

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.954

March 2017

腹付工を有する防波堤の耐波設計法の提案

佐藤健彦・宮田正史・高橋英紀・竹信正寛・下迫健一郎・鈴木高二朗

A Proposal on Design Method for wave force of Breakwater
with Reinforcing Embankment

Takehiko SATO, Masafumi MIYATA, Hidenori TAKAHASHI, Masahiro TAKENOBU,
Kenichiro SHIMOSAKO, Kojiro SUZUKI

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

腹付工を有する防波堤の耐波設計法の提案

佐藤健彦*・宮田正史**・高橋英紀***・竹信正寛****・下迫健一郎*****・鈴木高二朗*****

要 旨

既設防波堤の補強や、防波堤に粘り強さを付加する目的で、堤体の港内側に石材を設置する腹付工が用いられている。腹付工に関する現在の設計法（以下、現行法）は、40年程前に暫定的に採用された方法であり、腹付工の耐力を過小評価するという課題や、腹付工の最小規定により非効率な腹付工の形状を要求してしまう懸念等がある。本研究ではこれらの課題に対し、既往の研究における新たな知見を活用し、波浪に対する腹付工に関する新たな設計法（以下、提案法）を構築した。

提案法の主な特徴は、①腹付工の滑動抵抗力の算定に簡易ビショップ法を用いる、②転倒、支持力照査における腹付工の位置付けを明確にした、③腹付工の最小規定を見直した点にある。提案法は現行法に比べて、腹付工の滑動抵抗力を大きく算定するため、提案法を用いることで腹付工の耐力評価が改善され、より合理的な腹付工の設計が可能となる。また、現在取扱いが不明瞭な転倒照査および支持力照査に対して、統一的な設計が可能となる。さらに、腹付工の最小規定を見直すことにより、腹付工形状の選択の幅が広がり、自由度の高い腹付工の設計が可能となる。

キーワード：腹付工，設計法，防波堤，波浪

* 港湾研究部 港湾施設研究室 交流研究員（五洋建設株式会社）
** 港湾研究部 港湾施設研究室 室長
*** 港湾空港技術研究所 地盤改良研究グループ グループ長
**** 港湾研究部 港湾施設研究室 主任研究官
***** 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 特別研究主幹
***** 港湾空港技術研究所 耐波研究グループ グループ長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所
電話：046-844-5019 Fax：046-842-9265 e-mail：ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp

A Proposal on Design Method for Wave Force of Breakwater with Reinforcing Embankment

Takehiko SATO*
Masafumi MIYATA**
Hidenori TAKAHASHI***
Masahiro TAKENOBU****
Kenichiro SHIMOSAKO*****
Kojiro SUZUKI*****

Synopsis

Reinforcing embankment using stone is used inside the port for reinforcement of existing breakwater or addition of toughness to breakwaters. The current design method for reinforcing embankment, hereinafter called the current method, is a method provisionally adopted about 40 years ago.

It has problems such as underestimating the yield strength, and the concerns that it may require an inefficient shapes of reinforcing embankment due to the minimum provision related to reinforcing embankment. In this study, in order to solve these problems, we have constructed a new design method for wave force of breakwater with reinforcing embankment, hereinafter called the proposal method, using new knowledge from past studies.

The main features of the proposal design method are as follows:

- 1) Using a simplified Bishop's method to calculate the sliding resistance
- 2) Defining design method on reinforcing embankment for verification of overturning failure and failure of bearing capacity
- 3) Improving the minimum provision for reinforcing embankment

Improvements from using the proposal method are as follows:

- 1) Rational design by improving the evaluation of sliding resistance of reinforcing embankment
- 2) Standardization of design method for verification of overturning failure and failure of bearing capacity
- 3) Expansion of selection range of reinforced embankment shape

Key Words : reinforcing embankment, design method, breakwater, wave

* Exchanging Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM
(PENTA-OCEAN CONSTRUCTION Co., Ltd.)

** Head, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM

*** Head, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division, PARI

**** Senior Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM

***** Director, Coastal and Ocean Engineering Division, PARI

***** Head, Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Division, PARI

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism

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

Phone : +81-46-844-5019 Fax : +81-46-842-9265 e-mail: ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 腹付工を有する防波堤の設計法の現状	2
2.1 本章の概要	2
2.2 腹付工に関する設計法の現状	2
2.3 腹付工に関する設計法の成り立ち	3
2.4 腹付工に関する設計法の課題	4
3. 腹付工を有する防波堤に関する知見	5
3.1 本章の概要	5
3.2 腹付工に関する既往の研究	5
3.3 腹付工に関する知見	7
4. 腹付工を有する防波堤の設計法の提案	8
4.1 本章の概要	8
4.2 設計法の提案	8
4.3 提案手法による照査式	10
5. 腹付工を有する防波堤に提案する設計法の検証	14
5.1 本章の概要	14
5.2 提案する設計法の妥当性	14
5.3 提案する設計法を用いることによる影響	16
5.4 提案する設計法の課題	20
6. 腹付工を有する防波堤の安全性水準	22
6.1 本章の概要	22
6.2 安全性水準の現状	22
6.3 提案法に求める安全性水準	23
7. まとめ	24
8. おわりに	24
謝辞	24
参考文献	24
付録 A 腹付工に関する設計法の変遷	26
付録 B 支持力照査における荷重分担比	31
付録 C 腹付工の形状に関する検討	35

1. はじめに

港湾は重要な物流・産業の基盤であり、その背後地には多くの人口と資産が集積している。そのため、安全な船の係留や荷役作業のために港内を静穏な状態に保ち、高い波から背後地を守る防波堤は、港湾施設として重要な役割を担っている。しかし、高波浪の影響による防波堤の被害に関する報告は後を絶たない。また、観測データの蓄積や波浪推算精度の向上、波浪に関する新たな知見等によって、防波堤に作用する設計波の見直しの必要性も高まっている。さらに、設計波を超える波浪や津波に対する防波堤のあり方についても検討がなされ、防波堤に対して粘り強さが求められる場合もある。設計作用を見直した場合、既存防波堤には補強が必要となる場合があるが、補強方法の一つとして、堤体の港内側に石材を盛って補強した腹付工（図-1.1）が用いられている。この腹付工は設計作用を超える作用に対しても、防波堤が直ちに倒壊しない粘り強さを付加する方法としてその有効性が注目されている。

平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾には、補強体を有する防波堤の検討方法（以下、H19設計法という。）について考え方が記載されている。対象としているのは、補強体が石材の場合と方塊の場合であり、それぞれに対して、その滑動抵抗力を算定する式が示されている。しかし、補強体が石材の場合の算定式については、実際の破壊メカニズムに基づいて作られた式ではなく、40年ほど前に赤塚ら²⁾によって採用された暫定的な設計法であり、この設計法による計算結果は、当時から安全側過ぎることが認識されている。

腹付工は、古くから既設防波堤の補強等に用いられ、腹付工に関する設計法についての研究も行われている。例えば、菊池ら³⁾は、模型実験や数値解析を実施し、滑動破壊が卓越する場合と支持力破壊が卓越する場合で、異なる2種類のすべり面が発生するという考え方を示した。その後の高橋ら⁴⁾の研究では、遠心模型実験を実施し、ケ

ーソン後趾端部とケーソン下部を始点とする2種類のすべり面の観測に成功している。この実験結果と数値解析を併用することで、基礎マウンドと腹付工が複合した地盤の抵抗メカニズムを明らかにし、2種類のすべり面に対する安定性評価手法を示している。

本研究では、高橋ら⁴⁾により提案されている、基礎マウンドと腹付工が複合した地盤の安定性評価手法を取り入れた、腹付工を有するケーソン式防波堤の新たな設計法を提案する。本研究で対象とする腹付工は、図-1.1の(b)に示す、堤体の港内側に腹付材を盛った形状で、腹付材として石材を用いた場合である。また、設計作用としては、波浪を対象とする。

第2章では、腹付工に関する現在用いられている設計法（以下、現行法という。）について、H19設計法に関する記載内容と現行法が抱える問題点について整理する。第3章では、腹付工に関する既往の研究を整理し、腹付工に関する知見を整理する。第4章では、第3章で示された知見を基に、腹付工に関する設計法（以下、提案法という。）を提案し、具体的な計算方法を示す。第5章では、提案法の妥当性を確認し、腹付工に関する設計法を、現行法から提案法へ変更した場合に計算結果に与える影響を確認する。第6章では、防波堤に求められていた過去の安全性水準を整理し、腹付工を有する防波堤に求める安全性水準を提案する。第7章には、提案法についての本研究の成果をまとめる。

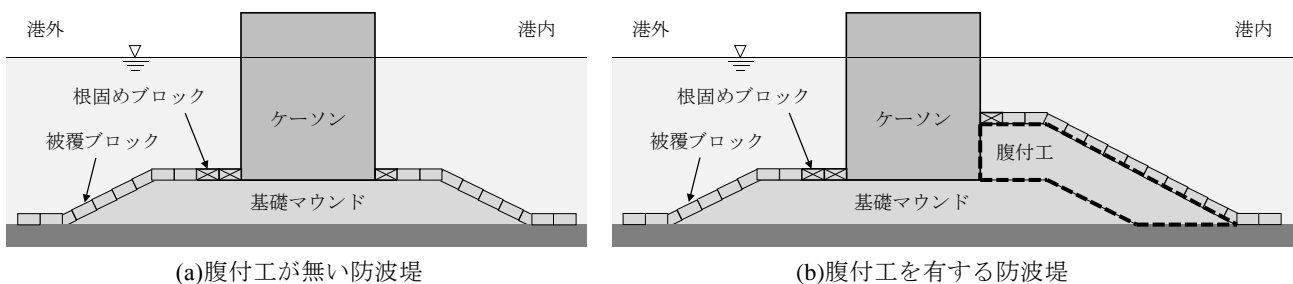


図-1.1 腹付工の概要

2. 腹付工を有する防波堤の設計法の現状

2.1 本章の概要

本章では、腹付工を有する防波堤の設計における、現行法について整理する。2.2 では、腹付工に関する H19 設計法に関する記載内容を整理し、腹付工に関する設計の問題点を整理する。H19 設計法に関する記載内容は過去の設計基準類を踏襲した内容となっているため、2.3 では過去の文献等を調査し、現行法の考え方の根拠等を整理する。以上をとりまとめ、2.4 で現行法の見直すべき項目について整理する。

2.2 腹付工に関する設計法の現状

(1)H19 設計法に関する記載内容

腹付工を有する防波堤の安定照査方法について、H19 設計法に関する記載内容を以下に示す。

①堤体の最小規定

「堤体背後の補強体を無視した直立部の波力に対する滑動及び転倒の安定性照査において、部分係数を 1.0 とした場合の耐力の設計用値が作用効果の設計用値を上回らなければならない。」ことが示されている。この理由は、堤体が小さい場合は、「直立部のロッキングの激化、端趾圧の増大及び引き波時における直立部の沖側への滑動や転倒などが生じるおそれがある。」ためと示されている。

②腹付工の最小規定

「補強体の高さ a は直立部の高さの 1/3 以上、上幅 b は高さ a と同程度以上であることが望ましい。」ことが示されている。

③腹付工の滑動抵抗力

「直立部の港内側を割石あるいは方塊で補強した場合において、補強体の高さ a は直立部の高さの 1/3 以上、上幅 b は高さ a 以上であるとき、滑動に関する性能照査は、式(2.1)によって行うことができる。」ことが示されている。

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) + R_d \geq \gamma_a P_{H_d} \quad (2.1)$$

ここに、 f : 壁体底面と基礎との摩擦係数

W : 堤体の重量

P_B : 浮力

P_U : 揚圧力

P_H : 水平波力

γ_a : 構造解析係数

R : 補強した割石の滑動抵抗力

※添え字 d は設計用値を示す。

滑動抵抗力 R の設計用値 R_d は式(2.2)で、特性値 R_k は式(2.3)で算定できることが示されている。

$$R_d = \gamma_r R_k \quad (2.2)$$

$$R_k = W_S \tan(\theta + \phi) \quad (2.3)$$

ここに、 W_S : 最上層の被覆層を除いた、

すべり面より上の割石の水中重量

θ : すべり面傾斜角

ϕ : $\phi = \tan^{-1} f_1$

(f_1 は割石と割石の摩擦係数 $f_1 = 0.8$)

※添え字 k は特性値を示す。

※記号については図-2.1 参照

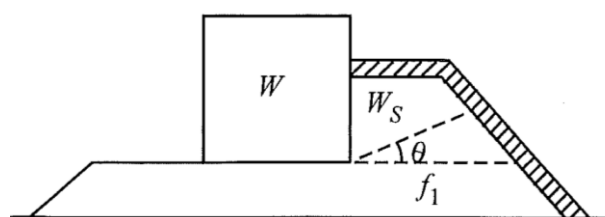


図-2.1 滑動抵抗面¹⁾

直立部の港内側を補強する場合の部分係数として、表-2.1 が示され、この部分係数は、過去の設計法における設定を考慮して定めたものであることが示されている。

表-2.1 標準的な部分係数¹⁾

		γ	α	μ/X_k	V	
滑動	γ_f 摩擦係数	1.00	-	-	-	
	$\gamma_{P_w}, \gamma_{P_v}$	水深変化 緩	1.00	-	-	-
		水深変化 急	1.00	-	-	-
	γ_{wI}	$r_{wI} = 1.5$	1.00	-	-	-
		$r_{wI} = 2.0, 2.5$	1.00	-	-	-
		H.H.W.L.	1.00	-	-	-
	$\gamma_{W_{RC}}$	RCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{W_{NC}}$	NCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{W_{SAND}}$	中詰め砂の単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_r	補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗力	1.00	-	-	-
γ_a	構造解析係数	1.20	-	-	-	

※1: α : 感度係数、 μ/X_k : 平均値の偏り (平均値/特性値)、 V : 変動係数である。

※2: RC : 鉄筋コンクリート、NC : 無筋コンクリート

※3: 水深変化緩/急 : 海底勾配 1/30 未満/以上

※4: r_{wI} は既往最高潮位 (H.H.W.L.) と潮望平均満潮位 (H.W.L.) の比である。

※5: 波力の算定には、合田式を用いる。

④支持力について

H19 設計法に関する記載に、直立部の港内側を補強する場合の基礎地盤の支持力並びに地盤のすべりについては、適切に検討することが望ましいと示されている。

(2)実務における設計の実態

以上の4項目についてが、H19 設計法に関する記載であるが、安定性（滑動、転倒、支持力）の照査を実施するにあたって、①転倒照査における腹付工の取り扱い、②支持力照査における腹付工の取り扱いが不明瞭である。

この不明瞭な点について実務においては、対象施設や対象構造毎で検討方法を工夫しながら対応している。上記項目を含めて、腹付工を有する防波堤の設計法が確立されていないのが現状である。

2.3 腹付工に関する設計法の成り立ち

H19 設計法以前において、腹付工を有する防波堤の検討方法については、様々な研究が行われてきた。H19 設計法の考え方は、平成11年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁹⁾の考え方（以下、H11 設計法という。）を踏襲しながら、信頼性設計の体系へと移行させたものである。また、H11 設計法の考え方は、伊藤ら⁶⁾や赤塚ら²⁾の考え方を踏まえていると考えられる。

ここでは、H19 設計法に関して記載されている、先に示した4項目に対するH11 設計法の記載内容とその根拠について整理する。過去の基準類における腹付工に関する設計法の変遷については、付録Aに詳細を示す。

(1)堤体の最小規定

H11 設計法に関する記載には、「堤体背後の補強体を無視した直立部の波力に対する滑り出し及び転倒の安全率は、1.0程度を保持しなければならない。」ことが示されている。この理由として、「安全率が小さいと、直立部のロッキングの激化、端趾圧の増大及び引き波時における直立部の沖側への滑り出しや転倒などが生じるおそれがある。」ことが示されている。

伊藤ら⁶⁾は、腹付工を考慮する際の配慮として、波の谷における負圧に対する配慮を挙げている。具体的には、「背後捨石に滑動抵抗の大部分を負わせてしまうと、ケーソン自体が軽くなり過ぎるために、引き波時に前方へ滑動する。負圧のほか、捨石層の主働土圧的な圧力もおそらくこれを促進するであろう。」ことが記載されている。

H11 設計法ではこの考え方を踏襲し、腹付工に滑動抵抗の大部分を負わせてしまわないよう、堤体の最小規定

として、堤体のみの滑動安全率と転倒安全率を1.0以上と規定したものと推測される。

(2)腹付工の最小規定

H11 設計法に関する記載のなかで、「補強体の高さ h は直立部の高さの1/3以上、上幅 b は高さ h と同程度以上であることが望ましい。」ことが示されている。

「港湾工事設計示方要覧」⁷⁾には、「直立部の滑出安定は、一般に前後の捨石は無視して計算を行う。ただし、直立部前後に直立部の高さの約1/3以上に達する捨石若しくは根固方塊がある場合に限りこれを堤体の一部と考え滑出安定計算を行う。」ことが記載されている。1/3以上とした根拠は不明であるが、腹付工の高さに関する考え方は、後に伊藤ら⁶⁾や赤塚ら²⁾にも踏襲されており、H11 設計法にも同様に踏襲されたものと推測される。一方、腹付工の上幅については、赤塚ら²⁾によって暫定的な設計法が示された際に、合わせて示された条件であり、その根拠も不明であるが、この考え方がH11 設計法にも踏襲された。

(3)腹付工の滑動抵抗力

H11 設計法に関する記載のなかで、「直立部の港内側を割石で補強した場合の滑動抵抗力は式(2.4)を満足しなければならない。」ことが示されている。

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geq 1.2 \tag{2.4}$$

ここに、 P ：直立部に作用する水平波力
 W_1 ：直立部の静水中の水中重量－揚圧力
 μ_1 ：直立部と割石基礎の摩擦係数
 R ：補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗

また、「割石の滑動抵抗力は式(2.5)で求めることができる。」ことが示されている（図-2.2参照）。

$$R = W_s \tan(\theta + \phi) \tag{2.5}$$

ここに、 W_s ：最上層の被覆層を除いた、滑り面より上の割石の水中重量
 θ ：滑り面傾斜角
 ϕ ： $\phi = \tan^{-1} \mu_2$
 (μ_2 は割石と割石の摩擦係数、 $\mu_2 = 0.8$)

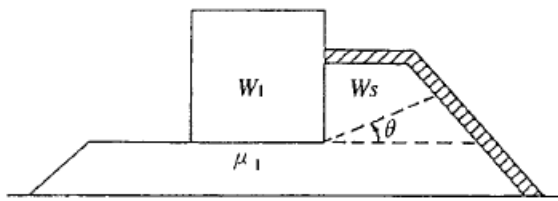


図-2.2 滑動抵抗面⁵⁾

式(2.5)は、赤塚ら²⁾によって示された式であるが、これは、伊藤ら⁶⁾の、「抵抗土圧的な考え方にならって、あらゆるすべり面を仮定し最も安全側になるように背後捨石を評価すべきである。」という考え方を踏まえて、暫定的に採用された方法である。また、この設計法は、模型実験の結果と比較すると、かなり安全側にあり、腹付工の滑動抵抗力を過小評価していることも示されている²⁾。

(4) 支持力について

H11 設計法に関する記載では、支持力照査における腹付工の扱いについては記載がない。

2.4 腹付工に関する設計法の課題

H19 設計法における記載内容と、過去の基準類や文献を調査した結果から、現行法に対して考えられる課題を以下にまとめる。

課題①：堤体の最小規定とその適用範囲

堤体の最小規定については、波浪に関する変動状態における規定と考えられるが、偶発状態に対しても適用すべきか明確にする必要がある。

課題②：腹付工の最小規定の見直し

腹付工の高さの最小規定（堤体高さの 1/3 以上）は、既存の防波堤において多数の適用実績があるが、1/3 以上とした根拠がないため確認が必要である。一方、腹付工の上幅については、腹付工の幅を腹付工の高さと同等以上と解釈すると、腹付工の高さが高い場合は、腹付工の幅も合わせて広がってしまい、必要以上の腹付工を要求する可能性がある。したがって、腹付工の最小規定については、確認と検証の結果に応じて見直す必要がある。

課題③：腹付工の滑動抵抗力の評価方法の見直し

腹付工の滑動抵抗力については、現行法の滑動抵抗力の算定式が腹付工を過小評価する、すなわち、必要以上に大きい腹付工を要求してしまうことがわかっている。そのため、腹付工の滑動抵抗力の評価方法を見直す必要がある。

課題④：転倒照査および支持力照査方法の明確化

堤体の転倒および支持力の照査については、腹付工に関する記載そのものが無いため、評価方法自体が不明瞭である。転倒照査および支持力照査における、腹付工の評価方法を明確にする必要がある。

現行法における課題を踏まえて、本研究では、主に以下の項目について検討を行い、必要に応じて見直しを行う。

- ① 堤体の最小規定
- ② 腹付工の最小規定（腹付工の上幅のみ）
- ③ 腹付工を有する防波堤の滑動照査方法
- ④ 腹付工を有する防波堤の転倒照査方法
- ⑤ 腹付工を有する防波堤の支持力照査方法
- ⑥ 腹付工を有する防波堤の安全性水準の見直し

3. 腹付工を有する防波堤に関する知見

3.1 本章の概要

本章では、腹付工を有する防波堤の設計に関して、提案法の根拠となる考え方を示し、具体的な計算方法を示す。3.2では腹付工に関する既往の研究について整理し、3.3では高橋ら⁴⁾による腹付工の照査方法に関する新しい知見を説明する。

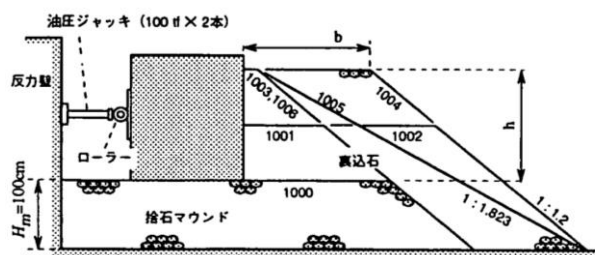


図-3.1 実験装置の一例³⁾

3.2 腹付工に関する既往の研究

現在用いられている腹付工を有する防波堤の設計法は、第2章で示したとおり、1950年に発刊された「港湾工事設計示方要覧」⁷⁾や、1966年に報告されている伊藤ら⁶⁾の考え方を踏まえて、1975年に赤塚ら²⁾によって報告されている設計法である。

腹付工に関連する研究事例は多くはないが、赤塚ら²⁾の報告以降も、防波堤を補強する方法として研究がなされている。東日本大震災（2011年）以降は、防波堤に津波作用に対する粘り強さを付加する構造として腹付工が注目され、作用として津波を対象とした腹付工に関する研究は増えてきている。ここでは、腹付工一般に関する研究事例をいくつか紹介する。

(1) 菊池ら³⁾の研究

腹付工を有する防波堤の設計法に関する研究としては、菊池ら³⁾による研究がある。菊池ら³⁾は、大型模型実験（図-3.1）を実施し、腹付工を有する防波堤では、堤体後趾端部を始点とするすべり面が発現することを示した。また、円弧すべり面法による新しい安定計算方法（図-3.2）が提案され、支持力不足が原因の破壊の場合は、最小安全率を与える円弧の始点は、堤体底面のどこかにあり、滑動抵抗力不足が原因の破壊の場合は、最小安全率を与える円弧の始点は、堤体後趾端部になるという考え方を示した。すなわち、滑動が卓越する場合と支持力が卓越する場合とで、2種類のすべり面が発現するという考え方を示した。

その後、菊池ら⁸⁾によって、円弧すべり計算で作用させる荷重の考え方の見直しが行われ、この方法（図-3.3）については、新舎ら⁹⁾が遠心模型実験を実施しその妥当性を確認している。

この一連の研究では、実験において、堤体後趾を始点とするすべり面は発現しているが、堤体底面を始点とするすべり面が発現していないため、2種類の円弧すべり面を仮定する方法の妥当性までは検証されていない。

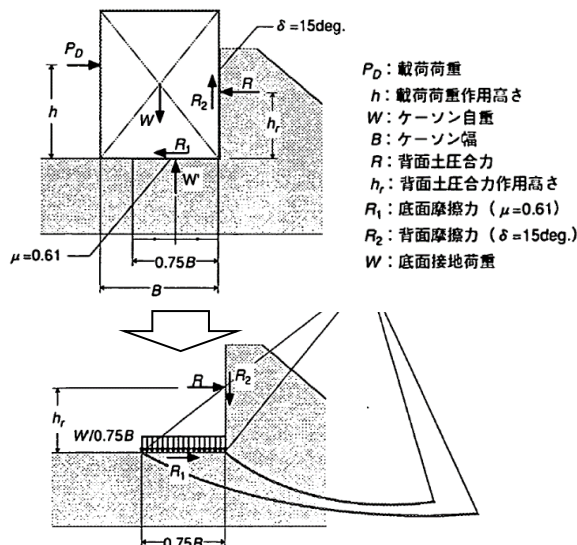


図-3.2 菊池らの方法の荷重条件³⁾

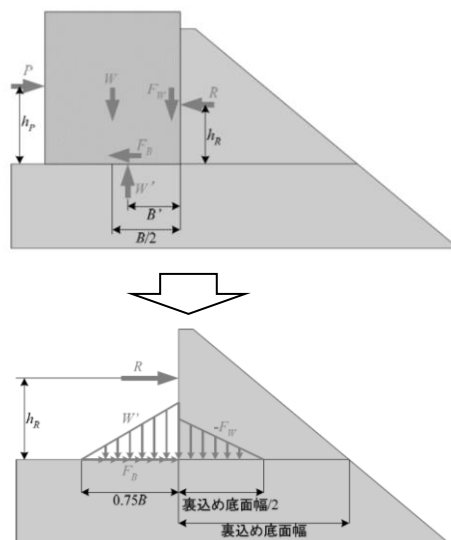


図-3.3 菊池らの方法の荷重条件の見直し^{8),9)}

(2) 高橋ら⁴⁾の研究

菊池ら³⁾の2種類のすべり面を仮定する考え方を踏まえ、高橋ら⁴⁾は腹付工を有する防波堤に対して、遠心力場で載荷実験（図-3.4）を実施した。実験では、腹付工の形状や卓越させる破壊モードを変化させて、腹付工の効果を

調べている。粒径が実物の比に相当する石材を用いた実験では、腹付工の効果がより明確となった。しかし、石材を用いた実験ではすべり面が明確でなかったため、細砂を用いた実験も実施し、2種類のすべりを伴う破壊モードの観察に成功した。実験結果から腹付工を設置した場合の抵抗メカニズムや耐力増加特性を調べ、簡易ビショップ法による円弧すべり計算(図-3.5)は、2種類の円弧すべり面に対して、実験結果を精度よく再現できることを確認し、安定性評価手法として利用できることを示している。

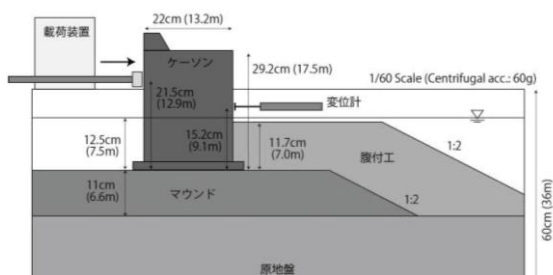


図-3.4 高橋らの代表的な模型断面図⁴⁾

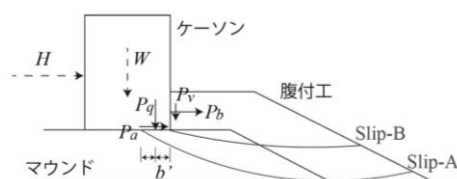


図-3.5 円弧すべり面と荷重⁴⁾

(3) 廣木ら¹⁰⁾の研究

菊池ら⁸⁾や高橋ら⁴⁾の実験は、腹付工を有する防波堤模型に、油圧ジャッキなどによる静的荷重を載荷したものである。廣木ら¹⁰⁾は水理模型実験により波力が作用した場合の腹付工の抵抗特性について検証を行っている(図-3.6)。フルード相似則で1/30縮尺の模型に対し、規則波と不規則波を作用させた実験である。

実験の結果から、腹付工は堤体の安定性を確保する上で有効な手段であることを示した。また、堤体の安定性には補強体の高さや幅が重要なパラメータとなり、補強体の高さは堤体の高さの1/3以上、補強体の幅は堤体の高さの1/3以上で、堤体変位が安定して低減することが示されている。さらに、実験から得られた安全率は、現行法で算定される堤体の滑動に対する安全率より大きいことや、腹付工によって堤体底面反力が低減されることを確認した。

(4) 実構造に対する研究

実際に施工された腹付工を有する防波堤に対する研究として、鍛冶¹¹⁾らによる研究がある。北九州市の北方約

8kmの沖合に浮かぶ白島(男島)の南東海域に位置する「白島石油備蓄基地」は、非常に厳しい気象・海象条件にあるため、ケーソン式防波堤によって波浪に対する貯蔵船の安全を確保している(図-3.7)。ケーソンの一部は、背面に裏込捨石による補強工が行われており、腹付工を有する防波堤断面となっている(図-3.8)。

鍛冶¹¹⁾らは、腹付工がケーソン本体の滑動の抑制に寄与しているかどうかを確認する目的で、現場計測を行っている。現場計測は、ケーソン背面にパネル式土圧計を設置し、裏込捨石の施工開始から設計断面が完成するまでの1年間と、完成後から1年間の約2年間に亘って実施した。その結果、腹付工には受働抵抗も期待できるが、静止土圧のみでも滑動に対して十分な抵抗性が確保できていることが示された。

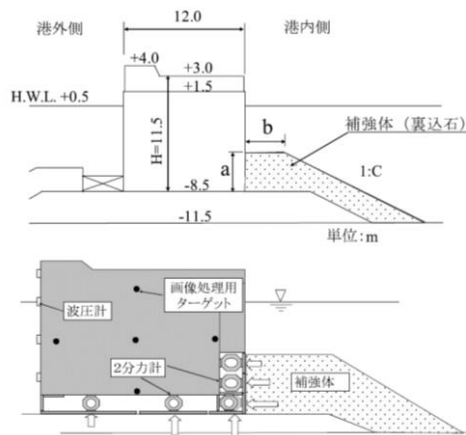


図-3.6 堤体および補強体諸元(現地スケール)¹⁰⁾

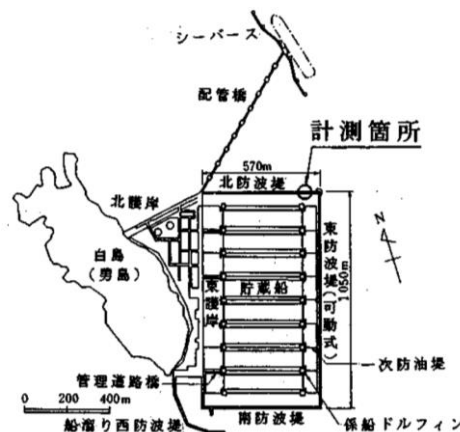


図-3.7 白島石油備蓄基地平面図¹¹⁾

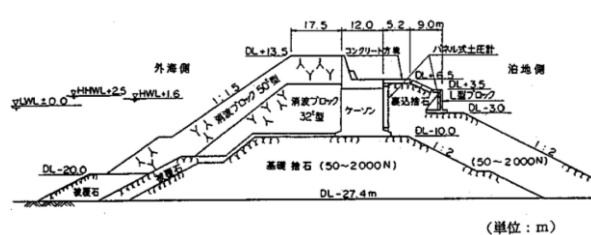


図-3.8 北防波堤断面図¹¹⁾

3.3 腹付工に関する知見

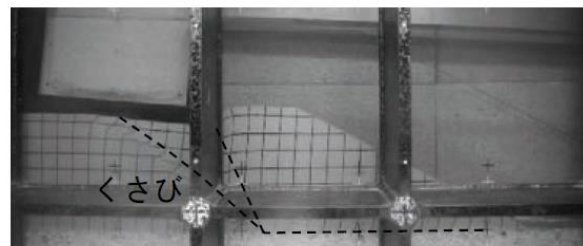
高橋ら⁴⁾は、石材などをケーソン直背後に設置したケーソン式防波堤模型に対して、遠心力場で水平荷重を行い、腹付工の抵抗メカニズムと耐力増加特性を調べている。研究の結果、石材による腹付けを行うことで、基礎マウンドと腹付工の地盤抵抗力は増加するが、ピーク強度に達するまでに大きな変形を伴う石材特有の荷重～変位関係が現れることが示されている。また、簡易ビショップ法を用いた円弧すべり計算は、実験結果を精度よく再現できることが確認され、安定性評価手法として利用できることが示されている。

模型実験において、実物比に相当する石材では、明確なすべり面が発達せず、荷重～変位関係においても極限状態に至らなかった。そこで、ひずみが局所化しやすく、すべり面が発達し、荷重～変位関係においても極限状態に至らせることができる、細砂を用いた実験も実施されている。細砂を用いた実験における、水平荷重後の地盤の変形状況を図-3.9に示す。

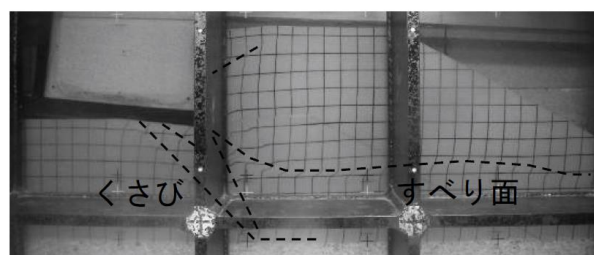
腹付工が無い場合には、ケーソン下部にすべり面で主働くさびが形成され、その主働くさびに対してその脇のマウンドが受働状態で抵抗力を発揮し、変位している。H19 設計法では、円弧すべり計算でこの破壊挙動をモデル化して安定性を評価することになっている。

一方、腹付工が有る場合には、腹付工が無い場合と同様にすべり面で主働くさびが形成されるが、それ以外に、ケーソン後趾端部から伸びるすべり面が観察される。そのため、マウンドと腹付工が複合する地盤の耐力評価には、主働くさびを形成するすべり面およびケーソン後趾端部から伸びるすべり面を考慮する必要があるが示されている。

次に、遠心模型実験を円弧すべり計算で再現し、その妥当性を検証している。ケーソン下部からの主働くさびを形成するすべり面を SlipA、ケーソン後趾端部から伸びるすべり面を SlipB とし、簡易ビショップ法を用いて検証を行っている(図-3.10)。その結果、遠心模型実験を行った条件で計算した結果、すべり面の位置についての再現は難しいが、極限荷重については精度よく再現可能であることが示されている(図-3.11)。



(a) 飯豊硅砂, 腹付工無し

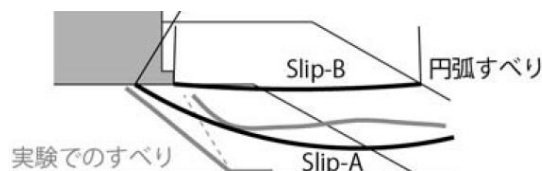


(b) 飯豊硅砂, 腹付工有り

図-3.9 水平荷重後の地盤の変形状況(腹付工無し)⁴⁾



(a) 腹付工が無い場合



(b) 腹付工が有る場合

図-3.10 計算と実験で得られたすべり面⁴⁾

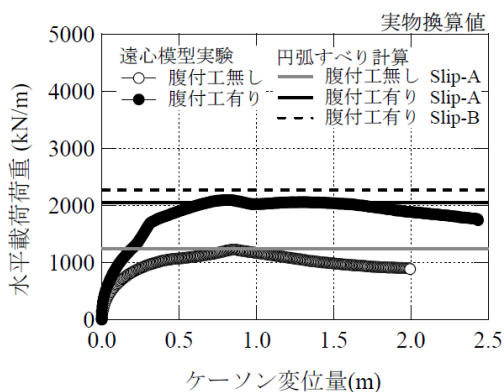


図-3.11 計算と実験で得られた極限荷重⁴⁾

4. 腹付工を有する防波堤の設計法の提案

4.1 本章の概要

腹付工の検討方法に、高橋ら⁴⁾の方法を採用した場合の安定性（滑動，転倒，支持力）の照査方法を示す。知見が十分でないものや，様々な解釈ができるものについては，得られた見解を基に明確に示す。4.2 で提案法の概要を説明し，現行法との違いを示す。4.3 で照査式を示し具体的な設計法を説明する。照査結果の判定に必要な安全性水準については，別途第6章において示す。

4.2 設計法の提案

(1) 提案法の適用条件

提案する設計法の適用条件として，腹付工の最小の大きさを規定する。H19設計法では，腹付工の大きさに関して，「補強体の高さ a は直立部の高さの1/3以上，上幅 b は高さと同程度以上であることが望ましい」とある。1950年発刊の「港湾工事設計示方要覧」⁷⁾では，「直立部の高さの1/3以上の捨石がある場合は，これを堤体の一部と考えることができる」ことが示されているが，腹付工の幅と具体的な設計法に関する記載はない。その後，赤塚ら²⁾によって，当時暫定的に採用されていた腹付工の設計法が示される。この設計法を適用する条件として，腹付工の上幅は腹付工の高さと同程度以上ある場合であることとされているが，その根拠は不明である。一方，高橋ら⁴⁾によると，模型実験の結果では，腹付工の高さより上幅が小さい場合でも，腹付工を設置した効果が見られる。

また，廣木ら¹⁰⁾は腹付工の大きさと変位の関係について整理し，腹付工の高さは $a=H/3$ 以上，腹付工の幅は $b=H/3$ 以上で安定することを確認した（図-4.1）。

以上の文献を参考として，本研究では，腹付工の高さ a と上幅 b は，それぞれ直立部の高さ H の1/3以上であることを前提とする。これは，腹付工の上幅は腹付工の高さ以上と解釈することによって，過度に大きな腹付工を要求してしまうことを避けるためでもある。ここで，直立部の高さは，波圧が作用する高さと考え，原則パラペット等を含んだ最も高い箇所での高さとする（図-4.2）。

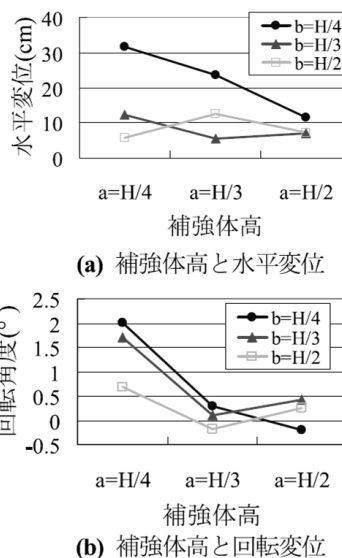


図-4.1 補強体の水平変位と回転変位特性¹⁰⁾

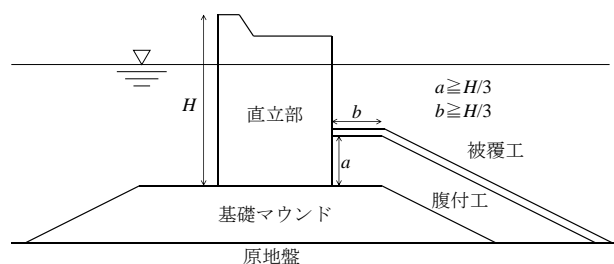


図-4.2 腹付工の規模

(2) 提案法の概要

腹付工を有する防波堤の設計法として，現行法と提案法について比較する。現行法と提案法で異なる点は，以下に示す①から④の4点である。現行法と提案法の変更点を含めた，滑動照査，転倒照査，支持力照査の比較を図-4.3から図-4.5に示す。

① 腹付工の滑動抵抗力の算定方法の変更

滑動抵抗力の計算において，現行法では直線すべりを仮定しているが，提案法では円弧すべりを仮定した簡易ビシヨップ法を用いる。

(現行法) 直線すべりを仮定した算定式

(提案法) 円弧すべりを仮定した簡易ビシヨップ法

② 堤体と腹付工の間の壁面摩擦の考慮

現行法で考慮していない堤体の壁面摩擦を，提案法では考慮する。これにより，作用全部が堤体のみから基礎マウンドへ伝達していたものが，作用の一部が腹付工を介して基礎マウンドに伝達するようになる。

(現行法) 壁面摩擦： $\delta = 0^\circ$

(提案法) 壁面摩擦： $\delta = 15^\circ$

③腹付工のせん断強度の変更

現行法では、割石と割石の摩擦抵抗 $f=0.8$ を用いて、腹付工のせん断強度 $\phi = \tan^{-1}f$ を設定しているが、提案法では計算方法に簡易ビショップ法を用いるため、腹付工に対して基礎マウンドと同じせん断強度を設定する。

(現行法) $\phi = \tan^{-1}0.8$

(提案法) $c = 20.0 \text{ kN/m}^2, \phi = 35^\circ$

④荷重分担比の導入

現行法では、堤体が作用を受けた時、堤体から全ての水平荷重と鉛直荷重が直接基礎マウンドに作用するが、提案法では、堤体からの水平荷重と鉛直荷重を腹付工も分担する。

(現行法) 腹付工による荷重分担を考慮しない

(提案法) 荷重分担比の考え方を取り入れ、腹付工による荷重分担を考慮する。

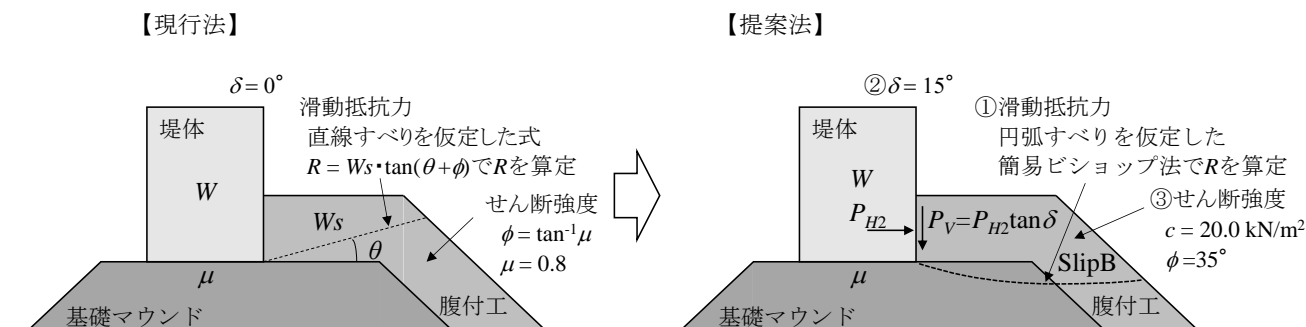


図-4.3 滑動照査方法の概要

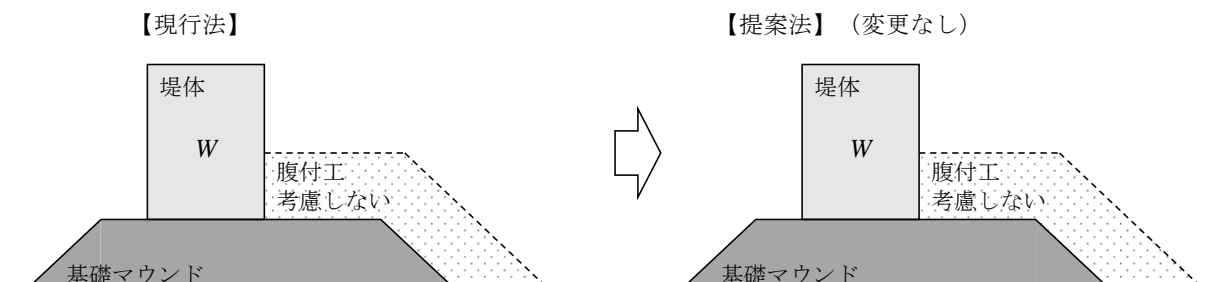


図-4.4 転倒照査方法の概要

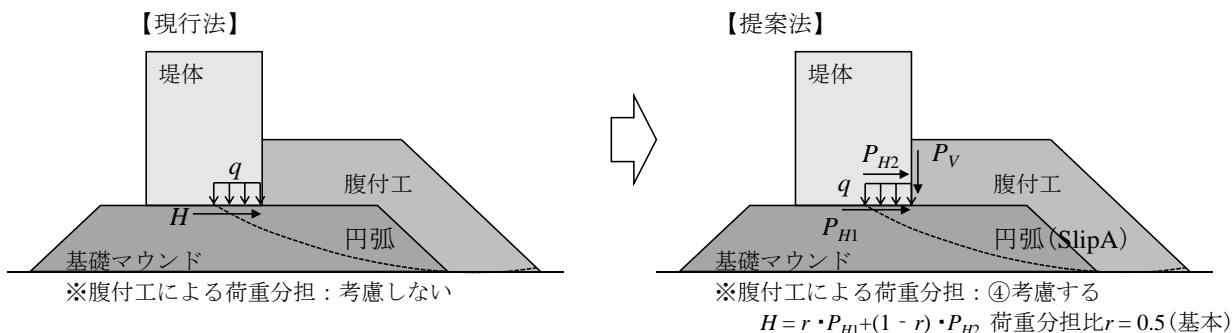


図-4.5 支持力照査方法の概要

4.3 提案手法による照査式

腹付工を有する防波堤の、滑動、転倒、支持力の照査式を以下に示す。ここで、式中に用いられる記号は全て特性値である。

(1) 滑動照査

滑動照査には、腹付工の滑動抵抗力を考慮する。滑動照査では、安全性裕度を考慮しない場合、式(4.1)を満たすことを確認する。また、滑動照査に用いる荷重の合計値および抵抗の合計値は、式(4.2)および式(4.3)で求める。

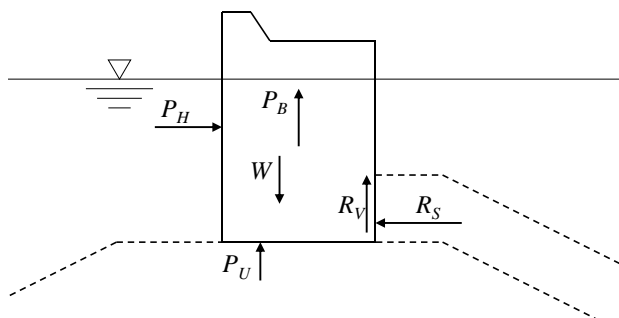


図-4.6 滑動照査に用いる作用

$$R \geq S \quad (4.1)$$

$$S = P_H \quad (4.2)$$

$$R = f(W - P_B - P_U - R_V) + R_S \quad (4.3)$$

ここに、

S : 滑動照査における荷重の合計値

R : 滑動照査における抵抗の合計値

f : 壁体底面と基礎マウンドとの摩擦係数

W : 堤体の気中重量

P_B : 堤体に作用する浮力

P_U : 堤体底面に作用する揚圧力

(静水圧を含まない)

P_H : 水平波力

R_S : 腹付工の滑動抵抗力

R_V : 壁面摩擦力

腹付工の滑動抵抗力は、式(4.4)を用いて求めることができる。式(4.4)は、安全性裕度を考慮しない場合の簡易ビショップ法の式である。式(4.4)により腹付工が破壊しない極限荷重 P_{H2max} を求め、この荷重に対する反力を補強体の滑動抵抗力 R_S とする。

$$\sum \left\{ \frac{cs + (w' + q)\tan\phi}{\cos\theta(1 + \tan\theta \tan\phi)} \right\} = \sum \{(w' + q)\sin\theta\} + \frac{a c_2 P_{H2max}}{R_R} \quad (4.4)$$

ここに、

c : 粘性土地盤においては非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては0、基礎マウンド又は腹付工(石材)の場合においては排水条件における見かけの粘着力

ϕ : 粘性土地盤の場合においては0、砂質土地盤・基礎マウンド・腹付工(石材)の場合においては排水条件におけるせん断抵抗角

s : 分割細片の幅

w' : 分割細片の有効重量

(水面上で気中重量、水面下で水中重量)

q : 分割細片に作用する鉛直荷重(P_V を含む)

θ : 分割細片底面が水平面となす角度

P_{H2max} : 腹付工で受け持つことができる最大の水平荷重

$a c_2$: P_{H2max} の作用位置の円弧すべりのすべり円中心から腕の長さ

R_R : 円弧すべりのすべり円の半径

腹付工に作用する荷重を図-4.7に示す。腹付工に作用する水平荷重は、腹付工の高さの1/3の高さに集中荷重として作用させる。また、腹付工に水平荷重が作用するとき、腹付工には壁面摩擦による下向きの鉛直荷重 P_V が作用する。鉛直荷重 P_V は壁面摩擦角を考慮して、式(4.5)で求める。

$$P_V = \tan\delta \times P_{H2max} \quad (4.5)$$

ここに、

δ : 壁面摩擦角 (=15°)

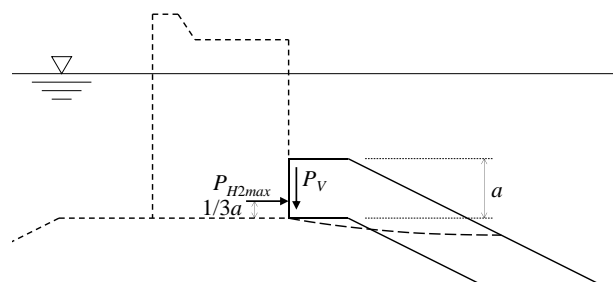


図-4.7 腹付工の滑動抵抗力の算定

集中荷重の作用高さを腹付工の高さの1/3の高さとしたのは、腹付工からの反力分布を三角形分布と考えたためである。廣木ら¹⁰⁾の実験においても、腹付工の反力のピーク値の分布は下段ほど大きい三角形分布となることが確認されている(図-4.8)。

また、壁面摩擦角 δ の 15° は、H19設計法で壁面摩擦として一般的に用いられている値を引用したものである。廣木ら¹⁰⁾は、図-4.9に示す実験において、堤体に作用する補強体反力の作用角度のピークは、 $\delta=30\sim 40^\circ$ の範囲であることを示しているが、壁面摩擦角を $\delta=15^\circ$ とすることは設計上安全側である。

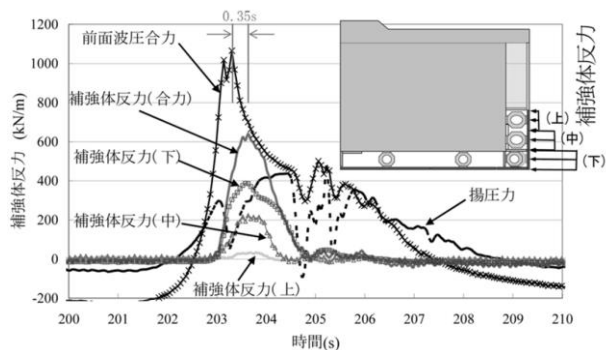


図-4.8 波圧・補強体反力の時系列¹⁰⁾

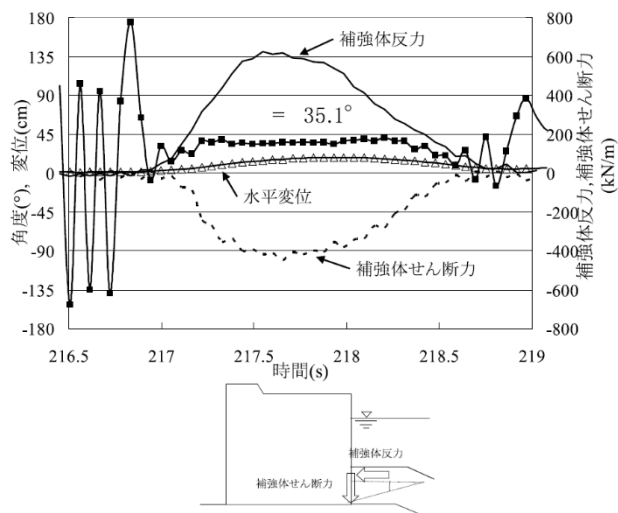


図-4.9 補強体反力の作用角度¹⁰⁾

(2) 転倒照査

廣木ら¹⁰⁾は、腹付工を有する防波堤は、腹付工が無い防波堤に比べて、堤体の水平変位や回転変位が小さくなることを確認している。また、腹付工の形状によってその効果が異なることを示している。

一方で高橋ら⁴⁾によると、腹付工が最大の耐力を発揮するためにはある程度の地盤の変形が必要であり、大きなせん断強度を用いた完全塑性モデルで耐力評価を行う際には注意が必要としている。

滑動と違い転倒では、堤体が僅かでも傾斜すると、堤体底面への作用の増加や、堤体重心位置が後方へ移動することによる抵抗モーメントの低下等によってその安定性は減少し、傾斜の増加と共に安定性が低下することが考えられる。また、転倒と腹付工の関係については、現

時点において十分な知見が集まっていないことも考慮し、設計上で安全側となるように、転倒照査においては、腹付工の効果を考慮しないこととした。

以上の考え方により、転倒照査では、安全性裕度を考慮しない場合、式(4.6)を満たすことを確認する。また、転倒照査に用いる荷重の合計値 S および抵抗の合計値 R は、式(4.7)および式(4.8)で求めることができる(図-4.10参照)。

$$R \geq S \tag{4.6}$$

$$S = a_4 P_H \tag{4.7}$$

$$R = a_1 W - a_2 P_B - a_3 P_U \tag{4.8}$$

ここに、

S : 転倒照査における荷重の合計値

R : 転倒照査における抵抗の合計値

W : 堤体の気中重量

P_B : 堤体の浮力

P_U : 堤体底面に作用する揚圧力

(静水圧を含まない)

P_H : 水平波力

$a_1 \sim a_4$: 各作用のアーム長

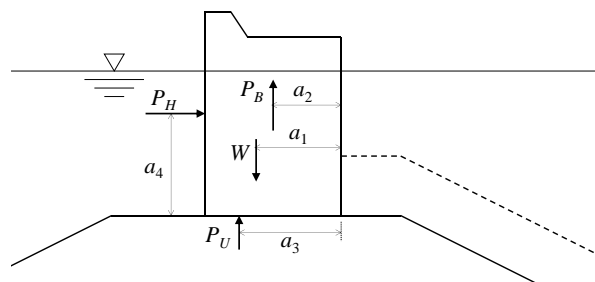


図-4.10 転倒照査に用いる作用

(3) 支持力照査

支持力照査には、腹付工を設置した効果を考慮することができる。支持力照査では、安全性裕度を考慮しない場合、式(4.9)を満たすことを確認する。また、支持力照査に用いる荷重の合計値 S および抵抗の合計値 R は、式(4.10)および式(4.11)で求めることができる(図-4.11参照)。

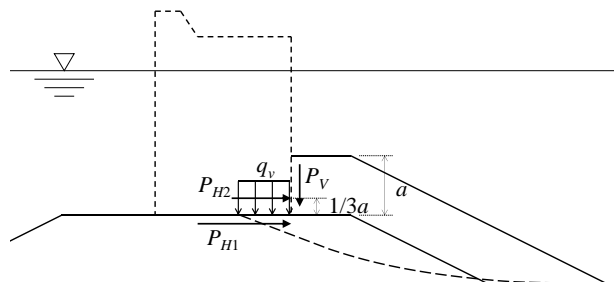


図-4.11 支持力照査に用いる荷重

$$R \geq S \quad (4.9)$$

$$R = \sum \left\{ \frac{cs + (w' + q)\tan\phi}{\cos\theta(1 + \tan\theta \tan\phi / (R/S))} \right\} \quad (4.10)$$

$$S = \sum \left\{ (w' + q)\sin\theta \right\} + \frac{a_{C1}P_{H1} + a_{C2}P_{H2}}{R_R} \quad (4.11)$$

ここに、

S : 支持力照査における荷重の合計値

R : 支持力照査における抵抗の合計値

c : 粘性土地盤においては非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては0、基礎マウンド又は腹付工(石材)の場合においては排水条件における見かけの粘着力

ϕ : 粘性土地盤の場合においては0、砂質土地盤・基礎マウンド・腹付工(石材)の場合においては排水条件におけるせん断抵抗角

s : 分割細片の幅

w' : 分割細片の有効重量

(水面上で気中重量、水面下で水中重量)

q : 分割細片に作用する鉛直荷重

(q_v, P_V を含む)

θ : 分割細片底面が水平面となす角度

P_{H1} : 基礎マウンドに作用する水平荷重

P_{H2} : 腹付工に作用する水平荷重

(作用高さは補強体の高さ a の1/3の高さ)

a_{C1} : P_{H1} の作用位置の円弧すべりのすべり円中心から腕の長さ

a_{C2} : P_{H2} の作用位置の円弧すべりのすべり円中心から腕の長さ

R_R : 円弧すべりのすべり円の半径

ここで、腹付工を有する防波堤における、支持力照査に用いる各パラメータの求め方を以下に示す。

①荷重分担比

基礎マウンドに作用する水平荷重 P_{H1} と腹付工に作用する水平荷重 P_{H2} を式(4.12)と式(4.13)のように定義する。

$$P_{H1} = r \cdot P_H \quad (4.12)$$

$$P_{H2} = (1-r) \cdot P_H \quad (4.13)$$

ここに、

r : 荷重分担比

荷重分担比は、堤体に作用する全水平荷重のうち堤体底面の摩擦抵抗が分担する荷重の比として定義される。

この荷重分担比の値は、腹付工を有する防波堤の置かれる諸条件によって値が異なり、一つの値を設定することが困難なパラメータである。しかし、FEM解析の結果⁴⁾によると、水平荷重に対し基礎マウンドが摩擦抵抗によ

り分担できる水平荷重は、全体の40~65%程度(荷重分担比0.40~0.65程度)であることがわかっている。また、荷重分担比は、腹付工を有する防波堤の条件によらず、支持力照査結果への感度が小さいこともわかっているため、照査にあたっては、 $r=0.5$ としてよいものとする。ただし、計算した腹付工が分担する水平荷重が腹付工の最大滑動抵抗力より大きくなる場合や、計算した基礎マウンドが分担する水平荷重が堤体と基礎マウンドの摩擦抵抗力より大きくなる場合は、両者が満たされる範囲で荷重分担比を調整する。荷重分担比の設定方法と、照査結果に与える影響の詳細については、付録Bに示す。

②腹付工に作用する鉛直荷重

腹付工に作用する鉛直荷重 P_V は式(4.14)で与える。

$$P_V = \tan\delta \times P_{H2} \quad (4.14)$$

ここに、

δ : 壁面摩擦角 (=15°)

③基礎マウンドに作用する等分布荷重

基礎マウンドに作用する等分布荷重 q_v は、堤体に作用する底面反力から、荷重の偏心量に応じて、式(4.15)から式(4.20)で与えられ、この方法は提案法でも踏襲する(図-4.12、図-4.13参照)。

(a) $e \leq B/6$ の場合

$$p_1 = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad (4.15)$$

$$p_2 = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad (4.16)$$

$$q_v = \frac{(p_1 + p_2)}{4b'} B \quad (4.17)$$

(b) $e > B/6$ の場合

$$p_1 = \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{B}{2} - e\right)} \quad (4.18)$$

$$b = 3 \left(\frac{B}{2} - e\right) \quad (4.19)$$

$$q_v = \frac{p_1 b}{4b'} \quad (4.20)$$

ここに、

p_1 : 堤体の後趾における反力

p_2 : 堤体の前趾における反力

V : 堤体法線方向単位長さ当たりの鉛直合力

H : 堤体法線方向単位長さ当たりの水平合力

e : 全合力の偏心量

B : 堤体底部の幅

b : $e > B/6$ の場合の底面反力の作用幅

q : 分割片上部からの鉛直作用

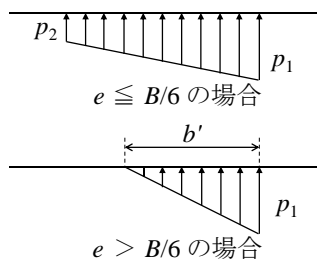
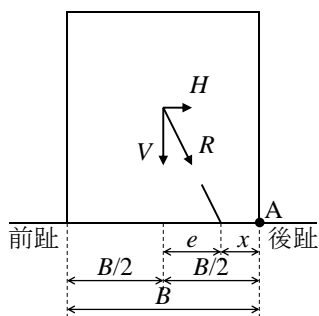


図-4.12 底面反力

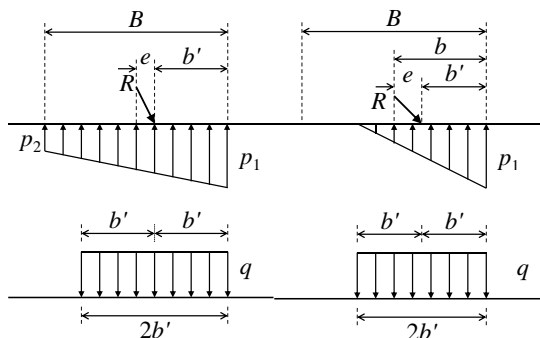


図-4.13 等分布荷重 q_v への換算

なお、全合力の偏心量 e は式 (4.21)、式 (4.22) により求める。

$$e = \frac{B}{2} - x \quad (4.21)$$

$$x = \frac{M_w - M_h}{V} \quad (4.22)$$

ここに、

M_w : 鉛直合力による A 点まわりのモーメント

M_h : 水平合力による A 点まわりのモーメント

ここで、鉛直合力による A 点まわりのモーメント M_w と水平合力による A 点まわりのモーメント M_h 、および、ケーソン法線方向単位長さ当たりの鉛直合力 V は、提案法では腹付工による効果を考慮するため、式 (4.23)、式 (4.24)、式 (4.25) のように考える (図-4.14 参照)。

$$M_h = P_H \times a_4 - R_{H2} \times a_5 \quad (4.23)$$

$$M_w = W \times a_1 - P_B \times a_2 - P_U \times a_3 \quad (4.24)$$

$$V = W - P_B - P_U - R_{V2} \quad (4.25)$$

ここに、

W : 堤体の気中重量

P_B : 堤体に作用する浮力

P_U : 堤体底面に作用する揚圧力

P_H : 水平波力

R_{H2} : 腹付工の滑動抵抗力

R_{V2} : 壁面摩擦による鉛直荷重

$a_1 \sim a_5$: 各作用のアーム長

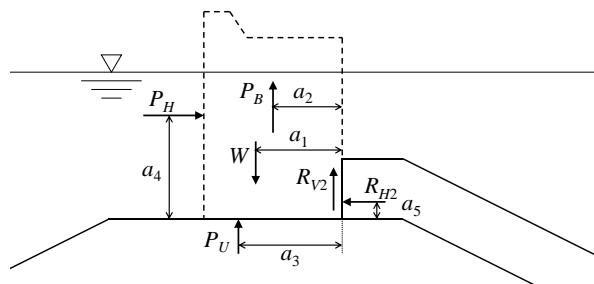


図-4.14 等分布荷重 q_v を算定するための荷重

(4) 配筋照査

ケーソン底版の配筋照査において、底面反力分布を求めるために、上記③と同じ手法で腹付工からの反力 (R_{H2} 及び R_{V2}) を考慮して底面反力を計算することもできるが、以下に示す理由により、腹付工からの反力は現時点では考慮しないこととする。

腹付工が荷重を分担した場合、堤体底面に作用する荷重が低減されることがわかっている。しかし、腹付工が大きな荷重を分担するためには、ある程度腹付工が変形する、すなわち堤体がある程度回転する必要があるが、堤体が安定性を保つために許容できる回転角度についての知見はない。また、回転角度が小さい場合でも、腹付工があることで、堤体底面に作用する底面反力が低減されることがわかっているが、どの程度低減可能かについての知見はない。底面反力を低減し過ぎると底版の配筋量が減り過ぎる懸念もあるため、ここでは安全側の設計として、腹付工の効果を考慮しないこととする。すなわち、偏心量を計算するために必要な、水平合力による A 点まわりのモーメント M_h 、および、ケーソン法線方向単位長さ当たりの鉛直合力 V に対して、腹付工の効果を見ないため式 (4.23) から式 (4.25) は、式 (4.26) から式 (4.28) のようになる。

$$M_h = P_H \times a_4 \quad (4.26)$$

$$M_w = W \times a_1 - P_B \times a_2 - P_U \times a_3 \quad (4.27)$$

$$V = W - P_B - P_U \quad (4.28)$$

5. 腹付工を有する防波堤に提案する設計法の検証

5.1 本章の概要

本章では、第4章で新しく提案した腹付工を有する防波堤の設計法についての検証を行う。5.2では、主に遠心模型実験を対象とした過去の研究成果を用いて、提案法の妥当性を検証する。5.3では従来法から提案法へ変更した場合の、計算結果に与える影響確認とその考察を行う。5.4では、提案法に関する残された課題を整理する。

5.2 提案する設計法の妥当性

本節では、提案法による腹付耐力の計算結果の妥当性について検証する。検証には、既往の研究成果である、高橋ら⁴⁾によって実施された遠心模型実験の結果と、新舎ら⁹⁾によって実施された遠心模型実験の結果を用いる。

(1) 高橋らの実験

高橋ら⁴⁾によって行われた遠心模型実験の断面を図-5.1に示す。この断面を実物換算し、提案法により腹付工を含む基礎地盤の最大抵抗力とそのすべり面位置を算定した結果を図-5.2である。

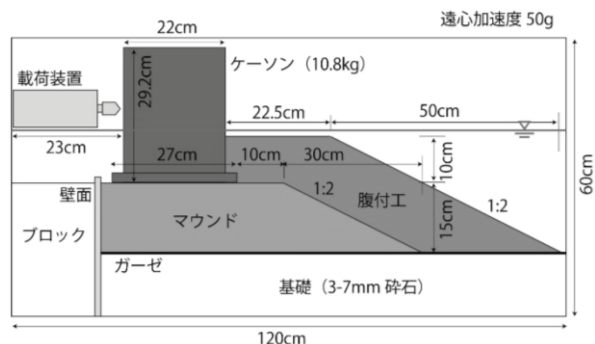


図-5.1 模型実験断面⁴⁾

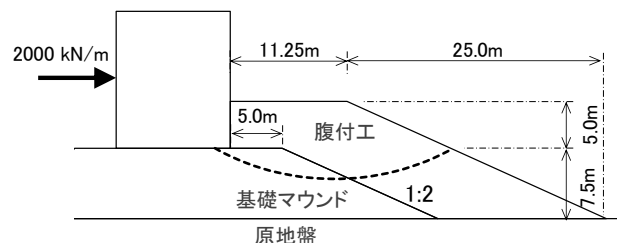
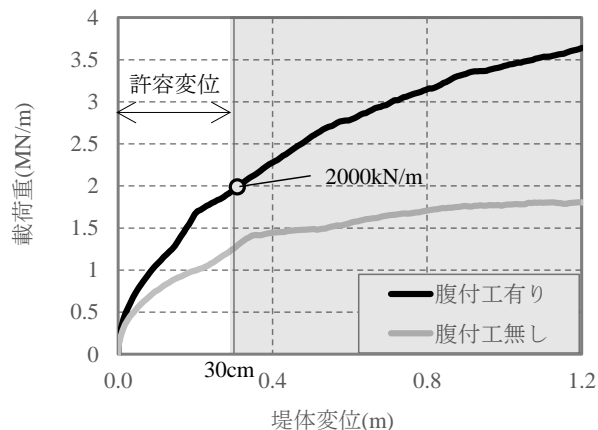


図-5.2 模型実験の再現計算

高橋ら⁴⁾の実験から得られた、ケーソン変位量と水平載荷荷重の関係を図-5.3に示し、図中に提案法による計

算結果も合わせて示す。腹付工が有る場合の水平載荷荷重は、ケーソンの変位と共に大きくなり、実験上では極大を示すことはなかった。しかし、傾向から判断して、腹付工が無い場合に比べて、極大値で2倍以上の抵抗力を発揮できるものと考えられる。提案法で計算された抵抗力は、実験から得られた抵抗力に比べて非常に小さく、これは模型実験において変位が実物換算で30cm程度生じたときの水平載荷荷重であった。



※高橋ら⁴⁾の資料を一部加筆

図-5.3 模型実験と計算結果の比較⁴⁾

(2) 新舎ら⁹⁾の実験

新舎ら⁹⁾によって行われた遠心模型実験の断面を図-5.4に示す。検討ケース一覧を表-5.1に示す。ここでは、ケース1、ケース2、ケース2W、ケース3を検証の対象とする。

この断面を実物換算し、提案法により腹付工を含む基礎地盤の最大抵抗力とその時のすべり面位置を算定した結果を図-5.5から図-5.8である。

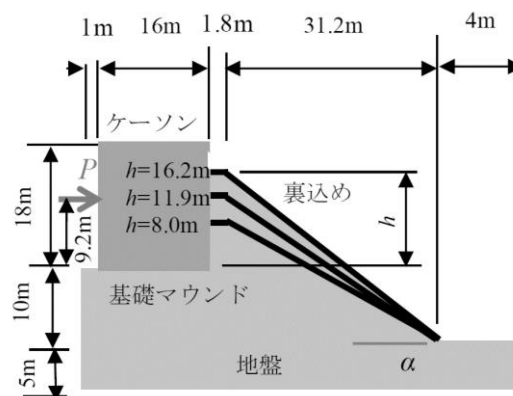


図-5.4 模型実験断面⁹⁾

表-5.1 検討ケース⁹⁾

実験ケース	マウンド厚さ(m)	裏込め天端幅b(m)	裏込め高さh(m)	法勾配α(°)	備考
ケース0	10 (11.1cm)	0	0	-	裏込めなし 載荷高さ h_p は9.2m(10.2cm)
ケース1	10 (11.1cm)	1.8 (2cm)	16.2 (18.0cm)	40	$h_p=9.2m(10.2cm)$
ケース2	10 (11.1cm)	1.8 (2cm)	11.9 (13.2cm)	35	$h_p=9.2m(10.2cm)$
ケース2S	10 (11.1cm)	1.8 (2cm)	11.9 (13.2cm)	35	感圧シート $h_p=9.2m(10.2cm)$
ケース2W	10 (11.1cm)	1.8 (2cm)	11.9 (13.2cm)	35	水位あり(ケーソン下面から5.4mの高さ) $h_p=9.2m(10.2cm)$
ケース3	10 (11.1cm)	1.8 (2cm)	8 (8.9cm)	30	$h_p=9.2m(10.2cm)$
ケース3E	10 (11.1cm)	1.8 (2cm)	8 (8.9cm)	30	作用高大 $h_p=9.7m(10.8cm)$

※新舎ら⁹⁾の資料を一部加筆

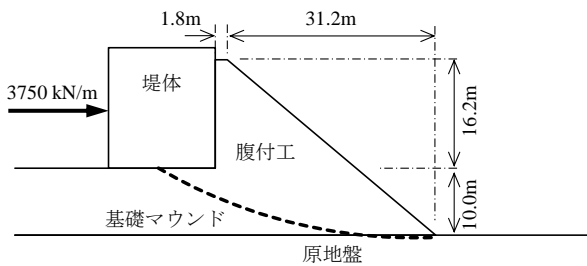


図-5.5 円弧すべり発生位置 (ケース 1)

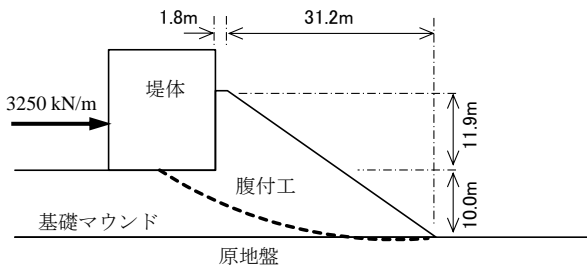


図-5.6 円弧すべり発生位置 (ケース 2)

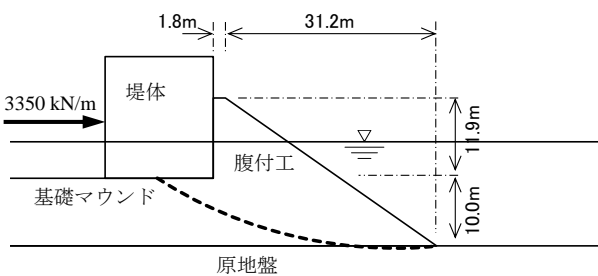


図-5.7 円弧すべり発生位置 (ケース 2W)

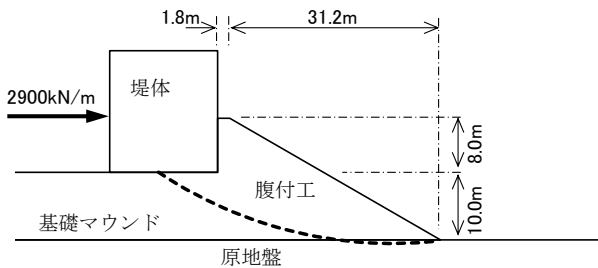
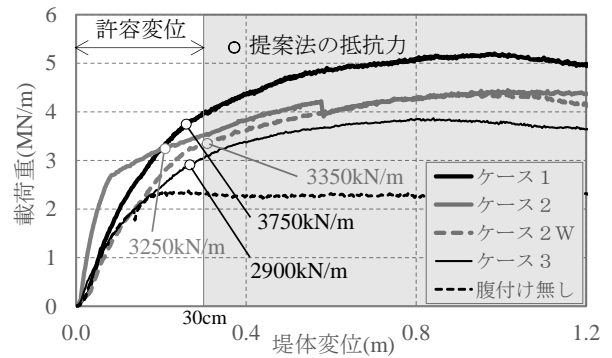


図-5.8 円弧すべり発生位置 (ケース 3)

新舎ら⁹⁾の実験から得られた、ケーソン変位と載荷重の関係を図-5.9に示し、図中に提案法による計算結果も合わせて示す。腹付工が有る場合の水平載荷荷重は、ケーソンの変位と共に大きくなり、腹付工が最も大きいケース1においては、腹付工が無い場合に比べて、極大値で2倍以上の抵抗力を発揮している。提案法で計算された抵抗力は、模型実験から得られた抵抗力の極大値に比べて非常に小さく、これは、これは模型実験で変位が実物換算で30cm程度生じたときの水平載荷荷重であった。その他のケースにおいても、提案法で計算された抵抗力は、模型実験における変位が大きくても30cm程度(実物換算)のときの水平載荷荷重であった。



※新舎ら⁹⁾の資料を一部加筆

図-5.9 模型実験と計算結果の比較⁹⁾

(3) まとめ

2つの遠心模型実験の結果を用いた検証から、提案法を用いて算定される腹付工を含む基礎地盤の抵抗力は、堤体の水平変位が30cm程度以下(実物換算)の場合であることが確認された。変動波浪と同じ変動状態であるレベル1地震動の照査用震度の算定において、防波堤の標準的な変形量の許容値を30cmとしているため、この30cmという変形量は、変動波浪に対する変動状態を検討する場合においても許容される変形量と考えられる。したがって、変動状態において、提案法を用いて腹付工の抵抗力を算定することは妥当であることが確認できた。

また、両実験結果より、堤体の変位をある程度許容できるならば、腹付工は更に大きな抵抗力を発揮できることがわかる。このため、想定以上の作用に対しても直ちに崩壊することはないという意味で、粘り強さを有していることも確認できた。

以上より、提案法で計算された抵抗力は、模型実験結果と比較した結果、妥当な計算結果を与えるものであることが確認できた。

5.3 提案する設計法を用いることによる影響

腹付工を有する防波堤の安定計算方法を、現行法から提案法へ変更した場合について、仮想断面に対して試算を実施し考察する。ここでは、実施された試算結果の要点のみを示し、全ての試算結果については付録 C に詳細に示す。

(1) 現行法と提案法の比較

① 検討条件

現行法と提案法で計算結果の違いを比較検討するため、検討断面を設定する。腹付工の大きさによる計算結果の違いを確認するために、腹付工の高さと幅を各々堤体高さの1/3とした基本断面(図-5.10)に対し、表-5.2に示すように、基本断面から腹付幅のみを2倍、3倍、4倍と変更した場合と、腹付高のみを0.75倍、1.5倍、2倍と変更した場合について、計7断面の検討を行う。

表-5.2 検討断面一覧

幅を変化			高さを変化		
case	腹付幅	腹付高	case	腹付幅	腹付高
			case0-1	5.00	3.75
case1-1	5.00	5.00	case1-1	5.00	5.00
case1-2	10.00	5.00	case2-1	5.00	7.50
case1-3	15.00	5.00	case3-1	5.00	10.00
case1-4	20.00	5.00			

② 滑動抵抗力の算定結果

現行法と提案法で腹付工の滑動抵抗力を算定した結果を表-5.3に示す。また、現行法と提案法の比較について、腹付工の幅を変化した場合と、腹付工の高さを変化した場合の比較を図-5.11に示す。

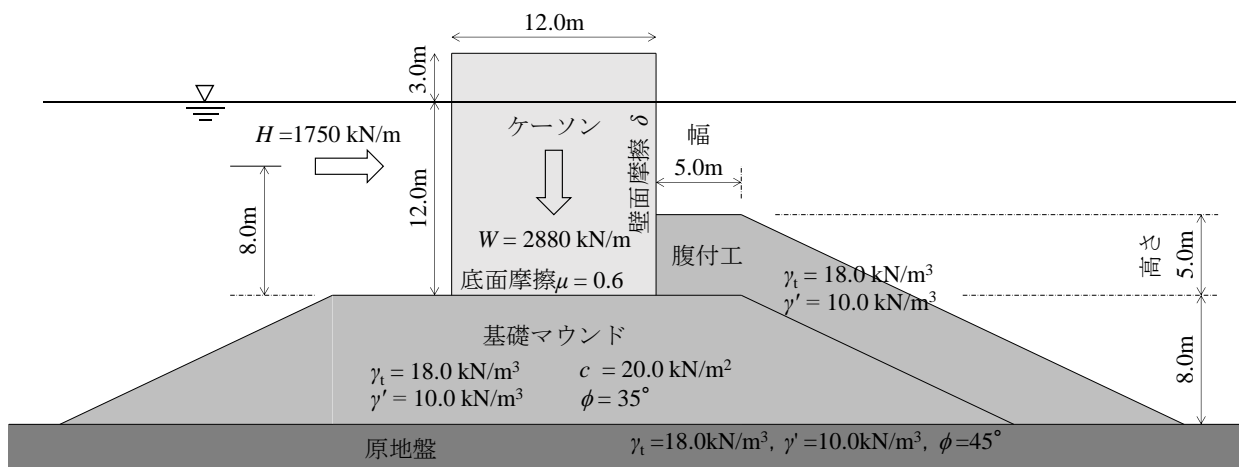
現行法と提案法を比較すると、提案法で計算される値の方が、現行法で計算される値よりも大きいことがわかる。本検討断面においては、現行法より提案法の方が平均的に2倍程度大きな滑動抵抗力が計算され、現行法に対して言われている、安全過ぎるという課題を解決した。

腹付工の幅を広げていくと、ある幅で滑動抵抗力が頭打ちとなる現象が見られる。一方、腹付工の高さを高くしていく場合には、頭打ちの現象は見られない。

現行法と提案法で計算されるすべり面形状について、腹付工の幅を変化させた場合の比較を図-5.12に、腹付工の高さを変化させた場合の比較を図-5.13に示す。

腹付工の幅を変化させた場合について、腹付工の幅が狭い場合(図-5.12(a)(b))は、現行法と提案法ですべり面の位置はほぼ同じであるが、幅が広い場合(図-5.12(c)(d))は、現行法と提案法ですべり面の位置に違いが出る。また、腹付工の幅を広げていくと、図-5.12(c)のように腹付工天端に向かってすべり面が発生するようになる。図-5.12(d)のように、すべり面の外側にそれ以上腹付工を増やしても効果がないため、腹付工の幅を10mから15mに増やしても滑動抵抗力が増加しない。

一方、腹付工の高さを変化させた場合について、腹付工の高さを高くしても、すべり面の位置は、現行法と提案法でほぼ同じ位置にすべり面が発生し、腹付工天端に向かって生じることはない。そのため、腹付工の高さを上げるほどすべり面の内側にある腹付工の体積が大きくなり、滑動抵抗力も増えることがわかる。



※腹付工の地盤強度 (現行法) $\phi = \tan^{-1}0.8 = 38.66^\circ$ (提案法) $c = 20.0 \text{ kN/m}^2, \phi = 35^\circ$
 ※壁面摩擦係数 (現行法) $\delta = 0^\circ$ (提案法) $\delta = 15^\circ$

図-5.10 検討対象基本断面

表-5.3 滑動抵抗力の結果一覧

case	幅を変化		case	高さを変化	
	現行	提案		現行	提案
			0-1	183	465
1-1	397	794	1-1	397	794
1-2	539	1115	2-1	749	1295
1-3	541	1360	3-1	1200	1900
1-4	541	1360			

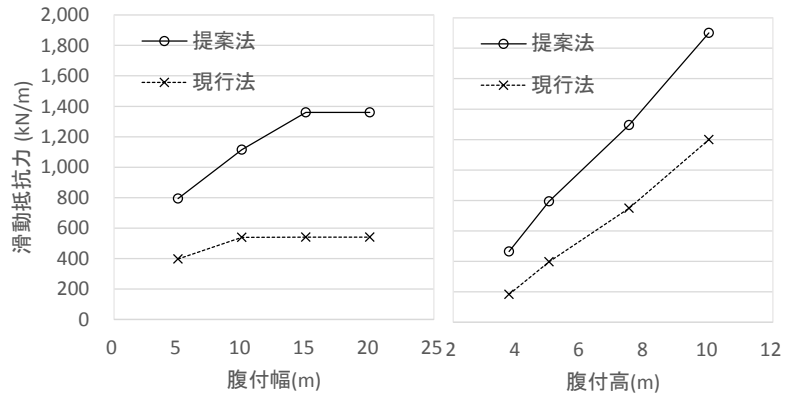
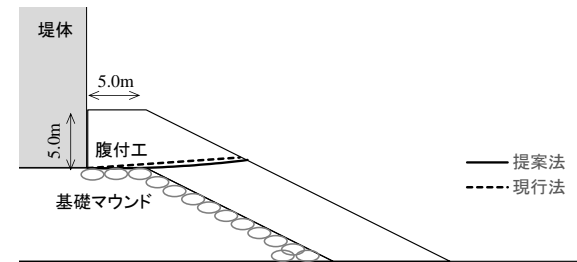
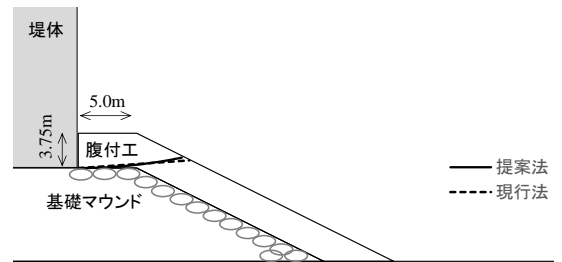


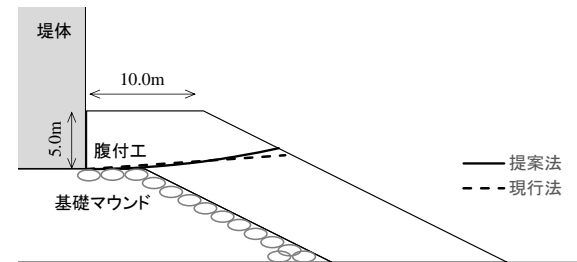
図-5.11 腹付工の滑動抵抗力



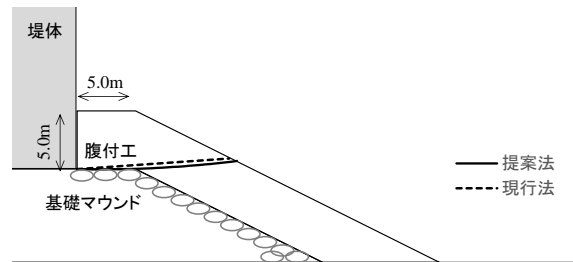
(a) 幅 5.0m×高 5.0m(case1-1)



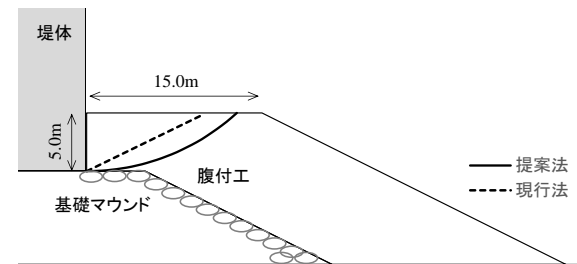
(a) 幅 5.0m×高 3.75m(case0-1)



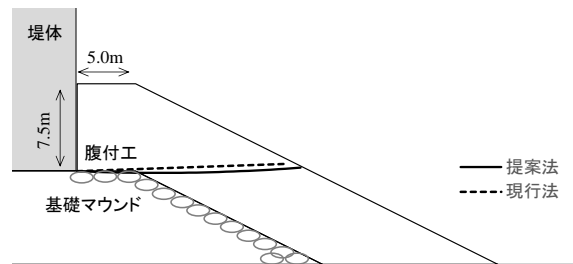
(b) 幅 10.0m×高 5.0m(case1-2)



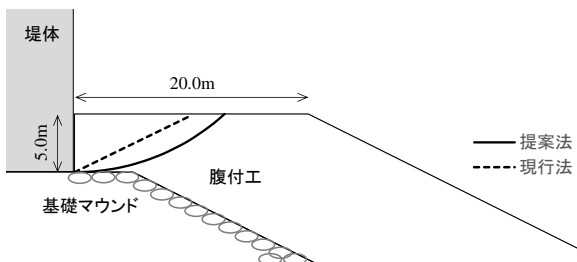
(b) 幅 5.0m×高 5.0m(case1-1)



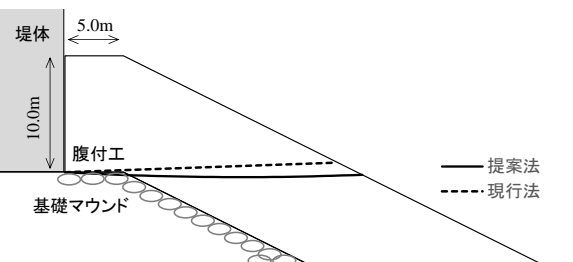
(c) 幅 15.0m×高 5.0m(case1-3)



(c) 幅 5.0m×高 7.5m(case2-1)



(d) 幅 20.0m×高 5.0m(case1-4)



(d) 幅 5.0m×高 10.0m(case3-1)

図-5.12 すべり面の比較 (幅を変化)

図-5.13 すべり面の比較 (高さを変化)

③滑動の耐力作用比の算定結果

腹付工の滑動抵抗力 R_S を現行法と提案法で算定した場合の、腹付工を有する防波堤の滑動に関する耐力作用比 R/S を、式(4.2)、式(4.3)を用いて算定した結果を表-5.14に示す。また、現行法と提案法の比較について、腹付工の幅を変化した場合と、腹付工の高さを変化した場合の比較を図-5.14に示す。

滑動耐力作用比は滑動抵抗力に大きく影響を受けるため、滑動抵抗力と同じ傾向となる。滑動耐力作用比は現行法より提案法の方が大きく、本検討ケースの場合、平均的に2割程度大きくなる。また、腹付工の幅を拡げていくと滑動耐力作用比が頭打ちとなる現象も滑動抵抗力と同様に見られる。

表-5.4 滑動の耐力作用比の結果一覧

case	幅を変化		case	高さを変化	
	現行	提案		現行	提案
			0-1	1.08	1.21
1-1	1.18	1.37	1-1	1.18	1.37
1-2	1.25	1.52	2-1	1.35	1.61
1-3	1.25	1.64	3-1	1.56	1.90
1-4	1.25	1.64			

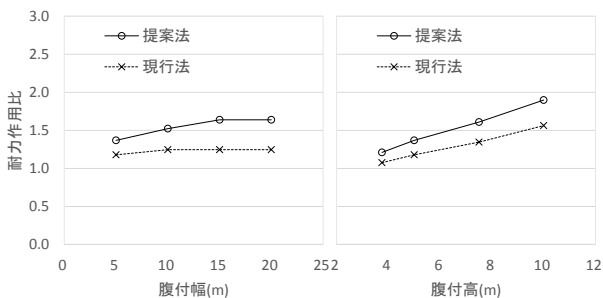


図-5.14 腹付工の滑動の耐力作用比

④支持力の耐力作用比の算定結果

腹付工による水平荷重の分担を考慮せずに簡易ビショップ法を用いる現行法と、腹付工による水平荷重の分担を、式(4.10)、式(4.11)で考慮した簡易ビショップ法を用いる提案法で、基礎マウンドの支持力耐力作用比を算定した結果を表-5.5に示す。また、現行法と提案法の比較について、腹付工の幅を変化した場合と、腹付工の高さを変化した場合の比較を図-5.15に示す。

支持力の検討では、作用を腹付工と基礎マウンドに分担させるが、現行法と提案法で作用の合力は変わらない。そのため、支持力耐力作用比は現行法より提案法の方が若干大きくなるが、その大きさは平均的に1割に満たない。

表-5.5 支持力の耐力作用比の結果一覧

case	幅を変化		荷重分担比	case	高さを変化	
	現行	提案			現行	提案
				0-1	0.78	0.82
1-1	0.92	0.99	0.55	1-1	0.92	0.99
1-2	1.10	1.17	0.50	2-1	1.11	1.19
1-3	1.22	1.34	0.50	3-1	1.29	1.41
1-4	1.28	1.41	0.50			

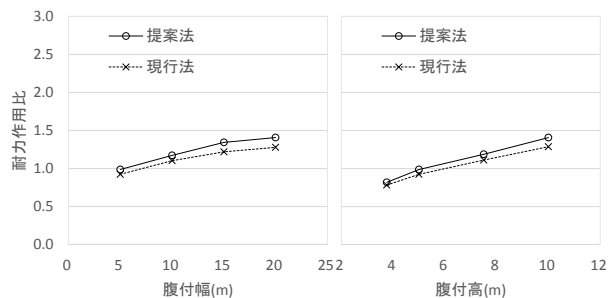


図-5.15 腹付工の支持力の耐力作用比

(2)最小規定の見直し

腹付工の最小規定を見直した結果について述べる。図-5.16は、「腹付工の上幅は高さと同程度以上」という規定を無くした場合に、同じ滑動抵抗力を有する腹付工がとり得る形状を比較したものであり、各腹付形状に対して必要な腹付量の比較を図-5.17に示す。腹付工の最小規定を見直すことで、同じ耐力を有する腹付工に対して複数の形状が選択可能となった。また、同じ耐力を發揮するために必要な腹付量は腹付形状によって異なる。周辺環境に形状を制限される場合や、腹付量を減らしたい場合等、条件に応じた腹付工の形状が選択できるため、設計の自由度が増したことがわかる。

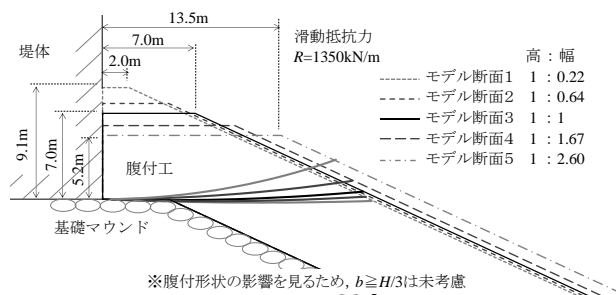


図-5.16 同じ耐力を有する腹付形状

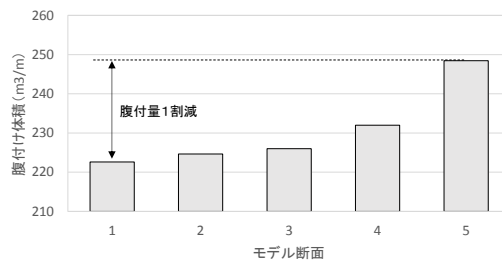


図-5.17 同じ耐力を發揮するために必要な腹付量

(3) 提案法に関わる要因分析

現行法と提案法で異なる項目は次に示す3項目である。

① ケーソン後壁と腹付工の間の壁面摩擦の考慮

現行法では壁面摩擦は考慮していないが、提案法では壁面摩擦角を $\delta=15^\circ$ として考慮している。

② 腹付工の地盤強度

現行法では、割石と割石の摩擦係数を $f=0.8$ とし、摩擦抵抗角 ($\phi=38.7^\circ$ に相当) を設定しているが、提案法では、簡易ビショップ法で使われる標準的な捨石の強度定数 ($c=20\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$) を用いている。

③ 計算上仮定するすべり面形状

現行法では、直線を仮定しているが、提案法では円弧を仮定している。

現行法と提案法で異なる3項目が、腹付工の最大滑動抵抗力にどの程度影響しているかを確認する。表-5.6に示すように、項目を個別に変更することで計算結果への影響度を確認する。条件1は提案法であり、条件5は現行法である。検討対象断面は、図-5.12の case1-1を基本ケースとし、基本ケースに対して腹付工の幅を上げたケース (case1-3) および腹付工の高さを高くした図-5.13のケース (case2-1) を対象とする。

表-5.6 検討条件一覧

	現行法と提案法で異なる項目			備考
	①壁面摩擦	②物性値	③すべり形状	
条件1	考慮する	$c=20\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	円弧	提案法
条件2	考慮しない	$c=20\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	円弧	
条件3	考慮する	$\phi=\tan^{-1}0.8$ ($\phi=38.66^\circ$)	円弧	
条件4	考慮しない	$\phi=\tan^{-1}0.8$ ($\phi=38.66^\circ$)	円弧	
条件5	考慮しない	$\phi=\tan^{-1}0.8$ ($\phi=38.66^\circ$)	直線	現行法

計算結果を図-5.18 から図-5.20 に示す。何れのケースにおいても、①壁面摩擦と②腹付工の物性値の違いの影響が大きいことがわかる。腹付工の耐力計算において両者の影響を考慮しないと (条件1に対する条件4)、腹付工の滑動抵抗力の計算結果が半分程度になることがわかる。また、腹付工の幅が狭い場合 (case1-1, case2-1) は、直線すべり面と円弧すべり面がほぼ一致 (図-5.18, 図-5.20) するため、③すべり面形状の影響は小さいが、腹付工の幅が広い場合 (case1-3) は、直線すべり面と円弧すべり面が異なる (図-5.19) ため、③すべり面形状の影響が大きくなることがわかる。

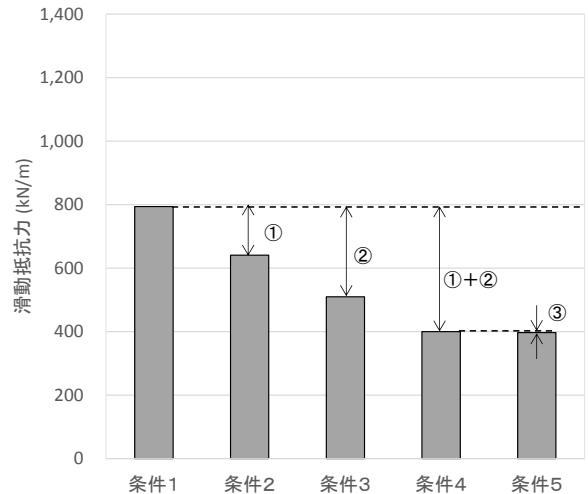


図-5.18 検討結果の比較 (case1-1)

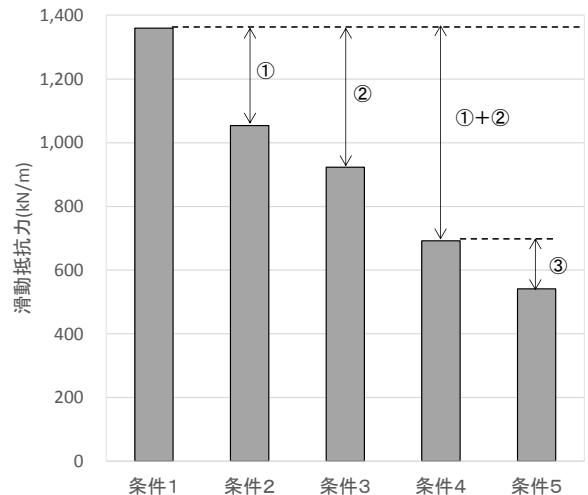


図-5.19 検討結果の比較 (case1-3)

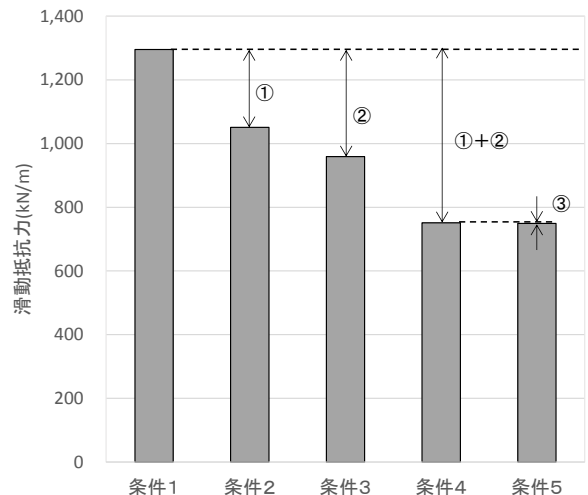


図-5.20 検討結果の比較 (case2-1)

5.4 提案する設計法の課題

第4章では、腹付工に関する既往の研究成果を基に、腹付工を有する防波堤の新しい設計法を提案した。しかし、腹付工の挙動や耐力発現特性については、未知の部分も多く、課題も多く残されている。以下に、本研究では網羅できていない照査や腹付工の設計に関する留意点を示し、提案法の課題を整理する。

(1) 転倒照査における腹付工の効果

第4章で提案する腹付工を有する防波堤の設計法では、堤体の転倒照査において設計上安全側となるように腹付工の効果を一切考慮しない設計としている。しかしながら、防波堤背後の腹付工が大規模（例えば埋立護岸のような断面形状）となれば、堤体の転倒照査に腹付工の効果（抵抗モーメント側への寄与）をある程度考慮することができると推測されるなど、腹付工の効果を転倒照査に見込むことができれば、さらに設計を合理化できる可能性がある。以下、この点について、2つの既往文献による実験結果を用いて考察を行う。

① 腹付工の規模（高さ、幅）の影響

廣木ら¹⁰⁾によると、腹付工の形状によって堤体の回転変位特性が異なることが示されている。図-5.21は、周期 $T=14.2s$ 、波高 $H=9.2m$ の規則波に対する、腹付工の規模の違いによる水平変位と回転変位特性を示したものである。

腹付工の幅が $H/4$ (H は堤体の高さ) の場合は、腹付工の高さを高くしていくと、堤体の水平変位も回転角度も小さくなっているため、腹付工の大きさに応じた転倒抑制への効果が見られる。同様に、腹付工の高さが $H/4$ の場合は、腹付工の幅を拡げていくと、堤体の水平変位も回転角度も小さくなっているため、腹付工の大きさに応じた転倒抑制への効果が見られる。また、腹付工の高さが $H/3$ 以上であれば、腹付工の幅に関わりなく回転角度が小さくなっている。すなわち、微小な変位や回転を許容すれば、腹付工の規模にもよるが転倒抑制への効果があることが示されている。

② 腹付工が最大耐力を発揮する堤体の変位の大きさ

高橋ら⁴⁾によると、腹付工が最大水平抵抗力を発揮するためには、堤体にある程度大きな変位が必要であることが示されている。転倒が卓越するように製作された模型(図-5.22)に対して、遠心载荷を実施した結果が図-5.23である。この実験においては水平荷重が極限に至っていないが、腹付工が最大水平抵抗力を発揮するためには大きな水平変位量が必要であることがわかる。例えば、水平変位が $70cm$ (実物換算) の場合は腹付工のみ

で $1450kN$ 程度の水平抵抗力を発揮できる。このときの堤体の回転角度は 4.4° である。転倒において、堤体の変位や回転をどの程度許容できるかで考慮できる腹付工の効果が異なると考えられる。

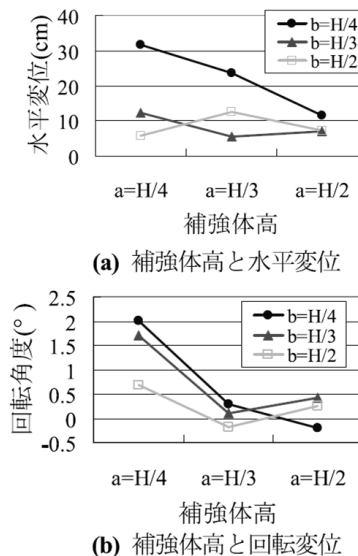


図-5.21 補強体の水平変位と回転変位特性¹⁰⁾ (再掲)

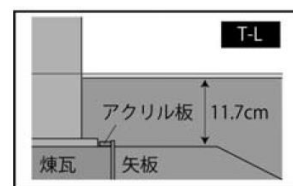


図-5.22 実験模型における腹付工の概略⁴⁾

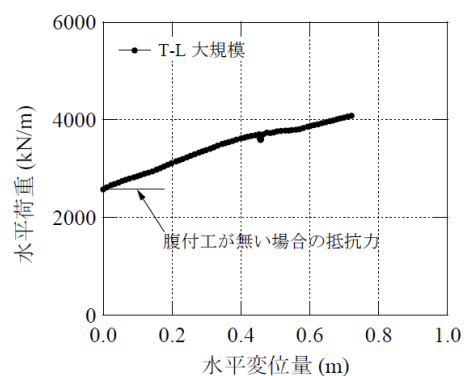


図-5.23 荷重～変位関係⁴⁾

本研究においては、堤体の転倒照査において腹付工の効果を一切考慮しない設計としている。しかしながら上述した通り、腹付工の形状と荷重条件や転倒照査における限界状態やその許容値などの組合せによっては、転倒照査に対しても腹付工の効果を考慮できる場合があると

考えられることから、この点をさらに改善した設計法を構築していくことが今後の課題として挙げられる。

(2) ケーソン部材の応力照査への影響

① ケーソン底面部材

第4章で提案する腹付工を有する防波堤の設計法では、腹付工があることで堤体底面に作用する底面反力が低減され、その結果として底版部材の必要強度(配筋量など)も小さくできることがわかっているものの、設計上の安全側の判断として、腹付工の効果を考慮しないこととしている。この判断は、腹付工の分担により、どのような荷重条件においても底面反力が確実に設計上想定した割合で低減されるか、底面反力の分布形状も設計上の想定どおりとなるのか、などの実験結果等の情報も少ない中で、従来確保してきた部材安全性の余裕代をなくすことはリスクが大きいと判断したためである。この点については、更に設計法を改善できる可能性が残されているため、今後の課題である。

② ケーソン後壁部材

腹付工の規模が大きくなると、腹付工からケーソン後壁部材に作用する反力が大きく増加すると考えられる。この点についても、実験結果等の情報が少なく、具体的な設計法を提示するには至っていないため、今後検討すべき課題である。

(3) 腹付工による土圧の影響

腹付工は波浪や津波等、港外側から港内側への作用に対しては抵抗となり有効に作用する。しかし、引き波時や地震時等、港内側から港外側への作用に対しては、作用側に働くことも考えられる。特に腹付工が大きい場合は、条件によっては作用側としての影響が無視できない可能性もある。

荷重や腹付形状およびその他の条件によって、腹付工の作用側としての影響の程度を把握することと、必要に応じて設計法に反映させることが課題である。

(4) 腹付工の安定性

提案法では、腹付工が健全であることが前提であるが、越波や越流により腹付工が直接被災することもある。腹付工が被災すると、防波堤全体の機能は急激に低下するため、腹付工自体の外力に対する安定性も重要である。

越波や越流に対して被災しにくい腹付工の形状や、被覆工等の腹付工を保護する方法等、腹付工の安定性についても、今後検討すべき課題である。

6. 腹付工を有する防波堤の安全性水準

6.1 本章の概要

本章では、提案法を用いた場合の、腹付工を有する防波堤に求める安全性水準について示す。なお、対象とする設計状態は、変動波浪に関する変動状態、および偶発波浪に関する偶発状態である。6.2では、安全率法に用いられていた許容安全率と、信頼性設計法であるH19設計法に用いられている部分係数から、現状において腹付工を有する防波堤に求められている安全性水準について整理する。6.3では、現状を踏まえて、提案法に求める安全性水準を提案する。

6.2 安全性水準の現状

(1)H11設計法の許容安全率

H11設計法における許容安全率について考察する。過去の設計法であるH11設計法では、腹付工を有する防波堤の滑動照査式として、式(6.1)が示されている。

$$\frac{\mu W + R}{H} \geq 1.2 \quad (6.1)$$

ここに、 H ：直立部に作用する水平波力
 W ：直立部の静水中の水中重量一揚圧力
 μ ：直立部と割石基礎の摩擦係数
 R ：補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗

式(6.1)の安全率1.2は、腹付工の無い通常の防波堤で用いられている堤体の滑動に対する許容安全率1.2を準用していると考えられる。これは、昭和25年発刊の「港湾工事設計示方要覧」⁷⁾によると、腹付工の高さが直立部の高さの1/3以上である場合は、これを堤体の一部と考えて滑動照査をしてよいと記されており、また、式(6.1)を提案した赤塚ら²⁾においても、腹付工の大きさについてはこの文献⁷⁾の考え方が踏襲されているからである。したがって、腹付工が十分に大きい場合は、腹付工も含めて防波堤の堤体であると考えたため、腹付工を有する防波堤の許容安全率に、防波堤の直立部に用いる許容安全率を準用したと推測される。

H11設計法における直立部の港内側を補強する場合の許容安全率は、どの設計状態に対して適用可能な安全率であるかは明記されていない。しかし、腹付工がない防波堤の直立部に用いる許容安全率1.2を踏襲していると考えれば、通常の防波堤における、変動波浪に対する許容安全率であると推測される。

(2)H19設計法の部分係数

H19設計法における部分係数について考察する。現行基準では、直立部の港内側を補強する場合に、滑動照査に対する標準的な部分係数として、構造解析係数 $\gamma_a=1.2$ 、それ以外の部分係数 $\gamma=1.0$ が与えられている。腹付工を有する場合は、照査方法と破壊メカニズムが調和的でないため、「過去の設計法における設定に基づく方法」に準じ、腹付工が有る場合には、H11設計法の安全率 $F_s=1.2$ を準用していると推測される。

(3)許容安全率の変遷

安全率法で過去の基準類に用いられてきた許容安全率について整理する。H19設計法については、部分係数を安全率に換算した値を示す。

表6-1に許容安全率(最小安全率)の変遷を示す。滑動照査については、昭和25年発刊の「港湾工事設計示方要覧」⁷⁾以降、必要な最小安全率は1.2であり、現在までこの値に変わりはない。また、転倒照査については、昭和25年発刊の「港湾工事設計示方要覧」⁷⁾では必要な最小安全率が1.5であったが、昭和34年発刊の「港湾工事設計要覧」¹²⁾では必要な最小安全率が1.2に変更となり、現在までこの値に変わりはない。滑動および転倒の照査に対しては、最小安全率は両者ともに従来から1.2が用いられてきたことがわかる。

支持力の照査については、昭和25年から現在までにおいて様々な変遷が見られる。昭和54年より前は、混成堤は直立部と傾斜部(基礎マウンド部)に分けて検討されていた。直立部の検討では、滑動と転倒および許容支持力、傾斜部の検討では、直線すべり面を仮定したすべりの検討である。時代が進むにつれて、円弧すべりで照査する方向へと変化した。昭和54年以降は、許容支持力の検討は省略し、円弧すべりによる検討を行えばよいという考え方が現れた。昭和62年に小林ら¹³⁾によって簡易ビショップ法による支持力照査方法と、石の強度に見かけの粘着力を考慮したパラメータ等が提案されると、この方法が標準となり、平成元年以降は、滑動照査、転倒照査、簡易ビショップ法による支持力照査が安定検討の項目となった。すべり面を仮定した検討を行う場合は、基本的に直線すべりでは必要な最小安全率は1.2が用いられ、円弧すべり計算では必要な最小安全率は1.0が用いられてきた。

表-6.1 許容安全率の変遷

発刊年	書籍名	滑動安全率	転倒安全率	支持力	
				底面反力	安全率 : すべり面形状
昭和25年	港湾工事設計示方要覧	1.2	1.5	許容値内	1.2 : 直線
昭和34年	港湾工事設計要覧	1.2	1.2	許容値内	-
昭和42年	港湾構造物設計基準	1.2	1.2	許容値内	1.2/1.5 : 直線/直線以外
昭和54年	港湾の施設の技術上の基準・同解説	1.2	1.2	許容値内	1.0 : 円弧(三建法), ほか
平成元年	港湾の施設の技術上の基準・同解説	1.2	1.2	-	1.0 : 円弧(簡易ピシヨップ)
平成11年	港湾の施設の技術上の基準・同解説	1.2	1.2	-	1.0 : 円弧(簡易ピシヨップ)
平成19年	港湾の施設の技術上の基準・同解説	1.2	-	-	-

■: 腹付工に適用できる記載あり

6.3 提案法に求める安全性水準

(1) 要求性能

現行法における設計状態と要求性能について整理する。平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾で示されている施設の種別は以下のとおりである。

- ① 通常の防波堤
- ② 偶発対応施設の防波堤

本研究における提案法では、作用として波力を対象とし、安定性照査として、滑動照査、転倒照査、支持力照査を対象としているため、設計状態と作用の組合せは以下のとおりである。

- ① 変動波浪 : 変動状態
- ② 偶発波浪 : 偶発状態

一般的な要求性能として、変動状態に対しては使用性、偶発状態に対しては安全性、修復性、使用性の何れかが求められる。防波堤においては、変動波浪に対しては使用性、偶発波浪に対しては安全性が求められている。

(2) 目標安全性水準

6.2 で整理した許容安全率の変遷を踏まえて、提案法における滑動照査、転倒照査、支持力照査の目標安全性水準を設定する。提案法で目標とする安全性水準は、H11設計法における許容安全率（最小安全率）に相当する水準とすることが妥当であると判断し、耐力作用比 R/S に対して、H11設計法の安全率を準用する。同様に、偶発波浪についても、H19設計法における部分係数（構造解析係数）に相当する水準とすることが妥当であると判断し、耐力作用比 R/S に対して、H19設計法の部分係数を準用する。

提案法に求める安全性水準のまとめを表6-2に示す。対象施設は、①通常の防波堤、②偶発対応施設の防波堤であり、各構造ともに、永続状態に対する検討は必ず実施する。②偶発対応施設の防波堤については、偶発波浪に対して検討するが、変動波浪に対しても安定性を確保

する必要があるため、変動状態の安定検討も実施する。

各設計状態に対する要求性能は、平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾に準拠する。変動波浪に対しては使用性を、偶発波浪に対しては安全性を要求する。目標安全性水準については、過去の設計法の安全性水準とし、変動波浪、偶発波浪ともに、表6-2に示すとおりとする。

また、滑動照査においては、現行法の規定である、堤体のみを安全率を1.0以上とする規定を踏襲する。一方、転倒照査においては、腹付工を無視して照査するため、全体の安定検討と堤体のみを安定検討は同じ状態となる。したがって、堤体のみを安全率は省略する。ここで提案した考え方は、新規設計と改良設計の両方に適用されるものとする。

表-6.2 検討状態と要求性能

外力	主たる作用	変動波浪	偶発波浪
	作用の分類	変動作用	偶発作用
	設計状態	変動状態	偶発状態
要求性能	一般(総論)	使用性	使用性/修復性/安全性
	対象施設(総論)	特定の施設以外	特定の施設
	防波堤 (偶発状態を除く)	使用性	-
目標安全性指標	防波堤 (偶発対応)	使用性	安全性
	照査項目	堤体の滑動・転倒 基礎地盤の支持力	堤体の滑動・転倒 基礎地盤の支持力
	通常の防波堤 (偶発状態を除く) 「特定の施設以外」	滑動 ^{*1} : $R/S \geq 1.2$ 転倒 : $R/S \geq 1.2$ 支持力 : $R/S \geq 1.0$	-
防波堤 (偶発対応) 「特定の施設」	滑動 : $R/S \geq 1.2$ 転倒 : $R/S \geq 1.2$ 支持力 : $R/S \geq 1.0$	滑動 : $R/S \geq 1.0$ 転倒 : $R/S \geq 1.0$ 支持力 : $R/S \geq 1.0$	

*1 堤体のみで $R/S \geq 1.0$ を満足すること

7. まとめ

本研究では、高橋ら⁴⁾により提案されている、マウンドと腹付工が複合した地盤の安定性評価手法を取り入れることで、腹付工を有するケーソン式防波堤の新たな耐波設計法を提案した。以下、提案した設計法の特徴と、提案法を用いることで得られる効果についてまとめる。

(1) 提案法の特徴

- ①腹付工の高さ a と上幅 b は、それぞれ直立部の高さ H の1/3以上とする。
- ②腹付工の滑動抵抗力の算定方法は、簡易ビショップ法による円弧すべり計算とする。
- ③腹付工の地盤強度は、簡易ビショップ法に用いられている、標準的な捨石の強度定数 ($c=20\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$) を用いる。
- ④堤体と腹付工の壁面摩擦を考慮し、壁面摩擦角は港湾構造物の設計において一般的に用いられている $\delta=15^\circ$ を用いる。
- ⑤防波堤の堤体本体の転倒照査においては、腹付工の効果は考慮しない。
- ⑥支持力照査においては、腹付工と基礎マウンドの荷重分担比 r を設定し、腹付工の効果を検討する。
- ⑦提案法において、安定性能照査に用いる耐力作用比は次のとおりとする。

(変動波浪を作用とする変動状態)

滑動安全率 : $R/S \geq 1.2$ (堤体のみ $R/S \geq 1.0$)

転倒安全率 : $R/S \geq 1.2$

支持力安全率 : $R/S \geq 1.0$

(偶発波浪を作用とする偶発状態)

滑動安全率 : $R/S \geq 1.0$

転倒安全率 : $R/S \geq 1.0$

支持力安全率 : $R/S \geq 1.0$

(2) 提案法を用いる効果

- ①提案法で計算される腹付工の滑動抵抗力は、本研究が対象とした断面においては、現行法より平均的に2倍程度大きい。
- ②提案法で計算される滑動の耐力作用比は、本研究が対象とした断面においては、現行法より平均的に2割程度大きい。
- ③提案法で計算される支持力の耐力作用比は、本研究が対象とした断面においては、現行法より平均的に1割に満たない程度しか大きくならない。

- ④腹付工の最小規定の見直しによって、腹付形状の選択の幅が広がり、設計の自由度が増す。

8. おわりに

本研究では腹付工を有する防波堤の耐波設計法について、現行法における課題を整理し、これを解決すべく新しい設計法を提案し、提案法を用いることでより合理的な腹付工を有する防波堤の設計が可能であることを示した。

本研究が対象とした作用は波浪であるが、津波に対する粘り強さの付加や、設計津波の変更に伴う防波堤の補強等、作用が津波である場合に対しても腹付工の需要が増えてきている。また、高橋ら⁴⁾によると、作用が津波の場合は、港内外の水位差により基礎マウンドに浸透力が発生し、基礎マウンドの支持力が低下することが確認されている。これは、腹付工を有する防波堤でも同様に起こる現象であるため、津波を作用とした場合の安定検討においては、津波特有の現象を考慮した設計法とする必要がある。津波に対する研究成果は増えているため、これらの新しい知見を活かした、津波に対する新しい設計法の構築が今後必要とされている。

(2017年2月14日受付)

謝辞

本稿をとりまとめるにあたり、港湾研究部の交流研究員である松原弘晃氏、川俣秀樹氏、高野向後氏、勝俣優氏、西岡悟史氏、および渡部富博港湾研究部長、福永勇介主任研究官には、本稿の執筆方針および検討内容に対して貴重な意見を頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年、1485p.
- 2)赤塚雄三、竹田英章、蓮見隆：混成堤の堤体背後に設置したコンクリート方塊あるいは割石の滑動抵抗、第22回海岸工学講演会論文集、1975年、pp.421-425.
- 3)菊池喜昭、新舎博、江口信也：ケーソンの安定性に及ぼす裏込めの効果、港湾技術研究所報告、第37巻、第2号、1998年、pp.29-58.
- 4)高橋英紀、佐々真志、森川嘉之、渡部要一、高野大樹：津波に対するケーソン式防波堤マウンドと腹付工の安定性、港湾技術研究所報告、第54巻、第2号、2015年、pp.21-50.

- 5)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説
1999年，1181p.
- 6)伊藤喜行，藤島睦，北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻，14号，1966年，
pp.117-121.
- 7)日本港湾協会：港湾工事設計示方要覧，1950年，115p.
- 8)菊池喜昭，新舎博，河村健輔，江口信也：裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性の検討，土木学会論文集C（地圏工学），2011年，pp.474-487.
- 9)新舎博，海野寿康，菊池喜昭，森川嘉之：砂地盤上の裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性検討，地盤工学ジャーナル，2014年，pp.103-117.
- 10)廣木智秀，中川洋一，山下裕之，河野真典，柏原裕彦，中村秀一，小林邦夫，国栖広志：補強体を有する防波堤の安定性に関する実験的研究，土木学会論文集B2（海岸工学），2011年，pp.801-805.
- 11)鍛冶壯吉，後藤貞治，滝本孝哉：ケーソン式防波堤の背面に配した捨石土圧の現場計測，土木学会論文集，1995年，pp.225-229.
- 12)日本港湾協会：港湾工事設計要覧，1959年，453p.
- 13)小林正樹，寺師昌明，高橋邦夫，中島謙二郎，小谷拓：捨石マウンドの支持力の新しい計算法，港湾技術研究所報告第26巻第2号，1987年，pp.371-411.

付録 A 腹付工に関する設計法の変遷

1. 技術基準類の変遷

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」が平成 19 年に改訂され、設計方法が従来用いられてきた安全率法から信頼性設計法へ変更された。港湾に関する技術基準類は、「港湾工事設計示方要覧」¹⁾が昭和 25 年に発刊されて以来、おおよそ 10 年毎に改訂が行われ、現在へ至っている（表-A.1）。ここでは、腹付工を有する防波堤の設計法の変遷を、技術基準類の変遷に合わせて整理する。

表-A.1 港湾に関する技術基準類の変遷^{1)~9)}

発刊年	技術基準名
昭和25年	港湾工事設計示方要覧
昭和34年	港湾工事設計要覧
昭和41年	伊藤らによる文献
昭和42年	港湾構造物設計基準
昭和50年	赤塚らによる文献
昭和54年	港湾の施設の技術上の基準・同解説
平成元年	港湾の施設の技術上の基準・同解説
平成11年	港湾の施設の技術上の基準・同解説
平成19年	港湾の施設の技術上の基準・同解説

(1) 港湾工事設計示方要覧¹⁾ (昭和 25 年)

混成堤に対する安定検討は、直立部（堤体）と捨石部（基礎マウンド）に分けて検討を行うこととなっている。

① 直立部の検討

直立部については、堤体の滑動、堤体の転倒、堤体底面の支持力の検討を行う。滑動安全率が $F_s \geq 1.2$ であること、転倒安全率が $F_s \geq 1.5$ であること、および、支持力は許容支持力以下であることを検討することとなっている。

② 捨石部の検討

捨石部については、直線すべり面を仮定し、その面上の堤体重量と捨石面間の摩擦による抵抗を考慮し、安全率が $F_s \geq 1.2$ であることを検討することとなっている。

③ 腹付工が有る場合

堤体の前後に、直立部の高さの約 1/3 以上の捨石がある場合に限りこれを堤体の一部と考えてよいこととなっている。

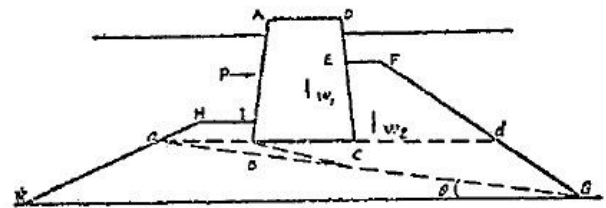


図-A.1 腹付工がある場合の安定計算¹⁾

直立部の滑動検討においては、図-A.1 の EFdC および HIBa で示される腹付工が大きいときは、腹付工の重量も考慮し、直立部底面の摩擦係数を $f_1=0.6$ 、捨石面間の摩擦係数を $f_2=0.8$ として、面 ad に対する滑動安全率が $F_s \geq 1.2$ となることを検討することとなっている。滑動照査式を式 (A.1) に示す。

$$W_1 f_1 + W_2 f_2 + W_3 f_3 \geq nP \quad (A.1)$$

ここに、 W_1 : 直立部重量（浮力考慮）

f_1 : 直立部と捨石の摩擦係数 (=0.60)

W_2 : 背面腹付の水中重量

f_2 : 捨石と腹付の摩擦係数 (=0.80)

W_3 : 前面腹付の水中重量

f_3 : 捨石と腹付の摩擦係数 (=0.80)

n : 安全率 (=1.2)

P : 波力

また、捨石部の安定計算については、図-A.1 の EFdC が大きいときは面 BG において、HIBa が大きいときは面 aG において、摩擦係数を $f_2=0.8$ として滑動安全率 $F_s \geq 1.2$ となることを検討することとなっている。捨石部の安定照査式、すなわち、基礎マウンドの支持力照査式を式 (A.2) に示す。

$$f_2 (W_0 \cos \theta - P \sin \theta) \geq n (W_0 \sin \theta + P \cos \theta) \quad (A.2)$$

ここに、 W_0 : すべり線より上の捨石と

直立部の重量（浮力考慮）

f_2 : 捨石と腹付の摩擦係数 (=0.80)

n : 安全率 (=1.2)

P : 波力

θ : すべり線の水平となす角

(2) 港湾工事設計要覧²⁾ (昭和 34 年)

昭和 34 年の「港湾工事設計要覧」²⁾において、腹付工に関する記載はない。

(3)伊藤らの文献³⁾(昭和41年)

昭和41年に伊藤ら³⁾は、港湾技術研究所報告において、防波堤の安定性に関する種々の問題点を、実験や計算などによって検討し、多少の考察を加えて、「防波堤の安定性に関する研究」と題して成果を報告している。

このなかで、伊藤ら³⁾は、混成堤直立部の滑動の検討において、一般的には前後の捨石の抵抗を無視するが、捨石層が厚いときにはある程度の抵抗が期待される筈であると述べている。港湾工事設計示方要覧(昭和25年)では、直立部のほぼ1/3以上に達する捨石もしくは根固め方塊がある場合に限り、これを堤体の一部と考えてよいとされており、伊藤ら³⁾は、この問題に対して模型実験を実施した。模型実験の結果を踏まえながら、堤体背後の捨石の抵抗について考察がなされている。伊藤ら³⁾の考察の要点を以下に示す。

①捨石層のすべり面について

捨石層の厚さが幅に比して過度に薄いときは、一体となって抵抗する前に、局部的な崩壊を生ずる危険性がある。したがって、抵抗土圧的な考え方にならって、捨石層厚がある程度ある場合についても、あらゆるすべり面を仮定し最も安全側となるように背後捨石を評価すべきである。

②捨石部の安定性について

実験例では、越波による防波堤背後の捨石層の崩壊が認められた。防波堤背後の捨石層の頂部や表層が越波あるいは港内発生波に十分耐えられるよう、その断面形や重量を確保しなければならない。

③堤体の大きさについて

背後捨石に滑動抵抗の大部分を背負わせてしまうと、ケーソン自体が軽くなり過ぎるために、引き波時に前方へ滑動する。負圧のほか、捨石層の主働土圧(石圧)的な圧力もおそらくこれを促進する。

実験例では、ケーソンが前後に動揺し、その都度背後捨石が僅かずつケーソンとの間に落ち込んで次第に沖側へ移動した。

④構造物の破壊について

構造物の破壊は、その本来の安定状態から必ずしも一気に生ずるものではなく、波の繰り返し作用によって徐々に進行する場合が多い。やはり、平衡状態からの僅かな偏倚が破壊を加速するようなものであってはならない筈である。

(4)港湾構造物設計基準⁴⁾(昭和42年)

直立部の港内側に捨石があるときは、捨石相互の摩擦

角 ϕ を 40° とし、壁面摩擦角 δ を 0° として、「矢板の設計に考慮する土圧」に準じて計算した値を滑動抵抗として考慮してよいと記載されている。また、この記載と合わせて、図-A.2が示されているため、伊藤ら³⁾の「抵抗土圧的な考え方にならって、捨石層厚がある程度ある場合についても、あらゆるすべり面を仮定し最も安全側となるように背後捨石を評価すべき」という考え方を踏襲しているものと推測される。

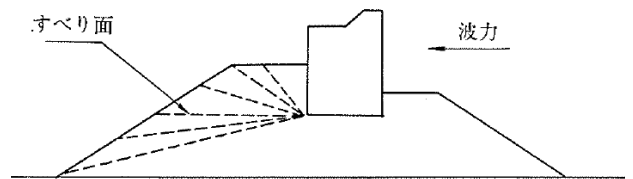


図-A.2 腹付工がある場合のすべり面⁴⁾

具体的な土圧の計算方法は、図-A.3に示すように、3つに分割された区域に対して、それぞれの受働土圧を求め、最も小さいものをその根入れに対する受働土圧とする方法に準じて計算した値を考慮してよいとある。

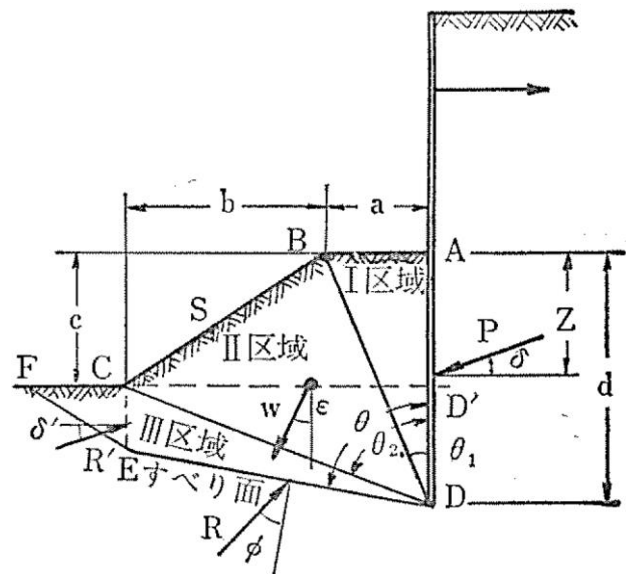


図-A.3 受働土圧の計算法⁴⁾

また、腹付工に対する留意事項として、「越波や沿い波による被災のおそれのある場合は捨石の滑動抵抗を考慮してはならないことと、捨石に大きな滑動抵抗を期待すると、引き波により、直立部が転倒するおそれがあるから注意を要する。」と示されており、これは、伊藤ら³⁾による「背後捨石の頂部や表層が越波あるいは港内発生波に十分耐えられるよう、その断面形や重量を確保し

なければならない。」という考え方や、「背後捨石に滑動抵抗の大部分を背負わせてしまうと、ケーソン自体が軽くなり過ぎるために、引き波時に前方へ滑動する。」という考え方を踏まえたものと推測できる。

(5) 赤塚らの文献⁵⁾ (昭和 50 年)

昭和 50 年に赤塚ら⁵⁾は、腹付工の設計方法について、暫定的に実務で採用している設計法を示している。その方法を以下に示す。

「堤体背後の割石の堤体背面の高さが、直立部の高さの 1/3 以上で、しかも上幅がその高さと同程度以上である場合」に、堤体背後の割石の滑動抵抗力を考慮することができ、滑動照査式として、式(A.3)が示されている。

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geq 1.2 \quad (\text{A.3})$$

ここに、 P : 波力

W_1 : 堤体の有効重量

μ_1 : 堤体と捨石基礎の摩擦係数

R : 堤体背後の割石の抵抗力

また、堤体背後の割石の抵抗力 R については、図-A.4 に示すように堤体後端から θ なるすべり面を仮定し、式(A.4)で θ を試行的に変えてその最小値を用いることとされている。

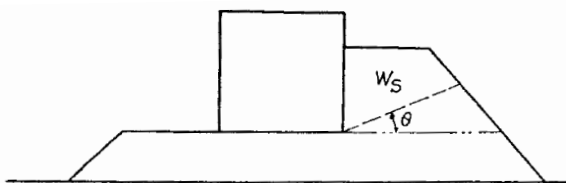


図-A.4 堤体背後を割石で補強する場合の設計法⁵⁾

$$R = W_s \tan(\theta + \phi) \quad (\text{A.4})$$

ここに、 W_s : 表層の被覆石あるいは被覆ブロックを除いた、すべり面より上側の割石の有効重量

ϕ : 割石の内部摩擦角

赤塚ら⁵⁾は、この暫定的設計法の妥当性を検証するために、捨石基礎の上に堤体を設置し、ジャッキにより静圧力を作用させる模型実験を実施しており、その結果から、以下の点が確認されている。

①滑動抵抗が最小となる面として求められる式(A.4)によるすべり面は、実験で得られたものとは異なる。

②被覆層の効果を無視した式(A.4)による滑動抵抗力は、

実験結果に比べて極めて安全側であって、被覆層の効果を考慮した場合でも、なおかつ安全側にあり、滑動抵抗力を過小評価していると考えられる。

(6) 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁶⁾ (昭和 54 年)

昭和 54 年の港湾の施設の技術上の基準・同解説において、腹付工に関する記載はない。

(7) 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁷⁾ (平成元年)

平成元年の港湾の施設の技術上の基準・同解説において、腹付工に関する記載はない。

(8) 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁸⁾ (平成 11 年)

平成 11 年の港湾の施設の技術上の基準・同解説において、直立部の港内側を割石で補強する場合について記載がある。

①堤体の大きさについて

「堤体背後の補強体を無視した直立部の波力に対する滑り出し及び転倒の安全率は、1.0 程度を保持しなければならない。安全率が小さいと、直立部のロッキングの激化、端趾圧の増大及び引き波時における直立部の沖側への滑り出しや転倒などが生じるおそれがある。」と示されている。

②捨石部の安定性について

越波や沿い波等により補強体が被災しないよう、十分な被覆を行うこと。

③腹付工の大きさについて

補強体の高さ h は直立部の高さの 1/3 以上、上幅 b は高さ h と同程度以上であることが望ましい。

④滑動照査式について

直立部の港内側を割石あるいは方塊で補強した場合の滑動抵抗は、式(A.5)を満足しなければならないと記載されている(図-A.5 参照)。

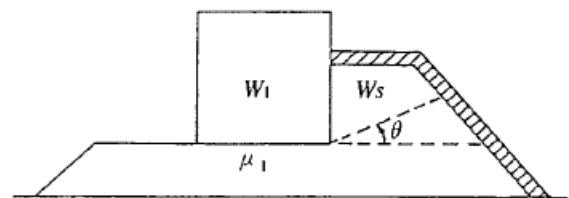


図-A.5 滑動抵抗面⁸⁾

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geq 1.2 \quad (\text{A.5})$$

ここに、 P : 直立部に作用する水平波力

W_1 : 直立部の静水中の水中重量－揚圧力
 μ_1 : 直立部と割石基礎の摩擦係数
 R : 補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗力

$$R = W_S \tan(\theta + \phi) \quad (\text{A. 6})$$

ここに、 W_S : 最上層の被覆層を除いた、滑り面より上の割石の水中重量

θ : 滑り面傾斜角

ϕ : $\phi = \tan^{-1} \mu_2$

(μ_2 は割石と割石の摩擦係数, $\mu_2=0.8$)

式(A.6)は割石部の力の釣り合い式から得られるものであり、 θ を試行的に変えて求められる R の最小値が滑動抵抗力となる。

以上の記載に関して、①②については伊藤ら³⁾の考え方を踏襲し、③④については赤塚ら⁵⁾による設計法を踏襲していると推測される。

(9) 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁹⁾ (平成19年)

平成19年の港湾の施設の技術上の基準・同解説において、直立部の港内側を割石で補強する場合について記載がある。

① 堤体の大きさについて

「堤体背後の補強体を無視した直立部の波力に対する滑動及び転倒の安定性照査において、部分係数を1.0とした場合の耐力の設計用値が作用効果の設計用値を上回らなければならない。(耐力の設計用値/作用効果の設計用値)が小さいと、直立部のロッキングの激化、端趾圧の増大及び引き波時における直立部の沖側への滑動や転倒などが生じるおそれがある。」と示されている。

② 捨石部の安定性について

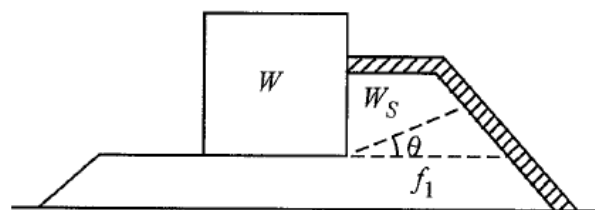
越波や沿い波等により壁体が被災しないよう、十分な被覆を行うこと。

③ 腹付工の大きさについて

補強体の高さ a は直立部の高さの1/3以上、上幅 b は高さ a と同程度以上であることが望ましい。

④ 滑動照査式について

直立部の港内側を割石あるいは方塊で補強した場合において、補強体の高さ a は直立部の高さの1/3以上、上幅 b は高さの a 以上であるとき、滑動に関する性能照査は、式(A.7)によって行うことができるとされている(図-A.6参照)。



(a) 割石

図-A.6 滑動抵抗面⁹⁾

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) + R_d \geq \gamma_a P_{H_d} \quad (\text{A. 7})$$

ここに、 f : 壁体底面と基礎との摩擦係数

W : 堤体の重量

P_B : 浮力

P_U : 揚圧力

P_H : 水平波力

γ_a : 構造解析係数

R : 補強した割石の滑動抵抗力

$$R_d = \gamma_r R_k \quad (\text{A. 8})$$

$$R_k = W_S \tan(\theta + \phi) \quad (\text{A. 9})$$

ここに、 W_S : 最上層の被覆層を除いた、

すべり面より上の割石の水中重量

θ : すべり面傾斜角

ϕ : $\phi = \tan^{-1} f_1$

(f_1 は割石と割石の摩擦係数, $f_1=0.8$)

式(A.9)は割石部の力の釣り合い式から得られるものであり、 θ を試行的に変えて求められる R_k の最小値が滑動抵抗力となる。

また、部分係数は、表-A.2 のとおり与えられている。

表-A.2 標準的な部分係数

表-3.1.4 標準的な部分係数

		γ	α	μ/X_k	V	
滑動	γ_f 摩擦係数	1.00	-	-	-	
	γ_{DH}, γ_{PU}	水深変化 緩	1.00	-	-	-
		水深変化 急	1.00	-	-	-
	γ_{wt}	$r_{wt}=1.5$	1.00	-	-	-
		$r_{wt}=2.0, 2.5$	1.00	-	-	-
		H.H.W.L.	1.00	-	-	-
	γ_{RC}	RCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_{NC}	NCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_{SAND}	中詰め砂の単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_r	補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗力	1.00	-	-	-
γ_a	構造解析係数	1.20	-	-	-	

⑤ 基礎地盤の支持力と地盤のすべり

腹付工がない場合の方法を参照して適切に検討することが望ましいとされている。

以上の記載に関して、若干の解釈が異なっているものの、基本的には平成11年の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁴⁾の内容を、そのまま信頼性設計の枠組みとしたものと推測される。

2. まとめ

平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁹⁾の腹付工に関する記載は、平成11年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁸⁾のものを部分係数法の表記としているが、実態は、安全率を構造解析係数に置き換えたものであることがわかる。

文献⁸⁾では、赤塚ら⁵⁾が暫定的に用いていた設計法をそのまま取り入れ、腹付工に対する留意点等については、伊藤ら³⁾の考え方をそのまま取り入れていると推測される。

赤塚ら⁵⁾が提案している設計法はあくまで暫定法であり、模型実験と暫定法による計算ではすべり面が異なることや、模型実験と比べて腹付工の滑動抵抗力を過小評価していることが既にわかっている。

以上のことから、現在用いられている腹付工に関する設計法については、50年ほど前に考えられた発想を元に、40年程前に暫定的に提案された暫定法が、現状そのまま用いられていることがわかった。これは、設計法の変更に至るまでの、腹付工に関する十分な知見が得られていなかったためであり、十分な知見が得られた場合は設計法の変更が必要であることがわかった。

[付録A 参考文献]

- 1)日本港湾協会：港湾工事設計示方要覧，1950年.
- 2)日本港湾協会：港湾工事設計要覧，1959年.
- 3)伊藤喜行，藤島睦，北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻，14号，1966年，pp.117-121.
- 4)日本港湾協会：港湾構造物設計基準，1967年.
- 5)赤塚雄三，竹田英章，蓮見隆：混成堤の堤体背後に設置したコンクリート方塊あるいは割石の滑動抵抗，第22回海岸工学講演会論文集，1975年，pp.421-425.
- 6)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年.
- 7)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版），1989年.
- 8)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版），1999年.
- 9)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年.

付録B 支持力照査における荷重分担比

1. 荷重分担比

(1) 荷重分担比の定義

高橋ら¹⁾は、基礎マウンドと腹付工が複合した地盤の2種類のすべり面 (SlipA と SlipB) に伴う破壊に対して、模型実験や FEM 解析等を用いて、円弧すべり計算による安定性評価方法を提案している。この方法において堤体は、水平荷重 P_H に対して、基礎マウンドの摩擦抵抗 R_{H1} と腹付工の滑動抵抗 R_{H2} で抵抗する (図-B.1)。一方、基礎マウンドと腹付工の複合地盤には、堤体を介して、基礎マウンドの摩擦抵抗 R_{H1} と腹付工の滑動抵抗 R_{H2} の反作用に相当する、基礎マウンドに作用する水平荷重 P_{H1} と腹付工に作用する水平荷重 P_{H2} が作用する (図-B.2)。

このとき、基礎マウンドが水平荷重を分担する比を荷重分担比 r と定義しており、水平荷重の関係は式 (B.1) と式 (B.2) で定義される。

$$P_{H1} = r \cdot P_H \quad (B.1)$$

$$P_{H2} = (1-r) \cdot P_H \quad (B.2)$$

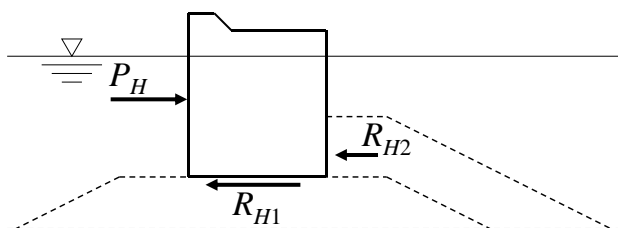


図-B.1 堤体に作用する水平方向の荷重と抵抗

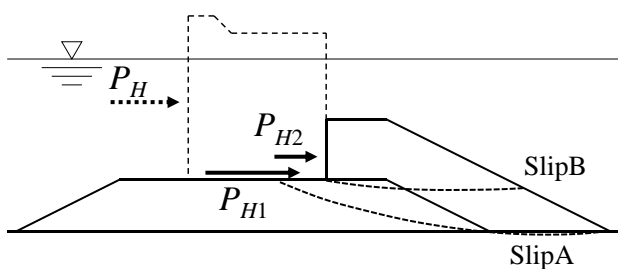


図-B.2 基礎マウンドと腹付工に作用する水平荷重

(2) 荷重分担比の用途

荷重分担比は、基礎マウンドと腹付工に作用する水平荷重を算定するためのパラメータであり、安定検討における、基礎地盤の支持力の照査に用いる。

支持力照査は簡易ビショップ法で行う。簡易ビショップ法における荷重の合計値 S の計算式を式 (B.3) に、抵抗の合計値 R の計算式を式 (B.4) に示す (図-B.3 参照)。

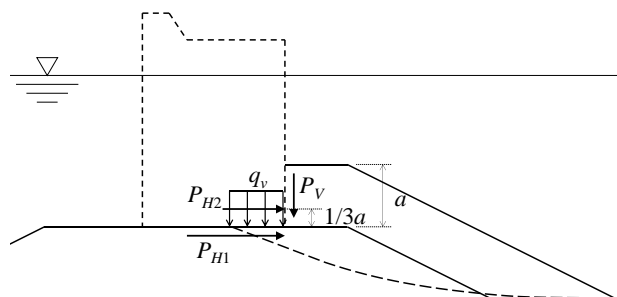


図-B.3 支持力照査に用いる荷重

$$S = \sum \left\{ (w' + q) \sin \theta \right\} + \frac{a_{C1} P_{H1} + a_{C2} P_{H2}}{R_R} \quad (B.3)$$

$$R = \sum \left\{ \frac{cs + (w' + q) \tan \phi}{\cos \theta (1 + \tan \theta \tan \phi / (R/S))} \right\} \quad (B.4)$$

ここに、

c : 粘性土地盤においては非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては0、基礎マウンド又は腹付工 (石材) の場合においては排水条件における見かけの粘着力

ϕ : 粘性土地盤の場合においては0、砂質土地盤・基礎マウンド・腹付工 (石材) の場合においては排水条件におけるせん断抵抗角

s : 分割細片の幅

w' : 分割細片の有効重量

(水面上で気中重量、水面下で水中重量)

q : 分割細片に作用する鉛直荷重 (q_v, P_v を含む)

θ : 分割細片底面が水平面となす角度

P_{H1} : 基礎マウンドに作用する水平荷重

P_{H2} : 腹付工に作用する水平荷重

(作用高さは補強体の高さ a の1/3の高さ)

a_{C1} : P_{H1} の作用位置の円弧すべりのすべり円中心から腕の長さ

a_{C2} : P_{H2} の作用位置の円弧すべりのすべり円中心から腕の長さ

R_R : 円弧すべりのすべり円の半径

式中のパラメータで、荷重分担比が影響するパラメータは、基礎に作用する水平荷重 P_{H1} 、腹付工に作用する水平荷重 P_{H2} 、分割片に作用する鉛直荷重 q である。分割片に作用する鉛直荷重 q には、堤体から基礎マウンドに作用する分布荷重 q_v と、堤体から腹付工との摩擦を介して基礎マウンドに作用する P_v が含まれ、 q_v と P_v は、荷重分担比を考慮して計算される値である。

また、安定検討における滑動照査については、腹付工

の最大耐力である滑動抵抗力を用いるため、荷重分担比は影響しない。安定検討における転倒照査については、そもそも腹付工を無視するため、荷重分担比は影響しない。したがって、荷重分担比は、支持力の照査に限定されたパラメータである。

(3) 荷重分担比の考え方

図-B.4に支持力照査に関するフローを示す。荷重分担比は設計条件や断面条件によって一つの値に決まるものではなく、試行錯誤が必要となる。図-B.4に沿ってフローを説明すると以下のとおりとなる。

はじめに、腹付工の形状を設定し、その形状の腹付工が有する最大の滑動抵抗力 R_s を算定する。次に荷重分担比 r を仮定する。高橋らの研究によると、実験に用いた断面に対する FEM 解析の結果では、荷重分担比は 0.40~0.65 程度であったことが示されている。この知見を根拠として、まずは、荷重分担比を $r=0.5$ と仮定して照査を実施する。荷重分担比を設定すると、基礎マウンドに作用する水平荷重 P_{H1} と腹付工に作用する水平荷重 P_{H2} が確定する。ここで、基礎マウンドに作用する荷重 P_{H1} で堤体が滑動していないこと (式 (B.5)) と、腹付工に作用する荷重 P_{H2} が腹付工の最大滑動抵抗力 R_s を超えていないこと (式 (B.6)) を確認する。式 (B.5) のみが N.G. の場合は、基礎マウンドが分担する水平荷重を減らし、腹付工に多く分担させるため、荷重分担比を小さくする。式 (B.6) のみが N.G. の場合は、腹付工が分担する水平荷重を減らし、基礎マウンドに多く分担させるため、荷重分担比を大きくする。式 (B.5) も式 (B.6) も N.G. の場合は、腹付工の形状から見直す。式 (B.5) も式 (B.6) も O.K. の場合は支持力照査に移行する。支持力照査結果が N.G. の場合は、腹付工の形状から見直し、O.K. の場合は支持力照査を終了する。

支持力照査に用いる荷重は図-B.5 に示すとおりである。図中の基礎マウンドに作用する水平荷重 P_{H1} と腹付工に作用する水平荷重 P_{H2} は、荷重分担比が設定されると決定する。壁面摩擦による鉛直荷重 P_V は、式 (B.7) で計算できる。

$$P_V = \tan \delta \times P_{H2} \quad (\text{B.7})$$

ここに、

δ : 壁面摩擦角 (=15°)

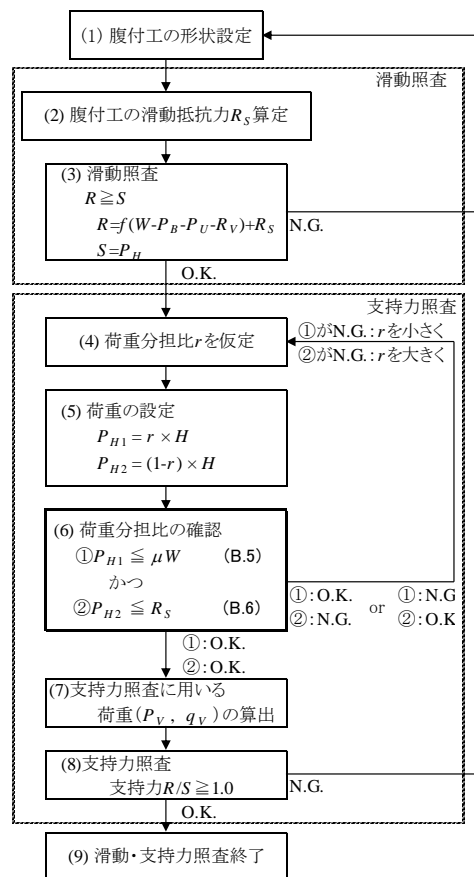


図-B.4 支持力照査フロー

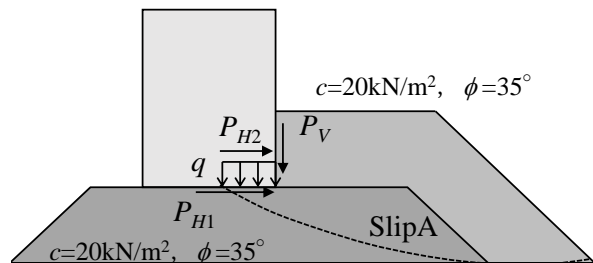


図-B.5 支持力照査フロー

堤体底面への鉛直作用 q_V は、堤体に作用する全合力の偏心率から計算され、全合力の偏心率は、式 (B.8) と式 (B.9) で計算できる。

$$e = \frac{B}{2} - x \quad (\text{B.8})$$

$$x = \frac{M_w - M_h}{V} \quad (\text{B.9})$$

ここに、

e : 全合力の偏心率

B : 底部の幅

M_w : 鉛直合力によるA点まわりのモーメント

M_h : 水平合力によるA点まわりのモーメント

V : ケーソン法線方向単位長さ当たりの鉛直合力

偏心量の計算に必要な堤体に作用する荷重については、式(B.10)から式(B.12)で計算できる。各荷重の作用方向と位置について、水平方向の荷重図を図-B.6に、鉛直方向の荷重図を図-B.7に示す。

$$M_h = P_H \times a_4 - R_{H1} \times 0 - R_{H2} \times a_5 \quad (B.10)$$

$$M_w = W \times a_1 - P_B \times a_2 - P_U \times a_3 + R_{V2} \times 0 \quad (B.11)$$

$$V = W - P_B - P_U - R_{V2} \quad (B.12)$$

ここに、

W : 堤体の気中重量

P_B : 堤体に作用する浮力

P_U : 堤体底面に作用する揚圧力

P_H : 水平波力

R_{H1} : 基礎マウンドの滑動抵抗力

R_{H2} : 腹付工の滑動抵抗力

R_{V2} : 壁面摩擦による鉛直荷重

$a_1 \sim a_5$: 各作用のアーム長

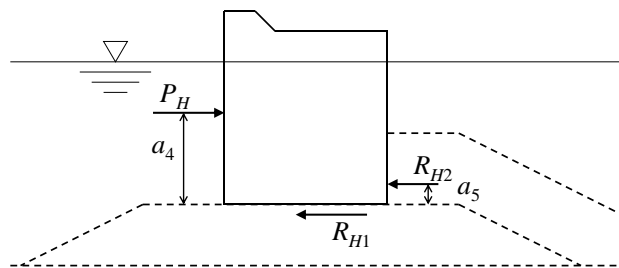


図-B.6 水平方向の荷重の釣り合い

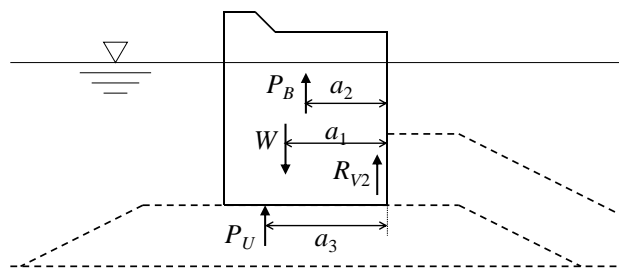


図-B.7 鉛直方向の荷重の釣り合い

基礎マウンドに作用する等分布荷重 q_v は、堤体に作用する底面反力から、荷重の偏心量に応じて、式(B.13)から式(B.18)で与えられる(図-B.8, 図-B.9参照)。

(a) $e \leq B/6$ の場合

$$p_1 = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad (B.13)$$

$$p_2 = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad (B.14)$$

$$q_v = \frac{(p_1 + p_2)}{4b'} B \quad (B.15)$$

(b) $e > B/6$ の場合

$$p_1 = \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{B}{2} - e\right)} \quad (B.16)$$

$$b = 3 \left(\frac{B}{2} - e\right) \quad (B.17)$$

$$q_v = \frac{p_1 b}{4b'} \quad (B.18)$$

ここに、

p_1 : 後趾における反力

p_2 : 前趾における反力

V : 堤体法線方向単位長さ当たりの鉛直合力

H : 堤体法線方向単位長さ当たりの水平合力

e : 全合力の偏心量

B : 堤体底部の幅

b : $e > B/6$ の場合の底面反力の作用幅

q : 分割片上部からの鉛直作用

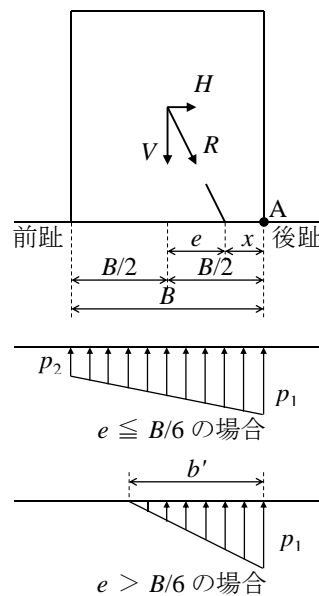


図-B.8 底面反力

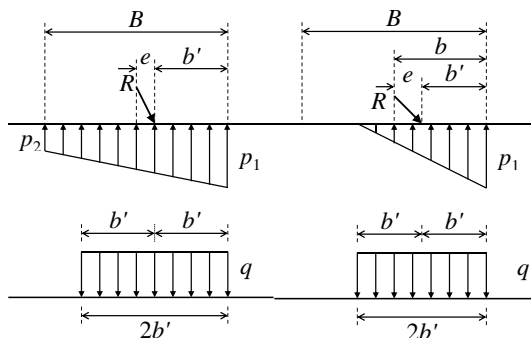


図-B.9 等分布荷重 q_v への換算

2. 基礎マウンドの支持力照査への影響

腹付工を有する防波堤の支持力照査結果に対する、高橋ら¹⁾が示した荷重分担比 r の感度を確認するため、図-B.10 から図-B.13 に示す4種類の形状の腹付工に対して感度分析を実施した。感度分析の結果も同図に示す。荷重分担比が $r=0.3$ から $r=0.7$ に変化しても、本検討ケースでは支持力の耐力作用比 R/S の変化は 0.1 以下であることがわかった。前述したとおり、FEM 解析で得られた荷

重分担比は 0.40~0.65 程度であるため、現実的な荷重分担比である限りは、支持力照査結果に対する荷重分担比の感度は小さいことがわかった。

【付録B 参考文献】

1) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 渡部要一, 高野大樹: 津波に対するケーソン式防波堤マウンドと腹付工の安定性, 港湾技術研究所報告第54巻第2号, 2015.

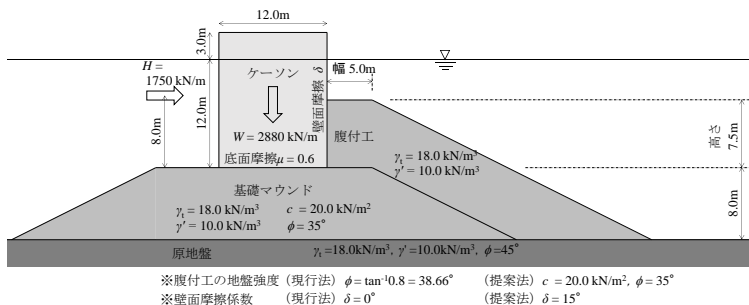


図-B.10 支持力照査結果 (腹付高: 7.5m, 腹付幅: 5.0m)

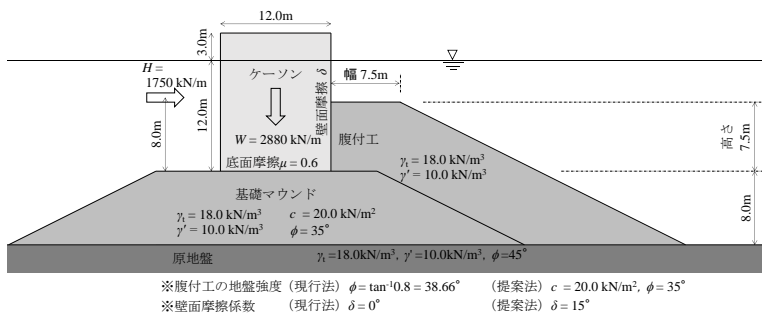
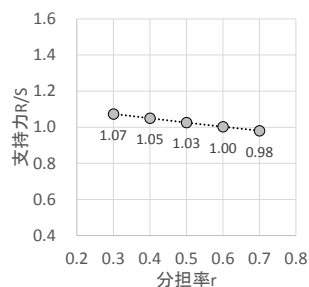


図-B.11 支持力照査結果 (腹付高: 7.5m, 腹付幅: 7.5m)

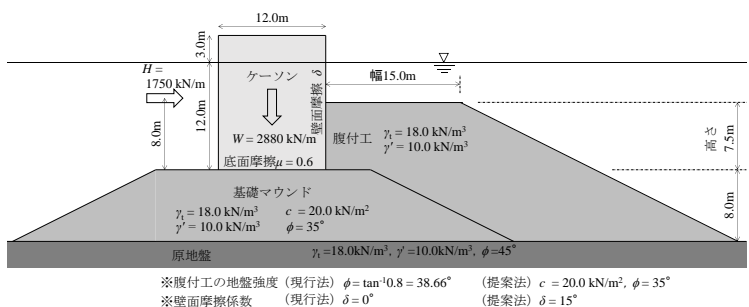
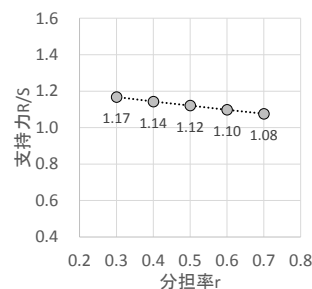


図-B.12 支持力照査結果 (腹付高: 7.5m, 腹付幅: 15.0m)

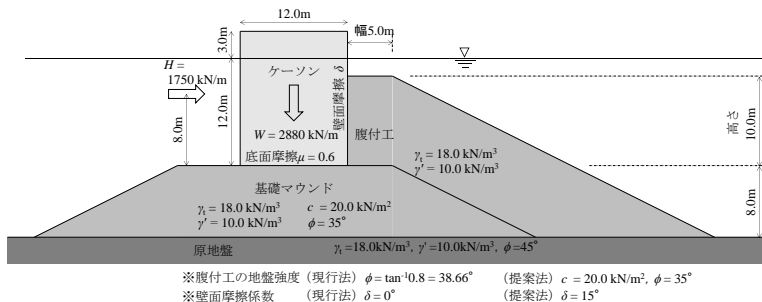
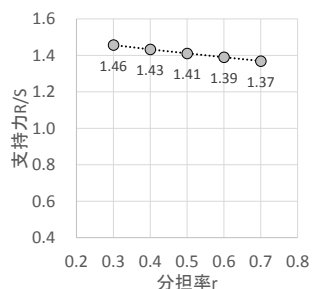
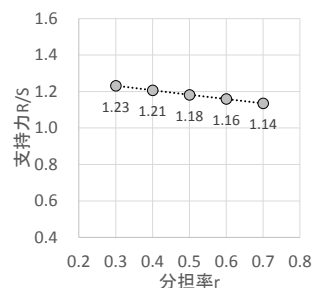


図-B.13 支持力照査結果 (腹付高: 10.0m, 腹付幅: 5.0m)



付録 C 腹付工の形状に関する検討

1. 検討概要

腹付工はその形状によって、耐力特性が異なることが知られている。そこで、様々な条件において、腹付工の形状を変化させ、防波堤全体の安定性にどのような影響を与えるかを検討することで、効率的で効果的な腹付工の形状を選択するための参考資料とする。

検討対象とする項目は、滑動照査と支持力照査である。様々な条件において、腹付工の形状が滑動照査結果と支持力照査結果に与える影響について検討する。

2. 検討条件

基本ケース (Case_1-1) の断面図を図-C.1に示す。腹付工の高さと幅は、ケーソン高さの1/3とし、高さを5.0m、幅を5.0mとした。基礎マウンドの厚さは、基礎マウンドと腹付工に着目するために、すべり面が原地盤をできる限り通らないよう8.0mの厚さとした。基礎マウンドと腹付工の地盤パラメータは、簡易ビショップ法で一般的に用いられている値とした。原地盤については、 N 値が10以上の砂地盤であるとし、摩擦抵抗角 $\phi=45^\circ$ とした。作用は、水平荷重と鉛直荷重を集中荷重として与えた。

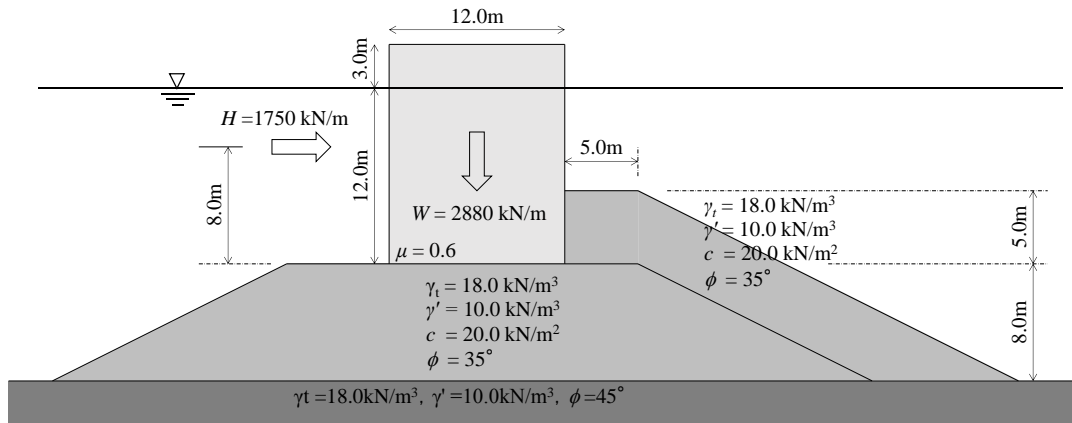


図-C.1 検討断面 (基本ケース)

表-C.1 検討ケース一覧 (腹付幅を変化)

検討ケース	マウンド厚 m	原地盤 強度	腹付高 m	腹付幅 m	支持力 R/S	
Case_1121	8.0	砂質土 $\phi=45^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	5.0	2.5	0.886	
Case_1122				5.0	0.987	
Case_1123				10.0	1.172	
Case_1124				15.0	1.343	
Case_1125				20.0	1.407	
Case_1126				25.0	1.407	
Case_1221		砂質土 $\phi=30^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	5.0	2.5	0.768	
Case_1222				5.0	0.847	
Case_1223				10.0	0.984	
Case_1224				15.0	1.115	
Case_1225				20.0	1.249	
Case_1226				25.0	1.386	
Case_1321		粘性土 $c=40.0\text{kN/m}^2$ 水中重量 8.0kN/m ³	5.0	5.0	2.5	0.796
Case_1322					5.0	0.824
Case_1323					10.0	0.862
Case_1324					15.0	0.903
Case_1325	20.0				0.946	
Case_1326	25.0				0.989	
Case_2121	4.0	砂質土 $\phi=45^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	5.0	2.5	0.840	
Case_2122				5.0	0.955	
Case_2123				10.0	1.161	
Case_2124				15.0	1.343	
Case_2125				20.0	1.407	
Case_2126				25.0	1.407	
Case_2221		砂質土 $\phi=30^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	5.0	5.0	2.5	0.686
Case_2222					5.0	0.766
Case_2223					10.0	0.905
Case_2224					15.0	1.039
Case_2225					20.0	1.175
Case_2226					25.0	1.314
Case_2321		粘性土 $c=60.0\text{kN/m}^2$ 水中重量 8.0kN/m ³	5.0	5.0	2.5	0.878
Case_2322					5.0	0.856
Case_2323					10.0	0.858
Case_2324					15.0	0.956
Case_2325	20.0				1.044	
Case_2326	25.0				1.138	

表-C.2 検討ケース一覧 (腹付高を変化)

検討ケース	マウンド厚 m	原地盤 強度	腹付高 m	腹付幅 m	支持力 R/S
Case_1112	8.0	砂質土 $\phi=45^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	3.0	5.0	0.817
Case_1122			5.0		0.987
Case_1132			7.5		1.187
Case_1142		10.0	1.406		
Case_1212		砂質土 $\phi=30^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	3.0		0.712
Case_1222			5.0		0.847
Case_1232			7.5		0.996
Case_1242		10.0	1.138		
Case_1312		粘性土 $c=40.0\text{kN/m}^2$ 水中重量 8.0kN/m ³	3.0		0.768
Case_1322			5.0		0.824
Case_1332			7.5		0.856
Case_1342		10.0	0.868		
Case_2112	4.0	砂質土 $\phi=45^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	3.0	5.0	0.757
Case_2122			5.0		0.955
Case_2132			7.5		1.189
Case_2142		10.0	1.445		
Case_2212		砂質土 $\phi=30^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	3.0		0.622
Case_2222			5.0		0.766
Case_2232			7.5		0.925
Case_2242		10.0	1.081		
Case_2312		粘性土 $c=60.0\text{kN/m}^2$ 水中重量 8.0kN/m ³	3.0		0.798
Case_2322			5.0		0.856
Case_2332			7.5		0.926
Case_2342		10.0	0.965		

比較検討のために、腹付工の形状を変えた断面を設定する。腹付工の形状による違いを見るために、基本ケースに対して、腹付工の幅を2.5m, 5.0m, 10.0m, 15.0m, 20.0mと変化させた断面(表-C.1)と、高さを3.0m, 5.0m, 7.5m, 10.0mと変化させた断面(表-C.2)を設定した。また、マウンド厚の影響を見るためにマウンド厚を4.0mに薄くした場合と、原地盤の影響を見るために原地盤の強度を $\phi=30^\circ$ に下げた場合と、比較的軟弱な粘性土($c=40\text{kN/m}^2$ もしくは 60kN/m^2)とした場合についても比較した。

3. 検討結果

(1) 滑動照査に対する影響

① 腹付幅を変化させた結果

腹付工の幅のみを変化させたときの、滑動抵抗力と滑動耐力作用比 R/S の計算結果を表-C.3に示す。腹付工の幅に対して、滑動抵抗力と滑動耐力作用比 R/S を比較した図を図-C.2に示す。

腹付工の幅を拡げていくと、腹付工の滑動抵抗力は増加していくが、ある幅を境に滑動抵抗力が頭打ちとなる現象が見られる。図-C.3に、腹付工の幅を拡げた場合の浅いすべり面発生位置の遷移を示す。腹付工の幅が小さい場合は、腹付工の法面へ向かってほぼ水平にすべり面が発生するが、腹付工の幅が広がるにつれ、すべり面は腹付工の天端面へ向かって発生するようになる。腹付工の天端面にすべり面が発生する(図-C.3(d))と、すべり面の外に腹付工の幅を増やしても効果がない(図-C.3(e))ため、腹付工の滑動抵抗力が増加せず頭打ちとなる。腹付工の滑動抵抗力は滑動耐力作用比 R/S に直接寄与するため、頭打ちになる時の腹付工の幅が一致している。

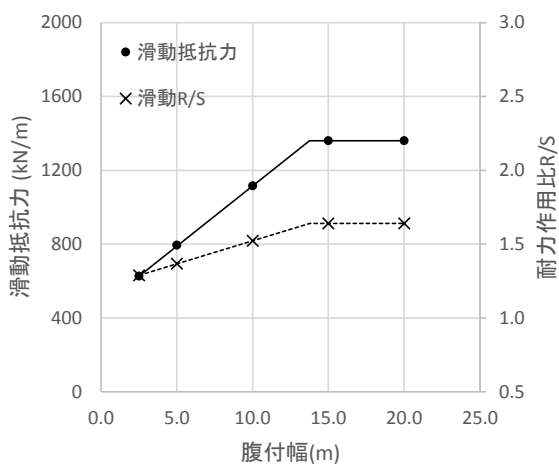


図-C.2 腹付幅と計算結果の関係

表-C.3 検討結果一覧

検討ケース	腹付幅 b	腹付高 a	滑動	
			抵抗力	R/S
Case_1121	2.5	5.0	627	1.29
Case_1122	5.0	5.0	794	1.37
Case_1123	10.0	5.0	1115	1.52
Case_1124	15.0	5.0	1360	1.64
Case_1125	20.0	5.0	1360	1.64

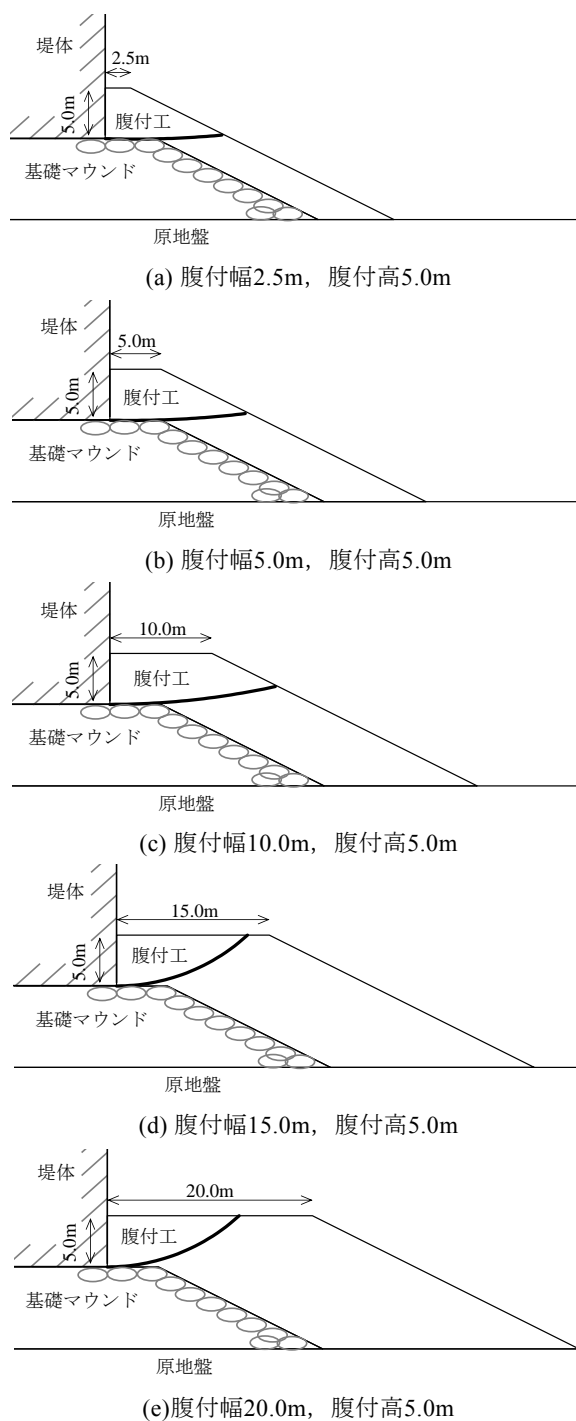


図-C.3 腹付幅とすべり面位置の関係

②腹付高を変化させた結果

腹付工の高さのみを変化させたときの、滑動抵抗力と滑動耐力作用比 R/S の計算結果を表-C. 4に示す。腹付工の高さに対して、滑動抵抗力と滑動耐力作用比 R/S を比較した図を図-C. 4に示す。

幅を変化させた場合とは異なり、滑動抵抗力や滑動耐力作用比 R/S が頭打ちになる現象は見られない。図-C. 5に、腹付工の高さを高くした場合の浅いすべり面発生位置の遷移を示す。腹付工の高さに依らず、腹付工の法面へ向かってほぼ水平にすべり面が発生しているため、すべり面より上の腹付工が増加し続け、滑動抵抗力も増加し続ける。滑動耐力作用比 R/S についても同様である。

表-C. 4 検討結果一覧

検討ケース	腹付幅 b	腹付高 a	滑動	
			抵抗力	R/S
Case_1112	5.0	3.0	465	1.21
Case_1122	5.0	5.0	794	1.37
Case_1132	5.0	7.5	1295	1.61
Case_1142	5.0	10.0	1900	1.90

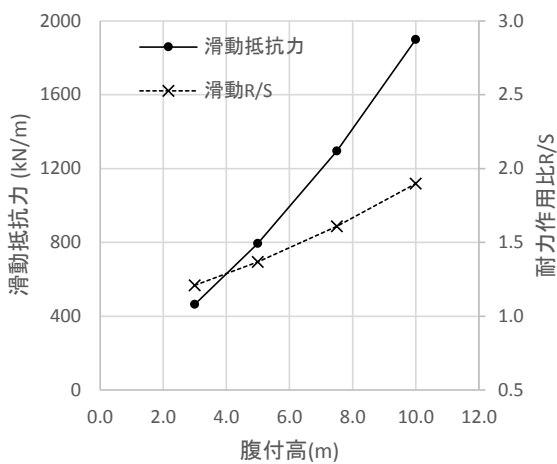


図-C. 4 腹付高と計算結果の関係

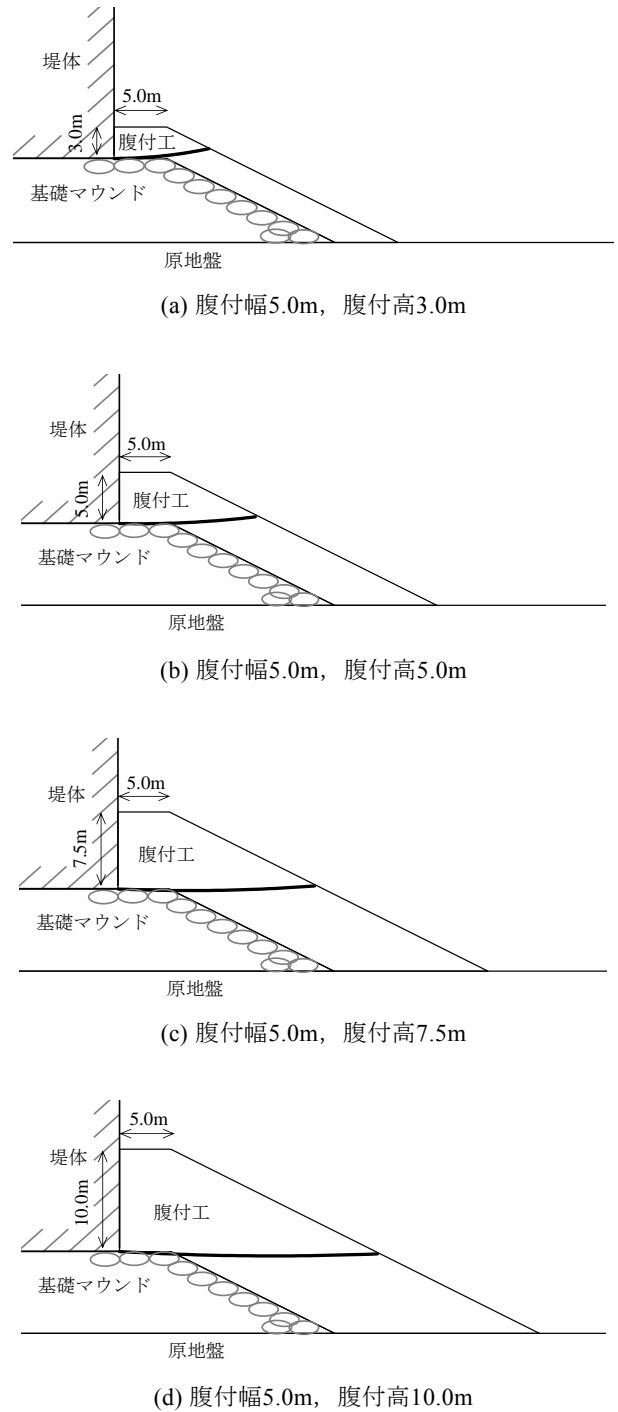


図-C. 5 腹付幅とすべり面位置の関係

(2) 支持力照査に対する影響

① 腹付幅を変化させた結果

腹付工の幅のみを変化させたときの、支持力照査結果を表-C.5に示す。腹付工の幅と支持力照査結果を図化したもので、マウンド厚が8.0mの結果を図-C.6に、マウンド厚4.0mの結果を図-C.7に示す。両図より、本検討ケースの場合、マウンド厚の大小が支持力耐力作用比に与える影響は小さいことがわかる。

原地盤の強度が大きい($\phi=45^\circ$)場合は、腹付工の幅を拡げていくと、腹付工の支持力耐力作用比は増加していくが、ある幅を境に支持力耐力作用比が頭打ちとなる現象が見られる。図-C.8と図-C.9に、原地盤が固い条件で腹付工の幅を拡げた場合の、深いすべり面発生位置の遷移を示す。腹付工の幅が小さい場合は、腹付工の法尻へ向かってすべり面が発生する。腹付工の幅が大きくなるにつれ、すべり面は原地盤を切ろうとするが固くて切れないため、腹付工の天端面へ向かって発生するようになる。腹付工の天端面にすべり面が発生すると、すべり面の外に腹付工の幅を増やしても効果がないため、腹付工の滑動抵抗力が増加せず頭打ちとなる。浅いすべりと深い滑りでは、腹付工の天端にすべり面が発生するときの腹付工の幅が異なるため、頭打ちになる腹付工の幅が異なる。

一方、原地盤の強度が小さい($\phi=30^\circ$ もしくは粘性土)場合は、頭打ちの現象は見られない。図-C.10から図-C.13に、原地盤が軟らかい条件で腹付工の幅を拡げた場合の、深いすべり面発生位置の遷移を示す。原地盤が軟らかい場合は、すべり面が原地盤を切ることができるため、腹付工の幅に関わらず、腹付工の法尻へ向かってすべり面が発生する。したがって、すべり面より上の腹付工および原地盤は、腹付工の幅を拡げるほど増加するため、頭打ちの現象は起こらない。ただし、原地盤が砂質土の場合は、上載荷重が増えるに連れ拘束圧の増加に伴う原地盤強度の増加によって、支持力耐力作用比は増加するが、原地盤が粘性土の場合は、原地盤の強度増加は見込めず、すべり面が長くなる効果しか見込めないため、支持力耐力作用比はあまり増加しないことがわかる。

表-C.5 腹付幅を変化させた結果

検討ケース	マウンド厚 m	原地盤 強度	腹付高 m	腹付幅 m	支持力 R/S
Case_1121	8.0	砂質土 $\phi=45^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	5.0	2.5	0.886
Case_1122				5.0	0.987
Case_1123				10.0	1.172
Case_1124				15.0	1.343
Case_1125				20.0	1.407
Case_1126				25.0	1.407
Case_1221		砂質土 $\phi=30^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³		2.5	0.768
Case_1222				5.0	0.847
Case_1223				10.0	0.984
Case_1224				15.0	1.115
Case_1225				20.0	1.249
Case_1226				25.0	1.386
Case_1321	粘性土 $c=40.0kN/m^2$ 水中重量 8.0kN/m ³	2.5	0.796		
Case_1322		5.0	0.824		
Case_1323		10.0	0.862		
Case_1324		15.0	0.903		
Case_1325		20.0	0.946		
Case_1326		25.0	0.989		
Case_2121	4.0	砂質土 $\phi=45^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³	5.0	2.5	0.840
Case_2122				5.0	0.955
Case_2123				10.0	1.161
Case_2124				15.0	1.343
Case_2125				20.0	1.407
Case_2126				25.0	1.407
Case_2221		砂質土 $\phi=30^\circ$ 水中重量 10.0kN/m ³		2.5	0.686
Case_2222				5.0	0.766
Case_2223				10.0	0.905
Case_2224				15.0	1.039
Case_2225				20.0	1.175
Case_2226				25.0	1.314
Case_2321	粘性土 $c=60.0kN/m^2$ 水中重量 8.0kN/m ³	2.5	0.878		
Case_2322		5.0	0.856		
Case_2323		10.0	0.858		
Case_2324		15.0	0.956		
Case_2325		20.0	1.044		
Case_2326		25.0	1.138		

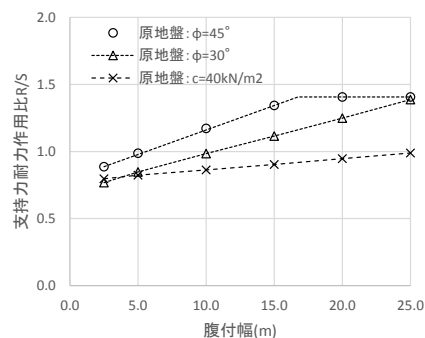


図-C.6 腹付幅を変化 (マウンド厚 : 8.0m)

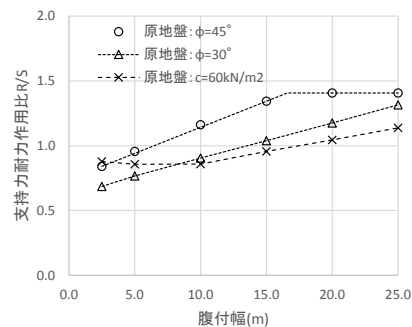
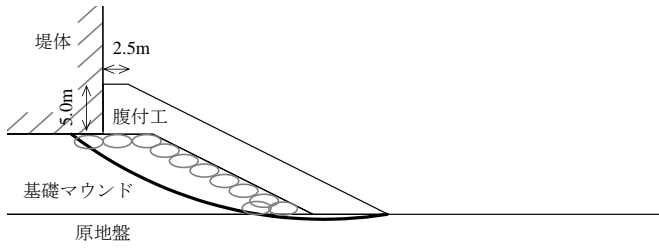
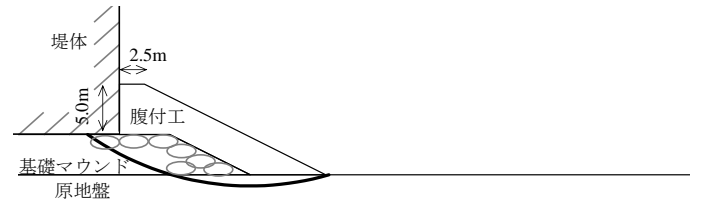


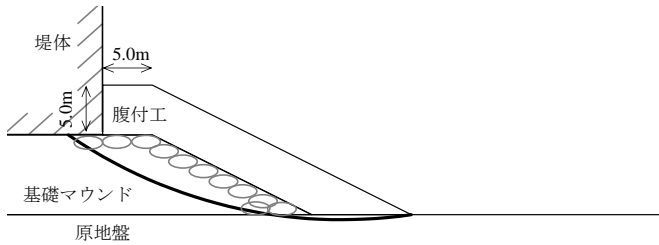
図-C.7 腹付幅を変化 (マウンド厚 : 4.0m)



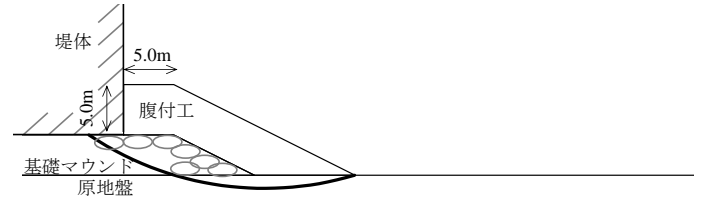
(a) 腹付：幅2.5m×高5.0m



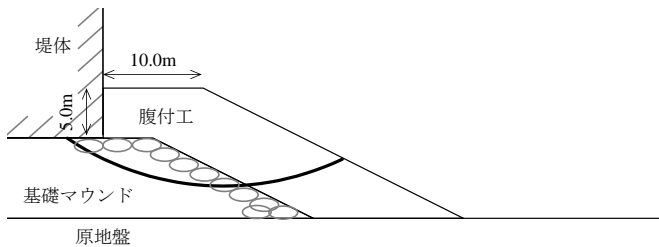
(a) 腹付：幅2.5m×高5.0m



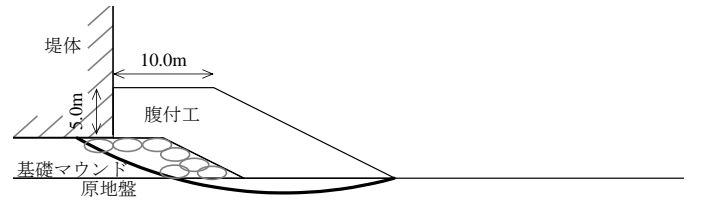
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



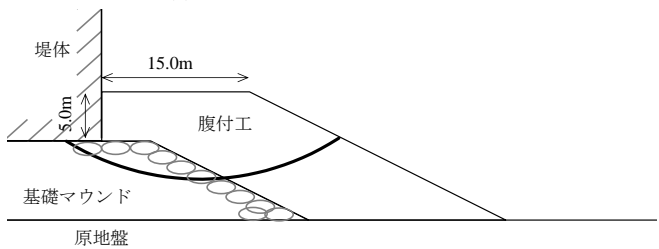
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



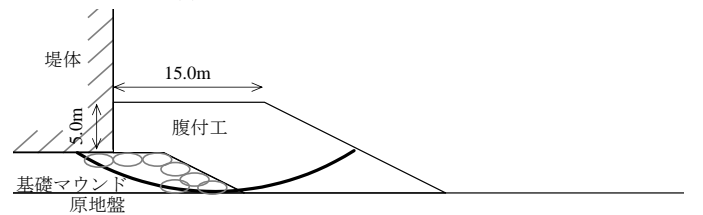
(c) 腹付：幅10.0m×高5.0m



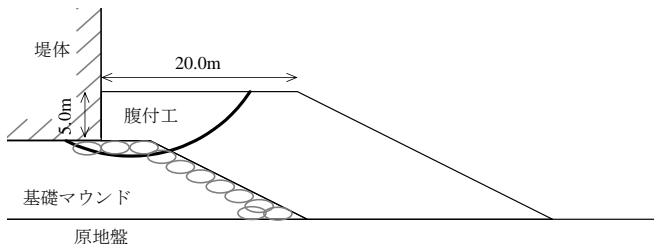
(c) 腹付：幅10.0m×高5.0m



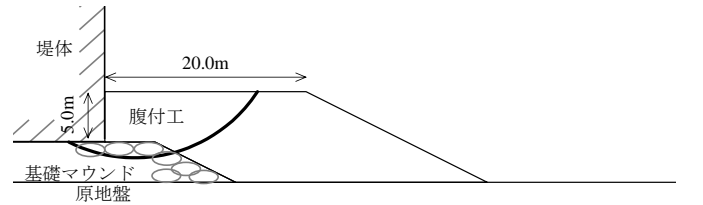
(d) 腹付：幅15.0m×高5.0m



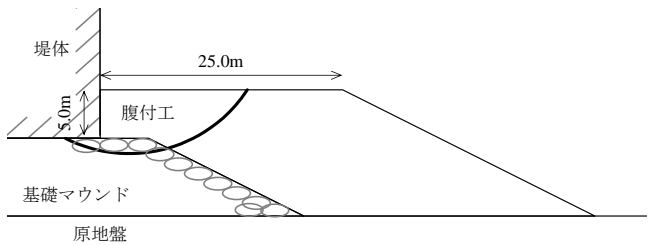
(d) 腹付：幅15.0m×高5.0m



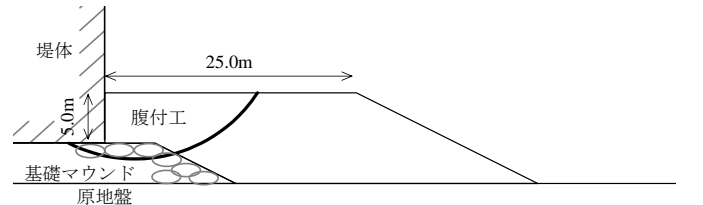
(e) 腹付：幅20.0m×高5.0m



(e) 腹付：幅20.0m×高5.0m



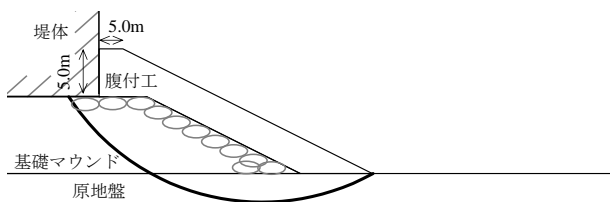
(f) 腹付：幅25.0m×高5.0m



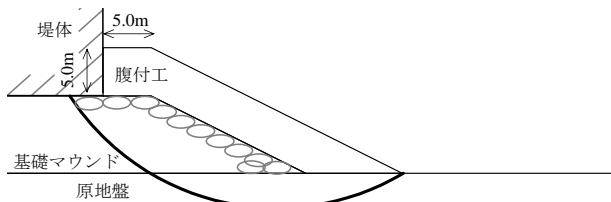
(f) 腹付：幅25.0m×高5.0m

図-C.8 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=45^\circ$ ，マウンド厚：8.0m)

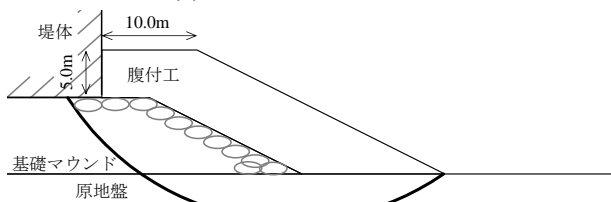
図-C.9 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=45^\circ$ ，マウンド厚：4.0m)



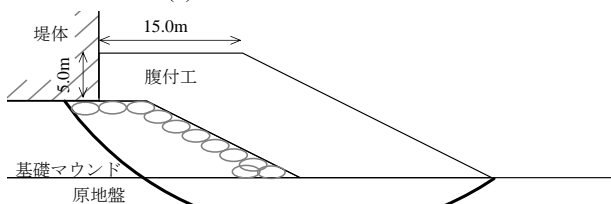
(a) 腹付：幅2.5m×高5.0m



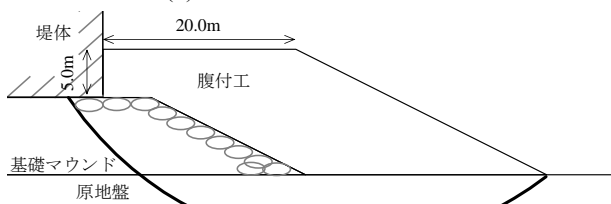
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



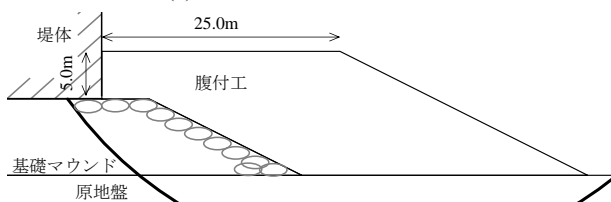
(c) 腹付：幅10.0m×高5.0m



(d) 腹付：幅15.0m×高5.0m

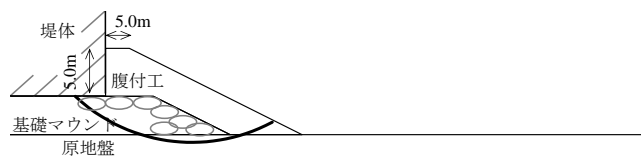


(e) 腹付：幅20.0m×高5.0m

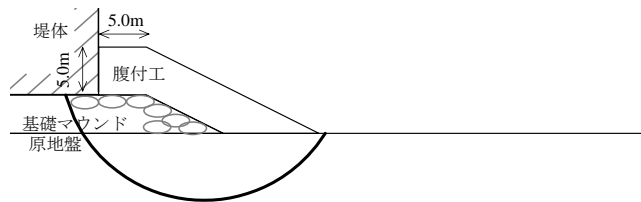


(f) 腹付：幅25.0m×高5.0m

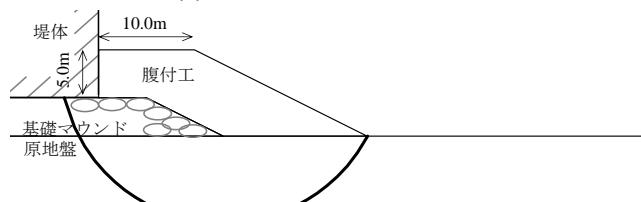
図-C.10 腹付工の形状とすべり面の関係
 (原地盤： $c=40\text{kN/m}^2$ ，マウンド厚：8.0m)



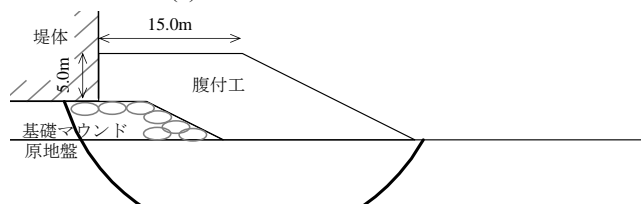
(a) 腹付：幅2.5m×高5.0m



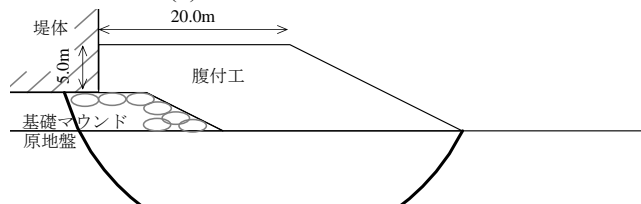
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



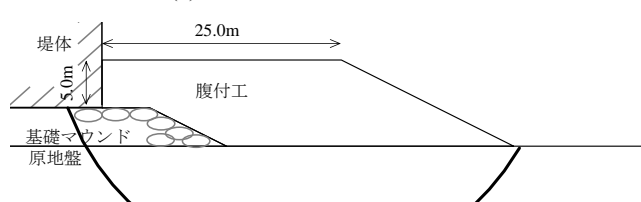
(c) 腹付：幅10.0m×高5.0m



(d) 腹付：幅15.0m×高5.0m

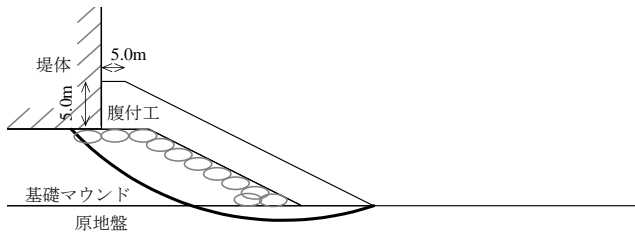


(e) 腹付：幅20.0m×高5.0m

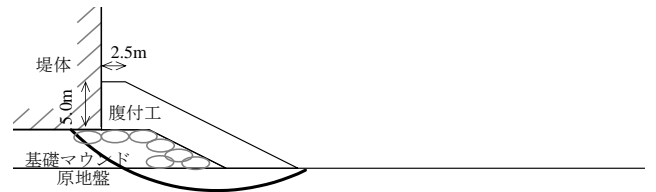


(f) 腹付：幅25.0m×高5.0m

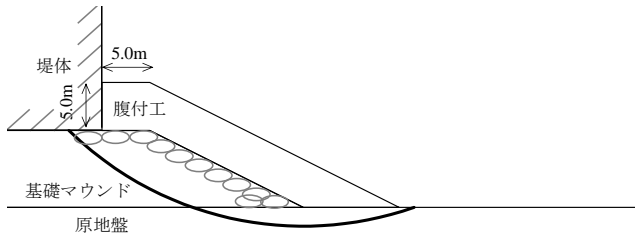
図-C.11 腹付工の形状とすべり面の関係
 (原地盤： $c=60\text{kN/m}^2$ ，マウンド厚：4.0m)



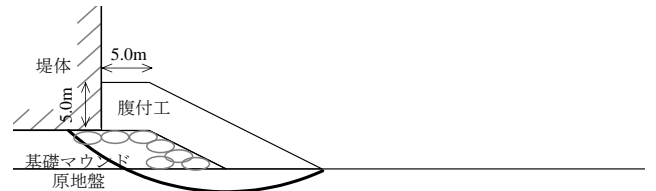
(a) 腹付：幅2.5m×高5.0m



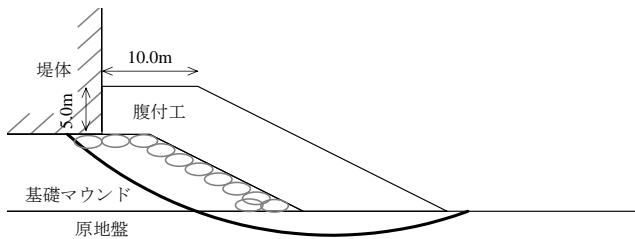
(a) 腹付：幅2.5m×高5.0m



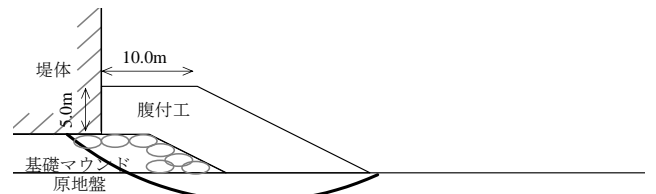
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



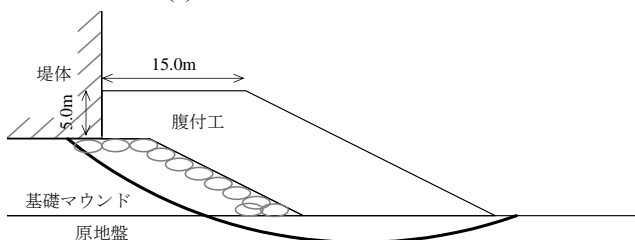
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



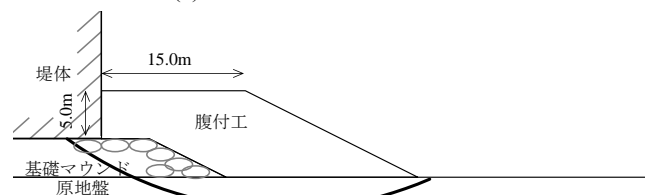
(c) 腹付：幅10.0m×高5.0m



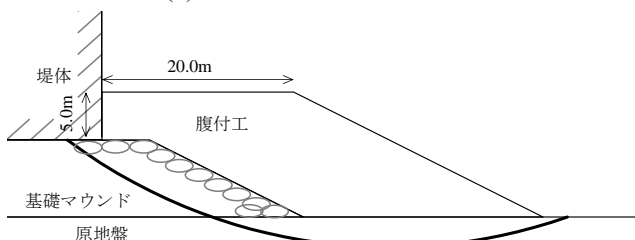
(c) 腹付：幅10.0m×高5.0m



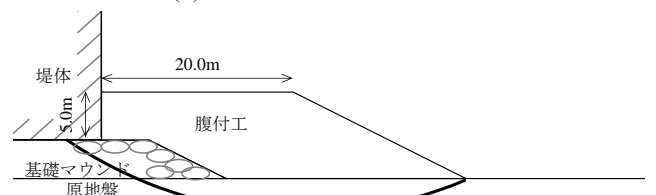
(d) 腹付：幅15.0m×高5.0m



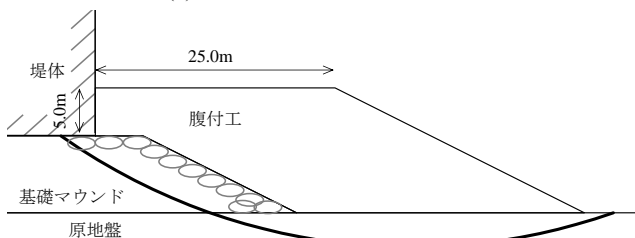
(d) 腹付：幅15.0m×高5.0m



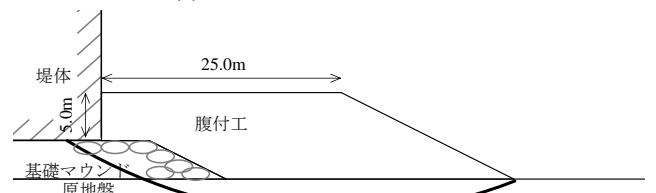
(e) 腹付：幅20.0m×高5.0m



(e) 腹付：幅20.0m×高5.0m



(f) 腹付：幅25.0m×高5.0m



(f) 腹付：幅25.0m×高5.0m

図-C.12 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=30^\circ$ ，マウンド厚：8.0m)

図-C.13 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=30^\circ$ ，マウンド厚：4.0m)

②腹付高を変化させた結果

腹付工の高さのみを変化させたときの、支持力照査結果を表-C. 6に示す。腹付工の高さと支持力照査結果を図化したもので、マウンド厚が8.0mの結果を図-C. 14に、マウンド厚4.0mの結果を図-C. 15に示す。両図がほぼ同じ結果を示すことから、マウンドの厚さの違いが支持力耐力作用比に与える影響は小さいことがわかる。

幅を変化させた場合とは異なり、原地盤の固さに依らず、腹付高さを高くするにしたがって腹付工の支持力の耐力作用比も増加し、頭打ちの現象は見られない。図-C. 16から図-C. 21に、腹付工の幅を拡げた場合の、深いすべり面発生位置の遷移を示す。腹付工の高さを高くしても、腹付工の天端面に向かってすべり面は発生しないため、頭打ちとならない。

ただし、原地盤が砂質土の場合は、上載荷重が増えるに従い拘束圧の増加に伴う原地盤強度の増加によって、支持力耐力作用比は増加するが、原地盤が粘性土の場合は、原地盤の強度増加は見込めず、すべり面が長くなる効果しか見込めないため、支持力耐力作用比はあまり増加しないという現象は、腹付工の幅を増やした場合と同じである。

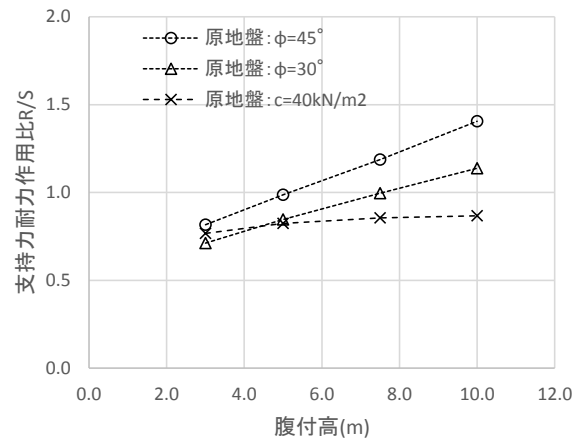


図-C. 14 腹付幅を変化させた結果
 (マウンド厚：8.0m)

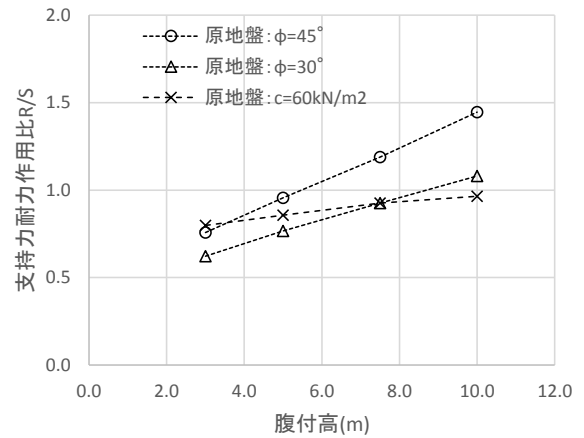
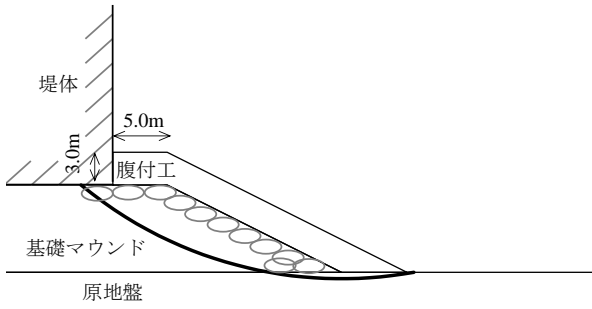


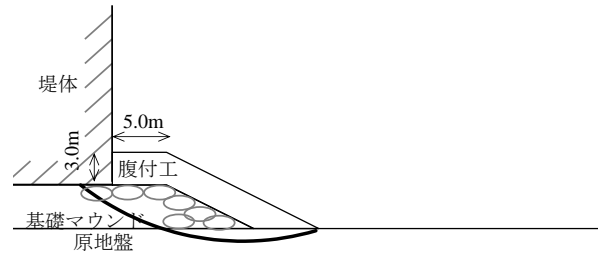
図-C. 15 腹付幅を変化させた結果
 (マウンド厚：4.0m)

表-C. 6 腹付幅を変化させた結果

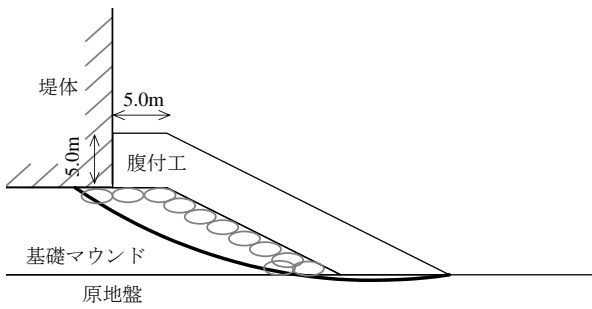
検討ケース	マウンド厚 m	原地盤 強度	腹付高 m	腹付幅 m	支持力 R/S
Case_1112	8.0	砂質土 φ=45°	3.0	5.0	0.817
Case_1122			5.0		0.987
Case_1132			7.5		1.187
Case_1142		10.0	1.406		
Case_1212		砂質土 φ=30°	3.0		0.712
Case_1222			5.0		0.847
Case_1232			7.5		0.996
Case_1242		10.0	1.138		
Case_1312		粘性土 c=40.0kN/m²	3.0		0.768
Case_1322			5.0		0.824
Case_1332			7.5		0.856
Case_1342			10.0		0.868
Case_2112	4.0	砂質土 φ=45°	3.0	5.0	0.757
Case_2122			5.0		0.955
Case_2132			7.5		1.189
Case_2142		10.0	1.445		
Case_2212		砂質土 φ=30°	3.0		0.622
Case_2222			5.0		0.766
Case_2232			7.5		0.925
Case_2242		10.0	1.081		
Case_2312		粘性土 c=60.0kN/m²	3.0		0.798
Case_2322			5.0		0.856
Case_2332			7.5		0.926
Case_2342			10.0		0.965



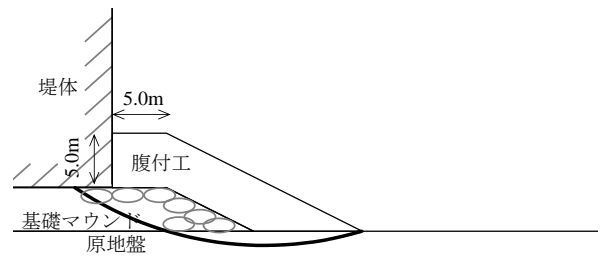
(a) 腹付：幅5.0m×高3.0m



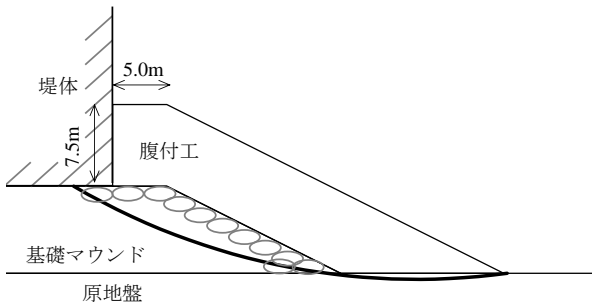
(a) 腹付：幅5.0m×高3.0m



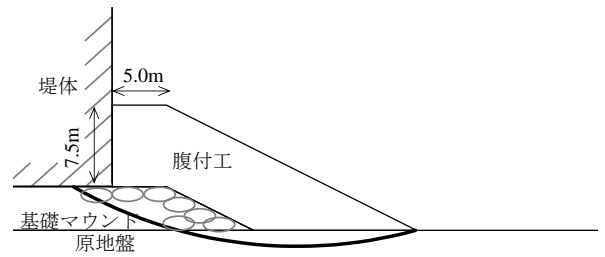
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



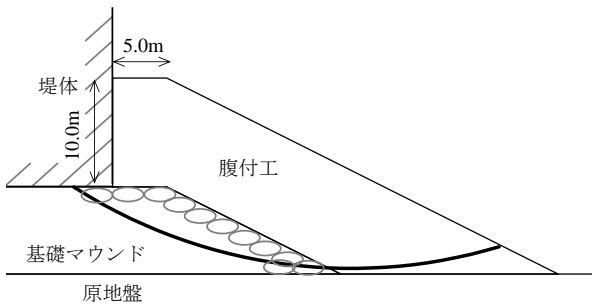
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



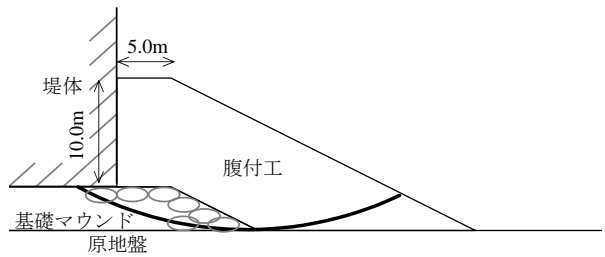
(c) 腹付：幅5.0m×高7.5m



(c) 腹付：幅5.0m×高7.5m



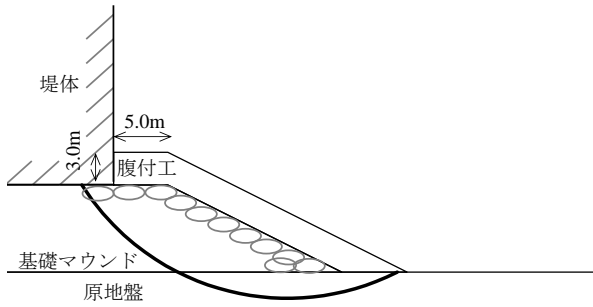
(d) 腹付：幅5.0m×高10.0m



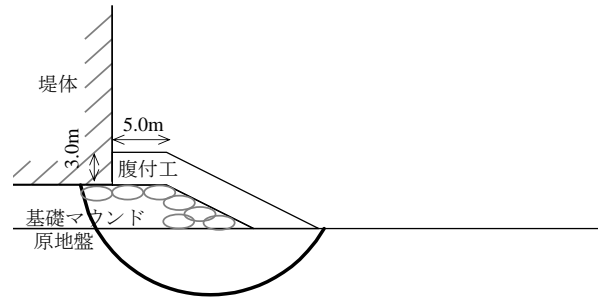
(d) 腹付：幅5.0m×高10.0m

図-C.16 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=45^\circ$ ，マウンド厚：8.0m)

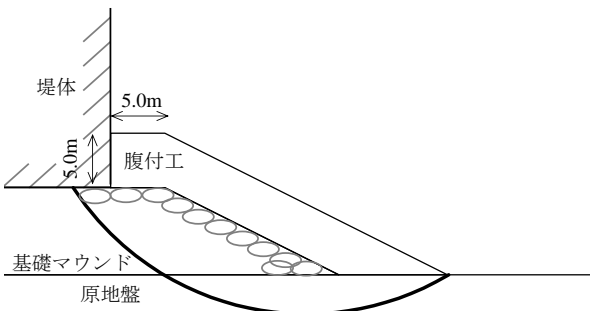
図-C.17 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=45^\circ$ ，マウンド厚：4.0m)



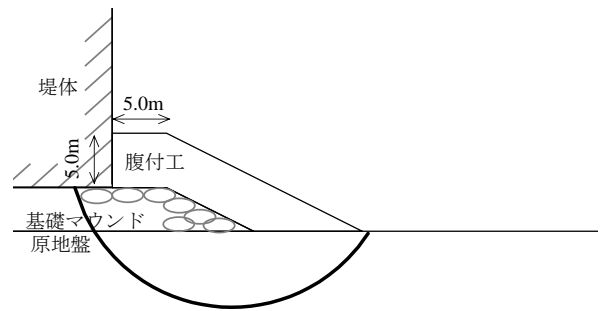
(a) 腹付：幅5.0m×高3.0m



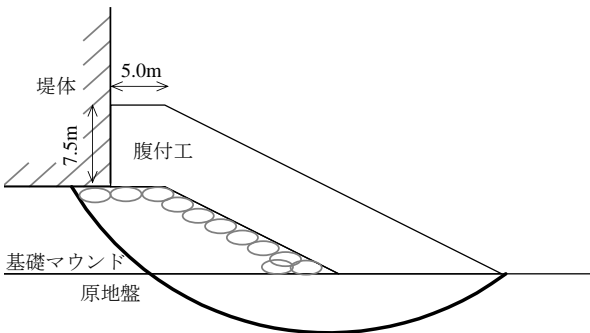
(a) 腹付：幅5.0m×高3.0m



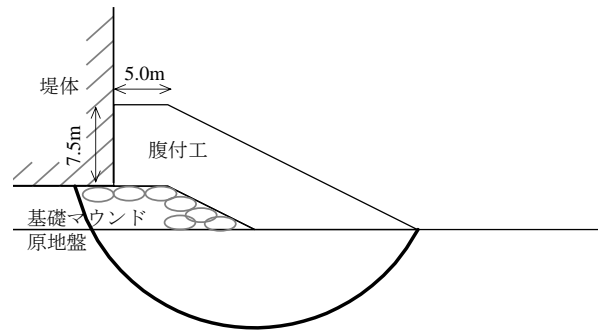
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



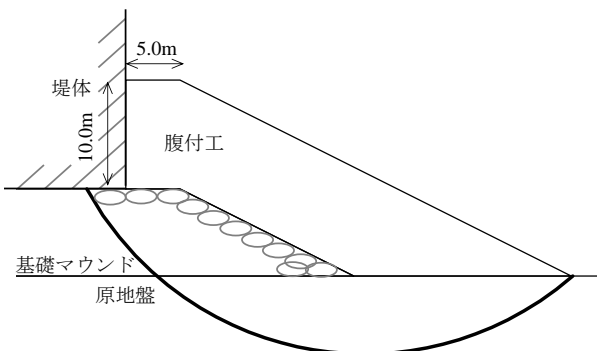
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



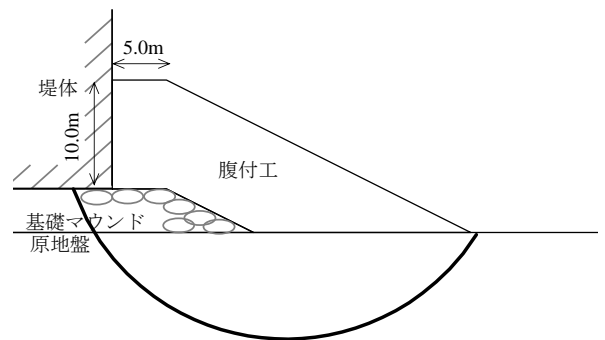
(c) 腹付：幅5.0m×高7.5m



(c) 腹付：幅5.0m×高7.5m



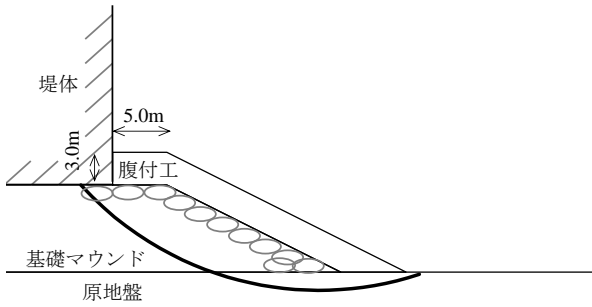
(d) 腹付：幅5.0m×高10.0m



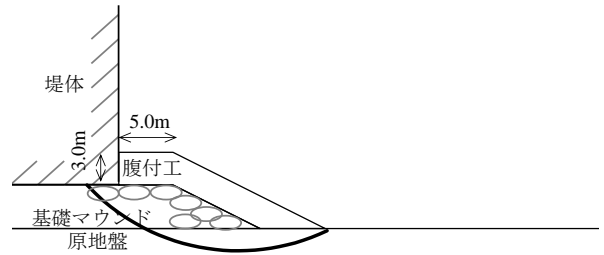
(d) 腹付：幅5.0m×高10.0m

図-C.18 腹付工の形状とすべり面の関係
 (原地盤： $c=40\text{kN/m}^2$ ，マウンド厚：8.0m)

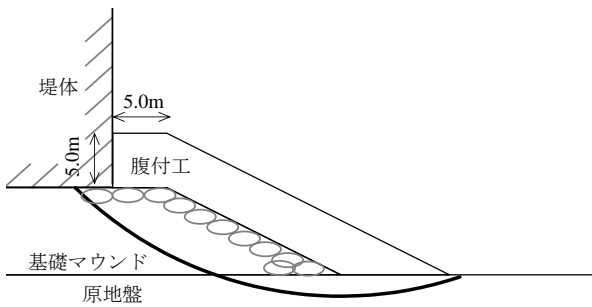
図-C.19 腹付工の形状とすべり面の関係
 (原地盤： $c=60\text{kN/m}^2$ ，マウンド厚：4.0m)



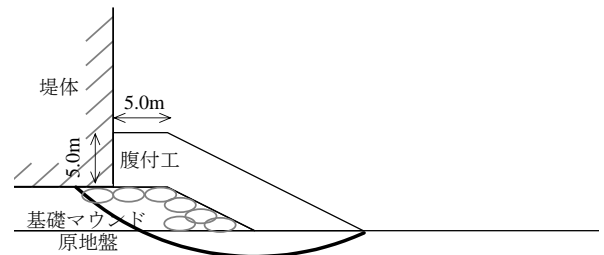
(a) 腹付：幅5.0m×高3.0m



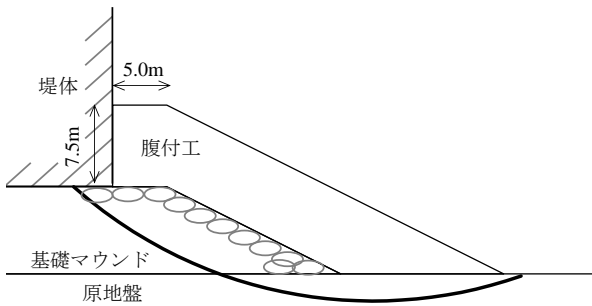
(a) 腹付：幅5.0m×高3.0m



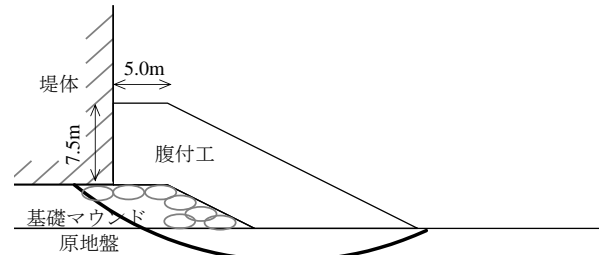
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



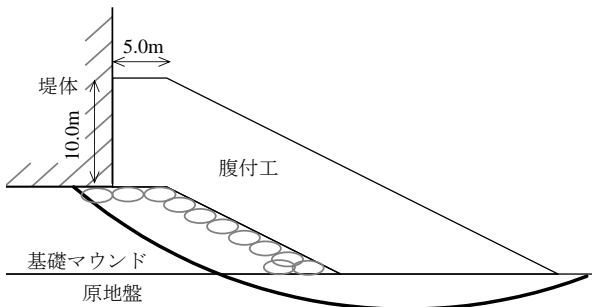
(b) 腹付：幅5.0m×高5.0m



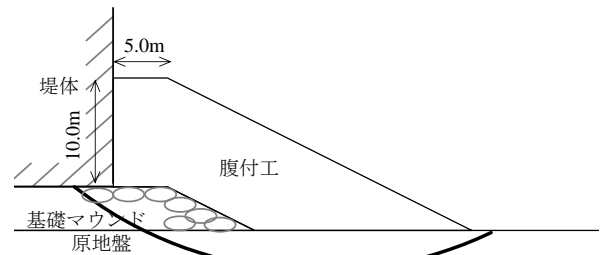
(c) 腹付：幅5.0m×高7.5m



(c) 腹付：幅5.0m×高7.5m



(d) 腹付：幅5.0m×高10.0m



(d) 腹付：幅5.0m×高10.0m

図-C.20 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=30^\circ$ ，マウンド厚：8.0m)

図-C.21 腹付工の形状とすべり面の関係
(原地盤： $\phi=30^\circ$ ，マウンド厚：4.0m)

③腹付幅と腹付高を変化させた結果の比較

腹付幅を拡げた場合と、腹付高さを高くした場合の、それぞれの特徴について考察する。腹付工を有する防波堤に対してコスト縮減を期待する場合、腹付量の縮減がコストの縮減に繋がると仮定すると、腹付工を有する防波堤断面の腹付工の体積が重要となる。

これまでに実施した検討結果で、マウンド厚が8.0mの断面に対して、腹付工の体積を指標として、滑動および支持力の耐力作用比を整理し直した結果を表-C.7に、図化したものを図-C.22に示す。

滑動耐力作用比については、原地盤の影響がないため、腹付工の形状のみに依存する。腹付工の幅を拡げた場合は、ある腹付幅で滑動耐力作用比が頭打ちとなるが、腹付工の高さを高くした場合は、その現象は起こらない。また、両者を比較すると、腹付工の高さを高くした方が、若干耐力作用比の伸びが大きい。そのため、滑動耐力作用比の観点からは、腹付工の幅を拡げるよりは、腹付工の高さを高くした方が若干効率がよいと考えられる。しかし、大きな目でみると、大差はないと言ってもよいと考える。

支持力耐力作用比については、原地盤の影響があり、原地盤の強度が大きいと支持力耐力作用比は大きく、原地盤の強度が小さいと支持力耐力作用比は小さくなる。原地盤の強度が大きい場合 ($\phi=45^\circ$ の場合) は、腹付工の幅を拡げていくと支持力耐力作用比が頭打ちする現象が見られるが、原地盤の強度が小さい場合 ($\phi=30^\circ$, $c=40\text{kN/m}^2$ の場合) は、頭打ちの現象は見られない。また、両者を比較すると、腹付工の高さを高くするよりも、腹付工の幅を拡げた方が若干耐力作用比の伸びが大きい。そのため、支持力耐力作用比の観点からは、支持力耐力作用比が頭打ちする現象が起こらない範囲で、腹付工の高さを高くするよりは、腹付工の幅を拡げた方が若干効率がよいと考えられる。しかし、大きな目でみると、大差はないと言ってもよいと考える。

これまでに実施した検討結果で、マウンド厚が4.0mの断面に対して、腹付工の体積を指標として、滑動および支持力の耐力作用比を整理し直した結果を表-C.8に、図化したものを図-C.23に示す。マウンド厚が8.0mの断面と同様の傾向となり、マウンド厚の違いが耐力作用比へ与える影響は小さいことがわかった。

表-C.7 腹付体積と耐力作用比 (マウンド厚: 8.0m)

検討ケース	腹付体積 (m ³)	耐力作用比R/S	
		滑動	支持力
Case_1121	77.5	1.288	0.886
Case_1122	130.0	1.368	0.987
Case_1123	195.0	1.522	1.172
Case_1124	260.0	1.640	1.343
Case_1125	325.0	1.640	1.407
Case_1126	390.0	1.640	1.407
Case_1112	72.0	1.210	0.817
Case_1122	130.0	1.368	0.987
Case_1132	213.8	1.608	1.187
Case_1142	310.0	1.899	1.406
Case_1221	77.5	1.288	0.768
Case_1222	130.0	1.368	0.847
Case_1223	195.0	1.522	0.984
Case_1224	260.0	1.640	1.115
Case_1225	325.0	1.640	1.249
Case_1226	390.0	1.640	1.386
Case_1212	72.0	1.210	0.712
Case_1222	130.0	1.368	0.847
Case_1232	213.8	1.608	0.996
Case_1242	310.0	1.899	1.138
Case_1321	77.5	1.288	0.796
Case_1322	130.0	1.368	0.824
Case_1323	195.0	1.522	0.862
Case_1324	260.0	1.640	0.903
Case_1325	325.0	1.640	0.946
Case_1326	390.0	1.640	0.989
Case_1312	72.0	1.210	0.768
Case_1322	130.0	1.368	0.824
Case_1332	213.8	1.608	0.856
Case_1342	310.0	1.899	0.868

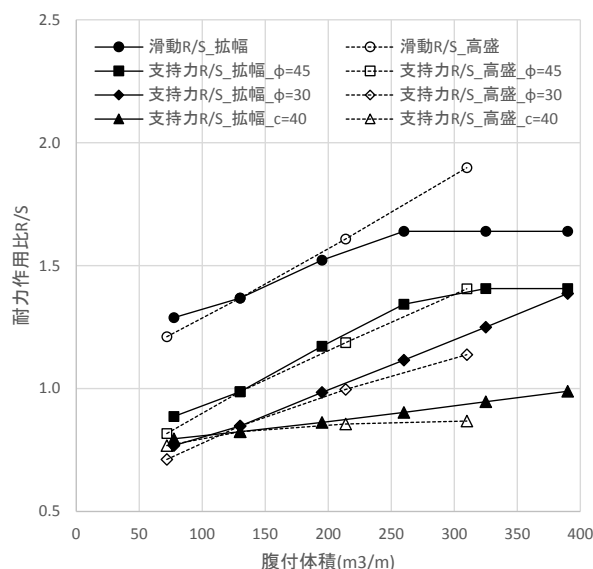


図-C.22 腹付体積と耐力作用比の比較
(マウンド厚: 8.0m)

表-C. 8 腹付体積と耐力作用比 (マウンド厚 : 4.0m)

検討ケース	腹付体積 (m ³)	耐力作用比R/S	
		滑動	支持力
Case_2121	57.5	1.288	0.840
Case_2122	90.0	1.368	0.955
Case_2123	135.0	1.522	1.161
Case_2124	180.0	1.640	1.343
Case_2125	225.0	1.640	1.407
Case_2126	270.0	1.640	1.407
Case_2112	48.0	1.210	0.757
Case_2122	90.0	1.368	0.955
Case_2132	153.8	1.608	1.189
Case_2142	230.0	1.899	1.445
Case_2221	57.5	1.288	0.686
Case_2222	90.0	1.368	0.766
Case_2223	135.0	1.522	0.905
Case_2224	180.0	1.640	1.039
Case_2225	225.0	1.640	1.175
Case_2226	270.0	1.640	1.314
Case_2212	48.0	1.210	0.622
Case_2222	90.0	1.368	0.766
Case_2232	153.8	1.608	0.925
Case_2242	230.0	1.899	1.081
Case_2321	57.5	1.288	0.878
Case_2322	90.0	1.368	0.856
Case_2323	135.0	1.522	0.858
Case_2324	180.0	1.640	0.956
Case_2325	225.0	1.640	1.044
Case_2326	270.0	1.640	1.138
Case_2312	48.0	1.210	0.798
Case_2322	90.0	1.368	0.856
Case_2332	153.8	1.608	0.926
Case_2342	230.0	1.899	0.965

4. まとめ

本付録では、腹付工の幅を変化させた場合と高さを変化させた場合の、滑動および支持力の耐力作用比への影響について検討した。

幅を拡げる効果には上限があることがわかったが、一般的な腹付形状であれば、幅を拡げた場合も高さを高くした場合も、どちらも滑動および支持力の耐力作用比が比例して増加することがわかった。すなわち、腹付工の耐力を確保するためには、腹付工の量を確保することが重要であり、腹付工の形状は自由に決められることがわかった。したがって、腹付工の置かれる周辺環境による制限や、コスト縮減等に対して、自由度の高い設計が可能であることがわかった。

しかしながら、釜石港湾港防波堤のような大水深の場合等、特殊な断面の場合は、腹付形状によって腹付量に大きな差が生じることも考えられるため、このような場合には、腹付工の形状を変化させた感度分析を実施し、断面形状を設定することも有効である。

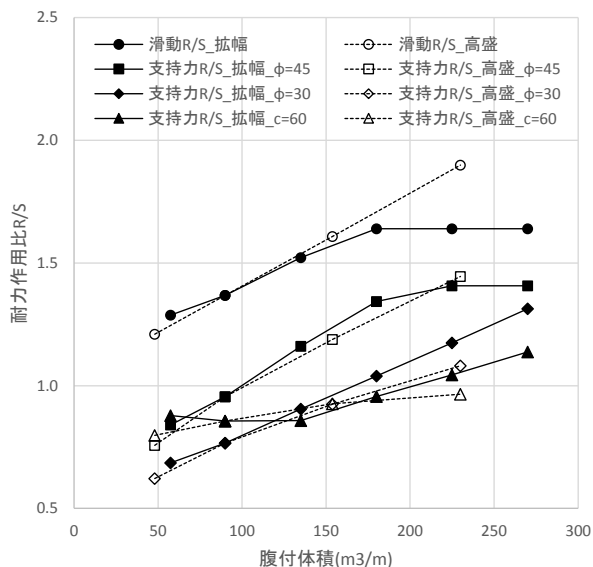


図-C. 23 腹付体積と耐力作用比の比較 (マウンド厚 : 4.0m)

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 954

March 2017

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは
〔〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019〕
E-mail:ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp