

数値解析による臨海施設の浸水危険性と対策効果の検討

Assessment on Inundation Risk and Efficiency of Disaster Countermeasures in Coastal Urban Area by Numerical Simulation

平石哲也¹・永瀬恭一²・押村嘉人³・南 靖彦⁴

Tetsuya HIRAISHI, Kyouichi NAGASE, Yoshihito OSHIMURA, and Yasuhiko MINAMI

The risk of wave overtopping and overflowing is increasing in the waterfront of our country, because of the rise of mean sea level by global warming and the rise of the storm surge due to the typhoon scale increasing. In this research, three dimensional fluid analysis model is demonstrated for wave overtopping and inundation in coastal urban facilities facing to the Tokyo Bay, where the sea level rise and the wave height increase in the future is considered. Secondly, the change in inundation depth and flood time by countermeasures such as the recurved parapet and the drain is numerically estimated and the efficiency of such disaster countermeasures is quantitatively discussed. As a result, it is clarified that the recurved parapet and the drain delays the start time of flood in the ground and underground part.

1. はじめに

地球温暖化に伴う海面の上昇は、全地球規模で環境に大きな影響を与える。我が国の臨海部では、平均潮位の上昇だけでなく、台風規模の増大に伴う高潮偏差や波高の増大による、越波や越流危険度の上昇も緊急の課題となっている。特に、埋め立て地に位置する工場群や住宅地では、わずかの浸水でも日常の生活に支障を及ぼすため、緊急に実施できる対策については、速やかに対処する必要がある。たとえば護岸パラペットに波返し工を取り付けたり、浸水した海水を排水できる施設を取り付けたりすることにより、日常生活への危険度が低下できるのであれば、費用も小さくてすむので、速やかな施工計画を立てることが可能となる。

そこで、本研究では、東京湾に面した施設群を対象にして、直接流体解析法で、将来の潮位上昇と波高増大を考慮した現状施設での越波および浸水計算を行った。次に、波返し工および排水溝を設置した場合の浸水深と浸水時間の変化を推定し、対策法の効果を定量的に検討した。また、施設内の居住者に浸水危険度を警報として伝達するための留意点を整理した。

2. 浸水解析

(1) 解析モデル

浸水解析を実施するモデル領域は、東京湾に面した執務空間を有する施設を対象とした。護岸やオフィスビル等の構造物は、CAD データを活用するとともに、地盤高および護岸天端高については水準測量を実施し、図-1

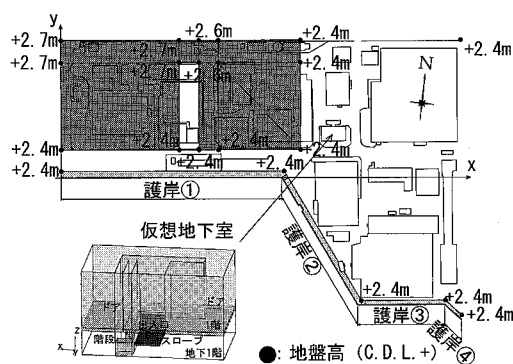


図-1 解析モデル

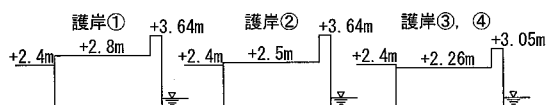


図-2 護岸断面図

に示すような解析モデルを構築した。地盤高は C.D.L. +2.4 m でほぼ平坦であるが、灰色部分の地形については 0.4 % 程度の勾配があるため VOS モデル (安田ら, 2003a) が活用できるように精度よく地形を再現した。

対象施設は、2002 年の台風来襲時に、越流により旧護岸の倒壊と浸水被害を受け、その後、復旧工事により 50 cm 嵩上げされた護岸である。現在の護岸高は、図-2 に示すとおりである。天端高および法線方向の違いにより護岸①～④に区分し、また、図-1 に示すように、地下への浸水状態を検証するため、仮想地下室を対象施設群の敷地中央にある 3 階建てオフィスビルに設けた。出入口は、容易に浸水が生じないように海側とは反対側に設定した。

(2) 解析方法

本研究では、MARS (Multi interface Advection and Reconstruction Solver) 法を活用した高精度な浸水数値

1 正会員 博(工) (独法) 港湾空港技術研究所海洋・水工部
2 正会員 博(工) (株) フジタ 技術センター
3 正会員 (株) フジタ 技術センター
4 修(工) 国土交通省北陸地方整備局

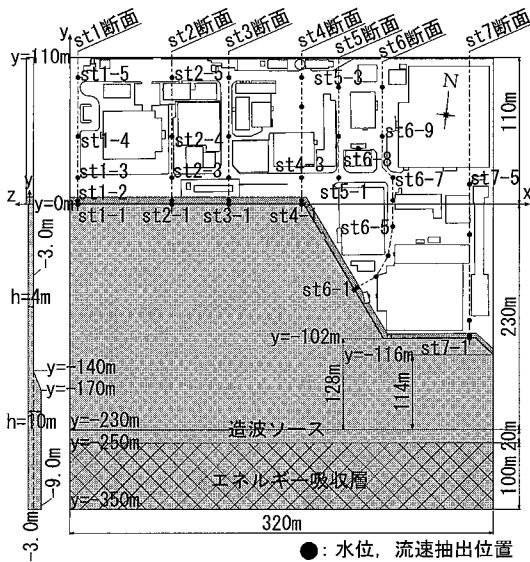


図-3 モデル構築方法

解析手法 (安田ら, 2003a) を用いた。本手法の特徴は、自由表面や都市モデルの形状を正確に再現できることで、これまでも津波や高潮による臨海部の浸水解析に活用されている (平石ら, 2005)。

解析範囲を図-3に示す。座標系の原点を護岸①法線上の西端におき、法線方向に x 軸、直交する岸側 (北向き) に y 軸をとり、 $x=0 \sim 320$ m, $y=-350 \sim 110$ m を解析範囲とした。 z 軸については、図-3の左側に示すように護岸前面部分の海底地盤高を $z=-3.0$ m とし、 $y=-140 \sim -170$ m の間に 1/5 の勾配をつけ、造波部分の -9.0 m まで徐々に深くした。

波浪は、護岸①に対して垂直に入射するよう $y=-230$ m に造波ソースを設定し、規則波を入射させた。また、 $y=-350 \sim -250$ m の間にはエネルギー吸収層を設置し、護岸などで反射した波浪が解析領域境界で多重反射するのを防止した。

座標軸と護岸法線が直交しない護岸②および④では、斜めの部分の形状を精度良く表現するため、計算格子幅を $\Delta x=1.2$ m, $\Delta y=2.0$ m 程度に小さく設定し、三角形要素を用いて護岸に沿う波の再現性を高めた。 z 軸方向の格子については、護岸の越流部や道路地盤高の再現性が計算精度を大きく左右するため、C.D.L.+2.4 ~ 4.0 m の間で $\Delta z=0.1 \sim 0.3$ m と細分化した。

波浪条件は、既往の観測結果 (安田ら, 2003b) から、表-1に示す3ケースとした。計算結果は、可視化画像を作成するために、 $\Delta t=T/10$ s ごとに各格子の流速ならびに流体占有率 (VOF 値) を抽出するとともに、図-3, 4に示す測点で水位と流速の時系列データを抽出した。この時の流速は測点の地表面から 5 cm の高さ

表-1 解析波浪条件

case	潮位 (m)	水深 h (m)	周期 T (s)	波高 H (m)
1	C.D.L.+1.0 m	4.0	10.0	3.0
2	C.D.L.+2.0 m	5.0	10.0	3.0
3	C.D.L.+1.0 m	4.0	16.0	3.0

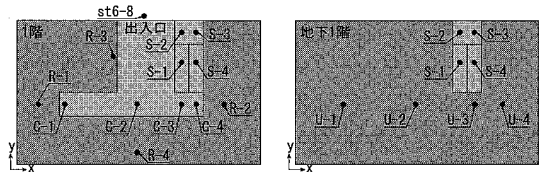
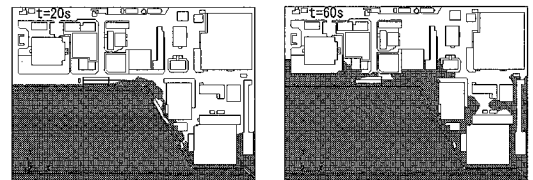
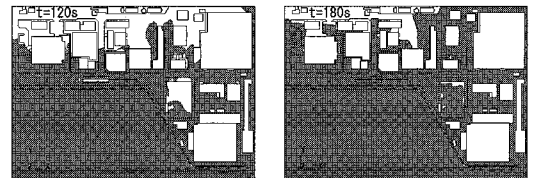


図-4 仮想地下室の水位、流速抽出点



(a) case2



(b) case1

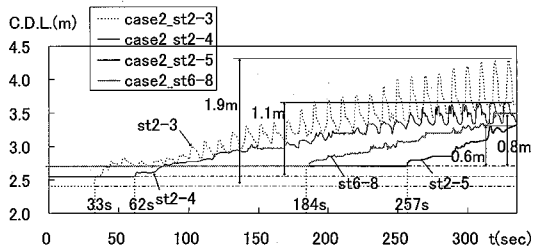
(c) case3

図-5 浸水状況 (case1 ~ 3)

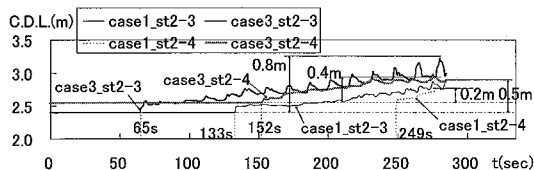
についてのデータとした。計算時間は造波開始から 300 s とし、仮想地下室への浸水が発生した場合は、引き続き 350 s まで実施した。

(3) 解析結果

図-5に、case1 ~ 3での浸水状況を示す。また、図-6はst2断面およびst6-8における水位の時間変化を示している。図中の t は、st7-1で1波目が越波した時刻を 0 s としている。最も浸水が拡大した case2 では、 $t=20$ s で、護岸①、②で反射した波浪が集中する隅角部 st4-1 からの浸水が大きい。 $t=180$ s では、st-4 断面より東側の範囲で解析境界 ($y=110$ m) まで浸水し、仮想地下室 (st6-8) への浸水は $t=184$ s から始まる。護岸背後の道路 st2-3 では、水位変動の振幅が徐々に大きくなり、 $t=335$ s までの最大浸水深は 1.9 m と非常に大きい。また、st2-4, 2-5, 6-8 での最大浸水深は、それ



(a) case2



(b) case1, 3

図-6 水位時間変化

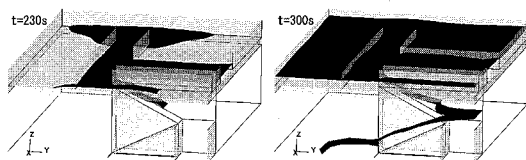


図-7 地下室への浸水状況 (case2)

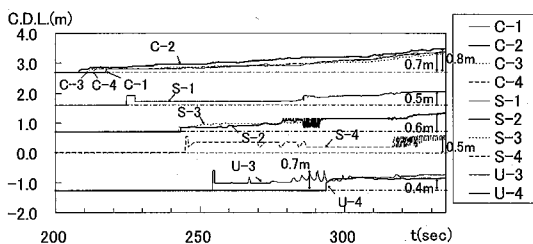


図-8 水位時間変化 (case2)

それぞれ 1.1, 0.6, 0.8 m である。case1 と比較すると、潮位の増大により st2-3, 4 で浸水開始が 100, 187 s 早くなり、最大浸水深は 1.4, 0.9 m 増大する。case1, 3 では、case2 より浸水範囲が小さく、 $t=285$ s まで、st2-5 や st6-8 へ浸水していない。また、両者を比較すると、周期の増大により、st2-3, 4 で浸水開始時刻がそれぞれ 68, 97 s 早くなり、最大浸水深も 0.3, 0.2 m 大きくなる。これは、周期増大により平均水位が上昇し、また、反射波との重複により波高が増大したためと考えられる。

次に、地下室へ浸水した case2 について、浸水状況を図-7 に、水位および流速の時間変化を図-8, 9 に示す。入口から浸水した水塊は、廊下を流れ、階段から地下空間へと浸水し、階段を流下する様子が詳細に再現できている。 $t=335$ s の段階では、地下 1 階の U-1, 2 まで浸水していない。最大浸水深は、1 階および地下 1 階で

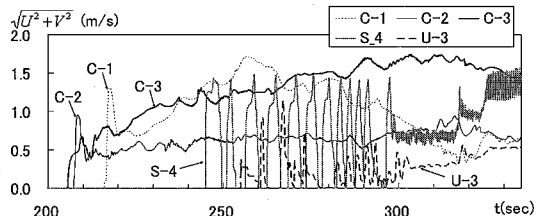


図-9 流速時間変化 (case2)

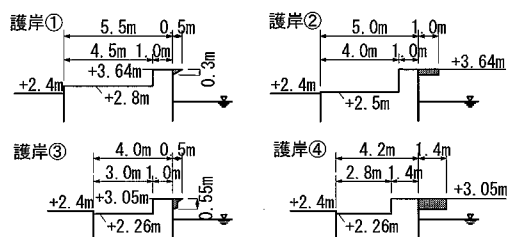


図-10 波返し工断面図

0.7 ~ 0.8 m, 階段部で 0.5 ~ 0.6 m であるが、さらに浸水が進行すると思われる。最大流速は 1 階廊下で 1.7 m/s, 階段で 1.5 m/s, 地下 1 階で 1.1 m/s となる。

以上のように、解析結果から浸水深、流速および浸水経路などが明らかとなり、避難経路の計画に利用できる。また、危険箇所を明確にすることで浸水対策工の施工計画などにも活用できると考えられる。

3. 浸水対策法の検討

(1) 浸水対策法

越波による浸水対策としては、護岸を高くしたり波返し工を設置したりする方法や、越波した海水を護岸背後で集水して排水する方法が最も緊急に対処できる。ここでは、波返し工と、護岸背後で集水して護岸前面へと排水する排水溝を設置したモデルを構築して、その浸水対策効果について検討する。

a) 波返し工

図-10 に、波返し工を設定した場合の護岸断面図を示す。護岸①, ③では、三角形要素を設定して図に示すような突起物を設けて波返し工を設定したが、計算格子幅により多少の形状の相違が生じている。護岸②, ④では、直交座標系の計算格子に対して護岸法線を斜めに設定する必要があり $x-y$ 平面で三角形要素を設定したため、断面形状は長方形とした。

b) 排水溝

図-11 に、護岸背後に設置する排水溝の断面図を示す。排水溝の幅は、1.5m 程度を標準としたが、設定した部分の計算格子幅によって護岸①~④で多少の違いが生じた。排水溝底面の高さは C.D.L.+1m とし、溝の後背地側には海水の集水効果を高めるために、護岸①, ②では +3.05

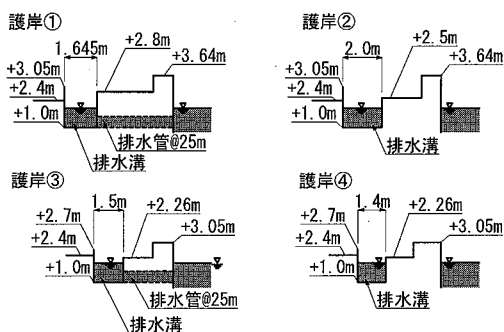


図-11 排水溝断面図

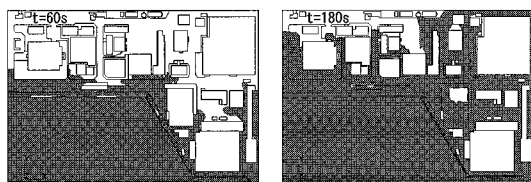


図-12 浸水状況 (波返し工)

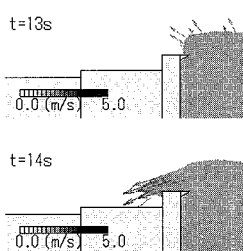


図-13 越波状況 (波返し工)

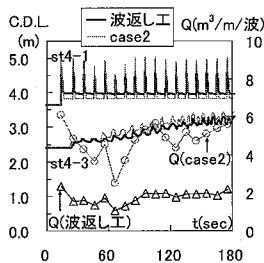


図-14 水位の時間変化と越波量 (波返し工)

m, 護岸③, ④では +2.7m の天端高を持つ壁を設定した。排水溝に溜まった水は、護岸①, ③の範囲に約 25m 間隔で設定した排水管 (高さ 0.585m, 幅 2m) より海中へ排水される。通常この排水管の先端にはフラップゲートなど海側からの流入を防止するような逆止弁を設置するのが一般的ではあるが、ここでは設定を行っていない。また、排水溝の両端 ($x=0, 320$ m) には他の排水施設があるものと考えて、自由流出境界を設定している。

以上の対策工を用いて、最も浸水状況が激しかった case2 の条件で浸水解析を実施し、その効果を確認する。

(2) 波返し工の効果

図-12 に、波返し工を設置した場合の浸水状況を示す。対策工なしの case2 (図-5(a)) と比較すると、浸水の到達が全域で若干遅れていることがわかる。浸水開始時刻や最大浸水深などの詳細な比較については (4) 節にて述べる。

図-13 に、st4 断面における護岸部の越波状況を示す。t=13s では、波返しの影響を受けて護岸前面の波形が直立して越波する様子が再現されている。なお、本計算では、越波や浸水における流れのエネルギー逸散は k_e

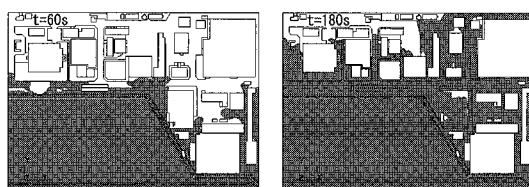


図-15 浸水状況 (排水溝)

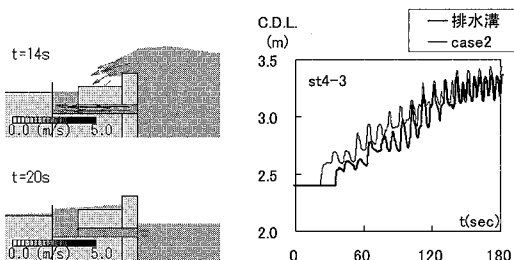
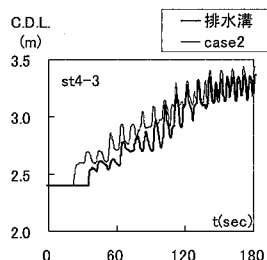


図-16 越波状況 (排水溝) 図-17 水位の時間変化 (排水溝)



モデルで評価している。

図-14 は、st4-1, 3 における水位の時間変化および st4-1 で抽出した水位と流速を 1 周期間積分して算出した 1 波ごとの越波量 Q ($\text{m}^3/\text{m}/\text{波}$) を示している。case2 では、護岸天端 st4-1 で、1 波目から C.D.L.+5.0 (浸水深 1.4m) まで水位が達しているが、波返し工の場合には C.D.L.+4.6m に抑制され、越波高が大きく低減されている。また、 $t=180$ s までの平均越波量は、case2 で $4.7 \text{ m}^3/\text{m}/\text{波}$ 、波返し工で $1.8 \text{ m}^3/\text{m}/\text{波}$ となり、越波量が約 40% に減少した。護岸背後の道路 st4-3 では、浸水開始時刻は数秒遅れる程度であるが、浸水深は 0.1m 程度低下した。

(3) 排水溝の効果

図-15 は、排水溝を設置した場合の浸水状況について示したものである。case2 (図-5(a)) では、 $t=60$ s に護岸背後の道路がほとんど浸水するのに対し、本ケースでは、西側の一部で浸水していない範囲がみられる。 $t=180$ s でも、全域で浸水到達が若干遅れている。

越波と排水溝の流動について確認するため、図-16 に st4 断面の越波状況を示す。波浪が護岸に到達すると逆止弁が設置されていない排水管内の流速が岸向きとなり、海水が流入している ($t=14$ s)。越波した水塊は、排水溝を含む護岸背面に大部分が溜まり、一部は道路側へと浸水する。 $t=20$ s では、排水溝に溜まった水が排水管によって海中へ排水されている。

図-17 に、護岸背後の道路 st4-3 における水位の時間変化を示す。浸水開始時刻は対策工無しより 13s 遅らせることができるが、浸水深は $t=120$ s で同程度まで上昇する。越波の初期段階では排水溝によって処理されているが、護岸前面の水位上昇により外部へ排水できる量が少なくなると、護岸背面の水位が大きいま次の越

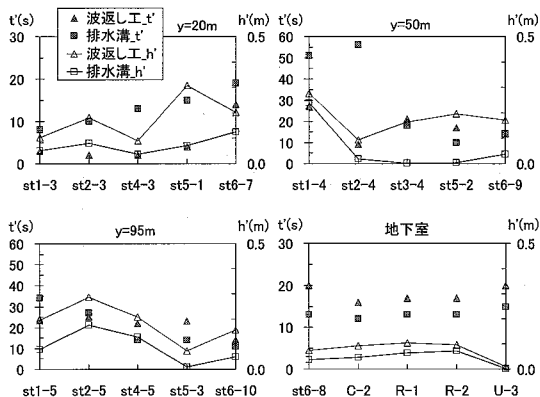


図-18 対策工設置による効果

波が生じてしまう。その結果、次第に道路側への浸水が大きくなり、排水溝の効果が低下していると考えられる。

(4) 浸水対策法の比較

対策工の効果を定量的に検討するため、護岸法線 ($y=0$ m) からの距離ごとに、浸水開始時刻の遅延時間 (t') および最大浸水深の低減量 (h') について整理し、図-18に示す。波返し工の浸水開始時刻は、護岸背後の道路 ($y=20$ m, st1~5) では、3 s 程度の遅延効果しかないが、st2-4を除く $y=50$ m と $y=95$ m では、それぞれ平均で 20, 22 s 遅く、護岸から離れた $y \geq 50$ m の範囲でその効果が大きい。最大浸水深は、0.1~0.3 m 低下させることが可能である。また、地下室への浸水開始は 20 s 遅らせることができる。排水溝では、 $y=20$ m および領域東側 st3~6 の $y=50, 95$ m の範囲で浸水開始時刻が平均 13 s 遅くなる。一方、西側 st1~2 の $y=50$ m では 54 s, 95 m では 31 s 遅くなり、領域西側の $y \geq 50$ m の範囲で効果が大きい。これは、護岸②、④には排水管を設定していないため、東側領域での浸水対策効果が小さいためと考えられる。最大浸水深の低減量は、波返し工の場合よりも小さく、0.1~0.2 m である。地下室へは 13 s 遅れて浸水している。

図-19に、地下室における最大流速を示す。また、図-20は、この測点での $t=335$ s における流速と浸水深をプロットしたもので、須賀(1995)による人の歩行限界曲線も付記した。対策工を設置しても、地下室に流入する最大流速は減少できず、また、廊下と階段部では、いずれのケースも安全避難が困難な領域にプロットされる。

以上のように、対策工の効果を定量的に検討した結果、護岸からの距離や、モデル領域の東側と西側の範囲などで、浸水対策効果は異なるが、護岸から 40 m 離れた仮想地下室では、波返し工の効果が大きいことが確認できた。また、排水溝では、護岸背面の水位が高いと浸水防止効果が発揮できないが、波返し工では、継続的に越波

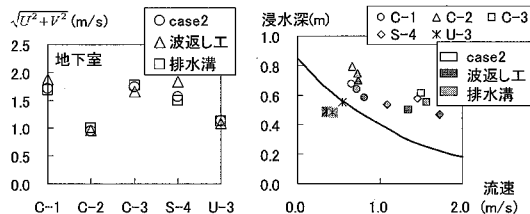


図-19 最大流速の比較

図-20 流速と浸水深 ($t=335$ s)

量を低減できる。したがって、ここで対象とした緊急の越波対策としては、波返し工が有利であるといえる。

(5) 浸水危険度の伝達

浸水対策を設置しない場合(case2)、仮想地下室を設けた建物への浸水は $t=184$ s から始まる。本ケースでの浸水危険度の警報伝達や避難に対する留意点を以下に示す。

- ① 1 階では、建物内への浸水後 100 s 程度 ($t=290$ s) で、流速 1.7 m/s, 浸水深 0.3 m まで上昇し、安全避難が困難な状態になる。1 階からの避難は、それまでに完了する必要がある。
- ② 階段部では、浸水開始直後に、流速 1.5 m/s, 浸水深 0.4 m となり、安全避難が困難な状態になる。地下からの避難は、階段部への浸水開始前に完了する必要がある。
- ③ 護岸から 40 m 程度しか離れていない施設では、越波を観察してから、3 分以内に浸水警報を伝達するシステムが必要である。

4. おわりに

臨海部の施設群を解析モデルとした、越波による浸水解析を実施した。また、モデルに浸水対策法を加えた解析を行い、対策工の効果とその有効性について確認した。本手法を用いて浸水解析を実施することで、より有効な波返し工や排水溝の構造などを検討することが可能である。また、警報システムの検討や避難経路の計画などにも活用できる技術であることが明らかになった。

参考文献

- 須賀堯三(1995): 利根川の洪水 語り継ぐ流域の歴史, 山海堂, 217p.
- 平石哲也・安田誠宏・永瀬恭一・河合弘泰(2005): 台風 0314 号による韓国馬山市地下街の浸水に関する数値解析, 海工論文集, 第 52 巻, pp. 206-210.
- 安田誠宏・平石哲也・永瀬恭一・島田昌也(2003a): 流体直接解析法による臨海部の浸水リスク解析, 海工論文集, 第 50 巻, pp. 301-305.
- 安田誠宏・服部昌樹・平石哲也・平山克也・永井紀彦・小川英明(2003b): 久里浜湾における越波被災の要因と特性—ナウファスを用いた臨海部の越波災害予知法の構築—, 港研報告, 第 42 巻, 第 2 号, pp. 193-220.