

サンドマスチック混成堤被覆工の 設計法に関する実験的研究

LABORATORY STUDY ON DESIGN OF SANDMASTIC REVETMENT FOR RUBBLE MOUND BREAKWATER

大野 大明*・重光 世洋**・原田 次夫***

By Tamei OHNO, Seiyo SHIGEMITSU and Tsuguo HARADA

1. はじめに

近年、社会の意識構造の変化に伴い、あらゆる産業の立地条件はますます複雑かつ、多様化する傾向にある。特に国土の狭いわが国においては、環境ならびに国土の保全の意味から、海岸の比較的深い水深まで埋立を行って産業または生活に必要な施設を求めざるを得ないのが実状である。このような沿岸立地においては、護岸・防波堤などの海岸構造物が外海に面し、かつ水深の比較的深いところに設置される場合が多く、そのために構造物は大きい外力を受けることになる。

したがって、構造物は、材質の面からは比重が比較的大きく、また堅硬である必要があり、また材料の構成も互いに緊密であることが望ましい。一般に外力として波力を考える場合、防波堤または護岸堤のマウンド部を大粒径の石塊で被覆し、さらにその上を単体重量の大きい消波ブロックで補強すれば大きな波力に耐え得る構造を作ることができる。しかし、一般に築造現場付近で適当な粒度、粒径の材料を容易に入手できるとは限らない。また材料の遠距離輸送を行った場合、輸送に要する費用が工事全体の経済性に与える影響を無視することはできない。その代替案として、現地で掘削に伴って発生する比較的小粒径の石塊を、アスファルト、砂およびフィラーの混合物を使用した、いわゆるサンドマスチックで表層部を緊結せしめ、大塊使用の場合と同等の安定性あるいは抵抗力をもたせる工法が考えられる。すでにわが国においては図-1に示すような、護岸・防波堤の捨石マウンド部表層にサンドマスチックを注入し、捨石を板状の大塊として波浪に抵抗させる施工実績はあるが、まだその適切な設計手法は確立していない^{1),2)}。それはサン

ドマスチック工に対する設計外力と対象とする材料あるいは構造物に関する破壊の挙動について不明確な点が多く残されているからであろう。

本研究においては、実際の構造物として多く施工されている図-2に示すような混成堤を取り上げ、サンドマスチック被覆工の設計外力として揚圧が支配的であるという結果をもとに³⁾、波浪諸元とサンドマスチック工の被覆深度などを系統的に組み合わせた実験を行い、揚圧の挙動を究明するとともに、引き続き求められた揚圧を設計外力としてサンドマスチック被覆工の層厚を決定する設計式を提案するものである。

天然アスファルトが水工構造物に利用された歴史はき

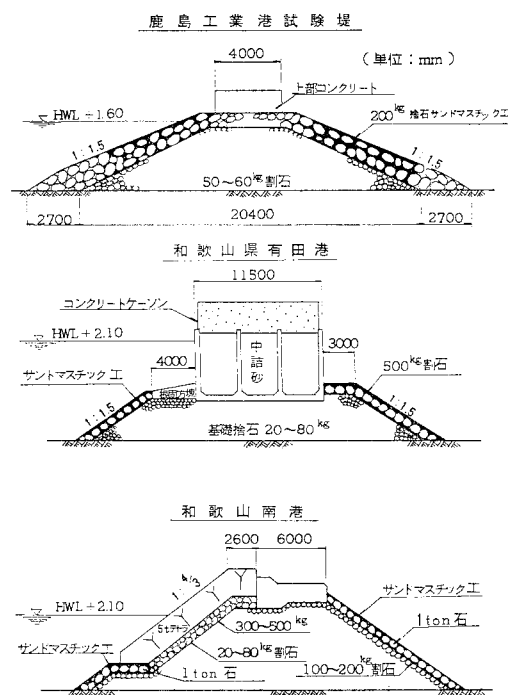
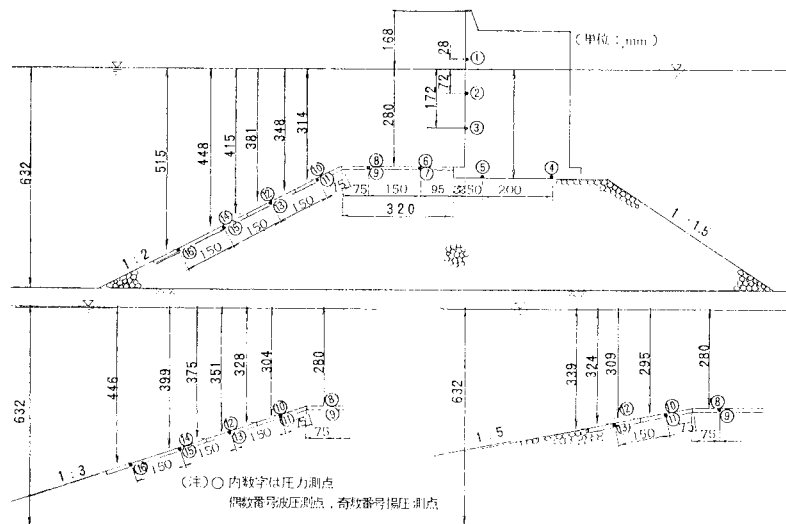


図-1 サンドマスチック被覆の適用例

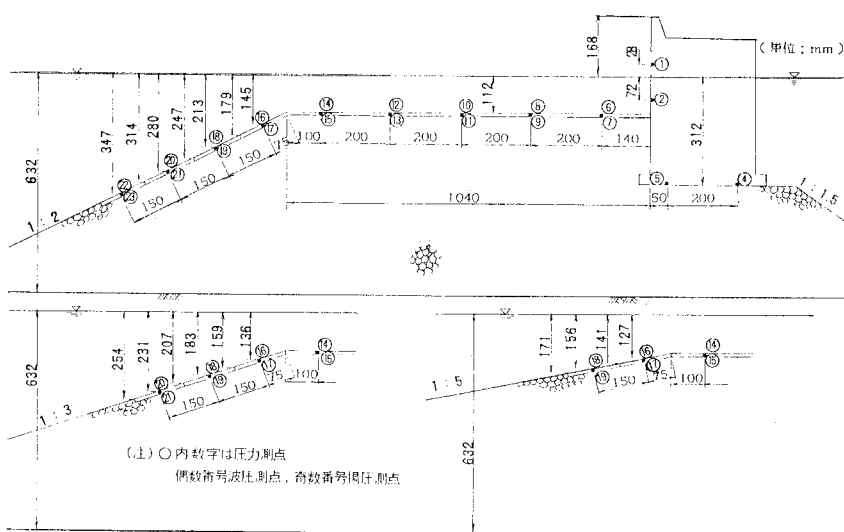
* 正会員 (株)新日本技術コンサルタント

** 正会員 工博 大阪産業大学教授 工学部土木工学科

*** 工博 関西電力(株)



(a) 混成堤型式ケース 1



(b) 混成堤型式ケース 2

図-2 模型の諸元および波圧，揚圧の測点位置

わめて古く、5000年の昔メソポタミア文明までさかのぼるといわれている。当時は、天然アスファルトのもつ不透水性、可撓性、工作のしやすさなどから井戸、溜池等に利用された、という記録が残されている。しかし、アスファルトが本格的に利用されるようになったのは、19世紀の後半からの石油産業の発達により二次製品としての石油系アスファルトが容易かつ安価に入手利用できるようになった以後のことである。まず橋梁の床板、道路舗装などに大規模に利用され、引き続き、やや遅れて水工構造物に用いられるようになり、ダム、防波堤、護岸等のライニング材として広く各国で利用されるに至った。

護岸、防波堤に使用されたのは、ドイツのバルト海沿岸の Schönberg 海岸における護岸工事が最初で1915年のことである。これは勾配3割の斜面上に厚さ15cmのサンドマスチック（アスファルト量14~20%、フィラー量14~20%、径8mm以下の砂60~72%）を流し込んだものである。その後、ドイツではアスファルトグースという名称で、護岸、防波堤に多く使用され、またオランダでも干拓堤防、防波堤に使用され始めた。一方、わが国においても1910年頃よりアスファルトが使用され始め、まず道路舗装から発展して、漸次、防水工、海岸構造物などに使用されるようになった。

アスファルトあるいはその混合物の海岸構造物への適

用はまだ歴史も浅く、それほど多くの実績はない。サンドマスチックを被覆した捨石護岸あるいは防波堤は、その他の形式の護岸、あるいは防波堤に比べて一般に次のような特徴がある。

(1) 大断面捨石堤との比較

- a) 斜面勾配を急にすることができ、その結果として堤体積が減少するので、工期の短縮、工事費の節減が可能となる。
- b) 波浪に対する斜面堤の抵抗力の増大が期待できる。
- c) 不透水層を造ることも可能であるので特殊な産業廃棄物を埋立て材料とした場合、その流出を防止する効果がある。

(2) 混成堤との比較

- a) 捨石マウンドを被覆することにより、直立壁底部の揚圧を軽減して直立堤の安定性を高めたり、また、構造物の規模を小さくすることが期待できる。
- b) その利用目的、内容あるいは築造地点の地形、地質、海象等の条件により単純には比較できないが、一般に同一効果を得るための工事費はサンドマスチック工の方が低廉である。

2. サンドマスチック被覆工の安定性

(1) サンドマスチック被覆工の破壊機構と既往の研究

サンドマスチック被覆工の設計を考える場合、外力が作用したときのサンドマスチック自体の破壊、およびサンドマスチック被覆工を、基礎であるマウンドと一体と考えたときの構造物としての破壊を考えなくてはならない。前者は、a) クリープに伴う破壊、b) 劣化による破壊、c) 波圧の作用による破壊など、後者では、a) 波浪によって生ずる揚圧によるサンドマスチック層の押し上げ作用に起因する破壊、b) 被覆工裏面石塊が陥没し、これに波浪が作用したときに発生する曲げ応力による破壊、などが考えられる。

波浪による外力としては波圧と揚圧があげられる。波圧に対して、サンドマスチック工の層厚を算定する既往の手法としては、a) サンドマスチック被覆工の基盤である堤体に任意形状の空洞を仮定し、板として設計する考え方と b) 基盤を半無限長の弾性支承とし、これに支持されたはりとして仮定する考え方の2つに大別される。a) では円板と仮定した沢田らの実験式⁶⁾、b) では、L.W. Nijboer⁷⁾、オランダ国土省 (Rijkswaterstaat)⁸⁾ などの

算定法があげられる。揚圧に対する算定法としては、波圧の場合と同様に円板の応力、ひずみの関係から求める方法と、被覆工の自重と揚圧とのつり合いから求める方法^{9),7)} などがある。しかし、斜面堤または混成堤マウンド部に作用する波圧および揚圧は、捨石の粒度組成、混成堤の幾何学的形状などにより、複雑多様なため、理論的に求めることが難しく、一般には水理実験手法に頼ることが多い。

単一斜面堤に対して大型水槽を用いて水理模型実験により被覆工の厚さを定める方法としては加川ら¹⁾ および筆者ら^{3),5)}の研究がある。

加川らによると、マスチック被覆工の必要とする単位体積当たりの重量 W は、水の単位体積重量を γ_w 、有義波高 $H_{1/3}$ として、 $W = k \cdot \gamma_w \cdot H_{1/3}$ で求められる。ここに、 k は定数であって堤幹部に対しては $k=0.36$ 、堤頭部では $k=0.45$ としている。加川式は斜面勾配 1:2、捨石の重量 200~1200 kg/個級、海底勾配水平に対する水理模型実験結果に基づいて求められたものである。筆者らは、捨石の重量 30~200 kg/個級の比較的小粒径のものをを用い、加川式で取り扱われていない斜面勾配の影響および被覆工の規模などを模型実験に織り込み検討したものである^{3),5)}。

以上のように既往の研究は、単一斜面の護岸の場合に限定されており、実際に施工されることの多い図-2に示すような比較的深い水深での埋立護岸、防波堤などの複雑な形状を有する混成堤のサンドマスチック被覆工の設計法に関する研究については、まだ実績が見当たらない。

(2) 被覆工に作用する外力

a) 被覆工に作用する揚圧の考え方

混成堤直立壁底部に作用する揚圧の算定法については、理論的また実験的に多くの研究成果が発表されているが、サンドマスチック被覆工に作用する揚圧については、まだその考え方が確立されていない。揚圧が設計上重要となる構造物に対しては、まずその概念を確立しておくことが必要である。

筆者らは被覆工に作用する揚圧を、直立壁底面に働く揚圧の考え方をベースに次のように取り扱った。

まず、図-3に示すようにマウンド被覆工の任意点に作用する圧力は静水状態において平衡状態にあると仮定する。次に、波高 H の波が作用すると被覆工上面の任意点では、静水面と被覆工上面での波面との水位差 dh に相当する変動圧が生じる。この変動圧は静水面と波面との相対関係により、被覆工に対しては下向きに作用したり、また上向きに作用したりする。また、被覆工下面の任意点では、波の作用による水面の上下運動によって

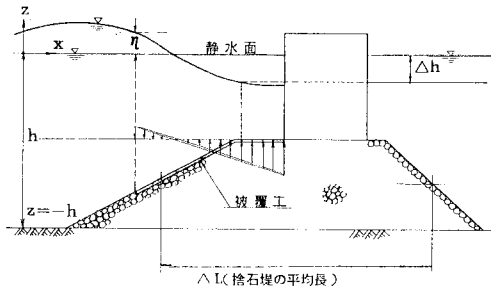


図-3 被覆工前面の水位差による圧力分布概念図

被覆していない部分からの水の出入りが起こり、それによって波の周期とほぼ同一周期の圧力変動が生じる。

これらの変動圧は進行波による水中任意点の波圧を示す式(1)の右辺第1項に相当するもので、被覆工上面に作用する変動圧と被覆工先端部の捨石部を経て被覆工下面に作用する変動圧を加えたものに相当すると考えた

$$P/\rho = (gH/2) [\cosh k(h+z)/\cosh kh] \cdot \cos(kx - \sigma t) - gz \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 k ：波数 ($=2\pi/L$)、 σ ：角振動数 ($=2\pi/T$)、 g ：重力加速度 (cm/s^2)、 ρ ：水の密度 (g/cm^3)、 x ：距離 (cm)、 P ：圧力 (g/cm^2)、 z ：静水面から上方を正にとった鉛直座標 (cm)

したがって、静水面より水深 $z(\text{cm})$ にある被覆工に対しては $z < 0$ である。

なお、この場合の被覆工下面に作用する変動圧は、被覆工先端部の水位変動 η が静水面より上にあるときは正(下向き)、下にあるときは負(上向き)の値をとる。

この合揚圧は、混成堤の規模およびその形式、入射波の特性、捨石の粒度構成、被覆工の規模などの各要因によって支配されるので、その値を理論的に求めることはまったく至難事である。

以上のことから、本研究においては水理模型実験により、合揚圧を求めることとし、あわせて、水理現象をも把握することとした。

b) 被覆工に作用する波圧

直立壁に作用する波圧については多くの研究成果が発表されており、波圧を求める式も数多く提示されている。しかし、被覆工に作用する波圧とその分布については、すでに揚圧のところ述べたような諸因子が相互に作用し、複雑な様相を呈するので、これについても水理模型実験の手法により検討することとした。

(3) サンドマスチック工の被覆深度

サンドマスチック工の被覆深度に関する研究については、筆者らが先に単一斜面堤の場合に対して実験的に評価を行った^{2)~5)}ほかは、ほとんど研究がなされていない。また、混成堤に対する研究実績は皆無であろう。一

安定 ↑ 不安定 ↓		捨石が移動しない	C
		表面の捨石がロッキングする	軽い BC
			普通 B
		捨石が移動する	A

図-4 捨石の安定限界判定規準

方、消波を目的とした斜面堤の大塊の捨石、またはブロックについては Hudson の研究をはじめ、諸研究があるが、比較的深い水深にまで、小粒径の捨石堤を被覆するような場合に対して適用できるものは見当たらない。

そこで本実験は 図-4 に示す判定基準²⁾に従って、被覆工から下の捨石の移動状態を観察し、有義的な移動の起こらない水深、すなわち表面の捨石が軽くロッキングする水深(判定基準 BC)を求め、これをサンドマスチック工の必要被覆深度とした。

(4) 被覆層厚の設計法

サンドマスチック工の被覆層厚を求めるにあたっては、前述したとおり、波圧と揚圧の2つの外力について検討を行う必要がある。

筆者らの検討²⁾によれば、すでに、被覆工の層厚は被覆工の自重と揚圧のつり合い条件によって決定されるという結果を得ている。

いま、マウンド斜面の水平となす角度を θ 、被覆工に作用する合揚圧を水頭に換算したものを h_u 、水の単位体積重量を γ_w 、サンドマスチック被覆工の単位体積重量を γ_s 、被覆工の厚さを T_h 、斜面に沿って測った被覆工の単位長さを l とすると、水中における力のつり合い条件から次式を得る。

$$(\gamma_s - \gamma_w) T_h \cdot l \cdot \cos \theta = h_u \cdot \gamma_w \cdot l \dots\dots\dots (2 \cdot a)$$

$$\therefore h_u = T_h \cdot \cos \theta (\gamma_s - \gamma_w) / \gamma_w \dots\dots\dots (2 \cdot b)$$

式(2・b)により、左辺の合揚圧 h_u が右辺の自重を示す項より大きくなると、被覆工に浮き上がりが生ずることになる。したがって、揚圧により、被覆工の浮き上がらない条件は、式(3・a)で示される。

$$h_u < T_h \cdot \cos \theta (\gamma_s - \gamma_w) / \gamma_w \dots\dots\dots (3 \cdot a)$$

式(3・a)を必要な被覆層厚 T_h について書き直すと、

$$T_h > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right) \left(\frac{1}{\cos \theta} \right) h_u \dots\dots\dots (3 \cdot b)$$

となる。

なお、マウンド水平部の被覆工層厚については $\cos \theta = 1$ とすればよい。

表-1 実験条件表

(ケース 1)			
斜面勾配	被覆長 (cm) (水平部+斜面部)	周期 (s)	波高 (cm)
1 : 2	32+全長 32+30	1.0	6
1 : 3	32+15	1.4	12
1 : 5	32+0	2.6	20 (16.5)
注) 斜面勾配 1 : 5 では、被覆長 32+30 cm, 32+15 cm の 2 種類のみを対象とした。			
(ケース 2)			
斜面勾配	被覆長 (cm) (水平部+斜面部)	周期 (s)	波高 (cm)
1 : 2	104+60 104+45	1.0	6
1 : 3	104+30 104+15	1.4	12
1 : 5	104+0	2.6	20 (16.5)
注) 斜面勾配 1 : 3 では、被覆長 104+45 cm, 104+30 cm, 104+15 cm の 3 種類を、斜面勾配 1 : 5 では、被覆長 104+30 cm, 104+15 cm の 2 種類のみを対象とした。			

3. 実験の方法

(1) 混成堤の模型

本実験の対象とした混成堤模型は 図-2 に示すごとく波浪の作用形態が重複波と砕波が明らかに判別できるような 2 種類の混成堤型式を選定した。模型縮尺は相似性、実験設備規模、現地での実施規模などを考慮して 1/25 とした。マウンド斜面の法勾配は、実用性を考慮して、1 : 2, 1 : 3, 1 : 5 の 3 種類とし、水平部の長さは各型式ともそれぞれ一定とした。捨石堤部の斜面部は鋼製のアングルを骨組とし、サンドマスチック被覆工は厚さ 3.5 mm の鋼板で、斜面部のみは数枚に分割して取り付け被覆工の長さを変化できるように製作した。直立堤は、厚さ 10 mm の透明アクリル板で堤内部に圧力計を設置する関係上、水密箱とし、かつ波浪の作用により移動しないよう固定式とした。また、模型には波圧計および揚圧計を設置した (図-2 参照)。

(2) 実験水槽

実験に用いた水槽は、幅 1.0 m、深さ 1.0 m、長さ 57.0 m の鋼製、一部側面ガラス張りの 2 次元造波水槽で、造波装置はペンデュラム型である。波高および周期は偏心板とストロークカウンターによって変化でき、最大波高 30 cm、周期 0.8~3.0 s の範囲の波の発生できるものである。

(3) 計測機器

波高計は容量式で、0~500 mm の範囲が測定できるもので、波圧計および揚圧計は型式 PG-100 GD、容量 100 g/cm² のものを使用した。計測器としては、波圧測定には電磁オシログラフ、また波高測定にはペン書オシロを使用した。混成堤近傍の波形の変化は、1/100 秒の精度で再現可能なカラービデオ装置により録画し、その記録は波形と波圧または揚圧と同調できるようにした。

(4) 実験方法

混成堤模型、被覆工の規模、水位、入射波規模などを所定の条件にセットした後、造波を行い、同時に波高および圧力の測定ならびにビデオの撮影を行った。補足記録として 8 mm のムービーカメラおよび 36 mm 写真の撮影も行った。また波高、圧力および混成堤近傍波形の三者間の関係が対応できるように同調装置をセットした。対象とする実験波は造波板の反射による影響を受けない 6~10 波程度を抽出し整理した。

また、実験ケースによって越波を伴う場合には、直立

堤背面に集水槽を設置し、越波水量が直接堤内側の水面に衝撃を与えないように留意した。

(5) 実験条件

実験の対象とした入射波 (波高, 周期), 被覆長, 斜面勾配などの条件は 表-1 に示す。実験波の範囲は、沖波波形勾配 $H_0/L_0=0.005\sim 0.1$, 入射波の波形勾配 $H/L=0.02\sim 0.1$, 水深波長比 $h/L=0.1\sim 0.4$ である。

(6) 捨石の粒径と相似則

本実験の対象としているマウンド捨石の重量は、現場の掘削ずりの調査結果によれば、おおむね 30~150 kg/個級の範囲で比較的小粒径のものであるので、模型実験において被覆工に作用する揚圧および捨石の安定に対する実験値が実物に再現できなければならない。

一般に、透過性構造物内における圧力伝達や混成堤の底面、特に本実験の対象にしようとしている被覆工に作用する揚圧に関する水理実験においては、模型縮尺の大きさによりフルードおよびレイノルズ数の相似則を同時に満足させる必要がある。縮尺をできるだけ大きくして実物に近いものにすれば理想的であるが、通常不可能である。このことから、一般の海岸構造物水理実験では模型の縮尺により現象を支配する力学系および運動系における支配要因を重力、すなわちフルード則により求め、その他の因子については縮尺効果を検討して補正する方法をとることが多い。本実験においては、30~150 kg/個級の実物の捨石を想定していることから、捨石は、1 個当たりの平均重量 90 kg の球形とし、また、模型と実物における捨石の比重を同じと仮定し、模型縮尺 1/25 とすると模型に使用する砕石の直径は 16.1 mm となる。

この値がほぼ中央径となるような碎石を求めたところ、最小径 9.6 mm, 最大径 25.4 mm, および中央径 16.3 mm と近似するものが得られた。なお、捨石模型の空隙率は実物を参考にし、後述の模型捨石径の拡大率に対する補正値の検討結果により実物と同程度になるよう 0.45 程度に調整してある。

Hudson⁹⁾ の捨石堤の安定に関する多くの実験結果によれば、表層捨石体の安定数に対して縮尺効果を現わさない粒径限界は、レイノルズ数 $(R_e)_c = (gH)^{1/2} \cdot l_r / \nu \geq 3 \times 10^4$ 程度であることがその実験曲線により推定できる。ここに、 ν : 水の動粘性係数, l_r : 捨石の代表径 $\{= Kd(W_r/\tau_w)^{1/3}, Kd \div 1$; 形状係数 $\}$ 。いま、模型値の $l_r = 1.63$ cm, $H = 12 \sim 20$ cm とすれば $R_e \div 1.8 \times 10^4$ となるので、安定数 $N_s = \tau_w^{1/3} H / W_r^{1/3} (S_r - 1)$ に対する補正係数 $C_N = (N_s)_p / (N_s)_m$ はおおむね 1.1 程度となる。

したがって、模型が実物と同じ安定数を再現するためには、模型と実物の捨石の材質が同一であれば、前記 N_s の関係式によりフルード則により換算した実物の波高を 1/1.1 倍、すなわち 0.91 倍に修正すればよい。換言すれば、模型実験にて求めた波高 H に対する捨石の限界被覆深度 d_c を実物に適用する場合には 1.1 倍にすればよいことになる。ここに、 τ_w : 水の比重, W_r : 捨石の単位体積重量, S_r : 捨石の水中における相対比重 $(= \tau_{st} / \tau_w, \tau_{st}$: 捨石の比重) 添字 p, m はそれぞれ実物、模型を示す。

また、筆者らの研究³⁾ に関連して行われた捨石堤の透過波の相似と縮尺効果¹⁰⁾ の検討結果によれば、今回の実験条件の範囲を考慮して、捨石径の拡大率 $K(= Ed_p /$

$d_m)$ を求めると $K \div 1.1$ となり、模型の中央径 d_{50} は 1.1×1.61 cm $= 1.77$ cm に相当する値に修正される。ここに E は模型の縮尺。一般に捨石重量または捨石径の増大に伴い空隙率は増大するといわれていることから、本実験では模型捨石をルーズに設置して実物の空隙率を 0.45 になるように調整することとした。なお、この検討は長波性の波のみに適用できるものであるが、本実験での捨石堤の平均長が入射波長と同程度かまたはそれ以下であること、また堤内水位は一定という条件に対する実験であることから、そのまま適用しても大きな違いはないものと想定した。

4. 実験結果とその考察

(1) 波浪の形態

直立壁、捨石マウンド部被覆工、捨石等に作用する波圧および揚圧の大きさは、入射波浪の規模およびその形態により変化することはすでに述べた。図-5 は岸¹¹⁾、合田ら¹²⁾ の重複波の碎波限界曲線と本実験で取り扱った波浪条件を図示したものである。図中に示す点線は直立壁に作用する双峰型波圧の 2 つのピークが非対象な波圧の出現をもって重複波の碎波限界として定義した合田らの実験曲線である。この実験曲線は岸の理論曲線にほぼ近いことを示している。表-2 は岸の理論値と合田らの実験曲線を用い、本実験の対象とする波浪条件および 2 種の混成堤に対して重複波の碎波限界を判定した結果である。本研究による観察ならびに波圧の記録などから求

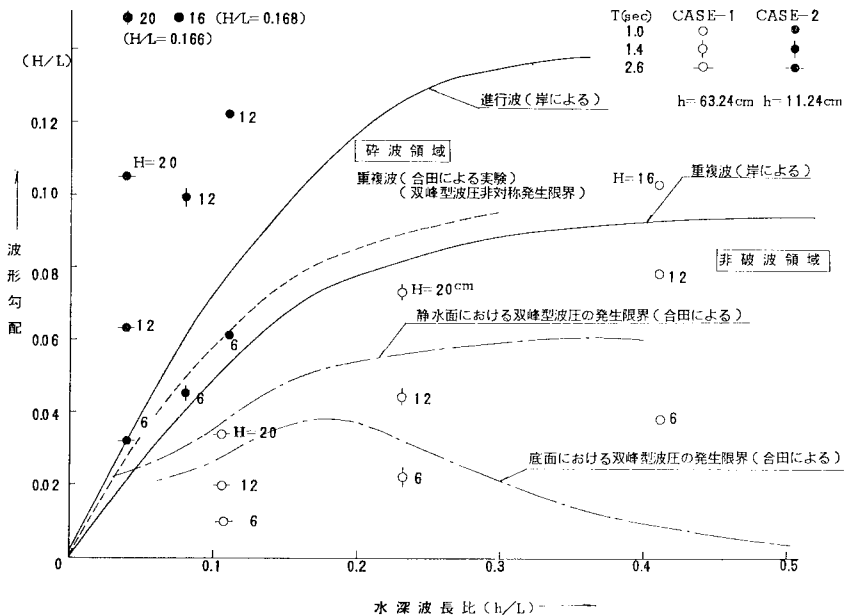


図-5 重複波の碎波限界

表-2 重複波の碎波限界判定表

(ケース 1)							$h = 63.24 \text{ cm}$			
H (cm)	T (s)	L_0 (cm)	h/L_0	h/L	L (cm)	H/L	碎波限界 合 (H/L) _c	碎波限界 岸 (H/L) _c	碎波判定	
6	1.0	156	0.405	0.410	154	0.039	0.100	0.093	—	
12	1.0	156	0.405	0.410	154	0.078	0.100	0.093	—	
16	1.0	156	0.405	0.410	154	0.104	0.100	0.093	碎波	
6	1.4	306	0.207	0.231	274	0.022	0.089	0.081	—	
12	1.4	306	0.207	0.231	274	0.044	0.089	0.081	—	
20	1.4	306	0.207	0.231	274	0.073	0.089	0.081	—	
6	2.6	1055	0.060	0.104	606	0.010	0.059	0.050	—	
12	2.6	1055	0.060	0.104	606	0.020	0.059	0.050	—	
20	2.6	1055	0.060	0.104	606	0.033	0.059	0.055	—	

(ケース 2)							$d = 11.24 \text{ cm}$			
H (cm)	T (s)	L_0 (cm)	d/L_0	d/L	L' (cm)	H' (cm)	H'/L'	碎波限界 合 (H'/L') _c	碎波限界 岸 (H'/L') _c	碎波判定
6	1.0	156	0.072	0.116	97	6.0	0.061	0.060	0.050	碎波
12	1.0	156	0.072	0.116	97	11.9	0.122	0.060	0.050	碎波
16	1.0	156	0.072	0.116	97	16.3	0.168	0.060	0.050	碎波
6	1.4	306	0.037	0.079	141	7.0	0.050	0.050	0.040	碎波
12	1.4	306	0.037	0.079	141	14.1	0.100	0.050	0.040	碎波
20	1.4	306	0.037	0.079	141	23.5	0.166	0.050	0.040	碎波
6	2.6	1055	0.011	0.042	270	8.5	0.032	0.278	0.021	碎波
12	2.6	1055	0.011	0.042	270	17.1	0.063	0.278	0.021	碎波
20	2.6	1055	0.011	0.042	270	28.4	0.105	0.278	0.021	碎波

注) d : 直立堤前面水深, H', L' : 直立堤前面水深に対応する波高および波長

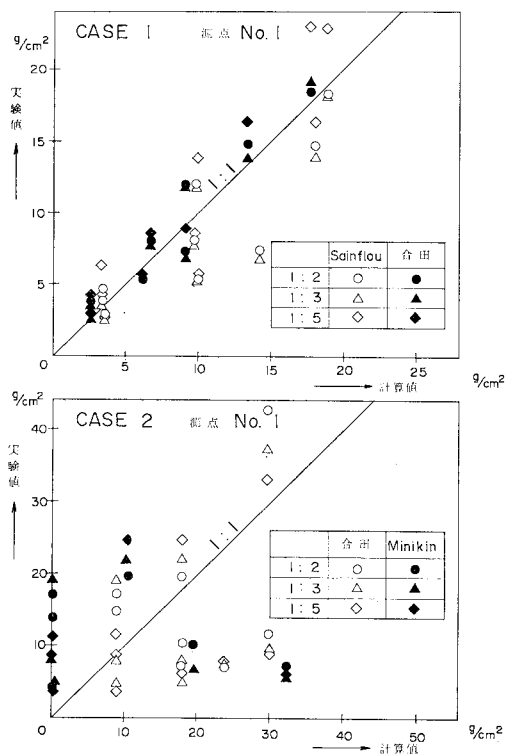


図-6 直立壁に作用する波圧の比較

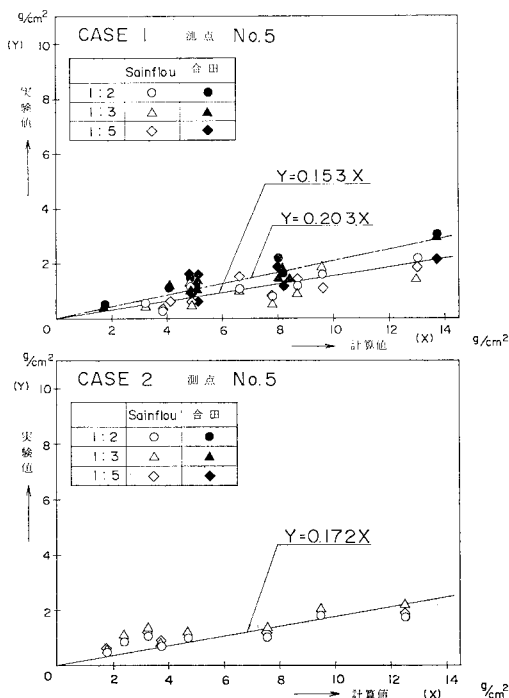


図-7 直立堤部に作用する波圧の比較

めた結果は、前記の限界曲線によって説明することができた。

なお、混成堤型式 ケース 2 に対する水深波長比 h/L の堤脚水深 h の値は、マウンド水平部の長さが入射波の波長とほぼ同程度であるため、マウンド水平部の水深 d を用いて検討した。

検討の結果、混成堤型式 ケース 2 にあつては、すべて碎波の条件にあり、また、同ケース 1 では、周期 1.0 s で、波高 16 cm 以上のものが碎波条件に該当し、その他はすべて重複波の条件にある。

(2) 直立堤部に作用する波圧と揚圧

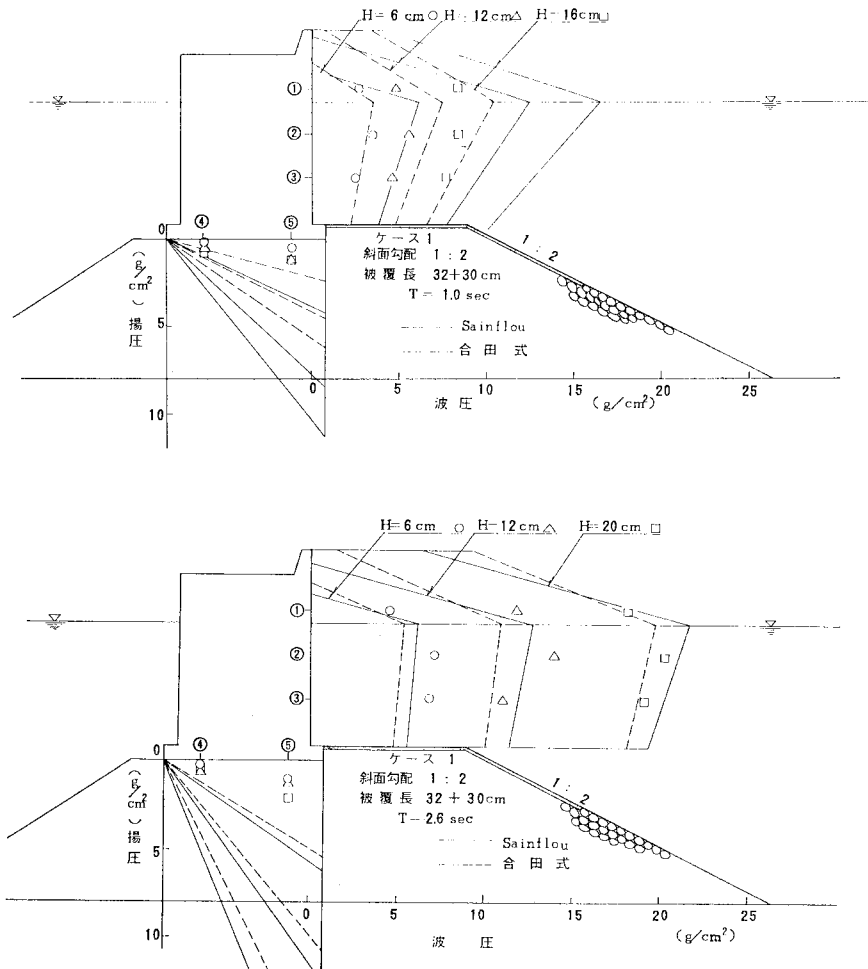
混成堤の直立壁に作用する波浪の形態は、一般に碎波と重複波とに大別され、前者では広井公式あるいはミニキン公式、後者では部分碎波をも考慮したサンフルー簡略式または合田式を用いて波力を算定することが多い。

しかし、これらの式はマウンドの形状、捨石の規模等

による影響が考慮されていない。また、重複波に対しては、マウンド水平部の長さや波長との関係によって堤脚水深の取り方を規定しているにすぎない。マウンド形状による影響を取り扱って、一連の波力算定法を提案しているものとしては永井¹³⁾の研究がある。この研究によると、直立堤の堤脚水深 d と混成堤堤脚水深 h の比 d/h によって直立堤、低基混成堤および高基混成堤の 3 型式に対する算定式を各種条件により使い分けを行っている。しかし、捨石マウンドにサンドマスチック被覆工のあるような場合に対する検討例はほとんどない。

本研究は被覆工に作用する揚圧と被覆工の設計法の検討を主目的としているので、ここでは実験により得られた波圧の測定結果とサンフルー、合田、ミニキンなどの算定式により求めた値とを比較検討し、これより後述の被覆工に作用する揚圧の実験結果の信頼性を裏付ける程度の考察にとどめた。

以下に、その考察の概要を示す。



図一8 直立堤部に作用する波圧および揚圧分布

図-6 および 図-7 はおのおの直立壁測点 No. 1 に作用する波圧および直立堤前趾の底面測点 No. 5 に作用する揚圧の実験値と計算値を比較したものである。マウンド部の斜面勾配による効果は、波圧に対しては混成堤型式ケース 2の方が砕波等により大きく変化するが、ケース 1では大きな差異は認められなかった。揚圧に対してはケース 1の方が斜面勾配が急になるほど、揚圧がやや大きくなる傾向を示している。

図-8 には直立壁およびその底部における波圧と揚圧の分布の一例を示す。

ケース 1の場合のように直立壁に作用する重複波の波圧分布は、サンプルの簡略公式または合田式による計算値と相似形をなしている。全般的に h/L と H/L が大きくなるに伴い、計算値は実験値よりも大きく、これとは逆に、 h/L と H/L が小さくなると計算値は実験値よりも小さくなるようである。これらは岸¹⁴⁾がサンプルの簡略公式に対する適用範囲について評価した結果と一致する。ケース 2の場合では砕波波圧が支配的であり、かつマウンド水平部の長さは入射波長に比べて長く、したがって、斜面部において砕波した水塊が直立壁に衝突、反射したものと入射波とが衝突し合って複雑な波圧分布を呈するようである。なお、直立堤においては測点が 2 点しかないので詳しい検討はできなかった。

直立堤底面に作用する揚圧は、マウンド部の被覆効果により、実験値は被覆のない場合の計算値に比べてかな壁小さい。図-7 に示す $Y=AX$ の関係式は実験値 Y の計算値 X に対する平均的割合をみるために最小二乗法により求めたもので A は直線回帰係数である。これによれば、直立堤前趾部での揚圧はおおむね被覆のない場合の計算値の 2 割程度、後趾部では 3.5 割程度となっていると推定される。

(3) 捨石マウンド被覆工に作用する波圧と揚圧

a) 被覆工に作用する波圧、揚

圧と水面形との関係

被覆工に作用する合揚圧を求めるにはまず、被覆工上下面に作用する変動圧および水面形の変化を追跡する必要がある。

図-9 および 10 は、混成堤型式ケース 1 の場合について得られた代表的な実験結果を示す。これらの図によると被覆工に作用する波圧の変化は、鉛直壁に作用する波圧のそれと同様な傾向を示している。また双峰型波圧の発生限界は、前述 図-5 に示す合田による直立壁に作用する波圧の双峰型波圧の発生限界曲線により説明できる。さらに、重複波の砕波限界は合田の実験による双峰型波圧の非対称限界曲線を用いて理解することができる。

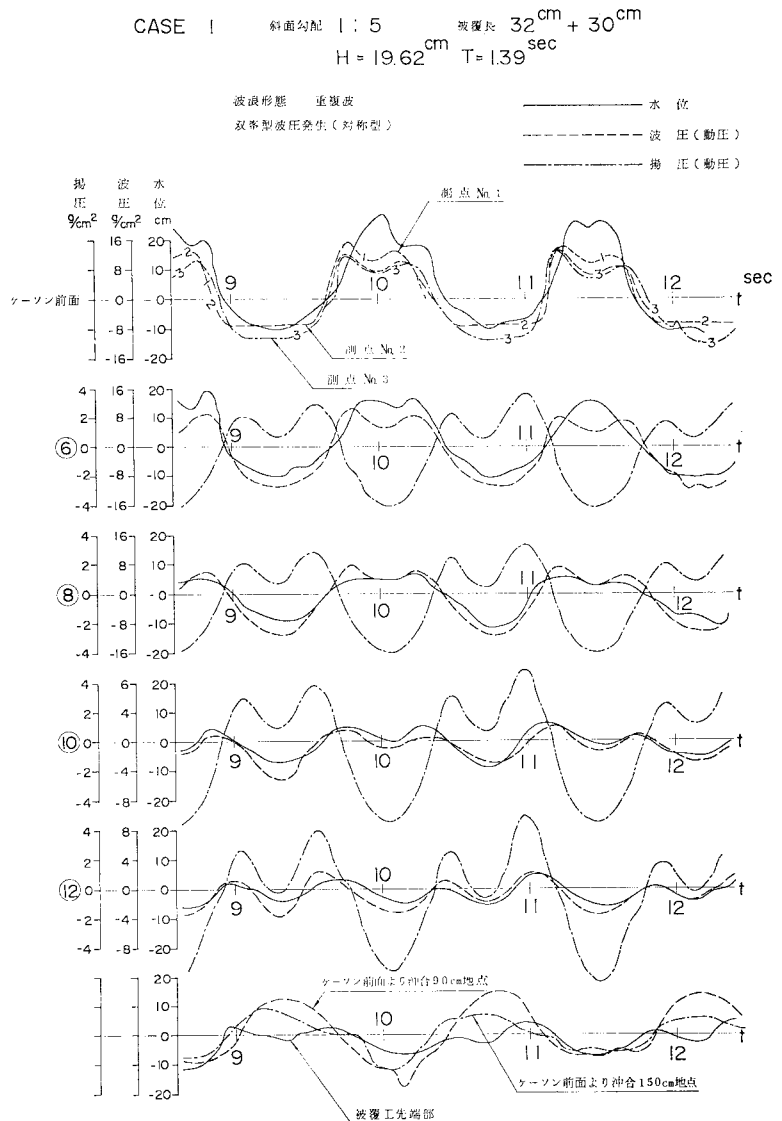


図-9 被覆工に作用する波圧、揚圧の変化と水位との関係

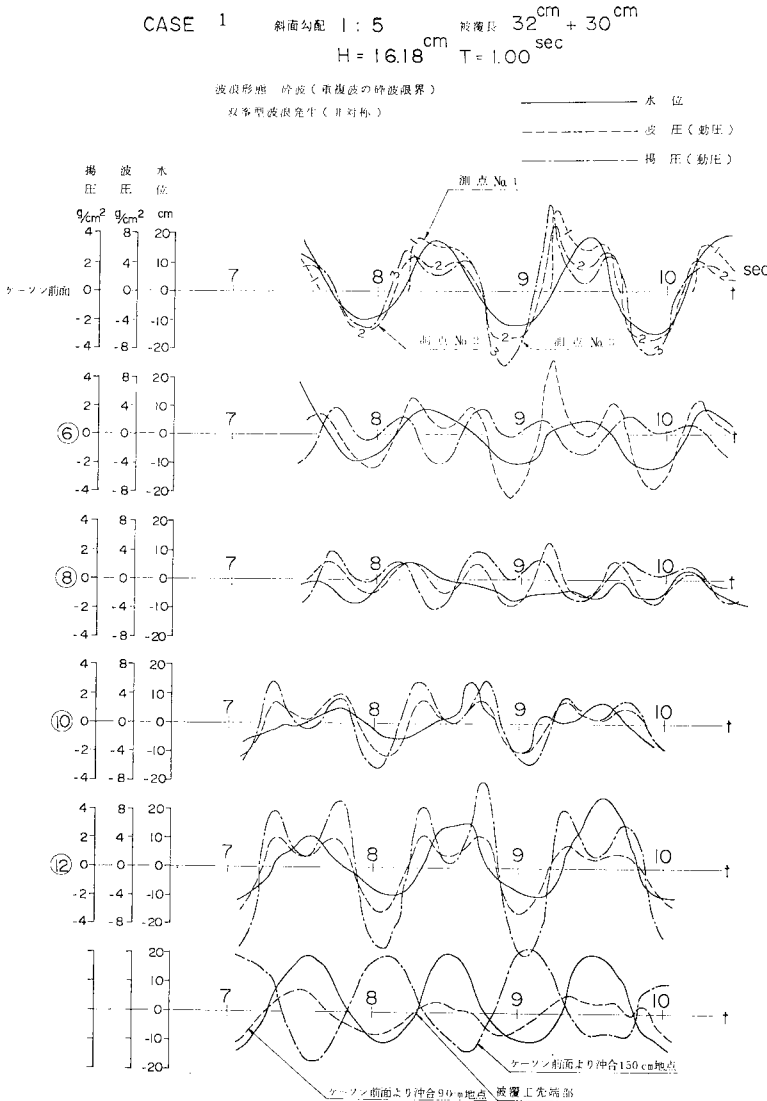


図-10 被覆工に作用する波圧、揚圧の変化と水位との関係

一方、揚圧についても波圧と同様な傾向を示している。被覆工下面に作用する上向きの揚圧の大きさ、周期は同図に示すように被覆工先端部の被覆されていない部分直上の波形に支配される。揚圧で2つのピークが発生する場合、図-11のように、被覆工先端部における波形を、 $t=t$ においては $x=0, \eta=0$ とすると、最初のピークの発生位置は $x=0$ の付近に、次のピークは $x=L/2$ 付近にある。

b) 被覆工に作用する合揚圧

先に、2.(2)a) において述べたように被覆工任意点に作用する合揚圧は、〔静水面と被覆工上面での波面との水位差に相当する変動圧〕と〔被覆工下面に生じる変動圧〕との和であると考えた。この2つの変動圧は静水

状態において圧力計が平衡状態にある各測点の圧力計により記録された同時刻における値を読み取るにより求められる。図-12 および 13 は、水面形と揚圧の分布を示した例である。同図中に示す合揚圧 (オッシュロ記録) の値は、被覆工上面および下面に作用する揚圧を波圧計により測定して求めた値を合計したもので、水面波形による合揚圧の値は、被覆工上面に作用する揚圧を、水面波形と静水面との水位差により算定した値と、被覆工下面の波圧計より求めた揚圧とを合計したものである。これらの図によると、被覆工下面に作用する揚圧は前記した直立堤の底面の揚圧分布と同様に三角形分布を示しており、その値は比較的小さい。したがって合揚圧は水面形そのものに支配された分布となっている。もちろん合揚圧の大きさおよび分布形状は水面形の変化に伴って変化する。

被覆工に作用する合揚圧の最大値を求めるためには、被覆工上面および下面におけるそれぞれの揚圧を知る必要がある。後者は前述のように三角分布を示すことから測点以外の値を推定することができるが、前者の水面形の変化が複雑であるため、本実験のように限られた測点の値を用いて測点外の値を推定するには大きい誤差を伴

う可能性がある。図-14 は測点 No. 6 (混成堤型式ケ

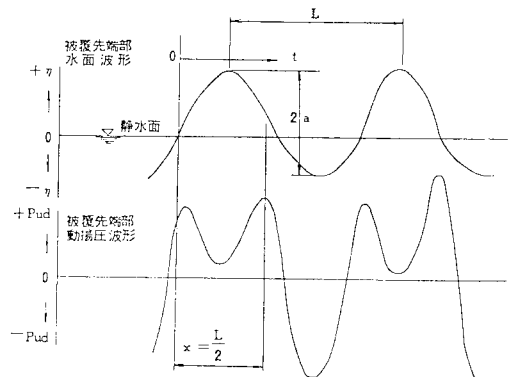


図-11 双峰型揚圧波形の生起時刻模式図

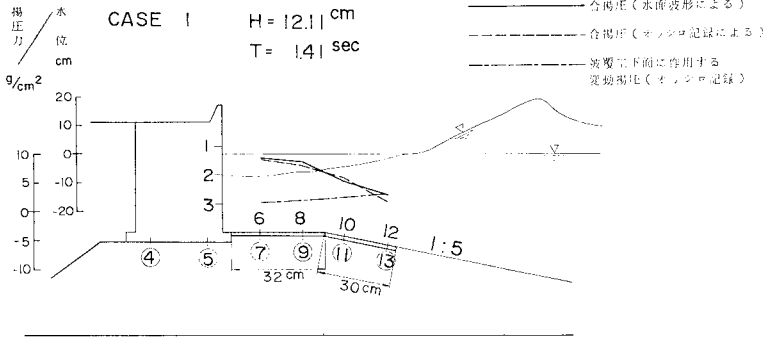


図-12 水面形と揚圧分布(その1)

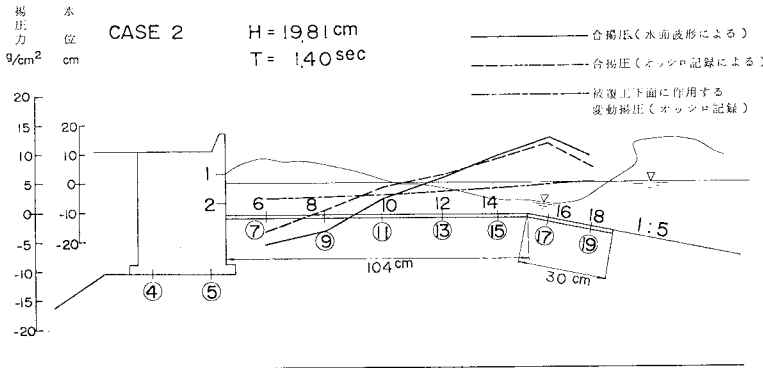


図-13 水面形と揚圧分布(その2)

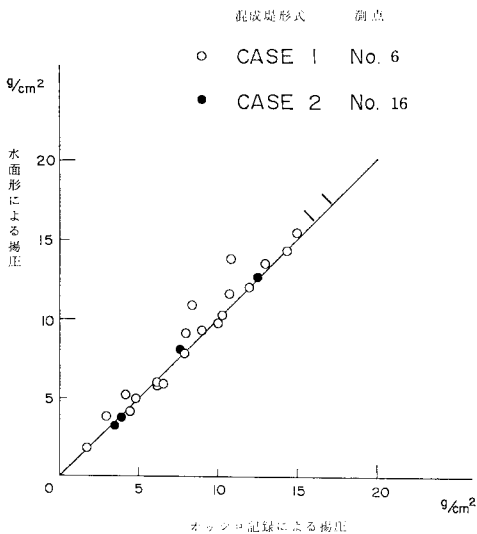


図-14 被覆工上面に作用する最大揚圧比較

ース1) および測点 No. 16 (同ケース2) の2測点において、オッシロ記録と水面形のそれぞれによって求められた被覆工上面に作用する最大変動圧を比較して示したものである。図によると両者はほぼ1対1の関係にあることがわかる。このことは、被覆工上面に作用する揚圧は水面形により求められた水位と静水位との差によ

て近似的に求められることを示している。このようにして各実験ケースについて被覆工に作用する最大合揚圧 P_u を求めた。その結果、最大合揚圧の発生する位置は、混成堤型式ケース1にあってはおおむね直立堤付近、同ケース2にあってはおおむね水平部と斜面部の接点付近に集中している。

図-15 および 16 は各実験ケースにより求められた最大合揚圧 P_u を水頭 $h_u (h_u = P_u / \gamma_w)$ に置き換え、式(4)により定義した揚圧力係数 K' として算定し、この値と沖波波形勾配 H_0/L_0 との関係を斜面勾配ごとに両対数紙上にプロットしたものである。

$$K' = h_u / H \dots\dots\dots (4)$$

これらの図から K' は H_0/L_0 の一価関数であることが明らかであり、式(5)に示すように表わすことができる。

$$K' = \alpha / (H_0/L_0)^n \dots\dots (5)$$

ここに、 α, n は、混成堤型式と斜面勾配により定まる定数である。これらの関係図から被覆工に作用する最大揚圧力係数 K' について次のよう

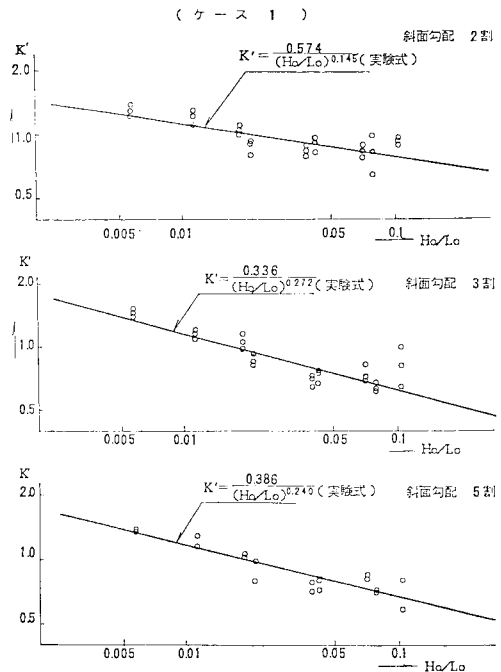
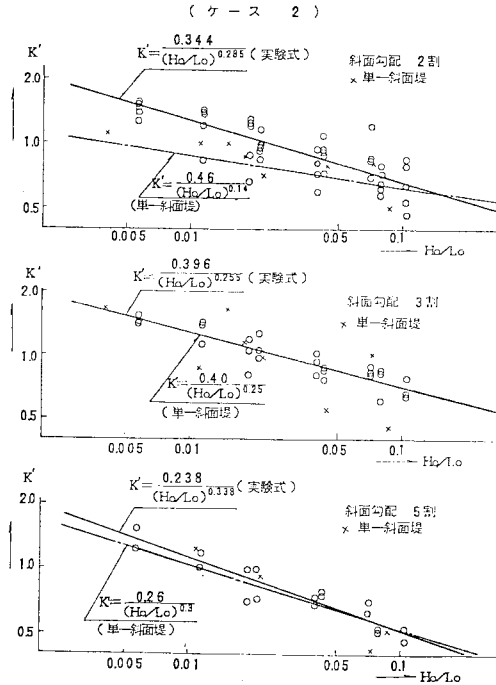
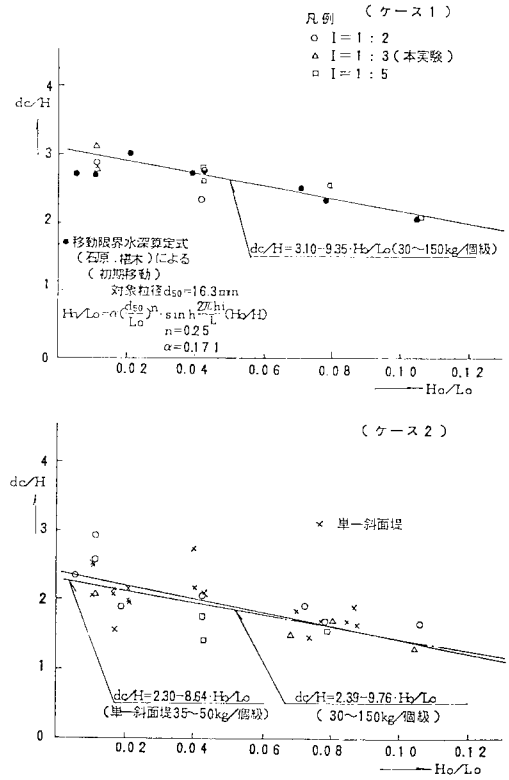


図-15 揚圧力係数 K' と沖波波形勾配 H_0/L_0 の関係



図一16 揚圧力係数 K' と沖波波形勾配 H_0/L_0 の関係



図一17 沖波波形勾配 $H_0/L_0 \sim dc/H$ (被覆深度/入射波高) 相関図

ということが出来る。

(i) 周期, 波高による影響

同一周期に対しては, 波高の増大に伴い合揚圧が大きくなる。また同一波高に対して周期, したがって, 波長が長くなるに伴い, 合揚圧は減少する。揚圧力係数 K' も同様な傾向を示す。すなわち, H_0/L_0 の増大に伴い K' は減少する。

(ii) 斜面勾配による影響

$K' \sim H_0/L_0$ の関係を見ると, 全般に斜面勾配が緩くなるほど K' は小さくなる傾向を示している。しかし, $H_0/L_0 \leq 0.01$ の領域にあっては斜面勾配に関係なく K' はほぼ同程度である。

(iii) 単一斜面堤との比較

混成堤型式ケース 2 の場合は, 著者ら^{3), 4)}がすでに行った単一斜面堤の場合と, 水理現象が比較的良好に近似していることから, それらの資料を用いて, K' と H_0/L_0 との関係プロットし, 式 (5) に示す定数 α と n を求めたものを 図一16 に併記してある。その結果 2 割勾配を除いてはほとんど差異が認められない。なお, 図一15 および 図一16 中に示す実験式については 5. で述べる。

(4) 被覆工の被覆深度

前 2. (3) で述べた捨石の安定, 不安定の判定基準から判定基準 BC に対する被覆深度 d_c (静水面からの鉛直深さ) を捨石の安定限界として実験により求め, これと入射波高 H との比 d_c/H を波形勾配 H_0/L_0 との関

係をプロットしたのが 図一17 である。これらの結果から知られるように本実験の範囲内において, 斜面勾配による影響は有意でないと思われる。同図に示す実線は, 式 (6) によって求めたものである。

$$d_c/H = a - b(H_0/L_0) \dots \dots \dots (6)$$

また, 同図に参考のため, 単一斜面で 30~50 kg/個級の捨石に関する実験曲線^{3), 4)}もあわせて示した。これらの図から混成堤型式ケース 2 の場合の条件が単一斜面に近い場合, 両者ともほぼ同じ結果となっている。しかし, 同じ入射波の条件であっても, 同ケース 1 の場合は, 同ケース 2 に比べて大きい被覆深度が必要となる。これは混成堤の規模と波浪の作用形態の相違によるものと考えられる。なお参考のために, 進行波により有義的な砂の移動が起こる限界水深を初期移動とした場合の石原・樫木¹⁵⁾の式を適用し, 中央径 $d_{50} = 16.3 \text{ mm}$ に対する移動限界水深を求め, これをプロットしたのが同図中 ● 印である。これを参考にすると波浪の作用形態は異なるけれども, 混成堤型式ケース 1 の実験結果は進行波による初期移動の限界水深に近い値を示している。

5. サンドマッシュ工の被覆層厚の算定式

被覆層厚を設計するにあたっては, これまでも記述し

てきたように、被覆工に作用する合揚圧の大きさおよびその分布形状を考慮することが必要である。

ここでは前述の実験より求められた被覆工に作用する最大合揚圧を設計外力として用い、その最大値が被覆工に一樣に作用すると考え検討することとした。

前記式 (2・b) および式 (3・b) から斜面堤におけるサンドマスチック工の必要被覆層厚は、次に示す式 (7) のように書き換えられる。

$$T_h \geq \left(\frac{r_w}{r_s - r_w} \right) \left(\frac{1}{\cos \theta} \right) K' H \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 T_h = サンドマスチック工の必要被覆層厚 (m)、 K' = 揚圧力係数 $= \alpha / (H_0/L_0)^n$ 、 α, n = 斜面勾配、波浪特性などによって定まる定数、 H = 入射波高 (m)、その他の記号は、式 (2・b) と同じである。

実験結果から求められる揚圧力係数 K' は、混成堤の各型式別ならびに単一斜面堤について、それぞれ次のように定式化することができる。

(1) 混成堤型式ケース 1 の場合

$$\left. \begin{aligned} \text{斜面勾配 1:2 のとき } K' &= 0.574 / (H_0/L_0)^{0.145} \\ \text{斜面勾配 1:3 のとき } K' &= 0.336 / (H_0/L_0)^{0.272} \\ \text{斜面勾配 1:5 のとき } K' &= 0.386 / (H_0/L_0)^{0.240} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

以上の各式は混成堤型式ケース 1 における波浪形態から、“重複波領域” に対して適用できるものである。

(2) 混成堤型式ケース 2 の場合

$$\left. \begin{aligned} \text{斜面勾配 1:2 のとき } K' &= 0.344 / (H_0/L_0)^{0.285} \\ \text{斜面勾配 1:3 のとき } K' &= 0.396 / (H_0/L_0)^{0.255} \\ \text{斜面勾配 1:5 のとき } K' &= 0.238 / (H_0/L_0)^{0.338} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

(3) 単一斜面堤の場合

混成堤型式ケース 2 の水理現象をみると、図-16 に示すようにケース 2 を除けば単一斜面堤の場合と類似していることが判明したので、斜面勾配 1:2 の単一斜面堤について補足的に一連の水理実験を行って、混成堤と対

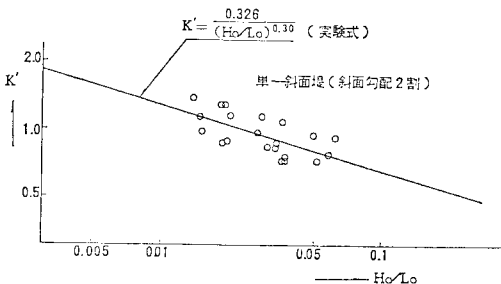


図-18 揚圧力係数 K' と沖波波形勾配 H_0/L_0 の関係 (単一斜面堤 (斜面勾配 2 割))

比し検討を加えた。その結果、図-18 に示すように混成堤型式ケース 2 の場合と、ほぼ同様の結果が得られた。

検討の結果、単一堤斜面の場合の揚圧力係数 K' を以前の結果をもあわせ、次のように設定した。

$$\left. \begin{aligned} \text{斜面勾配 1:2 のとき } K' &= 0.326 / (H_0/L_0)^{0.330} \\ \text{斜面勾配 1:3 のとき } K' &= 0.398 / (H_0/L_0)^{0.255} \\ \text{斜面勾配 1:5 のとき } K' &= 0.254 / (H_0/L_0)^{0.330} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

以上述べたように本実験から導かれた揚圧力係数 K' は、波形勾配および斜面勾配の関数である。このうち波形勾配については 0.01~0.1 と一般に対象とする沖波の範囲を取り扱い、また斜面勾配も、2~5 割の範囲であることから考えて、前記の各式は、実用的な適用範囲を網羅しているものと考えられる。

なお、単一斜面堤と混成堤型式ケース 2 とでは、式 (9) および式 (10) からみて、係数 α のよく近似していることがわかる。これより、単一斜面堤と混成堤型式ケース 2 とは、実用上同一に扱うこともでき、したがって両者を一括し、波浪形態を考慮して、“碎波領域” における揚圧力係数の算定式として、混成堤型式ケース 2 の各式を適用することを提唱する。

6. サンドマスチック工の被覆深度の算定式

以上の検討結果からわかるように、必要なサンドマスチック工の被覆深度はマウンド部斜面における表面の捨石の大きさ、入射波の特性によって一義的に定まる。これより、前述の捨石の安定数に対する修正係数 $C_N = 1.1$ ならびに実験結果に基づいて設計上の被覆深度 d_c を求めると次式を得る。

(1) 重複波の領域 (混成堤型式ケース 1 のような場合)

$$\begin{aligned} d_c &= (3.10 - 9.35 H_0/L_0) C_N \cdot H \dots\dots\dots (11) \\ &= (3.41 - 10.28 H_0/L_0) H \dots\dots\dots (11)' \end{aligned}$$

(2) 碎波の領域 (単一斜面堤または混成堤型式ケース 2 のような場合で、斜面上で碎波が起こる場合)

$$\begin{aligned} d_c &= (2.39 - 9.76 H_0/L_0) C_N \cdot H \dots\dots\dots (12) \\ &= (2.63 - 10.74 H_0/L_0) H \dots\dots\dots (12)' \end{aligned}$$

以上の算定式は捨石重量 30~150 kg/個級の場合であるが、捨石重量 200 kg/個級の単一斜面堤での被覆深度は次式で示される。

$$\begin{aligned} d_c &= (1.91 - 7.20 H_0/L_0) C_N \cdot H \dots\dots\dots (13) \\ &= (2.10 - 8.59 H_0/L_0) H \dots\dots\dots (13)' \end{aligned}$$

7. ま と め

以上の通り筆者らは、掘削ずりを有効に利用したいわゆる小粒径捨石混成堤ならびに護岸堤の斜面表層部に、サンドマスチックを被覆施工する場合の設計法に関し水理実験結果をもとに検討した結果について記述し、サンドマスチック工の被覆層厚と被覆深度について、設計条件式を提唱したが、さらに、これまでの検討結果を要約すると次のとおりである。

(1) 捨石マウンド部被覆工に作用する合揚圧は〔静水面と、被覆工上面での波面との水位差に相当する変動圧〕と〔被覆工下面に生じる変動圧〕との和として求められる。また、この場合、前者の値は後者のその数倍以上に達することが明らかとなった。

(2) 被覆工下面に作用する変動圧は混成堤の規模と作用する波浪の形態により異なる。この変動圧は被覆工先端部付近における水面波形に大きく支配され、その分布形状は直立堤底面に作用する揚圧分布と同様に被覆工先端部付近で最大値をもつ三角形分布を示す。

(3) 被覆工上面の変動圧の分布は、被覆工直上の水面波形に支配される。

(4) 直立堤底面に作用する揚圧はマウンド部を被覆することによりかなり低減され、本実験条件の範囲ではサンプリューの簡略式により算定した直立堤前趾での値の約2割程度である。

(5) 混成堤型式ケース1のような場合は捨石マウンドおよび被覆工に対する波浪条件としては、“重複波領域”に、また混成堤型式ケース2のような場合は、“砕波領域”にあるものとして取り扱うことができる。また単一斜面堤の場合も、同ケース2と同様砕波領域にある。このように重複波領域と砕波領域との2つに区分して考えることができる。

(6) サンドマスチック被覆工の層厚は、被覆工に働く合揚圧と被覆工の自重とのつり合い条件によって決定される。この条件に基づき、重複波領域と砕波領域のおのおのに対して被覆工の層厚算定式を提唱した。

(7) サンドマスチック被覆工の被覆深度については、斜面表層の捨石の安定性から、被覆深度の算定式を前記2つの領域について提唱した。

なお、サンドマスチック工の設計施工にあたっては、材料特性の面からも実験検討を必要とするもので、物理的ならびに力学的特性の試験、さらには、注入試験なども行って来た。また水理実験の手法ばかりでなく、合揚圧の挙動をF.E.Mにより解析的に求めることも進めて

いる。これらについては本報告の中で記述することができなかったが、次の機会に譲りたい。

謝 辞：本研究の遂行にあたり、終始貴重なご意見、ご教示を賜った北海道大学工学部教授 尾崎 晃博士に深く感謝の意を表します。また、実験および資料の整理にご協力をいただいた関西電力(株)総合技術研究所 原田次夫、長澤清昭、木村徳一ならびに(株)ケーエーケー技術研究所 小原敏郎の諸氏に対して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 加川道男・久保 直：サンドマスチック注入捨石の安定性に関する実験的研究，第12回海岸工学講演会講演集，1965。
- 2) 尾崎 晃・菅原照雄・荻谷広見：海岸堤防におけるアスファルト系被覆工に対する波力の影響について，第14回海岸工学講演会講演集，1968。
- 3) 大野大明・坪田健一・大西正記ほか：サンドマスチックの小粒径捨石護岸，防波堤への適用，関西電力(株)総合技術研究所，総研資料 No. 77-019, 1977。
- 4) 大野大明：サンドマスチック被覆工の設計に関する実験的研究，電力土木，No. 153，電力土木技術協会，1978。
- 5) 大野大明：サンドマスチック被覆工の設計に関する実験的研究，第25回海岸工学講演会論文集，1978。
- 6) 沢田敏男・中島保治：水利アスファルト工学，土地改良新聞社，1968。
- 7) Nijboer, L.W.: Some Considerations in Designing Bituminous Dike Revetments, Translated from: "De Ingenieur" 66, No. 52, B 191-9, 1954. The section of Petroleum Technique and of Construction and Hydraulic Engineering on 13th September 1954 at Rotterdam.
- 8) Rijkswaterstaat : Werkgroep "Gesloten Dijkbekledingen", Voorlopig Rapport, p. 26~33, by Study-committee of Rijkswaterstaat (Netherlands Ministry of Works.), 1961.
- 9) Hudson, J.R.: Reliability of rubble-mound breakwater stability models, Miscellaneous Paper H-75-5, Hydraulics Laboratory Station, 1975.
- 10) 鴻上・松崎・坪田・小松：捨石の安定性に関する二、三の問題，第23回海岸工学講演会論文集，1976。
- 11) 岸 力：海岸堤防に関する研究(2)，有限振幅の浅水重複波，建設省土木研究所報告，90号，1965。
- 12) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，1973。
- 13) 永井莊七郎・大坪崇彦：低基混成堤に働く波圧，第15回海岸工学講演会講演集，1966。
- 14) 岸 力：波動論，水工学シリーズ，64-05，土木学会水理委員会，1964。
- 15) 石原藤次郎・榎木 亨：漂砂の移動限界流速，限界水深および移動量について，第7回海岸工学講演会講演集，1958。

(1980.4.30・受付)