平成 16 年度

ブシネスクモデルによる波浪変形計算に関する勉強会

勉 強 会 資 料

平成 17 年 2 月

独立行政法人　港湾空港技術研究所

海洋・水工部　波浪研究室

目　次

1. はじめに 1

2. ブシネスクモデル（NOWT-PARI Ver.4.6β）による実海域の波浪変形計算

2.1 反射波が卓越する防波堤前面海域での
数値計算と水理模型実験との比較 2
（株）三洋コンサルタント　西井　康浩

2.2 秋田港における港内静穏度の評価法の検討 7
（株）　エ　コ　ー　　鈴木　智浩

2.3 鴛泊港における高波高時の浅海変形計算への適用 12
（財）日本気象協会　　齊藤　勝也

2.4 台風による高波浪の河川域における遡上・越波計算への適用 15
（株）アルファ水工コンサルタンツ　秋田　雄大

2.5 NOWT-PARI(Ver.4.6β)の透過堤への適用事例 20
日本データサービス（株）　室岡　浩司

3. ブジネスクモデル（NOWT-PARI Ver.4.6β）の応用

3.1 河口部における波高増幅率の簡易算定手法 24
（独）港空研　波浪研究室　峯村　浩治

3.2 エネルギー平衡方程式法による
リーフ域を含む複雑地形に対する波浪変形の計算精度 29
五洋建設（株）　技術研究所　杉田　繁樹

3.3 リーフ上の波浪変形計算への適用 34
（独）港空研　波浪研究室　平山　克也

3.4 水面波形出力情報の活用
― 函館港島防波堤の転倒被災メカニズムに関する考察 ― 38
（独）港空研　波浪研究室　平山　克也

3.5 港口部における時系列波浪情報の予測 45
神戸大学大学院　　趙　翼順

4. まとめ 50

付録 ： 勉強会議事録 51

1. はじめに

当勉強会は独立行政法人 港湾空港技術研究所 波浪研究室による単独開催として３回目を迎えます．今年度も皆様の御協力により計 10 編の論文を掲載し，勉強会資料を作成することが出来ました．また御多忙の中，論文執筆に御助力頂いた関係諸氏には，心より御礼申し上げます．

本年度は，台風，高潮，津波の災害が多発した年度となりました．それを受け来年度には，臨海部・都市部の危険性の再評価，または港湾施設の維持点検および再評価についての検討業務が増えることが予想されます．様々な自然災害に対して，既存の施設がどこまで機能を発揮できるのか，また，構造物が被災しなくても，その背後域において浸水被害が出た場合に，どのような対策を講じていくのかが，重要となってきます．これらの対策は，ハード面のみならず，ソフト面における対策も不可欠であると認識され始めており，現在では，浸水深や浸水時間まで考慮した，高度なハザードマップ作成が要望されて来ているのが現状です．御出席頂いた各位におかれましては，今後，様々な解析手法を用いて，それら問題についての検討を実施されることと思います．その際に，当勉強会の成果が一助となり，御活用頂ければ幸いです．

2. ブシネスクモデル(NOWT-PARI Ver.4.6β)による実海域の波浪変形計算

2.1 反射波が卓越する防波堤前面海域での数値計算と水理模型実験との比較

2.1.1 はじめに

ブシネスクモデルを実海域に展開させるためには，任意反射境界の設定と精度が要求される．ブシネスクモデルNOWT-PARI Ver.4.6βでは，スポンジ層と呼ばれるエネルギー吸収帯(Cruzら，1993)が運動方程式に加えられ，これを利用して無反射境界や任意反射境界が設定されるようになっている．しかし，この方法では入射波の波浪条件への依存性が高く，成分波が重畳する不規則波に対しては十分とは言えない．これに対して，平山(2002)は，層流抵抗のみを有する空隙率100%の透水層と定義付けられる高次型スポンジ層モデルと，消波工の層を等価な透水層で置き換える透水層モデルを提案している．

本報告は，任意反射境界の処理に高次型スポンジ層と透水層を用いた2つのモデルを用いて再現計算を行い，水理模型実験値との比較を通じて精度の妥当性を評価し，その成果をまとめたものである．

2.1.2 現地の状況

今回対象とした港は名瀬港である．同港は，**図-1**に示すように鹿児島県奄美群島の最大島・奄美大島の北西部に位置し，港口部を北側の東シナ海に開く閉鎖性の高い切込み型の港湾である．また，港口部の水深は50mと深い．

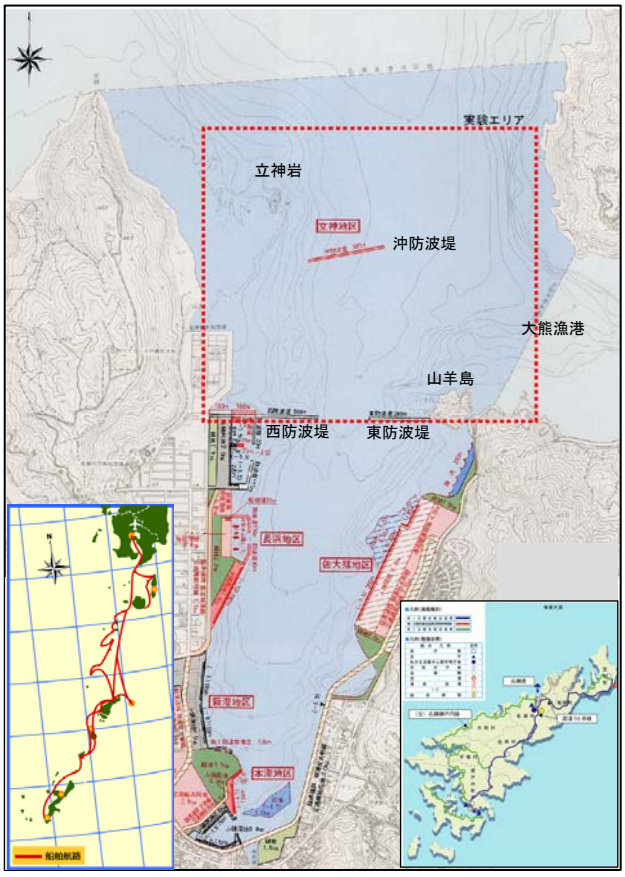


図-1 名瀬港計画平面図
(一部，九州地方整備局と鹿児島県庁のHPを引用)

2.1.3 水理模型実験での再現

(1) 実験目的

本実験は，名瀬港東防波堤前面海域における反射波の状況把握と，反射波抑制のための対策工の評価を，大水深スケールでの3次元水理模型実験を用いて検証すると同時に，大水深でかつ急峻地形に建設される東防波堤の改良に資するデータの測得を目的とするものである．

(2) 実験施設と実験縮尺

実験施設は，国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所管轄の水理実験センター内の潮流・波浪平面水槽で行った．同施設の諸元と模型製作完成全景は，**表-1**の通りである．

表-1 実験施設の諸元

設備名称	構造・様式	規模	適用
波浪水槽	RC構造	61.0m×48.5m×1.5m	面積約3,000平米
不規則波造波機	ピストン型	幅6m×1.5m@6台	最大波高35cm, 周期0.3～10sec
計測台車	鋼製トラス	スパン45m, レール55m	移動範囲48m

図-2 模型製作の完成の全景

実験縮尺は，長さ縮尺1/40のフルード則を用いた．そのときの各物理量の縮尺は，**表-2**の通りである．

表-2 実験縮尺

物理量	次元	縮尺(数量)
波高・波長・水深	L	Ir　1/40
周期，波速	T，LT^{-1}	$Ir^{1/2}$　1/6.325
体積・重量	L^3	Ir^2　1/6.325

(3) 波浪条件

実験に採用した波浪諸元(目標値)は，**表-3**の通りである．ただし，入射波は一方向不規則波である．

表-3 目標とした波浪諸元

潮位	波浪諸元		
	波向	波高	周期
H.W.L＋2.0m	N	$H_{1/3}$=2.5m (模型値:6.3cm)	$T_{1/3}$=7.5s (模型値:1.19s)

波浪条件は，現地ヒヤリングの結果を参考に設定した．具体的には，東防波堤前面海域の波高が2～3mのときに反射波の影響が生じ始めるとの報告から，有義波高は2.5mとした．周期は，現地波浪観測結果より波高2.5mのときの卓越有義波周期7.5ｓを設定した．波向は，N系波浪が海底地形の影響から，ほぼN方向から入射して来ることを考慮し，N方向を入射波向とした．潮位条件は，消波工幅が短くなるときに反射波が大きくなることを考慮し，H.W.L+2.0mを採用した．

(4) 実験ケースと実験地型

実験ケースは，現状(現況)と対策工3種の計4種であるが，数値計算と比較するために用いられたケースのみを図-3～5に示す．

①現状(現況)：沖防波堤350m完成時
②対策工1：反射波対策の一つで，東防波堤全域と山羊島一部を消波ブロックで被覆した最大の対策ケース
③対策工3：港内静穏度対策の一つで，「対策工1」に沖防波堤を東西にそれぞれ延伸したケース(最終計画とは異なる)

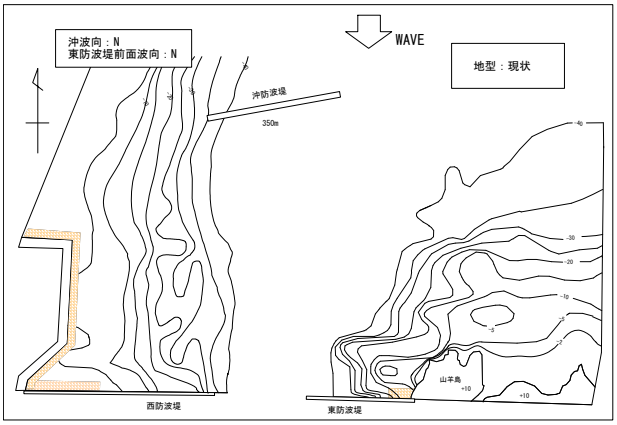


図-3 現状(現況)の平面地型

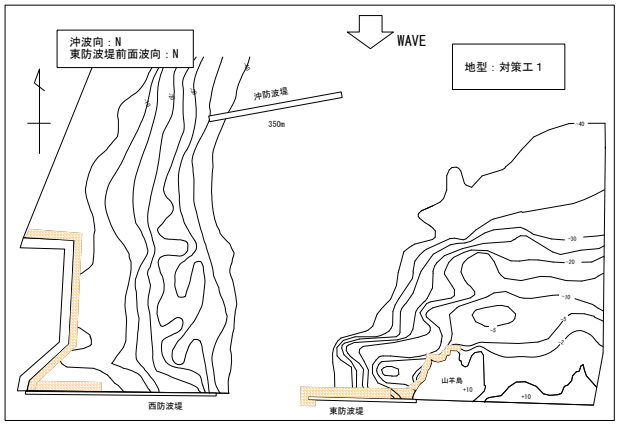


図-4 対策工1(反射波対策)の平面地型

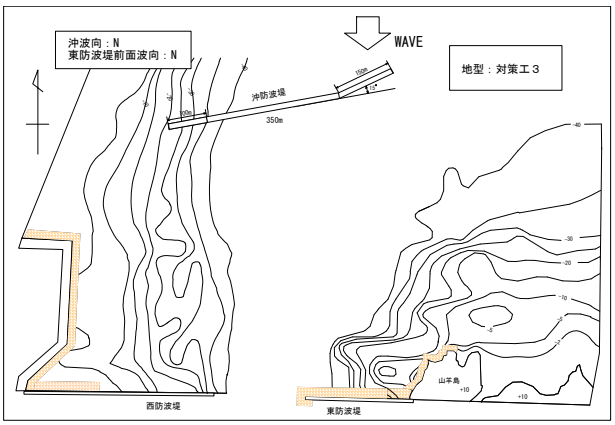


図-5 対策工3(港内静穏度対策)の平面地型

(5) 波高測定位置

波高分布の測定点図を図-6に示す．

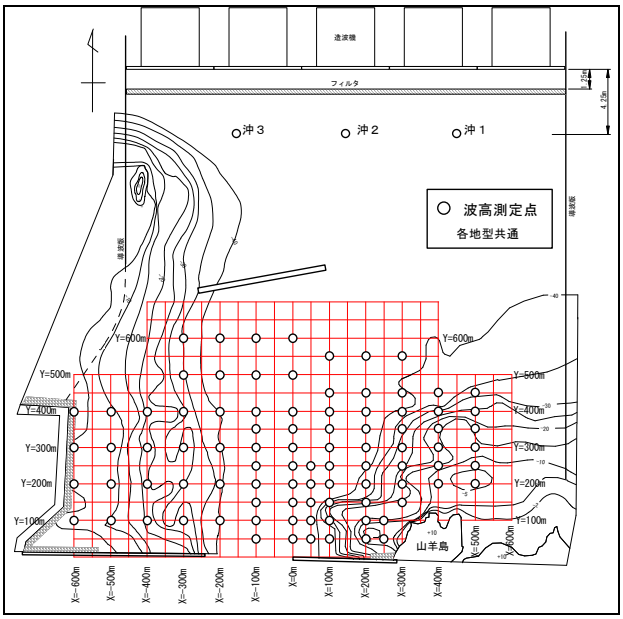


図-6 波高分布測定点図(各地型共通)

(6) 実験結果

実験結果の一例として，現状(現況)の波高分布状況を目視記録(図-7)と写真 (図-8) で示す．

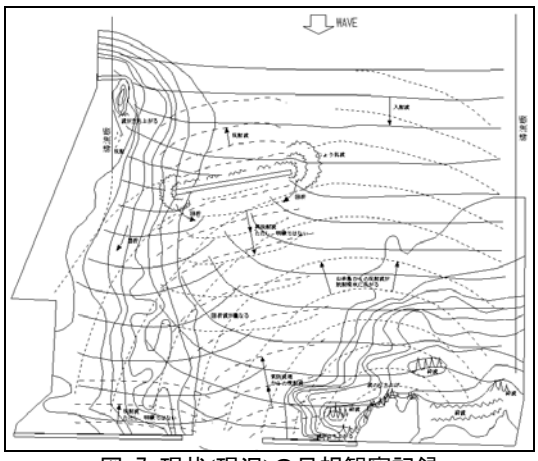


図-7 現状(現況)の目視観察記録

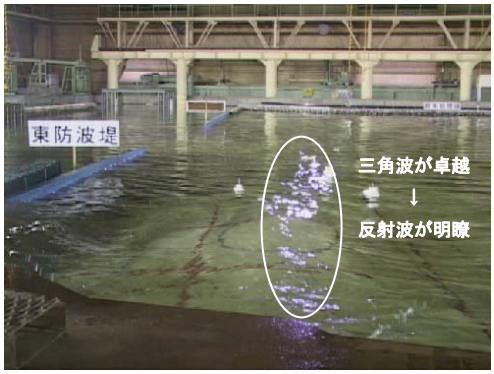


図-8 現状(現況)の波高分布状況

2.1.4 数値計算による波浪場の再現

(1) 数値モデル

今回用いた数値モデルは，平山(2002)が提案している任意反射境界処理に透水層を導入したモデル，さらに高次型のスポンジ層で対応したモデルの2種類である．前者は，透水層内のエネルギー減衰を層流抵抗と乱流抵抗で図るもので，消波ブロックなどの諸元を用いて透水層の物理特性を表すことができるモデルである．後者は，透水層モデルの応用として層流抵抗係数をCruzら(1993)が用いたエネルギー減衰係数に置き換えてエネルギー減衰を図るモデルである．両者の組合せで計算するケースもある．

(2) 計算条件

入射波高とSmaxは，予備計算で採用値を策定した．入射波高は，水槽の沖側波高計位置に相当する箇所で，実験値と同じになるように造波境界の波高を変化させて求めたものである．また，入射波は，一方向不規則波であるため，本来ならばSmaxは関係しないが，造波機の特性や実験結果との整合性を図るためにSmaxを導入し，Smax=75～200と変化させて最適な結果を算定させるSmax値を求めた．計算条件は，**表-3～4**の通りである．

表-3 波浪条件

入射波高	周期	波向	Smax	潮位
2.5m	7.5s	N	150	2.0m

表-4 計算条件

空間差分	時間差分	計算時間	計算領域
5.0m	$T_{1/3}$/200	110×$T_{1/3}$	1,800m×2,000m

(3) 計算領域の設定

計算は，透水層と高次型のスポンジ層を組み合わせたもの(以下，透水層モデル)と高次型のスポンジ層だけで対応したもの(以下，高次型スポンジ層モデル)で行った．計算領域の設定を**図-9**に，高次型スポンジ層で表す反射率を**表-5**に示す．

表-5 任意反射境界の反射率(高次型スポンジ使用時)

反射境界	導波板	直立壁	消波ブロック/消波カゴ/消波材	ヘチマロン
Kr	1.0	0.9	0.4	0.1

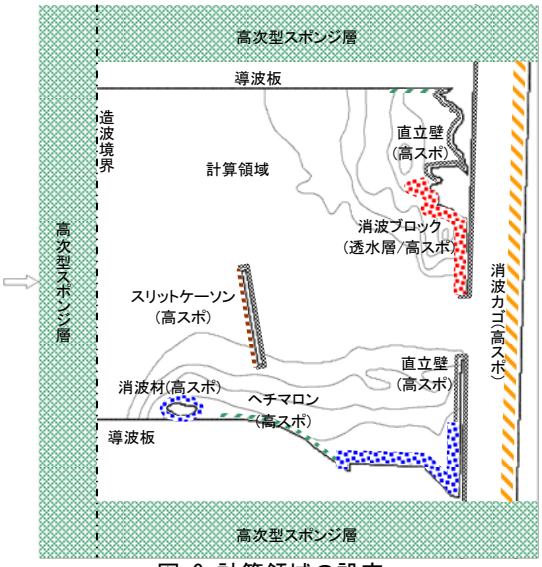


図-9 計算領域の設定

2.1.5 数値計算と水理模型実験の比較

(1) 対策工(地型)の影響

現状(現況)，対策工1および対策工3の地形で測定された実験値に対して，それぞれ透水層モデルと高次型スポンジ層で計算を行った．**図-10～12**は，透水層の影響を把握するために，対策工1の地形における実験と計算の結果を波高分布図で表したものである．また，**図-13～18**は，対策工1と3の地形の影響を把握するために，代表側線(**図-6**のx=100m,-100m,-300m)における実験と計算の結果を重ね合わせて示したものである．

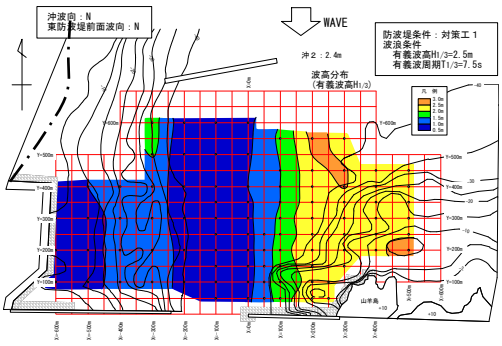


図-10 波高値の分布(対策工1，実験)

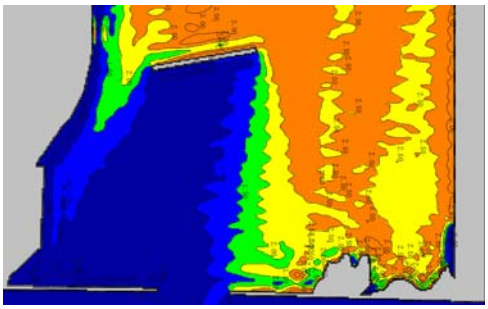


図-11 波高値の分布(対策工1，透水層)

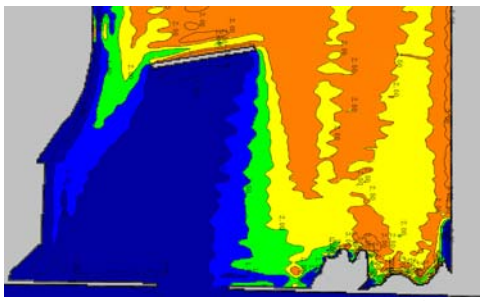


図-12 波高値の分布(対策工1，高次型スポンジ層)

実験結果の波高分布(図-10)と計算結果の波高分布(図-11～12)は，沖防波堤から山羊島前面海域にかけてよく一致している．計算結果は，東防波堤と山羊島の前面海域での部分重複波をよく再現している．この傾向は，透水層の結果(図-11)において顕著である．また，東防波堤と山羊島の反射波が重畳し易い隅角部からNW方向にある沖合いでは，波高増大が確認できる．

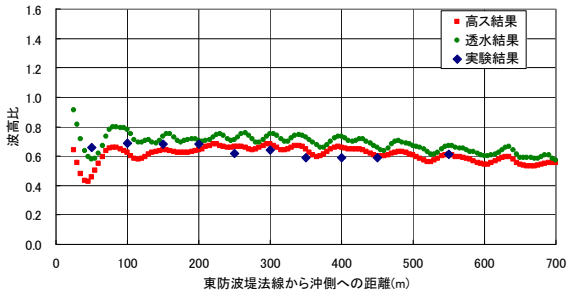


図-13 x=100mでの波高比の重ね合わせ(対策工1)

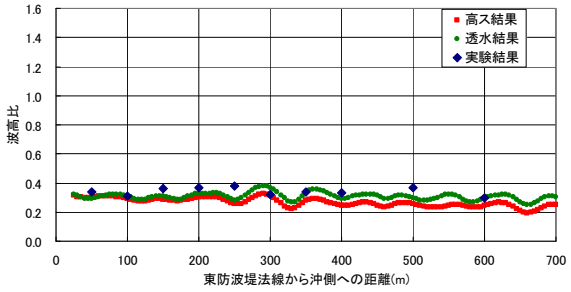


図-14 x=-100mでの波高比の重ね合わせ(対策工1)

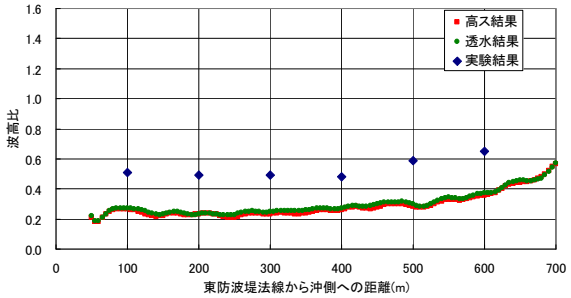


図-15 x=-300mでの波高比の重ね合わせ(対策工1)

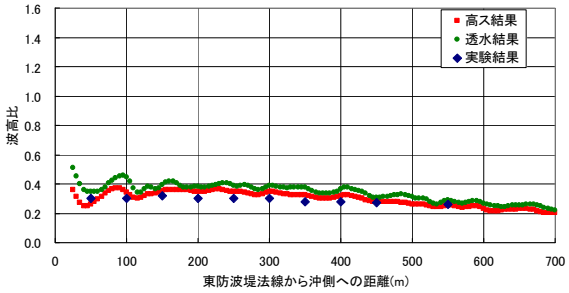


図-16 x=100mでの波高比の重ね合わせ(対策工3)

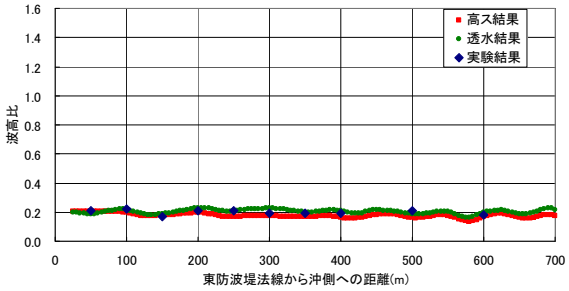


図-17 x=-100mでの波高比の重ね合わせ(対策工3)

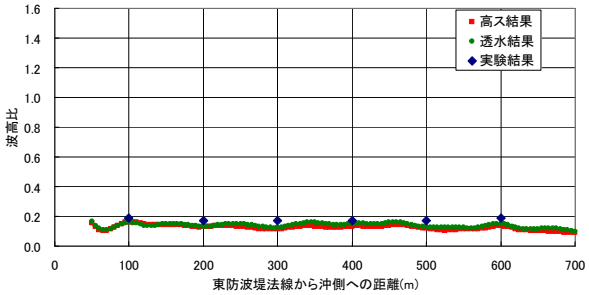


図-18 x=-300mでの波高比の重ね合わせ(対策工3)

対策工1の実験値と計算値は，沖防波堤の東端部(x=100m)と中央部(x=-100m)でよく一致しているが，西端部(x=-300m)では実験値の波高比分布が大きくなっている．これに対して，沖防波堤が東西にそれぞれ延長され，3側線が防波堤の影領域に入って回折変形の影響を強く受け始める対策工3では，実験値と計算値がよく一致している．これは，計算に用いられた導波板と沖防波堤背後の高次型スポンジ層が，よくエネルギー吸収を果たしたことに起因していると考えられる．この傾向は，沖防波堤東端部背後海域の波高分布(図-10～11)にも現れている．

また，反射波が卓越する対策工1の東防波堤前面(図-13)では，透水層モデルによる結果が高次型スポンジ層モデルの結果より大きく出現する傾向がある．特に，防波堤前面海域では実験値と透水層モデルの計算値が比較的よく一致していることが分かる．ただし，沖に向かう程，実験値と高次型スポンジ層モデルの計算値が一致する傾向にある．

(2) 透水層モデルにおけるパラメータの影響

透水層モデルを表す主要パラメータは，空隙率(λ_0)，法勾配(1:θ)，ブロック固体の代表径(d)，ブロック固体の積み方(整積, 乱積)と抵抗係数(α_0, β_0)である．そこで，これらのパラメータがどのように計算結果に影響するか，実際のブロックの形状特性や近藤・竹田(1983)の文献を参考に**表-6**のように計算条件を設定した．

表-6 ブロックの諸元

ブロック	τ	λ_0	α_0	β_0	d(m)	θ
T	1	0.4～0.6	整:1200 乱:2100	整:1.7 乱:2.2	2.318～4.242 1.711～3.130	1:1 1:4/3 1:2
R		0.5	整:19000 乱:5000	整:7.1 乱:3.5	2.318 1.711	1:4/3 (Tの勾配を使用)
C		0.5	整:3500 乱:9600	整:2.9 乱:4.7	(Tの代表径を使用)	

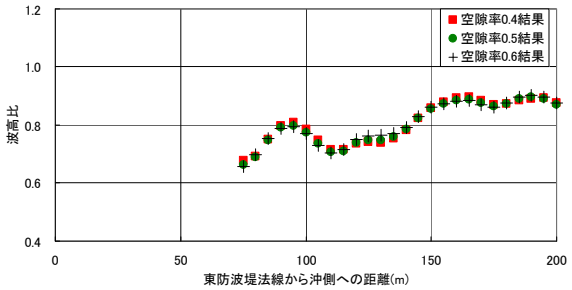


図-19 ブロック空隙率の影響(対策工1，x=300m)

設定した空隙率では，計算への影響はほとんどなかった．このことから，平山(2002)が紹介したτ=1のときのλ_0=0.45の関係は，結果へはあまり影響せず，一般的なブロックのカタログ値を採用することでよいと考えられる．

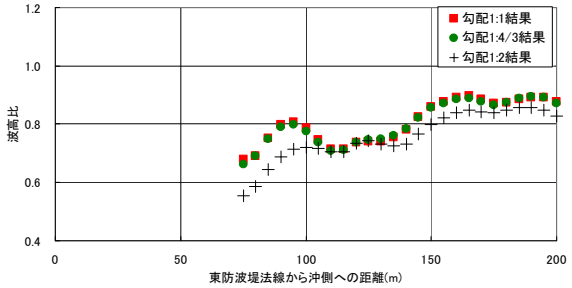


図-20 ブロック勾配の影響(対策工1，x=300m)

ブロックの法勾配は透水層幅に直結するため，勾配が緩やかになる程透水層幅が大きくなり，結果として抵抗が増大するために波高が減衰する予測通りの結果を得ることができた．ただし，通常用いる勾配と1:1勾配では，あまり差異が認められない．

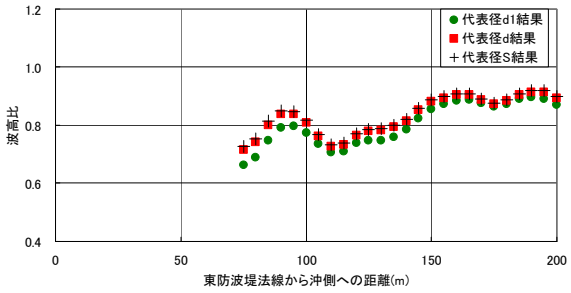


図-21 ブロック代表径の影響(対策工1，x=300m)

代表径d1=$V^{1/3}$を基準に，その近傍の形状寸法を拾い出して計算したところ，代表径が小さくなるほど波高減衰に効くことが分かった．

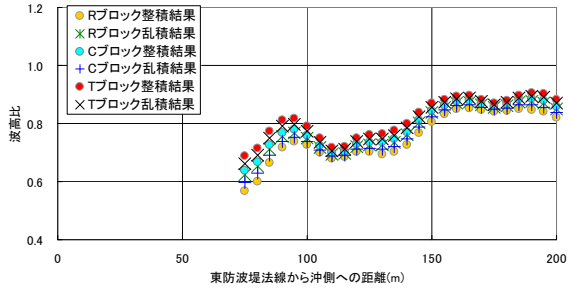


図-22 抵抗係数の影響(対策工1，x=300m)

ブロックおよび積み方の違いによる抵抗係数の影響は，層流・乱流抵抗の大きさに比例し，係数が大きいほど波高減衰に繋がる．

2.1.6 まとめ

今回，水理模型実験を通じて，透水層モデルと高次型スポンジ層モデルの精度を検討した．結果として両モデルの精度はよく，特に反射波が卓越する防波堤前面海域では透水層モデルの精度が高いことが分かった．また，透水層のパラメータと波高減衰とは相関が高く，直感的に理解される通り，物理量の大きさが結果に影響していることが確認できた．

謝辞

本検討に際し，国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所の方々よりご協力を頂きました．ここに深く感謝致します．

参考文献

1)Eric Cruz･横木裕宗･磯部雅彦･渡辺晃(1993):非線形波動方程式に対する無反射境界条件について，海岸工学論文集, 第40巻, pp.46-50

2)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, 港湾空港技術研究所資料, No.1036

3)近藤俶郎･竹田英章(1983)：消波構造物, 森北出版, pp.89

2.2 秋田港における港内静穏度の評価法の検討

2.2.1 はじめに

(1) 報告概要

本調査は，気象・海象観測データを基に，秋田港をモデルとした港内静穏性を評価するための適切な手法について検討を行い，今後の港湾整備の基礎資料とするものである．

(2) 対象地点

対象地点となる秋田港の位置を**図-1**に示す．また，**図-2**に，秋田港の水深分布図を示す．平成10年～13年にかけて秋田港港内のSt.1(外港1号)，St.2(外港2号)で港内の現地観測が行われていることから，これらのデータを用いて本調査を行う．

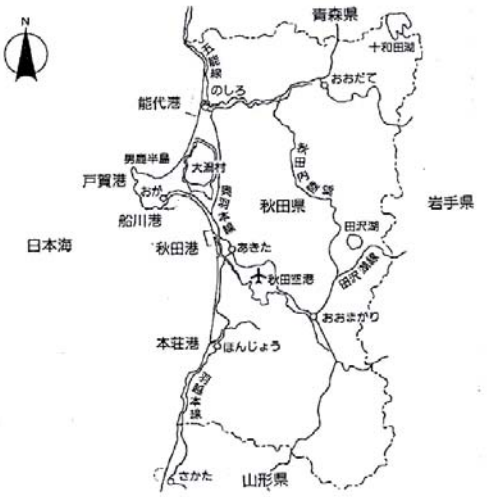


図-1　秋田港の位置図

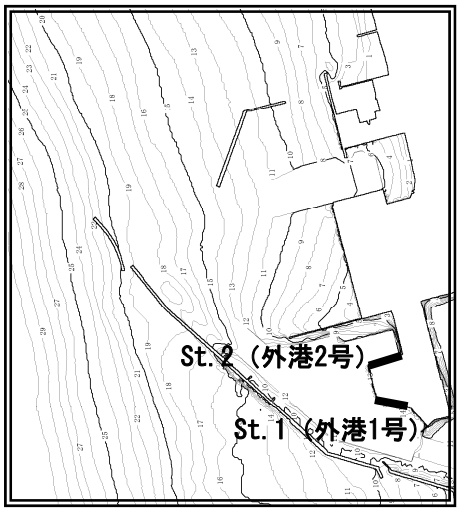


図-2　秋田港港内の水深分布図

(3) 調査フロー

調査全体のフローを**図-3**に示す．はじめに，既往調査資料の収集を行い，秋田港において過去にどのような調査がなされているかを調査する．そこで得られたデータをもとに港内静穏性の実態を把握し，課題を整理する．また，それらの波浪データの解析を行い，港内外の相関，風との相関を検討する．波浪計算については，既往の調査を参照し，適切な条件を決定した後に標準解析法を用いて再現シミュレーションを行う．そこで観測データとの関連性を確認する．最後に，本検討でまとめられた計算手法の提案を行う．

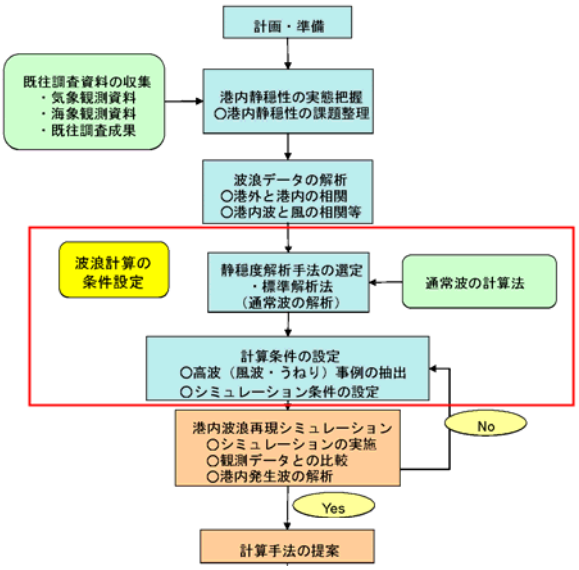


図-3　調査フロー

2.2.2 調査結果

(1) 港内静穏性の実態把握

秋田港内外における波浪の出現状況を把握するため，有義波高と有義波周期，有義波高と平均波向を出現頻度表にとりまとめる．データは観測データの中で一番現況の地形に近い平成13年度(平成13年11月～14年3月)のデータを解析する．**表-1**にSt.1における周期別港内波高出現頻度表を示す．

解析結果より，現段階における課題は以下のとおりとなる．

港内のSt.1，St.2において，稼動限界波高の基準となる波高が50cmを超えるケースが全体の10%を超えている．すなわち，稼働率の目標値である97.5%を満足していない．ただし，この結果は，通年の稼働率ではなく，冬季の稼働率であるため，この資料だけで静穏性を判断するものではない．

表-1　周期別港内波高出現頻度表

海域：秋田港 St. 1　　統計期間：2001年11月26日 5時50分～ 3月 1日 8時30分

周期(sec) / 波高(m)	0.0|0.9	1.0|1.9	2.0|2.9	3.0|3.9	4.0|4.9	5.0|5.9	6.0|6.9	7.0|7.9	8.0|8.9	9.0|9.9	10.0|10.9	11.0|11.9	12.0|12.9	13.0|13.9	14.0|	合計	累積数(%)
0.00-0.09			253	373	165	36										827	827
			3.9	5.7	2.5	0.5										12.6	12.6
0.10-0.19		8	539	819	348	110	58	32	6							1920	2747
		0.1	8.2	12.5	5.3	1.7	0.9	0.5	0.1							29.3	41.9
0.20-0.29		6	565	595	73	32	9	4	1							1285	4032
		0.1	8.6	9.1	1.1	0.5	0.1	0.1	0.0							19.6	61.5
0.30-0.39			448	533	89	11										1081	5113
			6.8	8.1	1.4	0.2										16.5	77.9
0.40-0.49			189	441	142	11	2									785	5898
			2.9	6.7	2.2	0.2	0.0									12.0	89.9
0.50-0.59			11	193	90	23	8	4								329	6227
			0.2	2.9	1.4	0.4	0.1	0.1								5.0	94.9
0.60-0.69				41	85	29	2									157	6384
				0.6	1.3	0.4	0.0									2.4	97.3
0.70-0.79				8	45	21	2	1								77	6461
				0.1	0.7	0.3	0.0	0.0								1.2	98.5
0.80-0.89				7	41	28	3									79	6540
				0.1	0.6	0.4	0.0									1.2	99.7
0.90-0.99				1	7	6										14	6554
				0.0	0.1	0.1										0.2	99.9
1.00-1.09					4											4	6558
					0.1											0.1	100.0
1.10-1.19					1											1	6559
					0.0											0.0	100.0
1.20-1.29																	6560
					0.0											0.0	100.0
1.30-																	
合計		14	2005	3011	1090	308	84	41	7							6560	
		0.2	30.6	45.9	16.6	4.7	1.3	0.6	0.1							100.0	
累積数(%)		14	2019	5030	6120	6428	6512	6553	6560								
		0.2	30.8	76.7	93.3	98.0	99.3	99.9	100.0								

規定回数：6849回　　測定回数：6560回（ 95.8%）　　欠測回数： 289回（ 4.2%）

※注 頻度表中の上段は出現回数、下段は出現率(%)を示す

港内の波高50cm

(2) 波浪データの解析

秋田港で同時に観測された港内と港外の波浪データの相関解析結果を**図-4**に示す．ここでは，港内外の関係を周期別に分けて相関解析を行う．

図-4より，周期が小さくなるにつれて波高比が大きくなる傾向が認められる．このような特徴は，回折波の理論から考えると説明は難しい．この現象については今後も調査が必要であると考えられる．また，同一の周期帯のデータ群において港外で同じ波向と波高を示していても港内の波高はばらつきが大きい．通常，周期・波向といった沖での波浪の諸元が同様な場合，港内ではある一定の割合で減衰し，ある地点での観測値は港外の波高に対してほぼ一定の値を示す. しかし，今回の調査により，秋田港においては港外の波浪諸元が同様な値であっても港内の波高比が一定の値ではなく大きなばらつきがあることがわかった．本検討内の解析はこれらのばらつきを考慮し，目標値を平均値の標準偏差±σの幅をもたせて評価を行うものとする．具体的には，計算結果の評価を現地観測データの平均値±σの範囲にそれぞれの計算結果が含まれるかどうかで判断する．平均値±σの範囲であれば現地の現象を表しているということとする．

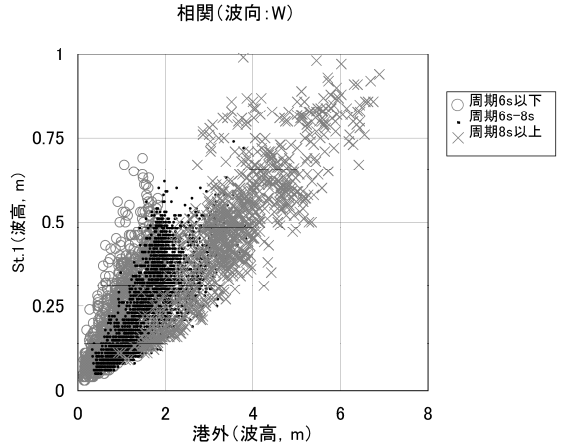


図-4　港外波高と港内波高の関連性(波向：W)

(3) 港内波浪再現シミュレーション

ブシネスク方程式法および高山法を用いて港内波浪再現シミュレーションを行う．

①計算条件

ブシネスク方程式法の計算条件は，以下のように設定している．

なお，入射波高は，1.0mで計算している．この理由としては，ブシネスク方程式による波浪変形計算を行う場合，入射波高の2倍程度の最低水深を確保する必要があるが，秋田港港内の水深でDL-3.0m～-5.0mと浅い部分が存在するため，最低水深を深くとると港内での波浪変形現象がうまく評価できなくなる恐れがあるためである．本報告では，波高を1.0m(単位波高)として計算し，現地観測結果との比較は，増幅率(波高比)で検討する．

・計算波向　　：SSW,SW,WSW,W,WNW(計5波向)
・計算範囲　　：**図-5**に計算範囲図を示す.
・地形条件　　：H13年度地形
・格子間隔　　：5m
・時間間隔　　：周期に対して400分割
・反射率　　：部分反射考慮(**図-6** 参照)
　*図示していない箇所は反射率を1.0とした.
・入射波周期　：**表-1** 参照.
・入射波高　　：1.0m
・最低水深　　：3.0m
・最大水深　　：30m以深一様
・入射波の種類：多方向不規則波
・波浪作用時間：港内に波が入射してから約200波

高山法の計算条件は，以下のように設定している．

・計算波向　　：SSW,SW,WSW,W,WNW(計5波向)
・地形条件　　：H13年度地形
・格子間隔　　：50m
・反射率　　：部分反射考慮(**図-6** 参照)
　*図示していない箇所は反射率を1.0とした.
・入射波周期　：**表-1** 参照.
・入射波高　　：1.0m
・水域数　　：1水域
・反射次数　　：4回

表-2　入射波周期

	SSW	SW	WSW	W	WNW
風波性 (Smax=10) 波形勾配 0.04程度	5.0s	6.0s	7.0s	7.0s	6.0s
うねり性 (Smax=25) 波形勾配 0.02程度	7.0s	8.0s	10.0s	10.0s	8.0s

図-5　計算範囲図(波向：W)

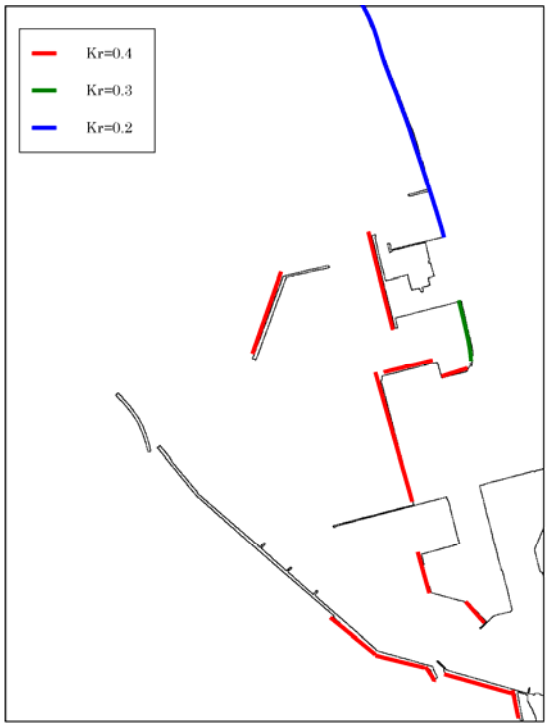


図-6　部分反射の設定

②計算結果

ブシネスク方程式法によって計算された平面波高比分布の1例および高山法によって計算された平面波高比分布の1例を**図-7**に示す.

図-8，**図-9**にうねり性波浪の計算結果および現地観測結果をまとめて示す.

結果は以下のとおりである.

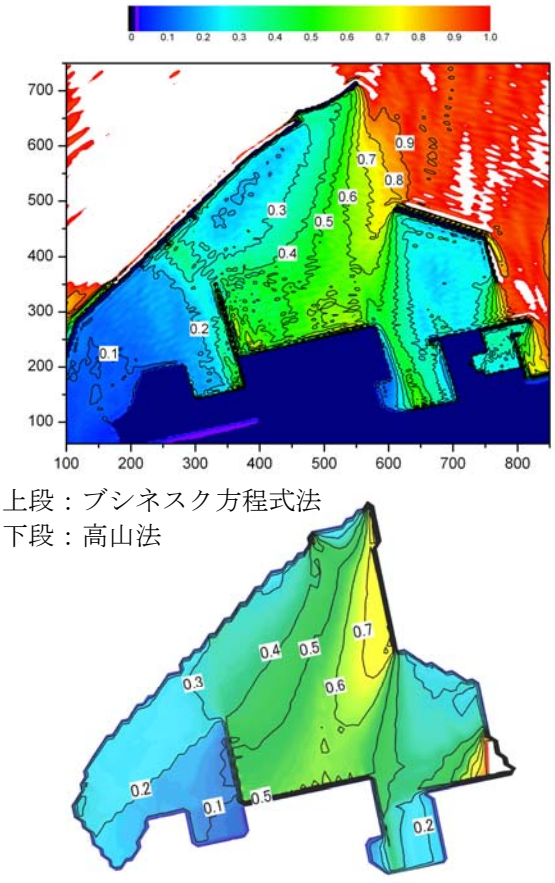
・ブシネスク方程式法および高山法の計算結果はおよそ観測平均値の±σの範囲に収まっている.

・高山法ではSt.2に対してSt.1の波高比が大きいのに対し，ブシネスク方程式法および観測値は，St.1に対してSt.2の波高比が大きい傾向がある.

・ブシネスク方程式法と高山法では，隅角部の反射などに差が出る.

・ブシネスク方程式法の計算結果をみると波向によっては過小に評価している場合がある.

ブシネスク方程式法計算結果が現地観測の±σの範囲に収まっているため，ブシネスク方程式法でも港内静穏度の評価が可能であるといえる. ただし, 波向によっては計算結果が現地観測の平均値から離れている場合がある. 本検討のように, 最終的に稼働率を算定する際には, 稼動限界波高の50cm前後のデータが重要となってくるため, 波高比のわずかな差によって判断に差異が生じる可能性がある. さらに今回対象とした秋田港のデータは港内外の波高比が大きくばらついており, そのことからも補正が必要であると考えられる. より実測のデータに即した予測シミュレーションを行うためには, 現地観測との整合が必要である. よって, 今回のように港外のデータと港内のデータが存在する場合には, ブシネスク方程式法の結果を現地観測結果で補正するものとする. 補正方法は**図-10**のとおりである.



上段：ブシネスク方程式法
下段：高山法

図-7　計算結果（波高比分布図）

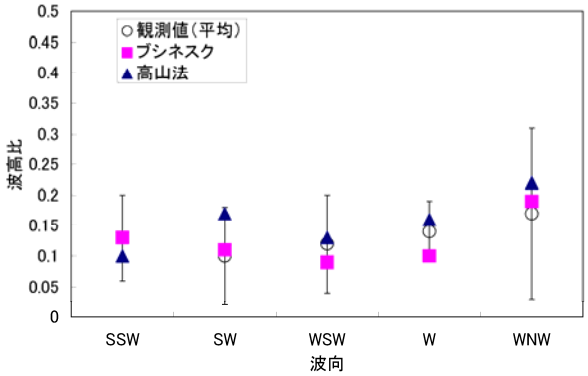


図-8　うねり性波浪の計算結果(St.1)

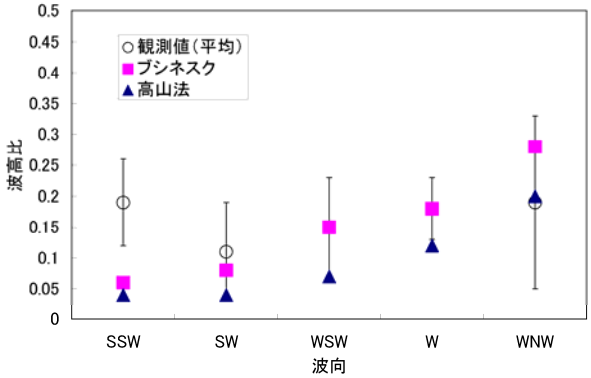


図-9　うねり性波浪の計算結果(St.2)

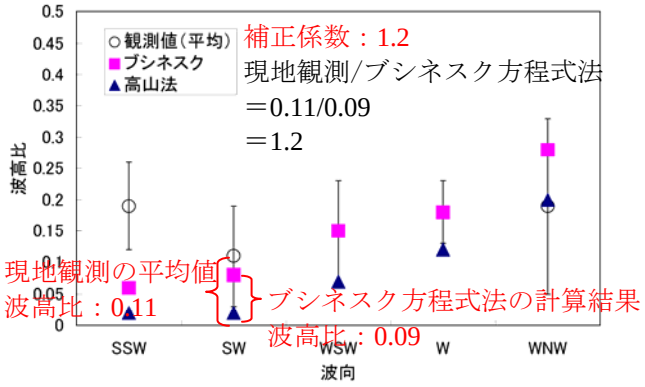


図-10　補正方法

(4) 港内発生波の解析

港内発生波を波浪推算(パラメーター法)によって算出する．**図-11**は，風向WNW，風速11.7m/sの場合の港内発生波高を示したものである．St.1，St.2においては20cm前後の波高が生じている．ただし，この場合のように，風速が10m/s以上と大きい時には同時に港外から入ってくる波浪も大きな波高である場合が多い．よって，港内発生波高と港外からの波高をエネルギー合成すると港内発生波の影響は数cm程度になる．風により発達する港内発生波の効果は港湾計画図で強風と定義されている風速10m/s以上の場合でも，それぞれの計算法での結果を数cm押し上げる程度であり，港内静穏性悪化要因の主要因とはならないことが明らかとなった．そのため，風波による港内発生波の影響は，本検討内では考慮しない．

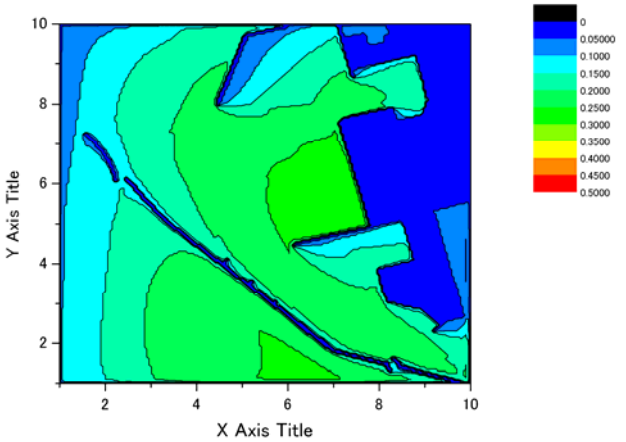


図-11　波高分布(風速11.7m/s，WNW)　単位：m

(5) 稼働率の算定

ブシネスク方程式法によって算出された計算結果をもとに稼働率の算定を行った．また，ブシネスク方程式法の計算結果を現地観測の平均値で補正した検討結果をもとに稼働率の算定を行った．結果は**表-3**のとおりである．

ブシネスク方程式法を用いるとSt.1では稼動限界波高の基準とされている97.5%を満足するが，St.2では97.5%を満足しない．また，現地観測データの平均値より得られた稼働率は，St.1，St.2ともに稼動限界波高の基準とされている97.5%を満足しない．

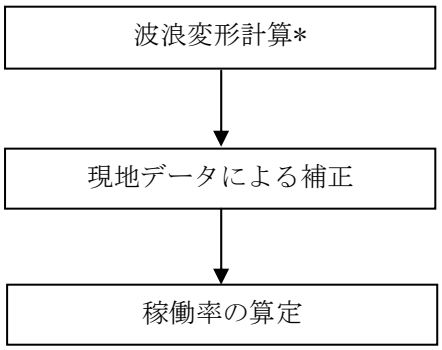
これらの結果より，ブシネスク方程式法を用いた稼働率の算定結果と現地観測の平均値を用いた算定結果では，St.1において港内静穏性の判断が異なる．秋田港では，港内静穏性の悪化が課題となっており，基準の97.5%を満足してないことが予測されることから，現地観測データの平均値を用いた稼働率のほうが実態に合っていると考えられる．よって将来地形の稼働率を予測する際には，現地観測の平均値を用いた補正を行うことでより実態に合った予測ができると考えられる．

表-3　稼働率の算定結果

	稼働率 (St.1)	稼働率 (St.2)
ブシネスク方程式法	97.6%	91.8%
現地観測の平均値	94.4%	92.6%

2.2.3 計算手法の提案

本検討内の数値計算結果は，風波・うねりの成分のみを扱っており，その他の効果は含まれていない．よって，数値計算で現地のデータを適切に表現するためには，前述したように数値計算結果を補正することが重要である．本検討内では，データのばらつき等を考慮し，原点を通る最小二乗法を用いた直線により波高比の平均値を求め，数値計算結果を補正する方法を提案する．



*通常は水深一定の条件で高山法を用いるが，水深変化を考慮したNOWT-PARIの屈折回折計算を用いてもよい．

図-12　計算手法の提案

2.2.4 まとめ

本検討で得られた結果は以下のとおりである．

・ブシネスクで港内静穏度の検討を行った結果，ブシネスクでも港内静穏度の評価が可能であるといえる．
・現地観測結果にはばらつきがあるので平均値を用いて検討を行うことが妥当である．
・ブシネスクの計算結果と現地観測結果とを比較してみると，±σの範囲内で両者の差が認められる．ブシネスクで港内静穏性を評価するときには，現地観測結果を用いた補正をすることが望ましい．
・港内発生波については，港内の波高にほとんど影響しない．
・ブシネスクと高山法では，隅角部の反射などに差が出る．
・ブシネスクの計算結果をみると波向によっては過小に評価している場合がある．

参考文献

1) 平山克也 ： 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 ： 海講 ：2001, vol.48, pp.26-30,
2) 平山克也 平石哲也 ： ブシネスクモデルにおける目標反射率の設定法とその港内波高分布計算に対する適用性 ： 海講 ： 2002, vol.49, pp.676-680

2.3 鴛泊(おしどまり)港における高波高時の浅海変形計算への適用(北海道利尻島鴛泊港)

2.3.1 概要

沖波である設計波(確率波高)を防波堤背後の港内各地点へ適用するため，ブシネスクモデルを用いることになり，予め浅海変形計算への適用の妥当性を示すことになった．この調査では，港内外 3 地点で 2 ヶ月半ほどの波浪観測が行われたため，この間に発生した高波高時の観測値と整合性をとりながら波浪の浅海変形計算を行った．

ここでは，その中から 2 ケースの適用例を示す．**図-1** に鴛泊港の位置を示す．鴛泊港は，東西・南北とも 20km ほどの大きさの利尻島の北側にある．北西側に礼文島があり，東北東～東を 20 ㎞隔てた北海道本島に遮られ，高波高の波向は北北西～北東に限られる．

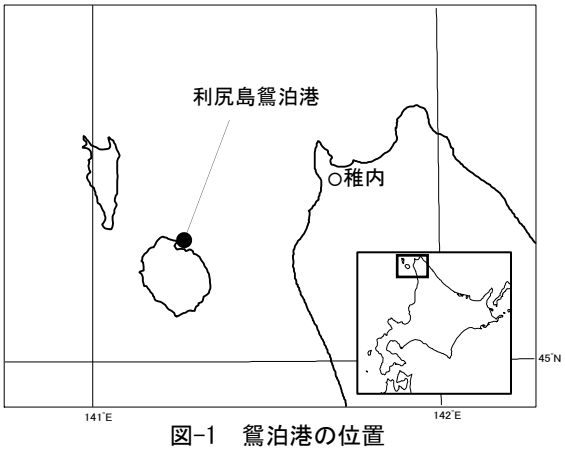


図-1　鴛泊港の位置

2.3.2 波浪観測

図-2 に示す港内外の 3 個所で 2003 年 11 月 25 日～2004 年 2 月 19 日に波浪観測が行われた．(使用測器は協和商工の DL-2 型)

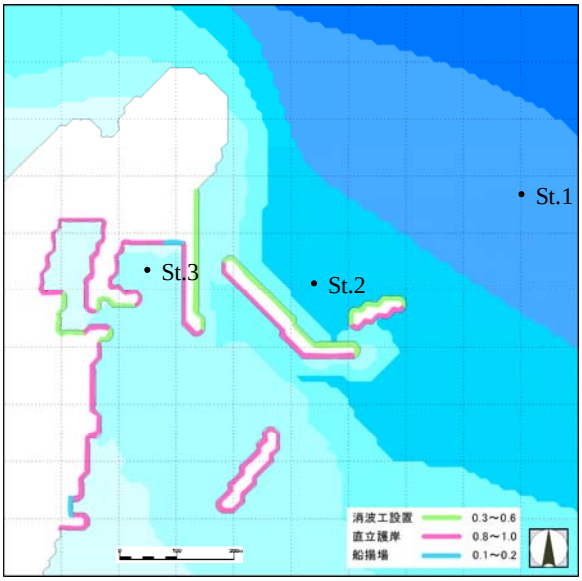


図-2　鴛泊港概要と波浪観測地点位置

表-1　観測地点の水深

観測地点	水深
St.1	-24m
St.2	-17m
St.3	-7m

2.3.3 高波高事例

この観測期間中に最大有義波高が3～5mの顕著な高波高事例が 4 ケースあったが，このうち波高上位の Case2 と Case4 の 2 ケースに関する結果を示す．

Case1：2003 年 12 月 18 日～21 日
Case2：2004 年 1 月 13 日～17 日
Case3：2004 年 1 月 20 日～25 日
Case4：2004 年 2 月 4 日～ 8 日

Case2：2004 年 1 月 13 日～17 日
千島列島近海の発達した低気圧(964hPa)
St.1 の最大有義波：5.59m，10.3 秒，354°(N)

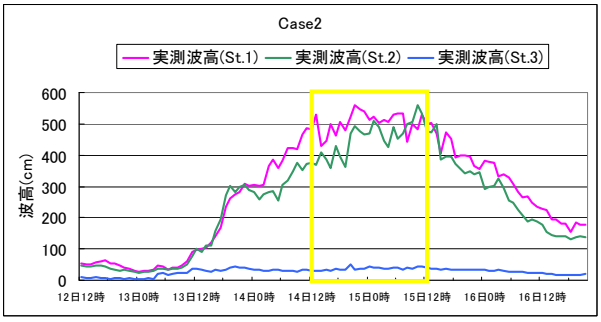


図-3　高波高ケース 2 の有義波高の変化

Case4：2004 年 2 月 4 日～8 日
オホーツク海の発達した低気圧(968hPa)
St.1 の最大有義波：5.28m，10.6 秒，356°(N)

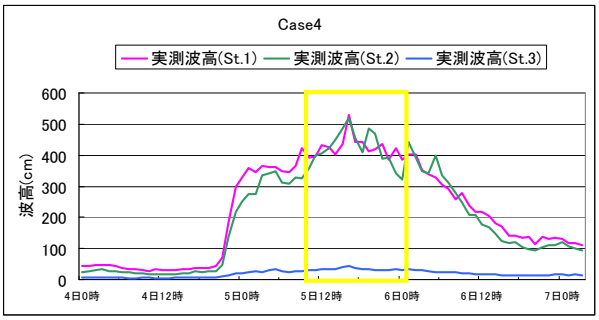


図-4　高波高ケース 4 の有義波高の変化

ブシネスクモデルによって 1 時間毎に観測された有義波諸元に対応する浅海変形計算を行うのが理想であるが，時間的に不可能であるので，黄色の矩形で囲まれた St.1 の高波高時間を平均した諸元で，各ケース 1 回ずつの浅海変形計算を行うこととした．

平均化した有義波諸元を**表-2** に示す．

表-2　高波高時の平均値

Case	H1/3	T1/3	θ	H/L	Smax
2	5.05	10.0	355	0.0321	10
4	4.20	10.0	355	0.0269	25

2.3.4 計算条件

計算条件は**表-3** と**表-4**，計算領域は図-5 の通り．

表-3　各構造物の反射率設定一覧

項目	反射率
消波工設置	0.3～0.6
直立護岸	0.8～1.0
船揚場	0.1～0.2

表-4　シミュレーションの計算条件

	Case2	Case4
$H_{1/3}$(m)	5.05	4.20
$T_{1/3}$(sec)	10.0	10.0
方位(deg)	355	355
格子間隔	10m	10m
Smax	10	25
対象港湾	鴛泊港	
モデル	ブシネスクモデル (NOWT-PARI Ver.4.6β)	
計算領域	図-5	
反射率	図-2 と表-3	
検証	St.1～3 の観測値の波高比との比較	
計算ステップ	$T_{1/3}$ / 200	

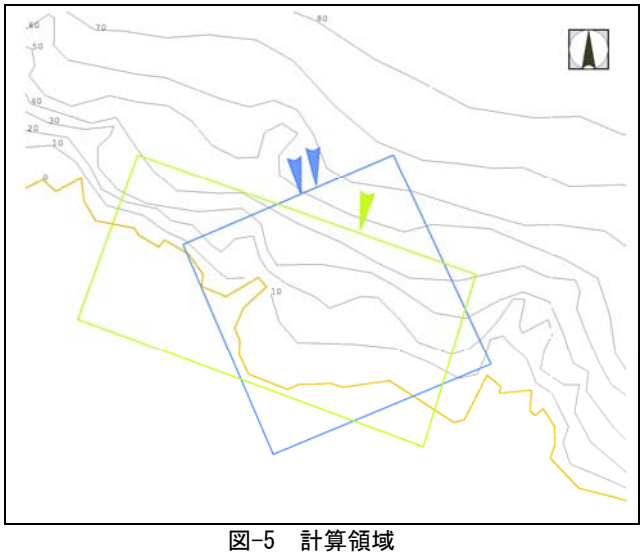


図-5　計算領域

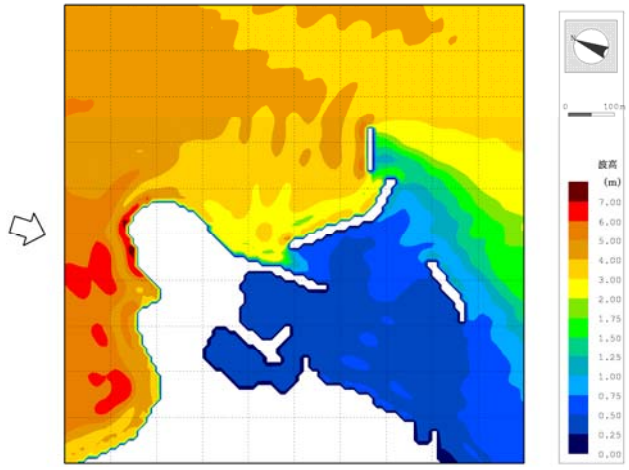


図-6　波高分布(Case2)

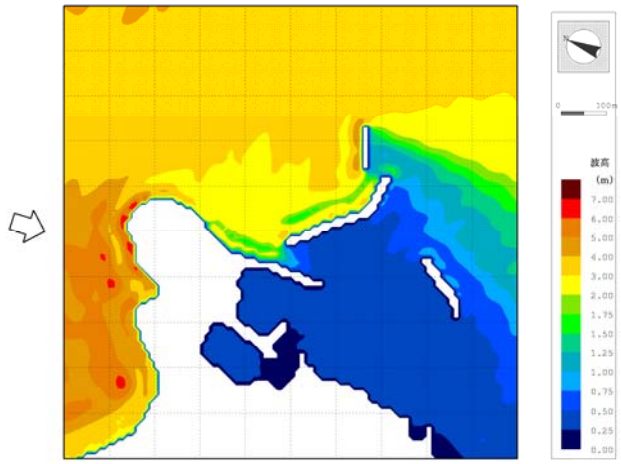


図-7　波高分布(Case4)

表-5　各地点の入射波高に対する波高

	Case2	Case4
入射波高	5.05	4.20
周期	10.0	10.0
波向	355	355
St.1	3.983	3.435
St.2	3.878	3.120
St.3	0.452	0.349

表-6　St.1 に対する各地点の波高比

	Case2	Case4
St.1	1.000	1.000
St.2	0.973	0.908
St.3	0.113	0.101

2.3.5 計算結果

(1) 波高分布

図-6 と**図-7** に各格子点の最大波高の分布を示す．

いずれのケースも港内には入射波が直接入りにくい波向なので，港内の波のほとんどは反射波または回折波であると考えられる．島防波堤の前面には反射波と見られる高波高域と低波高域が見られる．

各観測地点における波高と St.1 との波高比を**表-5** と**表-6** に示す．St.2 の波高比はややばらつくが，St.3 では他の 2 ケースを含め，波高・周期の違いによらず，どのケースも観測値による港内外の波高に近い 0.1 程度の波高比を得た．

(2) 経時変化図による比較

換算波高とは St.1 の実測波高に St.2，St.3 それぞれの波高比を乗じたものである．

St.2 では，換算波高と実測値を比較すると，対象期間を平均するとほぼ一致していると言える．Case2，4 のように波高が大きく変化する場合，1m 程度のずれることがあるが，換算波高は一定の波高・周期・波向から計算した波高比を用いているため，波高の変動が大きい場合に実測値との差が大きくなるのはやむをえない．

St.3 では，ほぼ満足できる結果となっている．

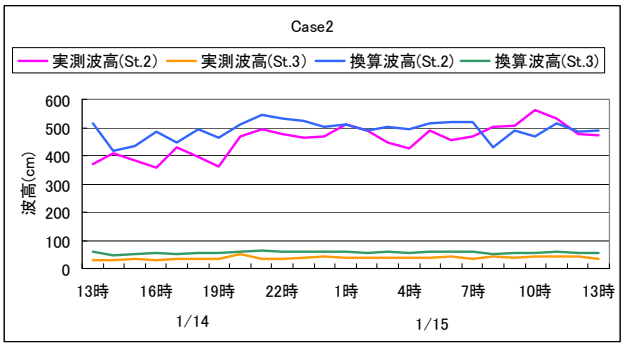


図-8　波高の経時変化の比較(Case2)

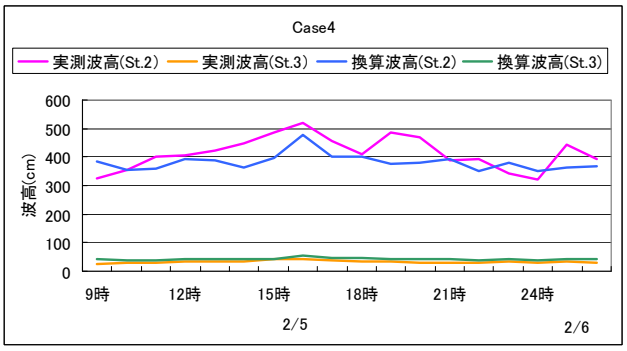


図-9　波高の経時変化の比較(Case4)

なお，計算領域内の St.1 の観測値をもとにした**表-2** の波高を沖側の境界に与えて計算しているため，St.1 の計算波高(**表-5**)はケース 2 の場合で 4m 弱すなわち入射波高の 0.8 程度まで落ちている．これは**表-4** の観測値とは違うので，後に境界の入射波高と St.1 の計算波高の比をもとの入射波高に乗じて計算し直したところ，St.1～St.3 で観測値に近い波高値を得たので，**図-8** と**図-9** で示した結果は妥当なものであると考えられる．

2.3.6 まとめ

複雑な変化のある 1～2 日間の波高を**表-2** のように，ひとつの平均的な値で代表するのはどこかに無理があるのは否めないが，計算時間が長いブシネスクモデルでは，現時点でやむを得ない選択であった．

既にエネ法との棲み分けは現時点での常識となっている．回折が顕著に起こらない水域ではエネ法が使えるし，時々刻々と変化する波高に対しては計算時間の短いエネ法によればそれぞれの時刻の波高に対して浅海変形計算を行うこともできる．

しかしながら回折や反射が無視できない港内の防波堤背後の水域での適用はブシネスクモデルに頼るしかなく，本調査での適用となった．

今回のブシネスクモデルの適用では，提供された防波堤の反射率を港湾構造物の境界条件として与えながら，護岸に相当する場所の水陸境界でスポンジ層の厚さと吸収係数を加減して観測結果と整合性をとるように調整した．

周期による応答特性，斜めに入射した時の特性など，実地形に適用する前に，モデル地形で予備計算を行っておくことが望ましいが，多忙な業務の中ではなかなかむずかしい．

実際の防波堤の反射率にしても，消波ブロックの形状や積み方によって期待された反射率とはある程度の違いが出てくるはずなので，与えられた反射率に対し一義的に境界条件を設定することはむずかしいことかも知れない．

ただ，こうして観測値がある場合は，よほど代表性が疑われる場合はともかく，一般には観測値が拠り所となる．本調査では，観測値との比較による裏付けを得て，ブシネスクモデルによる，確率波に対する港内各地点(全域)の波高分布の算定につなげることができた．

2.4 台風による高波浪の河川域における遡上・越波計算への適用

2.4.1 検討概要

広島市では，平成11年9月24日に台風18号による高潮が発生し，家屋632棟が浸水するなどの被害が生じた．この主な原因は，台風18号が西側の山口県を縦断したことに加えて，高潮の発生時刻が満潮時と重なっていたことである．なお，台風18号は，九州の有明海でも高潮による犠牲者を出したが，瀬戸内海でもこのような災害が発生した．

図-1に示す太田川水系の天満川では，平成3年の台風19号に伴う高潮によって浸水被害が発生したため，高潮堤防の整備が平成15年度の完成を目指して進められていた．しかしながら，平成11年台風18号の被災では，高波浪が河川を遡上して浸水域の拡大に至ったという報告があることから，河川域における高潮および波浪の遡上の実態を解明することが必要である．

本報告は，津波の河川遡上などの解析について実績があるブシネスク方程式を応用して，台風期の高波浪が天満川を遡上・越波する現象について検討を行ったものである．なお，本報告は、内部資料として作成してものであり，その取り扱いには注意をお願いする次第である．

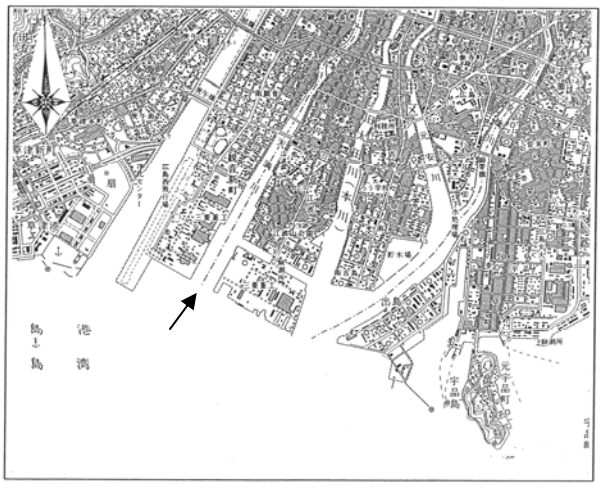


図-1　天満川河口部平面図

2.4.2 検討内容

検討の目的は，波浪が河川を遡上して護岸を越波する状況を再現することである．そのため，検討項目は次の通りとなる．

(1) 台風18号の波浪推算

広島湾沿岸は，豊後水道から侵入する外洋波と瀬戸内海で発生した風波の2種の波浪が浅海域で発達・減衰しつつ来襲するという複雑な波浪状況となっている．このため，そのような波浪場を再現可能な浅海波浪推算モデルを用いて平成11年台風18号における波浪推算を行い，その結果を天満川河川域の波高分布計算の外力とする．

なお，波浪推算結果については，高知港および天満川河口の波浪観測結果を用いて計算精度の確認を行う．

(2) 天満川河川域の波高分布計算

天満川河口は，瀬戸内海に面しているが，この海域では前述のように外洋波と風波が混在しており，波浪の特性としては，方向・周波数分散性の高い不規則波が来襲しているものと考えられる．そのため，波群の河川流軸に対して平行な成分や長周期成分が波高を増大させる可能性が考えられる．

また，台風18号の来襲時においては，周辺地域は降雨が激しく，河川も著しく増水して河川流量が大きいことが報告されている．すなわち、河川のような水深が浅い領域において，流れに逆行して波浪が遡上する現象が生じていたものと推察される．

したがって，波浪外力としては多方向不規則波を対象とし，波高分布計算モデルは，浅海域において波と流れの相互作用が考慮可能なブシネスク方程式を採用する．なお，ブシネスク方程式モデルは，NOWT-PARI(Ver4.6β)のプログラムを使用する．

(3) 越波量の算定

台風18号による高波浪の来襲時には，河川護岸において激しい越波が生じていたことから，この現象を再現することが重要である．越波量については，海岸構造物の越波量の算定に実績がある合田(1975)[1)]の越波流量算定法を用いるものとし，河川域の波高分布計算結果をもとに計算条件を設定する．

2.4.3 検討方法

(1) 波浪推算

(a) 風域場の推算手法

波浪推算においては，大気の気圧分布を外力として風域場を計算し，それを外力として波浪の発達過程を計算する．風域場の推算手法は種々のものが提案されているが，自由大気から界面近傍までの力学バランスを考慮しており，高度とともに風向・風速が変化する現象を理論的に取り扱っている境界層モデルを風の推算モデルとして採用した．境界層モデルは，空間を鉛直方向に2分割して上層を自由大気層，下層を接地境界層とし，自由大気層においては気圧傾度力とコリオリ力を，接地境界層においては気圧傾度力，コリオリ力，摩擦力等の力学バランスを仮定し，海上風分布の解析解を求めるモデルである．また，一般的に傾度風と台風は別個のモデルにより計算されるが，境界層モデルでは両者を同時に計算することが可能である．

(b) 波浪推算手法

波浪推算手法は，有義波法とスペクトル法に大別される．広島湾沿岸では，豊後水道から侵入する外洋波と瀬戸内海で発達した風波が来襲するという複雑な波浪特性を有することから，波浪推算手法とし

ては，風波とうねりを同時に計算することが可能なスペクトル法を選択する．また，広島湾沿岸は全般的に水深が浅いことから，スペクトル法のうち海底地形の影響による波浪変形が考慮されている浅海域波浪推算モデルを採用する．

(2) ブシネスク方程式による河川域の波高分布計算

ブシネスク方程式は，基本的には非線形長波方程式(潮汐，津波，高潮等の長波解析の基礎式)と同様の式形態であるが，分散項が付加されていることが特徴であり，これによって浅水域において波の断面形状が前傾化する現象が考慮できることとなる．

(3) 越波量の算定

越波量の算定は，「改訂 海岸保全施設築造基準解説 2.2.6越波量[2)]」に記載されている合田の越波流量推定図を用いて行う．なお，算定には，対象地点が河川ということを考慮して，**図-2**に示す海底勾配1/30の直立護岸を対象とした越波流量推定図を用いる．

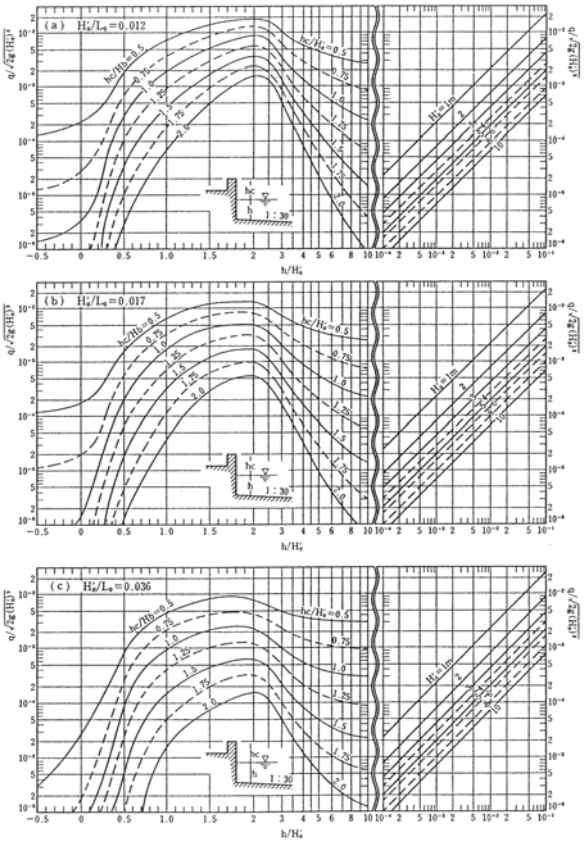


図-2 直立護岸の越波流量推定図(海底勾配1/30)

2.4.4 解析結果

ここでは，波浪推算，河川域の波高分布計算，越波流量の算定を行う際の手順と検討結果について述べる．

(1) 波浪推算

(a) 計算領域区分

波浪推算の計算領域は，**図-3**に示すように大領域(1/2°≒48km)，中領域(1/6°≒16km)，小領域(1/12°≒8km)，極小領域(1/36°≒2.7km)の4種の計算格子サイズによって構成されている．

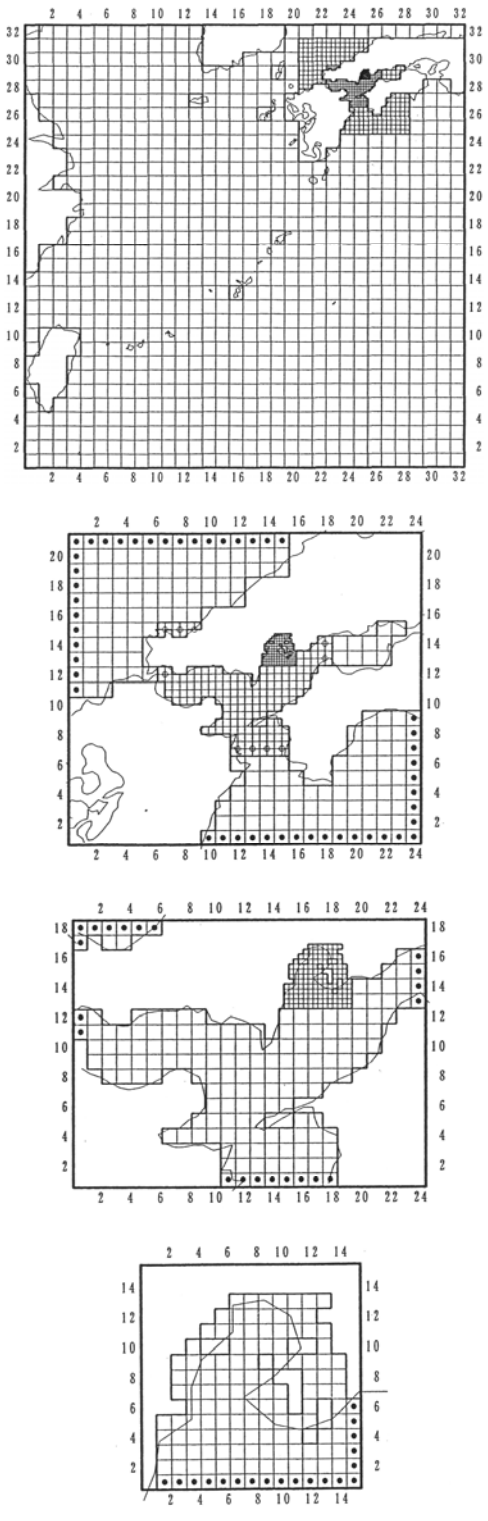


図-3 波浪推算の計算領域

(b) 推算結果

波浪推算の再現性を確認するために，計算値と観測値の比較を行った．**図-4**は、高知港の観測結果との比較であり，**図-5**は，天満川河口沖合の観測結果(波向なし)との比較である．高知港および天満川河口沖合のいずれも，周期については，推算値と観測値が多少異なっている部分も見られるが，波高については，推算値と観測値は概ね一致しており，特に波高の最大値は合致している．したがって、波浪推算モデルの再現性は良好であり，天満川河口周辺における波浪推算に適用可能であると判断される．

図-5に示した天満川河口沖合(水深17.4m)における波浪推算結果によると，有義波高の最大値は，平成11年9月24日10時20分のH1/3＝2.4mであり，有義波周期はT1/3＝7.5s，波向はSSWとなる．なお，同時刻の江波検潮所における観測潮位はT.P.＋2.74mである．

また，水深17.4m，周期7.5sに対応した浅水係数は，Ks＝0.92であり，換算沖波波高は，Ho'＝H/Ks＝2.4/0.92＝2.61mとなる．よって，**表-1**に示す波浪諸元を河川域の波高分布計算の入力条件とする．

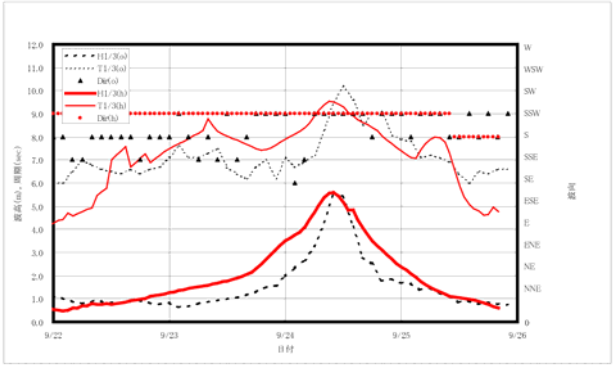


図-4 高知港における波浪値と観測値の比較

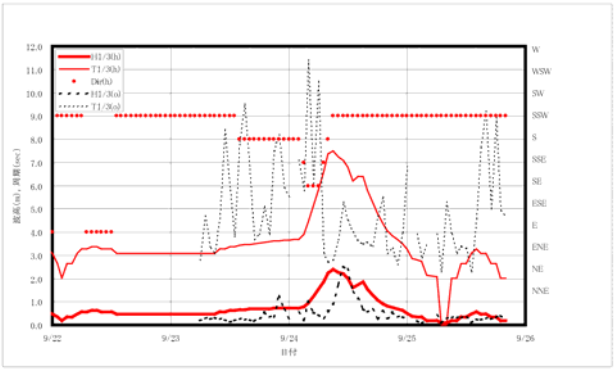


図-5 天満川河口沖合における推算値と観測値の比較

表1 波浪推算結果における最大有義波の諸元

波高 H1/3	周期 T1/3	波向	水深 (T.P.+2.74m含む)	浅水係数 Ks	換算沖波 波高H0'
2.4m	7.5sec	SSW	17.4m	0.92m	2.61m

(2) 河口域の波高分布計算

(a) 計算条件

波高分布計算の波浪条件を**表-2**に示す．なお，表中の水深hは，計算領域の沖側境界の平均水深(潮位含まず)である．水深データを**図-6**に示す．なお，構造物の反射率はすべて0.9とする．

表-2 波高分布計算の波浪条件

Ho'	To	Lo	Ho'/Lo	潮位	h	Ks	H
2.61m	7.5sec	87.8m	0.030	T.P.+2.74	16.1m	0.91	2.4m

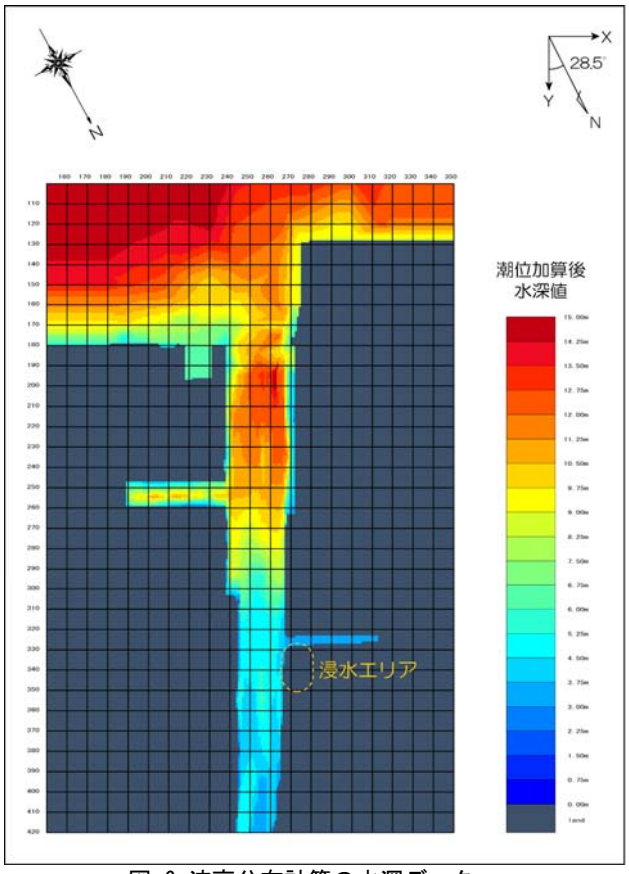


図-6 波高分布計算の水深データ

(b) 計算結果

波高分布の計算結果から，**図-7**に天満川河口周辺の波高分布を示す．また，**図-8**に示す浸水箇所前面に設定した測点における最大水位および有義波高を示す．

計算結果によると，外海から進入した波は，河床高の変化に応答しながら河川上流に伝播する．また，河川護岸近傍では波高が大きくなる傾向にあり，護岸に沿って進行する波(沿い波)の成分によるものと考えられる．

浸水エリアにおける水位および有義波高は，両者ともにSP.20で最大となり，水位がT.P.＋4.78m，有義波高がH＝2.14mである．また，SP.0～SP.80の区間では，最大水位が概ねT.P.＋4mを超えており，かなり危険な状況となっていたものと推定される．

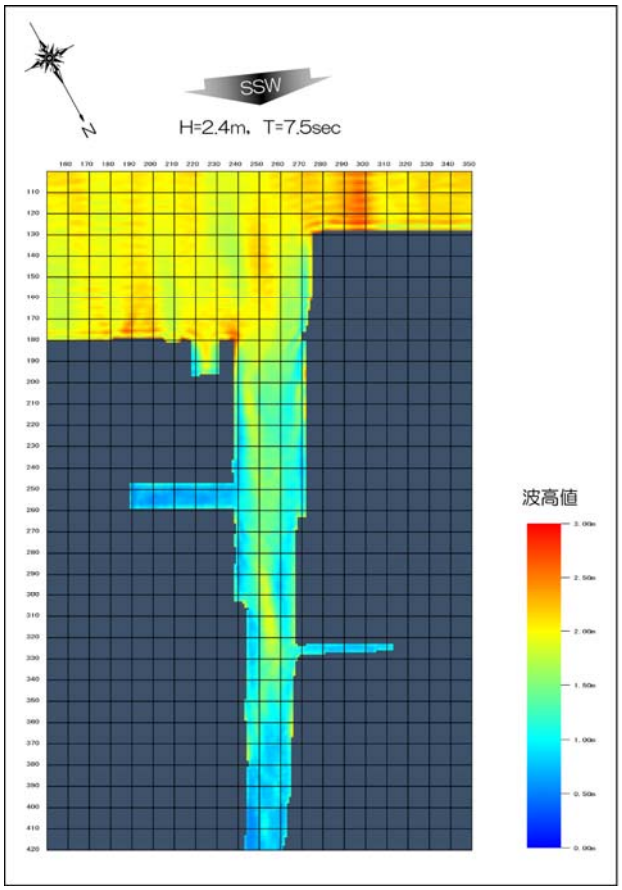


図-7 天満川河口周辺の波高分布計算結果

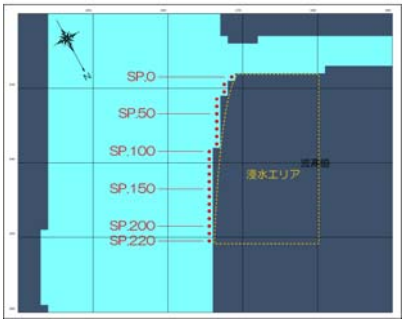


図-8 越波量算定の測点位置図

表-3 各測点における水位および有義波高

測　点	SP.0	SP.10	SP.20	SP.30	SP.40	SP.50	SP.60	SP.70	SP.80	SP.90	SP.100
最大水位(m)	4.38	3.84	4.78	3.79	3.95	3.99	4.30	4.19	4.23	3.60	3.74
最低水位(m)	1.35	1.67	1.07	1.94	1.69	1.76	1.46	1.35	1.19	1.99	1.91
有義波高(m)	1.89	1.47	2.14	1.28	1.32	1.28	1.74	1.74	1.84	1.82	1.17

測　点	SP.110	SP.120	SP.130	SP.140	SP.150	SP.160	SP.170	SP.180	SP.190	SP.200	SP.210	SP.220
最大水位(m)	3.70	4.04	3.84	3.82	3.93	3.95	3.93	3.98	4.07	4.12	4.14	4.09
最低水位(m)	1.91	1.45	1.76	1.66	1.77	1.63	1.66	1.74	1.69	1.39	1.50	1.65
有義波高(m)	1.26	1.27	1.29	1.24	1.27	1.33	1.40	1.41	1.58	1.61	1.52	1.53

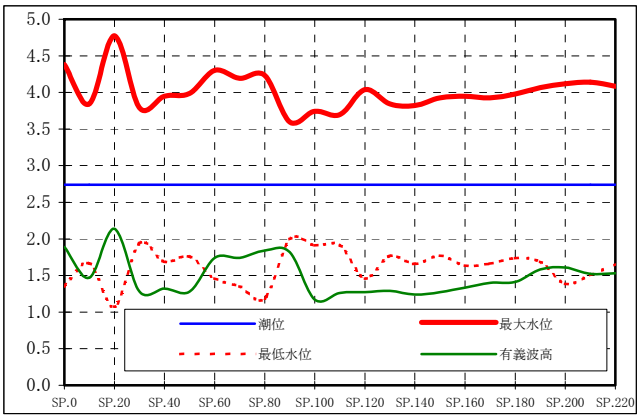


図-9 各測点における水位及び有義波高

(3) 越波量の算定

(a) 計算条件

越波量の算定は，**図-8**に示した各測点について行う．測点毎の有義波高は**表-3**および**図-9**に示した通りであり，水深は各測点のメッシュデータの値を用いる．有義波高以外の計算条件を**表-4**に示す．なお，表中のhcは護岸天端高と潮位の差である．

また，参考として，各種技術基準における許容越波流量を**表-5**～**7**に示す．

表-4 越波量算定の計算条件

To	Lo	潮位	護岸天端高	hc
7.5sec	87.8m	T.P.＋2.74	T.P.+4.4m	1.66m

表-5 海岸堤防および護岸の被災限界越波流[2)]

種　別	被　覆　工	越波流量q (m^3/m/sec)
護　岸	背後舗装済み	0.2
	背後舗装なし	0.05
堤　防	コンクリート三面巻き	0.05
	天端舗装、裏のり未施工	0.02
	天端舗装なし	0.005以下

表-6 背後地に被害が予想される場合の許容越波流量[3)]

要　件	越波流量q (m^3/m/sec)
背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波、飛沫等の進入により重大な被害が予想される地区	0.01程度 (バケツ1杯程度)
その他重要な地区	0.02程度
その他の地区	0.02～0.06

表-7　背後地利用状況からみた許容越波流量[3)]

種 別	被 覆 工	越波流量q (m^3/m/sec)
歩 行	危険ない	2×10^{-4} (コップ1杯程度)
自動車	高速通行可能	2×10^{-5}
	運転可能	2×10^{-4}
家 屋	大丈夫	7×10^{-5}

(b) 算定結果

図-2に示した直立護岸の越波流量推定図を用いて，各測点の越波流量を算定する．ただし，越波流量推定図を使用する際には，波高分布計算により得られた波高から換算沖波波高Ho'を求めておくことが必要となる．このため，浅水係数Ksを求めて換算沖波波高Ho'＝H /K sを算定する．なお，越波流量の算定図を使用する際の波形勾配については，Ho'/L o＝0.0145を境として，小さい場合はHo'/L o＝0.012の図を用い，大きい場合はHo'/L o＝0.017の図を用いることとした．

表-8に各測点における越波流量の算定結果を示す．なお，表中の太枠で囲った箇所は，**表-6**の「背後に人家，公共施設等が密集しており，特に越波，飛沫等の進入により重大な被害が予想される地区」の許容越波流量(0.01m^3/m /s)を超えていることを示している．これによると，太枠で囲まれた箇所が8地点あり，被害の発生に至るような激しい越波が生じていた状況がうかがわれる．

表-8 各測点の越波流量

測　点	SP.0	SP.10	SP.20	SP.30	SP.40	SP.50	SP.60	SP.70
最大水位(m)	4.38	3.84	4.78	3.79	3.95	3.99	4.30	4.19
最低水位(m)	1.35	1.67	1.07	1.94	1.69	1.76	1.46	1.35
有義波高(m)	1.89	1.47	2.14	1.28	1.32	1.28	1.74	1.74
水深(潮位含)	3.44	3.44	3.44	3.74	3.74	3.74	3.64	3.34
h/Lo	0.039	0.039	0.039	0.043	0.043	0.043	0.041	0.038
Ks	1.16	1.14	1.19	1.08	1.08	1.08	1.11	1.16
Ho'(m)	1.63	1.29	1.80	1.19	1.22	1.19	1.57	1.50
Ho'/Lo	0.019	0.015	0.020	0.014	0.014	0.014	0.018	0.017
h/Ho'	2.11	2.67	1.91	3.16	3.06	3.16	2.32	2.23
hc/Ho'	1.02	1.29	0.92	1.40	1.36	1.40	1.06	1.11
q(m^3/m/sec)	0.0400	0.0090	0.0560	0.0060	0.0070	0.0060	0.0300	0.0270

測　点	SP.80	SP.90	SP.100	SP.110	SP.120	SP.130	SP.140	SP.150
最大水位(m)	4.23	3.60	3.74	3.70	4.04	3.84	3.82	3.93
最低水位(m)	1.19	1.99	1.91	1.91	1.45	1.76	1.66	1.77
有義波高(m)	1.84	1.82	1.17	1.26	1.27	1.29	1.24	1.27
水深(潮位含)	3.14	2.84	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
h/Lo	0.036	0.032	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
Ks	1.18	1.26	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Ho'(m)	1.56	1.44	1.11	1.20	1.21	1.23	1.18	1.21
Ho'/Lo	0.018	0.016	0.013	0.014	0.014	0.014	0.013	0.014
h/Ho'	2.01	1.97	3.89	3.62	3.59	3.53	3.68	3.59
hc/Ho'	1.06	1.15	1.49	1.38	1.37	1.35	1.41	1.37
q(m^3/m/sec)	0.0330	0.0260	0.0019	0.0031	0.0031	0.0040	0.0023	0.0037

測　点	SP.160	SP.170	SP.180	SP.190	SP.200	SP.210	SP.220
最大水位(m)	3.95	3.93	3.98	4.07	4.12	4.14	4.09
最低水位(m)	1.63	1.66	1.74	1.69	1.39	1.50	1.65
有義波高(m)	1.33	1.40	1.41	1.58	1.61	1.52	1.53
水深(潮位含)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
h/Lo	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
Ks	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Ho'(m)	1.27	1.33	1.34	1.50	1.53	1.45	1.46
Ho'/Lo	0.014	0.015	0.015	0.017	0.017	0.016	0.017
h/Ho'	3.43	3.26	3.23	2.88	2.83	3.00	2.98
hc/Ho'	1.31	1.25	1.24	1.10	1.08	1.15	1.14
q(m^3/m/sec)	0.0065	0.0042	0.0048	0.0130	0.0140	0.0090	0.0090

1.4.5 まとめ

本報告では，波浪推算，ブシネスク方程式を用いた波高分布計算，越波量の算定について検討を行った結果，以下のことが明らかとなった．

- スペクトル法の波浪推算の再現性は良好であり、天満川河口の波浪状況の推算に適用可能である．
- ブシネスク方程式を用いた波高分布計算によると，外海から進入した波は河床高の変化に応答しながら河川上流に伝播し，河川護岸近傍での波高は，護岸の沿い波によって高くなる傾向が認められた．
- また，浸水域の最大水位および最大波高は，SP.20におけるT.P.＋4.78m，H＝2.14mであり，SP.0～SP.80の区間では，最大水位がT.P.＋4m前後と危険な状況にあったものと推定された．
- 越波流量の算定結果によると，8地点で「背後に人家，公共施設等が密集しており，特に越波，飛沫等の進入により重大な被害が予想される地区」の許容越波流量(0.01m^3/ m/s)を超えており，激しい越波が生じていた状況がうかがわれた．

なお，今回の検討により以下の点について，ブシネスク・モデルを改良することが望ましいと考えられる．

- 今回の検討では，河川流を考慮していないが，河口・河川域における波の遡上および流入河川が存在する港湾・漁港に対する適用を考えると，河川流(河川流量)の取り扱いを可能にすることが必要となる．
- 河口・河川域では，水深が非常に小さい領域が少なくないことから，計算安定性向上等に対する最低水深に関する処理の改良を行うことが必要となる．

参考文献

1) 合田良実：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，pp.3-44、1975
2) 海岸保全施設築造基準連絡協議会編:改訂海岸保全施設築造基準解説，全国海岸協会，1987
3) 水産庁監修：漁港の技術指針1999年版，全国漁港協会，1999

2.5 NOWT-PARI(Ver4.6β)の透過堤への適用事例

2.5.1 検討概要

苫小牧港西港(図-1)のフェリー埠頭では，船体動揺による荷役障害が報告されている．現地波浪観測及びフェリー船社からのヒアリング調査結果から，動揺は主に波向SE～Sにおける長周期波の発達時，及び波向S～SWの高波高時に発生していることが確認された．

そこで，長周期波と通常波の両方に有効な対策として，図-2，図-3に示す港口部に消波工を設けた場合の効果を検討した．ケース1，ケース2とも前面を消波ブロック，背後を割石とした構造を想定し，透水層による入射波のエネルギー減衰による港内波高の低減を期待した．

ケース1は面的に波のエネルギーを吸収する対策とし，施設の反射率を0.7と仮定し，NOWT-PARI(Ver4.6β)による計算結果より，長周期波と通常波に対して有効なことが推定された．

一方，ケース2は透過堤を通過することに伴う波エネルギーの減衰を期待した．このケースの評価を行うため，Ver4.6βを透過堤が取り扱えるように拡張した．以降に，モデルの拡張方法と計算事例を示す．

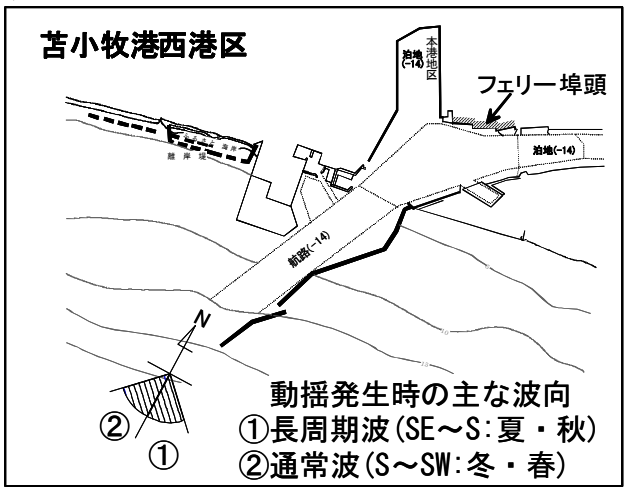


図-1 対象埠頭と動揺発生時の主な波浪

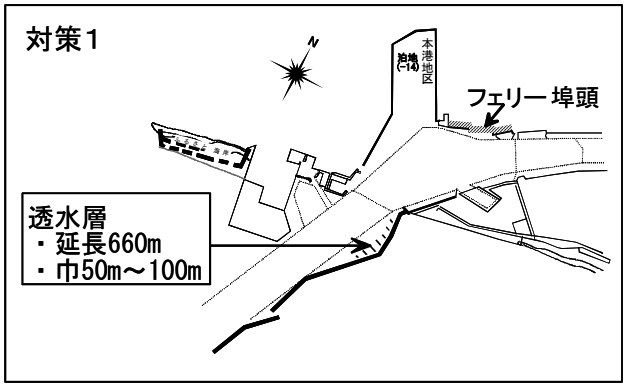


図-2 対策工ケース１（透水層の配置）

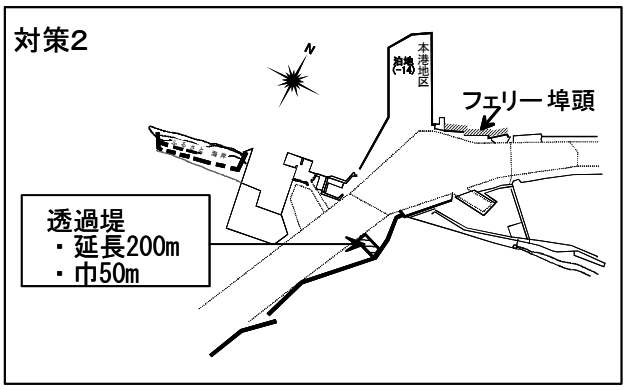


図-3 対策工ケース２（透過堤）

2.5.2 計算モデルの拡張

運動方程式には，平山・平石(2001)が導いた平面二次元の透水層内の運動方程式に，(2)式A部に示されるエネルギー吸収項，底面摩擦項，及び砕波減衰項を加えた．これにより，減衰に関わるパラメータを砂浜等ではスポンジ層による反射率で，また，透水層や透過堤では空隙率等で設定するなど，消波の対象毎に選択できるようになった．

(線流量フラックスの連続式)

$$\lambda\frac{\partial\eta}{\partial t}+\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial Q}{\partial y}=0 \tag{1}$$

(X 方向の線流量フラックス)

$$\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\frac{\partial P}{\partial t}+gD\frac{\partial\eta}{\partial x}+\varepsilon\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\left\{\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{P^2}{D}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{PQ}{D}\right)\right\}$$
$$+\sigma P+\frac{f}{2D^2}P\sqrt{P^2+Q^2}-\nu\left(\frac{\partial^2 P}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 P}{\partial y^2}\right)\quad\cdots\text{A部}$$
$$+\varepsilon\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\frac{P}{D}\left(\frac{1}{\lambda}-1\right)\left(\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial Q}{\partial y}\right)$$
$$+\alpha\left\{P-\mu^2\left(\begin{array}{l}\left(B+\frac{1}{2}\right)h^2\left\{\frac{\partial^2 P}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 Q}{\partial x\partial y}\right\}\\ -\frac{h^3}{6}\left\{\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(\frac{P}{h}\right)+\frac{\partial^2}{\partial x\partial y}\left(\frac{Q}{h}\right)\right\}\end{array}\right)\right\}$$
$$+\varepsilon\beta\sqrt{\left(\frac{P}{D}\right)^2+\left(\frac{Q}{D}\right)^2}\left\{\begin{array}{l}+\mu^2h^2\left\{\begin{array}{l}\left\{\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{P}{D}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{Q}{D}\right)\right\}^2\\ -\frac{2}{3}\left[\begin{array}{l}\frac{P}{D}\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{P}{D}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{Q}{D}\right)\right\}\\ +\frac{Q}{D}\frac{\partial}{\partial y}\left\{\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{P}{D}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{Q}{D}\right)\right\}\end{array}\right]\end{array}\right\}P$$
$$=\mu^2\left[\begin{array}{l}\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\left(B+\frac{1}{3}\right)h^2\left\{\frac{\partial^3 P}{\partial x^2\partial t}+\frac{\partial^3 Q}{\partial x\partial y\partial t}\right\}+Bgh^3\left(\frac{\partial^3\eta}{\partial x^3}+\frac{\partial^3\eta}{\partial x\partial y^2}\right)\\ +h\frac{\partial h}{\partial y}\left\{\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\frac{1}{6}\frac{\partial^2 Q}{\partial x\partial t}+Bgh\frac{\partial^2\eta}{\partial x\partial y}\right\}\\ +h\frac{\partial h}{\partial x}\left\{\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\frac{1}{3}\frac{\partial^2 P}{\partial x\partial t}+\left(\frac{\tau}{\lambda}\right)\frac{1}{6}\frac{\partial^2 Q}{\partial y\partial t}+2Bgh\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}+Bgh\frac{\partial^2\eta}{\partial y^2}\right\}\end{array}\right] \tag{2}$$

(Y 方向：略)

(1)式，(2)式の主な変数
η：水位　P:x方向の線流量　Q:y方向の線流量
h：水深　D：全水深　g：重力加速度
B：分散項の補正係数
σ：スポンジ層のエネルギー減衰係数
f：摩擦抵抗係数　ν：動粘性係数
μ：波高波長比　ε：波高水深比
（透水層）
λ：空隙率　α：層流抵抗係数
β：乱流抵抗係数　τ：慣性抵抗係数

2.5.3 透過堤の計算事例

(1) 一様水深での計算例

図-4に示す一様水深の水路内に透過堤を配置したケースについて，拡張したモデルを用いて試行計算を行った．なお，透過堤は**図-4**のように単純化している．計算条件は**表-1**に示すとおり，ケース1が周期10秒の通常波を，ケース2が周期90秒の長周期波を対象とした．また，空隙率λには割石を球体と仮定した場合の細密充填状態である0.26と0.32を与えた．

計算結果は，通常波の波高比分布を**図-6**に，断面分布を**図-7**に，長周期波については**図-8**，**図-9**に示した．

図-7及び**図-9**より，透過堤通過後の波高比は通常波で0.1以下，長周期波で0.2以下に低減することが示され、特に長周期波に対しても透過堤による低減が期待される．

また，空隙率0.32に対して0.26のケースでは，反射波の増加と透過堤通過後の波高低減が認められる．

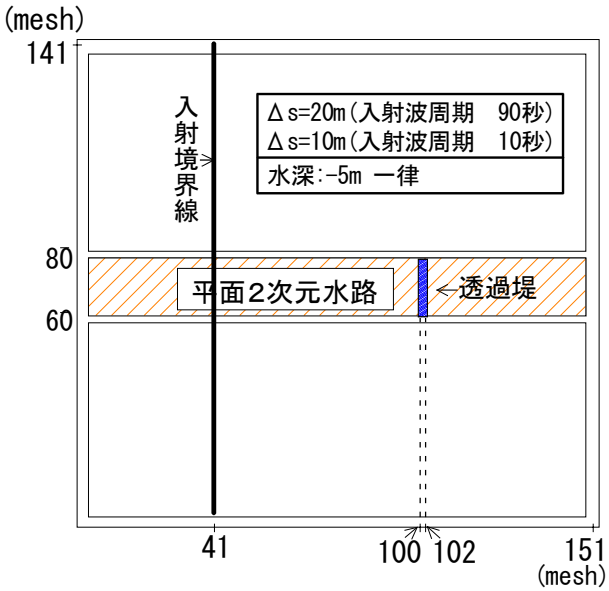


図-4 数値計算の計算領域の模式図

図-5 透過堤の断面

表-1　一様水深における計算条件

	ケース1	ケース2
水深	一律5m（対策工案設置区域の平均水深）	
有義周期	10秒	90秒
Δs	10m	20m
Smax	999	
割石の平均粒径	0.4m	
空隙率 λ	0.26 ， 0.32	

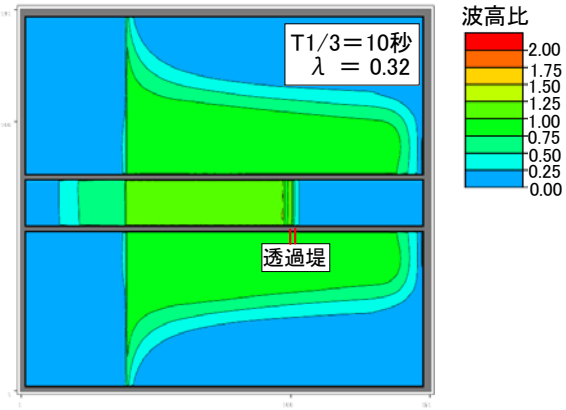


図-6 波高比高分布(T1/3=10秒)

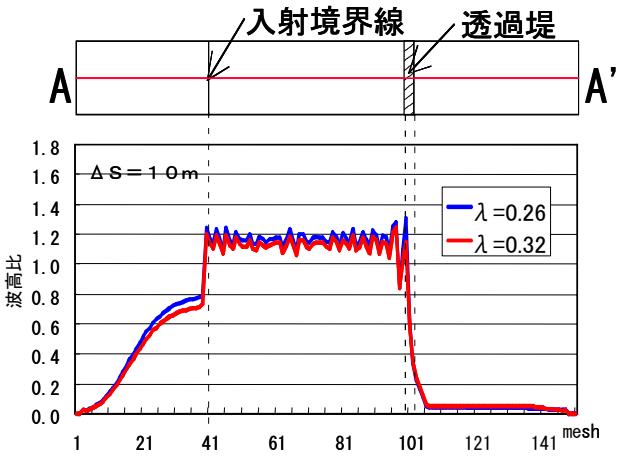


図-7 波高比の断面分布(A-A' 断面:T1/3=10秒)

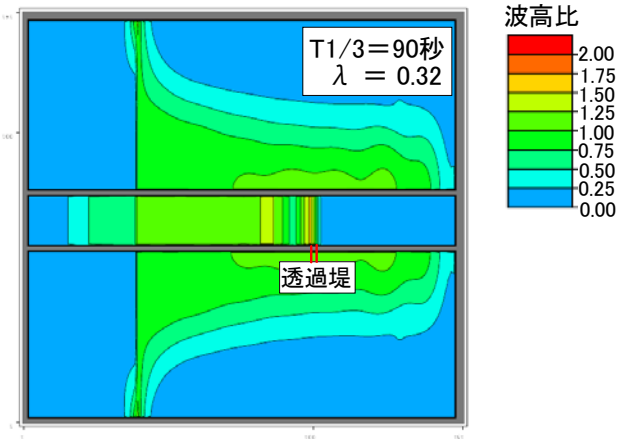


図-8 波高比高分布(T1/3=90秒)

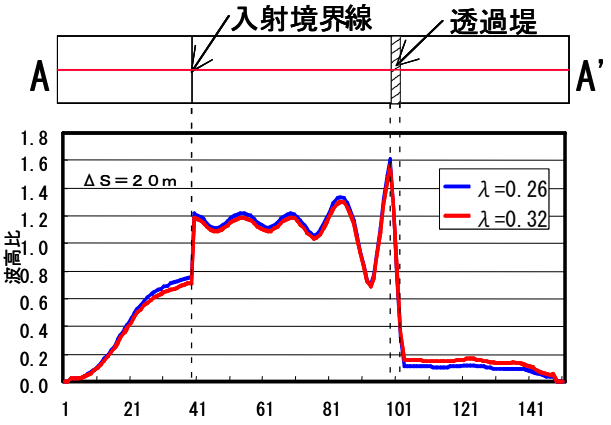


図-9 波高比の断面分布(A-A' 断面:T1/3=90秒)

表-2 実水深における計算条件

	項 目	設 定 値
長周期波	境界水深	20m
	解析領域	沿岸方向11.2km, 沖方向 7.6km
	モデル領域	沿岸方向21.2km, 沖方向14.6km
	格子間隔	20m
	有義波	0.15m (90秒)
	ｽﾍﾟｸﾄﾙ分布	周波数1/600～1/30Hzの実測値
	波向	S
	Smax	10
	透過堤の空隙率	0.32
風波	境界水深	20m
	解析領域	沿岸方向12.5km, 沖方向 7.5km
	モデル領域	沿岸方向13.5km, 沖方向 8.0km
	格子間隔	10m
	有義波	3.0m (10秒)
	ｽﾍﾟｸﾄﾙ分布	B-M型
	波向	S
	Smax	25
	透過堤の空隙率	0.32

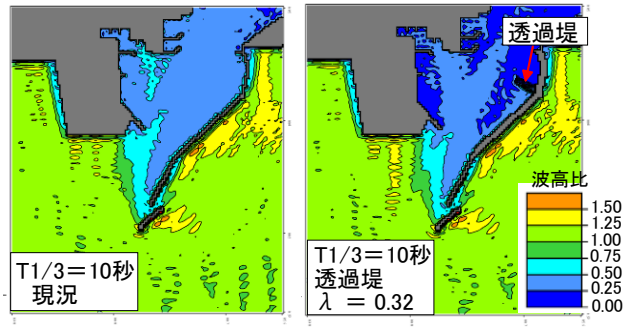


図-10 波高比分布(T1/3=10秒 : 波向 S)

(2) 現地水深での計算例

実水深と**表-2**の条件を用いた計算結果は，通常波について**図-10**に波高比分布を，**図-11**に現況と透過堤有との波高比の差を示した．長周期波については，透過堤の背後を不透過としたケースと合わせて，**図-12**と**図-13**に示した．なお，計算は**図-1**の領域で行っており，波高比分布等はそのうち港口周辺のみ表示している．

図-11より，通常波に対する透過堤の影響は，透過堤の背後のみでなく港口全体に及び平均約0.1の波高比の低下となっている．

また，長周期波についても**図-13（左図）**のとおり，港口全体で波高比の低減が示されている．なお，**図-13（右図）**は，透過堤と，透過堤の背後を不透過とし，堤体幅50mの透水層（**図-3**参照）で反射率0.7を期待できると想定したケースとの，波高比の差を示している．同図より，背後不透過の方の波高比がやや小さいことが示されている．

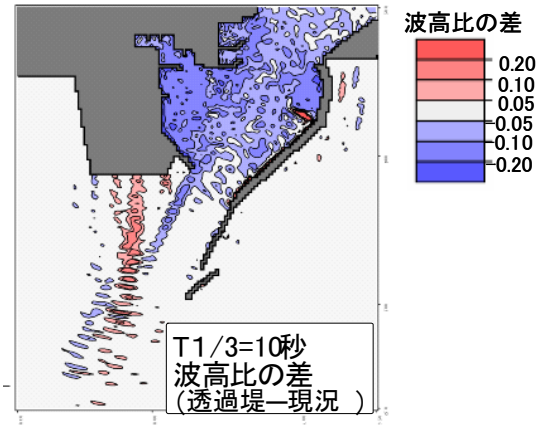


図-11 波高比分布(T1/3=10秒 : 波向 S)

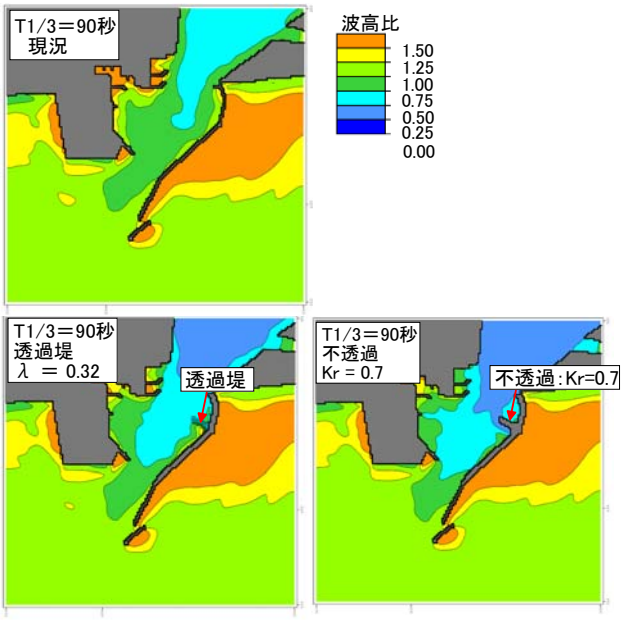


図-12 波高比分布（T1/3=90秒 ： 波向 S）

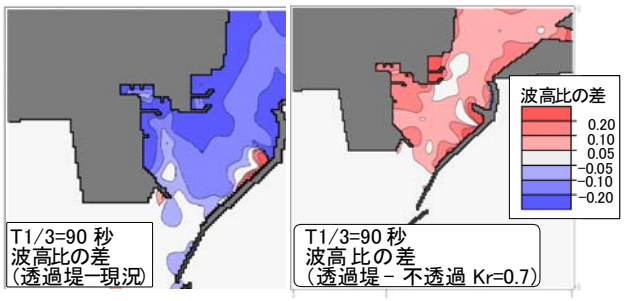


図-13 波高比分布（T1/3=90秒 ： 波向 S）

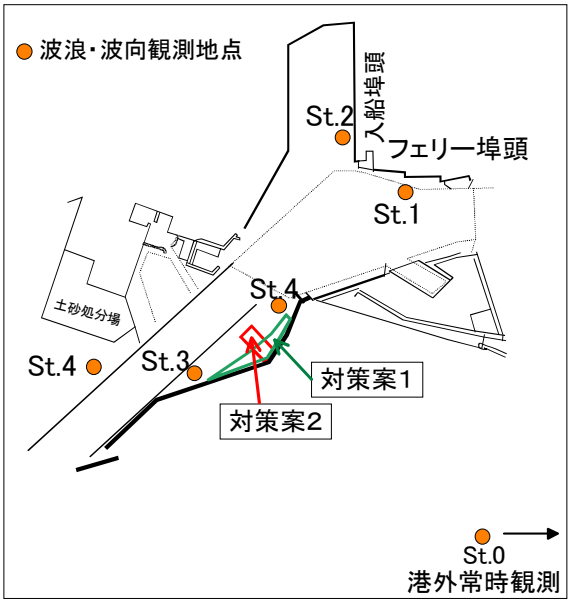


図-14 現地波浪調査地点

2.5.4 今後の課題

今回のNOWT-PARI(Ver4.6β)の拡張で，平面二次元で透水層や透過堤内の波浪伝播計算を実務レベルで取り扱えるようになったと考える．

しかし，通常波，長周期波に対する波向別の感度について十分に精査していないこと，長周期波に対する透水層内の層流抵抗等のパラメータ設定方法の事例が少ないことなど課題も多いのが現状である．

なお，苫小牧港西港区において，現在，**図-14**に示す地点で波浪観測を実施しており，今後，これらの観測データに基づき，通常波及び長周期波の港内伝播過程，及び船体動揺との関係について詳細な検討を行う予定である．

参考文献

1)平山克也・平石哲也(2001)：ブジ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，港湾技研究所報告，第40巻，第1号，pp.3-30

2)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，港湾空港技研究所資料，No.1036

3. ブジネスクモデル（NOWT-PARI Ver.4.6β）の応用

3.1 河口部における波高増幅率の簡易算定手法

3.1.1 概要

河口部に隣接する港湾では，河川流による影響が少なくない．特に，港口部や河口部周辺では，流れによるせきあげ効果により波の峰が尖り，そこを航行する小型船舶の操船に支障を来す可能性がある．このような，河川流と波浪とが重畳する海域での波浪の変形特性を把握することは，利用性の高い港湾づくりのためには重要であり，その評価のための数値解析モデルが必要となる．

波と流れ共存場に対する数値解析モデルには，幾つかのモデルが提案されている．例えば，Mohiuddinら（1999,2000）は，新たな波・流れ分散関係式をMadsen型の拡張型ブシネスク方程式に取り入れた2次元波浪変形計算を行っている．しかし，これは既知の流れ場が波に及ぼす影響を扱っており，波が流れに及ぼす影響は扱っていない．また，沖ら(2002)は波成分と流れ成分に分けた2式を連立させて，相互干渉を考慮したブシネスクモデルにより，流れの強い場合に発生するWave Blocking現象を再現した．しかし，これらの研究はどれも，規則波を対象としており，不規則波を対象としたモデルになっていないことや，未だに，波・流れ共存場における砕波条件または砕波減衰項のモデルは確立されていないこともあり，波・流れ相互作用を考慮した実用的な数値解析モデルとはなっていない．したがって，波・流れ相互作用を考慮した数値解を得るための実用的な数値モデルの開発には，まだ時間を要すると思われる．そこで，本稿では波による流れの影響は考慮せずに，流れによる波の増幅量を，位相平均値として簡易的に算定することを目的とした．

3.1.2 波・流れ共存場における分散関係

(1)分散特性

微少振幅波理論において，規則波と定常流速の共存する浅海領域を仮定すると(1)式に示す分散関係が成り立つ．この場合，波と流れが逆流（波の伝搬方向と流れの方向が相反する）の場合には流速Uは負の値となる．

$$\omega = \sigma + kU = \sqrt{gk\tanh kh} + kU \qquad (1)$$

ここで，ω：絶対角周波数
σ：流れに対する相対角周波数
k：絶対波数
U：定常流速
g：重力加速度
h：水深

(1)式より絶対波数kを求めた場合の解は，**図-1**に示す関係になる．流れが無い場合には（A）の１地点のみの解を持つが，流速が波速と同等になってくると，同時に２つの解を持つようになる流速範囲が存在する．この範囲では比較的，波の周波数に近い成分(B)と，それよりも高周波数の成分(D)が同時に存在し，ブシネスクモデルのような位相解析モデルにおいては，高い近似精度の差分計算を行う必要があり，膨大な計算時間を要することが予想される．そして，流速成分が非常に大きくなると，絶対周波数の解を持たなくなる．したがって解を持つための限界流速（**図-1**におけるＣ点）が存在し，それ以上の大きな流速下では波のエネルギーの伝搬が不可能となるWave Blocking状態となる．

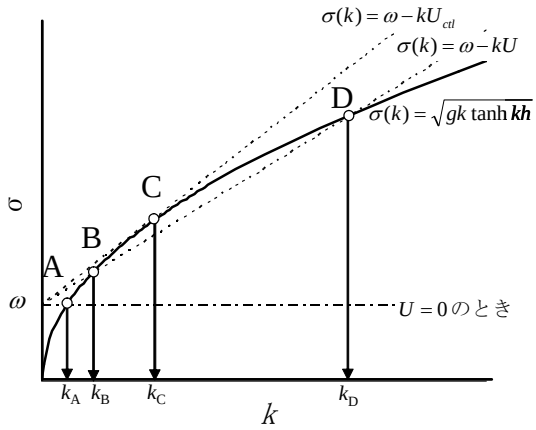


図-1　波・流れ共存場分散関係式の解

(2)限界流速

角周波数を波数と波速の積で表すと$\sigma=kC$，$\sigma_0=k_0C_0$となり，これを(1)式に代入して整理すると(2)式となる．ここで，式中のサブスクリプト0は流れが無い状態を示す．

$$\frac{k_0}{k} = \frac{C}{C_0} + \frac{U}{C_0} \qquad (2)$$

ここで，浅海波の波速を表す(3)式を(2)式に用いてC/C$_0$について整理すると，流れにより変化した波速Cを示す(4)式が導かれる．このとき，(4)式が成り立つ条件は(5)式となり，これが波が逆流中を伝搬し得る限界流速U_{ctl}を示すものである．

$$\begin{cases} C_0 = g/k_0 \tanh k_0 h_0 \\ C = g/k \tanh k\, h \end{cases} \qquad (3)$$

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2}\left[1 + \sqrt{1 + 4\frac{U}{C_0}\frac{\tanh k_0 h_0}{\tanh kh}}\right]\frac{\tanh kh}{\tanh k_0 h_0} \qquad (4)$$

$$\frac{U_{ctl}}{C_0} < -\frac{1}{4}\frac{\tanh kh}{\tanh k_0 h_0} \qquad (5)$$

そこで，(4)式をU/C_0に対して波速Cを求めると，**図-2**のようになる．図中に破線で示しているのが限界流速を示した線であり，深海波における波の伝搬限界が波速の1/4の流速(U/C_0＝0.25)となるが，浅海波ではそれよりも限界流速が大きくなる．

そして，この限界流速よりも流速が大きくなる破線より下の領域は，流れ中を波のエネルギーが伝搬出来ないWave Blocking領域を示す．なお，本手法では(2)式において解が2つ持つ場合には，解の連続性から，高周波数側の解は採用せず，波の周波数に近い側の周波数成分の解のみを用いている．

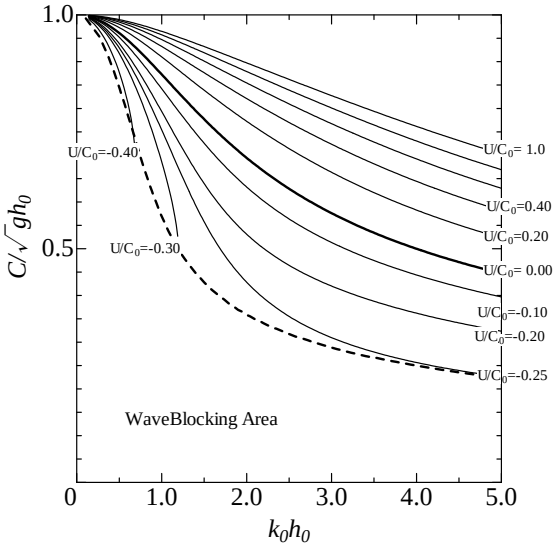


図-2　　波・流れ共存場における波速の変化

3.1.3 波高増幅率の算定

(1) 波高増幅率の算定式

流れによる波高増大率の算定式は，微少振幅波理論によるエネルギー保存式またはWave Action保存式により導出される．速度勾配があると仮定した場合は(6)式になり，速度勾配がない場合が(7)式である．各式において，相対速度(U/C_0)に対する波高増幅率(a/a_0)を算定すると**図-3**，**図-4**のようになる．図より，流れによる振幅の増幅率はU/C_0が正の場合には振幅は減少し，負の場合には振幅は増幅する．また，速度勾配を有する流れ場の方が，増幅率が大きくなる事がわかる．

$$\frac{a}{a_0}=\left[\frac{\{1+(2k_0h_0/\sinh 2k_0h_0)\}\{1-(l_0/l)(U/C_0)\}}{(l/l_0-U/C_0)\{1+(2kh/\sinh 2kh)\}+2U/C_0}\right]^{1/2} \quad (6)$$

$$\frac{a}{a_0}=\left[\frac{\{1+(2k_0h_0/\sinh 2k_0h_0)\}}{(l/l_0-U/C_0)\{1+(2kh/\sinh 2kh)\}+2U/C_0}\right]^{1/2} \quad (7)$$

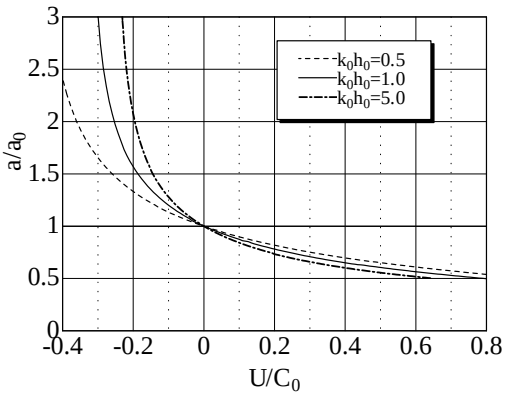


図-3　U/C_0に対する波高増幅率（速度勾配あり）

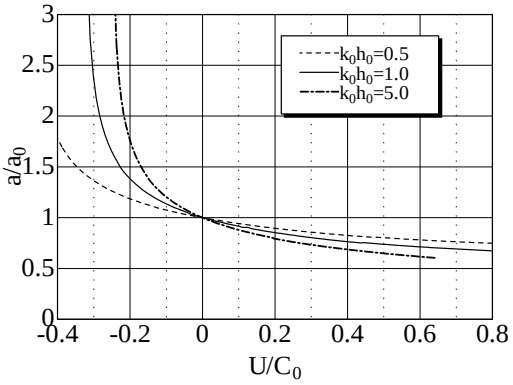


図-4　U/C_0に対する波高増幅率（速度勾配なし）

(2) 波高増幅率の簡易算定手法

波高増幅率の算定は**図-5**に示すフローに従って行う．まず，河川流に代表されるような，波浪以外に起因する流況ベクトルの平面分布を既知のものとし，ブシネスクモデルにより波浪変形計算を行い，河川流無しの状態における波浪諸元の平面分布を求める．そして，それぞれの計算出力結果を(6)式に代入し，全ての計算格子に対して波高増大率を算定する．求められた増幅率を，既に求めた波高分布に乗じることで，流れによる波高増大を考慮した位相平均波高の平面分布が得られる．

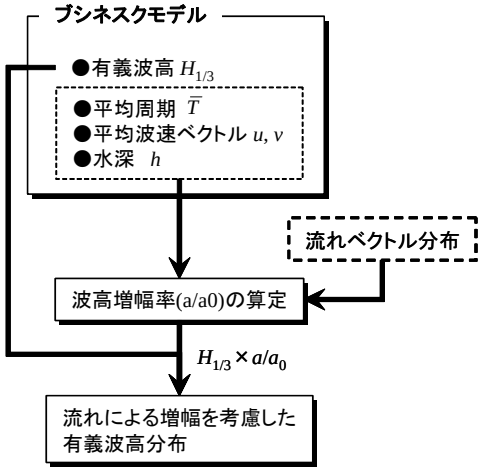


図-5　解析フロー

ただし，水平面内で波と流れのベクトルが，ある角度を持って交差する場合は，波速に対して平行な流れ成分ベクトルのみが波高増大に有効あるとみなす（**図-6**参照）．

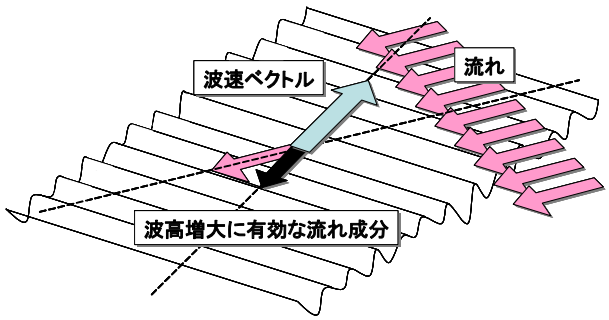


図-6　　有効流れベクトルの概念図

3.1.4 計算例

(1) 計算条件

試計算として**図-7**に示す領域における解析を行った．入射波条件は有義波周期12s，有義波高1m，方向集中度S_{max}35とし，河川流は流速3m/s（流量1,500m^3/s）とした．

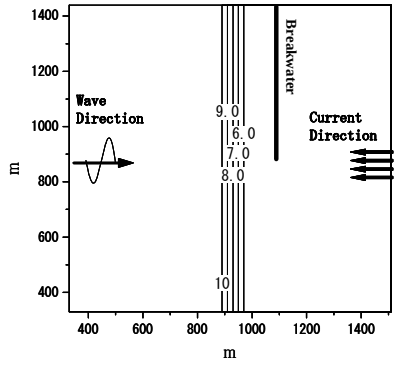


図-7　計算領域図

(2) 河川流ベクトル

河川流計算には非線形長波モデルによる解析結果を使用した．用いた流速ベクトル分布を**図-8**に示す．

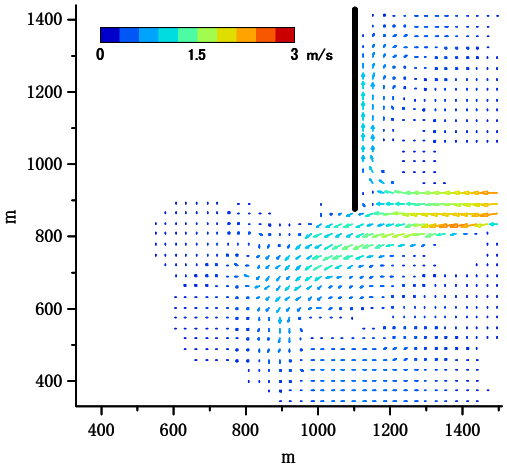


図-8　　河川流ベクトルの平面分布

なお，河口部周辺において，流れによる波高増大が顕著に発生する状況を考えると，河川の出水量が増加している時であると予想される．よって，この時には河口部で形成される，密度成層が崩れた状態であると考えられるため，本手法では特に流体密度についてのモデル化は行わない．

(3) 波高・周期分布の出力

ブシネスクモデルにより求めた有義波高，平均周期の平面分布を**図-9**，**図-10**にそれぞれ示す．平均水位についてはタイムステップ毎の水面変位データからゼロアップクロス解析により算出されたものであり，有義波高については，レーリー分布を仮定して水位変動の自乗和平均値から有義値に換算したものである．**図-9**の波高分布では，構造物前面からの反射により波高が増大し，背後域には波が回折している．また，平均周期の分布では，ややばらつきはあるものの，入射波周期と等しい分布となっている．ただし．平均周期は沖側領域に比べて，回折波領域でやや大きめに算定されている．これは回折域におけるスペクトル形状が変形したため，平均周期がずれているためと考えられる．

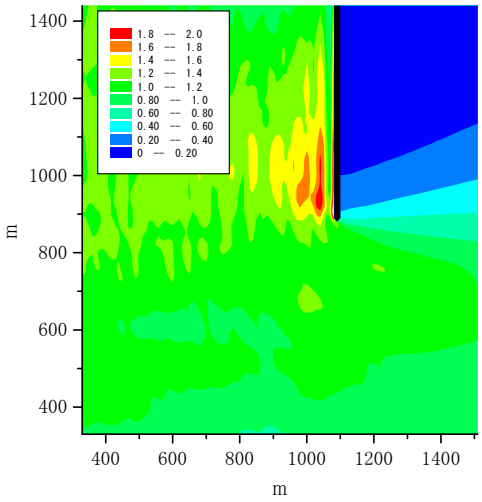


図-9　　有義波高分布

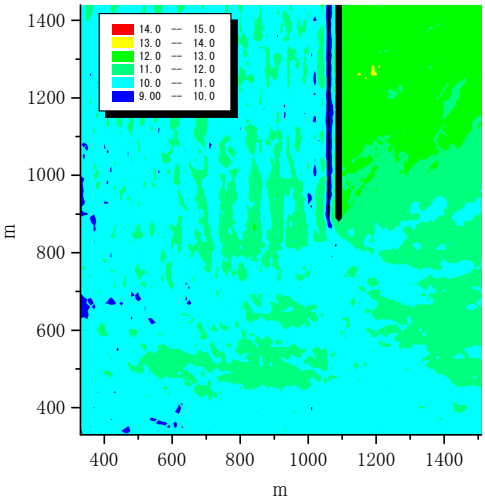


図-10　　平均周期分布

(4) 平均波速ベクトル分布

ブシネスクモデルでは，回折系や屈折系の波浪変形が同時に考慮出来ることから，増幅率算定に必要となる各変数の平面分布が得やすい．しかしながら，不規則な平面波浪場における水位変動から波峰の移動速度（波速ベクトル）を求める事は容易ではない．そこで，波速ベクトルについては近似的に求める方法を検討した．本手法では平均波速ベクトルを算定する際には，平面波浪場が，微少振幅波理論の範囲で近似可能であると見なして，ブシネスクモデルの計算過程で得られるタイムステップ毎の水位変動データから，ゼロアップクロス解析により分解された各個別波に対して，峰の時刻における線流量フラックス(P,Q)を同時刻の水位変動量ηで除することで波速ベクトルとした((7)式)．これを解析時間内において算術平均することで平均波速ベクトルとして求めた．

$$\begin{cases} Cx_{i,j} = P_{i,j} / \eta_{i,j} \\ Cy_{i,j} = Q_{i,j} / \eta_{i,j} \end{cases} \qquad (7)$$

ただし，以下の条件を満たさない場合には微少振幅波理論の適用が困難であると判断し，その波速標本を取り除いた．①平均水面からの個別波の峰と谷の振幅量の比が極端に異なる標本は除外する（峰振幅と谷振幅の比が7：3以下の場合に採用）．②ベクトル合成された波速が$\sqrt{gh}$よりも，大きくなる標本は除外する．

これにより求めた波速ベクトルを**図-9**に示す．構造物前面では波向が異なる入射波と反射波が重畳するため，各個別波の波速は相殺され，平均量としては小さい値となる．また，回折域における波速ベクトルについては，波が背後に回り込むように算定されているが，これを簡便に比較する数値モデルがないため，現在のところ妥当性の確認は不十分である．

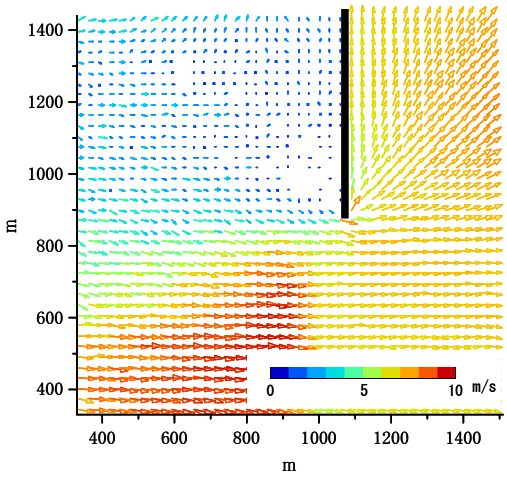


図-9　平均波速ベクトル分布

(5) 増幅波高分布

以上の解析結果より，(6)式により波高増幅率を算出すると**図-10**のようになる．構造物の遮蔽を受けない領域では，波と流れの向きが相対する方向で重畳するため，増幅率は1.5倍以上の高い数値となる．また，構造物の回折域では波と流れの向きが同一方向になるため，増幅せずに等倍以下の値となっている．次に，この波高増幅率を有義波高に乗じた結果が**図-11**であり，これが流れによる波高増大率を考慮した波高分布となる．増幅率の大きな河川流上（○枠内）では波高が上がっているのが確認できる．

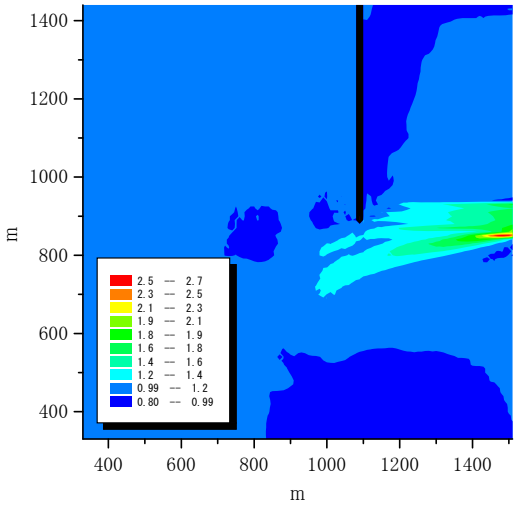


図-10　波高増幅率分布

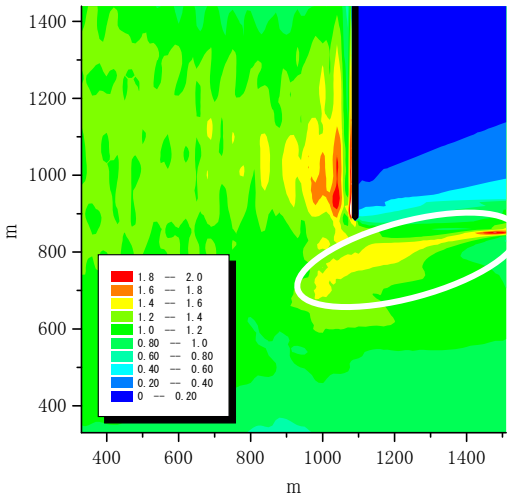


図-11　波高増幅率を考慮した有義波高分布

図-12は，**図-10**に示した増幅率分布を波・流れの分散関係図（**図-1**）上に重ねてプロットしたものであり，**図-13**は同様に波高増幅率(**図-3**)に重ねたものである．大部分は河川流の影響を受けないため，U/C_0=0の付近に分布しているが，青枠で囲んだ範囲は河川流の強い領域における分布である．特に，流入境界付近で最もU/C_0が大きくなる地点では，限界流速近くにまで達しており，そこでの増幅率は2倍程度となった．

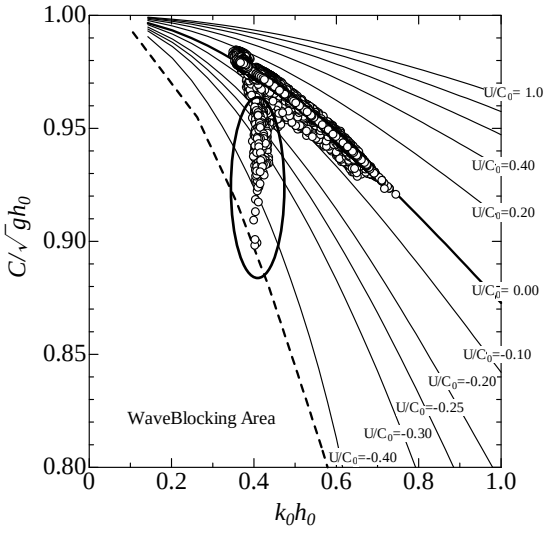


図-12　試計算における波速C の分布

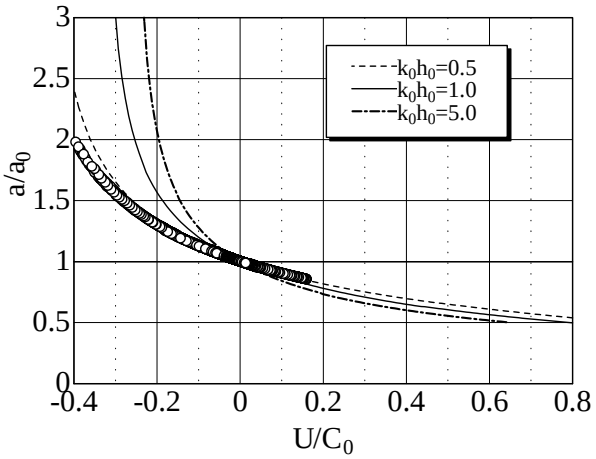


図-13　　試計算における波高増幅率の分布

3.1.5 まとめ

以上の検討から明らかとなった主な結論を以下に示す.

- 河川流により増幅する波高の分布を，ブシネスクモデルを用いて，簡易的に算定する計算手法を示した.
- 不規則波における波速ベクトルを，ブシネスクモデルの水位変動から近似的に算定した.
- 限界流速を考慮した波高増幅率を算定して，位相平均値による波高分布を示し，河口部での波高の増幅量と増幅分布について算定が可能であることを明らかにした．但し，この結果に対しては現地観測等による検証を必要とする.

参考文献

1) 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，港湾空港技術研究所資料, No.1036
2) Mohammad Mohiuddin･富樫宏由･平山康志(1999)：傾斜海底地形上における波・流れ相互干渉モデル構築, 海岸工学論文集, 第46巻，pp.71-75.
3) Mohammad Mohiuddin･富樫宏由･平山康志(2000)：波変形に対する流れの影響のモデル化，海岸工学論文集, 第47巻，pp.16-20.
4) 沖和哉･酒井哲朗･芦屋淳志(2003)：波と流れの相互干渉を考慮したboussinesq方程式による数値解析,海洋開発論文集,第19巻,pp.159-164
5) Brevik I.and Aas, B.(1980):Flume Experiment on waves and currents.I.Rippled bed, Coastal Eng., Vol.3, pp.149-177
6) 平山克也・峯村浩治・平石哲也(2004)：流れによる波の変形計算に関する一考察，第10回河口研究会

3.2 エネルギー平衡方程式法によるリーフ域を含む複雑地形に対する波浪変形の計算精度

3.2.1 はじめに

リーフに代表される極浅海域を含む複雑地形における多方向不規則波浪場の検討を行うにあたっては，現地海象調査，水理模型実験および数値シミュレーション等の様々な手法を複合的に用いて，波浪場の評価を行う必要がある．本研究では，エネルギー平衡方程式法[1)]を用いて，リーフ域を含む複雑地形における多方向不規則波を対象とした波浪変形計算を試み，水理模型実験との比較により，その適用性の検証を行うことを目的としている．

3.2.2 基礎方程式の概要

エネルギー平衡方程式法[1)]は，多方向不規則波の屈折および浅水変形を同時に解くことができる手法で，従来から多くの研究者によって，その有用性が指摘されている[2)3)]．ただし，エネルギー平衡方程式法は回折効果を厳密に取り扱うことができないので，防波堤の直背後や二重回折領域などでは過小評価するという欠点が指摘されている．しかしながら，現地多方向不規則波浪場では方向分散性により回折が擬似的に表せることや方向スペクトルの変形を直接取り扱うことができるため，広範囲の計算が比較的短時間に行えるなどの利点がある．また，浅瀬を含む複雑な海底地形に対しても現地適用性が確認されている[4)5)]．

一方で，本検討では，リーフや沖合浅瀬を有する海底地形を対象とするため，砕波によるエネルギーの逸散効果を考慮する必要がある．従って，ここではエネルギー平衡方程式に，砕波によるエネルギー逸散を評価した磯部[6)]の砕波モデルを組み合わせることで，浅水砕波変形計算を実施した．

以下に基礎方程式を示す．

(1) エネルギー平衡方程式

方向スペクトルを$D(f,\theta)$とすると，Karlsson[1)]のエネルギー平衡方程式は次式で表される．ただし，ここでは砕波によるエネルギー逸散を考慮した方程式を用いるものとする．

$$\frac{\partial}{\partial x}(Dv_x)+\frac{\partial}{\partial y}(Dv_y)+\frac{\partial}{\partial \theta}(Dv_\theta)=-f_D D \quad \cdots(1)$$

$$v_x = C_g \cos\theta \quad \cdots(2)$$

$$v_y = C_g \sin\theta \quad \cdots(3)$$

$$v_\theta = \frac{C_g}{C}\left(\frac{\partial C}{\partial x}\sin\theta-\frac{\partial C}{\partial y}\cos\theta\right) \quad \cdots(4)$$

ここに，C_gは群速度，Cは波速である．式(1)の右辺は砕波によるエネルギー逸散量を表し，f_Dは砕波減衰係数である．

なお，方向スペクトル$D(f,\theta)$は，周波数スペクトル$S(f)$と方向関数$G(f,\theta)$の積として表される．

$$D(f,\theta)=S(f)G(f,\theta) \quad \cdots(5)$$

ここでは，入射波のスペクトルとして$S(f)$はBretschneider・光易型周波数スペクトル，$G(f,\theta)$は光易型方向関数を与えている．

(2) 砕波モデル

砕波減衰に関しては種々のモデル化が行われているが，多方向の成分波が重なり合う不規則波への適用性を考慮して，磯部[6)]に基づく流速波速比を用いた定式化を適用した．磯部[6)]の砕波モデルは砕波点の決定と砕波減衰係数の評価の2つから構成される．

(a) 砕波点の決定

まず，規則波の砕波限界(砕波点)は，渡辺ら[7)]によって整理された流速波速比を用いると，近似式は式(6)のように表される．

$$\gamma'_b \equiv (\hat{u}/c)_b = 0.53-0.3\exp\left\{-3\sqrt{d_b/L_0}\right\} + 5\tan^{3/2}\beta\exp\left\{-45\left(\sqrt{d_b/L_0}-0.1\right)^2\right\} \quad \cdots(6)$$

ここに，γ'_b：規則波に対する砕波指標を表す流速波速比，$\hat{u}$：静水位における水平流速振幅，d：水深であり，添字bは砕波点における値を表す．また，L_0：沖波波長，$\tan\beta$：海底勾配である．

不規則波の波別解析による個々の波の砕波波高は規則波に比較して小さいことが知られているので[8)9)10)]，磯部[6)]は不規則波の砕波流速波速比γ_bを概略の値として規則波の0.8倍にしている．本研究ではこの値を採用した．

$$\gamma_b = 0.8\gamma'_b \quad \cdots(7)$$

(b) 砕波減衰係数の評価

次に，不規則波の砕波減衰係数f_Dは，規則波の値f'_Dに砕波している波のエネルギーの割合P_Bを乗じて評価する[6)]．f_Dおよびf'_Dを以下に示す．

$$f_D = P_B f'_D \quad \cdots(8)$$

$$f'_D = -\frac{5}{2}\sqrt{\frac{g}{d}}\sqrt{\frac{\gamma-\gamma_r}{\gamma_s-\gamma_r}}f_d(kd)\tan\beta \quad \cdots(9)$$

$$f_d(kd)=\sqrt{\frac{\tanh kd}{kd}}\frac{1}{2}(1+s_2) \times\left\{1-\frac{5(1-s_2)(1+s_2)+2s_2(s_2\cosh 2kd-1)}{5(1+s_2)^2}\right\} \quad \cdots(10)$$

$$s_2 = 2kd/\sinh 2kd \quad \cdots(11)$$

$$\gamma_s = 0.4\times(0.57+5.3\tan\beta) \quad \cdots(12)$$

$$\gamma_r = 0.135 \quad \cdots(13)$$

ここに，g：重力加速度，$\gamma\left(=k\sqrt{2E}/\tanh kd\right)$：流速波速比，$f_d$は波高水深比のかわりに流速波速比を使ってモデル化したために生じた係数であり，kdが小さければ1となる．

また，γ_s,γ_rは定数であり，それぞれ一様勾配斜

面上での流速波速比，砕波後の波の再生領域での流速波速比を表す．なお，式(9)～(11)の計算にあたっては，ピーク周波数における波数と流速波速比の有義値を用いるものとする．

砕波確率は，砕波する前の波高分布としてRayleigh分布を仮定すると，砕波しなかった場合に対するエネルギー損失の累積値として次式で評価する[6]．

$$P_B=\left\{1+2.004\left(\frac{\gamma_b}{\tilde{\gamma}_{1/3}}\right)^2\right\}\exp\left[-2.004\left(\frac{\gamma_b}{\tilde{\gamma}_{1/3}}\right)^2\right] \quad \cdots(14)$$

ここに，$\tilde{\gamma}_{1/3}$ は砕波しなかったとした場合の有義流速波速比を表している．

3.2.3 海底勾配の設定

本研究で対象とする複雑地形においては，海底勾配が局所的に異なり，部分的に沖から岸に向かって逆勾配の箇所も存在する．こうした海底地形においては，式(9)，(12)に示す海底勾配 $\tan\beta$ の適切な評価が砕波減衰の評価，すなわち波浪場計算結果に少なからず影響を及ぼすと考えられる．本研究では，以下に示す2通りの方法により海底勾配を設定し，砕波変形計算に適用した．

(1) 一様海底勾配

海底勾配を岸沖方向に一様とする方法であり，本来，岸沖方向への一様勾配斜面を対象とした設定法である．本研究で対象とする複雑地形には理論的には不適切と考えられるが，一様勾配を仮定した設定の適用性を把握するために実施した．

(2) 沖波波長に比例した海底勾配(局所勾配)

波の屈折や回折変形は小規模な地形変化には反応せず，波長の数分の一以上の規模の変化に呼応して波が変形すると考えられる．そこで，合田[11]に基づき，砕波変形計算における海底勾配として，計算格子点から沖側へある距離 X だけ離れた格子点との間の水深の差から勾配を求め，計算地点の海底勾配とした．この沖出し距離については合田[11]を参考に，$X=L_0/10$ と設定した．ここで，L_0 は沖波波長とし，上記の海底勾配が負の値をとる場合には，絶対値をその地点における海底勾配として定義している．

また，波が斜めに進行する地点では，各地点ごとに波向を求めた結果に基づいて，波の来襲方向の海底勾配を計算している．

3.2.4 検討対象領域

波浪変形計算および水理模型実験の検討対象領域の概略図を図-1に示す．検討領域は，沿岸方向約6km，岸沖方向約3kmの矩形領域であり，沖側水深は-60m，岸側にはリーフが存在し，ここでは最低水深-5mとしている．**図-2**は，Line-3における水深の岸沖断面図を示す．沖側に水深約-20mの浅瀬が存在し，一旦水深-40m程度まで深くなったあとに，海底勾配1/5～1/10程度で急激に浅くなりリーフに到達する複雑地形であることがわかる．なお，岸側境界における反射はないものとし，障害物がないことから回折による影響は小さいものと予想される．

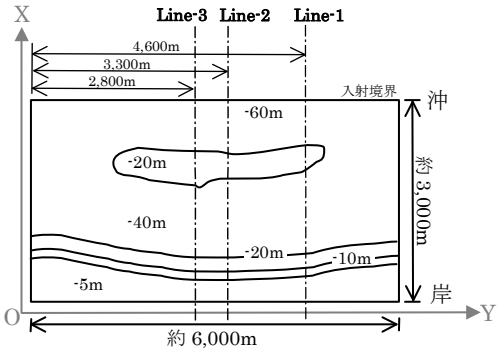


図-1　計算対象領域

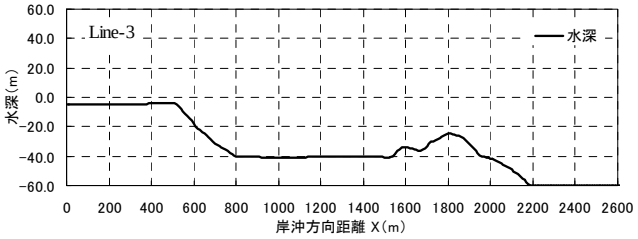


図-2　計算領域断面図(Line-3)

3.2.5 計算条件

波浪変形計算の諸条件を以下に記す．

(1) 入射波条件

入射波条件を**表-1**に示す．入射波は多方向不規則波とし，沖波の波高H_0，周期T_0，波向をそれぞれ変化させた3ケースについて波浪変形計算を実施する．比較対象である水理模型実験も同条件にて実施した．なお，波向の定義は，**図-3**に示す通り，沖側の入射境界に垂直のラインを0°とし反時計回りを正とする．

表-1　入射波条件

Case No.	波高H_0	周期T_0	波　向	Smax
入射波①	15.0m	18.5s	-30.0°	50
入射波②	14.0m	18.0s	-10.0°	50
入射波③	13.0m	17.8s	10.0°	50

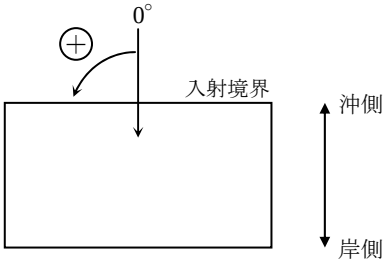


図-3　波向きの定義

(2) 基本条件

エネルギー平衡方程式による波浪変形計算の基本条件は，**表-2**に示すとおりとする．

なお，一様海底勾配については，計算領域の平均的な勾配として0.1に設定した．

3.2.6 計算結果と実験結果の比較

(1) 有義波高(岸沖方向断面)の比較

図-4～図-6は，それぞれ入射波①～③のケースにおける波浪変形計算結果と実験結果の有義波高分布を示し，各図は上から順にLine-1，Line-2，Line-3(**図-1**参照)の測線を示している．また，図には併せて各測線における水深も示している．

(a) 総論

計算結果と実験結果は，概ね良好な一致を示していることがわかる．沖合の浅瀬で浅水砕波変形した波はその後再生し，リーフ前面で再び砕波変形を生じ，リーフ上で急激に波高が小さくなる．本研究で扱う入射波浪条件においては非線形性の影響が無視し得ないと考えられるが，こうした波浪場においてもエネルギー平衡方程式と磯部[6]の砕波モデルの組み合わせ計算により，波浪変形が精度良く再現されていることが分かる．

表-2　計算条件

格子間隔	$\Delta x=\Delta y=10.0$m
周波数分割数	10分割 (エネルギー等分割)
方向分割数	45分割(θmax=+90°, θmin=-90°)
入射スペクトル	Bretschneider・光易型周波数スペクトルと光易型方向関数による標準スペクトル

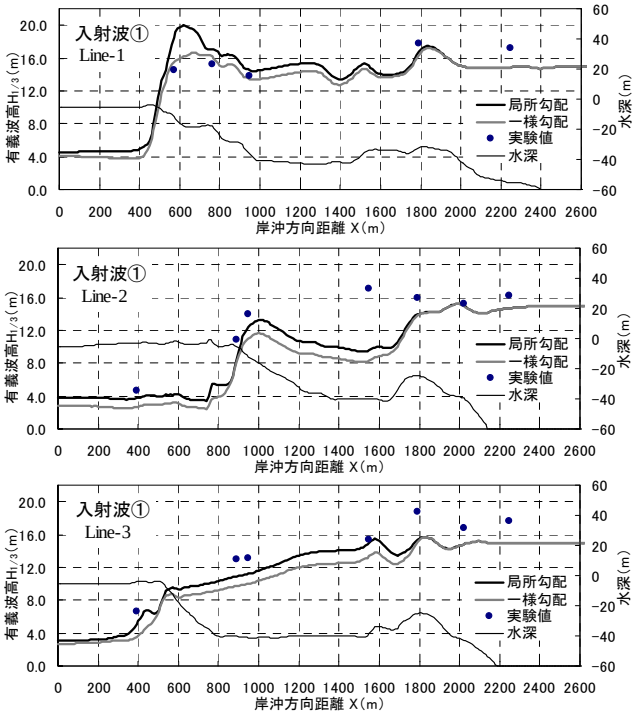


図-4 有義波高分布(入射波①)

(b) 海底勾配の影響

砕波変形モデルにおける海底勾配の定義の違いに着目すると，一様勾配とした場合の有義波高は，沖波波長を考慮した海底勾配(以下，局所勾配とする)に比べて，砕波後に一様に小さくなっていることが分かる．これは，沖合浅瀬およびリーフ前面の砕波領域の背後において，一様勾配(1/10)設定が実際の海底勾配よりも急勾配となっていることによ

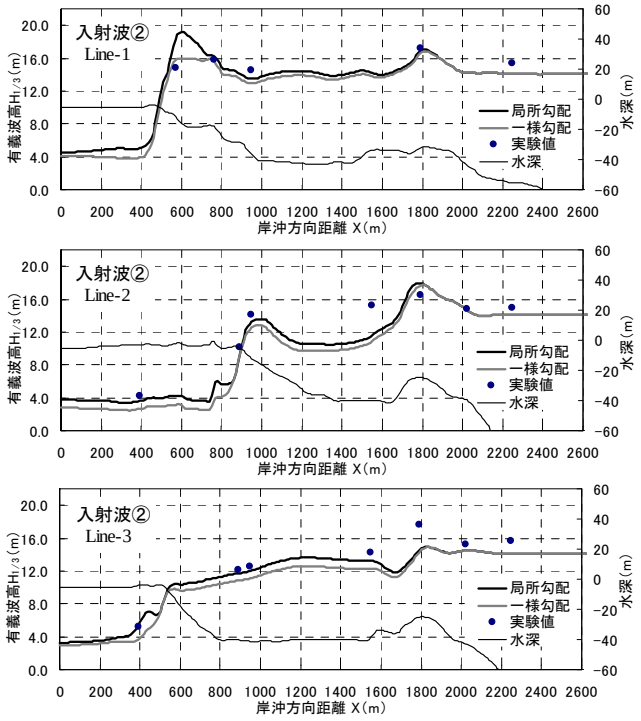


図-5 有義波高分布(入射波②)

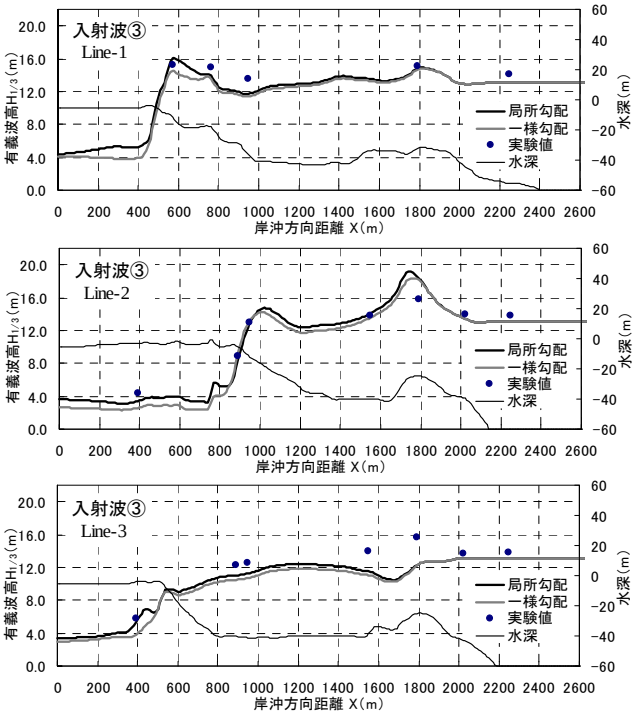


図-6 有義波高分布(入射波③)

り，砕波減衰が過大評価されている可能性が考えられる．

ただし，入射波①Line-1のリーフ前面(岸から600～800m)においては，一様勾配のケースの方が実験結果と良好な一致を示している．しかし，同ケースのLine-2，Line-3においては他のケースに比べて，局所勾配を設定した場合との有義波高の差，すなわち実験結果との差が大きくなっている．これは，入射境界における波の入射角度が一番大きいのが入射波①のケースであることから，沿岸方向からの屈折の効果等が現れているものと考えられる．

(c) 多方向不規則波浪場の影響

岸沖断面の砕波変形のみならず，多方向不規則波浪場においては空間的な海底地形の変化の影響が，屈折による波の集中および砕波変形に多分に影響を与えると考えられる．(b) にてふれた入射波①のLine-1以外にも，Line-3の沖合浅瀬においては各ケースとも実験値よりも計算結果が過小評価となっていることや，Line-2の1,500m付近においては，入射波向が大きくなると計算結果は過小評価となっている．ここでは岸沖断面の議論を中心としているが，実際には沿岸方向の海底地形の変化等の影響を受け，砕波変形を含めた波浪変形が非常に複雑になっているものと思われる．つまり，砕波モデルの多方向不規則波浪場に対する適用性については，検討，改善の余地を残し，今後の課題であると考えられる．

(2) 相関図による評価

図-7および**図-8**は，(1) に示した3測線の実験における波高計測点を含む，全28点の計測点での実験値と計算結果の有義波高の相関図を示す．**図-7**は局所勾配を設定したケース，**図-8**は一様勾配を設定したケースの結果である．局所勾配のケースでは計算結果は実験結果より5%程度小さい値となっており，計算による誤差等を考慮すればその再現性は良好であると言える．

一方，一様勾配を採用したケースでは計算結果が実験結果より11%程度小さな値となり，局所勾配のケースよりも計算値が過小評価となっていることが分かる．また，特に波高の落ちるリーフ上の領域では，全ての計測点で実験値よりも波高が小さく，こうした極浅海域における計算精度は，砕波モデルへの依存度が大きいことが示唆される．

3.2.7 まとめと今後の課題

(1) まとめ

本研究では，リーフ上を含む複雑地形に対する波浪変形計算を実施し，水理模型実験結果との比較検証を行った．その結果，以下のことが明らかとなった．

(Ⅰ) エネルギー平衡方程式と磯部の砕波モデルの組み合わせによる波浪変形計算により，非線形性の影響を無視できない複雑地形の波浪変形を比較的良好に評価できることが明らかとなった．

(Ⅱ) 砕波モデルにおける海底勾配を局所勾配(沖波波長の1/10沖出しした距離と対象地点との勾配)に設定することにより，砕波減衰の影響をより適切に表現できることが明らかとなった．

(Ⅲ) 多方向不規則波浪場における砕波変形の検討にあたっては，岸沖方向のみならず空間的な地形変化の影響を考慮し，結果を評価する必要があることが分かった．

(Ⅳ) リーフ上のような極浅海域における波高の計算精度は，使用する砕波モデルに依存する可能性があることが明らかとなった．

(2) 今後の課題

沖合からリーフ前面域の波高の評価に関しては，エネルギー平衡方程式を用いることで比較的良好に再現できることがわかり，今後のモデルの有用性が示された．ただし，設計上の実用性を考えると，(Ⅰ) H_{max}，$H_{1/20}$等の適切な評価方法は事前に十分検

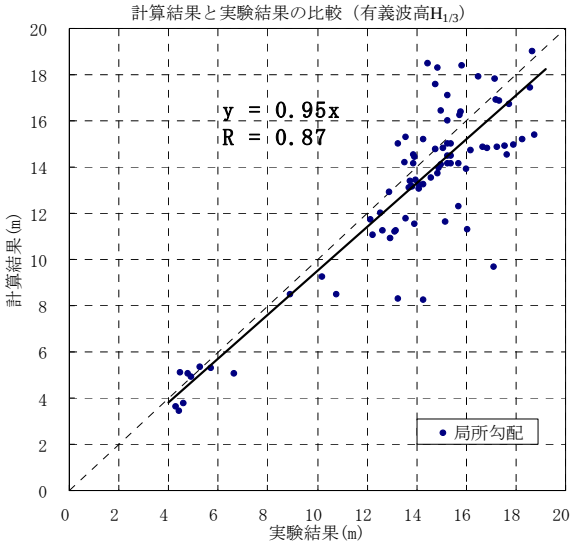


図-7　有義波高相関図(局所勾配ケース)

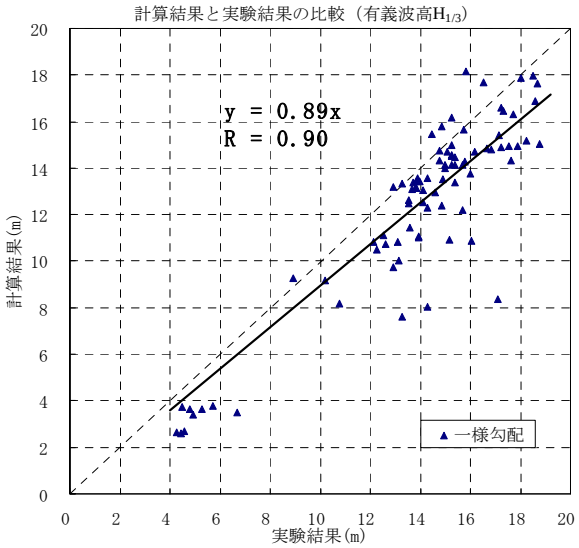


図-8　有義波高相関図(一様勾配ケース)

討する必要があると考えられる．

また，本検討の海底地形の最小水深は-5mであり，遡上域等これより浅い地形を対象とする場合は，エネルギー平衡方程式法による適切な評価は難しいことが容易に予想される．そうした海域に対するモデルの適用に際しては，(Ⅱ)砕波モデルの適切な選定，(Ⅲ)底面摩擦の適切な評価，(Ⅳ)wave setupの影響，(Ⅴ)有限振幅性，等を十分考慮する必要があると考えられる．

参考文献

1) Karlsson, T.: Refraction of continuous ocean wave spectra, J. Waterways and Harbors Division, Proc. ASCE, Vol.95, pp.437-448, 1969.
2)合田良実，鈴木康正：光易型方向スペクトルを用いた不規則波の回折・屈折計算，港湾技研資料，No.230, 45p, 1975.
3)丸山康樹，平口博丸，鹿島遼一：不規則波に対する屈折計算法の適用性，第31回海岸工学講演会論文集，pp.103-107，1984.
4)高山知司，池田直太，平石哲也：砕波および反射を考慮した波浪変形計算，港湾技術研究所報告，第30巻，第1号，pp.21-67，1991.
5)清水琢三，鵜飼亮行，原　基久，磯部雅彦：多方向不規則波の屈折・回折・砕波変形計算法の現地適用性，海岸工学論文集，第39巻，pp.181-185, 1992.
6)磯部雅彦：放物型方程式を用いた不規則波の屈折・回折・砕波変形の計算法，第33回海岸工学講演会論文集，pp.134-138, 1986.
7)渡辺　晃，原　哲，堀川清司：重合した波浪場における砕波について，第30回海岸工学講演会論文集，pp.5-9, 1983.
8)岩垣雄一，木村　晃，岸田典史：斜面上における不規則波の砕波に関する研究，第24回海岸工学講演会論文集，pp.102-106，1977.
9)磯部雅彦，西村仁嗣，柄登志彦：不規則波の砕波変形に関する実験的研究，第27回海岸工学講演会論文集，pp.139-142，1980.
10)椹木　亨，岩田好一郎，石井敏之：不規則波の砕波変形に関する実験的研究，第27回海岸工学講演会論文集，pp.143-147，1980.
11)合田良実：不規則波浪変形計算における段階的砕波係数の導入について(Ver.4)，ECOH/YG技術論文，No.2．18p，2003.

3.3 リーフ上の波浪変形計算への適用

3.3.1 はじめに

ブシネスクモデルを用いて海岸や浅瀬上で生じる砕波変形を計算することが試みられている．このために提案された砕波モデルには，砕波による運動量拡散項を適用した片山・佐藤(1986)の研究，大規模渦の発生などの砕波構造をSurface rollerの考え方を用いてモデル化したSchaffer et. al.(1993)の研究，1方程式乱流モデルを用いて乱れの生成や逸散過程を考慮した研究(例えば，大山・長谷部，2001，有川・岡安，2002)などがある．これらの砕波モデルは，砕波後の乱れエネルギーの逸散過程を表現することができるが，砕波により生成される渦や乱れエネルギーの大きさを与える経験的なパラメータや生成項の選定には，なおも議論の余地がある．一方，開水路の段波によるエネルギー逸散が海の波の砕波減衰を近似的によく表すことを利用したBoreモデルを時間発展型の波浪変形計算に適用することが試みられている(例えば，Kennedy et. al., 2000，平山・原，2003)．さらに，平山・平石(2004a)は，簡易ながら砕波現象をよく表すBoreモデルを活用して，乱れエネルギーの生成項に時間発展型のBoreモデルを適用した乱流モデルに基づく砕波モデルを提案している．また，片山・佐藤(1986)による砕波モデルに代わり，新たな砕波モデルをNOWT-PARIに導入して検証計算を行い，汀線付近の水深を一定とした1次元水平リーフ地形や，逆勾配斜面を有するバー・トラフ地形による砕波変形に関し，有義波高，最大波高や平均水位の分布だけでなく，代表水深における流速振幅や平均残差流の分布まで，比較的精度よく再現できることを確認している．

一方，海浜や珊瑚礁などの極浅海域を含む海域の波浪変形計算を実施する際には，上述した砕波現象とともに，波の遡上や引き波時の海底面の露出等が生じ，水域と陸域の境界が移動・出現することにより計算が発散するなどの問題が生じやすい．そこで，従来のNOWT-PARIでは“最小水深”を設定することで強制的に水陸境界の移動や出現を抑制していた．このため，汀線近傍やリーフ上の波浪変形現象の再現は計算対象外であった．このうち，波の打ち寄せによる汀線移動は，例えば，Madsenら(1997)やKennedyら(2000)による遡上モデルをNOWT-PARIに導入することで実現可能であると思われる．しかしながら，平山・平石(2004b)がNOWT-PARIを対象に新たに提案した遡上モデルは，これらの研究とは異なり，水域と陸域の水位差をもとに算定される越流フラックスを用いて，汀線移動や海底面の露出をともに許容できるよう工夫されている．このため，彼らによる遡上モデルを導入した新たなNOWT-PARIでは，極浅海域に限らず，例えば直立堤前面で形成される重複波によってある瞬間，全水深が極端に減少して計算が不安定になる現象に対しても，計算を安定させ演算を続行させるなど，実用面でもかなりの改善効果が期待できる．

さらに平山・平石(2004b)は，水路に直角なy方向の計算ステップでは連続式による水位更新のみを行うよう修正した，1次元計算用のNOWT-PARIに対し，上述の砕波モデルと遡上モデルを導入し,4種類の斜面地形に対する砕波・遡上計算を行って，実験結果や既存の実験式に対する計算精度を検証した．それによると，新たなNOWT-PARIでは，2段階勾配斜面上の浅水・砕波・遡上変形による波高や平均水位分布のほか，斜面上の潜堤やバー・トラフ地形上でみられる波高分布を極めてよく再現するとともに，引き波時の水平ステップ先端の露出も安定に計算することが確認されている．さらに，砕波帯内で生じる波高頻度分布の非対称化や成分波間の非線形干渉に対する再現性も良好であった．このように良好な検証結果は，もちろん新たに導入した砕波モデルの性能によるところが大きい．しかし同時に，新たに導入した遡上モデルによって，汀線付近の波の打ち寄せによる物理過程をも適切に表現できたことも，再現計算の成因の一つと考えられる．なお，遡上モデル自体の性能に関しては，一様斜面上を遡上する非線形長波(非砕波)の水平遡上距離に関する理論値(Carrier・Greenspan，1958)に対して検証計算を行い，モデルの有用性が確認されている．

本稿では，このように最近新たに砕波・遡上モデルが導入された最新のNOWT-PARIについて，既発表の論文に基づいてこれらの概要を紹介するとともに，港湾設計の実務への活用を目指して，平面的に広がるリーフ上の波浪変形計算への適用状況を，若干の検証データとともに紹介する．

3.3.2 新たなNOWT-PARIの砕波・遡上計算法

従来のNOWT-PARI(ただし，1次元計算用)に対し，新たに導入された砕波・遡上モデルは平山・平石(2004a，2004b)に詳しいが，ここではその概要を述べる．なお，平面波浪場への拡張も容易であるが，その詳細は，機会を改めて別途報告する予定である．

(1) 砕波モデル

砕波による乱れエネルギーの生成・逸散過程は水深方向に平均した乱流方程式によって算定され，その結果は渦動粘性係数を介してブシネスク方程式に追加した運動量拡散項に反映される((1)式および(4)式)．乱れエネルギーの生成項は，時間領域へ拡張したBoreモデルによって直接算定されるエネルギー逸散率を，乱れスケールで除して与えた((2)式および(3)式).

1方程式乱流モデル：

$$\frac{\partial K}{\partial t}+u\frac{\partial K}{\partial x}=P^{*}-\varepsilon+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\nu_t}{\sigma^{*}}\frac{\partial K}{\partial x}\right) \qquad (1)$$

ここに，$\varepsilon=C_u K^{3/2}/l^{*}$，定数$C_u$=0.09，$\sigma^{*}$=1.0

Kは乱れエネルギー，uは水深平均流速

l^{*}[m]は乱れスケール，$l^{*}=1.5H_0$（H_0は沖波波高）

乱れの生成項；P^* [m^2/s^3]：

$$P^* = Pg\frac{\partial E}{\partial x}\Big/ l^* \tag{2}$$

単位時間・単位長さあたりのエネルギー逸散率：

$$Pg\frac{\partial E}{\partial x} = Pg\left[\begin{array}{l}\dfrac{\partial}{\partial x}\left[\dfrac{l}{2D_0}D^2 - D\right] - (l-1)\dfrac{\partial h}{\partial x} \\ +\dfrac{1}{g}\dfrac{\partial}{\partial x}\left[\begin{array}{l}\left\{\dfrac{l}{2D_0}\eta^2 + h\right\}\dfrac{\partial h}{\partial x}\dfrac{\partial}{\partial t}\left(\dfrac{P}{D}\right) \\ +\left\{\dfrac{l}{6D_0}\left(\eta^3 + 3\eta^2 h - 2h^3\right)\right. \\ \left.+\dfrac{1}{2}h^2\right\} \\ \cdot\dfrac{\partial^2}{\partial x\partial t}\left(\dfrac{P}{D}\right)\end{array}\right]\end{array}\right] \tag{3}$$

ここに，$l = \dfrac{{D_0}^2}{D_1 D_2}$，　$D_0 = \dfrac{D_1 + D_2}{2}$

Pは運動フラックス，gは重力加速度である．

η, h, Dはそれぞれ水位変動，静水深と全水深

渦動粘性係数：

$$\nu_t = K^{1/2} l^* \tag{4}$$

砕波判定には，緩和された砕波判定条件に対してブシネスク近似された水表面での鉛直圧力勾配を算定する方法を用いた．すなわち，

$$-1/\rho g\, \partial p/\partial z\big|_{z=\eta} = 0.5$$

ブシネスク近似された鉛直圧力勾配式：

$$-\frac{1}{\rho g}\frac{\partial p}{\partial z}\bigg|_{z=\eta} = 1 - \frac{1}{g}\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{P}{D}\right) - \frac{D}{g}\frac{\partial^2}{\partial x\partial t}\left(\frac{P}{D}\right) \tag{5}$$

さらに，ブシネスク方程式の弱非線形性による判定精度の低下を補うために，斜面勾配をゼロとした合田(1973)による砕波限界波高の下限値を超えた波を砕波判定の対象とした．Tは代表波の周期，hは静水深である．つまり，(6)式の導入は，砕波が生じるための最小出現波高を各計算格子でそれぞれ予め規定することを意味する．実際に砕波するかどうかは(5)式による判定結果に従う．

砕波限界波高の下限値：

$$\frac{H_b}{h} = \frac{A}{2\pi}\left(\sqrt{g/h}\,T\right)^2\left\{1 - \exp\left[-3\pi^2/\left(\sqrt{g/h}\,T\right)^2\right]\right\} \tag{6}$$

ここで，A=0.12，$\tan\theta$=0とし，$L_0 = g/2\pi * T^2$ を用いた．

(2) 遡上モデル

遡上モデルでは，水で覆われた水域格子と全水深が十分に小さい陸域格子との間の水位差を越流公式に代入して遡上・流下フラックス(以下ではまとめて越流フラックスと呼ぶ)を算定し，連続式の計算によって各計算格子の水位が更新されると水塊の遡上・流下が完了するものとした．ここで，水域と陸域の区別は全水深Dの大きさで判定され，$D>\varepsilon_{dry}$ のとき水域格子(D_{water})，$D=<\varepsilon_{dry}$のとき陸域格子(D_{land})と定義した．本研究では最小浸水深ε_{dry}は沖波波高の1%とした．これらの定義を**図-1**に示す．

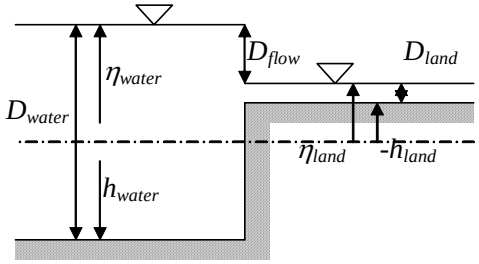


図-1　越流フラックスの定義

水域格子と陸域格子の境界において，計算格子座標の正方向の越流フラックスは，越流水深D_{flow}を用いて(7)式のように算定される．ここで，越流係数は広頂ぜきに対する値などを参考にC_0=0.6とした．一方，負方向の越流フラックスは，(7)式の右辺に-1を乗じて算定される．なお，越流水深は直前の水域格子の全水深を越えないものとし，逆に越流水深がゼロまたは負となるときは遡上・流下が生じず，通常，P_{flow}=0とした．

越流フラックス(正方向)：

if $D \le \varepsilon_{dry}$;

$$P_{flow} = \begin{cases} C_0\dfrac{2}{3}\sqrt{2g}\left(D_{flow}\right)^{3/2} & \left(D_{flow} > 0\right) \\ 0 & \left(D_{flow} \le 0\right) \end{cases} \tag{7}$$

ここに，

$$D_{flow} = \begin{cases} 0 & \left(D_{land} \le \varepsilon_{dry}\right) \\ \Delta\eta & \left(D_{land} > \varepsilon_{dry}\right) \end{cases}$$

$\Delta\eta = \eta_{water} - \eta_{land}$

なお，NOWT-PARIでは低次のブシネスク方程式が用いられているため，静水深がゼロまたは負となる初期汀線より岸側では分散項が消滅し，実質的には非線形長波方程式による遡上計算が実施されることに注意されたい．ただし，これはむしろ，安定な遡上計算を実施するためには有利である．

3.3.3　平面リーフ地形を対象とした波浪変形計算

ここでは，港湾設計の実務への活用を目指して現在試験的に行っている，砕波・遡上モデルを備えた

新たなNOWT-PARIによる平面リーフ地形上の波浪変形計算の例を，若干の検証データとともに紹介する．

図-2は，平面的に広がる現地リーフ地形周辺を対象に算定された，波浪状況の鳥瞰図(左)と，図中に示された①～③の測線上で得られた有義波高に関する実験結果と計算結果の比較図(右)である．このとき，水深-60mの沖合で与えた入射波は，有義波高14.9m，有義波周期18.5s，方向集中度S_{max}=50の多方向不規則波であり，主波向は代表的なリーフエッジに対してほぼ直角に入射する向きである．海底地形は，ほぼ測線①の沖側に沿ってかつてはリーフエッジを形成していたと思われる丘が連なり，その岸側にはかつてリーフフラットだったと思われる比較的平坦な海域が広がっている．さらに岸に進むと，ほぼ測線②に沿って現在の海水面におけるリーフエッジが連なり，測線③はほぼリーフ上に位置している．ただし，測線①上の数ヶ所にリーフエッジの切れ目や岬状の地形が広がり，測線③では原点からの距離が正に大きくなるほどリーフエッジからの距離が長くなるなど，計算対象とした海域では珊瑚礁によってかなり複雑な海底地形が形成されている．

NOWT-PARIを用いて算定された測線①および②上の有義波高値とその分布は，沿岸方向に若干の変動はあるものの，ほぼ沖波波高と同じ15m程度となっており，このあたりまではそれほど顕著な砕波は生じていないことがわかる．一方，測線③ではリーフエッジの沖側に位置する-500m～-1500m付近では10～15m程度の有義波高が算定されているのに対し，リーフ上の他の範囲では，リーフエッジからの距離に応じて，砕波による波浪減衰が顕著に算定されていることがわかる．図中，●印で示した実験結果はいずれもよく計算結果と一致していることから，本稿で示した限られた実験ケースで確認する限りにおいて，新たに導入した砕波・遡上モデルを平面2次元波浪場に拡張したNOWT-PARIは，水路に対する1次元計算と同様に，リーフエッジで生じる砕波やリーフフラット上で継続する砕波減衰，およびリーフフラットへの波の遡上や引き波時に発生するリーフエッジの露出等を，安定かつ高精度に算定し得る可能性があることが確認された．

3.3.4　まとめ

本稿では，乱れエネルギーの生成項に時間発展型のBoreモデルを適用した乱流モデルに基づく砕波モデルと，汀線移動や海底面の露出を許容する遡上モデルを最近新たに導入した最新のNOWT-PARIについて，既発表の論文に基づいてこれらの概要を紹介するとともに，港湾設計の実務への活用を目指して，平面的に広がるリーフ上の波浪変形計算への適用状況を，若干の検証データとともに紹介した．その結果，平面2次元波浪場に拡張した新たなNOWT-PARIは，水路に対する1次元計算と同様に，リーフエッジで生じる砕波やリーフフラット上で継続する砕波減衰，およびリーフフラットへの波の遡上や引き波時に発生するリーフエッジの露出等を，安定かつ高精度に算定し得ることが示された．

今後は，1次元モデルに対してそれぞれ提案され，現在のところNOWT-PARIによる具体的な計算結果でのみ，その実現性が示されている砕波・遡上モデルの平面波浪場への拡張法を具体的に研究論文としてとりまとめるとともに，現地の平面リーフ地形を対象とした模型実験に対するさらに多くの再現計算を実施して，新たなNOWT-PARIによる波浪変形計算の有用性を検証する予定である．

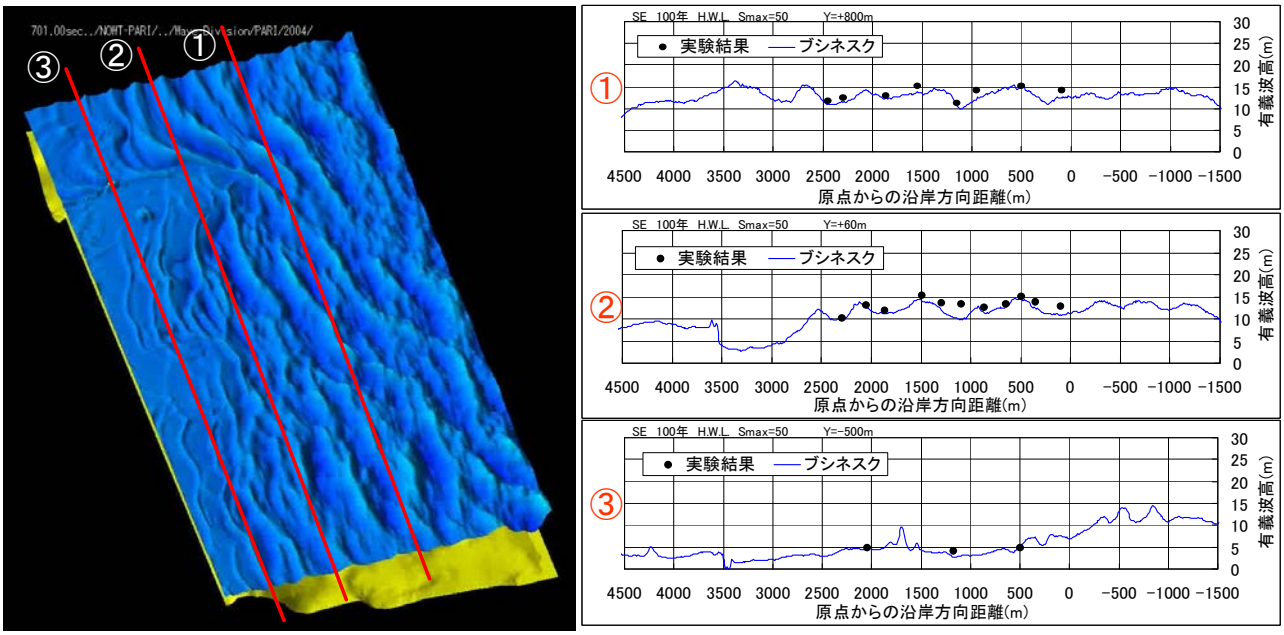


図-2　リーフ上の波浪状況(左)と波高分布(右)の算定結果
※図中の番号は，それぞれ対応する波高の測線を示す．

参考文献

有川太郎・岡安章夫：非線形緩勾配方程式を用いた屈折・回折・砕波変形モデルの開発，海工論文集，第49巻，pp.26-30，2002.

大山巧・長谷部雅伸：砕波による渦度供給を考慮した砕波帯内の波・流れ場のモデル化，海岸工学論文集，第48巻，pp．121-125，2001.

片山祐之・佐藤慎司：Boussinesq方程式を用いた不規則波の浅水・砕波変形の計算法、第33回海講、pp.26-30，1986.

合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港研報告，第12巻，第3号，pp.31-69，1973.

平山克也・原　信彦：時間発展型擬似段波モデルに基づく砕波モデルの開発，港湾空港技術研究所報告，第42巻，第1号，pp.27-45，2003.

平山克也・平石哲也：ブシネスクモデルに適した砕波減衰モデル導入のための一考察，海洋開発論文集，第29巻，pp.851-856，2004a.

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，海講論文集，第51巻，pp.11-15，2004b.

Carrier, G.F. and H.P., Greenspan: Water waves of finite amplitude on a sloping beach, *J. Fluid Mech.*4, pp.97-109,1958.

Kennedy, A.B., Q. Chen, J.T. Kirby and R.A. Dalrymple : Boussinesq Modeling of Wave Transformation, Breaking, and Runup. I: 1D, *J. Wtrwy., Port, Coast., and Oc. Engrg.*, Vol.126, ASCE, pp.48-56, 2000.

Madsen, P.A., O.R., Sorensen and H.A., Sch☆ffer (1997): Surf zone dynamics simulated by a Boussinesq type model. Part I. Model description and cross-shore motion of regular waves, *Coastal Eng.*, 32, pp.255-287.

Schaffer, H.A., P.A. Madsen and R. Deigaard : A Boussinesq model for waves breaking in shallow water, *Coast., Engng.*, 20, pp.185-202, 1993.

3.4　水面波形出力情報の活用－函館港島防波堤の転倒被災メカニズムに関する一考察－

3.4.1　はじめに

平成16年9月8日未明から9日にかけて，台風18号は北海道のほぼ全域を暴風域に巻き込みながら日本海沿岸を北上し，道内各地に大きな被害をもたらした．9月8日午前3時には函館市の西約110km(中心気圧975hpa，最大風速30m/s)にあり，時速75km(秒速約21m)という高速で北東に進んだ．このため，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，午前7時45分には函館市で最大瞬間風速41.5m/s(風向SSW)を観測した．その後，台風18号は次第に速度を緩めながらも逆に勢力を強めながら北北東に進み，午前8時には小樽市の西約70km(中心気圧970hpa，最大風速30m/s)に達した．その後も時速35kmで北北東に進み，午後1時に稚内市の西約70km(中心気圧965hpa，最大風速30m/s)に達した後，午後3時には宗谷海峡で温帯低気圧に変わった．この間，午前11時すぎには札幌市で最大瞬間風速50.2m/sという記録的な暴風を観測し，市内では街路樹が倒れたり家屋の屋根が吹き飛ばされるなど，大きな被害をもたらした．このように，台風18号は暴風域を保ったまま北海道の日本海沿岸に沿って高速で通過した，近年稀にみる台風であった．

一方，この台風に伴う高波浪により，とくに日本海沿岸を中心に道内各地で防波堤や護岸の被災や越波災害が相次いだ．とくに函館港では，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ほか，第一線の北副防波堤前面の消波ブロックが沈下するなどの被害がみられた(**写真-1**)．後ほど詳述するように，とくに島防波堤の被災状況は多様で，かなり複雑な波浪外力が作用したものと考えられる．そこで本稿では，新たに砕波・遡上モデルを導入した最新のNOWT-PARIを用いて，函館港におけるピーク波浪時の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．そして，島防波堤の転倒被災メカニズムをよく説明するためには，位相平均された有義波や最大波などの波高分布だけでなく，NOWT-PARIによる波浪変形計算において同時に出力される水面波形情報を活用して，入射波や反射波，回折波等が互いに重畳して出現する，島防波堤周辺の水面波形の変化を捉える必要があることを明らかにした(平山ら，2005)．

3.4.2　函館港における台風18号来襲時の海象状況

気象庁が函館市海岸町に設置した潮位計では，9月8日午前8時に台風18号による潮位の最大値：T.P.+49cmを観測した．また，同時刻における天文潮位との比較から，函館沿岸における最大高潮偏差は58cm程度(午前7時と午前8時に観測)であったと考えられる．一方，波浪状況に関して，全国54箇所で波浪観測を行っている全国港湾海洋波浪情報網；NOWPHASでは，北海道地区において苫小牧港，留萌港，瀬棚港，紋別港，十勝港で波浪観測を行っているが，残念ながら函館港での観測は行っていない．そこで本研究では，函館港におけるピーク時の沖波諸元を得るために，(独)港空研海洋・水工部海洋水理研究室(橋本典明室長)で開発が進められている波の非線形相互作用を含めた波浪推算手法(WAM)を適用して，函館港沖を含む津軽海峡とその周辺の波浪推算を実施した．なお，実際の計算作業は海洋水理研究室にて実施され，本研究では提供いただいた推算結果をそのまま掲載させて頂いた．したがって，波浪推算の詳細については別途，彼らによる論文(橋本ら，2005)をご参照いただければ幸いである．

写真-1　函館港の港湾施設配置(平成16年9月10日撮影)

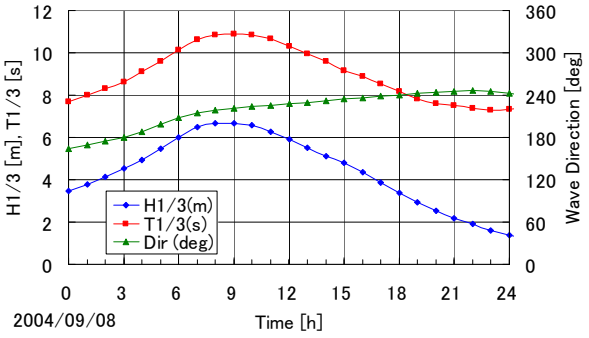


図-1　函館港沖の波浪推算結果(H16.9.8)
※(独)港空研，橋本らによる WAM の計算結果

WAMを用いて，函館港沖で推算された9月8日0時から23時までの有義波高，有義波周期および主波向の変化を**図-1**に示す．台風18号が日本海沿岸を北上するにつれて，有義波高，有義波周期ともに次第に増加し，午前8時から9時にかけて最大となっていることがわかる．これは，函館で観測された最大瞬間風速および最大潮位の生起時刻から推定される最高波の出現時刻とよく一致している．なお，**図-1**においてWAMにより推定された午前9時の函館港沖の有義波高は6.68m，有義波周期は10.88sであった．さらに，函館港から定期便を運行している東日本フェリー(株)では，午前10時05分には島防波堤の転倒を確認していることから，島防波堤に被害をもたらした主な外力は，おそらく午前9時前後に出現した高波浪であったと考えられる．

一方，主波向はSからWよりへと次第に変化し，最高波が観測された午前9時にはSWとなっている．ここで，函館港沖からみてSW方向はちょうど津軽海峡を抜けて日本海が見通せる方向である．つまり，函館港にSWよりの風が吹き込む場合には，津軽海峡に沿って十分長いフェッチが存在することになる．台風18号は津軽海峡に向かって日本海をまっすぐ北東に進み，さらに津軽海峡の手前では北北東に進路を変えて日本海沿岸に沿って進んだため，日本海で発生した波向SW波が，函館湾口ならびに函館港に向かってまっすぐ進み，函館港沖でこれほどの高波浪の出現したものと推定される．

3.4.3　最新 NOWT-PARI による函館港波浪変形計算

(1)最新NOWT-PARIの概要

被災時における島防波堤周辺の波浪場を詳細に再現するために，複雑な海底地形による波の屈折・浅水変形と岬や防波堤による波の回折・反射変形を同時に算定でき，かつ，それらの波浪伝播の様子をアニメーションで確認することができる港空研版ブシネスクモデル(NOWT-PARI)(平山ら，1998)を用いて波浪変形計算を実施した．とくに，消波ブロック被覆堤による任意の波反射を客観的に算定するとともに，砕波に対する計算精度を向上させ，低天端の防波堤上の越波とその背後での伝達波の発生をも取り扱えるよう，NOWT-PARIのヴァージョンは最新のものを使用した．すなわち本研究で用いた計算モデルは，すでに港湾設計の実務において豊富な適用実績を有するNOWT-PARI，Ver4.6β(港空研ライブラリ；P046)に対して，①消波工構造を客観的にモデル化し入射波に応じて自動的に適切な反射波を算定できる透水層モデル(平山・平石，2001)と，②砕波による乱れエネルギーの生成量の評価に時間発展型のBoreモデルを適用した，乱流モデルに基づく砕波モデル(平山・平石，2004a)，および，③波の遡上による汀線移動や海底面の露出を許容する遡上モデル(平山・平石，2004a，2004b)を加えたものである．とくに②③は，斜面上の波の遡上変形はもちろん，護岸を越波した水塊による背後地の浸水状況や，防波堤・護岸前面の重複波やリーフ地形に来襲する高波浪による海底面の干上がり現象なども安定かつ適切な算定を可能とすることが大いに期待されている．ただし，これまでに平面波浪場へ適用した事例は非常に少なく，計算精度の検証は断面水路で得られた実験データを用いて行っているのみである．その意味では，本研究で行う平面的な波浪変形計算は試計算的な意味合いも否定できない．これらの境界処理法の平面２次元波浪場への拡張方法や，現地観測データあるいは平面水槽で得られた実験データに対する計算精度の検証結果などについては，別途，機会を改めて報告する予定である．一方，平山・上原(2002)は，①を平面２次元波浪場へ適用して平面実験結果に対する計算精度を検証し，複雑な海底地形を有する港内外の有義波高分布がよく再現できることを確認している．

(2)計算条件の設定

計算対象とした函館港とその周辺海域の地形を**図-2**に示す．函館港はその形状から“巴(ともえ)港”とも呼ばれ，函館市街が立地するトンボロ地形の先端にある函館山の遮蔽効果によって，函館港は天然の良港となっている．現在の函館港は，函館山の先端からトンボロに沿って延びる西防波堤と北防波堤によって形成され，第一航路は両防波堤の開口部に設定されている．今回被災した島防波堤は開口部から港内へ侵入する波を遮蔽するために，第一航路に沿って設置されている．函館港は，津軽海峡に対して南西に開いた函館湾の湾奥に位置し，南西よりの沖波は函館港に直接来襲する恐れがある．島防波堤の法線方向は南西方向に対してほぼ垂直であること

表-1　島防波堤被災時の沖波条件

2004/09/08 09:00 函館港沖

沖波諸元	有義波高：$H_{1/3}$ [m]	6.68
	有義波周期：$T_{1/3}$ [s]	10.88
	主波向き：Dir	SW （北から221.7度）
	方向集中度：S_{max}	75
	成分波数：N	512
	入射水深：$h1$ [m]	49.89
潮位　T.P. [m]		0.49

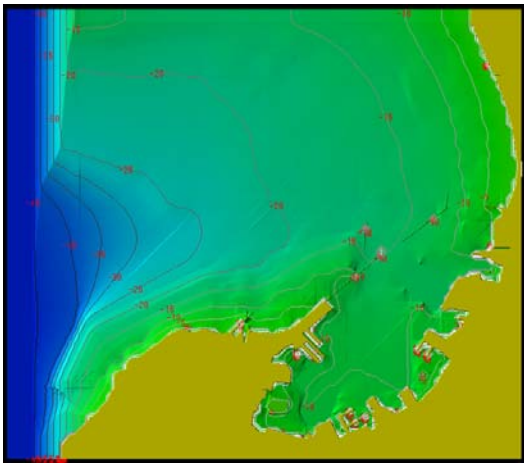


図-2　函館港とその周辺海域の地形

から，島防波堤は南西よりの沖波が港内に侵入することを防ぐために設置されたものと推測される．

島防波堤が転倒被災した時刻やそのときの沖波諸元を正確に知ることはできないが，函館港潮位計および松前沿岸波浪計(函館海洋気象台)による観測記録や，8日午前10時過ぎにはすでに転倒していたとの証言，さらにWAMによる波浪推算結果などを考慮すると，被災時刻は波高と周期，潮位がともに最大となる午前9時頃であり，そのときの波浪諸元は**表-1**のようであったと推測される．そこで，波浪変形計算ではこれらを沖波条件として設定した．

NOWT-PARIによる計算対象領域はちょうど**図-2**で示した，岸沖(SW-NE)方向：8km×沿岸(NW-SE)方向：7kmの範囲である．また，計算格子の大きさは10m×10mとした．ここで，沖側境界の位置は，WAMによる函館港沖波浪推算地点近傍で，かつ海底地形による波浪変形があまり生じない入射水深となるように設定した．

被災前の島防波堤の天端高は，ケーソン法肩でT.P.+2.0m，最大T.P.+2.1mであった．しかしながら，10mごとに離散化した水深データでケーソン断面を詳細に再現することはできないため，ケーソン天端高は一律T.P.+2.1mとした．なお，西防波堤および北防波堤の天端高が不明であったため，本研究では，これらの天端高も便宜上，島防波堤と同じくT.P.+2.1mと設定した．また，その他の防波堤および護岸・陸地は一律にT.P.+5.0mとした．ところで，計算対象とした午前9時の潮位はT.P.+0.49mであるので，静水面からの天端余裕高は1.6m余りしかなく，かなり低い．仮に，島防波堤に対して波高3m程度の波が入射した場合には，一部は越波および砕波して，島防波堤前面と背面にそれぞれ部分反射波と越波伝達波が形成されると考えられる．とくに，島防波堤周辺の波浪場を詳細に検討する際にはこれらを無視することはできない．そこで本研究では，先述のように，乱流モデルに基づく砕波モデルと，海底面の露出を許容する遡上モデルを備えたNOWT-PARIの最新ヴァージョンを試験的に適用し，従来から算定可能であった波の回折，反射，屈折，浅水変形に加え，低天端の防波堤上の砕波および越波とその背後で発生する伝達波の算定を試みた．

(3) 函館港周辺の波浪伝播特性

最新のNOWT-PARIを用いて計算された，台風18号による高波浪来襲時の函館港周辺の有義波高分布を**図-3**に示す．主波向SWの多方向波が来襲する場合

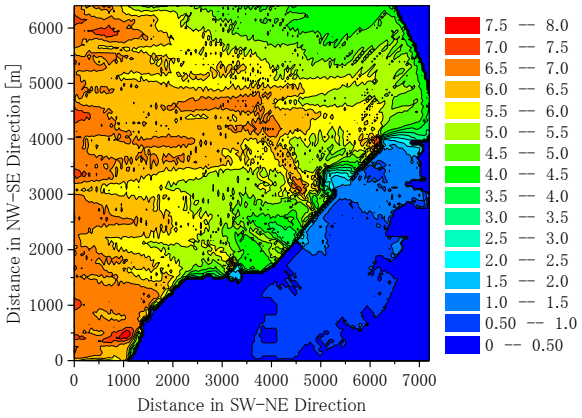


図-3　函館港周辺の有義波高分布

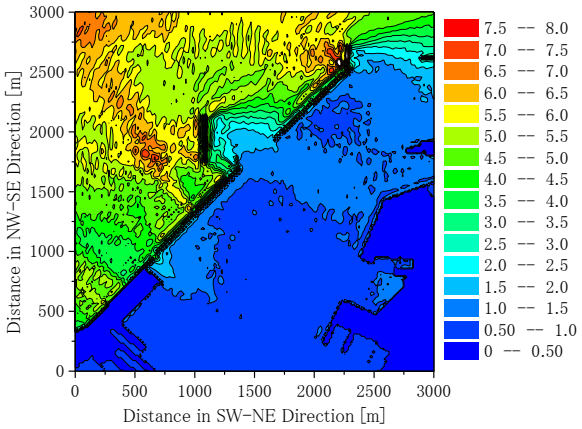


図-4　函館港港口部の有義波高分布

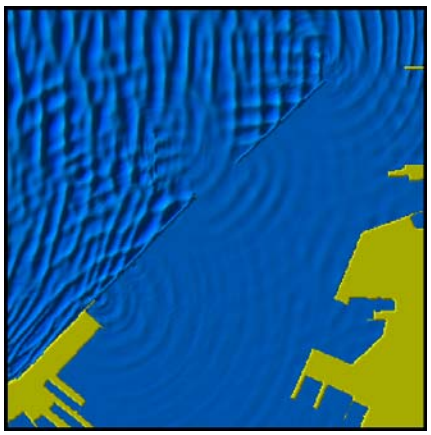


図-5　函館港港口部の水面波形
(計算開始 777.5s) 後

において函館山南東側では，周辺に比べ波高が約7割程度にまで減少している海域が存在していることがわかる．これは，**図-2**に示した函館港周辺の海底地形からも推測されるように，函館山によって南よりの成分波が遮蔽されるとともに，函館山周辺の浅瀬によって南西よりの成分波の一部は屈折・砕波し，この海域に伝播する成分波が減少するためであると考えられる．波高が7割程度にまで減少すると，波エネルギーは元の約半分になっていると考えられる．したがって，この海域に到達する成分波数は，南よりの成分波を中心に元の半数程度にまで減少していると推測される．

一方，その海域よりもさらに南東側で波高の高い海域が見られるのは，浅水変形による波高増大によるものと考えられる．したがって，その岸側で波高が次第に減少しているのは，波が進行するのに従い砕波減衰が生じているためと考えられる．なお，計算領域北側(**図-3**では右上)の境界付近で波高の低い領域が見られるのは，この領域が多方向波の有効造波領域から外れていることが主な原因である．この海域まで有効造波領域とするためには，入射境界と計算領域をさらに北西側へ拡張しなければならない．これは，多方向波の伝播計算を実施する場合には，とくによく認識しておかなければならない事項である．

図-4は，**図-3**で示した有義波高分布について港口部を中心に拡大表示したものである．また**図-5**は，**図-4**と同じ海域で，計算開始777.5s後にみられた水面波形のスナップショットである．これをみると，西防波堤およ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よくわかる．また，沖波の主波向に対してほぼ垂直な島防波堤の前面では，沖からの入射波と壁面からの反射波による重複波に西防波堤からの反射波が重畳していることがわかる．その結果，島防波堤前面の海域では波高が非常に高くなっていることが**図-4**からも確認できる．なお，現地ではこれらの防波堤前面の消波は実施されていないため，数値計算においても防波堤前面は直立壁による完全反射境界とした．

一方，沖波に対して遮蔽域となる島防波堤の背後では，両堤頭部からの回折波に加え，西防波堤からの反射波と天端を乗り越えて背後に落下する越波水塊によって発生する伝達波が重畳し，とくに島防波堤直背後で比較的波高が高い海域が見受けられる．また，西防波堤の背後でも越波水塊によって同心円状の伝達波が発生していることが確認できる．なお，**図-5**でみる限り，西防波堤の背後において，入射波の波峰線に比べて少し防波堤法線の向きに偏向した，直線的な波峰線を有する越波伝達波は確認できない．これは，高潮偏差を加えた8日午前9時の潮位は朔望平均満潮位(T.P.+1.05m)にも満たず，西防波堤に到達した斜め波が順に連続して越波するほどではなかったためと考えられる．

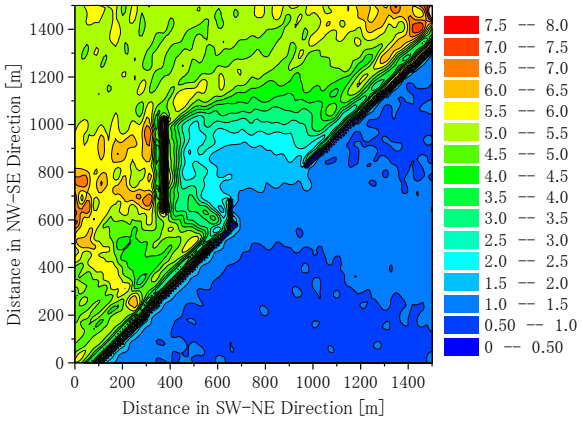


図-6　島防波堤周辺の有義波高分布

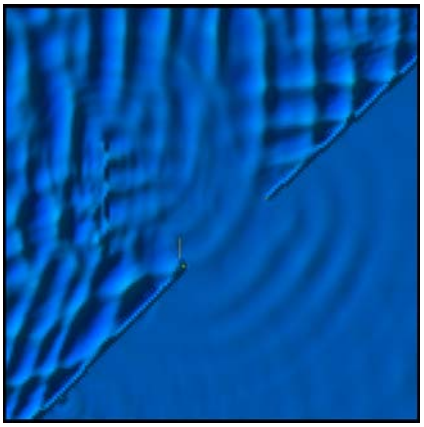


図-7　島防波堤周辺の水面波形
(計算開始 777.5s 後)

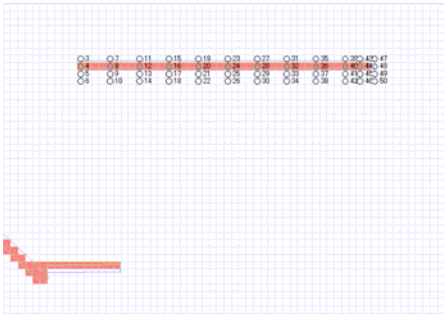
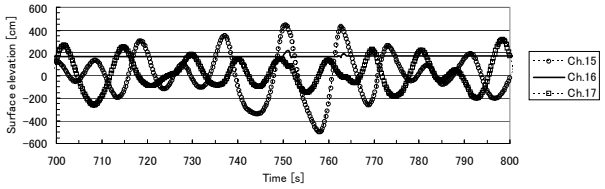


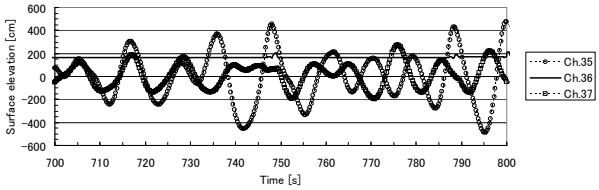
図-8　島防波堤周辺の水位変動計測地点

(4) 島防波堤周辺の波浪伝播特性

図-6は，**図-3**あるいは**図-4**で示した有義波高分布について島防波堤を中心に拡大表示したものである．また**図-7**は，**図-6**と同じ海域で，計算開始777.5s後にみられた水面波形のスナップショットである．これらの図からも島防波堤周辺の波浪伝播特性を考察することはもちろん可能であるが，連続した時刻における水面波形を並べたアニメーションで波の動きを観察することにより，さらに具体的なイメージを抱くことができる．実は，**図-7**と先に示した**図-5**はともに，現地スケールで数十秒間のアニメーション



(a) 南東端から約 120m の測線上



(b) 南東端から約 320m の測線上

図-9　島防波堤前後および天端上の水位変動

のある1コマを抜き出したものであった. これらによると，島防波堤の前面では，沖波とその反射波により形成される重複波に西防波堤からの反射波が重畳し，これらの位相が揃ったときには瞬間的に水面が大きく上昇または下降する様子が確認できた. また，島防波堤の背後では，両端部からの回折波に越波伝達波と西防波堤からの反射波が重畳する様子が観察されたが，とくに西防波堤からの反射波による水位変動が目立った．この波はちょうど島防波堤の背後壁面にほぼ沿う方向に伝播するため，西防波堤から離れるほど，島防波堤背後で沿い波(ステム波)が発達しているようであった．**図-6**において，島防波堤の直背後の海域で波高が高くなっているのはこのためである．また，島防波堤の南東側背後で波高が高い海域が見られるのは，西防波堤およびそれに続く西副防波堤による隅角部前面で，沖波および南東端からの回折波と隅角部防波堤による反射波とが重畳するためである.

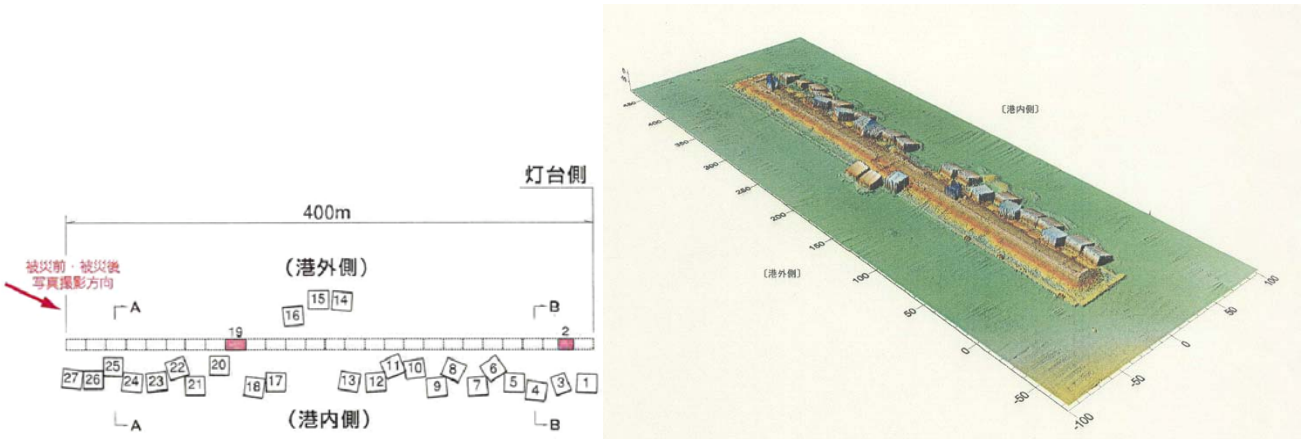
つぎに，**図-8**に示す地点で水位変動を計測し，島防波堤前後および天端上の測点からなる1測線ごとにグラフ化したものを**図-9**に示す．島防波堤前面に位置するCh.15およびCh.35では，沖波による重複波と西防波堤からの反射波が重畳し，ある時刻には±4～±5m程度の非常に大きな振幅となっていることがわかる．また，天端上に位置するCh.16およびCh.36では，前面で高い水位が出現した直後に有為な水位変動が観察される．これは越波時における越流水深に相当するものである．さらに，島防波堤直背後に位置するCh.17およびCh.37では，島防波堤端部からの回折波に加えて，側方から西防波堤からの反射波が入射するために，これらの地点でも平均して約±2m前後の水面変動が観察される．これに加えて，Ch.16およびCh.36で得られた波形記録で越波が確認される場合には，その直後にCh.17およびCh.37での波形記録にも越波伝達波と思われる波形が現れていることがわかる．この定量的な妥当性の評価は平面模型実験あるいは現地観測による検証を待たなければならないが，少なくとも砕波モデルと遡上モデルを備えた最新のNOWT-PARIによって，定性的な越波現象および越波による伝達波の発生が表現できていると考えられる.

3.4.4　島防波堤転倒メカニズムに関する一考察

上述のように，全長400mのうち9割以上に当たる約370mでケーソンの転倒被災が生じた函館港島防波堤前後の海域では, 主波向SWの沖波が来襲した場合には，西防波堤による反射波と低天端の島防波堤上の越波による伝達波の影響により，島防波堤直背後の沖波に対する遮蔽域でも，ピーク時には平均して±2m程度の水面変動が生じていたことが推定された．このとき島防波堤前面では，設計波を大きく上回る高波浪に西防波堤からの反射波が重畳し，ある時刻には水面変動の振幅が±4～±5m程度に達することもあった.

函館開発建設部ホームページに掲載されている函館港島防波堤の被災状況を**図-10**に示す．**図-10**(a)で示したケーソン転倒状況のうち，赤で塗られたケーソンは被災後も転倒せずに残ったものを示している. 2番のケーソンは根固めブロックの飛散状況から港内側へ倒れる寸前であったことが確認されている. ところが，両側のケーソンは完全に転倒しているにもかかわらず，その間にある19番のケーソンだけは根固めブロックを含めほとんど被災していないことは注目に値する．また，被災したブロックのほとんどは港内側へ転倒しているのに対し, 14,15,16番のケーソンは港外側へ転倒していることなども特徴的である．**図-10**(b)で示したマルチビームによる海底探査結果は，これらの被災状況を立体的に捉える上で非常に有効である.

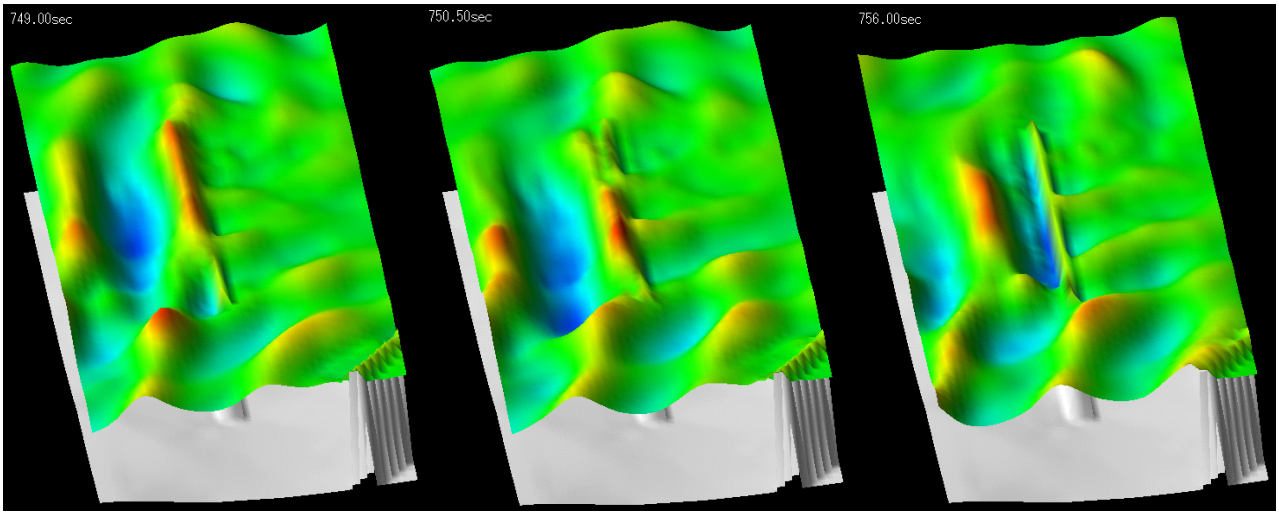
ほぼ同様な構造を有する全長400mの直線的な防波堤でこのように多様な被災が生じた原因は，その直接的な外力として作用した島防波堤周辺の波浪場の違いによるものと考えられる．そこで，これらの発生メカニズムを解明するために, 最新NOWT-PARIを用いて算定した被災当時のある時刻における島防波堤周辺の水面波形を**図-11**に示す．**図-11**(a)の時刻には，島防波堤の北西端側から南東側へ順に前面水位が高くなり，島防波堤ケーソンにはそれぞれ岸向きの波力が作用し，順に港内側へ転倒したと推測される．また，それより1.5s後の**図-11**(b)の時刻では，前面水位の高まりが南東側へ移動するのとは逆に，背面水位は西防波堤からの反射波が伝播するにつれて南東側から北西側へ順に高まり，島防波堤中央部よりも少し南東よりですれ違うように変化している.



(a)　ケーソン転倒状況　　(b)　マルチビームによる海底探査結果

図-10　台風 18 号による島防波堤被災状況
(国土交通省北海道開発局函館開発建設部 HP より転載)

港外側　←　　→　港内側



(a) T=749.0s　　(b) T=750.5　　(c) T=756.0s

図-11　最新 NOWT-PARI で算定した島防波堤周辺の水面波形

このとき前面と背面との水位差は小さくなるので，この地点での岸向きの波力は周囲に比べ小さくなっていると考えられる．つまり，この地点がちょうど転倒被災を免れた19番ケーソンの設置位置であったと考えられる．一方，図-11(c)の時刻では，島防波堤の前面水位はほぼ一様に低くなっているのに対し，背面水位は島防波堤中央付近と南東端付近で相対的に高くなっている．つまり，これらの位置のケーソンには沖向きの波力が生じていると推測され，14,15,16番ケーソンは港内側へ転倒した他のケーソンよりも先にこのとき港外側へ転倒したものと推測される．

以上が，島防波堤周辺における被災当時の水面波形の出現特性を算定して推測した，ケーソン転倒被災に対する仮説である．この仮説を証明するためには，ケーソンが転倒するために必要な波浪外力を予め算定しておき，実際にそれを上回る波浪外力が作用するような波浪場が出現していたかを波浪変形計算で検証すればよい．しかしながら，波浪外力によるケーソン被災は，同程度の波が繰り返し作用するよりはむしろ，最大波が1波から数波連続して作用したときに発生すると考えられるため，波群中の最大波の発生確率をどう扱うかは難しいところである．少なくとも位相積分型の波浪変形計算法ではこれを直接取り扱うことはできないため，NOWT-PARIなどの位相分解型の波浪変形計算によってさまざまな波群に対する，あるいは長時間の出現波浪を計算し，統計的に確からしい最大波を算出して検証することが望ましい．なお，最近では，実際に観測された水面の時系列データから得られる情報をもとに，波群

特性を考慮した沖波波形を造波境界に直接与え，港口部における波の連なりを数値計算により再現する試みもなされている(久保ら，2005).

3.4.5 まとめ

本稿では, 2004年の台風18号による高波で全長の9割以上に当たる約370mに渡って転倒被災が生じた函館港島防波堤を対象として，新たに砕波・遡上モデルを導入した最新のNOWT-PARIを用いて, 函館港におけるピーク波浪時の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．その結果，ケーソンが港内側へ転倒したときに作用した波浪外力は沖から直接来襲した高波浪によるものと推測された一方, ケーソンが港外側へ転倒した際には, 港外側に形成された重複波により堤体前面の水位が低下した時に，隣接する西防波堤から島防波堤に沿うように背後に侵入した反射波により島防波堤背後の水面が上昇し，その水位差によって沖向きの力が堤体に作用したのではないかと推測された. さらに, 堤幹部に転倒を免れたケーソンが1函だけ存在したことに対しては，島防波堤前面の水位が北西側から順に高まるのとは逆に，背面水位は西防波堤からの反射波が伝播するにつれて南東側から順に高まり，転倒を免れたケーソン付近ですれ違うように変化したために，周囲に比べこの地点における前後の水位差が小さくなったことがその理由ではないかと推測された．このように函館港島防波堤の転倒被災メカニズムをよく説明するためには，位相平均された有義波や最大波などの波高分布だけでなく，NOWT-PARIによる波浪変形計算において同時に出力される水面波形情報を活用して, 入射波や反射波, 回折波等が互いに重畳して出現する，島防波堤周辺の水面波形の変化を捉える必要があることを明らかにした. さらに, これらの検討を通じて, NOWT-PARIによる水面波形出力を活用することの有用性が示された.

参考文献

久保雅義・趙　翼順・平山克也 : 港口部における時系列波浪情報の予測に関する基礎的研究, 日本航海学会論文集，2005(印刷中).

橋本典明・鈴山勝之・永井紀彦：2004 年に発生した台風に伴う高波の波浪推算，港空研資料，2005(印刷中).

平山克也・南靖彦・奥野光洋・峯村浩治・河合弘泰・平石哲也：2004 年に発生した波浪災害に関する考察，港空研資料，2005(印刷中).

平山克也・上原　功・永松宏一・平石哲也：珊瑚礁リーフにおける波と流れの計算法の適用性, 海岸工学論文集, 第 45 巻，pp.161-165，1998.

平山克也・上原　功 : 消波構造物に作用する波浪の消波機構を考慮した港内波浪変形計算，海岸工学論文集，第 49 巻，pp.671-675，2002.

平山克也・平石哲也 : 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, 港湾技術研究所報告，第 40 巻，第 1 号，pp.3-30，2001.

平山克也・平石哲也 : ブシネスクモデルに適した砕波減衰モデル導入のための一考察，海洋開発論文集，第 29 巻，pp.851-856，2004a.

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, 海講論文集, 第 51 巻, pp.11-15, 2004b.

3.5 港口部における時系列波浪情報の予測

入出港についてアンケート調査を行った結果，操船者は波の連なり状態，特に大きい所で入出港する事に対してそれを正確に予測するのが難しいので危険を感じており，波の連なりを経験的に把握して，入港タイミングを決定している事 [1]が分かった．このような背景から現地観測を行って，入港時安全性を評価するため，まず入港時の波の連なりを予測する必要があると考えた．

従来，波浪情報の計算では，波浪推算で求めた沖波の有義波を正弦波に置き換える有義波法，スペクトルや統計量で代表的に表示した方法を利用していたが，この方法では現実の波の周波数と向きに関する多様性を無視する結果 [2]になる．しかし，本研究では基本的に入港限界になる波がかなり高い状態での現象を扱うので非線形性を考慮し，また波の重ね合わせを表現するためには不規則性の効果を詳細に調べる必要がある．そのために，時系列として波を入射し，修正ブシネスク方程式を基礎とするモデルを用いて波の変形を計算する．

波高計で観測した波高群と計算モデルによる時系列波浪計算結果を比較して，入港問題で重要になる波の連なりの予測を行い，船舶側から見て最も危険な操船ポイントの波群を予測して，入港安全性を向上することを目的とする．

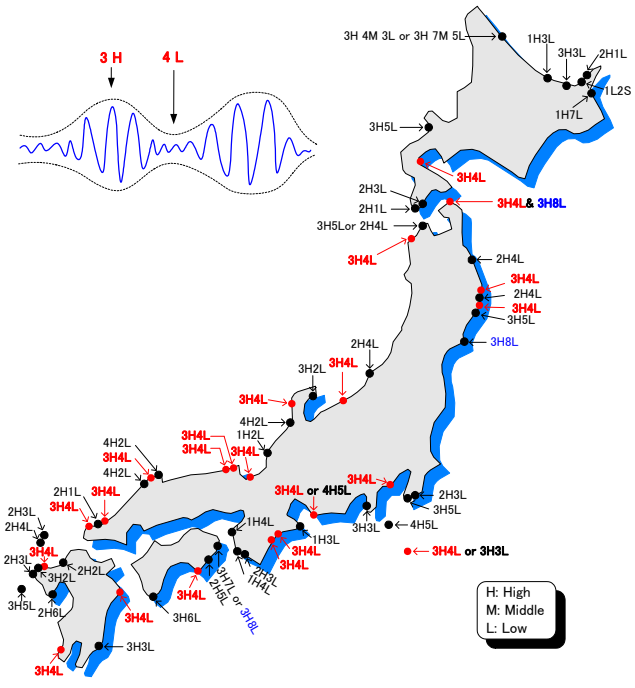


図-1 波の連なり方の特性

3.5.1 ブシネスク方程式による波浪変形計算法

本研究で波浪変形の計算は，実港湾を対象とした多くの波浪変形問題に対して，従来の波浪変形計算システムより高精度波浪変形計算法として広く活用されているブシネスクモデルを用いて波浪変形計算を現地港湾に適用する．この非線形波浪変形計算プログラム(NOWT-PARI Ver.4.6β) [3]は波の非線形性と分散性を考慮し，かつ屈折系と回折系の波浪変形を同時に解くことができる．計算モデルの基礎方程式は，水深を場所の関数とした修正ブシネスク方程式 [4]である．

3.5.2 波の連なりについて

従来，海岸工学分野における波浪変形予測の目的は，工事工程の管理を遂行する視点から海岸構造物に作用する流体力を合理的に予測・評価するためであった．したがって、波の連なりはあまり関係なく，有義波高，有義周期を用いて行っていた．しかし，係留浮体の長周期動揺(slow drift oscillations) [5]および入港局面では，有義波高より波の連なりが重要な問題になる．波高が大きな波が連なって現れる現象は構造物や船舶安全性に影響を及ぼすものである．

波の連なりは不規則な風波において大きい波が数波連続して続き，その後波高の小さい波が続き，再び波高の大きい波の群が来襲するという現象 [6]である．久保ら [1]が波の連なりの特性についてアンケート調査を行った結果，**図-1** に示しているように，日本海側では 3 大 4 小程度の特性を示す港が多く，太平洋側では3大8小といった長い連なりも見られた．

3.5.3 香住港口周辺への適用

現地観測は兵庫県香住港において，港口の変針点付近に海底設置式 3 点，ブイ式 1 点の波高計を設置して固定点の波高変化を観測した．(**図-2** の P1～P4)

図-2 は香住港計算領域の設定を示している．ここで，時系列データ計算点を P1 から P14 まで示した位置に配置した．モデルによる計算は香住港の形状

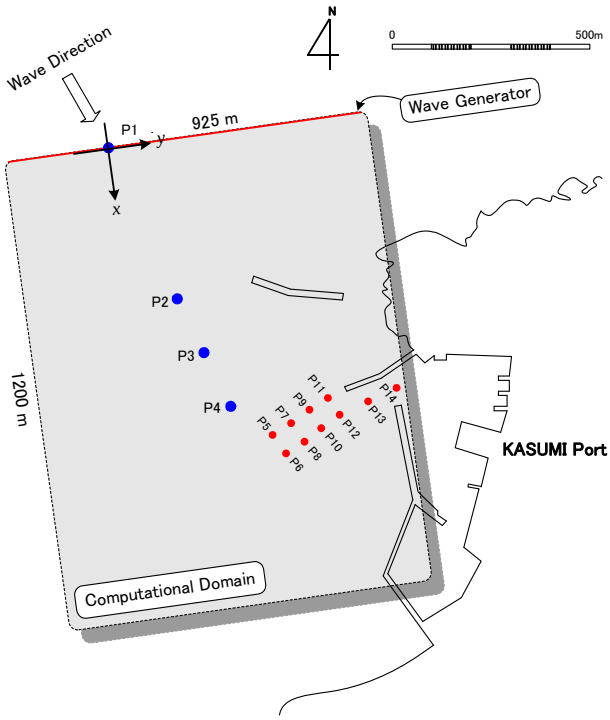


図-2 計算領域の数値モデル

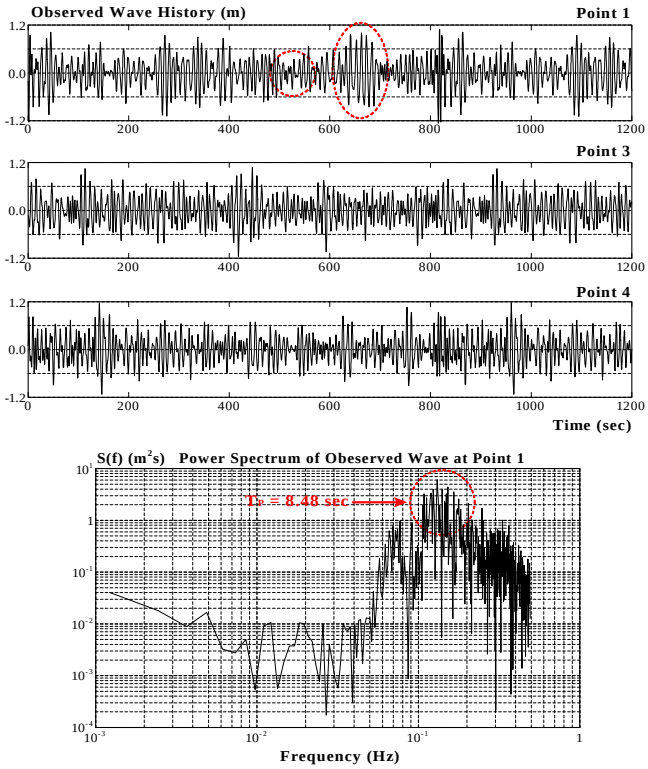


図-3 観測波の時系列とスペクトル

の地形に対して，1200m×925m の短形領域に防波堤が 3 本配置された境界条件に波が時系列的に入射する場合を計算した．数値計算における差分格子間隔 $\Delta x, \Delta y$ は 5m，差分時間間隔 Δt は 0.2 秒である．

計算領域の海底地形は一様水深とするのではなく，実港湾の地形に合わせるため，海図上の水深代表点を通じる回帰式を求めて，全領域の近似水深データとして与えられる．そして，構造物や陸地の再現も入力ファイルである水深の設定によって行う．すなわち，水深は基準面から下向きを正とするが，防波堤などがある場合は，その格子点の水深を-1999 に設定することで行う．

図-3 は実験を行った 1 月 5 日 13 時 40 分から 14 時 00 分まで 20 分間の観測波浪の時系列およびスペクトル解析結果を示している．この時観測された有義波は $H_{1/3}$ は 1.46m，$T_{1/3}$ は 8.48sec である．**図-3** の Point 1 の波形からも大きい波が数波連続して続き，その後小さい波の群が来る連なりの現象をよく見られる．

(1) 入射波の与え方

不規則な波形をフーリエ変換することにより，不規則波はいくつかの成分波に分解される．さらに，これらの成分波の波向きが一様でない場合には多方向不規則波とよばれる．一般に，沖合で見られる波は多方向不規則波である．

代表的な波浪変形計算法の 1 つであるエネルギー平衡方程式法などでは，沖波は方向スペクトルによって与えられる．この手法では，まず周波数および波向きに対して分解された，単位周波数および単位角ごとの波エネルギーの空間的変化を求め，つぎにそれらを線形に重ね合わせることにより，対象海域での波エネルギー伝播のようすが計算される．

しかし，本研究で時系列による波高群を解析するためには，スペクトルによって平均されたものではなく，時々刻々の波形を入射させる必要がある．時系列として観測された P1 の波形を沖波波形として入射するため，まず P1 で観測した 20 分間(データ数：6,000 個)の時系列波形データを高速フーリエ変換(Fast Fourier Transform)する．スペクトル解析に必要なデータ数は 2^n 個を基本とするので，この場合は 4096 個の計測データが必要である．そして，得られた各成分波の情報を式(1)によって形成される不規則波を時系列として入射境界で与える．

$$\eta = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ a_n \cos\left[k_n (x\cos\theta_n + y\sin\theta_n) - \sigma_n t + \varepsilon_n \right] \right\} \quad (1)$$

ここで、a_n、f_n、θ_n、ε_nはそれぞれ、n 番目に重ね合わせる規則波の振幅，周波数，波向，初期位相を示す.

(2) 波向きの与え方

個々の成分波の波向きは，方向に関する波のエネルギー分布を示す方向関数と S_{max} (方向集中度パラメータ）によって規定される主波向きをピークとする波向分布曲線に対して発生させた乱数によって与えられる．しかし，本研究では波浪変化を観測した時，流速も一緒に測ったので，主方向だけでなく，実際の周波数毎に波向を計算することが可能である。式(2)により波浪の各成分周期についてリサージュ(Lissajous)図形を求め，これより各成分周期についての波向を図形より推算[7]した.

$$\begin{aligned} U_i &= A_u \cos(\sigma_i t) + B_u \sin(\sigma_i t) \\ V_i &= A_v \cos(\sigma_i t) + B_v \sin(\sigma_i t) \end{aligned} \quad (2)$$

ここで，A_u、B_uは各成分の東西方向の海底流速データのフーリエ係数，A_v、B_vは各成分の南北方向の海底流速データのフーリエ係数，σ_iは各成分波の角周波数およびtは経過時間を示している.

3.5.4 港口付近の波の予測

本研究で港口付近の波を予測するため，沖波としてP1で与えられた波と伝播したP4地点での波を計算する．この計算波形とP4の波高計による観測データを比較し，モデルの精度を検討する.

(1) 波向の調整による予測

波向をCase 1～Case 4まで四つのケースに別けて，波向による波形を比較する．まず，Case 1は一定の主波向だけを入れて計算を行う．Case 2は振幅が大きい10個を選んで，**図-4** のようにその10個のリサ

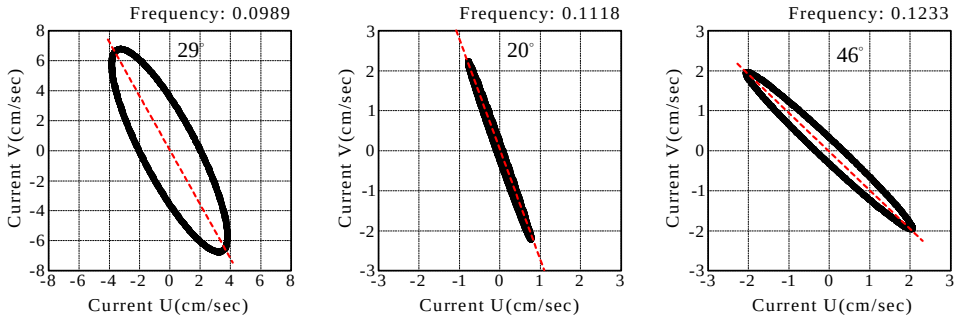


図-4 各成分波の波向

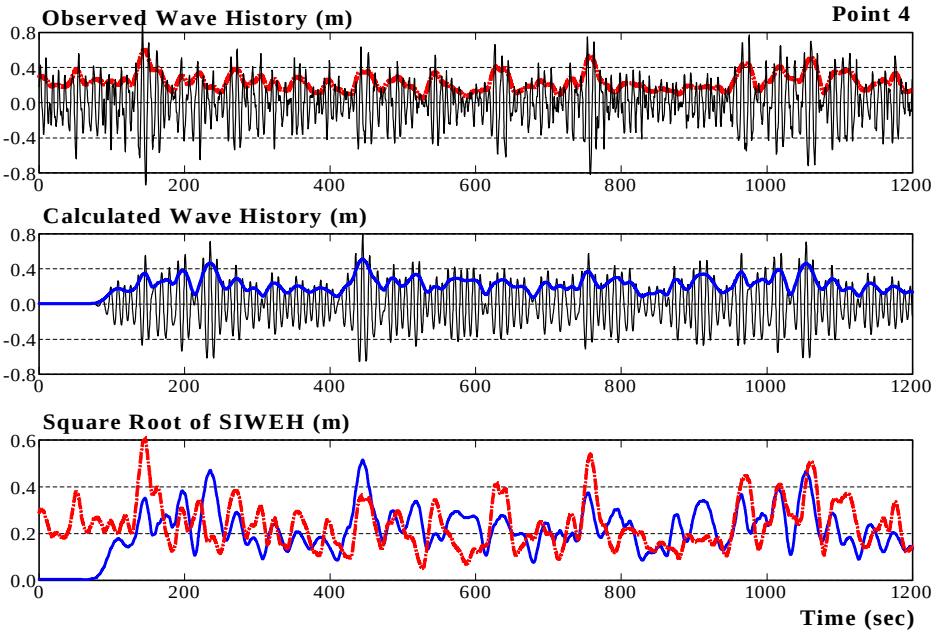


図-5 予測値と観測値の比較

ージュ図形を作成して，得られる波向の角度を入力する．Case 3 は Case 2 の 10 成分と共に次に強い成分 10 個を入れて全部 20 成分を計算する．同様に Case 4 は 30 成分を入力する．

波向を一定に与えると，現実と差が生じると考えられる．そこで，強い成分に関しては，リサージュ図形から求めた波向を与えることによって，正確な波の予測ができると考えられる．

(2) 波の連なりの解析方法

波の連なりを解析する方法には大きく分類[8]して，

A. 波高の連を解析する方法

B. 包絡線を求める方法

C. 波のエネルギー変化から波群性を解析する方法

の三つの取り扱いがある．A は，個々の波の波高がある基準値を連続して何波越えるかを波数で表現するものであり，B は，波形の包絡線の特性を調べるものである．そして C は，Smoothed Instantaneous Wave Energy History[6)-7)] (以降 SIWEH と略称する) と呼ばれ，波浪エネルギーの平滑値の時間変化を示すものであり，SIWEH の平方根を計算して求める．現象の連続性という面からみると，B，C が優れている．このうち，本解析では SIWEH の平方根 (RE(t)) を用いることとする．

入港時小さい波の連の予測は，SIWEH の平方根を用いれば可能であると考えられる．すなわち，時系列波より扱いやすく，小さい波の連および大きい波の連の両方を表した SIWEH の平方根を波群予測のためのデータとして用いる．**図-5** は SIWEH の平方根を求めて比較する手順を表しているが，上の二つの図は予測値と観測値の時系列波形およびその SIWEH の平方根を，下の図は二つの平方根を比較した結果である．

(3) 指標による本モデルの精度評価

本研究で検討する港口付近の波浪予測は時系列波

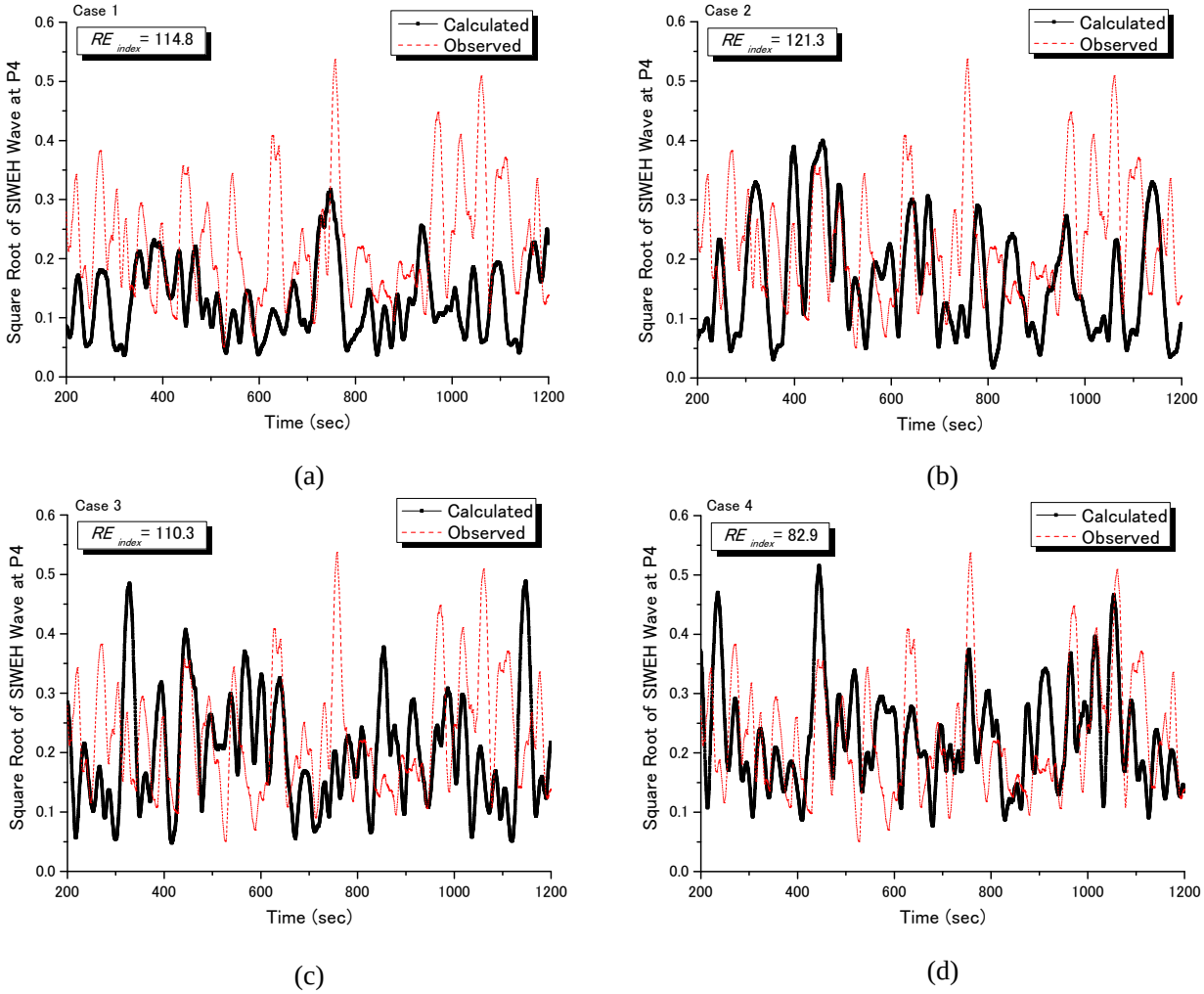


図-6 波の連なりの一致度評価結果

の予測を意味するものではなく, SIWEH の平行根を利用して沖合の波浪データと港口付近の波浪データの両者関係から小さい波の連を予測しようとするものである.

したがって，波の連なりの一致度を定量的に評価するため，式(3)のような新しい指標を開発した．これは観測値と予測値の差を全体時間に関して積分した面積を評価する．二つの SIWEH の平方根が一致すると, この指標は 0 になる. ここで最初 200 秒(1000 番目)まで外して計算したのは P1 で造波した波が港口部の防波堤により反射して P4 に定常波になるまで掛かる時間である.

$$RE_{index} = \sum_{i=1001}^{N} \left| REi_{cal} - REi_{obs} \right| \times dt \qquad (3)$$

ここで，N はデータ数，REi_{cal} は i 番目における計算値の SIWEH の平方根，REi_{obs} は i 番目における観測値の SIWEH の平方根，dt は時間間隔である.

Point 4 において，波高計による観測値とブシネスクモデルによる計算値を比較した結果が**図-6** に表している．また，評価指標の結果から，主波向および 30 個の成分波の波向を与えた Case4 の場合はその結果が一定波向より精度よく合っていることが分かった．すなわち，もっと現実と近い波向になっているのが分かる.

3.5.5 結語及び今後の課題

本研究では海上輸送の安全性を改善する一つの手法として，ブシネスク方程式による港口部における時系列波形の予測を行った．得られた結果を要約すれば以下のようになる.

(1) 非線形波変形モデルを実港湾へ適用して計算精度を検討した.

(2) 波浪情報の計算で，従来波浪推算での方法ではなく，時系列として入射して波の変形を計算した.

(3) 波向を主成分だけでなく，周波数毎に波向を与えて，成分数の差による計算を行った.

(4) 港口付近で船舶が受ける小さい波の連なりの事前予測方法について検討を行って, 波高が小さいか大きいかの群波現象の予測手順を示した.

(5) 波群の一致度を検証するために新しい指標を提案した.

(6) **波向**を正確に入れることによって，計算精度を上がることができた.

沖側のある一点の波浪情報を分かれば，波浪計算予測モデルを用いて沖側から伝播して港内に入る波の連なりを計算し，入港船に情報を提供すると，入港速度およびコースの変更によって，港口付近で受ける大きい波の群波を避けることができ，船舶の危険な動揺を軽減できる．また，波の連なりの予測によって，港口付近の最も危険な操船ポイント(変針点)を小さい波の連で通過できれば, 船舶入港時の危険性を軽減できると考えられる.

もっと厳密に境界条件を設定した上で計算精度を上げるのが今後の課題である.

参考文献

1) 久保雅義,前田保男,水井真治,弓山泰:我が国の外洋に面した漁港での長周期波に関する実態調査について，日本航海学会論文集，第 94 号, pp.315～325, 1996.

2) 永井康平,堀口孝男,高井俊郎 : 方向スペクトルをもつ沖波の浅海域における伝播の計算について，第 21 回海岸工学講演会論文集, pp.249～253, 1974.

3) 平山克也：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，港湾空港技術研究所資料, No.1036, 2002.

4) Per A. Madsen and Ole R.Sørensen : A new form of the Boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics. Part 2. A slowly-varying bathymetry, Coastal Eng., 18, pp.183～204, 1992.

5) 合田良実:波の連なりの統計的性質について，港湾技術研究所報告, pp.3～18, 1976.

6) 椹木亨 編著：波と漂砂と構造物，技報堂出版，pp.40～42, 1991.

7) 水井真治：外洋に面する港湾における入港船舶の安全性評価と入港支援システムに関する研究，神戸商船大学学位論文, pp.108～109, 2001.

8) 加藤一正,中村聡志,池田直太 : 波の連なりと長周期の関連に関する現地観測，第 37 回海岸工学講演会論文集, pp.101～105, 1990.

5. まとめ

現在，NOWT-PARI Ver.4.6βのリリースから３年が経過し，現地港湾に対する適用実績が数多く報告されてきている．一部では，港湾計画のための基礎資料として適用される港湾も存在する．ここでは，当勉強会において，明らかとなった主な結論を以下に示す．

① 現在，透水層モデルにおいて，直立消波ブロックをモデル化する場合の層流・乱流抵抗係数は試行錯誤的に求めざるを得ない．また，スリットケーソンへの適用については，本年度検討中である．

② 防波堤のような深い水深に設置される構造物の設計波を決める際には，エネルギー平衡方程式で充分適用可能であり，また現実的である．一方，防波堤からの反射波の影響や，環境アセスメントに対するリーフ上の流況の評価に関してはブシネスクモデルを適用する必要がある．

③ 乱れエネルギーの生成項に時間発展型の Bore モデルを適用した乱流モデルに基づく砕波モデルと，汀線移動や海底面の露出を許容する遡上モデルを導入した最新の NOWT-PARI において，リーフエッジで生じる砕波やリーフフラット上で継続する砕波減衰，および，リーフフラットへの波の遡上や引波時に発生するリーフエッジの露出等を安定かつ高精度に算定し得ることが確認された．

④ NOWT-PARI による波浪変形計算において，同時に出力される水面波形情報により，被災原因の解析に対して活用することが可能である．

今年度は，当勉強会において「NOWT-PARI Ver.4.6c3」をリリースした．これは，層流抵抗項を用いた高次スポンジ層モデルを組み込んだバージョンであり，現在の最新バージョンとなる．今後も，透水層モデルや，乱流モデルに基づく砕波モデルおよび遡上モデルを整備し，NOWT-PARI のバージョンアップを鋭意進めていく予定である．

付録　：　勉強会議事録

2.　ブシネスクモデルによる実海域波浪変形計算

2.1 反射波が卓越する防波堤全面海域での数値計算と水理模型実験との比較

平山：模型実験で使われていた消波模型の諸元等は？また，そのときに対応した検討ケースはどれのなるのか？

回答：消波ブロックは 1/40 スケールで行っている．模型断面は現地での施工断面を基に作成しているため，重量はテトラポッドのカタログ値から重量比で換算した重量のブロック模型を使用している．なお，模型実験に対応した検討ケースは，テトラポッド，空隙率 0.5，ブロック勾配 1：4/3，乱積，代表径 d1 が相当する．被覆断面に関しては，基部側は現地と同様の被覆断面を再現しているが，実験地形が最大水深 50m として作成されているので，それよりも水深が深い堤頭部付近では，水深が嵩上げされているため，実際の被覆面積よりも小さくなっている．これに対して透水層モデルのパラメータ検討も同様になるように行っているが，実験と違う点は，一様水深で行っている点であり，海底勾配を考慮した反射率の検討も行う必要があると考える．

平石：最終的にこのモデルで港形を決めることになるのか

回答：本業務は既に終了しており，ブシネスクモデルの結果を使って港湾計画を行っている．今後は，沖防波堤の西側での波高低減効果の検討を行っていく予定である．

質問:透水層モデルは,直立堤に対しては,ブロックを直立に積み上げた形でモデル化しているが,同様にスリットケーソンや直立消波ブロックへの適用を考えた場合，代表径や層流・乱流抵抗係数はどのように設定すればよいのか

平山：直立消波堤に関して，直立ブロックが反射壁まで均一に並べられている状態を考えた場合には，試行錯誤により適宜係数の決定を行うしかない．直立スリットに関しては模型実験を実施しているので，その成果を今年度とりまとめる予定である．

2.2 秋田港における港内静穏度の評価法の検討

平山：**図-9，10** の中で，波向 SSW や SW は波高が過小評価となっているが，ブシネスクの計算を行う際には，波向毎に計算領域を作成しているのか

回答：各波向に対して有効造波領域を満足するような計算領域を作成して使用している．過小評価となっている原因に関しては，今後精査する必要がある．

平石：防波堤の切れ目の表現は？開口部の取り方で港内波高に影響があると思われる

回答：小さな開口部は計算格子で表現可能な範囲で近似して表現している．

2.3 鴛泊港における高波高時の浅海変形計算への適用（北海道利尻島鴛泊港）

西井：St.3 の波高値を基に境界条件を決めているが，アレイ等を使って複数の波の方向性を考慮しているのか？

回答：原稿には掲載していないが，方向スペクトルにより実測と計算の比較を行っている．

柴木：観測データにおける低波高の足切りの下限値は 25cm を用いているのか

回答：今回は下限値を 35cm としており，通常よりも高いしきい値を用いている

平山：**図-5** の計算領域で青の枠と緑の枠は何を示しているのか

回答：今回は載せていないが，緑の枠は北北東の波向ケースの計算領域を示している．

平石：対象にしている港は漁港ですか？計算目的は防波堤の延伸計画になるのか

回答：今回の対象港湾は利尻島の地方港湾である．本検討業務は防波堤や島堤を延伸した場合の港内におけるフェリーの動揺を検討したものである．

2.4 台風時における河川域の遡上・越波計算への適用

松島：コンパイラの違いによるベンチマークテストに使った，領域サイズや差分条件は？また，台風時の河川流量はどうだったか

回答：計算領域 400×560，計算ステップは 20,000 ステップ，時間差分間隔は有義波周期の 1/50 となっている．河川流量のデータが入手出来なかった．台風接近時には高潮位となっていたため波浪だけを対象として解析した．高潮ハザードマップ作成委員会資料の中で，河川流量が多ければ波高は小さくなると記述されているため，河川流については考慮していない．

柴木：観測データで波周期の変動が非常に大きいのはなぜか？また，特にピーク時の周期が観測と解析で 2 秒程度の開きがある原因は？推算結果を入力としてブシネスクの計算を行っているのか？

回答：観測データに関して詳細は未確認であるため，周期が大きく変動している原因については確認する必要がある．また，ピーク時の観測と解析の周期に開きがあるのも，観測周期が大きく変動していることに起因している．また波浪変形計算の入力条件は，波浪推算結果のスペクトルではなく，推算結果から求められた代表値により定めたブレットシュナイダー型のスペクトルを使用している．

柴木：MRI モデルの波浪推算モデルでは，オリジナルの周期帯は 4～22s であり，内湾で波浪推算を行う場合に，高周波数帯のエネルギーが低周波数帯に置き換えられて計算されるため推算周期が長く算定されてしまうことがある．今回の検討では，そのような高周波数帯の調整を行っているのか？

回答：今回の検討は，オリジナルの周期帯のまま解析した．

斉藤：台風による高潮変動を考慮して，波浪解析においても潮位を変動させているのか

回答：台風接近時における近隣の観測値による最大水位を一律に与えている．

小林：河川流を考慮しない検討は，危険側の評価をしているということになるのか？一般に流れ中を波が遡上すると波高が大きくなると考えられるが？

回答：危険側の評価とは考えていない．河川流を入れた評価を行うことは必要である．

2.5 NOWT-PARI(Ver4.6β)の透過提への適用事例

西井：A 部において透水性を考慮しているといっているが，実際は第１項のσP で考慮しているということか？

回答：A 部のσP 項は従来のスポンジ層に当たる境界条件の場合に使用しており，これまでの検討との整合を取るため残している．対策工１では透水層として層流抵抗項と乱流抵抗項を使用し，対策工２では透過堤として，層流抵抗項のみを使用している．

西井：セカンドオーダーまで差分式を展開したモデルを用いると，通常の空間格子のままでは小さな開口部における波高の評価が過小になると考えられるが？

回答：空間格子間隔は計算機の性能や計算時間上の制約から，今回はこれ以上の小さな格子間隔を確保できなかった．

平山：今後，(2)式に示す運動方程式を含んだバージョンを御提供する予定である．本年度は，透水層モデルを組み込んだバージョンを配布するには至っていないが，層流抵抗項のみを組込んだ高次スポンジ層モデルを，勉強会終了後に御希望の方に配布致します．

平石：**図-10** で港口のバースの反射波の様子が異なっているが

回答：港内からの反射波による波の位相差が原因ではないかと考えている．計算条件の違いは透過堤の有無のみである．

3. ブシネスクモデル（NOWT-PARI Ver4.6β）の応用

3.1 河口部における波高増幅率の簡易算定手法

秋田：算定モデルの妥当性の検証には現地観測を用いるとなっているが，水理実験によって検証することは可能なのか

回答：断面水路による実験であれば，妥当性の検証は可能である．

平石：断面水路による波流れの基礎実験は幾つか存在するが，平面水槽による検証は密度層の問題もあり，実際の状況を再現するには難しい．

3.2 エネルギー平衡方程式法で算定したリーフ上波浪変形の計算精度

柴木：エネルギー平衡方程式モデルにおいて，一般的に底面摩擦項が入っていないのは？

平石：エネルギー平衡方程式は，元々沖合のモデルであり，底面摩擦が組み込まれていない．

柴木：例えば，合田先生は底面摩擦項の係数をかなり慎重に選んでいる．数ある波浪変形モデルの中で，エネルギー平衡方程式だけが底面摩擦を考慮していないことに，違和感があった．

回答：リーフのような浅い領域ではやはり，波高の減衰には，底面摩擦が物理的に効いているはずなので，今後，モデルとしてこれから考えて行かなければならない事柄だと感じている．

コメント：同じ領域でブシネスクモデルを使って計算を行っているが，水深 5m 以浅の領域で波高が十数 m くらいの条件下では，干上がり発散してしまうため，最小水深を 10m 程度にまで下げないと安定しない．よって，浅い領域におけるエネルギー平衡方程式との比較がなかなか出来なかった．

平石：本業務は，防波堤の設計波を決めるためエネルギー平衡方程式をはじめとして，色々な波浪変形モデルによる比較検討を行っていたものであるが，非線形モデルは１ケース当たりの解析時間がかかることや，計算が途中で発散することがあるため，設計波を決める際にはエネルギー平衡方程式で充分適用可能で，実用的である．また，防波堤からの反射波の影響や，環境アセスメントに対するリーフ上の流況の評価に関しては，ブシネスクモデルを適用する予定である．

3.3 リーフ上の波浪変形計算への適用

3.4 水面波形出力情報の活用－函館港島防波堤の転倒被災メカニズムに関する一考察－

西井：函館港の検討結果でも確認出来るが，造波境界付近において波高が鋸状に分布している．これはブシネスクモデルの癖なのか？

回答：これはブシネスクで採用している造波方法の癖ではないかと考える．多方向型のサーペント造波機でやっても同じような現象が起こるのではないかと予想している．この造波方法では，波高・周期・波向の組合せで成分波に分割して，実際の不規則な平面波面を表現している．よって，どの地点においても統計的に確からしい値となるためには相当数の成分波数と方向分割数を用意しなければならないと思われる．

小林：越流フラックスが防波堤に垂直ではなく，入射角の違いによる越流フラックスの方向はどのように決められているのか？

回答：ブシネスクモデルにおける平面の差分計算では，1 方向のフラックスしか解いていないが，x 方向と y 方向の両方を解いた時点では，両者を合成したフラックスが実際の越波の向きとなり，斜め方向の越流を表現している．

柴木：通常の遡上計算の場合，長波近似の方程式では，運動方程式に任せて水位勾配により先端部の流速を計算することで計算可能であるが，今回，越流公式を採用した理由は？

回答：遡上計算モデルでは，水塊が全て連続して繋がった状態を前提にしているため，移動境界を計算しているに過ぎない．越波の場合にはパラペットを隔てて水塊が分裂し，ご指摘の方法では上手く算定できないことも予想されるため，浸水深から直接越流フラックスを得るようにしたことが，このようなモデル化を行ったそもそもの発端である．その結果，Greenspan の結果と同等の結果を得られた．また，越流フラックスのような考え方を取り入れて遡上を計算できるようになると，干上がりによる発散を防止できるため，安定して計算するとこが可能となる．

田中：波と同様に，流れに関しても一致してくるのではないかと予想されるが？

回答：現在のところ，検証のためのデータがないため確認ができないが期待はしている．

コメント：このモデルを使って越波伝達波を計算出来そうである．しかし，鉛直積分型の方程式を使っているため，壁を伝って流れ込むことによる伝達波は表現出来るが，跳ね上がって落ちた水塊による伝達波の計算が出来るモデルではない事を，コメントとして付け加えておく．

3.5 港口部における時系列波浪情報の予測

平石：発表の中で，原稿には無い観測波形と造波波形を比較した図があったが，どの地点で比較したものか？

回答：それは，NOWT-PARI において，成分波に分解し再び合成して作成した造波波形が一致するかを，造波境界上の P1 において確認したものである．最初の 20 秒間では計算値が小さくなっているが，これは NOWT-PARI における緩造波によるものであり，その後の時間に関しては，それぞれの波形が完全に一致していることを確認した．

平石：P4 になると波形が合わなくなってくるのは？モデル上の問題なのか？

回答：結論でも述べたが，大きな要因は境界条件が実際の港湾の条件を完全に再現していないことである．本論文は，グルーピングファクターの比較を行ったものである．

平山：造波波形の確認に用いた波は 1 方向波か？計算では各成分波に対して波向の情報を与えているのか？

回答：最初に見せた図は 1 方向波における比較である．現地港湾の検討の際には，リサージュ図形により周波数成分波毎に波向を与えて造波波高の合わせ込みを行った．その結果，ある場所の多方向成分を持つ水面波形を，この程度合わせることができることを示している．