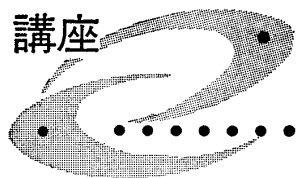


## 講座



## 海洋構造物の支持力特性

## 3. ケーソン式混成堤の安定性(1)

谷本 勝利 (たにもと かつとし)

埼玉大学教授 工学部建設工学科

## 3.1 まえがき

みなとの第一線で波と闘う防波堤の構造は、海中に自然石を積み上げ築堤したものから、コンクリートや鋼材を用いるものまで多種多様であり、その水理特性や安定性に関するメカニズムも構造様式によって著しく異なる。前々号および前号においては、捨石を主体とした傾斜堤についてヨーロッパの経験が紹介されたが、本稿ではわが国での主要構造様式である混成堤について述べる。

「混成堤」というのは「混成防波堤」の略語で、海底に築堤した捨石マウンドの上に直立の壁体を設けた構造、すなわち捨石マウンドの傾斜部と壁体の直立部が断面的に混在して成る防波堤という意味である。歴史的に見れば、直立部は傾斜堤の頂部を押さえる壁体として出現し、直立部の底面が干潮面より上の「高基混成堤」、干潮面より下の「低基混成堤」へと変遷してきた。現在、わが国で見られるほとんどの混成堤は、図-3.1にその標準的断面を示しているように、直立部の底面を低くした低基混成堤で、ヨーロッパ諸国ではむしろ「直立防波堤」と呼ばれているものに相当する。ただし、ヨーロッパでは直立堤=重複波堤(波を反射させる防波堤)という概念が強いのに対し、わが国では碎波が作用する防波堤としても用いているという違いがある。

直立部の構造にも種々あり、歴史的変遷がある。現在の主要なものとしては、鉄筋コンクリートケーソンに砂の中詰めし、場所打ちコンクリートでふたをした構造が多く、これを「ケーソン式混成堤」と呼んでいる。そのほか、波力や反射波を軽減するために、ケーソンの前面に消波ブロックを投入した「消波ブロック被覆混成堤」も多く見られる。この消波ブロック被覆混成堤は碎波領域での混成堤の厳しさを経験したわが国が生んだ「日本型碎波堤」で

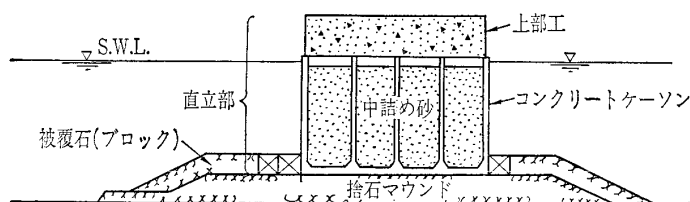


図-3.1 ケーソン式混成堤の標準断面

ある。

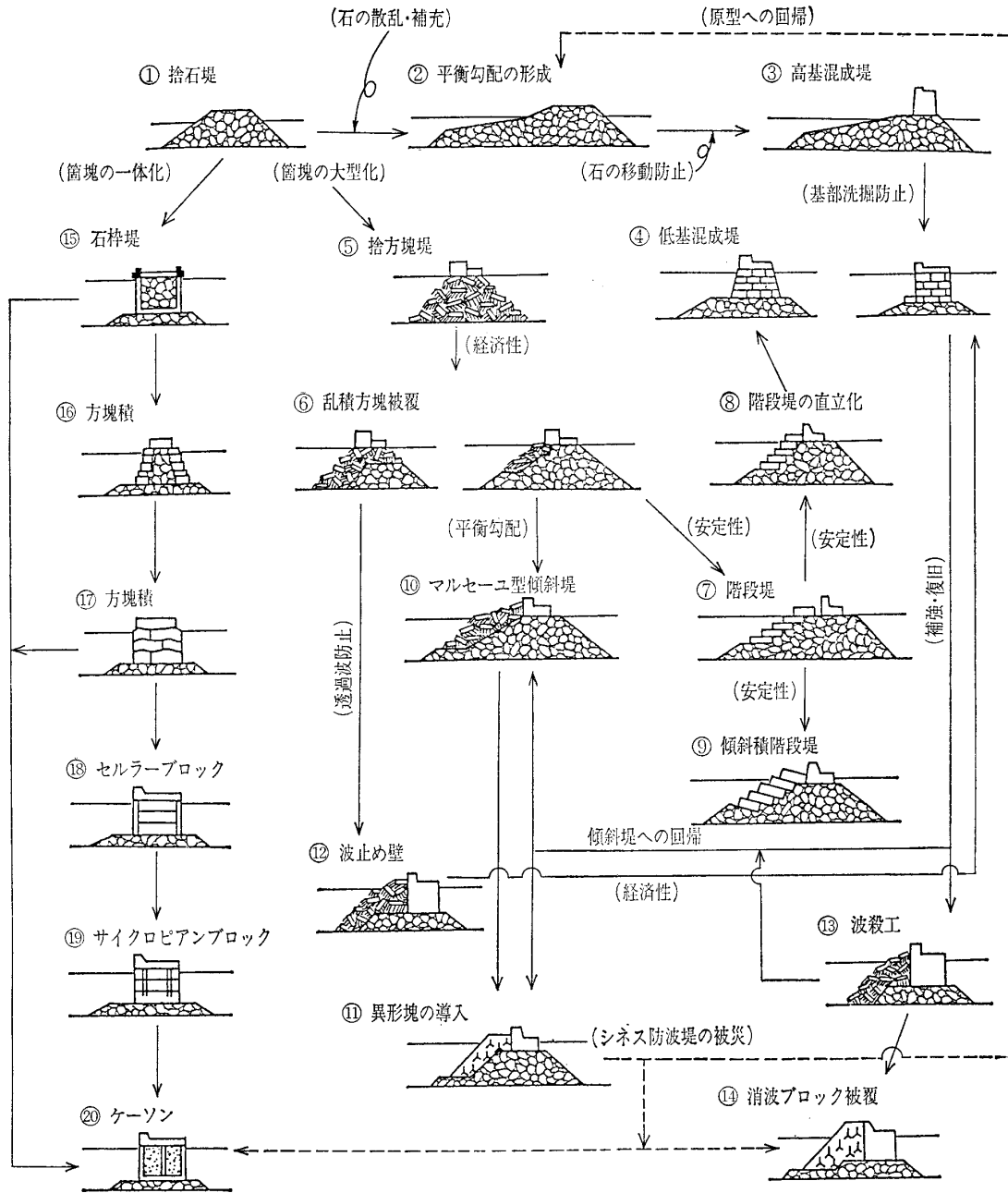
これらの防波堤のわが国における経験は現行の技術基準<sup>1)</sup>に集約されている。本号では、まず世界における防波堤構造の歴史的変遷を混成堤を中心に概観し、次いで技術基準に基づいた混成堤の耐波設計法の概要を述べる。ただし、マウンドおよび海底地盤の支持力については、本講座の後の章で解説されるので省く。そして、次号において、波力算定における問題点の一つである衝撃碎波力について述べ、最後に耐波安定性等の向上を目指した新しいケーソン構造の開発について紹介する。本稿は防波堤の支持力特性を直接論じるものではなく、むしろ次章以降扱われる混成防波堤についての波力を中心とした入門的解説を意図したものである。

## 3.2 防波堤構造の歴史的変遷

## 3.2.1 世界における変遷

## (1) 防波堤構造の変遷図

防波堤の最も原始的な形態は自然石を単純に積み上げた捨石堤と考えられる。もっとも、既に古代エジプトからローマ帝国の時代へかけて現代の主要な構造型式は一応網羅されていたようであるが、近代における防波堤構造は実際に自然石による捨石堤から出発した。図-3.2はその近代における防波堤構造の変遷を1枚の図にまとめたものである。捨石堤から出発して、安定性を増すために、あるいは経済性を高めるために様々な変遷を遂げていることがう



図—3.2 近代における防波堤構造の変遷<sup>3)</sup>

かがえる。これを詳しく説明していると多くの紙数を要するので、ここでは、伊藤の「防波堤構造論史」<sup>2)</sup>に基づき、混成堤への変遷について、(2)、(3)で手短かに振り返る（事例における具体的な断面等は参考文献3)~5)を参照していただきたい）。

(2) 捨石堤から混成堤へ

近代的築港の始めとされるフランスのシェルブール港の防波堤建設は、1781年からコーン（円錐台）型石枠堤をもって着手されたがほどなく失敗に帰し、1789年以降はもっぱら捨石の投入に全力を注ぐこと

となった。しかし、海中に投入された捨石(図—3.2の①、以下、“図—3.2”の表示は省略)は、波の作用下で沈下や散乱を生じながら、次第に波の規模や石の重量に適応した安定斜面を形成していく(②)。シェルブールの場合は、捨石が干潮面に顔を出す都度、波の作用のため主として港内側に流され、十分な高さの捨石堤を完成させることができなかった。そこで、1830年からは強大な直立壁を捨石マウンドの上に設け、1853年高基混成堤としてようやく延長3850mの大防波堤が完成することとなった(③)。

シェルブールの後、これを模した高基混成堤がいくつか建設されたが、その多くは壁体基部の洗掘や前方での砕波による衝撃波力による災害を免れ得なかった。その対策の一つが直立壁の基面（底面）を波の作用の弱い深さに置くこと、すなわち混成堤の低基化である(④)。これは主としてイギリスにおいて進展し、1849年にはオルダーニーで外壁基面が-3.6mにとられ、1898年にはピーターヘッドにおいて、-13.1mの基面が出現したのである。もっとも、ドーバー港ではこれらの前、1847年に捨石マウンドを設けない直立堤が着工していた。

### (3) 捨方塊堤から混成堤へ

捨石堤の安定化あるいは材料の節約を図るもう一つの工法は人工の方塊（コンクリートブロック）を用いることであった。1830年代には、アルジェ（アルジェリア）で全断面捨方塊堤(⑤)が出現し、1840年代には、堤心に自然石を用い、波あたりの厳しい外面だけを捨方塊で被覆する構造となり、経済性が高められていった(⑥)。

一方、被覆方塊は乱積みにするよりも整積みにして相互の一体化を図るべきであるとの考え方から、1879年アルジェ港において階段状整積み方塊被覆の傾斜堤が出現し、19世紀末のイタリアなどで盛んに用いられた(⑦)。ところが、階段斜面があまり緩やかでは一体化の効果が少ない。これを改善するためオーバーラップを増せば(⑧)、階段堤は直立化して低基混成堤へと移行する(④の左)。

かくして、1900年には捨石マウンドの上に方塊をほぼ垂直に積み上げ壁体とした混成堤がナポリにおいて出現し、以降これがイタリアにおける主流構造様式となっていった。この低基混成堤は、変遷経路こそ異なるが、④の右の断面と全く同じである。

### (4) 第一次ショック（1930年代）

以上、二つのルートによって出現した低基混成堤はやがてヨーロッパ諸国やその植民地で広く用いられるようになっていった。しかし、1930年代、カタニア（イタリア）、アルジェ、レイションス（ポルトガル）などで、直立壁が倒壊する被害が相次いだ。これは当時の設計技術の未熟さにもよるが、直立壁の構造が方塊からセルラブロック（中空で底のないブロック、コンクリートで中詰めする）を経て、サイクロピアンブロック（ギリシャ神話に現れる一

つ目の巨人サイクロピロスのように巨大なブロックという意味）へと大型化していくにつれ、ブロック同士の一体化等の措置が省略されるようになったことにもよっている。これらの復旧の多くは傾斜堤が採用され、防波堤の構造は一部傾斜堤へ回帰していった。そして、世界ではいまだに傾斜堤が主流であることの遠因をなしているという意味で、筆者はこれを防波堤建設史における第一次ショックと呼んでいる。

### (5) 第二次ショック（1978/79）

傾斜堤においても、小さな捨石を被覆する被覆ブロックは方塊から異形塊へと変遷した。最初の異形塊は、1949年に発表されたテトラポッドである。その後、各種の異形コンクリートブロックが考案され、使われるようになった。

1973年に着工したポルトガルのシネス港西防波堤ではかみ合わせのよいドロスが用いられたが、これが1978/79年に大災害を被った。この防波堤は延長1966mの異形塊被覆傾斜堤で、そのうち1250mが水深30~50mという大水深防波堤であった。それがほぼ完成したとき、全延長にわたって大被害を被り、世界の防波堤関係者に大ショックを与えたのである。

このシネス港防波堤の被災を契機として、設計における安全性の評価が議論の対象となり、信頼性解析など確率的評価が試みられるようになった。また、構造では異形塊から方塊への回帰、さらにはバーム防波堤と呼ばれる原始的捨石堤への回帰が一部見られるようになった。このバーム防波堤というのは、比較的小さな捨石を用いて十分な幅と高さで築堤し、波の作用によって自然の安定勾配に近い形に変形しても防波堤の機能を保てるようにしようというもので、カナダやアラスカ、その他の北極圏諸国等に例が見られる。

一方、バーム防波堤とは対極をなすケーソン防波堤への関心も一部高まってきた。イタリアなどの地中海沿岸諸国では近年でも混成防波堤が建設されていたが、最近ではドイツなどにおいてもケーソン防波堤に関する基礎的研究が進められている。

## 3.2.2 日本における混成堤の発展

### (1) 混成堤主流の要因

ヨーロッパを中心とした世界での防波堤構造の歴

## 講 座

史的変遷の中には、伝統的様式あるいは原始的様式への一部回帰が見られるのに対し、わが国における防波堤は明治時代の西洋技術の導入の時期から現在に至るまで一貫して混成堤形式が主流であるという違いがある。これには

- ① わが国近代築港開始の時期がヨーロッパにおいて高基混成堤から低基混成堤への移行時期にあたり、その技術が導入されたこと、
- ② 早期に一体化に優れた鉄筋コンクリートケーソン工法を導入したこと、
- ③ 急速な近代化に伴う急速施工の要請に対し、混成堤が向いていたこと、
- ④ 混成堤の実績の積重ねはその設計技術・施工技術を著しく発展させたこと、

などが要因として挙げられる。

事実、わが国最初の本格的防波堤といえる横浜港水堤の着工は1891年であり、前述のイギリスの例で言えば、1849年のオルダーニー以来低基化が進んで、1898年ピータヘッドで基面水深-13.1mが出現する直前であった。また、鉄筋コンクリートケーソンの海洋工事への導入は、ロッテルダム港の岸壁に1908年に用いられたのが最初と言われているが、1910年には神戸港岸壁に採用し、ついで1911年には神戸港において、1912年には小樽港においてケーソン防波堤が出現した。これらの例はメタルケーソンは19世紀末頃からヨーロッパにおいて用いられていたものの、鉄筋コンクリートケーソンを防波堤に用いた最初の例である。

## (2) 新しいケーソン構造の開発

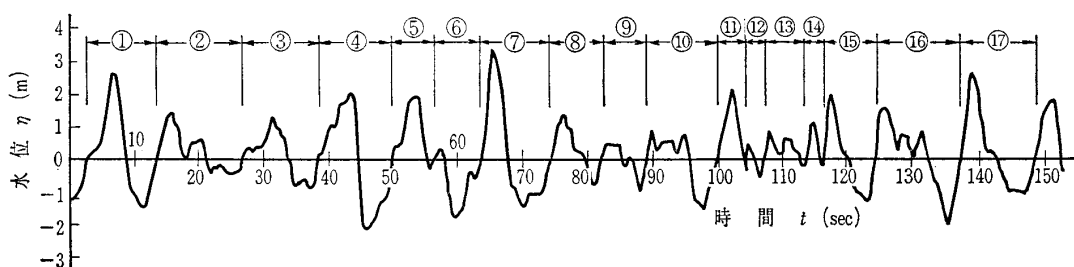
混成堤主流のわが国の防波堤構造に大きな影響を与えたのはテトラポッドと孔開きケーソンの出現である。テトラポッドは1950年にカサブランカ北方の火力発電所冷却用水取水口の保護突堤頭部で使用されたのが世界で最初である。フランスの技師Dannel

(ダネル)の考案によるものであったが、わが国では1955年に岩手県の八木港で類似の異形コンクリートブロックが初めて使用されたという。その後、六脚ブロック、中空三角ブロックなどが開発された。さらに、現在では数えきれないほどの異形ブロックが内外で考案され、それぞれ実用に供している。

防波堤用異形コンクリートブロックは傾斜堤の多い諸外国では捨石を保護する被覆材としての役割が主であるのに対し、直立のケーソン防波堤が多いわが国では、ケーソンの前面に投入して波力の減殺、反射波の低減などが主たる機能(消波ブロック)となる。特に、強い碎波力が作用する場合の軽減効果は顕著で、明治の終わり頃に着工して、幾多の被災を重ねていた北海道の留萌港の防波堤も戦後消波ブロックで被覆してようやく安定をみる事ができた。

テトラポッドの出現のあと、世界に再び大きな反響をもたらしたのが孔開きケーソンであった。これは1961年に当時カナダの国立研究評議会(NRC)にいたJarlan(ジャルラン)が考案したもので、音響パネルにヒントを得たものであるという。1964年頃カナダのコモ湾で岸壁兼用の防波堤として建設されたのが最初であり、その後フランスなど各国において用いられるようになった。わが国においては、1965年頃から各種の直立消波ブロックや消波ケーソンが研究開発されるようになって、比較的波の穏やかな内湾等における防波堤や護岸などにこの形式のものが次第に採用され、現在では枚挙にいとまがないほどに普及してきたのである。

直立消波ケーソンの普及とともに、1975年頃から大水深化など防波堤建設条件の変化を背景として新しい防波堤構造開発の機運が高まってきた。それに応えて、現在では、次号で紹介するように各種のケーソン構造が開発されている。



図—3.3 不規則波の例<sup>6)</sup>

### 3.3 混成堤の耐波設計法の概要

#### 3.3.1 設計波

##### (1) 不規則波の代表波と波向

海の波は非常に不規則であり、図—3.3 に示しているように、一連の波であっても、1波1波、波高と周期が異なる。そのため、不規則波の波高と周期を言うのに、代表波の諸元を用いる。まず、それを説明しておく。

不規則波の1波1波は、通常、平均水位を基準線（ゼロ線）として、水位がそれを上向きに横切る（ゼロアップクロス）点の間で定義する。その1波の周期はゼロアップクロス点の間の時間、波高はその間における最高水位と最低水位の差である。防波堤の設計で必要となるのは最高波と有義波で、次のような代表波である。

最高波(最大波ともいう)：一連の波群の中で、波高の最も大きい波（周期は最も長いとは限らない）。そのときの波高を「最高波高」( $H_{max}$  と表記)、周期を「最高波周期」( $T_{max}$  と表記) という。

有義波(1/3最大波ともいう)：波群の中で、波高の大きい方から、全体の波の数の1/3の数だけの波を選び、それらを平均した波高と周期を持つ波。そのときの波高を「有義波高」( $H_{1/3}$  と表記)、周期を「有義波周期」( $T_{1/3}$  と表記) という。

以上は、特定地点で観測された時間波形に対するものであるが、その他、波の諸元としては、波がどの方向から来るか、すなわち波向が必要となる。海の波は様々な方向の成分波が重なっている切れ波（多方向不規則波）であり、その「波向」は最もエネルギーの大きい方向（主方向）と定義する。

##### (2) 設計波決定の手順

防波堤の安定性の検討に用いる設計波は、まず水深の影響を受けないような深い海域での沖波諸元（有義波高、有義波周期、波向）を求め、次に防波堤建設地点に至るまでの波の変形（屈折、浅水変形、砕波など）を考慮して決定する。

沖波の諸元は、相当長期間の波浪実測値（10年以上あることがのぞましい）もしくはおおむね30年以上にわたる気象資料によって得た推算値（有義波法あるいはスペクトル法）を実測資料（最低3年以上）で補正した値に適切な統計処理を施して発

生確率を検討した結果に基づき決定する。このとき沖波の波向は16方位ごとに取り、波向別に考えるのが標準である。例えば、E波（東方向から来る波）、ESE波（東南東方向から来る波）などごとの波を統計処理するが、主要でない波向についてはもちろん省略できる。

統計処理は互いに独立である極大波（ある一つの気象条件において波が発達し、減衰する過程で波高が最大となるときの波、一般に有義波諸元で表示）を用いて、再現期間に対する確率波高を求めることによる。確率波高は Gumbel（グンベル）分布、Weibull（ワイブル）分布等をあてはめ、データに最も適合する関数形を見出し、所要の再現期間に対して外挿推定するのが普通である。再現期間は耐用期間における遭遇確率を考慮して決めることがのぞましいけれども、個々の状況に応じて責任技術者の判断にまかされる。一般には、50年程度に選ばれることが多く、重要な施設にあっては100年をとることもある。

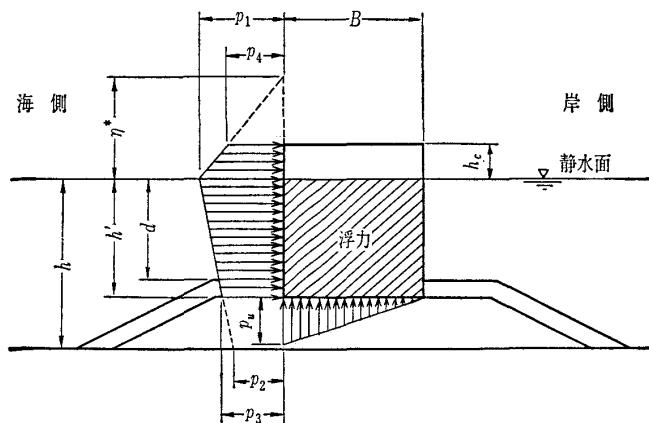
沖から防波堤地点までの波の変形計算は不規則波としての扱いによるのが原則である（設計波決定の手順の詳細は参考文献1）、極値統計解析および不規則波の変形計算の詳細は参考文献6)参照)。

以上の手続きを経て、防波堤地点での波の条件が決まる。種々の波向（屈折によって沖波の波向と違っているのが普通）のうち、防波堤の安定性にとって最も危険な波を設計波としなければならない。

#### 3.3.2 波力等の算定法

##### (1) 直立部に働く波力

防波堤直立部に作用する波力は、波の条件のほか、潮位、水深、海底地形、構造物の断面形状、法線形



図—3.4 合田式による設計波圧の分布

講 座

状（延長の平面形状）等を考慮して適切に算定する必要がある。通常の条件での、波の峰に対応する波力は合田の波圧公式を用いて算定できる。合田式における波圧分布は 図-3.4 に示すとおりで、波圧の作用上限の高さ  $\eta^*$  や波圧強度等は一般化して次のように与えられる<sup>7)</sup>。

$$\begin{aligned} \eta^* &= 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H \dots\dots\dots(1) \\ p_1 &= 0.5(1 + \cos \beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \omega_0 H \dots\dots(2) \\ p_3 &= \alpha_3 p_1 \dots\dots\dots(3) \\ p_4 &= \alpha_4 p_1 \dots\dots\dots(4) \\ p_u &= 0.5(1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \omega_0 H \dots\dots\dots(5) \\ \alpha_1 &= 0.6 + 0.5 [(4 \pi h/L) / \sinh(4 \pi h/L)]^2 \dots\dots\dots(6) \\ \alpha_2 &= \min \{ (1 - d/h_b) (H/d)^2 / 3, 2 d/H \} \dots\dots\dots(7) \\ \alpha_3 &= 1 - (h'/h) [1 - 1/\cosh(2 \pi h/L)] \dots\dots\dots(8) \\ \alpha_4 &= 1 - h_c^*/\eta^* \dots\dots\dots(9) \\ h_c^* &= \min \{ \eta^*, h_c \} \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

ここに、 $\omega_0$ ：水の単位体積重量、 $h_b$ ：直立壁面から設計有義波高の5倍の距離だけ沖側位置での水深、 $\beta$ ：直立壁の延長方向に対する垂線と入射波の主方向となす角度、 $H$ 、 $L$ ：波力の計算に用いる波高および波長、 $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、 $\lambda_3$ ：構造形式等による修正係数、ほかの記号は 図-3.4 参照。

設計波力の計算に用いる波高および波長は最高波の諸元である。一般には、最高波高は  $H_{1/250}$ （砕波の影響を受けないところでは  $1.8 H_{1/3}$  に等しい確率の波高）、最高波の波長は有義波周期に対する波長に等しいとして与える。周期  $T$  に対する水深  $h$  での波長  $L$  は次式により計算すればよい。

$$\begin{aligned} L &= L_0 \tanh(2 \pi h/L) \dots\dots\dots(11) \\ L_0 &= g T^2 / (2 \pi) \dots\dots\dots(12) \end{aligned}$$

ここに、 $g$  は重力の加速度。

修正係数は通常の混成堤に対しては  $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ ，消波ブロック被覆混成堤に対しては  $\lambda_1 = \lambda_3 = 0.8$ ， $\lambda_2 = 0$  である。

なお、合田によって提案された元々の波圧式<sup>6)</sup> は捨石マウンド上の直立壁体（通常の混成堤）を対象としたもので、修正係数は含まれていない。修正係数はそれを消波ブロックで被覆した場合などほかの構造にも適用できるように導入したものである。以下、修正係数を取り入れた式を「一般化した合田式」と呼ぶ。単に「合田式」という場合は、 $\lambda_1 = \lambda_2$

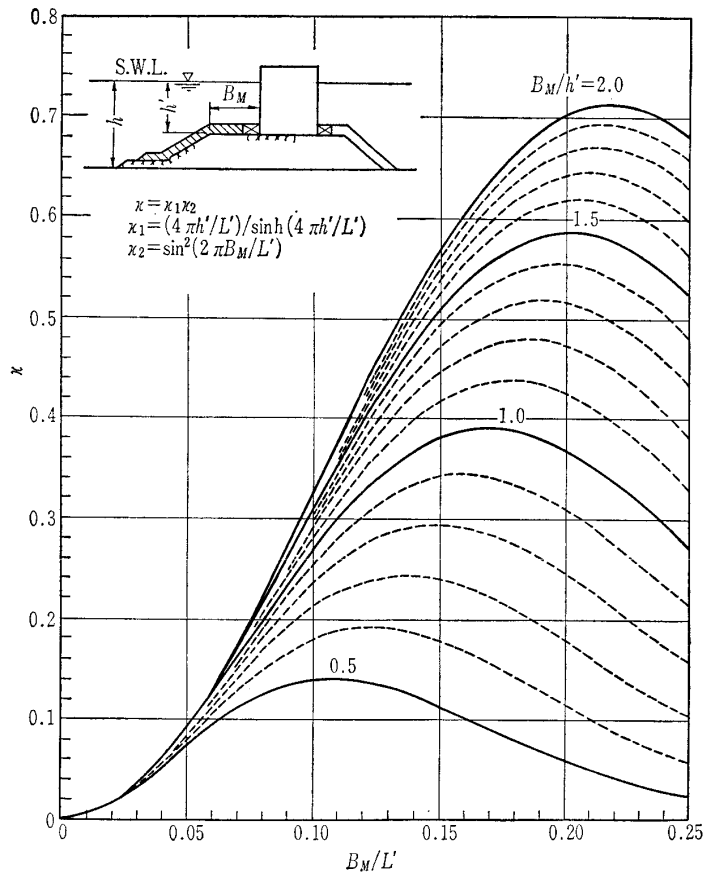


図-3.5 κの算定図<sup>8)</sup>

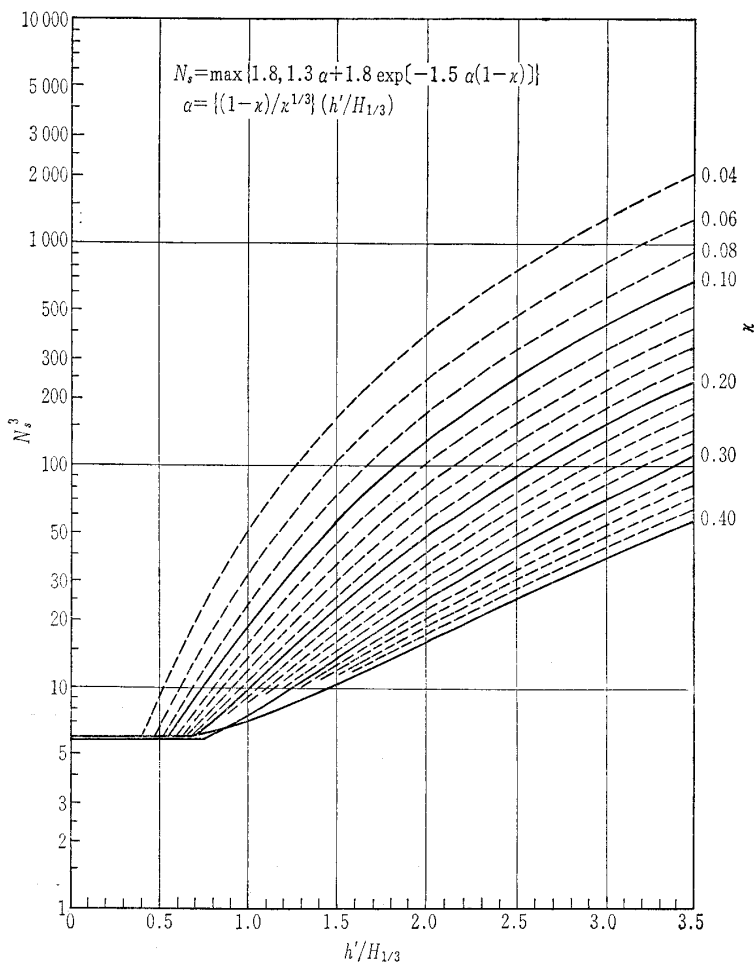


図-3.6  $N_s^3$ の算定図<sup>8)</sup>

$=\lambda_3=1$  とした原式を指す。

(2) マウンド被覆材の安定重量

マウンド被覆材などに働く波力は、結果としての安定重量で評価される。この安定重量  $W$  は、一般に次式により求める。

$$W = w_r H_{1/3}^3 / \{ N_s (w_r / w_0 - 1) \}^3 \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $w_r$ ：被覆材の単位体積重量(空中)、 $w_0$ ：水の単位体積重量、 $N_s$ ：被覆材の形状等による安定係数（一般に定数ではない）。

被覆石の安定係数については、谷本ほか<sup>9)</sup>が理論的考察と不規則波による模型実験結果に基づいて直角入射波 ( $\beta=0$ ) に対し定式化しているので紹介しておく。図-3.5、3.6はその算定図

である。図中、 $L'$ は基礎捨石マウンド天端上の水深  $h'$  に対する波長、 $B_M$ は基礎捨石マウンドの前肩幅である。与えられた条件に対し、図-3.5から  $\kappa$  の値を求め、さらに図-3.6から  $N_s^3$  の値を読み取ればよい。波が斜めに入射する場合や堤頭部（防波堤の先端部）に対しては、最近高橋ほか<sup>9)</sup>がこれをさらに発展させた算定法を提案している。

(3) 消波ブロックの所要重量

消波ブロック被覆混成堤の場合の消波ブロックの安定重量も式(13)により算定される。ただし、安定係数  $N_s$  の代わりに、次の  $K_D$  を用いる。

$$N_s^3 = K_D \cot \theta \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 $\theta$ は斜面が水平面となす角度である。

式(14)を式(13)に代入したものが一般に Hudson (ハドソン) 式と呼ばれているものである。 $K_D$ の値は状況に応じた模型実験結果等に基づき適切に与える必要がある。

例えば、特定の消波ブロック（テトラポッド）についての不規則波による実験結果<sup>10)</sup>の例を示すと図-3.7のようになる。図中、 $D$ は被害率で、検査域（図の説明図の中の斜線部）におけるブロックの総数に対する移動ブロック数の比を%表示したもので

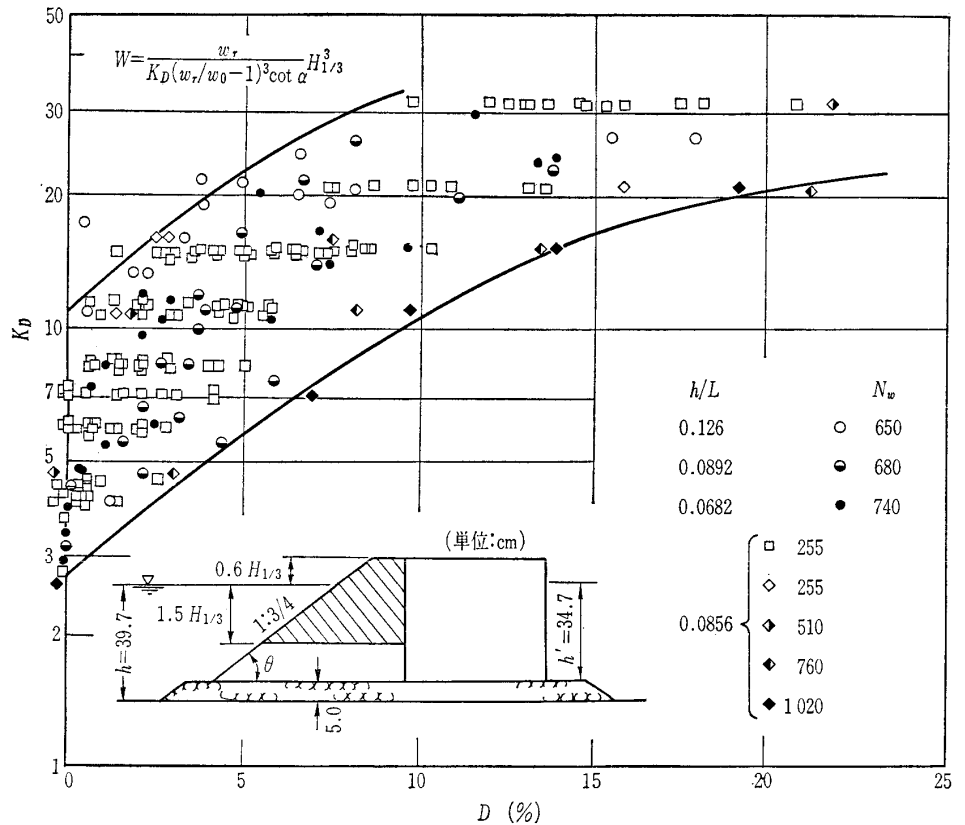


図-3.7 消波ブロックの  $K_D$  値に対する不規則波実験結果の例<sup>10)</sup>

ある。また、図中の記号説明における  $N_w$  は波の作用数である。 $K_D$ の値は波の条件等によって広く分布している。ブロックの移動をある程度許容すれば大きな値をとることができるが、どの程度許容するかは責任技術者の判断に任されている。このブロックの場合、 $K_D$ の値としては7.2が用いられることが多い。

3.3.3 直立部の安定性の検討

直立部の安定性の検討は滑動、転倒に対し行う（別途、マウンドや地盤の安定性および支持力の検討が行われる）。滑動および転倒の安全率は1.2以上を確保する。通常の場合滑動で決まることが多く、安全率は次式で計算される。

$$\text{滑動の安全率} = \mu (W_0 - U) / P \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 $\mu$ ：摩擦係数、 $W_0$ ：静水中重量（=直立部重量-静水時浮力）、 $U$ ：鉛直波力(揚圧力)、 $P$ ：水平波力。摩擦係数はコンクリート底版と捨石マウンドの場合0.6が用いられる。

3.3.4 安定性の検討に用いる潮位

海図における海の深さや潮位表における潮汐の高さの基準面は潮位がそれ以下にほとんど下らないような低い面にとられる。わが国における港湾工事

## 講 座

の基準面はそうした海図や潮位表の基準面と同じく、基本水準面（平均水面から潮汐の主要四分潮の半潮差の和を差し引いた面）にとられている<sup>1)</sup>。

安定性の検討に用いる設計潮位は構造物が最も不安定となる潮位を考慮するのが原則である。直立部の安定性については通常高潮位のほうが厳しく、朔望平均満潮面（毎月の最高潮位の平均値、厳密には朔望の日から前2日、後4日に現れる各月の最高満潮面を平均した水面、H.W.L. と表記）を用いることが多いが、場合によっては既往最高潮位や適切な高潮偏差（通常潮位である天文潮からの高潮による偏差）を足した潮位などを用いることもある。逆に、水中にあるマウンド被覆材の安定性は低潮位のほうが水面に近付き波の作用が大きくなるので一般に厳しく、朔望平均干潮面（毎月の最低潮位の平均値、L.W.L. と表記）を考慮しなければならない。

## 参 考 文 献

- 1) 運輸省港湾局編：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1989.
- 2) 伊藤喜行：防波堤構造論史，港湾技研資料，No. 69, p. 78, 1969.
- 3) 谷本憲俊：波と闘う防波堤 No. 1—防波堤構造の変遷—，土木施工，30巻10号，pp. 43～53, 1989.
- 4) 谷本勝利：防波堤構造の歴史の変遷とヨーロッパにおける現状，港湾技術振興会資料，No. 3, p. 35, 1993.
- 5) 谷本勝利・合田良実：Historical development of breakwater structures in the world, Coastal Structures and Breakwaters, ICE, Thomas Telford, London, pp. 193～206, 1992.
- 6) 合田良実：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，p. 333, 1990.
- 7) 谷本勝利・高橋重雄：Design and construction of caisson breakwaters—the Japanese experience, Coastal Engineering, 22, Elsevier, Amsterdam, pp. 57～77, 1994.
- 8) 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第21巻第3号，pp. 3～42, 1982.
- 9) 高橋重雄・木村克俊・谷本勝利：斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第29巻第2号，pp. 3～36, 1990.
- 10) 谷本勝利・原中祐人・山寄一雄：不規則波に対する消波ブロックの安定性に関する実験的考察，港湾技術研究所報告，第24巻第2号，pp. 85～121, 1985.