

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.59 No.2 Sep 2020

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

総目次

1. 珊瑚骨材を用いたコンクリートの海洋構造物への適用可能性に関する検討
西田 孝弘, 山路 徹, 与那嶺 一秀, 谷口 修, 田中 亮一, 竹中 寛, 清宮 理…………… 3
2. 波による地盤を含む護岸の不安定化に関する遠心模型実験
高橋 英紀……………31
3. カルシア改質土と異種材料との境界における摩擦特性
松村 聡, 水谷 崇亮, 森川 嘉之, 赤司 有三, 本田 秀樹, 清水 雅浩……………51
4. 非負制約最小二乗法による高精度な方向スペクトル推定手法および情報量規準に基づく
Spectral partitioning 手法の提案
藤木 峻, 川口 浩二…………… 84

波による地盤を含む護岸の不安定化に関する遠心模型実験

高橋 英紀*

要 旨

高波や高潮によって多くの護岸が被災してきた。昨今、台風の頻度や規模が増しており、発生する被害も拡大している。このため、護岸の被災メカニズムを明確にして、耐力が不足する護岸については効果的な対策を施すことが急務となっている。護岸の被災形態としては、上部工や被覆工の被害に留まらず、内部の地盤に被害が生じることも多い。本研究では、後者の地盤の被害を含む護岸の災害に着目した。特に、地盤の飽和化が進み、引き波時に地盤が不安定化する現象について検討した。本研究の特徴は、模型実験を遠心力場で実施したことにある。実物スケールの護岸における地盤内応力や間隙水圧を再現した。初めに、遠心力場における実験相似則についてまとめ、実験によって波の再現性を検証した。次いで、護岸模型に対して実際に波を入射させ、間隙水圧の状態と、地盤の飽和化、海面上昇などが地盤の不安定化に与える影響について調べた。その結果、引き波時に護岸内部の地盤ですべり面が発現して破壊に至ることを確認し、その要因について地盤内部の間隙水圧から考察した。また、地盤内の水位条件によって護岸が破壊に至るまでの時間が異なることも明らかにした。最後に、円弧すべり計算によって護岸の安定性を評価し、円弧すべり計算と遠心模型実験の結果に整合性が取れることを確認した。

キーワード：波，地盤，護岸，遠心模型実験，円弧すべり計算

* 地盤研究領域地盤改良研究グループ長
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所
電話：046-844-5055 Fax：046-844-0618 E-mail：takahashi-h@p.mpat.go.jp

Centrifuge Model Tests for Investigation of Instability of Seawall Ground Due to Ocean Waves

Hidenori TAKAHASHI*

Synopsis

Many seawalls have been damaged due to high waves and tides. Recently, the frequency and scale of typhoons are increasing, and the damage caused by waves happens frequently. It is necessary to clarify the failure mechanism of the seawall and to take effective measures for the seawall where the strength is insufficient. The type of seawall failure is not limited to the damage of superstructures and covering panels, but the damage of internal ground is one of them. This study focused on the latter type of failure, especially the instability of ground during the backwash stage after the ground was saturated. The feature of this study is that model tests were carried out in the centrifugal acceleration field. It can reproduce the prototype scale stress and pore water pressure in the ground. Firstly, similarity laws in the centrifugal acceleration field were summarized, and the reproducibility of waves was verified by model tests. Secondly, waves were produced in front of the seawall model. It was investigated how the state of pore water pressure, saturating of the ground, and sea level rise affected the instability of ground. As a result, a slip surface appeared in the ground during the backwash stage, leading to the seawall failure. The cause of failure was discussed considering the state of pore water pressure. The water table in the ground affected time periods until resulting in seawall failure. Finally, the stability of seawall was evaluated by circular slip analyses, and the results of the analyses and the model tests were consistent.

Key Words: Wave, ground, seawall, centrifuge model test, circular slip analysis

* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : takahashi-h@p.mpat.go.jp

目 次

要 旨	31
1. まえがき	34
2. 遠心力場での波の再現性	34
2.1 実験相似則	34
2.2 有効性検証実験の条件	36
2.3 有効性検証実験の結果（海浜地盤が無い場合）	39
2.4 有効性検証実験の結果（海浜地盤が有る場合）	40
3. 護岸の破壊実験	42
3.1 地盤を含む護岸の破壊	42
3.2 実験装置と実験条件	43
3.3 実験結果	45
4. 円弧すべり計算による安定性評価	48
5. 結論	49
6. あとがき	49
謝辞	49
参考文献	49

1. まえがき

海の波による土地の侵食を防ぎ、居住地域を護るため、我が国の沿岸域には多くの海岸護岸が築造されている。護岸では、地盤を保護するためにコンクリート版やブロック、石材などで被覆されている場合が多いが、被覆された護岸であっても、図-1.1の例に示すように台風や低気圧で発生した高波や高潮によって多くの被災が発生してきた。昨今、台風の頻度や規模が増しており、発生する被害も拡大している。さらに、地球温暖化に伴う海面上昇も護岸の安定性に影響を与えることが予想される。このような気候変動への対応も考えると、護岸の被災メカニズムを明確にして、耐力が不足する護岸については効果的な対策を施すことが急務となっている。

海岸護岸の被災形態は過去に文献¹⁾³⁾にまとめられている。上部工や被覆工のみの被害に留まることもあるが、内部の地盤に被害が生じることも多い。本研究では、後者の地盤の被害を含む護岸の災害について着目している。今まで指摘されてきた護岸内部の地盤の被災メカニズムとしては、被覆工が剥離されて剥き出しとなった地盤の洗掘や、引き波時の内部土砂の吸出し、被覆工前面の洗掘に起因する斜面全体の崩壊などが挙げられる。これらのメカニズムについては比較的容易に理解でき、対策も立てやすい。例えば、洗掘に対しては地盤が波に曝されないように被覆工を強固なものにしたり、斜面全体の安定性が失われないように被覆工前面での洗掘を防止したりすれば良い。これらの被災メカニズムに加えて、著者は高波の影響による地盤内部の応力や間隙水圧の変化に起因した不安定化に着目している⁴⁾。波が来襲する護岸では、地盤内の水位に比して前面の水位が大きく変動する。引き波時には、前面水位は相対的に低くなり、高水時に浸透力を受ける河川堤防と同様の状態となり、地盤に浸透力が作用して不安定化すると考えられる。また、河川堤防と違



図-1.1 高波で被災した護岸の例

い、護岸では波が繰り返し来襲することによって水面よりも上部での地盤の飽和化が進み、地盤はより不安定化する。これは、豪雨時に飽和化が進んで不安定化して土砂崩壊を起こす山の斜面の状態と類似する。河川堤防の浸透破壊や山の斜面の崩壊などから想像すると、海岸護岸でも同様の不安定状態になっていると考えられるが、その現象は十分には解明されていないのが現状である。

そこで本研究では、護岸内部の地盤に着目して波による護岸の不安定化について実験的な検討を行った。本研究の特徴は、模型実験を遠心力場で実施したことにある。実物スケールの護岸における地盤内応力や間隙水圧を再現し、安定性を検討するためには、実物スケールの応力や間隙水圧を作り出せる遠心模型実験が有効である。ただし、波を再現する水理実験は重力場で行われることが一般的であったため、波の再現性については初めに明らかにしておく必要がある。そこで2章では、遠心力場における実験相似則についてまとめ、波の再現性について実験によって検証を行った。なお、2章は Takahashi *et al.*⁵⁾を抜粋して説明を加えたものである。3章では、護岸模型に対して実際に波を入射させ、間隙水圧の状態と、地盤の飽和化、海面上昇などが地盤の不安定化に与える影響などについて調べた。また、4章では、円弧すべり計算による安定性評価を試みた。

2. 遠心力場での波の再現性

2.1 実験相似則

(1) 流体の相似則

波を再現する水理実験は重力場で行われることが一般的であった。重力場に置かれた縮尺模型では実物スケールの地盤内応力や間隙水圧を再現することは難しく、応力依存性の高い地盤の状態まで含めた検討はほぼ成されてこなかった。しかしながら、地盤の安定性の検討には、応力や間隙水圧の状態を把握することが重要である。そのため、本研究では実物スケールの護岸における応力や間隙水圧を再現できる遠心模型実験手法を用いた。遠心模型実験に用いる模型は比較的小さいために繰り返し作製することが容易であり、実験条件を変えたパラメトリックな試行実験にも向いている。本節では、遠心力場の実験を含めて、波および地盤の実験相似則を整理しておく。

波の実験を行う場合、重力に関する無次元数である以下のフルード数 F_r を保つように実験が実施される。

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

表-2.1 流体の相似比（フルード則）

基本量	重力場	遠心力場
長さ	1/N	1/N
加速度	1	N
速度	1/√N	1
時間	1/√N	1/N
圧力	1/N	1
密度	1	1
粘性係数	1	1
表面張力	1	1
体積弾性係数	1	1
F_r	1	1
R_e	1/N ^{1.5}	1/N
W_e	1/N ²	1/N
M_a	1/√N	1

ここに、 U ：特性速度、 g ：重力加速度、 L ：特性長さである。この無次元数が実物と模型で等しくなるように実験を行うことによって、波の諸現象を再現することが可能となる。また、模型相似比も求められ、表-2.1のようになる。例えば、実物と模型において F_r と g が等しくなるように考える重力場での水理実験では、寸法 L が1/N倍ならば、速度 U は1/√N倍となる。このため、時間の相似比は1/√N倍となる。一方、遠心力場では、 g が N 倍となるため、寸法 L が1/N倍ならば速度 U の相似比は1、時間の相似比は1/Nとなる。水の速度つまり流速に依存する挙動は多く、速度の相似比が1となる遠心力場で実験を実施する利点は大きいと言える。流体の無次元数としては、フルード数 F_r 以外に、以下に示す粘性力に関するレイノルズ数 R_e や、表面張力に関するウェバー数 W_e 、弾性力に関するマッハ数 M_a などもある。

$$R_e = \frac{UL}{\nu} \quad (2)$$

$$W_e = \frac{\rho U^2 L}{T} \quad (3)$$

$$M_a = \frac{U}{\sqrt{K/\rho}} \quad (4)$$

ここに、 ν ：動粘性係数、 T ：表面張力、 ρ ：密度、 K ：体積弾性係数である。フルード則に従って実験を行うとすると、それぞれの無次元数の相似比は表-2.1に示す通りとなる。なお、粘性流体などの特殊な液体を使わずに水を

表-2.2 地盤の相似比

(a) 一般的な相似比

基本量	重力場	遠心力場
長さ	1/N	1/N
加速度	1	N
密度	1	1
圧力・応力	1/N	1
ひずみ	1/√N	1
弾性係数	1/√N	1
変位	1/N ^{1.5}	1/N
速度	1/N ^{0.75}	1
時間	1/N ^{0.75}	1/N
透水係数	1/N ^{0.75}	1

(b) 浸透の相似比

流体	流れ	基本量	重力場	遠心力場
水	層流*	時間	1/N ^{1.5}	1/N ²
		係数 a	1	1/N
	乱流**	時間	1/N	1/N
		係数 b	N	1
粘性流体 N倍	層流*	時間	1/√N	1/N
		係数 a	N	1
	乱流**	時間	1/N	1/N
		係数 b	N	1

* 実物と同じ粒径の土を用いることを想定する。

** 実物の1/N粒径の土を用いることを想定する。

使った場合の相似比を示している。表に示すように、一部を除いてフルード数 F_r 以外の相似比は1とならないために、重力以外の力の影響を無視できる範囲内で実験を行う、いわゆる相似則の緩和が必要となる。遠心模型実験の寸法比は1/100～1/10程度と比較的小さいが、表に示すように、遠心力場での各無次元数の相似比は重力場のものよりも1に近い。このため、粘性力や表面張力による影響を無視する重力場での水理実験と同様に、極端に大きな縮尺の模型で実験を行わない限り、遠心力場での実験においても、慣性力に対して粘性力や表面張力を無視でき、相似則を緩和できると考えられる。

(2) 地盤の相似則

地盤に関する相似比を表-2.2にまとめている。表-2.2(a)の重力場の相似比は香川⁶⁾やIai⁷⁾に基づいて示している。重力場の模型実験では、寸法が1/N倍として実物と模型で同じ密度の材料を用いると、地盤内の応力が1/N倍となる。砂地盤において応力が1/Nとなると、弾性係数は概ね1/√N倍となるため、ひずみは1/√N倍となる。重力場

の実験では、種々の仮定が必要なことや、寸法と変位の相似比が合わないことなど、相似則の限界も多い。一方、遠心力場では、重力加速度が N 倍となるため、寸法比を $1/N$ 、密度比を1とすることで、応力や弾性係数、ひずみなどの相似比も1となり、実物の応力～ひずみ関係を模型において直接再現できることになる。このため、重力場での相似則の限界の多くを解決することが可能である。

時間の相似比については注意が必要である。地盤に関しては動的挙動の時間と浸透時間、流体に関しても動的挙動の時間があり、それら3つの相似比の関係を確認しておく必要がある。なお、地盤の浸透に関しては高橋ら⁸⁾にまとめているので、そちらの文献も参照されたい。流体に関する時間の相似比と地盤に関する動的挙動の時間の相似比については、表-2.1と表-2.2(a)に示す通りである。浸透に関しては表-2.2(b)にまとめている。地盤の浸透時間は、重力加速度以外にも、土の粒径や、間隙流体の粘性、流れの状態にも依存しており、表には粘性と流れの状態(層流か乱流)別に相似比を示している。なお、遠心模型実験では、小さな粒径の土には、そのまま同じ土を用いて、大きな粒径の土(碎石など)には縮尺模型を用いることが一般的である。小さな粒径の土中の流れは層流、大きな粒径の土中の流れは乱流となることが想定されるため、層流の場合には実物と同じ粒径の土、乱流の場合には $1/N$ 粒径の土を用いることを想定した相似比を表に示している。また、図中の係数 a, b とは、Dupuit-Forchheimer式に基づいたものであり、次式で表される透水の程度を表す係数である。

$$a = \alpha_0 \frac{\nu(1-n)^3}{g n^2 d_{15}^2}, \quad b = \beta_0 \frac{1-n}{g n^3 d_{15}} \quad (5)$$

ここに、 α_0, β_0 : 係数、 ν : 水の動粘性係数、 n : 地盤の間隙率、 d_{15} : 15%粒径、 g : 重力加速度である。動水勾配 i と土中の平均流速 \bar{v} の関係を係数 a, b を用いて表すと、以下のようなになる。

$$i = a\bar{v} + b\bar{v}^2 \quad (6)$$

右辺第1項が粘性項であり、右辺第2項が慣性項である。土の粒径が小さく間隙での流れが層流の場合、第1項が卓越するため、 i と \bar{v} が比例することになる。このことから、係数 a はいわゆる透水係数の逆数であることが分かる。

表-2.1と表-2.2に示した3種類の時間の相似比を見比べると、水を用いた実験では、重力場と遠心力場のいずれにおいても時間の相似比が一致しないことが分かる。こ

のため、間隙流体の粘性を調整するなどして、透水係数を調整する必要がある。重力場においては、流体と地盤の動的挙動の時間の相似比がそもそも合わない。ただし、地盤の動的挙動が無視できる実験であれば、 N 倍の粘性係数を水に与えることで、層流の浸透の時間と流体の時間の相似比を合わせることができる。一方、遠心力場では、流体と地盤の動的挙動、浸透時間(乱流)の時間の相似比は合っており、粘性流体を用いることで浸透時間(層流)の相似比も合わせることができる。ただし、粘性流体を用いることでレイノルズ数がかなり小さくなり、波の挙動や地表面付近の漂砂状況に影響を与える懸念もあり、遠心模型実験も万能ではない。

地盤では動的現象と浸透時間の相似比を切り離して考えることもできる。例えば、長期間にわたる地盤の圧密を模型で再現する場合、浸透現象に対して動的挙動を無視できるために、浸透時間の相似比を全体の時間の相似比と考えることができる。遠心力場では、間隙流体に水を用いることで表-2.2(b)に示すように浸透時間の相似比は $1/N^2$ となり、実物よりも模型において浸透時間が N^2 倍速くなり、短時間で圧密の実験を行える。上述のように、波の実験がフルード則に従うならば、遠心力場においては、時間の相似比は $1/N$ である。流体として水を用いると地盤の間隙流体も水となることから、表-2.2(b)に示すように浸透時間の相似比は $1/N^2$ となる。動的な地盤挙動を考えなければ、時間の相似比を $1/N^2$ とすることができるため、波の作用時間に対して地盤内の間隙水の浸透時間は $1/N$ 倍となり、 N 倍速く浸透すると考えることができる。

2.2 有効性検証実験の条件

(1) 造波装置(電気モータ式)

遠心力場での波の実験の有効性について調べるための実験の条件について述べる。遠心模型実験装置に搭載した模型や造波装置に遠心力を加えるが、模型等を据えるプラットフォームのスペースは限られている。実験に使用した港湾空港技術研究所の遠心模型実験装置⁹⁾のプラットフォームは大型のものであるが、それでも $1.7\text{ m} \times 1.6\text{ m}$ の寸法である。また、スリッピングを介して外部から回転体へ電力を供給するため、使用できる電力容量も限られる。このため、造波装置の駆動力として電動モータを用いる場合、容量と寸法の小さなモータを用いて、コンパクトな設計とすることが必要である。重力場でよく用いられる造波装置は、試料容器上部から造波板(波の進行方向に対して垂直に設置)を作動させるピストン式であるが、造波板の剛性を高めるために躯体重量が比較的大きく、モータも大きくする必要があり、この問題に対応した

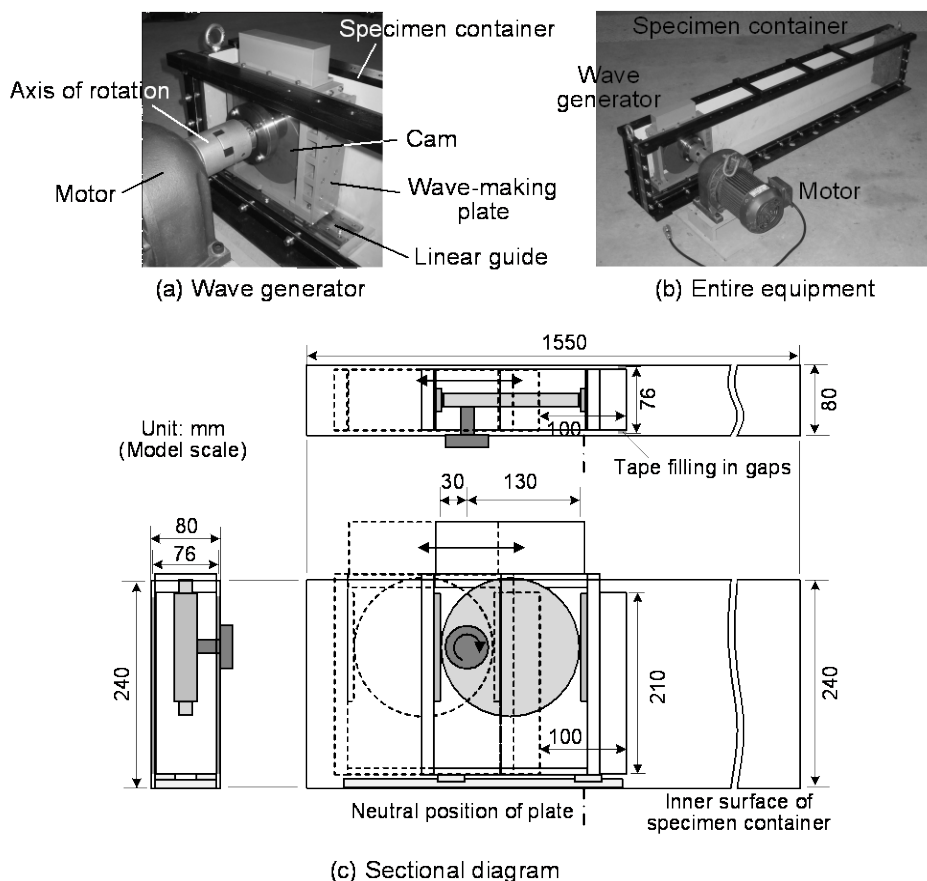


図-2.1 カム構造を利用した電気モータ式造波装置⁵⁾, (a)造波装置, (b)装置全体, (c)断面図

例として Sekiguchi & Phillips¹⁰⁾の実験がある。筆者が知るところでは、この実験は遠心力場での波の実験に初めて挑戦した先駆的なものである。この実験では、フロートを水面に押し付けたたり引いたりすることで波を作るプランジャー式の造波による実験を遠心力場で実施した。その後、Sekiguchi et al.¹¹⁾は、造波装置にフラップ式を採用しており、造波板下端にヒンジを取り付けることで上端の水平運動のみで波を作り出し、小さな力で波を起こした。馬場ら¹²⁾や Gao & Randolph¹³⁾も、プランジャー式やフラップ式の造波実験を実施した。著者らの研究チームも最初はプランジャー式を導入した¹⁴⁾。ただし、プランジャー式やフラップ式による造波は比較的小さな力で波を起こせるが、水面に近い部分の水粒子を動かすために、底面付近の水粒子が動く浅海域での波を再現できなかった。

護岸付近の波を再現するためには、浅海域での波の再現が不可欠であり、小さな力で駆動するピストン式の造波装置を開発する必要があった。そこで、試料容器側面に防水加工を施した孔を開けてモータの回転軸を試料容器内部へ通し、カム機構によって造波板を作動させることとした(図-2.1参照)。カム機構で不規則波のような複雑

な波形を作ったり、反射波を吸収したりすることは困難であるが、造波装置の機構がシンプルであり、造波板の躯体重量を抑えて小さなモータと架台で造波することができる。作製した造波装置の最大周波数は 5 Hz、最大振幅は 50 mm である。例えば遠心加速度 30g 場に 1/30 スケールの模型で実験を実施するならば、フルード則に従うとして、実物スケール換算で最大周波数は 0.167 Hz、最大振幅は 1.5 m に相当することになる。

(2) 実験条件

上記の造波装置を用いて、波の実験やそれに対する地盤の実験への遠心模型実験手法の有効性を調べた。有効性の検討には、Modelling of models 手法¹⁵⁾を用いた。この手法は、種々の模型縮尺と遠心加速度の組み合わせで実験を行い、それらの実物換算値が重なることを確認し、遠心模型実験の有効性を示す方法である(図-2.2参照)。

実験は、海浜地盤を設けない断面と設けた断面に対して実施した。それらの実験ケース一覧を表-2.3に、実験断面概略図を図-2.3に示す。表と図に示すように、模型縮尺と遠心加速度を掛け合わせて 1/1 (実物スケール)となるように、模型縮尺と遠心加速度を設定した。地盤材料

表-2.3 実験ケース一覧
(a) 海浜地盤を設けない実験

シリーズ	ケース	遠心加速度 (g)	水深 (mm)	長手方向の長さ (mm)	造波板の振幅 (mm)	造波板の振動周波数 (Hz)
N1	N1-18	18	150	1230	±50	3
	N1-30	30	90	740	±30	5

(b) 海浜地盤を設ける実験

シリーズ	ケース	遠心加速度 (g)	水深 (mm)	長手方向の長さ (mm)	造波板の振幅 (mm)	造波板の振動周波数 (Hz)	土粒子の平均粒径 (mm)
S1	S1-20	20	150	1230	±30	3.33	2.0 - 3.2
	S1-30	30	100	820	±20	5	1.0 - 2.5
	S1-20Sn	20	150	1230	±30	3.33	0.09 - 0.43
	S1-20Gr	20	150	1230	±30	3.33	3 - 7

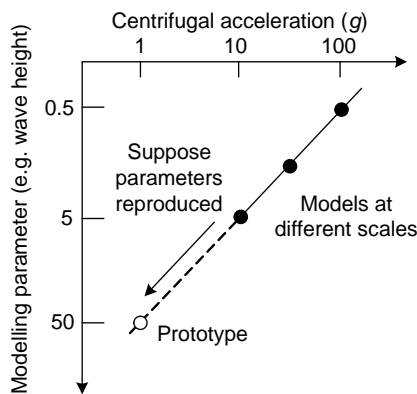


図-2.2 Modelling of models 手法の概念図⁵⁾、縦軸：模型物理量（例えば波高）、横軸：遠心加速度

としては、礫浜を想定して平均粒径が 2.0-3.2 mm (30g 実験用) と 1.0-2.5 mm (20g 実験用) の珪砂を Modelling of models 手法による検討のために用いた。粒径が比較的大きいために、間隙の流れは乱流になると考えられる。表-2.2(b)に示したように、乱流の場合には実物の 1/N の寸法の土粒子を用いることで浸透時間の相似比が 1/N となり、流体の時間の相似比と一致する。このため、模型縮尺比に反比例させた粒径の珪砂を用いた。また、乱流の場合、時間の相似比に流体の粘性が影響しないため、実験は粘性流体ではなく水を用いた。珪砂を数 cm ずつ堆積させて、それを軽くタッピングしながら地盤作製を行った。なお、相似則を満たしていない粒径の土（珪砂と碎石）を用いた実験（Case S1-20Sn と S1-20Gr）も実施し、相似則を満た

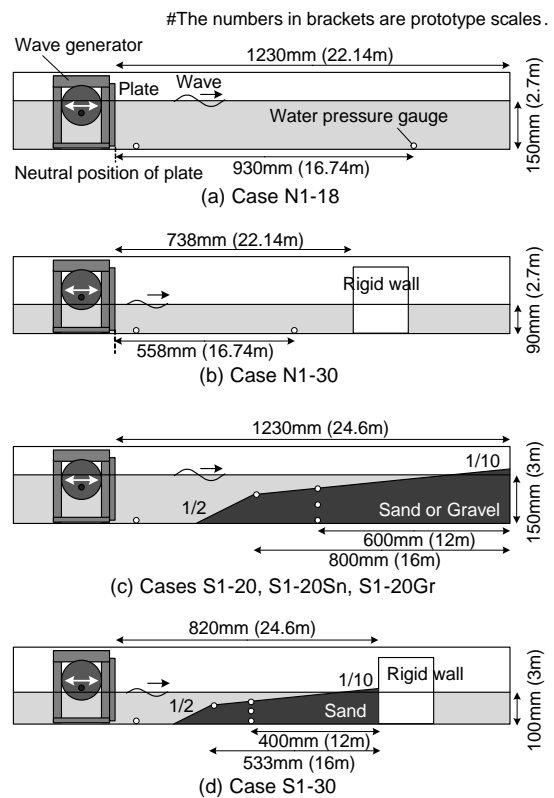


図-2.3 模型概略図⁵⁾

していない場合には間隙水圧の応答特性が異なるかを確認することとした。

(3) 実験手順

図-2.4 に示した遠心模型実験装置に作製した模型を搭載し、所定の遠心加速度を加えて造波を行い、水面変動の



図-2.4 遠心模型実験装置 PARI Mark II-R

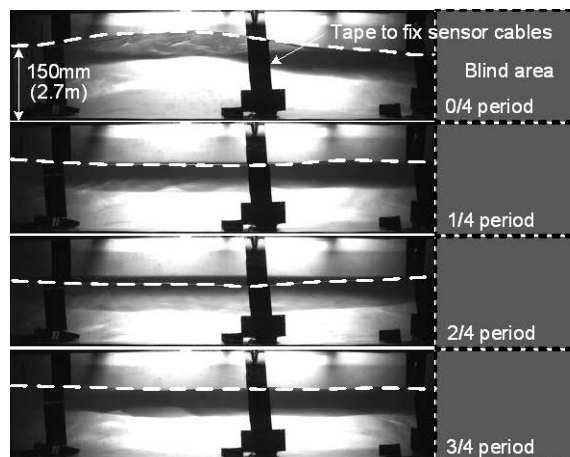
撮影やセンサーによる水圧計測を行った。使用した遠心模型実験装置は上述のように港湾空港技術研究所が所有する装置である。センサーとしては超小型の間隙水圧計を用いた。間隙水圧計には受感面に砂が触れないように金属メッシュが取り付けられており、メッシュと受感面の間には水圧計測の応答を良くするために、グリースを詰めた。さらに、水面変動を観察するために、遠心力場でも作動する高速度カメラによる撮影を行った。高速度カメラの撮影速度は 1,000 フレーム/秒と設定した。遠心力場では時間の相似比を $1/N$ として波の周期を短くする必要があり、水面変動の撮影には高速度カメラが必要であった。

2.3 有効性検証実験の結果（海浜地盤が無い場合）

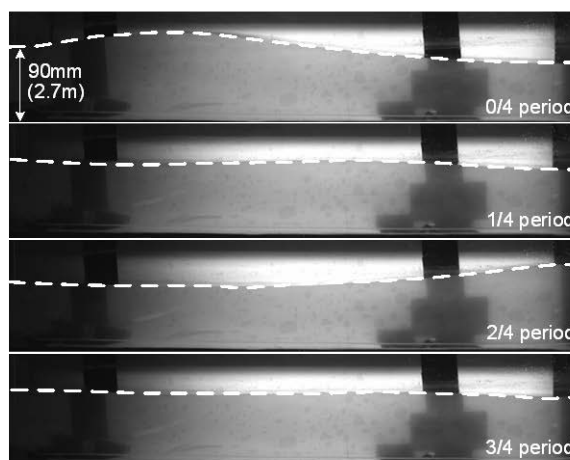
(1) 水面波形

海浜地盤を設けなかったシリーズ N1 の 2 ケースの実験での水面波形を図-2.5 に示す。遠心加速度 18g 場と 30g 場で撮影した画像であり、波をしばらく入射して安定的な波形となった時点での 1/4 周期毎の水面波形である。実物スケールに換算したことを想定し、ケース N1-18 と N1-30 の図の寸法を 18:30 として表示している。また、水面を分かりやすくするために、水面に破線を重ねている。なお、N1-18 に関しては、カメラの視野角が狭かったために、一部が死角となっている。実験では造波板の反対側の壁面に消波材を設置しなかったため、波が壁面で反射する。また、造波板でも反射し、反射を繰り返して波は徐々に減衰する。Case N1-18 と N1-30 の水面波形を見ると、0/4 周期の時点で左側に山、右側に谷が形成され、2/4 周期の時点で左側に谷、右側に山が形成されていることが分かる。両者の波形を比較すると、いずれの時間においてもほぼ一致していた。

Modelling of models 手法による実験的検討に加えて、実験結果を流体解析結果とも比較した。流体解析による波の再現性は高いことが知られており、遠心模型実験の有効性の確認に利用できると思った。用いた解析コードは



(a) Case N1-18 (under 18g)



(b) Case N1-30 (under 30g)

図-2.5 水面波形の比較（地盤無し）⁵⁾

CADMAS-SURF¹⁶⁾である。流体の基礎方程式であるナビエ・ストークス方程式と連続式を数値的に解くものであり、Volume of fluid (VOF)法¹⁷⁾と呼ばれる処理法によって自由表面についても求められる計算手法である。波の非線形性や砕波、砕波した波への気泡の取り込みなど、種々の解析手法が組み込まれている。過去に、多くの研究者がこのコードの精度の高さを示している^{18) 19) 20)}。

実物スケールで流体解析を実施した。メッシュの幅を水平方向に 0.25 m、鉛直方向に 0.10 m と設定し、右側境界に接するメッシュの幅のみを 0.14 m に縮めた。これは実験での長手方向の長さが 22.14 m であり、これに合わせたためである。造波ソースとしては、解析コードに用意されたピストン式造波板の機能を用いた。実験での波の周期は 6.0 s で、造波板変動の片振幅は 0.9 m であることから、次式で示す造波板変動と波高の関係から、波高を 1.04 m と設定して入射した。

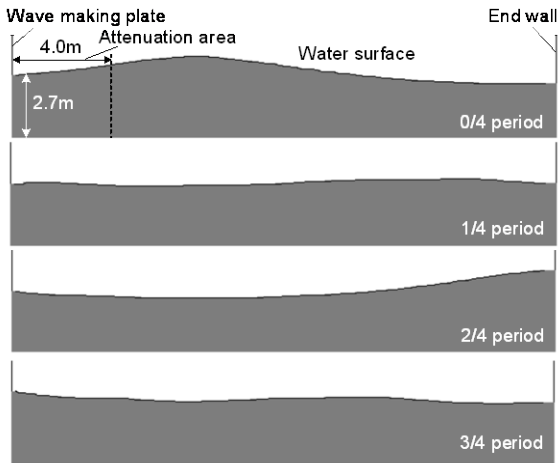


図-2.6 流体解析による水面波形（地盤無し）⁵⁾

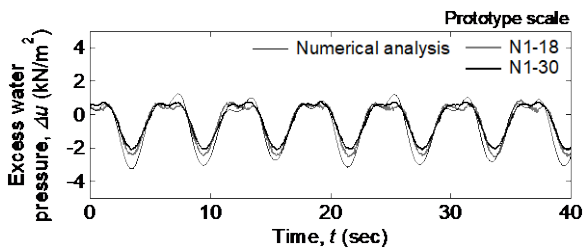


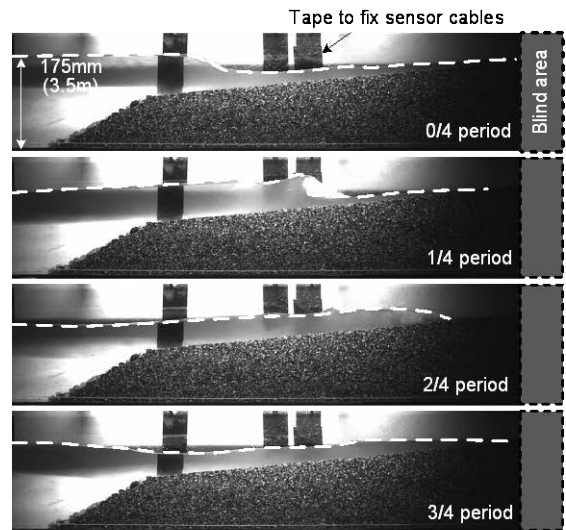
図-2.7 造波板から 16.74 m での水圧変動（地盤無し）⁵⁾，縦軸：水圧増分 (kN/m²)，横軸：時間 (sec)

$$\frac{H}{2e} = \frac{4 \sinh^2(2\pi h/L)}{4\pi h/L + \sinh(4\pi h/L)} \quad (7)$$

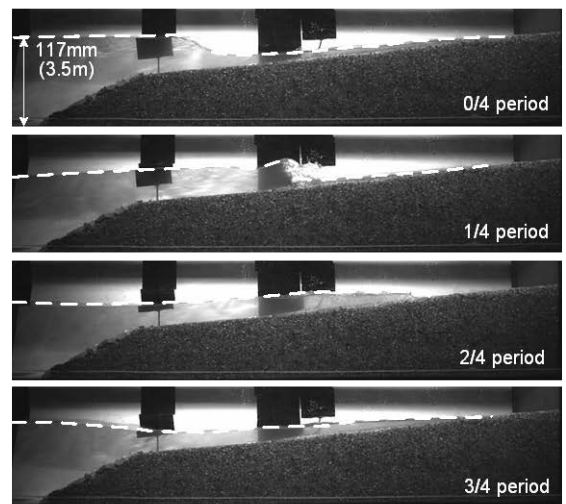
ここに、 H ：波高 (m)， e ：造波板変動の片振幅 (m)， h ：水深 (m)， L ：微小振幅波理論による波長 (m) である。また、造波ソース側の境界付近 4.0 m に波の減衰域を設けた。これは、別途、波が安定することを確認した減衰域の幅である。図-2.6 に流体解析で求めた 1/4 周期毎の水面波形を示している。図の波形は図-2.5 に示したものと類似していることが分かる。

(2) 水圧変動

水路底面で計測した水圧変動を図-2.7 に示している。時間を実物換算している。図に示すように、異なる遠心加速度でも水圧変動がほぼ一致しており、造波板の周波数以外の成分についても両者はよく一致していた。水圧変動についても、模型実験と流体解析の結果を比較した。流体解析は、上記の水面波形を求めた時と同じものである。図-2.7 には、流体解析から求めた水圧変動も示している。図に示すように、実験と解析の変動は類似しており、振幅の違いは 10-30% 程度に収まっていた。実験よりも解析での振幅は多少大きいですが、実験では減衰率が大きかった可能性が考えられる。



(a) Case S1-20 (under 20g)



(b) Case S1-30 (under 30g)

図-2.8 水面波形の比較（地盤有り）⁵⁾

種々の模型寸法と遠心加速度の組み合わせで実施したケースでの水面波形と水圧変動の比較（Modelling of models 手法）や流体解析結果の比較から、海浜地盤を設けない場合の波の伝播問題に対して、遠心模型実験の有効性は高いことが確認された。

2.4 有効性検証実験の結果（海浜地盤が有る場合）

(1) 水面波形

海浜地盤を設けたシリーズ S1 に対しても、水面波形を比較した。これを図-2.8 に示す。遠心加速度 20g 場と 30g 場で撮影した画像であり、1/4 周期毎の水面波形である。実物スケールに換算したことを想定し、ケース S-20 と S-30 の図の寸法を 20:30 として表示している。また、水面を分かりやすくするために、水面に破線を重ねている。海

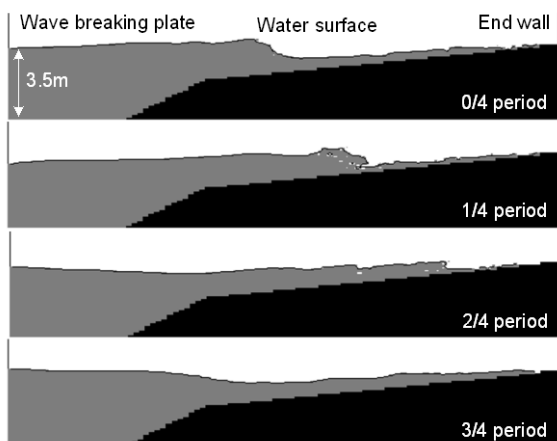


図-2.9 流体解析による水面波形（地盤有り）⁵⁾

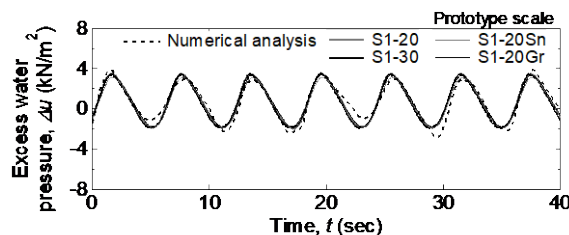
浜地盤が有るために、波が砕けて地盤に打ち上げている様子を確認できる。砕波の詳細については後述するが、砕波形態としては巻き砕波と砕け寄せ砕波の中間的なものと観察された。両者の波形を比較すると、いずれの時間においてもほぼ一致していた。また、砕波点付近で発生する流れによって砂粒子の数が漂う現象が見られ、これについても両ケースについて共通に表れていた。

海浜地盤を設けたケースについても、Modelling of models 手法による実験に加えて、CADMAS-SURFによる流体解析を実施した。ここでも、実物スケールで流体解析を実施した。メッシュの幅を水平方向に0.25 m、鉛直方向に0.10 mと設定した。また、造波ソースとして、解析コードに用意されたピストン式造波板の機能を用いた。波の周期を6.0 s、波高を0.62 mとなるように設定した。図-2.9に、流体解析で求めた1/4周期毎の水面波形を示している。砕波の様子を含めて、図-2.8に示した実験結果と類似していることが分かる。

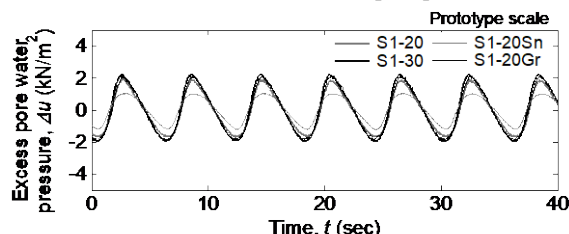
(2) 水圧変動

図-2.10にシリーズS1で計測した水圧変動を示す。時間を実物換算している。図-2.10(a)は、法肩での海浜地盤表面（海底面）の水圧変動である。図に示すように、異なる遠心加速度でも水圧変動がほぼ一致していたことが分かる。また、図には流体解析の結果も併せて示しており、それは実験結果と類似していることが分かる。実験と解析での水圧変動の振幅の違いは-15-15%程度に収まっていた。

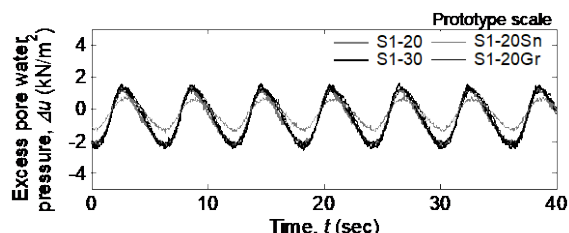
図-2.10(b)と(c)は、法肩から実物換算で4 m相当の位置での地盤内の間隙水圧変動である。それぞれの地表面からの深度は実物換算で1.1 mと2.2 mである。Case S1-20とS1-30についてはほぼ一致しており、波の伝播問題



(a) Ground surface (Slope top)



(b) G.L.-1.1m (4m from slope top)



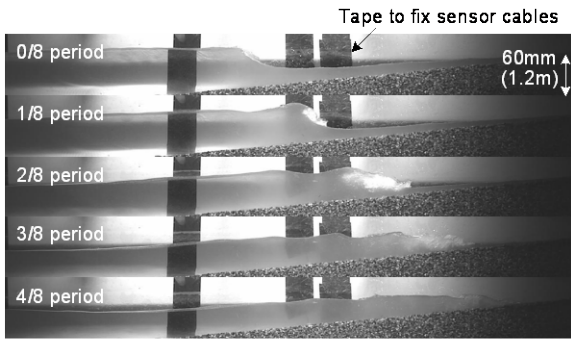
(c) G.L.-2.2m (4m from slope top)

図-2.10 地表面と地盤内の水圧変動（地盤有り）⁵⁾、縦軸：水圧増分 (kN/m²)、横軸：時間 (sec)

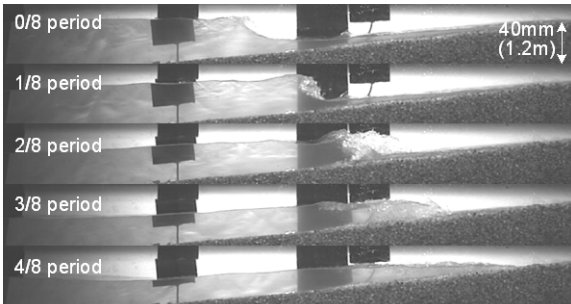
だけでなく、波に対する地盤の間隙水圧応答に関しても、遠心模型実験の適用性は高いことが示された。なお、Case S1-20GrもS1-20やS1-30と同様の間隙水圧の変動特性を有していた。S1-20Grでも同様に粒径の大きい土を用いており、粒径が大きい場合には粒径の間隙水圧変動への感度は低い可能性が理由として考えられる。一方、Case S1-20Grと同様に相似則を満たしていないS1-20Snの間隙水圧変動は他のケースでのものと異なっており、変動値が他のものよりも小さかった。これらのことから、地盤内の間隙水圧も含めて、水圧変動の面でも、遠心模型実験の有効性が確認された。

(3) 砕波特性

砕波の状況について詳細に見てみる。図-2.11には、シリーズS1における砕波時の様子を示しており、1/8周期毎の画像である。遠心加速度20g場と30g場で撮影した画像である。両者を比較すると、砕波の形態は概ね一致していたことを確認できる。前述のように、画像から判断すると、巻き砕波と砕け寄せ砕波の中間的なものと観察される。前浜にステップ状の地形がある場合、巻き砕波と砕け寄せ砕波の中間の巻き寄せ砕波が発生しやすく、本実



(a) Case S1-20 (under 20g)



(b) Case S1-30 (under 30g)

図-2.11 砕波の比較⁵⁾

験においても前浜をステップ状の海浜地盤としており、過去の知見と本実験の結果が整合していた。

次に、浅水変形による波高増加から砕波による波高減少までの波高の変化について、重力場での検討に基づく過去の知見と本実験の比較を行う。図-2.12には、実験で得られた各水深における波高を換算沖波波高で除している。波高は撮影した画像から読み取ったものであり、画像の解像度の限界による多少の誤差を含む。また、図には、微小振幅波理論に基づいて求めた浅水変形する波の波高と、砕波指標である合田の近似式²⁾から求めた砕波波高を換算沖波波高で除して、それぞれ破線と二点鎖線で示している。微小振幅波理論では、下式から波高 H (m) を求めることができる。

$$\frac{H}{H_0} = \left\{ \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \tanh kh \right\}^{-1/2} \quad (8)$$

ここに、 H_0 : 沖波波高 (m)、 k : 波数 (1/m)、 h : 水深 (m) である。 H_0 は計測した造波板前の波高を浅水係数 $K_s = 1.019$ で割った値とした。 k は $2\pi/L$ (L : 波長 (m)) から求め、 L は分散関係式から求めた。また、以下の合田の近似式²⁾から砕波波高 H_b (m) を求めた。

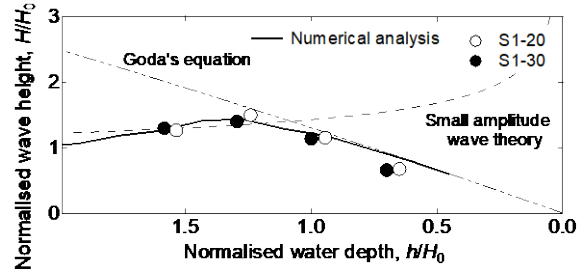


図-2.12 各水深での波高⁵⁾、縦軸：正規化した波高、横軸：正規化した水深

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17 \left[1 - \exp \left\{ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \beta) \right\} \right] \quad (9)$$

ここに、 L_0 : 沖波波長(m)、 h : 水深 (m)、 $\tan \beta$: 海底勾配である。沖波波長は $L_0 = gT^2/2\pi$ の関係から求めた。さらに、CADMAS-SURFによる流体解析によって求めた波高を実線で示している。

微小振幅波理論に基づいて求めた波高を見ると、水深が浅くなるほど波高は大きくなり、無次元化した水深が0.5よりも小さくなると波高が急激に大きくなっていった。一方、合田の砕波条件式から求めた砕波波高は、水深が浅くなるほどほぼ線形的に小さくなっていった。両者が交わる無次元化水深(砕波点)は1.1であった。実験では、1.5~1.6程度の水深から砕波が生じており、砕波点については多少の違いが見られた。ただし、実験では波形の非線形性が強いことや、沖側から一定勾配で海浜地盤を形成していないことから、微小振幅波理論と合田の砕波条件式による砕波点と実験での砕波点に違いは、遠心力以外の条件によるものと推測される。なお、実験と流体解析の結果は概ね一致していた。

3. 護岸の破壊実験

3.1 地盤を含む護岸の破壊

波が来襲する護岸では、地盤内の水位に比して前面の水位が大きく変動し、引き波時に前面水位は相対的に低くなり、地盤に浸透力が作用して不安定化する。また、長時間にわたって地盤が波に晒されることで、地下水面上の不飽和領域での飽和度が高まり、地盤がより不安定化すると考えられる。引き波時において護岸内部の地盤が不安定化する要因は以下の4点にまとめられている⁴⁾。また、その説明図を図-3.1に示す。

1) 波に晒されることによる地盤の不飽和領域の飽和化お

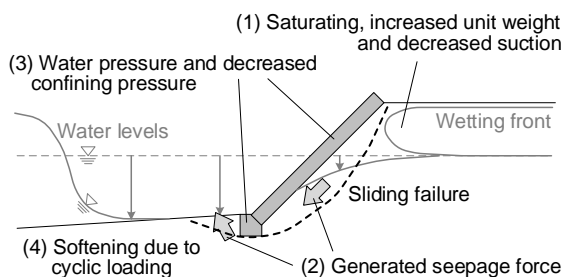


図-3.1 地盤の不安定化要因

よびサクション・単位体積重量の変化

- 2) 被覆工下部や法尻ブロック周辺地盤で発生する浸透力
- 3) 被覆工や法尻ブロックの内外に作用する水圧差，被覆工に作用する水圧（揚圧力）とそれに起因する地盤の拘束圧低下
- 4) 波による地盤への繰り返し载荷に起因する地盤の軟化あるいは液状化

1つ目については，不飽和領域の飽和度が高まると，地盤でのサクションが小さくなるとともに，単位体積重量が増して，地盤の不安定化につながる．2つ目については，上述のように，引き波時には護岸前面の水位が低下するが，地盤内の水位はそれほど低下しないために，浸透力が地盤に作用して不安定化する．3つ目については，引き波時に護岸前面の水位は低下するが地盤内の水位はそれほど低下しないために，被覆工や法尻ブロックの外側と内側に水圧差が生じて，それらが外部に押されて護岸が不安定化する．また，被覆工内面には外向きに水圧が作用し，これが揚圧力となり，被覆工の自重による地盤内の拘束圧が低下して地盤のせん断強度も低下する．4つ目に関しては，波の作用によって地盤が繰り返し载荷されることで，地盤がせん断を受けるなどして液状化することが指摘されており¹⁴⁾，この影響によっても地盤が不安定化する可能性がある．これらの現象が護岸の破壊時に生じているかを遠心模型実験によって調べた．

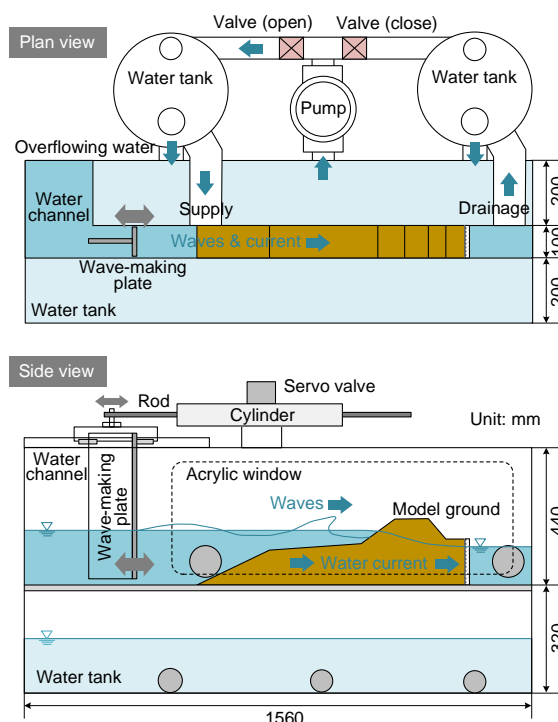
3.2 実験装置と実験条件

(1) 造波装置（油圧式）

2章で述べたカム機構を利用した電気モータ式の造波装置は，少ない電力で作動する簡便な装置であったが，一定振幅の規則波以外の波を起こせなかった．実際の海の波は振幅が変化し，様々な周期の波を含む不規則波であるため，新たな造波装置の開発を行った．また，模型等を据えるプラットフォームのスペースは限られており，重



(a) Appearance



(b) Sectional diagrams

図-3.2 油圧式造波装置，(a) 外観，(b) 断面図

力場の水理実験のように長尺の水路で実験を行うことは難しい．このため，地盤の長さを広く取れないために，波の影響で地盤内の水位が容易に変動してしまう．この問題を解決するためにも，別の造波装置を開発した．

図-3.2 に造波装置の外観と断面図を示している．プラットフォームで使用できる電力容量は限られるため，電気モータではなく，油圧で作動するピストン式の造波装置を組み込んだ．造波板の変位を油圧サーボバルブによって任意に制御できる．作製した造波装置の最大周波数は 7 Hz，最大片振幅は 50 mm (7 Hz) と 120 mm (1.5 Hz) である．例えば，遠心加速度 50g 場に 1/50 スケールの模型で実験を実施するならば，フルード則に従うとして，実物

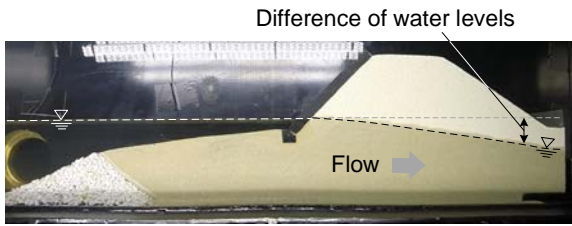


図-3.3 流れによる堤防内の傾斜する水位⁹⁾

表-3.1 法尻ブロック天端からの水位

ケース名	水位	
	護岸前面	地盤 (右端)
SW1	25 mm (0.75 m)	
SW2	5 mm (0.15 m)	
SW3	25 mm (0.75 m)	-105 mm (-3.15 m)

※括弧内は実物換算値

スケール換算で最大周波数は 0.14 Hz、最大片振幅は 2.5 m (0.14 Hz)と 6.0 m (0.03 Hz)に相当することになる。この造波装置には水を循環させるための電動ポンプも組み込んであり、試料容器内に水の流れを作ることができる。また、オーバーフローするタンクを利用して試料容器の両端での水位を一定に保つ工夫を施してある。両端に水位差を作り、堤防内に水の流れを作り出した例を図-3.3 に示している。図に示すように、堤防内で地下水位を変化させることに成功している。このように、波と流れを同時に起こせる装置であり、波・流れ再現装置と称している。装置の詳細は文献を参照されたい⁹⁾。

(2) 実験条件

我が国の一般的な護岸形態の 1 つである地盤法面を被覆工で保護したものを想定して、水位条件を変化させて 3 ケースの実験を行った。実験ケースを表-3.1 に、実験断面図を図-3.4 に示す。Case SW1 は基本ケース、SW2 は水位を低くしたケース、SW3 は護岸前面での水位が基本ケースと等しく、地盤内部の水位を低く保ったケースである。

護岸内部の地盤材料として飯豊砂 7 号を用いた。平均粒径は 0.18 mm で、均等係数は $U_c = 1.53$ である。気中落下法²²⁾によって地盤を作製し、目標の相対密度を 90% の密地盤とした。流体としては粘性流体ではなく水を用いた。このため、砂の粒径は小さいために地盤内の流れは層流となり、表-2.2 (b) に示したように、浸透時間の相似比が $1/N^2$ となって、流体の時間の相似比の $1/N$ 倍となる。つまり、波の動きに対して浸透が N 倍早く進むことになる。なお、前浜部分は波によって洗掘されやすいため、

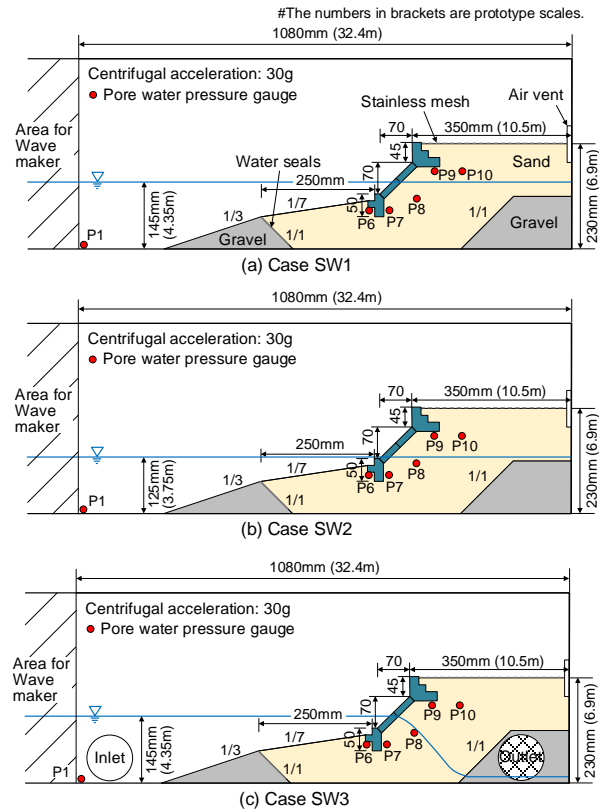


図-3.4 護岸模型概略図

砂ではなく粒径 10 mm 程度の碎石で地盤を作製した。地盤と試料容器側面の摩擦を低減するために、グリースを塗布したメンブレンシートを試料容器側面に貼り付けた。また、地盤の動きを観察しやすいように、地盤のガラス面側に色砂によるターゲットを設置した。気中落下によって砂地盤を作製する前に、水糊で色砂をガラス面に貼り付けておき、その後に砂地盤を作製した。砂地盤が水に浸ることによって水糊は溶けて、砂地盤とともに色砂も動き、地盤の動きを知ることができる。後述するが、波は斜面を遡上し、護岸上部の地表面に達する。この流れは地表面を洗掘するために、地盤の表面には洗掘防止のためのステンレス製のメッシュを置いた。また、地盤表面に水が到達すると、地盤内に浸透して護岸内部の空圧が高まるために、護岸から反対側の地盤右端に空圧を下げるための通気口を設置した。

被覆工や法尻のブロックは、アクリル板と鉛玉を貼りつけて作製し、その重量がコンクリートのものに近くなるようにした。これらが砂地盤に接する面には接着剤で砂を貼り付けて、摩擦抵抗力が発生する条件とした。また、被覆工や法尻ブロックが試料容器側面と接する部分には、スポンジ製の隙間テープを貼り付けて、隙間から砂が落ちにくくなるように工夫した。なお、地盤内での破壊が卓

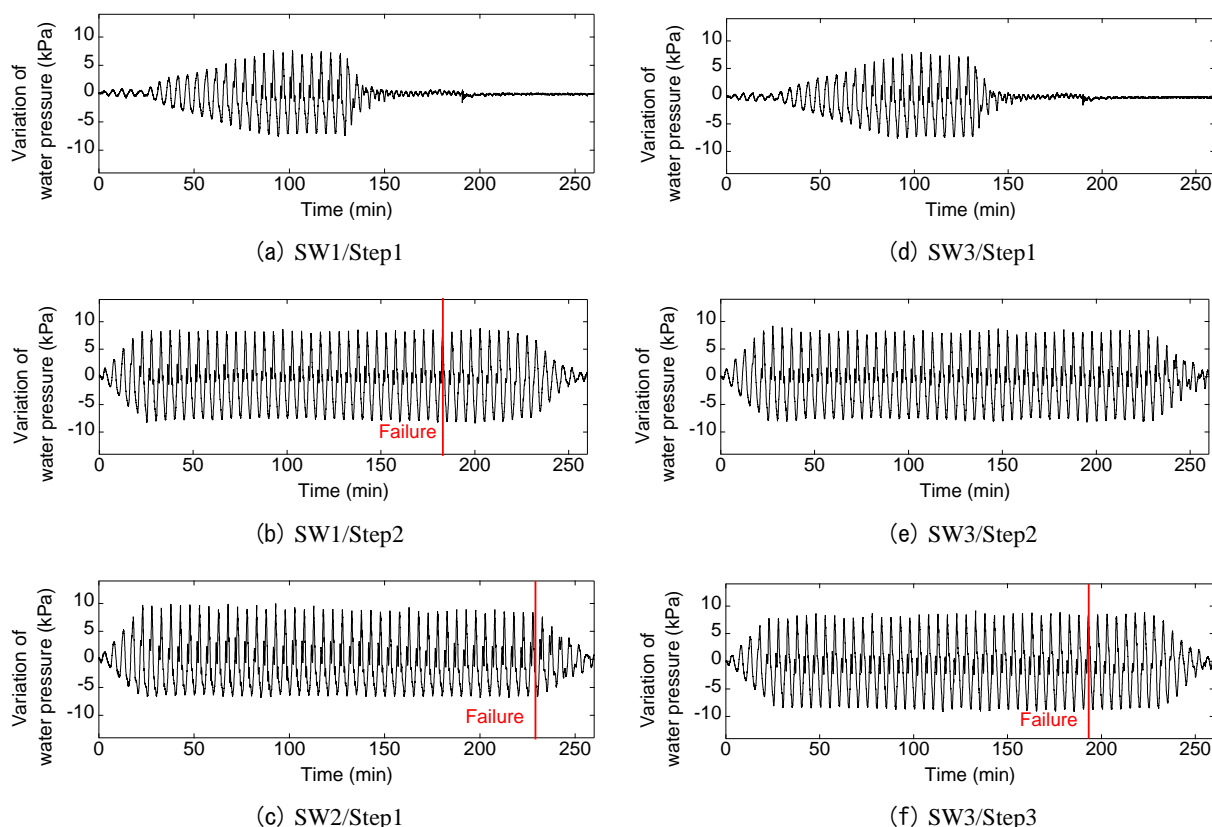


図-3.5 造波板前の水圧変動 (容器底面, 水圧計 P1)

越しやすいように、法尻ブロックを地盤内に根入れして、上部工については、その幅を広く設定した。

(3) 実験手順

遠心模型実験装置に造波装置と作製した模型を搭載し、遠心加速度 $30g$ を加えた。その状態で通水を行った後に造波を行った。遠心力場で通水を行うことで、高い飽和度の地盤を作製することができる²³⁾。周波数 3 Hz で振幅を変化させた種々の波を作った。造波板前で計測した水圧変動を図-3.5 に示し、護岸が破壊した時間についても併せて示しておく。横軸の時間については、浸透時間の相似比 $1/N^2$ を用いて実物換算しており、波の時間の相似比 $1/N$ による実物換算値ではないことに注意されたい。Case SW1 と SW3 では、最初の波浪载荷ステップとして、振幅を徐々に大きくするスイープ波を加えた。その他は、造波前後に4波のエンベロープを付けた $\pm 80\text{ mm}$ (実物換算で $\pm 2.4\text{ m}$) の振幅の単振動を造波板に加えた。護岸が破壊に至らない場合、次のステップとして繰り返して波を加えた。ステップ間では、地盤内の水位が初期の位置に戻ることを確認してから、次のステップの波を加えた。図に示すように、反射波の影響などがあり、多少乱れているが、概ね正負の水圧変動が確認できる。ただし、水位を低くし

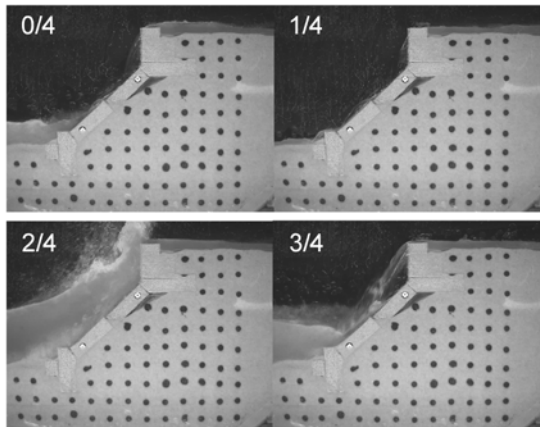
た SW2 では、正の水圧が大きく、正負が対称とまらない水圧変動となっていた。

造波中に水面変動の撮影、センサーによる水圧計測、護岸破壊の観察を行った。使用した遠心模型実験装置やセンサーは上述したものと同じであり、高速度カメラによる撮影も行った。

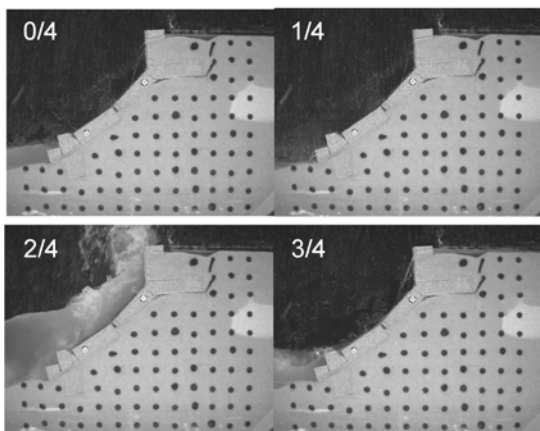
3.3 実験結果

(1) 来襲波の特性

遠心力場で撮影した波を図-3.6 に示す。これは、Case SW1 (基本) と SW2 (低水位) での護岸が破壊する直前の1周期の波を示しており、1/4周期毎の撮影写真である。SW3 の護岸前面の水位は SW1 のものと同じであり、両者の波の変形状況はほぼ等しかったために、SW3 の波の状況についての図示を省略する。いずれのケースにおいても、押し波時には砕けた波が護岸に打ち付けており、砕波形態としては砕け寄せ砕波となっていた。護岸に打ち付けた波は、斜面を遡上し、護岸上部の地表面に達していた。地表面の水は海側へ戻るが、一部は地盤内に浸透している様子が観察された。引き波時には、護岸の前浜の水位が低下し、海底面がほぼ露出していた。SW2 は低水位の実



(a) Case SW1



(b) Case SW2

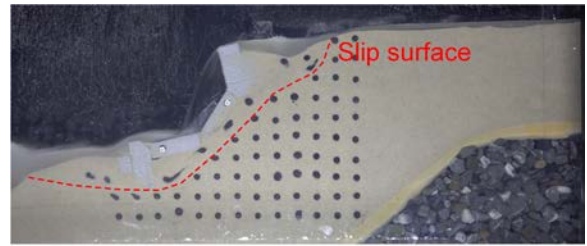
図-3.6 波が来襲する状況

験ケースではあるが、SW1と同様に護岸上部の地表面に水が到達しており、地盤内へ水が浸透していた。

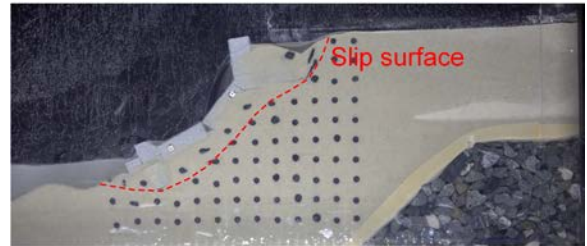
(2) 護岸の破壊特性

破壊する時間や破壊形態は異なるが、最終的にはいずれの実験ケースにおいても引き波時に護岸は破壊した。破壊した際の様子を図-3.7に示している。基本ケースのCase SW1では、法尻ブロック下端と上部工先端をすべりの境界条件として地盤内部にすべり面が発生していた。また、護岸の前浜において洗掘が進んでおり、残留した法尻ブロック前面の地盤内にもすべり面が発現し、護岸内部のすべり面は法尻ブロック下端を通過して、前面のすべり面へとつながっていた。このように、SW1では、地盤内部ですべりが生じて護岸が破壊していた。水位を低くしたSW2においても、破壊が生じる時間が遅れたものの、破壊形態としてはSW1と等しかった。

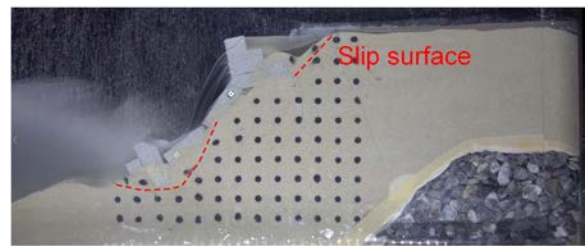
地盤内部の水位を低く設定したCase SW3においては、破壊が生じる時間が他の2ケースに比べてかなり遅いことに加えて、他の2ケースと破壊形態が異なっていた。図



(a) Case SW1



(b) Case SW2



(c) Case SW3

図-3.7 護岸の破壊状況

に示すように、他のケースのような護岸内部でのすべり面は生じず、法尻ブロック前面の地盤が大きく洗掘して法尻ブロックが傾斜し、戻り流れがブロック上部に当たり、最終的に法尻ブロックが動くことで護岸が破壊していた。SW1とSW3の違いは地盤内部の水位条件のみであり、地盤内部の間隙水圧の状態の違いが異なる破壊形態を生んでいた。

(3) 間隙水圧特性

上述のように、いずれの実験ケースにおいても護岸は破壊に至ったが、破壊に至る要因について、間隙水圧の変化から考察する。図-3.8～図-3.10には、各ケースにおいて護岸内部の地盤内で計測した間隙水圧を示している。護岸が破壊した波浪载荷ステップでのものである。各図には、地下水面付近での計測値と法尻ブロック前後での計測値をそれぞれ示している。また、横軸の時間については、浸透時間の相似比 $1/M^2$ を用いて実物換算している。

図-3.8に示した基本ケースのSW1の結果に注目すると、地下水面付近では波の影響によって間隙水圧が変動するが、全体的な傾向として間隙水圧が増加していた。護岸内部の地盤にすべり面が生じた時点では、間隙水圧計P8では移動平均値で18kPaに達しており、初期段階では

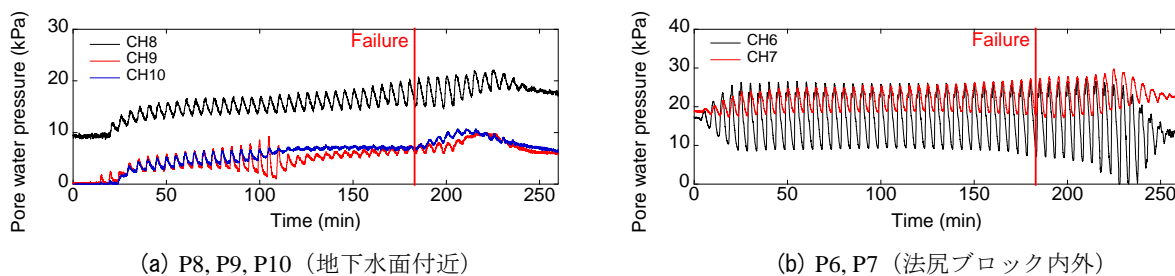


図-3.8 地盤内の間隙水圧 (Case SW1/Step2)

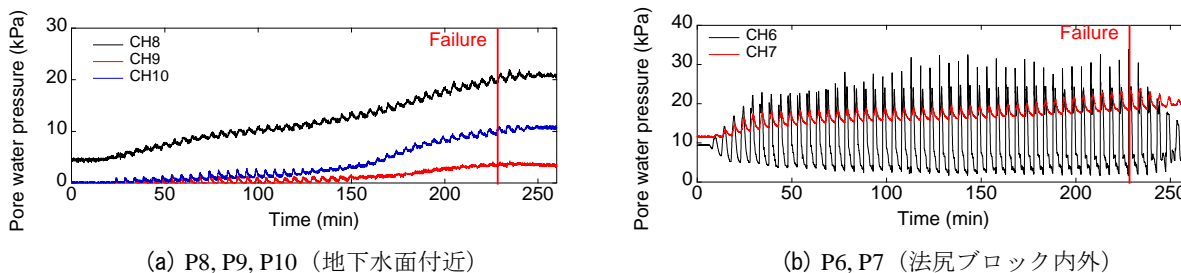


図-3.9 地盤内の間隙水圧 (Case SW2/Step1)

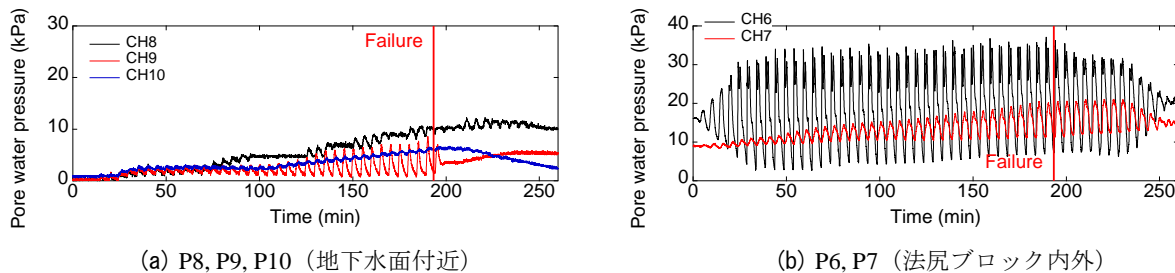


図-3.10 地盤内の間隙水圧 (Case SW3/Step3)

不飽和領域に設置されていて正の間隙水圧が生じていなかった P9 と P10 では、移動平均でそれぞれ 7 kPa, 7 kPa に達していた。これらのことから、護岸背後地盤の飽和化が進んでいたことが分かる。飽和化は地盤を不安定化させることに加えて、地盤の斜面下方への駆動力となる浸透力を発生させる。さらに、法尻ブロック内外の P6 と P7 では、護岸が破壊した際の引き波時に $\Delta p = 11$ kPa の間隙水圧の差分が生じていた。これは法尻ブロックが移動する駆動力となったと考えられる。一方、波による地盤の液状化が生じる可能性が高い P6 では、間隙水圧が蓄積する傾向は見られず、今回の実験条件では繰り返し载荷による地盤の液状化は生じていなかったと言える。

次に、図-3.9 に示した低水位のケース SW2 の結果を見ると、ケース SW1 と同様に、間隙水圧計 P8, P9, P10 の値が上昇し、護岸の破壊時にはそれぞれ移動平均値で 20 kPa, 4 kPa, 10 kPa となっていた。また、引き波時の法尻ブロック内外の P6 と P7 の差分は $\Delta p = 15$ kPa となっていた。地盤内部の間隙水圧も大きく、法尻ブロック内外の水圧差分も大きくなっていた。これらのことから、地盤内部の間

隙水圧が大きくなり、法尻ブロックの水圧差分などが発生し、SW1 と SW2 は同様の間隙水圧の状態となって破壊に至ったと考えられる。

図-3.10 に示した地盤内部の水位を低く保ったケース SW3 では、他のケースと同様に間隙水圧計 P8, P9, P10 の値が上昇し、法尻ブロック内外の水圧差分も発生していた。ただし、護岸破壊時の P8, P9, P10 での移動平均値は 10 kPa, 4 kPa, 6 kPa と比較的小さく、P6 と P7 の差分も $\Delta p = 4$ kPa と小さかった。このように、SW3 は SW1 と SW2 とは異なる間隙水圧の状態にあった。上述のように、実験での撮影画像によると SW3 では法尻ブロック前面の地盤が大きく洗掘し、法尻ブロックが動くことで護岸が破壊に至っていた。これらのことから、SW3 では、地盤内部の間隙水圧が大きくなって破壊に至ったわけではないと考えられる。前面の洗掘を防止するなどの対策を施して法尻ブロックが動かないようにすれば、護岸が破壊しないか、破壊する時間を遅らせられる可能性が高い。

3 つの実験ケースでの護岸の破壊時間について考えてみる。SW1 と SW2 では SW1 の護岸が早く破壊していた。

SW1 では初期水位が高いために、地盤内部での間隙水圧の上昇が速かったためと考えられる。SW3 については、スweep波と 50 波を加えた後、次の 3 つ目の波浪载荷ステップで護岸が破壊していた。法尻ブロックが動かなければ、より破壊を遅らせられた可能性も高い。つまり、SW1, SW2, SW3 の順で破壊時間は遅れており、これは地盤内部の水位が高い順になっていた。海面上昇などの要因で護岸内部の水位が高いほど、護岸の破壊は早くなることが分かった。

4. 円弧すべり計算による安定性評価

遠心模型実験によると、護岸に波が来襲することによって、地盤内の水位に比して前面の水位が大きく変動し、引き波時に前面水位は相対的に低くなる。これに加えて、護岸内部に水が浸透して飽和度が高まって地盤内の浸透力が発生するなどして、護岸が破壊に至っていた。ここでは、円弧すべり計算によって護岸の安定性について評価を試みる。遠心模型実験において地盤のすべり破壊が生じており、円弧すべり計算で安定性を評価できると考えられる。実際のすべり面の形状は純粋な円弧ではなかったが、過去からすべり面が円弧ではない斜面安定問題に対しても円弧すべり計算が利用されており、安定性評価手法としての信頼性も高い。

具体的な計算方法は、港湾での斜面安定問題によく用いられる修正フェレニウス法とした²⁴⁾。修正フェレニウス法では、円弧内の地盤の分割片に作用する力を考える際に、両側面に作用する力の合力の方向が分割片底面の傾斜角に等しいと仮定する。これによって、分割片の底面垂直方向の力のつり合い式において分割片側面の力を無視することができ、簡便に計算できる。応力や間隙水圧の考え方としては全応力解析の考え方をを用いた。全応力解析では、水の重量で浸透力を考慮するために、法尻ブロック周辺の浸透力の影響を正確には反映できない。このため、本計算では耐力作用比 R/S が多少大きめになっていると考えられる。

計算に用いたパラメータを表-4.1 に示している。これらの値は遠心模型実験での各材料の単位体積重量や強度となっている。地盤内の水位が残留し、護岸前面の水位と地盤内の水位に挟まれる部分については、表に、「砂地盤(残留)」としてパラメータを示している。単位体積重量については、起動モーメントの計算では 19.3 kN/m^3 、抵抗モーメントの計算では 9.5 kN/m^3 とした。計算では、基本ケースの Case SW1 を想定して、以下の 4 つの状態を仮定した。

表-4.1 円弧すべり計算のパラメータ

	単位体積重量 (kN/m^3)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 (度)
砂地盤 (水面上)	16.0	0	42
砂地盤 (水面下)	9.5	0	42
砂地盤 (残留)	19.3, 9.5	0	42
碎石	9.8	20	35
ブロック (水面上)	22.5	—	—
ブロック (水面下)	12.7	—	—

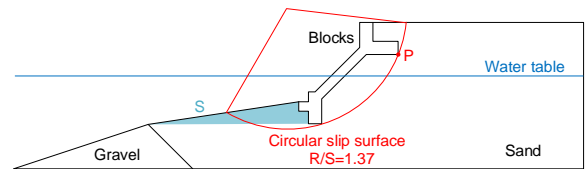


図-4.1 円弧すべり計算の結果 (状態 A)

- A: 波浪来襲前の初期状態
- B: 引き波時の前面水位低下状態（地下水位は残留）
- C: 波が繰り返し来襲した後の背後地盤飽和状態
- D: 法尻ブロック前面が洗掘された状態

状態 B では、初期の水位が地盤内に残留したとして計算を行った。状態 C については、護岸背後地盤の地表面での水位が残留したとした。さらに、状態 D では、状態 C に加えて法尻ブロック前面の地盤（図の領域 S）の単位体積重量と強度を 0 とした。

参考として状態 A での最小の耐力作用比 R/S になる円弧すべり面を図-4.1 に示している。計算の条件として、上部工の先端（点 P）を円弧が通過することとしており、円弧はその点を通過して被覆工下部に位置していた。他の状態 B~D においても、最小の R/S となる円弧の位置はほぼ等しかった。状態 A では $R/S=1.37$ であり、安定性は保たれていた。状態 B では $R/S=1.26$ となって安定性は低下するが、それは 1.0 よりも大きく、破壊には至っていなかった。さらに、状態 C のように背後地盤の残留水位を高めると、 $R/S=1.07$ となり、破壊が近づいていた。最

後に、法尻ブロック前面が洗掘したと仮定した状態 D では、 $R/S=0.86$ となり、1.0 を大きく下回り、護岸は安定性を失うことが分かった。

遠心模型実験の Case SW1 では、護岸背後の地盤での飽和度が高まって法尻ブロックの洗掘が多少進んだ際に、引き波時に護岸が破壊に至っていた。この状態は状態 C ($R/S=1.07$) と状態 D ($R/S=0.86$) の間にあると言え、遠心模型実験と円弧すべり計算の整合性が取れていた。このことから、円弧すべり計算によって護岸における地盤の安定性を評価できる可能性が高いことが分かった。

5. 結論

本研究では、護岸内部の地盤に着目して波による護岸の不安定化について主として実験的な検討を行った。実物スケールの護岸における地盤内応力や間隙水圧を再現するために、模型実験を遠心力場で実施したことに特徴があった。ただし、波を再現する水理実験は重力場で行われることが一般的であったため、波の再現性について初めに明らかにした。次いで、護岸模型に対して実際に波を入射させ、間隙水圧の状態と、地盤の飽和化、海面上昇などが地盤の不安定化に与える影響などについて調べた。その結果、引き波時に護岸内部の地盤ですべり面が発現して破壊に至ることを確認した。その際に地盤内部の間隙水圧は大きくなり、法尻ブロックの水圧差分が発生しており、これらが要因となって破壊に至ったと考えられる。また、実験ケース間の破壊時間を比較することで、海面上昇などの要因で護岸内部の水位が高いほど、護岸の破壊は早くなることが分かった。さらに、円弧すべり計算も用いて、安定性を評価した。その結果、遠心模型実験と円弧すべり計算の結果は整合性が取れており、円弧すべり計算によって護岸における地盤の安定性を評価できる可能性が高いことが分かった。

6. あとがき

本研究では、遠心模型実験手法を用いて波による護岸の不安定化について調べた。波の水理模型実験を遠心力場で行うことは新しく、応力に挙動が依存する地盤を含んだ物理現象の解明に大きく寄与するものと考えられる。ただし、相似則の検証など、実験手法の確立には課題も残されており、今後、現象の解明に加えて、実験手法の確立についても同時に取り組んでいく必要がある。

(2020年9月11日受付)

謝辞

本研究の実施にあたっては、京都大学防災研究所の森信人教授、地盤研究領域の森川嘉之領域長、海洋研究領域の加島寛章主任研究官、地震防災研究領域の近藤明彦主任研究官に多大なるご支援、ご助言をいただいた。また、本研究はJSPS科研費 25820218と17H03308の助成を受けて実施したものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 大河原満, 橋本宏, 斉藤雄三郎: 被災事例から見た海岸堤防・護岸に関する一考察, 海岸工学講演会論文集, Vol. 30, pp. 264-268, 1983.
- 2) 土木学会海岸工学委員会海岸施設設計便覧小委員会編: 海岸施設設計便覧2000年版, 土木学会, pp. 517-525, 2000.
- 3) 加藤史訓, 野口賢二, 諏訪義雄: 海岸堤防・護岸の被災に関する実態調査, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp. I_7-I_12, 2011.
- 4) Takahashi, H. and Morikawa, Y.: Centrifuge model tests examining stability of seawalls subjected to high waves, Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.971-974, 2017.
- 5) Takahashi, H., Morikawa, Y., and Kashima, H.: Centrifuge modelling of breaking waves and seashore ground, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 19, Issue 3, pp. 115-127, 2019.
- 6) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, Vol. 275, pp. 69-77, 1978.
- 7) Iai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 105-118, 1989.
- 8) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹: 津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 52, No. 2, pp. 3-23, 2013.
- 9) Takahashi, H., Fujii, N., Morikawa, Y., and Takano, D.: Development of hydro-geotechnical centrifuge PARI Mark II-R, Technical Note of the Port and Airport Research Institute, No. 1353, 27p., 2019.
- 10) Sekiguchi, H. and Phillips, R.: Generation of water waves in a drum centrifuge, Proceedings of International Conference CENTRIFUGE 91, pp. 343-350, 1991.
- 11) Sekiguchi, H., Kita, K., and Okamoto, O.: Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soils and

- Foundations, Vol. 35, No. 3, pp. 31-42, 1995.
- 12) 馬場慎太郎, 三宅達夫, 金夏永, 鶴ヶ崎和博: 波・地盤・構造物の新しい実験手法, 海岸工学論文集, Vol. 49, pp. 1536-1540, 2002.
 - 13) Gao, F.P. and Randolph, M.F.: Progressive ocean wave modelling in drum centrifuge, *Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2005)*, Taylor & Francis Group, pp. 583-588, 2005.
 - 14) 高橋英紀, 小川慧, 早野公敏, 森川嘉之, 二宮裕介: 造粒固化土を利用した人工海浜の波浪安定性に関する遠心模型実験, 海洋開発論文集, Vol. 26, pp. 687-692, 2010.
 - 15) Taylor, R. N.: *Geotechnical centrifuge technology*, Chapman & Hall: London, UK, pp. 39-42, 1995.
 - 16) 沿岸開発技術研究センター: 数値波動水路の研究・開発, 沿岸開発技術ライブラリー, No. 12, 287p., 2001.
 - 17) Hirt, C.W. and Nichols, B.D.: Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *Journal of Computational Physics*, Vol. 39, Issue 1, pp. 201-225, 1981.
 - 18) Phung, D.H., Tanimoto, K., and Vu, T.C.: Numerical simulation of breaking waves using a two-phase flow model, *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 28, Issue 11, pp. 983-1005, 2004.
 - 19) 桜庭雅明, 榊山勉, 有川太郎, 井上温人, 中平順一, 和田匡央: 波の遡上に対するCADMAS-SURFの適用性の検証, 海洋開発論文集, Vol. 24, pp. 867-872, 2008.
 - 20) Hanzawa, M., Matsumoto, A., and Tanaka, H.: Applicability of CADMAS-SURF to evaluate detached breakwater effects on solitary tsunami wave reduction, *Earth, Planets and Space*, Vol. 64, Issue 10, pp. 955-964, 2012.
 - 21) 合田良実: 砕波指標の整理について, 土木学会論文報告集, No. 180, pp. 39-49, 1970.
 - 22) Takahashi, H., Kitazume, M., Ishibashi, S., and Yamawaki, S.: Evaluating the saturation of model ground by P-wave velocity and modelling of models for a liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 6, Issue 1, pp. 13-25, 2006.
 - 23) Okamura, M. and Inoue, T.: Preparation of fully saturated models for liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 12, Issue 1, pp. 39-46, 2012.
 - 24) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, pp. 749-754, 2018.

港湾空港技術研究所報告 第59巻 第2号

2020.9

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 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/>

Copyright © (2020) by MPAT

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

この資料は、海上・港湾・航空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、複写は海上・港湾・航空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。

CONTENTS

1. Investigation of Applicability of Coral Based Aggregate on Marine Concrete Structures Takahiro NISHIDA, Toru YAMAJI, Kazuhide YONAMINE, Osamu TANIGUCHI, Ryoichi TANAKA, Hiroshi TAKENAKA, Osamu KIYOMIYA.....	3
2. Centrifuge Model Tests for Investigation of Instability of Seawall Ground Due to Ocean Waves Hidenori TAKAHASHI.....	31
3. Interface shear properties between steel-slag-mixed dredged soils and different materials Satoshi MATSUMURA, Takaaki MIZUTANI, Yoshiyuki MORIKAWA, Yuzo AKASHI, Hideki HONDA, Masahiro SHIMIZU.....	51
4. Advanced Method for Identification of Windsea and Swell on the Multi-modal Directional Wave Spectrum Takashi FUJIKI, Koji KAWAGUCHI.....	84