



$$E_{i,j} = \frac{1}{k^2} \sum_i^k \sum_j^k \eta_{i,j} = \bar{\eta} \dots \dots \dots (4)$$

流量フラックスの勾配は、次式の関係式を満足するように与える必要がある。

$$\frac{\partial M}{\partial X} = \frac{\Delta t}{\Delta T} \frac{\partial \bar{m}}{\partial x}, \quad \frac{\partial N}{\partial Y} = \frac{\Delta t}{\Delta T} \frac{\partial \bar{n}}{\partial y} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $\Delta T$ 、 $\Delta t$  はそれぞれ粗、細メッシュの時間きざみであり、 $\bar{\quad}$  は接続格子内の空間平均を示す。すなわち、式(4)および(5)によって、粗メッシュ領域の1格子分の接続領域において、両領域の既知変数の受け渡しを行う。

### (2) 破堤条件

海岸堤防の破堤形態は、崩壊、転倒、すべりなどが考えられ、氾濫の計算において、これらをモデル化することは重要であるが、ここでは瞬時に破堤したものと仮定し、初期の水面形をダム破壊時の Ritter の関係式を  $x, y$  方向に用いて破堤条件を与え、次のタイムステップから、高潮領域との接続を行うこととする。

### (3) フロント条件

氾濫域での計算では、氾濫水のフロントをどのように与えるかがポイントであり、その場合には津波を対象とした研究<sup>4),5)</sup>が行われているが、フロント条件の数値モデルを確立することは容易ではない。ここでは、岩佐ら<sup>6)</sup>によって洪水氾濫のシミュレーションに用いられたフロント条件を用いることとし、フロントの移動限界水深  $\eta_c = 0.001 \text{ m}$  として計算する。

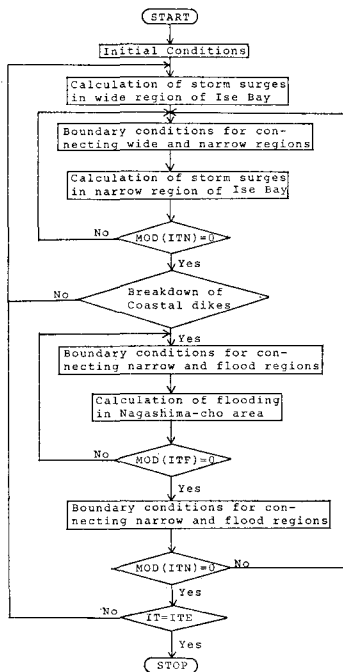


図-2 フローチャート

## 3. 高潮氾濫数値モデルの適用

以上述べたモデルを伊勢湾台風を外力とした場合の伊勢湾・三河湾(高潮)、長島輪中(氾濫)に適用する。ここでは、高潮計算領域を広・狭2領域に分割し、狭領域には氾濫計算領域を接続して、図-2に示すフローチャートに従って計算を行う。

### (1) 高潮計算

計算領域は、図-3に示すように、 $\Delta X = 1 \text{ km}$ の広領域と、 $\Delta x = 250 \text{ m}$ の狭領域に分割し、水位変動の出力点(水位点)として、図中の黒円で示す点を設ける。気象外力としては、伊勢湾台風を対象として、藤田のモデルより気圧、風速場を計算する。表-1に台風定数  $C_1$ 、 $C_2$  および  $r_0$  を示す。

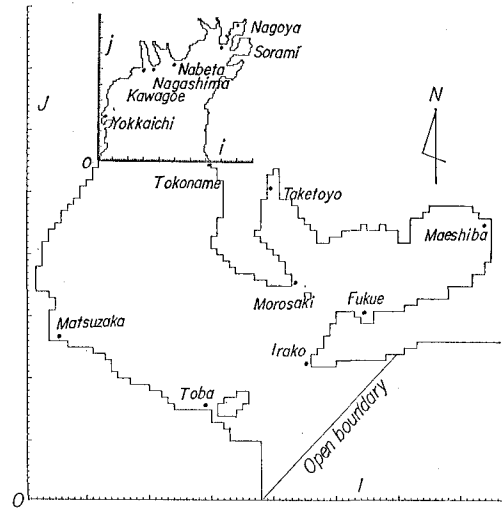


図-3 高潮計算領域と水位点

表-1 計算条件

|                               | 広領域    | 狭領域                   | 氾濫域  |
|-------------------------------|--------|-----------------------|------|
| $\Delta t$ (sec)              | 5.0    | 2.5                   | 0.1  |
| $\Delta x$ (m)                | 1000.0 | 250.0                 | 50.0 |
| $f$ (1/sec)                   |        | $8.26 \times 10^{-5}$ |      |
| $\nu_H$ (m <sup>2</sup> /sec) |        | 460.0                 |      |
| $C_1$                         |        | 0.6                   |      |
| $C_2$                         |        | 0.6                   |      |
| $r_0$ (km)                    |        | 75.0                  |      |

図-4は、伊良湖における気圧および風向の時間的変化について、実測値とモデル台風による計算値とを比較したもので、台風が伊勢湾を通過するまで(22 hr)は気圧、風向の再現性が良いことがわかる。しかし、通過後は、モデルの気圧上昇が急であり、風向にも実測値とのずれが生じている。ただし、高潮に直接影響を及ぼす海上風の再現性に関しては、検討すべき点が残さ

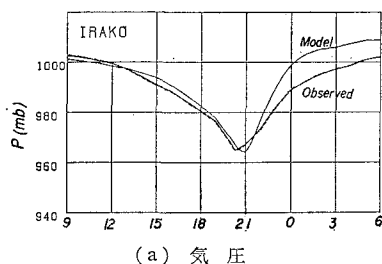
れている。

また、図-2に示すフローチャートからわかるように、ここで行った計算においては、潮汐を考慮していない。そのため、初期条件としては静水状態を与え、台風による初期じょう乱の小さい、9月26日6:00から計算を開始している。高潮計算における開境界条件は、気圧の低下による吸い上げ相当水位を与えるが、

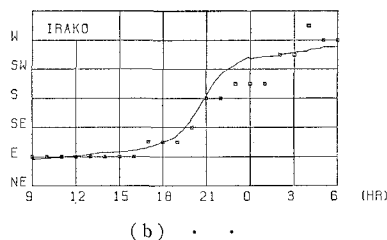
図-4(a)に示すよ

うに、22:00以後、実測値とモデルとの相違がみられるため、ここでは伊良湖における実測値を用いる。

図-5には、図-3に示した各水位点のうち、実測偏差の明らか地点3点での計算結果(実線)と実測値<sup>7)</sup>(破線)を示す。高潮計算領域の水深データは、昭和39年の海図から読み取ったもので、海岸線はほぼ伊勢湾台風当時のものと同じであるが、偏差に関しては、実測値と計算結果とが必ずしも良好な一致をしていない。とくに、実測値において顕著な forerunner のみられる福江、名古屋では、最大偏差もほぼ forerunner 分小さく計算されている。しかしながら、実測値に forerunner がみられない三河湾湾奥の前芝においては、計算値と実測値は良く対応していることがわかる。このことから、伊勢湾台風による高潮の forerunner について、現象の究明および実測偏差の評価の両面から検討する必要があると思われる。

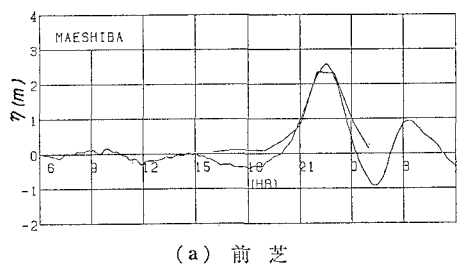


(a) 気圧

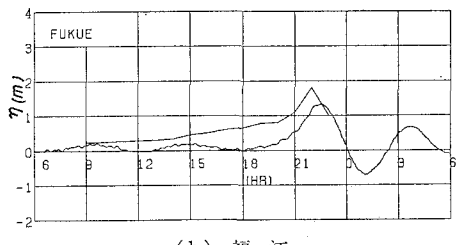


(b) . . .

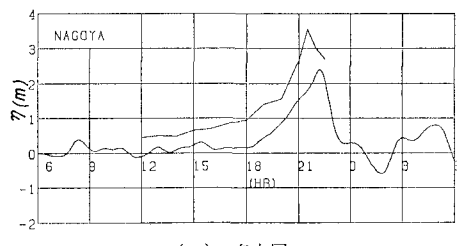
図-4 伊良湖における気圧、風向の実測値とモデルとの比較



(a) 前芝



(b) 福江



(c) 名古屋

図-5 高潮偏差の計算結果と実測値との比較

一方、図-6には、21:00における広・狭領域での流況図を示す。図からわかるように、狭領域においては、高潮の上昇時(21 hr)には反時計回りのセルが形成されている。また、広領域においては、三河湾で反時計回りの大きなセルが形成され、伊勢湾南部には小さな4つのセルに分れており、ここでの流況には卓越する流れはなく、偏差はほぼピークに達していることがわかる。

以上のように、高潮計算においては、(i) 伊勢湾台風による高潮の実測偏差にみられる forerunner の究明、(ii) 海上風の検討、(iii) 接続計算の妥当性に関して詳細な検討を行い、汜濫計算の境界条件としての精度を向上していくことが必要である。

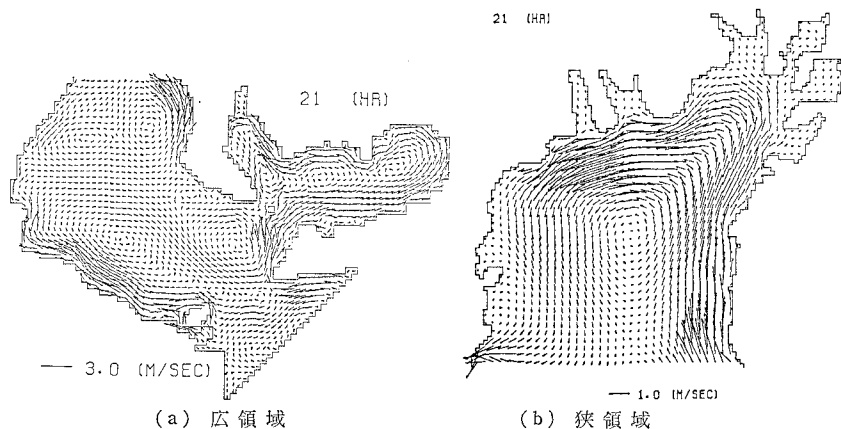


図-6 21:00における流況図

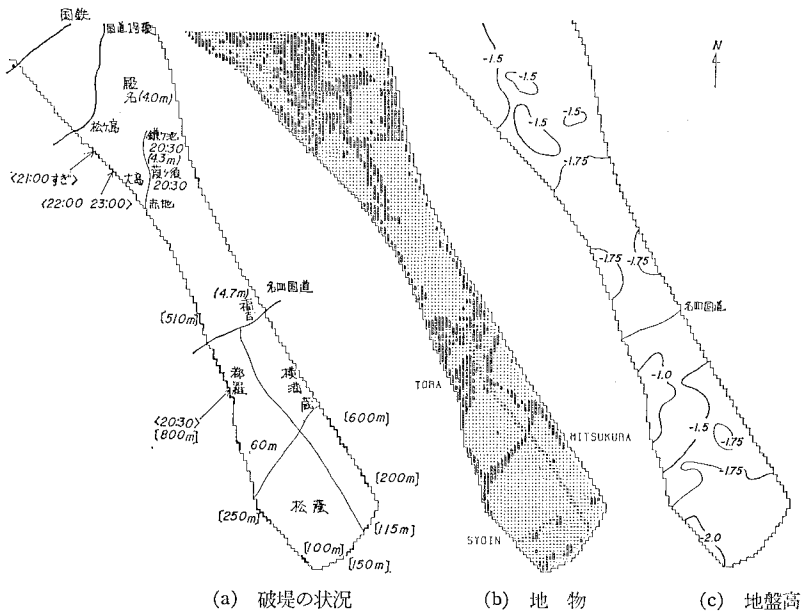


図-7 氾濫計算領域の諸元

## (2) 氾濫計算

周知のように、氾濫の数値計算には、かなりの CPU 時間を必要とするうえ、現象が、単層モデルで再現されるのかという疑問点もあり、数値モデルとしては、完成されたものではない。ここでは、前述したようなモデル化によって、高潮氾濫数値モデルを適用する場合、どの程度の数値計算が可能であるかを示す。

氾濫計算の対象となる領域としては、伊勢湾湾奥の輪中地域、名古屋市街地域などが考えられるが、後者の場合には道路網、ビル群などの取扱いについて、計算上検討すべき点が多すぎて残されているため、本研究においては、長島輪中だけを対象とする。図-7 は長島輪中における (a) 伊勢湾台風当時の輪中堤の破堤箇所、破堤時刻および破堤長、(b) 現在の長島町の地勢・地物および (c) 地盤高 (T.P. 上) を示す。図 (b) において、●：水田、畑地、B：家屋、工場、\*：農道および堤中堤、#：盛土の高い幹線道路、鉄道（国鉄関西線）を示し、これらの地勢地物が格子内で評価できるよう、氾濫域の空間きざみは 50m とする。

数値計算においては、地勢、地物の効果を、底面摩擦係数により評価することとし、B、\* および # 印で示される格子内では Manning の粗度係数  $n=0.04$  (m-sec 単位で)、その他では  $n=0.02$  として与える。また、破堤時刻は全ての破堤箇所において、21:00 に同時に破堤するものとし、国道 1 号線の 2 次堤防としての効果を数値計算上で認めるために、松ヶ島および赤池地区の 2ヶ所の破堤を国道 1 号線の北側へ移す。なお、氾濫の計算においては、海面せん断応力  $\tau_s$  は考慮していない。

図-8 は、氾濫計算により得られた流況および浸水深（地盤上の水位）を (a) 破堤後 15 min、(b) 45 min および (c) 75 min について示したものである。これらの図において、氾濫水の挙動として、以下の点がシミュレートされていることがわかる。

(i) 流況は米軍の空中写真を参考にして推定された被災時のそれ<sup>8)</sup>と類似しており、氾濫水が北上するに伴って輪中中央部の幅の狭くなった地域で流速を増し、鎌ヶ池地区に集中している様子が再現されている。

(ii) 国道 1 号線の 2 次堤防としての効果は、数値計算上では、極めて大きく、2 次堤防の破堤が無ければ、内水域における 2 次堤防の防災機能は大きいことがわかる。

(iii) 高潮の水位が下降しはじめる 22:00 以後では、輪中南部において堤内地からの氾濫水の流出が再現されている。

一方、図-9 は氾濫による高潮計算領域への影響を調べるため、水位点長島（図-1）における水位変化を、氾濫計算を行った場合（太い実線）と行わない場合（細い実線）とについて比較した結果である。これより、氾濫によって高潮偏差が最大 10 cm 程度低下することがわかる。

## 4. 結 語

以上、高潮の数値計算法と氾濫数値計算法とを結合した単層モデルによる高潮氾濫数値モデルを示し、伊勢湾台風を対象とした長島輪中における氾濫計算を行い、その適用性を検討した。その結果、本モデルにより、高潮時に河川・海岸堤防が破堤した場合の氾濫水の挙動をシ

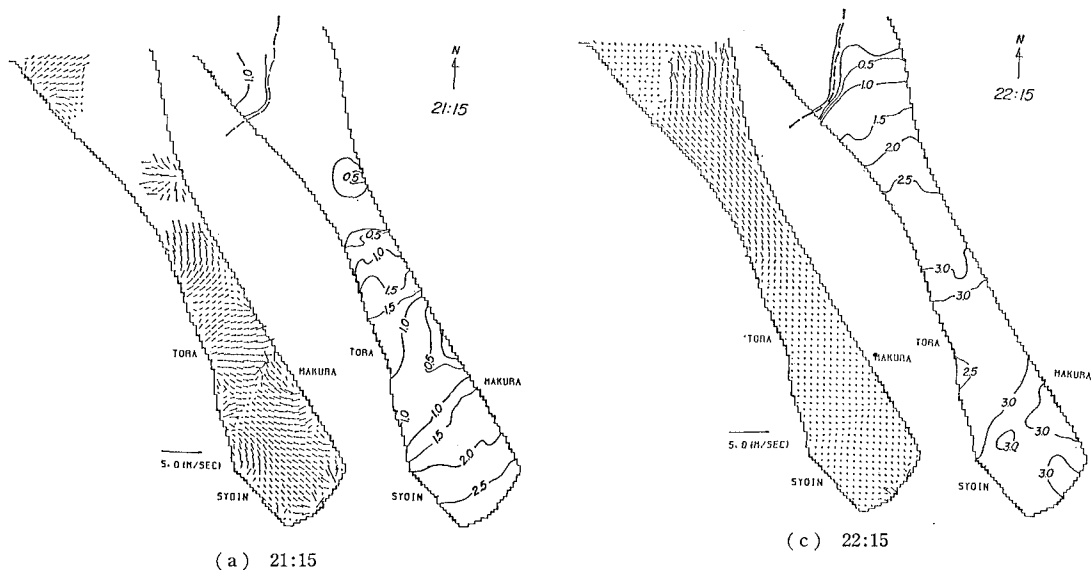


図-8 氾濫シミュレーションの結果

ミュレーションすることが十分可能であることを示した。今後は、本モデルの若干の改良のほか、洪水・高潮の相互作用を考慮した同時氾濫モデルへ拡張するとともに、氾濫時の災害予測法への適用を検討する必要がある。

なお、長島町における地勢、地物、地盤高の情報集収において、現地調査、測量に御助力いただいた川鉄システムエンジニアリング(株)内司佳幸氏(当時岐阜大学工学部学生)に深謝する。

### 参考文献

- 1) 土屋義人・山下隆男・平石哲也: 有限要素-差分モデルによる高潮の数値計算法, 第29回海岸工学講演会論文集, pp. 31~35, 1982.
- 2) Thacker, W. C.: Irregular-grid finitedifference techniques for storm surge calculation for curving coastlines, Morine forecasting, Elsevier, pp. 261~283, 1979.
- 3) Pinder, G. F. and W. G. Gray: Finite element simulation in surface and subsurface hydrology, Academic Press, London, p. 295, 1977.
- 4) 岩崎敏夫・真野 明: オイラー座標による二次元津波遡上の数値計算, 第26回海岸工学講演会論文集, pp. 70~74, 1979.
- 5) 松富英夫: 陸上遡上津波の先端条件と先端部の抵抗係数, 第28回海岸工学講演会論文集, pp. 74~78, 1981.
- 6) 岩佐義朗・井上和也・水島雅之: 氾濫水の水利の数値解析法, 京大防災研年報, 第23号 B-2, pp. 305~317, 1980.
- 7) 地理調査所, 伊勢湾台風洪水・被害状況図, 1960.
- 8) 愛知県, 伊勢湾台風災害復興誌, p. 499, 1964.

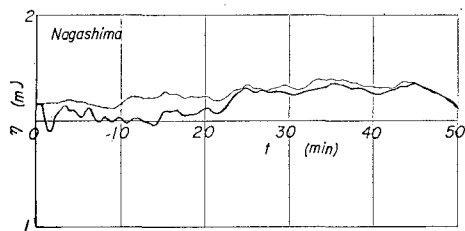


図-9 氾濫による高潮偏差への影響