

ISO

Latest revised 2004-10-11

ISO/CD 21650

(部分和訳：2004-10-20)

ISO/TC 98/SC 3/WG 8

Secretariat: SN

Actions from waves and currents

波と流れの作用

Warning

This document is not an ISO International Standard. It is distributed for review and comment. It is subject to change without notice and may not be referred to as an International Standard.

Recipients of this draft are invited to submit, with their comments, notification of any relevant patent rights of which they are aware and to provide supporting documentation.

警告

この文書は ISO「国際規格」ではない。レビューとコメントのために配布されている。本文書は告示無しに変更されることがあり、「国際規格」の文書として引用することはできない。

本案の受領者は、本文中の規定になんらかの特許権利が関連していることに気がついた場合には、それを支持する文書とともに、コメント付きでその旨通知されるよう求められる。

閲覧者各位

1. この文書は「国際基準」技術委員会案として加盟団体へ回覧中のものです。今後、加盟団体からの修正意見等によって幾つかの点で変更されると思われます。上記の警告をご参照ください。
2. 和訳は参考のために添付したものであって若干の誤訳があるかもしれません。「国際規格」としては、英文が正文です。「国際基準」案の内容や表現に疑義のある場合には、英文の記述についてご検討ください。
3. この文書の内容や表現について修正御意見等がおりの方は、2004年12月末日までに[土木学会海岸工学委員会または goda@ecoh.co.jp](mailto:goda@ecoh.co.jp)宛に御意見をお寄せください。

Document type: International Standard

Document subtype:

Document stage: (20) Preparatory

Document language: E

Copyright notice

This ISO document is a working draft or committee draft and is copyright-protected by ISO. While the reproduction of working drafts or committee drafts in any form for use by participants in the ISO standards development process is permitted without prior permission from ISO, neither this document nor any extract from it may be reproduced, stored or transmitted in any form for any other purpose without prior written permission from ISO.

Requests for permission to reproduce this document for the purpose of selling it should be addressed as shown below or to ISO's member body in the country of the requester:

[Indicate the full address, telephone number, fax number, telex number, and electronic mail address, as appropriate, of the Copyright Manager of the ISO member body responsible for the secretariat of the TC or SC within the framework of which the working document has been prepared.]

Reproduction for sales purposes may be subject to royalty payments or a licensing agreement.

Violators may be prosecuted.

著作権の告知

この ISO 文書は作業部会案あるいは委員会案であり、ISO によって著作権が保護されている。ISO 標準の作成過程の関係者が使用するために作業部会案あるいは委員会案を何らかの形で複製することには ISO の事前許可が不要であるけれども、それ以外の目的で ISO の書面による事前許可無しにこの文書あるいは一部の抜粋を複製、保存、あるいは伝送することは認められない。

販売目的での本文書の複製許可の申請は、以下の宛先あるいは申請者の所属国の ISO 加盟機関あてに提出されたい。

[ここには TC98 あるいは TC98/SC3 の住所、電話番号、e-メールアドレスなどが記載される。]

販売目的の複製に対しては、印税支払いあるいは出版契約を必要とする可能性がある。

違反に対しては告訴の可能性がある。

Contents 目次

Copyright notice	著作権の告示	ii
Contents	目次	iii
Foreword	序言	vi
Introduction	序章	v
1 Scope	適用範囲	1
2 Normative references	適用される規格文書	2
3 Terms and definitions	用語と定義	3
4 Symbols	記号	14
5 Basic variables for actions from waves and current	波と流れの作用の基本変数	15
5.1 Water levels	水位	15
5.1.1 Tides	潮汐	15
5.1.2 Storm surges and tsunamis	高潮と津波	15
5.1.3 Joint probabilities of waves and high water level	波と高潮位との結合確率	15
5.2 Waves	波浪	16
5.2.1 Wave heights and periods	波高と周期	16
5.2.2 Wave spectrum	波浪スペクトル	16
5.2.3 Statistics of extreme sea states	極値波浪統計	17
5.2.4 Wave transformation	波の変形	18
5.2.5 Wave crest elevation and wave kinematics	波頂水位と波の運動力学特性	20
5.3 Currents	流れ	21
5.3.1 General	一般	21
5.3.2 Current velocity	流れの速度	21
6 Wave and current actions on structures	構造物に対する波と流れの作用	21
6.1 Wave actions on mound breakwaters	傾斜防波堤に対する波の作用	21
6.2 Wave actions ¹ on vertical and composite breakwaters	直立および混成防波堤に対する波の作用	26
6.3 Wave action on coastal dikes and sea walls	海岸堤防および防波護岸に対する波の作用	28
6.4 Wave and current actions on cylindrical members and isolated structures	柱状部材および孤立構造物に対する波と流れの作用	23
6.5 Wave interaction with floating breakwaters	浮き防波堤と波の相互作用	35
6.6 Wave action on wave screens	防波スクリーンに対する波の作用	36
7 Probabilistic analysis of performance of structures exposed to actions from currents and waves	波と流れの作用にさらされる構造物の挙動の確率論的解析	37
7.1 Examination of uncertainties related to wave and current actions	波と流れの作用に関する不確定性の検討	37
7.2 Reability assessment of structures	構造物の信頼性評価	38
Annex A (informative)	Water levels	水位
Annex B (informative)	Wave action parameters	波の作用のパラメータ
		40
		42

¹ 赤字は今後修正を申し入れる部分である。ただし、序言の部分を除く。

Annex C (informative)	Currents	流れ.....	64
Annex D (informative)	Wave action on rubble mound breakwaters	捨石式傾斜防波堤に対する波の作用.....	67
Annex E (informative)	Wave actions on vertical and composite breakwaters	直立および混成防波堤に対する波の作用.....	88
Annex F (informative)	Wave actions on coastal dikes and sea walls	海岸堤防および防波護岸に対する波の作用.....	93
Annex G (informative)	Wave and current actions on cylindrical members and isolated structures	柱状部材および孤立構造物に対する波と流れの作用.....	104
Annex H (informative)	Wave interaction with floating breakwaters	浮き防波堤と波の相互作用.....	123
Annex I (informative)	Wave action on wave screens	防波スクリーンに対する波の作用.....	127
Annex J (informative)	Probabilistic analysis of performance of structures exposed to actions from wave and current	波と流れの作用にさらされる構造物の挙動の確率論的解析.....	134
Bibliography	文献.....		150

Foreword

ISO (the International Organization for Standardization) is a worldwide federation of national standards bodies (ISO member bodies). The work of preparing International Standards is normally carried out through ISO technical committees. Each member body interested in a subject for which a technical committee has been established has the right to be represented on that committee. International organizations, governmental and non-governmental, in liaison with ISO, also take part in the work. ISO collaborates closely with the International Electrotechnical Commission (IEC) on all matters of electrotechnical standardization.

International Standards are drafted in accordance with the rules given in the ISO/IEC Directives, Part 2.

The main task of technical committees is to prepare International Standards. Draft International Standards adopted by the technical committees are circulated to the member bodies for voting. Publication as an International Standard requires approval by at least 75 % of the member bodies casting a vote.

Attention is drawn to the possibility that some of the elements of this document may be the subject of patent rights. ISO shall not be held responsible for identifying any or all such patent rights.

ISO/WD 21650 was prepared by Technical Committee ISO/TC 98, *Basis for design of structures*, Subcommittee SC 3, *Loads, forces and other actions*.

序言

ISO（国際標準化機構）は各国の標準化団体（ISO加盟団体）の世界連合である。「国際規格」の準備作業はISO技術委員会によって遂行されるのが通常である。設置済みの技術委員会が取り扱う主題に関心のある各国構成団体は当該委員会へ代表を送る権利を有する。政府メンバーおよび非政府組織で構成される国際諸団体もISOとの連携の下にこの作業に参加する。ISOは電子技術標準化の全ての問題について国際電気標準会議（IEC）と緊密に協力する。

「国際規格」はISO/IEC指令書第2部に記載の規則に従って起草される。

技術委員会の主要任務は「国際規格」を準備することである。技術委員会で採択された「国際規格案」は投票のために全加盟団体へ回覧される。「国際規格」としての出版は、票を投じた加盟団体の75%以上の承認を必要とする。

この文書中の記述の一部が特許権の対象になる可能性があることに注意されたい。ISOは、そのような特許権の全てあるいはどれについてもそれを特定する責務を負わされることはない。

ISO/WD 21650は技術委員会ISO/TC 98「構造物の設計の基礎」、小委員会SC 3「荷重、外力、その他の作用」によって準備された。

Introduction

This International Standard, which deals with the actions from waves and currents on structures in the coastal zone and in estuaries, is the first of its kind. Waves and currents and actions from waves and currents on structures in deeper water, especially structures for the petroleum industry, are dealt with in Draft International Standard ISO/DIS 19901-1 and Committee Draft International Standards ISO/CD 19902, ISO/CD 19903 and ISO/CD 19904. Some of the structural elements for deeper water structures and coastal structures are the same, especially elements with cylindrical shapes. There will thus to some extent be an overlap between this standard and other ISO standards on the wave and current actions on cylindrical structural elements. There is though a difference in wave conditions and wave kinematics between coastal waves and deeper water waves.

序章

この「国際規格」は沿岸域とエスチュアリー内の構造物に対する波と流れの作用を取り扱うものであり、この種のものとしては最初である。波と流れおよび深水域の構造物、特に石油産業用の構造物に対する波と流れの作用については、「国際規格案 ISO/DIS 19901 - 1」および「国際規格委員会案 ISO/CD 19901, ISO/CD 19902, ISO/CD 19903, および ISO/CD 19904」で取り扱われている。沿岸域・河川・湖沼内の構造部材の一部、特に柱状部材については深水域の構造部材と同一である。したがって、この標準と他の国際規格との間にはある程度の重複が見られる。しかしながら深海波浪と沿岸波浪とは、波浪条件や波の運動力学特性に差異が存在する。

Actions from waves and currents 波と流れの作用

1 Scope 適用範囲

1.1 General 一般

This International Standard describes the principles of determining the wave and current actions on structures in the coastal zone and estuaries of the type listed in clause 1.2.

この「国際規格」は、沿岸域およびエスチュアリー内に設置される、1.2 節に記載した構造物に対する波と流れの作用を定める基本を記述するものである。

Design will be performed at different level of details:

設計は求められる詳細さの度合いに応じ、異なるレベルで行われる。

- Concepts 概念設計
- Feasibility 概略設計
- Detailed design. 詳細設計

This standard is aimed to serve for the detailed design.

この「国際規格」は詳細設計に適用されることを目的とする。

For the rubble mound structures it is not possible to determine the forces on and the stability of each individual armour unit because of the complex flow around and between each armour unit. But there are formulae and principles to estimate the necessary armour unit mass given the design wave conditions. Coefficients in these formulae are based on hydraulic model tests. Since the rubble mound structures are heavily used, they are included in this standard, although they may not be treated exactly in accordance with ISO 2394.

捨石式傾斜防波堤については、被覆部材の周りの流れが複雑であるため、個々の被覆部材に働く力やその安定性を定めることは不可能である。しかし、与えられた設計波浪条件の下で被覆部材の所要重量を算定する式や算定方法は存在する。これらの算定式の係数は水理模型実験に基づいている。捨石式傾斜構造物に対する波と流れの作用の取り扱いが ISO 2394 の方式とは異なるかもしれないけれども、この構造形式は広範囲に用いられているところから、この国際規格に包含されている。

Wave and current conditions vary for different construction sites. It is very important to assess the wave and current conditions at a given site. Assessment procedures for these conditions and for their uncertainties are included.

波や流れの条件は建設地点ごとに異なる。所定の地点の波と流れの条件を評価することはきわめて重要である。これらの評価手法ならびに結果の不確定性についても記述されている。

1.2 Application 対象構造物

This International Standard gives guidelines for assessing the actions on and to some extent the responses of the following types of structures:

この国際規格は、以下の種類の構造物に作用する荷重を評価し、かつある程度までは構造物の応答を評価するための指針を与えるものである。

Breakwaters	防波堤
- rubble mound breakwaters	捨石式傾斜防波堤
- vertical and composite breakwaters	直立および混成式防波堤
- wave screens	防波スクリーン
- floating breakwaters	浮き防波堤
Coastal dikes	海岸堤防
Sea walls	護岸
Cylindrical structures (jetties, dolphins, light houses, pipelines etc.)	柱状構造物（棧橋，ドルフィン，灯台，パイプライン等）

2 Normative references 参照する規格文書

The following normative documents contain provisions, which, through reference in this text, constitute provisions of this part of ISO/CD 21650. For dated references, subsequent amendments to, or revisions of, any of these publications do not apply. However, parties to agreements based on this part of ISO/CD 21650 are encouraged to investigate the possibility of applying the most recent editions of the normative documents indicated below. For undated references, the latest edition of the normative document referred to applies. Members of ISO and IEC maintain registers of currently valid International Standards.

以下の規格文書は、記述文中における引用の形で、ISO/CD 21650 の本文書の規定を構成する事項を含んでいる。発行年付きの規格文書については、発行年以降の修正版や改訂版は適用外である。しかしながら、ISO/CD 21650 の本文書に基づいて合意する関係者は、下記の引用規格の最新版を適用する可能性について調査することが奨励される。発行年のない規格文書については、引用された規格の最新版が適用される。ISO と IEC の加盟団体は現時点で有効な「国際規格」の登録リストを保持している。

ISO 2394:1998, General principles on reliability for structures.

ISO/DIS 19901-1:Metoccean design and operation conditions.

ISO/CD 19902 Fixed steel structures

ISO/CD 19903 Fixed concrete structures

ISO/CD 19904 Floating structures

3 Terms and definitions 用語と定義

For the purposes of the normative part of ISO CD 21650, the following terms and definitions apply.

以下の用語と定義は ISO CD 21650 の規格文書部分に適用される。

3.1 Definitions 定義

3.1.1

shall

Shall is an absolute requirement that shall be followed strictly in order to conform with the standard

“Shall” は ISO 標準と厳密に合致するよう、絶対的に従うべき事項を示す。

3.1.2

should

Should is a recommendation. Alternative solutions having the same functionality and quality are acceptable

“Should” は推奨規定を示す。同一の機能と品質を保證する代替方法も受け入れられる。

3.1.3

may

May indicates a course of action that is permissible within the limits of the standard (a permission)

“May” は ISO 標準の限界内において許容される行為を示す（許容）。

3.1.4

can

Can-requirements are conditional and indicates a possibility open to the user of the standard

“Can” の記述は条件付きであり、ISO 標準の使用者に開放された可能性を示す。

【注記】

上述の助動詞はその否定形を含め、この日本語訳においては原則として以下のように訳している。

shall: しなければならない；**shall not:** してはならない

should: すべきである；**should not:** すべきではない

may: することができる；**need not:** することができない

can: 可能である；**cannot:** 可能ではない

3.2 Terms 用語²

3.2.1

action 作用

A force (load) applied to the structure by waves and/or currents.

² 用語の和訳は仮に付けたものである。文脈によってはここに示した和訳が必ずしも適切とはならないので注意されたい。

波および/あるいは流れによって構造物に作用する力（荷重）

3.2.2

anchors アンカー

A unit placed on the sea bed, such as ship anchors, piles driven into the seabed or concrete blocks, to which mooring lines are attached to restrain a floating object from excessive movements.

船の錨，海底に打ち込んだ杭，コンクリートブロックなど，浮体の過剰な動きを押しとどめるために係留索に取り付けられる海底に設置されたユニット

3.2.3

annual maximum method 年最大値法

Method of estimating extreme wave heights based on a sample of annual maximum wave heights

年最大波高の標本に基づいて極値波高を推定する方法

3.2.4

armour layer 被覆層

Protective layer on a breakwater, seawall or other rubble mound structures composed of armour units.

被覆材で構成される防波堤，防波護岸その他の捨石式傾斜構造の保護層

3.2.5

armour unit 被覆材

A relatively large quarry stone or concrete shaped unit that is selected to fit specified geometric characteristics and density

比較的大型の採石場から切り出した石あるいは特定の形状寸法と密度を持つコンクリートブロック

3.2.6

astronomical tide 天文潮

Phenomenon of the alternate rising and falling of sea surface solely governed by the astronomical conditions of the sun and the moon, which is predicted with the tidal constituents determined from harmonic analysis of tide level readings over a long period

天文学的条件によってのみ支配される海面の交互の上昇と下降の現象で，長期にわたって読みとられた潮位の調和分解から求められた分潮によって予測される

3.2.7

breakwater 防波堤

A structure protecting a shore area, harbour, anchorage and/or basin from waves

海岸域，港，錨地，および/または泊地を波から防護する構造物

3.2.8

buoyancy 浮力

Resultant of upward forces, exerted by the water on a submerged or floating body, equal to the weight of the water displaced by this body

没水体あるいは浮体に働く水の上向きの力の合力で，その物体によって排除された水の重量に等しい

3.2.9

chart datum (CD) 海図基準面

Reference level for soundings in navigation charts

海図の水深測量の基準面

3.2.10

core コア

An inner portion of a breakwater, dike and rubble mound structures, often with small permeability

防波堤，堤防および捨石式傾斜構造物の中心部分で，若干の透水性を持つことが多い

3.2.11

crest 天端または波頂

1. Highest point of a coastal structure. 2. Highest point of a wave profile

1. 海岸構造物の最高点，2. 波形の最高点

3.2.12

crown wall クラウンウォール

Concrete superstructure on a rubble mound

捨石マウンドのコンクリート上部工

3.2.13

datum level 基準面

Reference level for survey, design, construction and maintenance of coastal and maritime structures, often set at a chart datum or national geodetic datum

海岸および海中構造物の測量，設計，建設および維持のために基準となる高さの面で，海図基準面またはその国の測地基準面にとられることが多い

3.2.14

deep water 深水域

Water of such a depth that surface waves are little affected by bottom topography, being larger than about one-half the wavelength

表面波が海底地形によってほとんど影響されないような，水深が波長のほぼ 1/2 以上の深さの水域

3.2.15

design water level (DWL) 設計水位

Water level selected for functional design, structural design and stability analysis of marine structures. Generally it is the water level that mostly affects the safety of the structures and/or facilities in question. DWL is chosen in view of the acceptable level of risk of failure and/or damage.

海中の構造物の機能設計，構造設計，および安定性解析に選択される水位。一般に，対象とする構造物および/あるいは施設の安全性に最も影響する水位である。設計水位は破壊および/あるいは被害の危険性の許容レベルを考慮して選択される。

3.2.16

density driven currents 密度流

The influx of fresh water from run-off from land often after passing through estuaries, has the effect of reducing the salinity, and hence also the density, of coastal waters. For a similar heat flux through the sea surface, the shallower water near the coast undergoes larger changes in temperature than the deeper water. As a result of these effects coastal waters are usually areas of relatively large horizontal gradients of salinity, temperature and hence density, often associated with changes in currents.

しばしばエスチュアリーを通して陸地から流出した淡水の流れは海岸域の水の塩分，ひいてはまた密度を下げる効果を持つ。同じような海面からの熱の流れに対して，浅い海岸域の水は深海域に比べて大きな温度変化を生じる。これらの結果として，海岸域は水の塩分，温度，したがって密度の比較的大きな水平勾配を持つ水域であり，しばしば流れの変化を伴う。

3.2.17

diffraction coefficient 回折係数

Ratio of the height of diffracted waves to the height of incident waves

入射波高に対する回折波の波高の比

3.2.18

dike berms 堤防小段

Nearly horizontal area in the seaward and landward dike slope which are primarily built to provide access for maintenance and amenity and which reduce wave run-up and overtopping

堤防の海側と岸側に設けられるほぼ水平な部分で、主として維持およびアメニティ用のアクセスとして設置され、また波の遡上や越波を減少させる

3.2.19

dike toe 堤防法先

The dike toe terminates the base of the dike on its seaward face. Various toe constructions are used to prevent undermining of the dike.

堤防法先は、堤防基面において海側斜面が終わるところである。堤防の下の掘り崩しを防ぐためいろいろな工法が用いられる。

3.2.20

directional spreading function 方向分布関数

Function expressing the relative distribution of wave energy in the directional domain

方向帯域における波のエネルギーの相対分布を表す関数

3.2.21

directional wave spectrum 波の方向スペクトル

Function expressing the energy density distribution of waves in the frequency and directional domains, being expressed as the product of frequency wave spectrum and the directional spreading function

周波数および方向帯域における波のエネルギー密度の分布を表す関数で、波の周波数スペクトルと方向分布関数の積で表される

3.2.22

drag coefficient 抗力係数

Coefficient used in the Morison equation to determine the drag force

モリソン公式で使用される抗力を定める係数

3.2.23

extreme sea state 高波

State of waves occurring a few dozen times a year to once in many years, being expressed with the significant wave height and the mean or significant wave period at the peak of storm event

NOTE -The term of extreme waves is sometimes used instead of extreme sea state.

年に数十回から何年に一度起きるような大時化の状態を指し、最も海が荒れたときの有義波高と平均あるいは有義波周期で表される

注記：extreme sea state の代わりに extreme waves の用語が使われることもある。

3.2.24

filter フィルター

Intermediate layer, preventing fine materials of an underlayer from being washed through the voids of an upper layer

上の層の空隙を通じて下の層の細粒分が洗い出されるのを防止するための中間層

3.2.25

floating breakwater 浮き防波堤

A moored floating object to reduce wave heights in the area behind it ~~the floating breakwater~~

背後水域の波高を減少させるための係留浮体

3.2.26

foreshore 極浅水域

Shallow water zone near the shore on which coastal dikes, seawalls and other structures are built.

NOTE – In beach morphology the term foreshore is used to denote the part of the shore lying between the crest of the seaward berm and the ordinary low water mark

海岸堤防，防波護岸，その他の構造物が築かれる岸近くの浅い水域

注記：海浜変形の問題では，foreshore の用語が通常の低水位線と海側のバームの天端との間の浜の部分に用いられる。

3.2.27

frequency wave spectrum 波の周波数スペクトル

Function expressing the energy density distribution of waves in the frequency domain

周波数帯域における波のエネルギー密度の分布を表す関数

3.2.28

geotextile ジオテキスタイル

Synthetic fabric which may be woven or non-woven used as a filter

フィルターとして使われる合成繊維の織布または不織布

3.2.29

highest astronomical tide (HAT) 天文最高高潮位

Tide at the highest level that can be predicted to occur under average meteorological conditions and under any combination of astronomical conditions

NOTE – HAT is not reached every year and does not represent the highest sea level that can be reached, because storm surges and tsunamis may cause considerably higher levels to occur

平均的気象条件の下で，いろいろな天文上の組み合わせのうちで起きると予測される最も高い潮位

注記：天文最高高潮位は毎年起きるわけではなく，また到達可能な最高水位を代表しない。というのは，高潮や津波が遙かに高い潮位をもたらす得るからである。

3.2.30

highest wave height 最高波高

Height of the highest wave of a given wave record or that in a wave train under a given sea state

与えられた波形記録あるいは所与の波浪条件の波列の中で最大の波の波高

3.2.31

impulsive wave pressure 衝撃波圧

Water pressure of high peak intensity with a very short duration induced by the collision of the front surface of a breaking wave with a structure or the collision of a rising wave surface with a horizontal or slightly inclined deck of a pier

砕波の前面が構造物と衝突，あるいは上昇する波面が栈橋の水平または僅かに傾いた上床面と衝突することによって惹起される高いピーク値の波圧で，その継続時間は非常に短い

3.2.32

inertia coefficient 慣性(力)係数

Coefficient used in the Morison equation to determine the inertia force

モリソン公式で使用される慣性力を定める係数

3.2.33

international marine chart datum (IMCD) 国際的航海図基準面

Chart datum set at the lowest astronomical tide level, as adopted by the International Hydrographic Organization (IHO)

国際水路機関によって採択された，天文最低低潮位に設定された航海図基準面

3.2.34

jetty (Europe) – pier (USA) 栈橋

A deck structure supported by vertical and possibly inclined piles extending into the sea, frequently in a direction normal to the coastline

多くは海岸線に直角方向に海に伸びた、鉛直および斜杭で支持された床板構造物

3.2.35

lift coefficient 揚力係数

Coefficient used to determine the lift force

揚力を定めるために使われる係数

3.2.36

lowest astronomical tide (LAT) 天文最低低潮位 (面)

Tide at the lowest level that can be predicted to occur under average meteorological conditions and under any combination of astronomical conditions.

NOTE – LAT is not reached every year and does not represent the lowest sea level ~~which~~ that can be reached, because storm surges (negative) and tsunamis may cause considerably lower levels to occur.

平均的气象条件の下で、いろいろな天文上の組み合わせのうちで起きると予測される最も低い潮位

注記：天文最低低潮位は毎年起きるわけではなく、また到達可能な最低水位を代表しない。というのは、高潮や津波が遙かに低い潮位をもたらす得るからである。

3.2.37

mean high water springs (MHWS) 大潮平均高潮位 (面)

average height of high waters, occurring at the time of spring tides

大潮時に起きる高潮の平均高さ

3.2.38

mean low water springs (MLWS) 大潮平均低潮位 (面)

Average height of low waters occurring at the time of the spring tides

大潮時に起きる低潮の平均高さ

3.2.39

mean sea level (MSL) 平均海面

Average height of the sea level for all stages of the tide over a 19-year period, generally determined from hourly height readings

19年以上の期間にわたる全ての海面高の平均の高さで、一般には毎時の潮位観測値から定める

3.2.40

mean water level (MWL) 平均水位

Average elevation of the water surface over given time period, usually determined from hourly tidal level readings

NOTE – The monthly mean water level varies around seasons by a few tens of centimetres.

所与の期間にわたる海面の平均の高さで、一般には毎時の潮位観測値から定める

注記：月平均水位は季節によって数十センチメートルの幅で変動する。

3.2.41

mean wave period 平均 (波) 周期

Average period of all waves among a given wave record

NOTE – The mean wave period is often estimated from the spectral information obtained from a wave record. (See 5.2.1)

与えられた波形記録中の全ての波の周期の平均

注記：平均波周期はしばしば波形記録から得られるスペクトル情報から推定される。

3.2.42**moorings 係留索**

Ropes, wires or chains to hold a floating object in position

係留物体をその位置にとどめるためのロープ、ワイヤー、またはチェーン

3.2.43**overtopping 越波**

Passing of water over the top of a structure as a result of wave runup or surge action

波の遡上または押し寄せによって構造物の頂部を乗り越える水の通過

3.2.44**parapet パラベット**

Low wall built along the crest of a seawall

防波護岸の天端に沿って築かれる低い壁

3.2.45**peaks-over-threshold method 極値時系列法**

Method of estimating extreme wave heights based on a sample of peak heights of storm waves exceeding some threshold level, often abbreviated as the POT method

ある閾値を超える高波のピーク値の標本に基づいて極値波高を推定する方法で、しばしば POT 法と略記される。

3.2.46**peak wave period ピーク波周期**

Period corresponding to the peak of frequency wave spectrum

波の周波数スペクトルのピークに対応する周期

3.2.47**permeability 透水性**

Capacity of bulk material (sand, crushed rock, soft rock in situ) in permitting movement of water through its pores

かさばった材料（砂、採石、現場の軟岩）がその空隙を通じて水の通過を許す能力

3.2.48**pier (USA) – jetty (Europe) 棧橋**

A deck structure supported by vertical and possibly inclined piles extending into the sea frequently in a direction normal to the coast line

多くは海岸線に直角方向に海に伸びた、鉛直および斜杭で支持された床板構造物

3.2.49**pipeline パイプライン**

Structure composed of long extension of pipes to carry water, oil, gas, sewage etc.

水、石油、ガス、下水などを運ぶための大延長のパイプの構造物

3.2.50**pipng パイピング**

Erosion of closed flow channels caused by water flowing through soil usually underneath the dike body. Soil particles are carried about by seepage flow, thus endangering the stability of the dike .

普通は堤防本体の下の土を抜ける水流に起因する地中水路の侵食現象。土粒子は浸透流によって運び去られ、それによって堤防の安定性を脅かす。

3.2.51**pore pressure 間隙水圧**

Interstitial pressure of water within a mass of soil or rock

土または石の集合体の間隙内の水圧

3.2.52**porosity 空隙率**

Percentage of the volume within a structure composed of soil or granular materials not occupied by solid particles but by air and water in terms of the total volume

土あるいは粒状材料で構成される構造物で、固体粒子ではなく空気および水によって占められる体積の全体に対する百分率

3.2.53**refraction coefficient 屈折係数**

Ratio of the height of waves having been affected by the refraction effect in shallow water to their height in deep water with the shoaling effect eliminated

浅水効果を取り除いた、浅水域の波の屈折効果によって影響を受けた波高と深水波高との比

3.2.54**reflection coefficient 反射率**

Ratio of the height of reflected waves to the height of incident waves

入射波高に対する反射波の波高の比

3.2.55**revetment 被覆工**

Cladding of concrete slabs, asphalt, clay, grass and other materials to protect the surface of a sea dike against erosion

海岸堤防の表面を侵食から防止するためのコンクリートスラブ、アスファルト、粘土、芝その他の材料による被覆

3.2.56**rip-rap 雑石被覆工**

Usually, well-graded quarry stone, randomly placed as an armour layer to prevent erosion

普通、洗掘防止の被覆層として設置される粒度の良い雑石の層

3.2.57**rock 岩石**

An aggregate of one or more minerals

1 種類または複数の鉱物の集合体

3.2.58**run-up/run-down 波の遡上/遡下**

Phenomenon of waves running up and down the seaward slope of a sloping structure, **their heights being** measured as the vertical distance from the still water level

傾斜構造物の海側斜面を波が遡上および遡下する現象で、その高さは静水位からの鉛直距離として測られる

3.2.59**R-year wave height R年確率波高**

Extreme wave height corresponding to the return period of R years

NOTE – When used, the specific value of R is indicated such as 100-year wave height.

再現期間 R 年に対応する極値波高

注記：使用する際には、100年確率波高などのように指定した R の値を表示する。

3.2.60**scour 洗掘**

Removal of underwater sand and stone material by waves and currents, especially at the base or toe of a structure

波と流れによる，特に構造物の底面または法先での水中の砂や石の材料の除去

3.2.61**sea state シーステート**

Condition of sea surface within a short time span, being expressed with characteristic wave heights, periods and directions

短時間内の海面状態で，波高，周期，および波向の代表値で表示される

3.2.62**seaward dike slope 海側堤防斜面**

Slope of the dike on the seaward side that is generally flatter than 1:4 to reduce wave run-up. It is protected by a revetment made of clay and grass, concrete slabs, asphalt, or stones to prevent erosion.

通常は波の遡上を減らすために勾配 1:4 よりも緩やかにした海側の堤防斜面。侵食を防止するため，粘土と芝，コンクリートスラブ，アスファルト，または石で被覆される。

3.2.63**shallow water 浅水域**

Water of such a depth that surface waves are noticeably affected by bottom topography, being less than about one-half the wavelength

NOTE -Region of water in which waves propagate is sometimes classified into three categories of deepwater, intermediate depth, and shallow water. According to this classification, shallow water represents the zone of depth less than about one-twentieth of the wavelength.

表面波が海底地形によって顕著に影響されるような，深さが波長の 1/2 程度以下の水域

注記：波が伝播する水域は，ときには深水域，中間水深域，浅水域の 3 カテゴリーに分類される。この分類によれば，浅水域は水深が波長の約 1/20 以下の水域を表す。

3.2.64**shoaling coefficient 浅水係数**

Ratio of the height of waves having been affected by the depth change in shallow water to their height in deep water with the refraction effect eliminated

波の屈折効果を取り除いた，浅水域の水深変化によって影響された波高と深水波高との比

3.2.65**shoreward dike slope 岸側堤防斜面**

Slope of dike on the landward side which is generally not steeper than 1:3 to prevent erosion by wave overtopping. It is generally protected by a revetment made of clay/grass

越波による侵食を防止するために通常は勾配 1:3 よりも急にはしない陸側の堤防斜面。通常は防護のために粘土 / 芝で被覆される。

3.2.66**significant wave height 有義波高**

Average height of the one-third highest waves of a given wave record

NOTE – The significant wave height is often estimated from the spectral information obtained from a wave record. (See 5.2.1).

与えられた波形記録中の大きい方から 1/3 の数の波の平均波高

注記：有義波高はしばしば波形記録から得られたスペクトル情報に基づいて推定される。

3.2.67**significant wave period 有義波周期**

Average period of the one-third highest waves of a given wave record

与えられた波形記録中の大きい方から 1/3 の数の波の平均周期

3.2.68**slamming action スラミング作用**

Action when a water surface and a structure suddenly collides

波面が構造物と急に衝突するときの作用

3.2.69**still water level (SWL) 静水位 (面)**

Level of water surface in the absence of any wave and wind action, which is also called the undisturbed water level

波と風の作用が全くないときの水面の高さをいい、undisturbed water level ともいう

3.2.70**stone 石**

Quarried or artificially broken rock for use in construction, either as aggregate or cut into shaped blocks as dimension stone

建設に使われる、山から切り出された石や人手で割られた石で、そのままの集合体あるいは寸法石として形を整えたブロックとして使用

3.2.71**storm surge 高潮**

Phenomenon of the rise of the sea surface above astronomical water level on the open coast, bays and on estuaries due to the action of wind stresses on the water surface, the atmospheric pressure reduction, storm-induced seiches, wave set-up and others

開けた海岸、湾、およびエスチュアリーにおいて、水面への風応力、気圧低下、強風によるセイシュ、ウェーブセットアップその他の作用によって天文潮位以上に海面が上昇する現象

3.2.72**swell うねり**

Wind-generated waves that have advanced out of the wave generating area and are not affected by winds anymore

風で発生した波が発生水域の前方へ抜け出し、風の影響を脱した波

3.2.73**tidal currents 潮流**

Alternative or circulating currents associated with tidal variation. Tides and tidal currents are generally strongly modified by the coastline

潮位変動に伴う往復または循環流。潮汐と潮流は一般に海岸線によって強く影響される。

3.2.74**toe 法先**

Lowest part of sea- and portside breakwater slope, generally forming the transition to the seabed

防波堤の海側および泊地側斜面の最も低い部分で、一般に海底への接続部を形成する。

3.2.75**total sample method 全数あてはめ法**

Method of estimating extreme wave heights by extrapolating a distribution of all the wave heights measured at a site of interest

対象地点で観測された全ての波高の分布を外挿し、極値波高を推定する方法

3.2.76

tsunami 津波

Long waves with the period of several minutes to one hour and the height up to a few tens of meters, which are generated by the vertical movement of sea floor associated with submarine earthquake, by plunging of large mass of earth into water by land slide or volcanic eruption, and other causes

海底地震に伴う海底の鉛直運動、地滑りによる大量の土砂の跳び込み、火山の爆発、その他の原因によって発生する、周期数分から1時間、波高が数十メートルにも達する長周期の波

3.2.77

uplift 揚圧力

Upward water pressure exerted up the base of a structure or pavement due to waves, excluding buoyancy

浮力を除外した、構造物の基面または舗装に作用する波による上向きの波圧

3.2.78

vortex induced vibration (VIV) 渦励起振動

Vibration induced by vortices shed alternatively from either side of a cylinder in a current and/or waves

流れおよび/または波の場で、柱状体の両側から交互に放出される渦によって励起される振動

3.2.79

wave climate³ 波候

Description of wave conditions at a particular location over months, seasons, or years, usually expressed by the statistics of significant wave height, mean or significant wave period, and wave direction

特定地点で月間、季節、または年ごとの波浪状況を記述したもので、普通は有義波高、平均周期または有義波周期、および波向の統計で表示される

3.2.80

wave induced currents 海浜流

Currents in the nearshore zone, which are induced by the horizontal gradient of wave energy flux being attenuated by wave breaking

外浜帯において、砕波による減衰で生じた波エネルギーフラックスの水平勾配によって惹起される流れ

3.2.81

wave overtopping 越波

Water passing over the top of the coastal structure as a result of excessive wave run-up.

NOTE – This definition could serve as a general definition and should not be given individually for each structure

海岸構造物の頂部を波の過剰な遡上によって越える水

注記：この定義は一般的記述として利用するものであり、個々の構造物に個別には与えるべきではない。

3.2.82

wave pressure 波圧

Water pressure exerted on a structure induced by action of waves excluding hydrostatic pressure

静水圧を除外した、波の作用によって構造物に働く水の圧力

³ 原案ではこれ以降の語順がアルファベット順に揃っていないので、並べ替えている。

3.2.83**wave set-up ウェーブセットアップ**

Rise of water level near the shoreline associated with wave decay by breaking

NOTE – Wave set-up may amount to more than 10% of the offshore significant wave height.

砕波による波の減衰に伴う汀線近傍の水位の上昇

注記：ウェーブセットアップは沖波の有義波高の 10% 以上に達することがあり得る。

3.2.84**wave transmission coefficient 波高伝達率**

Ratio of the height of waves transmitted behind a structure to the height of incident waves

構造物の背後へ伝達された波の波高の入射波高に対する比

3.2.85**wind driven current 吹送流**

Currents induced by the wind stress on the sea surface. In coastal waters, wind driven currents are influenced by the bottom topography and the present of coastline

海面への風の応力によって引き起こされる流れ。海岸域では、吹送流は底面地形と海岸線の存在に影響される。

3.2.86**wind set-up 吹き寄せ**

Rise of water level **at** the leeward side of a water body caused by wind stresses on the water surface

水面への風の応力に起因する、水域の風下側における水位の上昇

3.2.87**wind waves 風波**

Waves being generated by and/or developed by wind

風によって発生および/または発達中の波

4 Symbols 記号

$H_{1/3}$ = significant wave height or the average height of highest one-third waves

H_{max} = highest wave height

H_{m0} = significant wave height estimated from wave spectrum

m_n = n -th moment of wave spectrum such as m_0 and m_2

$T_{1/3}$ = significant wave period

T_m = mean wave period

$T_{m0,2}$ = mean wave period estimated from the zero-th and second moments of wave spectrum

T_p = period corresponding to the peak of frequency wave spectrum

5. Basic variables for actions from waves and currents 波と流れの作用の基本変数

5.1 Water levels 水位

5.1.1 Tides 潮汐

The astronomical tide levels at a design site shall be calculated with the tidal constituents obtained through the harmonic analysis of a long-term tide record at the site or those estimated from a nearby tide station.

設計地点における天文潮の高さは、当該地点において長期の潮位記録を調和分解して得られた分潮あるいは近隣の検潮所から推定された分潮を用いて計算しなければならない。

The highest and lowest water levels that have occurred at or near the site should be taken into account in evaluation of the actions from waves and currents.

波と流れの作用の算定に際しては、当該あるいは隣接地点において発生した最高および最低潮位を考慮すべきである。

The datum level for maritime structures shall be established with reference to the International Marine Chart Datum and/or the national geodetic datum levels.

海中に建設される構造物の工事中基準面は、国際的航海基準面および/あるいは当該国の測地基準面に関連づけて設定しなければならない。

5.1.2 Storm surges and tsunamis 高潮および津波

The characteristics of storm surges at a design site should duly be investigated and be taken into consideration in evaluation of the actions from waves and currents.

設計地点における高潮の特性は適切に調査し、波と流れの作用を算定する際に考慮すべきである。

Investigation of storm surges may include data collection and hindcasting of storm surges in the past and numerical evaluation of hypothetical storm surges in the future.

高潮の調査には、過去の記録の収集および追算ならびに将来の仮想高潮の数値計算を含むことができる。

Sets of storm surge water levels and/or storm tides should statistically be analyzed for extremal distribution functions so as to determine R -year storm surge levels.

高潮の潮位および/あるいは偏差のデータについては極値分布関数に対する当てはめを行い、高潮の R 年確率潮位を求めるべきである。

In the locality where the action from tsunami is not negligible, tsunami characteristics at the site should duly be investigated by means of data collection and hindcasting of tsunamis in the past and/or numerical evaluation of hypothetical tsunamis in the future.

津波の作用が無視できない地域にあっては、既往津波の記録の収集および追算ならびに/または将来の仮想津波の数値計算等に基づき、津波の特性を適正に調査すべきである。

5.1.3 Joint probability of waves and high water level 波と高潮位の結合確率

Evaluation of the actions from waves should be made with due consideration for the joint probability of wave height and water level, especially at a site where the water is relatively shallow and breaker heights are controlled by the depth of water under influence of the tide.

波の作用を算定する際には、波高と潮位との結合確率を適正に考慮すべきである。特に、比較的浅い水域で碎波高が潮位の影響下の水深で規定される地点においては配慮が必要である。

The wave measurement data obtained at the location where the largest wave height is limited by the

water depth should not be used for extreme statistical analysis for estimation of storm wave conditions at the water deeper than the site of measurements.

最大波高が水深によって制限されているような地点で観測された波浪データは、観測地点よりも深い箇所の高波を推定するための極値統計解析に使用すべきではない。

5.2 Waves 波浪

5.2.1 Wave heights and periods 波高および周期

The characteristic heights of wind waves and swell for evaluation of the actions from waves should be the significant wave height $H_{1/3}$ and the highest wave height H_{\max} , which are defined by the zero-crossing method in the time domain analysis. Other definitions of wave heights may be used as the characteristic wave heights when a method of evaluation requires the use of such wave heights. The significant wave height may be estimated from the zero-th moment of wave spectrum, m_0 , as being equal to $4.0 m_0^{1/2}$. When this estimation is employed, the symbol H_{m0} should be used instead of $H_{1/3}$ so as to clarify the estimation method of the significant wave height, because they may differ by several percent or more (see Annex B.1.2).

波の作用を算定する際の風波およびうねりの代表波高としては、波形記録のゼロクロス解析から求められる有義波高 $H_{1/3}$ および最高波高 H_{\max} とすべきである。波作用の算定に際してその他の代表波高が必要な場合には、それらの波高を用いることができる。有義波高は、波浪スペクトルの 0 次モーメント m_0 に基づき $4.0m_0^{1/2}$ に等しいとして算定することができる。この推定値を用いる場合には、有義波高の算定方法を明示するために $H_{1/3}$ の代わりに H_{m0} の記号を用いるべきである。これは、この両者間で数パーセント以上の差があり得るからである（付属文書 B.1.2 参照）。

The characteristic periods of wind waves and swell for evaluation of the actions from waves are the significant wave period $T_{1/3}$ and the mean period T_m , which are defined by the zero-crossing method in the time domain analysis, and the spectral peak period T_p , which is obtained from the frequency-domain analysis. The mean period may be estimated from the zero-th and second moments of wave spectrum as being equal to $(m_0/m_2)^{1/2}$. When this estimation is employed, the symbol $T_{m0,2}$ should be used so as to clarify the estimation method of the mean wave period, because the spectrally estimated mean period is generally smaller than the individually counted mean period.

波の作用を算定する際の風波およびうねりの代表周期は、波形記録のゼロクロス解析から求められる有義波周期 $T_{1/3}$ および平均周期 T_m ならびに波形記録の周波数領域解析から得られるスペクトルピーク周期 T_p である。平均周期は、波浪スペクトルの 0 次および 2 次モーメントに基づき $(m_0/m_2)^{1/2}$ に等しいとして算定することができる。スペクトルから算定した平均周期は個々波から算定した周期よりも一般的に短めであるため、この推定値を用いる場合には平均周期の算定方法を明示するために $T_{m0,2}$ の記号を用いるべきである。

Because of random nature of wind waves and swell, the heights and periods of individual waves in a given sea state are distributed over broad ranges of variation. Statistical distributions of individual wave heights and periods should be taken into consideration when evaluating actions from waves in shallow water (see Annex B.1).

風波およびうねりの不規則性のため、所与の海面状況における個々波の波高と周期は広範囲に分布する。浅水域における波作用の算定に当たっては、個々波の波高と周期の分布を考慮すべきである（付属文書 B.1 参照）

5.2.2 Wave spectrum 波浪スペクトル

Characteristics of wind waves and swell may also be represented with the directional wave spectrum, which is expressed as the product of the frequency spectral density function and the directional spreading function. (See Annex B.2)

風波およびうねりの特性は、周波数スペクトル密度関数と方向分布関数の積として表現される波浪方向スペクトルを用いて代表させることもできる（付属文書 B.2 参照）。

When evaluating actions from waves, the information on the wave spectrum being employed should be clearly stated.

波の作用を算定する際には、使用した波浪スペクトルについて明記すべきである。

The extent of the directional spreading of waves becomes narrower in shallow water than in deep water because of wave refraction effect. This change should be taken into consideration when evaluating actions from waves in shallow water.

波の方向分散の度合いは、浅水域においては波の屈折影響によって深水域よりも狭まる。浅水域における波の作用を算定する際には、この方向分散の度合いの変化を考慮すべきである。

When wind waves and swell coexist, wave spectra exhibit multiple peaks. Difficulty is encountered in defining the significant wave period and the spectral peak period as well as the wave direction in case of multi-peaked wave spectra. Evaluation of the action from waves of multi-peaked spectra can be made by calculating contributions of components of wave spectrum, which is constructed by superposing the spectra of wind waves and swell in question.

風波とうねりが共存するとき、波浪スペクトルは複数のピークを持つ。こうしたスペクトルの場合には、有義波周期、ピーク周期および波向を定義することが困難になる。こうした際には、風波とうねりのスペクトルを重ねて得られるスペクトル成分の寄与を計算することによって、複ピークスペクトル波浪の作用を算定することが可能である。

5.2.3 Statistics of extreme sea state 極値波浪統計

Statistics of the wave heights of extreme sea state are defined with an extremal distribution function, return period, and mean rate of extreme events per year. (see Annex B.4)

高波の波高の極値統計は、極値分布関数、再現期間、および極値事象の年間平均発生率で定義される（付属文書 B.4 参照）。

Statistics of extreme sea state at a specific site should be established on the basis of instrumentally measured wave data and/or hindcasted wave data that cover the duration as long as possible.

特定地点における極値波浪統計は、可能な限り長期間にわたる計器観測データおよび/または波浪追算資料に基づいて策定されるべきである。

The method of wave hindcasting should have successfully been calibrated with several storm wave data by instrumental measurements around the site of interest.

波浪追算の手法は、対象地点周辺で波高計によって観測された高波の記録を対象として十分な精度で検定された手法であるべきである。

Caution should be taken for the water depth at which waves have been measured, because a shallow water depth imposes an upper limit to the largest wave height owing to wave decay by breaking.

水深が浅い地点では、砕波による減衰のために最大波高がある上限値で制約されるため、波浪が観測された水深に注意すべきである。

The preferred method of producing the data set of extreme waves is the peaks-over-threshold (POT) method. The annual maximum method may be employed, but the use of the total sample method is discouraged.

極値波浪資料の標本を作成する望ましい方法は極値時系列法（POT）である。年最大値法も使用してよいが、全数当てはめ法の使用は賛同できない。

When estimating the wave height corresponding to a given return period, the confidence interval to account for sample variability should be evaluated and reported.

所定の再現期間に対する波高を推定する際には、標本の統計的変動性に起因する信頼区間を推定し、報告すべきである。

The wave period associated with the return wave height can be determined by referring to empirical joint distributions of wave height and period of extreme wave data.

再現確率波高に対する波周期は、極値波浪資料における波高と周期の経験的相関分布を参照して求めることが可能である。

The highest wave height corresponding to a given return period can be estimated from the result of extreme statistical analysis for the significant wave height, by converting the latter to the former on the basis of the Rayleigh distribution of individual wave heights and the wave transformation analysis.

所定の再現期間に対する最高波高については、個々波の波高のレーリー分布と波浪変形計算に基づいて、有義波高に対する極値波浪解析の結果から換算することが可能である。

5.2.4 Wave transformation 波の変形

5.2.4.1 General 一般

Waves undergo various transformation processes while travelling from deep water toward the shore. The processes include wave shoaling, refraction, diffraction, reflection, transmission, breaking and others. When waves propagate into a region with currents of appreciable strength, the wave heights and direction change. Considerations to be given to these wave transformation processes are described in the following subclauses.

波浪は深海から海岸へ進行する間に種々の変形過程を経る。変形過程には、浅水変形、屈折、回折、反射、伝達波、碎波その他を含む。流れがかなりある水域に波が伝播すると、波高と波向が変化する。これらの波浪変形過程に関する考察は以下の諸節に記述される。

5.2.4.2 Wave shoaling 浅水変形

The process of wave shoaling may be evaluated with the linear wave theory. The shoaling coefficient of wind waves and swell can be calculated by means of either the monochromatic wave method or the spectral method, because the difference between the results by the two methods is a few percent at most.

波の浅水変形の過程は、線形理論を用いて算定することができる。風波およびうねりの浅水係数は、規則波計算法あるいはスペクトル法との差異が最大でも数パーセントであるので、どちらを用いても算定可能である。

When evaluating wave loading on structures, however, it is preferable to take into account the wave non-linearity effect that can cause a large increase of wave height beyond the prediction by the linear wave theory.

波の非線形性によって線形理論による値以上に波高が増大することがあり得るので、構造物への波浪荷重を算定する際には非線形効果を考慮することが望ましい。

5.2.4.3 Wave refraction 波の屈折

Wave transformation by refraction should be evaluated by the directional spectral calculation. For preliminary analysis, however, the calculation with monochromatic waves can be employed for the cases of simple bathymetry because of a relatively small difference between the two calculation methods for such cases (see Annex B5.2).

屈折による波の変形は、方向スペクトル計算によって算定すべきである。ただし、単純な海底地形においては規則波による計算とスペクトル計算との間の差異が比較的小さいので、予備的解析の段階ではそうした地形に対しては規則波を用いて計算することが可能である。

5.2.4.4 Wave diffraction 波の回折

Wave transformation by diffraction behind barriers such as islands and breakwaters shall be evaluated with the directional spectral calculation. Diagrams of multidirectional random wave diffraction can be referred to for the purpose of preliminary analysis. Care should be taken for the directional spreading characteristics of wind waves and swell at the site of interest, because they are the governing factor of random wave diffraction.

島や防波堤などの障害物の背後への波の回折変形は、方向スペクトル計算によって算定しなければならない。予備的解析では、多方向不規則波の回折図表を参照することが可能である。風波およびうねりの方向分散特性は不規則波の回折現象の支配要因であるので、これについては十分に留意すべきである。

When it is expected that wave diffraction take place in association with wave refraction over shoals, an appropriate method of numerical analysis and/or hydraulic model tests should be employed (see Annex B5.3).

浅瀬の上で波の屈折と同時に回折現象も起きることが予測される場合には、適切な数値解析手法および/または水理模型実験を用いるべきである（付属文書 B5.3 参照）。

5.2.4.5 Wave reflection and transmission 波の反射と伝達

The coefficients of wave reflection and transmission of a maritime structure can be estimated by means of hydraulic model tests and/or the knowledge gained through model tests of similar structures in the past.

海中に建設される構造物の反射率および伝達率は、水理模型実験、類似の構造物について過去に行われた模型実験の知見および/または十分に検証された数学モデルに基づいて推定することが可能である。

Influences of reflected waves on harbour tranquillity, structural stability and others should be examined when evaluating actions from waves.

波作用の算定に際しては、構内静穏度、構造物の安定性その他に及ぼす反射波の影響について吟味すべきである。

5.2.4.6 Wave breaking 砕波

Decay and variation of wave heights caused by breaking in the nearshore zone shall be evaluated by taking into account the random nature of waves.

外浜帯内の砕波による波高の減衰および変動については、水理模型実験および/あるいは十分に検証された数学モデルを用い、波の不規則性を考慮して算定しなければならない。

The nearshore zone is characterised by gradual changes in the functional shape of wave height distribution, rise of the mean water level (called wave set-up) and its long-period fluctuation (called the surf beat) by wave actions, and non-zero wave height at the initial shoreline of zero depth. A numerical model for random wave breaking in the nearshore zone should be capable of reproducing such features.

外浜帯は、波高の分布関数形の緩やかな変化、波浪作用による平均水位の上昇（ウェーブセットアップと呼ぶ）と長周期変動（サーフビートと呼ぶ）、ならびに初期水深ゼロの汀線においても波高が有限な値を持つことなどで特徴づけられる。外浜帯での不規則砕波変形の数値モデルは、こうした諸特性の再現を可能とすべきである。

5.2.4.7 Wave transformation by currents 流れによる波の変形

Changes in the heights and directions of waves by currents depend on the current strength and the angle of encounter. Appropriate numerical models and/or hydraulic model tests should be used to evaluate these changes when changes are expected to be significant.

流れによる波高および波向の変化は流速と出会角に依存する。こうした変化が有意な大きさであると予測される場合には、適切な数値モデルおよび/または水理模型実験によってこうした変化を算定すべきである。

5.2.4.8 Other transformations その他の波の変形

Other processes of wave attenuation by bottom friction, soft subsoil damping, and others may be taken into account as necessary when evaluating actions from waves.

波浪作用の算定に際しては、必要に応じて海底摩擦、軟弱地盤層による減衰その他による波高低減の諸過程を考慮することができる。

5.2.5 Wave crest elevation and wave kinematics 波頂水位および波の運動力学特性

5.2.5.1 Wave crest elevation 波頂水位

The height of wave crest above the still water level is larger than one half of the wave height owing to the non-linear nature of water waves. Non-linear wave theories and/or reliable laboratory test data should be referred to when estimating the crest elevation of design waves. The theory and/or laboratory data of monochromatic waves may be applied to the highest individual wave of random waves for estimation of highest wave crest elevation.

静水面上の波頂の高さは、波の非線形性のために静水面下の波の谷の深さよりも大きい。設計波の波頂水位を推定する際には、非線形波浪理論および/または信頼できる室内実験データを参照すべきである。波群中の最高の波頂水位を推定する際には、不規則波中の最高波に対して規則波の理論および/または実験結果を適用することができる。

5.2.5.2 Wave kinematics 波の運動力学特性

The wave kinematics, or the orbital velocities and accelerations of water particles under the action of waves, should be evaluated by means of non-linear wave theories of high accuracy, because the linear wave theory underestimates the orbital velocities especially around the wave crest.

波の運動力学特性、すなわち波による水粒子の軌道運動速度と加速度は、精度の高い非線形波浪理論に基づいて算定すべきである。線形理論では軌道運動を過小評価し、特に波頂付近でその傾向が著しい。

When waves are expected to break at a location at which the actions from waves are to be evaluated, special consideration should be taken in evaluation of the kinematics and the form of the waves because they can be quite different of those of non-breaking waves. Use of hydraulic model tests and/or advanced numerical models is recommended for the evaluation.

波浪作用を算定する地点において砕波が予想される場合には、波の形状および水粒子運動が非砕波のときと大きく異なる可能性があるため、特段の注意を払うべきである。この算定には水理模型実験および/あるいは高度な数値モデルの使用が推奨される。

5.2.5.3 Wave and current kinematics 波と流れの運動力学特性

When currents of appreciable strength coexist with waves, the vector sum of the current velocity and the orbital velocities of particles by waves may be employed in evaluating the kinematics of water particles.

かなりの強さの流れが波と共存するときには、流れの速度と波による水粒子速度のベクトル和を用いて水粒子の運動力学特性を算定することができる。

5.3 Currents 流れ

5.3.1 General 一般

Currents may have an effect on structures, directly and indirectly. Directly they exercise the drag and lift forces on the structure. Indirectly they interfere with the waves and modify the wave kinematics and thus affect the actions from waves and currents. Thus the current – wave interaction should be considered when evaluating the actions from waves and currents unless the currents are weak.

流れは構造物に直接および間接に影響を与える。直接的には構造物に抗力および揚力を作用させる。間接的には波に干渉して水粒子運動を修正し、波と流れの作用に影響を及ぼす。したがって流れが微弱でない限り、波と流れの作用を算定するには流れと波の干渉を考慮すべきである。

Currents in coastal waters may be divided into tidal currents, wind driven currents, density driven currents and wave driven currents.

沿岸域の流れは潮流、吹送流、密度流および海浜流に区分される。

Currents in coastal waters may be affected by the current in the adjacent ocean. The current velocities are in general stronger in coastal waters than in the deeper oceans.

沿岸域の流れは隣接する海洋の流れにも影響されることがある。沿岸域の流れは、より深い海洋の流れよりも一般に流速が大きい。

5.3.2 Current velocity 流れの速度

The current velocity should be expressed in vector form with the absolute magnitude (speed) and the direction or with the velocity components in a coordinate system.

流れの速度はその絶対値（速さ）と方向あるいは座標系の速度成分を用いたベクトルで表示すべきである。

Current velocities at a design site should preferably be investigated by field measurements for a sufficiently long duration time. Where tidal currents are not negligible, measurements should be made at several elevations in the water, because current velocities vary vertically.

設計地点における流れの速度は、望む得れば十分に長期間の現地観測で調査すべきである。潮流が無視できない場所では、14日以上の連続観測を行うべきである。流れの速度は鉛直方向に変化するので、観測は深さ方向の数ヶ所で実施すべきである。

When field measurements are not feasible, numerical computations may be carried out for gaining information on currents. However, calibration of the computations model should have been made with the field measurement data at several in the region of the same coastal waters.

現地観測が不能な場合には、流れの情報を得るために数値計算を行うことができる。しかしながら、計算モデルは同一沿岸域の数地点における現地観測結果を用いて検定を行っておくべきである。

6. Wave and current action on structures 構造物に対する波と流れの作用

6.1 Wave actions on mound breakwaters 傾斜防波堤への波の作用

6.1.1 Definition 定義

Mound breakwaters are characterised by a seaward sloping front and a porous structure. The rear side might be a slope, a vertical face structure or reclaimed land. While the core is most often made of relatively small size wide-graded stone material, the slope surfaces are generally armoured with larger well-sorted rocks or concrete blocks of various shapes. Core and armour layers are separated by filter layers. A monolithic concrete crown wall, sometimes fully or partly sheltered by armour blocks, is used for the crest when access roads are needed or by some other reasons.

傾斜防波堤は海側へ傾斜した法面と内部の空隙構造で特徴づけられる。後面は斜面、直立面構造、または埋立地のいずれかである。内部は比較的小径で粒度が広く分布した石材で築かれるのが大半であるのに対し、傾斜法面は一般に大型で寸法の揃った捨石あるいはさまざまな形状のコンクリートブロックで被覆される。被覆層と内部の間にはフィルター層がはさまれる。防波堤上には、通行路を設ける場合やその他の目的で一体構造のコンクリート上部工が設置され、その前面は被覆ブロックによって一部あるいは全面的に覆われることがある。

Berm breakwaters are a special type of rubble mound breakwaters that allow a certain degree of deformation of slope surfaces under wave actions and reshape themselves to gain stability against further wave actions. A berm is formed around the mean sea level on the seaward side. A horizontal berm is built at construction stage and is allowed to reshape into an S-shape.

バーム式防波堤は特別なタイプの捨石式傾斜防波堤であり、波の作用を受けて傾斜表面のある程度までの変形を許容し、それ以上の波作用に対して安定性を保つように自らを変形させる。バーム（小段）は海側の平均水面付近に形成される。水平バームが建設段階で形作られ、S字形に再成形するのを許容する。

6.1.2 Types of wave actions

Waves break on the sloping front resulting in loading on the armour units, run-up, run-down as well as related pore pressure variations and porous flow inside the structure.

波は傾斜法面で砕け、被覆ブロックに荷重を作用させ、斜面を遡上・遡下し、さらに間隙水圧を変化させて内部に浸透流を発生させる。

The impacts from waves on a breakwater depends on the stage of instability of the waves, i.e. the actions from non-breaking, breaking and broken waves will be different given the same significant wave height and wave steepness.

防波堤に対する波の衝撃の度合いは、波の不安定性の段階に依存する。すなわち、有義波高と波形勾配が同じであっても非砕波、砕波、砕波後の波ではその作用が異なるであろう。

6.1.3 Wave action on seaward armour units

The stability of armour units on slope surfaces against the effect of wave action shall be examined. The wave action on the seaward armour layer is affected by the wave reflection from the structure. The armour stability increases with the increase in porosity and permeability. Further, a low-crested structure where significant overtopping occurs experience less wave loading on the armour units than a structure with a high freely extending crown wall exposed to direct wave action, other things equal.

波浪作用の効果に対する捨石マウンド被覆材の安定性が吟味されなければならない。海側の被覆層に対する波浪作用は、構造物の反射率に影響される。被覆材の安定性は空隙率と透水性の増大につれて向上する。さらに、顕著な越波が生じるような低天端の構造物では、高く立ち上がる天端を有するクラウンウォールが波力に直接さらされるような構造物に比べると、他の条件が同じであれば被覆材に対する波力が小さい。

Due to the complexity of the flow around each armour unit, it has not been possible to evaluate the wave action effect on individual armour units. Instead the required mass of the individual armour units to be stable has been determined through some semi-theoretical concepts leading to formulas with unknown coefficients. These coefficients have been determined through model tests and in some cases also prototype observations.

被覆層に関しては、それぞれの被覆材周辺の流れが複雑であるため、個々の被覆材に対する波の作用を算定することができない。その代わりに、個々の被覆材の安定を保持するための必要質量を、半理論的考察に基づいて導いた未定係数を含む公式で定める方法が用いられてきた。これらの係数の値は模型実験、ある場合には現地観測によって定められてきた。

Assessment of armour stability may be based on semi-empirical formulas (see Annex D.1.3) for less exposed structures falling into the validity range for the formulas, provided that the uncertainties of the formulas are taken into account. Otherwise hydraulic model tests should be performed.

被覆材の安定性は半経験公式（付属文書 D.1.3 参照）に基づいて評価できるが、それが可能なのはその公式の誤差範囲が十分に考慮され、かつ波浪条件がそれほど厳しくなくて公式の有効適用範囲に入る場合である。そうでない場合には、模型実験を行うべきである。

The stability of a berk breakwater depends on the equilibrium of seaward slope shape against the actions of waves during its design working life. The capability of the trunk section in maintaining stability may be checked with empirical formulas but should preferably be examined by hydraulic model tests (see Annex D.2).

バーム式防波堤の安定性は、その設計供用期間内における、波浪作用に対する海側斜面形状の平衡状態の保持能力に依存する。堤幹部が安定性を保持する能力については経験公式でチェックできるけれども、望む得れば水理模型実験で吟味すべきである（付属文書 D.2 参照）。

6.1.4 Wave action on seaward toe 海側法先における波の作用

The stability of a seaward rubble mound toe shall be examined in relation to its supporting function. The stability is mainly affected by the wave-induced flow during run-down. In case of non-depth limited waves the most critical situation will generally be at low water levels. Special consideration should be taken where breaking waves can act directly on the toe and where seabed scour can endanger the stability of the toe.

捨石マウンドの海側法先の安定性は、その支持機能との関係で吟味されなければならない。安定性は主として引き波時の波による流れに影響される。波高が水深で制限されない場合には、一般に低潮面が最も厳しい条件になる。砕波が直接に法先に作用する場合および海底洗掘が法先の安定性をおよびやすく場合には、特別の考慮を払うべきである。

Empirical formulas for assessment of toe block stability, based on model tests, can be used within their validity range for standard toe solutions where no wave breaking takes place on the toe (see Annex D.1.7). However, model tests are generally recommended.

法先ブロックが標準的断面に積まれていて法先で砕波が生じない場合には、模型実験に基づく安定性の経験公式の有効範囲で、その公式を用いて法先被覆材の安定性を評価することができる（付属文書 D.1.7 参照）。しかしながら、一般的には模型実験を行うことが推奨される。

6.1.5 Wave overtopping 越波

The effect of overtopping water and spray should be considered in relation to the function of the breakwater and the activities on and behind the breakwater. Attention should be given to wave transmission, danger to traffic and vessels moored behind the breakwater and damage to infrastructure and goods on hinterlands.

越波した水塊および飛沫の影響は、防波堤の機能ならびに防波堤の天端上と背後の諸活動との関連において考慮されるべきである。すなわち、伝達波、防波堤背後の交通や係留船舶への危険性、ならびに背後地の施設や貨物の被害などに注意すべきである。

Empirical formulas based on model tests for assessment of average overtopping discharge can be used within their validity range (see Annex D.1.4). Where overtopping is a critical factor it is recommended to perform model tests, because the existing formulas have large uncertainties and provide no information on the distribution in time and space of the overtopping water.

模型実験に基づく平均越波流量推定の経験公式は、その有効範囲内で使用可能である（付属書 D.1.4 参照）。越波が支配要因である場合には、模型実験の実施が推奨される。これは、現在の諸公式が大幅な不確実性を伴っており、また越波水塊の時間・空間分布に関する情報を提供できないためである。

6.1.6 Wave action on rear slope armour 背後斜面被覆材に対する波の作用

The stability of the rear slope armour layer should be considered. Overtopping water hitting the rear slope might cause damage to the slope and thus endanger the stability of the breakwater crest. Large pore pressure gradients can enhance the effect by causing a push-out load on the rear side surface blocks. This effect is usually enhanced by the presence of crown wall structures.

背後斜面の被覆層の安定性についても検討すべきである。背後斜面に落下する越波水塊は斜面に損傷をもたらす、ひいては堤頂部の安定性をおびやかすかもしれない。間隙水圧勾配が大きいと、背後斜面の表面のブロックを押し出す力を作用させるという形で影響を及ぼす可能性がある。この影響はクラウンウォールがあることによって増大されるのが普通である。

Assessment of rear slope armour stability should in general be based on model tests due to the lack of reliable formulas.

背後斜面の安定性の評価に当たっては信頼できる公式がないことから、一般に模型実験によるべきである。

6.1.7 Influence of wave action on geotechnical failures 土質工学的破壊に及ぼす波の作用の影響

Wave loading on the slopes together with wave-induced pore pressures in the mound and on the seabed should be considered when examining the stability against geotechnical slip failures.

地盤の滑り破壊に対する安全性を吟味する際には、波浪荷重とともにマウンド内および海底地盤内の波による間隙水圧を考慮すべきである。

Wave loading can be approximated by the weight of water under a wave crest above the design water level, being negative if under a trough, or by the wave pressure acting on the slopes.

波浪荷重は、設計水位から上の波の峰面までの水塊重量（波の谷にあっては負値）あるいは斜面に働く波圧で近似することが可能である。

Pore pressures can be assessed by the use of calibrated numerical models or model tests with due consideration of scale effects.

間隙水圧は、信頼度が確認された数値モデルあるいは縮尺効果を考慮した模型実験によって評価することが可能である。

6.1.8 Wave action on crown walls クラウンウォールに及ぼす波の作用

A freely standing part of a crown wall can experience impulsive wave loads when directly exposed to wave action, while a wall or part of a wall sheltered by armour blocks gets pulsating wave loads. The crown wall base will experience wave-induced forces if situated below the envelope of the phreatic surface. Uplift forces are also generated by waves hitting a recurved wall front (nose for reduction of overtopping). For assessment of the overall stability of the crown wall against sliding and slip failures, the most critical simultaneous combination of the front loading and the uplift forces should be identified.

クラウンウォール前面の直立部に波が直接にぶつかると、衝撃波力が作用する可能性がある。ただし、クラウンウォールの全体あるいは一部が被覆材で覆われている場合には脈動波力となる。クラウンウォールの基面が浸透水の自由表面以下に位置する場合には、そこに波力が作用する。クラウンウォールの前面が沖向きの曲面となっている場合（越波軽減のため）には、そこに上向きの波力が作用する。クラウンウォール全体の滑動および滑り破壊に対する安定性を評価するためには、同時に発生する前面波力と揚圧力の最も危険な組み合わせを考慮すべきである。

Impulsive pressures on the crown wall front are characterized by high peak values of very short duration. The influence of impulsive pressures on the overall stability of the crown wall should be evaluated with due consideration of the dynamic interaction with the foundation. Moreover, the influence of significant air inclusions in the breaking waves hitting the crown wall might be taken into account when transforming model test loadings into prototype.

クラウンウォール前面に作用する衝撃波圧は極めて短時間だけ作用する高いピーク値で特徴づけられる。衝撃波圧がクラウンウォール全体の安定性に及ぼす影響は、基礎との動的相互作用を適切に考慮して評価すべきである。さらに、模

型実験の波力測定結果を実大構造物に換算する際には、クラウンウォールにぶつかる砕波に含まれるかなりの量の気泡の影響も考慮に入れる必要もある。

For the assessment of strength of the crown wall, the load distributions giving the largest tensile stresses in the various parts of the structure should be used. The load results from wave-induced pressures, wave loads transmitted through armour units resting against the wall, dead load from armour units resting against the wall, and reaction forces from the foundation.

クラウンウォールの強度評価に当たっては、クラウンウォールの各部に最大の引っ張り力を与えるような荷重分布を考えるべきである。荷重としては、波圧、クラウンウォール前面の被覆材から伝達される波力、クラウンウォール前面に寄りかかる被覆材の自重、および基礎からの反力がある。

The loadings on crown wall should preferably be determined from model tests with due consideration of 3-dimensional effects caused by obliqueness of the waves and of scale effects. Formulas for wave loads of crown walls are of empirical character and based only on 2-dimensional model tests. (see Annex D.1.10).

クラウンウォールへの荷重は、望む得れば斜め波による3次元効果と縮尺効果を適切に考慮した模型実験から求めるべきである。クラウンウォールに働く波力の公式は経験式であり、2次元模型実験によるものに過ぎない（付属文書 D.1.10 参照）。

6.1.9 Wave action on filter layers フィルター層に対する波の作用

Filter layers should be designed to resist migration of finer mound materials into coarser mound materials caused by wave-induced pressure gradients. Empirical formulas for gradation of filters, based on physical tests and prototype observations, can be used (see Annex D.1.8).

フィルター層は、波による圧力勾配によって小粒径の石が大粒径のマウンド層へ移動させられるのを防止するように設計すべきである。フィルター層の粒径分布に関しては、模型実験および現地観測に基づく経験式を適用することが可能である（付属文書 D.1.8 参照）

6.1.10 Stresses in armour units 被覆材の内部応力

Wave action imposes direct hydraulic loads on armour units with subsequent movements like rocking and displacements of some of the units. This together with gravity forces impose stresses which result in breakage when stresses exceed the material strength. The problem, which is more pronounced for slender types of unreinforced concrete units, should be examined in the design.

波は被覆材に直接に流体力を作用させ、それによって被覆材は動揺し、あるものは転動させられる。この流体力と被覆材の自重によって発生する被覆材の内部応力が部材強度を超えると、被覆材が破断する結果となる。この問題は無筋コンクリート製のスレンダーな形状の被覆材でより多く発生するので、設計段階で吟味すべきである。

Calibrated semi-empirical formulas for stresses can be used (see Annex D.1.9).

内部応力に関しては検証済みの半経験式が適用可能である（付属文書 D.1.9 参照）。

Abrasion and breakage of armour rocks can occur where wave action causes repeated movements of the rocks. The long-term performance should be considered for such cases.

波が捨石をひんぱんに転動させる箇所では、捨石の摩滅や折損が起きる可能性がある。その場合には、捨石の長期挙動について調査すべきである。

Stones for building berm breakwaters should be hard and have sufficient strength against crushing, because stones on the seaward side are forced to roll over large distances by wave actions and subject to abrasion and crushing.

バーム式防波堤にあっては、海側の捨石が波によって多大の距離を転がされ、摩滅や圧壊作用を受けるので、堅牢でかつ破砕に対して十分な強度の石材を用いるべきである。

6.1.11 Seabed scour due to waves and currents 波と流れによる海底洗掘

Waves and currents may cause scour close to and around structures on an erodible seabed. The scour depth should be considered and scour protection should be provided as necessary.

海底が侵食を受けやすい箇所では、構造物の周辺あるいは近隣箇所の海底が波と流れによって洗掘されるかもしれない。洗掘深について検討すべきであり、必要に応じて洗掘対策を講ずるべきである。

6.2 Wave actions on vertical and composite breakwaters 直立および混成防波堤に対する波の作用

6.2.1 Definition of vertical and composite breakwaters 直立および混成防波堤の定義

A vertical breakwater is a structure of rectangular or nearly rectangular cross section having a vertical or nearly vertical front wall extending directly from the seabed or built on top of a thin bedding layer. A composite breakwater is a combined structure with a main body of rectangular or nearly rectangular cross section placed on a rubble mound that is submerged at all tidal levels. The main body is made of masonry works, concrete block works or a reinforced concrete caisson filled with sand etc. A superstructure made of placed-in concrete is constructed on top of it. The cross section of superstructure can be different from a rectangular shape and have a sloped front or other shape. The rubble foundation has berms in front and rear of the main body, and the berms and slopes are covered with armour units for protection against wave actions.

直立防波堤は、海底から直接あるいは薄い敷層の上に立ち上がる直立あるいは直立に近い前壁を有する、矩形あるいはほぼ矩形断面の構造物である。混成防波堤は、常に海面下にある捨石マウンドの上に矩形あるいはほぼ矩形断面の堤体が設置された混成形式の構造物である。堤体は、石積み、ブロック積み、あるいは砂などを充填した鉄筋コンクリートケーソンで構成される。堤体の上には上部工が場所打ちコンクリートで施工される。上部工の断面は、傾斜面あるいは他の形など、矩形断面と異なる可能性がある。捨石マウンドは堤体の前および後に水平な天端面を設け、天端面および法面には波浪作用から保護するために被覆材を設置する。

The front of the main body can be covered with a mound of concrete blocks to reduce the actions from waves on the main body and wave reflection.

堤体の前面は、波の作用ならびに反射を軽減するためにコンクリートブロックのマウンドで被覆されることがある。

A front part of the main body can have an open chamber that is connected with the seaside water through perforation in the front wall for the purpose of partially absorbing wave energy and decreasing the degree of wave reflection by the breakwater.

堤体の前面には、波のエネルギーを部分的に吸収し、防波堤からの波の反射を減少させる目的で、有孔透過壁を介して海側の海水と通じる遊水室を設けることがある。

6.2.2 Types of wave actions on vertical and composite breakwaters 直立および混成防波堤に対する波浪作用の形態

The main actions of waves on vertical and composite breakwaters are the wave pressure on the front wall and the uplift on the bottom of the main body, which govern the overall stability of the main body against sliding, overturning, and foundation failure as well as the integrity of the structural elements.

直立および混成防波堤に対する主要な波浪作用は、堤体の前壁への波圧および底面への揚圧力であり、これらが堤体の滑動、転倒、および基礎の破壊に対する安定性を支配する。

Vertical and composite breakwaters can endure a certain degree of wave overtopping without endangering their structural integrity. Composite breakwaters are susceptible to instability of armour units on rubble foundations caused by wave-induced flow in front of their main bodies. Wave-induced

flow may cause scour of the seabed at the toe of rubble mound, which can cause damage to the rubble foundation.

直立および混成防波堤は、構造上の安全性を損なうことなしに、ある程度の越波を許容できる。混成防波堤は、堤体前面の捨石基礎の被覆材が波による流れで不安定になる危険性を有する。波による流れは捨石前面の海底を洗掘し、捨石基礎に損傷を与える可能性がある。

6.2.3 Wave pressure, uplift, and buoyancy 波圧、揚圧力、および浮力

The actions of waves on the main body of a vertical or composite breakwater should be evaluated for the wave of largest height among random trains of individual waves.

直立および混成防波堤の堤体に及ぼす波浪作用は、不規則波群中の波高最大の波に対して算定すべきである。

The wave pressure and uplift exerted upon the main body should be evaluated by means of appropriate hydraulic model tests or with the extended Goda formula (see Annex E.2). The wave pressure on its rear wall may need to be considered if the waves diffracted from the head towards the rear of the breakwater are not of negligible height. Care should be taken for the difference between the wave pressures for the evaluation of overall stability and those for the design of structural elements. The buoyancy of the immersed part of the main body below the design water level shall be taken into account in the stability analysis of the breakwater.

堤体へ作用する波圧と揚圧力は、適切な水理模型実験または拡張合田式（付属文書 E.2 参照）によって算定すべきである。防波堤の頭部から背後へ回折する波が無視できない大きさのときには、堤体背後の波圧を考慮しなければならない場合がある。波圧は、堤体全体の安全性の検討と構造部材の設計とで異なることに注意すべきである。防波堤の安定計算においては、堤体の設計潮位以下の没水部分に対する浮力を考慮しなければならない。

Under a certain combination of wave conditions, breakwater geometry, and bathymetric features, impulsive breaking wave pressure can exert upon the breakwater. The impulsive pressure is characterized with high peak intensity and a very short duration. When the action of impulsive pressure on the whole or structural elements of the main body needs to be considered in design of breakwaters, it should be evaluated by taking its duration into account together with its peak intensity.

波浪条件、防波堤形状、および海底地形の組み合わせによっては、防波堤に衝撃砕波圧が作用する可能性がある。衝撃波圧は強大なピーク値と極めて短い継続時間で特徴づけられる。堤体の全体あるいはその構造部材に及ぼす衝撃波圧の作用は、そのピーク値と同時に継続時間も考慮して評価すべきである。

6.2.4 Wave overtopping 越波

Depending on the use of the area behind a breakwater, the amount of wave overtopping and the height of waves transmitted behind the breakwater should be examined in determining the crest elevation of a vertical or composite breakwater and the configuration of its superstructure.

直立および混成防波堤の天端高ならびに上部工の形状を定める際には、防波堤背後水域の利用状況に応じ、越波および防波堤背後への伝達波高を検討すべきである。

6.2.5 Wave action on armour units of rubble foundation 捨石基礎の被覆材に対する波の作用

Armour units covering the surface of a rubble foundation shall have the capacity to remain at position under the actions from waves. The minimum mass of armour units required should preferably be determined by means of hydraulic model tests. Three-dimensional tests are recommended for examination of the stability of armour units around a breakwater head. For empirical formulas for estimation of the required mass, see Appendix E.3.

捨石基礎の表面を保護する被覆材は、波浪作用に抵抗してその位置にとどまる能力を持たなければならない。被覆材の最小質量は、望む得れば水理模型実験で定めるべきである。堤頭部の被覆材の安定性については、3次元実験が推奨される。所要質量推定のための経験公式については付属文書 E.3 参照。

6.2.7 Influence of wave action on geotechnical failures 基礎の支持力に対する波浪作用の影響

The main body of a vertical or composite breakwater is subject to the wave pressure on its front wall, superstructure and the rear wall, the uplift on its bottom, and the buoyancy to its immersed part. These loadings, together with its self-weight, give an eccentric and inclined load on the seabed and the surface of the rubble foundation. The eccentric and inclined load can cause geotechnical slip failures within the rubble mound and/or through the seabed foundation when the bearing capacity of the rubble mound and the seabed foundation is insufficient.

直立および混成防波堤の堤体には、前壁、上部工および後壁への波圧、底面への揚圧力、および没水部分への浮力が作用し、これらがその自重に加わって、捨石基礎表面および海底面に偏心傾斜荷重を作用させる。捨石マウンドおよび海底地盤の支持力が不足な場合には、この偏心傾斜荷重によって捨石マウンド内および/あるいは海底地盤内に滑り破壊が発生する可能性がある。

Appropriate methods for stability analysis against slip failures should be employed to ensure the safety of vertical and composite breakwaters (see Appendix E.4).

直立および混成防波堤の安定計算では、滑り破壊に対する適切な解析方法を用いるべきである（付属文書 E.4 参照）。

6.2.8 Seabed scour due to waves and currents 波と流れによる海底洗掘

Waves and currents may cause scour close to and around structures on an erodible seabed. The scour depth should be considered and scour protection should be provided as necessary.

海底が侵食を受けやすい箇所では、構造物の周辺あるいは近隣箇所の海底が波と流れによって洗掘されるかもしれない。洗掘深について検討すべきであり、必要に応じて洗掘対策を講ずるべきである。

6.3 Wave actions on coastal dikes and seawalls 海岸堤防および防波護岸に対する波の作用

6.3.1 Coastal dikes 海岸堤防

6.3.1.1 Definition 定義

Coastal dikes are man-made sloped soil structures parallel to the shore to protect the hinterland against erosion and flooding. They may be sea dikes along coastal shorelines and estuary dikes in a river estuary. These dikes are characterised by mild slopes on the seaward side (usually between 1:4 and 1:6)) and on the shoreward side (usually 1:2 to 1:4). Very often, berms are part of the seaward and/or shoreward side of the dike (e.g. dike access roads). Coastal dikes are generally built of sand and/or clay and are covered by different materials such as grass, asphalt, stone or concrete revetments, etc.

海岸堤防は背後地を侵食および氾濫から防護するために海岸に平行に人工的に築かれる傾斜土構造物である。海岸線に沿う堤防とエスチュアリー沿いの堤防とがある。これらの堤防は、海側および陸側の緩やかな斜面（海側は普通 1:4 ~ 1:6、陸側は普通 1:2 ~ 1:4）で特徴づけられる。海岸堤防には海側および/あるいは陸側斜面に小段（堤防へのアクセス道路）を設けることが非常に多い。海岸堤防は砂および/あるいは粘土で築かれ、芝、アスファルト、石張り、あるいはコンクリート舗装などさまざまな材料で覆われる。

6.3.1.2 Types of wave actions

Wave and current actions on coastal dikes include:

- Wave loading (including impact loading by breakers) on the seaward slope of the dike
- Wave run-up and run-down on the seaward slope of the dike (incl. layer thickness and velocities)
- Wave overtopping over the dike crest
- Infiltration due to wave run-up and run-down in the dike core

Wave actions on coastal dikes shall be evaluated for the design wave height and wave period (Subclause 5.2) and for a design water level (DWL) taking into account the water depth and tidal variations in front of the dike. If relevant, the influence of the shape of wave spectra should be accounted for.

海岸堤防への波と流れの作用に含まれるものは：

- 堤防の海側斜面への波浪荷重（砕波による衝撃荷重を含む）
- 堤防の海側斜面への波の遡上および遡下（層厚および流速を含む）
- 堤防頂部の越波
- 波の遡上および遡下による堤防内部への浸透

海岸堤防への波浪作用は前面の水深と潮位変化を考慮し、設計潮位（DWL）において設計波高と周期（5.2 節）に対して算定しなければならない。必要ならば、波スペクトルの形状の影響を考慮すべきである。

6.3.1.3 Wave actions on seaward slope 海側斜面への波浪作用

With respect to the seaward slope, the wave run-up height shall be assessed with due consideration of wave breaking (breaker index) since wave run-up height is the governing factor for determination of the crest elevation. The run-up and run-down flow (layer thickness and velocity), infiltration, phreatic water level in the dike body, wave induced uplift forces underneath the revetment or cover layer, and wave impact loads on the seaward side of the dike should be considered (Annex F) when relevant.

海側斜面に関しては波の遡上高が天端高を決定するので、砕波（砕波指標）を考慮して波の遡上高を評価しなければならない。遡上および遡下流（層厚と流速）、内部浸透、堤防内部の浸透水位、舗装あるいは保護層の下の波による揚圧力、および堤防の海側斜面への波浪衝撃荷重を必要に応じ考慮すべきである（付属文書 F）。

6.3.1.4 Wave actions on seaward toe 海側法先への波浪作用

The stability of a seaward toe at a sea dike should be examined to ensure the support of the dike body. Therefore, the stone mass required should be accounted for by hydraulic model tests, empirical formulae or experience. Wave-induced run-up and run-down during lower water levels will mainly affect the stability of the toe and thus needs to be considered (see Annex F).

海岸堤防の海側法先は、堤体を十分に支持できるだけの安定性を保持することを確認すべきである。したがって、捨石の所要質量を水理模型実験、経験公式、あるいは既往実績で定めるべきである。低潮位における波の遡上と遡下は法先の安定性に影響するであろうから、検討が必要である（付属文書 F 参照）。

6.3.1.5 Wave overtopping 越波

Wave-induced overtopping over the dike crest shall be assessed since overtopping waves can induce damage to the shoreward side of the dike. Empirical formulae can be used to predict mean and peak overtopping discharges (see Annex F). Damages to the dike body or hazards resulting from wave overtopping can be avoided when the dike is designed for allowable overtopping rates taking into account local conditions of the dike and the hinterland. Where overtopping is a critical factor hydraulic model tests are recommended since individual overtopping rates, which induce damage to the dike body, differ significantly from mean overtopping rates.

海岸堤防を越波した波は堤防の陸側に損傷を与える可能性があるため、堤頂の越波量を算定しなければならない。越波流量の平均およびピーク値の予測については経験公式が使用可能である（付属文書 F 参照）。海岸堤防が堤防および背後地の地域条件を考慮した許容越波流量に対して設計されていれば、堤防本体の越波被害あるいは波及被害を避けることが可能である。越波が支配的要因である場合には、堤防本体に損傷を与える個々波の越波量が平均越波流量から大きく異なるので、水理模型実験が推奨される。

6.3.1.6 Wave actions on dike crest and shoreward slope 堤体頂部および岸側斜面への波浪作用

The crest height of the dike shall be sufficiently large to prevent wave overtopping rates higher than the allowable rate under the design condition. Overtopping or overflowing water may result in considerable damage of the rear slope of the dike and may eventually lead to total collapse of the dike body. Hydraulic model tests should be performed to assess the stability of the rear slope by providing information on the mean wave overtopping rate, individual overtopping volumes per wave, the layer thickness and velocity of the overtopping bore on both the dike crest and inner slope. Empirical formulae to assess these parameters can be found in references of Annex F.

堤防の天端は、設計条件において許容される値を超える越波流量を防止するに十分な高さでなければならない。越波あるいは越波水塊は堤防の裏斜面に相当の損傷を及ぼし、結果として堤防本体の前面崩壊を導くかもしれない。裏斜面の安定性を評価するために水理模型実験を行い、平均越波流量、個々の波ごとの越波量、堤防天端および裏斜面の越波水流の層厚と流速についての情報を取得すべきである。これらのパラメータを評価するための経験公式は付属文書 F の引用文献に見いだされる。

6.3.1.7 Influence of wave action on geotechnical failures 地盤の支持力に対する波浪作用の影響

Geotechnical failures may be induced by wave actions on the dike and therefore need to be examined as they affect the overall stability of the dike body. Empirical and analytical models are available to account for these processes (see references in Annex F).

海岸堤防への波浪作用によって地盤の支持力が失われることがあり、これは堤防本体の安定性に影響するので、検討が必要である。こうしたプロセスについては半経験および解析モデルが利用できる（付属文書 F 中の引用文献参照）。

6.3.1.8 Seabed scour due to waves and currents 波と流れによる海底洗掘

Waves and currents may cause scour close to and around structures on an erodible seabed. The scour depth should be considered and scour protection should be provided as necessary.

海底が侵食を受けやすい箇所では、構造物の周辺あるいは近隣箇所の海底が波と流れによって洗掘されるかもしれない。洗掘深について検討すべきであり、必要に応じて洗掘対策を講ずるべきである。

6.3.2 Seawalls 防波護岸

6.3.2.1 Definition 定義

Seawalls are onshore or foreshore structures generally parallel to the shoreline. They are built as vertical face structures such as gravity concrete walls, steel or concrete sheet pile walls, and stone filled cribworks or as sloping structures with revetment typically made of concrete slabs, concrete armour units or rock armour. The principal function of seawalls is to reinforce a part of the coastal profile and to protect land and infrastructures from the action of waves and flooding.

防波護岸は、一般に海岸線に平行な陸上あるいはごく浅い海中の構造物である。これらは重力式コンクリート壁、鋼矢板またはコンクリート矢板壁、石枠積み構造などの直立面を有する構造物、あるいはコンクリートスラブ、コンクリートブロックまたは捨石で被覆された傾斜構造物として構築される。防波護岸の主要機能は、海岸の横断面の一部を補強し、陸地および社会資本施設を波浪作用と氾濫から防護することである。

6.3.2.2 Classification and structural components of seawalls

With respect to the effect of wave actions, two main categorisations of seawalls shall be distinguished: (1) sloping or vertical and (2) porous or non-porous seawalls. Irrespective of the type of seawall three main structural components shall be distinguished: the body (which includes the front face and the core), the toe and the crest (which includes the rear face).

防波護岸は波浪作用の観点から (1) 傾斜型と直立型, (2) 有空隙型と非空隙型に差別化されなければならない。防波護岸の分類にかかわらず, 3つの主要構造要素を明確化しなければならない。すなわち, 本体 (前面と内部を含む), 法先, および堤頂 (裏法面を含む)。

6.3.2.3 Types of wave actions 波浪作用の形態

Wave actions on seawalls shall be evaluated for the design wave height and wave period (Section 5.2) and for a design water level (DWL) taking into account the water depth and tidal variations in front of the seawall. The crest height shall be evaluated under due consideration of the total allowable overtopping rate and the shape of the seawall.

防波護岸への波浪作用は, 前面の水深と潮位変化を考慮し, 設計潮位 (DWL) において設計波高と周期 (5.2 節) に対して算定しなければならない。天端高は許容し得る越波の総量と護岸形状を考慮して算定しなければならない。

The following factors associated with the stability of the structure components including body (front face, filter layer, core), toe and crest (different types of crests and rear face) shall be considered: (i) horizontal wave forces (positive and negative); (ii) wave up-lift forces; (iii) hydraulic stability of revetments, incl. filters; and (iv) internal water pressure in the body and seepage flow.

海岸堤防の構造要素である堤体 (前面, フィルター層, 内部), 法先および堤頂 (種々の天端形状と裏法面) の安定性に関連する以下の事項を考慮しなければならない: (i) 水平波力 (正および負); (ii) 波の揚圧力; (iii) フィルター層を含む被覆層の水理的安定性; および (iv) 本体内の内部水圧および浸透流。

6.3.2.4 Wave reflection 波の反射

Seawalls will reflect some proportion of the incident waves and these reflections may have significant impact on the wave pattern and the sediment transport on the coastal regime in front of the sea wall. The influence of wave reflections from seawalls should therefore be investigated. Reflection coefficients can be estimated from empirical formulae for perpendicular wave attack (see references in Annex F).

防波護岸は入射波の一部を反射するであろうし, そうした反射波は護岸前面の波浪状況および海岸域の底質輸送に多大の影響を与えるかもしれない。したがって, 防波護岸からの波の反射の影響について調査すべきである。波が正面から入射するときの反射率は経験公式で推定することが可能性である (付属文書 F 中の引用文参照)。

6.3.2.5 Wave actions on seaward slope 海側斜面への波浪作用

Wave actions on the seaward slope of a seawall are to a large extent dependent on the type of armour used for its protection. Wave climate and type of protection shall be examined together and selection of armour material shall be selected accordingly. Hydraulic model tests may be required to assess the stability of the selected material on the seaward slope. Empirical formulae can also be used (see references in Annex F).

防波護岸の海側斜面への波浪作用は, 斜面保護に用いられる被覆材の種類に大きく依存する。波候とともに被覆工の種類を精査し, それにしたがって被覆材料を選定しなければならない。海側斜面用に選定された材料の安定性を評価するため水理模型実験が必要となるかもしれない。経験公式もまた使用可能である (付属文書 F 中の引用文献参照)。

Wave-induced run-up and run-down needs to be estimated since excessive run-up leads to severe overtopping over the wall crest and both run-up and run-down may cause erosion damages on the seaward slope. Empirical formulae can also be used (see references in Annex F).

波による過大な遡上は護岸頂部を越える著しい越波を招き, また遡上および遡下は海側斜面の侵食を引き起こすかもしれないので, 遡上および遡下を推定する必要がある。経験公式もまた使用可能である (付属文書 F 中の引用文献参照)。

6.3.2.6 Wave actions on seaward toe 海側法先への波浪作用

The main purpose of the toe structure of seawalls is to prevent undermining of the body of the seawall. Failure of the toe may lead to total collapse of the seawall so that wave actions on the toe should be assessed in hydraulic model studies.

防波護岸の法先構造の主要目的は、本体の下部の洗掘を防止することである。法先の破壊は防波護岸の崩壊を招くおそれがあるので、法先への波浪作用は水理模型実験で評価すべきである。

6.3.2.7 Wave overtopping 越波

Wave-induced overtopping over seawalls may induce significant damage to the structure itself or any objects behind the wall or may generate hazard for people living or working immediately behind the structure and should thus be examined in detail. Due to the complexity of some seawall geometries where no overtopping formulae are available hydraulic model tests or numerical modelling may be required to assess the mean overtopping rate as well as individual overtopping volumes. Empirical formulae based on hydraulic model tests and prototype investigations can be found in references of Annex F.

防波護岸の越波は護岸構造それ自体あるいは護岸背後の物体に著しい損傷を与えたり、護岸直背後で生活あるいは作業している人々に危険を及ぼすかもしれないので、越波については詳しく吟味すべきである。護岸形状が複雑で越波量公式が適用できない場合など、平均越波流量ならびに個々波の越波量を評価するために水理模型実験あるいは数値モデルが必要となるかもしれない。水理模型実験と現地調査に基づく経験公式は付属文書 F 中の引用文献に見いだされる。

6.3.2.8 Wave-induced forces 波による力

Seawalls with a vertical or steep front face may be exposed to wave loadings that might endanger the overall stability of the wall. Depending on the foreshore and berm geometry, seawalls might experience both pulsating and impulsive wave loadings. Therefore, the type of wave action should be identified, followed by thorough investigation of relevant failure modes such as sliding, overturning, slip and bearing capacity failures. Critical load combinations of horizontal forces, uplift forces and high water tables have to be considered. For further relevant issues such as duration of wave impact forces and strength of the seawall, see Subclause 6.1.8.

直立あるいは急傾斜の前面を有する防波護岸は、全体の安定性を脅かすような波浪荷重にさらされるかもしれない。設置場所の地形によっては、防波護岸には脈動型および衝撃性の波浪荷重が作用するかもしれない。したがって、波浪作用の形態を識別し、滑動、転倒、地盤の滑り、支持力不足などの該当する破壊モードについて徹底的な調査を行うべきである。水平力、揚圧力および高潮面の最も厳しい荷重の組み合わせを検討すべきである。波浪衝撃力の継続時間や護岸の強度などの関連事項については 6.1.8 節を参照。

Wave-induced forces may be assessed using semi-empirical formulae for 2D situations as given in Annex F for simple geometries (vertical walls with or without berms) but need to be investigated by hydraulic model tests for more complex geometries.

単純な形状の防波護岸（小段付きあるいは小段無しの直立壁）については付属文書 F に与えられるように、2次元の場合には波の力を半経験公式によって評価することができるけれども、より複雑な形状については水理模型実験で調査する必要がある。

6.3.2.9 Seabed scour due to waves and currents 波と流れによる海底洗掘

Waves and currents may cause scour close to and around structures on an erodible seabed. The scour depth should be considered and scour protection should be provided as necessary.

海底が侵食を受けやすい箇所では、構造物の周辺あるいは近隣箇所の海底が波と流れによって洗掘されるかもしれない。洗掘深について検討すべきであり、必要に応じて洗掘対策を講ずるべきである。

6.4 Wave and current actions on cylindrical members and isolated cylindrical structures 柱状部材および孤立構造物に対する波と流れの作用

6.4.1 Definitions 定義

Cylindrical structures may be single isolated cylinders to support a platform of some kind (e.g. lighthouses) or structures composed of vertical cylindrical members supporting a platform (e.g. jetty) or a truss structure with vertical, inclined and horizontal cylindrical members, supporting a platform (e.g. oil platform) or a pipeline close to or on the sea bed

柱状構造物は、灯台などある種の架台を支える単独で孤立した柱体、棧橋などのデッキを支える鉛直柱群の構造、石油プラットフォームなどの鉛直・傾斜・水平柱状部材のトラス構造、あるいは海底近くまたは海底上のパイプラインなどをいう。

6.4.2 Types of wave and current actions 波と流れの作用の形態

Waves and currents passing a cylindrical member induce dynamic pressures different from the hydrostatic pressures on the surface of the cylinder. These pressures when integrated over the whole surface of the cylinder result in a net force on the cylinder. The wave and current action are the drag action, the inertia action, diffraction action and the vortex shedding induced actions (vortex induced vibrations).

柱状部材を通過する波と流れは、部材表面の静水圧とは異なる圧力を及ぼす。柱体の全表面にわたってこれらの圧力を積分すると、柱体に働く力となる。波と流れの作用は、抗力、慣性力、回折力、および渦放出による作用（渦励起振動）からなる。

6.4.3 Current actions 流れの作用

Current actions on a cylinder should be calculated with a drag force formula with an appropriate drag coefficient.

柱体に働く流れの作用は、適切な抗力係数を用いた抗力算定式で計算すべきである。

6.4.4 Wave and current actions on vertical cylinders from non-breaking waves 鉛直柱体に対する非砕波の波と流れの作用

Actions from non-breaking waves and currents on small diameter cylinders and cylindrical structural elements should basically be calculated with the Morison equation with appropriate wave kinematic formulation and appropriate drag and inertia coefficients.

小口径の柱体および柱状構造部材に対する非砕波の波と流れの作用は、基本的には、適切に評価した波の運動力学特性ならびに抗力および慣性力係数を用いたモリソン式で算定すべきである。

Actions from non-breaking waves on large diameter cylinders and cylindrical structural elements may be calculated by wave diffraction theories, by numerical methods or hydraulic model tests.

大口径の柱体および柱状構造部材に対する非砕波の波の作用は、回折波理論、数値計算手法または水理模型実験によって算定することができる。

6.4.5 Wave and current actions on vertical, inclined and horizontal cylinders from breaking waves 直立、傾斜および水平柱体に対する砕波時の波と流れの作用

Wave and current action from breaking waves on vertical, inclined cylinders in shallow water and on reefs should be calculated with appropriate formulae. Special considerations should be made regarding wave slamming actions. Hydraulic model tests should be carried out on important and critical structures on rapidly varying bathymetry.

浅い海中およびリーフの上の直立，傾斜，および水平柱体に砕波がぶつかる時の波と流れの作用は，適切な算定式で求めるべきである。波によるスラミング作用については特に考慮すべきである。水深が急変する地形での重要かつ代替不能な構造物については水理模型実験を実施すべきである。

6.4.6 Slamming action from waves on horizontal and inclined cylinders.

For horizontal and inclined cylinders entering and leaving the water surface as waves pass by, slamming action should be considered.

波の進行に伴って波面が傾斜および水平柱体を横切るような場合には，柱体にスラミング力が作用することを考慮すべきである。

6.4.7 Wave action on decks 上床板に対する波の作用

Wave action, including slamming, on platform or jetty decks, shall be considered when there is a possibility that the deck will be hit by waves.

プラットフォームあるいは栈橋の上床面が波で叩かれる可能性がある場合には，スラミング作用を含めた波の作用を考慮しなければならない。

6.4.8 Wave action on small diameter pipelines 小口径のパイプラインに対する波の作用

Wave action and current action on small diameter pipelines on or close to the seabed should be calculated with a Morison type equation for the horizontal force and a similar equation without the inertia term for the lift force.

海底近くあるいは海底上に布設された小口径のパイプラインに対する波と流れの作用は，水平力に関してはモリソン型の算定式，揚力については慣性項を除外した同様の算定式で求めるべきである。

6.4.9 Current and wave induced vibrations.

For slender structures, e.g. pipelines in free spans, current and wave induced vortex shedding induced vibrations shall be considered from the strength and the fatigue resistance point of view.

固定されていないパイプラインなどの細長い構造物においては，破断および疲労強度の観点から，波および流れが柱体周りに発生させる渦放出に起因する振動を考慮しなければならない。

6.4.10 Seabed scour at cylinders due to waves and currents 波と流れによる柱体周辺の海底洗掘

Waves and currents may cause scour close to and around structures on an erodible seabed. The scour depth should be considered and scour protection should be provided as necessary.

海底が侵食を受けやすい箇所では，構造物の周辺あるいは近隣箇所の海底が波と流れによって洗掘されるかもしれない。洗掘深について検討すべきであり，必要に応じて洗掘対策を講ずるべきである。

6.5 Wave interaction with floating breakwaters 浮き防波堤と波の相互作用

6.5.1 Definitions 定義

Floating breakwaters are moored floating objects installed to reduce the height of waves approaching harbours, marinas etc. The cross sectional form of the object may vary. The most commonly cross sectional form is the rectangular form, thus forming a box type structure of a certain length. Several such boxes may be placed in a row thus forming a breakwater of required length. Other cross sectional forms are also used.

浮き防波堤は、港内やマリーナなどに侵入する波の高さを低減する目的で設置される係留浮体である。最も多い断面形状は矩形であり、ある長さの箱形構造で形成される。数個の箱形浮体を1列に並べて設置すると、所要の延長の防波堤となる。また箱形以外の断面形状も使われる。

The wave height reducing function by floating breakwaters are mainly dependent on the ratio wave length/width of the breakwater. Floating breakwaters are thus mainly used in relatively sheltered areas where only relatively short period waves are present. On open coasts with ocean waves and swell the floating breakwater concept is not economical. To give any reasonable wave reducing effect the size of the breakwater will be excessively large on the open coast. An exception to this is the case when reduction of only the short period waves of the wave spectrum is of significance, e.g. protection of fish farming devices.

浮き防波堤の波高低減効果は、主として波長と堤体幅の比に依存する。このため浮き防波堤は、周期の比較的短い波のみが存在する、やや遮蔽された水域で主に利用される。海洋波浪やうねりのある開放性の海岸では、浮き防波堤は経済的でない。開放性の海岸で満足できるような波高低減効果を持たせるためには、浮き防波堤は過度に大型なものとなる。これに対する例外は、養魚施設の防護などのように、波浪スペクトルのうちの短周期成分のみの制御が求められる場合である。

The moorings of a floating breakwater are normally wires and/or chains, which are fixed at the sea bed to anchors, piles or concrete units These moorings have often non-linear force-motion characteristics.

浮き防波堤の係留は、海底のアンカー、杭、あるいはコンクリート塊に固定されたワイヤーおよび/またはチェーンによるのが普通である。これらの係留索は非線形な荷重変位特性を持つことが多い。

6.5.2 Types of wave- and current actions 波と流れの作用の形態

The wave action on a floating breakwater induces forces on the floating "box" and in the moorings of the breakwater. Hence the dynamic system "floating breakwater/mooring" lines shall be considered. The bottom anchors, piles or concrete units should provide sufficient resistance against the tension from the mooring lines.

浮き防波堤に波が作用すると、箱形浮体と係留索に力が働く。このため“浮き防波堤/係留索”の動的システムが考慮されなければならない。海底のアンカー、杭、あるいはコンクリート塊は係留索の張力に対して十分な抵抗力を保持すべきである。

The floating breakwater will undergo motions in its six degrees of freedom: surge, sway, heave, roll, yaw and pitch. The wave transmission, the wave forces on and the motion response of the breakwater should be calculated by numerical methods or hydraulic model tests, taking into account the force-motion characteristics of the mooring system.

浮き防波堤は6自由度の運動、すなわち前後揺れ、左右揺れ、上下揺れ、横揺れ、船首揺れ、および縦揺れを起こす。伝達波ならびに防波堤への波力とその運動は、係留系の荷重変位特性を考慮に入れた数値計算法で解析すべきである。

Slowly varying wave drift forces induce generally large horizontal motions and are the governing factor of the mooring forces of floating breakwaters.

緩やかに変動する波漂流力は一般に大きな水平運動を引き起こし、浮き防波堤の係留力を支配する。

Current actions should be calculated with a drag force formula. The value of the drag coefficient should be appropriately selected by taking the draft/ water depth ratio into consideration.

流れの作用は抗力公式で計算するべきである。抗力係数の値は喫水と水深の比を考慮しつつ適切に選定すべきである。

If necessary combined wave-current actions should be considered.

必要な場合には、波と流れの合成作用を考慮すべきである。

6.6 Wave actions on wave screens 防波スクリーンへの波の作用

6.6.1 Definition 定義

Wave screens include a wide range of structures consisting of one or more thin vertical walls used to form a fixed or rigid breakwater to protect a harbour or marina from wave action. Wave screens consist of thin wall panel sections, used to limit wave action, which are then attached to a supporting structure, usually a pier or separate pile-supported structure. Wave screens can be solid or permeable, and extend to mid-depth with a gap at the bottom or to the seabed without a gap. Other names for these structures include wave barriers, wave fences, wave “skirts”, baffle breakwaters, and curtain walls.

防波スクリーンは、泊地あるいはマリナを波の作用から防護する目的の固定あるいは剛な防波堤であり、1枚あるいは複数枚の薄い鉛直壁で構成される多様な構造物を含む。防波スクリーンを構成する薄いパネル部分は波の作用を抑えるためのものであり、単杭あるいは独立した杭構造などの支持構造物に取り付けられる。防波スクリーンは不透過あるいは透過性であり、海底まで伸ばす場合と海底と透き間を空けた中間水深でとどめる場合とがある。これらの構造物には波バリアー、波フェンス、波スカート、隔壁防波堤、カーテン防波堤などの名称がある。

6.6.2 Type of wave actions 波浪作用の形態

The main actions of waves on wave screens are the oscillatory wave pressures on the front and back of the screen. These integrated pressures result in horizontal forces and related moments that have to be taken by the panels and support structures. Wave loading is generally due to wind-waves or boat-generated waves. Wave screens are usually used in semi-protected areas with restricted fetch and are not used in open or exposed locations subjected to large waves.

防波スクリーンに対する主要な波浪作用は、スクリーンの前面と後面への繰り返し波圧である。これらの波圧を積分した結果が水平力と関連するモーメントであり、これらはパネルと支持構造物で受け止められなければならない。波浪荷重は一般に風波あるいは航走波に起因する。防波スクリーンは吹送距離が制限された、半ば遮蔽された水域に使用されるのが普通であり、大波浪が来襲するような開けた箇所では使用されない。

6.6.3 Wave forces 波力

Horizontal wave forces on a wave screen may be computed by an integration of dynamic pressures from mathematical models for wave-structure interaction, by verified empirical formulas, or by extrapolation of results from physical model tests. Wave forces shall be evaluated for the wave of largest height among trains of individual waves for the design wave conditions, Annex I. Wave screens may be considered “brittle” compared to vertical or rubble-mound breakwaters and due considerations should be taken when selecting safety factors. Vertical loads due to buoyant forces shall also be included.

防波スクリーンへの水平波力は、波と構造物の相互作用に関する数学モデルによる動的圧力の積分、検証された経験公式、または物理模型実験の結果からの外挿によって計算することができる。波力は、設計波浪条件における個々の波群中の波高最大の波に対して算定しなければならない（付属文書1参照）。防波スクリーンは直立防波堤や捨石式傾斜防波堤に比べて脆弱性があると考えられるので、安全率を選定するときには適正な考慮を払うべきである。浮力による鉛直荷重も考慮しなければならない。

6.6.4 Wave slamming actions 波によるスラミング作用

Wave screens are usually designed for situations where slamming loads do not occur and where wave loading is periodic in nature. Wave slamming actions from breaking waves should be examined in physical model tests if such conditions are expected to occur.

防波スクリーンはスラミング荷重が発生せず、波浪荷重が周期的に作用する状況に対して設計されるのが普通である。もし砕波によるスラミング作用が予期されるような場合には、物理模型実験によって吟味しなければならない。

6.6.5 Wave transmission, reflection, and overtopping 波の伝達，反射および越波

The degree of wave transmission under or through the wave screen, the wave reflection, and the degree of overtopping, should be examined when determining the draft, porosity, and crest elevation of a wave screen. Effects of waves diffracted from the ends of wave screens should also be considered. Wave interaction with wave screens should be examined using mathematical models or hydraulic model tests. An evaluation should consider irregular waves and should consider both low and high water level conditions.

防波スクリーンの喫水、空隙率、および天端高は、防波スクリーンの下部あるいはその中を通過する伝達波、波の反射、および越波の度合いを吟味した上で定めるべきである。防波スクリーンの端部からの回折波の影響もまた考慮すべきである。波と防波スクリーンの相互干渉は、数学モデルあるいは水理模型実験を用いて吟味すべきである。算定に際しては不規則波を対象とし、低潮位と高潮位の両者について検討すべきである。

6.6.6 Seabed scour at wave screens due to waves and currents 波と流れによる海底洗掘

Waves and currents may cause scour close to and around structures on an erodible seabed. The scour depth should be considered and scour protection should be provided as necessary.

海底が侵食を受けやすい箇所では、構造物の周辺あるいは近隣箇所の海底が波と流れによって洗掘されるかもしれない。洗掘深について検討すべきであり、必要に応じて洗掘対策を講ずるべきである。

7. Probabilistic analysis of performance of structures exposed to actions from waves and currents 波と流れの作用にさらされる構造物の挙動の確率論的解析

7.1 Examination of uncertainties related to wave and current actions 波と流れの作用に関する不確定性の吟味

Actions from waves and currents are classified as variable actions by the definition given in ISO 2394. The related basic variables are the hydraulic parameters characterizing water levels, waves and currents, given in Clause 5. They are all random variables given by probability distributions, except the astronomical tide level that can be predicted accurately once the time and the location are specified. However, it should be treated as a random variable when the time of wave and current actions is uncertain. For design of coastal structures the actions from waves and currents appear in calculations either as hydrodynamic loadings in terms of pressures on the structures, or only indirectly as responses of the structure. The first case applies to loadings on walls and piles, whereas the second case applies to structural response such as rubble mound armour stability and integrity, seabed scour, and to hydraulic responses such as wave run-up and overtopping, wave transmission and reflection. In both cases the methods of estimation of actions and the responses to actions contain uncertainty besides the random variability of the hydraulic basic variables. Major sources contributing to the uncertainties are as follows (see Annex J.1 for discussion):

波と流れの作用は ISO 2394 で与えられる定義により、変動荷重として分類される。関連する基本変数は 5 章に記述されるように、水位、波、および流れを規定する水理パラメータである。これらは全て確率分布で与えられるランダム変数であり、例外は天文潮位であって、これは時刻と位置を指定されれば正確に予測することが可能である。しかしながら、天文潮位であっても時刻と場所が不確定であればランダム変数として取り扱うべきである。海岸構造物の設計では、波と流れの作用は構造物への圧力の形の流体動力学的荷重として、あるいは構造物の応答という間接的な形で計算に取り込まれる。前者は壁体や杭への荷重の場合である。後者は捨石式傾斜堤の被覆材の安定性と健全性など構造物の応答、海底洗掘、波の遡上や越波、伝達波、反射波などの水理的応答の場合である。どちらの場合にも、作用の推定方法およ

び作用に対する応答は、水理的基本変数のランダム変動に加える不確定性を包含している。こうした不確定性の主要原因は以下の通りである（詳しくは付属文書 J.1 参照）：

- Statistical variability of basic variables in the nature
 - Errors related to measurement, hindcast or visual observation of hydraulic basic variables.
 - Sample variability due to limited sample size of the available data of basic variables.
 - Choice of distribution as a representative of the unknown true long-term distributions for hydraulic basic variables.
 - Variability of parameter estimation for a distribution function fitted to basic hydraulic data.
 - Accuracy of models for prediction of storm surge water levels.
 - Accuracy of models for wave forecasting and/or hindcasting.
 - Accuracy of models for transformation of waves and currents, for example from deep to shallow water.
 - Accuracy of models for prediction of actions of waves and currents.
 - Accuracy of models for prediction of structural and hydraulic responses.
 - Reliability of the results of physical model tests for the estimation of loadings and structural and hydraulic responses.
 - Variability of structural parameters
- ・ 自然現象である基本変数の統計的変動性
 - ・ 水理的基本変数の測定、追算、あるいは目視観測に係わる誤差
 - ・ 基本変数の利用可能データの標本の大きさが制限されていることに起因する変動性
 - ・ 水理的基本変数へ未知である真の長周期分布の代わりにある分布を当てはめる選択
 - ・ 基本の水理データへ一つの分布関数を当てはめたときのパラメータ推定の変動性
 - ・ 高潮時の水位の推算モデルの正確さ
 - ・ 波浪予測 / 追算モデルの正確さ
 - ・ 波浪変形など、深海から浅海へ至る波と流れの変形モデルの正確さ
 - ・ 波と流れの作用の予測モデルの正確さ
 - ・ 構造物および水理的応答の予測モデルの正確さ
 - ・ 荷重ならびに構造物および水理適応等の推定のための物理模型実験結果の信頼性

The bias and standard deviation of each factor of uncertainties should be investigated and be duly taken into account in evaluation of the actions from waves and currents.

これらの不確定性のそれぞれについて偏差および標準偏差を調査し、それらを波と流れの作用の算定に際して適正に考慮すべきである。

7.2 Reliability assessment of structures 構造物の信頼性評価

Structures subject to the actions from waves and currents should be assessed for their reliability at the serviceability and ultimate limit states with due consideration for their economic and social functions, environmental influences, and the consequences of failure. The nature and extents of the uncertainties in Subclause 7.1 should be duly taken into account when assessing the reliability of structures during their design working life.

波と流れの作用を受ける構造物は、その経済的および社会的機能、環境影響、および被災時の波及被害を適正に考慮し、使用限界状態と終局限界状態における信頼性を評価すべきである。構造物の設計供用期間内における構造物の信頼性を評価する際には、7.1 節の不確定性の特性および規模を適正に考慮すべきである。

The probability of failure during the design working life should preferably be assessed and confirmed to be less than the minimum value assigned to a specific class of structure, which is to be preset or approved by responsible agencies.

望む得れば設計供用期間内の破壊確率を評価すべきであり、それが所定の種類の構造物に対して責任機関によって設定あるいは承認された破壊確率の最小値よりも小さいことを確認すべきである。

The probability of failure may be evaluated by the use of the reliability index method or with direct calculation by numerical integration of their probability density functions or Monte Carlo simulations.

破壊確率は、信頼性指標による方法、あるいは基本変数の確率密度関数の数値積分の直接計算またはモンテカルロ法によって算定できる。

For a structure that permits a certain degree of deformation at the serviceability and ultimate limit states, the expected amount of deformation should preferably be evaluated.

使用限界状態および終局限界状態においてある程度の変形を許容する構造物にあつては、望む得れば変形の期待値を算定すべきである。

NOTE – A caisson breakwater can function as a wave barrier even after its main body has slid over a small distance. A berm breakwater allows reshaping of its seaward slope by wave actions until it reaches a stable shape.

注記： ケーソン防波堤はその堤体が短い距離を滑動した後も波を遮る機能を保持する。バーム式防波堤は海側斜面が安定形状に達するまで波による変形を許容する。

Annex A 付属文書 A (informative) (情報提供)

Water levels 水位

A.1 Tide levels 潮位

Because the astronomical tide level at any location varies continuously with time, certain representative tide levels are used to provide the information on the range of tide levels. Most frequently used ones are the mean high (or low) water springs, which is the average height of high (or low) water at the time of spring tides obtained over a long period of time. It is equal to the elevation above (or below) the mean sea level by the amount of the sum of the amplitudes of the principal lunar and solar semidiurnal components M_2 and S_2 . Because the heights of two high (or low) waters in a day usually differ, they are not the highest (lowest) water levels at spring tides. The near highest high water level is calculated by adding the amount equal to the sum of the amplitudes of the four main tidal components M_2 , S_2 , K_1 , and O_1 to the mean sea level. The near lowest low water level is calculated by subtracting the same amount from the mean sea level. The latter is also called the low water Indian springs and has been used as a Chart Datum in some countries before the International Hydrographic Organization resolved to adopt the lowest astronomical tide (LAT) as the Chart Datum.

天文潮の潮位はどの場所でも時間とともに連続的に変化するので、潮位変化の範囲を指示するために何らかの代表的潮位が用いられる。最も頻繁に用いられるのは、大潮時の高（低）潮の長年にわたる平均潮位である大潮平均高（低）潮位である。これは、平均海面から上（下）方に主太陰半日周潮 M_2 と主太陽半日周潮 S_2 の振幅の和だけとった高さに等しい。1日の2回の高（低）潮の高さは異なるので、大潮平均高（低）潮面は大潮時の最高（低）潮位ではない。略最高潮面は平均海面の上方に主要四文潮 M_2 , S_2 , K_1 , および O_1 の振幅の和だけとった高さとして計算される。略最低潮面は同じ量を平均海面の下方にとった高さである。後者はインド大低潮面とも呼ばれ、国際水路機関が海図基準面として天文最低低潮面を採択することを決議する以前には、いくつかの国で海図基準面として用いられてきた。

In addition to the above high (or low) water levels, the mean monthly-highest (or lowest) water level, which is the annual mean of the highest (or lowest) water levels within five days after the day of new or full moon in respective months, may be used as representative of the high (or) low water levels of tides.

これらの高（低）潮位に加えて、朔（新月）および望（満月）の日から5日以内の各月の最高（低）潮位の年間平均である朔望平均満（干）潮位も潮汐の高（低）潮位の代表として用いることができる。

The water level at a given location can vary beyond the range of astronomical tide levels due to occurrence of storm surges, tsunamis, and others. Both storm surges and tsunamis can raise the water surface to very high elevations, but they can also cause the water surface to drop below the lowest astronomical tide.

所定の地点の水位は、高潮、津波、その他によって天文潮汐の範囲を超えて変化する可能性がある。高潮と津波は非常に高いところまで水面を高めるばかりでなく、最低天文潮位以下に水面を引き下げる可能性がある。

A.2 Design water level 設計水位

When evaluating the actions from waves and currents on structures, the water level at the time of their actions needs to be specified. It is called the design water level. The principle of selecting the design water level is to use the combination of waves, currents, and water level that is most unfavourable to the stability and/or safety of the structure and/or facilities under design.

構造物に対する波と流れの作用を算定する場合には、作用時の水位を指定する必要がある。これは設計水位と呼ばれる。設計水位を選定する原則は、構造物および/あるいは施設の安定性および/あるいは安全性にとって最も不利となる波、流れ、および水位の組み合わせを用いることである。

For a certain type of structures such as retaining walls, exceptionally low water at the ebb of tsunami may cause its seaward collapse owing to the earth and residual water pressures behind it. When

scour of the seabed in front of a structure is apprehended, a low water level can become a critical condition. Impulsive breaking wave pressures may be exerted on a vertical or composite breakwater when the water level is intermediate or low, depending on the geometry of the breakwater. However, most cases of structural designs set the design water level at a rather high elevation.

土留め壁などある種の構造物では、津波の引き波時に水位が極端に下がったとき、背後の土圧と残留水圧によって海側へ倒壊するかもしれない。構造物前面の海底洗掘が懸念される場合には、低潮位が支配的条件となる可能性がある。直立または混成防波堤の形状によっては、水位が中間位置あるいは低潮位のとくに防波堤に衝撃砕波圧が作用するかもしれない。しかしながら、多くの構造物の設計事例では設計潮位をむしろ高めの位置に設定する。

The methodology of selecting the design water level at high elevation is not established yet, depending on the available data, design practices in use, local situations, and others. Several methods can be cited below.

設計水位を高い位置に設定する方法論は、利用できるデータ、採択されている設計手法、地域条件その他に依存し、未だ確立されていない。以下のような数種類の方法が引用できよう。

1) Use of the highest record of high water level: 高潮位の中の最高記録を使用

This method is sometimes used for the case of tsunamis with an addition of certain allowance, because the statistical analysis of tsunami heights is difficult owing to rare occurrence of tsunamis.

この方法は、津波に対して若干の余裕高を加えて時々使用される。というのは、津波は発生回数が極めて少ないため、津波高の統計的解析が困難なためである。

2) Extreme statistical analysis of storm surge levels: 高潮水位の極値統計解析

This can be done for both the absolute level of the highest water above the datum level and the deviation of highest water level from the astronomical tide at the times of storm surges. The analysis can yield the return water level corresponding to a designated return period. When the R -year storm surge deviation is evaluated, it is added to the near highest high water level or some other high water levels. The designation or return period is the matter decided by the owner of the facilities.

この方法は、基準面上の最高水位の絶対値および高潮時の天文潮位上の最高水位の偏差の両者に使用可能である。解析によって指定された再現期間に対する確率水位を導くことが可能である。 R 年高潮偏差が算定されると、略最高高潮位あるいは他の最高潮位に加算される。再現期間の指定は、施設の所有者によって行われるべき事項である。

3) Numerical simulation of the worst storm surge or tsunami in the past around the locality:

対象地点の周辺で過去最悪の高潮あるいは津波の数値シミュレーション

The storm surge or tsunami that inflicted worst damage to the locality is selected, and the temporal and spatial variations of water level along the coastline are computed for design consideration. Sometimes, the strongest storm is chosen as a design storm and its track is shifted so as to yield the worst storm surge at the design site. Selection of the astronomical tide level at the time of design storm passage depends on the analyst in charge.

その地方で最悪の被害をもたらした高潮あるいは津波を選定し、海岸線沿いの水位の時間的、空間的变化を計算して設計に考慮する。時には、最強の嵐を設計対象の嵐として選び、設計地点で最悪の高潮が発生するように嵐の経路を移動させる。設計対象の嵐の通過時の天文潮位の選択は、解析担当者に一任される。

4) Probabilistic analysis: 確率的解析

All the basic variables related to design of structures including the water level are given the statistical variability and various combinations of variables are analysed with their occurrence probabilities. Monte Carlo simulation techniques are often employed and economical and/or risk optimisation can be made.

構造物の設計に係わる水位を含む全ての基本変数に統計的変動性を付与し、諸変数のいろいろな組み合わせについてそれらの発生確率を取り込んで解析する。モンテカルロシミュレーションがしばしば使用され、経済的および/あるいはリスク最適化を図ることが可能である。

Annex B
Annex B 付属文書 B
(informative) 情報提供

Wave action parameters 波浪作用のパラメータ

B.1 Wave variability and wave parameters 波浪の変動性とパラメータ

B.1.1 Variability of waves in the sea 海面波の変動性

Wind waves and swell in the sea are essentially random in time and space. Heights and periods of individual waves in a short time span vary randomly over wide ranges. It is necessary to define individual waves with some criterion and calculate characteristic wave heights and periods in a statistical manner in the time domain analysis. The zero-upcrossing or zero-downcrossing method is the standard technique to define individual waves, in which the two successive crossing points of the wave surface profile with the mean water level (zero-line) mark the start and the end of one individual wave, respectively. The significant wave height $H_{1/3}$ is the mean of the highest one-third waves thus defined.

風波とうねりは本質的に時間的、空間的に不規則である。短い時間の間における個々の波の高さと周期は広い範囲に不規則に変化する。時間領域解析では、なんらかの基準を設けて個々の波を定義し、統計的方式で代表波高と周期を計算する必要がある。個々の波を定義する方法としてはゼロアップクロスまたはゼロダウンクロス法が標準手法であり、水面の波形が平均水位（ゼロ線）を横切る隣接する2点の一つの個々波の始点と終点となる。有義波高 $H_{1/3}$ は、このように定義された個々波の波高の大きい方から 1/3 の数の波の平均である。

The state of wave activities on the surface of sea varies gradually with time. The condition of sea surface in a short time span is termed as the sea state, which is generally expressed with the significant wave height and the mean wave period or other period parameter, and the principal wave direction. Statistical analysis of the sea state over months, seasons, and years yields a long-term description of wave conditions at a particular site, which is called the wave climate. The subject is discussed in Clause B.3.

海面の波浪状況は時間とともにゆっくりと変化する。短い時間の間における海面状態はシーステートと名付けられ、一般に有義波高、平均周期または他の周期パラメータ、および主波向で表現される。シーステートを月別、季節別、年別に統計解析することによって、特定地点の波浪状況を長期的に記述することができ、これが波候と呼ばれる。これについては B.3 節で記述する。

Analysis of individual waves of a wave record is generally made for a time span of twenty minutes or so. The length of time span is chosen as the result of compromise between the requirement of a short duration to guarantee the constancy of sea state during the recording time and that of a long duration to have a sufficient number of waves necessary for reliable estimates of significant wave height and other characteristic wave heights and periods.

波浪記録からの個々波の解析は、一般に 20 分程度の経過時間について行われる。時間の長さは、記録時間中のシーステートの恒常性を保証するための短時間性と、有義波高や他の特性波高と周期の算定値の信頼度を高めるのに十分な波数を確保するための長時間性との妥協として選ばれる。

B.1.2 Marginal distribution of individual wave heights in a short time span
短時間内の個別波高の周辺分布

The distribution of individual wave heights in a short time span can be approximated with the Rayleigh distribution. The Rayleigh distribution is approximately applicable to any sea state inclusive of wind

waves, swell, and coexisting state of both, regardless of frequency spectral shapes; e.g. see Goda (2000, pp. 40-41 and pp. 261-265).

短時間内の個別波高の分布はレーリー分布で近似可能である。レーリー分布は、周波数スペクトルの形状に関わりなく、風波、うねり、両者の混在状態のいずれにも近似的に適用される；たとえば Goda (2000, pp. 40-41 および pp. 261-265) 参照。

The assumption of the Rayleigh distribution enables the estimation of significant wave height from spectral information as below

レーリー分布の仮定により、有義波高がスペクトル情報から次のように推定可能となる。

$$H_{1/3} = H_{m0} = 4,0\eta_{rms} = 4,0\sqrt{m_0} \quad (\text{B.1})$$

where η_{rms} denotes the root-mean-square surface elevation and m_0 is the zero-th moment of frequency wave spectrum defined by

ここに、 η_{rms} は水位の 2 乗平均平方根であり、 m_0 は以下に定義される周波数スペクトル密度のゼロ次モーメントである。

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df \quad (\text{B.2})$$

in which $S(f)$ denotes the frequency spectral density function.

ここに、 $S(f)$ は周波数スペクトル密度関数である。

Although the Rayleigh distribution provides a good approximation to the wave height distribution, the latter in deep water is slightly narrower than the Rayleigh, resulting in the empirical relationship of $H_{1/3} \cong 3.8\eta_{rms}$ or $H_{1/3} \cong 0.95H_{m0}$. In relatively shallow water outside the nearshore zone, on the other hand, the wave height distribution becomes as broad as or broader than the Rayleigh owing to the enhanced effect of wave non-linearity.

このレーリー分布は波高の分布に対して良好な近似を与えるけれども、深水域では波高分布の幅がレーリー分布よりも僅かながら狭く、経験的に $H_{1/3} \cong 3.8\eta_{rms}$ または $H_{1/3} \cong 0.95H_{m0}$ の関係を生んでいる。一方、外浜帯の外側の比較的浅い水域では波の非線形性の影響が強まるため、波高分布の幅はレーリー分布と同程度またはそれよりもさらに広くなる。

In the outer part to middle of the nearshore zone where waves begins to break randomly owing to depth-controlled limitation to large wave heights, the marginal distribution of wave heights becomes much narrower than the Rayleigh. As waves proceed toward the shoreline, however, the distribution of wave heights becomes broad again owing to the stationary rise of the mean water level (wave set-up) and its temporal variation (surf beat).

外浜帯の外縁では、波高の大きい波に対する砕波高の水深規制によって波が不規則に砕け始め、波高の周辺分布の幅はレーリー分布よりもかなり狭くなる。しかしながら、波が汀線に向かって進行するにつれ、平均水位の一定の上昇（ウエーブセットアップ）とその時間的変動（サーフビート）のために波高の分布が再び広くなる。

B.1.3 Highest wave height in relation to significant wave height 最高波高と有義波高の関係

A specific value of the highest wave height H_{max} in a group of waves is subject to random variation governed by its own probability of appearance. Its ensemble mean is the function of the number of waves within duration of a given sea state and expressed relative to the significant wave height as given below.

一つの波群における最高波高 H_{max} の値は、それ自体の出現確率に支配されるランダム変数である。その集合平均は、与えられたシーステートが続く間の波数の関数であり、有義波高と次の関係式で表現される。

$$\left(\frac{H_{\max}}{H_{1/3}} \right)_{\text{mean}} \cong 0,706 \left[\sqrt{\ln N_0} + \frac{0,5772}{\sqrt{\ln N_0}} \right] \quad (\text{B.3})$$

where N_0 denotes the number of waves. The most probable value is given by the first term of the right-hand side of Eq. B.3.

ここに N_0 は波の数である。最頻値は式 B.3 右辺の第 1 項で与えられる。

Equation B.3 is based on the Rayleigh distribution of wave heights. There are some reports in which extremely large waves were observed with heights beyond what might be expected from the statistical distribution of $H_{\max}/H_{1/3}$. These waves are called the freak waves. It is an unsettled question whether the probability of the freak wave appearance remains within a range predicted by the theory of Rayleigh distribution of wave heights or if they are caused by some effects not accounted for in presently available theories of wave statistics.

式 B.3 は波高のレーリー分布に基づいている。これまでに、 $H_{\max}/H_{1/3}$ の統計分布から期待されるよりも遙かに大きな波高が観測されたとの報告もある。こうした波はフリーク波と呼ばれる。フリーク波の出現確率が波高のレーリー分布から予測される範囲に収まるのか、それとも現在利用できる波浪統計理論では説明できない何らかの原因によるものかは未だ決着の付かない問題である。

B.1.4 Distribution of individual wave periods in a short time span 短時間内の個別周期の分布

The distribution of individual wave periods needs to be examined in the light of the joint distribution between wave heights and periods, because the characteristic wave periods such as the significant wave period are defined in association with the wave heights ranked by their magnitudes. The joint distribution of individual wave heights and periods is strongly affected by the functional shape of frequency wave spectrum. No reliable theoretical model is available for the joint distribution of wave heights and periods for versatile spectral shapes. Waves of sharply-peaked spectra exhibit a narrow spread of period distribution around the spectral peak period, while a combined sea state of wind waves and swell shows multiple peaks in the distribution of wave periods.

有義波周期などの波の代表周期は大きさをランク付けされた波高との関連で定義されているので、個別の波周期の分布は波高と周期の相関分布の観点から吟味する必要がある。個別の波高と周期の相関分布は周波数スペクトル関数の形状に強く影響される。さまざまなスペクトル形状に対する波高と周期の相関分布については、信頼できる理論分布が見つからない。スペクトルのピークが鋭い波浪は周期分布の幅が狭くてピーク周期の近傍に集中するのに対し、風波とうねりが混在するシーステートでは周期分布が複数のピークを示す。

For wind waves with single-peak spectra, the following empirical relationships hold for the wave periods defined by the zero-upcrossing or zero-downcrossing method.

スペクトルのピークが単一の風波では、ゼロアップクロスあるいはゼロダウンクロス法で定義された波周期に対し、以下の経験的關係が成り立つ。

$$T_{\max} \cong T_{1/3} \cong 1,2T_m \quad (\text{B.4})$$

where T_{\max} , $T_{1/3}$, and T_m denotes the periods of highest wave, significant wave, and the mean wave period, respectively. The relationship between the significant wave period and the spectral peak period is affected by the spectral shape. For fully-grown wind waves, the mean relationship of $T_{1/3} \cong 0,9T_p$ is applicable: further information can be found in Table 2.4 of Goda (2000).

ここに、 T_{\max} 、 $T_{1/10}$ 、 $T_{1/3}$ 、および T_m はそれぞれ最高波周期、1/10 最大波周期、有義波周期、平均周期である。有義波周期とスペクトルピーク周期の關係はスペクトル形状に影響される。十分に発達した風波では平均的な關係として $T_{1/3} \cong 0,9T_p$ が適用できる；さらに詳しくは Goda (2000) の表 2.4 に見ることができる。

The mean wave period can be estimated from the frequency wave spectrum with the zero-th and second moments as below.

平均周期は周波数スペクトルのゼロ次モーメント 2 次モーメントから次式で推定可能である。

$$T_m \equiv T_{m0,2} = \sqrt{m_0 / m_2} \quad (\text{B.5})$$

where the spectral moments m_0 and m_2 are calculated by Eq. B.2.

ここに、スペクトルモーメントの m_0 と m_2 は式 B.2 で計算される。

Equation B.5 is based on the condition that the wave spectrum is comprised by all the free linear frequency components. Because actual waves contain a certain amount of non-linear spectral components in the high frequency ranges, the mean period $T_{m0,2}$ estimated by Eq. B.5 becomes shorter than the mean period T_m calculated by the zero-crossing technique; the difference is enhanced in shallow water and can reach up to 20%.

式 B.5 は波浪スペクトルが全て自由な線形周波数成分で構成されているとの条件に基づいている。実際の波浪は高周波数領域にかなりの大きさの非線形成分を含んでいるため、式 B.5 で推定される平均周期 $T_{m0,2}$ はゼロクロス法で計算される平均周期 T_m よりも短くなる。浅水域ではこの差異が強調され、20%に達することがある。

B.2 Wave spectra 波浪スペクトル

B.2.1 Directional wave spectra 波の方向スペクトル

A detailed structure of wind waves and swell is represented with the directional wave spectrum, which can be expressed as the product of the frequency wave spectrum $S(f)$ and the directional spreading function $D(\theta|f)$. The term f denotes the frequency and θ is the azimuth measured from some fixed axis of direction.

風波およびうねりの詳しい構造は、周波数スペクトル $S(f)$ と方向分布関数 $D(\theta|f)$ の積で表示可能な方向分布関数によって表示される。変数 f は周波数を表し、 θ はある固定された方向軸からの方位角である。

The frequency wave spectrum or the frequency spectral density function, $S(f)$, expresses the distribution of wave energy density (being divided by the unit weight of water) in the frequency domain and has the dimension of m^2s or equivalent units. The directional spreading function, $D(\theta|f)$, expresses the distribution of wave energy density in the directional domain at a specific frequency f , relative to the spectral density at that frequency. Thus the directional spreading function has no dimensions and its integration over the full range of azimuth is set at unity for every frequency.

波浪周波数スペクトルあるいは周波数スペクトル密度関数 $S(f)$ は、周波数領域における波のエネルギー密度（水の単位体積重量で除したもの）の分布を表し、 m^2s あるいは等価な単位を持つ。方向分布関数 $D(\theta|f)$ は特定の周波数 f において波のエネルギー密度の相対値が方位角の領域にわたって分布している状況を表す。したがって方向分布関数は無次元であり、方向角の全範囲にわたって積分した値はどの周波数においても 1 として設定されている。

Details of directional wave spectra can only be examined through multiple-component wave measurements. However, some standard functional forms are available for evaluation of the actions from waves as described in the Subclauses to follow. Directional spectral functions of wind waves and swell can be expressed with the input of characteristic wave height, period, and direction. For the sea state of coexisting wind waves and swell, the respective spectral densities can be linearly superposed so as to yield the directional wave spectrum of the combined sea state.

波の方向スペクトルの詳細は、多成分の波浪観測によってのみ吟味可能である。しかしながら以下の諸節に述べるように、波の作用の算定用としていくつかの標準関数形が利用できる。風波とうねりの方向スペクトル関数は、波高、周期および波向の代表値を入力として記述可能である。風波とうねりが混在した海面状況に対しては、それぞれのスペクトル密度を線形的に重ね合わせることで、そうした海面状況に対する方向スペクトルを求めることが可能である。

Spectral analysis of wind waves and swell is based on the concept of linear superposition of component waves. When the characteristic wave height becomes large compared with wavelength and/or water depth, non-linear interactions between component waves are enhanced and a wave spectrum begins to include an appreciable amount of non-linear spectral components. Use of wave spectra in very shallow water should be made with due caution for the effect of non-linear components on wave actions.

風波とうねりのスペクトル解析は、成分波の線形重ね合わせの概念に基づいている。波高の代表値が波長および/または水深と比較して大きくなると、成分波間の非線形干渉が助長され、波浪スペクトルがかなりの大きさの非線形成分を含むようになる。非常に浅い水域で波浪スペクトルを使用するときには、波の作用に及ぼす非線形成分の効果に対して適正な注意を払うべきである。

B.2.2 Frequency spectra of wind waves and swell 風波とうねりの周波数スペクトル

Various functional forms of frequency wave spectra have been analyzed on the basis of many field measurements, and several standard functions have been proposed. Some frequency spectra are expressed as the function of wind speed for the purpose of wave forecasting. They include the Pierson-Moskowitz, the JONSWAP, and the TMA spectra. For evaluation of the actions from waves, it is more convenient to express a frequency spectrum as the function of characteristic wave height and period.

周波数スペクトルに関しては数多くの現地観測に基づいているいろいろな関数形が解析されてきた。周波数スペクトルのあるものは波浪予報の目的で風速の関数として表示されている。これらにはピアソン・モスコヴィッツ、JONSWAP、および TMA スペクトルが含まれる。波の作用を算定するためには、周波数スペクトルを波高と周期の代表値の関数として表すほうがより便利である。

For fully-grown wind waves, the Bretschneider-Mitsuyasu frequency spectrum of the following can be employed:

十分に発達した風波に対しては、次式のブレットシュナイダー・光易型スペクトルが使用可能である。

$$S(f) = 0,257 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-1,03(T_{1/3} f)^{-4}] \quad (\text{B.6})$$

The functional dependence of the Bretschneider-Mitsuyasu spectrum with respect to frequency is the same as that of the Pierson-Moskowitz spectrum. Its constants have been set to satisfy the condition of $H_{1/3} = 4,0\sqrt{m_0}$ and the relationship of $T_p = 1,05T_{1/3}$, which was derived by Mitsuyasu based on his field measurements of wind waves with presence of some low frequency components.

ブレットシュナイダー・光易型スペクトルの周波数に関する関数形は、ピアソン・モスコヴィッツ型スペクトルと同一である。定数値は $H_{1/3} = 4,0\sqrt{m_0}$ の条件と $T_p = 1,05T_{1/3}$ の関係式を満足するように定められており、後者の関係式は光易が若干の低周波数成分が共存する風波の現地観測に基づいて導いたものである。

For versatile functional shapes of single-peak wave spectra, the modified JONSWAP of the following is often employed:

単一ピークのスペクトルの広範囲な形状に対しては、以下に示す修正 JONSWAP 型がしばしば用いられる。

$$S(f) = \beta_J H_{1/3}^2 T_p^{-4} f^{-5} \exp[-1,25(T_p f)^{-4}] \gamma^{\exp[-(T_p f - 1)^2 / 2\sigma^2]} \quad (\text{B.7})$$

in which

$$\beta_J = \frac{0,0624}{0,230 + 0,0336\gamma - 0,185(1,9 + \gamma)^{-1}} [1,094 - 0,01915 \ln \gamma] \quad (\text{B.8})$$

$$T_p \cong T_{1/3} / [1 - 0,132(\gamma + 0.2)^{-0,559}] \quad (\text{B.9})$$

$$\sigma \cong \begin{cases} 0,07 & : f \leq f_p \\ 0,09 & : f \geq f_p \end{cases} \quad (\text{B.10})$$

in which $f_p = 1/T_p$ denotes the frequency at the spectral peak.

ここに、 $f_p = 1/T_p$ はスペクトルピークの周波数である。

The term γ is called the peak enhancement factor, which was given the value between 1 and 7 in the original proposal of the JONSWAP spectrum. In using Eq. B.7, however, the value of γ can be chosen between 1 and 10, depending on the wave characteristics. For fully-grown wind waves, $\gamma = 1$ is appropriate because it yields the frequency spectrum equivalent to the Pierson-Moskowitz spectrum. For swell, the value should be increased in proportion to the distance of travel, but $\gamma = 10$ can be regarded as appropriate for swell having travelled over several thousand kilometres (see Goda 2000, p. 30).

係数 γ はピーク増幅係数と呼ばれており、JONSWAP スペクトルの当初の提案では1と7の間の値として与えられた。しかしながら式 B.7 を使用するときには、波の特性に応じて1と10の間で選択することが可能である。十分に発達した風波に対しては、 $\gamma = 1$ が適切であり、これによってピアソン・モスコヴィッツ型スペクトルと同等な周波数スペクトルが得られる。うねりについては伝播距離に比例してその値を増加させるべきであるが、 $\gamma = 10$ が数千キロを伝播したうねりに対して適切とみなされる（Goda 2000, p.30 参照）。

Equation B.7 is due to Goda (1988), who also derived the functional form of the modified Wallops spectrum having a free parameter of the exponent of the power of frequency.

式 B.7 は Goda (1988) によるものであり、ほかに周波数のべき指数を自由パラメータとする修正ワロップス型スペクトルの関数形を導いている。

B.2.3 Directional spreading function 方向分布関数

B.2.3.1 Standard directional spreading functions 方向分布関数の標準形

Various functional forms have been proposed for the directional spreading function of wind waves. Some functions are based on the analysis of field data, while some others are without validation by field data. Due to an insufficient number of field measurements of directional wave spectra, selection of a directional spreading function is left to judgment of an analyst of the actions from waves. In this Subclause, two functional forms are introduced, but other functional forms can also be used in the analysis.

風波の方向分布関数についてはいろいろな関数形が提案されてきた。あるものは現地データの解析に基づき、他のものは現地データの検証無しである。波の方向スペクトルの現地観測事例が不足しているため、方向分布関数の選択は波浪作用を解析する者の判断に任されている。本節では二つの関数形を紹介するけれども、他の関数形もまた使用可能である。

The directional spreading function based on field data is the Mitsuyasu type of the following:

現地データに基づく方向分布関数は以下の光易型である。

$$D(\theta|f) = D_0 \cos^{2s} \left(\frac{\theta - \theta_0}{2} \right) \quad (\text{B11})$$

in which

$$D_0 = \left[\int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} \cos^{2s} \left(\frac{\theta - \theta_0}{2} \right) d\theta \right]^{-1} \quad (\text{B.12})$$

where θ_0 denotes the principal wave direction measured from a given axis of direction and s is the spreading parameter that varies with the frequency as in the following:

ここに、 θ_0 は所定の方向軸から測った主波向であり、 s は方向集中度パラメータであって周波数とともに以下のように変化する。

$$s = \begin{cases} (f/f_p)^5 s_{\max} & : f \leq f_p \\ (f/f_p)^{-2.5} s_{\max} & : f \geq f_p \end{cases} \quad (\text{B.13})$$

According to Mitsuyasu et al. (1975), the peak value of spread parameter, s_{\max} , varies depending on the state of wind wave growth. A representative value for fully-grown wind waves is about $s_{\max} = 10$. With an increase in the s_{\max} value, the extent of directional spreading becomes narrow. Goda (2000, p. 34) and OCDI (2002, p. 39) suggest the value of $s_{\max} = 25$ for swell with short decay distance and that of $s_{\max} = 75$ for swell with large decay distance for the cases of deep water waves.

光易ほか (1975) によれば、方向集中度パラメータのピーク値 s_{\max} は風波の発達状況によって変化する。十分に発達した風波の代表値は約 $s_{\max} = 10$ である。 s_{\max} の値が増加するにつれて、方向分布の度合いが狭くなる。Goda (2000, p. 34) および OCDI (2002, p. 39) は深海波の場合について、減衰距離の短いうねりに対して $s_{\max} = 25$ の値、減衰距離の大きなうねりに対して $s_{\max} = 75$ の値を示唆している。

The directional spreading function employed in some multi-directional model tests is the wrapped-normal type as expressed below.

幾つかの多方向模型実験で使用されている方向分布関数は以下に表される包み込み正規分布型である。

$$D(\theta) = \frac{1}{2\pi} + \frac{1}{\pi} \sum_{n=1}^N \exp \left[-\frac{(n\sigma_\theta)^2}{2} \right] \cos n\theta \quad (\text{B.14})$$

in which σ_θ represents the angular standard deviation defined by

ここに、 σ_θ は以下で定義される方向角の標準偏差である。

$$\sigma_\theta^2 = \int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} (\theta - \theta_0)^2 D(\theta) d\theta \quad (\text{B.15})$$

The number of serial terms N should be sufficiently large to ensure convergence of the finite series.

級数の項数 N は、有限級数の収斂を確実にするために十分に大きくとるべきである。

B.2.3.2 Mutual relationships among standard spreading functions 分布関数の標準形相互の関係

The Mitsuyasu type spreading function dictates the frequency dependency of directional spreading as expressed by Eq. B.13, while the wrapped-normal spreading function assumes directional spreading independent of frequency. However, mutual comparison between these spreading functions is possible by means of the angular standard deviation σ_θ . When the overall directional energy spreading of the Mitsuyasu type function is calculated by the integration of the directional spectrum with respect to the frequency, the spectrum with $s_{\max} = 10$ approximately yields $\sigma_\theta = 33^\circ$, while $s_{\max} = 75$ yields $\sigma_\theta = 14^\circ$. For more details of mutual comparison of several directional spreading functions, see Goda (1999).

光易型分布関数が方向分散の周波数依存性を式 B.13 のように指定するのに対し、包み込み正規型方向関数は方向分散が周波数に無関係であると仮定している。しかしながら、方向角の標準偏差 σ_θ を用いることによって、こうした分布関数の相互比較が可能である。光易型方向分布に対して、方向スペクトルの周波数に関する積分によって方向別エネルギー密度分布を計算すると、 $s_{\max} = 10$ のスペクトルはほぼ $\sigma_\theta = 33^\circ$ と計算され、 $s_{\max} = 75$ のスペクトルはほぼ $\sigma_\theta = 14^\circ$ となる。数種類の方向分布関数の相互比較の詳細については Goda (1999) を参照されたい。

B.2.3.3 Directional spreading functions in shallow water 浅水域での方向分布関数

Owing to wave refraction effects, directional spreading of wind waves and swell becomes narrow in shallow water compared with that in deep water. Numerical analysis has been made for the refraction of directional random waves on a coast with straight, parallel depth-contours. A directional wave spectrum composed of the Bretschneider-Mitsuyasu frequency spectrum and the Mitsuyasu type spreading function was employed in the analysis. From the result of this analysis, an equivalent value of spreading parameter s_{\max} was evaluated as a function of the ratio of water depth to the deepwater wavelength. A diagram for estimation of the equivalent value of spreading parameter has been prepared and is listed in Goda (2000, p. 36) and OCDI (2002, p. 39).

浅水域における風波およびうねりの方向分散は、波の屈折効果のために深水域よりも狭いものとなる。直線状平行等深線海岸における多方向不規則波の屈折については数値計算が行われている。この計算ではブレットシュナイダー・光易型の周波数スペクトルと光易が多方向関数からなる方向スペクトルが用いられた。この計算結果から、方向集中度パラメータ s_{\max} の等価値が水深と深海波長との比の関数として算定されている。等価方向集中度パラメータの算定図表が作成され、Goda (2000, p. 36) と OCDI (2002, p.39) に掲載されている。

In evaluation of the actions from waves, such a change of the spreading parameter should be appropriately estimated and a corresponding value in shallow water should be employed.

波浪作用の算定においては、こうした方向集中度パラメータの変化を適切に推定し、浅水域において該当する値を使用すべきである。

B.2.4 Representative height and period of combined sea state 複合波浪状況の波高と周期の代表値

When a sea state is composed of wind waves and swell, the directional wave spectrum exhibits multiple peaks at different frequencies and azimuths. If the information of the characteristic heights and periods as well as the principal directions of these wind waves and swell is known, the respective directional spectra of these wind waves and swell can be estimated with the formulas in the previous subclauses. The directional wave spectrum of the combined sea state is obtained by linearly superposing the directional spectral densities of these wind waves and swell. The actions from these waves are then analyzed by calculating contributions of components of the directional wave spectrum thus obtained.

シーステートが風波とうねりの複合状態であるとき、方向スペクトルでは複数のピークが周波数および方位角の異なる位置に出現する。これらの風波とうねりの波高と周期の代表値ならびに主波向が分かれば、前節の諸公式によって風波とうねりのそれぞれの方向スペクトルを推定可能である。複合海面状態の方向スペクトルは、これらの風波とうねりの方向スペクトル密度を線形に重ね合わせて求められる。これらの波による作用については、こうして求められた方向スペクトルの各成分の寄与を計算することで解析される。

The representative height of the combined sea state can be estimated as follows:

複合海面状態の代表波高は次のようにして推定可能である。

$$H_s = \sqrt{H_1^2 + H_2^2 + \dots + H_n^2} \quad (\text{B.16})$$

where H_s denotes the characteristic wave height of combined sea state and H_1 to H_n are the characteristic heights of wave groups. Any definition of wave height such as the significant wave height or the highest wave height is applicable to this formula, because the distribution of wave heights

of the combined sea state can be approximated by the Rayleigh distribution as discussed in Subclause B.1.2.

ここに、 H_s は複合海面状態の代表波高であり、 H_1 から H_n はそれぞれの波群の代表波高である。代表波高としては有義波高、最高波高など、どのような定義にも適用できる。これはB.1.2節に述べたように、複合海面状態であっても波高分布がレーリー分布で近似可能であるためである。

The representative period of the combined sea state is difficult to define, because the joint distribution of wave heights and periods exhibits multiple modes that correspond to the modes of periods of respective wave groups. However, there is a formula for estimation of the significant wave period of the sea state composed of two wave groups as listed in OCDI (2002, p.70). It was proposed by Tanimoto et al. for the purpose of evaluating wave loading on vertical face breakwaters.

複合海面状態の代表周期については定義することがむずかしい。これは波高と周期の結合分布がそれぞれの波群の最頻周期に対応する位置に複数のモードを示すためである。しかしながら、OCDI (2002, p.70)には二つの波群からなる複合海面状態の有義波周期の推定公式が掲載されている。これは直立防波堤への波浪荷重を算定する目的で Tanimoto et al. が提案したものである。

B.3 Wave climate statistics 波候統計

B.3.1 Statistical representation of wave climate 波候の統計的記述

As mentioned in Subclause B.1.1, a long-term description of wave conditions at a particular site is called the wave climate. Continual wave measurements carried out every a few hours provide the basic source of wave climate. The significant wave height is the characteristic height of wave climate statistics, while the characteristic wave period is either the mean period, significant wave period, or spectral peak period, depending on the method of wave record analysis.

B.1.1節で言及したように、特定地点における波浪状況の長期にわたる記述は波候と呼ばれる。数時間ごとに継続して実施された波浪観測が波候の基本資料を提供する。有義波高が波候の波高の代表値であり、一方、周期の代表値は波浪記録の解析方法に依存して平均周期、有義波周期、またはスペクトルピーク周期である。

Wave climate at a particular site can be described in many ways. Time-history diagrams of characteristic height, period and direction over a month, a season, or one year visualize a general trend of wave climate at a particular site. The means and standard deviations of height and period over months, seasons, and years provide basic statistics of wave climate. Marginal and joint distributions of characteristic wave height and period are utilized in the analysis of long-term effects of wave actions on structures. Joint distributions of wave direction with wave height or period are also important in assessing tranquillity of a harbour basin and littoral sand transport rate along a coastline. Duration statistics of calm seas and rough seas are also examined for analysis of the workability and operational efficiency of maritime facilities.

特定地点における波候は多様に記述される。月間、季節、年間の波高、周期、波向の代表値の経時変化は特定地点の波候の一般的傾向を視覚化する。月間、季節、年間の波高と周期の平均値と標準偏差は波候の基本統計値を与える。波高と周期の代表値の周辺および結合分布は、構造物への波浪作用の長期的影響の解析に利用される。波向と波高あるいは周期との結合分布はまた、港内静穏度や海岸における沿岸漂砂量の評価にとって重要である。なぎと時化の継続時間統計はまた、海中の施設の建設時および利用時の稼働率の解析に際して吟味される。

B.3.2 Marginal distributions of characteristic wave height and period

波高と周期の代表値の周辺分布

The Weibull and log-normal distributions are often fitted to the marginal distributions of characteristic wave height and period of wave climate statistics. Because the sea state varies gradually, the wave heights or periods measured at a several hours interval are mutually correlated. Even with a time lag of 24 hours, the correlation coefficient between successive wave heights can maintain a value of 0.3

or higher. Thus the data set for the marginal distribution of characteristic wave height or period does not constitute a sample of statistically independent data.

波候の波高と周期の代表値の周辺分布に対しては、ワイブル分布と対数正規分布がしばしば当てはめられる。シーステートは緩やかに変化するので、数時間間隔で観測された波高あるいは周期は相互に相関性を有する。24 時間の時間差であっても、継続する波高の相関係数は 0.3 以上の値を保つ可能性がある。このため、波高あるいは周期の代表値の周辺分布に用いられるデータセットは、統計的に独立なデータの標本を構成しない。

The upper tails of the marginal distributions often exhibit the trends different from the main parts, because the data in the upper tails are samples from the population of storm waves being different from the population of medium to calm sea state. A simple extrapolation of a marginal distribution of significant wave height for estimation of extreme wave height such as 100-year wave height, which is called the total sample method, should not be made in the evaluation process for design wave heights because of inherent inaccuracy involved.

周辺分布の上方の裾の部分のデータは、中あるいは低波高のシーステートの母集団とは異なる高波の母集団からの標本であるため、この部分はしばしば周辺分布の中央部分と異なる傾向を示す。有義波高の周辺分布を単純に外挿し、100 年確率波高などの極値波高を推定する方式は全数標本法と呼ばれているが、この方法は本質的に不正確性を包含しているため、設計波高の算定用として用いられるべきではない。

B.3.3 Joint distribution of characteristic wave height and period 波高と周期の代表値の相関分布

The pattern of the joint distribution of characteristic wave height and period is highly dependent on the nature of wave climate at locality. In the area in which wind waves are predominant throughout a year, a close correlation between wave height and period is observed and the scatter of data points is relatively small. In the area in which swell activity is strong, the data points are scattered over a broad area and the correlation between wave height and period is weak. Caution should be taken against simple application of theoretical models such as double log-normal distributions to the joint distribution data of characteristic wave height and period.

波高と周期の代表値の相関分布の様相は、その場所の波候の性質に大きく依存する。風波が年間を通じて卓越する地域では、波高と周期の間に密接な相関が認められ、データの散らばりも比較的小さい。うねりの影響が強い地域では、データが広い範囲に分散し、波高と周期の相関が弱い。波高と周期の代表値のデータの相関分布に対して二重対数正規分布などの理論モデルを単純に適用する際には、十分な注意を払うべきである。

A joint distribution of characteristic wave height and period over many years can be convoluted with the Rayleigh distribution for individual wave heights so as to yield the marginal distribution of whole individual wave heights or actions during the design working life of a maritime structure. For each class of joint histograms of wave height and period, the number of individual waves expected in the time interval between successive measurements is calculated with the characteristic wave period. These waves are given respective heights according to the Rayleigh distribution, and the numbers of waves in respective classes of the height are counted and tabulated. If some information is available on the joint distribution of individual wave heights and periods at the site of interest, further refinement can be achieved.

多年にわたる波高と周期の代表値の結合分布は、レーリー分布とのたたみ込みによって個々波の波高分布に換算し、海中の構造物の設計供用期間における全個々波の波高または作用の周辺分布を生み出すことが可能である。波高と周期の結合度数表の各級に対し、連続する二つの観測の間の時間において期待される個々波の波数を周期の代表値から計算する。これらの個々波に対してレーリー分布に従ってそれぞれの波高値を与え、波高の各級内の波数を数えて、集計する。対象地点の個々波の波高と周期の結合分布に関して何らかの情報が得られれば、計算精度をさらに向上させることが可能である。

B.4 Extreme wave statistics 極値波浪統計

B.4.1 Data set for extreme wave analysis 極値波浪統計のためのデータセット

The database for extreme wave analysis is a long record of instrumental wave measurements and/or results of wave hindcasting projects. The accuracy of wave hindcasting is affected by the reliability of both the hindcasting model itself and the meteorological information for wind field estimation. It is necessary to employ a wave hindcasting method that has been verified to yield predictions in good agreement with instrumental wave records for several large storm waves obtained around the site of interest.

極値波浪統計のデータベースは長期間にわたる波浪の計器観測および/あるいは波浪追算作業の結果である。波浪追算の精度は追算モデルそれ自身と風場推定用の気象情報との両者の信頼性に影響される。波浪追算モデルとしては、対象地点の近傍で数個の大きな高波の計器観測記録とよく一致する計算結果を生むことが確認されたモデルを使用する必要がある。

The length of data record is preferably 30 years or longer. A long record is needed so as to reduce the effect of sample variability and to minimize the influence of wave climatic changes on the prediction of extreme wave heights for a long return period such as 100 years.

データは 30 年以上にわたって記録されたものが望ましい。長期間の記録は標本変動の影響を減じ、100 年などの長期の再現期間に対する極値波高予測におよぼす波候変化の影響を最小に抑えるために必要である。

The measured and/or hindcasted extreme waves should preferably be classified according to the types of meteorological disturbances so that the data sets can be constructed for respective storm types. Extreme wave data of respective storm types may constitute samples from different populations of extreme waves. When an extreme wave analysis is made on a data set of mixed populations, the prediction of extreme wave height may not be reliable.

観測および/あるいは追算された極値波浪は、望む得れば気象擾乱のタイプごとに分類し、それぞれの高波のタイプごとのデータセットを準備できるようにすべきである。それぞれの高波のタイプごとの極値波浪データは、異なる極値波浪の母集団からの標本を形成するかもしれない。混合母集団のデータセットに対して極値波浪解析を行うと、極値波高の推定値が信頼性に欠けることがある。

A set of extreme wave data can be prepared by two methods. One is to take the maximum significant waves in every year, and the other is to take the waves at a peak of every storm event that is defined with exceedance of the significant wave height above a preset threshold level. The former is called the annual maximum method, and the latter is the peaks-over-threshold (abbreviated as POT) method. Because the currently available databases of extreme waves in the world do not cover a sufficiently long time span, the sample size of extreme wave data by the annual maximum method is rather small and the confidence interval of extreme wave analysis becomes relatively large. Therefore, the peaks-over-threshold (POT) method is a preferred technique of data analysis. It should be remembered that a set of extreme wave data by the POT method does not belong to the category of extreme data in the strict sense of the statistics, because a peak height is not a maximum data among a subset of *independent data* such as required in the extreme statistics.

極値波浪のデータセットは二つの方法で準備され得る。一つは毎年の最大有義波高を用いる方法であり、もう一つは有義波高がある閾値を超えることで定義される高波のすべてについてそのピークの波を用いるものである。前者は毎年最大値法と呼ばれ、後者は極値時系列法（略して POT）法である。世界で現在利用できる極値波浪のデータベースは記録期間が十分に長くないため、毎年最大値法による極値波浪の標本の大きさはむしろ小さく、極値波浪解析の信頼区間が比較的に大きくなる。したがって、極値時系列法（POT）がデータ解析の望ましい手法である。極値時系列法（POT）による極値波浪データの標本は、統計学の厳密な意味における極値データに含まれないことに注意すべきである。というのは、ピーク波高は極値統計で要求されるような独立したデータのサブセットにおける最大のデータではないためである。

The average number of storm events per year, or the mean rate, is an important parameter in the extreme wave analysis when the POT method is employed. The mean rate should preferably be calculated for respective storm types.

年間の高波の平均数すなわち平均発生率は、極値時系列法（POT）を用いて極値波浪解析を行う際の重要なパラメータである。望む得れば、平均発生率はそれぞれの高波のタイプごとに計算すべきである。

B.4.2 Extremal distribution functions for storm wave heights 高波の波高の極値分布関数

Because no consensus has been established on the population distribution of storm wave heights and the POT wave data is not the extreme data in strict sense, several distributions are employed as the candidates for fitting to the data set of extreme wave heights.

高波の波高の母集団分布に関しては意見の一致が得られておらず、また極値時系列法 (POT) による波浪データは厳密な意味における極値データではないため、極値波高のデータセットに対する当てはめの候補として数種類の分布関数が用いられる。

Commonly employed distributions in extreme wave analysis are the Fisher-Tippett type I (double exponential or Gumbel), the Fisher-Tippett type II (Frechét), and the Weibull distributions (see Chapter 11 of Goda 2000 for their functional forms). However, other distributions such as the Generalized Extreme Value and the log-normal distributions can also be used.

極値波浪解析で通常に用いられる分布関数は、極値型 (二重指数またはグンベル)、極値型 (フレッシュ)、およびワイブル分布である (関数形については Goda 2000 の 11 章参照)。しかしながら、一般化極値分布や対数正規分布を用いることも可能である。

B.4.3 Data fitting and selection of extremal distribution function 極値分布関数へのデータ当てはめと選定

A data set of extreme wave heights, or a sample, is fitted to a candidate distribution for parameter estimation. The Least Squares Method (LSM), the Maximum Likelihood Method (MLM), and other valid methods may be employed for distribution fitting. When applying the LSM, the shape parameter of the Fisher-Tippett type II or the Weibull distribution is often fixed at one of predetermined values so as to transform it into a two-parameter distribution. Care should be taken to employ the non-bias plotting position formulas for respective distribution functions when using LSM.

極値波高のデータセットすなわち標本に対しては、候補とする分布を当てはめ、パラメータを推定する。分布関数への当てはめには最小 2 乗法 (LST)、最尤法 (MLM) その他を用いてよい。最小 2 乗法を適用するときには、極値型あるいはワイブル分布の形状母数をあらかじめ所与の値の一つに固定し、2 パラメータ型分布に変換することがしばしば行われる。最小 2 乗法を用いるときには、それぞれの分布関数に対して偏りのないプロットング・ポジション公式を用いるように注意すべきである。

Appropriate criteria of best fitting and/or rejection should be chosen and applied for the data set, depending on the methodology of data fitting.

当てはめの最適分布および / あるいは棄却に関しては、データ当てはめの方法に依存する適切な規範を採択し、データセットに適用すべきである。

B.4.4 *R*-year wave height and confidence interval *R* 年確率波高と信頼区間

Once the distribution best fitting to the data set is selected, the distribution is assumed to represent the population of extreme wave heights at the site of interest. The wave height corresponding to a given return period, or *R*-year wave height, can be estimated by a standard procedure of extreme statistics.

データセットに最も適合する分布関数が選択されたならば、その分布が対象地点の極値波高の母集団を代表すると仮定される。所定の再現期間に対応する波高すなわち *R* 年確率波高は、極値統計の標準手法で推定可能である。

A data set of extreme wave heights obtained through wave measurements and/or hindcasting represents one sample from the population of storm waves at the locality. Even with absence of climatic changes, a data set covering different but equal length of time will constitute a sample of the same distribution but with different statistical characteristics. This is called the sample variability of data set. Because of this variability, each sample will yield different estimates of *R*-year return wave

height. A range of confidence interval should be estimated and indicated for every estimate of return wave height, even though the methodology of estimation is left to analysts.

波浪観測および/あるいは追算で得られた極値波高のデータセットは、その場所の高波の母集団から抽出された標本の一つである。気候変動がないとしても、異なる時刻で記録長が同一の別のデータセット（があるとなれば）は、分布関数が同じであるけれども統計的特性が異なる標本を形成するであろう。これがデータセットの標本変動と呼ばれるものである。この変動性のために、それぞれの標本は R 年確率波高として異なる値を推定する。信頼区間の推定法は解析担当者に一任されるとしても、確率波高の推定に際しては信頼区間の範囲を推定し、表示すべきである。

Furthermore, there is no way to know the true population distribution of storm wave heights in general. A misfit of an extreme wave data set to a distribution different from the true population will yield a bias in the estimate on R -year return wave height. Analysis of storm wave data sets at multiple stations in a region of same storm characteristics can yield information on the population of storm waves (see Goda et al. 2000).

さらに、高波の波高の真の母集団分布を知る方法は一般に存在しない。極値波高のデータセットを誤って真の母集団とは異なる分布に当てはめると、 R 年確率波高の推定に偏りを生じるであろう。高波の特性が同一な地域に対して複数地点における高波のデータセットを解析することによって、高波の母集団に関する情報がえら得る可能性がある（Goda et al. (2000) 参照）。

B.4.5 R -year height of highest wave 最高波高に対する R 年確率波高

The highest wave height corresponding to a given return period is usually estimated from the R -year return significant wave height by multiplying it with a certain factor based on the Rayleigh distribution or others.

所定の再現期間に対応する最高波高は、 R 年確率有義波高にレーリー分布その他に基づくある係数を乗じて推定するのが普通である。

In offshore engineering, efforts are often made to estimate the R -year return height of highest wave from the marginal distribution of whole individual wave heights, which is constructed from the wave climate data being convoluted with Rayleigh distribution, as discussed in Subclause B.3.3.

海洋工学の分野では、B.3.3 節に述べたように、全ての個々波の周辺分布を波候のデータにレーリー分布をたたみ込むことによって推定し、それから最高波高の R 年確率値を推定する試みがしばしば行われている。

B.4.6 Wave period associated with R -year wave height R 年確率波高に対する波周期

The information of wave period associated with the R -year return wave height is often needed when evaluating actions from waves. However, no established method is currently available to estimate such the wave period. Often a joint distribution of storm wave heights and periods is prepared to find out a meaningful correlation between the height and period.

波浪作用を算定する際には、 R 年確率波高に伴う波周期の情報がしばしば必要とされる。しかしながら、そうした波周期を推定するための方法は未だ確立されていない。波高と周期の有意な関連性を見いだすために、高波時の波高と周期の結合分布がしばしば準備される。

For fully-grown wind waves in deep water, the following mean relationship can be quoted:

深水域で十分に発達した風波については、次の平均的関係を引用することが可能である。

$$T_{1/3} \cong 3,3H_{1/3}^{0,63} \quad (\text{B.17})$$

in which the units of $T_{1/3}$ are seconds and those of $H_{1/3}$ are meters. The above relationship is due to Goda (2003), based on Wilson's formula (1965) for wind wave forecasting.

ここに $T_{1/3}$ の単位は秒, $H_{1/3}$ の単位はメートルである。上の関係式は, Goda (2003) によるもので, 風波の予報用の Wilson 公式 (1965) に基づいている。

B.5 Wave transformations 波浪変形

B.5.1 Processes of wave transformation 波浪変形の諸過程

During the propagation of waves and swell, they experience various processes of wave transformation, by which the height, period, direction and spectrum are changed. The processes mainly considered in evaluation of the actions from waves and currents are shoaling, refraction, diffraction, reflection, transmission and breaking. Wave shoaling denotes the process of changes in wavelength, wave celerity, wave height etc. when waves propagate in water of decreasing depth. Wave refraction is the process by which wave direction and height change when the waves propagate obliquely to the depth contour. Wave diffraction is the phenomenon that waves propagate into the geometric shadow zone behind a barrier. When waves encounter a man-made or natural barrier to their propagation, waves are partially or fully reflected and there may be some waves transmitted behind the barrier. These are the phenomena of wave reflection and transmission. When the height of a wave becomes large beyond a certain threshold, which is expressed either in term of the ratio of wave height to wavelength or the ratio of wave height to water depth, the wave cannot maintain its kinematic stability and loses a part of its energy through breaking.

波とうねりは伝搬の途上でさまざまな変形過程を受け、波高、周期、波向、およびスペクトルが変化する。波浪作用の算定において主として考慮するものは、浅水変形、屈折、回折、反射、伝達、および砕波である。浅水変形とは、波が水深の減少域に伝播するときに波長、波速、波高等が変化する過程をいう。波の屈折は等深線に斜めに波が伝播するときに波向と波高が変化する過程である。波の回折は、障害物の幾何学的影の部分に波が伝播する現象である。波がその伝搬中に人工あるいは天然の障害物に出会ったとき、波は部分的あるいは全面的に反射され、また障害物の背後へ伝播する波もあり得る。これらが波の反射と伝達の現象である。波高が波長との比あるいは水深の比として表されるある閾値以上に大きくなると、波は運動力学的安定性を保持できなくなり、砕波を起こしてそのエネルギーの一部を失う。

When waves encounter with currents, waves are refracted by currents if the directions of waves and currents are different. When waves meet with the opposing currents, wave heights increase and wavelengths are shortened. When waves propagate riding on the following currents, wave heights decrease and wavelengths are elongated.

波が流れに出会うとき、波向と流向が異なれば波は流れによって屈折する。波が向かい流れに出会うと波高が増大し、波長が短くなる。波が追い流れに乗ると、波高が減少し、波長が長くなる。

Most of these processes are linear in the sense that the wave height after transformation is linearly proportional to the wave height before a transformation, and are analysed by linear wave theories. When the relationship between the wave heights after and before a transformation is not linear, the process is called non-linear. The wave transformation by breaking is a typical non-linear process. Wave shoaling exhibits some non-linear features. The effect of wave non-linearity on wave refraction is small and neglected in most analysis.

これらの変形の多くは、変形後の波高が変形前の波高に線形に比例するという意味で線形であり、線形波浪理論によって解析される。変形後と前の波高の関係が線形でなければ、その過程は非線形と呼ばれる。砕波による波浪変形は非線形過程の典型である。波の屈折に及ぼす波の非線形効果は小さく、多くの解析で無視される。

Estimation of wave heights, periods and directions by wave transformations involves a certain degree of uncertainty due to the variability of transformation processes and the reliabilities of estimation models. When evaluating the actions from waves, such uncertainty should be taken into consideration.

波浪変形による波高、周期、および波向の推定は、変形過程の変動性と推定モデルの信頼性に起因するある程度の不確定性を含んでいる。波浪作用を算定する際には、こうした不確定性を考慮すべきである。

B.5.1 Wave shoaling 浅水変形

B.5.1.2 Linear shoaling coefficient 線形浅水係数

The linear wave theory provides the basis for calculating the wavelength, celerity, group velocity, and shoaling coefficient in shallow water. The shoaling coefficient denotes the ratio of the height of waves having been affected by the depth change in shallow water to their height in deep water with the refraction effect being eliminated. The shoaling coefficient by the linear wave theory is calculated with a closed-form function of the ratio of the water depth to the local wavelength.

線形波浪理論は浅水域における波長、波速、群速度、および浅水係数を計算する基礎を提供する。浅水係数は、屈折効果を除外した、浅水域の水深変化によって影響を受けた波高と深水域における波高との比を示す。線形理論による浅水係数は、水深とそこでの波長との比を変数とする数式で計算される。

For shoaling of random waves, the shoaling coefficient is first computed for a range of spectral frequency components and the results at various frequencies are utilized to construct the frequency spectrum of waves in shoaling water. The characteristic wave height in shoaling water is estimated from the zero-th moment of resultant wave spectrum by Eq. B.1 and the random shoaling coefficient is calculated by using the spectrally evaluated wave heights. The shoaling coefficient of random waves differs from the shoaling coefficient of monochromatic waves, but the difference is a few percent at most in many cases.

不規則波の浅水変形については、スペクトル周波数成分の範囲について浅水係数がまず計算され、それぞれの周波数における計算結果を用いて浅水域の周波数スペクトルが構築される。水深が減少する水域の波高の代表値は、得られた波スペクトルとゼロ次モーメントから式 B.1 によって推定され、不規則浅水係数がスペクトル算定波高を用いて計算される。不規則波の浅水係数は単一周期波の浅水係数と異なるけれども、多くの場合にその差は高々数パーセントである。

B.5.1.2 Nonlinear shoaling coefficient 非線形浅水係数

When waves with a large height or nonlinear waves propagate into quiet shallow water, the wave profile takes a form with a sharp crest and a flat trough. The potential and kinetic energies for a given wave height become less than those of linear waves. Conversely, nonlinear waves can have a height larger than the height of linear waves for the same energy flux. Because of this feature, the shoaling coefficient of nonlinear waves becomes larger than that of linear waves. Several theories are available for evaluation of the nonlinear shoaling coefficient, among which the theory by Shuto (1974) is often referred to. A diagram based on this theory is listed in BSI (2000), Goda (2000, p.77), and OCDI (2002, p.75).

波高の大きな非線形波が静かな浅水域に伝播すると、波形は波の山が尖り、谷が平たくなる。所定の波高に対するポテンシャルエネルギーと運動エネルギーは線形波のものよりも小さくなる。逆に言えば、同一のエネルギーフラックスに対しては非線形波は線形波よりも大きな波高を保持することができる。この特性のため、非線形波の浅水係数は線形波よりも大きくなる。非線形浅水係数の算定用には幾つかの理論があり、なかでも Shuto (1974) の理論がしばしば参照される。この理論に基づく図表は BSI (2000), Goda (2000, p.77), および OCDI (2002, p.75) に掲載されている。

The nonlinear shoaling coefficient should be employed when evaluating wave loading on structures and others, because prediction of such wave loading is usually made with the input of local wave height having been affected by nonlinear shoaling. However, an increase of wave height by nonlinear shoaling beyond the linear shoaling process does not represent a net increase of wave energy density, as explained in the above. Therefore, use of the nonlinear shoaling coefficient should be refrained in the calculation of wave energy flux, radiation stresses, longshore currents, and other energy related phenomena.

構造物への波浪荷重は、非線形浅水過程を経た後の特定水深での波高を入力として予測するのが普通であるので、波浪荷重の算定では非線形浅水係数を使用すべきである。しかしながら、線形浅水過程を上回るような非線形浅水変形による波高の増大は、上に説明したように、波のエネルギー密度の正味の増加を意味しない。したがって、波のエネルギーフラックス、ラディエーション応力、沿岸流その他のエネルギー関連現象の計算に非線形浅水係数を使用することは避けるべきである。

B.5.2. Wave refraction 波の屈折

Upon entering a region of shallow water, wind waves and swell undergo the process of wave refraction together with wave shoaling. Changes in the direction of wave propagation and the wave height are often analyzed with the wave ray method or equivalent methods by computer, which have been developed for regular (monochromatic) waves with a single period and direction. In the coast of simple bathymetry, such the methods of wave refraction analysis can be utilized for the purpose of preliminary analysis.

風波やうねりが浅水域に侵入すると、浅水変形とともに屈折変形を受ける。波の伝播方向角と波高の変化は、しばしば波向線法あるいはコンピュータによる同等な方法で解析されるが、これらは単一の周期と波向を持つ規則波（単色波）に対して開発されたものである。単調な海底地形の海岸では、こうした屈折計算法も予備的解析に利用可能である。

In principle however, wave refraction should be analyzed for multidirectional random waves with the input of directional wave spectrum. Diagrams for estimation of the height and direction of random waves refracted on a coast with straight, parallel depth-contours can be found in Goda (2000, pp. 55-56) and OCDI (2002, pp. 51-52).

しかしながら原則としては、波の屈折は方向スペクトルを入力とする多方向不規則波を対象として解析すべきである。直線状平行等深線海岸における不規則波の波高と波向の推定図表は Goda (2000, pp. 55-56) と OCDI (2002, pp. 51-52) に見いだされる。

Around a three-dimensional reef or other complicated bathymetry, refracted waves generate a set of diffracted waves behind the shoal. Advanced mathematical models need to be mobilized to numerically analyze the detailed distribution of waves around it. In this case, use should be made of multidirectional random waves.

3次元形状のリーフあるいは他の複雑な海底地形にあつては、屈折した波が浅瀬の背後に一連の回折波の発生させる。周辺の波の分布の詳細を解析するには高度な数学モデルを動員する必要がある。この場合には、多方向不規則波を用いるべきである。

B.5.3 Wave diffraction 波の回折

The phenomenon of wave diffraction by breakwaters and other barriers is analyzed with theoretical and/or numerical models by means of computers for monochromatic waves and multidirectional random waves. However, the results of diffraction coefficients thus obtained often differ greatly between monochromatic and random waves. Because wind waves and swell in the sea can only be represented with the concept of directional wave spectrum, the diffraction analysis with monochromatic waves should not be applied to real situations when evaluating actions from waves.

防波堤や他の障害物による波の回折の現象は、規則波および多方向不規則波に対し、理論および/あるいはコンピュータによる数値モデルで解析される。しかしながら、そうして得られた回折係数の結果は規則波と不規則波で大きく異なることがしばしばある。海における風波とうねりは方向スペクトルの概念によってのみ表現可能であるので、実際の状況で波浪作用を算定するときには規則波に対する回折解析を適用すべきではない。

A diffraction diagram, or a contour map of diffraction coefficient behind a barrier, of multidirectional random waves can be constructed by computing diffraction coefficients of directional spectral components and by calculating the directional spectral density of diffracted waves at respective locations. Diffraction diagrams of straight barriers for multidirectional random waves can be found in BSI (2000), Goda (2000), and OCDI (2002).

回折図すなわち障害物背後の回折係数の等値線図は、方向スペクトル成分の回折係数を計算し、それぞれの地点における回折波の方向スペクトル密度を計算することによって構築することが可能である。不規則波に対する直線状障害物の回折図は、BSI (2000), Goda (2000), と OCDI (2002) に見いだされる。

The value of diffraction coefficient of multidirectional random waves is largely dependent on the extent of directional spreading of wave energy. Selection of the value of directional spreading parameter should be made with due caution by taking into consideration the condition of wave-growth state and the shallow water effect as discussed in Subclause B.2.3.

多方向不規則波の回折係数の値は、波エネルギーの方向分散の度合いに大きく依存する。方向集中度パラメータの選択に当たっては、波の発達過程と B.2.3 節に述べた浅水域の効果を考慮し、適正な注意を払って行うべきである。

When the area behind a barrier causing wave diffraction has a bathymetry of variable depth and/or some obstacles capable of reflecting the diffracted waves, the diffraction analysis of wave distribution in the area should be made by taking wave refraction and/or reflection into account.

障害物の背後領域において、その水深が場所的に変化および／あるいは回折波を反射する能力のある障害物が存在する場合には、その領域の波浪分布の回折解析は波の屈折および／あるいは反射を考慮に入れて実施すべきである。

B.5.4 Wave reflection and transmission 波の反射と伝達

When trains of waves encounter with some structure in water, a part of wave energy is reflected toward the direction opposite to that of incidence, another part is transmitted behind the structure by overtopping and/or permeation, and the rest is dissipated by breaking, turbulence and others. The degree of wave reflection is expressed with the reflection coefficient, which is the ratio of characteristic height of reflected waves to that of incident wave. The degree of wave transmission is expressed with the wave transmission coefficient, which is the ratio of characteristic height of transmitted waves to that of incident wave.

波の列が水中の何らかの構造物に出会うと、波のエネルギーの一部は入射方向と逆の方向へ反射され、他の一部は越波および／あるいは透過によって構造物の背後へ伝達され、残りは砕波、乱れその他によって消耗させられる。波の反射の度合いは、反射波の波高の代表値と入射波高の代表値の比である反射率によって表される。波の伝達の度合いは、伝達波の波高と代表値と入射波高の代表値の比である波高伝達率によって表される。

When no energy is lost through the interaction between waves and a structure, the magnitudes of reflection and transmission coefficients can be analyzed theoretically. For most of prototype structures, however, a certain loss of wave energy flux is inevitable. Hydraulic model tests are generally required to assess the coefficients of wave reflection and transmission of structures in concern. It is standard in such model tests to employ irregular trains of waves with the input of appropriate frequency spectrum.

波と構造物の相互作用の過程でエネルギーが失われなければ、反射率と伝達率は理論的に解析可能である。しかしながら、大半の実構造物では何らかの波エネルギーフラックスの損失が不可避である。対象となる構造物の反射率と波高伝達率を評価するには、一般に水理模型実験が要請される。そうした模型実験では、適切な周波数スペクトルを入力とする不規則波列を用いるのが標準である。

B.5.5 Wave breaking 砕波

A train of monochromatic waves in shoaling water break at a stationary location of certain depth at which the stability and continuity of wave surface are lost and dissipation of wave energy starts. A train of irregular waves break randomly at various locations over a wide distance, with large waves breaking off the shore and small waves breaking near the shore. Breaking of individual waves is mainly governed by the ratio of wave height to the local water depth. The ratio is sometimes called the breaker index.

水深が減少する水域では、規則波の波列はある水深の一定の個所で砕け、そこでは波表面の安定性と連続性が失われ、波エネルギーの消耗が始まる。不規則波の波列は広い距離にわたるいろいろな箇所でランダムに砕け、大きな波は岸から離れて砕け、小さな波は岸近くで砕ける。個々の波の砕波は、主として波高と場所ごとの水深との比に支配される。この波高水深比は時に砕波指標と呼ばれることがある。

In the nearshore zone, or the surf zone, where most of wave breaking takes place, the distribution of individual wave heights deviates from the Rayleigh distribution. Just outside the nearshore zone, large waves experience a strong nonlinear shoaling process and the wave height distribution may become broader than the Rayleigh. In the outer part to the middle of the nearshore zone, the wave height distribution becomes much narrower than the Rayleigh owing to disappearance of large waves by breaking. However, the distribution maintains a shape of gradual decrease toward the upper limit, which is controlled by the water depth, because of probabilistic variations of wave breaking phenomenon. From the middle of nearshore zone toward the shoreline, the wave height distribution becomes broad again because of reformation of individual waves after breaking, presence of temporal variations of mean water level or the surf beat phenomenon, and the rise of mean water level or the wave setup. At the location of initial shoreline, there is an appreciable amount of surface fluctuations that yield a certain distribution of individual wave heights. The nearshore zone with non-zero wave heights at the shoreline of initial zero depth is sometime termed as the unsaturated surf zone. (see Goda 2004 for details)

砕波の大半が起きる外浜帯すなわち砕波帯では、個々の波の波高分布はレーリー分布から逸脱する。外浜帯のすぐ外側では、波高の大きな波が非線形な浅水変形作用を強く受け、波高分布はレーリー分布よりも広くなるかもしれない。外浜帯の外縁部から中央にかけては、砕波によって波高の大きな波が消滅するために波高分布はレーリー分布よりも狭くなる。しかしながら、砕波の現象は確率的変動性を伴うため、波高分布は水深によって規制される上限値へ向けて漸減する形状を維持する。外浜の中央から汀線にかけては、個々の波の砕波後の再生、サーフビート現象による平均水位の経時変動、およびウェーブセットアップによる平均水位の上昇のために、波高分布の幅がまた広がる。初期汀線の位置ではかなりの大きさの水面変動があり、これによってある程度の個別波高の分布が生み出される。初期水深ゼロの汀線において有意な波高値を示す外浜帯は、時に不飽和砕波帯と名付けられることがある（詳しくは Goda 2004 参照）。

There have been proposed several numerical models to predict the variation of characteristic wave heights such as $H_{1/3}$ and H_{rms} (root-mean-square height). Only a few models have capability to simulate the transformation of wave height distribution across the nearshore zone. For shoaling water of a uniformly inclined seabed, a set of design diagrams together with approximation formulas, have been prepared by Goda for the variations of $H_{1/250}$ and $H_{1/3}$, in which $H_{1/250}$ denotes the mean of highest 1/250 waves and has the relationship of $H_{1/250} = 1,80 H_{1/3}$ under the assumption of Rayleigh distribution. The diagrams together with the formulas can be found in BSI (2000), Goda (2000), OCDI (2002) and others.

これまでも $H_{1/3}$ や H_{rms} (2乗平均平方根波高) など波高の代表値の変化を予測する数値モデルが幾つか提案されてきた。そのうち、外浜帯の全体を通して波高分布の変形をシミュレートできるモデルは僅かである。水深が一樣に減少する傾斜海岸については、 $H_{1/250}$ と $H_{1/3}$ の変化を示す図表が近似公式とともに合田によって提案されている。ここに $H_{1/250}$ は 1/250 最大波高であり、レーリー分布の仮定において $H_{1/250} = 1,80 H_{1/3}$ の関係がある。この図表と近似公式は BSI (2000), Goda (2000), OCDI (2002), その他で見いだされる。

For the area of complicated bathymetry such as having bars, troughs, and/or reefs, efforts are being made to develop the methodology for prediction of random wave breaking process. References are to be made to most recent research works including Goda (2004).

バー、トラフ、および/あるいはリーフなどの複雑な海底地形の領域については、不規則砕波変形を予測する方法を開発する努力が続けられている。Goda (2004) を含む最も最新の研究成果を参照すべきである。

B.5.6 Wave transformations by currents 流れによる波の変形

Interaction between waves and currents are generally evaluated with linear theory. The rate of wave height changes by opposing or following currents can be estimated by the works of Jonsson et al. (1970) and Brevik and Aas (1980). Mei (1983) gives the theoretical treatment of the phenomenon of wave refraction by currents.

波と流れの相互作用は一般に線形理論で算定される。向かい流れまたは追い流れによる波高変化率は Jonsson et al. (1970) と Brevik and Aas (1980) の研究で推定可能である。Mei (1983) は流れによる波の屈折を理論的に取り扱っている。

For practical applications, several numerical models are available, which include the SWAN model (Booij et al 1999 and Holthuijsen et al. 2003), the STWAVE model (Vincent et al. 2002), MIKE by Danish Hydraulic Institute, etc. Most of the models have some “shortcuts” and assumptions to save computation time. It is deemed necessary that the model allow for directional wave spectra, especially when the bathymetry is irregular. Each model has considerable strengths and each can be an appropriate choice for wave transformation. However, none of the models can be considered universally applicable and results from all can be inaccurate if the assumptions made in model development are significantly violated. Users of the models must be thoroughly familiar with the models, their assumptions and limitations.

実用目的では幾つかの数値モデルが利用できる。これには SWAN モデル (Booij et al 1999 と Holthuijsen et al. 2003), STWAVE モデル, (Vincent et al. 2002), デンマーク水理研究所による MIKE などが含まれる。数値モデルの大半は計算時間を短縮するための簡略化と仮定を設けている。多方向不規則波が取扱い可能なことはモデルにとって必要と考えられ、特に海底地形が複雑なときに要求される。それぞれのモデルもそれなりの解析力を有しており、また波浪変形を適切に選択することが可能である。しかしながら、いずれのモデルも普遍的な適用性があるとは考えられず、またモデル開発で用いられた仮定が大幅に否定される場合には計算結果が不正確となる。これらのモデルの利用者は、各モデルの特徴、用いられた仮定、および限界について熟知すべきである。

B.5.7 Other transformations その他の変形

In the coast where a nearly flat and shallow sea extend over a long distance or the seabed is inclined toward the shoreline with a slope gentler than 1/300 or so, waves are gradually attenuated owing to the bottom friction; i.e., the loss of wave energy flux by the orbital motion of water particles working against the bottom turbulent shear stress. Reliable evaluation of the amount of wave attenuation by bottom friction is difficult however, because there is a wide scatter of the data of the friction coefficient estimated from the field measurements of wave decay. Some efforts are being made to incorporate the term of energy dissipation due to bottom friction into spectral models for wind wave generation and propagation in shallow water.

海底がほとんど水平で浅い水深が長距離にわたって続く場合、あるいは汀線に向かう海底勾配が 1/300 程度以下の海岸では、波は底面摩擦によって次第に減衰する。すなわち、底面乱流境界層に対して水粒子の軌道運動が行う仕事によって波エネルギーフラックスが失われる。しかしながら、波浪減衰に関する現地観測から推定された摩擦係数のデータが大幅に散らばっているため、底面摩擦による波浪減衰の大きさを十分な信頼で算定することはむずかしい。底面摩擦によるエネルギー消散項を浅水域における風波の発生、伝搬のスペクトルモデルに組み込む努力も行われている。

Another source of possible wave attenuation is the wave-induced motion of soft subsoil layers and associated visco-elastic energy dissipation. There are reports that an appreciable degree of wave damping takes place in coastal waters with the seabed composed of very soft clay. Several theories have been presented and laboratory tests have been made for their verification. No established methodology is available however for quantitative evaluation of wave damping by this mechanism in the field.

波浪減衰のもう一つの可能性は、軟弱な地盤層が波で運動を起こし、その運動に伴う粘弾性エネルギー消散である。幾つかの理論が提出され、室内実験で検証が行われている。しかしながら、現地においてこのメカニズムによる波浪減衰を定量的に算定する方法は未だ確立されていない。

B.6 Wave kinematics 波の運動力学特性

B.6.1 Crest elevation 波頂高

The crest elevation of highest wave is one of the key factors in designing pile-supported structures such as piers and oil drilling platforms, because it determines the upper limit to which the actions from waves are exerted. Nonlinear theories of monochromatic waves such as the Stokes 5th wave theory and the stream function theory are often used to calculate the crest elevation and the profile of large waves. The theory of nonlinear random waves has not developed yet to accurately calculate the crest

elevation of highest wave among random waves. Comparison of the second order theory with the observed probability distribution of wave crests is found in Forristall (1998). Report of the Technical Committee I.1 "Environment" of the 14th ISSC contains a good source of information on crest height statistics (Ohtusbo and Sumi 2000).

最高波の波頂高は、波浪作用が及ぶ上限の高さを規定するため、栈橋や石油掘削プラットフォームのように杭支持構造物の設計の基本要素である。ストークス5次近似波浪理論や流れ関数理論などの規則波の非線形理論がしばしば大きな波の波頂高と波形を計算するのに用いられる。不規則波中の最高波の波頂高を正確に計算するような非線形不規則波の理論は未だ開発されていない。2次近似理論と観測された波頂高の確率分布の比較はForristall (1998)が行っている。第14回ISSC(国際船体・海洋構造会議)の技術委員会I.1「環境」の報告は、波頂高に関する豊富な情報を与えている(Ohtusbo and Sumi 2000)。

The ratio of the crest elevation above the still water level to the wave height increases from 0.5 for the infinitesimally small waves toward a limiting value at wave breaking as the wave height increases. The upper limit of the crest-to-height ratio at wave breaking is a function of the water depth relative to the wavelength. Table B.1 lists the theoretical breaker limit of progressive waves of permanent type (symmetric profile with a sharp corner at crest) on water of uniform depth, which was computed by Yamada and Shiotani (1968). The crest-to-height ratio at wave breaking is listed in the right-most column. Even though the applicability of permanent wave theory to random sea waves has not been proven yet, Table B.1 provides a guideline for estimation of the crest elevation of very large waves.

静水位上の波頂高と波高との比は、ごく微小な波に対する0.5の値から波高の増大とともに砕波時の限界値へ向かって増加する。砕波時の波頂高と波高の比の上限値は水深波長比の関数である。表B.1はYamada and Shiotani (1968)によって計算された、一様水深域におけるパーマメント型の進行波(波頂が凸角をなし、波形が前後に対称)の理論的砕波限界を示す。波頂高と波高の比は一番右側の欄に記載されている。パーマメント型波の理論が不規則な海面波に適用できるかどうかは確かめられていないけれども、表B.1は非常に大きな波の波頂高の推定に関する指針を与える。

Table B.1 Characteristics of breaking waves of permanent type
表B.1 パーマメント型波の砕波の特性

H_b/L_0	h_b/L_A	h_b/L_b	C_b/C_A	H_b/L_b	H_b/h_b	η_c/H_b
∞	∞	∞	1,193	0,1412	0	—
0,935	0,935	0,7686	1,189	0,1409	0,1791	0,6706
0,471	0,474	0,4011	1,181	0,1386	0,3456	0,6765
0,286	0,300	0,2597	1,154	0,1277	0,4919	0,6908
0,1856	0,216	0,1885	1,143	0,1115	0,5912	0,7165
0,1117	0,1510	0,1331	1,134	0,08997	0,6683	0,7619
0,0763	0,1198	0,1050	1,141	0,07410	0,7059	0,7939
0,0474	0,0915	0,07915	1,156	0,05771	0,7293	0,8392
0,0284	0,0694	0,05909	1,174	0,04430	0,7496	0,8766
0,01669	0,0525	0,04398	1,193	0,03371	0,7666	0,9061
0,01095	0,0422	0,03499	1,207	0,02720	0,7774	0,9242
0,00575	0,0306	0,2483	1,231	0,01962	0,7904	0,9453
0,00239	0,01953	0,01570	1,244	0,01260	0,8028	0,9649
0,001144	0,01351	0,01075	1,257	0,00871	0,8099	0,9757

Notation: H_b = breaking wave height, h_b = water depth at breaking, L_0 = deepwater wavelength by small amplitude wave theory, L_b = length of breaking wave, L_A = small amplitude wavelength, C_b = celerity of breaking wave, C_A = celerity of small amplitude wave, and η_c = crest elevation above still water level.

注記: H_b = 砕波高, h_b = 砕波水深, L_0 = 微小振幅波理論による深水波長, L_b = 砕波の波長, L_A = 微小振幅波の波長, C_b = 砕波の波速, C_A = 微小振幅波の波速, η_c = 静水位上の波長高

B.6.2 Water particle velocities 水粒子速度

The velocities and accelerations of water particles under wave actions induce the drag and inertia forces on cylindrical structural elements and isolated structures. They are to be evaluated for waves of large heights to which structures are designed. Three approaches have been taken for estimation of wave kinematics of large waves.

波の作用下の水粒子の速度と加速度は、柱状部材要素ならびに孤立構造物へ抗力と慣性力を惹起する。これらは構造物の設計対象である大波高の波に対して算定される必要がある。大波高の波の運動力学の算定には三つのアプローチがとられる。

The first approach is the use of the nonlinear theories of monochromatic waves, which is applied to individual waves defined by the zero-crossing method. Laboratory measurements of wave kinematics by Chakrabarti and Kriebel (1997) among others have demonstrated their applicability in the mid-water zone. Measurements of horizontal velocities around the wave crests have been made by Skjelbreia (1987) with laser doppler velocimetry and by Lader (2002) with particle image velocimetry. Skjelbreia reported the approximate equivalence of the maximum horizontal velocity to the celerity of breaking solitary wave, while Lader obtained the maximum velocity in the range of 0.7 to 0.8 times the celerity of transient breaking waves by extrapolation of measured velocity profiles. When a nonlinear theory of monochromatic waves is employed, it is recommended to confirm that the theory can predict the horizontal velocity at the crest of breaking wave being equal to the wave celerity. Table B.1 can be referred to for estimation of the breaking wave celerity.

第1のアプローチはゼロクロス法で定義される個々波に対して規則波の非線形理論を用いるものである。諸研究者のなかでも、Chakrabarti and Kriebel (1997) は実験室での波運動の測定によって水深の中間部分に対するその適用性を例示した。波頂周辺の水平速度については、Skjelbreia (1987) がレーザードップラー流速計を用い、Lader (2002) が粒子イメージ法で測定した。Skjelbreia は最大水平速度が砕波する孤立波の波速とほぼ同等であることを報告し、一方Lader は測定した速度分布の外挿によって最大速度として移動する砕波の波速の0.7~0.8倍の範囲にある値を得た。規則波の非線形理論を用いる際には、その理論が砕波の波頂における水平速度として波速に等しい値を予測できることを確認しておくことを推奨する。表B.1は砕波時の波速推定の参考となる。

The second approach is the spectral computation of wave kinematics by converting the directional wave spectrum of surface elevation to that of wave kinematics by means of the transfer function from the surface elevation to the kinematics. A simple application of the linear wave theory for the transfer function overpredicts the wave kinematics near the wave crest in relatively deep water, because the spectral components of wave kinematics at the high frequency range are excessively amplified. It is customary to employ some stretching of the vertical coordinate. Wheeler's method (1970), for example, transforms the vertical coordinate z into $z' = (z - \eta)/(1 + \eta/h)$, where η denotes the instantaneous surface elevation. Gudmestad (1993) has presented a review of measured and predicted wave kinematics in deep and intermediate water, including a number of field measurement reports.

第2のアプローチは、表面波の方向スペクトルを波形水位から運動力学（水粒子速度と加速度）への伝達関数を用いて運動力学のスペクトルに変換し、運動力学のスペクトル計算を行う方法である。線形波理論による伝達関数を単純に適用すると、比較的深い水域での波頂付近の運動力学特性を過大に算出する。これは高周波数領域の運動力学特性のスペクトル成分が過剰に増幅されるためである。このため、鉛直座標の何らかの引き伸ばしを行うのが慣習となっている。たとえば Wheeler (1970) の方法では各時刻の水位 η を用いて鉛直座標 z を $z' = (z - \eta)/(1 + \eta/h)$ と変換する。Gudmestad (1993) は深水域と中間水深域の運動力学について幾つかの現地観測報告も含め、観測値と予測値のレビューを提出している。

The third approach is the hybrid method proposed by Dean (1976) in which the prediction of wave kinematics by nonlinear wave theories is reduced by taking into account the effect of the directional spreading of wave spectra, which is estimated by the linear transformation theory. Reduction of wave kinematics from two-dimensional wave theories up to 15% has been observed in several field measurement projects (e.g., Forristall et al. 1980). The ratio of the directional wave velocity to the two-dimensional wave velocity is sometimes called the spreading factor. Reference is made to Forristall and Ewans (1998) who have presented the value of spreading factor for various wave conditions in the field.

第3のアプローチはによるハイブリッド法であり、非線形波理論による運動力学特性の予測値を波浪スペクトルの方向分散効果を考慮して割り引き、方向分散効果は線形変形理論で推定する。2次元波理論の値から最大で15%までの減衰率が幾つかの現地観測プロジェクトで認められている（たとえば、Forristall et al. 1980）。方向性波浪の水粒子速度と2次元波浪の水粒子速度との比は分散ファクターと呼ばれることがある。Forristall and Ewans (1998)は現地のさまざまな波浪条件下での分散ファクターの値を示しており、参照されたい。

B.6.3 Wave and current kinematics 波と流れの運動力学

The combined kinematics of waves and currents are in principle required when calculating actions from waves and currents on a slender structure, e.g. the Morison type loading, pipelines, vortex induced vibrations, etc.

波と流れの複合した運動力学は原則として、細長い構造物に対する波と流れの作用、たとえばモリソン型の荷重、パイプライン、渦励起振動などの計算に際して必要となる。

For the simple case of the following or opposite currents in water of uniform depth, Hedges (1985) gave the horizontal and vertical water particle velocities and accelerations for the stationary frame, assuming linear wave theory. Hedges (1987) also give for the similar conditions the spectrum of the water particle velocities and accelerations by a transfer function approach when the scalar spectrum is given by $S_{\eta\eta}(f_a, \theta, U)$, where f_a is the frequency corresponding to the period observed by a stationary observer.

一様な水深の水域での追い流れまたは向かい流れという単純な場合には、Hedges (1985) が線形波理論を仮定して固定座標系における水平、鉛直水粒子速度と加速度を与えている。Hedges (1987) はまた同様な条件に対して、スカラー量のスペクトルが $S_{\eta\eta}(f_a, \theta, U)$ で与えられたときの水粒子速度と加速度のスペクトルを与えている。ここに f_a は位置を固定した観測者が観測する周期に対応する周波数である。

This approach with a transfer function may also be applied when the scalar spectrum is replaced by a directional wave spectrum $S_{\eta\eta}(f_a, \theta, U)$, where θ is the angle between the major wave direction and the direction of the considered wave frequency component. However, there have been no investigations on the effect of directional waves and currents on the Morison type force. The recommendation is to use the scalar wave spectrum together with the angle between the mean direction of the waves and the current when evaluating the spectrum of the water particle velocities and accelerations.

このアプローチはまたスカラー量のスペクトルを波の方向スペクトル $S_{\eta\eta}(f_a, \theta, U)$ で置き換えて適用することもできる。ここに θ は波の主方向と対象とする周波成分の方向との角度である。しかしながら、モリソン型波力に対する方向性波浪と流れの効果については調査が何も行われていない。水粒子速度と加速度のスペクトルを算定するときには、波の主方向と流れの間の角度とともにスカラー量の波スペクトルを用いることが推奨される。

Within the oil industry, practise is simply to add the current velocity, stretched to the instantaneous water level, to the water particle velocities from the waves as obtained from a proper wave theory, e.g. API RP 2A WSD (1993) and NORSOK Standard (1999).

石油産業界の実務では、適当な波理論から得られる波による水粒子速度を時々刻々の水位で引き伸ばし、これに流れの速度を単純に加算している。たとえば API RP 2A WSD (1993) や NORSOK Standard (1999) 参照。

Annex C 付属文書 C (informative) (情報提供)

Currents 流れ

C.1 General 一般

For bottom founded structures, the total current profile should be considered. The total current profile associated with the sea state producing extreme or abnormal waves should be specified for structure design.

海底に基礎を置く構造物に対しては、全水深にわたる流速変化を考慮すべきである。構造物の設計では、極値あるいは異常波浪時の波浪状況と併存する全流速断面を指定すべきである。

C.2 Current parameters 流れのパラメータ

Current velocities vary in space and time. The total ocean current velocity is the vector sum of tidal and non-tidal or residual currents. The components of the residual current include circulation and storm generated currents, as well as short and long period currents generated by various phenomena, such as density gradients, wind stress and internal waves. Residual currents are often irregular, but in many locations, the largest residual current to be considered is the extreme storm surge currents.

流れの速度は空間的および時間的に変化する。海洋流の全速度は、潮流と非潮流すなわち残差流とのベクトル和である。残差流は循環流と嵐に起因する流れ、さらに密度勾配、風のせん断応力、内部波などさまざまな現象で発生する短・長周期流を含む。残差流はしばしば不規則であるが、多くの場所で最大残差流と考えられるものは非常に大きな高潮による流れである。

Tidal currents are regular and predictable and their daily maximum velocities are approximately proportional to the tidal range of the day. They are generally weak in deep water past the shelf break. They are generally stronger on broad continental shelves than on steep shelves. Tidal currents can be strengthened by shoreline and bottom configurations such that strong tidal currents can exist in many inlets and coastal regions.

潮流は規則的かつ予測し得るものであり、日最大速度はその日の潮差にほぼ比例する。陸棚の沖の深海域では一般に潮流が弱い。陸棚が広がっている場所よりも急な陸棚のほうに潮流が強くなる。潮流は海岸線と海底の形状によって強まる可能性があり、そのため多くの入り江や海岸域で強い潮流が現れ得る。

Circulation currents are relatively steady, large scale, features of the general oceanic circulation. Examples include the North Atlantic Current. While relatively steady, these circulation features can meander and intermittently break off from the main circulation feature to become large scale eddies or rings, which then can drift at a speed of some few miles per day. These circulation features occur mainly in deep water beyond the shelf break and generally do not affect coastal sites. But they may affect wave refraction from deep to shallow water.

循環流は一般的な海洋循環の一つの様相であり、比較的定常でありかつ大規模である。その例には北太西洋海流が含まれる。比較的定常であるけれども、こうした循環の様相は蛇行したり、循環主体から間欠的に分離することがあり、大規模な渦あるいはリングを形成し、1日数マイルの速度で漂う可能性がある。こうした循環の様相は主として陸棚の沖の深海域で見られ、一般には海岸の地点には影響を与えない。ただし、深海から浅海域への波の屈折に影響するかもしれない。

Wind generated currents are caused by the wind stress and atmospheric pressure gradients through the storm. These current velocities are a complex function of the storm strength and meteorological characteristics, bathymetry and shoreline configurations, and water density profile. In deep water along open coastlines, surface storm currents may be estimated to up to 3% of the 1 hour sustained

wind velocity during storms. As the storm approach the coastline and shallow water, the storm surge and current can increase.

吹送流は、風のせん断応力と嵐の際の気圧勾配によって発生する。吹送流の速度は、嵐の強度と気象条件、海底地形と海岸線形状、および水の密度の鉛直分布の複雑な関数である。開けた海岸線に沿う深海域では、表層の吹送流速度は嵐による1時間平均風速の3%に達すると推定できる。

In the surf zone, there exist special currents called the near-shore currents induced by waves. Because the near-shore currents are generated within the surf zone, they transport suspended sediments in areas where sediments are present and cause topographical changes of beaches.

砕波帯内では、波で励起される海浜流と称する特殊な流れが存在する。海浜流は砕波帯内で発生するので、漂砂が存在する地域で浮遊砂を輸送し、海浜の地形変化を引き起こす。

At river outlets and in estuaries the currents may be complex due to the interaction of fresh and salt water.

エスチュアリーや河口部では、淡水と塩水との干渉のために流れが複雑なものとなり得る。

C.3 Current characteristics 流れの特性

The characteristics of the extreme or abnormal current profile that need to be estimated ~~from~~ for the design of coastal structures are particularly difficult to determine since current measurement surveys are relatively expensive and consequently it is unlikely that any measurement programme will be sufficiently long to capture a representative number of severe events. Furthermore, current hindcasting modelling is not as advanced as wind and wave modelling in terms of being able to provide the parameters needed. Also extrapolation of any data set requires account taken of the three dimensional nature of the flow.

海岸構造物の設計のために推定しなければならない極大あるいは異常流速分布の特性は、その決定が特にむずかしい。というのは、流況観測は比較的に経費のかさむものであり、その結果として十分な数だけの厳しい事象を捕捉できるだけ長い期間にわたって観測を継続する見込みが薄いためである。さらに、流況追算モデルは必要とされるパラメータを提供する能力において風や波のモデルほど進歩していない。また、既存データセットの外挿に当たっては、流れの3次元構造を考慮する必要がある。

Site-specific measurements of currents at the location of a structure can be used either as the basis for independent estimates of likely extremes or to check the indicative values of the various components of the total current.

構造物の設置箇所における流れの現地観測は、発生しそうな極大流速を個別に推定するための基礎資料、あるいは全流れのさまざまな成分の表示値をチェックするために利用することができる。

For most design situations in which waves are dominant, estimates of the extreme or abnormal residual current and total current can be obtained from high quality site-specific measurements. These should extend over the water profile, depending of the water depth, and over a period that captures several major storm events that generate large sea states. Current models may be used in lieu of site-specific measured data. The period over which the current model is run should be adequate to allow tidal decomposition to be carried out and the residual current to be separated out of the total current. Efforts should be made to ensure that the output of a current model is validated against nearby measured data.

波浪が卓越する大半の設計状況では、残差流の極値あるいは異常値は高品質の現地観測によって取得可能である。これらの観測は水深にもよるけれども、水面から水底まで、また大波浪を発生させる幾つかの主要な嵐を捉えるだけの期間にわたって行われるべきである。流況モデルは現地観測データの代理として利用できる。流況モデルは、潮流の調和分解を可能とし、残差流を全流れから分離できるように、十分に長い期間にわたって計算すべきである。近隣の観測値によって流況モデルの計算結果の検証を保証するよう努力すべきである。

C.4. Current profile 流速の鉛直分布

The characteristics of current profiles in different parts of the world depend on the regional oceanographic climate, in particular the vertical temperature structure and the advection of water into or out of area. Both these controlling aspects vary from season to season. Typically, shallow water profiles in which tides are dominant can often be characterised by a logarithmic profile or a simple power laws of velocity versus depth, whereas deep water profiles are more complex and can even show reversal of the current direction with depth.

世界の異なる地域における流速の鉛直分布特性は、地域の海洋気候、特に鉛直温度構造と地域の内外との水の移流状態に依存する。この二つの支配要因は季節ごとに変化する。たとえば、潮汐が卓越する浅海域では、深さ方向の流速の分布が対数分布あるいは単純な指数則で特徴づけられるのに対し、深海域の流速分布は複雑であり、流向が深さによって逆転する可能性すらある。

The logarithmic current profile given in Eq. (C.1) or the simple power law, Eq. (C.2), can be used where appropriate (e.g. in areas dominated by tidal currents in relatively shallow water as in most coastal waters):

式 C.1 の流速の対数分布あるいは式 C.2 の単純指数則は、適切な場所（たとえば多くの海岸域のように比較的浅くて潮流が卓越する所）で使用可能である。

$$U(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{h+z}{z_0} \right) \quad (\text{C.1})$$

or by a simpler expression, when the velocity at a certain elevation below the still water line, z_1 has been measured

または、静水位からある深さ z_1 における流速が測定されているときにはより簡単な次式が使用できる。

$$U(z) = U(z_1) \left(\frac{z+h}{z_1+h} \right)^\alpha \quad (\text{C.2})$$

where z = vertical coordinate, $z = 0$ at still water line, u_* = friction velocity, z_0 = bed roughness length κ = van Karman's constant = 0.4, α = coefficient, approximately 1/7, h = water depth.

ここに、 z = 静水位を $z = 0$ とする鉛直座標、 u_* = 摩擦速度、 z_0 = 底面粗度高さ、 κ = フォンカルマン定数 = 0.4、 α = 定数でほぼ 1/7 の値、 h = 水深。

Annex D 付属文書 D (informative) (情報提供)

Wave actions on rubble mound breakwaters 捨石式傾斜防波堤への波の作用

D.1 Conventional rubble mound breakwaters 在来型捨石式傾斜防波堤

D.1.1 Introduction 序説

Rubble mound breakwaters may take various configurations depending on water depth, severeness of wave action, the availability of armour units, core materials, use of the rear area, etc. A special type of rubble mound breakwater allows reshaping of its seaward slope by wave actions. It is called a berm breakwater, the design aspects of which are described in Annex D.2. The present Annex D.1 deals with conventional types of rubble mound breakwaters to supplement Clause 6.1. A general reference is made to Burcharth and Hughes (2002), who provide detailed information on design of breakwaters.

捨石式傾斜防波堤は、水深、波浪作用の厳しさ、利用可能な被覆材、内部の材料、背後域の利用などによってさまざまな形状をとり得る。特別なタイプの捨石式傾斜防波堤はその海側斜面が波の作用によって再整形することを許容する。これはバーム式防波堤と呼ばれ、その設計に関しては付属文書 D.2 で記述される。この付属文書 D.1 は在来型の捨石式傾斜防波堤を扱い、6.1 節を補足する。一般的参考文献としては、防波堤の設計に関する詳細情報を述べている Burcharth and Hughes (2002) を参照されたい。

A conventional rubble mound breakwater is built with a core mostly made of quarry run, protected by armour layers on the seaward and rear slope surfaces. Armour units are large rocks or concrete blocks of various shapes. Filter layers are usually provided between the armour layers and the core to prevent loss of core materials by being sucked out by wave actions through gaps between armour units.

在来型の捨石式傾斜防波堤は、多くの場合に内部を雑石で築き、海側と背後の法面の表面を被覆層で保護する。被覆材は大型の捨石または様々な形のコンクリートブロックである。被覆層と内部雑石との間には、内部材料が波の作用によって被覆材の間隙から吸い出されるのを防止するため、フィルター層が設けられるのが普通である。

D.1.2 Failure modes of rubble mound breakwaters 捨石式傾斜防波堤の破壊モード

Damage to rubble mound breakwaters includes several modes of failures as illustrated in Figure D.1.1, because of its complex construction and configuration. The major failure mode is the erosion of the seaward slope by removal and/or breakage of armour units by wave actions. If a certain area of the armour layer is removed, the filter layer is subject to direct wave actions and may be destroyed, being followed by sucking-out of core material. Thus, selection of the material and size of armour units is the most important design item.

捨石式傾斜防波堤はその構成と形状の複雑さのために、防波堤の被災形態として図 D.1.1 に図示するような幾つかの破壊モードがある。主たる破壊モードは波の作用で被覆材が除去あるいは破損されることによる海側法面の侵食である。被覆層のある面積が取り除かれると、フィルター層が波の作用を直接に受けて破壊されることがあり、内部材料の吸い出しを招く。かくて、被覆材の材質と大きさの選択は最も重要な設計事項である。

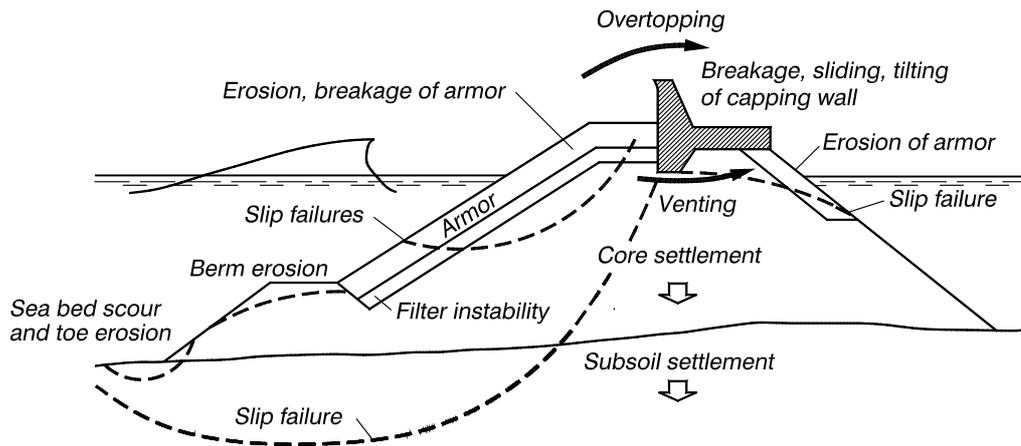


Figure D.1.1 Overview of failure modes for rubble mound breakwaters. (Burcharth, 1997).

図 D.1.1 捨石式傾斜防波堤の破壊モードの概観 (Burcharth, 1997)

D.1.3 Stability of seaward armour units 海側被覆材の安定性

D.1.3.1 Definition of damage of armour units 被覆材の被害の定義

Armour layers of rubble mound breakwaters are generally designed with acceptance of a certain amount of armour units displaced from their original positions. The degree of damage is input parameter in various empirical stability formulas for the selection of the mass of armour units. The degree of damage of armour layers has been defined differently in several formulas. Three definitions are currently used:

捨石式傾斜防波堤の被覆層は、一定個数の被覆材が当初位置から移動させられることを許容して設計するのが一般である。被覆材の質量選択用の種々の経験的安定公式においては、被害の度合いが入力パラメータとなっている。被覆層の被害の度合いの定義は、幾つかの公式で異なっている。現在は三つの定義が使われる。

- D = number of displaced units / number of units in the section
- N_{od} = number of displaced units within a strip along the slope with a width corresponding to the nominal width of armour unit
- $S = A_e / D_n^2$, where A_e denotes the eroded area of the cross section profile of the armour layer and $D_n = (\text{Mass of unit} / \text{mass density})^{1/3}$.
- D = 移動させられた個数とある断面の個数との比
- N_{od} = 被覆材の名目幅に対応する幅で斜面に沿うストリップ内の移動個数
- $S = A_e / D_n^2$, ここに A_e は被覆層の断面プロファイルの侵食面積を表し, $D_n = (\text{被覆材の質量} / \text{密度})^{1/3}$.

D.1.3.2 Minimum mass of armour units 被覆材の最小質量

The minimum mass of armour units that are stable against wave actions within the permissible range of damage can be calculated by the following general formula:

許容される被害範囲内で波の作用に対して安定な被覆材の最小質量は、次の一般公式で計算可能である。

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 \Delta^3} \quad (\text{D.1.1})$$

or

$$N_s = \frac{H}{\Delta(M/\rho_s)^{1/3}} = \frac{H}{\Delta D_n} \quad (D.1.2)$$

where

M = mass of armour units

ρ_s = mass density of armour units

H = characteristic wave height used in the design calculation

N_s = stability number dependent on types of armour units and affected by various design factors

Δ = relative density of armour units in water = $\rho_s/\rho_w - 1$ with ρ_w being the mass density of water

D_n = equivalent cube side length = $(M/\rho_s)^{1/3}$. For graded materials such as quarried rock and natural stones the 50% fractile $D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$ is used.

ここに

M = 被覆材の質量

ρ_s = 被覆材の密度

H = 設計計算で用いられる波高の代表値

N_s = 被覆材の種類に依存し、種々の設計要因に影響される安定数

Δ = 水中での被覆材の相対密度 = $\rho_s/\rho_w - 1$ 、ここに ρ_w は水の密度

D_n = 等価立方体辺長 = $(M/\rho_s)^{1/3}$ 。こ採石場からの石や自然石のような粒径分布ある材料に対しては中央粒径 $D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$ が使用される。

D.1.3.3 Stability number of non-overtopped two-layer rock armoured slopes

非越波時の2層積み捨石被覆斜面の安定数

There have been proposed a number of empirical formulas based on laboratory tests for the stability number of armour units. The following lists some formulas for seaward slopes:

被覆材の安定数については室内実験に基づいて幾つもの経験公式が提案されている。以下には海側斜面に対する幾つかの公式を挙げる。

Hudson formula (1958) against head-on waves: 直角入射波に対するハドソン公式 (1958)

$$N_s = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (D.1.3)$$

where α is the slope angle and K_D is the stability coefficient. The 50% fractile equivalent cube side length D_{n50} is used with Eq. (D.1.1). The formula was based entirely on regular wave tests and there remains some ambiguity on the K_D value applicable for irregular waves. The 1977 edition of the Shore Protection Manual (SPM) by US Army Coastal Engineering Research Center recommends the values listed in Table D.1.1 with the characteristic wave height $H = H_{1/3}$. However, the 1984 edition of SPM recommends the values listed in Table D.1.2 with the characteristic wave height $H = H_{1/10}$. When considering the mean relationship of $H_{1/10} = 1.27H_{1/3}$ under the Rayleigh distribution (for non-depth-limited waves), SPM 1984 introduces a considerable safety factor compared to the practice based on SPM 1977.

ここに、 α は傾斜角、 K_D は安定係数である。等価立方体辺長の 50% 累積値 D_{n50} が式 D.1.1 とともに使用される。この公式は全て規則波実験に基づいており、不規則波に適用する際の K_D についてはある種の不明確さが残されている。米国工兵隊海岸工学センターの「海岸保全便覧 (SPM)」1977 年版は波高の代表値を $H = H_{1/3}$ として表 D.1.1 の数値を推奨した。しかし、SPM の 1984 年版は波高の代表値を $H = H_{1/10}$ として表 D.1.2 の数値を推奨している。レーリー分布における平均的關係 $H_{1/10} = 1.27H_{1/3}$ (水深に規制されない波) を考慮するならば、SPM の 1984 年版は 1977 年版に基づく実務に比べてかなりの安全ファクターを導入している。

According to Van der Meer (1988), the coefficient of variation of the stability number by Eq. D.1.3 is estimated to be 18%. Melby and Mlaker (1997) have reported a coefficient of variation of K_D being 25% for stones and 20% for Dolosses.

Van der Meer (1988) によれば、式 D.1.3 による安定数の変動係数は 18% である。Melby and Mlaker (1997) は K_D の変動係数を石に対して 25%、ドロスに対して 20% と報告している。

Table D.1.1: K_D values for stones by SPM 1977 with $H = H_{1/3}$ for slope angles $1.5 \leq \cot \alpha < 3.0$

表 D.1.1: SPM 1977 版による $H = H_{1/3}$ としたときの斜面傾斜角 $1.5 \leq \cot \alpha < 3.0$ に対する石の K_D 値

Stone shape 石の形	Placement 並べ方	Damage, D^4 被害率			
		0 – 5%		5 – 10%	10 – 15%
		Breaking waves ¹ 砕波	Nonbreaking waves ² 非砕波	Nonbreaking waves 非砕波	Nonbreaking waves 非砕波
Smooth, rounded 丸く滑らか	Random ランダム	2,1	2,4	3,0	3,6
Rough angular 粗く角張る	Random ランダム	3,5	4,0	4,9	6,6
Rough angular 粗く角張る	Special ³ 特殊	4,8	5,5		

¹ Breaking waves means depth-limited waves, i.e., wave breaking takes place in front of the armour slope. (Critical case for shallow-water structures.)

² No depth-limited wave breaking takes place in front of the armour slope.

³ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to the slope face.

⁴ D is defined according to SPM 1984 as follows: The percent damage is based on the volume of armour units displaced from the breakwater zone of active armour units removal for a specific wave height. This zone extends from the middle of the breakwater crest down the seaward face to a depth equivalent to the wave height causing zero damage below still-water level.

¹ 砕波は水深で波高が制限された波，すなわち被覆斜面の前面で砕波する波である（浅水域の構造物にとって臨界ケース）。

² 被覆斜面の前面では水深の制限による砕波が起こらない。

³ 石の長軸を斜面に直角に配置した特別な並べ方。

⁴ SPM 1984 年版では D を次のように定義している。百分率被害は指定の波高に対して被覆材の移動の可能性ある防波堤のゾーンのうち，移動した被覆材の体積に基づく。このゾーンは，防波堤の天端の中間から，静水位以下に斜面に沿って被害率ゼロの波高に相当する深さまで下がった範囲である。

Table D.1.2: K_D values for stones by SPM 1984 with $H = H_{1/10}$.

表 D.1.2: SPM 1984 版による $H = H_{1/10}$ としたときの石の K_D 値

Stone shape	Placement	Damage, $D^4 = 0-5\%$	
		Breaking waves ¹	Nonbreaking waves ²
Smooth rounded	Random	1,2	2,4
Rough angular	Random	2,0	4,0
Rough angular	Special ³	5,8	7,0

See Table D.1.1 for footnotes. 脚注は表 D.1.1 参照。

Van der Meer formula (1988) exposed to non-depth limited (outside the surf zone) and breaking waves (inside the surf zone):

直角入射の水深に制限されない波（砕波帯外）および砕波（砕波帯内）に対するファンデルメーア公式（1988）

$$N_S = \begin{cases} 6,2 C_H S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5} & : \xi_m < \xi_{mc} \\ 1,0 C_H S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P & : \xi_m > \xi_{mc} \end{cases} \quad (D.1.4)$$

where

C_H = modification factor due to random wave breaking [= 1,4/($H_{1/20}/H_{1/3}$)], which takes a value 1.0 outside the surf zone

S = relative area of the eroded area defined in D.1.3.1

P = notional permeability, 0,5 for conventional two layer rock slopes

N_z = number of waves (during storm duration)

ξ_m = Iribarren number defined as equal to $\tan \alpha / s_{0m}^{0.5}$, where s_{0m} is the deepwater wave steepness of $H_{1/3}/L_{0m}$ with the deepwater wavelength L_{0m} corresponding to the mean wave period

ξ_{mc} = critical Iribarren number (plunging waves for $\xi_m < \xi_{mc}$ and surging waves for $\xi_m > \xi_{mc}$), which is given by $[6,2P^{0.31}(\tan \alpha)^{0.5}]^{1/(P+0.5)}$

ここに、

C_H = 不規則砕波に対する修正ファクター [= 1,4/($H_{1/20}/H_{1/3}$)] であり、砕波帯外では 1.0 の値をとる。

S = D.1.3.1 節で定義された侵食面積の相対値

P = 名目的透水性で通常の 2 層積み捨石斜面では 0.5

N_z = 高波の継続している間の波の数

ξ_m = イリバレン数であって $\tan \alpha / s_{0m}^{0.5}$ で定義され、 s_{0m} は深水波形勾配 $H_{1/3}/L_{0m}$ 、 L_{0m} は平均周期に対する深水波長

ξ_{mc} = $[6,2P^{0.31}(\tan \alpha)^{0.5}]^{1/(P+0.5)}$ で与えられる臨界イリバレン数（ $\xi_m < \xi_{mc}$ では巻き波、 $\xi_m > \xi_{mc}$ 通常では砕け寄せ波）

The characteristic wave height is $H_{1/3}$ and the 50% fractile equivalent cube side length D_{n50} is used with Eqs. (D.1.1) and (D.1.2). Inclusion of the modification factor C_H in Eq. (D.1.4) is after OCDI (2002, p.114), which replaces the 2% exceedance wave height $H_{2\%}$ with the one-twentieth highest wave height $H_{1/20}$ (difference of 0.4%); diagrams of the ratio $H_{1/20}/H_{1/3}$ are available in OCDI (2002). Within the surf zone, C_H may take the value up to 1.15 and thus the stability number becomes slightly larger than for the region outside the surf zone.

この波高の代表値は $H_{1/3}$ であり、等価立方体辺長の 50% 累積値 D_{n50} が式 D.1.1 と D.1.2 において用いられる。式 D.1.4 における修正係数 C_H は OCDI (2002, p.114) によるものであり、2% 超過波高 $H_{2\%}$ を $1/20$ 最大波高 $H_{1/20}$ で置き換えたもの（差異は 0.4%）である。波高比 $H_{1/20}/H_{1/3}$ の図表は OCDI (2002) に記載されている。砕波帯内では C_H が 1.15 までの値をとることがあり、これによって砕波帯の外側の領域よりも安定数がやや大きくなる。

The coefficient of variation on the factor 6,2 in the upper equation of D.1.4 and on the factor 1.0 in the lower equation is estimated to be 6.5% and 8%, respectively.

式 D.1.4 の右辺上式の定数 6.2 および右辺下式の定数 1.0 の数値の変動係数は、それぞれ 6.5% と 8% と推定されている。

D.1.3.4 Stability number of non-overtopped concrete block armoured slopes

非越波時のコンクリートブロック被覆斜面の安定数

The stability number of concrete armour units varies widely depending on their shapes and laying methods. The K_D values for various shapes of concrete blocks in conjunction with Eq. D.1.3 have been proposed by researchers and manufacturers of respective blocks. Some of the available formulas are listed below.

コンクリート被覆材の安定数は、その形と並べ方によって大きく変化する。式 D.1.3 を用いるときの種々の形のコンクリートブロックの K_D 値は、それぞれのブロックの研究者と開発者によって提案されてきた。使用可能な公式の幾つかを以下に示す。

Two-layer concrete cubes: 2層積みコンクリート立方体

The characteristic wave height is $H_{1/3}$. Brose, Burkhart and Larsen (1974) has proposed Eq. D.1.5 for the range of $1.5 \leq \cot \alpha \leq 2.0$ for randomly placed cubes in head-on waves.

波高の代表値は $H_{1/3}$ である。Brose, Burkhart and Larsen (1974) は勾配 $1.5 \leq \cot \alpha \leq 2.0$ の範囲で、ランダムに並べられた立方体に波が直角に入射する場合に対し、式 D.1.5 を提案した。

$$N_s = \begin{cases} 1,8 - 2,0 & : D = 0\% \\ 2,3 - 2,6 & : D = 4\% \end{cases} \quad (\text{D.1.5})$$

The damage rate of $D = 0\%$ indicates the onset of damage.

被害率 $D = 0\%$ は被害の開始を指示する。

Van der Meer (1988b) has presented Eq. D.1.6 for two layer cubes randomly placed on 1:1, 5 slopes by using irregular head-on waves in the non-depth-limited conditions.

Van der Meer (1988b) は、1:1.5 勾配で立方体が2層にランダムに積まれたとき、波高が水深に制限されない条件で不規則波が直角に入射する場合に対して式 D1.6 を提出した。

$$N_s = (6,7 N_{od}^{0.4} / N_z^{0.3} + 1,0) s_{0m}^{-0.1} \quad (\text{D.1.6})$$

Uncertainty of this formula corresponds to a coefficient of variation of approximately 10%.

この公式の不確定性は変動係数で約 10% に相当する。

Two-layer Tetrapods 2層積みテトラポッド

The characteristic wave height is $H_{1/3}$. Van der Meer (1988b) has presented Eq. D.1.7 on 1:1.5 slopes by using irregular head-on waves in the non-depth-limited conditions.

波高の代表値は $H_{1/3}$ である。Van der Meer (1988b) は、1:1.5 勾配について、水深に制限されない条件で不規則波が直角に入射する場合に対して式 D1.7 を提出した。

$$N_s = (3,75 N_{od}^{0.5} / N_z^{0.25} + 0,85) s_{0m}^{-0.2} \quad (\text{D.1.7})$$

Uncertainty of this formula corresponds to a coefficient of variation of approximately 10%.

この公式の不確定性は変動係数で約 10% に相当する。

For depth-limited wave conditions, d'Angremond, van der Meer and van Nes (1994) have proposed to increase the above stability number by the modification factor C_H .

水深で波高が制限される場合について d'Angremond, van der Meer and van Nes (1994) は、上記の安定係数を修正ファクター C_H で割り増すことを提案している。

Two-layer Dolosse 2層積みドロス

The characteristic wave height is $H_{1/3}$. Burcharth and Liu (1992) have presented Eq. D.1.8 for two-layer randomly placed Dolosse with a 1:1.5 slope.

波高の代表値は $H_{1/3}$ である。Burcharth and Liu (1992) は、2層に不規則に積まれた 1:1.5 勾配のドロスに対して式 D1.8 を提出した。

$$N_s = (47 - 72 r) \phi D^{1/3} N_z^{-0.1} = (17 - 26 r) \phi^{2/3} N_{od}^{1/3} N_z^{-0.1} \quad (\text{D.1.8})$$

where

r = Dolosse waist ratio (test range of $0,32 < r < 0,42$)

φ = Packing density in two layers (test range of $0,61 < \varphi < 1$)

D = Relative number of units displaced more than one dolosse height or more within the zone of the levels $SWL \pm 6,5D_n$ (Insert $D = 0.02$ for 2% displacement)

N_{od} = Number of displaced units within a strip width of one equivalent cube length D_n (length of a cube having the same volume as Dolosse)

ここに,

r = ドロスのウエスト比 (実験範囲は $0,32 < r < 0,42$)

φ = 2層積みの詰め込み比 (実験範囲は $0,61 < \varphi < 1$)

D = $SWL \pm 6,5D_n$ のゾーンでドロソ高 1 個以上の距離を動かされたドロソの相対個数 (2%移動に対しては $D = 0.02$ とする)

N_{od} = 等価立方体長さ D_n (ドロソと同一体積を持つ立方体の長さ) の幅を有するストリップ内で移動したドロソの個数

Tests were made for breaking and nonbreaking wave conditions in the range of $2,49 < \xi_m < 11,7$. For the number of waves N_z greater than 3000, $N_z = 3000$ is to be used. Uncertainty of this formula corresponds to a coefficient of variation of approximately 22%.

この実験は砕波と非砕波の条件で $2,49 < \xi_m < 11,7$ の範囲で行われた。波の数 N_z が 3000 以上では $N_z = 3000$ とした。この公式の不確定性は変動係数約 22% に相当する。

One-layer Accropodes 1層積みアクロポッド

Van der Meer (1988b) has found no damage up to $N_s = 3.7$ and failure at $N_s = 4.1$. The standard deviation of the factors 3,7 and 4,1 is approximately 0,2.

Van der Meer (1988b) は $N_s = 3.7$ まで被害を生じず, $N_s = 4.1$ で破壊することを見いだした。定数 3.7 と 4.1 の標準偏差は約 0.2 である。

Burcharth et al. (1998) have presented Eq. D.1.9 for one layer of Accropodes on 1:1,33 slope by using irregular, head-on waves in breaking and nonbreaking wave conditions.

Burcharth et al. (1998) は勾配 1:1.33 の 1層積みアクロポッドについて、砕波と非砕波の直角入射の不規則波を使って式 D.1.9 を提出した。

$$N_s = A(D^{0,2} + 7,70) \quad (D.1.9)$$

where A denotes an empirical coefficient having the mean value of $\bar{A} = 0,46$ and the coefficient of variation of $0,02 + 0,05(1 - D)^6$. The minimum stability was observed in the range of $3,5 < \xi_m < 4.5$.

ここに、 A は経験的係数であって平均値 $\bar{A} = 0,46$ 、変動係数 $0,02 + 0,05(1 - D)^6$ を有する。安定性は $3,5 < \xi_m < 4.5$ の範囲で最小であった。

D.1.3.5 Stability of overtopped rock armoured slopes 越波時の捨石被覆斜面の安定性

The stability of armour units on seaward slopes slightly increases as the overtopping increases with reduced crest levels. Reference is made to various formulas for low-crested structures given in Burcharth and Hughes (2002).

海側法面の被覆材の安定性は、天端高が下がって越波が増えるに従って僅かながら増大する。低天端の構造物については Burcharth and Hughes (2002) が引用している諸公式を参照されたい。

D.1.4 Wave run-up and overtopping 波の遡上と越波

D.1.4.1 Run-up of irregular waves 不規則波の遡上高

The run-up, $R_{u,p\%}$, is defined as the vertical distance between the still water level, SWL, and the level of the highest position of the water on the slope which will be exceeded by $p\%$ of the waves. For a conventional two-layer rock armoured slope exposed to head-on waves with Rayleigh distributed wave heights, $R_{u,p\%}$ can be estimated by the central fit formula of the following by Delft Hydraulics:

遡上高 $R_{u,p\%}$ は静水位 SWL と超過率 $p\%$ である波による斜面上の水面最高点との鉛直距離として定義される。波高分布がレーリー型である波が在来型の 2 層積み捨石斜面に直角入射するときの $R_{u,p\%}$ は、デルフト水理研究所がデータの中央当てはめで求めた次式で推定可能である。

$$R_{u,p\%} / H_{1/3} = \begin{cases} A \xi_{0m} & : 1,0 < \xi_{0m} \leq 1,5 \\ B(\xi_{0m})^C & : 1,5 < \xi_{0m} \leq (D/B)^{1/C} \\ D & : (D/B)^{1/C} \leq \xi_{0m} < 7,5 \end{cases} \quad (\text{D.1.10})$$

where ξ_{0m} is the Iribarren number equal to $\tan \alpha / s_{0m}^{0.5}$, and s_{0m} is the wave steepness defined as $H_{1/3} / L_{0m}$ with the deepwater wavelength related to the mean wave period. The coefficients A , B , C and D are listed in Table D.1.3. The coefficient of variation for A , B , C and D is 12%.

ここに、 ξ_{0m} は $\tan \alpha / s_{0m}^{0.5}$ に等しいイリバレン数であり、 s_{0m} は平均周期に基づく深水波長を用いて $H_{1/3} / L_{0m}$ で定義される波形勾配である。定数 A , B , C , および D の値は表 D.1.3 に記載されており、 A , B , C , および D の変動係数は 12% である。

Table D.1.3. Coefficients for estimation of wave run-up.

表 D.1.3 波の遡上高推定の定数

p (%)	A	B	C	D^1
0,1	1,12	1,34	0,55	2,58
2	0,96	1,17	0,46	1,97
5	0,86	1,05	0,44	1,68
10	0,77	0,94	0,42	1,45
33 (significant)	0,72	0,88	0,41	1,35
50 (mean)	0,47	0,60	0,34	0,82

¹ Only applicable for permeable slopes 透過性斜面にのみ適用

D.1.4.2 Overtopping rate 越波流量

Wave overtopping occurs when the highest run-up level exceeds the crest freeboard, R_c , defined as the vertical distance from SWL to the crest level of the breakwater. Several formulas exist for the estimation of the time-averaged overtopping rate per unit length, q . For a breakwater with a straight two-layer armoured slope and no crown wall, q can be estimated by the following formula (van der Meer and Janssen, 1995):

越波は最高遡上高が、SWL から防波堤の天端までの鉛直距離として定義される天端乾舷 R_c を越えたときに発生する。単位長当たりの時間平均越波流量 q の推定用としては数種の公式がある。一様傾斜で上部工無し of 2 層被覆傾斜防波堤については、 q を次の公式 (van der Meer and Janssen, 1995) で推定可能である。

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp\left(-3,7 \frac{R_c}{H_{2\%}}\right) \quad (\text{D.1.11})$$

where $H_{2\%}$ is the 2% exceedance wave height and is equal to $1.4H_{1/3}$ under the Rayleigh distribution of wave heights. The formula is valid for $\zeta_{0p} > 2$, where ζ_{0p} is the Iribarren number defined with the deepwater wave steepness related to the spectral peak wave period as $\zeta_{0p} = \tan \alpha / (H_{1/3}/L_{0p})^{1/2}$.

ここに、 $H_{2\%}$ は超過率 2%の波高であり、波高がレーリー分布のときは $1.4H_{1/3}$ に等しい。この公式は、スペクトルのピーク周期に関連する深水波はの波形勾配を用いてとして定義されるイリバレン数 $\zeta_{0p} = \tan \alpha / (H_{1/3}/L_{0p})^{1/2}$ が $\zeta_{0p} > 2$ のときに有効である。

The coefficient of variation on the factor 3,7 in Eq. D.1.11 is approximately 15%.

式 D.1.11 の定数 3.7 の変動係数は約 15%である。

D.1.5 Stability of rear side armour units 岸側被覆材の安定性

Design of lee-side cover layers depends on the extent of wave overtopping and the design of the crest. No general stability formulas are available for leeside armour stability.

岸側被覆層の設計は越波の程度と天端部分の設計に依存する。岸側被覆材に対して利用可能な一般的安定公式はない。

For severely to moderately overtopped rubble mound breakwaters without a superstructure, it is good practice to extend the main armour units over the crest down the rear side to a level well below the still water level. Where concrete crown walls are installed, stability of the lee-side armour units should be verified in model tests.

上部工がなくて激烈あるいは中程度の越波を受ける捨石式傾斜防波堤においては、主被覆材を天端から裏側法面にそって静水位から十分下まで伸ばすのが良い方策である。コンクリートのクラウンウォールが設けられる場合には、岸側被覆材の安定性も模型実験で検証すべきである。

D.1.6 Stability of roundheads 円形堤頭部の安定性

Under similar wave conditions the armour layer in a roundhead is more exposed to damage than the armor layer in the adjacent trunk. This is because the cone shape causes higher overflow velocities and lesser lateral support of the armour units. The most exposed section of the roundhead is indicated in Figure D.1.2.

類似の波浪条件であっても、円形の堤頭部の被覆層は隣接する堤幹部の被覆層よりも多大な被害にさらされる。これは円錐形の形状によって越流流速がより速くなり、被覆材の横支持が減少するためである。堤頭部で最も被災しやすい部分は図 D.1.2 に示してある。

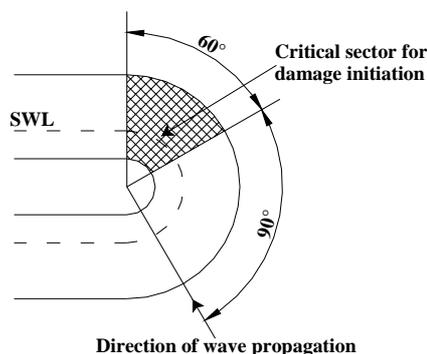


Figure D.1.2: Illustration of the most exposed section of a cone-shaped roundhead

図 D.1.2 円錐状円形頭部で最も被災しやすい部分の例示

This is the location where the water jets from the plunging waves hit the cone. Long waves are more damaging than short waves. Within the slope range 1:1.5 to 1:3, it seems that roundheads with

steeper slopes can resist larger waves than roundheads with milder slopes for stages of small damage and damage initiation. However, the damage develops faster in case of the steeper slopes.

ここは巻き波による水ジェットが円錐部にぶつかる場所である。周期の長い波のほうが短周期波よりも大きな被害を及ぼす。勾配が 1:1.5 から 1:3 の範囲では、なだらかな勾配の円形頭部よりも急勾配の円形頭部のほうが大きな波に対して被害の発生・初期の段階で抵抗力があるように思われる。

The weight of the roundhead armour units are in most cases 1,5 to 2,5 times the weight of the trunk armour units, given the same wave climate and mass density. Alternatively the mass density of the armour units can be increased in the roundhead (Burcharth et al. 2003). Generally it is recommended to check roundhead stability in hydraulic model tests.

円形頭部の被覆材重量は、波浪条件と材料の密度が同じであれば、堤幹部の被覆材重量の 1.5～2.5 倍が普通である。その代わりとして、堤頭部の被覆材の密度を増すことも可能である (Burcharth et al. 2003)。一般に、堤頭部の安定性を水理模型実験でチェックすることが推奨される。

D.1.7 Stability of armour units on toe berm 法先小段の被覆材の安定性

For a toe berm of two to three layers of quarry rocks with mass density $\rho_s = 2,68 \text{ t/m}^3$, the following stability formula has been given by van der Meer et al. (1995) in conjunction with Eq. D.1.1, based on model tests with a non-overtopped rubble mound structure with front slope 1:1.5 in head-on irregular waves. The characteristic wave height is $H_{1/3}$.

密度が $\rho_s = 2.68 \text{ t/m}^3$ の砕石場からの石を 2～3 層に敷いた法先小段については、式 D.1.1 に関連して van der Meer et al. (1995) が次のような安定公式を与えている。この公式は、勾配 1:1.5 の非越波の捨石式傾斜構造に不規則波が直角入射する状態での模型実験によるものである。波高の代表値は $H_{1/3}$ である。

$$N_s = \left(0,24 \frac{h_b}{D_{n50}} + 1,6 \right) N_{od}^{0,15} \quad (\text{D.1.12})$$

where h_b is the water depth at top of toe berm and the formula is valid in the range of $0,4 < h_b/h_s < 0,9$, $0,28 < H_{1/3}/h_s < 0,8$, and $3 < h_b/D_{n50} < 25$, where h_s denotes the water depth in front of the toe berm.

ここに h_b は法先小段の上の水深で、この公式は $0.4 < h_b/h_s < 0.9$, $0.28 < H_{1/3}/h_s < 0.8$, ならびに $3 < h_b/D_{n50} < 25$ の範囲で有効である。ただし、 h_s は法先小段前面の水深である。

For a standard toe of about 3-5 stones wide and 2-3 stones high, the following N_{od} -values can be used:

幅が石 3～5 個並び、高さ 2～3 層積み標準的の法先については、次の N_{od} 値が利用可能である。

$$N_{od} = \begin{cases} 0.5 & \text{no damage} & \text{無被害} \\ 2 & \text{acceptable damage} & \text{許容可能被害} \\ 4 & \text{severe damage} & \text{大きな被害} \end{cases} \quad (\text{D.1.13})$$

D.1.8 Design of filters フィルター層の設計

Design criteria for granular filters must ensure that the finer material of the core is not lost by being sucked out through the gaps between coarser materials. The following stability criteria are commonly used:

粒状体のフィルターの設計規範は、粗い材料の間隙から内部の細かい材料が吸い出されて失われないことの保証でなければならない。次のような安定規範がよく使われる。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d_{15,filter}}{d_{85,core}} < 4 - 5 \\ \frac{W_{50,filter}}{W_{50,core}} < 15 - 20 \end{array} \right\} \quad (D.1.14)$$

where d and W are the diameter and weight of granular materials, respectively.

ここに、 d と W はそれぞれ粒状材料の直径と重量である。

A criteria for the internal stability criterion of the filter layer is given by

フィルター層の内部安定性の基準は以下で与えられる。

$$\frac{d_{60,filter}}{d_{10,core}} < 10 \quad (D.1.15)$$

D.1.9 Breakage of concrete armour units コンクリート被覆材の破損

Concrete armour units have limited strength and might break due to too large impact forces when placed, or due to rocking and displacements caused by wave actions. The concrete tensile strength is the limiting factor for un-reinforced units. A considerable size effect causes large units to be relatively weaker than smaller units. Critical impact velocities for normal concrete quality (tensile strength ≥ 2.5 MPa) ranges from 5 – 6 m/s for a 5 tonne cube to 3 – 4 m/s for a 50 tonne cube, and 2 m/s for a mid size Tetrapod or Dolosse with the waist ratio 0.4. The stresses in the placed armour units imposed by gravity also contribute significantly to breakage in case of slender units like Tetrapods and Dolosse. The breakage can be predicted by the following formula by Burcharth et al. (2000).

コンクリート被覆材は強度に限界があり、設置時のあまりに大きな衝撃力や波浪作用によるロッキングや転動によって破損するかもしれない。無補強コンクリートの限界要因はコンクリートの引っ張り応力度である。寸法効果はかなり大きく、大型の被覆材は小型のものよりも比較的弱い。コンクリートの通常の品質（引っ張り強度 ≥ 2.5 MPa）では、限界衝突速度が 5 トン立方体で 5 ~ 6 m/s, 50 トン立方体で 3 ~ 4 m/s, ウエスト比が 0.4 の中型テトラポッドまたはドロスで 2 m/s である。テトラポッドやドロスのようにほっそりした形の場合には、積み上げられた被覆材の重さによる応力も相当に破損を促進する。破損は Burcharth et al. (2000) による次の公式で予測可能である。

$$B = C_0 M^{C_1} f_T^{C_2} H_{1/3}^{C_3} \quad (D.1.16)$$

where

B = relative number of broken units
 M = armour unit mass in ton, $2.5 \leq M \leq 50$
 f_T = concrete static tensile strength in MPa, $2 \leq f_T \leq 4$
 $H_{1/3}$ = significant wave height in meters
 C_0, C_1, C_2, C_3 = empirical parameters

ここに

B = 破損被覆材の相対個数
 M = トン単位の被覆材の質量, $2.5 \leq M \leq 50$
 f_T = MPa 単位のコンクリート引っ張り強度, $2 \leq f_T \leq 4$
 $H_{1/3}$ = メートル単位の有義波高
 C_0, C_1, C_2, C_3 = 経験的パラメータ

The effect of static, pulsating and impact stresses are included in the formula. The values of the empirical parameters fitted to test data are listed in Table D.1.4.

この公式には、静的、脈動、および衝撃応力の効果が含まれている。実験データに当てはめた経験的パラメータの値は表 D.1.4 に記載してある。

Table D.1.4: Fitted values of empirical parameter for breakage of concrete armour units

表 D.1.4 コンクリート被覆材の破損に対して当てはめた経験的パラメータの値

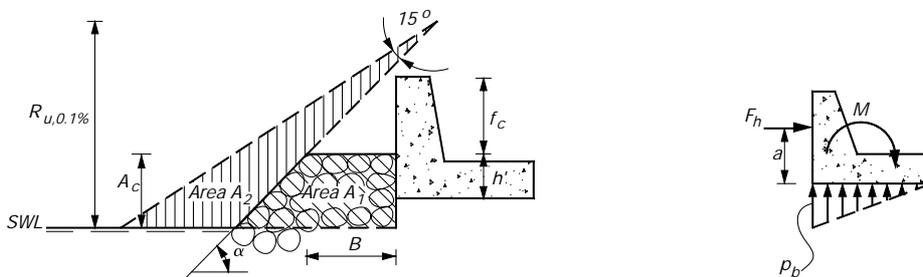
Location 位置	Waist ratio ウエスト比	C ₀		C ₁	C ₂	C ₃
		Coef. of variation 変動係数	Mean 平均			
Trunk of dolosse ドロスの幹部	0,325	0,188	0,00973	-0,749	-2,58	4,143
	0,37	0,200	0,00546	-0,782	-1,22	3,147
	0,42	0,176	0,01306	-0,507	-1,74	2,871
Round-head of dolosse こドロスの丸み付き頭部	0,37	0,075	0,025	-0,65	-0,66	2,42
Trunk of Tetrapods テトラポッドの幹部		0,25	0,00393	-0,79	-2,73	3,84

D.1.10 Stability of crown walls クラウンウォールの安定性

Wave induced forces might cause a crown wall to fail as a monolith by sliding or tilting, or by breaking. 波による力はクラウンウォールを一体として滑動、傾斜、または破損による被害を与えるかもしてない。

The wave induced horizontal force and uplift force can be calculated by the formula by Pedersen (1996) given below.

こ波による水平力と揚圧力は以下に示す Pedersen (1996) の公式で計算可能である。



$$F_{h,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B}} (1.6 p_m y_{eff} + A \frac{p_m}{2} h') \tag{D.1.17}$$

$$M_{0.1\%} = a \times F_{h,0.1\%} = 0.55(h' + y_{eff}) F_{h,0.1\%}$$

$$p_{b,0.1\%} = 1.00 A p_m$$

where

$F_{h, 0.1\%}$ = horizontal wave force per running metre of the wall corresponding to 0.1% exceedance probability

$M_{0, 1\%}$ = wave generated turning moment per running metre of the wall corresponding to 0.1% exceedance probability

$p_{b, 0.1\%}$ = wave uplift pressure corresponding to 0.1% exceedance probability

L_{om} = deepwater wavelength corresponding to mean wave period

B = berm width of armour layer in front of the wall
 ρ_m = $\rho_w g (R_{u,0.1\%} - A_c)$
 $R_{u,0.1\%}$ = wave run-up corresponding to 0.1% exceedance probability

ここに,

$F_{h,0.1\%}$ = 0.1%超過確率に相当するクラウンウォールの延長 1m 当たりの水平波力
 $M_{0,1\%}$ = 0.1%超過確率に相当するクラウンウォールの延長 1m 当たりの波による転倒モーメント
 $\rho_{b,0.1\%}$ = 0.1%超過確率に相当する波の揚圧力
 L_{om} = 平均周期に対応する深水波長
 B = クラウンウォール前面の被覆層の天端幅
 ρ_m = $\rho_w g (R_{u,0.1\%} - A_c)$
 $R_{u,0.1\%}$ = 0.1%超過確率に相当する波の遡上高

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s \zeta_m & \zeta_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s \zeta_m^{0.55} & \zeta_m > 1.5 \end{cases} \quad (\text{D.1.18})$$

$$\zeta_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{om}}$$

α = slope angle of armour layer
 A_c = vertical distance between MWL and the crest of the armour berm
 $A = \min\{A_2/A_1, 1\}$, where A_1 and A_2 are areas shown in the figure
 $y_{eff} = \min\{y/2, f_c\}$

α = 被覆層の傾斜角
 A_c = MWL と被覆層の天端との鉛直距離
 $A = \min\{A_2/A_1, 1\}$, ここに A_1 と A_2 は図に示す面積
 $y_{eff} = \min\{y/2, f_c\}$

$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0.1\%} - A_c}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)}, & y > 0 \\ 0, & y \leq 0 \end{cases}$$

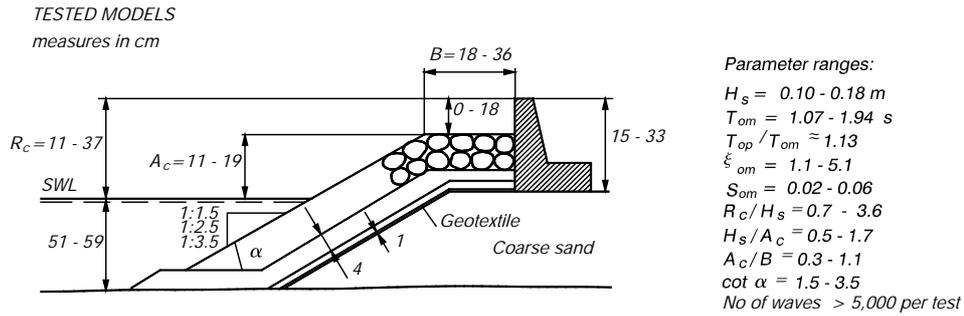
h' = height of the wall protected by the armor layer
 f_c = height of the wall not protected by the armour layer

h' = 被覆層で覆われたクラウンウォールの高さ
 f_c = 被覆層で覆われていないクラウンウォールの高さ

Uncertainty of the formulae

公式の不確定性

Factor in the formulae	0.21	1.6	0.55	1.00
Standard deviation σ	0.02	0.10	0.07	0.30



Stability against sliding between the crown wall base and the rubble foundation requires

クラウンウォールの基面と捨石基礎との間に滑動に対する安定条件は

$$(F_G - F_U)\mu \geq F_H \tag{D.1.19}$$

where

- μ = friction coefficient for the base plate against the rubble stone ($0.5 \leq \mu \leq 0.7$)
- F_G = buoyancy – reduced weight of the structure
- F_U = wave induced uplift force
- F_H = wave induced horizontal force plus force from armour resting against the front of the structure

ここに,

- μ = 捨石に対するクラウンウォール基面の摩擦係数 ($0.5 \leq \mu \leq 0.7$)
- F_G = 浮力を差し引いた構造物の重量
- F_U = 波による揚圧力の合力
- F_H = 波による水平力に構造物前面の被覆材の寄りかかり荷重を加えたもの

A safety factor has to be applied to F_H in deterministic design.

決定論的設計では, F_H に安全率を乗じるべきである。

Stability against overturning is maintained if

転倒に対する安定条件は

$$M_{FG} \geq M_{FU} + M_{FH} \tag{D.1.20}$$

where

- M_{FG} = stabilizing moment of F_G around the heel
- M_{FU} = antistabilizing moment of F_U around the heel
- M_{FH} = antistabilizing moment of F_H around the heel

ここに

- M_{FG} = 後趾まわりの F_G の安定モーメント
- M_{FU} = 後趾まわりの F_U による不安定モーメント
- M_{FH} = 後趾まわりの F_H による不安定モーメント

A safety factor has to be applied to the right hand side of Eq. D.1.20 in deterministic design.

決定論的設計では, 式 D.1.20 の右辺に安全率を乗じるべきである。

Stability against geotechnical slip failures has to be demonstrated. Conventional slip failure calculation methods can be used.

こ

Hydraulic model tests are in general recommended for determination of wave induced loads on crown walls. From the test series must be identified the combinations of simultaneous ~~the~~ wave induced forces that give the minimum crown wall stability.

クラウンウォールに作用する波浪荷重を決定するには、一般に水理模型実験が推奨される。一連の実験から、クラウンウォールの安定性を最小とする同時波力の組み合わせを認定すべきである。

D.2. Berm breakwaters パーム式防波堤

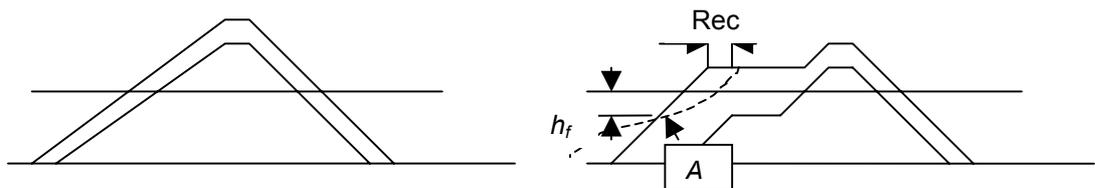
D.2.1. Introduction 序説

PIANC (2003) has issued a report from a working group on “State-of-the-art of designing and constructing berm breakwaters”. The main items for designing berm breakwaters are referenced here.

PIANC (2003) は「パーム式防波堤の設計技術の現状」に関する作業グループ報告を発行している。本節ではパーム式防波堤の設計にかかわる主要事項を引用している。

Berm breakwaters are different from conventional rubble mound breakwaters as indicated in Figure D 2.1.

パーム式防波堤は、在来型の捨石式傾斜防波堤とは図 D.2.1 に示すように異なっている。



Conventional rubble mound breakwater.

在来型捨石式傾斜防波堤

Rubble mound berm breakwater with recession, Rec.

後退量 Rec を持つ捨石式傾斜パーム式防波堤

Figure D. 2.1. Conventional and berm rubble mound breakwaters.

図 D.2.1 在来型およびパーム型捨石式傾斜防波堤

A conventional rubble mound breakwater is required to be almost static stable for the design wave conditions, while the berm breakwater has traditionally been allowed to reshape into reshaped static or a reshaped dynamic stable profile as indicated in Figure D 2.1. Non-reshaping static stable berm breakwaters have also lately been considered. Berm breakwaters may thus be divided in three categories:

在来型の捨石式傾斜防波堤では設計波浪条件においてもほぼ静的安定性を保持することが要求されるのに対し、パーム式防波堤は伝統的に図 D.2.1 に示すような再整形された静的安定断面あるいは再整形の動的安定断面に再整形されることを許容してきた。近年では再整形しない静的に安定なパーム式防波堤も取り上げられている。かくてパーム式防波堤は三つのカテゴリーに分類される。

- Non-reshaped static berm breakwater, e.g. only some few stones are allowed to move similar to what is allowed on a conventional rubble mound breakwater for the design wave conditions.
- Reshaped static stable berm breakwater, e.g. the profile is reshaped into a stable profile where the individual stones are also stable for the design wave conditions.

- Reshaped dynamic stable berm breakwater, e.g. the profile is reshaped into a stable profile, but the individual stones may move up and down the slope for the design wave conditions.
- 再整形しないバーム式防波堤，たとえば設計波浪条件において在来型捨石式傾斜防波堤で許される条件と同様に，僅かに若干の捨石の運動を許容する。
- 再整形された静的に安定なバーム式防波堤，たとえば初期断面が安定断面に再整形され，そこでは設計波浪条件において個々の石もまた安定する。
- 再整形された動的に安定なバーム式防波堤，たとえば初期断面が安定断面に再整形されるけれども，設計波浪条件においては個々の石は斜面に沿って転がって上下することがある。

The berm breakwater has normally been constructed with a berm that is allowed to reshape into an S-shape. This is because it presently is cheaper to construct the breakwater with an ordinary berm rather than with the S-shape directly. A more stable design has been developed in Iceland in close cooperation between all partners involved: designers, geologists, supervisors, contractors and local governments, Sigurdarson et al. (1998). One reason for this development is the fear that the reshaping process may eventually lead to excessive crushing and abrasion of individual stones as they move on the berm breakwater. The question of allowing reshaping or not has obviously to do with the stone quality and the stones ability to withstand impacts crushing and/or abrasion. It is though clear that even a non-reshaping berm breakwater requires cover stones with significantly less mass than required on a conventional rubble mound breakwater.

バーム式防波堤は通常は予めバーム（小段）を設け，それが S 字形に再整形することを許容して建設される。これは今のところ，直接に S 字形で建設するよりも普通のバーム付き防波堤を建設するほうが安価であるためである。アイスランドでは，建設に係わる全ての関係者間の緊密な協力によって，より安定な設計法が開発されてきた（Sigurdarson et al. (1998)）。この開発の一つの理由は，再整形の過程において個々の石が防波堤に沿って動き回るとつれて石の過剰な圧壊および / あるいは摩滅が発生するかもしれないとの懸念である。再整形を許すか否かの問題は明らかに石の品質と衝撃による圧壊および / あるいは摩滅に抵抗する能力に係わっている。しかしながら，非再整形のバーム式防波堤であっても在来型捨石式傾斜防波堤よりも相当に小さな質量の被覆石しか必要としないことは明瞭である。

There are methods available to evaluate the suitability of quarried stones against crushing for reshaped static stable type berm breakwaters. There is less information on how to evaluate the suitability of quarried rock for reshaped dynamic stable berm breakwaters. It is not recommended to design for reshaped dynamic stable conditions.

再整形の静的安定型バーム式防波堤用に採石場から切り出された石が圧壊に対して適切な品質であるかどうかを判定するには，幾つかの方法が利用できる。再整形の動的安定型バーム式防波堤用の石の適格性をどのように査定するかについては情報が不足である。再整形の動的安定条件で設計することは推奨できない。

In cases where not large enough quarried cover stones for a conventional rubble mound breakwater can be provided, a berm rubble mound breakwater may be an economical alternative to rubble mound breakwaters with concrete cover blocks.

採石場から在来型捨石式傾斜防波堤の被覆石として十分に大きな石が採掘できないケースでは，バーム式防波堤がコンクリートブロックで被覆する捨石式傾斜防波堤よりも経済的な代案となり得る。

D.2.2 Stability and reshaping of berm breakwaters **バーム式防波堤の安定性と再整形**

D. 2.2.1 Stability and reshaping of the trunk section **堤幹部の安定性と再整形**

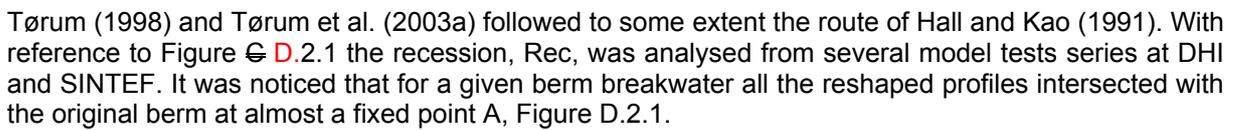
Most of the research on the stability and reshaping of berm breakwaters has been for homogenous berms. But lately some work has also been made on the stability and reshaping of multilayer berm breakwaters, Sigurdarson et al. (2001). The multilayer berm breakwater allows a better and more economical utilisation of the quarry yield than a conventional rubble mound breakwater and it is expected that this will be the future design of berm breakwaters.

バーム式防波堤の安定性と再整形に関する研究の大半は，均質なバームについて行われてきた。しかし近年は，多層バーム式防波堤の安定性と再整形についても研究が行われている（Sigurdarson et al. (2001)）。多層バーム式防波堤は，

採石場から産出される石を在来型捨石式傾斜防波堤に比べてより良くかつより経済的に利用することができ、これがバーム式防波堤の今後の設計法となることが期待される。

There have been several papers presented on the reshaping of berm breakwaters following different routes, e.g. van der Meer (1990), van Gent (1995), Archetti and Lamberti (1996) followed a route similar to van der Meer (1988), while Kao and Hall (1991) and Tørum et al. (2003a) followed another route. The reshaped profile is determined with the aid of several length and height parameters depending on simplified description of the sea states (H_s , T and N_z), N_z is the number of waves, of the geometry of the structure and of the characteristic of the stone (D_{n50} , ρ_s). The dynamic profile is characterised by a number of parameters, van der Meer (1988).

バーム式防波堤の再整形に関しては複数の論文が発表されており、異なるアプローチをとっている。たとえば van der Meer (1990), van Gent (1995), Archetti and Lamberti (1996) は van der Meer (1988) と同様なアプローチをとっているのに対し、Kao and Hall (1991) と Tørum et al. (2003a) は別のアプローチである。再整形の形状は、単純化された波浪条件 (H_s , T and N_z , ここに N_z は波の数)、構造物の形状、および石の特性 (D_{n50} , ρ_s) に依存する幾つかの長さおよび高さのパラメータで定められる。動的断面は複数のパラメータで特徴づけられる (van der Meer (1988))。

Tørum (1998) and Tørum et al. (2003a) followed to some extent the route of Hall and Kao (1991). With reference to Figure  D.2.1 the recession, Rec, was analysed from several model tests series at DHI and SINTEF. It was noticed that for a given berm breakwater all the reshaped profiles intersected with the original berm at almost a fixed point A, Figure D.2.1.

Tørum (1998) と Tørum et al. (2003a) は Hall and Kao (1991) のアプローチをある程度踏襲した。図 D.2.1 に示す後退量 Rec は、DHI と SINTEF の数シリーズの模型実験から解析された。所与のバーム式防波堤に対し、全ての再整形後の断面はほとんど一定の点 A (図 D.2.1) で元のバーム形状と交差することが認められた。

Tørum et al. (2003a) arrived at the following simple equation for the mean non-dimensional recession for homogenous berm breakwaters and multilayer berm breakwaters with randomly placed stones, which can be used for conceptual design:

Tørum et al. (2003a) は、ランダムに並べられた石による均質バーム式防波堤および多層バーム式防波堤の平均無次元後退量について次の単純な方程式を導いた。

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = 0,000027(HoTo)^3 + 0,000009(HoTo)^2 + 0,11(HoTo) - f(f_g) - f\left(\frac{d}{D_{n50}}\right) \quad (D.2.1)$$

The gradation factor function $f(f_g)$ is given by:

粒径ファクターの関数 $f(f_g)$ は以下による。

$$f(f_g) = -9.9f_g^2 + 23.9f_g - 10.5 \quad (D.2.2)$$

and the depth function $f(d/D_{n50})$ is given by:

また水深の関数は $f(d/D_{n50})$ 以下による。

$$f(d/D_{n50}) = -0.16\left(\frac{d}{D_{n50}}\right) + 4.0 \quad \text{for } 12.5 < d/D_{n50} < 25. \quad (D.2.3)$$

As an approximation h_f , Figure D.2.1, can be obtained from:

図 D.2.1 中の h_f の近似値は次のようにに求めることができる。

$$\frac{h_f}{D_{n50}} = 0.2\frac{d}{D_{n50}} + 0.5 \quad \text{for } 12.5 < d/D_{n50} < 25. \quad (D.2.4)$$

where

$H_o = H_s/(\Delta D_{n50})$, stability number
 $T_o = (g/D_{n50})^{0.5} T_z$
 $HoTo = (H_s/(\Delta D_{n50}))(g/D_{n50})^{0.5} T_z$, period stability number
 H_s = significant wave height
 T_z = mean wave period
 $\Delta = (\rho_s/\rho_w) - 1$
 $f_g = D_{n85}/D_{n15}$, gradation factor
 $D_{n50} = (W_{50}/\rho_s)^{1/3}$, W_{50} = median stone mass, i.e. 50% of the stones have a mass smaller than W_{50}
 $D_{n15} = (W_{15}/\rho_s)^{1/3}$, W_{15} = 15 % of the stones have a mass smaller than W_{15}
 $D_{n85} = (W_{85}/\rho_s)^{1/3}$, W_{85} = 85% of the stones have a mass smaller than W_{85}
 g = acceleration of gravity
 ρ_s = mass density of stone
 ρ_w = mass density of water
 d = water depth at the breakwater

$H_o = H_s/(\Delta D_{n50})$, 安定数
 $T_o = (g/D_{n50})^{0.5} T_z$
 $HoTo = (H_s/(\Delta D_{n50}))(g/D_{n50})^{0.5} T_z$, 周期安定数
 H_s = 有義波高
 T_z = 平均周期
 $\Delta = (\rho_s/\rho_w) - 1$
 $f_g = D_{n85}/D_{n15}$, 粒径ファクター
 $D_{n50} = (W_{50}/\rho_s)^{1/3}$, W_{50} = こ石の中央質量, すなわち 50%の石が W_{50} よりも小さな質量
 $D_{n15} = (W_{15}/\rho_s)^{1/3}$, W_{15} = 15%の石が W_{15} よりも小さな質量
 $D_{n85} = (W_{85}/\rho_s)^{1/3}$, W_{85} = 85%の石が W_{85} よりも小さな質量
 g = 重力の加速度
 ρ_s = 石の密度
 ρ_w = 水の密度
 d = 防波堤の水深

Tørum (1998) found that the coefficient of variation for Rec/D_{n50} , COV, was 0.33 based on the test series at SINTEF and DHI. The COV was found to be independent of $HoTo$.

Tørum (1998) は SINTEF と DHI の実験シリーズに基づき, Rec/D_{n50} の変動係数, COV, が 0.33 であることを見いだした。COV は $HoTo$ の値にも無関係であった。

Tørum et al. (2003b) came to the preliminary conclusion that orderly placement of the stones on the berm may improve the stability.

Tørum et al. (2003b) はバームの石を整積みにすることによって安定性が向上するとの予備的結論を得た。

Alikhani (2000) recommends the following threshold values for longshore transport:

Alikhani (2000) は沿岸方向輸送について以下のような閾値を推奨している。

$$H_o T_{op} = \frac{50}{\sqrt{\sin 2\beta_o}} \text{ for the reshaping phase} \quad \text{再整形中の過程} \quad (\text{D.2.6})$$

$$H_o T_{op} = \frac{75}{\sqrt{\sin 2\beta_o}} \text{ after the reshaping phase} \quad \text{再整形後の過程} \quad (\text{D.2.7})$$

The suggested threshold design criteria for the trunk section, almost head on waves, for different categories of berm breakwaters are shown in Table D.2.1.

波がほぼ直角入射のときの異なるカテゴリーのバーム式防波堤の幹部に対する安定限界の推奨設計基準値は表 D.2.1 に示されている。

Table D.2.1. Preliminary stability criterion for different categories of berm breakwaters for modest angle of attack, $\beta = \pm 20^\circ$ (the criterion depends to some extent on stone gradation).

表 D.2.1 穏当な入射角 $\beta = \pm 20^\circ$ での範囲における異なるカテゴリーのバーム式防波堤に対する予備的安定規範（規範は石の粒径にある程度依存する）

Category カテゴリー	Ho	HoTo
Non reshaping 非再整形型	< 1.75	< 30-55
Reshaping, static stable 再整形型静的安定	1.75 - 2.7	55 - 70
Reshaping, dynamic stable 再整形型動的安定	> 2.7	> 70

As mentioned before it is recommended to design for reshaping static stable conditions.

前述のように，再整形型の静的安定条件で設計することが推奨される。

D 2.2.2 Stability and reshaping of the berm breakwater head バーム式防波堤頭部の安定性と再整形

Comparing results of tests by van der Meer and Veldman (1992), Burcharth and Frigaard (1987, 1988), Tørum (1997) and Tørum et al. (2003a), it is concluded that if a berm breakwater is designed as a reshaped static stable berm breakwater, $HoTo < 70$, it seems that by using the same profile of the head as of the trunk the head will be stable, with no excessive movements of the stones into the area behind the breakwater.

van der Meer and Veldman (1992), Burcharth and Frigaard (1987, 1988), Tørum (1997) および Tørum et al. (2003a) による実験結果を比較すると，バーム式防波堤が $HoTo < 70$ で再整形型静的安定として設計されるならば，堤頭部に幹部と同じ断面を用いても防波堤背後へ石が過剰に移動することもなく，堤頭部は安定であろうと結論される。

D.2.2.3 Rear side stability 岸側の安定性

Andersen et al. (1992) arrived at the following relation for the necessary stone size D_{n50} on the rear side:

岸側の石の必要サイズ D_{n50} について Andersen et al. (1992) は次の関係を導いた。

$$\frac{R_c}{H_{mo}} \sqrt{s_{02}} > \tan \alpha_f - \left(\frac{H_{mo}}{\Delta D_{n50}} \frac{1}{\sqrt{s_{02}}} \right)^{-1} \cdot \frac{(\mu \cos \alpha_r - \sin \alpha_r)}{C_D + \mu C_L} \quad (D.2.8)$$

where

R_c = breakwater crest height

$H_{mo} \approx H_s$

C_D = drag coefficient

C_L = lift coefficient,

α_f = effective slope on the front side, Figure D.2.2

α_r = slope of rear side, Figure D.2.2

μ = friction factor = 0.9 for the material used by Andersen et al. (1992)

$s_{02} = 2\pi H_s / (gT_{02}^2)$

ここに，

R_c = 防波堤の天端高

$H_{mo} \approx H_s$: 有義波高

C_D = 抗力係数

C_L = 揚力係数

α_f = 図 D.2.2 に示す前面の実効勾配

α_r = 図 D.2.2 に示す裏面の勾配

μ = 摩擦係数, Andersen et al. (1992) にが用いた材料では 0.9

$$s_{02} = 2\pi H_s / (gT_{02}^2)$$

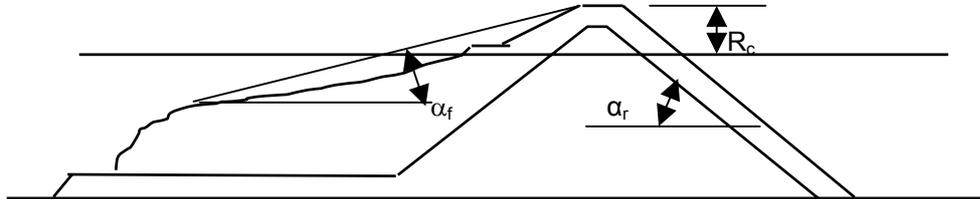


Figure D.2.2. Definition of geometrical parameters for rear side stability.

図 D.2.2 裏側の安定性に関する形状パラメータの定義

D.2.3 Wave overtopping 越波

There are very few measurements of wave overtopping on berm breakwaters. Lissev (1993) and Kuhnen (2000) measured average overtopping on a reshaped berm breakwater.

バーム式防波堤の越波については測定事例が少ない。Lissev (1993) と Kuhnen (2000) は再整形型バーム式防波堤の平均越波量を測定した。

The Kuhnen (2000) data compare well with Lissev (1993) data, while the van der Meer (1998) relation for a conventional rubble mound breakwater show larger overtopping than the berm breakwater data. The results of Sigurdarson and Viggoson (1994) indicate, as expected, that the time mean overtopping discharges for non-reshaped berm breakwaters are less than for reshaped breakwaters.

Kuhnen (2000) のデータは Lissev (1993) の結果との比較的良好だが、在来型捨石式傾斜防波堤に対する van der Meer (1998) の関係式はバーム式防波堤のデータよりも多量の越波を示す。Sigurdarson and Viggoson (1994) の結果から予測されるように、非再整形型バーム式防波堤の時間平均越波流量は再整形型防波堤よりも少ない。

Burcharth and Andersen (2003) gave preliminary results from the first systematic investigation on the wave overtopping of berm breakwaters.

Burcharth and Andersen (2003) はバーム式防波堤の越波に関する最初の系統的調査の予備的結果を与えた。

D.2.4. Abrasion and stone crushing 捨石の摩滅と圧壊

When a berm breakwater reshapes the stones suffers impacts as they roll on the berm. These impacts may eventually lead to abrasion and/or breaking of the stones.

バーム式防波堤が再整形するときは、石がバーム上を転がる際に衝撃を受ける。こうした衝撃は結果として石の摩滅および/あるいは破断につながるかもしれない。

Abrasion seems not to be a problem for berm breakwaters as reported by Archetti et al. (2002) for Icelandic berm breakwaters.

Archetti et al. (2002) が報告したように、アイスランドのバーム式防波堤に関しては、摩滅がバーム式防波堤の問題にならないようである。

Impact breaking may be a problem for stones rolling on a berm breakwater. Tørum and Krogh (2000) and Tørum et al. (2002) developed a method to evaluate the suitability of stones from a specified quarry from the stone breaking point of view, when the stones roll on a reshaping berm breakwater. The method applies to reshaping static stable berm breakwaters. For this condition a stone will

basically move once down the breakwater slope and come to rest at a lower level. The speed of the stone will vary as it moves along the slope, but it is anticipated that it will be subjected to one major impact if it hits another stone at the maximum velocity. It is well known that a stone that do not break for the first major impact may break after many major repeated impacts, which could be the case for stones on a reshaped dynamically stable berm breakwater.

バーム式防波堤上を転がる石にとっては、衝撃による破断が問題となり得る。Tørum and Krogh (2000) と Tørum et al. (2002) は石が再整形型バーム式防波堤の上を転がる場合に、石の破断の観点から特定の採石場の石の適格性を査定する方法を開発した。石が最初の大きな衝撃によって碎けなくても、何度も大きな衝撃が繰り返されることで碎けることはよく知られており、これは再整形動的安定型のバーム式防波堤の石のケースであり得る。

The probability of breaking of the stones can be evaluated by only considering two variables: 1) the impact energy and 2) the breaking energy required to break the stone. Although both are dependent on the mass of the stone, the velocity and the strength are considered to be independent.

石の破断の確率は二つの変数のみを考えることによって算定可能である：1) 衝撃エネルギー，2) 石を砕くのに必要な破断エネルギー。両者は石の質量に依存するけれども、速度と強度は独立と考えられる。

D.2.5 Scour and scour protection 海底洗掘と洗掘対策

Assessment of scour should preferably be based on experience. If lacking, then validated semi-empirical formulae or sediment transport theory can be used. Useful guidelines on scour and scour protection may be found in US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002).

洗掘の評価は望む得れば経験に基づくべきである。得られなければ、半経験公式または漂砂輸送理論が使用可能である。洗掘とその対策については米国工兵隊の Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002) に有用な指針が見いだされよう。

Annex E 付属文書 E (informative) (情報提供)

Wave actions on vertical and composite breakwaters 直立および混成防波堤への波の作用

E.1 General 一般

There are several types of wave actions on vertical and composite breakwaters as discussed in Subclause 6.2.2. Among these actions, those referred to in the Normative Part are described in the following subclauses.

6.2.2 節で述べたように、直立および混成防波堤に対する波の作用にはいろいろな種類がある。これらの作用のうち、規格文書部分で引用された事項について以下の諸節に記述する。

E.2 Extended Goda formula for wave actions on main body of breakwater

防波堤の堤体への波の作用に関する拡張合田公式

Wave pressure exerted upon a front wall of the vertical or composite breakwater is assumed to have a linear distribution as shown in Figure E.1.

直立および混成防波堤の前面壁に作用する波圧は、図 E.1 に示すような線形分布をなすものと仮定する。

The elevation to which the wave pressure is exerted, denoted with η^* , is given by

波圧の作用する高さを η^* で表示すると、これは以下で与えられる。

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta)H_D \quad (\text{E.1})$$

in which β denotes the angle between the direction of wave approach and a line normal to the upright wall and H_D is the wave height to be used in calculation as specified later. The wave direction should be rotated by an amount of up to 15° toward the line normal to the upright wall from the principal wave direction in consideration of inaccuracy in defining the wave direction.

ここに、 β は波の進入方向と直立壁の法線となす角度を表し、 H_D は後で指定する計算に使用する波高である。波向は、それを定める際の不正確さを考慮して、波の主波向から鉛直壁の法線へ向かって最大 15° まで回転すべきである。

The pressure intensity is given by

波圧の強度は以下で与えられる。

$$p_1 = 0,5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_w g H_D \quad (\text{E.2})$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (\text{E.3})$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1 \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (\text{E.4})$$

in which α_1 , α_2 , and α_3 are the coefficients given below, λ_1 and λ_2 are the pressure modification factors, ρ_w is the density of seawater, g is the acceleration of gravity, and h_c is the crest height of front wall above the still water level.

ここに、 α_1 、 α_2 、 α_3 は以下に与える係数、 λ_1 と λ_2 は波圧修正係数、 ρ_w は海水の密度、 g は重力加速度、 h_c は静水位上の直立壁の天端高である。

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (\text{E.5})$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left(\frac{h_b - d}{3h_b} \right) \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (\text{E.6})$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (\text{E.7})$$

where

$\min\{a, b\}$ denotes the smaller one of a or b and

d = water depth on top of the armour units (or foot protection blocks)

h = water depth at the location of the front wall

h' = water depth at the toe of the front wall

h_b = water depth at an offshore distance of 5 times the significant wave height from the front wall

L = wavelength at the water depth h

ここに、

$\min\{a, b\}$ は a または b のいずれか小さい値

d = 被覆材 (または根固めブロック) の上の水深

h = 直立壁の位置での水深

h' = 直立壁の前趾の水深

h_b = 直立壁から沖側へ有義波高の5倍の距離における水深

L = 水深 h における波長

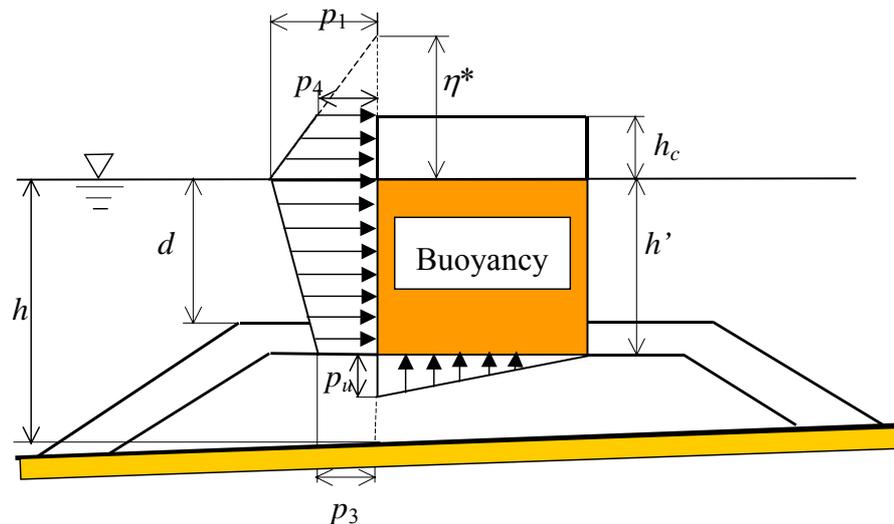


Figure E.1 Distribution of wave pressure and uplift exerted on the main body of breakwater

図 E.1 防波堤の堤体に作用する波圧と揚圧力

The uplift exerted on the bottom of the main body is assumed to have a linear distribution with the maximum intensity of the following:

堤体の底面に作用する揚圧力は最大値が次式で与えられる線形分布をなすものと仮定する。

$$p_u = 0,5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_w g H_D \quad (\text{E.8})$$

The buoyancy is applied to the immersed part of the main body regardless of wave overtopping.

越波の有無に係わらず、堤体の没水部分には浮力を作用させる。

The pressure modification factors λ_1 , λ_2 , and λ_3 are given the values of 1.0 for standard vertical or composite breakwaters, but they are assigned smaller values for composite breakwaters covered with wave-dissipating concrete blocks (see OCDI (2002), p. 109 and Tables VI-5-58 and VI-5-59 of Burcharth and Hughes (2001)).

波圧補正係数 λ_1 , λ_2 , および λ_3 は標準的な直立および混成防波堤では 1.0 の値を与えるけれども、消波コンクリートブロックで被覆された混成堤に対しては小さめの値を指定する (OCDI (2002) 109 頁および Burcharth and Hughes (2001) の表 VI-5-58 と VI-5-59 参照)。

The wave height H_D is the height of the highest wave, which is taken as 1.8 times the design significant wave height $H_{1/3}$ when the breakwater is located outside the surf zone. Inside the surf zone, H_D should be evaluated by taking the random wave breaking process into consideration. The wave period for evaluation of the wavelength L is the significant wave period of the design wave, which is approximately equal to $0.9T_p$ and $1.2T_m$ for wind waves.

波高 H_D は最高波の波高であり、防波堤が砕波帯の外に位置しているときには設計有義波高 $H_{1/3}$ の 1.8 倍に設定する。砕波帯の内側では、 H_D は不規則砕波過程を考慮して算定すべきである。波長 L を算定するための周期は設計波の有義波周期であり、これは近似値としては $0.9T_p$ または $1.2T_m$ に等しい。

For the cases in which considerations are needed for the exertion of impulsive breaking wave pressures, the coefficient α_2 is to be replaced by $\alpha^* = \max\{\alpha_2; \alpha_1\}$, where α_1 is the coefficient for impulsive breaking wave pressure and defined below.

衝撃砕波圧に対する配慮が必要な場合には、係数 α_2 を $\alpha^* = \max\{\alpha_2; \alpha_1\}$ で置き換える。ここに α_1 は衝撃砕波圧に対する係数であり、以下で定義される。

$$\alpha_1 = \alpha_{IH} \alpha_{IB} \quad (\text{E.9})$$

where

$$\alpha_{IH} = \min\{H/d; 2, 0\} \quad (\text{E.10})$$

$$\alpha_{IB} = \begin{cases} \cos \delta_2 / \cos \delta_1 & : \delta_2 \leq 0 \\ 1 / (\cosh \delta_1 \cosh^{1/2} \delta_2) & : \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (\text{E.11})$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & : \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & : \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (\text{E.12})$$

$$\delta_{11} = 0,93 \left(\frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \left(0,4 - \frac{d}{h} \right) \quad (\text{E.13})$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4,9\delta_{22} & : \delta_{22} \leq 0 \\ 3,0\delta_{22} & : \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (\text{E.14})$$

$$\delta_{22} = -0,36 \left(\frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \left(0,4 - \frac{d}{h} \right) \quad (\text{E.15})$$

where B_M is the width of the berm of the rubble mound in front of the main body. The above formulas are due to Takahashi et al. (1994).

ここに、 B_M は堤体前面の捨石マウンドの天端幅である。上述の公式は Takahashi et al. (1994) による。

Formulas for the total force and overturning moment can be found in Goda (2000, p.139) and Table VI-5-55 of Burcharth and Hughes (2001).

波圧合力と転倒モーメントの公式は Goda (2000, 139 頁) および Burcharth and Hughes (2001) の表 VI-5-55 に見いだされる。

The Goda formula tends to overestimate the total wave loading on composite breakwaters by about 10% with the coefficient of variation of 0.1 or so (see Takayama and Ikeda (1993) and Table VI-5-55 of Burcharth and Hughes (2001)). Such the bias and uncertainty of the Goda formula should be taken in consideration in probabilistic design of composite breakwaters.

合田公式は混成防波堤への全波浪荷重を 10%ほど過大評価する傾向があり、その変動係数は 0.1 前後である (Takayama and Ikeda (1993) および Burcharth and Hughes (2001) の表 VI-5-55 参照)。

E.3 Empirical formulas for minimum mass of armour units of rubble foundation 流捨石マウンドの被覆材の最小質量に対する経験公式

One of the available formulas for designing armour units of the rubble foundation of a composite breakwater is due to Tanimoto et al. (1982) and expressed as below. For other formulas, see Tables VI-5-45 to 48 of Burcharth and Hughes (2001).

混成防波堤の捨石マウンドの被覆材設計用として利用できる公式の一つは Tanimoto et al. (1982) によるもので、以下のように表される。他の諸公式については Burcharth and Hughes (2001) の表 VI-5-45 ~ 48 を参照されたい。

$$M = \frac{\rho_s}{N_s^3 (\rho_s / \rho_w - 1)^3} H_{1/3}^3 \quad (\text{E.16})$$

in which M denotes the minimum mass of an armour unit that is stable against the actions of waves with the design significant height $H_{1/3}$, ρ_s and ρ_w are the densities of armour unit and seawater respectively, and N_s is the stability number to be calculated by the following formula:

ここに、 M は有義波高 $H_{1/3}$ の波の作用に対して安定な被覆材の最小質量を表し、 ρ_s と ρ_w はそれぞれ被覆材と海水の密度であり、 N_s は次式で計算される安定数である。

$$N_s = \max \left\{ 1,8; \left[1,3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1,8 \exp \left[-1,5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right] \right\} : B_M / L' < 0,25 \quad (\text{E.17})$$

in which

$$\kappa = \frac{4\pi h' / L'}{\sinh(4\pi h' / L')} \kappa_2 \quad (\text{E.18})$$

$$\kappa_2 = \max \left\{ 0,45 \sin^2 \beta \cos^2 \left(\frac{2\pi x}{L'} \cos \beta \right); \cos^2 \beta \sin^2 \left(\frac{2\pi x}{L'} \right) \right\} : 0 \leq x \leq B_M \quad (\text{E.19})$$

The function $\max\{a; b\}$ denotes the larger one of a or b , the term h' denotes the water depth at which armour units are placed, L' is the wavelength of the design significant wave period at the depth h' , β is the wave incident angle, and B_M is the berm width. The factor 0,45 in Eq. E.19 is due to Kimura et al. (1994) to account for the effect of the front slope of rubble mound.

関数 $\max\{a; b\}$ は a と b のいずれか大きい方の値をとり、 h' は被覆材の設置場所の水深、 L' は水深 h' における設計有義波周期に対する波長、 β は波の入射角、 B_M は天端幅である。式 E.19 中の定数 0.45 は Kimura et al. (1994) によるもので、捨石マウンドの前面勾配の影響を考慮するためのものである。

E.4 Stability analysis of rubble mound and seabed against slip failures 捨石マウンドと海底地盤の円形滑りに対する安定解析

The rubble mound and the seabed foundation of a composite breakwater might experience slip failures by the eccentric and inclined loading from the main body of the breakwater under the wave actions. The bearing capacity of the rubble mound and the seabed foundation can be analysed with circular arc calculations based on the simplified Bishop method (OCDI (2002), pp. 277-278). The strength parameters of rubble stones composing the mound are preferably estimated through large-scale triaxial compression tests, because they are affected by the stress level. For rubble stones generally used in port construction works, however, their strength parameters can be represented with an apparent cohesion of $c_d = 20 \text{ kN/m}^3$ and the internal friction angle of $\phi_d = 35^\circ$.

混成防波堤の捨石マウンドおよび海底地盤は、波の作用によって防波堤の堤体に偏心傾斜荷重がかかることによって円形滑り破壊を起こすかもしれない。捨石マウンドと海底地盤の支持力は、簡易ビショップ法（OCDI (2002) 277-278 頁）に基づく円形滑り計算で解析可能である。マウンドを構成している捨石の強度特性は応力レベルに影響されるので、望む得れば大型 3 軸圧縮試験によって推定する。しかしながら、港湾建設作業で一般に使われる捨石については、強度パラメータを見掛け粘着力 $c_d = 20 \text{ kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi_d = 35^\circ$ で代表可能である。

E.5 Scour and scour protection 海底洗掘と洗掘対策

Assessment of scour should preferably be based on experience. If lacking, then validated semi-empirical formulae or sediment transport theory can be used. Useful guidelines on scour and scour protection may be found in US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002).

洗掘の評価は望む得れば経験に基づくべきである。得られなければ、半経験公式または漂砂輸送理論が使用可能である。洗掘とその対策については米国工兵隊の Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002) に有用な指針が見いだされよう。

Annex F 付属文書 F
(informative) (情報提供)

Wave actions on coastal dikes and seawalls

海岸堤防および防波護岸に対する波の作用

F.1 Coastal Dikes 海岸堤防

F.1.1 Introduction 序説

Coastal dikes are man-made sloped soil structures parallel to the shore to protect the hinterland against erosion and flooding. They comprise coastal dikes along the shoreline and estuary dikes in a river estuary. These dikes are characterised by flat slopes on the seaward side (usually 1:4 corresponding to an angle of 14° from horizontal or flatter) and on the shoreward side (usually 1:3 corresponding to an angle of 18.3° and flatter). Very often, berms are installed on the seaward and/or shoreward side of the dike (e.g. dike access roads). Coastal dikes are generally built of sand and/or clay and are covered by different materials such as grass, asphalt, stone revetments, etc. A summary of relevant hydraulic and geotechnical processes for coastal dikes is given in Fig. F.1.

海岸堤防は背後地を侵食および氾濫から防護するために海岸に平行に人工的に築かれる傾斜土構造物である。海岸線に沿う堤防とエスチュアリー堤防とがある。海岸堤防は海側（普通は水平面から 14° に対する 1:4 またはさらに緩やか）と陸側（普通は水平面から 18.3° に対する 1:3 またはさらに緩やか）の平たい法面で特徴づけられる。海岸堤防には海側および/あるいは陸側法面に小段（堤防へのアクセス道路）を設けることが非常に多い。海岸堤防は砂および/あるいは粘土で築かれ、芝、アスファルト、石張り、あるいはコンクリート舗装などさまざまな材料で覆われる。海岸堤防に関連する水理学的および土質工学的過程を図 F.1 に示す。

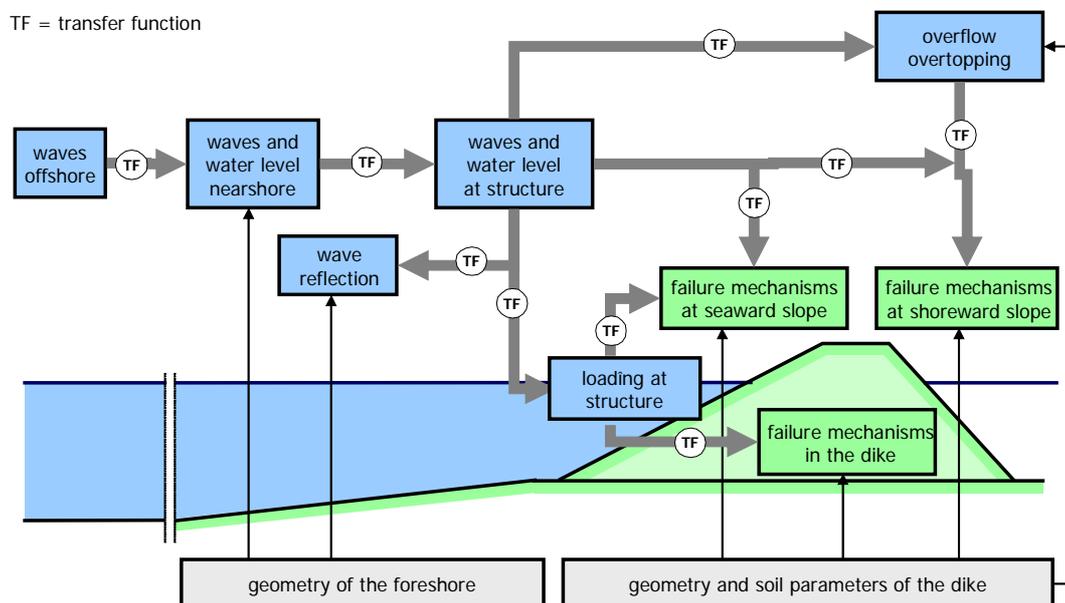


Figure F.1. Overview of relevant hydraulic processes, loading processes and failure modes for coastal dikes

図 F.1 海岸堤防に関連する水理学的過程，荷重作用，および破壊モードの概観

Figure F.1 shows that the hydraulic processes in the foreshore and the nearshore of the dike are transferred to processes describing the loading at the structure and the overflow or overtopping, respectively. The legend “TF” in Figure F.1 is the abbreviation of “transfer function”. These “loading processes” can then be used to describe the failure mechanisms at the seaward side, the shoreward side and the interior of the dike. Some guidance on “loading processes” and failure mechanisms is given within the following sections. The main design manuals available are EAK (2002); OCDI (2001); CIRIA/CUR (1991); and BSI (1991).

図 F.1 は、堤防の近傍および外浜における水理学的過程が、構造物への荷重作用および越流または越波を記述するプロセスへそれぞれ変換されることを示している。図 F.1 の凡例にある“TF”は伝達関数の略である。これらの载荷プロセスは海側、岸側、および堤防内部の破壊機構を記述するのに利用可能である。「载荷プロセス」および破壊機構に関するある程度の指針は以下の諸節に与えられる。利用可能な主要設計マニュアルは EAK (2002), OCDI (2001), CIRIA/CUR (1991), および BSI (1991) である。

F.1.2 Wave actions on seaward slope 海側法面に対する波の作用

For determination of wave run-up height the widely used definition of $R_{u,2\%}$ can be used which is defined to be the height of the run-up tongue above still water level which is exceeded by only 2% of all waves. It can be determined using e.g. Van der Meer (1998):

波の遡上高の決定には、広く用いられている $R_{u,2\%}$ の定義が利用可能である。これは全ての波のうちで僅か 2% が超過するような、静水位以上の遡上流れの先端の高さとして定義される。これはたとえば Van der Meer (1998) を用いて決定可能である。

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = 1,6 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{op} \quad \text{with a maximum of } 3,2 \cdot \gamma_f \gamma_\beta \quad (\text{F.1})$$

The surf similarity parameter or Iribarren number ξ_{op} ($= \tan \alpha / s_0^{0,5}$) should be determined using the deepwater wave steepness s_0 related to T_p and the significant wave height H_s . Empirical parameters γ_b and γ_β , describing the influence of a berm and the angle of wave attack, are described in Van der Meer (1998) and can be determined as follows:

サーフ相似パラメータあるいはイリバレン数 ξ_{op} ($= \tan \alpha / s_0^{0,5}$) は T_p と有義波高 H_s に関連する深水波形勾配 s_0 を用いて決定すべきである。バームと波の来襲角度の影響を表す経験的パラメータ γ_b と γ_β は Van der Meer (1998) が与えており、以下のように定められる。

$$\gamma_b = \begin{cases} 1 - 0,5 \cdot \frac{B_A}{L_{\text{berm}}} \cdot \left(\frac{R_{u,2\%} + h_h}{R_{u,2\%} - H_s} \right) & \text{for } \frac{h_h}{H_s} < -1 \\ 1 - \frac{B_A}{L_{\text{berm}}} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{h_h}{H_s} \right)^2 \right) & \text{for } \left| \frac{h_h}{H_s} \right| \leq 1 \\ 1 - 0,5 \cdot \frac{B_A}{L_{\text{berm}}} \cdot \left(2 - \frac{h_h}{H_s} \right) & \text{for } \frac{h_h}{H_s} > 1 \end{cases} \quad (\text{F.2})$$

$$\gamma_\beta = 0,35 + 0,65 \cdot \cos \beta \quad (\text{F.3})$$

In Eqs. (F-2) and (F-3) β is the angle of wave attack (0° , if perpendicular), B_A is the horizontal width of the berm on the seaward slope of the dike, h_h is the height of water above the berm, and L_{berm} is the effective length of the berm as described in Figure F.2.

この式 F.2 と F.3 において β は波の来襲角度（垂直ならば 0° ）、 B_A は堤防の海側法面のバームの幅、 h_h はバームの上の水深であり、 L_{berm} は図 F.2 に示すバームの有効長さである。

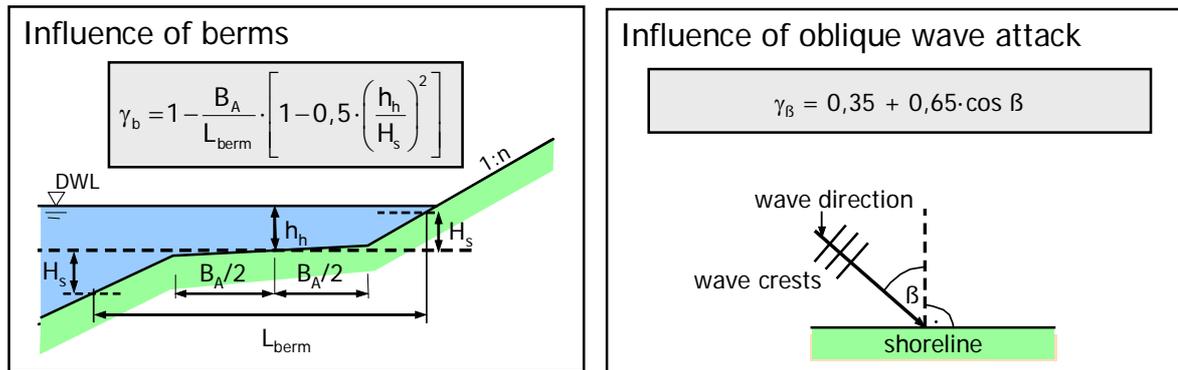


Figure F.2: Reduction coefficients accounting for angle of wave attack and berm influence

図 F.2 波の来襲角度とバームの影響を取り込む減衰係数

The empirical parameter γ_f can be taken from Table F.1: more parameters can be found in Van der Meer (1998).

経験的パラメータ γ_f は表F.1から求めることが可能である。これ以外のパラメータはVan der Meer (1998)に見いだすことができる。

Table F.1 Overview of reduction coefficients γ_f accounting for roughness on coastal dikes表 F.1 海岸堤防の粗度を説明する減衰係数 γ_f の概要

Type of dike cover	堤防被覆の種類	Reduction coefficient γ_f	減衰係数
Asphalt	アスファルト	1,0	
Grass	芝	1,0	
Basalt revetment	玄武岩の張り石	0,9	

However, for shallow foreshores breaking on the foreshore may occur which changes the shape of the wave spectrum. Under these conditions it might be advisable to use a different wave period ($T_{m-1,0}$) for calculation of the surf similarity parameter. Details can be found in Schüttrumpf & Van Gent (2003).

しかしながら、前面の水域が浅くてそこで波が砕けることが起きると、波スペクトルの形が変わり得る。そうした条件では、サーフ相似パラメータの計算に別の周期 ($T_{m-1,0}$) を用いることが当を得ていよう。詳しくは Schüttrumpf & Van Gent (2003) に見ることができる。

Wave run-down height is defined as the distance of water level elevation during wave trough to still water level. It can be determined using Schüttrumpf (2001) or Van Gent (2000b). The thickness of the water layer on the dike is changing with the elevation over the still water level and can be determined for the seaward side of the dike using Schüttrumpf (2001) (for crest and shoreward side see Subclause F.1.4). Mean run-up velocities on the seaward side, the crown and the shoreward side of the dike can be estimated using Schüttrumpf and Van Gent (2003) or Schüttrumpf (2001).

波の遡下高は波の谷のときの水面と静水面との距離として定義される。それは Schüttrumpf (2001) または Van Gent (2000b) で求めることが可能である。堤防上の水流の厚さは静水面からの高さによって変化し、堤防の海側法面については Schüttrumpf (2001) で求めることが可能である (堤防の天端および海側法面については F.1.4 節参照)。堤防の海側法面、天端、および岸側法面における平均遡上流速については、Schüttrumpf and Van Gent (2003) または Schüttrumpf (2001) で推定可能である。

Infiltration in the dike body may result from excessive overtopping (from the shoreward side) or wave run-up and overtopping on the seaward side and the crown. It has been investigated to be mostly dependent on the mean layer thickness of the water body on the dike, see Kortenhaus (2003).

堤防本体への水の浸透は、過剰な越波（岸側から）または海側と天端への遡上と越波から生じ得る。これについては主として堤防の上の水塊の平均層厚に依存することが調べられている（Kortenhaus (2003) 参照）。

The phreatic water level in the dike body will influence the geotechnical parameters of the dike in the long term and is therefore more relevant for long lasting water levels in front of the dike. The duration for seepage through the dike body can be estimated using e.g. Kortenhaus (2003).

堤防本体内部の地中水面は長期的な堤防の土質パラメータに影響を与え、したがって堤防前面で長期に継続する水位と最も関係する。堤防本体を通る水の浸出の継続については、たとえば Kortenhaus (2003) によって推定可能である。

Wave induced uplift forces underneath the revetment or cover layer are very relevant for removal failure of revetments and therefore need to be duly considered. They can be estimated using e.g. Bezuijen & Klein-Breteler (1996).

被覆層の下の波による揚圧力は、被覆層の引き剥がし破壊に非常に関係しており、したがって適正に考慮する必要がある。これについてはたとえば Bezuijen and Klein-Breteler (1996) で推定可能である。

Erosion of grass and clay material at the seaward side is difficult to predict and only empirical formulae exist to date. However, these formulae are only validated by a very limited number of model tests and variations of relevant parameters may yield different results. The most promising approach is to predict the duration needed for erosion of the respective layers. More detailed information regarding erosion of grass layers is given in TAW (1998); some details on erosion of clay can be found in Möller et al. (2002).

海側の芝と粘土材料の侵食は予測困難であり、今のところ経験公式があるだけである。しかも、これらの公式は非常に限られた数の模型実験で検証されただけであり、関係するパラメータが変われば異なる結果を生じ得る。最も希望がもてるアプローチは、被覆層の侵食に必要な継続時間の予測である。芝層の侵食に関するさらに詳しい情報は TAW (1998) が与えている。粘土の侵食に関するある程度の情報は Möller et al. (2002) に見いだされる。

Wave impact loads on the seaward side of the dike may cause the revetment or the surface of the dike to fail, see Müller & Wolters (2004). These loads can be estimated using results from Führböter (1994).

堤防の海側への波の衝撃荷重は堤防表面あるいは被覆層の破壊を招くことがあり得る（Müller & Wolters (2004) 参照）。これらの荷重は Führböter (1994) で推定可能である。

F1.3 Wave overtopping 越波

Mean overtopping discharges over coastal dikes per unit length have been investigated quite intensively within the recent years. Influence of various parameters have been investigated and incorporated in formulae available from literature. The most common formulae for coastal dikes is originating from the analysis of a quite significant amount of data of various slopes as given in Van der Meer (1998) as follows (see Annex D.1.4.2 for comparison for rubble mound breakwaters):

海岸堤防の単位長当たりの平均越波流量は、近年来非常に集中して調査されてきた。各種のパラメータの影響が調査され、文献で利用できる諸公式に取り込まれてきた。海岸堤防に関する最も共通的な公式は、Van der Meer (1998) が与えたように、各種の斜面に関する非常に多量なデータ解析によって導かれており、下記のようなものである（捨石式傾斜防波堤との比較については付属文書 D.1.4.2 参照）。

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} = \frac{0,06}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_{op} \cdot \exp \left(-5,2 \cdot \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{1}{\xi_{op} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (\text{F.4})$$

with a maximum of:

この最大値は

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} = 0,2 \cdot \exp\left(-2,6 \cdot \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right) \quad (\text{F.5})$$

In Eqs. (F-4) and (F-5) the same empirical parameters γ_b , γ_f , and γ_β are used (see Eq. (F-1)). It was however discussed in Schüttrumpf and Van Gent (2003); Oumeraci et al. (2000a) and Groenendijk & Van Gent (1998) that the characteristics of shallow foreshores and different forms of wave spectra can influence the mean overtopping discharge significantly and therefore has to be accounted for.

式 F.4 と F.5 では同一の経験的パラメータ γ_b , γ_f , と γ_β が使われている (式 F.1 参照)。しかしながら, Schüttrumpf and Van Gent (2003), Oumeraci et al. (2000a) と Groenendijk and Van Gent (1998) は堤前の浅い水域の特性と異なる形状の波スペクトルが平均越波流量に大きく影響する可能性があり, したがって考慮すべきであると論じている。

Variations of the dike geometry have been investigated with respect to berms (Van Gent (2000a); Pilarczyk (1998)), various slopes and different roughness factors (Pilarczyk (1998); Klein-Breteler and Pilarczyk (1996)). Oblique wave attack of coastal dikes has been investigated recently (Ohle et al. (2002); Oumeraci et al. (2000b)), suggesting a simple formula which predicts decrease of wave overtopping due to non-perpendicular wave attack for coastal dikes.

堤防形状の変化の影響は, 小段 (Van Gent (2000a), Pilarczyk (1998)), 種々の勾配および異なる粗度パラメータ (Pilarczyk (1998), Klein-Breteler and Pilarczyk (1996)) について調べられている。海岸堤防への斜め入射について最近に調べられ結果 (Ohle et al. (2002), Oumeraci et al. (2000b)) として, 斜め入射による越波量の減少を表す簡単な公式が示唆されている。

Only little information is available to date on individual wave overtopping volumes. It is however suggested that individual overtopping volumes are relevant for the initiation of failure at the landward side of coastal dikes. Individual overtopping volumes can be estimated from analysis of vertical breakwaters by Franco et al. (1994) or rubble mound breakwaters by Sloth & Juhl (1995).

個別の波の越波量に関しては, 今のところ僅かしか情報が得られていない。しかしながら, 個別の波の越波量が海岸堤防の陸側の破壊の開始に大きく関係していることが示唆されている。個別の越波量については, 直立防波堤では Franco et al. (1994) の解析, 捨石式傾斜防波堤については Sloth and Juhl (1995) の解析から推定可能である。

Some progress has been made accounting for scale effects which might result from hydraulic model tests and which therefore need to be accounted for in many formulae resulting from model testing. The European CLASH project, De Rouck et al. (2002), has delivered guidance on scale effects, but has also brought together a huge database of overtopping tests for various types of structures as described in Van der Meer et al. (2002). From this database a neural network prediction model was derived to predict the mean overtopping rates for various types of coastal structures.

最近の進歩では, 水理模型実験に伴うかもしれない縮尺効果の解明があり, 模型実験から得られてきた多くの公式に対して検討する必要が生じている。ヨーロッパの CLASH プロジェクト (De Rouck et al. (2002)) は縮尺効果に関する指針を提示しており, また Van der Meer et al. (2002) が記述したように各種の構造物の越波実験の巨大なデータベースも作り上げている。このデータベースから各種の海岸構造物の平均越波流量を予測するニューラルネットワーク予測モデルが導かれた。

F.1.4 Wave actions on dike crest and shoreward slope 堤防天端および岸側斜面に対する波の作用

Actions on the dike crest and the inner slope can be estimated using simple limits to tolerable overtopping discharges, or formulae describing mean velocities and layer thicknesses of overtopping or overflowing water masses on both the crest and the inner slope as suggested by Schüttrumpf and Van Gent (2003). These formulae are based on large-scale hydraulic model tests with random waves and typical coastal dikes as well as numerical models and also provide information about uncertainties of model prediction and parameters involved. Formulation of both methods is different but results are almost identical so that most simple approaches can be selected from Schüttrumpf & Van Gent (2003).

Results of formulae provide input for geotechnical failure modes on the crest and the shoreward slope such as erosion of shoreward slope and infiltration of dike body (see Subclause F.1.5).

堤防の天端および内側への作用は、許容越波流量の簡単な限界値、あるいは Schüttrumpf and Van Gent (2003) によって提案されたような天端と内側斜面の両方への越波水塊の平均の速度と層厚あるいは越流水量を記述する公式を用いて推定可能である。これらの公式は、不規則波と典型的な海岸堤防を用いた大型水理模型実験に基づいており、モデルによる予測値と含まれているパラメータの不確定性に関する情報も提供している。両者の公式化の方法は異なるけれども、結果はほとんど同じであり、したがって Schüttrumpf and Van Gent (2003) による最も単純なアプローチを選択することができる。公式による結果は、天端と岸側斜面の侵食や堤防本体への浸透など土質工学的破壊モードへの入力を提供する (F.1.5 節参照)。

F.1.5 Influence of wave action on geotechnical failures 土質工学的破壊に及ぼす波の作用の影響

A couple of hydraulic and geotechnical failure modes can be identified for coastal dikes as given in Kortenhaus (2003). Availability of information regarding these failure modes is very different so that future research is required regarding many of them. Table F.2 shows an overview of failure modes, also indicating the background information (model tests, review, etc.), relevant references and whether formulae are available.

海岸堤防の二、三の水理学および土質工学的破壊モードは、Kortenhaus (2003) が与えたように認識可能である。表 F.2 は破壊モードの概観であり、基礎情報 (模型実験、調査その他)、関連文献、公式の有無についても示している。

Most relevant failure modes are erosion at the seaward side, impacts by breaking waves, and wave overtopping. Only if significant overtopping occurs erosion at the shoreward side of the dike becomes relevant as well.

最も重要な破壊モードは海側の侵食、砕波の衝撃、および越波である。重大な越波が起きた場合のみ、堤防の岸側の侵食が同様に重要となる。

F.1.6 Scour and scour protection 海底洗掘と洗掘対策

Assessment of scour should preferably be based on experience. If lacking, then validated semi-empirical formulae or sediment transport theory can be used. Useful guidelines on scour and scour protection may be found in US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002).

洗掘の評価は望む得れば経験に基づくべきである。得られなければ、半経験公式または漂砂輸送理論が使用可能である。洗掘とその対策については米国工兵隊の Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002) に有用な指針が見いだされよう。

Table F.2 Overview of most important failure modes with respect to coastal dikes

表 F.2 海岸堤防に関する最も重要な破壊モードの概観

Mode	Based on	Reference	Remarks
Global failure modes			
Breaching	analytical model, breach tests	Visser (2000)	analytical formulae available for sand dikes only, expanded to overtopping by Kortenhaus (2003)
Seaward side			
Stability revetment	empirical model model tests	Pilarczyk (1998)	
Impacts	theoretical model	Kortenhaus (2003)	magnitude of impacts given by Führböter (1994)
Uplift revetment	analytical model	Bezuijen & Klein-Breteler (1996)	modified by run-down approach in Kortenhaus (2003)
Velocity run-up	analytical model, model tests	Schüttrumpf & Oumeraci (2001)	approach for run-down also included in reference
Erosion grass	empirical model, few model tests	Verheij et al. (1998)	predicts time for grass erosion
Erosion clay	semi-empirical model	TAW (2000)	predicts time for clay layer erosion
Erosion of core	empirical model	Kortenhaus (2003)	describes "cliff erosion" at seaward side
Slope stability	analytical model	DIN (1996)	based on circular sliding area
Shoreward side			
Erosion grass	empirical model	Kortenhaus (2003)	similar to grass erosion at seaward side
Erosion clay	semi-empirical model	Kortenhaus (2003)	similar to clay erosion at seaward side
Uplift clay	analytical model	Weißmann (2002)	
Sliding clay	analytical model	Weißmann (2002)	
Slope stability	analytical model	DIN (1996)	based on circular sliding area
Shoreward erosion	analytical model	see breaching	
Internal failure modes			
Piping	semi-empirical model	Van Loon (2001)	

F.2.2 Wave reflection 波の反射

Wave reflections from seawalls may have a significant influence on the coastal regime in front of the structure. Especially vertical or almost vertical constructions may almost totally reflect the waves increasing the wave height in front of the wall quite significantly; see Allsop and McBride (1996). Together with increasing wave heights the sediment transport potential may increase (Miles et al. (1996)) and so does the potential danger of scour (Oumeraci (1994)). Generally, rough and porous walls will result in lower reflection coefficients due to increased energy dissipation at the structure (Bélorgey et al. (1999)). Wave reflection is dependent on wave steepness and wavelength resulting in longer waves being more reflected than shorter waves. An overview of wave reflection formulae for vertical walls and simple or complex slopes (both porous and non-porous) is available from literature in Thomas and Hall (1992) or Ahrens and Bender (1992).

防波護岸で反射された波は、構造物前面の海岸水域に重大な影響を与えるかもしれない。特に、直立またはほぼ直立な工作物は波をほぼ全面的に反射し、防波護岸前面の波高を著しく増大させる（Allsop and McBride (1996) 参照）。波高増大とともに、漂砂移動ポテンシャルも大きくなり（Miles et al. (1996)）、洗掘の危険性が増す（Oumeraci (1994)）。一般に、粗面で空隙のある壁面は構造物でのエネルギー逸散の増加によって低い反射率をもたらす（Bélorgey et al. (1999)）。波の反射は波形勾配と波長に依存し、結果として長い波は短い波よりもよけいに反射される。直立壁および単純または複雑斜面（空隙ありなしの両方）に対する反射率公式については Thomas and Hall (1992) あるいは Ahrens and Bender (1992) の文献で概観することができる。

F.2.3 Wave actions on seaward slope 海側斜面に対する波の作用

The use of different material to be used as armour of the seaward slope is dependent on the wave climate, the required hydraulic performance, visual and access aspects, maintenance and other functional characteristics, see Thomas and Hall (1992) or CIRIA/CUR (1991). Rock armour, rip-rap, concrete armour units, gabion mattresses, and open-stone asphalt revetments have been used as porous slopes and various constructions are feasible to be used as non-porous slopes comprising stepped slopes, concrete slabs and blocks and many others.

海側法面の被覆材としてどのような材料を使用するかは、波候、要求される水理的性能、視覚効果およびアクセスの観点、維持およびその他機能に依存する（Thomas and Hall (1992) または CIRIA/CUR (1991) 参照）。捨石、雑石被覆、コンクリートブロック、蛇籠マットレス、および空隙付き石・アスファルト舗装は孔あき法面に使用されており、また階段状斜面、コンクリートスラブ、ブロック整積みその他多数による種々の工法が孔なし斜面として利用可能である。

The armour layer of the seaward slope can be designed using Hudson formula or similar approaches as described in Annex D.1.3 or Burcharth and Hughes (2001). It should however be noted that hydraulic model tests will be required for special geometries of seawalls where these formulae are not directly applicable or whenever the selection of material on the seaward slope is not covered by any of these empirical formulae.

海側法面の被覆層は付属文書 D.1.3 または Burcharth and Hughes (2001) に述べられているハドソン公式または類似のアプローチを用いて設計可能である。しかしながら、防波護岸がこれら諸公式を直接に適用できない形状の場合、あるいは海側法面に採択された被覆材がこれらの公式のいずれでも未検討の場合には、水理模型実験が必要となることに注意すべきである。

The design of the underlayer of the seaward slope needs special consideration due to its desired functions such as filtration, erosion control, drainage and energy dissipation. Some advice on the design of granular underlayers (for rip-rap, rock armours, and concrete armour units) and geotextiles is given in Thomas and Hall (1992).

防波護岸の海側法面の表層の下層は、浸透、侵食制御、排水、および消波のような望ましい機能を持っているので、その設計には特別な配慮が必要である。粒状材（雑石、被覆石、およびコンクリートブロック）の下敷き層とジオテキスタイルに関しては Thomas and Hall (1992) が幾つかの助言をしている。

Run-up on seawall slopes may cause overtopping (see Subclause F.2.5) whereas both run-up and run-down may cause erosion damages on the seaward slope depending on the material used for the armour and underlayer. Run-up heights can be estimated using formulae introduced in Thomas & Hall

(1992). Run-up and run-down velocities may be determined by methods available for sea-dikes (Schüttrumpf and Van Gent (2003)) or revetments (Bezuijen and Klein-Breteler (1996)). Very little information is however yet available for critical velocities that are linked to initiation of erosion on the slope so that hydraulic model tests are recommended wherever erosion failure may become critical for the investigated cases.

防波護岸への遡上は越波（F.2.5 節参照）を引き起こすとともに、遡上と遡下の両者は下敷き層に使われる材料と被覆材によっては海側法面の侵食被害をもたらすかもしれない。遡上高は Thomas and Hall (1992) が紹介した公式で推定可能である。遡上および遡下の流速は海岸堤防（Schüttrumpf and Van Gent (2003)）または護岸（Bezuijen and Klein-Breteler (1996)）に対して適用可能な方法で決定できよう。しかしながら、法面の侵食開始に結びつく臨界流速に利用可能な情報は全くと言ってないため、検討対象ケースで侵食破壊が支配的となる場合には水理模型実験が推奨される。

F.2.4 Wave actions on seaward toe 海側法先波への波の作用

The main purpose of the toe is to prevent undermining of the body of the seawall. Therefore, the stability of the toe is essential to guarantee the overall stability of the seawall. Various types of toe constructions such as sheet-piles, concrete aprons or rubble toes are described in Thomas and Hall (1992) together with some recommendation for design. Further types are discussed in Burcharth and Hughes (2001) and CIRIA/CUR (1991).

法先の主要目的は、防波護岸本体の下の掘り崩し防止である。したがって、法先の安定性は防波護岸全体の安全性を保證する上で基本的なものである。矢板、コンクリートエプロン、または石積み法先などのさまざまな工法が、設計への助言とともに Thomas and Hall (1992) に述べられている。その他の工法については Burcharth and Hughes (2001) と CIRIA/CUR (1991) に論じられている。

F.2.5 Wave overtopping 越波

Wave spray has not yet been simulated in hydraulic model tests and therefore needs to be taken into account by engineering experience whenever needed. Limited information for special cases is available from Kamikubo et al. (2003); Hayakawa et al. (2000) and Hashida et al. (1996).

波の飛沫は水理模型実験では再現されていないので、必要な場合には技術者の経験を考慮する必要がある。特別なケースに対する限定された情報は、Kamikubo et al. (2003)、Hayakawa et al. (2000) および Hashida et al. (1996) から得ることができる。

Wave overtopping volumes are many times greater than spray water volumes and are usually expressed as mean overtopping rate. Wave overtopping will affect the design of the seawall depending on which amount of overtopping is acceptable. Since seawall constructions may differ considerably from each other it is not easy to provide generic prediction formulae for wave overtopping discharges over those walls. However, empirical formulae have been provided in the UK by Besley (1999), diagrams of overtopping rates of seawalls of vertical face and armour mound types have been suggested by Goda (2000, pp. 170-174), and the European Union research project CLASH has used neural networks, see Van der Meer et al. (2002). A large variety of information from different scales is available for overtopping over seawalls, most of them considering simple or composite (vertical) walls, see e.g. Bruce et al. (2003); Hedges and Shareef (2002), or special case situations, see Kamikubo et al. (2003); Besley (1999); and Thomas and Hall (1992).

越波水量は飛沫の量の数倍以上であり、普通は平均越波流量として表示される。許容される越波量に応じて、防波護岸の設計は越波に影響される。防波護岸の工法はそれぞれ著しく異なることがあり得るので、こうした防波護岸の越波量に関する包括的な予測公式を準備することは容易ではない。しかしながら、UK では Besley (1999) によって経験公式が提案され、直立型およびブロックマウンド型防波護岸の越波流量の算定図表が Goda (2000) によって準備され、EU の研究プロジェクト CLASH ではニューラルネットワークを利用している（Van der Meer et al. (2002) 参照）。防波護岸の越波に関しては異なる縮尺の実験による非常に多様な情報が利用できるが、その多くは単純形状または混成（直立）壁である。たとえば、Bruce et al. (2003)、Hedges and Shareef (2002)、または特別な状況については Kamikubo et al. (2003)、Besley (1999)、および Thomas and Hall (1992) を参照されたい。

Oblique wave attack has been considered in a limited number of publications regarding vertical ~~and~~ seawall constructions, see e.g. Napp et al. (2003); Daemrich and Mathias (1999); and Thomas and Hall (1992), suggesting a decrease in wave overtopping with increasing obliquity. Generic prediction formulae for different types of seawalls are however not yet available so that hydraulic model tests still need to be performed when needed.

波の斜め入射に関しては、直立防波護岸を扱った限られた数の出版物で検討されており、入射角の増大につれて越波量の減少が示されている。たとえば Napp et al. (2003), Daemrich and Mathias (1999), および Thomas and Hall (1992) 参照。しかしながら、異なる形式の防波護岸に対する包括的な予測公式は未だ利用できず、必要のつど水理模型実験を行う必要がある。

F.2.6 Wave-induced forces 波による力

Depending on the type of seawall the crest and/or the wall may be exposed to wave-induced forces acting horizontally and vertically that can endanger the stability of the seawall. The distinction between breaking and non-breaking waves is therefore essential and needs to be considered during design of the seawalls. Formulae predicting the breaker type are however only available for simple seawall constructions made of vertical walls with and without berm, see Allsop and Kortenhaus (2001) or Besley (1999). Wherever the situation is unclear hydraulic model tests have to be performed to determine the breaker type.

防波護岸の形式によっては、天端および/または壁体部が護岸の安定性を脅かすような、水平および鉛直に作用する波力にさらされるかもしれない。したがって、砕ける波と砕けない波の区別は不可欠であり、防波護岸の設計において考慮する必要がある。しかしながら砕波の型式を予測する公式は、小段付きあるいは小段無しの直立壁からなる単純な防波護岸にのみ適用可能である。Allsop and Kortenhaus (2001) または Besley (1999) を参照。状況が不明な場合には、水理模型実験を行って砕波型式を定める必要がある。

For the most simple types of seawalls ~~and~~ made of vertical walls with and without berms formulae are available mostly based upon hydraulic model tests in USACE (2002), ASCE (2002); Allsop ~~and~~ Kortenhaus (2001); Kortenhaus et al. (2001); Goda (2000). More complex shapes of seawalls require hydraulic model tests although a couple of loading investigations have already been performed for special geometries (see e.g. Kamikubo et al. (2003); Schüttrumpf et al. (2001)). Oblique wave attack and its effect on wave-induced forces have only been investigated for vertical walls (see Allsop and Kortenhaus (2001)). When highly dynamic impact loads are measured in the flume, a problem of scale effect may appear. Initial guidance on how to scale impact loads are given in Oumeraci et al. (2001).

小段付きあるいは小段無しの直立壁からなる単純な防波護岸に関して利用できる公式の大半は、USACE (2002), ASCE (2002), Allsop and Kortenhaus (2001), Kortenhaus et al. (2001), Goda (2000) で述べられた水理模型実験に基づいている。より複雑な形の防波護岸は水理模型実験を必要とするけれども、二、三の荷重調査が特別な形状について実施済みである(たとえば、Kamikubo et al. (2003), Schüttrumpf et al. (2001) を参照)。波の斜め入射が波力に及ぼす影響については、直立壁の場合にしか調査されていない(Allsop and Kortenhaus (2001) 参照)。水路実験で高度に動的な衝撃荷重が測定されたときには、縮尺効果の問題が起きるかもしれない。衝撃荷重の縮尺換算に関する初期の指針は Oumeraci et al. (2001) が与えている。

F.2.7 Scour and scour protection 海底洗掘と洗掘対策

Assessment of scour should preferably be based on experience. If lacking, then validated semi-empirical formulae or sediment transport theory can be used. Useful guidelines on scour and scour protection may be found in US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002).

洗掘の評価は望む得れば経験に基づくべきである。得られなければ、半経験公式または漂砂輸送理論が使用可能である。洗掘とその対策については米国工兵隊の Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002) に有用な指針が見いだされよう。

Annex G 付属文書 G
(informative) (情報提供)

Wave and current actions on cylindrical members and isolated structures

柱状部材および孤立構造物に対する波と流れの作用

G.1. Current action 流れの作用

Action from a steady current on a single structural element ~~can~~ **may** be determined by use of the following drag force equation:

単一の構造要素に定常な流れが及ぼす作用は、次の抗力方程式によって求めることができる。

$$F_D = 0.5\rho_w C_{Ds} DIU^2 \quad (G.1)$$

where ρ_w = mass density of the water, C_{Ds} = drag coefficient for steady flow, D = characteristic diameter of the structural member, l = characteristic length of the structural member, U = current velocity.

ここに、 ρ_w = 水の密度、 C_{Ds} = 定常流に対する抗力係数、 D = 構造部材の直径の特性値、 l = 構造部材の長さの特性値、 U = 流速。

For circular members the drag coefficient is a function of the Reynolds number, $Re = UI/\nu$, ν = kinematic viscosity, and the roughness of the cylinder. Steady current drag coefficients at post-critical Reynolds numbers, e.g. $Re > \approx 0.5 \times 10^6$, for circular cylinders, are shown in Figure G.1 for “hard” roughness elements. Very frequently real structures are in the post-critical range for the design current and wave conditions. The parameter e is equal to $e = k/D$, where k is the roughness element height, Figure G.2. Note that in case of heavy marine growth the nominal diameter should be increased from D_c to D .

円形部材では抗力がレイノルズ数 $Re = UI/\nu$ (ここに ν = 動粘性係数) および柱体の粗度の関数である。超臨界レイノルズ数、すなわち $Re > \approx 0.5 \times 10^6$ における円形柱体の定常流中の抗力係数は、「硬質」粗度要素の場合に図 G.1 のように示される。設計の流れと波浪条件に対し、実構造物は超臨界領域に入ることが非常に多い。パラメータ e は k を粗度要素の高さ (図 G.2) として $e = k/D$ に等しい。海成付着物の成長が激しい場合には、名目上の直径を D_c から D に増大させるべきことに注意する。

Natural marine growth on piles and platforms will generally have $e = k/D > 10^{-3}$. Thus in the absence of better information on the expected value of surface roughness and its variation with depth for a particular site, it is reasonable to assume $C_{Ds} = 1.0 - 1.1$ for all elements below high tide level. One **should** still need to estimate the thickness of marine growth that will ultimately accumulate in order to estimate D .

杭やプラットフォームへの自然状態での海成付着物は $e = k/D > 10^{-3}$ をもたらすであろう。したがって、特定地点における表面粗度の期待値と深さ方向の分布について良い情報が欠落しているときには、設計高潮位以下のすべての要素に対し $C_{Ds} = 1.0 - 1.1$ を仮定するのが合理的である。それでも、 D を推定するためには最終的に到達するであろう海成付着物の厚さを推定することが必要である。

All the data in Figure G.1 are for cylinders that are densely covered with surface roughness elements. Load measurements, Madsen (1986), Schlichting (1979), show that there is little degradation of the effectiveness of surface roughness for surface coverage as sparse as 10%, but roughness effects are negligible for surface coverage less than 3%.

図 G.1 の全データは、表面が粗度要素で密に覆われた柱体に対するものである。Madsen (1986) や Schlichting (1979) の抗力測定によれば、表面粗度の被覆率が 10% と少なくとも粗度の有効性はほとんど減じないけれども、表面被覆率が 3% 以下では粗度効果が無視できるとのことである。

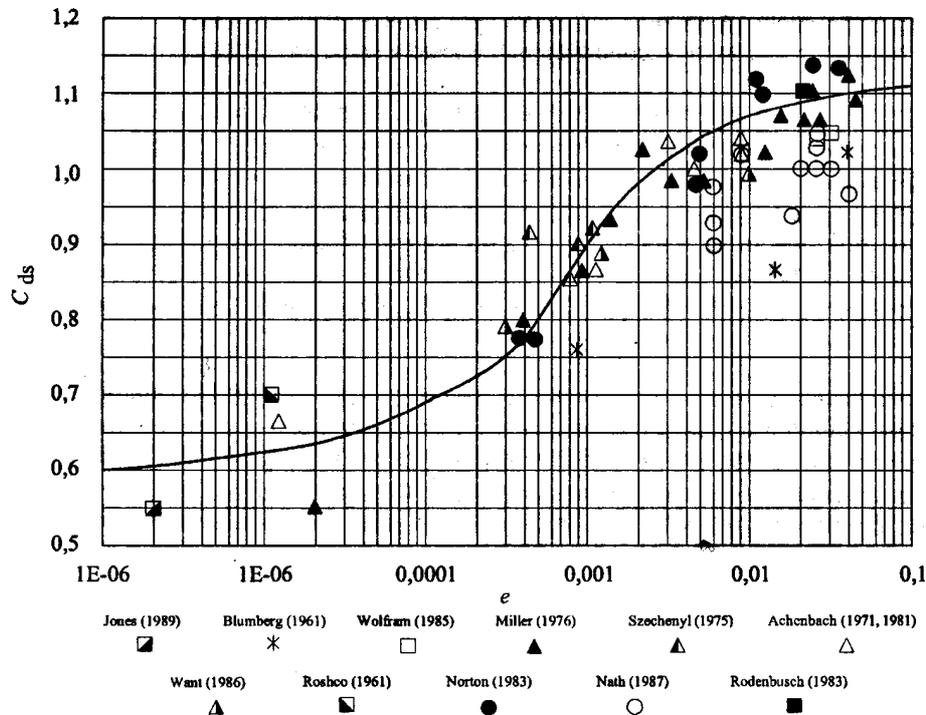


Figure G.1. Dependence of steady flow drag coefficient for circular cylinders on relative surface roughness. Post-critical Reynolds numbers. $e = k/D$. From ISO/CD 19902 (2001).

図 G.1 定常流中の円形柱体の抗力係数の相対粗度への依存性; 超臨界レイノルズ数; $e = k/D$; 出典 ISO/CD 19902 (2001)

The effect of soft, flexible growth on C_{Ds} is poorly understood. Tests run by Nath (1987) indicate that: 柔らかくて可撓性の海成付着物が C_{Ds} に及ぼす影響はほとんど分かっていない。Nath (1987) が行った実験では以下が示されている。

- a) Soft, fuzzy growth has little effect, C_{Ds} being determined predominantly by the underlying hard growth.
 - b) Anemones and kelp produce drag coefficients similar to those for hard growth.
- a) 柔らかくてファジーな生物付着は C_{Ds} にほとんど影響せず、その下の硬い海成付着物によって優勢に定められる。
 - b) イソギンチャクと昆布は硬い海成付着物に類似した抗力係数を与える。

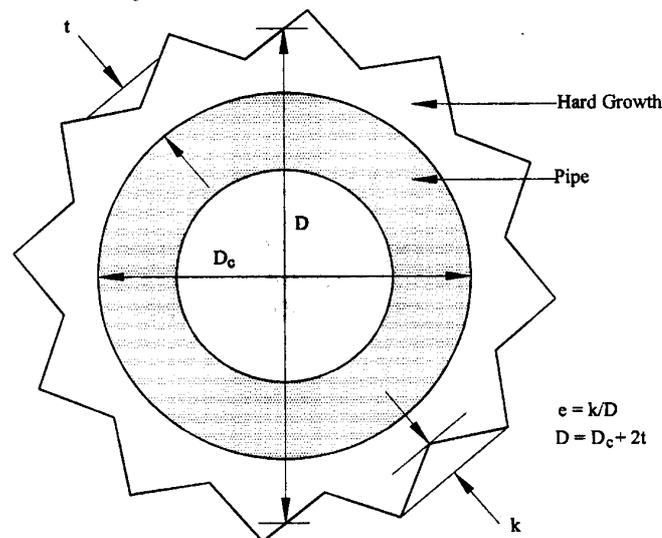


Figure G.2. Definition of surface roughness height and thickness. From ISO/CD 19902 (2001).

図 G.2 表面粗度高さと厚さの定義; 出典 ISO/CD19902 (2001)

For sharp-edged elements the drag coefficients are independent of the Reynolds number, only of the form of the element. For such elements C_{Ds} may be assumed to be independent of surface roughness.

鋭い縁のある部材では抗力係数はレイノルズ数には無関係で、部材の形状のみで決まる。そうした部材では、 C_{Ds} は表面粗度に独立と仮定できる。

Hoerner (1965), Zdravkovich (2003), and DNV (1990) give current drag coefficients for a number of bodies of different shapes and orientations, different roughness, different Reynolds numbers etc.

Hoerner (1965), Zdravkovich (2003), DNV (1990) は、多数の異なる形状と向かい角の物体に対し、粗度が異なり、レイノルズ数その他が異なる場合の抗力係数を与えている、

Reed et al. (1990) give C_D -values for single cylinders as well as for groups of cylinders and for different current directions.

Reed et al. (1990) は単一柱体だけでなく、柱体群および異なる流向について C_D 値を与えている。

G.2. Wave action 波の作用

G.2.1. Wave action on single slender bodies 単一の細長体に対する波の作用

When body members are relatively slender, viscous effects **may can** be important and the wave/current action may be expressed as the sum of a drag force and an inertia force through the Morison's equation, Morison et al. (1950). The wave action on a length dz , Figure G.3, of a member is given by:

対象の部材が比較的ほっそりしているときには粘性効果が重要となる可能性があり、波/流れの作用はモリソン公式 (Morison et al. (1950)) による抗力と慣性力の和として表すことができる。部材の長さ dz (図 G.3) に働く波の作用は次式で与えられる。

$$dF = dF_D + dF_I = 0.5\rho_w C_D D u |u| dz + \rho_w C_M \frac{\pi D^2}{4} \dot{u} dz \quad (\text{G.2})$$

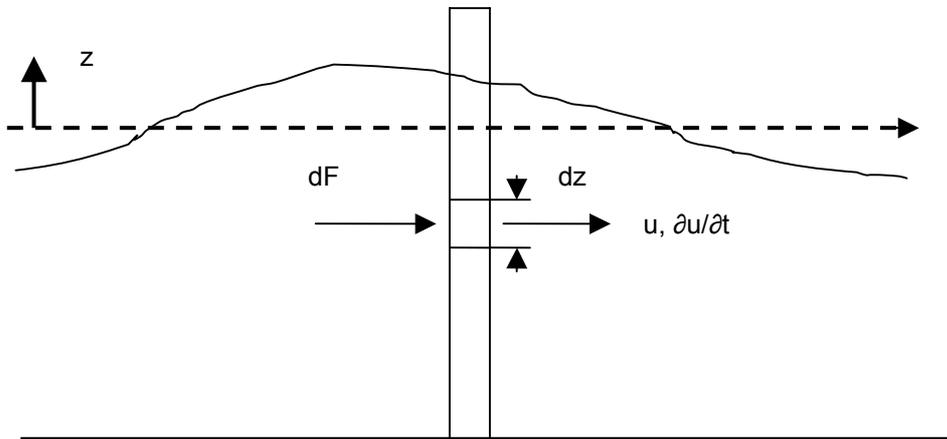


Figure G.3. Wave action on a cylindrical pile.

図 G.3 柱状の杭に対する波の作用

where dF = action vector normal to the member axis, dF_D = drag action vector, dF_I = inertia action vector, C_D = drag coefficient, $C_M = 1 + C_a$, inertia coefficient, C_a = added mass coefficient, D = diameter of the cylinder, u = local water particle velocities normal to the member axis, $\dot{u} = \partial u / \partial t$ = local water particle accelerations normal to the member axis, ρ_w = mass density of the water, dz = length of the considered element.

ここに、 dF = 部材軸に垂直な方向の作用ベクトル、 dF_D = 抗力ベクトル、 dF_I = 慣性力ベクトル、 C_D = 抗力係数、 $C_M = 1 + C_a$ = 慣性係数、 C_a = 付加質量係数、 u = 部材軸に垂直な方向の水粒子速度、 $\dot{u} = \partial u / \partial t$ = 部材軸に垂直な方向の水粒子加速度、 ρ_w = 水の密度、 dz = 検討部材の長さ。

If important, local velocity should include disturbance from neighbouring large volume elements.

必要な場合には、水速度は隣接する体積の大きな要素による擾乱を含むべきである。

When the structural member moves, a modification to account for the velocity and acceleration of the member (structure) have to be introduced. The wave action is then:

構造部材が運動する場合には、部材（構造）の速度と加速度を考慮した修正を導入すべきであり、波の作用としては次のようになる。

$$dF = 0.5\rho C_D D |u - \dot{r}|(u - \dot{r}) dz + \rho \frac{\pi D^2}{4} (C_M \dot{u} - C_a \ddot{r}) dz \quad (\text{G.3})$$

where $\dot{r} = \partial r / \partial t$ = velocity of member normal to its axis, $\ddot{r} = \partial^2 r / \partial t^2$ = acceleration of member normal to axis.

ここに、 $\dot{r} = \partial r / \partial t$ = その軸に垂直方向の部材の速度、 $\ddot{r} = \partial^2 r / \partial t^2$ = その軸に垂直方向の部材の加速度。

Eddies can be shed from a cylinder alternatively on either side, thus inducing a transversal force normal to the main direction of the water particle velocity direction. The eddies are shed at twice the frequency of the wave. Two eddies are shed when the wave crest passes and two are shed on the return flow when the wave trough passes. The lift force **thus induced** is expressed as follows:

柱体からはその側面から交互に渦が放出される可能性があり、それによって水粒子速度の主方向に垂直方向の横断力が惹起される。渦は波の2倍周波数で放出される。波の峰が通過するとき二つの渦が放出され、波の谷が通過するとき二つの渦が放出される。これによって惹起される揚力は次のように表される。

$$F_L = 0.5 \rho_w C_L D u_{\max}^2 \sin 2\omega t \quad (\text{G.4})$$

where u_{\max} = maximum water particle velocity in a wave cycle ($u = u_{\max} \sin \omega t$), ω = radian frequency for the wave = $2\pi/T$, C_L = lift coefficient.

ここに、 u_{\max} = 波の1サイクル中の最大水粒子速度 ($u = u_{\max} \sin \omega t$)、 ω = 波の角周波数 = $2\pi/T$ 、 C_L = 揚力係数。

The combined effect of simultaneous drag and inertia action is obtained by vector addition.

同時に働く抗力と慣性力の合成効果はベクトル加算によって求められる。

The drag, inertia and lift coefficients have been obtained from analysis of results from experimental work. The values of the drag and inertia coefficients depend on the Keulegan-Carpenter (KC) number, the Reynolds number and the cylinder surface roughness.

抗力係数、慣性係数および揚力係数は、各種実験結果の解析から求められてきた。抗力係数と慣性係数の値は、クーリガン - カーペンター (KC) 数、レイノルズ数、および柱体表面の粗度に依存する。

The Keulegan-Carpenter number, KC , and the Reynolds number, Re , are defined as:

クーリガン - カーペンター数 KC とレイノルズ数 Re は次のように定義される。

$$KC = \frac{u_{\max} T}{D}, \quad Re = \frac{u_{\max} D}{\nu}$$

where ν = kinematic viscosity. One of the most extensive investigations on drag, inertia and lift coefficients was carried out by Sarpkaya (1976a, 1976b). The experiments were performed in an oscillating U-tube water tunnel for a range of Reynolds numbers up to 700 000 and Keulegan Carpenter numbers up to 150. Relative roughness, k/D , for the cylinders varied between 0.002 and 0.02. The roughness k is the average height of the roughness elements glued to the cylinders.

ここに、 ν = 動粘性係数である。抗力係数、慣性係数および揚力係数に関する最も広範囲な調査の一つが Sarpkaya (1976a, 1976b) によって実行された。この実験は振動 U 字型水トンネルで行われたもので、レイノルズ数が 700,000、クーリガン - カーペンター数が 150 までの範囲をカバーした。柱体の相対粗度 k/D は 0.002 から 0.02 の間で変化させた。粗度 k は、柱体に糊付けされた粗度要素の平均高さである。

Marine growth is considered to contribute mostly to the roughness of a structural element in the ocean. The cross sectional dimensions of structural elements shall be increased to account for marine growth thickness. Marine growth will depend on the location. The NORSOK standard (1999) gives recommendation for marine growth ~~roughness thickness~~ **roughness thickness** as shown in Table G.2. The marine growth ~~roughness thickness~~ **roughness thickness** can be different in other locations.

海成付着物は、主として海洋中の構造要素の粗度に寄与すると考えられる。構造物の横断面の直径は、海成付着物の厚さを考慮して割り増ししなければならない。海成付着物の成長は海域に依存するであろう。NORSOK 標準 (1999) では、海成付着物の厚さとして表 G.2 に示す値を推奨している。海成付着物の厚さは他の海域では異なる可能性がある。

ISO/CD 19902 (2001) cautions that it takes very little roughness to make the rough value of C_D (see later) realistic. Site-specific data should be used to reliably establish the extent of the hydrodynamically rough zones. Otherwise the structural elements should be considered rough down to the sea floor.

ISO/CD 19902 (2001) は、現実的な C_D の概略値 (後述) を得るために、粗度として非常に小さな値を用いていることに注意を喚起している。流体動力学的に粗面の領域を信頼できるように定めるためには、対象地点に特有なデータを使用すべきである。そうでなければ、構造要素は海底に至るまで粗面であるとみなすべきである。

Table G.2 Thickness of marine growth. The water depth refers to mean water level. NORSOK (1999).

表 G.2 海成付着物の厚さ：水深は平均海面が基準である；出典 NORSOK (1999)

Water depth 水深	Altitude (緯度) 56° – 59°	Altitude (緯度) 59° – 72°
Above + 2 m	0	0
+2 m - -40 m	100 mm	60 mm
Under - 40 m	50 mm	30 mm

Sarpkaya carried out his tests ~~in~~ under idealized conditions with rectilinear oscillating flow. For "real" waves there is still some controversy on the choice of relevant C_D and C_M values. Different standards, codes and guidelines for the offshore oil industry give different values, NORSOK (1999), API (1993), DNV (1991), ISO/CD 19902 (2001). Moe and Gudmestad (1996) and Gudmestad and Moe (1998) discuss the coefficients and recommend the American Petroleum Institute's recipe on selection of coefficient values, API (1993). The following is quoted from ISO/CD 19901 (2001), normative part:

Sarpkaya は一様往復流という理想化された条件で実験を行った。実際の波浪については、関連する C_D , C_M の値の選定について未だに議論が分かれている。海洋石油産業に関するさまざまな規準、設計コード、および指針が異なる数値を与えている：NORSOK (1999), API (1993), DNV (1991), ISO/CD 19902 (2001)。これらの係数について Moe and Gudmestad (1996) および Gudmestad and Moe (1998) は検討の結果、アメリカ石油協会の係数値選択の処方 (API (1993)) を推奨している。以下は ISO/CD 19901 (2001) の規格部分からの引用である。

"For typical design situations, global hydrodynamic loading on a structure can be calculated using Morison's equation with the following values of the hydrodynamic coefficients for unshielded circular cylinders:

「典型的な設計条件では、構造物への総合的な流体動力学上の荷重は、露出した円形柱体に対する流体動力学の係数として下記の値を用い、モリソン式を使って計算することができる。

smooth (滑面) $C_D = 0.65$ $C_M = 1.6$

rough (粗面) $C_D = 1.05$ $C_M = 1.2$ 」

NORSOK (1999) elaborate somewhat more on the issue of selecting C_D and C_M - values and the following is quoted from NORSOK (1999), which again adhere mainly to API (1993) for slender tubular structural elements:

NORSOK (1999) は C_D と C_M の値の選択問題についてもう少し吟味している。NORSOK (1999) は細長の管状構造要素について主に API(1993) に賛成しており、以下は NORSOK (1999) からの引用である。

"For structures with small motions, the wave actions can be calculated as follows:

「動きの小さい構造物にあつては、波の作用は以下のように計算できる。

a) If the Keulegan-Carpenter number (KC) is less than 2 for a structural element, the actions may be found by potential theory:

aa) If the ratio between the wavelength L and the tubular diameter D is greater than 5, the inertia term in the Morison formula can be used with $C_M = 2.0$.

ab) If the ratio between L and D is smaller than 5, the diffraction theory should be used.

a) 構造要素に対するクーリガン - カーペンター数 (KC) が 2 よりも小さければ、作用はポテンシャル理論で求められよう。

aa) もし波長 L と管の直径 D との比が 5 よりも大きければ、モリソン公式の慣性項には $C_M = 2.0$ を使ってよい。

ab) もし L と D との比が 5 よりも小さければ、回折理論を用いるべきである。

b) If KC is greater than 2, the wave action can be calculated by means of the Morison formula, with C_D and C_M given as functions of the Reynolds number, Re , and the Keulegan-Carpenter number KC and relative roughness.

b) もし KC が 2 よりも大きければ、波の作用はモリソン公式を用いて計算することができ、 C_D と C_M はレイノルズ数 Re 、クーリガン - カーペンター数 KC 、および相対粗度の関数として与えられる。

It should be noted that Morison formula ignores lift forces, slamming forces and axial Froude-Krylov forces.

モリソン公式は揚圧力、スラミング力、および軸方向のフルード - クリロフ力を見逃していることに注意すべきである。

c) For surface piercing framed structures consisting of tubular slender members (e.g. conventional jackets) extreme hydrodynamic actions on unshielded circular cylinders are calculated by Morison formulae on the basis of

c) 管状の細長部材で構成されている海面から突き出た骨格構造物（たとえば通常のジャケット）に関しては、露出した円形柱体への最大流体力は以下に基づくモリソン公式で計算される。

- Stokes 5th order or Stream function wave kinematics and a kinematics spreading factor on the wave water particle velocity, which is 0.95 for North Sea conditions. This kinematics spreading factor is introduced in the regular wave approach to account for wave spreading and irregularity in real sea states.
- Drag and inertia coefficients equal to
 $C_D = 0.65$ and $C_M = 1.6$ for smooth members
 $C_D = 1.05$ and $C_M = 1.2$ for rough members.
- ストークス第 5 次近似または流れ関数による波の運動力学と波による水粒子速度に対する運動力学的分散ファクター（北海の条件では 0.95 の値）を用いる。この運動力学的分散ファクターは、実海域における波の分散と不規則性を考慮して規則波によるアプローチに導入されたものである。
- 抗力係数と慣性係数は
 滑面の部材に対して： $C_D = 0.65$ および $C_M = 1.6$
 粗面の部材に対して： $C_D = 1.05$ および $C_M = 1.2$

These values are applicable for $u_{\max} T_i / D > 30$, where u_{\max} is the maximum horizontal particle velocity at storm mean water level under the wave crest, T_i is the intrinsic wave period and D is the leg diameter at the storm mean level."

これらの値は $u_{\max} T_i / D > 30$ のときに適用される。ただし、 u_{\max} は波峰下の高波時の平均水面での最大水平水粒子速度、 T_i は波の固有周期、 D は高波時の平均水面における脚の直径である。」

"d) For (dynamic) spectral or time domain analysis of surface piercing framed structures in random Gaussian waves and use of modified Airy (Wheeler) kinematics with no account of kinematics factor, the hydrodynamic coefficients should in absence of more detailed documentation be taken to be:

「d) 海面から突き出た骨格構造物について運動力学的ファクターを取り込まず、不規則ガウス波と修正エアリー運動力学（Wheeler の座標引き伸ばし法）によって（動的）スペクトルまたは周波数領域解析を行う場合には、より詳細な記録類がなければ流体動力学定数として以下を採択する。

$$C_D = 1.0 \text{ and } C_M = 2.0$$

These values apply both in stochastic analysis of extreme and fatigue action effects.

これらの値は極値および疲労作用効果の統計的解析の両者に適用する。

If time domain analysis is carried out with non-symmetry of wave surface elevation properly accounted for, the hydrodynamic coefficients in item c) could be applied".

時間領域解析が波形水位の非対称性を適切に取り込んで実行されるのであれば、c) 項の流体動力学係数が適用可能である。」

Taken into account that the codes for offshore oil industry structures are calibrated, which is not the case for structures in shallow water and in the coastal zone, it is recommended to apply the Stokes 5th order wave theory, or some other high order theory, together with $C_D = 1.4$ (Kriebel et al. (1996)) and $C_M = 2.0$ for structures in these areas. For square formed piles ASCE 7-98 (1995) recommends a C_D - value which is approximately 30% higher than for the circular pile. Note that possible wave slamming actions should be considered (see later).

海洋石油産出構造物に関する設計コードが検証済みであるのに対し、浅水域や海岸域の構造物はそうでないことを考慮するならば、これらの水域の構造物に対してはストークス第5次近似波理論または他の高次近似理論を $C_D = 1.4$ (Kriebel et al. (1996)) および $C_M = 2.0$ とともに適用することが勧められる。

All wave theories predict that the maximum water particle velocities are at maximum at the crest height. The Morison equation thus also predicts that the maximum wave force also occurs at the crest height. Dean et al. (1981) and Tørum (1989) found a slight modification to this due to surface effects.

波理論はすべて水粒子速度が波頂の高さで最大となることを予測する。かくて、モリソン式は最大波力が波頂の高さで発現すると予測する。Dean et al. (1981) と Tørum (1989) は表面効果によってこれに若干の修正が必要なることを見いだした。

G.2.2 Wave action on clusters of circular cylinders 集合した円柱群に対する波の作用

Reed et al. (1990) give drag coefficients for single cylinder and a cluster of cylinders in a unidirectional back and forth motion and with different orientations. Reed et al. performed also tests with a current superimposed on the waves.

Reed et al. (1990) は単一の柱体および柱体の集合が前後に一樣に運動するときの抗力係数を異なる傾斜角について与えている。Reed et al. はまた、波に流れが重畳したときについても実験している。

Chakrabarti (1990) gives information on the maximum wave forces on cylinders in single row for different cylinder spacing and different wave direction and different KC numbers.

Chakrabarti (1990) は単列の柱体に関し、柱体間隔、波向、および KC 数の異なる値について複数の柱体に対する最大波力の情報を与えている。

ISO/CD 19902 (2001) gives additional information on conductor shielding factors.

ISO/CD 19902 (2001) には、コンダクター被覆ファクターに関する追加情報がある。

G.2.4. Wave action on large volume bodies 大型物体に対する波の作用

Wave action on large volume bodies should be calculated on the basis of wave diffraction theory. The incoming waves are reflected and scattered and the wave potential is expressed as a sum of the potential of the incoming wave and the potentials of the reflected and scattered waves.

体積の大きな物体に対する波の作用は波浪回折理論に基づいて計算すべきである。入射波は反射および散乱させられ、波のポテンシャルは入射波のポテンシャルと反射および散乱波のポテンシャルの和として表される。

For simple structural shapes like a vertical circular cylinder resting on the sea bottom the MacCamy and Fuchs (1954) analytical solution may be applied. This solution shows that there will be a phase angle between the maximum force and the wave as the wave passes the cylinder. This phase angle is depending on the D/L ratio. Comparing the MacCamy and Fuchs analytical solution to the general formulae for the inertia force, dF_h on a unit length of the cylinder is,

海底に設置された鉛直な円柱のように単純な形状の構造物については、MacCamy and Fuchs (1954) の理論解が適用できる。この解によれば、波が円柱を通過するときの最大波力と波の間には位相差があることになる。この位相角は D/L 比に依存する。MacCamy and Fuchs の解析解を慣性力の一般式と比べることにより、円柱の単位長さ当たりの dF_z は

$$dF_h(z) = \rho_w C_M \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u(z)}{\partial t} \quad (\text{G.5})$$

where $\partial u / \partial t$ is calculated at the centre of the cylinder, C_M and phase angles are shown in Figure G.4, Dean and Dalrymple (1984).

ここに、 $\partial u / \partial t$ は円柱の中央で計算され、 C_M と位相角は図 G.4 (Dean and Dalrymple (1984) による) に示されている。

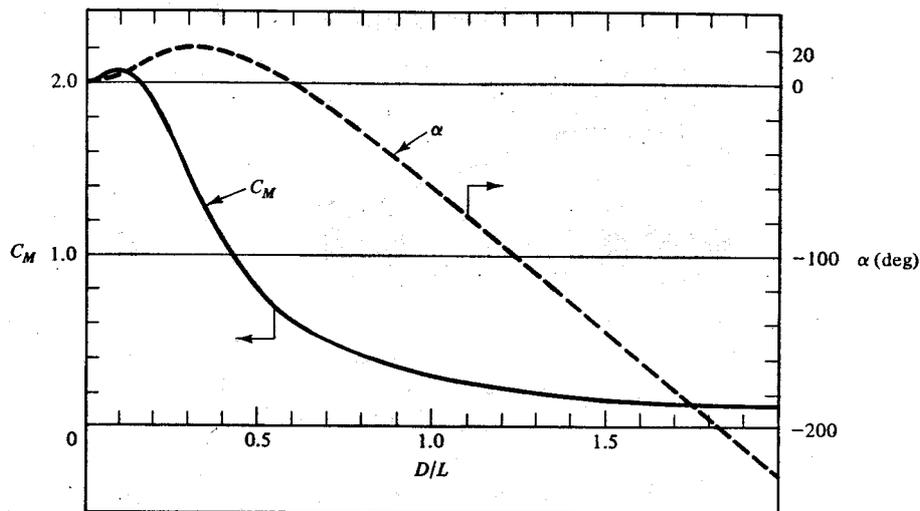


Figure G.4. Variation of inertia coefficient C_M and phase angle α of maximum force with parameter D/L . Dean and Dalrymple (1984).

図 G.4 パラメータ D/L による最大力の慣性係数 C_M と位相角 α の変化；出典 Dean and Dalrymple (1984)

For general structures consisting of several large volume components, boundary elements or finite elements methods should be used, e.g. Faltinsen (1990).

数個の大体積の要素で構成される一般構造物については、境界要素法または有限要素法を使用すべきである。たとえば Faltinsen (1990) 参照。

MacCamy and Fuchs solution and some computer programs based on boundary elements methods are based on linear wave theory. However, in the vicinity of large bodies, the free surface elevations can be increased due to motions, diffraction, radiation, wave/current interaction effects, and other non-linear wave effects, e.g. shallow water effects. These should be accounted for in the wave action calculation and used to estimate deck clearance and freeboard.

MacCamy and Fuchs の解および境界要素法に基づく幾つかのコンピュータプログラムは線形波理論に基づいている。しかしながら大型物体の周辺では、運動、回折、放射、波/流れの干渉効果、および浅水効果など他の非線形効果のために自由水面高が上昇する可能性がある。これらは波の作用の計算において取り込み、デッキのクリアランスや乾舷の計算に使用すべきである。

Gjønsund et al. (2003) carried out tests on wave forces for a 100 m diameter circular cylinder in 25 m water depth and for waves with periods in the range 7.7 – 27.3 s and wave heights in the range 4.8 – 17 m. They also considered the set-down effect due to the influence of radiation stress. The waves with longer periods and higher heights were highly non-linear with regard to water surface elevations. The comparison with the MacCamy and Fuch's theoretical results showed a fair agreement for the horizontal force, especially when the set-down effect was included. The overturning moment was significantly underestimated by the MacCamy and Fuch's theory.

Gjøvsund et al. (2003) は、水深 25 m に置かれた直径 100 m の円柱に周期 7.7 ~ 27.3 s、波高 4.8 ~ 17 m の範囲の波が作用するときの波力試験を遂行した。この試験では波のラディエーション応力の影響で水面が低下する効果も考慮した。水面高さに関しては、周期が長くて波高の大きな波が著しい非線形性を示した。MacCamy and Fuchs の理論結果と比較すると、水平力はある程度一致し、特に水面低下効果を含めるとそうであった。転倒モーメントについては MacCamy and Fuchs の理論は相当に過小評価であった。

G. 2.4. Slamming actions スラミング作用

G. 2.4.1. General 一般

For a structure in waves, the parts of the structure in the splash zone are susceptible to forces caused by slamming when the member is being submerged in the waves or when the structure is hit by plunging breaking waves.

波浪中の構造物のうち、スプラッシュ帯の部分は部材が波に潜ったり、巻き波砕波にぶつけられたりしたときにスラミングに起因する力の影響を受けやすい。

For circular cylindrical members the slamming action may normally be calculated as:

円柱部材では、スラミング作用は通常次式で計算できる。

$$dF_s = 0.5 \rho_w C_s D V_R^2 dl \quad (\text{G.6})$$

where dF_s = slamming force in the direction of the velocity, ρ_w = mass density of water, C_s = slamming force coefficient, D = member diameter, V_R = relative velocity of water surface to the surface of the member, dl = length of the circular cylinder element.

ここに、 dF_s = 速度方向のスラミング力、 ρ_w = 水の密度、 C_s = スラミング力係数、 D = 部材直径、 V_R = 部材表面への水面の相対速度、 dl = 円形柱体要素の長さ。

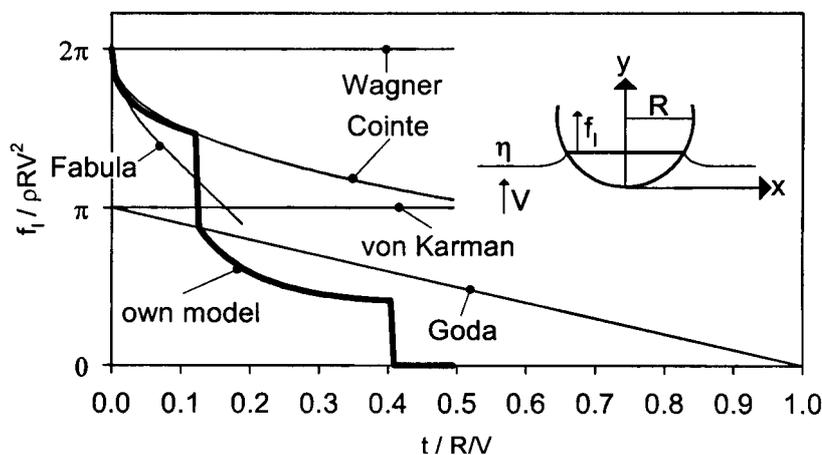


Figure G.5 Slamming coefficients and slamming time histories according to different theories. "Own model" is by Wienke and Oumeraci (2004).

図 G.5 異なる理論によるスラミング係数とスラミング時間変化。"Own model" は Wienke and Oumeraci (2004) によるもの。

For 2D circular cylinders the first, simple theoretical approach by von Karman (1929) leads to a C_s -value of π . Later theoretical work, e.g. Wagner (1932), Puchnachow and Korobkin (1981), Armand and Cointe (1986), Faltinsen (1990), Wienke and Oumeraci (2004) lead to $C_s = 2\pi$. This value is also to some extent confirmed by experiments. 3D effects will lead to smaller C_s values than obtained from 2D considerations, but the reduction factor is not exactly known.

2次元円柱に対して von Karman (1929) が最初に与えた単純な理論アプローチは C_s として π の値を導く。その後の理論的研究、たとえば Wagner (1932), Puchnachow and Korobkin (1981), Armand and Cointe (1986), Faltinsen (1990), Wienke and Oumeraci (2004) では $C_s = 2\pi$ となる。この値は実験によってある程度確認されている。3次元効果は2次元を考慮したときよりも小さな C_s 値を生むけれども、減少率について正確には知られていない。

The Goda approach (Goda et al. (1966)) leads to time duration of the wave slamming action of $\tau = 0.5D/v_r$ while Wienke and Oumeraci (2004) found theoretically the duration time to be $\tau = 0.2D/v_r$, Figure G.5. This is close to what Tanimoto et al. (1986) found experimentally. The slamming force vs. time, $(f_1/\rho RV^2)$ vs. t , where R = cylinder radius, for different theories and approaches are also shown in Figure G.5.

波によるスラミング作用の継続時間に関して、Godaのアプローチ (Goda et al. (1966)) は $\tau = 0.5D/v_r$ を導くのに対し、Wienke and Oumeraci (2004) は理論的に継続時間が $\tau = 0.2D/v_r$ であることを見いだした (図 G.5)。これは Tanimoto et al. (1986) が実験的に見いだした値に近い。スラミング力と時間、すなわち $(f_1/\rho RV^2)$ vs. t の関係 (ここに R は柱体の半径) に関する異なる理論とアプローチは図 G.5 にも示してある。

G. 2.4.2 Slamming action on vertical and inclined cylinders on uniformly sloping or horizontal bottoms

一様傾斜または水平底面上の直立および傾斜柱体に対するスラミング作用

For vertical or nearly vertical piles exposed to plunging breaking waves, slamming actions occur in a limited region from the wave crest and downward as indicated in Figure G.6. The total wave force on the pile is

鉛直またはほぼ鉛直な杭に巻き波砕波がぶつかるとき、スラミングは図 G.6 に示すように、波頂から下へかけての限定された区間に作用する。杭への全波力は、

$$F = F_D + F_I + F_s \quad (\text{G.7})$$

where $F_D + F_I$ are the Morison force, and F_s is the slamming force.

ここに $F_D + F_I$ はモリソン公式による力であり、 F_s がスラミング力である。

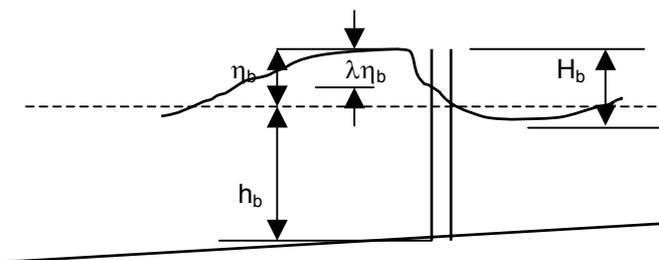


Figure G.6. Sketch of a plunging wave hitting a vertical pile.

図 G.6 鉛直杭にぶつかる巻き波のスケッチ

Goda et al. (1966) measured the total slamming force on a vertical pile. They introduced the term "curling factor" λ and assumed that the slamming force intensity was uniformly distributed over the height $\lambda \eta_b$, where η_b is the wave crest elevation. The total slamming force was then obtained as:

Goda et al. (1966) は鉛直杭への全スラミング力を測定した。「巻き込み率」 λ を導入し、波頂の高さを η_b として、スラミング力が高さ $\lambda \eta_b$ の範囲に一樣に分布すると仮定した。これによって全スラミング力が次のように得られた。

$$F_i = 0.5 \rho_w C_s D C_b^2 \lambda \eta_b \quad (\text{G.8})$$

where C_b is the wave celerity at the breaking point and C_s is assumed to be $C_s = \pi$ (von Karman theory). Goda et al. arrived at a curling factor of $\lambda = 0.5$ for plunging breakers and $\lambda = 0.1$ for spilling breakers.

ここに、 C_b は砕波点での波速であり、 C_s は von Karman 理論により $C_s = \pi$ と仮定される。Goda et al. は巻き波砕波に対して $\lambda = 0.5$ 、崩れ波砕波に対して $\lambda = 0.1$ の巻き込み率を得た。

Sawaragi and Nochino (1984) measured the slamming forces from breaking waves along a vertical cylinder. They found a considerable scatter in the forces and larger forces than obtained by Goda et al. The maximum curling factor they obtained was 0.9 with $C_s = \pi$, which comply with the findings of Wienke and Oumeraci (2004) (maximum curling factor is approximately 0.45 with $C_s = 2\pi$). Sawaragi and Nochino found that the slamming force intensity distribution along the pile had a triangular form and not a uniform form, while Wienke and Oumeraci inferred from their wave pressure measurements on their test cylinder that the slamming force intensity was uniformly distributed.

Sawaragi and Nochino (1984) は砕波による直立柱体沿いのスラミング力を測定した。測定結果は変動が大きく、Goda et al. が得たものよりも大きな力もあった。最大巻き込み率は $C_s = \pi$ として 0.9 であり、これは Wienke and Oumeraci (2004) の結果（最大巻き込み率は $C_s = 2\pi$ として約 0.45）と良く対応する。Sawaragi and Nochino は杭に沿うスラミング力の強度分布が一樣ではなくて三角形であることを見いだしたけれども、Wienke and Oumeraci は試験柱体上の波圧測定結果からスラミング力の強度は一樣に分布していたと推論した。

Tanimoto et al. (1986) investigated the slamming force along a pile with different inclinations and with detailed measurements of the slamming force intensity along the pile. They also found that the slamming force intensity distribution along the pile had triangular form, and the maximum measured forces were comparable to the forces obtained by Goda et al. (1966).

Tanimoto et al. (1986) は、杭の傾きを変えたときのスラミング力を杭沿いの詳細な強度測定で調査した。これによると、杭沿いのスラミング力の強度分布は三角形であり、測定された最大の力は Goda et al. (1966) によって得られた力と比較し得るものであった。

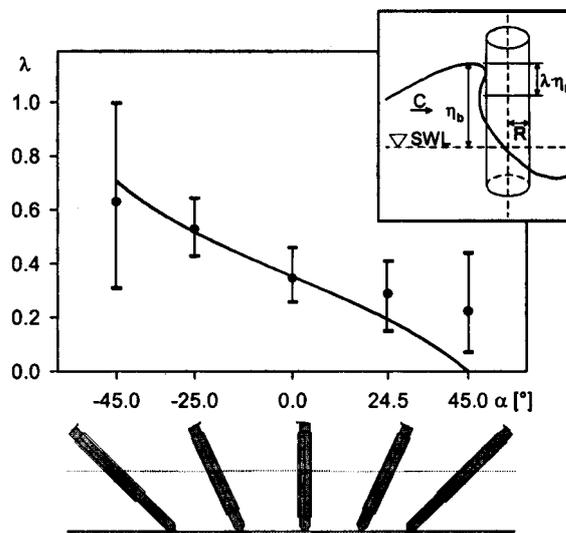


Figure G.7. Curling factor λ for loading case 3 of Wienke and Oumeraci (2004)

図 G.7 Wienke and Oumeraci (2004) の载荷ケース 3 に対する巻き込み率 λ

Oumeraci et al. (2000), Wienke (2001) and Wienke and Oumeraci (2004) analysed their large scale laboratory flume test results according to the Goda approach, i.e. they analysed their measured total slamming force, but used a slamming coefficient $C_s = 2\pi$ and a force – time history as given in Figure G.5 when calculating the curling factor λ . The breaking waves during Wienke and Oumeraci's tests were generated by superposition of several waves with different frequencies or so-called Gaussian wave packets were used. Wienke and Oumeraci (2004) subdivided the experiments into five different loading cases. From their measurements Wienke and Oumeraci found that the ~~the~~ impact occurs

almost simultaneously at the different levels of the front line (violent spreading). They obtained curling factors λ as shown in Figure G7 for loading case 3, which was the loading case that gave the largest slamming force. For vertical cylinders, $\alpha = 0$, Eq. (G.8) may be used to estimate the total wave slamming force. Wienke and Oumeraci (2004) present also a method to obtain the total wave slamming forces on an inclined cylinder, taking the angle of inclination into account.

Oumeraci et al. (2000), Wienke (2001) および Wienke and Oumeraci (2004) は、彼らの大型水路実験の結果を Goda のアプローチに準じて解析した。すなわち、全スラミング力の測定値を解析したけれどもスラミング係数 $C_s = 2\pi$ を使用し、図 G.5 に示す波力時間波形を使って巻き込み率を計算した。Wienke and Oumeraci の実験では砕け波を周波数の異なる複数の波の重ね合わせ、いわゆるガウス型ウェーブパケット法で発生させた。Wienke and Oumeraci (2004) は実験を 5 種類の異なる載荷ケースに区分した。測定結果から Wienke and Oumeraci は衝撃が前面の異なる高さでほぼ同時に起きることを見いだした（激しい分散）。巻き込み率 λ は最大のスラミング力を与えた載荷ケース 3 について図 G.7 に示すようになった。 $\alpha = 0$ の鉛直柱に対しては、全スラミング力を式 (G.8) を用いて推定できる。Wienke and Oumeraci (2004) はまた、柱体の傾斜角を考慮し、傾斜柱に働く全スラミング力を求める方法も提案している。

For a vertical cylinder Wienke et al. obtained a maximum curling factor of 0.46 with a slamming force factor coefficient of $C_s = 2\pi$, which leads to a force twice the force obtained by Goda et al. and by Tanimoto et al. (1986), but the same as Sawaragi and Nochino (1984) obtained as the maximum slamming force. Since short duration forces are tricky to measure, a possible explanation for the discrepancies may be because of the different force and pressure measuring method and the analysis methods used.

直立柱について Wienke et al. は、スラミング力係数 $C_s = 2\pi$ を用いたときの最大巻き込み率として 0.46 の値を得ており、これはスラミング力として Goda et al. や Tanimoto et al. (1986) が得た力の 2 倍に相当する。ただし、Sawaragi and Nochino (1984) が最大スラミング力として得たものと同じである。継続時間の短い力は測定が微妙であり、この矛盾は波力および波圧の測定法および解析方法の違いによるものとして説明できるであろう。

Ircschik et al. (2002) carried out similar tests as Wienke and Oumeraci (2004) with a forshore 1:10 in front of the pile. The results on the force measurements have not been examined and published yet.

Ircschik et al. (2002) は勾配 1:10 の斜面上の杭について Wienke and Oumeraci (2004) と類似の実験を行った。波力測定結果はまだ吟味されておらず、成果も発表されていない。

G. 2.4.3 Wave loads, including slamming actions, on vertical cylinders on reefs and shoals

岩礁および浅瀬の上の直柱に対するスラミング作用を含む波浪荷重

Special attention should be given to vertical structures erected upon reefs subjected to breaking waves, Figure G.8, Goda (1973), Hovden and Tørum (1991), Kyte and Tørum (1996), Hanssen and Tørum (1999). The height of breaking waves over shoals, Lie and Tørum (1991), and the wave kinematics (Goda (1973), Hanssen and Tørum (1999)), differs considerably from those on the uniformly sloping bottom. No numerical wave program on the wave heights and wave kinematics is yet available to cover the wave conditions on peaky shoals. Hence the general results from laboratory wave flume investigations should be used with care and not for conditions deviating too much from the shoal configurations used during the laboratory tests. However, the obtained results can be useful for conceptual designs. For important structures, it will be necessary to carry out site-specific hydraulic model tests.

図 G.8 のように、岩礁上に立てられて砕波を受ける鉛直構造物には特別の注意を払うべきである。Goda (1973), Hovden and Tørum (1991), Kyte and Tørum (1996), Hanssen and Tørum (1999) 参照。浅瀬上の砕波の波高 (Lie and Tørum (1991)) および波の運動力学特性 (Goda (1973), Hanssen and Tørum (1999)) は、一様に傾斜した海底上のもとは相当に異なる。波高と運動力学に関する波浪数値プログラムはいずれも、尖った浅瀬上の波浪条件を包含できるようにはなっていない。したがって、波浪実験水路による一般的結果は注意して使用すべきであり、室内実験で使用された浅瀬形状からあまりに逸脱している条件に使用すべきではない。ただし、得られた結果が概念設計には有用である可能性がある。重要な構造物については、現地地形を取り込んだ水理模型実験を行うことが必要であろう。

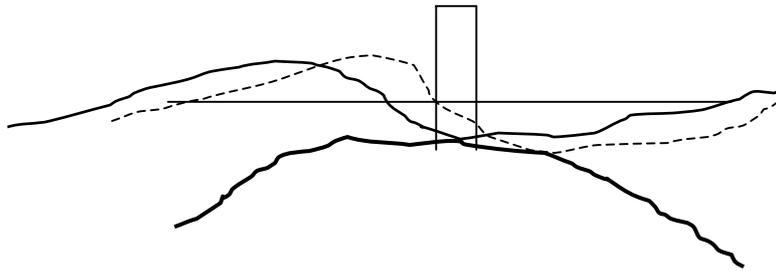


Figure G.8 Waves over shoals.

図 G.8 浅瀬上の波

Goda (1973) investigated the wave forces on vertical circular cylinders on cylindrical and ledged reefs. The short duration slamming actions were of no concern for the structures Goda considered and the slamming forces are not included in his results. Goda (1973) gives also results on the wave crest elevations.

Goda (1973) は円形浅瀬および岩棚上の鉛直円柱への波力を調査した。Goda が対象とした構造物にとって短時間継続のスラミング作用は関心外であり、スラミング力は彼の結果には含まれていない。Goda (1983) は波頂高さについての結果も与えている。

Kyte and Tørum (1996) carried out tests on a cylinder on a site-specific shoal, but which was almost circular and rather peaky, i.e. the water depth increased rapidly in front of the cylinder. The water depth over the shoal was kept constant during the tests. The slamming action was also measured. Kyte and Tørum (1996) derived equations almost similar to Goda (1973), but the force coefficients Kyte and Tørum arrived at was larger than those obtained by Goda. This difference is mainly attributed to 1) differences in wave force measuring systems; i.e. Goda did not, by purpose, pick up the high intensity, short duration slamming force, and 2) the topography of the shoals differs. This indicates again that local effects may be significant and that site-specific tests might have to be carried out for important structures. An example of such tests ~~has been carried out by~~ ~~is the tests that~~ Hansen and Tørum (1999) ~~carried out~~ for a tripod on a shoal.

Kyte and Tørum (1996) は現地を模した浅瀬の上の柱体の実験を行ったが、浅瀬はほぼ円形でやや峰立つようであった。すなわち、柱体の前で水深が急激に増加した。浅瀬の上の水深は実験では一定に保たれた。スラミング力もまた測定された。Kyte and Tørum (1996) は Goda (1973) によるものほとんど類似した算定式を導いたが、前者が得た波力係数は後者によるものよりも大きかった。この差異は主として以下に帰せられる。1) 波力測定システムの相違、すなわち Goda は意図的に高強度、短時間継続のスラミング力を拾い上げなかった、2) 浅瀬の形状が異なる。これは、局地効果が顕著であり、重要な構造物に対しては現地条件に適合した実験を実施する必要があるであろうことを再度示すものである。こうした実験の例は Hansen and Tørum (1999) が浅瀬の上の三脚柱について行っている。

G 2.5 Wave ~~and current~~ actions on piers and platform decks

栈橋およびプラットフォームの上床板に対する波の作用

Many types of wave loads ~~must~~ ~~should~~ be considered in the design of piers, Figure G.9.

栈橋の設計では多様な波浪荷重を考慮すべきである（図 G.9 参照）

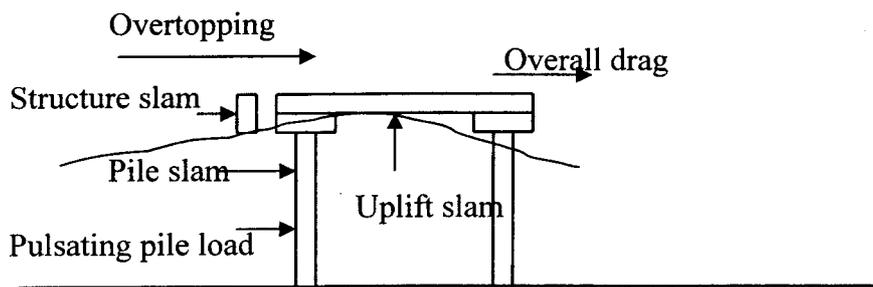


Figure G.9. Wave loads on piers.

図 G.9 栈橋への波浪荷重

The main actions to be considered are:

考慮すべき主要作用は以下のようである。

- wave action on piles (as described in previous clauses)
 - horizontal wave action on beams, fenders or other projecting elements
 - wave uplift action on decks
 - wave uplift action on beams, fenders or other projecting elements
 - wave downward action on decks (inundation and suction)
- 杭に対する波の作用（前節に説明）
 - 梁，フェンダー，その他の突出要素への波の水平作用
 - 上床板への波の揚圧力の作用
 - 梁，フェンダー，その他の突出要素への波の揚圧力の作用
 - こ上床板への波の下向きの作用（冠水および吸引）

These forces, with the exception of pile loading, are called “wave-in-deck forces”.

これらの力は、杭へ作用する荷重を除き、「上床板作用波力」と呼ばれる。

There have been several investigations on wave action, including wave slamming actions on the underside of smooth horizontal platforms, El-Ghamry (1966), French (1971), Shih and Anastasiou (1992), Baarholm (2001), Ren and Wang (2003, 2004).

これまでも滑らかな水平版の下面に働く波のスラミング作用を含め、波の作用に関する幾つもの調査が行われている。El-Ghamry (1966), French (1971), Shih and Anastasiou (1992), Baarholm (2001), Ren and Wang (2003, 2004) 参照。

Shih and Anastasiou (1992) derived very simple empirical formulae for wave uplift pressures on horizontal platforms.

Shih and Anastasiou (1992) は水平プラットフォームへの波の揚圧力について非常に単純な経験公式を導いた。

Kaplan (1992), Kaplan et al. (1995) and Murray et al. (1997) developed a set of equations to calculate the wave action on almost any form of the platform. According to HSE (1998), Kaplan’s approach is state-of-art in predicting impact loads on platform decks.

Kaplan (1992), Kaplan et al. (1995) および Murray et al. (1997) はプラットフォームのほとんどいかなる形状についても計算できる波作用の方程式のセットを開発した。HSE (1998) によれば、Kaplan のアプローチはプラットフォームの上床板への衝撃荷重を予測する最先端のものである。

OCDI (2002) provides an order of magnitude estimate of slamming force on the underside of a horizontal platform deck, expressed as an equivalent static load with uniform upward pressure of $2\rho_w gH$ for progressive waves and $4\rho_w gH$ for standing waves (in case of open-type wharf with a

retaining wall behind), where ρ_w is the mass density of water, g the acceleration of gravity and H the wave height.

OCDI (2002) は、水平なプラットフォームの床の下面に働くスラミング力のオーダーを見積もる式を示しており一様な上向き圧力の等価な静荷重として進行波に対しては $2\rho_w g H$ 、重複波に対しては $4\rho_w g H$ としている（背後に土留め壁がある横棧橋の場合）。ここに、 ρ_w は水の密度、 g は重力加速度、 H は波高である。

Stansberg et al. (2004) give results from a study on deck wave impacts on a gravity base structure in 150 m water depth.

Stansberg et al. (2004) は水深 150 m の重力式構造物の上床板に対する波浪衝撃の研究の結果を示している。

Most of the referenced recent research on wave forces on platform decks is related to oil platform decks. However, Tirindelli et al. (2002), McConell et al. (2003), Tirindelli et al. (2003) and Cuomo et al. (2003) give preliminary results from a research project related to exposed jetties at HR Wallingford, UK, while, based on this research, McConnell et al. (2004) give guidelines for loadings on piers, jetties and related structures.

ここに挙げたプラットフォームの上床板への波力に関する最近の研究の多くは、石油プラットフォームに関連している。しかし、Tirindelli et al. (2002)、McConell et al. (2003)、Tirindelli et al. (2003) および Cuomo et al. (2003) は非遮蔽の棧橋に関連して HR Wallingford における研究プロジェクトの予備的成果を示しており、McConnell et al. (2004) はこの研究に基づいて棧橋や関連構造物の荷重に対する指針をまとめている。

G. 2.5 Dynamic amplification and vibrations 動的増幅と振動

Slamming actions are characterised by high peak intensity and a very short duration. Depending on the elasticity and damping characteristics of a structure subject to slamming actions, the effect of slamming actions depends on the dynamic response of the structure and its foundation, which may amplify or dampen the peak force. Thus a structure should be investigated for the dynamic response to slamming actions.

スラミング作用は高いピーク強度と非常に短い継続時間で特徴づけられる。スラミング作用の効果は、スラミング作用を受ける構造物の弾性および減衰特性に依存し、構造物とその地盤の動的応答に影響されて波力のピークが増幅または減衰される。したがって、スラミング作用に対する構造物の動的応答について調査すべきである。

Slamming actions may also cause vibrations in the structure. Some light beacons for navigation aids **may can** be vulnerable to such vibrations.

スラミング作用はまた構造物の振動を引き起こすことがある。航路標識としてのある種の灯標はそうした振動に弱みを持つ可能性がある。

G.2.6 Wave and current actions on pipelines パイプラインに対する波と流れの作用

Wave and current actions on pipelines are most extensively dealt with by the oil industry and are treated in different standards and guidelines, i.e. DNV (2000, 2002).

パイプラインに対する波と流れの作用は、石油産業が最も広範囲に取り扱っており、DNV (2000, 2002) などさまざまな規準や技術指針で扱われている。

Wave and current actions on pipelines on or close to the bottom, Figure G.4410, are calculated with a Morison equation approach.

海底の上または接近して置かれたパイプラインに対する波と流れの作用（図 G.10）は、モリソン式のアプローチで計算される。

The horizontal action on a pipe length dl is given by:

パイプラインの長さ dl に対する水平力は次式で与えられる。

$$dF_h = 0.5\rho_w C_D Du|u|\sin\alpha dl + \rho_w C_M \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} \sin\alpha dl \quad (\text{G.11})$$

and the lift action is given by:

また揚力は次式による。

$$dF_v = 0.5\rho_w C_L Du^2 \sin\alpha dl \quad (\text{G.12})$$

where α is the angle between the wave direction and the pipeline axis.

ここに、 α は波向とパイプラインの軸とのなす角度である。

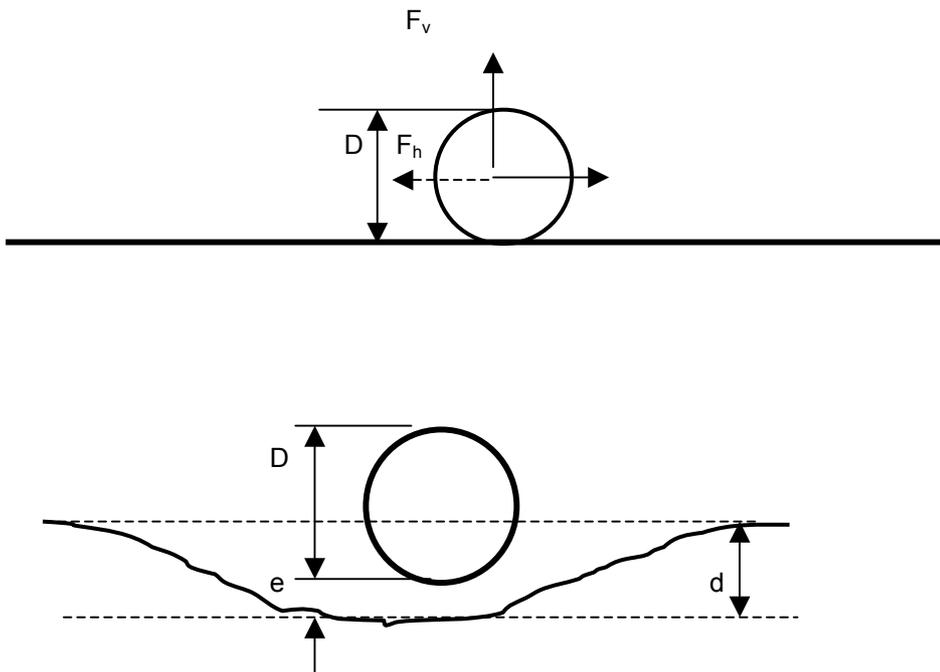


Figure G.10 Pipeline on the sea bottom or in a trench.

図 G.10 海底設置またはトレンチ内のパイプライン

The model by Eqs. (G.11) and (G.12) predicts that the vertical action is in phase with the water particle velocities. But measurements show that the vertical action is ahead of the undisturbed water particle velocities above the pipeline. There has been developed more refined methods to obtain the horizontal and vertical action that predicts more correctly the phases, Lambrakos et al. (1987), Verley et al. (1987). However, these methods are cumbersome to use and are not employed unless it is very critical for the pipeline stability considerations.

式 G.11 と G.12 のモデルは、鉛直方向の作用が水粒子速度と同位相であることを予測する。しかし測定結果は、鉛直方向の作用がパイプライン上の乱されない水粒子速度よりも位相が早いことを示す。これまでに、位相差をより正確に予測するような、水平と鉛直作用を求めるためのより洗練された方法が開発されている。Lambrakos et al. (1987), Verley et al. (1987) 参照。しかしながら、これらの方法は使うのが面倒であり、パイプラインの安定性の考慮にとって是非とも必要でない限り採択されない。

The drag, inertia and lift coefficients C_D , C_M and C_L are depending on the Reynolds number, the Keulegan-Carpenter number, the gap to diameter ratio, e/D , the ratio α between the current velocity and the wave water particle velocities, and the pipe roughness.

抗力係数、慣性係数、および揚力係数 C_D , C_M , C_L は、レイノルズ数、クーリガン - カーペンター数、間隙と直径との比 e/D 、流速と水粒子速度との比 α 、およびパイプの粗度の関数である。

DNV (2002) gives a detailed recommendation of the C_D and C_M coefficients depending on the ratio between the current velocity and the wave particle velocity amplitude, the seabed proximity, pipe roughness, the **condition of pipe in trench or not**, and **the presence of cross flow vibrations**.

DNV (2002) は、流速と水粒子速度振幅との比、海底への接近状況、パイプ粗度、トレンチ入りの有無、流れ直角方向振動の存在などに依存する C_D と C_M 係数について詳細な勧告を与えている。

There are no values given in DNV (2002) for the lift coefficient C_L . Sumer and Fredsøe (1997) gives values of C_L as a function of seabed proximity, pipe roughness and Keulegan-Carpenter number.

揚力係数 C_L に関して DNV (2002) は数値を与えていない。Sumer and Fredsøe (1997) は C_L の値を海底への接近状況、パイプ粗度、およびクーリガン - カーペンター数の関数として与えている。

G. 2.6.7 Vortex induced vibration (VIV) of pipelines パイプラインの渦励起振動 (VIV)

Water or any fluid past a slender member can cause unsteady flow patterns due to vortex shedding. At certain critical flow velocities the vortex-shedding frequency ~~may~~ **can** coincide with or be a multiple of the natural frequency of motion of the member, resulting in harmonic or sub-harmonic excitations, either in-line with the flow or cross flow.

水またはほかの液体が細長い部材のまわりを流れると、渦放出に起因する不安定な流れのパターンを惹起する可能性がある。ある臨界速度においては、渦放出の周波数が部材運動の固有周波数またはその複数倍に一致し、流れ方向またはそれに直角方向の調和振動またはサブハーモニック振動を励起する可能性がある。

These effects may be investigated by using semi-empirical methods based on model tests and full scale data. The other alternative is to use computational fluid dynamics (CFD) methods by direct numerical solution of the fluid/structure interaction problem.

これらの効果は、模型実験および実大データに基づく半経験的方法を用いて調べることができる。他の代替法は流体 / 構造物干渉問題を直接に数値解析する計算流体力学 (CFD) 法の使用である。

The vortex shedding frequency may be calculated as follows:

渦放出の周波数は以下のように計算できる。

$$f = St \frac{V}{D} \quad (\text{G.13})$$

where f = vortex shedding frequency, St = Strouhal number, V = flow velocity normal to the slender member axis, D = diameter of the member.

ここに、 f = 渦放出の周波数、 St = ストロハール数、 V = 細長部材の軸に垂直な流速、 D = 部材直径。

For circular cylinders the Strouhal number (St) is a function of the Reynolds number (Re). In a wide range of Reynolds numbers the Strouhal number is $St \approx 0.2$.

円柱ではストロハール数 St はレイノルズ数 Re の関数である。レイノルズ数の広い範囲で、 $St \approx 0.2$ である。

For determination of the velocity ranges where vortex induced vibration (VIV) can occur, a parameter V_r , called the reduced velocity is used. V_r is defined as:

渦励起振動が発生可能な流速の範囲を定めるために、換算速度と呼ばれるパラメータ V_r が用いられる。 V_r は以下に定義される。

$$V_r = \frac{V \cos \varphi}{f_{iD} D} \quad (\text{G.14})$$

where V = flow velocity, f_{iD} = natural frequency of vibration of the structural member, D = diameter of the member. φ = angle between the current direction and the pipeline axis.

ここに、 V = 流速、 f_{ID} = 構造部材の振動の固有周波数、 D = 部材直径、 φ = 流向とパイプライン軸との間の角度。

Another parameter controlling the motions is the stability parameter, K_s , defined as

振動を制御するもう一つのパラメータは次に定義される安定性パラメータ K_s である。

$$K_s = \frac{2m_e \delta}{\rho D^2} \quad (\text{G.15})$$

where m_e = effective virtual mass, δ = generalized logarithmic decrement ($2\pi\xi$) of damping defined by, $\delta = \delta_s + \delta_{\text{soil}} + \delta_h$, δ_s = logarithmic decrement of structural damping, δ_{soil} = logarithmic decrement of soils damping or other damping, δ_h = generalized logarithmic decrement of hydrodynamic damping

ここに、 m_e = 有効付加質量、 δ = 減衰の一般化対数減衰率で $\delta = \delta_s + \delta_{\text{soil}} + \delta_h$ で定義される、 δ_s = 構造減衰の対数減衰率、 δ_{soil} = 土または他の減衰の対数減衰率、 δ_h = 流体動学的減衰の一般化対数減衰率。

The amplitude of vibration ratio, A/D , where A is the vibration amplitude, is primarily a function of the reduced velocity. For reduced velocities in the range $V_r = 2-4$ in-line vibrations occurs, while for $V_r = 4-12$, cross flow oscillations occurs. The maximum amplitude of cross-flow oscillations is approximately one pipe diameter, while the maximum amplitude of in-line oscillations is approximately 0.15 pipe diameter.

振動振幅 A の直径に対する比 A/D は本質的には変形速度の関数である。換算速度 $V_r = 2 \sim 4$ の範囲では流れ方向の振動が発生し、 $V_r = 4 \sim 12$ の範囲では流れと直角方向の振動が起きる。流れと直角方向の振動の最大振幅はパイプ径のおよそ 1 倍であり、流れ方向の振動の最大振幅はパイプ径のおよそ 0.15 倍である。

DNV (2002) give vortex induced pipeline vibration amplitudes for in-line as well as for cross flow oscillations. The oscillation amplitudes are given as functions of the reduced velocity, stability parameter, flow angle, turbulence intensity and trench proximity.

DNV (2002) は渦励起によるパイプラインの振動振幅を流れ方向および直角方向振動について与えている。振動振幅は換算速度、安定性パラメータ、流れの角度、乱れの強さ、およびトレンチ隣接度の関数として与えている。

G.3 Scour and scour protection 海底洗掘と洗掘対策

Assessment of scour should preferably be based on experience. If lacking, then validated semi-empirical formulae or sediment transport theory can be used. Useful guidelines on scour and scour protection may be found in US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002).

洗掘の評価は望む得れば経験に基づくべきである。得られなければ、半経験公式または漂砂輸送理論が使用可能である。洗掘とその対策については米国工兵隊の Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002) に有用な指針が見いだされよう。

Annex H 付属文書 H (informative) (情報提供)

Wave interaction with floating breakwaters 浮き防波堤の波の相互干渉

H.1. Introduction 序説

The wave height reducing effect of a floating breakwater is to a large extent governed by the ratio breakwater width/wavelength. The floating breakwater concept becomes thus easily uneconomical for coasts exposed to ocean waves. But floating breakwaters can be economically used for marinas etc in areas with limited fetch lengths and large depths. Floating breakwaters have also successfully been used on open coast to protect fish farms. They will let the longer period waves pass through, but reduce the heights of the shorter period waves that can be devastating to the fish farm cages.

浮き防波堤の波高低減効果は防波堤幅と波長との比に支配されるところが非常に大きい。かくて、浮き防波堤の概念は海洋波浪を直接に受ける海岸では不経済となるのが容易である。しかし、吹送距離が限られ、水深の大きな海域ではマリーナなどで経済的に使用できる可能性がある。浮き防波堤はまた、開放された海岸で養魚場の保護用として成功裏に使用されてきた。浮き防波堤は長周期の波は通過させるけれども、養魚籠に大被害を与える可能性のある短周期波の波高を減殺する。

A large variety of floating breakwater concepts has been presented. PIANC (1994) gives an overview of different types. The probably most frequently used is the box-type floating breakwater, an example of which is shown in Figure H.1.

これまでに非常に多くの浮き防波堤の構想が提案されている。PIANC (1994) は種々の形式の概観を与えている。おそらく最も頻繁に用いられるのは箱形浮き防波堤で、その1例を図 H.1 に示す。

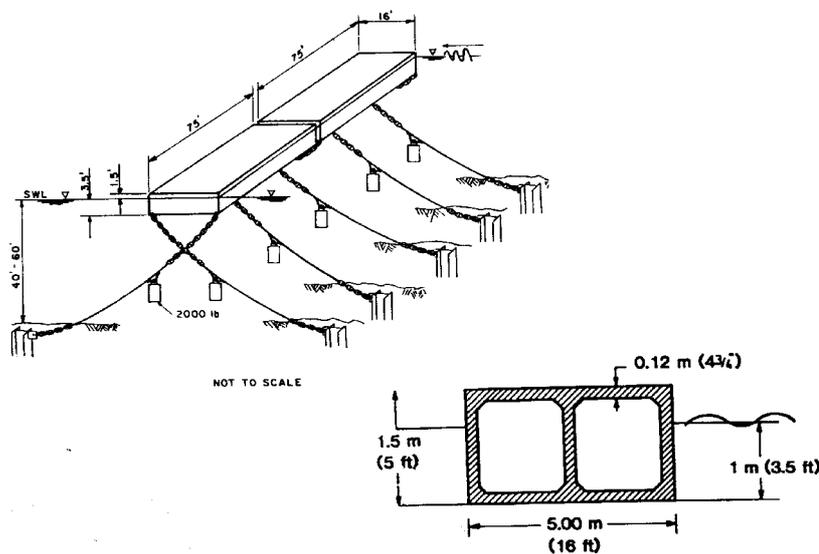


Figure H.1. Box-type floating breakwater.

図 H.1 箱形浮き防波堤

Araki and Chujo (1979) and Yoshida and Isozaki (1986) show an example of a floating breakwater to protect fish farm cages. It dampens the shorter period waves while the longer period waves of the

wave spectrum are not damped. This floating breakwater is 450 m long and is located in 65 m water depth. The breakwater has experienced at least 11 m high waves, PIANC (1994).

Araki and Chujo (1979) と Yoshida and Isozaki (1986) は養魚籠を保護するための浮き防波堤の例を示している。これは波スペクトルの短周期波は減衰するけれども、長周期波は減衰しない。この浮き防波堤は延長 450 m で水深 65 m に設置されている。既に少なくとも 11 m の高波を経験している (PIANC (1994) 参照)。

H. 2. Wave reducing effects of floating breakwaters 浮き防波堤の波浪減殺効果

H.2.1 General 一般

When waves meet a floating breakwater they will basically be partly transmitted under the breakwater and partly be reflected from the breakwater. Some of the wave energy ~~may~~ can be lost due to turbulence and friction, depending on the breakwater type.

波が浮き防波堤に遭遇すると、基本的に波は部分的に防波堤の下を通過し、また部分的に防波堤から反射される。波エネルギーのある部分は乱れや摩擦によって失われ、その度合いは防波堤の形式に依存する。

The wave transmission coefficient for a floating breakwater is defined as:

浮き防波堤の波高伝達率は以下で定義される。

$$C_T = \frac{H_t}{H_i} \quad (\text{H.1})$$

and the wave reflection coefficient as

また反射率は

$$C_R = \frac{H_r}{H_i} \quad (\text{H.2})$$

where H_i is the height of the incoming wave, H_t is the height of the transmitted wave and H_r is the height of the reflected wave. In case of irregular waves the significant wave height is commonly used as the wave height parameter.

ここに、 H_i は入射波の波高、 H_t は伝達波の波高、および H_r は反射波の波高である。不規則波の場合には、有義波高が波高パラメータとして用いられるのが普通である。

The transmission coefficient is depending on many parameters, but as mentioned the most significant parameters for box-type floating breakwaters are the width/wave length ratio and the draft/wavelength ratio. To give an idea of the wave attenuation characteristics, a breakwater with 7 units similar to the ones shown in Figure H.1 will attenuate waves with a peak period of $T_p = 5$ s by 10% and waves with $T_p = 3$ s by approximately 65%, Stansberg et al. (1990).

波高伝達率は多くのパラメータに依存するけれども、前述のように箱形浮き防波堤の最も重要なパラメータは幅と波長の比および喫水と波長の比である。波高減衰特性の概念を与えるものとして、図 H.1 に示したものと類似の 7 基からなる浮き防波堤はピーク周期 $T_p = 5$ s の波を 10% だけ減衰し、 $T_p = 3$ s の波を約 65% 減衰させるであろう (Stansberg et al. (1990) 参照)。

H.2.2. Calculations of transmitted and reflected waves and mooring forces

円伝達波と反射波ならびに係留力の計算

A floating breakwater is a complex structure from a hydrodynamic and motion point of view. No satisfactory analytical solutions exist on the motion and wave transmission. Most operational numerical models rely on assumptions of small waves and small motions.

流体動力学的および運動学的観点からは、浮き防波堤は複雑な構造物である。その運動と波高伝達に関して満足できるような解析解は存在しない。多くの稼働中の数値モデルは、波および運動が小さいとの仮定に基づいている。

The assumption of small structure motions does not appear to be a major limitation, for if the breakwater should attenuate the waves effectively, its motion should be small. However, this is not the case if a floating breakwater, designed for short wave periods is exposed to a swell coming from the open sea. In this case, roll, heave and sway can become relatively important and for this special case, the adequacy of the mooring system should be checked. Also the small motion assumption cannot be applicable to the case for "resonant systems" which are designed so as to attenuate waves through destructive interference between incident and radiated waves, Bowley (1974).

構造物の微小運動の仮定は主要な制限事項になるとは思われない。というのは、防波堤が効果的に波を減衰するのであれば、その運動は小さいはずである。しかしながら、短周期波に対して設計された浮き防波堤が開放された海からのうねりにさらされるときには、事情が異なる。この場合には、ロール、ヒープ、およびスウェイが比較的により重要となり、こうした特別なケースでは係留システムの健全性を点検すべきである。また、入射波と散乱波の激しい干渉によって波を減衰するように設計された「共鳴システム」の場合 (Bowley (1974)) には、微小運動の仮定の適用が可能ではない。

Lei (1996) developed a computer model which is capable of simulating the dynamic performance of a group of interconnected, moored floating structures subjected to harmonic wave action. In addition to the elasticity and damping of the mooring system and the constraints of the interconnections, linearized viscous damping, especially roll damping, was taken into account. Results from the computations and model tests confirmed the validity of the assumptions used in the modelling of the wave forces and the mooring line forces, excluding the slow drift forces and motions.

Lei (1996) は、複数の相互に連結された係留浮体が正弦的な波作用を受けるときの動的挙動を模擬可能なコンピュータモデルを開発した。係留システムの弾性と減衰および連結部の規制に加えて、線形化された粘性減衰、特にロール減衰を考慮した。計算および模型実験の結果は、緩やかな漂流力とそれによる運動は除き、波力と係留索張力のモデル化に用いられた仮定の妥当性を確認した。

Other non-linear effects are effects from non-linear waves and non-linear damping. The latter is specially the case for large motions when viscous effects and turbulence may become more important.

他の非線形効果は、非線形波浪と非線形減衰によるものである。後者は特に、粘性影響と乱れがさらに重要となる大振幅運動の場合に当てはまる。

In addition to the forces mentioned above, a wave drift force that is proportional to the incident wave energy flux is acting on the floating breakwater and will specially influence the horizontal motions and the mooring line forces. The mooring lines forces and anchors holding capacity should be evaluated with the inclusion of the wave drift forces and the resulting breakwater motions.

上述のいろいろな力に加えて、入射波のエネルギーフラックスに比例する波漂流力が浮き防波堤に作用し、特に水平運動と係留索張力に影響を及ぼす。係留索張力とアンカーの把駐力は、波漂流力とそれによる防波堤運動を考慮に入れて算定すべきである。

Stansberg et al. (1988) and Stansberg (1996) deals with non-linear slow drift oscillations of moored floating structures with some reference to floating breakwaters, with reference to Stansberg et al. (1990). There is no readily available theory to handle the slow drift oscillations yet. The findings from the experiments of Stansberg et al. (1988) are the following: 1) the slow drift oscillations are dominant with respect to mooring forces, 2) the slow drift motion is larger on a long breakwater than on a short one, 3) the low frequency drift sway motion oscillations get significantly reduced in multidirectional irregular waves compared to those in unidirectional irregular waves. The mean offset is, however, the same.

Stansberg et al. (1988) と Stansberg (1996) は、浮き防波堤に関連して係留浮体構造物の非線形の緩やかな漂流運動を扱っている (Stansberg et al. (1990) も参照)。しかしながら、緩やかな漂流運動を取り扱えるような出来合の理論はまだできていない。Stansberg et al. (1988) の実験による知見は以下のようである。1) 緩やかな漂流運動は係留力に対して支配的である。2) 緩やかな漂流運動は短い防波堤よりも長い防波堤のほうが大きい。3) 長周期の漂流横揺れ運動は、一方向不規則波に比べて多方向不規則では著しく減少する。しかしながら、平均移動量は同じである。

PIANC (1994) refers to results of several test programs on wave damping by and mooring forces for different types of floating breakwaters.

各種の浮き防波堤の波浪減衰および係留力に関する複数の実験プログラムの結果は PIANC (1994) に引用されている。

Annex I 付属文書 I
(informative) (情報提供)

Wave actions on wave screens 防波スクリーンに対する波の作用

I.1 Types of wave screens 防波スクリーンの種類

A definition sketch of a wave screen is given in Figure I.1. Wave screens are generally built in one of three types:

図 I.1 は防波スクリーンを定義するスケッチである。防波スクリーンは一般に次の 3 種類の一つとして建設される。

Single Impermeable Wall: Consists of a single vertical wall which is impermeable, and which extends from above the still water level down to near mid-depth (or deeper) with a gap at the bottom to permit some water circulation and wave transmission. Wall panels are usually built from pre-cast concrete panels.

Single Permeable Wall: Consists of a single vertical wall which is permeable, and which extends from above the still water level down to near the seafloor (gap at bottom) or to the seafloor (no gap at bottom). Wall panels are usually built from pre-cast concrete panels or from timber boards with gaps or slits between boards.

Multiple Walls: Consists of two or more parallel wall sections or either the impermeable or permeable type. The most common configuration includes a permeable wall in front with an impermeable wall in back. Wall panels are usually built from pre-cast concrete panels.

単一不透過壁：静水面上から、海底との間に水の循環と波の伝達のために隙間を空けて中間水深付近（またはさらに深く）まで降ろした不透過な単一鉛直壁で構成。

単一透過壁：静水面上から、ほぼ海底近く（隙間あり）または海底まで（隙間なし）降ろした透過性の単一鉛直壁で構成。

複数壁：不透過または透過性の 2 枚またはそれ以上の壁部で構成。最も普遍的な形状は、前面が透過壁で後面が不透過壁である。壁パネルは普通プレキャストコンクリートのパネルで作られる。

In all types of wave screens, wall panels are then attached to a pier or pile-supported structure.

どの種類の防波スクリーンにあっても、壁パネルは栈橋または杭支持の構造物に取り付けられる。

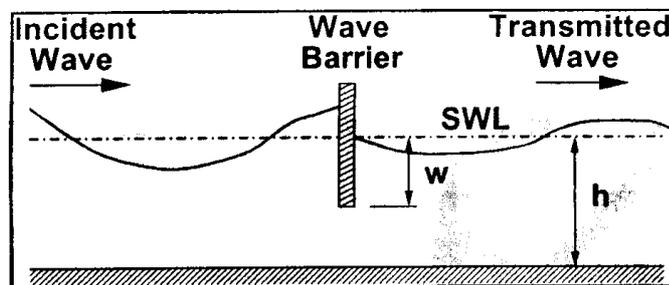


Figure I.1. Definition sketch for generic wave screen or wave barrier from Coastal Engineering Manual (2003).

図 I.1 防波スクリーンまたは波障壁の全般的な定義のスケッチ (Coastal Engineering Manual (2003) による)

I.2 Applications of wave screens 防波スクリーンの適用

Wave screens may be used as a type of breakwater in areas of restricted fetch within bays, estuaries, harbors, lakes, and other enclosed or semi-enclosed water bodies. Wave screens are not appropriate for open ocean conditions. They are not recommended in areas where impact loads due to breaking waves are expected. Typical design wave conditions include significant wave heights of 1 to 2 meters and peak wave periods of less than 6 seconds.

防波スクリーンは湾、エスチュアリー、港、湖、その他の閉塞または半閉塞水域で吹送距離が制限された場所の防波堤の1種として利用できる。砕波による衝撃荷重が予期されるような場所には推奨されない。典型的な設計条件は、有義波高が1~2 mで、ピーク波周期が6 s以下である。

I.3 Functional design for wave transmission, reflection, and overtopping

波の伝達、反射、および越波の機能設計

The function of a wave screen is to reduce wave heights transmitted into the harbour or marina while at the same time minimizing adverse effects of wave reflection from the structure. Wave screens dissipate some wave energy but designs yielding low wave transmission are usually accompanied by high wave reflection. Multiple wall designs ~~may~~ can yield the best reduction in transmitted waves while keeping reflection to a minimum.

防波スクリーンの機能は、港内またはマリーナへ伝達される波高を減少すると同時に、構造物の反射の悪影響を最小化することである。防波スクリーンは若干の波エネルギーを消散するけれども、伝達率を低下させる設計は高い反射率を伴うのが普通である。複数壁の設計は、反射を最小に抑えつつ伝達波を最も良く減殺する可能性がある。

Incident waves, transmitted, and reflected waves should be specified in terms of the wave spectrum, or may be specified in terms of the significant wave height and peak wave period. In random waves, wave screens preferentially reduce transmission of high frequency waves in the spectrum and allow more transmission of low frequency waves in the spectrum. The tolerable level of transmitted wave height within a harbour or marina depends on the usage of the water area, but transmitted waves should usually be reduced to a significant wave height of 0.3m or less.

入射波、伝達波、および反射波は波浪スペクトルの形で記述されるべきであるが、有義波高とピーク波周期で記述してもよい。不規則波では、防波スクリーンはスペクトルの高周波数の波の伝達を優先的に減殺し、低周波数の波を多く伝達することを許容する。港内またはマリーナ内の伝達波高の許容レベルは水域の利用状況によるけれども、普通は伝達波の有義波高を0.3 m以下に低減すべきである。

The transmission and reflection coefficients of a wave screen are affected by many factors including the wall draft (gap at the bottom), permeability, incident wave periods (wavelength), water depth, and others. Because single walls are usually thin relative to the wavelength, wall thickness is not a major factor in determining wave transmission. For multiple walls, spacing between walls relative to wavelength is an important factor.

防波スクリーンの波高伝達率と反射率は、喫水（底部の間隙）、透水性、入射波周期（波長）、水深その他の多くのファクターに影響さえる。単一壁は波長に比べて薄いのが普通であるので、壁厚は波高伝達率を定める主要ファクターではない。複数壁では、波長に対する壁間の距離が重要なファクターである。

Waves will also be diffracted around the ends of a wave screen. The configurations and layout of a wave screen need to be determined by taking consideration of both the transmitted waves and the diffracted waves.

防波スクリーンの端部からは回折波も侵入する。防波スクリーンの平面形状と配置は、伝達波と回折波の両者を考慮して定める必要がある。

Wave screens are generally designed to prevent overtopping. Some overtopping may be allowed of waves larger than the significant height, and the adverse effects of occasional overtopping on harbour performance should be examined.

防波スクリーンは、一般に越波を防ぐように設計される。有義波高を超える大きな波については若干の越波が許容されることがあるが、時折の越波が港内の諸作業に及ぼす影響を吟味すべきである。

Water levels (tidal elevations) affect functional performance. As a result, wave transmission and wave loading should be checked for a complete range of expected water levels. The highest wave transmission sometimes occurs at a low tide condition.

水位（潮汐の高さ）は防波スクリーンの機能発揮に影響する。結果として、波高伝達率と波浪荷重は予期される水位の全範囲についてチェックされるべきである。波高伝達率はときとして低潮位条件で最大となる。

Some design diagrams are available for typical configurations. Wave transmission past impermeable wave screens are given for regular waves by Wiegel (1964) and by Kriebel and Bollmann (1996), and for random waves by Gilman and Kriebel (1999), Kriebel (1999), and by Losada et al. (1992, 1994). Wave transmission past permeable or slotted wave screens extending to the sea floor are given by Wiegel (1964), Grune and Kohlhasse (1976), and Kriebel (1992). A method of estimating transmission past partial depth permeable wave screens is given by Isaacson et al. (1998). Wave transmission past multiple walls is difficult to generalize. Gardner et al. (1986) and Cox et al. (1998) present results of physical model test programs of some typical designs, while Tillman et al. (2002) present a theoretical approach. In general, hydraulic model tests are recommended to evaluate the functional performance of multiple wave screens.

典型的な形状については若干の設計図表が利用できる。不透過な防波スクリーンの波高伝達率は、規則波については Wiegel (1964) と Kriebel and Bollmann (1996) が与えており、不規則波については Gilman and Kriebel (1999), Kriebel (1999) と Losada et al. (1992, 1994) がある。海底まで降ろした透過性あるいは隙間付き防波スクリーンの波高伝達率は Wiegel (1964), Grune and Kohlhasse (1976) と Kriebel (1992) が与えている。Isaacson et al. (1998) は中間水深までの透過性防波スクリーンの伝達波を推定する方法を示している。複数壁の波高伝達率は一般化することがむずかしい。Gardner et al. (1986) と Cox et al. (1998) は若干の典型的な設計に関する模型実験プログラムに結果を提示し、一方 Tillman et al. (2002) は理論的アプローチを示している。一般に、複数壁スクリーンの機能性を評価するには水理模型実験が推奨される。

Oblique incidence of waves results in some reduction in wave transmission, but it may usually be disregarded in functional design considerations unless the angle of incidence is large.

波の斜め入射は波高伝達率を若干低下させるけれども、入射角度が大きくない限り、機能設計ではこれを無視するのが普通であろう。

1.4 Structural design considerations 構造設計に関する考察

1.4.1 Waves for structural design of wave screens 防波スクリーンの構造設計用の波

Structural design of wave screens should consider the complete wave spectrum and should be based on the largest waves in a design sea state. Kriebel (1999) shows that forces on impermeable wave screens due to nonbreaking waves in a random sea follow a Rayleigh probability distribution. Following Goda (2000), a design wave height of $1.8H_s$ should be used for computing wave forces and overturning moments.

防波スクリーンの構造設計は波スペクトルの全域を考慮し、設計波浪条件における最大波に基づいて行うべきである。Kriebel (1999) は不規則波について、不透過の防波スクリーンに砕けない波が及ぼす波力は、レーリー確率分布に従うことを示している。Goda (2000) に従い、波力と転倒モーメントの計算には $1.8H_s$ の設計波高を用いるべきである。

Wave screens are usually designed for non-breaking waves and are usually not used in areas where high impact loads due to breaking waves are expected. If breaking waves are expected, appropriate wave slamming or impact loads should be considered through hydraulic model tests.

防波スクリーンは砕けない波に対して設計するのが普通であり、砕波による強い衝撃荷重が予期されるような場所では普通は使われない。もし砕波が予期されるのであれば、水理模型実験に基づいて適切な波のスラミングまたは衝撃荷重を考慮すべきである。

Wave screens are also subject to repeated wave loadings of small to medium storm waves that have a large frequency of occurrence. A fatigue analysis of structural members should be conducted based on the joint frequency tables of wave heights and periods.

防波スクリーンはまた、発生頻度の大きな小規模または中規模の高波による繰り返し波浪荷重の作用を受ける。波高と周期の結合頻度表に基づいて、構造部材の疲労解析を実施すべきである。

1.4.2 Wave-induced pressures, forces, and moments 波による圧力、力、およびモーメント

Structural design of wave screens should include consideration of wave-induced pressures, depth-integrated wave forces, and wave-induced overturning moments. Because wave screens have water on both sides, hydrostatic pressures are normally equal on each side of the wave screen. Wave-induced pressures on the front and rear faces of the vertical walls **must should** be evaluated with due consideration of the wave phase on each side of the wall.

防波スクリーンの構造設計は、波による圧力、全水深で積分した波力、および波による転倒モーメントの検討を含むべきである。防波スクリーンはその両側に水があるので、静水圧は防波スクリーンの両側で等しいのが通常である。鉛直壁の前面と後面における波圧は、壁の両側の波の位相を考慮して算定すべきである。

For an impermeable wave screen with a small gap at the bottom, an approximation to the wave pressure exerted on the front surface may be made by applying the modified Goda formula, Annex E.2. It provides an upper limit to the actual wave pressure, because it neglects a reduction of pressure caused by partial wave reflection and by the bottom gap. The maximum horizontal force is then obtained from the vertical integration of the wave-induced pressures along the height of the wall over one cycle of wave period. The maximum overturning moment about the seafloor by wave actions is similarly obtained.

海底との間に狭い隙間のある不透防波スクリーンについては、修正 Goda 公式（付属文書 E.2）を適用して前面壁に働く波圧を近似的に求めることができる。これは波の部分反射と底部の隙間による波圧減少を無視しているため、実際の波圧の上限値を与える。最大水平力は、波周期の1サイクルにわたって鉛直壁の全高さについて波圧を高さ方向に積分することで求められる。海底まわりの波作用による最大転倒モーメントは同様にして求められる。

Some design diagrams are available for the maximum forces and moments for wave screens. Kriebel (1992) and Bergmann and Oumeraci (1998) provide information on wave loads for full-depth permeable (slotted) wave screens. Kriebel et al. (1998), Gilman and Kriebel (1999), Kriebel (1999), and Losada et al. (1992, 1994) provide information on wave loading on partial-depth impermeable wave screens. For wave screens of other configurations, hydraulic model tests are required for evaluation of wave pressures, forces and moments.

防波スクリーンの最大波力とモーメントに関しては若干の設計図表が利用できる。Kriebel (1992) と Bergmann and Oumeraci (1998) は、海底までの透過型（細孔付き）防波スクリーンの波浪荷重に関する情報を提供している。Kriebel et al. (1998), Gilman and Kriebel (1999), Kriebel (1999) と Losada et al. (1992, 1994) は、中間水深までの不透防波スクリーンの波浪荷重に関する情報を提供している。その他の形状の防波スクリーンに関しては、波圧、波力とモーメントを算定するのに水理模型実験が必要となる。

For the case of an impermeable wave ~~screen~~ screen, of the type shown in Figure ~~F4.1~~ 4.1, the U.S. Army Corps of Engineers *Coastal Engineering Manual* (2002) presents an empirical design method for computing wave forces. Large-scale physical model test data of Kriebel et al. (1998) were used to develop an expression for the significant force. Results are shown in Figure I.2 and are given by

図 I.1 に示す形式の不透防波スクリーンの場合には、米国工兵隊海岸工学マニュアル (2002) が波力計算用の経験的設計法を提示している。有義波力に対する表式は Kriebel et al. (1998) の大型模型実験データに基づいて導かれたもので、その結果は図 I.2 に示されるとともに、下記に与えられている。

$$F_{m0} = F_0 \left(\frac{w}{h} \right)^{0.386(h/L_p)^{-0.7}} \quad (I.1)$$

where

$$F_0 = \rho g H_{m0} \frac{\sinh(k_p h)}{k_p \cosh(k_p h)} \quad (1.2)$$

and where

- F_{m0} = significant force per unit width on partial-depth impermeable wave screen
 F_0 = significant force per unit width on full-depth wall
 H_{m0} = significant wave height
 h = water depth
 w = wave screen draft or penetration
 L_p = wavelength associated with peak spectral wave period, T_p
 k_p = wave number associated with peak spectral wave period, $2\pi/L_p$
 ρ = water mass density
 g = acceleration of gravity

ここに、

- F_{M0} = 中間水深の不透過防波スクリーンの単位幅当たりの有義波力
 F_0 = 全水深壁の単位幅当たりの有義波力
 H_{M0} = 有義波高
 h = 水深
 w = 防波スクリーンの喫水または没水長
 L_p = スペクトルピークの波周期 T_p に対する波長
 k_p = スペクトルピークの波周期に対する波数 $2\pi/L_p$
 ρ = 水の密度
 g = 重力の加速度

The USACE method should be used within the limits of data for which it was developed: $0.7 < w/h < 0.4$ and $0.14 < h/L_p < 0.5$.

この USACE 法は、それが開発されたデータである $0.7 < w/h < 0.4$ と $0.14 < h/L_p < 0.5$ の範囲内で使用すべきである。

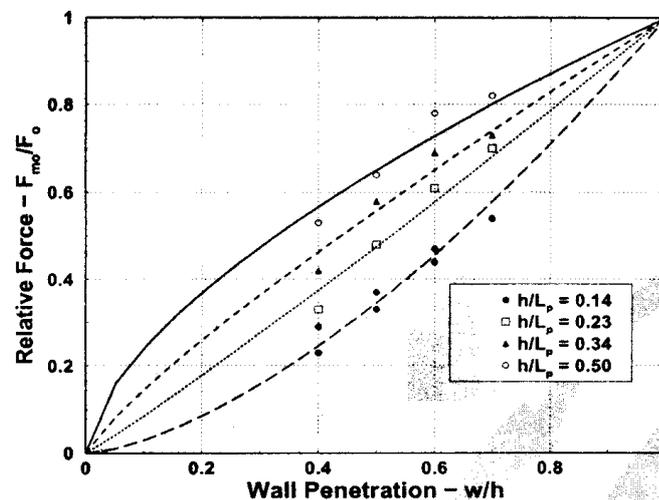


Figure I.2 Dimensionless wave forces on impermeable wave screen from USACE (2002)

図 I.2 USACE (2002) による不透過防波スクリーンの無次元波力

The design force per unit width on the wave screen should be the load corresponding to the design wave height recommended by Goda (1995, 2000), of $1.8 H_{m0}$. The appropriate design force is then given by

防波スクリーンの単位幅当たりの設計波力は Goda (2000) が推奨する設計波高，すなわち $1.8H_{m0}$ に相当する荷重であるべきである。したがって適正な設計波力は次のようになる。

$$F_{Design} = 1.8 F_{m0} \quad (I.3)$$

Horizontal wave forces vary dynamically in time over the wave cycle. When an incident wave crest is at the wall, dynamic wave loads are landward (toward the harbour side). When an incident wave trough is at the wall, dynamic wave loads are seaward. The equations and figures above give the magnitude of the dynamic force. This can be coupled with sinusoidal time dependence. In some conditions, wave loads associated with the wave trough may can be larger than those associated with the crest.

水平波力は波サイクルの間に時間とともに動的に変化する。入射波の峰が壁面にあるとき、動的波浪荷重は岸向き（港内側向き）である。入射波の谷が壁面にあるとき、動的波浪荷重は海側向きである。上に示した数式と図表は、動的荷重の大きさを与えるもので、これは正弦的時間変化と組み合わせられる。ある条件下では、波の谷における波浪荷重のほうが波の峰の波力よりも大きいことがある。

The expressions above are also valid for 0° wave incidence where incident wave crests are parallel to the wave screen. Waves generally approach wave screens obliquely and wave loads are then reduced for non-zero angles of incidence. The Goda formula, Annex E.2, includes a simple expression to account for the effect of oblique incidence on the pressure intensity. Gilman and Kriebel (1999) and Grune and Kohlhasse (1976) suggest a cosine dependence in oblique waves in which wave loads at 90° incidence are reduced to one-half of those for 0° incidence.

上述の表現は波の峰が防波スクリーンに平行な、入射角 0° に対して有効である。波は一般に防波スクリーンに斜めに入射し、波浪荷重はそうした非ゼロ入射角のときに減少する。Goda 公式（付属文書 E.2）は波圧強度に対する斜め入射の影響を簡易に取り込んだ表式を含んでいる。Gilman and Kriebel (1999) と Grune and Kohlhasse (1976) は斜め波に対して余弦依存性を示唆しており、それによると 90° 入射のときの波浪荷重は 0° 入射時の $1/2$ に減少する。

In addition to a reduction in the force per unit length, oblique waves also cause a variation in loadings along the length of the wave screen. This longitudinal variation should be considered when designing the structural support (pier or pile supports) for the wave screen.

単位幅当たりの荷重減少に加えて、斜め波はまた防波スクリーン沿いの荷重変動を引き起こす。防波スクリーンの支持構造（桟橋または杭支持）を設計する際には、この長手方向の変動を考慮すべきである。

I.4.3 Connections between wall panels and supporting structures

壁パネルと支持構造との取り付け部

The method of attachment of the wall panels to the supporting structure is critical due to the oscillatory nature of wave loading on the panels. Loose connections will permit relative movement between the wall panels and the supporting structure, leading to rocking or impact of the panels against the supporting structure. It is important to remember that loads will act in two directions and that connections must work both in both compression and tension. Periodic inspection and maintenance is required to prevent damage due to corrosion and/or undesired structural motions.

壁パネルへの波浪荷重は振動する性質であるので、壁パネルを支持構造物に取り付ける方法は非常に重要である。接合が緩いと壁パネルと支持構造との間の相対運動を許容し、パネルがロッキングしたり、支持構造物にぶつかったりする。荷重は両方向に働き、接合部は圧縮と引っ張りの両方に対抗しなければならないことを記憶することが大切である。腐食および/または望ましくない部材の運動による損傷を防止するため、周期的な点検と保守が要求される。

I.5 Scour and scour protection 海底洗掘と洗掘対策

Assessment of scour should preferably be based on experience. If lacking, then validated semi-empirical formulae or sediment transport theory can be used. Useful guidelines on scour and scour

protection may be found in US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002).

洗掘の評価は望む得れば経験に基づくべきである。得られなければ、半経験公式または漂砂輸送理論が使用可能である。洗掘とその対策については米国工兵隊の Coastal Engineering Manual (2002), Whitehouse (1998), Sumer and Fredsøe (2002), OCDI (2002) に有用な指針が見いだされよう。

Annex J 付属文書 J
(informative) (情報提供)

Probabilistic analysis of performance of structures exposed to actions from waves
and currents

波と流れの作用にさらされる構造物の挙動の確率論的解析

J.1 General 一般

J.1.1 Introduction 序説

The objective of the probabilistic analysis is to estimate the reliability of an existing design, or to design a structure to meet predefined safety and performance levels, in both cases with due consideration of all uncertainties related to actions, resistance and design tools. The reliability P_s (probability of survival or no failure) is defined as $P_s=1-P_f$, in which P_f is the probability of failure during a reference period commonly taken as the service lifetime of the structure. P_f is commonly denoted the *safety level*.

確率論的解析の目的は、作用、抵抗、および設計手法に関連する全ての不確定性を適正に考慮し、既往設計の信頼性を推定し、または予め設定された安全と性能水準に適合するように構造物を設計することである。信頼性 P_s (生存または非破壊の確率) は $P_s=1-P_f$ として定義される。ここに、 P_f は普通に構造物の供用期間として設定される基準期間の間の破壊確率であり、 P_f は普通は安全性水準に意味づけされる。

General principles for assessment of structure reliability are given in ISO 2394. Structure reliability ~~can~~ **may** be estimated by reliability index methods and methods making use of a full probabilistic description.

構造物の信頼性評価の一般原則は ISO 2394 で与えられる。構造物の信頼性は、信頼性指標法および全ての確率を記述して使用する方で推定することができる。

They are often called Level II and III methods. In the former methods, the statistical distributions of basic variables are characterized by their means and standard deviations. In the latter methods, the actually estimated probability density functions of basic variables are used in multiple integrations or Monte Carlo simulations.

これらは、レベル および 法としばしば呼ばれる。前者では、基本変数の統計分布がそれらの平均値と標準偏差で特徴づけられる。後者の方法では、基本変数について実際に推定された確率密度関数の多重積分あるいはモンテカルロシミュレーションが用いられる。

For design purpose, guidelines for the choice of target safety levels should be given by responsible agencies. The basis for this choice can be economic optimisation and experience in terms of generally accepted performance of existing structures. The target safety levels are related to predefined structure performances at limit states. Ultimate and serviceability limit states (ULS and SLS) should be considered, but more limit states, such as repairable, ~~can~~ **may** be included in the design process. The criteria for defining these limit states depend on the structural characteristics and functions. ISO 2394 states that ULS corresponds to the maximum load-carrying capacity or, in some cases, to the maximum applicable strain or deformation, while SLS corresponds to the normal use.

設計目的では、目標とする安全性水準の選択に対する指針が責任機関によって与えられるべきである。この選択の基礎は、経済的最適化および既存構造物の一般に受け入れられている性能に関する経験である。目標安全性水準は、限界状態における予め設定された構造物の性能に関連する。終局限界状態および使用限界状態 (ULS と SLS) を考慮すべきであるが、修繕限界状態などほかの限界状態も設計プロセスに含めることができる。これらの限界状態を定義する規範は構造物の特性と性能に依存する。ISO 2394 は、ULS が荷重受容の最大能力またはある場合には最大作用ひずみまたは変位に対応し、SLS が通常の使用に対応すると述べている。

J.1.2 Degrees of uncertainties related to wave and current actions

波と流れの作用に関する不確定性の度合い

Uncertainties listed in Subclause 7.1 are major items often encountered in the problems related to the actions from waves and currents. There are many more items of uncertainties depending on specific problems. The items in Subclause 7.1 ~~can~~ **may** be grouped into six categories.

7.1 節に挙げた不確定性は、波と流れの作用に関係する諸問題でしばしば遭遇する主要項目である。特定の問題によっては、ほかにも主要な不確定性の項目がある。7.1 節の項目は 6 個のカテゴリーにグループ分けすることができる。

The first category concerns the fundamental random nature of hydraulic basic variables. In case of waves, individual waves vary in height, period, and direction. The individual wave heights approximately follow the Rayleigh distribution as discussed in Annex B.1. The significant wave height varies daily, monthly, yearly, and over many years. The degree of variation can be evaluated on the basis of the wave climate statistics and the extreme wave statistics.

第 1 のカテゴリーは、水理的基本変数の本質的なランダム性に係わる。個別の波高は付属文書 B.1 に論じたようにレーリー分布に従う。有義波高は日ごと、月ごと、年ごと、さらに長年月にわたって変動する。変動の程度は、波候統計と極値波浪統計に基づいて算定可能である。

The second category discusses the errors related to measurement, hindcast or visual observation of hydraulic basic variables. Burcharth (2002a, Table VI-6-1) provides his estimate on typical values of the coefficient of variations on sea state parameters. Furthermore, a significant wave height analysed from a standard record of 20 minutes always carries a standard error of approximately 6% owing to statistical variability of individual waves, e.g., Goda (2000, Sec. 9.6).

第 2 のカテゴリーは、水理的基本変数の観測、追算または目視観測の誤差を論じている。Burcharth (2002a, Table VI-6-1) は波浪状況パラメータの変動係数の典型的値についての推定値を示している。さらに、標準記録長である 20 分間記録から解析された有義波高は、個々波の統計的変動性のために約 6% の誤差を伴っている。たとえば Goda (2000, Sec. 9.6) を参照。

The third category relates to the uncertainties of design waves extrapolated from extreme distribution functions fitted to the available sample of wave data. The sample variability or the range of confidence interval generally decreases in proportion to the square root of the sample size. The standard deviation of the estimated R -year wave height can be estimated by some theoretical or empirical formulas depending on the extreme distribution fitted to the data, e.g., Goda (2000, Sec. 11.3) and Burcharth (2002a). Uncertainty due to a wrong choice of distribution function other than the unknown population distribution cannot be assessed **presently**. It is either neglected or approximately dealt with by a subjective enhancement of the standard deviation of the R -year wave height. In the latter approach, the range of uncertainty can possibly be estimated by fitting a number of distribution functions to the data.

第 3 のカテゴリーは、波浪データとして利用できる標本に当てはめた極値分布から外挿された設計波高の不確定性に関係する。標本変動あるいは信頼区間幅は一般に標本の大きさの平方根に比例して減少する。 R 年確率波高の推定値の標準偏差は、データに当てはめられた極値分布に依存し、理論あるいは経験公式で推定することが可能である。たとえば Goda (2000, Sec. 11.3) と Burcharth (2002a) 参照。未知である母集団分布以外の分布関数を誤って選択したことによる不確定性はいまのところ評価不能である。それを無視してしまうか、 R 年確率波高の標準偏差を主観的に割り増すことで近似的に処理するかいずれかである。後者のアプローチでは、データに多数の分布関数を当てはめることで不確定性の範囲を推定することがおそらく可能であろう。

The fourth category deals with the accuracy of estimating the characteristic values of basic variables. The accuracy **of estimation** can only be assessed by comparison with the field observations and experience in local conditions. Burcharth (2002a, Table VI-6-1) lists his estimates on this matter. Accuracy of the estimate of wave transformation, especially of random wave breaking, has not been scrutinized yet; the coefficient of variation may exceed 0.1.

第 4 のカテゴリーは基本変数の特性値推定の正確さに関係する。推定値の正しさは、現地観測および現地条件の経験と比較することによってのみ評価可能である。Burcharth (2002a, Table VI-6-1) はこの問題に関する推測値を挙げている。波浪変形の推定値の正確さ、特に不規則砕波については未だ十分に吟味されていない。変動係数は 0.1 を超え得る。

The fifth category is the accuracy of theoretical/empirical models on actions on and responses of structures. It also includes the reliability of physical model tests. When, for a specific structure, hydraulic model tests are used for the determination of actions and structure response, the number of tests should be big enough for estimation of the uncertainty. An example of the use of model test results in reliability analysis of a breakwater is given in Burcharth (2001). It is difficult to discuss the ranges of the accuracy and/or reliability, because they depend on respective models and physical tests. For empirical formulae related to rubble mound breakwaters, the coefficient of variation has been discussed in D.1.3. Uncertainty of the Goda formula for wave pressures exerted on vertical and composite breakwaters has been described in E.3.

第 5 のカテゴリーは、作用あるいは構造物の応答に関する理論 / 経験モデルの正確さである。これには物理模型実験の信頼性も含まれる。特定の構造物について作用および構造物の応答を定めるために水理模型実験を行うときには、不確定性を推定するのに十分な回数だけ試験を繰り返すべきである。防波堤の信頼性解析で模型実験結果を使用した例は Burcharth (2001) が与えている。理論 / 経験モデルの正確さおよび / あるいは信頼度はそれぞれのモデルや物理実験に依存するので、正確さや信頼性の範囲を論じることはむずかしい。捨石式傾斜防波堤に関連する経験公式では、変動係数が D.1.3 で論じられている。直立および混成防波堤に働く波圧に関する Goda 公式の不確定性は E.3 で述べられている。

The sixth category is the accuracy of structural parameters. Besides material strength parameters also the coefficient of friction between concrete and rubble stoned is important. Burcharth (2002a, Tables VI-5-62, -63 and -64) provides values showing a mean of about 0.6 – 0.7 and a coefficient of variation of 0.15.

第 6 のカテゴリーは構造パラメータの正確さである。材料強度パラメータに加えて、コンクリートと捨石の間の摩擦係数も重要である。Burcharth (2002a, Tables VI-5-62, -63 and -64) は平均値が 0.6 ~ 0.7, 変動係数が 0.15 の数値を示している。

Various uncertainties discussed above and others are to be incorporated in the probabilistic methods. When the probability distribution of a particular variable or action is difficult to clarify, a Gaussian alternative is often employed with a subjective selection of the standard deviation. Even if it may be inaccurate to some extent, inclusion of all probable uncertainties is an important procedure in the probabilistic methods.

以上に論じたさまざまな不確定性その他は、確率論的方法に取り込まれるべきである。特定の変数または作用の確率分布を明らかにすることがむずかしいときは、標準偏差を主観的に選んでガウス分布で代替することがしばしば行われる。その方法はある意味で不正確であろうが、不確定性として考え得る全てを取り込むことが確率論的方法の重要なプロセスなのである。

J.1.3 Reliability differentiation of structures 構造物の信頼性の差別化

The degree of reliability should be assessed by taking into account the character of failure in terms of ductile or brittle failure, as well as the consequences of failure in terms of risk to life, injury, potential economic losses, level of social inconvenience and environmental damage. Differentiation of the required degrees of reliability may be obtained by classification of the structures into safety classes. ISO 2394, subclause 4.2, gives an example with three safety classes of which two include risk of life as a consequence of a structure failure.

信頼性の度合いは、破壊が徐々に進行するか、突然かという破壊の特性や、破壊による人命へのリスク、傷害、経済的損失の可能性、社会的な不便さの水準、環境への被害という影響度を考慮して判断すべきである。要求される信頼性の度合いは、構造物を安全性の等級で区分することで差別化することができる。ISO 2394 の 4.2 節は、安全性の 3 等級の例を与えており、そのうち二つは構造物の破壊によって人命への危険が生じることを含んでいる。

This classification is less suitable for breakwaters for which failure hardly ever involve risk of human injury. A classification for coastal structures as shown in Table J.1.1 was presented by Burcharth (2000) and included in the PIANC MarCom report of the Working Group 28, PIANC (2003).

この等級区分は、防波堤のようにその破壊が人的傷害のリスクを全くと言って良いほど含まない場合には適切ではない。表 J.1.1 に示す海岸構造物の分類は Burcharth (2000) が提示したもので、PIANC MarCom Working Group 28 の報告書 (PIANC (2003)) にも含まれている。

Temporary and small coastal structures would belong to Very low safety class. Larger coastal structures such as breakwaters in deep water and exposed seawalls protecting infrastructure would belong to Low safety class. Breakwaters protecting a LNG-terminal or a power station would belong to Normal safety class whereas a sea dike protecting populated low land would belong to High safety class.

仮設および小型海岸構造物は非常に低度の安全性の等級になるであろう。深水域の防波堤や社会資本施設を防護する防波護岸で厳しい条件下のものなど、大型の海岸構造物は低度の安全性等級になる。LNG ターミナルや発電所を防護する防波堤は通常度の安全性等級であり、人口の多い低地を防護する海岸堤防は非常に高度な安全性等級に属するであろう。

Table J.1.1. Example of safety classes for coastal structures. Burcharth (2000).

表 J.1.1 海岸構造物の安全性等級の例：Burcharth (2000)

Safety class 安全性等級	Consequences of failure 破壊の波及度
Very low 非常に低度	<i>no risk of human injury</i> 人的傷害リスクなし <i>small environmental and economic consequences</i> 環境および経済的波及被害が軽度
Low 低度	<i>no risk of human injury</i> 人的傷害リスクなし <i>some environmental and/or economic consequences</i> 環境および / または経済的へ若干の波及被害あり
Normal 通常度	<i>risk of human injury and/or</i> 人的傷害および / または <i>significant environmental pollution or high economic or political consequences</i> 重大な環境汚染または多大な経済的または政治的波及被害
High 高度	<i>risk of human injury and/or</i> 人的傷害および / または <i>significant environmental pollution or very high economic or political consequences</i> 重大な環境汚染または非常に多大な経済的または政治的波及被害

The Spanish Recommendations for Maritime Structures ROM 0.0 (Puerto del Estado 2002) make use of ~~indices~~ the sSocial and environmental repercussion index (SERI) and the eEconomic repercussion index (ERI) as the basis for classification of the structures and related safety levels. Maritime structures are classified in four groups according to little, low, high and very high social and environmental impact.

スペイン海事構造物勧告 ROM 0.0 (Puerto del Estado 2000) は、構造物と関連する安全性水準の分類の基礎として社会的および環境的影響指標 (SERI) と経済的影響指標 (ERI) を使用している。海中に建設される構造物は、社会的および環境影響の度合いが僅少、低度、高度、非常に高度という4グループに区分される。

J.1.4 Performance (damage) criteria related to limit states 限界状態に関連する性能 (損傷) 規範

For each type of structure and its functional role the damage criteria in terms of level of damage related to the relevant failure modes for each limit state should be defined. For example for a breakwater with access road and moorings at the harbour side the damage criteria related to Serviceability limit state would be a certain overtopping discharge. For a rubble mound breakwater the damage criteria for the main armour related to Repairable limit state would be a certain amount or proportion of the armour units being displaced. For a caisson breakwater the damage criterion related to Ultimate limit state would be a certain sliding ~~and/or tilting~~ and/or settlement of the caisson. For a monolithic crown wall on top of a rubble mound breakwater the damage criterion related to Ultimate limit state would be displacement of the crown wall down the rear slope.

構造物のそれぞれの種類およびその機能役割に対し、それぞれの限界状態に該当する破壊モードに関連した損傷水準の形で、損傷規範を定義すべきである。たとえば、港内側にアクセス道路と係留装置を持つ防波堤では、使用限界状態に対する損傷規範はあるレベルの越波流量であろう。捨石式傾斜防波堤では、修繕限界状態に関連する主被覆材の損傷規範は移動させられた被覆材のある個数または割合であろう。ケーソン防波堤では、終局限界状態に関連した損傷規範はケーソンのある量の滑動および/または沈下であろう。捨石式傾斜防波堤の頂部の一体型クラウンウォールでは、終局現状帯に関連する損傷規範はクラウンウォールの裏側法面への転落であろう。

J.1.5 Design working life of the structure 構造物の設計供用期間

A design working life has to be affiliated to each structure. For permanent coastal structures the normal range would be 50 to 100 years. For temporary structures the range would be 1 to 5 years.

それぞれの構造物に対し設計供用期間を関係づけるべきである。恒久的な海岸構造物では通常の範囲は 50 ~ 100 年であろう。仮設構造物では 1 ~ 5 年の範囲であろう。

J.1.6 Specification of probability of failure 破壊確率の指定

The probability of failure of a whole or a part of a structure during its design working life should not exceed the threshold value, which is to be preset or approved by responsible agencies, even though no consensus has been established yet.

構造物はその設計供用期間においてその全体あるいは一部が破壊する確率がある閾値を超えるべきではない。閾値については一致した意見が確立していないとはいえ、責任機関によって指定または承認されるべきものである。

Nevertheless, ROM 0.0 (Puertos del Estado, 2002) recommends a set of the overall failure probabilities ranging from 0.20 down to 0.0001 for ultimate limit states. It also recommends another set for serviceability limit states ranging from 0.20 down to 0.07. The recommended values are classified according to the index (SERI) explained in J.1.3.

そうした中であっても、ROM 0.0 (Puertos del Estado, 2002) は終局限界状態に対する総体的破壊確率が 0.20 から 0.0001 までの範囲のセットを推奨している。使用限界状態に対しては破壊確率を 0.20 から 0.07 とする別のセットも推奨している。これらの推奨値は、J.1.3 で説明した指標 (SERI) によって区分けされている。

Based on reliability analyses of a number of prototype rubble mound breakwaters Burcharth (2002b) proposes probabilities of failure during 50 years design working life ranging from 0.4 down to 0.05 for serviceability limit state, and 0.2 to less than 0.01 for ultimate limit state, depending on four classes of safety, i.e. very low, low, normal, and high. These tentative ranges were included in the report of the PIANC MarCom Working Group 28, PIANC (2003).

多数の実在の捨石式傾斜防波堤の信頼性解析に基づいて、Burcharth (2002b) は設計供用期間 50 年間の破壊確率として、安全性の 4 等級、すなわち非常に低度、低度、通常度、および高度に対応して、使用限界状態に対して 0.4 から 0.05、終局限界状態に対して 0.2 から 0.01 未満を提案している。これらの暫定的範囲は PIANC MarCom Working Group 28 の報告書 (PIANC (2003)) に記載されている。

Both recommendations are tentative ones at present. They have not been applied to many prototype designs yet. As the application of the probabilistic methods becomes numerous, the recommended values of the probability of failure will be adopted or modified accordingly – preferably based on economical optimisation.

現在の段階では二つの推奨値とも暫定値である。これらはまだ多くの実務設計に適用されていない。確率論的方法の応用が数多くなるにつれて、望む得れば経済的最適化に基づき、これらの破壊確率の推奨値あるいは結果としての修正値が採用されるであろう。

J.1.7 Design procedures 設計手順

J.1.7.1 Iterative probabilistic design procedure 繰り返しによる確率設計の手順

The method is a trial and error method in which an initial design is gradually modified until the design complies with the target safety level. The following stepwise procedure is commonly used:

これは試行錯誤法であり，初期の設計を設計結果が目標安全性水準に合致するまで漸次修正する。以下の段階的手順が普通に用いられる。

1. Preliminary deterministic design of the structure, based on standard design formulae applied to the relevant failure modes and related commonly used damage levels, including overall safety factors where they apply.
 2. Set-up of fault tree defining the top event which signifies the final undesirable incident.
 3. Definition of design limit states and related performance levels for the failure modes.
 4. Definition of design working life of the structure.
 5. Formulation of the limit state equations for the failure modes.
 6. Definition of distribution parameters (stochastic models) for the stochastic variables of the limit state equations.
 7. For each failure mode, estimation of the failure probability (probability of exceeding the limit state performance levels) by the level II and level III analyses.
 8. Estimation of overall failure probability of the top event given in the fault tree.
 9. If the failure probability is larger or smaller than the prescribed target failure probability, then the structure design is modified and the calculations repeated.
1. 標準的な設計公式に基づき，該当する破壊モードおよびそれに関連して普通に用いられる損傷水準（全体系の安全率が適用されるのであればこれを含む）に対する構造物の確定論的予備設計
 2. 最終的に望ましくない事象を表示する最終事象を定義するフォールトツリーの作成
 3. 破壊モードに対する設計の限界状態と関連する性能水準の定義
 4. 構造物の設計供用期間の定義
 5. 破壊モードに対する限界状態関数の定式化
 6. 限界状態関数の確率統計変数の分布パラメータ（確率統計モデル）の定義
 7. 各破壊モードに対し，レベル II およびレベル III 解析による破壊確率（限界状態性能水準を超える確率）の推定
 8. フォールトツリーで与えられた最終事象の全体としての破壊確率の推定
 9. 破壊確率が所定の目標破壊確率よりも大きい，または小さい場合には構造設計を修正し，計算を繰り返す。

J.1.7.2 Direct probabilistic design procedure 直接的な確率設計の手順

The format of the PIANC-partial safety factor system for the design of breakwaters makes it possible without iteration to design conventional types of breakwaters to a prescribed safety level, Burcharth and Sørensen (2000) and Burcharth (2002a).

防波堤の設計に関する PIANC 部分安全係数システムの様式を用いると，在来型の防波堤を繰り返しなしに所定の安全水準で設計することが可能である。Burcharth and Sørensen (2000) と Burcharth (2002a) を参照。

Design formulae including safety factors are given for standard failure modes, and the safety factor values are given by formulae or tables corresponding to various safety levels, design working life, and the uncertainty on the wave data. Examples of application are given in Burcharth (1997).

安全係数を含む設計公式は標準的な破壊モードについて与えられ、安全係数の値は種々の安全性水準、設計供用期間、および波浪データの不確定性に対応する公式または表で与えられる。応用例は Burcharth (1997) に与えられている。

J.1.7.3 Conventional partial safety factor design procedure 通常の部分安全係数による設計手順

The format of the partial safety factor system as used for example in the EURO code and some national standards is given in ISO 2394.

たとえば、ユーロコードや幾つかの各国規準で用いられている部分安全係数システムの体系は、ISO 2394 に示されている。

The partial factors are calibrated to reflect historically accepted safety of conventional designs and are organized in broad safety classes. The actual safety levels of specific designs remain unknown. Such format is less suitable for coastal structures as long as the partial safety factors are not calibrated to generally accepted or prescribed safety levels.

部分係数は、在来設計において歴史的に許容されてきた安全性を反映するように較正されており、広範囲の安全性等級について与えられる。特定の設計の実際の安全性水準は未知のままである。こうした体系は、海岸構造物については部分安全係数が一般に許容され、または規定される安全性水準で較正されない限り、あまり適切ではない。

ASCE (2002) includes partial safety factors for flood loads on piles and vertical walls located in coastal regions subjected to hurricanes or typhoons. These flood loads include buoyancy effects, loads due to steady currents, loads due to waves, and loads due to debris impact. The partial safety factors have been calibrated to obtain a level of safety for human habitation of buildings consistent with levels of safety used in design of buildings for combinations of dead, live, and wind loads.

ASCE (2002) には、ハリケーンまたは台風に襲われる海岸区域に位置する杭や鉛直壁に対する洪水時の荷重の部分安全係数が含まれている。これらの洪水荷重は、浮力効果、定常流による荷重、波浪荷重、および漂流物衝撃による荷重を含む。部分安全係数は、建築物に住む人間にとって、死荷重、活荷重、および風荷重の複合に対して建築設計で用いられてきた安全性水準と整合するような安全性水準が確保されるように較正されている。

J.2 Mound breakwaters 傾斜防波堤

J.2.1. Conventional rubble mound breakwaters 在来型捨石式傾斜防波堤

The probabilistic analysis follows the procedure outlined in Subclause J.1.7.1, which for a given design is based on a fault tree containing all relevant failure modes.

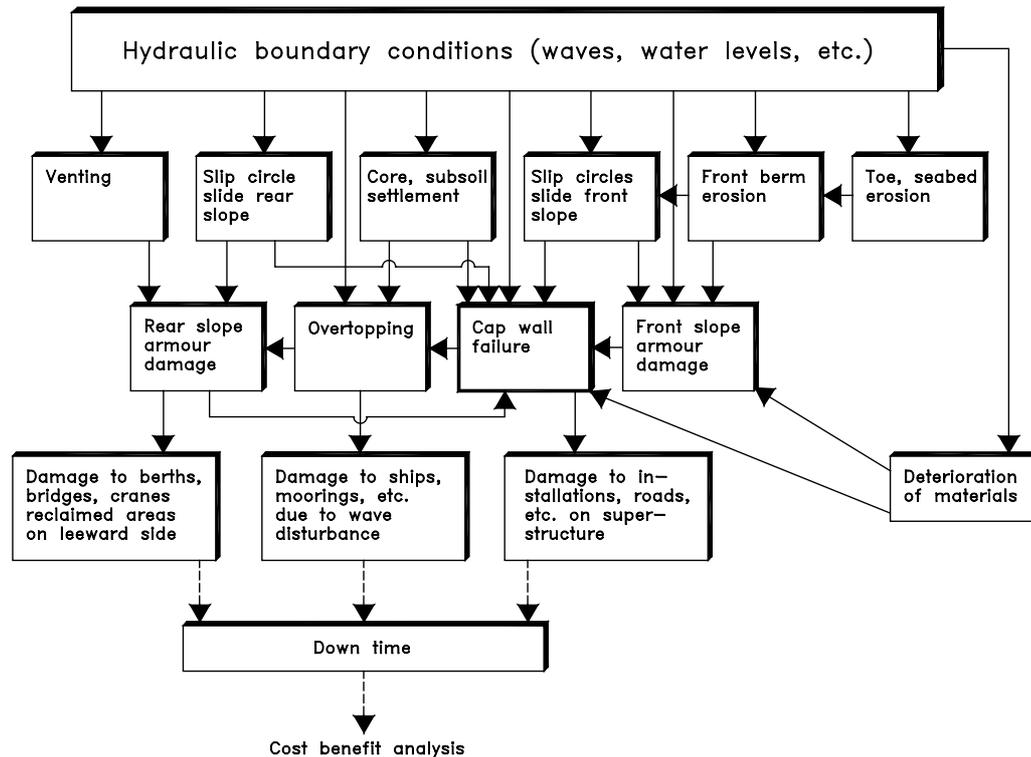
確率論的解析は J.1.7.1 節に概説した手順に従うものであり、これは与えられた設計に対し、関連する全ての破壊モードを包括するフォールトツリーに基づく。

Figure D.1.1 in Annex D shows the most important failure modes for a rubble mound breakwater with a superstructure.

付属文書 D の図 D.1.1 は、上部工を持つ捨石式傾斜防波堤の最も重要な破壊モードを示している。

The basis for the fault tree is a cause-consequence diagram as shown in Figure J.2.1, which indicates the links between the action from the sea and the functional failure of the rubble mound breakwater.

フォールトツリーの基本は図 J.2.1 に示すような原因・結果図表であり、海からの作用と捨石式傾斜防波堤の機能上の破壊との連結を示す。



Only hydraulic loads are shown. Other types of loads are for example: SHIP COLLISION – SEISMIC ACTIVITY – AGGRESSIVE HUMAN ACTION (SABOTAGE, WAR, Etc.)

Figure J.2.1. Example of cause-consequence diagram for a rubble mound breakwater (Burcharth, 1997).

図 J.2.1 捨石式傾斜防波堤の原因・結果図表の例 (Burcharth, 1997)

The fault tree shown in Figure J.2.2 is a simplification of the cause-consequence diagram as it includes only the most important failure modes, numbered 1 to 6.

図 J.2.2 に示したフォールトツリーは原因・結果図表の簡略化であり、最も重要な破壊モードのみを 1 番から 6 番まで示している。

The OR-gates in the fault tree signify series components corresponding to no correlation between failures of the elements. The AND-gates signify parallel components corresponding to correlation between failures of the elements. The OR-gates are the more common in rubble mound breakwater analysis.

フォールトツリーの OR の分岐は、各要素の破壊が関連なしに起こる系列のコンポーネントを意味する。AND の分岐は各要素の破壊が関連して起きる並列のコンポーネントを意味する。OR 分岐が捨石式傾斜防波堤の解析で最も普通のものである。

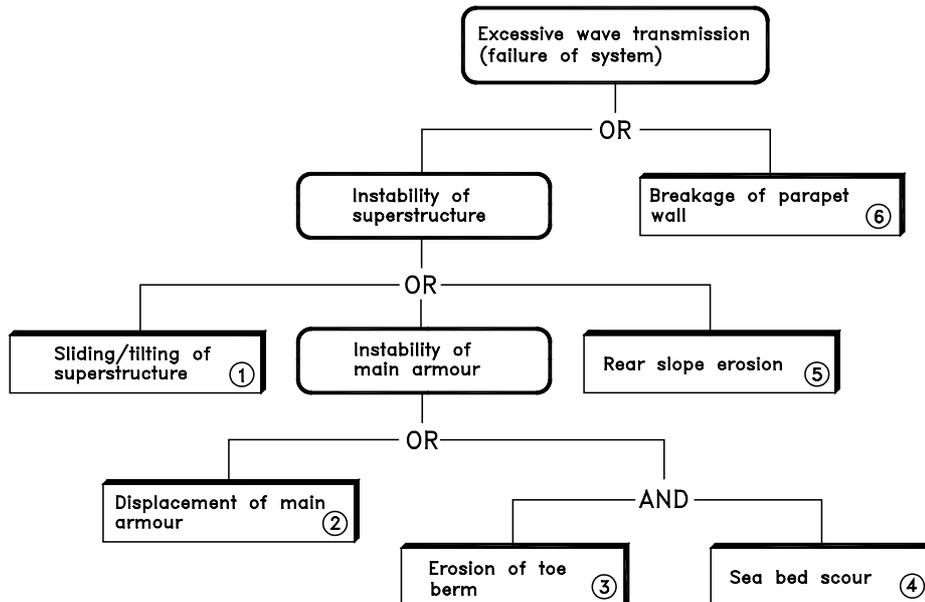


Figure J.2.2. Example of simplified fault tree for a rubble mound breakwater. Burcharth (1997).

図 J.2.1 捨石式傾斜防波堤の簡略されたフォールトツリーの例 (Burcharth, 1997)

Besides ultimate limit state (ULS) and serviceability limit state (SLS) it is relevant to include repairable limit state (RLS) in the design of rubble mound breakwaters. The threshold performance levels corresponding to these limit states ~~must~~ **should** be defined for the individual structure but could for ULS be displacement of 30% of the blocks in armour layers and toe and/or loss of superstructure by sliding or breakage. For RLS a displacement of 10% of the blocks and very limited sliding and/or lowering of the superstructure could be the performance levels, while for SLS the limits could be displacement of only 5% of the blocks (without exposure of filter layers), no displacement of superstructure, and an overtopping discharge causing limited operational downtime and no structural damage.

終局限界状態 (ULS) と使用限界状態 (SLS) のほかに、捨石式傾斜防波堤の設計では修繕限界状態 (RLS) を含めるのが適切である。これらの限界状態に対応する性能水準の閾値は個別の構造物ごとに定義されるべきであるが、ULS については被覆層のブロックの 30% の移動および / または上部工の滑動あるいは破損と定義できよう。RLS としてはブロックの 10% の移動および上部工の非常に限定された滑動および / または沈下であろう。SLS についての閾値は、ブロックの 5% までの移動 (フィルター層の露出なし)、上部工の移動なし、および稼働率の低下を最小に抑えて構造的な損傷を与えない程度の越波量であろう。

The design working life for permanent breakwaters is usually within the range of 25 to 100 years. This is the period in which no significant structural and functional changes have been introduced.

恒久的防波堤の設計供用期間は 25 ~ 100 年が普通である。これは、その間に構造上および機能上の重要な変化が導入されない期間である。

Examples of the limit state equations related to the failure modes and design equations are given in Burcharth (1997 and 2002a) and include values of the statistical uncertainty for the stochastic variables. For the geotechnical slip failure modes the limit state equations takes the form of work-equations, see Sørensen and Burcharth (2000).

破壊モードに関連した限界状態方程式と設計方程式の例は Burcharth (1997 and 2002a) が与えており、確率統計変数の統計的不確定性の数値も含んでいる。地盤の滑り破壊モードに対しては、限界状態方程式は複数の作業方程式の形をとる。Sørensen and Burcharth (2000) を参照。

For the estimation of the failure probability for each failure mode is used **the** level II or level III methods.

各破壊モードに対する破壊確率の推定にはレベル II またはレベル III 法が用いられる。

The failure probability of the top event in the fault tree depends on the correlation between the failure modes. Besides correlation between the failures of the toe berm and the seaward main armour, given in Christiani (1997), very little is known about the real correlation between the failure modes. However, the simple bounds corresponding to full or no correlation between the failure modes ~~can~~ may be used to calculate a range for the top event failure probability.

フォールトツリーの最終事象の破壊確率は、破壊モード間の相関に依存する。Christiani (1997) が与えた法先小段の破壊と海側の主被覆材の被害と相関性のほかには、破壊モード間の真の相関についてはほとんど知られていない。しかしながら、最終事象の破壊確率の範囲を推定するためには、破壊モード間の相関を 1 または 0 とする簡単な限界値が使用できる。

Analyses performed by the PIANC working groups, PIANC(1992, 2003), indicate fairly high failure probabilities of conventionally designed breakwaters. The tentatively recommended somewhat lower values given in Subclause J.1.6 reflect this finding.

PIANC 作業部会で行われた解析 (PIANC (1992, 2003)) は、在来方式で設計された防波堤がかなり高い破壊確率を持つことを示している。J.1.6 節で与えた、暫定的に推奨したやや低めの値はこの解析結果を反映している。

For the method of direct probabilistic design of breakwaters to given target safety, reference is given to PIANC (1992 and 2003), Burcharth and Sørensen (2000) and Burcharth (2002a).

所定の目標安全性に対して防波堤を確率論的に直接に設計する方法については、PIANC (1992 and 2003), Burcharth and Sørensen (2000) および Burcharth (2002a) を参照されたい。

J.2.2 Berm breakwaters バーム式防波堤

There has not been a systematic probability analysis for berm breakwaters as it has been for other types of rubble mound breakwaters. Tørum et al. (1999) carried out some work on the probability of recession taking the scatter of test data and the long term wave statistics into account. The scatter and uncertainty of the test results was deemed to be much larger than the uncertainty of the estimates of the design wave conditions.

バーム式防波堤については、捨石式傾斜防波堤という他の形式に対するような系統的な確率論的解析法が存在しない。Tørum et al. (1999) は、実験データの散らばりと長期間の波浪統計を考慮したバーム後退量の確率に関する研究を行った。実験結果の散らばりと不確定性は、設計波浪条件推定の不確定性よりもさらに大きいと判断された。

The recession of a berm breakwater is a function of the parameter HoTo, the water depth and stone gradation. For a specific gradation and water depth there is a considerable scatter in the recession vs. HoTo data, Tørum (1998), who analysed data taken from different test series in different laboratories. There is always inherent scatter in rubble mound breakwater testing. But there was less scatter in the different test series than between test series. The reason for the differences between different test series is not known, but it may be due to different test procedures and reasons that are not revealed through the test result analysis. Tørum (1998) considered therefore all data to be of equal value. Tørum et al. (2003) set the mean recession described by Eq. (D.2.1).

バーム式防波堤の後退量はパラメータ HoTo、水深および石の粒径分布の関数である。Tørum (1998) が異なる研究所のさまざまな実験シリーズのデータを解析した結果では、所与の粒径分布と水深に対し、後退量と HoTo データの関係に相当のばらつきが見られる。しかし、一つの実験シリーズにおけるばらつきよりも、異なる実験シリーズにおけるばらつきのほうが少なかった。異なる実験シリーズの間の差異の理由は不明であるが、実験手法の差異や実験結果の解析では明らかにされていない理由によるものかもしれない。したがって、Tørum (1998) は全てのデータが等価値であるとみなした。Tørum et al. (2003) は平均後退量を式 D.2.1 のように設定した。

The dimensionless scatter was found to be independent of HoTo by Tørum (1998) with a standard deviation:

無次元化されたばらつきは Tørum (1998) によって HoTo に無関係であり、次の標準偏差を持つことが見いだされた。

$$\sigma_{Rec/D_{n50}} = 0.337(Rec/D_{n50})_{mean} \quad (J.3.1)$$

The standardised test data distribution was compared to a standardised normal distribution. There were apparently some "outliers" in the test data, but there was no justification to throw away these apparent "outliers". The scatter of the test data is generally larger than might be expected for the scatter and uncertainty of the design waves.

規格化された実験データの分布は標準化正規分布と比較された。実験データ中には明らかに「異常値」と見られるものもあるけれども、これらの明かな「異常値」を棄却する正当性が見あたらなかった。実験データの散らばりは、設計波浪の散らばりと不確実性から予測されるものよりも一般に大きい。

Based on the mean and scatter of the recession test data and a the probability density distribution of the wave heights, Tørum et al. (1999) arrived at an equation for the probability of not exceeding a specific recession. This equation ~~can~~ may be numerically solved.

後退量の平均値とちらばりおよび波高の確率密度分布に基づき、Tørum et al. (1999) は指定された後退量を超えない確率に対する方程式を導いた。この方程式は数値的に解くことができる。

J.3 Performance-based design of caisson breakwaters ケーソン防波堤の性能設計

One of the probabilistic design methods for caisson breakwaters is the performance-based design method, in which the performance of a breakwater under design is explicitly and quantitatively evaluated by taking into account various uncertainties of basic variables as well as other design parameters. The performance of a caisson breakwater is mainly judged by the sliding distance and the vertical displacement of the caisson section, the height of waves generated behind the breakwater by overtopping, and the structural integrity of the breakwater.

ケーソン防波堤の確率論的設計法の一つは性能設計法であり、そこでは設計される防波堤の性能が、基本変数ならびにほかの設計パラメータのさまざまな不確実性を考慮に入れて明白かつ定量的に算定される。ケーソン防波堤の性能は、主としてケーソン部の滑動量と鉛直変位、越波による防波堤背後への伝達波高、および防波堤の構造的完全性で判断される。

The performance should be evaluated for several design levels, and the serviceability, repairability, ultimate, and collapse limit states should be set in a quantitative manner as much as possible. For sliding of caisson breakwaters, for example, Takahashi and Shimosako (2001) have proposed a performance matrix as listed in Table J.3.1. The specific values of the expected sliding distance have been set from experience of breakwater damage in Japan, even though their assignment to specific limit states is rather subjective.

この性能は、幾つかの設計水準で算定されるべきであり、使用、修繕、終局、および崩壊限界状態を可能な限り定量的に設定すべきである。Takahashi and Shimosako (2001) は表 J.3.1 に挙げるような性能マトリックスを提案している。期待滑動量の特定の数値は日本における防波堤被害の経験から設定されているが、特定の限界状態への割付はやや主観的である。

For an ordinary breakwater ranked as B, for example, it should not yield an expected sliding distance of 0.03 m under the 5-year wave height, 0.10 m under the 50-year wave height, 0.30 m under 500-year wave height for the serviceability limit, the repairability limit, and ultimate limit, respectively. It is permissible to yield sliding of up to 1.00 m under the 5000-year wave height at the design site. Design of a breakwater will be determined by one of these limit states. A similar matrix for the vertical displacement of caisson breakwater is under development in Japan.

たとえば、B と等級付けされた通常の防波堤は、使用限界、修繕限界、終局限界に対し、期待滑動量がそれぞれ 5 年確率波高で 0.03 m、50 年確率波高で 0.10 m、500 年確率波高で 0.30 m を超えるべきではない。設計地点で 5000 年確率波高のときには 1.00 m までの滑動を生じることは許容される。ケーソン防波堤の鉛直変位に関する類似のマトリックスは日本で作成中である。

The sliding distance of a caisson should be calculated not deterministically but probabilistically by various uncertainties taken into account. Shimosako and Takahashi (1999) have shown the method to calculate a sliding distance of caisson by one wave that exerts the wave loading in excess of the caisson resistance. In the performance-based design, the following uncertainties may be considered:

ケーソンの滑動距離は確定論的ではなく、種々の不確定性を考慮して確率論的に計算すべきである。Shimosako and Takahashi (1999) はケーソンの滑動抵抗を上回る波荷重を作用させる 1 波による滑動距離を計算する方法を示した。性能設計では、以下の不確定性を考慮できる。

- uncertainty associated with the estimate of R -year wave height due to sample variability,
 - tidal level variation including storm surge etc.
 - inaccuracy in wave transformation calculation,
 - variation of individual wave heights during a storm wave event,
 - inaccuracy in wave loading calculation,
 - statistical variation of frictional coefficient between the main body and the rubble foundation,
 - others.
- 標本の変動性に起因する R 年確率波高の推定に係わる不確定性
 - 高潮などを含む潮位変動
 - 波浪変形計算の不正確さ
 - 高波の事象における個々波の波高変動
 - 波浪荷重計算の不正確さ
 - 堤体と捨石基礎との間の摩擦係数の統計的変動性
 - その他

Table J.3.1 Performance matrix of a caisson of composite breakwater

表 J.3.1 混成防波堤のケーソンの性能マトリックス

Design level 設計水準	Limit states 限界状態			
	Serviceability 使用限界状態 (expected sliding up to 0.03 m) (期待滑動量 0.03 m 以下)	Repairability 修繕限界状態 (expected sliding up to 0.10 m) (期待滑動量 0.10 m 以下)	Ultimate 終局限界状態 (expected sliding up to 0.30 m) (期待滑動量 0.30 m 以下)	Collapse 崩壊限界状態 (expected sliding over 0.30 m) (期待滑動量 0.30 m を超過)
5-year wave height 5 年確率波高	B	C		
50-year wave height 50 年確率波高		B	C	
500-year wave height 500 年確率波高	A		B	C
5000-year wave height 5000 年確率波高		A		B

Note: The letters A, B, and C refer to the importance of a breakwater under design such as “very important,” “important,” and “less important,” respectively.

注記：A, B, および C の文字は、それぞれ「非常に重要」、「重要」、および「それほど重要でない」などの設計対象の防波堤の重要度を示す。

These uncertainties are represented with randomly varying values under the respective probabilistic distributions by means of Monte Carlo techniques. First, a conventional design is made for a breakwater at a design site. To evaluate the performance to the 500-year design level, for example, the 500-year wave height is estimated with the extremal distribution function fitted to the extreme

waves at the site. Then several thousand runs of sliding distance calculations are carried out with the above uncertainties realized on computer. Each run may or may not yield a certain distance of sliding of the caisson under design. By taking the ensemble mean of these sliding distances, the expected sliding distance for the 500-year design level can be obtained. If the result does not satisfy the performance matrix such as shown in Table J.3.1, then the design cross section is modified a bit by a bit and the Monte Carlo simulations are repeated, until a satisfactory design is obtained.

これらの不確定性はモンテカルロ手法によって、それぞれの確率分布の下でランダムに変動する値として表される。まず、設計地点の防波堤に対し、在来法による設計が行われる。たとえば500年確率波高に対する性能を算定するには、その地点における波浪の極値に対して当てはめた極値分布関数によって500年確率波高を推定する。上記の不確定性をコンピュータ上で再現しながら、数千回の滑動量計算が行われる。1回の計算では設計されたケーソンが滑動するかもしれないし、ある距離を滑動するかもしれない。これらの滑動距離の集合平均を取ることによって、500年設計レベルにおける期待滑動量を求めることができる。この結果が表 J.3.1 に示した性能マトリックスを満足しなければ、設計断面を少しずつ修正し、満足できる設計が得られるまでモンテカルロシミュレーションを繰り返す。

The performance-based design introduced above enables to examine the outcome of possible damage when an extraordinary storm event attacks the breakwater to be built at the design site. It can also inform the public quantitatively what degree of safety is assured in design process.

上に紹介した性能設計は、設計地点に建設される防波堤が異常な高波に襲われたときの、考え得る損傷の程度を吟味することを可能にする。また公衆に対し、設計プロセスでどの程度の安全性が確保されているかを定量的に周知させることができる。

Another use of the performance-based design is to evaluate the total amount of expected sliding distance during the design working life of a breakwater. Shimosako and Takahashi (1999) proposed a criterion of the threshold 0.30 m for the total expected sliding distance. Goda (2001) proposed an optimal design criterion of caisson breakwaters such that the probability of sliding distance exceeding 0.3 m during the design working life is to be maintained just below 10%.

性能設計のほかの用法は、防波堤の設計供用期間中の期待滑動量の総量を評価することである。Shimosako and Takahashi (1999) は総期待滑動量の閾値を 0.30 m とする規範を提案した。Goda (2001) は供用設計期間中の滑動量が 0.3 m を超える確率を 10% を僅かに下回る値にするという、ケーソン防波堤の最適設計規範を提案した。

The performance-based design can also be combined with economical optimisation techniques, because it enables to estimate the probability of failures and the extent of damage. The total cost of a breakwater is obtained by adding the initial construction cost and the expected rehabilitation cost, and the optimum design is derived as having the minimum total cost: e.g., Goda and Takagi (2000).

性能設計はまた、破壊の確率と損傷の程度を推定可能なので、経済的最適化手法と組み合わせることが可能である。防波堤の総コストは、最初の建設工費と期待される復旧費を合計して求められ、最適設計は総コストが最小となるものとして導かれる。たとえば Goda and Takagi (2000) 参照。

J.4 Coastal dikes 海岸堤防

Probabilistic analysis in this section follows the concept of a fault tree approach defining a top event, which is a final undesired incident occurring as a result of a hazard, and is illustrated by applying this concept to coastal dikes. The overall result of such an approach is the failure probability of the top event. To apply this concept a stepwise procedure is recommended as described in J.1.7. [which comprise:]⁴

この節における確率論的解析は、危険の結果として起きる最終の望ましくない出来事である最終事象を定義するフォールトツリーのアプローチの概念に従い、この概念を海岸堤防に適用して説明する。こうしたアプローチの総合的結果は最終事象の破壊確率である。この概念を適用するには、J.1.7 節に述べる [以下で構成される] 段階的手法が推奨される。

⁴大括弧 [] でくくられた部分は WG8 座長によって最終編集で削除されたけれども、復活する方がよいと思われるので残してある。

[preliminary deterministic design of the structure
 identification of the most important failure modes of the structure
 formulation of limit state equations (LSE) for the identified failure modes
 uncertainties of input parameters for LSE and uncertainties for LSE
 level II/III analysis for each failure mode
 set-up of fault tree (correlation of failure modes)
 calculation of overall failure probability of top event
 optimisation procedure, e.g. by using cost optimisation methods

決定論的方法による構造物の予備設計
 構造物の最も重大な破壊モードの同定
 同定された破壊モードに対する限界状態方程式（LSE）の定式化
 LSE の入力パラメータおよび LSE 自身の不確定性
 それぞれの破壊モードに対するレベル / 解析
 フォールトツリーの樹立（破壊モード間の相関）
 最終事象の総合破壊確率の計算
 たとえばコスト最適化法などの最適化手法

A limit state equation (LSE) describes the margin between the failure region and the non-failure region of failure mode.

限界状態方程式（LSE）は破壊領域と非破壊領域の間の広がりを見述する。]

Preliminary deterministic design of the structure is usually carried out during the design process and takes into account standard design formulae as commonly used for the structures under consideration. For coastal dikes the formulae as proposed in Annex F may be considered.

構造物の決定論的予備設計は、設計プロセスの中で普通に行われ、考慮対象の構造物に普通に行われる標準的な設計式を考慮する。海岸堤防では付属文書 F で述べた諸式が考慮される。

The most important *failure modes* of the structure are usually obtained from detailed analyses of recent failures of these structures, examples for vertical breakwaters are given in Oumeraci (1994), for dams see Singh (1996), for coastal and river dikes see e.g. Oumeraci and Schüttrumpf (1997); TAW (1995). Failure modes for coastal dikes have been investigated for quite some time now as shown in CIRIA/CUR (1991); Verhagen (1998); Pilarczyk (1999); and Voortman (2002) but have only recently brought together for use in a fault tree approach in Kortenhaus (2003) where 25 failure modes are considered. An overview of these failure modes together with some reference in which more details are given is already described in Annex F.

構造物の最も重大な破壊モードは、そうした構造物の近年の破壊事例の詳細解析から求められるのが普通である。直立防波堤の例は Oumeraci (1994) が挙げており、ダムについては Singh (1996)、海岸・河川堤防についてはたとえば Oumeraci and Schüttrumpf (1997)、TAW (1995) を参照されたい。海岸堤防の破壊モードはかなり以前から調べられており、今では CIRIA/CUR (1991)、Verhagen (1998)、Pilarczyk (1999) と Voortman (2002) に示されているが、これらをまとめてフォールトツリーの形にしたのは Kortenhaus (2003) であり、そこでは 25 の破壊モードが取り扱われている。これらの破壊モードの概観は詳細を述べた参考文献とともに付属文書 F で既に記述されている。

The *formulation of limit state equations* for further use in probabilistic modelling is not always easy since numeric problems might be faced using the level II calculations. Furthermore, the limit state equations for many failure modes are very preliminary whilst others are well described and investigated. Examples of limit state equations for coastal dikes are given in Kortenhaus (2003); Voortman (2002) and CIRIA/CUR (1991).

確率論的モデリングで使用する限界状態方程式の定式化は、レベルⅠ計算を用いる際に数値的問題を生じるかもしれないため、いつも容易とは限らない。さらに、多くの破壊モードに対する限界状態方程式は非常に初歩的である。ただし、幾つかについてはよく調査されて記述されている。

Very limited information is usually available regarding the *uncertainties of input parameters and LSE* used in the aforementioned equations. However, the importance of uncertainties may lead to completely different designs (Slijkhuis et al. (1999); Vrijling and Van Gelder (1999)) so that a due consideration of uncertainties of input parameters is required. All uncertainties are best described by providing a statistical distribution function for the parameter and LSE. If these are not available mean values and standard deviations should be given. Uncertainties of hydraulic input parameters are very often site specific but may be estimated sufficiently well when local long-term measurements are available. Uncertainties of soil parameters are more difficult to obtain and may be many times greater than uncertainties for hydraulic parameters. Examples are given in De Groot (2001) and Phoon and Kulhawy (1999a, b). Uncertainties of LSEs are even more difficult to obtain, information is only available for single failure modes such as wave overtopping (Slijkhuis et al. (1998)); more systematic investigations have been performed by Kortenhaus (2003).

上に言及した方程式に用いられる入力パラメータおよび LSE の不確定性に関しては、普通は極めて少ない情報しか利用できない。しかしながら、不確定性の重要性によっては全く異なる設計を生み出すこともあり (Slijkhuis et al. (1999); Vrijling and Van Gelder (1999))、そのため入力パラメータの不確定性を適正に考慮することが要求される。全ての不確定性は、パラメータと LSE の統計的分布関数を示すことで最も良く記述される。分布関数が利用できないのであれば、平均値と標準偏差を与えるべきである。水理の入力パラメータの不確定性は非常に多くの場合にその場所に特有のものであるが、そこでの長期観測結果が良ければ十分に良く推定できる。土質パラメータの不確定性を求めることはさらにむずかしく、水理的パラメータの不確定性よりも数倍大きいかもしれない。LSE の不確定性を明らかにすることは一層むずかしい。これに関する情報は、越波 (Slijkhuis et al. (1998)) のような単一破壊モードの場合に得られるだけである。さらに系統的な研究は Kortenhaus (2003) が行っている。

The Level II and III analyses are standard methods deriving the probabilities of failure modes, references for both methods are available in numerous textbooks on reliability methods. *The Level II analyses* such as FORM or SORM (First and Second Order Reliability Methods) require approximation of the statistical distributions in their tail by the Gaussian distribution, which may result in differences of the failure probability. Furthermore, when complex LSEs and many input parameters are involved, the iteration process needed for level II analyses may fail. To overcome these problems the level III analyses (e.g. Monte-Carlo simulation) are used. These methods are usually very time-consuming, especially when small failure probabilities are expected. Methods to overcome these problems are discussed in e.g. Waarts (2000). When only single failure modes such as sliding for vertical and composite breakwaters are dealt with, the level III analysis can be carried out as a routine work; see Annex J.3.

レベルⅡ解析とレベルⅢ解析は破壊モードの確率を導き出す標準的な方法であり、両者に関する文献は信頼性手法に関する数多くの教科書に見いだされる。FORM あるいは SORM (1 次および 2 次オーダー信頼性手法) は統計的分布の裾をガウス分布で近似する必要があり、破壊確率に差異を生じる可能性がある。さらに、より複雑な LSE と多数の入力パラメータが含まれる場合には、レベルⅡの解析に必要な繰り返しプロセスが失敗するかもしれない。これらの問題を克服するには、レベルⅢ解析 (たとえばモンテカルロシミュレーション) が使われる。これらの方法は一般に計算時間が長くかかり、特に破壊確率が小さいと予期される場合にそうである。直立および混成防波堤の滑動のように単一の破壊モードを取り扱う場合には、レベルⅢ解析がルーティン作業として実行される可能性がある (付属文書 J.3 参照)。

Fault trees for various types of structures have been used extensively to consider the relationship between various failure modes of the specific structure (Kuijper and Vrijling (1998) for coastal dikes; Vrijling and Voortman (2001) for vertical breakwaters; Mulder and Vrijling (1980) for the Oosterschelde storm surge barrier; CIAD Project Group (1985) for rubble mound breakwaters). An extension with more failure modes for coastal dikes has been given by Kortenhaus (2003).

さまざまな種類の構造物に対してフォールトツリーは、特定構造物のいろいろな破壊モードの間の関係を考慮するために広範に使用されてきた。海岸堤防に対しては Kuijper and Vrijling (1998)、直立防波堤に対しては Vrijling and Voortman (2001)、Oosterschelde の高潮防潮堤に対しては Mulder and Vrijling (1980)、捨石式傾斜防波堤に対しては CIAD Project Group (1985) を参照。海岸堤防の複数破壊モードへの拡張は Kortenhaus (2003) が与えている。

The *overall failure probability* can be calculated using the fault tree derived for the structure in question. Many software tools are available today to calculate the overall failure probability of the structure. The

correlation of failure modes is required to be given as cut-sets or minimal cut-sets. Methods to convert fault trees to cut-sets are e.g. given in Barlow (1998). Various types of fault trees for coastal dikes have been developed in the past but calculation were always performed using simple relations and a limited number of failure modes, see TAW (2000); Kuijper and Vrijling (1998); Van Agthoven et al. (1997). More recently, systematic investigations regarding more complex fault trees have been performed by Kortenhaus (2003).

総合的破壊確率は、問題の構造物に対して導かれたフォールトツリーを使って計算することが可能である。現在は構造物の総合的破壊確率を計算するための多くのソフトウェアが利用できる。フォールトツリーをカット - セットに変換する方法は、たとえば Barlow (1998) が与えている。これまでに海岸堤防に関する種々の形式のフォールトツリーが開発されてきたが、計算は常に簡単な関係を対象とし、限定された数の破壊モードについて実行された。TAW (2000), Kuijper and Vrijling (1998), Van Agthoven et al. (1997) 参照。ごく最近では、より複雑なフォールトツリーに関する系統的調査が Kortenhaus (2003) によって行われている。

Optimisation procedures may be used to optimise dike parameters and to achieve best possible dike dimensions at lowest costs. Usually cost optimisation tools are used for this purpose as in Voortman (2002). However, very often governmental or political regulation may define a target probability of failure which then can be used to optimise the dike dimensions.

最適化手法は、堤防のパラメータを最適化し、最良の堤防諸元を最小コストで実現するために使用できよう。一般に、Voortman (2002) のように、経費最適化のツールがこの目的で使用される。しかしながら、堤防の諸元を最適化するのに使用される目標破壊確率が政府あるいは政治的規制によって定義されることが非常に多い。

Bibliography

Ahrens, J.P., Bender, T. 1992. Evaluating the performance of seawalls. In: ICE (ed.): Proceedings of the Conference on Coastal Structures and Breakwaters, Thomas Telford, London, U.K.

Alikhani, A. 2000. On reshaping breakwaters. PhD thesis, Alborg University, Denmark. Sept 2000.

Allsop, N.W.H., Kortenhaus, A. 2001. Hydraulic aspects. In: Oumeraci, H. et al. (eds.): Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Chapter 2, Rotterdam, The Netherlands: Balkema Publishers, pp. 61-156.

Allsop, N.W.H., McBride, M.W. 1996. Wave reflections from harbour breakwaters: development of new methods to assess vessel safety. Proceedings International Harbour Congress, vol. 11, Antwerp, Belgium, pp. 265-274.

Allsop, W. and Cuomo, G. 2004. Wave loads on exposed jetties. Strategic Research Report SR 583, HR Wallingford, UK.

Armand, J.-L. and Cointe, R. 1986. Hydrodynamic impact analysis of a cylinder. Proc. 5th Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference, Tokyo, Japan 1986.

Aminti, P. and Lamberti, A. 1996. Interaction between main armour and toe berm damage. Proceedings 23rd International Conference on Coastal Engineering, Orlando, Florida, USA, 2 - 6 September 1996.

Andersen, O.H., Juhl, J. and Sloth, P. 1992. Rear side stability of berm breakwaters. Proceedings 23th International Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, October 1992.

API RP 2A WSD 1993. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, load and resistance factors design. First edition, API, USA.

Araki T. and Chujo, T. 1979. Development of the IAI floating breakwater. Coastal Engineering in Japan, Vol. 22, 1979.

Archetti, R. and Lamberti, A. 1996. Parametrizzazione del profilo di frangiflutti berma. Proc. Congresso AIOM, Padova, 3 - 5 October 1996.

Archetti, R., Lamberti, A., Tomassicchio, G.R., Sorci, M., Sigurdarson, S., Erlingson, S. and Smarason, O.B. 2002. On the application of a conceptual abrasion model on six Icelandic breakwaters. Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering, Cardiff, UK, June 2002. ASCE

ASCE, 2002. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. Standard ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers, New York.

Baarholm, R.J. 2001. Theoretical and experimental studies of wave impact underneath decks of offshore platforms. Dr.ing. thesis, Department of Marine Hydrodynamics, Faculty of Marine Technology, Norwegian University of Science and Technology, 2001.

Bando, K. and Sonu, C.J. (1985): Evaluation of numerical models for a floating breakwater. US Waterways Experiment Station, WES (unpublished).

Bando, K., Sonu, C.J., and Grace, P.J. 1987. Numerical analysis and field verification of floating breakwater. ASCE Proceeding Coastal Hydrodynamic Conference, Newark, Delaware, USA, June 1987.

- Barlow, R.E. (1998): Engineering reliability. Philadelphia, USA: SIAM, ASA-SIAM Series on Statistics and Applied Probability, 199 pp.
- Barltrop, N.D.D., Mitchell, G.M. and Atkins, J.B. 1990. Fluid loading on fixed offshore structures. Dept. of Energy Offshore Technology. Report, OTH 90322, Vol I + II, HMSO Books, London.
- Bélorgey, M., Rousset, J.M., Tabet-Aoul, E.H., Bergmann, H., De Gerloni, M., Colombo, D., Franco, L. and Passoni, G. 1999. Perforated caisson breakwaters: wave loads and hydraulic performance. Proceedings Coastal Structures'99, Volume 2, Santander, Spain, pp. 603-612.
- Bergmann, H. and Oumeraci, H., 1998, "Wave pressure Distribution on Permeable Vertical Walls," proc. 26th Intl. Conf. on Coastal Engr., ASCE, pp. 2042-2055.
- Besley, P. 1999. Overtopping of seawalls: design and assessment manual. Report Environment Agency, no. W178, 37 pp., 5 tables (also from: <http://www.environment-agency.gov.uk/commondata/105385/w178.pdf>).
- Bezuijen, A. and Klein-Breteler, M. 1996. Design formulas for block revetments. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, vol. 122, no. 6, pp. 281-287.
- Blevins, R.D. 1977. Flow-induced vibrations. van Nostrand Reinhold Company.
- Booij, N., Ris, R.C. and Holthuijsen, L. 1999. A third generation wave model for coastal regions. Part I. Model description and validation. J. Geophys. Res., 104, C4, 7649-7666.
- Bowley, W.W. 1974. A wave barrier concept. Proceedings of the Floating Breakwater Conference, University of Rhode Island, Kingston, R.I.
- Brevik, I. and Aas, B. 1980. Flume experiments on wave and currents. I Rippled bed. Coastal Engineering, Vol. 3, pp 149 – 177.
- Brorsen, M., Burcharth, H.F. and Larsen, T. 1974. Stability of Dolos Slopes. Proc. of the 14th International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, Vol 3, pp 1691-1701.
- Bruce, T., Pearson, J. and Allsop, N.W.H.A. 2003. Violent wave overtopping - extension of prediction methods to broken waves. Proceedings Coastal Structures 2003, Portland, Oregon, USA.
- BSI 1991. British standard code of practice for maritime structures. Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters, BS 6349.
- BSI 2000. Maritime Structures – Part 1: Code of Practice for General Criteria (BS 6349 -1: 2000) British Standards Institution, London, 189 p.
- Burcharth, H.F., 1997. Reliability-based design of coastal structures. In P.L.-F. Liu (ed.). Advances in Coastal and Ocean Engineering, Volume 3, World Scientific Publishing Co., Singapore, pp. 145-214.
- Burcharth, H. F. 1999a. State of the art in conceptual design of breakwaters. Proceedings Coastal Structures '99, Losada (ed.). Balkema, Rotterdam.
- Burcharth, H. F. 1999b. The PIANC safety factor system for breakwaters. Proceedings Coastal Structures '99, Losada (ed.). Balkema, Rotterdam.

Burcharth, H.F., 2001. Verification of overall safety factors in deterministic design of model tested breakwaters. Proc. Int. Workshop on Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan.

Burcharth, H.F., 2002a. Reliability based design of coastal structures. In: Hughes, S.A. (ed.) Coastal Engineering Manual, Part VI: Design of Coastal Project Elements, Chapter VI-6, Engineering Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington D.C., U.S.A., 49 p.

Burcharth, H.F., 2002b. State of the art in conceptual design of breakwaters, Coastal Structures '99 (ed. I.J. Losada), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-20.

Burcharth, H. and Frigaard, P. 1987. On the stability of roundheads and trunk erosion in oblique waves. In "Berm Breakwaters". Edited by D.H.Wilks, W.F.Baird and O.T.Magoon. Published by ASCE, New York, 1988. ASCE.

Burcharth, H. and Friogaard, P. 1988. On 3-dimensional stability of reshaping breakwaters. Proceedings of the 21th International Conference on Coastal Engineering, Chapter 129. ASCE.

Burcharth, H.F. and Liu, Z. 1992. Design of Dolos Armour Units. Proc. of the 23rd International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, Vol 1, pp 1053-1066.

Burcharth, H.F., Christensen, M., Jensen, T. and Frigaard, P. 1998. Influence of Core Permeability on Accropode Armour Layer Stability. Proc. of International Conference on Coastlines, Structures, and Breakwaters '98, Institution of Civil Engineers, London, UK, pp 34-45.

Burcharth, H.F. and J. D. Sørensen, 2000. The PIANC safety factor system for breakwaters, Coastal Structures '99 (ed. I.J. Losada), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 1125-1144.

Burcharth, H.F., d'Angremond, K., van der Meer, J.W., and Liu, Z. 2000. Empirical Formula for Breakage of Dolosse and Tetrapods. Coastal Engineering, Elsevier, Vol 40, No. 3, pp 183-206.

Burcharth, H.F., and Hughes, S.A. 2002. Types and functions of coastal structures. Fundamentals of design. In: Mullen, B. (editor), Coastal Engineering Manual, Part VI, Design of Coastal Projects Elements, Chapters 2 and 5, Engineering Manual 1110-2-1100, U.S: Army Corps of Engineers, Washington, DC, 319 pages.

Burcharth, H.F. and Andersen, T.L. 2003. Overtopping and rear slope stability of reshaping breakwaters. COPEDEC VI, Colombo, Sri Lanka.

Burcharth, H.F., Haagenen, P.R., and Maciñeira, E. 2003. Stability of roundheads armoured with cubes. Proc. Coastal Structures 2003, Portland, Oregon, U.S.A., 2003.

Cambelle, I.M.C. and Weynberg, P.A. 1980. Measurement of parameters affecting slamming. Rep. 40, Tech. Rep. Centre No OT-R-8042, Southamton Univ., 1980.

Chakrabarti, S.K. and Kriebel, D. 1997. Wave kinematics for simulated shallow water storm waves – analysis and experiments, Ocean Engineering, Vol. 24, No. 9, pp. 835-865.

Chakrabarty, S.K. (1991): Wave forces on offshore structures. In Handbook of Coastal and Ocean Engineering", Volume 2. Editor John B. Herbich. Gulf Publishing Company/Houston, London, Paris, Zürich, Tokyo.

Christiani, E., 1997. Application of reliability in breakwater design. Series Paper 14, ISSN 0909-4296, Hydraulics and Coastal Engineering Laboratory, Dept. of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.

CIAD Project Group (1985): Computer aided evaluation of the reliability of a breakwater design. Final report. Zoetermeer, The Netherlands: CIAD Association, group, C.p., 47 pp., 3 Annexes.

CIRIA/CUR 1991. Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering. CIRIA, London & CUR, Rotterdam, The Netherlands: 607 pp.

Cox, R., Horton, P., and Bettington, S., 1998, "Double Walled Low Reflection Wave Barriers, Proc 26th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp. 2221-2234.

Cuomo, G., Allsop, W. and McConnel, K. 2003. Dynamic wave loads on coastal structures: analysis of impulsive and pulsating wave loads. Proc. Of the international conference "Coastal Structures'03", Portland, Oregon. USA, August 2003. ASCE (to be issued).

d'Angremond, K., van der Meer, J.W., and van Nes, C.P. 1994. Stresses in Tetrapod Armour Units Induced by Wave Action. Proc. of the 24th International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, Vol 2, pp 1713-1726.

Daemrich, K.-F., Mathias, H.-J. 1999. Overtopping at vertical walls with oblique wave approach. In: Evers, K.-U. et al.. (eds.): Proceedings Hydralab Workshop on Experimental Research and Synergy Effects with Mathematical Models, Hannover, Germany, pp. 317-326.

De Groot, M.B. (2001): Geotechnical aspects. In: Oumeraci, H. et al.. (eds.): Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Chapter 3, Rotterdam, The Netherlands: Balkema Publishers, pp. 157-223.

De Mello, V.F. 1975. Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. Proceedings 6th Regional Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference for Afrika, Balkema, no. 6, Rotterdam, The Netherlands, pp. 285-304.

De Rouck, J., van der Meer, J., Allsop, N.W.H., Franco, L. And Verhage, H., 2002. Wave overtopping at coastal structures: development of a data base towards up-graded prediction methods. Proceedings 28th International Conference of Coastal Engineering, Cardiff, UK, pp 215-234, ASCE.

DIN, 1996. DIN 4048-100: Böschung- und Geländebruchberechnungen. Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Berlin, Germany. Beuth-Verlag, (Hrsg), D.I.f.N., 1. Auflage, S. 215-234.

Dean, R.G. 1976. Hybrid method of computing wave loading, Preprints of the 9th Annual Offshore Technology Conference, Houston, OTC 3029.

Dean, R.G., Dalrymple, R.A. and Hudspeth, R.T. 1981. Force coefficients from wave project I and II data including free surface effects. Society of Petroleum Engineers Journal, Vol. 12, 1981, pp. 779 – 786.

Dean, R.G. and Dalrymple, R.A. 1984. Water wave mechanics for engineers and scientists. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

DNV (Det Nordske Veritas). 1990. Rules for the classification of fixed offshore installation.

DNV (Det Norske Veritas) 1991. Environmental conditions and environmental loads. DNV Classification notes no. 30.5, DNV, Norway.

DNV (Det Norske Veritas). 2000. Submarine Pipeline Systems. Offshore Standard OS-F101.

DNV (Det Norske Veritas). 2002. Free spanning pipelines. Recommended practice DNV-RP-F105, March 2002.

De Rouck, J., Van der Meer, J., Allsop, N.W.H., Franco, L. and Verhaeghe, H. 2002. Wave overtopping at coastal structures: development of a database towards up-graded prediction methods. *Proceedings 28th International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Volume II, Cardiff, UK, pp. 2140-2152.

DIN 1996. DIN 4084-100: Böschungs- und Geländebruchberechnungen. Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Berlin, Germany: Beuth-Verlag, (Hrsg.), D.I.f.N., 1. Auflage, S. 215-234.

EAK 2002. Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Die Küste, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Heft 65, 589 S.

Faltinsen, O.M. 1990. Sea loads on ships and offshore structures. Cambridge Ocean Technology Series, Cambridge University Press.

Forristall, G.Z. 1998. Wave crest distribution: Observations and second order theory, *Proceedings of the 1989 International OTRC Symposium; Ocean Wave Kinematics, Dynamics and Loads on Structures*, Houston, pp. 372-395.

Forristall, G.Z. and Ewans, K.C. 1998. Worldwide measurements of directional wave spreading, *Journal of Atmospheric and Ocean Technology*, Vol. 15, pp. 440-469.

Forristall, G.Z., Ward, E.G., and Cardon, V.J. 1980. Directional wave spectra and wave kinematics in Hurricanes Carmen and Eloise, *Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering*, Sydney, ASCE, pp. 567-586.

Franco, L., De Gerloni, M., Van Der Meer, J.W. 1994. Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, no. 24, Volume 1, Kobe, Japan, pp. 1030-1046.

French, J.A. 1969. Wave uplift pressures on horizontal platforms. Technical Report KH-R-19, W.M.Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, California, USA.

Führböter, A. 1994. Wave loads on sea dikes and sea-walls. *Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book*, London/Glasgow, U.K., pp. 351-367.

Gardner, J., Townsend, I., and Fleming, C., 1986, "The Design of a Slotted Vertical Screen Breakwater," *Proc. 20th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1881-1893.

Gilman, J. and Kriebel, D., 1999, Partial Depth Pile Supported Wave Barriers: A Design Procedure," *Proc. Coastal Structures '99 Conference*, ed. I. Losada, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, pp.549-558.

Gjørsund, H., Løseth, S. and Tørum, A. 2003. Wave loads on an offshore oil terminal in shallow waters. *Proceedings of the international conference Port and Ocean Engineering under Artic Conditions (POAC'03)*, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, June 16 – 19, 2003, pp 407 – 420.

Goda, Y. 1973. Wave forces on circular cylinders erected upon reefs. *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 16, 137 – 146.

Goda, Y. 1988. Statistical variability of sea state parameters as a function of a wave spectrum, *Coastal Engineering in Japan*, JSCE, Vol. 31, No. 1, pp. 39-52.

Goda, Y. 1999. A comparative review on the functional forms of directional wave spectrum, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 41, No. 1, pp. 1-20.

Goda, Y. 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures* (2nd Edition), World Scientific, Singapore, 443 p.

Goda, Y. 2001. Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 43, No. 4, pp. 289-316.

Goda, Y. 2003. Revisiting Wilson's formulas for simplified wind-wave prediction. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 129, No. 2, pp. 93-95.

Goda, Y. 2004. A 2-D random wave transformation model with gradational breaker index. *Coastal Engineering Journal*, Vol. 46, No. 1, pp. 1-38

Goda, Y., Haranaka, S., Masahat, M. 1966. Study of impulsive breaking wave forces on piles. Report Port and Harbour Research Institute, Japan, 5,6, 1 – 30 (in Japanese). Reported in Sawaragi and Nochino (1984)

Goda, Y. et al.. 2000. Population distribution of extreme wave heights estimated through regional analysis, *Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering*, Sidney, Australia. ASCE, 2000, pp. 1078-1091.

Goda, Y. and Takagi, H. 2000. A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 42, No. 4, pp. 357-387.

Groenendijk, H.W. and Van Gent, M.R.A. 1998. Shallow foreshore wave height statistics. Publication. Delft Hydraulics Laboratory, no. H3351, Delft, The Netherlands, 23 pp., 2 Annexes.

Grune, J. and Kohlhasse, S., 1976, "Wave Transmission Through Vertical Slotted Walls," Proc. 14th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1906-1923.

Gudmestad, O.T. 1993. Measured and predicted deep water wave kinematics in regular and irregular seas, *Marine Structures*, Vol. 6, pp. 1-73.

Gudmestad, O.T. and Moe, G. 1996. Hydrodynamic coefficients for calculation of hydrodynamic loads on offshore truss structures. *Marine Structures*, Vol. 9, 745 – 758, 1996.

Hall, K. and Kao, S. 1991. A study of the stability of dynamically stable breakwaters. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, pp 916 - 925.

Hanssen, A.G. and Tørum, A. 1999. Breaking wave forces on tripod concrete structure on shoal. *Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 125, No. 6, November/December 1999.

Hashida, M., Matsunaga, N. and Irie, I. 1996. Landward transport of spray generated from a wave absorbing seawall. *Proceedings 25th International Conference on Coastal Engineering*, Orlando, Florida, USA. ASCE, Volume 1, pp. 1022-1033.

Hayakawa, T., Kimura, K., Takahashi, S., Muttray, M., Kudella, M. and Oumeraci, H. 2000. Wave splash on high-mound composite seaall. *Proceedings 4th International Conference on Hydrodynamics (ICHHD 2000)*, Yokohama, Japan, Volume II, pp 671-676.

Hedges, T.S. and Shareef, M., 2002. Predicting seawall overtopping by bimodal seas. Proceedings 28th International Conference on Coastal Engineering, Cardiff, UK. Volume II, pp. 2153 – 2164. ASCE.

Hoerner, S 1965. Fluid-dynamic drag : practical information on aerodynamic drag and hydrodynamic resistance [2. ed.]. Published privately. Printed Brick Town, N.J., 1965.

Hovden, S.I. and Tørum, A. 1991. Wave forces on a vertical cylinder on a reef. Proc. III Conference on Port and Coastal Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Mombasa, Kenya, 16 – 20 September 1991.

Hashida, M., Matsunaga, N. and Irie, I. 1996. Landward transport of spray generated from a wave absorbing seawall. *Proceedings 25th International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Volume 1, Orlando, Florida, USA, pp. 1022-1033.

Hayakawa, T., Kimura, K., Takahashi, S., Muttray, M., Kudella, M. and Oumeraci, H. 2000. Wave splash on high-mound composite seawall. Proceedings 4th International Conference on Hydrodynamics (ICH2000), Volume II, Yokohama, Japan, pp. 671-676

Hedges, T.S. and Shareef, M. 2002. Predicting seawall overtopping by bimodal seas. Proceedings 28th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Volume II, Cardiff, U.K., pp. 2153-2164.

Hedges, T.S. 1987. Combination of waves and currents: an introduction. Proc. Institution of Civil Engineers. Part 1, 1987, 82, pp 567 – 585.

Holthuijsen, L.H., Booij, N. and Herbers, T.H.C. 1989. A prediction model for stationary, short-crested waves in shallow water with ambient current. *Coastal Engineering*, Vol. 13, 1989, pp 23 – 54.

Holthuijsen, L. H., Herman, A. and Booij, N. 2000. Phase-decoupled refraction-diffraction for spectral wave models. *Coastal Engineering*, 49, October 2003, pp 291-305.

HSE. 1998. Review of wave in deck load assessment procedure. Health&Safety Executive, Offshore Technology Report -OTO 97 073. UK.

Hudson, R.Y. 1958. Design of quarry-stone cover layers for rubble-mound breakwaters. Research report No 2-2. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, U.S.

Irschik, K., Sparboom, U. and Oumeraci, H. 2002. Breaking wave characteristics for the loading of a slender pile. Large-scale model investigations. Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering, Cardiff, Wales, UK. 7 – 12 July 2002. World Scientific/ New Jersey-London-Singapore-Hong Kong.

Isaacson, M., Premasiri, S., and Yang, G., 1998, "Wave Interaction with Vertical Slotted Barrier," *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 124. 3, pp. 118-126.

ISO 2394. 1998. General principles on reliability for structures. International Standard, Reference number ISO 2394:1998(E).

ISO/CD 19902 Petroleum and Natural Gas Industries – Fixed Steel Offshore Structures. Committee, 2001-06-19. Draft report submitted to ISO for review.

Johansen, M. 1989. Barrier type breakwaters. PhD thesis. Report Series A:19. Department of Hydraulics, Chalmers University of Technology, Gøteborg, Sweden

Jonson, I.G., Skovgaard, C. And Wang, J.D. 1970. Interaction between waves and currents. Proceedings of 12th International Conference on Coastal Engineering. ASCE, Washington D.C., pp. 489-509.

Juhl, J. and Sloth, P. 1998. Berm breakwaters - influence of stone gradation, permeability and armouring. Proceedings 26th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, June 1998. ASCE.

Kamikubo, Y., Murakami, K., Irie, I., Kataoka, Y. and Takehana, N. 2003. Reduction of wave overtopping and water spray with using flaring shaped seawall. Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), ISOPE, no. 13, Volume 3, Honolulu, Hawaii, USA, pp. 671-676.

Kaplan, P. 1992. Wave impact forces on offshore structures: Re-examination and new interpretations. Proceedings of the 24th Offshore Technology Conference, Houston Texas, USA, May 4 – 7, 1992.

Kaplan, P., Murray, J.J., Yu, W.C. 1995. Theoretical analysis of wave impact forces on platform deck structures. Paper OTC 6814, Proceedings of the conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Volume 1-A Offshore Technology, OMAE, Copenhagen, June 1995.

Kimura, K., Takahashi, S., and Tanimoto, K. 1994. Stability of rubble mound foundations of composite breakwaters under oblique wave attack, Proc. 24th International Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, ASCE, pp. 1227-1240.

Klein-Breteler, M. and Pilarczyk, K.W. 1996. Stability of artificial roughness elements and run-up reduction. Coastal Engineering, Elsevier Science B.V., vol. 27, Amsterdam, The Netherlands.

Kortenhaus, A. 2003. Probabilistische Methoden für Nordseedeiche. Ph.D. thesis, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany, 154 S.

Kortenhaus, A., Haupt, R., Oumeraci, H. 2000. Design aspects of vertical walls with steep foreland slopes. In: ICE (ed.): Breakwaters, coastal structures and coastlines - Proceedings of the International Conference, Thomas Telford, London, U.K., pp. 221-232.

Kriebel, D., 1992, "Vertical Wave Barriers: Wave transmission and Wave Forces, Proc. 23rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp 1313-1326.

Kriebel, D., 1999, "Performance of Vertical Wave Barriers in Random Seas," Proceedings of Coastal Structures '99 Conference, ed. I. Losada, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, pp.525-532.

Kriebel, D., and Bollmann, C., 1996, " Wave Transmission Past Vertical Wave Barriers," Proc. 25th Intl. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp. 2470-2483.

Kriebel, D.L., Berek, E.P., Chakrabarti, S.K. and Waters, J.K. 1996. Wave-current loading on a shallow water caisson. Preprints Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA, 6 – 9 May 1996, OTC 8067.

Kriebel, D., Sollitt, C., and Gerkin, W., 1998, "Wave Forces on a Vertical Wave Barrier," Proc. 26th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, ASCE, pp. 2069-2081.

Krogh, S.R. 1980. Determination of crushing and grinding characteristics based on testing of single particles. Trans. AIME, 266, 1957 – 1962, 1980.

Kuhnen, F. 2000. Scour and scour protection around berm breakwaters. Diploma thesis, University of Braunschweig, Braunschweig, Germany. Carried out at SINTEF/NTNU, Trondheim, Norway.

- Kuijper, H. and Vrijling, J.K. 1998. Probabilistic approach and risk analysis. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): Dikes and revetments, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, pp. 443-462.
- Kyte, A. and Tørum, A. 1996. Wave forces on vertical cylinders upon shoals. *Coastal Engineering*, Vol. 27, 263 – 286.
- Lader, P.F. 2002. Geometry and kinematics of breaking waves, Dr. Ing. thesis, Department of Marine Hydrodynamics, Faculty of Marine Technology, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 210 p.
- Lamberti, A. and Tomasicchio, G.R. 1997. Stone mobility and longshore transport at reshaping breakwaters. *Coastal Engineering*, Vol. 29, 263 - 289.
- Lambrakos, K.F., Chao, J.C., Beckman, H., and Brannon, H.R. 1987. Wake model of hydrodynamic forces on pipelines. *Ocean Engineering*, Vol. 14, No. 2, pp 117 – 136, 1987.
- Lei, A.X. 1996. Dynamic characteristics of floating breakwaters. PhD thesis. Report Series A:26. Department of Hydraulics, Chalmers University of Technology, Gøteborg, Sweden.
- Lissev, N. 1993. Influence of the configuration on the stability of berm breakwaters. Experimental model investigation. Report no. R-6-93, Department of Structural Engineering, Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim, Norway.
- Longuet-Higgins, M.S. 1977. The mean forces exerted by waves on floating or submerged bodies, with application to sand bars and wave power machines. *Proc. Royal Soc., London*.
- Losada, I., Losada, M., and Roldan, A., 1992, "Propagation of Oblique Incident Waves Past Rigid Vertical Thin Barriers," *Applied Ocean Res.*, 14, pp. 191-199.
- Losada, I., Losada, M., and Losada, R., 1994, "Wave Spectrum Scattering by Vertical Thin Barriers," *Applied Ocean Res.*, 16, pp. 123-128.
- Madsen, O.S. 1986. Hydrodynamic force on Circular Cylinders. *Applied Ocean Research*, Vol. 8, No. 3.
- MacCamy, R.C. and Fuchs, R. A. 1954. Wave forces on piles: A diffraction theory. Tech. Memo 69, Beach Erosion Board, 1954.
- McConnell, K.J., Allsop, N.W.H. Allsop, Cuomo, G. and Cruickshank, I.C. (2003): New guidance for wave forces on jetties in exposed locations. Proceedings of the international conference COPEDEC VI, 2003, Colombo, Sri Lanka.
- McConnell, K., Allsop, N.W.H. and Cruickshank, I., 2004. Piers, Jetties and Related Structures exposed to waves: guidelines for loadings. Report of HRWallingford Ltd, UK. (<http://www.hrwallingford.co.uk/publications/coastal/html#piers>).
- Mei, C.C. 1983. The applied dynamics of the ocean surface waves. A Wiley-Interscience Pub., John Wiley & Sons, 740 p.
- Melby, J.A., and Turk, G.F. 1994. The CORE-LOC: Optimized Concrete Armor. Proc. of the 24th International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, Vol 2, pp 1426-1438.
- Melby, J.A., and Mlaker, P.R. 1997. Reliability Assessment of Breakwaters. Technical report CHL-97-9, U.S: Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Menze, A. 2000. Stability of multi layer berm breakwaters. Diploma thesis, University of Braunschweig, Braunschweig, Germany. Carried out at SINTEF/NTNU.

Miles, J.M. Russel, P.E. and Huntley, D.A. 1996. Sediment transport and wave reflection near a seawall. Proceedings 25th International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Volume 3, Orlando, Florida, USA, pp. 2612-2625.

Mitsuyasu, H. et al.. 1975. Observation of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy, *Journal of Physical Oceanography*, Vol. 5, No. 4, pp. 750-760.

Moe, G. and Gudmestad, O.T. 1998. Prediction of Morison-type forces in irregular waves at high Reynolds number. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 8, NO. 4, December 1998.

Morison, J.R., O'Brien, M., Johnson, J.W. and Schaaf, S.A. 1950. The forces exerted by surface waves on piles. *Pet. Transactions*, 189, 149 – 154.

Murray, J.J., Winsor, F.N. and Kaplan, P. 1997. Impact forces on jacket deck in regular waves and irregular wave groups. Paper OTC 8360, Proceedings of the 29th Offshore Technology Conference, Houston Texas, USA, May 5 – 8, 1997.

Möller, J. Weißmann, R. Schüttrumpf, H. Kudella, M. Oumeraci, H. Richwien, W. and Grüne, J. 2002. Interaction of wave overtopping and clay properties for seadikes. Proceedings 28th International Conference Coastal Engineering, Cardiff, U.K.

Mulder, T. and Vrijling, J.K. 1980. Probabilistic load determination. In: Paape, A. and Stuijk, J. (eds.): Hydraulic aspects of coastal structures: Developments in hydraulic engineering related to the design of the Oosterschelde storm surge barrier in the Netherlands, Part II: Design philosophy and strategy in the project related research, Delft, The Netherlands: Delft University Press, pp. 91-108.

Müller, G.U., Wolters, G. 2004. Wellendruckschlagbelastungen auf historische Küstenbauwerke. Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee

Napp, N.; Pearson, J.; Bruce, T.; Allsop, N.W.H.A. 2003. Overtopping of seawalls under oblique wave attack and at corners. Proceedings Coastal Structures 2003, Portland, Oregon, USA.

Neelamani, S., Koether, G., Schuettrumpf, H., Muttray, M. and Oumeraci, H. 2000. Wave forces on and water surface fluctuations around a vertical cylinder encircled by a perforated square caisson. *Ocean Engineering*, Volume 27, pp 775-800.

Neelimani, S., Uday Bhaskar, N. and Vijayalakshmi, K. 2002. Wave forces on a seawater intake caisson. *Ocean Engineering*, Vol. 29, pp 1247 – 1263.

NORSOK Standard. 1999. Action and action effects. Developed by Norwegian Technology Standards Institute, N-003, Rev. February 1999.

OCDI 2002. Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo, 600p.

Ohle, N., Möller, J., Schüttrumpf, H., Daemrich, K.-F., Oumeraci, H. and Zimmermann, C. 2002. Influence of refraction, shoaling and pre-waves on run-up under oblique waves. Proceedings 28th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Volume 1, Cardiff, U.K., pp. 885-894.

Ohtusbo, H. and Sumi, Y. (Editors). 2000. Proceedings of the 14th International Ship and Offshore Structures Congress, Elsevier, Amsterdam, Vol. 1, pp. 1-62 and Vol. 3, pp. 1-22.

Oumeraci, H. 1994. Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned. Coastal

Engineering, Special Issue on 'Vertical Breakwaters', Oumeraci, H.; Van der Meer, J.W.; Franco, L. (eds.), vol. 22, nos. 1/2, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, pp. 3-29.

Oumeraci, H. 1994. Scour in front of vertical breakwaters - review of problems. In: PHRI (ed.): Proceedings International Workshop Wave Barriers in Deepwaters, Yokosuka, Japan, pp. 281-307.

Oumeraci, H. and Schüttrumpf, H. 1997. Hydrodynamische Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. Zwischenbericht DFG-Projekt (DFG OU 1/2-1), Nr. 3: Deichschäden an der Binnenböschung von Seedeichen, Braunschweig, Germany, 40 S., 4 Anlagen.

Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, N.W.H., De Groot, M.B., Crouch, R.S., Vrijling, J.K. and Voortman, H.G. 2001. Probabilistic design tools for vertical breakwaters. Rotterdam, The Netherlands: Balkema, 392 pp.

Oumeraci, H., Schüttrumpf, H.; Sauer, W.; Möller, J.; Droste, T. 2000a. Physical model tests on wave overtopping with natural sea states - 2D model tests with single, double and multi-peak wave energy spectra. Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Nr. 852, Braunschweig, Germany.

Oumeraci, H., Zimmermann, C., Schüttrumpf, H., Daemrich, K.-F., Möller, J. and Ohle, N. 2000b. Influence of oblique wave attack on wave run-up and wave overtopping - 3D model tests at NRC/Canada with long and short crested waves. Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Nr. 859, Braunschweig, Germany, 54 pp., 5 Annexes.

Pedersen, J. 1996. *Experimental Study of Wave Forces and Wave Overtopping on Breakwater Crown Walls*. Series Paper 12, Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.

PIANC, 1992. Analysis of rubble mound breakwaters. Report of PTC II Working Group 12, Supplement to Bulletin 78/79, General Secretariat of PIANC, Brussels, Belgium.

PIANC 1994. Floating breakwaters. A practical guide for design and construction. Supplement to PIANC Bulletin 85. (PIANC Permanent International Association of Navigation Congresses).

PIANC, 2003. Breakwaters with vertical and inclined concrete walls. Report of MarCom Working Group 28, General Secretariat of PIANC, Brussels, Belgium.

PIANC. 2003. State-of-the-art of designing and constructing berm breakwaters. Report of the MarCom Working Group 40. International Navigation Association (PIANC), Brussels, Belgium.

Phoon, K. and Kulhawy, F.H. 1999a. Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 36, Toronto, Canada, pp. 612-624.

Phoon, K. and Kulhawy, F.H. 1999b. Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 36, Toronto, Canada, pp. 625-639.

Pilarczyk, K.W. (ed.) 1998. Dikes and revetments. Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, 522 pp.; 2 Appendices.

Pilarczyk, K.W. 1999. Design of dikes and revetments - Dutch practice. In: Herbich, J.B. (ed.): Handbook of Coastal Engineering: McGraw-Hill, pp. 3.1 -3.104.

Puchanov, V.V. and Korobkin, A.A. 1981. Initial Asymptotics in problem of blunt body entrance into liquid. 3rd International Conference on Numerical Hydrodynamics, Paris, France, 1981.

Reed, K., Aarsnes, J.V., Beltrand, O. and Andersen, A. 1990. Wave and current forces on conductor pipe groups. In *Advances in Underwater Technology, Ocean Science and Offshore Engineering*. Volume 26. Environmental forces on offshore structures and their prediction. Society for Underwater Technology. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht/Boston/London, 1990.

Ren, B. and Wang, Y. 2003. Experimental study of irregular wave impact on structures in the splash zone. *Ocean Engineering* 30, Elsevier, pp 2363 – 2377.

Ren, B. and Wang, Y. 2004. Numerical simulation of random wave slamming on structures in the splash zone. *Ocean Engineering* 31, Elsevier, pp 547 – 560.

Sarpkaya, T. 1976a. Vortex shedding and resistance in harmonic flow about smooth and rough circular cylinders at high Reynolds numbers. Report NO. NPS-59SL, Naval Postgraduate School, Monterey, California, USA.

Sarpkaya, T. 1976b. In-line and transverse forces in oscillatory flow at high Reynolds number. Proceedings of the Eighth Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA. Paper No. OTC 2533.

Sawaragi, T. and Nochino, M. 1984. Impact forces of nearly breaking waves on vertical cylinders. *Coastal Engineering in Japan*, 27, 249-263

Scheuermann, A.; Brauns, J. 2001. Die Durchströmung von Flussdeichen in Abhängigkeit von Vorbedingungen. In: DKKV (ed.): Zweites Forum Katatrophenvorsorge "Extreme Naturereignisse - Folgen, Vorsorge, Werkzeuge", 8 S.

Schlichting, H. 1979. *Boundary layer theory*. McGraw-Hill, Inc.

Schüttrumpf, H. 2001. Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - experimentelle und theoretische Untersuchungen. Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Universität Braunschweig. Ph.D. thesis, Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität, Braunschweig, Germany, S. 1-124.

Schüttrumpf, H. and Oumeraci, H. 2001. Prediction of wave overtopping flow parameters on the crest and landward slope of seadikes. *Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig*, Nr. 862, Braunschweig, Germany.

Schüttrumpf, H., Oumeraci, H., Thorenz, F. and Möller, J. 2001. Reconstruction and rehabilitation of a historical seawall at Norderney. In: ICE (ed.): *Breakwaters, coastal structures and coastlines - Proceedings of the International Conference*, Thomas Telford, London, U.K., pp. 257-268.

Schüttrumpf, H. and Van Gent, M.R.A. 2003. Wave overtopping at sea dikes. *Proceedings Coastal Structures 2003*, Portland, Oregon, USA.

Shih, R.W. and Anastasiou, K. 1992. A laboratory study on the wave-induced vertical loading on platform decks. In *Proc. Of Instn. Civ. Engrs., Marit.&Energy*, Number 96, pp 19-33. Paper 9778. Thomas Telford, London.

Shimosako, K. and Takahashi, S. 1999. Application of reliability design method for coastal structures – expected sliding distance method of composite breakwaters, *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '99* (Ed. by I. J. Losada), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 363-371

Shuto, N. 1974. Nonlinear long waves in a channel of variable section, *Coastal Engineering in Japan*, JSCE, Vol. 17, pp. 1-12.

- Sigurdarson, S. and Viggoson, G. 1994. Berm Breakwaters in Iceland. Practical Experiences. Proceedings of the conference Hydro-Port'94. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan.
- Sigurdarson, S., Juhl, J., Sloth, P., Smarason, O.B. and Viggoson, G. 1998. Advances in Berm Breakwaters. "Coastlines, Structures and Breakwaters Conference", London.
- Sigurdarson, S., Viggoson, G., Tørum, A. and Smarason, O. 2001. Stable berm breakwaters. International Workshop on Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century, PHRI, Japan, March 2001.
- Singh, V.P. 1996. Dam breach modeling technology. Louisiana, USA: Kluwer Academic Publishers, Water Science and Technology Library, 242 pp.
- Skjelbreia, J.E. 1987. Observation of breaking waves on sloping bottom by use of laser doppler velocimetry, PhD thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Slijkhuis, K.A.H., Frijters, M.P.C., Cooke, R.M. and Vrouwenvelder, A.C.W.M. 1998. Probability of flooding: an uncertainty analysis. In: Lydersen, S. et al. (eds.): Safety and Reliability, Proceedings of the ESREL'98 Conference, A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 2, Trondheim, Norway, pp. 1419-1425.
- Slijkhuis, K.A.H., Van Gelder, P.H.A.J.M., Vrijling, J.K. and Vrouwenvelder, A.C.W.M. 1999. On the lack of information in hydraulic engineering models. In: Schueller, G.I. and Kafka, P.e. (eds.): Safety and Reliability, Proceedings of the ESREL'99 Conference, A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 1, München, Germany, pp. 713-718.
- Smarason, O., Sigurdarson, S. and Viggoson, G. 2000. Quarry yield prediction as a tool in breakwater design. Key note lectures NMG-2000 and 4thGIGS Helsinki, Finland, Finish Geotechnical Society.
- Sloth, P.J.M. and Juhl, J. 1995. Individual wave overtopping volumes for a rubble mound breakwater. Proceedings 5th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, COPEDEC, Rio de Janeiro, Brasil, pp. 1294-1306.
- Stansberg, C.T. 1996. Motions of large floating structures moored in irregular waves: Experimental study. Proceeding of the International Workshop on Very Large Floating Structures, 25-28 November 1996, Hayama, Japan.
- Stansberg, C.T., Krokstad, J.R. and Slaattelid, O.H. 1988. Model tests on non-linear slow-drift oscillations compared to numerical and analytical data. Proceedings of the BOSS'88 (Behaviour of Offshore Structures) conference, Trondheim, Norway, Vol. 2, pp 667-686, 1988.
- Stansberg, C.T., Tørum, A. and Næss, S. 1990. On a model study of a box type floating breakwater. Wave damping and mooring forces. Proceedings of the PIANC Conference, Osaka, Japan, 1990.
- Stansberg, C.T., Baarholm, R., Gudmestad, O.T., and Haver, S. 2004. Wave amplification and possible deck impact on gravity base structure in 10 000 year sea state. Proceedings OMAE 2000, 20 – 25 June 2004, Vancouver, BC, Canada.
- Sumer, B.M., Jensen, B.L., and Fredsøe, J. 1991. Effect of a plane boundary on oscillatory flow around a circular cylinder. J. Fluid Mech., 225:271:300.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. 1997. Hydrodynamics around cylindrical structures. Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 12. World Scientific. Singapore-New Jersey-London-HongKong.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. 2002. The mechanics of scour in the marine environment. Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 17. World Scientific, New Jersey/Singapore/London/Hong Kong.

Sørensen, J.D. and Burcharth, H.F., 2000. Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical wall breakwaters. *Computers and Geotechnics* 26, pp 225-245, Elsevier.

Takahashi, S. and Shimosako, K. 2001. Performance design for maritime structures and its application to vertical breakwaters – caisson sliding and deformation-based reliability design, *Proc. Advanced Design of Maritime Structures in the 21st Century* (Ed. by Y. Goda and S. Takahashi), Port and Harbour Res. Inst., Yokosuka, Japan, pp 63-73

Takahashi, S., Tanimoto, T. and Shimosako, K. 1994. A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters, *Proc. Int. Conf. Hydro-Technical Engrg. for Port and Harbor Construction (Hydro-Port '94)*, Port and Harbour Res. Inst., Yokosuka, Japan, pp. 489-504.

Takayama, T. and Ikeda, N. 1993. Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design, *Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol. 31, No. 5*, pp.3-32.

Tanimoto, K., Yagyu, T., and Goda, Y. 1982. Irregular wave tests for composite breakwater foundations, *Proc. 18th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Cape Town, South Africa*, pp. 2144-1263

Tanimoto, K., Takahashi, S., Kaneko, T. And Shiota, K. 1986. Impulsive breaking wave force on inclined pile exerted by breaking waves. *Proceedings International Conference on Coastal Engineering, Houston, Texas, USA.*

TAW 1995. Under pressure. Technical Advisory Committee on Water Retaining Structures, Delft, The Netherlands, 60 pp., 5 Appendices.

TAW 1998. Technisch rapport erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, The Netherlands, 38 pp.

TAW 2000. Van overschijdingskans naar overstromingskans. Adviesrapport met Achtergrondrapport, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Den Haag, The Netherlands, 25 pp.

Tillman, P, Cox., R., and Catehrs, B., 2002. Double Wall Wave Barriers for Small Craft and Marina Application, *proc. 30th Intl. Navigation Congress, PIANC*, pp 1593-1609.

Thomas, R.S.; Hall, B. 1992. *Seawall design*. Oxford, U.K. Butterworth-Heinemann, 359 pp.

Tirindelli, M., Cuomo, G., Allsop, W. And McConell, K. (2002). Exposed jetties: Inconsistencies and gaps in design methods for wave induced forces. *Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering, Cardif, Uk, June 2002. ASCE.*

Tirindelli, M., Cuomo, G., Allsop, W. and McConnell, K. 2003. Physical model studies on wave-induced loading on exposed jetties: Towards new prediction formulae. *Proceedings of the international conference "Coastal Structures'03", Portland, Oregon, USA, August 2003.*

Tørum, A. 1989. Wave forces on pile in the surface zone. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. Vol. 115, No.4, July 1989. ASCE.

Tørum, A. 1997. Berm breakwaters. EU MAST II Berm breakwater structures. SINTEF Report No. STF22 A97205, Trondheim, Norway.

Tørum, A. 1998. On the stability of berm breakwaters in shallow and deep water. *Proceedings 26th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, June 1998. ASCE.*

Tørum, A., Krogh, S.R. Bjørdal, S., Fjeld, S., Archetti, R. and Jacobsen, A. 1999. Design criteria and design procedures for berm breakwaters. *Proceedings of the international conference "Coastal Structures'99", Santander, Spain. Editor I.Losada. A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield/2000.*

Tørum, A. and Krogh, S.R. 2000. Berm breakwaters. Stone quality. SINTEF Report STF22 A00207 to the Norwegian Coast Directorate , July 2000.

Tørum, A., Krogh, S.R. and Fjeld, S. 2002. Berm breakwaters: Stone quality. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 128, No. 4, July 1, 2002. ASCE.

Tørum, A., Kuhnen, F. and Menze, A. 2003a. On berm breakwaters. Stability, scour and overtopping. Coastal Engineering, Elsevier. Vol 49/3, pp 209 – 238.

Tørum, A., Bjørndal, S., Mathiesen, M., Arntsen, Ø. A. and Jacobsen, A. 2003b. Berm breakwaters. Comparison between model scale and prototype stability behaviour. Proceedings of the conference Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions (POAC), NTNU, Trondheim, Norway, 16 – 19 June 2003.

US Army Corps of Engineers (USACE) 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-02-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes). Published on-line at <http://bigfoot.wes.army.mil/cem001.html>.

Van Agthoven, A.M., Den Heijer, F. and Kraak, A.W. 1997. The way to a flood risk based safety concept - four case studies. Proceedings of the 1st RIBAMOD workshop: River Basin Modelling, Management and Flood Mitigation, Concerted Action, Delft, The Netherlands, pp. 267-277.

Van Gent, M.R.A. 1995. Wave interaction with permeable coastal structures. PhD Thesis, Delft University of Technology, ISBN 90-407-1128-8, Delft University Press, The Netherlands.

Van Gent, M.R.A. 2000a. Wave run-up on dikes with berms. Report Delft Hydraulics, H3205, Delft, The Netherlands.

Van Gent, M.R.A. 2000b. Wave run-up on dikes with shallow foreshores. Appendix A. Delft Hydraulics Laboratory. H. Delft Cluster Report, H 3803, Delft, The Netherlands, 22 pp.

Van Loon, L. 2001. Proven strength for piping. Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, no. 15, Istanbul, Turkey, pp. 2283-2284.

Van der Meer, J.W., d'Angremond, K., and Gerding, E. 1995. Toe Structure Stability of Rubble Mound Breakwaters. Proc. of the Advances in Coastal Structures and Breakwaters Conference, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London, UK, pp 308-

Van der Meer, J. 1988a. Rock slopes and gravel beaches under wave attack. PhD Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands (also Delft Hydraulics Publication No. 396).

Van der Meer, J.W. 1988b. Stability of Cubes, Tetrapodes and Accropode. Proc. of the Breakwaters '88 Conference; design of Breakwaters, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, UK, pp 71-80.

Van der Meer, J. 1990. Verification of BREAKWAT for berm breakwaters and low crested structures. Delft Hydraulics Report H986. Prepared for CUR C67.

Van der Meer, J.W. 1998. Wave run-up and overtopping. In: *Pilarczyk, K.W. (ed.): Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, pp. 145-160.

Van der Meer, J. and Veldman, J.J. 1992. Singular points at berm breakwaters: scale effects, rear, round head and lonshore transport. Coastal Engineering, Vol. 17, Nos 3,4, 1992.

Van der Meer, J.W. and Janssen, W. 1995. Wave Run-Up and Wave Overtopping at Dikes. In *Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures*, Kobayashi and Demirebilek, eds., American Society of Civil Engineers, pp 1-27.

Van der Meer, J.W., d'Angremond, K. and Gjerding, E. 1995. Toe structure stability of rubble mound breakwaters. *Proceedings of the Advances in Coastal Breakwaters Conference*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London, UK, pp 308-321.

Van der Meer, J.W., Van Gent, M.R.A., Pozueta, B., Verhaeghe, H., Steendam, G.J. and Medina, J.R. 2002. Applications of a neural network to predict wave overtopping at coastal structures. *Proceedings ICE Coastlines, Structures and Breakwaters*, London, U.K.

Verhagen, H.J. 1998. Hydraulic boundary conditions. In: Pilarczyk, K.W. (ed.): *Dikes and revetments*, Rotterdam/Brookfield: A.A. Balkema, pp. 41-74.

Verheij, H.J., Kruse, G.A.M., Niemeijer, J.H., Sprangers, J.T.C.M., De Smidt, J.T. and Wondergem, P.J.M. 1998. *Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding*. TAW - Technisch Rapport, Delft, The Netherlands, 19 pp.

Verley, R.L.P., Lambrakos, K.F. and Reed, K. 1987. Prediction of hydrodynamic forces on seabed pipelines. *Preprints Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, USA, 1987.

Vincent, L.C., Demirebilek, Z. and Weggel, J.R. 2002. Estimation of nearshore waves. In: Vincent, L. and Demirebilek, Z. (editors), *Coastal Engineering Manual, Part II, Hydrodynamics, Chapter II-3*, Engineering Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington D.C.

Visser, P.J. 2000. A model for breach erosion in sand-dikes. *Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE*, no. 27, Volume IV, Sydney, Australia, pp. 3829-3842.

Voortman, H.G. 2002. Risk-based design of large-scale flood defence systems. Ph.D. thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 216 pp., 7 Annexes.

Vrijling, J.K. and Van Gelder, P.H.A.J.M. 1999. Uncertainty analysis of water level on Lake IJssel in the Netherlands: a decision making analysis. *Proceedings. 9th Annual Conference Risk Analysis: Facing the new Millenium*, Rotterdam, The Netherlands, 4 pp.

Vrijling, J.K. and Voortman, H.G. 2001. Probabilistic aspects. In: Oumeraci, H. et al. (eds.): *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Chapter 5, Rotterdam, The Netherlands: Balkema Publishers, pp. 261-320.

Waarts, P.H. 2000. Structural reliability using finite element analysis. Ph.D. thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 189 pp.

Wagner, H. 1932. Über Stoss Gleitvorgänge an der Oberfläche von Flüssigkeiten. *ZAMM*, Vol.12, 1932.

Sørensen, J.D. and Burcharth, H.F., 2000. Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical wall breakwaters. *Computers and Geotechnics* 26, pp 225-245, Elsevier.

Weißmann, R. 2002. Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Ph.D. thesis, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Universität Duisburg-Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Nr. 30, Essen, Germany, 147 S.

Wheeler, J.D. 1970. Method of calculating forces produced by irregular waves, *Journal of Petroleum Technology*, March 1970, pp. 359-367.

Wiegel, R. 1964. *Oceanographical Engineering*. Prentice-Hall, Englewood

Wienke, J. 2001. Druckschlagbelastung auf Schlanke zylindrische Bauwerke durch brechender Wellen. – theoretische und grossmasstäbliche Labountersuchungen- (Slamming forces from breaking waves on slender cylinders – theoretical and large scale laboratory investigations-). Dr.-Ing. Dissertation. Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig.

Wienke, J., Spaarboom, U. and Oumeraci, H. (2000): Breaking wave impact on a slender cylinder. Proceedings 27th International Conference on Coastal Engineering, Sidney, Australia.

Wienke, J. and Oumeraci, H. 2004. Breaking wave impact force on a vertical and inclined slender pile. Submitted to Coastal Engineering, Elsevier.

Wilson, B.W. 1965. Numerical prediction of ocean waves in the North Atlantic for December 1959, Deutsche Hydrographisch Zeit, Vol. 18, No. 3, pp. 114-130.

Whitehouse, R., 1998. Scour at marine structures. Thomas Telford.

Yamada, H. and Shiotani, T. 1968. On the highest water waves of permanent type, Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 18, Part 2, No. 135, pp. 1-22.

Yoshida, T. and Isozaki, S. 1986. The in-situ experiments of a floating breakwater. Proceedings 5th International Symposium on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Tokyo, Japan, 1986.

Zdravkovich, M.M. (2003): Flow around circular cylinders. Vol. I: Fundamentals. Vol. II Applications. Oxford Science Publications, 2003.