



複雑な海底地形に位置する護岸の越波流量及び作用波力に関する研究

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 寒冷沿岸域チーム ○佐藤 功坪
酒井 和彦
平野 誠治

北海道の沿岸部や離島では急勾配や浅瀬を有する複雑な海底地形が存在する。このような地形上に護岸を建設する際、合田の越波流量推定図を用いた標準的な設計法を適用できない場合がある。本研究では水理模型実験により、複雑な海底地形に位置する護岸において、本工天端高および消波工天端幅を変化させたときの越波流量と波圧を計測した。その結果、複雑な海底地形では有義波高が高くなるにしたがい、砕波により波が流れとなるため消波工設置による越波流量の低減効果が低いことが分かった。一方、波圧は消波工設置による流れの減衰効果が強く現れ、衝撃的な波圧を抑制させる結果が得られた。

キーワード：複雑な海底地形、護岸、越波流量、波力

1. はじめに

一般的に護岸の天端高 h_c は、合田の越波流量推定図¹⁾ (以下、「越波流量推定図」という) を用いて決定される。越波流量推定図は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾ に採用され、護岸の実務設計に適用されている。しかし、越波流量推定図は一様な海底勾配を対象としていることから、リーフ地形等を有する複雑な海底地形において越波流量推定図を適用し、護岸の天端高 h_c を決定することは困難である。そこで、複雑な海底地形を対象とした越波流量の推定方法の一例として、平山らはリーフを有する複雑な海底地形における波浪変形特性を精度良く再現可能なブシネスクモデル³⁾ を用いて、リーフ上護岸の設計波の算定方法⁴⁾ を提案し、さらに、その設計波を用いて越波流量の算定を試みた結果、真値⁵⁾ の想定範囲をわずかに超えることを示した⁵⁾。

このことから、複雑な海底地形において、ブシネスクモデルにより設計波諸元を算定することは可能であるが、越波流量を推定する方法としては、不規則波を用いた水理模型実験も有効である。そこで、本研究では図-1に示すように連続した3種類の異なる海底勾配と浅瀬を有する複雑な海底地形を対象に波浪変形傾向を把握するとともに、直立護岸及び消波護岸を対象に天端高 h_c 及び消波工天端幅 B を変化させたときの越波流量 q と波圧に関する水理模型実験を実施した。本稿ではこれら水理模型実験の結果について報告する。

2. 実験方法

(1) 実験水路と計測の概要

a) 実験水路

実験は図-1に示す吸収制御式の不規則波発生装置を備えた2次元造波水路(長さ28.0 m、幅0.8 m、深さ1.0 m)で行った。造波板から9.65 mが水平床、5.4 mが $i=1/20$ の勾配、0.5 mが $i=1/5$ の勾配、0.15 mが $i=1/3$ の勾配、あとは水平床である。このように、急勾配かつ浅瀬を有する複雑な海底地形を実験水路内に設定した。また、実験水路は造波板背後に1.5 m、水路岸側端に2.0 mの吸収層を設けている。

b) 計測方法

複雑な海底地形における波浪変形の傾向を把握を目的に図-1に示す位置に波高計を合計6本設置した。また、越波流量の測定を目的に図-2に示す位置に樋及び集水枘を設置すると同時に水位変動のモニタリングを目的に波高計を合計5本設置した。越波流量 q は枘内に流入した越波水の重量及び後述する計測時間より算出した。写真-1に越波流量の計測状況を示す。

図-3-1、3-2、3-3に示すように、護岸直立部本体工の静水面付近に作用する水平波圧及び胸壁に作用する水平波圧の計測を目的に、直立部前面に波圧計を2個設置し、波圧計測時のサンプリング周波数は200 Hzである。なお、越波流量と波圧の計測を同時に実施し、計測時間は200波相当、計測の繰返し回数は3回とした。

(2) 実験条件

実験縮尺は1/20であり、本稿で示す数値は2次元造波

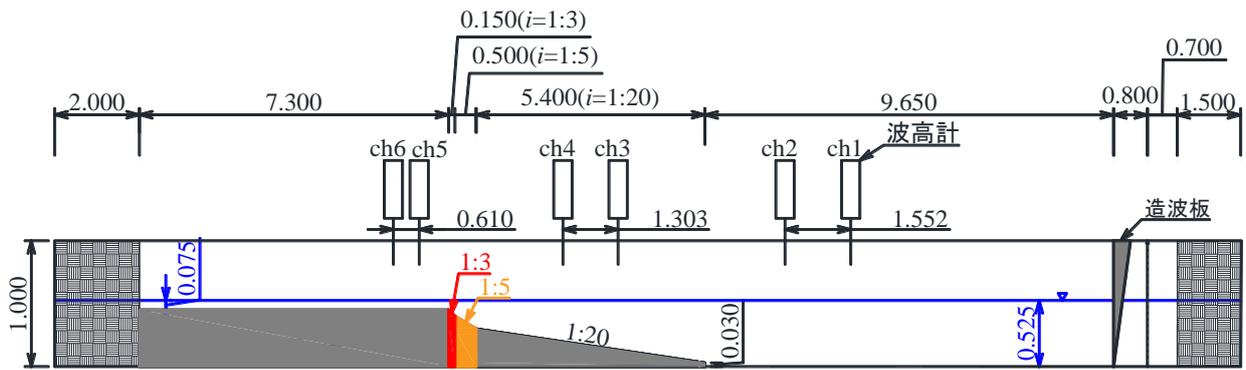


図-1 波浪変形観測時及び水位変動計測時の実験水路 (Unit : m)

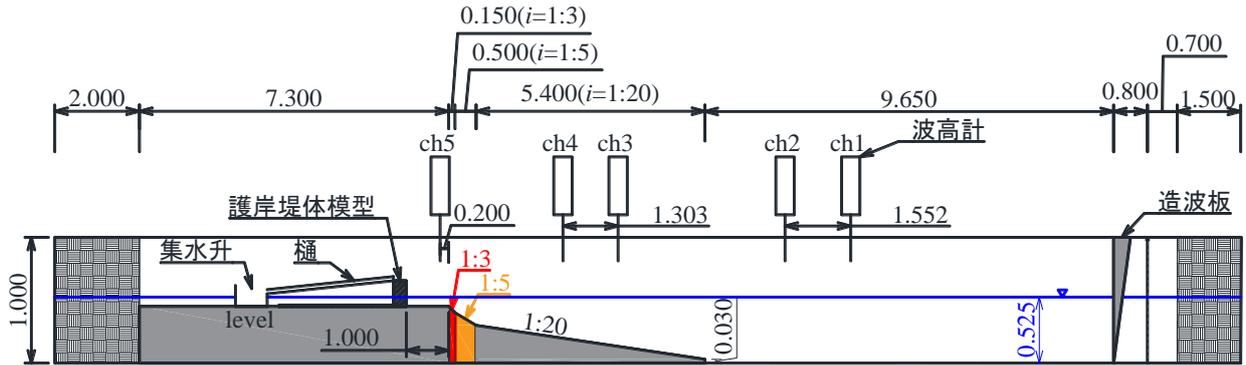


図-2 越波流量及び波圧計測時の実験水路 (Unit : m)

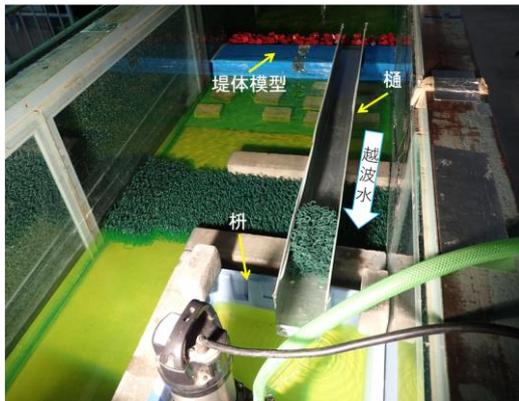


写真-1 越波流量の計測状況

表-1 実験波の波浪諸元

有義波周期 $T_{1/3}$	有義波高 $H_{1/3}$
13.70 s	1.02 m, 1.30 m, 1.42 m, 1.58 m

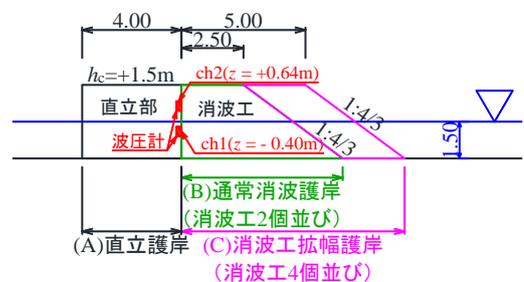


図-3-1 護岸天端高 $h_c = +1.5$ m (Unit : m)

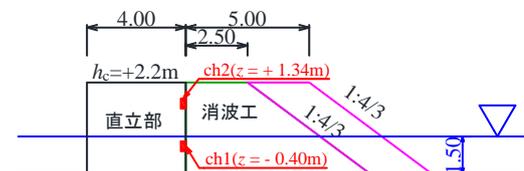


図-3-2 護岸天端高 $h_c = +2.2$ m (Unit : m)

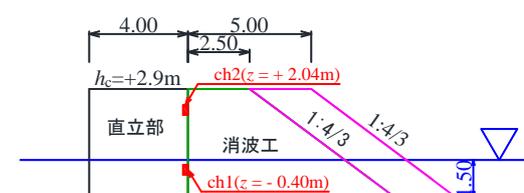


図-3-3 護岸天端高 $h_c = +2.9$ m (Unit : m)

水路の諸元を除いてフルード相似則による現地換算値とする。

a) 実験波の諸元

実験波は修正 Brestchneider・光易型のスペクトルを目標とする不規則波を用いた。波浪条件は護岸堤体に入射する有義波周期は $T_{1/3} = 13.70$ sの1種類、有義波高は $H_{1/3} = 1.02$ m, 1.30 m, 1.42 m, 1.58 mの4種類とした。表-1に実験の波浪条件を示す。

b) 堤体模型の諸元

護岸堤体模型の設置位置は図-2に示すように、直立部前面壁が地形部水平床の始点から1.0 mの位置とした。

実験断面は図-3-1、3-2、3-3に示すように基礎マウンドを設けない直立護岸及び消波護岸とし、護岸天端高 h_c を +1.5 m, +2.2 m, +2.9 mとして、0.7 m間隔で変化さ

せ、消波工天端幅 B を消波ブロック2個並び（以下、「通常消波護岸」という）、4個並び（以下、「消波工拡幅護岸」という）を変化させた9断面とした。また、全ての断面において設置水深は $h = -1.5$ m、消波工の消波ブロックは2 α 型、消波工斜面傾斜は1:4/3とした。なお、越波流量と波圧の計測を目的としているため、直立部及び消波工は実験時に動かないように固定した。

3. 複雑な海底地形における不規則波の性質

(1) 波高の空間的变化

図-4に、水路内における波高の各計測地点における各波群の有義波高 $H_{1/3}$ 及び最大波高 H_{max} の分布を示す。 $H_{1/3}$ 及び H_{max} はともに、沖合の水平床から地形床の勾配にさしかかると浅水変形により波高が増大し、その後砕波により、波高が急減している。この傾向は波高が大きいほど強い。

(2) 急勾配及び浅いリーフ状水平部を有する複雑な地形における波の変形

写真-2-6は、 $H_{1/3} = 1.30$ mの波群について時刻 $t = 1,035$ s

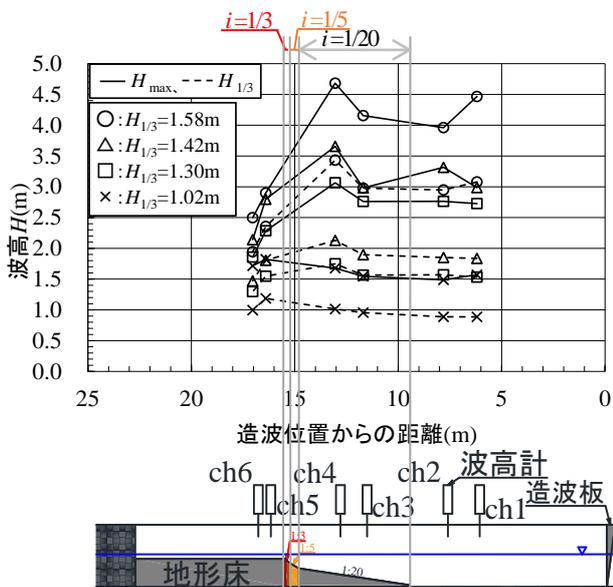


図-4 各計測地点における代表波高 $H_{1/3}$ 及び H_{max}

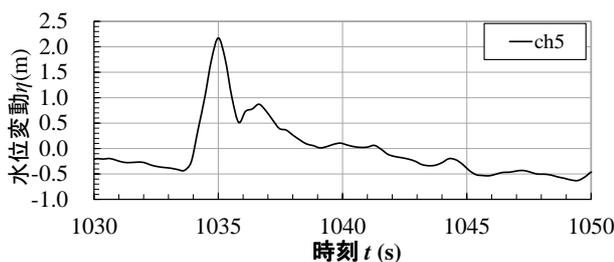


図-5 $H_{1/3} = 1.30$ mの水位時系列変化

付近における波浪変形の連続写真である。ここでは、護岸堤体模型による反射波の影響を排除するため、模型を設置しない状況における波浪を観察した。

波浪は、海底勾配が $i = 1/20$ から $1/5$ 、 $1/3$ に変化する水深付近 ($i = 1/20$ から $1/5$ への変化点における水深 $h_1 = 4.5$ m、 $i = 1/5$ から $1/3$ への変化点における水深 $h_2 = 2.5$ m) において急激に波高が増大し、その後、水平部において巻き波状で砕波した後に流れに変化している。

図-5は護岸堤体模型設置予定位置付近の図-1に示す波高計ch5において観測した水位 η の $t = 1,035$ s 付近における時系列変化である。 $t = 1,034$ sにて、 $\eta = 0.5$ mの極小値になった後、 $t = 1,035$ sにて極大値 $\eta = 2.0$ mとなり、その後、 $t = 1,036$ sで $\eta = 0.5$ mまで下がった後、 $t = 1,050$ s付



写真-2 急勾配部への入射



写真-3 急勾配部における波高増大

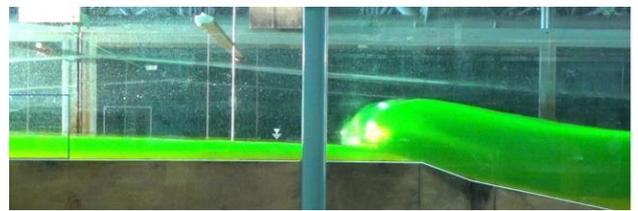


写真-4 水平部における巻波への変化



写真-5 水平床における巻波砕波直後 ($t = 1,034$ s)



写真-6 巻波砕波後に流れへの変化状況 ($t = 1,039$ s)

近まで水位 η は徐々に低下している。これらは、流れに変化した波の水塊の先端部が波高計に到達した写真-5、流れが波高計の位置を通過する写真-6と対応している。このように、急勾配を経た後の浅いリーフ状の水平部における波は、波の先端部に水位の高い水塊を有した流れに変化していることが分かる。

なお、写真-2-6の実験より波高が低い $H_{1/3} = 1.02$ mの波群では、波が流れに変化する傾向は小さかったが、波高が高い $H_{1/3} = 1.42$ m及び1.58 mのケースでは、水平部または急勾配部で砕けた波はリーフ状の水平部において、より強い流れになることが観察された。

4. 消波工天端幅と越波流量及び波圧の関係

(1) 消波工天端幅拡幅による越波流量の低減効果

図-6-1~6-4は、消波工天端幅 B と平均越波流量 q の関係を示したものである。横軸は消波工天端幅 B と護岸直立部法線における有義波の波長 $L_{1/3}$ の比である $B/L_{1/3}$ 、縦軸は平均越波流量 q としている。なお、 $B/L_{1/3} = 0$ は直立護岸であり、 $B/L_{1/3} = 0.049$ は消波工天端幅 B が通常消波護岸、 $B/L_{1/3} = 0.099$ は消波工拡幅護岸である。

図-6-1~6-4では、護岸堤体の天端高 h_c が +1.5 mのものを黒色の実線、 $h_c = +2.2$ mのものを赤色の破線、 $h_c = +2.9$ mのものを青色の一点鎖線で示す。なお、プロットは3回の計測の平均値である。当然ながら、各波群とも天端高 h_c が高いほど越波流量は小さい。

ここで、消波工天端幅 B の拡幅効果について着目する。 $H_{1/3} = 1.02$ mのケースである図-6-1では、 $B/L_{1/3} = 0$ の場合と消波工拡幅護岸を比較すると、平均越波流量 q は、 $h_c = 1.5$ mの場合には1/100、 $h_c = 2.9$ mの場合には1/1000程度まで減少している。 $H_{1/3} = 1.30$ mのケースである、図-6-2では、同様の比較をすると、 $h_c = +1.5$ m、+2.2 m、+2.9 mのいずれのケースにおいても、平均越波流量 q の減少は1/10程度となっているものの、消波工の拡幅は、越波流量の減少に対して一定の効果が見られる。

さらに有義波高が高い $H_{1/3} = 1.42$ m、1.58 mのケースにて同様の比較をすると、平均越波流量の減少は1/2 から1/3程度にとどまり、消波工の拡幅が越波流量の減少に寄与する効果は低くなっている。

以上の現象の要因について観察した結果を写真-7-1、7-2、8-1、8-2に示す。写真-7-1、8-1のように、直立護岸の場合には、 $H_{1/3} = 1.30$ m、 $H_{1/3} = 1.58$ mのケース双方において、水塊が護岸堤体を乗り越えている。一方、消波工拡幅護岸の条件においては、 $H_{1/3} = 1.30$ m (写真-7-2) の場合には、消波工の法面で跳ねた水塊は消波工上に落下することで堤体を越えないが、 $H_{1/3} = 1.58$ m (写真-8-2) の場合には、消波工の法面で跳ねた水塊は消波工を飛び越えて堤体上部まで達している。このように、

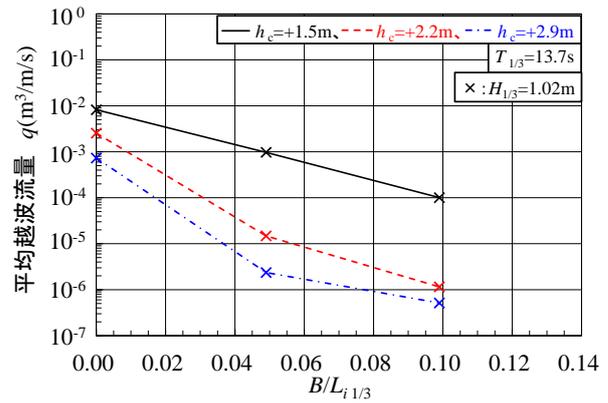


図-6-1 消波工天端幅と越波流量の関係 ($H_{1/3} = 1.02$ m)

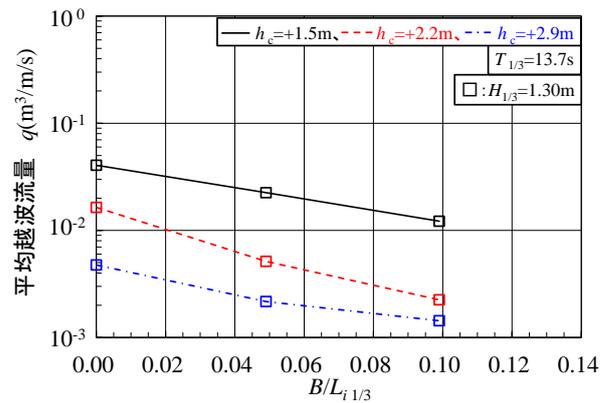


図-6-2 消波工天端幅と越波流量の関係 ($H_{1/3} = 1.30$ m)

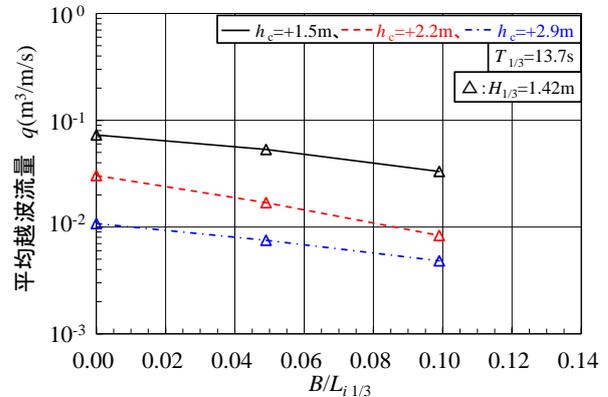


図-6-3 消波工天端幅と越波流量の関係 ($H_{1/3} = 1.42$ m)

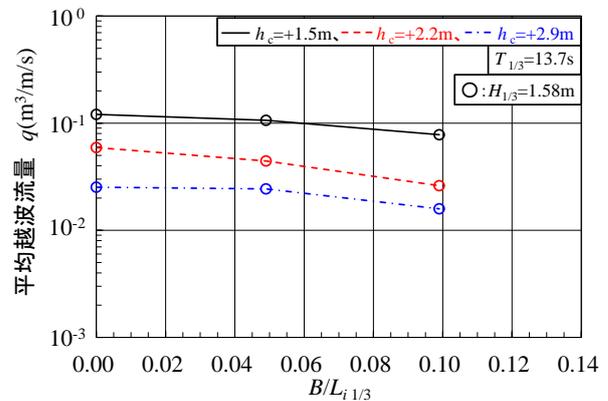


図-6-4 消波工天端幅と越波流量の関係 ($H_{1/3} = 1.58$ m)

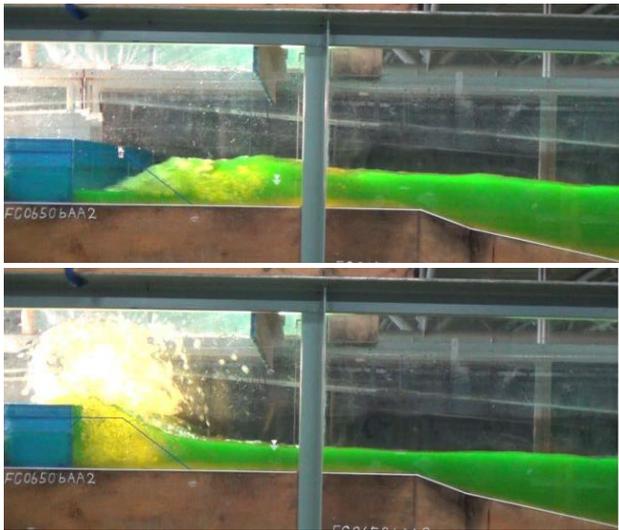


写真-7-1 直立護岸の越波状況 ($H_{1/3}=1.30\text{ m}$)

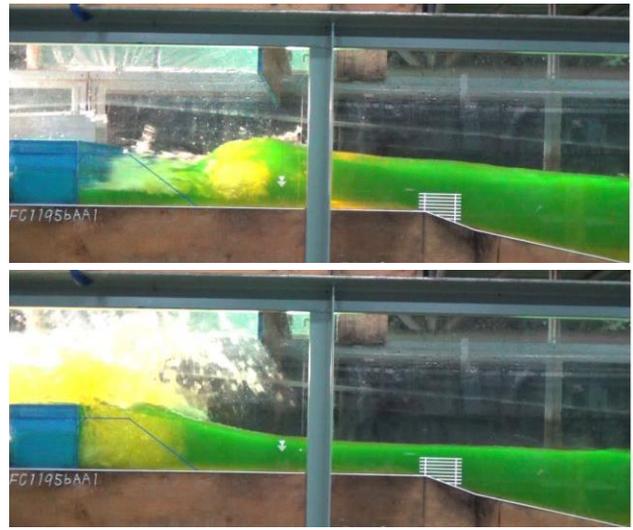


写真-8-1 直立護岸の越波状況 ($H_{1/3}=1.58\text{ m}$)



写真-7-2 消波工拡幅護岸の越波状況 ($H_{1/3}=1.30\text{ m}$)

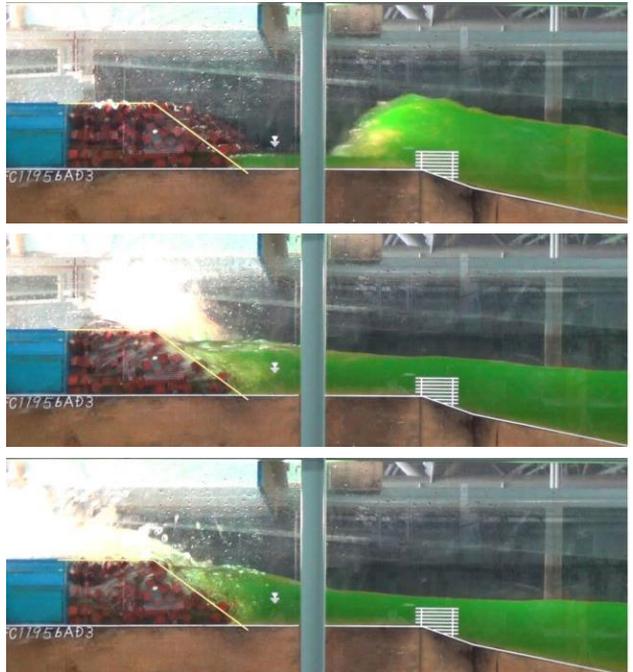


写真-8-2 消波工拡幅護岸の越波状況 ($H_{1/3}=1.58\text{ m}$)

波高が高くなり、リーフ状の水平床において流れの性質が強くなると、消波工をある程度広げても、消波工法面で跳ねた水塊の落下地点は消波工の範囲を越えてしまうため、消波工の拡幅による越波量減少の効果が低くなるものと推察される。

(2) 堤体の嵩上げ効果と消波工拡幅効果の比較

護岸を建設する現場においては、景観等の条件により、護岸堤体の天端高を低く抑える必要がある場合もある。ここで、嵩上げ高 Δh_c 相当の越波流量を低減するための消波工天端幅拡幅 $\Delta B/L_{1/3}$ への換算を試みると、 $H_{1/3}=1.30\text{ m}$ のケースにおいては、図-6-2より、 $\Delta h_c=0.7\text{ m}$ に対して $\Delta B/L_{1/3}=0.05$ 程度であった。すなわち、本ケースでは、現場において護岸天端高 h_c を 0.7 m 嵩上げする代わりに、消波ブロック2個並び程度の消波工を設置

することで、同様の越波流量削減の効果が見られた。

(3) 消波工天端幅と波圧の関係

図-7 に、 $h_c = +2.2\text{ m}$ の条件における消波工天端幅と波圧の関係を示す。通常消波護岸のときに作用する波圧は、直立護岸と比較して大幅に低減している。また、図-8-1~8-3に $h_c = +2.2\text{ m}$ の時の直立護岸、通常消波護岸及び消波拡幅護岸の断面を対象に、 $H_{1/3}=1.30\text{ m}$ の条件で静水面付近及び天端付近における最大波圧が発生した際、すなわち、最大波相当の波が作用した際の波圧の波形を示す。図中の青色の実線が図-3-2に示す波圧計 ch1及び黒色の点線がch2の計測値であり、オレンジ色の一点鎖線は波圧の計算値である。最大波圧発生時は写真-7-1及び7-2より明らかのように、波は流れの性質が強くなっていることから、津波の波圧を求める修

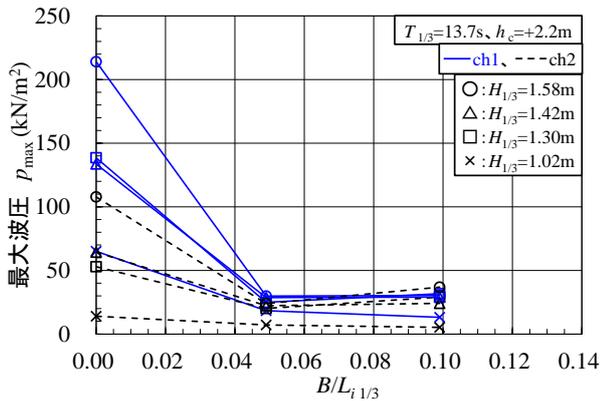


図-7 消波工天端幅と波圧の関係

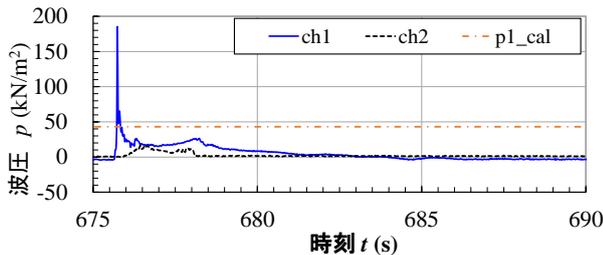


図-8-1 波圧の時系列変化
(直立護岸、 $B/L_{1/3}=0$ 、 $H_{1/3}=1.30$ m)

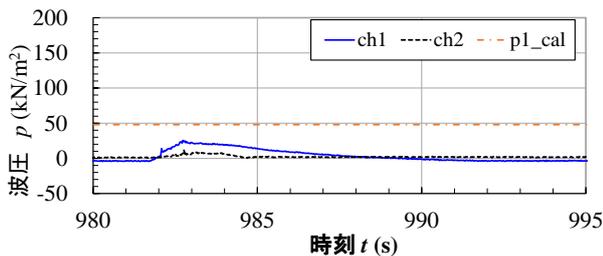


図-8-2 波圧の時系列変化
(通常消波護岸、 $B/L_{1/3}=0.049$ 、 $H_{1/3}=1.30$ m)

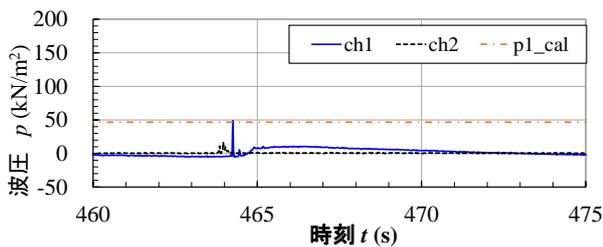


図-8-3 波圧の時系列変化
(消波工拡幅護岸、 $B/L_{1/3}=0.099$ 、 $H_{1/3}=1.30$ m)

正谷本式⁹⁾により求めた。なお、計算に用いた水位は、最大波相当の波の最高水位 η_{\max} より求めている。

直立護岸の場合、作用時間は0.1秒程度であるが、計算値の約6倍程度の衝撃的な波圧が作用した後に、計算値の0.5～1.0倍の波圧が5秒間程度作用している(図-8-1)。通常消波護岸の場合、消波工の波圧減衰効果により、衝撃的な波圧は発生せずに計算値の0.5倍程度の波

圧が5秒程度作用している(図-8-2)。

消波工拡幅護岸の場合、計算値程度の衝撃的な波圧が0.1秒程度作用した後に、約7秒間程度、計算値の0.1倍程度の波圧が作用している(図-8-3)。図-8-3における衝撃的な波圧は、写真-7-2で観察されたように、消波工内に落下した水塊が直立壁に衝突した際に生じたものと推察される。

以上より、流れの性質が強い場合においても、消波工は波圧低減効果を有することが分かった。

5. まとめ

本研究では、 $i = 1/20$ 、 $1/5$ 、 $1/3$ 程度の海底勾配の後に水深 $h = -1.5$ m 程度のリーフ状の地形がある条件に設置されている護岸の越波流量及び堤体に作用する波圧にて水理模型実験の結果をまとめた。主な結論は以下のとおりである。

- (1) 有義波高 $H_{1/3} = 1.30$ m 程度の入射波の場合、海底勾配が、 $i = 1/20$ から $1/5$ 、 $1/3$ 程度に急激に変化する地点の近傍が砕波帯となり、巻き波状の砕波が生じる。
- (2) 急勾配及び浅いリーフ状水平部を有する複雑な地形では、 $H_{1/3}$ が高くなるにしたがってリーフ状水平部にて波は流れの性質が強くなる。
- (3) 護岸に入射する波の波高が高くなり、流れの性質が強くなった場合には、消波工の法面で跳ねた水塊が消波工を越えるため、越波量の減少に対する消波工の拡幅効果が小さくなる。
- (4) 堤体に作用する波圧については、消波工がある場合には大幅に低減され、修正谷本式による計算値の範囲内に概ね収まった。

参考文献

- 1) 合田良実、岸良安治、神山豊: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、港湾空港技術研究所報告、VoL.14、No.4、pp.3-44、1975。
- 2) 公益社団法人日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説、pp.168-173、2018。
- 3) 平山克也、春尾和人、宮里一郎:ブシネスクモデルを用いて算定したリーフ護岸上の設計諸元に関する考察、港湾空港技術研究所報告、VoL.48、No.3、pp.23-74、2009。
- 4) 平山克也、平石哲也:ブシネスクモデルによる砕波・遡上計算法とその適用性、海岸工学論文集、第51巻、pp.11-15、2004。
- 5) 平山克也、平石哲也:平面2次元ブシネスクモデルによる砕波・遡上計算方法の開発と現地適用、海岸工学論文集、第52巻、pp.11-15、2005。
- 6) 池野正明、松山昌史、榊山勉、柳沢賢:ソリトン分裂と砕波を伴う津波の防波堤に作用する波力評価に関する実験的研究、海岸工学論文集、第52巻、pp.751-755、2005。