

## 28. 陸上に溢れる津波の数値実験

——高知県須崎および宇佐の場合——

地震研究所 相 田 勇

(昭和52年11月30日受理)

### 1. は じ め に

外洋において発生し、伝播する津波は、通常線型長波として十分近似できる。したがって津波の数値実験も外海に関してはかなり成功をおさめていると思われる(例えば相田, 1977)。しかしながら浅海域、特に湾内に入ると水深が浅くなり、津波の波高によっては線型の取扱いができなくなり、また陸上へ津波が溢れることになれば、陸岸からの反射の条件は著しく複雑になる。湾内における津波の数値実験も今までいくつかの例があるが(例えば、伊藤・木原, 1970)、比較的小振幅で陸上に溢れる考慮をする必要がなく、また海岸では波が完全反射するものとして取扱われている。そこで例えば1946年南海地震津波の際の土佐湾沿岸地域のように、津波が陸上に溢れ大きな被害が出たような場合について津波の高さや流速などを数値的に再現し、大津波に対する湾の特性を検討しておくことは重要なことである。

陸上に遡上する波についての理論、実験の多くは、二次元問題として扱われていて、数値的なものとしては、MAC法(Chan et al., 1969)やHeitner and Housner (1970)の試みなどがある。三次元問題としてはMAC法の拡張が行われている。MAC法などでは水粒子速度の鉛直成分も考慮され、比較的短波長領域でも適用できるが、三次元問題としてはかなり複雑になり、実際の湾形に適用するには多くの困難がある。最近首藤・後藤(1977)は、水粒子に固定した物質座標を用いる表現によって、水平二次元の問題も解き得る数値解析法を発表している。

しかし具体的な地形で水平二次元を考える問題としては高潮の数値実験がReid and Bodine (1968)によって行われた外、いまのところ例がないようである。Reid and Bodineは波長の長い高潮を対象としたので、長波近似の方程式を用い、陸上への浸水部や、堤防の越流部などに、定常流の水理関係式にもとづく非線型効果を挿入したが、この方法で潮汐程度の周期についてはかなりの好結果が得られている。

津波は潮汐にくらべれば周期は短かく、ときには湾奥あるいは陸上遡上部において段波あるいは碎波となることもあり得ると思われるが、多くの場合湾のスケールに比して長波長であり、浅海長波として取扱い得る場合も少なくない。ここでは1946年南海地震の際のデータをもとに、浸水高さの分布などの実測値を再現する非線型数値モデルを検討し、陸上に浸水した津波の特性について述べる。

## 2. 方 法

湾内において津波の波高にくらべて波長が充分長く、また水粒子速度の鉛直成分は無視できるものとする、浅海長波の方程式で、湾水の運動をあらわすことができる。水粒子速度の水平成分は深さに関して一様であるとし、深さに関して積分した流量の  $x, y$  成分を  $q_x, q_y$ 、静水面からの水位上昇を  $\zeta$  とすれば、運動方程式および連続方程式は次のようである。

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} = -g(h+\zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial x} - f_c \frac{q_x Q}{(h+\zeta)^2} - \left( \frac{q_x}{h+\zeta} \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{q_y}{h+\zeta} \frac{\partial q_x}{\partial y} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} = -g(h+\zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial y} - f_c \frac{q_y Q}{(h+\zeta)^2} - \left( \frac{q_x}{h+\zeta} \frac{\partial q_y}{\partial x} + \frac{q_y}{h+\zeta} \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad (3)$$

こゝに  $h$  は静水面からの水深で、地表の高さは負にとられる。 $g$  は重力の加速度、 $f_c$  は海底の摩擦係数であり、また  $Q$  は  $Q = \sqrt{q_x^2 + q_y^2}$  で与えられる。

こゝで (1), (2) 式右辺第 2 項の摩擦係数  $f_c$  は、湾内潮汐などに対しては普通 0.0025 程度の値が用いられている (REID and BODINE, 1968)。しかし今回対象とするものは湾内でもかなり浅い場所であって、水底面にかなりの粗度があるものと考えられるので、それより大きい値となるであろう。定常流に対する各種粗度についての摩擦係数については、実験、実測や、それにもとづいた経験公式が提案されている (石原, 1972)。例えば波長 2~4 m、高さ 20 cm 程度の砂連、あるいは栈粗度について、水深 10 m とすれば  $f_c$  は 0.005~0.007 になる。また短周期振動流の場合には、定常流あるいは長周期振動流に比して摩擦係数が大きくなる。KAJIURA (1964) によれば、津波周期 20 分に対して、 $f_c$  は潮汐周期に対する場合の 1.5 倍程度になる。以上の考慮からこゝでは、取扱われる海底の一般的な  $f_c$  の値として 0.01 を与えた。

### 境界条件

次に境界条件としては、まず海岸が低く水が陸上に溢れる場合、浸水の先端での条件は

$$q_x \text{ あるいは } q_y = C_0 H \sqrt{gH} \quad (4)$$

の形であらわされるものと仮定する。 $C_0$  の値は定常流の段上りなどの場合の値 (土木学会, 1971) を参考にして、こゝでは一応 0.5 と仮定した。

海岸が十分高く水が陸上に溢れることのない場合には、岸に直角な流量  $q_n$  が 0 であると考え、すなわち

$$q_x \text{ あるいは } q_y = 0 \quad (5)$$

さらに静水時の汀線で護岸のあるような場合には、地盤高に不連続がある。このように水深に急激な変化があるときには、潜堤などの場合のように流量係数  $C_1$  を用い

$$q_x \text{ あるいは } q_y = C_1 H_1 \sqrt{g \Delta H} \quad (6)$$

が成立つものと仮定する。こゝに  $H_1$  は地表からの水位、 $\Delta H$  は不連続点の前後における

水位差である。またもしこの表現が可能であるとすると、 $\Delta H$  の水位低下は、水深  $h$  で長さ  $L$  の区間、次式で示す摩擦係数  $f_e$  が働く場合のエネルギー損失と等価に置き換えることができる。

$$f_e = (1/C_1^2) (h/L) \quad (7)$$

等価摩擦係数への置き換えは、陸上の家屋・構造物などによる水流断面の変化による水位低下などにも同様に考えられる。このことは水底摩擦と同じ扱いで (1) (2) 式で計算を行うことができ便利であり、今回は海岸から陸上部にかけて適当な  $f_e$  の分布を与えて、水流に対する抵抗の効果を表わすこととした。

しかし  $C_1$ ,  $f_e$  などを、津波のような非定常な流れの場合に、定数とすることにも問題があるが、今回は次節で述べる二次元遡上問題の結果などを参照して一応の値を与えた。その上で数値実験を行い、実測値との比較から妥当性を検討することにする。

以上で境界条件などが設定できるので、(1) (2) (3) 式を差分式に変換して、leap-frog 法で数値計算を行う。

### 3. 二次元陸上遡上問題

実際の湾における津波を解く前に、陸上遡上の二次元問題を取扱い、方法の検証を行う。理論、実験ともに一様斜面上の遡上を扱った例が多いが、津波が市街地や農地に浸入する場合、陸上地表面の傾斜はきわめてゆるく、水平に近い場合が多いので、今回は水平な陸上に溢れる場合を取り上げる。

岩崎・富樫 (1966) は、このような場合の水理実験を行い、また汀線 (この場合鉛直岸壁) におけるエネルギー損失による波の変形を考慮に入れた特性曲線法によって、実験とよく一致する結果が得られたと述べている。そこでその実験の条件と同じく水深 28.8 cm、陸の高さ 2.4 cm とし、海側から  $\eta = 6.6 / \cosh^2 (0.415X)$  であらわされる孤立波を与えて数値実験を行った。ここに  $\eta$  は水位上昇 (cm)、 $X$  は  $X = x/28.8$  であり、 $x$  は水平距離 (cm) である。

2 節で述べた方法を一次元伝播に簡単化し、差分格子間隔  $\Delta s$  は 5.76 cm、計算安定条件を満足するような計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.02 sec、(4) 式の  $C_0 = 0.5$ 、(6) 式の  $C_1$  は 0.6 および 1.2 とした。また摩擦係数  $f_e$  は海底部分を 0.0025、陸上部分を 0.01 ととってある。水平距離  $x$  を横軸にとって、この数値実験の最大上昇水位の包絡線をプロットすると Fig. 1 のようになる。ここに波は左から右に進行し、斜線で陸上の地形をあらわしてある。一番上のものは  $C_1 = 1.2$ 、中央が  $C_1 = 0.6$  ととった結果である。これに対して、一番下に岩崎・富樫 (1966) の実験結果を丸印、理論結果を実線のカーブで示してある。これを見ると数値実験結果は陸上部での減衰が岩崎等の理論値よりも、また実験値よりも更に強い。この理由は、ここで扱った波長がやゝ短いことによる長波近似の誤差、および陸上部の摩擦の効果のあらわれたものかもしれない。

波長を 2 倍にして数値実験を行ってみると、Fig. 2 に見るように減衰はやゝゆるやかになる。これらの結果から、この鉛直岸壁を溢れる津波の場合、 $C_1 = 0.6$  が水理実験結果とほぼ等しい結果を与えている。但しこの値は、鉛直岸壁の高さと津波の波高にも関係して

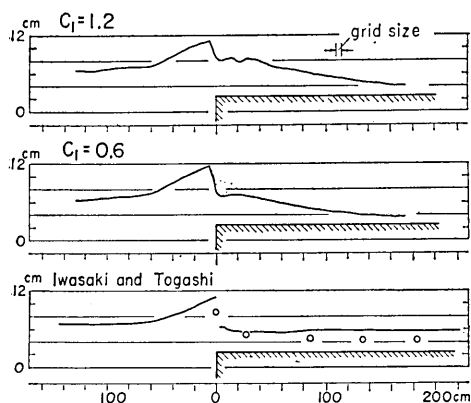


Fig. 1. Profiles of the maximum water surface elevation on the horizontal bottom. Upper and middle figures, numerical experiments; lower figure, theory (solid line) and hydraulic model experiment (open circle) by IWASAKI and TOGASHI (1966).

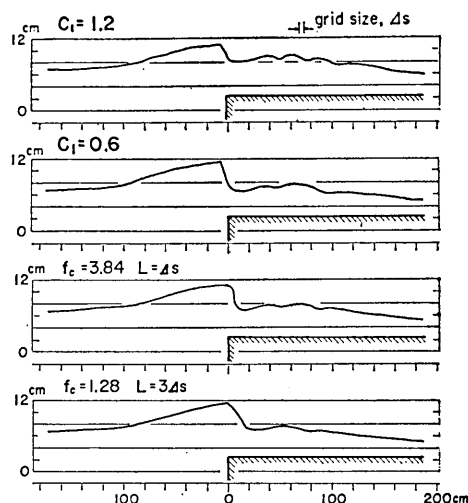


Fig. 2. Profiles of the maximum water surface elevation on the horizontal bottom. Differences due to the shoreline condition ( $C_1$ ), upper two curves and ( $f_c$ ), lower two curves.

くるので、実際の場合について妥当な数値を選定する必要がある。

さて2節で  $C_1$  のかわりに等価な  $f_c$  が (7) 式によって与えられると述べた。ここで  $h$  を汀線の地表からの津波の高さ 8 cm ととり、 $L$  として計算格子間隔  $\Delta s = 5.76$  cm およびその3倍の  $3\Delta s = 17.28$  cm とした場合、 $C_1 = 0.6$  に対して  $f_c$  は 3.84 および 1.28 となる。Fig. 2 の下二つの曲線はこの等価摩擦係数を与えた場合の結果で、 $C_1 = 0.6$  で計算した上から二つ目のカーブとよく一致していることがわかる。一番下の図は  $L$  を  $3\Delta s$  にとってあるので、汀線直後の振幅減衰の傾斜がゆるく出ているが、其の後の陸上水位はほぼ等しい結果となっている。

これらの結果から津波の波長があまり短くない場合 (波長が水深の 20 倍以上) には、2節で述べた方針で数値実験を行うことは許されるものと思われる。また鉛直岸壁を越流する場合の流量係数  $C_1$  を、摩擦係数  $f_c$  に置き換える方法の有効性についても確かめられた。

#### 4. 1946 年南海津波における高知県須崎の場合

1946 年 12 月 21 日南海地震に伴った津波は紀伊半島から土佐湾沿岸にかけて大きな被害を与えた。須崎および宇佐は、土佐湾沿岸中央部、高知市の西南西それぞれ 30 km および 15 km のところに位置している (Fig. 3) が、土佐湾沿岸でも最も大きな津波の浸水を受けたところである。この両地域では津波直後、市街地の浸水高のくわしい測量が行われ、その等高線が得られている (高橋・他, 1949)。このため陸上に浸水した津波に関する数値実験を試みるに、もっともよい場所といえよう。

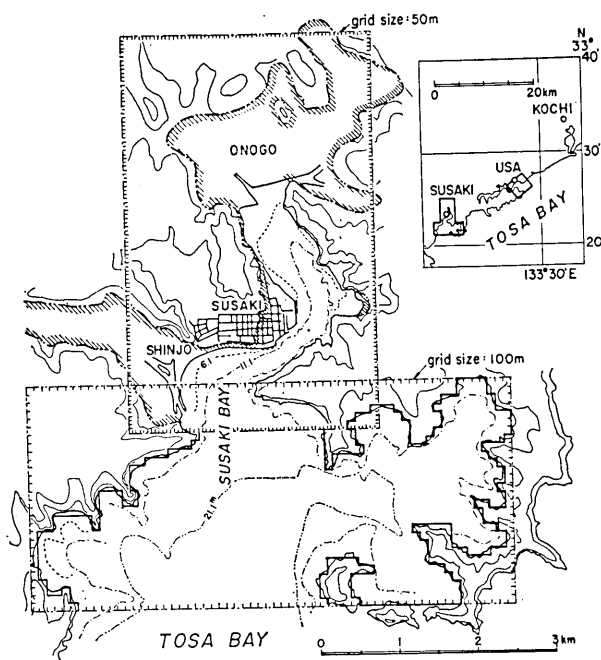


Fig. 3. Computational grid system for Susaki, Kochi Prefecture. Shaded double chain line shows the inundated area at the time of the Nankai tsunami of 1946.

### 計算格子

Fig. 3 は須崎湾を示しているが、斜線を付した2重鎖線でかこまれた地域が津波の浸水域であり(小向, 1948), 須崎市街, 湾奥多ノ郷, 新莊川流域など広汎にわたっている. 計算格子は長方形の枠で示される二つの区域を連結して構成された. 一つは 50 m の間隔で  $65 \times 99$  格子の細格子域, もう一つは 100 m 間隔で  $63 \times 29$  格子の粗格子域である. 細格子域では2節で述べた方法によって慣性項および摩擦項を含めて計算を行うが, 粗格子域は水深がやや深いのでそれらの項は省略し, 細格子域への波の伝達を行う区域とした. 入力には後に述べるような方法で粗格子域の最下端から行う.

計算上許される格子の最大間隔は, 取扱う波の波長に依存するが, 今回の場合は波長が十分長いので, この条件よりむしろ海岸や陸上の地形の近似精度の問題となる. こゝでは計算時間の許される範囲での最小間隔として 50 m を決定したが, 現地地形を再現するためには適当な値と思われる. また計算安定条件を考慮して計算時間間隔は 2.4 sec にとった.

なおこの地域一帯は, 地震の際に地盤が沈降しているので水位の基準が問題であるが, 湾内水深, 陸上の標高などはすべて地震前の T.P. (または平均潮位) を基準にあらわした. さらに計算に際しては地震が生じた時の潮位ということで, 平均潮位上 40 cm を静水位とした.

### 摩擦係数

まず静水時の汀線について考えると、前節の二次元モデルに対しては  $C_1=0.6$  が適当であった。しかし須崎に適用する場合護岸の前面ですでに水深がかなり浅くなっているため、地盤高の急変の割合は、二次元モデルの場合よりかなり小さく、したがって  $C_1$  はもっと大きい値となるものと思われる。ここでは  $C_1=1.2$  をとることとし、これを摩擦係数  $f_c$  に変換すると、2節(7)式において、 $h=3\text{ m}$ 、 $L$  として計算格子間隔  $50\text{ m}$  をとって、 $f_c=0.042$  となる。Fig. 4 に太い実線の折線で示したものが静水時の汀線であるが、今回はこの部分に  $f_c=0.03$  を与え、その前面、点線の折線で示した部分から陸側の水深の浅いところに  $f_c=0.015$  を与えた。また汀線より陸側については斜線で影をつけた最も人家の密集している地域に  $f_c=0.1$  を、点で影をつけた部分には  $f_c=0.05$  を与えた。その他の部分の  $f_c$  は  $0.01$  である。

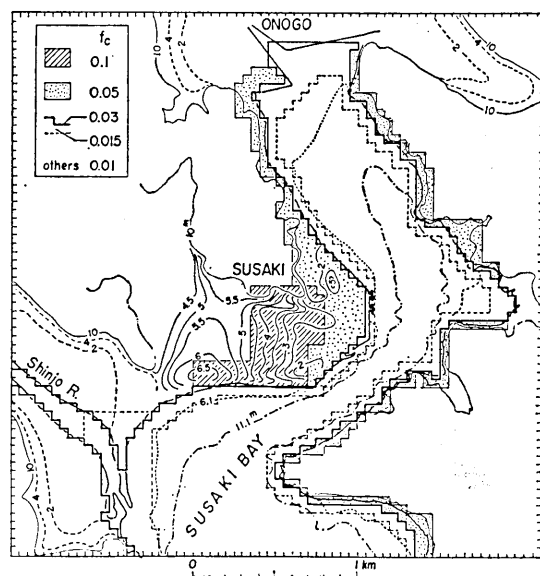
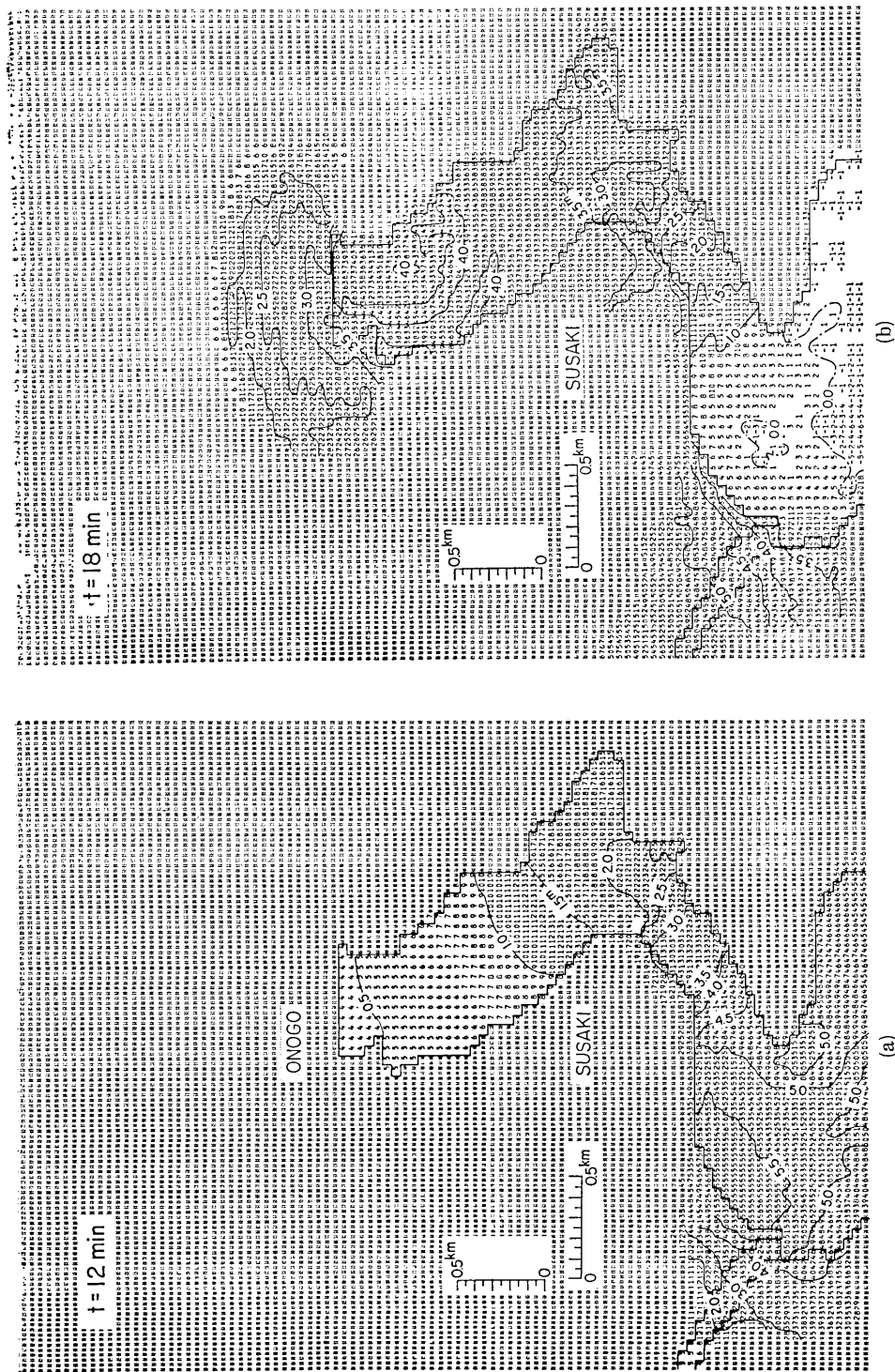


Fig. 4. Distribution of the assumed friction factor for the model of Susaki. Land levels and water depths are shown relative to the mean sea level in the pre-earthquake period.

### 津波入力

計算海域への入射津波の水位を  $\zeta_i$ 、入射点での海面の水位を  $\zeta$ 、海底までの積分流量を  $q$  として、入射波および計算海域から放散する逆行波を共に進行長波と仮定するならば、 $q=c(\zeta-2\zeta_i)$  の関係がある。ここで  $c$  は入射点における長波速度である。ここでは Fig. 3 の最下端から入射波  $\zeta_i$  を与える。

さてこの付近は地震時  $0.7\text{ m}$  地盤が沈下 (高橋・他, 1949) しているが、この湾の範囲ではどこも一様に沈下したものと考えてよいから、湾内部で沈下により波を発生することはない。したがって沈下による水位上昇も、外海からの入射波  $\zeta_i$  に含めてよいことにな



る。そこで地盤沈下は便宜的に、周期  $T$  の  $1/4$  の時間で余弦的に変化する波として与え、また津波としては連続正弦波を与えた。即ち波のはじまりからの時間を  $t$  とすれば、

$$\left. \begin{aligned} \zeta_i &= \eta_s (1 - \cos 2\pi t/T), & 0 < t \leq T/4 \\ &= \eta_s + \zeta_m \sin [(2\pi/T)(t - T/4)], & t > T/4 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

こゝに  $\eta_s$  は地盤沈下量 (この場合  $0.7 \text{ m}$ )、 $\zeta_m$  は入射津波の振幅である。また周期  $T$  はまず  $20$  分として、 $\zeta_m$  をかえて計算を行った。

#### 須崎市街地の結果

数値計算結果の例として、入射波振幅  $\zeta_m = 3.5 \text{ m}$  の場合の水位分布のパターンを Fig. 5 に示した。a), b) はそれぞれ  $t = 12, 18 \text{ min}$  の際の湾内および浸水した陸上の水位を示している。コンターは  $\text{m}$  で示し、ラインプリンターで打出してある数字は  $10 \text{ cm}$  単位とし、それ以下を切捨てた数字である。また \* 印は水が溢れていない陸上をあらわしている。すなわち  $t = 12 \text{ min}$  では新莊川流域には浸水が進み、須崎市街地南部にもやゝ浸水が見られるが、多ノ郷は未だ波の先端が達したに過ぎない。  $t = 18 \text{ min}$  になると新莊川流域、須崎市街はほとんど浸水が終り、多ノ郷の浸水が進んでいることがわかる。

さて実際の津波については、須崎市街地の津波の最高浸水水位が Fig. 6 左上の図のコンターで示すように測量されている (高橋・他, 1949)。斜線で影を付けた二重鎖線は浸水域の範囲を示す。その下の図は測量の際同時に測られた地表の等高線である。そこで数値計算の結果を同じように最高水位面のコンターで示したものが右側の二つの図であって、第 1 波の最高浸水水位と、第 3 波までの最高浸水水位をそれぞれ示している。

さて測量値から浸水面の特徴を見ると、市街地の東北および南東の海岸付近が  $4 \text{ m}$  位の高さであり、奥に入るにしたがって低くなり市街地奥の浸水終端部付近が  $3.0 \text{ m}$  位である。計算結果をこれと比較してみると、等高線の形はやゝ異なるところがあるけれども、 $4 \text{ m}$  から  $3 \text{ m}$  まで次第に浸水高が低くなっている、人家の密集地域 (左下図斜線で影をつけた部分) に入るあたりに  $3.6 \text{ m}$  の等高線があることなどの特徴はほぼ一致しているように思われる。また 3 波目までの最高水位は、1 波目までよりも約  $0.2 \text{ m}$  高いところもあるがほとんどかわらない。

Fig. 6 に示す A-A' 断面の津波の浸水状況を見ると、Fig. 7 のような時間的な経過が得られる。こゝに各カーブに付した数字は  $t$  を分単位で示したものである。浸水は図で右から左への一方向のみでなく、紙面に直角の方向の成分もあるので、浸水速度は一概にはいえないが、浸水をはじめてから約 7 分で市街地の中央部が最高浸水を見、浸水域終端には約 9 分で達している。また波の先端は見かけ上、 $t = 12 \text{ min}$  と  $14 \text{ min}$  の間で約  $250 \text{ m}$  進んでいるから、約  $2 \text{ m/sec}$  の速度をもっていることになる。調査報告 (杉崎・他, 1948) によれば津波の速さは自転車の全速程度となっているが、これがどこの位置の速さか、それは流速か、津波先端の速さかなどは不明である。湾内の水の動きであるならば後に述べるように計算値もかなり速い値となるが、陸上市街地の水の動きとすると計算とはかなり異なる。津波の速さは報告も目測の域を出ないからかなり誤差を含むと思われるが、かけ足で津波の先端を逃げのびたというような話が他の津波でもよく聞かれることを考えると、 $2 \text{ m/sec}$  程度の見掛け速度はほぼ妥当な値を示しているようにも思われる。Fig. 7 の一番上に示し



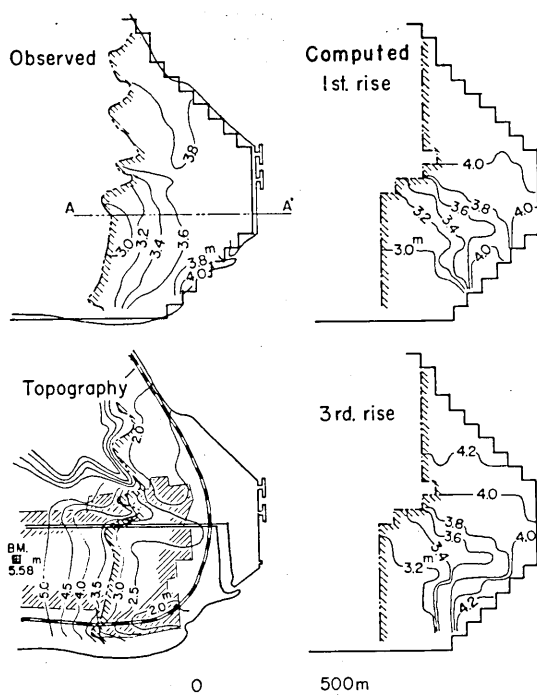


Fig. 6. Contours of the maximum inundation height observed (TAKAHASHI et al., 1949) and computed for the urban area of Susaki. Heights are indicated in reference to the tide level at the time of the arrival of the tsunami. Contours of the topography are shown relative to the mean sea level in the pre-earthquake period.

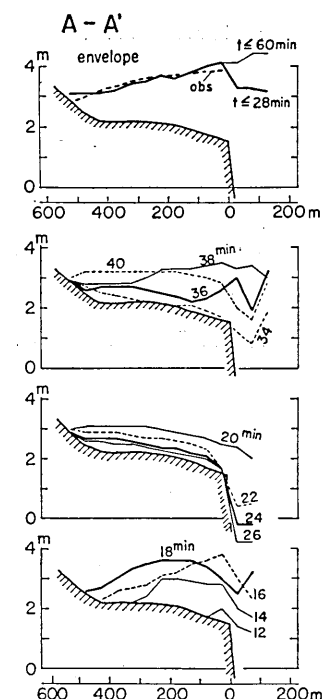


Fig. 7. Profiles of the surface elevation of flooding water for section A-A' in Fig. 6 at various times after the initiation of the incidence of the tsunami and the envelope of those maximum heights in  $t \leq 28$  min (corresponding to the first rise) and  $t \leq 60$  min (including the third rise).

たものは、28分までと60分までの最高浸水面であり、それぞれ第1波までおよび第3波までに対応する。点線が実測値で、この断面に関しては非常によく計算値が一致している。但し0~200mの区間は実測点がほとんどないので外挿値である。

#### 多ノ郷付近の結果

湾奥多ノ郷付近の津波の際の浸水の状況は Fig. 8 上左に示されている。斜線を付した二重鎖線が浸水域の縁であり、数字は浸水の高さである（白丸、小向，1948；黒丸、表，1947）。計算結果を1波目と3波目までの最高水位の等高線で右側に示した。その分布は概して西側が高く東側が低くなっているが、実測値は東西に広がっていないので、事実と一致しているか不明である。また南北の線上では北の奥が0.3~0.6m位高くなっているが、計算値では0.2~0.3m程度の差である。浸水高の絶対値としては1波目までのものでもよいが、浸水範囲と最奥の高さを重視すれば3波目までを含むものの方がよい。但し多ノ郷付近については地上の標高のデータがなかったので、津波浸水域および地盤沈下によって水がひかなくなった地域などのひろがりから、標高を推定（左上図点線で示すコンター）

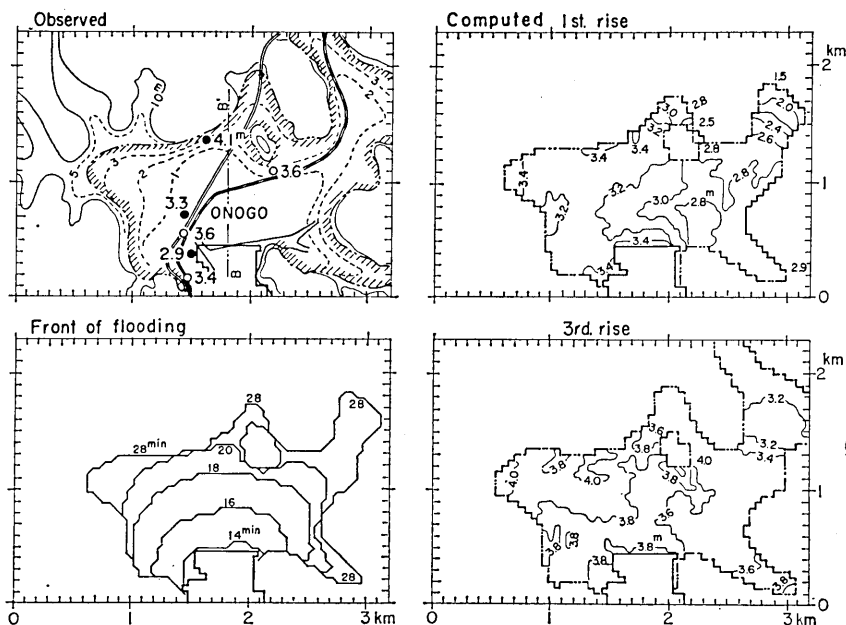


Fig. 8. Upper left figure, observed inundation heights in Onogo area of Susaki by MATSUZAKI (1948) (open circles) and by OMOTE (1947) (closed circles). Shaded double chain line shows the inundated area. Broken lines indicate the estimated contours of land levels: Upper right and lower right figures, contours of the maximum computed inundation height for the period including the first and the third rises, respectively: Lower left figure, the front position of flooding, the time of which is shown by the numeral attached to each curve.

して与えてあるので、あまり細かい議論は出来ない。

左下図は浸水の先端の進む状況を示しており、数字は  $t(\text{min})$  である。このような浸水の状態を B-B' の断面で示すと Fig. 9 のようになる。水位の曲線に付した数字は  $t(\text{min})$  をあらわしていて、一番上の図は 28 分まで (1 波目) と 60 分 (3 波目を含む) までの最高水位を示している。浸水の状態をおっていくと、 $t=14 \text{ min}$  頃から浸水がはじまり 24 min で第 1 回目の最高に達する。其の後浸水は減って行くが、 $t=34 \text{ min}$  で 2 波目が岸に到達し、 $t=36 \text{ min}$  では陸上に浸入して行くところが見られる。すなわち 1 波目の浸水が残っている内に 2 波目の浸水がはじまることになり、このため 1 波目よりも 2 波目、3 波目の浸水高の方が 0.2~0.3 m 程度ずつ高くなっている。須崎市街地の場合 (Fig. 7) は浸水面積が多ノ郷よりは狭まいので、1 波目の浸水がほど流出してから 2 波目が来ている。浸水の先端の見かけの速度は南から北への方で 2.5 m/sec 程度と計算される。調査報告 (杉崎・他, 1948) によれば大人のかけ足程度となっているので、これが陸上での値とすれば、計算値はそれにかかなり近いことになる。

#### 須崎湾口での津波の推定

以上の数値計算を実測と比較して、1946 年南海津波の須崎湾口における高さなどを推定して見る。

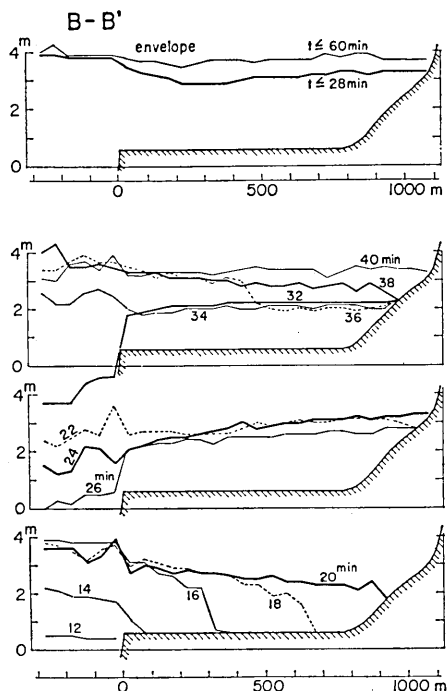


Fig. 9. Profiles of the surface elevation of flooding water for section B-B' in Fig. 8 at various times after the initiation of the incidence of the tsunami and the envelope of those maximum heights in  $t \leq 28 \text{ min}$  (corresponding to the first rise) and  $t \leq 60 \text{ min}$  (including the third rise).

須崎市街への浸水の様子は、現地の人々の談話から“地震後数分で市街地東南部に多少浸水したが地上に溢流するに至らなかった。しかしその後十数分にして市街地北端から、ついで東側築港方面から、ついで東南部から市街中心に流入しはじめた。また第2波は第1波より0.3 m 高く、同じ経路で浸入した”といわれる(高橋・他, 1949)。計算では  $t=9 \text{ min}$  で南東部から浸水を始め  $t=13 \text{ min}$  で北部から浸水、 $t=20 \text{ min}$  で浸水域全域への浸水がほぼ終わっている。すなわち本格的浸水の流入口が、市街北端から東南部へ次第に移ったという報告と、このモデルの浸水状況は一致しない。しかし須崎市街への浸水の主勢力が北部からの流入であることは Fig. 5 b) の水位コンターからも察せられるし、また須崎市街の浸水分布の大勢や、多ノ郷地域の浸水高の特徴はかなりよく表現されている。

計算では周期20分、湾口で最大4.2 m になるような波を与えてあるが、第1波はこれよりやや低く、第2波がほぼこれと同程度の波であったと考えることが妥当であろう。これは地盤沈下量0.7 m を含んでいるので、津波としては片振幅3.5 m ということになる。なおこの場合、入射波振幅と入射点の水位変化振幅はほとんど等しい値を示している。

このモデルでは(8)式に示すように、計算開始から直ちに水位が上昇する波を与えた。しかし現地調査報告(松崎・他, 1948)によれば、土佐湾沿岸の各地で津波来襲前に低潮面

より 1~2 m の引潮を認めたところが多い。このことは土佐湾内に高知・須崎付近の沈降量 0.7 m をはるかに上回る沈降域があったと考えなくてはならない。一方 FITCH and SCHOLZ (1971) によってこの地震前後の陸上の水準測量データなどに適合する断層モデルが求められ、海上部分での鉛直変位も計算されているが、それらは高知、須崎付近で沈降量が最大になっており、この変動分布を考える限り、土佐湾奥での津波は上げ波で始まらなければならない。このどちらが事実であるかは重要であるが、不幸にして検潮記録など決定的な資料がなくどちらとも決められない。しかし陸上の浸水高分布を議論する限り、水位が高くなった部分が重要であるので、最初に引き波があったかどうかは、今回の結果に大きな差異はもたらさないであろう。

### 入射津波の周期の効果

周期については、それを決定する十分なデータがないが、 $T=14, 20, 30$  min の場合の計算結果の比較を行った。多ノ郷地域の B-B' 断面についての最大浸水水位のプロファイルを、1 波目について作ったものが Fig. 10 である。周期の短い 14 分の場合、浸水高が、陸上部で急に低くなっていることがわかる。それに比して周期 30 分では、海面上から陸上にかけてプロファイルの高低が著しく少くなり平坦になる。これを B-B' 線上北端の浸水高と周期との関係で見ると Fig. 11 のようになり、1 波目の浸水高の周期による相異はかなり大きい。しかし 2 波目になると周期 14 分の場合の浸水高が著しく増大し、周期による差が減少することも興味がある。

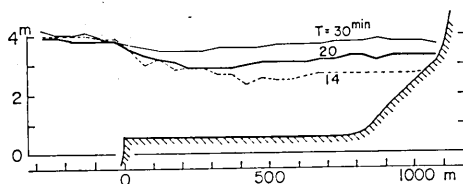


Fig. 10. Profiles of the maximum inundation height for section B-B' with different wave periods  $T$ .

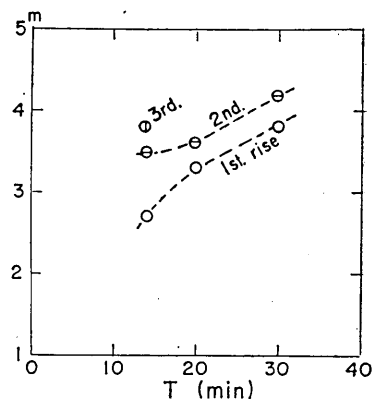


Fig. 11. Relation between the inundation height at the northern end of section B-B' and the period of the incident wave  $T$ .

3 周期のみであるので、周期特性のくわしい議論はできないが、周期の長い場合、水位が地表の高さを越えた状態が長く続くため、溢流量が増大することによって浸水高が高くなるものと思われる。このことは Fig. 10 の左方、海面上の水位が周期によってほとんどかわっていないことから推論される。したがって実測とモデルを比較する場合、水位分布

のデータだけでは、周期を独立に決められない。須崎湾の入射津波として周期 20 分を考えたが、もし周期を 30 分とするならば、振幅を少し小さく考えれば、少なくとも水位分布についてはほぼ等しい結果が得られる。

#### 湾水および溢流水の流速

$t=18\text{ min}$  における各地の流速分布を示したものが Fig. 12 である。この時刻は須崎市街の浸水はほとんど完了し、多ノ郷地域への浸水がもっとも激しい時期 (Fig. 5b) に相当であり、その流速は陸上でも  $4\text{ m/sec}$  に達するところもある。特徴のある流れは、須崎市街東側の港の岸壁前面と、図の中央下部に見られる渦状の流れである。この様な現象はこの津波の調査報告の中には記録されていなかったが、他の多くの津波の際に各地で認めら

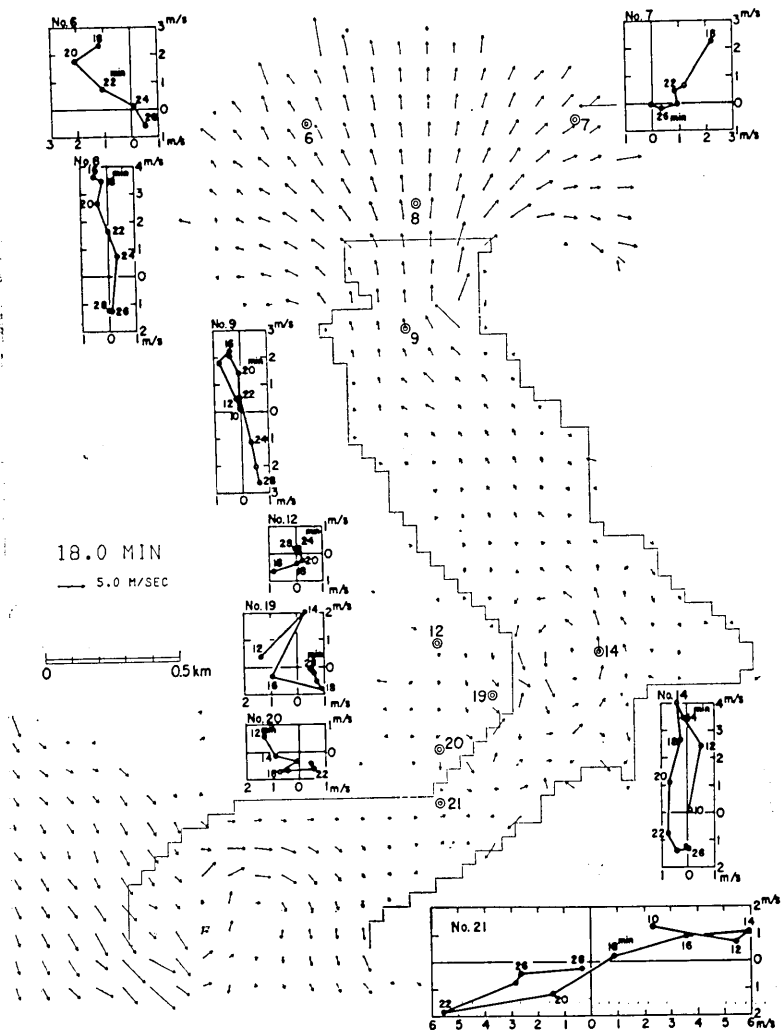


Fig. 12. Vectors of current at the time  $t=18\text{ min}$  (arrows) and loci of the point of current vector every two minutes at selected locations.

れていることであり、この場合も実際におこったであろうと想像される。

特定の点において、時刻2分毎に流速ベクトル先端の位置の移動をあらわしたものが、同図に挿入してある。多ノ郷の浸水域 No. 8 で最大約 4 m/sec, 須崎市街 No. 19 で最大 2 m/sec, 湾夾さく部で最大 6 m/sec 程度の流速となっている。また須崎市街部での流向の変化が他の場所に比べて著しい。流速は人家が密集していることによりやゝ低い、流向の変化が建物の破壊に複雑な影響を与えたものと思われる。多ノ郷地域では、家屋流失、鉄道道床の移動、築堤決潰などはげしい被害をうけている。計算結果で最大 4 m/sec におよぶ流速が認められることは、地上浸水高 2.5~3 m と共に大きな被害を説明するものである。

これらの流速の計算値は、与えられた摩擦係数などによっても変り得るが、かなり妥当な値を示していて、実際の津波被害の状況と大勢において矛盾しない。

##### 5. 1946 年南海津波における高知県宇佐の場合

現在の高知県土佐市宇佐町も南海地震津波に際して、町のほぼ全域に浸水して大きな被害を受けた。この地域も津波の浸水高および地表の高さが、津波直後の測量によって詳細にわかっている(高橋・他, 1949)。

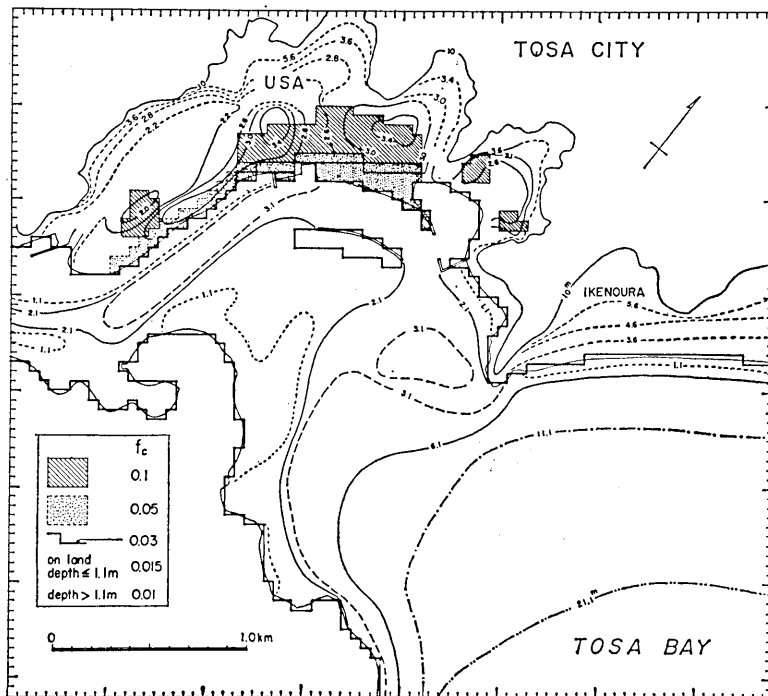


Fig. 13. Distribution of the assumed friction factors for the model of Usa. The land level and the water depth are referred to the mean sea level in the pre-earthquake period. Land contours with broken lines are only approximate.

### 計算格子

この地域について詳細な海図が発行されていないので、海の深さに関しては水路部の津波調査報告書(小向, 1948)の付図を参照した。Fig. 13 に計算を行う区域を示したが、水深および陸上の標高は、ともに地震による地盤沈下(0.63 m, 高橋・他, 1949)前の平均水面より測った値に換算して示してある。測量のない場所については、点線のコンターで推定値を示した。全域を 50 m 正方格子 79×73 に区切って計算を行った。また地震直前の水位は平均水位上 40 cm であるので、計算にあたってはすべてその水位からの値として処理した。

### 摩擦係数

前節須崎の場合に準じて各地点の摩擦係数を与えた。Fig. 13 の中に示すように、太い実線で示した静水時の汀線および堤防(市街地前面)の位置については断面急縮の効果を摩擦係数  $f_c=0.03$  として与え、陸上の人家密集地域(斜線を引いた部分)は  $f_c=0.1$ 、細かい点で影をつけた部分は  $f_c=0.05$  を与えた。またその他の陸上部分と水深 1.1 m 以下の部分は  $f_c=0.015$ 、それ以外の海の部分は  $f_c=0.01$  を与えてある。

### 津波入力

入射津波は Fig. 13 下端から真上に入射するものとして、(8) 式で与えた。 $\eta_s=0.63\text{m}$ ,  $T=20\text{ min}$ ,  $\eta_m$  は適宜の値を与えて、浸水高の実測値と計算結果が一致するようにした。

### 結果

Fig. 14 に津波浸水水位分布を、実測値と共にコンターで示した。これは  $\zeta_m=2.4\text{ m}$  が与えてあるが、計算域下端での最高水位は 3.8 m になり、須崎湾口で 4.2 m としたのにくらべやや低い。

この場合で、宇佐および池ノ浦の浸水の高さの計算値は、図に見るようには実測値と一致した値を示している。宇佐の陸上部の浸水高分布についてもかなりよく特徴をあらわしているように見える。最も特徴的なことは、A-A'、B-B' の両断面において、前者は奥へいくにしたがって浸水高が高くなるのに反して、後者は奥でいちじるしく低くなることである。

Fig. 15 はこれらの断面に沿って浸入する津波の状況を示している。下側の図は時刻  $t$  による浸水面の動きを示し、上側の図は最高水位のプロファイルである。A-A' については、最高水位のプロファイルが実測値(点線)とよく一致している。B-B' では堤防面をのり越えた津波が奥へ流れ込んでいるが、そのため奥では高さが低くなっている様子がよくあらわれている。最高水位のプロファイルで見ると、最奥の高さの計算値はほぼ実測値と一致しているが、中間の地点でやや低い値となっている。摩擦係数のとり方などにもよるかもしれない。

Fig. 16 は  $t=16\text{ min}$  の時点での流速の分布を矢印で示し、また特定の地点での流速ベクトルの先端の移動を 2 min 毎に図示してある。この時刻では図の左端で、この海域に続く浦内湾(横浪三里ともいわれる細長い湾)方向へ 3 m/sec 程度の流速で流れ込んでいるが、一方右下方向へは既に水が流れ出していて、中央部が流速零となっている。

宇佐港口 No. 17 の流速は最大 3.5 m/sec に達しているが、陸上では No. 11, No. 9 で

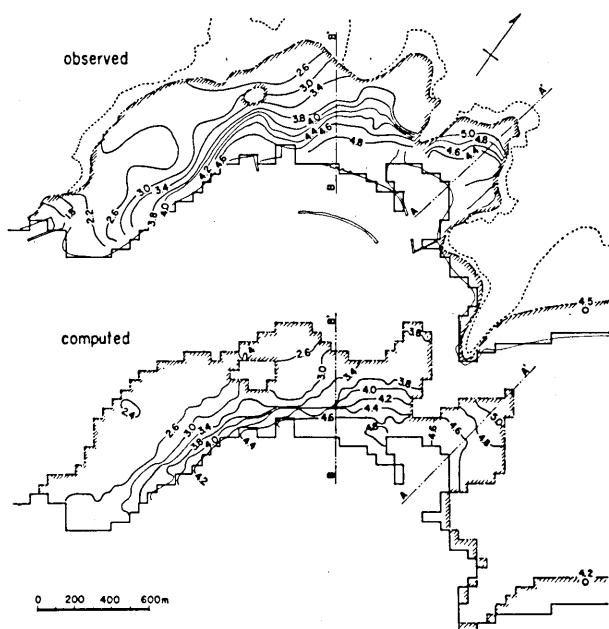


Fig. 14. Contours of the inundation heights observed (TAKAHASHI et al., 1949) and computed for the urban area of Usa, which are referred to the tide level at the time of the arrival of the tsunami.

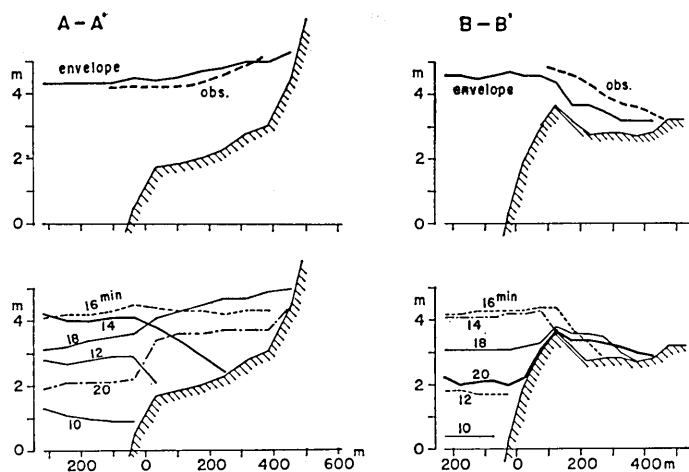


Fig. 15. Profiles of the surface elevation of flooding water for the sections A-A' and B-B' in Fig. 14 at the various times after the initiation of the incidence of the tsunami and the envelope of those maximum heights for the period including the first rise.



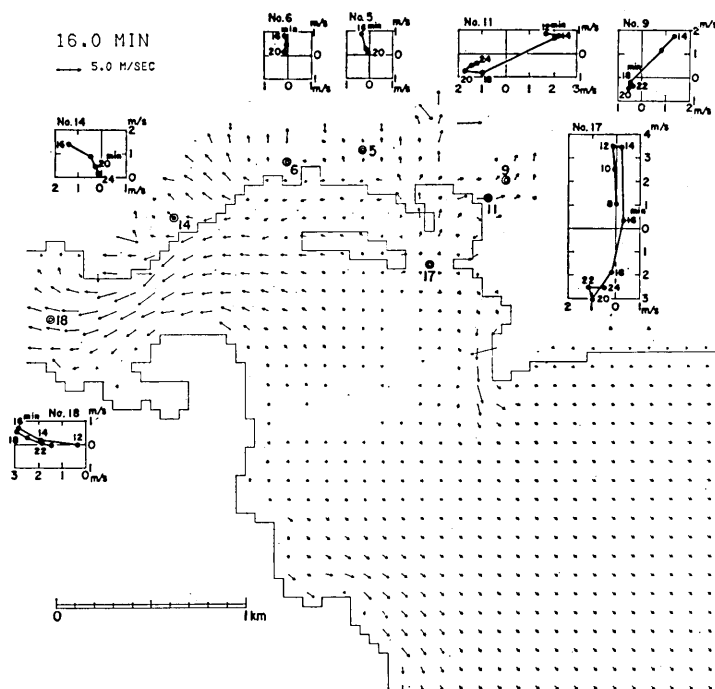


Fig. 16. Vectors of the current at the time  $t=16$  min and loci of the point of current vectors every two minutes at the selected locations.

2~2.5 m/sec, No. 14 で 2 m/sec である。しかし堤防を越えて市街地に浸入する No. 5, No. 6 では 1 m/sec の程度になっている。

さて宇佐では被害家屋の状況もよく調査されていて(高橋・他, 1949), 流失・全壊・半壊などの家屋の位置が図示され, また数字が表示されている。これらの家屋は一見全域にちらばっていて地域的な特徴をつかむことがむづかしいので, Fig. 17 に示すように各町単位の地域に分割(図には番号で表示)して, 家屋の被害の割合を求めて見た。こゝで被害率として  $[\text{流失家屋数}] + [\text{全壊家屋数}] + (1/2)[\text{半壊家屋数}]$  を全戸数で割ったもので定義する。そうすると図の棒グラフで示すように 1, 2 および 9 の地域が 75% を超え, ついで 3 の地域が大きいという特徴が明らかである。このような被害がまず水流の圧力に基因するのではないかということが考えられる。水流の圧力は, 流速の 2 乗と地表面からの浸水の高さの積に比例するから,  $t=14, 16, 18$  min の時刻におけるその量を計算して,  $\text{m}^3/\text{sec}^2$  の単位で, その分布をコンターで示したものが, Fig. 18 の下三つの図である。これを見ると水流の圧力の強い地域は 1, 2, 3, 9 の地域に集中している。これは被害率の高かった地域と一致しているといえる。たゞよく見ると, 水流圧力が大きく計算された地域は, Fig. 13 で人家が少なく摩擦係数が小さいとした場所に丁度あたっている。人家がまばらで流速が大きくなるような場所では, 家屋の被害が大きくなることを示しているもので, 人家密集地では流速の減少によって被害の割合がかえって少くなるものと思われる。但し僅かの被害でも密集地では他の家屋に二次的に被害を与えることもあるから, 水流の圧力だ

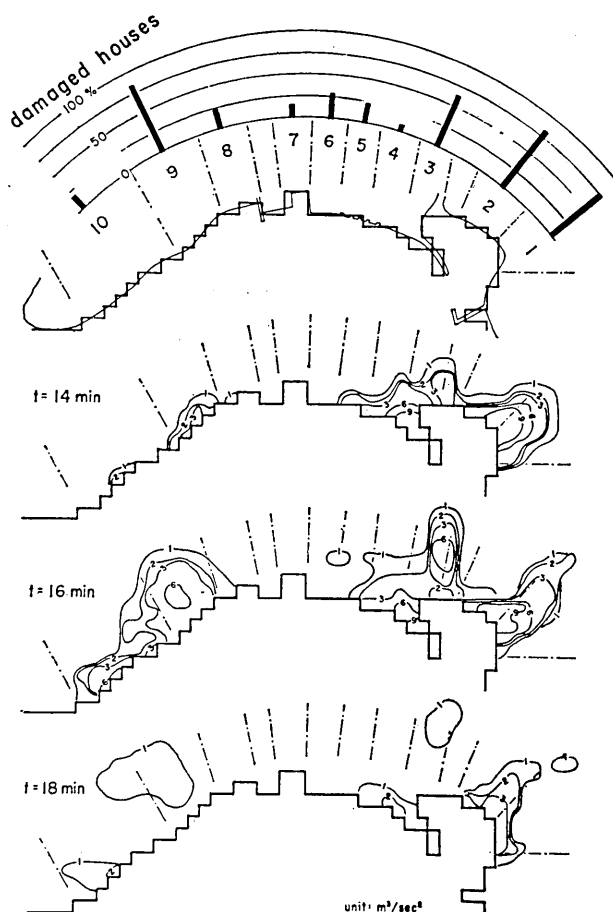


Fig. 17. Percentage of damaged houses in each section of Usa in the Nankai tsunami of 1946. Lower figures are contours of  $[\text{current velocity}]^2 \times [\text{inundation height above the ground surface}]$  in the inundated area at the times  $t=14, 16$ , and  $18 \text{ min}$ , respectively.

けですべてを説明できないであろう。また 4~8 の地域は前面に堤防があったことも浸水の流速を減少させることに役立っている。

このように水流圧力と家屋被害率とかなり高い相関をもっていることが明らかになったので、津波のかなり局地的な危険度の想定を行う場合に適用できよう。この場合、開発などによる地盤高や、地上構造物の密度の変動などを計算に入入れることによって、過去の津波データからの推定を補正することができる。

## 7. ま と め

今回取扱った須崎の例は、浸水範囲が湾表面積にくらべ極めて広汎であり、また宇佐の例は、前面の海が極めて浅く、浸水を受けた地域は堤防がある海岸と、ない海岸が混在す

る, といった浸水状況の特徴をもっていた. 幸い実際津波の浸水高の分布がきわめて詳細に調査されていて, 数値実験と比較できる有効な資料となった. 数値実験の結果は, 少なくとも浸水高の絶対値の面ではかなり実測値とよく一致しており, またその分布のパターンについても, ほど特徴を表現している結果が得られた. また流速についてもほど妥当な数値が得られた. このことは今回浅海長波の近似と, 浸水先端における定常流の非線型関係式および汀線, 陸上などに等価摩擦係数の導入などを行った数値実験が, 一応津波の場合に近似的に適用可能であることを示している.

しかしながらこゝで行われた方法は, 摩擦係数や流量係数を定数として与えており, 津波のような非定常的な流れの場合, 定数として扱うことにも問題があろう. また数値的にも具体的な現地の状況に対応してどのような値が適当であるかについても, 充分明確ではない. このような問題については今後実際のデータあるいは模型実験などで更に研究される必要がある.

また津波のデータにしても, 今回の場合でも検潮器などによる水位の時間的経過についての情報や, 流速についても信頼のおける観測値などの必要性が痛感された.

いずれにしても数値実験では, ある格子間隔 (こゝでは 50 m) が与えられるので, 結果はその程度のスケールでの平均的なものとなる. 陸上での実際は, もっと細かな局地的な変動もあり得ると思われるが, この種の実験での結論にはそのような局地性は平滑される. したがって前述の摩擦係数や流量係数についても, 実用的な平均値が与えられるべきであらう. そしてこのような平滑化された結果も, 津波の湾内や陸上浸水域に対するふるまいを明らかにする上で, 充分役立ち得るものと思われる. 例えば陸上の津波の流速と高さの分布から, 地域別の危険度の想定を行うことも可能であらう.

## 謝 辞

この研究に種々有益な御助言を与えられた地震研究所梶浦欣二郎教授に厚く謝意を表します. また数値計算は東京大学大型計算機センターを利用させて頂き, 地震研究所地震予知観測センター計算機室にもお世話になったことを記して謝意を表します.

## 文 献

- 相田 勇, 1977, 三陸沖の古い津波のシミュレーション, 地震研究所彙報, **52**, 71-101.  
 CHAN, K.-C. R., R. L. STREET and T. STRELKOFF, 1969, Computer studies of finite-amplitude water waves, *Technical Report No. 104, Department of Civil Engineering, Stanford Univ.*, pp. 97.  
 土木学会, 1971, 水理公式集, 土木学会, 262-266.  
 FITCH T. and SCHOLZ, 1971, Mechanism of underthrusting in Southwest Japan: A model of convergent plate interactions, *Jour. Geophys. Res.*, **76**, 7260-7292.  
 HEITNER, K. and G. HOUSNER, 1970, Numerical model for tsunami run-up, *Jour. Waterways, Harbors and Coastal Engineering Div., Proc. ASCE*, **96**, ww3, 701-719.  
 石原藤次郎, 1972, 水工水理学, 丸善, pp. 768.  
 伊藤喜行・木原 力, 1970, 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第6報), 港湾技術研究所報告, **9**, No. 2, 3-22.  
 岩崎敏夫・富樫宏由, 1966, 水平な陸上への津波の遡上に関する研究, 第13回海岸工学講演会講演集, 223-229.

- KAJIURA, K., 1964, On the bottom friction in an oscillatory current, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **42**, 147-174.
- 小向良七, 1948, 昭和21年南海大地震調査報告, 地変及び被害篇, 水路要報増刊号.
- 松崎卓一・久保田照身・山田初太郎, 1948, 昭和21年南海大地震調査報告, 津浪篇, 水路要報増刊号.
- 表俊一郎, 1947, 南海地震により四国南岸に襲した津浪踏査速報, 地震研究所研究速報, 5号, 132-145.
- REID, R. and B. BODINE, 1968, Numerical model for storm surges in Galveston Bay, *Jour. Waterways and Harbors Div., Proc. ASCE*, **94**, wwl, 33-57.
- 首藤伸夫・後藤智明, 1977, 津波の遡上に関する数値解析, 第24回海岸工学講演会論文集, 65-68.
- 高橋龍太郎・相田 勇・羽鳥徳太郎, 1949, 高知県須崎町及新宇佐町の津浪調査報告, 南海大震災史, 高知県, 114-129.

## 28. Numerical Experiments for Inundation of Tsunamis.

—Susaki and Usa, in Kochi Prefecture—

By Isamu AIDA,  
Earthquake Research Institute.

Inundation of a tsunami in Susaki and Usa, Kochi Prefecture, at the time of the Nankai earthquake of 1946 was simulated by means of numerical experiments. The experiment was carried out on the basis of the non-linear shallow water equations with the quadratic friction. The height of water level at the front of flooding is related to the square of the water velocity. Energy losses due to a step structure at the original shorelines and also due to obstacles on land were represented by the equivalent friction factor. The wave form of the incident tsunami was assumed to be sinusoidal. Measured inundation heights and their distribution were fairly well reproduced by the present model. The computed values of water velocity on land and in the sea seem to be reasonable. The hydraulic pressure of the computed current has a good correlation to the extent of the damage to houses.