

波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定法 に関する研究

間 瀬 肇*・Terry S. Hedges**・Mohamed Shareef***・永 橋 俊 二****

護岸天端高が非常に大きい場合に越波流量は 0 となり, 天端高が 0 の場合に越波流量が有限値となる物理的制約条件を満足する, 波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定式を提案した。本越波流量算定モデルによる算定値と種々の条件の実験値を比較した結果, 越波流量が非常に小さいときは越波現象の特性上精度は落ちるものの, 越波流量が比較的大きければ算定値と実験値の一致度はかなり良いことを示した。また, 無次元天端高をパラメータとして打上げ高と越波流量の関係を示し, 越波流量を減少させる場合に, 天端高をいくら増せばよい, あるいは打上げ高をどの程度減少させればよいかを算定する応用例を示した。

1. はじめに

海に囲まれた我国は, 沿岸域に人口・産業が集中している。英国も島国であり, イングランドとウェールズの海岸線 4,500 km のうち, 低地の 1,300 km が海岸施設により防護されている。こうした海岸氾濫危険域には人口の約 10% が住んでおり, 海岸施設の維持に毎年 2 億ポンドが費やされている。近年では地球温暖化に伴う海面上昇の影響により, 越波災害が英国海岸のみならず欧州各国の海岸において頻発している。

越波の研究は, 海岸工学が生まれた当初から重要な研究テーマであり, 盛んに研究されてきた。最近では越波の研究がほぼ完了したかの感もあったが, 英国および欧州では重要な研究プロジェクトとして取り上げられ, 再び盛んになっている (例えば, VOWS Project: Violent Overtopping of Waves at Seawall; CLASH: Crest Level Assessment of coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analysis on permissible wave overtopping)。

越波関連研究は, 我国においても盛んに行われてきた。最近刊行された海岸施設設計便覧 (2000) では, 合田ら (1975) の直立護岸に対する越波流量算定図 (消波工の効果を含む) および高山ら (1982) の近似式が記載されているが, 傾斜堤に対する越波流量算定図や算定式の記述はあまりない。諸外国においては傾斜護岸に対する越波流量算定式が提案されているが, その妥当性の検討はあまりなされていない。

本研究では, 越波流量算定式に課されるべき 2 つの物理的制約条件および波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定式を提案し, その妥当性を検討する。また, 打上げ高と越波流量を結びつけた算定図を提案するとともに, その利用方法を示す。

2. 越波流量算定モデルの基本条件

護岸単位幅あたりの平均越波流量 q は, 波浪条件, 護岸形状, 護岸の前面海底地形に依存し, 一般的に

$$q = \text{function}(H_s, T_m, \beta, R_c, \alpha, d_s, g, \dots) \dots (1)$$

のように表される。ここで, H_s は有義波高, T_m は平均周期, β は波の入射角, R_c は護岸天端高, α は護岸法勾配, d_s は法先水深, g は重力加速度である。式 (1) を無次元化すると

$$\begin{aligned} q/\sqrt{gH_s^3} \\ = \text{function}(R_c/H_s, H_s/(gT_m^2), d_s/H_s, \beta, \alpha, \dots) \end{aligned} \dots (2)$$

あるいは

$$\begin{aligned} q/(g^2T_m^3) \\ = \text{function}(R_c/H_s, H_s/(gT_m^2), d_s/H_s, \beta, \alpha, \dots) \end{aligned} \dots (3)$$

と表される。ここで, $H_s/(gT_m^2)$ は波形勾配に対応する。 H_s の代わりに換算沖波波高 H_0 , T_m の代わりに有義波周期 T_s , あるいは, ピーク周期 T_p を用いることもできる。また, 他の無次元化も可能である。

従来の越波流量算定式は, 以下のいずれかの形式で表される (Hedges・Reis, 1998)。

$$q^* = A \exp(-BR^*) \dots (4)$$

$$q^* = A(R^*)^{-B} \dots (5)$$

ここで, $q^* = q/\sqrt{gH_s^3}$, $R^* = R_c/H_s$, A および B は実験データから定められる回帰係数である。

越波流量回帰モデルの作成に当たっては, 最低限の物理的制約条件を満足することが望ましい。その最低限必要な制約条件は, 以下の 2 つである。

- 1) 護岸天端高が最大打上げ高より大きい場合, 予測される越波量は 0 でなければならない。
- 2) 天端高が 0 の場合, 予測される越波量は大きくなるが, 有限値でなければならない。

式 (4) および式 (5) に示される越波流量算定式では, R^* が非常に大きくなっても越波量は 0 にはならな

* 正会員 京都大学助教授 防災研究所
** Senior Lecturer University of Liverpool UK
*** Ph.D. Student University of Liverpool UK
**** 正会員 大阪市建設局街路課

い。また R^* が 0 の場合、式 (4) では q^* が有限値 A になるが、式 (5) では無限大になる。すなわち、式 (4) および式 (5) の越波流量モデルでは、物理的制約条件である 1) および 2) を満たさない。

3. H & R 越波流量算定モデル

Hedges・Reis (1998) の越波流量算定モデル (H&R モデル) は、以下のものである。いま、護岸に直角入射する規則波を考えると、護岸単位幅当りの越流量は次式で与えられる (Kikkawa ら, 1968)。

$$q' = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2g} (\eta - R_c)^{3/2} \quad \text{for } \eta > R_c \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 η は水位、 C_d は流量係数、 g は重力加速度、 R_c は天端高である。水位変化を $\eta = kHF(t)$ のように表せば、平均越波流量は

$$q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2g} \frac{1}{T} \int_{t_1}^{t_2} (kHF(t) - R_c)^{3/2} dt \quad \dots\dots\dots (7)$$

となる。正弦波の場合、 $k=0.5$ 、 $F(t)=\cos(2\pi t/T)$ 、 H は波高である。式 (7) における t_1 および t_2 は $kHF(t) > R_c$ となる開始時刻と終了時刻を表す。Kikkawa ら (1968) に従って $F(t)$ を三角波で表せば、平均越波流量は次式となる。

$$\frac{q}{\sqrt{g(kH)^3}} = \begin{cases} C_d \frac{2\sqrt{2}}{15} \left(1 - \frac{R_c}{kH}\right)^{5/2} & \text{for } 0 < R_c < kH \\ 0 & \text{for } kH \leq R_c \end{cases} \quad \dots\dots\dots (8)$$

越流は $R_c < kH$ のとき生じる。すなわち、 kH は護岸への打上げ高を表しているものとする。

上式に基づいて、H&R モデルは以下のように表された。

$$q^* = \begin{cases} A(1 - R^*)^B & \text{for } 0 \leq R^* < 1 \\ 0 & \text{for } 1 \leq R^* \end{cases} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g(CH_s)^3}} = \frac{q}{\sqrt{gR_{\max}^3}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$R^* = \frac{R_c}{CH_s} = \frac{R_c}{R_{\max}}$$

である。波高 H は有義波高 H_s で、係数 k は係数 C で置き換えられている。なお、 CH_s は最大打上げ高 $R_{\max}$ を表す。式 (9) で示される H&R モデルでは、 $R^* \geq 1$ の場合 $q^* = 0$ 、 $R^* = 0$ の場合 $q^* = A$ となる物理的制約条件が満たされている。係数 A 、 B および C は図-1 に示す通り、 A は天端高が 0 である場合の流量を定める係数、 B は算定曲線の曲率を定める係数、 $C = (R_{\max}/R_s)(R_s/H_s)$ は最大打上げ高を規定する係数である。

まず係数 C を定めるが、 H_s と $R_{\max}$ との関係式は現在のところ見当たらないので、 H_s と 1/3 最大打上げ高 R_s

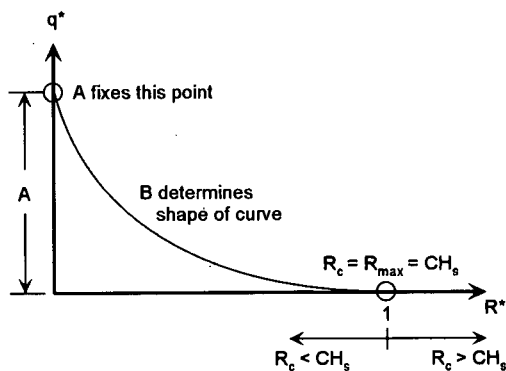


図-1 越波流量モデルにおける係数 A 、 B および C の意味

との関係式および打上げ高分布に関して Rayleigh 分布を仮定して、係数 C が定められた。

1/3 最大打上げ高に関しては、CIRIA/CUR マニュアル (1991) によると、次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} R_s/H_s &= 1.35\xi_p & \text{for } 0 < \xi_p \leq 2 \\ R_s/H_s &= 3.00 - 0.15\xi_p & \text{for } 2 < \xi_p < 12 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 ξ_p はピーク周期を用いて求められる surf similarity parameter である。CIRIA/CUR に記されている式にはミスがあるため、式 (11) ではそれを修正してある。打上げ高分布が Rayleigh 分布に従うとすれば、 $p\%$ 確率最大打上げ高 (出現確率が $p\%$ となる最大打上げ高) は、有義打上げ高と以下の関係がある。

$$(R_{\max})_{p\%, N} = \left[\frac{1}{2} \left\{ \ln N - \ln \left(-\ln \frac{p}{100} \right) \right\} \right]^{1/2} R_s \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 N は打上げ波の個数である。 $p=37\%$ が最大打上げ高の最頻値に対応する。式 (12) を用いれば、 $N=100$ の場合、

$$(R_{\max})_{37\%, 100} = 1.52R_s \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$(R_{\max})_{99\%, 100} = 2.15R_s \quad \dots\dots\dots (14)$$

となる。式 (11) および (13) を用いると、係数 C は以下のように表される。

$$\left. \begin{aligned} C &= 1.52(1.35\xi_p) & \text{for } 0 < \xi_p \leq 2 \\ C &= 1.52(3.00 - 0.15\xi_p) & \text{for } 2 < \xi_p < 12 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

式 (11) および (14) を用いれば、

$$\left. \begin{aligned} C &= 2.15(1.35\xi_p) & \text{for } 0 < \xi_p \leq 2 \\ C &= 2.15(3.00 - 0.15\xi_p) & \text{for } 2 < \xi_p < 12 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (16)$$

となる。 $R_{\max}$ は確率変量であるため、このように係数 C に関して任意性が生じる。係数 C を定めた後、係数 A および B が定められる。Hedges・Reis (1998) は係数 C として式 (15) を用い、係数 A と B は Owen (1982) の越波流量データ (護岸勾配が 1:1, 1:2 および 1:4 の模型実験データ) から求めた。

4. H & R 越波流量算定モデルの修正

本研究では緩勾配護岸への適用範囲の拡張および精度向上を図るため、H&Rモデルの係数 A 、 B および C を、Owen (1982)、Hawkes (1999) および関西大学による一連の越波実験データ (例えば、井上ら, 2002) を用いて、新たに以下のように決定した。

1/3 最大打上げ高に関しては、Mase (1989) および Ahrens (1981) の実験結果を再整理した図-2 を用いた。この打上げ高の定式化に当たっては、汀線における平均水位上昇を考慮した。図中の算定式は、以下のように表される。

$$R_s/H_s = \begin{cases} 0.25 + 1.1\xi_p; & \text{for } 0 < \xi_p \leq 2.2 \\ 3.0 - 0.15\xi_p; & \text{for } 2.2 < \xi_p \leq 9.0 \\ 1.65 & ; \text{for } 9.0 < \xi_p \end{cases} \quad \cdots (17)$$

R_s と $R_{\max}$ の関係式としては、式 (13) を用いた。係数 A および B は、護岸勾配が 1:1、1:2、1:4、1:5、1:7、1:10、1:15 および 1:20 の実験データから、LAD (Least Absolute Deviations) 法を用いて、以下のように決定した。

$$A = 0.046 + 0.0018 \cot \alpha \quad \cdots (18)$$
$$B = \begin{cases} 1.83 + 1.27 \cot \alpha; & \text{for } 1.0 \leq \cot \alpha \leq 5.3 \\ 9.86 - 0.25 \cot \alpha; & \text{for } 5.3 \leq \cot \alpha \leq 20.0 \end{cases} \quad \cdots (19)$$

5. 越波流量算定値と実験値の比較

ここで用いる越波流量算定式は van der Meer・Janssen (1995) の M & J モデルと係数を新たに設定した修正 H & R モデルである。

図-3 は M & J モデルによる算定値と実験値の比較結果、図-4 は H & R モデルによる算定値と実験値の比

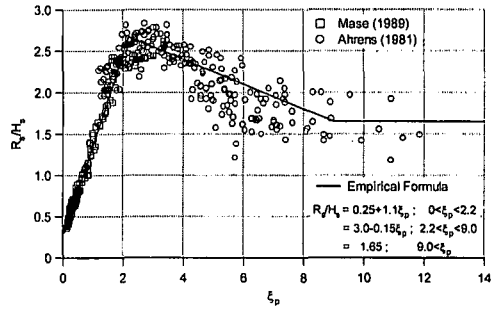


図-2 1/3 最大打上げ高

較結果を示したものである。両図中には 1:1 の一致を示す直線とともに、予測値の 10 倍、0.1 倍、2 倍および 0.5 倍を示す直線を入れてある。両図から、越波流量が小さいときに算定値と実験値のばらつきが大きいことが見られる。これは、1 波が越波するかどうかによって、平均越波流量が変わってしまうからである。実験におけるこうしたばらつきを小さくするためには、波列を何種類にも変えた入射を用い、また実験回数を増やして平均越波流量を計測する必要がある。

図-3 と図-4 を比較してわかることは、図-4 の H & R モデルを用いた方が実験値とのばらつきが小さくなり、特に越波流量が $10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$ 以上の領域において、算定値と実験値の一致の程度がかなり良いことである。M & J モデルでは算定値と実験値のばらつきが大きく、 $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/m}$ 以上の領域では、算定値が実験値より大きくなる傾向にある。

H & R モデルは、図-4 に示すように、越波流量が非常に小さいときは越波現象の特性上精度は落ちるものの、越波流量が比較的大きければ算定式は実験値をかなりうまく説明できることが明らかになった。図-4 は次元量

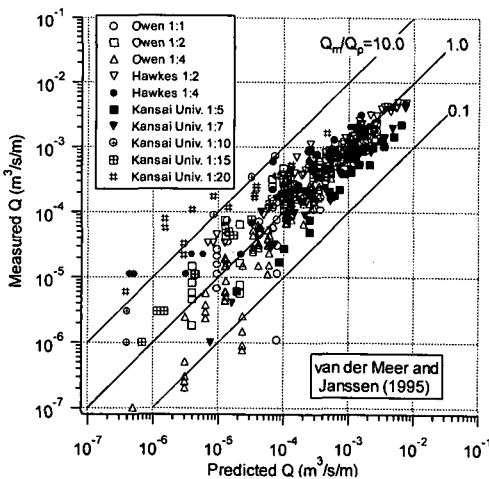
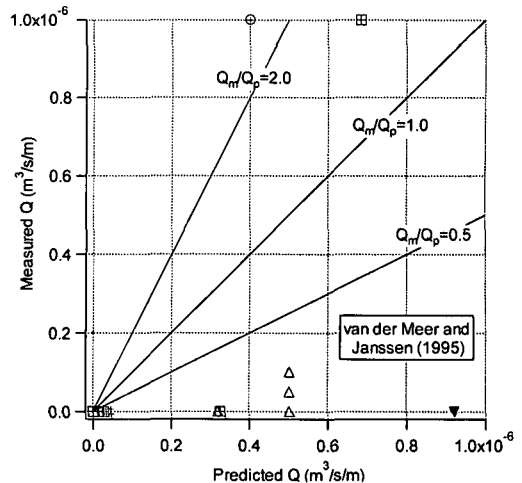


図-3 M & J モデルによる越波流量算定値と実験値の比較



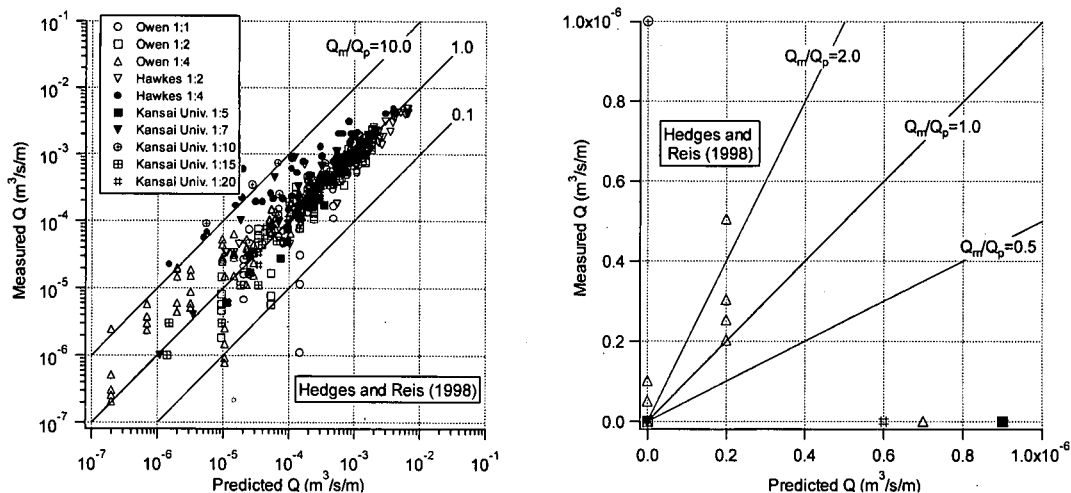
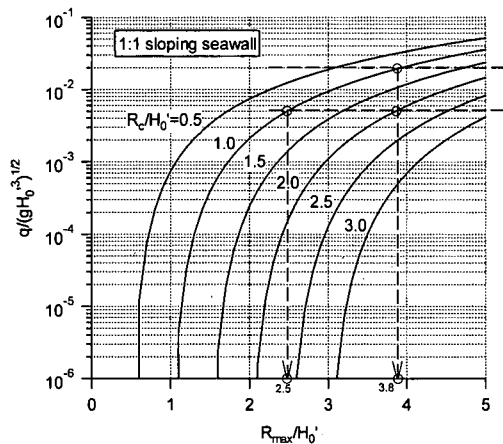
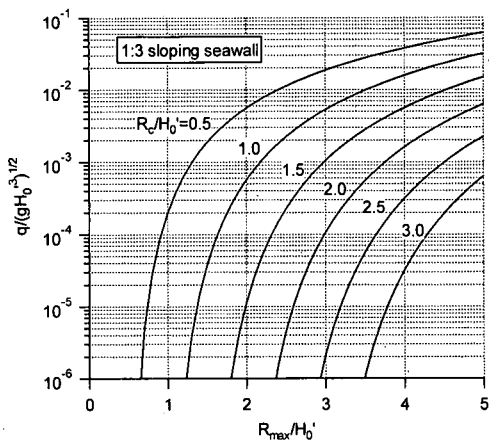


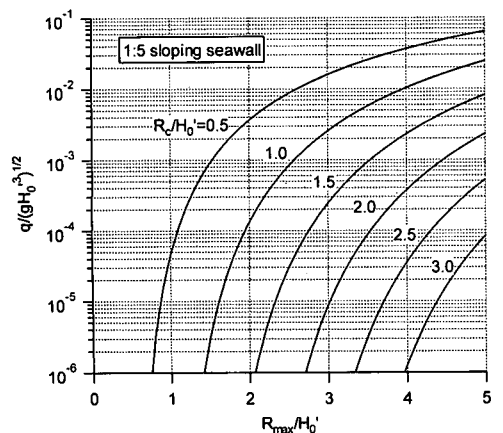
図-4 修正 H & R モデルによる越波流量算定値と実験値の比較



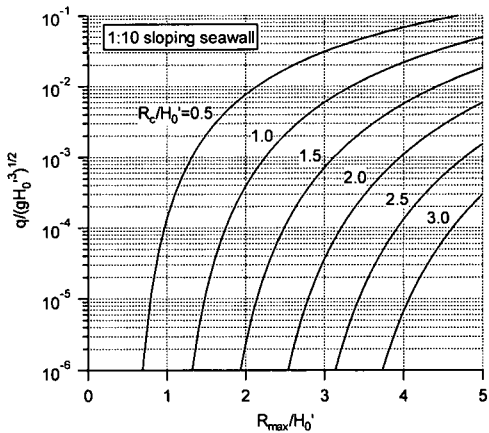
(a) 1:1 勾配護岸



(b) 1:3 勾配護岸



(c) 1:5 勾配護岸



(d) 1:10 勾配護岸

図-5 無次元天端高をパラメータとした無次元打上げ高と無次元越波流量の関係図

の形でプロットしてあるが、無次元量でプロットして比較すれば、算定値と実験値の一致の程度はさらに良くなることを述べておく。

6. 打上げ高と越波流量

式(9)を書き直せば、以下のである。

$$\frac{q}{\sqrt{gH_0^3}} = \begin{cases} A \left(\frac{R_{\max}}{H_0} \right)^{\frac{3}{2}} \left\{ 1 - \left(\frac{R_c}{H_0} \right) \left(\frac{R_{\max}}{H_0} \right)^{-1} \right\}^B & \text{for } 0 \leq R_c < R_{\max} \\ 0 & \text{for } R_{\max} \leq R_c \end{cases} \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここで、横軸に無次元最大打上げ高 $R_{\max}/H_0$ 、縦軸に無次元越波流量 $q/\sqrt{gH_0^3}$ 、パラメータを無次元天端高 R_c/H_0 として、法面勾配が 1:1, 1:3, 1:5 および 1:10 の護岸に対して越波流量算定図を作成すると、図-5 が得られる。これらの図においては、横軸 $R_{\max}/H_0$ を 0 から 5 までとってあるが、図-2 に見られるように打上げ高には上限値があり、無次元最大打上げ高の最大値は約 4 となる。また、最大打上げ高の最小値は 0 ではなく、護岸勾配と波形勾配によって最大打上げ高の最小値が決まる点に注意する。

図-5 を用いれば、例えば 1:1 勾配護岸で無次元天端高 R_c/H_0 が 1.0 の場合に、 $q/\sqrt{gH_0^3}$ を 0.02 から 0.005 に減少させるには、 R_c/H_0 を 1.0 から 2.0 に、あるいは $R_{\max}/H_0$ を 3.8 から 2.5 に変化させなければならないことがわかる。すなわち、天端をどの程度かさ上げするか、打上げ高をどの程度減らすかという目安を得ることができる。どちらを選択するかについては、工事の容易さ、周辺環境、生態系、費用便益等を考慮して、いくつかの代替案から最適工法を選択することになる。

7. ま と め

本研究では、護岸天端高が非常に大きい場合に越波流量は 0 となり、天端高が 0 の場合に越波流量が有限値となる物理的制約条件を満足する、波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定式を提案した。

本越波流量算定式を用いた算定値と種々の条件の実験値を比較した結果、越波流量が非常に小さいときは越波現象の特性上精度は落ちるものの、越波流量が比較的大きければ算定値と実験値の一致度はかなり良いことを示

した。また、無次元天端高をパラメータとして打上げ高と越波流量の関係を示し、越波流量を減少させる場合に、天端高をいくら増せばよいか、あるいは打上げ高をどの程度減少させればよいか算定する応用例を示した。

本研究を行うに当たり、HR Wallingford には Michael Owen 博士および Peter Hawkes 博士のデータ使用の許可を頂き、また関西大学工学部土木工学科井上雅夫教授には実験データを提供頂き、ここに感謝致します。また、本研究は運輸施設整備事業団「運輸分野における基礎的研究推進制度」による研究の一部であることを付記し、謝意を表します。

参 考 文 献

- 井上雅夫・玉田 崇・手塚崇雄 (2002): 緩傾斜護岸の越波特性に関する実験的研究, 海洋開発論文集, 第 18 巻, pp. 239-244.
- 合田良実・岸良安治・神山 豊 (1975): 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港研報告, 第 14 巻, 第 4 号, pp. 3-44.
- 高山知司・永井紀彦・西田一彦 (1982): 各種消波工による越波流量の減少効果, 港研報告, 第 21 巻, 第 2 号, pp. 151-206.
- 土木学会海岸工学委員会 (2000): 海岸施設設計便覧, 580 p.
- Ahrens, J. P. (1981): Irregular wave run-up on smooth slopes, Coastal Eng. Tech. Aid No. 81-17, US Army, Corps of Engrs, Coastal Eng. Res. Center.
- CIRIA/CUR (1991): Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, Construction Industry Res. and Information Assoc., London.
- Hawkes, P. J. (1999): Mean overtopping rate in swell and bimodal seas, Proc. Inst. of Civil Engrs, Wat. Marit. & Energy Jour., Vol. 136, pp. 235-238.
- Hedges, T.S. and M. T. Reis (1998): Random wave overtopping of simple sea walls: a new regression model, Proc. Inst. of Civil Engrs, Wat. Marit. & Energy Jour., Vol. 130, pp. 1-10.
- Kikkawa, H., H. Shi-igai and T. Kono (1968): Fundamental study of wave overtopping on levees, Coastal Eng. Japan, Vol. 11, pp. 107-115.
- Mase, H. (1989): Random wave runup height on gentle slope, Jor. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 649-661.
- Owen, M. W. (1982): The hydraulic design of seawall profiles, Proc. Conf. on Shoreline Protection, Inst. of Civil Engrs, pp. 129-136.
- van der Meer, J. W. and J.P.F.M. Janssen (1995): Wave run-up and wave overtopping at dikes, Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures (Kobayashi, N. and Demirbilek, Z., eds.), ASCE, New York, pp. 1-27.