

独立行政法人港湾空港技術研究所

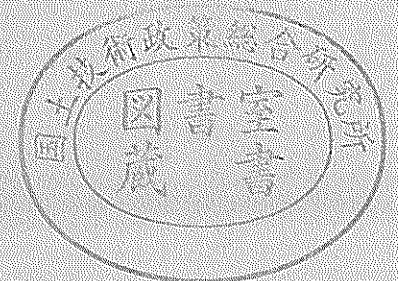
港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.41 NO.1 March 2002

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 41 卷 第 1 号 (Vol. 41, No. 1), 2002年3月 (March 2002)

目 次 (CONTENTS)

1. 海洋短波レーダによる面的波浪観測法に関する研究
..... 児島正一郎・橋本典明・佐藤裕司・吉松みゆき 3
(Estimation of Directional Wave Spectrum from HF Oceanic Radar
..... Shoichiro KOJIMA, Noriaki HASHIMOTO, Yuji SATO and Miyuki YOSHIMATSU)
2. 砂地盤の吸い出しによる消波ブロック被覆堤のブロックの沈下被災について
ー現地調査と大規模実験ー
..... 鈴木高二朗・高橋重雄・高野忠志・下迫健一郎 51
(Settlement Failure of Wave Dissipating Blocks in front of Caisson Type Breakwater due to Scouring under the
Rubble Mound -Field Investigation and Large Scale Experiment -
..... Kojiro SUZUKI, Shigeo TAKAHASHI, Tadashi TAKANO and Kennichiro SHIMOSAKO)
3. 砂質干潟の栄養塩循環に影響をおよぼす要因
..... 桑江朝比呂 91
(Factors Affecting Nutrient Cycling in Intertidal Sandflats
..... Tomohiro KUWAE)

砂地盤の吸い出しによる消波ブロック被覆堤の ブロックの沈下被災について

— 現地調査と大規模実験 —

鈴木高二朗*・高橋重雄**・高野忠志***・下迫健一郎****

要 旨

消波ブロック被覆堤は反射波と波力を低減するためにケーソン前面に消波ブロックを設置する防波堤である。通常、消波ブロックの質量は、設計式、および実験式で適切に決められているが、質量不足によるブロックの散乱の他に、設計波高より小さい波によっても被災する事例が全国各地で見られ、沈下後の復旧に1つの防波堤で数千万～1億円の費用を必要とする場合も少なくない。そこで本研究では、ブロック沈下の原因を調べ、適切な対策工法を得ることを目的とした。

まず、現地の消波ブロックの沈下形態とその原因を調べるため、被災の発生した防波堤の設計断面や設計条件、施工と被災時の状況、さらに被災発生後の経過を調べた。その結果、設計波高より小さい波で被災した防波堤では、ブロック下部のマウンドが沈下していることが明らかとなった。被災は特に、砂の粒径が小さく、周期が長いうねりが作用した場合に発生しており、砂の洗掘・吸い出しあるいは波浪による地盤の液状化で被災している可能性が高いことが明らかとなった。

このような砂の洗掘・吸い出しや波浪による地盤の液状化は、縮尺効果のため小型移動床実験では再現することができないため、現地の約1/4～1/16スケールの移動床模型実験を行って被災の再現を試みた。その結果、砂が徐々にブロック下部マウンド下から吸い出されることでブロックが沈下していくことが明らかとなった。さらに、マウンドや砂地盤内部の流速と圧力を計測した結果、吸い出し現象は消波ブロック前面で発生する砕波によって、ブロック下部の振動流が冲向き時に継続時間が長くなることで発生していることが判明した。この現象はこれまで考えられていた重複波の法先洗掘や波浪による地盤の液状化による被災のメカニズムとは異なるものである。

吸い出し現象を防ぐ対策工として、捨石マウンドや洗掘防止マットの効果および施工法について検討した結果、洗掘防止マットは法先のみを設置するだけでは効果が無くマウンド下部も帆布等で被覆すべきであること、捨石マウンドは法先まで厚く延ばすと効果的であること、細粒砕石の使用で経済的に砂の吸い出しを抑えることができること等が明らかとなった。

キーワード：消波ブロック被覆堤、洗掘、吸い出し、液状化、遮水性マット、相似則、Forheimer式、大規模波動地盤総合水路

* 海洋・水工部主任研究官

** 海洋・水工部長

*** 海洋・水工部耐波研究室

**** 海洋・水工部耐波研究室長

**Settlement Failure of Wave Dissipating Blocks
in front of Caisson Type Breakwater
due to Scouring under the Rubble Mound
- Field Investigation and Large Scale Experiment -**

Kojiro SUZUKI*
Shigeo TAKAHASHI**
Tadashi TAKANO***
Kennichiro SHIMOSAKO****

Synopsis

Horizontally composite breakwaters, covered with wave-dissipating concrete blocks, are widely employed in Japan. The weight of these blocks is provided by the design formula, mainly by the Hudson formula (Hudson, 1959). However, a large amount of failures have occurred in many ports in Japan and each failure costs at least 10 million yen. Mostly, these failures are caused by the waves smaller than the design waves. To elucidate such a settlement mechanism, field investigation and large scale hydraulic experiment are conducted in a Large Hydro-Geo Flume.

According to the field investigation, the settlement failure is caused by the waves much smaller than the design waves just after the set-up of wave dissipating blocks. The rubble mound under the wave dissipating blocks also settles down. The settlement of the rubble mound has not been seen before covered by the wave dissipating blocks.

Large-scale experiment elucidates the followings. 1) The settlement of the wave dissipating blocks is caused by the scouring beneath the rubble mound just below the wave dissipating blocks. 2) Scouring is caused by the wave breaking acting on the wave dissipating blocks. 3) This scouring phenomenon is different from the L-type scouring and the fluidization caused by the standing waves. 4) Using Forheimer equation and hydraulic gradient, the flow velocity in the rubble mound is estimated well. 5) Some countermeasures such as Asphalt mat, geotextile, and small grains are examined. The weight of non-permeable mat has to be properly designed. Using small grains, the construction cost becomes smaller.

Key Words: Composite breakwater covered with wave dissipating blocks, Scouring, Fluidization, Liquefaction, Settlement, Asphalt mat, Similarity Law, Large Hydro-Geo Flume, Forheimer equation

* Senior Research Engineer of Marine Environment and Engineering Department
** Director of Marine Environment and Engineering Department
*** Research Engineer, Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
**** Chief of Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
Independent Administrative Institution, Port and Airport Research Institute, 3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-468-445043 Fax : +81-468-427846 e-mail:suzuki_k@pari.go.jp

目 次

要 旨	51
1. 序 論	55
1.1 まえがき	55
1.2 既往の研究	55
2. 現地被災調査	58
2.1 調査目的と調査対象	58
2.2 苫小牧西港防波護岸	58
2.3 室津港沖防波堤（I）	60
2.4 高知港南防波堤	62
2.5 宮崎港南防波堤	63
2.6 秋田南防波堤	65
3. 中型実験	65
3.1 実験目的と実験方法	65
3.2 ブロック下部の吸い出し現象	66
3.3 波浪・底質条件と断面形状による吸い出し量の変化	68
4. 大型実験	69
4.1 実験目的と実験条件	69
4.2 大規模実験による消波ブロック沈下の再現	70
4.3 吸い出し発生メカニズム（消波ブロック被覆堤周辺の流速と圧力）	74
4.4 細粒砕石を用いた新たな吸い出し防止工について	81
5. 吸い出し・洗掘の発生限界と吸出・洗掘量	84
6. 結 論	87
謝辞	88
参考文献	88

1. 序論

1.1 まえがき

消波ブロック被覆堤は捨石マウンドの上に直立壁を設置した混成式防波堤を改良したものであり、直立壁前面に異形ブロックを設置して消波機能を付加したものである。この防波堤は、最初は被災を受けた通常の混成堤前面を異形ブロックで被覆し補強するものであったが、その耐波安定性と消波性能の良さから、1960年代から消波ブロックを持つ



写真-1.1 消波ブロック被覆堤の消波ブロックの沈下例 (室津港)

った標準的な断面として設計されるようになった(森平ら, 1967, 高橋・下迫, 1996)。現在では、消波ブロック被覆堤は我が国の主要な防波堤構造の一つとなっており、1980年代にはその設計法も一応確立した。たとえば消波ブロックで被覆された直立壁に作用する波力や波作用時のブロック荷重については、その算定法が提案されている(高橋ら, 1990)。

しかしながら、本研究を始めた1995年当時、消波ブロック被覆堤には問題が多く残されていた。その一つは、消波ブロックの必要質量の算定法である。当時消波ブロックの必要質量算定式には傾斜堤の被覆石やブロックを対象としたハドソン式をそのまま用いていたため、水理特性が消波ブロック被覆堤と異なっており、必要質量算定式には改良すべき点が多くあった。そこで、著者らは当時ヨーロッパで新たに導入された傾斜堤の被覆石やブロックの設計法(van der Meer, 1988)に対応して、波数、被災度、碎波等を考慮した消波ブロック被覆堤消波ブロックの新たな必要質量算定式を提案した(高橋ら, 1997)。

一方、当時必要質量算定式の改訂とあわせて現地の被災事例を調査したところ、実験や設計式では説明できないような被災事例が数多く発生しており(五明ら, 1995, 1997)、沈下後の復旧に1つの防波堤で数千万円～1億円の費用を必要とする被災も少なくないことが分かった。写真-1.1はその一例であり、設計波(波高11m, 周期16s)より小さい、波高6.3m, 周期10.4sという波で被災した例である。このように消波ブロックが沈下すると、ケーソン壁に衝撃碎波が作用しやすくなり、さらに写真-1.2のようなケーソン壁の穴あきと中詰砂の流出という、ケーソン本体を脅かす状態に至る場合も多い。

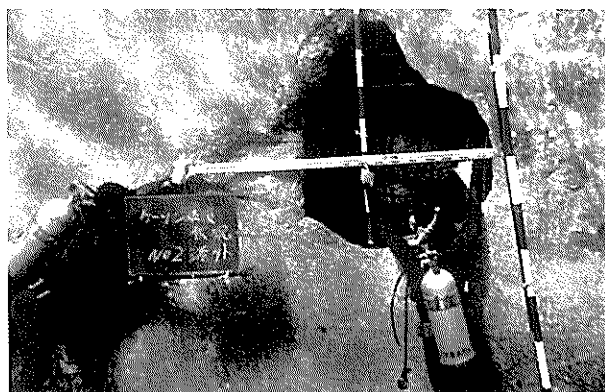


写真-1.2 ブロック沈下にもなうケーソン壁の穴あき

本研究は、このようなブロックの質量不足とは異なる原因で被災した消波ブロックの沈下メカニズムを、現地調査および大型水理模型実験により明らかにするものである。

1.2 既往の研究

(1) 消波ブロック被覆堤のブロックの被災

消波ブロック被覆堤の被災実態については、これまでに鹿島ら(1986)、木原ら(1988)、宮井ら(1993)等の報告がある。なかでも、木原ら(1988)は、宮崎港南防波堤前面の消波ブロックの沈下に関して、防波堤着工前に移動床水理模型実験を行うとともに、防波堤建設後の法先洗掘について詳しく調べている。しかし、消波ブロックの沈下原因は実験の縮尺効果の問題もあり、十分に解明されていなかった。

そこで、著者らは、日本各地で大きな被災を起こした顕著な気象擾乱を調べ(五明ら, 1995, 1997)、その中で、

表-1.1 被災形態および原因

【被災形態と原因】	【被災箇所】
直接（単独） 1 重量不足による沈下散乱 2 破壊（足折れ） 3 その他	設置場所 1 海底地形：リーフ上・急勾配 2 海底底質：砂地盤 3 設置場所：堤頭部、隅角部 4 消波工形状：端部、不完全消波
間接（複合） 4 ケーソン移動に伴う沈下散乱 5 法尻部沈下による全体の沈下散乱 6 その他	

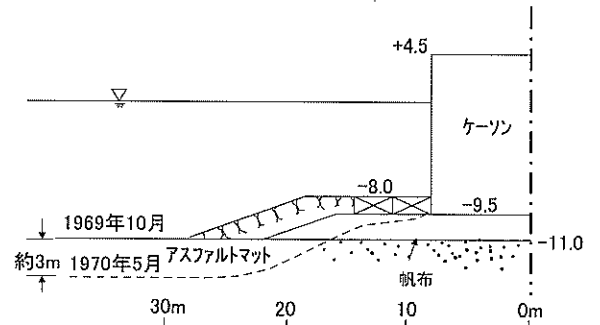


図-1.1 混成堤の法先洗掘（和田ら(1970)）

設計資料，被災時資料，被災後の検討資料が比較的整理されている計 20 件の事例について解析を行った。その結果，被災形態・要因を表-1.1 のように分類し，このうち主要な被災原因を「質量不足」と「法先部の沈下」の 2 つであるとした。「質量不足」は，主に堤頭部や消波工端部，リーフ上，急勾配斜面で発生しているのに対し，堤体の主要部である堤幹部では，「法先部の沈下」が原因ではないかと考えた。しかし，「法先部の沈下」については，その発生形態と原因が明確ではなく，当時は「法先部の砂地盤の洗掘」か，「波浪による地盤の液状化」がその原因ではないかと推定していた。

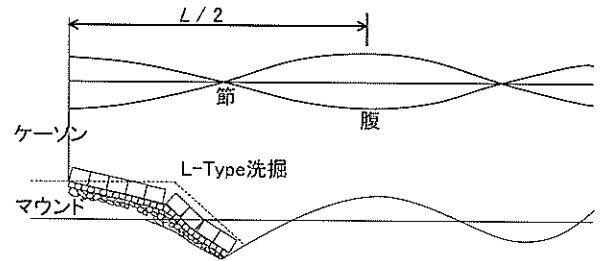


図-1.2 L-type 洗掘（入江ら(1984)）

(2) 混成堤の法先洗掘

消波ブロックで被覆されていない混成堤の法先部は，洗掘防止工を設置していない場合，図-1.1 のような大規模な洗掘を受け，混成堤本体部にも影響を及ぼすことから，古くから問題となってきた。被災に関する調査も，和田ら(1970)，土市ら(1986)他，多数行われている。こうした混成堤法先部の洗掘メカニズムは，入江ら(1984,1985)によって 1970～80 年代にかけて精力的に行われ，図-1.2 のような重複波の節の部分で洗掘が起こる L-type 洗掘としてよく知られるようになった。

一方，消波ブロック被覆堤に関しては，“消波工を設置すると低層平均流の堤体へ向かう成分が増えるため，今まで沖に運び去られていた法先の底質の量が減り，洗掘防止に効果がある（入江，1985）”というように，消波ブロックは，洗掘に関しては L-type（法先）洗掘の一種の防止工として考えられていた。事実，L-type（法先）洗掘を被った日本海側の多くの防波堤は，その後消波ブロックを設置することで，大規模な法先洗掘から守られている。こうした経緯から，消波ブロック被覆堤での洗掘問題は，発生するとしても混成堤 L-type 洗掘の延長線と考えられており，そのメカニズムが解明されることは無かった。図-1.3 は，石狩湾新港での大規模な消波ブロッ

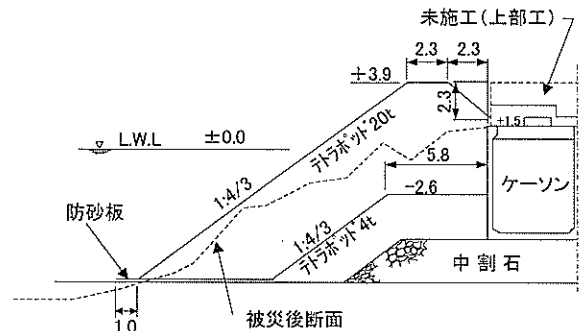


図-1.3 消波ブロック沈下例（石狩湾新港）

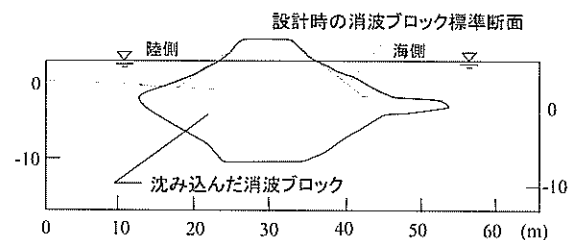


図-1.4 離岸堤の消波工の沈下例（西田ら(1985)）

クの沈下災害であるが，この場合も消波ブロックの沈下は法先洗掘によって発生したとしか考えられておらず，原因は究明されなかった。

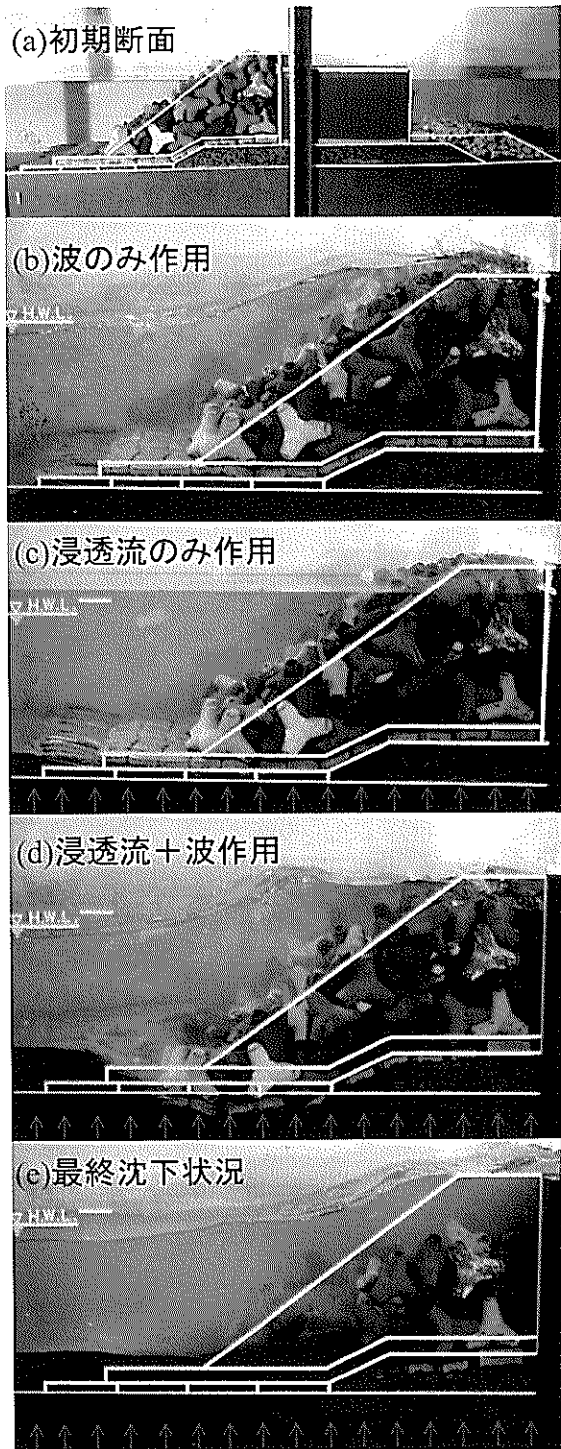


写真-1.3 地盤の強制的な液状化による消波ブロックの沈下再現実験

(3) 波浪による地盤の液状化とブロックの沈下

一方、消波ブロックの沈下は、波浪による地盤の液状化によっても発生するのではないかと考えられてきた。図-1.4は、西田ら(1985)によって明らかにされた孔間弾性波探査法による新潟西海岸の離岸堤消波ブロックの沈下状態であるが、こうしたブロックの沈下が洗掘だけ

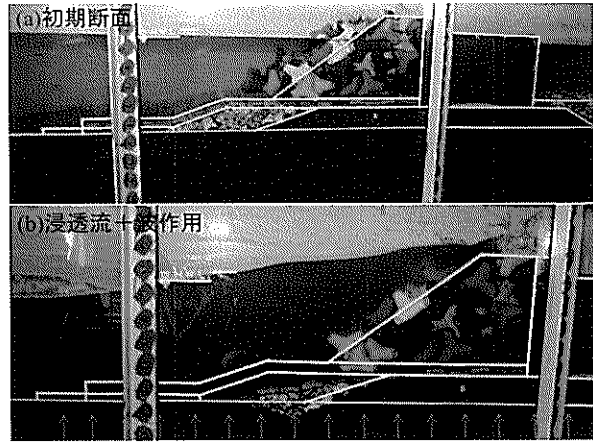


写真-1.4 マウンドを延伸した場合

ではなく、波浪による地盤の液状化によって発生しているのではないかと指摘されて以来(善ら, 1987), 波浪による地盤の液状化に関する研究が精力的に行われている。

著者らは、このような液状化によるブロックの沈下を造波水路で再現するため、地盤層下部に注水装置を設置して地盤内に上向き浸透流を作用させ、液状化が発生しやすい柔らかい地盤を作成した。さらに、このような地盤に消波ブロック被覆堤の模型を設置して実験を行った(高橋ら, 1994)。写真-1.3は、このときの実験状況である。写真-1.3(a)は初期断面、(b)は浸透流を注水する前に波を作用させたもので、断面には変化が見られない。(c)は浸透流を作用させた状態であり、浸透流によって消波ブロック前面の地盤が盛り上がっている。(d)はこの状態で波を作用させたものであり、消波ブロック法先部では地盤の円弧すべりが発生して、ブロックは法先部で地盤内に沈み込み、消波ブロック天端が沈下している。(e)は、最終的な沈下状態であり、ブロックが大きく沈下したのが分かる。このように波浪による地盤の液状化は、ケーソンのような質量の大きい物体が載っている地盤では発生せず、上載荷重の小さい消波ブロックの法先のような箇所で発生するという特徴がある(善・山崎, 1990, 高橋ら, 1994)。したがって、現地で液状化によるブロックの沈下が発生した場所では法先部が沈下しているものと考えられる。写真-1.4は、マウンドを法先まで延伸した場合であるが、マウンドの上載圧によって液状化しにくくなり、ブロックの沈下量は小さくなっている。

このような地盤の液状化によるブロックの沈下は、現地の厳しい波浪条件では観察できず、地盤の液状化がブロックの沈下の原因であるかどうかは、不明であった。

(4) 移動床実験の縮尺効果

以上のように、ブロックの沈下原因が解明されてこな

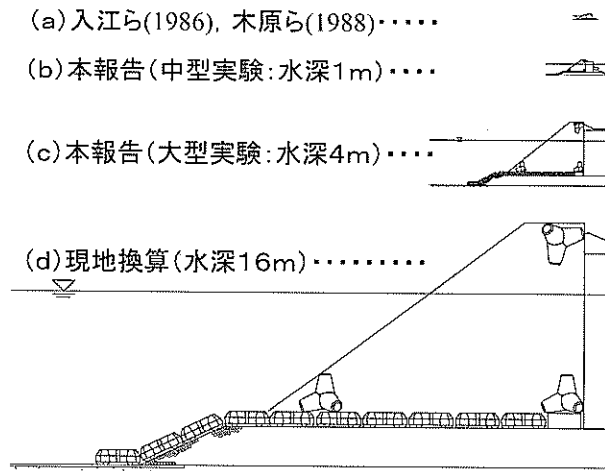


図-1.5 移動床実験の相対スケール

かった原因の一つとして、漂砂・液状化実験での縮尺効果の問題があげられる。図-1.5はこれまでに行われた消波ブロック被覆堤の移動床実験のスケールを相対的に比較したものである。フルード則に従えば、ケーソンや捨石は縮尺に応じて大きさを変えられるが、砂は最小でも0.08mm程度の砂しか使用できない。そのため砂は動きにくくなり、本報告で明らかにされる捨石マウンド下部からの砂の吸い出しのような現象は、図-1.5(a)をはじめとした小型実験では重要視されてこなかった。

(5) 本研究の構成および内容

本研究では、まず第2章で、被災の発生した現地の防波堤について、設計断面や、波浪、砂地盤の状況、施工時及び被災時の状況を詳細に調べ、被災の発生形態とその要因を調べることとする。その結果、消波ブロックの沈下には消波ブロック下部の砂地盤が問題になっていることが予想されたため、第3章では、現地の約1/4~1/16スケールの中型の移動床模型実験を行って、消波ブロック下部の砂地盤が波浪によってどのように変形するかを調べる。また、各種洗掘・吸い出し防止工の実験を行い、それらの変形や洗掘・吸い出し防止能力の比較を行う。しかし、中型実験では縮尺効果の影響で、砂の吸い出し現象とそれに伴う沈下現象を忠実に再現できない可能性がある。また、中型実験では再現できない波浪による地盤の液状化によるブロックの沈下も考えられるため、第4章では縮尺効果が問題とならない現地の1/1~1/4スケールの大規模移動床実験を行い、被災を再現する。また、マウンド内部、砂地盤内部に流速計や圧力センサーを設置して、被災の発生メカニズムをより定量的に調べる。さらに、中型実験で最も吸い出しを防止できると期待される工法について検討を行うこととする。第5章では、

相似則や吸出発生限界、吸出量について考察し、中型実験と大規模実験における縮尺効果についても検討する。

2. 現地被災調査

2.1 調査目的と調査対象

本章では、現地の消波ブロックの沈下形態とその原因を調べるため、被災の発生した防波堤の設計断面や設計条件、施工と被災時の状況、さらに被災発生後の経過を調べた。

調査は平成6年から平成13年にかけて行っており、その一部は五明ら(1995,1997)に記述している。被災した事例のうちには消波ブロックの重量不足等による被災も見られたが、ここでは洗掘・吸い出しによって消波ブロックが沈下したと考えられる防波堤について述べている。調査対象は苫小牧西港、相馬港、小名浜港、常陸那珂港、鹿島港、秋田港、酒田港、新潟東港、新潟西港、室津港、高知新港、宮崎港、志布志港、串木野港の防波堤および防波護岸であり、現地踏査とヒアリング調査を実施して、設計断面や施工時の状況、地盤の条件、被災時の波浪、被災断面等の資料を収集して整理した。ただし、施工時の状況や被災時の波浪、沈下量に関する資料が残っている事例は少なく、月日が経過すると、沈下があったことも忘れ去られてしまうため、被災経緯の資料収集は予想以上に困難であった。そのためここでは、消波ブロックの沈下被災があったもののうち、過去の施工、被災履歴の資料がよく残っていた以下の消波ブロック被覆堤および消波ブロック被覆防波護岸について述べることにする。これらの防波堤は砂地盤の上に設置されており、法先に洗掘防止工が敷設されていたが、いずれも洗掘・吸い出しを受けてその機能を発揮できなかったものである。括弧内は、使用されていた洗掘防止工である。

- ・ 苫小牧西港土砂処分場防波護岸（石かご）
- ・ 室津港防波堤沖（I）（遮水性マット）
- ・ 高知港南防波堤（遮水性マット）
- ・ 宮崎港南防波堤（石かご、グラベルマット、遮水性マット）

この他、消波ブロック下部の吸い出し現象の特徴がよく現れていた秋田港南防波堤と新潟港東港西防波堤についても記述している。

2.2 苫小牧西港防波護岸

a) 設計条件と設計断面

苫小牧西港は、北海道の太平洋側に位置する港湾で、遠浅な砂浜海岸に建設されている。ここでは、消波プロ

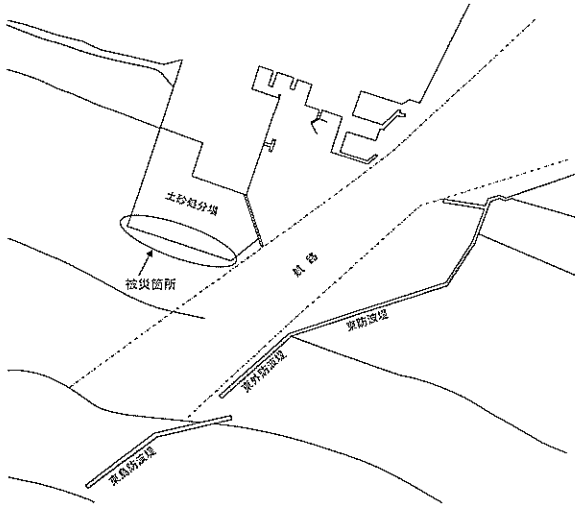


図-2.1 苫小牧西港被災防波護岸位置図

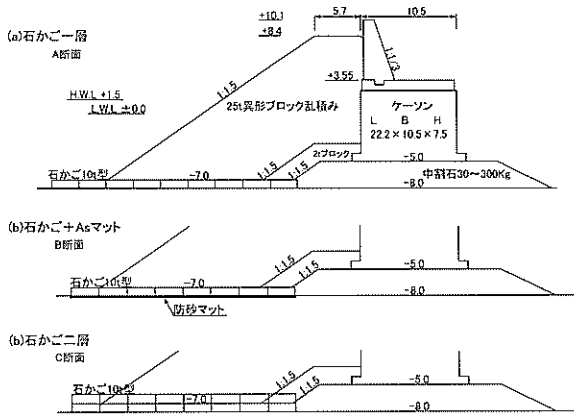


図-2.2 設計断面一覧

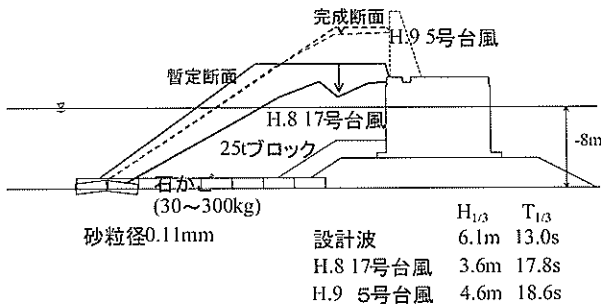


図-2.3 被災断面図 (A断面)

ックの沈下被災が発生した土砂処分場の南護岸について述べる。図-2.1は、防波護岸の位置を示している。

当防波護岸の水深 h は 8m (L.W.L.)、堤体設置位置での設計波高は、 $H_{1/3}=6.1\text{m}$ 、 $T=13\text{s}$ 、 $\beta=0^\circ$ である。また、護岸設置位置の砂の粒径は $d_{50}=0.11\text{mm}$ と非常に細かい。

図-2.2(a)~(c)は、護岸の設計断面である。消波ブロックには六脚ブロックが使用されており、法勾配は 1:1.5

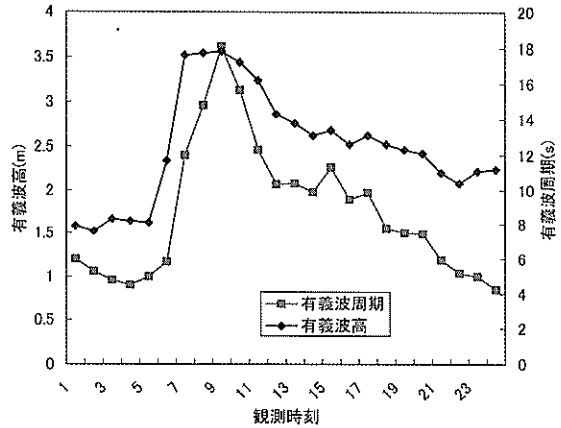


図-2.4 被災時の波浪状況

である。マウンドには 30~300kg の中割石という砕石が使用されている。消波ブロック下部の洗掘防止工は、A~C断面で異なっており、A断面には 30~300kg の中割石を詰めた 10t (長さ 3m、幅 2m、厚さ 1m) の石かご、B断面にはアスファルトマット付きの石かご (石かごの下部にアスファルトマットを付けたもの) が設置され、C断面では石かごが 2層分積まれている。

b) 施工と被災の経緯

図-2.3は、平成8年に発生したA断面の被災状況である。被災発生時は暫定断面で、ブロックは+8.4mの高さまで設置されていたが、ブロック法肩から法先にかけて全体に沈下し、最大沈下量では 3.4mにも達している。沈下は平成8年7/11、9/2、9/23の3回の台風の通過に伴って発生したが、それぞれ波の条件は、 $H_0=2.4\text{m}$ 、 $T_{1/3}=14.3\text{s}$ (7/11)、 $H_0=1.08\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.8\text{s}$ (9/2)、 $H_0=3.52\text{m}$ 、 $T_{1/3}=17.8\text{s}$ (9/23)と、設計波に比べて波高はかなり小さかった。特に9/2は、波高が1m程度であり、ブロックの重量不足とは考えられない値である。従って、消波ブロックの沈下は、消波ブロック下部の石かごの下から砂が吸い出されたか、あるいは液状化した地盤にブロックが沈みこんだとか考えられない。ただし、法先の石かごはほとんど沈下していないことから、これまで考えられていたような“液状化による法先の円弧すべり”と“重複波による法先洗掘”ではないことが分かる。

図-2.4は、平成8年9/23の波高周期の推移である。波高 3.5m、周期 14s以上の波が3時間(500波)ほど続き、周期は最大で 17.8sにも達している。周期が長いほど、海底面での砂の動きが大きいことから、吸い出しについてみるとかなり厳しい条件であったことが分かる。

その後、平成9年に吸い出し防止工としてアスファルトマット付きの石かごを用いたB断面が施工された。しかし、この場合も暫定断面完成後の平成9年9/20に波高

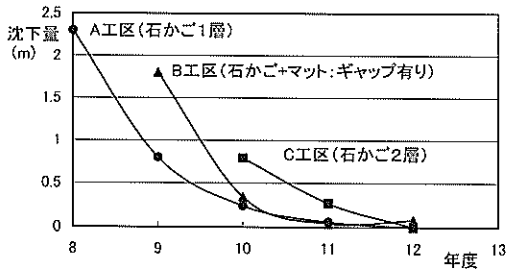


図-2.5 消波ブロック沈下量の経年変化

$H_0=4.6\text{m}$, 周期 $T_{1/3}=18.6\text{s}$ の波を受け, 最大で 2.7m もの沈下が発生している. アスファルトマットは遮水性であり, 一般には砂が吸い出されないはずであるが, 隣接する石かごの間に約 30cm の隙間があり, この隙間から砂の吸い出しを受けた可能性が高い.

C断面は平成10年に施工され, 9/16日に波高 4.4m , 周期 14.3s の波浪を受けたが, この場合は 0.8m 程度の沈下にとどまっております, 石かごを2層積みすることで石かご底面の流速が小さくなり, 吸い出し量が小さくなったのではないかと考えられる.

図-2.5は, 消波ブロックの沈下の経年変化である. 波浪状況がすべて一定ではないが, 施工直後の最初の沈下量が一番大きく, その後徐々に沈下が落ち着いてきているのが分かる.

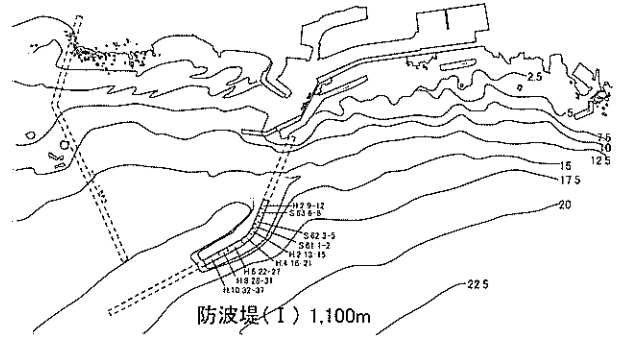


図-2.6 室津港平面図

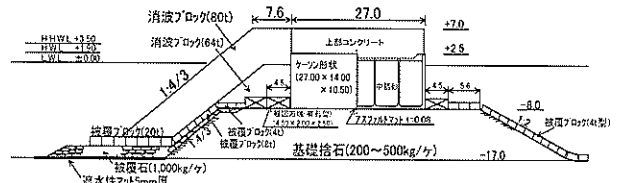


図-2.7 設計断面図(室津港防波堤(I))

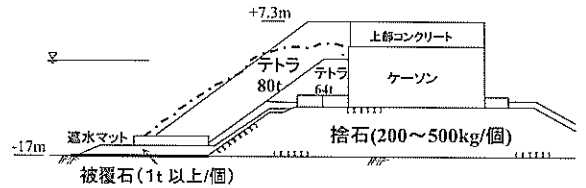


図-2.8 平成8年度被災断面図

2.3 室津港沖防波堤 (I)

a) 設計条件と設計断面

図-2.6は室津港の平面図であり, ここではブロックの沈下が発生した防波堤 (I) について述べる. 室津港は高知県東南端の室戸岬に位置し, 台風の常襲地帯に建設されており, 防波堤 (I) の設計波高は $H_0=10.0\sim 12.0\text{m}$, 周期は $T_0=16.0\text{s}$ と非常に大きい場所である. 防波堤設置水深は 17m であり, 海底勾配は $1/100$ 程度である. 海底表層約 7m は砂質土であり, 表層の砂の粒径は $d_{50}=0.3\sim 0.5\text{mm}$ 程度と比較的粗い.

図-2.7は, 防波堤 (I) の断面図である. 消波ブロックはテトラポッドであり, 80t 型のブロックが天端部 $1:4/3$ 勾配で2列並びで設置されている. その後, No.32以降は 80t 型のみが用いられている. なお, 設計波高 12m に対する必要質量は約 100t (ハドソン式で 190t) になるが, 実験により 80t ブロックの安定性が確認されている. マウンド材には $200\sim 500\text{kg}$ /個の砕石が用いられており, マウンド法先から消波ブロックの法先にかけては, 1t /個の被覆石が設置されている. また, マウンドの厚さは 9m と大きく, 被覆石の厚さは 2.1m である. 消波

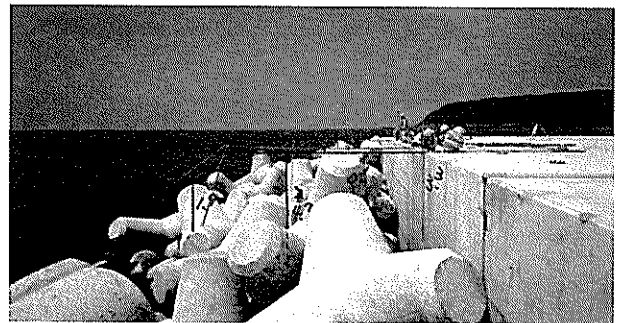


写真-2.1 消波ブロック沈下状況 (平成8年)

ブロック法先部分には, 被覆石の下部に 5mm 厚の洗掘防止マットが岸沖方向に 24m の長さで敷かれており, 被覆石からは 2m 張り出している. また, マットの防波堤延長方向の長さは 5m で, ラップ長は 0.5m である. なお, ケーソン1函あたりの防波堤延長方向の長さは 14.4m であり, マット3枚で約1函分に相当する. $200\sim 500\text{kg}$ /個の基礎捨石下部には特に洗掘防止材は敷設されていない.

b) 被災状況

1章で示した写真-1.1および図-2.8, 写真-2.1は平成

8年に被災したケーソン28～31函前面の消波ブロックの沈下状況である。消波ブロックは平成8年7月7日に設置が完了し、8月14日に来襲した台風12号により被災した。堤頭部は比較的ブロックが残っているが、堤函部では一様に大きく沈下し、平均で3.3m(最大で4.6m)沈下している。

潜水調査によると、消波ブロック法先の洗掘は若干見られたが、苫小牧西港防波護岸の場合と同様に洗掘量は小さく、1tの被覆石自体は比較的安定しており、法先洗掘によるブロックの沈下ではなかった。また、ブロックの折損は被災の発生した区域全体で約20個あり、そのうちのいくつかは散乱して前に落ち、法勾配が若干膨らんでいるが、天端部の大規模な沈下を説明できるほどの量ではなかった。

当防波堤では平成8年度の被災以外にもブロックの沈下が発生していた。表-2.1は、昭和61年～平成10年にかけてのケーソン、消波ブロックの設置時期と消波ブロックの沈下、復旧の時期、および波高5m以上の来襲波浪を示したものである。また、写真-2.2、2.3は平成6、10年の被災状況であり、同じ形態のブロック沈下被災が起きていたことを示している。

当防波堤は1年おきに延長されてきたが、消波ブロックの設置日と被災日、およびそのときの来襲波高を見ると、昭和63年に設置されたケーソン3～8函の消波ブロック以外は、すべて、消波ブロック設置後、最初に来襲した有義波高5m以上の波浪で沈下している。平成4、6、8、10年に設置されたブロックは設置後3ヶ月以内に沈下している。また、一度ブロックが沈下した箇所はそれ以上、大きな沈下が見られない傾向にある。その一例として、17～21号函区域では平成4年8月8日の台風10号でブロックが沈下し、平成5年3月11日にブロックを継ぎ足しているが、その後、平成5年9月4日に来襲した有義波高9.45m、周期10.9sという既往最大波では、ブロックの沈下が発生していない。

表-2.2は沈下した際の来襲波と設計波に対する必要質量、さらに被災時に使用されていたブロックの質量を

表-2.1 消波工施工、被災の経緯

和暦	区域	ケーソン掘付日	ブロック掘付日	沈下発生日	沈下範囲ケーソンNo.	沈下量	ブロック復旧	5m以上波発生日	H1/3(m)	T1/3(s)	Hmax(m)	Tmax(s)	気象
61	1～2	2/24-2/25	8/16					無	—	—	—	—	
62				10/16	1～2			10/16	9.05	13.7	15.3	18.5	T19
63	3～8	12/18-1/26	6/14-6/21					4/13	5.37	9.6	8.87	9.7	南岸T
64.元								8/27	5.82	10.9	9.24	10.7	T17
2	9～15	1/12-3/23	7/7-7/24	9/19	3～15	最大3.3m		9/19	5.6	12.8	10.3	12.9	T19
3								9/27	5.26	9.4	8.62	9.3	T19
4	16～21	1/11-2/26	7/8-7/13	8/8	17～21	最大4.6m		8/8	5.28	9.8	8.06	9.4	T10
5							3/11	8/10	5.2	10.8	8.27	9.3	T7
								9/4	9.45	10.9	—	—	T13
6	22～27	1/15-3/28	7/4-7/7	9/29	22～27	最大5.5m		9/29	6.3	12.1	—	—	T26
7							3/12	欠測	—	—	—	—	—
8	28～31	2/20-3/22	7/22-7/25	8/14	28～31	最大5.7m		8/14	6.3	10.4	10.7	9.4	T12
9							7/15	6/20	5.16	13.8			T7
								6/28	6.31	10.8			T8
								7/26	5.32	15.6			T9
								9/16	5.1	9.6			T19
10	32～37	1/27-3/23	7/14-7/23	9/22	32～37			9/22	6.04	13	9.91	14	T7
								10/17	7.19	10.6	11.3	10	T10

表-2.2 被災時の必要質量

被災日	設計波	S.62.10.16	H.2.9.19	H.4.8.4	H.5.9.4	H.6.9.29	H.8.8.14	H.10.9.22
換算沖波有義波高 H_0 (m)	12	9.1	5.6	5.3	9.5	7.0	6.3	6.04
沖波周期 T (s)	16	13.7	12.8	9.8	10.9	14.2	10.4	13
必要質量 M (t)	103.1	43.3	11.1	12.4	54.8	36.8	21.1	21.2
Hudson式 M (t)	191.6	54.0	12.8	16.3	93.6	38.4	27.7	24.4
被災函		1～2	3～15	16～21	1～21	22～27	28～31	32～37
使用しているブロック		高比重64t	高比重64t	80t	80t	80t	80t	80t

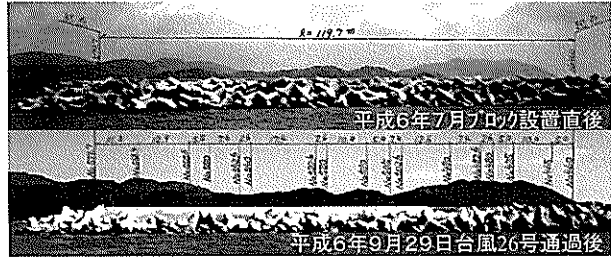


写真-2.2 平成6年被災状況



写真-2.3 平成10年被災状況

載せたものである。それぞれ、砕波、波数等を考慮した新設計式(高橋ら、1997)と従来のHudson式で計算した質量を示している。有義波高12m、周期16sという設計波に対しては、Hudson式では190t、砕波減衰を考慮した新設計式では100tにもなるが、実際に来襲した波浪では平成5年の $H_{1/3}=9.45m$ という既往最大波でも、Hudson

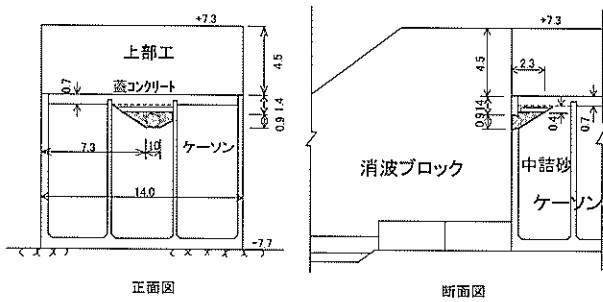


図-2.9 ケーソン壁の破壊

式で94t、新設計式では55tにしかならない。さらに、実際に被災した際の波高はより小さく、平成4,8,10年被災時の必要質量は20t前後である。したがって、当防波堤でも、苫小牧の防波護岸同様、被災がブロックの質量不足によって発生していたものではないことが分かる。当防波堤の消波ブロックの沈下原因としてはこれまで、①質量不足による散乱、②64tと80tのブロックのかみ合わせ不足、③高マウンドの影響、④消波ブロックの折損、⑤消波ブロック下部の砂地盤の吸い出しといった要因が考えられていた。このうち、①は表-2.2から、②は平成10年に築造された80tブロックのみの断面でも発生していることから、ブロックの沈下原因では無いことが分かる。また、ブロックの折損だけでは図-2.8まで沈下が発生しないことから、④も原因とは考えられない。以上のことから、消波ブロック下部の砂地盤の吸い出しがブロック沈下の主原因であると考えられる。

c) ケーソン壁の破壊

当防波堤では、こうした消波ブロックの沈下に伴って波力が増大し、図-2.9のようにケーソン壁が破壊されて穴があいた。ケーソン壁の破壊は、消波ブロックの端部で衝撃砕波が発生することによって起こるとも言われているが、当防波堤では消波ブロックが堤頭部まで巻きついて消波ブロック端部はもともと無く、発生した位置は堤幹部であった。従って、このようなケーソン壁の破壊は、消波ブロックの沈下にもなうブロックのケーソン壁への衝突、あるいは沈下による衝撃砕波圧の発生によって起こったものと考えられる。

2.4 高知港南防波堤

当防波堤の設計水深 h は17m(L.W.L)であり、設計換算沖波波高(50年確率波) H_0 は13.5m、周期 T は16s、堤体設置位置では $H_{1/3} = 11.5\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 16\text{s}$ 、である。防波堤付近の海底表層約5mは砂質土層(沖積層)であり、表層の砂の粒径は0.14~0.16mmと細かい。

図-2.10 は当防波堤の断面図であり、消波ブロックにはテトラポッド80t型が使用されており、法勾配は1:4/3である。マウンドには200~500kgの砕石が使用されている。洗掘対策としては室津港沖防波堤(Ⅰ)と同様に5mm厚の塩ビマットが使用されているが消波ブロックとケーソン下部のマウンド砕石の下には洗掘防止工が無い。

図-2.11 は、南防波堤の平面図である。南防波堤は昭和63年度に現地着工し、ケーソンNo.1が平成元年1月に据え付けられ、前面の消波ブロックも含め順次西側に延長されてきた。また、東側への延長は当分の間休止となることからNo.1のケーソンは港内側まで消波ブロックで巻き止めされていた。(消波ブロックの据付時期は平成元年5月)。平成8年度から東側への延長を再開するにあたり、平成8年12月に巻き止めしてあった消波ブロックを撤去したところ、港外側の消波ブロック下面の被覆ブロック及び被覆石の面が1.5~2.0m程度沈下しているのが確認された。図-2.12はこのときの断面図である。1t被覆石法先部の沈下量が小さいのに対し、消波ブロック下部にあたる部分では最大で2.5mもマウンドが沈下している。沈下状況を見た潜水士の話では、“均し面はきれいにできており、掘られたような状態ではない”とのことであった。さらに現在据え付けられている消波ブロックの下のマウンドも、同じように沈下をしているとの報告があったことから南防波堤全体にわたって消波ブロック下部のマウンド下の砂が吸い出され、ブロックが沈下していたものと考えられる。特に、図-2.12を見ると塩ビマット下部よりケーソン側の部分が沈下しており、マットを消波ブロック法先だけに設置したとしても、マウンド下部全体の砂面を被覆しなければ、砂が吸い出さ

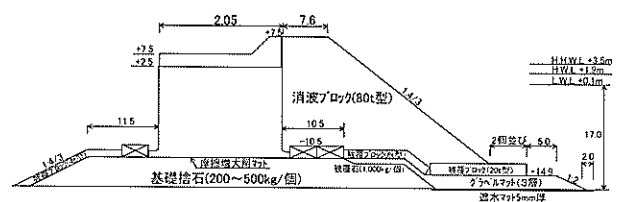


図-2.10 設計断面図

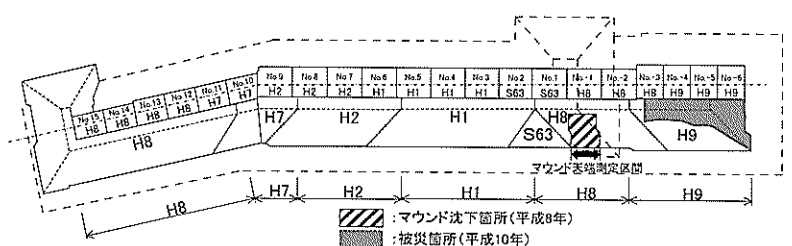


図-2.11 高知港南防波堤平面図

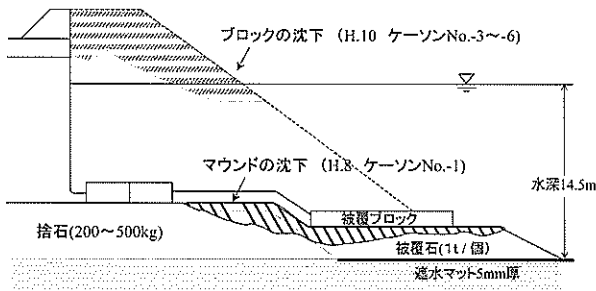


図-2.12 高知港南防波堤の断面変形状況(平成8年のマウンド沈下状況と平成10年のブロック沈下状況)



写真-2.4 ケーソンの穴あきによる噴水状況

れる可能性が高いことが分かる。2.2 で述べた室津港防波堤 (I) も、同様の吸い出しだったのではないかと考えられる。

このようなマウンドの沈下が原因となり、消波ブロックも沈下し、さらに、ケーソン壁には穴が開いた。写真-2.4 は、ケーソン壁の穴あきを調べるために、上部工にボーリングで穴をあけた際に見られた噴水現象である。ケーソン壁の穴から波がケーソン内に進入し、ケーソン内部の空気が水とともに吹き出している状況である。

その後、平成8年、9年に図-2.10と同じ断面で防波堤が延長されたが、図-2.12のように平成10年10月の台風10号(有義波高8.3m, 周期11.7s)によりブロックが沈下した。この時の設計断面は、昭和63年度の断面と同じ断面であることから、平成10年の被災箇

所においてもマウンドの沈下が発生して、ブロックの沈下に至ったものと考えられる。

2.5 宮崎港南防波堤

宮崎港南防波堤は、設計波高が沖波波高13.8m, 周期14.4sと非常に大きく、さらに、細かい砂層($d_{50}=0.14\sim 0.2\text{mm}$)上に設置されるため、消波ブロック設置前より洗掘による構造物への影響が懸念されていた。そのため、洗掘防止工法に関しては模型実験だけでなく、現地実験も行っておりその適用性が検討されている(木原ら, 1988)。図-2.13, 2.14は、南防波堤の平面図と構造図であり、施工経緯および設計波の諸元もともに示してある。最も沖の16~18工区では、 $H_{1/3}=11.0\text{m}$, $T_{1/3}=14.4\text{s}$ で、ハドソン公式では約150tの消波ブロックが必要となるが、実験結果から64tの消波ブロックが使用されている。

1~7工区は消波ブロックで堤体前面が被覆されていない部分である。マウンド法先部には洗掘防止工とし

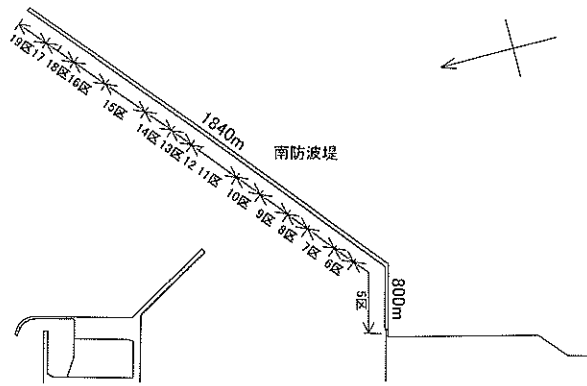


図-2.13 南防波堤平面図

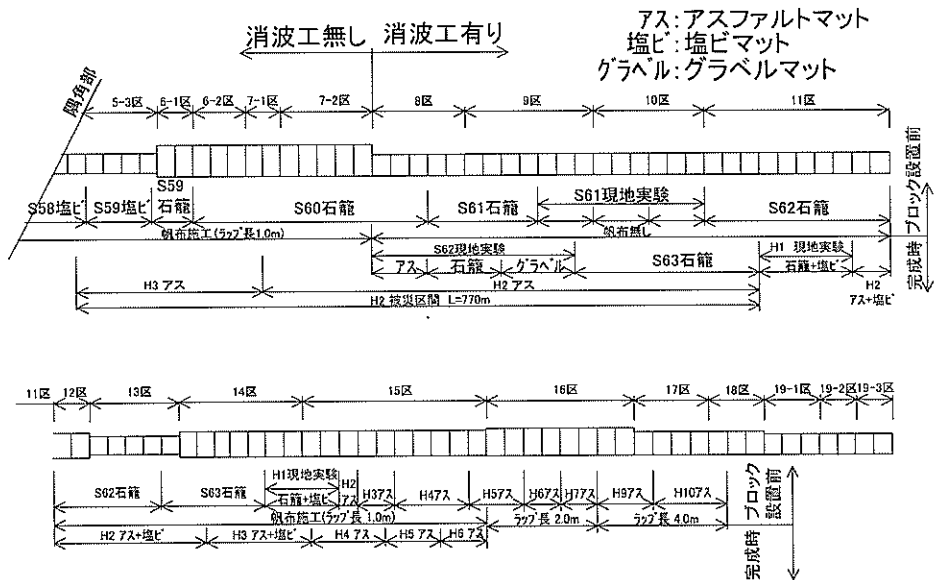


図-2.14 南防波堤構造図

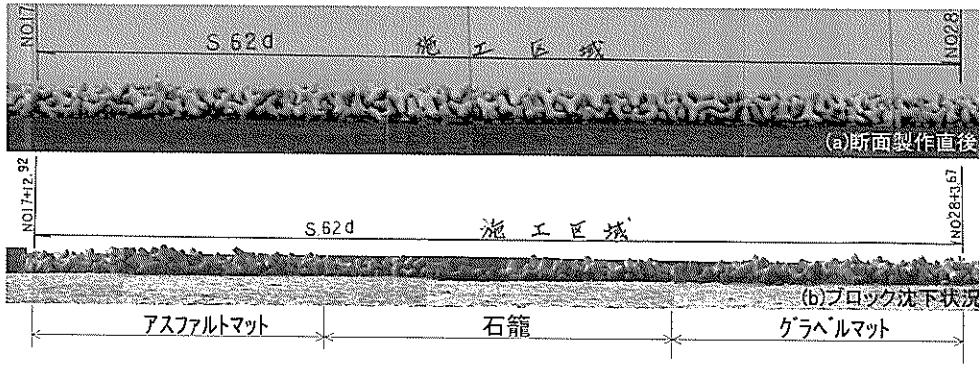


写真-2.5 洗掘防止工現地実験 (宮崎港南防波堤)

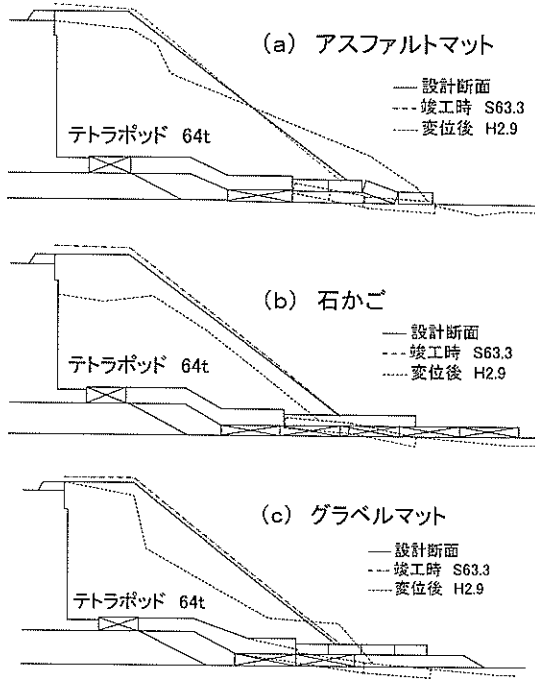


図-2.15 ブロック沈下状況

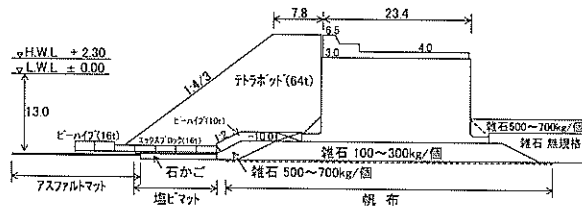


図-2.16 設計断面図 (12~14工区)

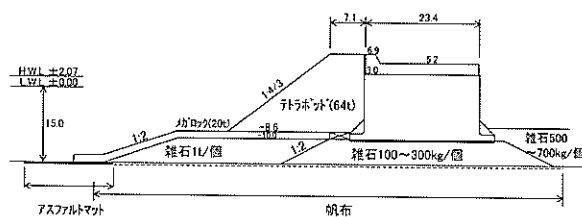


図-2.17 設計断面図 (18工区)

て石かごおよび塩ビマットが用いられている。1~4工区では昭和56~58年度にかけて石籠が用いられたが、昭和60年度に行われた追跡調査で、石籠の金網が摩耗し、雑石が露出している状況が確認された。また、5工区では昭和58年度に5mm厚の遮水性マットが用いられたが、昭和

59年度の調査で“めくれ”と破損が確認された。このように高波浪の来襲する地域では、混成堤の法先洗掘防止工として、石籠や5mm厚の遮水性マットは効果を発揮できない可能性がある。

8~10工区では64tの消波ブロックが堤体前面に設置されている。62年度にアスファルトマット、石籠、グラベルマットを用いて現地実験が行われた。写真-2.5、図-2.15は8~9工区にかけて行われた現地実験の状況である。中央部石籠による施工の部分が大きく沈下しており、アスファルトマットとグラベルマットが有効であるように見られる。しかし、グラベルマットには石籠内と同じ大きさ(100~300kg)の砕石が用いられていることを考慮すると、砂が吸い出されていた可能性が高く、断面図-2.15(c)を見ると法肩部がかなり沈下しているのが分かる。

12~14工区では、アスファルトマット、石籠、塩ビマット、帆布などが組み合わせて使用されている。しかし、平成13年現在でも台風の時期に沈下している。図-2.16は12~14工区の断面図である。一見、砂地盤が洗掘防止工で覆われているように見えるが、消波ブロックを設置する前の直立堤の段階で法先が崩れ、その後その上に遮水性マットが敷かれており、直立堤の時に設置した洗掘防止工と消波ブロックを設置する時に敷設する洗掘防止工との間に隙間ができて不連続になっているため、その隙間から吸い出しが発生しているものと考えられる。

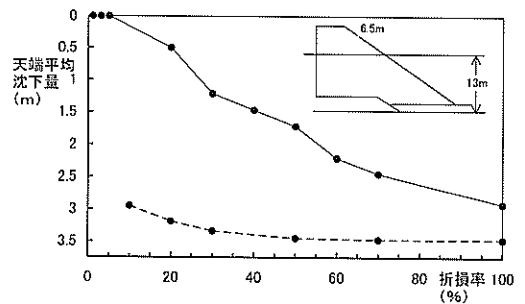


図-2.18 ブロックの折損と沈下量

16～18 工区では、マウンドを消波ブロック法先まで延伸し、マウンド下部には帆布、法先にはアスファルトマットが組み合わせて用いられている（図-2.17）。この断面では、帆布、アスファルトマットを建設当初からマウンド下部全体に敷き詰めていることもあって、吸い出し防止対策がうまくいっており、ブロックの沈下は平成 13 年 12 月現在発生していない。

なお、平成 3 年当時、消波ブロックの折損が沈下原因の一つとして考えられており、折損によりどの程度ブロックが沈下するかについて実験が行われている。図-2.18 はその結果であり、断面内で全てのテトラポッドの足が 2 本骨折れなければ、被災を再現する量にはならないことから、折損だけでは消波ブロックの沈下を説明できないことが分かる。

2.6 秋田港南防波堤

図-2.19 は秋田港南防波堤の断面図である。当防波は直立堤で施工された後、改良で消波ブロックが設置されている。断面図では帆布とアスファルトマットによって、完全に砂地盤が被覆しているように描かれている。

しかし、実際には直立堤の時に L-type 法先洗掘を受け、その後消波ブロックを入れているため、洗掘防止工の間にギャップができ、そこから砂の吸い出しが発生した可能性が高い。図-2.20 は、孔間弾性波探査法によって得られた地盤の状況であり、マウンド下部で地盤が沈下している。従って、当防波堤でも、高知港南防波堤の例と同様に、消波ブロック下部マウンドからの砂の吸い出しがブロックの沈下原因となっている可能性が高い。

図-2.19 を見ると、ケーソン背後に砂が徐々に堆積しており、越波によってケーソン背後に砂が運ばれているものと考えられる。こうした現象は、新潟東港西防波堤でも見られる。図-2.21 は、新潟東港西防波堤での直立堤と消波ブロック被覆堤の断面の経年変化である。直立堤では見られなかったケーソン背後の砂の堆積が、消波ブロック被覆堤にした後、発生していることが分かる。このことから消波ブロックをケーソン前面に設置すると、砂の舞い上がりが激しくなり、越波水とともにケーソン背後に運ばれている可能性が高いことが分かる。写

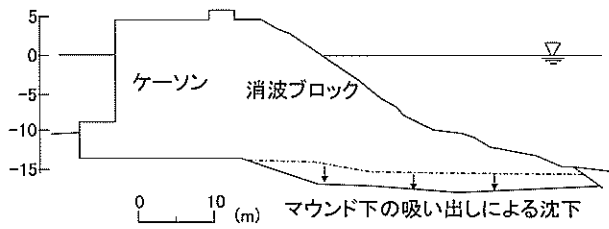


図-2.20 孔間弾性波探査法によるブロック沈下状況

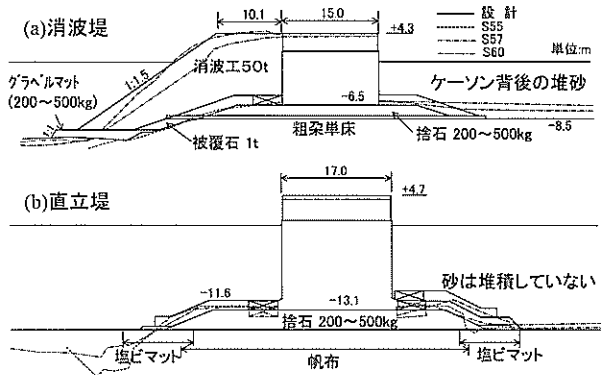


図-2.21 堤体背後の堆砂状況(消波ブロック被覆堤と直立堤の比較, 新潟東港西防波堤)



写真-2.6 消波ブロック前面での砂の舞い上がり (宮崎港南防波堤)

真-2.6 は、宮崎港南防波堤で見られた消波ブロック前面の海面の濁りであり、消波ブロックの設置により砂が舞い上がりやすくなることを示している。

3. 中型実験

3.1 実験目的と実験方法

2 章では、砂地盤とマウンドの変形によって起きる消波ブロックの沈下被災事例が示された。そこで、本章では砂地盤やマウンドがどのように変形するかを、比較的大型の造波水路で現地の 1/16 程度の移動床実験を行うことで調べることにした。ただし、縮尺効果によって

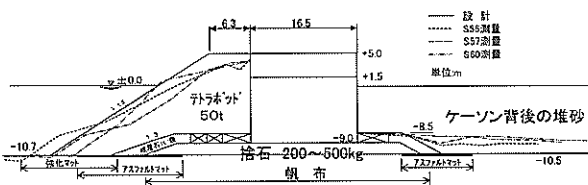


図-2.19 堤体背後の堆砂状況(秋田港南防波堤)

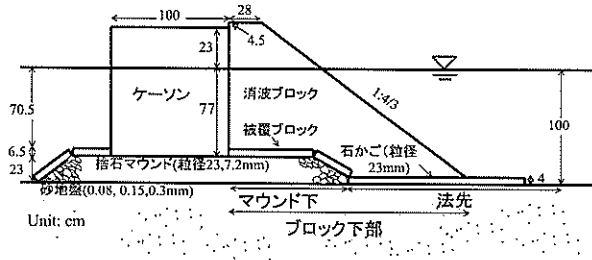


図-3.1 実験断面

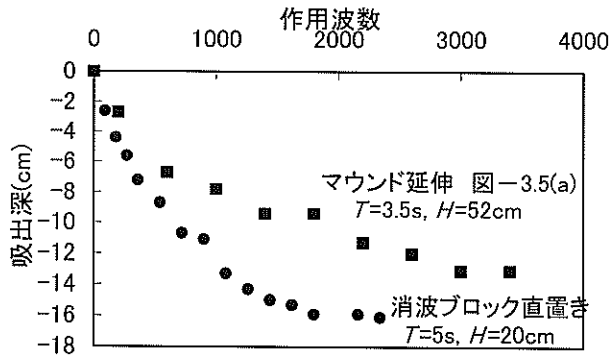


図-3.2 波の作用波数と砂地盤の沈下

砂が動きにくくなるのを防ぐため、粒径の小さい砂（中央粒径 0.08mm）を用いて実験を行った。

当所の 105m 水路で水深 1m として実験を行った。図-3.1 は実験断面の一例であり、周期 1.5~5.0s、波高 10~55cm の規則波を作用させた。外洋に面した水深 16m の防波堤では 1/16 程度の実験縮尺であり、波高は 1.6~8.8m、周期は 6~20s に相当する。実験材料としては 4.3kg の消波ブロック、粒径 $d_{B50}=0.08, 0.15, 0.3\text{mm}$ の相馬珪砂、粒径 $d_{F50}=7.2, 23\text{mm}$ のマウンド砕石、洗掘防止マットには厚さ 0.2mm のビニールシートを用いた。

水路横の観測窓から、砂地盤、消波ブロック、ケーソンの変形を岸沖 10cm 間隔で計測し、あわせてビデオ、写真撮影を行った。

対象とした断面は①消波ブロックを砂地盤上に直置きした断面、②石かごを用いた断面、③砂地盤の粒径を変えた断面、④マウンドを法先まで延伸した断面、⑤細粒砕石を用いた断面、⑥遮水性マットを用いた断面である。

3.2 ブロック下部の吸い出し現象

写真-3.1, 3.2 は、周期 3s、波高 55cm の規則波を作用させた際の砂の浮遊状況である。波が作用し始めると、消波ブロックの足の周りで激しく砂が巻き上がり、引き波時には、消波ブロック法先で上向きの流れが発生して、写真-3.1 のように高濃度の砂の塊が水面にまで漂うようになる。押し波時には、波が消波ブロックの斜面で砕

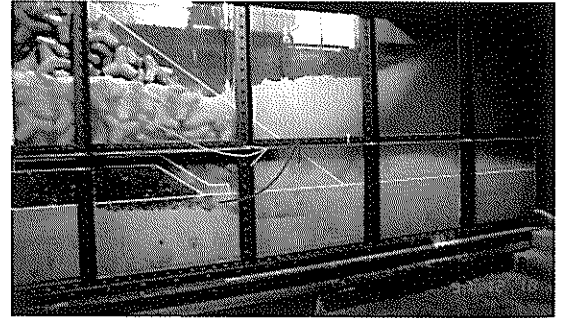


写真-3.1 引き波時の砂の舞い上がり



写真-3.2 押し波時の砂の舞い上がり

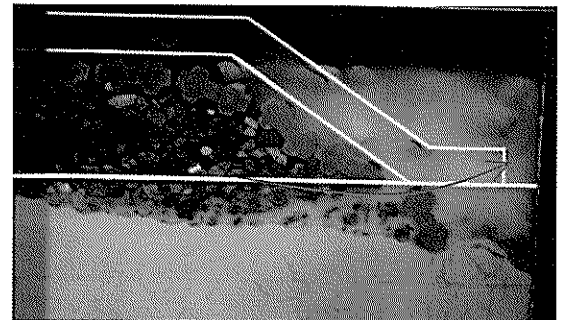


写真-3.3 マウンド下部からの砂の吸い出し



写真-3.4 石かご設置時の吸い出し状況



写真-3.5 ブロック撤去後の状況

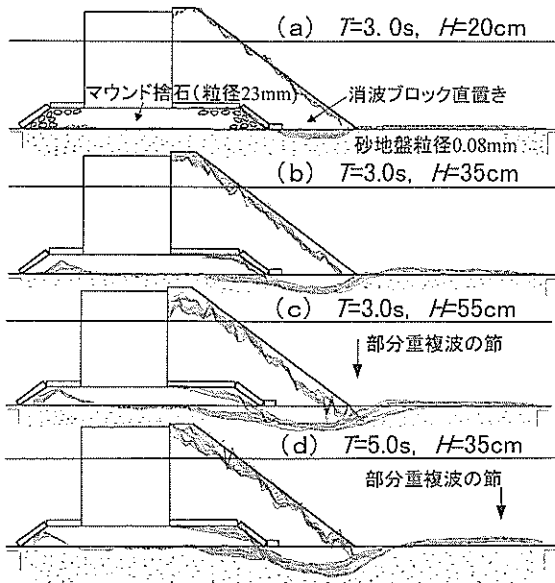


図-3.3 波高・周期と洗掘状況

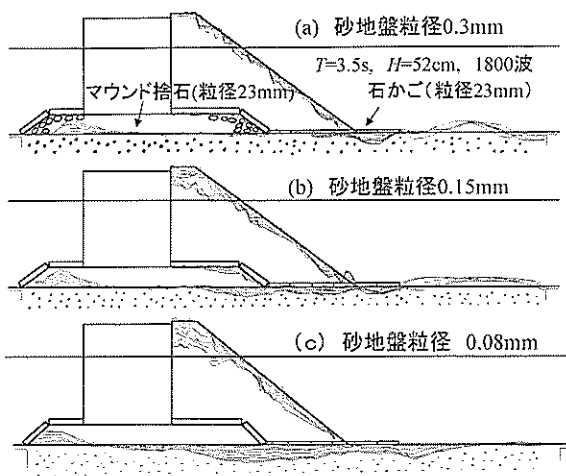


図-3.4 砂地盤条件と洗掘状況

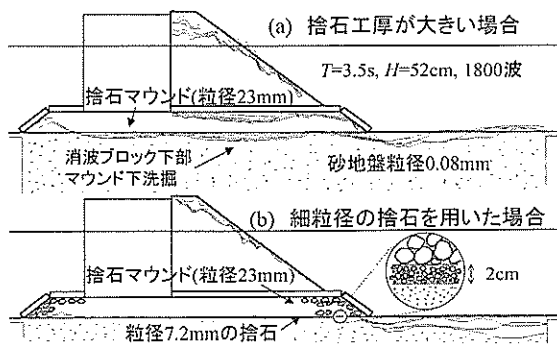


図-3.5 捨石工の粒径と洗掘状況

波する形で斜面にぶつかって、越波する。このとき、一部の砂の塊が越波水塊とともに堤体背後に運ばれるのが分かる(写真-3.2)。写真-3.3は、消波ブロック下部マ

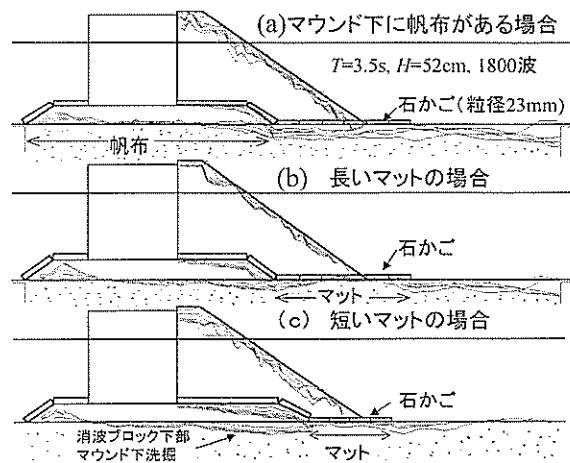


図-3.6 帆布、マットの効果

ウンドから砂が吸い出される状況である。斜面部での碎波の影響で、マウンド内部の流速は押し波時より引き波時の継続時間が長く、マウンド内で舞い上がった砂は徐々に沖へ吸い出された。図-3.2は、波の作用波数と吸い出し量の関係であり、最も吸い出しの大きい箇所での沈下状況を示している。波の作用波数が増えるにつれて吸い出し量が小さくなり、約3000波で吸い出しが落ちついている。波や断面の違いで安定するまでの波数は異なるが、おおよそ2000~3000波で安定する。消波ブロックが沈下した現地の防波堤では、ブロックを補充して復旧した後はあまり沈下が見られない。これは吸い出しをかなり受け、安定した状態まで達しているためであると考えられる。しかし、安定に達していない場合や、さらに大きな波が来襲する場合には吸い出しが進み、ブロックの沈下に到る可能性がある。

消波ブロックを直接砂地盤に置いた場合は、ブロック下部からの吸い出し量が最も多いが、写真-3.4のように法先に石かごを設置すると法先はあまり吸い出しを受けず、吸い出される量はマウンド下部の方が大きくなっている。全体の吸い出し量は消波ブロック直置きの方が大きい。石かごを設置した場合でも吸い出し量は多く、消波ブロックは静水面付近にまで沈下している。このような状況は、2章の苫小牧や高知で見られた現象と一致している。また、吸い出しは消波ブロック下部だけでなく、ケーソン下部でも発生し、ケーソン中央部ではマウンド砕石がケーソンと離れてしまっている。このようなケーソン下部の吸い出し現象も2章で説明した高知で見られたような事例とよく似ている。

一方、ケーソン背後を見ると越波によって砂が堆積しており、この現象も秋田、新潟のような現地の状況とよくあっており、消波ブロックを設置することで砂が舞い

上がりやすくなっていることを示している。写真-3.5は実験後消波ブロックを取り除いたときの状態である。ブロックの沈下に伴って、水路壁に塗ってあった塗装が斜め方向に削られるとともに、ケーソン壁の塗装も縦に削られている。現地では、実験と比較すると相対的にコンクリートの強度が小さくなることから、このようなブロックとケーソンの接触が、2章の室津や高知で見られたようなケーソン壁の破壊に到るものと考えられる。

3.3 波浪・底質条件と断面形状による吸い出し量の変化 (1) 波浪条件

図-3.3(a)～(c)は、消波ブロックを砂地盤の上に直接置いた断面（直置き断面）での砂地盤の変形と消波ブロックの沈下状況である。砂地盤は中央粒径 $d_{B50}=0.08\text{mm}$ の砂であり、周期 3.0s の規則波を小さい波高(10cm)から作用させ、砂の動きがある程度落ち着いた時点で次のより大きい波 (20,35,55cm) を作用させている。当然ながら波高が大きいほど吸い出し量が大きく、特に消波ブロック法先での吸出量が大きい。波高 55cm では、マウンド下部でも吸い出され、消波ブロックの沈下量も大きい。

図-3.3(d)は周期 5.0s、波高 35cm の場合で、吸出量は周期 3.0s、波高 55cm の吸出量と同程度であり、周期の長い方が吸い出しを受けやすいことが分かる。また、図には示していないが周期 1.5s の波では砕波波高を越えるほどの波高でも吸い出しは全く見られなかった。

一方、部分重複波の節の位置は、周期 5s で吸い出されている箇所と異なっており、直立堤の L-type 洗掘（入江ら、1984）と現象が違うことが分かる。

ケーソン背後の堆砂位置は、周期が長い図-3.3(d)ではマウンド内の水の動きが大きくなるため、周期 3.0s の場合より岸側となっている。

(2) 砂の粒径

図-3.4は、砂地盤の中央粒径を変えた実験結果であり、周期 3.5s、波高 52cm の規則波を 1800 波作用させた時の状況である。なお、消波ブロック法先には洗掘防止工としてマウンドと同じ中央粒径 $d_{F50}=23\text{mm}$ の碎石を詰めた石かご（長さ 24cm、高さ 4cm、幅 8cm）を設置している。粒径は 0.08mm と 0.15mm、0.3mm の砂を用いている。

砂地盤の粒径が 0.3mm の場合は消波ブロックの沈下はほとんど見られないが、粒径が小さくなるとブロックの沈下量が大きくなる。粒径 0.08mm の砂の場合（図-3.4(c)）は、消波ブロックが水面より上にほとんど見えないほど沈下しているのが分かる。

(3) マウンド碎石の粒径と厚さ

図-3.5(a)は、中央粒径 $d_{F50}=23\text{mm}$ の捨石マウンドを

消波ブロック法先部まで延伸した断面で、吸い出し防止工としての捨石工厚が大きい場合である。図-3.4と比較すると吸い出し量は小さくなり、捨石厚を大きくした効果が出ている。しかし、この場合でもマウンド下部の吸い出し量は大きく、消波ブロックも沈下している。

図-3.5(b)では、マウンド厚を厚くし、さらに捨石と砂地盤の間に細粒碎石（中央粒径 $d_{F50}=7.2\text{mm}$ の細かい碎石）を 2cm 厚で敷いている。この場合、砂は全く吸い出されおらず、細かい粒径の捨石がフィルター材として機能し、砂が吸い出されるのを防いでいるのが分かる。

(4) 帆布、マットの効果

通常の混成堤では、マウンド下部に帆布が敷かれている場合が多い。図-3.6(a)は、マウンド下部に帆布を敷いた場合であり、マウンド下部の吸い出しは防止されている。しかし、その前の石かご下部での吸出量は大きく、消波ブロックの沈下も大きくなっている。逆に2章の室津、高知のように石かご下部に洗掘防止マットを敷き、マウンド下部に帆布等を敷かない場合は、マウンド下での吸出量が大きくなる（図-3.6(b)）。特に消波ブロック法尻部の洗掘防止マットの長さが短い場合（図-3.6(c)）は、マウンド下部の吸い出しが顕著である。吸い出し防止工を防波堤下部全てに敷設すれば問題ないが、実際にはブロック法尻部、法先部にしか敷設されていない場合も多い。また、マットや帆布の施工は、常に波のある外洋では容易でないため、マットや帆布の継ぎ目部分に隙間ができ、隙間部分から洗掘を受けやすくなる。従って、これらの材料については、十分に強度のあるものを隙間無く適切に施工することが重要である。

(5) 各断面の吸い出し量の比較

図-3.7は各断面の吸い出し量を比較したもので、吸い出された砂地盤の断面積 A_B をケーソン前面のマウンドと消波ブロックの断面積 A_T で除した値を示している。消波ブロック直置きの場合と比較すれば、石かごなどの吸い出し防止工を用いた場合はそれなりに吸い出し量は小さくなっており、捨石マウンド厚が大きい場合やマット

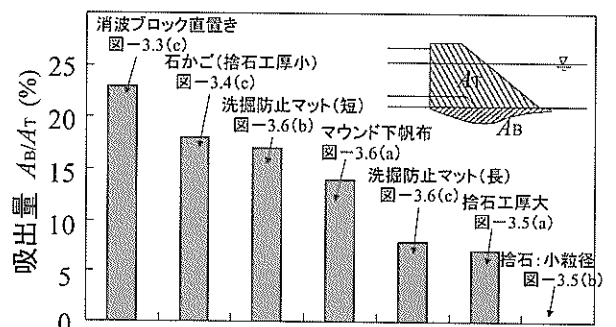


図-3.7 各断面の吸い出し量

を敷いた場合はともに小さくなり約8%までになっている。しかし、吸い出しでブロックが沈下すると、ブロックのかみ合わせが悪くなり、散乱や折損を引き起こすことを考えると約8%という数値は小さくない。

4 大型実験

4.1 実験目的と実験条件

(1) 実験目的

3章では、消波ブロック下部での砂の吸い出しがブロック沈下の原因であることが示されたが、使用した細砂は粒径0.08mmの砂とシルトの混合したものであり、純粋な砂の性質とは異なっている可能性がある。実際、水路全体が105mもあるにもかかわらず、波作用後1時間たっても、水路全体が濁ったままの状態であり、吸い出しを過大評価していた可能性もある。また、波浪による地盤の液状化によるブロックの沈下も考えられるが、1/16程度の実験では再現が難しく、現象の再現自体が確認されていない。このように波浪による洗掘や液状化現象は小型実験では相似則が成り立たない現象であり、現地とは全く異なった現象が発生している可能性がある。そこで、相似則をできる限り満たすことを目的として、当所大規模波動地盤総合水路において現地の1/1~1/4スケールの実験を行うこととした。

実験はまず、法先に石かごを設置した断面で、吸い出

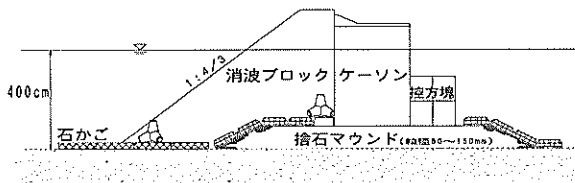


図-4.1(a) 沈下再現実験 (ケース1)

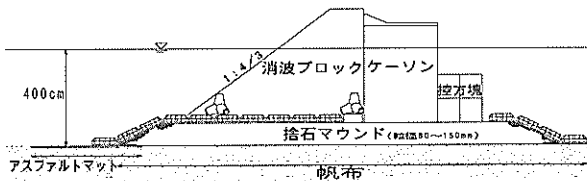


図-4.1(b) 流速と圧力の計測実験 (ケース2)

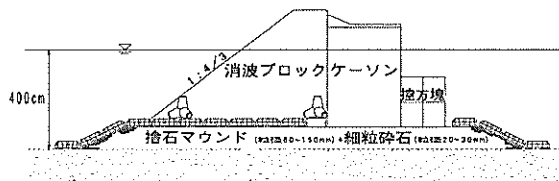


図-4.1(c) 細粒砂を用いた実験 (ケース3)

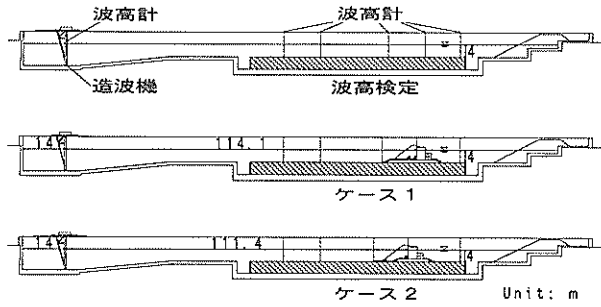


図-4.2 大規模波動地盤総合水路と模型設置図

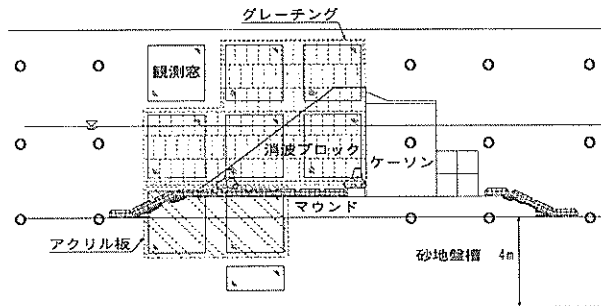


図-4.3 観測窓と模型設置位置

しが発生しやすい条件とし、①吸い出しによる消波ブロックの沈下を再現する実験を行った(図-4.1(a):ケース1)。次に、②堤体周囲のマウンド、砂地盤周辺の水利特性を把握するため、マウンド内の流速、砂地盤の間隙水圧、ゲート前面の水位変化を調べる実験を行った(図-4.1(b):ケース2)。なお、この実験では断面が変形しないよう、吸い出し防止工として帆布とアスファルトマットを用いた。さらに、③2章で最も吸い出しを防ぐことのできた細粒砕石を用いた新たな工法について検討した。なお、細粒砕石の現地適用性を調べるため波を作用させながら砕石を投入してマウンドを製作した後にゲート、消波ブロックを設置して実験を行った(図-4.1(c):ケース3)。

(2) 水路

図-4.2は大規模波動地盤水路の全体図であり、模型の設置位置を示している。ケース1では造波板から114.1mの位置に、ケース2,3では111.4mの位置に模型を設置して実験を行った。模型設置位置には一辺2.45mの正方形の観測窓があり、横から現象を見ることができる。ただし、水路の観測窓はアクリル製であり、消波ブロック等の接触による損傷が予想されたため、図-4.3のように観測窓前面にグレーチングと2cm厚のアクリル板を取り付けた。なお、正方形の観測窓以外にも直径30cmの円形の小窓があり、消波ブロックの法先では法先洗掘の発

表-4.1 実験縮尺

	中型実験換算	大型実験	現地換算
縮尺	1/16	1/4	1/1
水深 (m)	1.0	4.0	16.0
波高 (m)	0.63	2.5	10.0
周期 (s)	1.5, 2.5, 3.5	3.0, 5.0, 7.0	6.0, 10.0, 14.0
実験材料			
ケーソン 質量 (t) (蓋、方塊含む)	1.4	88.4	5657
形状 (m) (B×L×H)	1.0×0.8×1.0	3.0×3.3×4.0	12×13.2×16
消波ブロック質量 (kg)	7.8	500	32000
被覆ブロック質量 (kg)	7.8	500	32000
マウンド碎石 質量 (kg)	0.025~0.073	1.6~4.7	100~300
砂 中央粒径 (mm)	-	0.2	-
アスファルトマット厚さ (mm)	-	30	-
密度 (g/cm ³)	-	2.27	-
帆布 厚さ (mm)	-	0.9	-
透水係数 (cm/s)	-	0.05	-

生状況を見ることができる。今回はこの小窓からも消波ブロック法先で地盤の液状化現象が発生するか確認した。

(3) 実験縮尺

実験のスケールは、外洋に面した防波堤の 1/4 程度の縮尺である。また、2 章の中型実験に対しては 4 倍の大きさである。表-4.1 は、本実験の規模を中型実験および現地にあてはめた場合の大きさである。

ケーソンは、ケーソン本体と方塊だけでは重量が足りないため、ケーソン背後に 48t の方塊ブロックを設置して、総計 88.4t とした。なお、周期 7s、波高 2.5m の波に対し、高橋ら (1990) の設計式によるケーソンの必要質量は 57t である。一方、消波ブロックは、現地換算で 64t 以上のブロックが使用されているが、砕波の影響で必要質量が小さくなることを考慮し、実験では現地で 32t に対応する 500kg の消波ブロックを使用している。使用した砂は

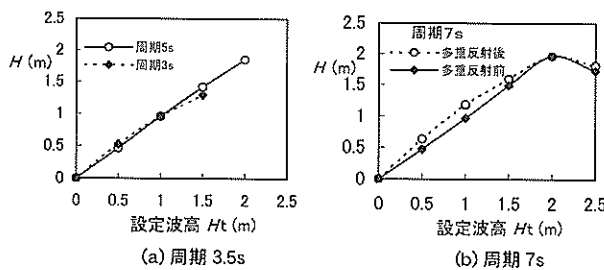


図-4.4 波高検定 (周期 3, 5 s)

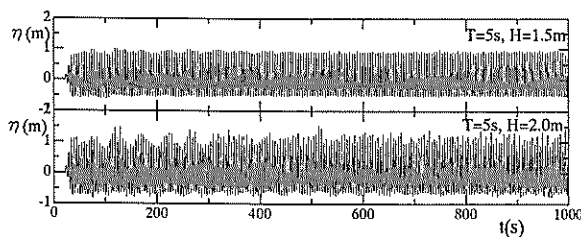


図-4.5 波高の安定性

一般的な現地と同じサイズの砂であり、中央粒径 d_{B50} は 0.2mm、透水係数 k は 0.05cm/s、マウンドの中央粒径 d_{F50} は 73mm である。

(4) 波浪条件

水深 h は 4 m とし、周期 3, 5, 7 s の規則波を作用させた。図-4.4 は波高検定結果であり、横軸に造波板位置での設定波高 (ピストン型造波器での理論波高)、縦軸に堤体設置位置での波高を示している。砕波前は波高設定値とほぼ同じ波高が出ており、砕波後波高が小さくなっている。周期 3s では波高 1.5m、周期 5, 7s では波高 2 m から砕波が見られる。

水路の長さが短いため、水路内での多重反射が問題となり、特に周期 7 s では波高が大きくなる傾向にある。図中、実線は多重反射する前、波線は多重反射後の波高であり、波高 1 m では多重反射後の波は 2 割程度大きい。今回の実験では、200s 程度の波を連続して作用させたため、本来、多重反射後の波高で評価すべきであるが、ここでは波高設定値を用いて整理する。

また、波高は多重反射のため、水路内でビートを打つ傾向があり、特に周期 5 s で顕著であった。図-4.5 は、周期 5 s の場合で、かけ始めから 1000s 間の堤体設置位置 (ch5) での波高の変化である。波高 1.5m では比較的安定で、500s 後にはビートが無くなっている。一方、砕波後の波高 2.0m では周期 50s 程度のかかなり大きなビートが見られる。なお、周期 3s、周期 7s の波は比較的安定で、7s では 200s 程度でほぼ安定な波高となっていた。

4.2 大規模実験による消波ブロック沈下の再現

(1) 実験断面と作用波

図-4.6 は実験断面であり、消波ブロックの沈下が起こりやすいように洗掘防止工として石かごを用いた断面である。石かご内の捨石は、マウンド碎石と同じ平均粒径 73mm の碎石である。

波は徐々に大きくしていき、表-4.2 のように一つの波の条件に対して地盤の変形が落ち着くまでかけ続けた。

写真-4.1, 4.2 は周期 5 s、波高 2.5m での波の作用状況である。波の周期は 3s, 5s, 7s であるが、いずれの場合も波高 200cm で沖から砕波してくるのが見られた。なお、周期 7s では波高 1.5m で部分重複波の腹の位置で波が崩れる場合もあった。

(2) 吸い出しによる消波ブロックの沈下

波が大きくなるにつれて砂の舞い上がりが激しくなり、消波ブロック前面の水も砂の舞い上がりによって白濁した。写真-4.3 は、周期 7s、波高 1.5m での消波ブロック下部マウンド下の砂の舞い上がり状況である。マウンド

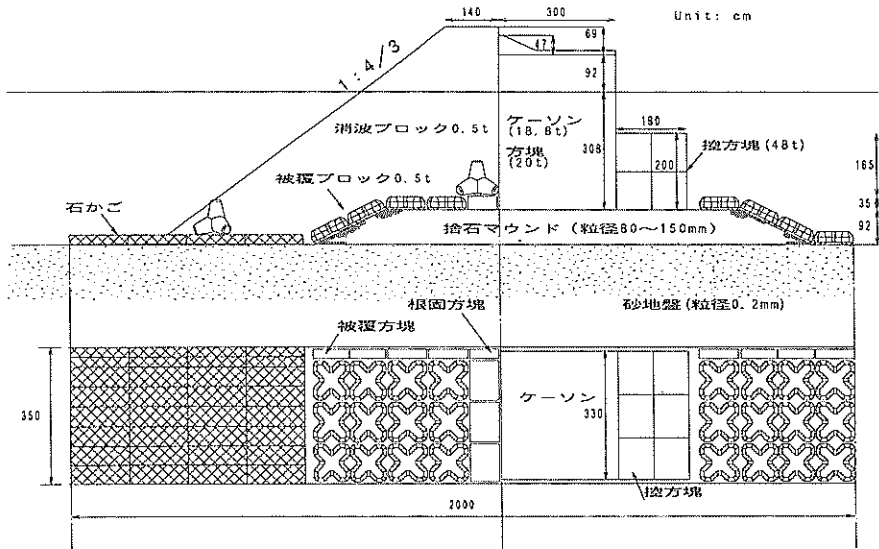


図-4.6 実験断面 (ケース1:石かごを用いた場合)

表-4.2 作用波(ケース1)

周期 (s)	波高 (m)	波数	周期 (s)	波高 (m)	波数	周期 (s)	波高 (m)	波数
3	0.5	200	5	0.5	200	7	0.5	200
//	1	200	//	1	200	//	1	200
//	1.5	200	//	1.5	200	//	1.5	200
//	2	200	//	2	200	//	2	200
			//	2.5	200	//	2.5	2200

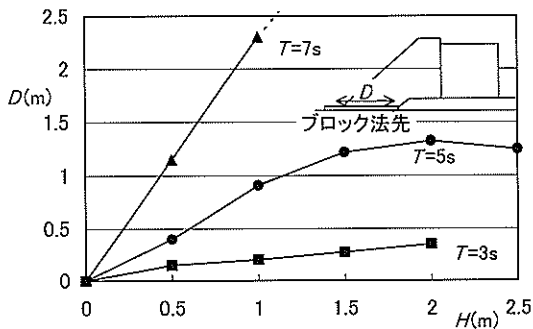


図-4.7 水粒子軌道直径

砕石内部には速い流れが発生しており、砕石背後に発生する渦によって砂が激しく舞い上がっているのが分かる。図-4.7は、消波ブロック法先側の観測窓から測定した水粒子軌道直径 D であり、周期が長くなるにつれて水の動きが大きくなり、周期7sでは、2.5mの幅の観測窓を越えて動くようになった。このような水の動きによって舞い上がった砂は石かごとマウンド下部から吸い出され、さらに静水面付近にまで達して一部は越波によってケーソン背後に運ばれた。

こうしてマウンド下部の砂は徐々に吸い出され、最終的に図-4.8および写真-4.4、4.5のようにマウンドは

75cmほど沈下し、消波ブロックは140cmも沈下している。水深16mの防波堤であれば、5.6mほどもブロックが沈下したことになる。また、ケーソン下部でも砂が吸い出されており、ケーソン本体も10cm以上沈下していた。さらに、ケーソン背後の堆砂も2章の現地調査や3章の中型実験で見られた現象と一致している。

写真-4.6、4.7は、初期断面と水路から水を抜いた後の断面の変形状態である。ブロックは全く散乱しておらず、ブロックが配置を変えずにそのまま沈下していたことが分かる。

図-4.9(a)~(c)は、消波ブロックの沈下と砂地盤の変形状態である。周期3sでは、断面に変化がほとんど見られなかったが、周期5sの波でマウンド下部の砂が徐々に吸い出され、それに伴ってブロックが沈下した。周期7sでは吸出量がさらに大きくなり、消波ブロックも、最終的に静水面付近まで沈下しているのが分かる。

また、消波ブロックの沈下には直接影響していないが、周期7sの波を作用させると、激しい法先洗掘が発生している。特に、波が砕波する波高2mからの洗掘量が多い。図には部分重複波の節と腹の位置が示してあるが、L-type洗掘と同様に節の位置で洗掘され、腹の位置で堆積する傾向にある。

写真-4.8は、消波ブロック撤去後の被覆ブロックの変形状態である。初期状態では水平であった法肩部が、全体に沈下している。写真-4.9は、被覆ブロック撤去後のマウンドと石かごの状態である。石かごは中央部が盛り上がり、吸い出された砂地盤に馴染むように変形している。

写真-4.10、4.11は、ケーソン背後の被覆ブロックの初期状態と実験後の状態である。越波によって堆積した砂によって法尻部が砂に埋もれているのが分かる。

ブロックの沈下に伴い、写真-4.12のようにケーソン壁は1cmほど消波ブロックによって削られ、ブロック自体も写真-4.13のように削られていた。相対的に現地のコンクリート強度の方が実験のコンクリート強度より弱いため、現地でのケーソンとブロックの損傷はさらに大きく、ケーソン壁に穴があいたり、ブロックが折損したりするという事に対応しているものと考えられる。

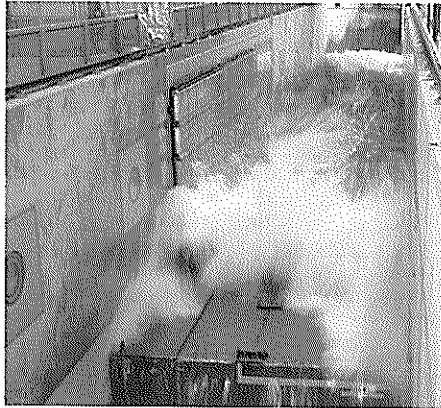


写真-4.1 $T=5s, H=250cm$



写真-4.2 $T=5s, H=250cm$

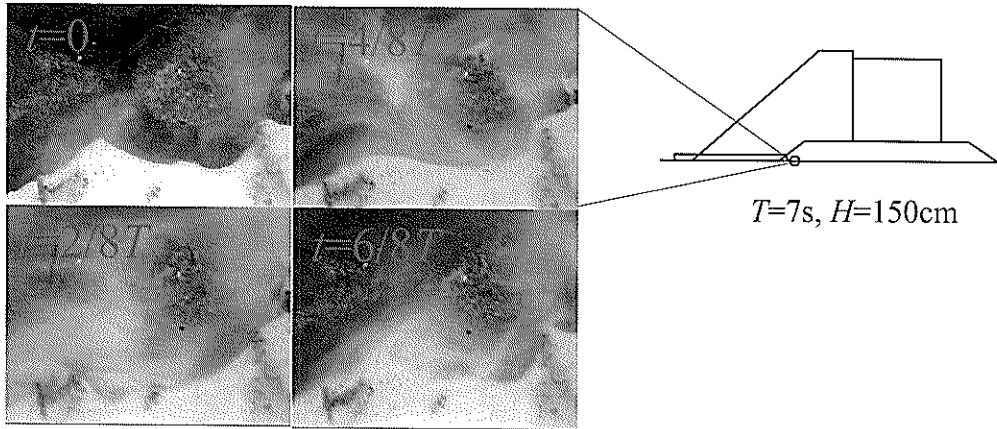


写真-4.3 マウンド砕石下部の砂の動き

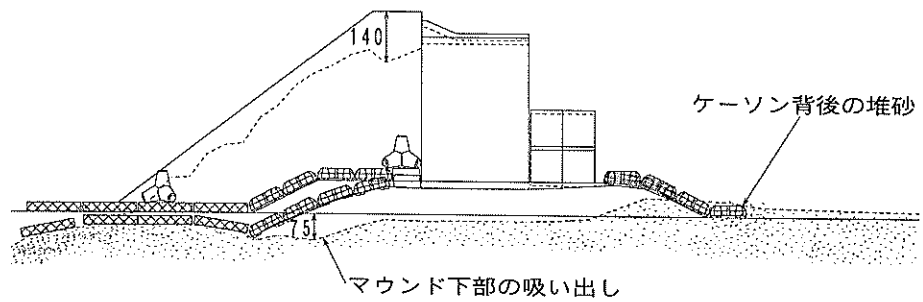


図-4.8 最終断面 ($T=7s, H=250cm$ 作用後)

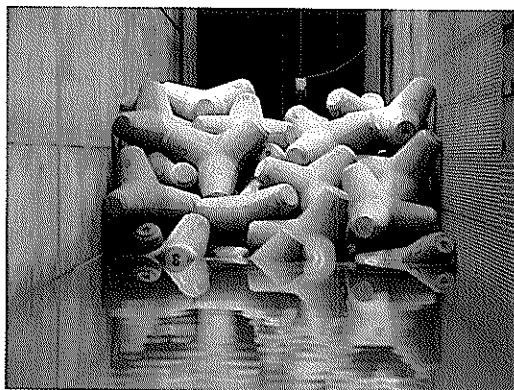


写真-4.4 初期状態

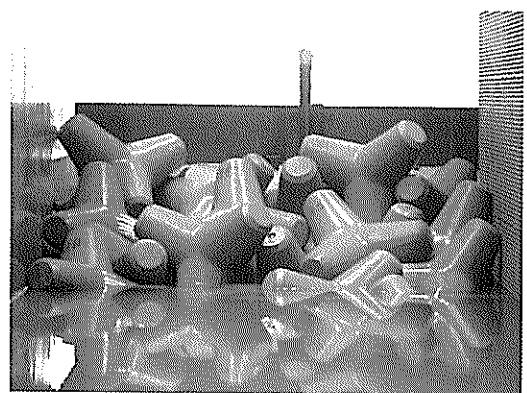


写真-4.5 $T=7s, H=250cm$ 2000波作用後

砂地盤の吸い出しによる消波ブロック被覆堤のブロックの沈下被災について
— 現地被災調査と被災再現大規模実験 —

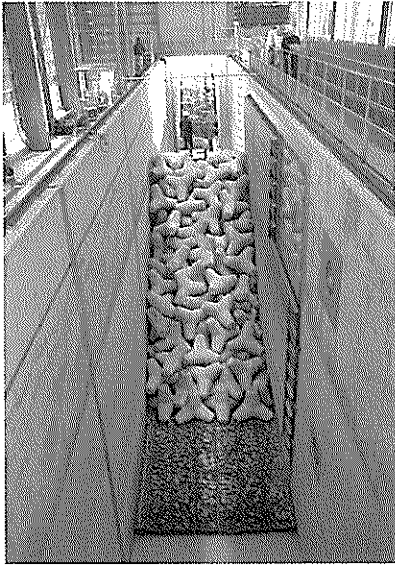


写真-4.6 初期断面



写真-4.7 ブロック沈下状況



写真-4.8 被覆ブロックの変形状況



写真-4.9 被覆ブロック撤去後の状態

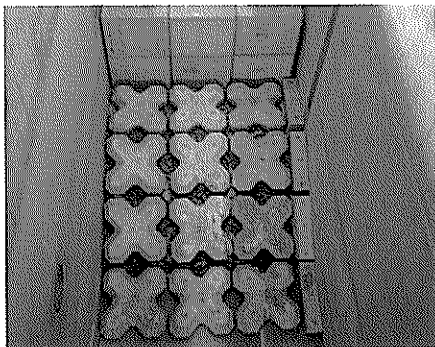


写真-4.10 ケーソン背後初期状態

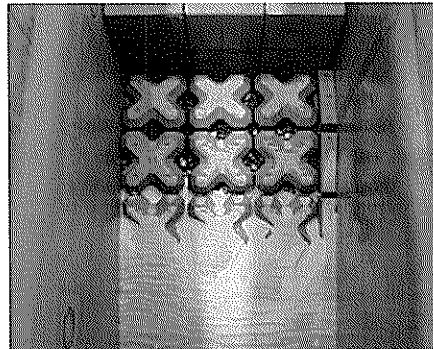


写真-4.11 ケーソン背後にたまった砂

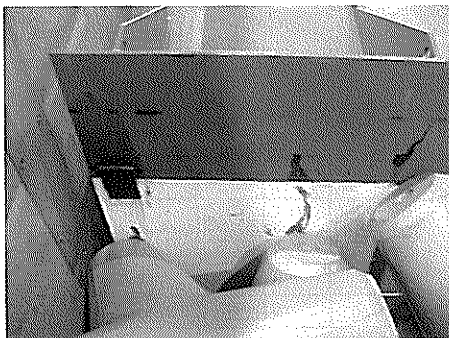


写真-4.12 ブロックで削れたケーソン壁

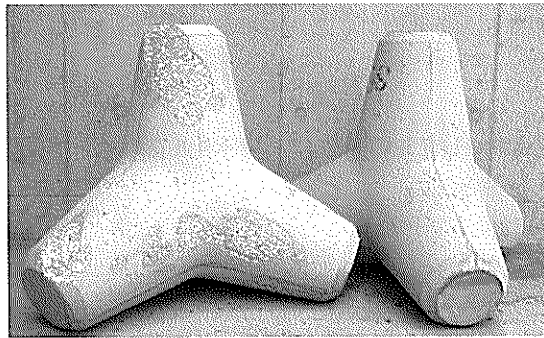


写真-4.13 破損したブロック

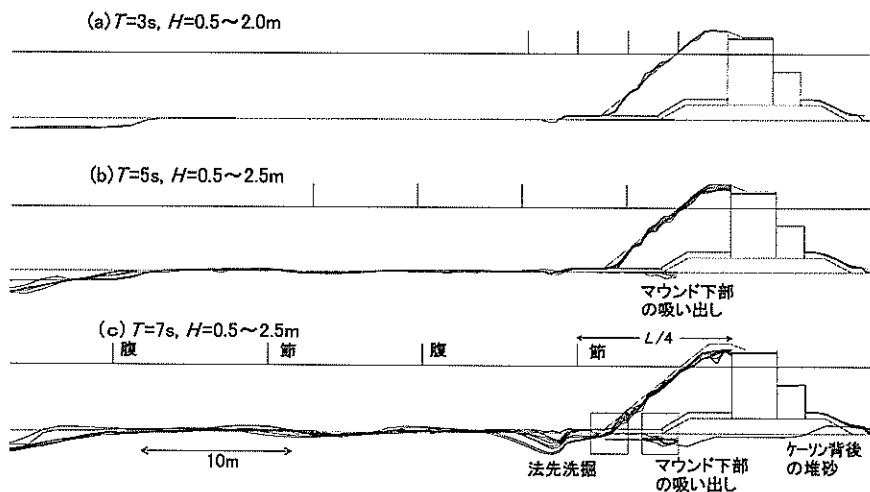


図-4.9 波浪条件と砂地盤、消波ブロックの変形状況

(3) 波浪による地盤の液状化について

以上のように、現地と同サイズの砂を用い、さらに現地の1/1~1/4スケールでの水深・波浪条件の実験により消波ブロック下部の砂の吸い出しがブロック沈下の主原因であることが確認された。また、法先の観測窓では、砂がシートフロー状態で動き、徐々に法先が洗掘される状態が観測された。しかしながら、これまで予期されていた波浪による地盤の液状化による消波ブロックの沈下は発生しなかった。今回の砂地盤は、観測窓の補強工事に伴って一旦掘り返し、水を張った状態で砂を投入したため、もともと緩く堆積した状態であり、波による液状化が発生しやすい条件であった。(同じ条件で砂地盤を作成し、断面製作前に波を作用させたところ、砂地盤が液状化して波打ち、さらに締め固まっていくのが確認されている。)従って、消波ブロックの上載圧により液状化が発生しにくくなっているものと考えられる。また、たとえ液状化が発生するにしても、本実験と同じ水深4m、波高2m程度の場所に設置された消波ブロック被覆堤や離岸堤、海岸堤防では、液状化による消波ブロックの沈下が発生していないものと考えられる。ただし、地盤表面では、漂砂現象とは違った波の圧力変動による1mm程度の砂の上下運動が見られており、これが地盤の液状化に結びつく可能性もある。

4.3 吸い出し発生メカニズム (消波ブロック被覆堤周辺の流速と圧力)

(1) 実験断面と作用波

前節4.2で再現された吸い出し現象のメカニズムを明らかにすることと、液状化現象が見られなかった原因を明らかにするため、消波ブロック被覆堤の断面に流速計、

間隙水圧計、波圧計、波高計を設置して、計測を行った。また、断面が変形しないよう、洗掘・吸い出し防止工として帆布とアスファルトマットを用いている。

図-4.10は実験断面であり、計測器は図-4.11のように配置した。砂地盤を整地した後、厚さ0.9mm、透水係数0.02cm/sの帆布(織布)を敷いた。写真-4.14は帆布の上に間隙水圧計、電磁流速計を設置した状況であり、間隙水圧計およびケーブルは溝型鋼で被覆し、流速計は写真-4.15のように直径14.5cmの塩ビパイプで被覆している。さらにグ

レーチングで流速計が潰れないようにした後、マウンド碎石を投入した。写真-4.16は、アスファルトマットの設置状況である。今回の実験では、マット上下で間隙水圧を計測するため、マット下部に空気泡が入らないように水を張った状態でマットを敷設した。また、マットと壁面の隙間からの砂の流出を防ぐため、マットの横には長さ5cmのブラシを取り付けた。

今回使用したアスファルトマットは、揚圧力でマット先端がめくれあがらないよう先端部に穴があけられている穴あきマットである。長さ4.5m、幅1.66m、厚さ0.03mであり、2枚のマットで水路幅3.5mをカバーするようにした。なお、マットの密度は2.27(t/m³)であり、曲げ強度は3.9(N/mm²)である。

写真-4.17は、断面作成後の実験模型であり、注水前の写真である。作用波はすべて規則波であり、表-4.3のように周期3s、5s、7sの波を100波ずつ、50cmずつ大きくして作用させた。周期7s、波高2.5m(設定値)の波のみ、200波ずつ計2000波作用させた。

(2) マウンド内部の流速と圧力

図-4.12は、周期T=3~7s、波高H=0.5~2.5mでの消波ブロック下部マウンド内での流速u₁の時系列波形である。図には、Dupuit-Forheimer式、式(1)~(4)(近

表-4.3 作用波一覧(ケース2)

周期 (s)	波高 (m)	波数	周期 (s)	波高 (m)	波数	周期 (s)	波高 (m)	波数
3	0.5	200	5	0.5	200	7	0.5	200
//	1	200	//	1	1000	//	1	2000
//	1.5	200	//	1.5	1000	//	1.5	2000
//	2	200	//	2	1000	//	2	2000
			//	2.5	2000	//	2.5	2000

砂地盤の吸い出しによる消波ブロック被覆堤のブロックの沈下被災について
 — 現地被災調査と被災再現大規模実験 —

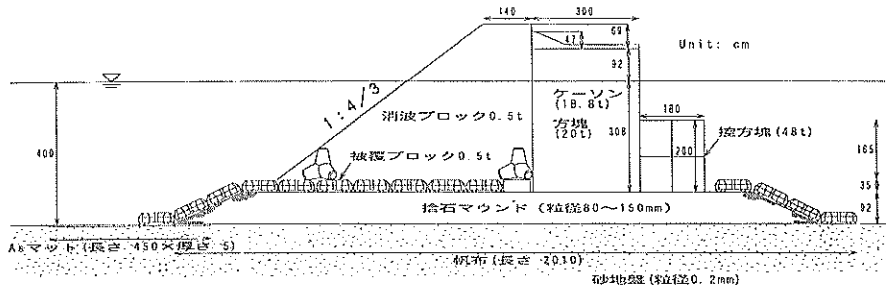


図-4.10 実験断面(ケース2：アスファルトマット+帆布)

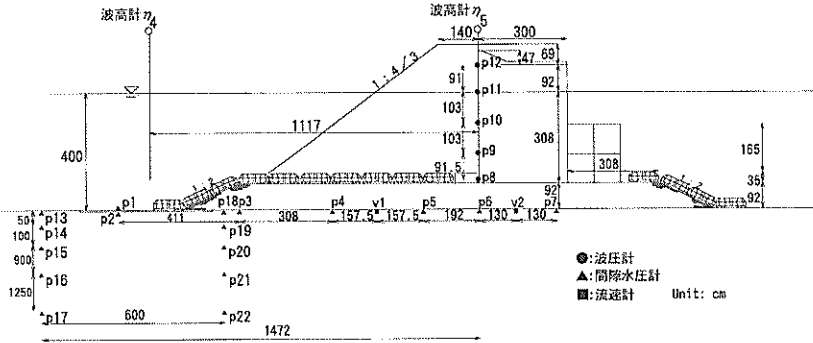


図-4.11 計器設置状況



写真-4.14 計器設置状況



写真-4.15 流速計被覆状況

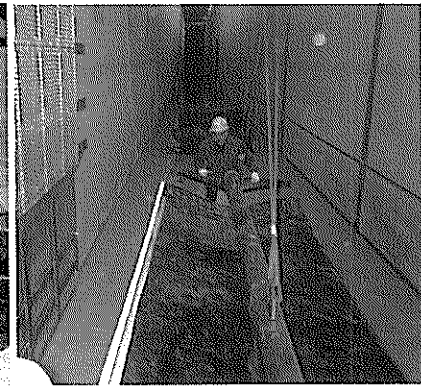


写真-4.16 マット敷設状況

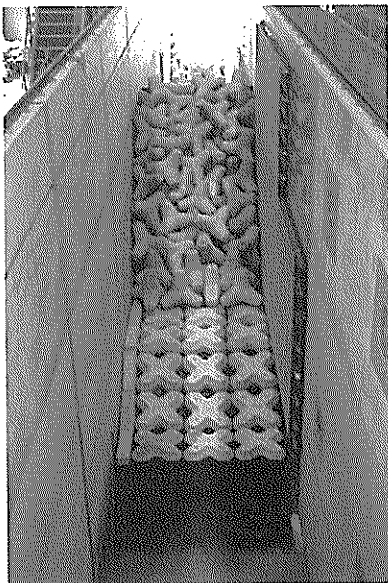


写真-4.17 完成断面

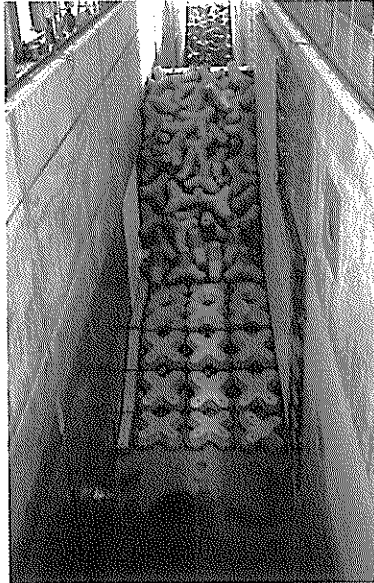


写真-4.18 実験終了後

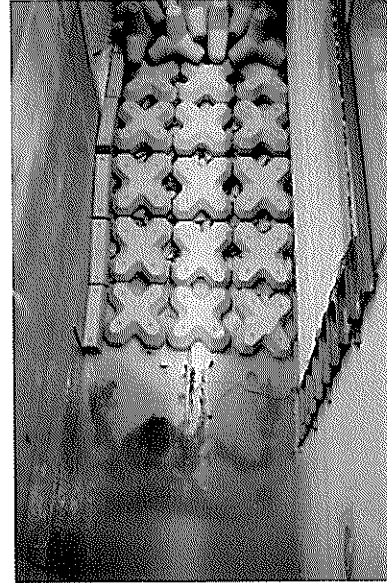


写真-4.19 マットの変形状況

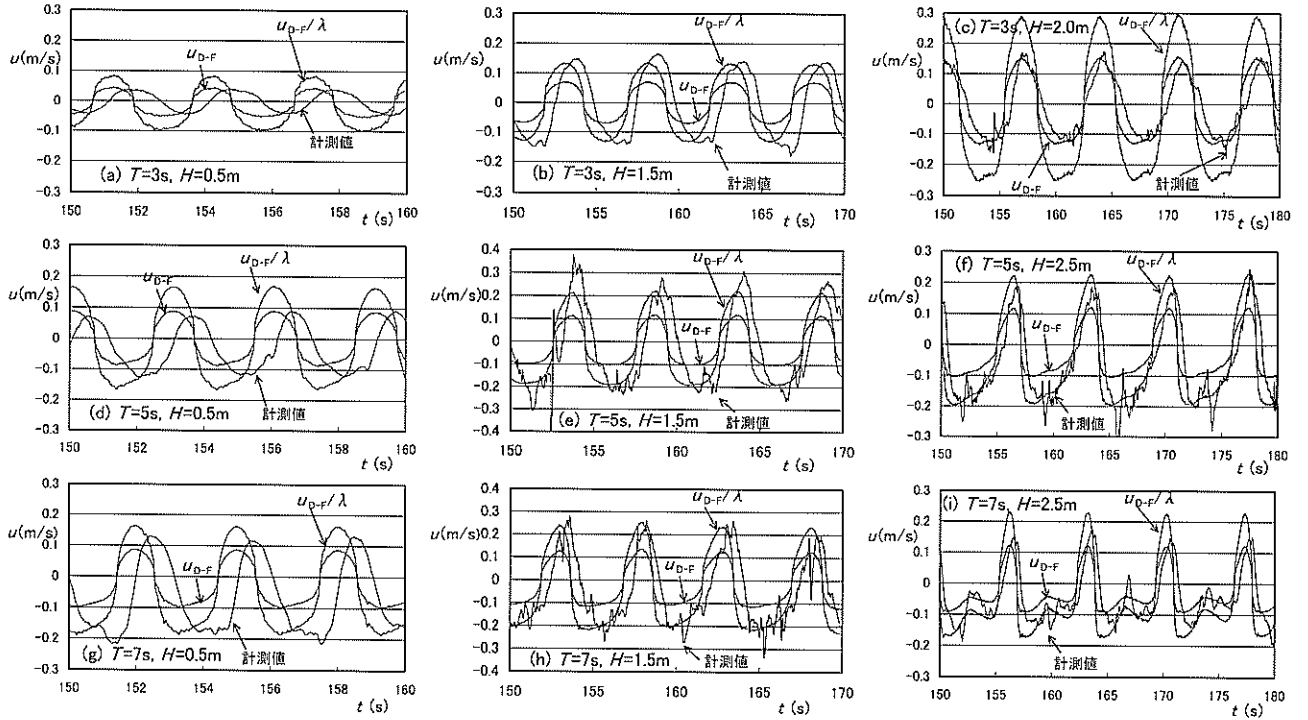


図-4.12 マウンド内流速時系列波形

藤・竹田, 1983) に間隙水圧計 p_4, p_5 から得られる動水勾配を代入して求めた流速をとともに載せている。

$$u_s = u/\lambda = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta i}}{2\beta\lambda} \quad u \geq 0 \quad (1)$$

$$u_s = u/\lambda = \frac{+\alpha - \sqrt{\alpha^2 - 4\beta i}}{2\beta\lambda} \quad u < 0 \quad (2)$$

上式中, α, β は以下の式で表される。

$$\alpha = \alpha_0 \frac{(1-\lambda)^3}{\lambda^2} \frac{\nu}{D_{r15}^2} \quad (3)$$

$$\beta = \beta_0 \frac{(1-\lambda)}{\lambda^3} \frac{1}{D_{r15}} \quad (4)$$

ここで, u_s : 空隙の中をすり抜ける水の実流速(cm/s), u : 砕石を含んだ断面での平均流速(cm/s), i : 動水勾配, 空隙率 $\lambda=0.53$, $\alpha_0=1500$, $\beta_0=1.8$, 水の動粘性係数 $\nu=0.0131(\text{cm}^2/\text{s})$ (水温 $T=11^\circ\text{C}$), 15%通過粒径(代表径) $D_{r15}=7.3\text{cm}$, $D_{r15}=(M_s/\rho_s)^{1/3}$, M_s : 捨石質量, 捨石の密度 $\rho_s=2.61(\text{g}/\text{cm}^3)$ であり, λ, D_{r15} は用いた捨石をサンプリングして求めた。

図には, 砕石を含んだ断面での平均流速 u と空隙の中をすり抜ける水の実流速 $u_s=u/\lambda$ をともに載せている。流速の小さい条件では流量流速 u に近くなるのに対し, 流速の大きい条件では実流速 u_s に近い値となっている。この原因は, 式の精度より流速の計測精度に問題があるからではないかと考えられる。実験で流速計を入れてい

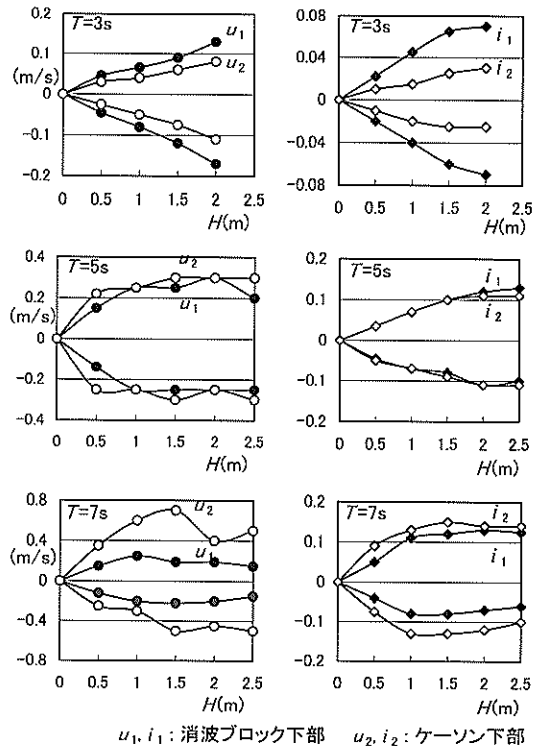


図-4.13 波高による流速、動水勾配の変化

た塩ビパイプの内径は 14.5cm で, 砕石内の空隙より大きいため流速は平均流速 u になるものと考えられるが, パイプの長さが 43.5cm と比較的短かったため, 流速が速く

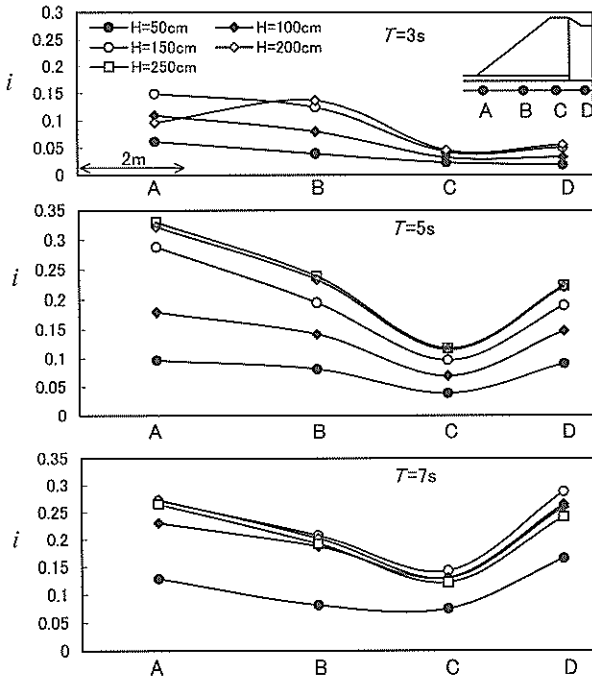


図-4.14 マウンド内の動水勾配分布

なると空隙をすり抜けた速い流れがそのまま流速計の位置まで到達し、実流速 u_s が計測されていたのではないかと考えられる。しかし、計測された流速は平均流速 u と実流速 u_s の間に入っており、マウンド内の流れ計測の困難さを考慮すれば、Dupuit-Forheimer 式(1)~(4)は十分な精度を持っているのではないかと考えられる。

また、周期が短い条件 ($T=3s$) では、流速と推定値に位相差が見られるが、周期の長い条件 ($T=5s, 7s$) では、計測値と推定値が良い一致を示しており、吸い出しに影響するような周期の長い条件ならば、式(1)~(4)で流速を推定できることが分かる。

図-4.13は、設定波高 H とマウンド内流速 u および動水勾配 i の関係である。 u_1, i_1 は消波ブロック下部、 u_2, i_2 は、ケーソン下部の流速と動水勾配である。若干のばらつきはあるが、マウンド内流速と動水勾配はともに波高の増大とともに大きくなっている。ただし、周期 $T=5, 7s$ で、設定波高に対して流速が頭打ちになっているのは、波高 $H=2m$ 以上で波が碎波しているためである。

また、周期 $T=3s$ では、消波ブロック下部のマウンド

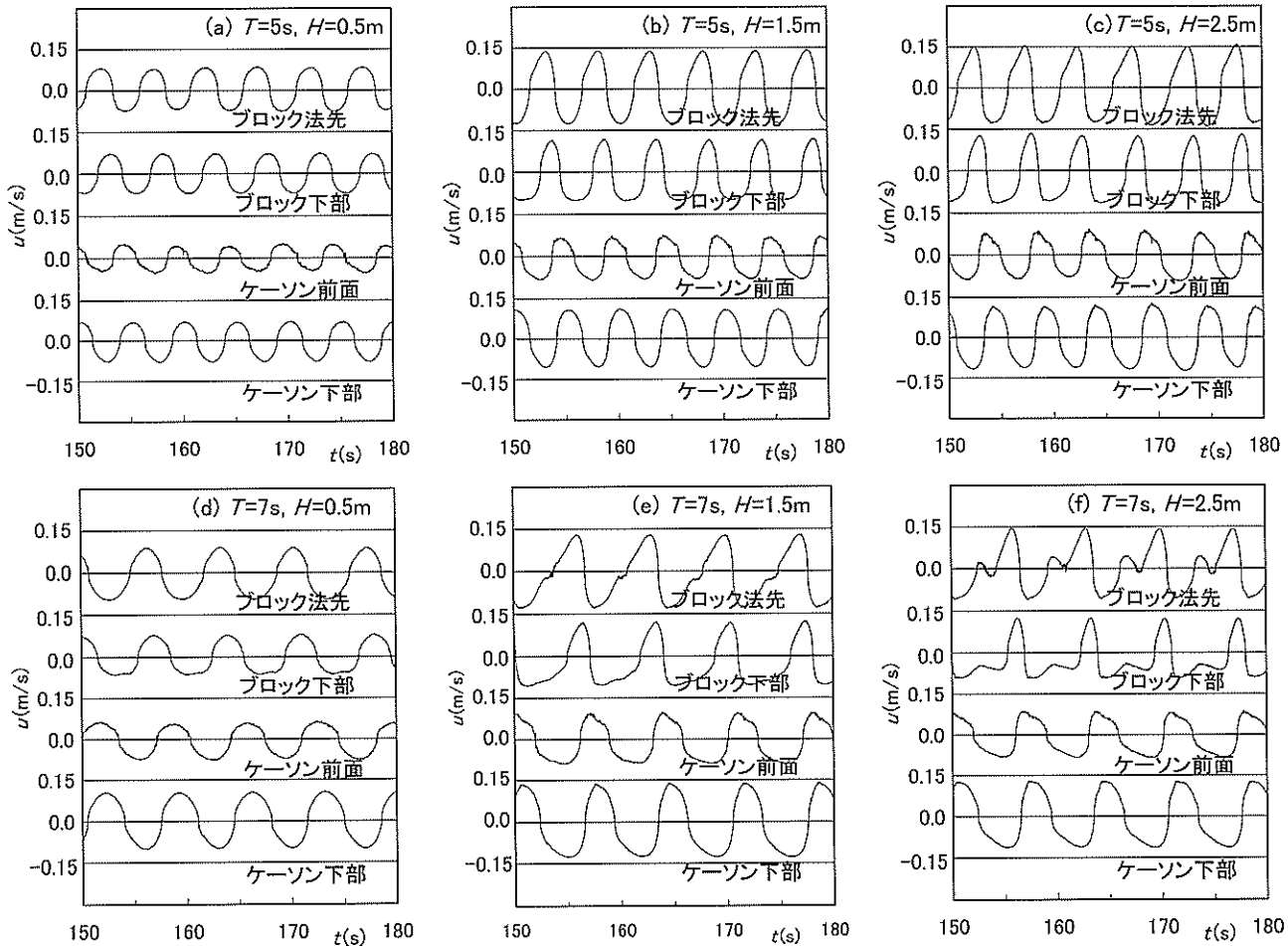


図-4.15 動水勾配と Dupuit-Forheimer 式から得られた流速波形

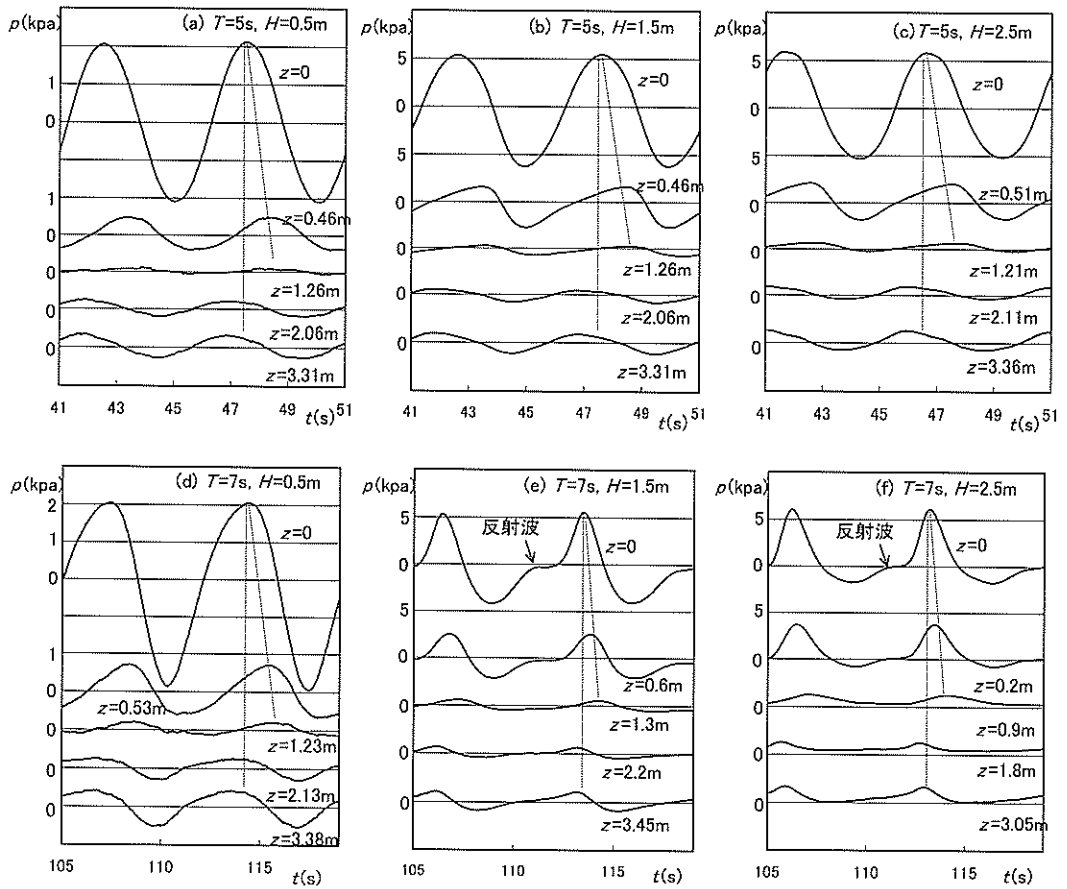


図-4.16 間隙水圧時系列波形

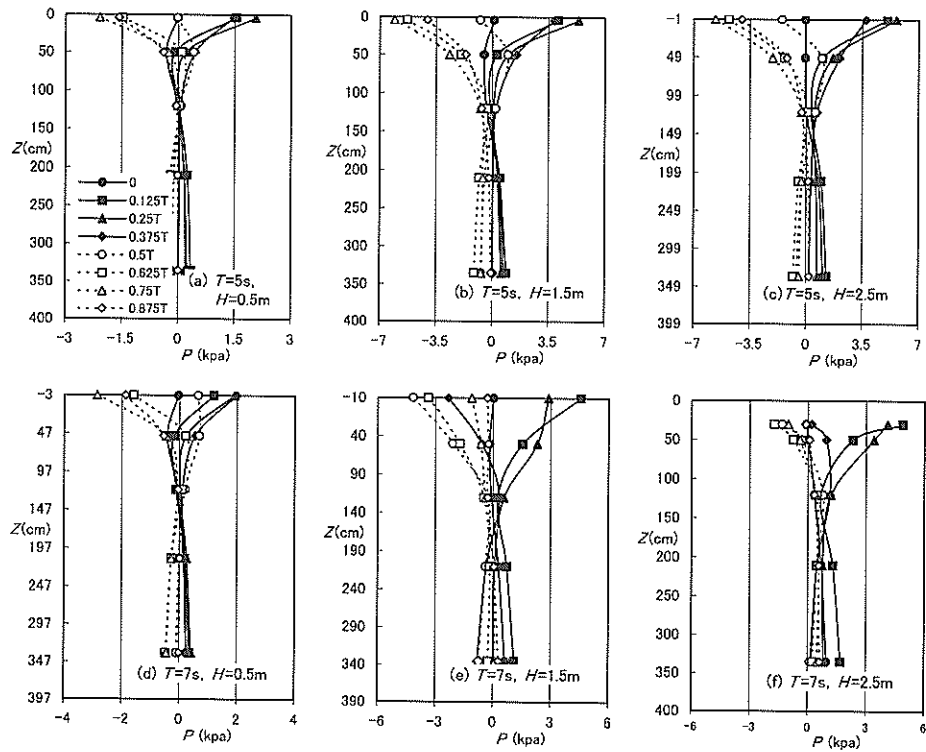


図-4.17 間隙水圧鉛直方向分布

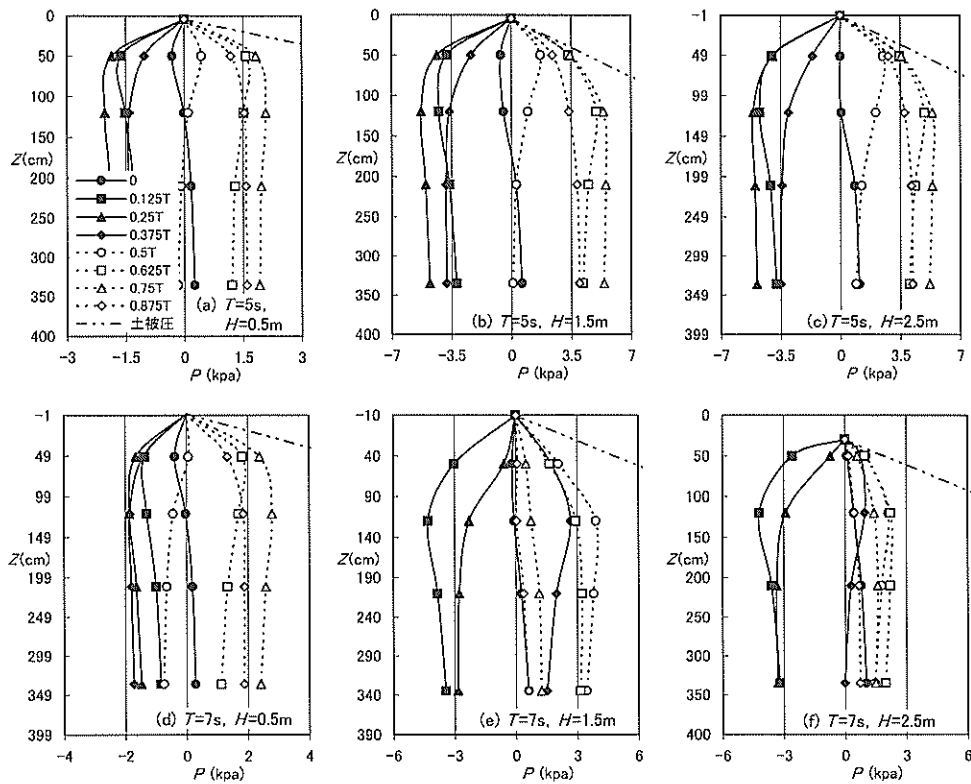


図-4.18 変動過剰間隙水圧鉛直方向分布

内流速，動水勾配(u_1, i_1)の方が，ケーソン下部のもの (u_2, i_2) より大きい，周期が大きくなるにつれて，ケーソン下部の流速，動水勾配の方が大きくなっている。

図-4.14 はブロック下部とケーソン下部，計4カ所の動水勾配を示している。この場合も，砕波後には動水勾配が大きくなり，最大で約0.3程度の動水勾配になるようである。

(3) 流速の非対称性と砂の吸い出し現象

以上のように，流速が動水勾配と Dupuit-Forheimer 式で表されることから，ここでは，間隙水圧計 p_3, p_4, p_5, p_6, p_7 からマウンド各部での流速波形を求めた。なお，係数は図-4.12 で用いた係数と同じ値を用い，流速は実流速ではなく断面平均流速である。図-4.15 は，周期 5, 7s，波高 0.5, 1.5, 2.5m の条件で，消波ブロック法先，消波ブロック下部，ケーソン前面，ケーソン下部のマウンド内での流速波形である。波高が小さい場合には，全体に岸向き（正）と沖向き（負）の流速の継続時間に違いが見られず対称である。しかし，波高が大きくなるにつれて，消波ブロック下部の流速波形が非対称になり，沖向き（負）の流速の継続時間が長くなっており，その大きさも岸向き流速の大きさと同じかそれ以上になっている。一方で，消波ブロック法先部の流速は岸向き（正），沖向

き（負）の流速の継続時間にあまり差が見られない。3章や4.2で見られたように，吸い出しが法先部ではなく，消波ブロック下部のマウンド下で発生していたのは，このように消波ブロック下部で沖向き流速の継続時間と絶対値が大きくなっていたためである。

(4) 地盤内部の間隙水圧

図-4.16 は地盤内部の間隙水圧の時系列波形である。地盤表層の圧力について見ると，波高が小さい場合は波形が正弦波に近いが，波高が大きくなるにつれて有限振幅性が出ているのが分かる。また，周期 7 s では反射率が 30% を越え，図に示されるような反射波が見られる。間隙水圧は深さ 1.25m までは位相が遅れ，減衰しながら伝達しているが，それより深くなると再び圧力が大きくなり，圧力は地盤表層より若干位相が早くなっている。

図-4.17 は，間隙水圧 p の鉛直方向分布である。波高が小さい場合には，正負対称になっているが，波高が大きくなるにつれて波の非線形性により押波時の圧力の方が大きくなっている。また，砂地盤が 4m と限られているため，砂地盤底面で圧力が反射し，大きくなっているのも特徴である。

図-4.18 は，変動過剰間隙水圧 $p - p_b$ の鉛直方向分布である。図には式 (5) で示される静水時の有効土被り圧も

同時に示しており、変動過剰間隙水圧 $p-p_b$ が式(6)を満たすと液状化が発生すると言われている(善ら, 1987).

$$\sigma'_{v0} = \gamma' z \quad (5)$$

$$\sigma'_{v0} \leq -(p_b - p) = u \quad (6)$$

ここで、 p_b は地盤表層の水圧、 p は地盤内の間隙水圧、 u は変動過剰間隙水圧、 σ'_{v0} は静水時の有効土被り圧、 γ' は砂の水中単位体積重量、 z は深さである。

変動過剰間隙水圧は周期 $T=5s$ 、 $H=1.5\sim 2.5m$ の条件で最も大きく、周期 $T=7s$ では小さくなる傾向にある。また、どのケースでも変動過剰間隙水圧は有効土被り圧より大きくなっておらず、液状化が発生する条件になっていないことが分かる。このように変動過剰間隙水圧が大きくなるのは、図-4.16(f)に見られるような波の有限振幅性と反射波及び砕波の影響で、波の谷での圧力が小さくなっているためであると考えられる。したがって、今回の実験より水深が深く、さらに波高が大きい条件では液状化の発生も否定できないけれども、波の有限振幅性、反射波、および砕波の影響を考慮すると現地においても地盤の液状化によるブロックの沈下が発生していない可能性が高い。

(5) 遮水マット上下の圧力

図-4.19 は、遮水マット上下での水圧の時系列波形である。マット上部の圧力からマット下部の圧力を差し引いたときの圧力が負になるとき、マットに揚圧力が働くこととなる。図では、差し引いた分を差圧として示しており、負のときの差圧が揚圧力に対応している。押し波時の圧力を見ると、マット上部と下部でピークの発生時刻がずれており、さらに、揚圧力がピークをとるのは引き波時ではなく、押し波が通過する前後の時刻である。

図-4.20 は波高と揚圧力の関係である。揚圧力は、波高が増大しても 0.5kPa (波高を 2m とすると $0.025w_0H$) 程度で一定となっている。今回のマットの密度、厚さはそれぞれ $2.27(g/cm^3)$ 、3(cm)であり、 $1m^2$ あたりの水中重量は 38.1kgf (0.37kPa に対応) となる。今回用いたマットの重量は揚圧力の 75%程度であり、揚圧力より小さいことになる。しかし、マットが揚圧力で持ち上がらなかったのは、マット端部が被覆ブロックとマウンドにより押さえられていたからではないかと考えられる。また、波高が増大しても揚圧力が 0.5kPa で変わらないのは、マットが浮き上がろうとすると、マットと砂地盤との間に負圧(サクション)が働き、揚圧力としてはマットとそれを押さえる被覆ブロックの重量程度で釣り合うためではないかと考えられる。サクションが働くためには、マ

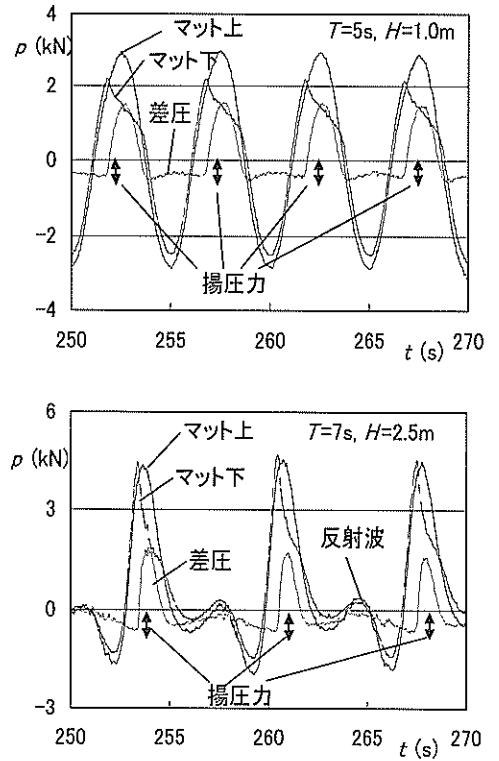


図-4.19 遮水マット上下の圧力

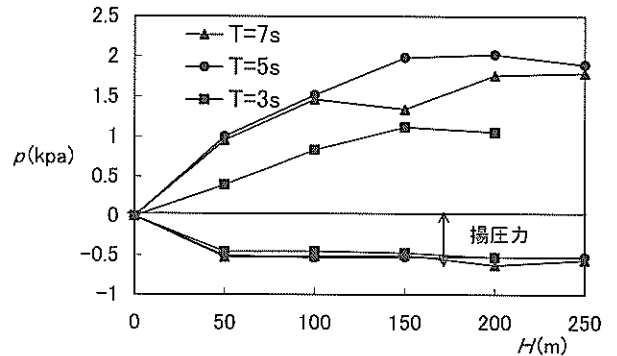


図-4.20 波高とマットに作用する揚圧力

ットがあまり変形しないことが必要であり、マットには揚圧力で変形しない程度の強度が必要である。

なお、今回の圧力計はマットの中央部(マット先端から 2.25m)の位置に設置されており、マット先端部の圧力とは異なるものと考えられる。マット先端部では流れによるマットの舞い上がりも考えられるので、マット先端部では適切なマット重量の他に穴あきマットのような揚圧力低減対策が必要になるものと考えられる。

(6) 断面の変形

a) ブロックの変形

写真-4.18 は、実験後水を抜いたあとの状況である。消波ブロックは天端部がブロックの締め固まりで 20cm ほど沈下している。しかし、全体的に断面はほとんど変

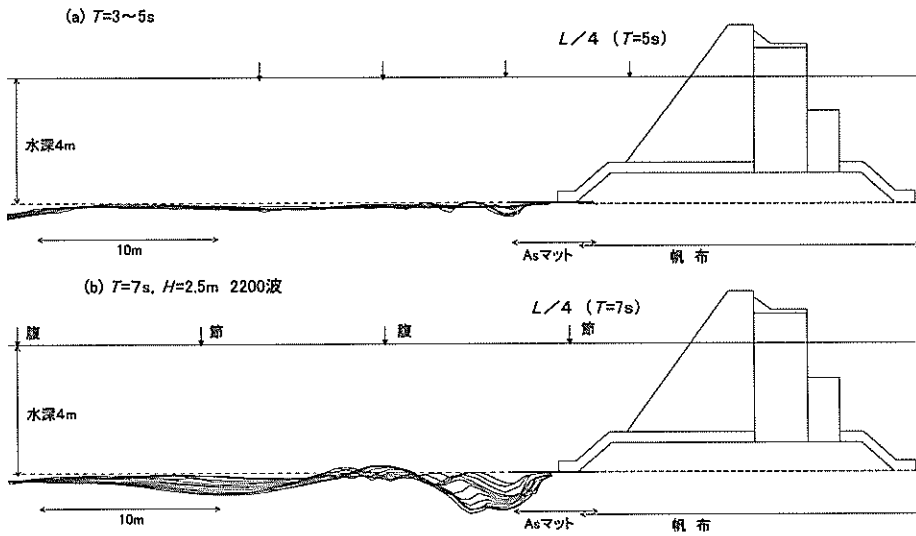


図-4.21 堤体前面の洗掘状況

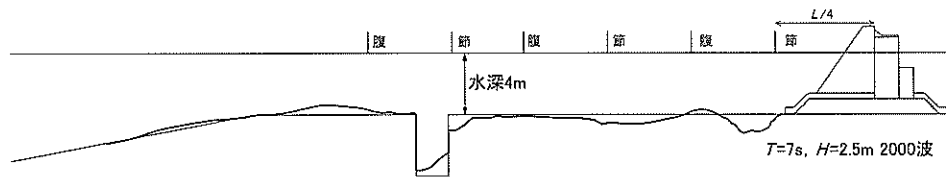


図-4.22 最終地形

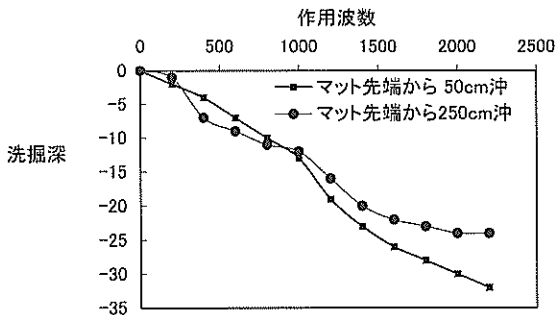


図-4.23 法先洗掘孔の変化

化しておらず、マウンド下部の帆布とアスファルトマットが砂の動きを効果的に抑え、消波ブロックの沈下を防いでいたことが分かる。

b) 法先洗掘

図-4.21 (a), (b) は、堤体前面の砂地盤の変形状況であり、(a)は $T=3s, H=0.5m \sim T=7s, H=2.0m$ まで、(b)は、 $T=3s, H=2.0m$ の波を 2000 波作用させた場合の地盤の変形状況である。 $T=5s$ までの波ではあまり地盤が変化しなかったが、 $T=7s, H=1.0m$ の波を 100 波作用させると、アスファルトマット先端の砂地盤が 20cm ほど洗掘を受けた。その後、 $T=7s, H=2.5m$ の波を 2000 波作用させると、法先の地盤は大きく変化した。地盤は波打ちながら徐々に洗掘を受け、2000 波作用させた時点では岸沖方向約 10m、

深さ方向で 1.4m まで洗掘されている。また、図には周期 7s での部分重複波の節と腹の位置を示しているが、砂地盤は全体的に大きく変形し、節の部分で侵食され、腹の部分で堆積している。一方、水路全体で見ると、砂は図-4.22 に示されるように徐々に沖合へ移動し、造波板の位置までは堆積しなかったものの碎波点付近に堆積が見られた。図-4.23 はマット先端から 0.5m と 1.5m 沖での洗掘深と作用波数の関係である。2200 波作用させた時点では、徐々に洗掘量が少なくなり、安定してきている。

写真-4.19 は、水を抜いた後の法先部の状況である。

アスファルトマットは先端部が舞い上がることなく、洗掘穴に馴染むように曲がり、堤体まで洗掘が及ばなかった。側壁部でマットがたわみ、右側の被覆ブロックが傾いているが、これはブラシと側壁の間の隙間から徐々に砂が吸い出されたために発生したものである。

4.4 細粒碎石を用いた新たな吸い出し防止工について

洗掘防止工としては、帆布やアスファルトマット等が吸い出しに対して最も効果的であると考えられるが、本節では 3 章で吸い出し効果の最も高かった細粒碎石について検討することにする。また、細粒碎石は一般に安価であり、施工を適切に行うことでコストの削減に結びつくものと考えられる。

ここでは、細粒碎石として中央粒径 $D_{50}=2.4cm$ の単粒度碎石を用いた。また、外洋に面した地域では、施工時に波によって細粒径の石が散乱しやすく、施工が難しくなる可能性があることから、施工ができる程度の波より若干大きめの波(現地換算周期 14s、波高 2m)の条件で、水面上からマウンド石を投入し、完成断面の半分の高さまでマウンドを作成した。

さらに、マウンドは先行マウンドとして 1 年ほど放置しておく、地盤に沈下するなどして馴染み、その後吸い出しを受けにくくなる可能性がある。そこで、先行マ

ウンドを作成した後、周期 7 s、波高 2.5m の波を作用させ、マウンドがどのように変形するかを確かめた。

その後、この先行マウンドの上に碎石を追加し、ケーソン、消波ブロック等を設置して完成断面を製作した。

(1) 断面の製作

a) 波のある条件での先行マウンドの製作

先行マウンドの製作では、ケース 1、2 で用いた中央粒径 8.3cm の碎石と粒径 2.4cm の細粒碎石を混ぜて碎石を投入した。なお、投入時には波のある現地での施工を模擬するため、周期 7 s、波高 25cm (現地では、周期 14s、波高 1m 相当) の波を作用させている。

ここで問題となるのは、粒径の大きいマウンド碎石と細粒碎石が投入中に分離するのではないかという問題である。細粒碎石がマウンド碎石より遅れて落下して分離するとマウンド碎石の後から堆積することになり、砂地盤を覆わなくなってしまうため、洗掘防止材(フィルター材)としての機能を果たせなくなる可能性がある。沈降速度の違いは大きく、粒径 10cm の石と 2cm の石を別々に 1 個ずつ水深 4 m の水路に投入すると、粒径 10cm の石は約 3 s で地盤に到達したのに対し、粒径 2cm の石は約 6 s 程度かかり、落下時間に倍の違いが見られた。

そこで、先行マウンド製作時に波を作用させながら、碎石が分離せずに所定の位置に落下するかを確かめた。波高 50cm (現地で 4m 程度の波) では、水粒子の岸沖方向の往復運動が大きいので、目標地点を大きくずれて落下した。

しかし、波高 25cm (現地で 2m 程度の波) ではほぼ所定の位置に落下し、マウンド碎石と細粒碎石との分離も比較的小さく、水深 4 m を落下した碎石は中心から半径 1.5m の円の中に収まっていた。もともと、施工可能な波は現地で波高 0.5m 程度と考えられるため、外洋に面した大きな波のある地域でも、混合した碎石によるマウンド製作が可能と考えられる。

b) 先行マウンドの波による挙動 (洗掘、堆積)

上記のようにしてマウンドを完成断面の約半分の高さまで製作した後、周期 7 s、波高 250cm の波を 2000 波

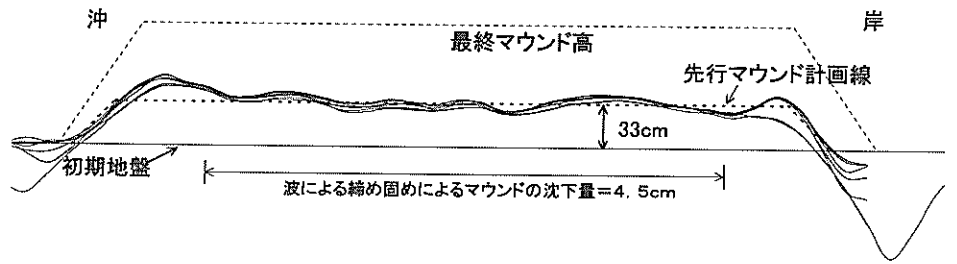


図-4.24 先行マウンドの変形状況

作用させた。図-4.24 は先行マウンドの変形状態である。若干の石の移動は見られるが、マウンドが崩壊するわけではなく、むしろ、うまく均されている。ただし、マウンドの法先および背後の法尻では洗掘が激しく、碎石が洗掘孔に落ち込んでおり、マット等による何らかの処置が必要と考えられる。

しかし、法先、法尻以外では碎石が地盤に沈下する状況は見られず、逆にマウンド背後で洗掘された砂が、マウンド内部にトラップされて、マウンド内部には全体に約 20cm の厚さで砂が堆積した。

c) 圧力変動によるマウンド碎石の変形と沈下

碎石を水面から投入しただけの状態では、碎石は緩く堆積しており、波が作用するとマウンド内部の碎石が上下するのが観察された。写真-4.20 は、周期 7 s、波高 2.5m

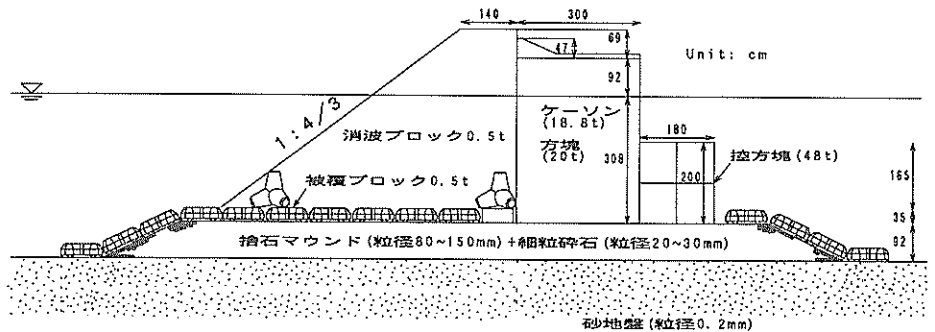


図-4.25 細粒碎石を用いた実験断面 (ケース 3)

周期 (s)	波高 (m)	波数	周期 (s)	波高 (m)	波数	周期 (s)	波高 (m)	波数
3	0.5	200	5	0.5	200	7	0.5	200
〃	1	200	〃	1	200	〃	1	2000
〃	1.5	200	〃	1.5	1000	〃	1.5	2000
〃	2	200	〃	2	1000	〃	2	2000
			〃	2.5	2000	〃	2.5	200

表-4.4 作用波一覧 (ケース 3)

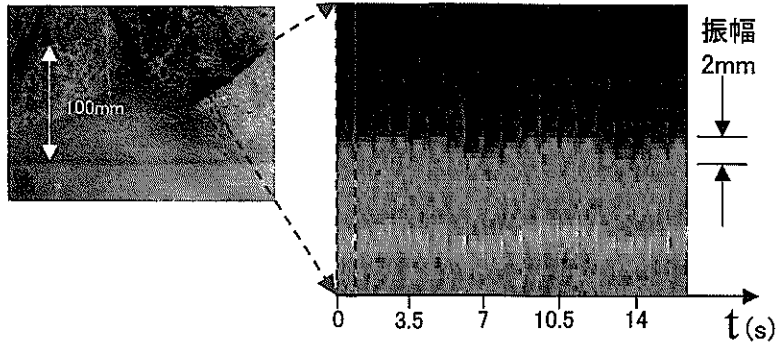


写真-4.20 マウンド碎石の波による上下動

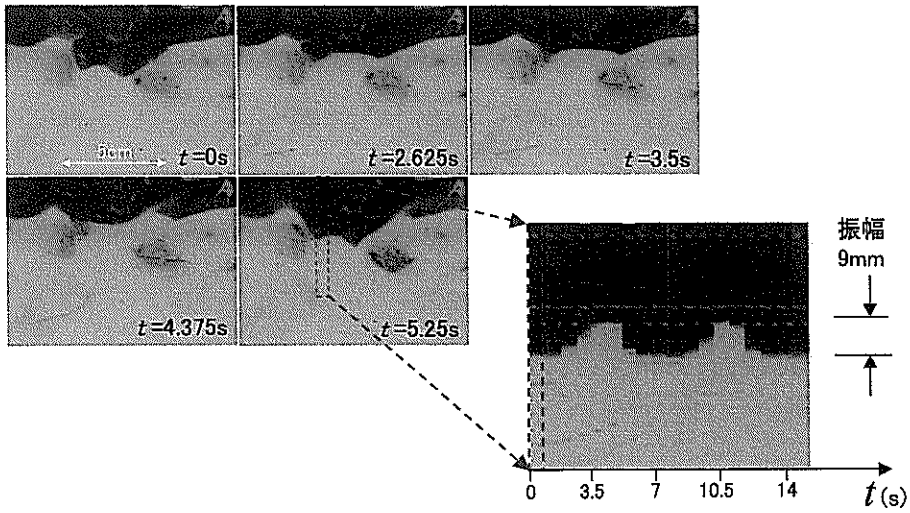


写真-4.21 細粒碎石の隙間に生じる波による地盤の液状化



写真-4.22 捨石投入状況

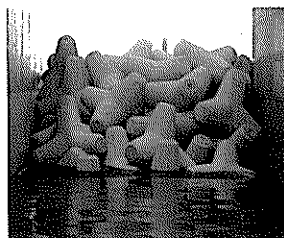


写真-4.24 波作用前

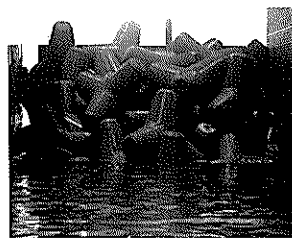


写真-4.25 波作用後



写真-4.23 波作用後の先行マウンド

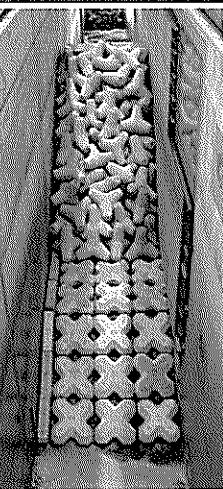


写真-4.24 波作用前

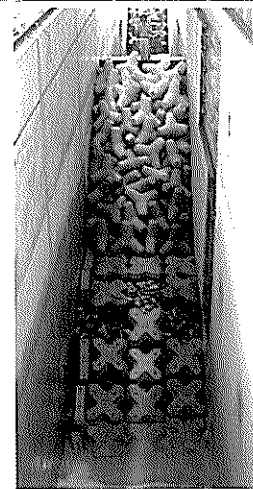


写真-4.25 波作用後

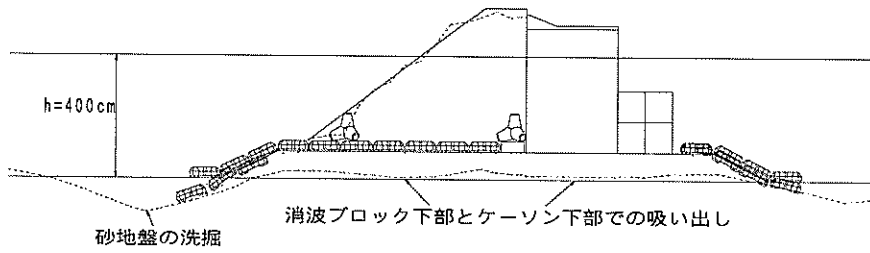


図-4.26 最終断面 (ケース3)

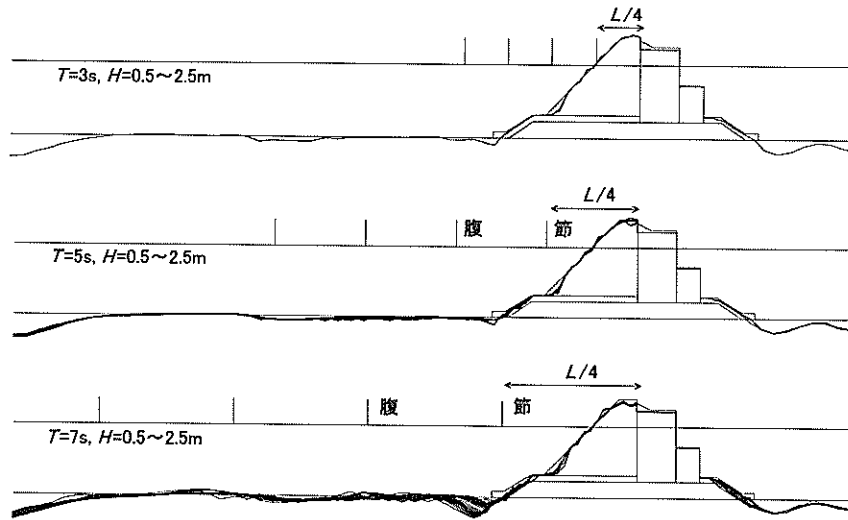


図-4.27 周期別の断面の変形状況

の波を作用させた時の碎石の動きであり、約2mm程度の上下運動をしている。このように、碎石が動くと碎石のかみ合わせがはずれ、次第に沈下しながら締め固まり、最終的に全体で4cmほどの沈下が見られた。特に、細粒碎石は動きが大きく、かみ合わせがはずれて落ちていき、砂地盤を覆うようになった。

(2) 実験断面と作用波

図-4.25はケーソン、消波ブロック設置後の断面図である。マウンドを法先まで延伸した断面であり、先行マウンドの上にさらに碎石を投入して断面を作成した。マウンドの法先と法尻部は、先行マウンド作成時に洗掘された状態のままにしている。

表-4.4は作用させた波の条件である。

(3) 断面の変形

波を作用させるとマウンド内部で砂の舞い上がりが見られたものの、ケース1と比較すると全体に動きが小さく、マウンド内部から砂が吸い出されることはなかった。また、細粒碎石の隙間に堆積した砂が写真-4.21のように上向き浸透流によって液状化しているのが観察されたが、液状化は碎石より下では発生しておらず、マウンドの変形やブロックの沈下に影響することもなかった。

図-4.26は、最終断面である。マウンド内の砂は、ブロック下部とケーソン下部で若干削られ、ケーソン前面に少したまるというように、砂の移動状況はケース1の場合と似ているが、マウンド碎石の下まで削られるということが無かったので、マウンド形状はそのまま保持され、消波ブロックの沈下は初期の締め固まりによる沈下にとどまった。写真-4.24, 4.25は、ブロックの初期状態と実験後の状態である。ブロックの締め固まりにより全体に20cmほど沈下しているが、ケース1に比較して沈下量が非常に小さいことが分かる。一方、消波ブロックやケーソンの変形には影響していないが、法先の洗掘量が大きい。図-4.27は、周期別の断面の変形状態である。法先部は、周期7s、波高2mの波が作用すると徐々に洗掘を受け、洗掘孔にマウンド碎石および被覆ブロックが崩れ

落ちていくのが見られた。一旦、崩れ始めると法先のマウンド碎石内部の流速も速くなり、砂の舞い上がりも大きくなった。

このような法先部の洗掘が、いずれ消波ブロックまで及ぶ可能性は否定できないため、法先部は強度のある遮水性マットで被覆するか、あるいは、洗掘孔をすべて碎石で埋めてしまうといったような対策が必要であろう。

5 吸い出し・洗掘の発生限界と吸出・洗掘量

吸い出しや洗掘現象は、1章で述べたように縮尺効果のため、小型実験では正確に再現できない。本報告で得られた実験結果にも、縮尺効果が含まれている。しかしながら、3章の粒径0.08mmの砂を用いた水深1mの中型実験、4章で現地サイズの粒径0.2mmの砂を用いた水深4mの大規模実験で得られた吸い出し現象は、2章の粒径0.16mmの高知港での吸い出し現象と極めて良く一致している。

本節ではこのように現象が実験と現地でよく一致していた原因を、砂の沈降速度、シールズ数について、その相似則を調べることで明らかにする。

(1) 沈降速度, シールズ数の相似則

歪み無し移動床実験の相似則をあわせる方法としては, 沈降速度をあわせる方法が一般的であり(Hughes, 1993), Dean Number として知られる式(7)と Xie(1981)の式(8)が挙げられる.

$$\left(\frac{H}{\omega T}\right)_p = \left(\frac{H}{\omega T}\right)_m \quad (7)$$

$$\left(\frac{U_{\max} - U_*}{\omega}\right)_p = \left(\frac{U_{\max} - U_*}{\omega}\right)_m \quad (8)$$

ここで, H, T は波の波高と周期, ω は砂粒子の沈降速度, U_{\max} は水底面での水粒子の最大流速, U_* は砂の移動限界での水粒子の流速であり, 下付文字 p, m は, それぞれ現地と実験を意味している. 式(7)は, 式(9)のように変形できるから, 本実験のようにフルード則が成り立つ実験ならば, 沈降速度もフルード則であわせれば良いと言うことになる.

$$\frac{\omega_m}{\omega_p} = \left(\frac{H}{T}\right)_m / \left(\frac{T}{H}\right)_p \quad (9)$$

式(8)の場合も, 吸い出しが発生しているような流速の速い条件では $U_{\max} \gg U_*$ と考えられるので, 基本的にはフルード則で沈降速度をあわせれば良いと言える.

そこで, 沈降速度のフルード則をあわせるように粒径を決めてみる. 図-5.1は, 水深16mの現地の現象を実験であわせようとした場合に必要となる砂の粒径を示す図であり, 縮尺と実験で必要となる粒径の関係である.

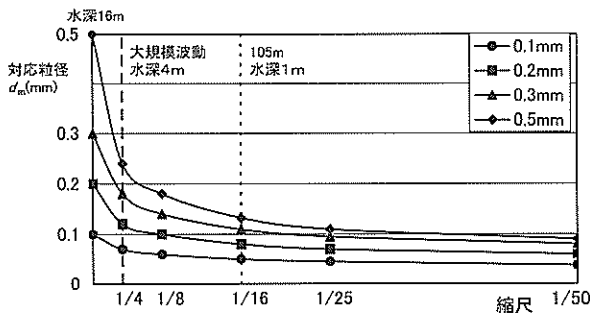


図-5.1 沈降速度をあわせる場合の縮尺と粒径

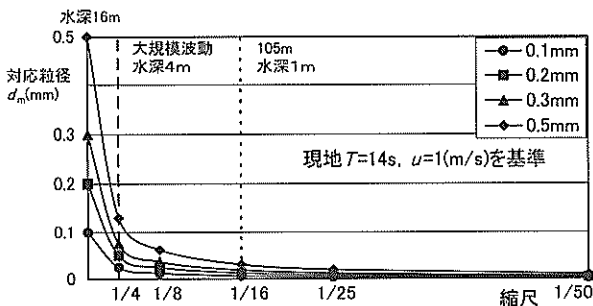


図-5.2 シールズ数をあわせる場合の縮尺と粒径

グラフは水理公式集(1980)より現地の砂の沈降速度を得て, その値をフルード則により実験スケールの沈降速度にし, この沈降速度に対応する砂の粒径を得て求めたものである. 例えば, 室津港の粒径0.5mmの砂は, 水深4mの大規模波動地盤水路(1/4縮尺)で実験する場合, 約0.24mmの砂に変えればよく, 105m水路(1/16縮尺)の場合は0.14mm, 1/50縮尺ならば0.09mmであれば良いことになる. したがって, 沈降速度から見れば, 今回の大規模波動地盤水路での実験結果は, 室津港のような比較的粗い砂の実験を行ったことになる. 一方, 現地で0.2mmの砂は, 大規模波動地盤水路でも0.12mm, 105m水路では0.08mm, 1/50縮尺では0.06mmとなり, 今回の大規模波動地盤水路の実験は吸い出しを過小評価することになり, むしろ105m水路での実験の方が大規模波動地盤水路での実験より再現性が良いことが分かる. さらに, 石狩湾新港や苫小牧西港防波護岸のような現地で0.1mmの砂になると, 全ての実験で吸い出しを過小評価することになる. 苫小牧西港防波護岸は吸い出しに関して極めて厳しい条件のもとで設置されていたことが分かる.

図-5.2は, 砂の移動限界やシートフロー限界を決めるシールズ数(式(10))を現地と模型であわせる場合の縮尺と粒径の関係であり, シートフローが発生していると考えられる周期14s, 水底面での流速が1m/sの条件を対象としている.

$$\Psi = \frac{fu^2}{2sgd} \quad (10)$$

ここで, f はJonssonの波による摩擦係数, u は境界層外縁の流速, s は砂の水中比重, d は砂の粒径である.

この場合は, 沈降速度をあわせる図-5.1の場合よりさらに厳しく, 実験でシールズ数をあわせるのはほとんど不可能である. 現地の砂が何如に動きやすいかを示しているものと言える.

(2) 吸い出し発生限界

以上のことから, 実験で吸い出し量を定量的に評価するのがは難しいが, 吸い出しの発生限界はシールズ数で決めることが可能である.

式(11), (12)は, De Graauw(1983)の砕石下部の砂の移動限界式であり, 砕石内部の動水勾配 I_c , 砕石の15%通過粒径 d_{15F} , 空隙率 n_F , 砂の中央粒径 d_{50B} から移動限界を調べることができる.

$$I_c = \left[\frac{0.06}{n_F^3 d_{15F}^{4/3}} + \frac{n_F^{5/3} d_{15F}^{1/3}}{1000 d_{50B}^{5/3}} \right] u_{*c}^2 \quad (11)$$

$$u_{*c} = 1.3 d_B^{0.57} + 8.3 * 10^{-8} d_B^{-1.2} \quad (12)$$

図-5.3は, 式(10)から得られた曲線であり, 曲線より右上にあると吸い出しをうけることになる. 105m水路

と大規模波動地盤水路で細粒砕石を用いた場合の例をと
もに載せている。105m水路ではちょうど吸い出し限界に
あり、吸い出しを受けなかったのに対し、大規模波動地
盤水路の場合、吸い出し限界を超えていたことが分か
る。しかし、吸い出しはある程度抑えられており、ある
程度砂が動いてもよいとする場合にはより、定量的
な吸い出し量の評価が必要となる。

なお、式(10)は、 $n_F * d_{15F} / d_{50B}$ が100以上では単調増加
となってしまったため、それ以上の値では式(10)は意味
を持たない。

図-5.3、表-5.1は、現地と実験の砂の粒径加積曲線お
よび粒径比である。砂が吸い出されないためには砂と捨
石の粒径比が小さい方が良いが、被災を受けた現地の場合

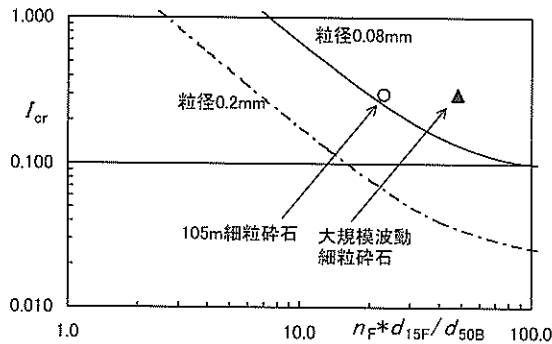


図-5.3 吸い出し発生限界

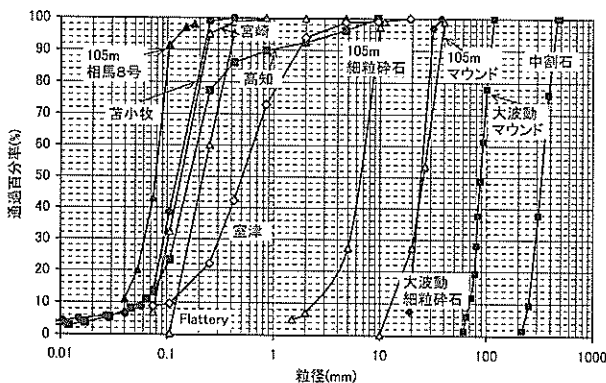


図-5.4 粒径加積曲線

表-5.1 砂と砕石の粒径比

		d15B (mm)	d50B (mm)	d85B (mm)	d15F (mm)	d15F /d50B	$n_F * d_{15F}$ /d50B	d15F /d35B	d15F /d15B	実験条件
現地	宮小牧	0.06	0.11	0.2	330	3000	1590	1650	5500	
	室津	0.07	0.46	1.8	524	1139	604	291	7486	
	高知	0.08	0.16	0.4	423	2644	1401	1058	5423	
	宮崎	0.08	0.16	0.25	335	2094	1110	1340	4188	
実験	大波動	0.13	0.22	0.37	76	345	183	205	585	Flattery+マ石
	"	0.13	0.22	0.37	20	91	48	54	154	Flattery+細石
	105m	0.05	0.08	0.1	20	256	138	211	417	相馬8号+マ石
	"	0.09	0.14	0.18	20	143	76	111	222	相馬6号+マ石
	"	0.2	0.3	0.38	20	67	35	53	100	相馬5号+マ石
	"	0.05	0.08	0.1	3.4	44	23	36	71	相馬8号+細石
	木原ら		0.23		7	31	11			

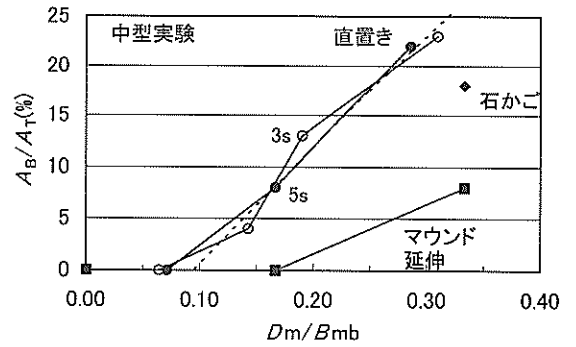


図-5.5 水粒子軌道直径と吸出量 (中型実験)

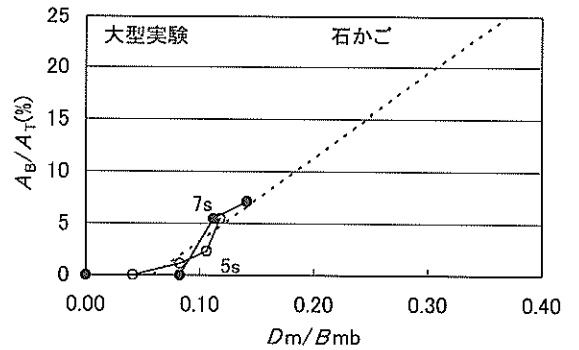


図-5.6 水粒子軌道直径と吸出量 (大型実験)

合は非常に大きく、 $n_F * d_{15F} / d_{50B}$ は、室津港を除いて全て
1000以上である。なお、表-5.1中、吸い出しが全く発
生しなかったのは105m水路の相馬8号砂と細粒砕石
を用いたケースと0.3mmの相馬5号砂を用いたケ
ースだけである。

なお、吸い出し限界については、式(10)を用いる方法以
外に榊山ら(1998)が、数値計算によりマウンド内のシー
ルズ数を求めて吸い出しを評価しており、こうした手法は
数値計算を用いて吸い出しを評価する際の参考となる。

(3) 吸出量

図-5.5、5.6は、中型実験および大規模実験での吸出
量Aと水粒子軌道直径Dmの関係であり、それぞれ消波
ブロックの断面積A_v、ケーソン前面から消波ブロック法
先までの長さB_{mb}で無次元化している。なお、吸出量は
吸い出された断面積であり、水粒子軌道直径Dmはマウ
ンド内で半周期間に水粒子が移動する距離である。水粒
子軌道直径がある大きさを越えると、吸出量は周期によ
らず水粒子軌道直径に比例して大きくなることが分かる。
本来、吸い出しは4章で述べたように消波ブロック下部
で生じる継続時間の長い沖向き流れによって発生するも
のである。しかし、これらの図のように吸出量が水粒子
軌道直径に比例する理由は、①砂は舞あげられた後、あ
る程度移動して消波ブロックの外に出ることで吸い出さ
れていることと、②水粒子軌道直径にはもともと波高と

周期、水深およびマウンド内の流速の影響を含んでいるためであると考えられる。

図-5.5には、中型実験での消波ブロック直置きの場合と石かごを用いた場合、マウンドを法先まで延伸した場合を載せているが、マウンドを法先まで延伸することで直置きの場合の1/3、石かごの場合の1/2程度まで吸出量が減っているのが分かる。

なお、図-5.1の沈降速度に基づく縮尺効果を考慮すると、図-5.5は宮崎港のような粒径0.2mmの粒径の細かい場所に対応し、図-5.6は室津港のような粒径0.5mm程度の場所に対応するものと考えられる。また、図-5.5と図-5.6の吸出量—水粒子軌道直径の直線はオーダーとしてみると傾きが同程度の直線であり、苫小牧のような細粒径の地盤でもこの直線に載るものと考えられる。

6. 結論

被災した消波ブロック被覆堤の現地調査により以下のことが明らかとなった。

- ①消波ブロックの沈下は施工直後に発生するケースが多く、設計波高の半分以下の波でも発生し、特に砂地盤の粒径が小さく、周期の長い波で被災する例が多い。
 - ②消波ブロックの沈下は、最初の被災時が一番大きく、その後、落ち着く傾向にある。
 - ③消波ブロック法先では洗掘防止工の沈下量が小さく、これまで考えられていた重複波の法先洗掘や波浪による地盤の液状化による円弧すべりによる現象とは異なっている。
 - ④消波ブロックの沈下は消波ブロック下部マウンドの沈下が原因となって発生しており、マウンド下部からの砂の吸い出しがその原因となっている可能性が高い。
 - ⑤消波ブロックの周囲では砂の舞い上がりが激しく、舞い上げられた砂は越波によってケーソン背後に運ばれる。
- さらに、縮尺効果を考慮し、細粒砂を用いて行った中型移動床実験、および現地の1/1~1/4スケールの大規模移動床実験により、以下のような吸い出しのメカニズムが明らかとなった。
- ①消波ブロックの沈下は消波ブロック下部マウンド下の激しい砂の吸い出しによって発生する。
 - ②吸い出しは、波が消波ブロック斜面部で碎波することによって、マウンド内部に継続時間の長い沖向き流れが発生することで起きる。また、マウンド内部の流速は、Dupuit-Forheimer式で評価することができる。
 - ③吸い出し量は、砂地盤の粒径が小さく、周期が長いほど大きい。

④砂の吸出しを防ぐためには、マウンドを消波ブロック法先まで延伸し、かつ小さい粒径の砕石を混入することで、マウンド内流速を小さくすることが望ましい。

直径数cmの細粒砕石をマウンド材と混ぜて投入すると、細粒砕石が徐々に落下して砂地盤を被覆し、吸い出しを防ぐことができる。細粒砕石は一般に安価であり、施工を適切に行うことでコストの削減に結びつく可能性がある。

⑤大型実験では地盤表層で局所的に地盤の液状化が見られた。しかし、液状化は地盤表層の数cm程度の範囲でしか発生しておらず、砕石や消波ブロックの沈下を説明できるほどのものではなかった。

⑥砕波帯のような沖合から波が碎波してくる条件では、消波ブロック法先での洗掘が激しくなり、防波堤の沖合では部分重複波の節で洗掘され、腹で堆積するというL-type洗掘の海底地形となる。ただし、消波ブロックの沈下に最も影響するのは、法先洗掘ではなくブロック下部の砂の吸い出しである。

⑦法先洗掘は、強度と重量があり、かつ洗掘孔になじむような遮水性マットで抑えることができる。

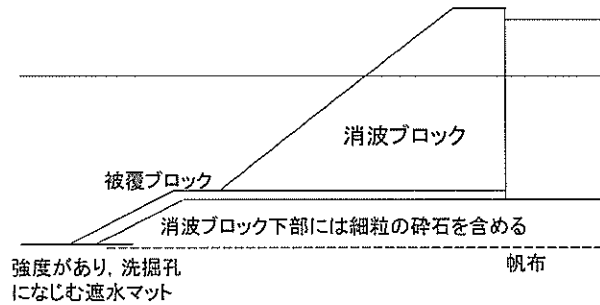


図-6.1 理想的な断面

⑧法先に遮水性マットがなく、捨石と被覆ブロックしかない場合は、捨石とブロックが洗掘孔に落ちていき、所期の断面を保てない。したがって、法先部は強度と重量があり、かつ洗掘孔になじむような遮水性マットで洗掘を抑えるか、あるいはマウンド砕石を法先に多めに設置して、洗掘がある程度以上進まない形にする必要がある。

以上のことから、最も吸い出しを防止できる断面は、図-6.1のような、マウンドが法先まであり、さらにその下に帆布および強度のある遮水性マットが敷かれた断面である。しかし、施工上の制約でどうしても帆布や遮水性マットを用いることができない場合には、粒径数cm程度の細粒砕石をフィルター材として使用する必要がある。ただし、たとえ数cm程度の細粒砕石でも完全に砂の動きを止めることはできないので、砂地盤の粒径が小さく、周期の長い波浪が作用する場所では、マウンド内の流速

を適切に評価した上で細粒砕石を用いなければならない。

(2001年11月15日受付)

謝 辞

現地調査にあたり、多くの方々から貴重な資料を提供して頂くとともにご助言を頂いている。

北海道開発局吉本靖俊港湾建設課技術対策官，開発土木研究所梅沢信敏港湾研究室長，山本泰司副室長，同研究室の方々，および苫小牧港湾建設事務所の方々。木村克俊室蘭工業大学助教授。四国地方整備局高知港湾空港工事事務所小泉所長，伊藤元所長，下元元係長，矢田元係長，室津港工事事務所の方々。九州地方整備局宮崎港湾空港工事事務所堀田治所長，濱田浩二工務課長，田原元工務課長，中山政勝元工務課長，同港湾事務所の方々。そのほか，秋田港湾工事事務所，酒田港湾工事事務所，小名浜港湾工事事務所，鹿島港湾空港工事事務所，新潟港湾空港工事事務所，志布志港湾工事事務所の方々からも貴重な資料を提供して頂いている。

中規模，大規模実験にあたっては，(株)エコー藤本和利氏，鈴木眞司氏，長谷川巖氏，溝口忠弘氏，(有)前興の方々，五洋建設株式会社川崎光洋氏ら，株式会社テトラ木村久雄氏ら，若築建設株式会社中村美博氏ら，に多大なご協力を頂いている。

また，日本海上工事株式会社田崎邦男氏からは，洗掘・吸出し防止工について多くのご助言，ご示唆を頂いている。そのほか，西川氏，星野氏にご協力を頂いている。なお，大規模実験で用いた遮水性マットは日本海上工事より設計していただき，提供して頂いたものを使用している。

2章の現地調査の多くは東亜建設工業技術研究所 五明美智男氏と行ったものであり，そのほか，多くのご指摘，ご示唆を頂いている。

さらに，港湾空港技術研究所加藤一正監事からは縮尺効果をはじめ多くのご示唆を頂いている。また，山崎浩之動土質研究室長，栗山漂砂研究室長からは波浪による地盤の液化化や漂砂現象について，国土技術政策総合研究所宮田正史氏からは細粒砕石の適用性について，企画管理部業務課和泉田芳和専門官からは日本海側の洗掘現象について貴重なご示唆を頂いている。また，田中希望電気係長，藤村太郎施設係長，構造強度研究室岩波光保研究官には大規模実験で多くのご協力を頂いている。

最後に元耐波研究室常務浩二研究員（現四国地方整備局），耐波研究室姜閔求研究官，有川太郎研究官，増田慎太郎研究員，黒田豊和研究員，津田宗男元研修生（東亜

建設工業株式会社），大木泰憲元研修生（東亜建設工業技術研究所），中川将秀研修生（東洋建設）をはじめとして耐波研究室の方々から多大なご協力をいただいている。

ここに深甚なる感謝の意を表するものである。

参考文献

- 1) 入江 功・近藤隆道・赤石正廣・寺崎賢治(1984)：重複波での防波堤前面での海底洗掘，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 350-354.
- 2) 入江 功・灘岡和夫・近藤隆道・寺崎賢治(1984)：重複波による防波堤前面での二次元的海底洗掘，港湾技術研究所報告，第23巻，第1号，pp. 3-52.
- 3) 入江 功(1984)：防波堤前面の海底洗掘について，昭和59年度港湾技術研究所講演会講演集，pp. 1-34.
- 4) 入江 功・栗山善昭・浅倉弘敏(1985)：防波堤前面の洗掘防止工について，第32回海岸工学論文集，pp. 445-449.
- 5) 入江 功・栗山善昭・浅倉弘敏(1986)：重複波による防波堤前面の海底洗掘及びその対策に関する研究，港湾技術研究所報告，第25巻，第1号，pp. 3-86.
- 6) 上野成三・小山文男・石野和男・宇田高明・村井禎美(1989)：斜板消波潜堤(SURF)のマウンド内の浸透流場と洗掘特性について，海岸工学論文集，第36巻，pp. 424-428.
- 7) 尾崎 晃・鴻上雄三・田崎邦男・中野 浩・小川明久(1987)：洗掘防止工の現状と海底面被覆工の波力に対する安定性，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 416-420.
- 8) 鹿島遼一・今泉正次・戸田康和(1986)：被災事例から見た防波堤・防波護岸の波浪被災特性，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 626-630.
- 9) 勝井秀博(1991)：海洋構造物周辺の洗掘と洗掘防止工に関する研究，東京大学工学部土木工学科博士論文，382p.
- 10) 加藤一正・田中則男・木村久雄・赤石正廣(1983)：大河川河口部周辺の移動床模型実験，港湾技術研究所報告，第22巻，第2号，pp. 3-87.
- 11) 木原 力・甲斐正義・鳥居雅孝・望月規行(1988)：第35回海岸工学講演会論文集，pp. 402-406.
- 12) 五明美智男・境 和彦・高山知司・寺内 潔・高橋重雄(1995)：消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査，海岸工学論文集，第42巻，pp. 901-905.
- 13) 五明美智男・高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求(1997)：消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査（第2報），海岸工学論文集，第44巻，pp. 961-965.

- 14) 近藤一郎・竹田英章(1983) : 消波構造物, 森北出版, 275p.
- 15) 榊山 勉・鈴木一広(1998) : 数値波動水路による放水口ケーソンマウンド内の底質の吸い出し評価, 海岸工学論文集, 第 45 卷, pp. 566-570.
- 16) 佐藤昭二・合田良実(1973) : 砂浜海岸における混成防波堤の法先洗掘について, 雑誌「港湾」, 第 50 卷, 第 6 号, pp. 47-57.
- 17) 消波工の変位と現場管理について(宮崎港南防波堤工事)(1991), 運輸省第四港湾建設局宮崎港工事事務所, 141p.
- 18) 善 功企・山崎浩之(1990) : 波浪による液状化にもなう離岸堤の変状に関する考察, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 223-228.
- 19) 善 功企・山崎浩之・佐藤 泰(1989) : 波浪による海底地盤中の応力変化に関する現地観測, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 85-90.
- 20) 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤(1987) : 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港湾技術研究所報告, 第 26 卷, 第 4 号, pp. 125-180.
- 21) 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎(1990) : 消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重, 港湾技術研究所報告, 第 29 卷, 第 1 号, pp. 54-75.
- 22) 高橋重雄・下迫健一郎・山本 悟・三浦裕信(1994) : 液状化した砂地盤の特性とそれによる消波に関する基礎実験, 海岸工学論文集, 第 41 卷, pp. 611-615.
- 23) 高橋重雄・半沢稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内 潔・高山知司・谷本勝利 : 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量, 港湾技術研究所報告, 第 37 卷, 第 1 号, pp. 3-32.
- 24) 土市 進・渡辺 清・北沢壮介・山田孝嗣(1986) : 防波堤前面での海底地盤変化の実体, 第 33 回海岸工学講演会論文集, pp. 292-296.
- 25) 西田仁志・山口 豊・近藤豊次・清水謙吉(1985) : 孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察, 第 32 回海岸工学講演会論文集, pp. 365-369.
- 26) 朴 佑善・高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求(1996) : 波-地盤-構造物の相互作用に関する有限要素法解析, 海岸工学論文集, 第 43 卷, pp. 1036-1040.
- 27) 宮井真一郎・大平勝司・塩見雅樹(1993) : 被災防波堤集覧(その4), 港湾技術研究所資料, No. 765, 248p.
- 28) 森平倫生・柿崎秀作・菊谷 徹(1967) : 異形ブロックの波力減殺効果に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 6 卷, 第 4 号, pp. 1~31.
- 29) A. F., De Graauw, T. van der Meulen, and M. R. van der Does de Bye (1984) : Granular Filters : Design Criteria, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 110, No. 1, Feb., pp. 80-96.
- 30) Hughes, S.A. (1993) : Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering, World Scientific, 568p.
- 31) van der Meer, J.W. (1988) : Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode, Proc. Conf. Breakwaters '88, pp. 71-80
- 32) Xie, S.L. (1981) : Scouring Patterns in front of Vertical Breakwaters and their Influences on the Stability of the Foundations of the Breakwaters, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.