

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第12巻 第3号 (Vol. 12, No. 3), 1973年9月 (Sept. 1973)

目 次 (CONTENTS)

1. 衝撃碎波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察……………合田良実…………… 3
(Motion of Composite Breakwater on Elastic Foundation under the Action of Impulsive Breaking Wave Pressure……………Yoshimi GODA)
2. 防波堤の設計波圧に関する研究……………合田良実……………31
(A New Method of Wave Pressure Calculation for the Design of Composite Breakwater……………Yoshimi GODA)
3. 前面に遊歩道を持つ海浜護岸について——越波特性からの断面形の検討——
……………服部典節・佐藤昭二……………71
(On the profile of seawalls at the resort beach……………Michiyo HATTORI and Shoji SATO)
4. 大阪湾の潮流と物質拡散に関する模型実験
……………金子安雄・堀江毅・村上和男・上野信行・久保正則……………99
(Model Experiment on Tidal Current and Substance Diffusion OSAKA Bay……………Yasuo KANEKO, Takeshi HORIE, Kazuo MURAKAMI, Nobuyuki UENO and Masanori KUBO)
5. 長期間海水作用を受けたコンクリートはりのひびわれと内部鉄筋の腐食について
……………関博・丸山浩…………… 203
(Corrosion of Steel Bars at Crack of Reinforced Concrete Exposed to Sea Environments……………Hiroshi SEKI and Hiroshi MARUYAMA)
6. 雑貨埠頭の上屋・倉庫のシステム設計 (第2報)
……………早藤能伸・工藤和男…………… 227
(System Design of Transitsheds and Warehouses (Part-2)
……………Yoshinobu HAYAFUJI and Kazuo KUDO)
7. 細砂送流時における濃度分布および流速分布について
……………是石昭夫・八木得次・奥出律…………… 245
(On the distribution of solid concentration and flow velocity at time of transporting the fine sand in a horizontal pipe……………Akio KOREISHI, Tokuji YAGI and Tadasu OKUDE)
8. エアリフトの揚水特性について……………岡山義邦・八木得次…………… 261
(On the Air-Lift Characteristics with Gas-Liquid Mixture……………Yoshikuni OKAYAMA and Tokuji YAGI)

3. 前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

——越波特性からの断面形の検討——

服部典節*・佐藤昭二**

要 旨

国民生活へのレジャーの浸透と共に、海浜は夏場だけでなく、一年中利用されるようになった。海浜をレクリエーションの場とした場合、従来の海浜に基礎をもつ直立壁にパラペットをつけ後方に道路をもった護岸は、海浜の利用上不便であり好ましくない。

本報告は、海浜上、前面に養浜を行ない遊歩道をもち、その後方に護岸を設けた断面を考え、その越波特性から断面形の検討を試みたものである。遊歩道前面の胸壁を設けた場合と設けない場合、前面の胸壁の高さ、道路面の高さ、後方護岸の天端高等を種々に変化させ、各種の断面形について比較を行なった。模型は $1/50$ の縮尺とし、実験の結果、遊歩道をもつ断面形は、背後護岸天端を下げる事が出来ること、遊歩道前端には胸壁をもうけるべきでないこと、遊歩道の高さと背後護岸の越波流量との関係などを明らかにし、最後に標準的な断面形を示した。

* 水工部 部付

** 海洋水理部長

3. On the profile of seawalls at the resort beach

Michiyo HATTORI*

Shoji SATO**

Synopsis

From the view-point of utilization of beach for recreation, seawalls with a step for promenade in its front have been recommended and constructed at the resort sandy beach. Laboratory tests have been carried out to examine the characteristics of such seawalls on the prevention of wave-overtopping and to suggest the profiles of seawalls suitable to sandy beach in the resort area.

Taking the Suma Beach as a representative beach, its beach profile is reproduced by 1/50 of reduced scale in a wave channel of 22 m long and 60 cm wide. Waves of various wave height until 6 m high were applied to seawalls with a step for promenade to estimate the expected rate of irregular wave-overtopping besides the overtopping rate of each regular wave, in the condition of 10 and 8 sec in period and 3.0 and 3.7 m above L.W.L. in tide level.

From the tests, the following remarks have been obtained:

- (1) Seawalls can be decreased in height by a step for promenade from the view point of wave overtopping. This serves to improve the environment of recreation.
- (2) The parapet at the seaward end of the step does not serve to decrease the rate of wave-overtopping, unless the drainage of water filled with previous each wave is perfect. Also, it become an obstacle from the view point of recreation on the beach. Therefore, the parapet should not be attached on a step for promenade.
- (3) The rate of wave-overtopping decreases, increases and decreases in this order with increase of the height of a step for promenade.

At last, the typical profile has been suggested for the seawalls on sandy beach of resort area.

* Hydraulic Engineering Division

** Head of Marine Hydrodynamics Division

目 次

1. ま え が き	75
2. 実 験 方 法	75
2.1 海浜断面の選定	75
2.2 実験施設	75
2.3 実験断面	76
2.4 実験条件と実験ケース	77
2.5 測定方法	78
3. 各断面の越波状況	79
3.1 現況断面と養浜断面	79
3.2 +6m護岸断面	82
3.3 遊歩道断面	84
4. 遊歩道断面と他の断面の比較	87
4.1 期待越波流量の計算	87
4.2 各断面についての期待越波流量比較	88
5. 胸壁の越波流量に対する影響	92
5.1 期待越波流量に対する影響	92
5.2 各波高の越波流量に対する影響	93
6. 遊歩道面の高さの影響	96
6.1 追加実験	96
6.2 期待越波流量の比較	96
7. 結 論	97
参 考 文 献	98

1. まえがき

最近におけるレクリエーション需要の増大と共に、そのレクリエーション場の一つとして、砂浜の重要性が高まりつつある。そして、従来のように、単に、既設の砂浜を利用するのみならず、狭い砂浜に人工的に砂を補給して浜巾を広げたり、あるいは、新しく人工海浜を建設することが行なわれるようになった。さらに、砂浜に沿って遊歩道その他の施設がその背後に建設され、夏期の海水浴のみならず、一年を通じて、砂浜がレジャーの場として利用されるようになった。

砂浜は、このようなレクリエーションの場としての利用の外に、高潮や波浪の災害から背後地域を防止しなければならず、陸地との境界に海岸堤防や護岸が建設される場合が多い。通常の海岸堤防や護岸は、海浜から直接立ち上って、パラベットの背後に歩道あるいは車道兼用の水叩きを設けた型式が多い。このような型式の堤防や護岸は、陸地と海浜を完全に分離することになり、海浜の利用上はあまり好ましいものではない。幸い、海水浴場として利用されている海浜には、広い砂浜があり、これが波浪のエネルギーを減殺するので、堤防や護岸の天端は、さほど高くならず、このような型式の護岸が海水浴場においてもこれまで比較的多く建設されてきた。しかしながら、レクリエーションの立場から砂浜の環境改善を考えると、広い遊歩道や駐車場、あるいは更衣・休憩所の場が必要となり、これらは、堤防パラベットの背後におくよりは、パラベットの海側に設ける方が海浜利用上好ましい。この部分の高度は、背後パラベット高さより低く、前面後浜の高度より高くなる。いい換えれば、巾の広い水叩き兼用の遊歩道をパラベット前面にもつ堤防あるいは護岸となる。

このような型式の堤防、あるいは護岸は、上述の海浜利用上の外に、次のような利点をもつ。

(1) 前面の水叩きにより、波浪のエネルギーが一層減殺されるので、それだけ背後パラベットの天端を低くすることが出来る。このことは、一層海浜環境の改善に役立つ。

(2) 波の作用が水叩き部分とパラベット部分とで、時間的づれが生ずるので、堤体先洗堀も減少する。

本報告は、上述のように前面に水叩き兼用の巾の広い遊歩道をもつ護岸の形状を、その越波特性の観点から実験的に検討をした結果を示したものである。

2. 実験方法

2.1 海浜断面の選定

まず、本実験を行なうに当たって、模型海浜断面として須磨海岸を採用した。その理由は、次のようである。

海岸堤防や護岸の許容越波流量については、現在、明確な規定はなく、背後の利用状況によって、適当に決められ、人家が密集している所では、それを低くとり、田畑の部分では、高くとられている。合田¹⁾は、堤防や護岸の被災に対する許容越波流量の値を実例にもとずいて提案しているが、本実験の対象とするレクリエーションの海浜背後には、多くの場合、背後に人家や商店があることが多い。したがって、このような地域においては、水塊がパラベットを飛び込むことは防止すべきである。この水塊がパラベットを飛び込む場合の限界は、永井、高田²⁾によると、次のようである。

$$2\pi Q/H_0L_0=10^{-4}\sim 5\times 10^{-3} \quad (2-1)$$

ここで、 Q ：1波当たり、単位巾当りの越波流量

H_0, L_0 ：それぞれ、沖波の波高と波長

従って、本実験の対象とする護岸の許容相対越波流量は、 10^{-4} 程度のオーダーにとるべきであろう。

須磨海岸では、昭和40年23号台風時に、背後市街地が被災した。このため、このような災害の再発を防ぐために、模型実験が行なわれ、前面に養浜をして浜巾を広げると共に、通常の+6mの護岸を建設することが提案された³⁾⁴⁾。この場合の越波流量が、後述するように 10^{-4} のオーダーである。したがって、この須磨海岸の+6m護岸を一つの目安として、本報告の目的である前面に遊歩道をもつ護岸の特性を検討することとした。

2.2 実験施設

実験に使用した小型風洞水槽全体を、図-1に示す。水槽の諸元は、長さ22m×巾0.6m×深さ0.55mである。

造波機は、鉛直振動流式で、水槽末端近くの底に取付けられたピストンを鉛直に上下することによって、波高を発生せしめるものである。期待越波流量を求めるための所要の一連の波高は、クランクの偏心 e を等間隔に13段階に変化させ求めた。

水路の反対側末端には、図-2に示すように越波流量測定用の水槽を設けた。この前面に $1/50$ の縮尺で既存の+5m護岸模型を設け、更に耐水ベニヤで現況海浜模型を作成再現し、設置固定した。そして、養浜断面、+6m護岸断面、および遊歩道諸断面の夫々の模型は、既設の現況海浜断面模型の上のせ、実験出来るように作成した。

水路の造波機後方には、消波用として、ステンレス屑の網目籐を設置した。

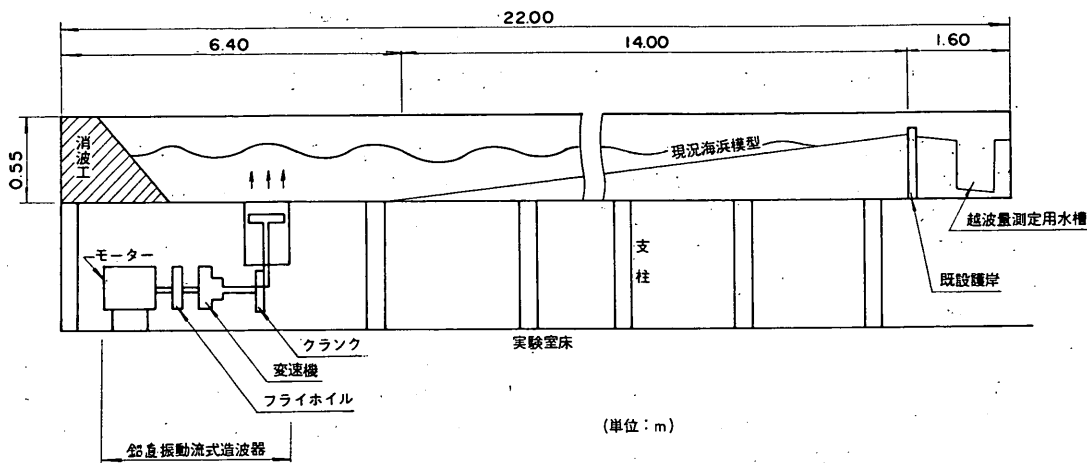


図-1 実験造波水路

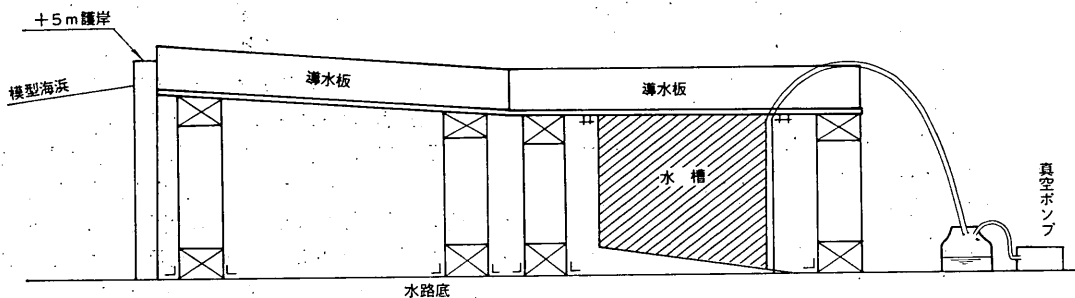


図-2 越波流量測定装置詳細図

図-2に示す測定用の水槽に入った越波流量は、真空ポンプを用いて、水量をシリンダーに移しかえ計量した。

2.3 実験断面

図-3~5に、実験対象とした現況海浜断面、+6m護岸断面、および遊歩道のある標準断面Aの3種類を示す。現況断面、+6m護岸断面や後述する養浜断面は、遊歩道のある断面の越波特性をそれらと比較して明らか

にするために行なったものである。

この+6m護岸断面は、まえに述べた通り、台風に対する須磨海岸後方市街地の安全を保ち、台風6523号の高潮による被害と同じような災害を防止するため、運輸省と神戸市が協力して行なった過去の模型実験および調査から提案された断面である³⁾⁴⁾。すなわち、既設の+5m護岸の前面に、階段式の+6m護岸を設け、図のように

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

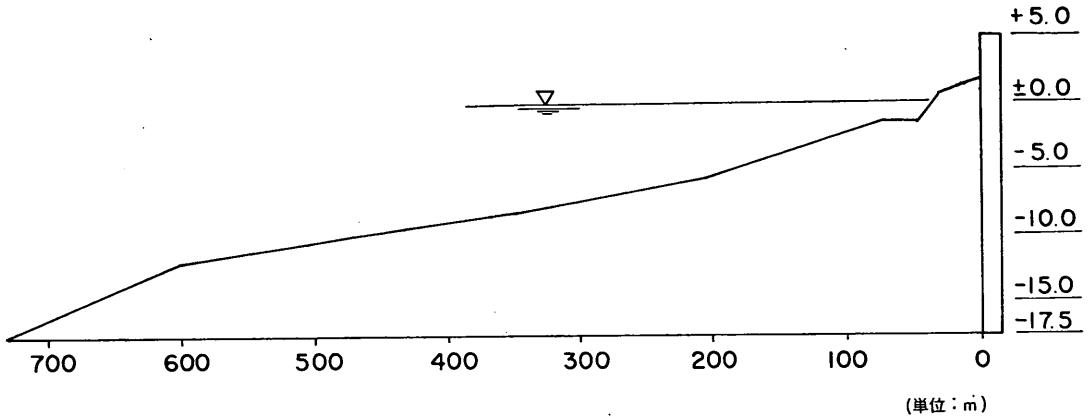


図-3 現況海浜断面

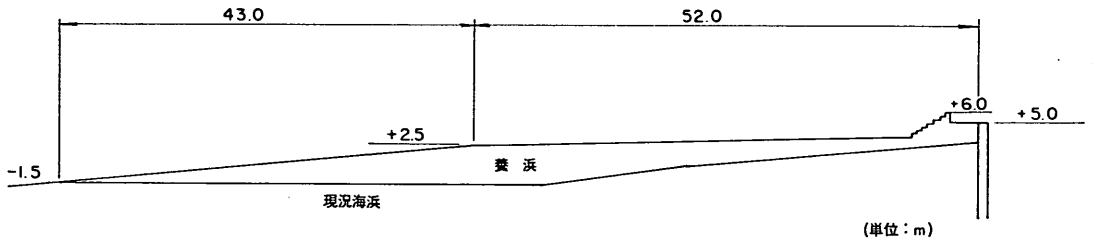


図-4 +6m 護岸断面

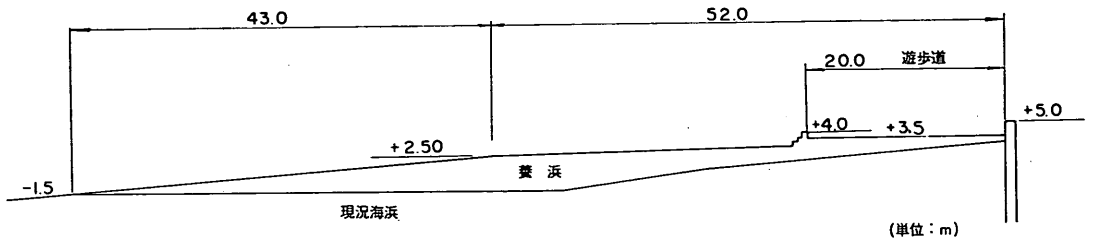


図-5 遊歩道断面 A

養浜したものである。

遊歩道断面Aは、既設の+5m護岸の前面に、天端高+3.5m、巾20mの遊歩道を設け、その前面に+4.0mの胸壁を施工し、養浜をした断面である。

更に、遊歩道断面の前面胸壁の有無、道路面の高さ、および後方護岸の天端高等の越波流量に及ぼす相互関係を明らかにして、遊歩道をもつ護岸の妥当な断面形状を見出すため、図-6に示す種々の遊歩道断面について実験を行なった。各断面は、厚さ10mmの耐水ペニヤを重ね合わせるにより作成した。

なほ、遊歩道断面Aの場合、越波流量に排水と非排水

の別があるが、排水とは、後述するように、パイプで、+4m胸壁と+5m既設護岸の間の遊歩道面上の越波流量を、水路の下にぬいて計量した場合であり、前の波と後の波の間に遊歩道面上には水はない。非排水とは、遊歩道面上の水を除かない場合である。従って、前面胸壁と後方護岸の間には水が満水している状態である。

以下、遊歩道断面B～Iは、非排水の場合である。

2.4 実験条件と実験ケース

実験で用いた潮位は、既往の最高潮位+3.0mと計画最高潮位+3.7mの2種類とした。これらは、まえに述べたように、最近における須磨海岸を襲った大きな台風

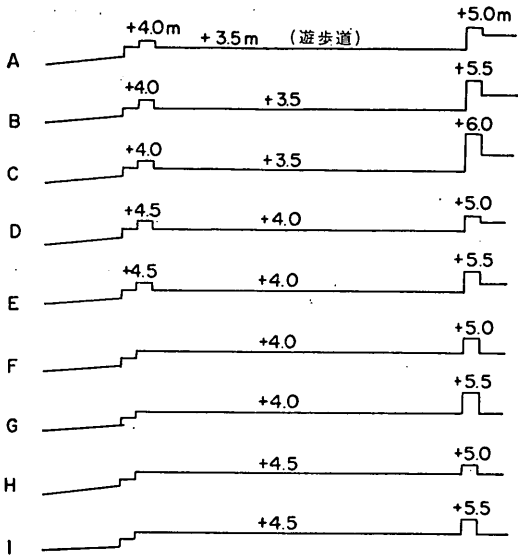


図-6 各遊歩道断面

6523号の時のデータをもとに定めたものである。

設計波高は、 $H_{1/3}$ で、4.6mである。しかし、実験には、期待越波流量を算定するために、種々の波高（13段階）の規則波を用いた。

模型の縮尺は、実験時に発生する波高と実験水路の断面諸元を勘案して、 $1/50$ とした。従って、Floudの相似則により、次の如く換算される。

$$\begin{aligned} \text{波高} & 1/50 \\ \text{周期} & 1/\sqrt{50} = 1/7.07 \end{aligned}$$

$$\text{単位巾当り越波流量} \quad (1/50)^{3/2} = 1/353.5$$

従って以上より実験ケースは表-1のとおり32ケースとなる。

2.5 測定方法

(1) 波高測定

クランクの偏心 e を13段階に変化して求めた一連の波高は、現況断面の設置前に造波機（鉛直振動流式）から2.8mへだたったところに設置した波高計で測定した。

波高計は、容量型波高計を用い、ペン書きオットシログラフにより記録した。

(2) 越波流量の測定

期待越波流量を求めるための一連の各波高に対する越波流量は、図-2に示すとおり、護岸を越波した流量を樋により後方の水槽におとし、その水量を真空ポンプにより吸いあげ、シリンダーを用いて計量した。

測定は、同一波高の発生を5回繰返し、造波機からの

表-1 実験ケース表
基本断面に対する実験ケース

断面	潮位, h	周期, T	波高, H_0	ケース番号
現況海浜断面	(m) +3.7	10sec, 8sec	(m) (m) 0.50~6.22	1, 2
	+3.0		(13波高)	
遊歩道断面A (排水)	+3.7	" "	" "	5, 6
	+3.0			
遊歩道断面A (非排水)	+3.7	" "	" "	9, 10
	+3.0			
+6m護岸断面	+3.7	" "	" "	13, 14
	+3.0			

断面A以外の遊歩道断面に対する実験ケース

断面	潮位, h	周期, T	波高, H_0	ケース番号
遊歩道断面B	(m) +3.7	10sec, 8sec	(m) (m) 0.50~6.22	17, 18
" C	"		(13波高)	
" D	"	" "	" "	19, 20
" E	"	" "	" "	21, 22
" F	"	" "	" "	23, 24
" G	"	" "	" "	25, 26
" H	"	" "	" "	27, 28
" I	"	" "	" "	29, 30
"	"	" "	" "	31, 32

再反射波の影響が入らないように、1回について6波目から7波分の越波流量を測定計量し、それらを平均して一波当りの越波流量を求めた。更にこれを、測定樋の巾、周期、および縮尺にてわり、現地の単位越波流量に換算した。

次に、遊歩道断面Aの排水の場合は、+4m胸壁をこえて道路面におちた流量を、道路面から水槽底をとおした $\phi 3\text{cm}$ のパイプを用い実験室底におとし、シリンダーにて計量した。

(3) 相当深水沖波高 H_0 の決定

期待越波流量（後述）を求めるため、造波機のクランクの偏心 e を1か13らまで変化させ、夫々沖波高を測定した。（表-2）

記録した波高は、最初は低く漸次高くなり後安定するため、波の群速度および反射を考慮し、周期8秒の場合は、最初から5波を切捨てその後の10波の平均を、また周期10秒の場合は、5波切捨て後7波の平均を求めて、

表-2 実験波
沖 波

T (周期)	e (偏心)	H ₁	H ₂	H ₃	H _m	H	相当深 水波高 H ₀
					(波高 平均)	(現地 波高)	
8	1	0.91	0.86	0.99	0.92	0.46	0.50
	2	1.73	1.66	1.78	1.72	0.86	0.93
	3	2.66	2.43	2.49	2.53	1.26	1.37
	4	3.36	3.40	3.31	3.36	1.68	1.83
	5	4.26	4.28	4.29	4.28	2.14	2.33
	6	4.91	4.89	5.07	4.96	2.48	2.70
	7	5.72	5.90	6.07	5.90	2.95	3.21
	8	6.72	6.79	6.76	6.76	3.38	3.67
	9	7.55	7.55	7.68	7.59	3.80	4.13
	10	8.69	8.27	8.45	8.47	4.24	4.61
	11	9.38	9.15	9.37	9.30	4.65	5.05
	12	10.17	10.23	10.48	10.29	5.15	5.60
	13	11.42	11.49	11.38	11.43	5.72	6.22

$K_s=0.920$

T (周期)	e (偏心)	H ₁	H ₂	H ₃	H _m	H	相当深 水波高 H ₀
					(波高 平均)	(現地 波高)	
10	1	1.00	1.03	0.85	0.96	0.48	0.52
	2	1.50	1.65	1.73	1.63	0.81	0.88
	3	2.39	2.38	2.53	2.43	1.22	1.33
	4	3.11	3.18	3.22	3.17	1.59	1.73
	5	3.90	3.82	3.77	3.83	1.92	2.09
	6	4.59	4.63	4.53	4.58	2.29	2.49
	7	5.42	5.63	5.34	5.46	2.73	2.97
	8	6.18	5.98	6.23	6.13	3.07	3.34
	9	6.87	6.74	6.74	6.78	3.39	3.69
	10	7.54	7.67	7.82	7.68	3.84	4.18
	11	8.26	8.09	8.31	8.22	4.11	4.48
	12	8.91	8.92	9.08	8.97	4.49	4.89
	13	9.72	9.57	9.99	9.76	4.88	5.32

$K_s=0.918$

そのクランク偏心eにおける波高とした。表-2におけるH₁, H₂, H₃は、その行程を3回繰返した測定値である。H_mはそれらの平均、Hはその値を50倍した現地換算波高、H₀はその測定点の現地水深と波の周期から求めた浅水係数K_sを用いて換算した相当深水波高である。

以上により、一連の設定波高を決定した。

なお、越波流量の測定時には、原則として波高測定を行わない。

3. 各断面の越波状況

3.1 現況海浜断面と養浜断面

図-3に示した現況海浜断面とこれに養浜のみを行なった場合の、相当深水波高H₀(m)と越波流量q(m³/sec·m)の関係、図-7,8に示す。図-7は、潮位が+3.7mの場合、図-8は潮位+3.0mの場合の越波流量曲線である。

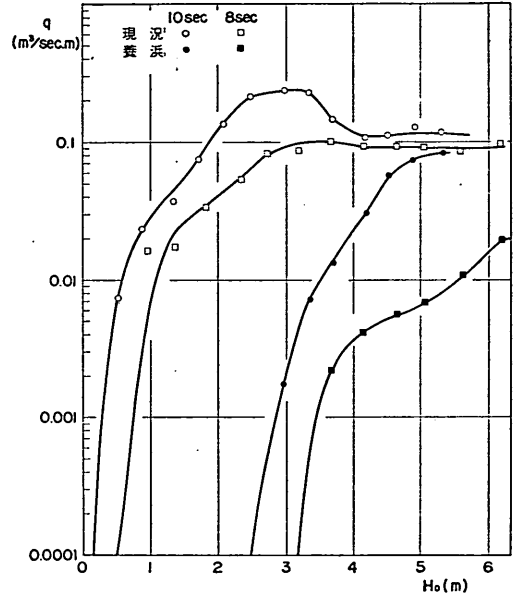


図-7 現況海浜および養浜のみの場合の越波流量曲線 (h=+3.7m)

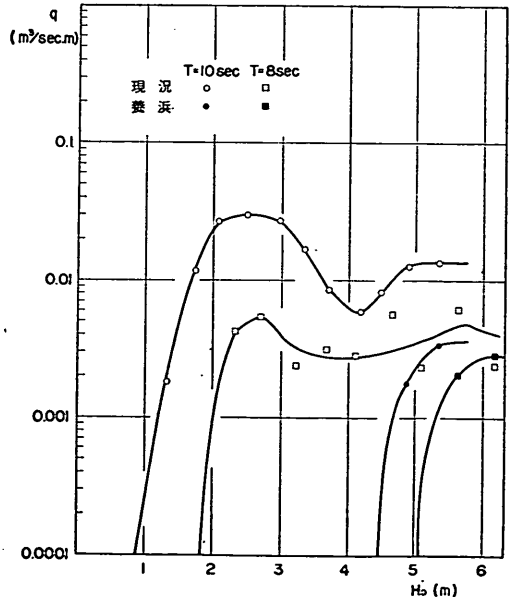


図-8 現況海浜および養浜のみの場合の越波流量曲線 (h=+3.0m)

表-3 現況海浜断面の場合の越波流量

e	H_0 (m) (相当深水波高)	越波流量 q ($m^3/sec \cdot m$)	
		T=10 sec	
		$h=3.7m$	$h=3.0m$
1	0.52	0.00730	0
2	0.88	0.02357	0
3	1.33	0.03682	0.00179
4	1.73	0.07643	0.01161
5	2.09	0.13464	0.02786
6	2.49	0.21179	0.02911
7	2.97	0.23964	0.02679
8	3.34	0.23250	0.01661
9	3.69	0.14750	0.00857
10	4.18	0.10964	0.00589
11	4.48	0.11625	0.00804
12	4.89	0.12750	0.01250
13	5.32	0.11786	0.01321

e	H_0	T=8 sec	
		$h=3.7m$	$h=3.0m$
		1	0.50
2	0.93	0.01652	0
3	1.37	0.01746	0
4	1.83	0.03398	0
5	2.33	0.05226	0.00424
6	2.70	0.08216	0.00536
7	3.21	0.08528	0.00234
8	3.67	0.10897	0.00313
9	4.13	0.09354	0.00290
10	4.61	0.09153	0.00580
11	5.05	0.09019	0.00380
12	5.60	0.08618	0.00625
13	6.22	0.09868	0.00223

養浜断面は図-4に示す+6m護岸断面の+6m階段部分を後方既設護岸と同じ+5mとし、その階段前方に、+2.5mの高さまで52mにわたり、またその位置から-1.5mの高さまで43mにわたって養浜を行なった断面である。

夫々の断面について得られた相当深水沖波高 H_0 (m) と越波流量 q ($m^3/sec \cdot m$) の生のデータを表-3, 4 に示す。

また、写真-1は、潮位+3.7mの場合、現況海浜断面に $T=10$ sec $H_0=3.0$ mの波をあてた場合である。波は

表-4 養浜のみの場合の越波流量

e	H_0 (m) (相当深水波高)	越波流量 q ($m^3/sec \cdot m$)	
		T=10 sec	
		$h=3.7m$	$h=3.0m$
1	0.52	0	0
2	0.88	0	0
3	1.33	0	0
4	1.73	0	0
5	2.09	0	0
6	2.49	0	0
7	2.97	0.00179	0
8	3.34	0.00714	0
9	3.69	0.01321	0
10	4.18	0.03107	0
11	4.48	0.05893	0
12	4.89	0.07411	0.00179
13	5.32	0.08714	0.00357

e	H_0	T=8 sec	
		$h=3.7m$	$h=3.0m$
		1	0.50
2	0.93	0	0
3	1.37	0	0
4	1.83	0	0
5	2.33	0	0
6	2.70	0	0
7	3.21	0	0
8	3.67	0.00223	0
9	4.13	0.00402	0
10	4.61	0.00580	0
11	5.05	0.00692	0
12	5.60	0.01027	0.00201
13	6.22	0.01965	0.00286

+5m護岸前面で激しく砕けることがわかる。

先づ、図-7の潮位+3.7mの場合の越波流量曲線を見ると、養浜の越波におよぼす効果が一目瞭然にわかる。

現況海浜断面に10秒の波をあてた場合は、相当深水波高0.5m程度の時から早くも越波を生じ、相当深水波高3.0m程度で最大となる。その時の越波流量の値は約0.24 $m^3/sec \cdot m$ である。その後、相当深水波高の増加と共に越波流量は減少し、波高4.15m程度で越波流量0.12 $m^3/sec \cdot m$ となり、その後は、波高の増加によらず越波流量は、ほぼ一定の値を保持する。写真-2は、 $T=8.0$ sec,

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

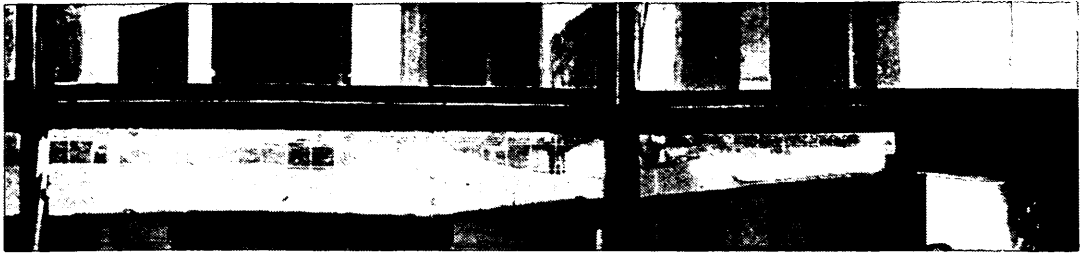


写真-1 現況海浜断面, $H_0=3.0\text{m}$, $T=10\text{sec}$, ($h=+3.7\text{m}$)



写真-2 現況海浜断面, $H_0=3.7$, $T=8\text{sec}$, ($h=+3.7\text{m}$)

$H_0=3.7\text{m}$ の時の写真である。8秒の波をあてた場合も10秒の場合とほぼ同じ傾向を示し、相当深水波高 1.0m程度から越波が始まり、波高 3.7m程度で越波流量は $0.11\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ となり、のちわずかに減少し、越波流量 $0.09\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ 程度で一定の値を保つ。

これら現況海浜断面の場合に対して、養浜を行なった場合の効果は、非常にはっきりとあらわれ、波の周期10秒の場合、相当深水沖波高 3.0m程度にならないと越波は生ぜず、以後波高と共に越波流量は増加し、波高 5.3m程度で最大となり、それから後は約 $0.09\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ とほぼ一定の値を保つ。8秒の波をあてた場合も、同様な傾向を示し、相当深水沖波高約 3.6m程度から越波し、波高 6.20m程度で沖波高に関係なくほぼ一定の越波流量 $0.02\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ となる。

以上のように、現況海浜断面の場合と、養浜のみを行なった場合とでは、越波流量曲線の型状と傾向が異なることがわかる。現況海浜断面の場合、越波流量曲線上にある沖波高に対して最大の値があらわれ、その後流量が減少してほぼ一定の値となるが、養浜断面の場合の越波流量は、発生と同時にほぼ一様に漸増し一定の値に近づく。この理由としてはいろいろあると考えられるが、現況海浜断面の場合、ある定まった沖波高まで碎波点はほとんど動かないが、波高の増大と共に岸への質量輸送の増加による護岸前面の水位上昇をともなって碎波高が増加し越波流量は増加する。その後沖波高の増加と共に碎

波点が沖側に移動するので越波流量は減少するものと思われる。その後は前面波高は水深で規定されて、波の遡上の勢いはほぼ同じ状態を保ち、越波流量は一定の値となるのであろう。これに反し、養浜を行なった断面の場合は、碎波点が始めから護岸より十分離れた位置にあり、波高の増大と共に波の遡上の勢いが増加するが、ある波高以上になると波高が前面水深で規定されるようになるのであろう。しかし、必ずしも、碎波点の位置と碎波高のみによるのではなく、護岸の形状にも関係することは、後述の遊歩道をもつ断面でもこの現況海浜と同様な形の越波流量曲線となる場合があることからもわかる。上述のように養浜の越波流量におよぼす効果が明瞭であるが、これは養浜が碎波点をより沖側に移動させると共に、波の遡上の勢いをそぐためである。

図-8は、潮位+3mの場合であるが、この場合も潮位+3.7mの場合と同様、養浜の効果は歴然としてあらわれている。

現況海浜断面の波の周期10秒の場合、相当深水沖波高 $H_0=1.30\text{m}$ 程度から越波が始まり、波高2.5mで越波流量 q は $0.03\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ で最大となり、その後波高の増加と共に流量は減少して波高 4.2m程度で $0.006\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ の極小値を示す。その後曲線は再び増大して一定値 $0.013\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に近づく。周期8秒の場合、越波流量の点のばらつきが相当あるが、周期10秒の場合とほぼ同じ傾向を示している。

3.2 +6m 護岸断面

+6m護岸断面に対する相当深水沖波高 H_0 (m) と越波流量 q ($m^3/sec \cdot m$) の関係は、表-5と図-9で示される。波の周期10秒および8秒の場合も共に潮位 +3.0m の場合は越波がない。そして潮位 +3.7m の場合においても、現況海浜断面の場合に比較して極めて越波流量が少なく、周期8秒の場合には殆んどない状態である。

写真-3は、潮位 +3.7m, $H_0=3.0m$, $T=10 sec$ の場合、写真-4は、 $H_0=2.3m$, $T=8 sec$ のものである。波は前面養浜上で碎波となり、のち遡上するのがよくわかる。

以上のように+6m護岸断面は、過去の調査研究との関連において実験対象として選ばれたが、この断面は、海浜と背後の市街地とを+6mの比較的高い護岸によって分断する形となり、レクリエーション海浜の護岸とし

e	H_0	T=8 sec	
		h=3.7m	h=3.0m
1	0.50	0	0
2	0.93	0	0
3	1.37	0	0
4	1.83	0	0
5	2.33	0	0
6	2.70	0	0
7	3.21	0	0
8	3.67	0	0
9	4.13	0	0
10	4.61	0	0
11	5.05	0.00290	0
12	5.60	0.00116	0
13	6.22	0.00123	0

表-5 +6m護岸断面の場合の越波流量

e	H_0 (偏心) (相当深水波高)	越波流量 q ($m^3/sec \cdot m$)	
		T=10 sec	
		h=3.7m	h=3.0m
1	0.52	0	0
2	0.88	0	0
3	1.33	0	0
4	1.73	0	0
5	2.09	0	0
6	2.49	0	0
7	2.97	0	0
8	3.34	0	0
9	3.69	0.00464	0
10	4.18	0.00518	0
11	4.48	0.00643	0
12	4.89	0.00893	0
13	5.32	0.01179	0

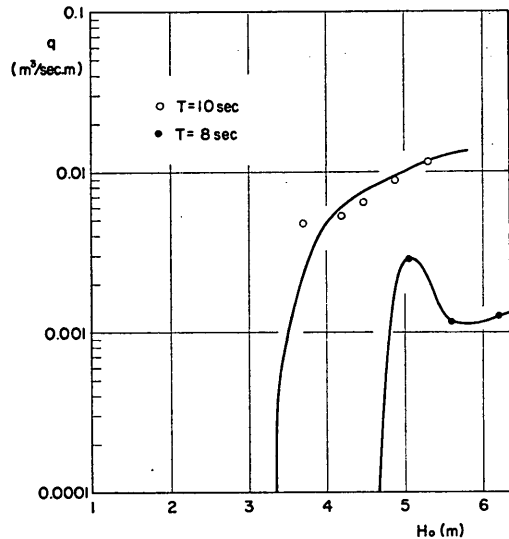


図-9 +6m護岸断面の場合の越波流量曲線 (h=+3.7m)

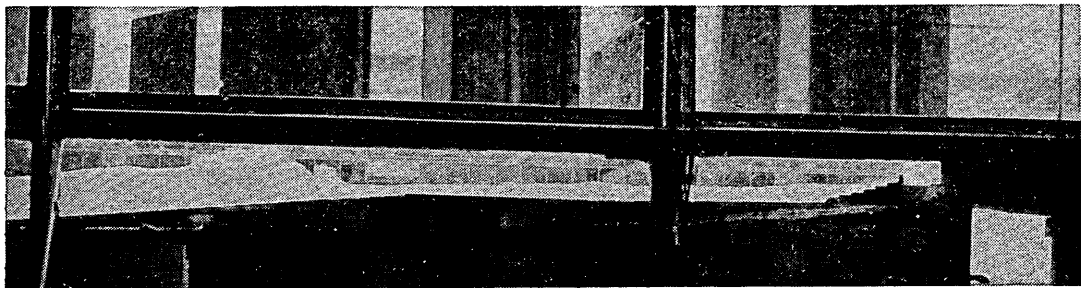


写真-3 +6m護岸断面, $H_0=3.0m$, $T=10 secc$, (h=+3.7m)

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について



写真-4 +6 m護岸断面, $H_0=2.3\text{m}$, $T=8\text{sec}$, ($h=+3.7\text{m}$)

表-6 遊歩道断面Aの場合の越波流量 ($T=10\text{sec}$)

$T=10\text{sec}$ $h=+3.7\text{m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道断面A(排水)			遊歩道断面A (非排水) +5m越波流量
		+4m 越波流量	+5m 越波流量	合 計	
1	0.52	0	0	0	0
2	0.88	0	0	0	0
3	1.33	0	0	0	0
4	1.73	0.02800	0	0.02800	0
5	2.09	0.08900	0	0.08900	0
6	2.49	0.18500	0	0.18500	0
7	2.97	0.29600	0	0.29600	0.00286
8	3.34	0.48600	0.01000	0.49600	0.00786
9	3.69	0.70100	0.02800	0.72900	0.03250
10	4.18	0.82500	0.03400	0.85900	0.04607
11	4.48	0.87400	0.03700	0.91100	0.03768
12	4.89	0.96900	0.04200	1.01100	0.04536
13	5.32	1.10600	0.05500	1.16100	0.04714

表-7 遊歩道断面Aの場合の越波流量 ($T=8\text{sec}$)

$T=8\text{sec}$ $h=+3.7\text{m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道断面A(排水)			遊歩道断面A (非排水) +5m越波流量
		+4m 越波流量	+5m 越波流量	合 計	
1	0.50	0	0	0	0
2	0.93	0	0	0	0
3	1.37	0	0	0	0
4	1.83	0	0	0	0
5	2.33	0.02000	0	0.02000	0
6	2.70	0.04876	0	0.04876	0
7	3.21	0.06126	0	0.06126	0
8	3.67	0.13002	0	0.13002	0
9	4.13	0.27192	0	0.27192	0.00335
10	4.61	0.33381	0	0.33381	0.00871
11	5.05	0.57260	0	0.57260	0.01116
12	5.60	0.62011	0.01125	0.63136	0.01719
13	6.22	0.63136	0.01000	0.64136	0.02233

$T=10\text{sec}$ $h=+3.0\text{m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道断面A(排水)			遊歩道断面A (非排水) +5m越波流量
		+4m 越波流量	+5m 越波流量	合 計	
1	0.52	0	0	0	0
2	0.88	0	0	0	0
3	1.33	0	0	0	0
4	1.73	0	0	0	0
5	2.09	0	0	0	0
6	2.49	0	0	0	0
7	2.97	0	0	0	0
8	3.34	0.01000	0	0.01000	0
9	3.69	0.06600	0	0.06600	0
10	4.18	0.07000	0	0.07000	0
11	4.48	0.10300	0	0.10300	0
12	4.89	0.12000	0	0.12000	0
13	5.32	0.21300	0	0.21300	0

$T=8\text{sec}$ $h=+3.0\text{m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道断面A(排水)			遊歩道断面A (非排水) +5m越波流量
		+4m 越波流量	+5m 越波流量	合 計	
1	0.50	0	0	0	0
2	0.93	0	0	0	0
3	1.37	0	0	0	0
4	1.83	0	0	0	0
5	2.33	0	0	0	0
6	2.70	0	0	0	0
7	3.21	0	0	0	0
8	3.67	0	0	0	0
9	4.13	0.00563	0	0.00563	0
10	4.61	0.01705	0	0.01705	0
11	5.05	0.02313	0	0.02313	0
12	5.60	0.01705	0	0.01705	0
13	6.22	0.03126	0	0.03126	0

ては、海浜利用上の障害となる。そこで、次項の遊歩道断面が検討されねばならなくなる。

3.3 遊歩道断面

海浜をレクリエーションの場として考えた場合、従来の海浜に基礎をもつ直立壁に波がえしの胸壁をつけた護

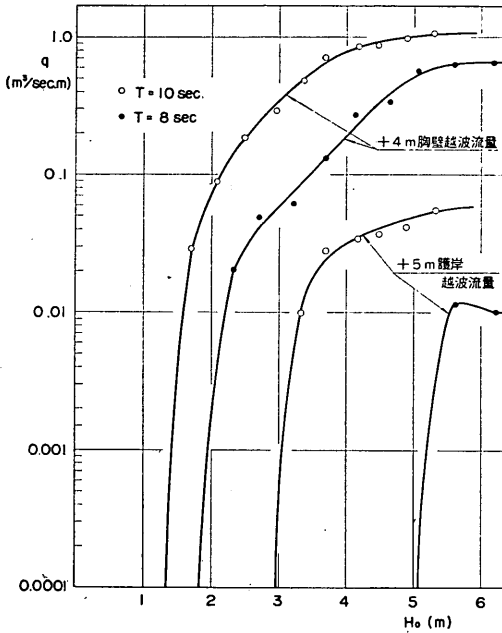


図-10 遊歩道断面A(排水)の場合の越波流量曲線 ($h = +3.7\text{m}$)

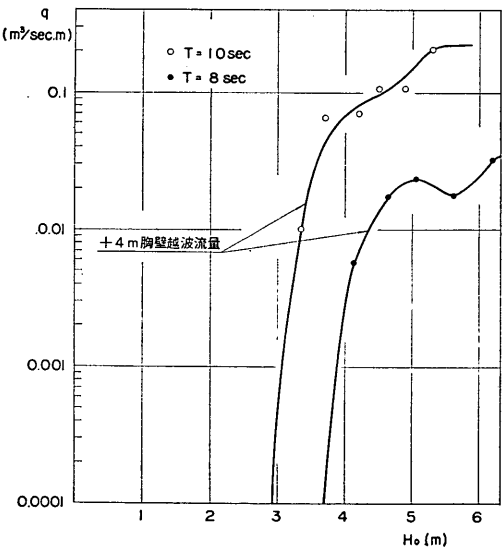


図-11 遊歩道断面A(排水)の場合の越波流量曲線 ($h = +3.0\text{m}$)

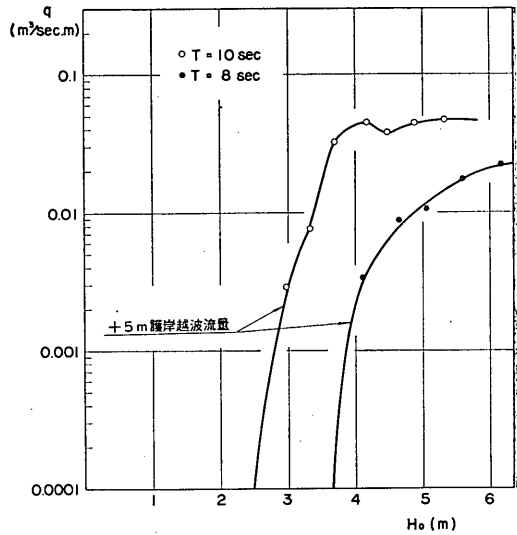


図-12 遊歩道断面A(非排水)の場合の越波流量曲線 ($h = +3.7\text{m}$)

岸構造は、海浜の利用上好ましくない。そこで、前面に養浜を行ない、高さ 0.5m 程度の胸壁を設け、その後方に遊歩道をもち、市街地を守るための護岸を設けた遊歩道断面が考えられる。(図-5)

実験の対象とした遊歩道断面は色々あるが、先ず遊歩道断面Aについて述べる。表-6, 7 は、そのデータを示したものであり、図-10~12は相当深水沖波高 H_0 (m) に対する越波流量 q ($\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$) を示したものである。この場合、試験的なデータをとるため、排水の場合と非排水の場合について実験を行なった。この排水とは、まえに述べたように、A断面において、前方の+4 m胸壁と後方の+5 m護岸の間の天端高+3.5mの遊歩道にたまった水を、水槽の底に通ずる $\phi 3$ mmのパイプでぬき、シリンダーで計量したデータである。非排水とは、波の打寄せる間に、遊歩道上の水をぬくことなしに、満水のまま実験をくりかえしたことを意味する。しかし、このように遊歩道内の水を排水することは、潮位が高いときは、現実上きわめて不可能であるので、他の断面については排水する場合は行なわなかった。

潮位+3.7mの図-10において、+4 m胸壁を越波する流量は非常に大きく、波の周期10秒の場合、相当深水沖波高1.70m程度から越波し始め、以後流量はほぼ一様に増加し、波高 5.3mにおいて $1.11\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ 程度に達する。波の周期8秒の場合でも、相当深水沖波高2.30m程度から越波し始め、波高 6.2mにおいて流量は $0.63\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

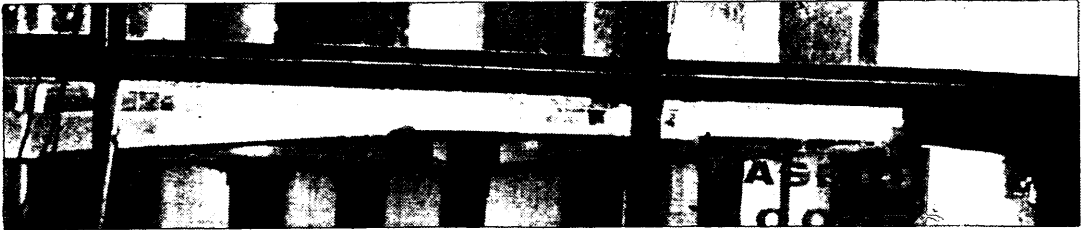


写真-5 遊歩道断面A, $H_0=3.0\text{m}$, $T=10\text{sec}$, ($h=+3.7\text{m}$)



写真-6 遊歩道断面A, $H_0=5.0\text{m}$, $T=8\text{sec}$, ($h=+3.7\text{m}$)

sec・mに達する。これは非常に大きな流量であり、普通の排水施設では、排水不可能な量であると考えられる。

写真-5は潮位 +3.7m, $T=10\text{sec}$, $H_0=3.0\text{m}$ の場合
写真-6は, $T=8\text{sec}$, $H_0=5.0\text{m}$ の場合であり、養浜上で碎波を生じ勢よく遡上し遊歩道上に満水することが良くわかる。

潮位+3.0mの図-11の場合でも、+4m胸壁を越える水量は、周期10秒、および8秒の場合共非常に大きいことが認められる。

後方の+5m護岸を越波する水量は、図-11の潮位+3.0mの場合にはないけれども、図-10の潮位+3.7mの場合には、大きな量となる。

これは、前述した+6m護岸断面の場合の越波流量に比較して大きく、この程度の胸壁および護岸の高さでは効果の少ないことを意味している。

図-12の非排水の場合も、波の周期10秒で、相当深水沖波高3.0m程度から越波し始め、沖波高5.32mでは越波流量約0.05m³/sec・mとなる。波の周期8秒の場合、沖波高4.1m程度から越波し始め、沖波高6.2mで流量は0.02m³/sec・m程度となる。

非排水の場合、周期10秒の場合の+5m護岸越波流量曲線は、前述した図-10の排水の場合より多いがその差はわずかである。しかし、波の周期8秒の場合の越波流量は、非排水の場合の方が排水に比較して明瞭に大きい。これは、遊歩道の胸壁を越波する流量が周期10秒と比較して少ないため、排水が完全に行なわれその効果がよく表われたためと思われる。

次に、A断面の外の断面について述べる。断面の形状は、図-6に示したとおりである。

A断面以外は、潮位+3.0mの場合、いずれも越波はない。よって、潮位+3.7mの非排水の場合である。

表-8, 9に、相当深水沖波高 H_0 に対する各断面の、波の周期10秒と8秒の場合の越波流量 q (m³/sec・m)のデータを示す。また図-13~16に、各断面に対する相当深水沖波高 H_0 に対する越波流量 q (m³/sec・m)の関係を示す。

表-8 遊歩道各断面の越波流量

$T=10\text{sec}$ $h=+3.7\text{m}$

	相当深水波高 H_0	遊歩道断面A	遊歩道断面B	遊歩道断面C	遊歩道断面D	遊歩道断面E
1	0.52	0	0	0	0	0
2	0.88	0	0	0	0	0
3	1.33	0	0	0	0	0
4	1.73	0	0	0	0	0
5	2.09	0	0	0	0	0
6	2.49	0	0	0	0	0
7	2.97	0.00286	0	0	0.00357	0
8	3.34	0.00786	0.00054	0	0.01196	0.00036
9	3.69	0.03250	0.00500	0	0.03643	0.00161
10	4.18	0.04607	0.00929	0.00054	0.03786	0.00232
11	4.48	0.03768	0.01339	0.00125	0.04393	0.00429
12	4.89	0.04536	0.00714	0.00036	0.02393	0.00304
13	5.32	0.04714	0.00893	0.00040	0.02375	0.00219

$T=8\text{ sec}$ $h=+3.7\text{ m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道 断面 A	遊歩道 断面 B	遊歩道 断面 C	遊歩道 断面 D	遊歩道 断面 E
1	0.50	0	0	0	0	0
2	0.93	0	0	0	0	0
3	1.37	0	0	0	0	0
4	1.83	0	0	0	0	0
5	2.33	0	0	0	0	0
6	2.70	0	0	0	0	0
7	3.21	0	0	0	0	0
8	3.67	0	0	0	0	0
9	4.13	0.00335	0	0	0	0
10	4.61	0.00871	0	0	0.00223	0
11	5.05	0.01112	0.00089	0	0.00580	0
12	5.60	0.01719	0.00246	0.00089	0.00580	0
13	6.22	0.02233	0.00179	0.00223	0.00558	0.00067

表-9 遊歩道各断面の越波流量
 $T=10\text{ sec}$ $h=+3.7\text{ m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道 断面 F	遊歩道 断面 G	遊歩道 断面 H	遊歩道 断面 I
1	0.52	0	0	0	0
2	0.88	0	0	0	0
3	1.33	0	0	0	0
4	1.73	0	0	0	0
5	2.09	0	0	0	0
6	2.49	0	0	0	0
7	2.97	0	0	0	0
8	3.34	0	0	0.00357	0
9	3.69	0.00179	0	0.01786	0
10	4.18	0.00714	0	0.02714	0
11	4.48	0.02071	0.00036	0.05911	0.00179
12	4.89	0.03464	0.00072	0.03857	0.00180
13	5.32	0.03304	0.00232	0.02214	0.00214

$T=8\text{ sec}$ $h=+3.7\text{ m}$

e	相当深 水波高 H_0	遊歩道 断面 F	遊歩道 断面 G	遊歩道 断面 H	遊歩道 断面 I
1	0.50	0	0	0	0
2	0.93	0	0	0	0
3	1.37	0	0	0	0
4	1.83	0	0	0	0
5	2.33	0	0	0	0
6	2.70	0	0	0	0
7	3.21	0	0	0	0
8	3.67	0	0	0	0
9	4.13	0	0	0	0
10	4.61	0	0	0	0
11	5.05	0.00223	0	0.00045	0
12	5.60	0.00826	0	0.00089	0.00223
13	6.22	0.01206	0	0.00134	0.00223

まず、図-13は、遊歩道断面Aと断面Fの越波流量曲線を示したものであるが、この二断面を一枚の図に画いた理由は、遊歩道面の高さを胸壁の高さまであげた場合の効果を比較するためである。以下各二枚の断面を一枚の図に画いたのは同様の理由による。これによれば、遊

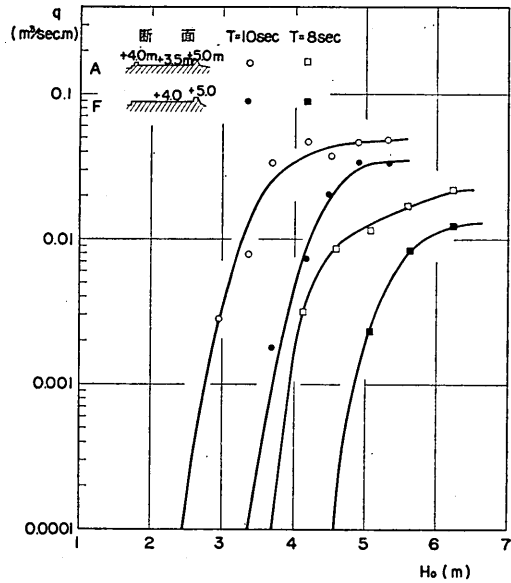


図-13 遊歩道断面A, Fの越波流量曲線
($h=+3.7\text{ m}$)

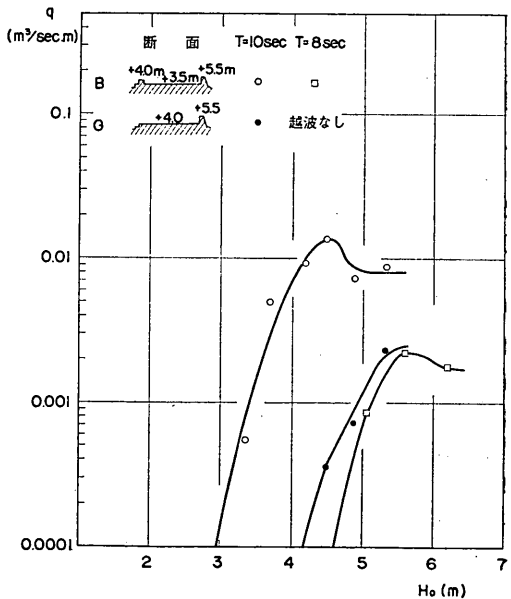


図-14 遊歩道断面B, Gの越波流量曲線
($h=+3.7\text{ m}$)

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

歩道断面Fは、断面Aにくらべて、波の周期10秒、および8秒の場合、共に越波流量は少ない。

同様に、図-14は、遊歩道断面Bと断面Gの場合を比較したものである。これは、前図に比して、後方護岸の天端高を50cm増したため越波流量は少ない。そして、断面Gの8秒の場合は、越波はない。

図-15は、遊歩道断面Dと断面Hを比較したものである。これは、断面Aに比較して後方護岸を+5mのままとし、胸壁の高さを50cm高くしたものである。この場合は、波の周期10秒ではそれ程越波流量に変化はないが

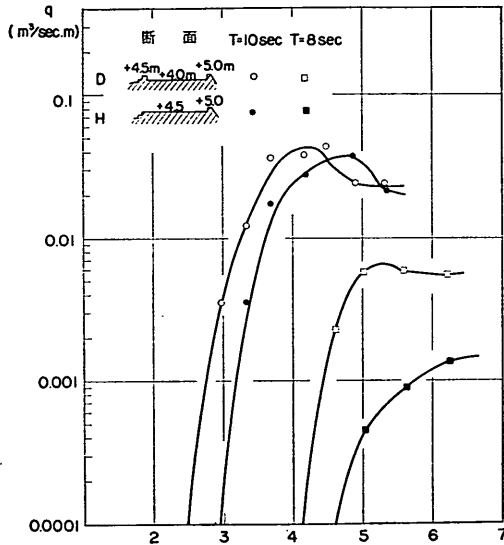


図-15 遊歩道断面D, Fの越波流量曲線 (h = +3.7m)

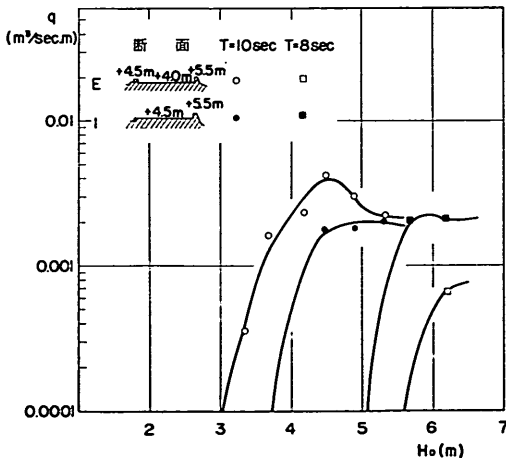


図-16 遊歩道断面E, Iの越波流量曲線 (h = +3.7m)

波の周期8秒の場合は相当のひらきがある。

図-16は、遊歩道断面Eと断面Iの越波流量曲線である。この場合10秒の場合は、他と同様であるが、I断面の8秒の場合がE断面のそれより大きく、今までの傾向と異なっている。

4. 遊歩道断面と他の断面の比較

4.1 期待越波流量の計算

海岸に來襲する風波は、不規則な波高、波向、波長、ならびに周期をもっている。ところが、実験に用いる波は、規則な波高と周期をもつ波であるから、越波流量の計算には、波の不規則性を考慮する必要はある。

そこで、合田¹⁾にならって、次に述べるような越波流量の期待値、即ち期待越波流量の計算を行なった。一例として、現況海浜の周期10秒、潮位+3.7mの場合の期待越波流量の計算表を表-10に示す。

表-10 期待越波流量の計算 (現況海浜断面, T=10 sec, h = +3.7m)

η	波高	越波流量	超過確率	出限確立	$q \cdot \Delta P$
上下中央 限値	H_0	$q(\text{m}^3/\text{sec} \cdot \text{m})$	$1 - P(\eta)$	$\Delta P(\eta)$	
0	0.1	0.29	1.0000	0.0309	0.00004
0.2	0.3	0.86	0.9691	0.0872	0.00192
0.4	0.5	1.44	0.8819	0.1282	0.00667
0.6	0.7	2.01	0.7537	0.1488	0.01860
0.8	0.9	2.59	0.6049	0.1490	0.03293
1.0	1.1	3.16	0.4559	0.1332	0.03197
1.2	1.3	3.74	0.3227	0.1083	0.01505
1.4	1.5	4.31	0.2144	0.0805	0.00886
1.6	1.7	4.89	0.1339	0.0554	0.00637
1.8	1.9	5.46	0.0785	0.0353	0.00406
2.0	2.1	6.04	0.0432	0.0209	0.00240
2.2	2.3	6.61	0.0223	0.0115	0.00132
2.4	2.5	7.19	0.0108	0.00585	0.00067
2.6	2.7	7.76	0.00495	0.00284	0.00033
2.8	2.9	8.34	0.00211	0.00126	0.00014
3.0			0.00085		

$\bar{H}_0 = 2.875\text{m}$

$q_{\text{exp}} = 0.13129 \text{ m}^3/\text{sec} \cdot \text{m}$

有義波高 ($H_{1/3}$)₀ に対する平均波高 \bar{H}_0 は、波高の発

生頻度をレーリー分布と仮定すると、次式により与えられる。

$$\bar{H}_0 = 0.626(H_{1/3})_0 \quad (4.1)$$

次に、実験室で求まる規則波を H_0' とすれば、 $\eta = H_0'/\bar{H}_0$ が求められる。この値 (例えば $\eta = H_0'/\bar{H}_0 = 3.74\text{m}/2.875\text{m} = 1.3$) に対応した未超過確率の差 $\Delta P(\eta)$ を求める。(例えば $\eta = 1.2$ と $\eta = 1.4$ の間の波高 H_0' に対する超過確率 $(1-P(\eta))$ は、夫々 0.3227 と 0.2144 であるから、その差 $\Delta P(\eta)$ は 0.1083 となる。)

この出現確率 ΔP_η を、実験室で得られた一連の規則波高における越波流量にかけ、その和をもとめたものを期待越波流量とする。即ち、次式で算出される。

$$q_{\text{exp}} = \sum_{j=1}^M q_j(H_j) \times \Delta P(\eta_j) \quad (4.2)$$

ここで q_j は、 j 番目の波高 H_j の時の越波流量、 $\Delta P(\eta_j)$ は、 j 番目の波高 H_j の時の $\eta = H_j'/\bar{H}_0$ の出現確率である。

4.2 各断面についての期待越波流量の比較

実験を行なった、現況海浜断面、養浜のみの断面、+6m護岸断面、遊歩道断面A~I等に対する潮位+3.7mと+3.0m、および波の周期10秒と8秒の場合における期待越波流量を表-11~12および図-17~18に示す。

まず、詳細について説明する前に、得られた期待越波流量が、2.1で述べた相対越波流量とどの程度の関係であるかを調べてみる。式(2-1)から許容相対越波流量を 10^{-4} とすると、波高 $H_0 = 4.6\text{m}$ 、 $L_0 = 156\text{m}$ 、 $T = 10$

表-11a 期待越波流量総括表
($T=10\text{ sec}$ $h=+3.7\text{m}$)

断面形状	q_{exp} ($\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$)	順位
現況	0.13129	13
+6m護岸断面	0.00237	5
養浜のみの場合	0.01621	12
遊歩道断面A(排水)+4m胸壁越波流量	0.38180	—
〃 A+5m護岸越波流量	0.01315	10
〃 A(非排水)	0.01374	11
〃 B	0.00265	6
〃 C	0.00011	1
〃 D	0.01056	9
〃 E	0.00061	4
〃 F	0.00520	7
〃 G	0.00029	2
〃 H	0.00837	8
〃 I	0.00038	3

表-11b 期待越波流量総括表
($T=8\text{ sec}$ $h=+3.7\text{m}$)

断面形状	q_{exp} ($\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$)	順位
現況	0.06368	13
+6m護岸断面	0.00024	7
養浜のみの場合	0.00212	11
遊歩道断面A(排水)+4m胸壁越波流量	0.12550	—
〃 A+5m護岸越波流量	0.00047	8
〃 A(非排水)	0.00246	12
〃 B	0.00019	6
〃 C	0.00011	4
〃 D	0.00074	9
〃 E	0.00002	2
〃 F	0.00082	10
〃 G	0	1
〃 H	0.00011	3
〃 I	0.00014	5

sec として、

$$Q = \frac{H_0 L_0}{2\pi} \times 10^{-4} = \frac{4.6 \times 156}{2 \times 3.14} \times 10^{-4} = 1.14 \times 10^{-2} \quad (\text{m}^3/\text{波長}) \quad (4.3)$$

図-17に示された値 q は 1 sec 当りであるから、この Q に周期10秒で割って q に換算すると、 $0.001\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ となる。沖波高が10m~3m、周期が6~13sec程度に変化しても(4.3)式から考えて、その期待越波流量は図-17

表-12a 期待越波流量総括表
($T=10\text{ sec}$ $h=+3.0\text{m}$)

断面形状	q_{exp} ($\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$)
現況	0.01462
+6m護岸断面	0
養浜のみの場合	0.00038
遊歩道断面A(排水)+4m胸壁越波流量	0.03684
〃 A(〃)+5m護岸越波流量	0
〃 A(非排水)	0
〃 B	0
〃 C	0
〃 D	0
〃 E	0
〃 F	0
〃 G	0
〃 H	0
〃 I	0

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

表-12b 期待越波流量総括表
($T=8\text{ sec}$ $h=+3.0\text{ m}$)

断面形状	q_{exp} ($\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$)
現況	0.00240
+6m 護岸断面	0
養浜のみの場合	0.00018
遊歩道断面A(排水)+4m胸壁越波流量	0.00392
〃 A(〃)+5m護岸越波流量	0
〃 A(非排水)	0
〃 B	0
〃 C	0
〃 D	0
〃 E	0
〃 F	0
〃 G	0
〃 H	0
〃 I	0

の範囲内に入る。すなわち、図-17 に示された越波流量の範囲は、通常のレクリエーション海浜で考えられる許容越波流量の範囲を含むといえる。

さて、潮位 +3.7m、波の周期10秒、有義波高 4.6m に対する期待越波流量については、表-11や図-17から次のことがわかる。

(1) 現況海浜の期待越波流量は $0.13\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ で、これに養浜のみを行なった場合の期待越波流量は $0.016\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ となり、約 $1/8$ に減少する。

(2) +6m 護岸断面の期待越波流量は、 $0.0024\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ であり、これに対し遊歩道断面Aの場合は $0.014\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ であって、+6m 護岸断面の約6倍の越波流量となる。

(3) +6m 護岸断面に最も近い期待越波流量を示す断面は、遊歩道断面Bで、 $0.0027\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ の越波流量である。この遊歩道断面Bは、断面Aの後方護岸天端高を50cm 高くし、+5.5mとしたものである。そしてまた、断面Bの遊歩道の高さを前面の胸壁と同じ天端高、すなわち+4mにした遊歩道断面Gでは、期待越波流量は、 $0.0003\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に急激する。

(4) 遊歩道断面A(後方護岸+5.0m)に対して、遊歩道の高さを前面の胸壁の高さ+4mまで高くした断面Fは、断面Aの期待越波流量 $0.014\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対し、 $0.0052\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ であって約 $1/2.7$ に減少する。

(5) 遊歩道断面D(後方護岸+5.0m)に対して、遊歩道の高さを前面の胸壁の高さ+4.5mまで高くした断

面Hは、断面Dの期待越波流量 $0.011\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対し $0.0084\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ であって、約 $1/1.3$ に減少する。しかしこの減少率は、前2項の場合より小さい。

(6) 前項と同じように遊歩道断面Eに対する断面Iは、断面Eの期待越波流量 $0.0006\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対し $0.0004\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ であって約 $1/1.5$ となる。

(7) 断面FとH、および断面GとIを比較すると、遊歩道の高さが高い方のHとIが越波流量が多い。しかし、断面AとD、および断面BとEとでは、遊歩道の高さが高い方が越波流量が小さい。

次に、波の周期を8秒とし、潮位 +3.7m の場合についての期待越波流量については、表-12および図-18から次のことがわかる。

(1) 現況海浜断面の期待越波流量は、 $0.064\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ と他にずばぬけて大きい。そして、養浜を行なった場合の期待越波流量は、 $0.0021\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ であって、約 $1/30$ に減少する。

(2) 遊歩道断面Aの期待越波流量 $0.0025\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対して、道路面を前面胸壁の高さまであげた断面Fの流量は $0.0008\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ と約 $1/3$ に減少する。

(3) 同様に、遊歩道断面Bの期待越波流量 $0.0002\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対して、道路面を前面胸壁の高さまであげた断面Gでは越波がみとめられない。

(4) 同じく、遊歩道断面Dの流量 $0.00074\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対して、断面Hの流量は $0.0001\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ となり約 $1/7$ に減少する。

(5) 遊歩道断面Eに対する断面Iの夫々の流量は、前3項と異なり逆である。

(6) 現況海浜断面の期待越波流量 $0.064\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ に対して、+6m 護岸断面の期待越波流量は $0.00024\text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ と非常に少なく、これとはほぼ同じ流量をもつ断面は遊歩道断面Bである。この断面は、養浜を行ない、後方護岸の天端を+5.5mとし、胸壁を+4m、道路面を+3.5mとしたものである。

(7) 断面FとHを比較すると、遊歩道の高いHの方が越波流量は小さくなるが、断面GとIとでは、周期10秒の場合と同様に遊歩道の高い方が越波流量が大きくなっている。しかし、断面AとD、および断面BとEとでは周期10秒の場合と同様に、遊歩道の高さが高い方が越波流量が小さい。

以上のような各断面の比較から、遊歩道をもつ断面について次のことがいえる。

(1) 同じ越波流量に対して、前面に遊歩道のある断面は、ないものより護岸を低くできる。すなわち、この

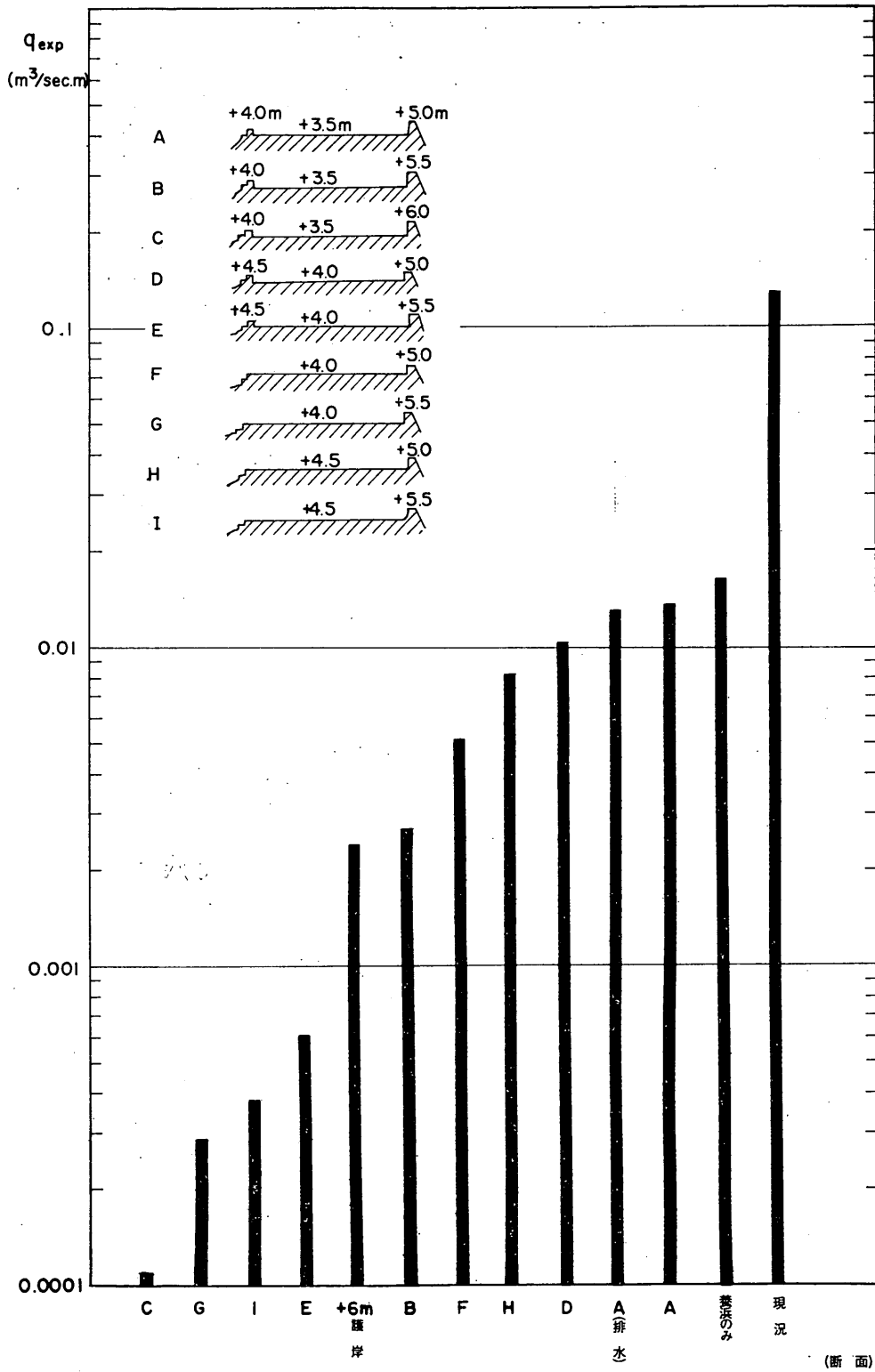


図-17 各断面に対する期待越波流量 ($T=10$ sec, $h=+3.7$ m)

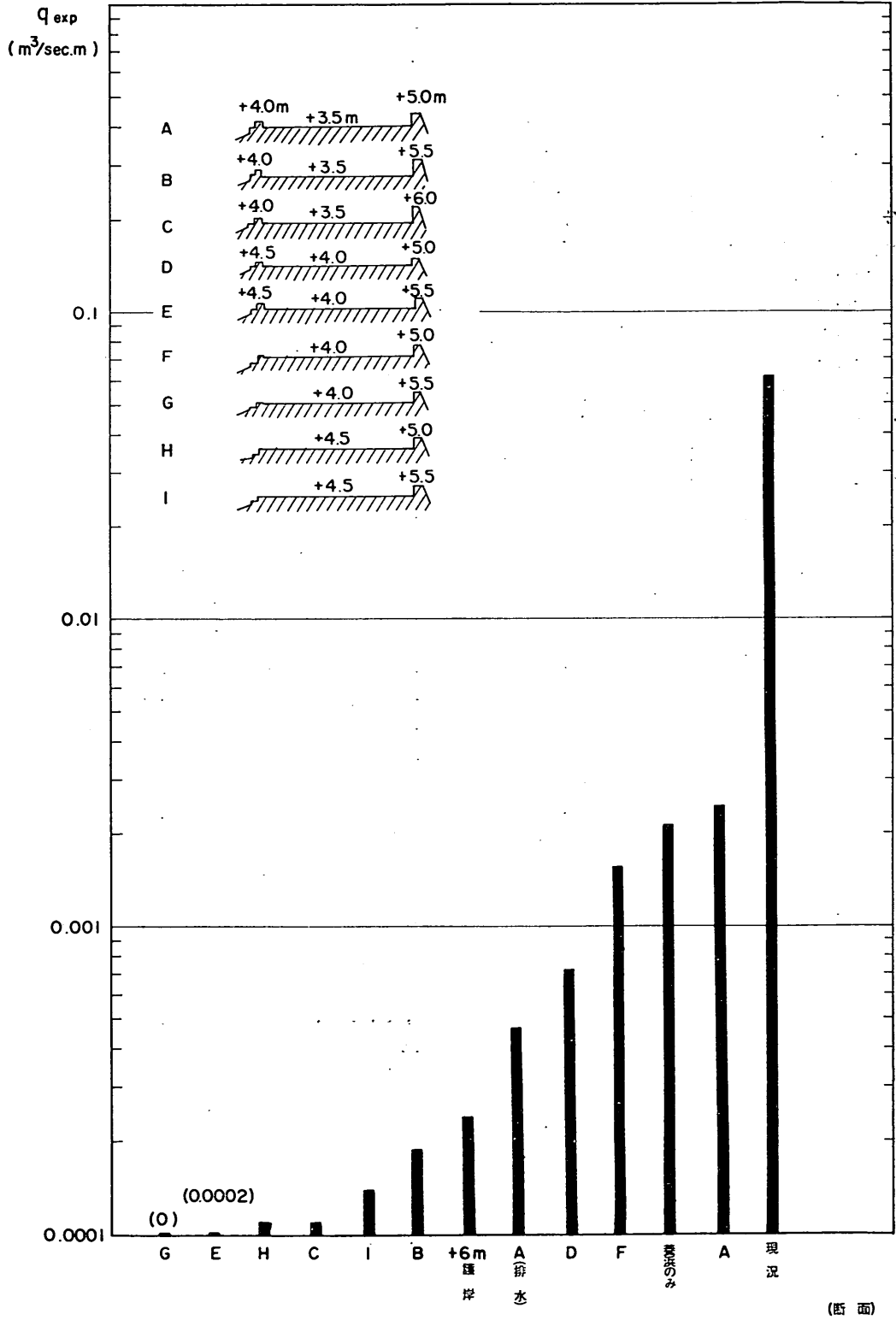


図-18 各断面に対する期待越波流量 ($T=8 \text{ sec}$, $h=+3.7\text{m}$)

実験の例では、護岸高を+6mから+5.5mに50cm下げることが出来る。

(2) 胸壁をもつ遊歩道断面に対して、遊歩道面その胸壁の高さまであげた胸壁のない断面は、断面Aに対してF、断面Bに対してG、断面Dに対してH、そして断面Eに対してIであるが、周期8secの場合の断面EとIの場合を除いていずれも前者より後者の方が越波防止効果が増大する。

(3) 遊歩道の高さのみに注目すると、10秒および8秒の場合の上述の(7)で述べたように、必ずしも遊歩道の高さが高い方が越波流量が小さくなるとは限らない。

この(3)について、もう少し検討してみよう。例えば断面FとHについて比較してみると、F断面は、遊歩道と後方護岸パラペットの高低差が1mであるのに反し、断面Hはそれが50cmに減小する。このため、H断面はF断面より遊歩道に遡上する水流は減少するであろうけれども、その水流が後方護岸によって阻止される割合はF断面より小さい。そのため、遊歩道面に遡上する水塊が多い周期10secのときは、H断面が越波流量が多いがそれが比較的小さい周期8secではH断面が越波流量が小さくなっている。一方、胸壁をもつ場合の断面AとDおよび断面BとEでは、どの断面においても遊歩道と護岸の高低差が1.00m以上あるので、遊歩道上に遡上した水塊は十分に後方護岸によって阻止されるために、遊歩道に遡上する水塊の量の大小による影響がより強くあらわれたのであろう。しかし、GとI断面の比較では、I断面が遊歩道と護岸の高低差が1mもあるに反し、周期に関係なく、遊歩道がより低いG断面より越波流量が多くなっている。以上のことは、胸壁のない遊歩道をもつ護岸の越波流量の特性は、きわめて複雑であることが推定される。

5. 胸壁の越波流量に対する影響

5.1 期待越波流量に対する影響

図-19は、胸壁の期待越波流量に対する効果を更に明らかにするために胸壁のある断面A、B、D、Eと、これに対する遊歩道面を胸壁の高さまであげた断面(結局胸壁のない断面)F、G、H、Iの夫々の期待越波流量 $q_{exp}(m^3/sec \cdot m)$ を両対数方眼紙上にプロットしたものである。

遊歩道断面Aに対してF、断面Bに対してG、断面Dに対してH、断面Eに対してIが夫々対応し、波の周期は、10秒と8秒であるから8個の点が得られるわけである。

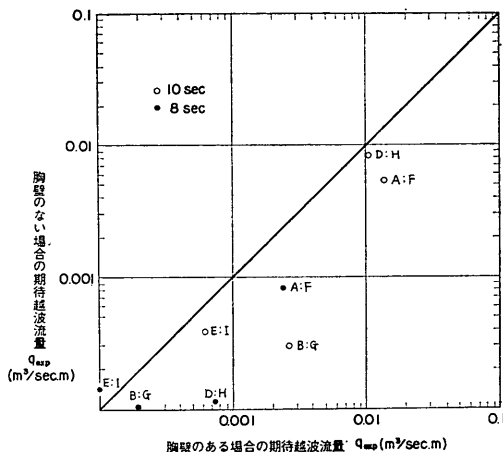


図-19 胸壁天端まで遊歩道をあげた場合の期待越波流量に対する効果

これを見ると、前節においても多少ふれたが、一目瞭然として、胸壁のある場合の期待越波流量が胸壁のない場合の期待越波流量より大きいことがわかる。このことは、歩道面が水で満されている場合と、水が満されない場合の摩擦の影響によるものと考えられる。水で満されている場合には、水塊が飛び込むことによって、満されていた水も飛散して背後護岸に飛び込むようになる。そして、この場合においても、前述した遊歩道の高さと背後護岸の高さの差が関係し、ほぼ越波流量が同じ周期10秒の場合の断面FとHにおいてその差が50cm位しかない断面Hは、断面Fより効果が少ない。この効果は、同一断面については、期待越波流量の大小に当然関係する。すなわち、断面EとIの場合を除いて越波流量の差が、周期10秒のときより8秒のときが大きくあらわれていることでもわかる。

次に、図-20は、遊歩道断面のうち、胸壁のある断面B、E、Dと、遊歩道の高さをそのままにして胸壁のみとり除いた断面B'、E'、D'の夫々の期待越波流量の比較である。遊歩道断面Dに対してF、断面Eに対してG、断面Bに対してB'となり、波の周期が10秒と8秒であるから、プロットした点は6個である。断面B'については、後述する。

この場合には、歩道高と後方護岸の差は、断面BとB'は2m、断面DとFが1.0m、断面EとGが1.5mである。周期10秒の場合は、いずれの場合も明らかに胸壁のない方が期待越波流量は少ないが、断面DとFは8秒の場合にはその両者にほとんど差がない。しかし、少なくともこの実験の範囲では、遊歩道前面に高さ50cm程度

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

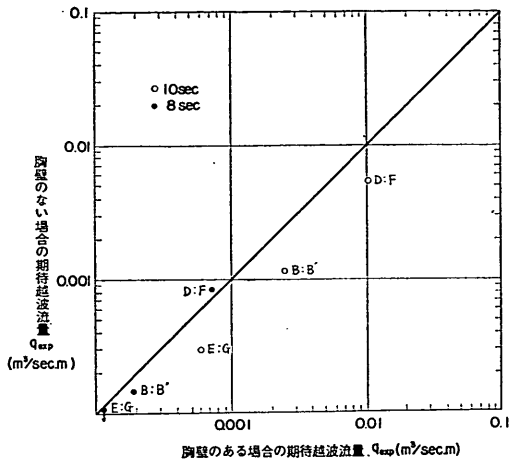


図-20 胸壁のない場合とある場合の期待越波流量比較

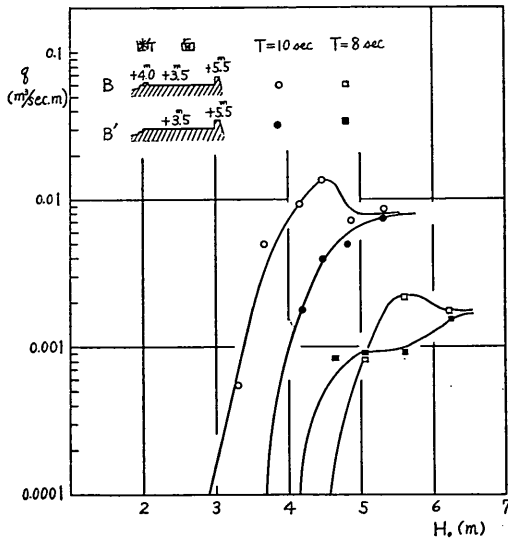


図-21 断面B, B'の越波流量曲線 (h = +3.7m)

の胸壁を設けることは、越波防止に役立たないといえる。

以上のように、胸壁の必要性が明らかとなったが、前章でのべたように、+6m護岸断面に近い越波流量の値を示した断面Bは胸壁をもっている。そこで、この断面Bの前面胸壁をとったB'断面について追加実験を行なった。結果の越波流量曲線をB断面と比較して図-21に示す。

この場合も明らかに、胸壁のないB'断面の方が流量は少ない。期待越波流量を計算すると、潮位+3.7m、周期10秒の場合、断面Bが0.00265m³/sec·mに対し、B'

では0.00114m³/sec·mとなり1/2.3に減少する。また周期8秒では、断面Bが0.00019m³/sec·mに対し、B'では0.00015m³/sec·mに減少する。

5.2 各波高の越波流量に対する影響

上述した胸壁の効果を更に詳しくみるために、各波高の生のデータについて前項と同様の比較を行なったのが図-22, 23である。

図-22は、遊歩道面の高さを胸壁の高さまで50cmあげた場合とあげない場合の比較である。横軸の胸壁のある場合とは、遊歩道断面A, B, D, Eで、縦軸の胸壁のない場合とは、遊歩道面を50cmあげた断面F, G, H, Iのことである。そして、断面Aに対しては、F, 断面Bに対してはG, 断面Dに対してはH, そして断面Eに対してはIが夫々対応する。

この図によれば、断面DとHの比較の10秒の場合の2点をのぞいて、前項の期待越波流量の比較と同様に、胸壁がなく遊歩道断面を上へあげた断面の方が流量が少ない。この例外の2点は、図-15をみるとわかるように、波高の4.5~5m付近で流量曲線が逆転していることから明らかであるが、この場合断面Hにおける遊歩道と後方護岸との差は50cmとなり、これが前述したように、越波流量の大きいところで影響を与えたものと思われる。断面AとFの場合は、F断面においてその差が1.0mあったので、そのような逆転は越波流量の大きいところでもおこっていない。

次に、図-23は、50cmの高さの胸壁をもつ断面B, D, Eと、その胸壁をとり除いた断面B', F, Gとの比較である。遊歩道面の高さは異ならないので、断面Bに対して、B', 断面Dに対してF, そして断面Eに対しGが夫々対応する。

BとB', およびEとGの比較では、明らかに胸壁のない場合が越波流量が急激している。しかし、断面DとFの比較では、越波流量の大きい数点で、胸壁のあるD断面の方が、わずかではあるが流量が小さくなっている。断面EとGは、遊歩道と後方護岸高の差が1.5mであるのに反し、断面DとFは、それが1.0mであった。図-13のFと図-15のDの流量曲線を比較すると、この場合も、その曲線の型がことなり、波高の高い所で流量曲線が逆転していることがわかる。しかし、その差は小さい。

以上、述べたことから、越波流量を減少するために遊歩道前端に胸壁を設けることの意味はほとんどないことが明らかであり、大部分の場合において、却って越波流量が増加する傾向があることには留意しなければならない。

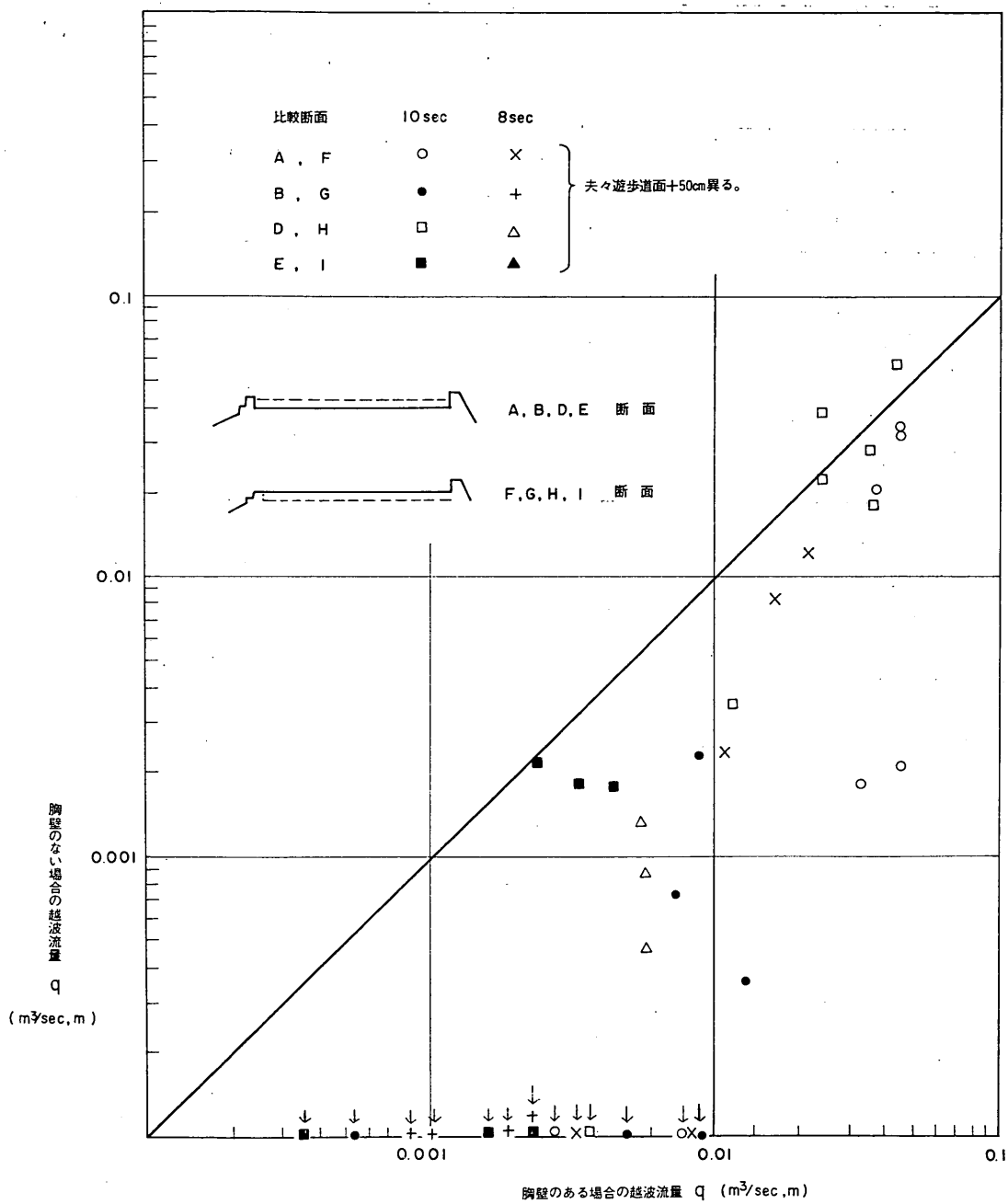


図-22 胸壁天端まで遊歩道をあげた場合の個々の波の越波流量に対する効果

前面に遊歩道をもつ海浜護岸について

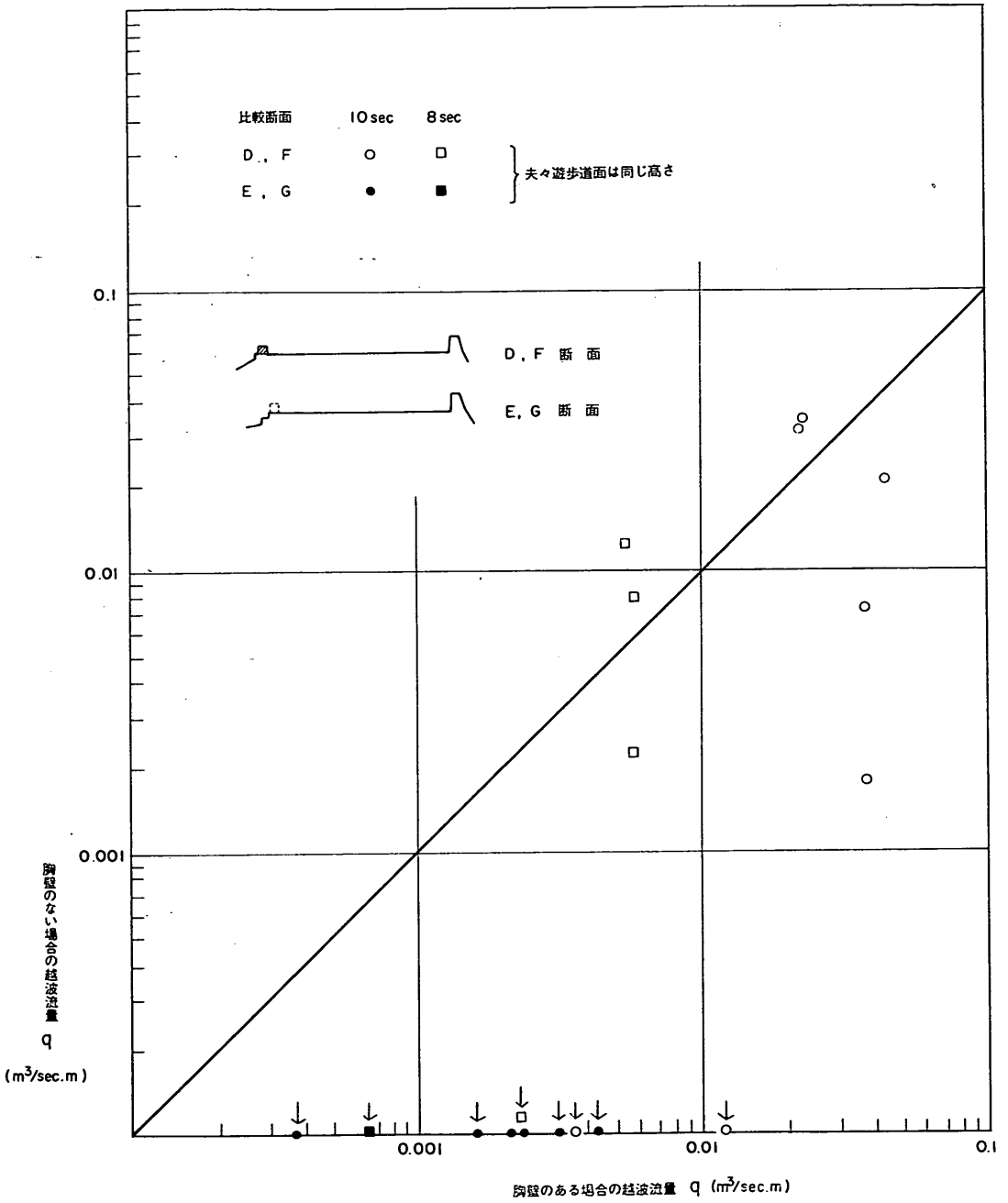


図-23 胸壁のない場合とある場合の個々の波の越波流量に対する比較

6. 遊歩道面の高さの影響

6.1 追加実験

前述したように、胸壁をとり除いたとき、遊歩道の高さは、後方護岸の高さと関連して、必ずしも高いほど越波流量が小さくなるとは限らない。このことを、更に明らかにするために、次のような実験を追加した。

後方護岸の高さを +5.5m とし、遊歩道高を +3.5, +4.0m, +4.5m, および +5.0m の4段階に変えて実験を行なった。この場合、遊歩道の高さの越波流量に対する効果が、複雑になるのは、今まで述べたことから、潮位が遊歩道高より低いときであると考へ、潮位は +3.4m とした。波の周期は10秒である。

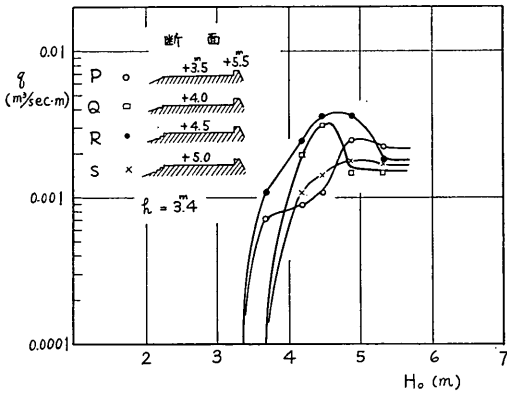


図-24 断面P, Q, R, Sの越波流量曲線
($h = +3.7\text{m}$, $T = 10\text{sec}$)

図-24は、各断面に対する越波流量曲線を示す。断面は、それぞれ、P, Q, R, Sと名づける。この図をみると、遊歩道高が、+3.5mのP断面と、+4.5mのR断面は、波高3.7mから越波が始まっているのに反し、他は4.2mの波高から越波が起っている。特に、遊歩道面が+4.0mのQ断面が+4.5mのR断面より越波が始まる波高が大きいことは、この段階では、遊歩道の高さそのものより、遊歩道と後方護岸の高さとの差が越波流量に大きく作用したためであろう。更に、遊歩道高が+5.0mのS断面になると、遊歩道の高さが十分高く、遊歩道の法面そのものが波の遡上を阻止するようになる。したがって、遊歩道への水塊が減少するために、遊歩道高と後方護岸の高低差の減少は、越波の増加にさほど影響を与えなかった。すなわち、遊歩道の法面そのものが、護岸としての越波防止を十分にもっていたと考えられる。

越波流量曲線については、遊歩道高のもっとも低いP断面は極大値の不明瞭な形であり、遊歩道高の増加に伴

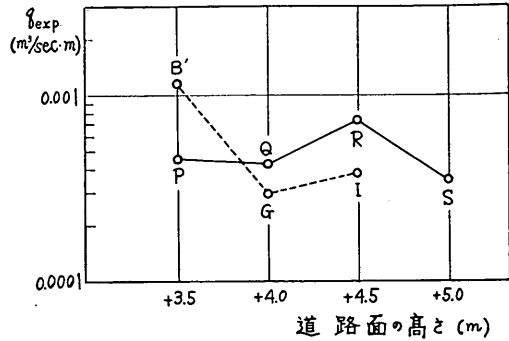


図-25 遊歩道面の高さに対する期待越波流量の変化($h = +3.7\text{m}$, $T = 10\text{sec}$)

なって明確に極大値をもつ形となり、そして、また断面Sのように極大値のない形となる。

6.2 期待越波流量の比較

図-25は、図-24にもとづいて、期待越波流量を計算し図示したものである。この図には、また、断面B', G, Iに対する期待越波流量も点線で示してある。この後者の3つの断面形は、それぞれ断面P, Q, Rと同じで、ただ潮位のみが異なり、+3.7mの場合である。

さて、図-25で実験に注目すると、歩道面が+3.5mから+4.0mになると期待越波流量はわずかながら減少するが、更に遊歩道面が上って+4.5mになると期待越波流量は増大する。次に、更に高く+5.0mになると、期待越波流量は減少する。このS断面では、遊歩道面が潮位上1.6mとなり、先にのべたように、遊歩道法面そのものが、十分越波防止護岸としての役割を果していることになる。

潮位が+3.4mのときの上述のような傾向は、潮位が+3.7mのときの断面B', G, Iについてもみられる。この場合には、B'からGへ遊歩道高のわずか50cm程度の増加によって、越波流量が急激に減少している。これは、B'の場合は、遊歩道面が潮位下であるに反し、Gは潮位上になっていることによるものであろう。ただここで不明な点は、断面G, Iが断面Q, Rより潮位が高いにも拘らず越波流量がより小さいことである。この理由はわからない。

以上のように、遊歩道面の高さの増加に伴ない、期待越波流量が減少、増加、そして減少と3段階に変化することは極めて興味があり、遊歩道の設計上十分留意しなければならない。この場合、遊歩道面を設計潮位よりわずかに上げることによる急激な期待越波流量の減少は、注目に値する。

7. 結 論

レクリエーション海浜の護岸形状としては、従来のように海浜から直接立上ったパラペットをもつものでなく前面に遊歩道をもつ護岸が海浜利用上建設されるべきであり、また、海浜環境整備と相まって、このような形式の護岸が建設される傾向にある。

このような形式の護岸の越波特性を明らかにするために、当研究所内の小型造波水槽を用いて実験を行なった。実験海浜断面としては、現在、整備が行なわれている須磨海岸を選定し、現況海浜断面、+6m護岸断面、養浜断面等を比較の対象としながら、+20m巾の遊歩道をもつ多くの護岸断面形について越波実験を行なった。

実験に使用した波は、須磨海岸に災害を与えた台風6523号時のものを考慮に入れて、有義波高4.6m、周期8秒と10秒とし、潮位は+3.0mと+3.7mとした。ただし実験に当っては、波高を13段階に変化させ、各ケースごとの越波流量を求めると共に、不規則波としての期待越波流量を算出した。

これらの実験を解析した結果、前面に十分な砂浜をもつ護岸に対して次のことが明らかとなった。

(1) 遊歩道をもつ護岸は、それが無いものよりその背後の護岸のパラペット高を低くすることが出来る。これは、海浜環境の改善に役立つ。

(2) 遊歩道の海側端に、50cm程度の胸壁を設けても背後護岸の越波流量は減少せず、多くの場合、却って増加する。また、海浜利用上から考えても、この胸壁はない方がよい。従って、遊歩道海側端には、胸壁を設けるべきではない。ただし、この胸壁不要論は、一般の海岸などで遊歩道内の排水が瞬間的に十分行なわれる所には適用されない。

(3) 遊歩道の越波流量に対する効果は、遊歩道の高さ、遊歩道面と背後護岸パラペット天端高との差の外に、前面の浜を遡上してくる波による水流の量にも関係する。

(4) 遊歩道面の高さは、前面海浜の後浜の高さと背後護岸天端の間になる。潮位が後浜の高さよりも高く

なるような異常気象時を考えると、背後護岸の高さが一定のとき、その越波流量は、遊歩道面（前端に胸壁のない場合）を高くするにつれて、減少、増加、そして減少という変化をする。

(5) この場合、遊歩道面の高さを潮位下から潮位上に少し高めることによる越波流量の減少は大きい。

(6) (4)で述べたように、遊歩道面と背後護岸との差が或る値以上の場合には、遊歩道面の高さの増加と共に、背後護岸の期待越波流量は減少する。しかし、その値を越えると、反対に増加する。その限界の値は、本実験の範囲では1.0~1.5mである。

(7) 前面に人工養浜をして浜巾を広げることにより護岸の越波流量は減少する。すなわち、それだけ護岸の高さを低くできる。

通常のレクリエーション海浜においては、護岸は後浜の陸側端に建設され、異常気象時に来襲する波は、前面の浜で砕け、段波となって遡上し、護岸に打ち当る。そのときの許容期待越波流量は、背後に、通常、人家や商店が存在するのが通例であることを考えると、しぶきの飛び込みは許すとしても、水塊は飛び込まないことを限度とする。この限界は、先きのべかように、実験上では $10^{-3}\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ 前後である。本実験で選定した模型海浜の対象海浜は、須磨海岸であり、それは同様な護岸の配置で、異常時のみに波浪が浜で砕波して段波となって護岸に当る。そして、行なった実験の期待越波流量の範囲は、主に $10^{-2}\sim 10^{-4}\text{m}^3/\text{sec}\cdot\text{m}$ である。従って、このような実験から得られた上述の結論は、通常一般のレクリエーション砂浜海岸の護岸にも十分適用されるものと信ずる。また、遊歩道の巾は、本実験ですべて20mとしたが、その巾の変化によっても、定性的な上述の特性は変わらないと思われる。

そうすると、海水浴場を対象としたレクリエーションの海浜の護岸配置の断面形状は、一般に図-26に示すようになるのが望ましい。道路に面した家屋は、恒久的な建物であり、その背後の護岸との空間は、芝園、花園、あるいは木をまばらに植える。そして、この部分に、テーブルや椅子を並べることによって、大気の下での食事

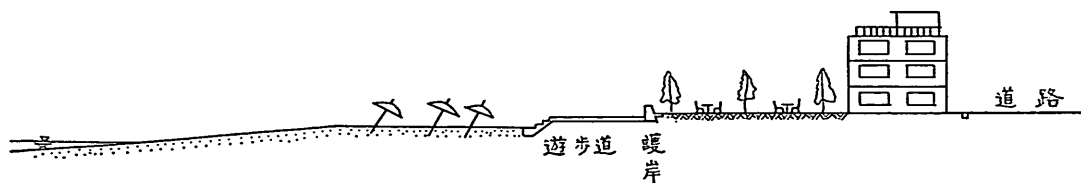


図-26 推奨するレクリエーション海浜断面

や休憩が出来る。護岸の天端は、ここから、十分、海が見透せる程度の高さにする。遊歩道の高さは、上述の(4)で述べたことを考慮して、後浜より少し高い程度(1m前後)か、または遊歩道法面で越波を防止する程度に高くして背後護岸との差を数10cm程度かにする。どちらを選定するかは、背後や海浜状況および来襲する高潮の大きさによって決まるであろう。また、夏期海水浴場のための仮設休憩所は、遊歩道の前に建てる。そしてこの休憩所内では、飲料水か菓子程度のサービスをし、食事は、護岸背後の恒久的な建物か、その前の庭園内でするようにするのが衛生上望ましい。海水浴シーズンが過ぎれば、仮設休憩所は撤去され、遊歩道の散歩は快適なものとなるであろう。また、背後の余裕がない所では、この遊歩道部分に木や草花を植えて、その間に巾のせまい歩道を設けるのがよい。

なお、本実験は、佐藤の計画と指導の下に、服部が実

施したものであり、実施に当っては、神戸市役所海岸防災課の方々から現地資料の提供を得たことを感謝すると共に、水工部漂砂研究室長田中則男氏の御協力および御意見を得たことを附記する。

(1973年6月30日受付)

参考文献

- 1) 合田良実：防波護岸の越波流量に関する研究，港湾技術研究所報告，第9巻第4号，1947.12
- 2) 永井莊七郎・高田彰：海岸堤防の越波におよぼす消波塊の効果，第11回海岸工学講演会講演集，土木学会，昭和39年11月
- 3) 運輸省第三港湾建設局 神戸調査設計事務所：須磨海岸漂砂調査報告書，昭和45年12月
- 4) 佐藤昭二・入江功・天坂三明：須磨海岸の漂砂に関する模型実験，港湾技術資料，No. 106，1970