

大規模な人工リーフを有する 止水性防波護岸の波圧特性

WAVE PRESSURE CHARACTERISTICS OF REVETMENT INSTALLED ON BED-ROCK WITH LARGE-SCALE ARTIFICIAL REEF

大村剛¹・琴浦毅²・川本秀夫³・神田一紀⁴・関本恒浩⁵・佐貫宏⁶
Tsuyoshi OHMURA, Tsuyoshi KOTOURA, Hideo KAWAMOTO, Kazunori KANDA,
Tsunehiro SEKIMOTO and Hiroshi SANUKI

¹正会員 中国電力株式会社 島根原子力建設所 (〒690-0324 島根県松江市鹿島町片区654-1)

²正会員 修(工) 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

³正会員 修(工) 中国電力株式会社 島根原子力建設所 (〒690-0324 島根県松江市鹿島町片区654-1)

⁴修(工) 中国電力株式会社 電源事業本部 原子力土木担当 (〒730-8701 広島県広島市小町4-33)

⁵フェロー会員 博(工) 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

⁶修(工) 五洋建設株式会社 北陸支店 (〒950-8501 新潟県新潟市中央区東大通1-2-25)

Laboratory experiments and field observations are conducted to clarify the wave pressure characteristics of revetment installed on bed-rock with large-scale artificial reef. In the laboratory experiments, the local maximum wave pressure with impulsive profile on the revetment appears above the still water level. As a result, total horizontal wave force exceeds the force calculated by Goda's formula. Then, we develop newly wave force formula using the result of the laboratory experiments and apply it to the design of the revetment. The field observations verify the safety performance of the revetment because the measured wave force on the revetment did not exceed the force calculated by the formula.

Key Words : Wave pressure, wave absorbing revetment, large-scale artificial reef

1. はじめに

従来、発電所の沿岸立地では、埋め立てによる土地造成後に必要な止水を施して地盤の掘削を行い発電施設の建設を行うため、建設費用が増高するとともに工期も長期化する傾向があった。そこで、島根原子力発電所の3号機増設事業では、護岸に高い止水機能を持たせ、護岸背後をドライアップした状態で発電所施設の建設を行い、その後、埋立することで工期短縮を図った。ドライアップ時の護岸には前背面で約15mの水位差ならびに冬季高波浪に対する耐波安定性と、高い止水機能、越波量の低減が要求された。そのため、護岸作用波力低減を図るために、護岸前面に建設時の掘削ズリを活用して大規模な人工リーフを築造する計画とした。

しかし、マウンドによる衝撃力の吸収が期待できない止水性護岸には衝撃波力の作用による止水機能の不全が懸念され、また、人工リーフを有する防波護岸への波圧特性の検討例は少ないため、設計手法の確立が課題となった。そこで、断面水理模型実験

で止水性護岸の波圧特性、人工リーフによる波力低減効果を明らかにした上で、要求事項を満足する護岸形状、設計手法を確立し、現地波圧観測から護岸の安全性の確認を行った。

2. 水理模型実験の概要

水理模型実験は長さ 50m×幅 0.6m×高さ 1.2m の2次元造波水路で、ピストン型規則波・不規則波造波機(吸収制御機能あり)を使用し、対象波浪はブレードシュナイダー・光易型スペクトル形状を有する200波程度の不規則波とした。実験に先立ち、現地海域を想定した海底勾配 1/30 の地形で波高検定を実施し、堤体位置での有義波高・有義波周期が目標値となるように入射波を決定した。

現地では高い止水性を持たせるために護岸を原地盤に岩着させ、地盤に固定された状態になる。そこで、水理模型実験でも固定器具を使い模型護岸を完全固定して実験を実施した。

護岸模型に作用する波力は、1 測線あたり波圧計

をケーソン本体と上部工に 10 個、パラペットに 3 個、それを 2 測線に設置し、その平均波圧時系列を個々の波圧計の分担幅を乗じて積分する方法で算出した。衝撃波力の発生を捉えるには可能な限り高周波数のサンプリングが望ましいものの、1000Hz の波圧波形との比較から、衝撃波力が十分捉えられることを確認した 200Hz で波圧時系列を測定した。

水位時系列は実験目的に応じて容量式波高計を適切に配置し 20Hz で測定した(図-1)。

3. 水理模型実験の結果と考察

(1) 最適断面形状検討実験

ここでは表-1 の条件で実験を実施し、最適断面形状を検討する。

a) 衝撃波力確認実験

検討対象とした堤体はケーソンと上部工のみで、パラペット、消波工が無い断面である。図-2 に水平波力最大時を含む水平波力の波形時系列、および同時波圧分布(点線は合田波圧分布¹⁾)の結果を示す。波力時系列では衝撃波力と思われるスパイク状の波形が発生し、合田波圧分布を超えた波圧分布となり、特に静水面上で波圧が最大となるトップヘヴィな波圧分布を確認した。通常の混成堤であれば、衝撃力はマウンドである程度吸収されるものの、今回の断面は完全固定しているため、衝撃力がそのまま波力として観測されたためと考えられる。

b) 衝撃波力緩和実験

前節で確認された衝撃波力の緩和を目的とした消波工と、越波流量の低減を目的としたパラペットの設置を検討した。パラペットは図-3 の前面パラペットと後退パラペットとし、前面に消波ブロックを設置した。図-2 右に前面パラペット断面の堤体前面の波圧分布を示すが、いずれのパラペット断面も静水面以下の波圧分布が合田波圧分布にほぼ等しくなった。後退パラペットは堤体前面とパラペットに作用する水平波力に時間差があるため、水平波力合力が前面パラペットの値と比較して 1 割程度小さくなったものの、パラペット部に衝撃波力が発生するケースが確認された。さらに、パラペット波力作用位置が後部に移るため、着底式護岸形式の設計条件でクリティカルになる転倒モーメントも増大した。

パラペットの位置と高さを変更して越波流量への影響を確認したところ、後退パラペットの方が越波流量を低減でき、前面パラペット高 4.5m と後退パラペット高 3.5m がほぼ同程度の越波流量となった(図-4)。そのため、前面パラペットで越波流量を低減させるためには、より高くする必要があり、その結果、消波ブロックが増大することとなる。

以上より、前面パラペットは消波工コスト、越波量において不利となり、後退パラペットは越波量が小さいものの、衝撃波力の作用、転倒モーメントの増加が課題となった。

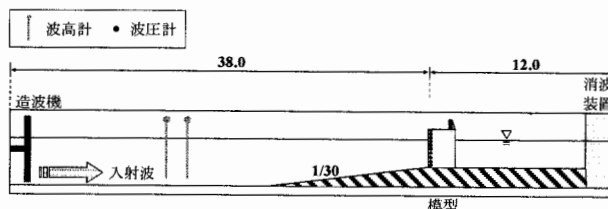


図-1 水理模型実験の概念図 (単位: m)

表-1 水理模型実験条件(現地スケール)

目的	最適断面形状	人工リーフ断面形状
縮尺	1/60.0	1/58.1
波浪条件	$H_0'=9.4\text{m}, T_0=12.8\text{s}$ (30年確率)	$H_0'=6.6\text{m}, T_0=11.5\text{s}$ (10年確率) $H_0'=9.4\text{m}, T_0=12.8\text{s}$ (30年確率) $H_0'=11.3\text{m}, T_0=14.0\text{s}$ (100年確率) $H_0'=13.7\text{m}, T_0=15.5\text{s}$ (耐力検討)
海底面	T.P.-15.0m	
潮位	T.P.+0.46m	T.P.+0.46 m, 1.1 m, 1.3m
人工リーフ	なし	天端: T.P.-8m, -10m 長さ: 60m, 100m, 120m
ケーソン形状	上部工天端: T.P.+6.5m ケーソン下端: T.P.-13.0m	

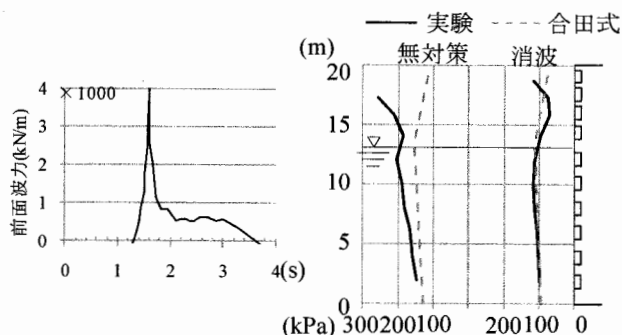


図-2 水平波力最大時の波形および同時波圧分布

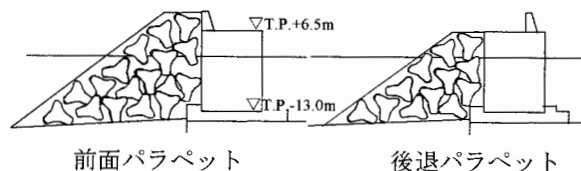


図-3 衝撃波力緩和実験断面

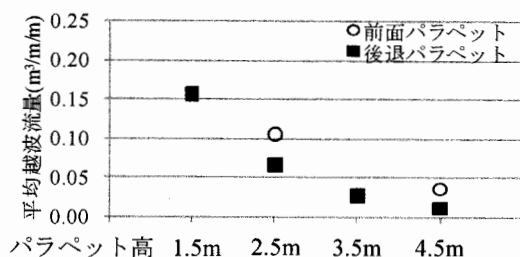


図-4 パラペット高と平均越波流量の比較

c) 後退パラペット波力低減対策

前節で課題が明らかになった後退パラペットの波力低減策として、図-5の3断面を検討した。A断面は前面パラペット付加案であり、前面パラペットに波力分担を期待している。B断面は上部工に消波ブロックを2層設置することで越波した波のエネルギー減衰を期待している。C断面はスリット付加案であり、前面に開口率を持ったスリットを設置することで波力の分散を期待している。なお、事前のCADMAS-SURF²⁾を用いた数値解析結果から、越波流量、後退パラペット波力を総合的に判断して、C断面のスリット開口率を50%とした。

図-6に対策なしと各対策工の実験から得られた平均越波流量、後退パラペット波力の結果を示す。対策なしと比較して、B断面の流量は2倍程度に増加しているが、これは、上部工の上の消波工内部の水位が平均的に上昇し、越波量が増える効果が表れたためである。A、C断面の流量は対策なしとほぼ同程度であった。

後退パラペット波力は、いずれの対策工も対策なしと比較すると半分程度に低減でき、最大転倒モーメントは前面波力作用時となったが、それぞれの断面の波力特性は異なる。A断面は前面構造が越波を防ぐことにより前面水位が上昇し、堤体前面波力が増大している。B断面は前面水平波力合力を増大させることはないが、上部工上のブロックに作用する波力の反力として、ケーソンとの水平摩擦力、後退パラペットへの寄りかかり荷重が危惧される。C断面は開口部があるため前面部の水位上昇が発生せず、B断面と同様に後退パラペット波力を低減できた。

設計条件でクリティカルとなる転倒モーメントを低減させるためには、後退パラペット波力を低減させるとともに、前面波力合力の増大が少ない構造が望ましい。さらにドライアップ時の安全性確保のために越波流量も低減できることが望まれる。以上の検討から、この要求を満たす断面としてC断面を採用した。

(2) 最適人工リーフ形状検討実験

ここでは表-1の条件で実験を実施し、最適人工リーフ形状を検討する。

a) 人工リーフによる波浪変形に関する実験

海底勾配に人工リーフのみ設置した断面条件で、沖から波を入射させることにより、人工リーフ上の通過波の変形を確認した。図-7はリーフ長120m、リーフ天端水深8mのリーフ上の波浪変形を、約30cm間隔に設置した波高計で測定した結果である。リーフエッジで碎波した波がリーフ上で急激に減衰した結果、リーフ外と護岸設置位置との波高比は、10年確率波は0.70、耐力検討波は0.59となった。人工リーフ形状による波高比の相違をまとめた表-2から、リーフ天端が浅く、リーフ長が長いほど消波効果が高まることが確認でき、これは既往の研究と一致する傾向である³⁾。

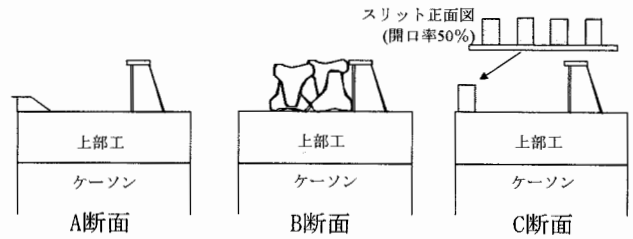


図-5 後退パラペット波力低減対策

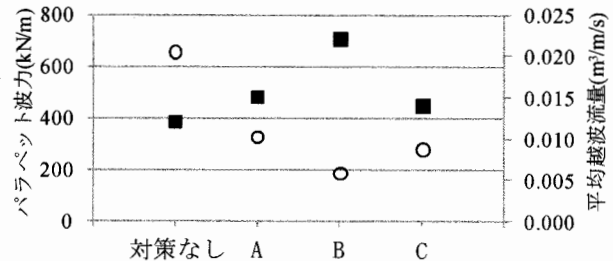


図-6 パラペット波力(○)、越波流量(■)の比較

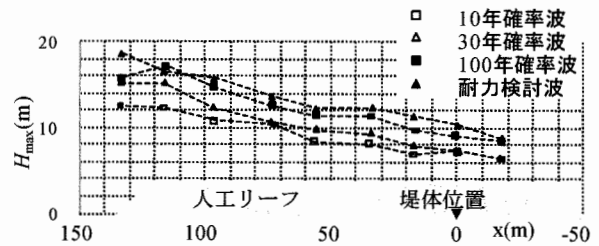


図-7 人工リーフによる波浪低減効果
(L=120m, 天端水深8m)

表-2 人工リーフ形状による波浪低減効果の影響

長さ(m)	60	100	120	100	120
水深(m)	8			10	
10年	0.89	0.85	0.70	0.89	0.80
30年	0.78	0.68	0.56	0.75	0.65
100年	0.84	0.69	0.61	0.80	0.68
耐力	0.84	0.70	0.59	0.79	0.69

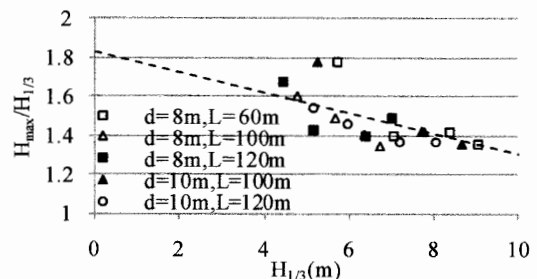


図-8 堤前位置における $H_{1/3}$ と $H_{max}/H_{1/3}$ の関係

また、護岸の設計波力算定には護岸位置の最高波高 H_{max} を精度良く求めることが必要となる。リーフ上は碎波帯となるためばらつきが大きいものの、堤体位置に限定すれば、図-8の実験結果を包絡するように式(1)を設定することで H_{max} を算定することが可能となる。

$$(H_{max}/H_{1/3}) = -0.0517(H_{1/3}) + 1.8242 \quad (1)$$

b) 人工リーフによる波力低減に関する実験

消波工、スリットを有する護岸前面に人工リーフを設置した断面に作用する波力を測定した。図-9に実験の概念図を示す。

図-10 はリーフ形状の変化による前面波力の変化を示しており、図中の点線は消波工、スリットを有する護岸前面で人工リーフがない場合の30年確率波の前面波力値を示している。いずれの人工リーフの断面でも、30年確率波の波力が低減していることが確認できる。また、人工リーフの天端が浅く、リーフ長が長い方が前面波力は小さくなっている。これは(2) a) で得られたようにリーフによる波浪低減効果が大きいためである。

なお、人工リーフは発電所建設に伴い発生する建設ズリで構築することを計画していた。そのため、今回の実験結果と、建設ズリの発生計画量を総合的に判断して、現地的人工リーフは30年確率波の波力の低減率が8割程度となる長さ120m、天端水深8mとした。

(3) 設計波圧公式の導入

ここでは、前節までの実験結果から得られた護岸形状、人工リーフ形状における波力特性を詳細に検討する。

合田式においてはマウンド前肩幅が十分に長い場合にはそれを海底地形の一部と考え、マウンド前肩幅が法尻水深における波長の1/2より長い場合には、計算に用いる波高及び波長ともにマウンド上端からの水深における値を用いることとされている¹⁾。人工リーフ長120mは表-1の検討対象波の最長周期15.5秒の波長(人工リーフ法尻水深23mにおいて217m程度)の1/2より長いいため、今回の検討において合田式を用いる場合には人工リーフを海底地形の一部と見なした。

図-11 は前面波力最大時の同時波圧分布の実験値と、(2) a) で得られた堤体位置の H_{max} を使用し、消波工による低減率を0.8として算出した合田式を示している。合田式は静水面付近が最大の分布をしているのに対し、実験では波圧最大値が静水面より上のトップヘビィとなり、合田式を上回る波力を観測している。これは、人工リーフによる波浪変形や、護岸を海底に固定しているため捨石マウンドによる衝撃力吸収できないことが影響した結果、衝撃波力が発生し、トップヘビィな波圧分布となったことや、合田式は碎波圧を評価対象としているため衝撃波力が発生する条件では過小な値を与えたためと考えられる。よって、護岸の設計にはこの波力特性を的確に評価できる波圧評価式が必要となる。

そこで、人工リーフ上の波高と護岸作用波力の関係から、波圧分布と波力算定式を図-12、式(2)～式(8)のように仮定した。波圧分布は、実験の結果トップヘビィなものであったため、ケーソン天端が最大となる台形分布で与え、底面から天端までの波圧の鉛直勾配は合田式に倣って $\cosh(2\pi h/L)$ とした。

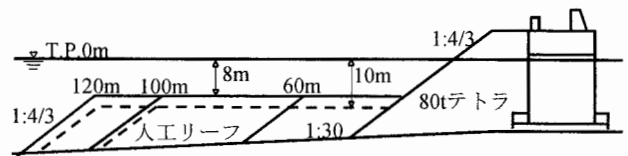


図-9 人工リーフ検討形状

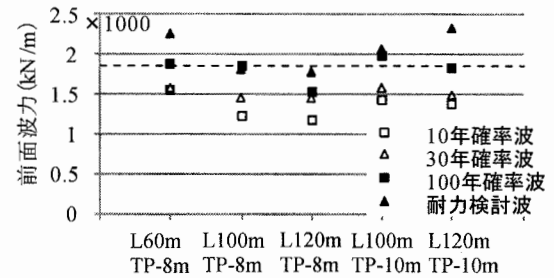


図-10 人工リーフによる波力低減効果

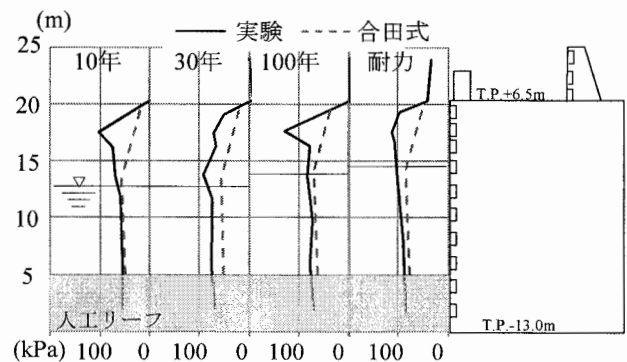


図-11 前面波力最大時の同時波圧分布

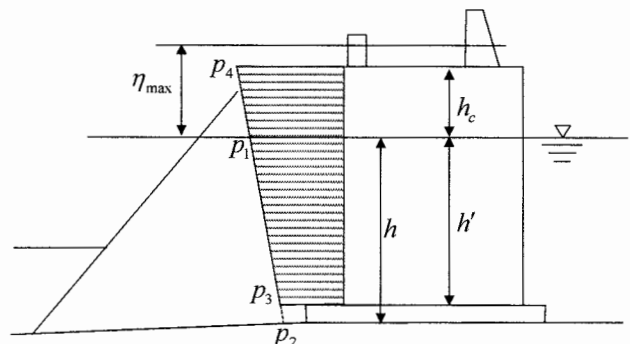


図-12 設計波圧公式概念図

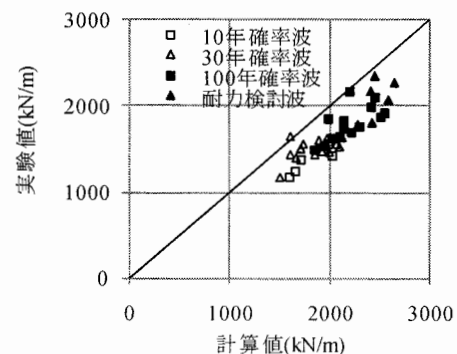


図-13 前面波力の計算値と実験値との比較

$$p_1 = \alpha_f \times \rho g \times H_{\max} \quad (2)$$

$$p_2 = p_1 / \cosh(2\pi h/L) \quad (3)$$

$$p_3 = \alpha_3 \times p_1 \quad (4)$$

$$p_4 = \alpha_4 \times p_1 \quad (5)$$

$$\alpha_3 = 1 - h'/h \{1 - 1/\cosh(2\pi h/L)\} \quad (6)$$

$$\alpha_4 = 1 + h_c/h \{1 - 1/\cosh(2\pi h/L)\} \quad (7)$$

$$\eta_{\max} = 1.5 \times \lambda \times H_{\max} \quad (8)$$

ここで、 p_1 ：静水面における波圧強度、 p_2 ：海底面における波圧強度、 p_3 ：直立壁底面における波圧強度、 p_4 ：直立壁天端における波圧強度、 h ：直立壁前面における水深、 h' ：直立壁底面の水深、 ρg ：海水の単位体積重量、 $H_{\max}$ ：設計計算に用いる波高、 L ：水深 h における波長、 λ ：消波工による効果(=0.8)、 h_c ：水位上昇を考慮した静水面からパラペット下端までの高さである。

α_f は設計波圧公式の計算値が実験値を包絡するように 1.2 とした結果、設計波圧公式は平均的に 3 割程度安全側の評価となった(図-13)。

4. 現地観測の結果と考察

現地では実験結果を踏まえ、護岸前面の水深 23m 付近に天端水深 8m の人工リーフ(岸沖方向 120m、沿岸方向 150m)を建設した。現地観測は高さ 24m の護岸に約 2m 間隔で 11 個の波圧計(0.05 秒間隔)を A 点、B 点の 2 測線に設置し、2008 年 12 月～2009 年 2 月の冬季高波浪時の波圧を観測した。また、実験と同様に個々の波圧計の分担幅を乗じて積分する方法で波力を算出した。なお、12 月～1 月まではリーフ内外に 4 台、2 月はリーフ内外に 8 台の超音波式波高計(0.5 秒間隔)を設置して、波浪観測も行った(図-14)。

(1) 現地観測結果

2009 年 1 月 8 日～1 月 28 日に観測された P1 の波浪統計値と 20 分毎の最大前面波力を図-15 に示す。最大波高は 1 月 23 日 19 時に観測され、1 年確率波($H_0'=5.3\text{m}$, $T_0=10.5\text{s}$)程度であった。B 点より A 点の前面波力の方が大きいのは、人工リーフ東端からの屈折波が A 点に集中したためと考えられる。なお、この時の波向きは NNW であったが、波向きが NNE になると B 点の波力の方が大きくなる傾向が得られており、リーフによる平面的な波浪変形による護岸波力への影響が確認された。

図-16 は最大波力を観測した時の前面波力の時系列であるが、最大前面波力(996.4kN/m)は他の時刻と比較して突出している。この期間中は、波高計を毎正時観測していたため、最大波力を観測した波を波高計でとらえることはできなかった。参考までに図-17 に同時刻付近の P1 で観測された水位時系列を示すが、来襲した高波浪は波群性を有し、その波群に他の波と比較して突出した高波が含まれている

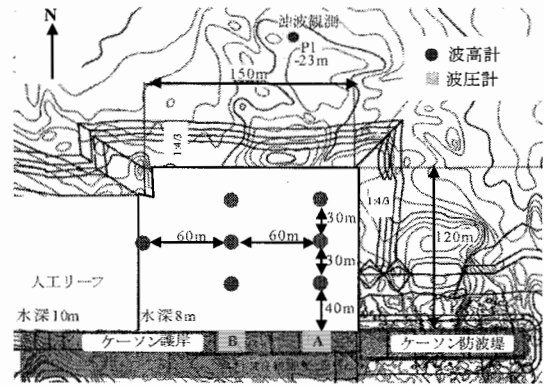


図-14 観測機器設置位置図

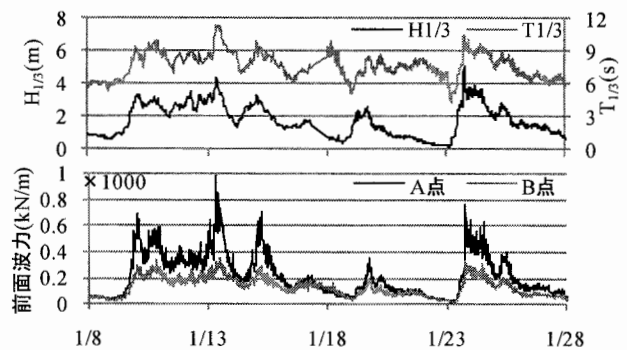


図-15 観測波浪・前面波力時系列
(2009年1月8日～1月28日)

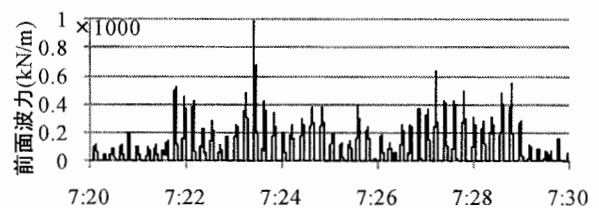


図-16 A点前面波力時系列
(2009年1月13日7時20分～7時30分)

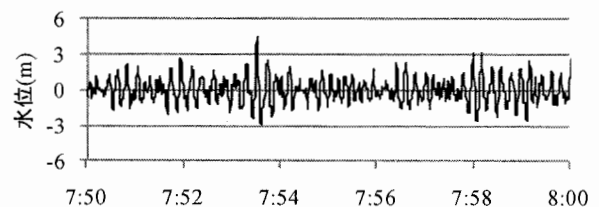


図-17 P1観測水位時系列
(2009年1月13日7時50分～8時00分)

ことが分かる。つまり、この波群に含まれる高波が最大前面波力を引き起こしたことが考えられるのに加え、田島ら⁴⁾が指摘している様に波群に伴う長周期変動も前面波力に影響していることも考えられる。

図-15 の期間中に観測された前面波力上位 5 位を表-3 に示すが、最大波高が観測された 1 月 23 日の第 3 位を除くと 1 月 13 日に観測されている。この

ことから護岸への作用波力は沖波の有義波高・有義波周期のみならず、高波を含む波群の性質なども影響していることが考えられる。

(2) 設計波圧公式の現地への適用性

最大波力観測時の波力時系列と、波圧分布を図-18に示す。波力時系列には他の波力と比較して300kN/m程度の衝撃波力が確認でき、同時波圧分布には静水面以上の箇所でも合田式より大きな波圧が作用している。また、合田式は波圧を安全側に評価することが指摘されているが、静水面以下の観測された波圧分布は合田式にほぼ等しい。つまり、通常の合田式が想定しているより大きな波力が作用していることが考えられ、これは護岸が海底に固定されていることにより衝撃波力が発生したためと考えられる。

一方で、実験から求めた波力算定式は観測波圧分布と比較して静水面付近で4割程度過大評価している。これは、今回観測された波が1年確率波程度で想定波浪条件より小さく、トップヘブイの傾向が顕著で無かったことに加え、波圧算定式が有する3割程度の安全率が影響しているためである。その結果、合田式より大きな波力が観測されたものの、設計波圧公式が有する安全しろにより設計結果の安全性には余裕があることを確認した。

4. おわりに

止水性護岸の衝撃波力を含む波力の緩和と越波流量の低減を可能とする護岸形状と、6～7割程度の波高低減率を有する人工リーフ形状を水理模型実験から決定した。また、水理模型実験から人工リーフにより波力が8割程度に低減できるものの合田波圧を上回る波力の作用が確認されたため、設計波圧公式を新たに導入して護岸の設計を行った。

現地観測でも合田式を上回る波力が観測されたものの、設計波圧公式で設計された護岸の安全性には余裕があることを確認した。しかし、現地での人工リーフによる波浪変形、波群性、長周期変動などの波力へ影響解明が今後の課題である。

表-3 現地観測の前面波力と観測波(P1)

順位	観測時間	前面波力	$H_{1/3}$	$T_{1/3}$
		kN/m	m	s
1	1/13 07:20	990.0	3.62	10.3
2	1/13 10:20	852.0	4.11	11.1
3	1/23 18:20	760.7	4.44	10.4
4	1/13 12:20	742.3	3.42	10.8
5	1/13 09:20	741.0	4.40	11.4

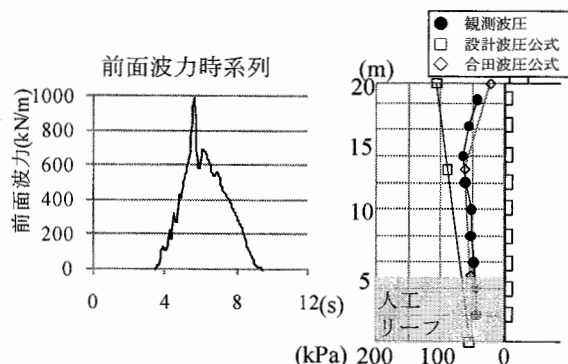


図-18 最大波圧観測時の時系列・同時波圧分布

謝辞：五洋・東亜・鹿島・東洋・森本JV 島根護岸工事事務所の方々には、現地観測において多大な御協力を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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，2007.
- 2) 沿岸開発技術研究センター：数値波動水路（CADMAS-SURF）の研究・開発，296P，沿岸開発技術ライブラリー，No. 12，2001.
- 3) 宇多高明，小俣篤，横山揚久：人工リーフの機能と設計法，土木研究所資料，第2696号，p79，1988.
- 4) 田島芳満，石指裕章，佐藤慎司：地形急変部周辺における長周期変動を伴う波・流れの局所集中機構，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. B2-65，No. 1，pp. 211-215，2009.