

都市域における高潮氾濫解析

武田 誠・上塚 哲彦・井上 和也・戸田 圭一・林 秀樹

NUMERICAL ANALYSIS OF OVERLAND FLOOD FLOW DUE TO STORM SURGE IN AN URBAN AREA

By Makoto TAKEDA, Tetsuhiko UETSUKA, Kazuya INOUE,
Keiichi TODA and Hideki HAYASHI

Synopsis

Overland flood flows due to storm surge in an urban area are studied by means of a numerical analysis model which comprises a 2-D storm surge model and a 2-D overland flood flow model. First, actual overland flood flows caused by a storm surge are simulated and the accuracy of the simulation results is examined. Next, the measures for storm surge in Osaka city is evaluated. Finally, the main factors of urbanization, buildings, houses and a sewerage system are taken up, and their influence on the characteristics of overland flood flows is discussed. Through these studies, the validity of the simulation model for inundation analysis is demonstrated and the influence of urbanization on overland flood flows is clarified.

1. はじめに

“高潮災害”は、都市湾域部で生じる大規模な水災害の一つである。近年では、大規模な高潮の来襲がないことや防潮施設の効果もあって、甚大な高潮災害は生じておらず、人々の高潮災害に関する危険意識は薄れているように思われる。しかし、何らかの影響による防潮施設の機能低下や地球温暖化による海面上昇の影響などにより、大規模な高潮災害が発生しないとは言いきれない。ひとたび災害が発生すれば、甚大な被害が生じることは容易に予想できるため、ハード的な対策と併せて被害を最小限にくい止めるソフト的な対策も不可欠であろう。ソフト的な対策を検討するためには、高潮による氾濫状況を把握することが何よりも重要であって、その特性を考慮した上で対策を講じる必要がある。

著者らは、都市域における高潮氾濫災害の評価を目的とし、そのための数値解析モデルの開発を目指している。これまで、高潮氾濫解析を用いた研究¹⁾は行われているが、その精度については詳細に議論されておらず、定性的な評価のみを用いて数値解析モデルの妥当性が述べられているようである。そこで、本研究では、過去大阪湾周辺都市に大きな浸水被害をもたらしたジェーン台風を用いて、その氾濫域の再現計算を試み、数値解析モデルの妥当性を検討するとともに、氾濫状況を詳細に考察した。また、現在の大阪市の高潮対策がどれほど有効であるかを検討するため、大阪市が高潮対策上想定している「計画台風」を用いて数値実験を試みた。さらに、大阪市のように都市化が進んだ地域では建築物、道路、下水道施設が発達しており、ひとたび氾濫が生じれば、それらは氾濫状況に何らかの影響を与えることが予想される。そこで、本研究では都市化として構造物と下水道施設を取り上げ、その影響を考慮してモデル的に解析をすすめ、氾濫状況に対する構造物および下水道施設の影響を評価した。

2. 数値解析モデル

2.1 支配方程式

高潮解析に用いる支配方程式には、以下に示す浅水方程式を用いている。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho_w} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_w} \\ & + A_h \left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) + fN \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho_w} - \frac{\tau_{by}}{\rho_w} \\ & + A_h \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) - fM \quad \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

ここに、 h ：水深、 u 、 v ：それぞれ x 、 y 方向の流速、 M 、 N ：それぞれ x 、 y 方向の流量フラックスで、 $M = uh$ 、 $N = vh$ 、 H ：基準面から自由水面までの高さ、 ρ_w ：海水の密度、 p ：気圧、 τ_{sx} 、 τ_{sy} ：それぞれ自由水面上でのせん断応力の x および y 方向成分、 τ_{bx} 、 τ_{by} ：それぞれ水底面でのせん断応力の x および y 方向成分、 f ：Coriolis のパラメータ、 g ：重力加速度、 A_h ：渦動粘性係数である。

自由水面上でのせん断応力は風速の 2 乗に比例すると考えられており、一般に用いられている次式を使用することにする。

$$\tau_{sx} = \rho_a f_s W_x \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad \tau_{sy} = \rho_a f_s W_y \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 ρ_a ：空気の密度、 f_s ：自由水面上での抵抗係数、 W_x 、 W_y ：それぞれ自由水面上での x 、 y 方向の風速である。水底面での摩擦応力については、高潮のように自由水面上に大きなせん断応力が働く流れでは、Manning 則を用いるとすれば水表面の応力を考慮した次式が用いられる。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_w g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} - k \tau_{sx} \quad \tau_{by} = \frac{\rho_w g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} - k \tau_{sy} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 n ：Manning の粗度係数、 $k = 0.25^{(2)}$ である。

本研究では、この基礎方程式を差分式に変換して数値計算を行う。運動量保存則の差分化は、時間に関しては前進差分、移流項には Donor スキーム、圧力項には中央差分、底面摩擦項には Vasiliev の不安定を避けるため implicit な取り扱いを用いた。また、連続式の差分化は、時間に関して前進差分、空間に関して中央差分を用いた。それらを Leap Frog 的に取り扱い計算を進めた。

高潮計算では、気圧場、風速場および開境界の扱いが重要である。本研究では、気圧分布には次式で示される指数関数表現の Schloemer の式を用いる。

$$P = P_c + \Delta P \exp \left(- \frac{r_m}{r} \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 r ：中心からの距離、 P ：中心から距離 r における気圧、 P_c ：中心気圧、 ΔP ：中心気圧低下量、 r_m ：最大旋衡風速半径である。また、風速分布は、台風移動に伴って発生する風 (V_p) と、気圧傾度による傾度風 (V_{gr}) から換算される海上 10 m の傾度風 (V_{10}) とのベクトル和によって決定する。台風の進行に伴う場の風 V_p 、傾度風 V_{gr} および V_{10} はそれぞれ次式で与えられる。

$$V_p = C_1 V_i \exp(-\beta r) \quad \frac{V_{gr}^2}{r} + f V_{gr} = \frac{1}{\rho_a} \frac{\partial P}{\partial r} \quad V_{10} = C_2 V_{gr} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 V_i は台風の移動速度、 C_1 、 C_2 、 β はいずれも定数であり、本研究では、 C_1 と C_2 にはそれぞれ一般

的な $4/7$ と 0.6 を、 β には宇多ら³⁾ に従い $\pi/(400 \times 1000)$ を用いた。そして、 V_{10} と V_{gr} の偏角は 30° とした。

さらに、開境界の設定については、著者らが提案している高潮解析手順⁴⁾を用いた。それは Fig. 1 に示すように、まず、高潮のみの影響に着目し、日野・仲座による無反射境界条件⁵⁾を用いて陸境界からの反射波 (η_r) を考慮し、入射波として気圧低下による吸い上げ量 (η_s) を与えて解析を行う。次に、開境界部で計算された水位上昇量 (η_1) と推算天文潮 (η_t) を合算して新しく開境界値 (η) を求め、最終的な高潮計算を行うものである。ここで用いられた、気圧低下による吸い上げ量は次式で表される。

$$\Delta h_p = 0.9914p \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 Δh_p ：吸い上げによる上昇量 (cm)、 Δp ：周辺気圧からの気圧低下量 (hPa) である。また、推算天文潮には、主太陰半日周潮 (M_2)、主太陽半日周潮 (S_2)、日月合成日周潮 (K_1)、主太陰日周潮 (O_1)、主太陰橈率潮 (N_2)、日月合成半日潮 (K_2)、主太陽日周潮 (P_1)、主太陰橈率潮 (Q_1)、太陽年周潮 (S_a) の9分潮より成る潮汐を与えている。本高潮解析手順は、2段階計算を行うことで計算量の増加というデメリットは生じるが、高潮の全過程を考えると、物理的にみてより自然な境界条件を与え、開境界部における数値的な振動を抑えるという点で有効であろう。

氾濫計算を行うには、堤内地への浸水流量を決定する必要がある。浸水には、潮位が堤防天端を越えることで生じる越流と、波浪が堤防を乗り越えることで生じる越波が考えられる。それぞれの流量を以下の方法によって決定する。

越流量の算出については、岩佐・井上・水島⁶⁾に従い、本間の越流公式⁷⁾を用いた。すなわち、外水位を H_r 、堤防高を H_0 、堤内水位を H_f 、破堤長さを L としたとき、 $h_1 = H_r - H_0$ 、 $h_2 = H_f - H_0$ とすれば、 $h_1 > 0$ かつ $H_r > H_f$ のときの越流量 Q_0 は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} h_2/h_1 \leq 2/3 \quad \text{のとき} \quad Q_0 &= \mu L h_1 \sqrt{2g h_1} \\ h_2/h_1 > 2/3 \quad \text{のとき} \quad Q_0 &= \mu' L h_2 \sqrt{2g (h_1 - h_2)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで μ 及び μ' は、完全越流および潜り越流時の流量係数で長方形の堰の場合、それぞれ 0.35 及び 0.91 とされている。 $h_2 > 0$ かつ $H_r < H_f$ のときに生じる堤内地から堤外地への逆越流の場合にも同様な取り扱いを行う。

越波流量の算出については、上塚・中川・井上⁸⁾と同様の手法を用いた。まず、次式に示す井島⁹⁾の式から来襲波の特性を求める。

$$\begin{aligned} \frac{g H_{1/3}}{U^2} &= 0.30A \left[1 - \left\{ 1 + \frac{0.004}{A} \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/2} \right\}^{-2} \right] \\ \frac{g T_{1/3}}{2\pi U} &= 1.37B \left[1 - \left\{ 1 + \frac{0.008}{B} \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/3} \right\}^{-5} \right] \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$A = \tanh \left[0.578 \left(\frac{g h_t}{U^2} \right)^{3/4} \right]$$

$$B = \tanh \left[0.520 \left(\frac{g h_t}{U^2} \right)^{3/8} \right]$$

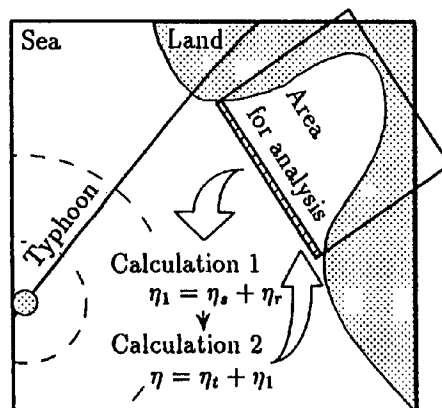


Fig. 1 The concept of the analysis process for storm surge

ここに $H_{1/3}$: 有義波高, $T_{1/3}$: 有義波周期, U : 風速, F : 吹送距離, h_t : 堤防前面での水深である。次いで, 不規則波の波高が Rayleigh 分布するとした期待越波流量を, 合田・岸良・神山¹⁰⁾に従い次式で求める。

$$\frac{q_{exp}}{\sqrt{2g(H'_0)^3}} = \int_0^\infty q^*(x) \cdot p(x) dx \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$q^*(x) = 0.10 \left(\frac{K}{1+K} \right)^{3/2} x^{3/2} \left[1 - \frac{h_c}{H'_0} \cdot \frac{1}{Kx} \right]^{5/2}$$

$$K = \min \left\{ \left[1.0 + a \frac{xH'_0}{h_t} + \frac{b}{K_s} \left(\frac{xH'_0}{h_t} \right)^2 \right], c \right\}$$

ここに, h_c : 水面からの天端高, H : 波高, H'_0 : 換算沖波有義波高, $p(x)$: 波高の確率密度関数であり $x = H/H'_0$, $K_s = H_{1/3}/H'_0$ (浅水係数) である。また, 式中の a , b , c は堤防形状に関する定数で, 本研究では堤防はすべて直立護岸と仮定し $a = 1.0$, $b = 0.8$, $c = 10.0$ としている。

氾濫水の挙動の解析には, 高潮計算と同様に浅水方程式を用いた。ただし, Fig. 2 のように水位が不連続となる場合には, 式(9)の完全越流の公式, あるいは次式の段落ち式¹¹⁾で流量を決定する。

$$Q_0 = \mu'' L h_n \sqrt{g h_n} \quad \dots\dots\dots (12)$$

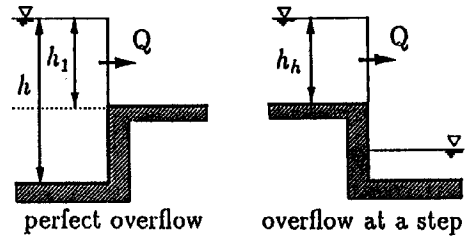


Fig. 2 The special case of overland flood flow

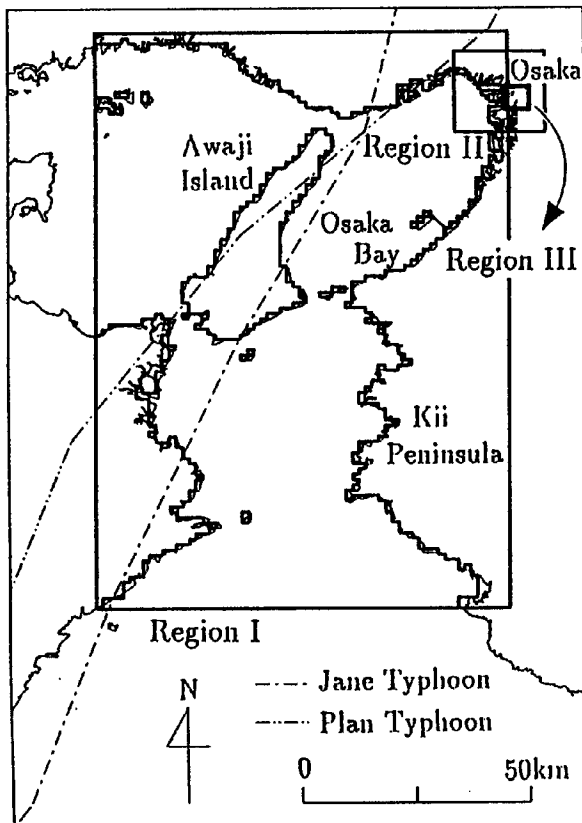


Fig. 3 Analysis area

μ'' は限界水深と段落ち部でのエネルギー水頭依存する値であるが, ここでは井上¹²⁾に従い一定値 $\mu'' = (2/3)^{3/2}$ としている。

さらに, 氾濫計算の際に問題となる先端条件については, 岩佐・井上・水鳥⁵⁾に従い, フロントの移動限界水深 (h_c : 本研究では 0.001m) を用いて取り扱った。

2.2 計算領域および各諸量

本研究においては, Fig. 3 に示すように, 高潮計算を行う Region I と氾濫計算も同時に行う Region II および Region III を設けている。Region I では格子の大きさを Region II の 5 倍とし, 経度方向に $\Delta x = 1431.25$ m, 緯度方向に $\Delta y = 1153.125$ m とした。また, Region II では格子の大きさを建設省国土地理院の国土数値情報に準拠させ, 第 3 次メッシュの 1/4 を採用した。すなわち, 経度方向に $\Delta x = 286.25$ m, 緯度方向に $\Delta y = 230.625$ m とした。さらに, Region III では格子の大きさを Region II の 1/5 倍とし, 経度方向に $\Delta x = 57.25$ m, 緯度方向に $\Delta y = 46.125$ m とした。海底地盤高はいずれの領域も海上保安庁発行

の海図から、また、氾濫解析に用いられる陸上地盤高は国土数値情報および1/2,500の地図から読みとった値を用いた。

さらに、計算は、まずRegion Iで行い、次にRegion II、必要があればRegion IIIで行うものとした。この際、Region Iの開境界部には前述した高潮解析手順を用いたが、Region IIでの開境界値には、Region Iの計算において算出したRegion IIの開境界部に相当する水量を用いることとした。Region IIIにおける開境界値も同様にしてRegion IIの解析結果より求めた。なお、計算に用いられた諸量は、 $f = 0.0000834$ 1/sec, $r_m = 60$ km, $f_s = 0.0026$, $\rho_w = 1030$ kg/m³, $\rho_a = 1.293$ kg/m³, $A_h = 100.0$ m²/secである。また、海底面でのマニング係数は $n = 0.03$ 、陸上の氾濫域では $n = 0.067$ を与えた。

3. 高潮氾濫の再現と氾濫解析モデルの検証 —ジェーン台風の場合—

ここでは、ジェーン台風による高潮氾濫の再現計算を行い、その結果と氾濫実績とを比較することで数値解析モデルの妥当性について議論し、さらに氾濫水の水利特性について考察した。

ジェーン台風は1950年9月3日に大阪湾に襲来し、大阪築港における最高潮位はO.P. + 3.85 m、最大偏差は2.37 mにも達した。当時は、1945年から実施されていた緊急防潮堤工事は完了していたが、大部分の堤防の天端高は、地盤沈下の影響のため計画天端高のO.P. + 3.50 mを満たしていなかった可能性が大きい。このような状態の堤防では、当然O.P. + 3.85 mの高潮を防ぐことはできず、各所で高潮が防潮堤を越流した。その氾濫面積は市全面積の30%にあたる56.25 km²に達し、西淀川、此花、港、大正の4区には浸水深が2.00 m以上に達する地区もあり、その被害は激甚であった（Fig. 4）。

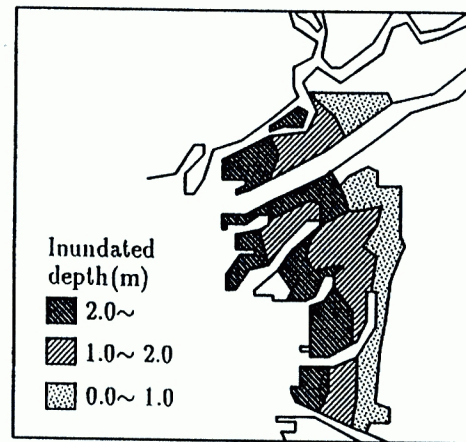


Fig. 4 Maximum inundation depth (Observed data)

3.1 計算条件

ここでの計算領域は、Region IおよびRegion II（Fig. 5）である。ジェーン台風時には淀川からの氾濫

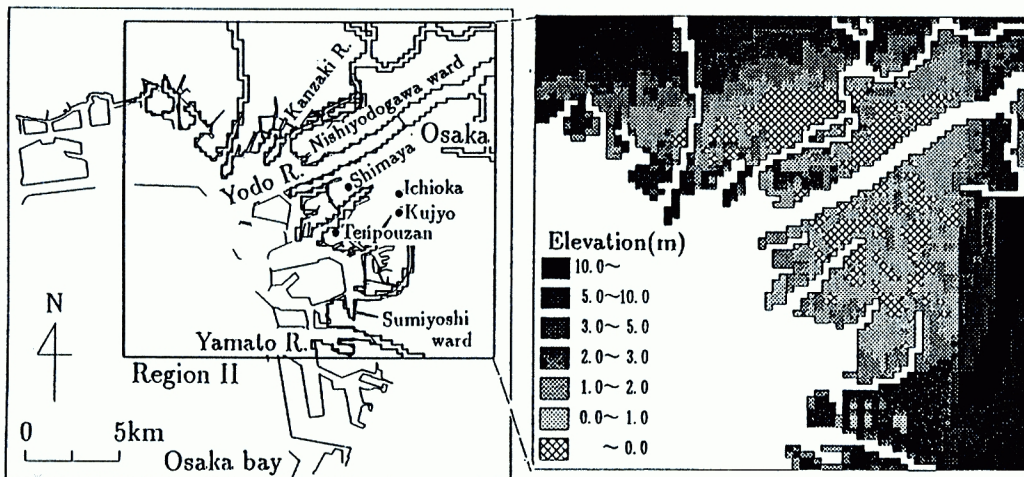


Fig. 5 Analysis area (Region II)

による被害は報告されていないので、淀川の堤防からは氾濫は起こらないものとした。それゆえ、Region IIでの氾濫計算では、神崎川から淀川および淀川から大和川の領域を対象としている。氾濫解析を行うためにはRegion IIの地盤高が必要となる。しかし、ジェーン台風が大阪湾を襲ったのは50年近くも以前のことであり、当時の大阪市の地形に関する詳細な資料が少なかったため、つぎのようにして当時の地盤高を推測した。まず、1965年の1/2,500地形図より地盤高、地形を読みとった。その値に、資料¹³⁾¹⁴⁾より得た1950年～1965年の15年間の地盤沈下量を加えて1950年の地盤高を算出した。一方、此花区、港区、大正区については当時の地盤高がわかっている地点が70余りあったので、その地点については資料より得た値をそのまま用いている。住吉区については、資料が得られなかったため現在の地盤高を用いている。

また、計算に必要な平均海水位（以下、M.S.L.）と堤防高のT.P.換算値は、以下のように設定した。

(1) M.S.L. 当時の資料より大阪、神戸、洲本、淡輪の各検潮所のM.S.L.を算出したところ約1mの差異があった。この要因として、地盤沈下の影響およびデータの不備が考えられるため、当時の資料によるM.S.L.のT.P.換算値は採用できなかった。そこで、1950年のM.S.L.が1971年～1990年のM.S.L.の変動幅内にあったと推定し、本計算では、その最大値と最小値であるT.P. + 0.0mとT.P. + 0.15mをM.S.L.のT.P.換算値として用いることとする。ここで、M.S.L.がT.P. + 0.15mである場合を用いて高潮解析を行ったところ、Fig. 6に示すように大阪築港での最高潮位と観測による最高潮位がほぼ同値であったことより、上述のM.S.L.の設定は妥当であると考えられ、1950年のM.S.L.は、T.P. + 0.15mに近似していたのではないかとと思われる。

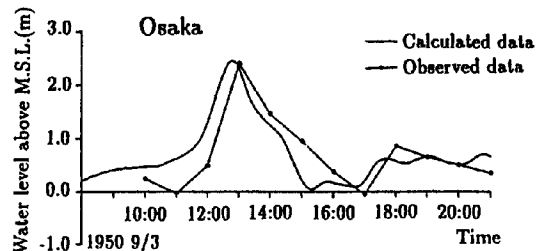


Fig. 6 Tidal levels

(2) 堤防高 ジェーン台風発生時は、恒久防潮計画が実施されていた時期であるが、その進行状況を完全に把握するのはもはや不可能である。そこで、計算条件として以下の3ケースを設定した。

- A) 堤防天端高を当時の緊急防潮堤工事の計画天端高であるO.P. + 3.50mとした場合
- B) 当時は地盤沈下が1年に10cmの割合で進んでいた地域があり、緊急防潮堤工事が始まる1945年からジェーン台風が来襲する1950年までの間に50cmの沈下があった可能性があるので、堤防天端高にO.P. + 3.00mを用いた場合
- C) 極端ではあるが、防潮機能の低下や破堤などを想定して、堤防高を当時の朔望平均満潮位であるO.P. + 2.00mとした場合

このように、M.S.L.と堤防高が不確定なことを考慮し、計算にはTable. 1に示すような条件を設定した。

Table 1 Computational cases

	DATA 1	DATA 2
CASE I(A) CASE I(B) CASE I(C)	T.P. + 0.00m	O.P. + 3.5m O.P. + 3.0m O.P. + 2.0m
CASE II(A) CASE II(B) CASE II(C)	T.P. + 0.15m	O.P. + 3.5m O.P. + 3.0m O.P. + 2.0m

DATA 1 : Initial water level
DATA 2 : Dam crest level

淀川の流量に関しては、当時の計画高水流量6,950 (m³/s)と計画高水位およびジェーン台風時に報告されている水位より、マニング則に従って得た値 $Q = 3,200$ (m³/s)を定常的に流下させている。また、本報では堤防高についてはO.P.、潮位についてはT.P.を基準面として表す。この関係は、T.P.の数値に1.3mを加えるとO.P.の数値になる（例えば、T.P. ± 0.00mはO.P. + 1.30m）。

3.2 計算結果および考察

各ケースの最大浸水深を図をFig. 7に示す。また、各ケースの最大氾濫面積と最大氾濫水量をTable. 2に示

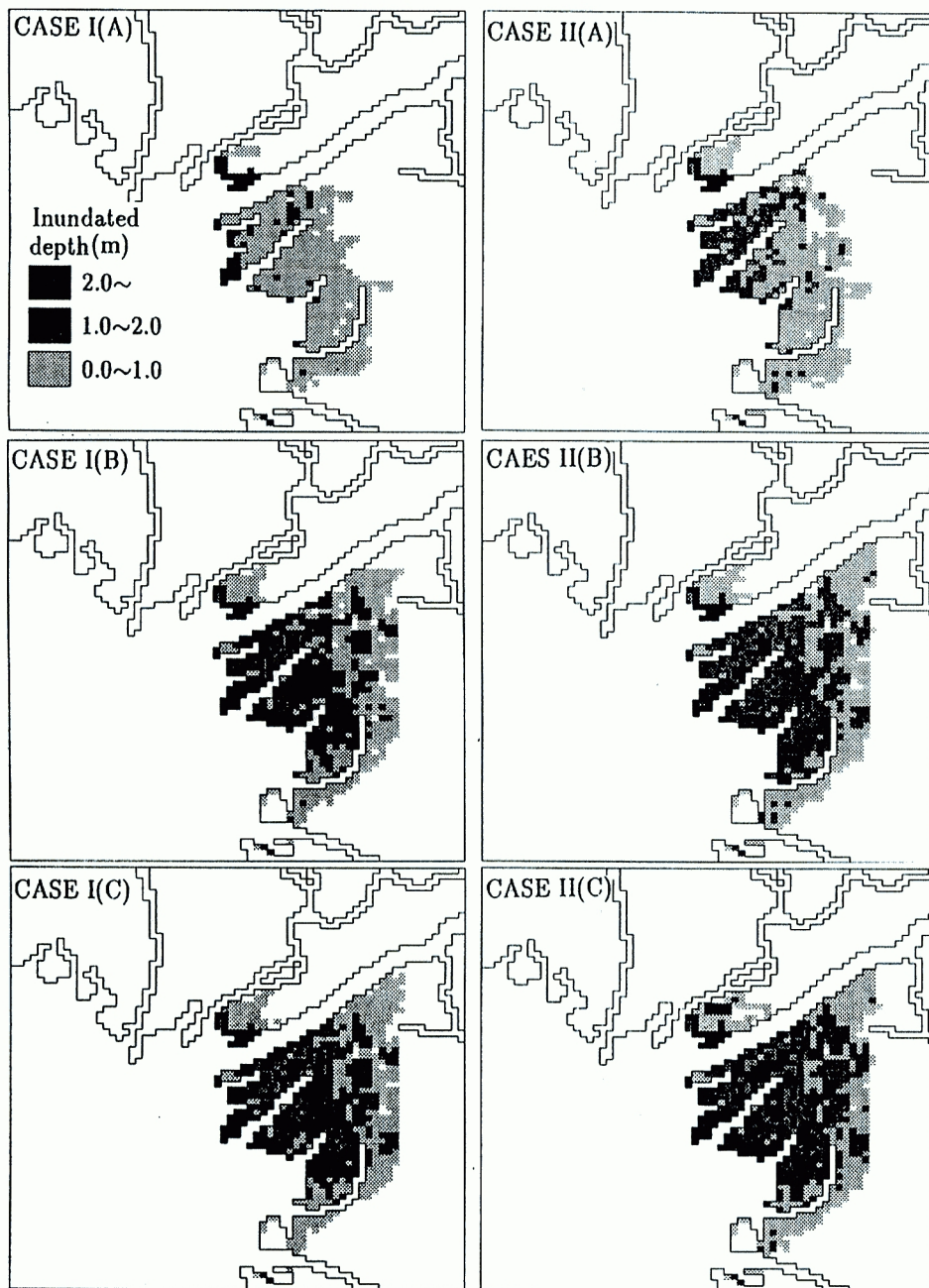


Fig. 7 Maximum inundation depth (Computed results)

す。まず、ジェーン台風による高潮氾濫の再現性を見るためにそれぞれの比較を行った。すべてのケースにおいて、実績図（Fig. 4）にみられる西淀川区および住吉区の氾濫が、見られないか極端に小さくなっている。この要因として、計算では淀川および大和川からの氾濫を考慮していないことや、地盤高がうまく再現できなかったことが考えられる。よって、氾濫状況の大きく異なる西淀川区と住吉区を合わせた面積が約 10 km^2 であることを考慮して、実績値の 56.25 km^2 からそれらの面積約 10 km^2 を差し引いた氾濫面積 46.25 km^2 と計算結果とを比較することにする。Table. 2 より、氾濫実績値はCASE I(A) と I(B), II(A) と II(B) の間の値となる。また、Fig. 7 によると、西淀川区および住吉区を除いた最大浸水深の広がり方に関して、被害実績と計算結果との間にある程度の相関性が認められる。一方、氾濫面積の差異は、堤防高

の差が0.5 mであるCASE I(A)とI(B), CASE II(A)とII(B)の方が, 堤防高の差が1.0 m近くになるCASE I(B)とI(C), CASE II(B)とII(C)よりも明らかに大きい。このことより, 氾濫状況は高潮潮位と堤防高の関係に大きく依存することが分かり, 結局, 高潮氾濫の再現計算を正確に行うためには, こうした堤防高などのデータを詳細に知る必要があったということになる。今回の再現計算では, 堤防高や地盤高をはじめとして当時の詳細なデータは得られなかったが, 当時の状況を, M.S.L. はT.P. + 0.00 m~T.P. + 0.15 m, 堤防高はO.P. + 3.0 m~O.P. + 3.5 mと可能な限り範囲を制限して推定し, それらの結果の範囲内に当時の氾濫状況があることから, 本解析モデルの妥当性ある程度認めることができたといえる。

次に, 高潮氾濫の特性に着目して考察をすすめる。Table 2 においてCASE I(C)とII(B)を比較した場合, CASE II(B)の方が初期水位が0.15 mだけ高いのに対して堤防高は1.00 mも高くなっているため氾濫は減少すると思われたが, 氾濫面積は4.2 km²大きくなっている。しかし, 逆に, 最大の氾濫水量はCASE II(B)の方がCASE I(C)より約450万 m³少ない。ここで, 各ケースにおける氾濫面積と氾濫水量の時間変化をFig. 8に示す。これによると, CASE I(C), II(C)において氾濫水量がよく減少している。この要因として, CASE I(C), II(C)では, 背後地に氾濫水が侵入していくとともに, 堤防高が低いために氾濫水が外洋にも流出していることが考えられる。逆にCASE I(A), I(B), II(A), II(B)では, 一旦侵入した氾濫水が外洋に排出できず堤内地に拡がるのが考えられる。従って, CASE II(B)の氾濫面積はCASE I(C)のそれよりも大きくなったのであろう。これらより, 高潮氾濫の際には, なによりもまず外水からの防御機能を整えることが必要であるが, 仮に氾濫が生じた場合の氾濫水の排除も重要な問題であるといえよう。また, Fig. 8に示されている全ケースの氾濫水量は, 氾濫開始後約1時間以内で, また氾濫面積は氾濫開始後約2時間以内ではほぼ一定値となっている。つまり, 高潮による氾濫は非常に短期間のうちに大規模な被害を発生させる危険性のあることが分かる。次に, 氾濫実績を比較的良好に再現していると思われるCASE II(B)について, 臨海地域に相当する天保山と島屋, また内陸部に相当する九条と市岡の計4地点

Table 2 Inundation area and inundation water volume

	Inundation area (km ²)	Maximal inundation volume (× 10,000m ³)
CASE I(A)	31.0	925
CASE I(B)	46.5	2618
CASE I(C)	48.2	3746
CASE II(A)	39.7	1666
CASE II(B)	52.7	3295
CASE II(C)	53.7	4689
Observed data	56.25	

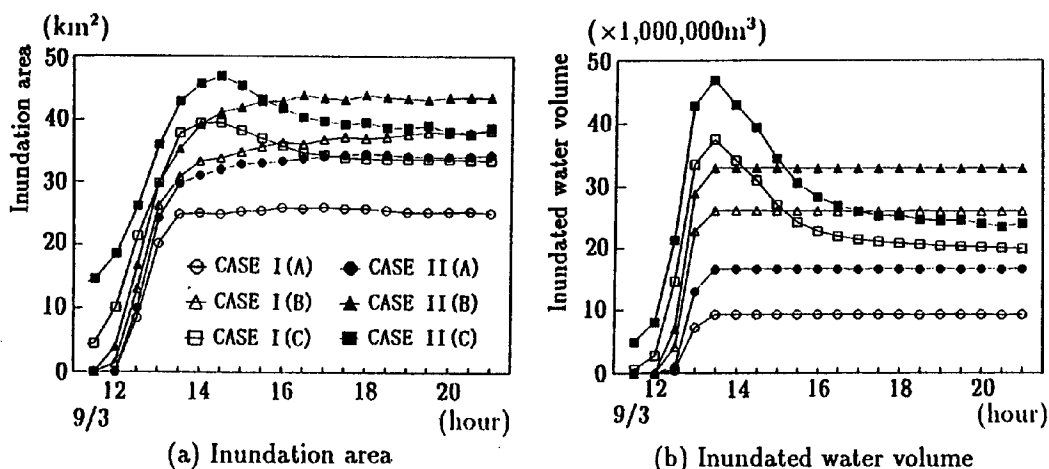


Fig. 8 Inundation area and inundated water volume

の浸水深の時間的変化を Fig. 9 に示す。臨海地域の天保山と島屋については、氾濫が生じてからピークに達するまでの時間が非常に短く、わずか30分ほどの間に2m近くもの水深上昇が生じている。おそらく情報伝達体制のそれほど整っていない当時に、これほどの速さで高潮がきたのでは避難に遅れた人々も多くいたはずであろう。内陸部の九条と市岡について見ると、浸水深の様子に大きな違いがあることが分かる。市岡では臨海地域と同様にピークが極めて急に現れているのに対し、市岡よりわずかに内陸部に位置する九条では、それほどまでの水位上昇は見られない。この差は、九条と市岡の地理的要因によると考えられる。

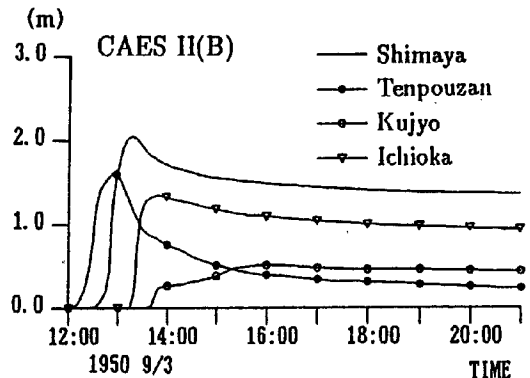


Fig. 9 Inundation depth

今回の計算で用いた Region II における市岡の位置は安治川、尻無川、木津川の3河川の先端から同等の距離にある。また、3河川の氾濫は同時に起こりはじめており、これらの氾濫水が短い時間差を持って市岡に到達するため、九条とは全く違った氾濫状況になったと考えられる。このように、氾濫状況は地理的条件によって全く異なった様子になることも裏付けられた。

4 大阪における高潮対策の有効性

大阪の高潮対策の基幹施設は、安治川、尻無川、木津川に代表される防潮水門と防潮堤である。高潮発生時には防潮水門を閉鎖することで高潮の侵入を防ぎ、内水は毛馬排水機場を中心とした排水施設より排除される。防潮水門および防潮堤の規模は、「計画台風（室戸台風のコースを通り、伊勢湾台風規模の台風）」を想定して水門の内外でそれぞれ別に決定されている。その結果、防潮水門および防潮堤の計画基準潮位は以下になっている

$$\text{防潮水門外側の防潮堤天端高} = H_1 + H_2 + H_3$$

$$\text{防潮水門内側の防潮堤天端高} = H_4 + H_5$$

ここに、 H_1 : 1955年～1964年の台風期（7月～10月）の朔望平均満潮位で O.P. + 2.2 m, H_2 : 高潮偏差で 3.00 m, H_3 : 波高や打ち上げ高などの余裕高で、淀川および大和川河口付近では 2.9 m, 港内では 1.0 m 程度, 水門下流部ではさらに 0.4 m, H_4 : 水門を閉鎖したときの計画貯留内水位で O.P. + 3.5 m, H_5 : 余裕高で 0.8 m。

そこで、この高潮対策の有効性を検討するため、現在の大阪に「計画台風」が来襲した場合を想定し氾濫予測を行った。本研究では初期水面は T.P. + 0.00 m とし、最大高潮偏差発生時刻と潮汐の満潮時が一致する台風として 1996年9月16日 22:00 頃大阪にピークをもたらす台風を想定した。中心気圧については、上陸までは中心気圧 929.5 hPa とし、上陸後は陸上通過に伴う台風の勢力減衰を考慮して次式に従って中心気圧を上昇させることとする。

$$\Delta P = \Delta P_0 \exp(-a_l t_l) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに ΔP は中心気圧の低下量, ΔP_0 は上陸後の中心気圧低下量, a_l は減衰の割合を示すパラメータで、西日本においては $a_l = 0.084$ (1/hour) が平均とされている¹⁵⁾。 t_l は上陸後の経過時間 (hour) である。上陸開始時刻は、台風中心が室戸岬付近を通過することから、北緯 33° を通過する時刻とした。

氾濫計算は、Region II とさらに詳しく氾濫状況を把握するために Region III (Fig. 10) で行った。地盤高は現在の地形図より得ており、Region III における氾濫計算では、安治川、尻無川、木津川に囲まれた領域を対象とした。堤防高については、恒久計画によって定められた天端高を満たしている堤防がほとんどであるため、計画天端高を採用した。

計算結果によるとほとんど浸水被害が生じておらず、計画規模の高潮に対しては防潮堤の計画天端高は十分であることが確認された。計画台風の最高潮位はジェーン台風、第二室戸台風の際に生じた最高潮位よりかなり大きく、このような高潮に対しても浸水がほとんど生じていないことより、過去に被害をもたらした高潮に対しての安全性も裏付けられた。

次に、何らかの要因により防潮扉が閉鎖不能に陥った場合を想定し、Region III の数多くある防潮扉から一つを無作為に選択し、それが存在しない（閉鎖不能）としたときの氾濫解析を行った。ただし、防潮扉の平均幅員が約4mであることを考慮し、連続式中の流入量には流入幅員の補正を行っている。Fig. 11 に示した最大浸水深の分布図より、氾濫域はかなり広がっており、その値は50 cm を越えるところも現れている。このように、ただ一つの防潮扉の不備から大きな氾濫状況が示されたことより、現在の安全は全ての防潮機能が完全に稼働してこそ得られるものであることがあらためて確認された。

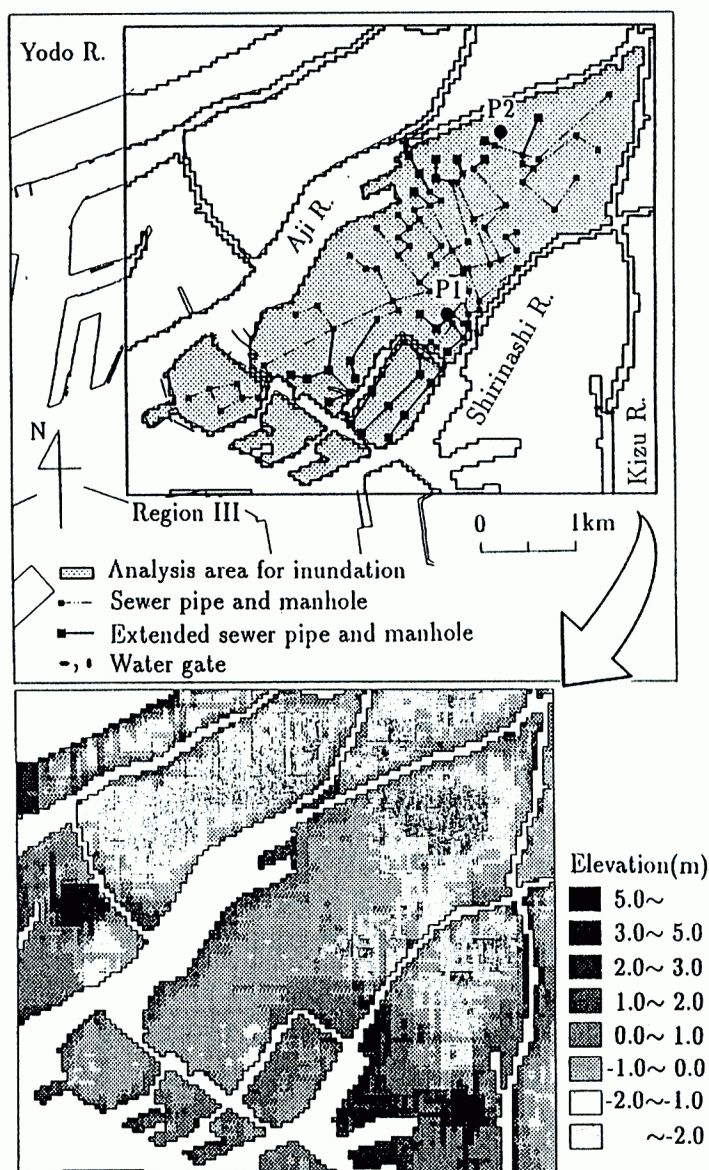


Fig. 10 Analysis area (Region III)

5. 都市域における氾濫解析

4章により、現在の恒久防潮計画の施された大阪では高潮氾濫の発生する可能性は低いことがわかった。しかし、巨大な自然外力や地球温暖化に伴う海面上昇の作用により、大規模な氾濫災害の発生する可能性は否定できない。ひとたび氾濫が発生すれば、人口や資産が密集している都市域では大きな被害が生じ、さらにライフラインの破壊などによる2次的な被害も発生しかねない。本章では、そのような危険性を持つ都市域の氾濫を取り扱うために、都市域の特徴として構造物の林立している状況と下水道施設の存在を考慮した解析を行い、構造物密度や下水道設備が氾濫水に及ぼす影響を評価した。

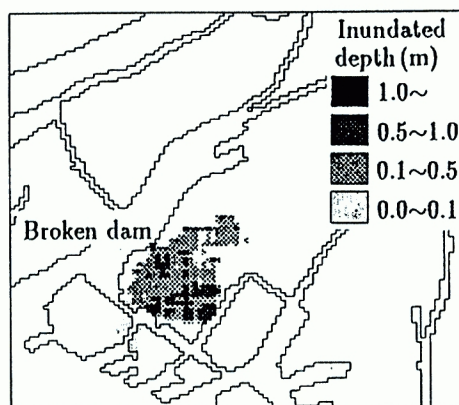


Fig. 11 Maximum inundation depth

計算条件は4章と同様に設定したが、ここではさらに、高潮氾濫災害に対して起こり得る最悪の場合を想定することにした。IPCC（気候変動に関する政府間パネル）¹⁶⁾では、現在のまま何ら対策がなされなければ、約100年後（2100年）までには平均気温は約3℃上昇し、これにより海面は約65cm上昇すると予測している。そこで初期水位をT.P. + 0.65 mとし、さらに防潮水門が閉鎖不能である状態を想定して計算を行った。計算はRegion IIIで行い、氾濫水に対する都市化の影響評価を主な目的としているため、越波による浸水については考慮しないものとした。

5.1 構造物の影響評価

様々な構造物が密集して乱立する都市域では、氾濫水の流況は構造物の影響を受けて変化することが考えられる。従来、氾濫解析においてはこの影響を粗度係数 n の値に反映させてきた。しかし、都市化の進捗具合と粗度係数の関係が明確でなく、構造物増加の影響を粗度係数で評価することは非常に難しい。そこで、中川による構造物の評価法¹⁷⁾の考え方を用いて従来の手法と比較し、構造物が氾濫に与える影響について検討する。

(1) 解析手法および計算条件

氾濫域に存在する構造物を全て詳細に計算対象とするには、構造物大の計算格子を採用する方法が考えられる。しかし、そのような格子サイズを採用するには莫大なデータが必要となり実用性に欠ける。そこで、中川は計算格子 (i, j) の面積に占める構造物総面積の割合を構造物の占有率 $\lambda_{i,j}$ とし、その値に応じて通過率 $\beta_{i,j}$ を次式により決定している。

$$\beta_{i,j} = \sqrt{1 - \lambda_{i,j}} \quad \dots\dots\dots (14)$$

そして、構造物の占有率が高いほど氾濫水の進行が阻害されることが考えられるため、流量フラックスを次のように補正している。

$$\begin{aligned} \tilde{M}_{i+1/2,j}^{n+2} &= \beta_{a,j} M_{i+1/2,j}^{n+2} \quad \begin{cases} M_{i+1/2,j}^{n+2} \geq 0 & : a = i + 1 \\ M_{i+1/2,j}^{n+2} < 0 & : a = i \end{cases} \\ \tilde{N}_{i,j+1/2}^{n+2} &= \beta_{i,b} N_{i,j+1/2}^{n+2} \quad \begin{cases} N_{i,j+1/2}^{n+2} \geq 0 & : b = i + 1 \\ N_{i,j+1/2}^{n+2} < 0 & : b = i \end{cases} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (15)$$

また、本研究では上式で補正した流量フラックスを次式の連続式に代入し水深を求めることとした。

$$(1 - \lambda_{i,j}) \frac{h_{i,j}^{n+3} - h_{i,j}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{\tilde{M}_{i+1/2,j}^{n+2} - \tilde{M}_{i-1/2,j}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{\tilde{N}_{i,j+1/2}^{n+2} - \tilde{N}_{i,j-1/2}^{n+2}}{\Delta y} = 0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

計算では各格子に一定の占有率 λ で構造物が存在するとし、占有率をそれぞれ0.00, 0.25, 0.50, 0.75 (CASE I～CASE IV) と変化させて計算を行った。この時の粗度係数はこれまでと同様に $n = 0.067$ を用いている。また、従来の手法として粗度係数の値を増加させ、 $n = 0.100$ とした場合 (CASE In) についても計算を行っている。この際の占有率は $\lambda = 0.00$ である。

(2) 計算結果および考察

Fig. 13 に浸水深の空間分布を示す。これより、粗度係数を変化させた場合には、氾濫域や浸水深にはほとんど差がみられなかったが、占有率を変化させた場合、氾濫域や浸水深とも増加しており、その差は顕著に現れている。

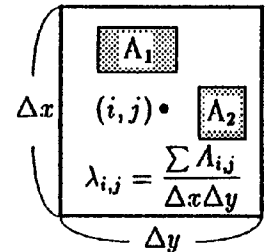


Fig. 12 The concept of $\lambda_{i,j}$

Table 3 Computational cases

	$\lambda = 0.00$	$\lambda = 0.25$	$\lambda = 0.50$	$\lambda = 0.75$
$n = 0.067$	CASE I	CASE II	CASE III	CASE IV
$n = 0.100$	CASE In			

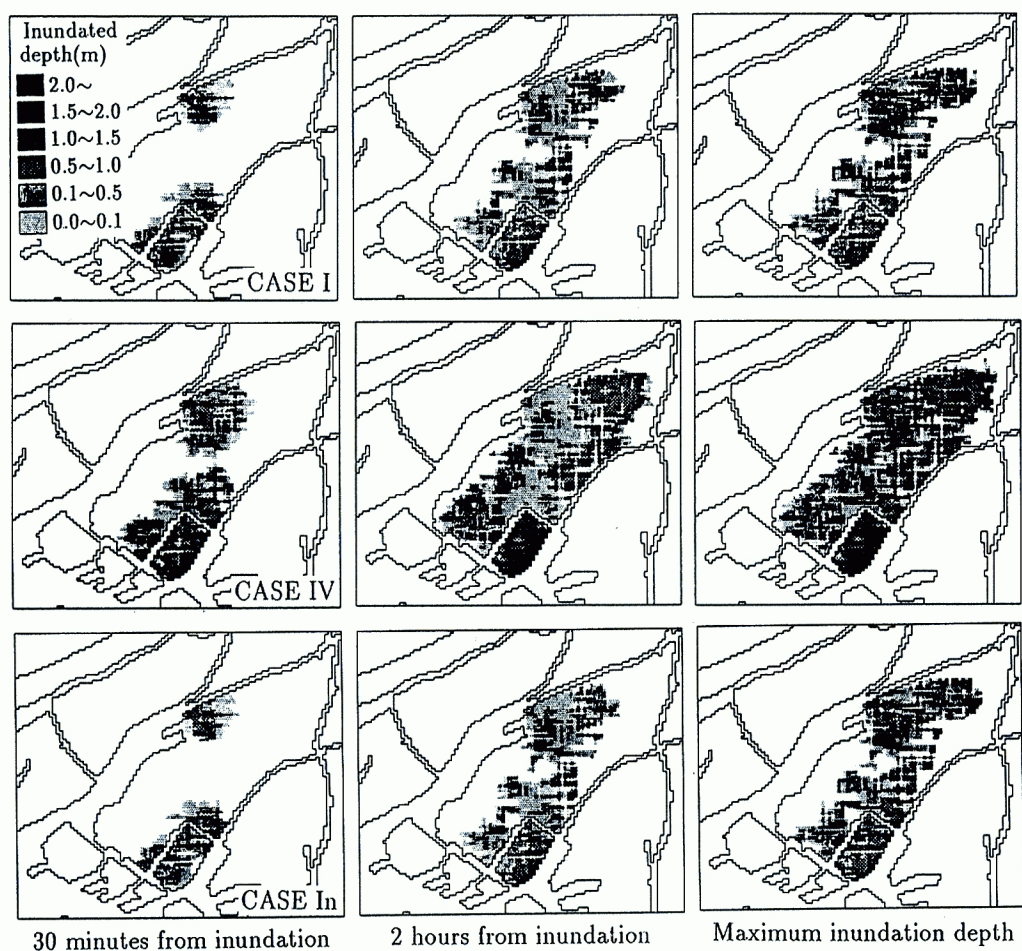


Fig. 13 Calculated flooding areas

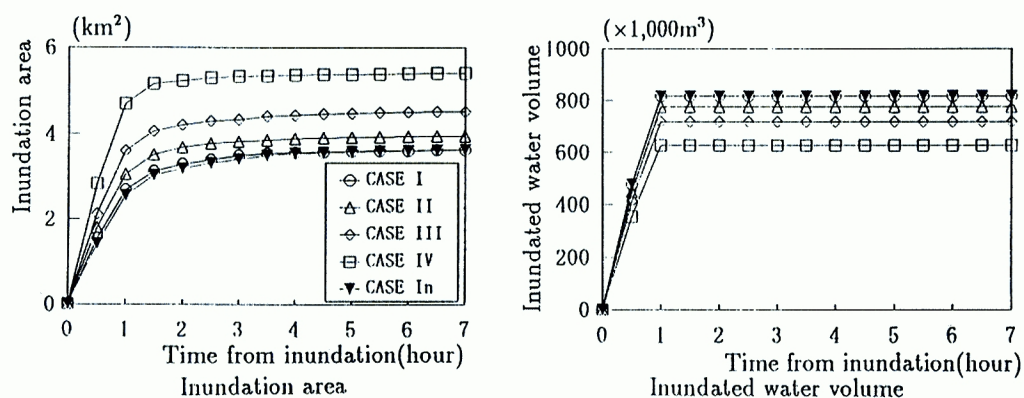


Fig. 14 Inundation area and inundated water volume

また、Fig. 14 に時間変化にともなう氾濫面積と氾濫水量を、Fig. 15 に各浸水深での氾濫面積と計算領域の比を示す。Fig. 14 および Fig. 15 では、粗度係数を変化させても計算結果に大きな変化は見られなかった。しかし、占有率を変化させた場合、氾濫面積、氾濫水量、浸水深に変化がみられた。Fig. 14

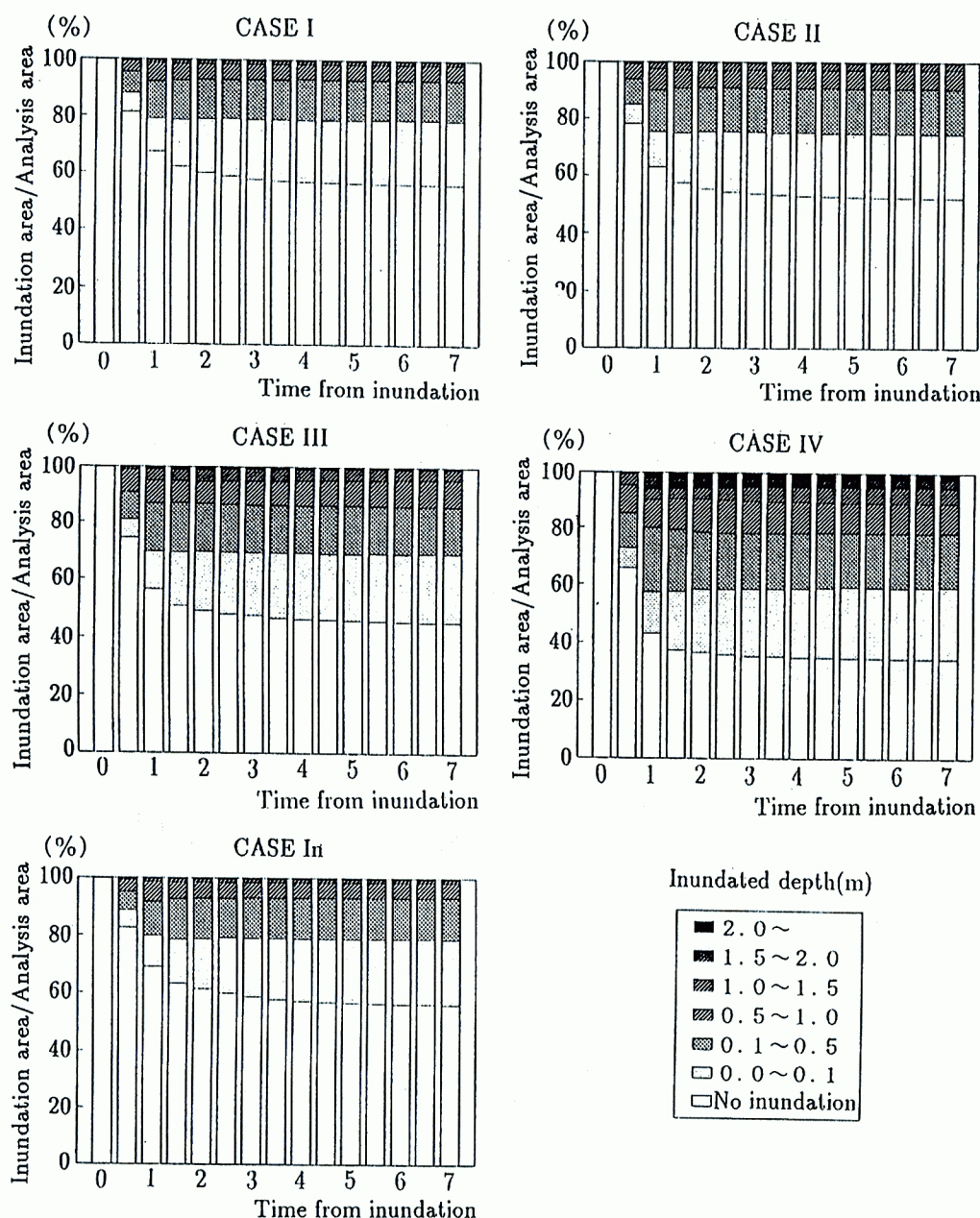


Fig. 15 The ratio of the inundation area to the analysis area

では占有率が大きくなるにつれて氾濫水量は減少しており、氾濫面積は増加している。この氾濫水量の減少は、堤防より越流する際にも前述した概念を用いており、占有率が大きくなれば、流入量も減少することとなるため生じる。また、ここでいう氾濫面積は氾濫水の広がった面積である。よって、水の占める面積は、この氾濫面積から構造物の占める面積を差し引いて算出される。次に、Fig. 15より、CASE Iでは浸水深が1.00 m以上の地域はほとんど見られないのに対して、CASE IVではその地域はすいぶん増加しており、浸水深が2.00 m以上となる地域までも発生していることが分かる。

次に、Fig. 16にFig. 10のP1, P2における浸水深の時間的変化を示す。粗度係数による差異につい

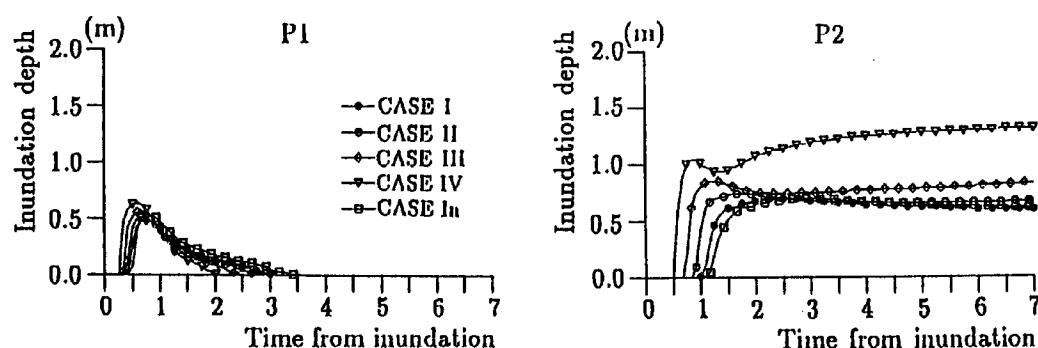


Fig. 16 Inundation depth

て、CASE I と CASE In とを比較すると、ごく僅かではあるが CASE In の方が氾濫水の到達時刻が遅くなり、浸水深の増加や減少の時間的変化が緩やかになっている。一方、構造物の占有率による差異について、CASE I～CASE IV を比較すると、粗度係数の値を増加させた場合とは反対に占有率の増加に伴い氾濫水の到達時間が早まり、浸水深が大きくなる傾向が見られる。占有率を用いた手法によれば、構造物の影響は粗度係数による手法と同様に氾濫水の通過能力を減少させる効果を持つ。しかし、それ以上に、構造物の面積を考慮することによる浸水可能域の減少に伴い、水深が増加し氾濫水の流速が増加するため、氾濫水到達時刻が早まるのであろう。

氾濫水に対する都市化の影響を粗度係数、占有率のどちらの手法で評価しても、都市化が進んでいるほどそのパラメーターにはより大きな値を用いる。しかし、粗度係数を大きくすると氾濫の伝わる速度が衰えるのに対し、占有率を大きくするとその速度は増し、浸水深は大きくなるという異なる結果となった。現時点では、その妥当性について深くは言及できないが、定性的には構造物が増えれば浸水深が増し、それゆえ大きく広がると考えられるため、透過率の考え方をを用いた方が構造物の影響をうまく表現できていると考えられる。しかし、ここで示した方法は、構造物の抗力を考慮しておらず、実際は氾濫域の広がる速度はもう少し遅くなると考えられる。また、本手法では、計算格子内の構造物の配置に関しては考慮しておらず、実際には構造物の配置が流況に影響を与えることが予想される。これらのことより、運動量の見積もりにはさらに検討が必要であると言える。また、本手法では、構造物は全く氾濫水が侵入しない不透水性とされている。しかし、実際は、家屋・ビルなどの構造物には氾濫水が侵入するであろう。ゆえに占有率は単純に敷地面積/土地面積とは表せなくなり、具体的にどのような値を用いるかということも課題として残る。しかし、粗度係数を変化させる手法では、氾濫面積、浸水深、氾濫到達時刻のいずれの観点からも氾濫を過小評価する可能性があることを指摘しておく。

5.2 下水道設備の影響評価

都市域で普及している下水道は、原則的には汚水や雨水の処理と排出に対応するためのものであり、氾濫水については考慮されていない。しかし、都市内に氾濫が生じた場合、氾濫水が下水道に侵入することは明白であり、また都市域の低地盤地帯や堤防で囲まれた地域では氾濫水の排出を下水道に頼らざるを得ないのである。このように氾濫水の挙動の時間的変化を取り扱う際には下水道の存在は重要となることが予想される。そこでここでは、都市の氾濫解析に下水道設備を考慮し、氾濫水の排出だけでなく氾濫水の挙動に与える影響についても検討した。

(1) 下水道モデルおよび計算条件

下水道網は至るところに張り巡らされている下水管によって構成されており、水はその中を開水路流または管路流として流れ、処理場で処理されポンプによって排出されるか、またはそのままポンプ場で排出される。その流れは複雑であるが、ここでは下水道流れの詳細な挙動を調べるのが目的ではないので、下水道評

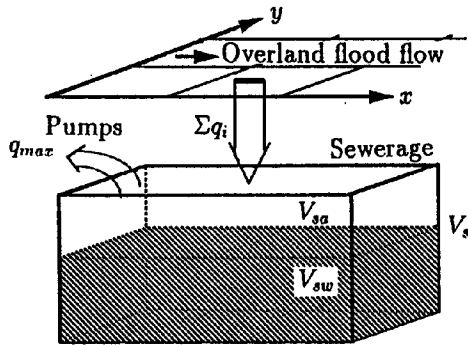


Fig. 17 The model of sewerage system

価の第一歩として簡略化した下水道モデルを用いることにする。このモデルの概念図を Fig. 17 に示す。すなわち、数カ所に存在する下水道への落ち込み口から氾濫水を流下させ、下水道内の水理学的取扱いは一切行わずに流下水は貯留槽に流入し、流入水はポンプにより河川に排出されることとする。下水道への落ち込み流量は、式(12)の段落ち式を用い、式中 L は半径 r_{mh} のマンホールからの流入を考慮して $L = 2\pi r_{mh}$ とした。下水道への流入量を Q_{in} 、下水道の排水量を Q_{out} 、貯留量を V_w として貯留量の時間変化は以下のように表せるものとした。

$$\frac{dV_w}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$Q_{in} = \begin{cases} \Sigma q_i & (V_a > 0) \\ \Sigma q_i & (V_a = 0, \Sigma q_i \leq q_{max}) \\ q_{max} & (V_a = 0, \Sigma q_i > q_{max}) \end{cases} \quad Q_{out} = \begin{cases} q_{max} & (V_w > 0) \\ Q_{in} & (V_w = 0) \end{cases}$$

ここで、 q_i は落ち込み口からの流入量、 q_{max} は下水道の排水能力、貯留容量を V_0 とすると V_a は $V_0 - V_w$ である。

本研究では、大阪市の市岡処理区を計算対象とし、管径 1 m 以上の下水管から構成される下水ネットワークを作成し、それをもとに下水道モデルを作成した。下水管ならびに落ち込み口を Fig. 10 に示す。この下水道の管径と管長から得た総容積約 70,000 m³ を貯留槽の容積 Q_s とし、市岡処理区に存在する 5 つの排出ポンプの総排出能力約 70 m³/s を排出能力 Q_{out} としてモデルに用いた。落ち込み口には $r_{mh} = 0.5$ m のマンホールを想定している。

計算条件は前述の通りであり、 $\lambda = 0.0$ 、 $n = 0.067$ を CASE Is とした。また、下水道が氾濫に与える影響は、排出能力、氾濫水に対する下水槽の貯留能力、落ち込み口の数とその位置に大きく依存すると考えられる。落ち込み口が低地盤地帯に存在すれば、浸水深に影響を及ぼし、堤防の越流箇所付近に存在すれば、氾濫域および浸水深に影響を及ぼす。そこで、このような点に留意して、Fig. 10 に示す落ち込み口を増設した拡張下水道網を考えた。ただし、下水槽の容量は変化しないものとした。この拡張下水道による計算を CASE Ise とした。

(2) 計算結果および考察

Fig. 18 に浸水深の空間分布を示す。ここで、Fig. 13 の CASE I と Fig. 18 とを比較すると、浸水後 30 分の図では CASE I、Is、Ise の間でそれほど差異はみられないが、時間がたつにつれ下水道を考慮した方が氾濫域と浸水深は減少していることが窺える。また、下水道の落ち込み口の配置によってそれらの減少の割合も増加しており、特に浸水深の減少が目立つ。それゆえ、各ケースにおける最大浸水深の分布の差異は、より大きく現れているようである。

また、Fig. 19 に氾濫面積及び氾濫水量の時間的变化を、Fig. 20 に各浸水深の氾濫面積と計算領域との比を示す。Fig. 19 より、下水道を考慮することで氾濫面積は減少し、またその減少率はその配置に大きく依存していることが分かる。氾濫水量は、CASE Is では比較的穏やかに減少しているが、CASE Ise では浸水開始 2 時間後までは急激に減少している。これは、下水道への落ち込み流量は浸水深に依存しているため、浸水開始直後の浸水深が大きい海岸線に、落ち込み口が配置されていたことによるものと考えられる。また、Fig. 20 より、下水道を考慮することで浸水深が 50 cm 以上の面積は減少しているけれども、10 cm 以下の面積はほとんど変化がない。また、下水道を拡張することで浸水深が 10 cm 以下の面積は増加し、50 cm 以上の面積はさらに減少して非常に少なくなっている。

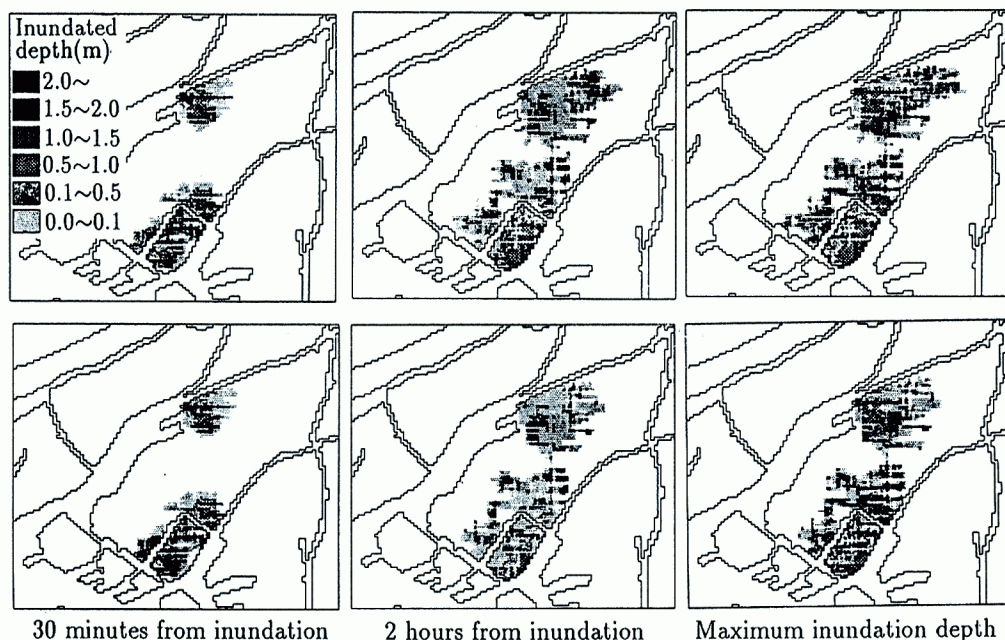


Fig. 18 Calculated flooding area

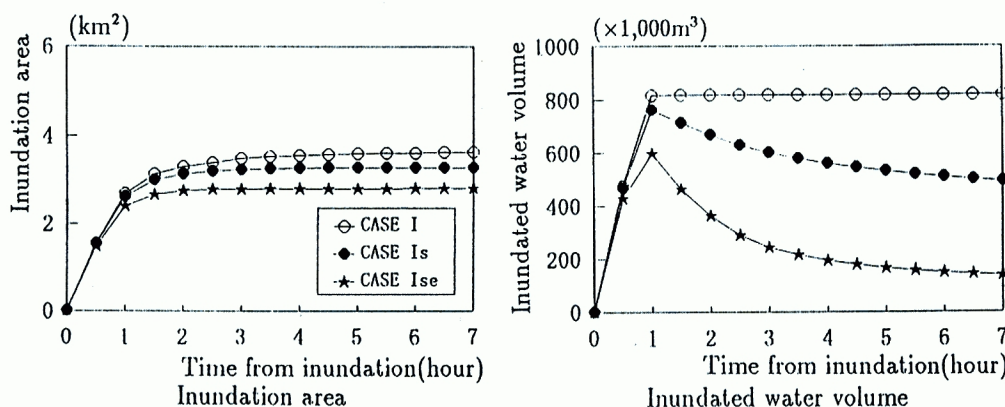


Fig. 19 Inundation area and inundation water volume

高潮発生時には一帯に大量の降雨がある可能性が高く、この雨水の処理のために下水道施設はその多くの機能を奪われてしまい、氾濫水の処理がどれほど可能であるかは疑問が残る。しかし、本研究に従うと、下水道システムは氾濫被害の改善に効果があると考えられ、その配置も考慮することによって、氾濫被害をより軽減させる可能性も示された。

5.3 都市域における氾濫解析

構造物や下水道といった都市化による要素は、それぞれが単独に存在するのではなく、都市が同時に兼ね備えているものである。これら2つの影響を同時に受ける都市では、両者が氾濫軽減に対して相乗効果となり得るのか、逆効果をもたらすのかといった相関性についても把握しておく必要がある。そこでここでは、下水道と占有率 $\lambda = 0.00, 0.25, 0.50, 0.75$ とを同時に考慮した条件 (Table 4) を用いて氾濫解析を行い、両者の関係について検討する。

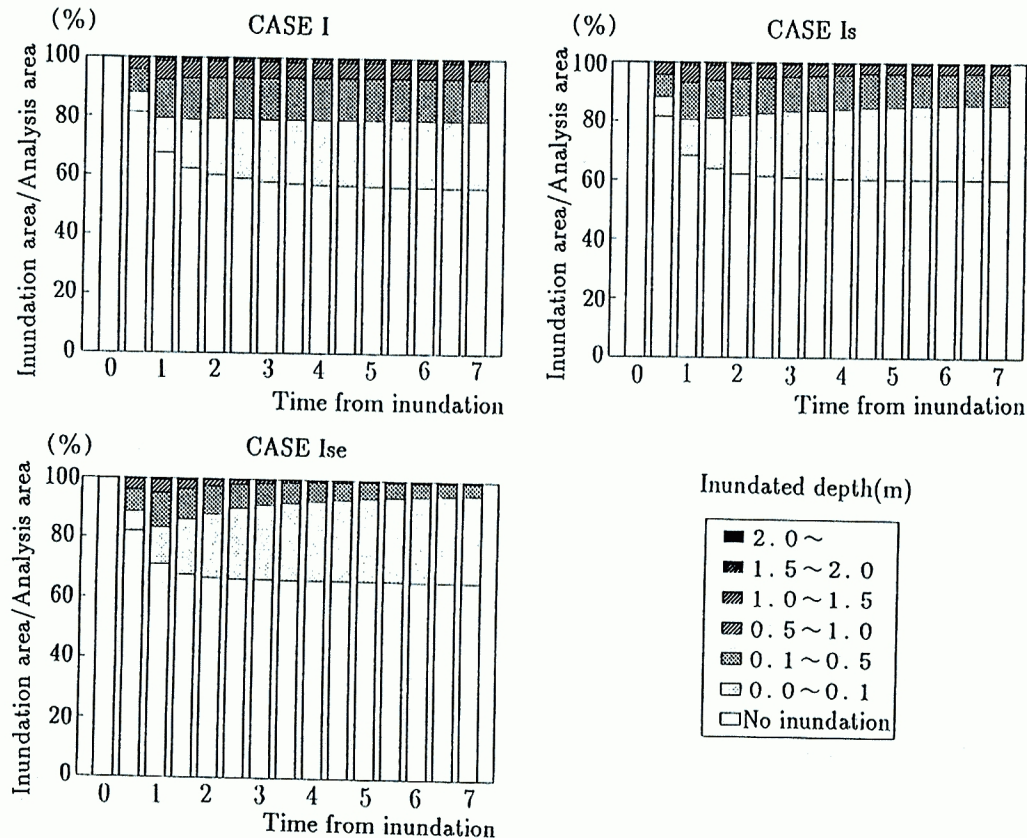


Fig. 20 The ratio of the inundation area to the analysis area

Fig. 21 に氾濫面積と氾濫水量の時間変化を示す。Fig. 14 の下水道を考慮していないケースと比較すると、占有率の増加によって氾濫面積は同様に増加しているが、その増加の割合は、下水道を考慮することで小さくなっている。また、氾濫開始直後の氾濫水量は、占有率の増加に伴い著しく減少している。

次に、Fig. 22 に各浸水深の氾濫面積と計算領域との比を示す。Fig. 15 と比較すると、占有率の増加に伴い 50 cm 以上の浸水深の占める割合が大きく減少し、その割合は最終的にいずれのケースでもほとんど同様となっている。これらの変化の比較として、Fig. 23 に各ケースの最大氾濫面積と氾濫7時間後における氾濫水量を示す。下水道の存在は、占有率増加に伴う氾濫面積の増加の割合を減少させ、氾濫水量の減少の割合を増加させている。これは占有率が大きくなると、浸水深も大きくなり、それゆえ、下水道の落ち込み流量が増大するためであろう。

都市域の氾濫解析を行う際に、占有率の変化のみを考慮すれば氾濫被害を過大に評価することとなり、下水道のみを考慮すれば過小に評価することになる。このように、氾濫水に与える都市の諸施設の影響は、互いに独立ではなく複雑に影響を及ぼし合っている。都市の氾濫解析は、それらの影響を可能な限り考慮して行われるべきであろう。

Table 4 Computational cases

	$\lambda = 0.00$	$\lambda = 0.25$	$\lambda = 0.50$	$\lambda = 0.75$
Sewerage	CASE Is	CASE II _s	CASE III _s	CASE IV _s

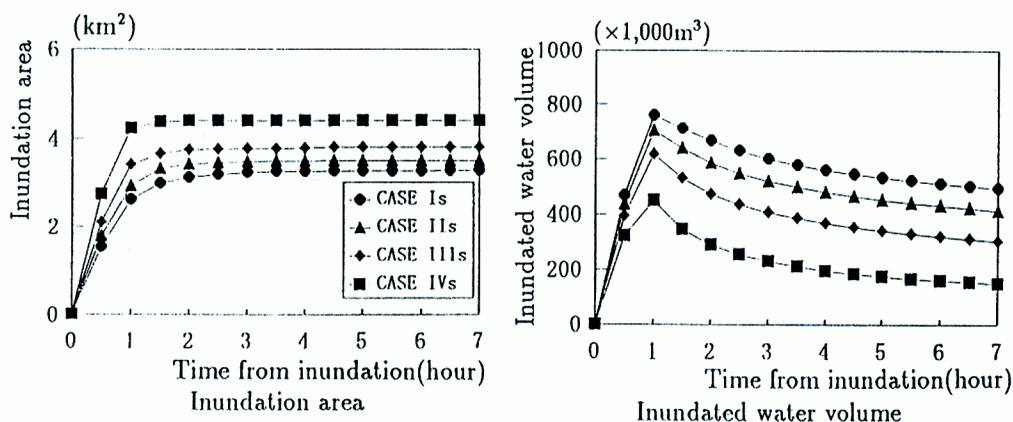


Fig. 21 Inundation area and inundated water volume

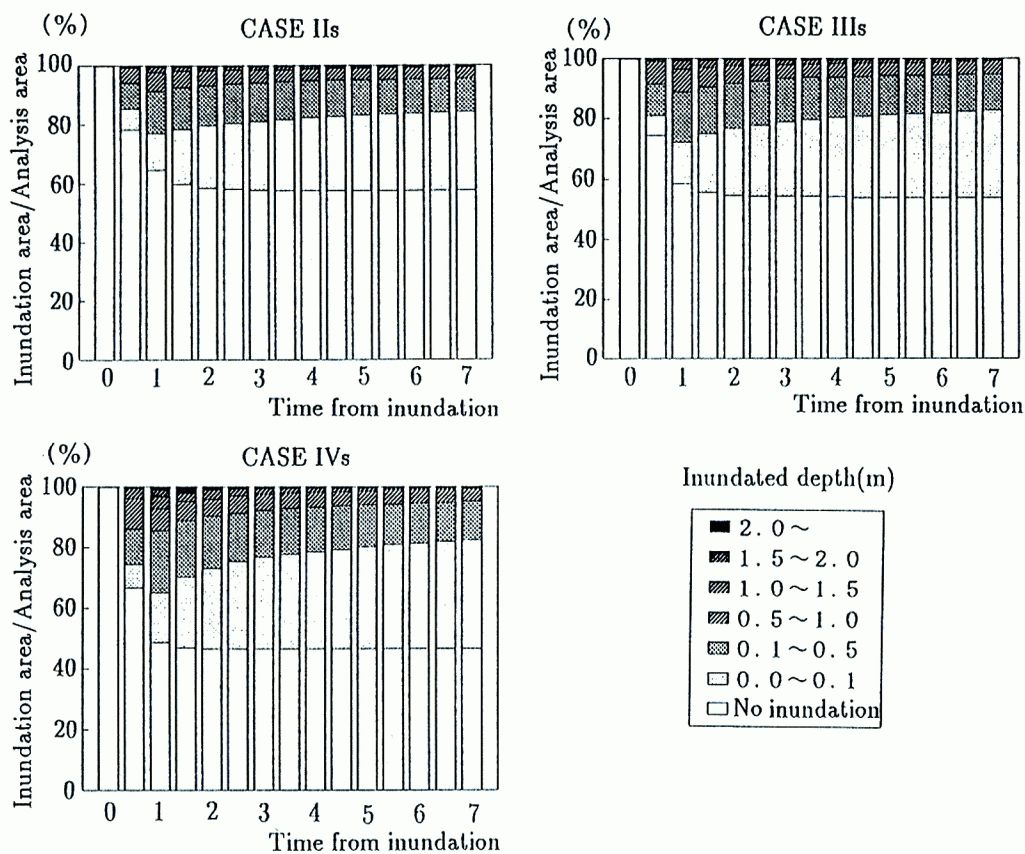


Fig. 22 The ratio of the inundation area to the analysis area

6. おわりに

本研究は、まず、ジェーン台風による氾濫域の再現計算を行い、高潮氾濫解析モデルの妥当性を検討した。次に、現在の大阪市における高潮対策の有効性を検討した。そして最後に、都市化（ここでは、構造物と下水道施設）が氾濫水に与える影響について検討を加えた。その結果を要約すれば以下のようなものである。

- 1) ジェーン台風来襲時の状況を、M.S.L.はT.P. + 0.00 m ~ T.P. + 0.15 m, 堤防高はO.P. + 3.0 m ~ O.P. + 3.5 mと可能な限り範囲を制限して推定し、その解析結果の範囲内に当時の氾濫状況があることから、本解析モデルの妥当性のある程度認めることができた。
- 2) 高潮氾濫の際には氾濫水の排除も重要な問題となり、さらに、氾濫状況は地理的条件によって全く異なった様子を示した。
- 3) 大阪市の高潮対策の効果について検討した結果、「計画台風」が引き起こす高潮に対しては、現行の高潮対策は十分な効果を発揮していることが分かった。しかし、防潮扉が1つでも閉鎖不能になれば、かなりの高潮氾濫災害が発生する恐れのあることが示され、現在の安全は全ての防潮機能が完全に稼働してこそ得られるものであることがあらためて確認された。
- 4) 氾濫水に対する構造物の影響を考慮するための手法として、粗度係数で評価する方法と構造物の占有率で評価する方法とを用い解析を行った。その結果、粗度係数を増加させれば氾濫到達時間に遅れが生じるが、浸水深や氾濫域にはほとんど変化が生じなかった。一方、占有率を増加させれば氾濫到達時間は早まり、氾濫域ならびに浸水深が増大した。このように、都市域の構造物の存在が氾濫域および浸水深に及ぼす影響は、粗度係数のみでは評価できないことが分かった。また、都市化に伴う構造物の増加は、氾濫による被害を増加させる可能性のあることが分かった。
- 5) 都市に整備されている下水道の氾濫水に与える影響を考慮するため、非常に簡略化された下水道モデルを構築した。この下水道モデルによって、下水道設備が小規模の氾濫に対して浸水深を減少させ、被害軽減に効果を有する可能性のあることや、その効果は下水道の配置にも大きく依存していることが分かった。
- 6) 都市域の氾濫を考えるにあたり、構造物と下水道設備の双方を同時に考慮した氾濫解析を用いて、それらの関係を検討した。その結果、占有率増加に伴う浸水深の増加が下水道への落ち込み流量を増加させており、両者の影響は独立的でなく複雑に関連していることが分かった。

防災システム構築、特に避難や情報伝達といったソフト的対策の作成には、氾濫面積や浸水深だけでなく、浸水深の増加速度などの詳細な氾濫特性も考慮すべきである。そのためには、都市の氾濫に影響を及ぼす諸要素を考慮し、それらを詳細に表現した氾濫解析手法の確立が必要であろう。今後は、本研究で挙げられた問題点（例えば、氾濫解析における運動量の見積もり方や下水道流の水理学的な取り扱い、内水についての考慮など）を検討するとともに、氾濫解析の結果をどのように活用すべきかについても考察していき

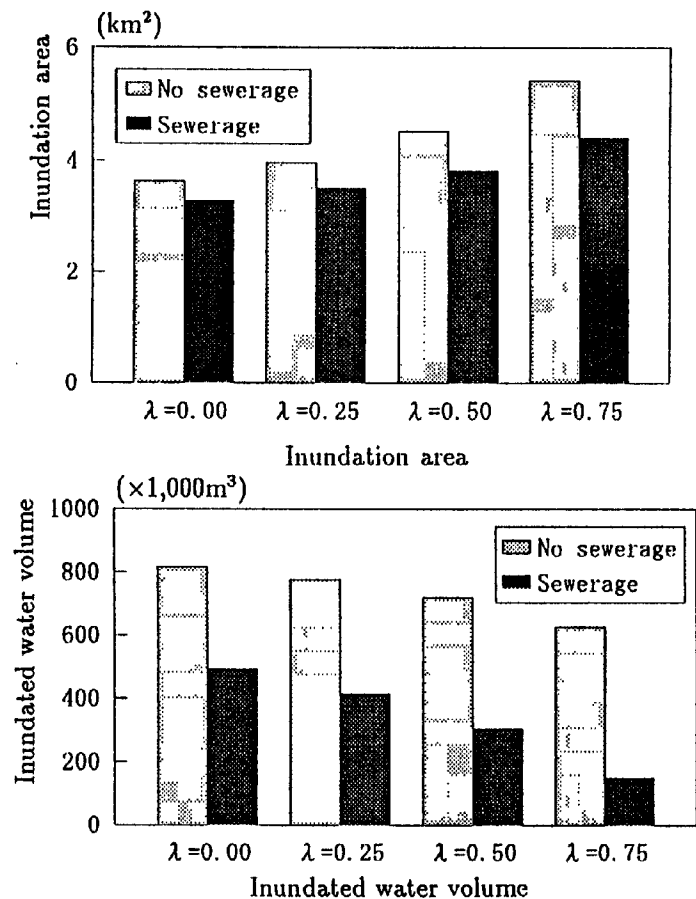


Fig. 23 The maximum inundation area and inundated water volume at 7 hours from inundation

い。

参考文献

- 1) 例えば, 土屋義人・山下隆男・杉本 浩: 高潮氾濫数値モデルの適用性に関する研究, 第 31 回海岸工学論文集, pp.218-222, 1984.
- 2) 岩垣雄一・樫木亨: 海岸工学, 共立出版, p.224
- 3) 宇多高明・前原隆生・牧野一正: 伊勢湾高潮の実用的予測モデル, 第 41 回海岸工学論文集, pp.261-265, 1994.
- 4) 武田 誠・井上和也・上塚哲彦・松村貴義: 高潮解析における数値解析モデルおよびその境界条件に関する検討, 水工学論文集 第 40 巻, pp.1089-1094, 1996.
- 5) 日野幹雄・仲座栄三: 水理計算における新しい“無反射境界”の数値的検討, 東京工業大学土木学科研究報告 No.38, pp.39-50, 1987.
- 6) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文: 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報第 23 号 B-2, pp.305-317, 1980.
- 7) 土木学会編: 水理公式集, 昭和 46 年改訂版, p.265, 1971.
- 8) 上塚哲彦・中川 一・井上和也: 高潮氾濫における越波の影響の解析, 土木学会関西支部平成 6 年度関西支部年次学術講演概要, II-87, 1994.
- 9) 井島武士: 波浪の数値予測, 土木学会水理委員会水工学シリーズ 68-02, pp.02-1~pp.02-30, 1968.
- 10) 合田良美・岸良安治・神山豊: 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 4 号, pp.3-44, 1975.
- 11) 土木学会編: 水理公式集, 昭和 60 年改訂版, p.288, 1971.
- 12) 井上和也: 開水路非定常流とその水工学への応用に関する研究, 京都大学学位論文, pp.172-177, 1986.
- 13) 大阪地盤沈下総合対策協議会: 大阪地盤沈下対策誌, 1972.
- 14) 大阪府・大阪市: 西大阪高潮対策事業誌, 1960.
- 15) 藤井健・光田寧: 日本本土に襲撃する台風の統計的性質について, 京都大学防災研究所年報第 28 号 B-2, pp.463-473, 1985.
- 16) 霞ヶ関地球温暖化問題研究会: IPCC 地球温暖化レポート, 中央法規, pp.75-78, 1991.
- 17) 中川 一: 洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究, 京都大学学位論文, pp.14-15, 1989.