

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1178 JUNE 2008

越波吸収型護岸の越波量低減効果に関する模型実験

齋藤 英治
平石 哲也

独立行政法人 港湾空港技術研究所
Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 不規則波による越波実験	4
2.1 実験条件	4
2.2 越波実験方法	5
2.3 実験結果	7
3. 長周期規則波による越流実験	15
3.1 実験方法	15
3.2 実験結果	15
3. まとめ	17
4. 今後の課題	17
参考文献	17
主要記号表	18

Experiment on Reduction of wave Overtopping Rate by Seawall with Double Parapet and Permeable Layer

Eiji SAITOH*

Tetsuya HIRAISHI**

Synopsis

Various damages like break of seawalls, inundation on patrol roads and floods in buildings in the Japanese offshore airports are often induced by the storm surge and wave overtopping due to typhoons these days. One of countermeasures is the raise of seawall height but high seawall may cause some disturbances to the taking-off and landing in airports.

Minami et al.(2007) proposed a new type seawall with double parapets and permeable layer to prevent the wave overtopping in the offshore airports. In order to design the new type airport, appropriate determination of the width of permeable layer and height of backward parapet is necessary. In this paper, a series of experiments is carried out to investigate the wave overtopping rate for various widths and heights of the new type seawall to obtain the suitable dimension. Major results are as follows.

- 1) Wave overtopping rate becomes remarkably small as the width of permeable layer becomes larger than 6m.
- 2) Wave overtopping beyond the backward parapet is prevented when the parapet height become more than 2.5m.
- 3) The new type seawall is effective to reduce the wave overflow due to long period waves. However the permeable layer much wider than 18m is demanded to protect the inundation in airports.

Key Words: wave overtopping, model experiment, seawall improvement, permeable mound, backside parapet, offshore airport

* Member, Wave Division, Maritime and Environmental Engineering Department

** Head, Wave Division

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-8445042 Fax : +81-46-8413888 e-mail:hiraishi@phri.go.jp

越波吸収型護岸の越波量低減効果に関する模型実験

齋藤 英治*・平石 哲也**

要 旨

近年の台風の大型化および海上空港の沖合展開化により、海上空港では高潮・高波による越波の影響で場周道路や護岸のり面の破壊および浸水被害が発生し、航空便の欠航による利用者への影響や電気室等の空港施設の機能障害など、経済的な損失が生じている。空港全体を海で囲まれた海上空港の越波対策を実施するには、まず護岸天端高を上げる対策が考えられるが、空港では航空機の離発着を妨げないよう護岸天端高に制限があり、簡単に天端高を上げることができない。そこで、南ら(2007)によって、護岸を2重胸壁とし、胸壁間に透水層を設けた“越波吸収型護岸”が提案された。本研究では、越波吸収型護岸の最適な胸壁間距離および後壁高さ等を求めるために、2004年台風16号で越波災害のあった関西国際空港の護岸を対象モデルとして平面模型実験を行った。そして、胸壁間距離などを変化させた場合の越波量の比較により最適な形状の検討を行った。得られた主要な結論は以下の通りである。

- 1)越波吸収型護岸の胸壁間を排水溝として幅を変えた実験を実施したところ、実験の結果、幅が6m以上になると越波流量が急激に低減したことから、排水溝を有する越波吸収型護岸は、排水溝幅6m以上で高い越波低減効果を示す。また、排水溝幅をさらに拡幅すると、緩やかではあるが、越波流量はさらに低減される。
- 2)越波吸収型護岸の後壁の高さは、入射波高が2m以下であれば、2.5m程度で十分な効果を示した。また、斜め入射波の場合には、より効果が高くなった。
- 3)越波吸収型護岸は津波のような周期の長い波に対しても、越波量低減効果を有している。ただし、排水溝幅が18mでも、時間平均越波流量は $2.0\text{m}^3/\text{s}$ 程度であり、安全レベルまで越波を低下させるには、より幅の広い排水溝が必要である。

キーワード：越波，水理模型実験，越波吸収型護岸，排水溝幅，後壁高，海上空港

* 海洋・水工部 波浪研究室

** 海洋・水工部 波浪研究室長

1. まえがき

近年の台風の大型化および海上空港の沖合展開化により、海上空港では高潮・高波による越波の影響で場周道路や護岸のり面の破壊および浸水被害が発生し、航空便の欠航による利用者への影響や電気室等空港施設の機能障害などの経済的な損失が生じている。なかでも関西国際空港では2004年、台風16号来襲時に、関西国際空港用地造成会社が所有する波浪観測所（MT局）において既往1位の最大有義波高と既往2位の潮位がほぼ同時刻に観測され、セキュリティフェンス倒壊、場周道路陥没等の浸水被害が生じた。写真-1に被災状況を示す。



写真-1 被災状況

このような海上空港での越波による被災に対して、効率的かつ経済的な対策を実施するには、事前に模型実験や合田の越波算定図（合田ら、1975）から、対象となる空港において越波流量が局所的に大きくなる場所を把握し、越波流量が許容値以下になるように、空港護岸の天端高を決定する方法が対策の一つと考えられる。しかし沖合に位置する海上空港では、護岸の安定性を高めるために護岸の海側マウンド幅が長く、さらに護岸前面でマウンド高さが高くなっていることが多く、護岸前面は複雑な地形になりやすいため、越波算定図から簡単に越波流量を算出できない。また、空港護岸は航空機の離発着の障害にならないように、滑走路面を基準とした高さ制限（転移表面）を受けているので、越波を防止するために単純に嵩上げすることが困難という問題がある。

護岸の天端高が限られた低天端の護岸に対して、越波量を低減できるタイプの検討は高山ら（1992）によりなされている。検討の結果、緩傾斜護岸で透水性を有するタイプの効果が高いことが判っている。そこで、南ら（2007）は、高さと同前面海域へ拡張に制限がある海上空港護岸に透水機能を付加できる新しい越波対策護岸として、2重の胸壁と碎石を有する排水路において、越波した

水塊を処理する越波対策護岸（以下「越波吸収型護岸」という）を提案した（図-1）。図中の二重胸壁のうち、海側に位置するものを「前壁」、陸側に位置するものを「後壁」とする。そして平面模型実験によって、越波流量を測定し、直立護岸や単一壁の緩傾斜護岸と比較して、越波低減効果の検討を行った。ただし、この実験では、現場への適用性はまだ考慮されておらず、排水溝の幅や排水溝後壁の高さについては、どのような幅、高さが最適であるかは確認されていなかった。

本研究では、現場での越波吸収型護岸の設計を進めるために、平面模型実験により最適な排水溝の幅や排水溝の後壁高さについて検討することとした。検討にあたっては、比較のため通常の直立護岸についても実験を行った。また、近年、早急な対策が必要と考えられている津波に対する効果を検討するために、周期が数十秒と長い波が越波吸収型護岸に与える影響について検証実験を行った。なお、越波吸収型護岸を採用すると、数m幅の排水路が必要になり、現在の空港では、この区間の利用が制限される。将来は空港の場周道路を透水性の舗装路に改良することで、越波吸収が可能となる可能性もあり、ここでは今後の越波対策として活用できる手法の1つとして越波吸収型護岸を位置付けている。

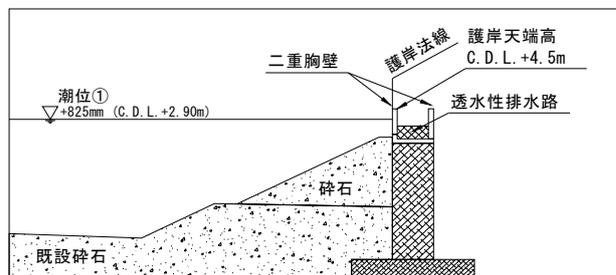


図-1 越波吸収型護岸イメージ

2. 不規則波浪による越波実験

南ら（2007）の実験では、直立護岸、波返し護岸、越波吸収型護岸を並列させて実験を行い、越波吸収型護岸の効果を確認した。本研究では、越波吸収型護岸における排水溝の幅と後壁の高さについて最適な形状を選定することを目的として、水理模型実験を行っているの、波返し工や消波工の効果については言及していない。

2.1 実験条件

(1) 実験水槽

実験に使用した水槽の平面図を図-2に示す。水槽は、幅48m、長さ25m、深さ2mの平面水槽で、側壁に沿って、

幅50cmのピストン型造波機100台が設置された2面式の多方向不規則波造波水槽である。多方向不規則波造波水槽はデュアルフェースサーペント水槽とも呼ばれ、ここでは、斜め方向へ進む規則波（斜め波）、斜め方向へ進む一方方向不規則波および多方向不規則波を造波することができる（Hiraishi T, 2002）。

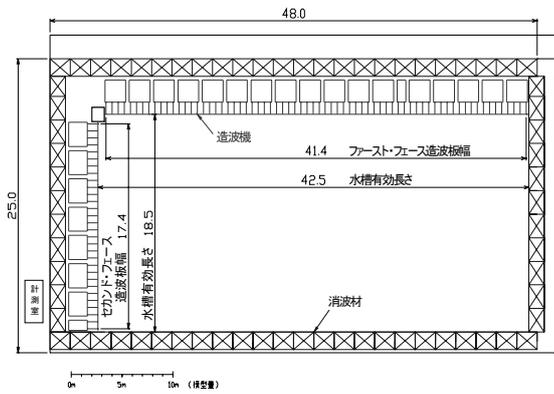


図-2 多方向不規則波造波水槽

(2) 実験範囲と模型縮尺

実験の対象とした護岸は、南ら（2007）の実験と同じ、関西国際空港2期島D1護岸（400m：現地量）とD2護岸（700m：現地量）およびこれらの前面マウンドとした（図-3）。

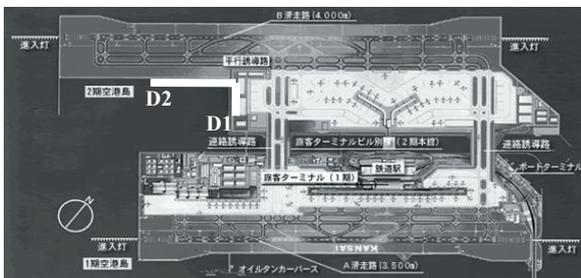


図-3 実験対象範囲

模型縮尺は1/30とした。また、造波機の位置関係から上下反転して水槽に再現した（図-4）。

2.2 越波実験方法

(1) 波浪条件

実験で対象とした波浪の概要は、表-1 のとおりであり、高波浪を想定した不規則波と津波を想定した規則波の2種類とした。不規則波実験の波浪は設計波相当を対象とし、一方方向不規則波を3波向（0°,30°,45°）と多方向不規則波2波向（0°,30°）とした。波の入射角0°については、設計波の2割増しの波高も設定した。不規則波の実験波

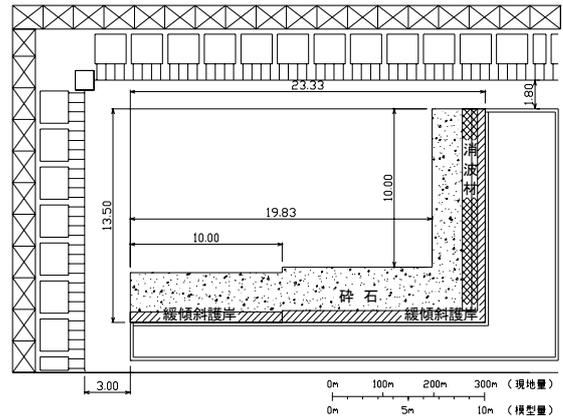


図-4 実験模型配置図

数は約250波、波群は2種類とした。一方、津波を再現するためには長大なストロークが必要となるので、ここでは水槽で造波できる最長の波として、津波を模擬した長周期の規則波を設定している。規則波の諸元は2種類とし、入射角は0°の1種類とした。入射波の角度は、護岸に直角に入射する場合を0°として、直角から傾いた角度を示している。

表-1 波浪条件

波種類	入射角	区分	諸元	波群
不規則波	一方方向波 多方向波	設計波相当	$H_{1/10}=2.0m, T_{1/10}=7.0s$ ($H/L_0=0.026$)	2種類
		設計波割増	$H_{1/10}=2.4m, T_{1/10}=7.0s$ ($H/L_0=0.031$)	
規則波	一方方向波	条件1	$\eta_{max}=2.0m, T=21.9s$	-
		条件2	$\eta_{max}=4.0m, T=21.9s$	

注1) 多方向波の方向集中度 S_{max} は25とした。

注2) 入射角45° は一方方向不規則波のみで実施した。

注3) 不規則波の設計波割増条件については、入射角0°のみで実施した。

注4) 規則波の諸元 η_{max} は津波高であり、静水面から波頂までの高さを表している。

(2) 実験模型（護岸模型）

越波吸収型護岸模型断面図を図-5に、イメージ図を図-6に示す。模型は耐水ベニヤによる木製とし、本実験の主眼は排水溝幅と後壁高さの検討にあるため、後壁の設置位置を20cm間隔（現地量で6m）で3箇所に変えられる構造とした。これにより、後壁を設置しない直立護岸から、後壁設置位置に応じた排水溝幅の越波吸収型護岸までを水槽に再現可能とした。後壁高さについては、後壁の板材を2種類製作し、後壁の天端高を変更した実験も可能とした。排水溝内部に充填する碎石は、現場で使用さ

れる碎石を60cm～1m程度と想定し、1/30の模型粒径を2cm程度とした。なお、60cm～1mの碎石は、現在、横須賀市の馬堀海岸高潮対策護岸の透水層の表層に用いられており、高波に対しても安定した機能を表している。なお、今までに吸い出し等の被害は生じていない（京浜港湾事務所，2007）碎石の天端はC.D.L.+1.83mとした。

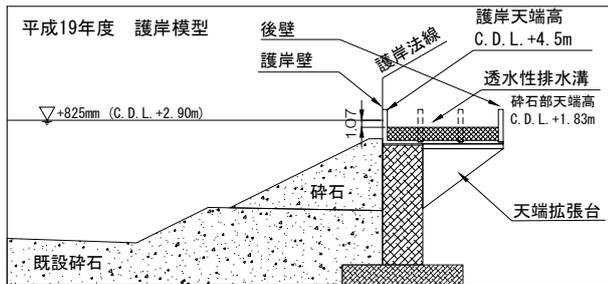


図-5 越波吸収型護岸模型断面図

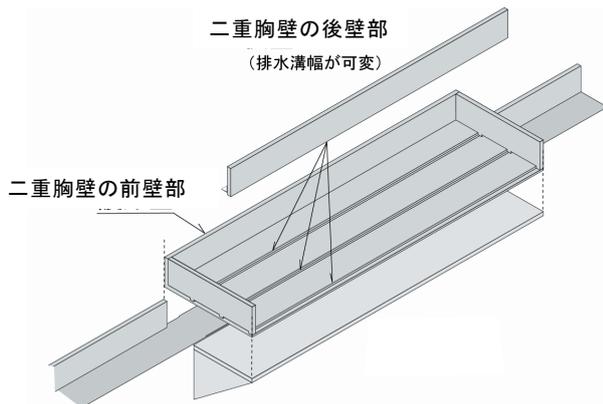


図-6 越波吸収型護岸模型イメージ図

(3) 越波実験方法

実験ケースについては、排水溝幅を3種類と後壁高さ2種類を組み合わせた4断面と、比較のための直立護岸1断面の合計5断面で実施した。実験ケースの一覧は表-2、表-3のとおりである。なお、C.D.L.は水位の基準を示し、現地では海図基準面に相当する。実験の初期水位は表中の潮位である。前壁の天端高 h_c は一定で、C.D.L.+4.5mである。

越波流量は不規則波の約250波を対象として計測した。このような長時間の計測では反射波の影響が現れるので、造波を開始した後に反射波が安定するのを待ってから250波程度の計測を行い、計測中は常に反射波が含まれる状態にした。造波開始から計測開始までの待ち時間は、3

分とした。

造波開始から計測を開始するまでの3分間は、前面パラペット部に越波防止板を設置して護岸背後への越波を抑制し、造波開始3分後に越波防止板を除去すると同時に波浪データの計測を開始した。波浪データの計測は、時間間隔 dt を0.04sとし、8192データの計測を行って計測波数が250波以上となるようにした。実験における波浪データの計測位置は、図-7のとおりである。実験では、護岸模型を図-7に示す護岸法線の60m区間（模型量2m区間）に設置し、その中央6m区間（模型量0.2m区間）を越波計測の対象とした。実験中に越波する水塊は、導水路を通じて越波箱に貯水させ、越波箱に溜まった水量を導水路の幅と越波計測時間で除して時間平均越波流量を求めた。また、越波箱の中の水位変化を容量式波高計で計測し、水位の時間変化から越波量の時間変化を求めるものとした。なお、越波吸収型護岸については、排水溝から流出する水を両端部に設置した別な越波箱に溜めて計測した。越波の時系列の測定において、直立護岸のケースは、護岸の直前に設置した容量式波高計により、前面水位が護岸の天端高を超えるかどうか確認することにより、越波が生じたかどうか判別することができる。なお、ここで言う「前面水位」とは二重胸壁前面護岸壁面の水位を指す。一方、越波吸収型護岸では、護岸背後に排水溝があるため、前面水位だけでは排水溝を超えて越波が生じたかどうか判別することができない。そこで、越波吸収型護岸のケースでは、発信器を用いた目視観察により越波発生時刻を特定するものとした。発信器から発生する電気信号は、他の計測器と同様に実験データとして同時に収集するものとした。この越波箱の中にも容量式波高計を設置して、流下水量の時間変化を把握できるようにした。

実験中には、目視観察者が排水溝を超えて越波が生じた場合に発信器のスイッチを押すことにより、越波が発生した時刻を記録するものとした。

表-2 津波を想定した規則波実験ケース一覧

波種類	入射角	越波実験ケース	排水溝の幅 (m)	後壁の高さ (m)	潮位 C.D.L. (m)	津波高 η_{max} (m)	周期 T (s)
規則波	0度	Case1	なし (直立護岸)	+4.5	2.9	2.0	21.9
					2.9	4.0	21.9
		Case2	6.0	+4.5	2.9	2.0	21.9
					2.9	4.0	21.9
		Case3	12.0	+4.5	2.9	2.0	21.9
					2.9	4.0	21.9
		Case4	18.0	+4.5	2.9	2.0	21.9
					2.9	4.0	21.9
		Case5	12.0	+2.0	2.9	2.0	21.9
					2.9	4.0	21.9

表-3 不規則波による実験ケース一覧

越波実験ケース	排水溝の幅(m)	後壁の高さ(m)	波種類	入射角	潮位 C.D.L. (m)	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	有義波周期 $T_{1/3}$ (s)
Case1	なし (直立護岸)	なし	一方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
			多方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
Case2	6.0	+4.5	一方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
			多方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
Case3	12.0	+4.5	一方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
			多方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
Case4	18.0	なし	一方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
			多方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
Case5	12.0	+2.5	一方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0
			多方向不規則波	0度	2.9	2.0	7.0
				30度	2.9	2.4	7.0
				45度	2.9	2.0	7.0

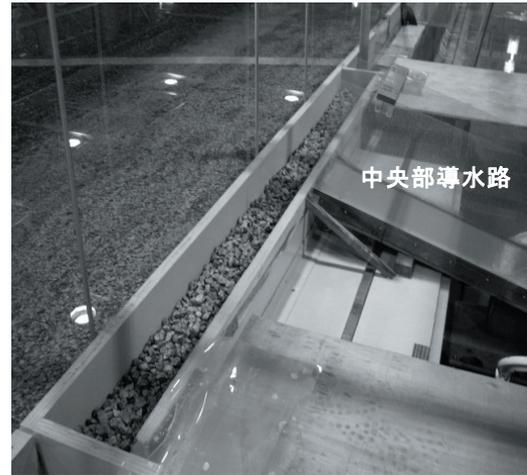


写真-2 越波計測装置外観 1

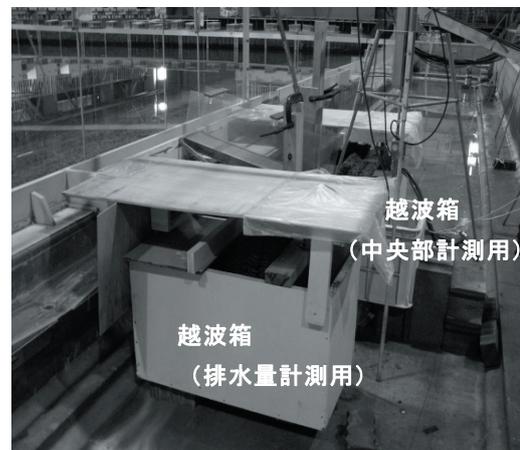
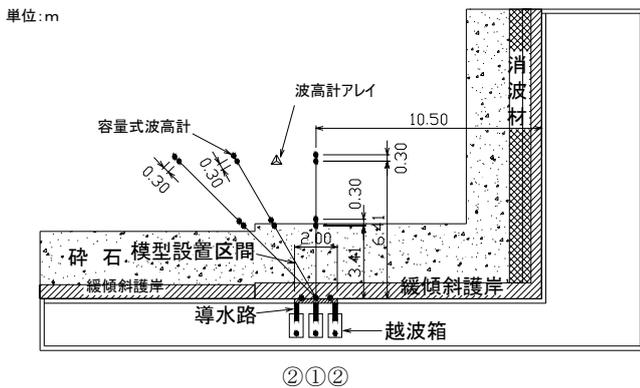


写真-3 越波計測装置外観 2



②①②

①越波量計測

②排水溝からの流下水量計

図-7 計測機器配置図

2.3 実験結果

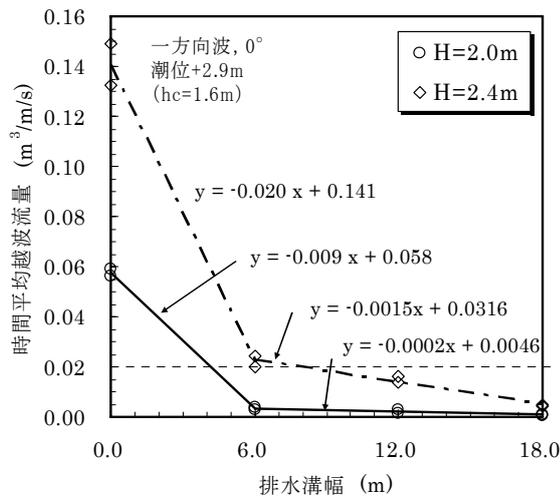
(1) 排水溝幅と時間平均越波流量

排水溝幅と時間平均越波流量の関係について図-8、図-9に示す。図には、波浪条件ごとに近似式も示した。また、目安として時間平均越波流量 $0.02\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ を破線で示した。時間平均越波流量 $0.02\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ は、永井ら(1964)により示された背後地の重要度からみた許容越波流量の「その他の重要な地区」における許容越波流量に該当する。適用したデータは後壁高さがC.D.L.+4.5mのケース(表-3におけるCase1~Case4)であり、直立護岸の実験

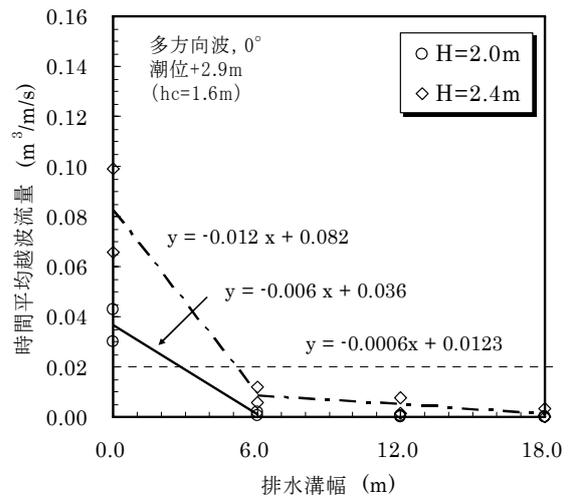
結果は排水溝幅を0mとした。つまりCase1が天端高+4.5mの通常の直立護岸の結果となり、Case2~Case4の比較対象の基準となる。

図-8、図-9を見ると、排水溝幅6mで既に越波流量が急激に低減されていることがわかる。この結果は、排水溝を有する越波吸収型護岸の高い越波低減特性を示すものである。なお、図-8上段は一方向波 0° における波高2.0m、2.4mの際の排水溝幅と時間平均越波流量の関係を表したグラフであり、図-8下段は一方向波、波高2.0mにおける $0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の際の排水溝幅と時間平均越波流量の関係を表したグラフである。排水溝幅をさらに拡幅すると緩やかではあるが越波流量がより低減されていることがわかる。

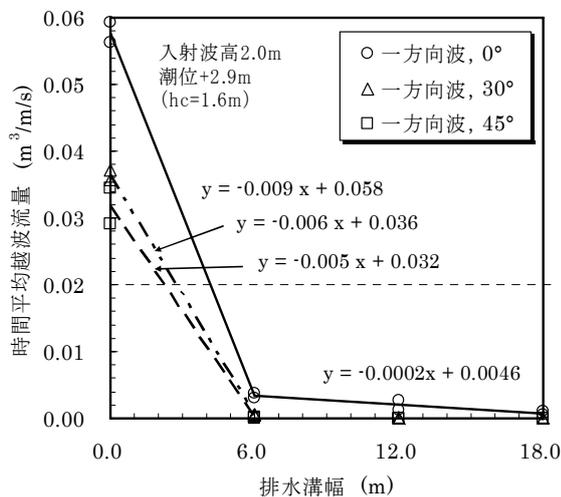
また、一方向不規則波、多方向不規則波とも直角入射 0° 方向からの波による時間平均越波流量が最も大きく、入射角が傾くに従い時間平均越波流量が小さくなる傾向が確認できる。ただし、多方向不規則波は波の方向分散性を有するため、一方向不規則波と比べて入射角の違い



(1) 波高による変化



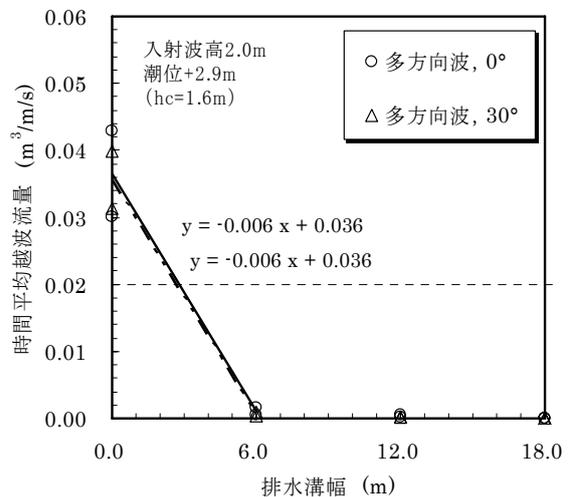
(1) 波高による変化



(2) 波高を2mとした時の波向による変化

図-8 排水溝幅と時間平均越波流量の関係
(一方向不規則波 後壁+4.5m)

注) 排水溝幅 0m は通常の直立護岸であり, 一方向波の場合は $q=0.06\text{m}^3/\text{m/s}$ 程度となる



(2) 波高を2mとした時の主波向きによる変化

図-9 排水溝幅と時間平均越波流量の関係
(多方向不規則波 後壁+4.5m)

による時間平均越波流量の違いが小さいことがわかる。

図-10は、越波吸収型護岸による時間平均越波流量と同一天端高の直立護岸による時間平均越波流量との比を表したものである。図を見ると、越波吸収型護岸は、直立護岸の時間平均越波流量を8割以上も低減させており、高い越波低減特性が示されている。

(2) 後壁高さとの時間平均越波流量

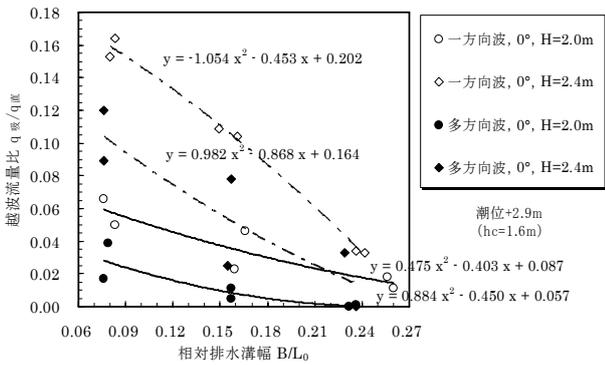
後壁高さとの時間平均越波流量の関係について整理を行った。結果は図-11、図-12のとおりである。図には波浪条件ごとに近似式も示した。また、目安として時間平均越波流量 $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ を破線で示した。適用したデータは直立護岸のケース (Case1) と排水溝幅が12mのケース (Case3, Case5) であり、直立護岸の実験結果は背後の水叩き部の天端高 (-0.12m) を後壁高さとして利用した。

波高 2m 以下であれば、後壁高さは 2.5m で十分に越波を低減できていることがわかる。特に斜め入射波については、後壁高さが 2m 以上となると越波流量低減効果が

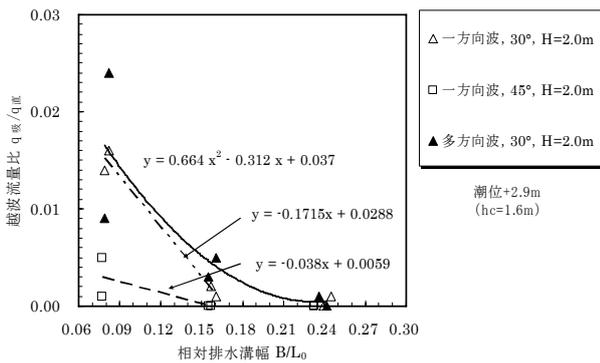
顕著となる傾向が見られ、さらに排水溝幅との関係と同様に入射角が傾くに従い時間平均越波流量が緩やかではあるが、小さくなる傾向が見られる。

(3) 越波吸収型護岸における排水溝の流下水量

実験で用いた越波吸収型護岸模型は、図-13に示すように排水溝幅や後壁高さに関係なく排水溝の底面高さ C.D.L.-0.12mからの自由排水とした。従って、流下水量は主に排水溝内の水位差で決まると考えられる。そこで、越波吸収型護岸において排水溝内の水位を測定した Case3～Case5の実験結果を用いて、実験模型の排水能力の確認を行った。結果は図-14に示すとおりである。図より実験データは実験ケース（護岸条件や波浪条件）に関係なく一様に分布していることが確認できる。図に示した近似式によると、今回の実験模型における排水能力は $0.025\text{m}^3/\text{m/s} \sim 0.13\text{m}^3/\text{m/s}$ 程度である。

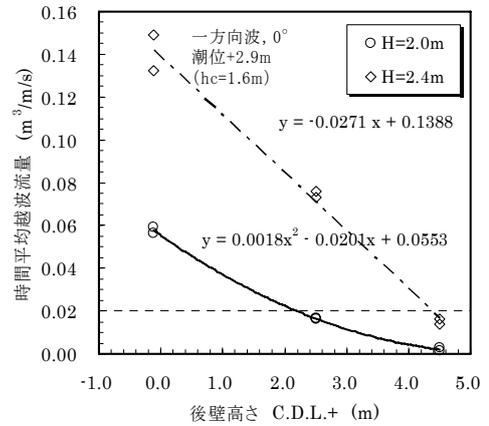


(1) 波高による変化

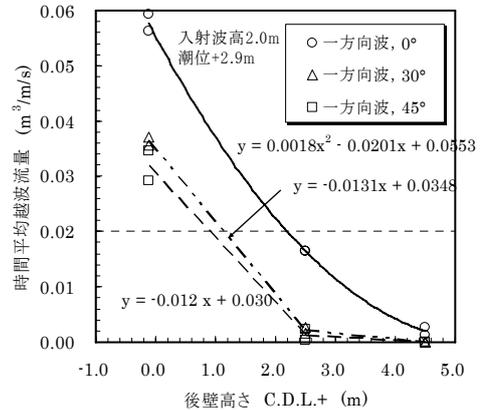


(2) 波向による変化

図-10 越波吸収型護岸における相対排水溝幅と越波流量比（対直立護岸比 後壁+4.5m）

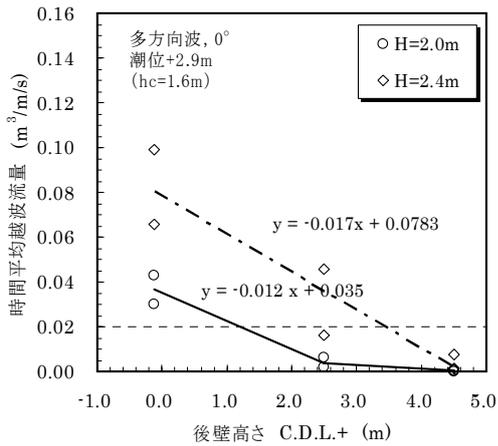


(1) 波高による変化

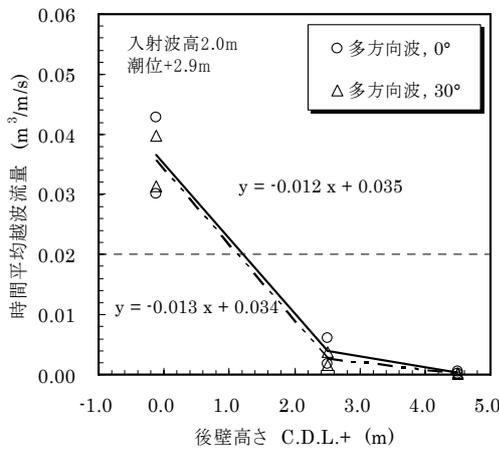


(2) 波向による変化

図-11 後壁高さと時間平均越波流量の関係（一方向不規則波）



(1) 波高による変化



(2) 波向による変化

図-12 後壁高さと時間平均越波流量の関係 (多方向不規則波)

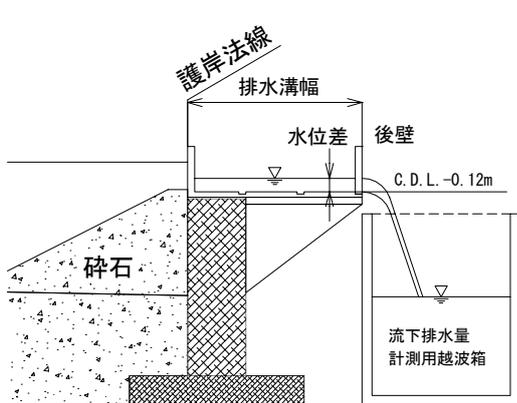
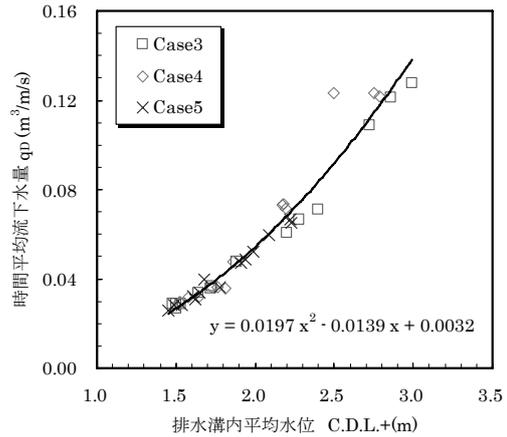


図-13 流下排水量の排水イメージ



注) Case3 排水溝幅 12m, 後壁高さ+4.5m
Case4 排水溝幅 18m, 後壁高さ+4.5m
Case5 排水溝幅 12m, 後壁高さ+2.5m

図-14 排水溝内平均水位と時間平均流下水量の関係

(4) 短時間平均越波流量

実験では、越波流量を計測する越波箱に容量式波高計を設置して越波量の時系列計測を行った。計測した越波量の時系列を利用した短時間越波流量の解析は、計測データの時系列から越波発生時刻を特定し、越波発生時における護岸背後に設置した越波箱内の水位上昇量を推定することで1波ごとの越波量を特定した。越波発生時刻については、次のようにして特定した。

直立護岸のケースでは護岸前面に設置した容量式波高計で得られる前面水位が護岸天端高を超えるかどうかを調べ、越波発生時刻を特定した。一方、越波吸収型護岸のケースでは排水溝があるために護岸前面水位だけでは越波の発生時刻が特定できないので、(3)越波実験方法の項に記載した発信器を用いて、目視観察により越波発生を確認したとともにパルスが発生させ、その時刻を記録したデータを用いて決定した。なお、越波の継続時間は、護岸前面水位が護岸天端高を超えている時間と仮定した。越波発生時における越波量は、越波発生前後における越波箱内の水位上昇量から越波量の増分を求めることとした。ただし、越波が連続している場合には、越波箱内が振動するため、単に越波発生前後の水位を読み取ると、読み取り誤差が累積するので、水位の読み取りは、少なくとも越波が発生してから3波程度の間において、振動が収まってから読み取るものとした。この間に連続した越波量については、護岸の天端高を超えている間の水位と継続時間で重み付けして越波量の増分を分配することで1波ごとの越波量を推定した。なお、解析では越波発生から集水升の水位が上昇するまでの時間差(模

型時間で約1.5s程度)を考慮した解析を行った。

以上のようにして求めた1波ごとの越波量の時系列サンプル例を図-15に示す。図の最上段には前面水位の時系列と越波量の累積値の時系列を実機に換算して示した。中段には、上段と同じ越波量の累積値の時系列と1波ごとの越波量の分布を示した。また、1波ごとに解析した越波量の分布の累積値(解析結果累積値)として示した。下段には、中段で示した1波あたりの越波量を前面水位が護岸天端高を超えている時間で除して、1波あたりの短時間平均越波流量として結果を示した。この図には、時間平均越波流量も併記した。

これらの図より、越波回数が小さくなるに従って時間平均越波流量と実際に発生している越波流量の違いが大きい傾向にあることがわかる。(サンプル例の場合、中段の「1波ごとの越波量」の出現率が時間の経過とともに少なくなってくるが、それに伴い下段の「短時間平均越波流量」が「時間平均越波流量」のラインから離れていく傾向にある)

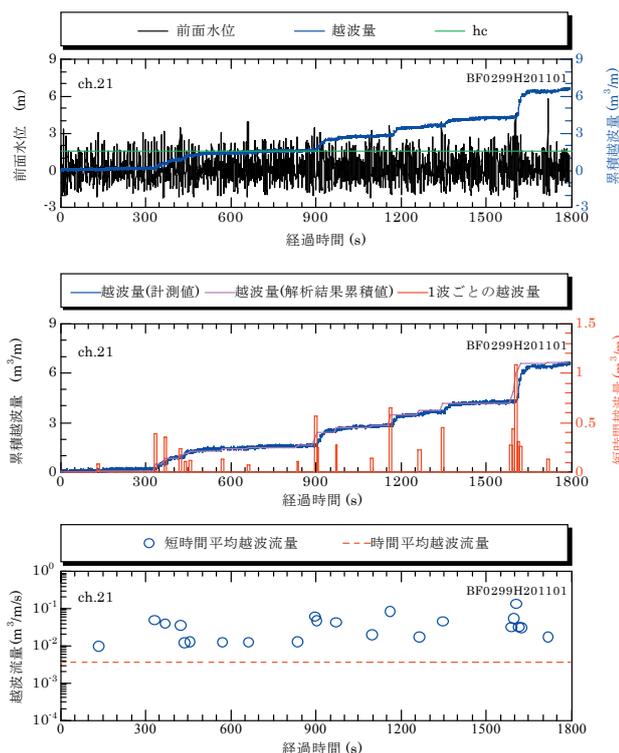


図-15 短時間平均越波流量の解析結果の例(Case2)

あわせて各実験ケースにおける入射角0°のときの1波

あたりの時間平均越波流量の出現率を整理した。出現率一覧のサンプルを表-4、図-16に示す。その結果より

①直立護岸のケースの入射角 $H_{1/3}=2.0\text{m}$ のケースでは、一方向波で作用波数の6割程度、多方向波で作用波数の4割程度が越波している。入射波高が $H_{1/3}=2.4\text{m}$ のケースになると、一方向波で作用波数の8割程度、多方向波で作用波数の6~7割程度が越波している。

②越波流量の出現率の分布形は、一方向波と多方向波で類似の傾向にある。

③入射波高が $H_{1/3}=2.0\text{m}$ から $H_{1/3}=2.4\text{m}$ になると、1波あたり 10^{-1} オーダーで越波出現率が上昇している。

④越波吸収護岸のケースでは、直立護岸と比べて非越波となる割合が非常に大きく、作用波数の約7割以上の越波を抑制している。

⑤越波吸収型護岸における1波あたりの越波流量としては、 10^2 のオーダーでの出現率が大きい傾向にある。

⑥ただし、後壁天端高を+2.5mとした場合では、入射波高が $H_{1/3}=2.4\text{m}$ のケースでは、 10^{-1} オーダーで出現率が大きくなる。

以上のことがわかる。

(5) 時間平均越波流量と短時間平均越波流量の最大値

図-17は全ての実験ケースについて時間平均越波流量 q と短時間平均越波流量の最大値 q_{max} の関係を表したものである。また、図-18は、 q と q_{max} の比(q_{max}/q)を時間平均越波流量ごとに示したものである。

図-17より、ばらつきは見られるけれども q_{max} は時間平均越波流量 q に対して一定の割合で増大する傾向が見られる。また、図-18より q と q_{max} の比(q_{max}/q)について見ると、時間平均越波流量が小さくなると q_{max}/q が大きくなる傾向が見られる。特に時間平均越波流量が $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ よりも小さくなったあたりから q_{max}/q が急激に増大していることがわかる。

そこで、図-17、図-18について実験ケースごと(護岸条件ごと)に近似式を作成して示した。結果は図-19、図-20のとおりである。

図-17を見ると、実験ケースの中では直立護岸が最も勾配が緩く、越波吸収型護岸の排水溝幅18mのケースで最も勾配が急となっており、時間平均越波流量が大きいケースほど勾配が緩く、時間平均越波流量が小さいケースほど勾配が急となる傾向が見られる。

直立護岸では、越波が多いため q と q_{max} の比(q_{max}/q)が相対的に小さいのに対して、越波吸収型護岸の排水溝幅18mのケースでは、越波回数自体が少ないため q が小さくなり、結果として q と q_{max} の比(q_{max}/q)が大きくなる

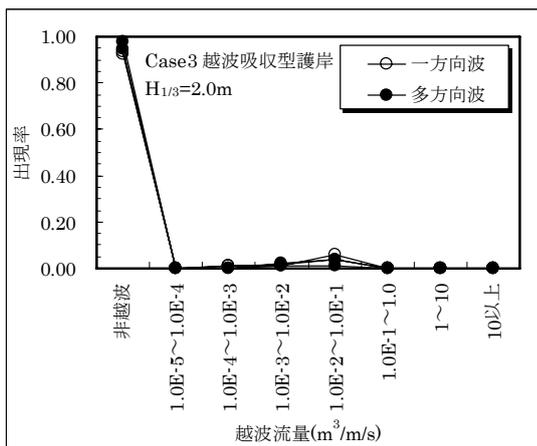
表-4 越波吸収護岸における越波流量の出現率一覧表（排水溝幅 12m）

Case3 越波吸収型護岸, 排水溝幅12m

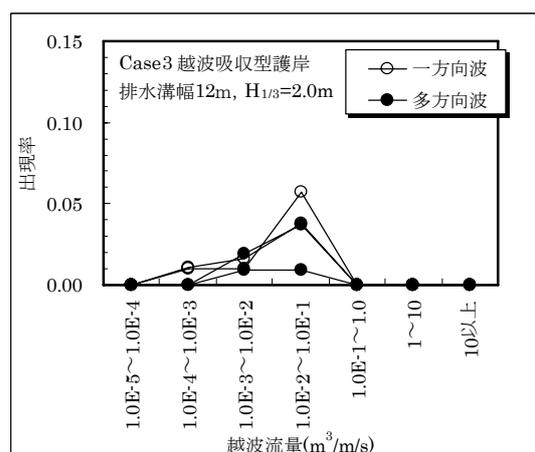
入射角0°, 波高2.0m	度数				出現率			
	一方向波		多方向波		一方向波		多方向波	
	1	2	1	2	1	2	1	2
波種類								
波群	1	2	1	2	1	2	1	2
越波流量 (m ³ /m/s)	非越波		210		0.935		0.923	
	172	179	203	203	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.011	0.010	0.000	0.000
	2	2	0	0	0.016	0.010	0.009	0.019
	3	2	2	4	0.038	0.057	0.009	0.037
	7	11	2	8	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
度数合計(作用波数)	184	194	214	215	1.00	1.00	1.00	1.00

Case3 越波吸収型護岸, 排水溝幅12m

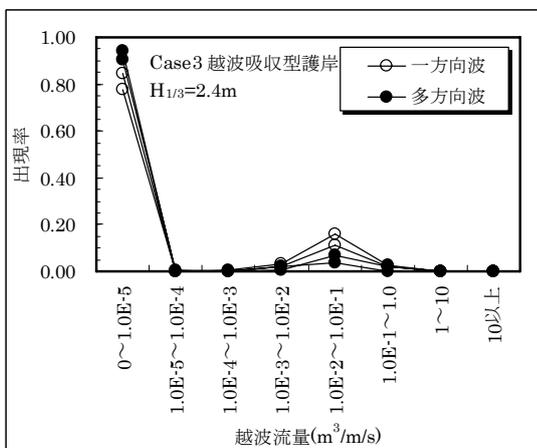
入射角0°, 波高2.4m	度数				出現率			
	一方向波		多方向波		一方向波		多方向波	
	1	2	1	2	1	2	1	2
波種類								
波群	1	2	1	2	1	2	1	2
越波流量 (m ³ /m/s)	非越波		194		0.777		0.847	
	146	161	203	203	0.000	0.000	0.005	0.000
	0	0	1	0	0.005	0.000	0.000	0.000
	1	0	0	0	0.032	0.021	0.005	0.019
	6	4	1	4	0.160	0.111	0.070	0.037
	30	21	15	8	0.027	0.021	0.019	0.000
	5	4	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
度数合計(作用波数)	188	190	215	215	1.00	1.00	1.00	1.00



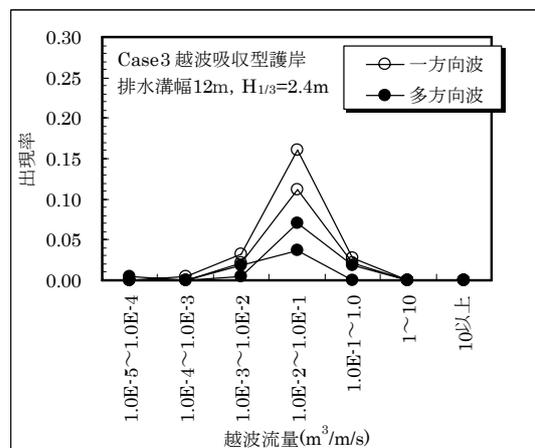
(1) 波高 2.0m の場合



(1)' 出現率を 0.0~0.15 の範囲で拡大表示したもの



(2) 波高 2.4m の場合



(2)' 出現率を 0.0~0.15 の範囲で拡大表示したもの

図-16 越波吸収型護岸における越波流量の出現率分布例（排水溝幅 12m）

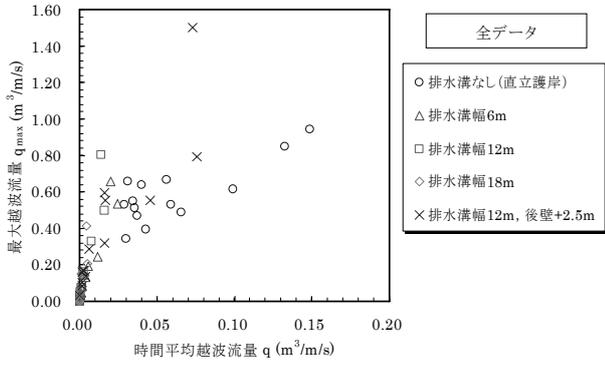


図-17 時間平均越波流量と短時間平均越波流量(最大値)の関係(全データ)

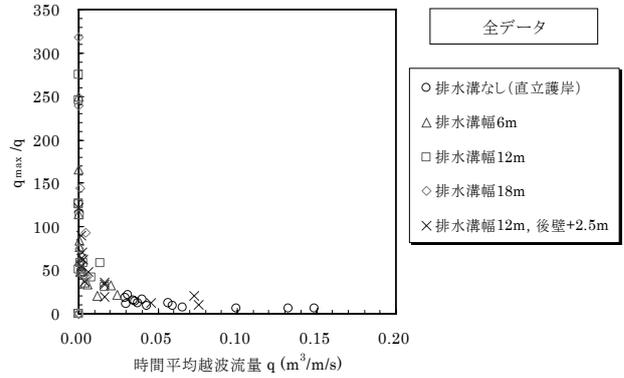
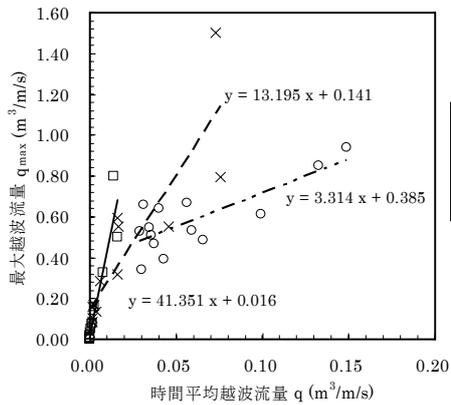
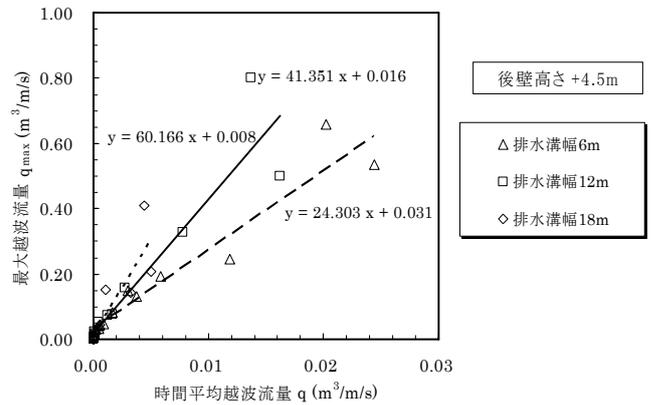


図-18 時間平均越波流量と短時間平均越波流量(最大値)の比の分布(全データ)

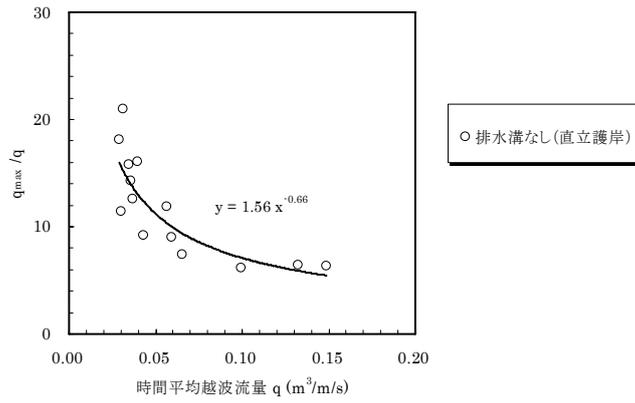


(1) 後壁高さによる変化

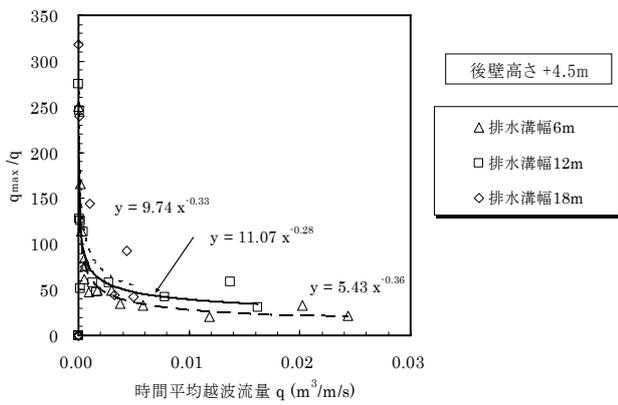


(2) 排水溝幅による変化

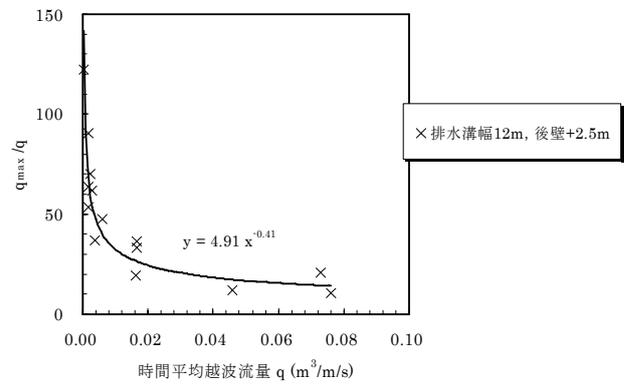
図-19 時間平均越波流量と短時間越波流量(最大値)の関係



(1) 排水溝幅 0m (直立護岸)



(2) 排水溝幅 6~18m



(3) 排水溝幅 12m, 後壁高さ 2.5m

図-20 時間平均越波流量と短時間越波流量(最大値)の比の分布

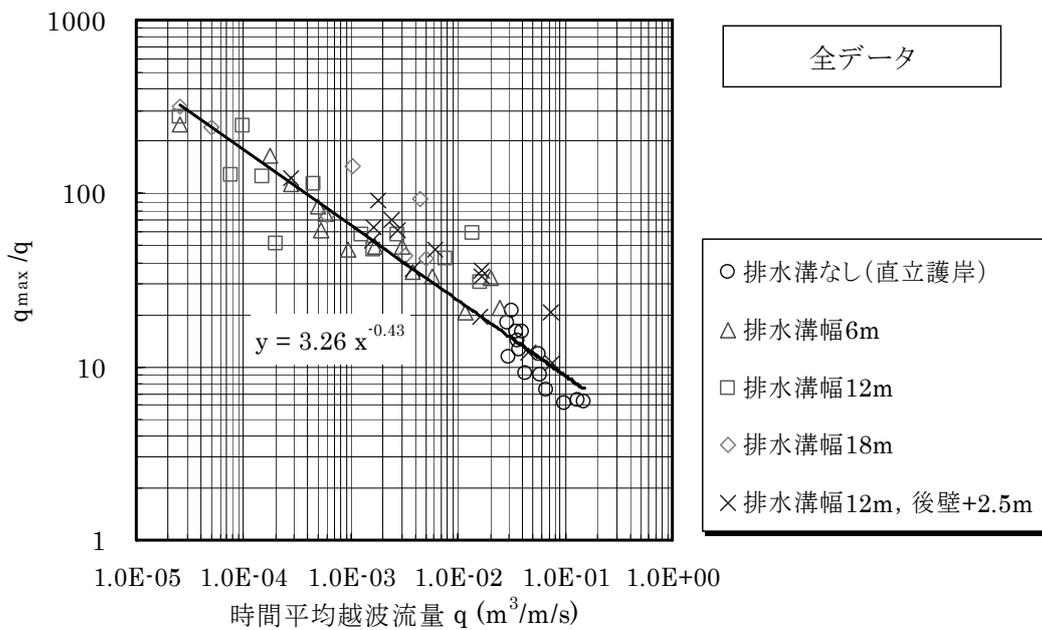


図-21 時間平均越波流量と短時間越波流量(最大値)の対数表示

ため、このような傾向が現れたと考えられる。このことは、**図-20**からも確認できる。

q と q_{\max} の比 (q_{\max}/q) については、実験ケース（護岸条件）に関係なく概ね類似の傾向が見られることから、全ての実験結果を用いて q と q_{\max}/q の関係について示すと、**図-21** が得られる。図によると、例えば時間平均越波流量が $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の場合には、短時間平均越波流量の最大値 q_{\max} は、時間平均越波流量 q の約 18 倍程度 ($0.36 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度) となると試算される。つまり、瞬間的な越波流量は最大で平均越波流量の約 18 倍になる可能性があり、排水溝の能力が小さいと短時間で大量に流入する越波には対応できない場合も起こり得る。したがって、この数値は排水施設の短時間での能力を検討するために有用である。

3. 長周期規則波による越流実験

3.1 実験方法

津波を想定した規則波による越波実験では、データ収集は造波開始と同時に実施した。データの計測地点やデータ収集条件は、波浪実験と同様の条件とした。波浪の条件は前出の**表-2**に示したとおりである。

3.2 越波実験結果

津波を想定した規則波による越波吸収型護岸への波の作用状況を**写真-4**および**5**に示す(写真は、**表-2**の規則波Case2, 排水溝幅6m, 後壁天端高+4.5m)。この写真から津波高の違いによる越波状況の違いがわかる。津波高2mでは、越波排水溝内へ大量の水塊が流れ込み、越波排水溝から跳ねた水塊が背後へ流れていく。一方、津波高4mでは、護岸の天端高に対して前面水位が大きく立ち上がり、排水溝を乗り越えて多量に越流している。



写真-4 波の作用状況(津波高 2m)



写真-5 波の作用状況(津波高 4m)

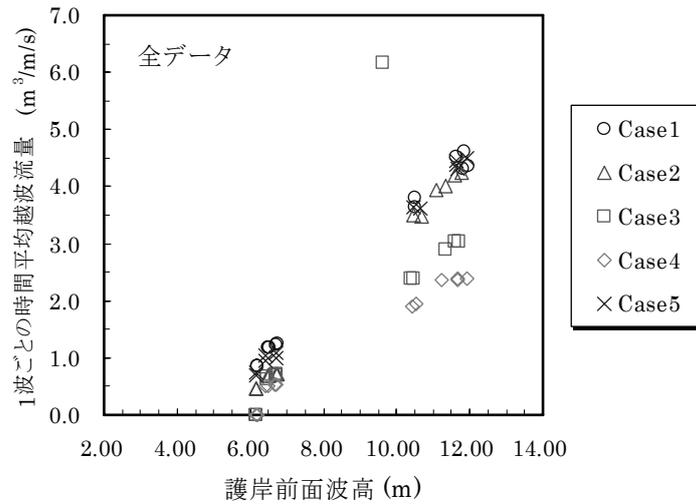
写真-6および**7**は、波作用後における越波排水溝内の石材の飛散状況を記録したものである(Case5, 排水溝幅12m, 後壁天端高+2.5m)。写真より津波高2mと4mでは、津波高2m作用時での石材の飛散状況が著しく、津波高4m作用時の石材は比較的安定していることがわかる。この違いは、津波高2mでは越波排水溝内に越流水が直接打ち込むことによって、石材が飛散するのに対して、津波高4mでは越波排水溝を乗り越えて背後に越流しているためであると考えられる。



写真-6 石材飛散状況(津波高 2m)

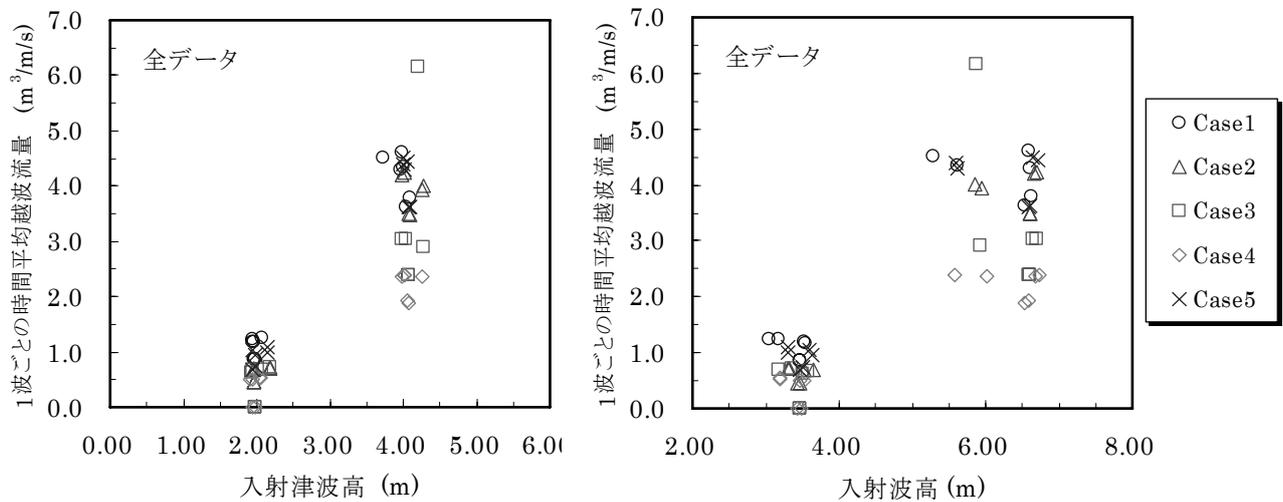


写真-7 石材飛散状況(津波高 4m)



注) Case1 : 直立護岸
 Case2 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 6m
 Case3 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 12m
 Case4 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 18m
 Case5 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 12m, 後壁天端高+2.5m

図-22 護岸前面波高と1波ごとの時間平均越波流量の関係 (長周期規則波)



注) Case1 : 直立護岸
 Case2 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 6m
 Case3 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 12m
 Case4 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 18m
 Case5 : 越波吸収護岸, 排水溝幅 12m, 後壁天端高+2.5m

図-23 入射波と1波ごとの時間平均越波流量の関係 (長周期規則波)

津波を想定した規則波実験における護岸前面波高と1波ごとの時間平均越波量の関係を図-22に示す。また、図-23は、横軸を入射津波高（入射波における静水面から最大水位までの高さ）、入射波高で表したものである。これらの入射波成分は、Guza et.al(1984)による線形長波理論により反射波成分を除去したものである。

以下に反射率の計算式を示す。

$$\eta_I = 0.5 \left\{ \eta(t) + \alpha \left(\frac{h}{g} \right) u \right\} \quad (1)$$

$$\eta_R = 0.5 \left\{ \eta(t) - \alpha \left(\frac{h}{g} \right) u \right\}$$

ここで α は補正係数(=1.0)、 u は測定流速、 h は水深、 $\eta(t)$ は測定波形である。 η_I および η_R がそれぞれ入射波形、反射波形を指す。

図を見ると、周期が長い波（本実験では周期20s程度）では、1波に対する時間平均越波流量が非常に大きいことがわかる。図-22を見ると、越波流量は多いけれども、すべてのCaseで1波ごとの時間平均越波流量が直立護岸(Case1(○印))を下回っている。特に排水溝幅が18mのCase4(◇印)では、Case1に比べて越波流量は50%以下に小さくなっている。したがって、越波吸収型護岸では、このような周期の長い波に対しても一定の越波低減効果が期待できるものと考えられる。

4. まとめ

実験で得られた、図-8および図-9の結果から、排水溝幅6mを境に越波流量が急激に減少していることから、排水溝幅は6mで越波を十分に防げると言える。また、後壁の高さは2.5m以上が望ましいとの結果を得た。

また、排水溝内に流入した海水の排出は、自由排水の場合、排水溝内の水位差で決まることが判った。

津波を想定した規則波においても、一定の越波低減効果があることが判った。

5. 今後の課題

各実験の結果、越波吸収型護岸が十分な越波低減効果をもたらすだけでなく、津波に対しても一定の効果を得ることが判った。しかし、津波に対しては、越波の打ち込みにより石材が飛散してしまったため、二次、三次被害の可能性も考えられる。そのため、現場への適用に際しては、石材の散乱を防ぐ工夫（石材を使用せず、透排水舗装にする等）が必要である。さらに、現在の空港において越波吸収型護岸を計画した場合、護岸背後に6m程度の遊水区間を

造成することは難しいため、場周道路を排水溝区間として利用する等の工夫が必要である。

また、高潮により排水口を水位が上回った場合、排水溝に流入した海水が排水口から逆流することも考えられるため、集水升や貯水タンクに流入した海水を一旦落とし、ポンプ等により外部へ排出する等の工夫も必要と思われる。いずれにしても、本実験により得られた知見を基に、各海上空港の設計波および現場条件を考慮して、周辺の構造物の配置にも留意して、適用することが望ましく、そのためには、設計法マニュアルの作成や、排水溝幅等の決定における排水量を求める基本式の検討が必要である。特に、幅6mの排水溝で吸収できる越波の継続時間等について今後も検討を続ける必要がある。

参考文献

- 京浜港湾事務所(2007):横須賀港馬堀海岸高潮対策事業の整備効果,京浜港湾事務所ホームページ
<http://www.pa.ktr.mlit.go.jp/keihin/event/news/news033/index.pdf>
- 合田良美・岸良安治・神山 豊(1975):不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究,港湾技術研究所報告,第14巻 第4号, pp4-44
- 高山知司・池田直太・立石義博(1992):新しい護岸構造による越波流量低減効果,港湾技術資料, No. 736.
- 永井荘七郎・高田 彰(1964):海岸堤防の越波に及ぼす消破堤の効果,第11回海岸工学講演会講演集, pp.279-286.
- 南 靖彦・平石哲也(2007):空港島護岸の越波量低減法に関する模型実験,港湾空港技術研究所資料, No.1158
- Guza,R.T.,E.B.Thornton and R.A.Holman(1984):Swash on Steep and shallow beaches,Proc.19th international Conference of Coastal Engineering, Vol.1,99.708-723
- Hiraishi T.(2002):Wave transformation in multi-face current generation basin,Proc.Twelfth International Polar and Offshore Engineering Conference,pp.167-172

主要記号表

g	: 重力加速度 (m/s^2)
h	: 水深 (m)
h_c	: 護岸高さ (水面からの護岸高さ) (m)
H	: 波高 (m)
$H_{1/3}$: 有義波高 (m)
q	: 時間平均越波流量 ($\text{m}^3/\text{m/s}$)
q_{\max}	: 最大越波流量 ($\text{m}^3/\text{m/s}$)
T	: 波の周期 (s)
$T_{1/3}$: 有義波周期 (s)
u	: 水粒子の運動速度の岸沖方向成分
α	: 補正係数 (本実験では1.0)
η_1	: 入射波の水位変動 (m)
η_{\max}	: 津波高 (m)
η_R	: 反射波の水位変動 (m)
$\eta(t)$: 入射波と反射波が合成された水位変動 (m)

港湾空港技術研究所資料 No.1178

2008. 6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 大成社

Copyright © (2008) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。