



| | |
|---------------------|---|
| Title | 緩傾斜堤の水理特性に関する基礎的研究 |
| Author(s) | 高橋, 敏彦 |
| Degree Grantor | 北海道大学 |
| Degree Name | 博士(工学) |
| Dissertation Number | 乙第5468号 |
| Issue Date | 1999-03-25 |
| DOI | https://doi.org/10.11501/3151629 |
| Doc URL | https://hdl.handle.net/2115/51613 |
| Type | doctoral thesis |
| File Information | 000000336819.pdf |



緩傾斜堤の水理特性に関する基礎的研究

高橋敏彦

①

緩傾斜堤の水理特性に関する基礎的研究

高橋 敏彦

目 次

| | | |
|-------|---------------------------------|----|
| 第1章 | 序 論 | 1 |
| 1.1 | 概説 | 1 |
| 1.2 | 本研究の目的と位置付け | 2 |
| 1.3 | 本研究の構成 | 3 |
| | 参考文献 | 6 |
| 第2章 | 捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ特性 | 8 |
| 2.1 | 序 節 | 8 |
| 2.2 | 捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率 | 9 |
| 2.2.1 | 実験装置及び実験条件 | 9 |
| 2.2.2 | 波の打ち上げ高さ・反射率と沖波波形勾配 | 10 |
| 2.2.3 | エネルギー消費 | 15 |
| 2.2.4 | 相対打ち上げ高さと ξ との関係 | 22 |
| 2.3 | 相対水深の違いによる波の打ち上げ高さの検討 | 25 |
| 2.3.1 | 実験条件 | 25 |
| 2.3.2 | 波の打ち上げ高さと沖波波形勾配 | 26 |
| 2.3.3 | 透水層厚と浸透水量の関係 | 29 |
| 2.4 | 結 語 | 36 |
| | 参考文献 | 37 |
| 第3章 | 緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率と打ち上げ速度及び戻り流れ | 40 |
| 3.1 | 序 節 | 40 |
| 3.2 | 緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率 | 41 |
| 3.2.1 | 実験装置及び実験条件 | 41 |
| 3.2.2 | 波の打ち上げ高さ・反射率と沖波波形勾配 | 42 |
| 3.2.3 | エネルギー消費 | 49 |
| 3.2.4 | 斜面上の波先端移動速度及び抗力係数 | 51 |
| 3.3 | 相対水深の違いによる波の打ち上げ高さの検討 | 56 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 3.3.1 | 実験装置及び実験条件 | 56 |
| 3.3.2 | 相対打ち上げ高さ，反射率と沖波波形勾配 | 57 |
| 3.4 | 緩傾斜堤への波の打ち上げ速度及び戻り流れ | 64 |
| 3.4.1 | 実験装置及び実験条件 | 64 |
| 3.4.2 | 相対打ち上げ高さ，反射率と沖波波形勾配 | 65 |
| 3.4.3 | 波の打ち上げ流速と戻り流速 | 66 |
| 3.4.4 | 流速・流量と各無次元量との関係 | 70 |
| 3.5 | 結語 | 73 |
| | 参考文献 | 75 |
| 第4章 | 緩傾斜堤への波の打ち上げ高，反射率の一推定法 | 78 |
| 4.1 | 序節 | 78 |
| 4.2 | 実験装置及び実験条件 | 80 |
| 4.3 | 波の打ち上げ高の一推定法 | 80 |
| 4.3.1 | 斜面上の波先端移動速度及び碎波形態 | 80 |
| 4.3.2 | Re数と粗度(C_R, n_R)及び透水性(C_{RP}, n_{RP})の係数 | 83 |
| 4.3.3 | 波の打ち上げ高の実験値と実験式の結果 | 87 |
| 4.4 | 反射率の一推定法 | 89 |
| 4.4.1 | Krと ξ の関係 | 89 |
| 4.4.2 | Re数と粗度(C_r, n_r)及び透水性(C_{rP}, n_{rP})の係数 | 90 |
| 4.4.3 | 波の反射率の実験値と実験式 | 92 |
| 4.5 | 結語 | 93 |
| | 参考文献 | 94 |
| 第5章 | 現地観測値に基づく波の打ち上げ高さ及び遡上特性 | 97 |
| 5.1 | 序節 | 97 |
| 5.2 | 現地調査概要 | 98 |
| 5.3 | 波浪及び波の打ち上げ高さの出現確率 | 100 |
| 5.3.1 | 波浪出現確率 | 100 |
| 5.3.2 | 打ち上げ高さの頻度分布特性 | 101 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.4 | 波先端移動速度 | 104 |
| 5.4.1 | 波先端移動速度の定義 | 104 |
| 5.4.2 | 波先端移動速度の頻度分布特性 | 106 |
| 5.5 | 相対打ち上げ高さとお波波形勾配及びsurf similarity parameterの関係 | 109 |
| 5.5.1 | 相対打ち上げ高さとお波波形勾配 | 109 |
| 5.5.2 | 相対水深別波の打ち上げ高さ | 110 |
| 5.5.3 | 相対打ち上げ高さとおsurf similarity parameter | 111 |
| 5.6 | 結語 | 113 |
| | 参考文献 | 114 |
| | | |
| 第6章 | 波の打ち上げ高さに関する数値計算 | 116 |
| 6.1 | 序節 | 116 |
| 6.2 | 支配方程式 | 116 |
| 6.2.1 | 浅水理論 | 116 |
| 6.2.2 | 浅水理論の差分 | 117 |
| 6.2.3 | 波の空間及び遡上波形の計算例 | 119 |
| 6.3 | 計算値と実験値の比較 | 124 |
| 6.3.1 | 実験条件及び方法 | 124 |
| 6.3.2 | 最大遡上高さの比較 | 124 |
| 6.3.3 | 波の遡上空間波形の比較 | 126 |
| 6.3.4 | 波先端軌跡の比較 | 132 |
| 6.4 | 結語 | 134 |
| | 参考文献 | 134 |
| | | |
| 第7章 | 緩傾斜堤が海浜地形に及ぼす影響 | 136 |
| 7.1 | 序節 | 136 |
| 7.2 | 実験装置及び実験条件 | 137 |
| 7.3 | 緩傾斜堤の有無による海浜地形の比較 | 140 |
| 7.4 | 緩傾斜堤の設置位置に関する検討 | 144 |
| 7.4.1 | 海浜地形変化の比較 | 144 |

| | | |
|-------|-------------------------|-----|
| 7.4.2 | 緩傾斜堤上の砂の移動 | 149 |
| 7.4.3 | 緩傾斜堤設置位置と基礎工前面最大洗掘深 | 151 |
| 7.4.4 | 基礎工被災と波の作用継続時間 | 153 |
| 7.5 | 結 語 | 155 |
| | 参考文献 | 156 |
| | | |
| 第8章 | 緩傾斜堤の被災に関する検討 | 159 |
| 8.1 | 序 節 | 159 |
| 8.2 | 緩傾斜堤の法尻と汀線の距離を固定した場合 | 160 |
| 8.2.1 | 実験装置及び実験条件 | 160 |
| 8.2.2 | 海浜地形変化の比較 | 162 |
| 8.2.3 | 緩傾斜堤上の砂の移動及び堤の被災状況 | 166 |
| 8.2.4 | 基礎工前面の最大洗掘深 | 169 |
| 8.3 | 緩傾斜堤の基礎工と汀線の距離を固定した場合 | 171 |
| 8.3.1 | 実験装置及び実験条件 | 171 |
| 8.3.2 | 海浜地形変化の比較 | 173 |
| 8.3.3 | 緩傾斜堤上の砂の移動及び堤の被災状況 | 178 |
| 8.3.4 | 基礎工前面の最大洗掘深 | 180 |
| 8.4 | 基礎工のタイプ、根入れ深さ等の検討 | 183 |
| 8.4.1 | 実験装置及び実験条件 | 183 |
| 8.4.2 | 波の作用波数と被災状況 | 185 |
| 8.4.3 | 基礎工のタイプ、根入れ深さの違いによる被災状況 | 187 |
| 8.4.4 | 基礎工前面の洗掘深と波の作用波数 | 192 |
| 8.5 | 結 語 | 194 |
| | 参考文献 | 196 |
| | | |
| 第9章 | 結 論 | 199 |
| | | |
| | 謝 辞 | 203 |

第1章 序 論

1.1 概 説

これまでの海岸堤防や護岸は、直立あるいは直立に近い勾配を有しており、海岸線へ容易に近づけず、また景観的にも疎外感を感じさせるものであった。豊島は、バットレスタイプの護岸の被災状況をヒントにして「新しい法面被覆工法の開発」¹⁾として緩傾斜堤を提案した。この堤は、のり面を透水性のコンクリートブロックで被覆し、緩勾配の斜面を有している堤防、護岸である。従来の直立型のコンクリート壁と異なり、海岸線へ容易に近づく事ができ、海浜利用が簡便になった。その後、徐々に築造され近年、親水性や景観に配慮した海岸侵食対策工法の一つとして、緩傾斜堤が広く築造されている。運輸省より発表された、面的な海岸防護方式の計画・設計マニュアル²⁾には緩傾斜型の堤防・護岸を選定する適合条件として、「特に海岸利用や親水に対する要請が著しく高い場合」の項目がある。また、建設省^{3)、4)}より発表された緩傾斜堤の設計手法⁴⁾のまえがきには、「親水性や景観の面からより良い環境を創出することができる工法として、緩傾斜型堤防・護岸(緩傾斜堤)が各地で採用されるようになった」と述べられている。今後親水性や景観面に配慮したこれらの工法が多く採用されると思われる。しかし、緩傾斜堤が注目され始めて日が浅く^{5)、6)}、堤表面の粗度および捨石層の透水性の効果が十分解明されていない。しかも、築造されて日が浅いにもかかわらず、宇多ら⁷⁾の調査によると、調査対象とした緩傾斜堤の約1/3に被災がみられる。そこでこれらの問題について実験・現地調査・数値計算と幅広く検討を行った。本研究の成果は、粗度及び透水性の効果を解明し、防災力の向上、設計手法の確立に寄与するものと考えられる。

1. 2 本研究の目的と位置付け

従来、海岸侵食対策工法としては、突堤^{8), 9)}や離岸堤工法^{10), 11)}等が行われているが、近年、親水性や景観面も配慮した工法として、緩傾斜堤が注目され築造されている。この緩傾斜堤は、ブロックの孔などによる堤表面の粗度及び捨石層・フィルター層の透水性が大きな特徴¹²⁾となっている。豊島¹³⁾は緩傾斜堤の目的は、波の反射率を弱め、打ち上げ高さを低くし、戻り流れの流速と量をできるだけ小さくすることであると述べている。しかし、打ち上げ高さや反射率に及ぼすこれらの効果は、必ずしも解明されていない。また、粗度と透水性を有する斜面上の波の打ち上げ速度、戻り流れ、透水層内の流速等については、ほとんど検討されていない。宇多ら⁷⁾の調査によると、調査対象とした緩傾斜堤の約1/3に被災がみられる。現在施工されている緩傾斜堤の勾配は、1/3~1/5がほとんどであり、緩傾斜堤の被災の多くは太平洋や日本海などに直面する海岸であることが報告されている。海岸侵食対策工法の一つと考えられているにも関わらず、緩傾斜堤の設置位置及び勾配の違いによる海浜地形変化や、被災過程の違い等についてはほとんど検討されていない。

そこで、固定床実験により波の打ち上げ高さ、反射率に及ぼすブロックの孔などによる堤表面の粗度及び捨石層・フィルター層の透水性の効果を特定する。また、緩傾斜堤への波の打ち上げ速度、戻り流速、流量等を滑面と対比してその効果を見積もる。

現地調査及び数値計算による波の打ち上げ高さ、遡上特性を実験値と比較し実際の現象あるいは理論値との差異等について検討を行う。

移動床実験では、緩傾斜堤の有無による海浜及び汀線変化の比較、また緩傾斜堤の設置位置や勾配の違いによる海浜地形や被災過程の違いを明らかにする。

1.3 本研究の構成

緩傾斜堤の水利特性に関する基礎的研究として図-1.3.1に章構成を示す。以下に各章について概要を示す。

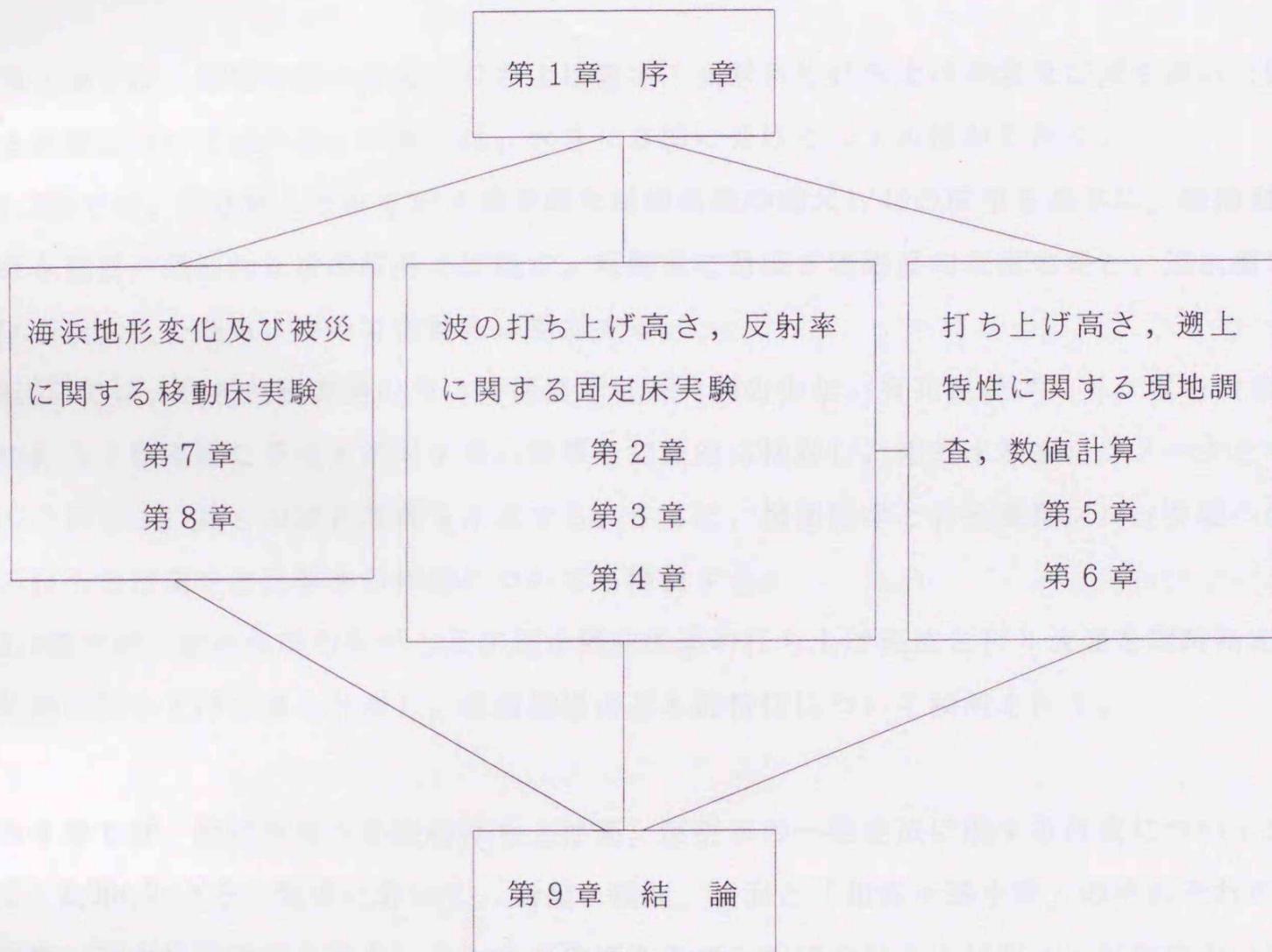


図-1.3.1 各章の構成図

第1章では、緩傾斜堤の特徴及び本研究の目的と位置付け、章構成について述べる。

第2章では、捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ特性に関する研究について述べる。

緩傾斜堤の大きな特徴の一つである透水層に着目し、透水層の層厚・粒径が、打ち上げ高さ、反射率に及ぼす影響等を次に示す2つの節に分けて検討を行う。

2.2節においては、捨石緩傾斜堤の波の打ち上げ高さ、反射率、エネルギー消費などについて、滑面、粗面、透水性斜面と大別して比較検討を行うことにより、透水層厚の影響を調べ、透水性斜面の粗度・透水性の効果などを検討する。

2.3節においては、波の打ち上げ高さに及ぼす堤脚水深の影響について検討するとともに、捨石緩傾斜堤の透水層内の空隙率・透水層厚等に着目し、それらを考慮した波の打ち上げ高さに関する実験式を提案する。

第3章では、緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率と打ち上げ速度及び戻り流れに関する研究について述べる。本章では、大きく3節に分けて以下の検討を行う。

3.2節では、現在施工されている標準的な緩傾斜堤の縮尺1/40の模型を基本に、緩傾斜堤で最も重要と思われる波の打ち上げ高さ、反射率に及ぼす堤表面の粗度効果と、透水層における透水性の効果について実験的に検討する。

3.3節では、比較的研究例の多い滑面護岸と研究例の少ない有孔被覆ブロック堤を対象に、波の打ち上げ高さに及ぼす相対水深の影響を実験的に検討し、相対水深をパラメータとする波の打ち上げ高さの算定図表を作成する。さらに、滑面護岸と有孔被覆ブロック堤への波の打ち上げ高さとの相違についても検討する。

3.4節では、緩傾斜堤の斜面上及び透水層内の波の打ち上げ流速と戻り流速を同時測定し、更に波の打ち上げ水量を計測し、緩傾斜堤の基本的特性について検討を行う。

第4章では、緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ、反射率の一推定法に関する研究について述べる。 $R/H_0, K_r$ と ξ の関係において、滑面と粗面、粗面と「粗面+透水層」のそれぞれの差を粗度、透水性の効果と考え、これらの効果を考慮した波の打ち上げ高さ、反射率の一推定法を検討する。滑面に対する波の打ち上げ高さ(Hunt: $R/H_0 = \xi$)¹⁴⁾、反射率(Battjes: $K_r = 0.1 \xi^2$)¹⁵⁾の実験式を基本式として、粗度と透水性の効果に係数を導入して表現する。

4.3節では、粗面及び「粗面+透水層」の波の打ち上げ高さに対して係数 C_R, n_R 及び C_{RP}, n_{RP} を碎波形態別に、斜面上の波先端移動速度 V を用いたRe数で定式化することを試みる。また、この結果を用いて、波の打ち上げ高さ R を繰り返し計算によって推定する方法について検討する。

4.4節では、粗面及び「粗面+透水層」の反射率 K_r を前節と同様、斜面上の波先端移動速度を用いたRe数で推定する事を試みる。

第5章では、現地観測値に基づく波の打ち上げ高さ及び遡上特性に関する研究について述べる。本章では、1996,1997年の2ヶ年間の現地観測値を基に、次のような検討を行う。

Longuet-Higgins¹⁶⁾は、波高の出現確率分布がRayleigh分布で表されることを理論的に導いている。そこで、まず波浪観測地点の波高出現確率及び波浪観測波数と波の遡上波数を検討し、その後入射波高と密接な関係にある波の打ち上げ高さや波先端移動速度について検討する。次に、波の打ち上げ高さについて無視できない h_i （堤脚水深）の影響について検討を行い、さらに既往の研究と比較検討を行って、現地の緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ、遡上特性を把握する。

第6章では、波の打ち上げ高さに関する数値計算について述べる。

海岸堤防や護岸の設計を合理的に行うためには、現地海岸における複雑な地形や構造物の条件のもとで波の打ち上げ高さを予測する計算手法を確立しなければならない。砕波後の波は段波状の波形を有することから $a/L \ll 1$ （ a :波の振幅, L :波長）となり、波の浅水理論が適用可能¹⁷⁾であると言われている。そこで本章では、始めに浅水方程式を用い、波の打ち上げ高さを算定する手法を確立し、次に非砕波、砕波を含む広い条件において最大遡上高さ、波の遡上空間波形及び波先端軌跡等について実験結果と比較検討を行う。

第7章では、緩傾斜堤が海浜地形に及ぼす影響に関する研究について述べる。

侵食型の波がどの程度作用した場合に被災が発生するのか、更にはその被災過程等を堤の設置位置と関連づけて把握するために実験的検討を行う。本章では、施工例が比較的多くなると思われる5割勾配の緩傾斜堤を対象とし、模型縮尺1/40で実験を行った。実験は、「緩傾斜堤の有無が海浜地形に及ぼす影響に関する実験」と「緩傾斜堤の設置位置が海浜地形に及ぼす影響に関する実験」とに大別できる。前者の実験は、2分した水路の片側は自然海浜のままとし、他方には緩傾斜堤を設置して同じ条件の波を作用させ、緩傾斜堤の有無による汀線及び海浜地形の変化の違いを検討する。後者の実験は、緩傾斜堤の設置位置が、海底地形や堤脚部前面の最大洗掘深及び基礎工に及ぼす影響について検討する。

第8章では、緩傾斜堤の被災に関する検討について述べる。第7章では、勾配を1/5と固定して実験を行っているが、本章では、実験範囲を拡張し勾配を変えて実験を行っている。

8.2節では、緩傾斜堤の法尻と汀線の距離を固定した場合、8.3節では、緩傾斜堤の基礎工と汀線の距離を固定した場合について勾配と設置位置を種々変えて、高波が継続して来襲した場合を想定し、海底地形変化と緩傾斜堤の被災過程、状況等を把握する。

8.4節では、緩傾斜堤の被災に大きく関与していると思われる基礎工の形、根入れ深さ等について、高波が継続して来襲した場合に、どの程度の波の作用時間で、どの程度の被災が発生するのか、基礎工のタイプ、根入れ深さ等を変えて実験を行い比較検討を行う。

第9章では、本研究のとりまとめを行い、主要な結論を示す。

参考文献

- 1) 豊島 修：新しいのり面被覆工法の開発，第28回海岸工学講演会論文集，pp.579-583，1981.
- 2) 運輸省港湾局監修：面的な海岸防護方式の計画・設計マニュアル，日本港湾協会，p.209，1990.
- 3) 青木東雄，芦田義則，森吉尚，宇多高明，小俣篤：緩傾斜堤の設計手法について，海岸工学論文集，第36巻，pp.658-662，1989.
- 4) 建設省河川局海岸課監修：緩傾斜堤の設計の手引き，全国海岸協会，48p.1989.
- 5) 例えば，豊島 修：緩傾斜護岸工法，第34回海岸工学講演会論文集，pp.447-451，1987
- 6) 例えば，高橋敏彦・首藤伸夫・沼田淳：緩傾斜堤の水理特性に関する実験的研究，海岸工学論文集，第37巻，pp.509-513，1990.
- 7) 宇多高明・小菅 晋・柳澤 修：緩傾斜堤の安定性に関する全国実態調査，海岸工学論文集，第38巻，pp.651-655，1991.
- 8) 例えば，豊島 修：現場のための海岸工学，侵食編，森北出版，pp.177-226，1972.
- 9) 例えば，石原藤次郎・榎木 亨：防砂堤による海岸線の安定に関する一考察，第10回海岸工学講演会講演集，pp.156-161，1963.
- 10) 例えば，篠原謹爾・池田 茂：離岸堤による海浜変形の特長，第13回海岸工学講演会講演集，pp.146-150，1966.
- 11) 例えば，沼田 淳・高橋敏彦：仙台市荒浜海岸における離岸堤築造前後の汀線変化，第30回海岸工学講演会論文集，pp.269-273，1983.

- 12) 豊島 修：緩傾斜のり面被覆工法，海岸，No.24,pp.133-144,1984.
- 13) 豊島 修：緩傾斜護岸 Q & A，海岸，No.26,pp.95-104,1986.
- 14) Hunt, I.A.: Design of seawalls and break-waters, Proc. ASCE, Vol.85, No. WW3, pp123-152, 1959.
- 15) Battjes, J.A. : Surf Similarity, Proc. 14th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp.466-480, 1974.
- 16) Longuet-Higgins, M.S.: On the statistical distributions of the heights of sea waves, Jour. Marine, Res., Vol.9, No.3, pp.245-266, 1952.
- 17) 宇多高明・小俣 篤・羽成英臣：砕波帯および砕波帯における波浪変形の数値計算，土木技術資料，Vol.31, No.10, pp.56-61, 1989.

第2章 捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ特性

2.1 序 節

近年、親水性や景観に配慮した海岸侵食対策工法の一つとして、緩傾斜堤が築造されている。この緩傾斜堤は、1/3～1/6程度の法勾配を有し、下部捨石層の透水性及び被覆ブロックの孔など堤表面の粗度による波の打ち上げ高さの減少が大きな特徴¹⁾となっている。護岸や防波堤などの前面を、消波ブロックで被覆した構造物への波の打ち上げ高さ、反射率に関する研究例は、たとえば古谷ら²⁾、白石ら³⁾、沼田⁴⁾、嶋田ら⁵⁾、竹田ら⁶⁾、服部ら⁷⁾、等数多く発表されている。また、波の打ち上げ高さ、反射率に関して粗度及び透水性の影響を考慮した研究例として、たとえば、Straub, et. al.⁸⁾、Savage⁹⁾、Hunt¹⁰⁾、Saville¹¹⁾、室田¹²⁾、Moraes¹³⁾、土屋ら¹⁴⁾、河田ら¹⁵⁾等の研究があるが、捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ、反射率に及ぼす粗度及び透水性と透水層厚に関する研究例はほとんど見あたらない。近年、建設省¹⁶⁾では、比較的静穏な内湾に面している海岸において、養浜工として碎石あるいは雑石で1/10勾配の斜面を作成し現地実験も行っている。「緩傾斜堤の設計手法について」¹⁷⁾の発表もされており、今後親水性や景観面に配慮したこれらの工法が多く採用されると思われる。しかし、緩傾斜堤等が注目され始めて日が浅く¹⁸⁾、¹⁹⁾、堤表面の粗度および捨石層の透水性の効果が十分解明されていない。

そこで本章では、緩傾斜堤の大きな特徴の一つである透水層に着目し、透水層の層厚・粒径が、打ち上げ高さ、反射率に及ぼす影響等を次に示す2つの節に分けて検討を行った。

始めに2.2節においては、捨石緩傾斜堤の波の打ち上げ高さ、反射率、エネルギー消費などについて、滑面、粗面、透水性斜面と大別して比較検討を行うことにより、透水層厚の影響を調べ、透水性斜面の粗度・透水性の効果などを検討する。次に、2.3節においては、波の打ち上げ高さに及ぼす堤脚水深の影響について検討するとともに、捨石緩傾斜堤の透水層内の空隙率・透水層厚等に着目し、それらを考慮した波の打ち上げ高さに関する実験式を提案する。

2.2 捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率²⁰⁻²³⁾

2.2.1 実験装置及び実験条件

(1) 実験装置及び方法

実験は、長さ18.0m、幅1.0m、高さ0.8mの両面ガラス張り造波水路の水路幅を2分し、片側0.3mの水路（図-2.2.1(a)）で行った。水路の一端にプランジャー型造波装置、他端には法面勾配1/5の模型堤体（図-2.2.1(b)）を設置した。入射波高、反射波高は、Healyの方法で解析し、遡上波は目視及びビデオで記録した。波の打ち上げ高さRは、打ち上げ高さが安定する20波～40波の遡上高さを、同じ条件で3回ずつ測定し、合計60波の平均値を実験値とした。

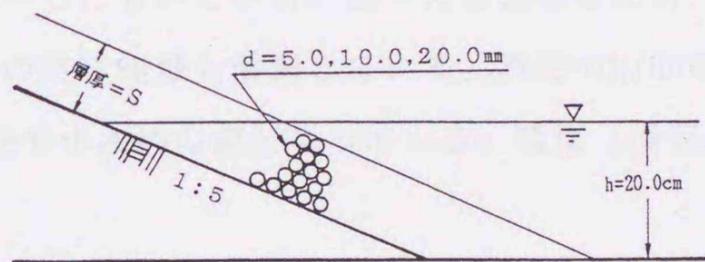
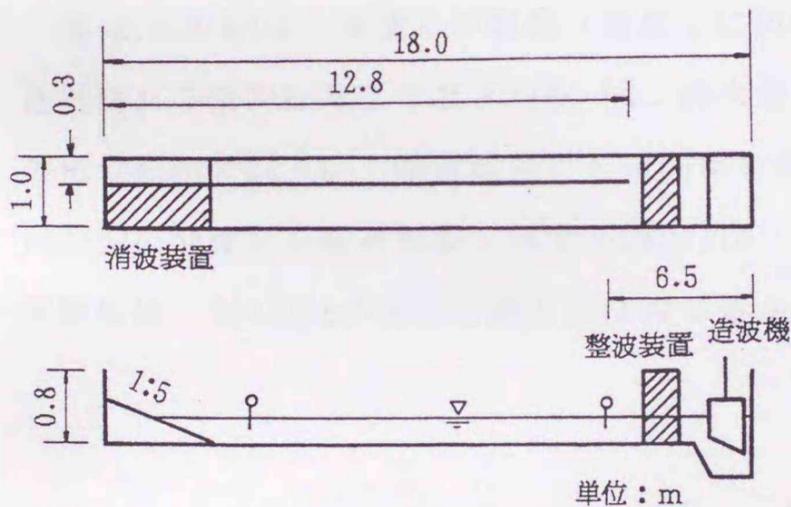


図-2.2.1(b) 模型堤体概略図

図-2.2.1(a) 実験水路概略図

表-2.2.1 実験条件

| 実験NO. | 周期 (sec) | 入射波高 H (cm) | 粒径 (mm) | 層 |
|-------|----------|-------------|---------|----|
| P -0 | | | | 滑面 |
| P1-1 | | | | 1 |
| ~ | | | | ~ |
| P13-1 | | | 5.0 | 13 |
| P14-1 | | | | 14 |
| P16-1 | | 0.8 | | 16 |
| P18-1 | | | | 18 |
| P1-2 | 1.26 | ~ | | 1 |
| ~ | | | | ~ |
| P10-2 | | | 10.0 | 10 |
| P1-3 | | 7.0 | | 1 |
| ~ | | | | ~ |
| P7-3 | | | 20.0 | 7 |

(2) 実験条件

実験は、水深20cm、周期1.26sec、波高約0.8~7.0cm、沖波波形勾配 $H_0/L_0 \approx 0.003 \sim 0.03$ の範囲で行った。模型堤体は、1/5勾配の滑面（合板のペシキ仕上げ）と粗面（滑面上に3種類の粗度球を各1層被覆した斜面）及び透水性斜面（滑面上に粗度球を2~18層に層積みした斜面）とに大別される。粗度球としては、直径5.0, 10.0, 20.0mmの3種類のアルミナボールを使用した。なお、表-2.2.1に実験条件を示す。

2.2.2 波の打ち上げ高さ・反射率と沖波波形勾配

2.2.2.1 $R/H_0, K_r$ と H_0/L_0 の関係

(1) 滑面および粗面

図-2.2.2(a)は、滑面及び粗面（滑面上に粒径5.0, 10.0, 20.0mmの粗度球を各1層被覆した斜面）の相対打ち上げ高さ R/H_0 （ R ：静水面からの打ち上げ高さ， H_0 ：沖波波高）と沖波波形勾配 H_0/L_0 （ L_0 ：沖波波長）との関係を図示したものである。図中には比較のため、1/5勾配の滑面と石積み斜面に対するSaville¹⁾の実験曲線も併記している。滑面の R/H_0 の実験値は、Savilleの実験直線とほぼ同じ値か幾分小さめの値となっている。粗面（滑面上

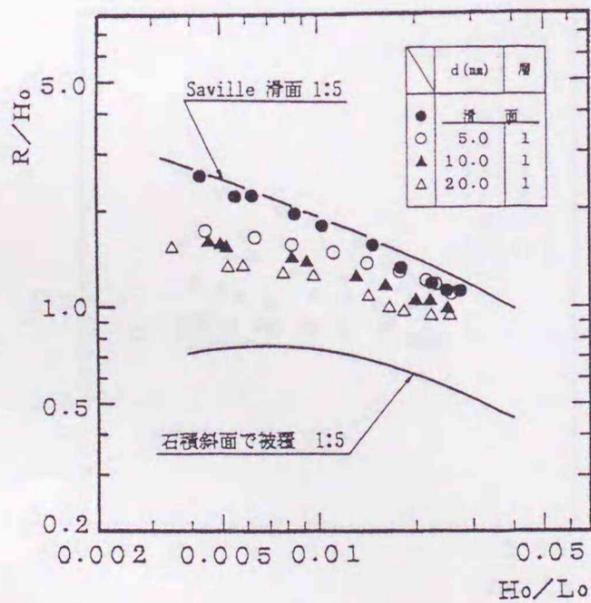


図-2.2.2(a) R/H_0 と H_0/L_0 の関係

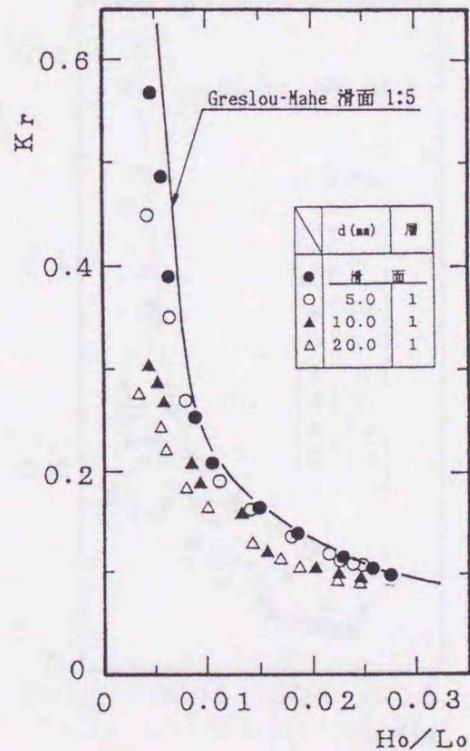


図-2.2.2(b) K_r と H_0/L_0 の関係

に3種類の粗度球を各1層被覆した斜面)のR/Hoの値は、滑面に比べて小さく粗度球の粒径が大きいほど小さい値を示している。

図-2.2.2(b)は図-2.2.2(a)と同様、滑面及び粗面に対する反射率KrとHo/Loとの関係を図示したものである。滑面に対する実験値は、1/5勾配の滑面傾斜堤に対して求めたGreslou-Mahe²⁴⁾の実験曲線とほぼ同程度の値となっている。粗面のKrの値は、R/Hoと同様滑面に比べて小さく、粗度球が大きいほど小さい値を示している。

(2) 透水層厚の影響

図-2.2.3(a),(b)は、滑面と滑面上に粒径5.0mmのアルミナボールを1~18層積み重ねた場合の相対打ち上げ高さR/Ho,反射率Krと沖波波形勾配Ho/Loとの関係を数層おきにプロットした例である。また、図-2.2.4(a),(b)は、滑面と粗面及び滑面上に粒径20.0mmのアルミナボールを偶数層積み重ねた場合のR/Ho,KrとHo/Loの関係を示したものである。比較のため図-2.2.3(a),2.2.4(a)には、1/5勾配の滑面と石積み斜面に対するSaville¹¹⁾の実験曲線を併記している。また、図-2.2.3(b),2.2.4(b)には、1/5勾配の滑面傾斜堤に対して求めたGreslou-Mahe²⁴⁾の実験曲線を併記した。

両図(a)より、各層のデータに幾分ばらつきがあるものの、層厚が厚くなるにつれてR/Hoは、小さくなるのが分かる。しかし、層厚をある程度まで積み重ねて行くとR/Hoの減少量が小さく、あるいは層厚に関係なくほぼ同程度の値になる傾向が見うけられる。両図(b)

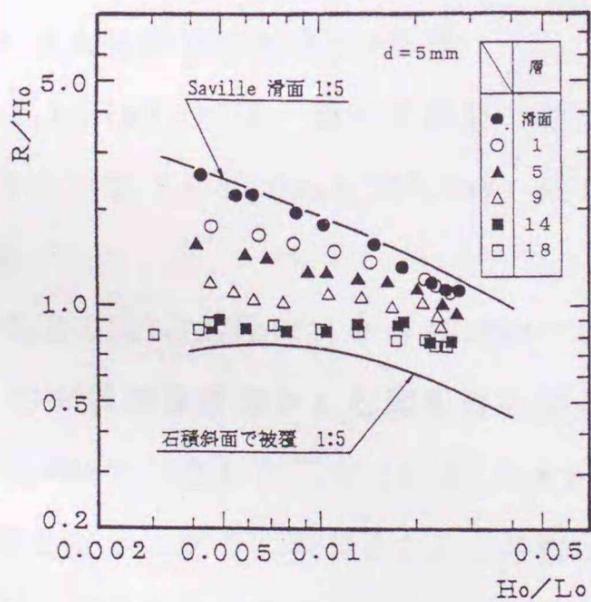


図-2.2.3(a) R/HoとHo/Loの関係

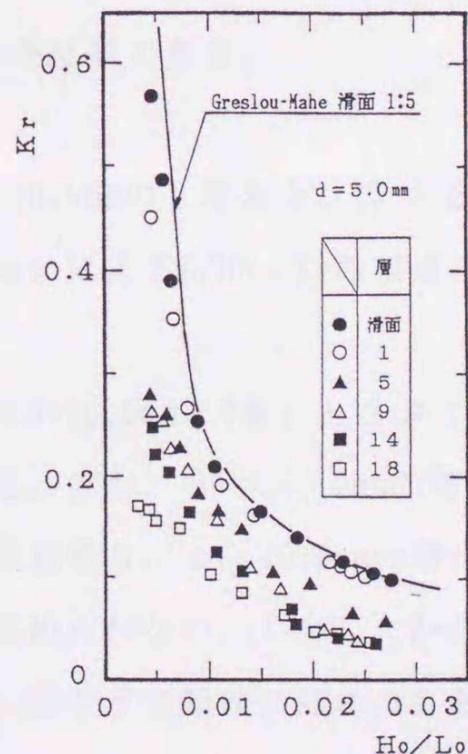


図-2.2.3(b) KrとHo/Loの関係

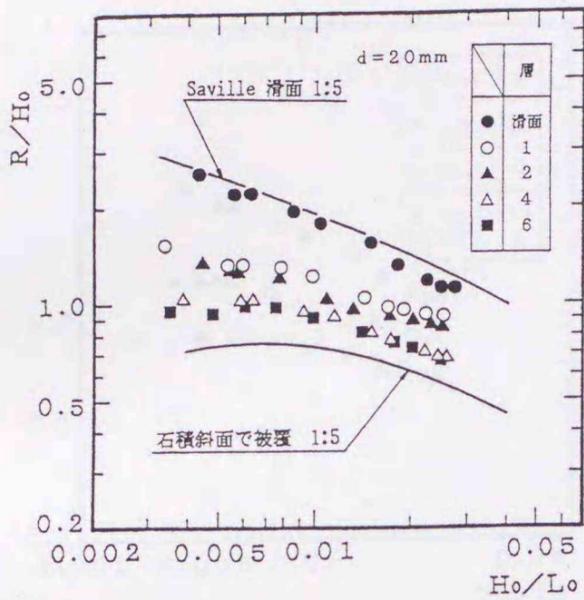


図-2.2.4(a) R/HoとHo/Loの関係

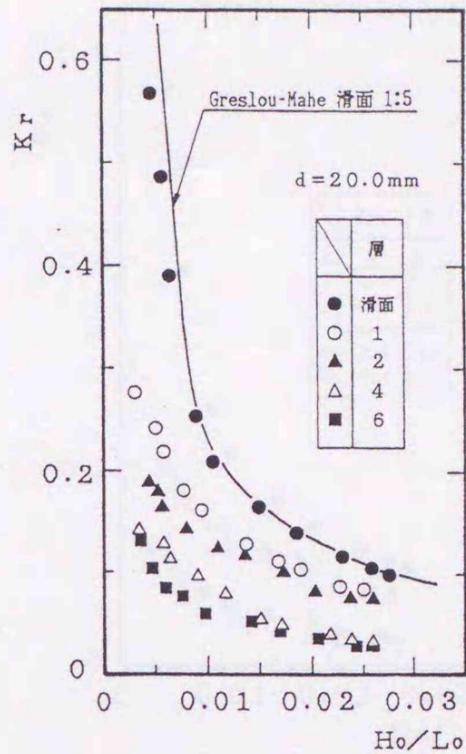


図-2.2.4(b) KrとHo/Loの関係

のKrは、打ち上げ高さの結果と同様、層厚が厚くなるにつれて小さくなっていき、ある程度の厚さになるとKrの減少量がかなり小さくなっていく傾向が認められる。これらの実験結果からも、透水層厚が波の打ち上げ高さや反射率に影響を及ぼしていることが分かる。また、ある程度透水層が厚くなると、R/Ho, Kr共その減少量がかなり小さくなり、更に層厚を厚くしてもほとんど差が認められなくなることが推察できる。

(3) 透水性斜面の粒径dの影響

図-2.2.5(a), (b)は、透水性斜面の粒径 $d=10.0\text{mm}$, 20.0mm の2種類を、図-2.2.1(a)に示す層厚 S を一定(約 40.0mm と 100.0mm)にして粒径の違いによるR/Ho, Krの相違を比較した例である。

図-2.2.5(a)のR/Hoは、 $s \doteq 40.0\text{mm}$ の場合、▲印($d=10.0\text{mm}$ で4層)と△印($d=20.0\text{mm}$ で2層)の実験結果はほとんど同程度の値となっている。また、 $s \doteq 100.0\text{mm}$ の場合の■印($d=10.0\text{mm}$ で10層)と□印($d=20.0\text{mm}$ で5層)の実験結果も、 $s \doteq 40.0\text{mm}$ の場合と同様同程度の値となっており、粒径 d による差異はほとんど認められない。しかし、Krの値は透水層厚 S が一定の場合、粒径 d の大きいほうが幾分小さい値を示す傾向が認められる。

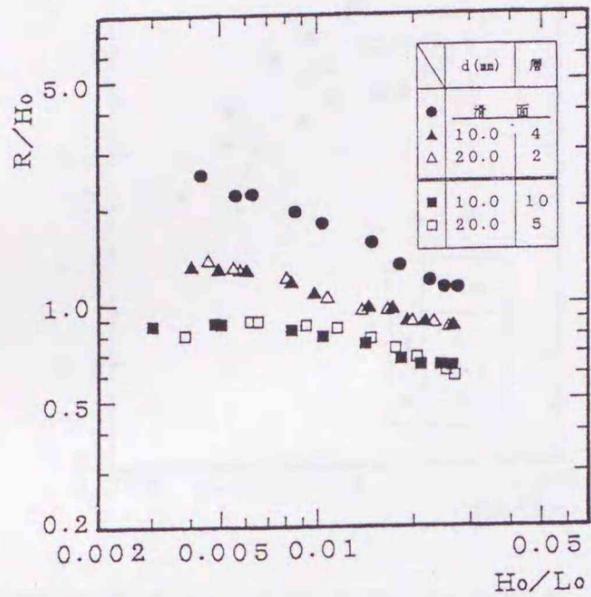


図-2.2.5(a) 粒径dの違いによる
R/HoとHo/Loの関係

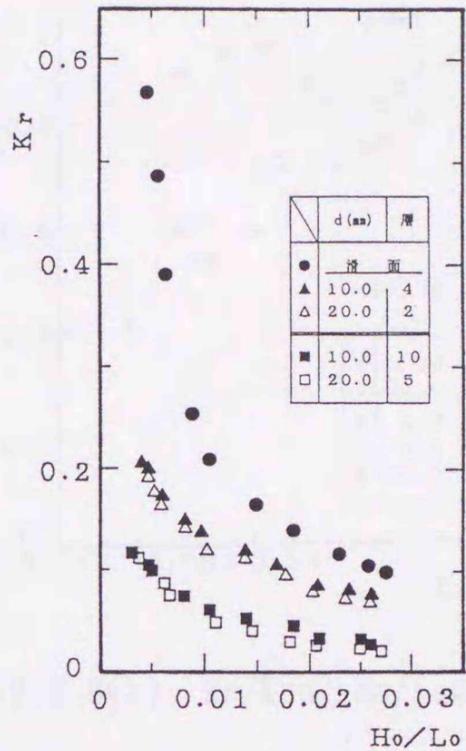


図-2.2.5(b) 粒径dの違いによる
KrとHo/Loの関係

2.2.2.2 R/R₀, Kr/Kr₀とHo/Loの関係

R₀, Kr₀は、滑面の打ち上げ高さ、反射率を示し、R, Krは、粗面及び透水性斜面の打ち上げ高さ、反射率を表している。したがってR/R₀, Kr/Kr₀は、滑面に対する粗面及び透水性斜面の打ち上げ高さ及び反射率の割合を示すものである。この節では、粗面及び透水性斜面の実験結果を滑面の実験値と比較し、粒径や透水層厚の効果を検討している。ただし、実験ケースごとにそれぞれの実験値のHo/Loの値が異なるので、滑面のR₀, Kr₀は、それぞれ回帰直線及び回帰曲線で近似し、同じHo/Loに対応するR, Krについて比較している。なお、滑面の回帰直線、回帰曲線の相関係数は、いずれも0.99以上である。

(1) 粗面

図-2.2.6(a), (b)は、それぞれ、R/R₀及びKr/Kr₀とHo/Loとの関係を図示したものである。

図-2.2.6(a)より、各ケースともHo/Loが大きくなるにつれてR/R₀の値も大きくなる傾向が見られる。3種類の粗面の中では、粒径の大きい粗面ほど打ち上げ高さが小さい。言い換えれば、粒径が大きいほど粗度の効果が大きいと言える。その値は、d=5.0mmの場合、Ho/Lo≒0.005でR/R₀≒0.7であり、Ho/Lo≒0.02でR/R₀≒1.0の値となっている。d=10.0mmの場合、d=5.0mmの値よりR/R₀の値は、平均で約0.1ほど小さく、d=20.0mmの場合は、さ

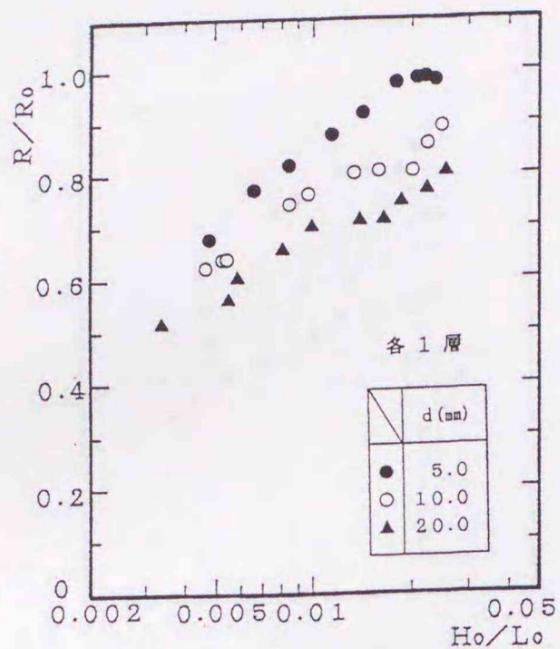


図-2.2.6(a) R/RoとHo/Loの関係

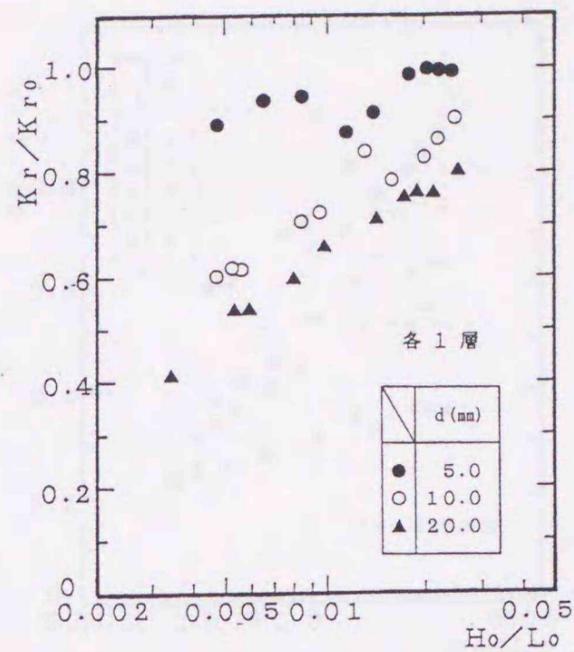


図-2.2.6(b) Kr/KroとHo/Loの関係

らに平均で約0.05~0.1程度小さい値となっている。

図-2.2.6(b)の反射率の場合も、 R/R_o と同様 H_o/L_o が大きくなるにつれて K_r/K_{r0} の値も大きくなっていく傾向にある。 $d=5.0\text{mm}$ の場合、 $H_o/L_o \doteq 0.005$ で $K_r/K_{r0} \doteq 0.9$ 程度の値であり、 $H_o/L_o \doteq 0.02$ では、 $K_r/K_{r0} \doteq 1.0$ の値となっている。また、 $d=10.0\text{mm}$ の場合、 $H_o/L_o \doteq 0.005$ で $K_r/K_{r0} \doteq 0.6$ 、 $H_o/L_o \doteq 0.025$ では、 $K_r/K_{r0} \doteq 0.9$ となっており、 $d=20.0\text{mm}$ の場合は、さらに平均で約0.1程度小さい値となっている。

(2) 透水層厚の影響

図-2.2.7(a),(b)は、粒径 $d=10.0\text{mm}$ の粗度球の層数（ただし、奇数層のみ）をパラメータとして、 $R/R_o, K_r/K_{r0}$ と H_o/L_o の関係を図示したものである。図-2.2.6と同様、各ケースとも H_o/L_o が大きくなるにつれて、 $R/R_o, K_r/K_{r0}$ とも大きくなっていく傾向にある。また、1から9層へと層厚が厚くなるにしたがい $R/R_o, K_r/K_{r0}$ の値が小さくなっていく。9層に積み重ねた場合、 $H_o/L_o \doteq 0.005$ で $R/R_o \doteq 0.4, K_r/K_{r0} \doteq 0.25$ 、 $H_o/L_o \doteq 0.03$ では $R/R_o \doteq 0.6, K_r/K_{r0} \doteq 0.35$ 程度の値となり、透水層厚が厚くなるにつれて、徐々に打ち上げ高さ R 、反射率 K_r が減少していく傾向が分かる。また、粗度球1層のときの R/R_o と K_r/K_{r0} の値は、ほぼ同じであるが、3層以上になると K_r/K_{r0} の値の方が、 R/R_o の値より小さくなり、層厚が厚くなるにつれてその差が大きくなる傾向がみられる。

層厚を厚くするにしたがい、打ち上げ高さ、反射率は共に小さくなるが、特に反射率の低減効果が大きいことが認められる。

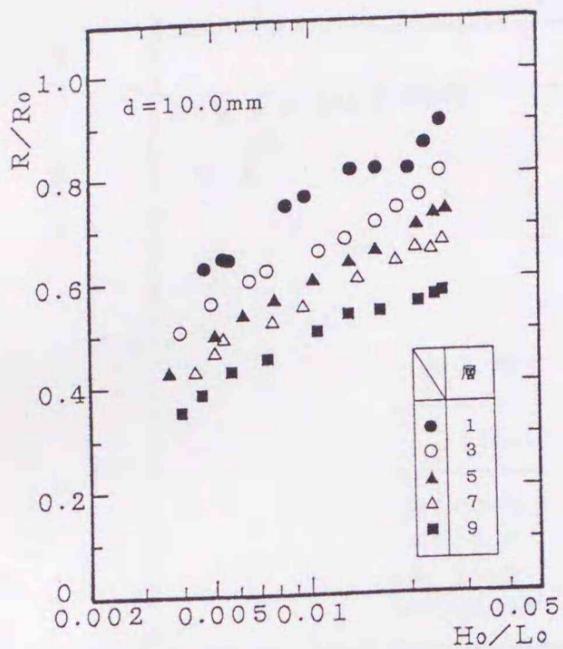


図-2.2.7(a) R/RoとHo/Loの関係

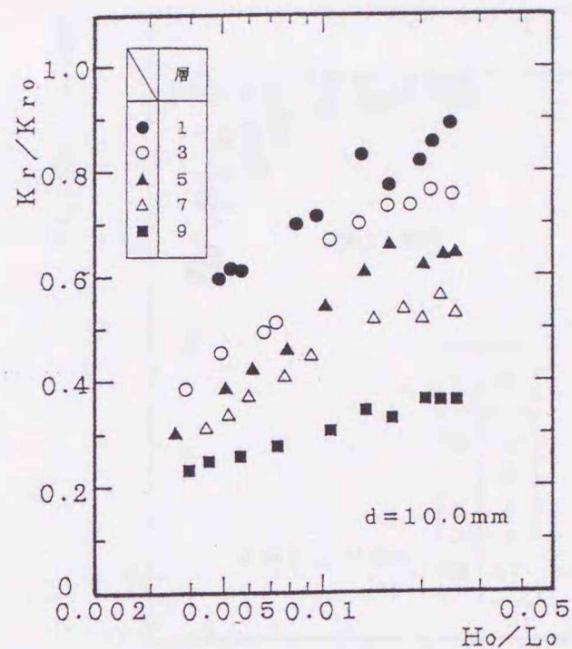


図-2.2.7(b) Kr/KroとHo/Loの関係

2.2.3 エネルギー消費

各ケースの水表面単位面積当りの総エネルギー消費 E_{loss} は、次式で求めることができる。

$$E_{loss} = \rho g H_i^2 / 8 - \rho g H_r^2 / 8 = \rho g H_i^2 \{1 - (K_r)^2\} / 8 \quad (2.2.1)$$

ここに

ρ : 水の密度 g : 重力加速度 H_i : 入射波高 H_r : 反射波高

K_r : 反射率

以下で述べるエネルギー消費は、(2.2.1)式を用いている。

(1) 粗度によるエネルギー消費

図-2.2.8は、滑面によるエネルギー消費 ($E_{b,loss}$) と粗面のエネルギー消費 ($E_{r,loss}$) の割合と、 H_o/L_o の関係を図示したものである。滑面による総エネルギー消費 \doteq 砕波によるエネルギー消費と考えれば、「 $1.0 - E_{b,loss}/E_{r,loss}$ 」の値は、粗面の総エネルギー消費に対する粗度の寄与率と考えることができる。図よりいずれのケースも、 H_o/L_o が小さくなるほど粗度の効果が大きくなっている。特に、各ケースとも $H_o/L_o \doteq 0.0075 \sim 0.01$ 以下で、急激に粗度の効果が大きくなっていく傾向が認められる。また、粒径 d が大きいほど粗度の効果が大きい。が、 $H_o/L_o \doteq 0.025$ 以上になると、粗度の影響はほとんどなくなり、この領域ではエネルギー消費のほとんどが砕波によるものと考えられる。

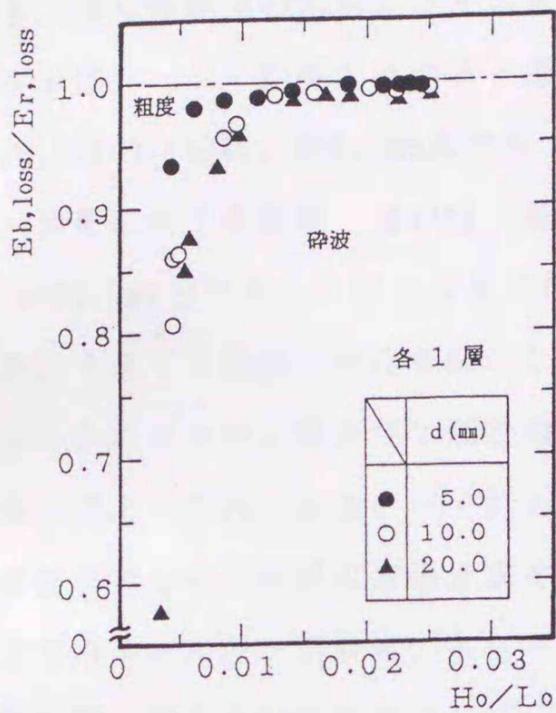


図-2.2.8 粗度によるエネルギー消費

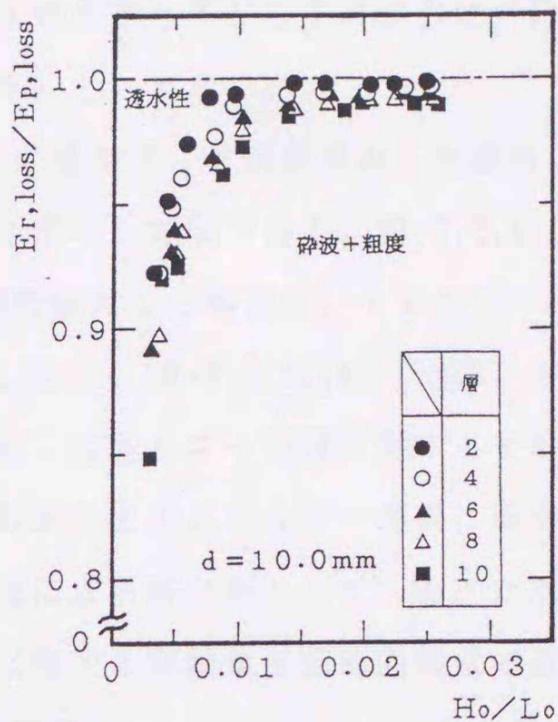


図-2.2.9 透水性によるエネルギー消費

(2) 透水性によるエネルギー消費

図-2.2.9は、図-2.2.8と同様の考え方で、粗面によるエネルギー消費 ($E_r, loss$) と、10.0mmの粗度球を2層以上設置した透水性斜面のエネルギー消費 ($E_p, loss$) の比を縦軸に、 H_o/L_o を横軸にとり図示した例である。図より、透水層厚を厚くするにしたがって透水層の影響が徐々に表れて、総エネルギー消費に及ぼす透水性の影響が大きくなるのが分かる。粗度の影響と同様、 H_o/L_o が小さいほど透水性の影響が大きくなり、 $H_o/L_o \div 0.0075 \sim 0.01$ 以下で急激にその影響が表れてくるようである。また、 $H_o/L_o \div 0.02$ 以上になると層厚を厚くしても透水性の影響はほとんど認められなくなってしまう。

今回の実験範囲では、 $H_o/L_o \div 0.005$ で総エネルギー消費の約8%が透水性の効果であるが、 H_o/L_o が大きくなるにしたがいその効果は減少し、 $H_o/L_o \div 0.025$ 以上でほぼ0となっている。粒径5.0, 20.0mmの場合の実験でも同様の傾向が認められる。

(3) エネルギー消費に対する粗度・透水性・砕波の寄与率

滑面によるエネルギー消費 \div 砕波によるエネルギー消費と考え、滑面によるエネルギー消費 ($E_b, loss$) と粗面のエネルギー消費 ($E_r, loss$) より、「 $1.0 - E_b, loss / E_r, loss$ 」の値を、粗面のエネルギー消費に対する粗度の寄与率とした。一方、透水性斜面によるエネルギー消費は、上述と同様の考え方で、粗面によるエネルギー消費 ($E_r, loss$) と、粗度球を2層以上設置した透水性斜面のエネルギー消費 ($E_p, loss$) より、「 $1.0 - E_r, loss / E_p,$

loss」を、透水性斜面のエネルギー消費に対する透水性の寄与率とした。さらに、砕波による寄与率は、 $(1 - \text{粗度の寄与率} - \text{透水性の寄与率})$ として求めた。

図-2.2.10(a),(b)は、 $d=5.0\text{mm}$ のアルミナボールを2層及び18層整積みした場合の、エネルギー消費に対する粗度・透水性・砕波の寄与率を図示した例である。図-2.2.11(a),(b)は、 $d=10.0\text{mm}$ のアルミナボールを2層及び10層整積みした場合の、エネルギー消費に対する各エネルギー消費の割合を図示した例である。また、図-2.2.12(a),(b)は、 $d=20.0\text{mm}$ のアルミナボールを2層及び7層整積みした場合の、エネルギー消費に対するそれぞれの寄与率を図示した例である。いずれも、入射波の斜面上でのエネルギー消費に対する粗度・透水性の寄与率を前述の方法で求め、残りを砕波による寄与率としている。ただし、各斜面上でのエネルギー消費は、各ケースの反射率に関する実験値を回帰曲線式で近似し、同一波形勾配に対する K_r を求めて、式(2.2.1)により計算した。

図-2.2.10(a)の $d=5.0\text{mm}$ 2層の場合、 $H_o/L_o=0.005$ で透水性よりも幾分粗度の寄与率が大きいが、 H_o/L_o が大きくなるにつれて両者とも同程度で減少していき、 $H_o/L_o \doteq 0.020$ でほぼ0となっている。一方、図-2.2.10(b)の18層の場合、 $H_o/L_o=0.005$ で透水性の寄与率が粗度の寄与率に比べかなり大きく、約3倍弱程度の値を示している。 H_o/L_o が大きくなるにしたがい、いずれも減少していくが、 $H_o/L_o=0.020$ 程度までは粗度よりも透水性の寄与率が大きく、透水層厚の影響が現れている。図-2.2.11(a)の $d=10.0\text{mm}$ の2層の場合、いずれの H_o

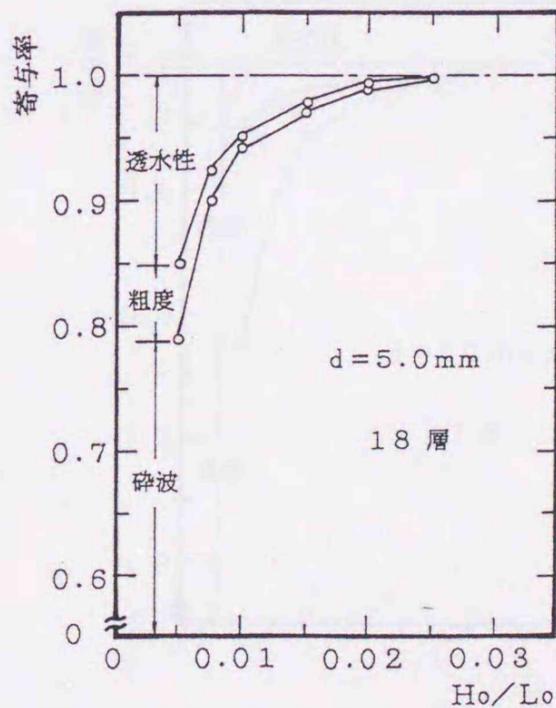
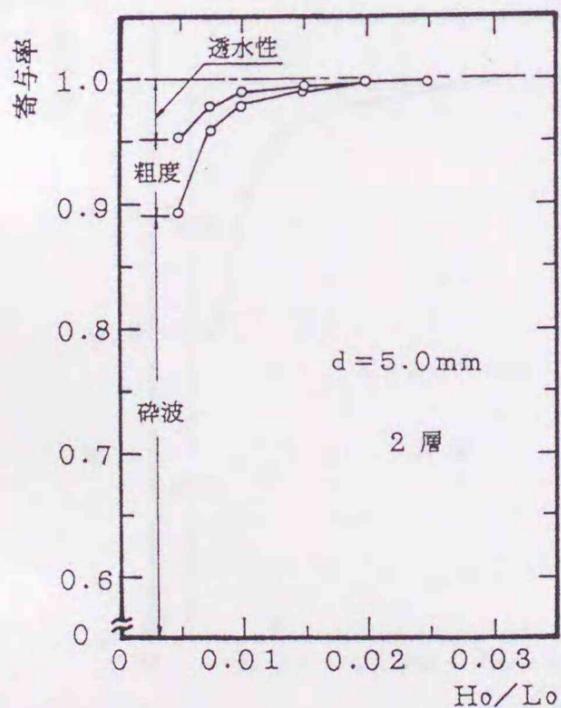


図-2.2.10(a) エネルギー消費に対する粗度
・透水性・砕波の寄与率

図-2.2.10(b) エネルギー消費に対する粗度
・透水性・砕波の寄与率

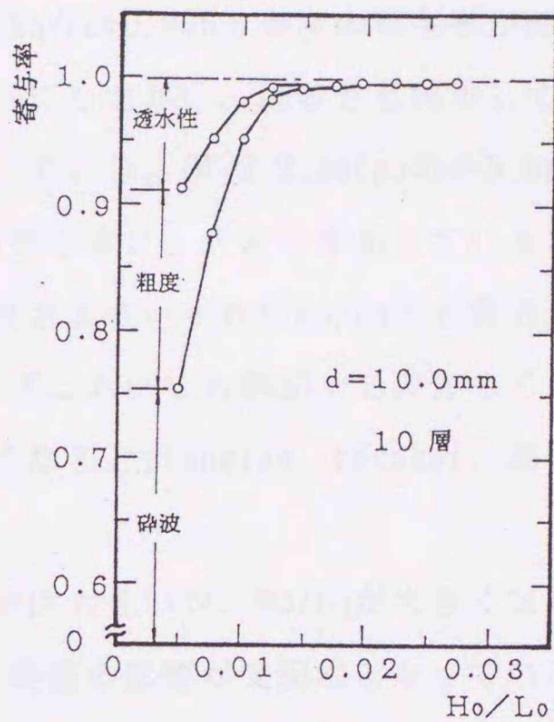
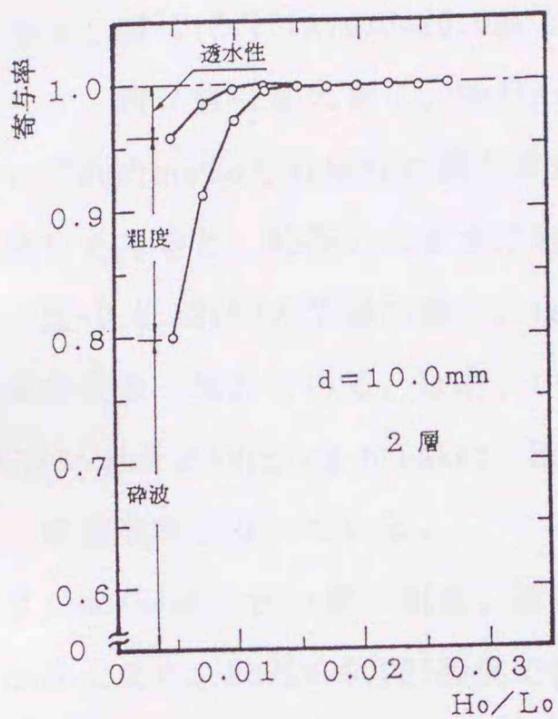


図-2.2.11(a) エネルギー消費に対する粗度
・透水性・碎波の寄与率

図-2.2.11(b) エネルギー消費に対する粗度
・透水性・碎波の寄与率

/Loでも透水性の効果より粗度の影響の方が大きくなっているが、図-2.2.11(b)の10層の場合、 $Ho/Lo \approx 0.01$ 付近で粗度，透水性の効果が同程度となっており、それ以上の Ho/Lo では透水性の影響の方が幾分大きく、2層の場合に比べて透水性の効果が大きくなっている

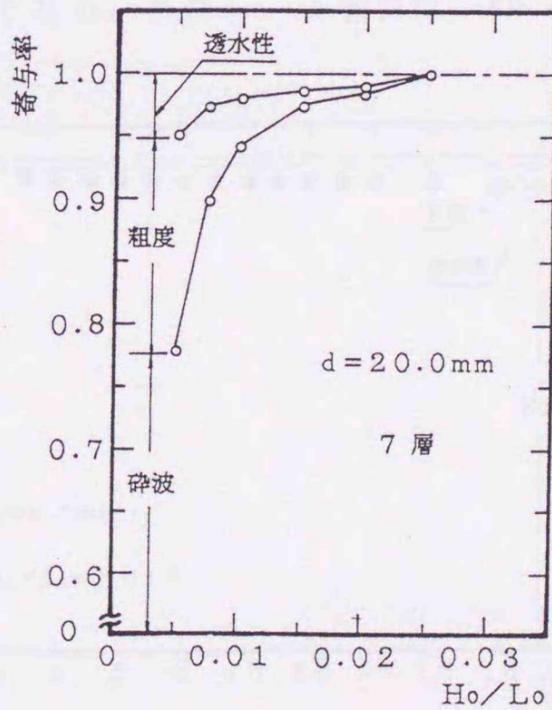
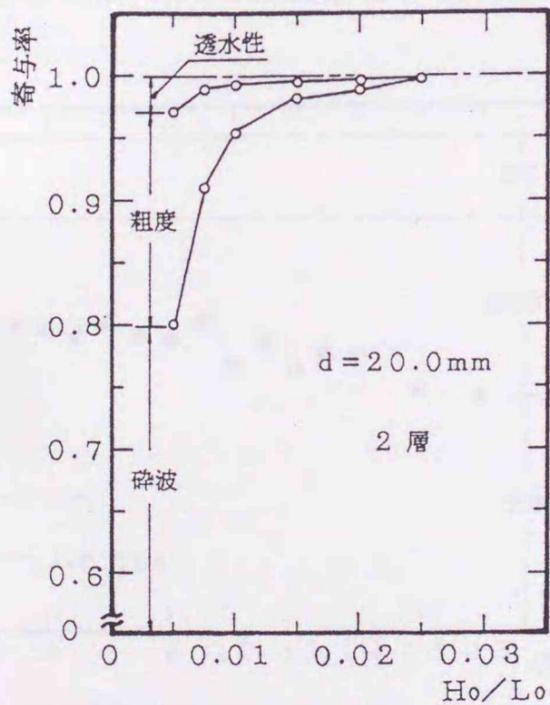


図-2.2.12(a) エネルギー消費に対する粗度
・透水性・碎波の寄与率

図-2.2.12(b) エネルギー消費に対する粗度
・透水性・碎波の寄与率

ことが分かる。図-2.2.12(a)の $d=20.0\text{mm}$ 2層の場合、 $H_o/L_o=0.005$ で粗度の寄与率が透水性の寄与率より、約5倍程度大きく、 H_o/L_o が大きくなるにしたがい、両者とも減少していくものの、いずれの H_o/L_o でも粗度の寄与率が大きくなっている。図-2.2.10(a)の $d=5.0\text{mm}$ の場合と比較してみると、粒径の大きさが粗度としての寄与率に、大きく作用していることが分かる。図-2.2.12(b)の7層の場合、(a)の2層の場合よりいずれの H_o/L_o でも幾分透水性の寄与率が大きく現れている。なお、いずれのケースにおいても斜面上で碎波しており、 H_o/L_o が小さい場合はsurging breaker、 H_o/L_o が大きくなるとplunging breaker、またはそれに近い碎波形態となっている。

各図より、 H_o/L_o が小さい程、粗度、透水性の寄与率は大きい、 H_o/L_o が大きくなるにしたがい小さくなり、 $H_o/L_o=0.025$ 程度でほぼ0となり碎波の影響が支配的となっている。また、粒径が大きいほど粗度の寄与率が大きい、図-2.2.10の $d=5.0\text{mm}$ のように粒径が小さい場合、層厚を厚くすると透水性の寄与率が比較的大きく現れるようである。ただし、ここで述べているのは各ケースのエネルギー消費に対する粗度、透水性、碎波によるエネルギー消費の相対的な割合であり、絶対量ではないことに注意しなければならない。

(4) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

図-2.2.13(a),(b)~図-2.2.15(a),(b)は、透水性斜面に対する滑面のエネルギー消費の割合 $E_{b,loss}/E_{p,loss}$ と透水層数の関係を、 $d=5.0, 10.0, 20.0\text{mm}$ の場合について図示したもので、それぞれ $H_o/L_o=0.005$ および 0.015 に対するものである。ただし、1層目は、 $E_{b,lo}$

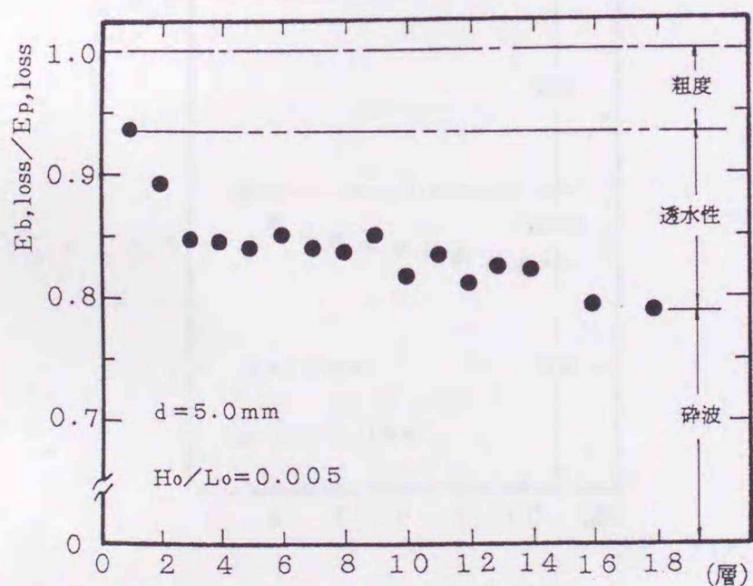


図-2.2.13(a) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

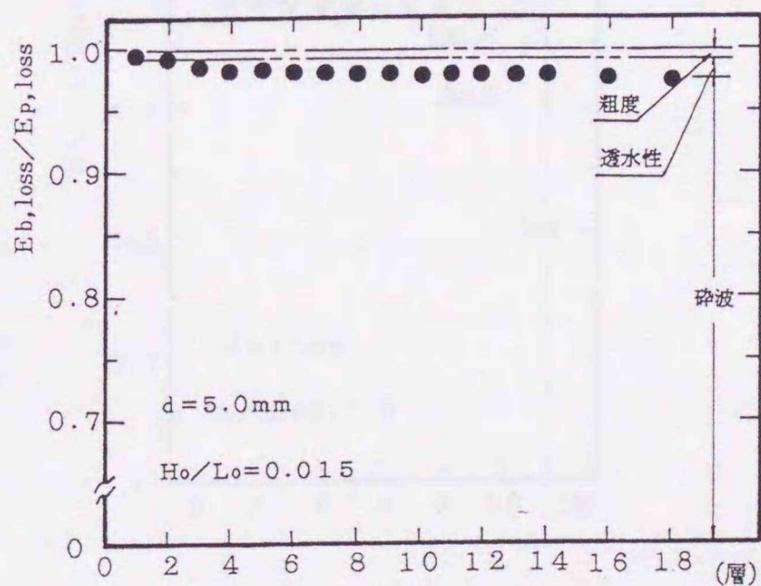


図-2.2.13(b) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

$ss/Er,loss$ であり、 $(1.0 - Eb,loss/Er,loss)$ をエネルギー消費に対する粗度の寄与率と考えると、2層目以上の $(Eb,loss/Er,loss - Eb,loss/Ep,loss)$ は、透水層による透水性の寄与率と考えることができる。図-2.2.13(a)の $Ho/Lo=0.005$ の場合、粗度の寄与率は総エネルギー消費の約6%、2層から18層へと透水層数を多くしていくにしたがい、ばらつきはあるものの透水性の寄与率が大きくなり、18層目では総エネルギー消費の約15%程度となっている。図-2.2.13(b)の $Ho/Lo=0.015$ の場合、粗度の寄与率は総エネルギー消費の約0.5%程度であり、ほぼ0とみなしてよい値である。透水層の寄与率は、透水層数を多くしていくにしたがい、徐々に大きくなるが、その値は小さく、18層でも約2%程度である。

図-2.2.14(a)の $Ho/Lo=0.005$ の場合、粗度による影響は総エネルギー消費の約15%、2層から10層へと透水層数を多くしていくにしたがい、透水性の影響が大きくなり、1層増す毎に約1%弱の効果が表れており、10層目では総エネルギー消費の約8%程度のエネルギー消費となっている。

図-2.2.14(b)の $Ho/Lo=0.015$ の場合、粗度による効果は総エネルギー消費の約2%程度であり、 $Ho/Lo=0.005$ の約1/8程度である。透水層の効果は、図-2.2.14(a)と同様透水層数を多くしていくにしたがい、その効果は徐々に表れるが、その値は小さく、10層で約2%程度と粗度、透水性の効果が同程度となる。

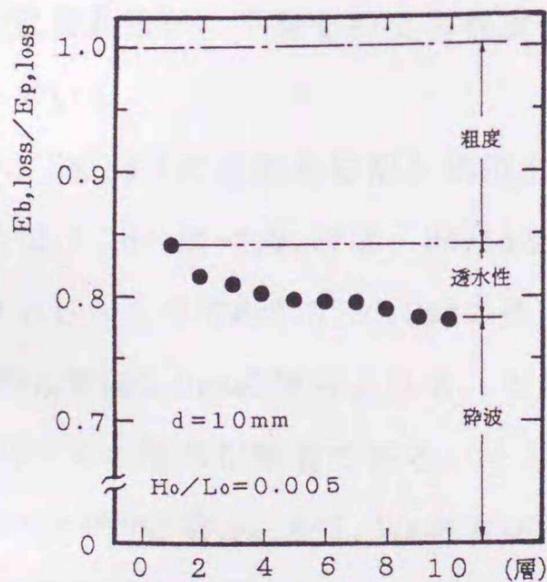


図-2.2.14(a) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

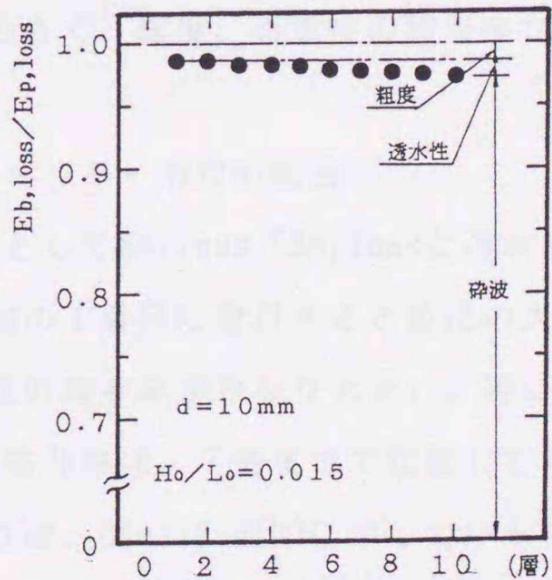


図-2.2.14(b) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

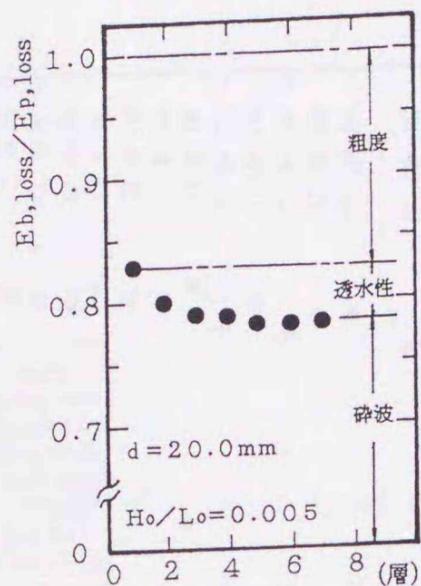


図-2.2.15(a) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

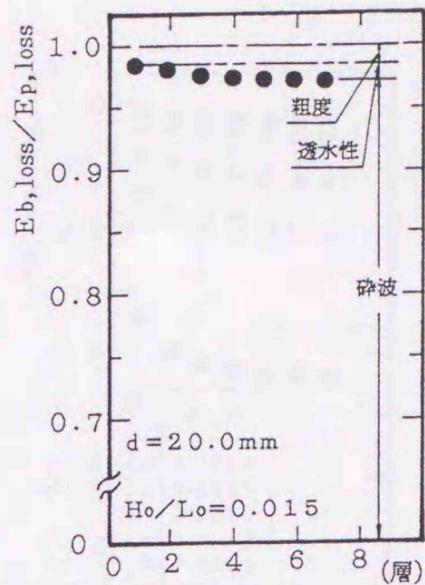


図-2.2.15(b) 透水層厚と各エネルギー消費の割合

一方、 $d=20.0\text{mm}$ の図-2.2.15(a)の $H_o/L_o=0.005$ の場合、粗度の寄与率は総エネルギー消費の約17%であり、図-2.2.13(a)の $d=5.0\text{mm}$ の約3倍の値となっている。また、2層から7層へと透水層数を多くしていくにしたがい、徐々に透水性の寄与率が大きくなり、7層目では総エネルギー消費の約5%程度となっている。図-2.2.15(b)の $H_o/L_o=0.015$ の場合、粗度の寄与率は総エネルギー消費の約2%程度であり、 $H_o/L_o=0.005$ の約1/8程度である。透水層の寄与率は、図-2.2.13(a)と同様透水層数を多くしていくにしたがい、その効果は徐々に表れるが、7層で約2%程度とその値は小さく、粗度、透水性の寄与率が同程度となっている。

(5) H_o/L_o (沖波波形勾配) 別透水層厚と各エネルギー消費の割合

図-2.2.16～図-2.2.17は、 H_o/L_o をパラメータとして $E_{b,loss}/E_{p,loss}$ と透水層数との関係を示したもので $d=5.0, 20.0\text{mm}$ の例である。両図の1層目に着目すると粒径の大きい $d=20.0\text{mm}$ の方が $d=5.0\text{mm}$ の場合よりも、当然ながら粗度の寄与率がかなり大きい。特に、 $H_o/L_o < 0.010$ でその傾向が顕著である。一方、透水性の寄与率は、7層までで比較してみると、 $H_o/L_o < 0.010$ の場合、 $d=5.0\text{mm}$ の方が大きい。これは、図-2.2.3(b)に示しているように $d=5.0\text{mm}$ 1層の場合、滑面とあまり差が無く層厚を厚くするにつれて反射率が徐々に減少していくのに対し、図-2.2.4(b)の $d=20.0\text{mm}$ 1層の場合、滑面に比べかなり小さい値を示しており、層厚を厚くした6層でも、1層に比べそれ程反射率が減少していないためである。両図より、 H_o/L_o が大きくなるほど粗度の寄与率が急激に減少するとともに、層数の増加に伴うE

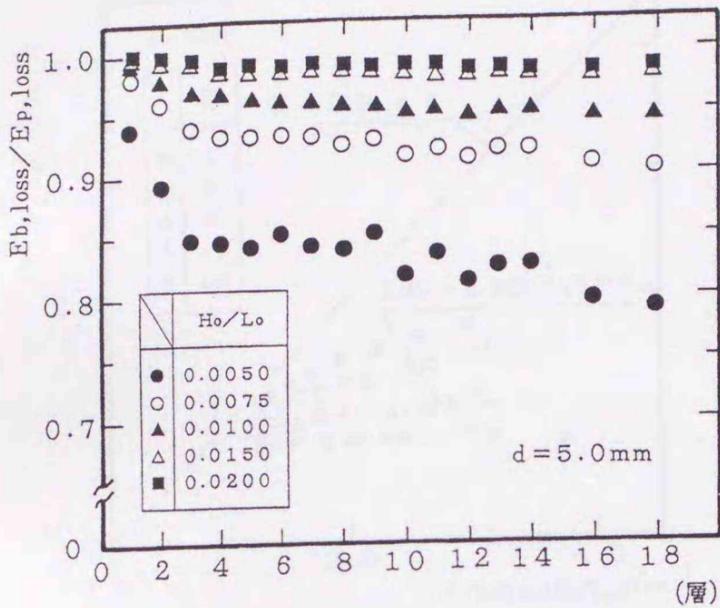


図-2.2.16 波形勾配別透水層厚と
各エネルギー消費の割合

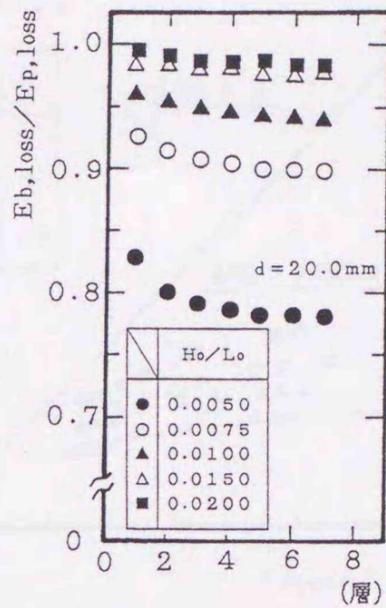


図-2.2.17 波形勾配別透水層厚と
各エネルギー消費の割合

$E_{b,loss}/E_{p,loss}$ の減少の割合が小さくなり、透水性の寄与率も小さくなっていく傾向が認められる。

2.2.4 相対打ち上げ高さ ξ との関係

(1) R/H_o と ξ との関係

図-2.2.18~図-2.2.20は、 $d=5.0, 10.0, 20.0$ mmの場合の R/H_o と surf similarity parameter ξ の関係を、透水層数をパラメータとして図示したものである。なお、 ξ は次式で表される。

$$\xi = \tan \alpha / (H/L_o)^{1/2} \quad (2.2.2)$$

ここに、 $\tan \alpha$: 斜面勾配 H : 入射波高 L_o : 沖波波長

図中の実線は、滑面に対するHuntの実験直線¹⁰⁾である。今回の透水性斜面の実験値は、Huntの実験直線に比べるとかなり小さく、層厚が厚くなるにつれて R/H_o の値が小さくなり、透水層厚の影響が認められる。図中の破線は、それぞれの層数の相対打ち上げ高さに対する回帰曲線である。以下に回帰曲線式を示す。

図-2.2.18の $d=5.0$ mmの9層

$$R/H_o = 0.869 * (\xi)^{0.229} \quad (2.2.3)$$

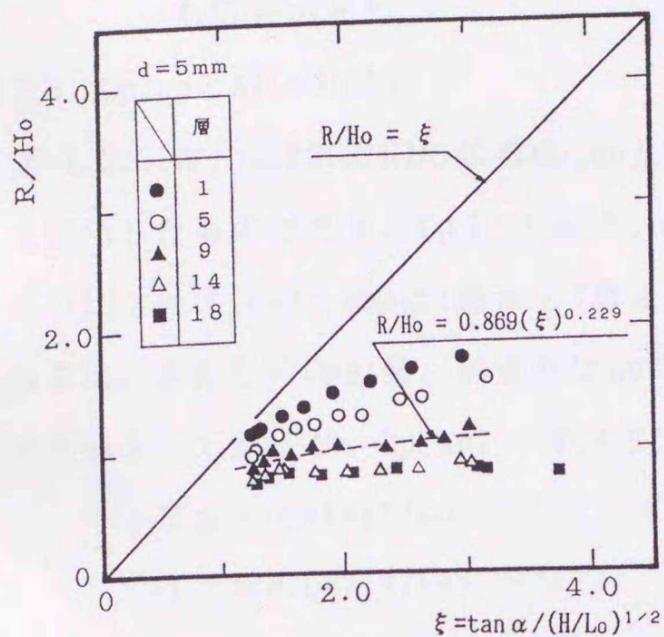


図-2.2.18 R/Hoと ξ の関係

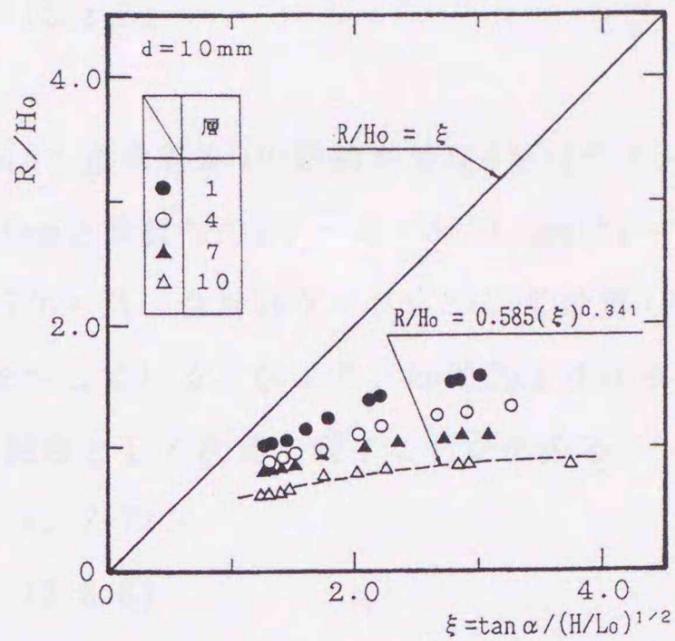


図-2.2.19 R/Hoと ξ の関係

図-2.2.19の $d=10.0\text{mm}$ の10層

$$R/Ho = 0.585 * (\xi)^{0.341} \quad (2.2.4)$$

図-2.2.20の $d=20.0\text{mm}$ の2層

$$R/Ho = 0.719 * (\xi)^{0.593} \quad (2.2.5)$$

上述のように、透水性斜面の相対打ち上げ高さ R/Ho は、 ξ の関数としてよく表現できる。すなわち、透水性斜面の相対打ち上げ高さを ξ の関数として、次の一般式で表すことが出来るように思われる。

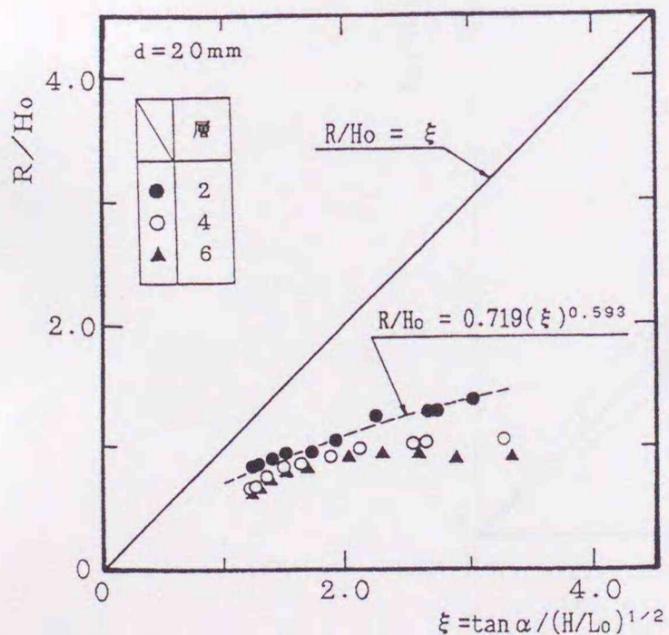


図-2.2.20 R/Hoと ξ の関係

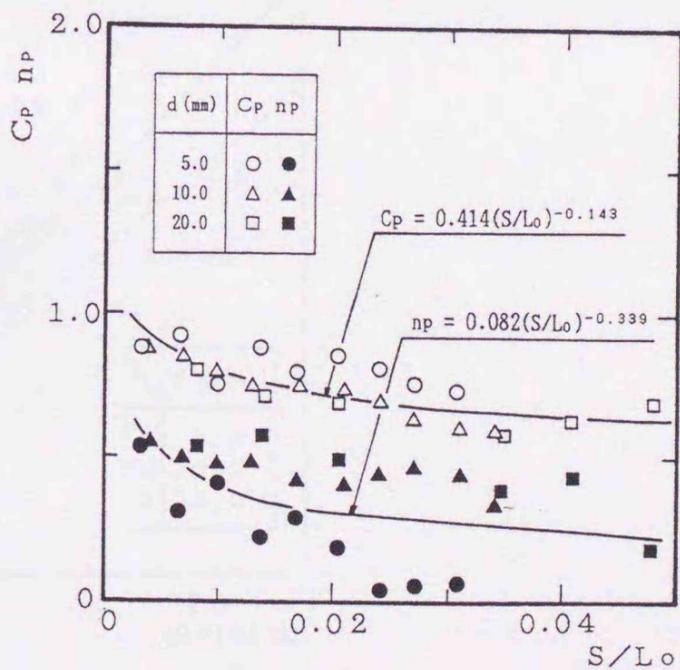


図-2.2.21 (C_p, n_p) と S/Lo との関係

$$R/Ho = Cp(\xi)^{np} \quad (2.2.6)$$

(2) Cp, np と S/Lo の関係

図-2.2.21は、式(2.2.6)の係数 Cp, np と S/Lo (S : 透水層厚)の関係を粒径 d をパラメータとして図示したものである。 Cp, np の値は、 $d=5.0\text{mm}$ で偶数毎の9ケース、 $d=10.0\text{mm}$ は1~10層までの10ケース、 $d=20.0\text{mm}$ は1層から7層までの7ケース、合計26ケースについて計算した。白抜きは、各粒径の Cp の値、黒塗りは np の値を示している。図より、 np は Cp よりばらつきが大きいようであるが、 Cp, np いずれも S/Lo の関数として次式で表すことが出来る。

$$Cp = 0.414(S/Lo)^{-0.143} \quad (2.2.7)$$

$$np = 0.082(S/Lo)^{-0.339} \quad (2.2.8)$$

ただし、 $0.0034 < S/Lo < 0.048$

(3) R/Ho の計算値と実験値の比較

図-2.2.22は、 d をパラメータとして R/Ho の実験値と計算値を比較したものである。計算値は、(2.2.7)、(2.2.8)式より Cp, np を求め(2.2.6)式に代入して求めた値である。○印の $d=5.0\text{mm}$ の90点、△、□印の $d=10.0, 20.0\text{mm}$ のそれぞれ100, 70点の合計260点の比較図である。図中には、目安のために誤差20%ラインも破線で示してある。図より最大誤差が約20%程度であり、各粒径共よく対応している。

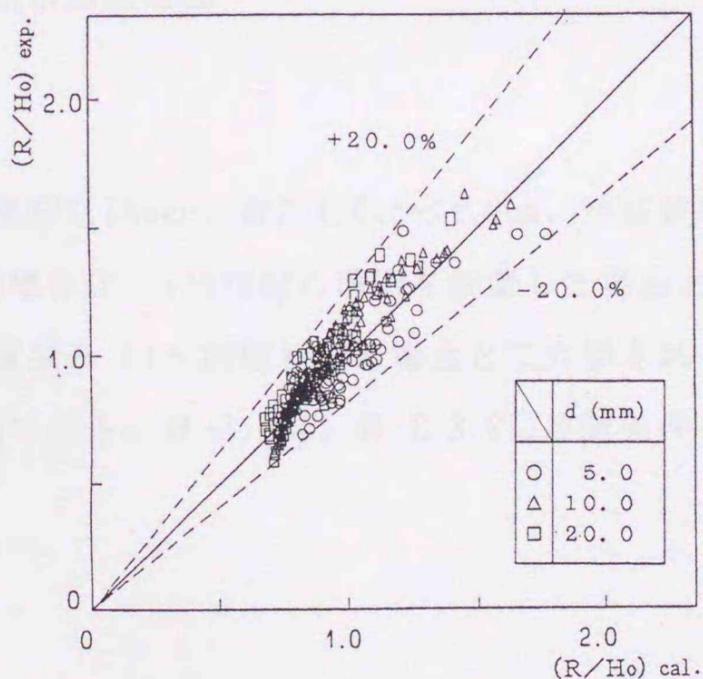


図-2.2.22 R/Ho の実験値と計算値の比較

2.3 相対水深の違いによる波の打ち上げ高さの検討²⁵⁻²⁷⁾

2.3.1 実験条件及び実験方法

(1) 実験装置及び方法

実験は、長さ20.0m、幅0.6m、高さ0.7mの両面ガラス張り造波水路の水路幅を2分し、片側0.3mの水路（図-2.3.1(a)）で行った。水路の一端に反射波制御付きピストン型造波装置、他端には法面勾配1/5の模型堤体（図-2.3.1(b)）を設置した。入射波高、反射波高は、合田の入射波分離法²⁸⁾で解析し、遡上波は目視及びビデオで記録した。打ち上げ高さRは、波が安定する20波～40波のRを目視より読み取りその平均値を実験値とした。なお、水深20.0cmの実験は、前節の条件及び結果を用いている。

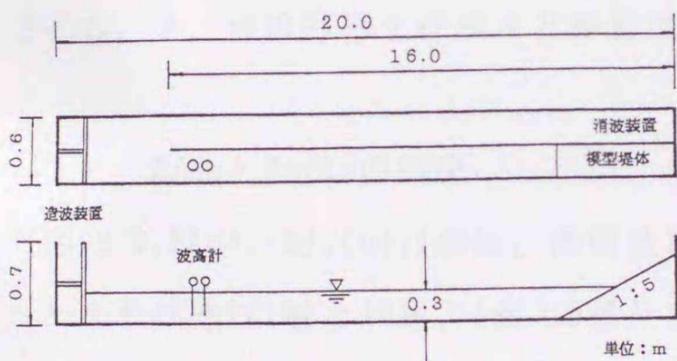


図-2.3.1(a) 実験水路概略図

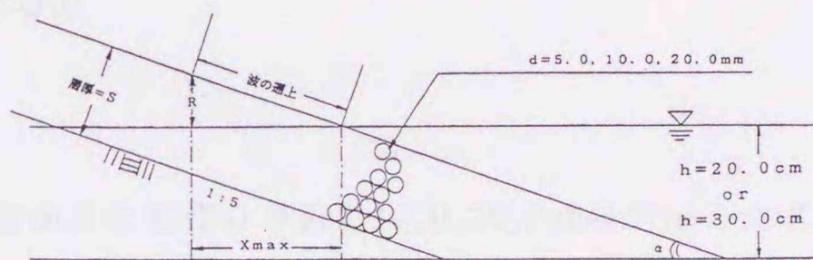


図-2.3.1(b) 模型堤体概略図

(2) 実験条件

実験は、水深30cm、周期1.26sec、波高約0.5～14.0cm、沖波波形勾配 $H_0/L_0 \doteq 0.003 \sim 0.05$ の範囲で行った。模型堤体は、1/5勾配に滑面を設置した場合と、その上に透水性斜面としてアルミナボールを層積み（1～20層）した場合とに大別される。アルミナボールの粒径は、5,10,20mmの3種類である。表-2.3.1、表-2.3.2に実験条件を示す。

表-2.3.1 実験条件(h=30.0cm)

| 実験 No. | 周期 (sec) | 入射波高H (cm) | 粒径 (mm) | 層 | |
|--------|----------|------------|---------|----|----|
| P -0 | | | 滑面 | | |
| P 1-1 | 1.26 | 14.0 | 5.0 | 1 | |
| P 5-1 | | | | 5 | |
| P 10-1 | | | | 10 | |
| P 15-1 | | | | 15 | |
| P 18-1 | | | | 18 | |
| P 20-1 | | | 20 | | |
| P 1-2 | | | 10.0 | | 1 |
| P 5-2 | | | | | 5 |
| P 10-2 | | | | | 10 |
| P 1-3 | | | 20.0 | | 1 |
| P 4-3 | 4 | | | | |
| P 8-3 | 8 | | | | |

表-2.3.2 実験条件(h=20.0cm)

| 実験 No. | 周期 (sec) | 入射波高H (cm) | 粒径 (mm) | 層 | |
|--------|----------|------------|---------|----|----|
| P -0 | | | 滑面 | | |
| P 1-1 | 1.26 | 7.0 | 5.0 | 1 | |
| ~ | | | | ~ | |
| P 13-1 | | | | 13 | |
| P 14-1 | | | | 14 | |
| P 16-1 | | | | 16 | |
| P 18-1 | | | 18 | | |
| P 1-2 | | | 10.0 | | 1 |
| ~ | | | | | ~ |
| P 10-2 | | | | | 10 |
| P 1-3 | | | 20.0 | | 1 |
| ~ | ~ | | | | |
| P 7-3 | 7 | | | | |

2.3.2 波の打ち上げ高さ と 沖波波形勾配

(1) R/Ho と Ho/Lo の関係

図-2.3.2(a),(b),(c),(d)は、滑面及び滑面上に粒径 $d = 5.0, 10.0, 20.0\text{mm}$ のアルミナボールをそれぞれ1層と10層、1層と5層及び1層と4層積み重ねた場合の実験結果を h/Lo (h :堤脚水深, Lo :沖波波長) をパラメータとしてプロットしたものである。縦軸は相対打ち上げ

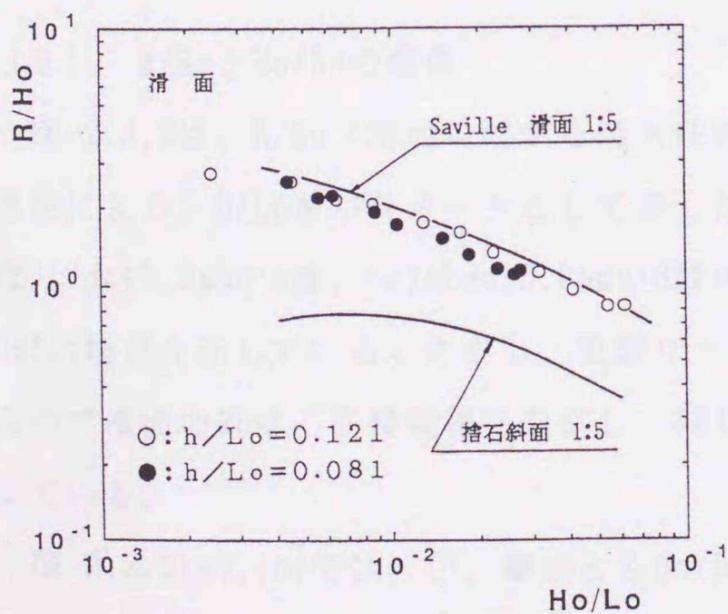


図-2.3.2(a) 滑面の R/Ho と Ho/Lo の関係

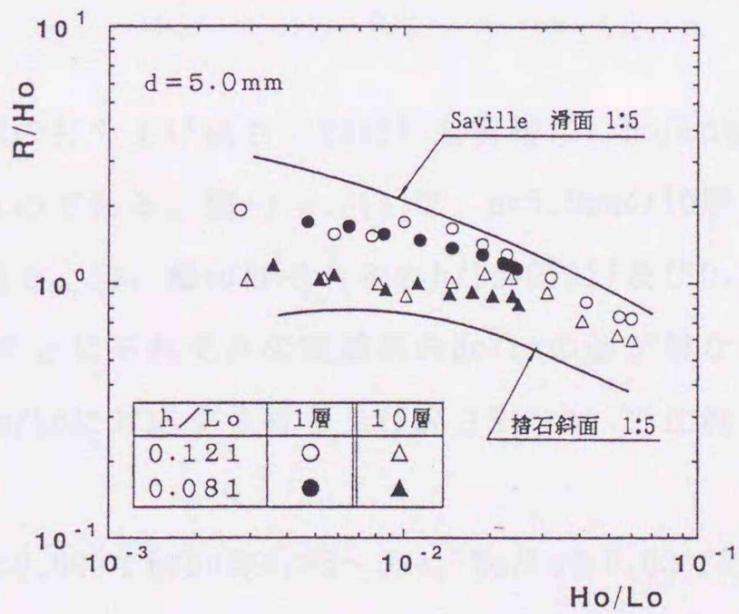


図-2.3.2(b) 透水性斜面 ($d=5.0\text{mm}$) の R/Ho と Ho/Lo の関係

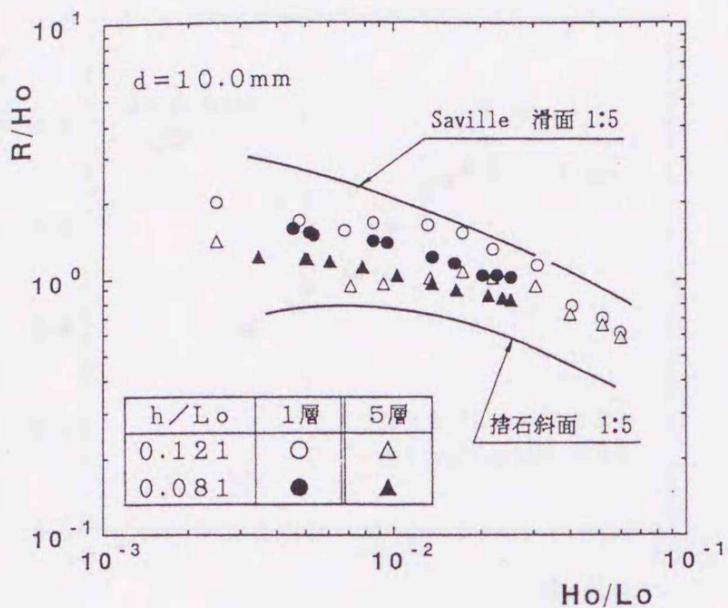


図-2.3.2(c) 透水性斜面(d=10.0mm)の R/HoとHo/Loの関係

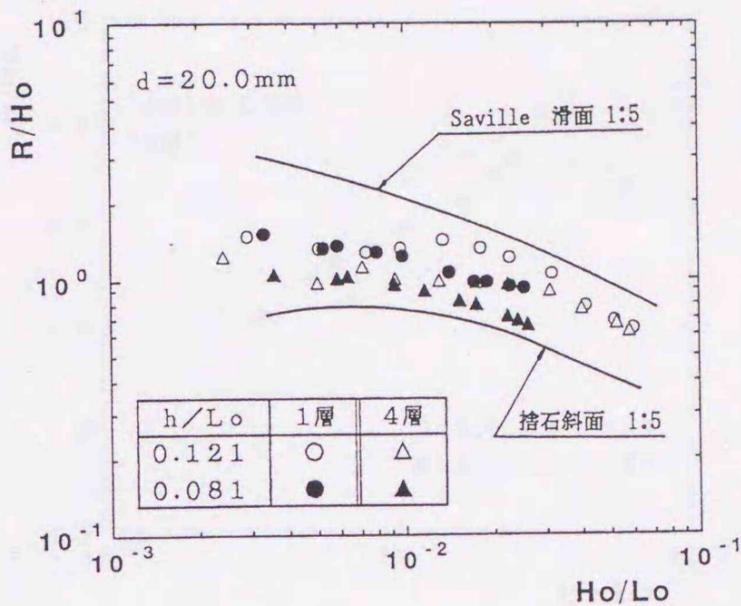


図-2.3.2(d) 透水性斜面(d=20.0mm)の R/HoとHo/Loの関係

高さR/Ho (R:波の打ち上げ高, Ho:沖波波高)、横軸は、沖波波形勾配Ho/Loである。図中には比較のため滑面と捨石斜面の1/5勾配に対するSavilleの実験曲線¹⁾も併記した。図-2.3.2より、幾分ばらつきがあるものの、全体的に滑面、透水性斜面のいずれの場合もh/Loが大きい程、すなわち堤脚水深が大きいほど相対打ち上げ高さR/Hoが大きくなる傾向が見られる。なお、いずれのh/Loでも層厚が厚くなるにつれてR/Hoは小さくなることが分かる。

(2) R/RoとHo/Loの関係

図-2.3.3は、R/Ro (滑面に対する透水性斜面の打ち上げ高さの割合)を縦軸に、Ho/Loを横軸にとり、h/Loをパラメータとして表したものである。図-2.3.3(a)は、d=5.0mmの10層、(b)はd=10.0mmの5層、(c)はd=20.0mmの8層の例で、○、●印はそれぞれh/Lo=0.121及び0.081の場合を示している。ただし、実験ケースごとにそれぞれの実験値のHo/Loの値が異なるので滑面のRoは、回帰直線で近似し、同じHo/Loに対応する打ち上げ高さRについて比較している。

図-2.3.3(a),(b)では、○、●印ともHo/Lo≐0.003でR/Ro≐0.35~0.4、Ho/Lo≐0.03でR/Ro≐0.7~0.8程度の値となっており、両ケース共ほぼ同程度の値を示している。すなわち、層厚が同程度であれば同じHo/Loに対するR/Roの値は、粒径やh/Loに関係なくほぼ同じ値になると言える。

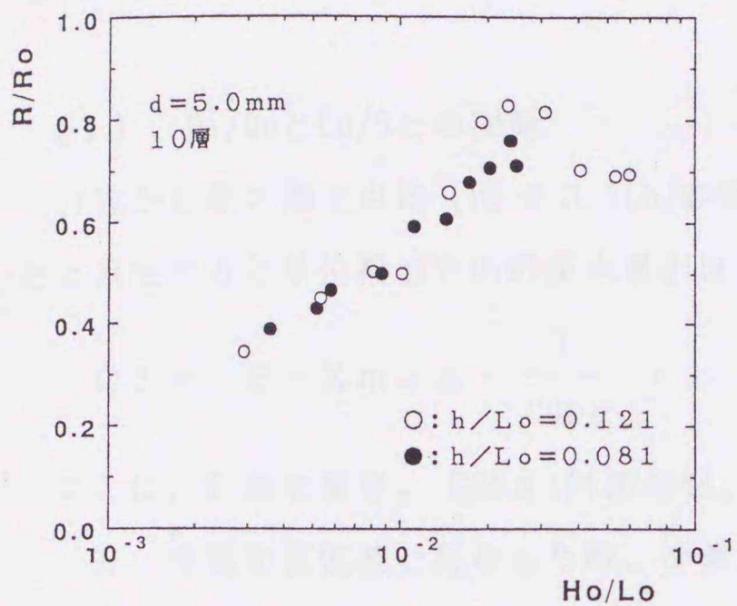


図-2.3.3(a) R/RoとHo/Loの関係
(d=5.0mm, 10層)

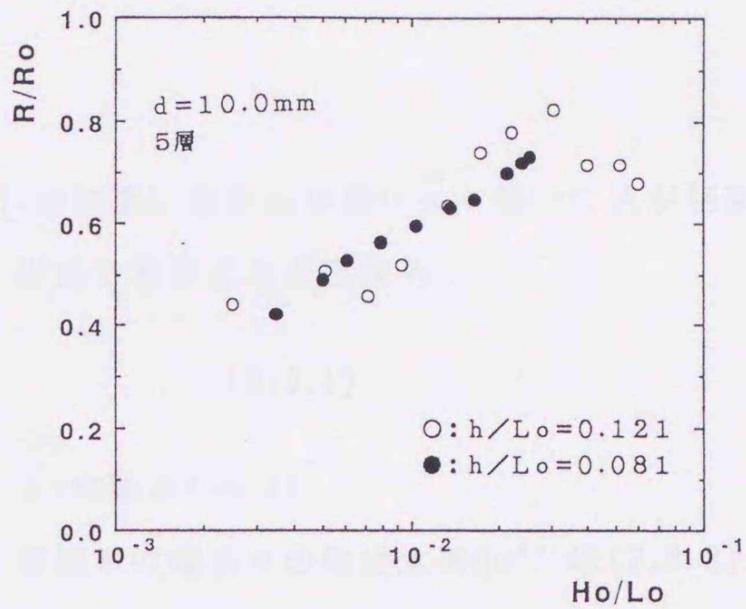


図-2.3.3(b) R/RoとHo/Loの関係
(d=10.0mm, 5層)

図-2.3.3(c)では、 $Ho/Lo \doteq 0.0035$ で $R/Ro \doteq 0.2$ 、 $Ho/Lo \doteq 0.03$ では、 $R/Ro \doteq 0.55$ 程度となっており同じ Ho/Lo に対する R/Ro の値は、(a),(b)に比べて小さい値となっている。これは、透水層厚が(a),(b)に比べて大きい場合の実験であるためで、透水層厚が大きいほど R/Ro の値は小さくなると言える。この場合も(a),(b)と同様、 h/Lo に関係なく同じ Ho/Lo に対する R/Ro の値はほぼ同じ値となっている。

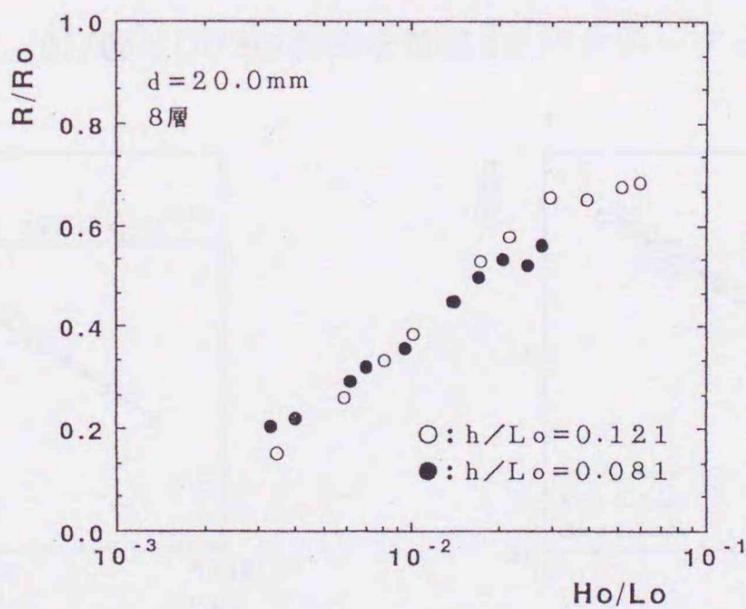


図-2.3.3(c) R/RoとHo/Loの関係(d=20.0mm, 8層)

2.3.3 透水層厚と浸透水量の関係

(1) Q_i/Q_0 と L_0/S との関係

汀線から最大遡上点迄 (図-2.3.1(b)参照) の斜面に垂直な体積の透水層内に水が飽和したと仮定すると単位幅当りの貯留水量 Q_i は、次式で表すことが出来る。

$$Q_i = S \cdot X_{max} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \lambda \quad (2.3.1)$$

ここに、 S :透水層厚、 $\cos \alpha$:斜面勾配、 λ :空隙率(=0.4)

一方、沖波を正弦波と見なした時、沖波一周期単位幅当りの輸送水量 Q_0 ^{2.9)}は(2.3.2)式で表される。

$$Q_0 = H_0 \cdot L_0 \cdot \frac{1}{2\pi} \quad (2.3.2)$$

ここに、 H_0 :沖波波高、 L_0 :沖波波長

式(2.3.1)と(2.3.2)の比をとると

$$\frac{Q_i}{Q_0} = K \frac{R/H_0}{L_0/S} \quad (2.3.3)$$

となる。ここに、 $K=2\pi\lambda/\sin\alpha$ であるが、本実験では、 $K=const.$ である。式(2.3.3)によると Q_i/Q_0 と L_0/S は反比例の関係にあるが、両者の関係を実験値を用いて調べてみる。

(i) $h=20.0\text{cm}$ の場合

図-2.3.4(a)~(e)は、 Q_i/Q_0 と L_0/S の関係を粒径 d をパラメータとして図示したもので、

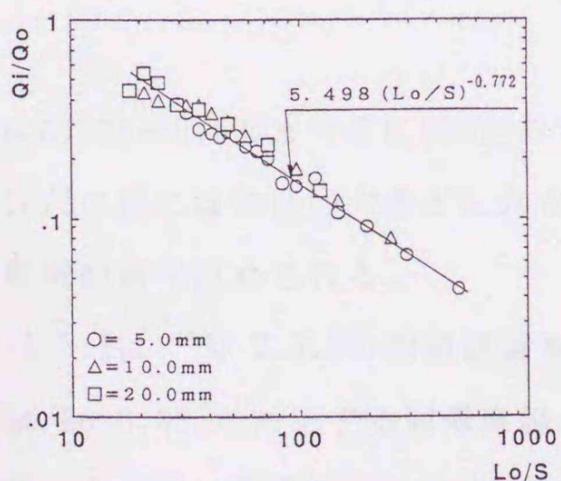


図-2.3.4(a) Q_i/Q_0 と L_0/S の関係
($H_0/L_0=0.005, h=20.0\text{cm}$)

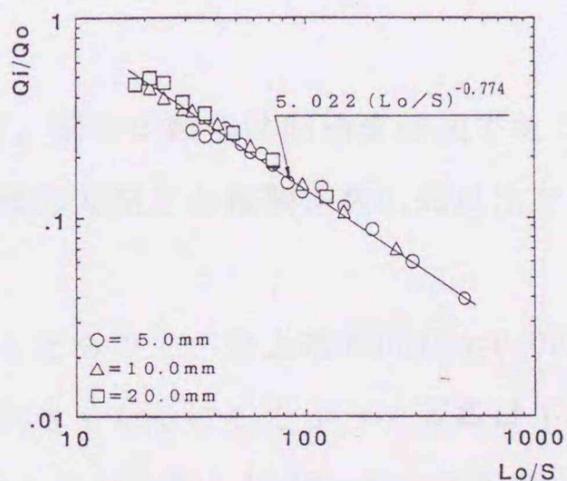


図-2.3.4(b) Q_i/Q_0 と L_0/S の関係
($H_0/L_0=0.010, h=20.0\text{cm}$)

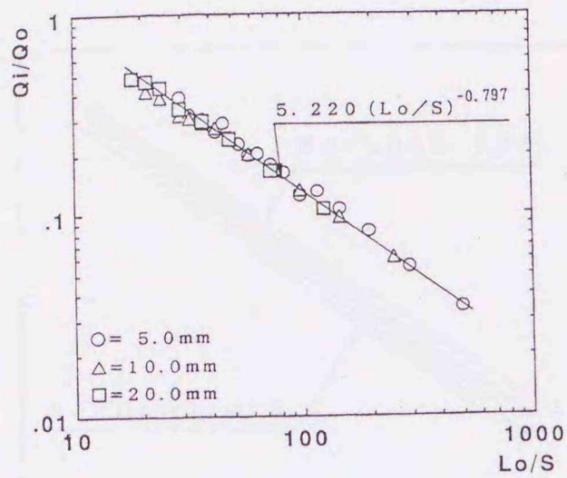


図-2.3.4(c) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.015, h=20.0\text{cm}$)

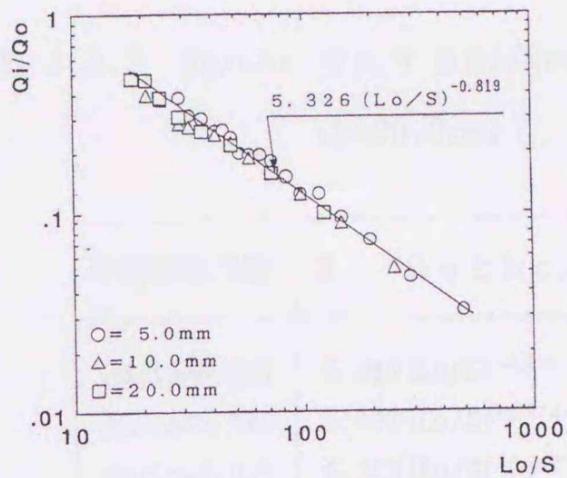


図-2.3.4(d) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.020, h=20.0\text{cm}$)

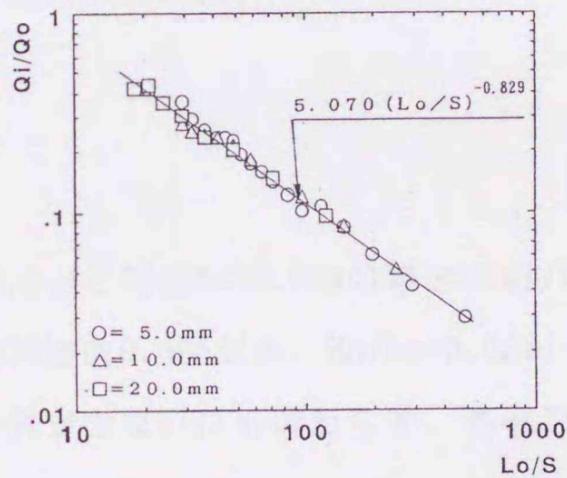


図-2.3.4(e) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.025, h=20.0\text{cm}$)

$Ho/Lo=0.005\sim 0.025$ までを0.005刻みで示している。図中の数式は回帰直線式である。 Q_i/Q_o と Lo/S の間には粒径の大きさにかかわらず、各波形勾配とも相関係数0.99以上でかなり高い相関関係が認められる。

図-2.3.5は、図-2.3.4の回帰直線をまとめて示したもので、最上端が $Ho/Lo=0.005$ 、最下端が $Ho/Lo=0.025$ に対応する回帰直線で、 Ho/Lo が大きくなるにしたがって直線は下方へ移行している。言い換えると、 Ho/Lo が大きくなるにしたがい同一 Lo/S に対して Q_i/Q_o が小さくなる傾向にある。表-2.3.3は、各波形勾配の Q_i/Q_o と Lo/S の回帰直線式を一覧にしたものである。

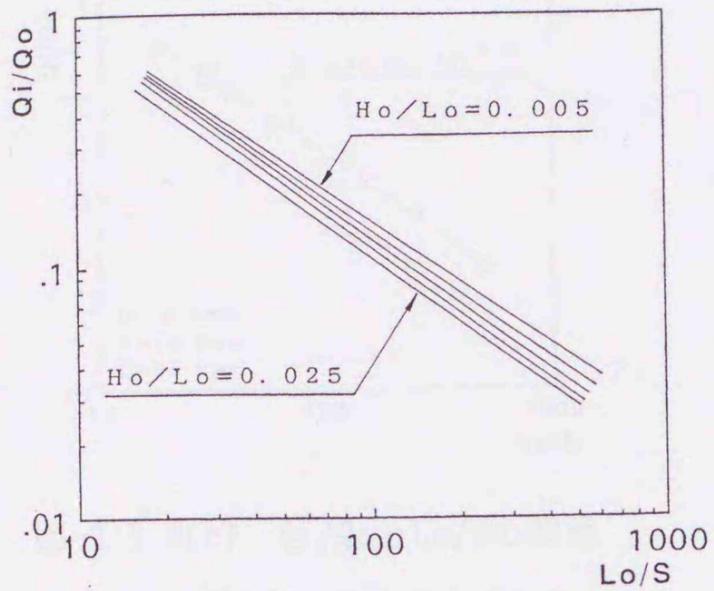


図-2.3.5 Q_i/Q_o と L_o/S の関係
($H_o/L_o=0.005\sim 0.025, h=20.0\text{cm}$)

表-2.3.3 H_o/L_o に対応する Q_i/Q_o の式
($h=20.0\text{cm}$)

| 沖波波形勾配 | Q_i/Q_o と L_o/S |
|-----------------|--------------------------|
| $H_o/L_o=0.005$ | $5.498 (L_o/S)^{-0.772}$ |
| $H_o/L_o=0.010$ | $5.022 (L_o/S)^{-0.774}$ |
| $H_o/L_o=0.015$ | $5.220 (L_o/S)^{-0.797}$ |
| $H_o/L_o=0.020$ | $5.326 (L_o/S)^{-0.819}$ |
| $H_o/L_o=0.025$ | $5.070 (L_o/S)^{-0.829}$ |

(ii) $h=30.0\text{cm}$ の場合

図-2.3.6(a)~(h)は、図-2.3.4と同様 $h=30.0\text{cm}$ の場合の Q_i/Q_o と L_o/S との関係を図示したもので、 $H_o/L_o=0.005$ から 0.025 迄は 0.005 刻み、 $H_o/L_o=0.03$ から 0.05 迄は 0.01 刻みで示している。図-2.3.4と比べて資料数が少ないにも関わらず、各波形勾配とも、 Q_i/Q_o と L_o/S の間

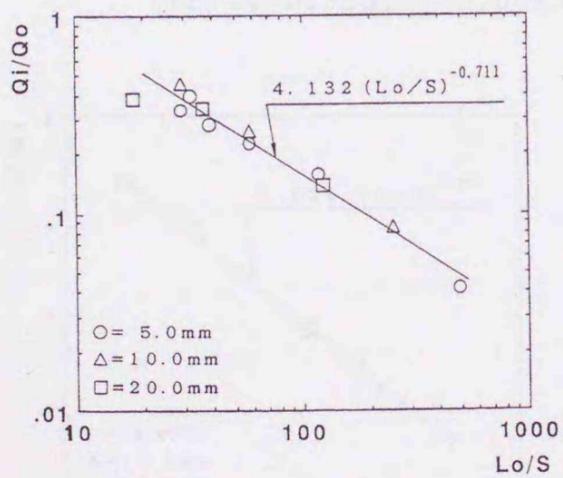


図-2.3.6(a) Q_i/Q_o と L_o/S の関係
($H_o/L_o=0.005, h=30.0\text{cm}$)

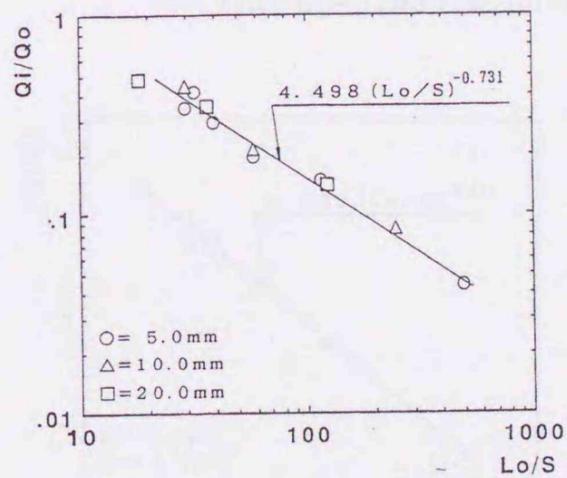


図-2.3.6(b) Q_i/Q_o と L_o/S の関係
($H_o/L_o=0.010, h=30.0\text{cm}$)

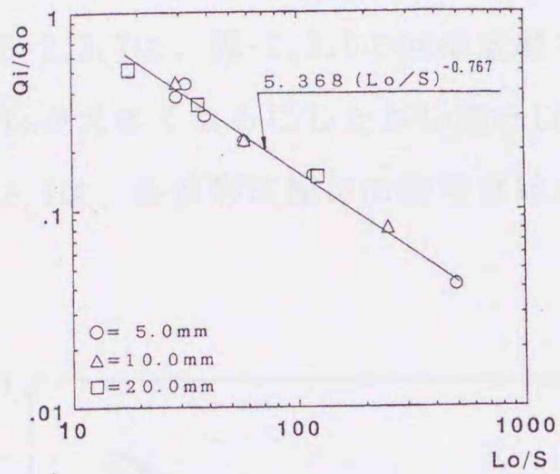


図-2.3.6(c) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.015, h=30.0\text{cm}$)

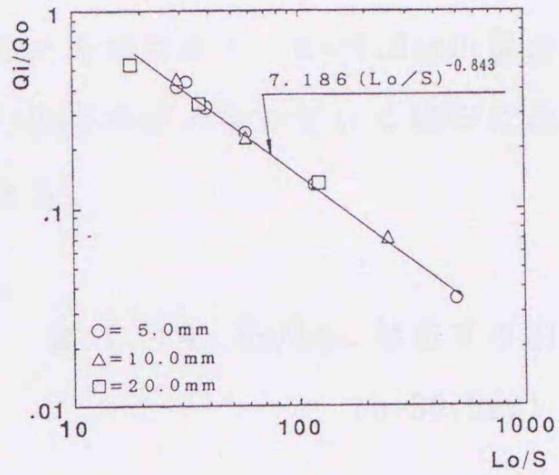


図-2.3.6(d) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.020, h=30.0\text{cm}$)

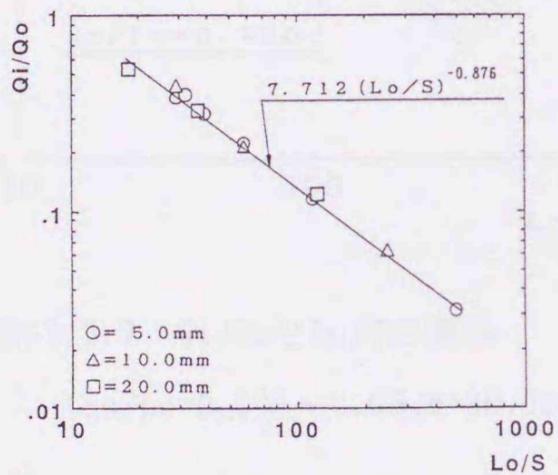


図-2.3.6(e) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.025, h=30.0\text{cm}$)

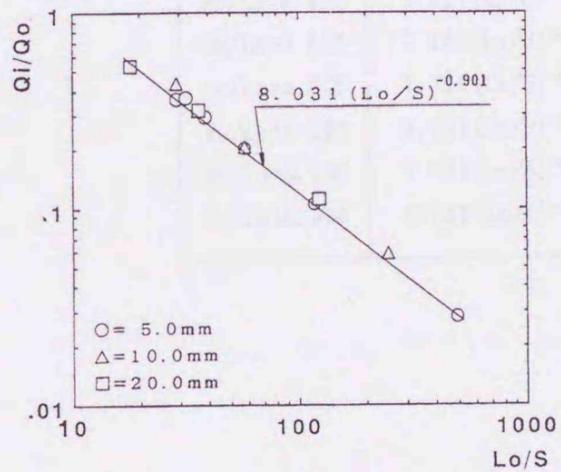


図-2.3.6(f) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.030, h=30.0\text{cm}$)

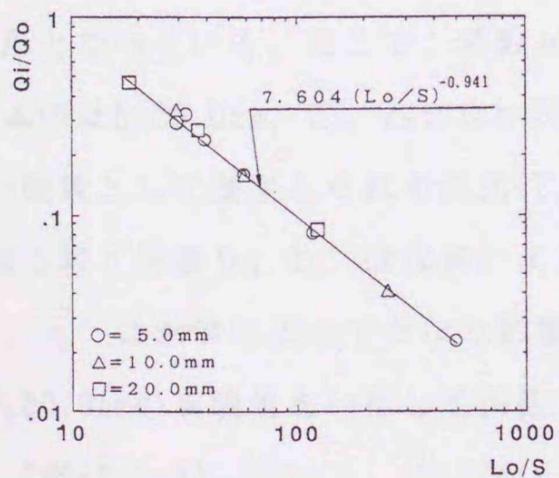


図-2.3.6(g) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.040, h=30.0\text{cm}$)

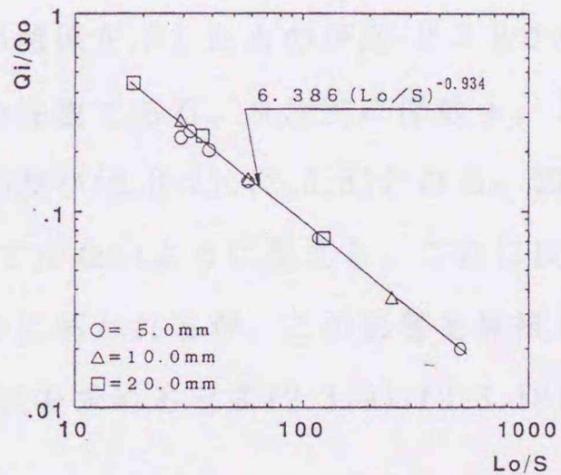


図-2.3.6(h) Q_i/Q_o と Lo/S の関係
($Ho/Lo=0.050, h=30.0\text{cm}$)

には粒径の大きさにかかわらず、相関係数が0.98以上と高い相関関係が認められる。

図-2.3.7は、図-2.3.6の回帰直線をまとめて示したものである。h=20.0cmの場合と同様、 H_o/L_o が大きくなるにしたがい同一 L_o/S に対して Q_i/Q_o が小さくなっていく傾向にある。表-2.3.4は、各波形勾配毎の回帰直線式の一覧表である。

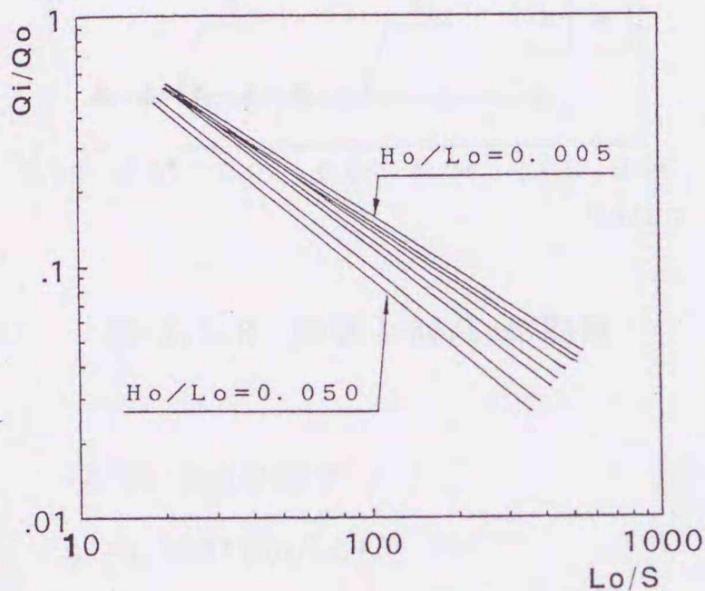


表-2.3.4 H_o/L_o に対応する Q_i/Q_o の式
(h=30.0cm)

| 沖波波形勾配 | Q_i/Q_o と L_o/S |
|-----------------|--------------------------|
| $H_o/L_o=0.005$ | $4.132 (L_o/S)^{-0.711}$ |
| $H_o/L_o=0.010$ | $4.498 (L_o/S)^{-0.731}$ |
| $H_o/L_o=0.015$ | $5.368 (L_o/S)^{-0.767}$ |
| $H_o/L_o=0.020$ | $7.186 (L_o/S)^{-0.843}$ |
| $H_o/L_o=0.025$ | $7.712 (L_o/S)^{-0.876}$ |
| $H_o/L_o=0.030$ | $8.031 (L_o/S)^{-0.901}$ |
| $H_o/L_o=0.040$ | $7.604 (L_o/S)^{-0.941}$ |
| $H_o/L_o=0.050$ | $6.386 (L_o/S)^{-0.934}$ |

図-2.3.7 Q_i/Q_o と L_o/S の関係
($H_o/L_o=0.005\sim 0.05$, h=30.0cm)

(2) 回帰式の係数と H_o/L_o の関係

表-2.3.3, 表-2.3.4の回帰式は、

$$Q_i/Q_o = a * (L_o/S)^b \quad (2.3.4)$$

の形となっている。そこで、係数 a, b と H_o/L_o の関係を示したものが図-2.3.8である。

●, ▲印はh=20.0cm、○, △印はh=30.0cmの場合の係数である。水深別に係数 a, b を H_o/L_o の関数として表すとそれぞれ式(2.3.5), (2.3.6)及び(2.3.7), (2.3.8)となる。図-2.3.8を見る限り係数 b, b' は水深による影響が極めて少ないように思える。これに反し、係数 a, a' は水深によってかなり影響を受けるように思われるが、この影響を無視してh=20.0, 30.0cmの実験値を一括して係数 a, b の回帰式を求めると式(2.3.9), (2.3.10)のようになる(図-2.3.9)。

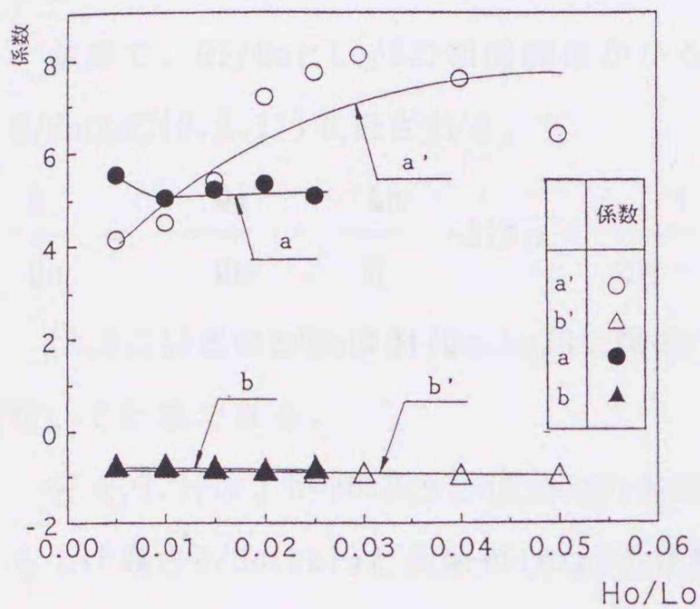


図-2.3.8 係数とHo/Loの関係

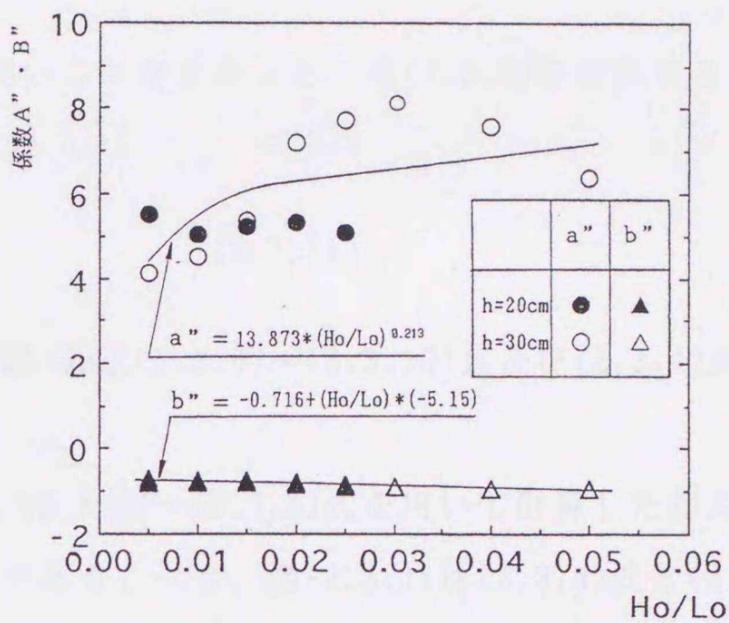


図-2.3.9 係数とHo/Loの関係

h=20.0cmの場合

$$a = 4.569 * (Ho/Lo)^{-0.031} \quad (2.3.5)$$

$$b = (-0.751) + (Ho/Lo) * (-3.180) \quad (2.3.6)$$

ただし、 $0.005 \leq Ho/Lo \leq 0.025$

$$h/Lo = 0.081$$

h=30.0cmの場合

$$a' = 19.029 * (Ho/Lo)^{0.286} \quad (2.3.7)$$

$$b' = (-0.701) + (Ho/Lo) * (-5.605) \quad (2.3.8)$$

ただし、 $0.005 \leq Ho/Lo \leq 0.05$

$$h/Lo = 0.121$$

$$a'' = 13.873 * (Ho/Lo)^{0.213} \quad (2.3.9)$$

$$b'' = (-0.716) + (Ho/Lo) * (-5.150) \quad (2.3.10)$$

ただし、 $0.005 \leq Ho/Lo \leq 0.05$,

$$0.081 < h/Lo < 0.121$$

(2.3.5), (2.3.6)式, (2.3.7), (2.3.8)式あるいは(2.3.9), (2.3.10)式を(2.3.4)式へ代入すれば、 Qi/Qo はLo/SとHo/Loの関数として求められる。

(3) R/Hoの計算値と実験値の比較

前節で、 Q_i/Q_0 と L_0/S の相関関係がかなり高いことが分かった。式(2.3.3)を変形するとR/Hoは式(2.3.11)で表される。

$$\frac{R}{H_0} = \frac{Q_i}{Q_0} \cdot \frac{L_0}{S} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{1}{2\pi \cdot \lambda} \quad (2.3.11)$$

(2.3.11)式のR/Hoは $Q_i/Q_0, L_0/S$ に關係し、 Q_i/Q_0 は(2.3.5)~(2.3.10)式及び(2.3.4)式を用いて計算できる。

図-2.3.10は、 $h=20.0\text{cm}$ と 30.0cm の水深別に(2.3.5)~(2.3.8)式を用いて計算した相対打ち上げ高さR/Ho(cal)と実験値(exp)の比較図である。一方、図-2.3.11は(2.3.4)式と(2.3.9)~(2.3.10)式を用いて計算したR/Hoの値(cal)と実験値(exp)の比較図である。データ数は、図-2.3.10が346点、図-2.3.11が370点である。図-2.3.10の方が図-2.3.11より、幾分良好な対応を示しているが、両図とも実験値はほとんど誤差20%以内に収まっており、透水層の粒径に關係なく良く対応していると言える。

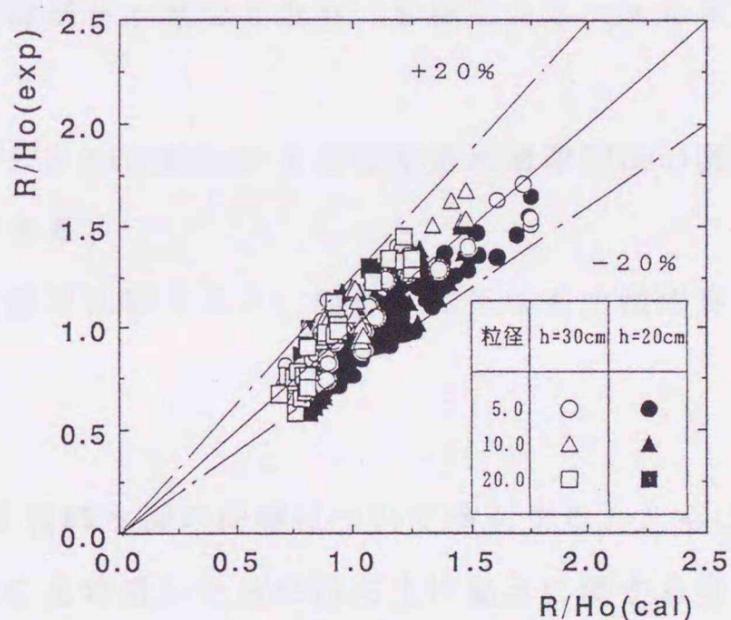
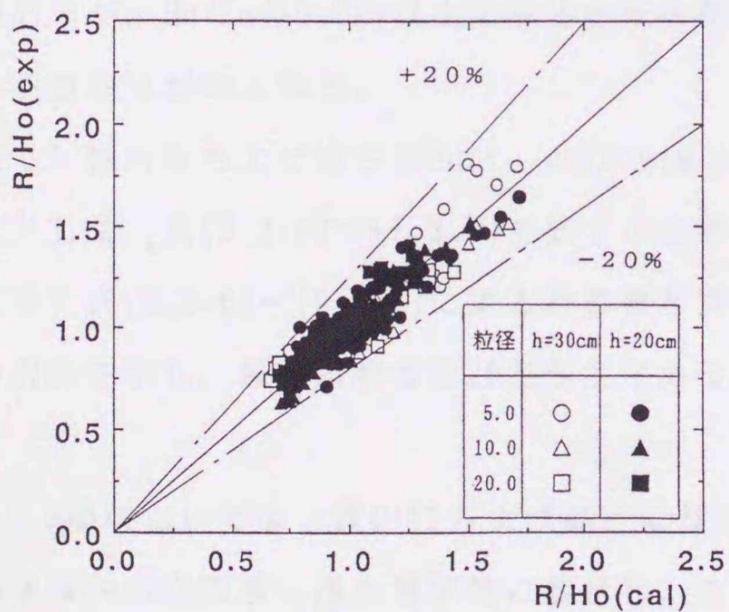


図-2.3.10 R/Hoの実験値と計算値の比較 図-2.3.11 R/Hoの実験値と計算値の比較

2.4 結 語

2.2節においては、波の打ち上げ高さ、反射率、エネルギー消費などについて、滑面、粗面、透水性斜面と大別して比較検討を行うことにより、透水層厚の影響を調べた。その結果、透水性斜面の粗度・透水性の効果などがかなり明らかになった。

本節によって得られた主要な結果を列挙すると次の通りである。

(1) 粗面（滑面上に粒径5.0, 10.0, 20.0mmの粗度球を各1層被覆した斜面）の R/H_o , K_r は、滑面に比べて小さく粗度球の粒径 d が大きいほど小さい値を示す。

(2) 透水性斜面においては、透水層が厚くなるにつれて、 R/H_o , K_r は小さくなり、打ち上げ高さ R 、反射率 K_r の両方に低減効果がある。特に反射率の低減に効果的である。ただし、ある程度層厚が厚くなると、 R/H_o , K_r の減少量が小さくなり、更に層厚を厚くしても、ほとんど差が認められなくなる。

(3) 透水層厚 S を一定にした場合、 R/H_o は粒径 d による差異はほとんど認められないが、 K_r は d が大きいほど小さい値を示す傾向が認められる。

(4) 総エネルギー消費に占める粗度、透水性の効果は、 $H_o/L_o \div 0.0075 \sim 0.01$ 以下で顕著であるが、 $H_o/L_o \div 0.025$ 以上になるとその効果はほとんどなくなり、碎波によるエネルギー消費が支配的となる。

(5) 相対打ち上げ高さ R/H_o は、surf similarity parameter ξ と相対透水層厚 S/L_o の関数として、式(2.2.6)～(2.2.8)で表すことができる。

(6) 式(2.2.6)～(2.2.8)による計算値と実験値を比較すると、粒径に関係なく比較的良い対応を示し、最大誤差は約20%程度である。

2.3節においては、波の打ち上げ高さに及ぼす堤脚水深の影響について検討するとともに、透水層内の空隙率・透水層厚等に着目し、それらを考慮した波の打ち上げ高さに関する実験式を提案した。

本節によって得られた主要な結果を列挙すると次の通りである。

(1) 滑面及び透水性斜面とも同一 H_o/L_o に対して、堤脚水深が大きいほど相対打ち上げ高さ R/H_o は大きくなるが、 R/R_o の値は H_o/L_o が同じであれば h/L_o に関係なくほぼ同程度の値となっている。

(2) Q_i/Q_o と L_o/S の間には、いずれの H_o/L_o 及び h/L_o に対しても相関係数0.98以上の高い

相関関係が認められ、透水層の粒径の影響は無視できる。

(3) 相対打ち上げ高さ R/H_0 は、 Q_i/Q_0 と L_0/S の関数として表示することができ、式(2.3.11)で求めることができる。

(4) 式(2.3.4)~(2.3.11)の実験式による計算値と実験値は、最大誤差約20%程度で、良い対応を示した。

参考文献

- 1) 豊島 修：緩傾斜のり面被覆工法，海岸，No.24, pp.133-144, 1984.
- 2) 古谷浩三・鴻上雄三・近藤俣郎：テトラポッド防波堤に関する実験的研究，第8回海岸工学講演会講演集，pp.91-96, 1961.
- 3) 白石直文・遠藤泰司：消波工に関する二，三の問題，第10回海岸工学講演会講演集，pp.138-143, 1963.
- 4) 沼田 淳：ブロック堤の消波効果に関する実験的研究，第22回海岸工学講演会論文集，p.501-505, 1975.
- 5) 嶋田長彦・岡田哲一・浅田 透：直立消波岸壁に関する反射特性について，第22回海岸工学講演会論文集，pp.557-562, 1975.
- 6) 竹田英章・赤塚雄三・河口隆明：ブロック式直立消波構造の水理特性，第23回海岸工学講演会論文集，pp.117-122, 1976.
- 7) 服部昌太郎・片野明良・山本方人・野口雄二・遠藤泰司：消波ブロック被覆直立堤の反射特性の理論と実験，海岸工学論文集，第37巻，pp.504-508, 1990.
- 8) Straub, L.G., Bowers, C.E. and Herbich, J.B.: Laboratory tests of permeable wave absorbers, Proc. of 6th Conf. Coastal Engineering, pp.729-742, 1958.
- 9) Savage, R.P.: Wave run-up on roughened and permeable slopes, Trans. ASCE, vol. 124, pp.852-870, 1959.
- 10) Hunt, I.A.: Design of seawalls and breakwaters, Proc. ASCE, vol. 85, No. WW3, pp.123-152, 1959.
- 11) Saville, T. Jr: Laboratory Investigation of Rubble-mound Breakwaters, Journal of the Waterways and Harbor Division, ASCE, vol. 86, No. WW3, pp.151-156., Sept. 1960.
- 12) 室田 明：粗な斜面からの反射に関する実験的研究，第14回海岸工学講演会講演集，

- pp.45-49,1967.
- 13)Moraes,Carlos de Campos : Experiments of wave reflexion on impermeable slopes ,Proc. of 12th Conf.Coastal Engineering, pp.509-521,1970.
 - 14)土屋義人・河田恵昭・矢下忠彦:波のそ上に及ぼす粗度および透水性の効果,第25回海岸工学講演会論文集, pp.160-164,1978.
 - 15)河田恵昭・土屋義人:透水性海浜における孤立波のそ上機構,第26回海岸工学講演会論文集,pp.160-164,1978.
 - 16)村岡憲司・宇田高明・渥美雅裕:青森海岸における礫養浜および雑石斜面の打ち上げ高・飛沫に関する現地実験, 海岸工学論文集, 第37巻,pp.76-80,1990.
 - 17)青木東雄・芦田義則・森吉尚・宇多高明・小俣 篤:緩傾斜堤の設計手法について, 海岸工学論文集,第36巻,pp.658-662,1989.
 - 18)例えば,豊島 修:緩傾斜護岸工法, 第34回海岸工学講演会論文集, pp.447-451,1987
 - 19)例えば,高橋敏彦・首藤伸夫・沼田 淳:緩傾斜堤の水理特性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第37巻,pp.509-513,1990.
 - 20)高橋敏彦・沼田 淳:透水性斜面への波の打ち上げ高さ, 反射率に及ぼす透水層厚の影響, 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集II, pp.802-803,1990.
 - 21)秋元正人・高橋敏彦・沼田 淳:捨石斜面への波の打ち上げ高さに及ぼす透水層厚の検討, 土木学会東北支部平成2年度技術研究発表会講演概要, pp.86-87, 1991.
 - 22)高橋敏彦・沼田 淳:透水性斜面への波の打ち上げ高さに及ぼす層厚の影響に関する実験的研究, 東北工業大学紀要I:理工学編, No.11, pp.73-80,1991.
 - 23)高橋敏彦・沼田 淳:透水性斜面への波の打ち上げ高さに関する研究, 東北工業大学紀要I:理工学編, No.13, pp.111-118,1993.
 - 24)Greslou,L,et Y.Mahe: Etude du Coefficient de reflexion d'une houle sur un obstacle constitue par'un plan incline,Proc. of 5th Conf.Coastal Engineering, pp.68-84,1955.
 - 25)阿部大輔・高橋敏彦・沼田 淳:透水性斜面への波の打ち上げ高さに及ぼす堤脚水深の影響, 土木学会東北支部平成5年度技術研究発表会講演概要, pp.186-187, 1994.
 - 26)奥 康彦・高橋敏彦・沼田 淳:空隙率・層厚を考慮した透水性斜面への波の打ち上げ高さに関する検討, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集II, pp.824-825,1994.
 - 27)高橋敏彦・沼田 淳:透水性斜面の層厚を考慮した波の打ち上げ高さに関する研究, 東

北工業大学紀要 I : 理工学編, No.15, pp.89-97,1995.

28)合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 治:不規則波実験による入・反射波の分離推定法,運輸省港湾技術研究所港湾技研資料, No.248,p.24 ,1987.

29)石原藤次郎・岩垣雄一・三井 宏:海岸堤防の越し波防止効果について,第4回海岸工学講演会講演集, pp.99-109,1957.

第3章 緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率と打ち上げ速度 及び戻り流れ

3.1 序 節

海岸侵食対策工法の1つとして、緩傾斜堤が広く築造されている。この緩傾斜堤は、ブロックの孔などによる堤表面の粗度及び捨石層・フィルター層の透水性が大きな特徴¹⁾となっている。しかし、打ち上げ高さや反射率に及ぼすこれらの効果は、必ずしも解明されていない。また、宇多ら²⁾の調査によると、現在施工されている緩傾斜堤の勾配は1/3~1/5がほとんどであるが、その設置位置は汀線近傍が多い。したがって、干満の差、侵食や wave set-upの影響を受けやすく、堤脚水深が大きく変化することが予測されることから、堤脚水深が波の打ち上げ高さに及ぼす影響を把握しておくことも重要となる。Saville³⁾は、1/10勾配の海浜地形上に種々の勾配を持つ護岸を設置し、のり先水深を変えて波の打ち上げ高さを調べている。岩垣ら⁴⁾、Toyoshima⁵⁾は、前述のSavilleの実験結果を用いて再整理を行い、波の打ち上げ高さに及ぼすのり先水深（堤脚水深）の影響を調べている。細井ら⁶⁾は、汀線及び陸上に堤防を設置した場合の、堤防への波の打ち上げ高さについて、実験的検討を行っている。また、豊島ら^{7), 8)}及び豊島⁹⁾は、堤脚水深の影響について実験と一部現地観測による検討を行っている。しかし、いずれの研究も滑面斜面に対するものである。

また、建設省^{10), 11)}より、緩傾斜堤の設計手法についての発表もされている。しかし、築造されて日が浅いにもかかわらず、宇多ら²⁾の調査によると、調査対象とした緩傾斜堤の約1/3に被災がみられる。緩傾斜堤の被災の主な原因の一つに、波の遡上時に裏込め砂が吸い出されるとした前野ら¹²⁾の研究、マウンドの土砂が戻り流れによって流出することにより被災するとした宇多ら¹³⁾の研究がある。一方、豊島¹⁴⁾は緩傾斜堤の目的は、波の反射率を弱め、打ち上げ高さを低くし、戻り流れの流速と量をできるだけ小さくすることであると述べている。しかし、これらの研究を含め、粗度と透水性を有する斜面上の波の打ち上げ速度、戻り流れ、透水層内の流速等については、ほとんど検討されていない。そこで、本章では大きく3節に分けて以下の検討を行った。

3.2節では、現在施工されている標準的な緩傾斜堤の縮尺1/40の模型を基本に、緩傾斜堤で最も重要と思われる、堤表面の粗度効果と、透水層における透水性の効果について実験的に検討することを目的とした。

3.3節では、比較的研究例の多い滑面護岸と研究例の少ない有孔被覆ブロック堤を対象に、波の打ち上げ高さに及ぼす相対水深の影響を、実験的に検討し相対水深をパラメータとする波の打ち上げ高さの算定図表を作成した。さらに、滑面護岸と有孔被覆ブロック堤への波の打ち上げ高さとの相違についても検討した。

3.4節では、緩傾斜堤の斜面上及び透水層内の波の打ち上げ流速と戻り流速を同時測定し、更に波の打ち上げ水量を計測し、緩傾斜堤の基本的特性について検討を行い、滑斜面と対比させながらその特性を把握することを目的とした。

3.2 緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率¹⁵⁻¹⁷⁾

3.2.1 実験装置及び実験条件

(1) 実験装置及び方法

長さ11.3m、幅0.3m、高さ0.5mの両面ガラス張り水路（図-3.2.1(a)）の一端にフラジヤ-型造波装置、他端には法面勾配1/5の模型堤体（図-3.2.1(b)）を設置した。入射波高、反射波高は、Healyの方法で解析し、遡上波は目視及びビデオで記録した。なお、波の打ち上げ高さ R は、同じ条件で3回づつ実験を行い、打ち上げ高さが安定する15波～40波の平均値とした。

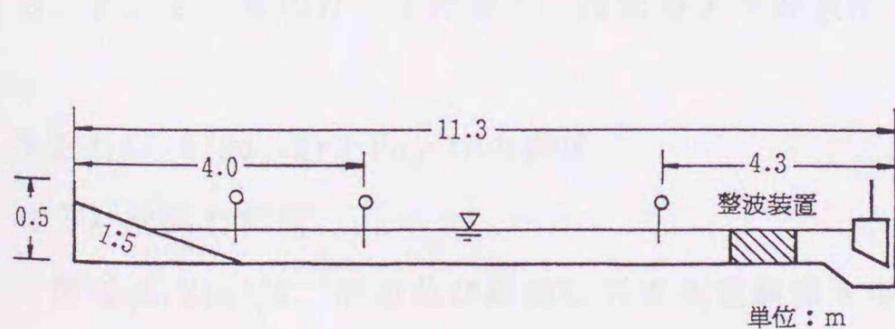


図-3.2.1(a) 実験水路

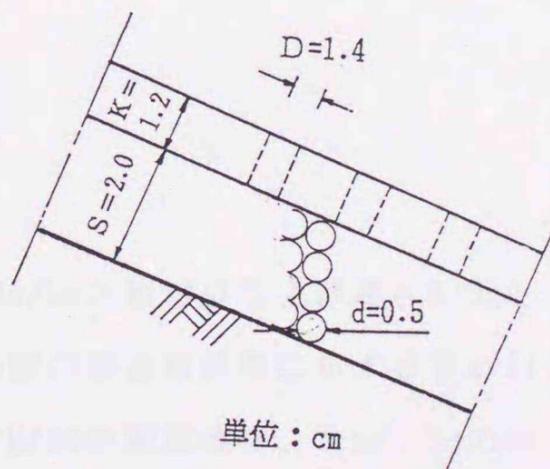


図-3.2.1(b) 模型堤体概略図

(2) 実験条件

水深は0.2mに固定し、波は沖波波形勾配 $H_o/L_o=0.005\sim 0.03$ の範囲で変化させた。緩傾斜堤の表面は滑面及び粗面（有孔板）とした。粗面の場合、孔の占める割合（空隙率）は孔径に関係なく、現地緩傾斜堤の空隙率とほぼ同じになるよう約22%とした。透水層として、3種類の大きさのアルミナボールを使用した。透水層の厚さは、図-3.2.1(b)に示すように約20.0mmと一定である。表-3.2.1に実験条件を示す。

表-3.2.1 実験条件

| 実験No. | T(sec) | H(cm) | 粒径 d(mm) | 板孔 D(mm) |
|-------|--------|-------|----------|----------|
| A-1 | 1.26 | 1.0 | 滑 面 | |
| A-2 | | | | 14.0 |
| A-3 | | | | 25.0 |
| A-4 | | | | 40.0 |
| A-5 | | | 5.0 | |
| A-6 | | | 10.0 | |
| A-7 | | | 20.0 | |
| A-8 | | | | 14.0 |
| A-9 | | | 5.0 | 25.0 |
| A-10 | | | | 40.0 |
| A-11 | | | 7.0 | 14.0 |
| A-12 | | | 10.0 | 25.0 |
| A-13 | | | | 40.0 |
| A-14 | | | | 14.0 |
| A-15 | | | 20.0 | 25.0 |
| A-16 | | | | 40.0 |

3.2.2 波の打ち上げ高さ・反射率と沖波波形勾配

3.2.2.1 R/Ho, KrとHo/Loの関係

(1) 滑面と粗面

図-3.2.2(a)は、滑面及び粗面に対する実験値を用いて H_o/L_o と相対打ち上げ高さ R/H_o との関係を図示したものである。図中には比較のため、1/5勾配の滑面傾斜堤に対するSaville¹⁸⁾の実験曲線も併記している。図-3.2.2(a)より滑面の R/H_o の実験値は、Savilleの実験直線とほぼ同じ値を示していることが分かる。粗面の R/H_o の値は、 $H_o/L_o < 0.01$ では板孔の最も大きい $D=40.0\text{mm}$ の実験値が他の粗面の場合より幾分大きい値を示しているが、 H_o/L

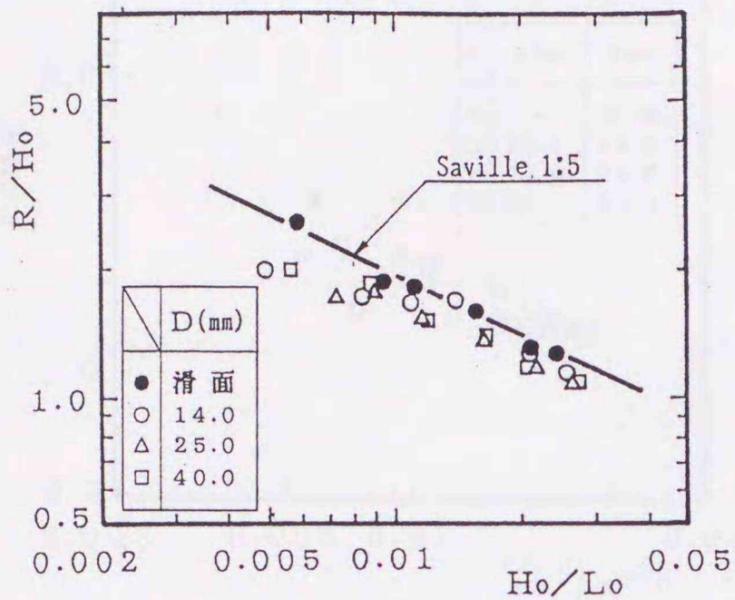


図-3.2.2(a) R/HoとHo/Loの関係

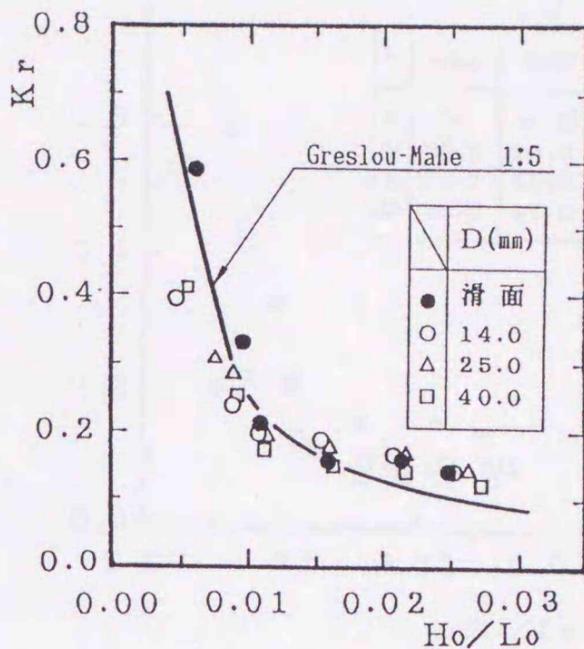


図-3.2.2(b) KrとHo/Loの関係

$o > 0.01$ では、各粗面とも同程度の値であり、滑面の場合の約90%程度である。板孔の大きさが、 R/Ho に及ぼす影響はそれ程大きくはないようである。

図-3.2.2(b)は図-3.2.2(a)と同様、滑面及び粗面に対する反射率 Kr と Ho/Lo との関係を図示したものである。滑面に対する実験値は、1/5勾配の滑面傾斜堤に対して求めたGreslou-Mahe¹⁹⁾の実験曲線より幾分大きい値であるが、傾向は類似している。粗面の Kr の値は、 R/Ho と同様 $Ho/Lo < 0.01$ では、板孔が最も大きい $D=40.0\text{mm}$ の実験値が一番大きくなるようであるが、 $Ho/Lo > 0.01$ では、他の粗面より幾分小さい値を示している。 $D=14.0, 25.0\text{mm}$ に対する実験値は、平均的にほぼ同じ値を示している。

(2) 「粗面+透水層」

(i) 有孔板の孔径Dの影響

図-3.2.3(a), (b)は、それぞれ滑面の場合と透水層の粒径を $d=20.0\text{mm}$ と一定にして、有孔板の孔径を $D=14.0, 25.0, 40.0\text{mm}$ と変化させた場合の R/Ho および Kr の実験結果の例である。図-3.2.3(a)より、 $Ho/Lo > 0.02$ では各ケースとも同程度の値となっており孔径の違いによる差異はほとんど認められないが、 $Ho/Lo < 0.02$ では Ho/Lo が小さくなる程孔径による差異が現われており、粗面の孔径の大きい順に R/Ho が大きくなっている。すなわち、孔径を大きくする程 R は大きくなる。これは有孔板の空隙率を、孔の大きさに関わらず、一定としたことと関連があるものと思われる。

図-3.2.3(b)の Kr は、各ケースとも滑面と同様 Ho/Lo が大きくなるにつれて小さくなるが、

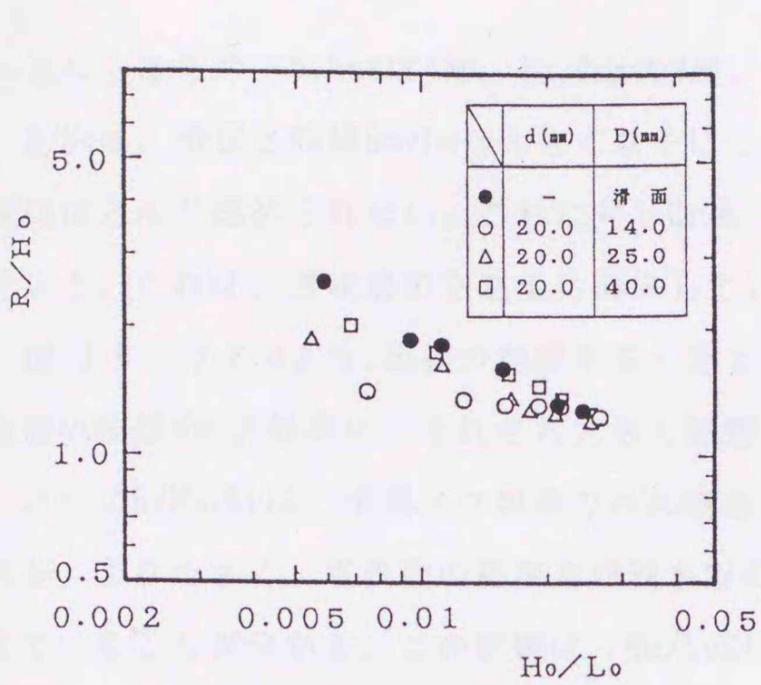


図-3.2.3(a) R/HoとHo/Loの関係

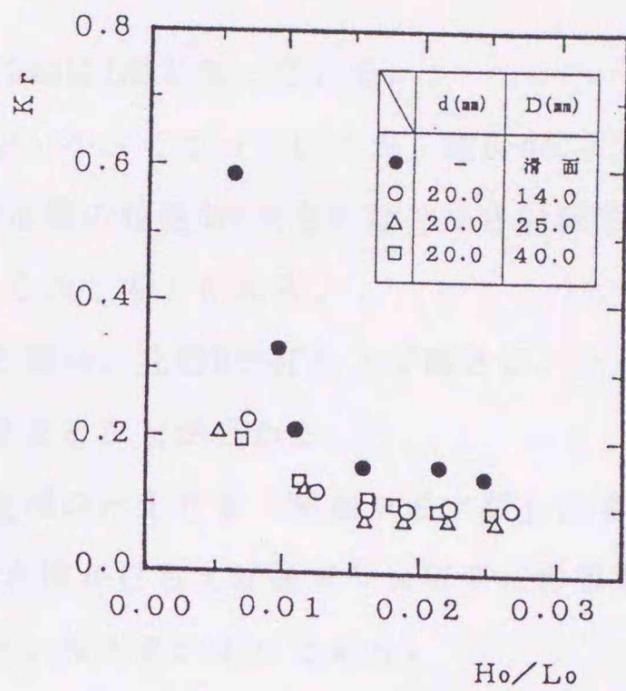


図-3.2.3(b) KrとHo/Loの関係

「粗面+透水層」の場合、滑面や粗面のみの場合の実験値（図-3.2.2(b)）に比べて小さくなっている。特に、 $Ho/Lo < 0.01$ で顕著に現われている。ただし、孔径の違いによるKrの差異はほとんど認められない。

(ii) 透水層の粒径dの影響

図-3.2.4(a), (b)は、粗面の孔径を $D=14.0\text{mm}$ と一定にし、透水層の粒径を $d=5.0\text{mm}, 10.0\text{mm}, 20.0\text{mm}$ と変化させた場合の R/Ho と Kr の実験結果である。（ただし、透水層厚を 20.0mm と

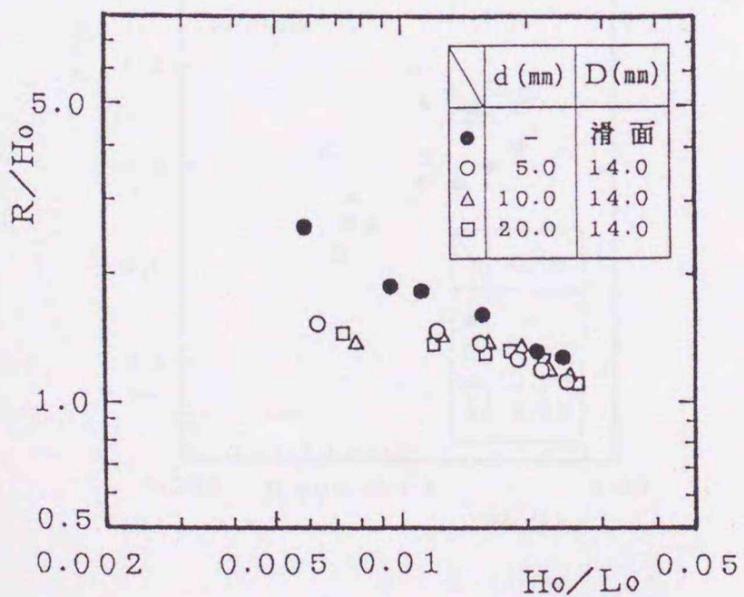


図-3.2.4(a) R/HoとHo/Loの関係

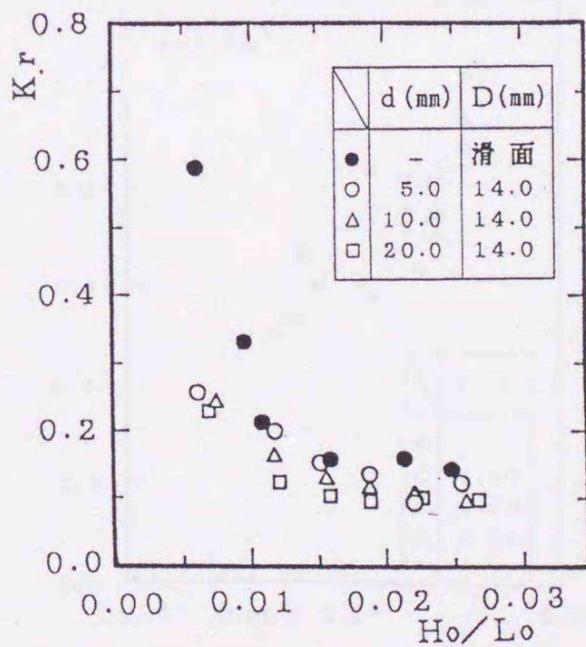


図-3.2.4(b) KrとHo/Loの関係

一定にしたため、5.0mmは4層、10.0mmは2層、20.0mmは1層となっている。)

R/Hoは、滑面と同様Ho/Loが大きくなるにしたがい小さくなっていくが、粒径dによる差異はほとんど認められない。これに対しKrは、透水層の粒径dが大きいほど小さい値を示している。これは、透水層の空隙量に関係しているものと考えられる。

図-3.2.3,3.2.4より、板孔の空隙率を一定とした場合、孔径Dが打ち上げ高さに、また透水層の粒径dが反射率に、それぞれ大きく影響を与えることが分かる。

さらにR/Ho, Krは、滑面より粗面のみの場合、粗面のみよりも「粗面+透水層」の方が、より小さく、堤表面の粗度及び透水層の透水性が打ち上げ高さや反射率に影響を与えていることが分かる。この影響は、Ho/Loが小さい程大きいようである。

3.2.2.2 R/Ro, Kr/KroとHo/Loの関係

この節では、粗面の孔径D=一定及び透水層の粒径d=一定とした場合の打ち上げ高Rおよび反射率Krを滑面の場合の実験値RoおよびKroと比較することにより、粗面の孔径Dおよび透水層の粒径dが打ち上げ高さRや反射率Krに及ぼす効果について検討する。

(1) 粗面の孔径Dの効果

図-3.2.5(a),(b)は、D/K〔粗面の孔径Dと粗面厚K(図-3.2.1(b)参照)との比〕をパラメータとしてHo/Loに対するR/Ro及びKr/Kroを図示した一例である。ただし、d=5.0mmと一定にし

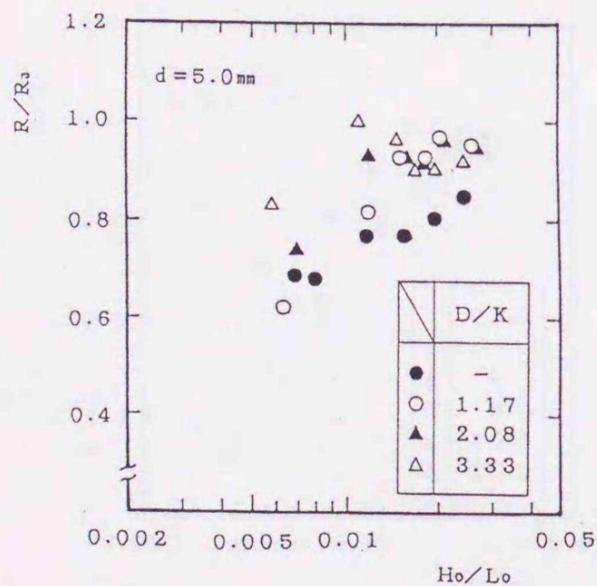


図-3.2.5(a) R/RoとHo/Loの関係

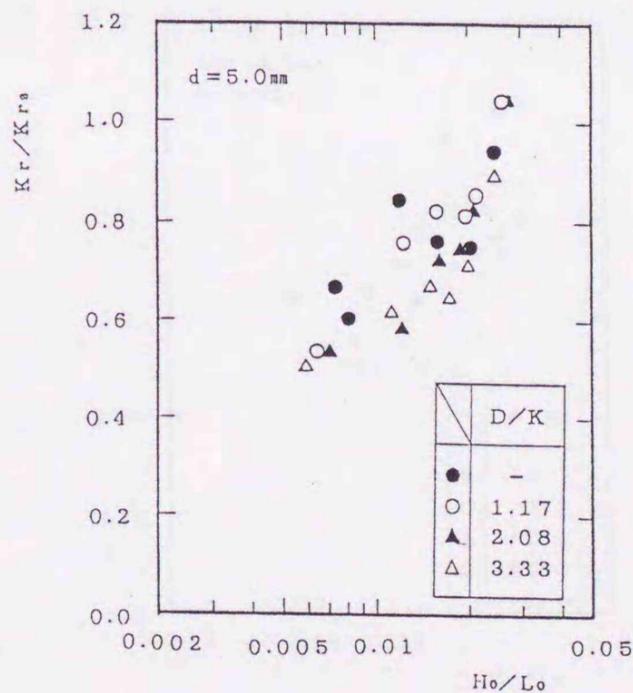


図-3.2.5(b) Kr/KroとHo/Loの関係

ている。また、図中の●印は、粗面はなく $d=5.0\text{mm}$ のアルミナボールのみが4層設置されているケースである。

図-3.2.5(a)より、各ケース共 Ho/Lo が大きくなるにつれて R/R_0 の値も大きくなり1.0の値に近づいていく傾向が見られる。平均的には、 R/R_0 は●印のケースが最も小さく、 D/K が大きくなるにつれて大きい値を示している。その値は、 $Ho/Lo \doteq 0.006$ で $R/R_0 \doteq 0.6 \sim 0.8$ の値であり、 $Ho/Lo > 0.02$ では●印を除いてはほぼ同じ値で $R/R_0 \doteq 0.9 \sim 1.0$ の値を示している。

図-3.2.5(b)の反射率も(a)の R/R_0 と同様 Ho/Lo が大きくなるにつれて Kr/Kr_0 の値も大きくなっていく傾向にある。 Kr/Kr_0 の値は、各ケースともバラツキはあるものの D/K の大きい程、すなわち粗面の孔径が大きいほど平均的に幾分小さい値を示すようである。その値は、 $Ho/Lo \doteq 0.006$ で $Kr/Kr_0 \doteq 0.5 \sim 0.6$ の値であり、 $Ho/Lo \doteq 0.025$ になると $Kr/Kr_0 \doteq 1.0$ となり滑面とほぼ同じ値を示すようになる。

(2) 透水層の粒径 d の効果

図-3.2.6(a),(b)は、 $D=14.0\text{mm}$ と一定にして $D/K=1.17$ のケースの粗面のみ、および「粗面+透水層」の結果を図示したものである。図-3.2.6(a)より粗面の孔径が一定である場合、 d に関係なく R/R_0 の値は同程度となっており、その値は $Ho/Lo \doteq 0.006$ で $R/R_0 \doteq 0.6$ 程度である。 Ho/Lo がさらに大きくなると、 R/R_0 は直線的に増加し $Ho/Lo \doteq 0.02$ で $R/R_0 \doteq 0.9$ 程度となっている。●印の粗面のみのケースも同じ傾向を示しているが、その値は「粗面+透水層」

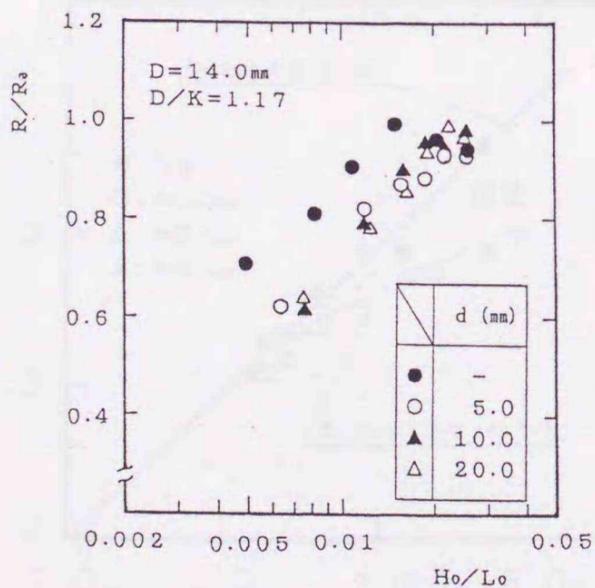


図-3.2.6(a) R/R_0 と Ho/Lo の関係

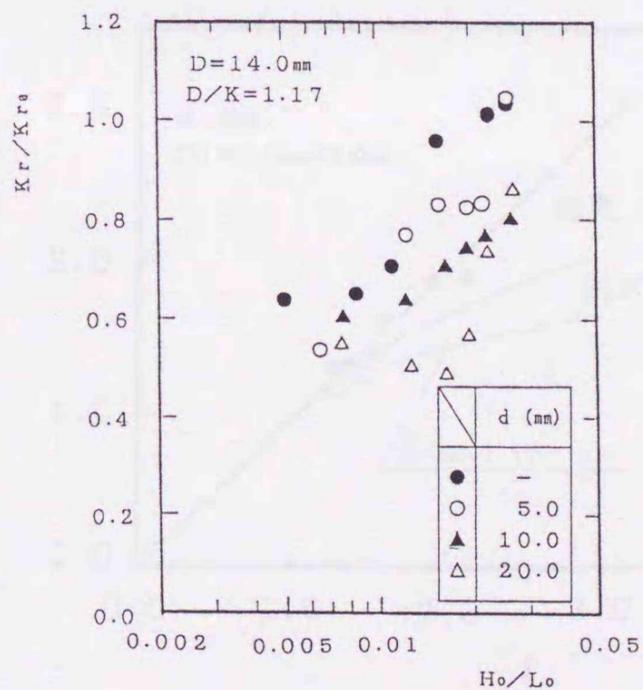


図-3.2.6(b) Kr/Kr_0 と Ho/Lo の関係

のケースよりも0.1程度大きい値を示している。図-3.2.6(b)より K_r/K_{r0} は、●印の粗面のみのケースが最も大きな値を示している。また、透水層がある場合透水層の粒径が大きい程 K_r/K_{r0} は小さく、 $H_0/L_0 \doteq 0.006$ で $K_r/K_{r0} \doteq 0.5 \sim 0.6$ の値であるが、それ以上ではほぼ直線的に増加し、 $H_0/L_0 \doteq 0.028$ で $K_r/K_{r0} \doteq 0.8 \sim 1.0$ の値となっている。

3.2.2.3 R/H₀, K_rとξの関係

(1) R/H₀とξの関係

図-3.2.7は、滑面及び粗面のR/H₀と、ξ (surf similarity parameter)の関係を図示したものである。ただし、 $\xi = \tan \alpha / (H/L_0)^{1/2}$ 、ここに、tan α : 斜面勾配、H : 入射波高、L₀ : 沖波波高である。図中の実線は、滑面に対するAhrens and Titusによる実験直線²⁰⁾であり次式で示している。

$$R/H_0 = 0.967 \xi \quad (3.2.1)$$

ただし、 $\xi < 2.0$ Plunging breaker

本実験における各ケースの砕波形状は、ほとんどplunging breakerであり、(3.2.1)式の条件に対応している。図より、Ahrens and Titusの実験直線と滑面の実験値はよく一致していることがわかる。また、Ahrensらの実験条件の範囲外で $2.0 < \xi$ の実験値ともよく対応している。しかし、粗面ではξが大きくなるほど滑面との差は大きくなり、(3.2.1)式で

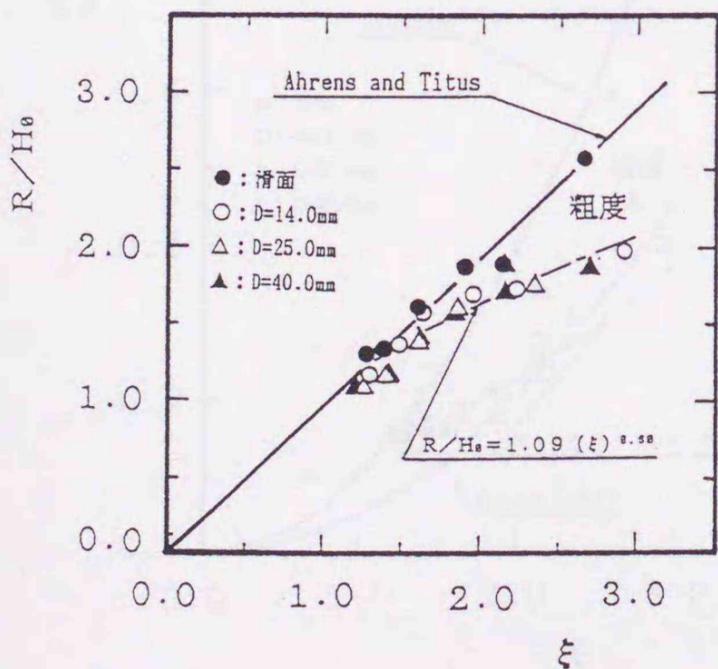


図-3.2.7 R/H₀とξの関係

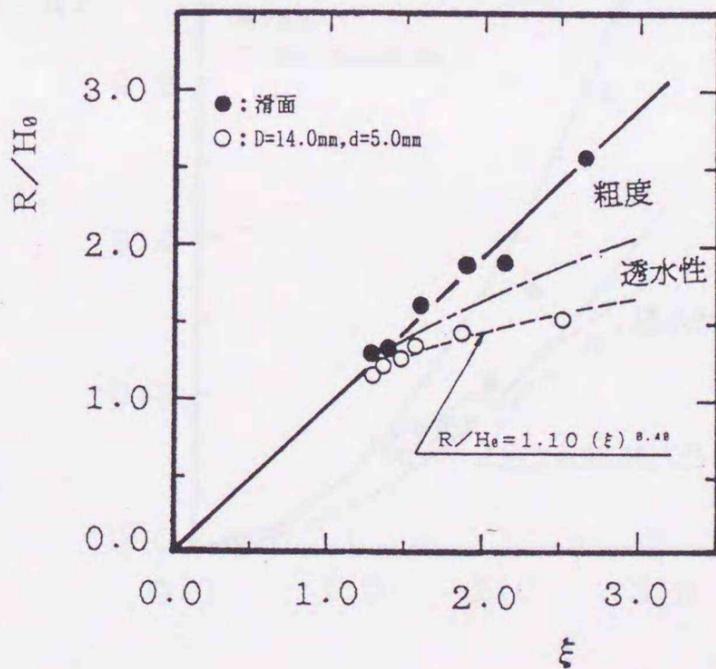


図-3.2.8 R/H₀とξの関係

は近似できなくなるようであり、この差は、孔による粗度の効果と考えられる。なお、各粗面ともほぼ同程度の値を示している。図中の一点鎖線は、 $D=14.0\text{mm}$ に対する R/H_0 と ξ の関係を示したもので次式で表される。

$$R/H_0 = 1.09 (\xi)^{0.60} \quad (3.2.2)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 3.0$

図-3.2.8は、「粗面+透水層」に対する R/H_0 と ξ の関係を図示した一例である。図中には、比較のため図-3.2.7の粗面による実験曲線も併記してある。図中の破線は、 $D=14.0\text{mm}$, $d=5.0\text{mm}$ のケースの場合であり、次式で表すことができる。

$$R/H_0 = 1.10 (\xi)^{0.40} \quad (3.2.3)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 2.5$

滑面と粗面の差は、孔による粗度の効果、粗面と「粗面+透水層」の差（ただし、同じ孔径の粗面）は透水層による透水性の効果と考えることができ、図-3.2.8より $\xi=1.25$ 付近から、粗度・透水層の効果が現れ ξ が大きくなるほどそれぞれの効果は大きくなっていくようである。

(2) K_r と ξ の関係

図-3.2.9は、滑面及び粗面の K_r と ξ の関係を図示したものであり図中には比較のために、

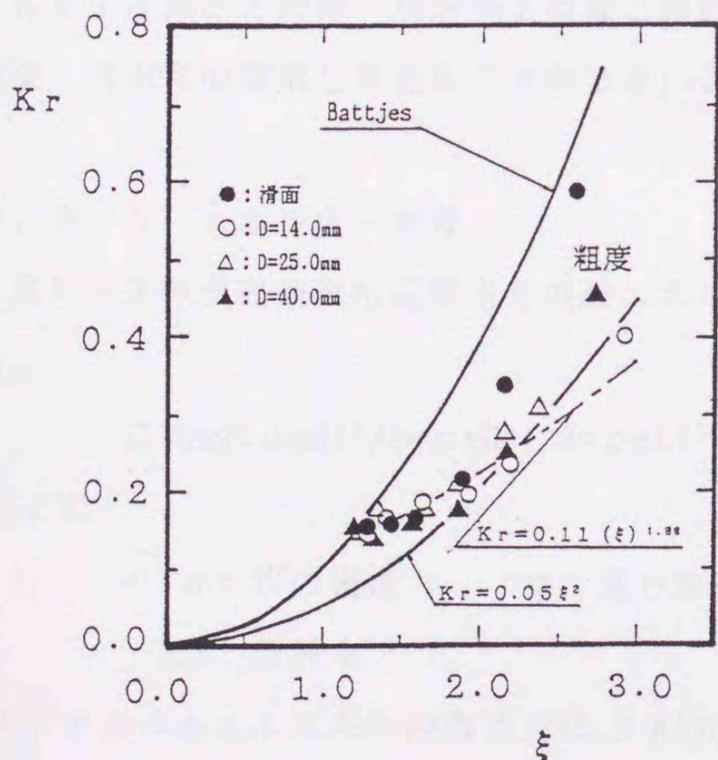


図-3.2.9 K_r と ξ の関係

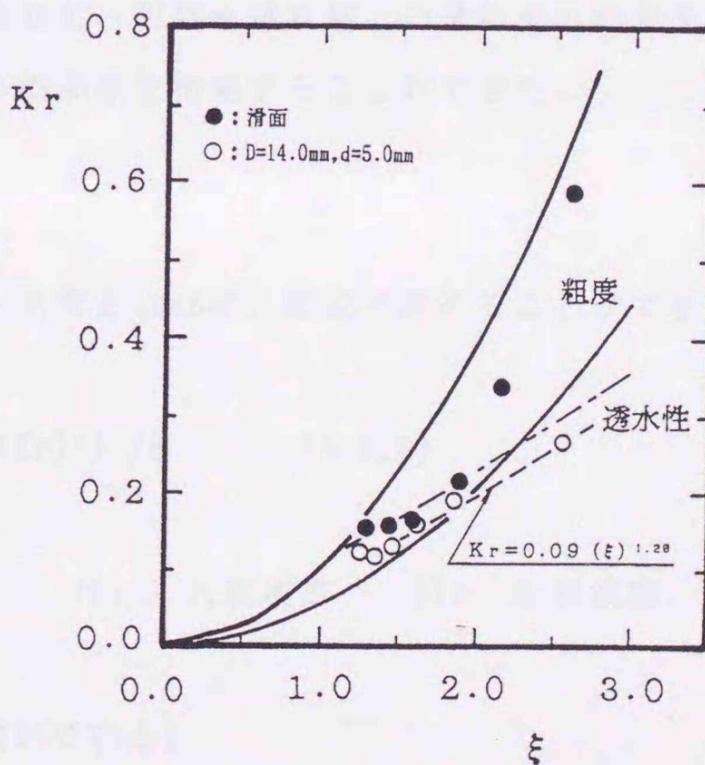


図-3.2.10 K_r と ξ の関係

Battjes²¹⁾による滑面に対する実験曲線((3.2.4)式)及び(3.2.4)式の1/2の曲線((3.2.5)式)も示してある。

$$K r = 0.1 \xi^2 \quad (3.2.4)$$

$$K r = 0.05 \xi^2 \quad (3.2.5)$$

図より滑面の実験値は、全体的にBattjesによる実験曲線よりも小さい値を示している。粗面の実験値は(3.2.4)式と(3.2.5)式の間であり、 $2.0 < \xi < 3.0$ の範囲においては、粗面の値が(3.2.5)式にほぼ近似できるようである。一点鎖線は、 $D=14.0\text{mm}$ のケースの $K r$ と ξ の関係を示したもので近似的に次式が認められる。

$$K r = 0.11 (\xi)^{1.08} \quad (3.2.6)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 3.0$

図-3.2.10は、「粗面+透水層」の $K r$ と ξ の関係を図示した一例である。図中には、Battjesによる滑面の実験曲線と、本実験結果及び粗面の実験曲線(3.2.6)式も併記してある。 $1.5 < \xi < 2.0$ の範囲では、(3.2.5)式にほぼ近似しているが、 $2.0 < \xi$ になると、(3.2.5)式よりも小さくなっていく傾向を示している。 $D=14.0\text{mm}$, $d=5.0\text{mm}$ の場合、 $K r$ と ξ の関係は次式で示すことができる。

$$K r = 0.09 (\xi)^{1.20} \quad (3.2.7)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 2.6$

打ち上げ高さと同様、反射率も滑面と粗面、粗面と「粗面+透水層」のそれぞれの差を粗度・透水性の効果と考えることができ、これらの効果を特定することができた。

3.2.3 エネルギー消費

各ケースの水表面単位面積当りの総エネルギー消費 E_{loss} は、次式で求めることができる。

$$E_{\text{loss}} = \rho g H_i^2 / 8 - \rho g H_r^2 / 8 = \rho g H_i^2 \{1 - (K r)^2\} / 8 \quad (3.2.8)$$

ここに

ρ : 水の密度 g : 重力加速度 H_i : 入射波高 H_r : 反射波高

$K r$: 反射率

以下で述べるエネルギー消費は、(3.2.8)式を用いている。

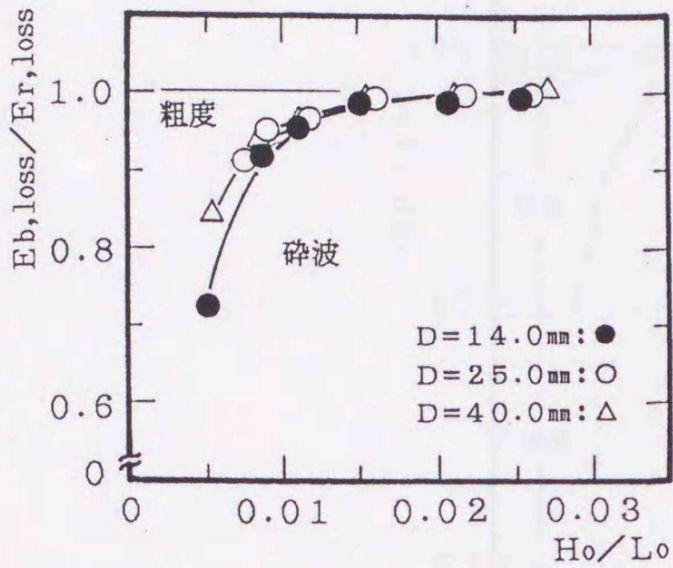


図-3.2.11 粗度によるエネルギー消費

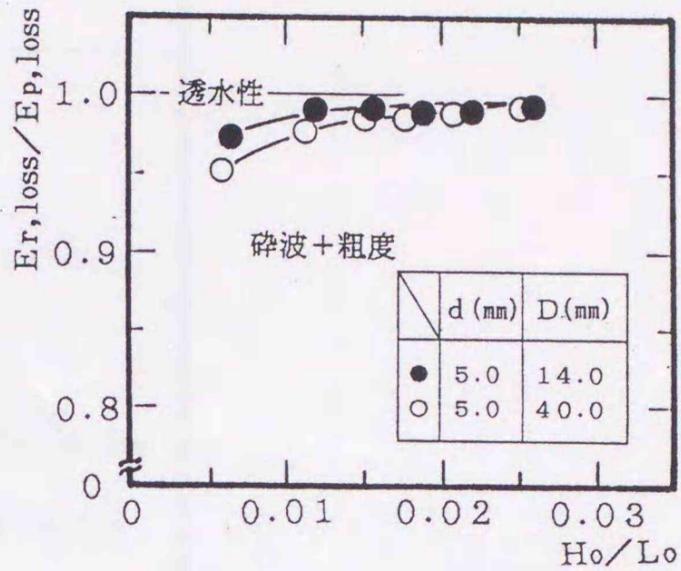


図-3.2.12 透水性によるエネルギー消費

(1) 粗度によるエネルギー消費

図-3.2.11は、滑面によるエネルギー消費 ($E_{b,loss}$) と粗面 (有板孔のみによる実験ケースNo.2~4) のエネルギー消費 ($E_{r,loss}$) の割合と、 H_o/L_o の関係を図示したものである。滑面による総エネルギー消費 \div 碎波によるエネルギー消費と考えれば、「1.0-実線の回帰曲線の値」は、粗面の総エネルギー消費に対する粗度の寄与率と考えることができる。図よりいずれのケースも H_o/L_o が小さくなるほど粗度の影響が大きくなっている。 $H_o/L_o \div 0.007$ 以上では、各ケースともほぼ同じ値である。それ以下では、 $D=14.0\text{mm}$ のケースより推測すると、 H_o/L_o が小さくなるにしたがって急激に粗度の効果が大きくなっていくように思われる。

(2) 透水性によるエネルギー消費

図-3.2.12は、図-3.2.11と同様の考え方で、粗面によるエネルギー消費 ($E_{r,loss}$) と「粗面+透水性」のエネルギー消費 ($E_{p,loss}$) の比を縦軸に、 H_o/L_o を横軸にとり図示した一例である。ただし $E_{r,loss}$ 、 $E_{p,loss}$ とも同一孔径の粗面に対する実験値を使用し、透水性の効果を求めた。図中の実線は、回帰曲線である。図より、 d = 一定の場合、 D の違いにより透水性の効果は異なるようであるが、 D = 一定の場合、図は省略するが平均的に d が大きい程透水性の効果は大きい結果となった。今回の実験範囲では、透水性の効果は $H_o/L_o \div 0.005$ で総エネルギー消費の約10%が最も大きい値であり、 H_o/L_o が大きくなるにしたがいその効果は減少し、 $H_o/L_o \div 0.025$ でほぼ0となっている。

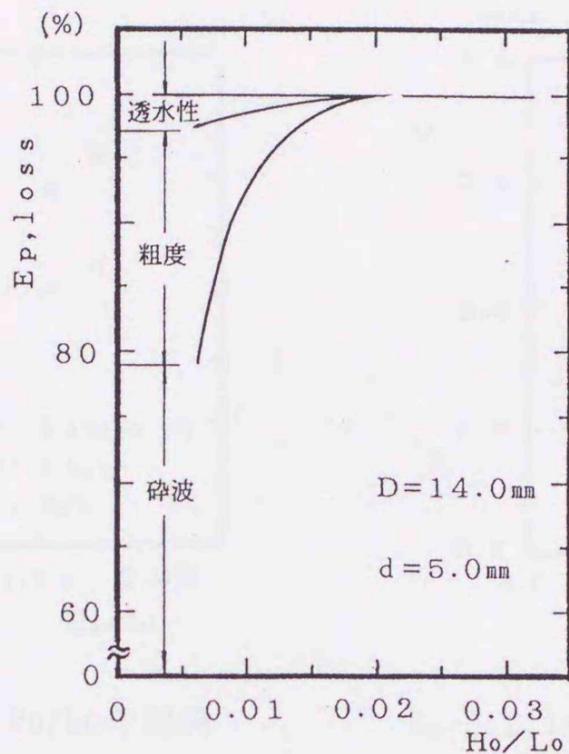


図-3.2.13 総エネルギー消費に対する
各エネルギー消費

(3) 総エネルギー消費に対する各エネルギー消費の割合

図-3.2.13は、 $D=14.0\text{mm}$ 、 $d=5.0\text{mm}$ の場合の総エネルギー消費に対する各エネルギー消費の割合を図示した例で、粗度・透水性の効果は、図-3.2.11, 3.2.12等で求めたものより決め、他を砕波によるエネルギー消費としたものである。 H_o/L_o が小さいほど粗度，透水性の効果が大きく現われるが、 $H_o/L_o \geq 0.025$ 以上では粗度，透水性の効果は、ほぼ0になっており、他のケースも同様の傾向を示している。

3.2.4 斜面上の波先端移動速度及び抗力係数

(1) 斜面上の波先端移動速度

図-3.2.14(a)～(d)は縦軸に波先端移動速度 V 、横軸に H_o/L_o をとり図示したものであり、図-3.2.14(a)は滑面、図-3.2.14(b)(c)は粗面のみ、図-3.2.14(d)は「粗面+透水層」の場合の例である。

波先端移動速度は、打ち上げ高さ及びビデオ解析よりそれぞれ求めたもので、●印は図-3.2.15(a)の打ち上げ高さ R より(3.2.9)式を用いて定義している。また⊙、○印は、ビデオ

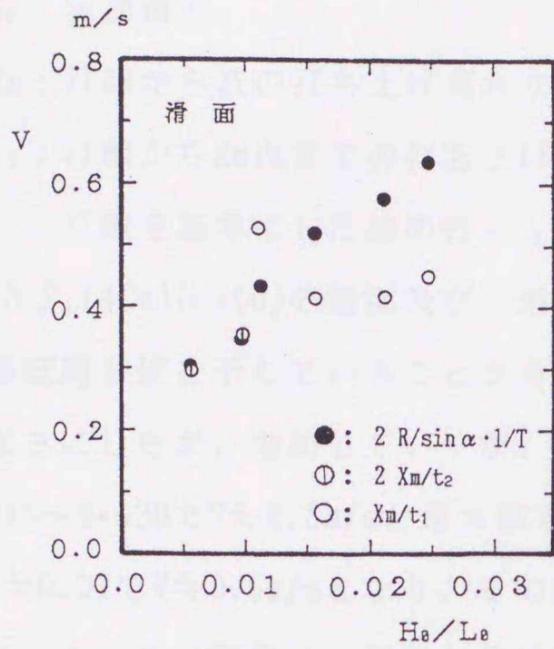


図-3.2.14(a) Vと H_0/L_0 の関係

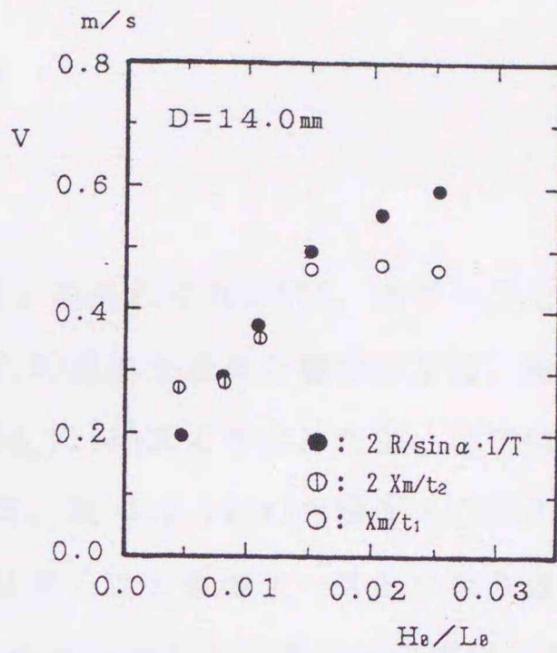


図-3.2.14(b) Vと H_0/L_0 の関係

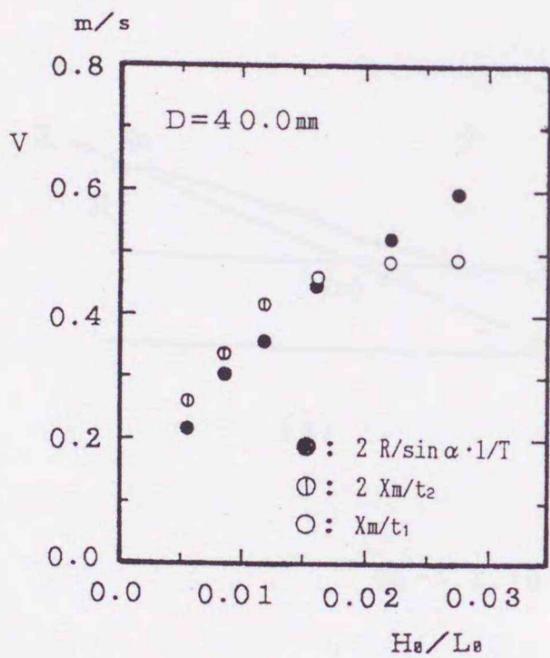


図-3.2.14(c) Vと H_0/L_0 の関係

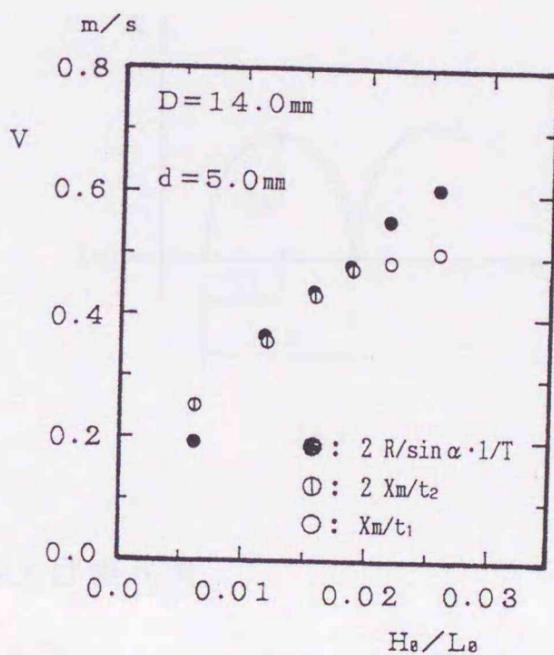


図-3.2.14(d) Vと H_0/L_0 の関係

オ解析より求めたもので、図-3.2.15(b)の記号を用いそれぞれ(3.2.10)、(3.2.11)式で定義したものである。

$$V = 2R/\sin\alpha \cdot 1/T \quad (3.2.9)$$

$$V = 2X_m/t_2 \quad (3.2.10)$$

$$V = X_m/t_1 \quad (3.2.11)$$

ここに、

R : 波の打ち上げ高さ T : 入射波周期

α : 法面角度

X_m : 汀線から波の打ち上げ高さまでの斜面長

t_1 : 汀線から X_m 点までの打ち上げ時間

t_2 : 汀線を基準にした波の打ち上げ周期

図-3.2.14(b)(c)(d)の粗面及び「粗面+透水層」のそれぞれの V は、各ケースとも同じ傾向でほぼ同じ値を示していることが分かる。(3.2.9)式より求めた●印の V は、 H_o/L_o が大きくなるにしたがい増加していくが、(3.2.10)、(3.2.11)式より求めた⊕、○印は、 $H_o/L_o \doteq 0.015 \sim 0.020$ で $V \doteq 0.5 \text{ m/s}$ と最大値を示している。図-3.2.14(a)の滑面の○印の最大値は、 $H_o/L_o \doteq 0.01$ で $V \doteq 0.5 \text{ m/s}$ となり、その後急激に V は遅くなり他のケースとかなり違う傾向を示している。この現象は、粗面などに比べ斜面上の戻り流れの大きさが示唆された。

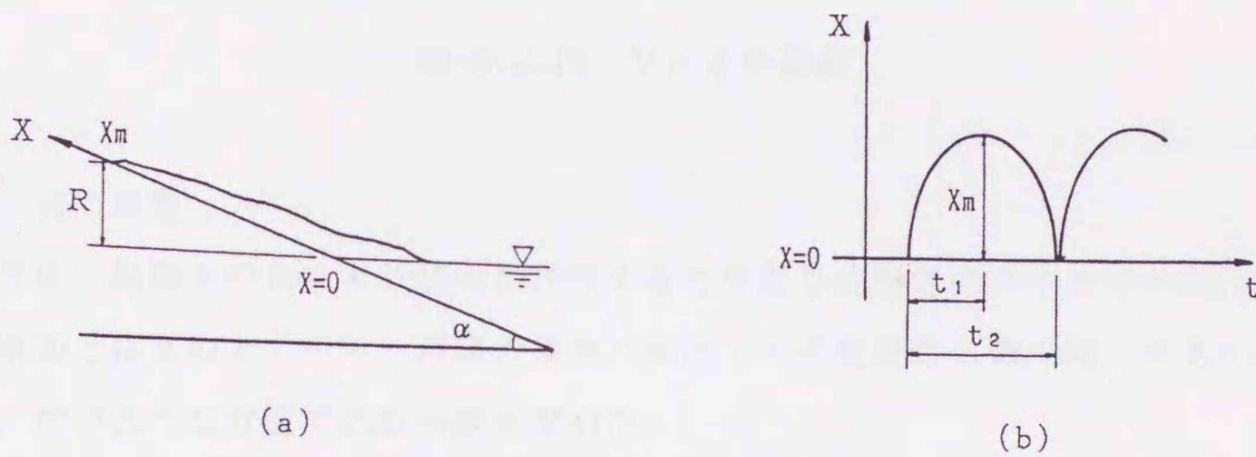


図-3.2.15 波の打ち上げ模式図

図-3.2.16は、縦軸に V の無次元表示、横軸に ξ をとり滑面、粗面、「粗面+透水層」の実験結果を図示した例である。図中には、Roos and Battjes^{2,2)}が $1/3, 1/5, 1/7$ の滑面勾配に対して得た実験直線(3.2.12)式

$$V / \sqrt{gH} = 0.6 \sqrt{\xi} \quad (3.2.12)$$

と $1/5$ 滑面斜面に対する実験結果も併記してある。なお、Roosらの V の定義は(3.2.11)式である。図より、 $\xi < 1.5$ では各実験結果ともほぼ同じ値でRoosらの実験直線に適合しているが、それ以上では適合性が悪くなり特に、粗面、「粗面+透水層」の実験結果は、実験直線より小さい値を示している。これは、 $\xi > 1.5$ になると粗面による粗度の効果が V に表れてくることを示唆していると考えられる。

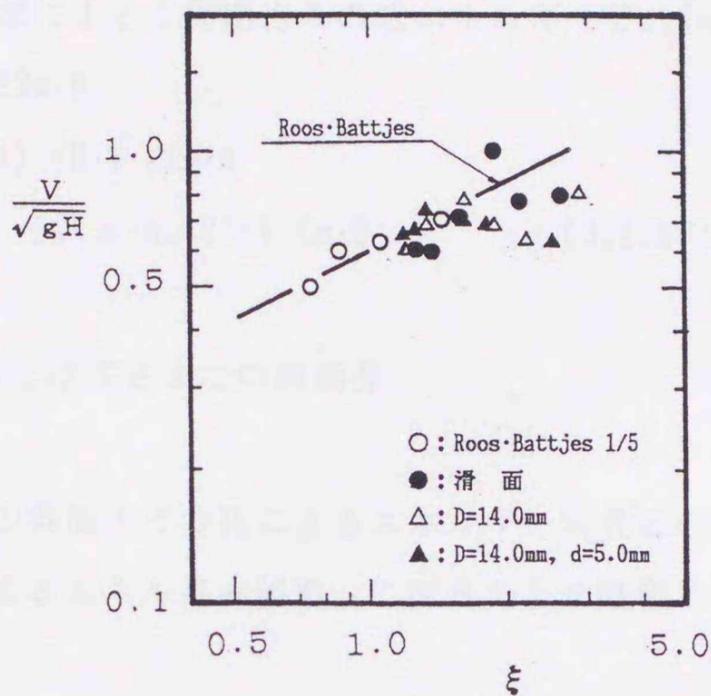


図-3.2.16 Vと ξ の関係

(2) 抗力係数

本小節は、斜面上の孔により抗力が作用すると仮定した場合のエネルギーと、3.2.3節で述べた滑面と粗面のエネルギー消費の差を、斜面上の粗度要素に働く同一エネルギー量と見なし、次のような方法で抗力係数を求めた。

一般に、一様な速度 U の流れの中にある物体の受ける抗力 F は次式²³⁾で表される。

$$F = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot A_d \cdot U^2 \quad (3.2.13)$$

ここに、

F : 粗度要素1個に作用する抗力

C_D : 抗力係数 ρ : 水の密度

A_d : 粗度要素1個の流れ方向に投影した面積

U : 代表流速〔本文では、(3.2.10)、(3.2.11)式の V を用いた。〕

また、単位面積当りの粗度要素によるせん断力 τ は

$$\tau = N F/A \quad (3.2.14)$$

である。

ここに、

N : 面積 A に配置されている粗度要素の個数

A : 水路床面積

斜面上での粗度要素による 1 周期当りの総エネルギー $E_{r,T}$ は、次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} E_{r,T} &= \tau \cdot U \cdot T \cdot 2X_m \cdot B \\ &= (N F/A) \cdot U \cdot T \cdot 2X_m \cdot B \\ &= (N/A) \cdot C_D \cdot \rho \cdot A_d \cdot U^3 \cdot T \cdot X_m \cdot B \end{aligned} \quad (3.2.15)$$

ここに、

X_m : 汀線より打ち上げ高さまでの斜面長

B : 水路幅

次に、1 波長当りの斜面上での孔によるエネルギー消費 $E_{r,L}$ は、「粗面によるエネルギー消費」 - 「滑面によるエネルギー消費」に波長 L と水路幅 B を乗じた次式で表すことができる。

$$E_{r,L} = 1/8 \rho g H_i^2 \{ (K_{r0})^2 - (K_r)^2 \} \cdot L \cdot B \quad (3.2.16)$$

ここに

ρ : 水の密度 g : 重力加速度 H_i : 入射波高 K_r : 粗面の反射率

K_{r0} : 滑面の反射率

斜面上での粗度要素による 1 周期当りの総エネルギー $E_{r,T}$ (3.2.15) 式と、1 波長当りの

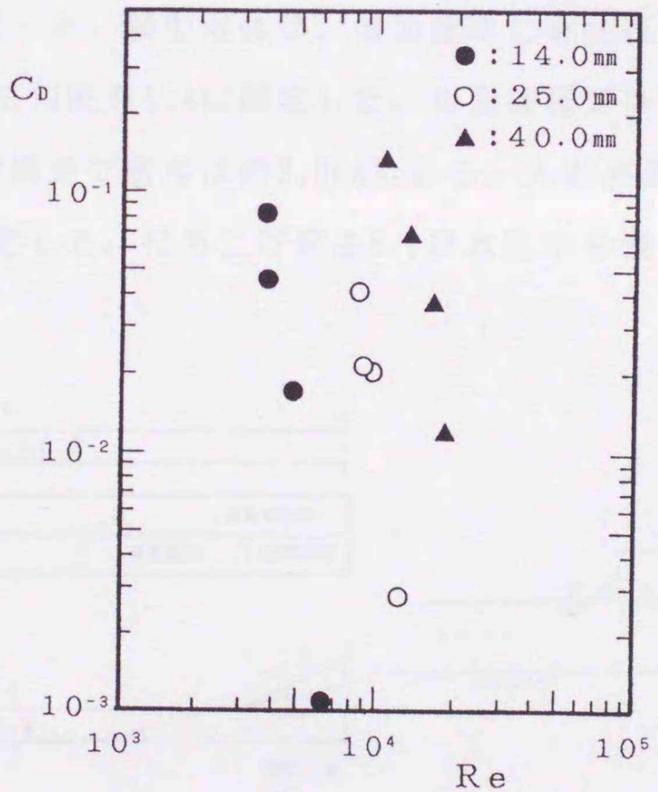


図-3.2.17 C_D と Re 数の関係

エネルギー消費 $E_{r,L}$ (3.2.16) 式は等しいと仮定すれば C_D が求まる。図-3.2.17は、上述の仮定より求めた C_D とレイルス数 $Re(=V \cdot D/\nu)$ との関係を、粗面の孔径をパラメータとして図示したものである。

当然のことながら、孔径の大きい順に C_D が大きくその値は、 Re 数 $= 3.82 \times 10^3 \sim 1.84 \times 10^4$ において $C_D = 1.3 \times 10^{-1} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ となっている。ただし、粗度によるエネルギー消費は、 $Ho/Lo > 0.02$ でほぼ 0 になり、総エネルギー消費に対するそれは、最も大きい場合で約 10% 程度であるため、各ケースの大きい 3 測値で考えるとそれぞれの C_D は、約 0.05 程度である。

3.3 相対水深の違いによる波の打ち上げ高さの検討^{24), 25)}

3.3.1 実験方法及び実験条件

(1) 実験装置及び方法

実験は、長さ 20.0m、幅 0.6m、深さ 0.7m の両面ガラス張り造波水路を 2 分して片側 0.3m の水路 (図-3.3.1(a)) を使用した。水路の一端にピストン型反射波吸収制御装置付き造波機、他端には細砂 (天然珪砂 7 号, $d_{50} = 0.15\text{mm}$, 比重 2.60) で 1/20 勾配の海浜地形を作成し、その上に模型堤体を設置した。模型堤体は、滑面護岸と有孔被覆ブロック堤 (空隙率 15%/個) の 2 種類で、いずれも法勾配を 1:4 に固定した。有孔被覆ブロック堤の裏込め工は、 $d = 2.5 \sim 4.75\text{mm}$ の碎石の単層構造で層厚は約 2.0cm である。入射波高、反射波高は合田の入射波分離法¹⁰⁾ を用いて測定した。打ち上げ高さ R (静水面から波の打ち上げ点までの鉛直高さ)

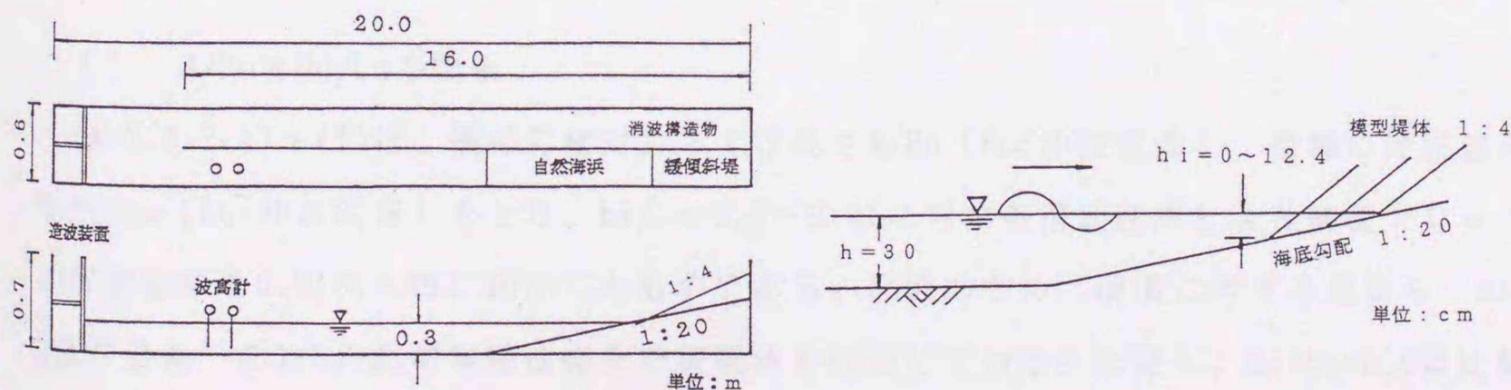


図-3.3.1(b) 模型堤体概略図

図-3.3.1(a) 実験水路概略図

は、波が安定する20波～40波を目視観測し、その平均値を実験値とした。なお、1/20勾配の海浜地形を細砂で作成しているが、波の打ち上げ測定は40波程度では最高波を作用させた場合でも、ほとんど地形変化は認められない事を確認している。図-3.3.1(b)に模型堤体概略図を示す。

(2) 実験条件

実験は、水深 $h=0.3\text{m}$ 、周期 $T=1.26\text{sec}$ に固定し、波高 $H=1.0\sim 10\text{cm}$ （沖波波形勾配 $H_o/L_o \doteq 0.004\sim 0.045$ ）で堤脚水深 $h_i=0\sim 12.4\text{cm}$ （相対水深 $h_i/L_o=0\sim 0.05$ ）に対して行った。表-3.3.1に実験条件を示す。

表-3.3.1 実験条件

| 実験No | T(sec) | H(cm) | h_i (cm) | h_i/L_o |
|------|--------|-------|------------|-----------|
| A-1 | 1.26 | 1.0 | 0 | 0 |
| A-2 | | | 2.5 | 0.01 |
| A-3 | | | 5.0 | 0.02 |
| A-4 | | | 7.4 | 0.03 |
| A-5 | | | 9.9 | 0.04 |
| A-6 | | | 12.4 | 0.05 |
| B-1 | 1.26 | 10.0 | 0 | 0 |
| B-2 | | | 2.5 | 0.01 |
| B-3 | | | 5.0 | 0.02 |
| B-4 | | | 7.4 | 0.03 |
| B-5 | | | 9.9 | 0.04 |
| B-6 | | | 12.4 | 0.05 |

3.3.2 相対打ち上げ高さ、反射率と沖波波形勾配

(1) R/H_o と H_o/L_o の関係

図-3.3.2(a)～(f)は、縦軸に相対打ち上げ高さ R/H_o （ H_o :沖波波高）、横軸に沖波波形勾配 H_o/L_o （ L_o :沖波波長）をとり、 $h_i/L_o=0.0\sim 0.05$ に対する滑面護岸と有孔被覆ブロック堤の実験結果を0.01刻み毎に図示したものである。比較のため、滑面に対する豊島ら⁸⁾の1/3及び豊島⁹⁾の1/5勾配の実験曲線及び実験値も併記している。ただし、 $h_i/L_o=0.0$ は比較データとして豊島らの1/3勾配の実験曲線のみ、 $h_i/L_o=0.04$ は比較データが無いため本実験結果のみを示している。豊島ら及び豊島の1/3,1/5勾配の実験条件も、本実験条件と同様1/2

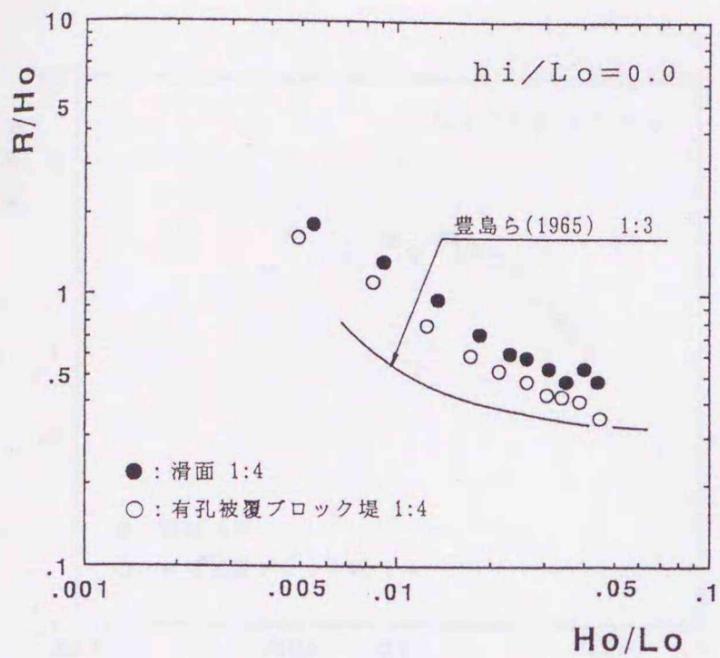


図-3.3.2(a) R/HoとHo/Loの関係
($h_i/L_o=0.0$)

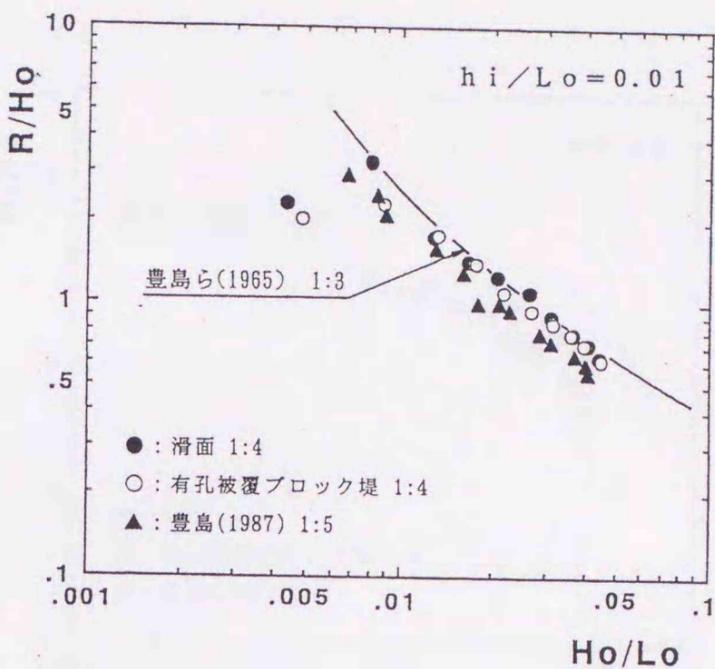


図-3.3.2(b) R/HoとHo/Loの関係
($h_i/L_o=0.01$)

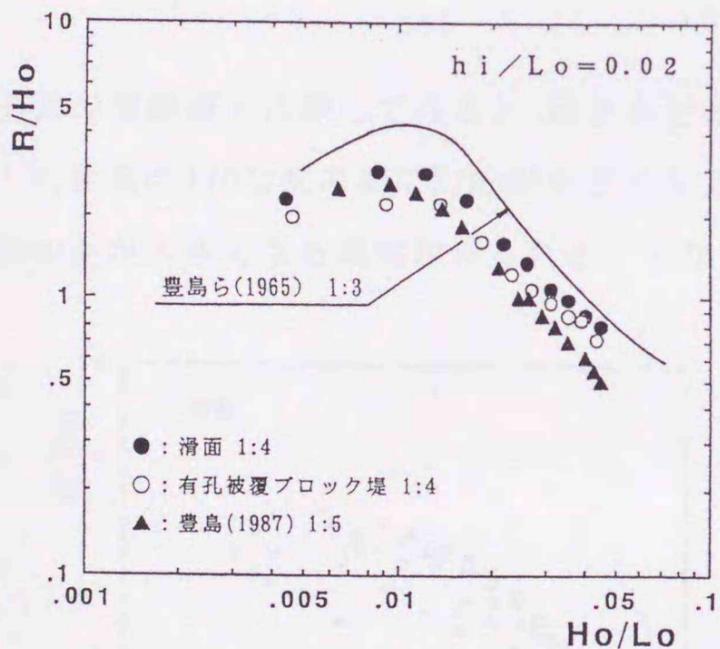


図-3.3.2(c) R/HoとHo/Loの関係
($h_i/L_o=0.02$)

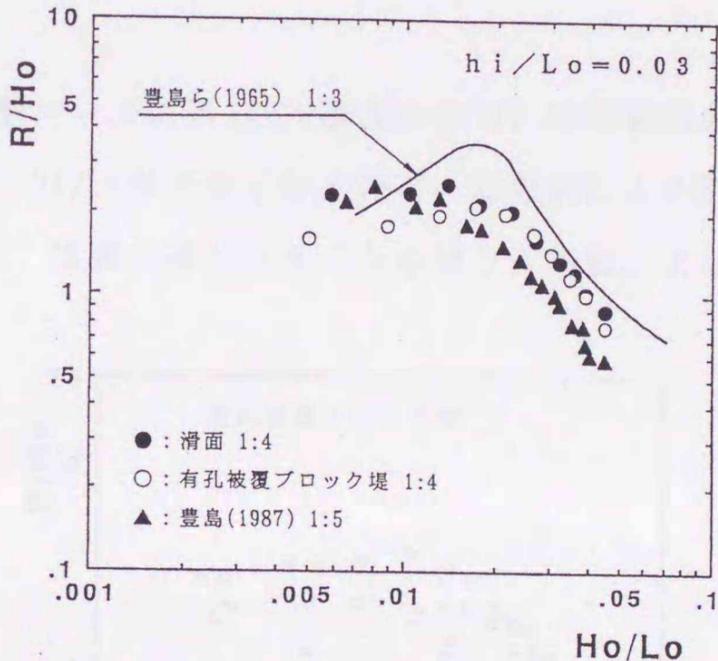


図-3.3.2(d) R/HoとHo/Loの関係
($h_i/L_o=0.03$)

0海底勾配の上にそれぞれ模型堤体を設置している。図-3.3.2より、本実験の滑面と有孔被覆ブロック堤を比べてみると、全体的に有孔被覆ブロック堤のR/Hoが小さい値を示している。特にHo/Loが小さくなるほどその傾向は強く現れている。言い換えると、Ho/Loが小さくなるほど有孔被覆ブロック堤の効果が現れてくることになる。次に、豊島らの実験曲線及び

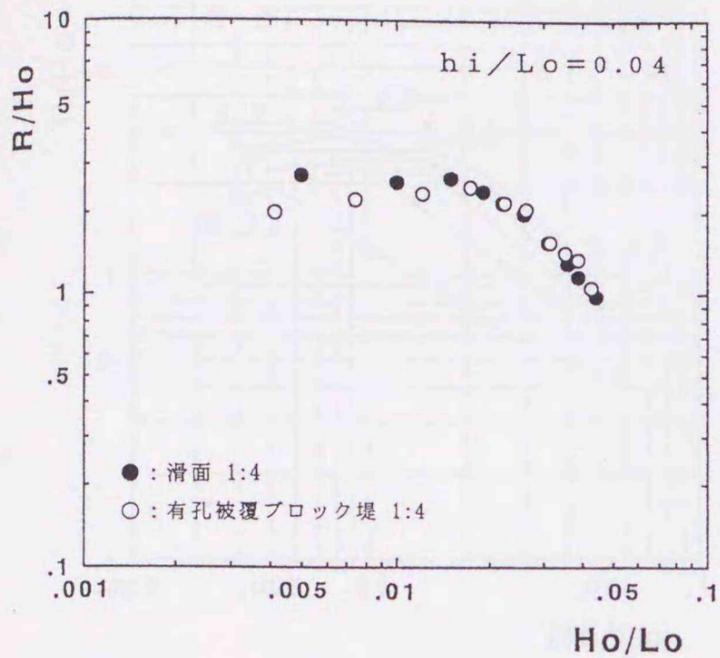


図-3.3.2(e) R/HoとHo/Loの関係
($h_i/L_o=0.04$)

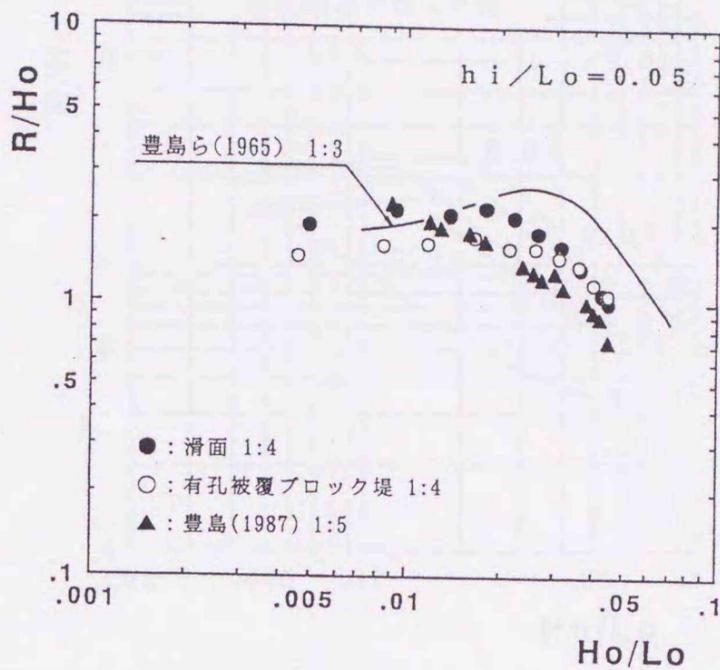


図-3.3.2(f) R/HoとHo/Loの関係
($h_i/L_o=0.05$)

豊島の実験値と比較してみると、ほとんどの実験ケースに対して、豊島らの1/3,本実験値の1/4,豊島の1/5勾配の順にR/Hoが小さくなるが、 h_i/L_o が大きくなるほど、法勾配によるR/Hoの差が大きくなる傾向がみられる。すなわち、堤脚水深が大きくなるほど、勾配による

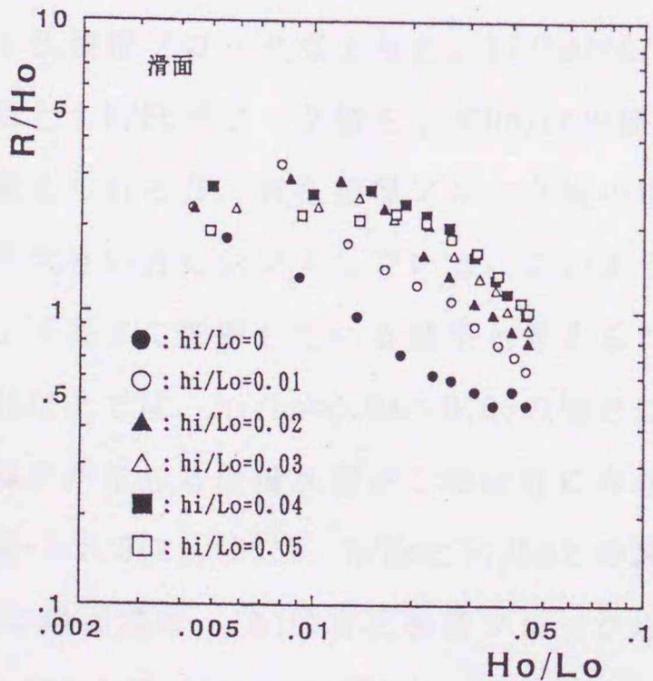


図-3.3.3(a) R/HoとHo/Loの関係
(滑面)

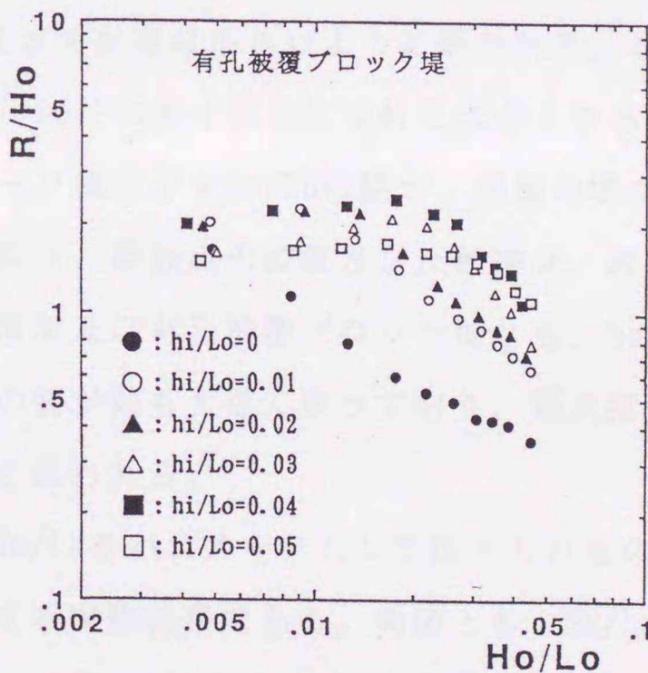


図-3.3.3(b) R/HoとHo/Loの関係
(有孔被覆ブロック堤)

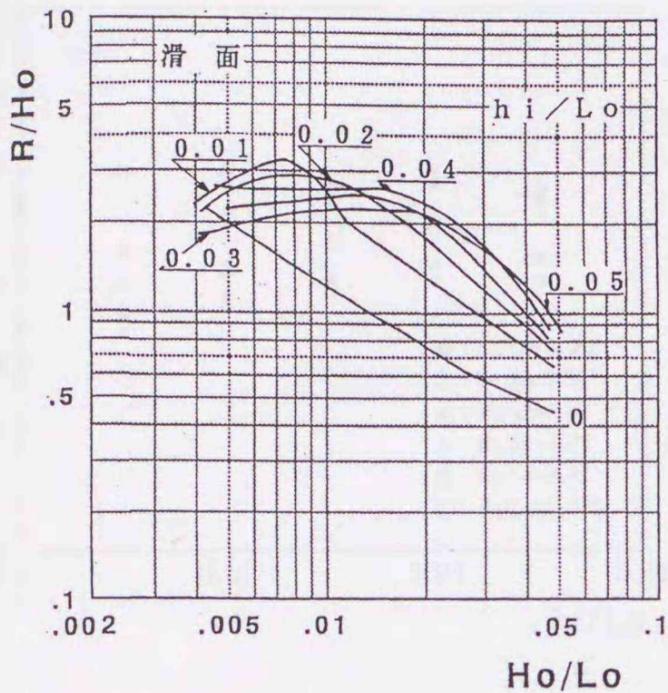


図-3.3.4(a) R/HoとHo/Loの実験曲線
(滑面)

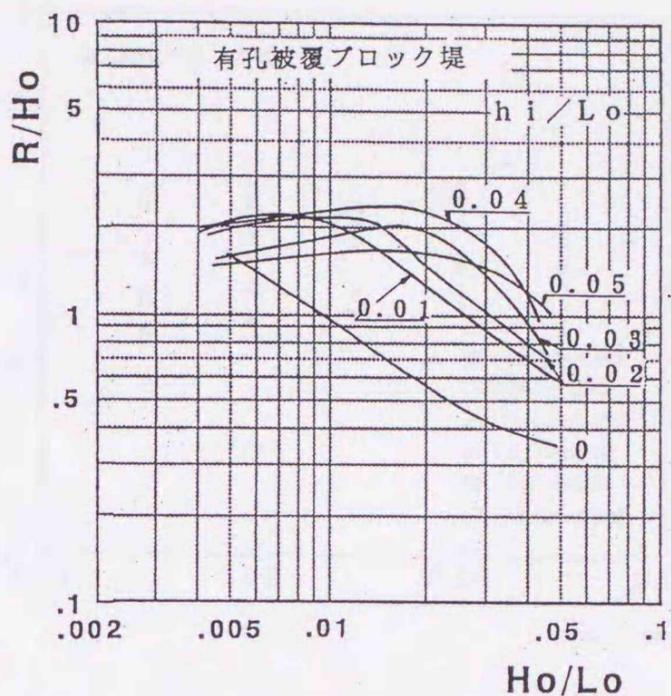


図-3.3.4(b) R/HoとHo/Loの実験曲線
(有孔被覆ブロック堤)

波の打ち上げ高さに違いが生じることを示している。

図-3.3.3(a), (b)は、今回の実験結果に基づくR/HoとHo/Loの関係を、 h_i/L_o をパラメータとして、滑面と有孔被覆ブロック堤別に示したものである。図-3.3.4(a), (b)は、それぞれ図-3.3.3(a), (b)の実験値を近似曲線として表わしたものである。図より、全体的に滑面の方が有孔被覆ブロック堤よりも、 h_i/L_o がR/Hoに及ぼす影響は小さいように思われる。また、両者ともR/Hoがピーク値を示すHo/Loの値は、 h_i/L_o が大きくなるにつれて大きくなる傾向が認められるが、有孔被覆ブロック堤の場合ピーク値を示すHo/Loの値が、滑面の場合より幾分大きい方にシフトしている。このような傾向は、砕波点の位置及び反射率が、波の打ち上げ高さに影響している結果と考えられる。滑面及び有孔被覆ブロック堤とも、 $Ho/Lo \approx 0.01$ 以上では、 $h_i/L_o = 0.04 \sim 0.05$ の場合にR/Hoの値が最も大きくなっており、最大打ち上げ高さが生じる堤脚水深がこの付近に存在すると思われる。

図-3.3.5(a), (b)は、R/Hoと h_i/L_o との関係をHo/Loをパラメータとして図示したもので、(a)は滑面護岸、(b)は有孔被覆ブロック堤に対する実験結果である。両図とも、Ho/Loが小さいほどR/Hoが大きくなるが、Ho/Loの違いによるR/Hoの変化は h_i/L_o が大きくなるにつれて小さくなる傾向を示している。すなわち、 h_i/L_o が大きくなるとHo/LoがR/Hoに及ぼす影響は小さくなると言える。また、 $h_i/L_o < 0.04$ では h_i/L_o の増加とともにR/Hoは増加する傾

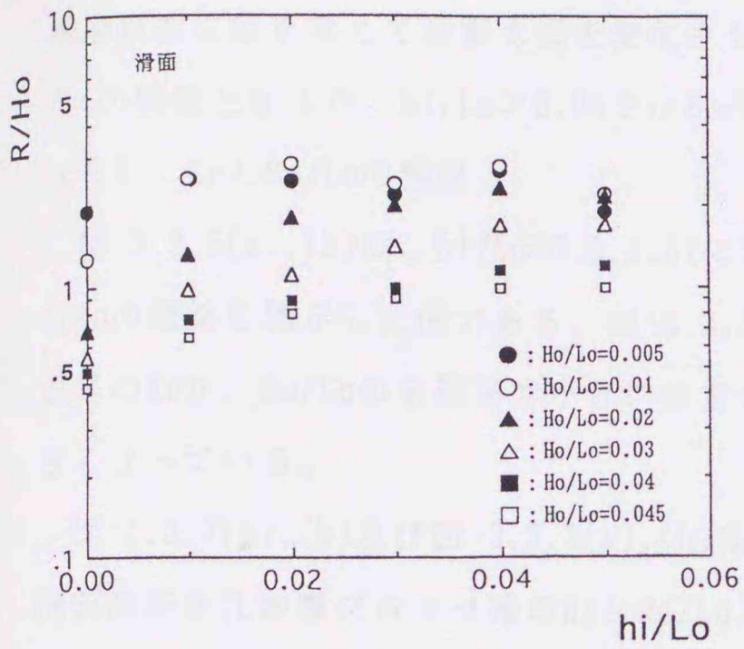


図-3.3.5(a) R/Hoとhi/Loの関係
(滑面)

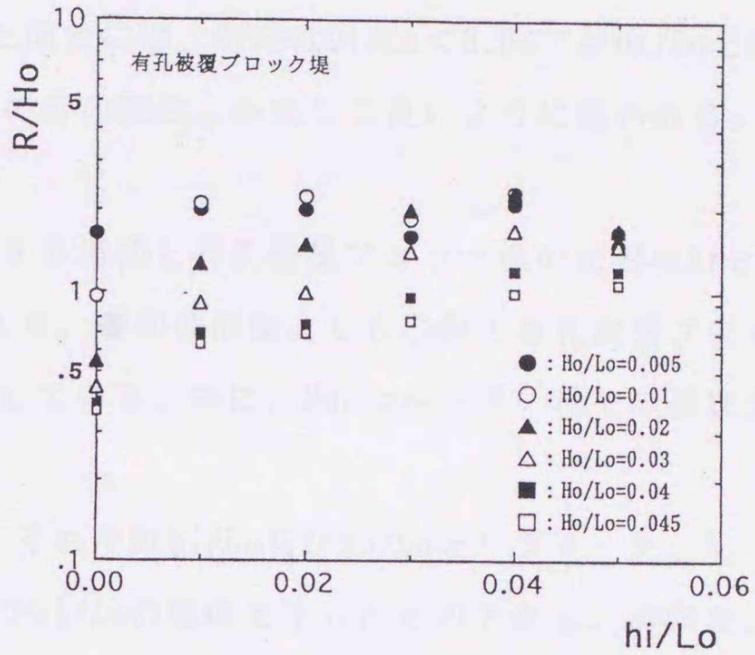


図-3.3.5(b) R/Hoとhi/Loの関係
(有孔被覆ブロック堤)

向を示すが、 $hi/Lo > 0.04$ では、 R/Ho はそれぞれの Ho/Lo に対して、ほぼ一定値となる傾向が見られ、 hi/Lo が R/Ho に及ぼす影響は、 $hi/Lo > 0.04$ の領域では極めて小さくなると言える。

以上のことを要約すると、本実験のように一様水深部の水深と護岸法勾配を一定とし、

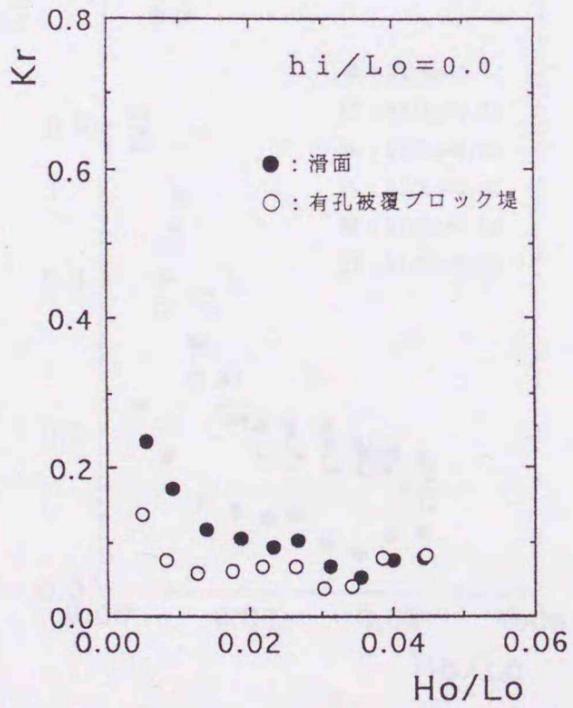


図-3.3.6(a) KrとHo/Loの関係
($hi/Lo=0.0$)

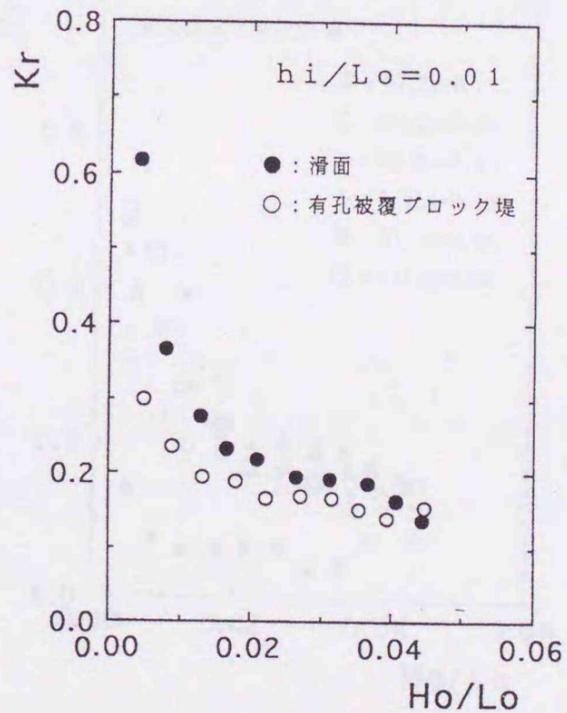


図-3.3.6(b) KrとHo/Loの関係
($hi/Lo=0.01$)

護岸設置位置を変えて堤脚水深を変化させた場合には、 R/H_o は $h_i/L_o < 0.04$ では h_i/L_o と H_o/L_o の関数となるが、 $h_i/L_o > 0.04$ では H_o/L_o のみの関数とみなして良いように思われる。

(2) K_r と H_o/L_o の関係

図-3.3.6(a),(b)は、 $h_i/L_o=0.0, 0.01$ に対する滑面と有孔被覆ブロック堤の反射率 K_r と H_o/L_o の関係を図示した例である。図-3.3.6より、●印の滑面よりも○印の有孔被覆ブロック堤の K_r が、 H_o/L_o の全範囲で小さい値を示している。特に、 H_o/L_o が小さい程その差は大きくなっている。

図-3.3.7(a),(b)及び図-3.3.8(a),(b)は、それぞれ h_i/L_o 及び H_o/L_o をパラメータとして、滑面及び有孔被覆ブロック堤の K_r と H_o/L_o 及び h_i/L_o の関係を示したものである。滑面及び有孔被覆ブロック堤とも、 $h_i/L_o=0.0$ の場合、すなわち法先が汀線に位置する場合、法先が水中に位置する場合に比べて大幅に K_r が小さくなる傾向が認められる。これらの結果は、図-3.3.4の波の打ち上げ高さの曲線図とほぼ同じである。これは、法先が汀線に位置するとき、砕波点と護岸法先の距離が大きく、波が護岸に到達するまでにかかなりのエネルギーを消散してしまうためと考えられる。

一方、 $h_i/L_o \neq 0.0$ （法先が汀線より沖側に位置するとき）の場合は、 $H_o/L_o > 0.02$ になると、 K_r に及ぼす h_i/L_o の影響は小さくなり、 H_o/L_o が大きくなるにつれて、 $K_r \approx 0.1$ に漸近す

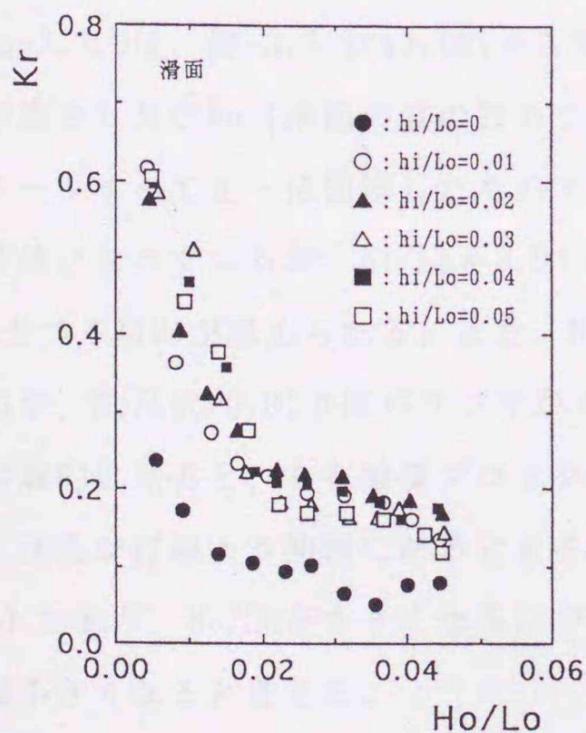


図-3.3.7(a) K_r と H_o/L_o の関係
(滑面)

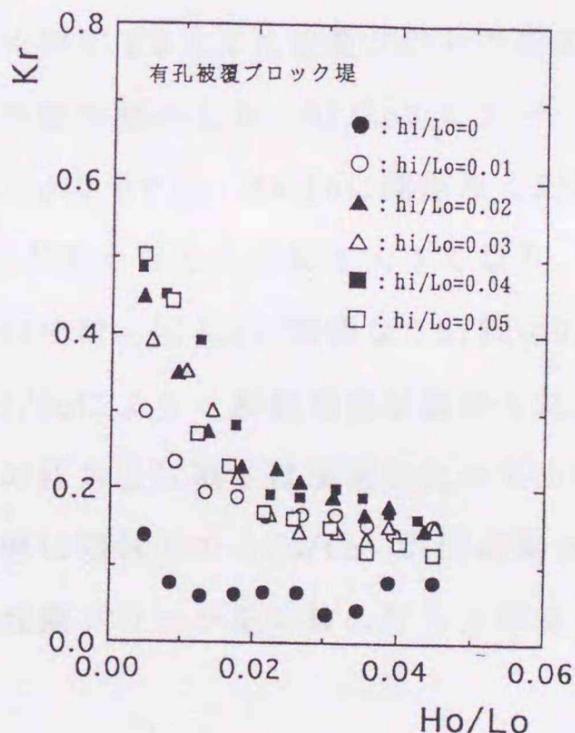


図-3.3.7(b) K_r と H_o/L_o の関係
(有孔被覆ブロック堤)

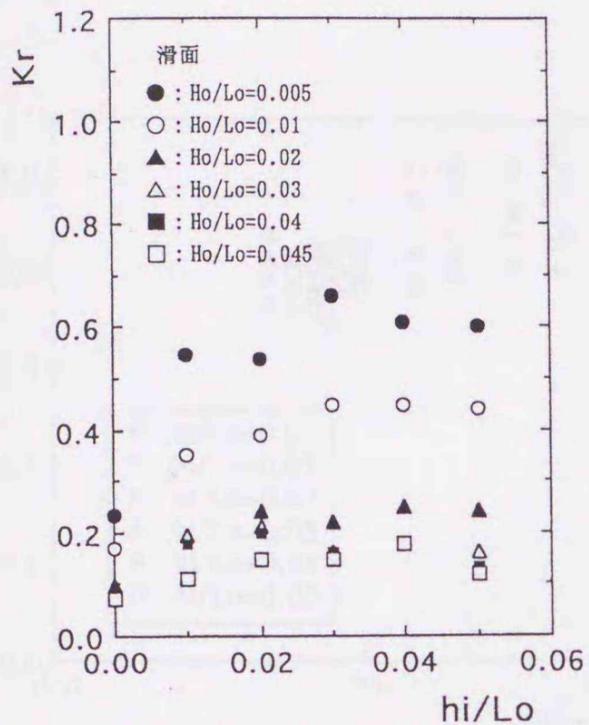


図-3.3.8(a) Krと h_i/L_o の関係
(滑面)

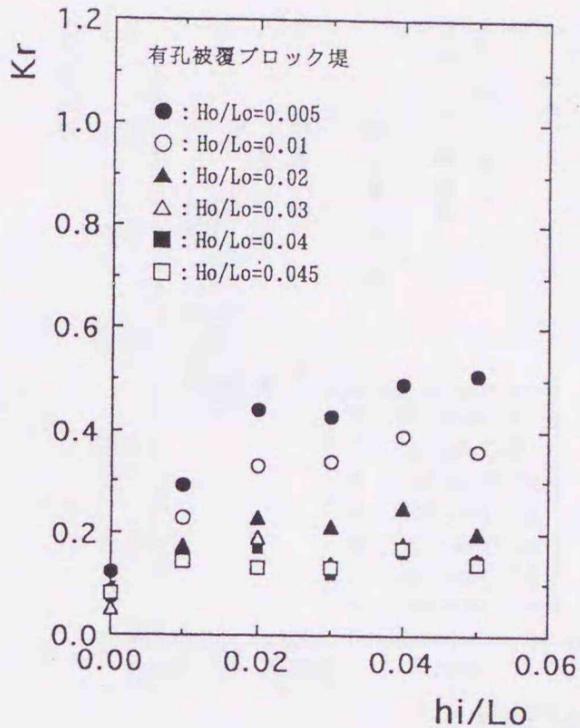


図-3.3.8(b) Krと h_i/L_o の関係
(有孔被覆ブロック堤)

る傾向が認められる。

(3) R/R_o と H_o/L_o の関係

図-3.3.9は、図-3.3.4(a), (b)から同一 H_o/L_o に対する R (有孔被覆ブロック堤の波の打ち上げ高さ) 及び R_o (滑面の波の打ち上げ高さ) の値を読みとり、 h_i/L_o をパラメータとして実験データすべてを一括図示したものである。 $h_i/L_o=0.0$ では、 H_o/L_o に関係なく $R/R_o \approx 0.8$ の一定値となっているが、 $h_i/L_o \neq 0.0$ では H_o/L_o が大きくなるにつれて大きくなり、 $R/R_o \approx 1.0$ に近づく傾向が認められる。また、 $H_o/L_o < 0.01$ では、 h_i/L_o に関係なく $R/R_o \approx 0.8$ に集中するが、 $H_o/L_o > 0.01$ ではバラツキが大きく、 h_i/L_o による一般的傾向は認められない。

全般的に見ると、有孔被覆ブロック堤への波の打ち上げ高さは滑面に比べて小さくなるが、法先が汀線より沖側にあるときその差が明瞭に現れるのは $H_o/L_o < 0.01$ の場合 ($R/R_o \approx 0.8$) であり、 H_o/L_o が大きくなるにつれて有孔被覆ブロック堤の波の打ち上げ高さ低減効果は小さくなると言える。

(4) K_r/K_{r0} と H_o/L_o の関係

図-3.3.10は、図-3.3.7(a), (b)の実験値を回帰曲線で近似し (相関係数 r は、 $h_i/L_o=0.0$ のとき $r=0.84$, $h_i/L_o \neq 0.0$ のとき $r > 0.97$)、同一 H_o/L_o に対応する K_r (有孔被覆プロ

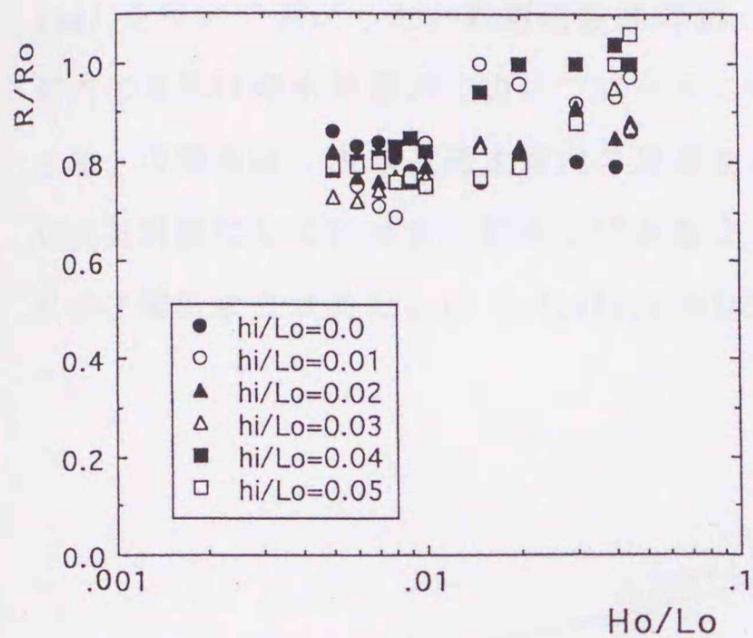


図-3.3.9 R/RoとHo/Loの関係

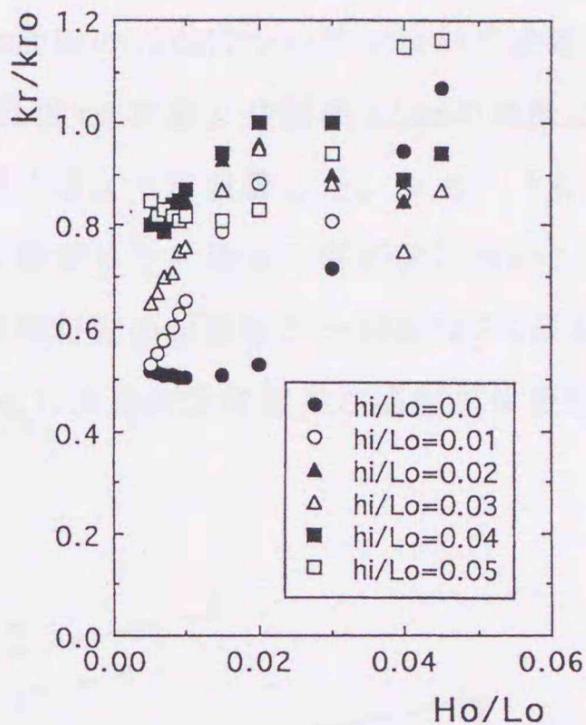


図-3.3.10 Kr/KroとHo/Loの関係

ック堤の反射率)及びKro(滑面の反射率)を求め、 hi/Lo をパラメータとして実験データすべてを一括図示したものである。 $Ho/Lo \approx 0.02$ 前後で Kr/Kro が極大あるいは極小になる場合があるなど hi/Lo に対する一定の傾向を把握することはできないが、一般的傾向としては、 Kr/Kro は $Ho/Lo \approx 0.02$ までは Ho/Lo の増加と共に急激に増加し、その後は若干の減少または、横ばい傾向を示すと言える。

3.4 緩傾斜堤への波の打ち上げ速度及び戻り流れ²⁷⁻²⁹⁾

3.4.1 実験装置及び実験条件

実験は、長さ18.0m、幅1.0m、高さ0.8mの両面ガラス張り造波水路の水路幅を2分し、片側0.3mの水路で行った。水路の一端にプランジャー型造波装置、他端には法面勾配1/5の模型堤体を設置し、水深は0.2mに設定した。本実験では斜面堤として、滑面及び「有孔板+透水層」を採用した。有孔板の空隙率は約22%で $\phi 14\text{mm}$ 、透水層厚は、約20mmである。入射波高、反射波高はHealyの方法で解析し、波の遡上、戻り流れの状況は目視及びビデオで観測した。波の打ち上げ高さは、波が安定する21波から40波の平均値とした。周期は1.26secに

固定して、波形勾配は $H_o/L_o=0.0055, 0.0118, 0.0259$ の3種類とした。流速の測定は、汀線を基準として沖側0.8m、岸側0.4mの区間で、10.0cm間隔の13点についてプロペラ流速計($\phi 5.0$ mm)を用いて測定した。表層流速は滑面、「有孔板+透水層」共斜面上5mmの位置に、透水層内の流速は透水層厚の中央にプロペラの中心がくるように設置した。なお、「有孔板+透水層」の場合は、表層と透水層内の流速を同時に測定した。流速の解析は21波から30波の10波を対象にして行った。打ち上げ水量は、各波形勾配の起波後21~23波目の3波を対象にビデオ解析より求めた。図-3.4.1(a),(b)にそれぞれ流速測定位置及び模型堤体概略図を示す。

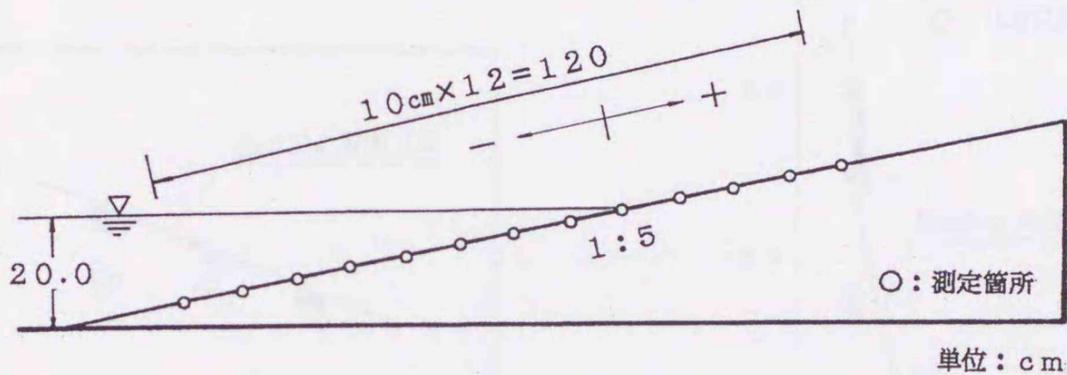


図-3.4.1(a) 流速測定位置

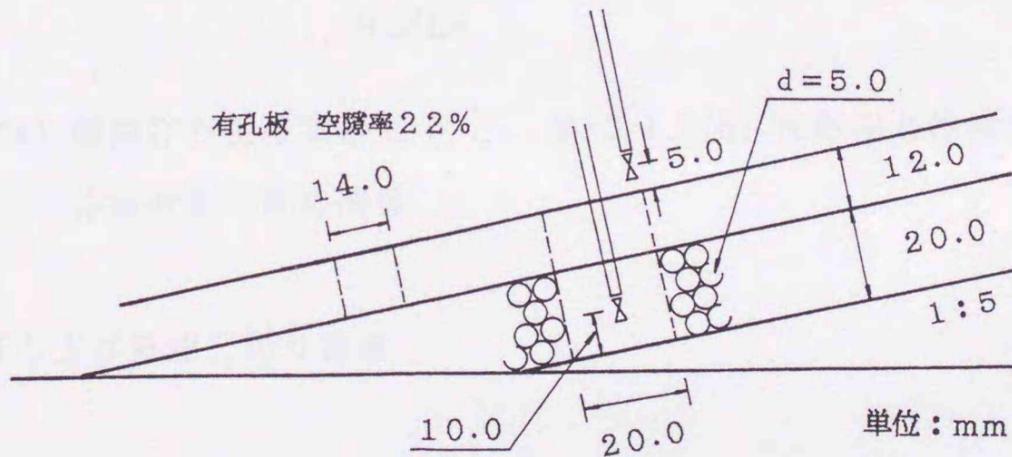


図-3.4.1(b) 模型堤体概略図

3.4.2 相对打ち上げ高さ, 反射率と沖波波形勾配

図-3.4.2 (a),(b)は、 R/H_o (波の打ち上げ高 R と沖波波高 H_o との比), K_r (反射率) と H_o

H_o/L_o (沖波波形勾配) の関係である。R, Kr は、流速の測定が設備、機器の制約上、前述の13地点で同時測定が出来ないため、測点を変えるごとに造波し計測している。そのため、 $R/H_o, Kr$ 共幾分ばらつきがみられる。図中には、比較のため滑面の1/5勾配に対する Saville¹⁸⁾, Greslou-mahe¹⁹⁾ の実験曲線も併記してある。両図より、 $R/H_o, Kr$ のいずれも滑面の実験値と実験曲線はほぼ対応している。また、滑面よりも「有孔板+透水層」の方が $R/H_o, Kr$ 共小さくなる傾向が認められる。なお解析には、各流速測定時の波形勾配の平均値 ($H_o/L_o=0.0055, 0.0118, 0.0259$) を用いている。

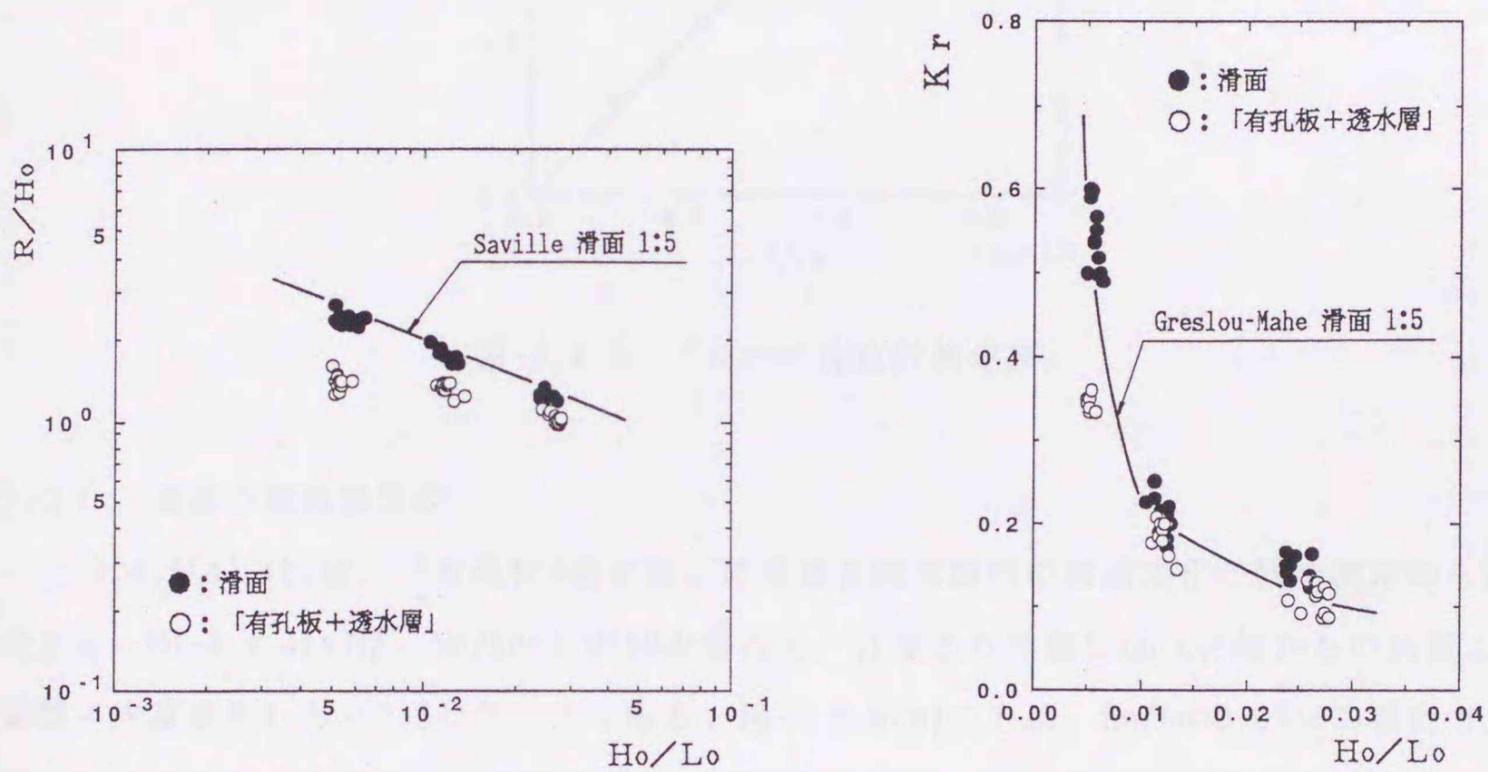


図-3.4.2(a) 相対打ち上げ高さ
と沖波波形勾配の関係

図-3.4.2(b) 反射率と沖波波形勾配の関係

3.4.3 打ち上げ流速と戻り流速

(1) プロペラ流速計の検定

図-3.4.3は、斎藤ら³⁰⁾と同様の方法で求めたプロペラ流速計の検定図である。プロペラ流速計の検定は、定常流において、プロペラ流速計の検出部を空中から水面下約1cmの所に一気に下げて、プロペラ流速計の応答性能を検定した。検定に用いたサンプリング周波数は100Hzで、横軸は、流速が安定したと思われる点から1000個(10s)のデータの平均値を U_{10} とした。また、縦軸は流速に変化が現れた点から10個目(0.1s)のデータを $U_{0.1}$ として示

した。両者はほぼ同程度の値を示すことから、サンプリング間隔を10Hzとして以下の流速解析を行った。

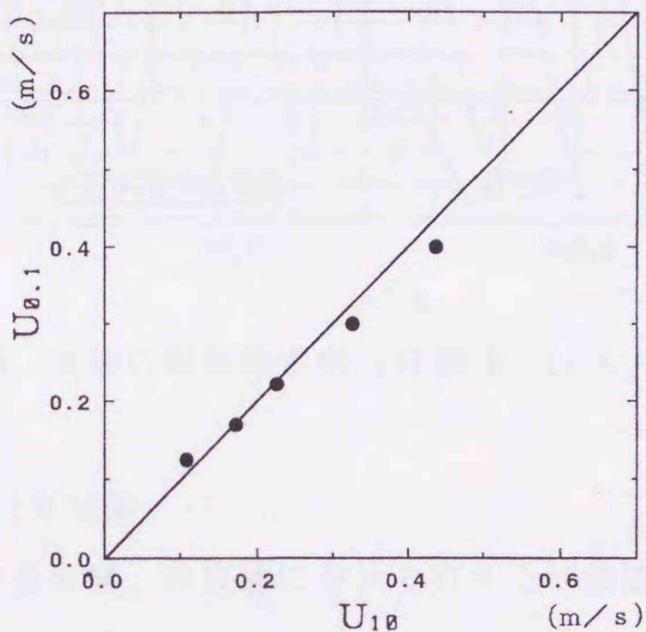


図-3.4.3 プロペラ流速計検定図

(2) 流速の同時測定例

図-3.4.4(a), (b)は、「有孔板+透水層」の表層と透水層内の流速変化の同時測定の一例である。図-3.4.4(a)は、 $H_o/L_o=0.0259$ の場合で、汀線より沖側 X/L_o （汀線からの斜面上の距離/沖波波長） $\doteq -0.2$ のケースである。図-3.4.4(b)の方は、 $H_o/L_o=0.0118$ の場合で、汀線地点でのケースである。両図とも、当然のことながら透水層内の流速よりも表層の流速の方が大きい。また、打ち上げ流速の方が戻り流速よりも大きい値を示している。なお、図-3.4.4(b)の透水層内には、戻り流れの定常流が認められる。

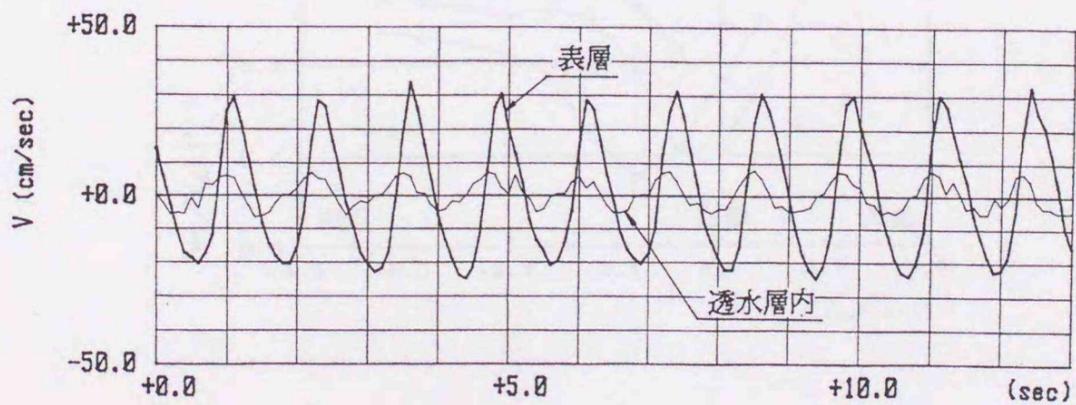


図-3.4.4(a) 流速の同時測定例 ($X/L_o \doteq -0.2, H_o/L_o=0.0259$)

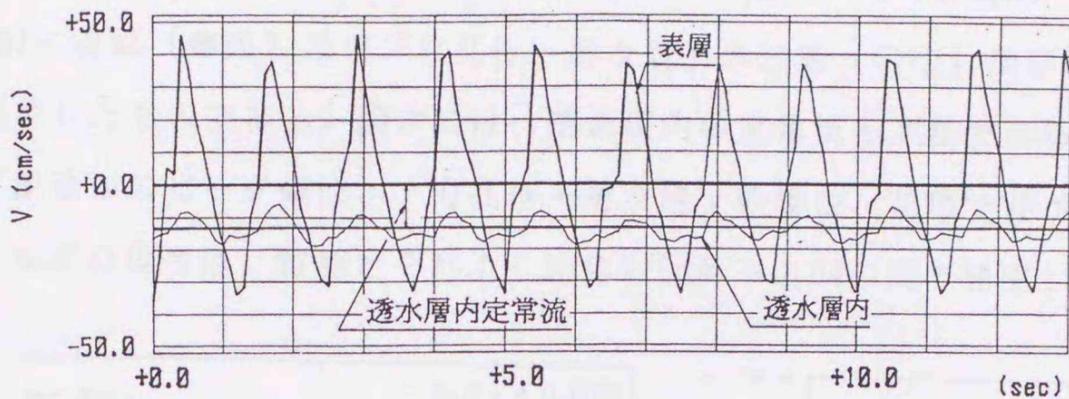


図-3.4.4(b) 流速の同時測定例 (汀線, $H_o/L_o=0.0118$)

(3) 打ち上げ流速と戻り流速

図-3.4.5は、「有孔板+透水層」の表層における打ち上げ流速 V_u 、及び戻り流速 V_d の平均値 (21波~30波のアナログ平均値) を H_o/L_o をパラメータとして図示したものである。縦軸は、 V_u, V_d をのり先水深の $(gh)^{1/2}$ で無次元化した値で、正は岸、負は沖向きの流速を表す。横軸は、 X/L_o の無次元量で0.0は汀線を表し、正は岸、負は沖側の地点を示す。図より、 H_o/L_o が大きくなるにしたがい各地点の打ち上げ及び戻り流速は大きくなっていく。打ち上げ流速のピーク地点は、各波形勾配とも汀線地点であるが、戻り流速のピーク地点は、 H_o/L_o が大きくなるにつれて沖側の方に移動していく傾向が認められる。

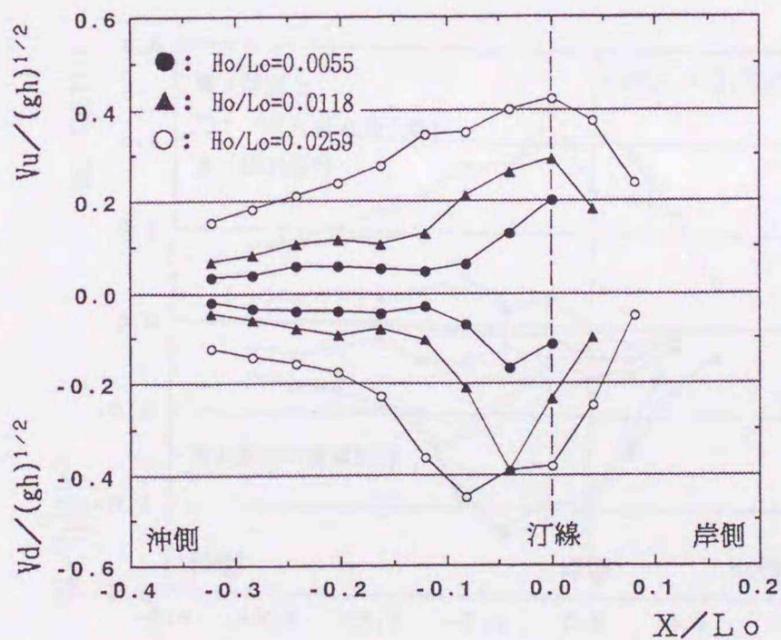


図-3.4.5 斜面上の打ち上げ流速と戻り流速

図-3.4.6(a)~3.4.6(c)は、図-3.4.5と同様 $Vu/(gh)^{1/2}$ 、 $Vd/(gh)^{1/2}$ と X/L_0 の関係を、 H_0/L_0 別に滑面（●印）及び「有孔板+透水層」の表層（○印）及び透水層内（▲印）の流速を図示したものである。図中には、透水層内の定常流も太線で示してある。斜面上の打ち上げ流速 Vu のピーク値は、「有孔板+透水層」の場合、前節で述べたように汀線地点にあり、滑面の場合、汀線とそれより沖側 $X/L_0 \div -0.04$ の間で発生している。一方、戻り

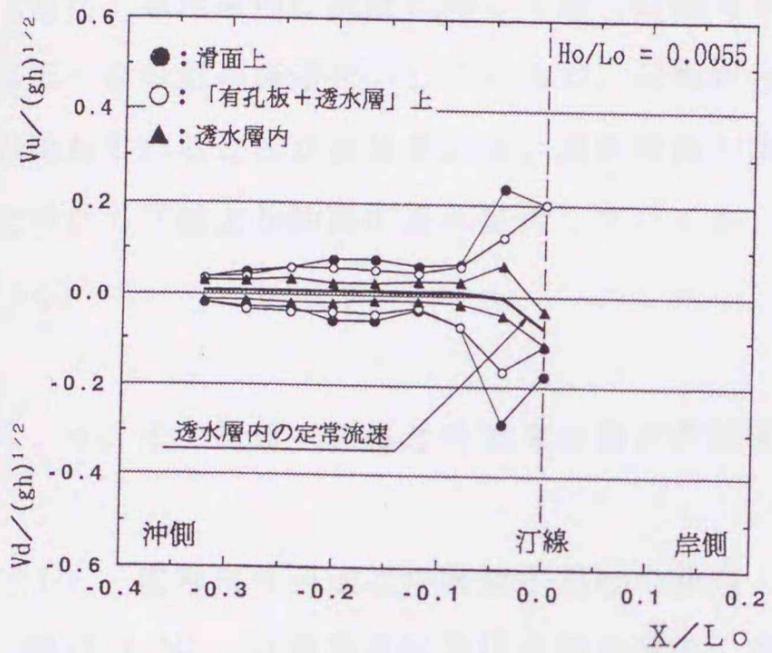


図-3.4.6(a) 斜面上及び透水層内の
打ち上げ流速と戻り流速
($H_0/L_0=0.0055$)

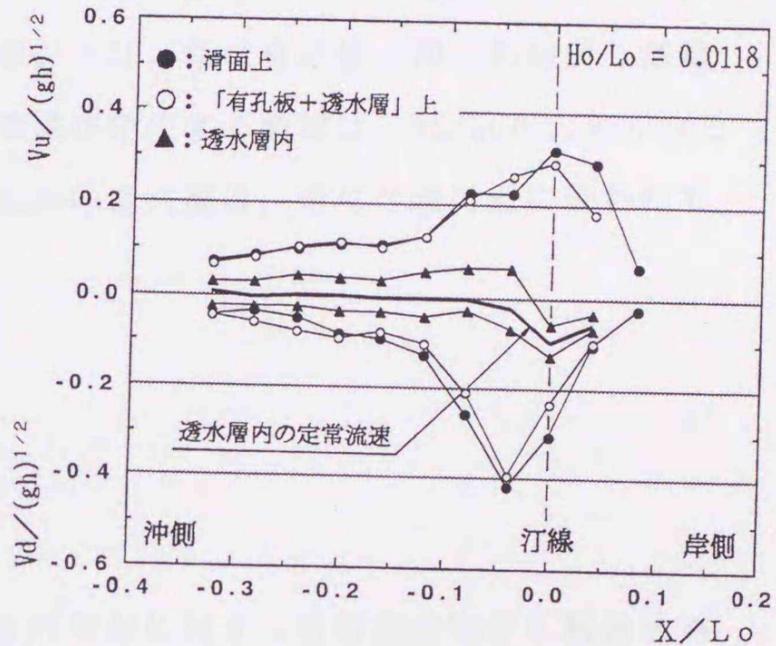


図-3.4.6(b) 斜面上及び透水層内の
打ち上げ流速と戻り流速
($H_0/L_0=0.0118$)

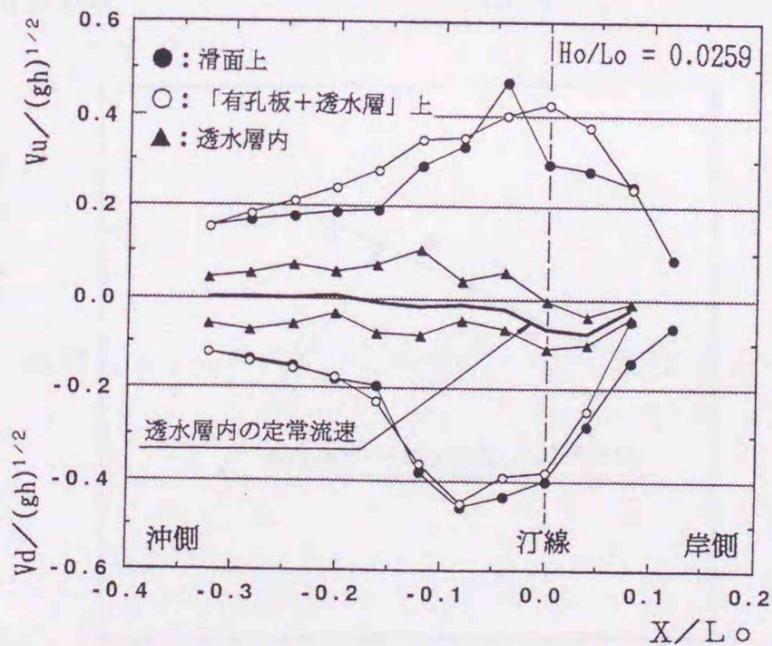


図-3.4.6(c) 斜面上及び透水層内の打ち上げ流速と戻り流速
($H_0/L_0=0.0259$)

流速 V_d のピーク値は、滑面及び「有孔板+透水層」ともいずれの H_o/L_o に対して同地点にあり、汀線よりやや沖側 $X/L_o = -0.04 \sim -0.08$ の間で発生している。滑面と「有孔板+透水層」の流速の比較については、 H_o/L_o が大きくなるにつれて、汀線付近の打ち上げ速度に大きな違いが認められる。戻り流速については、ほとんどの地点で同程度か「有孔板+透水層」の方が小さい値を示している。

また、透水層内の流速に関しては、 $X/L_o \div -0.04$ より沖側では、それぞれの H_o/L_o に対しほぼ一定の値の流速を示しているが、汀線から岸側では、常に負の値、即ち常時戻り流速が現れていることが注目される。透水層内の定常流が発生する領域は、 H_o/L_o が大きくなるにつれて汀線より沖側の方へ拡大していくが、流速の最大値は、常に汀線付近に表われている。

3.4.4 流速・流量と各無次元量との関係

(1) 定常戻り流速と沖波波形勾配の関係

図-3.4.7は、汀線地点における透水層内の各波形勾配に対する定常流速 V_p を入射波波高 H_i で無次元化した $V_p/(gH_i)^{1/2}$ と沖波波形勾配 H_o/L_o との関係を示したものである。図より、 H_o/L_o が大きくなるに従い、 $V_p/(gH_i)^{1/2}$ の値は小さくなっていく傾向が認められる。データ数は少ないが、近似式を求めると次式のような関係にある。

$$V_p/(gH_i)^{1/2} = 0.020(H_o/L_o)^{-0.542} \quad (3.4.1)$$

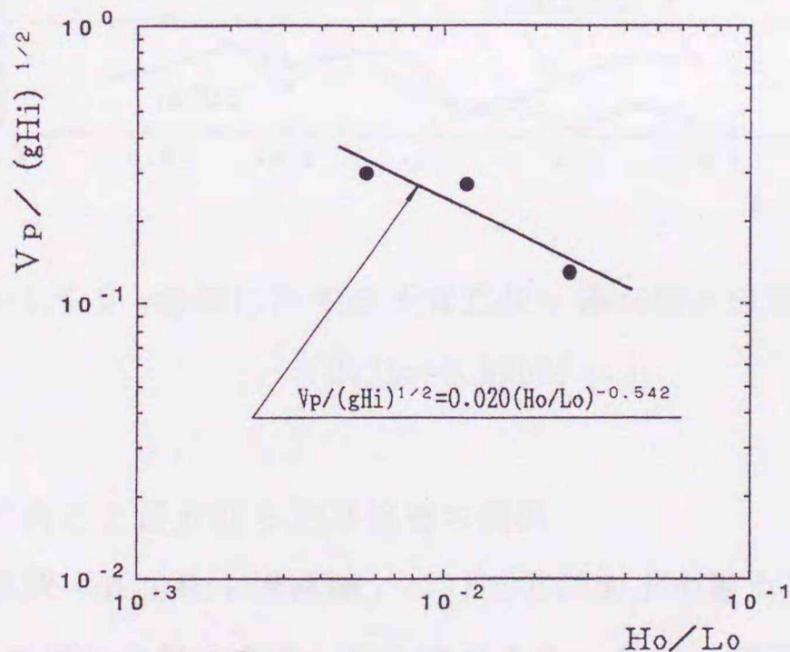


図-3.4.7 定常戻り流速と沖波波形勾配の関係

(2) 滑面上の流速との比較

(i) 表層流速の場所的分布

図-3.4.8は、 $H_o/L_o=0.0259$ の場合の、滑面の打ち上げ及び戻り流速のアンサンブル平均流速 ($V_o=V_{ou}, V_{od}$) に対する「有孔板+透水層」の表層及び透水層内の平均流速 ($V=V_u, V_d$) の割合を示したものである。太線は打ち上げ流速、細線は戻り流速に対するものである。表層の場合、 $X/L_o \doteq -0.04$ で打ち上げ流速が滑面の場合より幾分小さい値を示しているが、他の地点では同じかそれ以上の打ち上げ流速となっている。一方、戻り流速の場合は、 $X/L_o \doteq -0.08$ より沖側では、各地点とも滑面と同程度の値であるが、 $X/L_o \doteq -0.04$ より岸側では、9割から3割程度まで小さくなっている。

(ii) 透水層内流速の場所的分布

図-3.4.8の透水層内の場合、 $X/L_o \doteq -0.283 \sim -0.323$ と $X/L_o \doteq -0.08$ より岸側の地点では、戻り流速の割合が打ち上げ流速の割合よりも大きい値を示している。全体的には、透水層内の打ち上げ及び戻り流速の割合は、滑面の約1~5割程度の値となっていることが分かった。この様な傾向は、 $H_o/L_o=0.0055, 0.0118$ の場合もほぼ同様である。

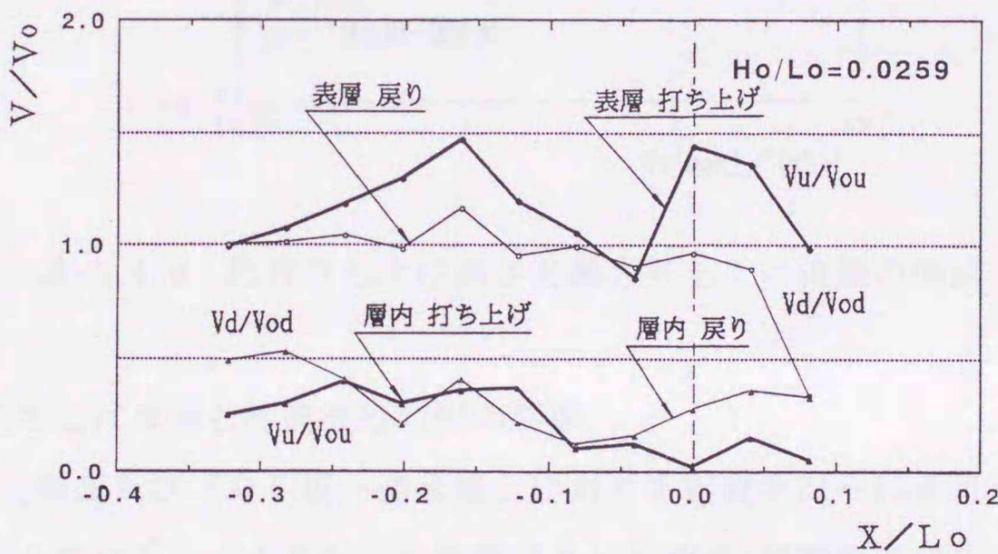


図-3.4.8 滑面に対する「有孔板+透水層」の割合
($H_o/L_o=0.0259$)

(3) 相対打ち上げ高さと最大打ち上げ流速の関係

図-3.4.9は、滑面及び「有孔板+透水層」の R/H_o と斜面上の最大打ち上げ流速 $V_u(\max)$ を $(gh)^{1/2}$ で無次元化した値との関係を示したものである。●印の滑面及び○印の「有孔板+透水層」の R/H_o と $V_u(\max)/(gh)^{1/2}$ の間には、それぞれ次式の関係が認められる。

滑面の場合

$$R/Ho = 0.547(Vu(max)/(gh)^{1/2})^{-1.031} \quad (3.4.2)$$

「有孔板+透水層」の場合

$$R/Ho = 0.811(Vu(max)/(gh)^{1/2})^{-0.343} \quad (3.4.3)$$

ただし、 $Vu(max)/(gh)^{1/2} < 0.5$, $Ho/Lo < 0.0259$

図より、「有孔板+透水層」の方が滑面に比べ、 R/Ho の値をかなり減少させ、 $Vu(max)/(gh)^{1/2}$ と R/Ho の間には、線形的な関係があることが分かった。

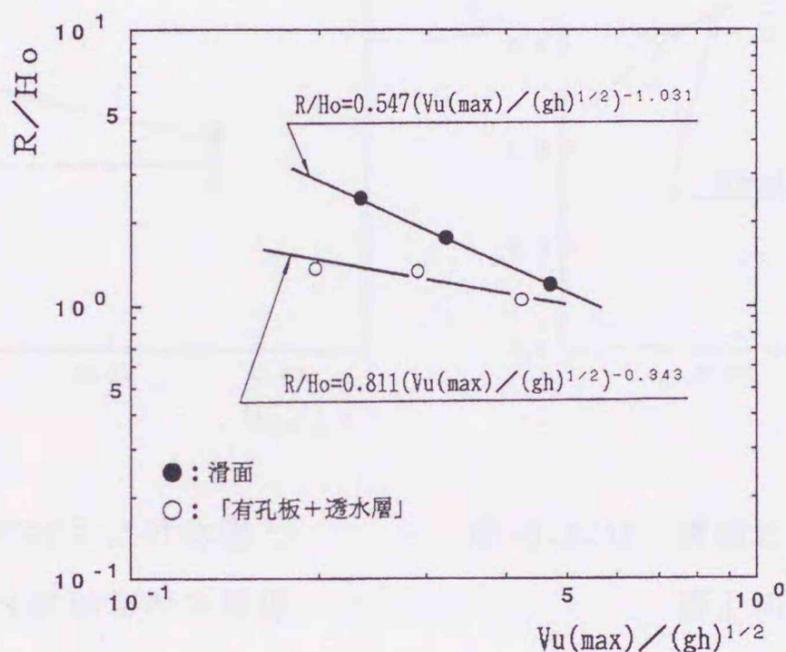


図-3.4.9 相対打ち上げ高さ と 最大打ち上げ流速の関係

(4) 波の打ち上げ水量と沖波波形勾配の関係

図-3.4.10は、滑面及び「有孔板+透水層」に対する起波後21~23波目の3波の最大打ち上げ時の汀線以上総打ち上げ水量 Qi (単位幅当り) と沖波1周期単位幅当りの波の輸送水量 $Qo (=Ho \cdot Lo / 2\pi, \text{石原ら}^{31})$ の比と Ho/Lo との関係を示したものである。図中の実線、破線はそれぞれのデータの平均値を結んだものである。図より、滑面で約0.18~0.26, 「有孔板+透水層」では約0.10~0.18程度であるが、 Ho/Lo が大きくなると滑面と「有孔板+透水層」の Qi/Qo の差は小さくなる。

図-3.4.11は、前節で求めた滑面の総打ち上げ水量 $Q(S)$ に対する「有孔板+透水層」の総打ち上げ水量 $Q(r+p)$ の割合と Ho/Lo の関係を図示したものである。図中の実線は、次式で表される近似式である。

$$Q(r+p)/Q(S)=1.994(Ho/Lo)^{0.240} \quad (3.4.4)$$

図より、 $Ho/Lo=0.005$ の場合、約0.55となり $Ho/Lo=0.01, 0.02$ では、約0.66, 0.78となる。すなわち、 Ho/Lo が大きくなるにつれて滑面と「有孔板+透水層」の総打ち上げ水量の割合は小さくなる。言い換えれば、 Ho/Lo が小さい程緩傾斜堤の特性が大きくなると言える。

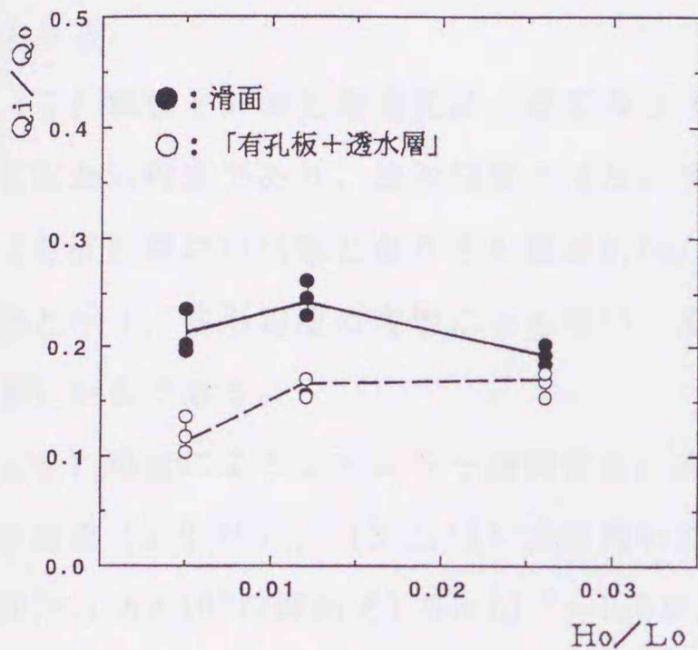


図-3.4.10 波の打ち上げ水量と
沖波波形勾配の関係

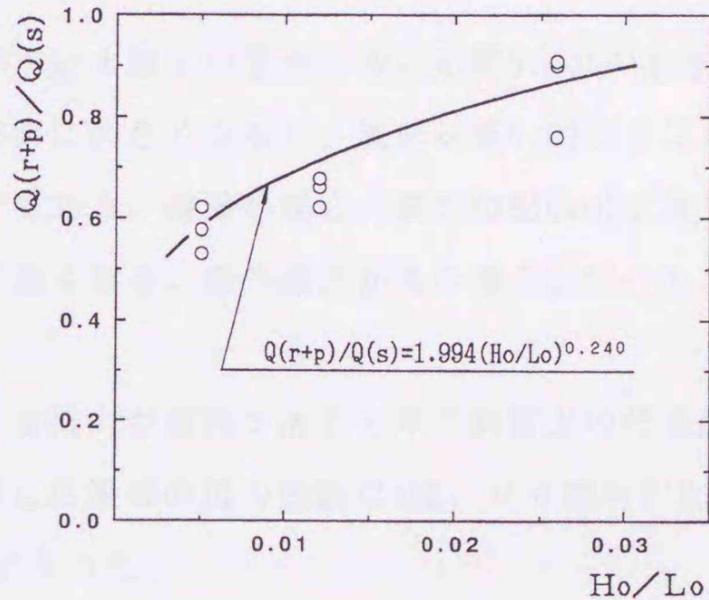


図-3.4.11 滑面に対する「有孔板+透水層」の波の打ち上げ水量の割合と沖波波形勾配の関係

3.5 結 語

3.2節より、緩傾斜堤の波の打ち上げ高さ・反射率に及ぼす、粗度・透水性の効果を実験により検討した。その結果、粗度・透水性の効果及び緩傾斜堤の水理特性がかなり明らかになった。

本研究によって得られた主要な結果を列挙すると次の通りである。

(1) 当然の事ながら、滑面より粗面、粗面のみよりも透水層を有するものが、エネルギー消費が大きい。しかし、その差は波形勾配が大きくなるにつれて無視できるものとなる。この場合には、波形勾配0.02を越えると砕波による消費がきわめて大きく、他の原因は誤差の範囲の程度になってしまう。

(2) 透水層に使用する材料の径を大きくするほど、エネルギー消費は増加する。

(3) 粗面の孔の大きさを大きくするほど、打ち上げ高は大きくなる。これは、空隙率を孔の大きさに関わらず一定とした事と関連があるものと思われる。

(4) 滑面と粗面及び「粗面+透水層」の打ち上げ高さや反射率の割合は、 $H_o/L_o \doteq 0.006$ で $R/R_o \doteq 0.6 \sim 0.7$, $Kr/Kr_o \doteq 0.5$ の値であり、 H_o/L_o が大きくなるにつれて $R/R_o, Kr/Kr_o$ の値も大きくなる傾向にあり、 $H_o/L_o \doteq 0.030$ で $R/R_o \doteq 0.85 \sim 1.0$, $Kr/Kr_o \doteq 0.8 \sim 1.0$ の値となる。

(5) 斜面上の波先端速度は、粗面及び「粗面+透水層」の場合、波形勾配0.005のときには0.2m/s程度であり、波形勾配の増加に伴い次第に大きくなるが、波形勾配0.02以上になるとほぼ横ばい状態となりその値は0.5m/s程度である。滑面の場合、波形勾配0.01で最大値となり、波形勾配の増加にともない、急激に遅くなる。戻り流れが他の場合に比べて大きいからである。

(6) 粗面によるエネルギー消費量を、孔による抗力が原因であると考え斜面上の代表的な流速(3.2.10)、(3.2.11)式を用いて計算した場合の抗力係数 C_D は、 Re 数 $=3.8 \times 10^3 \sim 1.8 \times 10^4$ の範囲で $1.3 \times 10^{-1} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ となった。

3.3節より、既往の実験データが比較的少ない1/4勾配の緩傾斜護岸を対象に、滑面護岸と有孔被覆ブロック堤への波の打ち上げ高さ算定図[図-3.3.4(a),(b)]を作成し、さらに波の打ち上げ高さや反射率に及ぼす相対水深の影響について2, 3検討した。本実験の範囲内で得られた結果を要約すると次の通りである。

(1) 有孔被覆ブロック堤への波の打ち上げ高さは、滑面護岸に比べ全般的に小さくなるが、その傾向は $H_o/L_o < 0.01$ のとき強く現れる($R/R_o \doteq 0.8$)。

(2) 打ち上げ高さに対する h_i/L_o の影響を明確に把握することはできないが、 $H_o/L_o > 0.01$ では $h_i/L_o \doteq 0.04 \sim 0.05$ のとき R/H_o が最大となるようである。

(3) 有孔被覆ブロック堤の反射率は滑面に比べ全般的に小さくなるが、その傾向は $H_o/L_o < 0.01 \sim 0.02$ のとき強く現れる($Kr/Kr_o \doteq 0.8$)。

(4) 反射率に対する h_i/L_o の影響は、 $H_o/L_o < 0.02$ で強く現れる。また、 $h_i/L_o = 0.0$ のときの反射率は、 $h_i/L_o \neq 0$ のときに比べ極端に小さくなる。

3.4節より、緩傾斜堤の表層及び透水層内の打ち上げ及び戻り流れの流速、水量等について実験により検討を行った。本研究によって得られた主要な結果を列挙すると次の通りで

ある。

(1) 各 H_o/L_o とも、滑面及び「有孔板+透水層」の斜面上の打ち上げ流速 V_u のピーク値は、汀線とそれより沖側 $X/L_o \approx -0.04$ の間で発生する。一方、戻り流速 V_d のピーク値は、滑面及び「有孔板+透水層」とも汀線よりやや沖側で $X/L_o = -0.04 \sim -0.08$ の間で発生している。

(2) 滑面と「有孔板+透水層」の流速の比較については、汀線付近の打ち上げ流速に大きな違いが認められる。

(3) 透水層内の打ち上げ流速及び戻り流速は、滑面の底面流速の約0.1~0.5倍程度の値である。

(4) 汀線付近の透水層内には、定常的な戻り流れ V_p が認められ、 $V_p/(gH_i)^{1/2} = 0.020(H_o/L_o)^{-0.542}$ の関係が認められる。

(5) 滑面及び「有孔板+透水層」の R/H_o と $V_u(\max)/(gh)^{1/2}$ の間には、それぞれ $R/H_o = 0.547(V_u(\max)/(gh)^{1/2})^{-1.031}$, $R/H_o = 0.811(V_u(\max)/(gh)^{1/2})^{-0.343}$ の関係が認められる。

(6) 滑面の総打ち上げ水量 $Q(S)$ に対する「有孔板+透水層」の総打ち上げ水量 $Q(r+p)$ の割合と H_o/L_o の関係は、 $Q(r+p)/Q(S) = 1.994(H_o/L_o)^{0.240}$ で表される。 $Q(r+p)$ は $Q(S)$ より常に小さく、その差が透水層を通ずる戻り流れの主要部分になると考えられる。

参考文献

- 1) 豊島 修：緩傾斜のり面被覆工法，海岸，No.24, pp.133-144, 1984.
- 2) 宇多高明・小菅 晋・柳澤 修：緩傾斜堤の安定性に関する全国実態調査，海岸工学論文集，第38巻, pp.651-655, 1991.
- 3) Saville, T. Jr.: Wave Run-Up on Shore Structures, Trans. ASCE, Vol. 123, pp. 139-150, 1958.
- 4) 岩垣雄一・島 昭・井上雅夫：波高と潮位が越波と波のうちあげにおよぼす影響，第11回海岸工学講演会講演集, pp. 253~259, 1964.
- 5) Toyoshima, O.: Gentle-Slope Seawall Faced with Armour Units, Coastal Engineering in Japan, Vol. 31, No. 1, pp. 131-146, 1988.
- 6) 細井正延・石田 昭：汀線より陸側にある堤防への波のうちあげ，第12回海岸工学講演会講演集, pp. 168-175, 1965.
- 7) 豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波打ち上げ高—海底勾配1/30—, 第11回海

- 岸工学講演会講演集, pp.260-265, 1964.
- 8) 豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波打ち上げ高—海底勾配1/20—, 第12回海岸工学講演会講演集, pp.180-185, 1965.
 - 9) 豊島 修：緩傾斜護岸工法, 第34回海岸工学講演会論文集, pp.447-451, 1987.
 - 10) 青木東雄・芦田義則・森吉尚・宇多高明・小俣篤：緩傾斜堤の設計手法について, 海岸工学論文集, 第36巻, pp.658-662, 1989.
 - 11) 建設省河川局海岸課監修：緩傾斜堤の設計の手引き, 全国海岸協会, 48p, 1989.
 - 12) 前野賀彦・山本方人・遠藤泰司：緩傾斜護岸裏込め砂の吸い出し機構, 海岸工学論文集, 第37巻, pp.499-503, 1990.
 - 13) 宇多高明・柳澤 修：緩傾斜堤の被災機構と安定化のための方策, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.656-660, 1991.
 - 14) 豊島 修：緩傾斜護岸 Q & A, 海岸, No.26, pp.95-104, 1986.
 - 15) 高橋敏彦・首藤伸夫・沼田 淳：緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ, 反射率に及ぼす粗度・透水性の効果, 東北工業大学紀要・理工学編10号, pp.245-255, 1990.
 - 16) 高橋敏彦・首藤伸夫・沼田 淳：緩傾斜堤の水理特性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第37巻, pp.509-513, 1990.
 - 17) Takahashi, T., N. Shuto and A. Numata : Experimental Study on Hydraulic Characteristics of Gentle-Slope Sea Walls Faced with Armour Units, Coastal Engineering in Japan, Vol.35, No.2, pp.205-221, 1992.
 - 18) Saville, T. Jr: Laboratory Investigation of Rubble-mound Breakwaters, Journal of the Water ways and Harbor Division, ASCE, vol.86, No.WW3, pp151-156, Sept.1960.
 - 19) Greslou, L, et Y. Mahe: Etude du Coefficient de reflexion d'une houle sur un obstacle constitue par'un plan incline, Proc. of 5th Conf. Coastal Engineering, pp.68-84, 1955.
 - 20) Ahrens, J. P., M. F. Titus: Wave Run up Formulas for smooth Slopes, Journal of Water way, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol.111, No.1, JAN., pp.128-133, 1985.
 - 21) Battjes, J. A.: Surf Similarity, Proc. of 14th Conf. on Coastal Engineering, pp.466-480, 1974.
 - 22) Roos, A. and J. A. Battjes: Characteristic of flow in run-up of periodic waves,

Proc. of 15th Conf.Coastal Engineering, pp.781-795,1976.

- 23)例えば、足立昭平：人工粗度の実験的研究，土木学会論文集，第104号，pp.33-44,1964.
- 24)高橋敏彦・沼田 淳・阿部至雄：緩傾斜堤への波の打ち上げ高さに及ぼす相対水深の影響に関する実験，土木学会第51回年次学術講演会講演集II,pp.100-101,1996.
- 25)高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤への波の打ち上げ高さに及ぼす相対水深の影響に関する実験，東北工業大学紀要・理工学編18号，pp.77-84,1998.
- 26)合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 治：不規則波実験による入・反射波の分離推定法，運輸省港湾技術研究所資料，No.248,pp.24,1987.
- 27)高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤への波の打ち上げ速度と戻り流れに関する実験的研究，土木学会第46回年次学術講演会講演集II,pp.856-857,1991.
- 28)高橋敏彦・沼田 淳・首藤伸夫：緩傾斜堤の斜面上及び透水層内の流速に関する検討，土木学会東北支部平成4年度技術研究発表会講演概要，pp.168-169,1993.
- 29)高橋敏彦・沼田 淳・首藤伸夫：緩傾斜堤への波の打ち上げ速度と戻り流れに関する実験的研究，海岸工学論文集，第40巻，pp.711-715,1993.
- 30)齊藤 浩・松富英夫・鋒山 勉：部分重複波の遡上高と汀線流速について，土木学会昭和59年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.84-85,1985.
- 31)石原藤次郎・岩垣雄一・三井 宏：海岸堤防の越し波防止効果について，第4回海岸工学講演会講演集，pp.99-109,1957.

第4章 緩傾斜堤への波の打ち上げ高，反射率の一推定法

4.1 序 節

波の打ち上げ高の推定法として高田^{1), 2)}は, Miche³⁾やHunt⁴⁾の式を参考に, 重複水深領域と碎波以浅領域とに分けて一様勾配斜面上への打ち上げ式を提案している。碎波領域以浅の波の打ち上げ高の研究としては, たとえば豊島ら⁵⁾, 豊島ら⁶⁾, 細井ら⁷⁾, 細井ら⁸⁾の数多くの実験より実験曲線図が提案されている。一方, 複合法面斜面への波の打ち上げ高の研究としては, Savilleの仮想勾配法⁹⁾, Hunt⁴⁾の2勾配を平均して一様勾配として求める方法, 複断面, 小段幅の実験よりSavilleの仮想勾配法の限界を指摘しているHerbich et al.の研究¹⁰⁾, 表小段を持つ複断面堤防の実験を行い小段の効果を検討した豊島の研究¹¹⁾, 緩い勾配の場合に適用できるようにSavilleの仮想勾配法を改良した, 中村らの改良仮想勾配法¹²⁾などがある。しかし, これらの研究はいずれも滑面斜面に対しての研究である。粗度を考慮した波の打ち上げ高さに関してはWassing¹³⁾, 透水性を考慮した代表的な研究としては, 捨石斜面と滑面斜面を対比させたSavilleの研究¹⁴⁾などがある。粗度, 透水性の両者を考慮した研究としては, 第2章でも触れたが, Hunt⁴⁾, Savage¹⁵⁾, Savageの実験結果を再整理して検討した土屋ら¹⁶⁾, 孤立波を対象とした河田ら¹⁷⁾のものがある。

一方, 反射率に関しては直立堤前面を消波ブロックで被覆した研究例は第2章で触れたように数多く発表されている。また, 透水性防波堤に関する反射率の研究は, 透過率の研究と共にたとえば, 富永ら¹⁸⁾, 近藤ら¹⁹⁾, 沼田²⁰⁾等数多く発表されている。傾斜護岸の反射率に関する研究としては, 法面勾配について系統的な実験を行い反射率と沖波波形勾配の関係を示したGreslou-Mahe²¹⁾, 反射率に及ぼす法先水深の影響を検討した石原ら²²⁾の研究がある。反射率に及ぼす粗度の影響としては, 捨石斜面に対して行ったGreslou-Mahe²¹⁾, Madosen et al.²³⁾, 室田²⁴⁾, Morae²⁵⁾等のものがある。透水性による影響を検討したものは, Straub et al.²⁶⁾等の研究が発表されているのみでありあまり見あたらない。波の打ち上げ高さ, 反射率に関する粗度, 透水性を考慮したこれらの研究は, ほとんど砂粒径毎に板に張り付けたり, 捨石斜面等として研究を行っており, 本研究の緩傾斜堤の被覆ブロックの孔による粗度, 捨石層, フィルター層などの透水層による透水性とは異なって

いる。

そこで本章では、上述の粗度と透水性を考慮した波の打ち上げ高さ、反射率の一推定法を検討する。まず、第3章の3.2.2.3の $R/H_0, Kr$ と ξ の関係において、滑面と粗面、粗面と「粗面+透水層」のそれぞれの差を粗度、透水性の効果と考え、これらの効果を特定することが出来た。これらの効果を、以下に示すような方法で検討する。

Hunt⁴⁾は、滑面に対する波の打ち上げ高さの実験式として(4.1.1)式を示している。

$$R/H = 1.01 \tan \alpha / (H/L_0)^{1/2} \quad (4.1.1)$$

$H \doteq H_0$, $1.01 \xi \doteq \xi$ と仮定すれば

$$R/H_0 = \tan \alpha / (H/L_0)^{1/2} = \xi \quad (4.1.2)$$

となる。そこで、粗面と「粗面+透水層」の R/H_0 を ξ を用いてそれぞれ次式で表現する。

$$R/H_0 = C_R (\xi)^{n_R} \quad (4.1.3)$$

$$R/H_0 = C_R C_{RP} (\xi)^{n_R n_{RP}} \quad (4.1.4)$$

一方、前章で述べたように滑面に対する Kr と ξ の関係においては、Battjes²⁷⁾が次式を示している。

$$Kr = 0.1 \xi^2 \quad (4.1.5)$$

R/H_0 と ξ の関係と同様に(4.1.5)式の係数、べき乗項を C_s, n_s の記号で置き換えると滑面に対する反射率の式は、

$$Kr = C_s (\xi)^{n_s} \quad (4.1.6)$$

となる。次に、粗面及び「粗面+透水層」の Kr を R/H_0 の式と同様の表現にするとそれぞれ(4.1.7), (4.1.8)式で表現できる。

$$Kr = C_s \cdot C_r (\xi)^{n_s \cdot n_r} \quad (4.1.7)$$

$$Kr = C_s \cdot C_r \cdot C_{rP} (\xi)^{n_s \cdot n_r \cdot n_{rP}} \quad (4.1.8)$$

$R/H_0, Kr$ の各粗面の式より、 $(C_r, n_r), (C_r, n_r)$ は、粗面の粗度の効果と考えることが出来る。また、「粗面+透水層」の各式より、 $(C_{rP}, n_{rP}), (C_{rP}, n_{rP})$ は、透水層が加わることによる修正、すなわち透水層の透水性の効果と考えることができる。

本章4.3節では、粗面及び「粗面+透水層」の波の打ち上げ高さに対して係数 C_r, n_r 及び C_{rP}, n_{rP} を碎波形態別に、斜面上の波先端移動速度 V を用いたRe数で定式化することを試みた。また、この結果を用いて、波の打ち上げ高さ R を繰り返し計算によって推定する方法について検討した。

次に、4.4節では、粗面及び「粗面+透水層」の反射率 Kr を前節と同様、斜面上の波先端

移動速度を用いたRe数で推定する事を試みた。

4.2 実験装置及び実験条件

前章の3.2.1節と同じであるので、要約して記述する。長さ11.3m、幅0.3m、高さ0.5mの両面ガラス張り水路の一端に、法面勾配1/5の模型堤体（図-4.2.1）を設置した。

水深は0.2mに固定し、波は沖波波形勾配 $H_o/L_o=0.005\sim 0.03$ の範囲で変化させた。緩傾斜堤の表面は滑面及び粗面（孔径 $D=14.0, 25.0, 40.0\text{mm}$ の3種類）とした。粗面の場合、孔の占める割合（空隙率）は孔径に関係なく、現地緩傾斜堤の空隙率と同程度の約22%とした。透水層として、粒径 $d=5.0, 10.0, 20.0\text{mm}$ の3種類の大きさのアルミナボールを使用した。実験は、滑面1ケース、粗面3ケース、「粗面+透水層」12ケースの計16ケースで行った。

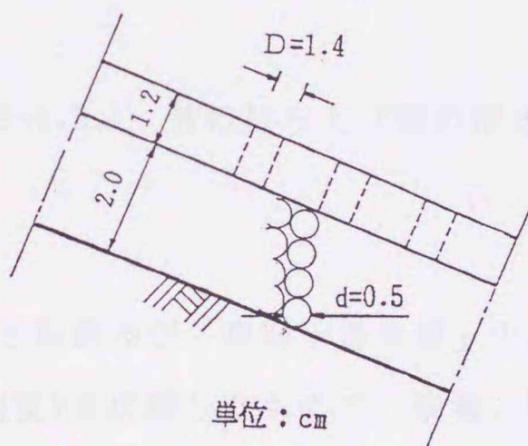


図-4.2.1 模型堤体概略図

4.3 波の打ち上げ高の一推定法²⁸⁻³¹⁾

4.3.1 斜面上の波先端移動速度及び碎波形態

(1) 波先端移動速度の定義

波先端移動速度は、前章の3.2.4節で求めた波先端移動速度を目視観測による波の打ち上げ高さ R （図-4.3.1）を用いてそれぞれ式(4.3.1), (4.3.2)で再整理した。

$$V = 2 R / \sin \alpha \cdot 1 / T \quad (4.3.1)$$

$$V = 2 R / \sin \alpha \cdot 1 / t_2 \quad (4.3.2)$$

ここに、

R : 静水面からの波の打ち上げ高さ

T : 入射波周期 α : 法面角度

t_2 : 汀線から X_m までの通過時間の 2 倍の時間

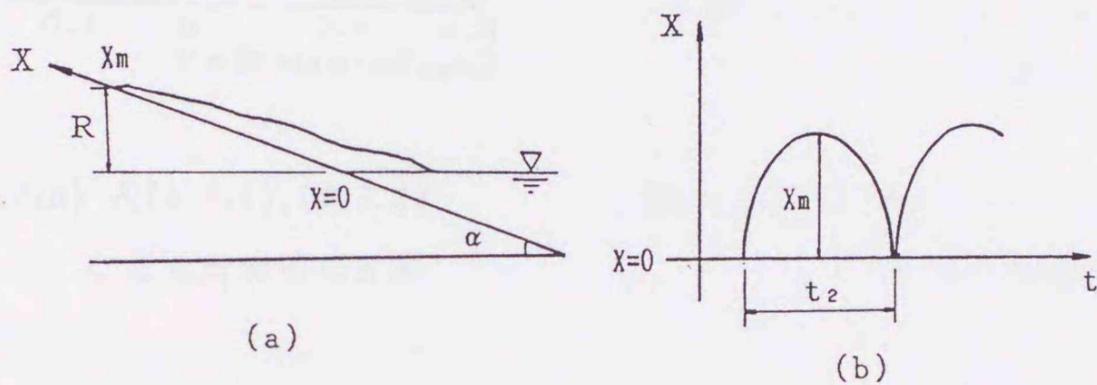


図-4.3.1 波の打ち上げ高の模式図

(2) 波先端移動速度

図-4.3.2(a), (b)は、滑面と粗面及び「粗面+透水層」の実験結果から式(4.3.1), (4.3.2)により求めた波先端移動速度Vを比較したもので、縦軸、横軸はそれぞれ式(4.3.2)及び(4.3.1)による計算値である。図-4.3.2(a), (b)より滑面, 粗面及び「粗面+透水層」とも、同じ傾向を示しており $V \doteq 0.4 \text{ m/s}$ を境にして、 $V < 0.4 \text{ m/s}$ のときは式(4.3.2)による計算値の方が、 $V > 0.4 \text{ m/s}$ のときは式(4.3.1)による計算値の方が幾分大きい値を示しているが全体的にはよく対応しており、式(4.3.1) \doteq (4.3.2)と見なすことができる。したがって、以下の解析は式(4.3.1)より求めたVを用いて行った。ただし、wave set-upの顕著な場合にはさらに検討が必要と思われる。

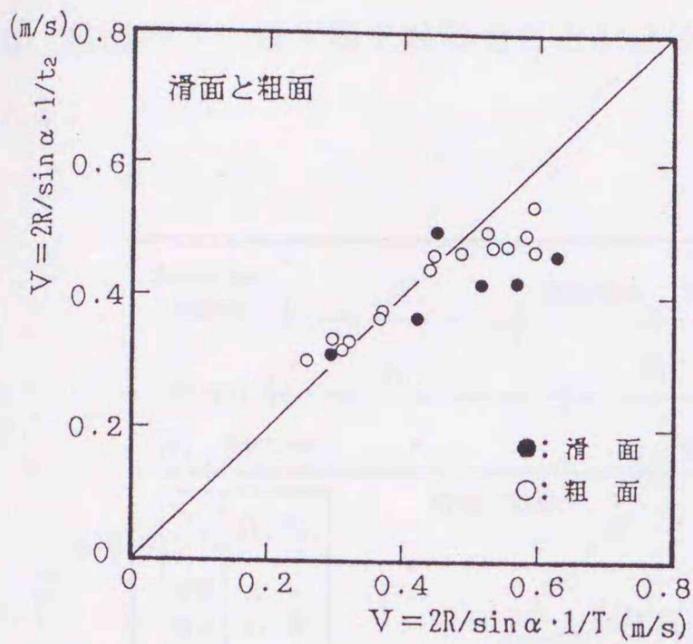


図-4.3.2(a) 式(4.3.1), (4.3.2)
による計算値の比較

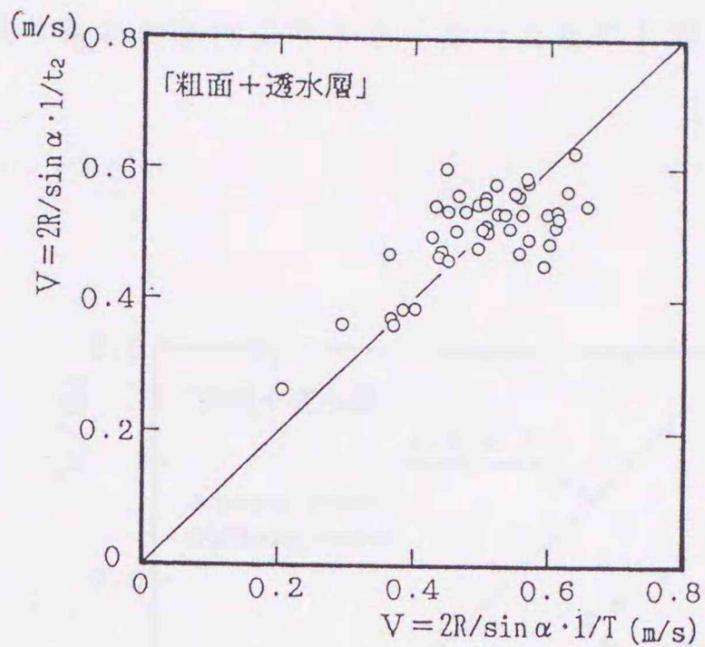


図-4.3.2(b) 式(4.3.1), (4.3.2)
による計算値の比較

(3) 斜面上の碎波形態

(i) 滑面及び粗面

図-4.3.3(a)は、滑面及び粗面の場合の R/H_0 と ξ ($= \tan \alpha / (H/L_0)^{1/2}$, ここに、 $\tan \alpha$: 斜面勾配、 H : 入射波高、 L_0 : 沖波波長) の関係を碎波形態をパラメータとして図示したものである。図中の実線は、 $R/H_0 = \xi$ の直線を示している。比較のため、Bruun and Günbak³²⁾, Galvin³³⁾, Battjes²⁷⁾らによる滑面に対する碎波形態と ξ の関係も併記している。ただし、Galvinのデータは1/5勾配のみの結果であり、GalvinとBattjesは ξ_0 ($= \tan \alpha / (H_0/L_0)^{1/2}$, ここに、 H_0 : 沖波波高) を用いて示しているがここでは、 $\xi \doteq \xi_0$ として示している。

図中の△印は、滑面におけるplunging breakerであるが、比較のために示した碎波形態の分類とほぼ一致する範囲に分布している。しかし粗面の場合には、surging breakerとplunging breakerの境界が、 $\xi = 2.0$ 付近に現れ滑面に比べかなり小さい値になっている。これは、戻り流れの強さの違いによるものと考えられる。

(ii) 「粗面+透水層」

図-4.3.3(b)は、「粗面+透水層」の場合の R/H_0 と ξ との関係を、図-4.3.3(a)と同様に碎波形態をパラメータとして図示したものである。今回の実験は、 $\xi = 1.25 \sim 2.8$ 程度の範囲であるが、この場合のplunging breakerとsurging breakerの境界は、 $\xi = 1.6$ 付近に現れる。滑面、粗面に比べさらに小さい ξ 値で碎波形態が分類される結果となった。この主な原因

は、粗面の下に透水層を設けたことにより、戻り流れが粗面より小さくなったためと思われる。

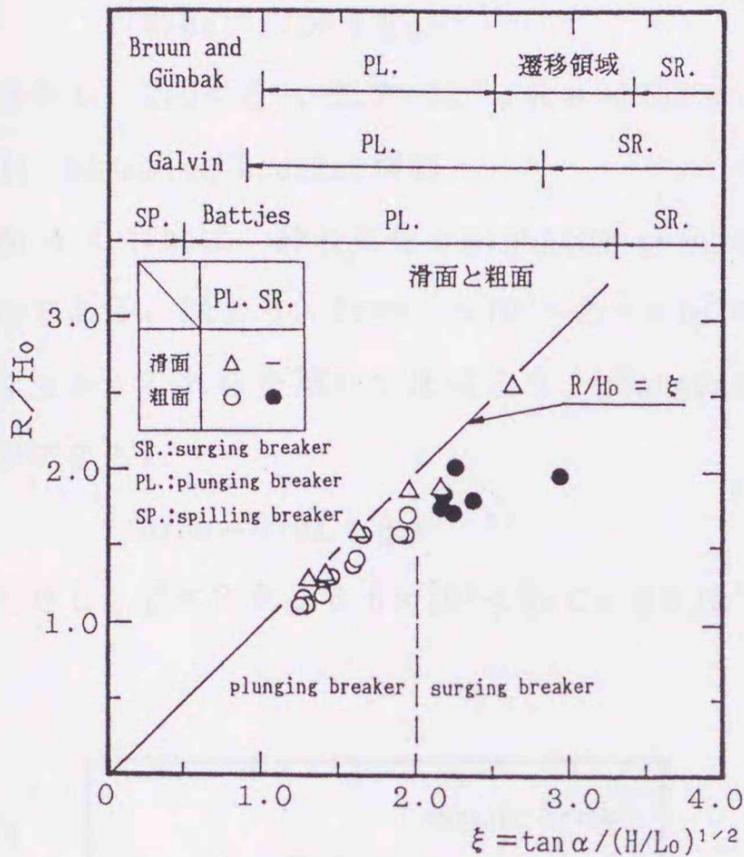


図-4.3.3(a) 碎波形態別R/Hoとξの関係

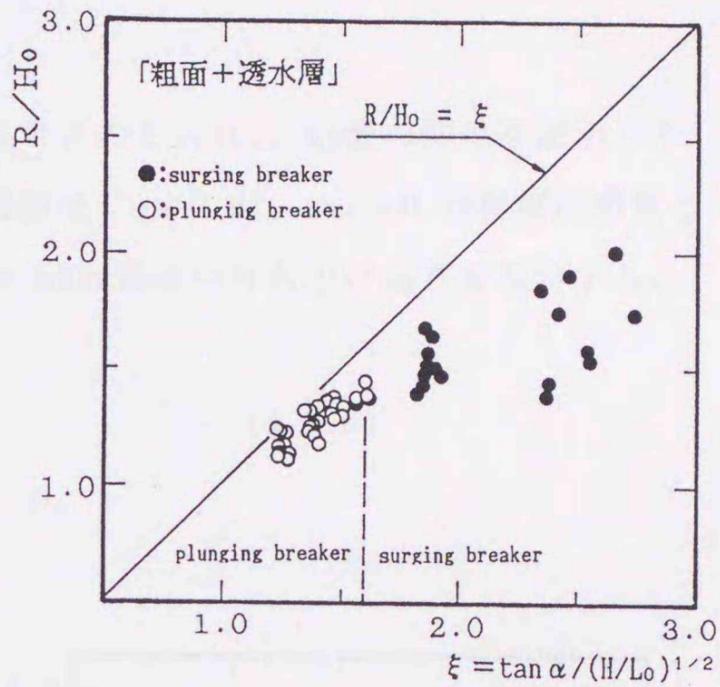


図-4.3.3(b) 碎波形態別R/Hoとξの関係

4.3.2 Re数と粗度 (C_R, n_R) 及び透水性 (C_{RP}, n_{RP}) の係数

本序節において、粗面及び「粗面+透水層」のR/Hoをξを用いてそれぞれ次式で表現できることを示した。

$$R/Ho = C_R (\xi)^{n_R} \quad (4.3.3)$$

$$R/Ho = C_R C_{RP} (\xi)^{n_R n_{RP}} \quad (4.3.4)$$

次に、粗面、「粗面+透水層」の碎波形態別に粗度 (C_R, n_R)、透水性 (C_{RP}, n_{RP}) の係数について検討する。

(1) 粗面のみの場合

(i) surging breaker領域

図-4.3.4(a)は、碎波形態がsurging breakerの場合のC_R, n_RとRe数 (=V·D/ν, V:波先端移動速度, D:粗面の孔径, ν:動粘性係数) の関係を図示したものである。図より、Re=2.

$7 \times 10^3 \sim 1.3 \times 10^4$ の範囲では、 $C_R = 1.20 \sim 1.30$ 程度、 $n_R = 0.38 \sim 0.49$ 程度の値となっており、近似的に $C_R = 1.24$ 、 $n_R = 0.45$ 程度の常数とみなすことができる。従って surging breaker領域の打ち上げ高の算定式として次式が得られる。

$$R/H_0 = 1.24 (\xi)^{0.45} \quad (4.3.5)$$

ただし、 $2.0 < \xi$, $2.7 \times 10^3 < Re < 1.3 \times 10^4$

(ii) plunging breaker領域

図-4.3.4(b)は、碎波形態が plunging breakerの場合の C_R, n_R と Re 数の関係を図示したものである。図より、 $Re = 6.0 \times 10^3 \sim 2.5 \times 10^4$ の範囲で $C_R = 0.92$ 、 $n_R = 0.90$ 程度の常数とみなせる。これらを用いて次式より、plunging breaker領域の打ち上げ高さを推定することができる。

$$R/H_0 = 0.92 (\xi)^{0.90} \quad (4.3.6)$$

ただし、 $\xi < 2.0$, $6.0 \times 10^3 < Re < 2.5 \times 10^4$

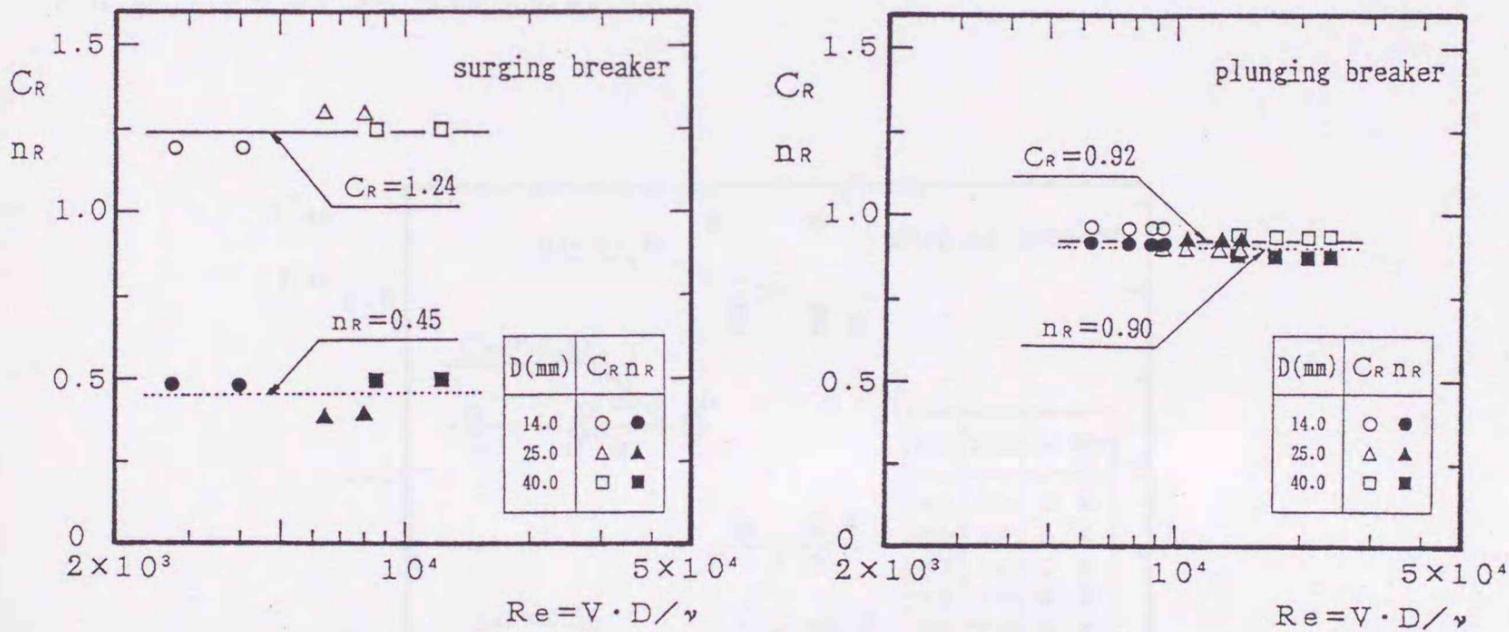


図-4.3.4(a) Re 数と (C_R, n_R) の関係

図-4.3.4(b) Re 数と (C_R, n_R) の関係

(2) 「粗面+透水層」の場合

(i) surging breaker領域

図-4.3.5(a)は、粗面の孔径 $D = 14, 25, 40$ mm 及び透水層内の粒径 $d = 5, 10, 20$ mm の組合せの実験において碎波形態が、surging breakerの場合の C_{RP}, n_{RP} と Re 数の関係を図示したものである。

図より、 $Re \div 10^4$ を境に C_{RP}, n_{RP} の値の傾向が異なっているが、これは Re の直接的な影響ではない。 $Re > 10^4$ の場合の D は40.0mmであり、孔の大きさに関わらず空隙率を一定としたため、図-4.3.6に示しているように $D=40.0$ mmの孔列間が他のケースよりも広く、そこを
 通って波が打ち上げられ、透水層の影響が余り表れないためと考えられる。 (C_{RP}, n_{RP})
 の値は、 Re 数を 10^4 で分けて考えると幾分ばらつきはあるものの、 $2.8 \times 10^3 < Re < 10^4$ の範
 囲で(1.12, 0.32)程度、 $10^4 < Re < 2.2 \times 10^4$ の範囲で(0.79, 1.49)程度の一定値とみな
 すことができる。したがって surging breaker領域の打ち上げ高の算定式は次式のような
 る。

$$\begin{aligned} R/H_0 &= C_R C_{RP} (\xi)^{n_{RP}} \\ &= 1.39 (\xi)^{0.14} \end{aligned} \quad (4.3.7)$$

ただし $1.6 < \xi, 2.8 \times 10^3 < Re < 10^4$

$$\begin{aligned} R/H_0 &= C_R C_{RP} (\xi)^{n_{RP}} \\ &= 0.98 (\xi)^{0.67} \end{aligned} \quad (4.3.8)$$

ただし $1.6 < \xi, 10^4 < Re < 2.2 \times 10^4$

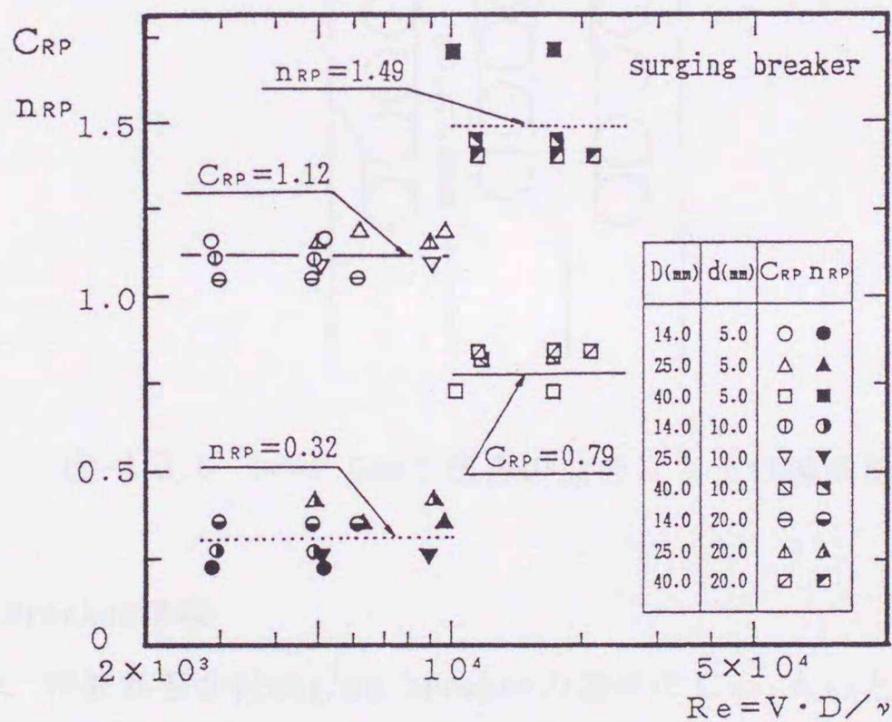


図-4.3.5(a) Re 数と (C_{RP}, n_{RP}) の関係

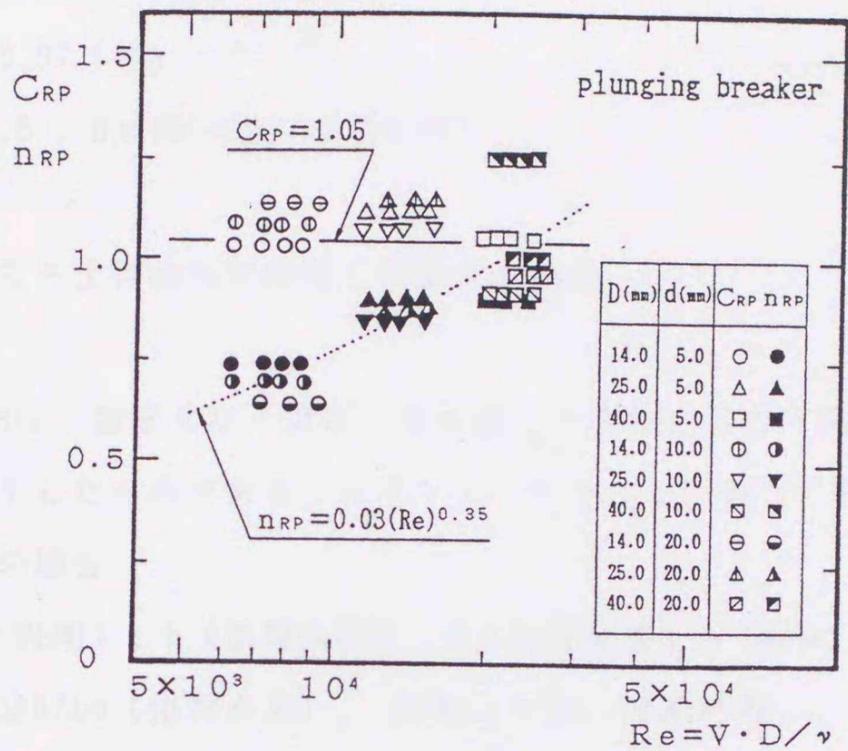


図-4.3.5(b) Re数と (C_{RP} , n_{RP}) の関係

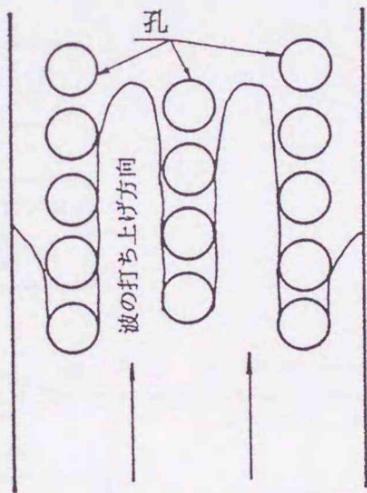


図-4.3.6 $D=40.0\text{mm}$ の場合の波の打ち上げ模式図

(ii) plunging breaker領域

図-4.3.5(b)は、碎波形態がplunging breakerの場合の C_{RP} , n_{RP} と Re数の関係を図示したものである。 C_{RP} は $0.96 \sim 1.14$ 程度の範囲にあるが、 $C_{RP} \doteq 1.05$ (一定) と見なすことができる。 n_{RP} はばらつきはあるが、次式で近似できる。

$$n_{RP} = 0.03 (Re)^{0.35} \quad (4.3.9)$$

したがって、plunging breaker領域の打ち上げ高の算定式は次のように表せる。

$$R/H_0 = C_R C_{RP} (\xi)^{n_{RnRP}}$$

$$= 0.97 (\xi)^{0.90 \cdot n_{RP}} \quad (4.3.10)$$

ただし $\xi < 1.6$, $6 \times 10^3 < Re < 2.6 \times 10^4$

4.3.3 波の打ち上げ高の実験値と実験式の結果

図-4.3.7, 4.3.8は、粗面及び「粗面+透水層」の波の打ち上げ高さの推定方法をフローチャートとして図示したものである。以下フローチャートに従って説明する。

(1) 粗面のみの場合

①既知量は、 T (周期), h (堤脚水深), H (入射波高), $\tan \alpha$ (斜面勾配), D (粗面の孔径) である。② h/L_0 (相対水深), H/H_0 (= K_s : 浅水係数), ξ (surf similarity parameter) を求める。③ $\xi > 2.0$ で碎波形態をsurging breakerまたは、plunging breakerに分ける。④surging breakerの場合 $R/H_0 = 1.24 (\xi)^{0.45}$, plunging breakerの場合 $R/H_0 = 0.92 (\xi)^{0.90}$ の推定式を用いて計算する。

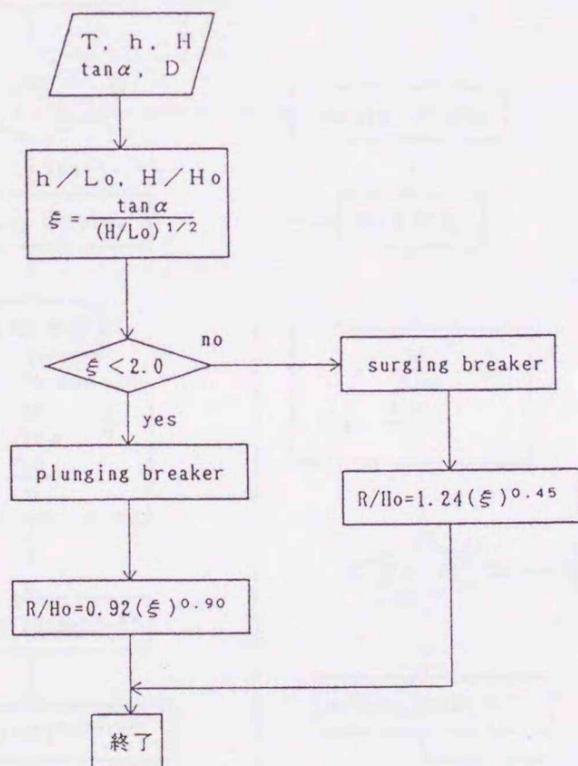


図-4.3.7 波の打ち上げ高推定法のフローチャート(粗面)

(2) 「粗面+透水層」の場合

①, ②までは粗面と同じである。③ $\xi > 1.6$ で碎波形態をsurging breakerまたは、pl

unging breakerに分ける。④ R_1 として波の打ち上げ高さを仮定する。⑤ R_1 を用いて V 及びその V を用いて Re 数を計算する。

surging breakerの場合

⑥ $Re < 10^4$ で推算式を選ぶ。⑦ $Re < 10^4$ の場合 $R/Ho = 1.39 (\xi)^{0.14}$, $Re > 10^4$ の場合 $R/Ho = 0.98 (\xi)^{0.67}$ 式で R/Ho を求める。⑧ R_1 と⑦で求めた R が等しくなければ④まで戻り、⑦で求めた R を仮定値 R_2 として $R = R_i$ になるまで計算を繰り返す。

plunging breakerの場合

⑥ n_{RP} を⑤で求めた Re 数を用いて計算する。⑦ $R/Ho = 0.97 (\xi)^{0.90 \cdot n_{RP}}$ 式を用いて相対打ち上げ高さ R/Ho を計算する。⑧surging breakerと同様 R_1 と⑦で求めた R が等しくなければ④まで戻り、⑦で求めた R を仮定値 R_2 として $R = R_i$ になるまで計算を繰り返す。

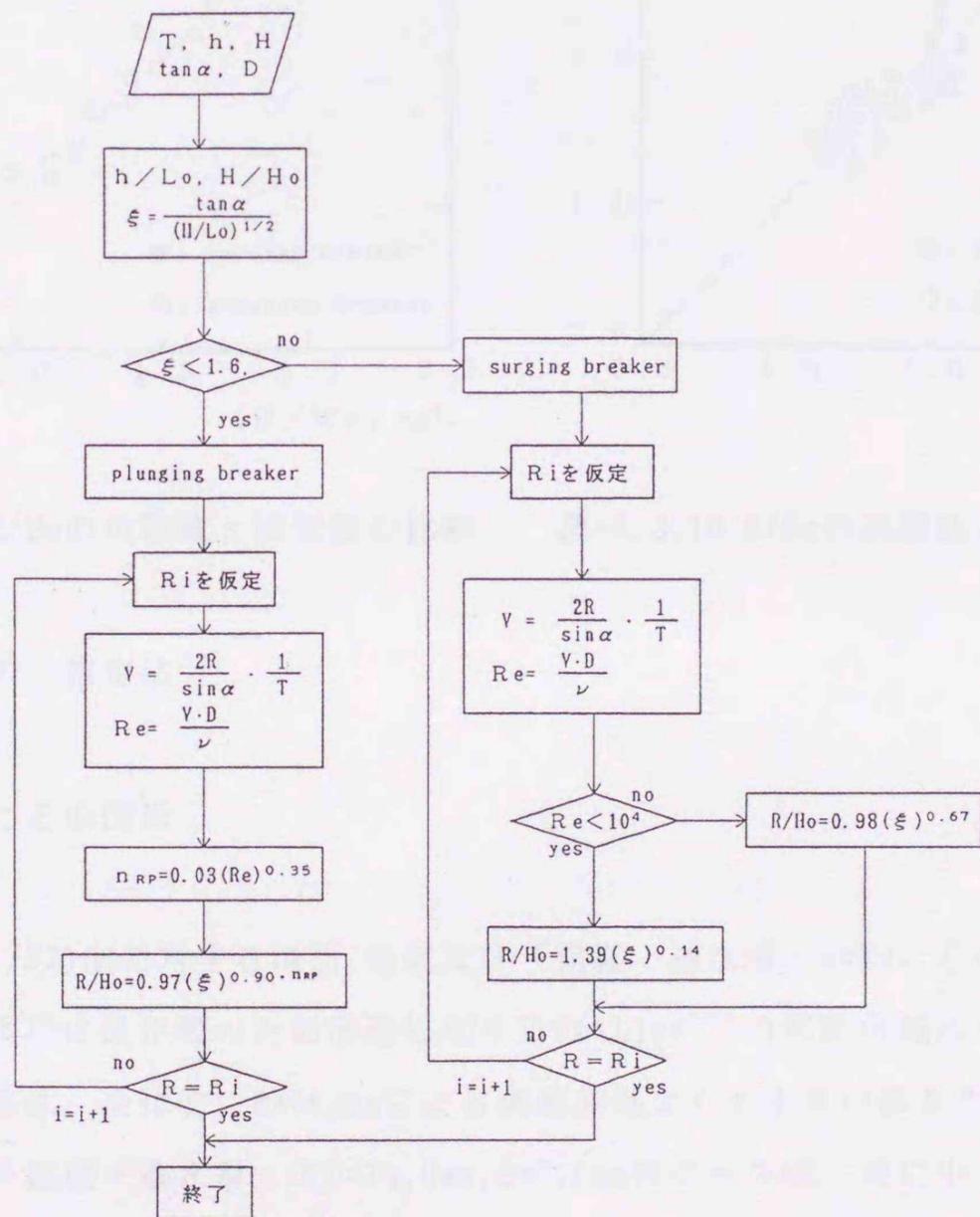


図-4.3.8 波の打ち上げ高推定法のフローチャート(粗面+透水層)

(3) 実験値と計算値の比較

図-3.4.9, 3.4.10は、粗面及び「粗面+透水層」の場合の R/H_0 の実験値と計算値の比較を、碎波形態別に図示したものである。図-3.4.9の粗面の場合、 R/H_0 が約1.75以上でsurging breaker、それ以下でplunging breakerとなっておりいずれの場合もよく対応している。図-3.4.10の「粗面+透水層」の場合では、 R/H_0 が約1.50で碎波形態が変わっているが、いずれの碎波形態でも実験値と計算値の R/H_0 はよく対応しており、誤差は最大で10%程度となっている。

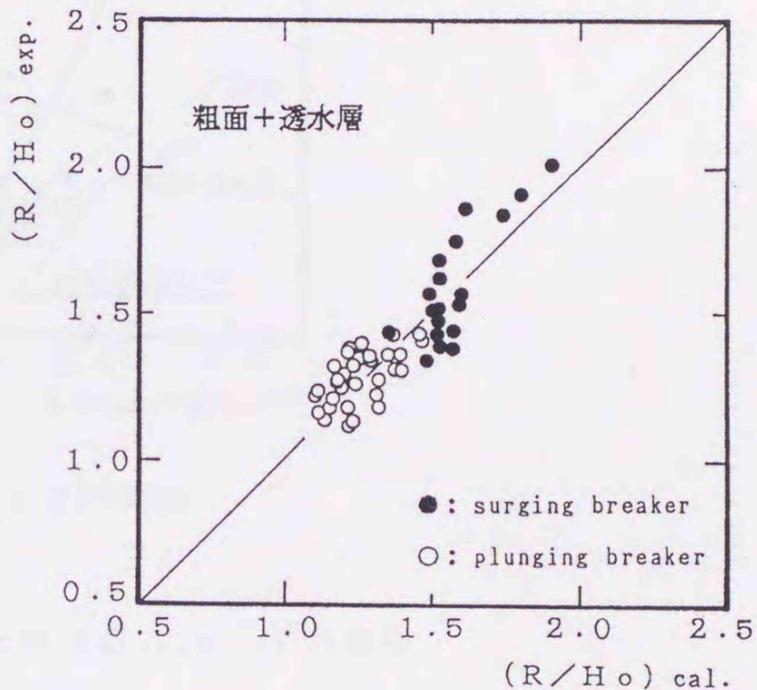
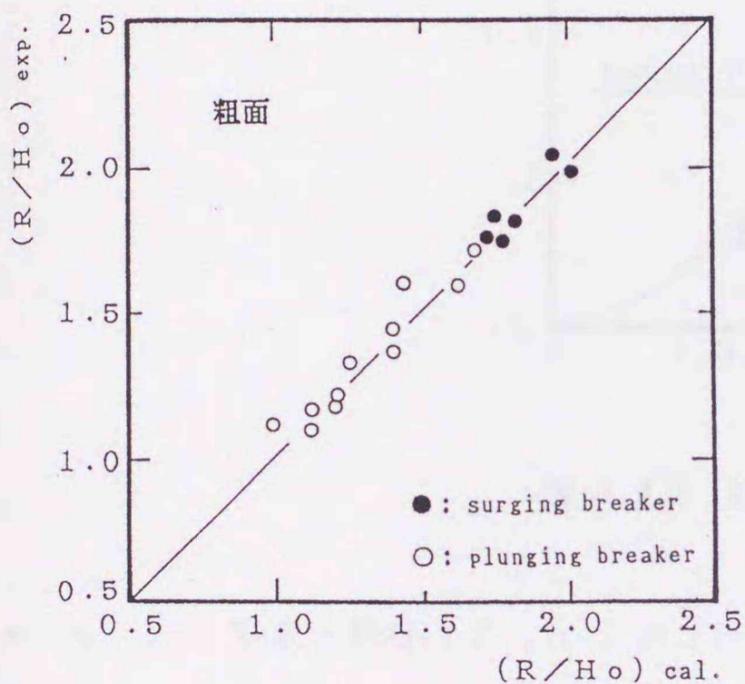


図-4.3.9 R/H_0 の実験値と推定値の比較

図-4.3.10 R/H_0 の実験値と推定値の比較

4.4 反射率の一推定法³⁴⁾

4.4.1 K_r と ξ の関係

図-4.4.1は、1/5勾配に対する滑面、粗面及び「粗面+透水層」の K_r と ξ の関係を図示した一例であり、図中には比較のため滑面に対するBattjes²⁷⁾の実験曲線も示してある。図より滑面の実験値は、全体的にBattjesによる実験曲線よりも小さい値を示している。粗面の $D=14.0\text{mm}$ 及び「粗面+透水層」の $D=14.0\text{mm}$, $d=5.0\text{mm}$ のケースは、更に小さい値を示している。一点鎖線、破線は、粗面及び「粗面+透水層」の回帰曲線でそれぞれ次式で表される。

$$K_r = 0.11 (\xi)^{1.08} \quad (4.4.1)$$

$$K_r = 0.09 (\xi)^{1.09} \quad (4.4.2)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 3.0$

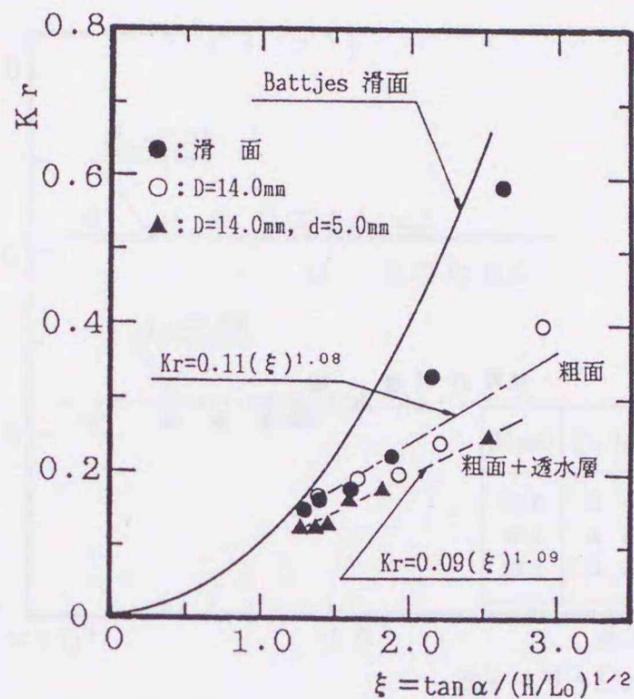


図-4.4.1 Krとξの関係

4.4.2 Re数と粗度 (C_r, n_r) 及び透水性 (C_{rP}, n_{rP}) の係数

本序節において、Battjesの滑面に対する K_r と ξ の実験曲線を基に、粗面及び「粗面+透水層」の K_r を R/H_0 の式と同様の表現にすると、それぞれ(4.4.3),(4.4.4)式で表現できることを示した。

$$K_r = C_s \cdot C_r (\xi)^{n_s \cdot n_r} \quad (4.4.3)$$

$$K_r = C_s \cdot C_r \cdot C_{rP} (\xi)^{n_s \cdot n_r \cdot n_{rP}} \quad (4.4.4)$$

そこで、粗面及び「粗面+透水層」の実験結果より (C_r, n_r) , (C_{rP}, n_{rP}) を検討する。

(1) 粗面のみの場合

図-4.4.2は、(C_r, n_r) とRe数 ($=V \cdot D / \nu$, V :波先端移動速度, D :粗面の孔径, ν :動粘性係数) の関係を図示したものである。図より、 $Re = 2.7 \times 10^3 \sim 2.5 \times 10^4$ の範囲では、 $C_r = 0.94 \sim 1.09$ 程度、 $n_r = 0.54 \sim 0.64$ 程度の値となっており、近似的に $C_r = 1.04$ 、 $n_r = 0.59$ 程度の常数とみなすことができる。従って、粗面のみの K_r の算定式として次式が得られる。

$$K_r = C_s \cdot C_r (\xi)^{n_s \cdot n_r}$$

$$= 0.10 (\xi)^{1.18} \quad (4.4.5)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 3.0$, $2.7 \times 10^3 < Re < 2.5 \times 10^4$

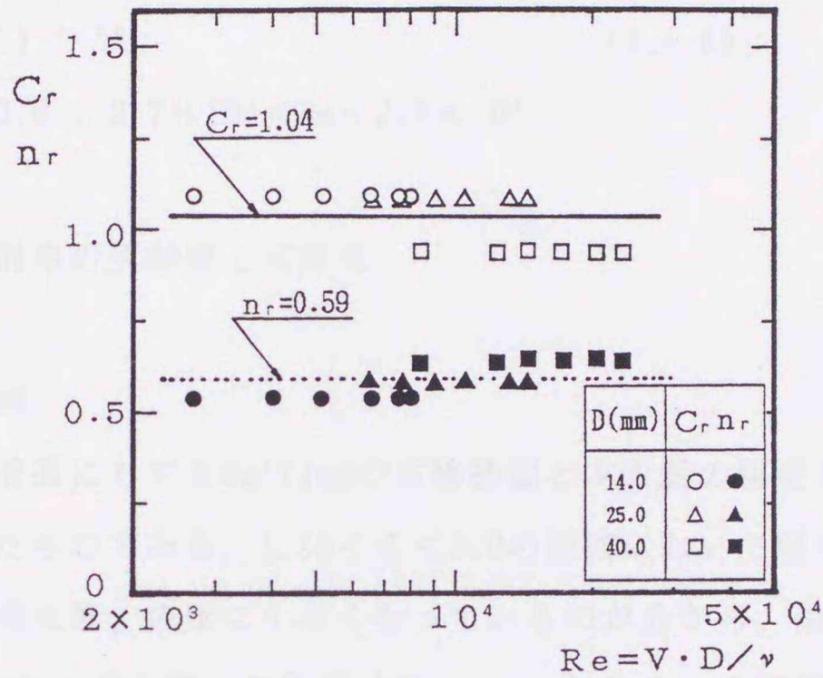


図-4.4.2 (C_r, n_r) と Re数

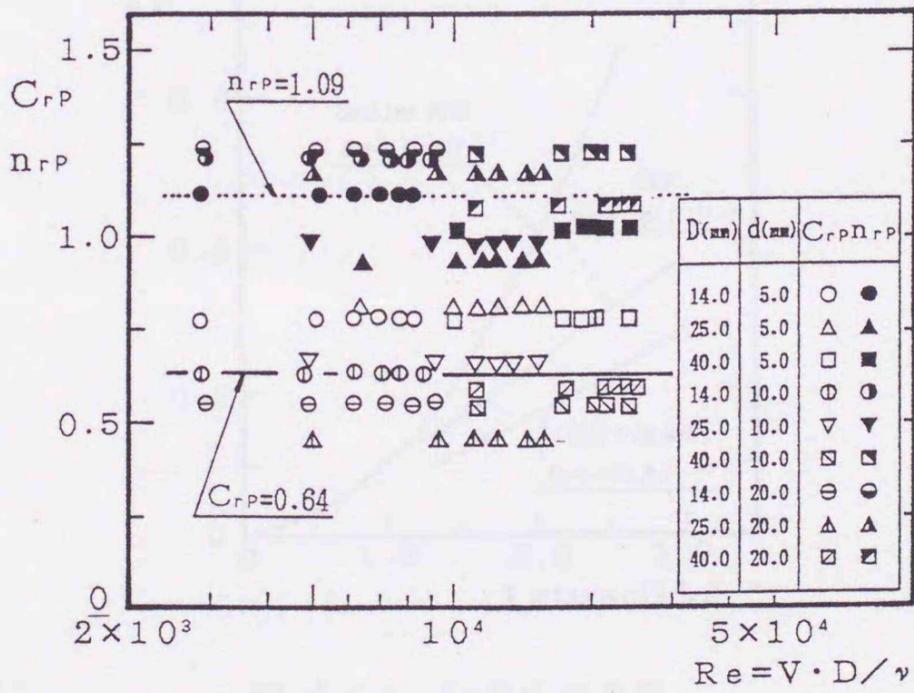


図-4.4.3 (C_{rP}, n_{rP}) と Re数

(2) 「粗面+透水層」の場合

図-4.4.3は、(C_{rP}, n_{rP}) と Re数の関係を図示したものである。図より、C_{rP}=0.45~

0.81、 $n_{rP}=0.93\sim 1.23$ 程度の範囲にあり、 C_r, n_r に比べてばらつきが大きくなっているが、 $Re=2.7\times 10^3\sim 2.5\times 10^4$ の範囲で、 C_{rP}, n_{rP} ともそれぞれ0.64, 1.09程度の一定値とみなせば、「粗面+透水層」の Kr の算定式は次のように表せる。

$$K_r = C_s \cdot C_r \cdot C_{rP} (\xi)^{n_s \cdot n_r \cdot n_{rP}}$$

$$= 0.07 (\xi)^{1.29} \quad (4.4.6)$$

ただし、 $1.25 < \xi < 3.0$, $2.7 \times 10^3 < Re < 2.5 \times 10^4$

4.4.3 波の反射率の実験値と実験式

(1) Kr の推定曲線

図-4.4.4は、 Kr の滑面に対するBattjesの実験曲線と本実験の粗面及び「粗面+透水層」の推定曲線を図示したものである。1.25 < ξ < 3.0の範囲において同じ ξ に対して Kr は、滑面、粗面、「粗面+透水層」の順に小さくなっているのが分かる。滑面と粗面の差が(C_r, n_r)、粗面と「粗面+透水層」の差が(C_{rP}, n_{rP})によって表現されている。

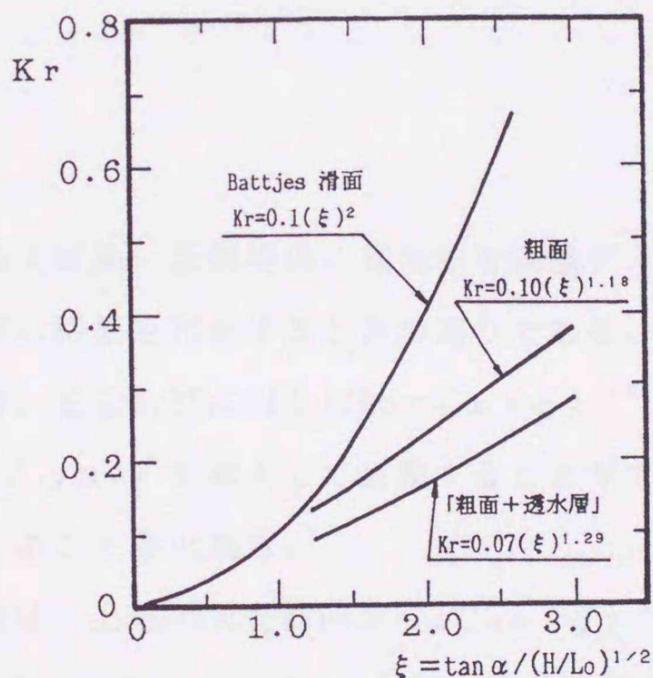


図-4.4.4 Kr の推定曲線

(2) 実験値と計算値の比較

図-4.4.5, 4.4.6は、粗面及び「粗面+透水層」の場合の Kr の実験値と計算値の比較を図示したものである。図-4.4.5の粗面の場合、 Kr は0.14~0.4程度の範囲にあり実験値、計算

値ともほぼ対応している。図-4.4.6の「粗面+透水層」の場合、 Kr は0.09~0.27程度の範囲にあり、図-4.4.5と同様実験値と計算値はほぼ対応している。図-4.4.5, 4.4.6の誤差はいずれも最大で17%程度となっている。

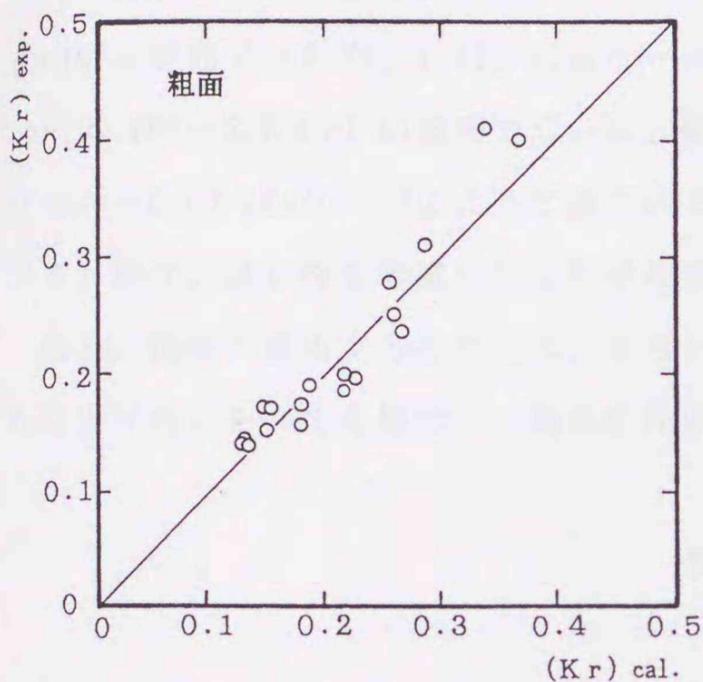


図-4.4.5 実験値と計算値の比較

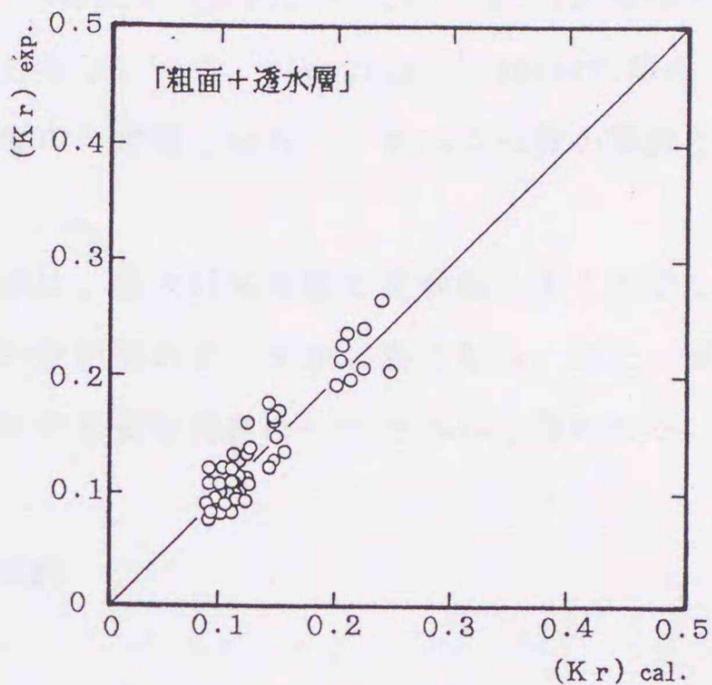


図-4.4.6 実験値と計算値の比較

4.5 結語

緩傾斜堤への波の打ち上げ高、反射率の一推定法を実験データを用いて検討した。本研究によって得られた主要な結果を列挙すると次の通りである。

(1) 透水層のない場合、 $\xi \geq 1.25$ に対し $R/H_0 = C_R (\xi)^{n_R}$, $Kr = C_s \cdot C_r (\xi)^{n_s \cdot n_r}$ の形で、 (C_R, n_R) , (C_r, n_r) を導入して表現することができ、それぞれの係数、べき乗項は粗度の効果と考えることができる。

(2) 透水層がある場合は、上述の式を $R/H_0 = C_R C_{RP} (\xi)^{n_R n_{RP}}$, $Kr = C_s \cdot C_r \cdot C_{rP} (\xi)^{n_s \cdot n_r \cdot n_{rP}}$ のように、 (C_{RP}, n_{RP}) , (C_{rP}, n_{rP}) を導入してそれぞれの係数、べき乗項は透水性の効果と考えることができる。

(3) 粗度と透水性を考慮した打ち上げ高さの推定法は、実験値とよく対応し誤差は最大で10%程度である。

(4) 粗面の場合、 $\xi \div 2.0$ を境にして $\xi > 2.0$ ではsurging breaker、 $\xi < 2.0$ でplunging breakerと碎波形態が変わるが、この場合の (C_R, n_R) の値は、前者で $Re = 2.7 \times 10^3 \sim 1$.

3×10^4 の範囲で(1.24, 0.45)程度、後者では $Re=6.0 \times 10^3 \sim 2.5 \times 10^4$ の範囲において(0.92, 0.90)程度の常数とみなすことができる。

(5) 「粗面+透水層」の場合は、 $\xi \doteq 1.6$ で波の碎波形態が変化し surging breakerの場合(C_{RP} , n_{RP})の値は、 $2.8 \times 10^3 < Re < 10^4$ の範囲で(1.12, 0.32)程度、 $10^4 < Re < 2.2 \times 10^4$ の範囲で(0.79, 1.49)程度の一定値となる。一方、plunging breakerの場合、 $Re=6.0 \times 10^3 \sim 2.6 \times 10^4$ の範囲で C_{RP} は1.05程度の一定値となるが、 n_{RP} は Re 数の関数として $n_{RP}=0.03 (Re)^{0.35}$ のように表される。

(6) 粗度、透水性を考慮した反射率の推定法は、最大17%程度で実験値とよく対応した。

なお、現地へ適用するためには、さらに高 Re 数領域のデータが必要となる。また、波の打ち上げ高さを抑える場合に、粗面の孔の配列が重要な要素の一つであると思われる。

参考文献

- 1)高田 彰：波の遡上，越波および反射の関連性について，土木学会論文報告集，第182号，pp.19-30,1970.
- 2)高田 彰：規則波の打ち上げ高および越波量の定式化について，第22回海岸工学講演会論文集，pp.378-386,1975.
- 3)Miche,M.:Mouvement ondulatoires de la meren profondeur constante ou décroissante(I-IV),Annales des pontset chaussees,121,pp.25-78,131-164,270-292,369-406,1944.
- 4)Hunt,I.A.:Design of seawalls and break-waters,Proc.ASCE, Vol.85,No.WW3,pp123-152,1959.
- 5)豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波の打ち上げ高—海底勾配1/30—，第11回海岸工学講演会講演集，pp.260-265,1964.
- 6)豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波の打ち上げ高—海底勾配1/20—，第12回海岸工学講演会講演集，pp.180-185,1965.
- 7)細井正延・三井宏：碎波点より陸側にある海岸堤防への波の打ち上げ，第9回海岸工学講演会講演集，pp.143-148,1962.
- 8)細井正延・石田 昭：汀線より陸側にある堤防への波の打ち上げ，第12回海岸工学講演会講演集，pp.168-175,1965.

- 9) Saville, T. Jr.: Wave run-up on composite slopes, Proc. 6th Coastal Engineering, ASCE, pp. 691-699, 1958.
- 10) Herbich, J. B., Sorensen, R. M. and Willenbrock, J. H.: Effect of Berm on wave Run-up on Composite Beaches, Journal of the waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 89, No. WW22, May, pp. 55-72, 1963.
- 11) 豊島 修: 表小段を持つ複断面型防波堤への波の打ち上げ高について, 第11回海岸工学講演会講演集, pp. 266-272, 1964.
- 12) 中村 充・佐々木泰雄・山田壤二: 複合断面における波の打ち上げに関する研究, 第19回海岸工学講演会論文集, pp. 309-312, 1972.
- 13) Wassing, F.: Model Investigation on wave Run-up Carried out in the Netherlands during the Past Twenty Years, Proc. of 6th Conf. on Coastal Engineering, pp. 700-714, 1958.
- 14) Saville, T. Jr.: Laboratory Investigation of Rubble-mound Breakwaters, Journal of the Water ways and Harbor Division, ASCE, Vol. 86, No. WW3, pp. 151-156, 1960.
- 15) Savage, R. P.: Wave run-up on roughened and permeable slopes, Trans. ASCE, vol. 124, pp. 852-870, 1959.
- 16) 土屋義人・河田恵昭・矢下忠彦: 波のそ上に及ぼす粗度および透水性の効果, 第25回海岸工学講演会論文集, pp. 160-164, 1978.
- 17) 河田恵昭・土屋義人: 透水性海岸における孤立波のそ上機構, 第26回海岸工学講演会論文集, pp. 75-79, 1979.
- 18) 富永正照・坂本忠彦: 透水性構造物による波の変形に関する研究(1) - 鉛直捨石堤による波の反射率と透過率について -, 第16回海岸工学講演会講演集, pp. 309-319, 1969.
- 19) 近藤俣郎・藤間 聡: 透過性構造物による砕波の変形, 第20回海岸工学講演会論文集, pp. 95-99, 1973.
- 20) 沼田 淳: ブロック堤の消波効果に関する実験的研究, 第22回海岸工学講演会論文集, pp. 500-505, 1975.
- 21) Greslou, L, et Y. Mahe.: Etude du Coefficient de reflexion d'une houle sur un obstacle constitue par'un plan incline, Proc. 5th Coastal Eng. Conf, pp. 68-84, 1955.
- 22) 石原藤次郎・岩垣雄一・鈴木雄太: 海岸堤防の設計特にその有効高について, 第2回海

- 岸工学講演集, pp.57-70,1955.
- 23)Madsen,O.S. and White,S.M.:Energy Dissipation on A Rough Porous Structures,
Proc.ASCE,WW1,Feb.,pp.31-48,1976.
- 24)室田 明:粗な斜面からの反射に関する実験的研究,第14回海岸工学講演会講演集,p
p.45-48,1967.
- 25)Moraes,Carlos de Compos:Experiments of wave reflexion on Inpermeable slopes,
Proc.12th Conf.Coastal Eng. washington.D.C.,Vol. I ,pp.509-521,1970.
- 26)Straub,L.G.,C.E.Bowers and J.B.Herbich:Laboratory Tests of Permeable Wave Ab-
sorbers,Proc. of 6th Conf.on Coastal Engineering,pp.729-742,1958.
- 27)Battjes,J.A. : Surf Similarity,Proc. 14th Coastal Eng. Conf.,ASCE,pp.466-480,
1974.
- 28)高橋敏彦・首藤伸夫・沼田 淳:緩傾斜堤の水理特性に関する実験的研究,海岸工学論
文集,第37巻,pp.509-513,1990.
- 29)高橋敏彦・沼田 淳・首藤伸夫:緩傾斜堤への波の打ち上げ高の推定法,土木学会東北
支部平成2年度技術研究発表講演概要,pp82-83,1991.
- 30)高橋敏彦・首藤伸夫・沼田 淳:緩傾斜堤への波の打ち上げ高の一推定法,海岸工学論
文集,第38巻,pp.501-505,1991.
- 31)Takahashi,T.,N.Shuto and A.Numata : A Method Estimation of Wave Run-up on
Gentle-Slope Sea Walls Faced with Armour Units,Proceedings of XXV Congress of
International Association for Hydraulic Research,Vol.IV,pp.182-189,1993.
- 32)Bruun,P.and Günbak,A.R. : New design principles for rubble mound structures.
15th Coastal Eng. Conf.,ASCE,pp.2429-2473,1976.
- 33)Galvin,C.J.:Breaker type classification on three laboratory beaches,J. Geo-
physical Res.,vol.73,No.12, pp.3651-3659,1968.
- 34)高橋敏彦・沼田 淳・首藤伸夫:緩傾斜堤への波の反射率の一推定法,土木学会東北支
部平成3年度技術研究発表講演概要,pp.208-209,1992.

第5章 現地観測値に基づく波の打ち上げ高さ及び遡上特性

5.1 序 節

種々の目的に応じて海象現象あるいは既設の構造物の効果等を正確に把握することは、海洋、海岸開発あるいは防災上必要であり、そのために現地観測や現地実験等が多く行われている¹⁻⁴⁾。築造されている海岸堤防や護岸への波の打ち上げ高さ、遡上特性の把握も例外ではなく、現地観測は重要である。

Saville⁵⁾は、斜面堤における不規則波の打ち上げ高の分布特性を統計的に初めて明らかにした。その後、遡上波の波高分布や周期分布あるいはそれらの結合分布を求める方法が、たとえば首藤⁶⁾、Battjes⁷⁾、榎木・岩田ら⁸⁾によって提案されている。これらの研究は、いずれも波別解析法によって不規則波の個々の波が同じ波高と周期を持つ規則波と同じ遡上高さを示すという仮定に基づいている。これは、波相互の非線型な干渉が考慮されていないことになる。しかし、近年 wave grouping^{9), 10)} の概念が重要視されている。一方、遡上波に関する現地観測は、たとえば首藤¹¹⁾、久宝ら¹²⁾、Waddell, E.¹³⁾、小川ら¹⁴⁾、水口ら¹⁵⁾、久保田ら¹⁶⁾、等多くの研究が行われているが、多くは自然海浜に対しての現地調査である。本研究で対象としている、緩傾斜堤への波の遡上に関する現地観測例は少ない¹⁷⁾。これは、緩傾斜堤が注目され始めて日が浅く、また適切な観測地の選定が難しいためと思われる。しかし、現地の緩傾斜堤への波の打ち上げ高さを推定するためには、現地調査によって実際の波の打ち上げ高さ及び遡上特性を把握する必要がある。そこで、できるだけ多くの実測値を蒐集蓄積するため、2年前より宮城県北部に設置されている緩傾斜堤への波の打ち上げ高さに関する現地観測を行っている。

本章では、1996, 1997年の2ヶ年間の現地観測値を基に、次のような検討を行う。Longuet-Higgins¹⁸⁾は、波高の出現確率分布がRayleigh分布で表されることを理論的に導いている。そこで、まず波浪観測地点の波高出現確率及び波浪観測波数と波の遡上波数を検討し、その後入射波高と密接な関係にある波の打ち上げ高さや波先端移動速度について検討する。次に、波の打ち上げ高さについて無視できない h_i (堤脚水深) の影響について検討を行い、さらに既往の研究と比較検討を行って、現地の緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ、遡上特性

を把握することを目的とする。

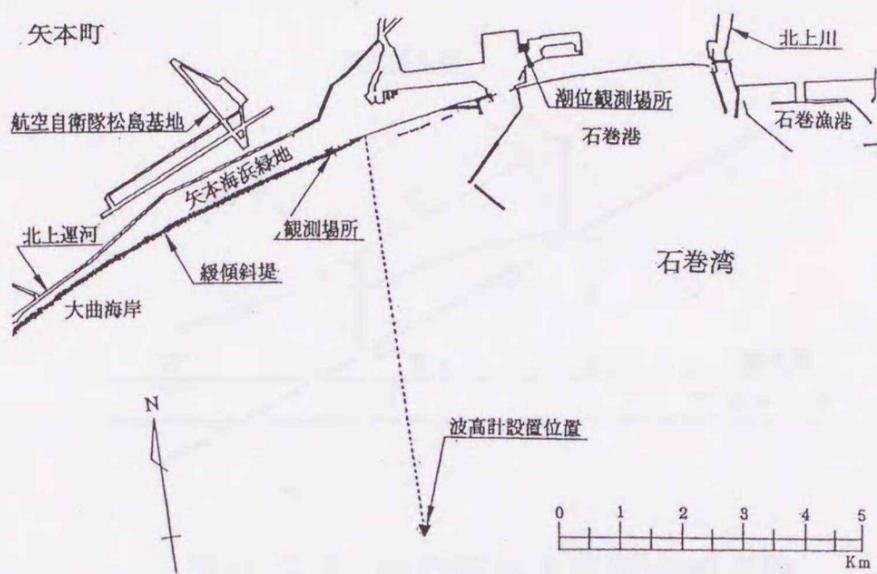


図-5.2.1 現地観測地の概略図

5.2 現地調査概要

波の打ち上げ高さに関する現地観測は、宮城県北部に設置されている緩傾斜堤を対象とした。場所は、宮城県桃生郡矢本町の大曲海岸で石巻湾内に位置している。図-5.2.1は、現地観測地の概略図を示している。緩傾斜堤は、1個のブロックの空隙率が約15%の2tブロックで構成されているが、配列間の空隙を含めると約22%程度の空隙率を持つ4割勾配の緩傾斜堤である。堤前面の海底勾配は、約1/35勾配である。波の打ち上げ高さの観測は、午前8時から午後4時までの毎偶数時前後10分間（計20分間）ずつ1日5回行った。打ち上げ高さの測定は、のり面に0.5m毎にマーキング及び1m毎に鉄筋を設置し目視より読み取った。波の打ち上げ高さは、T.P.を基準に観測時の潮位補正を行って求めている。波先端移動速度は、波の打ち上げ高さの大きい波、数十波についてストップウォッチを用いて測定した。波先端移動速度の求め方は、図-5.2.2に示すように静水面付近に設置した基準点を始点として、最大遡上点までの距離Yとその通過時間tを測定して求めた。現地観測は、1996年7月8日～11月28日までと1997年9月3日～11月4日までの2年間計31回である。写真-5.2.1は、1995年11月1日の予備調査時の観測風景である。写真-5.2.2(a),(b)は、1996年9月12日の観測風景である。当日の沖波波形勾配は、0.0042～0.0064であり、相対水深(堤脚水深/沖波波

高)は0または0.01となっており、比較的穏やかで堤脚水深としては浅い方の観測日である。写真-5.2.3は、1997年9月3日の観測風景である。沖波波形勾配は、写真-5.2.2より幾分大

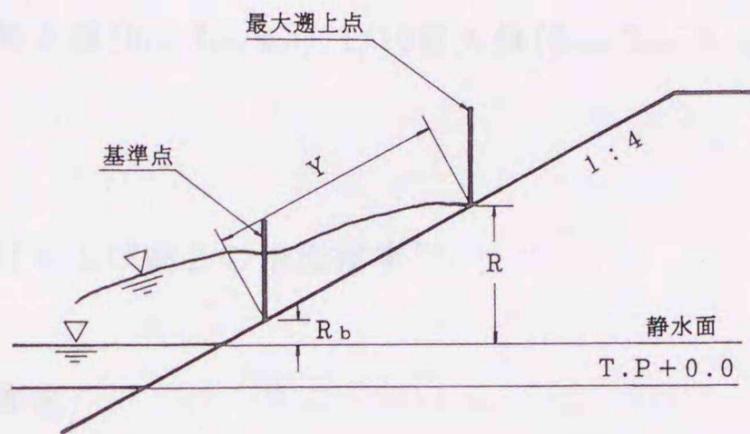


図-5.2.2 波の打ち上げ高の模式図



写真-5.2.1 現地観測風景



写真-5.2.2(a) 現地観測風景



写真-5.2.2(b) 現地観測風景



写真-5.2.3 現地観測風景

きい値の0.0063~0.0078であり、相対水深は0または0.01となっている。

観測値の波浪諸元と潮位は、運輸省第二港湾建設局(波浪は観測地より沖合約6.5km、設置水深約20mで観測)及び、宮城県石巻港湾事務所(観測地近くの港内で測定)の観測データを利用した。観測値は1/3最大値($H_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$ 、 $R_{1/3}$)、1/10最大値($H_{1/10}$ 、 $T_{1/10}$ 、 $R_{1/10}$)を中心に解析を行った。

5.3 波浪及び波の打ち上げ高さの出現確率¹⁹⁾

5.3.1 波浪出現確率

図-5.3.1(a),(b)は、波の打ち上げ高観測時2年間分の波高計設置位置における波高の代表値間の相関図であり、いずれも $N=143$ 個である。図示の通り $H_{1/10}=1.265H_{1/3}$ 、 $H_{1/3}=1.590\bar{H}$ となり、Longuet-Higgins¹⁸⁾が、Rayleigh分布と仮定して求めた値($H_{1/10}=1.271H_{1/3}$ 、 $H_{1/3}=1.597\bar{H}$)とほぼ同程度となっている。

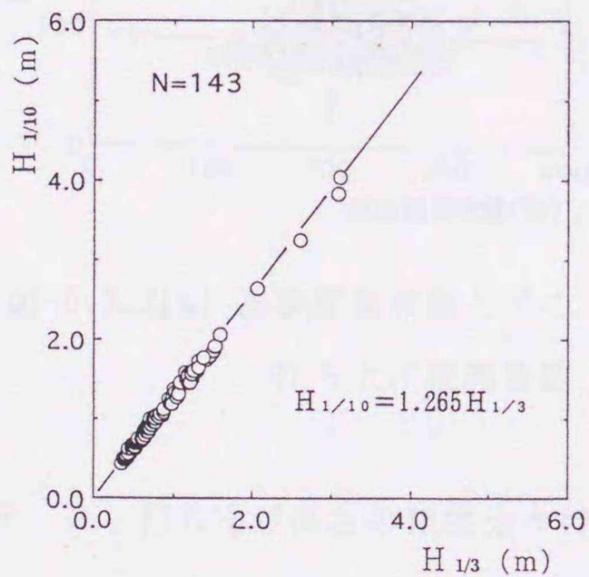


図-5.3.1(a) $H_{1/10}$ と $H_{1/3}$ の関係

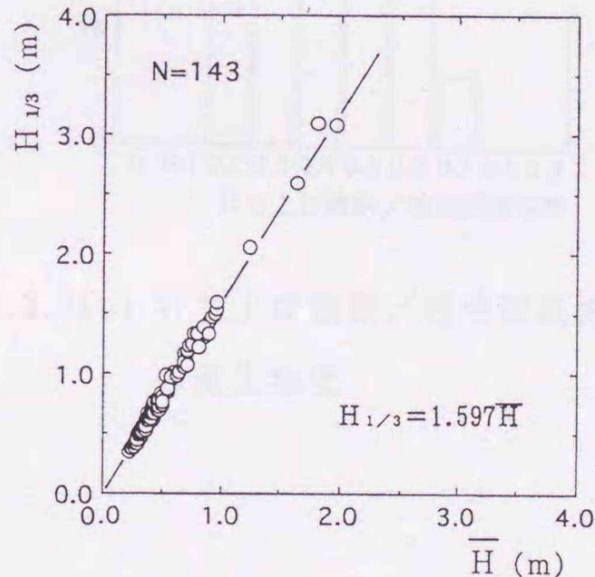


図-5.3.1(b) $H_{1/3}$ と \bar{H} の関係

図-5.3.2(a)は、計20分間の波浪観測波数と波の打ち上げ観測波数の関係を図示したものである。波浪観測地点における観測波数102~316波に対して波の打ち上げ観測波数は60~133波となっており、それぞれの平均値は、202波と90波となっている。図-5.3.2(b)は、横軸に波浪観測波数に対する波の打ち上げ観測波数の割合を、縦軸はその発生頻度(%)

を示したものである。波浪観測波数に対して波の打ち上げ観測波数は、約25%~75%に減少している。全観測結果において最も観測頻度の多かったのは、0.3(3割台)であり、平均値は0.44である。波浪観測波数の約半数弱の波数に対して、打ち上げ高さの観測を行っていることになる。

久保田ら²⁰⁾の種々の海岸での遡上波に関する現地観測によると、遡上斜面前面で測定した入射波に対して遡上波の波の数は10~60%の減少を示している。また豊島¹⁷⁾は、波の打ち上げ高観測において観測20分間の沖波波数が150~260波に対して、波の打ち上げ高の波数が70~120波となっていると報告している。これらのことから、今回の波浪観測波数と波の打ち上げ観測波数の関係は、既往の現地観測結果とほぼ同傾向を示していることがわかる。

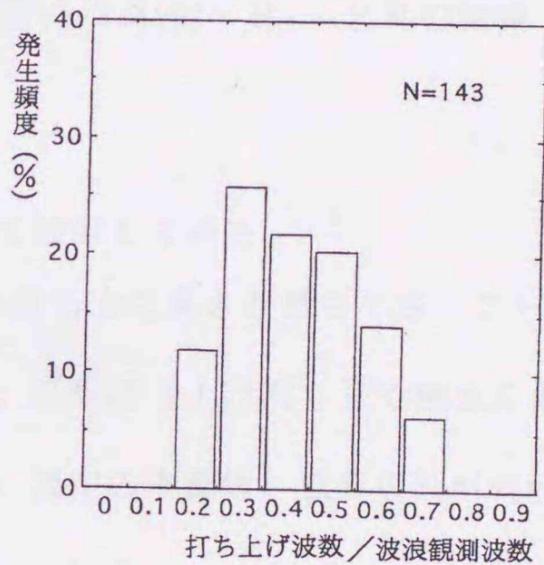
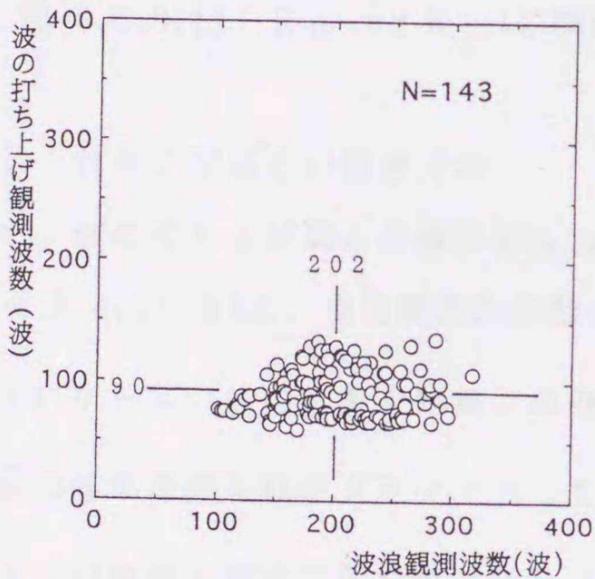


図-5.3.2(a) 波浪観測波数と波の打ち上げ観測波数

図-5.3.2(b) 打ち上げ波数/波浪観測波数の発生頻度

5.3.2 打ち上げ高さの頻度分布特性²¹⁾

(1) 代表打ち上げ高さ間の関係

図-5.3.3(a),(b)は、図-5.2.2で示したRの代表値($R_{1/10}$, $R_{1/3}$, \bar{R})間の関係を示したものである。図-5.3.1で示した代表波高間の $H_{1/10}$ と $H_{1/3}$, $H_{1/3}$ と \bar{H} より幾分ばらつきがあるが、 $R_{1/10}=1.146R_{1/3}$, $R_{1/3}=1.263\bar{R}$ の関係が認められる。この関係式の傾きは、Rayleigh分布と仮定して求めた代表波高間のそれぞれの傾きに比べて小さい値とな

っている。

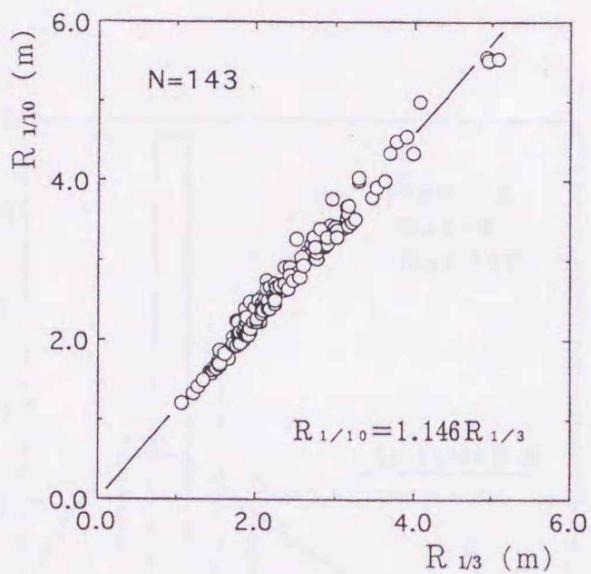


図-5.3.3(a) $R_{1/10}$ と $R_{1/3}$ の関係

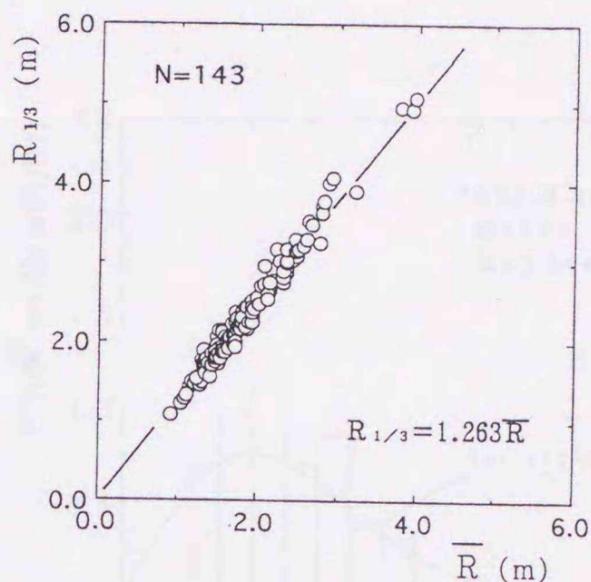


図-5.3.3(b) $R_{1/3}$ と \bar{R} の関係

(2) 打ち上げ高さの頻度分布

次に、波の打ち上げ高さの確率密度分布について検討してみた。

図-5.3.4(a),(b)は、現地観測2年間の中で平均打ち上げ高さが最も小さいケースと最も大きいケースの波の打ち上げ高さの観測値 R を、平均打ち上げ高さ \bar{R} で無次元化した値 R/\bar{R} の確率密度を柱状グラフで示した例である。図中の実線は、波高のRayleigh分布^{2,2)}を打ち上げ高さの次式に代えて $P(R/\bar{R})$ を示している。

$$P(R/\bar{R}) = (\pi/2)(R/\bar{R}) \exp\{- (\pi/4)(R/\bar{R})^2\} \quad (5.3.1)$$

(a)は、1996年7月8日の観測値であり、平均打ち上げ高さ \bar{R} が1.147mと最も小さい値のケースである。波の打ち上げ高の測定波数 $N=578$ 波は、1日の測定波数としては比較的多い方であるが、打ち上げ高の発生割合が $R/\bar{R}=0.6\sim 1.2$ に集中しており、特に $R/\bar{R}=0.8\sim 1.0$ の値が突出している。このケースは、全ケースの中でも狭い範囲に集中している特異な例である。これは、比較的波高の小さい揃った波が、ほとんど非碎波で遡上したため平均値付近の狭い範囲に集中したと思われる。(b)は、1997年9月30日の観測値である。当日は、台風接近中で海が荒れている状態の観測であり、平均打ち上げ高さが3.206mと最も高い値を示した例である。測定波数 $N=376$ 波と(a)より少ないのに関わらず、 $R/\bar{R}=0.4\sim 1.8$ の

比較的広い範囲に分布しており、ばらつきはあるもののRayleigh分布と同じような傾向が伺われる。

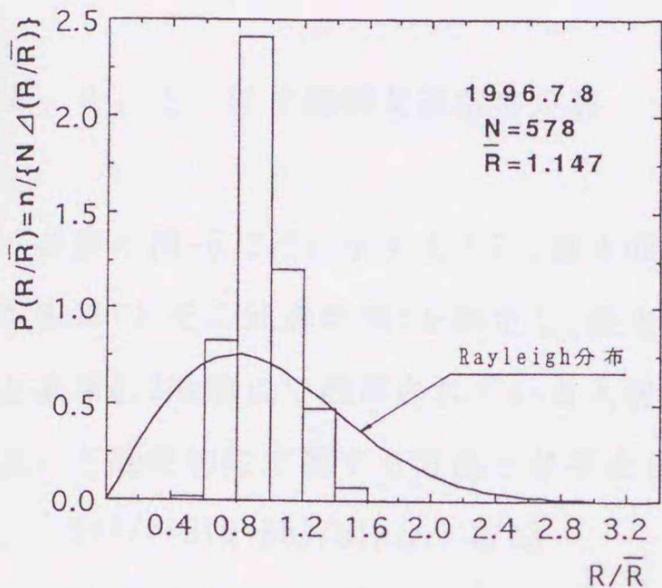


図-5.3.4(a) 波の打ち上げ高の
確率密度分布

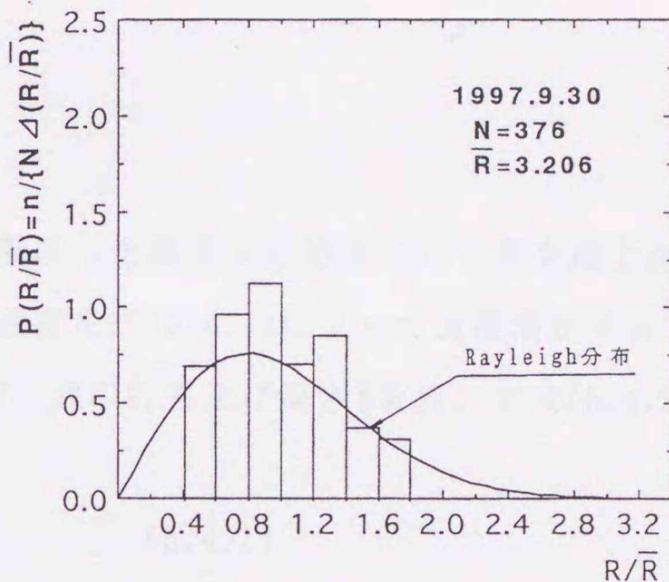


図-5.3.4(b) 波の打ち上げ高の
確率密度分布

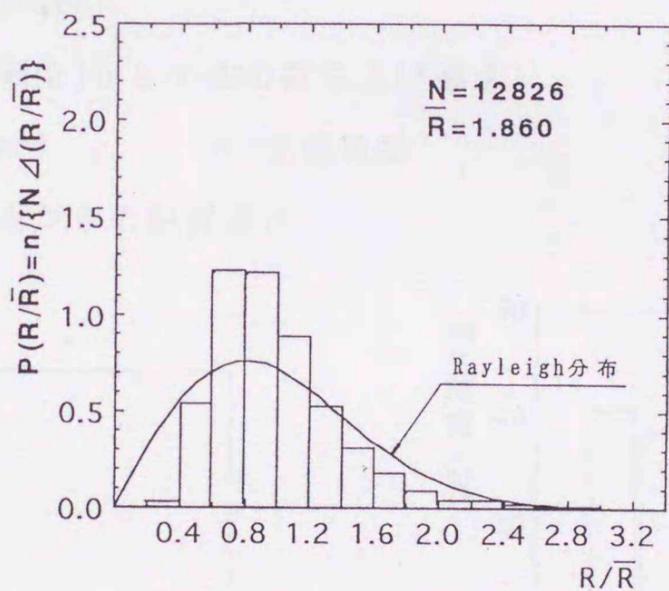


図-5.3.4(c) 波の打ち上げ高の確率密度分布

図-5.3.4(c)は、2年間の観測全データ数 $N=12,826$ 波を柱状グラフで示したものである。平均打ち上げ高さは、 1.860m となっている。 $R/\bar{R} < 0.4$ ($R < 0.74\text{m}$)の波はほとんど観測されていない。これは、目視観測のため打ち上げ高さの小さい波を見逃しているため、と思われる。これらのことを考慮に入れると打ち上げ高の確率密度分布は、Rayleigh分布と

ほぼ同様と考えても良いように思われる。

5.4 波先端移動速度^{19), 21)}

5.4.1 波先端移動速度の定義

前節の図-5.2.2に示すように、静水面近くに設置した基準点を始点として最大遡上点までの距離 Y とその通過時間 t を測定し、波先端移動速度を式(5.4.1)によって直接測定する方法と水深約20m地点で観測されている入射波周期 T 、波の打ち上げ高さ R を用いて式(5.4.2)によって間接的に定義する方法とが考えられる。

$$V=Y/t=2(R-R_b)/\sin\alpha \cdot 1/t_2 \quad (5.4.1)$$

$$V_1=2R/\sin\alpha \cdot 1/T \quad (5.4.2)$$

Y : 基準点から波の打ち上げ高さまでの斜面距離(m)

t : Y の距離を通過した時間(sec)

t_2 : t の2倍の時間(sec)

R : 静水面(T.P.+潮位)からの波の打ち上げ高さ

T : 入射波周期(sec) , α : 法面角度

R_b : 基準点の静水面からの鉛直高さ

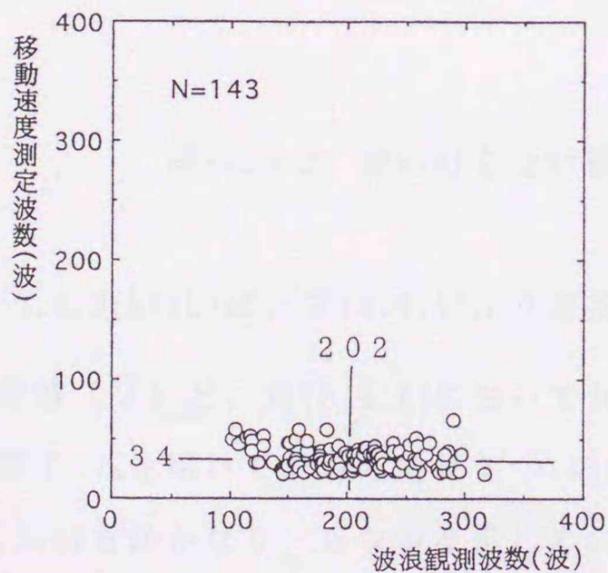


図-5.4.1(a) 波浪観測波数と波先端移動速度測定波数

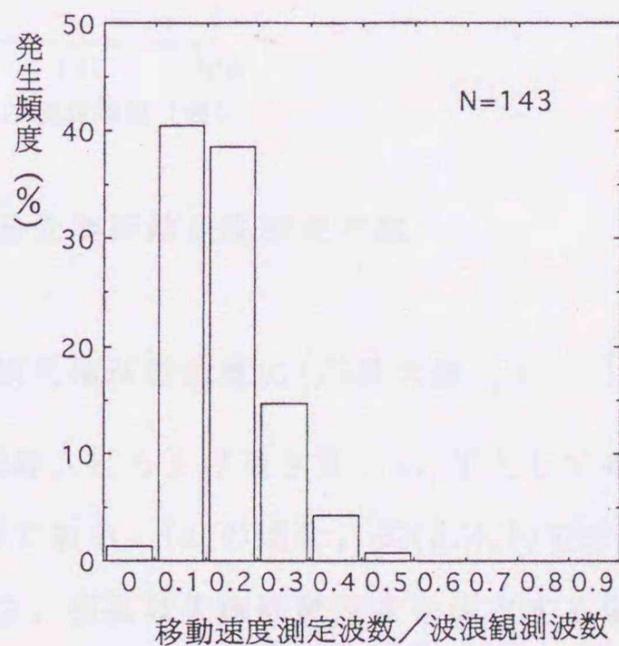


図-5.4.1(b) 波先端移動速度測定波数/波浪観測波数の発生頻度

図-5.4.1(a)は、20分間の波浪観測波数と波先端移動速度測定波数の関係を図示したものである。前節で述べたように波浪観測波数は、102~316波である。一方、波先端移動速度の測定波数は、21波~67波であり波先端移動速度の平均測定波数は、34波となっている。図-5.4.1(b)は、横軸に波浪観測波数に対する波先端移動速度の測定波数の割合を示し、縦軸は、発生頻度(%)を示したものである。波浪観測波数に対して波先端移動速度の測定波数は、約0.1~0.3であり0.1(1割台)、0.2(2割台)がそれぞれ約40%を占めている。図-5.4.2は、観測20分間における波の打ち上げ高観測波数と波先端移動速度測定波数の関係を図示したものである。波の打ち上げ高観測波数60~133波に対して21~67波であり、それぞれの平均値は、90波と34波である。すなわち、それぞれの平均値より、打ち上げ高さの約1/3最大波について波先端移動速度を測定していることになると思われる。

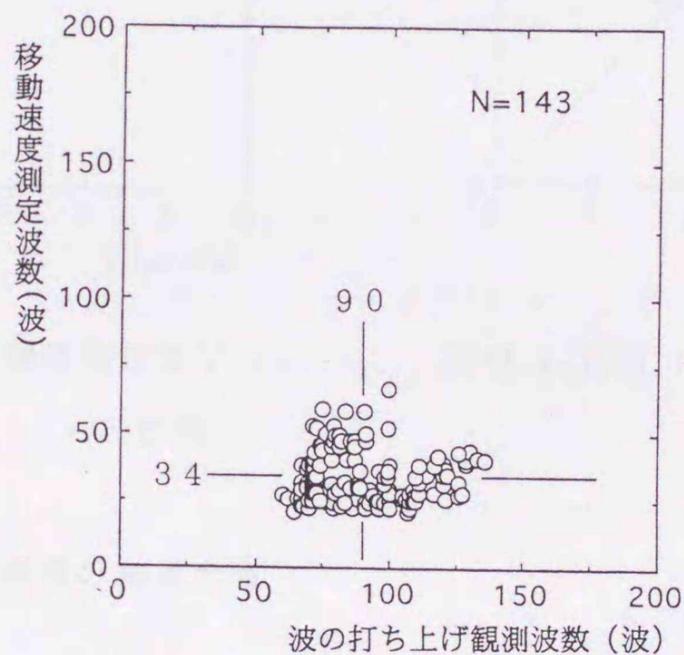


図-5.4.2 波の打ち上げ観測波数と波先端移動速度測定波数

図-5.4.3(a)(b)は、式(5.4.1)より直接測定した波先端移動速度の1/3最大値 ($V_{1/3}$) 及び平均値 (\bar{V}) と、式(5.4.2)においてRとして1/3最大打ち上げ高さ $R_{1/3}$ 、Tとして有義波周期 $T_{1/3}$ を用いて計算した $V_{1/3}$ の値の比較図である。(a)の場合、式(5.4.1)で求めた $V_{1/3}$ の方がかなり大きな値を示している。これは、直接波先端移動速度を測定する場合、比較的大きな打ち上げ高さについて測定しているため打ち上げ高観測波数の1/3最大値にほぼ対応している波について測定しているためと思われる。一方、(b)においては \bar{V} の方が幾

分大きい値を示しばらつきも大きいが、全体的には直接測定した(7.4.1)式と間接的に計算した(7.4.2)式とみなしてよいように思われる。これらのことから、平均波先端移動速度(\bar{V})は、波の打ち上げ高さ($R_{1/3}$)、入射波周期($T_{1/3}$)より求めることが可能となる。今後、波の打ち上げ高推定方法を考える上で参考となる関係と思われる。ただし、平均波先端移動速度は、打ち上げ高観測波数のほぼ1/3最大値に対応する遡上波である。

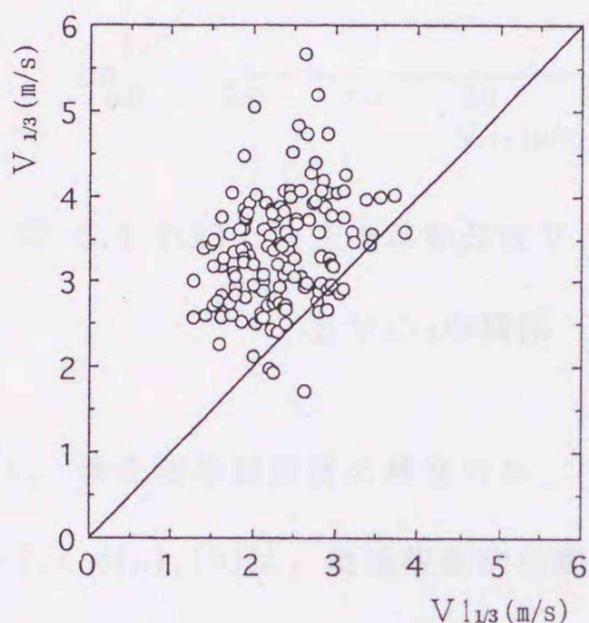


図-5.4.3(a) 波先端移動速度 $V_{1/3}$ と $V_{1/3}$ の比較

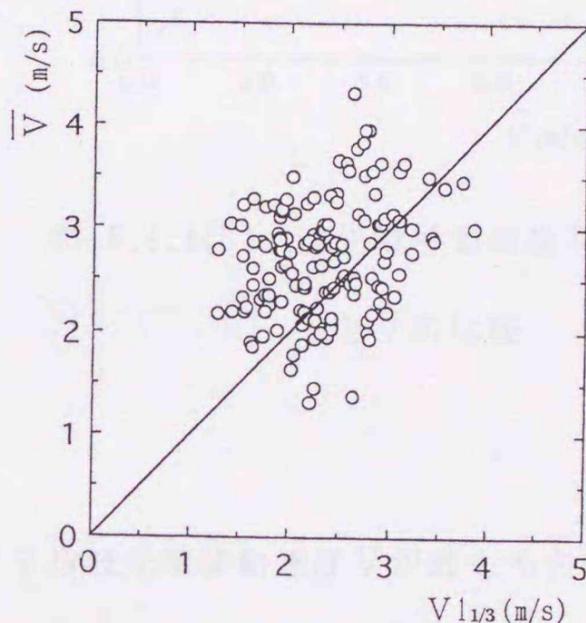


図-5.4.3(b) 波先端移動速度 \bar{V} と $V_{1/3}$ の比較

5.4.2 波先端移動速度の頻度分布

(1) 代表波先端移動速度間の関係

図-5.4.4(a),(b)は、式(5.4.1)より求めたVの代表値($V_{1/10}$, $V_{1/3}$, \bar{V})の関係を示したものである。代表波高間より代表打ち上げ高さ間の方が幾分ばらつきが大きくなっているが、代表波先端移動速度間は、代表打ち上げ高さ間よりさらに幾分ばらついている。図-5.4.4より $V_{1/10} = 1.122 V_{1/3}$, $V_{1/3} = 1.234 \bar{V}$ の関係が認められる。両式の傾きは、観測波高、打ち上げ高の各代表間の関係式の傾きに比べ、小さい値を示し最も1に近い値となっている。

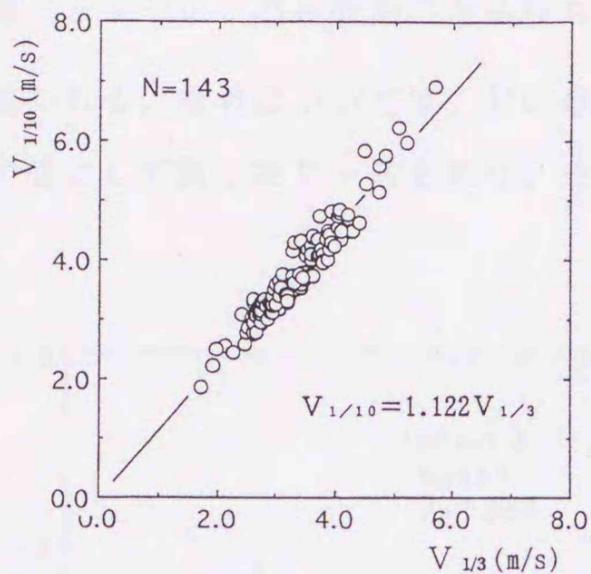


図-5.4.4(a) 波先端移動速度 $V_{1/10}$

と $V_{1/3}$ の関係

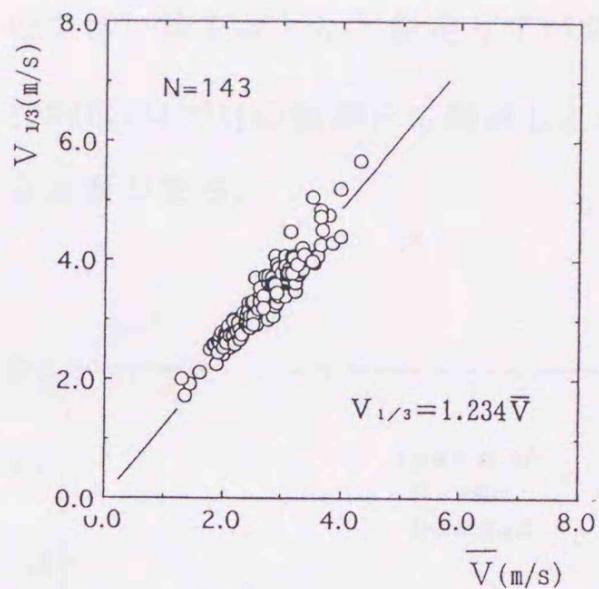


図-5.4.4(b) 波先端移動速度 $V_{1/3}$

と \bar{V} の比較

(2) 波先端移動速度の頻度分布

図-5.4.5(a), (b)は、現地観測27年間において平均波先端移動速度 \bar{V} が最も小さいケースと最も大きいケースの波先端移動速度 V を \bar{V} で無次元化した値の確率密度を柱状グラフで示した例である。図中の実線は、波先端移動速度のRayleigh分布を表しており、次式で示している。

$$P(V/\bar{V}) = (\pi/2)(V/\bar{V}) \exp\{-(\pi/4)(V/\bar{V})^2\} \quad (5.4.1)$$

平均波先端移動速度 \bar{V} の最も小さい及び最も大きい観測日は、前節の平均打ち上げ高 \bar{R} の最小、最大値の観測日と同じである。(a)より \bar{V} は、1.950m/sで測定波数 $N=163$ 波である。前節で述べた同観測日の打ち上げ高の頻度分布に比べ広範囲に分布している。(b)は、 \bar{V} が最も大きいケースで1997年9月30日の観測値である。 \bar{V} の値は、3.644m/sで(a)の最も小さい値の1.87倍となっている。頻度分布は、図-5.3.4(b)の打ち上げ高の頻度分布と同程度の $V/\bar{V}=0.4\sim 1.6$ の広範囲に分布している。

図-5.4.5(c)は、波先端移動速度の27年間の全データ $N=4,812$ 波を柱状グラフで示したもので、平均波先端移動速度 $\bar{V}=2.730$ m/sとなっている。図中の $V/\bar{V} < 0.4$ ($V < 1.09$ m/s) と $V/\bar{V} > 1.6$ ($V > 4.37$ m/s) の波先端移動速度はほとんど観測されていない。前者は、前

節で述べたように、目視観測のため打ち上げ高さの小さい波をほとんど測定していないためと思われる。後者については、 \bar{V} の最も大きい1997年9月30日の観測日に越波した波を測定不能として扱ったケースもあり、更に検討する必要がある。

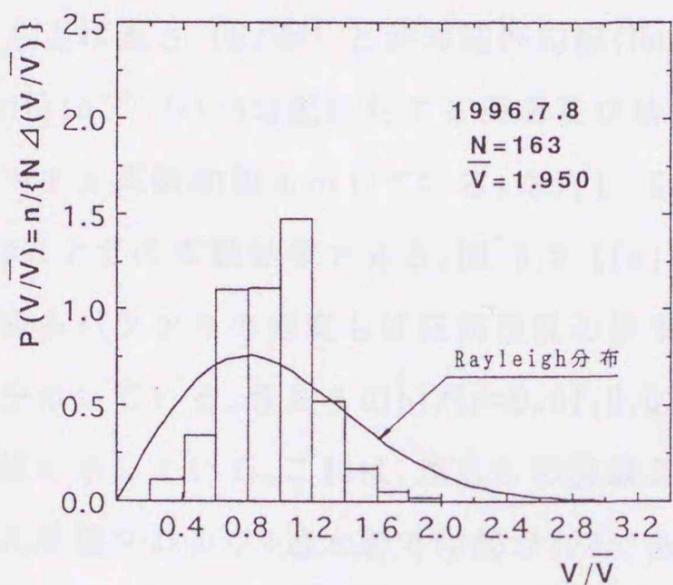


図-5.4.5(a) 波先端移動速度の確率密度分布

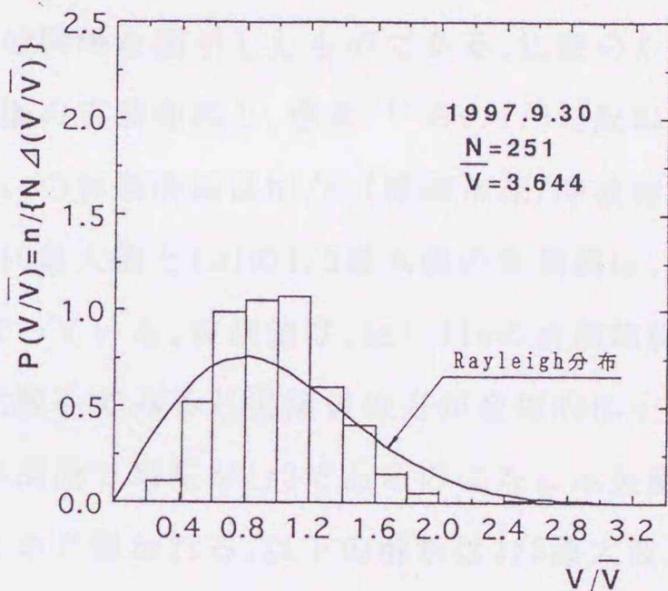


図-5.4.5(b) 波先端移動速度の確率密度分布

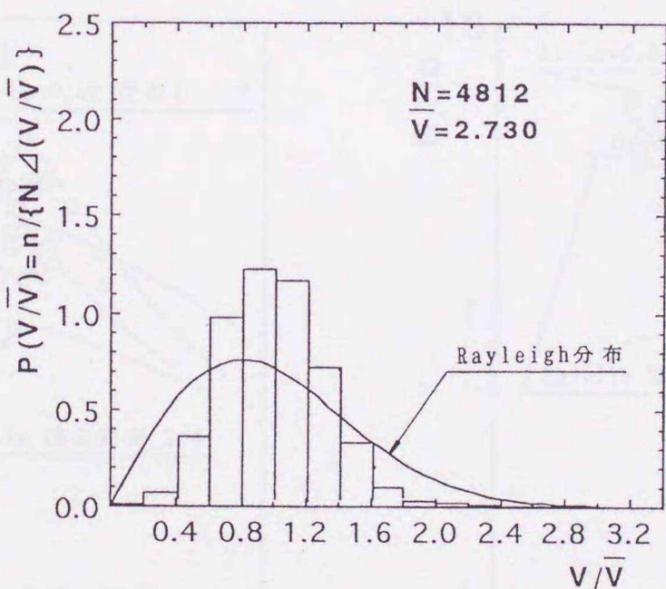


図-5.4.5(c) 波先端移動速度の確率密度分布

5. 5 相対打ち上げ高さと沖波波形勾配及び surf similarity parameterの関係²³⁻²⁵⁾

5. 5. 1 相対打ち上げ高さと沖波波形勾配の関係

図-5.5.1(a)(b)は、1/10及び1/3最大波と $R_{1/10}$, $R_{1/3}$ を用いて、2年間分の実測値の相対打ち上げ高さ (R/H_o) と沖波波形勾配(H_o/L_o)の関係を図示したものである。比較のために、Saville²⁶⁾の1/4勾配に対する滑面及び捨石斜面の実験曲線と、豊島²⁷⁾らの1/3勾配の滑面に対する実験曲線も示している。ただし、Savilleの実験曲線は h_i/H_o (堤脚水深/沖波波高)が3.0以上での実験結果である。図-5.5.1(a)の1/10最大値と(b)の1/3最大値の実測値は、 R/H_o の値もバラツキの程度もほぼ同程度の結果となっている。実測値は、Savilleの滑面曲線付近に分布している。豊島らの $h_i/L_o=0.01, 0.02$ と比較してみると実測値の方が全体的に小さい値を示している。これは、豊島らの実験条件が滑面で勾配が1/3であるのに対し本実測値は有孔被覆ブロック+透水層で勾配が1/4であるためと思われる。以下の解析は1/3最大波及び $R_{1/3}$ を用いて整理している。

図-5.5.2は、 h_i/L_o をパラメーターとして R/H_o と H_o/L_o の関係を拡大図示したものである。かなりばらつきはあるが、同一 H_o/L_o に対して h_i/L_o が小さいほど、 R/H_o が小さい値を示している。

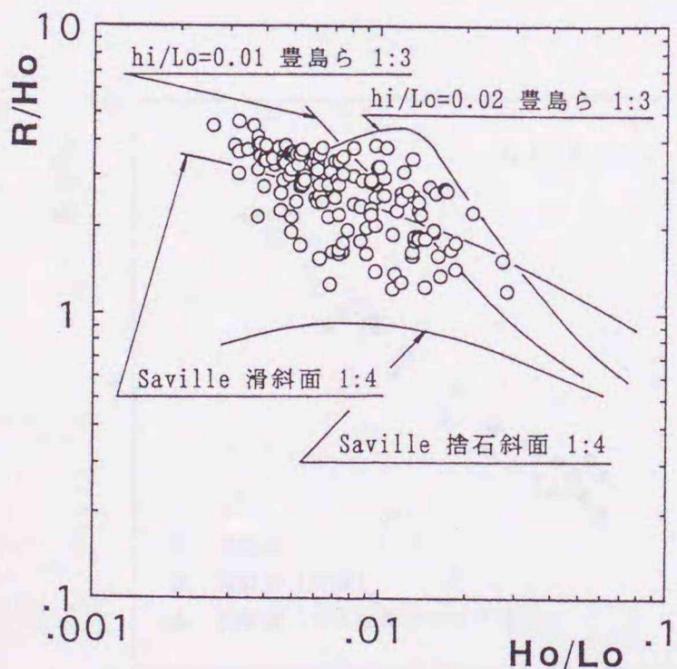


図-5.5.1(a) R/H_o と H_o/L_o の関係
(1/10最大値)

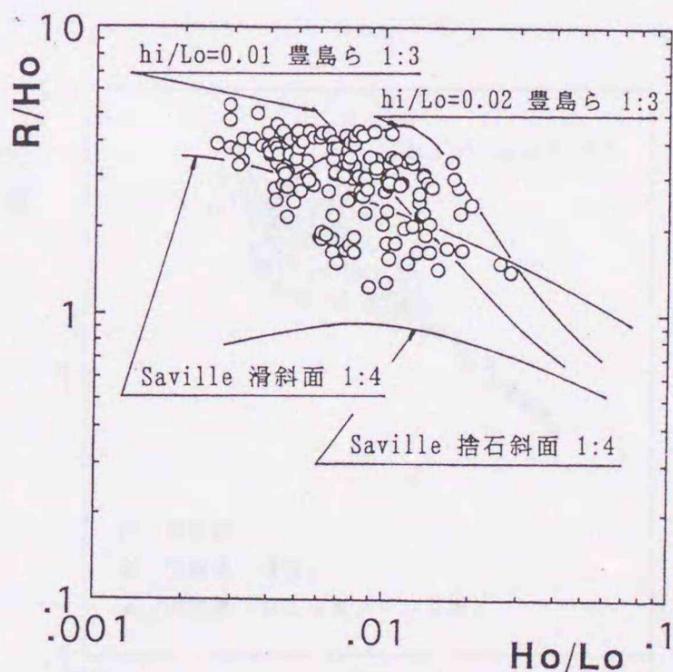


図-5.5.1(b) R/H_o と H_o/L_o の関係
(1/3最大値)

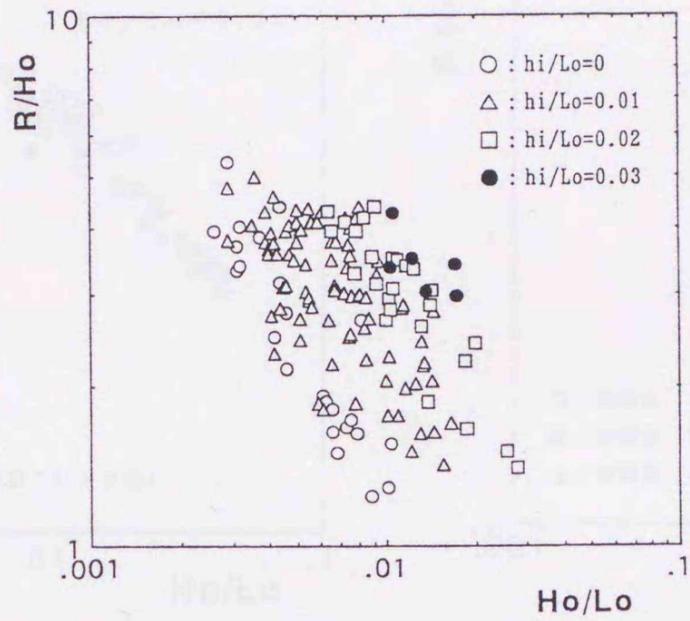


図-5.5.2 R/HoとHo/Loの関係

5.5.2 相対水深別波の打ち上げ高さ

図-5.5.3(a)~(d)は、相対水深 $h_i/L_o=0\sim 0.03$ まで0.01毎に実測値と実験値²⁸⁾の比較を示したものである。実験値は、1/20海底勾配上に1/4勾配の滑面と有孔被覆ブロック堤を設置し、規則波を作用させた値である。(a)の $h_i/L_o=0$ の実測値は、 $H_o/L_o\cong 0.01$ 以下の値のみであり、有孔被覆ブロック堤の実験値の方が幾分小さい値を示している。(b)の $h_i/L_o=0.0$

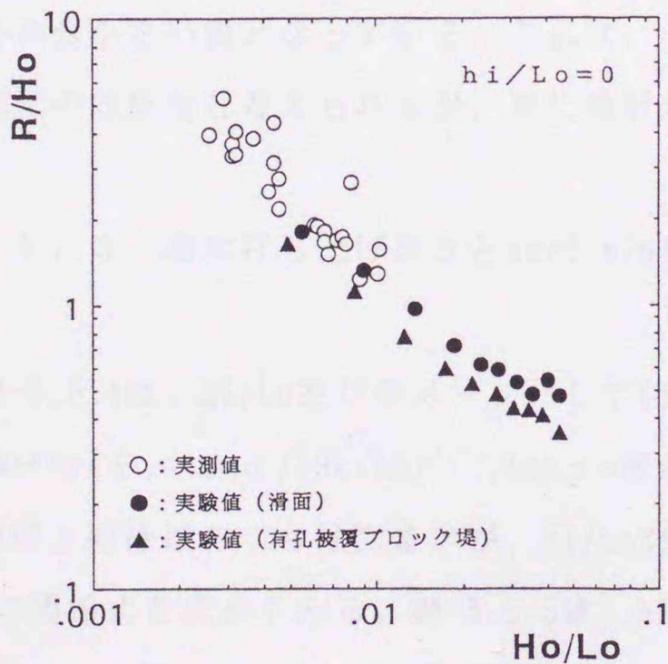


図-5.5.3(a) R/HoとHo/Loの関係

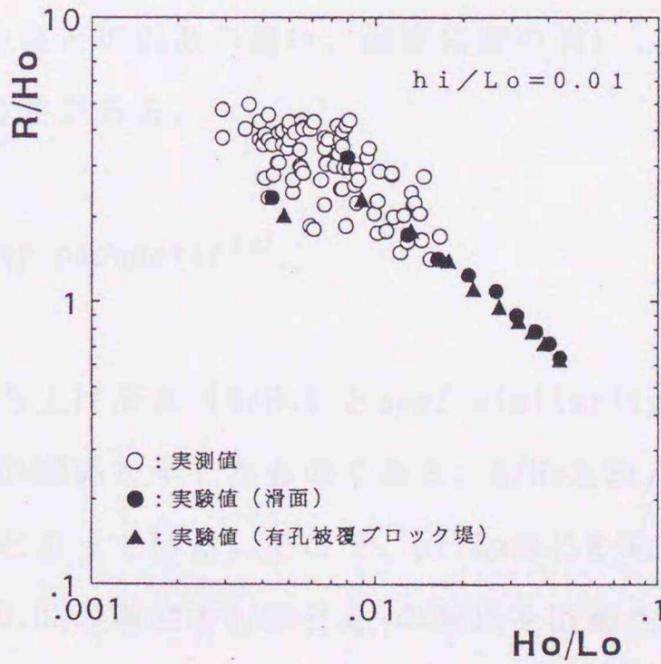


図-5.5.3(b) R/HoとHo/Loの関係

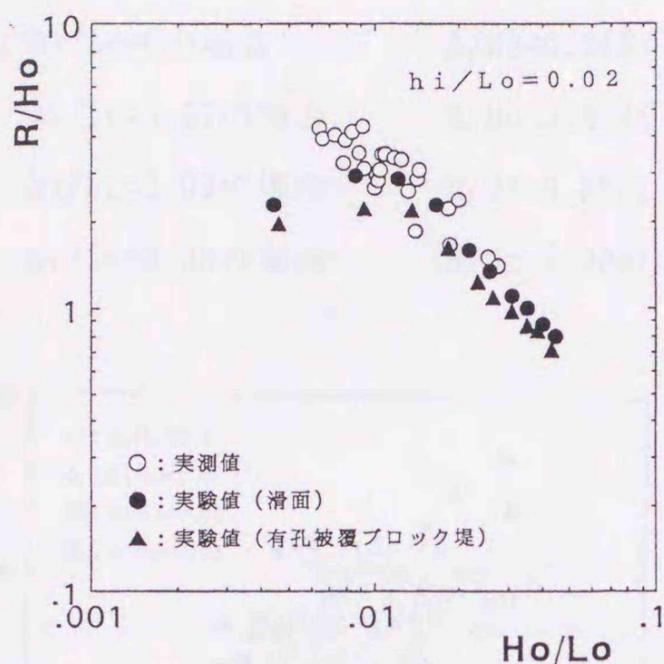


図-5.5.3(c) R/HoとHo/Loの関係

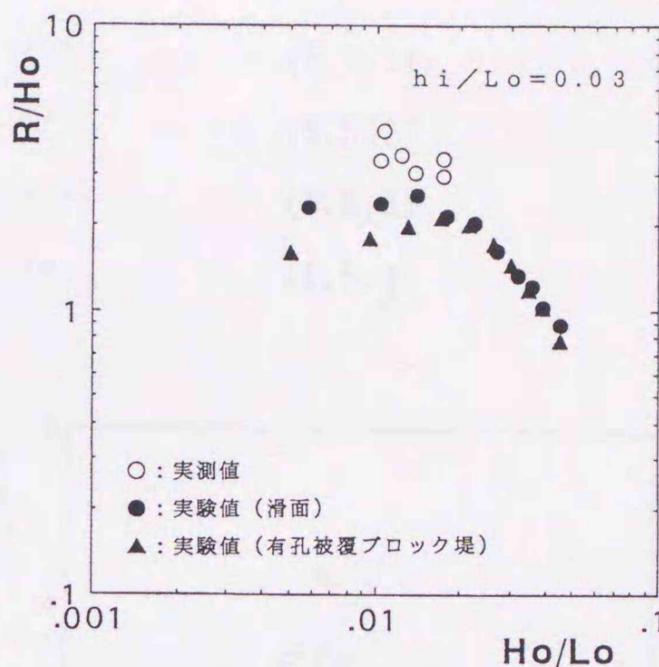


図-5.5.3(d) R/HoとHo/Loの関係

1の実測値は、相対水深別の中では観測データ数が最も多く、またばらつきも大きいケースである。実験値と比較してみると、有孔被覆ブロック堤の実験値は、観測データとほぼ同程度か幾分小さい値を示している。(c)の $h_i/L_o=0.02$ の実測値は、ほぼ $0.006 < H_o/L_o < 0.03$ の範囲に分布している。有孔被覆ブロック堤の実験値は、 $h_i/L_o=0.01$ の傾向と同様ばらついている実測値より幾分小さい値となっている。(d)の $h_i/L_o=0.03$ の実測値は、 $0.01 < H_o/L_o < 0.02$ の範囲にわずか6点のみであり、実験値より大きい値を示している。

全体的には、(d)の $h_i/L_o=0.03$ を除くと、有孔被覆ブロック堤の実験値は、実測値と同程度か幾分小さい値となっている。これは、不規則波と規則波の違い、海底勾配の違い、模型縮尺の効果など考えられるが、更に検討する必要がある。

5.5.3 相対打ち上げ高さとsurf similarity parameter²⁹⁾

図-5.5.4は、 h_i/L_o をパラメータとして相対打ち上げ高さ (R/H_o) とsurf similarity parameter ($\xi_o = \tan \alpha / (H_o/L_o)^{1/2}$, $\tan \alpha =$ 堤勾配) の関係を示したものである。 R/H_o と H_o/L_o の関係と同様ばらつきは大きいですが、 h_i/L_o 別にまとまっている。そこで、 h_i/L_o 毎に R/H_o と ξ_o の関係式を求めてみる。図-5.5.5は、 $h_i/L_o=0.02$ の場合の R/H_o と ξ_o の関係を回帰曲線で示した一例である。 h_i/L_o 毎に回帰曲線を求めると、以下の式となる。

hi/Lo=0の場合 $R/Ho=0.282(\xi_0)^{1.723}$ (5.5.1)

hi/Lo=0.01の場合 $R/Ho=0.996(\xi_0)^{0.991}$ (5.5.2)

hi/Lo=0.02の場合 $R/Ho=0.890(\xi_0)^{1.404}$ (5.5.3)

hi/Lo=0.03の場合 $R/Ho=2.004(\xi_0)^{0.681}$ (5.5.4)

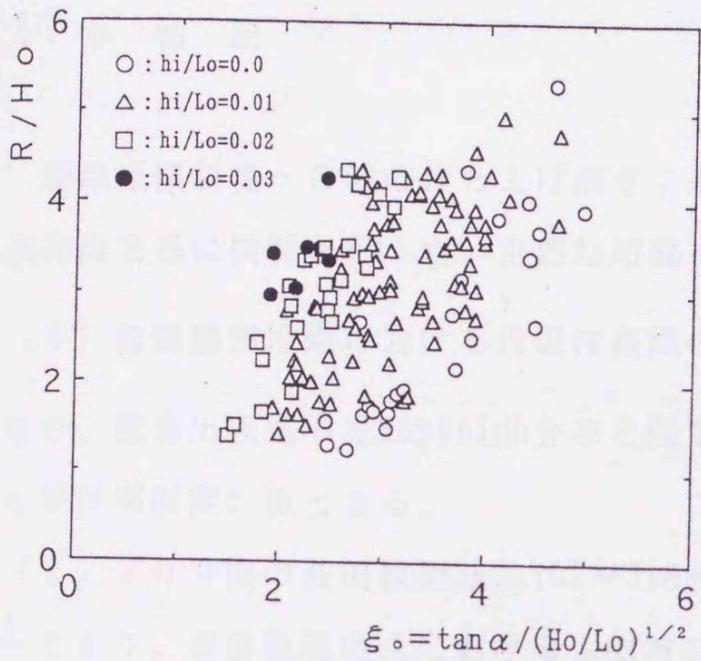


図-5.5.4 R/Hoと ξ_0 の関係

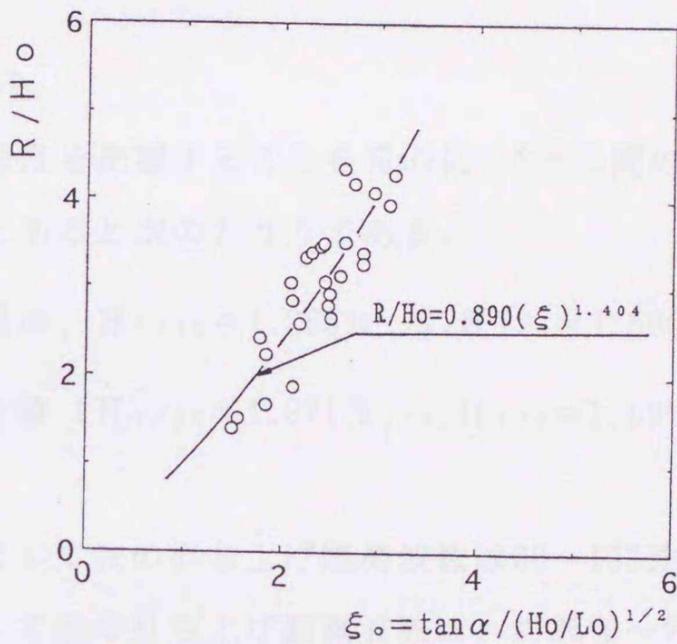


図-5.5.5 R/Hoと ξ_0 の関係
(hi/Lo=0.02)

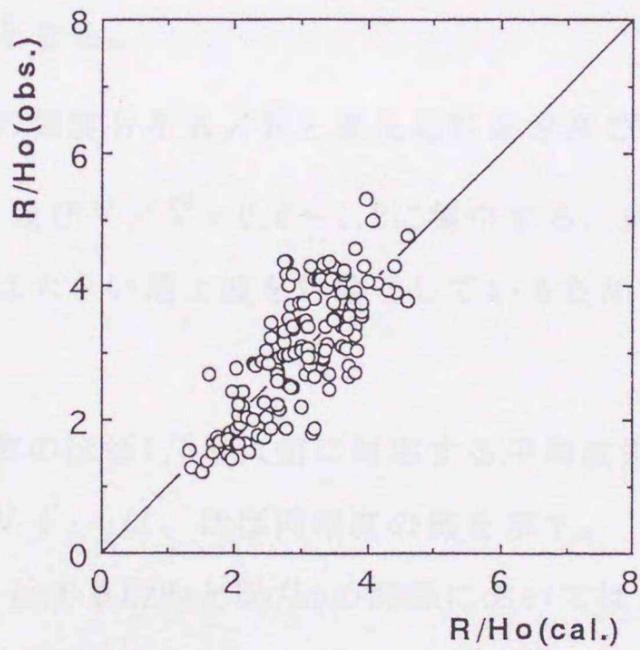


図-5.5.6 R/Hoの実測値と計算値

図-5.5.6は、 h_i/L_0 毎に求めた R/H_0 と ξ_0 に関する回帰曲線式から R/H_0 の計算値と実測値を比較したものである。計算値と実測値は、よく対応している。図-5.5.1あるいは図-5.5.4で示したように、 R/H_0 と H_0/L_0 あるいは ξ_0 の関係においてかなりばらついていたデータも h_i/L_0 毎に整理するとかなりまとまることが分かった。

5.6 結 語

現地緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ、遡上特性を把握することを目的に、2ヶ年間の現地観測値を基に検討を行った。主要な結論をまとめると次のとおりである。

(1) 波浪観測地点における代表波高間の関係は、 $H_{1/10} = 1.265 H_{1/3}$ 、 $H_{1/3} = 1.590 \bar{H}$ となり、波高出現確率をRayleigh分布と仮定した値 ($H_{1/10} = 1.271 H_{1/3}$ 、 $H_{1/3} = 1.597 \bar{H}$) とほぼ同程度の値となる。

(2) 20分間の波浪観測波数102~316波に対して波の打ち上げ観測波数は60~133波となっており、波浪観測地点における入射波に対して波の打ち上げ観測波数は、約25%~75%の減少を示した。

(3) 代表遡上高さ間の関係は、 $R_{1/10} = 1.146 R_{1/3}$ 、 $R_{1/3} = 1.263 \bar{R}$ であり、また代表波先端移動速度間においては、 $V_{1/10} = 1.122 V_{1/3}$ 、 $V_{1/3} = 1.234 \bar{V}$ となり、いずれも代表波高間の傾きより小さい値となる。

(4) 波の打ち上げ高さの頻度分布 R/\bar{R} と波先端移動速度の頻度分布 V/\bar{V} は、ほぼ同様の分布形を示し R/\bar{R} 及び $V/\bar{V} = 0.6 \sim 1.2$ に集中する。前者は、目視観測による小さい遡上波の見逃し、後者は大きい遡上波を対象としているためと考えられるが、さらに詳細な検討が必要である。

(5) 打ち上げ高観測波数のほぼ1/3最大値に対応する平均波先端移動速度 \bar{V} と $R_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$ を用いた波先端移動速度 $V_{1/3}$ は、ほぼ同程度の値を示す。

(6) h_i/L_0 をパラメータとする R/H_0 と H_0/L_0 の関係においては、有義波及び $R_{1/3}$ を用いた実測値は、規則波を用いた有孔被覆ブロック堤の実験値と同程度か幾分大きい値を示す。

(7) かなりばらついていた実測データも h_i/L_0 毎にある程度まとまり、 h_i/L_0 毎に求めた R/H_0 と ξ_0 に関する回帰曲線式より求めた R/H_0 の計算値と実測値はよく対応する。

参考文献

- 1)例えば, 沼田 淳・阿部至雄・高橋敏彦・相原昭洋: 仙台港における既存資料及び現地観測からの副振動解析, 第28回海岸工学講演会論文集, pp.39-43, 1981.
- 2)例えば, 沼田 淳・高橋敏彦: 仙台市荒浜海岸における離岸堤築造前後の汀線変化, 第30回海岸工学講演会論文集, pp.269-273, 1983.
- 3)例えば, 佐伯 浩・田中祐人・小野敏行・酒井雅史・尾崎 晃: 直立杭構造物に作用する水圧分布と氷盤の破壊周期について, 第30回海岸工学講演会論文集, pp.653-657, 1983.
- 4)例えば, 佐伯 浩・佐々木宏輝・山下俊彦・小野敏行・田中祐人: 直立円断面構造物に作用する海水の摩擦力について, 第35回海岸工学講演会論文集, pp.722-726, 1988.
- 5)Saville, T., Jr.: An approximation of the wave run-up frequency distribution, Proc. 8th conf. on Coastal Engg., pp.48-59, 1962.
- 6)首藤伸夫: 有義波と打ち上げ高の関係, 土木研究所報告, 第126号, pp.19-30, 1965.
- 7)Battjes, J. A.: Run-up distributions of waves breaking on slopes, Proc., ASCE, wwl, Feb., pp.91-113, 1971.
- 8)榎木 亨・岩田好一朗・森野彰夫: 緩斜面上への波の遡上特性, 第23回海岸工学講演会論文集, pp.164-169, 1976.
- 9)例えば, 合田良実: 波の連なりの統計的性質について, 港湾技術研究所報告, 第15巻第3号, pp.3-19, 1976.
- 10)例えば, J. Ploeg: Effects of wave grouping on breakwater stability, Proc. 16th conf. on Coastal Engg., pp.2228-2243, 1978.
- 11)首藤伸夫: 不規則波の打ち上げ高, 土木学会第23回年次学術講演会講演概要集II, pp.49-50, 1968.
- 12)久宝雅史・遠藤茂勝: 現地海岸における波の打ち上げに関する一考察(第2報), 土木学会第23回年次学術講演会講演概要集II, pp.51-52, 1968.
- 13)Evans Waddell: 自然海浜における打ち上げ波の特性に関する現地観測, 第20回海岸工学講演会論文集, pp.545-551, 1973.
- 14)小川由信・首藤伸夫: 波打帯の水理特性について, 第29回海岸工学講演会論文集, pp.135-139, 1982.

- 15)水口 優・苅部好伸・堀田新太郎：現地海岸における遡上波について，第30回海岸工学講演会論文集，pp.109-113,1983.
- 16)久保田進・水口 優・堀田新太郎・竹澤三雄：急勾配前浜海岸における遡上波の現地観測，第35回海岸工学講演会論文集，pp.118-122,1988.
- 17)豊島 修：緩傾斜護岸工法，第34回海岸工学講演会論文集，pp.447-451,1987.
- 18)Longuet-Higgins,M.S.:On the statistical distributions of the heights of sea waves,Jour.Marine,Res.,Vol.9,No.3,pp.245-266,1952.
- 19)高橋敏彦・沼田 淳：波の打ち上げ高さに関する現地観測値の基礎的検討，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集II，投稿中，1998.
- 20)久保田進・水口 優・竹澤三雄：遡上・反射波分布の予測モデル，海岸工学論文集，第39巻，pp.21-25,1992.
- 21)菅原 満・高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤への波の遡上特性に関する一検討，土木学会東北支部平成9年度技術研究発表会講演概要，pp.299-267,1998.
- 22)土木学会水理公式集例題集（昭和60年版）：第6編海岸・港湾編，pp.247-250,1985.
- 23)阿部達生・高橋敏彦・沼田 淳：波の打ち上げ高さに関する現地観測，土木学会東北支部平成8年度技術研究発表会講演概要，pp.154-155,1997.
- 24)佐藤光則・高橋敏彦・沼田 淳：波の打ち上げ高さに関する現地調査，土木学会東北支部平成9年度技術研究発表会講演概要，pp.254-255,1998.
- 25)高橋敏彦・沼田 淳・阿部至雄・相原昭洋：現地観測値に基づく波の打ち上げ高さの一検討，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集II，pp120-121,1997.
- 26)saville,T.Jr: Laboratory Investgation of Rubble-mound Breakwaters, Journal of the Waterways and Harbors Divison, ASCE, Vol.86, NO.wv3, pp.151-156, sept.,1960.
- 27)豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波の打ち上げ高—海岸勾配1/20—，第12回海岸工学講演会講演集，pp.180-185,1965.
- 28)高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤への波の打ち上げ高さに及ぼす相対水深の影響に関する実験，東北工業大学紀要I理工学編，第18号，pp.77-81,1998.
- 29)Battjes,J,A:Surf Similarity,Proc.,14th conf.on Coastal Engg., pp.466-480,1974.

第6章 波の打ち上げ高さに関する数値計算

6.1 序 節

海岸堤防や護岸の設計を合理的に行うためには、現地海岸における複雑な地形や構造物の条件のもとで波の打ち上げ高さを予測する計算手法を確立しなければならない。波の打ち上げ高の算定法としては、Savilleの仮想勾配法¹⁾、中村らの改良仮想勾配法²⁾などが用いられている。また、豊島らの算定図^{3)、4)}などもよく用いられている。しかし、これらの手法は物理現象をよく表していないことや比較的単純な地形条件の場合のみ適用されるなどの欠点がある。設計に際しては水理模型実験が行われることもあるが、その場合費用や時間を多く必要とする欠点がある。それに対し数値計算では、任意の地形条件などの場所的变化を比較的容易に設定できる利点がある。砕波後の波は段波状の波形を有することから $a/L \ll 1$ (a :波の振幅, L :波長)となり、波の浅水理論が適用可能⁵⁾であると言われている。そこで本研究は、始めに浅水方程式を用い、波の打ち上げ高さを算定する手法を確立し、次に非砕波、砕波を含む広い条件において最大遡上高さ、波の遡上空間波形及び波先端軌跡等について実験結果と比較検討を行うことを目的とした。

6.2 支配方程式

6.2.1 浅水理論

支配方程式として、次に示す鉛直方向に積分した浅水理論式を用いる。連続式及び運動方程式は、式(6.3.1),(6.3.2)により表せる⁶⁾。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \quad (6.3.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (M^2/D)}{\partial x} + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + Fr = 0 \quad (6.3.2)$$

$$Fr = g n^2 / D^{7/3} * M | M |$$

ここに, x : 岸沖方向の座標, η : 静水面から鉛直にとった水位, h : 静水面より鉛直下方にとった水深, M : $\{=u(h+\eta)\}$ x 方向の線流量(単位幅当りの流量), u : x 方向の一様分布流速, D : 全水深($=h+\eta$), g : 重力加速度, n : Manningの粗度係数である。式(6.3.1)の各項の意味は, 第2項が微小距離を隔ててとった2つの鉛直面を流出入する水量の差, 第1項がそのために生じる静水面からの水位上昇量である。式(6.3.2)の各項の意味は, 第1項が非定常項, 第2項は移流を表す非線形項, 第3項は水面勾配項, 第4項は摩擦項である。

6.2.2 浅水理論の差分⁶⁾

式(6.3.1), (6.3.2)は, leap-frog法により差分化を行う。leap-frog法では, 中央差分を採用しており, 境界条件の設定の容易性のため図-6.2.1に示すように, η , M の計算点をずらして設置する。図中(x, t)に対応する離散化量を表す添字としては($i\Delta x, k\Delta t$)を用いる。すなわち, i は空間ステップ°, k は時間ステップ°を表している。以下に各項の差分式を示す。

連続式の各項は, 次の通りである。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [\eta_i^{k+1} - \eta_i^k] \quad (6.3.3)$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} [M_{i+1/2}^{k+1/2} - M_{i-1/2}^{k+1/2}] \quad (6.3.4)$$

運動方程式の各項は, 次の通りである。

$$\frac{\partial M}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [M_{i+1/2}^{k+1/2} - M_{i-1/2}^{k+1/2}] \quad (6.3.5)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) = \frac{1}{\Delta x} \left[\lambda_1 \frac{(M_{i+3/2}^{k-1/2})^2}{D_{i+3/2}^{k-1/2}} + \lambda_2 \frac{(M_{i+1/2}^{k-1/2})^2}{D_{i+1/2}^{k-1/2}} + \lambda_3 \frac{(M_{i-1/2}^{k-1/2})^2}{D_{i-1/2}^{k-1/2}} \right] \quad (6.3.6)$$

ここに,

$$M_{i+1/2}^{k-1/2} \geq 0 \quad \lambda_1 = 0, \quad \lambda_2 = 1, \quad \lambda_3 = -1$$

$$< \quad \lambda_1 = 1, \quad \lambda_2 = -1, \quad \lambda_3 = 0$$

$$g D \frac{\partial \eta}{\partial x} = g D_{i+1/2}^k \cdot \frac{1}{\Delta x} [\eta_{i+1}^k - \eta_i^k] \quad (6.3.7)$$

$$\frac{g n^2}{D^{7/3}} M |M| = \frac{g n^2}{(D_{i+1/2}^{k-1/2})^{7/3}} \cdot \frac{1}{2} \cdot (M_{i+1/2}^{k+1/2} + M_{i+1/2}^{k-1/2}) |M_{i+1/2}^{k-1/2}| \quad (6.3.8)$$

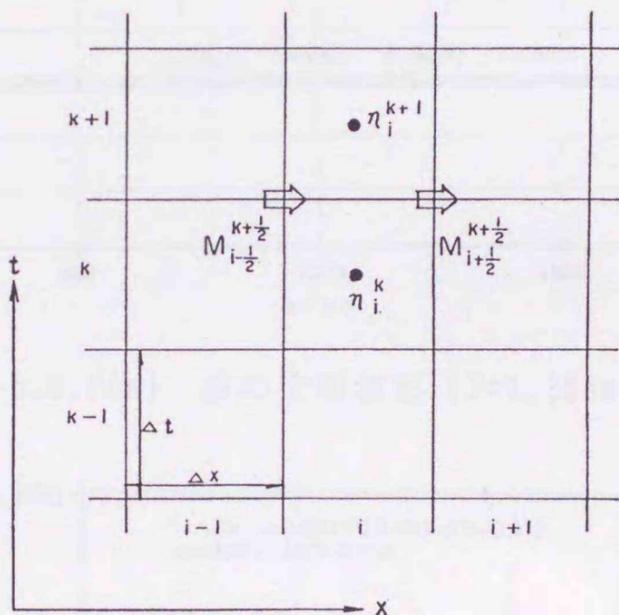


図-6.2.1 leap-frog法の計算点の配置

線形項の差分は中央差分を用い、非線形項の差分には安定性のため流れ方向にとった風上差分を用いた。摩擦項には、陰形式差分を用いて不安定性が生じないようにした。なお、本研究の支配方程式の差分については、文献6)に詳しく記述されている。初期条件は、静

水位を基準として、時刻 $k-1/2$ まではいかなる運動もないものとして、 $\eta_i^{k-1}, M_{i+1/2}^{k-1/2} = 0$ としている。また、沖側境界条件として、正弦関数の進行波を入力した。遡上波の先端条件として、全水深のありなしで判断した。すなわち、波先端は陸上のメッシュと水没のメッシュの間にあるものと考え、波先端での水位が陸上のメッシュの地盤高を上まわる場

合において遡上計算を実施している。計算に際しては、判別水深を種々変えて打ち上げ高さの違いを調べた結果、 10^{-3}m を判別水深（打ち切り水深）とした。また、数値計算の安定条件として時間間隔 Δt と空間メッシュ間隔 Δx の間には、 $\Delta x / \Delta t \geq |u| + (gD)^{1/2}$ （計算領域内で予想される水平流速の絶対値の最大値、波速の最大値）を満たす必要がある。種々検討を行った結果、今回差分化する場合のx方向の空間メッシュ間隔 Δx は、 0.01m 、計算の時間間隔 Δt は、 0.00375sec が最適であると判断され本検討に用いた。なお、本計算条件に対しては、数値計算上の碎波は生じない。

6.2.3 波の空間及び遡上波形の計算例⁷⁾

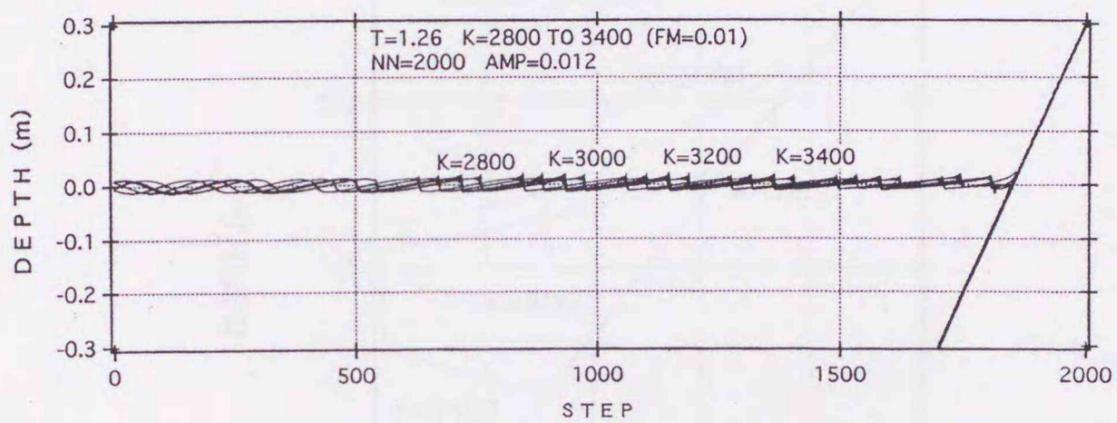


図-6.2.2(a) 波の空間波形 (T=1.26sec)

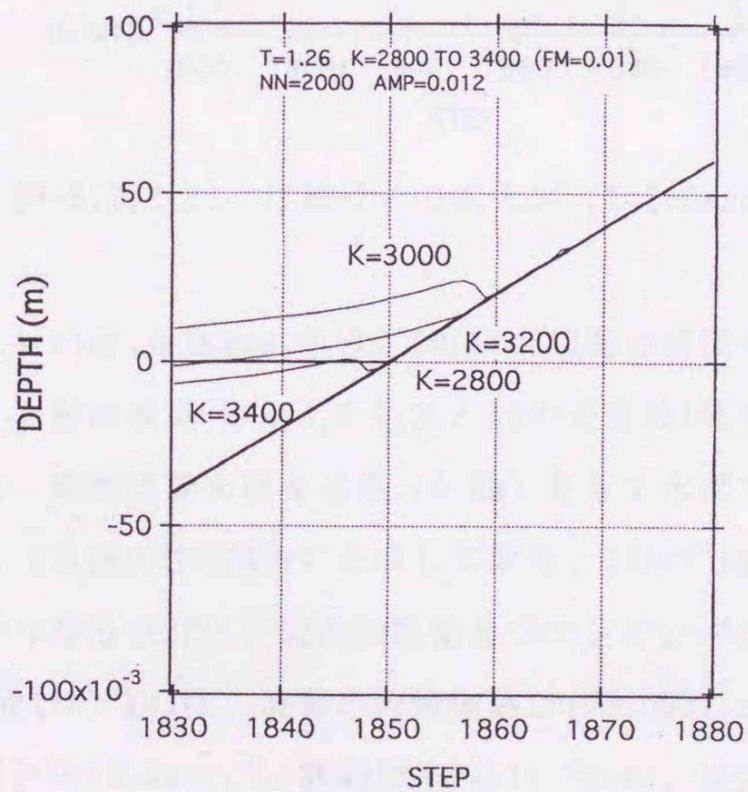


図-6.2.2(b) 汀線付近の拡大図 (T=1.26sec)

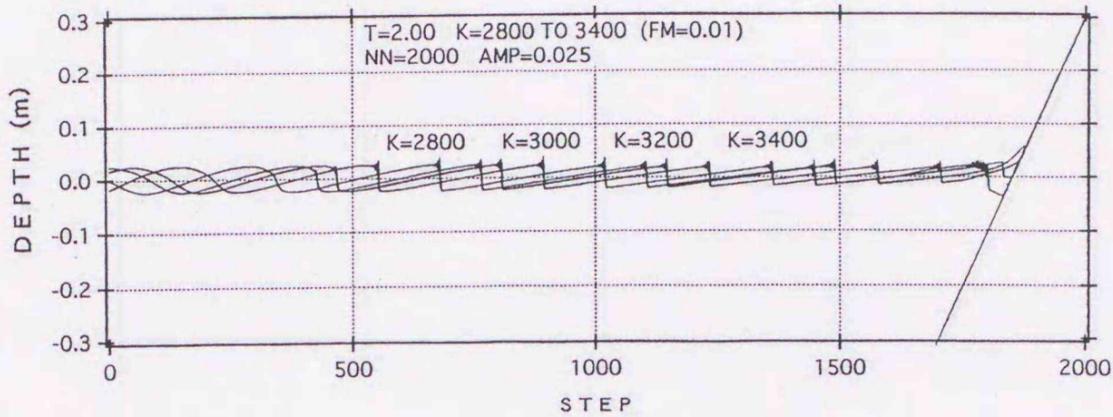


図-6.2.3(a) 波の空間波形 (T=2.0sec)

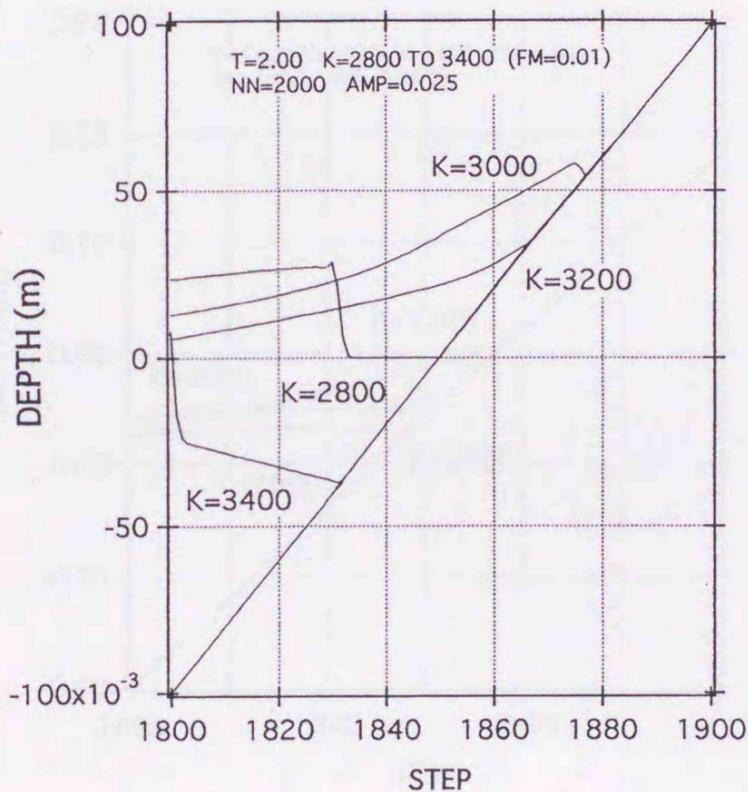


図-6.2.3(b) 汀線付近の拡大図 (T=2.0sec)

図-6.2.2(a)~6.2.4(a)は,長さ20m,水深0.3mに1/5勾配の滑面斜面を設置し,入射波周期 $T=1.26, 2.0, 4.0\text{sec}$, 入射波波高 $H=2.4, 5.0, 3.2, \text{cm}$ の正弦波(周期波)を作用させた場合の計算結果である。また,縦軸は静水面を基準(0.0m)として水深方向を負,鉛直上向きを正としている。横軸は,x方向の空間ステップ°を表しており,1ステップ°は空間メッシュ間隔 $\Delta x=0.01\text{m}$ に対応している。図中のAMP及びFMは,波高の振幅及びマンニングの粗度係数($n=0.01$)を表している。また,時間ステップ° $k=1$ は,計算の時間間隔 $\Delta t=0.00375\text{sec}$ に対応している。すなわち $k=2800$ ステップ°は起波後10.5sec, $k=3000$ ステップ°は11.25sec,また $k=3200, 3400$ ステップ°は,それぞれ起波後12.0,12.75secである。200ステップ°は,計算の時間間隔 $\Delta t=0.00375\text{sec}$ の200倍

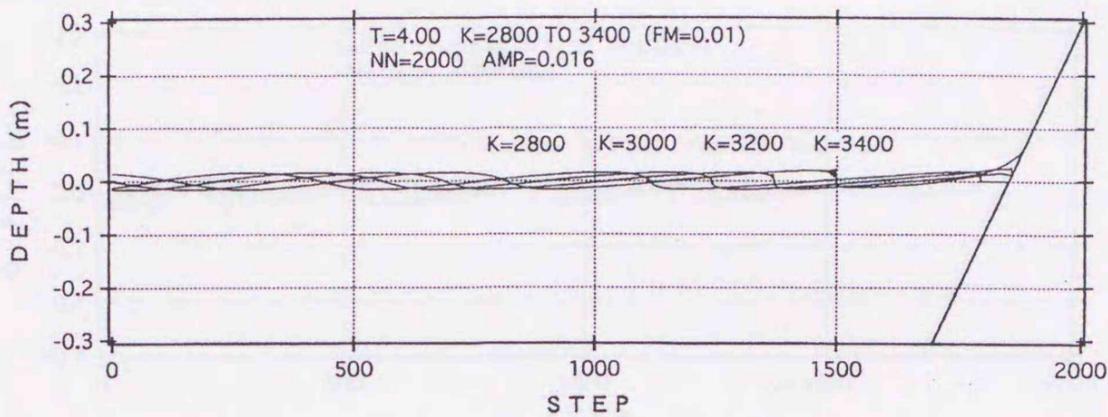


図-6.2.4(a) 波の空間波形 (T=4.0sec)

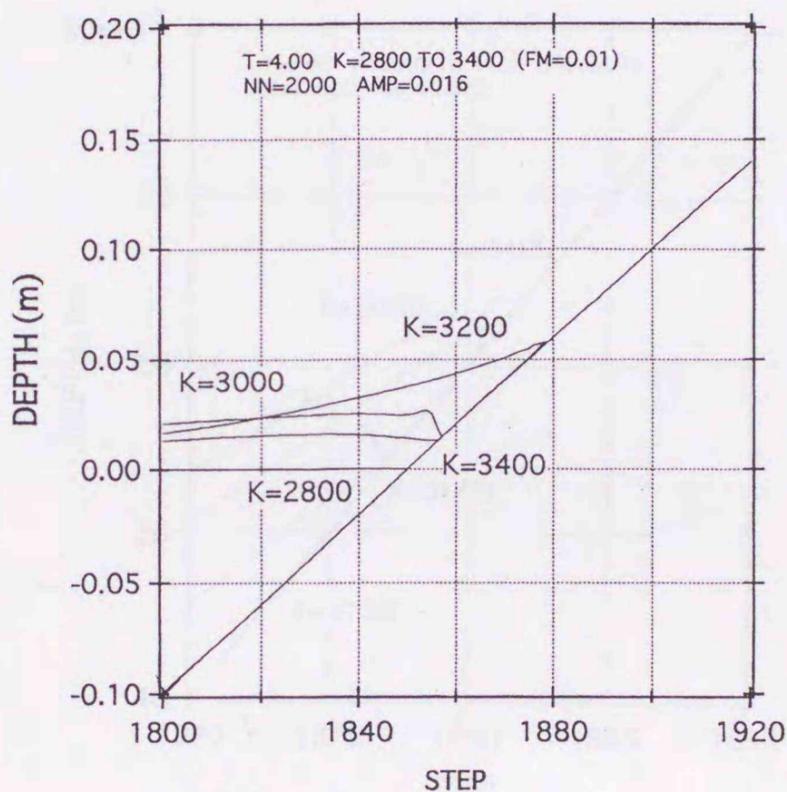


図-6.2.4(b) 汀線付近の拡大図 (T=4.0sec)

で、0.75secに対応している。それぞれの図中には、2800ステップ°から3400ステップ°まで200ステップ°毎の波の空間波形を重ねて示している。波長については、微小振幅波理論で求めた値と各図中の値は、ほぼ対応しており波の進行過程がよく表現されている。

図-6.2.2(b)~6.2.4(b)は、前述の各図(a)の遡上部分を拡大したものである。図-6.2.2(b)よりk=2800では、まだ(b)図中の斜面に波が到達しておらず、k=3000で波先端が斜面を遡上中、k=3200で戻り途中、k=3400で汀線付近まで戻ってきているか再遡上中である。図-6.2.3(b)では、k=2800で汀線直前まで波が到達しており、k=3000で波先端が斜面を遡上または戻り途中、k=3200で戻り途中、k=3400で汀線より約R₀-4cmまで戻り途中か遡上中の波形

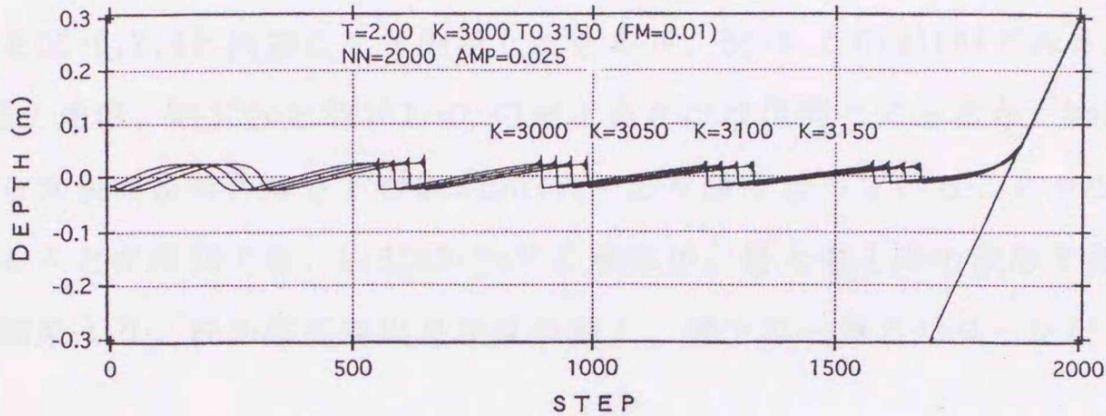


図-6.2.5(a) 波の空間波形 (T=2.0sec)

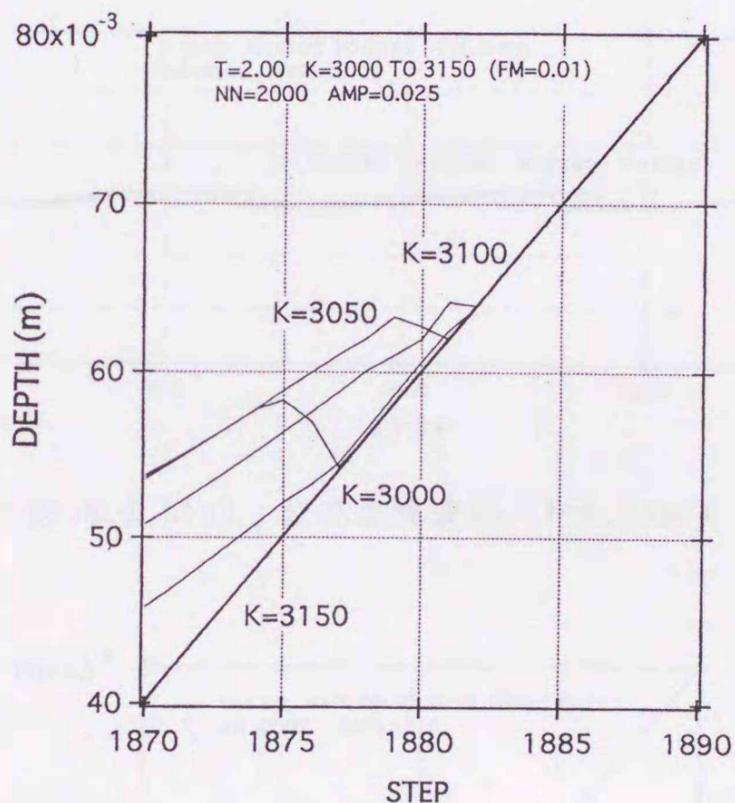


図-6.2.5(b) 汀線付近の拡大図 (T=2.0sec)

形態を示している。図-6.2.4(b)では、 $k=2800$ では図中の斜面にまで波が到達していないが、 $k=3000, 3200, 3400$ と経過時間と共に斜面上への遡上、戻りの一連のパターンが表現されている。

図-6.2.5(a)(b)は、図-6.2.3と同様の条件で $k=3000 \sim 3150$ 迄を50ステップ毎に空間波形及び遡上部分を拡大したものである。 $k=50$ ステップは $t=0.1875$ secに対応しており、図-6.2.3(b)の $k=3000$ ステップの波先端波形が遡上中か戻り途中かを知ることが出来る。図-6.2.5より $k=3000$ は、遡上途中であり、 $k=3100$ ステップで最大遡上高さを示し、 $k=3150$ ステップでは戻りに入っていることが分かる。このように、計算出力ステップ k を細かくすることにより遡上形態及び最

大打ち上げ高さも求めることが出来る。図-6.2.4(b)の $k=3200$ ステップ°の波形が遡上中か、戻り途中かを図-6.2.4と同様にして図示したものが、図-6.2.6(a)(b)である。図より $k=3150$ ステップ°で遡上途中、 $k=3200$ と 3250 ステップ°の遡上高さはほぼ同じであるが、 $k=3250$ ステップ°の水脈（水底から水表面までの厚さ）が $k=3200$ ステップ°より薄くなっていることから、戻りの状態に入っていることが推測でき、 $k=3200$ ステップ°の波形が、最大遡上時の波形であることが分かる。これらの結果より、波の進行過程及び波の遡上、遡下の一連のパターンがよく表現されている。

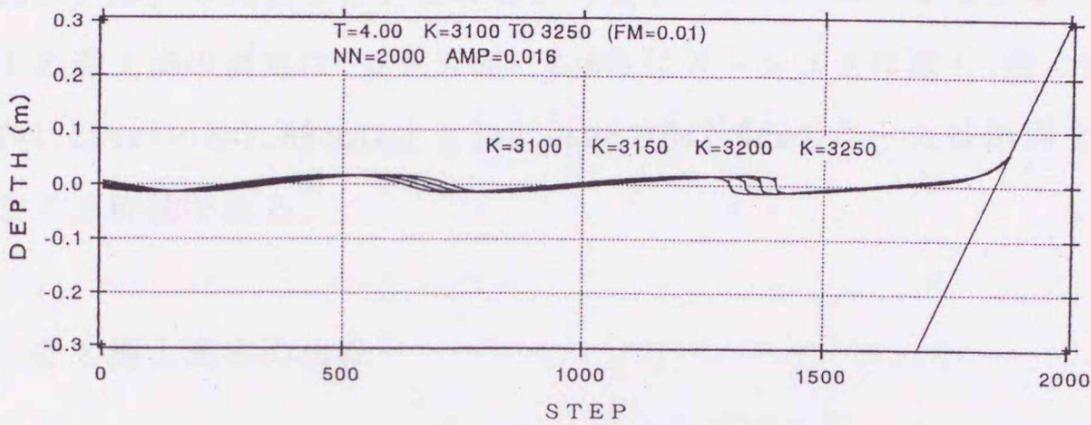


図-6.2.6(a) 波の空間波形 (T=4.0sec)

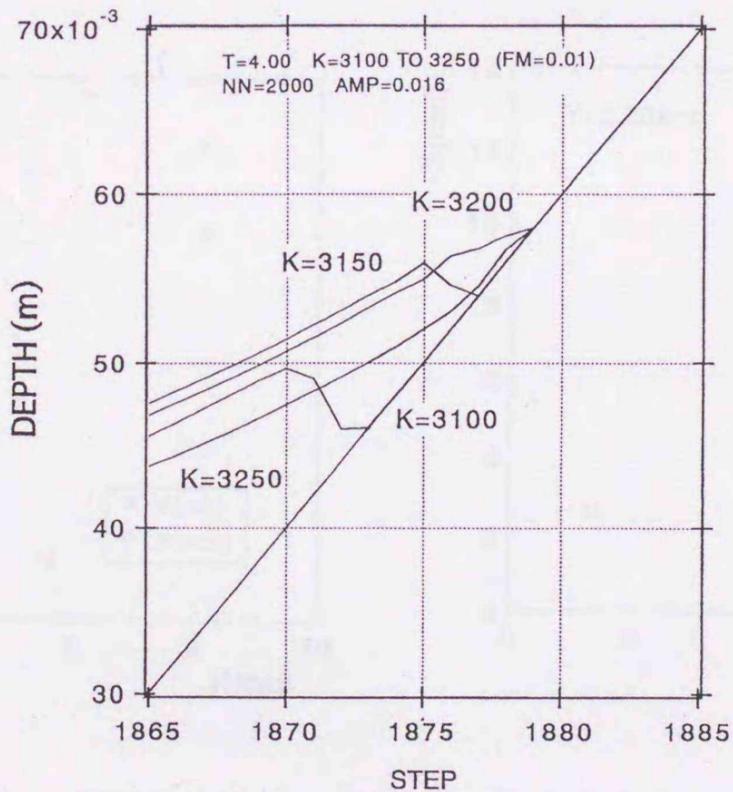


図-6.2.6(b) 汀線付近の拡大図 (T=4.0sec)

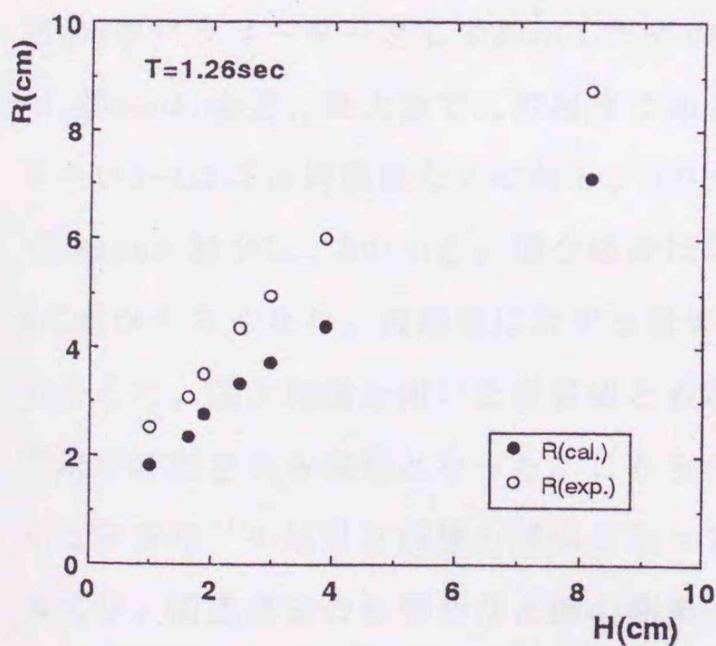
6.3 計算値と実験値との比較⁸⁾

6.3.1 実験条件及び方法

実験は、長さ20m、幅0.6m(0.3mに仕切って使用)、高さ0.7mの両面ガラス張りの波浪実験水路で行った。水深、斜面勾配は、それぞれ0.3m、1/5(滑面)勾配に固定した。波浪条件は、周期 $T=1.26\text{sec}$ の場合入射波高 $H=1.11\sim 8.16\text{cm}$ の7種類、 $T=2.0\text{sec}$ の場合 $H=1.34, 7.90\text{cm}$ の2種類、 $T=3.0\text{sec}$ の場合 $H=1.25, 2.46, 3.97, 6.02\text{cm}$ の4種類である。波の空間及び遡上波形は、8mmカメラ(30コマ/秒)で観測した。波の解析対象としては、遡上が安定している30波目とした。斜面上の遡上高の測定は、ガラス面に2cm毎にメッシュを作成し、遡上記録より読み取った。なお、 $T=1.26\text{sec}$ の $H=1.89\text{cm}$ 以上と $T=2.0\text{sec}$ の $H=7.9\text{cm}$ のケースは斜面上で碎波しているが、他は全て非碎波である。

6.3.2 最大遡上高さの比較

図-6.3.1(a),(b),(c)は、今回実験を行った $T=1.26, 2.0, 3.0\text{sec}$ の各入射波高 H に対する最大遡上高さの実験値と計算値の比較図である。最大遡上高さの実験値は、21波~40波の平



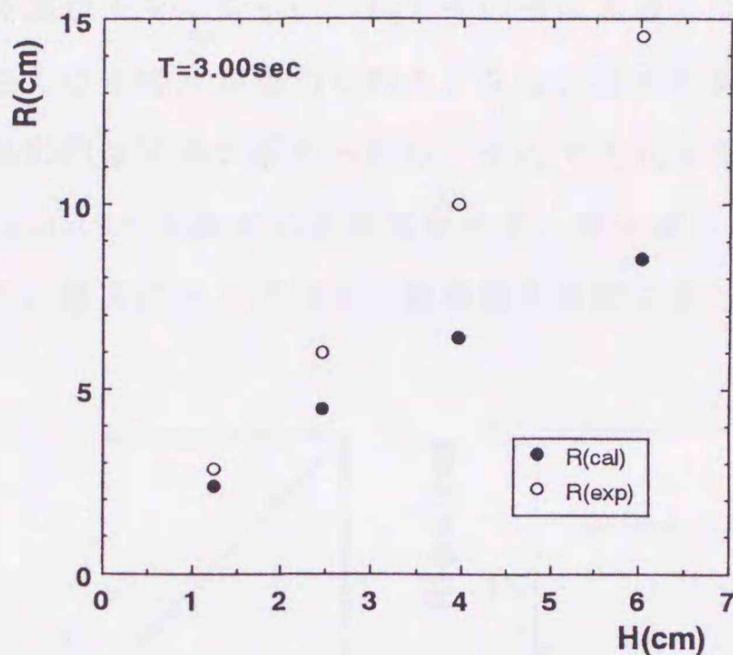


図-6.3.1(c) 打ち上げ高の比較図 (T=3.0sec)

均値を用いた。計算値は、実験値と比較するために、実験条件と同一条件で数値計算を行った。各周期共、始めに $k=200$ ステップ毎に遡上高さを求めたが、 200 ステップ毎は 0.75 sec毎の遡上高さである。このステップ毎で最大遡上高さを求めるのは、前述したようになりラフである。そこで、 $k=200$ ステップ毎の遡上高さを参考にして、次に $k=50$ ステップ($t=0.1875$ sec)毎に計算を行い、最終的には $k=25$ ステップ(0.0938 sec)毎の遡上高さより求めた計算値を最大遡上高さとした。図-6.3.2(a)は、図-6.3.1で求めた計算値と実験値の最大遡上高さ R を、周期 T をパラメータとして図示したものである。実験値に対する計算値の値は、○印の $T=1.26$ secの場合、最大差で 0.82 程度である。△印の $T=2.0$ secの場合は2ケースしかないが、 H の小さいケースはほぼ同程度なのに対し、 H の大きいケースでは、 0.72 程度となっている。□印の $T=3.0$ secの場合は、 H の小さい場合はほぼ同程度の値となっているが、 H が大きくなるに従い R の差が大きくなり、実験値に対する計算値の値は最大差で 0.58 程度の値となっている。このように、浅水理論を用いた計算値と実験値の打ち上げ高さを比較した結果、計算値が幾分過小評価される結果となった。これらの結果は、同じ方程式を用いて数値計算を行っている宇多ら⁹⁾の結果と同様の傾向となっている。これは、宇多らも指摘しているように基本式が、鉛直流速の影響及び水面の曲率効果を含んでいないためではないかと考えられる。

また、実験値の $T=1.26$ secでは波高の小さい2ケース、 $T=2.0$ secでは2ケースのうち波高の小さい方、 $T=3.0$ secでは全ケースが非碎波であることから、最大遡上高さの計算値と実験値の関係においては、碎波、非碎波に関わらず各周期とも入射波高が小さい場合はほぼ同程度の値と

なっているが、入射波高が大きくなるにつれてその差は大きくなっている。また、周期が長いほどその差が大きくなる傾向が認められる。なお、図中の実験値と計算値には、 $R(\text{cal.})=0.721R(\text{exp.})$ の線形的な関係が認められる。そこで上式を用いて、図-6.3.2(b)に再計算値 $R1(\text{cal.})=1.386R(\text{cal.})$ と実験値の比較図を示す。幾分ばらつきはあるものの、ほぼ同程度の値を示しており、最大打ち上げ高さの概略値を推定することができると思われる。

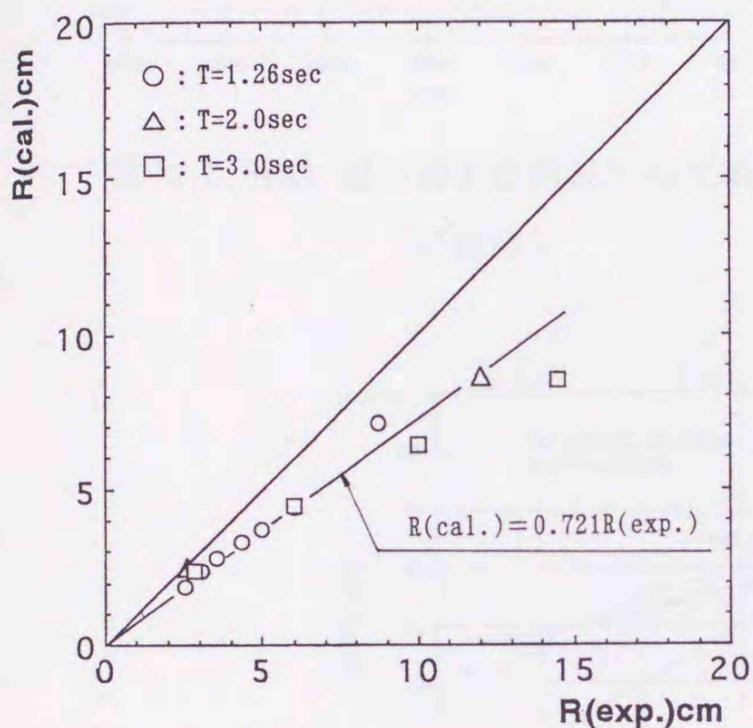


図-6.3.2(a) 最大遡上高の実験値と計算値の比較

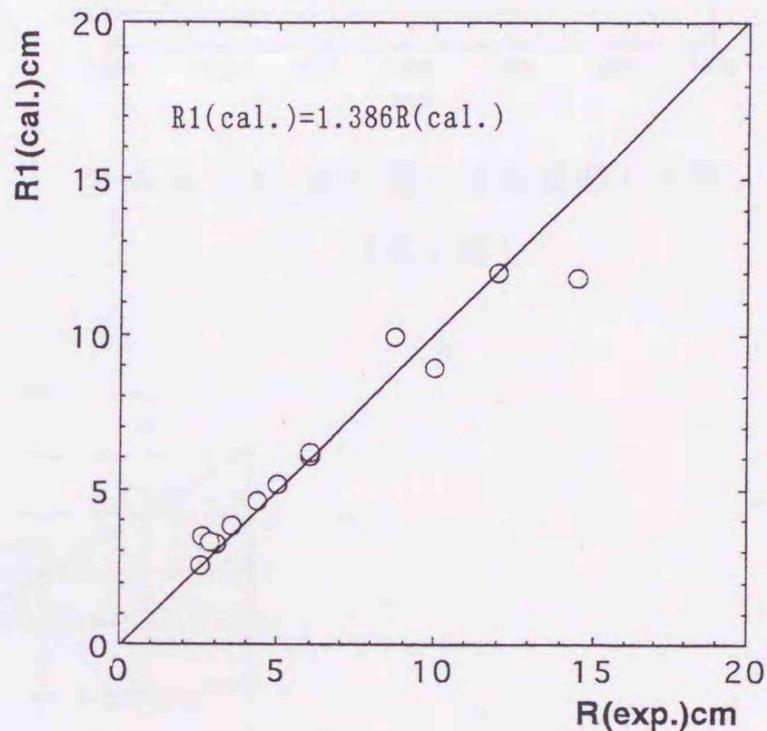


図-6.3.2(b) 最大遡上高の実験値と再計算値の比較

6.3.3 波の遡上空間波形の比較

図-6.3.3~6.3.5の各(a),(b),(c)は、実験値及び計算値の波先端が汀線に到達した時を $t=0$ (a)として、遡上時(b)、最大遡上時(c)までの経過時間及び遡上波形を $T=1.26, 2.0, 3.0$ secの3種類の周期から各1ケースずつ図示したもので、実線が計算値、破線が実験値である。各(a)の汀線地点に遡上波を合わせる($t=0$)のために、実験波は波の安定する30波目を対象として、1秒間に30コマ($1/30 \div 0.0333$ sec)撮影した8ミリビデオより1コマ毎にプリント用紙に出力して解析に用いた。一方、計算値は、実験解析精度に合わせ $k=9$ ステップ($\div 0.0338$ sec)毎に遡上波形を求めた。

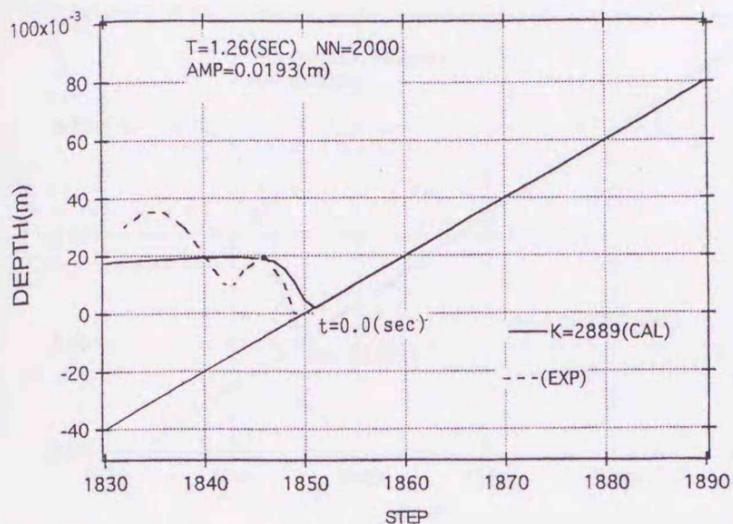


図-6.3.3(a) 波の遡上空間波形の比較
(汀線時)

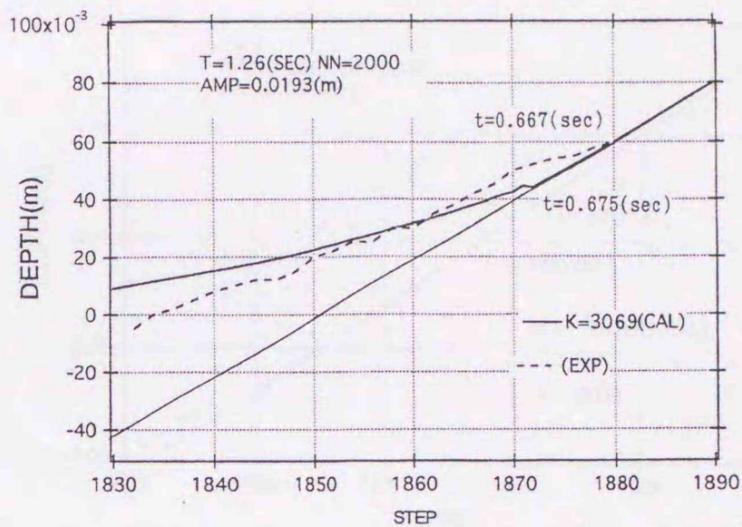


図-6.3.3(b) 波の遡上空間波形の比較
(遡上時)

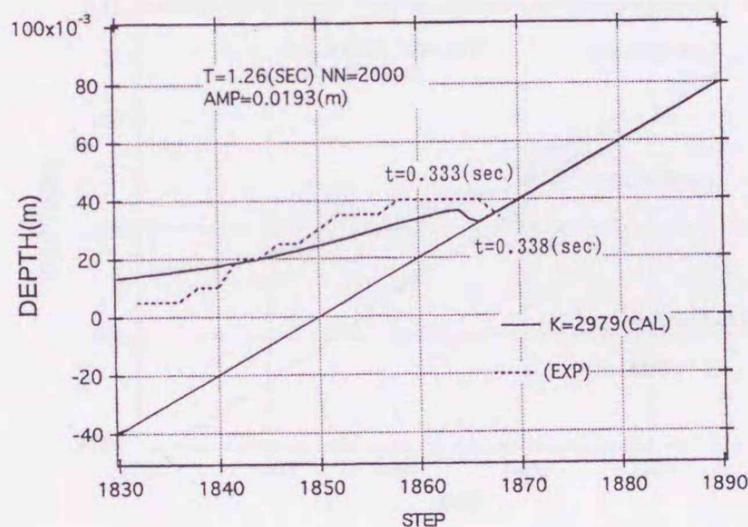


図-6.3.3(c) 波の遡上空間波形の比較 (最大遡上時)

図-6.3.3は、 $T=1.26\text{sec}$, $H=3.86\text{cm}$ のケースであり、汀線より沖側15cm付近が砕波点となっている。(a)の実験値、計算値の波先端を出来るだけ汀線地点に合わせて示してあるが、解析精度により両者とも幾分ずれている。(b)は、汀線から最大遡上時までの経過時間のほぼ中間時を示しており、実験値の遡上が幾分高くなっている。(c)は、両者の最大遡上時の空間波形であり、実験値の遡上高約6.0cmに対して計算値は約4.4cmとなっている。図-6.3.4は、 $T=2.0\text{sec}$, $H=7.9\text{cm}$ のケースであり、汀線より沖側45cm付近が砕波点となっている。(a)では、実験値、計算値とも $t=0$ で波先端がほぼ汀線地点に揃っており、(b)では、汀線通過後計算値 $t=0.473(\text{sec})$ 、実験値 $t=0.466(\text{sec})$ の遡上空間波形である。計算値は、なめらかな遡上空間波形で波先端に近づくほど水脈(水底から水表面までの厚さ)が薄くなるのに対し、

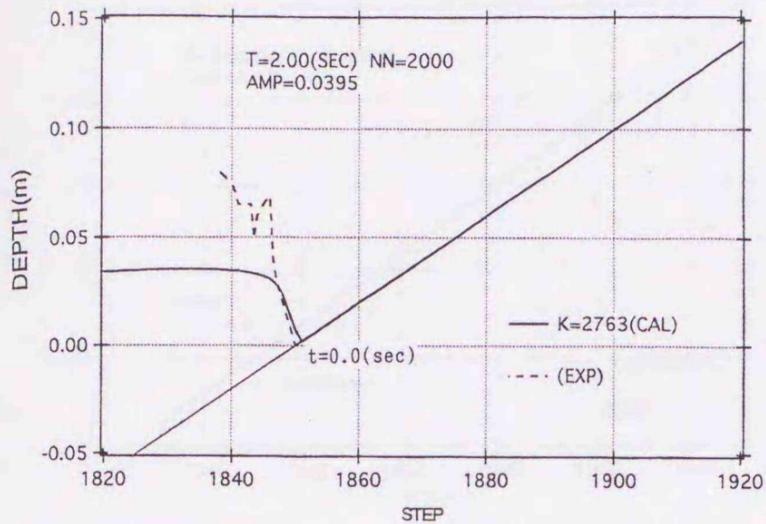


図-6.3.4(a) 波の遡上空間波形の比較
(汀線時)

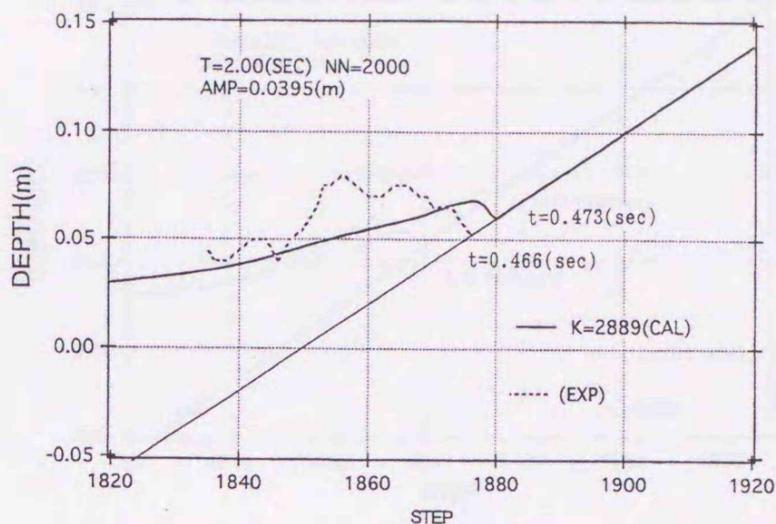


図-6.3.4(b) 波の遡上空間波形の比較
(遡上時)

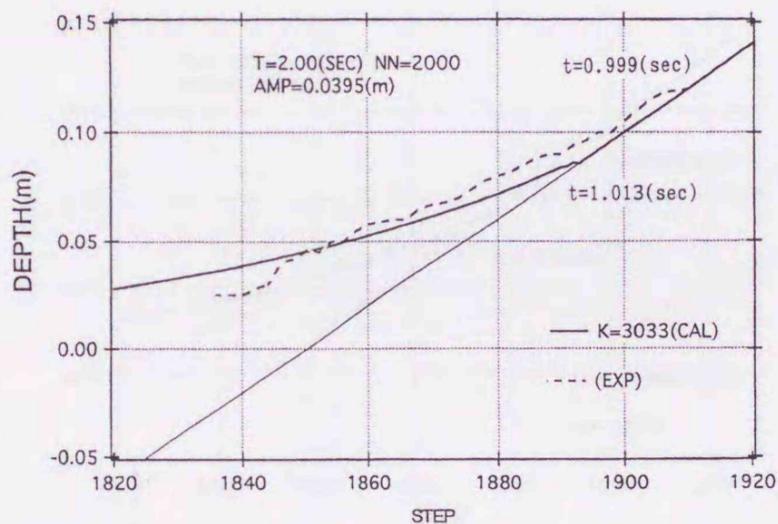


図-6.3.4(c) 波の遡上空間波形の比較 (最大遡上時)

実験遡上波形は、砕波後の段波状態での遡上のためか水脈がかなり不均一で計算波形のようになめらかではない。(c)では、計算値の場合、汀線通過後 $t \doteq 1.013 \text{sec}$ で最大遡上高約8.6cmとなっているのに対し、実験値では $t \doteq 0.999 \text{sec}$ で最大遡上高約12.0cmとなっている。汀線通過後ほぼ同経過時間で最大遡上高になっているが、実験値の方が遡上高さは大きい。図-6.3.5は、 $T=3.0 \text{sec}$, $H=6.02 \text{cm}$ のケースで非砕波である。(a)では、汀線地点に両者の波先端がほぼ揃っており、(b)では、汀線通過後の経過時間が、計算値 $t \doteq 0.473 \text{sec}$ 、実験値 $t \doteq 0.466 \text{sec}$ となっており幾分計算値の方が大きいにも関わらず、実験値の遡上が高くなっている。(c)では、いずれも最大遡上時の空間波形を示しており、実験値が約15cmの遡上高さ(R)に対して計算値では約8.6cmとなっている。なお、汀線通過後の経過時間は計算値 $t \doteq 0.$

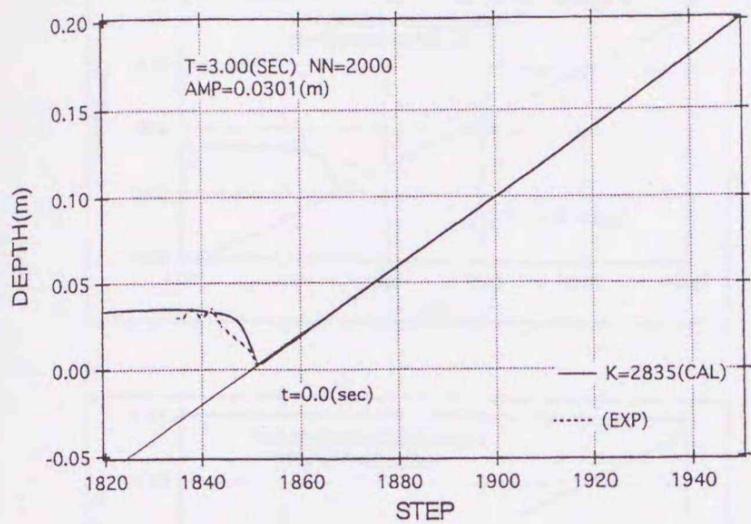


図-6.3.5(a) 波の遡上空間波形の比較
(汀線時)

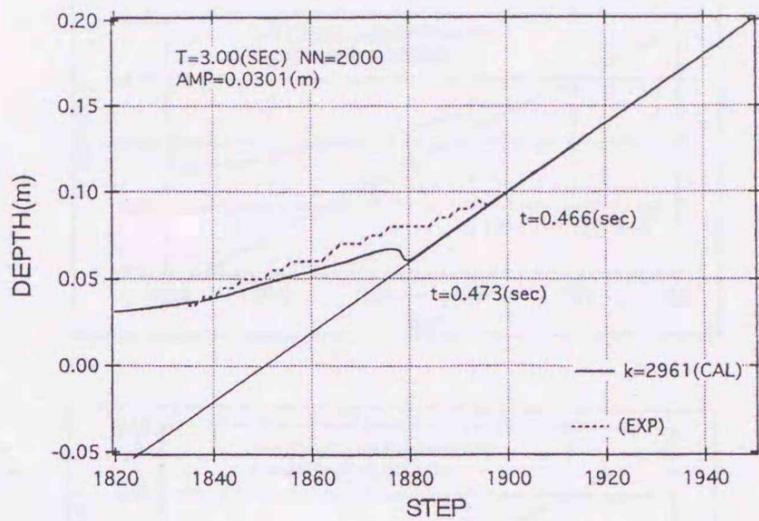


図-6.3.5(b) 波の遡上空間波形の比較
(遡上時)

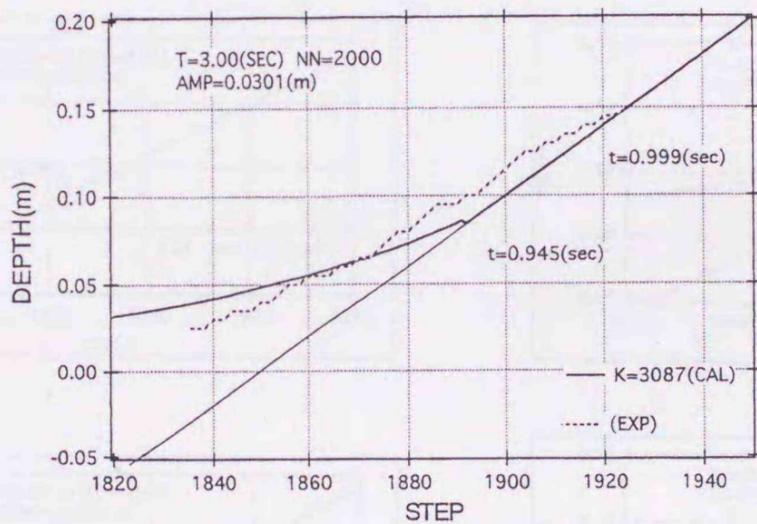


図-6.3.5(c) 波の遡上空間波形の比較 (最大遡上時)

945sec、実験値 $t \doteq 0.999\text{sec}$ となっており、実験値の方が幾分経過時間が長くなっている。これらの結果より、各周期とも汀線通過後同じ経過時間の場合、全体的に計算値より実験値の方が幾分遡上高が大きくなる傾向が認められる。前節で示したように最大遡上高さは、実験値の方が全て大きい。なお、図-6.3.6には、 $T=2.0\text{sec}$, $H=7.9\text{cm}$ の遡上空間波形の計算結果を、 $k=9\text{ステップ}^\circ$ の3倍の $k=27\text{ステップ}^\circ$ ($t \doteq 0.101\text{sec}$)毎に20波形示している。汀線に波が到達 ((1) $t=0.0\text{sec}$) し、遡上中 ((2) $t=0.101\text{sec} \sim (10)t=0.911\text{sec}$)、最大遡上時 ((11) $t=1.013\text{sec}$)、遡下状態 ((12) $t=1.114\text{sec} \sim (20)t=1.924\text{sec}$)の一連の空間波形が詳細に認められる。

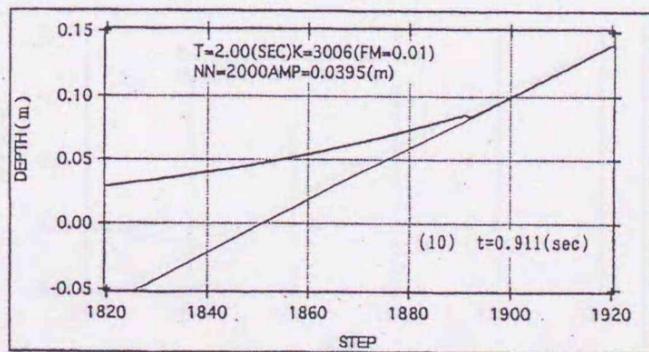
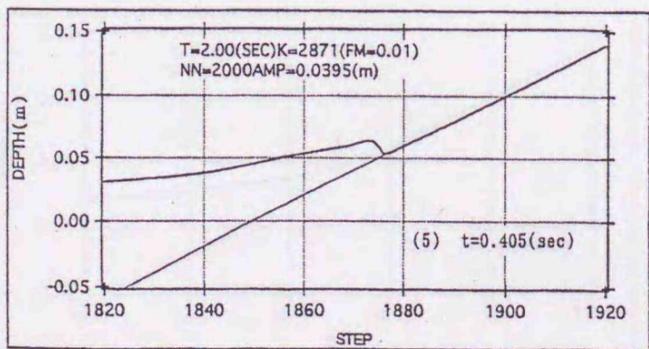
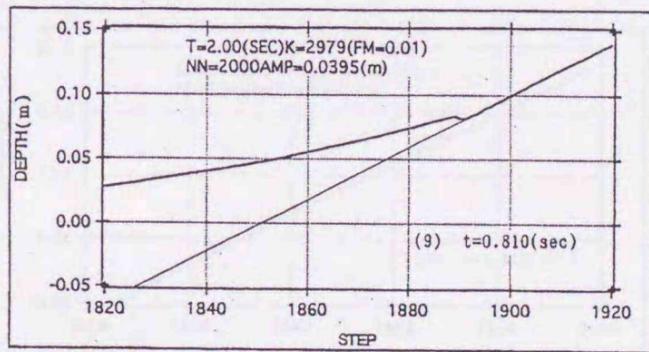
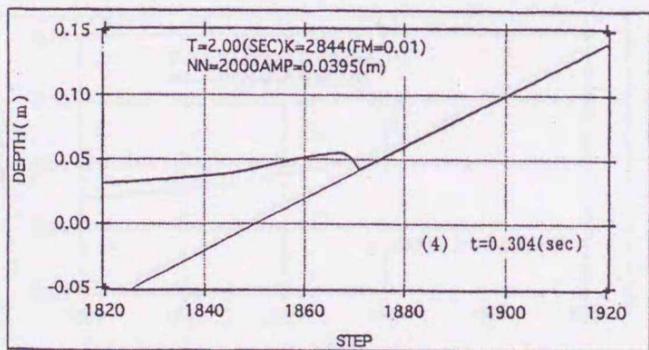
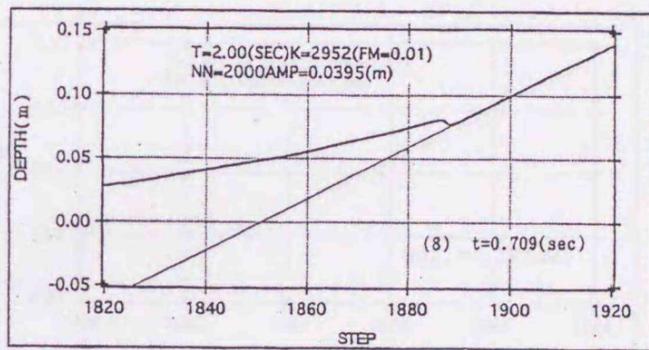
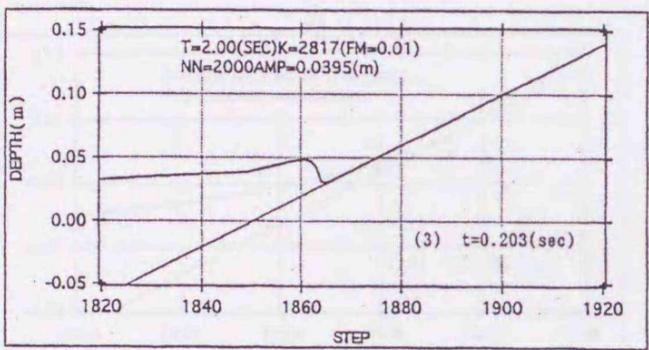
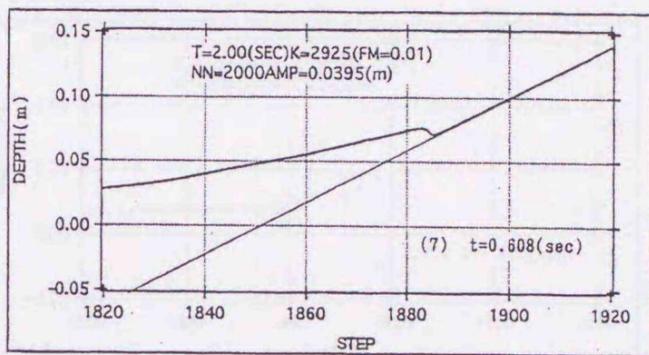
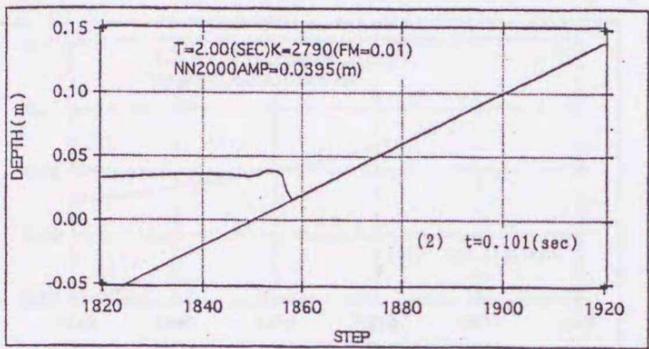
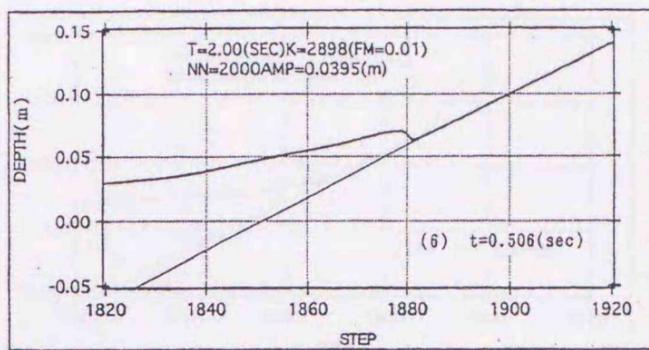
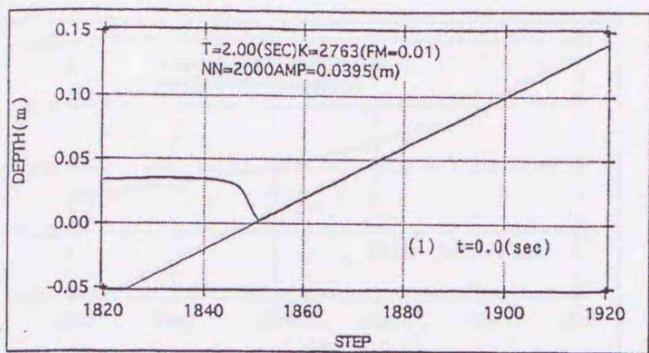


図-6.3.6(1) 波の連続遡上空間波形 ($T=2.0\text{sec}$, $H=7.9\text{cm}$)

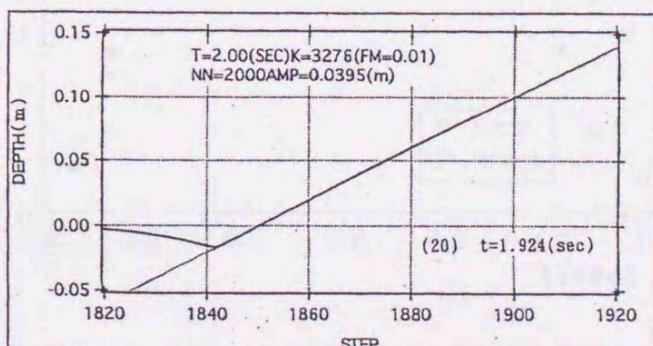
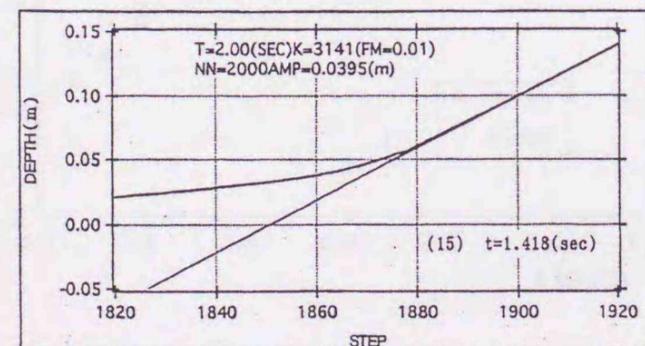
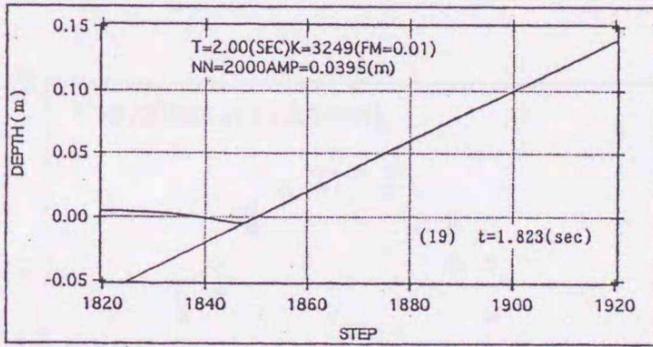
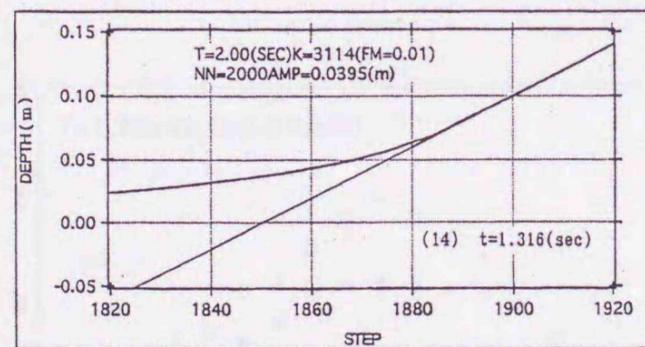
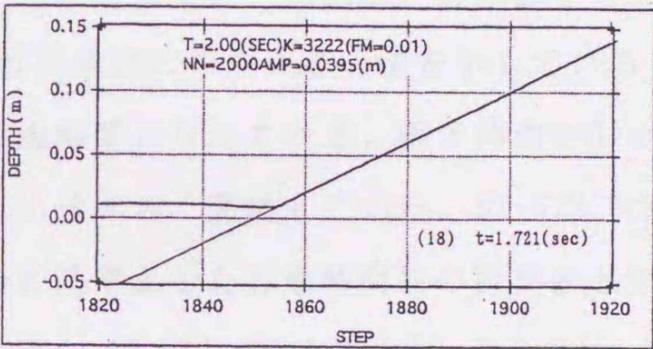
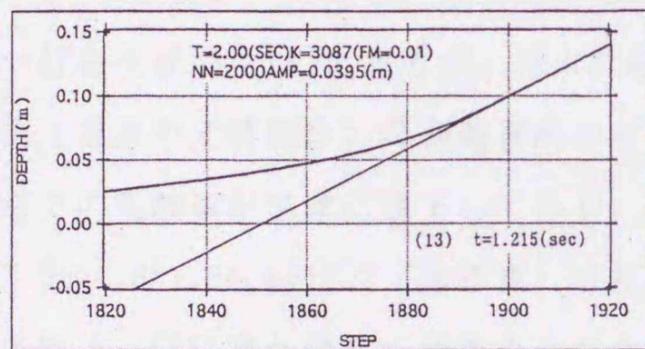
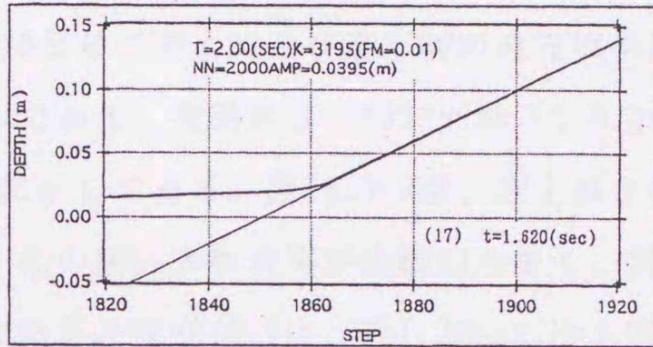
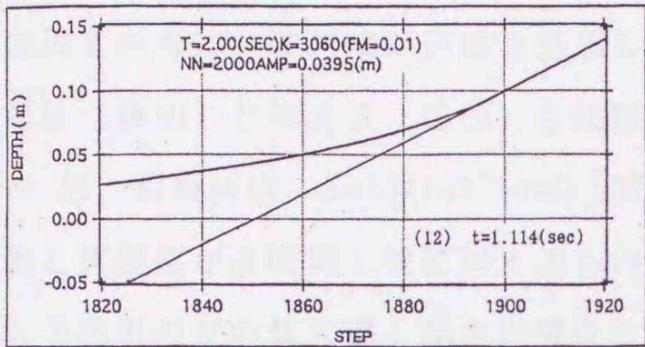
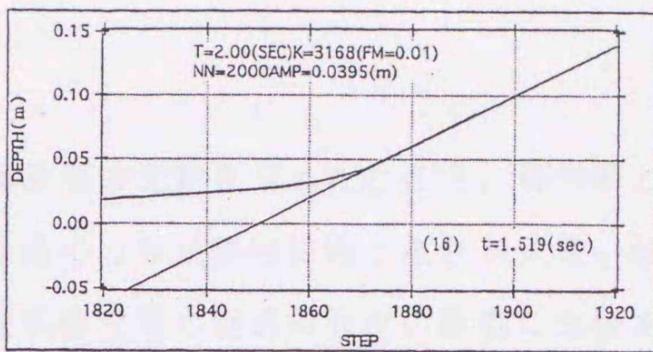
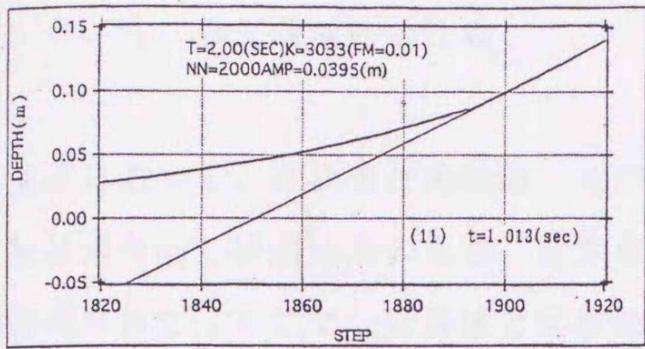


図-6.3.6(2) 波の連続遡上空間波形 ($T=2.0\text{sec}$, $H=7.9\text{cm}$)

6.3.4 波先端軌跡の比較

前節において、計算値と実験値の波の遡上空間波形の比較を行ったところ、各周期とも汀線通過後同じ経過時間の場合、計算値より実験値の方が全体的に遡上高さが大きい傾向が認められた。そこで、計算値と実験値の波先端軌跡を同じ経過時間毎に詳細に比較することにより、それぞれの遡上特性の検討を行う。図-6.3.7~6.3.10は、前節の波の遡上空間波形を参考に、波先端が汀線を通じた時を $t=0$ として遡上時及び遡下時の波先端軌跡の計算値（●印）と実験値（○印）を比較したものである。実験値は、 $15\text{mm}/\text{sec}$ ($t=0.0667\text{sec}$) 毎、計算値は、 $k=18\text{ステップ}$ ($t=0.0675\text{sec}$) 毎に示してある。図-6.3.8は、遡上高さの計算値と実験値がほぼ同じ波に対するものであり、他の図は入射波高が比較的大きく、計算値と実験値の波の最大遡上高さが異なるケースである。図-6.3.7は、 $T=1.26\text{sec}$, $H=3.86\text{cm}$ のケース（砕波有り）である。遡上途中の $t=0.2\sim 0.3\text{sec}$ 付近では、実験値、計算値ともほぼ同じ打ち上げ高さ(R)であるが、他の経過時間では実験値の方が大きい値を示している。最大遡上高を示す時間は、汀線通過時からほぼ同経過時間となっている。遡下時の $t=0.9\text{sec}$ 付近での実験値が急激に遡下しており、計算値に比べ大きく変動している。図-6.3.8は、 $T=2.0\text{sec}$, $H=1.34\text{cm}$ のケース（非砕波）である。汀線を基準とした経過時間毎の計算値と実験値の値は、同程度か幾分実験値の方が大きい値を示している。図-6.3.9は、 $T=2.0\text{sec}$, $H=7.$

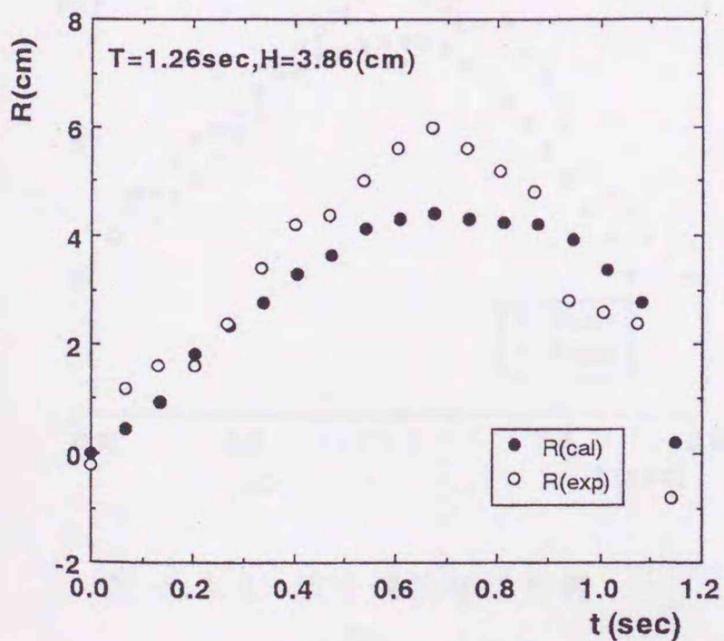


図-6.3.7 波先端軌跡の比較
($T=1.26\text{sec}$, $H=3.86\text{cm}$)

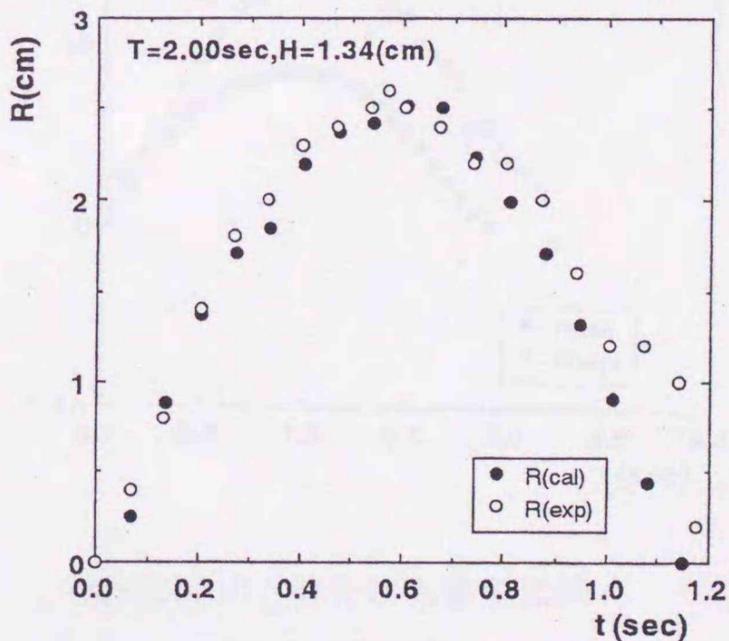


図-6.3.8 波先端軌跡の比較
($T=2.0\text{sec}$, $H=1.34\text{cm}$)

90cmのケース（砕波有り）である。汀線から汀線を基準とした経過時間 $t \doteq 0.6\text{sec}$ 付近までは、計算値の遡上高さの方が大きい値を示し、それ以降は実験値の遡上高さが大きくなっている。図-6.3.10は、 $T=3.0\text{sec}$, $H=6.02\text{cm}$ のケース（非砕波）である。図より $t \doteq 0.33\text{sec}$ 程度までは、計算値の遡上高さの方が幾分大きいか実験値と同程度の値となっているが、それ以降は、実験値の値の方が大きくなり最大遡上時に最も差が大きくなっている。遡下時の遡上高さも実験値の方が大きい値を示している。これらの結果より比較的 T, H が小さい場合は、汀線を基準にした経過時間に対する計算値と実験値の波先端軌跡はよく対応している。しかし、 T, H が大きくなるに従い実験値の遡上高さの方が遡上途中より計算値より大きくなる。これは、計算値が最大遡上高付近になると各時間ステップ毎の遡上高の割合が小さくなるのに対し、実験値の方は、各ステップ毎の遡上高の割合が汀線通過後から最大遡上高までほとんど変わらない。すなわち、計算値の方は、最大遡上付近で遡上速度が鈍るのに対し、実験値の方は、汀線通過後最大遡上点まで一気に遡上するためと考えられる。なお、図-6.3.7と図-6.3.9及び図-6.3.8と図-6.3.10は、それぞれ砕波、非砕波の比較図であるが、その違いは明確ではなくむしろ H, T の大小の方が、計算値と実験値の違いとして現れているように思われる。

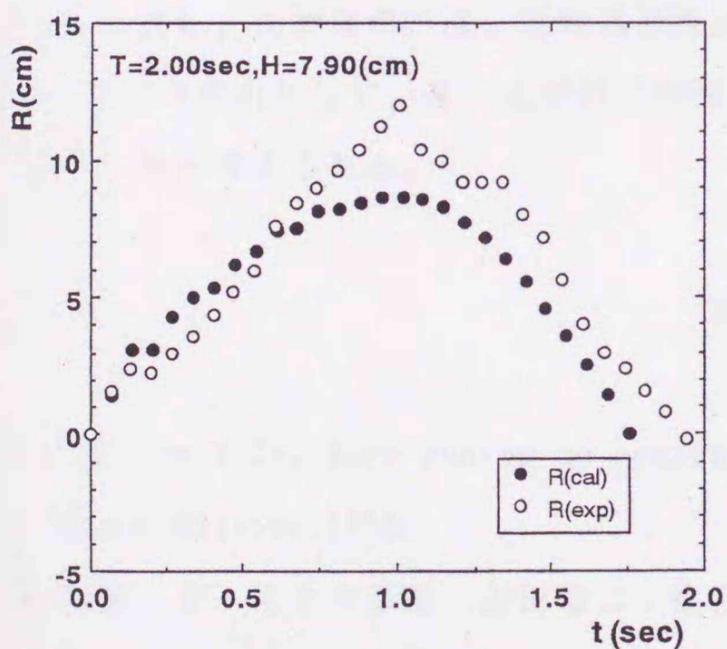


図-6.3.9 波先端軌跡の比較
($T=2.0\text{sec}$, $H=7.9\text{cm}$)

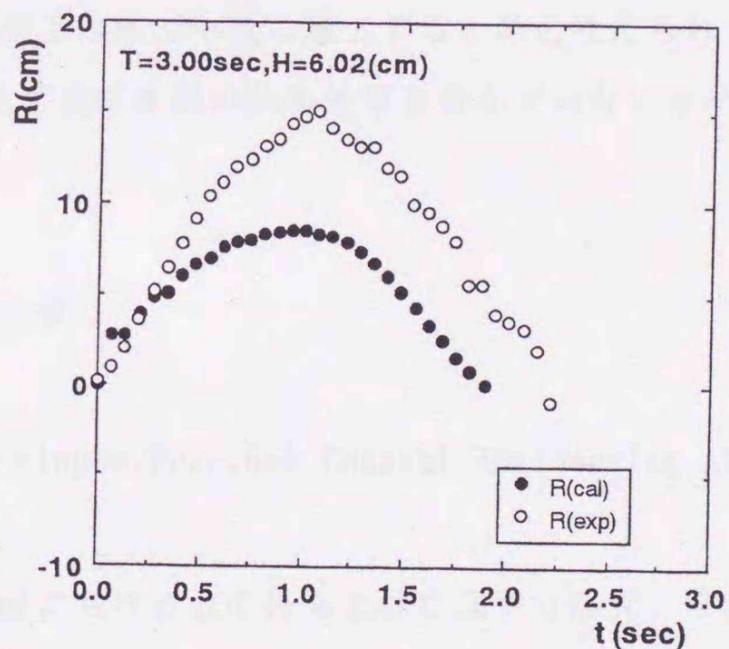


図-6.3.10 波先端軌跡の比較
($T=3.0\text{sec}$, $H=6.02\text{cm}$)

6. 4 結 語

一様水深部に1/5勾配の滑斜面堤を設置した場合の波の打ち上げ高さの数値計算を、浅水理論を用いて試みた。また、最大遡上高さ、波の遡上空間波形及び波先端軌跡を実験と詳細に比較検討した。主要な結論を列挙すると次のとおりである。

- (1) 斜面上の波の進行過程及び波の遡上、遡下の一連のパターンがよく表現されている。
- (2) 最大遡上高さの計算値と実験値の比較において、砕波、非砕波に関わらず各周期とも入射波高が小さい場合はほぼ同程度の値となっているが、入射波高が大きくなるにつれて、また周期が長いほど実験値の方が大きくなる傾向が認められる。しかし、数値計算より、最大打ち上げ高さの概略値を推定することができる。
- (3) 当然の事ながら、計算値は、なめらかな遡上空間波形で波先端に近づくほど水脈（水底から水表面までの厚さ）が薄くなるのに対し、実験遡上波形は、水脈がかなり不均一で計算波形のようになめらかではない場合が多い。
- (4) 周期、波高が小さい場合は、汀線を基準にした経過時間に対する計算値と実験値の波先端軌跡はよく対応している。しかし、周期、波高が大きくなるに従い遡上高さは、実験値の方が計算値より大きくなる。これは、計算値の方は、最大遡上付近で遡上速度が鈍るのに対し、実験値の方は、汀線通過後最大遡上点まで一気に遡上するためと考えられる。(2),(4)の理由として、基本式が鉛直流速の効果及び水面の曲率効果を含んでいないためではないかと考えられる。

参考文献

- 1) Saville, T. Jr.: Wave run-up on composite slopes, Proc. 6th Coastal Engineering, ASCE, pp. 691-699, 1958.
- 2) 中村 充・佐々木泰雄・山田壤二：複合断面における波の打ち上げに関する研究，第19回海岸工学講演会論文集，pp. 309-312, 1972.
- 3) 豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波の打ち上げ高—海底勾配1/30—，第11回海岸工学講演会講演集，pp. 260-265, 1964.
- 4) 豊島 修・首藤伸夫・橋本 宏：海岸堤防への波の打ち上げ高—海底勾配1/20—，第12回海岸工学講演会講演集，pp. 180-185, 1965.

- 5) 宇多高明・小俣 篤・羽成英臣：砕波帯および砕波帯における波浪変形の数値計算，土木技術資料，Vol.31, No.10, pp.56-61, 1989.
- 6) 後藤智明・小川由信：Leap-frog法を用いた津波の数値計算法，東北大学土木工学科，p.52, 1982.
- 7) 高橋敏彦・沼田 淳・今村文彦：緩傾斜堤への波の打ち上げ高さに関する数値計算，土木学会平成7年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.230-231, 1996.
- 8) 高橋敏彦・沼田 淳・今村文彦・阿部至雄：波の遡上特性に関する一検討，土木学会平成8年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.152-153, 1997.
- 9) 宇多高明・伊藤弘之：浅水方程式を用いた波の打ち上げ計算－海岸護岸・消波工のある場合－，海岸工学論文集，第38巻，pp.36-40, 1991.

第7章 緩傾斜堤が海浜地形に及ぼす影響¹⁻⁴⁾

7.1 序 節

近年，海岸侵食対策の一つとして親水性や景観面も配慮した工法として，緩傾斜堤が築造されている．この緩傾斜堤は，ブロックの孔などによる堤表面の粗度及び捨石層・フィルター層の透水性が大きな特徴⁵⁾となっている．運輸省より発表された，面的な海岸防護方式の計画・設計マニュアル⁶⁾には緩傾斜型の堤防・護岸を選定する適合条件として，「特に海岸利用や親水に対する要請が著しく高い場合」の項目がある．また，建設省^{7), 8)}より発表された緩傾斜堤の設計手法⁸⁾のまえがきには，「親水性や景観の面からより良い環境を創出することができる工法として，緩傾斜型堤防・護岸（緩傾斜堤）が各地で採用されるようになった」と述べられている．緩傾斜堤の設計は，当然の事ながら自然条件，背後地の重要度，隣接の海岸保全施設など種々の状況を考慮して決定する事になると考えられるが，運輸省のマニュアルには，緩傾斜堤の防護ゾーンとして後浜部分が示されていることや，建設省の設計手法の中の緩傾斜堤の採用条件の中では，「充分広い前浜があり、・・・」等と示されていることを考えると，両者とも比較的陸側に設置する方向で考えているのが基本方針と思われる．更に，緩傾斜堤の設置位置について橋本等⁹⁾は，汀線より岸側に設置する方が望ましい，としている．また宇多等¹⁰⁾は，できる限り控え目に造り，緩傾斜堤の法先に砂浜あるいは礫浜を残すように設計することである，と述べている．しかし，宇多等¹⁰⁾の緩傾斜堤の安定性に関する全国実態調査によると，実際には法先が汀線付近あるいは海中にあるものが数多い結果となっている．豊島¹¹⁾は，前浜が狭い場合は法尻を海中に入れて5～6割の緩い勾配の緩傾斜堤にすることを提唱している．ここ数年，緩傾斜堤への波の打ち上げ高さや越波，被災に関連した研究^{12~22)}が数多く行われている．しかし，緩傾斜堤の設置位置についての研究例は数少なく，堤は大方陸側に設置した方が良いという定性的な認識であるが，実際には前述したように法先が汀線付近あるいは，海中にあるものも数多い．これは前浜が狭い等の理由によりやむを得ず設置されたものと思われるが，侵食傾向が強くなっている現況を考えると今後このようなケースが多くなっていくものと思われる．これらの事をふまえ，緩傾斜堤の設置位置の違いによる海浜

地形変化の差異を明かにしておくことが、重要であると考えられる。侵食対策として緩傾斜堤を設置した場合の被災として、沿岸漂砂の卓越した海岸では、堤自体被災すると共に下手側の侵食を助長するような沿岸流等による長期的な被災と、台風、低気圧等の波浪による短期的な被災が考えられる。

今回実験設備等の制約上後者を対象に、侵食型の波がどの程度作用した場合に被災が発生するのか、更なる被災過程等を堤の設置位置と関連づけて把握するために実験的検討を行った。本研究では、施工例が比較的多くなると思われる5割勾配の緩傾斜堤を対象とし、模型縮尺1/40で実験を行った。緩傾斜堤の基礎工及び根入深さは、「緩傾斜堤の設計の手引き」⁸⁾に準拠して模型堤体を作成した。実験は、「緩傾斜堤の有無が海浜地形に及ぼす影響に関する実験」と「緩傾斜堤の設置位置が海浜地形に及ぼす影響に関する実験」とに大別できる。前者の実験は、2分した水路の片側は自然海浜のままとし、他方には緩傾斜堤を設置して同じ条件の波を作用させ、緩傾斜堤の有無による汀線及び海浜地形の変化の違いを検討することを目的としたものであり、後者の実験は、緩傾斜堤の設置位置が、海底地形や堤脚部前面の最大洗掘深及び基礎工に及ぼす影響について検討することを目的としたものである。

7. 2 実験装置及び実験条件

実験は、長さ20.0m、幅0.6m、深さ0.7mの両面ガラス張り造波水路を2分して片側0.3mとし、両側の水路を使用して行った。水路の一端にはピストン型反射波吸収制御付き造波装置が装備されている。他端には細砂（天然珪砂7号、 $d_{50}=0.15\text{mm}$ 、比重=2.60）で1/20勾配の海底地形を作成し、その上に1/5勾配の模型堤体を設置した（図-7.1）。模型堤体は、有孔ブロックを模擬した孔径14.0mmの多孔板（空隙率約22%）の下に粒径5.0mmのアルミナボールを約20.0mmの厚さに敷き詰めて作成した。すなわち、粗度及び透水性を有する緩傾斜堤である。入射波、反射波は、合田の入射分離法^{2,3)}で計測した。海底地形は、両水路中央において砂面計により最小1cm～最大80cm間隔で計測すると同時に、緩傾斜堤あるいは汀線付近の状態をビデオカメラで撮影した。

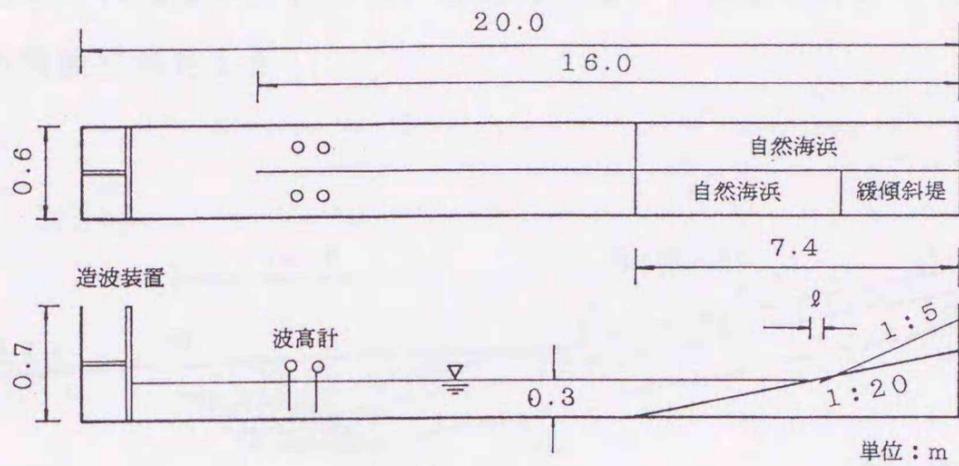


図-7.1 実験水路概略図

(1) 緩傾斜堤の有無による海浜地形の変化に関する実験A

実験は、水深 $h = 0.3\text{m}$ 、周期 $T = 1.58\text{sec}$ は一定に保ち、波高 $H = 2.0\text{cm} \sim 12.0\text{cm}$ 、沖波波形勾配 $H_0/L_0 = 0.0054 \sim 0.0321$ の範囲で行った。表-7.1に実験条件を示す。表中の波浪条件は、堀川等²⁰⁾の境界式から求めた汀線の前進（堆積）、後退（侵食）等の判別結果を示している。また、継続時間の数字は、各波浪条件による波の作用時間であり、（）内の数字は波の累加作用時間である。始めに、侵食型の波を4時間、その後堆積型の波を26時間、以後侵食型、堆積・侵食型（中間領域）、堆積型の波を交互に合計62時間作用させた。図-7.2は、緩傾斜堤の設置状況を示したもので、汀線から静水面と緩傾斜堤法面との交点

表-7.1 緩傾斜堤の有無に関する実験A諸元

| 実験No | T (sec) | H (cm) | H_0/L_0 | 緩傾斜堤 | l (cm) | 波浪条件 | 継続時間(hr) |
|------|---------|--------|-----------|------|----------|-------|----------|
| A-1 | 1.58 | 12.0 | 0.0321 | 無 | - | 侵食 | 4 (4) |
| | | 2.0 | 0.0054 | | | 堆積 | 26 (30) |
| | | 12.0 | 0.0321 | | | 侵食 | 4 (34) |
| | | 4.5 | 0.0121 | | | 堆積・侵食 | 4 (38) |
| | | 2.0 | 0.0054 | | | 堆積 | 8 (46) |
| | | 12.0 | 0.0321 | | | 侵食 | 4 (50) |
| | | 7.0 | 0.0187 | | | 堆積・侵食 | 12 (62) |
| A-2 | 1.58 | 12.0 | 0.0321 | 有 | 15 | 侵食 | 4 (4) |
| | | 2.0 | 0.0054 | | | 堆積 | 26 (30) |
| | | 12.0 | 0.0321 | | | 侵食 | 4 (34) |
| | | 4.5 | 0.0121 | | | 堆積・侵食 | 4 (38) |
| | | 2.0 | 0.0054 | | | 堆積 | 8 (46) |
| | | 12.0 | 0.0321 | | | 侵食 | 4 (50) |
| | | 7.0 | 0.0187 | | | 堆積・侵食 | 12 (62) |

までの水平距離 $l = 15\text{cm}$ は一定とした。海底地形は、各波浪条件ごとに起波後、1, 2, 4, 8, 13, 17, 21, 26, 時間後に測定した。

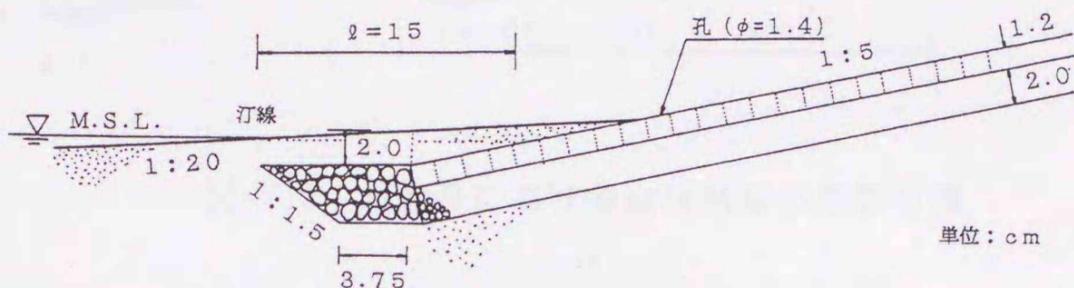


図-7.2 実験 A における緩傾斜堤の設置状況

(2) 緩傾斜堤の設置位置による海浜地形の変化に関する実験 B

実験は、 $h = 0.3\text{m}$, $T = 1.42\text{sec}$, $H = 12.0\text{cm}$ ($H_0/L_0 = 0.041$) に固定して行った。表-7.2 に実験条件、図-7.3 に緩傾斜堤の設置位置及び構造の概略を示す。表及び図の l は前述の定義と同様であるが、図-7.3 のように -60cm から 60cm の範囲で変化させた。上記波浪条件を、堀川・砂村等²⁴⁾ 及び尾崎・曳田²⁵⁾, Sawaragi, T. and I. Deguchi²⁶⁾ による汀線の前進・後退のそれぞれの境界式によって区別すると、Sawaragi 等の境界式では、堆積型になるが他では汀線の後退（侵食）領域に対応する。ただし、尾崎等の境界式中の碎波波高は、合田²⁷⁾ の碎波指標より求めている。尚、榎木²⁸⁾ によれば Sawaragi 等の式は、波高の

表-7.2 緩傾斜堤の設置位置に関する実験 B 諸元

| 実験NO. | T (sec) | H (cm) | 緩傾斜堤 | 設置位置 | l (cm) | 波浪条件 | 継続時間 (h) |
|-------|---------|--------|------|------|----------|------|----------|
| B-1 | 1.42 | 12.0 | 無 | - | - | 侵食 | 24 |
| B-2 | | | | 沖側 | -60.0 | | |
| B-3 | | | | 沖側 | -39.8 | | |
| B-4 | | | | 沖側 | -19.5 | | |
| B-5 | | | | 沖側 | -9.8 | | |
| B-6 | | | | 汀線 | 0 | | |
| B-7 | 1.42 | 12.0 | 有 | 陸側 | 7.5 | 侵食 | 24 |
| B-8 | | | | 陸側 | 15.0 | | |
| B-9 | | | | 陸側 | 22.5 | | |
| B-10 | | | | 陸側 | 30.0 | | |
| B-11 | | | | 陸側 | 45.0 | | |
| B-12 | | | | 陸側 | 60.0 | | |

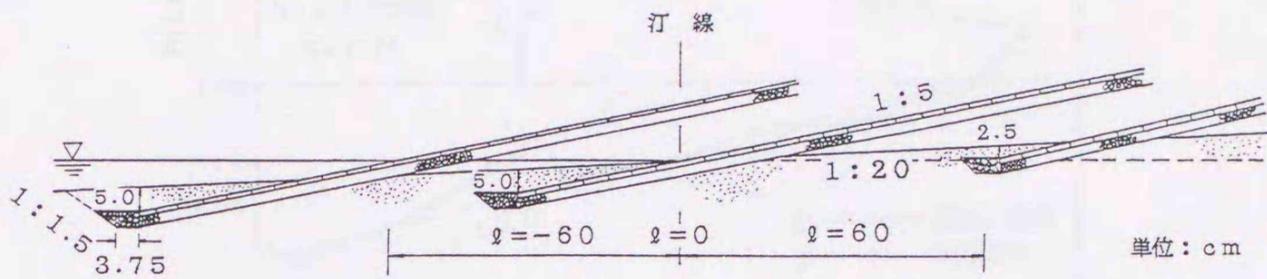


図-7.3 実験Bにおける緩傾斜堤の設置位置

効果が考慮されていない欠点を有していると述べられている。また，Iwagaki, Y and H. No da²⁹⁾に従い暴風海浜と正常海浜とに区別すると，今回の条件は暴風海浜となる。表-7.2の波浪条件は，堀川・砂村等の境界式で判別した条件を示している。実験は，連続24.0時間の継続実験である。各実験ケース共，起波後1, 2, 4, 8, 12, 16, 20, 24時間後の海底地形を測定した。なお，基礎工は石詰め蛇籠とし，根入れ深さ（初期地形から基礎工上端までの深さ）は，設計の手引⁸⁾に概略値として示されている深さの1/40，すなわち，堤法尻が汀線から沖側に位置する場合は5cm，陸側に位置する場合は2.5cmとした。

7. 3 緩傾斜堤の有無による海浜地形の比較

緩傾斜堤の有無が，海浜地形に及ぼす影響に関する研究としてブロックを用いて行った前出の橋本ら⁹⁾，また，不透過滑面で実験を行っている出口³⁰⁾，佐伯・尾崎³¹⁾等の研究があるが，いずれも洗掘深に着目しているため海浜地形や汀線の変化に関する比較等は詳細には検討されていない。

(1) 緩傾斜堤の有無による海浜地形変化の比較

図-7.4は，侵食型の波を4時間($t/T=9, 114$ 波)作用させた後の，緩傾斜堤の有無による海浜地形変化の比較図であり，横軸は初期汀線を基準とした無次元水平距離 X/L_0 ，縦軸は相対水深 h/L_0 で表している。初期地形は，1/20勾配であり，矢印は碎波地点を示している。この図で見える限りbarの発生位置やその規模は，緩傾斜堤の有無に関係なくほぼ類似しているが，barより陸側のsand waveは，緩傾斜堤有りの方にはっきりと現れている。

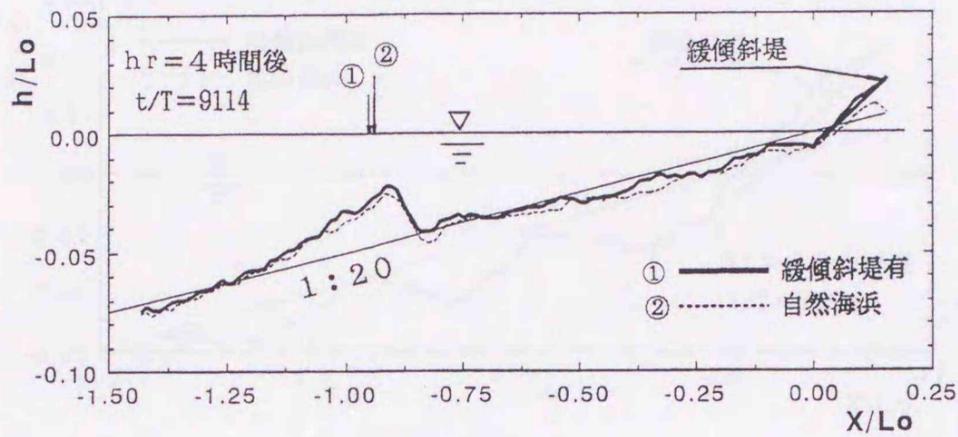


図-7.4 海底地形（実験A）の比較図
 (t/T=9114) 矢印は砕波位置

図-7.5は、図-7.4の汀線付近を拡大したものである。自然海浜及び緩傾斜堤設置海浜とも初期地形に比べて、ほとんどの領域で侵食され、前者の汀線は、後者の堤設置位置よりさらに陸側 ($X/Lo \approx 0.05$) まで後退している。一方後者（緩傾斜堤設置海浜）の場合、初期汀線地点では、前者（自然海浜）とほぼ同じ位洗掘されているが、その砂は緩傾斜堤上に堆積しており、沖側の地形変化も前者よりは少ない傾向にある。

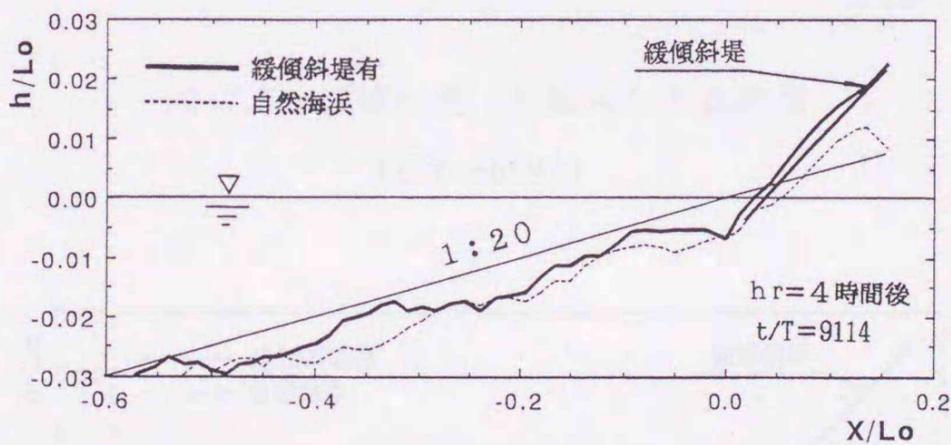


図-7.5 汀線付近（実験A）の比較図
 (t/T=9114)

図-7.6は、図-7.5に引き続き堆積型の波を26時間、累計30時間 ($t/T=68,354$) 作用させた直後の汀線付近の海浜地形の拡大比較図である。緩傾斜堤の有無にかかわらず、図-7.5に比べて両者の汀線は前進し、陸上部あるいは堤上に砂が堆積している。このケースでは、入射波高が2cmであり非砕波となっている。図-7.7は、さらに侵食型の波を4時間その後中

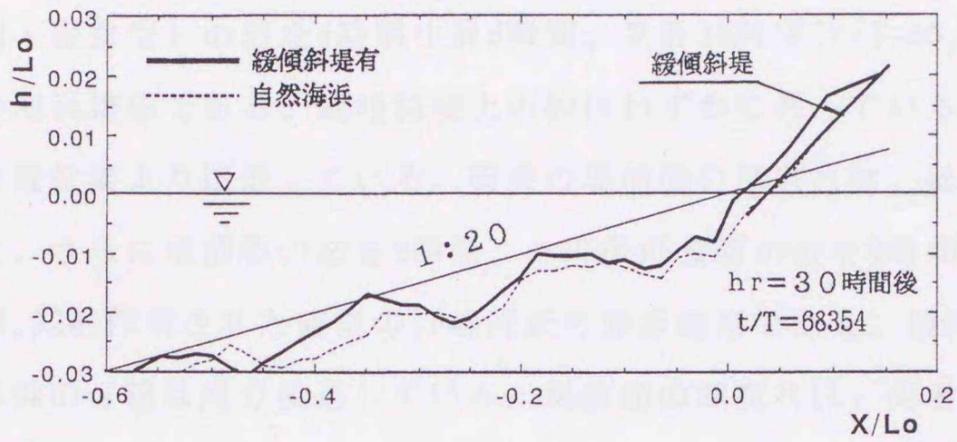


図-7.6 汀線付近（実験A）の比較図
($t/T=68354$)

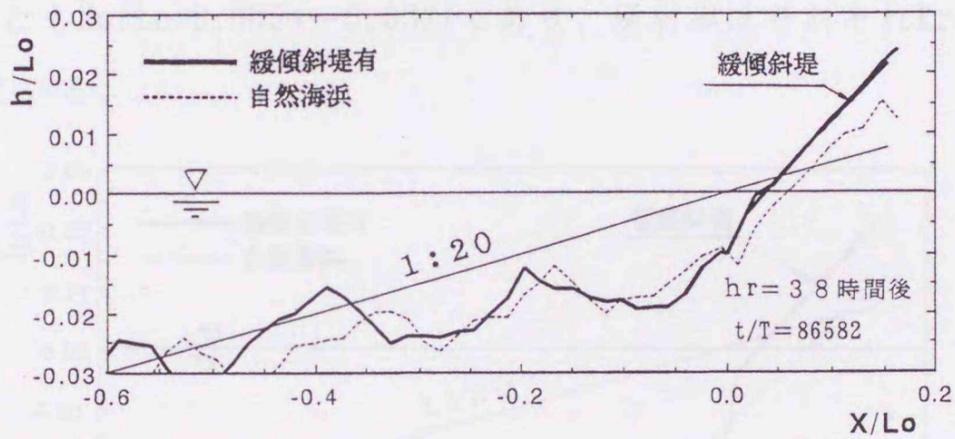


図-7.7 汀線付近（実験A）の比較図
($t/T=86582$)

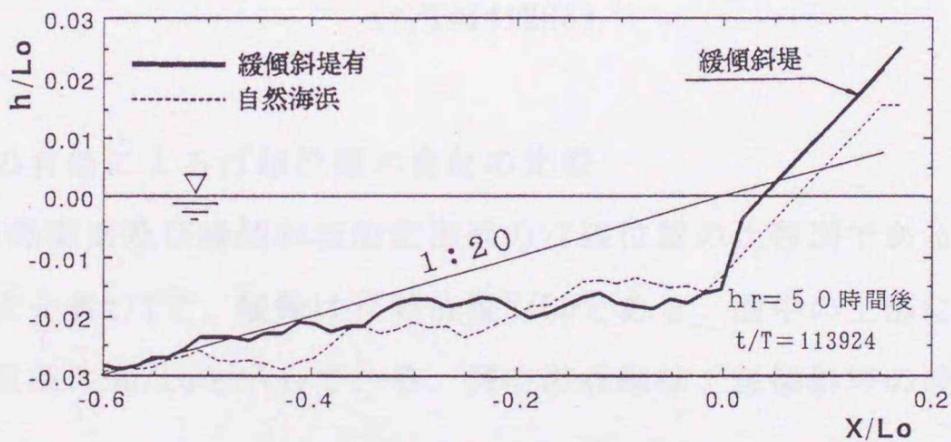


図-7.8 汀線付近（実験A）の比較図
($t/T=113924$)

間領域型（堆積・侵食型）の波を4時間小計8時間，累計38時間($t/T=86,582$)作用させた直後の汀線付近の海浜地形である。緩傾斜堤上の砂はわずかに残っているが，自然海浜の汀線は緩傾斜堤設置位置より後退している。両者の堤前面の深掘れは，ほぼ同程度となっている。図-7.8は，さらに堆積型の波を8時間，その後侵食型の波を4時間小計12時間，累計50時間($t/T=113,924$)作用させた直後の汀線付近の海浜地形である。緩傾斜堤上の砂は皆無となり，自然海浜の汀線は幾分後退している。堤前面の深掘れは，両者とも図-7.7より幾分掘れている。図-7.9は，さらに中間領域型（堆積・侵食型）の波を12時間，累計62時間($t/T=141,266$)作用させた直後の汀線付近の海浜地形である。自然海浜の汀線は幾分後退し，堤前面の深掘れは，両者とも図-7.8より幾分進んでいる結果となった。なお，図-7.4～7.9では部分重複波の影響と思われるsand waveが表われている。波浪条件は，自然海浜，緩傾斜堤設置海浜とも $H_o/L_o=0.0054\sim 0.0321$ であり，反射率はそれぞれ $K_r=0.34\sim 0.04, 0.37\sim 0.08$ となっている。

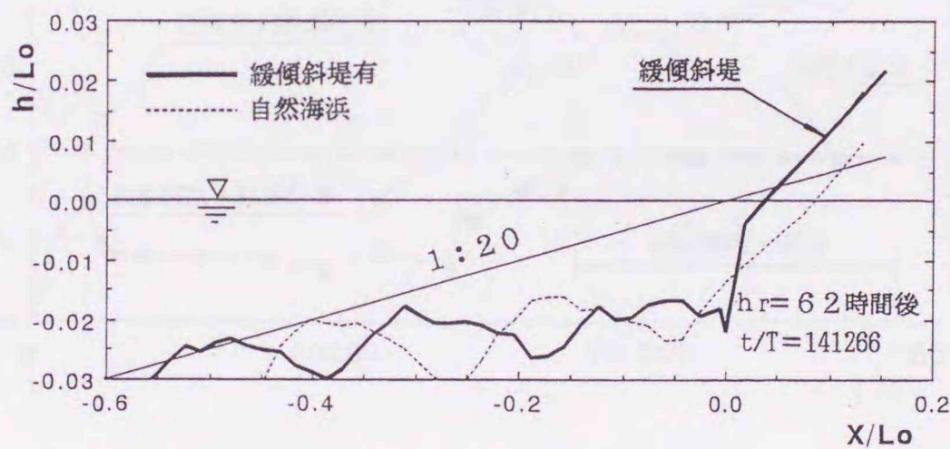


図-7.9 汀線付近（実験A）の比較図
($t/T=141266$)

(2) 緩傾斜堤の有無による汀線位置の変化の比較

図-7.10は，自然海浜及び緩傾斜堤設置海浜の汀線位置の比較図である。横軸は，波の作用継続時間の無次元量 t/T で，縦軸は汀線位置 X/L_o である。図中の上部には， t/T に対応して作用させた海象条件 H_o/L_o を示している。図中の点線は，緩傾斜堤の設置位置を表している。

最初，侵食型の波($H_o/L_o=0.0321$)を作用させると，自然海浜では一気に $X/L_o \doteq 0.05$ まで後退し，その後は侵食型の波作用終期($t/T \doteq 10,000$)までほぼ定常状態になるのに対し，緩傾斜堤設置海浜では，汀線の後退は徐々に進み波作用終期までの後退量は， $X/L_o \doteq 0.03$

である。引き続いて、堆積型の波 ($H_0/L_0=0.0054$) を作用すると両海浜ともほぼ同じスピードで汀線は前進するが、自然海浜の場合 $X/L_0 \doteq 0.03 \sim 0.04$ 、緩傾斜堤設置海浜の場合 $X/L_0 \doteq 0.01 \sim 0.015$ で定常状態を保っている。さらに、侵食 ($H_0/L_0=0.0321$)、中間 ($H_0/L_0=0.0121, 0.0187$)、堆積型 ($H_0/L_0=0.0054$) の波を交互に作用し続けると、自然海浜の場合はほぼ継続的に汀線の後退が進行するが、緩傾斜堤設置海浜では、堤上の砂が無くなるまで汀線が後退し、その後は深掘れが進行して基礎工が被災する結果となる。緩傾斜堤上に砂が無くなるまでの汀線の後退量は、平均的に見て緩傾斜堤設置海浜の方が自然海浜より4~6割程度少なくなっている。

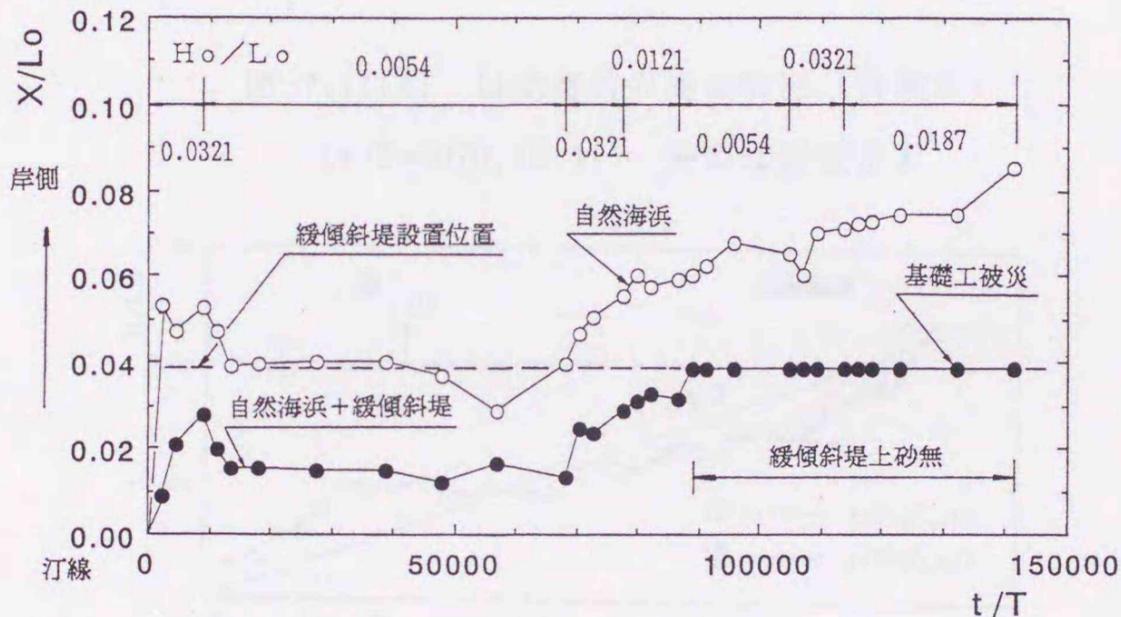


図-7.10 緩傾斜堤の有無による汀線位置の比較 (実験 A)

7. 4 緩傾斜堤の設置位置に関する検討

7. 4. 1 海浜地形変化の比較

(1) 自然海浜の海浜地形変化

図-7.11(a), (b), (c)は、それぞれ自然海浜に $t = 2, 4; 8, 12; 16, 24$ 時間 ($t/T = 5, 070, 10, 140; 20, 282, 30, 423; 40, 563, 60, 845$) 波を作用させた後の海浜地形を示したものである。細実線は1/20勾配の初期地形である。堀川等³²⁾は、海浜変形を3つのタイプに分類しているが、今回の実験結果は、「タイプ I : 汀線が後退し、沖において砂が堆積するタイプ」に分類

され、時間の経過とともに汀線が後退しその砂が沖側へ移動し、徐々にbarが発達していく傾向が認められる。

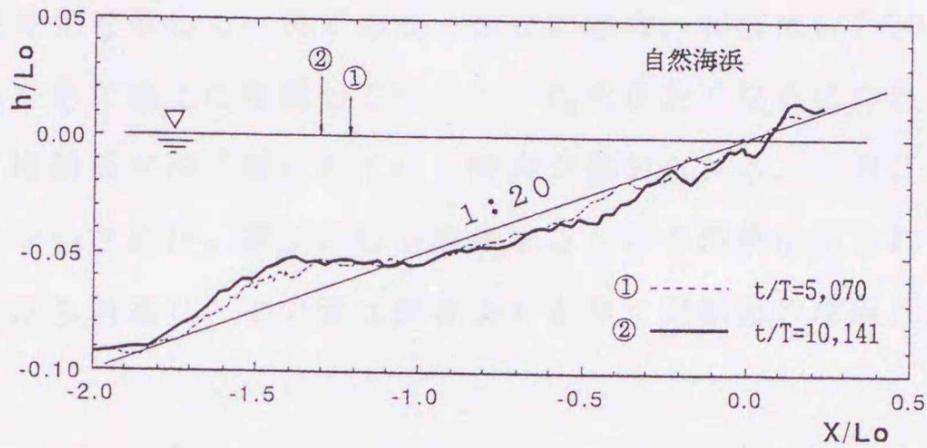


図-7.11(a) 自然海浜の海底地形 (実験 B)
($t/T=5070, 10141$) 矢印は砕波位置

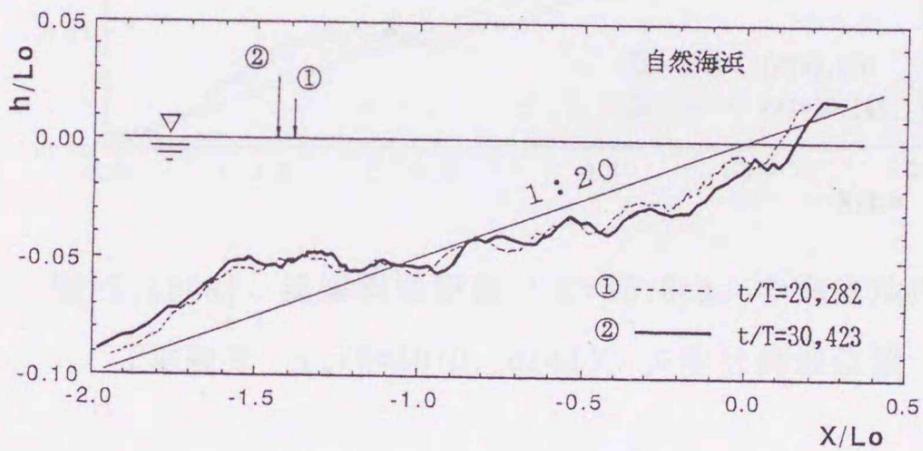


図-7.11(b) 自然海浜の海底地形 (実験 B)
($t/T=20282, 30423$) 矢印は砕波位置

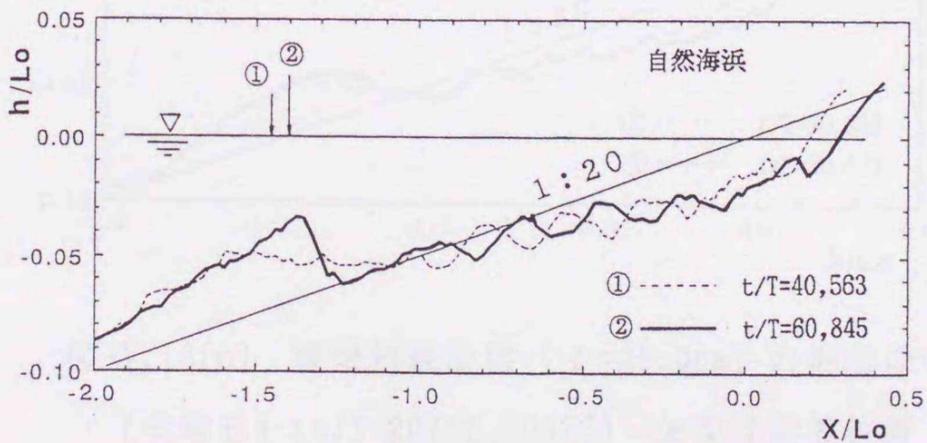


図-7.11(c) 自然海浜の海底地形 (実験 B)
($t/T=40563, 60845$) 矢印は砕波位置

(2) 緩傾斜堤設置位置の違いによる海浜地形変化

図-7.12(a), (b), (c)及び図-7.13(a), (b), (c)は, それぞれ緩傾斜堤を陸側 $l = 45\text{cm}$ の所に設置した場合 (実験No.B-11) と沖側 $l = -39.8\text{cm}$ の所に設置した場合 (実験No.B-3) の海浜地形の経時変化を示した一例である. 前者の場合, 起波後 $t/T=20,282$ までは前浜の砂が打ち上げられた形で堤上に堆積しているが, 前浜が狭くなるにつれて堤上の砂も沖に運ばれて消滅し, 堤前面が深く掘られていく傾向が認められる. 一方, 後者の場合はもともと前浜が存在しないためか, 堤上に砂が堆積するという現象は見られず, 砂は $t/T=10,141$ では完全に堤上から消滅し, その後は前者よりも早く堤前面の深掘れが進行した.

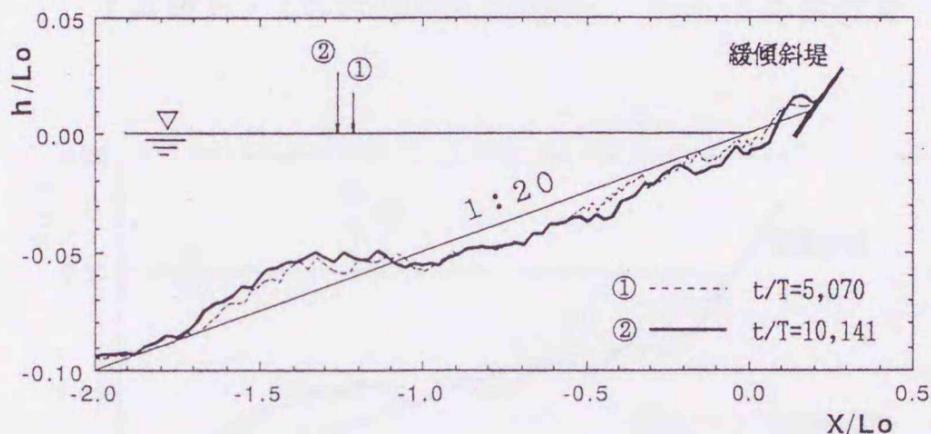


図-7.12(a) 緩傾斜堤設置 ($l = 45.0\text{cm}$) の海底地形
(実験 B) ($t/T=5070, 10141$) 矢印は碎波位置

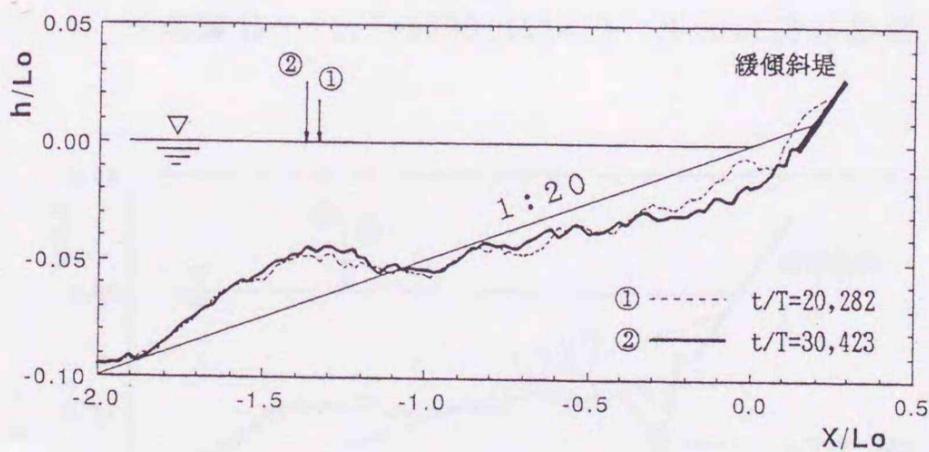


図-7.12(b) 緩傾斜堤設置 ($l = 45.0\text{cm}$) の海底地形
(実験 B) ($t/T=20282, 30423$) 矢印は碎波位置

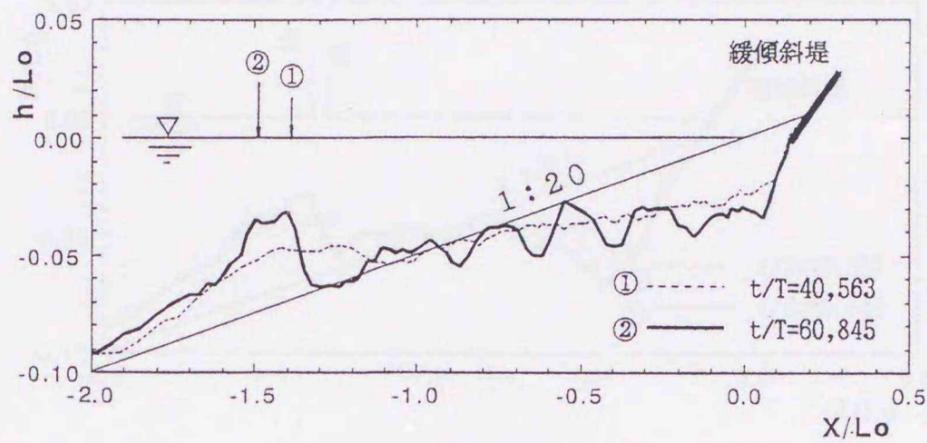


図-7.12(c) 緩傾斜堤設置 ($l = 45.0\text{cm}$) の海底地形
(実験 B) ($t/T=40563, 60845$) 矢印は碎波位置

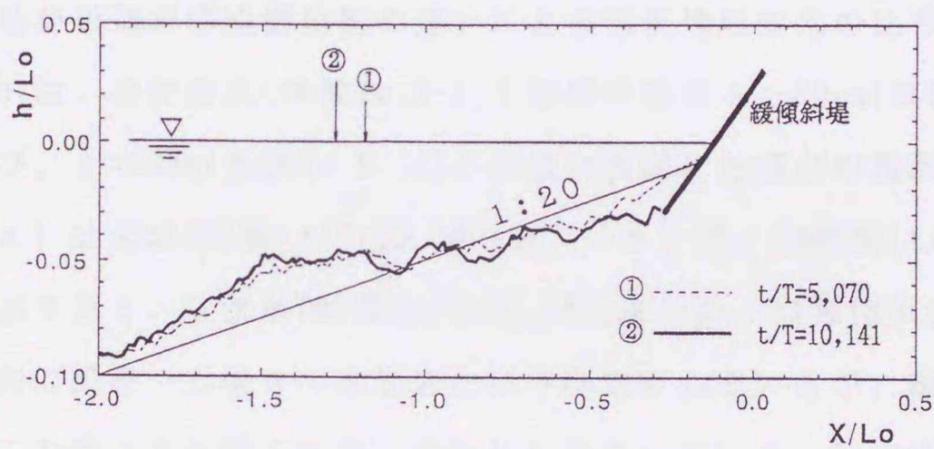


図-7.13(a) 緩傾斜堤設置 ($l = -39.8\text{cm}$) の海底地形
(実験 B) ($t/T=5070, 10141$) 矢印は碎波位置

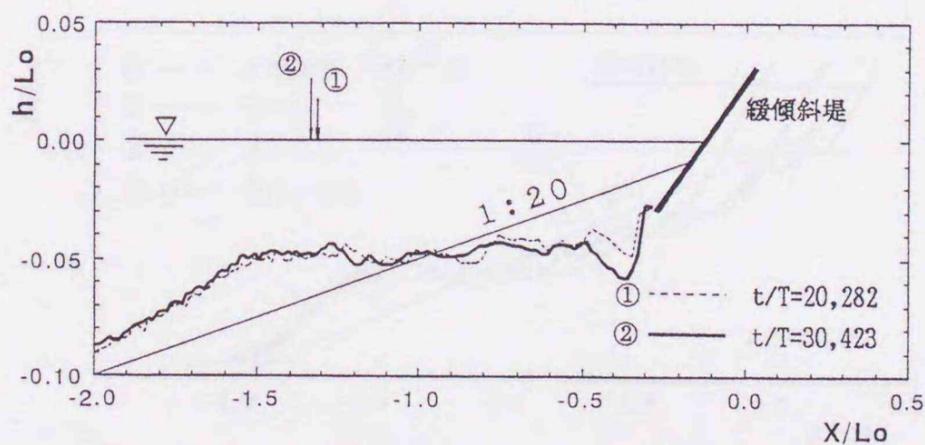


図-7.13(b) 緩傾斜堤設置 ($l = -39.8\text{cm}$) の海底地形
(実験 B) ($t/T=20282, 30423$) 矢印は碎波位置

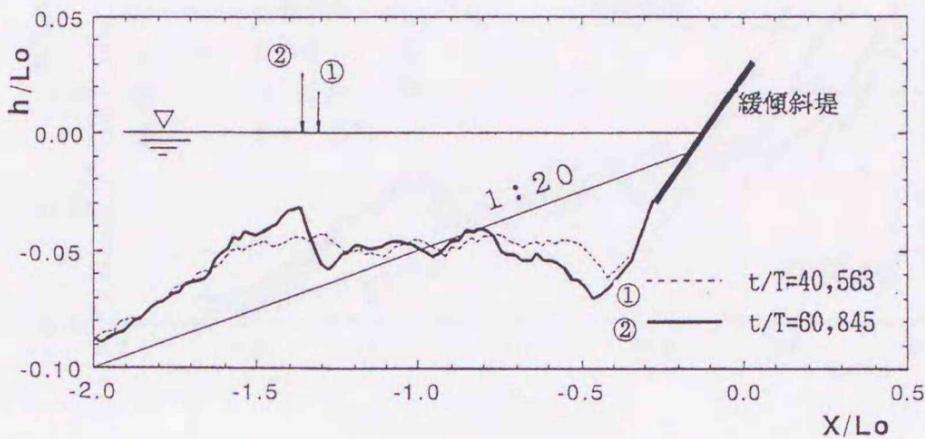


図-7.13(c) 緩傾斜堤設置 ($\ell = -39.8\text{cm}$) の海底地形
(実験B) ($t/T=40563, 60845$) 矢印は砕波位置

(3) 自然海浜及び緩傾斜堤設置位置の違いによる海浜地形変化の比較

図-7.14(a), (b)は、自然海浜(実験No.B-1)と緩傾斜堤を $\ell = -60\text{cm}$ (実験No.B-2), $\ell = 0\text{cm}$ (実験No.B-6)及び、 $\ell = 60\text{cm}$ (実験No.B-12)の位置に設置した場合の海浜地形の変化を比較したもので、(a)は起波8時間($t/T=20,282$)後、(b)は、24時間($t/T=60,845$)後の海浜地形変化の比較図である。起波後8時間($t/T=20,282$)までは、自然海浜の地形変化と緩傾斜堤を汀線から陸側に設置した場合の地形変化はほぼ類似しているが、緩傾斜堤を沖側に設置した場合は、この時点で基礎工前面に深掘れが発生している。起波後24時間($t/T=60,845$)では、緩傾斜堤の設置位置に関係なく基礎工前面で深掘れが発生し、その規模は沖側ほど大きくなる傾向が認められる。また、自然海浜の汀線後退量は、最も陸側へ設置した堤

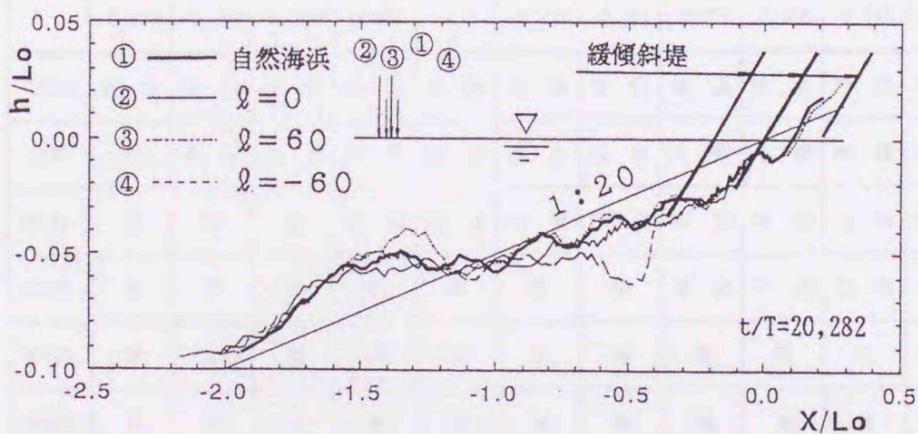


図-7.14(a) 自然海浜及び堤の設置位置の違いによる海底地形 (実験B) ($t/T=20282$) 矢印は砕波位置

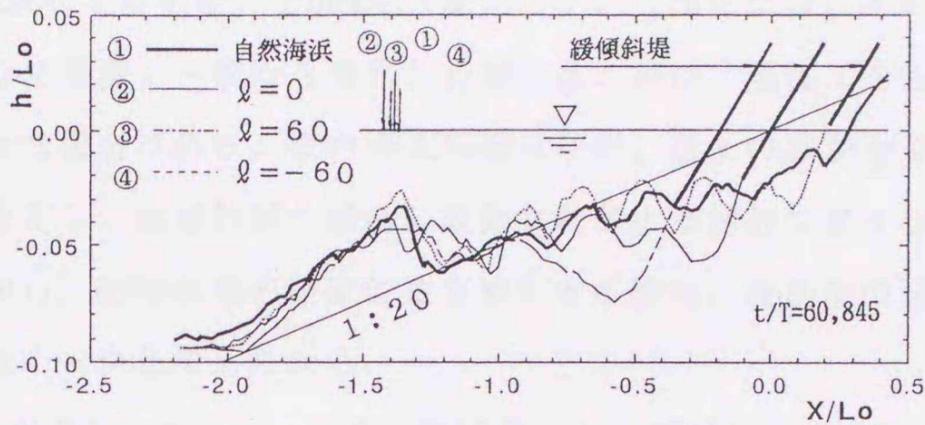


図-7.14(b) 自然海浜及び堤の設置位置の違いによる海底地形（実験B）（ $t/T=60845$ ）矢印は砕波位置

位置より更に後退している。これは緩傾斜堤を設置した場合、有孔ブロックを模擬した多孔板が、その位置で汀線の後退を防ぐ形となるためである。

7.4.2 緩傾斜堤上の砂の移動

表-7.3は、緩傾斜堤上の砂の移動を前計測時と比較して堆積しているか、侵食しているか、不変であるかを表示したものである。緩傾斜堤上の砂の形状を前計測時と比較し、最

表-7.3 緩傾斜堤上の砂の移動（実験B）

| t/T | l/L_0 | | | | | | | | | | |
|-------|---------|--------|--------|--------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | -0.191 | -0.127 | -0.062 | -0.031 | 0.0 | 0.024 | 0.048 | 0.072 | 0.095 | 0.143 | 0.191 |
| 2535 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 不変 |
| 5070 | 無 | 侵食 | 侵食 | 不変 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 不変 | 堆積 | 堆積 |
| 10141 | 無 | 無 | 無 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 堆積 | 堆積 | 堆積 | 堆積 | 堆積 |
| 20282 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 侵食 | 不変 | 侵食 | 堆積 |
| 30423 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 侵食 |
| 40563 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 50704 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 60845 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |

大鉛直変位が5mm以内なら不変，±5mm以上変化している場合には，そのいずれか大きい方で代表し，+値なら堆積，-値なら侵食と分類した．無は，基礎工をも含めた堤防の上に砂が全く無くなった場合である．表中の波形線以下が，堤上の砂が全く無くなった場合である．当然の事ながら，緩傾斜堤を陸側に設置すればする程砂の無くなり方が遅い結果となる．このことから，緩傾斜堤の設置位置を検討する場合，侵食型の波の作用時間も考慮すべき重要な要素の一つと考えられる．

図-7.15は，表-7.3の結果から，波の作用時間ごとの緩傾斜堤上の砂の有無を，自然海浜の汀線後退量の時間的変化と比較して示したものである．図中の実線は，堤設置位置の無次元量 ℓ/L_0 と堤上に砂が無くなるまでの波作用時間の無次元量 t/T との関係を示し，点線は自然海浜の無次元汀線位置の時間的変化を示したもので，それぞれ式(7.4.1)，(7.4.2)で表わしたものである．

$$t/T = 15,000 + 74,700(\ell/L_0), \quad -0.19 < \ell/L_0 < 0.19 \quad (7.4.1)$$

$$t/T = 176,000(X/L_0)^{0.922}, \quad 0 < X/L_0 < 0.29 \quad (7.4.2)$$

両曲線に挟まれる領域Aすなわち緩傾斜堤の設置位置が， $0 < \ell/L_0 < 0.125$ の範囲では堤上の砂が完全に消滅するまでの波の作用時間の方が，自然海浜の汀線がその位置まで後退するまでの波の作用時間より長くなる．

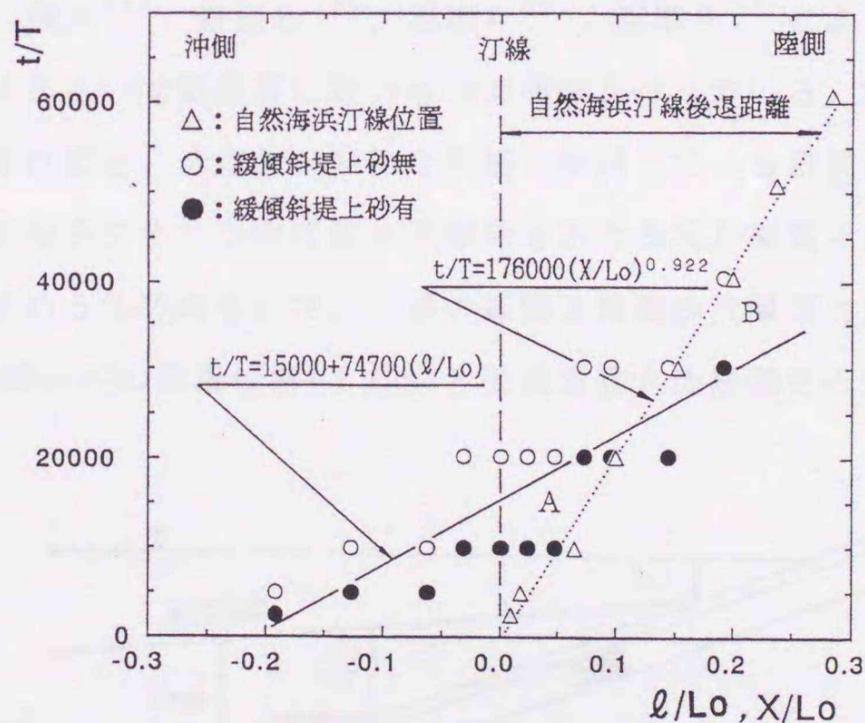


図-7.15 緩傾斜堤設置位置及び自然海浜汀線後退位置
と波の作用継続時間 (実験 B)

一方，堤設置位置が $l/L_0 > 0.125$ の領域 B では，逆に堤上の砂が完全に消滅するまでの波の作用時間の方が短くなる．このように $l/L_0 = 0.125$ を境として逆転現象が起こるのは，侵食性の波が長時間（本実験では約 2 万波）継続すると堤上の砂が減少して，自然海浜に比べ反射率が大きくなり戻り流れを助長して砂の消滅を促進する結果となるためと考えられる．したがって，長時間の波の作用に対して傾斜堤が破壊されずに抵抗しうるかどうか，波がおさまる段階で砂が戻ってくるか否かが，傾斜堤の良否を決めることになると考えられる．

7. 4. 3 緩傾斜堤設置位置と基礎工前面最大洗掘深

緩傾斜堤上（基礎工上含む）の砂が徐々に侵食され，砂が無くなってくると次の段階として基礎工前面の砂が掘れてくる．一般に波による洗掘は，重複波の作用，碎波によって生ずる水塊の作用，遡上した波の戻り流れの作用等に起因すると言われている．今回の実験では，かなり沖合いで碎波が生じているため碎波の影響は小さく，基礎工前面の洗掘は，主として重複波と戻り流れの作用によるものと考えられる．図-7.16 は，基礎工前面の洗掘状況を模式的に示したもので，各測定時における初期地形からの洗掘深さの最大値を基礎工前面の最大洗掘深 h_{max} と定義した．海岸堤防前面における洗掘については，たとえば榎木³³⁾，佐藤ら³⁴⁾，細井³⁵⁾，野田ら³⁶⁾，沼田ら³⁷⁾，服部ら³⁸⁾による多くの研究があるが，大部分は鉛直堤あるいは鉛直堤に近いもので実験を行っている．粗度及び透水性を有する緩傾斜堤の設置位置と，洗掘深の関係を詳細に検討している研究例はほとんど見あたらない．前述の設計の手引き⁸⁾の中に最大洗掘深を求める式が掲載されているが，この式は，根入れ深さを決めるためのもので，上述の基礎工前面の洗掘深とは定義が異なっている．図-7.17 は，緩傾斜堤の設置位置 (l/L_0) と堤前面最大洗掘深さの無次元値 (h_{max}/H_0) の

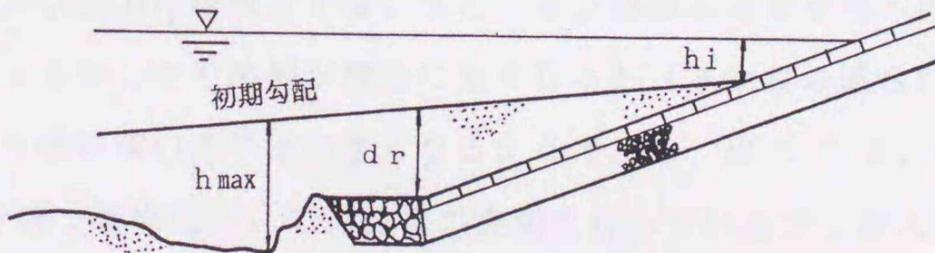


図-7.16 緩傾斜堤の最大洗掘深さの概略と定義

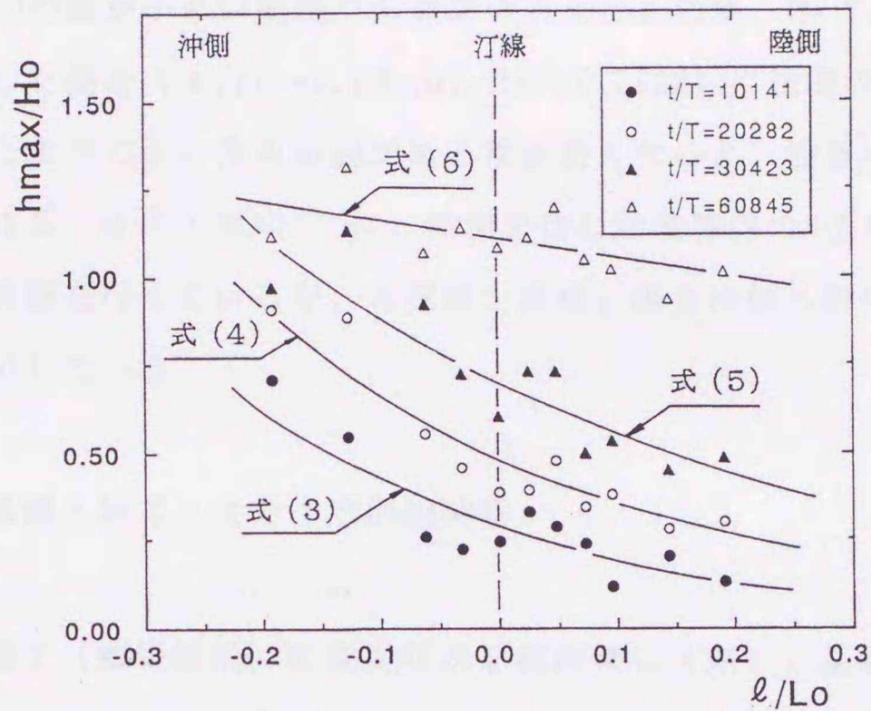


図-7.17 l/L_0 と h_{max}/H_0 の関係 (実験B)

関係を t/T をパラメータとして図示したものである。図中の曲線は、パラメータ t/T 毎の回帰曲線で、それぞれ式(7.4.3)~(7.4.6)で表される。

$$h_{max}/H_0 = 0.28 \times 10^{(-1.7 \cdot l/L_0)}, \quad t/T = 10,141 \quad (7.4.3)$$

$$h_{max}/H_0 = 0.48 \times 10^{(-1.4 \cdot l/L_0)}, \quad t/T = 20,282 \quad (7.4.4)$$

$$h_{max}/H_0 = 0.70 \times 10^{(-1.1 \cdot l/L_0)}, \quad t/T = 30,423 \quad (7.4.5)$$

$$h_{max}/H_0 = 1.10 \times 10^{(-0.23 \cdot l/L_0)}, \quad t/T = 60,845 \quad (7.4.6)$$

図中の曲線群を一括定式化すると次のようになる。

$$h_{max}/H_0 = a \times 10^{(b \cdot l/L_0)} \quad (7.4.7)$$

$$a = 0.154 + 1.59 \times 10^{-5}(t/T) \quad (7.4.8)$$

$$b = -2.00 + 2.94 \times 10^{-5}(t/T) \quad (7.4.9)$$

ただし、 $-0.19 < l/L_0 < 0.19$, $10,000 < t/T < 60,000$

当然ではあるが、波の作用時間が長いほど、また緩傾斜堤を沖側へ設置するほど、最大洗掘深が大きくなるが、作用時間が極端に長くなると（本実験の場合 $t/T=60,845$ 程度）設置位置による最大洗掘深の違いは小さくなるようである。出口³⁰⁾は、砕波帯内の4地点で4種類の法勾配を持つ護岸について洗掘深の実験を行っているが、最大洗掘深は、 $H_0/L_0=0.05$ の場合、 $h_i/L_0 \doteq 0.015$ (h_i = 堤設置水深)、 $H_0/L_0=0.03$ の場合、 $h_i/L_0 \doteq 0.025 \sim 0.035$ で発生するとの結果を得ている。本実験条件の場合 $H_0/L_0=0.042$ のみであり、出口の実験

と比較して h_i/L_0 の値が小さい範囲での実験であったためか、図-7.17で示してあるように最も沖側へ設置した場合 ($l/L_0 = -0.191, h_i/L_0 = 0.0127$) に洗掘深が最大となっている。ただし、前述したように波の作用時間がある程度長くなると、設置位置による差は小さくなる傾向が見られる。佐伯・尾崎³¹⁾は、陸側を含む砕波帯内の4地点で3種類の法勾配を持つ護岸について実験を行っているが、本実験と同様、堤を沖側へ設置するほど洗掘深が大きくなる結果を示している。

7.4.4 基礎工被災と波の作用継続時間

表-7.4は、基礎工（蛇籠使用）の被災状況を被害無し（無）、基礎工が初期設置位置より少しでも動いたり傾いたりした状態（A）、基礎工の移動・傾きなどにより、堤中詰め材が吸い出される状態（B）に分類し、設置地点ごとの基礎工の状態を波の作用時間を追って一覧にしたものである。被災の過程は、前節で述べたような過程で、堤上の砂が無くなった後、基礎工前面の洗掘が進行し、最後に基礎工が傾いて中詰め材が吸い出されるというパターンである。

表-7.4 基礎工被災と波の作用継続時間（実験B）

| t/T | l/L_0 | | | | | | | | | | |
|-------|---------|--------|--------|--------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | -0.191 | -0.127 | -0.062 | -0.031 | 0.0 | 0.024 | 0.048 | 0.072 | 0.095 | 0.143 | 0.191 |
| 2535 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 5070 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 10141 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 20282 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 30423 | A | 無 | 無 | 無 | 無 | B | A | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 40563 | B | B | 無 | 無 | 無 | B | B | B | A | 無 | 無 |
| 50704 | B | B | A | A | 無 | B | B | B | B | A | B |
| 60845 | B | B | A | A | 無 | B | B | B | B | B | B |

無：被害無し，A：基礎工が初期設置位置より少しでも動いたり傾いたりした状態
B：基礎工の移動・傾きなどにより、堤中詰め材が吸い出される状態

図-7.18は基礎工被害発生を、 d/H_0 をパラメタとして l/L_0 と t/T の関係を図示したものである。本実験の場合、根入れ深さは、緩傾斜堤の設計の手引⁸⁾を参考にして、法尻が海中にある場合 $d=5.0\text{cm}(d/H_0=0.388)$ 、陸上にある場合 $d=2.5\text{cm}(d/H_0=0.194)$ とした。図中の直線は、基礎工被害の有無を示す境界線で次式で表される。

$$t/T=57,600+206,300(l/L_0) \quad (7.4.10)$$

$$-0.19 < l/L_0 \leq 0 \quad (\text{法尻が海中})$$

$$t/T=17,000+168,300(l/L_0) \quad (7.4.11)$$

$$0.02 < l/L_0 < 0.19 \quad (\text{法尻が陸上})$$

本実験によると、式(7.4.10)と(7.4.11)は、汀線($l/L_0=0$)で不連続変化し、しかも緩傾斜堤を陸側($l/L_0 > 0$)に設置した方が短い波の作用時間で基礎工が被害を受ける結果となった。これは、汀線で基礎工の根入れ深さを一気に半減したためである。この点については、今後の検討課題である。

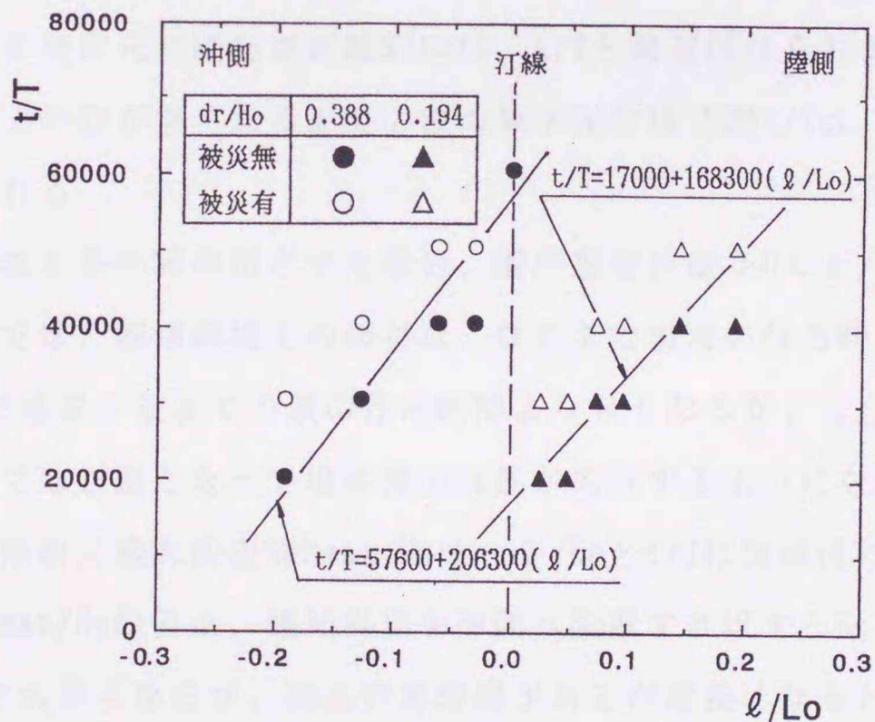


図-7.18 t/T と l/L_0 の関係(実験B)

7. 5 結論

自然海浜と緩傾斜堤設置海浜の両者に，侵食型，堆積型等の波を交互に作用させ，海底地形変化を比較した実験Aの主要な結論を要約すると(A-1)～(A-2)の通りである。また，自然海浜と緩傾斜堤の設置位置を種々変えた堤設置海浜に，侵食型の波を長時間作用させた場合の海底地形等を比較検討した実験Bの主要な結論を要約すると(B-1)～(B-5)の通りである。

(A-1) 自然海浜の汀線は，侵食型の波を作用させると一気に後退するが，緩傾斜堤設置海浜の汀線後退は比較的緩慢である。引き続き堆積型の波で，両者の汀線はほぼ同じスピードで前進するが，再び侵食・中間・堆積型の波を交互に作用させると両者とも時間の経過と共に徐々に後退していく，このとき緩傾斜堤上の砂は徐々に消滅して，堤が完全に露出し，堤前面が掘られて被災にいたる。(図-7.10)

(A-2) 緩傾斜堤上に砂がある間は，緩傾斜堤は自然海浜に比べ汀線後退に対して有効に働き，汀線後退量は自然海浜の4～6割程度に低減できる。

(B-1) 自然海浜の無次元汀線後退距離 X/L_0 は， t/T と関連付けられる。

(B-2) 緩傾斜堤上の砂が無くなるまでの波の無次元作用時間 t/T は，緩傾斜堤設置位置 l/L_0 と関連付けられる。

(B-3) 侵食型の波を長時間作用させた場合，護岸設置位置が $0 < l/L_0 < 0.125$ の範囲(図-7.15の領域A)では，緩傾斜堤上の砂が無くなるまでの波の作用時間は，自然海浜の汀線がその堤位置まで後退するまでの波の作用時間より長くなるが， $l/L_0 > 0.125$ の領域(図-7.15の領域B)では，逆となって堤前面の洗掘が先行するようになる。

(B-4) 堤前面の無次元最大洗掘深 h_{max}/H_0 は， l/L_0 と t/T に関連付けられる。波の作用時間が短い場合の h_{max}/H_0 の値は，緩傾斜堤を沖側へ設置すればするほど又，波の作用時間が長ければ長いほど大きくなるが，波の作用時間がある程度長くなると(本実験の場合 $t/T \doteq 60,000$ 以上)設置位置による差は小さくなる。

(B-5) 基礎工が被災するまでの波の継続時間は，緩傾斜堤を汀線より沖側に設置した場合と岸側に設置した場合に分けて，それぞれ堤の設置位置に関連付けられる。ただし，汀線を境として不連続に変化する結果となる(図-7.18)が，これは汀線で基礎工の根入れ深さを一気に半減したためと考えられる。この点については，今後の検討課題である。

本実験は、2次元水槽内の限られた実験条件の下で行われたものであり、現地での沿岸流による漂砂の影響、規則波を用いた事による不規則波との違い、初期勾配1/20から実験を開始している点等また、地形変化の時間スケール、底質の粒径等による相似則等の問題もあり、今回の実験結果を現地に適用するには更に検討すべき点が多々残っているが、砂浜海岸における緩傾斜堤設置の有無による海浜地形変化の違いや、緩傾斜堤設置位置による海浜地形変化の違いを考える上で、参考になるような二、三の知見を得ることが出来たものとする。

参考文献

- 1)金井高宏・高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の設置位置に関する実験，土木学会平成5年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.192-193,1993.
- 2)大川一則・高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の有無による海浜地形の変化に関する一検討，土木学会平成5年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.196-197,1993.
- 3)高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の基礎工前面最大洗掘深に関する一検討，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集II，pp.722-723,1995.
- 4)高橋敏彦・沼田 淳・首藤伸夫：緩傾斜堤が海浜地形に及ぼす影響に関する研究 -規則的な直角入射波による実験- 土木学会論文集，No.545/II-36,pp.79-88,1996.
- 5)豊島 修：緩傾斜のり面被覆工法，海岸，No.24,pp.133-144,1984.
- 6)運輸省港湾局監修：面的な海岸防護方式の計画・設計マニュアル，日本港湾協会，p.209,1990.
- 7)青木東雄，芦田義則，森吉尚，宇多高明，小俣篤：緩傾斜堤の設計手法について，海岸工学論文集，第36巻，pp.658-662,1989.
- 8)建設省河川局海岸課監修：緩傾斜堤の設計の手引き，全国海岸協会，48p.1989.
- 9)橋本宏，田中茂信，筒井保博：緩傾斜堤の局所洗掘と岸沖漂砂への影響，第30回海岸工学講演会論文集，pp.249-253,1983.
- 10)宇多高明，小菅 晋，柳澤 修：緩傾斜堤の安定性に関する全国実態調査，海岸工学論文集，第38巻，pp.651-655,1991.
- 11)豊島 修：緩傾斜護岸工法，第34回海岸工学講演会論文集，pp.447-451,1987.
- 12)高橋敏彦，首藤伸夫，沼田 淳：緩傾斜堤の水理特性に関する実験的研究，海岸工学論

- 文集,第37卷,pp.509-513,1990.
- 13)高橋敏彦,首藤伸夫,沼田 淳:緩傾斜堤への波の打ち上げ高の一推定法,海岸工学論文集,第38卷,pp.501-505,1991.
- 14)高橋敏彦,沼田 淳,首藤伸夫:緩傾斜堤への波の打ち上げ速度及び戻り流れに関する実験的研究,海岸工学論文集,第40卷,pp.711-715,1993.
- 15)井上雅夫,島田広昭,坂本佳弘:親水性護岸の越波防止機能,海岸工学論文集,第40卷,pp.701-705,1993.
- 16)井上雅夫,島田広昭,円間弘起:緩傾斜護岸の越波特性に及ぼす風の影響,海岸工学論文集,第39卷,pp.586-590,1992.
- 17)井上雅夫,島田広昭,円間弘起:透水性を有する緩傾斜護岸の越波特性,海岸工学論文集,第38卷,pp.541-545,1991.
- 18)宇多高明,柳澤 修:緩傾斜堤の被災機構と安定化のための方策,海岸工学論文集,第38卷,pp.656-660,1991.
- 19)前野賀彦,山本方人,遠藤泰司:緩傾斜護岸裏込め砂の吸い出し機構,海岸工学論文集,第37卷,pp.499-503,1990.
- 20)Burger,A.M. et al.:Verification and practical use block revetment design method,Proc.22nd Int.Conf.on Coastal Eng.,ASCE,pp.1431-1445,1990.
- 21)Sparboom,U.and Debus,W.:Wave-induced uplift characteristics on concrete block slope revet-ments,Proc.23rd Int.Conf.on Coastal Eng.,ASCE,pp.1573-1586,1992.
- 22)De waal,J.P.and Van der Meer,J.W.:Wave runup and overtopping on coastal structures,Proc.23rd Int.Conf.on Coastal Eng.,ASCE,pp.1758-1771,1992.
- 23)合田良実,鈴木康正,岸良安治,菊地 治:不規則波実験における入・反射波の分離推定法,運輸省港湾技術研究所港湾技研資料,No.248,pp.24,1976.
- 24)堀川清司,砂村継夫,近藤浩右,岡田 滋:波による二次元汀線変化に関する一考察,第22回海岸工学講演会論文集,pp.329-334,1975.
- 25)尾崎 晃,曳田信一:波による二次元汀線変化の相似に関する実験的研究(続),第24回海岸工学講演会論文集,pp.167-169,1977.
- 26)Sawaragi,T.and I.Deguchi:On-offshore sediment transport rate in the surf zone,Proc.17th Int.Conf.on Coastal Eng.,ASCE,pp.1194-1214,1980.
- 27)合田良実:碎波指標の整理について,土木学会論文報告集,No.180,pp.39-49,1970.

- 28) 榎木 亨：移動床模型実験の相似率，1984年度（第20回）水工学に関する夏期研修会講義集，Bコース，B-5-1-B-5-13，1984.
- 29) Iwagaki, Y. and H. Noda: Laboratory study of scale effects in two-dimensional beach processes, Proc. 8th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp. 194-210, 1962.
- 30) 出口一郎：緩傾斜堤，pp. 56~74，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，「研究代表者尾崎晃：砂浜決潰の防止工法とその適用性に関する研究」，No. A-59-1，昭59.
- 31) 佐伯 浩，尾崎 晃：護岸と海浜地形変化との関係についての実験的研究，pp. 24-38，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，「研究代表者 尾崎晃：砂浜決潰の防止工法とその適用性に関する研究」，No. A-59-1，昭59.
- 32) 堀川清司，砂村継夫，鬼頭平三：波による海浜変形に関する一考察，第20回海岸工学講演会論文集，pp. 357-363，1973.
- 33) 榎木 亨，川崎芳一：海岸堤防堤脚部の洗掘，京大防災研究所年報，第4号，PP198-209，1960.
- 34) 佐藤昭二，田中則男，入江 功：直立壁堤脚部の波による二次元洗掘実験，第13回海岸工学講演会論文集，pp. 156-161，1966.
- 35) 細井正延：堤防設置による海浜変形について，第14回海岸工学講演会論文集，pp. 325-328，1967.
- 36) 野田英明，岩佐敏博：海岸堤防堤脚部の洗掘に関する研究，第19回海岸工学講演会論文集，pp. 53-57，1972.
- 37) 沼田 淳，和田 信：護岸前面海底地形の変化に関する一実験，第20回海岸工学講演会論文集，pp. 495-499，1973.
- 38) 服部昌太郎，川又良一：海岸堤防による二次元海浜の地形変化，第23回海岸工学講演会論文集，pp. 234-239，1976.

第8章 緩傾斜堤の被災に関する検討

8.1 序 節

従来、海岸侵食対策工法として突堤^{1), 2)}や離岸堤工法^{3), 4)}等が行われている。近年、新しい工法として緩傾斜堤が注目され、築造されている。この緩傾斜堤は、親水性や景観面も配慮した工法として、近年多用されている。これらのことから、被覆ブロックについての開発、ブロック安定限界等の研究は盛んである。たとえば前野ら⁵⁾、高橋ら⁶⁾、中野ら⁷⁾、Townson⁸⁾、Sparboom and Debus⁹⁾、Stoutjesdijk et al.¹⁰⁾、Bezuijen¹¹⁾等の報告がある。また、建設省^{12), 13)}及び運輸省¹⁴⁾より、緩傾斜堤の設計手法についての発表もされている。しかし、築造されて日が浅いにもかかわらず、宇多ら¹⁵⁾の調査によると、調査対象とした緩傾斜堤の約1/3に被災がみられる。現在施工されている緩傾斜堤の勾配は、1/3~1/5がほとんどであり、緩傾斜堤の被災の多くは太平洋や日本海などに直面する海岸であることが報告されている¹⁵⁾。前章で述べてあるように、緩傾斜堤を設置した場合の被災として、大きく次の2つに分けることが出来る。

①沿岸漂砂の卓越した海岸で、堤自体被災するとともに下手側の侵食を助長するような沿岸流等による長期的な被災

②台風、低気圧等の高波浪による短期的な被災

である。宇多等の報告より、被災の多くは低気圧、台風等による高波浪の来襲を直接受けるためと推察することが出来る。緩傾斜堤の被災の主な原因の一つに、波の遡上時に裏込め砂が吸い出されるとした前野ら¹⁶⁾の研究、マウンドの土砂が戻り流れによって流出することにより被災するとした宇多ら¹⁷⁾の研究がある。しかし、前章で述べたように緩傾斜堤の設置位置及び勾配の違いによる海浜地形変化、被災の違い等についてはほとんど検討されていない。また、緩傾斜堤の被災に大きく関与していると思われる基礎工の形、根入れ深さ等についてもそれほど検討されていない。^{12), 18), 19)}

本章では前章と同様、台風、低気圧等の高波浪による短期的な被災を対象に検討を行う。

Iwagaki, Y and H. Noda²⁰⁾によれば、底質粒径と海象条件により暴風海浜と正常海浜に分けることが出来る。また、堀川・砂村等²¹⁾は、一様勾配の初期地形に波を作用させた場合

の汀線の前進（堆積），後退（侵食）の判別式を示している。今回の海象，勾配，底質等の条件として上記の2つの判別式より，暴風海浜及び汀線の後退（侵食）領域に対応する条件を用いて実験を行う。

8.2 緩傾斜堤の法尻と汀線の距離を固定した場合^{22), 23)}

のり尻部が陸上部の場合と海中の場合とでは，根入れ深さの概略値が異なり，海中の場合陸上部の2倍の値となっている¹³⁾。そこで本節では，比較的多く施工されている基礎工を根入れした緩傾斜堤ののり尻と汀線の距離を固定した上で，勾配と設置位置を種々変えて，高波が継続して来襲した場合を想定し，海底地形変化と緩傾斜堤の被災過程，状況等を把握することを目的とした。

8.2.1 実験装置及び実験条件

実験は，長さ20.0m，幅0.6m，深さ0.7mの両面ガラス張り造波水路を2分して片側0.3mとし，両側の水路を使用して行った。水路の一端にはピストン型反射波吸収制御付き造波装置が装備されている。他端には細砂（天然珪砂7号、 $d_{50}=0.15\text{mm}$ 、比重=2.60）で1/20勾配の海底地形を作成した。緩傾斜堤を設置する場合は，1/20勾配上に1/3, 1/4, 1/5, 1/6勾配の4種類の模型堤体を設置した。図-8.2.1に，実験水路概略図を示す。模型堤体は，「有孔被覆ブロック+透水層」であり，模型縮尺1/40で実験を行った。被覆ブロックの空隙率

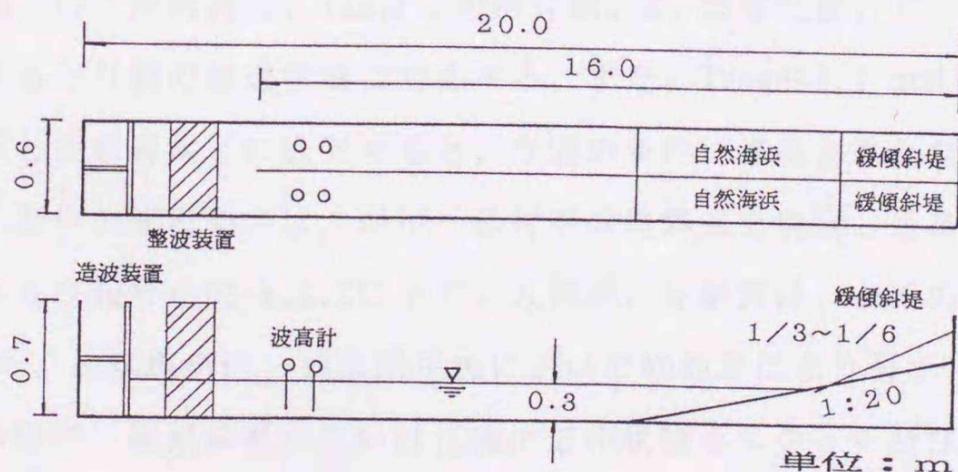


図-8.2.1 実験水路概略図

表-8.2.1 実験条件

| 実験 No. | T (sec) | H (cm) | 緩傾斜堤 | l_1 (cm) (l_1/L_0) | l/L_0 | 波浪条件 |
|-----------|------------|-----------|------|-----------------------------|---------|------|
| A-0 | 1.42 | 12.0 | 無 | - | - | 侵食 |
| A-1 | | | 1/3 | 31.5 (0.1) | 0.085 | |
| A-2 | | | 1/4 | | 0.080 | |
| A-3 | | | 1/5 | | 0.075 | |
| A-4 | | | 1/6 | | 0.070 | |
| A-5 | | | 1/3 | 0.0 | 0.0 | |
| A-6 | | | 1/4 | | | |
| A-7 | | | 1/5 | | | |
| A-8 | | | 1/6 | | | |
| A-9 | | | 1/3 | -31.5 (-0.1) | -0.085 | |
| A-10 | | | 1/4 | | -0.080 | |
| A-11 | | | 1/5 | | -0.075 | |
| A-12 | | | 1/6 | | -0.070 | |

は15%であり、透水層としての裏込め工は、砂利 ($d=2.5\sim 4.75\text{mm}$) の単層構造で層厚は約20.0mmである。

水深は、0.3m、周期 $T=1.42\text{sec}$ 、波高 $H=12\text{cm}$ に固定した。沖波波形勾配は $H_0/L_0=0.041$ である。この波は、堀川・砂村等 (1975)²¹⁾による汀線の前進 (堆積)・後退 (侵食) の境界式、

$$H_0/L_0=C(\tan\beta)^{-0.27}(d/L_0)^{0.67} \quad (8.2.1)$$

ここに、

H_0 : 沖波波高, L_0 : 沖波波長, $\tan\beta$: 初期勾配, d : 底質粒径, C : 定数

によって区別すると汀線の後退領域に対応する。また、Iwagaki, Y and H.Noda (1962)²⁰⁾に従い暴風海浜と正常海浜とに区別すると、今回の条件は暴風海浜となる。表-8.2.1に実験条件を示す。表中の波浪条件は、堀川・砂村等の境界式で判別した条件を示している。緩傾斜堤の名称及び記号を図-8.2.2に示す。入射波、反射波は、合田の入射分離法(1976)²⁴⁾で計測した。海底地形は、両水路中央において砂面計により最小1cm~最大30cm間隔で計測すると同時に、緩傾斜堤あるいは汀線付近の状態をスケッチ及び写真に記録した。緩傾斜堤の設置位置は、 $l_1/L_0=-0.1$ (沖側), 0 (汀線地点), 0.1 (陸側) の3種類である。実験は、連続24.0時間の継続実験である。各実験ケース共、起波後1, 2, 4, 8, 12, 16, 20,

24時間後の海底地形を測定した。ただし、基礎工、被覆ブロックの移動、沈下等の被災時にはその都度記録した。なお、基礎工は石詰め蛇籠とし、根入れ深さ d_r （初期地形から基礎工上端までの深さ）は、設計の手引（建設省，1989）¹³⁾に概略値として示されている深さの1/40，すなわち、堤のり尻が汀線から沖側に位置する場合は5cm、陸側に位置する場合は2.5cmとした。

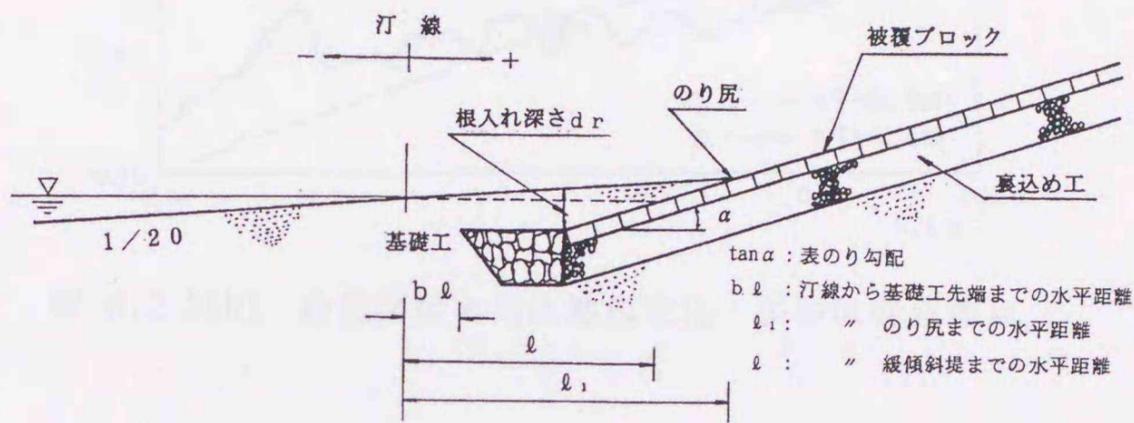


図-8.2.2 緩傾斜堤の名称及び記号

8.2.2 海浜地形変化の比較

(1) 自然海浜の海底地形変化

図-8.2.3(a), (b)は、自然海浜に $t = 4, 8; 20, 24$ 時間($t/T \doteq 10, 000, 20, 000; 51, 000, 61, 000$)波を作用させた後の海浜地形を示したものであり、図中の矢印は、それぞれの地形に対応する砕波点の位置である。堀川等(1973)²⁵⁾は、海浜変形を3つのタイプに分類している

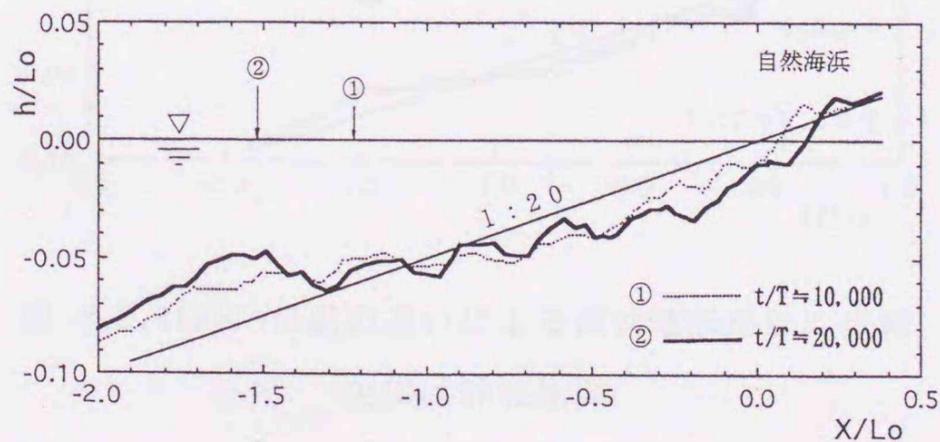


図-8.2.3(a) 自然海浜の海底地形変化 矢印は砕波地点

が、今回の実験結果は、「タイプ I : 汀線が後退し、沖において砂が堆積するタイプ」に分類され、時間の経過とともに汀線が後退してその砂が沖側へ移動し、徐々にbarが発達していく傾向が認められる。

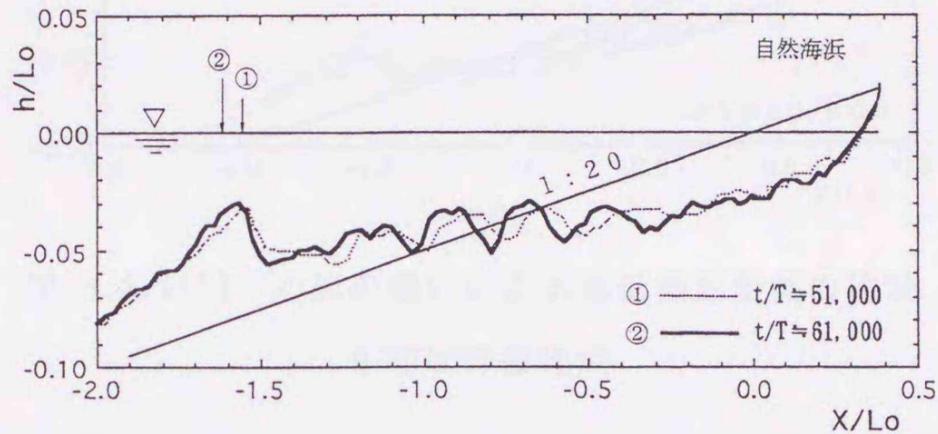


図-8.2.3(b) 自然海浜の海底地形変化 矢印は碎波地点

(2) 緩傾斜堤の勾配の違いによる海浜地形変化

図-8.2.4(a), (b), (c)は、自然海浜上に1/3~1/6勾配の緩傾斜堤を設置した場合の海底地形変化を示した一例である。(a)は、設置位置 $l_1/Lo=0$ (汀線) における $t/T \approx 5,000$ (約2時間) 後、(b)は、設置位置 $l_1/Lo=0.1$ (陸側) における $t/T \approx 20,000$ (約8時間) 後、(c)は、設置位置 $l_1/Lo=-0.1$ (沖側) における $t/T \approx 61,000$ (約24時間) 後の状態をそれぞれ比較したものである。

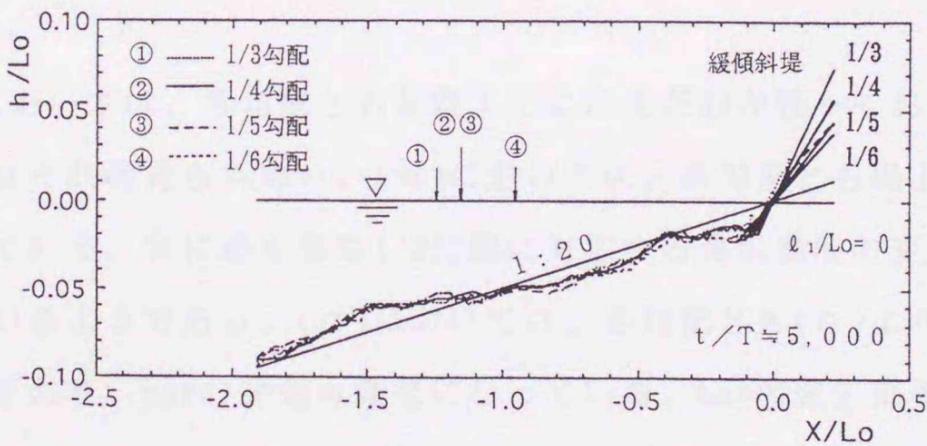


図-8.2.4(a) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は碎波地点

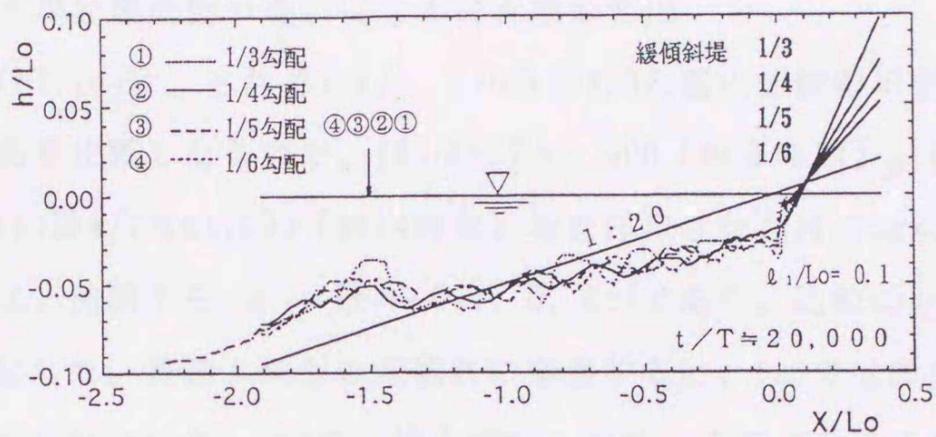


図-8.2.4(b) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

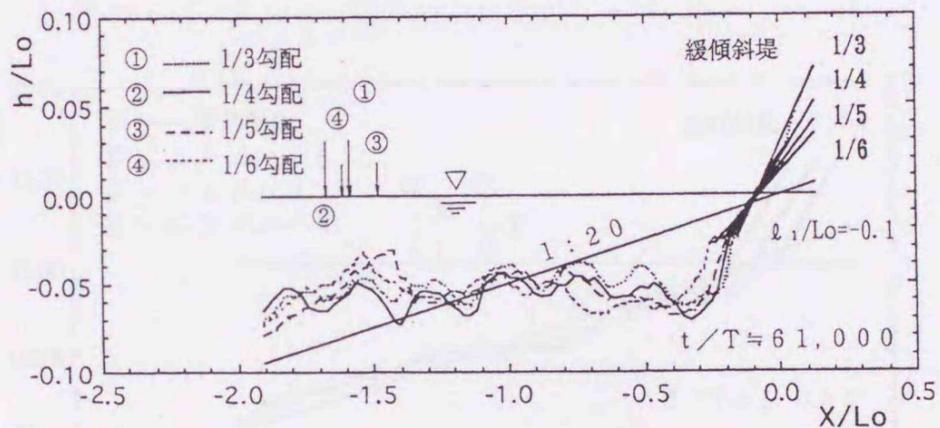


図-8.2.4(c) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

図-8.2.4(a)においては、各勾配とも基礎工上にはまだ砂が残っており、勾配の違いによる海浜地形の差はそれ程見られない。(b)においては、各勾配とも堤上の砂は無くなり堤前面が掘れてきている。特に最も急な1/3勾配に対応する海浜地形の変動が、他と比べて幾分大きくなっているようである。(c)においては、各勾配とも(b)より更に海浜地形の変動が大きくなっており、barの発達も顕著になっている。barの発生位置は、いずれの勾配に対しても $X/Lo \approx -1.5$ 付近に集中している。また、基礎工前面での深掘れの位置は、勾配が緩い程沖側で発生しているが、これは汀線から法尻までの距離と基礎工の根入れ深さを一定としているため、勾配が緩いほど基礎工が沖側へ設置されるようになるためと考えられる。

(3) 緩傾斜堤設置位置の違いによる海浜地形変化

図-8.2.5(a),(b),(c)は、それぞれ1/4, 1/6及び1/3勾配の緩傾斜堤設置位置の違いによる海浜地形の変動を比較したもので、(a)は $t/T \doteq 5,000$ (約2時間)、(b)は $t/T \doteq 20,000$ (約8時間)、(c)は $t/T \doteq 61,000$ (約24時間)波を作用させた後の海浜地形である。緩傾斜堤の設置位置は、沖側から $l_1/Lo = -0.1, 0, 0.1$ であり、比較のため自然海浜の地形変化も実線で併記した。基礎工前面の深掘れに着目すると、(a)では設置位置の違いによる差異はそれ程認められないが、(b)では堤を沖側へ設置するほど大きくなる傾向がみられるようになる。波の作用時間がさらに長くなると、(c)に見られるように、さらに深掘れが進行するが、設置位置による違いはそれほど認められなくなる。なお、(c)における堤背後の線は、ブロック陥没後の表法面の形状を示したものである。一方、自然海浜の汀線は、(b),

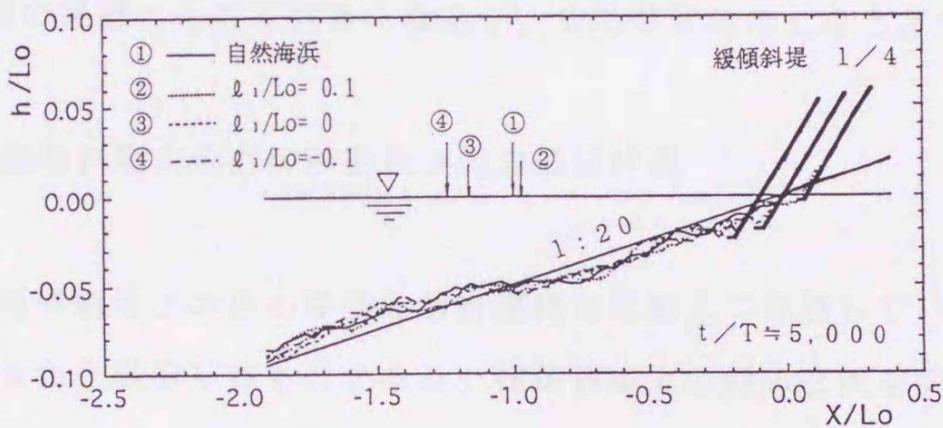


図-8.2.5(a) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

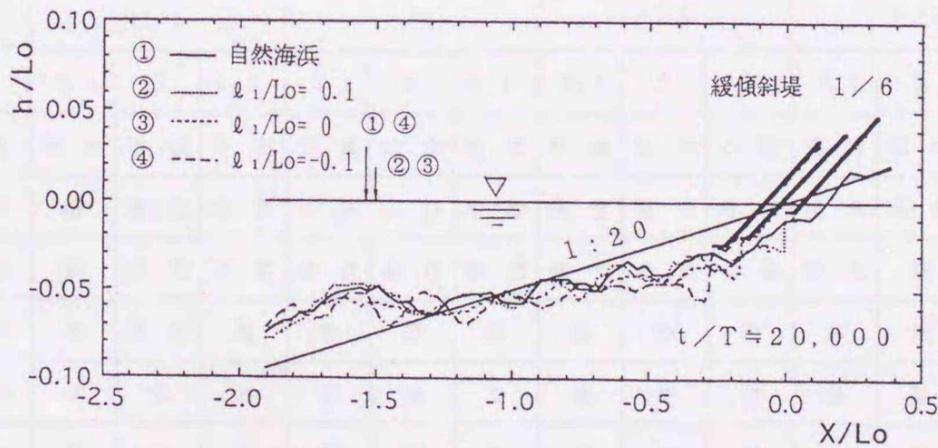


図-8.2.5(b) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

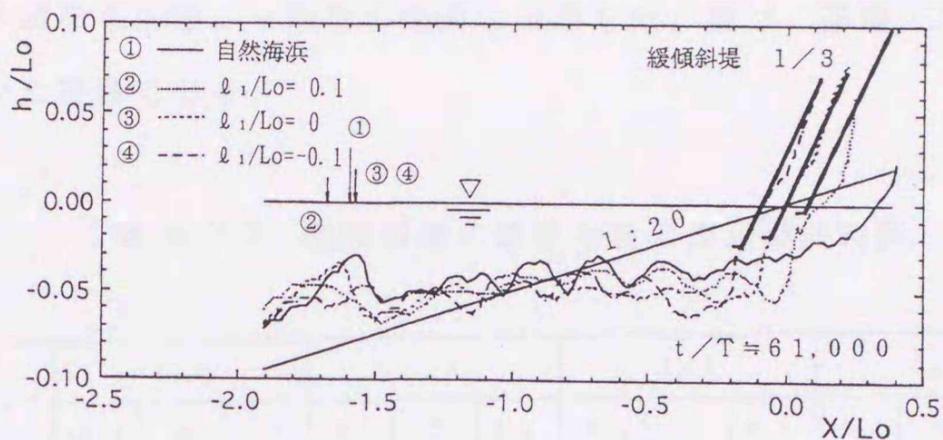


図-8.2.5(c) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は碎波地点

(c)においては、最も陸側に設置した緩傾斜堤位置よりかなり陸側に後退している。なお、barの規模は時間の経過とともに大きくなるが、その位置はほとんど変化していない。

8.2.3 緩傾斜堤上の砂の移動及び堤の被災状況

表-8.2.2は、緩傾斜堤上の砂の移動を前計測時と比較して堆積しているか、侵食しているか、不変であるかを表示したものである。緩傾斜堤上の砂の形状を前計測時と比較し、最大鉛直変位が5mm以内なら不変、±5mm以上変化している場合には、そのいずれか大きい

表-8.2.2 緩傾斜堤上の砂の移動

| t/T | 1/3 | | | 1/4 | | | 1/5 | | | 1/6 | | |
|-------|------|----|-----|------|----|-----|------|----|-----|------|----|-----|
| | -0.1 | 0 | 0.1 | -0.1 | 0 | 0.1 | -0.1 | 0 | 0.1 | -0.1 | 0 | 0.1 |
| 3000 | 侵食 | 堆積 | 不変 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 侵食 | 侵食 | 不変 | 侵食 | 侵食 | 堆積 |
| 5000 | 無 | 堆積 | 堆積 | 侵食 | 堆積 | 堆積 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 侵食 | 侵食 | 堆積 |
| 10000 | 無 | 侵食 | 不変 | 侵食 | 堆積 | 堆積 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 侵食 | 無 | 侵食 |
| 20000 | 無 | 侵食 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 30000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 41000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 51000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 61000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |

方で代表し、+値なら堆積、-値なら侵食と分類した。無は、基礎工をも含めた堤上に砂が全く無くなった場合である。

表-8.2.3 緩傾斜堤の被災と波の作用継続時間

| t/T | 1/3 | | | 1/4 | | | 1/5 | | | 1/6 | | |
|-------|------|---|-----|------|---|-----|------|---|-----|------|---|-----|
| | -0.1 | 0 | 0.1 | -0.1 | 0 | 0.1 | -0.1 | 0 | 0.1 | -0.1 | 0 | 0.1 |
| 8000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 15000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 23000 | 無 | 無 | A | 無 | 無 | A | 無 | 無 | A | 無 | 無 | A |
| 30000 | 無 | 無 | C | 無 | 無 | C | 無 | 無 | B | A | A | B |
| 38000 | A | C | C | 無 | 無 | C | 無 | 無 | C | B | B | C |
| 46000 | C | C | C | A | A | C | 無 | A | C | B | B | C |
| 53000 | C | C | C | C | A | C | A | A | C | B | B | C |
| 61000 | C | C | C | C | A | C | C | A | C | B | B | C |

無：被害無し、A：基礎工が初期設置位置より少しでも動いたり傾いたりした状態
 B：基礎工の移動・傾きなどにより、堤中詰め材が吸い出される状態
 C：ブロックの沈下、陥没等の状態

表-8.2.3は、緩傾斜堤の被災状況を被害無し（無）、基礎工が初期設置位置より少しでも動いたり傾いたりした状態（A）、基礎工の移動・傾きなどにより、堤中詰め材が吸い出される状態（B）、ブロックの沈下、陥没等の状態（C）に分類し、設置地点ごとの被災の状態を波の作用時間を追って一覧にしたものである。さらに図-8.2.6には、表-8.2.2、表-8.2.3をもとに、緩傾斜堤の被災過程と実験条件との関係を図示している。緩傾斜堤の被災過程は、まず数時間の高波の継続で堤が露出（●印）して、基礎工前面の洗掘へと進み、さらに数時間高波が継続すると基礎工が被災（○印）して、基礎工と堤体の間から裏込め工の砂利が吸い出され、被覆ブロックが沈下、移動（▲印）して崩壊するというパターンが一般的である。この図から認められる特徴的な現象は、

① $l_1/L_0 = -0.1$ （沖側）と $l_1/L_0 = 0.1$ （陸側）に設置した緩傾斜堤の場合、その勾配が緩いほど被災しにくい傾向を示しているのに対し、 $l_1/L_0 = 0$ （汀線）に設置した緩傾斜堤は逆の傾向を示している。

② $l_1/L_0 = 0.1$ （陸側）に設置した緩傾斜堤は、①に述べたように、その勾配が緩いほど被災しにくい傾向を示すものの、被災に至るまでの高波継続時間の勾配による差は小さく、

しかも堤が露出してからごく短時間で被覆ブロックが被災する傾向を示している。
等である。

今回の実験では、図-8.2.2に示すようにのり尻を護岸設置位置と定義しているため、勾配の緩い緩傾斜堤ほど基礎工の設置位置 (b_l/L_0) が沖側に移動する結果となること、及び陸側に設置した場合の根入れ深さを海側の1/2としていることと波浪条件との複合作用に起因して上述のような現象が生じたものと考えられるが、詳細については今後の検討課題である。いずれにしても、侵食型の高波が長時間作用するような海岸に緩傾斜堤を設置する場合は、基礎工の設置位置や根入れ深さについてより慎重な配慮が必要と考えられる。

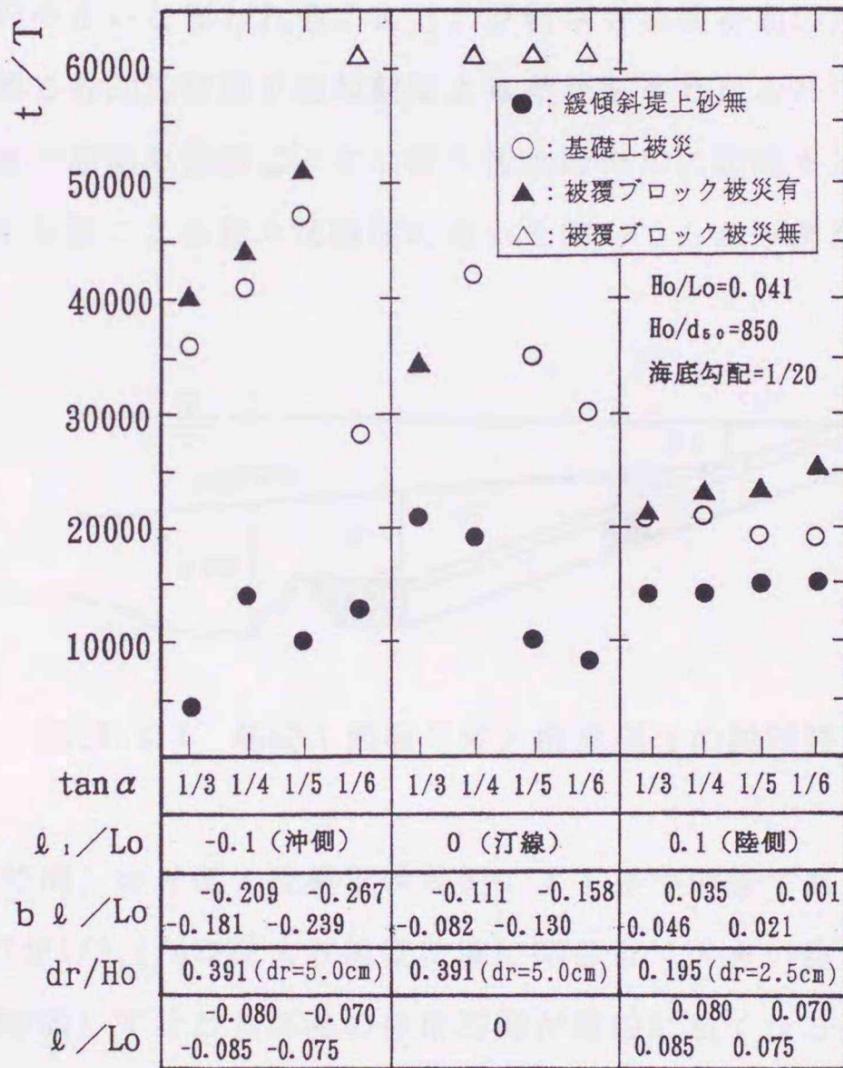


図-8.2.6 緩傾斜堤の被災と実験条件との関係

8.2.4 基礎工前面の最大洗掘深

前述したように本実験の範囲 ($-0.1 < \ell_1/L_0 < 0.1$) では、緩傾斜堤被覆ブロックの崩壊は、基礎工前面の洗掘後に起こるパターンが一般的であると考えられるので、本節では、法面勾配や高波の作用時間が基礎工前面の最大洗掘深に及ぼす影響について検討してみる。

図-8.2.7は、基礎工前面の洗掘状況を模式的に示したもので、各測定時における初期地形からの洗掘深さの最大値を基礎工前面の最大洗掘深 h_{max} と定義した。一般に、護岸前面の洗掘は、重複波の作用、砕波によって生ずる水塊の作用、戻り流れの作用等に起因すると考えられる。今回の実験では、かなり沖合い ($X/L_0 \doteq -1.0 \sim -1.8$) で砕波しており、砕波の影響は比較的小さいと思われる。また、反射率も実験初期の段階で8%前後、侵食が進行している段階でも20%前後で堤勾配による差があまり見られないことを考えると、本実験における基礎工前面の洗掘は、主に戻り流れの作用に起因するのではないかと推測される。そこで、堤勾配による最大洗掘深の違いを調べてみた一例が図-8.2.8(a)である。

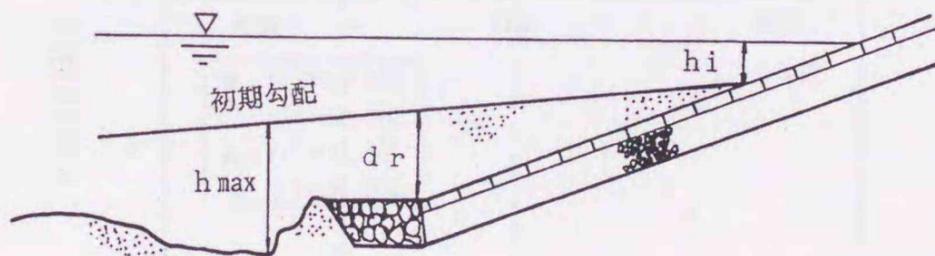


図-8.2.7 基礎工前面の最大洗掘深さの説明図

$t/T \doteq 20,000$ (約8時間) 後の最大洗掘深は勾配による差が明瞭であるが、予想に反して1/5, 1/6勾配斜面の方が1/3, 1/4勾配より設置位置に関係なく大きい値を示している。一方、 $t/T \doteq 61,000$ (約24時間) すなわち高波の作用時間が極端に長くなると、海浜形状が作用波に対して全体的にほぼ安定な状態に達するためと考えられるが、勾配及び設置位置に関係なく最大洗掘深はほぼ一定値に落ちつくように思われる。本実験の場合その値は、 $h_{max}/H_0 \doteq 1.20$ 程度である。図-8.2.8(b)は、最大洗掘深の時間的な変化を一例として1/3勾配斜面の場合について示したものであるが、設置位置の違いによる特徴的な傾向は認められなかった。

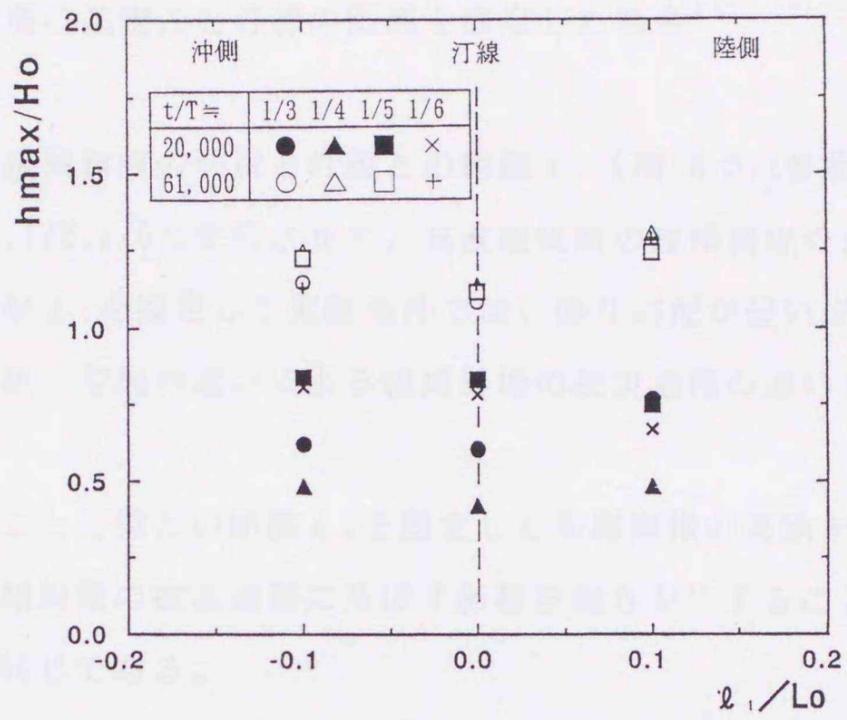


図-8.2.8(a) l_1/L_0 と h_{max}/H_0 の関係
($t/T \approx 20,000, 61,000$)

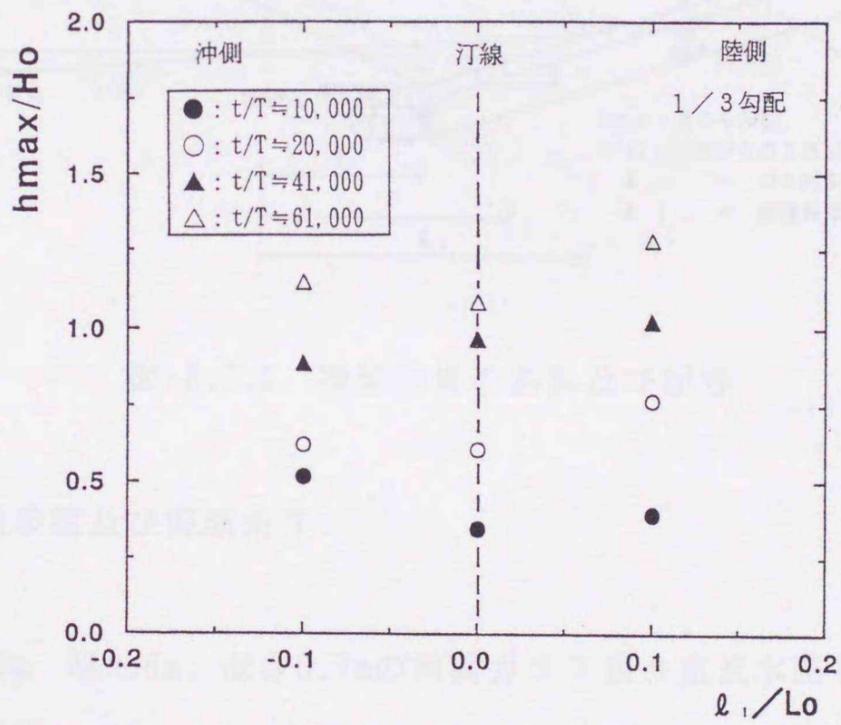


図-8.2.8(b) l_1/L_0 と h_{max}/H_0 の関係 (1/3勾配)

8.3 緩傾斜堤の基礎工と汀線の距離を固定した場合^{26), 27)}

前節において、緩傾斜堤の法尻と汀線との距離 l_1 (図-8.3.1参照) を固定して、のり勾配 $\tan\alpha$ を $1/3, 1/4, 1/5, 1/6$ と変化させて、高波継続時の緩傾斜堤の被災過程を検討した。しかし、このような l_1 を固定した実験条件では、のり勾配が緩いほど基礎工の設置位置が沖側に移動するため、勾配の違いによる緩傾斜堤の被災過程の違いを明らかにすることができなかった。

本節では、基礎工と汀線との距離 l_t を固定して前報同様の実験を行い、のり勾配及び設置位置の違いが緩傾斜堤の被災過程に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。なお実験装置は前節と同じである。

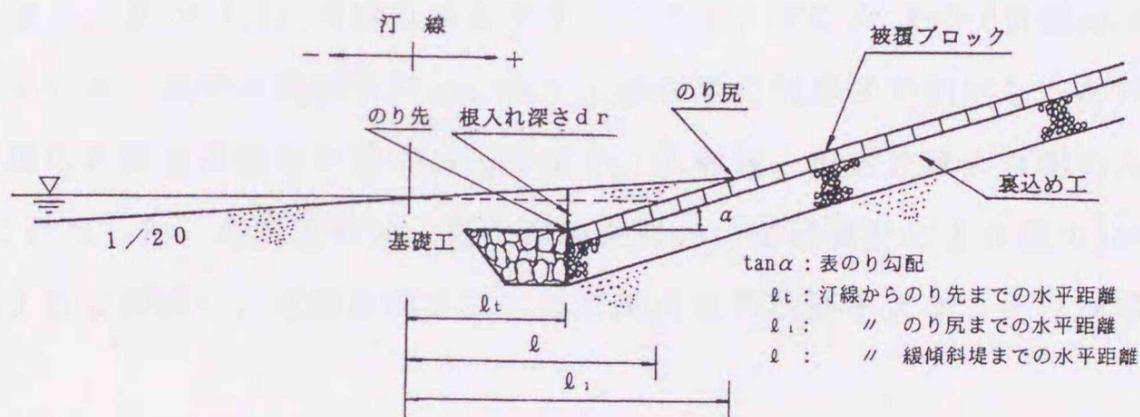


図-8.3.1 緩傾斜堤の名称及び記号

8.3.1 実験装置及び実験条件

実験は、長さ20.0m、幅0.6m、深さ0.7mの両面ガラス張り造波水路を2分して片側0.3mとし、両側の水路を使用して行った。水路の一端にはピストン型反射波吸収制御付き造波装置が装備されている。他端には細砂（天然珪砂7号、 $d_{50}=0.15\text{mm}$ 、比重=2.60）で1/20勾配の海底地形を作成した。緩傾斜堤を設置する場合は、1/20勾配上に1/3, 1/4, 1/5勾配の3種類の模型堤体を設置した。図-8.3.2に、実験水路概略図を示す。模型堤体は、「有孔被覆ブロック+透水層」であり、模型縮尺1/40で実験を行った。

被覆ブロックの空隙率は15%であり、透水層としての裏込め工は、砂利 ($d=2.5\sim 4.75\text{m}$)

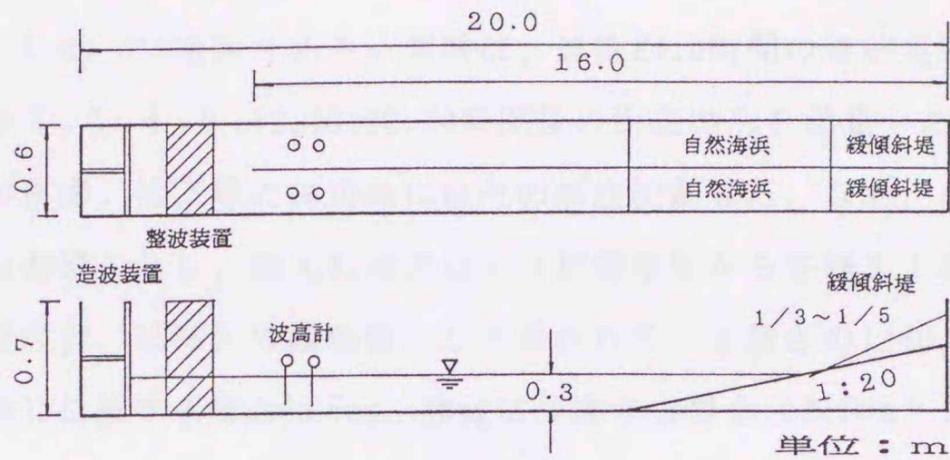


図-8.3.2 実験水路概略図

m) の単層構造で層厚は約20.0mmである。水深は、0.3m、周期 $T=1.42\text{sec}$ 、波高 $H=12\text{cm}$ に固定した。沖波波形勾配は $H_0/L_0=0.041$ である。この波は、前節と同様汀線の後退領域並びに暴風海浜となる。表-8.3.1に実験条件を示す。ただし、実験No.A-0(自然海浜)は前節の結果を用いている。表中の波浪条件は、堀川・砂村等の境界式で判別した条件を示している。緩傾斜堤の名称及び記号を図-8.3.1に示す。入射波、反射波は、合田の入反射分離法(1976)²⁰⁾で計測した。海底地形は、両水路中央において砂面計により最小1cm~最大30cm間隔で計測すると同時に、緩傾斜堤あるいは汀線付近の状態をスケッチ及び写真に記録した。

表-8.3.1 実験条件

| 実験 No. | T (sec) | H (cm) | 緩傾斜堤 | l_t (cm) (l_t/L_0) | l/L_0 | 波浪条件 |
|--------------------|---------|--------|------|-----------------------------|---------|------|
| A-0 ¹⁹⁾ | 1.42 | 12.0 | 無 | - | - | 侵食 |
| A-1 | | | 1/3 | | 0.192 | |
| A-2 | | | 1/4 | 63.0 | 0.192 | |
| A-3 | | | 1/5 | (0.2) | 0.192 | |
| A-4 | | | 1/3 | | 0.024 | |
| A-5 | | | 1/4 | 0.0 | 0.032 | |
| A-6 | | | 1/5 | | 0.040 | |
| A-7 | | | 1/3 | | -0.123 | |
| A-8 | | | 1/4 | -63.0 | -0.097 | |
| A-9 | | | 1/5 | (-0.2) | -0.071 | |

緩傾斜堤の設置位置は、 $l_t/L_0 = -0.2$ （沖側、 $l_t = -63.0\text{cm}$ ）、 0 （汀線地点、 $l_t = 0.0\text{cm}$ ）、 0.2 （陸側、 $l_t = 63.0\text{cm}$ ）の3種類である。実験は、連続24.0時間の継続実験である。各実験ケース共、起波後1, 2, 4, 8, 12, 16, 20, 24時間後の海底地形を測定した。ただし、基礎工、被覆ブロックの移動、沈下等の被災時にはその都度記録した。なお、基礎工は前節の蛇籠とは異なり捨石基礎工とし、根入れ深さ d_r （初期地形から基礎工上端までの深さ）は、設計の手引（建設省、1989）に概略値として示されている深さの1/40、すなわち、堤法尻が汀線から沖側に位置する場合は5cm、陸側に位置する場合は2.5cmとした。

8.3.2 海浜地形変化の比較

自然海浜の海底地形変化は、前節の結果を引用しているので要約して述べる。前節の自然海浜の実験結果は、堀川ら(1973)²⁵⁾の判別結果より「タイプI：汀線が後退し、沖において砂が堆積するタイプ」に分類され、時間の経過とともに汀線が後退してその砂が沖側へ移動し、徐々にbarが発達していく傾向が認められている。

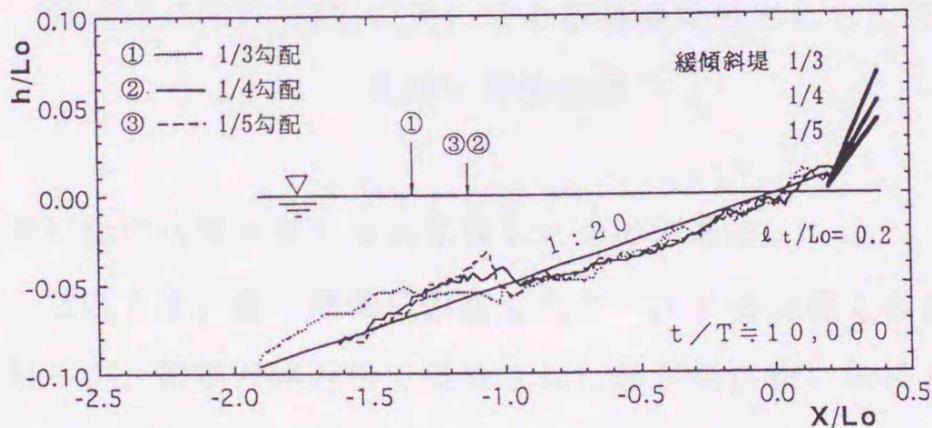


図-8.3.3(a) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

(1) 緩傾斜堤の勾配の違いによる海浜地形変化

図-8.3.3(a)～(e)は、自然海浜上に1/3～1/5勾配の緩傾斜堤を設置した場合の海底地形変化を示した一例である。(a)～(c)は、それぞれ堤設置位置 $l_t/L_0 = 0.2$ （陸側）、 0 （汀線）、 -0.2 （沖側）における $t/T = 10,000$ （約4時間）後、(d)は設置位置 $l_t/L_0 = 0$ （汀線）における $t/T = 30,000$ （約12時間）後、(e)は設置位置 $l_t/L_0 = 0.2$ （陸側）における $t/T =$

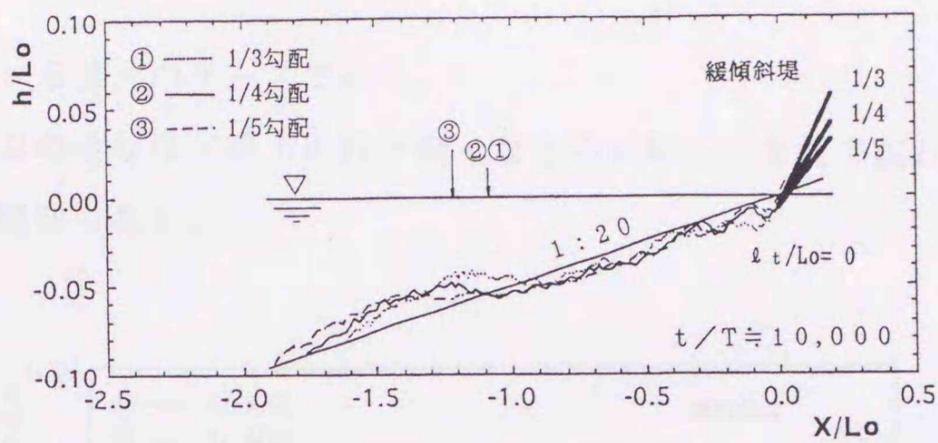


図-8.3.3(b) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

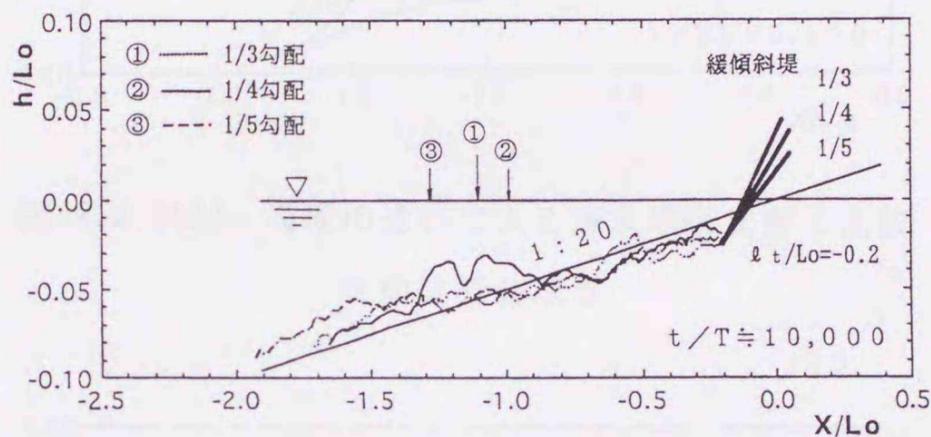


図-8.3.3(c) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

61,000 (約24時間) 後の状態をそれぞれ比較したものである。

図-8.3.3(a) においては、最も陸側に設置したケースで各勾配とも波が緩傾斜堤までほとんど到達しておらず、初期汀線近傍で侵食された砂が堤前面に堆積している様子が分かる。(b)においては、各勾配とも堤前面の砂が幾分掘られているのが分かる。この図ではよく分からないが、1/3勾配のみが堤上の砂が無くなっている。(c)においては、1/3,1/5勾配が、 $X/Lo \doteq -1.4 \sim -1.6$ 付近にbarが発達しつつあるのに対し、1/4勾配の場合は、 $X/Lo \doteq -1.1 \sim -1.3$ 付近にbarが発達している。(d)においては、前述の(a)～(c)に比べて堤前面が掘られてきており、特に点線の1/3勾配が最も大きく掘られており、次に1/4,1/5となっている。海浜地形変動も更に大きくなってきており、barの発達も勾配が急な順に大きくなってきている。その発生位置は、 $X/Lo \doteq -1.2 \sim -1.5$ 付近となっている。(e)においては、(d)より更に海浜地形の変動が大きくなり特に点線の1/3勾配が顕著である。なお、1/5勾配の堤上にまだ砂が残っているのが分かる。このケースは、 $t/T \doteq 61,000$ (約24時間) 後で堤

上に砂が残っている唯一のケースである。

全体的に、勾配の急なほど堤上の砂が無くなるのが早く、また深掘れが大きく海浜地形の変化も大きい傾向にある。

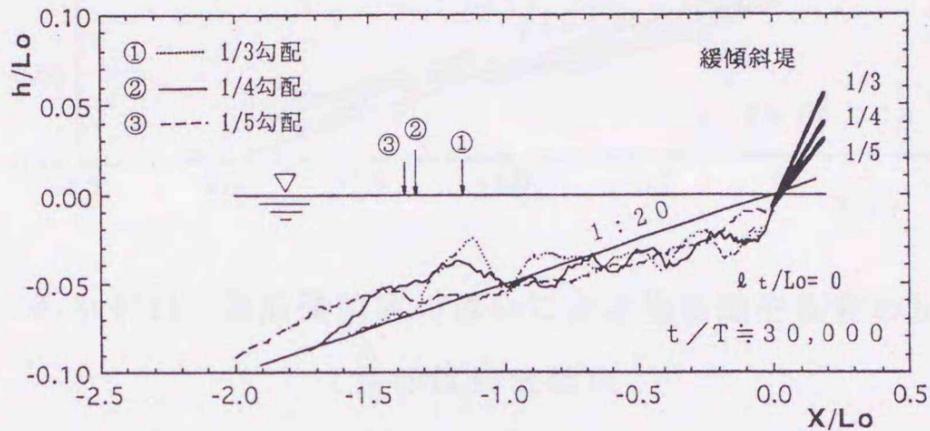


図-8.3.3(d) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

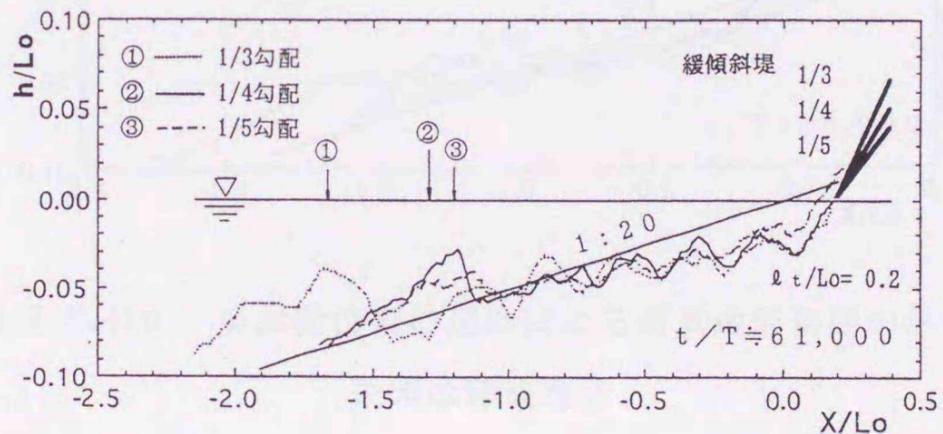


図-8.3.3(e) 勾配の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は砕波地点

(2) 緩傾斜堤設置位置の違いによる海浜地形変化

図-8.3.4(a)~(e)は、各勾配の緩傾斜堤設置位置の違いによる海浜地形の変動を比較したもので、(a)は1/3勾配で $t/T \doteq 10,000$ (約4時間)、(b)は1/4勾配で $t/T \doteq 20,000$ (約8時間)、(c)は1/5勾配で $t/T \doteq 30,000$ (約12時間)、(d)、(e)は、それぞれ1/3, 1/5勾配で $t/T \doteq 61,000$ (約24時間) 波を作用させた後の海浜地形である。図中の緩傾斜堤の設置位置は、沖側から $l_t/L_0 = -0.2, 0, 0.2$ であり、比較のため自然海浜の地形変化も実線で併記

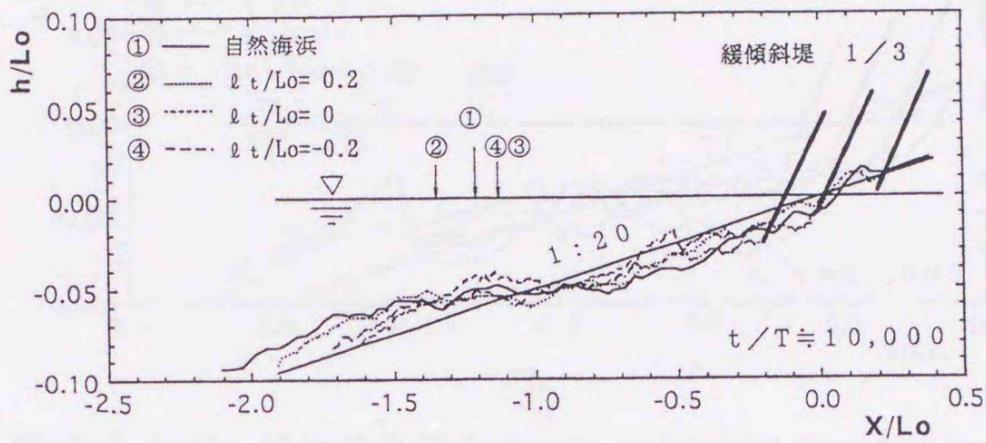


図-8.3.4(a) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較
矢印は碎波地点

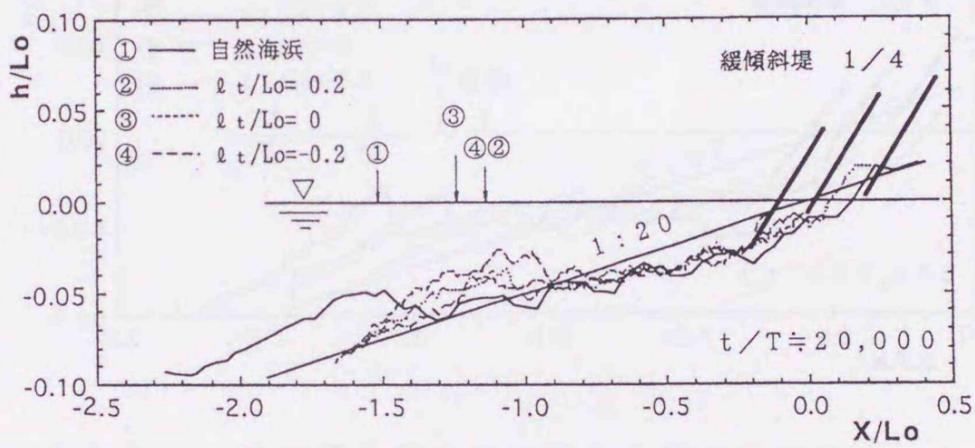


図-8.3.4(b) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較
矢印は碎波地点

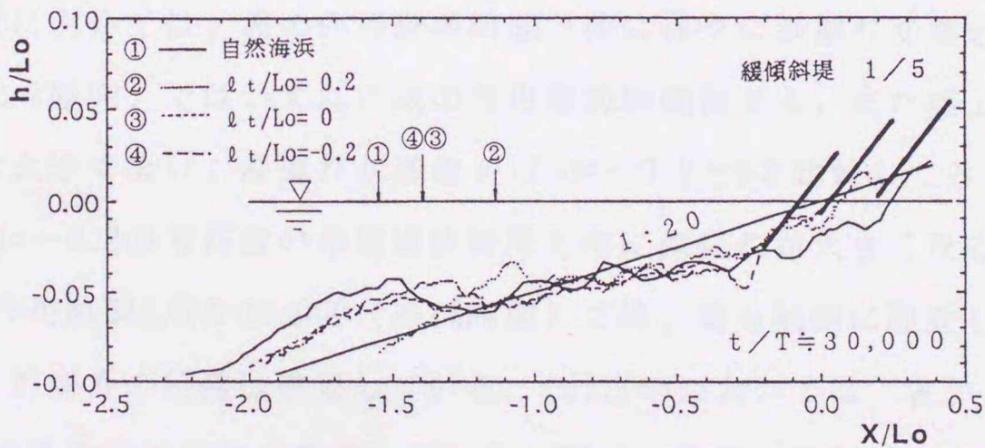


図-8.3.4(c) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較
矢印は碎波地点

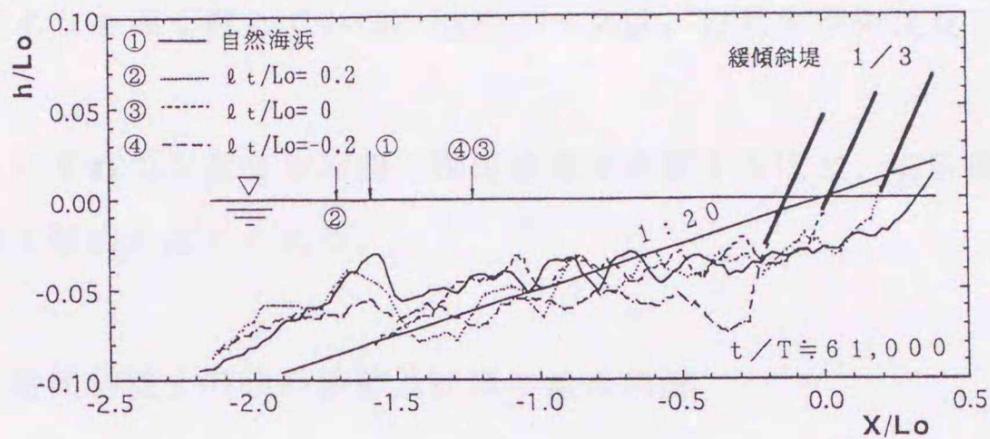


図-8.3.4(d) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は碎波地点

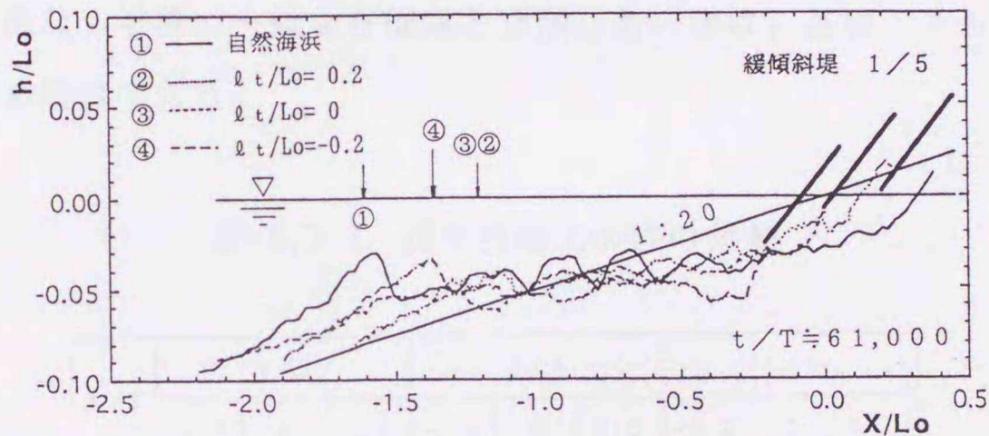


図-8.3.4(e) 堤設置位置の違いによる海浜地形変動の比較

矢印は碎波地点

した。基礎工前面の深掘れに着目すると、(a), (b), (c)の $l_t/Lo = -0.2$ (沖側), 0 (汀線) の設置位置においては、波の作用継続時間と共に徐々に深掘れが進む傾向がみられるが、 $l_t/Lo = 0.2$ (陸側) ではいずれの波の作用継続時間後でも、まだ堤上に砂が残っておりそれ程変化は大きくない。深掘れが進む $l_t/Lo = -0.2$ と 0 を比較してみると、沖側に設置してある $l_t/Lo = -0.2$ の方が波の作用継続時間と共に深掘れが大きくなる傾向が認められる。(c)の波の作用時間 $t/T = 30,000$ (約12時間) では、最も陸側に設置した緩傾斜堤設置位置よりも、自然海浜の汀線は後退している。(d), (e)においては、各ケース共 sand wave が顕著になり海浜地形は大きく変動している。特に、沖側に緩傾斜堤を設置するほどその傾向は強く認められる。深掘れについては、(e)の1/5勾配の陸側に設置したケースのみが自然海浜の侵食より深掘れが小さく、沖側 ($l_t/Lo = -0.2$) に設置したケースはいずれも

自然海浜の侵食よりも深く掘れている。他のケースは、自然海浜の侵食と同程度の深掘れとなっている。

平均的には、いずれの勾配でも沖側へ緩傾斜堤を設置するほど、海浜地形の変動及び深掘れが大きくなる傾向が認められる。

8.3.3 緩傾斜堤上の砂の移動及び堤の被災状況

表-8.3.2は、緩傾斜堤上の砂の移動を前計測時と比較して堆積しているか、侵食しているか、不変であるかを表示したものである。緩傾斜堤上の砂の形状を前計測時と比較し、最大鉛直変位が5mm以内なら不変、±5mm以上変化している場合には、そのいずれか大きい方で代表し、+値なら堆積、-値なら侵食と分類した。無は、基礎工をも含めた堤上に砂が全く無くなった場合である。

表-8.3.2 緩傾斜堤上の砂の移動

| t/T | 1/3 | | | 1/4 | | | 1/5 | | |
|-------|------|----|-----|------|----|-----|------|----|-----|
| | -0.2 | 0 | 0.2 | -0.2 | 0 | 0.2 | -0.2 | 0 | 0.2 |
| 3000 | 侵食 | 侵食 | 侵食 | 不変 | 侵食 | 不変 | 不変 | 不変 | 侵食 |
| 5000 | 不変 | 侵食 | 不変 | 侵食 | 侵食 | 堆積 | 侵食 | 堆積 | 侵食 |
| 10000 | 侵食 | 無 | 堆積 | 侵食 | 不変 | 堆積 | 不変 | 堆積 | 侵食 |
| 20000 | 無 | 無 | 侵食 | 侵食 | 無 | 堆積 | 不変 | 堆積 | 堆積 |
| 30000 | 無 | 無 | 侵食 | 不変 | 無 | 不変 | 無 | 侵食 | 堆積 |
| 41000 | 無 | 無 | 無 | 侵食 | 無 | 堆積 | 無 | 不変 | 侵食 |
| 51000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 侵食 |
| 61000 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 侵食 |

表-8.3.3は、緩傾斜堤及び基礎工の被災状況を被害無し（無）、基礎工が削られ始めた状態（A）、基礎工約1/2消失した状態（B）、被覆ブロックの沈下、ずれ動く等の状態（C）、基礎工ほぼ全壊した状態（D）に分類し、勾配、設置位置別に緩傾斜堤の被災状況を波の作用時間を追って一覧にしたものである。

表-8.3.3 緩傾斜堤の被災と波の作用継続時間

| t/T | 1/3 | | | 1/4 | | | 1/5 | | |
|-------|------|------|-----|------|---|-----|------|---|-----|
| | -0.2 | 0 | 0.2 | -0.2 | 0 | 0.2 | -0.2 | 0 | 0.2 |
| 5000 | 無 | A | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 10000 | 無 | A | 無 | 無 | A | 無 | 無 | 無 | 無 |
| 20000 | 無 | B | 無 | 無 | A | 無 | A | A | 無 |
| 23000 | A | B | 無 | A | A | 無 | A | A | 無 |
| 41000 | B | C, D | A | A | B | 無 | A | A | 無 |
| 46000 | B | D | B | A | C | A | A | A | 無 |
| 51000 | C | D | C | A | D | A | B | B | 無 |
| 61000 | D | D | D | B | D | A | B | D | A |

無：被害無し，A：基礎工削られ始め C：被覆ブロックの沈下、ずれ等の被災
 B：基礎工約1/2消失 D：基礎工ほぼ全壊

図-8.3.5には、表-8.3.2,表-8.3.3をもとに、またその都度記録した緩傾斜堤の被災を加え、緩傾斜堤の被災過程と実験条件との関係を図示している。緩傾斜堤の被災過程は、ほとんどのケースで高波浪が継続来襲すると、始めに基礎工上の砂が侵食され、基礎工が削られ始める（○印）、その直後あるいは数時間の高波が継続すると堤上に全く砂が無くなり（●印）、さらに高波が数時間継続すると基礎工の約1/2（■印）が消失し、さらに数時間高波が来襲すると裏込め工の砂利が吸い出されて被覆ブロックが沈下、移動等の被災（▲印）その後、基礎工がほぼ全壊（□印）して崩壊するというパターンである。

この図から認められる特徴的な現象は、

- ①被覆ブロックが被災し基礎工がほぼ全壊したのは、 $l_t/L_0 = -0.2$ の1/3勾配、 $l_t/L_0 = 0$ の全てのケース、 $l_t/L_0 = 0.2$ の1/3勾配の5ケースである。被災時間等も考慮すると勾配が急なほど被災しやすい傾向を示している。
- ②緩傾斜堤ののり先が汀線位置にある場合、他の2ケースに比べ被災までの時間が早く各勾配とも被覆ブロックが被災し、基礎工がほぼ全壊した。これは、基礎工が沖側（ $l_t/L_0 = -0.2$ ）の1/2の根入れ深さ等のためではないかと考えられる。設計の手引き¹³⁾によれば護岸ののり尻が陸にある場合は、海中にある場合の1/2となっているため、 $l_t/L_0 = 0$ は、のり尻が陸にある場合の最も沖側に設置されるケースに近いと考える事が出来る。実験条件で示しているように、基礎工の位置を固定して護岸を設置した場合、勾配が緩いほど被災しにくい結果が得られた。

図-8.3.6は、 $l_t/L_0 = -0.2$ の位置での緩傾斜堤勾配別反射率の一例を示している。○印は、実験初期時、●印は実験終了時の反射率を示している。図より、実験初期時、終了時とも勾配が緩いほど反射率が小さい値を示している。勾配別反射率の差は比較的小さいが、侵食型の波が長時間作用することにより、図-8.3.5の同一地点の勾配の違いによる被災の差として現れてくるものと思われる。

侵食型の高波浪が長時間作用するような海岸に緩傾斜堤を設置する場合は、出来るだけ勾配を緩くし、さらに根入れ深さについてもより慎重な配慮が必要と考えられる。

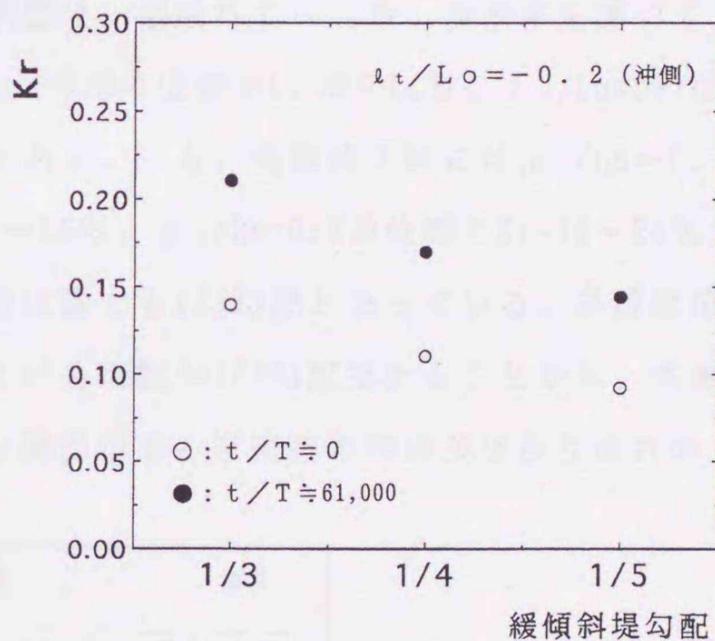
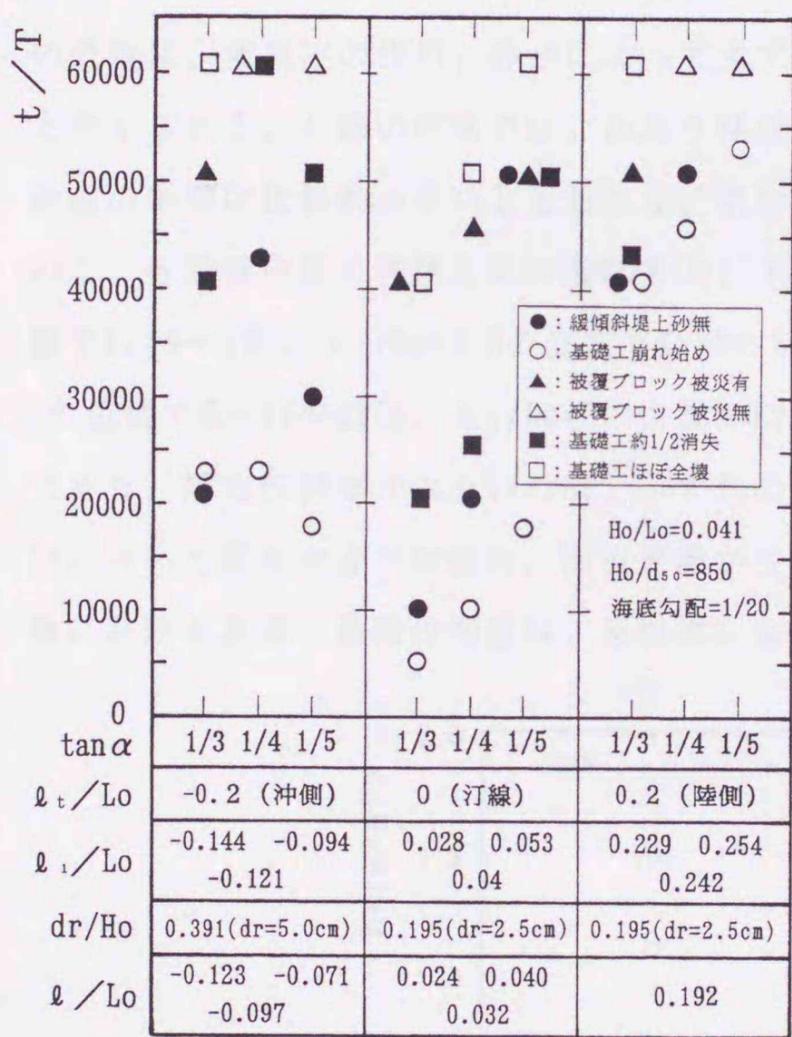


図-8.3.6 緩傾斜堤勾配別反射率の一例 ($l_t/L_0 = -0.2$)

図-8.3.5 緩傾斜堤の被災と実験条件との関係

8.3.4 基礎工前面の最大洗掘深

前述したように本実験の範囲 ($-0.2 < l_t/L_0 < 0.2$) では、緩傾斜堤被覆ブロックの被災は、基礎工約1/2消失後更に高波浪が来襲し基礎工及び基礎工前面の洗掘後に起こると考えられるので、本節では、法面勾配や高波の作用時間が基礎工前面の最大洗掘深に及ぼす

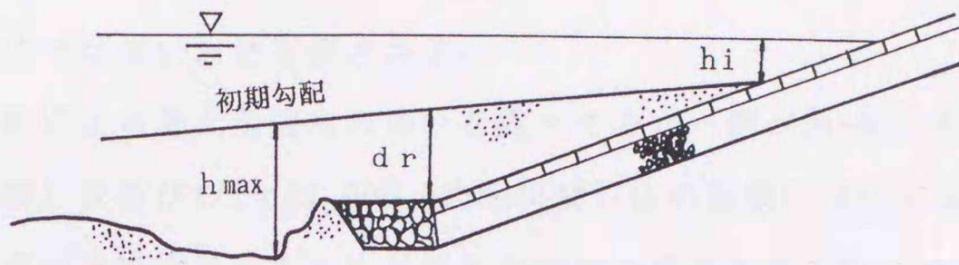


図-8.3.7 基礎工前面の最大洗掘深さの説明図

影響について検討してみる。

図-8.3.7は、基礎工前面の洗掘状況を模式的に示したもので、各測定時における初期地形からの洗掘深さの最大値を基礎工前面の最大洗掘深 h_{max} と定義した。一般に、護岸前面の洗掘は、重複波の作用、砕波によって生ずる水塊の作用、戻り流れの作用等に起因すると考えられる。今回の実験では、かなり沖合い ($X/L_0 \doteq -1.1 \sim -1.7$) で砕波しており、砕波の影響は比較的小さいと思われる。次に、前節で一部触れているが、反射率を調べてみる。各設置位置の実験初期の段階では、 $l_t/L_0 = -0.2$ の位置で $K_r = 9 \sim 14\%$ 、 $l_t/L_0 = 0$ の位置で $K_r = 4 \sim 9\%$ 、 $l_t/L_0 = 0.2$ の位置で $K_r = 3 \sim 5\%$ である。一方、実験終了時には $l_t/L_0 = -0.2$ の位置で $K_r = 14 \sim 22\%$ 、 $l_t/L_0 = 0$ の位置で $K_r = 11 \sim 15\%$ 、 $l_t/L_0 = 0.2$ の位置で $K_r = 11 \sim 24\%$ であり、最も反射率が高いのは、いずれの設置位置でも $1/3$ 勾配となっている。各設置位置において最も大きな深掘れ、海浜変動が生じている勾配が $1/3$ 勾配であることから、本実験における基礎工前面の洗掘は、反射率に密接な関係がある重複波の作用及び戻り流れの

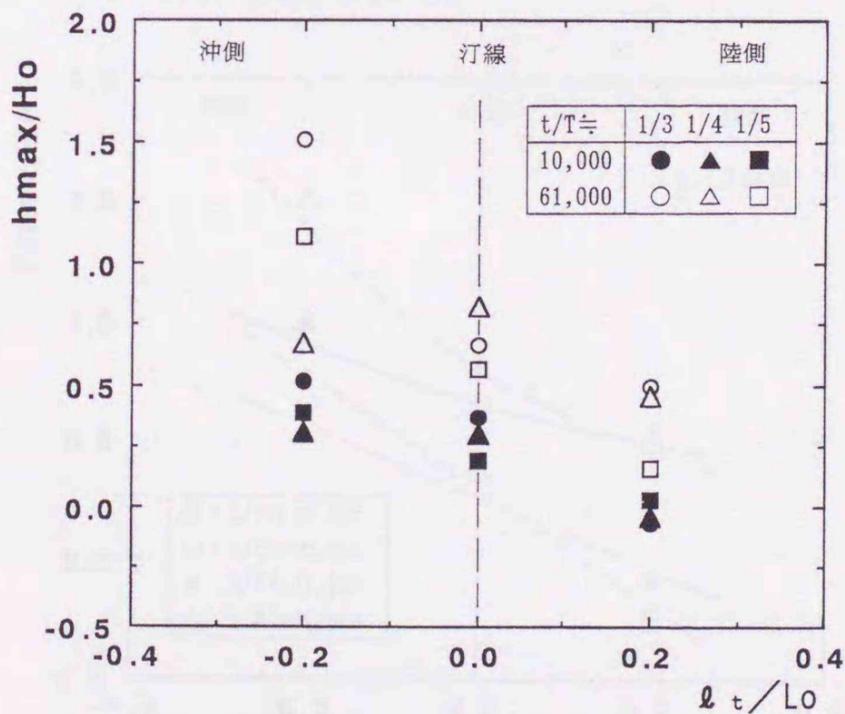


図-8.3.8(a) l_t/L_0 と h_{max}/H_0 の関係

($t/T \doteq 10,000, 61,000$)

作用に起因するのではないかと推測される。

そこで、堤勾配による最大洗掘深の違いを調べてみた一例が図-8.3.8(a)である。t/T≐10,000 (約4時間) 後及びt/T≐61,000 (約24時間) 後の結果において各設置位置及び各勾配とも、波の作用継続時間が長くなれば最大洗掘深の値も大きくなっていく傾向が認められる。ただし、各設置位置での勾配の違いについてはばらつきがあるが、1/3勾配が他の勾配に比べて最大洗掘深が最も大きくなっているケースが多い。今回の設置位置が、前報の設置位置の間隔よりかなり大きいためか設置位置の違いが明瞭に現れており、沖側に緩傾斜堤を設置するほど最大洗掘深は大きくなっている。

図-8.3.8(b)は、1/3勾配の最大洗掘深の経時的な変化を1例として示したものである。両図の $l_t/L_0=0.2$ において、 h_{max}/H_0 の値がマイナス値になっている箇所は前述したように、波が緩傾斜堤まで到達しておらず堤前面に砂が堆積しているためである。図中の直線及び曲線は、パラメータt/T毎の回帰直線及び曲線で、それぞれ次式で表される。

$$h_{max}/H_0 = 0.27 - 1.49(l_t/L_0) \quad , t/T = 10,000$$

$$h_{max}/H_0 = 0.30 - 2.45(l_t/L_0) \quad , t/T = 20,000$$

$$h_{max}/H_0 = 0.67 \times 10^{(-0.66 \cdot l_t/L_0)} \quad , t/T = 41,000$$

$$h_{max}/H_0 = 0.79 \times 10^{(-1.21 \cdot l_t/L_0)} \quad , t/T = 61,000$$

図より、沖側へ緩傾斜堤を設置するほど、また波の作用継続時間が長いほど徐々に最大洗掘深が大きくなっていく傾向が認められる。

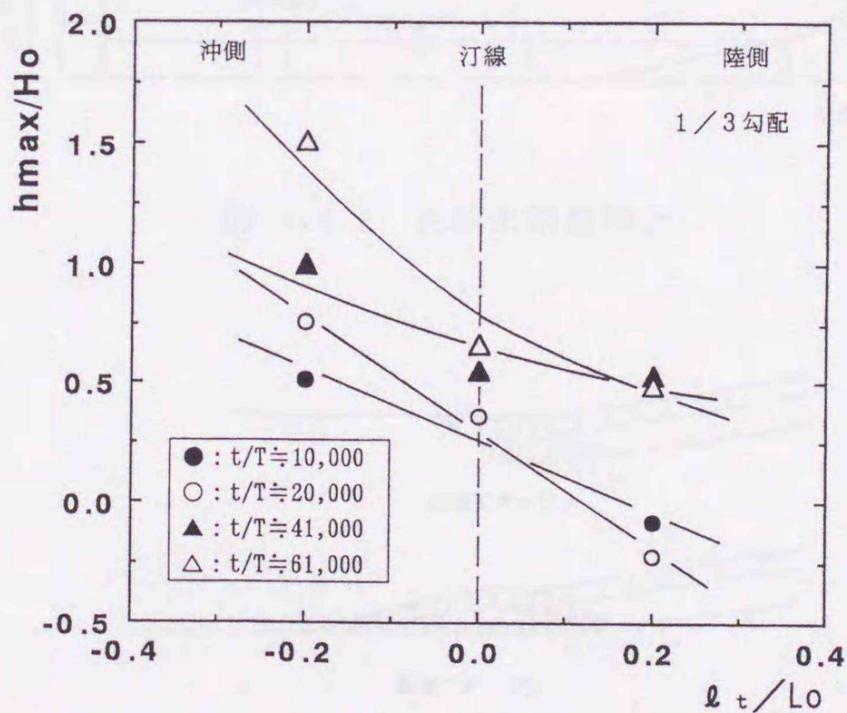


図-8.3.8(b) l_t/L_0 と h_{max}/H_0 の関係 (1/3勾配)

8.4 基礎工のタイプ、根入れ深さ等の検討^{28), 29)}

緩傾斜堤の被災に大きく関与していると思われる基礎工の形、根入れ深さ等についてはほとんど検討されていない。本節では、高波が継続して来襲した場合に、どの程度の波の作用時間で、どの程度の被災が発生するのか、基礎工のタイプ、根入れ深さ等を変えて種々実験を行い比較検討を行うことを目的とした。

8.4.1 実験条件及び実験方法

(1) 実験条件

実験水路は、長さ20.0m、幅0.6m、深さ0.7mの両面ガラス張り造波水路を2分して片側0.3mとし、両側の水路を使用した(図-8.4.1)。水路の一端にピストン型反射波吸収制御付

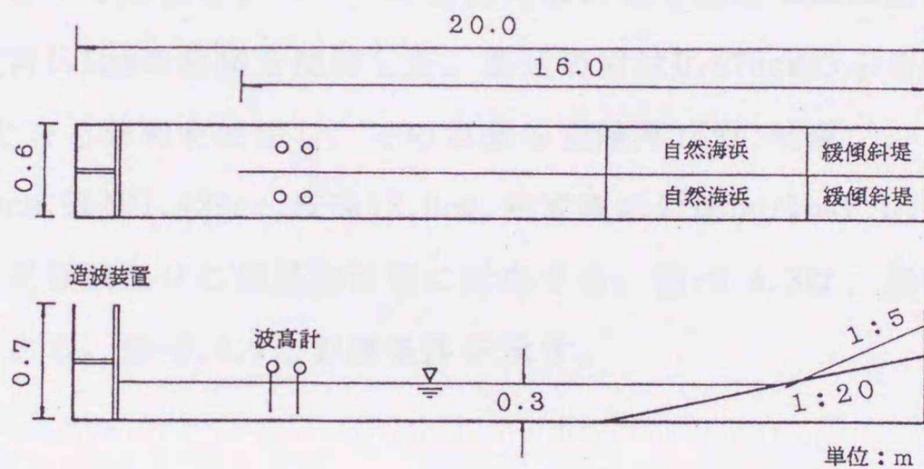


図-8.4.1 実験水路概略図

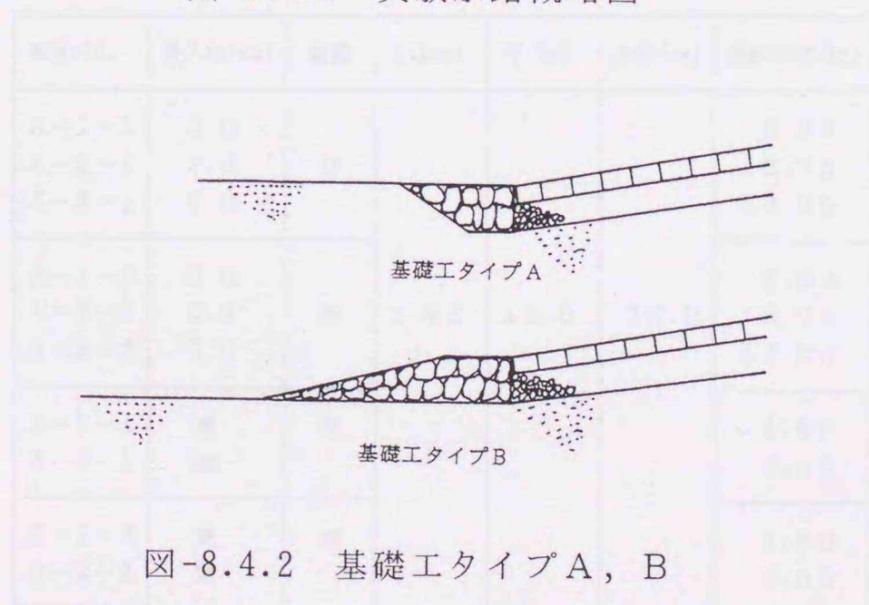


図-8.4.2 基礎工タイプA, B

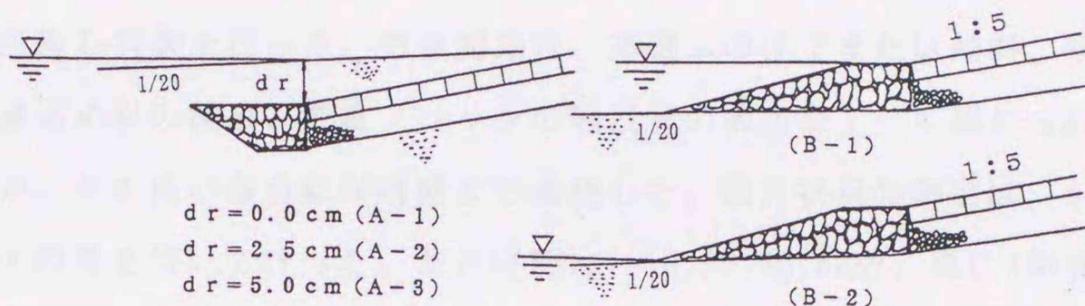


図-8.4.3 基礎工のタイプ別設置状況概略図

き造波装置、他端には細砂（天然珪砂7号、 $d_{50}=0.15\text{mm}$ 、比重2.60）で作った、1/20勾配の自然海浜上に1/5勾配の緩傾斜堤の模型を設置した。入射波高、反射波高は、合田の入反射波分離法¹⁵⁾で解析した。基礎工の形はAタイプ（根入れを伴う基礎工）、Bタイプ（根入れ無しの場合の基礎工）の2種類（図-8.4.2）とし、それぞれの基礎工に蛇籠を取り付けたものと取り付けないもので実験を行った。模型縮尺は1/40で基礎工には直径1~2cmの碎石を用い、蛇籠には網目1.5mmの金網を使用した。裏込め材は0.475cmのふるいを通過し、0.250cmのふるいにとどまる砂利を使用し、その表面を空隙率15%の被覆ブロックで被覆した。

実験は、水深30cm,周期1.42sec,波高12.0cm,沖波波形勾配 $H_0/L_0=0.041$ で一定である。この波も、汀線の後退領域並びに暴風海浜型に対応する。図-8.4.3は、基礎工のタイプ別設置状況の概略図である。表-8.4.1に実験条件を示す。

表-8.4.1 実験条件

| 実験NO. | 根入れ(cm) | 蛇籠 | T(sec) | H (cm) | 水深(cm) | 継続時間(hr) | | | | | | |
|-------|---------|----|--------|--------|--------|----------|------|------|-------|------|------|------|
| A-1-1 | 0.0 | 有 | 1.42 | 12.0 | 30.0 | 8.33 | | | | | | |
| A-2-1 | 2.5 | | | | | 18.75 | | | | | | |
| A-3-1 | 5.0 | | | | | 48.00 | | | | | | |
| A-1-2 | 0.0 | 無 | | | | 1.42 | 12.0 | 30.0 | 8.33 | | | |
| A-2-2 | 2.5 | | | | | | | | 18.75 | | | |
| A-3-2 | 5.0 | | | | | | | | 48.00 | | | |
| B-1-1 | 無 | 有 | | | | | | | 1.42 | 12.0 | 30.0 | 4.50 |
| B-2-1 | 無 | | | | | | | | | | | 9.50 |
| B-1-2 | 無 | 無 | | | | | | | | | | 1.42 |
| B-2-2 | 無 | | 9.50 | | | | | | | | | |

(2) 実験方法

本目的は、緩傾斜堤の被災についての検討であるため、あえて最も被災しやすい汀線付近に基礎工を設置し実験を行った。造波開始後、基礎工の沈下または傾斜、緩傾斜堤体下の砂の流出、裏込め材の流出、被覆ブロックの陥没等の被災がすべて認められたときに実験を終了したが、その他の場合は48時間まで継続した。被災状況の測定は、8ミリビデオと写真、スケッチ図等を用いて行った。測定時間は、10,20,40,60分、更に4時間迄を30分間隔、それ以後10時間迄2時間、更に46時間までを4時間間隔で行った。ただし後述の被災時刻についてはその都度測定を行った。また、のり面の状態については、実験終了後ポイントゲージで被覆ブロックの沈下量を、のり面先端から陸側100cmまでを縦横5cm間隔で測定した。

表-8.4.2 波の作用波数と被災状況 (基礎工タイプA)

| t/T | | 実験ケース | | | | | |
|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | A-1-1 | A-1-2 | A-2-1 | A-2-2 | A-3-1 | A-3-2 |
| 作用波数 | 7000 | | A | | | | |
| | 14000 | A | | | | | |
| | 15000 | | | | A | | |
| | 18000 | B | | | | | |
| | 19000 | D | B | | | | |
| | 20000 | | D | | | | |
| | 21000 | C | C | | | | |
| | 25000 | | | A | | | |
| | 30000 | | | | B | | A |
| | 31000 | | | C | C | | |
| | 35000 | | | | D | | |
| | 38000 | | | | | A | |
| | 44000 | | | B | | | |
| | 48000 | | | D | | | |
| | 106000 | | | | | B | |
| | 114000 | | | | | C | |
| 117000 | | | | | D | | |

8.4.2 波の作用波数と被災状況

表-8.4.2, 表-8.4.3は実験N0.A,Bの波の作用波数(100波の位を四捨五入)と被災状況を示したものである。

表-8.4.3 波の作用波数と被災状況（基礎工タイプB）

| t/T | | 実験ケース | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | B-1-1 | B-1-2 | B-2-1 | B-2-2 |
| 作用波数 | 3000 | | A | | |
| | 4000 | | B | | |
| | 5000 | B | | | |
| | 6000 | D | C | | |
| | 8000 | | D | | |
| | 9000 | A | | | |
| | 10000 | | | A | A |
| | 13000 | | | B | |
| | 14000 | | | D | |
| | 15000 | | | | B |
| | 16000 | | | | D |
| | 19000 | | | | C |
| | 24000 | | | C | |

表中の記号はそれぞれ

A:基礎工が沈下または傾斜

(ただし, 蛇籠無のケースは, 基礎工崩れ始めと定義)

B:緩傾斜堤体下の砂流出

C:緩傾斜堤体の裏込め材の流出(基礎工と緩傾斜堤体との境付近)

D:緩傾斜堤被覆ブロックの陥没

の場合である。この表から被災状況は、

A → B → D → C が、4 ケース

A → B → C → D が、3 ケース

A → C → B → D が、1 ケース

B → D → A が、1 ケース

A のみの場合が、1 ケース

となっている。

上述の結果より、最初に基礎工が被災(A)し、その後緩傾斜堤体下の砂の流出(B)が起こり、その後緩傾斜堤裏込め材の流出(C)、または被覆ブロックの陥没(D)の一方が起こり、その後被災(D)または(C)が発生するという被災パターンが大半を占めることが認められる。なお、図-8.4.4(a),(b)は、実験N0.A-2-2,B-1-2の実験終了後による

被覆ブロックの陥没例である。

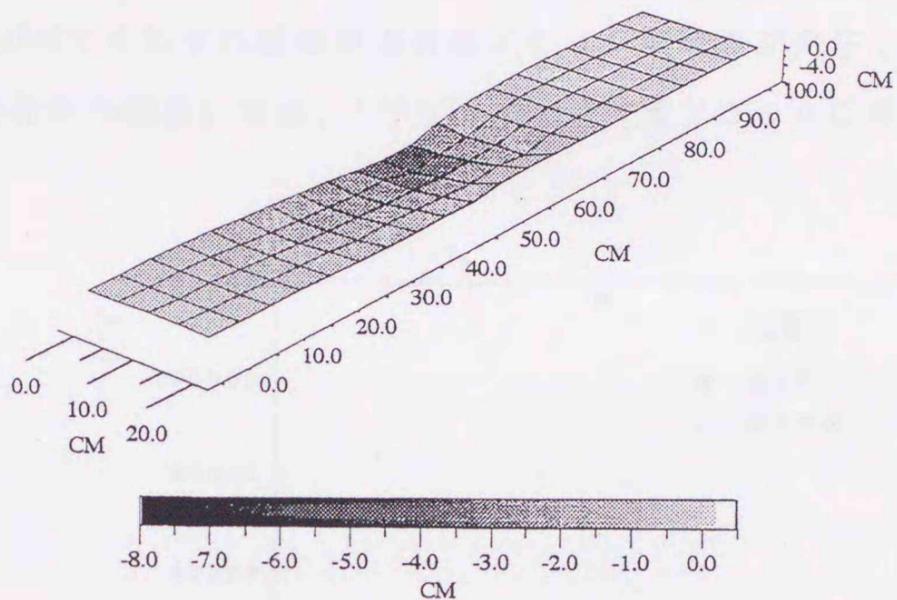


図-8.4.4(a) 実験No.A-2-2の被覆ブロック陥没例

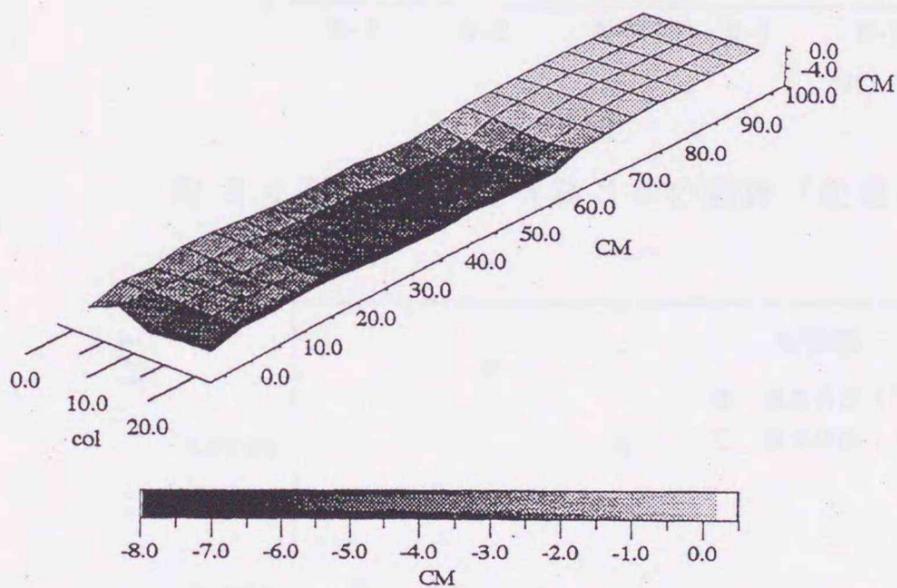


図-8.4.4(b) 実験No.B-1-2の被覆ブロック陥没例

8.4.3 基礎工のタイプ、根入れ深さの違いによる被災状況

(1) 基礎工のタイプ別被災

図-8.4.5(a),(b)は、横軸に実験No.縦軸に緩傾斜堤の被災状況 (A), (D) が発生す

るまでの波の作用波数の無次元量 (t/T) をとり、被災状況 (A), (D) をパラメータとして表したものである。図-5(a)が蛇籠有で、(b)が蛇籠無の場合の結果である。図より、タイプB-1 (蛇籠有無の両者), B-2 (蛇籠有無の両者) は、 $t/T \doteq 6,000 \sim 8,000$ 及び $t/T \doteq 14,000 \sim 16,000$ でそれぞれ緩傾斜堤被覆ブロックに被災が発生しているのに対し、タイプA-1 (蛇籠有無の両者) では、 $t/T \doteq 20,000$ で被覆ブロックに被災が発生している。

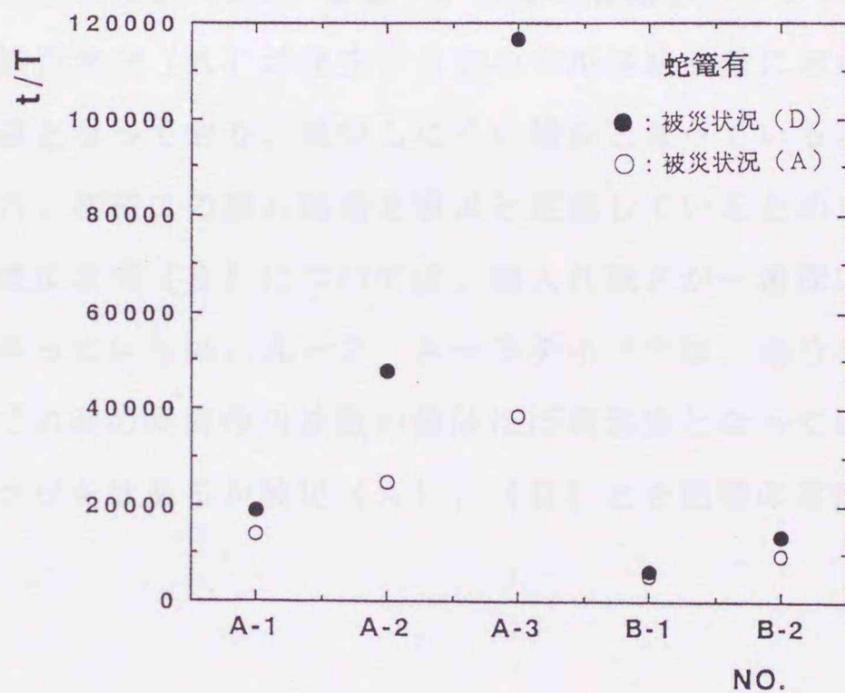


図-8.4.5(a) t/T と実験Noの関係 (蛇籠有)

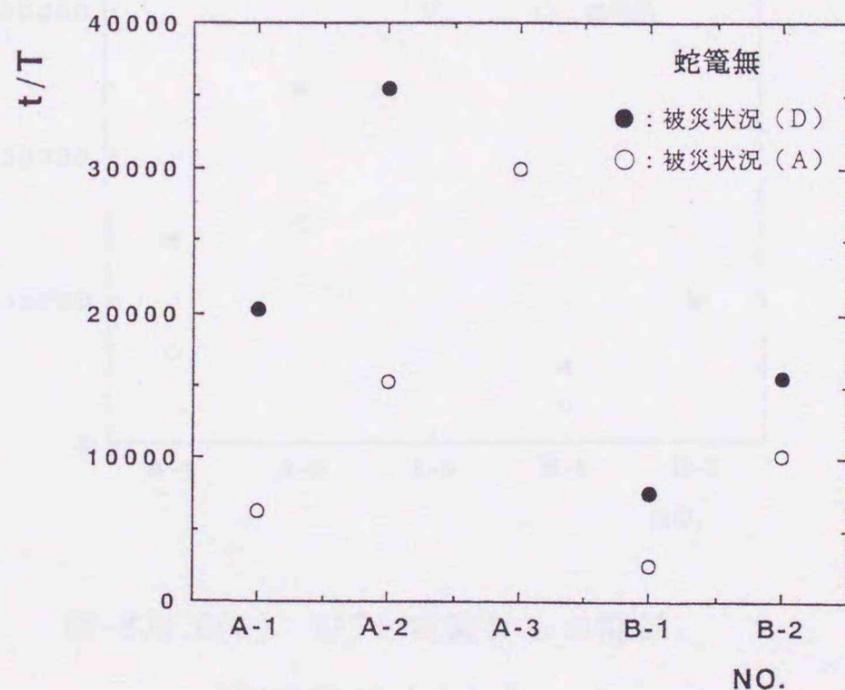


図-8.4.5(b) t/T と実験Noの関係 (蛇籠無)

根入れを伴わないタイプBは、高波浪が継続来襲するような海岸においては、根入れを伴う基礎工タイプAに比べて早期に被災が発生すると思われる。タイプA-2,A-3と根入れ深さが深くなるほど、当然の事ながら被災が発生するまでの作用波数は多くなる。

(2) 蛇籠有無による被災

図-8.4.6(a),(b)は、横軸に実験NO.縦軸に緩傾斜堤の被災状況(A),(D)が発生するまでの波の作用波数の無次元量(t/T)をとり、蛇籠の有無をパラメータとして表したものである。タイプAの被災状況(A)が発生する波の作用継続波数においては、蛇籠有(●印)の方が大きい値となっており、被災しにくい傾向となっている。これは、前述したように蛇籠無しの場合、基礎工の崩れ始めを被災と定義しているため比較的早く被災が発生すると思われる。被災状況(D)については、根入れ深さが一番深い蛇籠無A-3タイプが被災するまでに至っていない。A-2,A-3タイプでは、幾分バラツキはあるが被覆ブロックの被災までの波の継続作用波数の値はほぼ同程度となっている。一方タイプBについては、幾分バラツキはあるが被災(A),(D)とも蛇籠の有無に関わらずほぼ同じ値となっている。

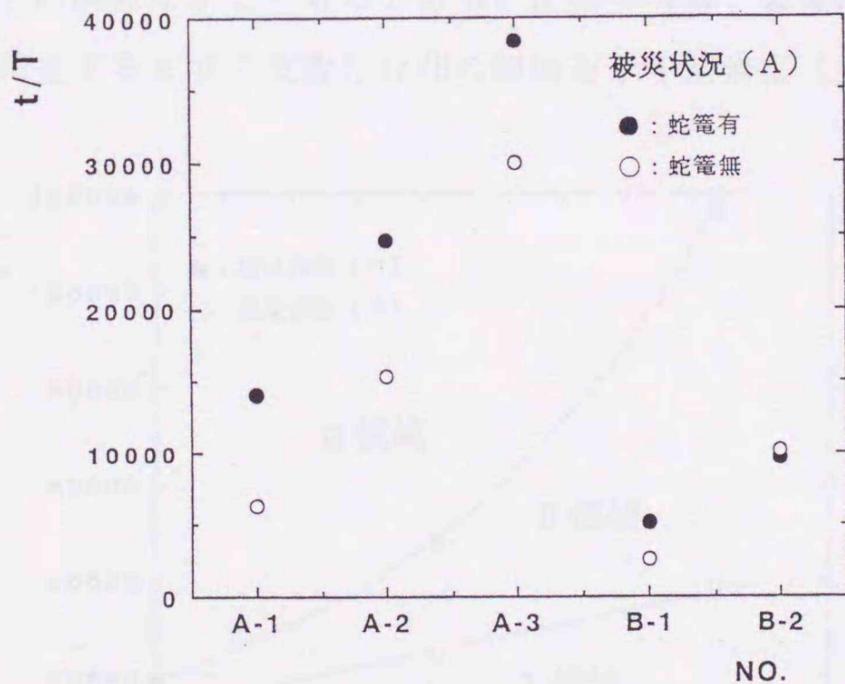


図-8.4.6(a) t/T と実験NOの関係
(被災状況(A))

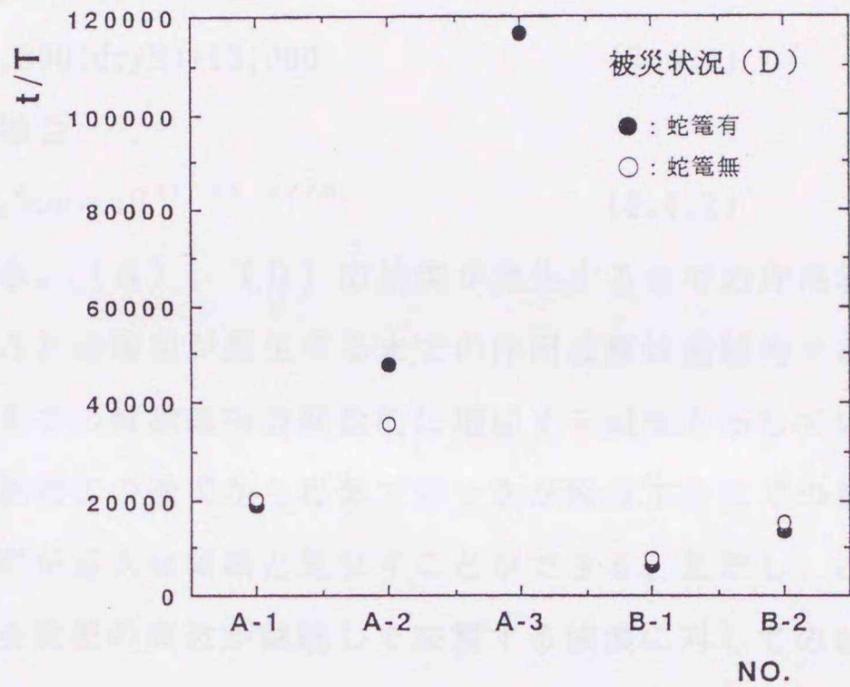


図-8.4.6(b) t/T と実験NOの関係

(被災状況 (D))

(3) 基礎工の根入れ深さ(dr)と被災波数の関係

図-8.4.7は、蛇籠有の基礎工の無次元根入れ深さ(dr/H)と被災状況 (A), (D) が発生するまでの波数との関係を示したものである。図中の実線、破線はそれぞれ被災状況 (A), (D) が発生するまでの波数と dr/H の関係を示す回帰直(曲)線であり、次式で

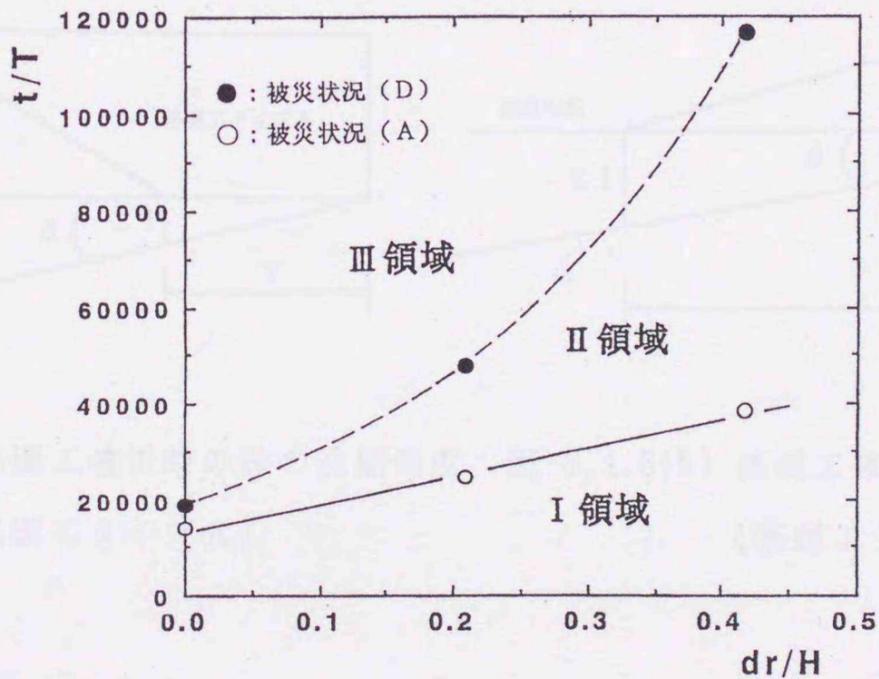


図-8.4.7 t/T と dr/H の関係

表される。被災（A）の場合

$$t/T = 59,000(dr/H) + 13,000 \quad (8.4.1)$$

被災（D）の場合

$$t/T = 19,000 \times 10^{(1.89 \cdot dr/H)} \quad (8.4.2)$$

当然の事ながら、（A）、（D）の被災が発生するまでの作用波数は、 dr/H に比例して増加するが、（A）の被災が発生するまでの作用波数は直線的であるのに対し、（D）の被災が発生するまでの波数は指数関数的に増加する傾向を示している。図中のI領域は被災無、II領域は基礎工の被災から堤体ブロックが陥没するまでの領域、III領域は堤体ブロックが陥没し被害が甚大な領域と見なすことができる。ただし、この領域区分は、前述してあるように、侵食型の高波が継続して来襲する波浪に対しての結果である。

（4） 基礎工被災時の砂の洗掘

8.4.2節で述べたように、緩傾斜堤の初期被災は基礎工より被災するケースがほとんどである。また、蛇籠有の全てのケースは、基礎工下の砂が沖側から洗掘され基礎工が傾くというパターンである。そこで、どの程度洗掘されたら被災が起こるのか、基礎工被災時の砂の洗掘深あるいは洗掘角度について洗掘深が比較的明確な蛇籠有について検討してみた。

図-8.4.8(a),(b)は、基礎工被災時の洗掘深（ Z_1 ）と洗掘角度を基礎工のタイプ別に模式的に表したものである。ここに、

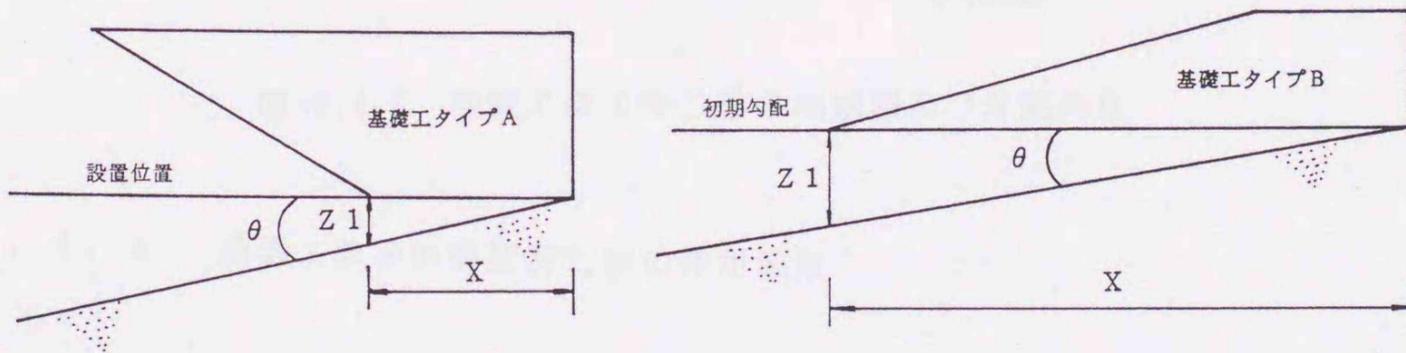


図-8.4.8(a) 基礎工被災時の砂の洗掘角度 (基礎工タイプA) 図-8.4.8(b) 基礎工被災時の砂の洗掘角度 (基礎工タイプB)

X : 基礎工下部長

Z1 : 基礎工沖側先端下部の洗掘深

θ : 基礎工被災時の洗掘角度

である。

図-8.4.9は、基礎工被災状況(A)時の砂の洗掘深の無次元量($Z1/H$)と洗掘角度(θ)を基礎工のタイプをパラメータとして表したものである。タイプA, Bでそれぞれ $Z1/H \approx 0.05$ 程度と $0.2 \sim 0.3$ の間で基礎工が傾き被災している。洗掘角度は、タイプA, B共それほど違いはなく、初期勾配から約 $7 \sim 14$ 度程度で被災している。

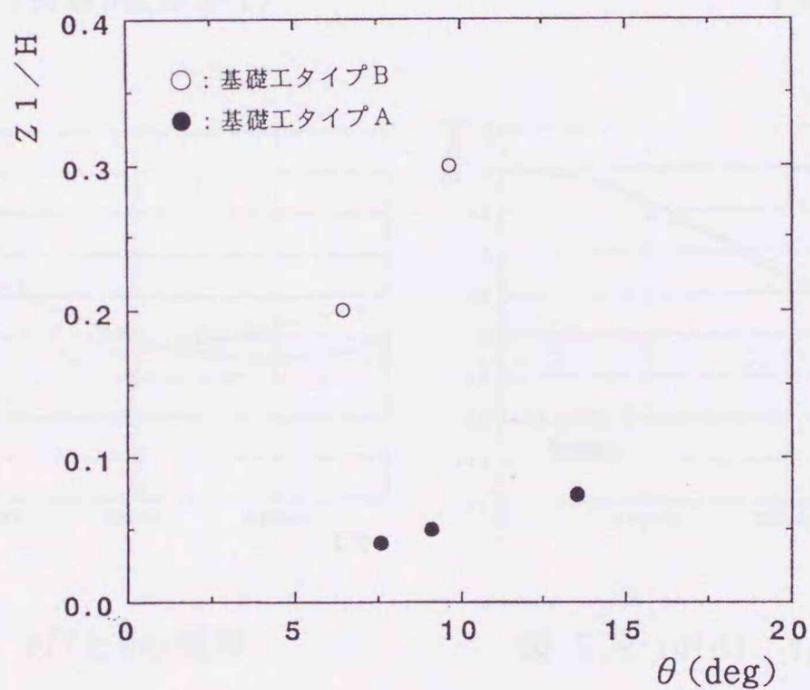


図-8.4.9 基礎工被災時の砂の洗掘深及び洗掘角度

8.4.4 基礎工前面の洗掘深と波の作用波数

図-8.4.10(a)~(f)は、タイプAの基礎工先端部の砂の洗掘深Z(図-8.4.11参照)と作用波数 t/T との関係を示したもので、破線は実験値、実線は回帰曲線である。(a),(c),(e)及び(b),(d),(f)はそれぞれ蛇籠有り無しに対応し、根入れ深さがそれぞれ0,2.5,5cmの場合の結果である。いずれのケースでも、起波後基礎工先端部が徐々に洗掘されるが、その傾向は根入れ深さ5cmの場合を除けば、蛇籠の有無に関係なくほぼ同じである。また、根入れ深さが深くなるとある波数の波が作用した後、徐々に堆積傾向に転ずるようになるが、

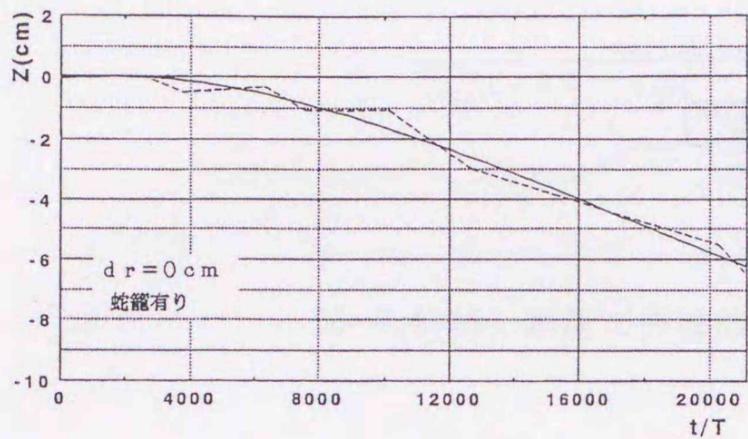


図-8.4.10(a) t/T と Z の関係
(実験No.A-1-1)

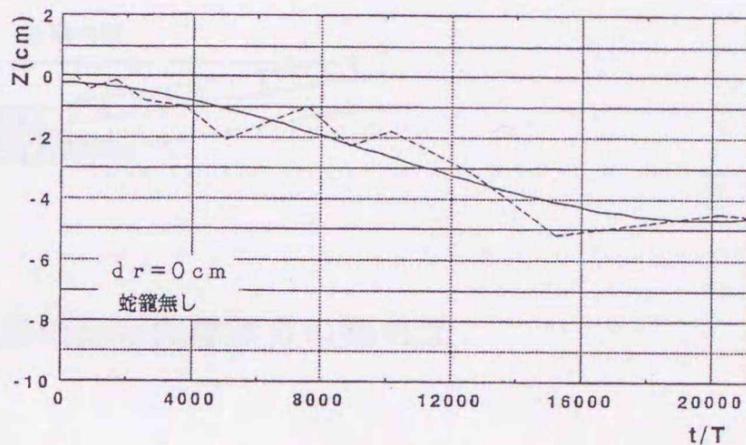


図-8.4.10(b) t/T と Z の関係
(実験No.A-1-2)

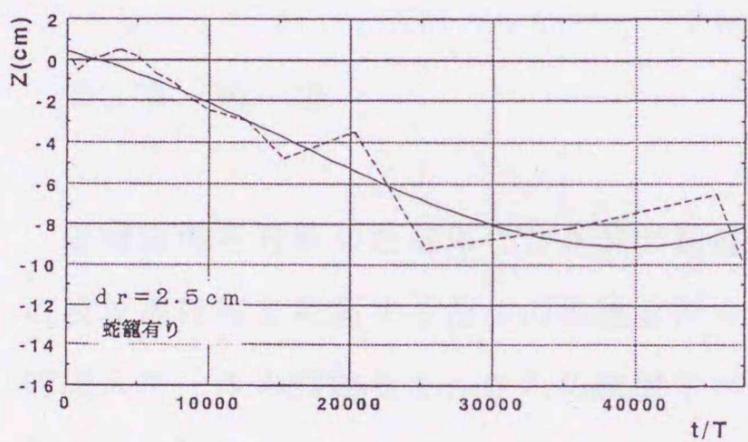


図-8.4.10(c) t/T と Z の関係
(実験No.A-2-1)

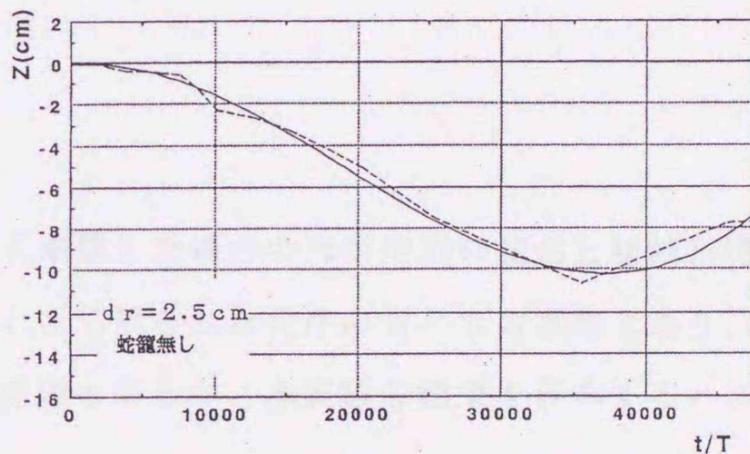


図-8.4.10(d) t/T と Z の関係
(実験No.A-2-2)

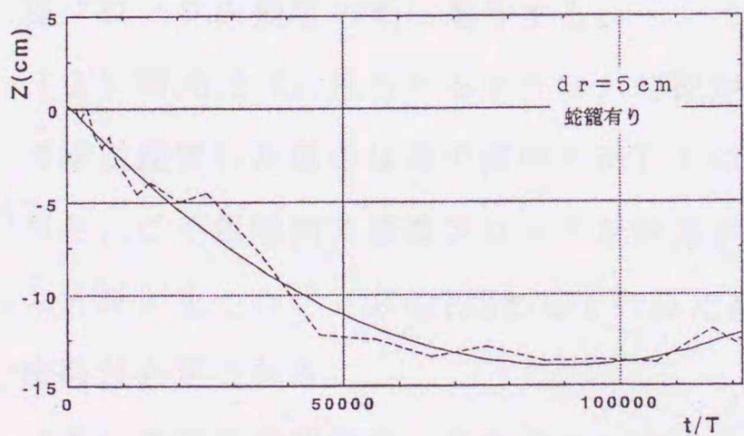


図-8.4.10(e) t/T と Z の関係
(実験No.A-3-1)

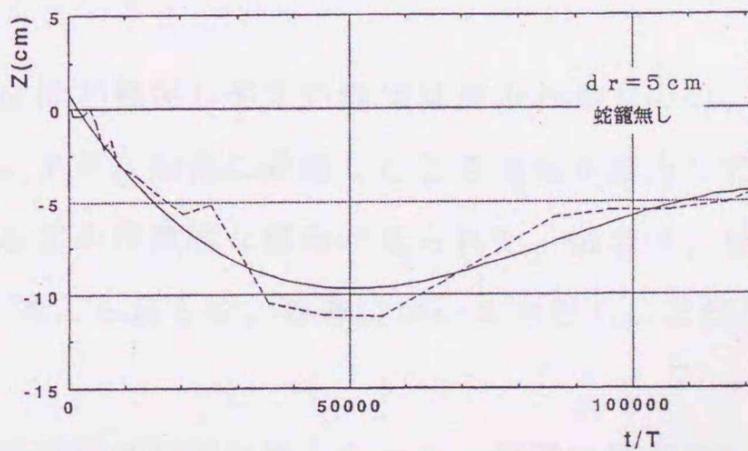


図-8.4.10(f) t/T と Z の関係
(実験No.A-3-2)

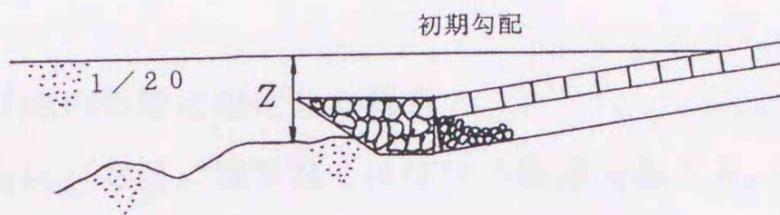


図-8.4.11 基礎工先端部前面の砂の洗掘深 Z の概略図

特に根入れ深さ5cmで蛇籠無しのケースでは、蛇籠有りに比べ約1/2の波数で堆積傾向に転じている点が注目される。これは、蛇籠無しの場合基礎工を構成している石が散乱して、作用波に対応した平衡状態に復元しやすいのに対し、蛇籠有りでは蛇籠に拘束されて基礎工の形が変形せず平衡状態に復元しにくいことを示していると思われる。

8.5 結語

緩傾斜堤を設置した海岸に、高波が継続して来襲した場合の海浜地形の変化と緩傾斜堤の被災過程等を把握するための実験を行った。ごく限られた条件のもとでの実験であり、時間スケールの問題など、さらに検討すべき課題もあるが、本実験の結果を要約すると以下ようになる。

緩傾斜堤の法尻と汀線の距離を固定した場合

(1) 緩傾斜堤の被災は一般的に堤上の砂の消滅、基礎工前面の洗掘、基礎工の被災、被覆ブロックの崩壊の順に進行する。

(2) 図-8.2.6に見られるように、勾配が急なほど被災しやすい傾向は見られるものの、汀線に設置した場合は逆の傾向を示している。また、陸側に設置したときは堤が露出してから、ごく短時間で被覆ブロックが被災するなどの特徴的な傾向が見られた。後者は、根入れ深さを他のケースの1/2としているためと考えられるが、前者についてはさらに詳細な検討が必要である。

(3) 基礎工前面の最大洗掘深は、高波の作用時間が極端に長くなると、設置位置及び勾配の違いによる差は認められず、 $h_{max}/H_0 \cong 1.20$ 程度となっている。

(4) 侵食型の波が長時間作用するような海岸に緩傾斜堤を設置する場合は、基礎工の設

置位置や根入れ深さについてより慎重な配慮が必要と考えられる。

緩傾斜堤の基礎工と汀線の距離を固定した場合

(1) 緩傾斜堤の被災は、勾配に関係なくほぼ次の順序で起きる。①基礎工上の砂が侵食され、基礎工が崩れ始める(○印)。②引き続く高波で堤上の砂が全く無くなる(●印)。③基礎工の約1/2が消失(■印)。④裏込め工の砂利が吸い出されて被覆ブロックが沈下、移動等の被災(▲印)。⑤基礎工がほぼ全壊する(□印)。(図-8.3.5参照)

(2) 被覆ブロックが被災し基礎工がほぼ全壊したのは、 $l_t/L_0 = -0.2$ の1/3勾配、 $l_t/L_0 = 0$ の全てのケース、 $l_t/L_0 = 0.2$ の1/3勾配の5ケースである。被災時間等も考慮すると勾配が急なほど被災しやすい傾向を示している。

(3) 緩傾斜堤ののり先が汀線位置にある場合、他の2ケースに比べ被災までの時間が早く各勾配とも被覆ブロックが被災し、基礎工がほぼ全壊した。

(4) 最大洗掘深(h_{max})は、幾分バラツキはあるものの堤を沖側に設置するほど及び勾配が急なほど大きくなる傾向が認められる。

(5) 侵食型の高波が長時間作用するような海岸で、汀線近傍に緩傾斜堤を設置する場合は、可能な範囲で勾配を緩くし、さらに根入れ深さについてもより慎重な配慮が必要である。

基礎工のタイプ、根入れ深さの検討

本研究は、高波が継続して来襲した場合に、どの程度の波の作用時間で、どの程度の被災が発生するのか、基礎工の形、根入れ深さ等を変えて種々実験を行い比較検討を行った。

本研究によって得られた主要な結果を列挙すると次の通りである。

(1) 侵食型の波を作用し続けると、ほとんどの緩傾斜堤の被災パターンは、初めに基礎工が被災し、その後堤体下の砂の流出が起こり、更に裏込め材の流出、被覆ブロックの陥没が起こる。

(2) 基礎工タイプA(根入れを伴う)は、基礎工が侵食等により完全にむき出しになった場合、すぐ被災が発生する。

(3) 蛇籠の有無による被災については、緩傾斜堤の被覆ブロックが被災するまでの波の作用時間にそれ程差はみられなく、ほぼ同程度である。ただし、根入れ深さが大きい蛇籠無のタイプでは、被覆ブロックの被災までには至っていない。

(4) 基礎工タイプA (根入れを伴う) の蛇籠有の被災状況 (A) (D) までの波の作用波数は、根入れ深さ d_r と入射波高 H の関数 (8.4.2), (8.4.3) 式で表すことができる。

(5) 緩傾斜堤の初期被災は、基礎工より被災するケースがほとんどであるが、基礎工が傾き被災する洗掘角度は、基礎工タイプA, B共初期勾配から7~14度程度洗掘された場合である。

(6) 基礎工先端部での侵食は、造波後徐々に侵食され、また根入れ深さが深くなるとある波数の波が作用した後、徐々に堆積傾向に転ずるようになる傾向が認められる。

参考文献

- 1) 例えば, 豊島 修: 現場のための海岸工学, 侵食編, 森北出版, pp.177-226, 1972.
- 2) 例えば, 石原藤次郎・榎木 亨: 防砂堤による海岸線の安定に関する一考察, 第10回海岸工学講演会講演集, pp.156-161, 1963.
- 3) 例えば, 篠原謹爾・池田 茂: 離岸堤による海浜変形の特徴, 第13回海岸工学講演会講演集, pp.146-150, 1966.
- 4) 例えば, 沼田 淳・高橋敏彦: 仙台市荒浜海岸における離岸堤築造前後の汀線変化, 第30回海岸工学講演会論文集, pp.269-273, 1983.
- 5) 前野賀彦・山本方人・遠藤泰司: 緩傾斜護岸内の間隙水圧変動の測定, 海洋開発論文集, Vol.6, pp.217-222, 1990.
- 6) 高橋哲美・平沢充成・谷野賢二・水野雄三・星 藤男: 非浸透型緩傾斜護岸ブロックの開発・研究, 海洋開発論文集, Vol.7, pp.173-177, 1991.
- 7) 中野 晋・都 浩輔・三井 宏: 緩傾斜堤被覆ブロックの安定限界, 海洋開発論文集, Vol.9, pp.319-324, 1993.
- 8) Townson, J.M.: The simulated motion of a loose revetment block simulation du mouvement d'un bloc de carapace non solidarise, Journal of hydraulic research, Vol.26, No.2, pp.225-242, 1988.
- 9) Sparboom, U. and Debus, W.: wave-induced uplift characteristics on concrete block slope revetments, Proc.23rd Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.1573-1586, 1992.
- 10) Stoutjesdijk, T., Rigter, B. and Bezuijen, A.: Field measurements on placed block revetments, Proc.23rd Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.1587-1598, 1992.

- 11)Bezuijen,A.:Friction and clamping forces in wave loaded placed block revetments,Proc.24th Int. Conf. on Coastal Eng.,ASCE,pp.932-944,1994.
- 12)青木東雄・芦田義則・森 吉尚・宇多高明・小俣 篤：緩傾斜堤の設計手法について,海岸工学論文集,第36巻,pp.658-662,1989.
- 13)建設省河川局海岸課監修：緩傾斜堤の設計の手引き,全国海岸協会,48p,1989.
- 14)運輸省港湾局監修：面的な海岸防護方式の計画・設計マニュアル,日本港湾協会,p.209,1990.
- 15)宇多高明・小菅 晋・柳澤 修：緩傾斜堤の安定性に関する全国実態調査,海岸工学論文集,第38巻,pp.651-655,1991.
- 16)前野賀彦・山本方人・遠藤泰司：緩傾斜護岸裏込め砂の吸い出し機構,海岸工学論文集,第37巻,pp.499-503,1990.
- 17)宇多高明・柳澤 修：緩傾斜堤の被災機構と安定化のための方策,海岸工学論文集,第38巻,pp.656-660,1991.
- 18)豊島 修：緩傾斜護岸Q & A,海岸,No.26,pp.95-104,1986.
- 19)小菅 晋・比嘉 新・山崎順一：緩傾斜堤の安定化に対する一提案,土木学会第48回年次学術講演会講演概要集II,pp.858-859,1993.
- 20)Iwagaki,Y.and H.Noda:Laboratory study of scale effects in two-dimensionnal beach processes, Proc.8th Conf.on Coastal Eng.,pp.194-210,1962.
- 21)堀川清司・砂村継夫・近藤浩右・岡田 滋：波による二次元汀線変化に関する一考察,第22回海岸工学講演会論文集,pp.357-363,1975.
- 22)木村貴彦・高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の勾配と設置位置が海底地形変化に及ぼす影響,土木学会平成6年度東北支部技術研究発表会講演概要,pp.204-205,1995.
- 23)高橋敏彦・沼田 淳・高橋庄史：高波来襲時の緩傾斜堤の被災に関する実験的研究,海岸工学論文集,第43巻,pp.841-845,1996.
- 24)合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 治：不規則波実験による入・反射波の分離推定法,運輸省港湾技術研究所港湾技研資料,No.248,24p,1987.
- 25)堀川清司・砂村継夫・鬼頭平三：波による海浜変形に関する一考察,第20回海岸工学講演会論文集,pp.357-363,1973.
- 26)高橋庄史・高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の勾配と設置位置が海底地形変化に及ぼす影響に関する実験,土木学会平成7年度東北支部技術研究発表会講演概要,pp.226-227,

1996.

- 27)高橋敏彦・沼田 淳・阿部至雄・相原昭洋：高波継続来襲による緩傾斜堤の被災に関する一検討，土木学会平成9年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.256-257,1998.
- 28)薩来俊彦・高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の被災に関する実験，土木学会平成6年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp.194-195,1995.
- 29)高橋敏彦・沼田 淳：緩傾斜堤の被災に関する実験的研究，東北工業大学紀要・理工学編，pp.119-125,第16号,1996.

第9章 結 論

本研究では、緩傾斜堤の大きな特徴である粗度、透水性の効果を解明し、またこれらの効果を用いた打ち上げ高さ、反射率の推定方法も試みた。遡上特性についても固定床実験、現地観測、数値計算等で検討してきた。移動床実験においては、緩傾斜堤の有無による海浜及び汀線変化の比較、また緩傾斜堤の設置位置や勾配の違いによる海浜地形や被災過程の違いを明らかにする事も試みてきた。それらの結論は、各章の結語に詳しいが、ここで改めて要約すると次の通りである。

第2章では、捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ特性について検討を行った。

2.2節においては、波の打ち上げ高さ、反射率、エネルギー消費などについて、滑面、粗面、透水性斜面と大別して比較検討を行うことにより、粗度・透水性及び捨石層厚の影響を調べた。総エネルギー消費に占める粗度・透水性の効果は、 H_o/L_o が小さい場合は顕著であるが、 H_o/L_o が大きくなるとその効果はほとんどなくなる。捨石層厚が厚くなるにつれて、 $R/H_o, K_r$ は小さくなり、打ち上げ高さ、反射率の両方に低減効果があり、特に反射率に効果的である。相対打ち上げ高さ R/H_o は、surf similarity parameter ξ と相対透水層厚 S/L_o の関数として表すことができる。

2.3節においては、波の打ち上げ高さに及ぼす堤脚水深の影響について検討するとともに、透水層内の空隙率・透水層厚等に着目し、それらを考慮した波の打ち上げ高さに関する実験式を提案した。以上、捨石緩傾斜堤への波の打ち上げ特性についてかなり明らかになった。

第3章では、緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率と打ち上げ速度及び戻り流れに関する研究について検討した。

3.2節では、緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ・反射率に及ぼす、粗度・透水性の効果を検討した。滑面に対する粗面及び「粗面+透水層」の打ち上げ高さや反射率の割合は、 $H_o/L_o \doteq 0.006$ で $R/R_o \doteq 0.6 \sim 0.7, K_r/K_{r0} \doteq 0.5$ の値であり、 H_o/L_o が大きくなるにつれて $R/R_o, K_r/K_{r0}$ の値も大きくなる傾向にあり、 $H_o/L_o \doteq 0.030$ で $R/R_o \doteq 0.85 \sim 1.0, K_r/K_{r0} \doteq 0.8 \sim 1.0$ 。

0の値となる。また、粗度・透水性によるエネルギー消費は、波形勾配が大きくなるにつれて無視できるものとなる。

3.3節では、既往の実験データが比較的少ない1/4勾配の緩傾斜護岸を対象に、滑面護岸と有孔被覆ブロック堤への波の打ち上げ高さの算定図を作成し、さらに波の打ち上げ高さや反射率に及ぼす相対水深の影響について明らかにした。

3.4節では、緩傾斜堤の表層及び透水層内の打ち上げ及び戻り流れの流速、水量等について実験により検討を行った。各 H_o/L_o とも、滑面及び「有孔板+透水層」の斜面上の打ち上げ流速のピーク値は、汀線からやや沖側の間で発生する。一方、戻り流速のピーク値は、汀線よりやや沖側で発生している。汀線付近の透水層内には、定常的な戻り流れが認められる。滑面の打ち上げ水量よりも「有孔板+透水層」の打ち上げ水量は小さく、両堤の打ち上げ水量の割合と H_o/L_o の実験的關係式が求められた。

第4章では、前章の実験データを用いて、滑面と粗面、粗面と「粗面+透水層」のそれぞれの差を粗度、透水性の効果と考え、これらの効果を考慮した波の打ち上げ高さ、反射率の一推定法を検討した。

4.3節では、Huntの滑面に対する波の打ち上げ高さの実験式、 $R/H_o = \xi$ を基本式として、粗面及び「粗面+透水層」の両堤への打ち上げ高さの実験式を提案した。粗度の係数 C_R 、 n_R 及び透水性の係数 C_{RP} 、 n_{RP} を導入して、それぞれ $R/H_o = C_R (\xi)^{n_R}$ 及び $R/H_o = C_R C_{RP} (\xi)^{n_R n_{RP}}$ で表し、碎波形態別に、それぞれの係数と斜面上の波先端移動速度を用いたRe数の関係より打ち上げ高さを推定する方法である。

4.4節では、Battjesの滑面に対する反射率の式、 $Kr = 0.1 \xi^2$ を $Kr = C_s (\xi)^{n_s}$ と置き換え基本式と考え、粗面及び「粗面+透水層」の反射率 Kr をそれぞれ、 $Kr = C_s \cdot C_r (\xi)^{n_s \cdot n_r}$ 、 $Kr = C_s \cdot C_r \cdot C_{rp} (\xi)^{n_s \cdot n_r \cdot n_{rp}}$ で表示した。前節と同様それぞれの係数とRe数の関係より反射率を推定する方法である。打ち上げ高さ、反射率とも実験値とよく対応している。以上、粗度、透水性の効果を検討した波の打ち上げ高さや反射率の推定方法を提案した。

第5章では、現地観測値に基づく波の打ち上げ高さ及び遡上特性について検討した。

波浪観測地点の波高出現確率及び波浪観測波数と波の遡上波数を検討し、その後波の打ち上げ高観測波数のほぼ1/3最大値に対応する実測平均波先端移動速度と、1/3最大打ち上

げ高さ ($R_{1/3}$) 及び有義波周期 ($T_{1/3}$) を用いた波先端移動速度は、ほぼ同程度の値であることを示した。次に、波の打ち上げ高さについて無視できない堤脚水深の影響について検討し、かなりばらつく実測データも、 h_i/L_0 をパラメータとした R/H_0 と H_0/L_0 の関係図は、よくまとまることを示した。さらに既往の研究と比較検討を行って、現地の緩傾斜堤への波の打ち上げ高さ、遡上特性を把握した。

第6章では、数値計算による波の打ち上げ高さ及び遡上特性について検討を行った。

始めに浅水方程式を用い、波の打ち上げ高さを算定する手法を確立し、次に非砕波、砕波を含む広い条件において最大遡上高さ、波の遡上空間波形及び波先端軌跡等について実験結果と比較検討を行った。計算による波の進行過程及び波の遡上、遡下の一連のパターンがよく表現されている。最大遡上高さ及び波先端軌跡は、砕波、非砕波に関わらず各周期とも入射波高が小さい場合はほぼ同程度の値となっているが、入射波高が大きくなるにつれて、また周期が長いほど実験値の方が大きくなる傾向が認められる。これは、基本式が鉛直流速の効果及び水面の曲率効果を含んでいないためではないかと考えられる。しかし、数値計算により最大打ち上げ高さの概略値を推定することができる。

第7章では、緩傾斜堤が主に海浜地形に及ぼす影響について実験を行った。

侵食型、堆積型の波を交互に作用させ、緩傾斜堤の有無による海底地形変化を比較した実験、侵食型の波のみを長時間作用させて、緩傾斜堤設置位置の影響を調べた実験の2種類を行った。自然海浜の汀線は、侵食型の波を作用させると一気に後退するが、緩傾斜堤設置海浜の汀線後退は比較的緩慢であること、引き続き侵食、中間、堆積型の波を交互に作用させると両者とも時間の経過と共に徐々に後退していく傾向を示すが、緩傾斜堤上に砂がある間は、緩傾斜堤は自然海浜に比べ汀線後退に対して有効に働き、汀線後退量は自然海浜の4~6割程度に低減できることなどが認められた。緩傾斜堤の設置位置によっては、自然海浜より海浜地形変化、洗掘深が大きくなる状況が生じた。堤前面の最大洗掘深、基礎工の被災を堤設置位置及び波作用時間の関数とする実験的關係を得た。

第8章では、緩傾斜堤の被災に関する実験的検討を行った。本章では、実験範囲を拡張し勾配を変えて侵食型の波を長時間作用させて、主に被災に関する実験を行っている。

8.2節では、緩傾斜堤の法尻と汀線の距離を固定した場合、8.3節では、緩傾斜堤の基礎

工と汀線の距離を固定した場合についてである。緩傾斜堤の被災は、各勾配ともほぼ同じ被災パターンで発生することを明らかにした。また、沖側へ緩傾斜堤を設置するほど、及び急な勾配ほど被災に至るまでの波の作用時間が短いことを示した。根入れ深さについても、より慎重な配慮が必要であることも指摘した。

8.4節では、緩傾斜堤の被災に大きく関与していると思われる基礎工の形、根入れ深さ等について検討を行った。根入れを伴う基礎工の方が、根入れ無しの場合の基礎工よりも、また根入れ深さを大きくした方が、被災までの波作用時間が長く、有利であることを示した。

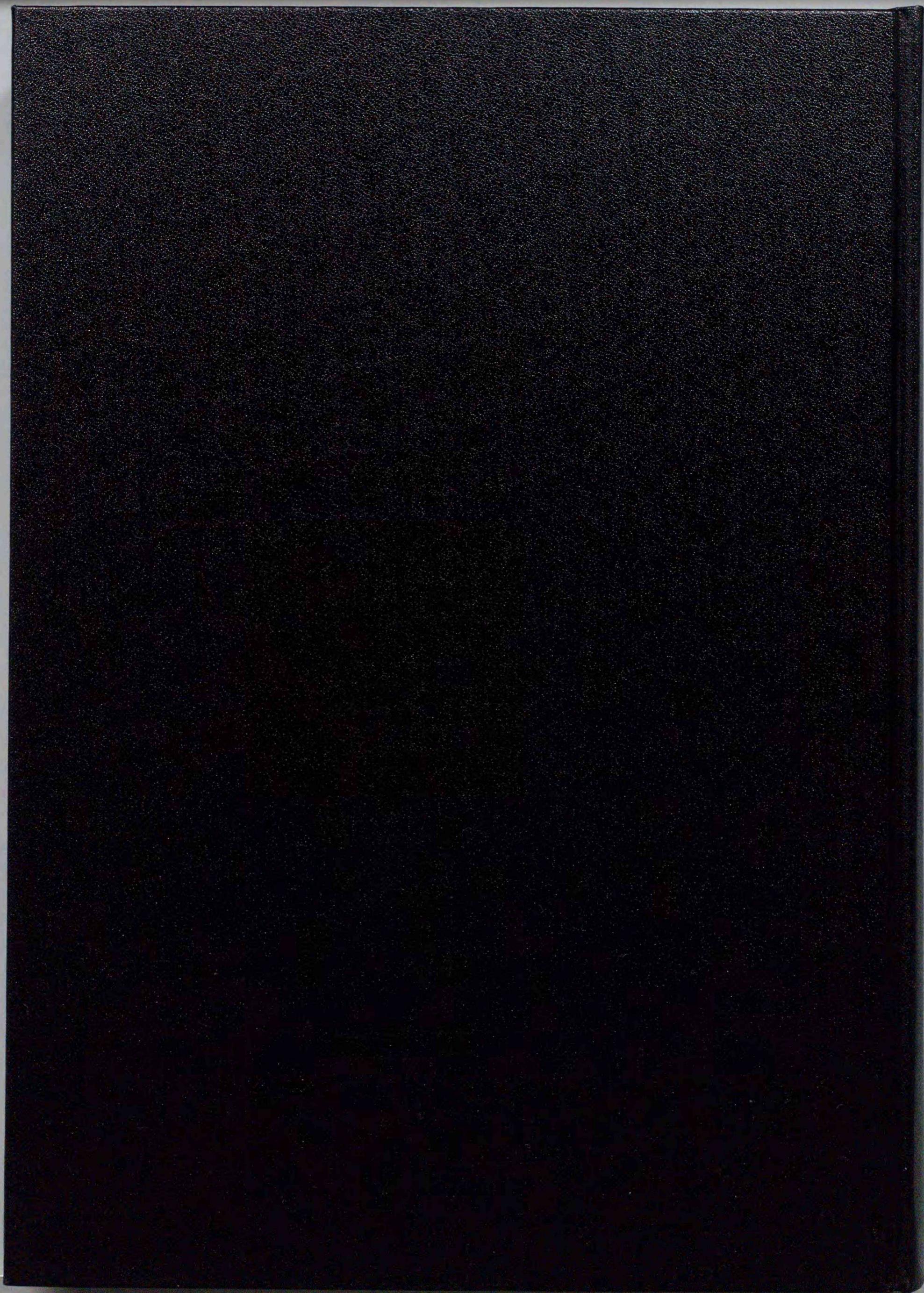
謝 辞

本論文の作成にあたっては、終始多大なるご指導、ご鞭撻、そして格段のご配慮と温かいご激励を賜りました北海道大学大学院工学研究科 佐伯 浩教授に心より御礼と感謝を申し上げます。本論文の審査にあたり、貴重なご意見、ご教示を賜りました北海道大学大学院工学研究科 板倉忠興教授、藤田睦博教授、山下俊彦助教授に対して厚く御礼申し上げます。

東北工業大学勤務以来、終始懇切丁寧なるご指導を頂きました東北工業大学 沼田 淳教授、阿部至雄教授、実験等でご便宜頂きました東北工業大学 相原昭洋助手に深謝いたします。

国内留学の際に、本研究を行う機会と道標を提示していただきました東北大学工学部 首藤伸夫教授（現岩手県立大学教授）に心より感謝申し上げます。本論文を作成するにあたり、格段のご配慮と種々ご教示並びに終始温かい励ましの言葉を頂きました岩手大学工学部 堺 茂樹助教授に深謝いたします。本研究を遂行する上で実験、現地観測、数値計算等にご助力を惜しまれなかった東北工業大学工学部土木工学科の卒業研修生の皆様、また、東北水工会におきましては、貴重なご意見、ご教示等を頂きました会員の皆様に感謝いたします。

最後に、本論文の完成を陰から支えてくれました家族に心から感謝いたします。



Inches 1 2 3 4 5 6 7 8
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Blue

Cyan

Green

Yellow

Red

Magenta

White

3/Color

Black

Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 **M** 8 9 10 11 12 13 14 15 **B** 17 18 19

