

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE  
OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1270      June 2013

うねり性波浪による越波災害の発生過程の推定とその対策

平山 克也  
加島 寛章

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. はじめに .....	4
2. 最近の高波災害事例とその類型化 .....	4
2.1 最近の高波災害事例 .....	4
2.2 海岸・港湾施設の高波災害の類型化 .....	7
3. うねり性波浪の出現特性とその対策 .....	9
3.1 観測資料による確率波高の変化 .....	9
3.2 うねり性波浪の諸元・波浪変形特性 .....	9
3.3 うねり性波浪に対する減災対策の検討事例 .....	17
4. 海岸護岸における簡易な越波浸水対策の提案 .....	22
4.1 室津港海岸における護岸越波量の推定とその検証 .....	22
4.2 久里浜港海岸における簡易な越波浸水対策の検討 .....	28
4.3 モデル海岸における波返し工の効果に関する考察 .....	35
5. まとめ .....	37
6. おわりに .....	38
謝辞 .....	39
参考文献 .....	39
記号表 .....	40

# **Mechanism and Countermeasures for Recent Wave Overtopping Disasters for Long Period Swell**

**Katsuya HIRAYAMA \***

**Hiroaki KASHIMA \*\***

## **Synopsis**

Recently, coastal disasters seem to increase due to storm waves exceeding the design wave for Japanese port's and coastal facilities. However, it is still difficult to conclude the reason why such high waves occur with the long-term trend of climate change or the accidental occurrence in statistics. In this study, the recent wave overtopping disasters for long period swell are focused because almost all recent storm disasters are categorized into them, and their mechanism are investigated in order to suggest some countermeasures.

The characteristics of wave transformation in shallow water for the long period swells, the occurrence probability of them should be distinguished from one of wind waves focusing their wave height, are discussed with the results of model experiments and numerical simulations and some countermeasures for wave overtopping of the long period swells are suggested. The Boussinesq model equipped the wave overtopping model are improved to estimate the distribution of wave overtopping volume in space and time along shoreline and expanded to evaluate the inundation with the drain model. It is confirmed that the model can present that the temporary mounds installed behind the revetments make wave overtopping volume pile up and the drainages equipped in the revetments discharge the stagnant water into the sea.

**Key Words:** Long period swell, Abnormal wave, Wave overtopping, Boussinesq model

---

\* Head, Wave Group, Coastal and Ocean Engineering Field  
\*\* Researcher, Wave Group, Coastal and Ocean Engineering Field  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan  
Phone : +81-46-844-5042 Fax : +81-46-841-3888 e-mail: hirayama@pari.go.jp

# うねり性波浪による越波災害の発生過程の推定とその対策

平山 克也\*・加島 寛章\*\*

## 要 旨

地球温暖化に伴う台風の大型化により、今後、高潮偏差や波の大きさが増加し、海岸堤防において現在想定されている設計外力を超過する可能性が危惧されている。しかし、近年各地で観測される設計値を超える波高の出現要因がこのような長期トレンドの変化によるものなのか、それとも統計上の偶発性によるものなのかは、未だ議論の分かれるところである。一方、平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では性能設計における作用に偶発波浪が盛り込まれ、偶発対応施設にあっては、背後地の人命と資産の安全性を確保するとともに、速やかな復旧を可能とする修復性を満足する設計が求められている。しかしながら、最近の高波災害にみられる設計を超える高波の捉え方及び取り扱いについて、統一的な見解は未だ示されていない。

そこで本研究では、作用外力と具体的な被害状況に着目して最近の高波災害を類型化し、その多くがうねり性波浪による越波災害として特徴づけられることから、その発生過程の推定と対策検討を行うとともに、現行の設計体系にこれらを位置づけることを試みた。すなわち、このようなうねり性波浪の発生確率は波高のみに着目した従来の風波とは区別して考える必要があること、及びその波浪変形特性を踏まえ考え得る越波対策工のイメージを提示した。また、越波災害は沿岸方向に空間的に発生することが多いことに鑑み、これを直接算定できる越波モデルを備えたブシネスクモデルを開発し、この現地適用性について検証した。さらに、既設護岸への簡易な越波対策工として提案する土嚢仮設堤を取り上げ、新たに開発した平面2次元越波浸水・排水計算モデルを用いて、うねり性波浪の波浪変形特性とともに面的な越波浸水・排水過程を再現し、護岸施設の安全性と修復性の観点からその効果を検証した。その結果、土嚢仮設堤により護岸背後に創出された遊水池は、短時間越波量の増加が顕著なうねり性波浪による越波を時空間的に平滑化させ、浸水開始時刻の遅延等による浸水被害の軽減効果が期待されることを確認した。

キーワード：うねり性波浪，偶発波浪，越波，ブシネスクモデル

---

\* 海洋研究領域波浪研究チーム チームリーダー

\*\* 海洋研究領域波浪研究チーム 研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5042 Fax：046-841-3888 e-mail:hirayama@pari.go.jp

## 1. はじめに

地球温暖化に伴う台風の大型化により、今後、高潮偏差や波の大きさが増加し、海岸堤防において現在想定されている設計外力を超過する可能性が危惧されている。

しかし、近年各地で観測される設計値を超える波高の出現要因がこのような長期トレンドの変化によるものなのか、それとも統計上の偶発性によるものなのかは、未だ議論の分かれるところである。前者については、長期的な気候変動に基づく波候変化の数値シミュレーションによって予測が試みられているところであり、後者については、NOWPHAS波浪観測によって長いところでは40年以上にわたって蓄積された波浪データを活用した検討が開始されつつある。

さらに、設計上重要となる最高波高 ( $H_{\max}$ ) の出現特性については、レーリー分布に従う不規則波の波高分布においても、擾乱(高波)の継続時間が長い(波数が多い)ほど、有義波高( $H_{1/3}$ )との比( $H_{\max}/H_{1/3}$ )の期待値が1.8を超える出現頻度が大きくなることが知られている。なお、高波のうちこの比が2.0を超える場合には、特にFreak Wave(極大波)と呼ばれている。

一方、平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では性能設計における作用に偶発波浪が盛り込まれ、偶発対応施設にあっては、背後地の人命と資産の安全性を確保するとともに、速やかな復旧を可能とする修復性を満足する設計が求められている。しかしながら、最近の高波災害にみられる設計を超える高波の捉え方及び取り扱いについて、統一的な見解は未だ示されていない。また、偶発作用のしきい値とされる年超過確率0.01程度以下(偶発波浪にあっては再現期間100年程度以上)は便宜的に定められたものであり、さらに偶発対応施設の具体的な設計方法も、現状では未だ十分に示されていない。

そこで本研究では、作用外力と具体的な被害状況に着目して最近の高波災害を類型化し、その多くが非常に周期の長いうねり性波浪による越波災害として特徴づけられることから、その発生過程の推定と対策検討を行うとともに、現行の設計体系にこれらを位置づけることを試みた。すなわち、このよううねり性波浪の発生確率は波高のみに着目した従来の風波とは区別して考える必要があること、及びその波浪変形特性を踏まえ考え得る越波対策工のイメージを提示した。また、越波災害は沿岸方向に空間的に発生することが多いことに鑑み、これを直接算定できる越波モデルを備えたビジネスモデルを開発し、この現地適用性について検証した。さらに、既

設護岸への簡易な越波対策工として提案する土嚢仮設堤を取り上げ、新たに開発した平面2次元越波浸水・排水計算モデルを用いて、うねり性波浪の変形特性とともに面的な越波浸水・排水過程を再現し、護岸施設の安全性と修復性の観点からその効果を検証した。

## 2. 最近の高波災害事例とその類型化

著者らはこれまで、高波災害の現地調査やその被災原因の究明を通じて多くの事例に接するとともに、作用外力に着目してそれらの類型化を行ってきた。そこで本章では、これらの概要を紹介しながら、これらのなかには非常に周期の長いうねり性波浪による越波災害として捉えるべき被災事例が多く含まれていることを示す。

ここで、周期による海の波の分類について、本論文では次のように整理する。まず、周期30sをしきい値として、周期30s未満の波を「波浪」、周期30s以上300s未満の波を「長周期波」と呼ぶ。また、波浪について、周期10~15s程度未満の波を「風波」、周期10~15s以上30s未満で波形勾配の小さい波を「うねり」または「うねり性波浪」と呼び、さらに、周期14s程度以上のものを特に「周期の長いうねり」と呼ぶ。このように、特に風波とうねりについて、周期に着目して両者を明確に区別することは難しい。なお、うねりは風波が風域を出て進行する波であるが、最も長い周期は通常20s程度である。

### 2.1 最近の高波災害事例

近年の大規模な高潮・高波災害の例としては、1999年の台風9918号、2004年の合計10個の台風上陸、2005年から2008年にかけての台風、低気圧による周期が非常に長い波の来襲などが挙げられる。

このうち台風9918号による大規模な浸水被害を伴う施設被害は、八代海及び周防灘沿岸に集中し、海岸堤防・護岸のパラペット部崩壊が主な被災形態であった(高橋ら、2000)。一方、多くの被災パターンが出現した2004年の台風災害は非常に稀な現象であった(平山ら、2005a)。さらに、2006年9月には、太平洋東部で発生したハリケーンが太平洋を横断して台風となり、関東北部の太平洋岸から北海道南岸にかけて高波が来襲した。また、2008年2月には寄り回り波が富山湾沿岸に来襲し、各地で施設被害や越波災害をもたらした(平石ら、2008)。

#### (1) 2004年高波災害の特徴

2004年は西日本を中心に、合計10個の台風が上陸し、多くの地点で甚大な高潮および高波による被災をもたらした。なかでも台風0416、0418及び0423号は上陸時の

勢力が観測史上最大級に相当し、広い範囲で市街地浸水、護岸・堤防の破壊、防波堤滑動などの災害を発生させた。このうち、平山ら（2005b）は、高潮発生の有無に関わらず、これらの台風による高波に起因すると考えられる港湾・海岸構造物の被災パターンに着目し、以下のような特徴を示した。なお、台風 0416 号及び台風 0418 号では、西日本および北海道で既往最大値を更新する波高が観測され、台風 0423 号では四国南岸の室津港沖で当時の NOWPHAS 観測史上最大となる有義波高値が観測された。代表的な高波災害の例を図-2.1 及び以下に示す。

a) 宮崎港

宮崎港では、台風 0416 号通過後に南防波堤堤頭においてケーソン壁の損傷、中詰砂の流出が確認されるとともに、堤体前面の消波ブロック破損や沈下が生じた。被災時の波浪状況は潮位 D.L.+0.60m、沖波波高 11.05m であり設計波よりは小さかったが、堤頭部は施工途中であったため、最先端部のケーソンには消波工による巻止めが行われていない状態であった。一方、ブシネスクモデル（平山，2002）による波浪変形計算で得られた、ケーソン側壁が損傷した堤頭部周辺の有義波高分布によれば、堤頭部付近で波高増大がみられ、特に直立壁となっている防波堤先端部では最大で有義波高 14m に達している。

b) 神戸港

神戸港沖の廃棄物埋立処分場では、台風 0416 号による高波で西側護岸の全長及び南側護岸の遮水工が被災し、応急復旧中に来襲した台風 0418 号による高波で被害がさらに拡大した。台風 0416 号来襲時に神戸港沖で観測された波高は、神戸沖合の埋立護岸（南側完成断面）に対する設計波（50 年確率波高：3.7m，周期：7.4s）よりも小さく、越波に対しては十分な安全性を有していたと考えられる。しかし、上部パラペットの安定計算及び消波工天端の設定には、被災時潮位よりも 1m 低い H.W.L.が採用されており、水面が消波工天端高より上昇した場合には、衝撃砕波力が作用する可能性が高くなる。したがって、作用波が設計波より小さいにも係わらず、護岸被災が生じたものと思われる。一方、西側護岸（暫定断面は 10 年確率波高：2.9m，周期：6.7s で設計）は、外側へ押し出されるように被災していることから、高潮によって裏込め層内の水位が上昇したことが、何らかの影響を及ぼしている可能性がある。

c) 函館港

台風 0418 号は、函館市付近では 75km/h（約 21m/s）という高速で北東に進んだため、台風進路の東側に当たる道内各地では猛烈な強風が吹き荒れ、8 日 7:45 には函館

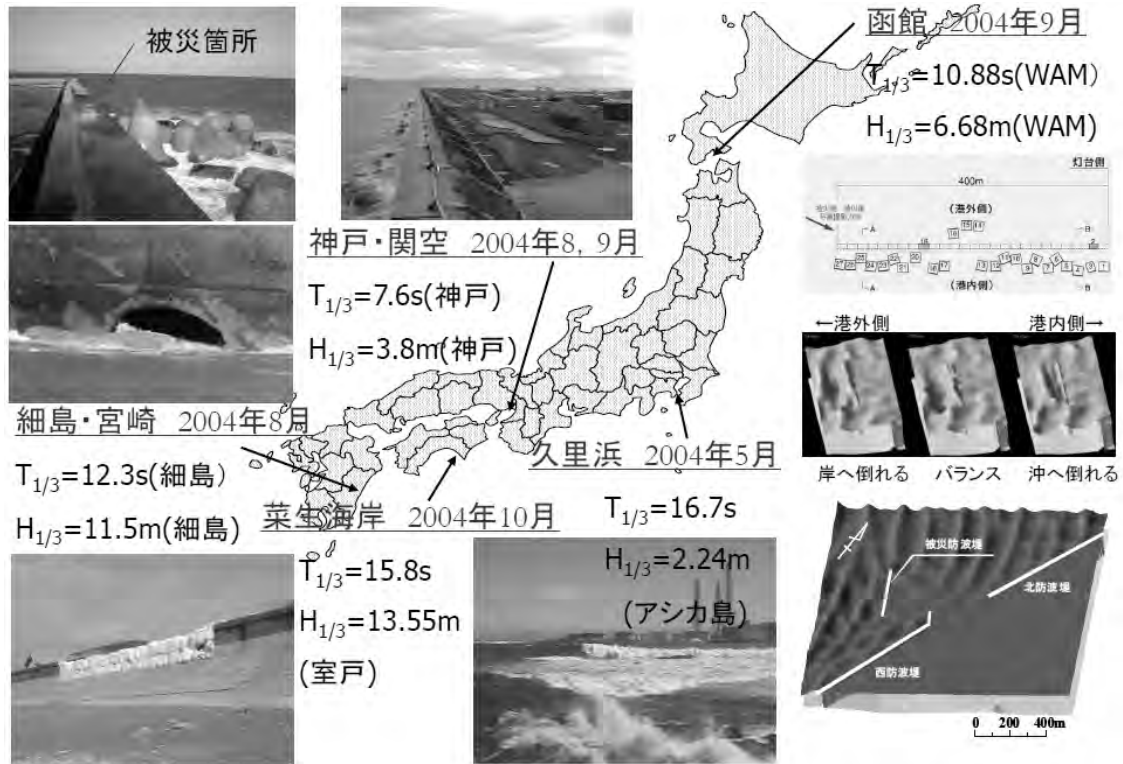


図-2.1 2004年に発生した主な高波災害

市で瞬間最大風速 41.5m/s (風向 SSW) を観測した。この台風に伴う高波浪により、函館港では沖合の島防波堤 (全長 400m) がケーソン 2 函だけを残し 370m 以上にわたって転倒した。その被災状況は多様で、台風来襲時に複雑な波浪外力が作用したものと考えられる。

そこで、越波を考慮したブシネスクモデル(平山・平石, 2005) による波浪変形計算を実施し、島防波堤に作用した波浪外力の推定を試みた。なお、作用波の沖波諸元は、WAM による波浪推算結果(橋本ら, 2005) を参考に函館港のピーク波浪時 ( $H_{1/3}=6.68\text{m}$ ,  $T_{1/3}=10.88\text{s}$ , 波向 SW) とした。函館港島防波堤周辺における水面波形のスナップショットをみると、西防波堤及び北防波堤の前面では、沖からの入射波と壁面での反射波が重畳し三角波が形成されていることがわかる。また、沖波の主波向に対してほぼ垂直な法線を有する島防波堤に西防波堤からの反射波が横から作用し、さらに前面では、沖からの入射波と壁面からの反射波による重複波形が形成されている。この場合、これらの水面波形の位相関係により、島防波堤前後で大きな水位差が生じる場所が局所的に現れることが確認されている(平山, 2007)。したがって、堤体幅の狭いスレンダーなケーソンでは、転倒モーメントが作用しやすい状況にあったと考えられる。

d) 菜生海岸

高知県室戸市の菜生海岸では 20 日 3:00 頃、台風 0423 号の来襲に伴う高波により堤防延長 100m にわたって越波が生じ、そのうち 30m では上部工およびパラペットが倒壊した。堤防の完成は 1967 年であり設計沖波は波高: 14.8m, 周期: 16.3s, 波向: SW であった。なお、当時の被災調査では、長期間の供用により、もたれ式護岸の裏込め材が吸出し等により沈下し、波たたき床版との間に空洞が生じていたことなどが明らかになっている。

このとき、沖合 1.5km の NOWPHAS 地点で観測された来襲波は有義波高 13.55m, 周期 15.8s, 観測潮位は D.L.+5.08m であり、風向等から推測される波向は SSW であった。なお、この高波浪は遠方で発生したうねりと台風の来襲に伴う風波が重畳したものであることが指摘されている(永井・里見, 2005)。また、前述のブシネスクモデルによる波浪変形計算では、海底地形上の屈折変形によって多方向波が次第に一方向化し、ちょうど被災箇所に向かって波が海岸を遡上していく様子が確認されている。

一方、隣接する室戸岬漁港の護岸でも越波の痕跡が確認され、さらに荷揚場では、護岸裏込めから作用した揚圧力によるものと思われる床版の浮き上がりや破壊が生じていた。

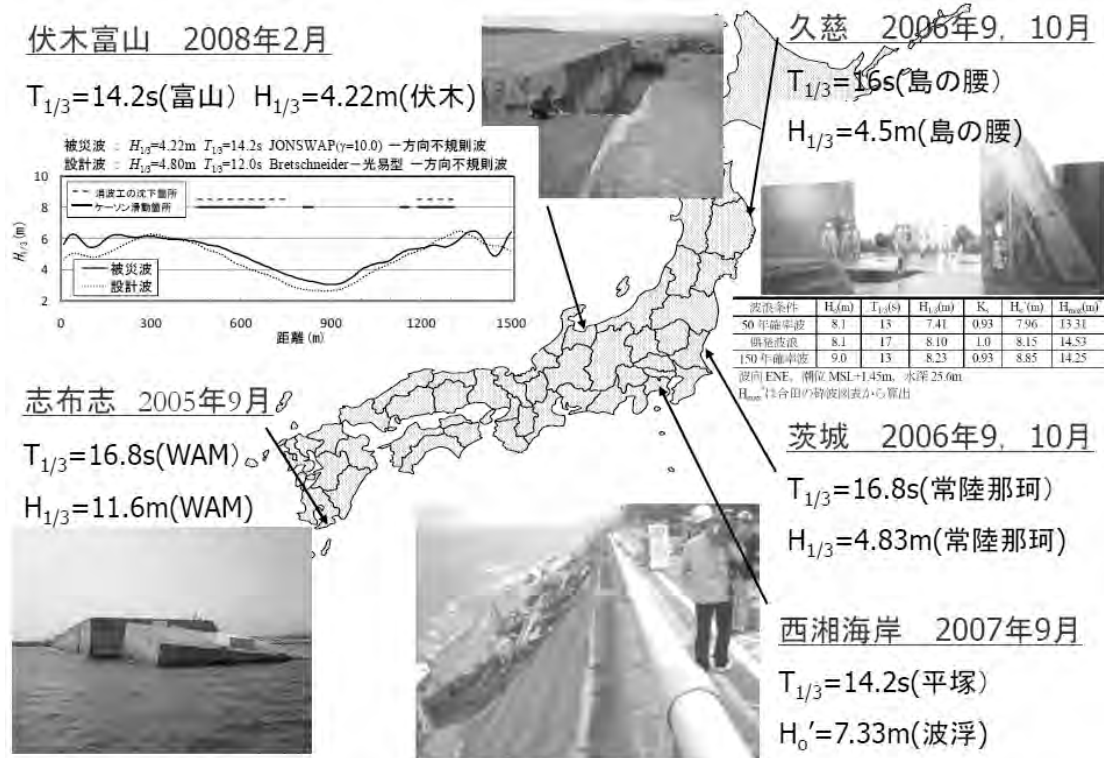


図-2.2 周期の長いうねりにより発生した高波災害

#### e) 久里浜湾

東京湾口に面した久里浜湾では、台風 0402 号が関東地方のはるか沖を通過した後、晴天時にもかかわらず、21 日 12:00 を境に急に長周期のうねりが来襲し、漁船が転覆する事故が発生した。このとき、久里浜湾口のアシカ島（水深 21.7m）で観測されたピーク時（21 日 14:00）の波浪諸元は有義波高  $H_{1/3}=2.24\text{m}$ 、有義波周期  $T_{1/3}=16.1\text{s}$  であった。

#### (2) 長周期のうねりによる高波災害の特徴

平石ら（2008）は、近年の被害事例として、①岩手県久慈港半崎地区護岸及び沖防波堤（2006年9,10月）、②神奈川県湘南海岸の道路護岸（2007年9月）、③富山県伏木富山港防波堤及び入善町海岸護岸（2008年2月）に注目し、設計波周期を越える周期の長いうねりが波力増大や平均水位上昇を引き起こし、被災が生じたことを示している。これらの概要を図-2.2及び以下に示す。

#### a) 久慈港

岩手県久慈港では、2006年9月5日に台風 0612 号通過に伴う高波が久慈港半崎地区に来襲し、護岸越波により背後の北日本造船久慈工場が浸水した。また、護岸パラペット部分が 2カ所で倒壊し、消波ブロック等も打ち上げられた。このとき隣接する島の腰漁港では、最大有義波高  $H_{1/3}=4.5\text{m}$ 、 $T_{1/3}=16\text{s}$ （6日0:00）を観測した。

さらに、この直後の 2006年10月には、台風 0616、0617 号崩れの低気圧によって再度被災し、半崎地区護岸だけでなく沖合の津波防波堤北堤のケーソン 2 函の上部工が破壊され、上部斜面堤 1 函が滑動した。このとき近隣の八戸港では、 $H_{1/3}=8.12\text{m}$ 、 $T_{1/3}=12.4\text{s}$  を観測した。被災時の潮位（D.L.+1.61m）は設計潮位（D.L.+0.85m）よりも幾分か高かったものの、被災波は設計波（50 年確率波： $H_{1/3}=7.41\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.0\text{s}$ ）とほぼ等しかった。

一方、前述の台風 12 号に伴う高波の周期は設計周期 12.0s を大きく上回っていた。そこで、上記の設計波、周期のみを長くした長周期うねり、及び波高のみを 150 年確率波相当まで増大させた波浪を想定し、防波堤法線における浅水・砕波変形後の最高波高  $H_{\text{max}}^*$  を合田（1975）による砕波帯内波高の略算式を用いて推定したところ、周期が長くなり波形勾配が小さくなると、波高が大きくても砕波しにくくなるため、長周期うねりの最大波高は 150 年確率波に相当することがわかった。一方、波高だけを増加させた場合には砕波により波高が制限されることがわかった。

#### b) 湘南海岸

神奈川県南部の湘南海岸に位置する西湘バイパスは、2007年9月7日に小田原に上陸した台風 0709 号により

延長 1.1km にわたって被災し、道路地盤を支える重力式擁壁が倒壊・流出した。被災原因の調査と道路復旧方針の検討について助言を行った「西湘バイパス構造物崩落に関する調査検討委員会」では、主な被災の要因として、当初の設計を越える波の来襲に加えて、周期の長い水位変動、海底地形変化による波の集中、海岸の侵食などの複合的な原因が挙げられている。特に、波の周期が長くなると、海底の影響を受けて浅水変形、屈折が始まる水深が深くなるため、波はより沖合から地形の影響を受けるようになる。神奈川県平塚での被災時の観測周期は  $T_{1/3}=14.2\text{s}$  であり、擁壁完成当時に想定されていた波周期  $T_{1/3}=11\text{s}$  を上回るものであった。

#### c) 富山湾沿岸

富山湾沿岸では、2008年2月24日に寄り回り波が発達し、伏木富山港の防波堤 1500m のうち 855m で被災するとともに、海岸の護岸緑地が越波により浸食された。また黒部川河口近くの入善町芦崎地区（下新川海岸）では、海岸堤防（D.L.+5.7m）を越波した水塊が背後に浸水被害をもたらした。このとき、水深 46m の伏木富山 NOWPHAS では、24日14:00に、 $H_{1/3}=4.22\text{m}$ 、 $T_{1/3}=14.2\text{s}$  を観測した。なお水深 20m の富山 NOWPHAS では、既往最大  $H_{1/3}=9.92\text{m}$ 、 $T_{1/3}=16.2\text{s}$  を同時刻に記録している（永井ら、2008）。

伏木富山港に来襲した波浪状況を推定するために、前述のブシネスクモデルを用いて、“あいがめ”と呼ばれる急深な海底谷からなる複雑な海底地形上の波浪変形計算を実施した。計算では、被災時の波向はNEであったと仮定し、JONSWAP型スペクトル（ $\gamma=10$ ）を有する一方向波を水深 100m とした沖側境界で造波した。ここで、 $\gamma$  はピーク増幅率を表し、 $\gamma=1$  のとき、JONSWAP型スペクトルは修正プレットシュナイダー・光易型スペクトルに一致する。このような被災時の波と、設計で想定していた波（設計波： $H_{1/3}=4.80\text{m}$ 、 $T_{1/3}=12.0\text{s}$ ）が作用したときの防波堤前面の波高分布を比較した結果によれば、被災波は入射境界の位置では設計波より小さいが、防波堤に沿った直線（ $5H_{1/3}$  沖合）上では、設計波よりも大きくなるかほぼ同一になっている。したがって、現地調査において被災が確認された場所では、周期が長いために生じる浅水変形と屈折による局所的な波高増大により、設計値よりも作用波高が大きくなったことが被災の一要因になったと推察された。

## 2.2 海岸・港湾施設の高波災害の類型化

平山（2011）は、これらの高波災害による被災状況や発生メカニズムの分析を通じ、作用外力に着目してこれらの類型化を試みた。



表-2.1 波浪特性に着目した海岸・港湾被害の類型化

外力の作用状況				具体的な港湾・海岸被害		
外力	港湾・海岸被害に至る主な要因	その他の要因	今後検討すべき事項	被災場所(時期)	被災内容	
高潮位	設計を超える潮位での波力が作用	衝撃砕波圧の作用	高潮位と高波浪の重畳	神戸港沖埋立護岸(2004/08)	パラベット破壊, 護岸崩壊	
設計波高を超える高波	風波	施工時の設計を超える高波が作用	消波ブロックの沈下	確率波の偶発性	宮崎港(2004/08)	ケーソン壁の損傷
		風波と遠方からのうねりが重畳	海岸侵食による海岸防護機能の低下?	風波とうねりの重畳	菜生海岸(2004/10) 室戸岬漁港(2004/10)	護岸崩壊, 越波, 床版破壊(揚圧力)
	地形の影響による波力集中	粘り強さに欠けた構造形式	近接施設による波の回折・反射	函館港(2004/09) 伏木富山港(2004/10)	ケーソンの転倒, 護岸越波	
				より沖合の海底地形による波浪変形	菜生海岸(2004/10) 久慈港(2006/09) 湘南海岸(2007/09) 下新川海岸(2008/02)	護岸崩壊, 越波・浸水
	うねり性波浪	海岸侵食による海岸防護機能の低下?	末襲波の波群特性, 水位の長周期変動, 及びこれらの重畳	伏木富山港(2008/02)	ケーソンの滑動	
短時間越波量の増大	湘南海岸(2007/09) 下新川海岸(2008/02) 久慈港(2006/09)			護岸崩壊, 越波・浸水		

(1) 被災パターン分類

被災現場の状況と作用波高・潮位を検討して被災パターンを分類した。ただし、被災は複合的な要因で発生していることが多いので、1つの被災事例が2つ以上のパターンに分類されている場合もある。

a) 高潮位に対する波力増大

通常の護岸設計では、越波の算定は高潮偏差を加えた設計潮位を用いることが一般的である。一方、波力の算定では、満潮位に対して適切な再現年を用いた確率波が来襲するものとしている。したがって、パラベットの設計波力は、満潮位に対して設定されている場合が多い(神戸港沖埋立護岸)。しかしながら、重要な施設に対しては、波力計算時の潮位としても高潮偏差を満潮位に加えた水位を用いることが重要で、コストが大きくなる時は既に電力港湾で導入されているような潮位の確率的な設定法(光永ら, 2003)を導入する等の対策が考えられる。また今後は、高波と高潮の同時生起性についても確率的な考え方の導入が必要になるものと思われる。

b) 地形の影響による波力集中

隣接防波堤や防波堤延長方向の波高変化により、防波堤の沖側と内水側で水位差が生じ、転倒安定性に影響を与えた例(函館港島防波堤)や前面海浜が短く、波力減衰効果が局所的に小さくなったと考えられるケース(菜生海岸護岸)では、局所的な波浪の作用状況の差が被災の有無に関係している。このような海域においては、単純地形を対象とした従来の図表や線形理論に基づく波浪変形計算だけでなく、非線形波浪変形モデルや3次元流体解析法、あるいは水理模型実験を活用した詳細な作用波の推定が重要になる。なお、従来から被災しやすいとされている堤頭部や消波工端部、隅角部や前面の海底地形に起伏のある施設等も、このような局所的な波・流れ場の作用を十分に考慮すべき施設であると考えられる。

c) 背後地盤の影響

背後地盤が受ける高波の影響としては、越波の打ち込みによる被災例に加え、内部の裏込めの吸い出しが生じた事例(室戸岬漁港岸壁床板)や、裏込め層内の水位が高潮によって高くなり、主働土圧が設計値より大きくなって護岸が破壊されたと思われる事例(神戸港沖埋立地西側護岸)等が挙げられる。

d) 設計波を超える甚大な波力

観測値や推算値から統計的に設定した設計波を越える波浪外力が発生しており(菜生海岸護岸)、被災時の観測データを用いた設計波の見直し等も、今後必要になると予想される。また、想定を越える外力に備え粘り強い構造形式の導入が必須になる(函館港島防波堤)。特に、設計波よりも周期の長いうねり性の高波浪については、寄り回り波として知られた富山湾沿岸では過去の観測データ等を用いた確率論的な推定が一部で試みられている(日本海高波浪に関する技術検討委員会, 2008)ものの、これまではほとんど意識されることのなかったその他の地域(久慈港, 湘南海岸)を含め、これらの発生確率を定量的に推定する手法の確立が急がれるところである。

(2) 波浪特性に着目した高波災害の類型化

以上の分類を踏まえ、近年発生した海岸・港湾被害を対象として、波浪特性に着目した高波災害の類型化を試みた(表-2.1)。この結果、海岸・港湾施設の被災原因の検討において、波浪特性の観点からは、強風下での風波の波高が設計波を超える場合には確率波の見直しのほか、その偶発性や周辺施設等からの反射波の影響、うねり性波浪の波高が設計波を超える場合にはその発生確率や海底地形による波浪変形、などについて考慮する必要があると考えられる。特に後者のうち周期の長いうねりでは、明瞭な波群に起因するサーフビートやウェーブセットアップ等の2次的な波浪変形にも留意する必要がある(田島

ら, 2009, 加島ら, 2010).

### 3. うねり性波浪の出現特性とその対策

本章では, 設計波の設定に用いる極値統計解析で対象とする観測資料の違いが確率波高に与える影響について考察するとともに, これまであまり着目されることのないうねり性波浪が原因と考えられる被災事例を対象として, その観測データの解析や被災メカニズムの検討, 及び対策工の提案を行った研究成果について述べる.

#### 3.1 観測資料による確率波高の変化

平成19年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では, レベル2地震動に対応するような低頻度であるが最も危険な波浪は「省令」の中で偶発波浪荷重として設定されている.

そこで, 平石ら(2008)は, まず我が国沿岸における近年の波候変化について調べた. すなわち, すでに長期間にわたる波浪観測が実施されている青森県むつ小川原港, 山形県酒田港, 和歌山県潮岬, 沖縄県那覇港(それぞれ, 東北地方の太平洋側と日本海側, 南西日本, 沖縄地方を代表する)について, 1970~1989, 1990~2000および1990~2005年の異なる観測期間の年最大値資料を用いて計算した確率波高を比較し, 最近の観測データを用いることによる確率波高の変化, 及び確率年を増加させた場合の波高変化を調べた. 結果を図-3.1に示す. なお, これらは極大値資料に対しても同様に行われたが, 得られた傾向は年最大値資料とほぼ同様であったため, ここでの引用は割愛する.

図の左側の3つの波高は50年確率波高である. 1970~1989年の資料を用いた確率波高よりも, 1990~2000あるいは1990~2005年の資料を用いた確率波高はいず

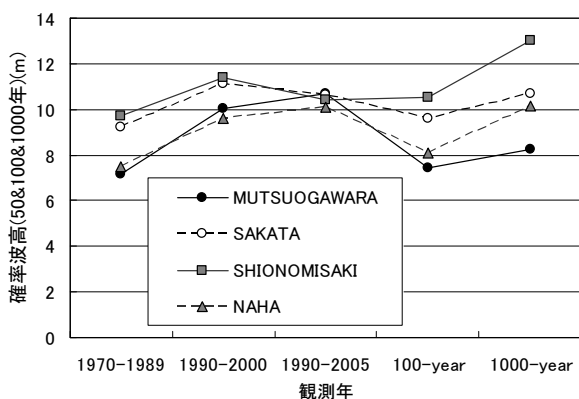


図-3.1 観測期間の相違による確率波高の変化

れの観測点でも大きくなる. すなわち最近の観測値を用いると確率波高は増加する傾向にある.

図の100-yearおよび1000-yearは1970~1989年の観測値から100年および1000年確率波を求めた例である. 近年の資料を用いた50年確率波高は, 過去の資料を用いた100年確率波高よりも大きく, むつ小川原を除けば, 1000年確率波高にはほぼ対応している. すなわち, 確率年の延長によって近年の波高増大を説明することは難しい.

ただし, これらの原因が波候の長期的なトレンドによるものかどうかは, 現時点では不明である. 一方, 最近の観測資料を含めて確率波高を計算し, 直ちに設計波を見直すことも, 確率波の偶発性などの影響を考えると必ずしも適切ではない.

したがって, 少なくとも今後設計を行う港湾構造物については, 近年顕著に現れる高波浪が偶発的なものであるか, それとも地球温暖化の進行などの長期的なトレンドのなかで確率波を見直すべき観測資料であるかを見極め, それぞれに応じた設計レベルを設定する必要があると思われる. 例えば, 前者であれば, その再現期間に相当する確率波を偶発波浪荷重として規定することができる. 一方, 後者であれば, 設計波そのものを見直すことになる.

ところで, 前述の寄り回り波を対象とした極値統計解析(日本海高波浪に関する技術検討委員会, 2008)では, 出現波高のみに着目した従来の極値観測データではなく, 波形勾配をしきい値として風波とうねり性波浪を区別し, そのうちうねり性波浪による波高の極値データを抽出した. これは, 富山湾沿岸では“寄り回り波”という固有名詞が存在することからもわかるように, うねり性波浪による高波が繰り返し来襲する状況に則したものと理解できる. また, 能登半島による遮蔽効果を考慮すると, 季節風が卓越する冬季においても, 富山湾沿岸では風波に比べ, うねり性波浪による波高及びその来襲頻度が相対的に大きいことが推測される.

すると, 通常はうねり性波浪に比べ, 風波による波高及びその来襲頻度が相対的に大きい我が国沿岸でも, 富山湾沿岸と同様な手法を用いて, 従来の風波に対する確率波高とは別に, うねり性波浪に対する確率波高も定義できる可能性が示唆される. すなわち, この場合には, 久慈港や湘南海岸に高波災害をもたらした非常に周期の長いうねり性波浪の発生確率が, 過去のうねり性波浪による波高の極値データから推定できることになる.

#### 3.2 うねり性波浪の諸元・波浪変形特性

最近の高波災害事例にもあるように, 沖で発生した周

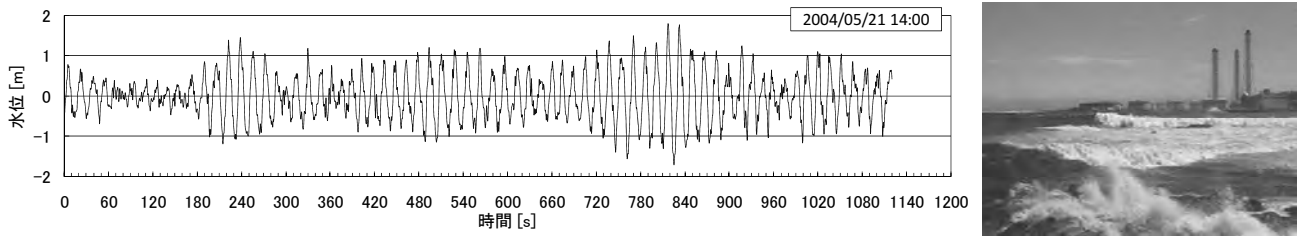


図-3.2 久里浜湾（アシカ島）で観測された長周期うねりの水面波形（左）と海岸近傍の波浪来襲状況（右）

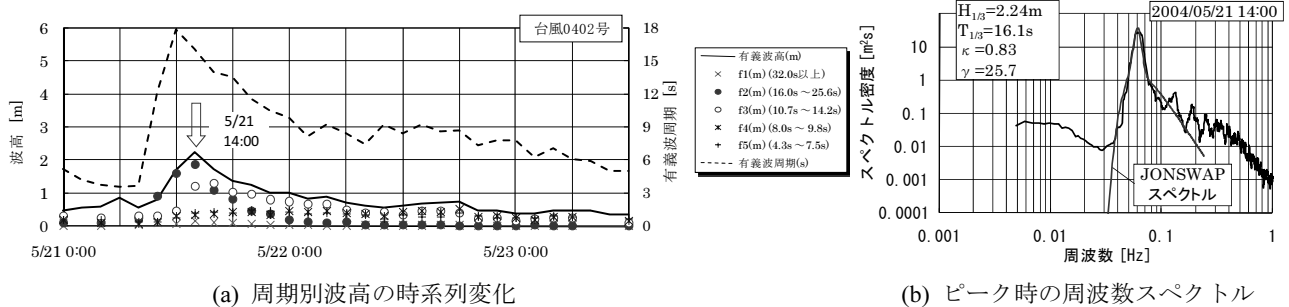


図-3.3 久里浜湾（アシカ島）で観測された周期別波高の時系列変化，及びピーク時の周波数スペクトル

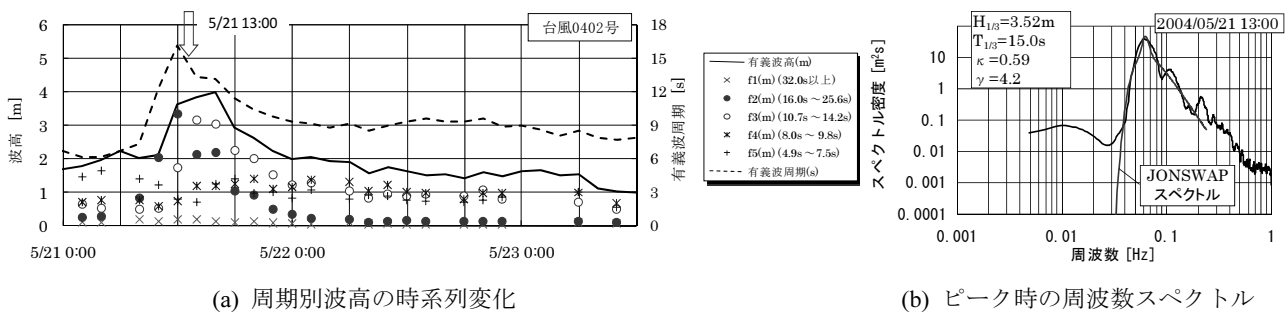


図-3.4 伊豆大島（波浮港）で観測された周期別波高の時系列変化，及びピーク時の周波数スペクトル

期14s程度以上の周期の長いうねりが浅海域に到達すると、比較的水深の深い海域から屈折や浅水変形が生じ、沿岸域では高波浪となって、突然の越波災害や小型船舶の転覆事故等を引き起こす恐れがある（平山ら，2009a）。そこで、このような周期の長いうねりが発生した以下の3事例について、沖で観測された水面波形やスペクトルの特性、及びこれらをブシネスクモデルに入力して計算された周期の長いうねりの伝播特性とその再現性について整理し、これらの特性を明らかにする。

(1) 波浮港・久里浜湾（2004年5月）

東京湾口に面した久里浜湾では、台風0402号が関東地方のはるか沖を通過した後、静天時にもかかわらず急にうねり性の高波が来襲し、漁船が転覆する事故が発生した（図-3.2）。このとき、久里浜湾口のアシカ島で観測された周期別波高の時系列変化及びそのピーク時の周波数スペクトルを、対応するJONSWAP型スペクトル（細線）

と合わせて図-3.3に示す。ここで、 $\kappa$ はスペクトル形状パラメータである。

a) 波形・スペクトル特性

台風0402号の通過後、突然高波が来襲した久里浜湾では、その湾口に位置するアシカ島で観測された周期別波高の時系列変化において、21日12時を境に、周期10.7s以上および周期16.0s以上の波高が急激に増加している

（図-3.3(a)）。この原因としては、沖合の波浮で観測された方向スペクトルの時間変化から、一方向性の高いうねりの波向きが台風の進行とともに徐々に変化し、ちょうど真南となったときに久里浜湾に入射したことが推測された。また、図-3.2に示すアシカ島（水深21.7m）での波形記録からも、この突然の高波が周期17s程度の周期の長いうねりの来襲によるものであることがわかる。なお、これと同様な波形記録は、ある時間差を伴って、波浮及び太平洋沿岸の御前崎、潮岬等でも観測されていたこと

が報告されている (加島ら, 2008).

このピーク時 (21日14:00) に観測された波形を解析したところ, 有義波高2.24m, 有義波周期16.1sであった. また, スペクトル形状パラメータは $\kappa=0.83$ と推定され, これをJONSWAP型スペクトルの $\gamma$ 値に換算すると実に25.7であった (図-3.3(b)). このように非常に特異な狭帯域スペクトルが現れた原因については, 後述する久里浜湾を対象に実施した周期の長いうねりの伝播・変形計算によって考察できる. したがって, ここでは, 東京湾沖約70kmに位置する大島の波浮で観測された周期帯別波高の時系列変化とピーク時の周波数スペクトルを図-3.4に示す.

波浮におけるピーク波高発生時刻は21日16:00であったが, 周期17sのうねりの伝播速度を考慮すると, アシカ島のピーク波高に影響を及ぼしたと考えられる波浪は, 波浮では21日13:00頃に観測されたであろうと推測された

(図-3.4(a)). このときの波浪諸元は, 有義波高3.52m, 有義波周期15.0s, 平均波向 $177^\circ$ であった. また, スペクトル形状パラメータは $\kappa=0.59$ と推定され, これを $\gamma$ 値に換算すると4.2であった (図-3.4(b)). さらに, JONSWAP型スペクトルに対する光易型方向関数の方向集中度は $S_{max}=31$  (ブレットシュナイダー・光易型スペクトルに対しては $S_{max}=35$ ) と推定された.

一般に, 外洋で観測される風波・うねりのスペクトル形状は, その伝播距離が長いほど方向性が増すことが知られている. しかし, それとともに周波数スペクトルがこれほどまで狭帯域化 ( $\gamma=4.2 \rightarrow 25.7$ ) することは考えづらいため, 周期の長いうねりの伝播・変形過程を明らかにする必要がある.

#### b) 観測スペクトルに対する沖波の推定

アシカ島及び波浮港で観測された周期の長いうねりのスペクトルは, 観測波浪の波長に対して観測水深が浅く, 局所的な海底地形の影響を受けやすいため, それぞれの海域で出現した周期の長いうねりの特性を必ずしも代表していない. そこで, まずこれらを再現対象として, エネルギー平衡方程式法を用いた逆解析により沖波スペクトルを推定し, 次に, 求めた沖波に対して順解析 (波浪変形計算) を行い, 沿岸域に別途設定した計算領域沖側の境界上代表地点で算出される方向スペクトルを出力した. さらに, ブシネスクモデルを用いた再現計算では, このような任意形状スペクトルから多方向不規則波を造波する平山・宮里 (2009) の手法を用いて, 周期の長いうねりの波群伝播過程をシミュレートすることを試みた. これらの計算手順を図-3.5に示す.

この当時, アシカ島では波向観測が実施されていなかった. そこで, 手順のうち再現性の検討は, 次に示す2

段階で行った. すなわち, アシカ島では21日14:00に観測された周波数スペクトルのみを対象とし, 波向き及び方向集中度の再現性は, 周期17sのうねりの伝播速度を考慮し, その1時間前の21日13:00に波浮で観測された方向スペクトルに対して行うものとした.

この結果, これらの観測スペクトルに対して推定された沖波スペクトルの諸元は,  $\gamma=7.2$ ,  $S_{max}=25$ であった. さらに, ブシネスクモデルによる再現計算時の入射条件として, 計算領域沖側の境界上代表地点 (水深32.2m) で抽出した接続方向スペクトルの諸元は,  $\gamma=11.6$ ,  $S_{max}=111$ と推定された. これらの詳細を表-3.1に示す. また, アシカ島波浪観測地点及びブシネスク計算における接続境界上の代表地点の位置を図-3.6(a)に示す.

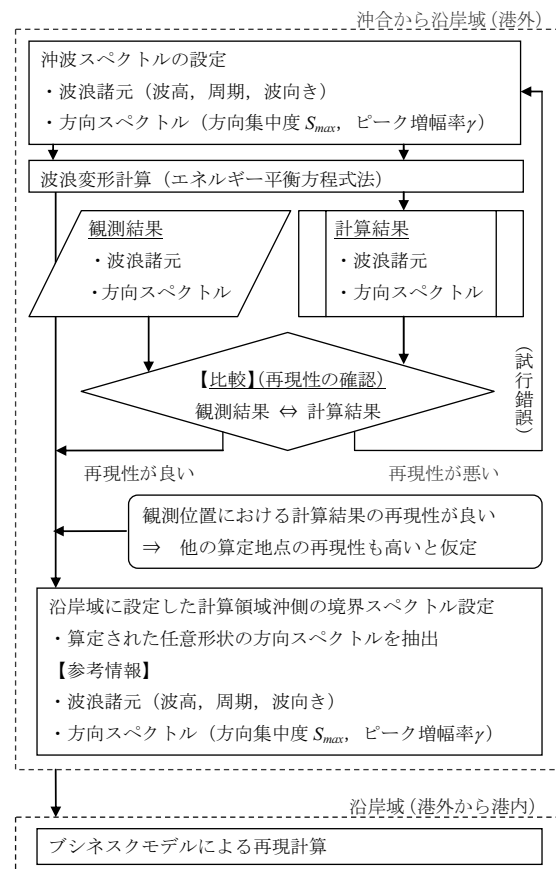


図-3.5 うねり性高波浪の再現計算の手順

表-3.1 観測及び推定されたスペクトル諸元の一覧

	$H_{1/3}$ [m]	$T_{1/3}$ [s]	$\theta$ [deg]	$\kappa$	$\gamma$	$S_{max}$	$h$ [m]
観測スペクトル (波浮)	3.52	15.0	177	0.59	4.2	31	48.7
観測スペクトル (アシカ島)	2.24	16.1	-	0.83	25.7	-	21.7
推定された沖波スペクトル	7.07	16.5	170	0.67	7.2	25	$L_0/2$
算出された境界スペクトル	2.23	16.14	165	0.73	11.6	111	32.2

なお、ここまでの波浪変形計算においても、アシカ島で観測された $\gamma=25.7$ を説明するまでには至っていない。

すなわち、方向スペクトルの更なる変形は、次に行うブシネスクモデルによる再現計算において確認される。

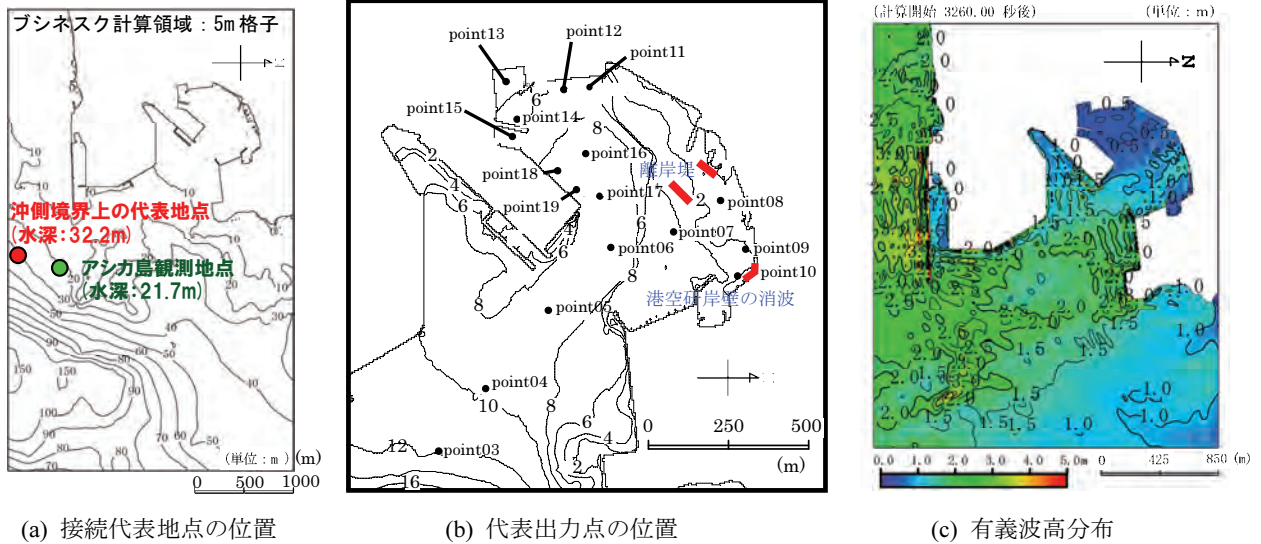
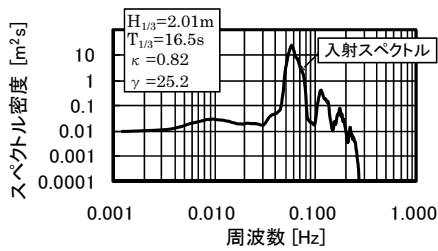
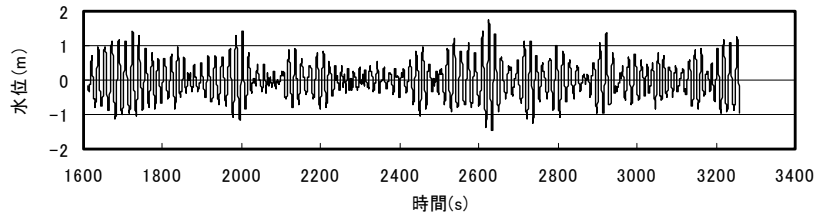


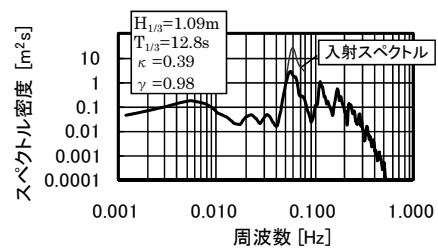
図-3.6 久里浜湾を対象としたブシネスクモデル計算における計算領域



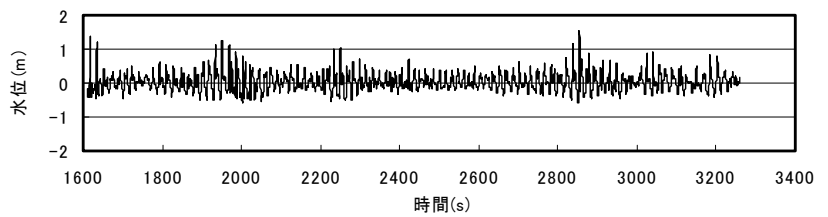
(a) Point1 (アシカ島観測地点)



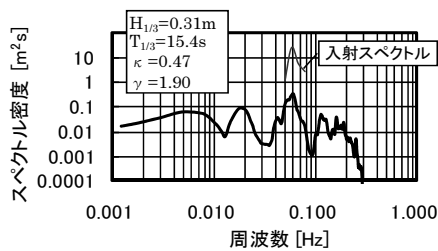
(a) Point1 (アシカ島観測地点)



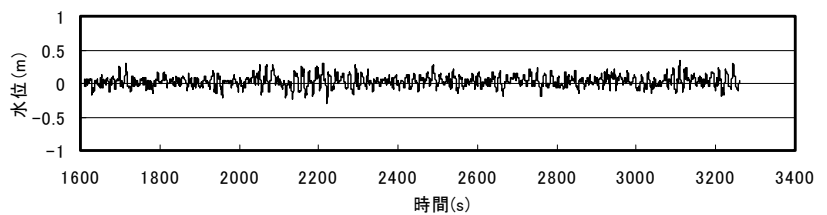
(b) Point8 (岩礁帯)



(b) Point8 (岩礁帯)



(c) Point14 (フェリー岸壁)



(c) Point14 (フェリー岸壁)

図-3.7 うねり性波浪の周波数スペクトル

図-3.8 うねり性波浪の水面波形

c) 伝播・変形特性

図-3.5に示す手順に従い算出された、ピーク時に観測されたであろう入射境界上の接続方向スペクトルをそのまま用いて周期の長いうねり波形を造波し、ブシネスクモデルによるうねり性高波浪の伝播・変形状況の再現、及びそれらの結果の考察を行った。久里浜湾内で水面波形等を出力する代表点の位置を図-3.6(b)に示す。

久里浜湾内に設定した代表出力点のうち、Point1（アシカ島）、Point8（港外を見通せる岩礁帯）及びPoint14（遮蔽域にあるフェリー岸壁）で算定された周波数スペクトルを図-3.7に、水面波形を図-3.8に示す。ここで、図-3.7の細線は、沖側境界に入力した境界スペクトルである。

まず、図-3.7(a)に示すPoint1で算定されたスペクトル形状から、 $\gamma=25.2$ と推定され、波高、周期と合わせて、アシカ島で観測されたピーク時のスペクトル形状を非常によく再現できていることがわかる。このとき、急峻な地形を有する久里浜湾口のアシカ島付近では、屈折による波の取れんと浅水変形により、顕著な波高増大が生じている（図-3.6(a)、図-3.6(c)）。すなわち、特異な狭帯域スペクトルを観測したアシカ島では、屈折変形により来襲波が選別されて入射したことが推測された。また、図-3.8(a)に示す水面波形は、当時の観測波形（図-3.2左）

と同様な波群特性（顕著な包絡波形を伴う高波の連なり）を有することが確認できる。

次に、Point3より岸側の港内に伝播したうねりのスペクトル形状をみると、基本波の2倍、3倍周波数付近の短周期成分、及び長周期成分のエネルギー増大が次第に顕著となり、特に図-3.7(b)に示す岩礁帯上に位置するPoint8では、これらがかなり顕著に表れている。また、図-3.8(b)に示す水面波形は、高波の連なりとともに波形が上下非対称となる非線形化が進み、砕波も生じている。これはちょうど、図-3.2右に示した波浪状況をよく説明している。なお、ゼロアップクロス解析によって得られるこれらの有義波周期は、短周期成分の影響により次第に短く算定され、Point8では4s弱程度短くなっている。

さらに、図-3.7(c)に示すPoint14をはじめとする港奥の遮蔽域では、短周期成分のエネルギーが減衰し、周期50s及び200s程度の長周期成分のエネルギーが相対的に増大している。これらの原因としては、港形に依存する固有周期や波群に拘束された長周期波との関係が疑われる。また、図-3.8(c)に示す水面波形でも包絡波形は確認されるが、これらの振幅はかなり小さくなっている。

(2) 常陸那珂港（2006年9月）

太平洋に面した東北日本の港湾や海岸では、台風0612

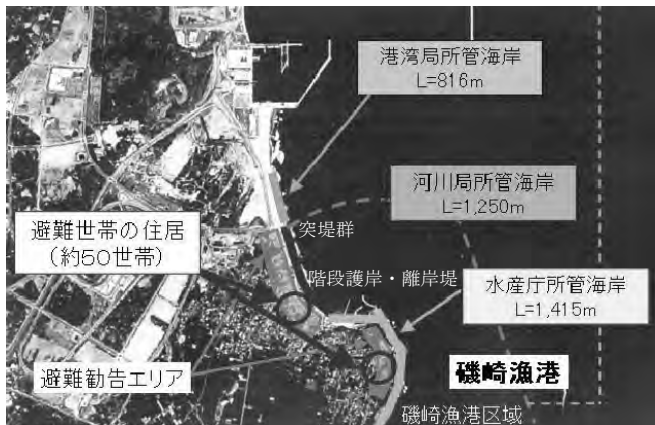


図-3.9 常陸那珂港に隣接する阿字ヶ浦海岸の位置関係と被災状況

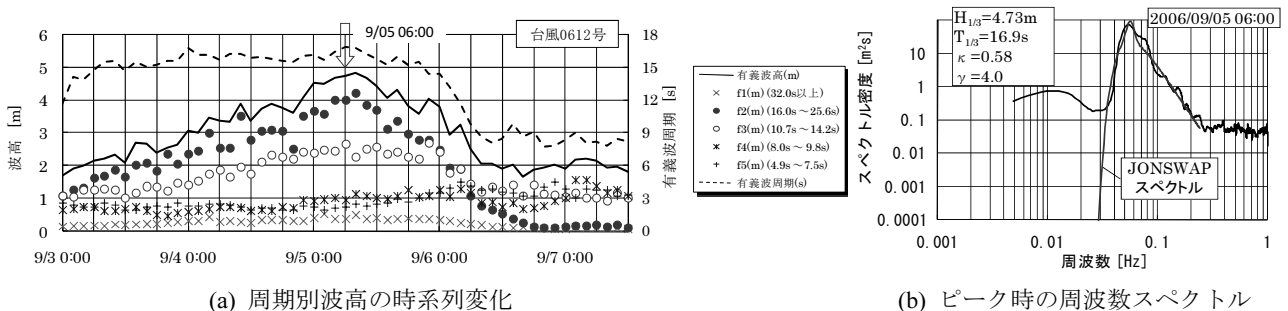
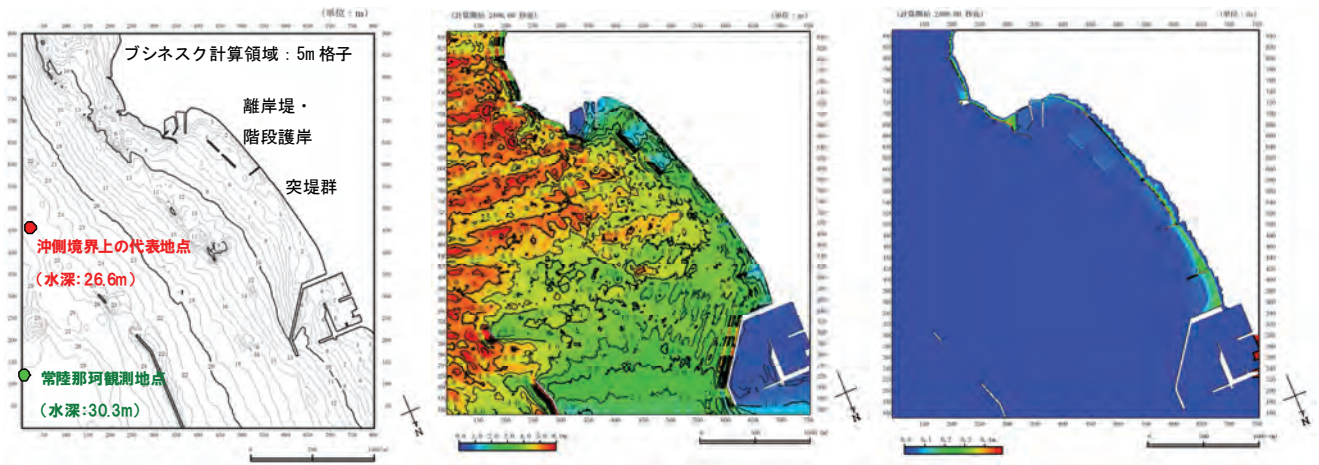


図-3.10 常陸那珂港で観測された周期別波高の時系列変化、及びピーク時の周波数スペクトル





(a) 接続代表地点の位置 (b) 有義波高分布 (c) 平均水位上昇量分布

図-3.11 常陸那珂港（阿字ヶ浦海岸）を対象としたブシネスクモデル計算における計算領域

号および2006年10月の発達した低気圧に伴う周期の長い波が観測され、防波堤や護岸、海岸突堤の被災が生じた。

このうち、常陸那珂港に隣接する阿字ヶ浦海岸では、施工中であった海岸突堤の被覆ブロックおよび捨石の一部が飛散する被害が生じた（図-3.9）。また当該地区では、5日16:10に約50世帯に対し避難勧告が発令され、5日18:45に解除された。被災突堤の天端高はD.L.+4.1m（暫定断面）に対し、設計波は波高3.5m、周期14sであったが、被災当時には、ウェーブセットアップによる平均水位上昇の効果とも相まって、設計諸元を上回る波浪が来襲したと考えられる。また、避難勧告が発令された地区のうち、前面に離岸堤が設置されていない階段護岸（天端高：D.L.+5.0m）では、予め土嚢を設置したこともあり、越波飛沫が打ち上がる様子が観察されたものの、浸水被害が生じるまでには至らなかった。一方、前面に岩礁帯が広がる磯崎漁港地区では、土嚢は設置されなかったが、海岸沿いの県道に通行規制等の措置は講じられていない。

このとき、常陸那珂港で観測された周期別波高の時系列変化及びそのピーク時の周波数スペクトルを、対応するJONSWAP型スペクトル（細線）と合わせて図-3.10に示す。

a) 波形・スペクトル特性

台風0612号による長周期うねりが来襲した太平洋沿岸のうち、常陸那珂港では、ピークを迎えた5日08:00より2日以上も前から、周期16.0s以上の波高が徐々に増加している（図-3.10(a)）。このとき観測された波形記録を解析すると、有義波高4.83m、有義波周期16.8s、平均波向114°（北から時計回りを正）であった。しかし、常陸那珂で波高がピークを迎えた5日08:00には、方向スペクトルは欠測であった。そこで以降の検討では、ピーク時と同程度

の波高が観測され、かつ方向スペクトルを取得できた5日06:00をピーク時とみなし、この時刻における方向スペクトルの再現性の検討を行うこととした。このとき観測された波浪諸元は、有義波高4.73m、有義波周期16.9s、平均波向114°であった。

一方、スペクトル形状パラメータは $\kappa=0.58$ と推定され、これをJONSWAP型スペクトルの $\gamma$ 値に換算すると4.0であった（図-3.10(b)）。これは、ピーク周期こそ違うものの、北海等で観測される標準的なスペクトル形（ $\gamma=3.3$ ）をやや上回る程度であった。しかし、我が国沿岸で観測される一般的なスペクトル形は $\gamma=1.0$ として表わされることから、特徴的なスペクトル形状であったことがわかる。さらに、JONSWAP型スペクトルに対する光易型方向関数の方向集中度は $S_{max}=71$ （プレットシュナイダー・光易型スペクトルに対しては $S_{max}=92$ ）と推定され、少なくとも常陸那珂観測点（水深30.3m）で観測された波は、遠方から来襲するうねり成分が卓越した一方向性の強い波であったことが伺える。

b) 観測スペクトルに対する沖波の推定

前述の図-3.5に示す手順に従い、観測スペクトルに対して推定された沖波スペクトル諸元は、 $\gamma=1.9$ 、 $S_{max}=160$ であった。ここで、方向集中度が観測スペクトルよりも高く推定された原因は、常陸那珂観測地点の沖側に存在する浅瀬により、少しずつ周期の異なる長い波がそれぞれ

表-3.2 観測及び推定されたスペクトル諸元の一覧

	$H_{1/3}$ [m]	$T_{1/3}$ [s]	$\theta$ [deg]	$\kappa$	$\gamma$	$S_{max}$	$h$ [m]
観測スペクトル (変更前)	4.83	16.8	114	-	-	-	30.3
(常陸那珂) (変更後)	4.73	16.9	114	0.58	4.0	71	
推定された沖波スペクトル	5.05	16.7	115	0.47	1.9	160	$L_0/2$
算出された境界スペクトル	4.57	17.0	112.5	0.48	2.0	92	26.6

れ屈折し、観測地点では局所的に方向分散性が増していたことが想定される。すなわち、常陸那珂港に実際に来襲したうねり性高波浪は、観測波形から推定されたものよりもさらに一方向性が高かったことが推測される。実際、沿岸域における計算領域沖側の境界上代表地点（水深26.6m）で算出された方向スペクトルは、 $\gamma=2.0$ 、 $S_{max}=92$ と推定され、観測スペクトルに比べ $\gamma$ 値は小さいものの、方向集中度は観測結果を上回る値が算出された。これらの詳細を表-3.2に示す。また、常陸那珂波浪観測地点及びブシネスク計算における接続境界上の代表地点の位置を図-3.11(a)に示す。

さらに、常陸那珂波浪観測地点は港口部に位置し、港内へ入射する波浪をほぼ直接捉えていると考えられる。そこで、実際のブシネスク計算時には、ピーク波高発生時刻2時間前（2006年9月5日6時）に観測された方向スペクトル（波浪諸元としては、有義波高：4.73m、有義波周期：16.9s、平均波向：114°）をそのまま入射条件として用いることとする。なお、JONSWAP型スペクトルを仮定した場合のピーク増幅率、方向集中度はそれぞれ、 $\gamma=4.0$ 、 $S_{max}=71$ である。

#### c) 伝播・変形特性

ブシネスクモデルにより算定された阿字ヶ浦海岸周辺の有義波高及び平均水位上昇量の空間分布を図-3.11(b)及び図-3.11(c)に示す。

施工中であった海岸突堤先端（暫定）において算定された波高は3.5m程度であり、設計波とされた3.5mとほぼ同様であることから、被覆ブロックが飛散した状況をほぼ再現できていると考えられる。また、階段護岸前面の波高は、透過離岸堤が設置されていない海域で3mを超え、直立護岸に対する越波流量推定図で簡便に推定した越波流量は $10^2$ オーダーとなることから、もし土嚢が設置されていなければ、護岸崩壊こそ生じないものの、階段護岸背後の道路や住宅地の浸水被害が生じていたであろうと推察される。一方、離岸堤背後の海域では顕著な波高減衰がみられ、その効果が確認できるものの、その開口部では、やはり3mを超える波高が算定されている。これは、来襲波の周期が非常に長いために、回折による波高減衰が生じにくかったことが原因と考えられる。なお、磯崎漁港周辺の波高が高い原因は、再現計算においてこの前面海域の岩礁地形を水深データに反映できず、これによる砕波減衰を考慮できなかったためと思われる。

次に、顕著な平均水位上昇は、砕波によるウェーブセットアップ及び波の遡上により、海岸突堤を設置した海浜部で生じている。また、離岸堤背後で生じている平均水位上昇は、離岸堤による波高減衰が原因と考えられる。

なお、この場合には、離岸堤端部および開口部周辺で、洗掘等の原因となる顕著な沖向き流れが生じていると推測される。

#### (3) 伏木富山港・富山湾沿岸（2008年2月）

2008年2月に周期14sを超えるうねり（寄り回り波）が来



(a) 防波堤 (b) 緑地護岸  
写真-3.1 伏木富山港の被災状況

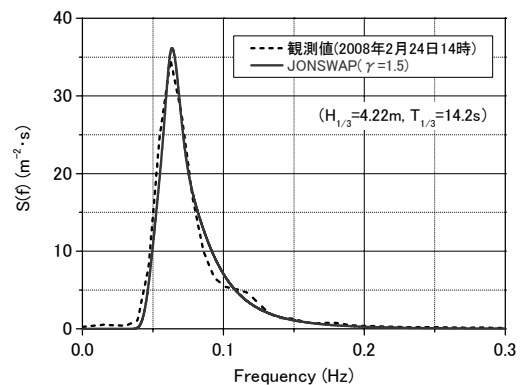


図-3.12 観測された周波数スペクトル

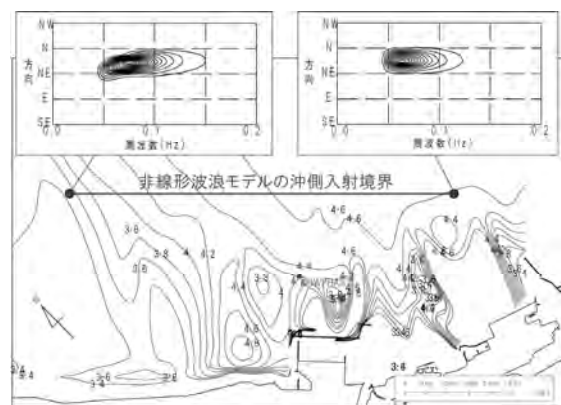


図-3.13 エネルギー平衡方程式法による計算結果

表-3.3 観測及び推定されたスペクトル諸元の一覧

	$\gamma$	$H_{1/3}$ [m]	$T_{1/3}$ [s]	波向	$S_{max}$	$h$ [m]	
観測スペクトル(伏木富山港)	1.5	4.22	14.2	-	-	46	
観測スペクトルの再現結果	2.2	4.26	14.7	-	-	46	
推定された沖波スペクトル	-	-	-	NNW	75	$L_0/2$	
算出された境界スペクトル	1.5	エネ法で算定された任意の方向スペクトル (観測地点での波高・周期の合わせ込み実施後)					200



襲した富山湾では、海底谷（あいがめ）が入り組んだ複雑な海底地形上の波浪変形により局所的に波高が集中し、防波堤ケーソンが大きく滑动するなどの被害が生じた。特に、伏木富山港では、前述したように、防波堤1500mのうちSE側の855mでケーソンが滑动するとともに、港内の護岸に面した緑地が越波により侵食された（写真-3.1）。また、黒部川河口近くの入善町芦崎地区（下新川海岸）では、海岸堤防を越波した水塊が背後に浸水被害をもたらしたが、これについては次節において詳述する。

a) 波形・スペクトル特性

伏木富山港のNOWPHAS地点（水深46m）で観測された被災時（2008年2月24日14時）の周波数スペクトルは、 $H_{1/3}=4.22\text{m}$ ,  $T_{1/3}=14.2\text{s}$ ,  $\gamma=1.5$ としたJONSWAP型スペクトルで近似できる（図-3.12）。2.1節で述べたように、平石ら（2008）は、これをより極端に $\gamma=10$ 、波向NEの一方向波と仮定し、水深100m地点から造波して波浪変形計算を実施したが、ここでは、その後に取りまとめられた被災原因の究明や対策検討に関する報告（例えば、永井ら、2008；水口ら、2010）を参考に、 $\gamma=1.5$ 、波向NNE、方向集中度 $S_{\max}=75$ と仮定し、周期14.2sの波に対してほぼ深海域とみなせる水深200mから造波することとした。

また、この多方向不規則波の造波には、造波水深上の水深及び方向スペクトルの空間変化を考慮できる平山ら

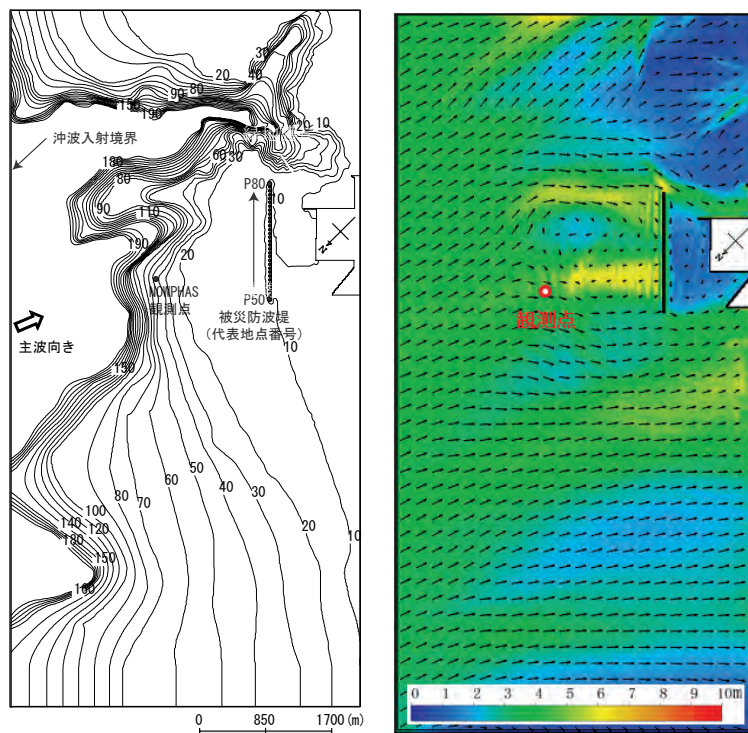
（2010a, 2011, 2012）の手法を用いた。ここで、沖波の波向をNNE、方向集中度を $S_{\max}=75$ と仮定し、エネルギー平衡方程式法を用いて算定された伏木富山港周辺の波高分布とともに、ブシネスクモデルの造波境界にあたる線分の両端で算定された方向スペクトルを図-3.13に示す。同じ等エネルギー線で描かれた両者を比較すると、その形状から、SE側方向スペクトルの方向分散は主方向

(NNE) に対してほぼ対称であるのに対し、NW側方向スペクトルでは、非対称（歪んだ分布）となっている。これは、この線分上のNW側に張り出した海底岬地形により、周期14.2sよりも長い周期を有する成分波が海底地形の影響を受けて屈折するためと考えられる。このように、より深い海底地形の影響を受けやすい寄り回り波を対象とした場合には、造波境界に与える方向スペクトルを厳密に一樣とみなすことは困難であることがわかる。

なお、実際の波浪変形計算に用いた境界スペクトルは、NOWPHAS地点で観測された有義波高、有義波周期を極力再現するように合わせ込みを行い設定した。しかし、スペクトル尖鋭度は一律に $\gamma=1.5$ と与えたため、次項で算定されたNOWPHAS地点の周波数スペクトルは、海底地形の影響を受けてさらに尖鋭化している。

これらの状況をまとめて表-3.3に示す。

b) 伝播・変形特性



(a) 海底地形 (b) 有義波高・波向ベクトル

図-3.14 伏木富山港を対象としたブシネスク計算結果

ブシネスクモデルにより算定された伏木富山港周辺の有義波高及び波向ベクトルの空間分布を、計算領域内の海底地形とともに図-3.14に示す。

寄り回り波来襲時に、SE側の855mが滑動被災した防波堤（全長1500m）前面では、沖の海底岬地形による波の屈折と浅水変形によると思われる波高集中が、SE側とNW側の2箇所で見られる。このうちNW側の防波堤は、設計波がSE側よりも大きく、かつ後退パラペットが採用されていたため一度に作用する波力が小さかったために、被災を免れたものと推測される。なお、この付近の波浪集中は、この沖合に位置するNOWPHAS波浪観測地点よりも岸側で生じていることがわかる。これはNOWPHAS地点が海底岬の上にあるためであるが、このことは、当時の観測結果は防波堤に実際に作用した波を捉えられていないことを示している。すなわち、寄り回り波など周期の長い波に対しては、港外であっても海底地形の影響を受けて、波高や波向きがさまざまに変化することに十分留意する必要があるといえる。

一方、防波堤背後の緑地護岸の前面では、防波堤のSE側端部から回り込んだ波による波高増大が生じている。しかし、海底地形と合わせて考えると、この回り込みには防波堤端部からの回折に加えて、あいがめに沿って港内に侵入した波が屈折していることが考えられる。したがって、緑地護岸への周期の長い波の進入を食い止めるためには、この両者の波浪変形を考慮した対策を講じる必要があると考えられる。

### 3.3 うねり性波浪に対する減災対策の検証事例

これらの事例より、最近の高波災害で見られる周期の長いうねりは、周期14s以上でスペクトル尖鋭度が大きく、方向集中度が高い波として整理できる。また、このような波の代表的な伝播・変形特性は、通常の風波に比べ相対水深が浅いことに起因するより深い海域での屈折・浅水変形であることがわかるが、久里浜湾（2004年5月）の事例からは、浅海域で波群特性に起因する顕著な非線形干渉が生じることが示唆される。そこで本節では、これらの波浪特性に着目して実施した水理模型実験の事例を紹介し、護岸越波量を低減するために有効な対策について検討する。

#### (1) 一様斜面を対象とした断面模型実験

風波に比べ狭帯域のスペクトルを有する周期の長いうねりでは、不規則波形中の個々波の波高分布や波群特性が風波とは異なり、護岸上の越波量や作用波圧にも違いが生じることが懸念される。そこで、加島・平山（2010）は、35m断面水路内に風波及び周期の長いうねりを想定し

た不規則波を造波し、周期の長いうねりの護岸越波・波圧特性を明らかにするとともに、これらの低減効果を発揮しうる対策工の提案を試みた。

実験では、1/30勾配の一様斜面上に護岸模型を設置し、入射波周期8.0s、14.0s、17.0sのJONSWAP型スペクトルを有する不規則波群を、護岸模型の設置位置で進行波の有義波高が4.0mとなるよう、模型縮尺1/40で造波した。ここで、スペクトル尖鋭度は、風波を想定した8.0sでは $\gamma=1.0$ 、長周期のうねりを想定した14.0s及び17.0sでは、 $\gamma=1.0$ 、10.0の2種類を設定した。なお、各実験ケースにおいては同じ波浪諸元を有する不規則波形を3種類造波し、不規則波形の違いが波浪統計量に与える影響を考慮した。

造波水深は $h_{off}=20.0\text{m}$ 及び $18.0\text{m}$ の2種類とし、これに伴い護岸の堤前水深は $h_{toe}=8.0\text{m}$ 及び $6.0\text{m}$ 、護岸天端高は $h_c=6.0\text{m}$ 及び $8.0\text{m}$ と変化している。また、対象護岸の断面形状は、「直立護岸」、「消波護岸」のほか、護岸の越波量及び作用波圧を低減する対策断面としての役割が期待される「消波ブロックで形成される透過離岸堤を直立護岸より少し沖に配置した護岸（＝透過離岸堤を有する直立護岸）」とした（写真-3.2）。

護岸越波量は、直立護岸背後に設置した集水マスに溜まった越波水塊の総量を計測し、計測時間で割り戻して平均越波流量を算出するとともに、集水マス内の水位の時間変化を計測し、短時間越波流量も算出した。さらに、作用波圧は、直立壁中央部で鉛直方向に等間隔で7箇所に取り付けた波圧計で計測した（ただし本稿では作用波圧に関する記述は割愛する）。

#### a) 護岸前面での波浪変形特性

例として、天端高 $h_c=6\text{m}$ の「直立護岸」、「消波護岸」及び「透過離岸堤を有する直立護岸」に対して周期14s、スペクトル尖鋭度 $\gamma=1.0$ 、10.0の不規則波を造波し、直立壁前面で計測した護岸前面の波高 $H_{1/3}$ 、水面波形 $\eta$ 、周期30s以上の水位の長周期変動成分 $\zeta$ 、及び背後の集水マスで計測した短時間越波流量 $q$ の時間変化を図-3.15に示す。

まず、「直立護岸」前面の水面波形、長周期変動及び短時間越波量の時間変化に着目すると（図-3.15(a)(b)）、スペクトル尖鋭度が大きい場合には、波群の形成が確認される時期に顕著な長周期変動が発生し、その水位上昇時と高波の連なりの位相が一致する時間帯に短時間越波量が増大していることがわかる。次に、「消波護岸」（図-3.15(c)(d)）でもこれと同様の傾向が観察されるが、消波工により水面波形の振幅が低減されるために、水位の長周期変動、短時間越波量ともに大きく減少している。一方、「透過離岸堤を有する直立護岸」（図-3.15(e)(f)）では、離岸堤による砕波・消波効果により水面波形の振

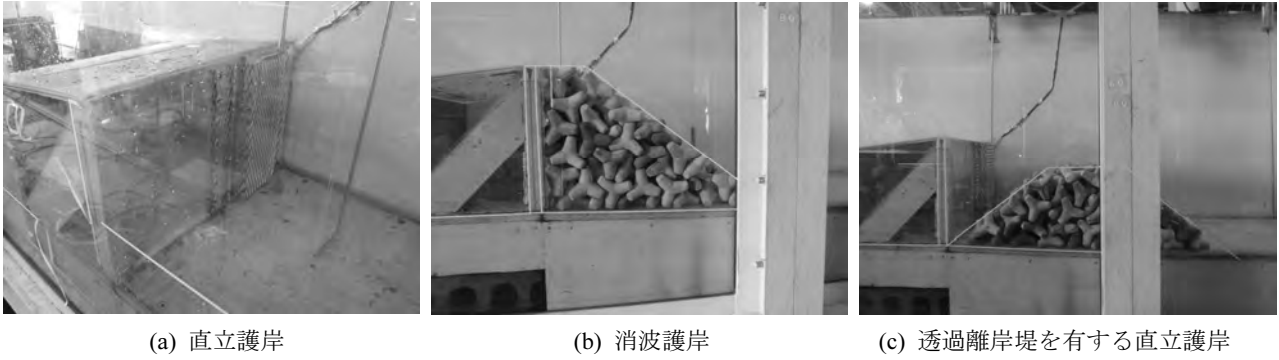


写真-3.2 護岸模型の種類

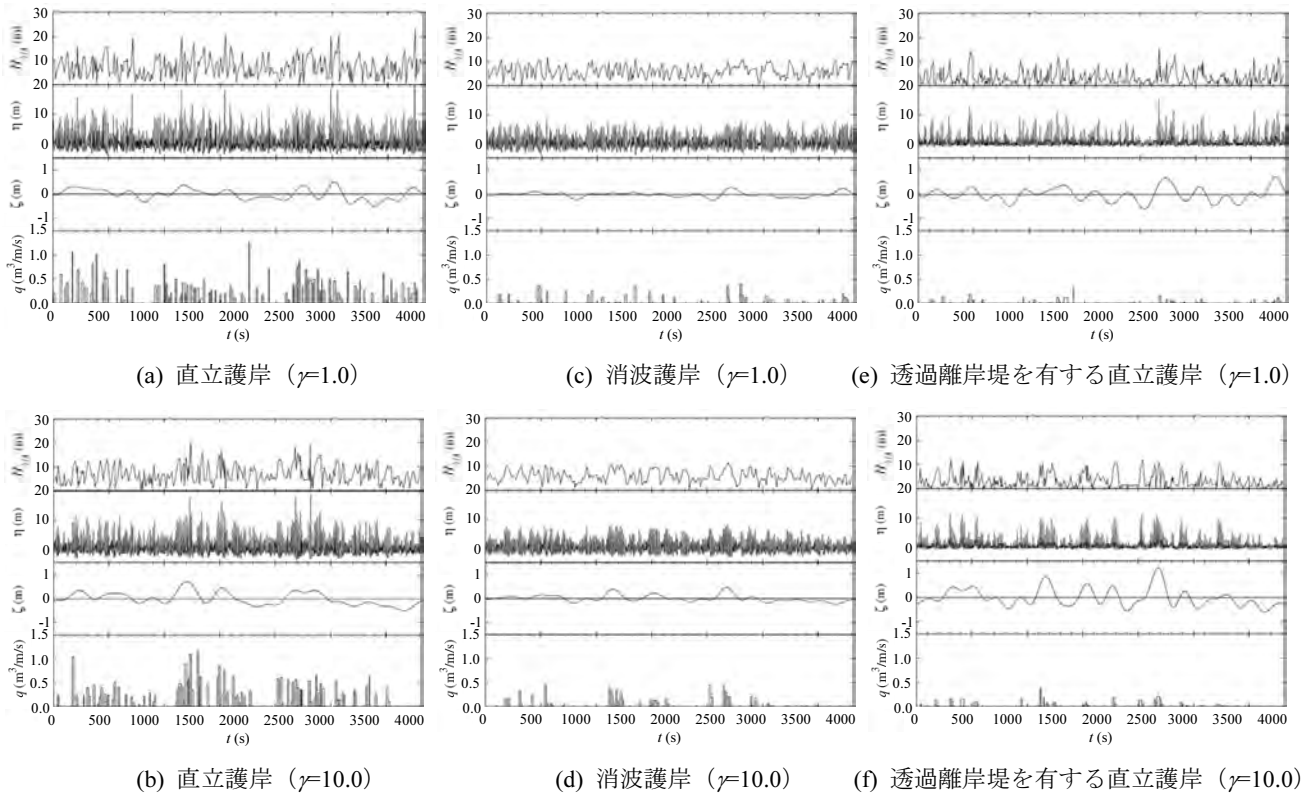


図-3.15 直立壁前面の水位と短時間越波量の時間変化 ( $h_c=6\text{m}$ , 周期 14s)

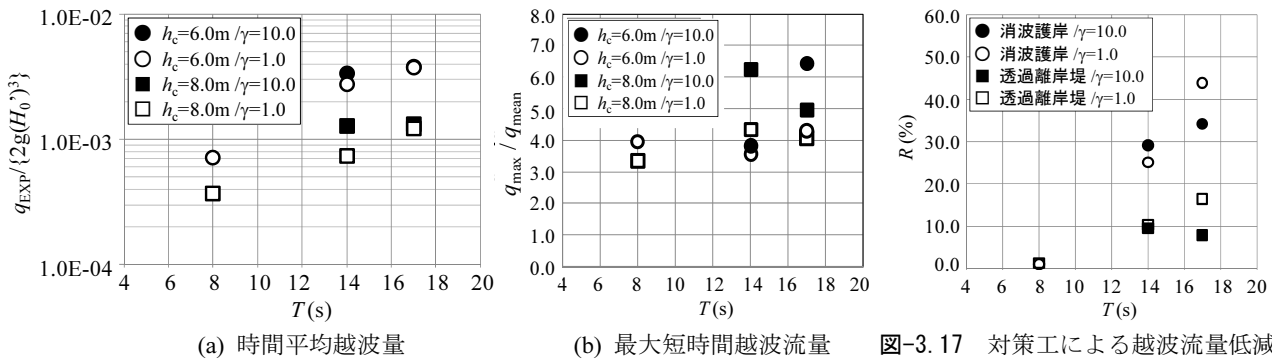
幅は低減するものの、「直立護岸」と同様、波群に伴う水位の長周期変動と高波の連なりが確認される。しかし、水位の長周期変動は「直立護岸」に比べて大きいにもかかわらず、短時間越波量は非常に小さい。これは、透過離岸堤上での砕波により、サーフビートが助長される一方で短周期の水位変動が低減し、これらにウェーブセットアップ量を加えた護岸前面水位が護岸天端高を超える高さ及び頻度が、結果的に減少したためと考えられる。

b) 直立護岸における越波特性

例として、「直立護岸」に対する時間平均越波流量の周期、スペクトル尖鋭度、及び護岸天端高による変化を図

-3.16(a)に、時間平均越波流量に対する最大短時間越波流量の変化を図-3.16(b)にそれぞれ示す。

図-3.16(a)をみると、これまでの知見と同様、周期が長いほど、天端高が低いほど、護岸越波流量は増加していることがわかる。また、スペクトル尖鋭度の増加に従い護岸越波流量が僅かに増加する傾向が伺えるが、これらは例えば、合田(1975)による護岸越波流量算定図の誤差範囲に収まっているため、有意な差があるとは断定できない。しかし、これらに対する最大短時間越波流量の比を示した図-3.16(b)をみると、通常の風波と同じスペクトル形(プレットシュナイダー・光易型)を意味す



(a) 時間平均越波量

(b) 最大短時間越波流量

図-3.17 対策工による越波流量低減効果 ( $h_c=6m$ )

図-3.16 直立護岸における護岸越波流量の変化

る $\gamma=1.0$ では概ね3~4倍程度であるのに対し、 $\gamma=10.0$ では概ね4~7倍程度となっていることから、有意な差が認められる。

したがって、周期の長いうねりに対しては、時間平均越波流量については、スペクトル尖鋭度の増加とともにやや大きめの値をとるものの既存の知見を用いて概ね算定可能であるが、短時間越波流量については、従来にも増して護岸背後の安全性を確保し得る護岸設計が求められることになる。

c) 護岸断面による越波特性の違い

直立護岸の天端高が $h_c=6m$ のとき、その前面に対策工を設置することによる越波量の低減率を図-3.17に示す。ここで、図の縦軸は「直立護岸」に対する越波流量を100としたときの各護岸断面の越波流量の割合 $R$ であり、この値が小さいほど越波低減効果が大きいことを意味する。

これをみると、周期が長いほど対策工による越波低減効果は減少するものの、スペクトル尖鋭度が大きい場合にも同等以上の効果を発揮していることがわかる。また、2つの対策工を比較すると、「透過離岸堤を有する直立護岸」は、「消波護岸」に比べ、越波流量を概ね1/3程度に低減している。この理由としては、砕波位置を護岸近傍よりも少し沖へ移動させたことにより、護岸前面の平均水位上昇量が若干抑制されたことや、消波ブロック工の法面を駆け上がる水塊がそのまま越波する頻度が低減されたことなどが挙げられる。しかし、透過離岸堤は、その背後の水位の長周期変動を助長するため、来襲波高や堤前水深に対する相対天端高によっては期待したほどの越波低減効果が発揮されない恐れもある。したがって、実務設計における導入に際しては、対象とする波浪・構造物諸元を用いた模型実験を行い、消波ブロックの安定性ととも、適用性について十分検討することが望ましい。

(2) 下新川海岸を対象とした平面模型実験

富山湾に面し、海底谷(あいがめ)が入り組んだ複雑な海底地形を有する下新川海岸では、2008年2月に来襲し

た周期14sを超えるうねり(寄り回り波)により、局所的な越波災害が生じた。この原因究明や対策検討に関する報告はすでに数多く見られるが、加島・平山(2011)及び平山・加島(2011)は、大型の平面水槽を用いて長周期うねりによる被災時の波・流れ場と越波状況をできるだけ忠実に再現し、越波の発生機構の解明、及びそれを踏まえた効率的・効果的な対策案の検討を行った。

実験は、長辺及び短辺に多方向不規則波造波装置を備えた長さ42m、幅18m、水深1mの平面水槽内に、現地海底地形及び海岸構造物を縮尺1/100で可能な限り詳細に再現したモルタル模型を設置して実施した(写真-3.3)。沖の造波水深は被災時の潮位(伏木富山港での観測潮位: D.L.+0.21m)を考慮して90.2cm(現地: 90.2m)とした。また、汀線付近の潜堤・離岸堤群は砂利をモルタルミルクで固めた透過構造とし、緩傾斜護岸及び護岸パラペットはモルタルで成形した。

この背後には越波集水マスを設置し、数区間に分けて越波量を計測した。また、沖の海底岬(海脚)地形上で沿岸方向に設けた測線には容量式波高計を、汀線付近の潜堤・離岸堤群の沖側と岸側に設けた測線にはさらに水平2成分電磁流速計を合わせて設置した(図-3.18)。

当時の被災波に対する造波諸元は、下新川海岸の田中観測所で観測された波浪諸元をもとに推定した造波位置での有義波高 $H_{1/3}=5.97m$ 、有義波周期 $T_{1/3}=13.9s$ 、波向き $N18.5E^\circ$ の一方不規則波(方向集中度 $S_{max}=999$ )とし、スペクトル形は $\gamma=4.0$ のJONSWAP型とした。

a) 波浪変形特性と護岸越波量の関係

実験結果のうち、被災当時の海岸地形で得られた各測線上の短周期波高(30s未満):  $H_s$ 、長周期波高(30s以上):  $H_L$ 、平均水位上昇量:  $\eta_{bar}$ 、及び海岸護岸上の無次元越波流量:  $q$ について、上から順に図-3.19に示す。なお、 $y=-0.7km$ 付近の防潮扉(延長: 15.0m、高さ: 1.1m)は寄り回り波の来襲初期に被災したと仮定し、開放された状態を想定した。



写真-3.3 大型平面水槽と海底地形模型

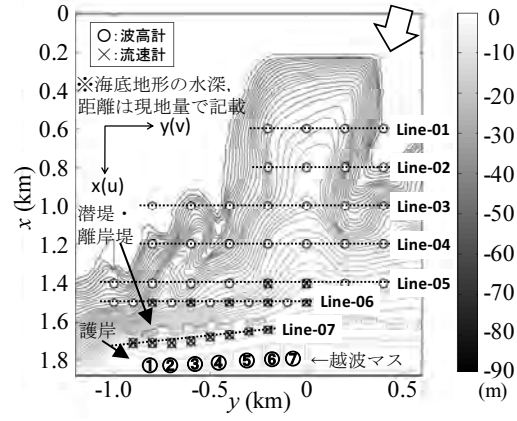


図-3.18 波高計, 流速計及び越波マスの配置

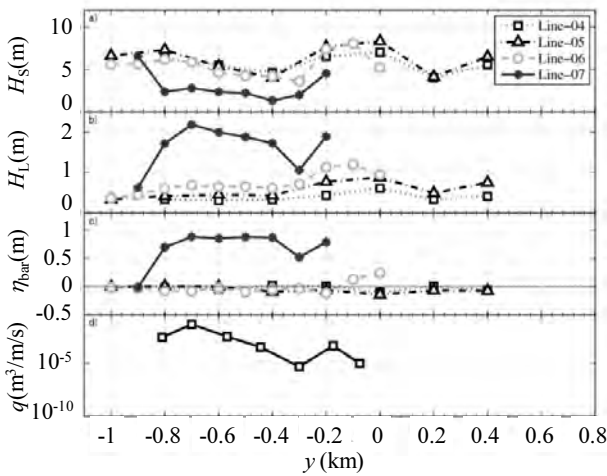


図-3.19 各測線上の波高, 水位及び護岸越波量

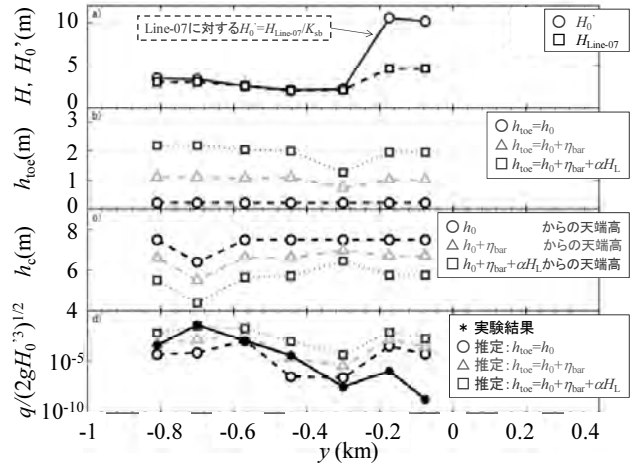


図-3.20 堤前水深, 換算沖波波高及び護岸越波量

潜堤・離岸堤群より沖のLine-06までは、海底岬地形による屈折・浅水・碎波変形のために緩勾配部 ( $y=-0.2\sim 0\text{km}$ ) で短・長周期波高及び平均水位が増加している。また、潜堤・離岸堤群背後のLine-07では、緩勾配部に加えて、急勾配部 ( $y=-0.7\sim -0.4\text{km}$ ) でも長周期波高及び平均水位が上昇している。さらに、急勾配部で大きい護岸越波量は、まさにこれらの分布傾向によく対応している。

#### b) 被災時の越波発生機構に関する考察

これらの再現結果をもとに、既設の潜堤・離岸堤群と海岸護岸に挟まれた水域 (Line-07) における水位・流速変動、短周期波高、長周期波高及び平均水位上昇量に着目して、越波発生機構を考察した。

平山ら (2009b) 及び平山・春尾 (2010) は、碎波による平均水位上昇やサーフビート (長周期波) が卓越する碎波帯内のリーフ上護岸に対して、合田による越波流量算定図を適用する場合の堤前及び換算沖波波高は、次式で算定することを提案している。

$$\text{堤前水深} : h_{\text{toe}} = h_0 + \eta_{\text{bar}} + \alpha * H_L \quad (3.1)$$

$$\text{換算沖波波高} : H_0' = H_S / K_{\text{sb}} \quad (3.2)$$

ここで、 $h_0$ は静水深、 $\alpha$ は水位に対するサーフビート波高の寄与率で $\alpha=0.5$  (と仮定)、 $K_{\text{sb}}$ は合田の推定図から得られる碎波帯内波高と換算沖波波高の比である。

式(3.1)、(3.2)をLine-07へ適用し、得られた堤前水深： $h_{\text{toe}}$ 、換算沖波波高  $H_0'$ 、及び越波流量算定図より推定された無次元護岸越波量： $q/(2gH_0')^{1/2}$  の空間分布を、計測結果とともに図-3.20 に示す。なお、護岸天端高： $h_c$  は基準面 (例えばD.L.) からの高さではなく、式(3.1)に示す堤前水深  $h_{\text{toe}}$  によって定まる水面からの相対的な高さであることに注意を要する。

まず、 $y=-0.3\text{km}$ 付近で計測された護岸越波量が極小となったのは、 $H_0'$ が小さいことに加え、 $\eta_{\text{bar}}$ 及び $\alpha H_L$ を加えた  $h_{\text{toe}}$ が最小 (護岸天端高  $h_c$ が最大) であったためであることがわかる。また、 $H_0'$ がほぼ等しい隣接する  $y=-0.4\text{km}$ 付



近で護岸越波量が急増しているのは、 $h_{toe}$ が増加 ( $h_c$ が減少) しているためである。一方、 $y=-0.7$ km付近の護岸越波量が最大となったのは、この位置にあった防潮扉が破壊され、周囲に比べ $h_c$ が1.1m低下していたためである。

また、 $\eta_{bar}$ 及び $H_L$ を考慮して算定図より推定した越波量の空間分布は、急勾配地形 ( $y=-0.8\sim-0.4$ km) に面した護岸越波量の増大が $\eta_{bar}$ 及び $H_L$ の空間分布に従う $h_{toe}$ の増加 ( $h_c$ の減少) によるものであることを示している。なお、これらに比べ短周期波の $H$ 、 $H_0'$ が大きい $y=-0.2$ km付近で護岸越波量が小さい理由は、隣接する緩勾配地形での屈折変形により、護岸に対する短周期波の入射波向きが大きく変化したためであると考えられる。

このように、下新川海岸における護岸越波量の空間分布には、特に、護岸前面における平均水位上昇と水位の長周期変動が深く関わっていることが明らかとなった。このうち、急勾配部の潜堤・離岸堤群背後及び緩勾配部で生じた同程度の平均水位上昇は、ともにこの付近で生じた碎波によるものと考えられる。一方、水位の長周期変動は、Line-07上の各地点で得られた水位・流速変動を詳細に調べた結果、この水域では図-3.21に示す変動パタ

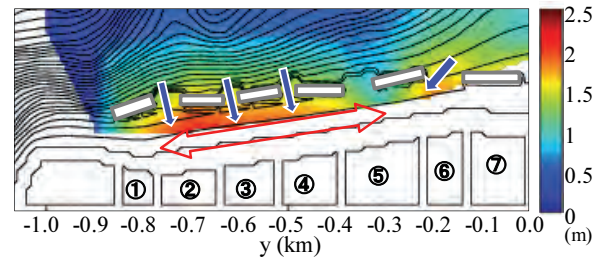


図-3.21 護岸前面水域での水位の長周期変動パターン (カラーコンターは長周期波の波高分布を示す)

ーンが存在することがわかった。すなわち、海底勾配の不連続部にあたる $y=-0.3$ km付近を節とする周期100~130s程度の重複波が沿岸方向に定在するとともに、 $y=-0.7\sim-0.4$ km付近の急勾配部ではさらに沖からの来襲波群に由来する岸沖方向の長周期変動が重畳している。この結果、急勾配地形側の護岸前面で水位の長周期変動が特に大きくなったと考えられる。

#### c) 越波発生機構を考慮した対策工の検討

以上の考察から、急勾配部では潜堤・離岸堤背後での水位の長周期変動と平均水位上昇、緩勾配部では護岸前

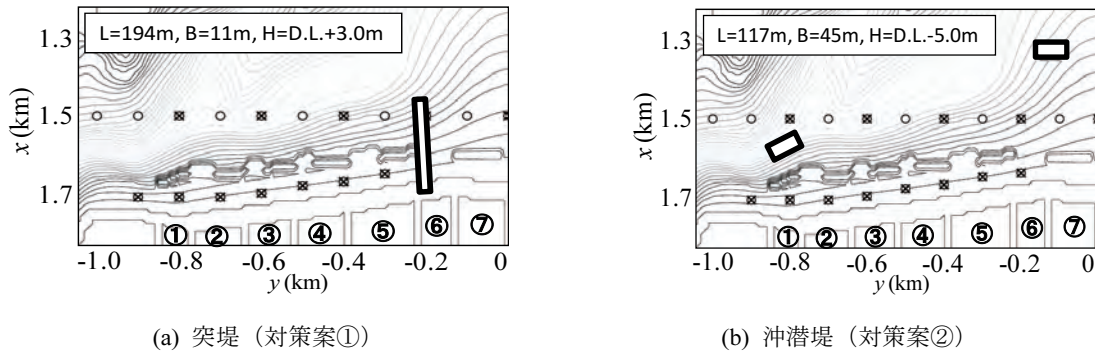


図-3.22 越波低減対策工の配置案

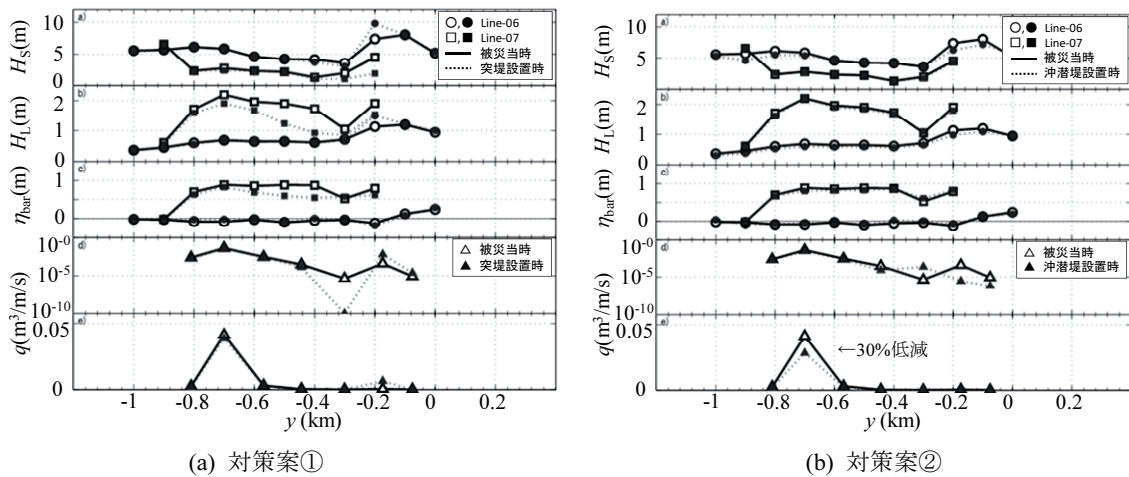


図-3.23 各測線上の波高、水位及び護岸越波量

面での平均水位上昇と波浪集中による短周期波高の増大が、それぞれの越波量に大きく寄与していることが明らかとなった。そこで、これらを考慮した効率的・効果的な対策として、図-3.22 に示すように、海底勾配急変部付近に突堤を設置した地形(対策案①)、及び緩勾配、急勾配斜面上にそれぞれ沖潜堤を設置した地形(対策案②)を想定し、これらの越波低減効果について検証した(図-3.23)。なお、これらの対策工はいずれも不透過構造とした。

まず、護岸前面の水位の長周期変動のうち、沿岸方向の定在波は地形急変部( $y=-0.3\text{km}$ )から入射し、かつこの付近を節としていることに着目して、この付近の汀線から水深20m(図-3.18 に示す Line-06 付近)まで延びる突堤を設置し、沿岸方向の長周期変動を抑制した場合の波高分布及び護岸越波量を計測した。この結果、護岸越波量は、突堤の遮蔽域となる  $y=-0.3\text{km}$  付近では大きく低減するものの、これより西側( $y$  軸の負の方向)の急勾配部では突堤から離れるほど低減効果は小さくなり、護岸越波量が最大であった  $y=-0.7\text{km}$  付近での低減効果は高々5%に留まった。なお、突堤からの反射域となる  $y=-0.2\text{km}$  付近では、逆に護岸越波量の増大がみられた。ただし、この突堤案は同時に、地形急変部で発達する沿岸流を抑制する効果があることが別途確認された。

次に、急勾配部における護岸前面の平均水位上昇は、高波高のまま来襲する波群が護岸近傍の潜堤・離岸堤群で砕波することが原因であること、及び緩勾配部での平均水位上昇及び長周期波高の増大が避けられないなかでは、短周期波高を低減させる必要があることに着目して、設置水深20m程度を限度としてこれらの沖合に潜堤を設置し、護岸前面の潜堤・離岸堤群より沖で短周期波を砕波させた場合の波高分布及び護岸越波量を計測した。この結果、緩勾配部に設置した沖潜堤は  $y=-0.2\sim 0.0\text{km}$  付近の護岸越波量の低減に寄与していること、及び急勾配部に設置した沖潜堤は護岸越波量が最大であった  $y=-0.7\text{km}$  付近の護岸越波量を30%低減することが確認された。

このように、周期の長いうねりによる護岸越波量の低減を検討する際には、従来のような短周期波浪の制御のみならず、長周期変動の挙動や平均水位上昇の制御を含めた新たな対策を検討することも重要であることがわかった。また、下新川海岸で明らかとなった越波発生機構やそれを考慮した対策工の検討結果は、同様な地形急変部を有する神奈川県湘南海岸や富山県滑川地区などにおいても活用できることが期待される。

## 4. 海岸護岸における簡易な越波浸水対策の提案

地球温暖化に伴う台風の大型化により、今後、高潮偏差や波の大きさが増加し、海岸堤防において現在想定されている設計外力を超える可能性が危惧されている。一方、性能設計の実施に伴い、これまで必ずしもあまり積極的に想定されてこなかったこのようないびつな波浪による高波に対しても、風波を対象とした従来と同様な手法を用いて再現確率を推定し、耐用年数や施設の重要度に応じて設計に取り入れていくことが今後必要になると考えられる。また、特に重要な施設については、風波、うねり性波浪のそれぞれについて、これらの設計波を超える波高の偶発性(偶発波浪荷重)をも合わせて考慮する必要がある。しかし、海岸における越波浸水対策として既に広く普及している直立護岸の整備レベルをこのような水準まで高めることは、近年の社会情勢の変化を勘案すると困難な場合も想定される。

そこで、本章では、海岸護岸の越波量の空間分布を適切に算定する手法、及び越波水塊の浸水・排水過程を算定する手法を用いて、既存護岸及びその周辺に設置する簡易な越波浸水対策工、及びその減災効果を評価する検討手法の提案を行った。

### 4.1 室津港海岸における護岸越波量の推定とその検証

海岸護岸に打ち寄せる波は、沿岸域の地形・海底特性に応じて変形・集中し、同じ沖波条件に対してもその空間分布は必ずしも一様ではない。このために生じる護岸越波量の空間分布を把握することは、海岸護岸の適切かつ効率的な設計や背後地の面的防護策の立案等において非常に重要である。

そこで本節では、港湾・海岸施設の設計や港内静穏度解析などに近年多くの実績を有するブシネスクモデル(NOWT-PARI)に対し越波計算モデルを組み込んだ計算ツールを用いて、平面的な波浪変形の結果生じる護岸越波量の空間分布を算定するとともに、これらを現地の越波状況や従来の1次元的な手法による結果と比較し、その妥当性を検証した。

#### (1) 対象海岸における波浪変形計算

##### a) 計算条件

計算対象とした現地海岸地形を図-4.1に示す。室津港側から順に、奈良師海岸、岩戸海岸、元海岸という3つの地区からなるこの海岸は、隣接する高知県室津港と行当岬に挟まれ、2004年の台風23号に伴う高波による越波災害が発生した菜生海岸とは、室津港を隔てた反対側に位置している。また、海岸護岸のすぐ背後を通る国道55号

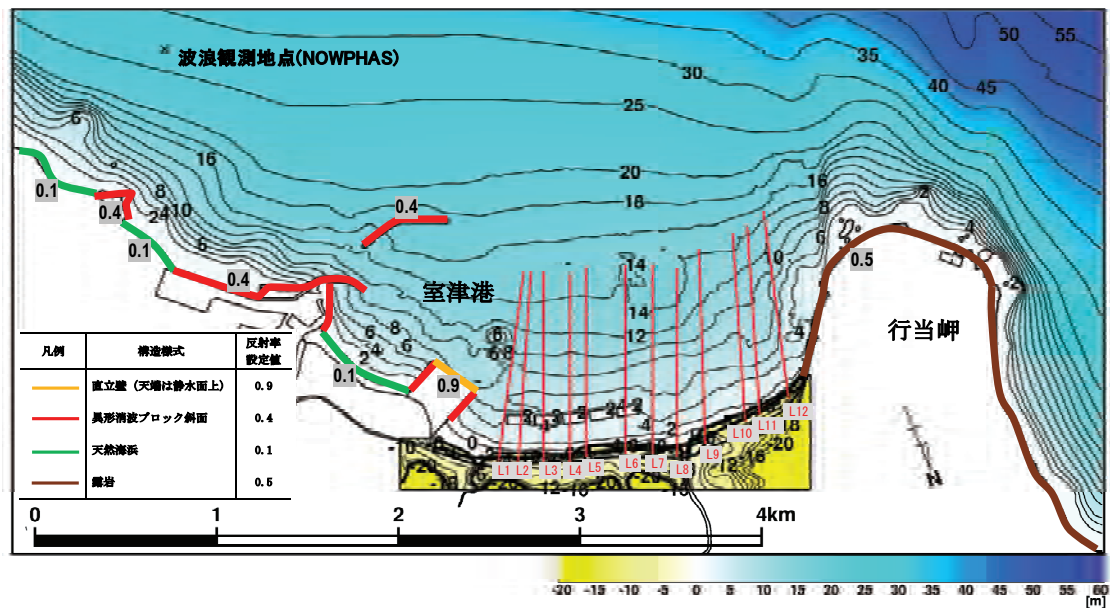


図-4.1 2004年当時の室津港海岸地形とその周辺地形 (L1～12は護岸越波量算定のための代表測線)

表-4.1 対象擾乱時の波浪諸元及びス潮位

擾乱	日時	波高	周期	波向き	潮位	備考
1 台風0418号	9/7 11:30	4.74m	11.0s	N214°	T.P.+0.46m	片側車線規制開始時刻
2 台風0423号	10/20 14:00	13.55m	15.8s	N208°	T.P.+1.99m	ピーク波高の観測時刻

表-4.2 各測線上の海岸護岸断面

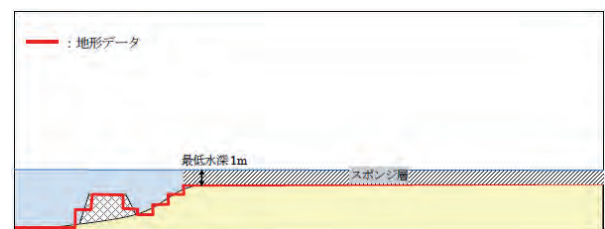
構造物	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12
人工リーフ	無	有	有	有	間	有	無	無	無	無	無	無
護岸消波	有	有	有	有	有	無	無	無	無	無	無	無
護岸天端高 (T.P.+ m)	8.6	8.6	8.6	10.0	8.2	8.2	10.0	8.2	8.4	7.8	7.8	10.0

※人工リーフにおいて“間”とは、代表断面が人工リーフ間に設定されていることを意味している

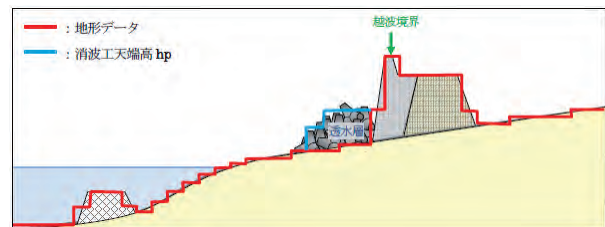
(片側1車線)への越波対策として、2004年当時にも人工リーフ群がすでに数基設置されていたことが図より読み取れる。しかし、この付近の道路通行規制実績によると、少なくとも2005年度末の護岸改良実施以前には、特に行当岬側の元海岸付近で越波による通行障害が度々発生していたようである。

そこで、後述する越波計算により当時の状況を推定するために、越波による片側通行規制が開始された台風0418号来襲時の高波(擾乱1)、及び既往最大波高を観測し全面通行止めが実施された台風0423号来襲時の高波(擾乱2)を対象として、汀線近傍の碎波・遡上計算が可能な平面2次元ブシネスクモデル(平山・平石, 2004)による波浪変形計算を行い、海岸護岸周辺の進行波による平面波浪場を推定した。対象時刻において近隣のNOWPHAS地点及び気象庁検潮所で観測された波浪諸元及び潮位を表-4.1に示す。

ここで、この沖合境界で与える入射波は、NOWPHAS



(a) 海岸護岸なし



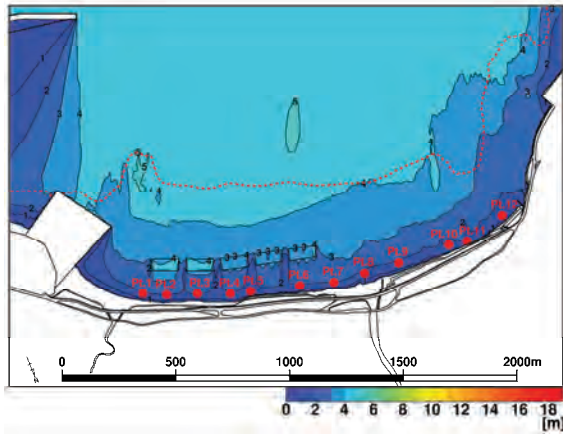
(b) 海岸護岸あり

図-4.2 海岸護岸周辺地形の模式図

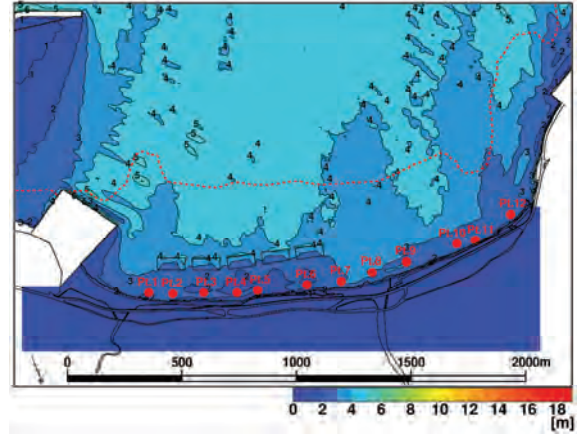
による現地観測データから推定された沖波スペクトルをもとに、エネルギー平衡方程式法で算定した造波境界上に分布する複数の方向スペクトルによって造波し(平山ら, 2010a, 2011, 2012),対象日時の観測潮位に加え、沖の周辺・海底地形による平面的な波浪変形を考慮した。また、比較のため、エネルギー平衡方程式法で算定した波浪変形も検討対象とした。

一方、図-4.1に示す海岸前面の人工リーフ群は、計算では不透過構造物として設定した。また、防波堤、護岸等に沿う曲線で示す反射境界について、エネルギー平衡方程式では凡例に示す反射率、ブシネスクモデルでは消



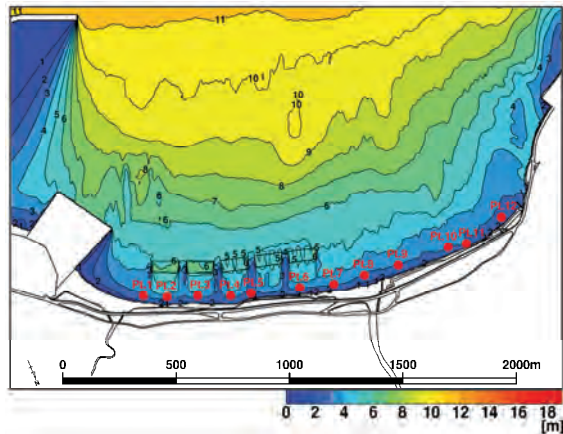


(a) エネルギー平衡方程式法

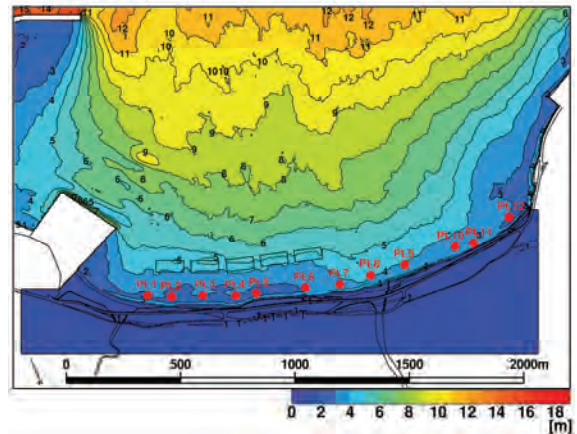


(b) ブシネスクモデル

図-4.3 海岸地形上の平面波高分布（擾乱1）（Pt.1～12は換算沖波波高算定用の波高抽出点，点線は砕波位置）

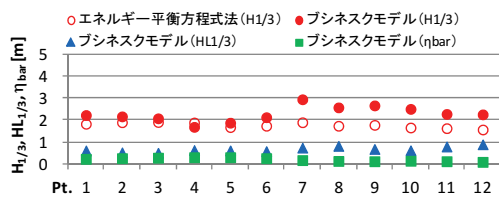


(a) エネルギー平衡方程式法

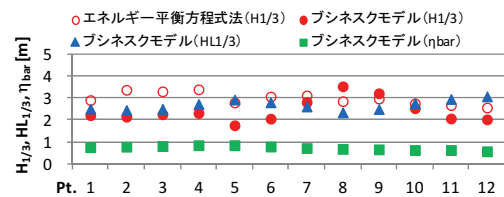


(b) ブシネスクモデル

図-4.4 海岸地形上の平面波高分布（擾乱2）（Pt.1～12は換算沖波波高算定用の波高抽出点，砕波位置は枠外）



(a) 擾乱1（台風0418号）



(b) 擾乱2（台風0423号）

図-4.5 代表地点で算定された波浪諸元

波工に応じた反射率が算定される透水層（平山・平石，2001；平山，2001，2006）または砕波・遡上変形が生じる自然地形を設定した。さらに，海岸護岸については，エネルギー平衡方程式法では反射率ゼロ，ブシネスクモデルでは図-4.2(a)に示すように，T.P.-1.0m以浅に十分な幅のスポンジ層を設定し，海岸護岸からの反射波を抑制した。なお，図-4.2(b)に模式的に示す海岸護岸境界は，後述する越波計算において設定した。

さらに，ブシネスクモデルの差分計算に用いる格子幅

は $\Delta x=5.0\text{m}$ とし，時間間隔は入射波高が比較的小さい台風0418号では $\Delta t=T/500\text{ s}$ ，入射波高が大きく計算が不安定になり易い台風0423号では $\Delta t=T/2500\text{ s}$ とした（ここで， $T$ は入射波の有義波周期）。また，海岸護岸周辺の波浪場が安定するまでの前駆時間に $50T$ ，その後波浪統計量を得るためのデータ収録時間に $150T$ の計算時間を確保した。

ところで，図-4.1において岸沖方向に設けた線分（L1～12）は1次元的手法により海岸護岸上の打ち上げ高及び越波量を推定するための代表測線を示す。表-4.2には，

各測線上での2004年当時の海岸護岸断面の状況を示す。ちなみに、このうちL10~12の区間については現在、人工リーフ（3基）の設置、護岸天端高の1.2m嵩上げ、及び堤脚部の消波が実施されていることを付記しておく。

#### b) 計算結果

対象とした擾乱1, 2に対し、エネルギー平衡方程式法及びブシネスクモデルで算定された現地海岸周辺の波高分布を図-4.3及び図-4.4に示す。ここで、図中の点線は、別途算定した砕波を考慮しないエネルギー平衡方程式法による波高分布と比較して、波高が7%減衰した位置を示し、本研究ではこれを砕波位置とみなす。ただし図-4.4では、これは描図範囲を超えた沖合に位置したため、図には示していない。また、これらの図の海岸護岸に沿って設けた代表地点（Pt.1~12）は図-4.1に示す代表測線上にあり、水深はT.P-2.0m程度である。これらの地点で算定された進行波の波浪諸元（有義波高： $H_{1/3}$ 、サーフビート波高： $HL_{1/3}$ 、平均水位上昇量： $\eta_{bar}$ ）を図-4.5に示す。

図-4.3に示す擾乱1では、沖に人工リーフがないPt.7~12にかけて、ブシネスクモデルで算定された有義波高はエネルギー平衡方程式法によるものよりも大きく、その他の地点で両者はほぼ等しい。これは、人工リーフ上で強制的に砕波する状況は両者で同様に算定されるものの、図-4.5(a)に示すサーフビートや平均水位上昇による潮位変化が考慮されないエネルギー平衡方程式法では、斜面上の砕波位置が岸側へ移動する状況を再現できていないためであると考えられる。

また、図-4.4に示す擾乱2では、かなり沖で砕波することに伴いサーフビートや平均水位上昇による激しい潮位変化が生じていると推定されるが、これらを考慮できないエネルギー平衡方程式法では、この影響が人工リーフ背後の不自然な波高分布となって現れている。一方、ブシネスクモデルでは、これらに加え人工リーフ上での再砕波により平均水位上昇量がさらに増加している様子が、図-4.5(b)から読み取れる。なお、このとき推定されたサーフビート波高及び平均水位上昇量は、大きいところでそれぞれ約3m及び約0.8mに達している。

### (2) 海岸護岸上の波の打ち上げ高及び越波量の推定法

#### a) 修正仮想勾配法

代表測線上に位置する護岸での1次元的な打ち上げ高及び越波量の推定には、玉田ら（2009, 2010）による修正仮想勾配法を適用した。ただし、玉田ら（2010）のうち、最大打ち上げ高を用いた越波量の算定式(9), (10)には誤りがあり、換算沖波波高に対する最大打ち上げ高の比を1/3乗している部分は、次に示すように、正しくは3/2乗とすべきである。

$$\frac{q}{\sqrt{gH_0^3}} = \begin{cases} 0.018 \left( \frac{R_{max}}{H_0} \right)^{\frac{3}{2}} \left\{ 1 - \left( \frac{R_c}{H_0} \right) / \left( \frac{R_{max}}{H_0} \right) \right\}^{3.200} & \text{for } 0 \leq R_c \leq R_{max} \\ 0 & \text{for } R_{max} \leq R_c \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_0^3}} = \begin{cases} 0.018 \left( \frac{R_{max}}{H_0} \right)^{\frac{3}{2}} \left\{ 1 - \left( \frac{R_c}{H_0} \right) / \left( \frac{R_{max}}{H_0} \right) \right\}^{6.240} & \text{for } 0 \leq R_c \leq R_{max} \\ 0 & \text{for } R_{max} \leq R_c \end{cases} \quad (4.2)$$

また、この外力となる換算沖波波高の算定には、通常用いられる砕波位置の有義波高ではなく、ブシネスクモデルまたはエネルギー平衡方程式法で算定される汀線付近（図-4.3及び図-4.4中のPt.1~12）の有義波高（進行波）から算定したものをを用いた。これは、各擾乱での砕波位置が人工リーフ群の沖にあり、特に擾乱2では、隣接する港湾の沖防波堤よりも沖に位置していることを踏まえ、汀線近傍の人工リーフによる二次的な砕波減衰を含めた海岸地形上の平面的な波浪変形を極力取り込めるよう配慮したものである。なお、この場合、仮想勾配を算定する沖側端は、換算沖波波高を算定した水深T.P-2.0m程度の代表地点となることに注意されたい。

さらに、汀線付近の有義波高の算定にブシネスクモデルを用いた場合には、同時に算定される平均水位上昇量及びサーフビート波高の1/2（片振幅）を潮位に加算し、換算沖波波高や打ち上げ高を算定することとした。

#### b) 越波モデル

対象護岸での打ち上げ高及び越波量の空間分布の推定には、平山・長谷川（2011）による越波モデルを備えたブシネスクモデルを用いた。ここで、打ち上げ高は、図-4.2(b)に示す護岸前面で算定される水位変動の一波毎の極大値に相当し、越波量は、護岸天端高を超える水位変動から越流水深を得て、越流公式により算定される。ただし少なくとも、水面の水粒子が飛び出さないことを前提に導出されたブシネスク方程式では越波飛沫等は算定されないため、これらの護岸前面水位には、断面模型実験から得た補正係数が乗じられていることに注意されたい。なお、これらの詳細は4.2節で改めて示す。

ところで、このとき得られた海岸護岸前面の有義波高の平面分布は、進行波のみを対象とした図-4.3(b)及び図-4.4(b)に示した結果と大差ないことを別途確認している。これは、前面の海浜地形上での砕波・遡上変形によ

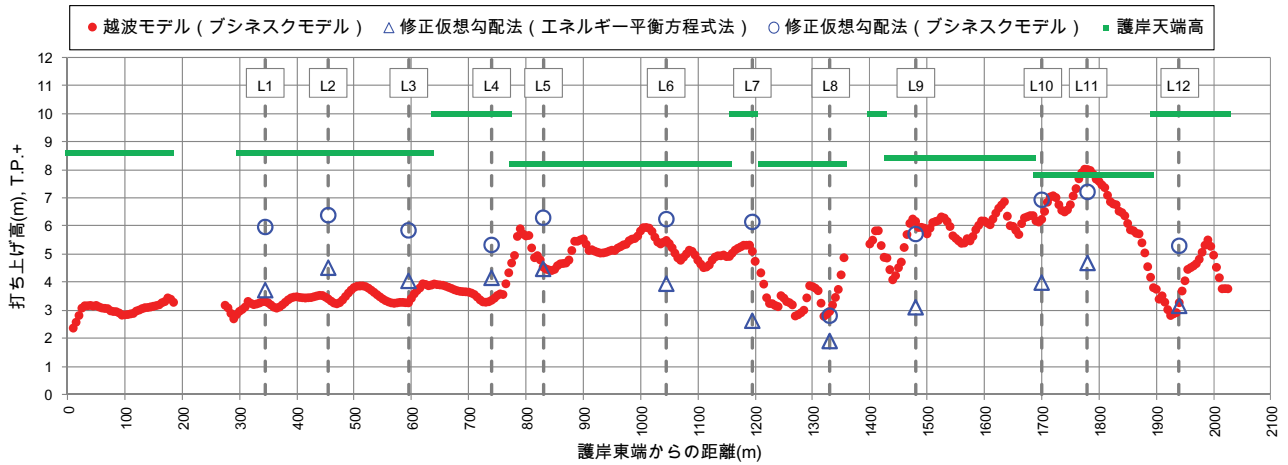
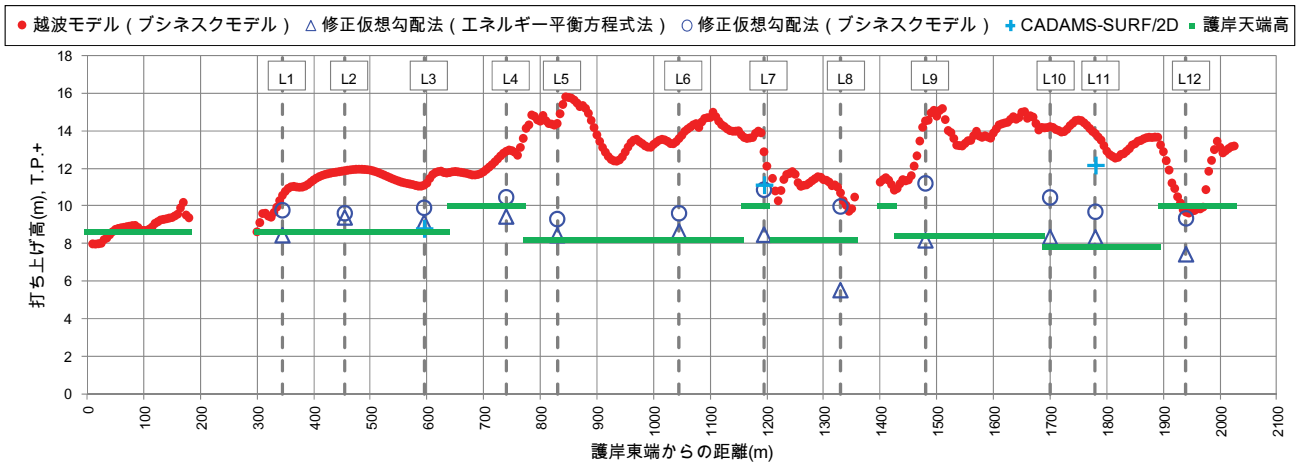
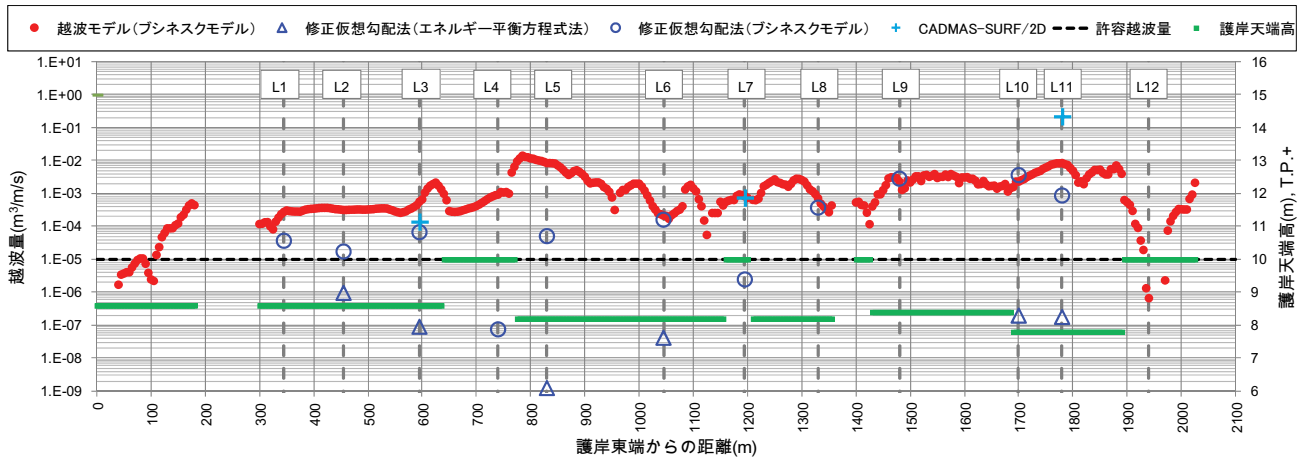


図-4.6 台風 0418 号来襲時の高波に対して推定された海岸護岸上の打ち上げ高



(a) 打ち上げ高



(b) 護岸越波量

図-4.7 台風 0423 号来襲時の高波に対して推定された海岸護岸上の打ち上げ高と越波量

る顕著な波高減衰により、海岸護岸からの反射波がほとんど発生しなかったためと推測される。

(3) 波の打ち上げ高及び護岸越波量の推定精度

計算対象とした2つの擾乱において、修正仮想勾配法で推定された各代表測線上の護岸での打ち上げ高及び越波量を、ビジネスモデルで直接算定されるこれらの空

間分布と比較し、計算結果の違いを確認した。さらに、これらの計算精度を検討するために、算定された護岸越波量を車両通行に関する許容越波量 ( $1.0E-05 \text{ m}^3/\text{m/s}$ ) と比較し、当時の越波状況の再現性を考察した。

a) 台風0418号による高波 (擾乱1)

このケースでは、修正仮想勾配法、越波モデルによるいずれの推定結果でも、後述する一部の区間を除き護岸越波量はほとんど算定されなかった。そこで、これらで推定される打ち上げ高を図-4.6に示す。ただし、修正仮想勾配法はL1~12で示す代表測線上にのみ適用し、越波モデルで算定される打ち上げ高の沿岸分布は、護岸前面の各計算格子上的最大水位のうち、場所毎のばらつきを抑えるために前後2格子で移動平均したものを示した。

各手法による算定結果のうち、エネルギー平衡方程式法またはブシネスクモデルで算定される換算沖波波高を用いた修正仮想勾配法についてみると、堤前の潮位上昇分(平均水位上昇量及びサーフビート波高の片振幅)を考慮していない前者は、後者よりも打ち上げ高が小さい。さらに、後者は、前面に消波工が設置されていない直立護岸(L6~12)では越波モデルで直接算定される打ち上げ高と比較的よく一致するが、消波護岸(L1~5)上の打ち上げ高は越波モデルに比べ過大評価となる。これは、消波工法面を地盤とみなす仮想勾配法では、護岸前面の消波工による波浪減衰を考慮できないためと考えられる。

また、このときの高波により片側車線規制が開始されたL11付近に着目すると、越波モデルでは、この地点において護岸天端高を超える打ち上げ高とともに許容越波量  $1.0E-05 \text{ m}^3/\text{m/s}$  を僅かに上回る護岸越波量が算定され、当時の越波状況をよく再現していることが確認された。

b) 台風0423号による高波 (擾乱2)

修正仮想勾配法、越波モデルでそれぞれ推定された打ち上げ高及び護岸越波量の沿岸分布を図-4.7に示す。このケースでは、特に越波モデルで推定された護岸越波量は、当時の護岸断面に対しほぼすべての護岸で車両通行に係る許容越波量を大きく上回る結果が得られた。これらは、ちょうどL1~12の区間に相当する1.4kmに渡る背後道路で越波による路面冠水が生じ、全面通行止めが実施

されていた当時の状況によく符合している。

一方、修正仮想勾配法で推定された代表測線上の打ち上げ高及び護岸越波量のうちL1~5の区間では、いずれも越波モデルによるものを下回っていた。この原因には、このときの高波浪に伴う潮位上昇により護岸前面の消波工がほぼ水没した状態にあり、消波工法面を仮想勾配の一部とみなすことの影響が小さかったことに加え、堤前波の周期を沖波と同じに仮定したことにより波形勾配を過小評価したことなどが考えられる。また逆に、堤脚部に消波工が施されていないL6~12の区間では、ブシネスクモデルと組み合わせた修正仮想勾配法で推定された打ち上げ高及び護岸越波量は、越波モデルによる算定結果と比較的よく一致した。ただし、前面の比較的急な海底勾配上で砕波し、越波飛沫が生じ易いと考えられるL6~7及びL9~11では、これらを見積もるために補正係数が乗じられた越波モデルによる打ち上げ高は、修正仮想勾配法による最大打ち上げ高に比べ過大に算定されている。

そこで、これらの算定精度をより詳細に検討するために、L3, L7, L11の測線上のT.P.-8.0m以浅の断面地形(図-4.1を参照)を対象としてCADMAS-SURF/2D(財団法人沿岸開発技術研究センター, 2001)による越波計算を実施した。ただし、入射波高の検定地点が砕波帯内に位置するためその沖での砕波変形が再現されていないことに加え、平面波浪場の影響が考慮されないために、予備計算で算定された汀線付近の代表地点Pt.3, Pt.7, Pt.11でのサーフビート波高及び平均水位上昇量はブシネスクモデルに比べかなり過小評価された。そこで、これらの差:  $\Delta h$  を造波境界での初期水位に加算し、修正仮想勾配法と同様、汀線付近での潮位上昇量を予め考慮することとした。

初期潮位補正後にCADMAS-SURF/2Dで算定された汀線付近の代表地点での有義波高及び潮位上昇量は、いずれもブシネスクモデルによるものと比較的良好一致した(図-4.8)。ただし、Pt11で算定されたCADMAS-SURF/2Dによる有義波高が非常に大きいのは、行当岬側へ向かう屈折変形が考慮されないためと考えられる。また、図-4.7中に+印で示してあるCADMAS-SURF/2Dで算定された

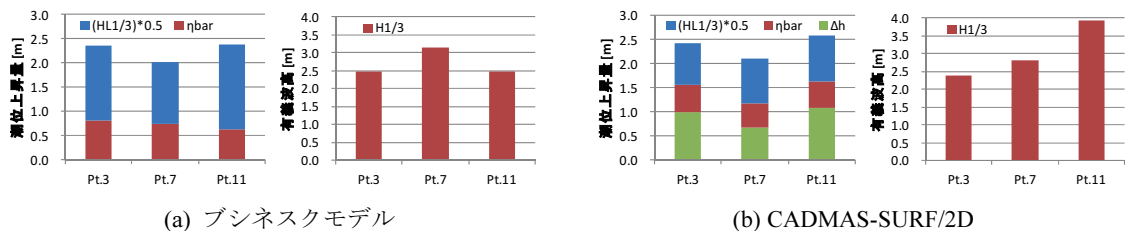


図-4.8 ブシネスクモデル及びCADMAS-SURF/2Dで算定された代表地点での波浪諸元の比較

打ち上げ高及び護岸越波量をみると、L11を除き、飛沫を伴う越波現象を直接再現したその計算結果は修正仮想勾配法による算定結果に近く、またこれを上回る場合にも、越波モデルによる算定結果とよく一致していることがわかる。したがって、前述の議論と合わせて考えると、海岸護岸前面の平面波浪場とともにブシネスクモデルで直接算定される打ち上げ高及び護岸越波量の沿岸分布は、概ね妥当な結果を与えていると判断できる。

#### (4) 護岸越波計算に関する今後の課題

水塊が水面を飛び出す越波現象は本来、水の波の伝播・変形過程を記述するブシネスク方程式の適用範囲外であるが、越波計算が可能なブシネスクモデルでは、越流公式を応用した境界処理法を導入することによりこれを克服している。しかし、越流水深を与える護岸前面水位には断面模型実験から得た補正係数が乗じられているため、適宜、修正仮想勾配法やCADMAS-SURF/2D等による算定結果との比較を行いながら適用事例を蓄積し、汎用性を高めていくことが望ましい。

なお、わが国沿岸においては、背後に道路や住宅地が迫り、越波量の空間分布を適切に評価しておくべき海岸護岸は決して少なくない。また、地球温暖化に伴う海面上昇とも相まって、面的防護を含む海岸の多様な越波対策の検討などへの活用が期待される。

## 4.2 久里浜港海岸における簡易な越波浸水対策の検討

3.2節で詳述したように、久里浜湾では2004年5月に周期16sを超えるうねりが来襲し、漁船が転覆する事故が発生したが、潮位がそれほど高くなかったために海岸護岸での越波災害は発生しなかった。すなわち、久里浜湾近傍の横須賀港の潮位記録によると、このとき(2004年5月21日14:00)の潮位は横須賀港のH.W.L.(D.L.+2.0m)よりも約40cm程度低いD.L.+1.63mであった。しかし、横須賀港のH.H.W.L.(D.L.+2.6m)は来襲当時の潮位に比べ約1.0m程度高いことを考えると、久里浜湾内の久里浜港海岸で周期の長いうねりによる越波災害が生じる危険性は否定できない。

そこで本節では、平面的な越波浸水・排水過程を再現可能なブシネスクモデルを用いて周期の長いうねりを対象とした越波浸水・排水計算を行い、既設護岸が備えた排水能力を考慮しつつ護岸背後の越波浸水過程を明らかにした。また、これを踏まえ、簡易な浸水対策として位置付けられる土嚢を積み上げた仮設堤(以下では、土嚢仮設堤と表記)を取り上げ、その効果について検証した。

なお、土嚢仮設堤は高波来襲前に人力等により設置して遊水池を創出し、高波来襲時には護岸背後の越波水塊

を一時的に貯留することが期待される。そして、高波来襲後には遊水池内の水位が十分下がるのを待って、人力等により撤去することを想定している。

#### (1) 越波浸水・排水モデル

平山・長谷川(2011)は、越流公式に代入する護岸前面水位の補正係数を導入した越波モデル、及び排水管路内の流れを等流近似した排水モデルをブシネスクモデルに組み込み、フラップゲート付排水孔(以下、排水孔)を有する護岸の越波浸水・排水過程を算定するとともに、流体運動の直接解析法の1つであるMARS法による計算結果と比較して、その適用性を検証した。その詳細を以下に示す。なお、本節では、これを平面波浪場へと拡張した計算モデルを用いた。

##### a) 越波モデル

越流公式に基づく護岸越波量の推定では、式(4.3)に示す越流係数 $C_0$ 及び護岸前面水位 $\eta$ の補正係数 $\alpha$ を適切に設定することが重要である。

$$q_{flow} = C_0 \frac{2}{3} \sqrt{2g} (\alpha\eta - h_c)^{3/2} \quad \text{ただし、} \eta > h_c \quad (4.3)$$

ここで、 $q_{flow}$ は護岸越波量、 $h_c$ は護岸天端高、 $g$ は重力加速度である。

平山ら(2006)は、1/30勾配斜面に設置された護岸を対象として、作用波の波形勾配や相対水深、相対天端高の異なる断面越波実験を実施し、進行波の堤前波高に対する相対天端高を変数とする、次のような越流係数の推定式を提案した(図-4.9)。

$$C_0 = \begin{cases} 0.045 & : h_c / (K_{sb} H_0') > 2.5 \\ 0.47 - 0.17 h_c / (K_{sb} H_0') & : h_c / (K_{sb} H_0') \leq 2.5 \end{cases} \quad (4.4)$$

ここで、 $H_0'$ は換算沖波波高であり、 $K_{sb} H_0'$ は合田(1975)による略算式で得られる砕波帯内波高である。

すなわち、越流係数 $C_0$ は、進行波の堤前波高に対する相対天端高 $h_c / (K_{sb} H_0') = 2.5$ をしきい値として、相対天端高が小さい場合は次第に越流状態に近くなるため0.47を上限に単調に増加し、大きい場合は越波飛沫が支配的で越流公式をもはや適用できないと考え0.045で一定となる。

一方、ブシネスク方程式の弱非線形性や離散化に伴う誤差、及び飛沫の影響により、算定される護岸前面水位 $\eta$ は、そのままでは実際よりも過小に算定される。そこで、護岸前面の打ち上げ高に関して過去の実験結果とその再現計算結果との比較を行い、計算誤差と思われる部分について、次のような補正を行った。

実験及び計算で得られた打ち上げ高の1/3有義値 $R_{1/3}$ を堤前水深 $h$ に対してプロットし、これらの近似式を比較すると図-4.10のようになる。ただし図では、両者をそれぞれ



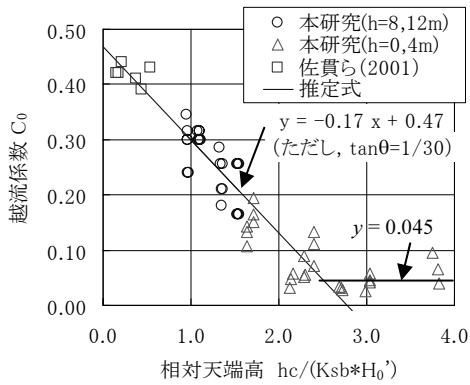


図-4.9 相対天端高に対する越流係数の変化

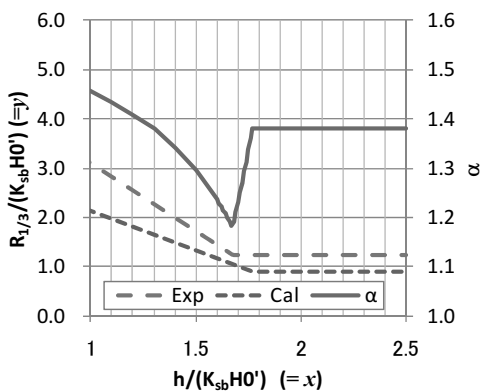


図-4.10 相対打ち上げ高の補正係数 (1/3 有義値)

れ砕波帯内波高で無次元化して示した。そこで、これらの比をとり補正係数 $\alpha$ を次式のように求めた。

$$\alpha(x) = \begin{cases} \frac{-2.76x + 5.85}{-1.60x + 3.72} & (x < 1.67) \\ \frac{1.23}{-1.60x + 3.72} & (1.67 \leq x < 1.77) \\ 1.38 & (x \geq 1.77) \end{cases} \quad (4.5)$$

ここで、相対水深が1.8程度よりも大きいとき $\alpha$ が一定となるのは非線形重複波形の補正、1.7程度より小さいとき相対水深が小さくなるほど $\alpha$ が大きくなるのは飛沫の打ち上げ高の補正、にそれぞれ対応している。また、相対水深が1.7から1.8の区間で $\alpha$ の変化が滑らかでない直接の理由は、実験及び計算で得られた打ち上げ高の近似式の変曲点が一致していないためであるが、本モデルではこれを移行区間とみなし、変曲点が一致するような近似線を描くことは特に行っていない。

なお、このような補正係数は護岸前面の打ち上げ高の各統計量で定義可能であるが、ブシネスクモデルで算定した護岸前面の水位変動全体を補正する代表値としては、

統計的に安定し、かつ相対水深1.7程度より小さい区間で1/20打ち上げ高と同程度の傾きが得られる、1/3有義値が最も適当と判断した。

#### b) 排水モデル

護岸を越波した水塊は、護岸背後に設けられた排水溝から暗渠（排水管路）を通じ、護岸沖側に設置された排水孔から堤外へ排水される。なお、MARS法による計算結果では、護岸背後の浸水時における排水孔からの排水過程は、ほぼ等流として近似できることが明らかとなっている（平山ら、2010b）。そこで、平面2次元のブシネスクモデルにおいては、直交座標系のそれぞれの方向に関し、排水管路内の流れを次のようにモデル化した。

まず、ある基準面に対して、護岸前面の排水孔と護岸背後の排水溝との間には、ベルヌーイの定理より次式のような関係が成り立つ。

$$\frac{1}{2}(1+K)\rho v_0^2 + \rho g h_0 = \rho g h_1 \quad (4.6)$$

ここで、 $\rho$ は海水密度、 $g$ は重力加速度、 $v$ は流速、 $h$ は基準面からの水面高さ、 $K$ は排水孔、排水溝、及び両者をつなぐ暗渠からなる排水管路内の形状・摩擦損失係数の総和であり、添字0、1はそれぞれ、排水孔位置、排水溝位置を表す。

なお、基準面を排水孔高さにとると、 $h_0=0$ 、 $h_1$ は排水孔高さからの浸水位を表す。このとき、静水面からの水位変動 $\eta$ （鉛直上向きを正）との関係は、静水面からの排水孔高さを $h_{\text{drain}}$ （鉛直下向きを正）として次式で表わされる（図-4.11）。

$$\begin{cases} h_0 = \eta_0 + h_{\text{drain}} & (h_0 = 0 \text{ as } h_0 < 0) \\ h_1 = \eta_1 + h_{\text{drain}} \end{cases} \quad (4.7)$$

式(4.6)より、排水孔から排水される流量 $q_0$ は次式のように与えられる。ただし、 $A$ は排水孔の断面積である。

$$q_0 = v_0 A = A \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_0)}{1+K}} \quad (4.8)$$

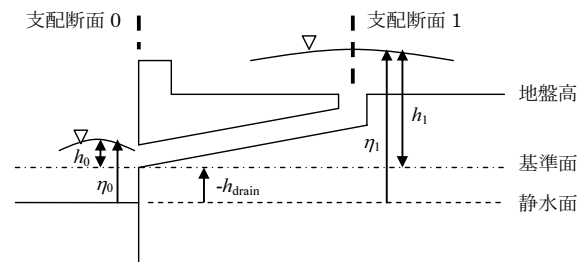


図-4.11 排水モデルにおける変数の定義

ここで、最大開度30度のフラップゲートによる形状損失係数はバルブに対するものを参考に10.8、排水孔及び屈曲部における形状損失係数はそれぞれ0.5及び0.2程度とした。また、暗渠（管路）壁による摩擦損失係数はマンニングの粗度係数を $n=0.015$ とし、管路長に応じて設定した。なお、フラップゲートの開閉は護岸前面の排水孔と護岸背後の排水溝との水位差（圧力差）によって行われるが、ここでは簡単のため、 $h_1 > h_0$ のとき全開（開度30度）、 $h_1 = h_0$ のとき全開（開度0度： $q_0=0$ ）とした。

次に、ブシネスクモデルへの導入に際しては、護岸位置及び排水溝位置でそれぞれ1点ずつ指定した2地点間の水位差に対して式(4.8)を適用し、これを計算格子幅で除したものを排水流量Fluxとして定義した。そして、護岸前面の排水孔位置及び護岸背後の排水溝位置では、排水流量Fluxの流入（排水孔前面）・流出（排水溝背後）を考慮して連続式のみを解き、系全体での質量保存を満足させた。したがって、このような排水モデルを導入したブシネスクモデルにおいては、排水溝周辺では排水溝内の水位低下に起因する流れ、排水孔前面では排水の流入による水位上昇に起因する流れが発生する。

一方、本モデルでは、護岸前面からの越波排水（排水流量Flux）による移流効果は無視している。これは、護岸前面では、排水流量Fluxと越流Fluxが同じ位置で定義されるが、運動方程式中の線流量Fluxには越流Fluxのみを採用しているためである。

(2) 海岸護岸の越波浸水過程を考慮した波浪変形計算  
a) 計算条件

対象とした計算領域は、久里浜湾沖の水深150m海域から久里浜湾内の海岸護岸や護岸背後域を含む範囲を計算格子間隔5mで設定した。これは図-3.6(a)に示したものと同様である。ただし、護岸背後域の越波浸水計算を実施できるように、護岸天端高や地盤高、及び陸域の主な建物の配置や通路を新たに設定した。このうち護岸天端高は、区間AでD.L.+4.0m、区間B及び区間CでD.L.+4.6m、区間D及び区間EでD.L.+5.1mである。これらの状況について図-4.12に示す。なお、対象とした海岸護岸にはフラップゲート付排水孔及び排水管路が、背後にはこれらを連結する排水溝が整備されており、これらの計算にはそれぞれ、前者は排水モデル、後者は非線形長波方程式を適用した。

波浪条件は、3.2節と同様、2004年5月に来襲した周期16s以上のうねりを対象として設定し、沖波諸元にはすでに推定された有義波高 $H_{1/3}=7.07\text{m}$ 、有義波周期 $T_{1/3}=16.5\text{s}$ 、波向 $170^\circ$ （北から時計回りの角度）を用いた。続いて、エネルギー平衡方程式法を用い計算領域沖側の造波境界に与える境界スペクトルを算出するが、今回は、造波境

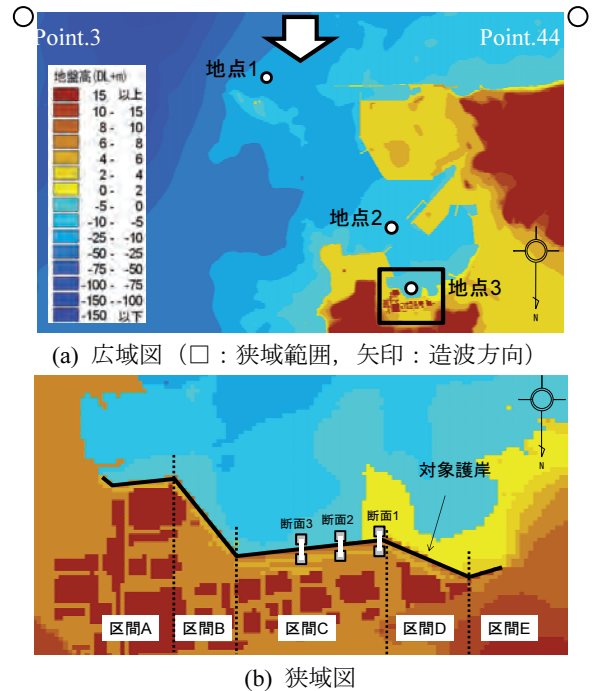


図-4.12 対象とした計算領域

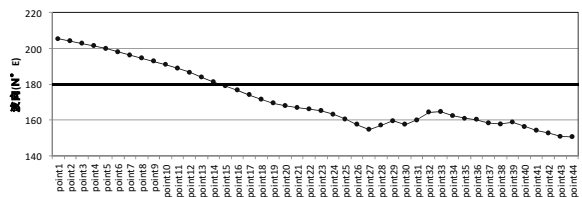


図-4.13 造波境界上の主波向の変化

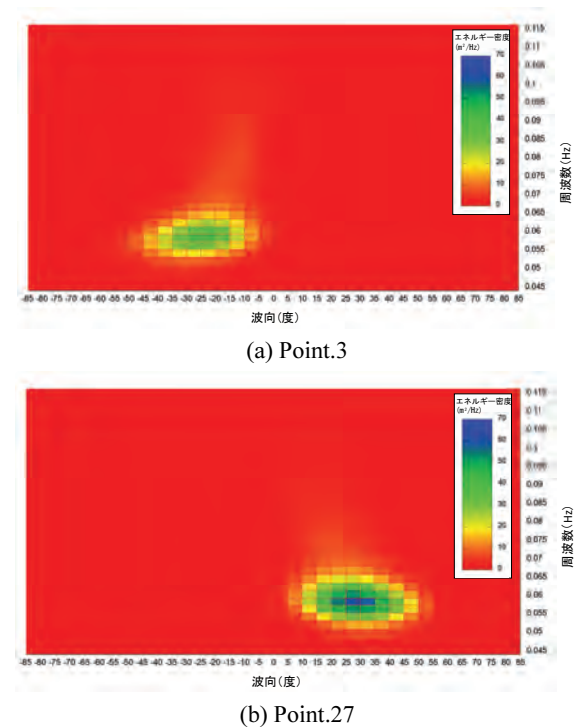


図-4.14 造波境界上の複数方向スペクトル

界上の水深及び方向スペクトルの空間変化を考慮した多方向不規則波の造波が可能な平山ら (2010a, 2011, 2012) の方法を用いるため、ブシネスクモデルの造波境界上で複数 (44個) の方向スペクトルを出力して与えた。これらの主波向の変化を図-4.13, 代表的な方向スペクトルの例を図-4.14に示す。なお, 潮位条件は, 来襲当時の D.L.+1.63mに代えて海岸護岸背後で越波浸水が生じる状況を仮定し, 近傍の横須賀港におけるH.H.W.L.=D.L.+2.6mと設定した。

ブシネスクモデルの差分計算に用いる時間間隔は, 越波計算において計算が不安定になり易いことを考慮して  $\Delta t=T/3300$  sとし (ここで, Tは入射波の有義波周期), 波浪統計量を得るためのデータ収録時には海岸護岸周辺の波浪場が安定してから200T以上の計算時間を確保した。

#### b) 計算結果

有義波高の平面分布を示した図-4.15をみると, 3.2節の図-3.6(c)と同様, 急峻な海底地形を有するアシカ島付近で, 屈折による波の取れんと浅水変形による局所的な波高増大が確認できる。また, 湾内へ伝播するにつれて波高は徐々に減衰するものの, 海岸護岸前面では2.5m以上 (局所的には4.0m以上) の波高が出現している。

次に, 図-4.12(a)に示した地点1~3での水面波形及び周波数スペクトルを図-4.16及び図-4.17に示す。なお, 3.2節で行った計算では, 地点1はアシカ島観測地点, 地点3はPoint08にそれぞれ対応する (図-3.6を参照)。

これらの図より, スペクトル尖鋭度が高く顕著な波群 (包絡波形を伴う高波の連なり) を形成しながら湾内へ伝播した長周期うねり (地点1→地点2) は, 浅瀬に入射するにつれて波の非線形干渉が進み, 基本周波数の2倍, 3倍の周波数を有する短周期波や周期30s以上の長周期成分の増幅がみられるようになる (地点2→地点3)。これと同じ傾向は図-3.7及び図-3.8でもみることができるが, 造波境界上の水深及び方向スペクトルの空間変化を考慮した本節での計算結果は, アシカ島での観測スペクトルをより良く再現している。一方, 来襲当時に比べ潮位が約1m高いために, 湾内の浅瀬上での波の非線形化はそれほど顕著ではない。

さらに, 越波浸水・排水計算が可能なブシネスクモデルで算定された, 護岸背後を含む水位分布のスナップショットを図-4.18に示す。まず, 造波開始600s後には, 長周期うねりの来襲とともに, 区間Cと区間Dの隅角部における局所的な波高集中により越波が発生し, 護岸背後への浸水が始まる。その後, 近接する護岸からの越波も加わって広範囲に越波浸水が発生し, 造波開始800s後には, 浸水範囲が護岸背後の建物やその周辺道路まで及んでい

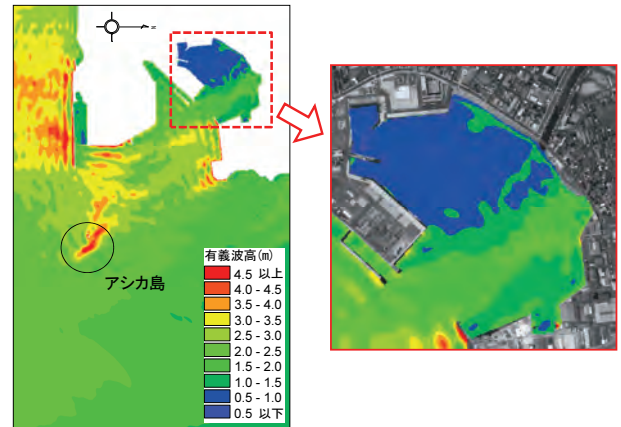
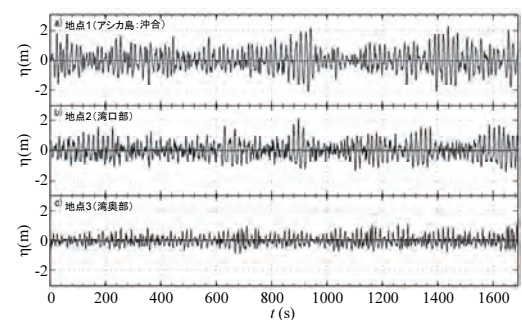
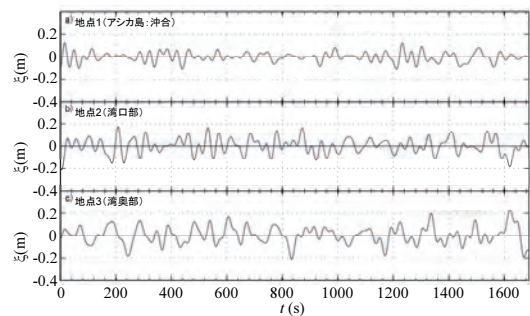


図-4.15 有義波高の平面分布 (左: 広域, 右: 狭域)



(a) 短周期波 (周期 30s 未満)



(b) 長周期波 (周期 30s 以上)

図-4.16 各地点で算定された水面波形

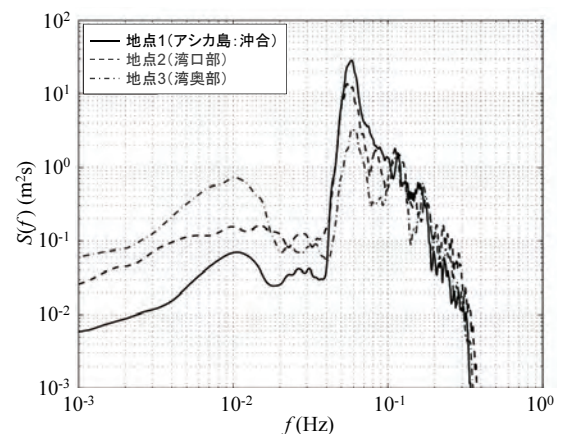


図-4.17 各地点で算定された周波数スペクトル



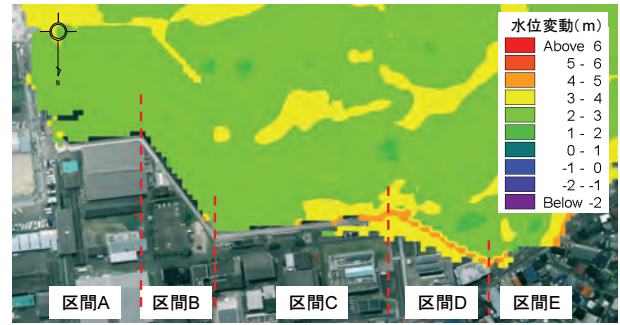
る。そこで以下では、これらの越波浸水過程をより詳細に把握するために、護岸越波量や護岸背後の浸水位、排水孔からの排水量などに着目し、これらの時空間変化について検討した。

図-4.19には、海岸護岸からの越波流量と排水流量の空間分布を、護岸前面の短周期波高 $H_{S1/3}$ 、長周期波高 $H_{L1/3}$ 及び平均水位上昇量 $\eta_{bar}$ とともに示す。なお、排水流量は堤外へ排水される場合を負の値で表している。

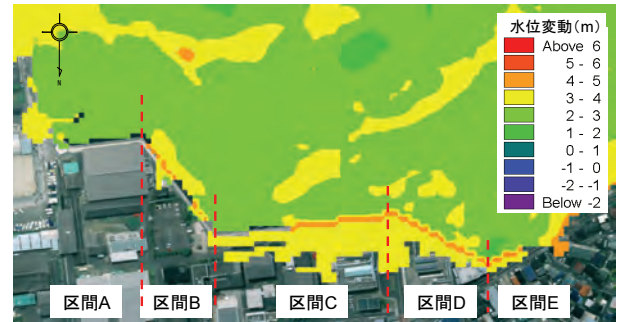
図では、低天端防波堤の背後に位置する区間Aや前面に岩礁帯を有する区間Cの東側から区間Eにかけて、長周期波高の増大や碎波前のセットダウンと思われる平均水位上昇量の低下がみられる。しかし、越波が顕著な区間Aの東側から区間Dの西側にかけては、短周期波高に比べ、長周期波高や平均水位上昇量の空間的な変化は比較的小さいことがわかる。したがって今回の計算では、短周期波高の空間分布が越波・排水流量の空間変化に直接的な影響を及ぼしているであろうと考えられる。

護岸前面の短周期波高が最も大きいのは、区間Aの東端及び区間Cの西側から区間Dにかけてであり、4.0mを超える波高に対し、それぞれ $0.10\text{m}^3/\text{m/s}$ 程度の非常に大きな越波量が生じている。また、3.0m程度の波高が算定された区間A、Bでは、護岸天端高と波の入射角の違いによりそれぞれ $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ 、 $0.01\text{m}^3/\text{m/s}$ の越波量が生じている。なお、区間Cの東側では、1.5~2.0m程度の波高に対し、越波は発生していない。

一方、排水流量については、区間毎の越波流量に応じた流量が排水されているようにみえるが、これらは区間毎に平滑化されており、特に、区間Cの東側では、越波が発生していないにもかかわらず、排水が生じている。この過程の詳細については後述するが、少なくとも越波初期には、護岸に沿って背後に整備された排水溝の働きが少なくないものと考えられる。



(a) 造波開始 600s 後



(b) 造波開始 800s 後

図-4.18 護岸前面の水位分布と護岸背後の越波浸水状況

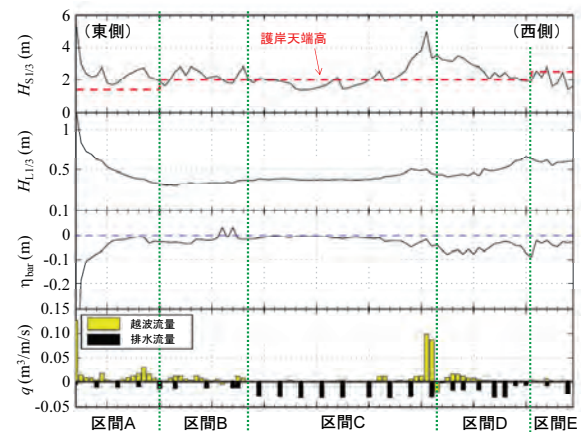
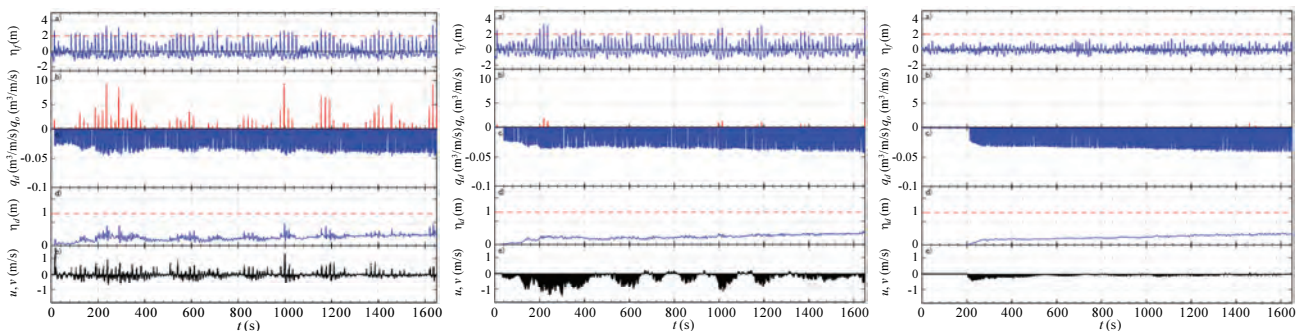


図-4.19 海岸護岸の越波・排水流量と来襲波の関係



(a) 断面 1

(b) 断面 2

(c) 断面 3

図-4.20 排水管路に沿った護岸断面における越波浸水・排水過程の時間変化(土囊仮設なし)

(上から順に、護岸前面水位、越波流量、排水流量、排水溝内の水位・流速の時間変化)

図-4.20には、図-4.12(b)に示す排水管路に沿った護岸断面1～3で算定された、護岸前面の水位、越波流量、排水流量、及び排水溝内の水位、流速の時間変化を示す。ここで、図中の赤点線は潮位を考慮した護岸天端高を示し、排水溝に沿った流速値は西向きを正として表わしている。

これらの図のうち、区間Cと区間Dの隅角部に最も近い断面1では、護岸前面の水位が護岸天端高よりも高くなると同時に越波流量が発生し、それが護岸背後に浸水して排水溝内の水位が上昇し始める様子を読み取れる。またこのとき、越波の発生に応じて排水溝に達した水塊は西向きあるいは東向きに移動するが、排水溝内の水位は常に正の値を保っていることから、護岸背後において越波水塊が貯留されていることがわかる。この結果、排水溝内の水位に応じた堤外への排水が、越波の発生時刻にかかわらず常に行われることになったと考えられる（排水流量の発生）。

一方、断面2および断面3では、護岸前面の水位が護岸天端高までほとんど到達しないため、越波の発生はほとんど確認できないにもかかわらず、断面1と同様、堤外への排水が常に行われていることに気付く。これは、断面2から断面3へと東に向かうにつれて、時間遅れを伴いながら排水溝内の水位が上昇し、断面1で越波した水塊が排水溝を含む後背地を氾濫する過程で断面2および断面3まで到達して、その一部が堤外に排水されたものと推察できる。また、この過程は、排水溝内の水位が上昇している間、常に東向き（負の値）の流速が生じていることから理解できる。

なお、断面1および断面2の水位変動の護岸天端超過状況の違いの割に越波流量の差が大きく見えるのは、越波計算格子（護岸位置）の設定上、断面1においては2方向から、断面2においては1方向から越波するように設定しており、図中では断面1の越波流量は2方向分を、水位変動は1方向分のみを示したためである。

以上のような考察の結果、越波浸水・排水モデルを有するブシネスクモデルは、越波発生直後には越波水塊の一部が護岸背後の排水溝を通じて直近および周辺の排水孔から堤外に排水されると同時に、残りの水塊は後背地に貯留されて浸水域が拡大するという、平面的な越波浸水・排水過程を算定可能であることが確認された。

### (3) 簡易な対策工による減災効果の検証

簡易な越波浸水対策として取り上げた土嚢仮設堤は、本計算では、図-4.21に示すように、越波が最も激しかった区間Cと区間Dの間の隅角部周辺の護岸背後に設置した。なお、土嚢仮設堤の天端高はこの前面の護岸天端高と同

じD.L.+4.6m（区間C）及びD.L.+5.1m（区間D）とし、簡単のため、計算では不透過構造物として取り扱った。

図-4.22には、土嚢仮設堤を設置しない場合の海岸護岸における越波・排水流量、及び土嚢仮設堤を設置した場合の海岸護岸あるいは土嚢仮設堤における越波・排水流量の空間分布を示す。図中、越波流量は正の値、排水流量は負の値で示す。また、土嚢仮設堤の設置位置は、区間Cの中央部から区間Dの範囲に相当する。

図-4.22(a)より、土嚢仮設堤を設置していない区間A、区間B及び区間Eでは、土嚢仮設堤の設置前後で越波・排水流量の変化は見られないが、土嚢仮設堤を設置した区間Cの西側から区間Dでは、排水流量の増加が確認できる。これは、本計算に用いた排水モデルにおいては、護岸背後と土嚢仮設堤で囲まれた領域に越波水塊が貯留され、土嚢仮設堤を設置しない場合よりも相対的に増加した浸

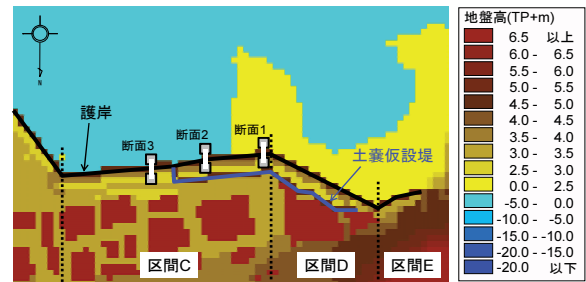
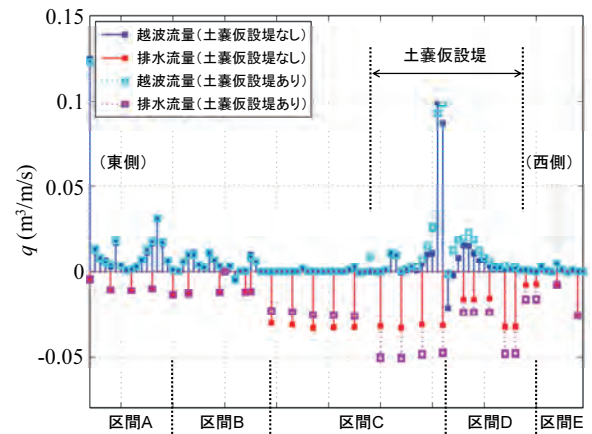
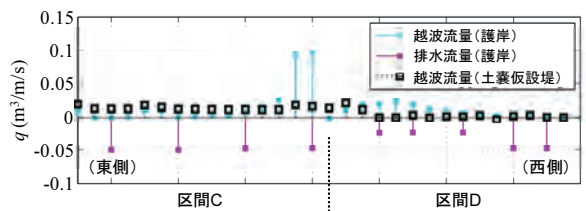


図-4.21 土嚢仮設堤の設置位置



(a) 海岸護岸



(b) 土嚢仮設堤

図-4.22 越波・排水流量の空間分布



水位に応じて堤外への排水流量が算定されたためと考えられる。また逆に、区間Cの東側では、土嚢仮設堤を設置することにより排水流量が減少しているが、このときの詳細な過程については後述する。

一方、護岸からの越波流量については、土嚢仮設堤を設置した範囲において、土嚢仮設堤の設置前後で概ね僅かに増加している。これは、排水流量の増加に伴う護岸前面水位の上昇などの物理的な要因も考えられるが、護岸上に取り残された水塊の落下方向が次の計算ステップで解く運動方程式の差分範囲に依存して決定されるといふ、本計算に用いた越波モデルの計算特性によるところも大きいと考えられる。すなわち、護岸背後の水位が高く差分計算上の水域とみなされる場合には護岸上の水塊は移流され越波水塊としての挙動を示すが、水位が低く陸域とみなされる場合には越波後の引き波とともに沖側に取り込まれるという、今後改善すべき計算特性を現在の越波モデルは有している。

図-4.22(b)に示す土嚢仮設堤背後への越波流量についてみると、土嚢仮設堤の法線に沿ってほぼ一様に越波流量 ( $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ ) が発生していることがわかる。これは、前面護岸で局所的に発生した顕著な越波水塊 (短時間越波量) を一時的に貯留することでこれらの時空間変動を平滑化し、浸水被害を軽減させるという土嚢仮設堤の減災効果を示していると考えられる。

図-4.23には、図-4.20と同様、排水管路に沿った護岸断面1~3で算定された越波浸水・排水過程の時空間変化のうち、土嚢仮設堤を設置した場合について示す。

土嚢仮設堤を設置しない図-4.20と比較すると、越波発生箇所である断面1では、土嚢仮設堤を設置することにより、護岸前面水位や越波流量にはほとんど変化がみられないのに対し、排水流量や排水溝内の水位は、それらの増加速度を含めて大きく増大し、定常状態ではほぼ2倍に

達している。また、土嚢仮設堤を設置しない場合には越波水塊が区間Cの東側へ移動する様子が確認された排水溝内の流速変動でも、これを抑制した土嚢仮設堤は越波水塊を護岸背後に滞留させていることが確認できる。さらに、このような状況は、同じく護岸と土嚢仮設堤で囲まれた領域内に位置する断面2においても確認できる。つまり、これらは、図-4.22(a)から推定された護岸背後の越波浸水・排水過程のうち、護岸と土嚢仮設堤で囲まれた領域内での浸水位の上昇とよく対応している。

一方、土嚢仮設堤の外側に相当する断面3では、少なくとも土嚢仮設堤背後への越波 (越流) が発生するようになるまでは護岸背後における越波水塊の移流が抑制されるため、浸水開始時刻が大幅に遅くなっていることがわかる (今回の計算では約700秒の遅延効果)。すなわち、前述した土嚢仮設堤の外側 (区間Cの東側) における排水流量の減少は、護岸背後のこのような越波浸水・排水過程によるものと考えられる。

以上のような考察の結果、護岸背後に設置した土嚢仮設堤は局所的に発生する顕著な越波水塊 (短時間越波量) を一時的に貯留し、護岸に既設の排水機能 (排水孔及び排水溝) とも相まって、浸水開始時刻を遅らせる減災機構を有することが確認された。

なお、図-4.22(b)をより注意深くみると、土嚢仮設堤からの越波流量はその前面護岸からの越波流量に比べ僅かに多く、かつそれに追従するように空間的に変化していることがわかる。また、土嚢仮設堤により創出された遊水池の一部をなす排水溝内水位の時間変動を示す図-4.23(a)(b)からわかるように、遊水地内の水位は護岸からの越波に追従して振動している。したがって、遊水地による越波水塊の貯留効果をより高めるためには、遊水地内に消波工等を設置し護岸から突入する水塊を減勢することが有効であると考えられる。

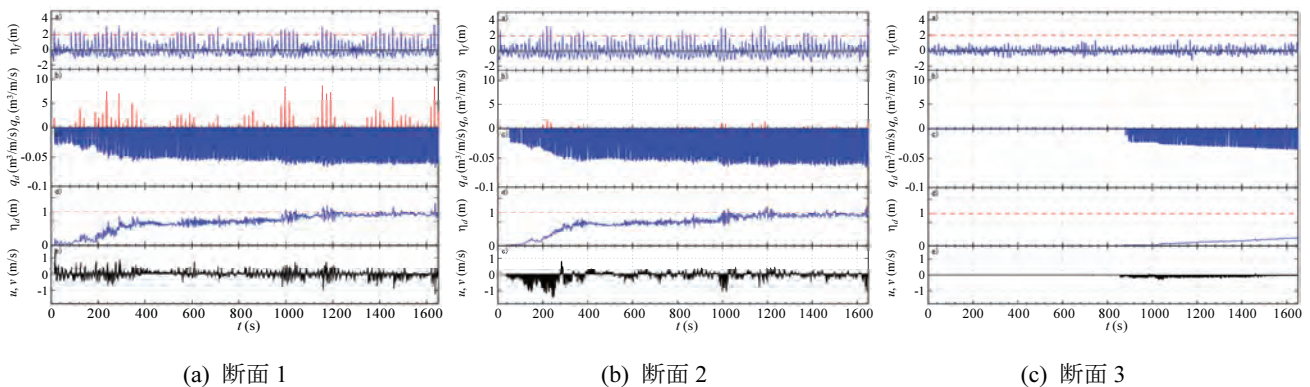


図-4.23 排水管路に沿った護岸断面における越波浸水・排水過程の時間変化 (土嚢仮設堤あり)  
(上から順に、護岸前面水位、越波流量、排水流量、排水溝内の水位・流速の時間変化)

さらに、図-4.23(c)でみたように、護岸からの越波量(=単位幅あたりの時間平均越波流量×継続時間×護岸延長)が創出される遊水地の貯留容量を上回る場合には、土嚢仮設堤背後域の浸水が始まる。そこで、先に述べた雨水排水用の排水溝を拡充した越波排水路を整備し、遊水地(越波排水路)内の水位上昇を抑制することが考えられる。

この整備には大規模な護岸改修工事が必要となるためもはや簡易な対策とはいえないが、南・平石(2006)、齋藤・平石(2007)及び平石ら(2007)は、空域制限等により護岸天端高が制限されるなかで越波対策を講じる1つの方法として、空港護岸背後に設けた副堤により創出される排水路の床面を透水構造とし、越波水塊の跳ねを吸収しながら排水路内で処理できる越波水塊を増量させることを想定した越波吸収型護岸を考案しており、参考にできる。ただし、越波水塊の減勢を目的とした消波工は、同時に開水路流れの形状・摩擦損失として作用し排水路内の通水能力を減ずることになるので、その設置には注意が必要である。

#### 4.3 モデル海岸における波返し工の効果に関する考察

護岸の波返し工は、機能上は堤体を嵩上げたものに相当する。このなかには既設の直立護岸に付加的に後付けされるアルミ製の簡易な小型構造物として提案されたものも存在し、かつては横須賀市佐島海岸や石巻市大原海岸などで試験施工した例がみられた(写真-4.1)。しかし、残念ながら、前者は台風0918号に伴う高波来襲時に老朽化した直立護岸とともに全壊し、後者の海岸でも2011年3月11日に来襲した大津波が護岸を乗り越え、背後の平地部を中心に大きな被害をもたらした(護岸及び簡易波返し工に関する現在の状況は未確認)。



写真-4.1 直立護岸に後付けされた簡易波返し工(石巻市大原海岸での設置状況(2009年12月撮影))

一方、このような簡易波返し工は、一般的な波返し工とは異なる耐波特性を有すると考えられる。川崎・笹田(2009)は、直立護岸に設置した直角二等辺三角形形状の越波対策工の越波低減効果及び波圧特性について水理模型実験により考究し、このような簡易波返し工は優れた越波低減効果を期待できる反面、対策工直下の堤体自体に作用する波圧を増加させることを明らかにしている。

そこで、平山ら(2010b)は、モデル海岸の直立護岸を対象としたMARS法による数値計算を行い、後付けされた簡易波返し工による越波低減効果及び波力特性について検討した。

##### (1) モデル護岸を対象とした越波計算

###### a) モデル護岸地形及び波浪・潮位条件の設定

例えば、2004年の台風23号による高知県菜生海岸における越波災害では、周期15.8sの風波・うねり重畳波が来襲し、同時に偏差約2mの高潮が発生したため、平常時には水面上に露出している護岸堤脚部が水没し、護岸前面水深は1.7m程度になっていたであろうことが推測されている(平山ら, 2005a)。近年の海岸浸食傾向とも相まって、このように、高波来襲時には多くの海岸護岸で堤脚が水没することが容易に想像される。そこで、本節で述べる越波浸水計算は、図-4.24に示す断面護岸地形に対して実施した。

次に、このような護岸に対する設計値超過外力として、護岸の機能を失うほどではないが、背後地の安全性は大いに脅かされる恐れのある越波流量を与える波浪条件を設定した。すなわち、被覆された護岸の崩壊は生じないとされる許容越波流量 $q=0.2\text{m}^3/\text{s/m}$ は超えないが、来襲波に対して背後地の安全性を確保するための許容越波流量 $q=0.01\text{m}^3/\text{s/m}$ は大きく上回る越波が生じること、及びそのような波浪外力が周期の長いうねりに分類されるものとして、不規則波の換算沖波波高 $H_0'=4.36\text{m}$ 、沖波周期 $T=14.0\text{s}$ を設定した。なお、合田による越波流量推定図によれば、この波浪条件(波形勾配 $H_0'/L_0=0.014$ 、相対水深 $h/H_0'=0.34$ 、相対天端高 $h_c/H_0'=0.80$ 、海底勾配 $i=1/10$ )に対して算定される越波流量は、 $q=0.113\text{m}^3/\text{s/m}$ と推定される。

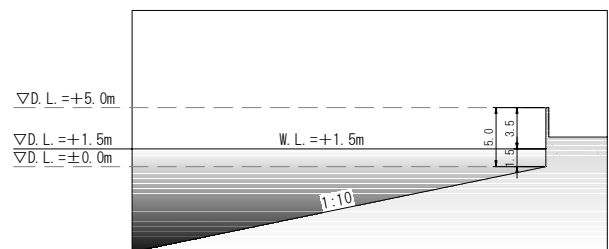


図-4.24 モデル護岸地形

b) 計算条件の設定

MARS法による護岸越波の予備計算では、修正ブレットシュナイダー・光易型スペクトルで定義される一方向不規則波を、浅水係数がほぼ1となる沖合水深17.5m地点からソース法により造波し、Stokes Driftによる影響を抑制しながら、造波開始150s後から約200波（2850s間）に対する平均越波流量を算定した。特に、波群による越波量の違いを考慮するため、3つの異なる波群に対して越波流量を算定したところ、その平均値は $q=0.202\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ であった。これは、当初予想された越波流量に比べて約1.79倍大きく、越波流量推定図で想定される推定誤差範囲（0.4～2倍程度）のほぼ上限となる結果であった。

一方、MARS法による本計算では、周期14sの規則波に対し30波程度（450s間）の平均越波流量を算定することとした。ところで、不規則波の有義波高相当の規則波によって生じる越波流量は、不規則波に対するものと、一般に、大きく異なることが知られている。そこで、この波高は、不規則波に対する越波流量と同等の越波流量を与えるよう、以下のように設定した。

規則波の越波計算では、不規則波の越波計算で用いた同じ断面護岸地形（図-4.24）に対し、造波水深での波高 $H=2.4\sim 3.6\text{m}$ （0.1m刻み）の規則波を造波した。さらに、このとき得られた平均越波流量と入射波高 $H$ との関係を、式(4.9)のように近似した。

$$q = 0.2854H^3 - 2.3355H^2 + 6.4853H - 6.0136 \quad (4.9)$$

次に、不規則波に対する越波流量 $q=0.202\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対してこの式を適用し、これを満たす規則波の波高として $H=3.27\text{m}$ を得た。なお、これが不規則波の波高 $H_{1/3}=4.36\text{m}$ と大きく異なる原因には、実際の越波現象は1波毎の波高に支配されることや、不規則波の碎波変形やこれらによるサーフビート、及び高波の連なりやそれらの干渉などの影響が考慮されていないことなどが挙げられる。

これは言い換えれば、ここで設定した規則波高は、ある特定の時刻における越波状況を再現するものではないことを示唆している。また、特に、本研究で対象としたうねり性波浪のスペクトルは一般に狭帯域であるため、通常の風波よりは波形が規則的である反面、波群性はかなり強く現れると考えられる。したがって規則波を用いた越波計算では、少なくともうねり性波浪作用時の最悪の越波状況を想定したものではないことに注意を要する。

MARS法による計算には不等間隔格子を用い、岸沖方向に $\Delta y=0.5\sim 1.5\text{m}$ 、鉛直方向に $\Delta z=0.05\sim 0.25\text{m}$ とした。特に、斜面上で設定した岸沖方向の格子間隔は、波長の1/100～1/175程度である。さらに、時間増分は解析時刻におけ

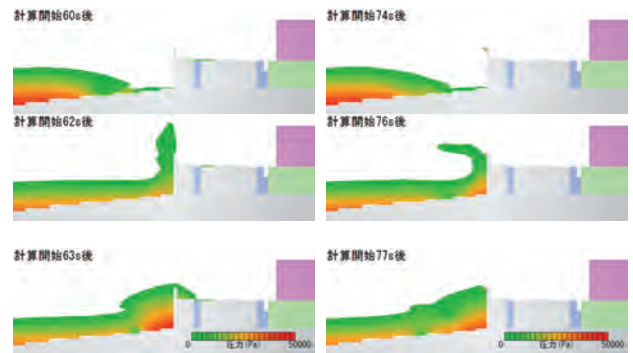
る波の状況に応じて変更し、周期の $1/(14\times 10^5)\sim 1/280$ 程度である。また、以下で述べる計算結果では、既設護岸に簡易波返し工を設置しない場合をCase1、簡易波返し工を設置した場合をCase2とした。ここで、斜め45度の波返し面を有す簡易波返し工（底辺と高さを0.5mとした直角二等辺三角形）は、MARS法においては三角形セルを設定して表現した。

(2) 越波・波圧に関する計算結果

a) 直立護岸前面の波の打ち上げ

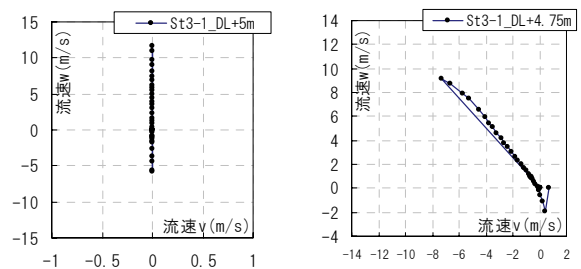
簡易波返し工の有無による既設護岸上の越波状況の違いを算定した結果を図-4.25に示す。また図-4.26には、護岸天端付近の越波水塊の成分速度変化を示す。ここで、岸沖方向の成分速度を $v$ （岸向きを正）、鉛直方向の成分速度を $w$ （上向きを正）とした。

これらより、Case1では、直立護岸に衝突した波は鉛直上向きへ打ち上げられ、その速度は護岸天端付近で最大12m/s程度に達し、その後、鉛直下向きへ落下して一部は堤内側へ越波していることがわかる。一方、Case2では、鉛直上向きへ打ち上げられた水塊は簡易波返し工によりその向きを変え、上方斜め45度で沖側へ跳ね返されるため、堤内側への越波はほとんど発生していない。また、このときの合成速度は最大12m/s程度であり、直立護岸で鉛直上向きに打ち上げられる水塊速度に等しい。



(a) Case1（既設護岸） (b) Case2（簡易波返し工）

図-4.25 護岸越波状況の算定結果



(a) Case1（既設護岸） (b) Case2（簡易波返し工）

図-4.26 越波水塊の打ち上げ速度

なお、川崎・笹田（2009）によれば、このように顕著な越波低減効果は、波形勾配 $H_0'/L_0=0.012\sim 0.036$ 、相対水深 $h/H_0'=0.5\sim 2.0$ 、相対天端高 $h_c/H_0'=0.50\sim 1.25$ の範囲で設定した入射波諸元に関わらず発揮されるが、不規則波作用下では、無次元越波流量の増大に伴い、簡易波返し工による越波流量の低減効果は減少する傾向にあるようである。今回の計算条件では、相対水深（ $h/H_0'=0.34$ ）のみ、彼らの検討範囲から外れているものの、同様に、簡易波返し工による顕著な越波低減効果が確認された。

ただし、跳ね返された越波水塊が強風により海から陸へ運ばれる状況では、期待するような越波低減効果が得られない場合があることに留意すべきである。また、規則波を対象とした今回の計算では考慮されていないが、波群を伴ううねり性波浪で顕著な護岸前面における水位の長周期変動や高潮などの影響により、護岸前面の水深が十分深くなり、護岸天端高よりも上方にある水塊が護岸に直接乗り上げるような状況では、当然ながら護岸天端付近に設置された簡易波返し工による越波低減効果は期待できない。

#### b) 直立護岸前面の波圧分布

次に、直立護岸及び簡易波返し工の各地点に作用する

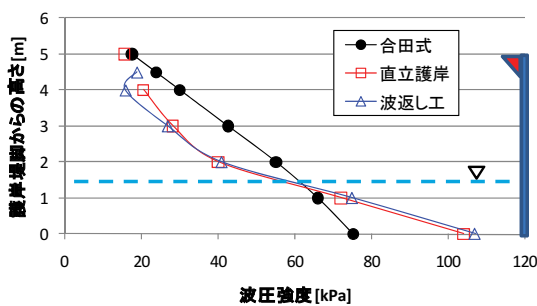
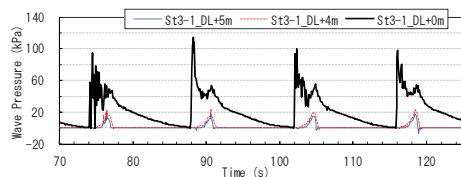
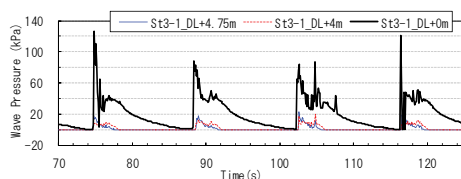


図-4.27 護岸前面の波圧分布



(a) Case1 (既設護岸)



(b) Case2 (簡易波返し工)

図-4.28 越波水塊の打ち上げ速度

波圧分布を図-4.27に示す（ただし、作用波が規則波であることを考慮し、1波毎の最大波圧の平均値として整理した）。また合わせて、合田による波圧算定式を適用した結果を示す。さらに、護岸前面の各地点における波圧の時系列変化を図-4.28に示す。

まず、Case1（直立護岸）、Case2（簡易波返し工）で得られた波圧はともに、静水面下では合田式による値よりも大きく、静水面上では小さいものの、波返し工付近を除き、両者はよく一致している。これは、護岸前面の相対水深が小さく、段波状の波が護岸に作用したためと考えられる。なお、これらは図-4.28において、護岸堤脚位置（D.L.+0m）に作用する波圧が1波毎にほぼゼロになり、その後、衝撃的な波力が算定されていることから明らかである。

一方、波返し工直下（D.L.+4m）では、Case2による波圧はCase1よりも小さくなっているが、これは、川崎・笹田（2009）が断面模型実験で得た傾向とは異なっている。すなわち、図-4.28からもわかるように、計算では、鉛直上向きの打ち上げを波返し工が非常に滑らかに沖へ跳ね返したために（D.L.+4.75m）、波返し工直下で大きな衝撃力が作用しなかったと推測される。ただし、今回の計算では、彼らの実験とは異なり、護岸堤脚位置に作用する波圧自体がかなり衝撃的であることに注意を要する。

## 5. まとめ

本研究では、最近の高波災害事例における被災波の諸元と被災状況に着目した類型化を通じて、波浪特性の観点からは、強風下の風波の波高が設計波を超える場合には確率波の見直しのほか、その偶発性や周辺施設等からの反射波の影響、うねり性波浪の波高が設計波を超える場合にはその発生確率や海底地形による波浪変形、などについて考慮する必要があることを明らかにした。

特に、周期の長いうねりは、その波高増大を波浪統計に基づく従来の確率年の延長によって説明することは難しいため、より深い海域での屈折・浅水変形を考慮するとともに、従来の設計波とは区別して捉えることが必要であるものの、その再現確率は、風波を対象とした従来と同様な手法を用いて推定できる可能性がある。

また、この場合には、スペクトル尖鋭度及び方向集中度がともに高い波浪特性のために、明瞭な波群に起因するサーフビートやウェーブセットアップ等の二次的な波浪変形にも留意すべきであることを、海岸護岸における短時間越波流量の時間的・空間的な局所集中が発生した実験結果とともに示した。



さらに、この低減に対しては、直立壁前面に設置した消波ブロック被覆工や透過離岸堤が有効であることを示したが、透過離岸堤はその背後水域でサーフビート波高やウェーブセットアップ量を増大させるため、その沖側に設置した潜堤により短周期波群を予め碎波減衰させる、あるいは地形急変部に突堤を設置し、沿岸方向に定在する水位の長周期変動を抑制するなどの対策効果を示した。

一方、地球温暖化に伴う海面上昇や台風の大規模化により、今後、海岸堤防に対し現在の設計値を超える外力が作用することが危惧されているが、越波浸水対策として既に広く普及している直立護岸の整備レベルをこのような水準まで高めることは、近年の社会情勢の変化を勘案すると困難な場合も想定される。そこで、これらを踏まえ、海岸護岸の越波量の空間分布を適切に算定する手法、及び越波水塊の浸水・排水過程を算定する手法を用いて、既存護岸及びその周辺に設置する簡易な越波浸水対策工、及びその減災効果を評価する検討手法の提案を行った。

室津港海岸を対象に実施した越波計算では、周期15.8sのうねりと風波が重畳した台風0423号による高波などに対して、越波モデルを備えたブシネスクモデルは、現地での越波状況や従来の1次元的手法による結果をよく再現しつつ、平面的な波浪変形の結果生じる護岸越波量の空間分布を算定できることを確認した。

また、周期16sを超えるうねりが来襲した久里浜港海岸を対象に実施した越波浸水・排水計算では、当時よりも潮位を約1m高いH.H.W.L.としたとき、越波浸水・排水モデルを備えたブシネスクモデルは、越波発生直後には越波水塊の一部が護岸背後の排水溝を通じて直近及び周辺の排水孔から堤外に排水されると同時に、残りの水塊は後背地に貯留されて浸水域が拡大するという、平面的な越波浸水・排水過程を算定できることを確認した。

さらに、既設護岸背後の簡易な越波浸水対策として提案した土嚢仮設堤は、局所的に発生する顕著な越波水塊（短時間越波量）を遊水地内に一時的に貯留し、護岸に既設の排水機能（排水孔及び排水溝）とも相まって、浸水開始時刻を遅らせる減災機能を有することが確認された。なお、簡易な対策を超えた大規模な護岸改修工事の実施が可能ならば、雨水排水用の排水溝を拡張するなどして越波排水路を整備し、遊水地（越波排水路）内の水位上昇を抑制することで、護岸背後の副堤からの溢水による浸水を防ぐことも考えられる。このとき、護岸から突入する水塊を減勢する消波工等を設置し、遊水地内の水面振動を抑制することが有効であるが、これは同時に排水路内の通水能力を減じることに注意が必要である。

一方、既設の直立護岸に付加的に後付けする小型構造

物としての簡易波返し工は、川崎・笹田（2009）による実験結果と同様、顕著な越波低減効果を有することが規則波を用いたMARS法による計算結果により示されたが、跳ね返された越波水塊が強風により海から陸へ運ばれる状況では、期待するような越波低減効果が得られない場合があることに留意すべきであると思われる。

## 6. おわりに

最近の高波災害にみられる設計を超える高波の捉え方及び取り扱いについては、統一的な見解が未だ示されていないのが現状である。そこで本稿では、これらの事象を類型化し、その多くがうねり性波浪による越波災害として特徴づけられることに着目して、その発生過程の推定と対策検討を行うとともに、現行の設計体系にこれらを位置づけることを試みた。なお、この際には、うねり性波浪による高波を風波と区別することにより、従来と全く同じ手法で、風波だけでなくうねり性波浪の再現確率を推定できる可能性があること、及びその両者のそれぞれについて設計値を超える波高の偶発性を考慮する必要があることについて、合わせて言及した。

これらの言及については、現在実施されている次の2つの検討調査で得た知見によるところが大きい。すなわち、国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室において実施されている「偶発作用を考慮した港湾施設の設計体系に関する検討調査業務」における第1回検討会では、偶発波浪に関する考え方について有識者からのヒアリングが実施された。また、国土交通省北陸地方整備局新潟港湾空港技術調査事務所において実施されている「日本海沿岸での偶発波浪に対する防波堤構造検討業務」における検討会の準備会合では、将来起こり得る偶発的な超過外力を想定し、その外力に対応した新たな対策手法の検討に着手することを目的として、検討会事務局と本稿の著者の一人との間で、偶発波浪に関する考え方について有益な議論が交わされた。

従来の風波、及び本稿で取り扱ったうねり性波浪に対する設計波は、極値統計資料に基づき設定される変動波浪荷重、及びそれを超過する外力として位置付けられる偶発波浪荷重ともに、対象海域における過去の事例等に基づき海域毎に設定することが必要である。したがって今後、このような検討会が各地で発足し、どの海域においてこれまでの風波に加えてうねり性波浪に対する設計波をも設定すべきであるか、またこれらを超過する外力（偶発波浪荷重）の発生確率はどの程度であるか、等の知見の蓄積が望まれるところである。さらに、うねり性

波浪の作用が無視できない海域では、本稿では取り扱わなかったうねり性波浪の波力特性とその対策に関する研究の更なる進展が不可欠である。その際には、本稿がその一助となればまことに幸いである。

(2013年1月25日受付)

## 謝辞

本稿は、国土交通省港湾局技術監理室が主導し平成20年5月に立ち上げた港湾技術ワーキンググループのうち、沿岸域防御技術WG(現場課題解決型)に設置された偶発波浪荷重サブWGでの取り組み(事務局:(独)港湾空港技術研究所海洋研究領域波浪研究チーム、期間:平成20~24年度)の一環として執筆したものである。ここに記し、関係各位に対し謝意を表します。

## 参考文献

加島寛章・平山克也・峯村浩治・平石哲也(2008):全国波浪観測データを活用したうねり性波浪の伝播特性について, 海岸工学論文集, 第55巻, pp.171-175.

加島寛章・平山克也・長谷川巖(2010):長周期うねりの護岸越波特性とその対策工提案の試み, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.66, No.1, pp.716-720.

加島寛章・平山克也(2010):長周期うねりの護岸越波量および作用波圧特性に関する実験的検討, 港湾空港技術研究所資料, No.1218, 26p.

加島寛章・平山克也(2011):下新川海岸における長周期うねりの越波発生機構とその対策, 港湾空港技術研究所報告, Vol.50, No.4, pp.197-218.

川崎浩司・笹田泰雄:直立護岸に設置した越波対策工の越波低減効果と作用波圧特性, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.B2-65, No.1, pp.766-770.

合田良実・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, 港研報告, 第14巻, 第4号, pp.3-44.

合田良実(1975):浅海域における波浪の砕波変形, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第3号, pp.59-106.

財団法人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, 沿岸開発技術ライブラリー, No. 12, 457p, 2001.

高橋重雄・大木泰憲・下迫健一郎・諫山貞雄・石貫国朗(2000):台風9918号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験, 港研資料, No.973, 50p.

田島芳満・石指裕章・佐藤慎司(2009):地形急変部周辺における長周期変動を伴う波・流れ場の局所集中機構, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.65, No.1,

pp.211-215.

玉田 崇, 間瀬 肇, 安田誠宏:複合断面に対する波の不規則性を考慮した打上げ高算定法に関する研究, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.B2-65, No.1, pp.936-940, 2009.

玉田 崇, 間瀬 肇, 安田誠宏:波の打上げを考慮した越波流量算定法の提案, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.66, No.1, pp.926-930, 2010.

永井紀彦・里見 茂(2005):2004年台風による高波の観測結果(NOWPHAS 2004特別号), 港空研資料, No.1100, 65p.

永井紀彦・平石哲也・河合弘泰・川口浩二・吉永宙司・大釜達夫(2008):波浪観測網が捉えた2008年2月24日の日本海沿岸高波の特性, 海岸工学論文集, 第55巻, pp.146-150.

橋本典明・鈴山勝之・永井紀彦(2005):2004年に発生した台風に伴う高波の波浪推算, 港空研資料, No.1102, 46p.

平成20年2月の日本海高波浪に関する技術検討委員会(2008):平成20年2月日本海高波浪に関するとりまとめ, <http://www.jfa.maff.go.jp/j/study/seibi/index.html>

平石哲也・平山克也・加島寛章・春尾和人・宮里一郎(2008):偶発波浪荷重による被害例とその対策, 海岸工学論文集, 第55巻, pp.981-985.

南 靖彦・平石哲也(2006):空港島護岸の越波量低減法に関する模型実験, 港空研資料, No.1158, 21p.

齋藤英治・平石哲也(2007):越波吸収型護岸の越波量低減効果に関する模型実験, 港空研資料, No.1178, 18p.

平石哲也・南 靖彦・長谷川巖(2007):越波吸収型護岸による海上空港の越波対策, 海岸工学論文集, 第54巻, pp.741-745.

平山克也(2001):ブシネスクモデルにおける透水層内の波浪減衰を考慮した任意反射境界処理法の開発, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.26-30.

平山克也・平石哲也(2001):ブシネスクモデルにおける透水層を用いた任意反射境界処理法の開発, 港研報告, 第40巻, 第1号, pp.3-30.

平山克也(2002):非線形不規則波浪を用いた数値計算の港湾設計への活用に関する研究, 港空研資料, No.1036, 162p.

平山克也, 平石哲也(2004):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.

平山克也・平石哲也(2005):平面2次元ブシネスクモデルによる砕波・遡上計算法の開発と現地適用, 海岸工学



論文集, 第52巻, pp.11-15.

平山克也・南 靖彦・奥野光洋・峯村浩治・河合弘泰・平石哲也 (2005a) : 2004年に来襲した台風による波浪災害事例, 港空研資料, No.1101, 42p.

平山克也・平石哲也・南 靖彦・奥野光洋・峯村浩治 (2005b) : 2004年台風による高波災害の被災パターンについて, 海岸工学論文集, 第52巻, pp.1316-1320.

平山克也 (2006) : 透水層を用いた任意反射境界処理法の高精度化と適上計算への適用, 海洋開発論文集, 第22巻, pp.241-246.

平山克也・長谷川準三・長谷川巖 (2006) : 越流を考慮したブシネスクモデルによる不規則波の越波量に関する数値計算, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.706-710.

平山克也 (2007) : ブシネスクモデルによる波浪変形計算の精度と現地適用性, 第43回水工学に関する夏期研修テキスト, B-7, 20p.

平山克也・宮里一郎 (2009) : 任意形状スペクトルによる多方向不規則波の造波法の提案, 港空研報告, 第48巻, 第2号, pp.199-214.

平山克也・加島寛章・仲井圭二 (2009a) : 長周期うねりのスペクトルと波群特性に関する考察, 海洋開発論文集, 第25巻, pp.635-640.

平山克也・春尾和人・宮里一郎 (2009b) : ブシネスクモデルを用いて算定したリーフ上護岸の設計諸元に関する考察, 港湾空港技術研究所報告, 第48巻, 第3号, pp.23-74.

平山克也・春尾和人 (2010) : リーフ内に設置される護岸構造物の設計波浪諸元の算定法に関する提案, 海洋開発論文集, 第26巻, pp.1011-1016.

平山克也・岩瀬浩之・加島寛章 (2010a) : 任意水深の造波境界上に分布する複数の方向スペクトルによる多方向不規則波の造波, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.66, No.1, pp.11-15.

平山克也・齋藤英治・松岡祐仁 (2010b) : 偶発波浪に対する簡易な越波・浸水対策工の提案に向けた一考察, 海洋開発論文集, Vol.26, pp.405-410.

平山克也・岩瀬浩之・加島寛章 (2011) : 複数の方向スペクトルにより造波された不規則波の浅海域における波高頻度分布特性, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, pp.I\_250-I\_255.

平山克也 (2011) : 海岸・港湾施設における近年の高波災害の特徴とその類型化の試み, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, pp.I\_13-I\_18.

平山克也・加島寛章 (2011) : 下新川海岸に来襲した長周期うねりによる越波発生機構の解明とその対策, 土

木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.67, No.3, pp.I\_106-I\_110.

平山克也, 長谷川巖 (2011) : ブシネスクモデルによる護岸越波・浸水過程に関する再現計算, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, pp.I\_262-I\_267.

平山克也・岩瀬浩之・加島寛章 (2012) : 造波境界上の水深と方向スペクトルの空間変化を考慮した多方向不規則波の造波とその特性, 港空研報告, 第51巻, 第1号, pp.3-22.

光永臣秀・平石哲也・宇都宮好博・三原正裕・大川郁夫・中川浩二 (2003) : 台風9918号による周防灘での高潮高波被害の特性, 土木学会論文集, No.726-62, pp.131-143.

#### 記号表

$A$	: 排水孔断面積 ( $\text{m}^2$ )
$C_0$	: 越流係数
$g$	: 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )
$h$	: 水深 (m)
$h_0$	: 静水深 (m)
$h_c$	: 護岸天端高 (m)
$h_{\text{drain}}$	: 排水孔高さ (m)
$h_{\text{off}}$	: 造波水深 (m)
$h_{\text{toe}}$	: 堤前水深 (m)
$H$	: 波高 (m)
$H_0'$	: 換算沖波波高 (m)
$H_{1/3}$	: 有義波高 (m)
$H_{\text{max}}$	: 最高波高 (m)
$H_L, H_{L1/3}$	: 長周期波 (サーフビート) の有義波高 (m)
$H_S, H_{S1/3}$	: 短周期波 (風波) の有義波高 (m)
$K$	: 形状・摩擦損水係数の総和
$K_{\text{sb}}$	: 換算沖波波高に対する碎波帯内波高の比
$q$	: 短時間越波流量 ( $\text{m}^3/\text{m/s}$ )
$n$	: マニングの粗度係数 ( $\text{s/m}^{1/3}$ )
$q_{\text{flow}}$	: 越波流量 ( $\text{m}^3/\text{m/s}$ )
$q_0$	: 排水流量 ( $\text{m}^3/\text{m/s}$ )
$R$	: 直立護岸断面の越波流量に対する各護岸断面の越波流量の割合 (%)
$R_{1/3}$	: 打上げ高の1/3有義値 (m)
$S_{\text{max}}$	: 方向集中度
$T$	: 周期 (s)
$T_{1/3}$	: 有義波周期 (s)
$v$	: 流速 (m/s)
$x$	: 岸沖方向座標 (km)
$y$	: 沿岸方向座標 (km)

- $\alpha$  : 水位に対するサーフビート波高の寄与率, または, 護岸前面水位の補正係数
- $\Delta h$  : 初期水位の補正量 (m)
- $\Delta t$  : 差分時間間隔 (s)
- $\Delta x$  : 差分格子間隔 (m)
- $\gamma$  : ピーク増幅率, スペクトル尖鋭度
- $\eta$  : 水面波形 (m)
- $\eta_{bar}$  : 平均水位上昇量 (m)
- $\kappa$  : スペクトル形状パラメータ
- $\theta$  : 波向き (deg)
- $\rho$  : 海水密度 (g/m<sup>3</sup>)
- $\zeta$  : 水位の長周期変動波形 (m)

港湾空港技術研究所資料 No. 1270

2013.6

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 應

Copyright © (2013) 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。