

消波護岸の越波と天端高に関する研究

沼 田 淳*

1. はじめに

過去における海岸護岸災害の経験から 1953 年以來越波量をもとに海岸護岸の天端高を算定しようとする機運が高まり、これまで、いろいろな角度から越波量に関する研究が進められて来た。しかし、規則波の波高を不規則波の有義波高に対応させ、規則波による越波実験値を用いて天端高を算定しようとすれば、従来から指摘されているように最大越波量を生ずる波高を設計波高と考えて設計すべきことになる。

規則波による越波流量曲線の代表的な例を模式的に示すと 図-1 の実線のようになり、この曲線を用いて、合田の方法²⁾により不規則波の越波流量を求めると図の点線のようになる。いずれの場合も、不規則波の越波流量は有義波高の増加とともに増加し、規則波の実験にみられるような越波流量のピークは消滅する。この場合、規則波による最大越波流量は不規則波の越波流量に比べかなり大きく、安全側の設計を与えることになる。そこで、本研究では、不規則波の越波流量について考察するとともに不規則波の越波流量を用いて現行の天端高算定基準に検討を加えることとした。

2. 不規則波の越波流量の計算

不規則波の越波流量を求める計算図表はすでに鶴田・合田³⁾によって作成されているが、本研究の対象としている消波護岸の場合、越波量に及ぼす周期の影響が特に大きくなることを考慮し、海底勾配 1/10 の場合の消波護岸の規則波による実験値^{4),5)}を用いて、波形勾配の影響も加味した計算図表を 図-2 のごとく作成し⁶⁾、この図を用いて不規則波の越波流量の計算を行った。図-2 は、次のような手順によって作図したものである。

(1) 消波護岸の規則波による越波流量の実験値から、吉川・椎貝・河野⁷⁾の理論式 (1) の中に含まれる係数 K の値を $m=0.5$ と仮定して逆算し、 K と護岸の相対天端高

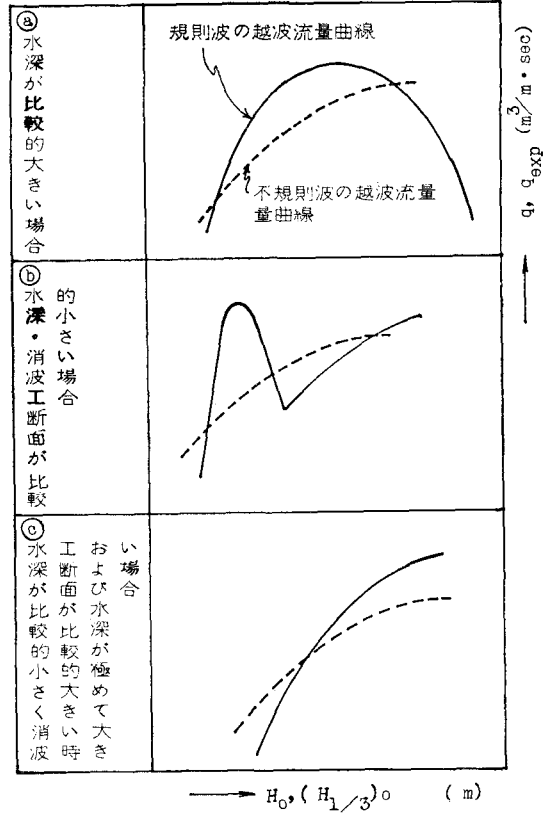


図-1

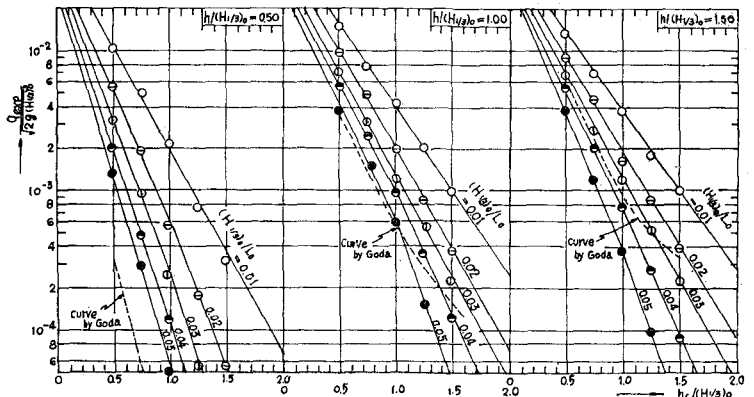


図-2

* 正会員 東北大学助教授 工学部土木工学科

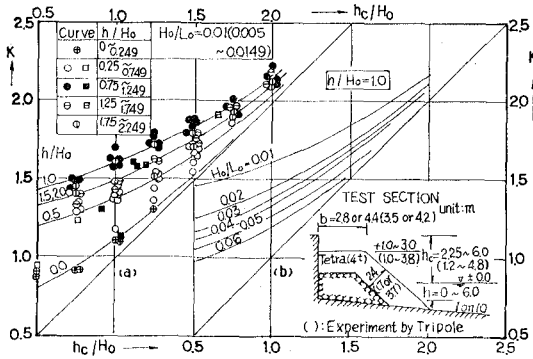


図-3

(h_c/H_0) との関係は護岸の相対設置水深 (h/H_0) および波形勾配 (H_0/L_0) をパラメーターとして作図した。図-3 はその一例である。この図を作成するために使用した実験値の過半は、消波工天端幅 $b=2.8$ m, 消波工天端高 $h_t=2.25$ m の場合に対するものである。

$$\frac{q}{\sqrt{2g(H_0)^3}} = \frac{2}{15} \cdot m \cdot k \left(1 - \frac{h_c}{kH_0}\right)^{5/2} \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 q : 越波流量 ($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$), m : 護岸の越流係数。

k : 越波時の波頂高と入射波高との比。

(2) $h_0/(H_{1/3})_0$, $(H_{1/3})_0/L_0$ および $h/(H_{1/3})_0$ の値を仮定し、 $\eta(=H_0/\bar{H}_0)$ をレーリー分布にしたがって変化させ、 η の区分帯の中央値に対応する h_c/H_0 , H_0/L_0 および h/H_0 の値を次式により求める。ただし、波群中の周期は $\bar{T}$ で代表させた。

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_c}{H_0} &= \frac{h_c}{(H_{1/3})_0} \cdot \frac{(H_{1/3})_0}{\bar{H}_0} \cdot \frac{\bar{H}_0}{H_0} = \frac{1}{0.626\eta} \cdot \frac{h_c}{(H_{1/3})_0} \\ \frac{H_0}{L_0} &= \frac{(H_{1/3})_0}{L_0} \cdot \frac{\bar{H}_0}{(H_{1/3})_0} \cdot \frac{H_0}{\bar{H}_0} = 0.626\eta \cdot \frac{(H_{1/3})_0}{L_0} \\ \frac{h}{H_0} &= \frac{h}{(H_{1/3})_0} \cdot \frac{(H_{1/3})_0}{\bar{H}_0} \cdot \frac{\bar{H}_0}{H_0} = \frac{1}{0.626\eta} \cdot \frac{h}{(H_{1/3})_0} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(2)$$

(3) (2) で求めた h_c/H_0 , H_0/L_0 , h/H_0 の値に対する k 値を図-3 から読み取り、この k 値および h_c/H_0 に対する $q_j/\sqrt{2gH_0^3}$ の値を式 (1) によって計算する。

(4) $(q_j/\sqrt{2gH_0^3}) \cdot \Delta p_j$ の値を計算し、

$$\frac{q_j}{\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}} \cdot \Delta p_j$$

の値を次式により求める。

$$\begin{aligned} \frac{q_j}{\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}} \cdot \Delta p_j &= \frac{q_j}{\sqrt{2gH_0^3}} \\ &\times \sqrt{\left[\frac{\bar{H}_0}{(H_{1/3})_0} \cdot \frac{H_0}{\bar{H}_0}\right]^3} \cdot \Delta p_j \\ &= \sqrt{(0.626\eta)^3} \cdot \frac{q_j}{\sqrt{2gH_0^3}} \cdot \Delta p_j \quad \dots\dots(3) \end{aligned}$$

ここに、 Δp_j , q_j はそれぞれ、 η の区分帯の中央値に対する出現確率および規則波の越波流量である。

(5) 不規則波の平均越波流量 q_{exp} を次式により求める。

$$\frac{q_{\text{exp}}}{\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}} = \sum \frac{q_j}{\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}} \cdot \Delta p_j \quad \dots\dots(4)$$

以上の計算を、 $h_c/(H_{1/3})_0$, $(H_{1/3})_0/L_0$ および $h/(H_{1/3})_0$ の値の種々の組み合わせについて行い、その結果を図示した一例が図-2 である。

3. 不規則波の越波流量におよぼす海底地形および消波工形状の影響

前節で求めた期待越波流量の計算図表は非常に単純化されたモデルについて求めたものである。しかし、消波護岸の越波流量は、消波工の形状および海底地形など実験条件のわずかの差によって大きく変化し、特定断面についての実験値が図-2 の結果とかなり相違することも予想される。したがって、本節では特定断面に対する実験結果をもとに、この点について検討することとした。

(1) 海底地形の影響

図-4 に示した消波護岸を対象に、規則波による越波実験を行って得られた越波流量曲線(ただし、⑦、⑧の消波護岸に対するものは、それぞれ京都大学⁸⁾および建設省土木研究所⁹⁾の実験結果を引用した)から合田²⁾の方法によって不規則波の越波流量 $(q_{\text{exp}})_E$ を計算し、その結果を図-2 から求めた推算値 $(q_{\text{exp}})_C$ と比較したのが図-5 である。同図は、海底勾配によって記号を区別し、横軸に、 $h/(H_{1/3})_0$ 、縦軸に $(q_{\text{exp}})_E/(q_{\text{exp}})_C$ を取って図示してある。しかし、曲線波返しを有する護岸①②④⑨⑩⑪の場合、無風時の実験値は、曲線波返しの効果が卓越し、図-2 の基礎とした実験条件と著しく相違すると考えられるため、上記断面に対しては有風時 ($V=10 \sim 25$ m/sec, $V/\sqrt{g(H_{1/3})_0}=3 \sim 6$) の実験値を用いて図示した。同図より護岸設置水深が碎波水深より浅くなるとばらつきが大きくなり、また、海底勾配が緩いほど推算値と実験値の差が大きくなる傾向が認められる。これは海底勾配が緩くなるにしたがって碎波点の位置が沖側に移動し、碎波後のエネルギーロスが大きくなるためと考えることができる。しかし、護岸設置水深が有義波の碎波水深より大きければ、不規則波の平均越波流量に及ぼす海底勾配の影響は小さく、図-2 の計算図表を用いてその概略値を推定することが可能であると考えられる。

(2) 消波工天端幅の影響

図-6 は、消波工の天端幅・天端高を数種変化させて行った実験断面①、⑩、⑪の実験結果を用いて、消波工の相対天端幅 B/L と q_{exp} との関係、 $h_t/(H_{1/3})_0$, $(H_{1/3})_0/L_0$, $h_c/(H_{1/3})_0$, $h'/(H_{1/3})_0$ などをパラメータ

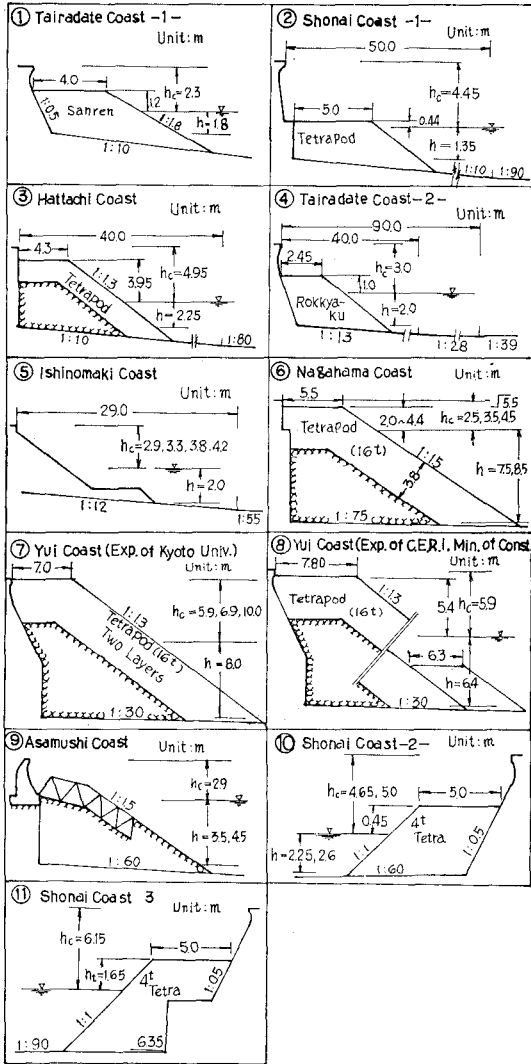


図-4

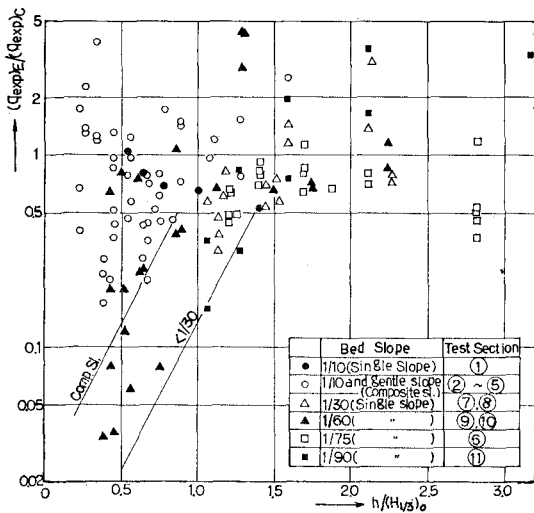


図-5

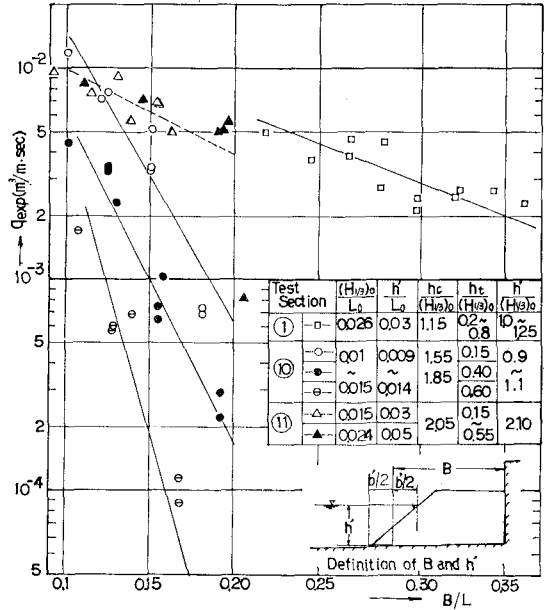


図-6

一として図示した一例である。この場合、消波工の天端幅 B および護岸の設置水波 h' は、図-6 中の断面図に示したごとく定義した。

なお、波長 L は水波 h' におけるものである。図-6 から、海底勾配が $1/10$ 程度に急な場合、消波工形状の影響は小さいが、 $1/60$ 程度に緩くなると、重複波領域では差ほどでもないが、碎波領域ではその影響がきわめて大きくなることがわかる。これは、海底勾配 $1/10$ の場合、碎波形式が大部分巻き波型で消波工ののり肩あるいはのり面にはげしく衝突し、飛沫を遠くまで飛散するため、消波工の天端幅を広くする効果が顕著に現われなないのに対し、海底勾配 $1/60$ の場合、碎波形式が大部分崩れ波型で、消波工ののり面あるいはのり肩に衝突する勢いも弱く、消波工の天端幅を広げる効果が顕著になるものと考えられる。

(3) 現地観測値との比較

図-7 は、建設省青森工事事務所¹⁰⁾および運輸省新潟調査設計事務所¹¹⁾がそれぞれ浅虫海岸および新潟海岸で行った越波量の観測値を規則波による実験値から計算した不規則波の平均越波流量 (図中の実線) および 図-2 から求めた推算値 (図中の点線) と比較して示したものである。ただし、新潟海岸の観測値は推算値に比べ約 $1/100$ 程度のオーダーとなっているため両者の値がほぼ重なり合うように縦座標の値をずらして示してある。前者の観測値は、すべて $(H_{1/3})_0 = 1.5\text{ m}$ 以下の場合に対するもので重複波領域での観測とみなすことができる。越波量の観測値は 10 分間の平均越波流量で示してあり、かなりのばらつきがあるが、一般的傾向として周期が大きいほ

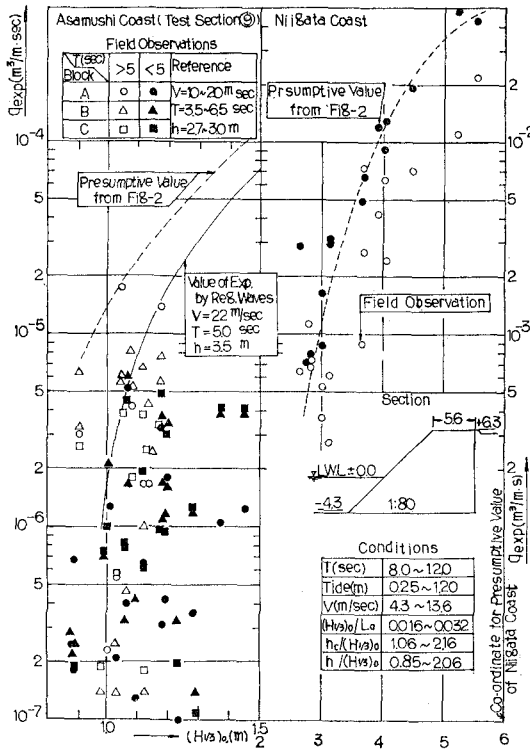


図-7

ど、また、波高が大きくなるにしたがって越波流量が大きくなることが認められる。また、実験値と推算値は、海底勾配の違いにもかかわらずほぼ満足できる程度に一致しており、観測値のほぼ上限値を示している。すなわち、海底勾配が緩勾配の場合でも重複波領域では、図-2によって不規則波の平均越波流量の概略値を推定することができるという前述の結論をある程度裏付けているとみなすことができよう。これに対し、後者の観測値は、3時間の平均越波流量で示したもので、観測値のばらつきは小さく、波高の増加とともに平均越波流量が増加するという定性的な傾向は推算値と一致しているが、前述したように推算値と観測値の間には 10^2 オーダーの差異がある。この原因として、観測時間の長短もある程度の影響があると思われるが、その影響はわずかである²⁾。本観測の場合、 $(H_{1/3})_0=3.0 \text{ m}$ 以上の波のときは、すべて碎波領域となることを考えると、過半の原因は、前述したように海底勾配および消波工形状の影響によるものと考えられる。ちなみに、本護岸の消波工は、 $B/L=0.16\sim0.25$ 、 $h_c/(H_{1/3})_0=1.06\sim2.16$ であるのに対し、図-2 に対する実験は $B/L=0.08\sim0.14$ 、 $h_c/(H_{1/3})_0=0.4\sim0.85$ で、前者の方がかなり大きく、このような消波工の形状の違いが越波流量に大きく影響していると考えられることができよう。

4. 消波護岸天端高算定に対する考察

港湾構造物設計基準¹²⁾によると、鉛直壁の天端高算定方法は、図-8 のごとくであり、護岸前面に規定の規模の消波工を設置する場合には、図-8 で求めた直立壁天端高の 0.7 倍まで低くすることができるとしている。こ

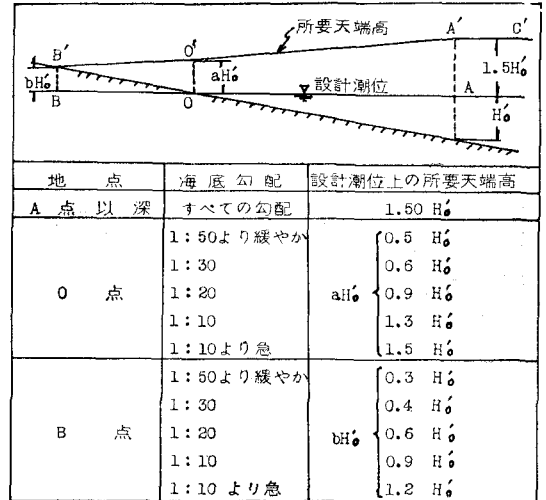
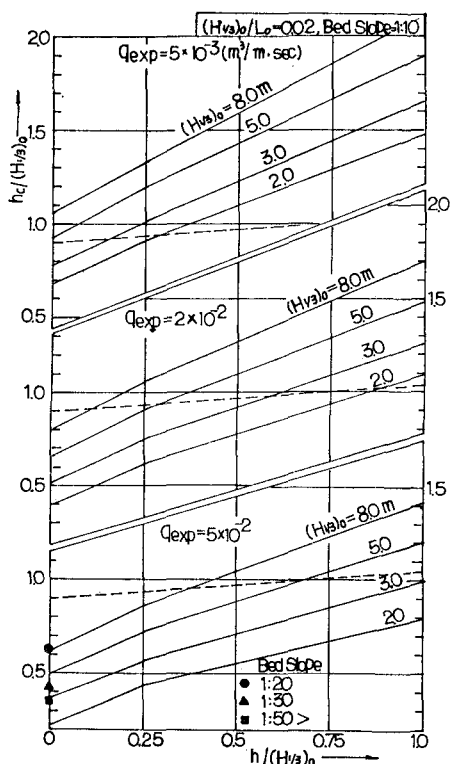


図-8

の基準によると、 $h/(H_{1/3})_0 \geq 1.0$ では海底勾配に関係なく $h_c=1.5H'_0$ とし、 $h/(H_{1/3})_0 < 1$ の碎波領域では海底勾配によって h_c の値を変えている。このような考え方は、前節で考察した結果、すなわち重複波領域では越波流量におよぼす海底勾配の影響が小さく、碎波帯内では大きくなるという結果から考えて妥当であると考えられる。しかし、 $h/(H_{1/3})_0$ および $h_c/(H_{1/3})_0$ が共に同じ値であっても $(H_{1/3})_0$ の値によって q_{exp} が大きく変化する。たとえば、 $h/(H_{1/3})_0=1.0$ 、 $h_c/(H_{1/3})_0=1.0$ 、 $(H_{1/3})_0/L_0=0.02$ の場合、 $(H_{1/3})_0=1.0\sim5.0 \text{ m}$ の範囲で q_{exp} の値は約 $0.009 \text{ (m}^3/\text{m}\cdot\text{sec)}$ から $0.1 \text{ (m}^3/\text{m}\cdot\text{sec)}$ まで変化する。したがって、現行規準のように、 $h/(H_{1/3})_0 \geq 1.0$ のとき $h_c=1.5(H_{1/3})_0$ と一意的に決めてしまうと、 $(H_{1/3})_0$ の小さいときにはかなり安全側の設計となり、 $(H_{1/3})_0$ が大きいときには逆に危険側の設計となることが考えられる。越波流量を基準に護岸天端高を決める場合、このような不合理をなくし、いかなる場合でも同じ程度の安全率が得られるようにするためには、設計有義波高 $(H_{1/3})_0$ 自体の大きさも考慮する必要があると考えられる。図-9 はこのような考え方に基づいて、 $h/(H_{1/3})_0=1.0, 0.75, 0.50, 0.25, 0$ の場合について、 $q_{exp}=5 \times 10^{-3}, 2 \times 10^{-2}, 5 \times 10^{-2}$ とした場合の護岸の所要天端高 $h_c/(H_{1/3})_0$ を図-2 より求めて両者の関係を $(H_{1/3})_0$ をパラメーターとしてプロットし、ほぼ平均的な直線で近似させたものである。図中の点線は、海底勾



図—9

配 1/10 の場合の消波護岸に対する現行の設計基準値を示したものである。この図から現行の設計基準値は $q_{exp} = 5 \times 10^{-2}$ ($m^3/m \cdot sec$) 程度を許容値と考えているように思われるが、 $h/(H_{1/3})_0 \geq 1.0$ では波高の大きい場合、すなわち護岸設置水深が大きい場合には危険側の設計となり、 $h/(H_{1/3})_0 = 0$ ではかなり安全側の設計になるものと考えられる。なお、現行設計基準では、海底勾配が 1/20, 1/30, 1/50 以下とゆるやかになるにしたがって $h/(H_{1/3})_0 = 0$ の位置での所要天端高を 図—9 の記号で示した値まで漸減している。前述したように、海底勾配が 1/10 よりゆるくなるにしたがって碎波帯内での越波量はかなり小さくなるが、同時に、消波工形状の影響が大きくばらつきも大きくなる。したがって、海底勾配が 1/10 以下のときの碎波帯内での護岸天端高を一律に規定することは困難であるが、仮に海底勾配が 1/20 以下のとき、 $h/(H_{1/3})_0$ が 0.25 より小さい所での q_{exp} が、海底勾配 1/10 の場合の 1/10 程度になると考えれば、図—9 の $q_{exp} = 5 \times 10^{-3}$ と 5×10^{-2} の場合の $h/(H_{1/3})_0 = 0$ および 0.25 に対する所要天端高の比、約 0.6~0.7 を海底勾配 1/10 の場合の所要天端高に掛けた値を取れば良いのではないかと考える。

5. むすび

以上、不規則波の平均越波流量を用いて消波護岸の越波流量について考察し、重複波領域では、海底勾配および消波工断面が越波流量に及ぼす影響は小さいが、碎波領域では両者の影響が非常に大きくなることおよび越波量を基準に護岸天端高を算定する場合には、相対水深だけでなく設計有義波高も考慮すべきであることなどを明らかにすることができた。

最後に本研究を行うにあたり終始御指導を賜った東北大学岩崎敏夫教授に深く感謝いたします。また、本研究は、自然災害特別研究「海岸における波の制御に関する研究」(研究代表者 岩垣雄一教授)の一部であることを付記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岩垣雄一: 海岸堤防論, 1964 年度水工学に関する夏期研修会講義集, 土木学会水理委員会, pp. 26~34, 1964.
- 2) 合田良実: 防波護岸の越波流量に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 9 巻, 第 4 号, pp. 3~41, 1970.
- 3) Tsuruta, S. and Goda, Y.: Expected discharge of irregular wave overtopping. Proc. 11th Conf. Coastal Eng., London, pp. 833~852, 1968.
- 4) 財団法人建設工学研究振興会: 消波用異形ブロックの安定および越波に関する実験報告書, pp. 74~154, 1968.
- 5) 財団法人建設工学研究振興会: 三柱ブロックの越波に関する実験報告書, 1968, pp. 1~51 および 1970, pp. 1~17.
- 6) 沼田 淳・佐藤 弘: 消波護岸の越波流量に関する一考察, 昭和 48 年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, pp. 255~257, 1974.
- 7) 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫: 海岸堤防の越波に関する基礎的研究 (1), 第 14 回海岸工学講演会講演集, pp. 118~122, 1967, および Coastal Eng., in Japan, XI, pp. 106~115, 1968.
- 8) 岩垣雄一・土屋義人・井上雅夫: 由比海岸堤防の越波に関する模型実験, 第 10 回海岸工学講演会講演集, pp. 132~137, 1963.
- 9) 豊島 修・橋本 宏: 由比海岸堤防模型実験について, 海岸, pp. 89~95, 1964.
- 10) 建設省青森工務事務所: 浅虫海岸消波機能調査資料, 1968, 1969.
- 11) 福田伸男・宇野俊泰・入江 功: 防波護岸の越波に関する現地観測 (第 2 報), 第 20 回海岸工学講演会論文集, pp. 113~118, 1973.
- 12) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, pp. 7-3~6~10, 1967.