

# 岸壁上での流入・流出を考慮した越波浸水の算定手法 に関する検討

濱野 有貴\*・平山 克也\*\*

## 要 旨

近年、台風来襲時の岸壁において高潮・高波による越波浸水被害が発生しており、気候変動の影響による平均海面の上昇と台風の強大化により今後このような被害が増加することが懸念されている。一方で、岸壁での越波浸水現象については未だ検討が不十分であり、断面的かつ定常な現象を想定した高山(2018)による浸水深の簡易算定法が提案されている程度である。したがって、より現実的な岸壁上での越波浸水現象を検討するうえでは、平面場を対象としかつ非定常な現象として捉えた数値計算や模型実験による検討を行う必要があると考えられる。そこで、本研究においては、台風 1821 号来襲時の神戸港六甲アイランド地区を対象として、時々刻々変化する波浪・潮位を考慮した埠頭越波浸水計算を実施するとともに、実験施設の機能上の制約から波浪・潮位を一定とした平面模型実験とその再現計算を実施し、越波浸水過程の把握を試みた。以下に主要な結論を示す。

・遷移期間を設けて時刻毎に異なる成分波の振幅及び静的な高潮潮位を滑らかに接続できるよう、ブシネスクモデルの造波方法を修正し、時々刻々変化する波浪・潮位を考慮した埠頭越波浸水計算を行った。現状の計算モデルでは痕跡高を説明できるほどの最大浸水高は算定されないものの、各時刻における岸壁法線に沿う越波流量や流出流量及び浸水履歴に応じて、浸水域が時間変化する過程が算定されることを確認した。

・波浪・潮位を一定とした越波浸水状況に関する平面模型実験及びブシネスクモデルによる再現計算を行った。その結果、実験結果に対する計算結果の再現精度が高いことを確認したうえで、実験結果を補完する再現計算結果として岸壁上での越波水塊の平面的な挙動について確認し、越波量と流出量が均衡することで定常状態へと近づく、岸壁埠頭特有の越波浸水過程を面的に把握することができた。

・波浪・潮位を一定とした越波浸水状況に関する平面模型実験及びその再現計算で得られた浸水高との比較を通じて、越波による岸壁上の浸水深の簡易算定法を平面波浪場に適用した場合の課題について明らかにした。

キーワード：浸水，岸壁，越波，高潮，ブシネスクモデル

\* 沿岸水工研究領域 波浪研究グループ 主任研究官

\*\* 沿岸水工研究領域 波浪研究グループ長

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所

電話：046-844-5042 Fax：046-841-3888 E-mail：hamano-y@p.mpat.go.jp

## A Study on Calculation Method of Inundation due to Wave Overtopping Considering Inflow and Outflow on Quay

**Yuki HAMANO\***

**Katsuya HIRAYAMA\*\***

### Synopsis

In recent years, overtopping of high waves superposed storm surges during typhoon passing cause flood damage on quay, and it is feared that such damage will increase in the future due to the sea level rise and the strengthening of typhoons caused by the influences of climate change. On the other hand, the phenomenon of inundation of wave overtopping on quay has not been fully investigated yet, although a simple estimation method of the inundation depth in a cross section and in a steady condition is proposed by Takayama (2018). So, in this situation, it is required to perform horizontal numerical calculations and model experiments in unsteady conditions. Therefore, in this study, continuous numerical simulations of inundation on quay at Rokko Island in Kobe port due to wave overtopping superposed storm surge are conducted while changing wave condition and tide level during the typhoon No. 1821 (Jebi) passing. Moreover, the horizontal model experiment is conducted in constant wave conditions and tide levels to verify the calculation accuracy of a Boussinesq model and to complement distribution of inundation levels and velocities which are difficult to measure in model experiment. On the basis of the above consideration, the process of inundation on quay due to wave overtopping and storm surge is tried understanding. The main conclusions are shown below.

- By modifying the wave generation method of the Boussinesq model to smoothly connect the amplitudes of the component waves and the tide levels at different times and performing wharf overtopping flood calculations that change the wave and tide conditions, it is confirmed that the calculated flood area changes because of the change of wave and tide level and the history of flood.

- Several horizontal model experiments and their simulations under constant wave and tide conditions were conducted. While high reproducibility of the calculations was confirmed, the planar behavior of the overtopping water on the quay was investigated from the calculation results complementary to the experimental results. The overtopping flooding process unique to wharves, which approaches a steady state while the inflow and outflow volumes are balanced, was realized.

- By comparing the inundation heights obtained by a simple estimation method with ones obtained by the experiments and their simulations, the issues on applying the simple estimation method to estimating planar behavior of overtopping water on the quay were clarified.

**Key Words:** inundation, wharf, wave overtopping, storm surge, Boussinesq model

---

\* Senior Researcher, Wave Group, Coastal Hydraulic Engineering Department

\*\* Head of Wave Group, Coastal Hydraulic Engineering Department

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-46-844-5042 Fax : +81-46-841-3888 E-mail : hamano-y@p.mpat.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	142
1. まえがき .....	145
2. 時間変化する波浪・潮位を対象としたブシネスクモデルによる埠頭越波浸水計算 .....	145
2.1 台風来襲時の高波・高潮の時間変化とその対応 .....	145
2.2 高波・高潮による越波浸水過程の連続計算 .....	147
3. 六甲アイランド南東部を対象とした平面模型実験とその再現計算 .....	152
3.1 実験及び計算方法 .....	152
3.2 実験及び計算結果と考察 .....	154
4. あとがき .....	158
謝辞 .....	159
参考文献 .....	159
付録A .....	159

## 1. まえがき

現行の技術基準<sup>1)</sup>では、異常時の静穏度解析は港内施設の性能に大きな影響を与える波高の限界値に対して港内波高を照査するのみであり、港内各施設の性能設計を個別に実施するための記述は見られない。特に、岸壁天端高の多くは平常時の係留・荷役作業の容易さ・安全性などの観点から設定されるため、平成30年9月に大阪湾沿岸、令和元年9月に横浜港沿岸で相次ぎ発生したような高潮・高波による港湾施設の越波浸水被害は、気候変動の影響による平均海面の上昇と台風の強大化により今後増加することが懸念される。

ここで、被災時の岸壁で起こり得る水理現象を考えると、護岸とは異なり前面にパラペットが設置されない岸壁上では、押し波時に越波水塊が陸側へ流入する一方、引き波時には越波水塊が海側へ流出することが想定される。これは、越波流量の算定において、陸側への流入のみを考慮してこれらの時間平均値を整理した護岸越波流量算定図<sup>2)</sup>を単純に適用することはできないことを示している。

そこで、高山<sup>3)</sup>は岸壁上への越波水塊の流入量と流出量の平衡状態を考へて、水平な岸壁上の浸水深の算定式を提案している。しかしながら、この算定式は断面に対して検討を行ったものであり、岸壁上での平面的な浸水域の広がりやそれらの時間変化は考慮されていない。したがって、より現実的な岸壁上での越波浸水現象を検討するうえでは、平面場を対象とした数値計算や模型実験により非定常な検討を行う必要があると考えられる。

そこで、本研究では、台風1821号の来襲に伴う高潮・高波により重大な浸水被害が生じた神戸港六甲アイランド地区コンテナバースをモデルケースとして、岸壁での越波浸水計算が可能なブシネスクモデル (NOWT-PARI Ver5.3)<sup>4)</sup>を用いて当時の浸水過程の再現計算を試みるとともに、それらの精度検証を主な目的とした同地区南東部における平面模型実験を実施した。そのため、ブシネスクモデルによる越波浸水計算では、台風の移動に伴う波浪・潮位の時間変化を境界条件として与える機能を新たに追加して用いた。一方、このような平面模型実験を実施できる水槽は未だみられないため、計算精度の検証に用いる越波浸水状況の実験結果は波浪・潮位が一定と仮定できるピーク時を対象に取得することとした。

なお、本報告の内容は2本の既往論文<sup>5)・6)</sup>に加筆し、再編したものである。

## 2. 時間変化する波浪・潮位を対象としたブシネ

### スクモデルによる埠頭越波浸水計算

岸壁上での越波浸水現象に関する知見を得るために、台風1821号が来襲した大阪湾沿岸をモデルケースとしてブシネスクモデルによる再現計算を実施した。大阪湾沿岸では台風1821号の来襲による大規模な高潮氾濫は免れたものの、高潮に重畳した高波が護岸や岸壁を乗り越え、港湾区域等の堤外地を中心に浸水被害が発生した。このうち岸壁を含む埠頭では、台風通過に伴う潮位や波浪（波高、周期、波向）の経時変化に応じて越波水塊の流入・流出のバランスが変化し、それらが浸水深や浸水域の時間変化に反映されるものと想定される。そのため、数値計算等を用いて埠頭の越波浸水状況を適切に推定・把握するためには、ピーク時だけでなくその前後を含めた時々刻々の波浪・潮位の変化を境界条件に反映させる必要があると考えられる。また、埠頭用地を含めた広い範囲での浸水過程を再現するためには、波浪・潮位条件の時間変化を考慮した連続計算が必要となる。

そこで、ブシネスクモデル (NOWT-PARI Ver5.3) に対して波浪・潮位条件を段階的に遷移させる機能を新たに追加し、台風1821号来襲時の高波・高潮変化による神戸港六甲アイランドコンテナ埠頭の越波浸水過程に関する連続計算を行い、浸水状況について検討した。

#### 2.1 台風来襲時の高波・高潮の時間変化とその対応

##### (1) 台風1821号による六甲アイランドの浸水状況

本研究では、主に神戸港六甲アイランド地区東側での浸水状況に着目して検討を行った。六甲アイランド地区では、まず港内で発生した東寄りの波浪によって低地での浸水が始まり、その後、潮位が岸壁の天端高を越えて港外から侵入した波と重畳することで浸水が広範囲に及んだことが、非線形長波モデルによる高潮推算及びSWANによる波浪推算を実施した大阪湾港湾等における高潮対策検討委員会<sup>7)</sup>により報告されている。そのため、六甲アイランド地区の浸水状況を再現するために本研究で実施する越波浸水計算においても、上記委員会を主催した国土交通省近畿地方整備局からこれらの結果を借用して用いた。ただし、東寄りの波浪によって生じた初期の浸水は本研究で対象としたコンテナ埠頭の浸水状況に大きな影響を与えないことが予想されたため、再現計算の対象外とした。

このうち、高潮推算による六甲アイランド地区周辺での最大高潮水位の平面分布、及び近傍の神戸検潮所における潮位偏差の時間変化を、観測値とともに図-2.1に示す。推算された潮位偏差の時系列には2つのピークがあ

り、いずれもピーク時の観測潮位に比べやや過小ではあるものの、全体として比較的よく一致していることが確認できる。また同様に、神戸港NOWPHAS地点における波浪推算結果（波高、波向）の時系列を観測結果と比較したものを図-2.2に示す。観測波高に比べ推算されたピーク波高はやや過大、出現時刻はやや遅れ気味であるが、ピーク後の観測波向はよく再現できている。また、波向が欠測となっているピーク前後の風況の観測結果では風向が東系から南系に急変したことが別途確認されることから、ピーク直前の急激な波向変化も含め、これらの推算結果は信頼に足るものと判断した。

(2) ブシネスクモデルによる連続計算への対応

NOWT-PARIでは、WAM, SWAN, Wave Watch III等の波浪推算モデルやエネルギー平衡方程式法で出力される接続境界上の任意形状方向スペクトルの空間分布を用いて、これらに対応する多方向不規則波を造波することにより、上記のスペクトル法とブシネスクモデルに代表される波動モデルとの片方向接続計算<sup>9)</sup>をすでに実現している。ここでは、接続境界上で与える各成分波リストを段階的に時間変化させることを考える。波浪推算モデルとの接続境界上で得た複数時刻の方向スペクトルの空間分布を時間軸に沿って並べ、遷移期間を設けて、ある時刻の方向スペクトルに対応する個々の成分波の振幅を次の時刻の振幅へと徐々に移行する造波方法を導入した。

NOWT-PARIの入射境界（y軸上）ではシングルサンメーション法による以下の式により造波が行われる。

$$\eta = \sum_{n=1}^{N_s} a_n(y) \cdot \sin(k_n(y)x \cos \theta_n + \int_0^y k_n(y)dy \sin \theta_n - 2\pi f_n t + \varepsilon_n) \quad (1)$$

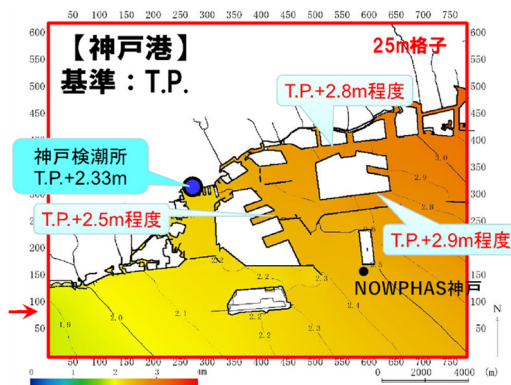
ここで、添字のnはn番目の成分波の値であることを示し、 $a_n$ ,  $k_n$ ,  $f_n$ ならびに $\theta_n$ はそれぞれ、n番目の成分波の振幅、波数、周波数ならびに波向を示している。また、 $N_s$ は成分波の総数、 $t$ は時間である。

ある時刻の方向スペクトルに対応する個々の成分波の振幅を次の時刻の振幅へと徐々に移行するために、AM波の理論<sup>10)</sup>にならない、以下の式を適応した。

$$a(t) = \begin{cases} a_1 + \frac{a_2 - a_1}{t_2 - t_1}(t - t_1); & (t_1 \leq t \leq t_2) \\ a_1; & (t < t_1) \\ a_2; & (t > t_2) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 $t_1$ ,  $t_2$ は遷移期間の開始時刻及び終了時刻である。(1)式の振幅に(2)式を適応すると、例えば遷移期間  $t_1 \leq t \leq t_2$  では、以下の式により造波が行われる。

$$\eta = \sum_{n=1}^{N_s} \left( a_{n,1}(y) + \frac{a_{n,2}(y) - a_{n,1}(y)}{t_2 - t_1}(t - t_1) \right) \cdot \sin(k_n(y)x \cos \theta_n + \int_0^y k_n(y)dy \sin \theta_n - 2\pi f_n t + \varepsilon_n) \quad (3)$$



【神戸検潮所】潮位偏差の時系列比較

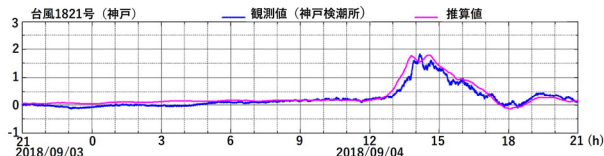


図-2.1 高潮推算結果（上：潮位分布，下：潮位偏差）<sup>7)</sup>

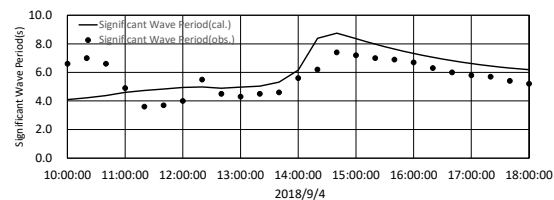
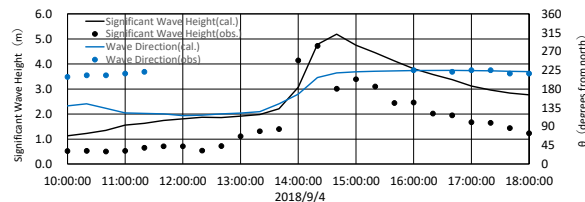


図-2.2 波浪推算結果（神戸港 NOWPHAS 地点）<sup>7), 8)</sup>

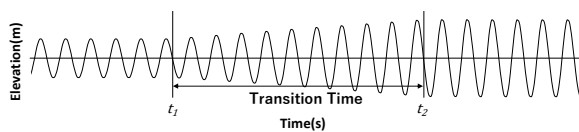


図-2.3 AM波理論を用いた連続造波イメージ

図-2.3に、段階的に時間変化するある成分波形のイメージを示す。(3)式に示している通り、図-2.3のような成分波を $N_s$ 個足し合わせることで時間変化する不規則波を再現することとなる。また、各時刻の潮位もこれと同時に移行させるものとし、静水面に対する相対的な地盤高を上下させることで潮位変化を表現した。ただし、遷移期間を除く時間帯は通常の造波と同様、ある成分波リストからなる多方向不規則波をある潮位一定のもとで時間発展させる。なお、この期間の波浪場は波による水面変

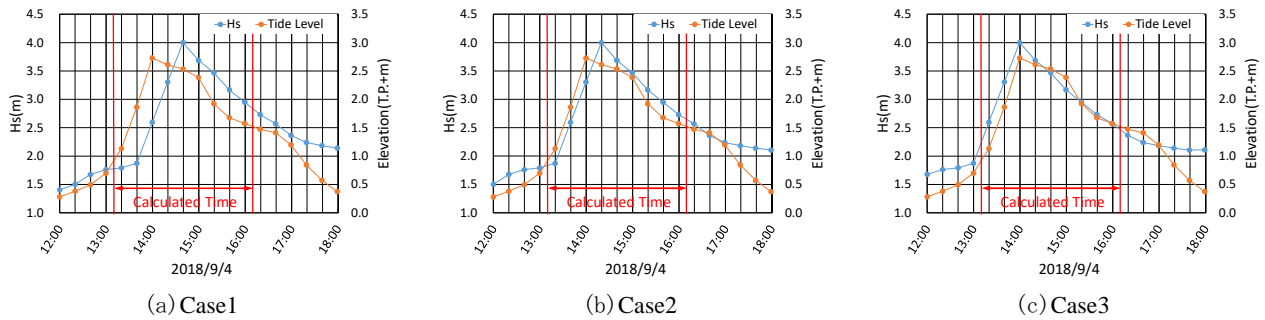


図-2.4 ブシネスクモデルで設定した波浪・潮位の時間変化

動の時間スケールと比較して十分に長いため、統計的に定常とみなすこととした。

## 2.2 高波・高潮による越波浸水過程の連続計算

### (1) 計算条件

神戸港六甲アイランド東側を含む海域を対象として、2.1(2)で改良したブシネスクモデルを用いて台風1821号来襲時の高波・高潮による越波浸水過程に関する連続計算を実施した。空間格子幅は $\Delta x = \Delta y = 5\text{m}$ 、差分時間間隔は計算の安定性及び計算効率を考慮して $\Delta t = T_0/300\text{s}$ 以下となるよう設定した。波浪・潮位条件は、2.1(1)に基づき設定した。すなわち、ブシネスクモデルとの接続境界上における方向スペクトルの空間分布の出力時間間隔に合わせ、高潮潮位も20分毎に抽出して用いた。ただし、本計算モデルでは潮位が空間分布することは想定されないため、高潮推算結果に対して時刻毎に計算領域内での平均潮位を算出して用いた。計算期間は接続境界上でのスペクトル波高・潮位のピーク時刻を含む2018年9月4日13:10~16:10の3時間とし、20分毎に設けた波高(各成分波の振幅)・潮位の遷移期間は前後2.5分間を合わせた計5分間とした。

接続境界上でのスペクトル波高 $H_s$ の平均値及び計算領域内での平均潮位の時間変化を図-2.4に示す。図より、波高は14:40で最も高くなるが、潮位については14:00で最も高くなっており、それぞれ最大となる時刻に40分のずれがある(Case1)。そこで、より顕著な浸水状況が想定される条件でも検討するため、波浪の生起時刻を20分(Case2)、及び40分(Case3)前倒しした計算についても実施することとした。特に、40分前倒ししたケースでは波高及び潮位が最大となる時刻が14:00で一致することとなる。

海底地形データは高潮推算に用いられた25m幅の水深格子データを5m格子に補間して用いた。陸上地形については国土地理院が提供する5m格子DEMデータを用いるとともに一部嵩上げされた部分については測量データを用いた。なお、5m格子DEMデータでは倉庫やコンテナ

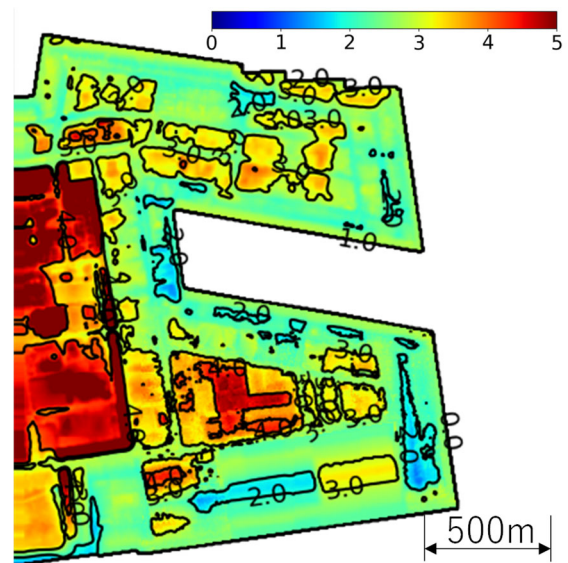


図-2.5 地盤高 (T.P.基準)  
(六甲アイランド東側)

等の建物高さは含まれていない。また、六甲アイランド沖の防波堤の天端高は国土交通省近畿地方整備局より提供いただいた標準断面図を基に設定した。作成した地形データのうち六甲アイランド東側の状況を図-2.5に示す。

### (2) 計算結果

まず、本研究で実施した高波・高潮浸水計算の精度を確認するために、Case1~Case3の各時刻に算定された図-2.6(a)に示す各地点での最大浸水高の推移を、土木学会海岸工学委員会<sup>11),12)</sup>による痕跡高の調査結果と比較して図-2.6(b)~(d)に示す。ここで、斜線でハッチングした棒グラフは地盤高を示し、その地点・時間帯に浸水が生じていないことを表す。また、図の最奥に痕跡高を示す。いずれの時間帯でも最大浸水高は痕跡高まで到達せず、特にP9では一度も浸水していない。したがって、計算結果は当時の浸水状況を過小評価しているようであるが、痕跡高には建物壁面等での波の打上げ等による影響も含まれると考えられるため、今後精査が必要である。

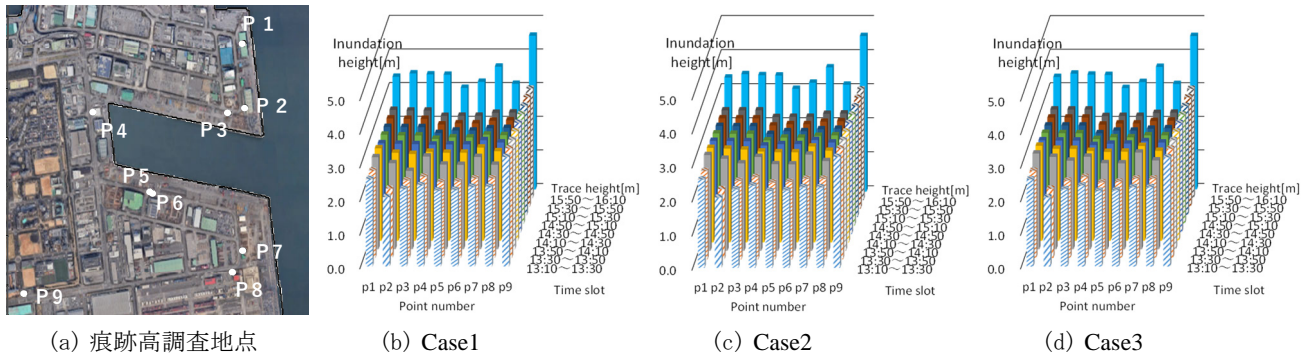


図-2.6 痕跡高調査地点及び Case 毎の 20 分間最大浸水高の推移(T.P 基準)

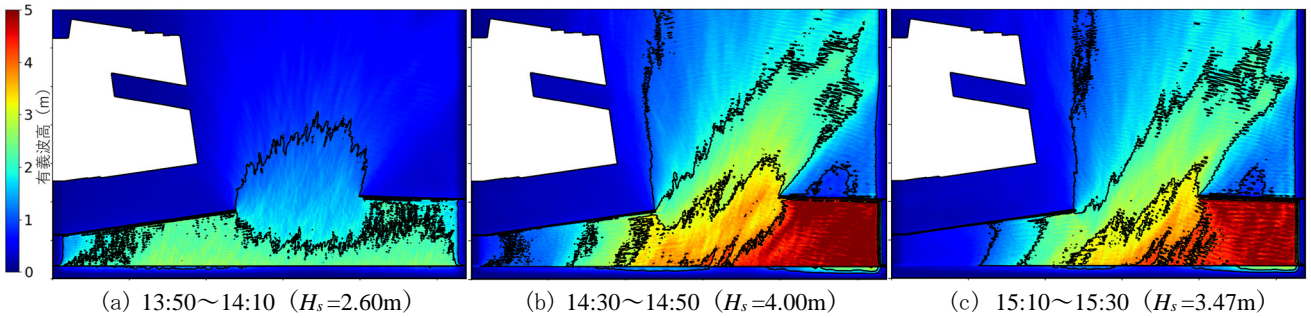


図-2.7 各時刻の有義波高分布(Case1)

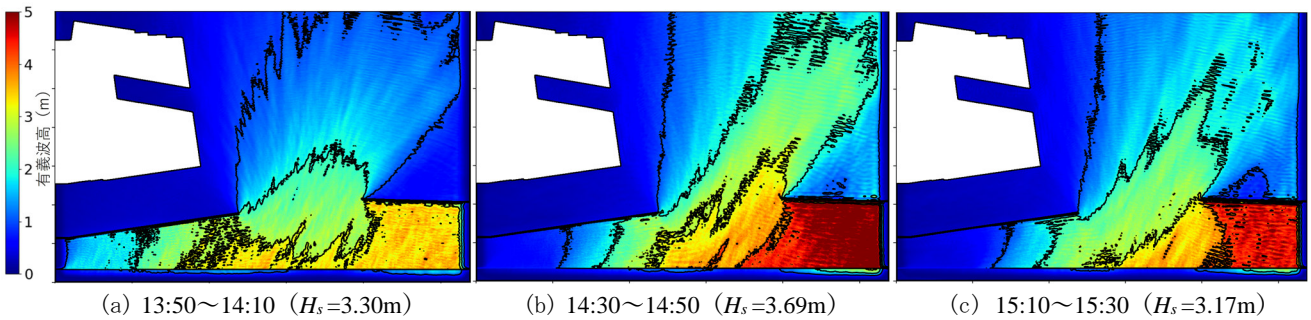


図-2.8 各時刻の有義波高分布(Case2)

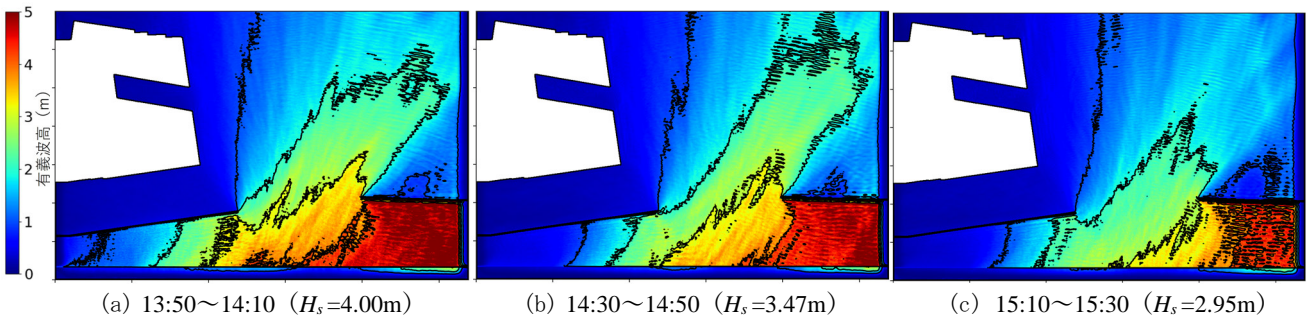


図-2.9 各時刻の有義波高分布(Case3)

次に、各時刻の有義波高分布を図-2.7～図-2.9に示す。Case毎で各時刻での波高と潮位の組合せに違いがあることもあり、有義波高の分布は同じ波高の条件であっても完全に一致するものではないが、図-2.7(b)に示すCase1での波高のピーク時刻（14:40頃）において沖防波堤開口部から港内に入射する主波高は六甲アイランドには向かわず、六甲アイランド東側の各岸壁には比較的小さな回

折波高が到達するのみであったことが確認できる。また、生起時刻をずらし異なる潮位に対して算定した有義波高分布について見ると、いずれの時刻についても同様に六比較的小さな回折波が到達するのみであることが確認でき、到達する波高が低いことは最大浸水高が低くなっている一因であると考えられる。

さらに、波高・潮位の時間変化が最大浸水高に及ぼす

影響を確認するために、Case毎に以下の通り考察した。

a) Case1の浸水状況

各時刻における20分間毎の岸壁沿いの時間平均越波量の算定結果を図-2.10に示す。また、最大浸水高分布の算定結果を痕跡高の調査結果(○印)と併せて図-2.11に示す。さらに、最大浸水高に対する越波の寄与度を確認するために潮位の時間変化のみを与えた浸水計算を実施し、各時刻の計算結果を図-2.11の各図から差し引いて描いたものを図-2.12に示す。ここで、図-2.10の横軸は図-2.11に示す記号A~Hを順に辿った岸壁法線距離に対応し、縦軸は各岸壁前面での時間平均越波流量を正負別の値とともに示している。なお、負の越波流量は点線で示す陸側の地盤高から海への流出流量を示す。また、図-2.11の海側コンターは潮位、陸側のベクトルは平均流れを示している。さらに、図-2.12の海側コンターには、図-2.7に示した有義波高分布を右のようにカラーバーのレンジを変えて示す。

まず、図-2.10(a)より、潮位ピーク時にはAC区間、DE区間及びFG区間で海側から陸側への水塊の流入が確認できる。また、図-2.11(a)より、CD区間背後での浸水

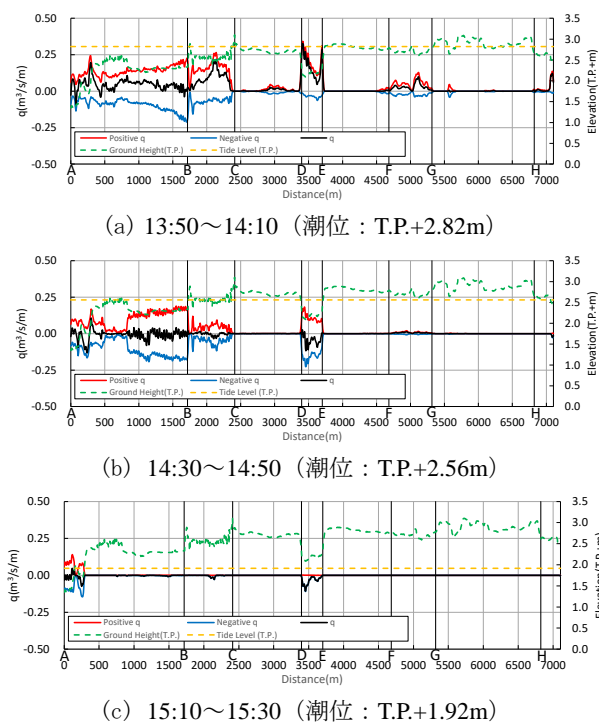
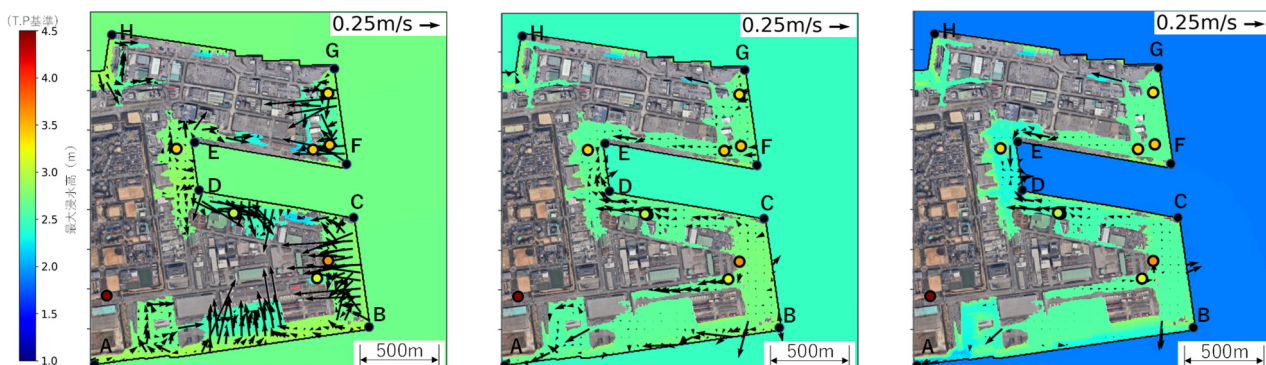
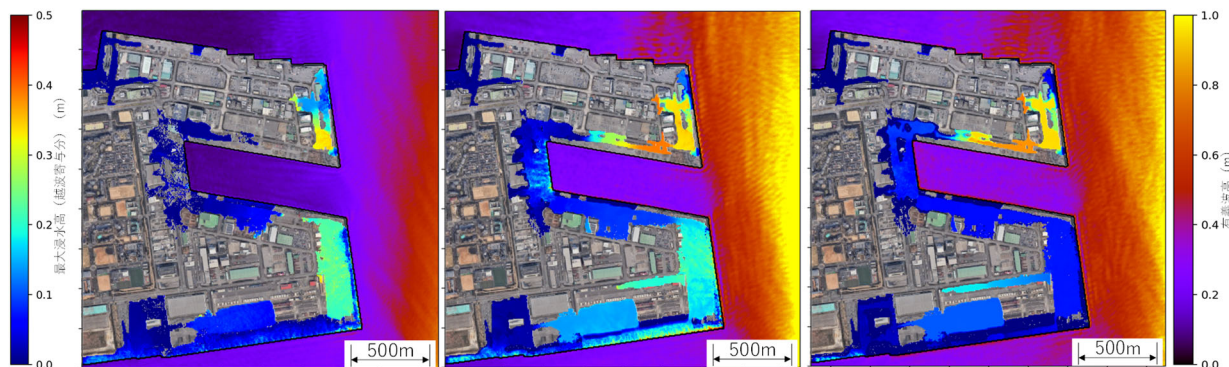


図-2.10 岸壁沿いの時間平均越波流量 (Case1)



(a) 13:50~14:10 (潮位 : T.P.+2.82m) (b) 14:30~14:50 (潮位 : T.P.+2.56m) (c) 15:10~15:30 (潮位 : T.P.+1.92m)

図-2.11 Case1における各時刻の最大浸水高・平均流速ベクトルの平面分布



(a) 13:50~14:10 ( $H_s=2.60m$ ) (b) 14:30~14:50 ( $H_s=4.00m$ ) (c) 15:10~15:30 ( $H_s=3.47m$ )

図-2.12 Case1における各時刻の最大浸水高分布 (越波寄与分)



域の拡大及びAB区間背後の一部の浸水高は、流速ベクトルが示すようにBC区間から流入した水塊によるものであることがわかる。さらに、図-2.12(a)より、BC区間、FG区間では特に沿い波による越波が生じていると考えられる。

次に、その40分後の波高ピーク時には潮位が下がるために、図-2.10(b)より、地盤高が比較的高いFG区間では越波が生じず、AC区間、DE区間では越波流量が大きく減少すると同時に、AC区間では越波と排水がバランスし、地盤高が低いDE区間では排水が卓越するようになる。このとき図-2.11(b)より、AC区間背後の最大浸水高は一様に分布する一方、DE区間背後には周辺の浸水域から水塊が流入する。また、図-2.12(b)でみられるFG区間背後の浸水高は、AC区間背後と同様、潮位ピーク時以降も暫く継続した沿い波越波が湛水したものであると考えられる。

さらに、その40分後には図-2.10(c)より、地盤高の低いAB区間の一部及びDE区間からの排水が確認され、図-2.11(c)のように最大浸水高が全体的に低下する。また、図-2.12(c)より、特にAC区間背後では越波による浸水量も徐々に排水されるが、このように一部の区間でしか排

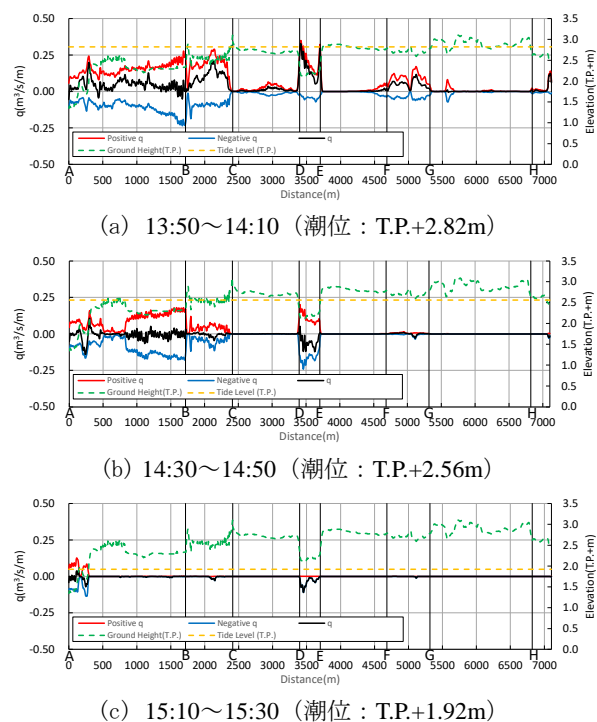
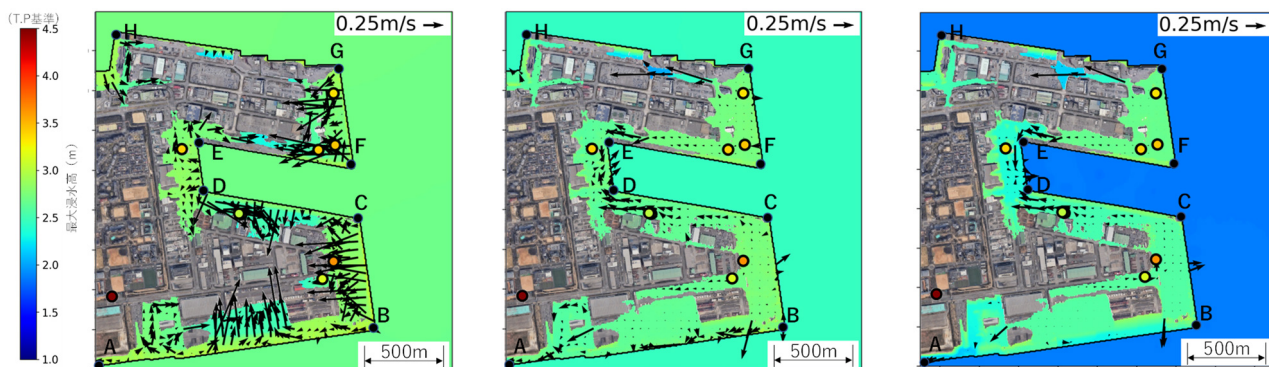
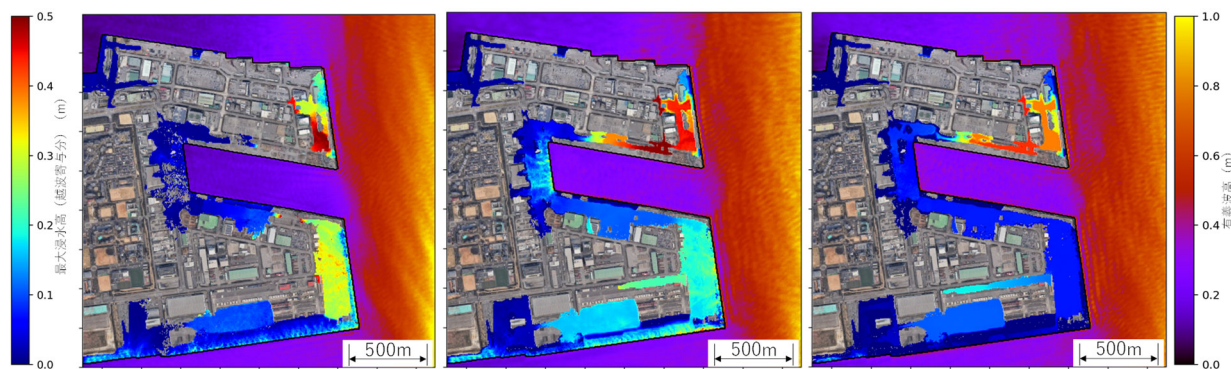


図-2.13 岸壁沿いの時間平均越波流量 (Case2)



(a) 13:50~14:10 (潮位 : T.P.+2.82m) (b) 14:30~14:50 (潮位 : T.P.+2.56m) (c) 15:10~15:30 (潮位 : T.P.+1.92m)

図-2.14 Case2における各時刻の最大浸水高・平均流速ベクトルの平面分布



(a) 13:50~14:10 ( $H_s=3.30\text{m}$ ) (b) 14:30~14:50 ( $H_s=3.69\text{m}$ ) (c) 15:10~15:30 ( $H_s=3.17\text{m}$ )

図-2.15 Case2における各時刻の最大浸水高分布 (越波寄与分)

水が生じない理由は、図-2.5からわかるように岸壁法線上の地盤高が背後の浸水域よりも高いためである。

b) Case2の浸水状況

同様に、岸壁沿いの時間平均越波流量を図-2.13に、最大浸水高分布を図-2.14に、及びそのうち越波寄与分を図-2.15にそれぞれ示す。Case1と比較すると潮位ピーク時刻で波高が高いため、AC区間、DE区間及びFG区間での水塊の流入がやや多く（図-2.13(a)）、最大浸水高、及びそのうちの越波寄与分も増大する（図-2.14(a)、図-2.15(a)）。このように波高の生起時刻を20分前にずらしたことによる結果への影響は確認できるが、浸水範囲が明確に変わる程度の違いは確認できない。

c) Case3の浸水状況

同様に、岸壁沿いの時間平均越波流量を図-2.16に、最大浸水高分布を図-2.17に、及びそのうち越波寄与分を図-2.18にそれぞれ示す。Case1（及びCase2）とは異なり潮位と波高のピーク時刻が一致するため、AC区間、DE区間及びFG区間での水塊の流入がCase2と比較しても僅かながら多く（図-2.16(a)）、痕跡高を再現までには至らないものの岸壁背後の最大浸水高、及びそのうち

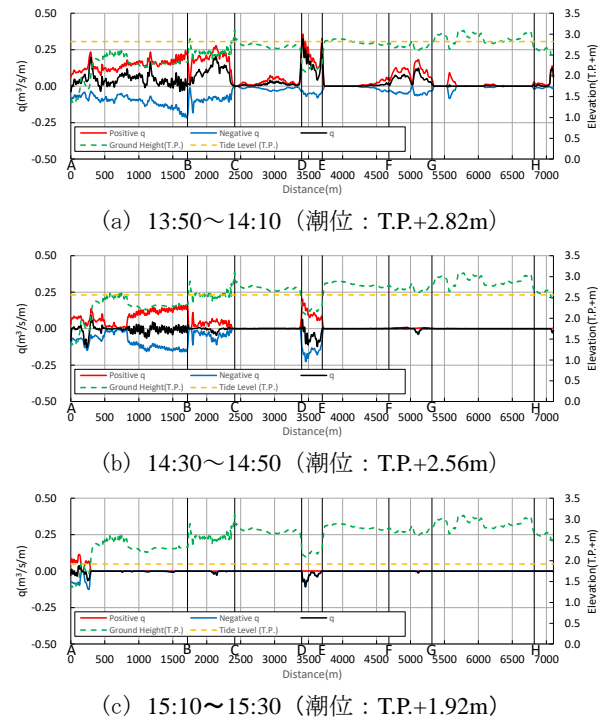
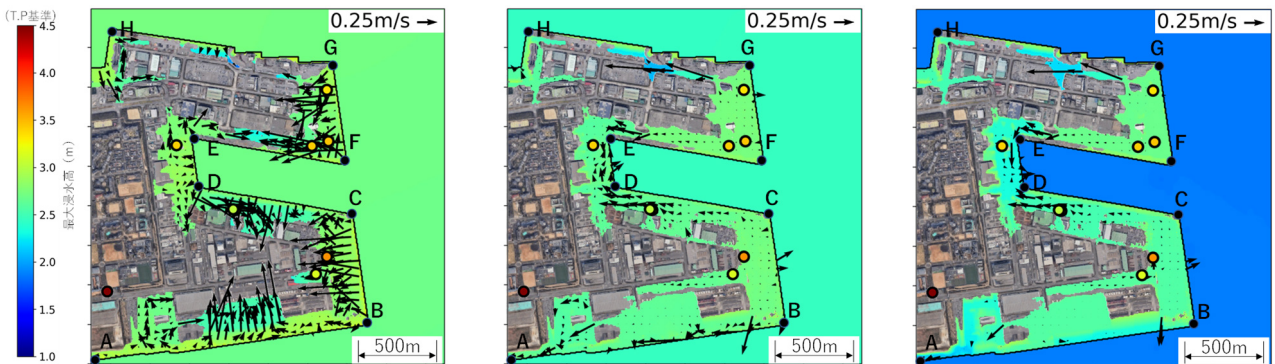
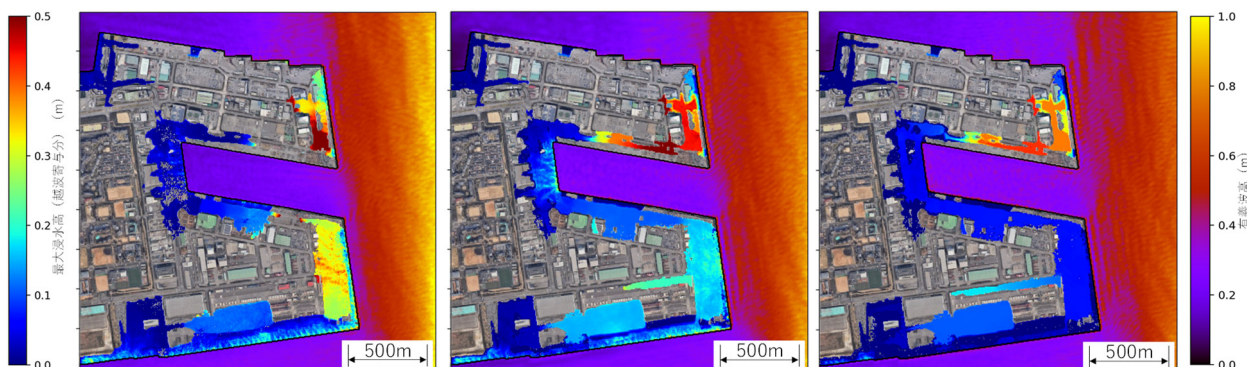


図-2.16 岸壁沿いの時間平均越波流量 (Case3)



(a) 13:50~14:10 (潮位: T.P.+2.82m) (b) 14:30~14:50 (潮位: T.P.+2.56m) (c) 15:10~15:30 (潮位: T.P.+1.92m)

図-2.17 Case3における各時刻の最大浸水高・平均流速ベクトルの平面分布



(a) 13:50~14:10 ( $H_s=4.00m$ ) (b) 14:30~14:50 ( $H_s=3.47m$ ) (c) 15:10~15:30 ( $H_s=2.95m$ )

図-2.18 Case3における各時刻の最大浸水高分布 (越波寄与分)

越波寄与分も増大する（図-2.17(a)，図-2.18(a)）。一方，その後は波高・潮位とも低下し越波が減少するとともに排水が卓越するため，各時刻における最大浸水高の低下量やそのうち越波寄与分の排水量に多少の違いはあるが，他の Case とほぼ同様な過程を辿ることになる。

Case1～Case3 の比較を通じて，対象とした波浪・潮位条件では波浪ピークの生起時刻を変化させたことによる浸水域の明確な違いはみられなかった。また，最大浸水高に対する越波寄与分を確認することで波浪による浸水高への影響も一定程度確認されたが，潮位による浸水が支配的であったであろうとの結論が得られた。

以上より，本モデルにより算定された最大浸水高はいずれも未だ過小と考えられるが，岸壁から流入してきた水塊により浸水域が拡大し，潮位が下がるにつれて地盤高の低い岸壁から水塊が排水される現象が算定された。すなわち，台風の通過に伴い生じる最大浸水高とその推移を適切に推定・把握するためには，越波や越流が増大する波浪と潮位の同時生起性だけでなく，排水を含めた越波浸水過程を考慮する必要があることが確認された。

### 3. 六甲アイランド南東部を対象とした平面模型実験とその再現計算

2章で示した通り，時間変化する波浪・潮位に対応するよう改良したブシネスクモデルによる再現計算では，痕跡高を説明できるほどの最大浸水高を算定することはできなかった。この原因としては数値モデルの計算精度や与えた外力条件の再現性など複数の要因が考えられた。計算モデルでの再現が困難な場合には実験を行うことが考えられるが，波浪・潮位を変化させた平面模型実験を行うことは，現状では困難と言わざるを得ない。

一方で，波浪・潮位を一定としたブシネスクモデルによる平面越波浸水計算にあっても，その精度検証は未だ必ずしも十分とは言えない。そこで，埠頭における高潮・高波ピーク時の越波浸水現象に対する計算モデルの精度検証を行うとともに，これにより計算結果の妥当性が確認されれば，実験では計測が困難な浸水時の面的な水位・流速分布やこれらの時間変化が計算結果から推定されることを意図して，埠頭を対象とした平面越波浸水実験を実施した。

#### 3.1 実験及び計算方法

##### (1) 対象地形の設定

再現対象とした岸壁位置を図-3.1に示す。図に示す通り，2章と同様に六甲アイランド東部を対象としている

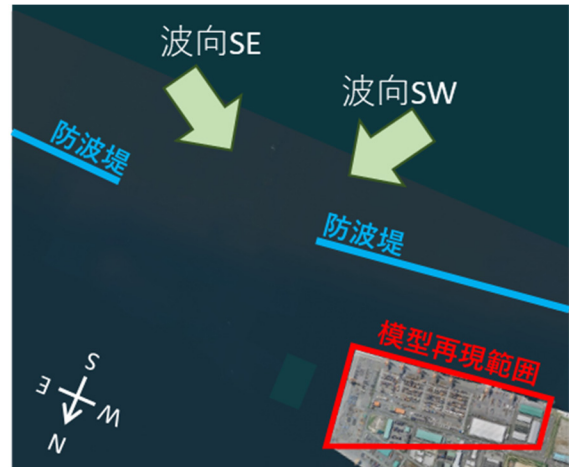


図-3.1 対象位置



図-3.2 平面実験模型

が，岸壁模型の再現範囲は，越波浸水現象に対して許容し得る縮尺効果を勘案して設定した模型縮尺1/50において，模型範囲外への水塊の流入・流出が可能な限り発生しないよう（すなわち，閉じた系となるよう）に留意しつつ，用いる平面水槽の大きさに収まる範囲に設定した。

デュアルフェースサーペント水槽（短辺25m，長辺48m，高さ1.5m）内に作成した神戸港六甲アイランド岸壁模型を図-3.2に示す。平面模型の作成にあたっては，2章の計算で用いた岸壁地形データと同様に国土地理院のDEMデータを用いるとともに，一部嵩上げされた部分については測量データを用いた。一方，2章の計算で用いた海底地形データとは異なり，岸壁周辺の海底地形による波浪変形の影響は無視し得ると考え水深は一定（T.P.-15.19m）とした。また，平面模型上には現地の建物模型を水色の躯体で再現し，越波遡上した水塊の流動が構造物により変化する様子も再現することとした。ただし，構造物の高さを正確に再現することはせず，波が乗り上げない程度の十分な高さで作成した。さらに，実地形で

は海と接しないにもかかわらず岸壁模型の再現範囲外から潮位による浸水が生じる恐れのある背後区間には板を立てるとともに、遡上した水塊が板で反射するのを防ぐため前面には消波材を設置した。一方、岸壁模型の再現範囲外であっても潮位による背後からの浸水が想定される区間にあっては板を設置せず、再現範囲外との間の水塊流動を許容した。なお、ブシネスクモデルによる再現計算では消波材なども含めて、現地量に換算して実験模型と同様の地形データを作成した。

(2) 外力条件の設定

本研究で対象とした波浪・潮位条件を表-3.1に示す。波浪・潮位条件は、2章と同様、非線形長波モデルによる高潮推算及びSWANによる波浪推算結果をもとに設定した。

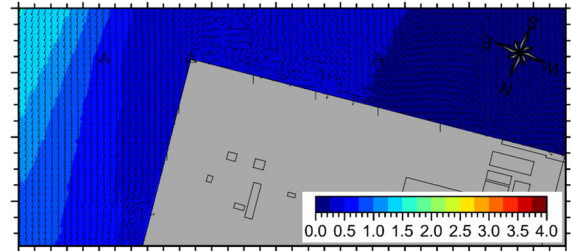
実験及び計算で造波した多方向不規則波は同じ成分波セットで構成されるため、造波境界上で同一の時系列波形が生成される。この成分波セットは、沖で与えた推算スペクトルの波浪変形計算をブシネスクモデルにより実施し、各造波板または造波境界格子位置で方向スペクトルの空間分布を出力して、これらを各成分波の振幅の違いで再現する方法<sup>9),13)</sup>により作成する。この際、防波堤沖側からの波浪変形計算を行ったブシネスクモデルの計算領域は2章で用いたものと同様である。対象波浪は台風来襲時の波浪推算結果のうち波高ピーク時の波浪(波向SW)に加えて、同じ波浪がS, SEから来襲したと仮定した3波浪とした。ここで、S, SEの成分波セットは、沖で与える推算スペクトルをそれぞれ45°及び90°回転させることにより生成した。図-3.3に各波向の有義波高の平面分布を示す。波向SEでは防波堤の遮蔽効果により西側では波高が減衰し、波向SEの波が岸壁の東側へ直接入射することが、波向S及び波向SWでは防波堤からの回折波が到達していることがそれぞれ確認できる。これらの波浪外力は実験水槽及び計算領域内の水域での波浪場が定常に達してから60分間継続すると仮定し、それぞれ2波群を対象に検討を行った。また、潮位条件については高潮推算結果を参考に、高潮ピーク時、波浪ピーク時とその40分後の3潮位(それぞれ、T.P.+2.815m, +2.563m, +1.922m)とした。

(3) 実験及び計算方法

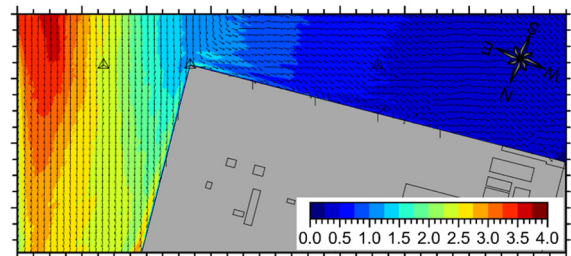
図-3.4に示す位置に波高計及び流速計を設置した。波高計は約2m間隔で格子状に設置し、岸壁上の浸水高を計測した。また、岸壁前面に設置した波高計及び流速計を用いて、岸壁法線上での越波・流出流量の計測を試みた。一方、ブシネスクモデルによる再現計算で用いる空間格子幅は $\Delta x = \Delta y = 2.5\text{m}$ とした。なお、模型配置の制約上、

表-3.1 波浪・潮位条件

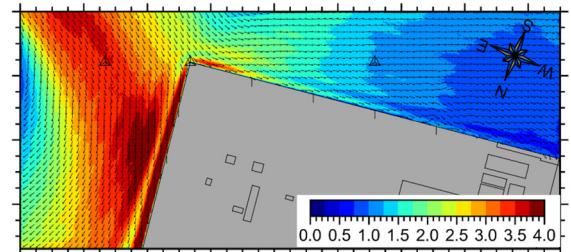
縮尺	波浪の種類	波向	潮位の種類	現地量		模型量
				潮位(m)	水深(m)	水深(mm)
1/50	台風1821号波浪 ピーク時波浪	SW	台風1821号高潮 ピーク時潮位	T.P.+2.815	18.01	360.2
		S				
		SE				
		SW	台風1821号波浪 ピーク時潮位	T.P.+2.563	17.75	355.0
		S				
		SE				
		SW	台風1821号波浪 ピーク時40分後潮位	T.P.+1.922	17.11	342.2
		S				
		SE				



(a) 波向 SW, T.P.+1.922m



(b) 波向 S, T.P.+1.922m



(c) 波向 SE, T.P.+1.922m

図-3.3 有義波高平面分布

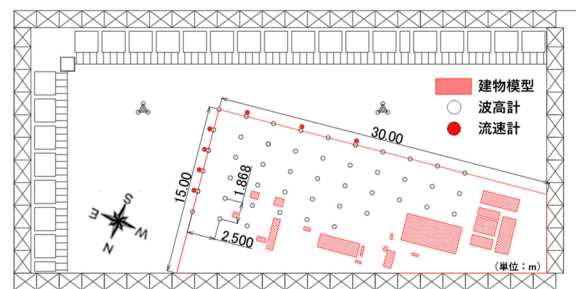


図-3.4 計測機器配置

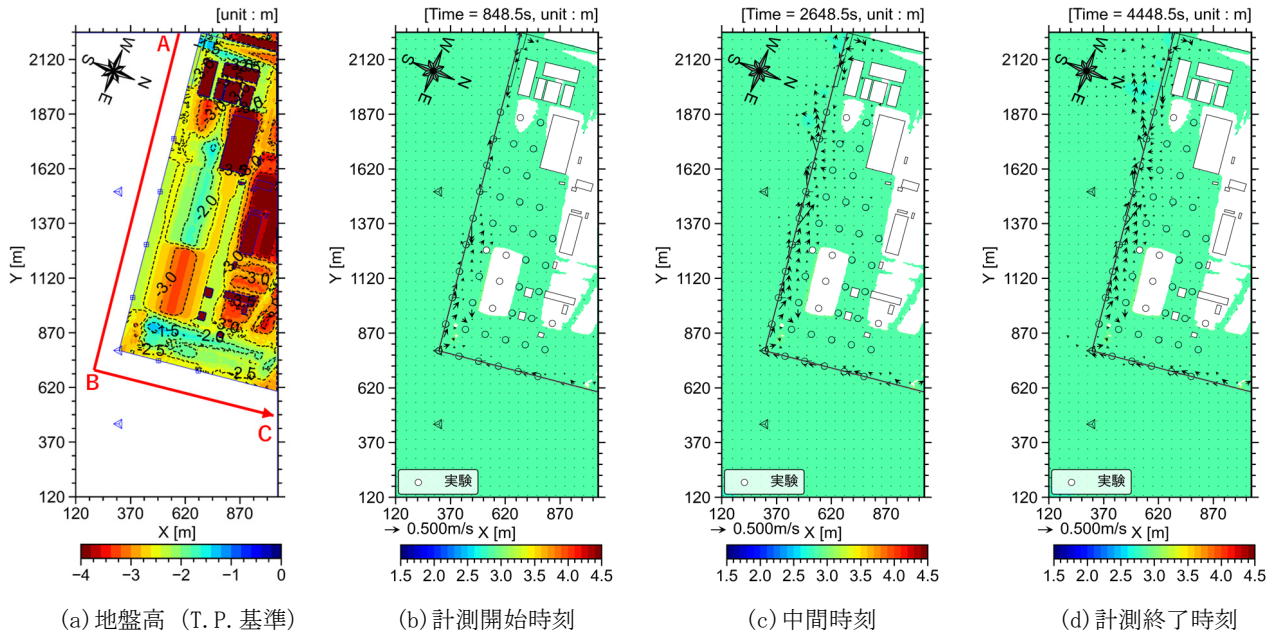


図-3.5 地盤高及び代表時刻での平均浸水高・平均流速ベクトルの平面分布(波向 SW, T.P.+2.815m)

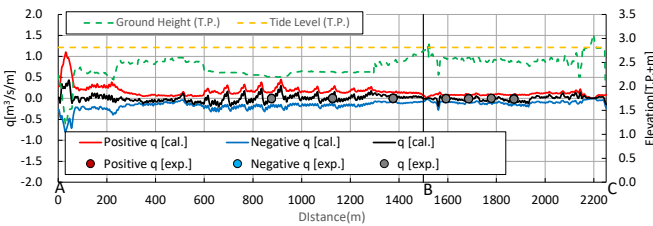


図-3.6 岸壁法線沿いの越波・流出流量  
(波向 SW, T.P.+2.815m)

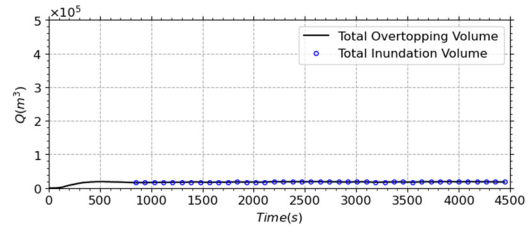


図-3.7 総越波量・総浸水量の時間変化  
(波向 SW, T.P.+2.815m)

実験及びその再現計算では東側からの入射波が不足する恐れがあるため、防波堤の沖側を含む広い計算領域で算定された岸壁法線上の複数地点での進行波高を目標波高として設定し、計測波高との誤差が最小になるよう各成分波の振幅値を一律に調整する造波検定を実施した。

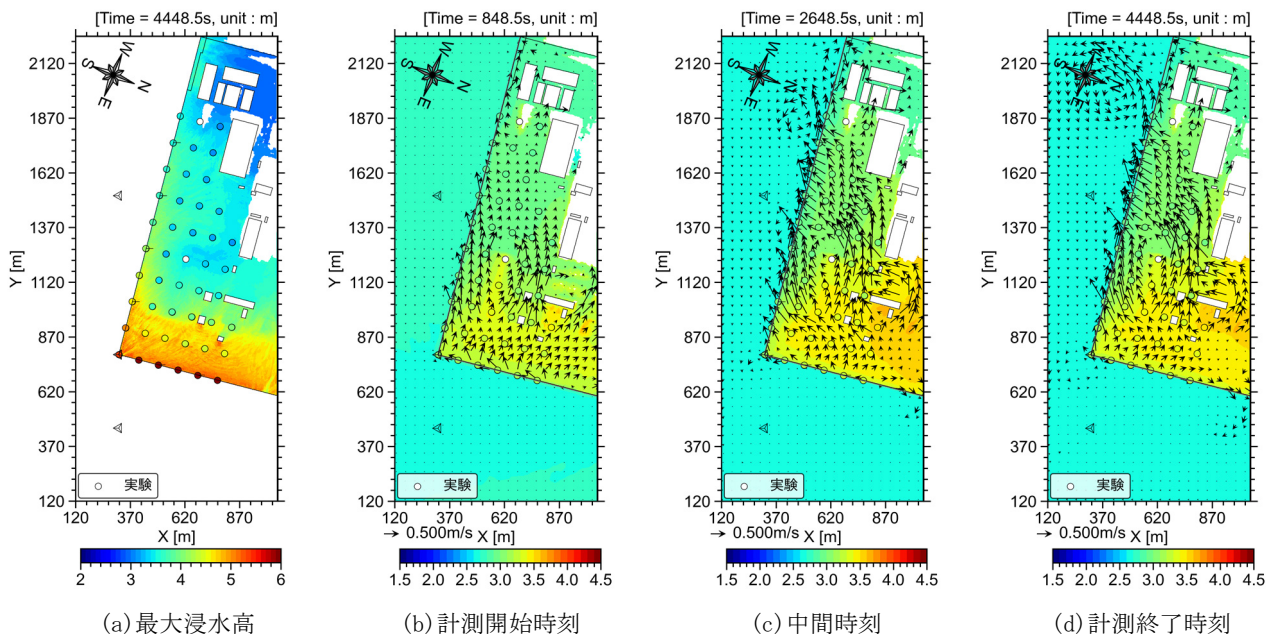
### 3.2 実験及び計算結果と考察

#### (1) 外力条件の設定

実験及び再現計算は表-3.1 に示す波浪・潮位条件に対して実施した。本報告では表に示すうち代表的な Case として、台風来襲時において高潮ピークと波浪ピークが重畳した波向 SW, 潮位 T.P.+2.815m を Case1, 同じく両ピークが重畳し、かつ岸壁前面での波高がより高くなるため、実験 Case 中で最も厳しい浸水状況となることが想定される波向 SE, 潮位 T.P.+2.815m を Case2, 台風 1821 号来襲時のピーク波高での波向及び潮位条件を再現した波向 SW, T.P.+2.563m を Case3, 及び、Case2 と同じ波浪条件であるが岸壁天端高よりも潮位が低いために、実験 Case 中で最も越波現象が卓越する波向 SE, 潮位

T.P.+1.922m を Case4 として示す。

各 Case における平面模型実験及び再現計算の結果は、最大浸水高と代表時刻における平均浸水高・平均流れ(図-3.5, 8, 11, 14), 岸壁沿いの越波・流出流量(図-3.6, 9, 12, 15), 及び、浸水量の時間変化(図-3.7, 10, 13, 16)に着目して整理した。ただし、潮位による静的な浸水が卓越する Case1 では、最大浸水高に代えて地盤高を示した(図-3.5(a))。また、計算でのみ得られる平均流れの空間分布と浸水量の時間変化を除き、これらは実験結果と計算結果を比較して図に示した。具体的には、最大浸水高または平均浸水高の空間分布を示す色コンターのうち、○印は実験結果、背景は計算結果を示す。ここで、両結果が互いによく一致していれば、再現計算結果は計測が困難な平均流れや浸水量などの実験結果を補完できるものとみなした。また、岸壁沿いの越波・流出流量は、図-3.5(a)に示す南側及び東側の岸壁法線の起点・終点(A~C 地点)に沿って○印(実験結果)及び実線(計算結果)で示した。ここで、AB 区間が南側の岸壁法線、BC 区間が東側の岸壁法線に対応する。



(a)最大浸水高 (b)計測開始時刻 (c)中間時刻 (d)計測終了時刻  
 図-3.8 最大浸水高と代表時刻での平均浸水高・平均流速ベクトルの平面分布(波向SE, T.P.+2.815m)

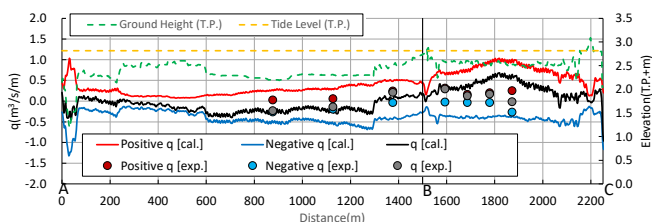


図-3.9 岸壁法線沿いの越波・流出流量  
 (波向SE, T.P.+2.815m)

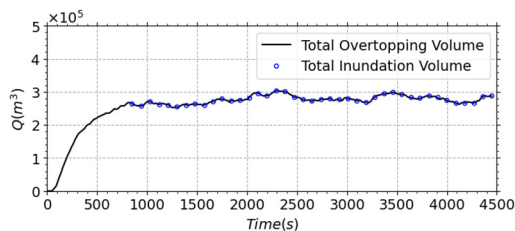


図-3.10 総越波量・総浸水量の時間変化  
 (波向SE, T.P.+2.815m)

なお、平均浸水高・平均流れは計測開始時刻、中間時刻、計測終了時刻の直前の100波分の平均値、岸壁沿いの越波・流出流量は計測終了時の直前の100波分の平均値として示した。また、総浸水量は、潮位により浸水する岸壁上の各計算格子では“浸水高-潮位”，それ以外の岸壁上の各計算格子では“浸水高-地盤高”として算出した浸水深に格子面積を乗じ、これらの総和として得られる。一方、総越波量は、岸壁法線上の越波・流出流量を時間積分して得られる単位幅あたりの越波量を岸壁沿いに足し合わせて算出した。

a) Case1 (波向SW, 潮位 T.P.+2.815m)

波向SWの波は六甲アイランド沖の防波堤に遮蔽され、岸壁前面には回折波のみが入射するため、他の波向と比較して、岸壁前面での波高は非常に小さい。また、岸壁上は潮位により広範囲に水没している。したがって、図-3.5に示す各時刻の平均浸水高において実験結果及び計算結果ともに造波開始後の浸水域の変化はほとんど見られず、越波が岸壁上の浸水過程に及ぼす影響はさほど大きくないと考えられる。ただし、平均流れを示す流速ベ

クトルに着目すると、僅かではあるが時間経過とともに岸壁上で西向きの流れが徐々に発達する様子が確認される。このとき、計算結果において岸壁法線上での越波・流出流量はほぼバランスしていることが図-3.6から確認されるが、正味の越波流量は東側護岸と南側護岸の東側で僅かに正（流入）、南側護岸の西側で僅かに負（流出）となっており、上述した平均流れの傾向と良く整合する結果が得られている。また、図-3.7より、越波による岸壁上の浸水量は僅かであることに加え、これらは岸壁沿いの総越波量として適切に把握できていることが確認される。

b) Case2 (波向SE, 潮位 T.P.+2.815m)

波向SEでは防波堤開口部から波が岸壁に直接入射するため、波向SWに比べ岸壁前面での波高は大きい。また、岸壁上は潮位により同様に広範囲に水没している。したがって、図-3.8に示す最大浸水高では、特に東側岸壁及び南側岸壁の東側とその背後で5.0m~6.0mと高い値が計測及び算定されている。また、東側岸壁法線上では実験結果のほうが計算結果に比べ大きいのが、後述するように

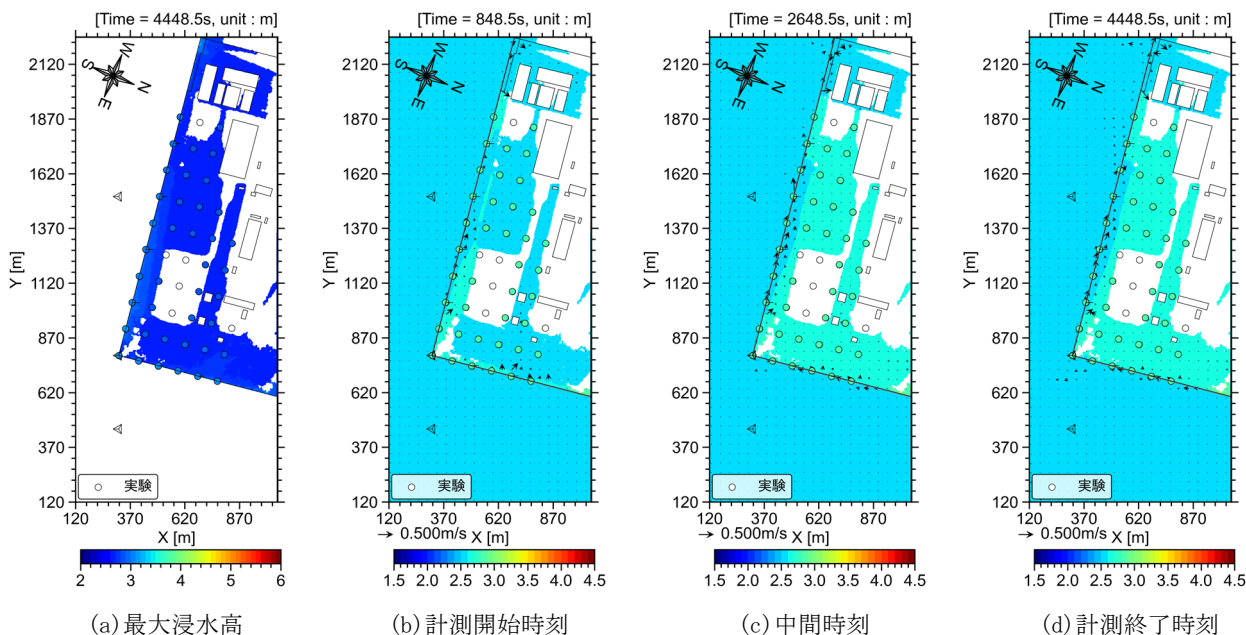


図-3.11 最大浸水高と代表時刻での平均浸水高・平均流速ベクトルの平面分布(波向 SW, T.P.+2.563m)

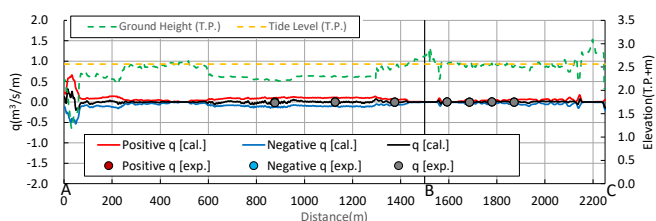


図-3.12 岸壁法線沿いの越波・流出流量 (波向 SW, T.P.+2.563m)

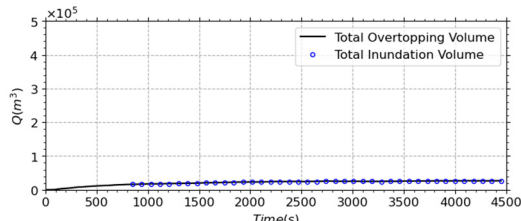


図-3.13 総越波量・総浸水量の時間変化 (波向 SW, T.P.+2.563m)

これには波による水面変動の影響も含まれている。また、各代表時刻における平均浸水高・平均流れに着目すると、岸壁背後の埠頭用地において、時間経過とともに、東側岸壁から流入した水塊が標高の高い部分や建物を避けながら、埠頭用地の北側にも広がりつつ南側岸壁へ移動する様子が、平均浸水高や流速ベクトルの向きの変化から確認できる。このとき、実験及び計算において潮位による浸水は定常かつ一様であることから、岸壁上でのこれらの水塊の移動及び浸水域の拡大は越波によるものであることが確認できる。さらに、岸壁沿いの越波・流出流量の空間分布を示した図-3.9において、正味の越波流量の計算結果に着目すると、計測終了時刻に東側岸壁で正（流入）、南側岸壁で負（流出）となっていることが確認できる。一方、実験結果の絶対値がこれらに比べかなり過小であることは、法線方向に様でない岸壁上の越波・流出流量をある代表断面で計測することの困難さを示しているものと考えられる。また、図-3.10より、岸壁上の浸水量は造波開始後800s（現地量）に $2.7 \times 10^5 \text{m}^3$ 程度で定常状態となっていることが確認される。

c) Case3 (波向 SW, 潮位 T.P.+2.563m)  
 波浪ピーク時には、岸壁上は潮位により一部が水没している。図-3.11に示す平均浸水高に着目すると、波浪条件はCase1と同一であるが、潮位が低いため、造波開始後の浸水域の変化はほとんど見られず、越波が岸壁上の浸水過程に及ぼす影響は小さく、Case1と比較して浸水範囲が狭い。さらに平均流速ベクトルに着目すると、僅かではあるが時間変化とともに岸壁上での流れが徐々に発達する様子が確認されるが、浸水域が狭いため、越波による流れの発生域も限定的である。図-3.12に示す岸壁沿いの越波・流出流量からも越波による影響が少ないことが確認でき、東側岸壁法線上でみられる僅かな越波・流出流量は流入した水塊がそのまま流出しており、正味の越波流量は小さい。また、図-3.13からも越波による岸壁上の浸水量は僅かであることが確認される。

d) Case4 (波向 SE, 潮位 T.P.+1.922m)  
 波浪ピーク時40分後の潮位は岸壁天端高に比べ低いいため、岸壁前面に作用する大きな波高により、岸壁上では越波が卓越する。したがって、図-3.14に示す最

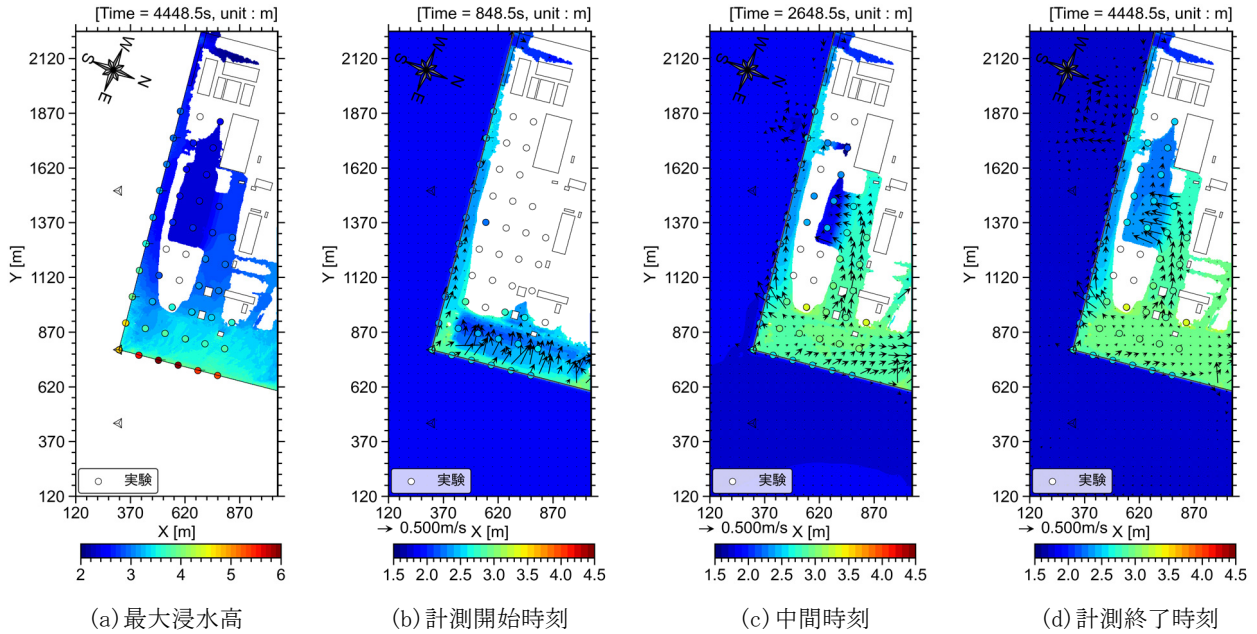


図-3.14 最大浸水高と代表時刻での平均浸水高・平均流速ベクトルの平面分布(波向 SE, T.P.+1.922m)

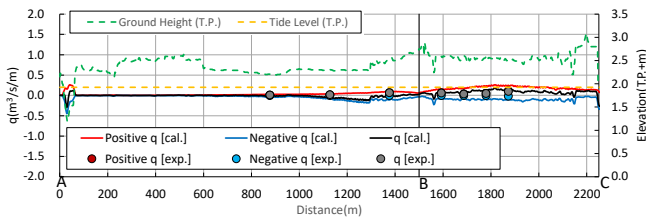


図-3.15 岸壁法線沿いの越波・流出流量  
(波向 SE, T.P.+1.922m)

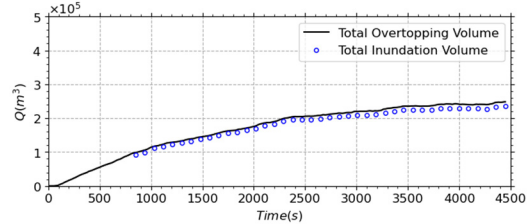


図-3.16 総越波量・総浸水量の時間変化  
(波向 SE, T.P.+1.922m)

大浸水高では、実験結果において、水面変動の影響を受けやすい東側岸壁及び南側岸壁の東側の法線上で 5.0m～6.0m と高い値が計測されている。しかし、弱非線形性のブシネスモデルでは水面波形としての波の打上げ高を適切に算定できないため、計算結果は過小である。一方、越波による水面変動の影響が弱まる岸壁背後では、計測及び算定された平均浸水高は比較的良く一致している。また、各代表時刻における平均浸水高・平均流れに着目すると、時間経過とともに浸水域が西側に広がる様子がよく表れており、東側岸壁から流入した水塊が標高の低い部分を伝い南側岸壁に向かって移動する様子が確認できる。岸壁上のこのような浸水過程は越波によって生じている。さらに、岸壁沿いの越波・流出流量の空間分布を示した図-3.15 において、正味の越波流量の計算結果に着目すると、東側岸壁で正(流入)であるのに対し、南側岸壁で負(流出)となる流量は僅かである。これは、岸壁上の浸水量が計測終了時まで定常状態に達せず、浸水が未だ継続していることを示す図-3.16 の結果と整

合している。

(2) 定常状態を仮定して算定した浸水深との比較

高山<sup>3)</sup>による簡易算定法を用いて岸壁上の浸水深を算定し、本研究で算定された浸水深と比較した。簡易算定法について岸壁上への越波流量  $q_{in}$  の推定には、基本的には合田による直立護岸に対する越波流量算定図<sup>2)</sup> またはその近似式<sup>14)</sup>を用いる。算定図あるいは近似式による越波流量  $q_{in}$  の推定には換算沖波波高  $H_0'$ が必要となるが、対象岸壁を除いた地形データに対して波浪変形計算を実施することで岸壁法線の進行波諸元を取得することにより求めた。さらに、本来ならば簡易算定法の適応対象外であるが、潮位により岸壁が水没する場合に対して、本研究では天端高  $h_c \leq 0$  のとき、天端高  $h_c = 0$  の岸壁上への越波流量  $q_{in}$  が発生するとみなして簡易算定法を適用し、越波による浸水深  $d$  を算定することとした。また、流出流量  $q_{out}$  は、高山<sup>3)</sup>による式(4)のうち補正係数  $C_d$  について、本間<sup>15)</sup>による流量公式を参考に  $C_d = 0.577$  と修正して用いた。なお、式(4)は、越波流量  $q_{in}$  と  $q_{out}$  の半分が等



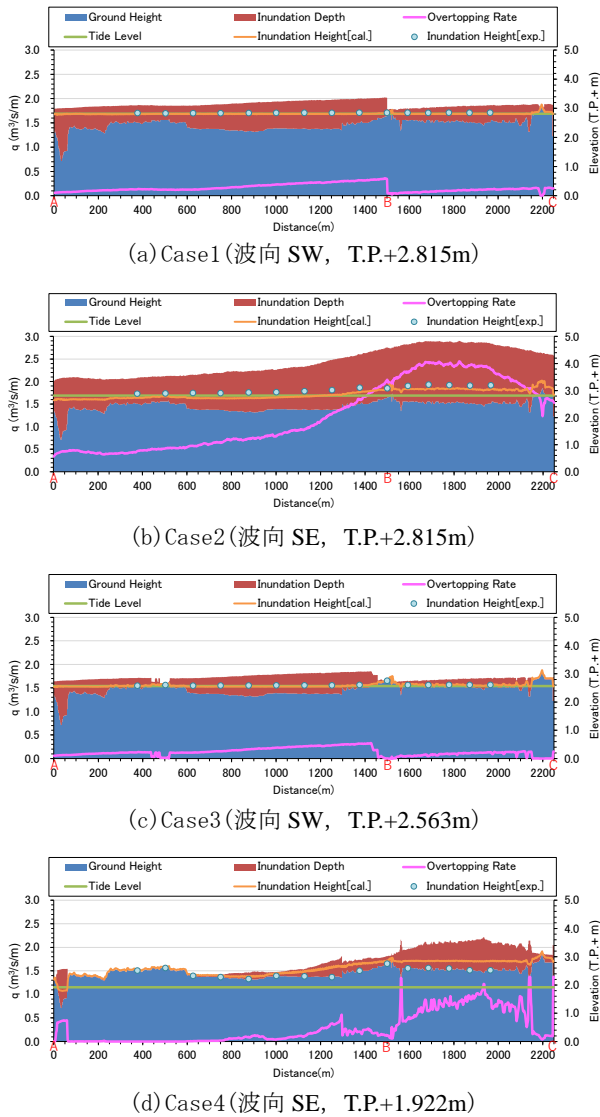


図-3.17 高山の方法に基づく岸壁上の浸水深

しいと仮定して導出される。

$$q_{out} = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2gd^3} \quad \text{ただし, } C_d = 0.577 \quad (4)$$

$$d = \left[ \frac{1}{2g} \left( \frac{3}{C_d} \right)^2 q_{in}^2 \right]^{1/3}$$

図-3.5(a)のA~C地点に示す岸壁法線に対し簡易算定法を適用し、岸壁上の越波流量及び浸水深を算定した。図-3.17には簡易算定法により算定した各Caseでの浸水深及び越波流量を示すとともに、実験及びその再現計算で算定された計測終了時の平均浸水深を示している。図-3.17(a)に示すCase1では、ほとんどの区間で潮位による浸水がみられるため、簡易算定法により算定した浸水深に、潮位による浸水深を加算することで全体の浸水深を求めた。ここで、南側岸壁と東側岸壁が接するB地点を境に浸水深に段差が生じている理由は、岸壁法線への入射波向の違いによりB地点で越波流量が不連続に変化

するためである。すなわち、簡易算定法では水面勾配により浸水深が平滑化される現象は考慮されない。一方、各岸壁沿いの水面勾配が比較的なだらかな様子は換算沖波波高の分布に対応している。なお、このCaseでは越波が浸水過程に及ぼす影響は小さいため、すべての越波流量が同じ岸壁法線から流出すると仮定した浸水深は、平均浸水深の実験結果及び計算結果に比べやや過大である。図-3.17(b)に示すCase2では、Case1と同じ潮位に、高波浪の越波流量に対して算定した浸水深を加算したため、平均浸水深の実験結果及び計算結果に比べ極めて過大な浸水深が算定された。これは、水没した岸壁天端上を伝播する波による水粒子運動を無視したために、岸壁上に滞留する水塊量を過大に見積もったことが原因と考えられる。なお、Case1とは異なり、B地点で浸水深の段差が生じていない。これは、波向SEでは南側岸壁と東側岸壁との間で越波流量の算定に用いた換算沖波波高が連続的に変化するためである。図-3.17(c)に示すCase3では、ほとんどの区間で潮位による浸水がみられるため、簡易算定法により算定した浸水深に、潮位による浸水深を加算することで全体の浸水深を求めた。Case1と同様の原因で、B地点を境に浸水深に段差が生じていることが確認できる。図-3.17(d)に示すCase4では、ほとんどの区間で潮位による浸水がみられないため、これらの区間では簡易算定法の本来の適用方法に従い浸水深が算定される。したがって、背後の浸水域が比較的狭い範囲に限られる南側岸壁沿いの浸水深は、図中及び図-3.14に示す平均浸水深の実験結果及び計算結果に比較的良好一致している。しかし、越波水塊が背後に広がり海側に流出しない状況は高山の方法で想定された現象とは異なるため、東側岸壁沿いの浸水深は過大に算定されることが確認された。

#### 4. あとがき

本研究においては、台風1821号来襲時の神戸港六甲アイランド地区を対象として、時々刻々の波浪・潮位条件を変化させた埠頭越波浸水計算を実施するとともに、波浪・潮位を一定とした平面模型実験とその再現計算を実施し、越波浸水過程の把握を試みた。研究の結果得られた主要な結論を以下に示す。

- ・遷移期間を設けて異なる時刻の成分波の振幅及び静的な高潮潮位を滑らかに接続できるよう、ブシネスクモデルの造波方法を修正し、時々刻々の波浪・潮位条件を変化させた埠頭越波浸水計算を行った。現状の計算モデルでは痕跡高を説明できるほどの最大浸水深は算定されな

いものの、各時刻における岸壁法線に沿う越波流量や流出流量及び浸水履歴に応じて、浸水域が時間変化する過程が算定されることを確認した。

・波浪・潮位を一定とした越波浸水状況の平面模型実験及びブシネスクモデルによる再現計算を行った。その結果、実験結果に対する計算結果の再現精度が高いことを確認したうえで、実験結果を補完する再現計算結果として岸壁上での越波水塊の平面的な挙動について確認し、越波量と流出量が均衡することで定常状態へと近づき、岸壁埠頭特有の越波浸水過程を面的に把握することができた。

・波浪・潮位を一定とした越波浸水状況の平面模型実験及びその再現計算で得られた浸水深と簡易算定法による浸水深の比較を通じて、越波による岸壁上の浸水深の簡易算定法に関して、平面波浪場への適用性に関する課題を明らかにした。

(2023年8月3日受付)

## 謝辞

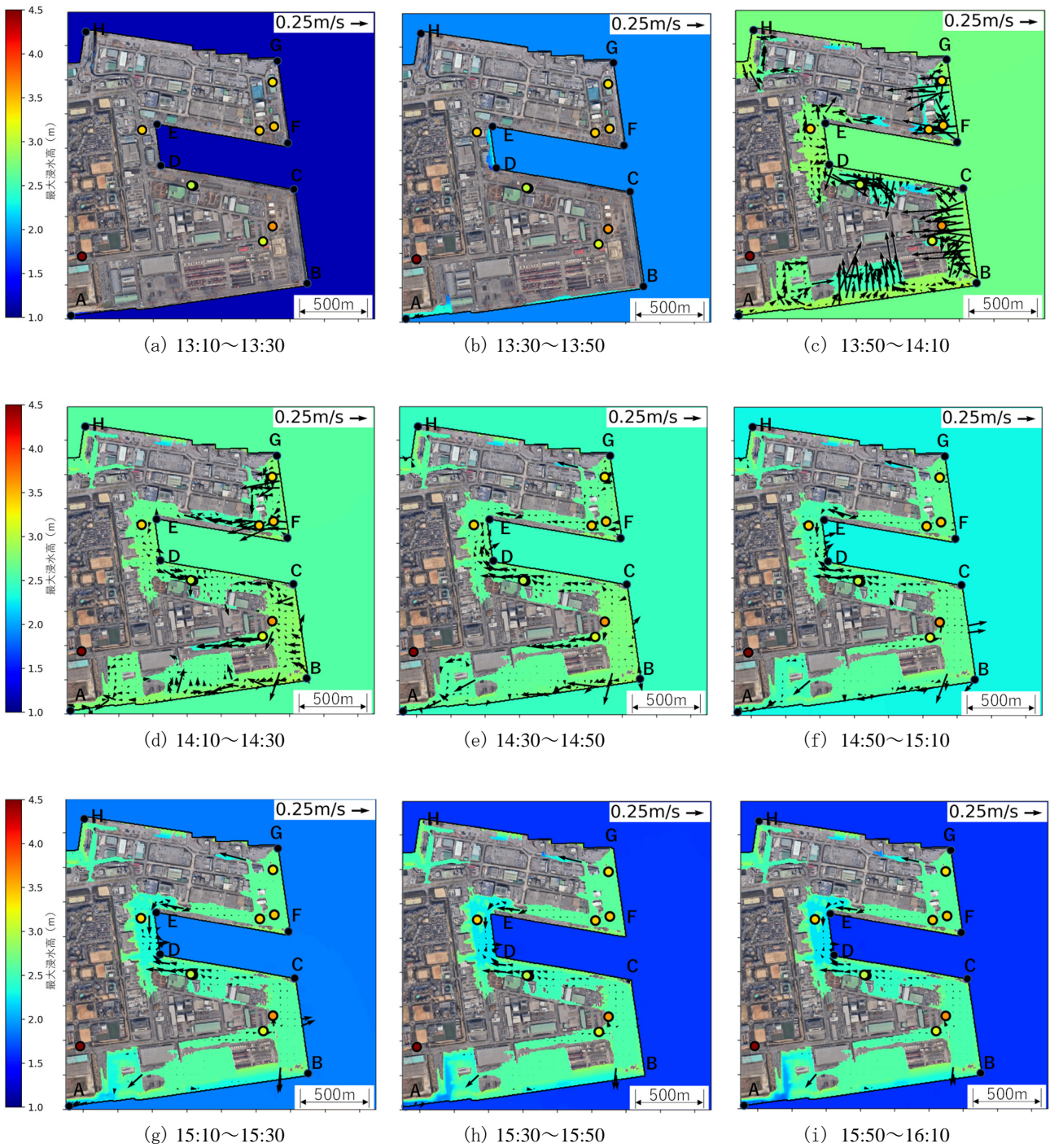
ブシネスクモデルによる埠頭越波浸水計算の境界条件として用いた波浪・高潮推算結果は国土交通省近畿地方整備局よりご提供いただきました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

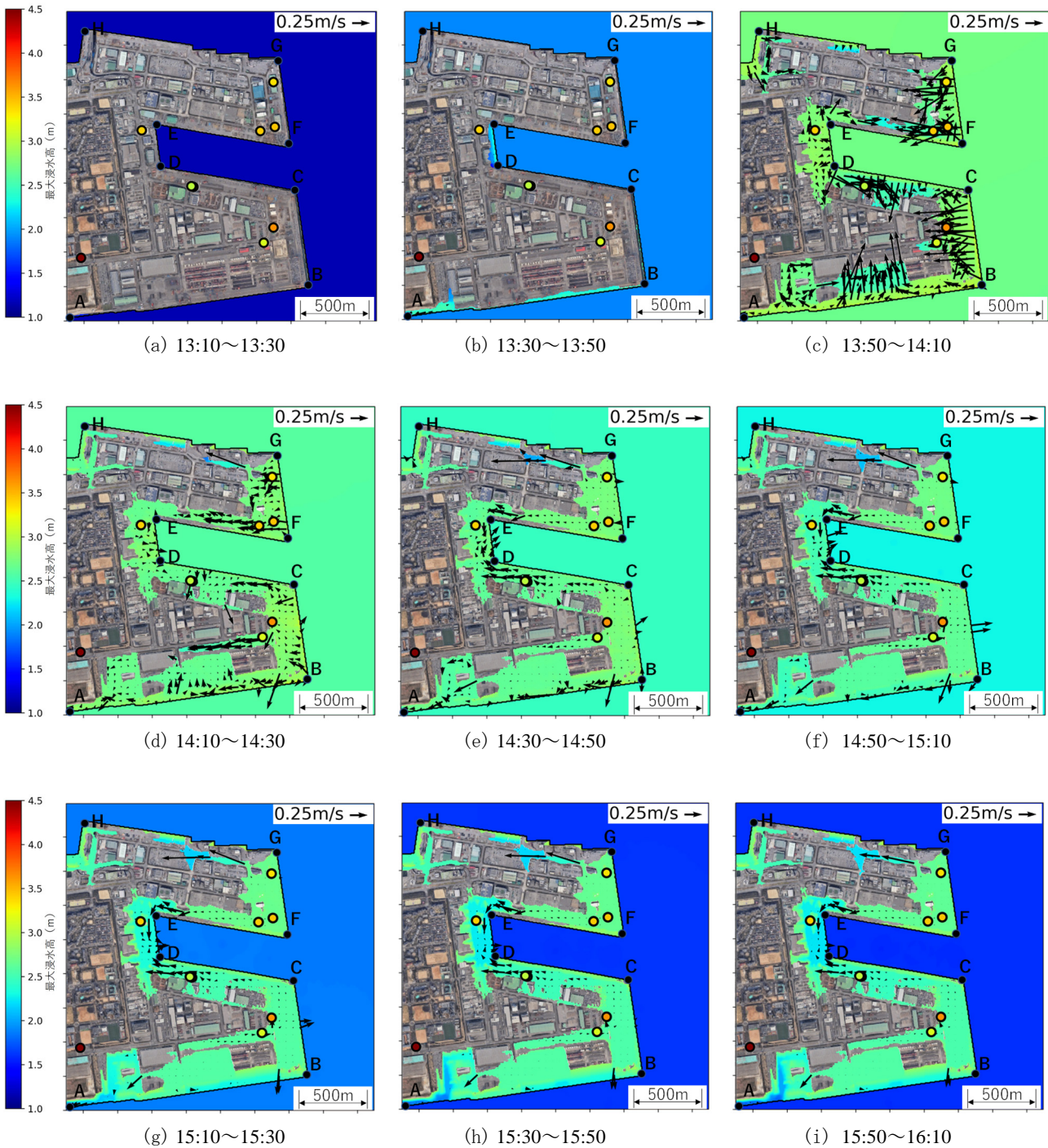
- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，2018年。
- 2) 合田良実，岸良安治，神山豊：不規則波による防護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，1975年，pp. 3-44。
- 3) 高山知司：沿岸防災技術研究所の活動について（平成29年度），沿岸技術研究センター論文集，No. 18，2018年，pp. 69-75。
- 4) 濱野有貴，平山克也：越波伝達波を考慮した港内岸壁上の越波浸水解析，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 76，No. 2，2020年，pp. 977-982。
- 5) 濱野有貴，平山克也：時間変化する波浪・潮位に対するブシネスクモデルによる埠頭越波浸水計算，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol. 77，No. 2，2021年，pp. I\_25-I\_30。
- 6) 濱野有貴，平山克也：高潮時における岸壁上の越波浸水過程に関する平面模型実験とその再現計算，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol. 78，No. 2，2022年，pp. I\_601-I\_606。
- 7) 国土交通省近畿地方整備局港湾空港部：大阪湾港湾等における高潮対策検討委員会，2018年，<https://www.pa.kkr.mlit.go.jp/measures/plan/safety/takasiotaisaku/index.html>
- 8) 兵庫県：大阪湾港湾等における高潮対策検討委員会（第2回尼崎西宮芦屋港部会）資料1 潮位・高波再現シミュレーションについて，2018年，<https://web.pref.hyogo.lg.jp/ks17/takashio/documents/05choitakanamisaign.pdf>。
- 9) 平山克也，岩瀬浩之，加島寛章：造波境界上の水深と方向スペクトルの空間変化を考慮した多方向不規則波の造波とその特性，港湾空港技術研究所報告，Vol. 51，No. 1，2012年，pp. 3-22。
- 10) 平山克也，平石哲也，細谷徳男：時間的に変化する波浪の造波とその解析，海岸工学論文集，Vol. 46，2000年，pp. 6-10。
- 11) 2018年台風21号Jebi沿岸災害調査団(2018)土木学会海岸工学委員会，<http://www.coastal.jp/>。
- 12) Nobuhito Mori, Tomohiro Yasuda, Taro Arikawa, Tomoya Kataoka, Sota Nakajo, Kojiro Suzuki, Yusuke Yamanaka and Adrean Webb: 2018 Typhoon Jebi Post-Event Survey of Coastal Damage in the Kansai Region, Japan. *Coastal Engineering Journal*, Vol61, 2019, pp278-294, 2019.
- 13) 平山克也，中村聡孝，相田康洋：浅海変形後の多方向不規則波を造波するための造波装置改良，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 72，No. 2，2016年，pp. I\_1765-I\_1770。
- 14) 高山知司，永井紀彦，西田一彦：各種消波工による越波流量の減少効果，Vol. 21，No. 2，1982年，pp. 151-205。
- 15) 本間仁：低溢流堰堤の流量係数（第一編），Vol. 26，No. 6，1940年，pp. 635-645

## 付録A 時間変化する波浪・潮位条件に対する埠頭越波浸水計算の平面分布図一覧

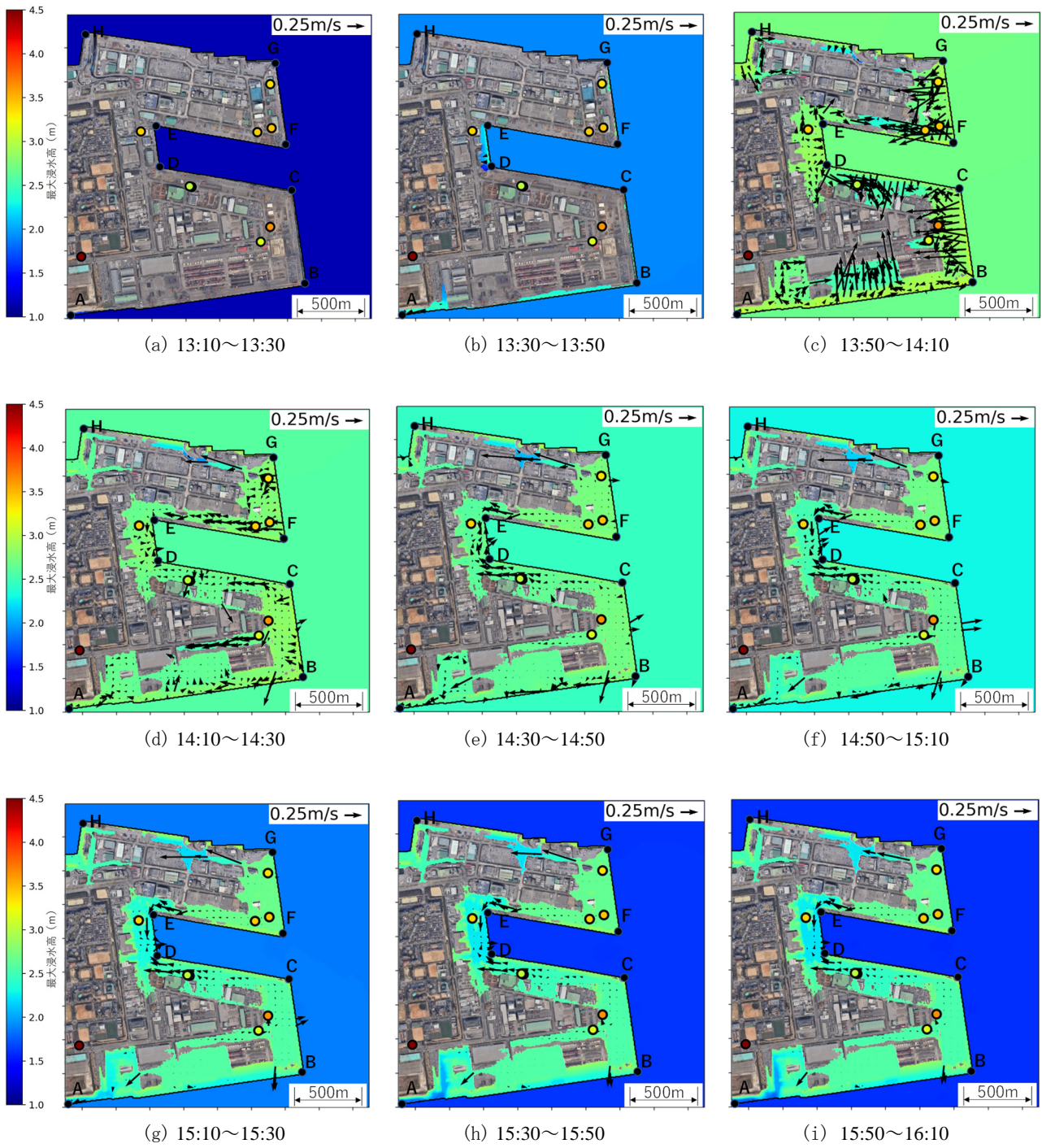
付図-1～付図-3に2章で算定した各時刻の最大浸水深分布，付図-4～付図-6に各時刻の最大浸水深分布（越波寄与分）を示す。



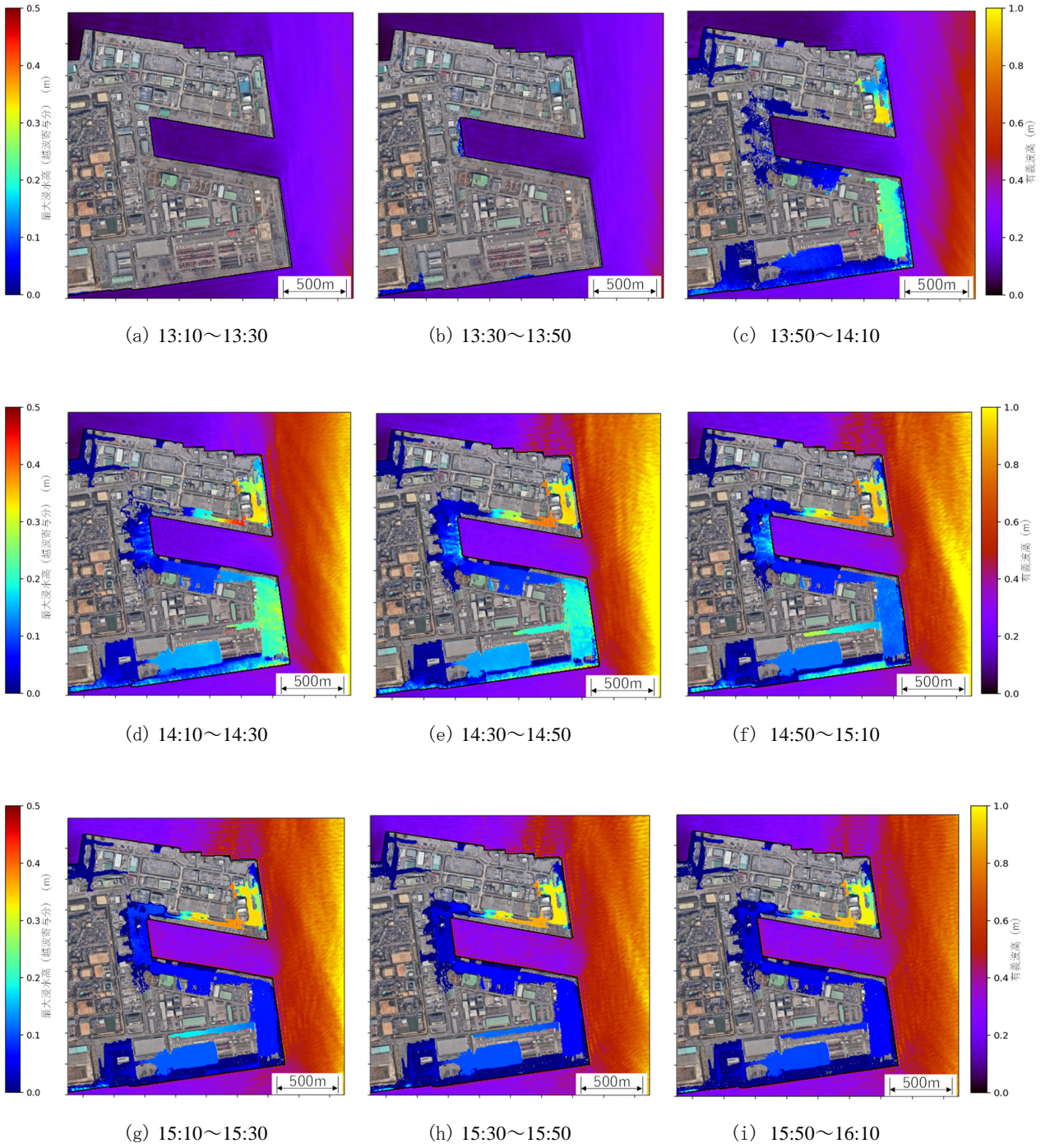
付図-1 Case1における各時刻の最大浸水高・平均流速ベクトルの平面分布



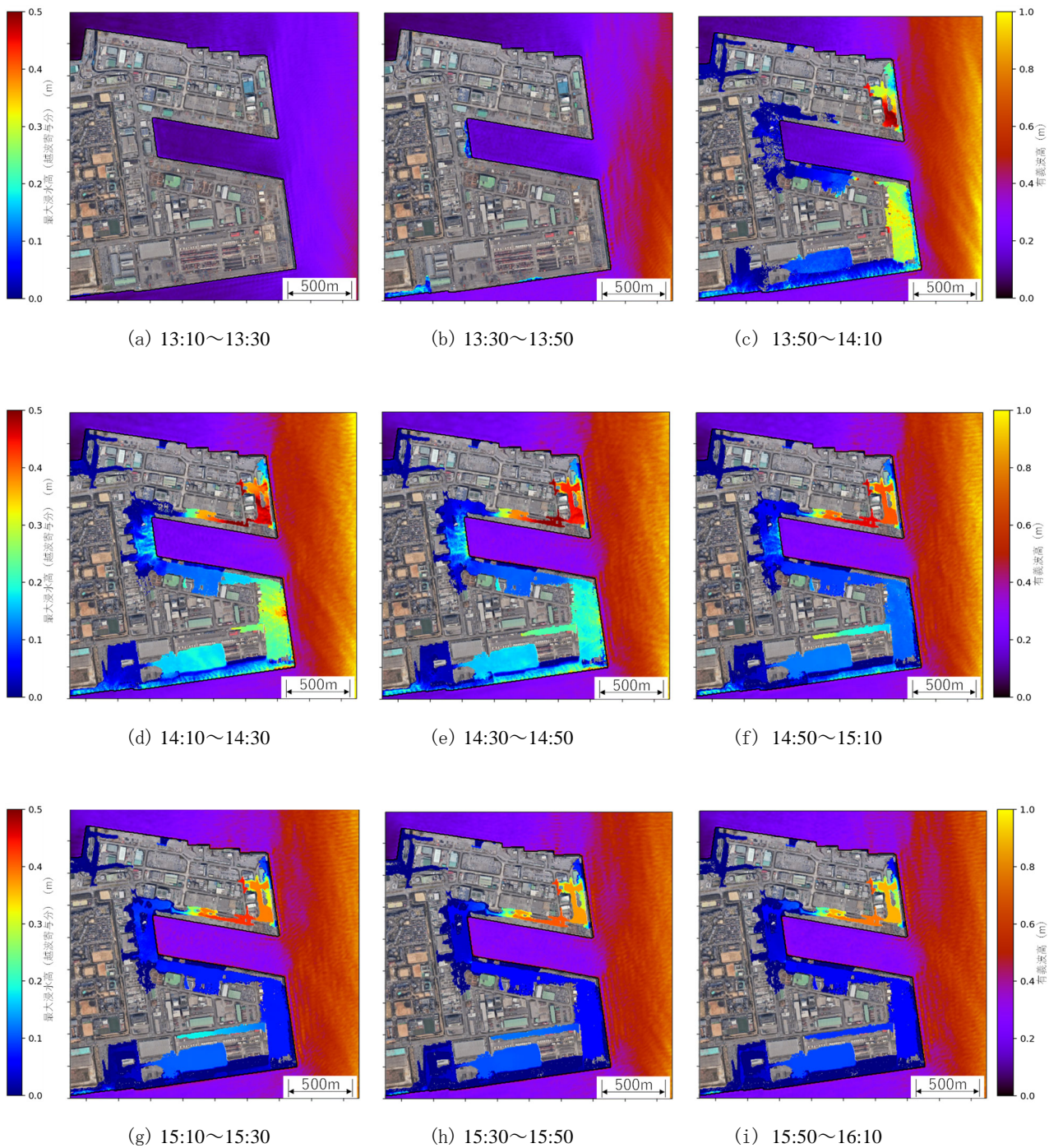
付図-2 Case2における各時刻の最大浸水高・平均流速ベクトルの平面分布



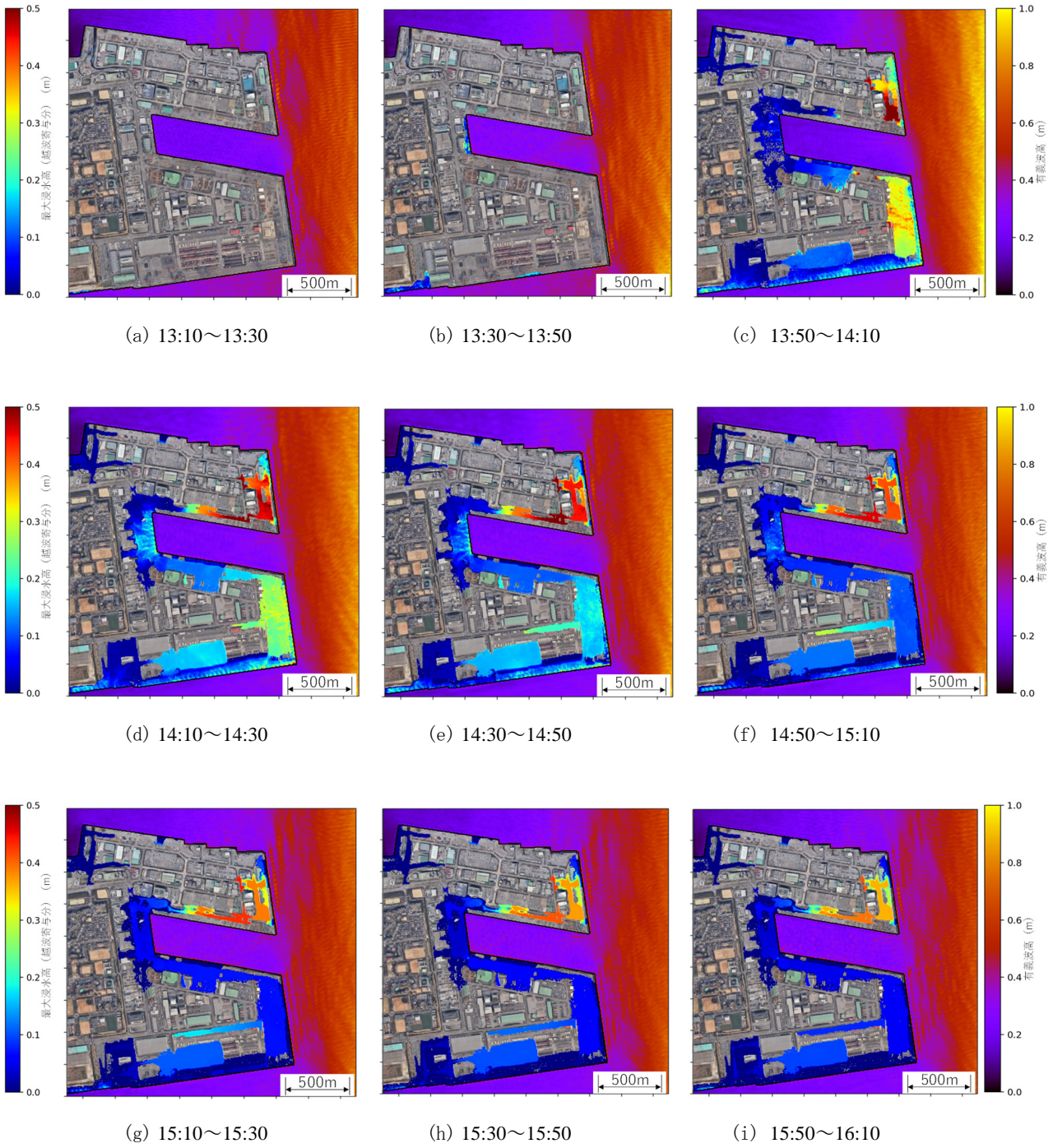
付図-3 Case3における各時刻の最大浸水高・平均流速ベクトルの平面分布



付図-4 Case1における各時刻の最大浸水高分布 (越波寄与分)



付図-5 Case2 における各時刻の最大浸水高分布 (越波寄与分)



付図-6 Case3 における各時刻の最大浸水高分布 (越波寄与分)