

大阪市内河川の高潮潮上に関する実験

岩 垣 雄 一*・中 村 重 久**

1. 緒 言

大阪府においては、昭和 40 年度を初年度とする国の治水事業長期計画にもとづいて、恒久的な防潮施設の建築に着手した。この場合、防潮堤をかさ上げるよりも、水門を併用した大ブロック防潮方式を採用する方が、都市交通事情や工費・工期などの点から有利であると考え、安治川、尻無川および木津川のほか、正蓮寺川および六軒屋川の中・下流部に防潮水門を建設することになった。

このような防潮水門を建設すると、それにともなって検討すべき多くの問題が発生する。そのうちのひとつとして、防潮水門の建設が実現し、従来上流まで溯上していた高潮がこの防潮水門によって堰止められるため、水門より下流側ではある程度の水位の高まりが予想される。したがって、この値（堰止高）を定量的に把握し、下流側の防潮堤の計画天端高を合理的に決定することが必要となってくる。

もう一つの問題は、防潮水門とは直接関係はないが、伊勢湾台風を想定して計画高潮を決めた場合、そのピークをもつ高潮が市内河川を溯上すると、その高潮の波形、ピーク高および高潮にともなう流れがどのように変わるかである。かつて Jane 台風（昭和 25 年）により大阪市内が高潮被害を受けたため、京都大学防災研究所において大阪市内河川の高潮潮上に関する水理模型実験を実施し¹⁾²⁾、その結果にもとづいて防潮堤の天端高が決められ、実際に防潮対策が実施されたのであるが、その後、地盤沈下や河川および港湾の埋立などにより地形がかなり変わり、また計画高潮位も当時より大幅に引き上げられたので、この際水門建設にともなう高潮の堰上げの問題と別に、市内河川の高潮の潮上の問題も明白にしておく必要がある。事実、昭和 39 年の 20 号台風および同 40 年の 23 号台風による高潮潮上の観測記録を検討してみると、従来考えられていた傾向と異なり、高潮のピークが市内河川を溯上するとともに低減するのではなく、かえってやや高くなることが判明した。

大阪市内河川下流部は、はなはだ複雑な水路網によって形成され、河川の水深、幅員、のり線などが複雑に変化

している（図—1）。ここでは、まず、大阪市内河川における高潮潮上の問題を水理模型実験によって再検討し、つぎに防潮水門を設置した場合の高潮の堰上高についての実験を同じ模型を使って実施し、その結果を検討した。また、高潮潮上にともなう高潮波形の変形および高潮にともなう流れについても考察する。もちろん、模型実験であるから、気圧傾度や風の吹送効果は取り入れられていない。しかし、高潮が河川内に入った場合、外海にくらべて上記の効果は小さいと考えられる。また、この模型実験には波浪の問題は含まれていない。

2. 模型実験の相似律

大阪市内河川は非常に複雑な水路網を形成し、これに対して解析的な計算を遂行することは容易ではない。水理模型実験は力学的相似関係を保持しながら、幾何学的な大きさのみを変えることによって解を導こうとする計算機といえる。このような模型実験を行なう場合には、力学的相似律については十分な検討を必要とするわけで、もし観測結果があれば、その状態を模型で再現して実験結果と比較し、相似律の信頼性を確かめなければならない。

いま、直交座標 $0-xyz$ を考え、 x 軸と y 軸とでつくる平面を基準水面、 z 軸を鉛直上方にとる。このとき運動方程式および連続の方程式はそれぞれ、

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{K_f U^2}{2h} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{K_f V^2}{2h} \quad \dots\dots\dots (2)$$

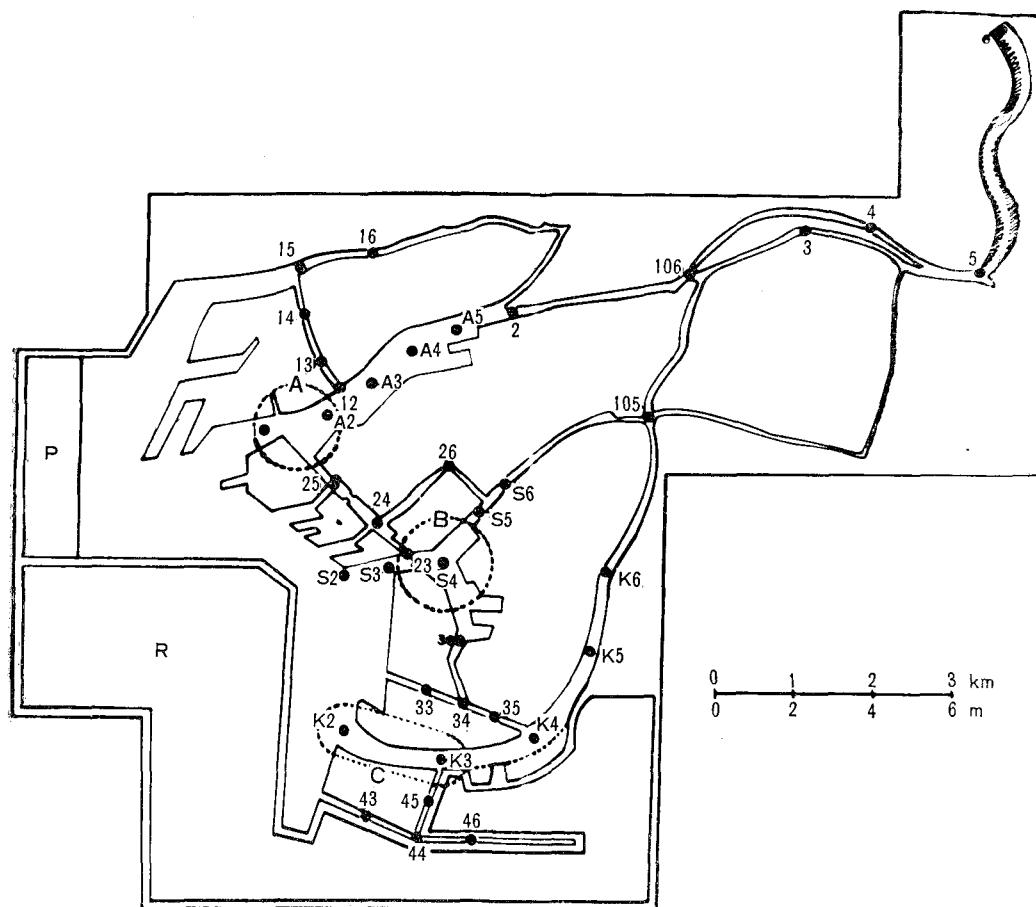
$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (hU) + \frac{\partial}{\partial y} (hV) = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

と書ける。ここに U および V はそれぞれ x および y 方向の平均流速成分、 ζ は基準面から測った水面の高さ、 K_f は水底の摩擦係数、 h は水深である。これらの式にもとづいて実物と模型（水平縮尺比 $L_r=500$ 、垂直縮尺比 $z_r=100$ ）との相似関係をもとめるとつぎのようになる³⁾。すなわち、流速については $U_r=z_r^{1/2}=10$ 、時間については $t_r=L_r/z_r^{1/2}=50$ 、水底の摩擦係数については $K_f=z_r/L_r=1/5$ 、流量については $Q_r=z_r^{3/2} \cdot L_r=5 \times 10^5$ となり、模型における Reynolds 数をしらべると

* 正会員 工博 京都大学防災研究所教授

** 正会員 理修 京都大学防災研究所助手

図-1 高潮実験模型平面図



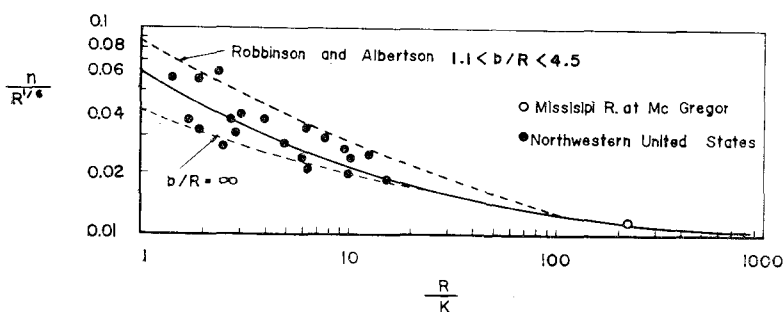
$R_{em}=10^{-3} \cdot R_{ep}$ である。ここに、添字 p および m はそれぞれ原型および模型における量を、 r は縮尺比をあらわす。いま $h_p=4$ m, $U_p=0.5 \sim 1$ m/sec, $\nu=0.01$ cm²/sec とすれば、 $R_{ep}=(2 \sim 4) \times 10^6$ 、したがって $R_{em}=(2 \sim 4) \times 10^3$ を得る。これから実物・模型とも転流時付近を除くといずれも流れは乱流である。さらに、Manning の流速公式が適用されるときには、 $K_f=2gn^2/h^{1/3}$ であるから、Manning の粗度係数については $n_p=n_r z_r^{2/3}/l_r^{1/2}=0.965 \approx 1$ となる。したがって、この式によって

模型の粗度をきめればよい。Manning の粗度係数 n と底面粗度 k (砂粒粗度の固定床のとき粒径とみてよい) との関係は、図-2 で与えられる⁴⁾。この図で、 b は水路幅、 R は径深である。この関係にもとづいて、所要の粗度係数 n に対する底面粗度 k を決定することができる。

上にみたように模型の Manning の粗度係数 n_m は実物の粗度係数にほぼ等しくする必要があり、したがって n_p の値をいくかに評価することによって模型に与えるべき粗度 k が変わってくる。

すなわち、 $n_p=0.015$ とすれば k の値を少なくとも 3 mm 程度と考えるなければならないし、 $n_p=0.020$ と考えれば k を少なくとも 6 mm としなければならない。実物の粗度係数は河床が泥土であることを考えれば、 $n_p=0.02$ を越えることはないと思われる、むしろ、実際には河幅や断面の急変にともなうエネルギー損失

図-2 n と k の関係



がかなり大きいものと想像される。以上の点を考えて、ここでは模型の粗度としては河床をモルタル塗りして後刷毛で仕上げて細骨材を表面に露出させる程度として処理することにした。この場合 k の値は 1~3 mm 程度と考えられ、相似律に基づく値より少し小さいように思われるが、後述するように摩擦の影響はあまり大きくないので、この程度の粗度で十分であろう。

3. 高潮の実験装置と実験方法

(1) 模型

実際に用いた模型は、大阪市河川の主要部を含む水平縮尺 1/500、鉛直縮尺 1/100 のもので図-1に示す。河川部の断面は平均河床高をとって長方形断面とした。底面および側壁はモルタル刷毛仕上げとし、河床高の製作誤差は 5 mm 以内である。

(5) 高潮発生装置

高潮発生装置は、図-1に示すように港口の位置に置いた。形式は自動制御なしのプランジャー式で、その断面は高さ 70 cm、幅 116.7 cm の頂点を下にした二等辺三角形で、長さは 5 m である。また周期は 1.5~15 分の範囲で連続的に変えることができる。操作時に、プランジャーの重量を制御するため、サイフォンおよびポンプを使用して、プランジャー内の水を排出、注入できるようになっている。

(3) 水位測定装置

水位の測定には電気抵抗式水位計を用い、水位変化は動ひずみ計を通し、フォト・コーダー（6要素）によって自記記録される。

(4) 実験方法

上述の水位計を模型の河川内所要の位置に設置し、模型内の水位を調節して、初期水位を設定する。つぎにサイフォンとポンプの作動を確認すると同時にプランジャーの作動を確かめる。これと平行して、水位計および記録計の作動を確認した後、水位の調整を行なって実験の準備を完了する。水槽内の水面が静止したところで、プランジャーを始動し、高潮を発生させる。これと平行して、ポンプ2基を始動し、円滑に高潮発生が行なわれるように操作する。

(5) 実験条件としての高潮波形

ここに用いた模型では、プランジャーを駆動する変速モーターの回転周期と初

期水位とを適当に選ぶことによって、これまでに現地で記録された高潮のピーク付近の波形に近い波形を発生させることができる。この周期と高潮の波形との対応は図-3のようである。すなわち、周期 3.6 分は Jane 台風の高潮、5.3 分は第2室戸台風、7.2 分は台風 6523、10.6 分および 14.4 分は台風 6420 時の高潮に対応する。図中太線は高潮の記録、細線は対応する実験波形である。

4. 高潮のピークに関する実験結果

(1) 高潮のピークの再現性と初期水位

再現性を検討するために行なった実験では、現地の高潮と対比させるために、安治川筋について天保山から毛馬こう門までの間で6測点をえらび、これについて記録をとった。台風 6420 型の高潮の波形について実験し、記録された高潮のピークを図-4(a)に示す。測点3と

図-3 (a) 高潮の波形

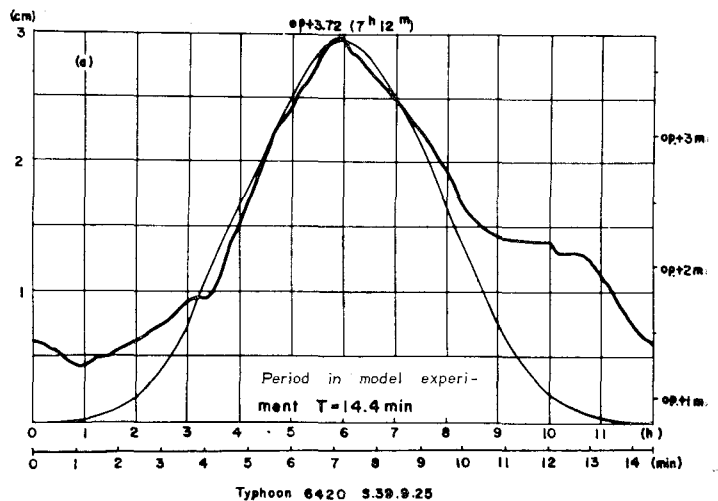


図-3 (b)

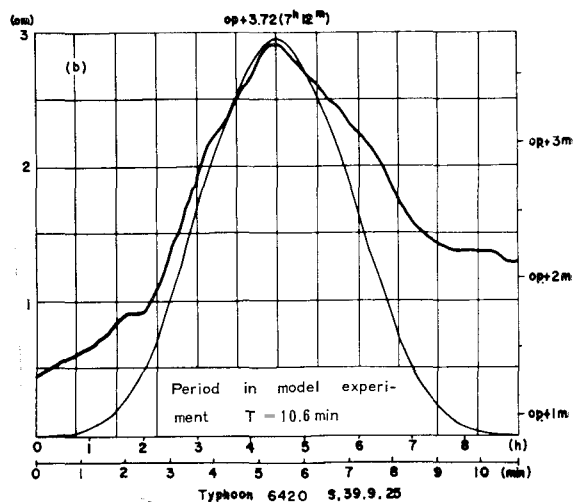


図-3 (c)

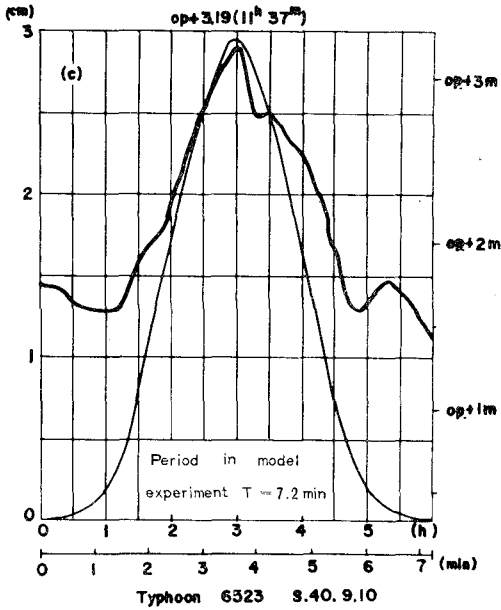


図-3 (e)

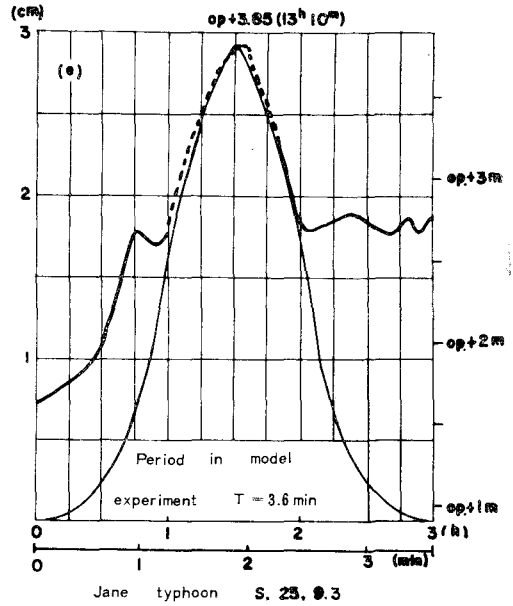
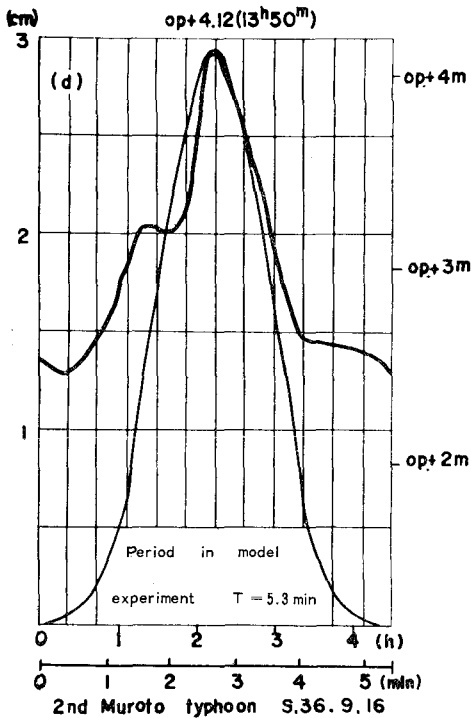


図-3 (d)

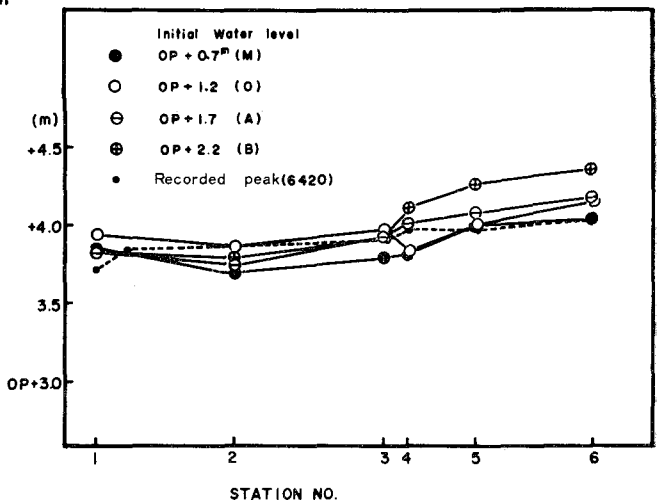


とくに示されている。これから、初期水位が非常に高い o.p.+2.2 m の場合を除きかなりよい再現性を示している。

台風 6523 型の高潮ピークについての実験結果を図-4 (b) に示す。この図では初期水位が低いほど全般的に再現性がよいように思われる。

つぎに、現況の模型で台風 6420 型および台風 6523 型の高潮のとき、安治川筋以外の測点における高潮のピークがどのようになるかを調べた。その結果を図-5 に示す。実験結果と対比できるような現地記録はごく限られているが、その対応点では高潮ピークはそれぞれよく再現されている。したがってその他の測点の実験記録から現地の状況を推定できると考えられる。

図-4 (a) 高潮ピークの再現性



測点 4 とは同一の川筋にないので、そのまま数値を比較するのは妥当ではないが、測点を通じて全体的に現地の高潮の記録と対比させることができる。図-4 (a) では測点 1 (天保山) でほぼ o.p.+3.8 m のピークをもつような高潮波形について実験した結果が、種々の初期水位で

図-4 (b)

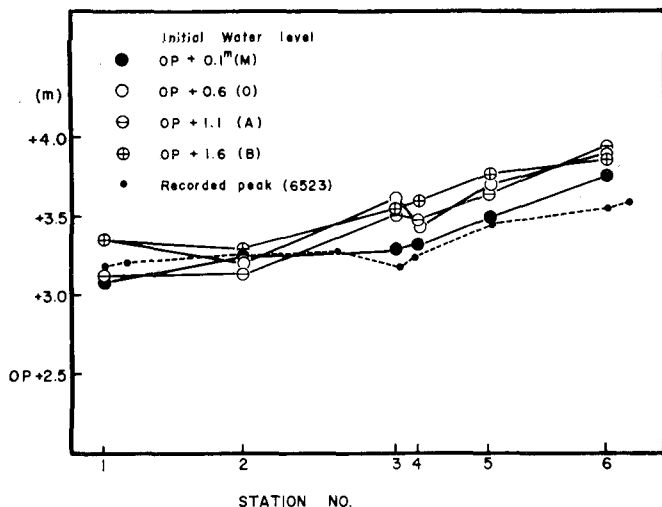
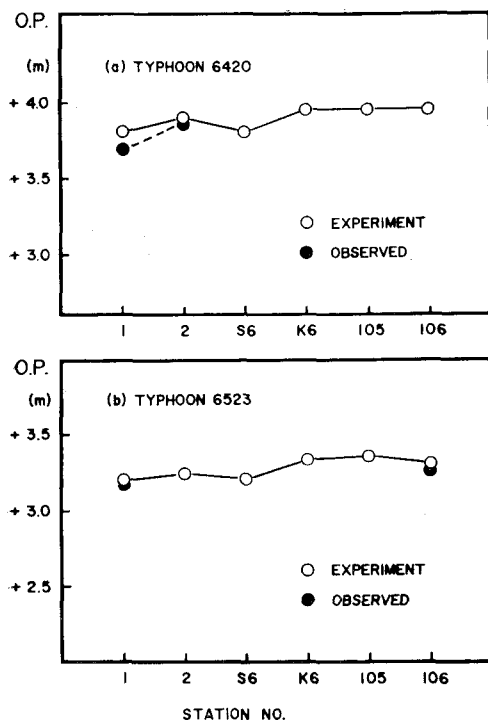


図-5と同じ測点について、ほぼ o.p.+5.4 m を天保山におけるピークとするような計画高潮で、5種類の波形（初期水位 o.p.+2.8 m）について実験を行なった。その結果を図-6に示す。継続時間の短い急峻な高潮ほど、木津川水門の建設される測点 K6、合流点 105 および 106 では、その下流側よりも高潮のピークが高くなっているが、このことは高潮対策にとって、とくに注目すべき基礎資料といえよう。

(2) 防潮水門設置にともなう堰上げ

図-5 現況における高潮潮上の実験



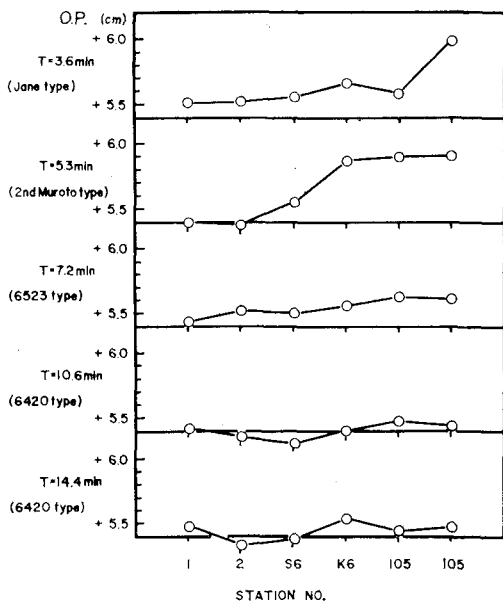
水門の建設計画にもとづき、測点 2, S6 および K6 の位置にアーチ型水門の模型をつくり、六軒屋川および正蓮寺川には直立壁型水門の模型をつくって河川模型にとりつけた。

実験は、はじめに、上述の5水門が設置された状態で、安治川、尻無川および木津川の3つの川筋を対象とし、天保山で o.p.+5.4 m 付近のピークをもつような高潮について行なった。高潮の波形および初期水位は図-6の場合と同じである。

水門を設置した後の水門下流側でみられる堰上高を明らかにするためには、同一測点について水門のない場合の実験をして、その結果と比較する必要がある。

図-7は、それぞれの高潮の波形について

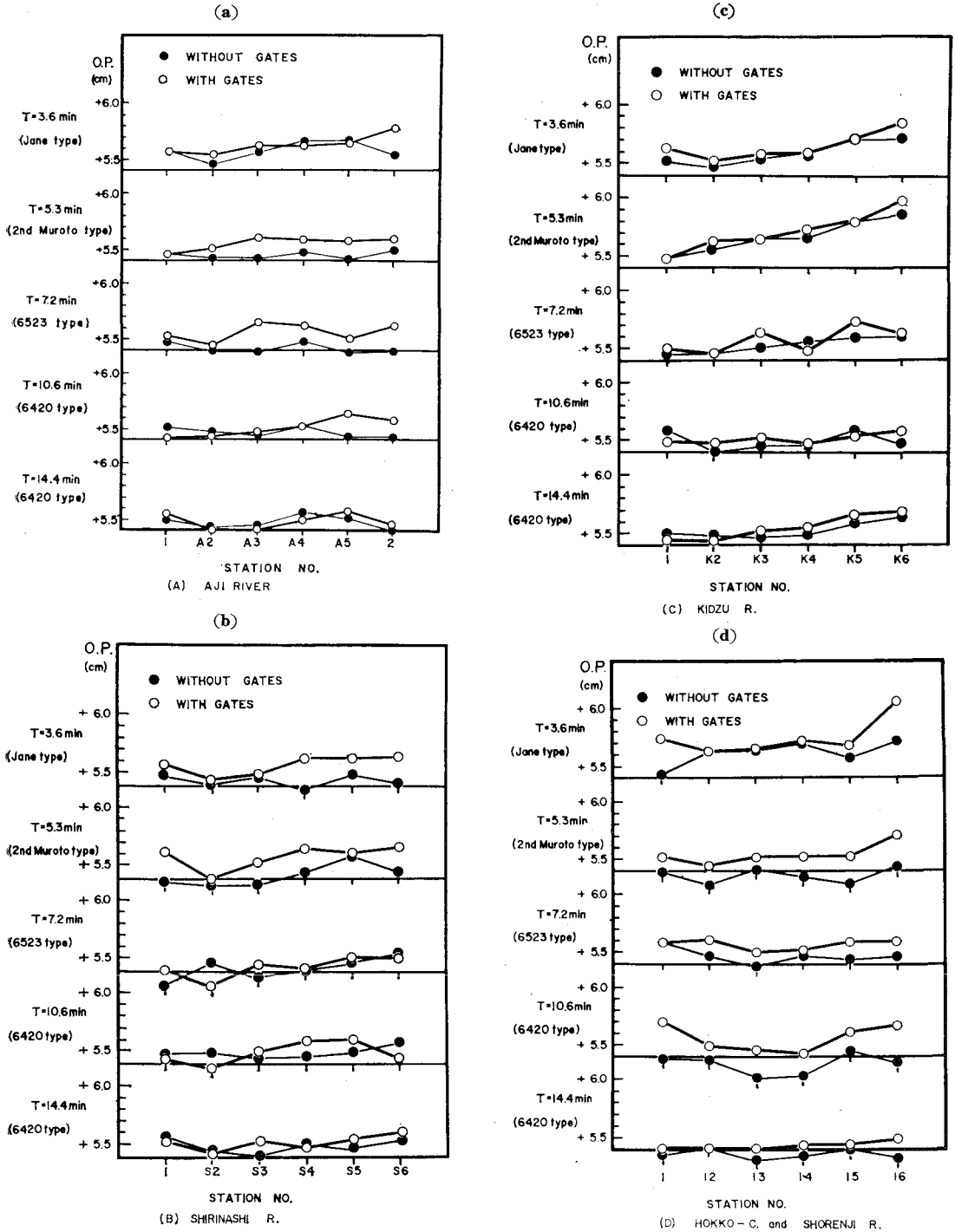
図-6 現況における計画高潮の潮上



て、水門のある場合（太線）と水門のない場合（細線）の高潮のピークを示す。これによって高潮のピークに対する水門設置の影響を判定することができる。測点によっては、水門のある場合の方が水門のない場合に比べて高潮のピークが低い場合がみられる。また高潮の波形（急峻度）と高潮のピーク高との間に顕著な関係を見出すことはむずかしい。この原因として、いくつかの因子を考えることができるが、そのうちで主なものは、(1) 大阪港湾あるいは市内河川で高潮の進入にともなう生ずる静振、(2) 高潮の反射、および(3) 市内河川の水深や河幅が一様でないことや隣接した堀川および運河の効果などを考えることができる。

水門を設置した場合と設置しない場合の天保山におけ

図-7 計画高潮の潮上

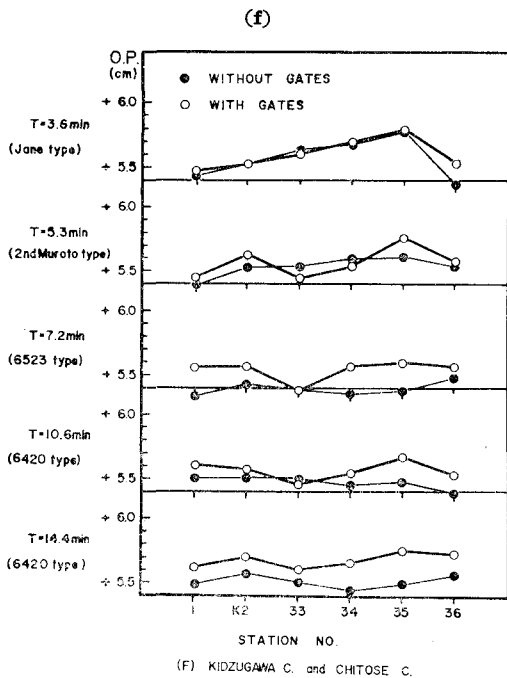
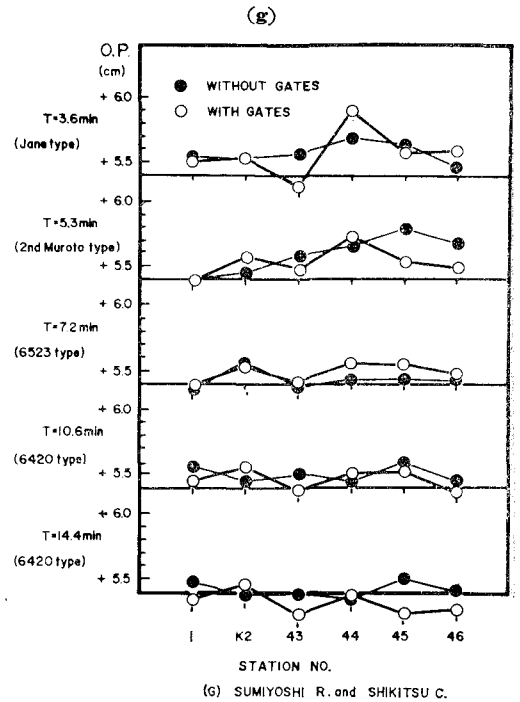
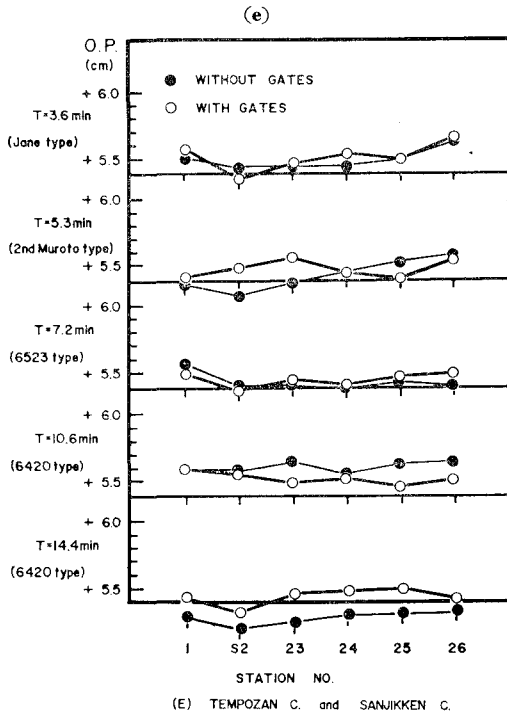


る高潮ピークを基準にして、他の測点の高潮ピークを考
えてみよう。天保山における高潮ピークを完全に一致さ
せて実施することは困難であったので、ここでは人為的
に両者を一致させて、他の測点との差をとり、その堰上
高を算定することにした。

実験の結果から、堰上高は安治川筋において最も大き

く、現地の尺度で最大 0.30 m (第三突堤を基準にとれ
ば尻無川筋で最大 0.31 m) である。

防潮水門の設置とともに、水門下流部の防潮堤のかさ
上げが必要となるが、この計画天端高は通常では基本潮
位、異常潮位、潮上高、堰上高、波浪などの諸要素を考
慮して決定されるべきものである。



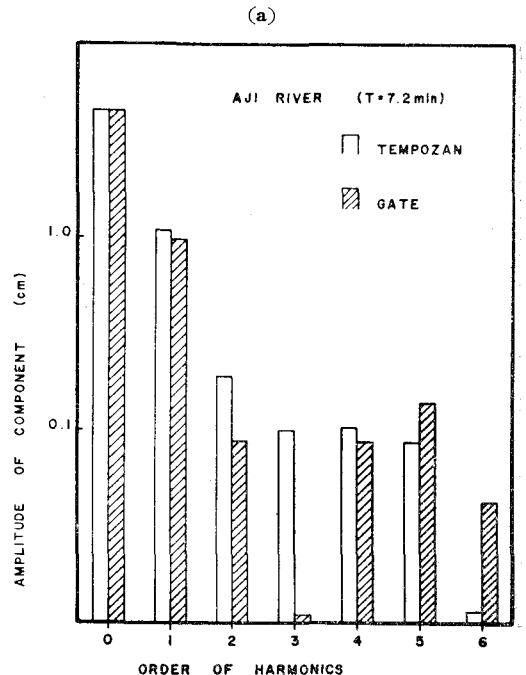
5. 高潮波形の変形

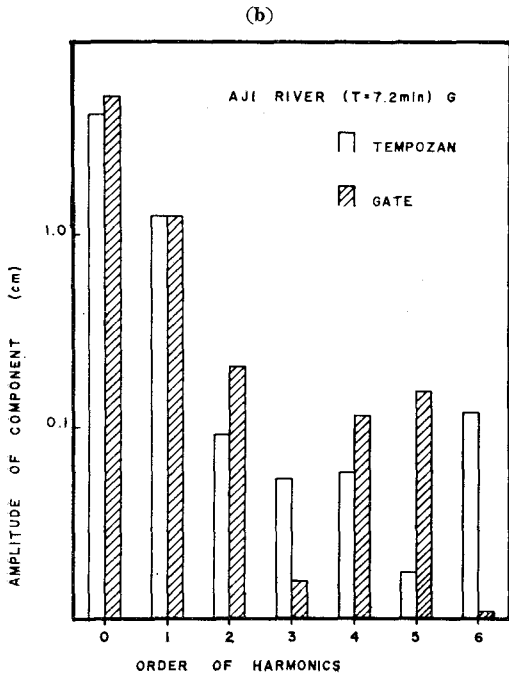
これまでは主として高潮のピークに着目してきた。高潮の波形は市内河川を溯上するとともに変形し、市内河川のある部分ではその変形が顕著となる。その原因には、高潮のピークについて考えたようなものが考えられるが、そのほかにビートの現象も考えられる。市内河川

の一部を構成している堀川や運河は、両端の開いた水路で、それぞれ固有の振動周期をもった振動系であると考えられる。この固有振動周期はそれぞれ水路の長さおよび水深によって定まる。この周期と高潮の継続時間とが共振条件を満たすような場合には、水路の固有振動周期をもつ水位変動は大きくなることが予想される。

図-8 には安治川筋の測点1(天保山)と測点2(安

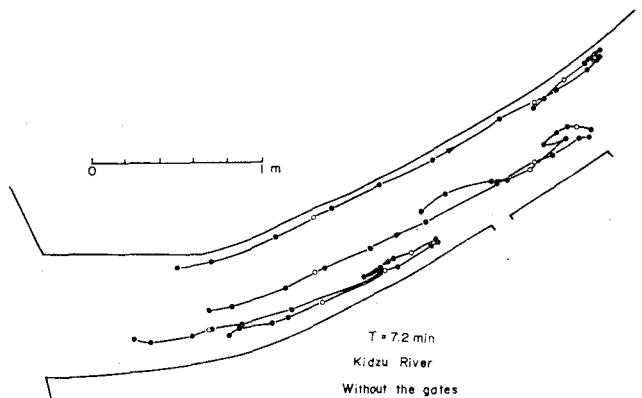
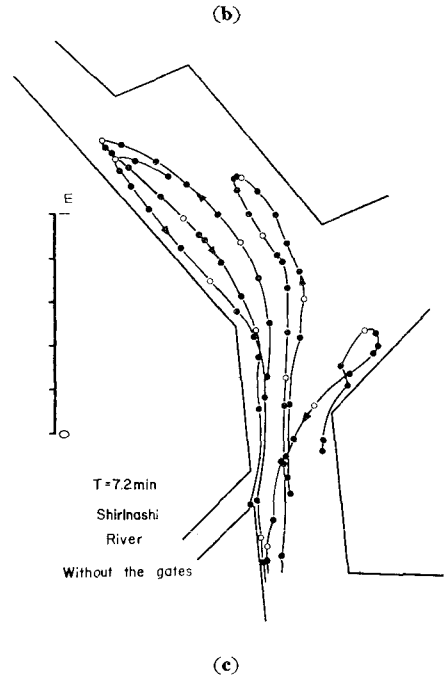
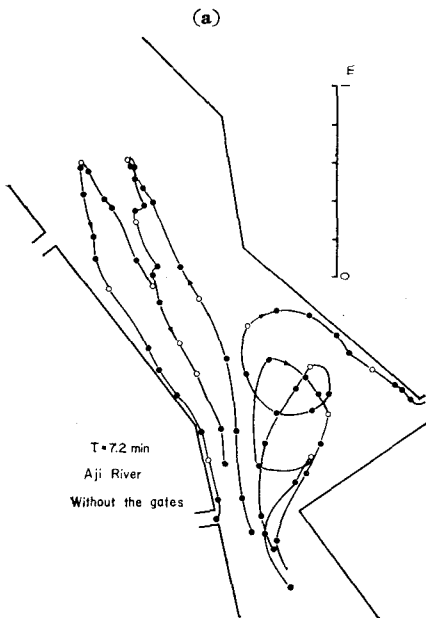
図-8 高潮波形の変形





治川水門建設予定位置)とについて、台風6523型高潮波形のフーリエ成分を示す。基本周期は240 sec ととった。図中記号Gのあるものは水門のある場合 (b)、ないものは水門のない場合 (a) である。これによって2つの測点間でのフーリエ成分の差異がわかる。第0次成分は定数、第1次成分は高潮波形の主要部分であり、第2次成分までをとれば高潮波形の概略が定まる。高潮波形の変形をあらわすものは、第2

図一9 河口付近の流跡線



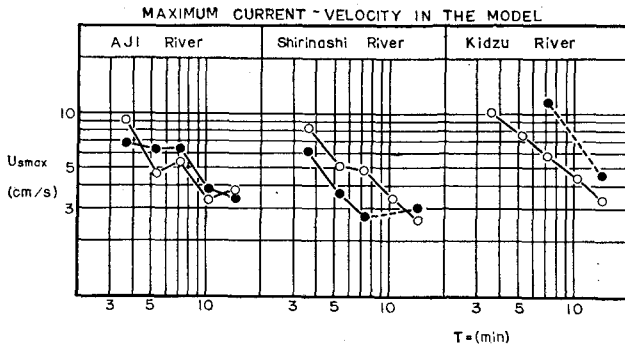
次を含み、さらに高次の成分であると考えられる。天保山では次数が高くなるとともに成分の大きさは小さくなっていく傾向にあるが、測点2では第3次成分がとくに小さくなっている。この傾向は水門の有無にかかわらず認められるが、水門のある場合には第4、5次成分が大きくなり、第6次成分が逆に小さくなる。これは水門建設により地形が変化したために、上で考えたピートの周期が40 sec 程度から50~60 sec に長くなったことを示すものといえるであろう。

6. 高潮ともなう流れ

(1) 河口付近の流跡

ここでは大阪市内河川のうち、安治川、尻無川および木津川をえらび、それぞれの河口付近および水門建設予定位置付近の流れの状況を明らかにするために、浮子の移動を写真的に追跡することにより流跡図をもとめる。

図-10 河口付近の最大流速と高潮波形



浮子としては、ピンポン球に水を適当に注入したものを
用いて、水面下約 3 cm の層の流況がわかるようにした。
この浮子の位置に高潮が到達したときから、高潮の
終りまでについて、浮子の位置をたどることにより流跡
線がえられる。その例を図-9 に示す。写真による追跡
は、高潮発生後 10 sec ごとに行なった。高潮波形との
対応をみると、高潮のピークが過ぎたところで浮子の移
動方向が変わっている例が多い。図にみるように、地形
が複雑であり、また流線と流跡線とは必ずしも
一致しないが、この流跡線から、河口付近の流
れの状態を知ることができる。

(2) 河口付近の最大流速と高潮波形

河口付近について得られる流跡線上での最大
流速 u_{smax} と高潮波形との関係は図-10 に示
される。横軸は高潮波形をあらわすもので、 T
は図-3 における起潮機の周期と同じものである。
防潮水門の設置された場合と設置されない
場合との差はこの図では顕著ではない。

(3) 防潮水門建設予定位置付近の流れ

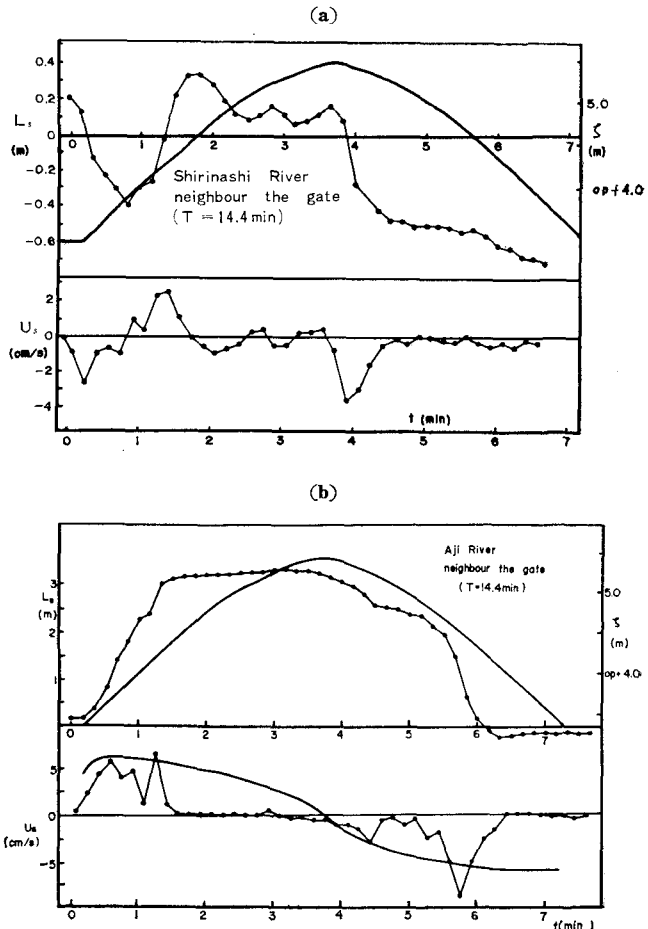
上と同様な方法によって測点 2, S6 および
K6 付近の流跡をもとめ、また流跡線上の流速
の時間的変化をもとめた。ここで考える場所で
は、浮子は水路の流軸にほとんど平行に移動し、
水路幅や水深の変化もゆるやかで、ほとん
ど一様と考えられる。それで、実際の流跡線よ
りも、流軸方向の浮子の移動をみた方が流況を
調べるには都合がよい。浮子の位置 L_s は水門
予定位置を起点とし、上流向きに正とする。ま
た、この L_s の時間的変化から、流軸方向の流
速 u_s の変化をもとめる。この結果は図-11 に
示される。 L_s は流跡と考えても差支えない。
また、 u_s は流跡線上の流速と考えてよい。図
中上段の曲線は、この浮子の付近の高潮波形に
相当する。水門の設置にともない、図-11 にみ
られる流れが堰上高に關与することになる。

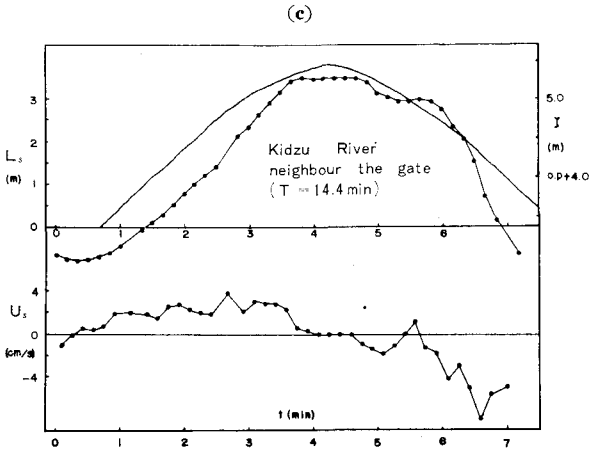
7. 模型実験と運動方程式

模型実験と実物との間の力学的相似について
は、本文のはじめに考察したが、それによつて
は運動方程式の中の各項の重要性を知ることは
できない。ここでは実験の結果にもとづき、こ
れらの各項の大きさについて考察する。たとえ
ば、木津川に対しての 6523 型の高潮波形で
は、図-12 のとおりである。各項の大きさは時
間的に変化していて、その平均値は $|\partial U/\partial t|$ に
ついて 0.13, $|U\partial U/\partial x|$ について 0.19, $|-g$
 $\partial \zeta/\partial x|$ について 0.54, そして $|-K_f U^2/2h|$

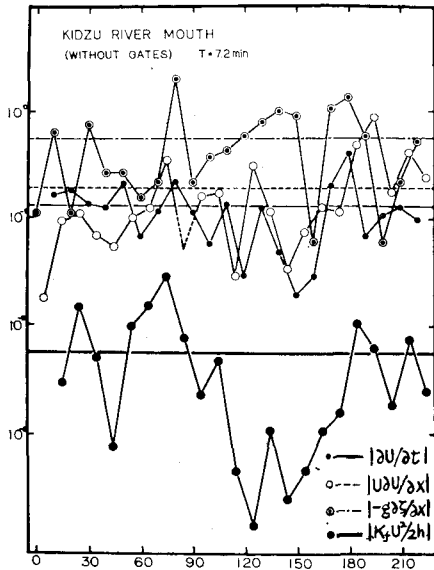
については 0.006 である。 $|V\partial U/\partial y|$ については実測値
から算出できなかったが、上の数値と運動方程式とから
計算すると 0.21 となる。力学的相似が成立していれ
ば、実物における各項の大きさは、模型実験の場合の 5
倍である。この結果から、 $V\partial U/\partial y$ は無視するわけに
はいかないことがわかる。また、摩擦項は 2 次的であつて、
ほとんどこの運動には関与しないといえる。この傾
向は河口付近の異常水位に關する理論⁵⁾で、水底摩擦の

図-11 水門建設予定位置付近の流跡と速流





図—12 運動方程式の各項の大きさ



効果が2次的であることと一致しているといえる。

8. 結 言

ここに行なった実験の結果から、つぎのことを結論づけることができる。

- (1) ここに用いた大阪市内河川の模型には、高潮に関して十分な再現性がある。
- (2) この再現性に立脚して求めた、大阪市内河川の防潮水門建設にともなう高潮の堰上高は、最大 30 cm と考えられる。
- (3) 高潮波形は、防潮水門設置によって、水門付近で変化する。
- (4) 高潮にともなう流れの極大値は高潮波形が急峻になると大きくなる傾向がある。

ここに行なった実験には、気圧傾度や風の吹送効果はとりいれられていない。また、波浪の問題も含まれていない。大阪市内河川の高潮対策を考える場合に、基本潮位、異常潮位のほか、潮上高、堰上高、波浪、静振、流速などの諸要素を十分に考慮する必要がある。

最後に、この実験の遂行にあたっては研究員陳活雄氏ならびに関係諸氏の多大の助力をいただいた。ここに心から感謝の意を表する。なお、この研究は大阪府土木部の委託と文部省特定研究費による研究の一部であることを付記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 大阪港湾技術調査会：大阪市内河川を 潮上する 高潮の実験的研究，昭 29.7，pp. 1-119.
- 2) Hayami, S., K. Yano, S. Adachi and H. Kunishi: Experimental Studies on Meteorological Tsunamis Travelling-up the Rivers and Canals in Osaka City, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Bull., No. 9, April 1955, pp. 1-47.
- 3) 岩垣雄一：海岸および港湾の模型実験について，海岸工学の最近の進歩，土木学会関西支部，昭 36.3，pp. 21-24.
- 4) 土木学会：水理公式集 昭和 32 年改訂版，昭 32.8，p. 13.
- 5) 矢野勝正・中村重久：河口付近の異常水位に関する研究 (I)，京大防災研究所年報 No. 8，昭 40.3，pp. 281-296.