

大阪市内河川の高潮溯上に関する水理模型実験

—防潮水門建設に伴う高潮の堰上高—

岩垣雄一・中村重久・陳 活雄

HYDRAULIC MODEL EXPERIMENT ON BEHAVIOUR OF STORM SURGES IN RIVERS AND CANALS IN OSAKA CITY

—ADDITIONAL CHANGE OF STORM SURGE DUE TO
CONSTRUCTIONS OF NEW STORM SURGE
PREVENTION GATES—

By *Yuichi IWAGAKI, Shigehisa NAKAMURA and Huoxiong CHEN*

Synopsis

Constructions of five storm surge gates, which prevent storm surges running up in rivers and canals in Osaka City, were planned a year ago in order to protect Osaka City from the disaster of inundation. However, there was a care of piling-up of water by storm surges at the down stream side of the gates. This study is to give a reasonable and quantitative estimation of the piling-up of water.

At first, reproductivity of the past storm surges was tested in a hydraulic model of the main rivers in Osaka City, which was proved to be successful. After this test, the effect of the storm surge gates on piling-up of water by storm surges was investigated by the model.

1. 緒 論

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、伊勢湾台風級の大型台風が満潮期に来襲した場合を想定しても、これに対処できる恒久的な防潮施設の建設に着手した。この場合、防潮堤をかさ上げするよりも、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となった。

このような防潮水門を建設すると、それに伴って検討すべき多くの問題が発生するが、そのうちの一つに、防潮水門を建設した場合、その下流側において高潮が堰止められ、建設前よりも高潮のピークがより高くなるのではないかという疑問がおこる。

もう一つの問題は、防潮水門とは直接関係はないが、伊勢湾台風級の台風を想定して計画高潮位を決めた場合、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ピーク高は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、昭和27年度および28年度に京都大

学防災研究所において大阪市内河川の高潮遡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ひきあげられたので、この際水門建設に伴う高潮の堰上げの問題と別に、市内河川の高潮の遡上の問題も解決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号台風による高潮の遡上の観測記録を検査してみると、従来考えられていた傾向と異なり、高潮のピークが河川を遡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、法線などが複雑に変化している。これらを全面的に考慮して理論的に検討することは容易ではない。

ここでは、まず大阪市内河川における高潮遡上の問題を水理模型実験によって再検討し、さらに Fig. 1 に示す安治川、尻無川、木津川、正蓮寺川および六軒屋川の中・下流部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つかって実施し、その結果を検討した。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とりいれられていない。しかし、高潮が河川内に入った場合、外海にくらべ

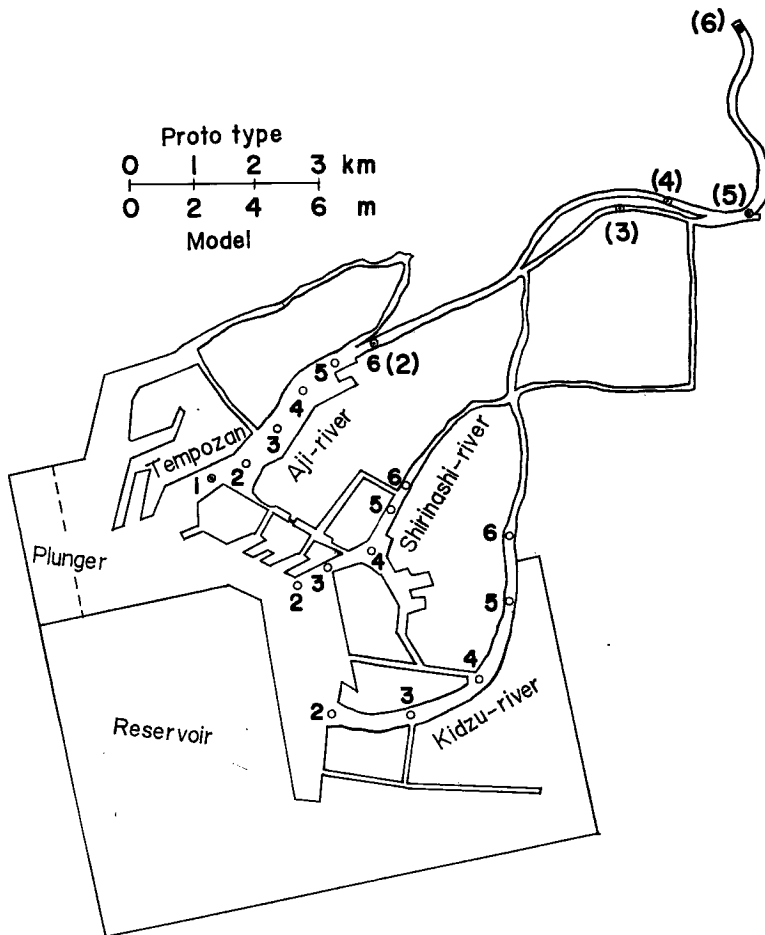


Fig. 1 Plan of hydraulic model of rivers and canals in Osaka City.

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。

防潮水門の建設が実現し、従来上流まで遡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若干の水位の高まりが予想される。したがって、この値(堰上高)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になる。ここに行なった実験は、この決定のための基礎資料となるものである。

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、電子計算機を使用しても、所要の労力と時間から考えて容易ではない。ところで、模型実験というのは、一種の analog 型計算機であると考えられる。最近 digital 型計算機および analog 型計算機が開発され、従来困難とされてきた計算が可能になってきている。水理模型実験は模型と実物の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換することによって簡単に答を見出そうとする計算機である。したがって、今の場合には水理模型実験は既存の電気計算機よりもさらに有用な analog 型計算機であるといえる。しかし、こうした模型実験で最も重要なことは、模型と実物との力学的相似関係を見出すことであって、これがあいまいであればあるほど analog 型計算機としての機能をもたない不完全な実験であるということになる。したがって、誤まった相似律によって実験計画をたてたり、その結果を実際に適用すると、無駄な過大な構造物を作ることになったり、逆にかえって危険な状態を安全であると判定するような場合がおこりうる。このような理由から、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くてはならない。

いま、直交座標 $Oxyz$ 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

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

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

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

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、 ξ は基準水面から測った水面の高さ、 K_r は水底の摩擦係数、そして h は水深である。これらの式にもとづいて実物と模型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、

$$U_r = \frac{U_p}{U_m} = \frac{V_p}{V_m} = \left(\frac{z_p}{z_m}\right)^{1/2} = z_r^{1/2}, \dots\dots\dots(4)$$

時間については、

$$t_r = \frac{t_p}{t_m} = \left(\frac{l_p}{l_m}\right) / \left(\frac{z_p}{z_m}\right)^{1/2} = l_r / z_r^{1/2}, \dots\dots\dots(5)$$

水底の摩擦係数については、

$$K_{r_r} = \frac{K_{r_p}}{K_{r_m}} = \left(\frac{z_p}{z_m}\right) / \left(\frac{l_p}{l_m}\right) = z_r / l_r, \dots\dots\dots(6)$$

流量については、

$$Q_r = \frac{Q_p}{Q_m} = \left(\frac{z_p}{z_m}\right)^{3/2} \cdot \left(\frac{l_p}{l_m}\right) = z_r^{3/2} \cdot l_r, \dots\dots\dots(7)$$

また、実物・模型ともいづれも乱流であって、Manning の流速公式が適用されるときには、

$$K_r = 2gn^2/h^{1/3}$$

であるから、(6)式から Manning の粗度係数については、

$$n_r = \frac{n_p}{n_m} = \left(\frac{z_p}{z_m}\right)^{2/3} / \left(\frac{l_p}{l_m}\right)^{1/2} = z_r^{2/3} / l_r^{1/2}, \dots\dots\dots(8)$$

ここに l および z は水平および鉛直距離, n は Manning の粗度係数, Q は流量である。また添字 p および m は実物および模型における値, 添字 r は実物における値と模型における値との比をあらわす。

いま, 水平縮尺 1/500, 鉛直縮尺 1/100 とすれば, $l_r=500, z_r=100$ であるから, (4)~(8) 式より, つぎのような値が得られる。すなわち,

$$U_r = 100^{1/2} = 10 \dots\dots\dots(9)$$

$$t_r = 500/100^{1/2} = 50 \dots\dots\dots(10)$$

$$K_{fr} = 100/500 = 1/5 \dots\dots\dots(11)$$

$$Q_r = 100^{3/2} \times 500 = 5 \times 10^5 \dots\dots\dots(12)$$

$$n_r = 100^{2/3} / 500^{1/2} = 0.965 \approx 1 \dots\dots\dots(13)$$

模型における Reynolds 数を調べると,

$$Re_m = \frac{h_m U_m}{\nu} = \frac{h_p}{100} \cdot \frac{U_p}{10} / \nu = 10^{-3} \cdot \frac{h_p U_p}{\nu} = 10^{-3} \cdot Re_p$$

なる関係があることがわかる。ここで $h_p=4m, U_p=1m/sec, \nu=0.01cm^2/sec$ とすれば,

$$Re_p = 4 \times 10^2 \cdot 10^2 \cdot 10^2 = 4 \times 10^6$$

となる。したがって

$$Re_m = 10^{-3} \cdot Re_p = 4 \times 10^3$$

を得る。層流から乱流へ遷移するときには, Reynolds 数は 1.5×10^3 程度であるから, 実物と同じく模型においても流れは乱流となる。これより, (13) 式を適用して模型の粗度を定めればよいことがわかる。Manning の粗度係数 n と底面粗度 k (固定床のとき粒径とみてよい) との関係は Fig. 2 のようになっている。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。

簡単のため径深 R は水深 h にはほぼ等しいと考える。模型の代表水深を 5 cm とすれば,

$$R^{1/6} = 0.05^{1/6} = 0.607$$

である。一方, Fig. 2 より次の関係が求められる。

$n=0.01$	$n/R^{1/6}=0.0165$	$R/h=30\sim60$	$k=1.67\sim0.83mm$
0.012	0.0198	10~30	5.0 ~1.67
0.015	0.0247	5~15	10 ~3.3
0.017	0.0280	3~10	16.7 ~5.0
0.020	0.033	2~ 8	25 ~6.25

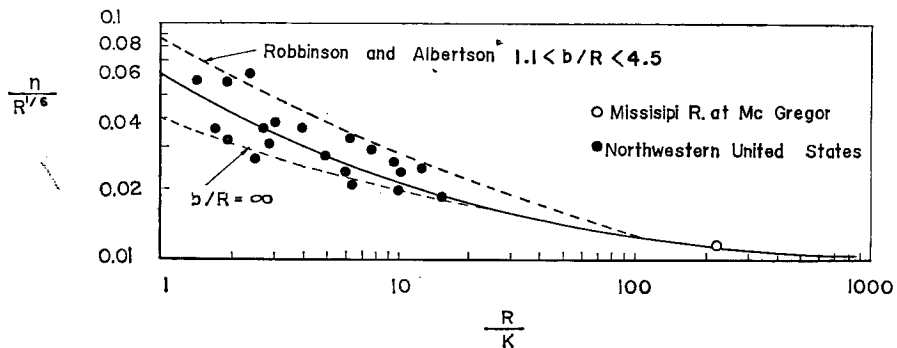


Fig. 2 Relation between $n/R^{1/6}$ and R/k (after 'Open Channel Hydraulics' by V.T. Chow).

ここで、 k の大きい方の値は $b/R = \infty$ (b は水路幅)とした場合、小さい方の値は $1.1 < b/R < 4.5$ の場合の小型水路を用いた実験値に対応している。

(13) 式より模型の Manning の粗度係数 n_m は実物の粗度係数 n_p にはほぼ等しくする必要があり、したがって n_p の値をいくらに評価するか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 の値を少くも 3 mm 程度と考えなければならないし、 $n_p = 0.020$ と考えれば k を少なくも 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、むしろ、実際には河幅や断面の急変に伴うエネルギー損失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、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 程度と考えられる。

3. 実験装置と実験方法

(1) 模 型

実験に用いた模型は、大阪市内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 **Photo. 1** および **Fig. 1** に示すようである。河川部分の断面は平均河床高をとって長方形断面とした。また底面および側壁はモルタルの刷毛仕上げとし、これによって粗度を与えた。河床高の製作誤差は 5 mm 以内で、模型のほとんどの部分について 3 mm 以下であり、この点については実験精度に支障を与えないと考えられる。

(2) 高潮発生装置

高潮発生装置は **Fig. 1** で港口の位置にある。**Photo. 2** に示すように高潮はプランジャーによって発生させる。そのプランジャーの断面は、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。このプランジャーは 3 馬力の変速モーターによって駆動され、その周期は 1.5~15 分の範囲で可変である。プランジャーの駆動にあたって、その負荷を小さくするためサイフォン 1 基および 3 馬力のポンプ 2 基を使用してプランジャー内の水を排出、注入す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た。水位変化は動歪計（横河電機 K. K. 製）を通し、フォト・コーダー（横河電機 K. K. 製）によって自記記録される。このフォト・コーダーは 6 要素まで記録できる。

(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認する。これと平行して、水位計および記録計の作動を確認する。その後、水位計の調整を行なって実験の準備を完了する。

実験の準備を完了し、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

実験の順序として、はじめに模型の再現性の検討を行なう。大阪市内河川のうち安治川筋については天保山から毛馬こう門までの数点で台風 6420（昭和 39 年の 20 号台風）および台風 6523（昭和 40 年の 23 号台風）による高潮の現地記録が得られている。模型において力学的相似の条件が満たされていれば、上記 2 種類の高潮について、模型でも対応した記録が得られるはずである。

現在、安治川、尻無川、木津川、正蓮寺川および六軒屋川の中・下流部に防潮水門の設置が計画されている。ここでは、安治川、尻無川および木津川の各川筋について、この水門の設置予定位置から河口までの範囲で、水門のない現況および水門を設置した場合について、それぞれ高潮の溯上およびその水門による堰上高を明らかにするために実験した。

再現性をみるために行なった実験での高潮のピークは台風 6523 については O. P. + 3.2 m、台風 6420 に

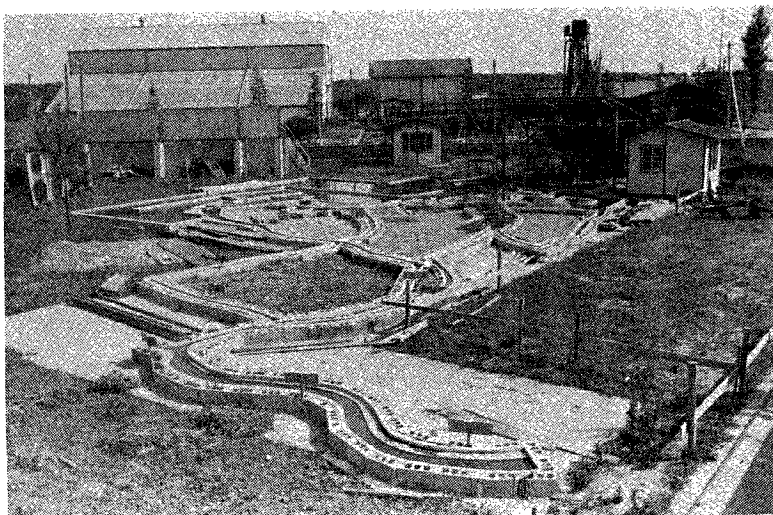


Photo. 1 Panoramic view of hydraulic model of rivers and canals in Osaka City.

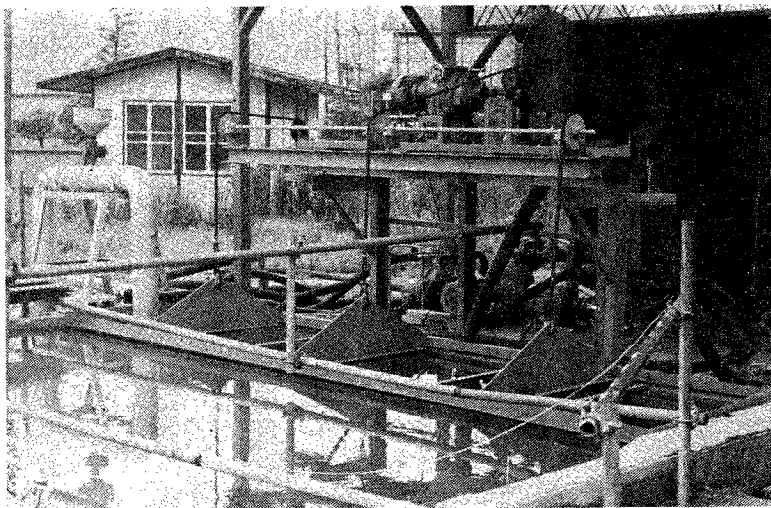


Photo. 2 Generator of storm surge.

については O.P.+3.8 m とし、水門設置による堰上高を調べるための実験では、高潮のピーク高を計画高潮位 O.P.+5.4 m にえらんだ。

ここにつくった模型で発生させうる高潮の高さは、初期水位から 2.6 cm である。また、プランジャーを駆動する変速モーターの回転周期を適当にえらぶことによって、これまでに現地で記録されている高潮の波形に近い波型を模型実験において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つぎのようになる。すなわち、実験周期 3.6 分は Jane 台風の高潮に対応し、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。

この周期と高潮の波形との対応関係を図示すると Fig. 3 のようになる。Fig. 3 において横軸は時間で、時間縮尺を考慮して、現地の時間縮尺と模型の時間尺度の両方が記入してある。また縦軸は水位で、現地の長さの尺度では O.P.±0 m を基準として記し、同時に模型の長さの尺度も記入してある。図中太線は現地における高潮の記録（天保山）であり、細線は模型実験でプランジャーによって発生させる高潮の計画波形である。この高潮の計画波形のピークと現地記録の高潮のピークとは、時間軸を適当にずらし、初期水位を適当にえらぶことによって一致させることができる。この結果から Fig. 3 において、高潮のピーク付近に着目すれば、(A) および (B) は台風 6420 型の高潮に対応し、(C) は台風 6523 型の高潮、(D) は第 2 室戸台風型の高潮、そして (E) は Jane 台風型の高潮に対応する。実験において発生させた高潮は計画波形とよく一致し、上述の対応関係は満足できるものと考えられる。

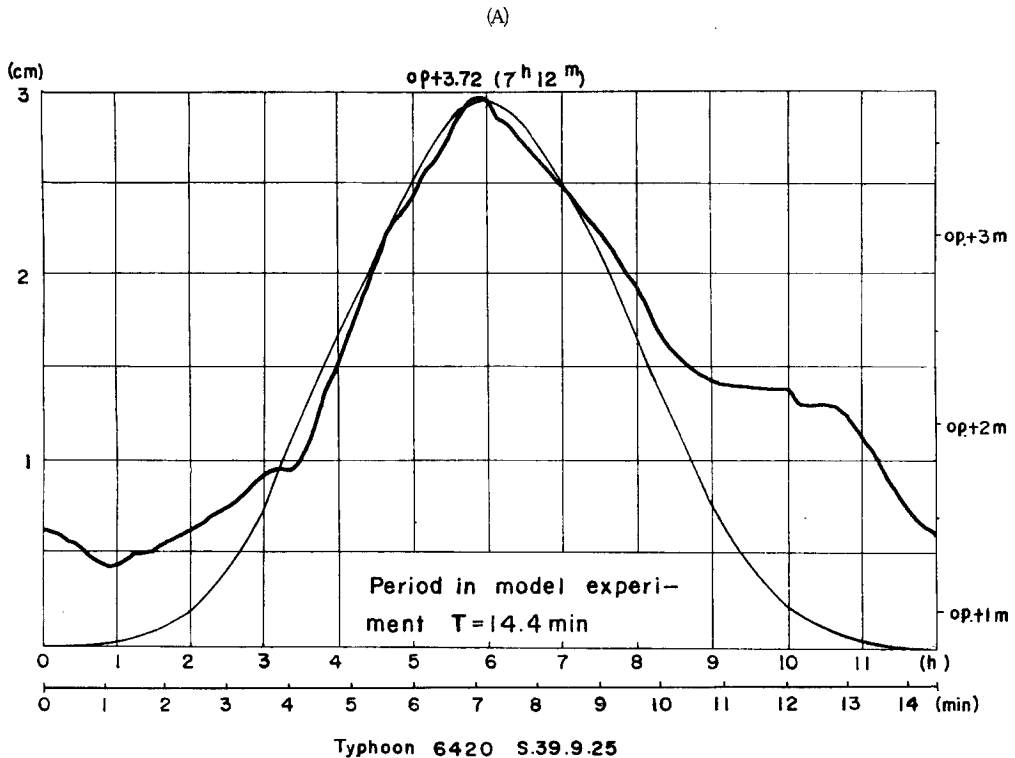
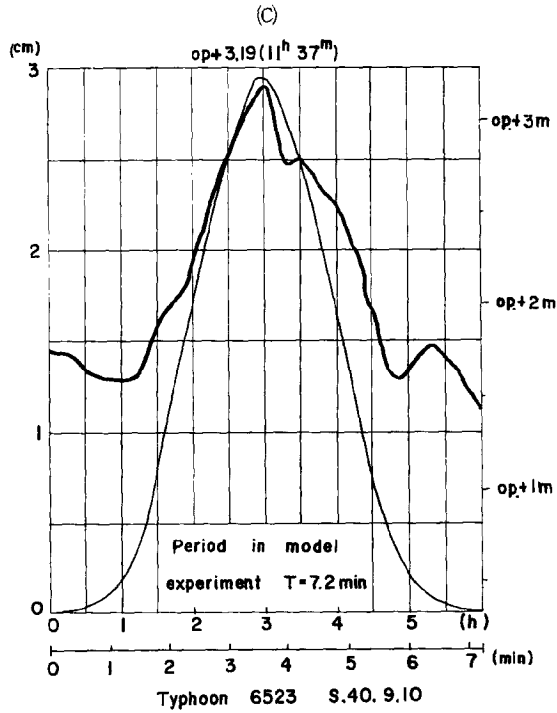
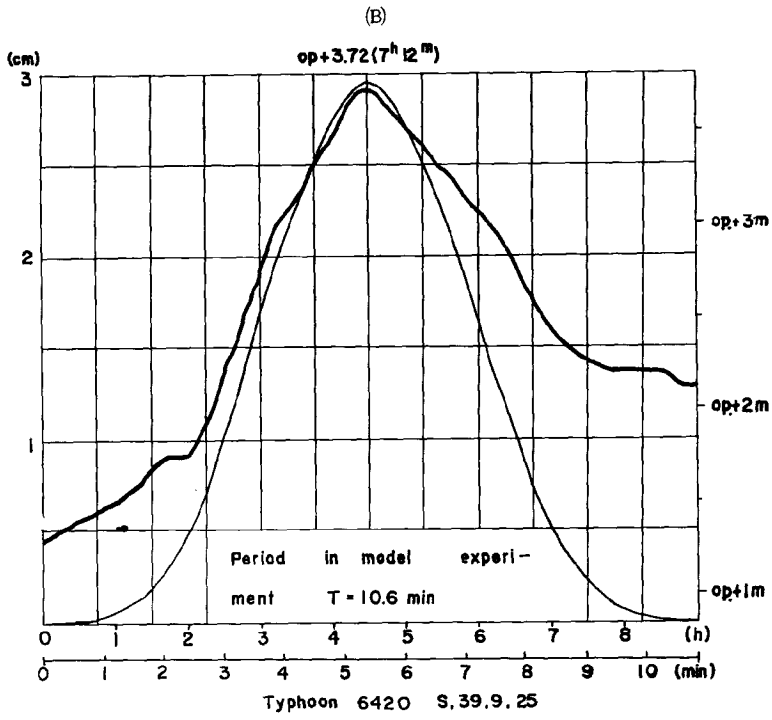
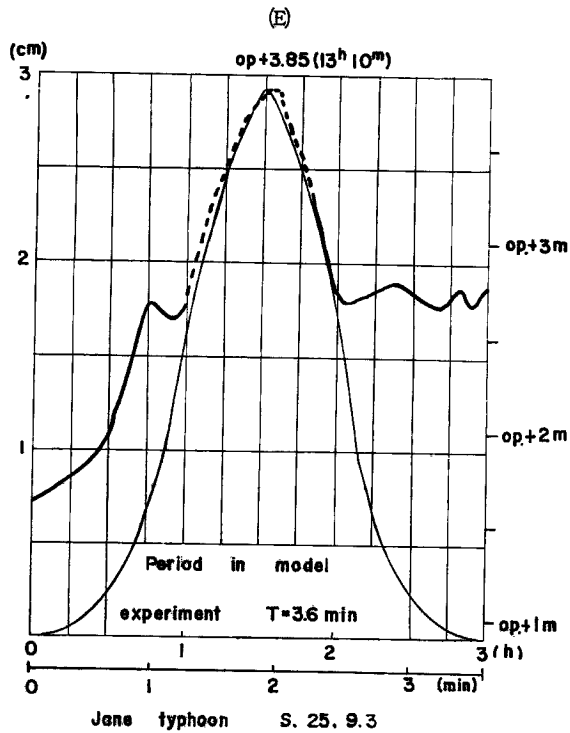
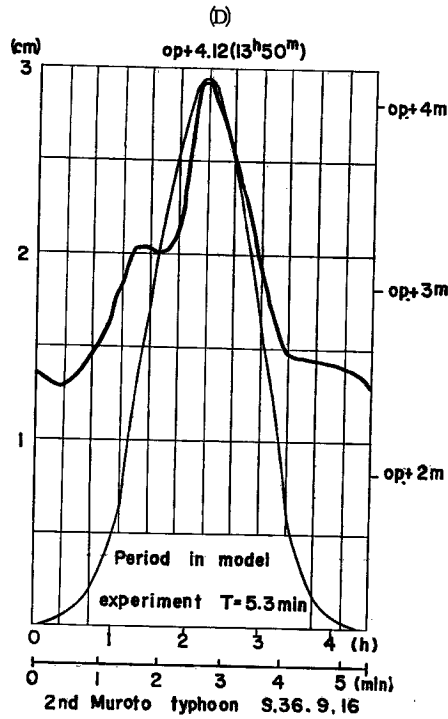


Fig. 3 Records of the past storm surges and simulated waves for hydraulic experiment.
 (A) and (B) : 6420 type, (C) : 6523 type, (D) : 2nd Muroto type, (E) : Jane type





4. 実験結果

実験は安治川筋、尻無川筋および木津川筋について行なった。ここではその実験結果について述べる。

(1) 再現性の検討

再現性を検討するために行なった実験では、現地の高潮の記録と対比させるために、つぎのような測点をえらび、これについて記録をとった。すなわち、

1. 天保山
2. 安治川一六軒屋川合流点 (安治川水門予定位置)
3. 土佐堀可動堰
4. 堂島川可動堰
5. 大川一寝屋川合流点
6. 毛馬こう門

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 Fig. 4 (a) に示す。測点3 (土佐堀可動堰) と測点4 (堂島川可動堰) とは同一の川筋にないので、そのまま数値を比較することはできないが、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。Fig. 4 (a) では天保山で

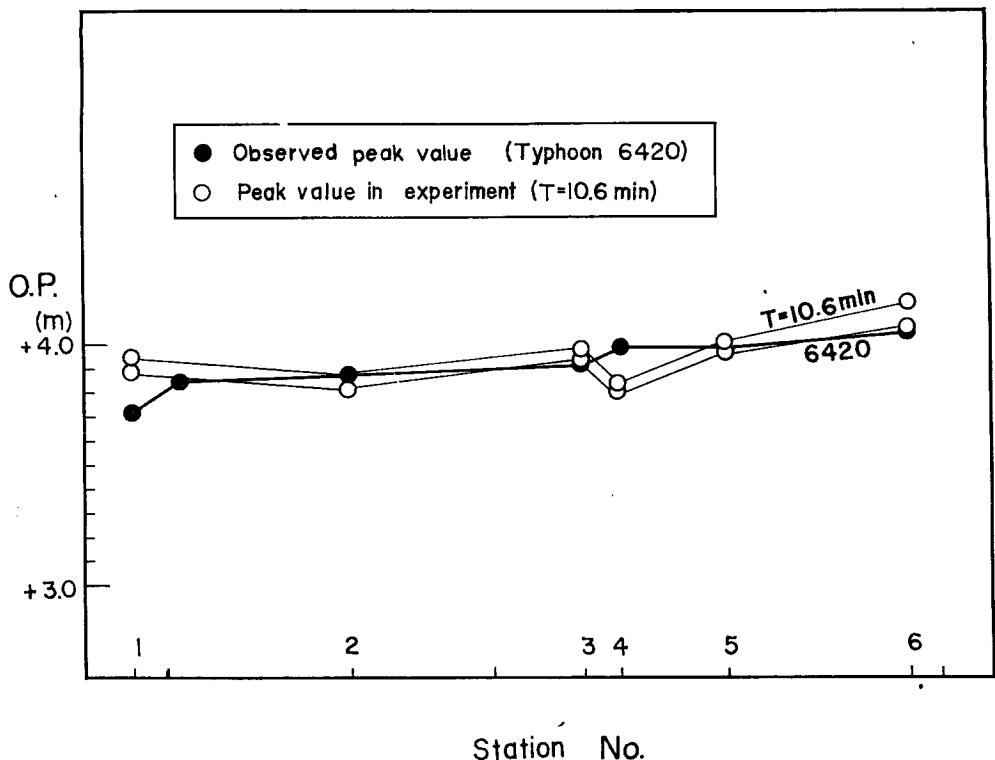


Fig. 4 (a) Reproductivity of storm surge caused by the typhoon No. 6420 in the hydraulic model along Aji River.

St. 1: Tempozan

St. 2: Junction to Rokkenya River

St. 3: Tosabori Variable Weir

St. 4: Dojima River Variable Weir

St. 5: Junction to Neyagawa

St. 6: Kema Gate

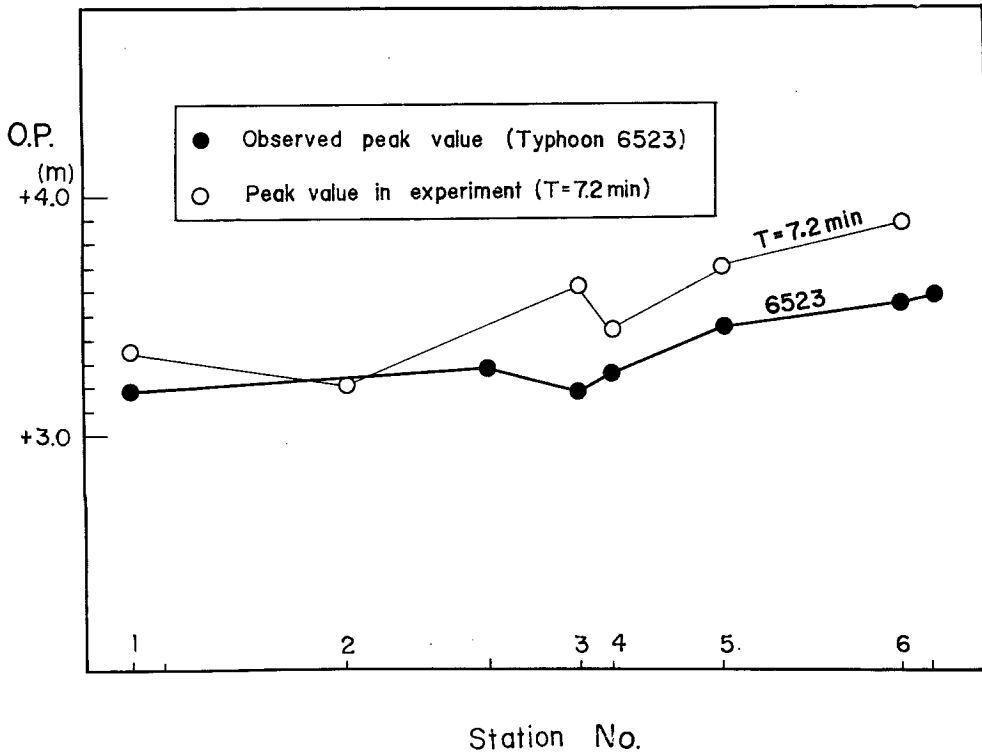


Fig. 4 (b) Reproducibility of storm surge caused by the typhoon No.6523 in the hydraulic model along Aji River.

O.P.+3.8m のピークをもつような高潮波形について実験した結果を細線で示した。また、台風 6420 による高潮のピークは太線で示してある。また模型実験の結果は縮尺を考慮して、現地の尺度に換算して図示してある。細線と太線とはかなりよい一致を示し、模型による実験の再現性は非常に良好であることがわかる。図中細線が 2 本あるのは、同一の条件で実験を行なった 2 つの場合の結果であって、この図で見られる程度の差は実験誤差と考えられる。

台風 6523 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 Fig. 4 (b) に示す。細線は天保山で O.P.+3.2m のピークをもつような高潮波形について実験した結果であり、台風 6523 による高潮のピークは太線で示してある。この図からも天保山における両者の値を一致させて考えると、若干実験値の方が高く出る傾向があるが、この場合も再現性はかなり良好といえる。

Fig. 5 はこの実験における高潮の同時水位と現地記録から得られた同時水位とを示す。横軸は Fig. 4 と同じく安治川筋の天保山 (1) から毛馬こう門 (6) までの距離、縦軸は O.P. を基準とした高さを現地の尺度であらわした。実線は実験における同時水位で、プランジャーの始動を時刻 0 とし、その後 2 分までの同時水位を示し、点線は現地記録から得られた同時水位で 9 時 00 分から 12 時 00 分までの間における変化を示す。

現地記録における 11 時 00 分の同時水位は実験では 1 分 00 秒から 1 分 10 秒の間の同時水位に対応し、現地記録の 11 時 30 分の同時水位は実験では 1 分 30 秒の同時水位にほぼ対応する。このようにしてみると、ピーク付近について実験では現地記録よりも高くなっているが、同時水位の変化はピーク付近ではよく似ていて対応がつくとみることができる。このことから再現性はかなり良好といえる。

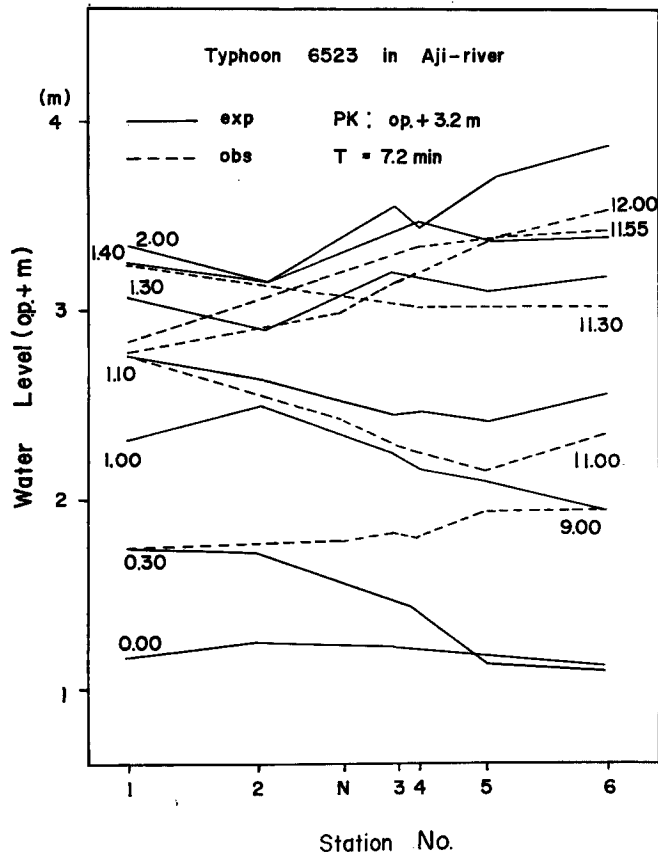


Fig. 5 Change in profiles of water surface with time at the storm surge caused by the typhoon 6420 and the reproduced wave profiles in the hydraulic model along Aji River.

(2) 防潮水門設置の影響

上述の実験結果から、再現性があると考え、この模型を用いて防潮水門が設置された場合、高潮のピークがどのようになるかをしらべた。この実験においては、つぎのように測点をえらんだ。すなわち、安治川筋の実験については、

1. 天保山
2. 桜島南(北港運河口と天保山運河口との間)
3. 川岸町3丁目(北港運河口の上流側)
4. 川岸町2丁目
5. 弁天埠頭
6. 安治川水門(安治川と六軒屋川との合流点付近)

尻無川筋の実験については、

1. 天保山
2. 第3突堤沖
3. 尻無川河口

4. 尻無川・千才堀合流点
5. 恩加島橋
6. 尻無川水門（三十軒堀川口の上流側）

木津川筋の実験については、

1. 天保山
2. 木津川河口
3. 木津川・敷津運河合流点
4. 木津川・木津川運河合流点
5. 落合橋
6. 木津川水門

これらの測点の正確な位置は Fig. 1 に示されている。

安治川水門、尻無川水門および木津川水門の3水門については、アーチ型水門の模型をつくり、六軒屋川

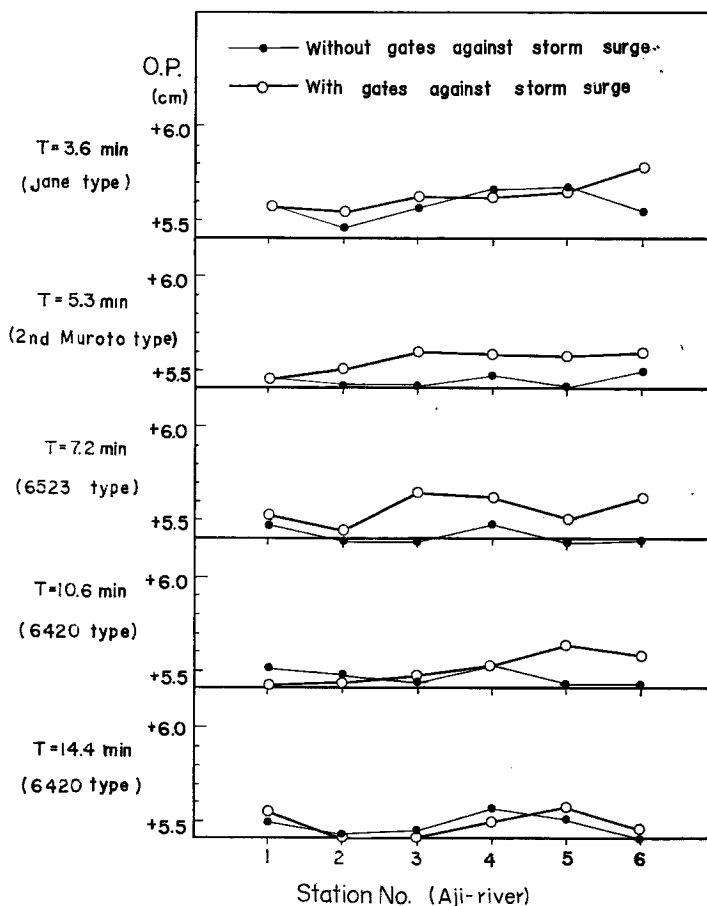


Fig. 6 Peak profiles of storm surges in the hydraulic model along Aji River.

- | | |
|-------------------------|-------------------------|
| St. 1 : Tempozan | St. 2 : Sakurajima |
| St. 3 : Kawagishi-cho 3 | St. 4 : Kawagishi-cho 2 |
| St. 5 : Benten Wharf | St. 6 : Aji River Gate |

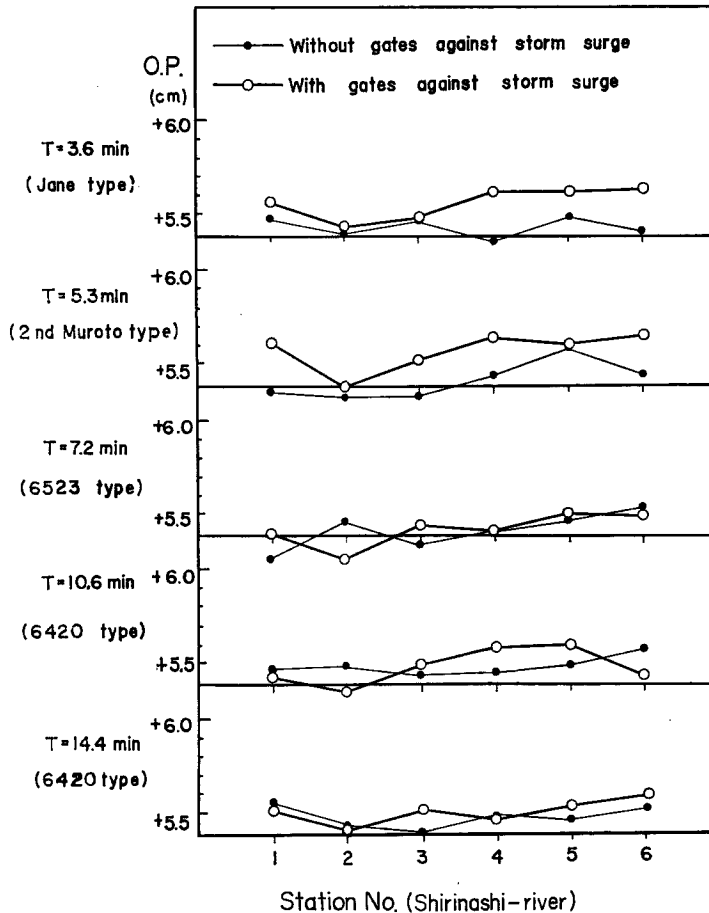


Fig. 7 Peak profiles of storm surges in the hydraulic model along Shirinasi River.
 St.1 : Tempozan St.2 : Pier No.3 of Osaka Harbour
 St.3 : River Mouth St.4 : Junction to Chitose-bori Canal
 St.5 : Onkajima Bridge St.6 : Shirinashi River Gate

水門および正蓮寺川水門については、直立壁型の水門の模型をつか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3つの川筋について、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。その高潮の波形は前述の5種類について実験した。この実験結果から、各川筋について高潮の波形（急峻度）と高潮のピーク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、そのうちでも主なものは、（1）大阪港湾あるいは各川筋で高潮の進入に伴って生ずる静振が混入すること、（2）高潮は孤立波に似ているが、高潮が水門で反射され重複波に相当する現象が生ずる可能性が考えられること、また（3）各川筋で水深や河幅が一様でないことや、川筋につながる運河とか堀の効果も重要な因子であるなどのため、高潮の波形の影響が明瞭でなくなるものと思われる。

ところで水門を設置した後、水門下流部での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。そこで、つぎに水門のない場合について、安治川、尻無川および木津川の各川筋に対し、水門を設置した場合の実験と同一の測点で高潮の実験記録をとった。

所を一致させてとった差についても検討してみた。

5. 結 論

これまで述べてきた大阪市内河川に関する高潮の水理模型実験の結果から、安治川、尻無川および木津川に防潮水門が設置されたことによって生ずる高潮の堰上高はつぎのように結論することができる。すなわち、

安治川筋については最大 0.30 m,

尻無川筋については最大 0.18 m (第3突堤を基準にとれば最大 0.31 m),

木津川筋については最大 0.20 m.

なお、防潮水門の設置とともに水門下流部の防潮堤の建設が必要となるが、この計画天端高は通常では基本潮位、異常潮位、溯上高、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。本文は水門設置に伴って生ずる堰上高を主として検討したものである。

なお、この研究を遂行するにあたって、実験に協力していただいた海岸災害部門および宇治川水理実験所の関係諸氏ならびに多大の御援助をいただいた大阪府土木部高潮課には心から感謝の意をあらわす。また、この研究は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。

参 考 文 献

- 1) 大阪港々湾技術調査会：大阪市内河川を溯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—42.