まで被災をしていないことがわかる。これは、津波外力だけでは堤体の滑動安全率が後述する通り 1.7 程度あったため、洗掘されてもケーソン下部まで至らなかったため、ケーソンが倒壊しなかったと考えられる。

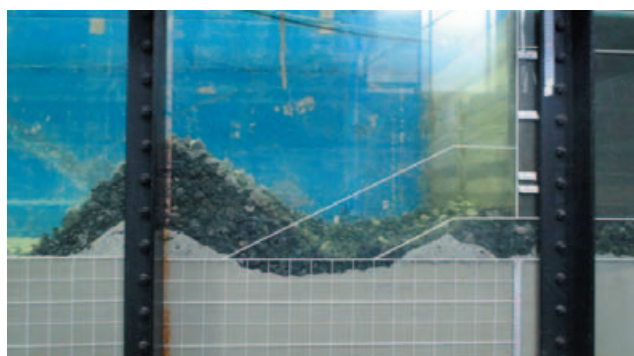


写真-3.9 ケース HB-1 の実験前後の様子

ケース HB-2 では、背面の水位が下がったため、腹付け工だけでなく、その下部まで洗掘されたため、支持力が破壊され、ケーソンが滑落した(写真-3.10)。

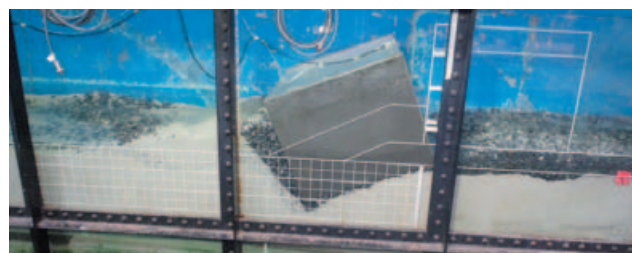


写真-3.10 ケース HB-2-1 の終了後の様子

ケース HB-3 では、最終的にはケース HB-2 と同じような破壊形態になっているが、これは、壁面との隙間などから砂が徐々に吸い出され、最終的に、マットの効果なくなったことによるものである。しかし、実験時の観察から、マットが飛ばなければ、洗掘が緩やかであり、洗掘される時間を稼ぐ効果があることがわかった(写真-3.11)。

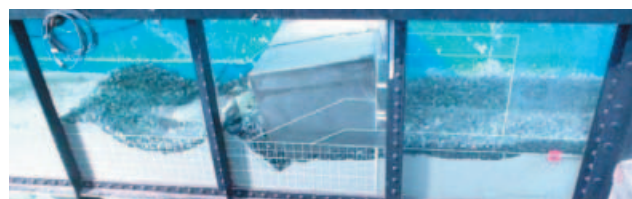


写真-3.11 ケース HB-3 の実験前後の様子

ケース HB-4 では、洗掘されたあと、堤体が軽くなっていたものの、まだ滑動安全率が 1.0 を下回っていなかったため、そのまま、洗掘から支持力破壊モードとなった。ただし、ケース HB-2 と比較すると、水位差が大きくなったため、ケーソンが大きく移動していることがわかる (写真-3.12)。



写真-3.12 ケース HB-4 の実験前と実験後の様子

ケース HB-5 では、腹付工を含めて滑動安全率が 1.0 を少し超える程度であったため、ある程度洗掘されると、すぐに滑動しはじめ、大きく転倒した (写真-3.13)。

洗掘防止マットを腹付工の上に施していたが、うまく抑えられず、そのため、被覆工が流出してすぐにマットが写真-3.14 (b)に示すように流された。そのため、腹付工が洗掘され、腹付工による滑動抵抗力が減少し、ケーソンと腹付工を含めて滑動したと考えられる。

滑動安全率が 1.0 を下回るケーソン重量であるため、(e) に示すような転倒にまで至ったと推測される。この破壊過程は 3.3 節で示された結果と同様となる。

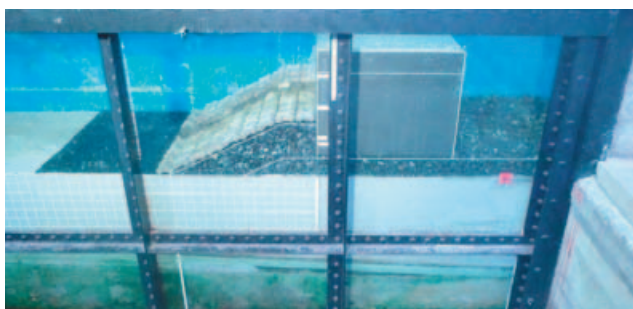
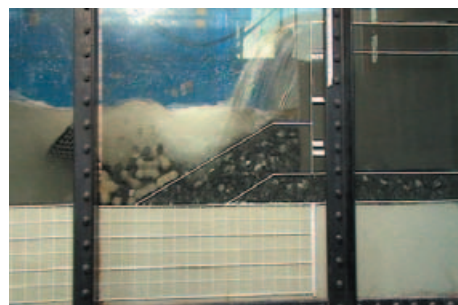


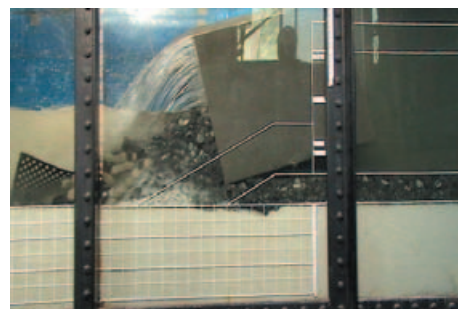
写真-3.13 ケース HB-5-1 の実験前後の様子



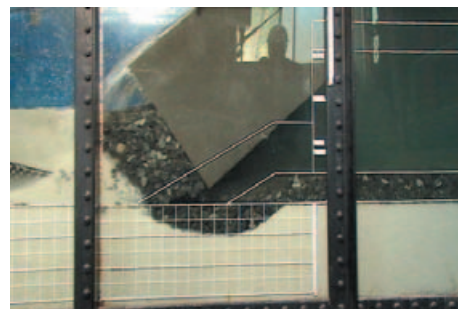
(a) 測定開始 80s 後 (越流開始)



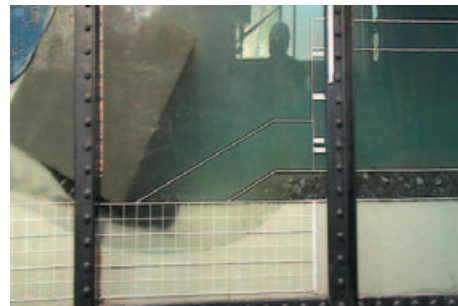
(b) 測定開始 102s 後



(c) 測定開始 120s 後



(d) 測定開始 149s 後



(e) 測定開始 161s 後

写真-3.14 ケース HB-5-1 の破壊の様子

(3)破壊モードの検討

滑動前の安全率を表-3.5に示す。ケース HB-4 については図-3.4に示すように、残っていた腹付けを考慮した滑動抵抗力とした。括弧内は、考慮しなかった値を示している。ケース HB-5 については、最大波圧で事前に計算した値を示している。これをみるとわかるように、HB-4 や HB-5 のように腹付工がなくなり、滑動安全率が1.0を下回ると、ケーソンは大きく変形する。

表-3.5 各ケースの滑動安全率

ケース	回数	滑動安全率
HB-1		1.719
HB-2	1	1.388
	2	1.476
HB-3		1.368
HB-4		0.961(0.882)
HB-5		0.532*

* ケース HB-4 の圧力を用いて計算した場合滑動安全率

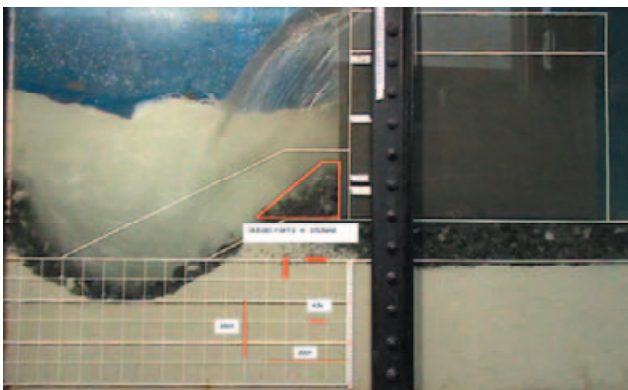


図-3.4 ケース HB-4 の動き出し時の腹付け量

3.5 腹付工の破壊モードに関するまとめ

(1)破壊に至る時間遅延に対する考察

すべての断面において、腹付工を行った断面のほうが、腹付工を行わない断面よりも大きな水位差まで耐えることがわかった。これは、腹付工が、滑動や支持力に対する抵抗力の増大に寄与していることを意味する。

また、腹付を行うことで、防波堤の支持基盤が洗掘されるのを防ぎ、洗掘し始めたとしても、支持基盤が失われる程度まで洗掘し終えるまでの時間を稼ぐことで、結果、ケーソンが倒壊するまでの時間を稼ぐことが可能となる。それにより、港内への流入量を減らし、陸地への浸水が開始する時間を遅らせることができる。

さらに、被覆材・洗掘防止マットなどで、腹付工の洗

掘を防止し、より洗掘されにくくすることで、越流した津波に対してさらに耐えることが可能であると考えられる。この点については、4章でさらに検討する。

(2)腹付工の最終的な破壊形態

釜石・御前崎港の断面では、それぞれ腹付工が洗掘されきった後、ケーソンが転倒に至った(図-3.5)が、八戸港の断面では、ケーソンは、洗掘された穴に滑落し、そのまま捨石に支えられてとどまっていた(図-3.6)。

これは、腹付が洗掘された後において、基礎部の局所破壊モードとなるか、滑動モードとなるかの違いである。また、図-3.5のような滑動モードの場合においては、洗掘が急激に進むことで、ケーソンが大きく滑動しやすくなる場合もある。

これらについては、腹付工がある場合と無い場合のそれぞれの安全率を調べることにより、ある程度は予測が可能となることがわかった。

両者における、防護機能を考えた場合、最終的な破壊に至った場合においては、図-3.6の破壊形態のほうが、防護効果を若干でも有する可能性があると考えられ、このような破壊モードになるように設計できるのが良いと考えられるが、この点については5章で考察する。

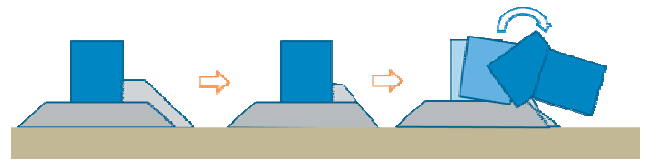


図-3.5 腹付が洗掘された場合の破壊形態(滑動モードによる破壊の場合)

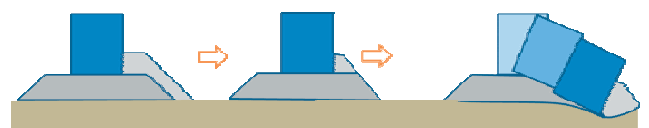


図-3.6 腹付が洗掘された場合の破壊形態(洗掘モードによる破壊の場合)

4. 腹付工における被覆工と洗掘防止工の安定性

4.1 被覆材

(1)実験条件

被覆材の安定性を確認する実験を御前崎港の断面を基本にして検討した。

ここでは、腹付高さを高くすることで、被覆材にうまく越流水塊を作用させることを考え、腹付高さはケーソン高さの1/2とした。また、作用位置を腹付工天端中央から法肩部付近にするため、ケーソン上部構造は上部バラケット工をとりつけた。

実験としては、方塊ブロックを用いた実験により越流水塊の作用位置の確認ならびに被災度合いの観察を行い、次に被覆材を用いて越流水塊に対する安定性の実験を行うこととした。

方塊ブロックを用いた実験では、4.7kg（現地 2 トン相当）ならびに 7.1kg（現地 3 トン相当）の方塊ブロックを用いた。（写真-4.1 左）。2t 型のブロックは 80 個、3t 型のブロックは 56 個、腹付工天端に設置した。

被覆材を用いた実験では、穴あきの被覆ブロック、砕石を詰めた袋詰め、蛇籠の 3 種類の被覆材を用いた（写真-4.1 右）。なお、袋詰めについては、砕石が大きいものと小さいものの 2 つを作成した。なお、各種類は岸沖方向に並べ、目地部のところには方塊ブロックの 2t 型のものを並べた。このようにすることで、各被覆材の被災がそれぞれに対して影響しないように考えた。

それぞれの被覆材の質量は、現地換算で 2 トン程度に相当するものとした。ただし、蛇籠については現地の既製品のサイズにあわせ 1.6 トン型とした。

被覆材を用いた実験のケース OM-1 では、作用する越流を大きくすることにより、その被災状況を検討した。

ケース OM-2-2、OM-2-3 では、袋詰め材について、縦方向にロープで連結した。つまり、縦列に対しては 12

個が、ロープが切れなければ 1 体となる。

計測器は、波高計・流速計・波圧計をこれまでと同様に設置した。また、腹付天端面における流速を測定するため、電磁流速計をケーソン背面から 1m の位置に対して、設置高さを、被覆工天端面から 5cm(V6)、10cm(V7)、20 cm(V8)として設置した。これは予備実験において方塊ブロックが飛散した位置から決定したものであり、ブロック等が飛散しても衝突しない位置で、かつ比較的に作用している地点に近い位置とした。実験条件を表-4.1 に示す。

表-4.1 実験条件

ケース	沖側水位変化量 (WG5, m)	陸側水位変化量 (WG11, m)	水位差 (m)
OM-0	0.285	-0.597	0.881
OM-1-1	0.230	-0.474	0.705
OM-1-2	0.286	-0.576	0.861
OM-1-3	0.371	-0.720	1.091
OM-2-1	0.317	-0.737	1.054
OM-2-2	0.321	-0.700	1.021
OM-2-3	0.375	-0.736	1.111

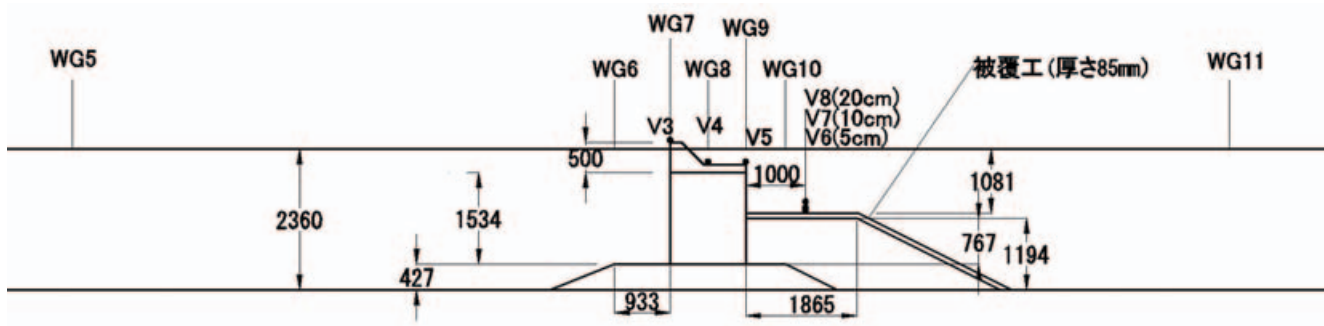


図-4.1 被覆工の安定性に関する実験断面図（単位 mm）

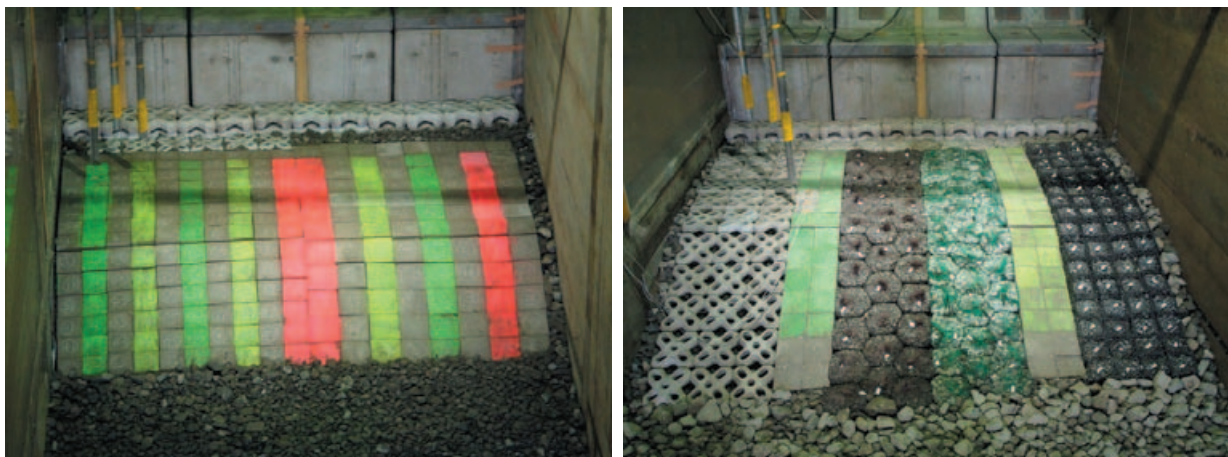


写真-4.1 被覆材の並べ方（左：予備実験，右：本実験）

=ブロック質量/算定された必要質量)は、1.0よりも十分に大きいことがわかるが、V7の流速値における必要質量比は、最大で2t型では0.28、3t型では0.42となり、飛散してもおかしくない程度の流速が生じていることがわかる。水塊が突入している地点では、乱れが大きいいため、流速は鉛直方向にも水平方向にも一様ではないと考えられるが、この結果から、V7の流速値を用いることで、イスパッシュ式を用いて、飛散するかどうかの目安とすることは可能であると考えられる。

(3) 被覆材を用いたケース

a) ケース OM-1

ケース OM-1-1 においては、被覆材はまったく被災を受けなかった。V7の位置の流速計から算定される安全率も4弱であった。流速の時系列と実験後の被覆材の様子を図-4.5および写真-4.4に示す。

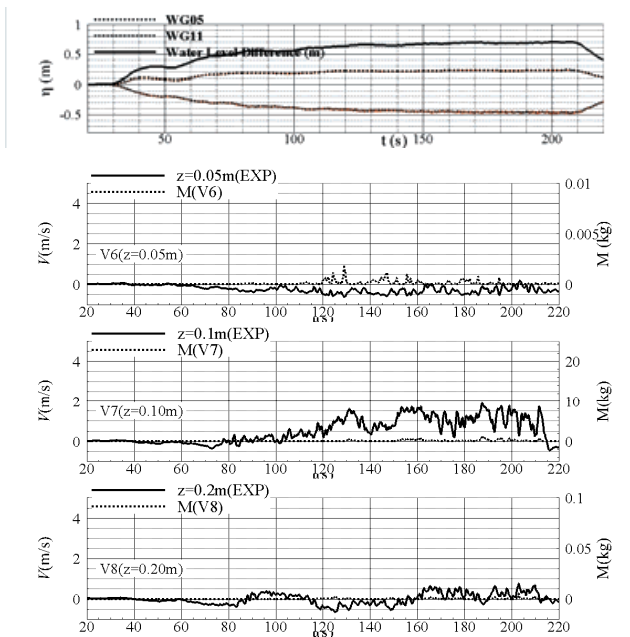


図-4.5 水位、流速、必要質量の時系列(ケース OM-1-1)



写真-4.4 実験後の被覆材の様子(ケース OM-1-1)

ケース OM-1-2 では、袋詰め材は、若干打ち込み部近くで、水塊に押されるように変形するものが生じたものの、飛散したものとずれたものはなく、被災はゼロと考えられるものであった。流速の時系列と実験後の被覆材の様子を図-4.6および写真-4.5に示す。

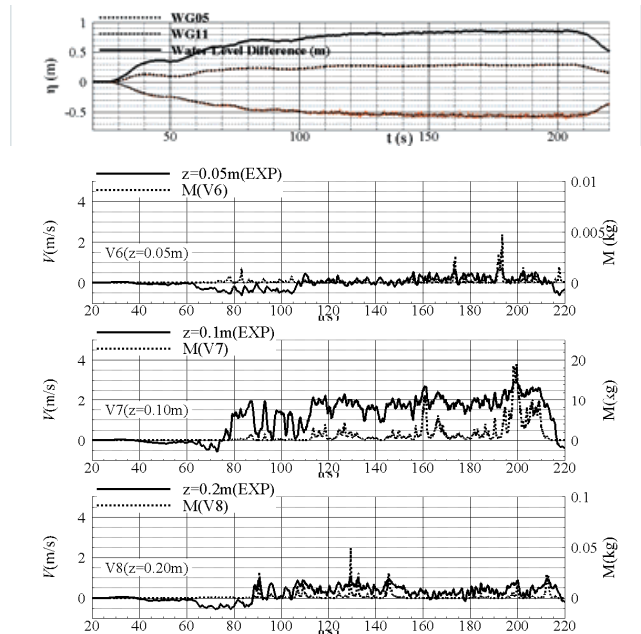


図-4.6 水位、流速、必要質量の時系列(ケース OM-1-2)

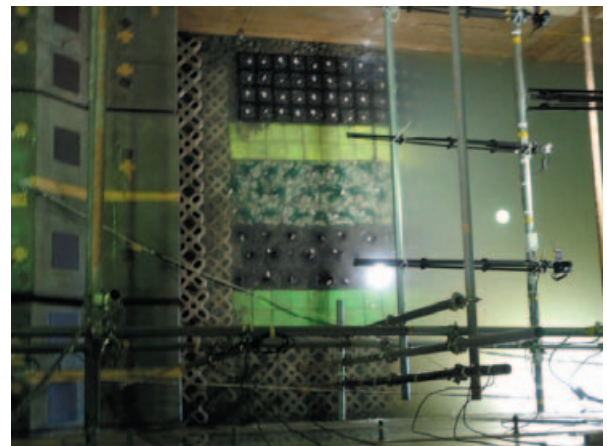


写真-4.5 実験後の被覆材の様子(ケース OM-1-2)

ケース OM-1-3 では、越流水塊が打ち込んだと考えられるあたりから、ほぼすべての被覆材が飛散し、その下部の捨石についても洗掘を受けた。流速の時系列と実験後の被覆材の様子を図-4.7および写真-4.6に示す。

190s程度から水位に変化が生じており、流速については、V6からV8の流速が同程度となった。これは、その地点が大きく掘れ、そのため、天端面が下がったことにより、V6~V8まで大きな差がなくなったと推測される。

また、120sから190sまでの間は、流速や水位差に大きな変化はなく、V7においても必要質量が10kgを超え

ていることから、被覆材が 120s あたりから徐々に飛散し始め、ある程度流された後、腹付工の洗掘に至ったと考えられる。従って、被覆材を設置することによって、被覆材がある程度流れるまで腹付部の洗掘を防止し、洗掘されるまでの時間を稼ぐ効果があると考えられる。

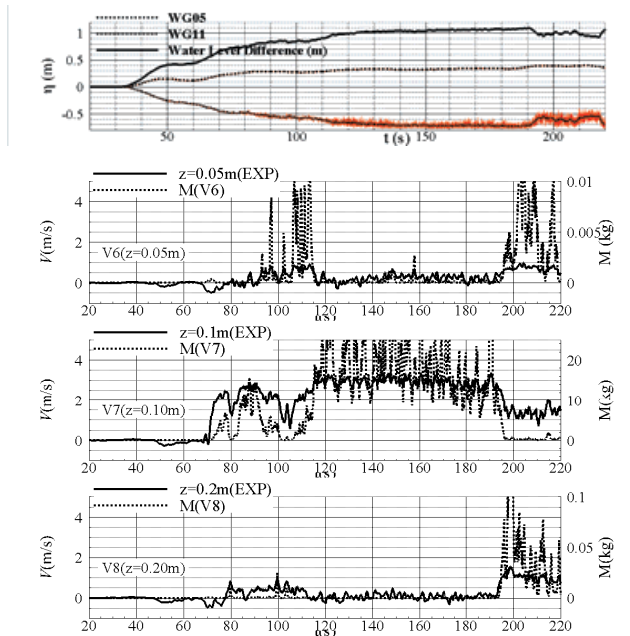


図-4.7 水位、流速、必要質量の時系列(ケース OM-1-3)

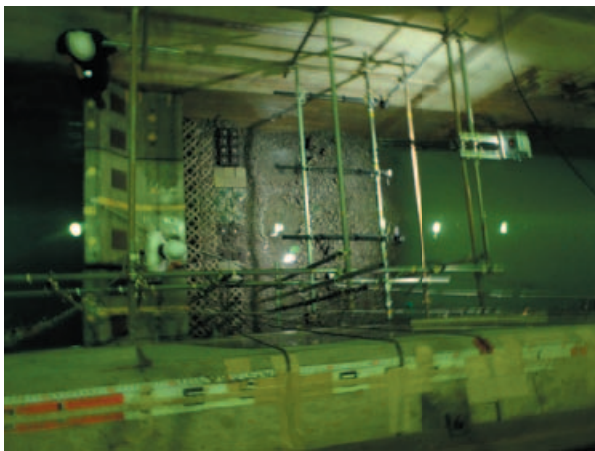


写真-4.6 実験後の被覆材の様子(ケース OM-1-3)

表-4.2 に各ケースにおける最大流速ならびに必要な質量比を示す。これをみると、ケース OM-1-1 では、どの地点の流速においても、必要質量比が 1.0 を下回っていないが、ケース OM-1-2 およびケース OM-1-3 においては、V7 の流速による必要質量比が 0.25 と 0.11 となっており、それぞれ、4 倍から 10 倍程度の質量が算定された。ケース OM-1-2 では、袋詰めの被覆材が変形している程度であったが、ケース OM-1-3 では、被覆材が流されており、必要質量比が 1 を下回ると少なくとも被覆材が動く可能性があることがわかる。

表-4.2 ケース OM-1 の最大流速ならびに必要な質量比

ケース	最大流速(m/s)			必要質量比		
	V6	V7	V8	V6	V7	V8
OM-1-1	-0.64	1.88	0.77	2397.68	3.78	825.98
OM-1-2	0.74	2.97	1.10	986.11	0.25	95.67
OM-1-3	0.99	3.38	1.55	178.18	0.11	12.01

b) ケース OM-2

ケース OM-2-1 の流速の時系列と実験後の被覆材の様子を図-4.8 および写真-4.7 に示す。袋詰め材のうち小さい碎石を詰めたほうが 6 個飛散するか移動していた。大きい碎石を詰めたほうは、袋詰め材が押し込まれたように変形してはいるものの、被災は認められなかった。小さい碎石の袋詰め材は 18 個天端面に並べていたため、被災率は 33% となった。

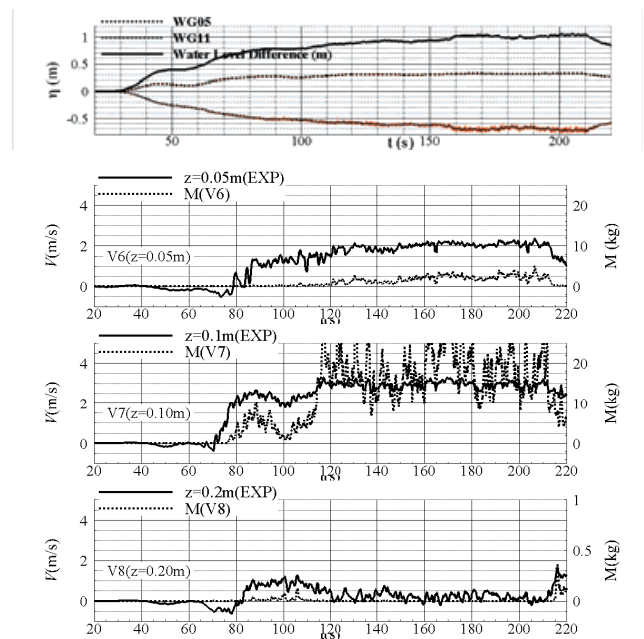


図-4.8 水位、流速、必要質量の時系列(ケース OM-2-1)

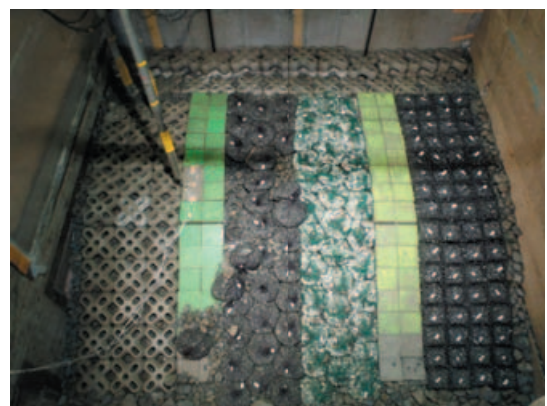


写真-4.7 実験後の被覆材の様子(ケース OM-2-1)

ケース OM-2-2, OM-2-3 では、袋詰め材については、ロープで縦方向に1列12個の連結を行っている。

ケース OM-2-2 の流速の時系列と実験後の被覆材の様子を図-4.9 および写真-4.8 に示す。被災する途中経過を確認するために、最大水位差になる頃のところで、ポンプを止め、越流の作用を終了した(図-4.9)。写真-4.8 をみるとわかるように、ほとんど動いておらず、越流作用点が強いと思われる場所において、袋詰め材が若干押されたように変形した。

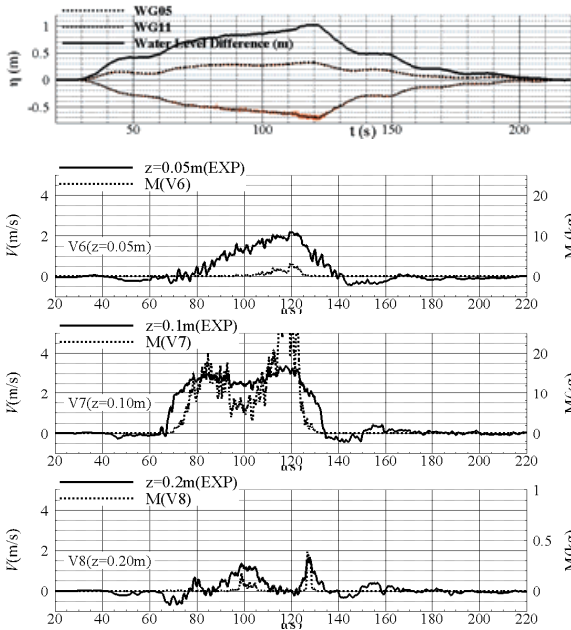


図-4.9 水位, 流速, 必要質量の時系列(ケース OM-2-2)



写真-4.8 実験後の被覆材の様子(ケース OM-2-2)

ケース OM-2-2 の流速の時系列と実験後の被覆材の様子を図-4.10 および写真-4.9 に示す。ケース OM-2-3 では、170s 付近のところで、流速ならびに水位が大きく変化する場所があり、ケース OM-1-3 と同様に、そのあたりで捨石部の洗掘が進んだと推定される。写真-4.10 は、

観測窓から腹付工を見た様子である。窓の上端が腹付工の天端付近であるため、被覆材が飛散する様子はわからないが、時間になると、10s 以下であり、現地換算しても、20s から 30s ということになり、一旦洗掘が始まれば急激に水流の到達点まで掘られていくことがわかる。

最終的には、蛇籠とその隣の方塊ブロックの列を残し、ほかは飛散しその下部まで洗掘を受けた。残った方塊ブロックは、目地部における流速が強いため、越流水塊が直接作用せず流されなかったが、一方で、袋詰め材は流されたため、その下部が洗掘され、その後、蛇籠の2つ隣の方塊ブロックは流されたと考えられる。

蛇籠は両隣の拘束力が強かったためである可能性があり、現地に適用する際には留意する必要がある。

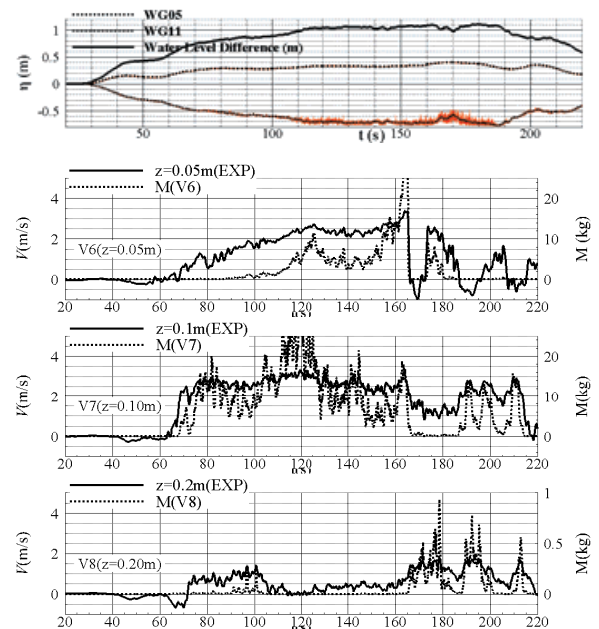


図-4.10 水位, 流速, 必要質量の時系列(ケース OM-2-3)

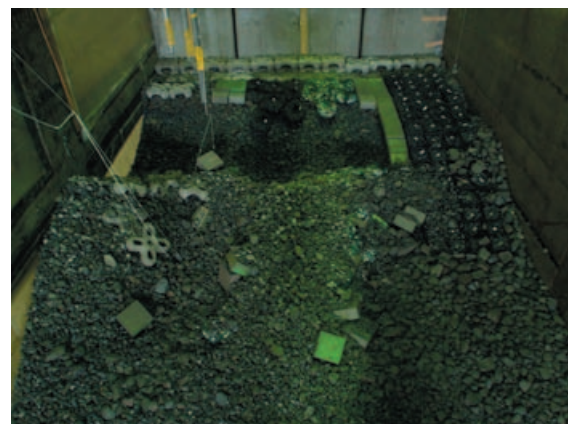


写真-4.9 実験後の被覆材の様子(ケース OM-2-3)



(a) 計測開始 165s 後 (推定: 洗掘スタート)



(b) 計測開始 170s 後 (白い部分は流体)



(c) 計測開始 175s 後 (ほぼ最大洗掘深に到達)

写真-4.10 ケース OM-2-3 における洗掘状況

ケース OM-2 の最大水位差、流速ならびに必要質量比 (被覆材の質量とイスパッシュ式より算定された必要質量との比) を表-4.3 に示す. OM-2-2 の V6 をのぞき、すべてのケースにおいて V6 ならびに V7 の流速値を用いた必要質量比が 1.0 を下回っている. OM-2-1 のケースでは袋詰め材の一部が流されており、V7 を基準とした場合、必要質量比が 0.13 と非常に小さくなっているためであ

ると考えられる. 一方で、OM-2-2 では、必要質量比は小さいにもかかわらず、被覆材は流出しておらず、これは、作用時間が短いためではないかと考えられる. 従って、十分な作用時間が経過していれば、イスパッシュ式による判定が可能であると考えられる.

表-4.3 ケース OM-2 最大流速ならびに必要質量比

ケース	最大流速(m/s)			必要質量比		
	V6	V7	V8	V6	V7	V8
OM-2-1	2.38	3.3	1.54	0.94	0.13	12.57
OM-2-2	2.19	3.38	1.55	1.52	0.11	12.11
OM-2-3	3.40	3.33	1.80	0.11	0.12	5.02

(4) 被覆材の効果および必要質量の算定について

a) 被覆材の効果

水理模型実験の結果から、腹付工の捨石洗掘は、対策を施さなければ、現地換算で 20s~30s 程度である程度掘られることがわかった. そのため、被覆材を設置することで、洗掘を防ぐだけでなく、洗掘される時間を稼ぐ効果もあると考えられる.

b) 必要質量について

図-4.11 に 2t 型方塊ブロックの被災率と、V6~V8 の流速値を用いて算定される必要質量比との関係を示す. これをみると、V7 で得られた流速値を用いることで、1.0 を下回った付近における被災率が数%程度と推測され、良い相関があると考えられる. 一方で、V8 を用いた場合においては明らかに過小評価であるが、V6 では、ケース 2 においては V7 と変わらない相関があるのではないかとと思われる.

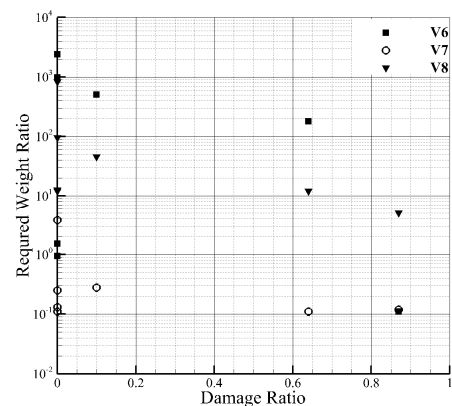


図-4.11 方塊ブロックの被災率と必要質量比(V6, V7, V8)の関係

また、ケース OM-1 では、2t 型方塊ブロックおよび 3t 型方塊ブロックの被災率は 10%と 12.5%であり、この程度の被災であれば、下にある捨石も洗掘されていなかった。よって、局所的に速い流速が生じた場合などにおいては、下部の捨石洗掘の影響も考えながら、被覆工の重量を決定するのが良いと考えられる。

図-4.12 は、各種被覆材の被災率と V7 の流速値を用いて算定された必要質量の関係を示したものである。これを見ると、方塊ブロックよりも各被覆材のほうが安定的であり、そのなかでは、とりわけ小さい捨石を用いた袋詰め材がもっとも不安定であることがわかる。

ただし、いずれの被覆材も、被災率が急激に大きくなっていることから、イスバッシュ式の流速の感度を考えると、安定性に大きな差はないと言える。

従って、底面付近の流速の最大値を用いて、イスバッシュ式から算定することで、必要な質量を推定することが可能であると考えられ、また、被災の程度から考えると、被覆材による大きな差はないということが大局的には言えるが、より詳細な安定性については、各種被覆材でさらなる検討が必要である。

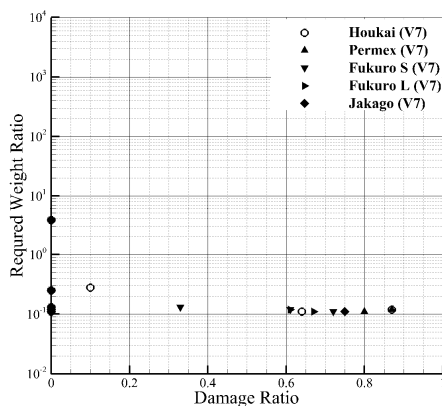


図-4.12 各種被覆材の被災率と必要質量比(V7)の関係

4.2 洗掘防止工

(1) 実験条件

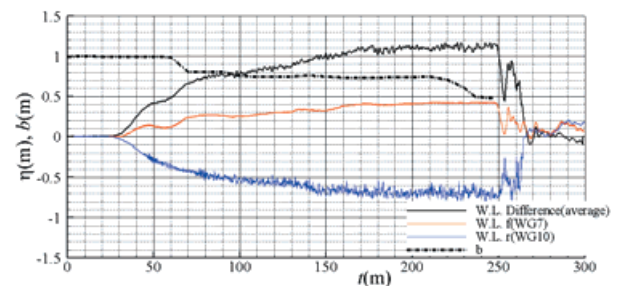
3.3 節と同様の断面について、腹付部の捨石と被覆材の間に洗掘防止工としてアスファルトマットを入れたものと入れていないものを比較する。

(2) 実験結果

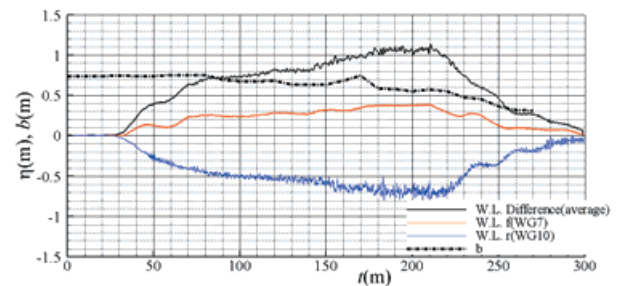
洗掘防止工の効果を見るため、ケーソン前面と背面における水位の洗掘防止工の有無による違いを図-4.13 に示す。併せて、ケーソン前後の水位差と腹付工の水路方向長さの関係も示す。図-4.13 (a)は洗掘防止マットを腹

付工の天端面に敷設していないケースで、図-4.13 (b)は洗掘防止マットを腹付工の天端面に敷設したケースである。図中の一点鎖線 (b) は腹付工の天端長さを示す。

実験の結果、両方のケースとも、腹付工の天端長さが徐々に小さく(洗掘量が大きく)なっている時間帯があるが、洗掘防止工を設置していないケースでは、250 s 付近で急激に小さくなった(洗掘された)(図-4.13 (a))。観察によると、ケーソンは、この時に一気に倒壊した。一方、洗掘防止工を設置しているケースにおいては、徐々に腹付工が消失し(図-4.13 (b))、防波堤の倒壊を遅らせることができた。



(a) 洗掘防止マットを設置していないケース



(b) 洗掘防止工を設置したケース

図-4.13 ケーソン前後の水位差と腹付工の長さの時系列

4.3 被覆工および洗掘防止工に関するまとめ

(1) 設計の考え方

被覆工の重量は、腹付工の天端面から斜面部にわたって流速を用いて、イスバッシュ式から算定される所要重量から、決定することができる。なお、天端面付近の流速については、現状水理模型実験を行うことが望ましいが、CADMAS-SURF 等の数値波動水槽によることも可能と考えられるが、今後検証が必要である。

(2) 効果について

津波は周期が長いことが多く、その場合、越流も徐々に大きくなることになる。越流水深が小さい場合は、ケーソン背後に近い部分に越流水塊が作用するため、その部分の腹付工が洗掘を受けることになるが、被覆材を施

すことで、そういった小さい越流に対する洗掘を防止することができる。ケーソン背後に近い部分が洗掘されることは、洗掘モードの破壊につながる可能性もあるため、洗掘防止工は、そのような想定よりも小さい津波で破壊に至ることを防ぐ効果があると考えられる。

また、腹付工が洗掘を受ける際に、一気に失われる場合、3章で検討した通り、ケーソンが大きく飛散する可能性がある。そのため、洗掘防止工などにより洗掘されるスピードを遅くすることで、ケーソンが大きく飛散したりすることを防ぐことができると考えられる。そのため、その分、破壊に至る時間を稼ぐことができる。

5. 津波越流時における混成堤の安全性の考え方

5.1 混成堤の安全性の検討方法

(1) 基礎部洗掘

2章の結果から、基礎部の洗掘の有無に関わらず、津波越流時における防波堤の安定性は、滑動・転倒・支持力破壊の安全率を用いて検討することが可能である。ただし、2.4節の結果のとおり、洗掘が生じる場合には、特に、転倒・支持力破壊の安全率に影響するため、洗掘された断面を用いて検討しなければならない。

(2) 腹付工

腹付工においては、3章で検討したように、腹付工を含めて安全率が1.0を下回った場合において、滑動・転倒・支持力破壊が生じる。ただし、洗掘が生じる場合には、滑動・転倒・支持力破壊の安全率に影響するため、洗掘された断面を用いる必要がある。

5.2 混成堤の破壊過程における腹付工の効果

(1) 腹付工が無い場合

津波の大きさが大きくなるとともに、滑動・転倒・支持力破壊の安全率は小さくなり、1.0を下回った段階で倒壊する。たとえば、津波の大きさとして d'/d_1 を用いて模式的に示すと図-5.1に示すようになる。このとき、どのモードで破壊したとしても、一気に変形し、マウンドから滑落もしくは転倒する。したがって、外力と変形度を模式的に示すと図-5.2のようになる。

基礎部の洗掘モードで破壊した場合では、転倒および支持力破壊の安全率が洗掘により小さくなるため、図-5.3のようになる。例として、2.3節の断面では、支持力破壊の安全率が小さくなり、倒壊に至っている。この場合には、図-5.4に示すように、津波の外力が大きくなっても徐々に洗掘された穴に滑落していくため、変形度は、他の破壊モードよりも緩やかに上昇する。

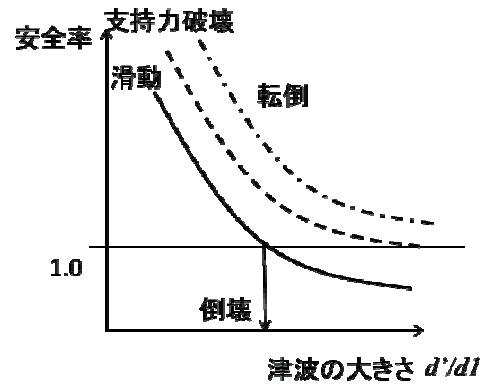


図-5.1 津波外力と各種安全率（基礎部洗掘無）

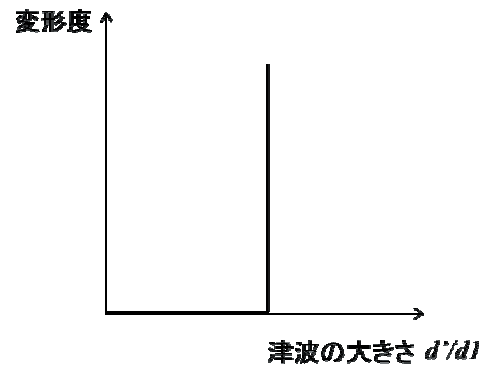


図-5.2 津波外力と変形度（基礎部洗掘無）

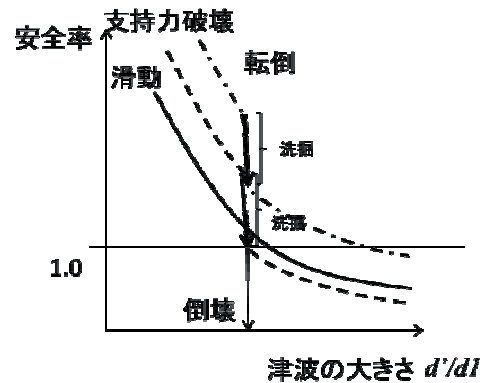


図-5.3 津波外力と各種安全率（基礎部洗掘有）

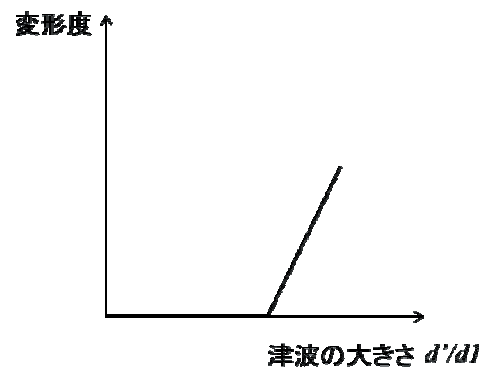


図-5.4 津波外力と変形度（基礎部洗掘有）

(2) 腹付工を施した場合

腹付工は、滑動・支持力破壊に対する安全性を高める効果は確認されており、腹付工が洗掘された場合に、その効果が失われる。たとえば、腹付工が失われ、腹付工無の安全率程度まで減少した場合には、図-5.5 のようになることが考えられる。

そのときの外力と変形度の関係は、たとえば、3.2 節や 3.3 節の場合のように、基礎部が洗掘されていない場合には、図-5.6 のようになる。一方で、3.4 節のように洗掘モードから破壊すれば、洗掘が生じてからも変形が緩やかに進むこととなる。

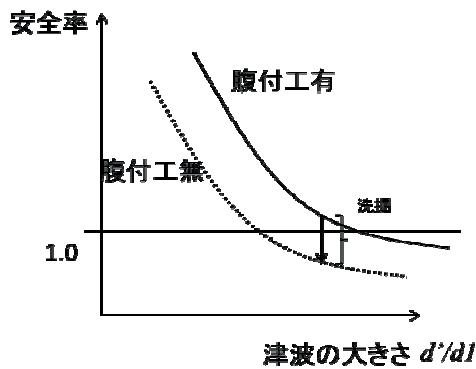


図-5.5 津波外力と安全率の概念図（腹付工有）

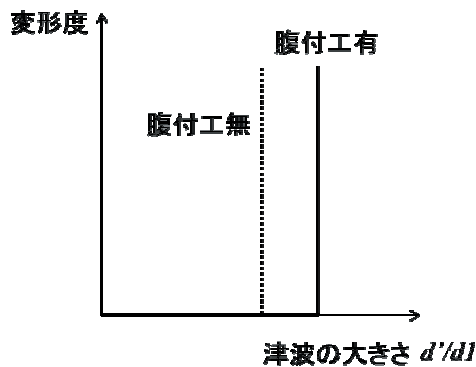


図-5.6 津波外力と変形度（腹付工有、基礎部洗掘無）

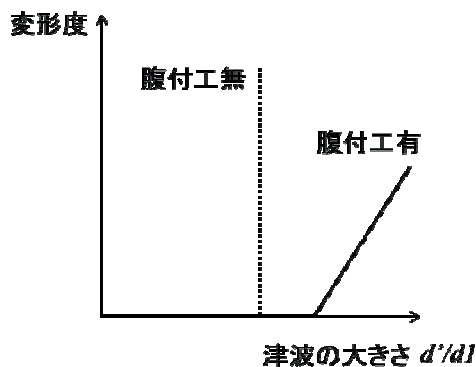


図-5.7 津波外力と変形度（腹付工有、基礎部洗掘有）

(3) 既存防波堤に対する腹付工の効果

既存のほとんどの防波堤では、設計波高でケーソン諸元が決定されており、それに対して、津波に対する対策を施す場合が多い。その対策にあたって腹付工を施す場合においては、洗掘が開始する津波高がケーソンの安定性を検討するにあたり重要となると言える。

4.1 節で示したとおり、越流水塊が被覆工に作用する時間によって洗掘の状況は変化するが、基本的には、被覆工が流出した時点で腹付工の効果を見込めないとすると、その時点において、滑動や支持力破壊の安全率が 1.0 を超えていなければ図-5.6 のようになり、1.0 が保持されていれば、図-5.7 のようになり、より粘り強く防護機能が保持されると考えられる。また、この場合においては、ケーソン下部まで洗掘が進行するまでの時間、ケーソンが破壊されるのを防ぐことができる。

6. まとめと今後の課題

6.1 まとめ

本研究では、水理模型実験を用いて、津波越流時における混成堤の被災メカニズムを検討し、腹付工の効果について検討を行った。以下に得た結果を示す。

- ・3つの異なる断面を用いて水理模型実験を行った結果、基礎部が洗掘した場合（基礎洗掘モード）においては、洗掘後の断面を用いることで、基礎部の洗掘の有無にかかわらず、滑動・転倒・支持力破壊に対する安全率を用いてケーソンの倒壊を照査することができる。

- ・基礎洗掘モードにおいては、津波の外力が一定であっても、基礎部が洗掘されることにより、転倒・支持力破壊に対する安全率が減少する。

- ・腹付工を施した場合、滑動・支持力破壊に対する安全性の向上が見られた。また、被覆工や洗掘防止工が腹付工の洗掘防止に対して有効である。

- ・外力とケーソンの変形との関係は、基礎洗掘モード以外においては、一旦倒壊が始まるとケーソンはマウンドに留まらないため、一気に大きく変形するが、基礎洗掘モードでは、洗掘された穴にケーソンが滑落するため、変形度は津波外力に応じて徐々に進行するようになる。

以上のことから、越流時における混成堤の破壊過程を検討する場合、洗掘が開始する津波の高さが重要であり、腹付工を施し洗掘の開始する津波高さを大きくすることが可能となる。そのうえ、ケーソン下部まで洗掘が進行するまで倒壊しないようにすることが可能である場合には、その時間を稼ぐことができ、より粘り強く防護機能を保持することができると考えられる。

6.2 今後の課題

今後の課題としては、

- ・マウンド内の浸透流の基礎部支持力に与える影響
- ・洗掘深と越流時間の関係
- ・面的な洗掘の影響
- ・摩擦係数などを含めたばらつきの影響
- ・平面的な防護機能を考慮した防護施設の構造

などを明らかにし、より精度の高い設計を行えるようにすることが大事である。

(2012年11月9日受付)

謝辞

国土技術政策総合研究所の宮田正史港湾施設研究室長、国土交通省港湾局の技術企画課技術監理室の皆様、東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所の皆様にはとりまとめるにあたり、様々な情報・意見をいただきました。

腹付工の洗掘防止に関する実験を行うにあたり、高耐久性築堤マット工業会、キョーワ（株）、前田工織株式会社、（株）不動テトラ、日本海上工事株式会社にご協力いただきました。

株式会社プライア・コンサルタントならびに、株式会社エコーの皆様には、実験をサポートしていただき、多くの議論をさせていただきました。

小島一雄監事には現象について議論させていただき、宮本卓次郎特別研究官には構成ならびに文章表現についてご指導いただきました。

栗山善昭特別研究官、山崎浩之特別研究官には、技術的な議論をさせていただきました。また、とりまとめるにあたり、叱咤激励ならびにご指導をいただきました。

企画課寺本健太郎氏には原稿の修正に対して丁寧に対応いただきました。

耐波研究チームの平野誠治主任研究官、窪田幸一郎研究官ならびに宇野勝哉依頼研修員においては、実験を手伝っていただき、また、渡辺裕美さんならびに北爪寛子さんには様々なサポートをしていただきました。

ここに記し感謝を表します。

参考文献

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, 52p.

菊池喜昭・新舎 博・河村健輔・江口信也(2011)：裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性の検討、土木学会論文集 C, Vol. 67, No.4, pp.474-487

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.

港湾空港技術研究所資料 No.1269

2013.3

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 株式会社シーケン

Copyright © (2013) 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。



古紙配合率70%再生紙を使用しています