

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 270

Sept. 1977

防波堤の設計波力算定式についての比較検討

本 浩 司
南 兼一郎
佐 藤 英 樹

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨

1	まえがき	4
2	設計波力の算定法	4
2.1	概 要	4
2.2	波の変形	5
2.3	波力の算定式	6
3	既設防波堤についての比較	10
4	モデル防波堤についての比較	17
5	考 察	26
5.1	既設防波堤についての比較	26
5.2	モデル防波堤についての比較	28
6	まとめ	31
	参考文献	32
	付 録	32

A comparative examination of the wave pressure formulas
applied to the design of composite breakwaters

Kouji MOTO *

Kenichiro MINAMI **

Hideki SATO ***

Synopsis

The important pressure formulas, which are applied to the design of composite breakwaters with the vertical wall, are as follows;

- a) the existing formulas (Hiroi's formula & the modified Sainflou's formula)
- b) Ito's formula
- c) Goda's formula
- d) Nagai's formulas

The following two works are carried out to explain the characteristics of the above-stated formulas.

- i) Calculation of the stability of existing 157 breakwaters by applying both a) the existing formulas and c) Goda's formula, and comparison of the results by the two formulas.
- ii) Design of the standard composite breakwaters by applying the above-stated formulas a) —d) under the six design conditions of water depth, wave height, wave period, wave direction, bottom slope and mound height.

The characteristics of each wave pressure formula were explained by the results of the above-stated two works.

* Ex-chief of the Automatic Design Laboratory, Design Standard Division.
** Ex-member of the Automatic Design Laboratory, Design Standard Division.
*** Member of the Automatic Design Laboratory, Design Standard Division.

防波堤の設計波力算定式についての比較検討

本 浩司 *
南 兼一郎 **
佐藤 英樹 ***

要 旨

直立壁を有する防波堤の設計波力の算定法には、

- (i) 広井式あるいは部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式を使い分ける方法^{1),2)} (「現行式」とよぶ)
- (ii) 伊藤³⁾の提案式 (「伊藤式」とよぶ)
- (iii) 合田⁴⁾の提案式 (「合田式」とよぶ)

などがあり、さらにそのほか

- (iv) 永井^{5)~7)}の提案した一連の波圧式 (「永井式」とよぶ)

などもある。

ここでは、これらの(i)~(iv)の各種波力算定式間の波力の大小関係や各算定式の特徴を明らかにするために、次のような2とおりの作業を行った。

- ① 現地の既設のケーソン式混成防波堤 157 ケースを選び、「現行式」と合田¹⁰⁾による砕波変形による波を用いた「合田式」とによって、その安定計算を行い、滑動の安全率、転倒の安全率および端趾圧のそれぞれを比較する。
- ② 「現行式」、「伊藤式」、「合田式」および部分的には「永井式」を用いて、仮定したモデル防波堤の直立堤体部分の設計を行う。設計要因のうち、水深、波高、周期、波向、海底こう配およびマウンド厚さの6要因を変化させ、結果として求まる平均波圧強度、平均波圧係数および直立部の堤体幅がどのように変化するかを示す。ただし、この場合の波は「合田による砕波変形」によって算定する。
上記①の作業から次のことが明らかになった。
- ④ 「現行式」と「合田式」との差は、設計条件によってさまざまであるが、数としては「合田式」の波圧の方が大きいケースが多い。
上記②の作業から次のことが明らかになった。
- ⑤ 「伊藤式」と「合田式」とでは、水深の比較的大きい範囲を除いては、「合田式」による波圧の方が大きい。
- ⑥ 「現行式」では、砕波から重複波に移行する点で、不自然な波圧の不連続、急変が明瞭に現われる。「伊藤式」、「合田式」では、この不連続性が解消されることは大きな特徴である。
- ⑦ マウンド厚さ、海底こう配の影響により波圧の増大が考えられるが、「合田式」はこれらを考慮している。
- ⑧ 「合田式」では、周期の影響が他の算定式よりも顕著に現われる。したがって、「合田式」を適用する場合、周期の決定には、特に慎重でなければならないと考えられる。

* 前設計基準部 自動設計研究室長
** 前設計基準部 自動設計研究室
*** 設計基準部 自動設計研究室

1 まえがき

直立壁を有する防波堤の設計波力は、波高と堤脚水深との関係から砕波・重複波に分け、広井式あるいは部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式を使い分けて算定するのが標準であり^{1),2)}、長年の実績に裏付けられて、有効にその役割を果たしてきている。しかし、このような現行の算定法では、砕波と重複波の両式の適用限界においては、波力が不連続になる等の幾つかの問題点も指摘されている。

これに対し、伊藤³⁾らは重複波から砕波に至る連続的な波高と波圧の関係を与え、かつ、不規則波群中の最大波力に対して検討すべきことを提案した。さらに、最高波を含めた波高の出現が確率的特性を有することから、不規則波群の作用による期待滑動量を求める方法を提案した。これに続き合田⁴⁾は、連続的表現における波圧をさらに精度高く求めるための系統的実験を行い、その結果および現地への適用性等を考慮して、新しい算定式を提案した。

このような検討のほかに、重複波による波圧、砕波による波圧に関する個々の研究は数多い。そのなかで、永井^{5)~7)}は一連の波力算定法を提案している。この方法では、

マウンド形状の影響をとり入れている点に特徴があるが、重複波による波圧、砕波による低基・高基混成堤に働く波圧などと条件に応じた使い分けが必要である。

設計計算に用いる波力の算定式としては、設計体系の中で、これを用いて求めた波力が実態をよく説明し、かつ、できるだけ簡便であるものがぞましい。合田⁴⁾は、現行方式、伊藤³⁾ら、合田による算定式などを現地防波堤の滑動に対する被災・無被災例に適用し、合田による算定式が比較的良好な実態を表わすものであることを示している。

ここでは、合田¹⁰⁾の提案する浅海域における波浪の砕波変形の算定法も含めて考慮し、

- ① 現地の既設防波堤について、現行の算定法および合田による算定式を適用し、その結果を比較する。
 - ② 現行の方法、伊藤らの式、合田の式および部分的には永井らの方法を波力算定式としてモデル防波堤に適用し、種々の要因変化による結果のちがいを示す。
- という二つの方法によって、各種の波力算定式の特徴を明らかにすることとした。

2 設計波力の算定式

2.1 概要

本稿では、1.まえがきにも述べたように、各波力算定式の特徴を明らかにすることが目的である。しかし、さらに合田¹⁰⁾の提案する波浪の砕波変形の算定法も含めて、比較検討するために、ここで、沖波波高から波力算定に用いる波

高に至るまでの流れと、波力算定式との結びつきを整理しておきたい。

現行の波力算定法では、図-1の「従来の波の変形」によって求められた有義波高($H/3$)_iを用いて波力を算定しているのが一般的である。

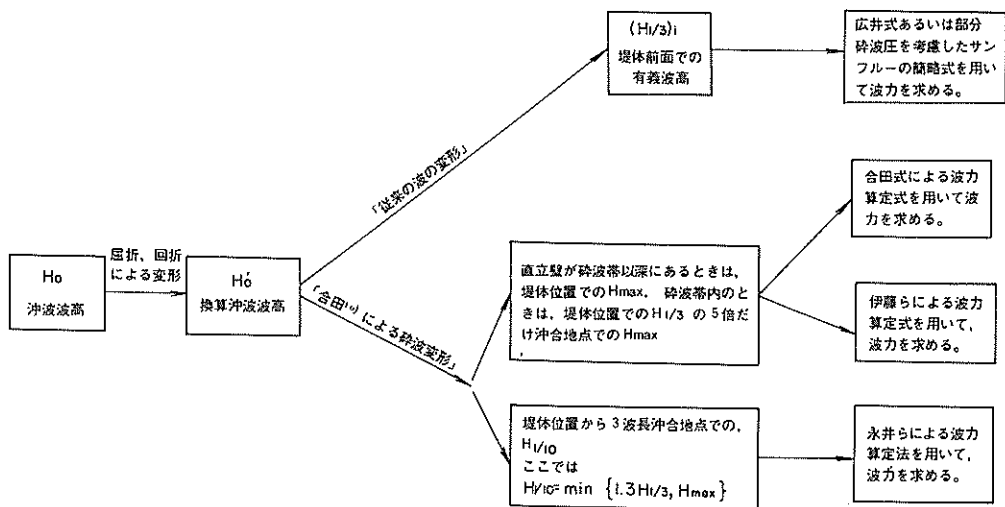


図-1 波浪の変形

合田による波力算定式では、図-1の「合田¹⁰⁾による砕波変形」によって求められた最高波高 H_{max} を用いて波力を算定すればよい。このときの H_{max} は、直立壁が砕波帯以深にあるときは堤体位置の水深における最高波高を、また、砕波帯内にあるときは堤体位置での水深における有義波高 $H_{1/3}$ の5倍だけ沖合地点での水深における最高波高をとる。

一方、伊藤らの波力算定式では、最大波力に対して検討すべきとの指摘から、合田による波力算定式に用いる波高と同じ最高波高 H_{max} を用いて波力を算定すればよいと考えられる。

さらに、永井らの波力算定法では、波高は堤体から2~4波長沖合での水深における1/10最大波高 $H_{1/10}$ を用いることになっている。ここでは、図-2に示すように、水深 h での長波 L_h を求め、水深 h の地点が丁度堤体から $3L_h$ 沖合であるような水深 h を試行錯誤で求めることにする。次に「合田¹⁰⁾による砕波変形」によって水深 h での最高波高 H_{max} および有義波高 $H_{1/3}$ を求め、1/10最大波高 $H_{1/10}$ は、有義波高 $H_{1/3}$ の1.3倍と仮定するが、その上限値は最高波高 H_{max} とする。

ただし、ここでいう「従来の波の変形」および「合田による砕波変形」は、次項に述べるとおりである。

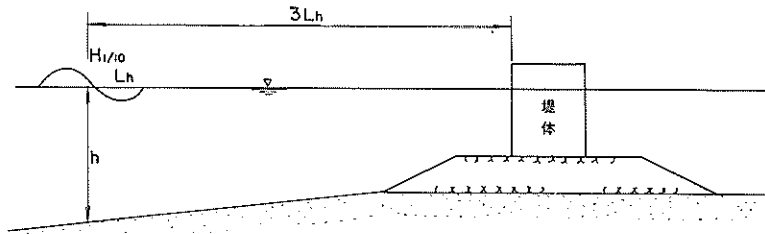


図-2 永井らの波力算定法に用いる波高

2.2 波の変形

2.2.1 従来の波の変形

「従来の波の変形」とは、微小振幅波理論による浅水変形および限界砕波高を考慮した波の変形をいう。浅水変形を求めるための浅水係数は、式(1)によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} K_s &= \sqrt{\frac{1}{2n}} \cdot \frac{C_0}{C} \\ n &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi h}{L} \operatorname{cosech} \frac{4\pi h}{L} \right) \\ \frac{C}{C_0} &= \tanh \frac{2\pi h}{L} \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに

- K_s ; 浅水係数
- C_0 ; 深海波としての波速 (m/sec)
- C ; 水深 h の位置における波速 (m/sec)
- h ; 水深 (m)
- L ; 水深 h の位置における波長 (m)

また、限界砕波高の算定方法については、従来、定まった方法はなく、設計者の判断で、種々の方法がとられているのが実状である。すなわち、有義波高の限界砕波高 ($H_{1/3}$)_b は、次のうちのいずれかを採用している例が多い。

- ① 第一港湾建設局における波高の実測値に基づいて式

(2) で算定する。

$$(H_{1/3})_b = 0.65 h \quad (2)$$

ただし、 h は堤体前面での水深

② 進行波の砕波限界波高を、砕波指標図またはその簡略表示である式(3)によって求め、 H_b を $(H_{1/3})_b$ とする。これは、進行波としての最高波高と考えてよい。

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17 \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} \left(1 + 0.15 \tan^{4/3} \theta \right) \right] \right\} \quad (3)$$

ここに

- H_b ; 砕波限界波高 (m)
- L_0 ; 深海波としての波長 (m)
- h ; 水深 (m)
- θ ; 海底面が水平面となす角 (度)

③ 上記②の方法を簡略化して、 $(H_{1/3})_b$ を式(4)で算出する。

$$(H_{1/3})_b = 0.9 h \quad (4)$$

ただし、 h は堤体前面での水深

2.2.2 合田¹⁰⁾による砕波変形

「合田による砕波変形」とは、波の有限振幅効果を考慮して浅水係数を求め、また、波の不規則性を考慮して、砕波による波高変化、波高変化に伴う平均水位の変化およびサーフビートによる平均水位の変動をとり入れて、浅海域の波高を推定する方法をいう。ここでは、合田¹⁰⁾の提案する略算式を式(5)、式(6)に示す(図-3参照)。

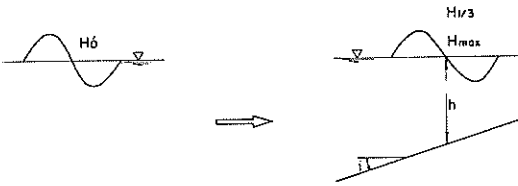


図-3 合田による砕波変形

$$\left. \begin{aligned} H_{1/3} &= K_S \cdot H_0' \dots\dots\dots h/L_0 \geq 0.2 \\ &= \min \{ (\beta_0 \cdot H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', \\ &\quad K_S H_0' \} \dots\dots\dots h/L_0 < 0.2 \end{aligned} \right\} (5)$$

ただし

$$\begin{aligned} \beta_0 &= 0.028 (H_0'/L_0)^{-0.38} \exp(20 \cdot \tan^{1.5} \theta) \\ \beta_1 &= 0.52 \exp(4.2 \tan \theta) \\ \beta_{\max} &= \max \{ 0.92, 0.32 (H_0'/L_0)^{-0.29} \\ &\quad \exp(2.4 \tan \theta) \} \end{aligned}$$

ここに

- $H_{1/3}$; 水深 h での有義波高
- K_S ; 波の有限振幅効果を考慮した浅水係数^{10), 12)}
- H_0' ; 換算沖波有義波高
- L_0 ; 深海での波長
- i ; 海底のこう配(度)

また

$$\left. \begin{aligned} H_{\max} &= 1.8 \cdot K_S \cdot H_0' \dots\dots\dots h/L_0 \geq 0.2 \\ &= \min \{ (\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0', 1.8 K_S H_0' \} \dots\dots\dots h/L_0 < 0.2 \end{aligned} \right\} (6)$$

ただし

$$\left\{ \begin{aligned} \beta_0^* &= 0.052 (H_0'/L_0)^{-0.38} \exp(20 \tan^{1.5} \theta) \\ \beta_1^* &= 0.63 \exp(3.8 \tan \theta) \\ \beta_{\max}^* &= \max \{ 1.65, 0.53 (H_0'/L_0)^{-0.29} \\ &\quad \exp(2.4 \tan \theta) \} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} K_S &= K_{Si} \dots\dots\dots h \geq h_{30} \\ K_S &= (K_{Si})_{30} \cdot \left(\frac{h_{30}}{h}\right)^{3/7} \dots\dots h_{50} \leq h < h_{30} \\ K_S (\sqrt{K_S} - B) - C &= 0 \dots\dots h < h_{50} \end{aligned} \right.$$

ここに

$$h_{30} \dots \left(\frac{h_{30}}{L_0}\right)^2 = \frac{2\pi}{30} \cdot \frac{H_0'}{L_0}$$

$$\left[\left(1 + \frac{4\pi h_{30}}{L_{30}}\right) \cdot \tanh \frac{2\pi h_{30}}{L_{30}} \right]^{-1/2}$$

を満足する h_{30}

L_{30} …水深 h_{30} における波長、すなわち、

$$L_{30} = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \tanh \frac{2\pi h_{30}}{L_{30}} \text{ を満足する } L_{30}$$

$(K_{Si})_{30}$ …水深 h_{30} における K_{Si} の値

$$h_{50} \dots \left(\frac{h_{50}}{L_0}\right)^2 = \frac{2\pi}{50} \cdot \frac{H_0'}{L_0} (K_S)_{50} \text{ を満足する } h_{50}$$

ここに

$$(K_S)_{50} = (K_{Si})_{30} \left(\frac{h_{30}}{h_{50}}\right)^{3/7}$$

$$B = \frac{2\sqrt{3}}{\sqrt{2\pi H_0'}} \cdot \frac{h}{L_0}$$

$$C = \frac{C_{50}}{\sqrt{\frac{2\pi H_0'}{L_0} \left(\frac{h}{L_0}\right)^{3/2}}}$$

ここに

$$C_{50} = (K_{Si})_{30} \cdot \left(\frac{h_{30}}{h_{50}}\right)^{3/7} \cdot \left(\frac{h_{30}}{L_0}\right)^{3/2} \cdot \left[\sqrt{2\pi \cdot \frac{H_0'}{L_0} \cdot (K_{Si})_{30} \cdot \left(\frac{h_{30}}{h_{50}}\right)^{3/7}} - 2\sqrt{3} \frac{h_{50}}{L_0} \right]$$

2.3 波力の算定式

2.3.1 一般

検討の対象とする波力算定式は、現行の算定法、伊藤ら、合田による算定式、および永井らによる一連の方法である。ここでは、これらを単に「現行式」、「伊藤式」、「合田式」、「永井式」とよぶことにする。以下に各算定式を説明するが、ここで用いる記号のうち主要なものの定義は次のとおりである(図-4参照)。

- h ; 堤体設置位置における水深(潮位を含む)
- d ; 根固め工、あるいはマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深
- h' ; 直立壁底面の水深
- h_c ; 直立壁の静水面上の天端高
- η^* ; 静水面上、波圧強度がゼロになると見なす高さ
- p, p_1, p_2 ; 前面の波圧強度(図-4参照)
- p_u ; 堤体底面の前端における揚圧力の強度
- w_0 ; 海水の単位体積重量
- H_D ; 設計計算に用いる波高
- L_D ; 設計計算に用いる波長

2.3.2 現行式

設計計算に用いる波高 H_D および波長 L_D は、水深 h における有義波高 $H_{1/3}$ および有義波周期に対応する波長 $L_{1/3}$

とし、図-4における水深 d が、

$$d \geq 2H\frac{1}{3} \text{ あるいは } d < 2H\frac{1}{3}$$

により、部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式あるいは

は広井式を使い分ける。

部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式は、式(7)、式(8)のとおりである(図-4参照)。

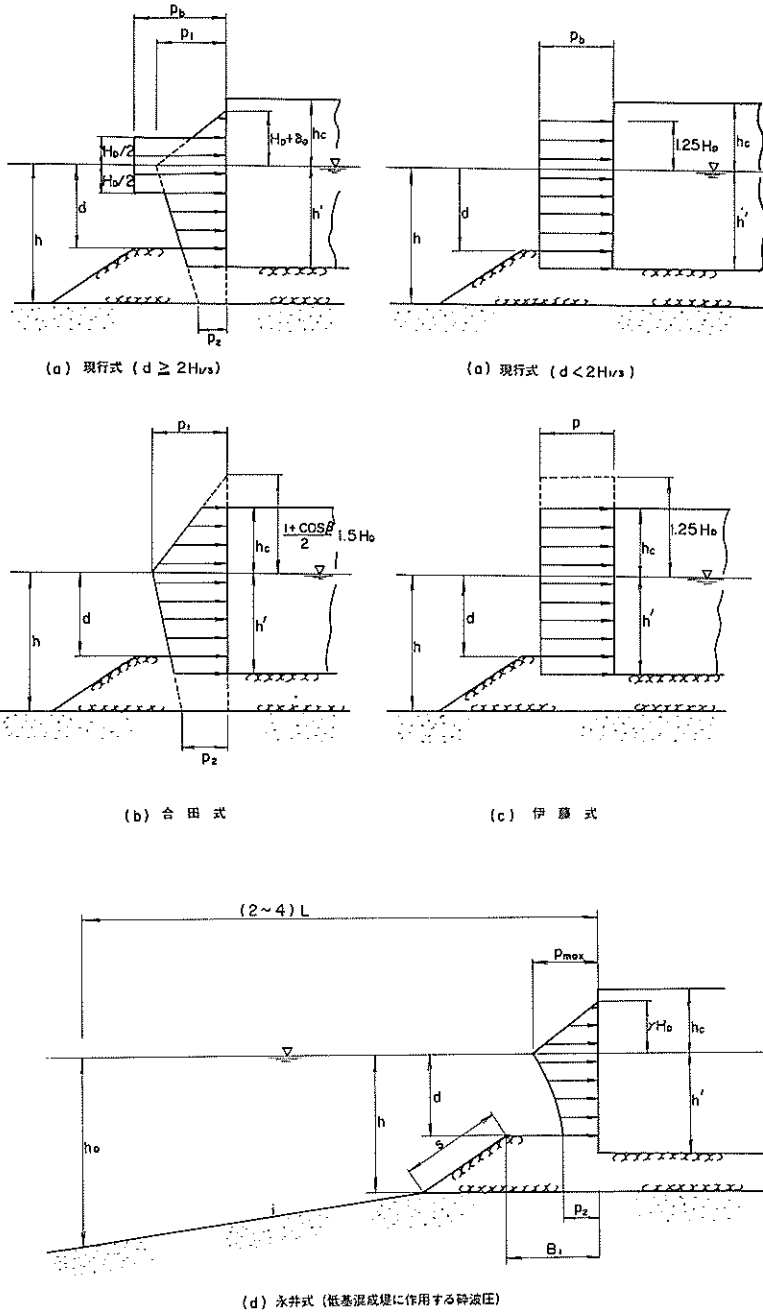


図-4 各波力算定式による波圧分布の説明図

i) 波圧の作用高

$$\eta^* = H_D + \delta_0 \quad (7)$$

ここに、 $\delta_0 = \frac{\pi H_D^2}{L_D} \cdot \coth \frac{2\pi h}{L_D}$

ii) 前面波圧強度

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= (p_2 + w_0 h) \left(\frac{H_D + \delta_0}{h + H_D + \delta_0} \right) \\ p_2 &= \frac{w_0 H_D}{\cosh \frac{2\pi h}{L_D}} \\ p_b &= 1.5 w_0 H_D \cdot \cos^2 \beta \end{aligned} \right\} (8)$$

ここに、 β : 堤体の法線直角方向と波向のなす角度
また、広井式は式 (9)、式 (10) のとおりである (図-4 参照)。

i) 波圧の作用高

$$\eta^* = 1.25 H_D \quad (9)$$

ii) 前面波圧強度

$$p_b = 1.5 w_0 H_D \cos^2 \beta \quad (10)$$

一方、式 (7)、(8) または式 (9)、(10) で与えられる図-4 の波圧分布の最上端が堤体の天端を超えるときは、越波したものとして堤体全体に浮力を作用させ、堤体底面には揚圧力を作用させない。逆に、波圧分布の最上端が堤体の天端を超えないときは、越波しないものとして、堤体の静水面以下について浮力を作用させ、堤体底面には次のような三角形分布の揚圧力を作用させる (図-5 参照)。

部分碎波圧を考慮したサンフルーの簡略式 (7)、(8) が作用する場合は、

p_u = 堤体底面の高さにおける前面波圧強度

また、広井式 (9)、(10) が作用する場合は、

$$p_u = 1.25 w_0 H_D$$

なお、以上述べた現行式は、直立壁前面に消波ブロックで被覆した防波堤には適用されないことはもちろんである。

2.3.3 合田式

設計に用いる波長 L_D は、水深 h における $L/3$ とする。 H_D は最高波高 H_{max} とし、直立壁が碎波帯以深にあるときは水深 h における H_{max} 、碎波帯以内にあるときは直立壁面から $5 H/3$ だけ沖側での水深 h_b における H_{max} を用いる。

i) 波圧の作用高

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) H_D \quad (11)$$

ここに、 β : 直立壁の法線に対する垂線と、波向とのなす角

ii) 前面波圧強度 (図-4 参照)

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) w_0 H_D \\ p_2 &= p_1 / \cosh (2\pi h / L_D) \end{aligned} \right\} (12)$$

ここに

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h / L_D}{\sinh (4\pi h / L_D)} \right]^2 \quad (13)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\}$$

$\min \{ a, b \}$; a または b のいずれか小さい方の値

iii) 揚圧力

$$p_u = 0.5 (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 w_0 H_D \quad (14)$$

ここに、

$$\alpha_3 = 1 - \frac{K'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh (2\pi h / L_D)} \right] \quad (15)$$

なお、これらの式 (11)、(12)、(14) における波向の効果については、合田⁴⁾による原式文献¹³⁾の修正方法によって、若干修正をしている。

以上の「合田式」を用いて堤体の安定計算を行うときには、常に、静水面以下の堤体に浮力を作用させ、さらに、式 (14) で求まる揚圧力を図-5 の形で作用させる。

2.3.4 伊藤式

設計に用いる波高 H_D および波長 L_D は、2.3.2 合田式で述べたものと同じとする。

i) 波圧の作用高

$$\eta^* = 1.25 H_D \quad (16)$$

ii) 前面波圧強度 (図-4 参照)

$$\left. \begin{aligned} p &= 0.7 w_0 H_D \cdots \cdots \cdots H_D/d \leq 1 \\ &= \left\{ 0.7 + 0.55 \left(\frac{H_D}{d} - 1 \right) \right\} w_0 H_D \cdots \cdots H_D/d > 1 \end{aligned} \right\} (17)$$

iii) 揚圧力

$$p_u = p \quad (18)$$

「伊藤式」の場合は、「合田式」と同様に、静水面以下の堤体に浮力を作用させ、さらに式 (18) で求まる揚圧力を図-5 の形で作用させる。

一方、波向が斜め方向の場合、「伊藤式」の算定法についての規定は明確でないが、ここでは、式 (17) の右辺、第 2 項 $0.55 (H_D/d - 1)$ に $\cos^2 \beta$ を乗じた式 (19) を用いて前面波圧強度を求めることとする。

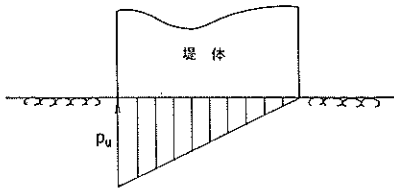


図-5 堤体底面に働く揚圧力

$$\begin{aligned}
 p &= 0.7 w_0 H_D \dots\dots\dots H_D/d \leq 1 \\
 &= \left\{ 0.7 + 0.55 \left(\frac{H_D}{d} - 1 \right) \cos^2 \beta \right\} w_0 H_D \dots\dots\dots H_D/d > 1 \quad (19)
 \end{aligned}$$

なお、波向が斜め方向のときの「伊藤式」での波圧の作用高は、式(16)のとおりとし、揚圧力は、式(19)で求められる波圧強度の堤体底面の高さでの値に等しいとする。

2.3.5 永井式

設計に用いる波高 H_D および波長 L_D は壁面から3波長沖での水深 h_D における、それぞれ1/10最大波高 $H_{1/10}$ 、1/10最大波周期に対応する波長 $L_{1/10}$ (ここでは $L_{1/3}$ に等しいとする)を用いる。この波長 L_D は、水深 h_D での波長 L_D を求め、その水深 h_D の地点が丁度壁面から3 L_D 沖の地点であることを満足するように、試行錯誤によって求めることになる。

「永井式」の算定法では、主として d/h によって直立堤、

低基混成堤、高基混成堤に対する算定式の使い分け、またその中であっても各種条件による使い分けが必要である。この適用限界条件は必ずしも明確でないが、ここでの計算では次のように使い分ける。算定式は省略する。

(a) $d/h \geq 0.75$ かつ $h/H_D \geq 1.8$ のとき、重複波の波圧算定式を用いる。さらに、 $h_D/L_D, H_D/L_D$ によって三種の式を使い分ける。

$d/h \geq 0.75$ かつ $h/H_D < 1.8$ のときは次の(b)の扱いをする。

(b) $0.75 > d/h > 0.4$ のとき、 $h_D/L_D, h/H_D, B_1/h$ (B_1 はマウンド天端の水平肩幅)、 d/h による重複波、砕波の別により、(a)の重複波圧算定式あるいは低基混成堤の砕波の波圧算定式を用いる。

(c) $d/h < 0.5$ のときは、高基(高マウンド)混成堤に対する算定式を用いる。さらに、 s/L_D (s はマウンドの前のり面の長さ)、 $d/H_D, H_D/L_D, T_D$ (周期)により、A型分布、B型分布、C型分布を使い分ける。

ただし、最大波圧強度 p_{max} は普通砕波の値を用いた。なお、 $0.5 > d/h > 0.4$ に対しては(b)と(c)による結果のどちらが大きい方の値を用いるものとする。これらの流れをまとめれば、図-6のとおりである。

揚圧力については、常に $p_u = 3 \text{ t/m}^2$ の三角形分布とした。さらに、 $h_c \leq \eta^* = \gamma H_D$ (γ は条件による定数)のときには、直立部全体に浮力を作用させる。

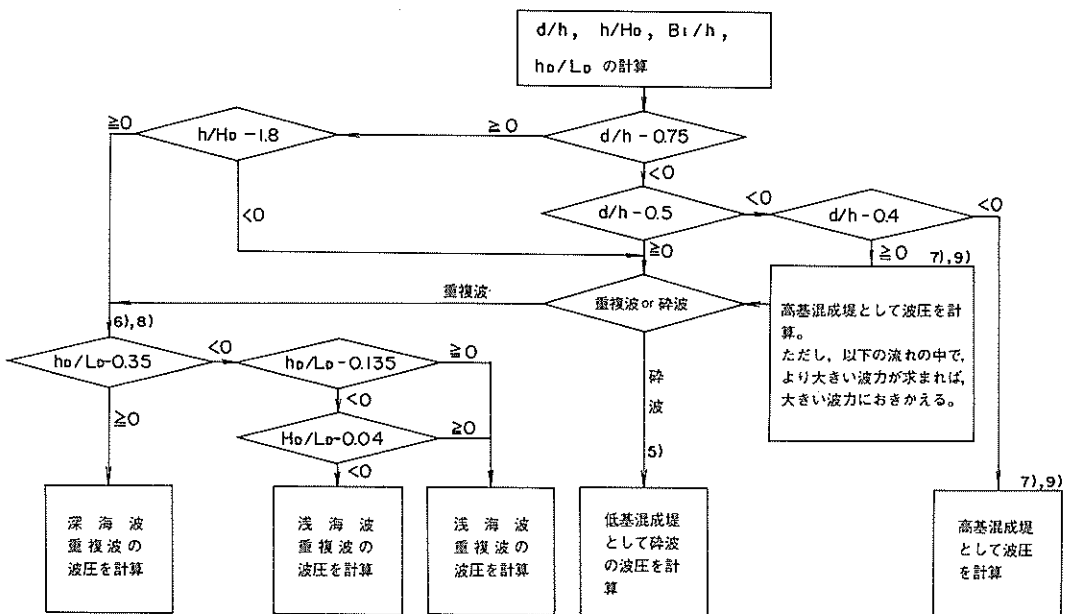


図-6 永井らの方法の流れ図

3 既設防波堤についての比較

この節では、現地での既設防波堤について、2.3 波力算定式で述べた各種算定式のうち、「現行式」と「合田式」を適用し、その安定計算結果である滑動の安全率、転倒の安全率および端趾圧の比較を行う。

計算の手順は、「合田式」と「合田」による碎波変形¹⁰⁾を併せて検討するため、図-7に示す流れで比較計算を行う。

入力には設計波高（有義波高） $(H_{1/3})_i$ とし、従来から入っている計算方法のとおり、この波高で「現行式」によって安定計算を行う。一方、入力した有義波高 $(H_{1/3})_i$

を、2.2.1 従来の波の変形の浅水係数を用いて、一旦、換算沖波波高 H'_0 にもどし、再び、2.2.2 合田による碎波変形によって「合田式」に入力する最高波高 H_{max} を算定する。この H_{max} で「合田式」によって安定計算を行う。そして、両計算結果を比較する。

既設防波堤は、文献14)から、設計条件の明らかなケーソン式混成堤を選ぶ。それらのケース数は157であり、また、その主要な設計条件は表-1に示すとおりである。

表-1の記号のうち、 $(H_{1/3})_i$ 、 H'_0 、 H_{max} については図-7を、 d 、 h' 、 h 、 h_c については図-4(a)を参照のこ

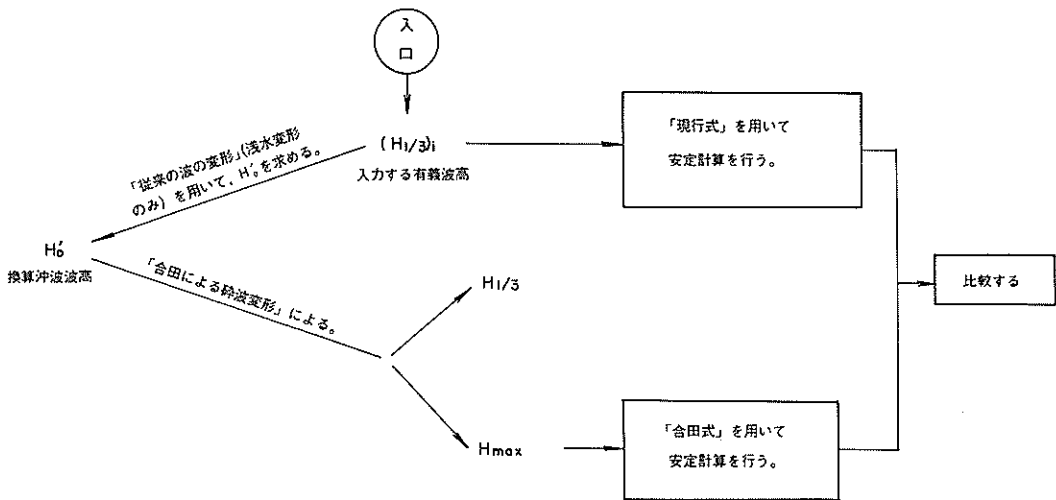


図-7 既設防波堤の検討

と。また、表-1の波向 β は、波向の補正（波の主方向から、 $\pm 15^\circ$ の範囲で危険側に波向をふる補正）を行ったのちの角度である。「現行式」および「合田式」のいずれにも、この補正後の波向 β を用いることにする。

設計条件のうち、海底こう配については、ほとんどのケースが不明であるため、ここでの計算では、全ケースが1:150の海底こう配であると仮定する。

ケーソン部分の堤体の重量、重心位置の計算は、単位体積重量を、無筋コンクリート2.3 t/m³、鉄筋コンクリート2.45 t/m³、中詰砂2.0 t/m³とし、堤体の形状寸法（上部工、側壁、隔壁、底版、フーチングなど）は、詳細に与えて厳密にその計算を行うこととする。

「現行式」、「合田式」とも、堤体の安定計算を行う潮位のとり方は次のとおりとする。

設計高潮位と設計低潮位を与え、その間で潮位を0.1 mピッチで変化させながら、滑動、転倒の安全率および端趾

圧を算定する。それらの潮位ごとの計算結果のうち滑動、転倒の安全率については最小のものを、端趾圧については最大のものを安定計算結果とする。したがって、安定計算結果である滑動安全率、転倒安全率、端趾圧が求められたそれぞれの潮位は、互に異なった潮位になることがある。

「現行式」と「合田式」の安定計算結果（滑動の安全率、転倒の安全率および端趾圧）を次のように、数種類の図で表現し、比較した。

図-8(a)は、波向 $\beta = 0$ の場合の滑動の安全率を示したものである。

図-8(b)は、波向 $\beta \neq 0$ の場合の滑動の安全率を示したものである。

図-9は、すべてのケースについて、転倒の安全率を示したものである。ただし、「現行式」あるいは「合田式」のいずれか一方の転倒安全率でも4.0を超えたものは除いている。

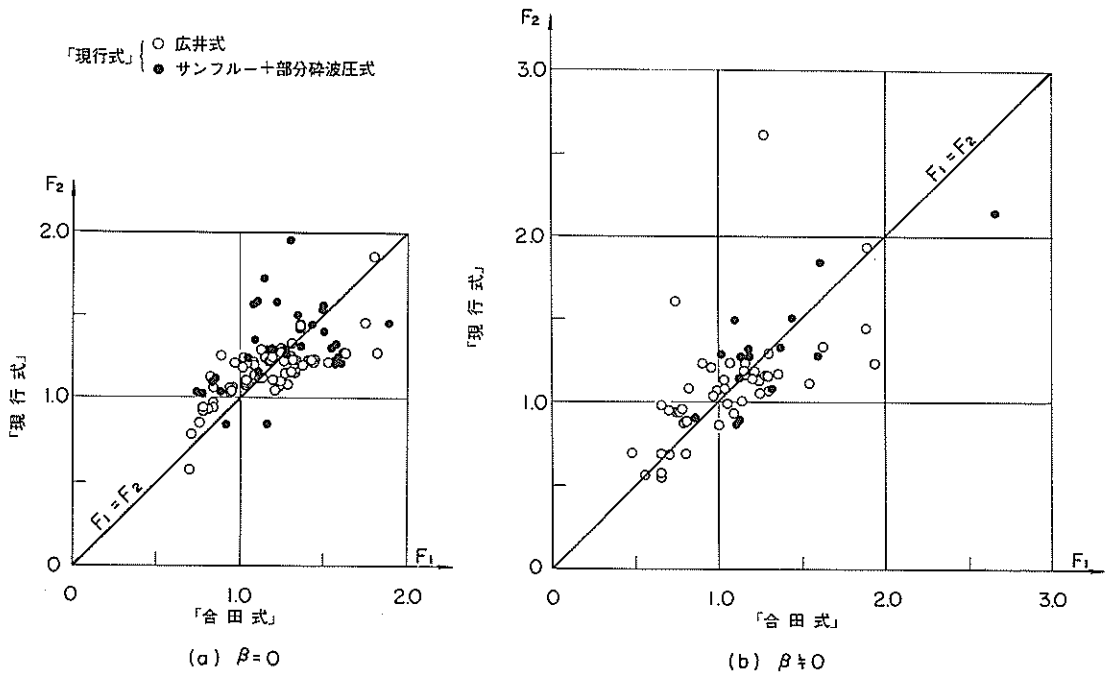


図-8 既設防波堤の滑動安全率

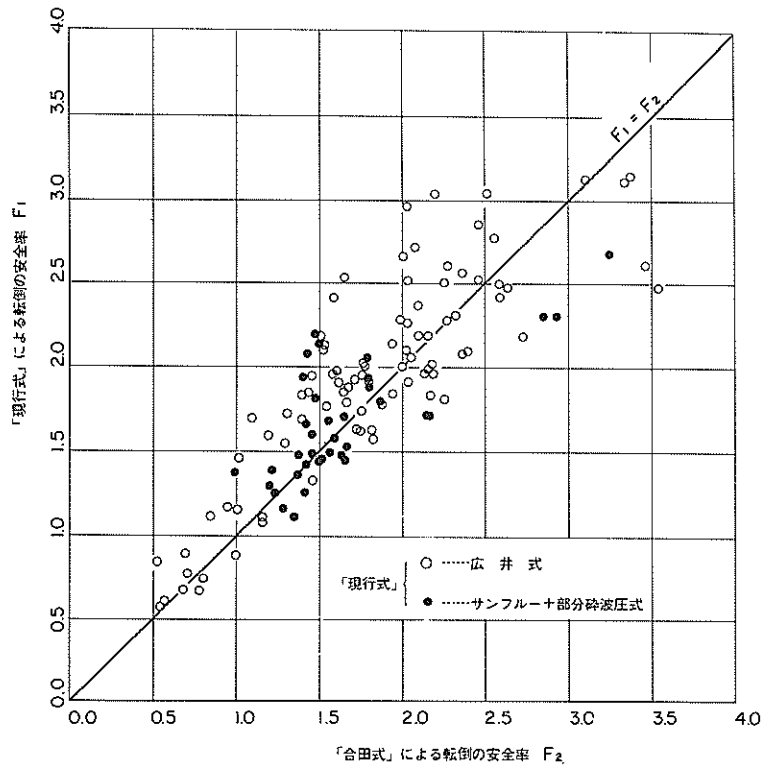


図-9 既設防波堤の転倒安全率

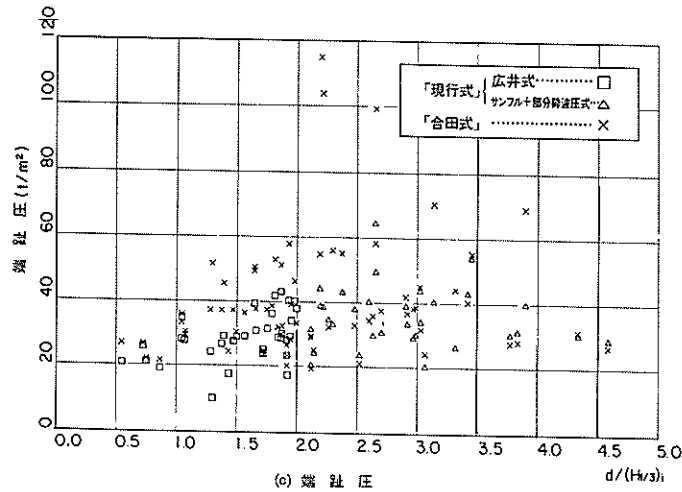
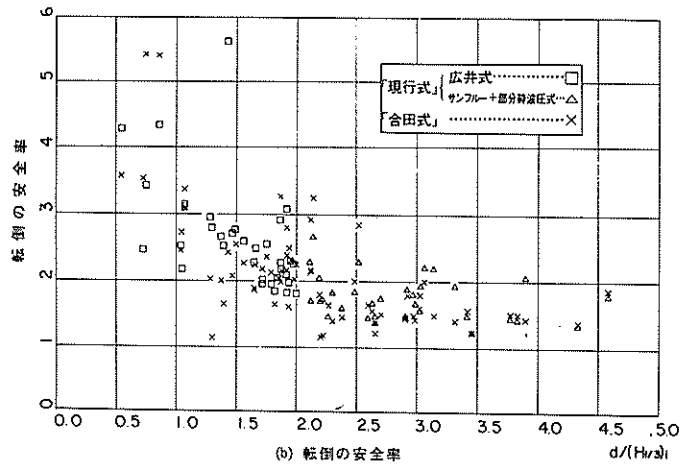
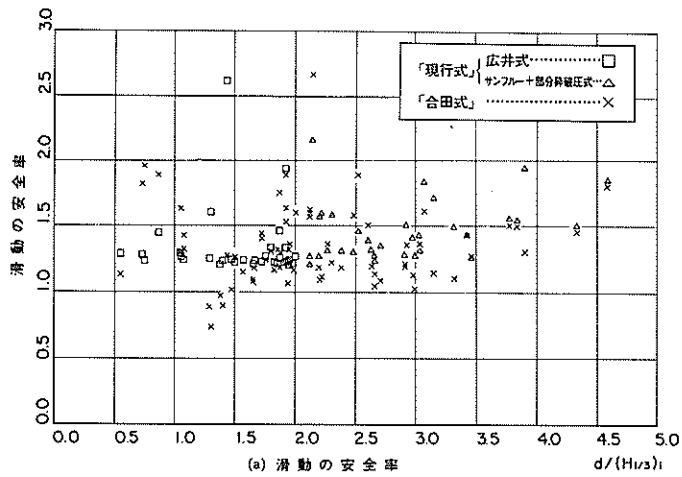


図-10 既設防波堤 (d/H_3)_i による整理

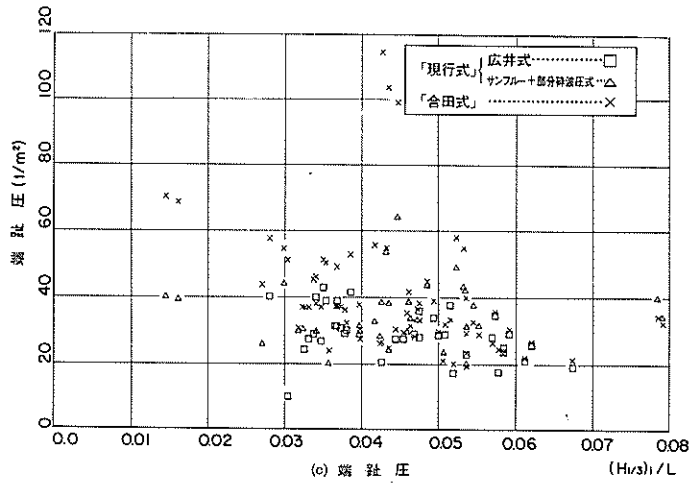
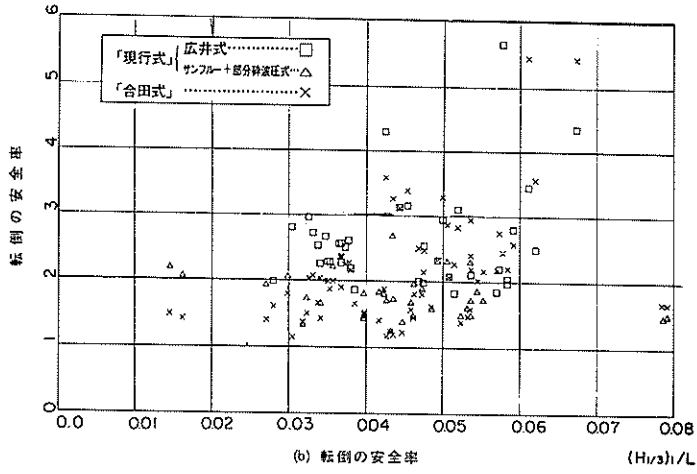
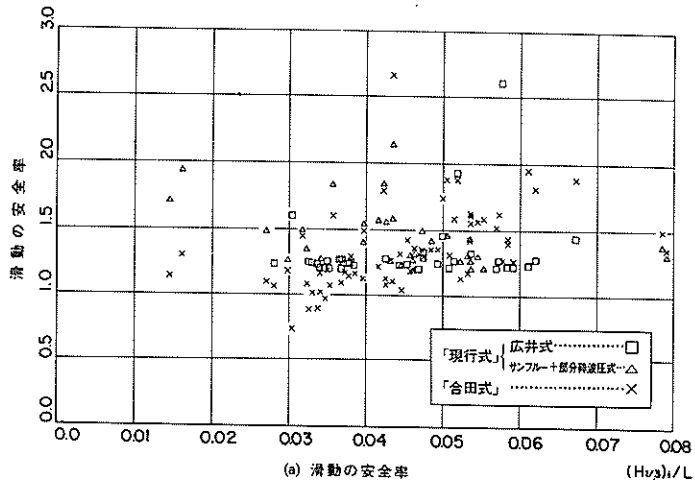


図-11 既設防波堤 $(H/3)_i/L$ による整理

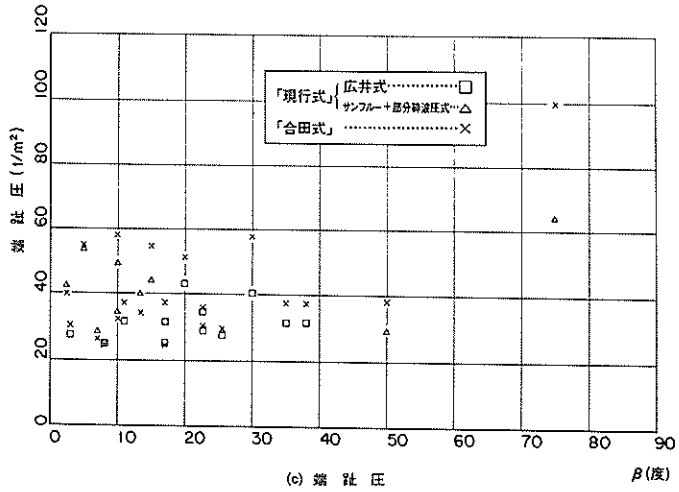
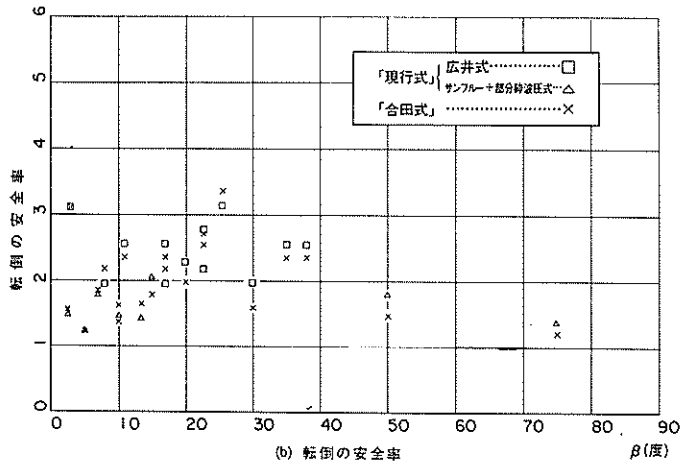
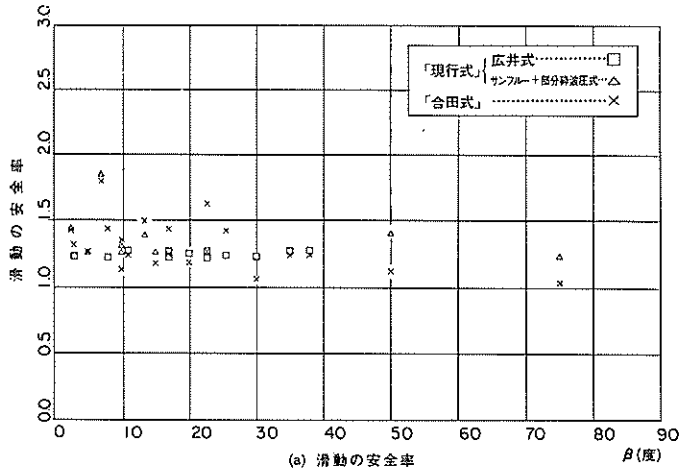


図-12 既設防波堤（波向による整理）

4 モデル防波堤についての比較

この節では、仮定したケーソン式混成堤のモデル堤体について、主要な設計要因を変化させて、2.3 波力算定式で述べた各式を適用し、波力の大きさおよび波力で定まる堤体断面の大きさを比較する。

計算の手順は、図-13に示すとおり波高は換算沖波波高 H_0' を与え、「合田による砕波変形」によって設計に用いる波高を求めることとする。屈折、回折による波の変形は、地形によって定まるため、ここでは、その影響を除いて波高は換算沖波波高を与える。この波高を用いて「現行式」、「合田式」、「伊藤式」、「永井式」の比較を行う。ただし、各種波力式に用いる波高は、それぞれ、2.設計波力の算定法の2.1概要で述べたとおりである。

計算で対象とするケーソン式混成堤の仮定断面を図-14に示す。ここに、 i は海底こう配、 D はマウンド厚さを表わす。断面諸元のうち、マウンド被覆工の厚さ、同前面の水平肩幅、ケーソン天端の静水面上の高さは、それぞれ、1.5 m、8 m、0.5 m で常に一定とする。また、直立部の

天端高 h_c は、堤前の有義波高 $H_{1/3}$ に応じて $0.6 H_{1/3}$ に設定する。

防波堤の設置水深 h は、4.5 ~ 30 m とし、波高、周期、波向、海底こう配、マウンド厚の5つの要因の変化に対して、各算定式による波力を求め、その波力作用時に滑動または転倒のいずれか危険な方の安全率が1.2となるように設計堤体幅 B を算定する。

堤体の静水中の重量算定には、ケーソンの水中部分に対して $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$ 、空中部分に対して $\gamma = 2.1 \text{ t/m}^3$ 、上部工に対して $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$ の単位体積重量を用い、ケーソン底面と捨石マウンド天端面との摩擦係数 μ は0.6とする。

各要因の変化による計算条件は、表-3に示すとおりである。ここに、波高変化による影響では、波形こう配 H_0'/L_0 がほぼ0.04となるように、波高 H_0' と共に有義波周期 $T_{1/3}$ も併せて変化させている。

まず、図-15に、水深による波高 $H_{1/3}$ 、 H_{max} の変化を「合田による砕波変形」の方法を用いて求めたものを示す。

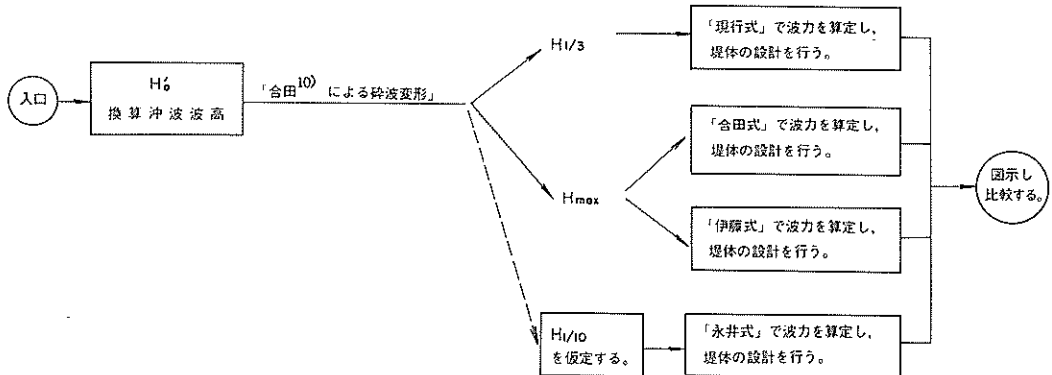


図-13 モデル防波堤の計算

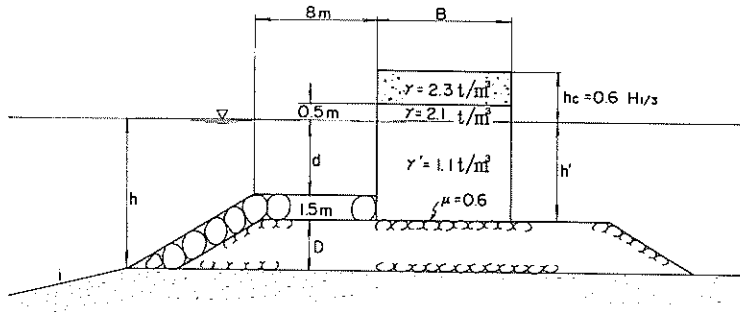


図-14 ケーソン式混成堤のモデル

表 - 3 モデル防波堤の計算条件

変化要因	波 高 H'_0	周 期 $T_{1/3}$	波 向 β	海底勾配 i	マウンド厚 D	
一定条件	$i = 1:100$ $D = 3.0\text{m}$ $\beta = 0^\circ$	$i = 1:100$ $D = 3.0\text{m}$ $\beta = 0^\circ$ $H'_0 = 7.0\text{m}$	$i = 1:100$ $D = 3.0\text{m}$ $H'_0 = 7.0\text{m}$ $T_{1/3} = 11.0\text{sec}$	$D = 3.0\text{m}$ $\beta = 0^\circ$ $H'_0 = 7.0\text{m}$ $T_{1/3} = 11.0\text{sec}$	$i = 1:100$ $\beta = 0^\circ$ $H'_0 = 7.0\text{m}$ $T_{1/3} = 11.0\text{sec}$	
変化条件のケース	$H'_0 = 3.0\text{m}$ = 5.0 = 7.0 = 10.0	$T_{1/3} = 7.0\text{sec}$ = 9.0 = 11.0 = 13.0	$T_{1/3} = 9.0\text{sec}$ = 11.0 = 13.0 = 16.0	$\beta = 0^\circ$ = 30 = 60 = 90	$i = 1:100$ = 1:30 = 1:15 = 1:10	$D = 1.5\text{m}$ = 3.0 = 7.0 = 15.0

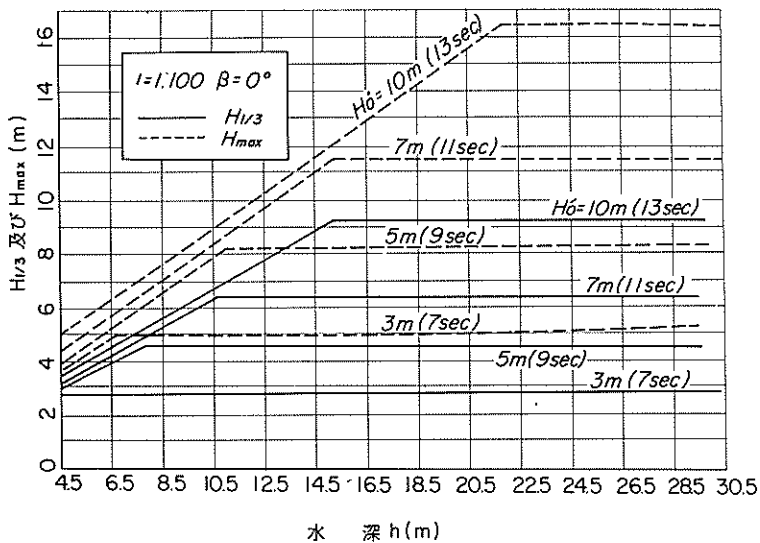


図 - 15 水深による波高の変化

ここに示す波高 $H_{1/3}$ は「現行式」に、また、波高 H_{max} は「合田式」および「伊藤式」に適用する値である。すなわち、 $H_{1/3}$ は堤体設置位置での有義波高、 H_{max} は直立壁が砕波帯以深にあるときは堤体位置の水深における最高波高、また、砕波帯内にあるときは堤体設置位置から $5 H_{1/3}$ 沖の水深での最高波高である。

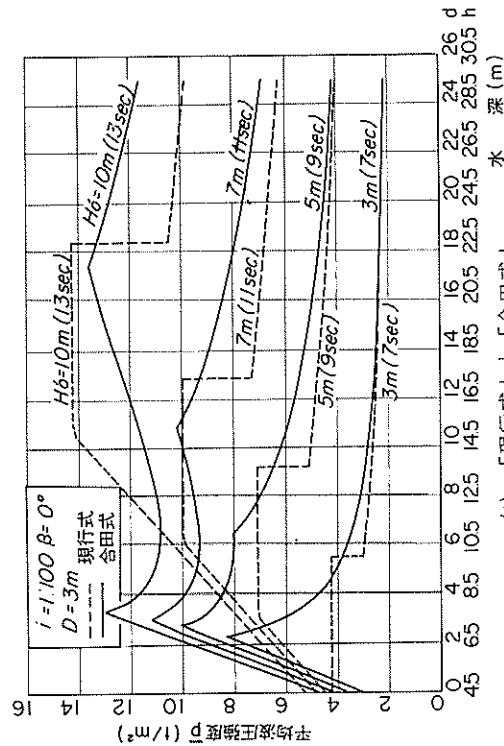
この図 - 15 によれば、 H_{max} 、 $H_{1/3}$ は水深が相対的に浅くなると、直線的に減少していくことがわかる。この砕波変形による波高減衰の始まる水深は、 H_{max} 、 $H_{1/3}$ に対して異なり、本条件の場合、 H_{max} に対して $h/H_0 \approx 2.2$ 、 $H_{1/3}$ に対して $h/H_0 \approx 1.5$ となる水深である。

それ以深における波高の変化は、一般には沖から浅水変

形による漸変ののち一定となる。

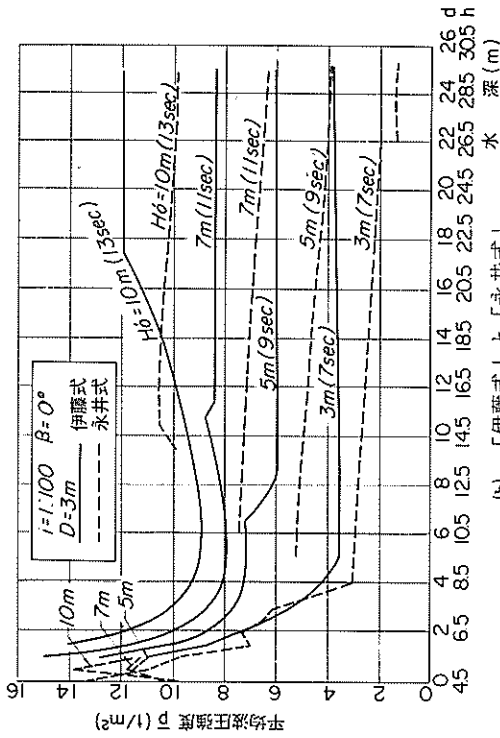
図 - 16(a) ~ 図 - 30(b) は、各算定式による平均波圧強度 \bar{p} 有義波高に対する平均波圧係数 $\bar{p}/(w_0 H_{1/3})$ 、および設計堤体幅 B を示したものである。それぞれの図の(a)に「現行式」と「合田式」、(b)に「伊藤式」と「永井式」による結果を示している。ただし、「永井式」による計算を省略したものについては、(b)に「伊藤式」による結果のみを示した。

変化させる要因のうち、波向については、表 - 3 に示した波向の値を補正 ($\pm 15^\circ$ 危険側) にふる補正) することなく、各波力算定式に代入して計算した。

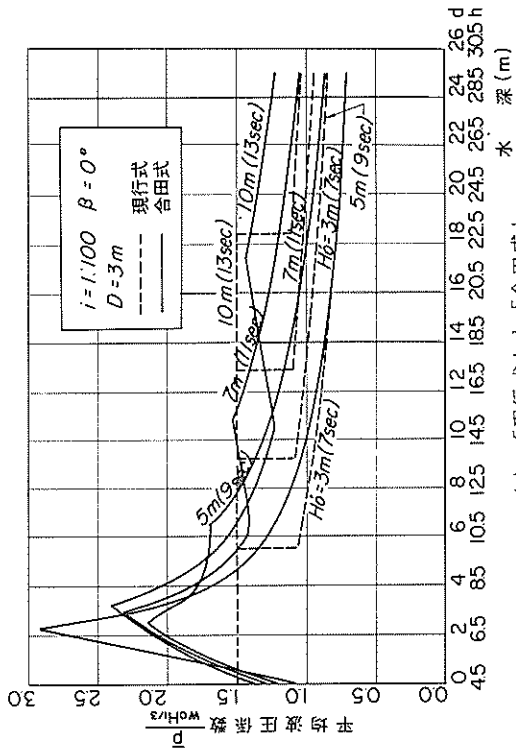


(a) 「現行式」と「合田式」

図一16 平均波圧強度 (波高の変化)

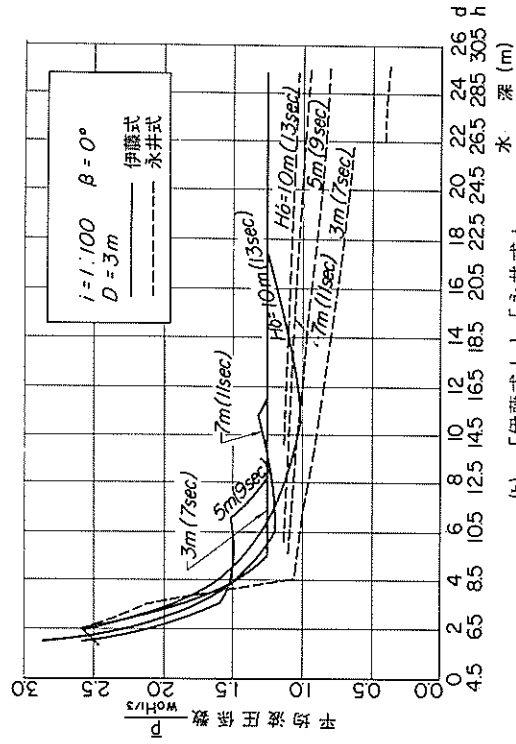


(b) 「伊藤式」と「永井式」

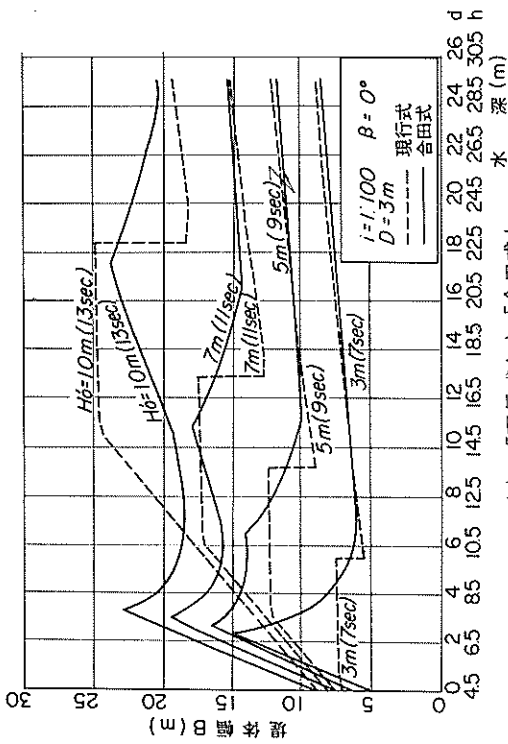


(a) 「現行式」と「合田式」.

図一17 平均波圧係数 (波高の変化)

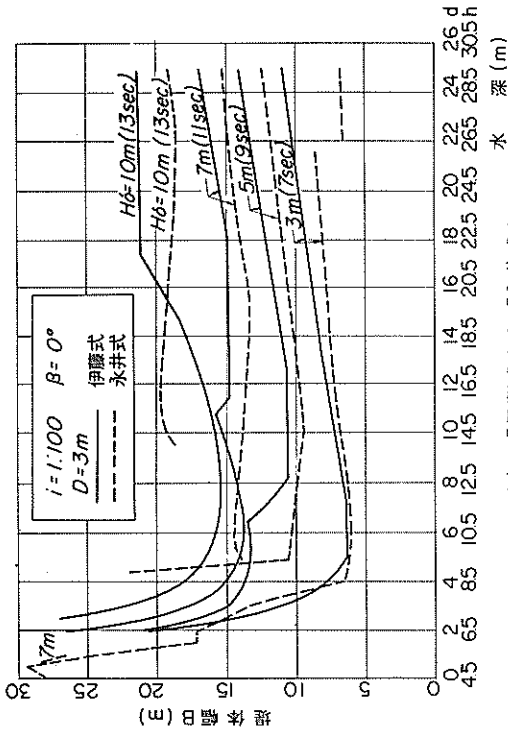


(b) 「伊藤式」と「永井式」

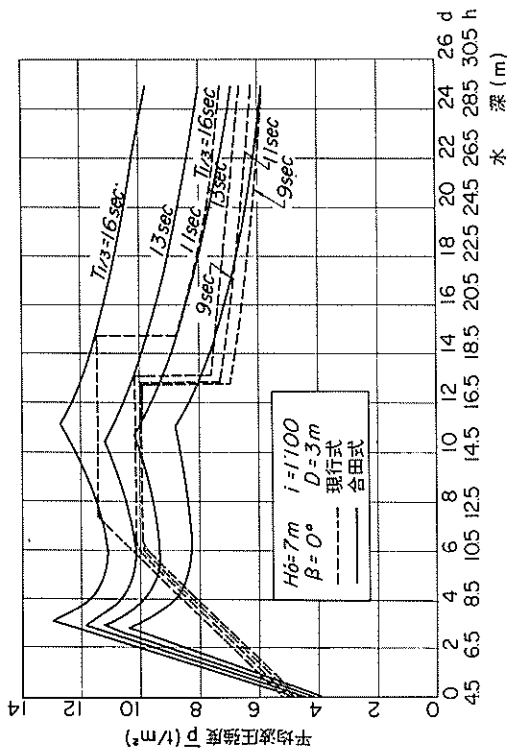


(a) 「現行式」と「合田式」

図-18 設計堤体幅（波高の変化）

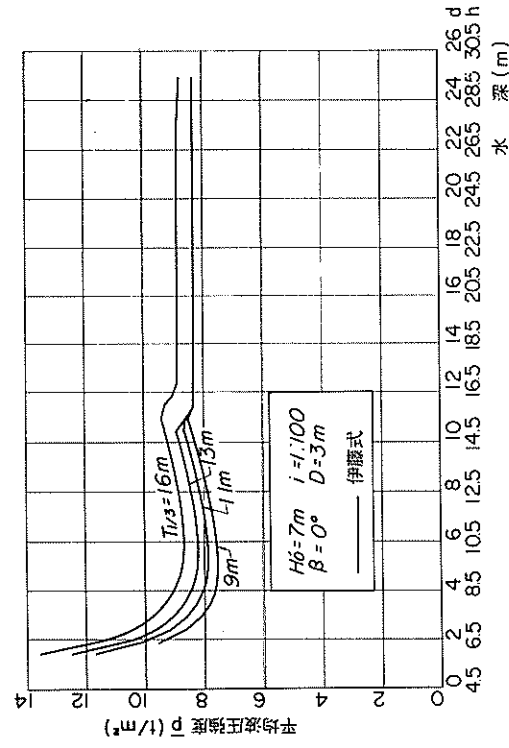


(b) 「伊藤式」と「永井式」

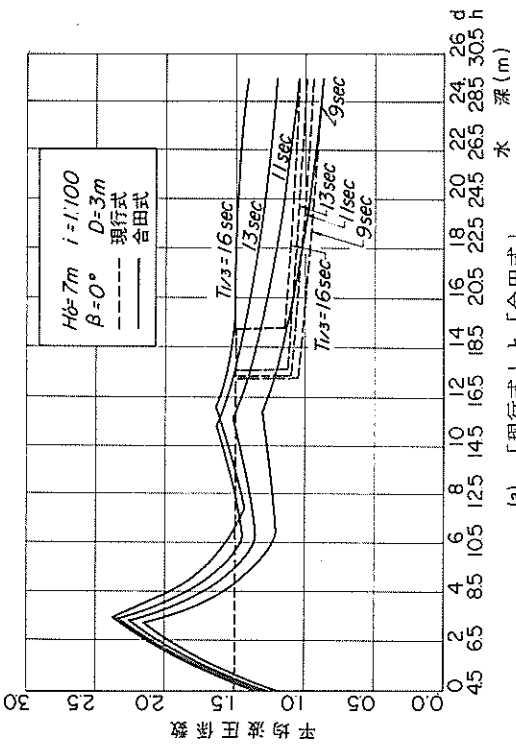


(a) 「現行式」と「合田式」

図-19 平均波圧強度（周期の変化）

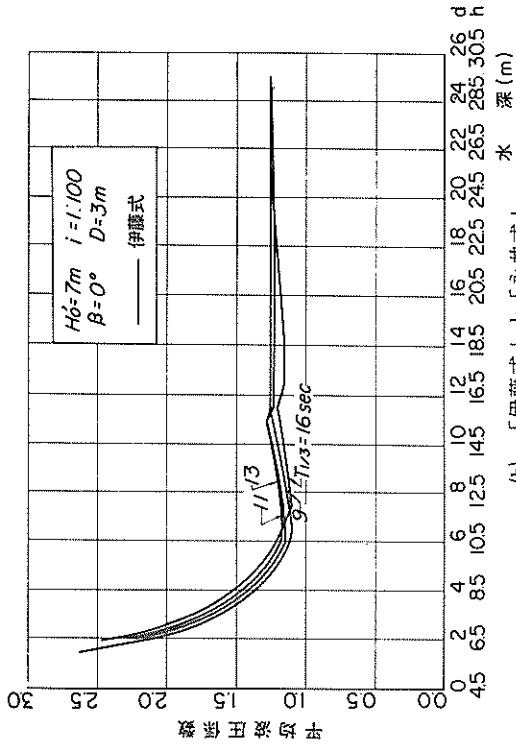


(b) 「伊藤式」と「永井式」

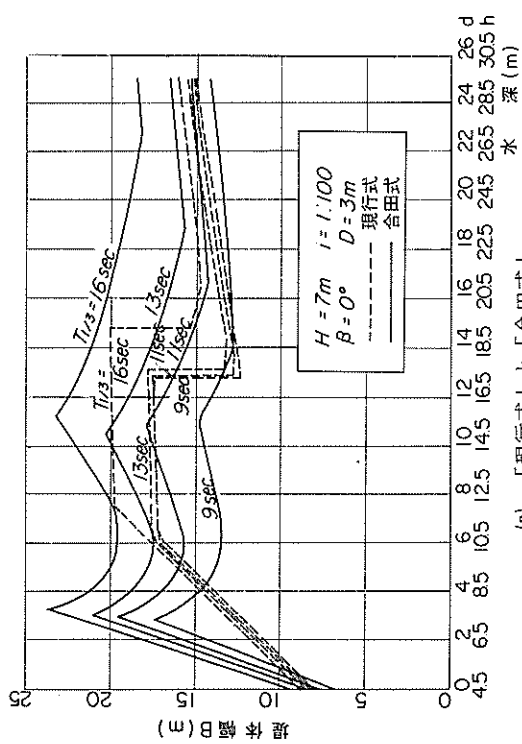


(a) 「現行式」と「合田式」

図一20 平均被圧係数 (周期の変化)

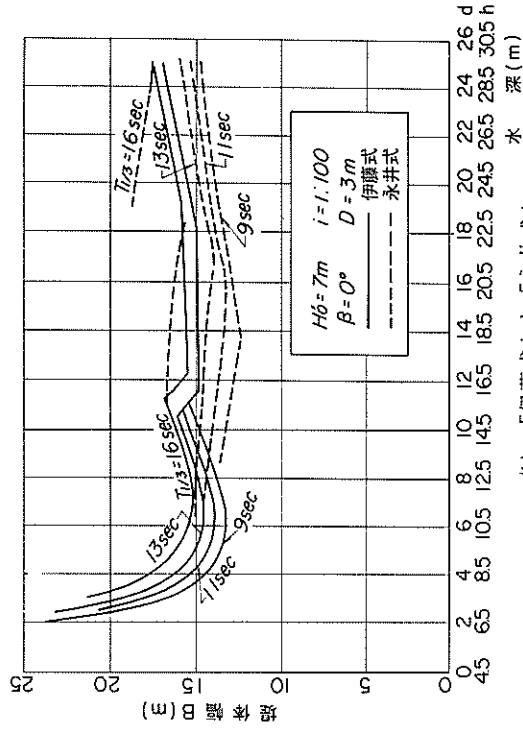


(b) 「伊藤式」と「永井式」

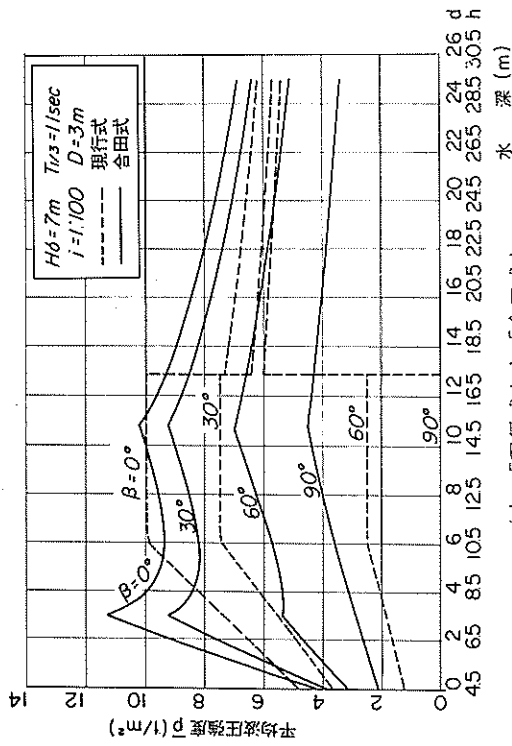


(a) 「現行式」と「合田式」

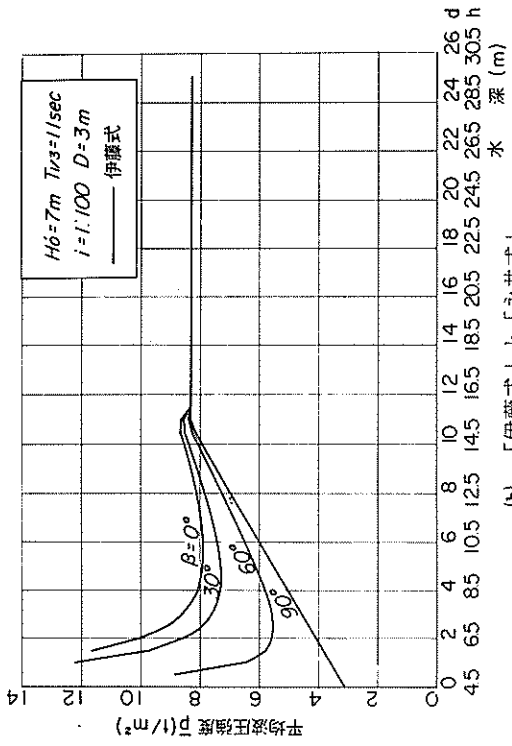
図一21 設計提体幅 (周期の変化)



(b) 「伊藤式」と「永井式」

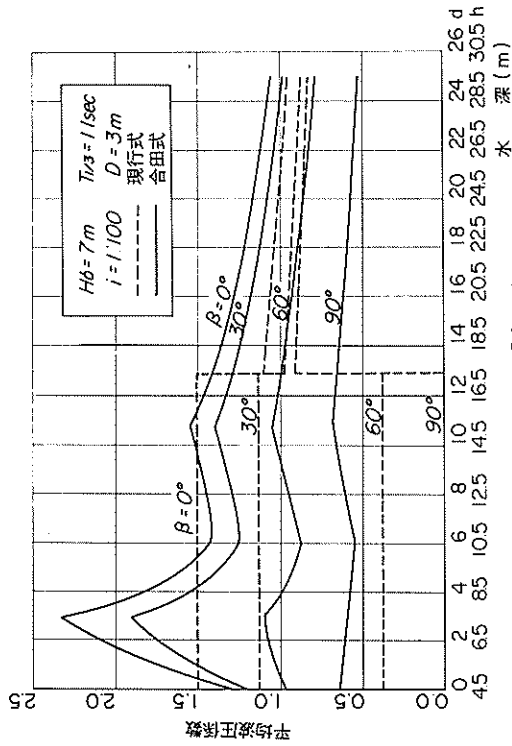


(a) 「現行式」と「合田式」

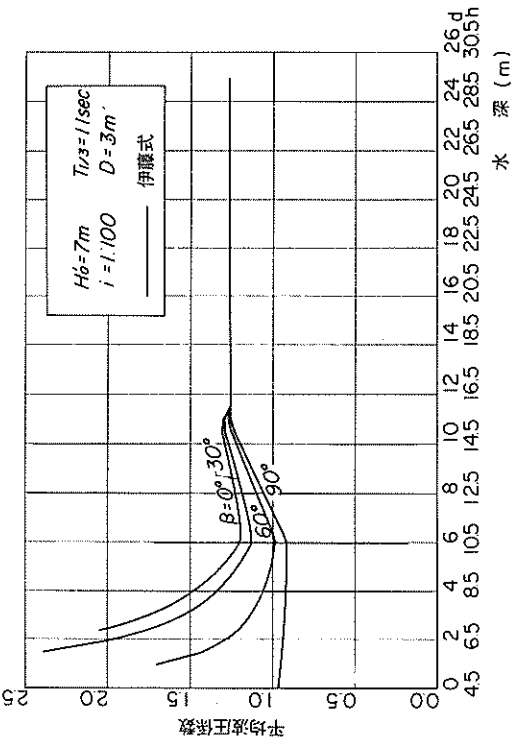


(b) 「伊藤式」と「永井式」

図-22 平均波圧強度 (波向の変化)

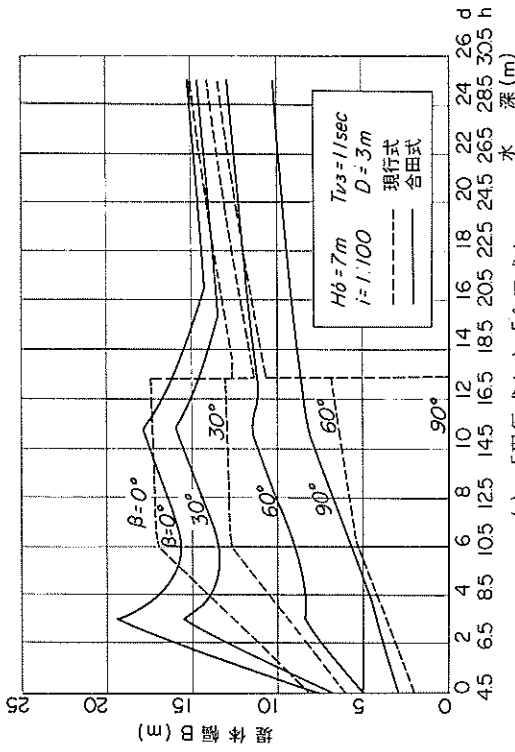


(a) 「現行式」と「合田式」



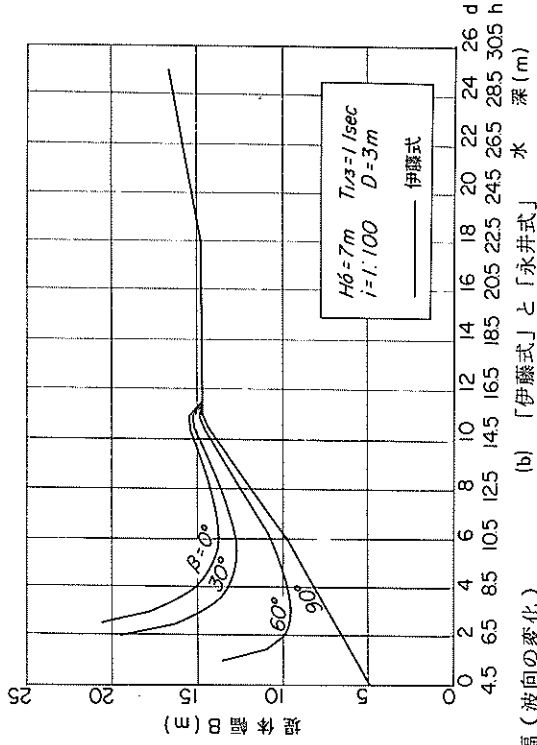
(b) 「伊藤式」と「永井式」

図-23 平均波圧係数 (波向の変化)



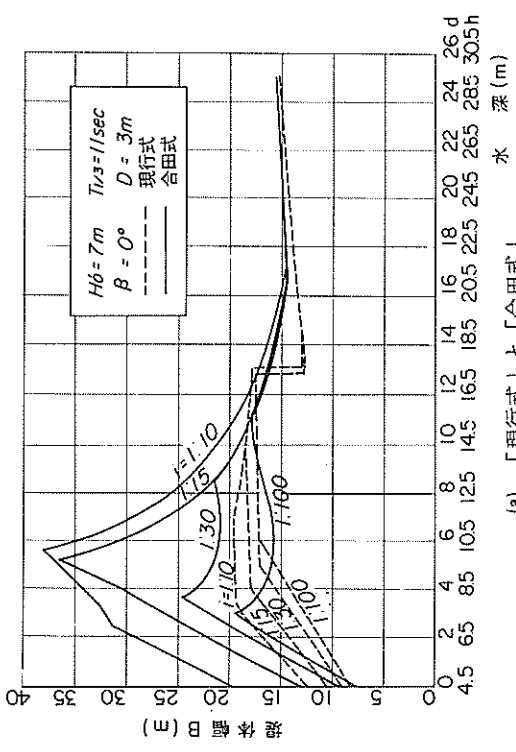
(a) 「現行式」と「合田式」

図-24 設計堤体幅(波向の変化)



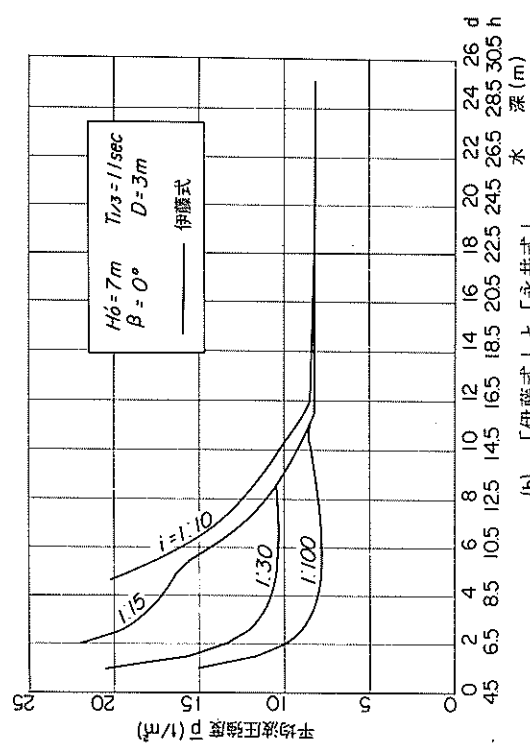
(b) 「伊藤式」と「永井式」

図-25 平均波圧強度(海底こう配の変化)

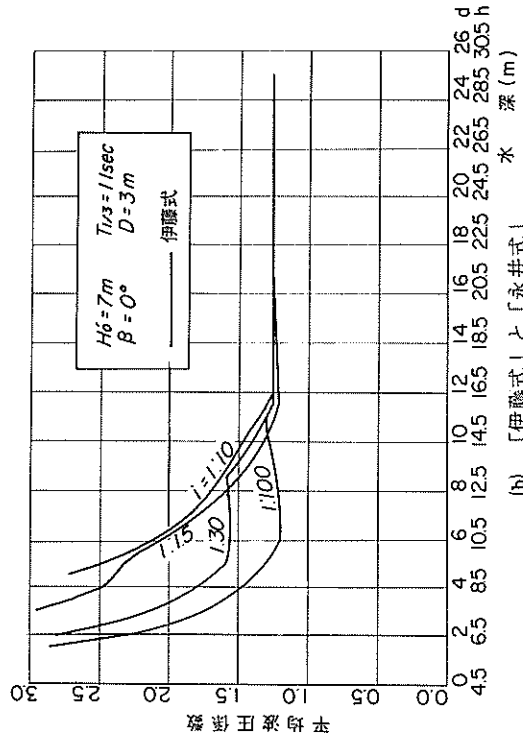


(a) 「現行式」と「合田式」

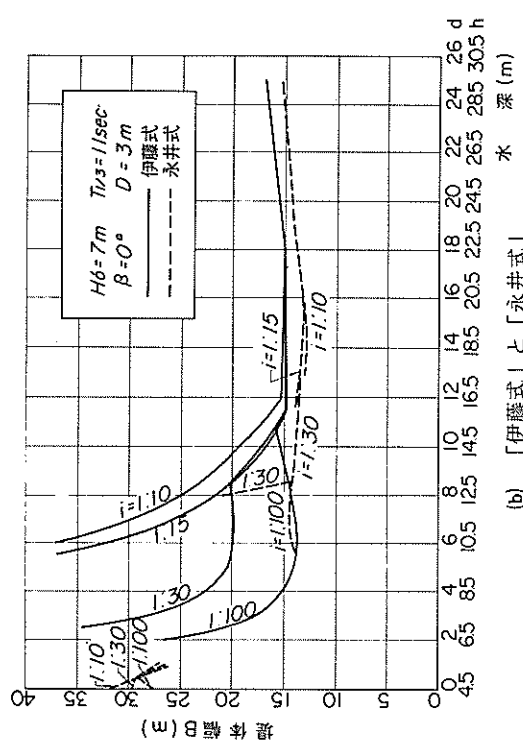
図-25 平均波圧強度(海底こう配の変化)



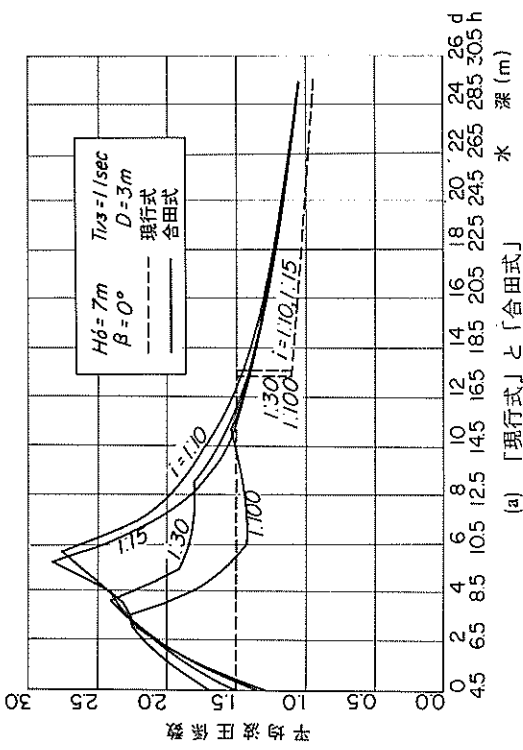
(b) 「伊藤式」と「永井式」



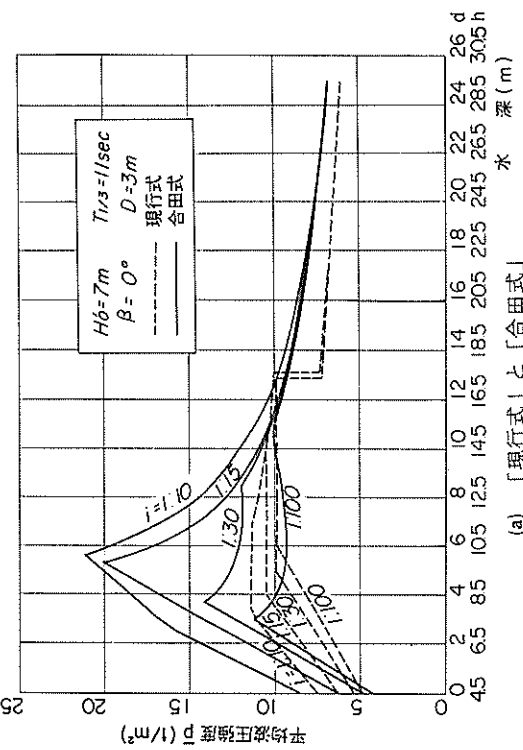
(a) 「伊藤式」と「永井式」



(b) 「伊藤式」と「永井式」



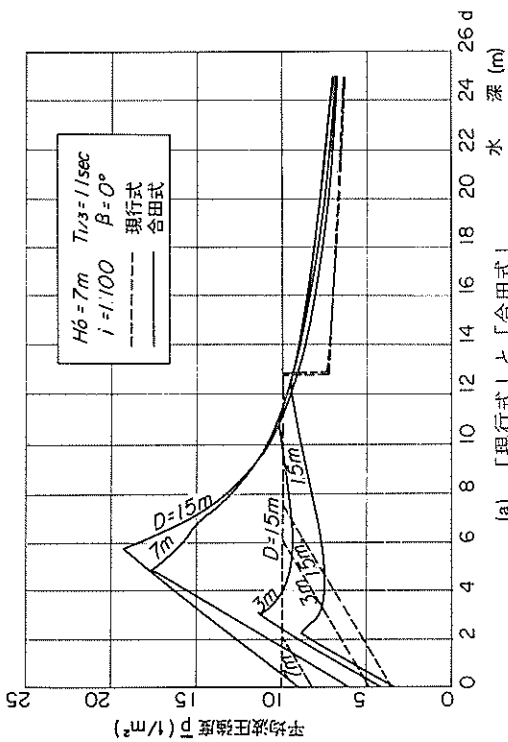
(a) 「現行式」と「合田式」



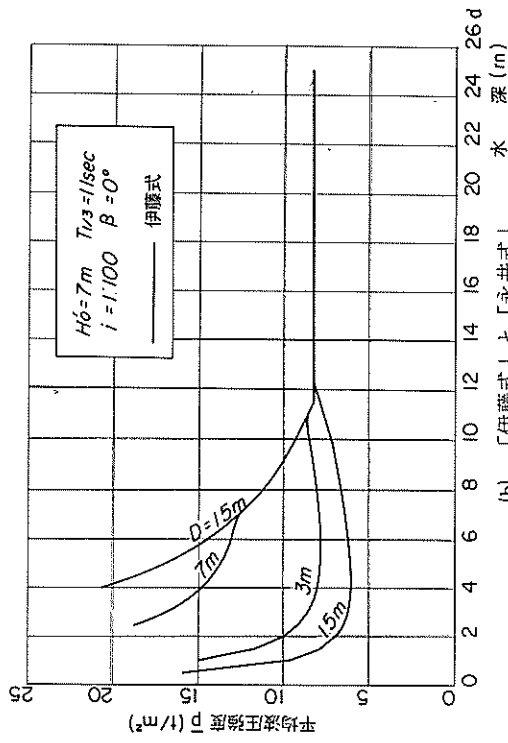
(a) 「現行式」と「合田式」

図-26 平均波圧係数 (海底こう配の変化)

図-27 設計堤体幅 (海底こう配の変化)

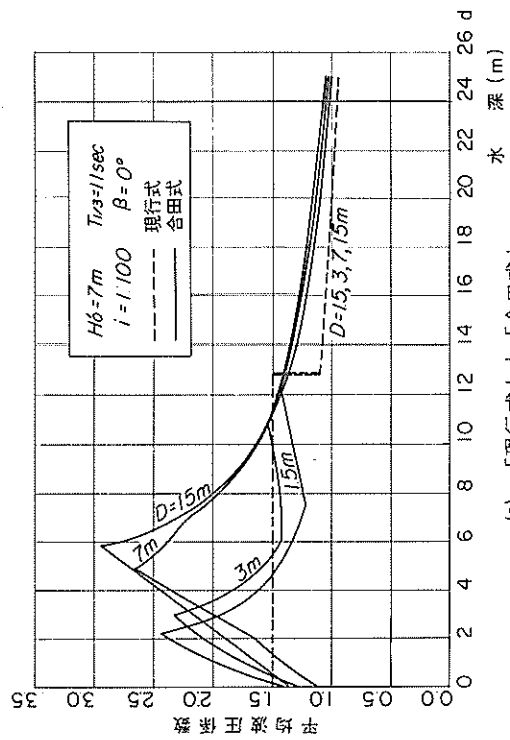


(a) 「現行式」と「合田式」

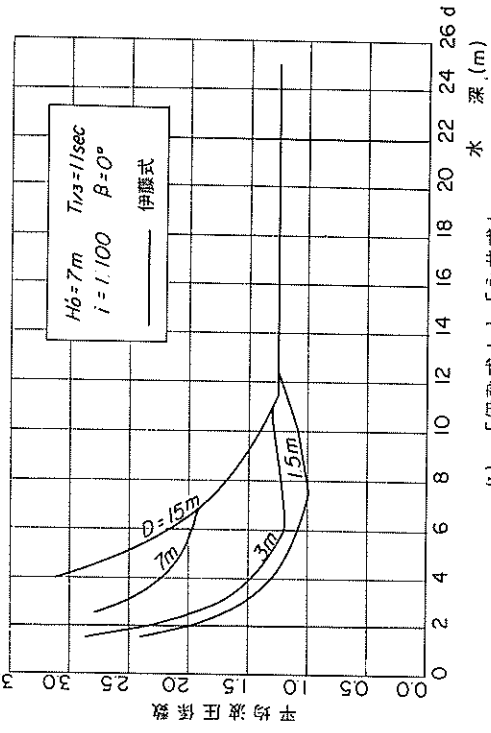


(b) 「伊藤式」と「永井式」

図-28 平均波圧強度 (マウンド厚の変化)

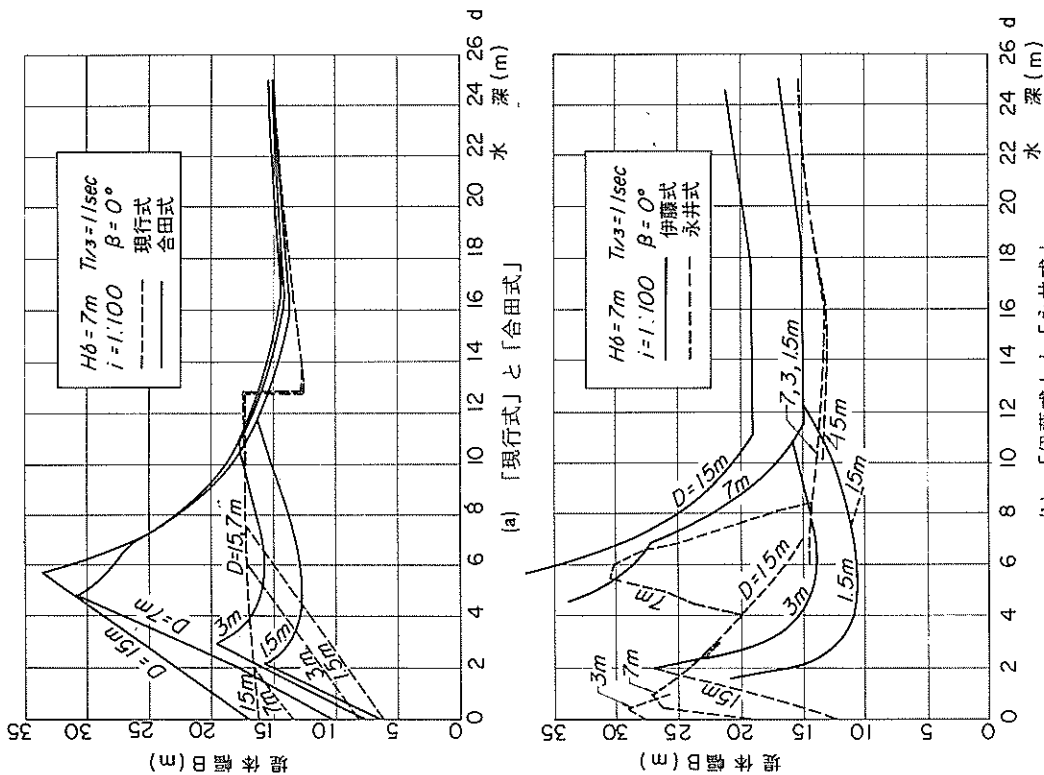


(a) 「現行式」と「合田式」



(b) 「伊藤式」と「永井式」

図-29 平均波圧係数 (マウンド厚の変化)



図一30 設計堤体幅（マウンド厚）の変化

5 考 察

5.1 既設防波堤についての比較

1) 波圧を「現行式」とし、現在行われている設計法を用いて安定計算を行った結果、滑動安全率が所定の値の1.2を下回るものが、約50%ある。これらの理由は明らかでないが、次のような場合が考えられる。

i) 設計高潮位のみ、あるいは、ある一潮位のみで安定性を検討し、それ以外の潮位についての検討を行わなかった場合。

表一4に示すように、「現行式」による波力で計算すると、必ずしも高い潮位で安全率が小さく求まるものではない。低い潮位で碎波圧（広井式）を作用させた計算の方が安全率が小さく求められる場合がある。

ii) 防波堤を設計し、施工したのちに設計波の諸元が改められた場合。

iii) その他、波圧以外の要因を主対象として防波堤を設計した場合。

2) 安定計算結果を、相対水深（図一10(a), (b), (c)参照）および波形こう配（図一11(a), (b), (c)参照）を横軸として

整理したが、一般的な傾向は見られないようである。

3) 「現行式」を用いたときの安全率、端趾圧を「合田式」を用いたときのものと比べると、大小さまざまで、かなりの変動幅がある。全体としては「合田式」によるものの方がやや波力が大き目のようである。

4) 「現行式」による安定検討で、安定（安全率 ≥ 1.2 ）と判断されながら、「合田式」による安定性が著しく低いと判断されるものを、表一5に示した。防波堤名のA~Dは、「合田式」による結果のうち滑動の安全率が1.0未満のもの、E~Iは端趾圧が70 t/m²程度以上のものである。

表一5のそれぞれは、次のような理由によって安定性が著しく低下するものと考えられる。

i) 「合田式」では、長周期、高マウンドの場合に大きな波圧が計算されるが、滑動の安全率に問題のある防波堤名A~Dはいずれも、波高に比べて周期が長く、かつ、マウンドが相対的に高い。

ii) 「合田式」による堤体の安定計算を行う場合、浮力は静水面以下に作用し、揚圧力は常に作用させるため、

表-4 「現行式」において潮位変化によって安定性が低下するケース

防波堤名	海底盤高 (m)	マウンド被覆上面高 (m)	堤体底面高 (m)	防波堤堤天端高 (m)	堤体幅 (m)	有波高 (H _{1/2}) (m)	有波周期 (T _{1/2}) (sec)	波向 β	計算潮位 W.L. (m)	「現行式」			「合田式」			「伊藤式」			備考
										滑動 S.F	転倒 S.F	端趾圧 t/㎡	滑動 S.F	転倒 S.F	端趾圧 t/㎡	滑動 S.F	転倒 S.F	端趾圧 t/㎡	
A	-22.0	-11.5	-13.0	+5.0	17.0	6.5	18.0	0°	+1.7 (+1.4)	1.431 1.123	2.463 2.132	37.1 41.5	0.852 0.879	1.496 1.579	65.6 61.0	1.267 1.322	2.265 2.370	40.1 41.8	# 233
B	-20.0	-11.0	-12.5	+5.0	17.0	6.2	14.0	0°	+1.4 (+0.1)	1.513 1.150	2.560 2.136	36.1 41.3	1.113 1.156	1.932 2.050	47.4 47.5	1.435 1.546	2.517 2.723	38.3 38.9	# 801
C	-15.0	-9.0	-10.0	+5.0	9.0	4.7	7.0	29°	+4.4 (±0.0)	1.520 1.079	1.889 1.522	35.5 45.9	1.343 1.320	1.682 1.664	36.5 37.1	0.804 1.056	1.078 1.434	187.7 58.0	# 444
D	-16.0	-10.0	-11.5	+2.5	11.0	5.5	7.0	0°	+1.05 (+0.04)	1.312 0.851	1.442 1.115	66.8 198.3	1.171 1.159	1.347 1.362	80.7 84.7	0.873 0.942	1.040 1.130	499.4 180.1	#×256
E	-17.0	-10.0	-11.5	+2.5	11.0	5.5	7.0	21°	+1.05 (±0.0)	1.266 0.889	1.432 1.164	61.8 132.1	1.117 1.116	1.283 1.303	86.0 87.4	0.781 0.852	0.920 1.013	*** ***	# 692
F	-12.5	-10.5	-12.0	+2.5	11.0	5.5	7.0	23.5°	+1.05 (±0.0)	1.247 0.871	1.546 1.256	45.3 78.4	1.111 1.223	1.407 1.580	54.1 45.9	0.731 0.875	0.972 1.178	103.7	#×693
G	-9.5	-6.2	-7.0	+3.0	7.0	3.2	10.5	6.0°	+0.3 (±0.0)	1.242 0.902	1.732 1.299	26.9 49.4	0.861 0.882	1.201 1.243	69.2 61.0	1.116 1.154	1.545 1.599	33.4 32.3	# 923
H	-22.5	-11.5	-13.0	+5.0	15.0	6.5	18.0	0°	+1.7 (+0.12)	1.308 1.026	2.086 1.806	41.7 48.6	0.782 0.805	1.276 1.342	99.0 90.4	1.161 1.220	1.927 2.031	45.8 46.6	#×491
I	-11.0	-7.5	-8.5	+5.0	10.0	4.75	8.0	0°	+3.7 (±0.0)	1.262 0.842	1.832 1.421	29.9 45.7	0.946 1.056	1.443 1.751	39.2 35.1	0.785 1.034	1.244 1.667	57.5 36.4	#×188

註 ()内は「合田式」および「伊藤式」の場合の検討に用いた潮位。

表-5 「現行式」に比べて「合田式」による安定性が著しく低いケース

防波堤名	海底盤高 (m)	マウンド被覆上面高 (m)	堤体底面高 (m)	防波堤堤天端高 (m)	堤体幅 (m)	最危険位 (H _{1/2}) (m)	有波高 (H _{1/2}) (m)	有波周期 (T _{1/2}) (sec)	波向 β (度)	「現行式」			「合田式」			「伊藤式」		
										滑動 S.F	転倒 S.F	端趾圧 t/㎡	滑動 S.F	転倒 S.F	端趾圧 t/㎡	滑動 S.F	転倒 S.F	端趾圧 t/㎡
A	-14.0	-5.5	-7.0	+5.0	15.0	+1.3 0	5.3	14.0	0	1.253	2.958	24.3	0.892	2.030	37.1	1.068	2.262	32.6
B	-12.0	-6.0	-7.5	+5.0	15.0	+1.3 0	5.3	14.0	0	1.208	2.658	26.7	0.974	2.001	35.8	1.191	2.396	32.8
C	-16.8	-7.1	-9.1	+2.7	15.0	+0.3 +0.04	5.3	13.0	0	1.234	2.527	29.1	0.900	1.662	45.5	1.151	2.105	34.2
D	-3.2	-1.1	-2.0	+2.3	5.0	+1.5 +1.45	2.0	10.0	38°	1.603	2.795	10.2	0.739	1.141	51.4	0.893	1.375	23.3
E	-16.0	-10.5	-11.0	+2.8	9.0	+0.5 +1.45	4.5	9.0	0	1.236	1.384	64.2	1.043	1.216	99.3	0.949	1.145	134.8
F	-28.0	-11.5	-13.0	+5.0	12.0	+1.7	4.2	18.0	0	1.713	2.198	40.0	1.143	1.484	70.2	1.493	1.937	48.1
G	-9.5	-6.3	-7.5	+4.0	7.0	+0.3	3.0	8.0	0	1.571	1.707	38.7	1.092	1.157	114.7	1.123	1.161	110.7
H	-9.0	-6.35	-7.5	+4.0	7.0	+0.3	3.0	8.0	0	1.591	1.727	38.5	1.112	1.179	103.8	1.146	1.186	99.3
I	-19.0	-10.0	-11.0	+3.5	10.0	+1.7	3.0	14.0	0	1.947	2.075	29.6	1.302	1.422	68.7	1.577	1.749	47.9

註 最危険潮位のうち、上下2段で示したものは、上段：「現行式」、下段：「合田式」の潮位である。

低い天端高の堤体ほどその安定性は低く計算される。防波堤名 C～E は波高に比べて、やや天端高が低いため、「合田式」による安定性が低く求められている。

iii) 端趾圧に問題のある場合は、堤体がスレンダーであり、防波堤名 F, I を除けば「伊藤式」であっても大きな端趾圧が計算される。

iv) 防波堤名 F, I は水深が非常に深いため、相対的にマウンドが高く、「合田式」による波圧が大きく計算される。

5) 安全率が異常に高い堤体は、波の入射角がかなり大きい場合である。これらは、取付部や基部などの場合であり、堤体幅が波力で定まらず、他の条件(例えば施工上の条件など)から定められたものと考えられる。

5.2 モデル防波堤についての比較

1) 各種波圧式の一般的特徴

各波圧式によって計算された波圧および堤体幅の曲線群は、波圧式に特有な変化形状を示している。ここで、「現行式」、「合田式」および「伊藤式」について、平均波圧強度の各曲線の形状のもつ意味を示す。

まず、「合田」による碎波変形¹⁰⁾によって計算される波高と水深の関係を図-31に示す。図-31での各領域(I), (II), (III)は、式(5)または式(6)を参照して次のとおりである。

領域 I) $H_{1/3}$ が $(\beta_0 H_0^* + \beta_1 h)$ で定まる範囲

または、

H_{max} が $(\beta_0^* H_0^* + \beta_1^* h)$ で定まる範囲

領域 II) $H_{1/3}$ が $\beta_{max} H_0^*$ で定まる範囲

または、

H_{max} が $\beta_{max}^* H_0^*$ で定まる範囲

領域 III) $H_{1/3}$ が $K_S H_0^*$ で定まる範囲

または、

H_{max} が $1.8 K_S H_0^*$ で定まる範囲

i) 「現行式」

「現行式」による平均波圧強度の曲線は、図-32のとおりである。波圧式を使い分ける境界で不連続な変化をするのに加えて、波高 $H_{1/3}$ が、領域 I), (II), (III) で図-31のように変化するため、図-32のような変化をする。図-32の例として、図-25(a) (海底こう配の変化) の $i = 1 : 10$, $i = 1 : 15$ の曲線があげられる。しかし、海底こう配が $i = 1 : 100$ の場合には、領域 (II) と (III) の境界が $d > 2 H_{1/3}$ の範囲に現われ、このため境界が不明瞭になっているものが多い。

また、水深 $d = 2 H_{1/3}$ を境界として、波圧式を使い

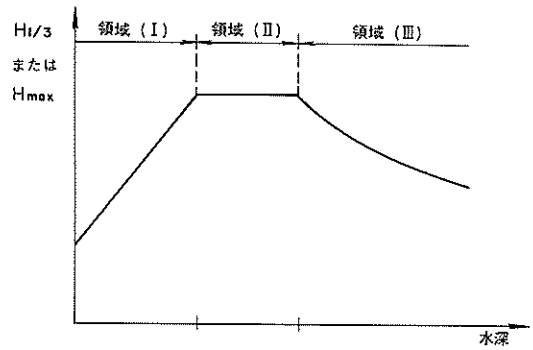


図-31 「合田による碎波変形」の波高 $H_{1/3}$, H_{max}

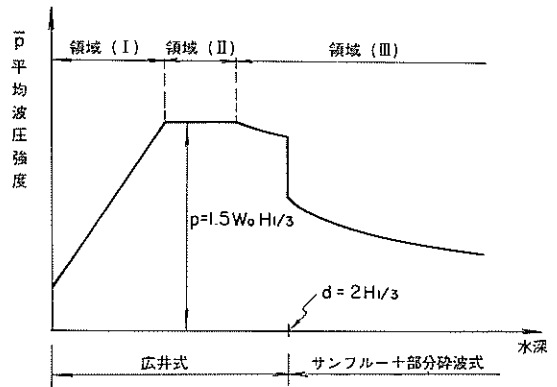


図-32 「現行式」による平均波圧強度

分けるため、これ以深で平均波圧強度は2～3割、不連続的に低落する。さらに、図-32の領域 I) における波圧の直線的減少は、現在の設計法では考慮しない場合が少なくない。

ii) 「合田式」

「合田式」に代入する波高 H_{max} も水深によって図-31のように領域 I)～(III)のように変化する。また、「合田式」の波圧を α_1 と α_2 (式(12), 式(13)参照) による波圧に分けて考えると、図-33のように示すことができる。

モデル堤体に対する計算で、領域 III) がみられるのは図-19(a) (周期の変化) の $T_{1/3} = 16 \text{ sec}$ および図-25(a) (海底こう配の変化) の $i = 1 : 10$ の曲線のみであり、他の曲線はすべて領域 I) と (II) の範囲にある。

水深の浅い部分に現われる波圧の第1ピークは、マウンドの効果によって α_2 が最大値をとる点であり、その α_2 の最大値は式(13)より、次のように求められすなわち、

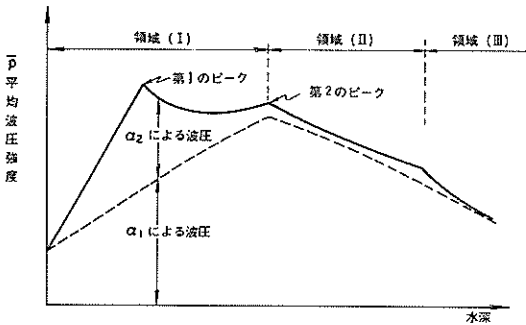


図-33 「合田式」による平均波圧強度

$$\frac{2d}{H_D} = \frac{1}{3} \left(1 - \frac{d}{h_b}\right) \left(\frac{H_D}{d}\right)^2 = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{d}{h_b}\right) \left(\frac{H_D}{2d}\right)^2$$

$$\left(\frac{2d}{H_D}\right)^3 = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{d}{h_b}\right)$$

$$\therefore \alpha_2 \text{の最大値} = \left(\frac{2d}{H_D}\right) = \left\{\frac{4}{3} \left(1 - \frac{d}{h_b}\right)\right\}^{1/3}$$

$$\approx 1.10 \left(1 - \frac{d}{h_b}\right)^{1/3}$$

α_2 の効果は図-33のようにこの点を中心にして強く現われ、 $d=0$ では消滅する(式(13)参照)。水深の深い側の波圧の第2のピークは、 H_{max} の計算式が領域IからIIに変わる点である。ただし、モデル計算に使用した H_{max} の算定式は、文献10)の略算式によるため、この点で誤差が最も大きく出ている(図-34参照)したがって、厳密解で計算すれば、波圧のピークはこれよりもやや小さ目の値をとり、またピーク付近の変化も滑らかになる。

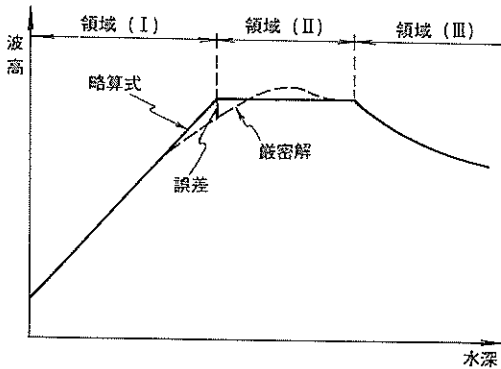


図-34 「合田による砕波変形」の略算式による誤差

iii) 「伊藤式」

「伊藤式」に代入する波高 H_{max} は、「合田式」に代入するものと同じものである。したがって、波高の変化は「合田式」における波高の変化と同様に、領域(I)、(II)、(III)に分けられる。

「伊藤式」の場合のマウンドの効果による波圧の増大は $d < H_{max}$ の範囲で現われる(式(17)参照)。ただし、水深 d が0に近づくにつれて、式(17)の H_D/d が急激に大きくなり、波圧が急増する。このような範囲は、「伊藤式」の適用範囲外と考えられる。このような「伊藤式」による平均波圧強度の変化を図-35に示す。

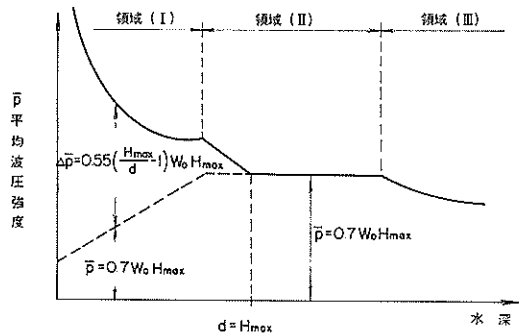


図-35 「伊藤式」による平均波圧強度

2) 波高変化の影響(図-16(a)~図-18(b)参照)

i) いずれの波圧式を用いた場合でも、波高の増加とともに波圧強度および堤体幅が増大する。ただし、「現行式」では領域Iを除けば、波圧強度および堤体幅は、ほぼ波高に比例するのに対し、「合田式」と「伊藤式」では、波圧が波高に比例するほど増大しない場合がある。

これらの図では、波形こう配がほぼ0.04となるように波高とともに周期も変えているが、もし、周期を固定して波高のみを変えると、「合田式」の波圧の第2のピークの左側(水深の浅い側)では、 H_D^6 の影響がほとんど現われず、ただ、 H_D^6 の増加につれて第2のピークの位置が右へ移動する形をとる。

ii) 平均波圧係数は「合田式」の場合に波圧の第1のピークで $\bar{p}/w_0 H_1/3$ が2.0を超えている。これは、マウンドが相対的に高いことによる衝撃砕波圧の発生を示唆するものであり、 d/h がほぼ0.4の付近で等深線に平行に防波堤を建設する場合には、慎重な検討が必要と思われる。

iii) 一般に「合田式」による平均波圧強度 \bar{p} は、マウンド高の効果を表わす α_2 が最大値となる水深で第1の

ピーク、 H_{max} の砕波減衰が始まる水深で第2のピークを示すが、本計算例（図-16(a)）における $H_0 = 3$ mのように、条件によってはその両者が重なり、1つのピークとなることがある。

IV) 「現行式」において、 $d < 2H_0/3$ から $d \geq 2H_0/3$ に移行した個所の波圧は不連続な変化をなし、「合田式」および「伊藤式」に比べて、どの波高においても過少である。なお、 $H_0 = 3$ mの曲線の、水深が極めて大きな場合には、「現行式」と「合田式」はほぼ同じ波圧を与える。

VI) 一方、「永井式」による結果は、 $d \geq 2H_0/3$ の領域において「現行式」によるものとほぼ一致する。水深 d が小さい領域では、「永井式」の波圧は大きな値となるが、その間、種々の算定式を適用していくうえで、不連続あるいは、いずれも適用範囲外で結果が得られないところが現われてくる。

VII) 図-18(a), (b)に示した設計堤体幅 B の変化も、こうした波圧の変化に応じたものとなっているが、水深の大きい領域において平均波圧強度 \bar{p} が水深大につれて漸減しているにもかかわらず、堤体幅 B は漸増傾向を示している。これは堤体幅 B が滑動により決まるのではなく、転倒の安定検討から決まるようになるためである。

3) 周期変化の影響（図-19(a)～図-21(b)）

(i) 「現行式」の場合、サンフルー+部分砕波圧式の適用範囲で周期の影響が現われるのは当然（式(8)参照）であるが、広井式の適用範囲であっても、波の変形の算定法すなわち「合田」による砕波変形¹⁰⁾の效果によって、やはり、長周期の波の方が強い波力になる。

(ii) 「合田式」における周期の影響は、今回の計算の範囲では、主として α_1 に現われ、 H_{max} の算定値の差は領域IIにおける「伊藤式」の $T_{1/3} = 16$ sec と $T_{1/3} = 13$ sec の差として現われる程度である。なぜならば、図-19(a)の「合田式」の平均波圧強度 \bar{p} は、どの水深においても、同じ程度に周期による差が現われており、これは、 α_1 によるものと考えられる。また、図-19(b)の「伊藤式」の領域II 16 sec と 13 sec の差は、波圧式が $\bar{p} = 0.7 w_0 H_{max}$ であることから、 H_{max} の差で現われているといえる。

4) 波向の影響（図-22(a)～図-24(b)）

(i) これらの図に示した波向 β は、波力算定式に代入した波向 β の値である。すなわち、「現行式」および「合田式」では、波の主方向を、波力が大きく計算される側に $\pm 15^\circ$ の範囲で補正することになっているが、ここでは、その波向の補正は考慮していない。したが

って、図での $\beta = 90^\circ$ の曲線は、現実には、ありえないものである。

(ii) 「現行式」の $d \geq 2H_0/3$ の範囲では、部分砕波圧だけに波向が影響しており、その影響は比較的小さいのに対して、 $d < 2H_0/3$ の範囲では、波力全体に波向が影響する式（式(10)参照）であるため、その影響は大きい。

$\beta \geq 45^\circ$ では、広井式による波圧の方が、部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式の波圧よりも小さくなるなど不自然な点がみられる。

(iii) 「合田式」の場合は、波向の影響が連続的に現われ、急激な変化がみられない。また、波向 β が大きくなるにつれ、マウンドの影響を表わす α_2 の効果による波圧の第1のピークが減少する。

5) 海底こう配の影響（図-25(a)～図-27(b)）

(i) 「現行式」においても、海底こう配が急になるにつれて水深の比較的浅い領域で波高 $H_0/3$ が増加し、これによって波力が若干増大する。しかし、「合田式」および「伊藤式」の場合には、海底こう配が $1/20$ 程度よりも急になると波力が著しく増大し、衝撃砕波圧的な波力が発生するものと推定される。

(ii) 海底が急こう配であるときの波力の著しい増大は、現象的にも認められるところであり、波向 β を大きくする法線にするか、あるいは前面に消波工を設けるなどの対策を講ずるなどの必要性を示唆するものである。

6) マウンド厚さの影響（図-28(a)～図-30(b)）

(i) 「現行式」ではマウンド厚さの影響が考慮されていないのに対し、「合田式」および「伊藤式」では、マウンドが厚い場合に波力が非常に大きくなることがある。なお、これらの図の横軸は、マウンド被覆工の上の水深 d （図-4参照）であり、防波堤の設置位置の水深 h は、 $h = d + D + 1.5$ (m) であることに注意しなければならない。ただし、 D はマウンドの厚さである。

(ii) 図-30(a)で「合田式」の場合、波圧の第1のピークよりも浅い側（左側）の $D = 15$ mの直線のこう配が、他の直線のこう配と異なるのは、 $D = 15$ mの条件では、 H_{max} が領域IIの範囲にあるのに対し、 $D \leq 7$ mでは領域IIに属しているためである。すなわち、 $D = 15$ mでは波高 H_{max} が一定であるのに対し、 $D \leq 7$ mでは波高 H_{max} が水深の減少とともに減少しているためである（図-15参照）。

6 ま と め

以上の比較検討から次のようなことがわかる。

(i) 「現行式」と「合田式」との差は、各条件によってさまざまであって、一概にはいえないが、数としては

「合田式」の波圧の方が大きいケースが多い。

- (ii) 「合田式」と「伊藤式」とでは、 h/H_b の大きい範囲を除き、「合田式」による波圧の方が大きい。
- (iii) 「現行式」の $d < 2H_{1/3}$ から $d \geq 2H_{1/3}$ に移行する点での波力の不連続、急変は不自然であるということは、今回のモデル防波堤の計算結果でも明瞭に現われている。「合田式」および「伊藤式」において、この不連続性が解消されることは大きな特徴である。
- (iv) マウンド厚さの影響による波圧の増大および急こう配斜面上での強大波圧の発生は、「合田式」の計算式の特徴の1つであるが、これは現実に起り得る現象と考えられ、「現行式」において、このような波圧増大が予想できないところに、むしろ問題があると考えられる。
- (v) 「合田式」では、周期の影響が他の算定式よりも顕著に現われる。したがって、「合田式」を適用する場合、周期の決定には特に慎重でなければならない。

本資料をとりまとめるにあたり、海洋水理部 合田良実波浪研究室長ならびに水工部 谷本勝利 防波堤研究室長より各種波力算定式の内容に関して種々御教示頂いた。

また、本資料の内容は、昭和51年調査設計標準作成委員会において検討した諸問題のうちのひとつであり、設計基準部 石塚修次設計基準研究室長をはじめ、調査設計標準作成委員会のメンバーから、貴重な御意見を頂いた。

ここに、上記の各位に厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局，“港湾構造物設計基準”，(1967)
- 2) 土木学会，“水理公式集”，(1971)，p. 610
- 3) 伊藤・藤島・北谷，“防波堤の安定性に関する研究”，港研報告，第5巻，第14号，(1966)，p. 134
- 4) 合田，“防波堤の設計波圧に関する研究”，港研報告，第12巻，第3号，(1973)，pp. 31~69
- 5) 永井・大坪，“低基混成堤に働く波圧”，第15回海岸工学講演集，(1968)，pp. 109~114
- 6) 永井，“浅海波および深海波の重複波の圧力式”，第12回海岸工学講演会講演集，(1965)，pp. 92~98
- 7) 永井，“防波堤に働く砕波の圧力に関する研究”，土木学会論文集，第65号・別冊(3-3)，(1959)，p. 38
- 8) 永井，“水理学(改訂版)”
- 9) 永井，“港湾工学”，オーム社，(1960)，p. 322
- 10) 合田，“浅海域における波浪の砕波変形”，港研報告，第14巻，第3号，(1975)，pp. 59~106
- 11) 合田，“砕波を伴う不規則波の shoaling に関する一計算”，昭和47年度日本海洋学会春季大会講演要旨集，

(1972)，p. 152-1~2.

- 12) 首藤，“非線型長波の変形—水路幅、水深の変化する場合—”，第21回海岸工学講演会論文集，(1974)，pp. 10~15
- 13) 谷本ほか，“防波堤の設計波力算定式についての検討”第23回海岸工学講演会論文集，(1976)，p. 12
- 14) 運輸省，“港湾構造物集覧 Na 1~Na 46”，(1972~1976)

付 録

1 概 要

新しい研究成果である「合田式」によれば、すでに「本文」で述べたように、数種類の設計要因が波力に影響する。「合田式」のこのような特徴は、比較的よく実態の波力を表現していることを示している。

「合田式」による波力は、水深、波高、周期、波向、海底こう配およびマウンド厚さなどの設計要因の影響を受けるほかに、さらに、「合田式」を用いて堤体の設計を行うときには、常に静水面以下の堤体に浮力を作用させることから、堤体の天端高さも、その安定性に影響する。

このように、「合田式」による波力に影響する要因が、やや数多いために、概略の波力の値などを推定することは、「現行式」に比べると、若干むずかしいと考えられる。

そこで、ここでは、「合田式」を用いるときの波力および堤体の安定性に影響する設計要因として、水深、波高、周期、マウンド厚さおよび天端高さをとり上げ、これらの設計要因の値を知れば、「合田式」による平均波圧強度 \bar{p} および標準的な防波堤の堤体幅 B を読み取ることができるようなグラフを作成した。

2 グラフの作成方法

計算の手順は、Fig. 1 に示すとおり、波高は換算沖波波高 H_0' を与え、「合田¹⁰⁾による砕波変形」によって、設計に用いる波高を求める。この波高を「合田式」に適用し、平均波圧強度 \bar{p} および標準的な防波堤の堤体幅 B を求める。

対象とするケーソン式混成防波堤の断面を Fig. 2 に示す。断面諸元など計算条件のうち、次のものは、一定値とする。

マウンド被覆工の厚さ	1.5 m
ケーソン天端の静水面上の高さ	0.5 m
海底こう配	1 : 100
波向	防波堤法線に垂直
単位体積重量	
ケーソンの水中部分	$\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$
ケーソンの空中部分	$\gamma = 2.1 \text{ t/m}^3$

上部工の空中重量…………… $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$
 摩擦係数（ケーソンと捨石）…………… $\mu = 0.6$
 安全率

滑動 $F \geq 1.2$
 転倒 $F \geq 1.2$

堤体の設計計算では、滑動の安全率または転倒の安全率のいずれか小さい方が、丁度 1.2 となるように堤体の幅を決める。堤体幅 B を表わした図（Fig. 5～Fig. 52 の (b) 参照）において、グラフの曲線の実線部分は滑動の安全率 = 1.2 で堤体幅が決っているのに対し、破線部分は転倒の安

全率 = 1.2 で堤体の幅が決っていることを示している。

ただし、堤体底面の端趾圧については、その制限は設けていない。

一方、変化させる計算要因の項目は、次のとおりである。

- 被覆石上面での水深 d
- 防波堤の天端高 h_c
- マウンドの厚さ D
- 換算沖波波高 H'_0
- 周期 $T_{1/3}$

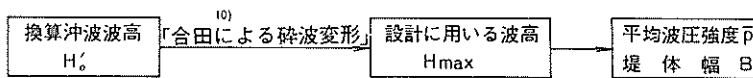


Fig. 1 グラフ作成のための計算の流れ図

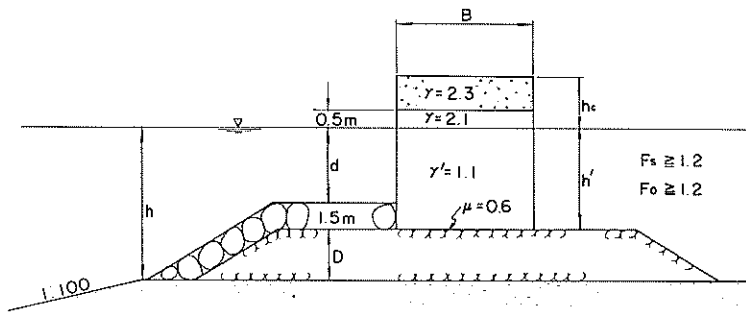


Fig. 2 ケーソン式混成防波堤

Table 1 変化させる要因

天端高さ h_c	マウンドの厚さ D	換算沖波波高 H'_0	周 期 $T_{1/3}$ (sec)							
0.5 m (上部工なし)	2 m	2.5 m	2	4	6	8	10	12	14	16
0.6 $H_{1/3}$	5 m	5.0 m	4	6	8	10	12	14	16	18
	10 m	7.5 m	6	8	10	12	14	16	18	20
1.0 $H_{1/3}$	20 m	10.0 m	8	10	12	14	16	18	20	22

註 $H_{1/3}$ …堤体設置位置の水深 h における有義波高。
 H'_0 とその右欄の 8 種類の $T_{1/3}$ とは対応している。
 被覆石上面での水深 d は、0～25m の範囲で変化させる。

これらの変化要因の項目と、具体的な数値を Table 1 に示す。Table 1 に示す変化要因のすべての組み合わせについて、「合田式」による平均波圧強度および堤体幅を求める。Table 1 に示す換算沖波波高 H'_0 と、その右欄に示す 8 種類の周期とは対応していることに注意が必要である。すなわち、 $H'_0 = 2.5 \text{ m}$ については、 $T_{1/3} = 2 \sim 16 \text{ sec}$ の

2秒きざみ、 $H'_0 = 5.0 \text{ m}$ については、 $T_{1/3} = 4 \sim 18 \text{ sec}$ の 2秒きざみという対応をしている。

まず、Fig. 3～Fig. 4 に「合田¹⁰⁾による碎波変形」の略算式を用いて求めた、堤体設置位置での有義波高 $H_{1/3}$ および「合田式」に用いる H_{\max} を示す。Fig. 3 に $H_{1/3}$ を、Fig. 4 に H_{\max} を示す。

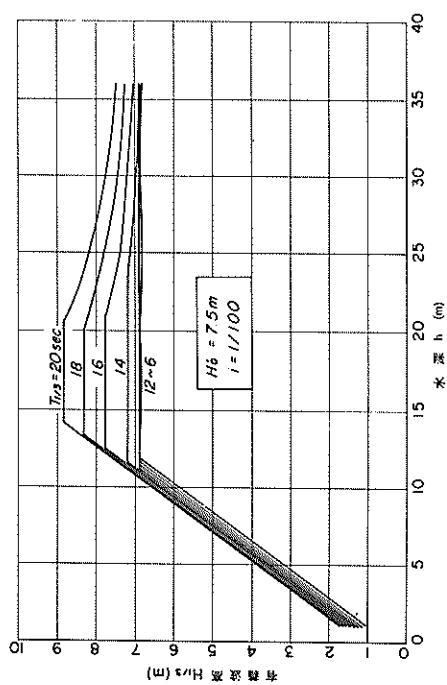
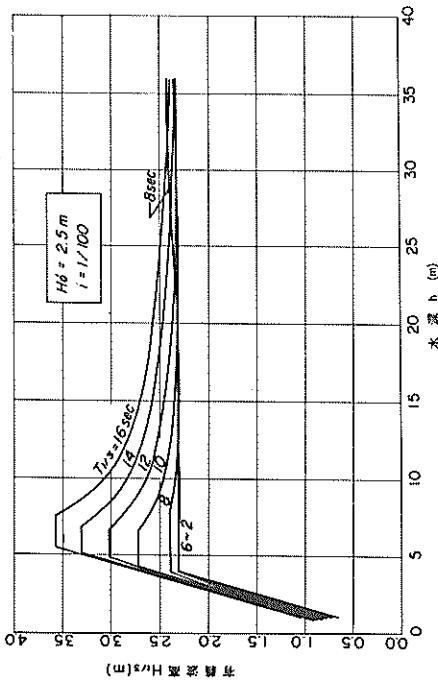
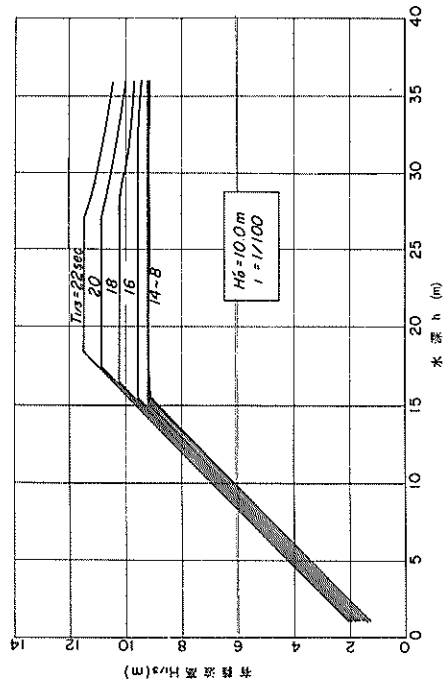
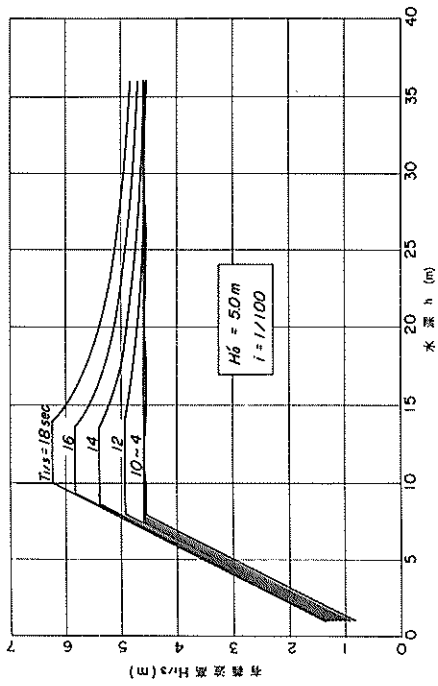


Fig. 3 水深 h における有義波高 $H_{1/3}$

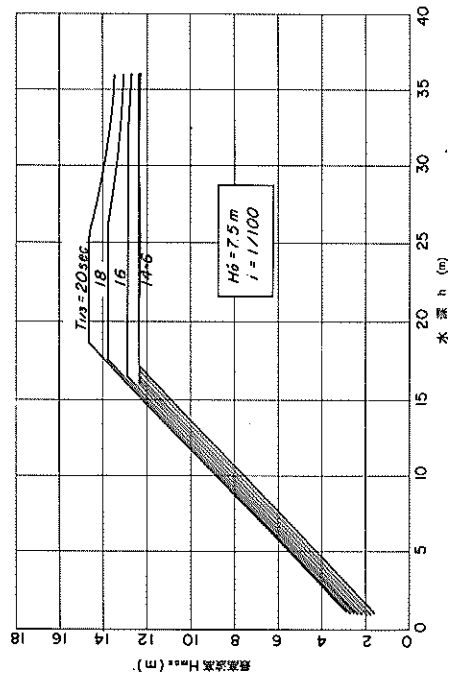
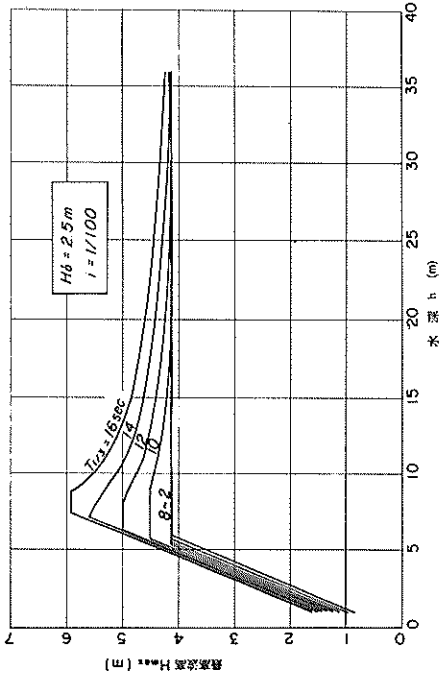
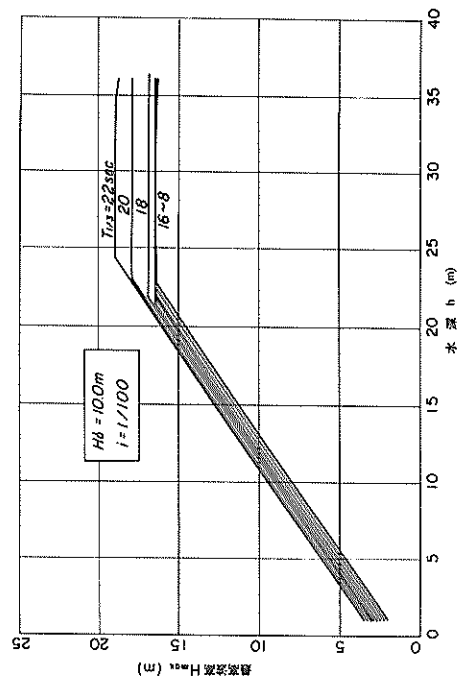
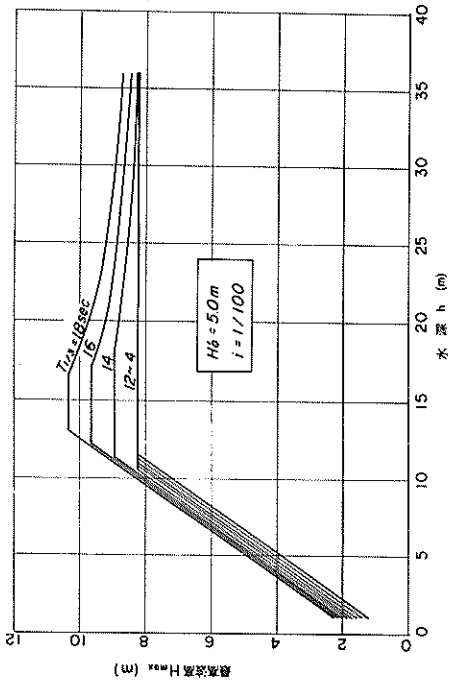


Fig. 4 「合田式」に用いる H_{max}

次に、Fig. 5 ~ Fig. 52 に Table 1 に示す変化要因のすべての組み合わせについて計算した結果を示す。変化する要因と図の番号との対応は、Table 2 のとおりである。

これらの変化する要因の値の中間の値の計算条件に対しては、その値を囲むまわりの計算条件について図を読み取り、補間することによって、概略の結果を求めることもできる。

3 グラフの使用例

例-1

計算条件

天端高さ	$h_c = 0.6 H_{1/3}$
マウンドの厚さ	$D = 5.0 \text{ m}$
換算沖波波高	$H'_0 = 7.5 \text{ m}$
被覆石上面での水深	$d = 12 \text{ m}$
周期	$T_{1/3} = 12 \text{ sec}$

h_c 、 D および H'_0 の値から、Table 2 で該当する図番号を探すと、Fig. 27 であることが見い出せる。

Fig. 27 (a) の横軸 $d=12\text{m}$ で、周期 $T_{1/3}=12\text{sec}$ に相当する点の縦軸すなわち平均波圧強度は、 $\bar{p} = 11.1 \text{ t/m}^2$ である。

また、Fig. 27 (b) についても、同様の読み取りを行えば、堤体幅 $B=19.7 \text{ m}$ を得る。

例-2

計算条件

天端の高さ	$h_c = 0.6 H_{1/3}$
マウンドの厚さ	$D = 5 \text{ m}$
換算沖波波高	$H'_0 = 6.5 \text{ m}$
被覆石上面での水深	$d = 10 \text{ m}$
周期	$T_{1/3} = 11 \text{ sec}$

h_c および D については、該当する値が Table 2 にあるが、 $H'_0 = 6.5 \text{ m}$ は、Table 2 の図番号の Fig. 26 と Fig. 27 の間に存在する。そこで、Fig. 26 および Fig. 27 のそれぞれについて、 $d=10\text{m}$ 、 $T_{1/3}=11\text{sec}$ に相当する平均波圧強度 \bar{p} と堤体幅 B を求めると、

$$\text{Fig. 26(a), (b) から } \bar{p} = 7.0 \text{ t/m}^2 \quad B = 12.3 \text{ m}$$

$$\text{Fig. 27(a), (b) から } \bar{p} = 11.8 \text{ t/m}^2 \quad B = 20.5 \text{ m}$$

仮に、 H'_0 の値について直線補間でその中間の \bar{p} 、 B を読みとるものとすれば、求める \bar{p} 、 B は次のとおりである。

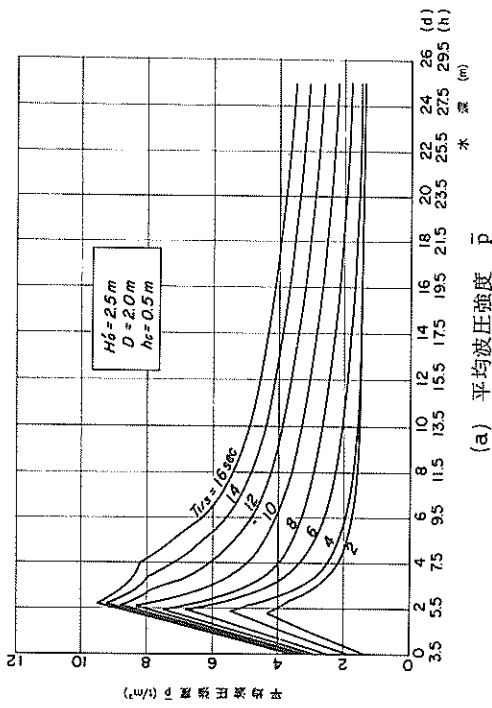
$$\bar{p} = 7.0 + \frac{6.5-5.0}{7.5-5.0} \times (11.8 - 7.0) \approx 9.9 \text{ t/m}^2$$

$$B = 12.3 + \frac{6.5-5.0}{7.5-5.0} \times (20.5 - 12.3) \approx 17.3 \text{ m}$$

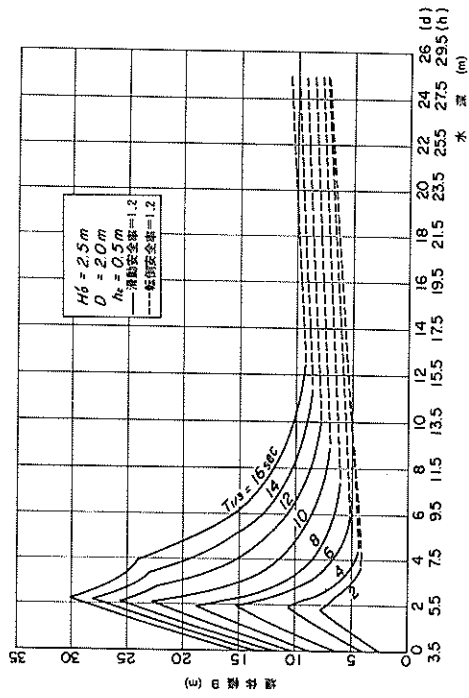
Table 2 変化させる要因と図の番号との対応

天端高 h_c	マウンドの厚さ D	換算沖波波高 H'_0			
		2.5 m	5.0 m	7.5 m	10.0 m
0.5 m (上部工なし)	2 m	Fig. 5 (a) (b)	Fig. 6 (a) (b)	Fig. 7 (a) (b)	Fig. 8 (a) (b)
	5 m	Fig. 9 (a) (b)	Fig. 10 (a) (b)	Fig. 11 (a) (b)	Fig. 12 (a) (b)
	10 m	Fig. 13 (a) (b)	Fig. 14 (a) (b)	Fig. 15 (a) (b)	Fig. 16 (a) (b)
	20 m	Fig. 17 (a) (b)	Fig. 18 (a) (b)	Fig. 19 (a) (b)	Fig. 20 (a) (b)
0.6 $H_{1/3}$	2 m	Fig. 21 (a) (b)	Fig. 22 (a) (b)	Fig. 23 (a) (b)	Fig. 24 (a) (b)
	5 m	Fig. 25 (a) (b)	Fig. 26 (a) (b)	Fig. 27 (a) (b)	Fig. 28 (a) (b)
	10 m	Fig. 29 (a) (b)	Fig. 30 (a) (b)	Fig. 31 (a) (b)	Fig. 32 (a) (b)
	20 m	Fig. 33 (a) (b)	Fig. 34 (a) (b)	Fig. 35 (a) (b)	Fig. 36 (a) (b)
1.0 $H_{1/3}$	2 m	Fig. 37 (a) (b)	Fig. 38 (a) (b)	Fig. 39 (a) (b)	Fig. 40 (a) (b)
	5 m	Fig. 41 (a) (b)	Fig. 42 (a) (b)	Fig. 43 (a) (b)	Fig. 44 (a) (b)
	10 m	Fig. 45 (a) (b)	Fig. 46 (a) (b)	Fig. 47 (a) (b)	Fig. 48 (a) (b)
	20 m	Fig. 49 (a) (b)	Fig. 50 (a) (b)	Fig. 51 (a) (b)	Fig. 52 (a) (b)

註 図の番号の(a)に平均波圧強度 (t/m^2)・(b)に堤体幅(m)を示す。

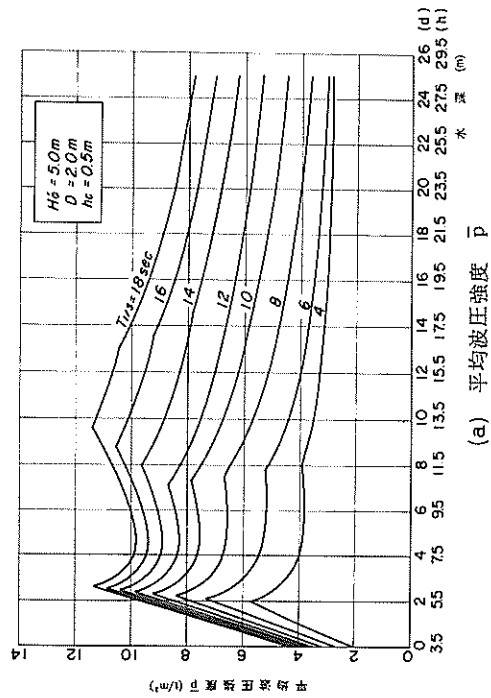


(a) 平均波压强度 \bar{p}

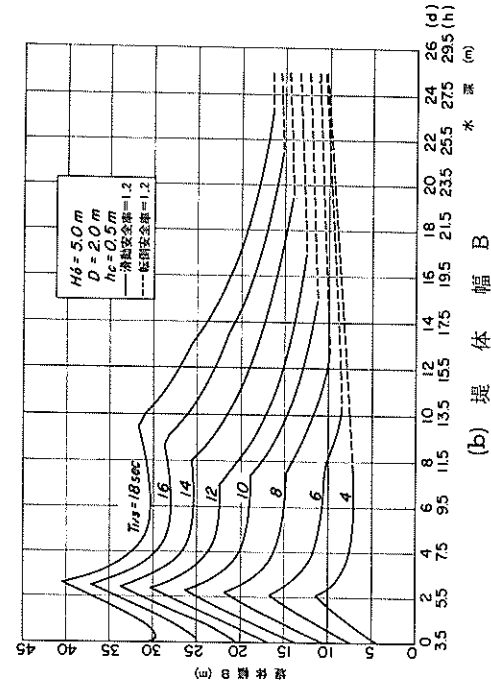


(b) 堤体幅 B

Fig. 5

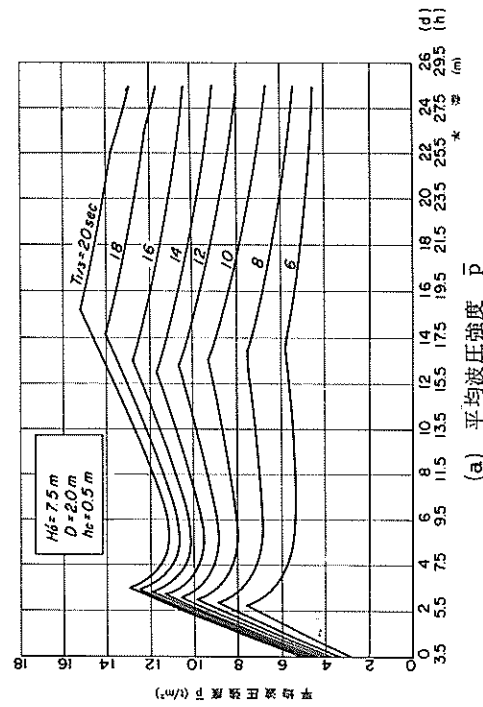


(a) 平均波压强度 \bar{p}

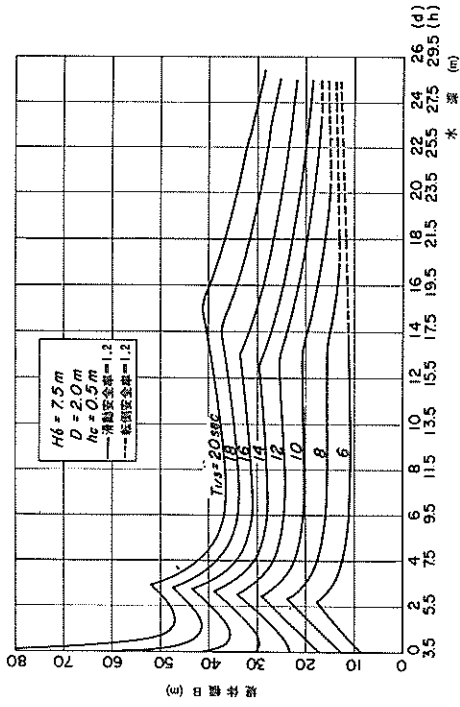


(b) 堤体幅 B

Fig. 6

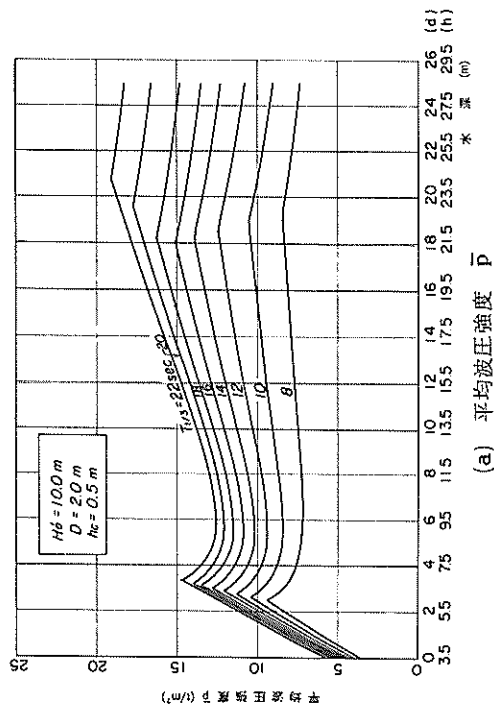


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

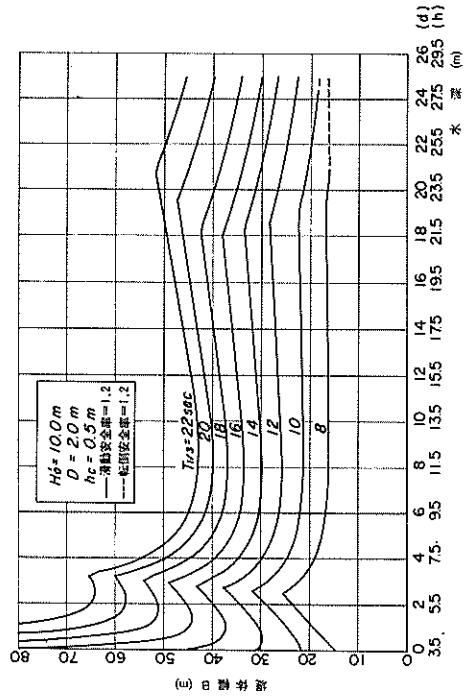


(b) 堤体幅 B

Fig. 7

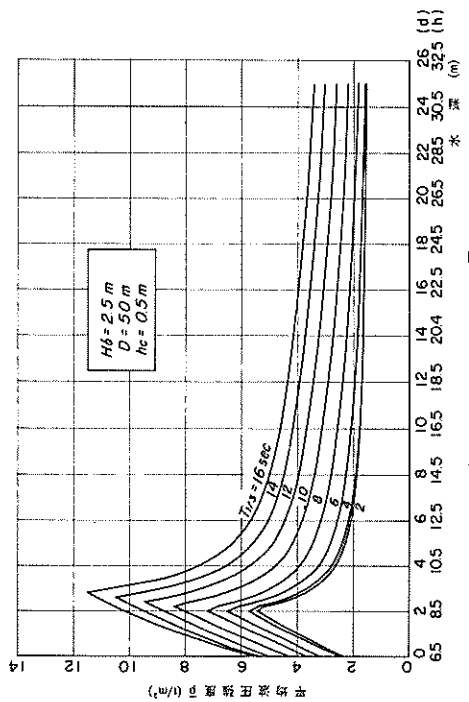


(a) 平均波圧強度 \bar{p}



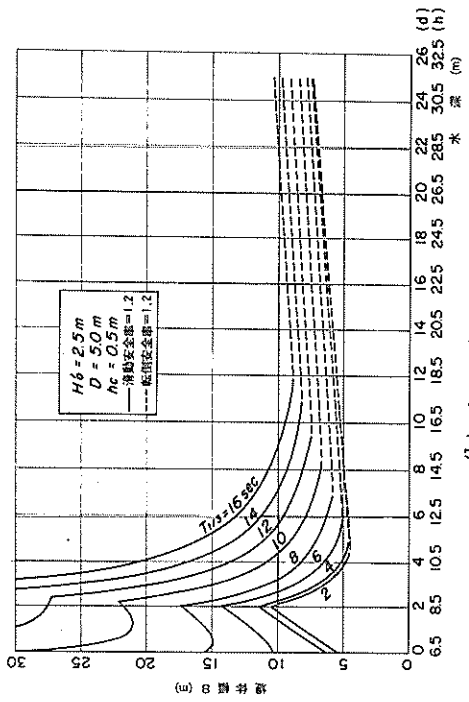
(b) 堤体幅 B

Fig. 8

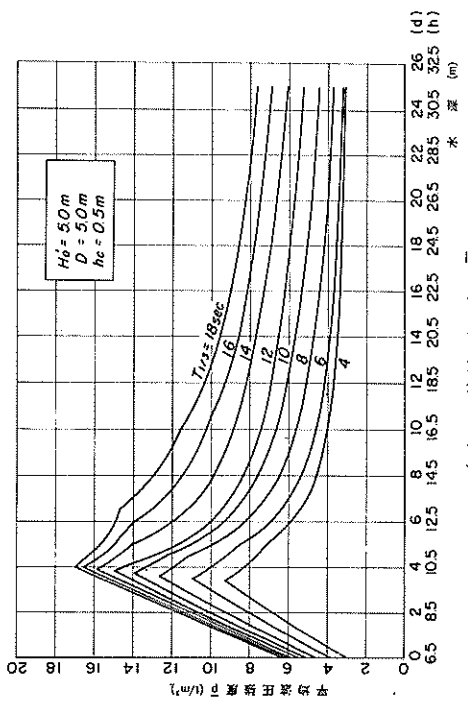


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 9

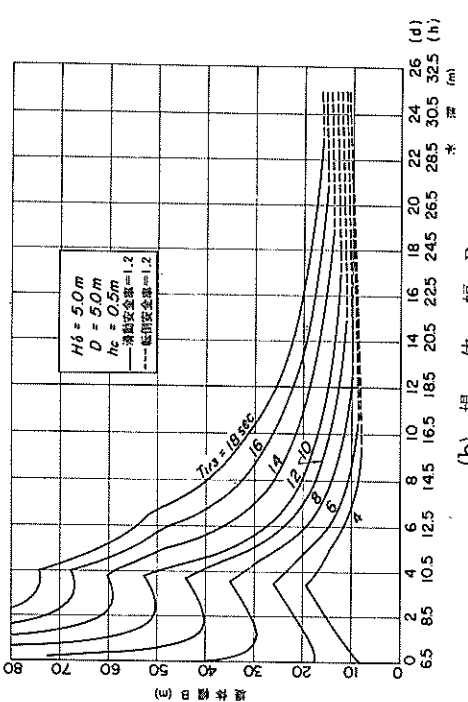


(b) 堤体幅 B

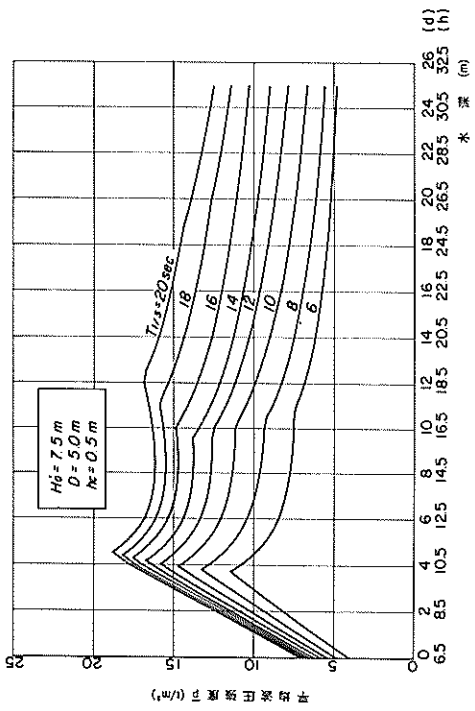


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 10

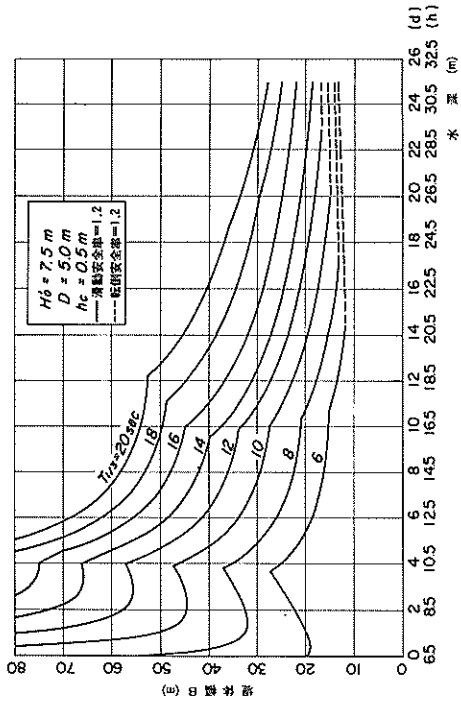


(b) 堤体幅 B

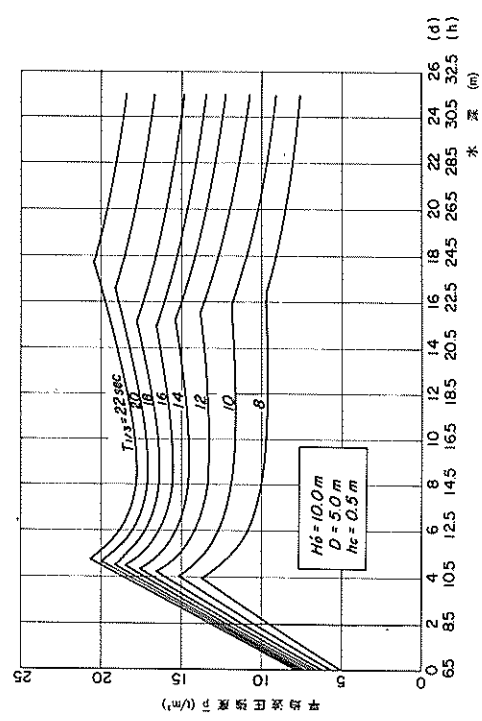


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 11

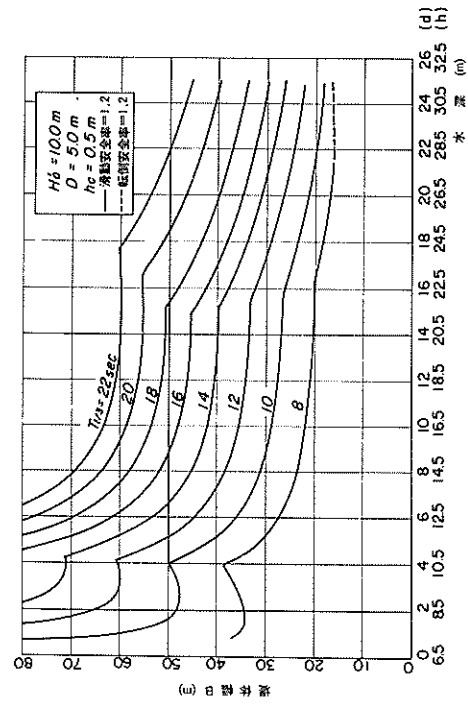


(b) 堤体幅 B

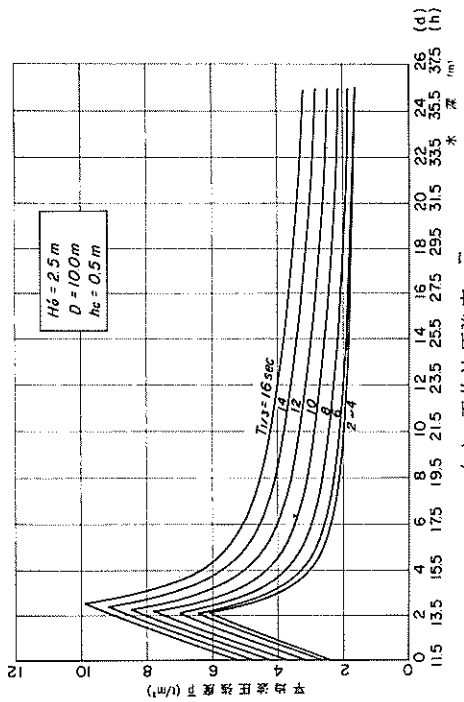


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 12

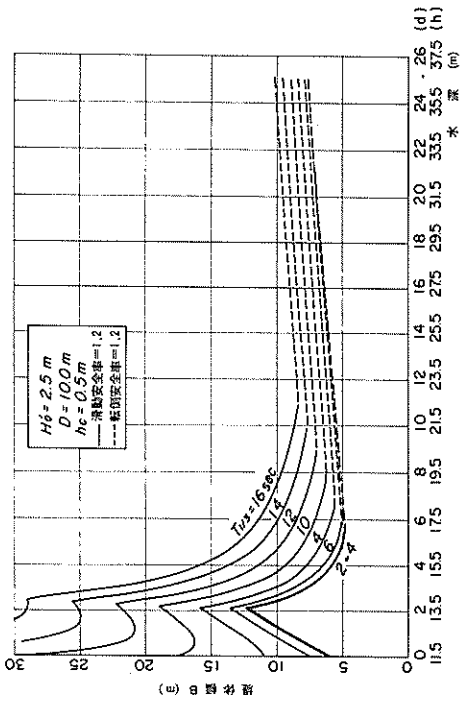


(b) 堤体幅 B

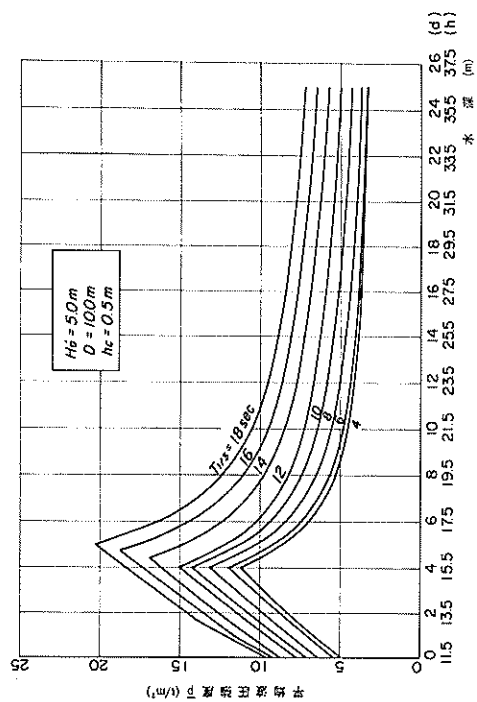


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 13

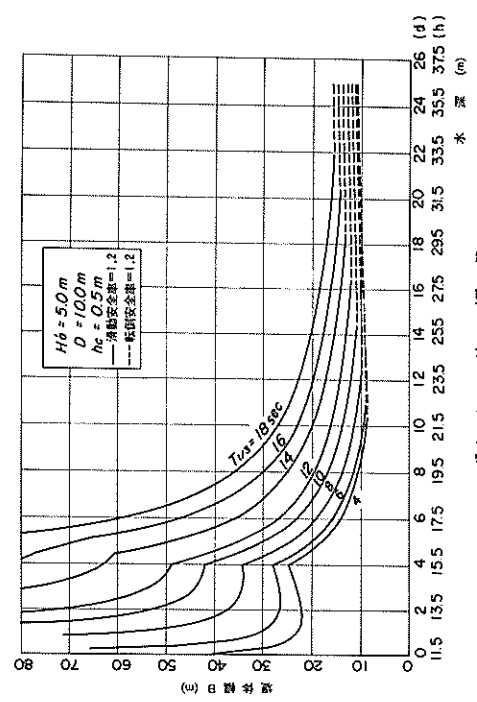


(b) 堤体幅 B

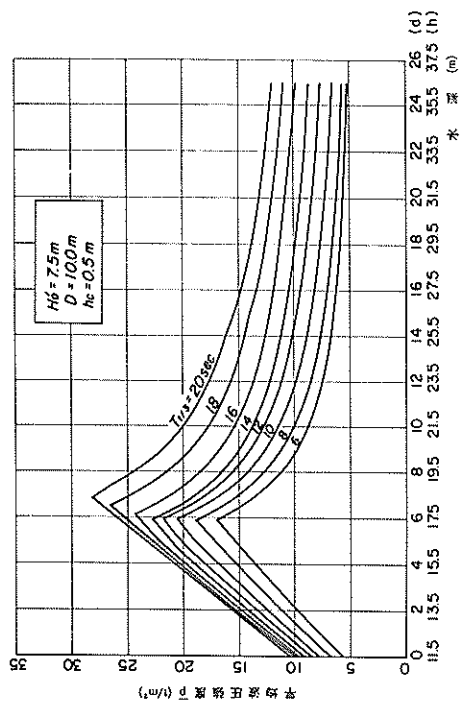


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 14

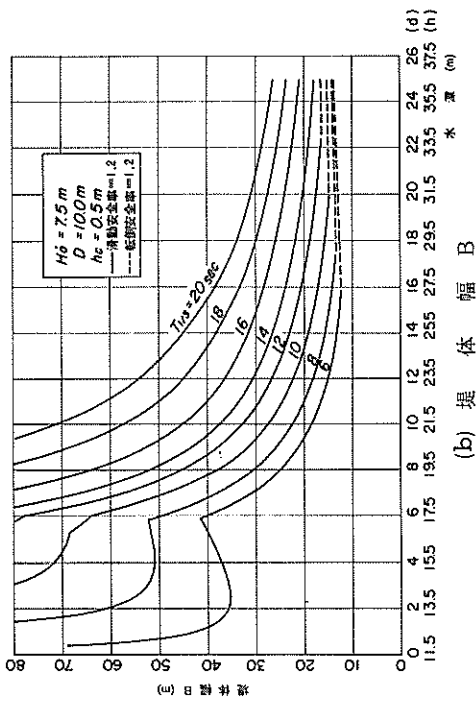


(b) 堤体幅 B

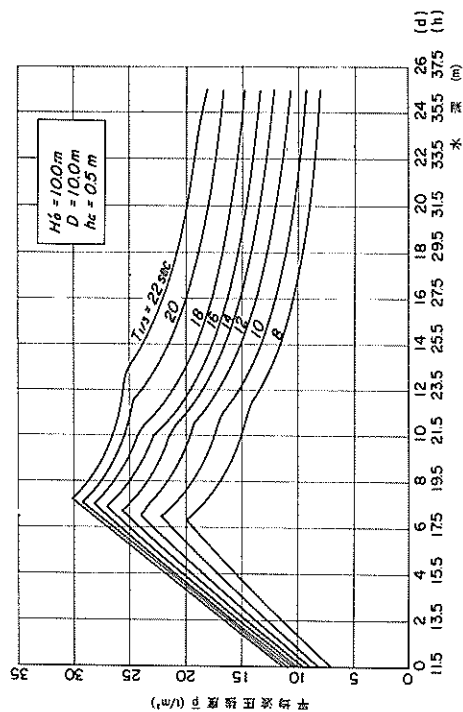


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

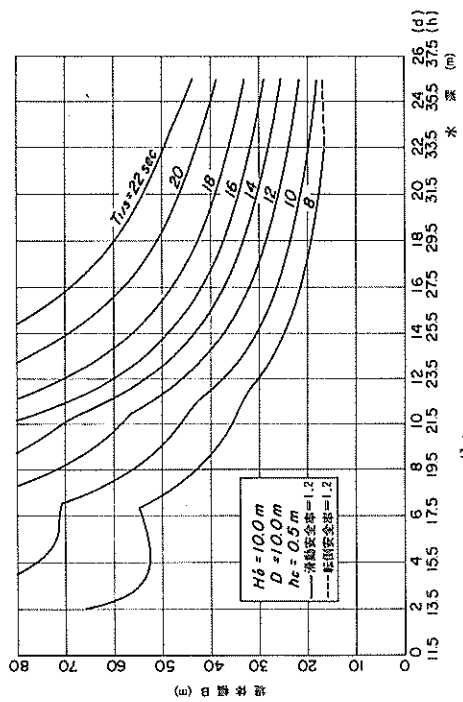
Fig. 15



(b) 堤岸幅員 B

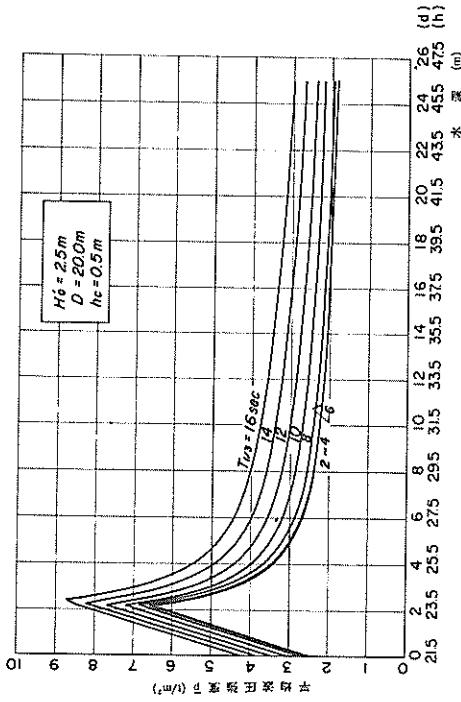


(a) 平均波圧強度 \bar{p}



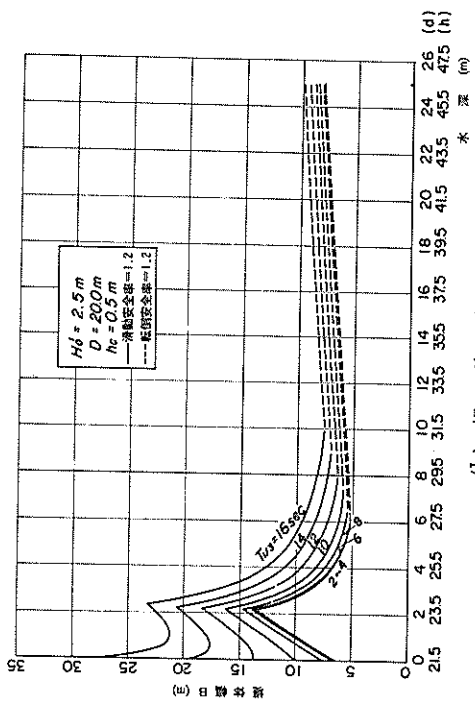
(b) 堤岸幅員 B

Fig. 16

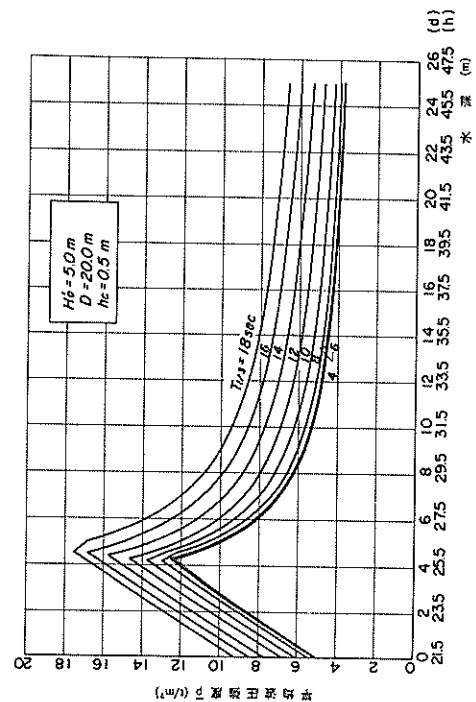


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 17

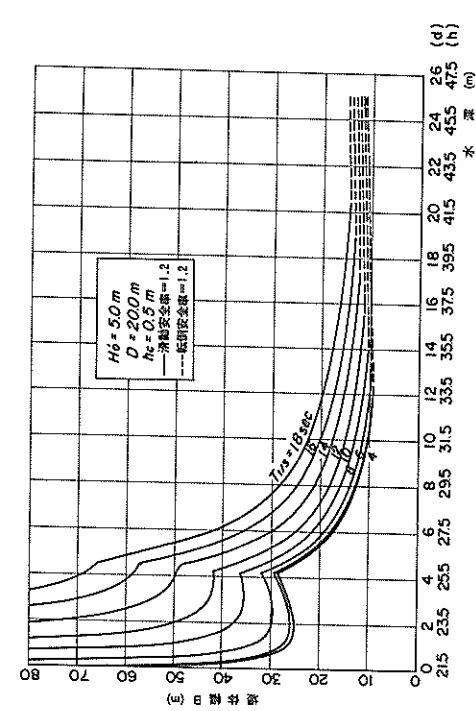


(b) 堤体幅 B

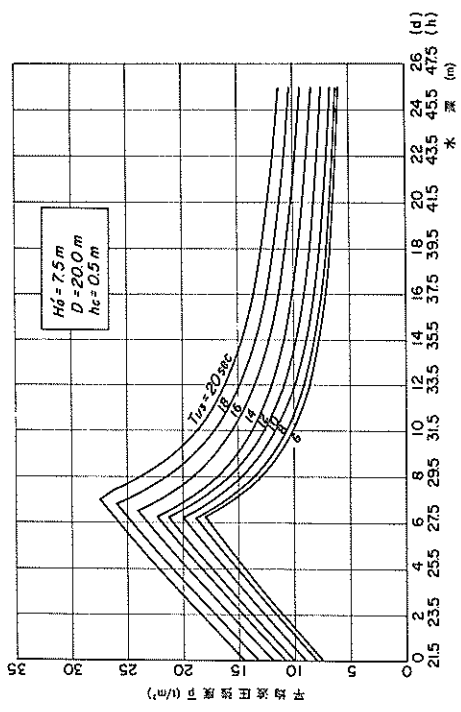


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 18

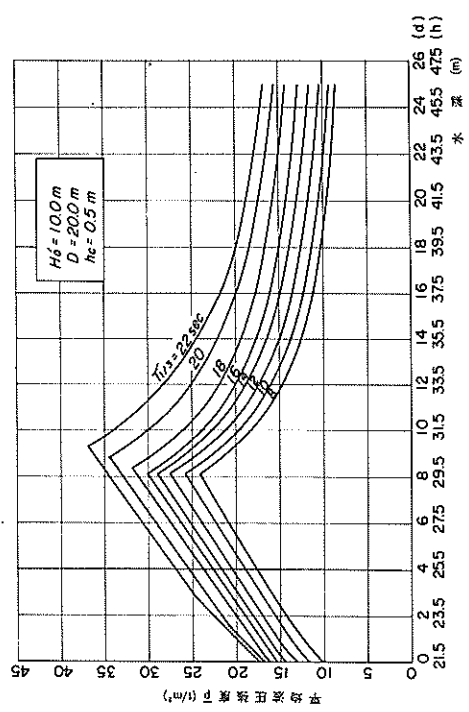


(b) 堤体幅 B



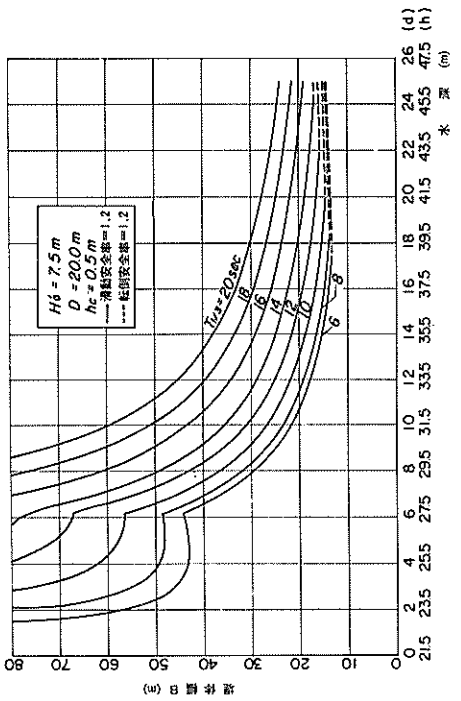
(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 19

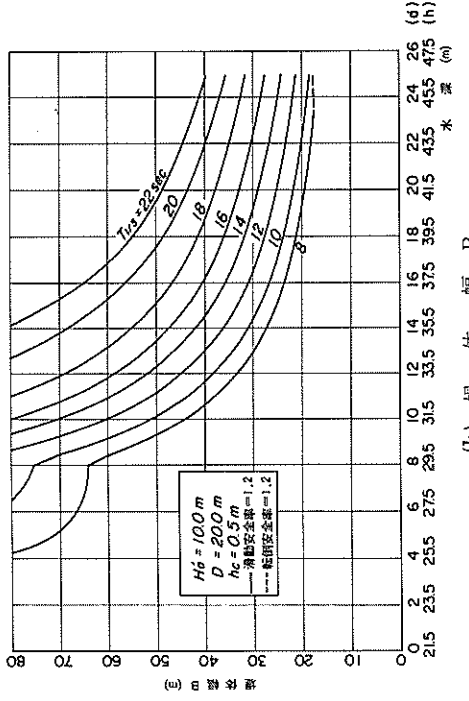


(a) 平均波压强度 p

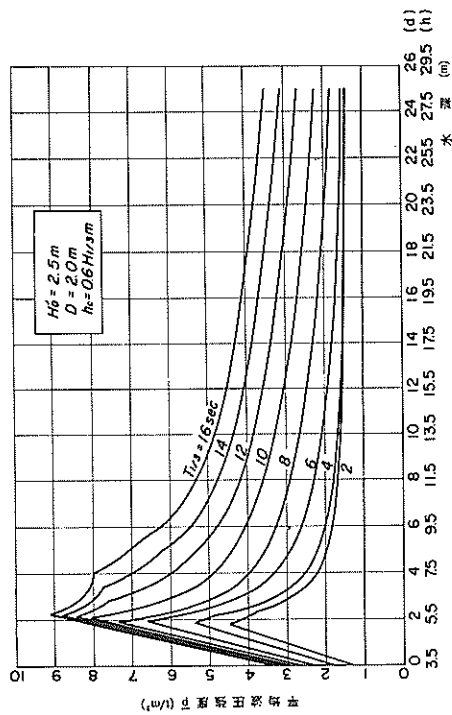
Fig. 20



(b) 堤体幅 B

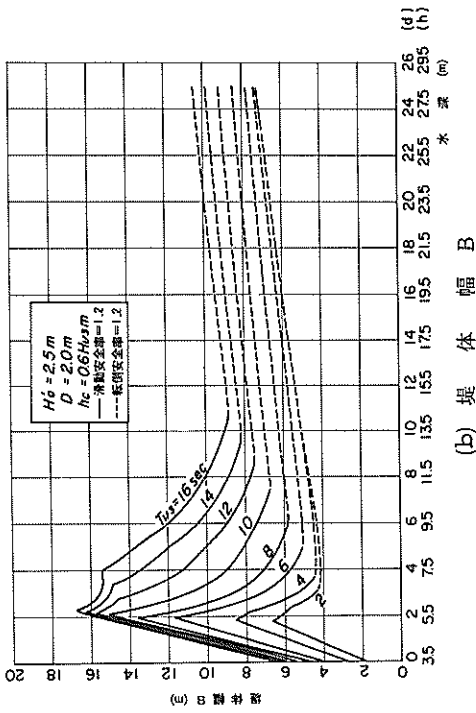


(b) 堤体幅 B

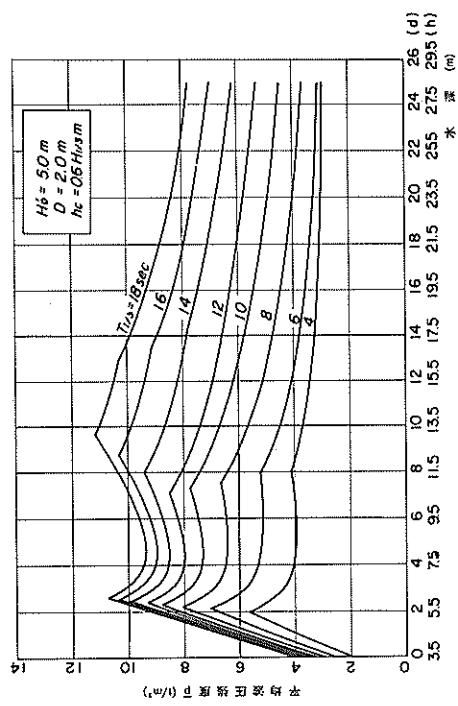


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 21

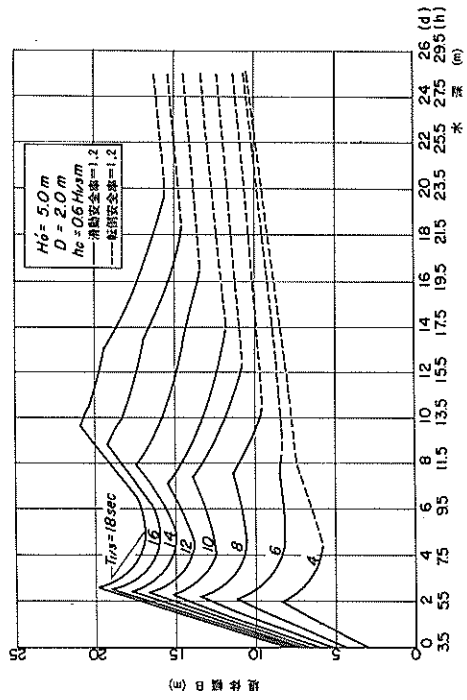


(b) 堤体幅 B

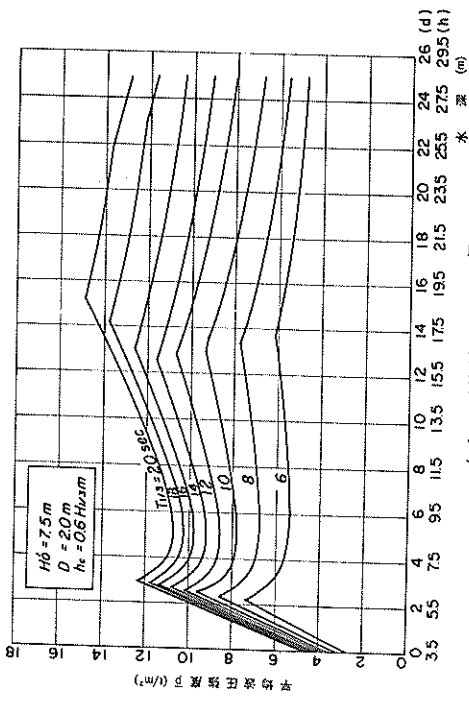


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 22

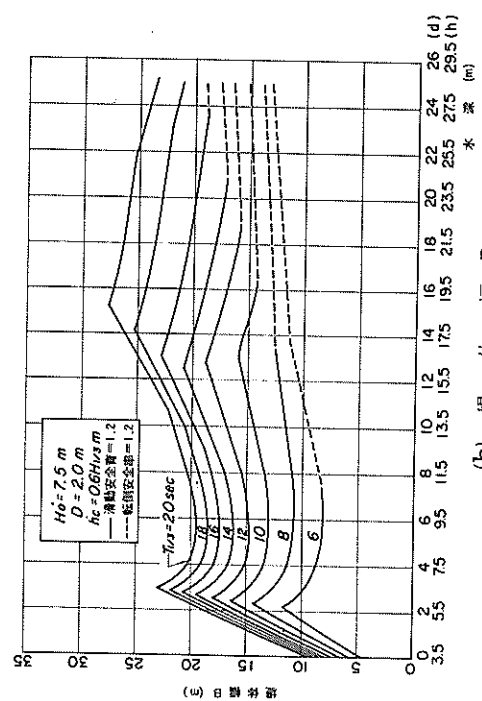


(b) 堤体幅 B

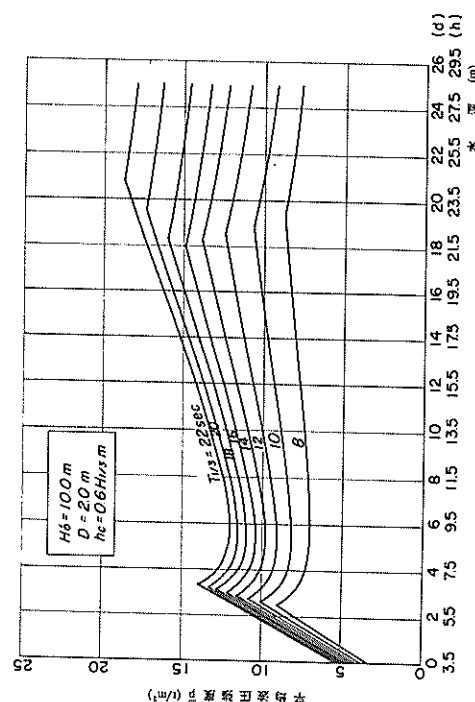


(a) 平均波压强强度 \bar{p}

Fig. 23

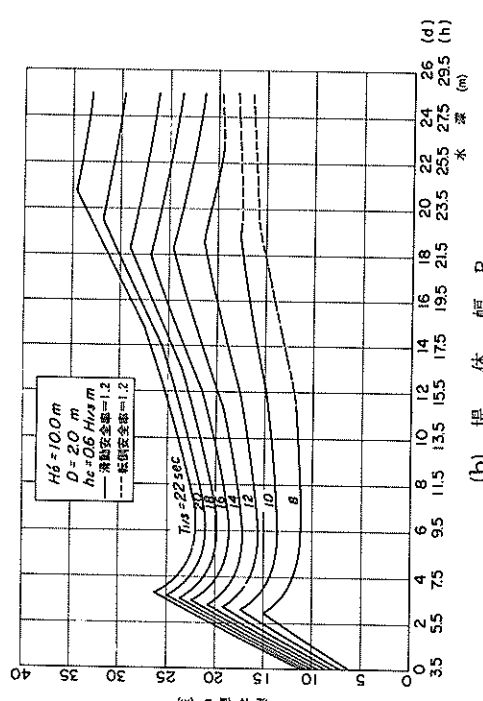


(b) 堤体幅 B

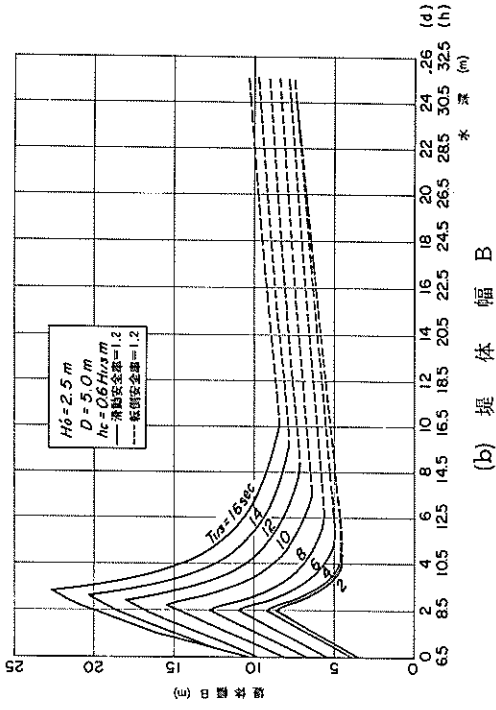


(a) 平均波压强强度 \bar{p}

Fig. 24

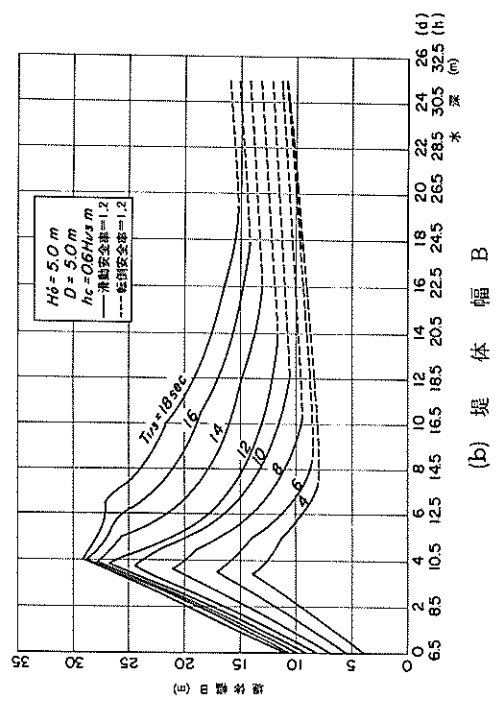


(b) 堤体幅 B



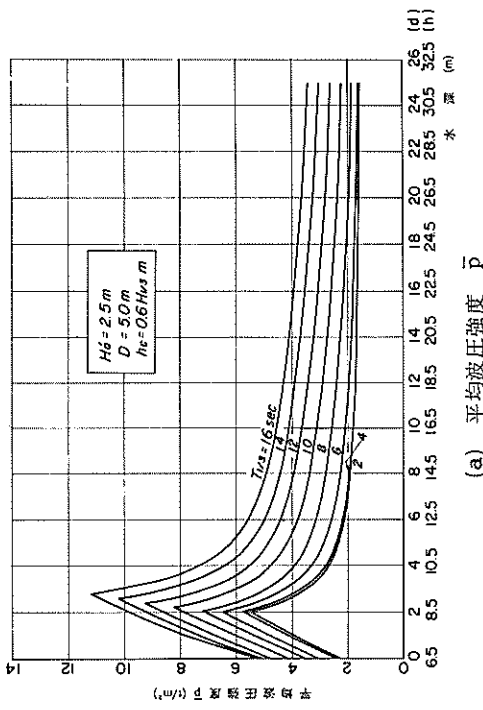
(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 25

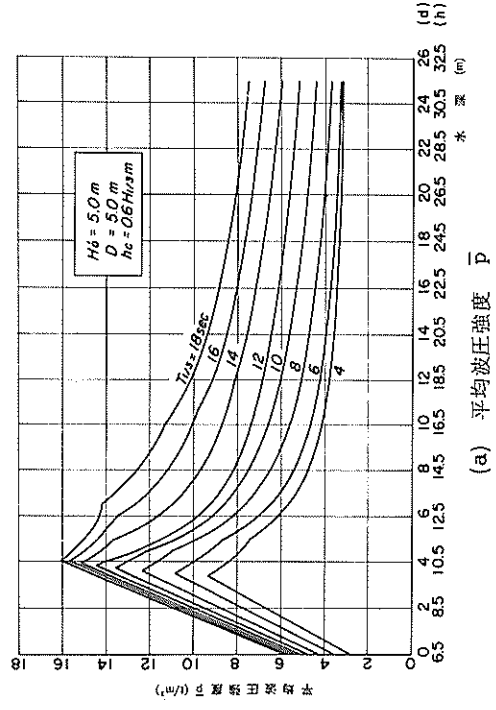


(b) 堤体幅 B

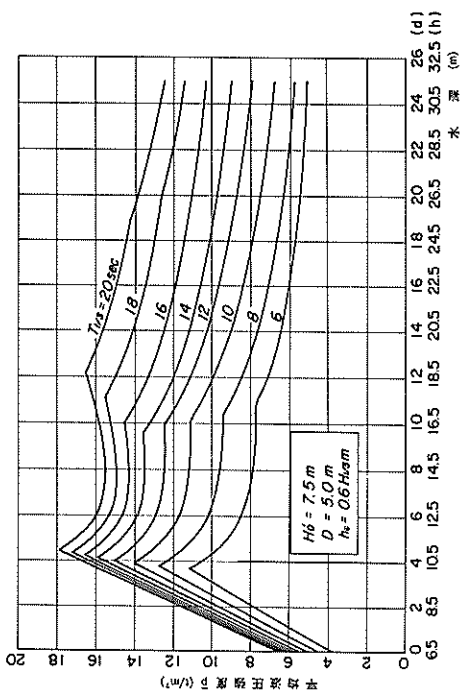
Fig. 26



(a) 平均波圧強度 \bar{p}

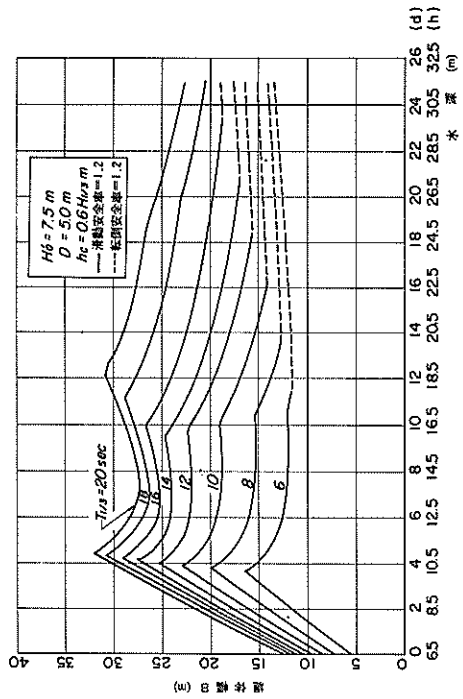


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

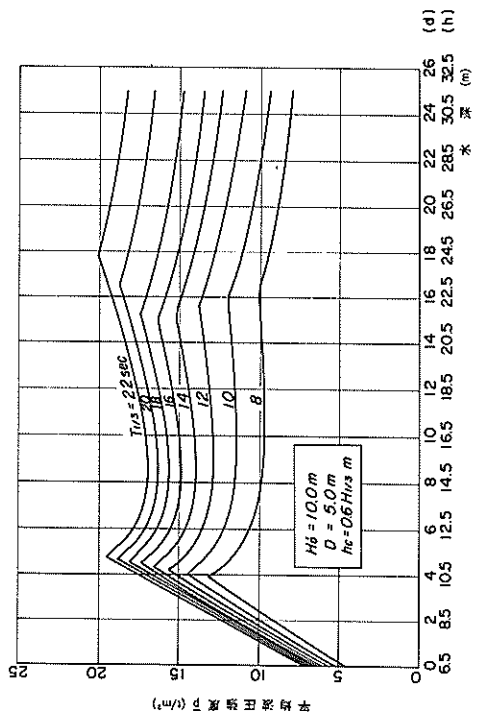


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 27

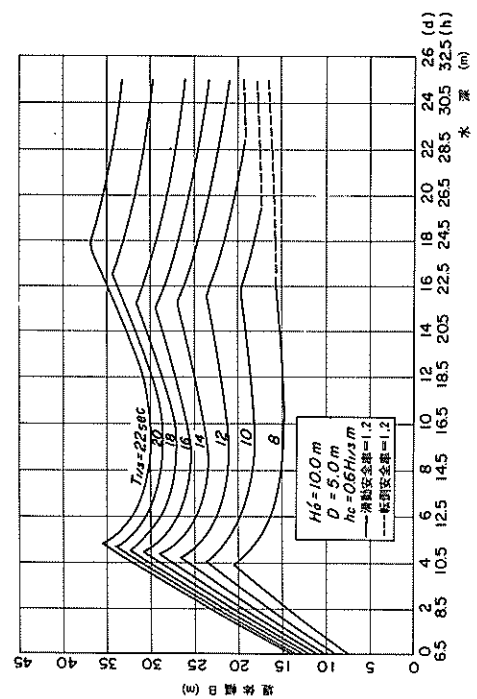


(b) 堤体幅 B

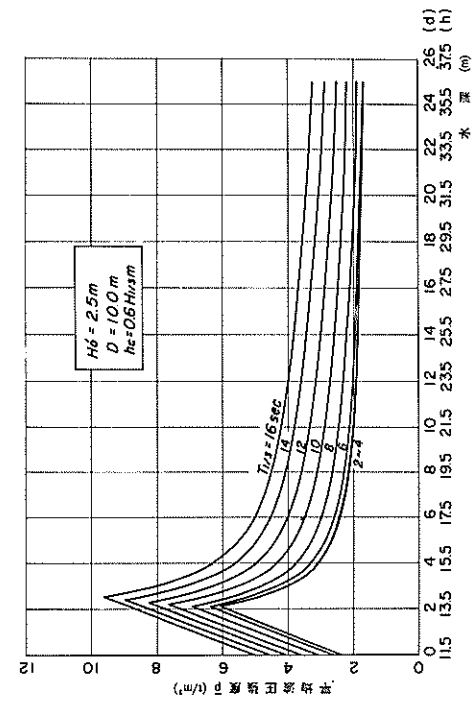


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 28

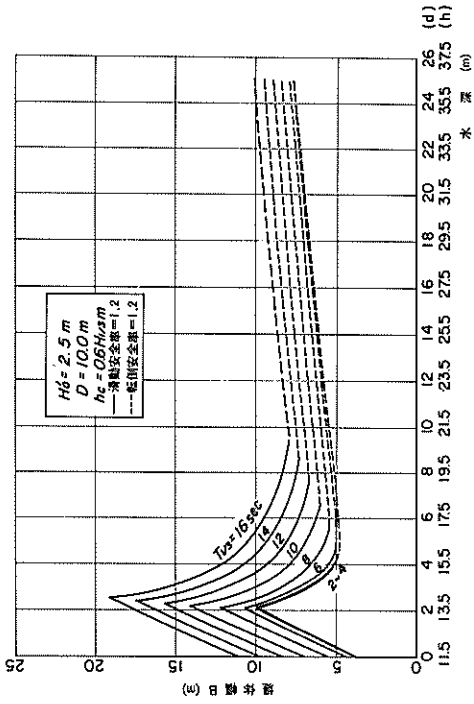


(b) 堤体幅 B

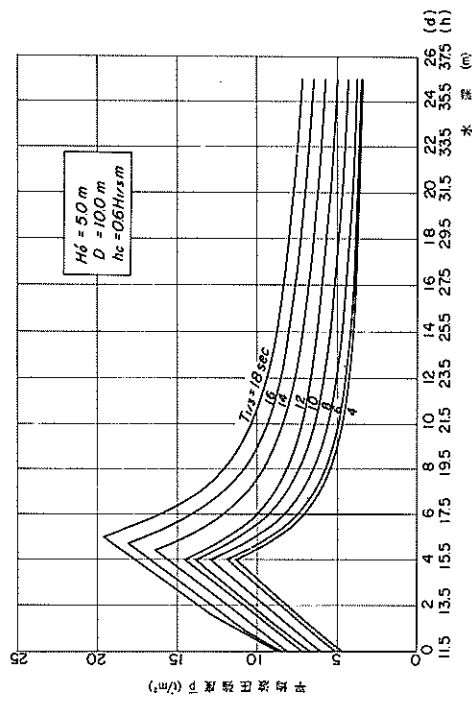


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 29

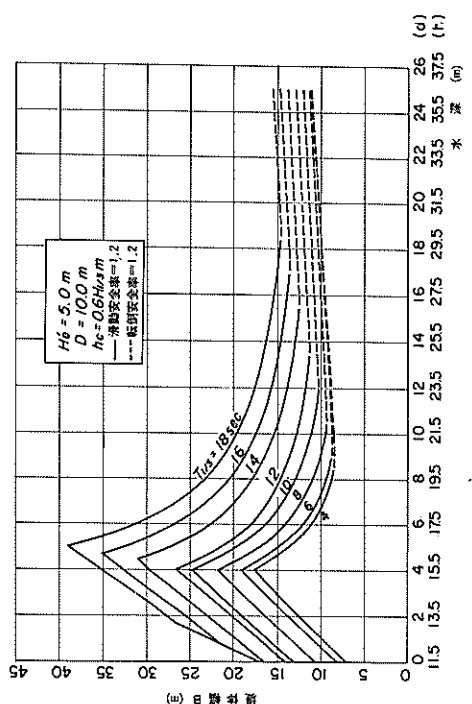


(b) 堤体幅 B

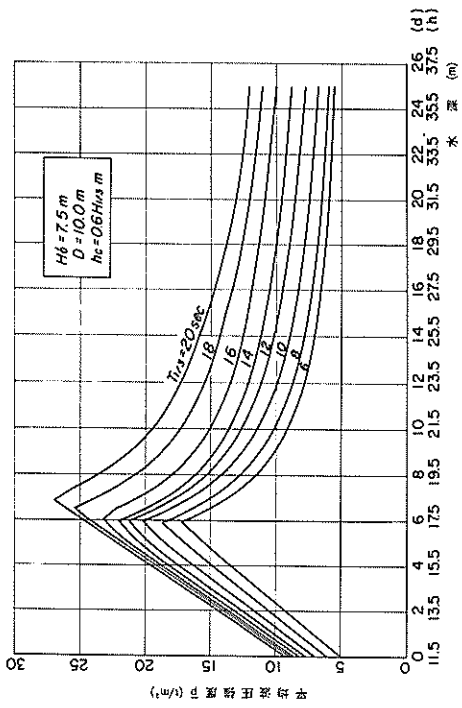


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 30

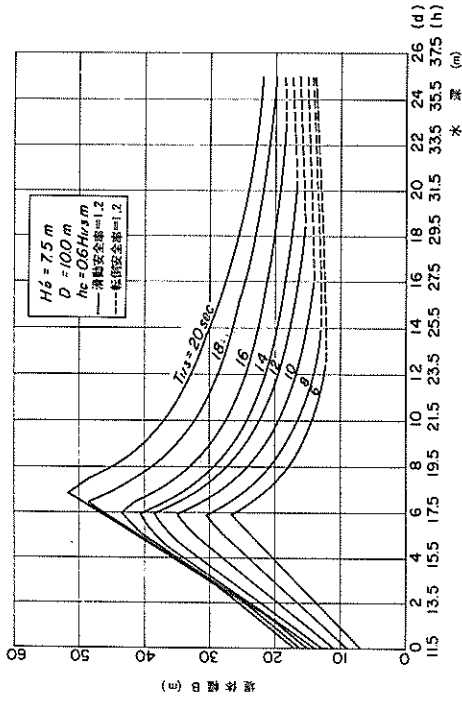


(b) 堤体幅 B

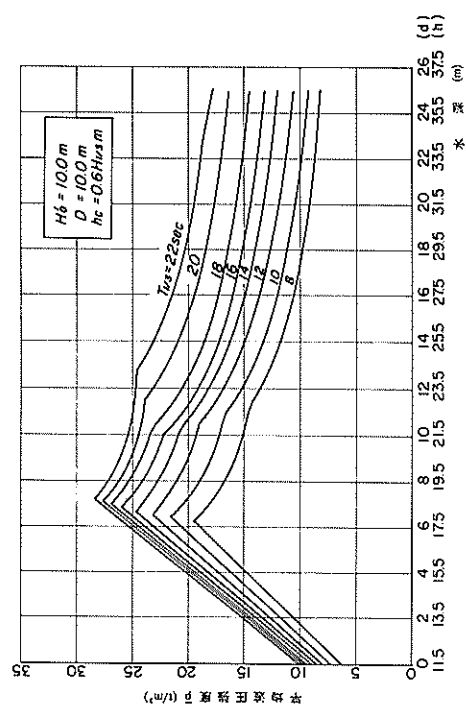


(a) 平均波压强度 \bar{p}

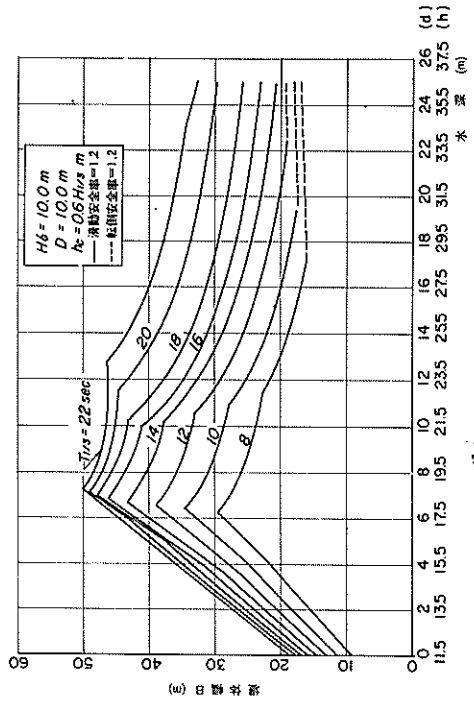
Fig. 31



(b) 堤体幅 B

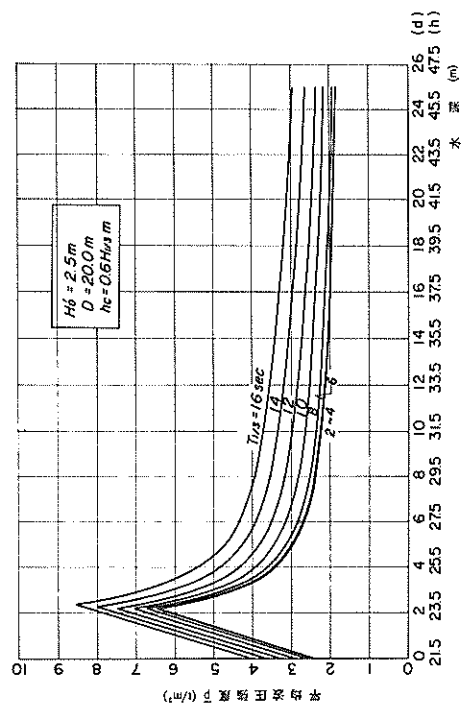


(a) 平均波压强度 \bar{p}



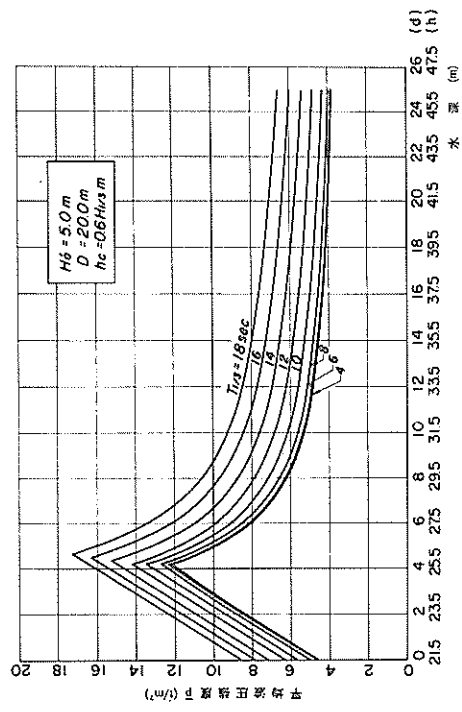
(b) 堤体幅 B

Fig. 32



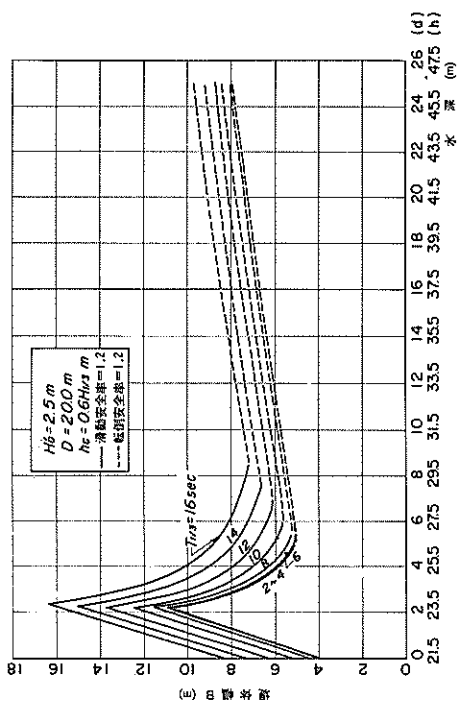
(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 33

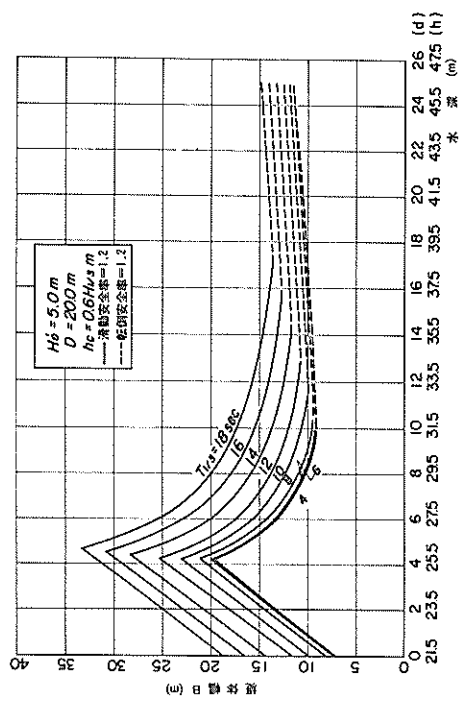


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

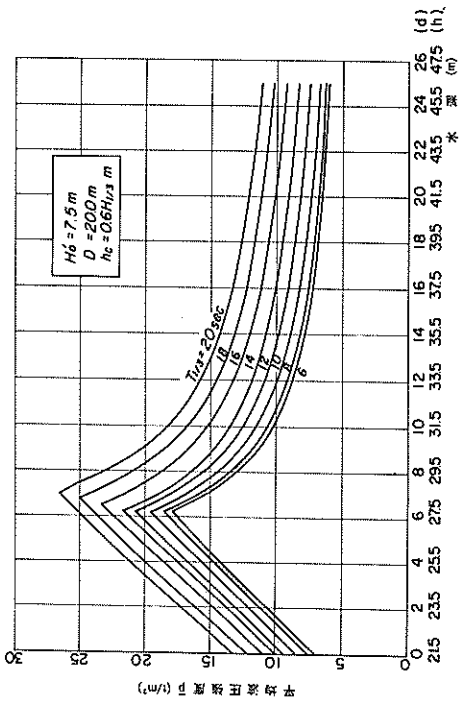
Fig. 34



(b) 堤体幅 B

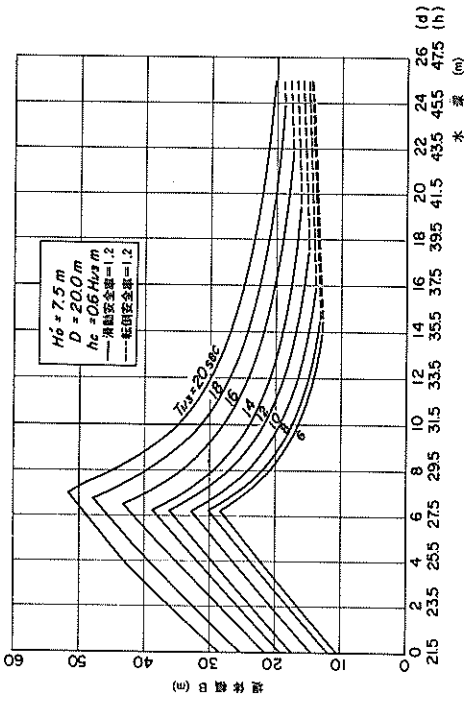


(b) 堤体幅 B

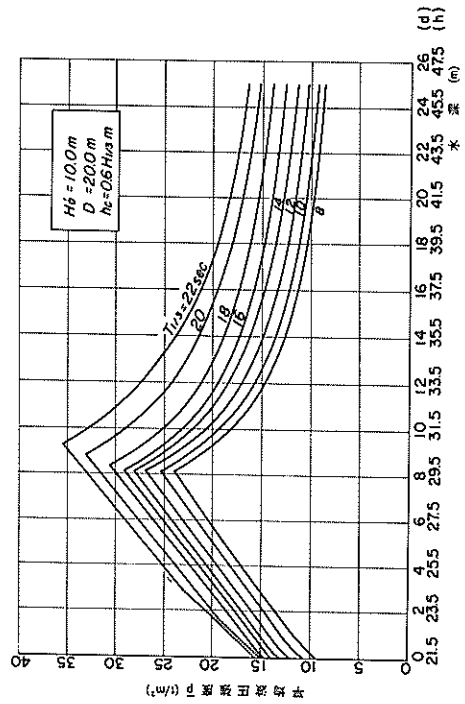


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 35

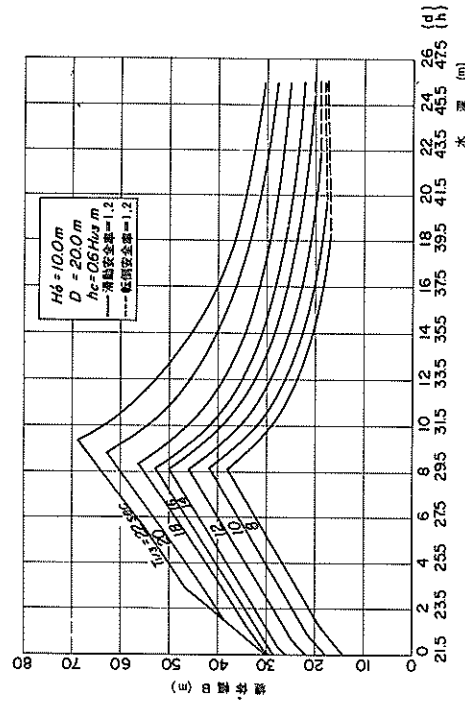


(b) 堤体幅 B

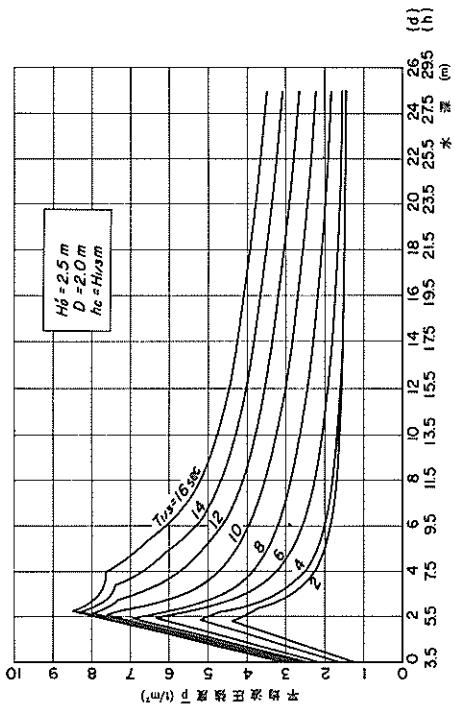


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 36

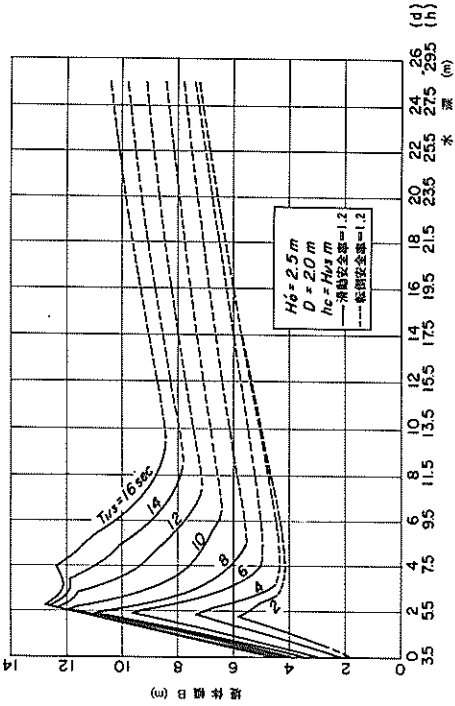


(b) 堤体幅 B

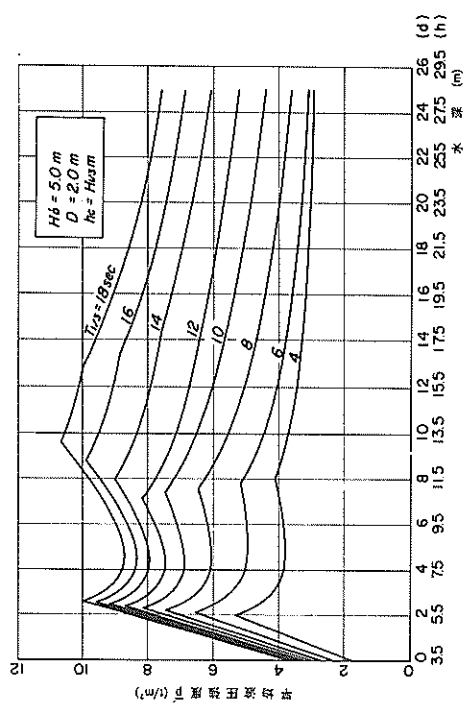


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 37

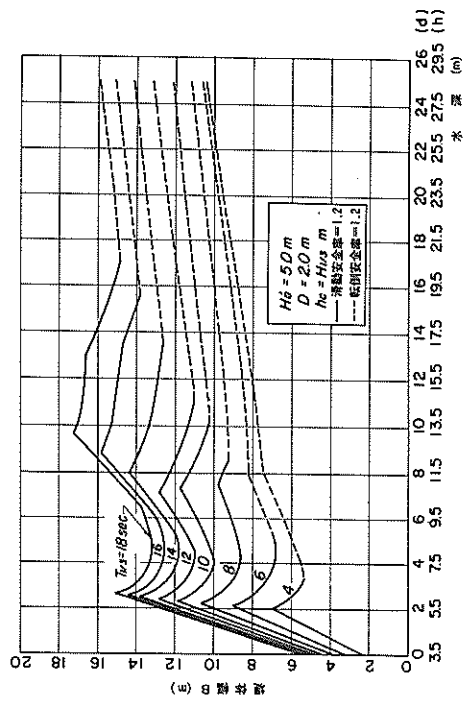


(b) 堤体幅 B



(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 38



(b) 堤体幅 B

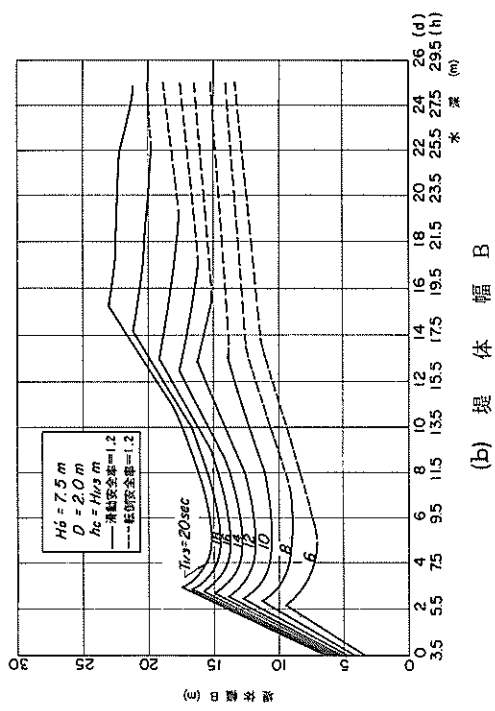


Fig. 39

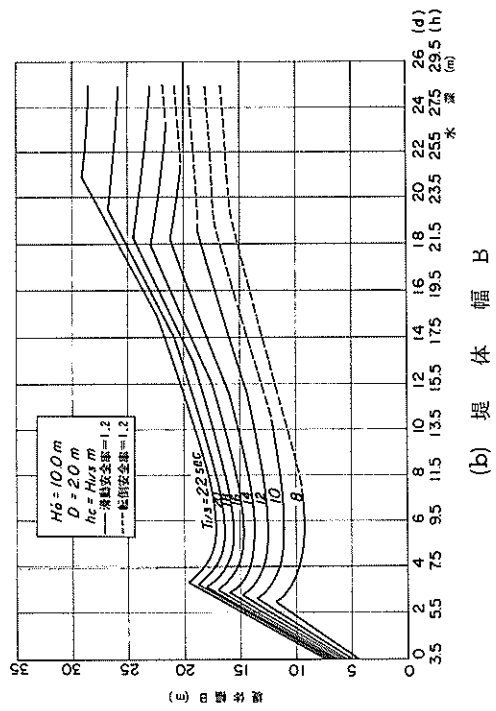


Fig. 40

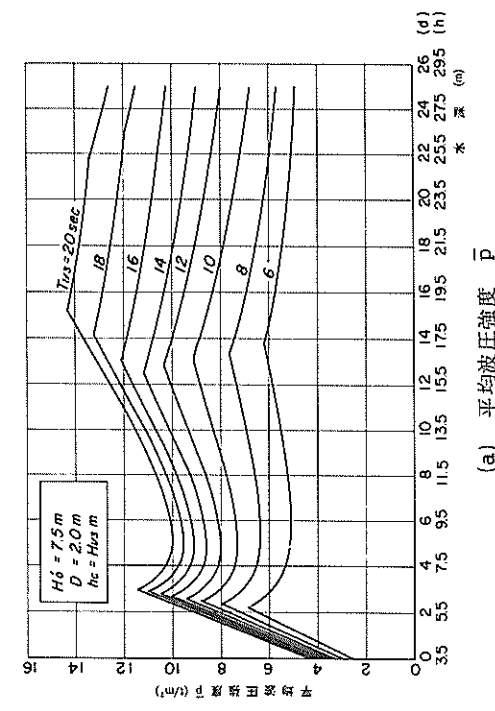


Fig. 39

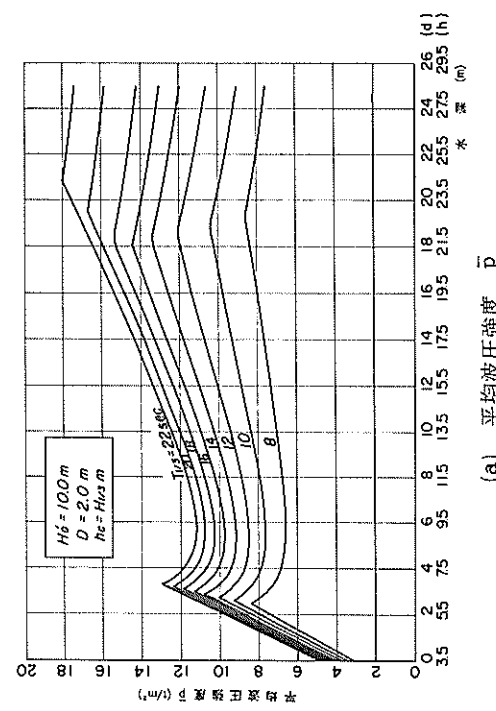
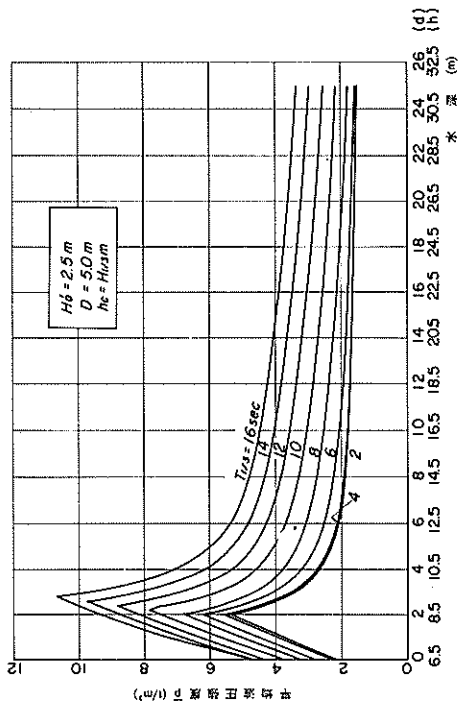
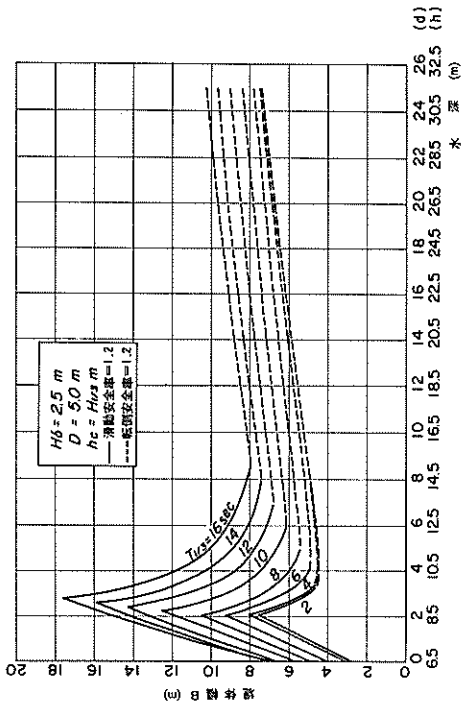


Fig. 40

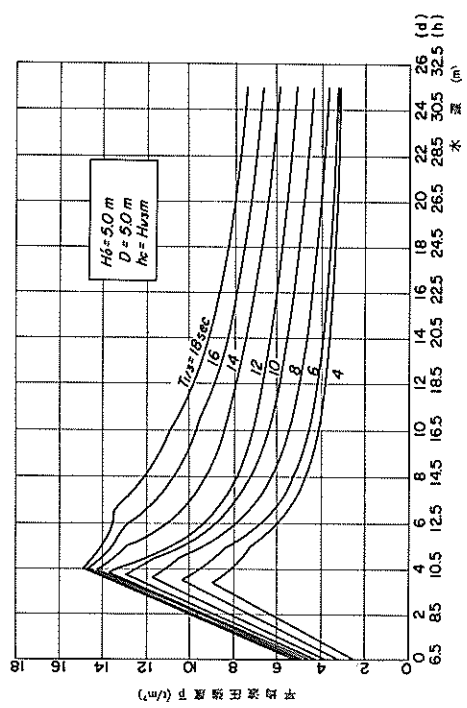


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 41

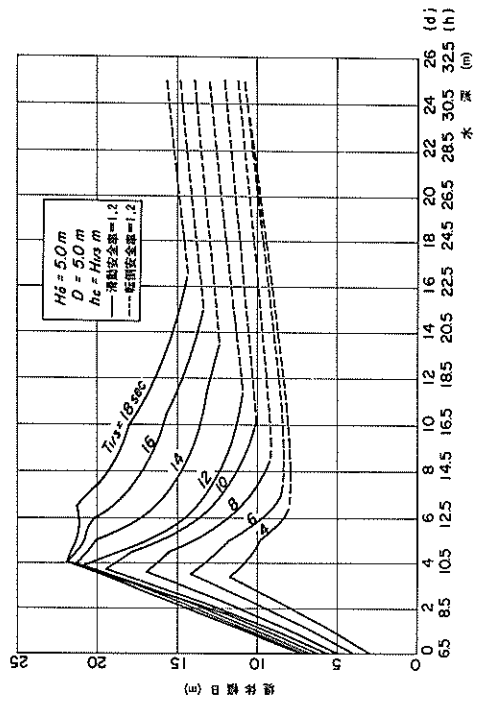


(b) 堤体幅 B

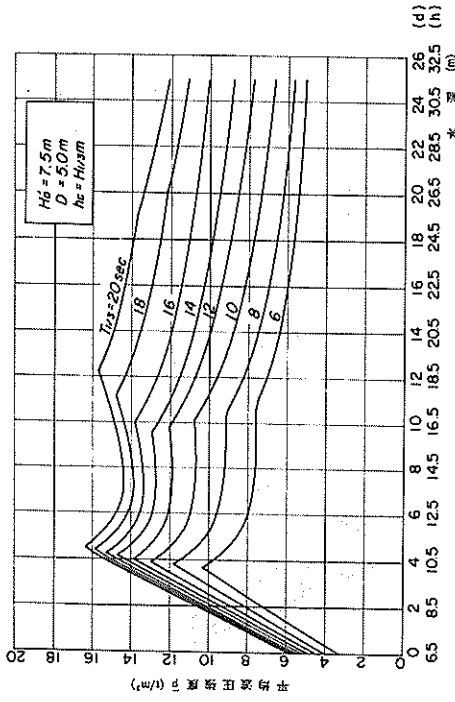


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 42

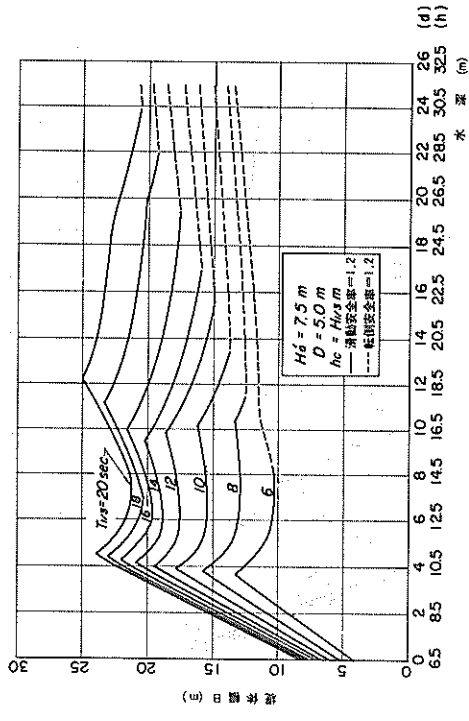


(b) 堤体幅 B

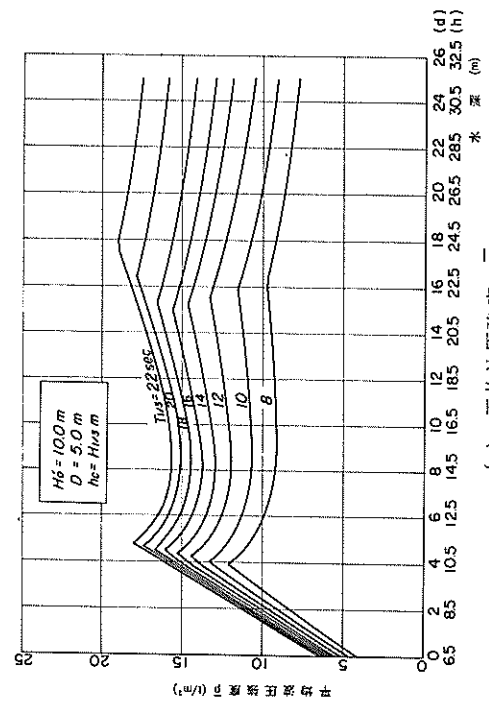


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 43

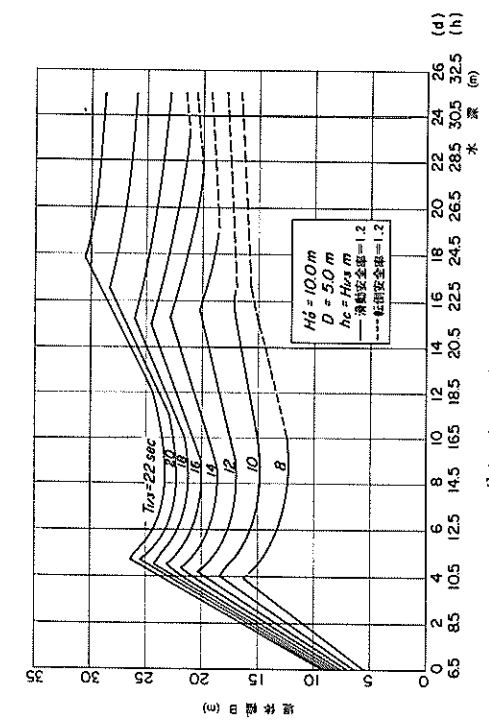


(b) 堤体幅 B

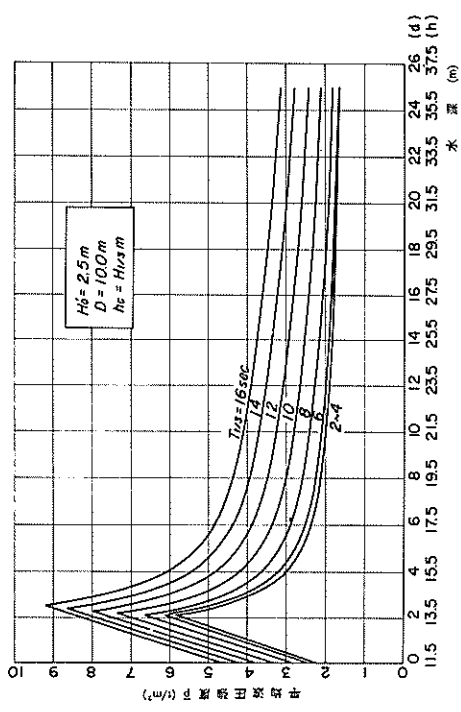


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 44

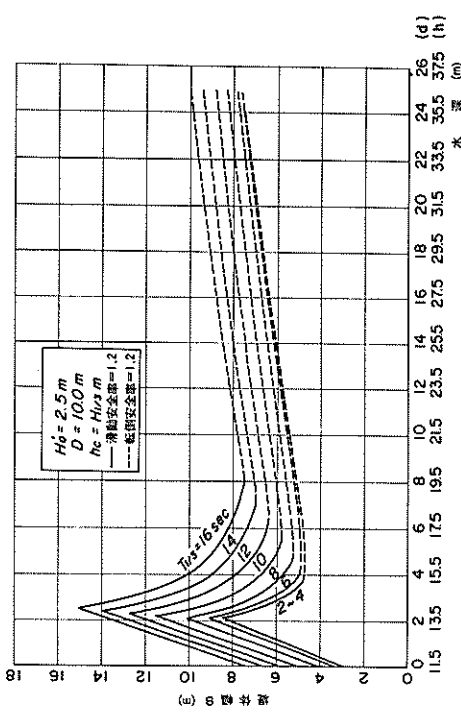


(b) 堤体幅 B

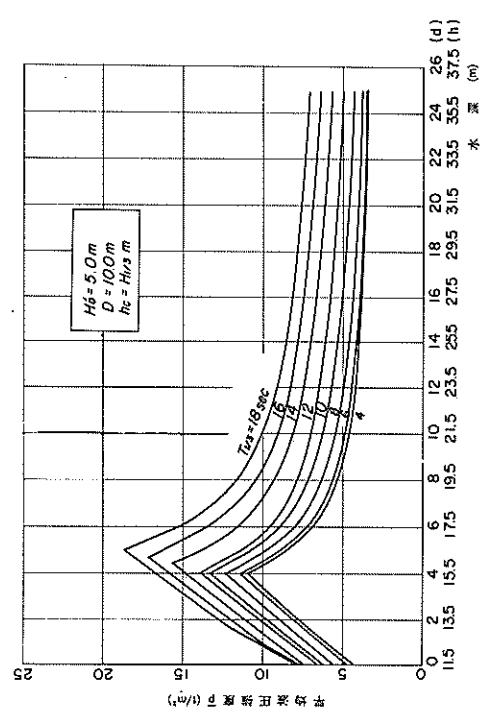


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 45

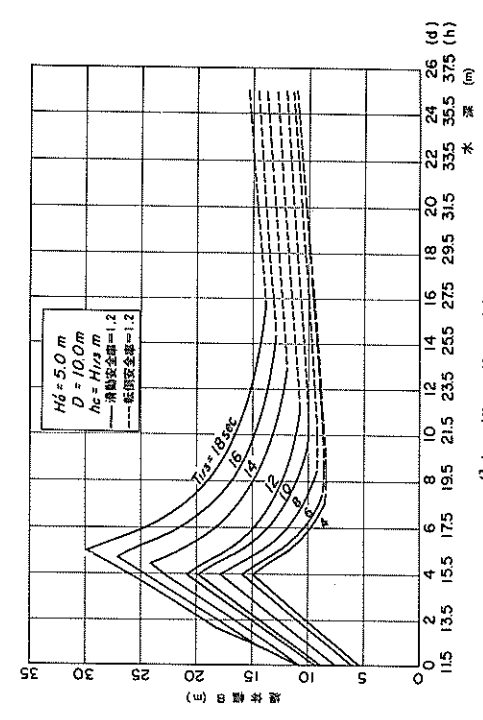


(b) 堤体幅 B

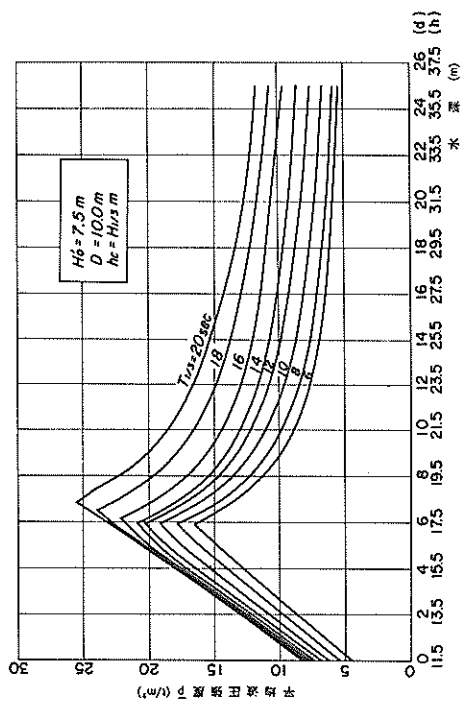


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 46

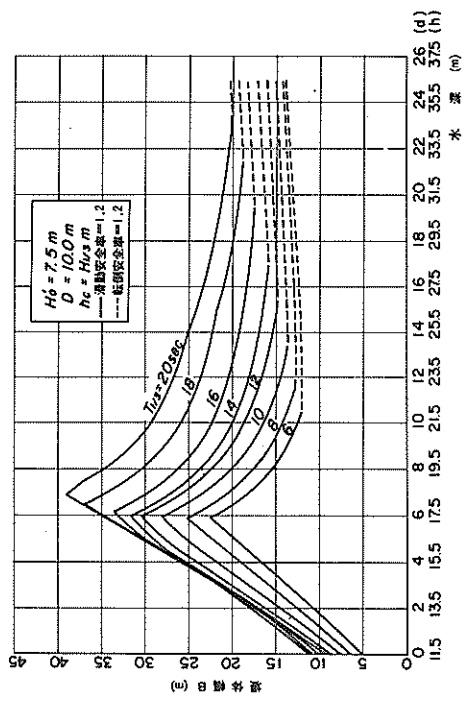


(b) 堤体幅 B

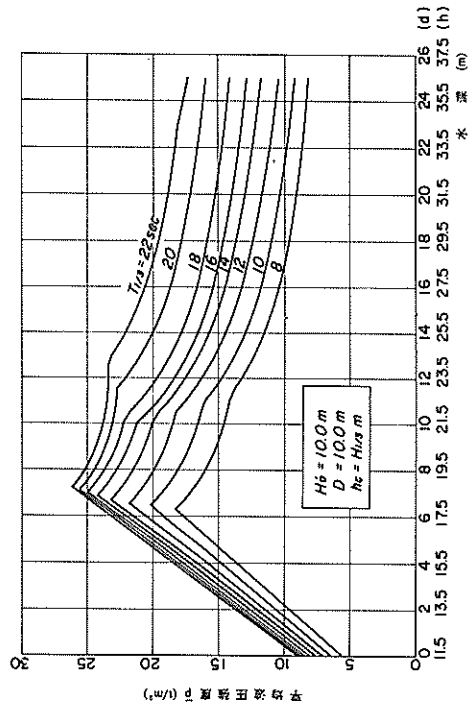


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 47

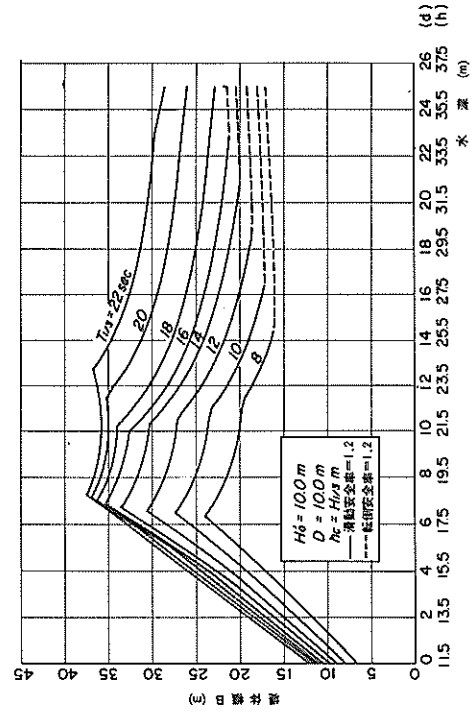


(b) 堤体幅 B

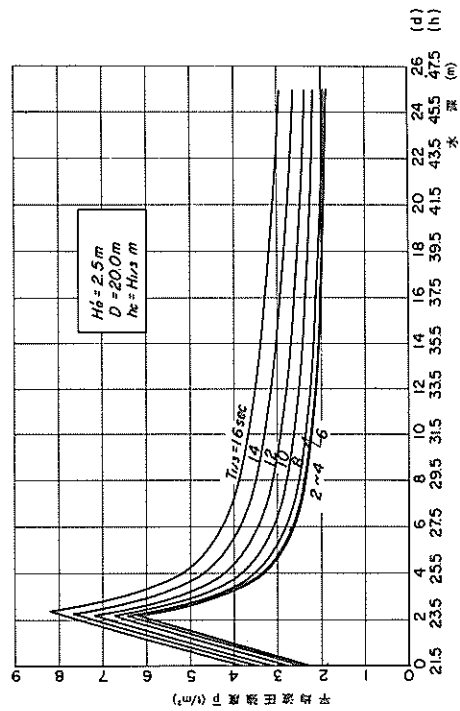


(a) 平均波压强度 \bar{p}

Fig. 48

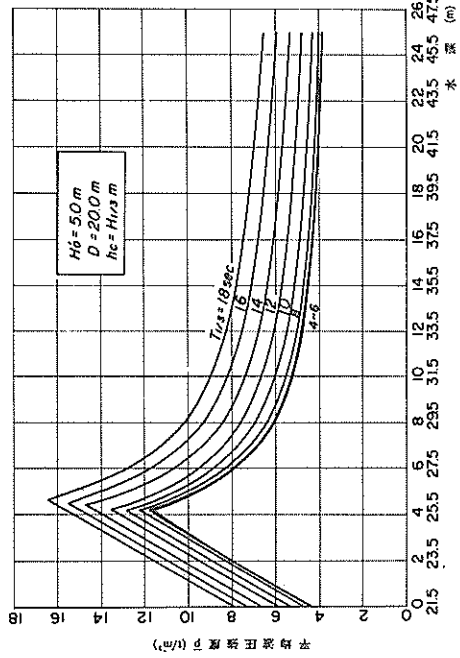


(b) 堤体幅 B



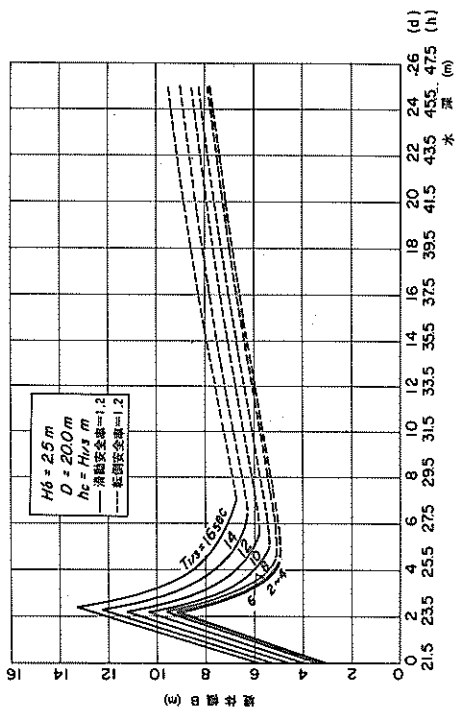
(a) 平均波圧強度 p

Fig. 49

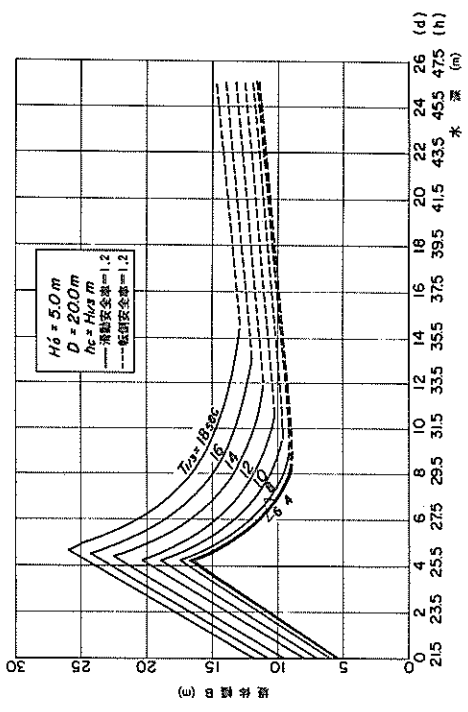


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

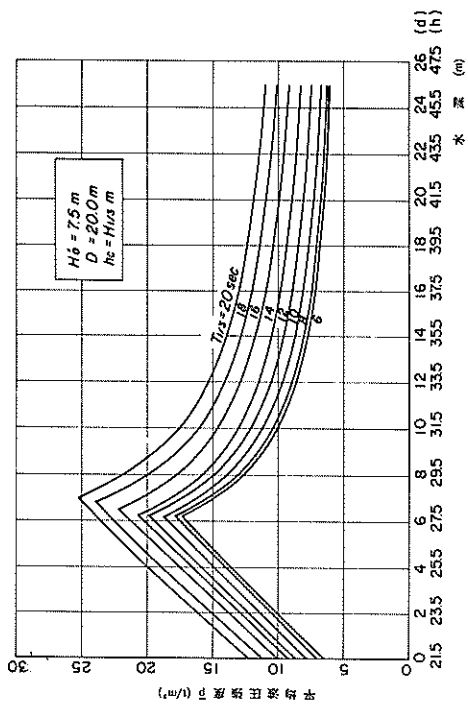
Fig. 50



(b) 堤体幅 B

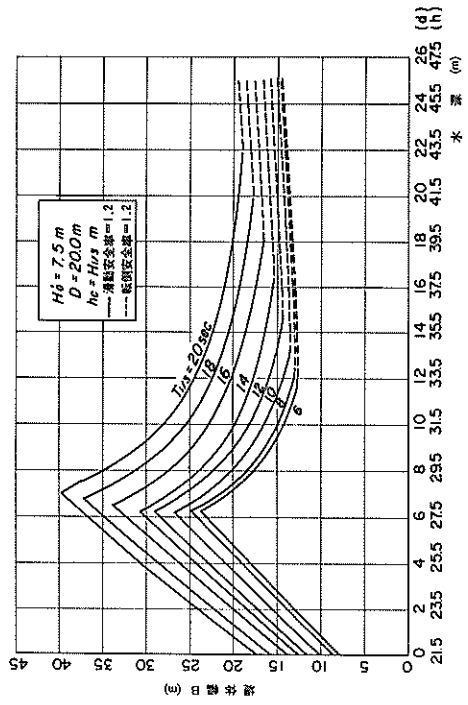


(b) 堤体幅 B

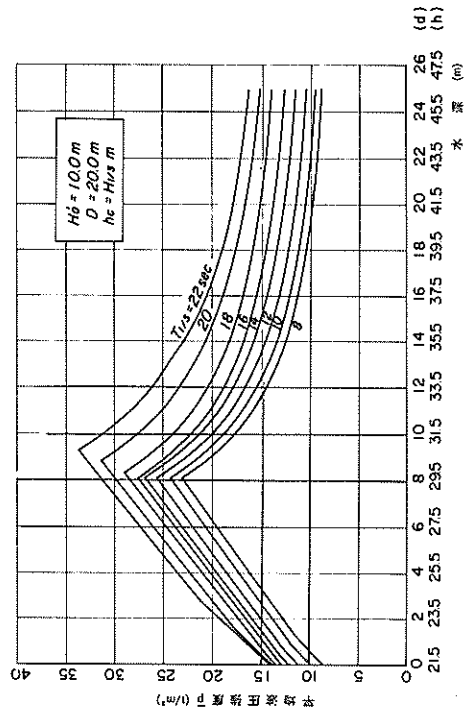


(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 51

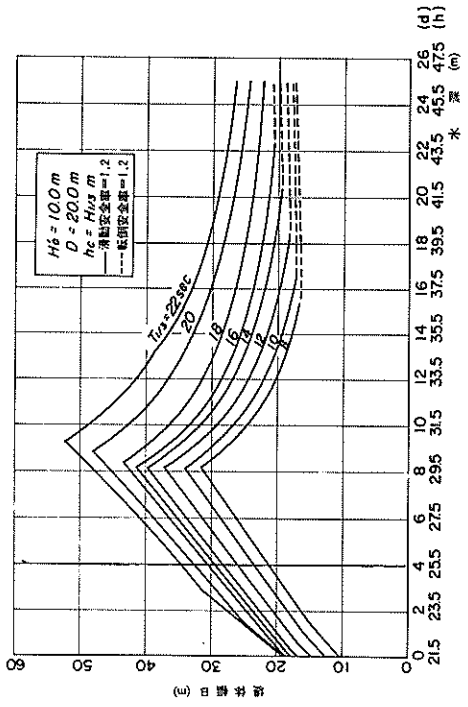


(b) 堤体幅 B



(a) 平均波圧強度 \bar{p}

Fig. 52



(b) 堤体幅 B

港灣技研資料 No.270

1977・9

編 集 兼 運 輸 省 港 灣 技 術 研 究 所
發 行 人

發 行 所 運 輸 省 港 灣 技 術 研 究 所
橫 須 賀 市 長 瀬 3 丁 目 1 番 1 号

印 刷 所 株 式 會 社 美 巧 社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.