

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 972 Dec. 2000

台風9918号による越波災害に関する一考察

平 石 哲 也
平 山 克 也
河 合 弘 泰

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

台風9918号高潮災害関連 Dec. 2000

- No. 969 台風9918号による西日本沿岸の波浪と潮位の出現特性
- No. 970 波浪推算法による台風9918号の異常波浪の再現計算
- No. 971 台風9918号による高潮の現地調査と追算
- No. 972 台風9918号による越波災害に関する一考察
- No. 973 台風9918号による護岸の被災とその対策に関する
水理模型実験
- No. 974 台風9918号による虹ヶ浜海岸の高潮災害

運輸省港湾技術研究所



目 次

要旨	3
1. まえがき	4
2. 現地の地形と浸水被災調査	4
3. 計算条件	6
3.1 潮位と沖波の条件	6
3.2 波浪変形の手法	9
3.3 越波流量および水流圧力の計算	10
4. 数値計算の結果	11
4.1 波高および平均水位上昇量の計算	11
4.2 越波流量	13
4.3 水流圧力	18
5. あとがき	18
参考文献	18
記号表	19

A Study on Wave-Overtopping by Typhoon No.9918

Tetsuya HIRAISHI*

Katsuya HIRAYAMA**

Hiroyasu KAWAI***

Synopsis

The coastal areas in the western part of Japan suffered from high wave action and storm surge generated by the typhoon No.18 on Sep.24, 1999. The Yatusiro-kai and Suo-nada bay areas were heavily damaged by flooded water and overtopped waves. The inundation caused by the storm surge gave the twelve deaths in the Matsuai located at the innermost part of the Yatusiro-kai bay. Meanwhile significant wave overtopping induced to the composition of storm surge and high wind waves made heavy erosion on the landward pavement in reclaimed grounds and catastrophic damages to houses built on the landward. Such disasters caused by the composition of storm surge and high wave overtopping were observed at many seaside locations facing the both bays.

A field observation of wave overtopping rates at a seawall with parapets was carried out in the Koyagawachi fishery port area located in the middle part of the Yatusiro-kai bay. The observed results demonstrate that the first floors of houses standing behind the sea wall without detached breakwaters were inundated and destroyed with large hydraulic pressures of overtopped flows. The damages of a building located on the ground protected by the sea wall with a detached breakwater composed of wave energy dissipating blocks were slight. Numerical simulation of wave overtopping and hydraulic overflow pressure was carried out to investigate the wave dissipating effects by the detached breakwater and to propose the countermeasure to high wave overtopping. The estimated wave overtopping rates agree with the observed rates in the each damaged area with and without a detached breakwater in case that the abnormal tidal raise during autumn is assumed to be about 40cm. The hydraulic pressures derived from the overtopped water level and flow speed may be reduced by the wave energy dissipating effect of detached breakwaters. The integrated shore protection method composed of sea wall covered with armor blocks and detached breakwater is recommended as a countermeasure to wave overtopping disaster in storm surge.

Key Words: storm surge, wave overtopping, detached breakwater, field survey, numerical modelling

* Chief of Wave Laboratory, Hydraulic Engineering Division

** Research Engineer of Wave Laboratory, Hydraulic Engineering Division

*** Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division

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

Tel: +81-468-44-5010 Fax: +81-468-41-3888 e-mail: hiraishi@cc.phri.go.jp

台風 9918 号による越波災害に関する一考察

平石 哲也*
平山 克也**
河合 弘泰***

要 旨

台風 9918 号は、1999 年 9 月 24 日に、八代海沿岸および周防灘沿岸において甚大な被害を与えた。これは、台風による高潮偏差の最大値の出現時刻が満潮時刻と近かったために合成潮位が大きくなり、局所的に浸水被害を生じたことが主要因である。また、周防灘の北九州空港護岸における防波護岸の倒壊に関しては、越波による裏込め土の流出が大きな要因となったことが明らかにされている。八代海西部に位置する龍ヶ岳町においても、大道港防波堤が 150m にわたって滑落するなどの被害が生じた。午前 4:50 発令の迅速な避難勧告により、幸いにも人命は守られたものの小屋河内地区の住宅群や上天草総合病院が浸水等の被災を被った。ただし、被災直後の現地調査によると護岸の施設被害は生じておらず、推算高潮潮位も護岸天端を越えなかったため、龍ヶ岳地区では高波による越波の影響が甚大であったと考えられる。

そこで、龍ヶ岳地区を対象として、詳細な現地調査と護岸前面の波浪変形および越波計算を実施し、被災原因の究明を行った。また、漁港西側の小屋河内地区では家屋破壊が生じたにも関わらず、漁港東側に位置する上天草総合病院では軽微な浸水被災にとどまり、その差が顕著であった。これは、病院地区の護岸前面に設置された離岸堤の防災効果によるものと推定し、離岸堤による越波量の低減効果を類推し、現地の状況と比較を行った。その結果、台風来襲期前後に異常潮位等による 40cm 程度の海面上昇が認められると仮定すれば、計算で推測できる越波流量が現地観測値をほぼ説明できることがわかった。また、離岸堤の存在により家屋に作用する水流圧力が大幅に低減されることとが判明し、今後の高潮時の越波対策に有益な資料が得られた。

キーワード：高潮，越波流量，水流圧力，離岸堤，現地調査，数値計算

* 水工部波浪研究室長

** 水工部波浪研究室研究官

*** 水工部主任研究官

〒 239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 運輸省港湾技術研究所

Tel: 0468-44-5010 Fax: 0468-41-3888 E-mail: hiraishi@cc.phri.go.jp

1. まえがき

台風 9918 号は、1999 年 9 月 24 日に、八代海沿岸および周防灘沿岸において甚大な被害を与えた。この台風による被害については、詳細な現地調査が実施されており（河合ら、2000）、台風による高潮偏差の最大値の出現時刻が満潮時刻と近かったために合成潮位が大きくなり、局所的に浸水被害を生じたものと考えられている。また、周防灘の北九州空港護岸における防波護岸の倒壊に関して、越波による裏込め土の流出が大きな要因となったことが明らかにされている（高橋ら、2000）。八代海西部に位置する龍ヶ岳町においても、大道港防波堤が 150m にわたって滑落するなどの被害が生じた。午前 4:50 発令の迅速な避難勧告により、幸いにも人命は守られたものの小屋河内地区の住宅群や上天草総合病院が浸水等の被災を被った。上天草病院屋上の風速計の記録では最大瞬間風速 55m/s を記録し、八代海通過中の台風規模が大きかったことがわかる。しかし著者らが 9 月 26 日に行った現地調査（河合ら、2000）によると護岸の施設被害は生じておらず、著者らの推算高潮潮位（河合ら、2000）も護岸天端を越えなかった。そこで、龍ヶ岳地区では高波による越波の影響が甚大であったと考えられる。そこで、龍ヶ岳地区を対象として、再度の現地調査と護岸前面の波浪変形および越波計算を実施し、被災原因の究明を行った。また、小屋河内地区では家屋破壊が生じたにも係わらず、近傍に位置する上天草総合病院では軽微な浸水被災にとどまり、その差が顕著であった。これは、病院地区の護岸前面に設置された離岸堤の防災効果によるものと推定し、離岸堤による越波量の低減効果を類推し、現地の状況と比較を行った。

2. 現地の地形と浸水被災調査

運輸省港湾技術研究所では、運輸省第四港湾建設局と協力して、高潮災害発生後、周防灘、八代海、鹿児島湾を中心に数度の現地痕跡高および被災状況調査を行っている（河合ら、2000）。各地の高潮潮位の観測値や痕跡高は、上記の文献に詳しく示されている。荻田港沖における観測波高や各地の観測風速は、永井ら（2000）がまとめている。これらの観測結果に基づいて、高潮偏差計算（河合ら、2000）が実施され、八代海、周防灘および鹿児島湾における被災メカニズム等が明らかにされつつあり、今後の高潮防災に有益な検討がなされている。本調査は、その一環として実施、高潮に伴う越波災害のメカ

ニズムを検討している。台風災害発生直後の調査で、天草上島龍ヶ岳町の小屋河内地区の住宅群は 1 階部分が破壊され、浸水を被ったことが確認できた。家屋の中の破壊された時計は、すべて 5:00 を示していた。ヒアリングによる浸水高が地盤高より約 1.0m 高かったので、当初は高潮による浸水被害と思われた。なお、以下の記述において高さはすべて海図基準面 (C.D.L.) 上の値として整理する。

図-1は、小屋河内地区の周辺地形を示す。図の欄外の下方には後述する沖波波浪推算点の位置を示す。小屋河内地区（以下、小屋河内と略す）は、漁港の西側に位置し、東側には上天草総合病院（以下、天草病院と略す）がある。写真-1は小屋河内の住宅群の被害を示し、家屋の 1 階はすべて浸水し、扉や柱がすべて破壊されていた。小屋河内では、護岸施設の被災はなかったが、全壊家屋 6 棟、半壊家屋 10 数棟の被災が生じた。写真-2は天草病院の状況で、浸水により駐車場の車は数台流されたが、病院の壁面のガラス窓や木製のドアは破損されなかった。天草病院の護岸前面には波浪外力を減殺するために被覆ブロック積みの離岸堤が設置されており、台風来襲後も破損はなかったので、この離岸堤が、被災の軽減に大きな役割を果たしたと考えられる。図-2は、小屋河内と天草病院の護岸断面を示す。護岸天端高は、それぞれ 6.00 および 5.65m であり、病院護岸の離岸堤天端高は 3.70m で、高潮来襲時でも水面より天端は低く、離岸堤として機能したものと考えられる。現地調査では、家屋の被災状況を調べるとともに、ヒアリングによって各地区における浸水深を調べた。図-3に小屋河内地区の標準断面を示す。護岸の天端は背後地盤より 1.10m 高く、図に示す護岸法線から 2 列目の住居まで 1 階部分が破壊されていた。浸水時には、護岸天端が全域にわたり水没して見えなくなったと言われている。道路背後の排水溝は幅も小さく、調査時は砂に覆われていたため、被災時には排水溝として機能しなかったと考えられる。病院地区では護岸天端が常時水没することは無く、浸水も西側の駐車場だけに生じたと言われている。図-1 の網掛け部分は両地区の浸水域を示す。

浸水深は、小屋河内については地盤上から護岸天端までと考え、1 m とした。浸水に要する時間は比較的短く 10 分程度であったと言われているので、越波により急激に堤内地の水位が上昇し、約 10 分で網掛け部分の水位が 1 m 上昇したと仮定できる。越波はその後も続いているが、護岸天端より高く水位が上がることは無いので、溢れた水は小屋河内の背後の国道付近から海岸部へ戻って行ったものと思われる。天草病院は、病院の正門の車

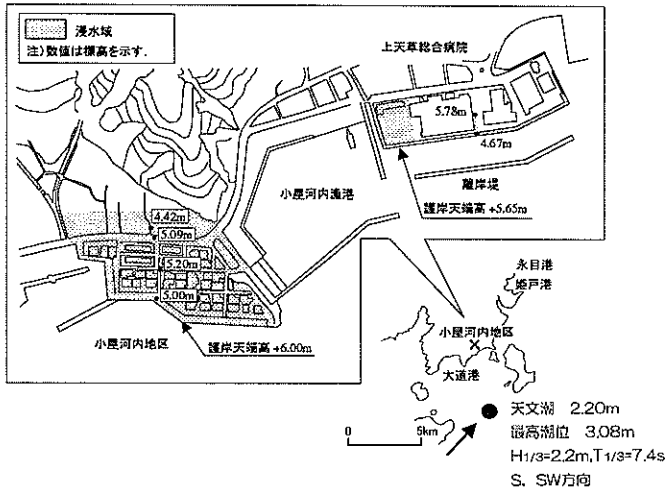


図-1 小屋河内地区の位値と周辺地形



写真-1 小屋河内地区の住宅群の被害

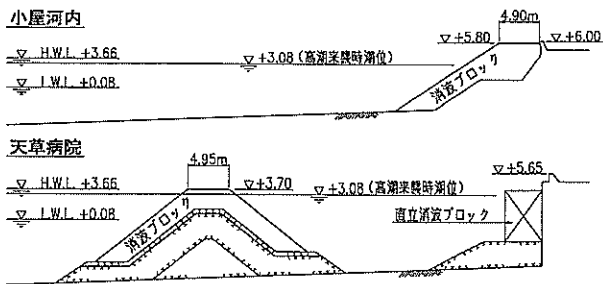


図-2 小屋河内と天草病院の護岸断面



写真-2 上天草総合病院の外観



図-3 小屋河内地区の護岸背後地の模式断面

表-1 龍ヶ岳町の浸水調査の結果

地区	浸水深 (m)	浸水面積 (m^2)	$Q(m^3)$ (m^3)	t_c (s)	l_s (m)	\bar{q} ($m^3/m \cdot s$)
小屋河内	1.0	24574	24380	600	322	0.13
天草病院	0.5	4218	2051	1800	250	0.0046



写真-3 総合病院入口の車止めの浸水跡調査

止めまで水没したと言われている。写真-3に示す車止めの地盤からの高さは 0.5m であった。そこで、浸水深を 0.5m と仮定した。ここでは波高が高いときに越流が生じたと言われており、天草病院では台風による高波発生時間のほぼ全期間にわたって徐々に浸水したものと考えられる。この地区でも排水溝は見られなかったので、排水量は 0 と仮定した。後述の沖波の波浪推算結果では、最高波高の出現が数十分にわたっているため、天草病院での浸水に要する時間は 30 分程度と仮定した。浸水面積と浸水深から総越波量 $Q(m^3)$ を推定し、総越波量を推定浸水時間 t_c と護岸延長 l_s で除して越波流量 $q(m^3/m \cdot s)$ を推定した結果を表-1に示す。

3. 計算条件

3.1 潮位と沖波の条件

小屋河内地区の被災時刻は、9月24日5:00である。被災時の高潮偏差は、河合ら(2000)に示された計算結果から推定した。図-4に天文潮位と推算高潮偏差および推算合成潮位の時間による変化を示す。高潮計算では、5:00における推算偏差および天文潮位は、それぞれ 0.88 および 2.20m である。したがって推算合成潮位は 3.08m である。高潮計算では、風は Myers の気圧分布式から傾度風を求めるとともに、台風の移動によって発生する場の風を求める。それぞれの海上風への換算係数 $C1$ および $C2$ は、標準値として使われている 0.7 を用いた。

台風が来襲した秋期の八代海および周防灘においては、通常より干満差が大きかったことや、通常より満潮時の水位が 30cm 程度高い異常潮位現象が生じていた可能性がある(港湾海岸防災協議会, 2000)。滝川ら(2000)も、八代海最奥部における痕跡高が推算高潮偏差と天文潮との合成潮位より数十 cm 高く、台風来襲時における異常潮位の重畳の可能性を指摘している。そこで、ここでは検潮所の長期観測データから異常潮位の発生の可能性を検討した。本来は八代海における検潮記録を用いるべきであるが、デジタルデータとして長期間整理されているデータが無いので、データ整理がなされている山口県徳山検潮所(海上保安庁所有)の記録を用いた。

データの観測期間は 1965 年～1999 年で、毎時の潮位が整理されている。これらを調和解析するにあたり、長周期の変動である太陽の運動に関する分潮については、1970～1999 年の 30 年平均値を用い、その他の分潮解析については、気象庁の潮位表における調和定数の算出に使われる過去 5 年間の観測値から得られる値を用いた。図-5は、1993～1997 年の 5 年平均の調和定数を用いて

推算される 1999 年の天文潮位と実測値との差を示す。台風来襲時の 9月24日付近では台風による高潮偏差を除くとその差は小さいが、8月と10月には、数十 cm の差が常に生じており、観測潮位が推算潮位より高くなる異常潮位の出現頻度が高いことがわかる。異常潮位の発生要因については、黒潮の蛇行やエルニーニョとラニーニャの影響が考えられるが、詳細な検討は機会を改めて

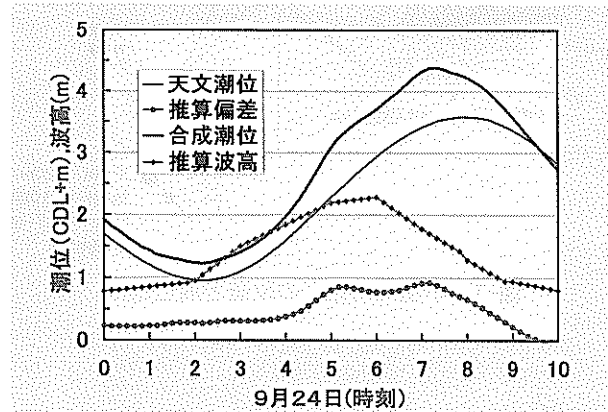


図-4 推算高潮偏差と天文潮位

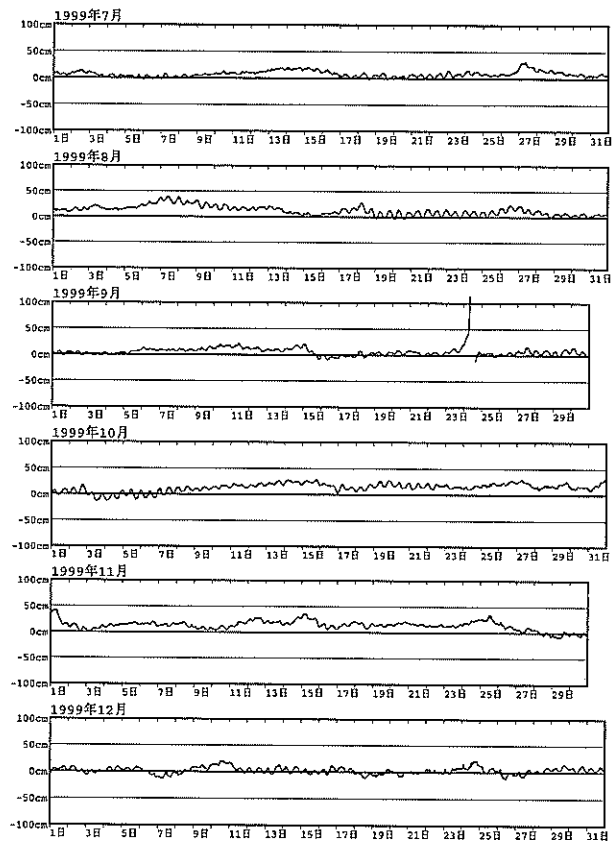


図-5 推算および実測気象潮の偏差

行いたい。ここでは、明確な結論は得られないものの、八代海においても異常潮位による水位上昇が生じていた可能性がある。また、永井ら(2000)が示した八代港における潮位変動には周期十数分の短周期の変動が顕著に含まれており、それらは、推算潮位では精度よく再現することが困難である。したがって、推算潮位よりも急激な短周期の潮位上昇が生じていた可能性が高いので、それを考慮した合成潮位を3.50mとする。

沖波については、陸地の遮蔽を受けない沖波推算点を用い、永井ら(1990)によるスペクトル法を用いて波浪推算を行った。図-6に波浪推算格子と推算点を示す。推算に使用した風の分布は高潮計算に使用したMyersの気圧分布から計算した。ただし、傾度風および場の風を海上風へ変換する係数は、これまでの経験則から図-7に示すように、推算風速と推算点の緯度によって変化させる。龍ヶ岳では、平均傾度風速が38m/sで、推算点の緯度は、ほぼ北緯32°になるので計算におけるC1およびC2は、0.67になり、高潮計算で用いた値よりも若干小さい。八代海においては、波高観測点が無く、計算結果の検証ができないが、周防灘においては、高潮計算において局所的にC1およびC2を1.0まで大きくしており、本波浪推算による推算波高は実際の出現波高よりも、やや小さい可能性がある。また、内湾域における波浪推算では陸上部における風の偏向等により、推算精度が外海域に比べて低下する可能性がある。なお、図-6における推算波高は、C1=C2=0.7で固定して試算したものを示している

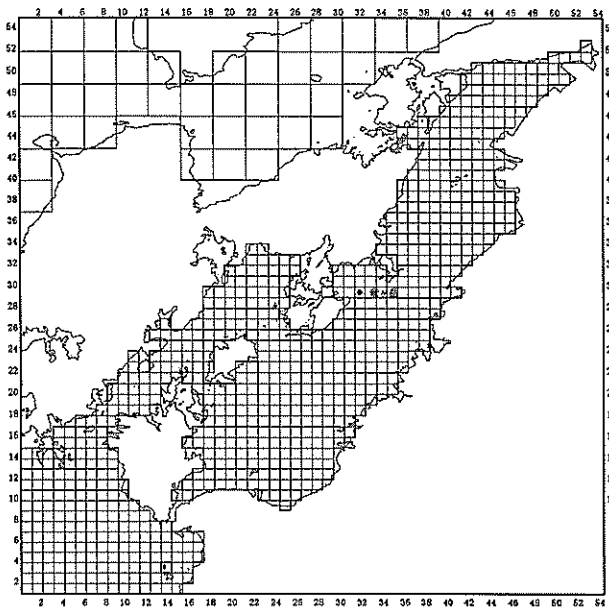


図-6 波浪推算格子と沖波推算点

が、後述の図-8の結果と大きな差は生じない。

図-8に推算風速および波高の時間変化を示す。計算の結果、被災時刻の5:00～6:00に波高は最大となり、波向はSからSSWへ急速に変化している。波向については、あらかじめSからSWまで変化させた波浪変形計算を実施し、小屋河内地区に対して最も危険側となるSを採用した。図に示すように5:00における沖波波高 H_0 および周期 T_0 は、それぞれ2.2mおよび7.4sである。

ただし、前述のように推算波高が実波高より小さくなる可能性が否定できないため、波高および周期をともに30%程度増加させた $H_0=3.0\text{m}$ 、 $T_0=9.0\text{s}$ についても検討を実施することにした。

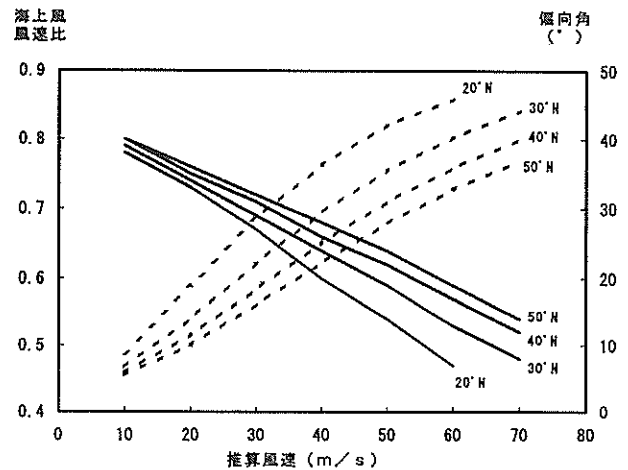


図-7 波浪推算における海上風換算係数

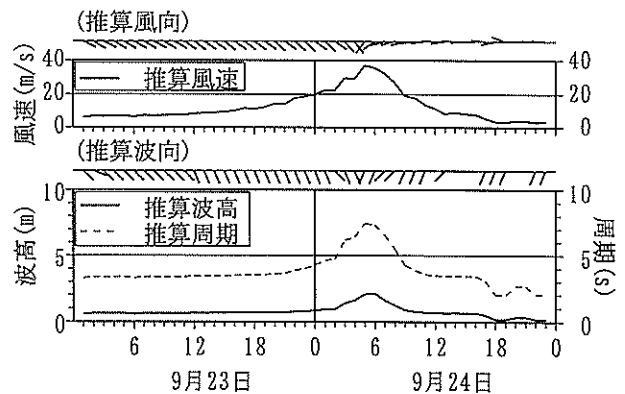


図-8 波浪推算で得られた沖波波高・周期・波向

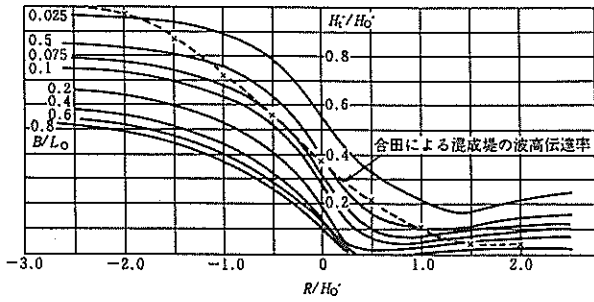


図-9 離岸堤の伝達率算定図表

次に、天草病院護岸前面の離岸堤による波高減衰効果を表すために、波の伝達率 KT を設定しておく必要がある。ここでは、図-9に示す田中(1976)による消波プロッ

ク積離岸堤の規則波による伝達率推定図表を用いて、 KT を定めた。ここでは、急激な潮位上昇を考慮して、さらに $To=9$ s と仮定して図-9 から KT を読みとり、 $KT=0.4$ を採用した。

以上の検討を整理して、計算に使用する沖波と潮位の条件を整理したものが表-2である。ここで、潮位 $W.L.=3.50$ m が急激な潮位上昇を考慮したケースで、ケースの1は、潮位の異常上昇と波高増大の可能性を考慮しないケースである。

表-2 計算に用いた沖波と潮位

CASE	H_0	T_0	dir.	KT	W.L.
1	2.2m	7.4s	S	0.4	3.08m
2	2.2m	7.4s	S	0.4	3.50m
3	3.0m	9.0s	S	0.4	3.50m

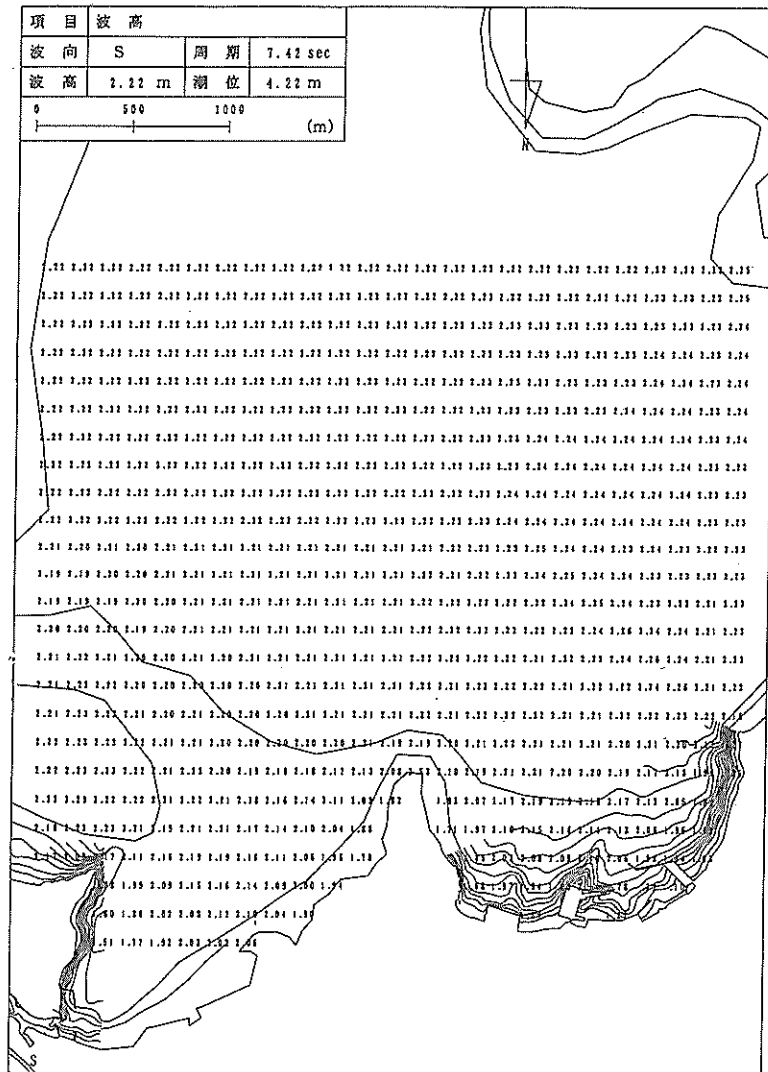


図-10 エネルギー平衡方程式による波浪変形計算結果

3.2 波浪変形の手法

沖波の推算は深海域で行っているため、浅海域における波浪変形は、エネルギー平衡式を用いた波浪変形計算法(高山ら,1991)を用いた。図-10は、沖波推算点から50m格子で計算した有義波高の分布を水深30m以浅で表したものである。水深20mまでは、有義波高はほとんど変化せず、同時に求めた主波向も変化していなかった。

護岸周辺の波高分布については、平均水位上昇量、時間変化波形、回折効果等が考慮できる修正ブシネスクモデルを用いた波浪変形計算法(Madsen,1992)を採用した。図-11に計算領域を示す。計算では小屋河内地区から約1700m沖合に水深22mの入射波境界を設けて、沖波の条件をそのまま入射波として計算した。計算領域の開境界には、仮想境界からの反射波を防ぐために、2波長の幅を有するエネルギー吸収帯を設けている。図-12は小屋河内および天草病院を含む計算領域の水深分布を示す。空間格子間隔は5mで、計算時間ステップは $T1/3/150$ とし、護岸前面に波が到達してから $100T1/3$ 時間計算を実施した。計算モデルの詳細、エネルギー吸収帯の与え方および境界線入射法については文献(平石ら,1995)を参照されたい。入射波は、合田による修正ブロードシユナイダー・光易型の周波数スペクトル(合田,1987)を有する一方向不規則波とした。陸岸境界の条件は、越波計算対象護岸に関しては、潮位が消波ブロック被覆層の上端より高い場合には消波効果が小さくなるので(鈴木ら,1994)、完全反射境界とした。それ以外の海岸は岩礁や砂浜等の自然海浜に近い状態となっているので、エネルギー吸収帯を設けて、反射率を0.5とした。エネルギー吸収帯内での線流量吸収係数 ε は次式で表される。

$$\varepsilon(l) = \frac{\gamma \varepsilon_m}{2(\sinh \gamma - \gamma)} [\cosh(\gamma l / F) - 1] \quad (1)$$

ここで、 l はエネルギー吸収帯の計算領域側境界からの距離で、また ε_m は $1.0 \sqrt{gh}$ に相当する。 γ は標準値の3を用い、 F は2波長に相当する長さとした。なお、 g は重力加速度、 h は水深である。

計算モデルにおける反射率の設定にあたっては、あらかじめ図-13に示すようなエネルギー吸収帯を有する水深7mの2次元数値波動水槽を用いて、 $H1/3=1.0m$ 、 $T1/3=7.4s$ の不規則波を100波作用させ、次式で計算できる反射率 KR が0.5となるように、エネルギー吸収帯の吸収係数 ε_{mi} を決定した。

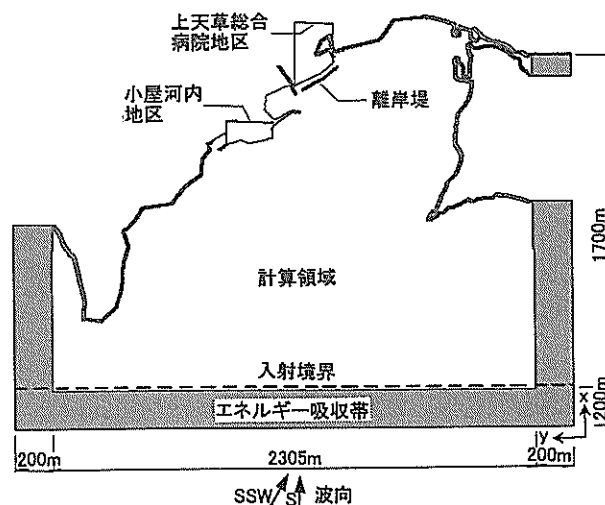


図-11 ブシネスクモデルによる波浪変形計算の領域と波エネルギー吸収帯の配置

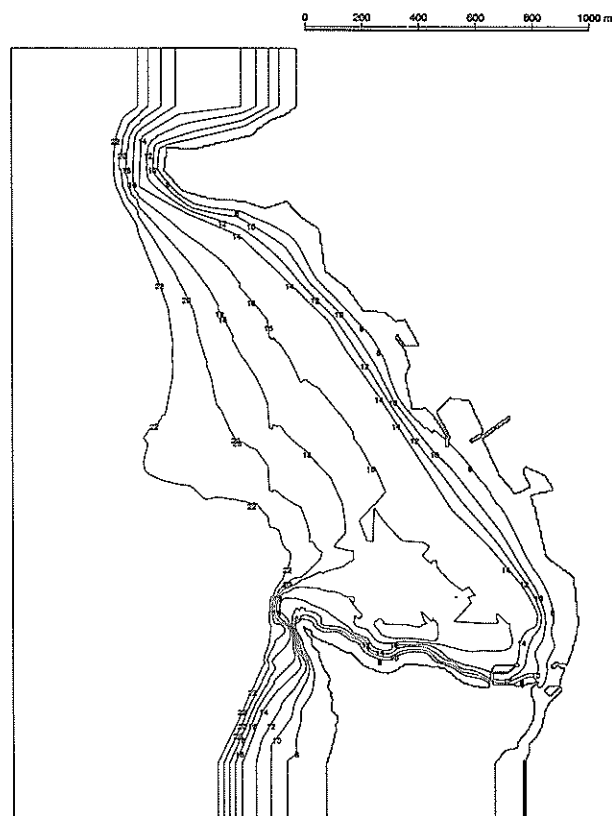


図-12 小屋河内と天草病院護岸周辺の初期水深

$$\begin{cases} K_R = \sqrt{H_{1/3}^2 - 1.0} \\ H_{1/3} = 3.8\eta_{rms} \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 η は水槽内の反射率計算領域における水位変動である。添字 rms は、 $\sqrt{\eta^2}$ の平均値であることを示す。図-14は水槽の断面方向における波高分布の計算例を示し、反射波計算領域では、反射波の影響で波高が1.0mより大きくなっていることがわかる。

試算の結果、陸域と海域の境界には陸域側に3格子幅のエネルギー吸収帯を設け、各ケースについてエネルギー吸収係数 ϵ_{m1} を表-3のように求めた。

次に、離岸堤の伝達率の設定に関しては、図-15に示すような、幅10m（2格子）の吸収帯を、反射率の設定

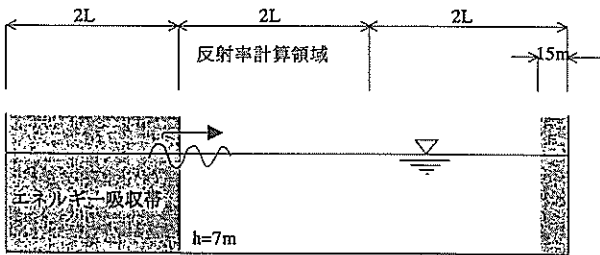


図-13 部分反射を検討する数値波動水路

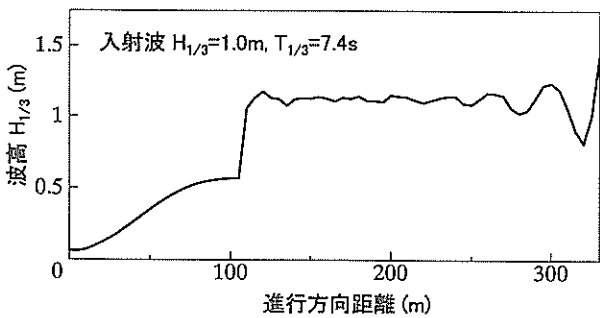


図-14 水槽内の反射波を含む波高の分布

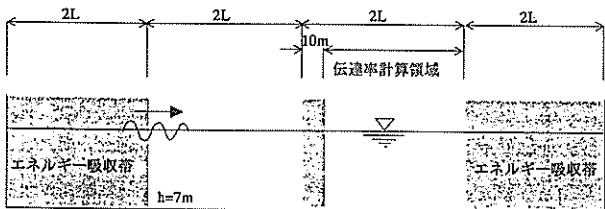


図-15 仮想吸収帯の伝達率を検討する数値波動水路

に用いた2次元数値波動水路の中央に設置して、透過帯前後の伝達波高比 H_{out}/H_{in} が0.4となるように、吸収係数 ϵ_{m2} を決定した。図-16は仮想水路内の波高分布を示し吸収帯を通過した後に波高 H_{out} が減衰していることがわかる。表-3に吸収係数の一覧表を示す。

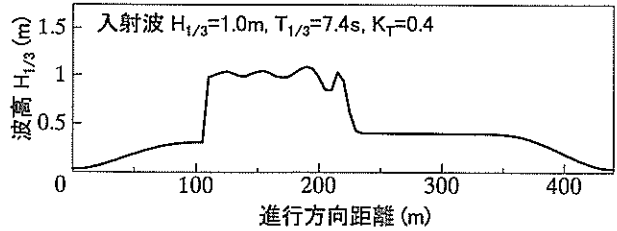


図-16 吸収帯前後の波高の変化

表-3 反射、透過境界の吸収係数

Case	T _{1/3}	W.L.	K _R	K _T	× √gh	
					ε _{m1}	ε _{m2}
1	7.4s	3.08m	0.5	0.4	0.160	1.08
2	7.4s	3.50m	0.5	0.4	0.217	1.17
3	9.0s	3.50m	0.5	0.4	0.205	1.28

3.3 越波流量および水流圧力の計算

ブシネスクモデルによる波浪変形計算で、護岸前面の水位 η が、時間領域で計算できると、平石ら(1996)にしたがって、護岸沿いの各点で次式によって越波流量を計算できる。

$$q(t) = \begin{cases} C(\eta(t) - h_c)^{3/2} & : (\eta(t) \geq h_c) \\ 0 & : (\eta(t) < h_c) \end{cases} \quad (3)$$

$$C = C_0 \sqrt{2g} \quad (4)$$

ここで、 t は時刻、 C_0 は越流係数で、 $C_0 = 0.5$ とした。

水塊の衝突による構造物の破壊については、津波災害調査で検討されており、羽鳥(1984)は、家屋が受ける力は遡上波の浸水深と流速 u の2乗で表される水流圧力 $\rho \zeta u^2$ (N/m) で表され、この値が 5×10^3 以上になると木造家屋が被災すると報告している。ここで、 ρ は水の密度である。本報告では、越流水深 $\eta - h_c$ をと、流速を q/η で設定した。式(3)と(4)から水流圧力の最大値および有義値は以下ようになる。

$$\begin{cases} (\rho \zeta u^2)_{\max} = 0.5g \eta_{\max} - h_c^2 \\ (\rho \zeta u^2)_{1/3} = 0.5g \eta_{1/3} - h_c^2 \end{cases} \quad (5)$$

越波流量および水流圧力の計算は小屋河内と天草病院の対象護岸についてのみ実施する。図-17に護岸周辺の格子地形と計算範囲を示す。図中の"越波流量計算範囲"は護岸境界の格子点において水位変動、越波流量および水流圧力を計算する範囲を示す。J は図では縦軸に平行な格子辺の番号を示し、J の若い番号が図では下側に位置している。J=232~270 は天草病院、J=292~337 は小屋河内に相当する。

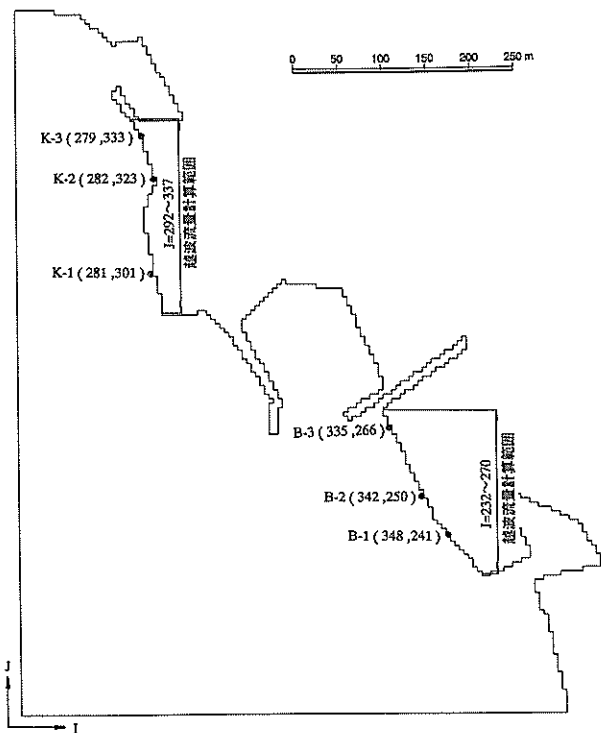


図-17 越波計算格子の平面配置

4. 計算結果と考察

4.1 波高および平均水位上昇量の計算

計算は、表-2 に示した 3 ケースについて行い、護岸前面海域においては、水位変化と平均水位上昇量を求めた。図-18は、有義波高 $H_{1/3}$ の計算例で、ケース 3 の場合を示している。有義波高は水位の時系列から次式で計算した。

$$H_{1/3} = 3.8 \sqrt{\sum_{i=ns}^{ne} \eta_i^2 / (ne - ns + 1)} \quad (6)$$

ここで、 ns は水位データを加算しはじめる時間ステップ、 ne は水位データを最後に加算する時間ステップである。計算に用いた時間帯は $70 \sim 170 T_{1/3}$ の 100 波分とした。図に示すように小屋河内前面では 5.0m 以上の波高が出現している。天草病院では、離岸堤より沖側では 3m 以上の波高が計算されているが、離岸堤上で波高が減衰し、2 m 以下になる。この波は護岸における反射の影響により護岸沿いでは 3 m 以上の値になっているが、小屋河内に比べると 40% 程度小さい。

図-19は、図-18 と同一ケースにおける平均水位上昇量の計算結果である。ウェイクセットアップとも言われ、越波量の増大に大きな影響を及ぼすものと思われたが、全領域にわたってその値は小さく、ほとんど 0 m であった。小屋河内前面ではウェイクセットダウンが生じ平均水位は -0.05m になっている箇所もある。これは、護岸前面水深が高潮潮位も加えると、10m 程度になり深いため、水深の減少による平均水位の上昇現象が出現しなかったためと考えられる。したがって、以下の越波の計算では、平均水位上昇量の影響は考慮せず、計算時の初期水位は、表-2 に示した W.L. と変化しないものとした。

4.2 越波流量

図-20は、越波計算を実施するために求めた護岸前面代表点の水位 η の時間変化を示す。図-20(1)が小屋河内、(2)が天草病院に相当する。小屋河内では、計算時間中に頻繁に水位が護岸天端を越える現象が生じている。このときは $\eta - hc$ が正になるため、越流流量が計算される。天草病院では護岸天端を水位が越える時間は、非常に小さく、この計算点では、 $t=145T_{1/3}$ のときに一度越流が生じるだけである。したがって、越流回数のみを比較すると小屋河内は、天草病院の数十倍になり、越波量も大きく異なることになる。

両地区の代表越波流量は、図-20 に示した水位の変化から各時間ステップにおける $q(t)$ を計算する。この計算格子毎の $q(t)$ を総計算時間と、護岸延長で積分すると、対象地区の総越波量 Q (m^3) が計算できる。平均越波流量 \bar{q} は、次式で計算される。

$$\bar{q} (m^3/m/s) = Q (m^3) / \text{計算時間} / \text{護岸延長} \quad (7)$$

図-21は、図-19 に示した越波計算範囲の護岸前面での格子点における有義波高、護岸天端高 hc を越える水位分布および前述の式(3)から計算される越波流量 q の分布を示す。横軸 J は図-19 における格子位置を示す。図-21(1)および(2)は、それぞれ小屋河内および天草病

CASE-3 波向 S, $H1/3=3.0m$, $T1/3=9.0s$, $Kt=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
波高分布 被災護岸周辺

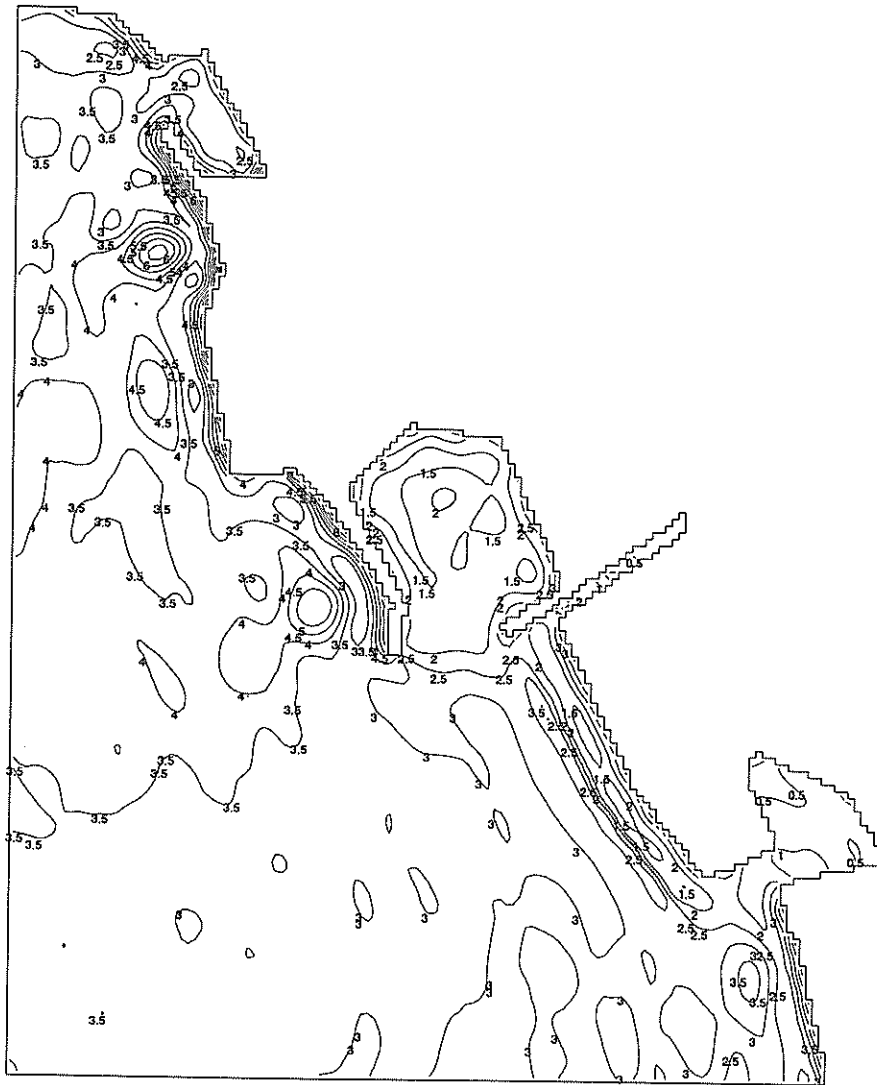
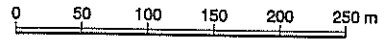


図-18 護岸周囲の有義波高の分布

CASE-3 波向 S, $H1/3=3.0\text{m}$, $T1/3=9.0\text{s}$, $Kt=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
平均水位分布 被災護岸周辺

0 50 100 150 200 250 m

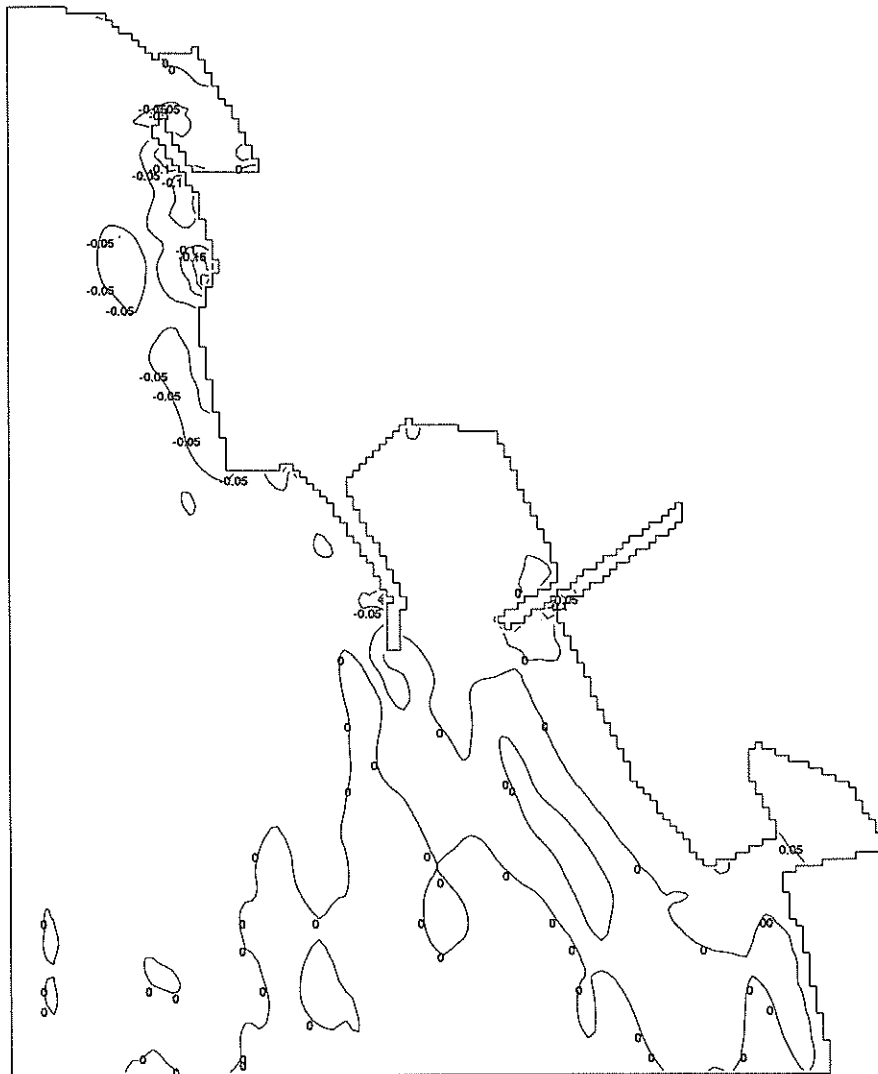
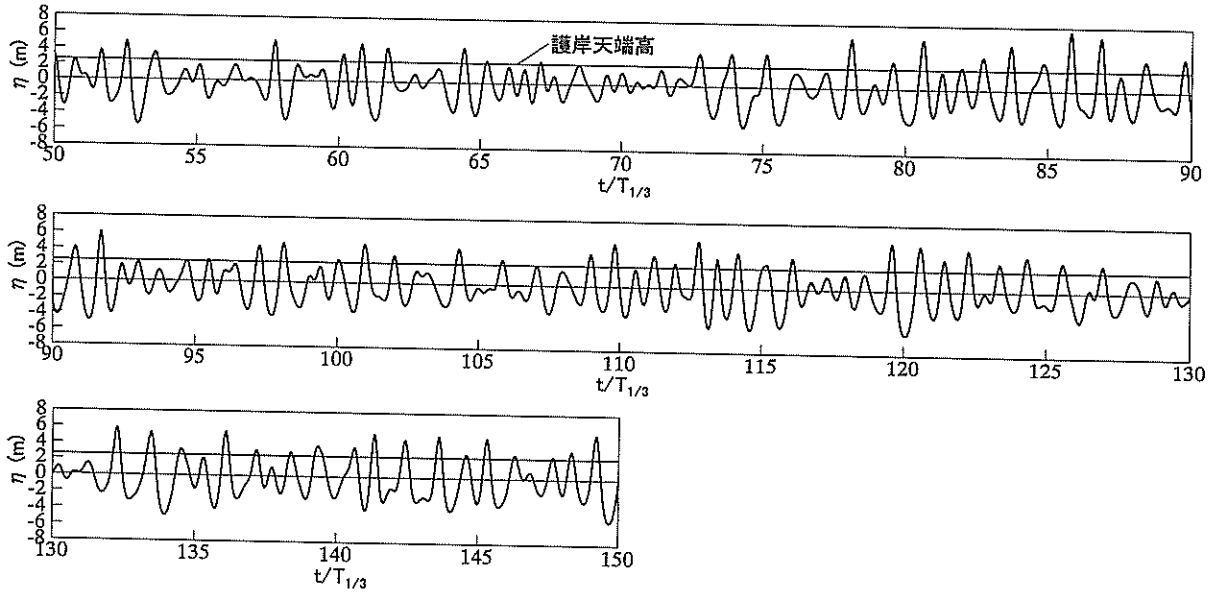


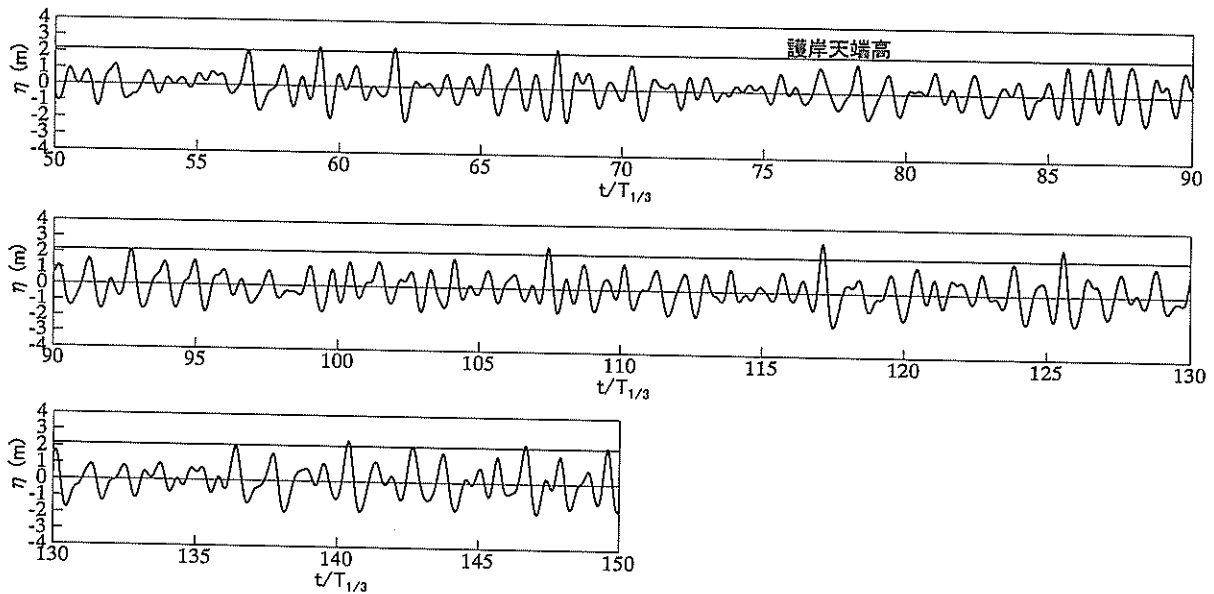
図-19 護岸周囲の平均水位上昇量の分布

CASE-3 波向 S, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=9.0\text{s}$, $K_r=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
 時系列波形 K-2 (282, 323)



(1) 小屋河内

CASE-3 波向 S, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=9.0\text{s}$, $K_r=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
 時系列波形 B-1 (348, 241)

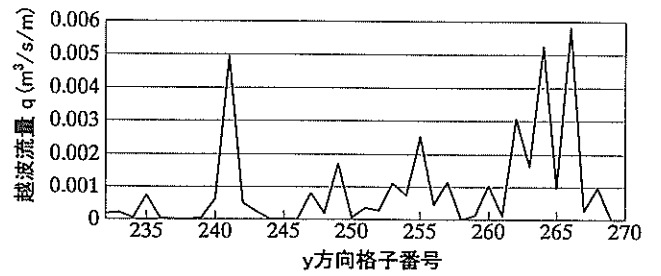
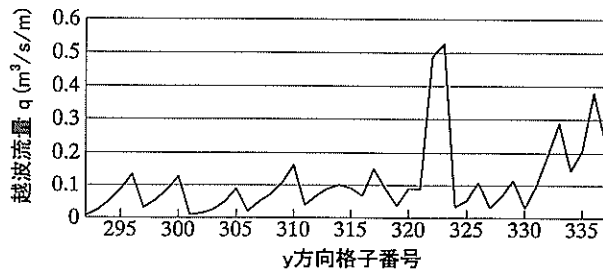
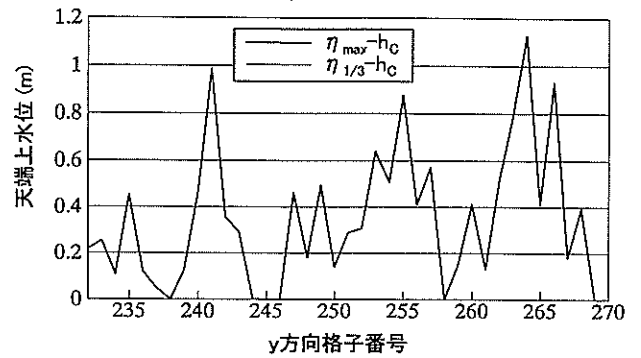
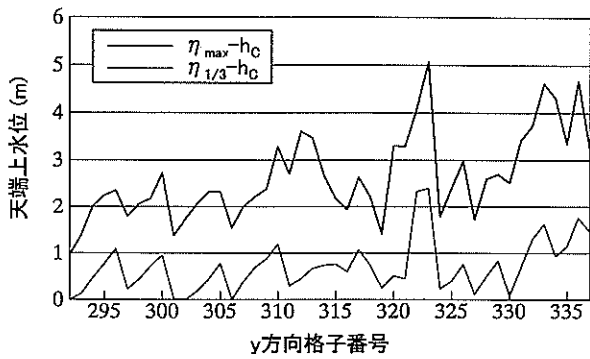
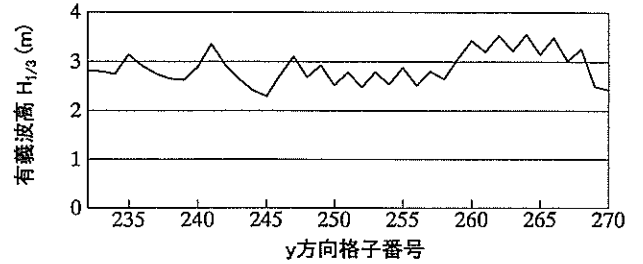
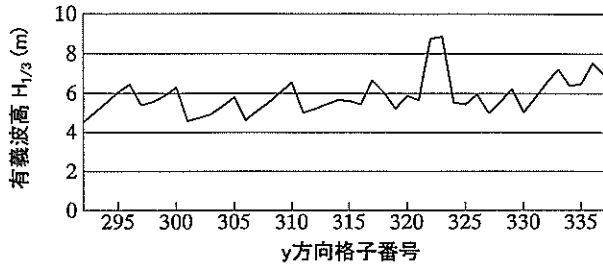


(2) 天草病院

図-20 護岸前面の計算水位の時間変化

CASE-3 波向 S, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=9.0\text{s}$, $K_T=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
 小屋河内地区 護岸前面の波高,天端上水位,越波流量

CASE-3 波向 S, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=9.0\text{s}$, $K_T=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
 病院前地区 護岸前面の波高,天端上水位,越波流量



(1) 小屋河内

(2) 天草病院

図-21 水位分布と越波流量の計算結果

院における計算結果で、ケース3に相当する。護岸天端高の測量結果の平均値は、小屋河内で6.0m、天草病院で5.6mである。数値計算では異常潮位を加えた高潮潮位3.50mを初期水位としているので、 h_c はそれぞれ2.50および2.10mとしている。計算は170 $T_{1/3}$ 間実施した。このうち70～170 $T_{1/3}$ の間での計算結果から計算時間中の最大水位 η_{max} と水位のピーク値から1/3最大値を求めた $\eta_{1/3}$ を示した。小屋河内では、 $\eta_{max}-h_c$ が局所的には5mを越える箇所があり、越波量が大きくなることが推測できる。 $\eta_{1/3}-h_c$ の値も、護岸が隅角を有している格子番号 $J=323$ では2.4mとなり、波高が反射と隅各部での収斂の影響を受けて大きくなっていること

がわかる。天草病院では、 $\eta_{max}-h_c$ でも、護岸の東側の部分で1.15mになる程度で、小屋河内に比べて、1/4以下になる。護岸沿いの越波流量 q は、小屋河内全域で $0.1\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 以上で、護岸の隅各部($J=323$)では $q=0.5\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ になる。合田(1970)が示した護岸の許容越波量は $q=0.2$ である。小屋河内のほぼ全域における $q=0.1$ という値は、構造物本体の被災限界よりは小さく、現地でも護岸本体の破壊は生じていない。しかし、鈴木ら(1994)の現地調査によれば、護岸構造本体の被災は生じなくても、背後地の舗装、家屋に顕著な被災が生じる機能上の許容値は、 $q=0.01$ であり、越波流量の値から、小屋河内における家屋の被災が甚大であったことが説明できる。

病院地区では、一部で $q=0.005\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ となるものの、ほぼ全域で越波流量は 0.002 より小さい。この値は、護岸背後に歩行者や自転車がある場合には危険性を感じるものである(福田ら(1973))が、ベンチや手すりなどの付属建造物に対しても破壊を与えない値である。

図-22は、各ケース毎に計算した \bar{q} である。図の横軸のケース番号が、表-2に示した計算ケースに相当する。比較のために現地観測で得られた \bar{q} を”観測”として表した。表-4には、越波流量を数値として表している。図-22に示すように、小屋河内の観測越波流量にほぼ一致する計算結果を与えるケースは、急激な潮位上昇を考慮し、さらに沖波波高を推算値より大きくしたケース3である。このとき天草病院では、計算値は観測値のほぼ1/5で一致していない。しかしながら、越波の観測値は浸水深より推定したもので、誤差が含まれていることを考えると、ほぼ妥当な推算結果と考えられる。また、本計算では用いた越流モデルも実験での検証は行っているが、現地観測地での検証が不足しており、今後改良すべ

き点があるものと推定できる。さらに、潮位上昇の設定にも仮定が含まれている。したがって、本計算モデルで推算した越波流量は、両地区で完全に観測値と一致する結果にはなっていないが、ほぼ現地における越流現象を説明できるモデルになっていると考えられる。

なお、天草病院における \bar{q} を観測値に一致させるために、W.L.=4.00mとしたケース4の計算を実施した。この場合には、図-22に示すように天草病院で推算値と観測値が一致する。ただし、小屋河内では、 \bar{q} の推算値は0.214となり、観測値の2倍になる。この値は、護岸構造本体にも破壊を生じる可能性があり、現地の状況に比較して大き過ぎる。したがって、推算潮位では予測できない実潮位の急激な変動による誤差としては本モデルで考慮した40cm程度が妥当であろうと考えられる。また、沖波波浪についても、 $H_0=2.2\text{m}$ では、図-22のケース2に示すように、 \bar{q} が小さくなりすぎるので、 $H_0=3\text{m}$ 程度として、推算値より30%程度大きかったと考える方が妥当であろう。

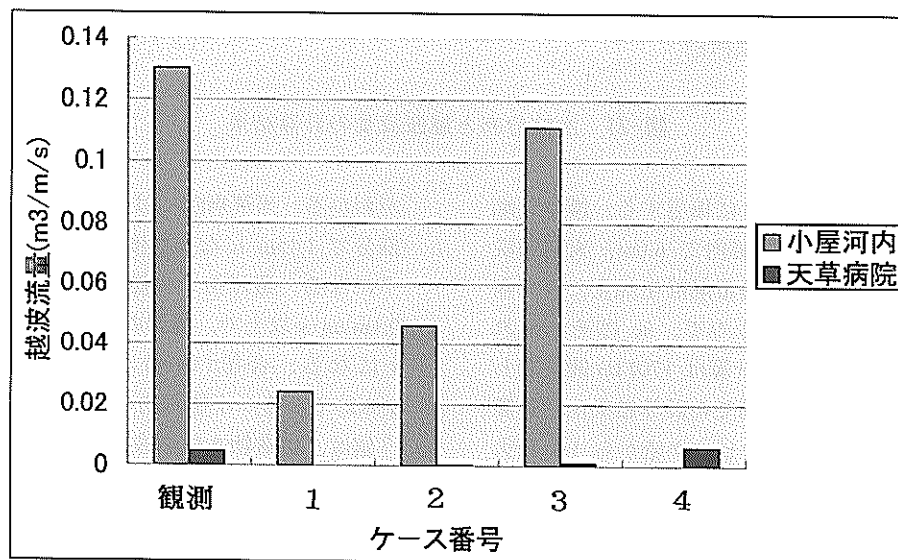
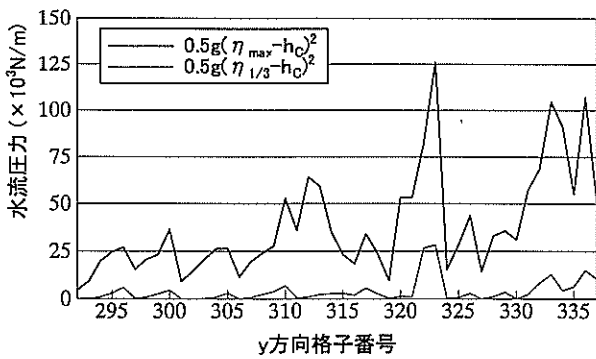


図-22 平均越波流量の観測値と推定値の比較

表-4 越波流量の観測値と推算値の比較

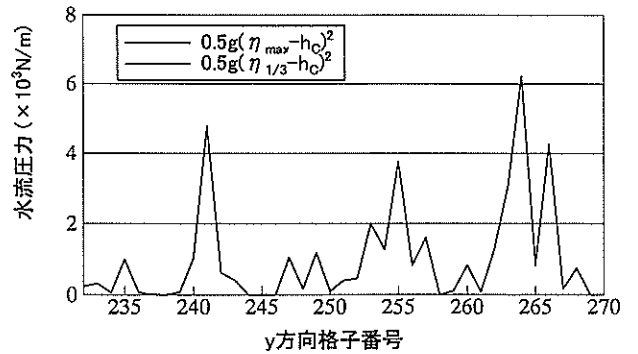
Case	H_0	T_0	W.L.	\bar{q} (m ³ /m/s)	
				小屋河内	天草病院
観測				0.13	0.0046
1	2.2m	7.4s	3.08m	0.024	0
2	2.2m	7.4s	3.50m	0.046	0.0003
3	3.0m	9.0s	3.50m	0.111	0.0009
4	3.0m	9.0s	4.00m	0.214	0.0061

CASE-3 波向 S, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=9.0\text{s}$, $K_T=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
 小屋河内地区 水流圧力



(1) 小屋河内

CASE-3 波向 S, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=9.0\text{s}$, $K_T=0.4$, 潮位D.L.+3.50m
 病院前地区 水流圧力



(2) 天草病院

図-23 水流圧力の計算結果

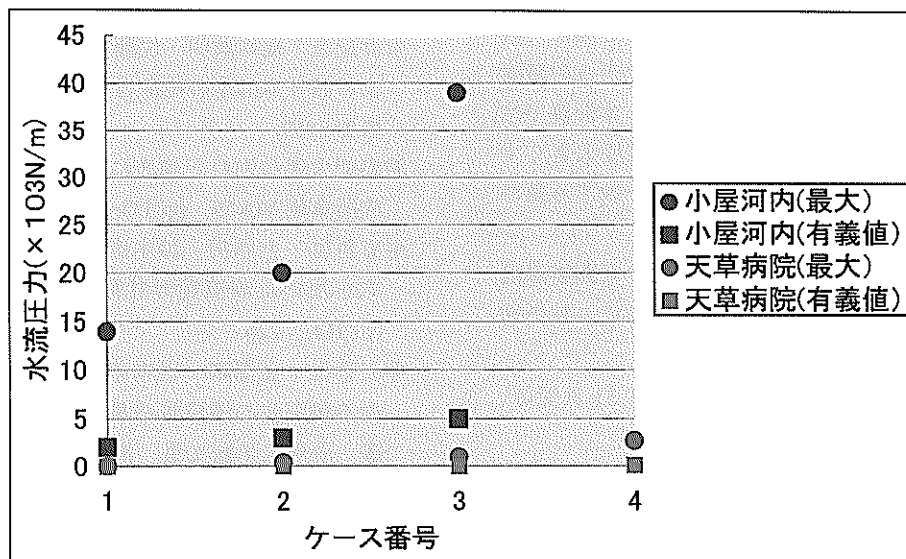


図-24 対象地区における平均水流圧力の最高値と有義値

4.3 水流圧力

図-23は被災地区の水流圧力を計算した結果である。ここでは、波向Sのケース3の結果を示している。小屋河内では有義水流圧力もほぼ全域にわたって、 $5 \times 10^3 \text{N/m}$ に近い値となっている。最大値を検討すると、全域で $10 \times 10^3 \text{N/m}$ 以上になり、局所的には $100 \times 10^3 \text{N/m}$ を越えている。したがって、現地における家屋破壊の要因としては大きな水流圧力の作用が考えられ、越波に伴う水流の作用が家屋被災を生じたと推測できる。天草病院では、東側の一部を除いて、最大水流圧力が $5 \times 10^3 \text{N/m}$ 以下である。

図-24は、各計算ケースにおける水流圧力を平均した値を示す。小屋河内では平均すると、ケース3の場合水流圧力が有義値で $5 \times 10^3 \text{N/m}$ 、最大値で $39 \times 10^3 \text{N/m}$ 程度になり、ほとんど全域で家屋被災が生じることになる。病院地区では、 $KT=0.4$ の場合でも、最大水流圧力は $5 \times 10^3 \text{N/m}$ 以下であり、水流圧力から検討しても、病院付帯設備そのものには被災は生じない。病院の建屋は鉄筋コンクリートで建設されているが、1階部分には、ベランダや窓等で木造構造物が多く位置している。それにも係わらず破壊した箇所がなかったのは、水流圧力が小さかったことによるものと考えられる。

5. あとがき

本研究では、現地調査によって明らかになった家屋の被災メカニズムを越波と水流圧力の分布から明らかにするとともに、被災が比較的小さかった地区では、離岸堤による消波機能が有効に働いていたことを示した。

越波流量と水流圧力の計算にあたっては、短周期の急激な水位上昇を考慮して、その値を約40cmとした。波浪推算で求めた沖波の波高および周期は、モデルの精度により実波高より小さくなる可能性がある。本計算では、スペクトル法による波高推算結果を30%程度大きくすると、現地調査で得られた越波流量とほぼ一致する値が求められた。

最後に、現地の浸水調査にご協力いただいた熊本県龍ヶ岳町の関係者の皆様に深く感謝するとともに、被災地区の一日も早い復興を祈るものである。

(2000年8月31日受付)

参考文献

Madsen, P.E. and O.R.Sorensen(1992) : A new form of Boussinesq equation with improved linear dispersion characteristics, Part2, A slowly-varying bathymetry, *Coastal*

Eng., Vol.18, pp.183-204.

河合弘泰・平石哲也・丸山晴広・田中良男(2000) : 台風9918号による高潮の現地調査と追算, 港湾技研資料 No.971.

港湾海岸防災協議会(2000) : 座談会—台風18号高潮災害—港湾・海岸の被害と対策, 波となぎさ, No.144, pp.4-12.

合田良実(1970) : 防波護岸の越波流量に関する研究, 港研報告, Vol.9, No.4, pp.3-41.

合田良実(1987) : 数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質, 海岸工学論文集, 第34巻, pp.131-135.

鈴木康正・平石哲也・望月徳雄・森川高德(1994) : ヒアリングによる護岸の越波被災調査, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.681-685.

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

高山知司・池田直太・平石哲也(1991) : 砕波および反射を考慮した波浪変形計算, 港研報告, Vol.30, No.1, pp.21-67.

滝川 清(2000) : 台風9918号による不知火海高潮災害～その残したもの～, 災害報告, 土木学会誌, vol.85, March, pp.41-45.

田中則男(1976) : 天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について, 海岸工学論文集, 第23巻, pp.152-157.

永井紀彦・冷水康悦・後藤智明(1990) : 大水深波 浪観測データによる波浪推算法の検証, 海岸工学論文集, 第37巻, pp.175-179.

永井紀彦・橋本典明・佐藤和敏(2000) : 台風9918号による西日本沿岸の波浪と潮位の出現特性, 港湾技研資料 No.969.

羽鳥徳太郎(1984) : 津波による家屋の被害率, 地震研究所彙報 Vol.59, pp.433-439.

平石哲也・上原功・鈴木康正(1995) : ブシネスク方程式を用いた波浪変形計算法の適用性, 港湾技研資料, No.914, 22p.

平石哲也・金澤剛・榎本達也・佐藤一央(1996) : 多方向不規則波の護岸越波量における波の多方向性の影響, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.716-720.

福田伸夫・宇野俊泰・入江功(1973) : 防波護岸の越波に関する現地観測(第2報), 海岸工学論文集, 第20巻, pp.113-118.

記号表

C	: $= C_0(gh)^{1/2}$
C_0	: 越流係数
C_1	: 風速係数(傾度風)
C_2	: 風速係数(場の風)
F	: エネルギー吸収帯の有効長(m)
g	: 重力加速度(m^2/s)
h	: 水深(m)
hc	: 護岸天端高(m)
H_0	: 沖波波高(m)
$H1/3$: 有義波高(m)
KR	: 波反射率
KT	: 波伝達率
l	: エネルギー吸収帯の幅(m)
ls	: 護岸延長(m)
q	: 越波流量($m^3/m/s$)
\bar{q}	: 平均越波流量($m^3/m/s$)
Q	: 総越波量(m^3)
t	: 時間の代表値(s)
tc	: 滞水時間(s)
T_0	: 沖波周期(s)
$T1/3$: 有義波周期(s)
u	: 流速(m/s)
$W.L.$: 合成潮位(m)
ε_m	: エネルギー吸収係数
ε_{m1}	: 反射率を設定するエネルギー吸収係数
ε_{m2}	: 伝達率を設定するエネルギー吸収係数
$\varepsilon(l)$: エネルギー吸収率
γ	: 吸収帯の抵抗係数
ζ	: 越流深(m)
η	: 水位(m)
ρ	: 水の密度(kg/m^3)

港湾技研資料 台風9918号高潮災害関連

No.969~974

2000.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 昭和情報プロセス(株)

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright ©(2000) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。