

混成堤の堤体背後に設置したコンクリート方塊 あるいは割石の滑動抵抗

赤塚雄三*・竹田英章**・蓮見隆***

1. 堤体の滑動抵抗力を増大させる方法

各地の港湾で、船舶の航行、停泊および荷役時の安全確保、さらには荷役作業能率の向上を目的として、防波堤天端のかさ上げが要請される事例が多い。

天端をかさ上げする場合、堤体の波圧を受ける面積が大きくなって、堤体に作用する波力が增大するので、堤体の安定を保持するためには、なんらかの補強策が必要である。このような堤体補強策は、かさ上げが必要な場合だけでなく、異常波浪によって防波堤が若干滑動した場合とか、既設断面の設計波高をより大きな値に修正を要する場合等にも必要である。

堤体の安定を保持するためには、堤体の滑動抵抗力を増大させる方法と、堤体に作用する波圧を減少させる方法、との二通りの考え方があげられる。後者は、堤体の前面に消波工を設置するものであり、従来より盛んに採用されてきた工法である。越波減少の効果とあいまってこの工法は、施工は容易であるが、水深の小さい場合とはもかく水深が大きくなると、工費の高いのが欠点である。前者の滑動抵抗力を増大させる方法としては、プレバッドあるいは水中コンクリートにより堤体を拡幅する方法と、堤体背後にコンクリート方塊あるいは割石による補強体を配置して滑動抵抗力を増大させる方法とがあげられる。堤体を拡幅する方法は、消波工を設置する場合に比べて、工費は安いが既設堤体と完全に一体となるように施工するのが難しく、特に水深の大きい場合には高度な施工技術を必要とする。方塊あるいは割石による補強は、施工が容易でしかも消波工設置の場合のような起重機船等の大型施工機械も必要でない。しかも、港内での作業なので外海のように海象条件に左右されることもない。工費についても、たとえば、水深 -15m の地点に 6m の有義波高で設計された、天端高 +3.5m の既設防波堤を +5.0m にかさ上げする場合についての試算例では堤体拡幅の場合の約 60%、消波工前面設置の場合の約 35% であった。

このように、経済的でしかも施工の容易な方法が、従来それほど採用されなかったのは、防波堤建設地点の水深が概して浅いとか、堤体背後の水面積が狭くて、港内の船舶航行とか避泊けい留等に支障のある場合が多かったためであろう。防波堤の建設地点の水深が 20~30m とかなり深く、港内水面積の確保も容易な場合には、方塊あるいは割石を堤体背後に設置して大きな波力に抵抗せしめる方法は、コンクリート骨材あるいは石材入手の容易な場所では、単なる補強策に止まらず、大波浪を受ける水深の大きな地点に建設される防波堤の本格的な構造様式として見直す必要がある。

堤体背後の割石の滑動抵抗機能については、伊藤ら¹⁾は、その実験的研究を通して、抵抗土圧的な考え方にならって、あらゆる滑り面を仮定し最も安全側になるように背後捨石を評価すべきであるとしており、現行の港湾構造物設計基準²⁾もこの考え方を採用しているが、具体的な計算手法を明示するには至っていない。そこで、筆者等は上述の考え方を基として、次のような暫定的な設計法を採用している³⁾。すなわち、

1) 堤体背後の方塊あるいは割石の堤体背面の高さが、直立部の高さの 1/3 以上で、しかも上幅がその高さと同程度以上ある場合

2) 方塊の場合、堤体背面の方塊は 3 段以上積み重ねられていること

以上の場合に、堤体背後の方塊あるいは割石の滑動抵抗力を考慮することができ、波力を P 、堤体の有効重量を W_1 、堤体と捨石基礎との摩擦係数を μ_1 、堤体背後の方塊あるいは割石の抵抗力を R として、混成堤直立部は

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geq 1.2 \dots\dots\dots (1)$$

で設計することになっている。方塊の場合、滑動抵抗力増大に寄与する方塊は、

図-1 のハッチをした表層の方塊を除いたものとし、その有効重量を W_2 、方塊と捨石基礎との摩擦

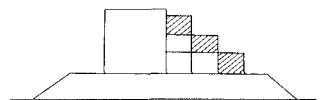


図-1 堤体背後をコンクリート方塊で補強する場合の設計法

* 正会員 工博 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所長
 ** 正会員 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所次長
 *** 運輸省第二港湾建設局工務課補佐官

係数を μ_2 として、 $R = \mu_2 W_2$ である。割石の場合、**図-2** に示すように堤体後端から θ なるすべり面を仮定し、表層の被覆石あるいは被覆ブロックを除いた、すべり面より上側の有効重量を W_2 、割石の内部摩擦角を ϕ とすれば、

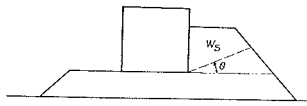


図-2 堤体背後を割石で補強する場合の設計法

$R = W_2 \tan(\theta + \phi)$ となる。 R としては、 θ を試行的に変えてその最小値を用いることとする。

本報告は、この暫定的設計法の妥当性を検証するために行った実験結果をとりまとめたものである。

2. 堤体背後に設置した方塊あるいは割石の静圧力に対する抵抗力

実験は、捨石基礎上に堤体を設置した **図-3** の1種、堤体背後にコンクリート方塊を設置した、たとえば **図-4** の2種、同じく方塊の寸法を小さくした、たとえば **図-5** の3種、割石を設置した、たとえば **図-6** の2種、計8種について行った。静圧力はジャッキを用い、**図-7** に示すように、荷重計を介して堤体下部に作用させ、また堤体の移動量を検出するために、変位計を堤体上部に取付けた。堤体の幅は38cm、静水時における水中重量は13.0kgであり、堤体背後に設置する割石として使用した礫石の平均重量は40g/個、平均細長比は0.66である。

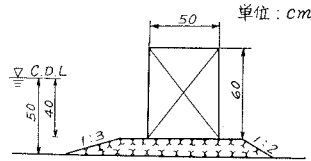


図-3 混成防波堤実験断面

静荷重がある値に達すると堤体は移動を開始する。堤体背後に方塊を設置した場合、静荷重が増大するにしたがって、堤体は方塊に押し付

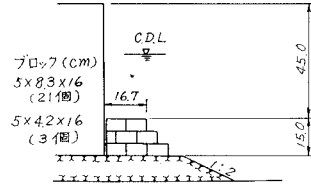


図-4 堤体背後に方塊を設置した混成堤実験断面

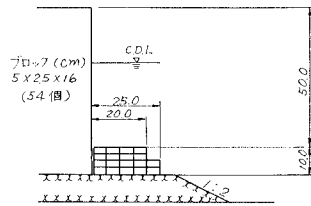


図-5 堤体背後に方塊を設置した混成堤実験断面

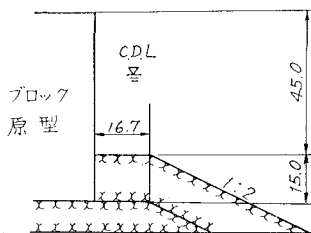


図-6 堤体背後に割石を設置した混成堤実験断面

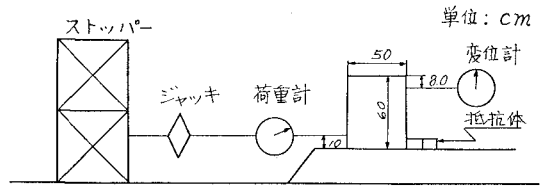


図-7 静圧力実験装置

けられ、ついで両者一体となって捨石基礎面上を水平に滑動し、方塊が散乱することはなかった。堤体背後に割石を設置した場合、静荷重の増大とともに割石が押し付けられ、ついで堤体背面に接する割石が上方に盛上る。この盛上りは、割石断面の大きい場合に著しい。静荷重の増加とともに、割石の盛上りが逐次後方へおよび、ついに縁辺部の割石が斜面上を転落する。

筆者等の設計法による割石のすべり面傾斜角は、層厚が5cmのとき $\theta = 27^\circ$ 、層厚が15cmの **図-6** のとき $\theta = 3^\circ$ と計算されるが、実験で観察されたすべり面は、層厚5cmのときは捨石基礎面上にあって ($\theta = 0^\circ$)、計算傾斜角とは一致しない。層厚15cmのときのすべり面は捨石基礎面のやや上方に生じており ($\theta \neq 0^\circ$)、計算傾斜角は実験すべり面の傾斜角とほぼ一致している。

静荷重に対する堤体の変位量を **図-8** および **図-9** に示す。変位と静荷重との比すなわち変位率は、静荷重の増加とともに段階的に急激に増大し、ついに無限大となる。すなわち、静荷重が増加することなく変位が増大して、堤体がその本来の機能を失うような極限状態の荷重が存在する。筆者らはこれを滑動降伏荷重と称した。このような現象は、方塊および割石のいずれの場合にも共通しているが、限界値に達するまでの増加率は、実験条件により異なっている。

このように、堤体の変位量が段階的に増大しては、滑動量が実用的に許容し得る範囲内での滑動抵抗力の最大値、すなわち滑動抵抗荷重を定めることができないので、

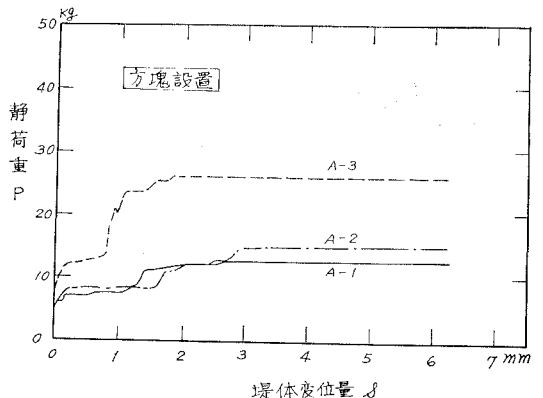


図-8 堤体背後に方塊を設置した場合の堤体移動状況

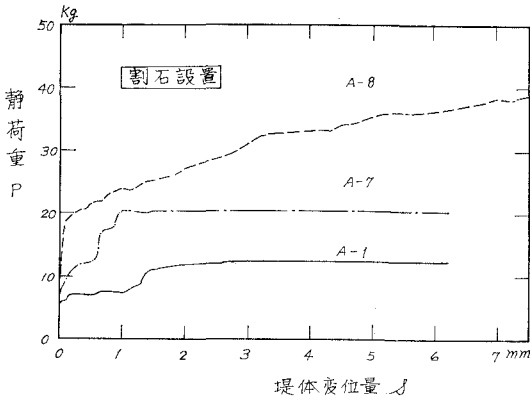


図-9 堤体背後に割石を設置した場合の堤体移動状況

ジャッキを用いて静荷重を加える過程において、荷重計の針が一時的に停止するときの値を滑動抵抗荷重とした。表-1 に、この滑動抵抗荷重と滑動降伏荷重とを比較した結果を示す。滑動抵抗荷重は、捨石基礎に堤体のみを設置した場合には滑動降伏荷重のほぼ6割、堤体背後に方塊を設置した場合ほぼ7割、また割石を設置した場合ほぼ8割であった。

捨石基礎上に堤体を設置したときの滑動抵抗荷重を P_1 、その時の堤体重量を W_1 、堤体と捨石基礎との静摩擦係数を μ_1 とすれば、 $P_1 = \mu_1 W_1$ である。堤体背後に

方塊あるいは割石を設置したときの滑動抵抗荷重を P_2 として、 $P_2 = P_1 + R$ で表示し、そのときの抵抗力を $f(W_1, W_2)$ とすれば、 $R = f(W_1, W_2) - \mu_1 W_1$ となる。いま

$$f(W_1, W_2) = \mu_1 W_1 + \mu_2 W_2 \dots\dots\dots (2)$$

と仮定すれば、 $R = \mu_2 W_2$ となる。図-10 は、滑動抵抗荷重の増加分 R を、堤体背後の方塊あるいは割石の捨石基礎面上の水中重量 W_2 との関係で図示したものである。原点を通る直線で表示されることから、式 (2) の仮定は成立し、 μ_2 の値としては、方塊の場合0.7、割石の場合1.5が得られた。なお、方塊の大小による差は認められなかった。

表-2 によれば、表層の方塊も有効として捨石基礎上の方塊水中重量 W_2 に摩擦係数 0.6 を乗じて求めた計算抵抗力 R_1 は、方塊の場合、実験値の 0.82~1.14 倍

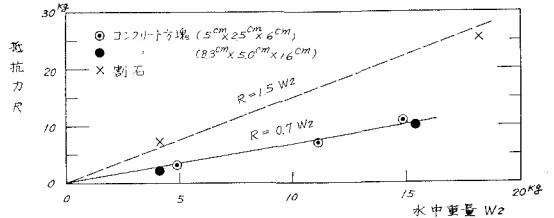


図-10 静圧力実験における堤体背後補強体の抵抗力

表-1 静圧力実験における堤体の滑動抵抗荷重および滑動降伏荷重

	方塊あるいは割石の層厚	実験の種類	実験数	平均滑動抵抗荷重 P_Y	滑動降伏荷重 P_L	$\frac{P_Y}{P_L}$
捨石基礎上に堤体を設置	— cm	A-1	3 回	7.9 kg	12.5 kg	0.63
堤体背後に方塊を設置	方塊形状 (8.3 cm × 5.0 cm × 16.0 cm)	A-2	3	10.1	15	0.67
		A-3	3	18.1	26	0.70
		A-6	3	18.7	—	—
	方塊形状 (5.0 cm × 2.5 cm × 16.0 cm)	A-4	3	11.3	—	—
		A-5	3	14.9	—	—
		A-6	3	18.7	—	—
堤体背後に割石を設置	5	A-7	2	15.4	20.5	0.75
	15	A-8	2	33.5	42	0.8

表-2 静圧力実験における方塊あるいは割石の抵抗力

	方塊あるいは割石の層厚	実験の種類	方塊あるいは割石の抵抗力 R	方塊あるいは割石の捨石基礎上の水中重量 W_2	計算値*		現行設計法による計 算 値	
					R_1	R_1/R	R_2	R_2/R
捨石基礎上に堤体を設置	— cm	A-1	— kg	— kg	— kg	—	—	—
堤体背後に方塊を設置	方塊形状 (8.3 cm × 5.0 cm × 16.0 cm)	A-2	2.2	4.1	2.5	1.14	0	—
		A-3	10.2	15.4	9.2	0.90	5.5	0.54
		A-6	10.8	14.8	8.9	0.82	—	—
	方塊形状 (5.0 cm × 2.5 cm × 16.0 cm)	A-4	3.4	4.9	2.9	0.85	—	—
		A-5	7.0	11.1	6.7	0.96	—	—
		A-6	10.8	14.8	8.9	0.82	—	—
堤体背後に割石を設置	5	A-7	7.5	4.1	3.3	0.44	2.0	0.27
	15	A-8	25.6	18.1	14.5	0.57	14.2	0.56

* $R_1 = \mu' W_2$, 方塊のとき $\mu' = 0.6$, 割石のとき $\mu' = 0.8$

で、実験値にほぼ一致している。いっぽう、割石の場合、摩擦係数 0.8 を用いて方塊の場合と同様にして求めた計算抵抗力 R_1 は実験値の 0.44 倍あるいは 0.57 倍で 1/2 となっており、現行設計法において表層の割石をも有効とした場合の計算値 R_2 はさらに下回っている。

3. 堤体背後に設置した方塊あるいは割石の波浪に対する抵抗力

実際の防波堤は、動的な波力を受けるものであるから、静圧力による実験結果をそのまま実際の設計に適用することは危険であり、引き続き波浪実験を実施した。

実験は、波高 6m, 周期 10sec の波を想定した縮尺 1/30 の規則波による水路実験で、静圧力実験に使用した模型を用いた。

捨石基礎上に堤体を設置したときの、滑動抵抗重量を W , そのときの波力を P , 揚圧力を U , 堤体と捨石基礎との摩擦係数を μ とすれば、 $P = \mu(W - U)$ であらわすことができる。堤体の背後に方塊あるいは割石を設置したときの堤体滑動抵抗重量を $(W - W_3)$ とすれば、方塊あるいは割石の抵抗力を R_W とし、 $P = \mu(W - W_3 - U) + R_W$ であるから

$$R_W = \mu W_3 \dots\dots\dots (3)$$

で表わされる。

捨石基礎に堤体を設置した場合について、図-7 の静圧力実験装置により、堤体の水中重量を 6 種類に変化させて、堤体滑動時の静荷重を求め、それより平均静摩擦係数として 0.61 が得られた。測定数は 18 個で、標準偏差は 0.22 である。力の作用点を変えて、静摩擦係数を求めた結果が 図-11 で、力を堤体の中央に作用させて算出した静摩擦係数が最も大きく、堤体の下部あるいは上部に力を作用させて求めた静摩擦係数はそれよりも幾分小さかった。なお、上記の静摩擦係数 0.61 は $d/D = 0.17$ の場合である。図-11 の平均値がたまたま 0.61 になったこと、および一般の設計に採用されている捨石とコンクリートの摩擦係数 0.6 に極めて近似しているところから、この測定

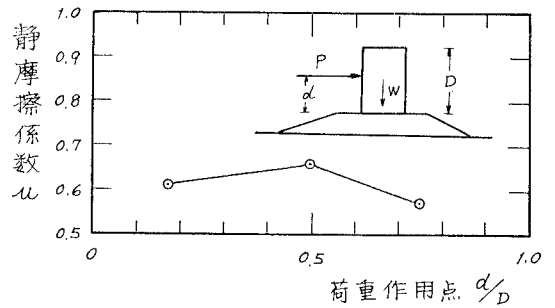


図-11 荷重作用点の違いによる静摩擦係数算定値の違い

値はほぼ妥当なものと考えられ、実験値の解析にはこの値を用いた。

堤体は、波によりロッキング現象を起すが、その滑動状況は静圧力実験の場合とほぼ同様であった。すなわち、方塊を設置した場合、方塊は捨石基礎面上を堤体とともに水平に滑動する。割石を設置した場合には、堤体が波によりやや後方に傾き、このとき堤体によって押付けられた背後の割石が盛上るとともに、捨石基礎面に沿って滑動した。

波浪実験の結果を表-3 に示す。同表によれば、表層の方塊をも有効として捨石基礎上の方塊水中重量 W_2 に摩擦係数 0.6 を乗じて求めた計算抵抗力 R_1 は、実験値の 1.03 倍あるいは 1.48 倍で、計算値は実験値を上回って、この値を設計値とすることは危険側となるが、表層の方塊を無視した現行設計法による抵抗力は、実験値

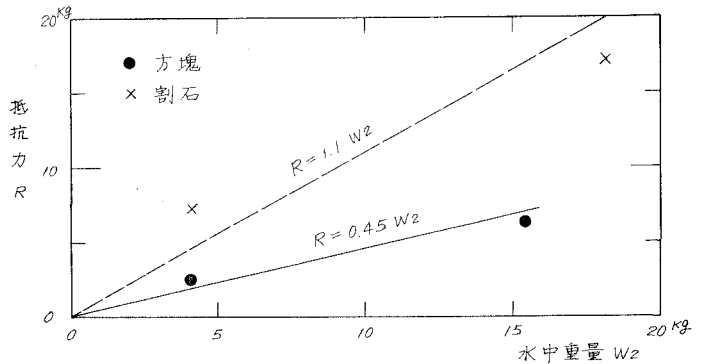


図-12 波浪実験における堤体背後補強体の抵抗力

表-3 波浪実験における方塊あるいは割石の抵抗力

	方塊あるいは割石の層厚	実験の種類	堤体水中重量 W	式(3)の W_3	式(3)による抵抗力 R_W	表-2 の計算値		現行設計法による値	
						R_1	R_1/R_W	R_2	R_2/R
捨石基礎上に堤体を設置	— cm	B-1	53.0 kg	— kg	— kg	—	—	— kg	—
堤体背後に方塊を設置 方塊形状 (8.3 cm × 5.0 cm × 16.0 cm)	5	B-2	49.0	4.0	2.44	2.5	1.03	0	
	10	B-3	42.8	10.2	6.23	9.2	1.48	5.5	0.88
堤体背後に割石を設置	5	B-7	41.0	12.0	7.32	3.3	0.45	2.0	0.27
	10	B-8	25.0	28.0	17.1	14.5	0.85	14.2	0.83

の0.88倍と安全側であり、実験値にほぼ一致している。割石の場合、被覆層も有効として捨石基礎上の割石水中重量 W_2 に摩擦係数 0.8 を乗じて求めた計算抵抗力 R_1 は、実験値の 0.45 倍あるいは 0.85 倍であり、現行設計法に被覆層も有効として求めた抵抗力はさらに下回って、0.27 倍あるいは 0.83 倍であった。したがって、割石に関する限りでは、計算値 R_1 を滑動抵抗とすることは安全側にあるといえるであろう。

静圧力実験の場合と同じく、堤体背後の方塊あるいは割石の捨石基礎面上の水中重量 W_2 と、方塊あるいは割石の滑動抵抗力 R_W との関係を求めると 図-12 のようになる。同図によれば、式 (2) の μ_2 の値は、方塊で 0.45、割石で 1.1 となっているから、静圧力実験のときに比べて、方塊ではほぼ 6 割、割石ではほぼ 7 割、抵抗力が減少していることになる。

4. 結 論

堤体背後に補強体として設置するコンクリート方塊あるいは割石の抵抗力について、静圧力実験および波浪実験を実施して、現行設計法を検討した。その結果、本実験の範囲内で次のことがいえるものと考えられる。

(1) 方塊あるいは割石が滑動するときの滑り面は、方塊の場合、捨石基礎面を水平に、割石の場合、捨石基礎面上あるいはそのやや上方で同じく水平に発生した。したがって、割石の場合には、滑動抵抗が最小となる面として求められる現行設計法のすべり面は実験で得られたものとは異なる。

(2) 静圧力実験における堤体の滑動抵抗荷重は、滑動降伏荷重のほぼ 6 割であり、背後に方塊を設置した場合ほぼ 7 割、割石を設置した場合ほぼ 8 割であった。

(3) 波浪に対する滑動抵抗力は、静圧力に対する滑動抵抗力よりも小さく、方塊の場合ほぼ 6 割、割石の場合ほぼ 7 割に減少した。

(4) 滑動抵抗力は、 $R = \mu_1 W_1 + \mu_2 W_2$ で表示することができ、波浪実験によれば μ_2 の値は、方塊のとき 0.45、割石のとき 1.1 であった。ここに W_2 は捨石基礎上の方塊あるいは割石の水中重量、 W_1 は堤体有効重量、 μ_1 は堤体と捨石基礎との静摩擦係数である。

(5) 方塊の場合の滑動抵抗力については、現行設計法は基礎捨石面上ですべり面が生ずるものとし、かつ最

上層の方塊重量を無視して計算することを前提としている。この方法による計算値は、波浪実験による抵抗力のほぼ 0.9 倍であって、現行設計法の妥当なことを示している。

(6) 割石の場合の滑動抵抗力については、現行設計法では被覆層の効果を無視し、かつ滑動抵抗が最小となるようなすべり面を想定して算定する方式を採用している。これに対する計算値は極めて安全側にあつて、被覆層も有効と考え、かつすべり面を基礎捨石面上に想定して計算した値でも、なおかつ実験値の 0.85 倍以下とかなり安全側にあり、滑動抵抗力を過少評価していると考えられる。

あとがき

堤体背後に方塊あるいは割石を設置して補強した防波堤の滑動抵抗力について、静圧力実験および波浪実験を実施した。動的な波力を受ける防波堤の抵抗力は、静圧力実験の結果をそのまま適用することは危険であるところから、現行設計法の評価については、波浪実験結果に基づいて評価した。今回報告した波浪実験は、1975年に予定された実験の予備実験として、1974年に実施したもので、実験条件もきわめて限られている。しかし、補強体としての方塊あるいは割石の厚さが極端に薄い場合と極端に厚い場合とについて実施し、通常の設計で対象とする範囲を取扱ったもので、この限りでは実用的なものと考えることができる。現在、引き続いて波浪実験を実施中であり、これらの実験によって堤体背後の補強体の機能について解明できるものと考えている。

最後に、実験計画について御指導いただいた港湾技術研究所、合田良実波浪研究室長ならびに谷本勝利防波堤研究室長に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 伊藤・藤島・北谷：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻14号，1966年9月，p.117～p.121，pp.134.
- 2) 運輸省港湾局：港湾構造物設計基準，昭和42年6月，p.7-2-13.
- 3) 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所：設計資料第13集，所内資料，昭和49年3月，p.63，pp.313.