



土 木 研 究 所 資 料

第 622 号

台風10号による南国海岸および浦戸湾沿岸
高潮災害調査報告書

昭和 45 年 11 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

海岸研究室 室 長 富 永 正 照
主任研究員 橋 本 宏
九津見 生 哲
河川研究室 研 究 員 馬 場 洋 二

	頁
まえがき	3
第1編 南国海岸の災害とその水理的検討	5
1 高潮および被害の概況	5
1-1 台風10号の概況	5
1-2 南国海岸の災害状況	5
2 海岸災害の水理的検討	15
2-1 波の追算	16
2-2 うちあげ高の推定	20
2-3 波返しに作用する波圧	20
3 結 論	27
第2編 浦戸湾沿岸の高潮災害とその水理的検討および物部川の橋梁被害	29
1 浦戸湾沿岸の浸水状況	29
1-1 浦戸湾沿岸の水位記録	29
1-2 堀川および新堀川よりの越流	31
1-3 江の口川水位上昇と江の口地区の浸水	37
1-4 機橋地区	38
1-5 中秦泉寺地区	39
1-6 久万川堤防の波壊	40
1-7 介良川左岸堤防の破堤	43
2 物部川橋および物部川下橋の被災	44
3 浦戸湾内へ流入する河川流量の推定	48
4 浦戸湾内の高潮に対する湾内埋立ておよび湾口開削の影響	53
4-1 湾口に正弦波形を与へた場合の湾内の水位変動	53
4-2 10号台風時の高潮を湾口に与へた場合の湾内の水位変動	58
5 結 論	74

ま え が き

8月21日8時頃高知県佐賀町に上陸した台風10号は各地に大きな被害をもたらしたが、とくに、高知県では、台風による高潮が丁度満潮位に重なったため、潮位が著しく上昇し、全世帯の約50%が浸水するという災害を受けた。また、高知市付近の南国海岸一帯も、高潮と高波の来襲により、一部の海岸堤防が欠壊するとともに、越波により背後地の人家、農業用ビニールハウスに相当な被害を受けた。

土木研究所赤羽支所では、災害後直ちに関係機関と連絡し、災害状況の情報収集に当たった結果現地調査の必要性が認められたので、海岸および河川研究室からなる調査班を編成した。調査班は25日に現地に入り、26、27日の両日にわたり、高知市の高潮災害、直轄海岸区域の海岸堤防の被災状況を中心とした調査を行なった。

現在の段階では、高潮の発生原因、波浪の大きさなどの水理的な面において、よくわからない点が残されているが、災害の状況、潮位、波浪、海岸堤防に対する波の打ち上げ高、波圧、および浦戸湾の高潮に対する湾内埋立、湾口開削の影響などについて、現在までに得られた調査結果を報告する。また、物部川下流部にかかる物部川橋と物部川下橋とが洪水により被災したので、その災害状況についても付記することにした。

なお、以下の報告書の各編の担当者はつぎのとおりである。

第1編 南国海岸の災害とその水理的検討

富 永 正 照

橋 本 宏

九津見 生 哲

第2編 浦戸湾内の高潮災害とその水理的検討および物部川の橋梁被災

馬 場 洋 二

第1編 南国海岸の災害とその水理的検討

1. 高潮および被害の概況

1-1 台風10号の概況

8月16日に発生した台風10号は、20日6時に中心示度910mbに発達し、北北西に進行して、8月21日8時頃高知県佐賀町に上陸した。その後、35Km/hの速度で北上し、瀬戸内海、中国地方を横断して、15時頃には日本海に達した。台風のコース、中心示度などを図-1に示す。

上陸時の規模は、中心示度960mb、風速25m/s以上の暴風圏は半径300Km程度であった。運輸省第3港湾建設局の調査によると、各地における最低気圧、最大風速、降水量などは表-1のとおりである。

これによると、海岸に近い高知空港の最大風速は37.6m/sに達している一方、雨量は比較的少なく、最大150mm程度である。

1-2 南国海岸の災害状況

建設省直轄の南国海岸は図-2に示すように、物部川左岸から浦戸湾入口に近い仁井田海岸に至る区域で、全長は8500mである。

この海岸の海床断面は図-3のとおりである。水深5m付近までは片の急こう配であるが、それ以深はずっと緩こう配となる。汀線から250m位離れる位置に沿岸砂州がみられる。

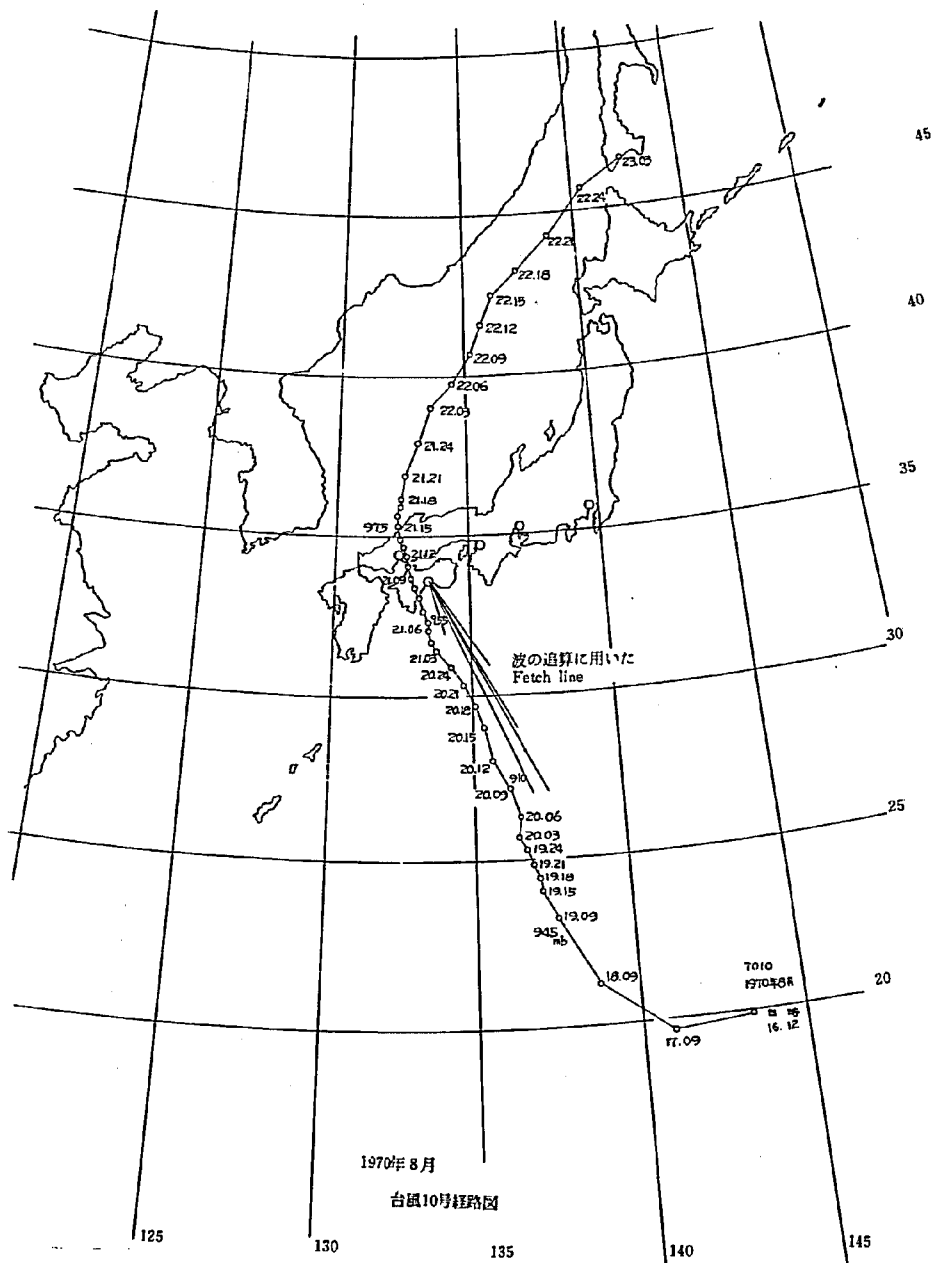
前浜の幅は場所により異なり20~90mの範囲で変化している。そのこう配は1/7~1/15程度である。

堤防高はT.P.+9mで、表のりのこう配は5分~1割、上部に高さ1m位のバラベツトがついている。表のりおよび天ばはコンクリート被覆であるが、裏のりは大部分コンクリートブロック張りであった。

この海岸にもっとも近い潮位記録は桂浜のものである。最高潮位付近で故障しているので明確ではないが、D.L. 4.3m程度と推定されている。このときの推算漏潮位はD.L. 1.8mなので、偏差は2.5mとなる。外海に面した海岸では、一般に偏差は比較的小さい。

(1)式は気象庁で作成した高知港における高潮推算式である。

$$\Delta h = 2.385(1010 - p) + 0.033 V^2 \cos \theta \quad (1)$$

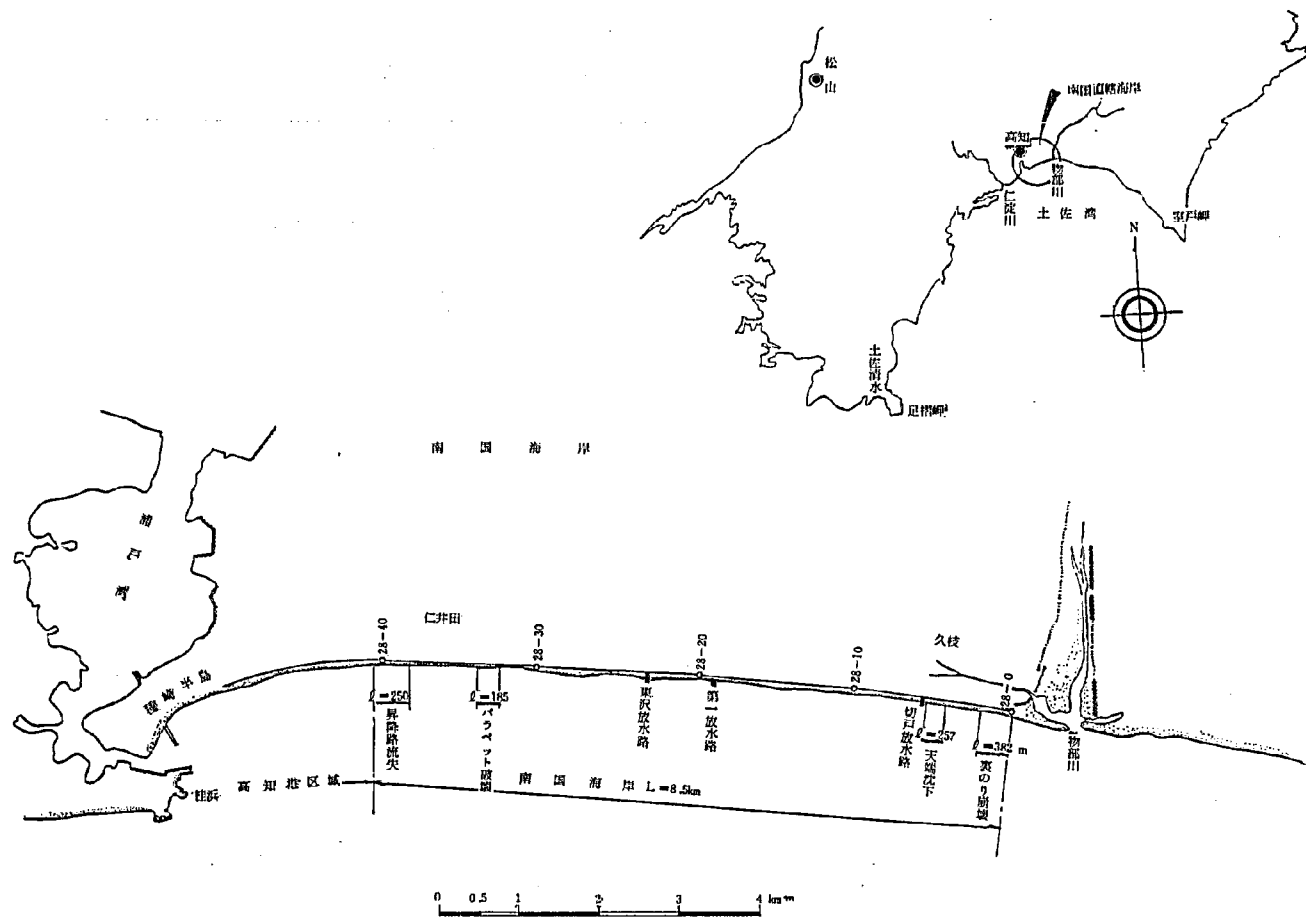


図一1 1970年8月 台風10号経路図

表-1 各気象官署極値表(運輸省第3港湾建局の調査による)

官署 要 素	最低気圧 (海面)		最大風速 10分間平均			最大瞬間風速			最大一時 間降水量		最大24時 間降水量		総降水量 ○日から ○日まで
	気 圧 mb	起 時 日時分	風 速 16方位	風 速 m/S	起 時 日時分	風 速 16方位	風 速 m/S	起 時 日時分	降 水 量 mm	起 時 日時分	降 水 量 mm	起 時 日時分	
高 知	979.2	21日 0855	E	29.2	21日 0900	E	54.3	21日 0905	51.5	21日 0910	136.0 以上	21日 11時 10分	137.5 20日 21日
室 戸 岬	980.2	21日 0647	E	51.7	21日 0630	E	64.3	21日 0625	15.5	21日 1000	82.5	21日 24時	120.5 19日 22日
足 摺	962.3	21日 0729	SW	35.8	21日 0935	SW	46.8	21日 0927	38.0	21日 0600	135.0	21日 24時	154.5 19日 21日
宿 毛	969.4	21日 0800	SSW	27.8	21日 1050	W	41.0	21日 0922	23.0	21日 0540	128.0	21日 24時	136.0 20日 21日
中 村	963.1	21日 0820	NE	15.7	21日 0600				47.0	21日 0700	14.7	20日	18.7 20日 21日
沖 ノ 島	966.0	21日 0800	NW	57.5	21日 0800				13.0	21日 0600	67.0	21日 24時	68.0 20日 21日
高 知 空 港	981.0	21日 0856	ESE	37.6	21日 0900	ESE	57.2	21日 0858	27.5	21日 0900	129.0	21日 24時	130.0 20日 21日

注、降水量日界は24時、ただし中村は日界9時高知は21日11時10分以後は浸水のため、降水量は観測不能となった。



図一 2 南国海岸における被災箇所

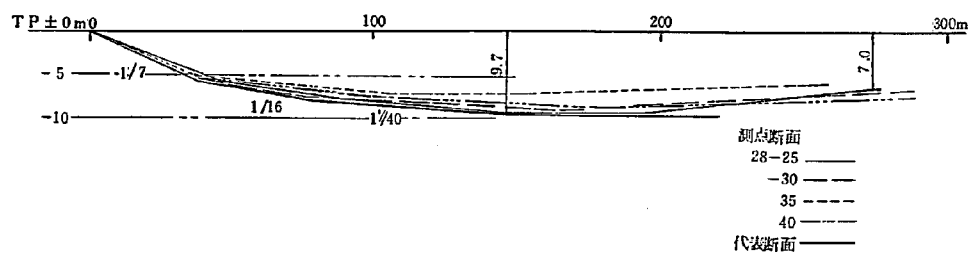


図-3 直轄区域全体の海床断面

ここに、 Δh : 偏 差

p : 最低気圧

V : 最大風速

θ : 主風向と最大風速のなす角

いま、 $p = 979 \text{ mb}$ 、 $V = 37.6 \text{ m/s}$ 、 $\theta = 0$ として計算すると、 $\Delta h = 108 \text{ cm}$ となる。この値は桂浜における偏差よりはるかに小さい。

高知県の調査資料から、室津および土佐清水の偏差を求めると、それぞれ、1.7 m、1.2 mとなる。また、東向きに開口した宇佐漁港の偏差はほぼ桂浜の偏差に等しい。このような点からみて、南国海岸の偏差は桂浜の偏差より小さく、室津の偏差に近い値であろうと推定される。

表-2は高知港における波浪観測の結果である。この記録は直結式水圧型波高計によりとられたものである。この波高計は桂浜の防波堤の先端から260mの位置に設置された。設置水深は12.6mである。

これによると、最大有義波高は6.6m、周期は12.2secとなっている。波高6m前後の波は少くとも12時間以上続いており、大きな波の継続時間は非常に長い。

堤防の災害箇所は図-2に示すとおりである。主な災害は越波による天ばと裏のりの破壊、波力による波返し破壊である。その他、舟揚場の角落しが破れて波が侵入し、背後のビニールハウスに被害を与えているのが目立った現象である。

表-3は前浜の幅と堤防の被害状況、背後地への砂の侵入状況などを調べたものである。これによると、前浜が30m程度の場合は、波が堤防を越波し、堤防自体か、または、背後のビニールハウスに被害を与えている。しかし、前浜の幅が広くなり、60m以上になると、越波現象はほとんど認められない。また、堤防前面の海浜の変化、根固ブロックの沈下などはあまりないようであった。これは波が斜に入射したためと考えられる。

写真-1は久枝海岸における堤防の天ばおよび裏のりの破壊状況を示したものである。越波により裏のりじりが洗掘されたのが原因と考えられる。

写真-2は同じく久枝海岸のうち、底28-1~28-2付近の災害状況である。この堤防の前には、写真-2(b)のような舟揚場があり、また、写真-2(c)のように、一部ブロックが高く積み上げられている。波の方向は台風の進行方向から判断して、南よりやや東側から来襲していると思われるので、海岸線に対し東側から斜めに入射したと考えられる。このような波に対して、前述のような形状は隅角部的な作用があり、越波量が増えると推定される。天ば、裏のりの破壊箇所は、隅角部的な形状をもったところとほぼ一致してお

表-2 台風10号の波高記録(高知県の調査による)

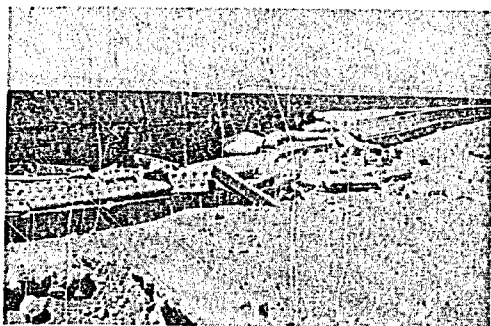
日	時 分	最 大 波 高		最 大 波 高		1/3 最 大 波 高	
		H (m)	T (S)	H (m)	T (S)	H (m)	T (S)
20	23.50 ~ 24.00	7.2	11.5	6.8	11.1	5.9	13.0
21	1.50 ~ 2.00	6.2	11.5	6.1	11.5	5.4	12.5
"	3.50 ~ 4.00	7.5	7.7	6.8	11.0	6.1	12.6
"	5.50 ~ 6.00	7.8	8.6	7.5	9.7	6.6	11.6
"	7.50 ~ 8.00	8.8	7.6	7.6	8.6	6.5	11.0
"	9.50 ~ 10.00	9.1	11.4	8.1	11.9	6.6	12.2
"	11.50 ~ 12.00	6.4	13.9	6.0	12.1	5.5	12.0
"	13.50 ~ 14.00	7.1	10.8	4.7	10.4	4.2	10.0
"	15.50 ~ 16.00	5.4	9.8	4.7	9.2	3.9	9.1

注、波高計設置位置、桂浜防波堤延長上260m(約48mより)

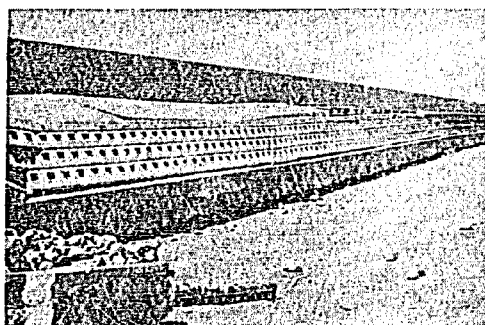
" 水深-12.5m(当初-13.5mの地点に設置したが埋没した。)

表-3 前浜の幅と被災状況

測 点	前浜の長さ	堤防法尻高	前浜こう配	被 災 状 況
№ 28	m	T.P + m		
- 0	30	4.5	1/ 6.7	裏のり, 天端流出崩壊, 流入土砂背後地 50 m
- 2	33	"	"	裏のり, 天端崩壊, 越波によって天端たゞかれたもよう。裏のりブロック後方 10 m に散乱。
- 4	35	"	1/ 7.8	角落し (H = 3.0 W = 5.0 m) の天井破壊。堤防前面に T.P + 6.0 m にスリつくコンクリートの昇降路及び 2 ~ 3 層の乱積ブロックあり。昇降路よりの流入土砂後方 80 m。
- 6	60	6.0	1/10	被災ほとんどなし。切戸放水路地点の前浜長 70 ~ 80 m
- 8	60	"	1/10	裏のり直下の砂に飛沫の形跡あり。
- 10	65	6.5		ほとんど越波なし。裏のり直下のビニールハウスの被災もなし。草, 緑色を呈している。
- 14	75	6.7	1/11.2	
- 16	90	6.5	1/14.6	
- 25	35	5.5	1/ 6.4	昇降路部分からの入砂量多し。推砂厚 12 ~ 13 cm。ビニールハウスの倒壊堤防後方 20 m 範囲
- 34	30	4.5	1/ 6.7	parapet 被災箇所, 天端 T.P + 9.0 m の背後地の流砂範囲は 20 ~ 30 m, T.P + 8.0 m の背後地は 50 ~ 80 m
- 40	20			角落し用の鉄板, 後方 5.0 m 位置まで移動。

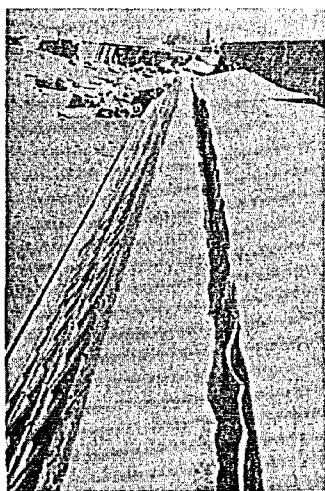


(a)



(b)

写真-1
久板海岸
堤防の被災状況
(昭和28-0)



(c)

り、今後の堤防設計において十分注意しなければならない。

写真-3は舟揚場の角落しが破壊し、ここから波が侵入した状況を示したものである。堤防自体は多少沈下した程度で大きな被害を受けていない。これは、堤防前面の根固ブロックが2層積みであったことがかなり効果的に作用したようである。舟揚場の大きさは3m×5m位で、ここから侵入した波は100m以上も堤内に流入している。土砂の侵入範囲はおよそ堤防から80mである。一方、堤防背後のビニールハウスの破壊範囲はほぼ20m程度であった。なお、角落しの柱材は20cm×15cm、板厚は9cmであった。

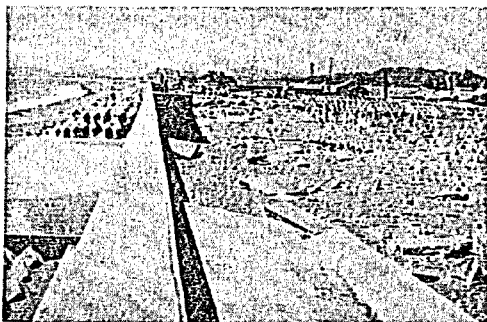
写真-4は前浜が60m以上ある個所の裏のりの状況を示したものである。ほとんど越波がなく、

草がそのまま残っているのがみられる。

つぎに、写真-5に波返しりの破壊状況を示す。波返しり部のみが堤体からはがれて転倒している。

波返しりの破壊箇所からの土砂の流入は約50mの範囲に及んでいる。この侵入状況は破壊しない場所の倍以上に達しており、1mの波返しりが相当効果的に作用していることがわかる。

写真-6は直轄区域に接続した港湾区域内の災害状況である。堤防ののり先が洗掘されて破壊した。この付近は侵食のため前浜がほとんどない。したがって、洗掘防止のため



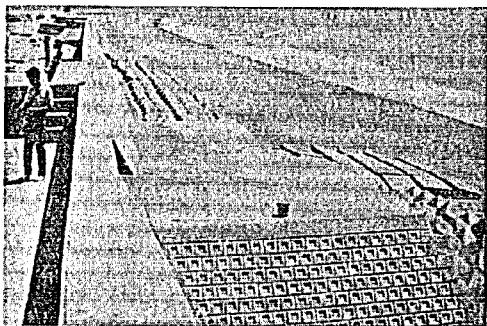
(a)



(b)

写真2 久枝海岸堤防

(厩 28. 1 付近) の破壊状況



(c)



(d)



写真-3 (a) 舟揚場から侵入した波による砂れきの流入状況



写真-3 (b) 舟揚場から侵入した波による
背後地の被災状況

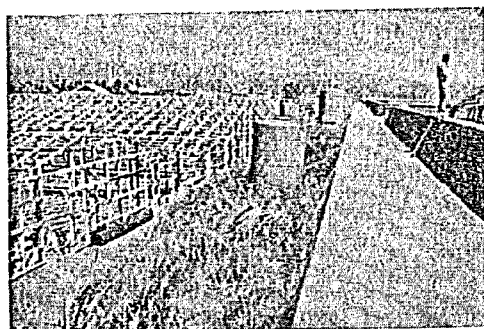


写真-4
前浜が広く、ほとんど越波のない
場合の裏のりの状況

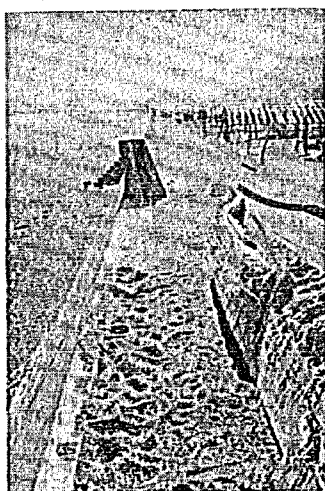


写真-5 (a) 波返しりの破壊状況



写真-5 (b)

め根固ブロックを投入していたが、洗堀が著しく、基礎のコンクリート矢板が露出しているのがみられる。

2. 海岸災害の水理的検討

先にのべたように、南国海岸の潮位は桂浜の潮位よりも、室津あるいは土佐清水の潮位に近いと推定されるが、どの程度の値であったか明瞭ではない。一方、波高の実測値は6.6mであ



写真-5 (c) 波返し転落とビニールハウスの破壊状況

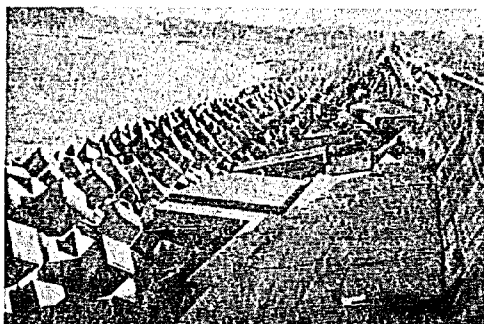


写真-6 (a) 種崎海岸堤防の破壊状況

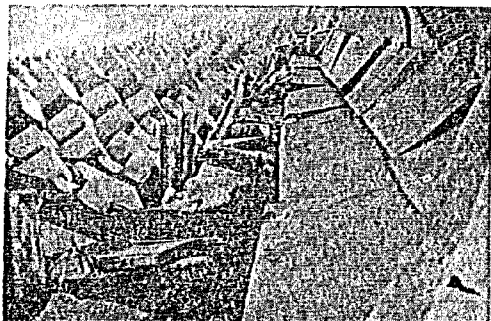


写真-6 (b)

台風によって生ずる風は気圧傾度による傾度風 V_g と台風の進行に伴う風 V_p の和によると考える。傾度風速はつぎのように表わされる。

$$V_{gr} = \frac{rf}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\rho r f^2} \cdot \frac{\alpha p}{\alpha r}} \right) \quad (2)$$

ここに r : 台風中心から風を求める地点までの距離, $f = w \sin \varphi$, w : 地球自転の角速度, $7.29 \times 10^{-5} \text{ 1/sec}$, φ : 緯度, ρ : 空気密度, 1000 mb , 15°C で $1.21 \times 10^{-3} \text{ g/cm}^3$, $\frac{\alpha p}{\alpha r}$: 気圧傾度

実際の風 V_g は $V_g = \alpha_1 \cdot V_{gr}$ とする。また、方向は等圧線に対して θ の角度をもって吹きこむと考える。 θ は一般に $20 \sim 30^\circ$ である。

台風による気圧分布は藤田の式によると考える。

るが、これは浅海波であるので沖波としてはもっと大きいことも予想される。

そこで、天気図から波の追算、波のうちあげ高の推定、波力の推定などを行なって堤防の越波状況、被害状況と比較して、潮位、波について検討するとともに、波返し破壊原因を調べてみた。

2-1 波の追算

図-1に示したような Fetch line を考えて、Wilson 法によって行なった。

$$P = P_{\infty} - \frac{a}{\sqrt{1 + \left(\frac{r}{r_0}\right)^2}} \quad (3)$$

ここに, p_{∞} : 台風の影響のない地点の気圧

a, r_0 : 定数

また, 進行に伴う風は台風の進行方向に吹き, つぎの値をとると考える。

$$V_p = \alpha_2 V_{pr} e^{-\beta r} \quad (4)$$

ここに, V_{pr} : 進行速度, α_2, β : 定数

波の推算には次式を使用した。

$$\frac{gH}{U^2} = 0.26 \tanh \left\{ 10^{-2} \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (5)$$

$$\frac{C}{U} = 1.40 \tanh \left\{ \frac{4.36}{10^2} \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (6)$$

ここに, H : 有義波高, U : 風速, F : 吹送距離, C : 波速

g : 重力の加速度

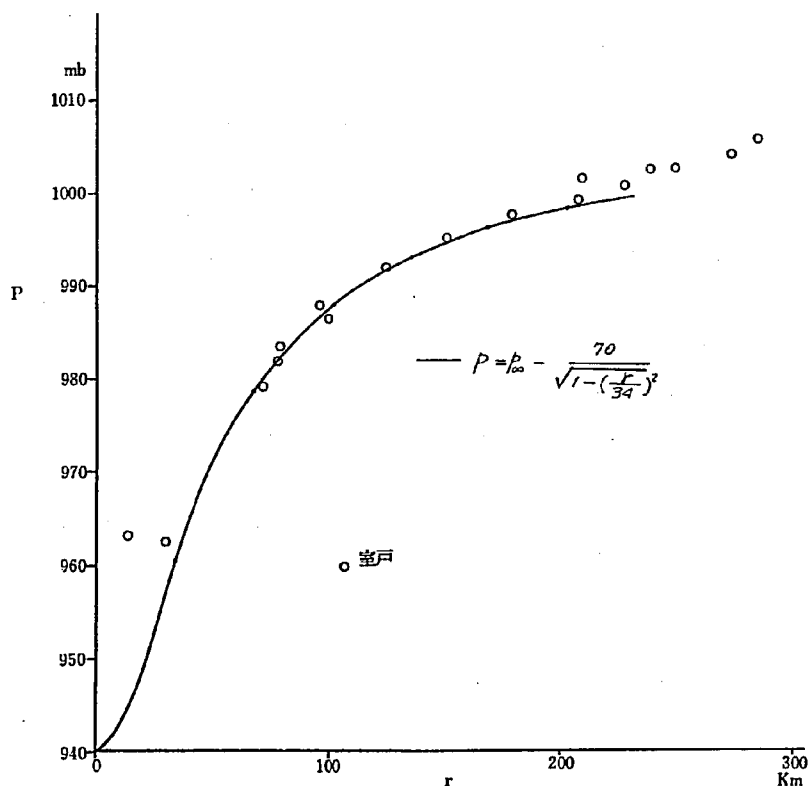


図-4 気圧分布 (高知) 台風 7010

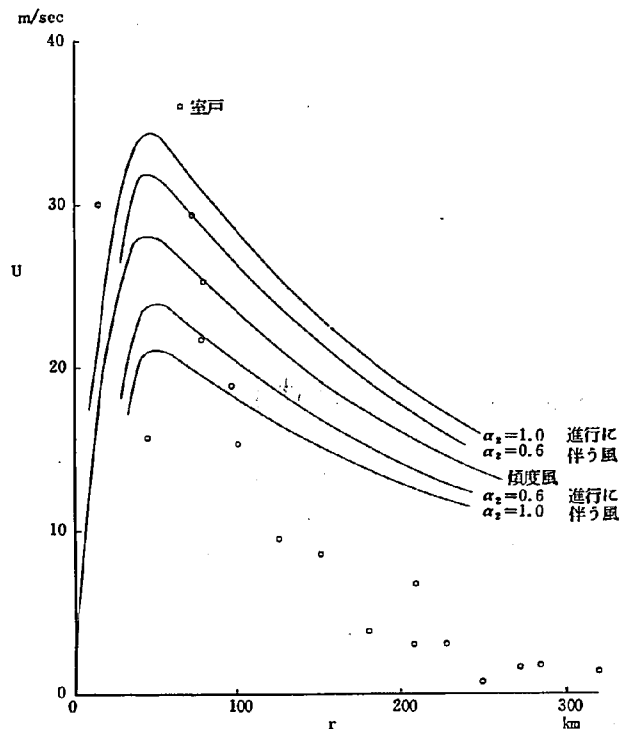


図-5 風速分布(高知)台風70'10

風速分布を求める際の(3), (4)式の定数は主として高知気象台の資料をもとにして求めた。気圧分布については、図-4に、風速分布については図-5に示されている。図-5では進行に伴う風を傾度風に加えた場合を合せて示してある。これらの図からそれぞれの定数はつぎのようになる。

$$\alpha_1 = 0.6, \quad \alpha_2 = 0.6, \quad \theta = 30^\circ$$

$$\beta = 5 \times 10^{-3} \text{ 1/Km}, \quad a = 70 \text{ mb}, \quad r_0 = 34 \text{ Km}$$

以上のようにして、南国海岸(浜田)における波を追算した結果は図-6のように示される。これによれば、8月21日8時頃、有義波高11m、周期16sec程度の波が来襲したことになる。

Wilson法の推算式の(5), (6), は、通常のSMB法の推算式よりやや値が大きい。最大波高が計算されたときの風速の計算値を調べてみると、吹送時間23hrで、その間16.4m/s ~ 25m/sの範囲で変化している。この風速を平均すると、約21m/sになるので、風速21m/s、吹送時間23hrとしてSMB法で計算すると

$$H = 8.6 \text{ m}, \quad T = 14 \text{ sec} \quad \text{となる。}$$

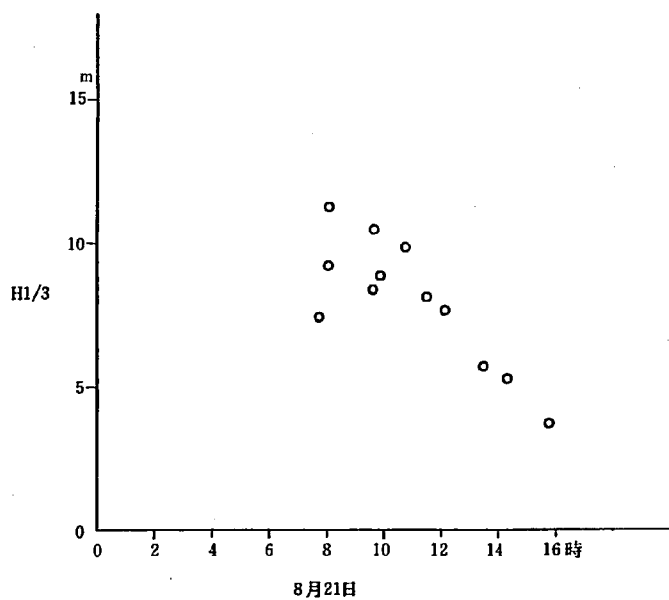
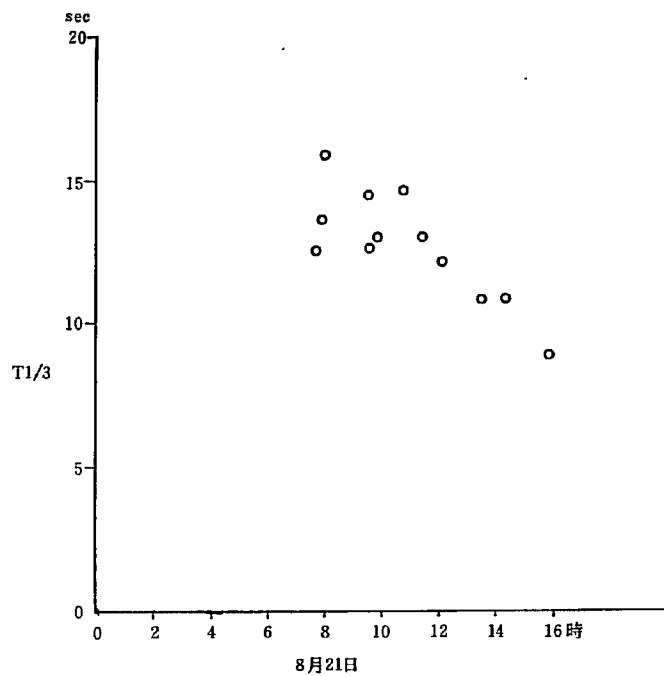


図-6 有義波高と周期 (高知) 台風 7010

2-2 うちあげ高の推定

海岸堤防の災害状況調査から、前浜が30m程度の場合は被害を生じ、70m以上の場合はほとんど越波がないことがわかった。そこで、汀線から堤防までの間については、表-4のように3種のモデルを選定し、うちあげ高を推定してみる。モデルⅠは被災箇所、モデルⅢは越波のない場所に相当し、モデルⅡはその中間的な場合である。汀線から海側については、深淺測量の結果から図-3の実線で示した海底を用いることにする。なお、堤防のりこう配は1割とする。

潮位はT.P+2mと3mとし、波の周期は12sec、14sec、16secとする。波高を種々変化させてうちあげ高を計算した結果を図-7に示す。沿岸砂州上の波高が8m以上になると、この上で波が砕けるので、沖波波高は8m以下とした。計算方法はSavilleの方法を用いた。

モデルⅠの結果によると、潮位がT.P+2mの場合、周期12secでは堤防上の越波高は1mとなる。この値から越波量を推定すると、 $0.05 \text{ m}^3/\text{mT}$ となって、越波量としては小さい。一方、周期が16secとなると、越波高が4m、越波量は $0.8 \text{ m}^3/\text{mT}$ で、両者とも相当に大きくなる。目撃者によると、越波高は2~3m程度のように思われるが、波は少し斜から入斜したことも考えると、周期14secの場合はうちあげ高がやや小さいように思われる。

潮位T.P+3mの場合は、どの周期でも越波高は3m以上となり、やや過大のように思われる。

モデルⅡの場合についてみると、潮位T.P+2m、周期14secと仮定すると、うちあげ高は8.5m程度でやや小さいように思われる。この場合の前浜長は50mである。

モデルⅢでは、T.P+3mでもT.P+2mでも越波は起らない。この場合は前浜が90mなので、実際にも越波はしていないと思われる。

以上の結果と偏差の計算値、波の追算値などを総合すると、一応つぎのようなことが推定される。

- (1) 潮位はT.P+3mよりも、室津の潮位T.P+2.4mに近い値であったと考えられる。
- (2) 波は、波高8~9m、周期14sec程度と推定される。

2-3 波返しに作用する波圧

波返しの被災箇所の堤防の形状、前浜の状況は図-8のとおりである。表のりこう配1割の堤防の上部に高さ1mの波返しが設置されている。この波返しは1割堤防の上に後からつぎ足したものである。

海浜およびりこう配は、うちあげ高の計算に用いたモデル1とはほぼ同じで、汀線付近のりこう配は1割である。

うちあげ高の計算結果から、うちあげ高が最大となる波高は5m前後なので、ここで

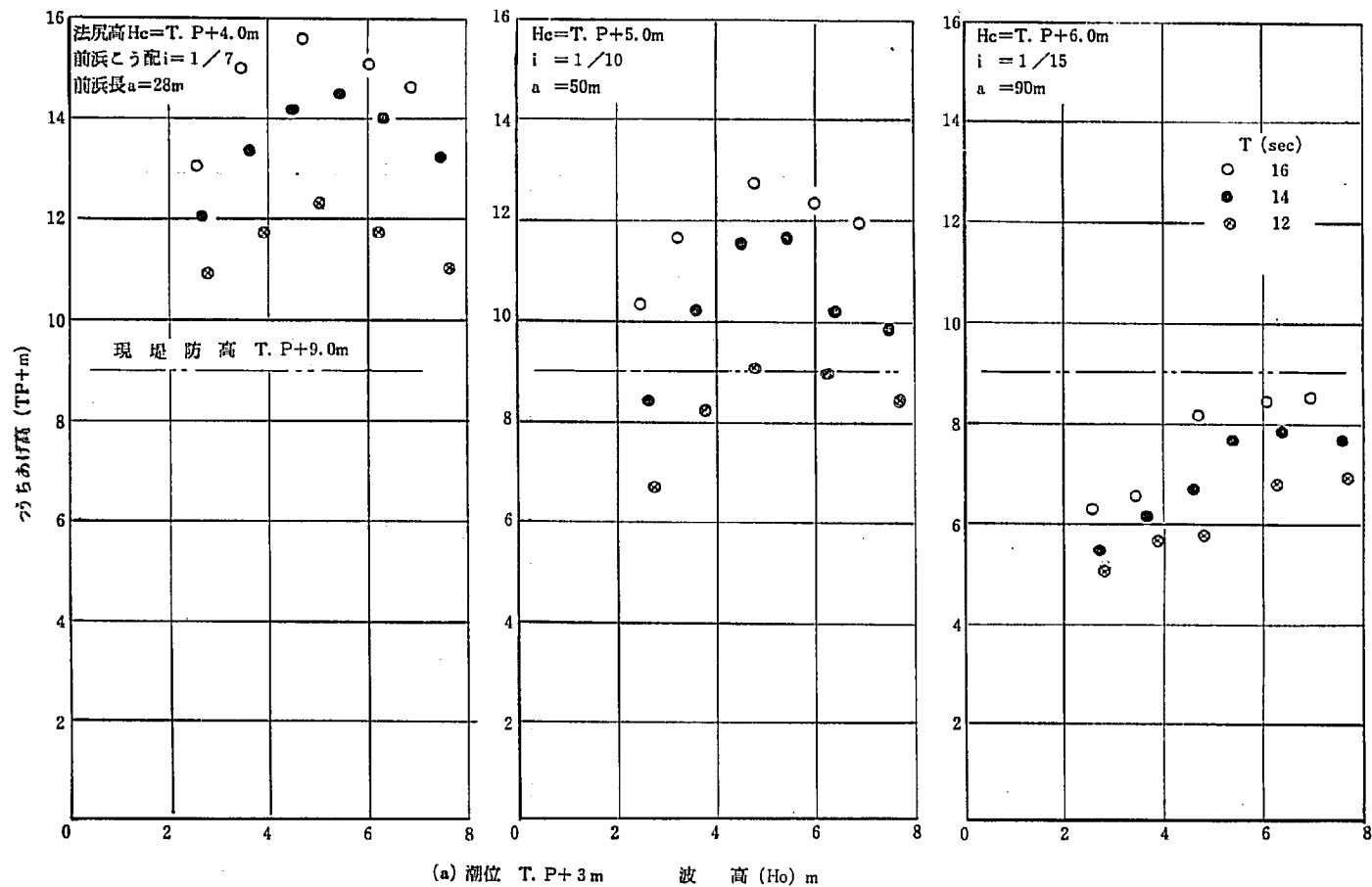
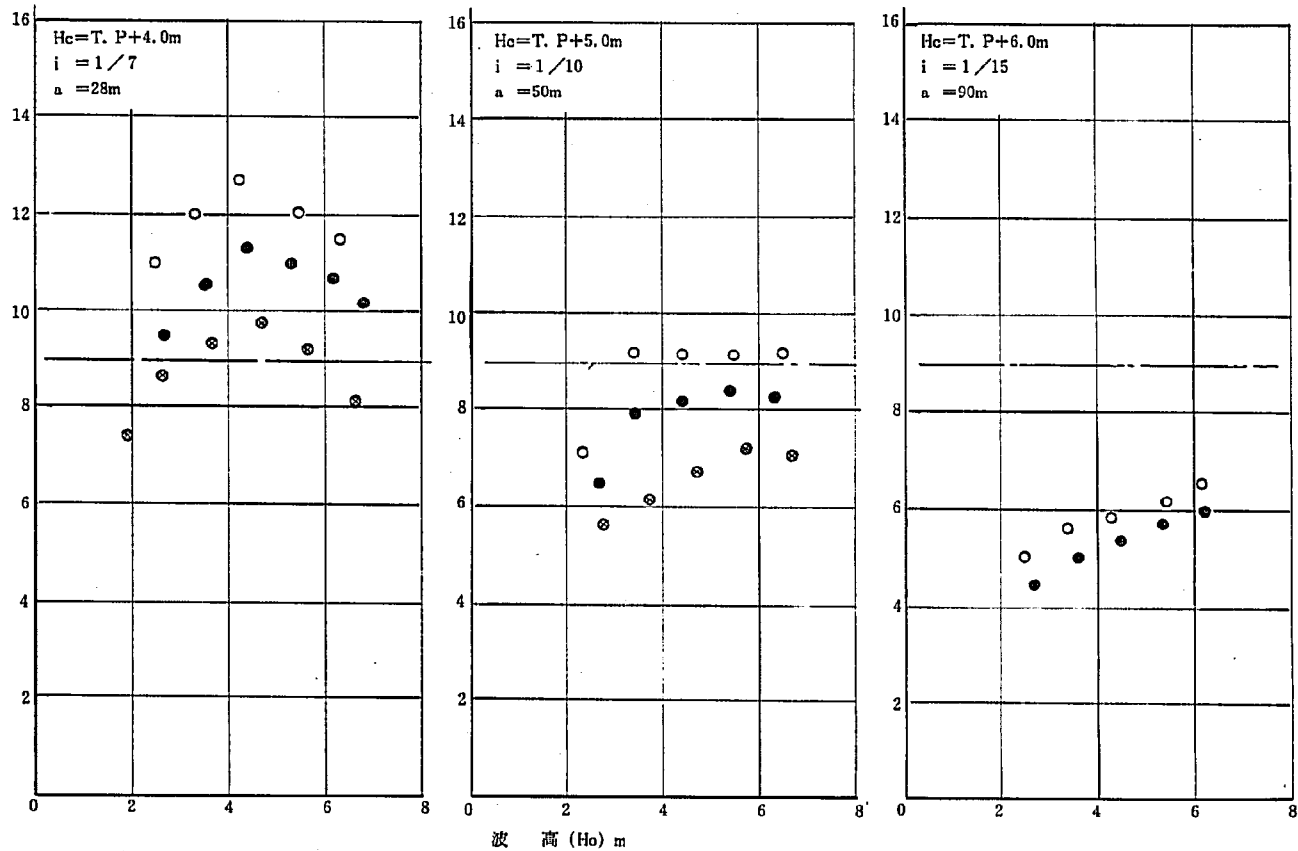


図-7 (a) うちあげ高の計算値



(b) 潮位 T. P. + 2 m

图-7 (b) 潮位 T. P. 2 m

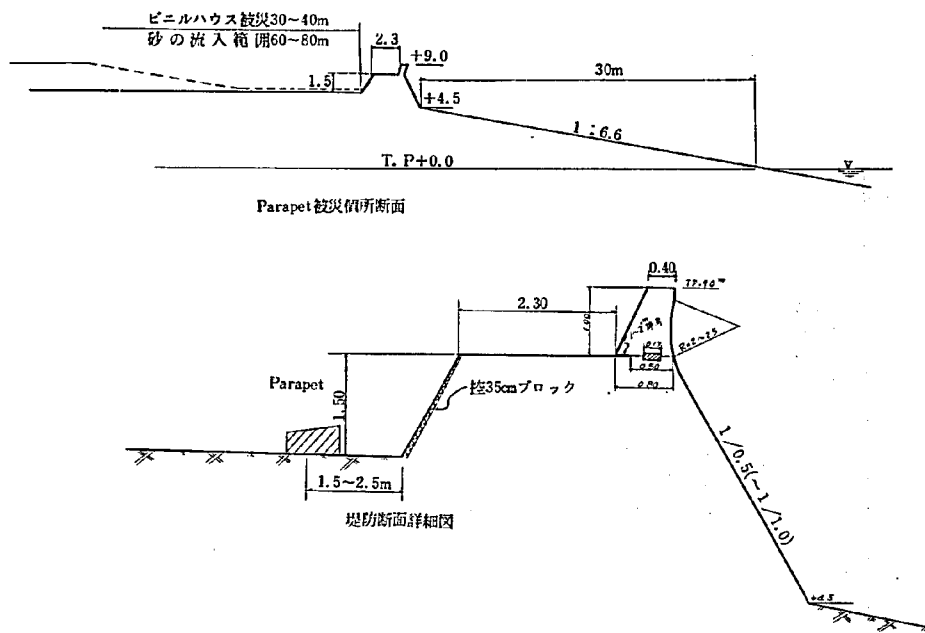


図-8 波返し被災個所の前波および堤防の形状

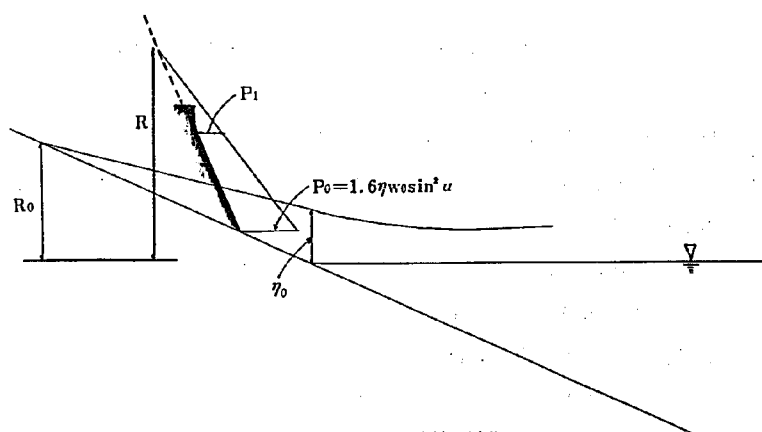


図-9 波圧の計算手順

は、波高は5mとして波圧を推定してみる。波圧の計算手順はつぎのとおりである。

- (1) 海底こう配 η_0 として、図-10を用いて汀線における波頂高を求める。この値を1.5倍(片こう配と両こう配のうちあげ高の比)して片こう配の値(η_0)とする。

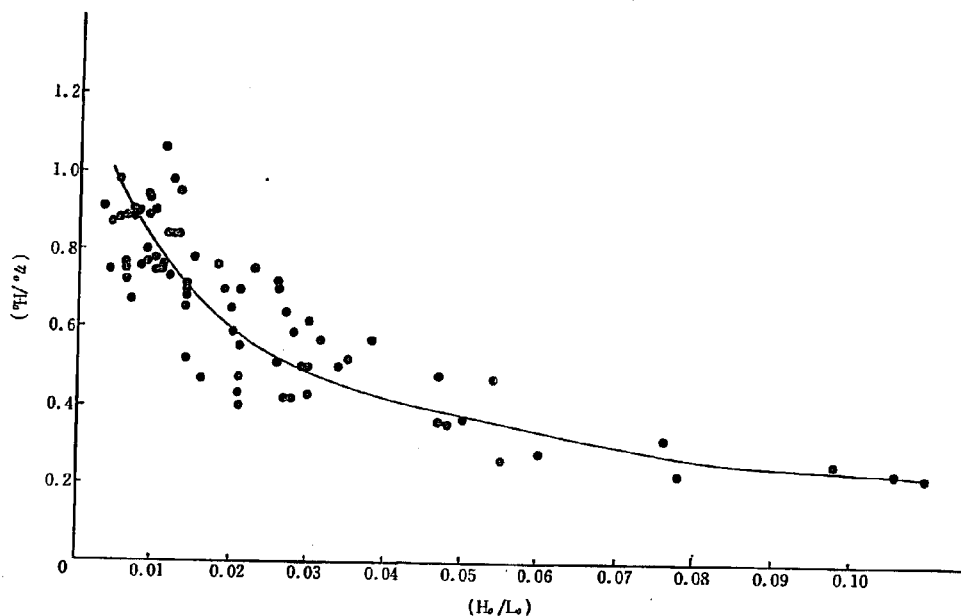


図-10 汀線における波頂高（海底こう配比）

- (2) $\frac{1}{2}$ こう配上のうちあげ高 (R_0) を求める。
- (3) (1), (2) から堤防の設置点における波頂高 (η) を求める。この場合, η は直線変化するものと仮定する。
- (4) 次式から堤防ののり先における波圧を計算する。

$$P_0 = 1.6 \eta w_0 \sin^2 \alpha \quad (7)$$

ここに, p_0 : のり先における波圧

η : 堤防の位置における波頂高

w_0 : 海水の単位体積重量

α : 堤防ののり面が水平面となす角

- (5) 堤防が無限に高いとして, 堤防上の波のうちあげ高を求める。
- (6) うちあげ高の頂部において, 波圧 0, のり先において(4)で求めた波圧を与える。その間は直線変化として波返しに作用する波圧を計算する。

堤防ののり先高を T.P+4.5 m, 潮位を T.P+2 m, 3 m として波返しに作用する波圧を計算した結果を表-5 に示す。この場合, P_1 は T.P+3 m の位置における波圧で, これが波返しの全高にわたって作用するものとする。

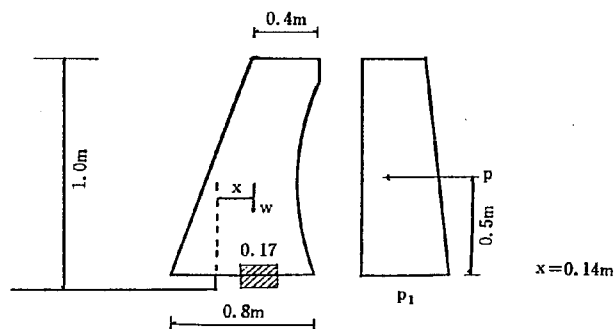


図-11 波返しの形状と作用力との関係

図 11 は波返しの形状とこれに作用する波圧を示したものである。これから抵抗モーメントを計算すると 0.19 t-m となる。この場合, 堤防の天ばが沈下し, 波返しの陸側の下部と約 30 cm にわたって離れていたため, モーメントの支点は, 波返しの陸側の下端から 30 cm 海側によった点とした。

表-5 のモーメントと抵抗を比較すると, 潮位 T.P+2 m, 周期 12 sec の場合でも, 波返しが堤体と付着していなければ転倒することになる。

もし, 幅 17 cm のほぞ部のみが完全に付着していたとして, 縁引張り応力を計算すると

$$\sigma = \frac{M}{I} y = \frac{0.6}{0.0106} \times 0.33 = 18.6 \text{ t/m}^2$$

これは, 潮位 T.P+2 m, 周期 14 sec の場合であるが, 一層きびしい条件でも許容値よりはるかに小さいことがわかる。

また, ほぞ部のせん断応力を計算すると

$$\tau = \frac{P}{A} = \frac{1.2}{0.17} = 7.1 \text{ t/m}^2$$

この場合も許容値よりはるかに小さいことが認められる。

したがって波返しの災害原因は, 堤体と波返しとが付着していなかったことによるものと思われる。写真-5 をみても, 波返しと堤体との付着はほとんどなかったことが推定される。

表-4 うちあげ高の計算に用いた海浜モデル

モデル	浜こう配	堤防のり先高
I	1/7	T.P+4 m
II	1/10	5
III	1/15	6

表-5 波返しに作用する波圧とモーメント

T.P+2 m

T	η_0	η'_0	R	R_0	η	P_0	P_1	M
16 sec	3.7 m	5.6 m	13.5 m	6.75 m	3.5 m	2.8 t/m ²	1.7 t/m ²	0.85 t-m
14	3.3	5.0	12	6.25	2.9	2.3	1.2	0.6
12	2.9	4.4	11	5	2.2	1.8	0.7	0.35

T.P+3 m

T	η_0	η'_0	R	R_0	η	P_0	P_1	M
16 sec	3.7 m	5.6 m	15.5 m	6.75 m	4.5 m	3.6 t/m ²	2.4 t/m ²	1.2 t-m
14	3.3	5.0	15.1	6.25	3.9	3.1	2.0	1.0
12	2.9	4.4	14	5	3.1	2.5	1.6	0.8

$\eta'_0 = 1.5 \eta_0$ (η_0 浜こう配における汀線の波頂高)

$P_0 = 1.6 \eta w_0 \sin^2 \alpha$ ($\alpha = 45^\circ$)

3. 結 論

以上のべてきた調査結果には、なお不明確な点があり、今後の検討にまたなければならない面も残されているが、一応その結果を要約するとつぎのとおりである。

- (1) 南国海岸における偏差は、桂浜のものよりかなり小さいと推定される。定量的には、現在模型実験により検討中である。
- (2) 来襲沖波は桂浜沖における観測値より大きく、波高 8 ~ 9 m, 周期 14 sec 程度と推定される。
- (3) 堤防の天ば、裏のりが被災した個所の中には平面的に見て隅角部状の形をなしており、波の集中があったと推定される場合が目についた。今後の計画においては、十分注意すべきである。
- (4) 舟揚場の角落しの破壊により背後地の被害が大きくなっている場所が多くみられた。舟揚場は堤防をこえる形にするのが望ましいと思われる。
- (5) 波返しの破壊は、堤体との付着がほとんどなかったことが原因と考えられる。
- (6) 波が海岸線に対し斜めに入斜しているので、堤防前面の洗掘やブロックの沈下などはほとんどみられなかった。

第2編 浦戸湾沿岸の高潮災害とその水理的検討および 物部川の橋梁被災

1. 浦戸湾沿岸の浸水状況

1-1 浦戸湾の水位記録

昭和 45 年 8 月 21 日台風 10 号の通過とともに、高知市内の河川堤防を越流した水、久万川堤防破堤による水は、雨水流入とあいまって、図-1 に示すようにもともと地盤高の低くてしかも防潮堤に守られた高知市中心部をほぼ全域にわたって浸水させ、長いところでは 8 月 25 日まで浸水が（田畑の浸水は以後も続いた）続いた。このため商工関係の被害が他の被害（家屋、土木施設、農産物）にくらべて非常に大きくなったといわれる。このように広範囲に高知市主要部が浸水してしまった原因の背景（事実の確認）を、調査した資料をもとに検討してみる。

8 月 26 日の踏査で、浦戸湾の検潮記録ならびに排水機場における水位記録を出来る限り収集した。また市内数ヶ所における最高水位痕跡を集めた。収集できた浦戸湾内外の検潮記録および江の口川水門における、時間水位記録の概要は次表の通りである。

表 1

水位観測所名 (検潮所名)	最高潮位(米)	発 生 時 刻	摘 要
桂 浜	T.P. 2.91m	8 月 21 日 8 時 50 分	9 時以降欠測（検潮器故障）
横 浜	2.60	9 時 15 分	まだ水位が上昇したような形跡がある
石 油 基 地	2.38	8 時 30 分	停電のため 8 時 30 分で記録ストップ水位はまだ上昇中
五 台 山 橋	2.38	"	"
港 町	2.63	不 明	19 日 14 時～21 日 15 時 30 分まで欠測ピーク潮位のみ記録
若 松 町	2.58	8 時 30 分～9 時 00 分間	同水位を連続して記録
本 江 田			基準高不明瞭
江の口水門(内)	2.40	11 時 00 分	11 時 00 分以降の記録なし
江の口水門(湾)	3.20	8 時 52 分	11 時 00 分まで記録があるが基準高に不審な点が見られる。

脚注 米) この報告ではすべて D.L と T.P との差を 1.319 m として換算した。その後この値は 1.09m と修正されたので、最高潮位は上表の値より 0.23m 高くなる。その後の調査により、江の口水門（湾）の最高潮位は T.P. 3.00 m に変更された。

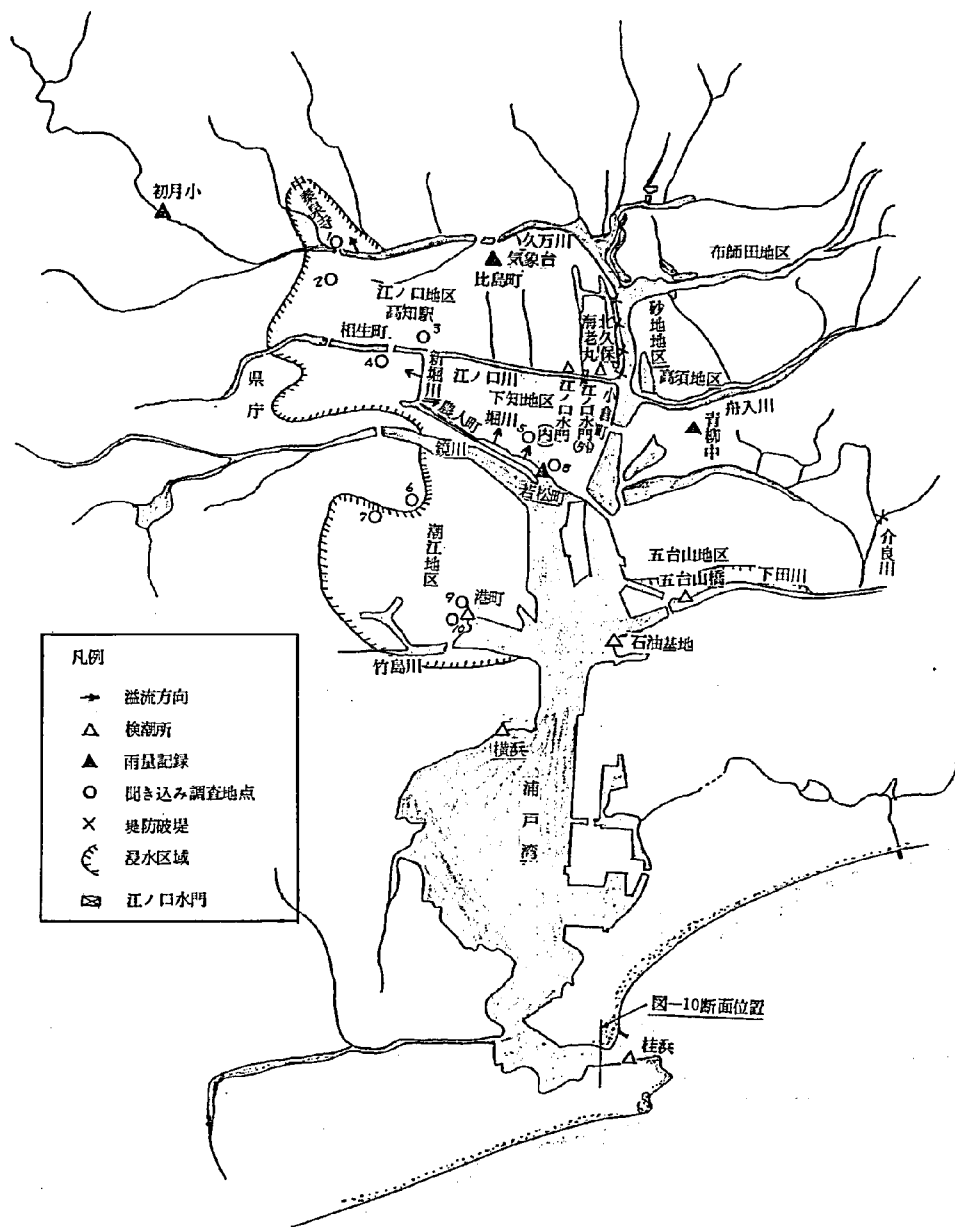


図-1 浦戸湾平面図

水位観測所（検潮所）の位置を図-1に示す。

市内における浸水深調査は、作業日数、作業人員の関係で多くの場所を網羅して調査することはできなかったが、図-1に示すような11ヶ所で民家に立ち寄り最高水位痕跡、浸水のはじまった時刻、ピーク水位の時刻、水の引いた時刻および浸水した水の流れてきた方向などを聴取した。家屋内の時間水位の記録を、記念に柱に刻みこんだ家が一軒あったが、他の多くは浸水時刻などに不明瞭な点があった。最高水位痕跡に、1/2500平面図より推定した地盤高と加えあわせて、浸水の水位を推定した。図中の数字は痕跡水位を、括弧内の数字は浸水深さを、矢印は浸水の初期の水の流れてきた経路および浸水開始および終了した時刻を示す。

各地点の潮位観測結果より、浦戸湾内の潮位と、その発生時刻をプロットすると図-2のようになる。横軸は湾口からの距離、縦軸はT.P.で表わした潮位である。午前8時ころまでは、湾内の潮位が外海より高い結果となっているが、現地の基準高や読取時刻の問題、あるいは風波が含まれているかも知れないといったことがあるがチェックの時間がないので、生のデーターをそのまま使用した。各観測所の時間毎の潮位にはそう大きなバラツキはないから、各点潮位の平均値が、台風10号通過時の浦戸湾内の平均水面の位置と見なしてよいであろう。

平常時には、浦戸湾内の水位変動は、外海の変動に対して位相のズレはほとんどなく、また振巾もほぼ外潮位と同じであるとされているが（1953年、運輸技術研究所報告）、これは図-3の台風来襲以前（8月20日）の桂浜（浦戸湾外）と、浦戸湾内の若松町の潮位を比較しても確かめられる。すなわち平常時には（あるいは推定潮位は）浦戸湾内の上昇水位は、高々T.P. 0.90m程度であり、10号台風ではこれが8月21日午前8時～9時の間に一挙にT.P. 2.60mにも上昇した。これが‘異常’な高潮であったかどうかは、なお厳密な解析結果を待たねばならないから、ここでは浦戸湾内で最高T.P. 2.60mを超える潮位（風波や、吹き寄せも含まれておろう）が発生したという事実を確認するにとどめる。

このような浦戸湾の潮位の上昇は、沿岸一帯および水門のない内陸河川にまわり込み、潮位上昇とともに堤防高の低いところより順次堤内地へ容赦なく流れ込む結果となる。つぎにしばらく、高知市中心部の浸水状況について、収集した資料よりの推定を試みる。

1-2 堀川および新堀川よりの越流

8月21日午前、浦戸湾の潮位が徐々に上昇するにつれて、とくに堤防高の低い新堀川左右岸（最低堤防高は高知県の測量結果によればT.P. 1.697mである。以下堤防高は天端高を意味し、県の測量結果および筆者が1/2500平面図より推定した値を用いてある）は真先に溢水をうけ、堤内流入が始まった場所と思われる。表-2の若

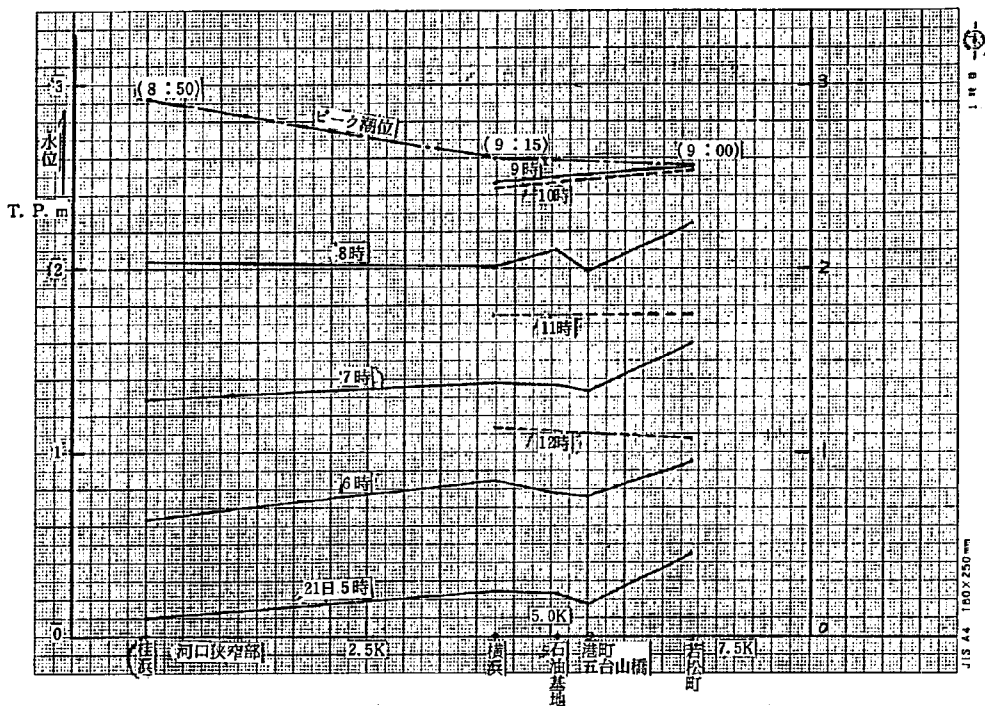


図-2 45. 8. 21 浦戸湾内水位

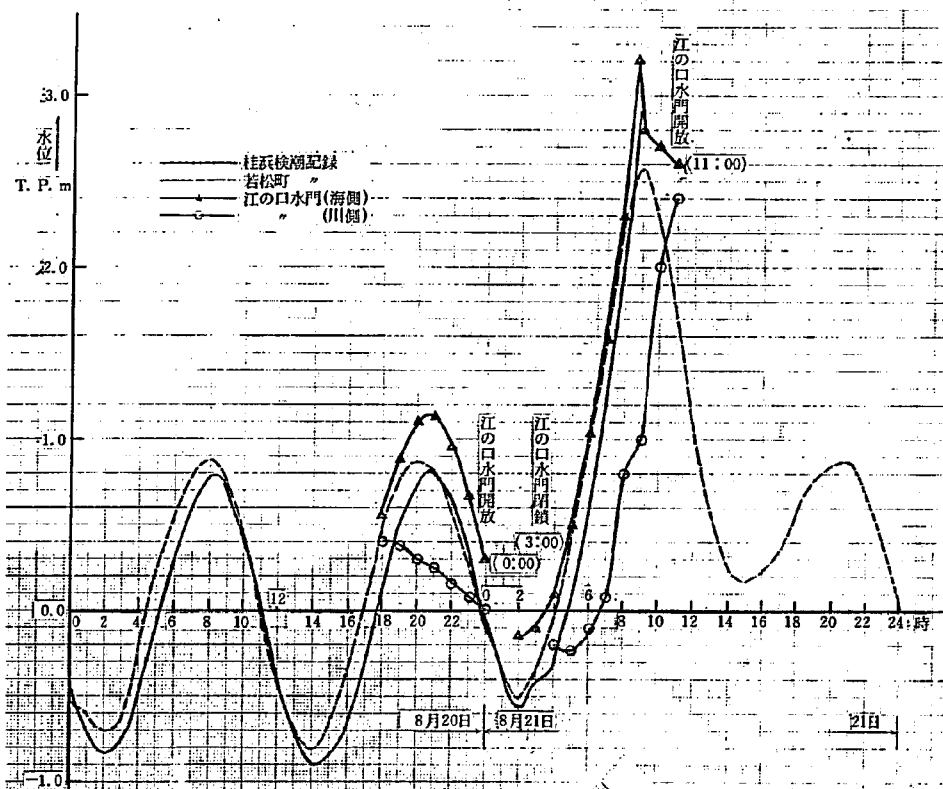
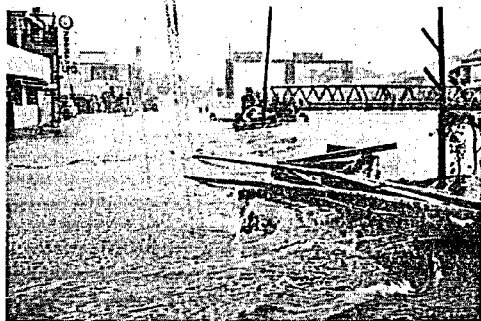


図-3 潮位変動記録

松町検潮位数値表（検潮記録より読みとった数値で、T.P. に換算してあり、浦戸湾の時間的な平均水面の位置をあらわすものと仮定しておく）より見れば、新堀川では 21 日朝 7 時 10 分に T.P. 1.70 m の水位となり、堤内流入が始まったであろう。

これをいち早く察知した高知県耕地課の職員の 1 人は、7 時 30 分（後で思いだしてもらった時刻で若干の前後はある）に新堀川堤防上を約 20 cm の水深で越流している有様を見事に写真にとらえている（写真 1）なおこの場所では、はっきりした堤防はなく、



写真－1 新堀川水門 21 日朝 7 時

表－2 8 月 21 日若松町潮位

時 刻	潮位 T.P.m	時 刻	潮位 T.P.m	時 刻	潮位 T.P.m
6 時 00 分	1. 00	8 時 00 分	2. 26	10 時 00 分	2. 28
12	1. 10	12	2. 35	12	2. 18
24	1. 22	24	2. 42	24	2. 07
36	1. 33	36	2. 48	36	1. 96
48	1. 46	48	2. 53	48	1. 83
7 時 00 分	1. 60	9 時 00 分	2. 57	11 時 00 分	1. 73
12	1. 76	12	2. 54	12	1. 61
24	1. 90	24	2. 49	24	1. 48
36	2. 02	36	2. 43	36	1. 36
48	2. 15	48	2. 37	48	1. 22

脚注 検潮記録の写しより読み取り、1.319 m を引いて T.P. の潮位に換算したもので若干の読み取り誤差が含まれる。

河岸は地盤（道路）と同じ位の高さである。新堀川と江の口川との接点には水門が設置してあるが、前記県職員は写真撮影時点（21日7時30分頃）で新堀川と江の口川の間には約1mの水位差があり、新堀川が高かったと述べている。水位記録によれば、7時30分には新堀川（浦戸湾と同水位と考えて）T.P.1.96m、江の口川T.P.0.30mで水位差は約1.60mである。証言の内容は、当時目測で、調査班が聞きだしたのが5日後であったので、この誤差は仕方がない。これらのことから(1) 新堀川の水位は、若松町のそれとほぼ時を同じくして上昇した。(2) 新堀川・江の口川間の水門は全閉の状態であった。(3) 江の口川水門も全閉であった。(4) 江の口川への河川流量は少なかった。などが事実としてあげられる。

浦戸湾につながる堀川、さらにそれにつながる新堀川の内陸水路が、浦戸湾の水位とまったく同様に上昇したこと、およびそのような場所で防潮堤の高さが不備であったということは、今回の市内の浸水に大きな意味をもっているといわなければならない。

さらに午前8時00分になると、浦戸湾の潮位はT.P.2.26mと推定される。この間新堀川では溢水が続くが（なお浦戸湾の潮位は午前11時00分にやっとT.P.1.73mに低下したので、新堀川では実に7時10分～11時00分の長時間溢水が続き、堤内地盤高が±0m位のため堤内水位が上昇し続けたと推定される）、8時00分になると堀川の農人町付近の左右岸堤防高がT.P.1.749m（最低）～2.343m（最高）であるので、この区間からも溢水が始まったと思われる。この区間ではT.P.2.20～2.30mの天端高の堤防がほとんどであり、その後の潮位上昇とともに全面越流となったと推定されるが、越流した形跡をみて感じられることはつぎのようである。(1) 堤防（防潮堤）のところどころに巾1m高さ0.4m位の切欠があることで、これは小船から出入りしたりするのに必要なものであろうが、当日早朝果たしてこの切欠へ角落しをはめ込む時間的余裕があっただろうか、あるいは万一に備えて角落しが用意されていたかという点である。（写真-2）もし角落しをはめ込んでなければ、この切欠部はT.P.2.20m-0.40m

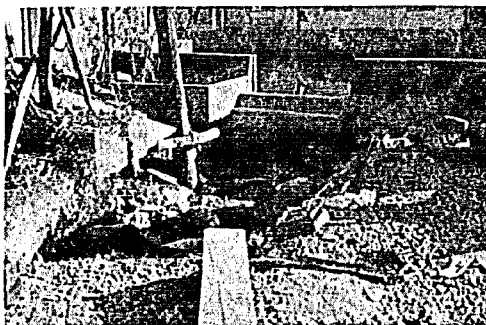


写真-2 堀川防波堤切欠部

＝T.P.1.80m の高さしかないから、新堀川の越流とほぼ時を同じくして越流を開始したはずである。この切欠の場所では、越流した水が堤防の裏側を洗掘しており、そういうところが十ヶ所位あり、写真に記録してある。(2) 潮位が上昇し風も強かったので、100トン位の船が堤防のあちこちに衝突し、堤防を破壊したあとが見られた。これも越流を助長したと思われるが、こうした船舶の衝突を考慮した防潮堤の構造設計が考えられていたのだろうか。(3) 堀川の下流若松町(左岸側)では、現在つくりかけの比較的高い堤防(天端高T.P.2.877m～2.909m、若松町の検潮所もこの堤防の高いところへ設置されている)があるが、その末端に堤防工事着手ヶ所(工事中で鋼矢板のみ水面下に打ち込んであった)および船の荷揚場があったことである。荷揚場の高さはT.P.2.40m程度と推定されるので、それとほぼ同じ地盤高であったと思われる工事着手ヶ所は、越流によって土砂が運び去られ、地盤がT.P.2.90mの堤防より約1m低下していた。(写真-3, 4, 5, 6)。

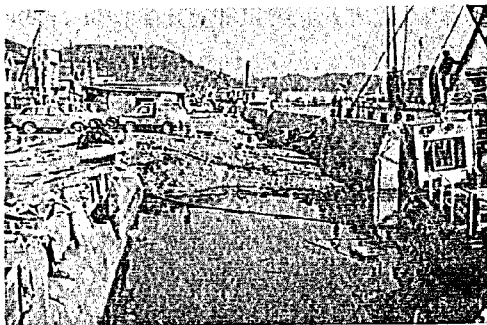


写真-3 工事ヶ所(若松町)

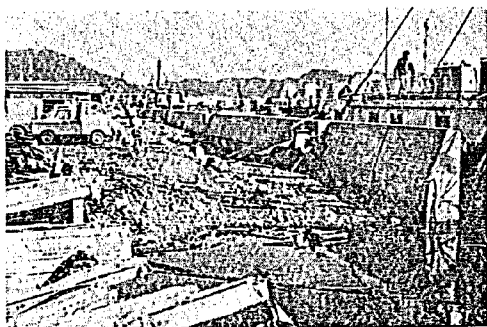


写真-4 工事ヶ所

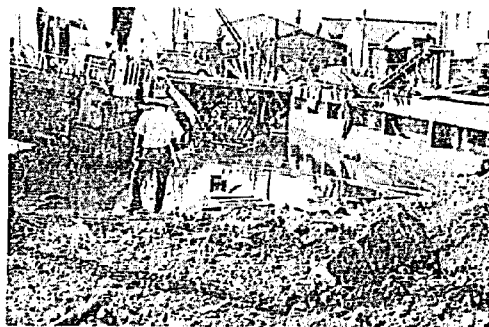


写真-5 工事ヶ所

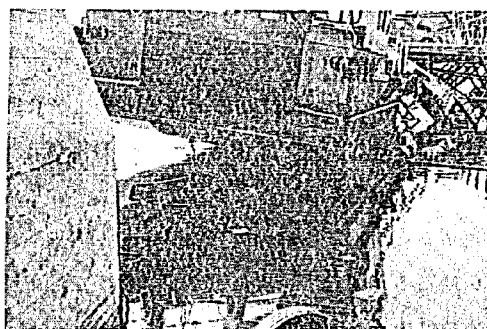


写真-6 工事ヶ所詳細

その後の潮位上昇を考えると、堀川新堀川の堤防で越流を免れたのは若松町のT.P. 2.90mの堤防だけ（若松町は背後からまわりこんだ水で浸水）であり、越流した左右岸の堤防延長は約3,300 mになる。

以上をまとめてみれば、堀川新堀川関係では、今回の異常潮位に対して堤防の絶対高が不足していたことに、浸水の根本原因があり、しかも切欠部分の角落しの不備や、荷揚場が低く背後の防潮堤などの施設が考えられていなかったことが越流水量を助長させたと思われる。またこれらの堤防で守られた堤内地盤高が低く、越流した水は全部市中心部へ吸いこまれていき、長期間の浸水のもととなった。

1-3 江の口川水位上昇と江の口地区の浸水

前述のように、江の口川は浦戸湾の潮位に対して周囲を閉ざされた形になっているが、図-3から分かるように、21日午前5時20分より外潮位に対して約2時間40分遅れて上昇を続け、11時ごろがT.P. 2.40mのピークとなっている。11時以降の記

録はない。1/50,000の平面図(国土地理院発行)よりみると、江の口川の流域はほとんどが高低差の少ない市内のみ(市内排水河川?)であって、しかも流域にあたる市内の大半は浸水していたので雨水流出は考え難い。したがって江の口川水位を上昇させた水は、(イ) 下知地区を浸水させた水が江の口川に「排水」されたもの、(ロ) 久万川堤防欠壊によって江の口川左岸側を浸水させた水が江の口川に「排水」されたもの、の2つがあげられる。(イ)は江の口川の初期の水位上昇(およそ7時~8時すぎまで)にあずかったもので、8時すぎ以降は(イ)と(ロ)とが重なり合ったと思われる。図-3の江の口川水位(河川内)の動きをみると、21日7時ころより(イ)の原因によって水位が上昇し、外潮位のピーク9時00分には、まだ水位はT.P.1.00mに過ぎない。

9時00分より急激に水位が上昇したのは(ロ)の原因も含まれていると推定される。外潮位と江の口川水位とが一致する時刻は10時10分頃であるが、10時10分~11時の間にさらに江の口川水位が上昇しているのは、付近の浸水水位と同じ水位にまで江の口川へ排水されてきたと考えるのが普通で、それに若干の雨水流出がプラスされたと推定される。江の口川水門の水位計の基準高がたとえ少し狂っていたとしても、江の口川の水位上昇は上のような原因であると推定される。一部の新聞報道あるいは相生町へ聞き込み調査へいったとき、江の口川が氾濫し、江の口川から水が流れてきたということであるが、江の口川の水位上昇が上のような原因であり、堀川や新堀川の場合と状況が少し異なるので注意を要する。なお相生町の聞き込み調査地点では、午前9時ごろ浸水がはじまり、10時ごろが最高で、そのとき浸水深が地盤上約1.20mあり、地盤高と合わせると浸水の水位はT.P.2.40m程度となり、江の口川より1時間早めに最高水位T.P.2.40mに達している。

久万川(国分川)右岸の海老丸や北久保地区の堤防は天端高がT.P.2.792~3.273mであるから、水深の大きな越流は考えられないが、風波による越波などで、堤防の裏法から洗掘され、3ヶ所で完全に破堤した。破堤は1カ所約50mにおよんだ。破堤時刻は明瞭でないが(当然午前9時前後)、高潮は破堤ヶ所を通過して地盤高がT.P.-0.50m程度の低い海老丸や北久保地区へなだれ込み、比島町地区や国鉄高知駅付近を含む江の口地区の浸水の大きな原因になった。久万川堤防の破堤状況については後に推定する。

1-4 棧橋地区(潮江地区)、五台山地区

棧橋地区では、鏡川沿いの堤防高がT.P.3.282~T.P.3.594mと非常に高いので、堤防からの水の侵入は考えられない。したがって堤防の比較的低い高知港港町(聞き込み調査によるとT.P.3.10mまで痕跡(家屋内)で浸水があった。浸水深は約1.20m)および竹島川沿いの堤防(天端高はT.P.2.479~2.547m)から流入してきた水による浸水と推定される。

五台山地区では、下田川沿いの堤防天端高の低いところ(右岸T.P.2.211m~2.487m

左岸 2.607 m (最低) から越流した。また介良川左岸の破堤により相当範囲が浸水した。介良川破堤については後に検討する。

1-5 中秦泉寺地区の浸水(番号1)

久万川左岸愛宕山の南の地区にある建設省宿舍の浸水状況について述べる。ある官舎へ行って最高水位を教えてもらったが、そこでは朝9時ごろ地盤上約1.20 m浸水した。1/2500 平面図よりひろった地盤高と合わせると、浸水水位は約T.P. 3.40 mとなる。9時ごろ裏手の山の方(久万川と反対方向)から水が流れてきてアッという間に浸水し、12時ごろ完全に引いたということであったが、久万川の水位は浦戸湾内の同一であるから最高水位は、9時にT.P. 2.60 m程度だから、浸水位T.P. 3.40 m はいかにも高い。

この大体の原因を調べるため、この地区をとり囲むような形の小水路2本(河川)を調査した。これらの小水路と久万川との合流点は、1本の水路は腐食してこわれた観音びらきの水門(木製)があったが(写真-7)、他の水路では水門もなにもなかった。(写真-8)したがって久万川の水位が上昇すれば、これらの小水路へどんどん逆流が



写真-7 中秦泉寺地区(左側の水門にこわれた木製扉が見える)



写真-8 中秦泉寺地区

起こることになる。この付近の地盤高はT.P.220m（堤防なし）であるので、浦戸湾の潮位がこの地盤高をこえた8時以降には、久万川から防潮水門のこわれたところを経て、浸水がはじまったものと推定できる。ただ浸水水位が高すぎるが、これは久万川から逆流しているところへ、すぐ背後の山からかなりの流出が重なり、水路からあふれた水がふえて浸水が大きくなったとも考えられる。12時ごろには、サッと水が引いたそうである。

ここでも浸水の主たる原因は高潮である。また有効に作用するはずの防潮水門がこわれている（外水位が高くなって壊れたのではなく、以前から腐食して壊れている状況であった）のでは、堤内側は無防備の状態であるから、地盤高を越える潮位に対してはまったくお手上げとなる。近年かかる災害の経験のない高知市では、防潮水門の腐食も全然気にならなかったのであろうが、筆者にとっては今回の災害をみてはじめて、「災害は忘れたころにやってくる」という言葉の意味が分かってこような気がした。

1-6 久万川堤防の破壊

台風10号通過によって、久万川右岸堤防は図-1に示すように3ヶ所で完全破堤した。またすぐ近くの江の口川の1ヶ所でもこわれた。これらは比島地区等の長期浸水の直接原因となった。

久万川右岸堤防の破壊の様子を写真9、10、11に示す。破堤開口した場所は、開口巾が1ヶ所約50mで、調査班は行く手をはばまれて1ヶ所しか観察することができなかった。写真-9は開口した場所の状況であり、左側が比島地区で26日正午ごろ最深部



写真-9 久万川堤防（裏法洗掘 右が浦戸湾）

はなお約2mの浸水深であり、ほとんど田畑と思われる。同写真の手前の方に、裏法面および天端近くが堤内側から洗掘されはじめている。このように天端の後半分がけずり取られているような場所が、われわれの歩いた約300mの間に数ヶ所あった。写真10は左側が堤内で、右が堤外であり、裏法と表法が洗掘されて天端は僅かしか残っていない



写真-10 久万川堤防（裏法の洗掘状況）

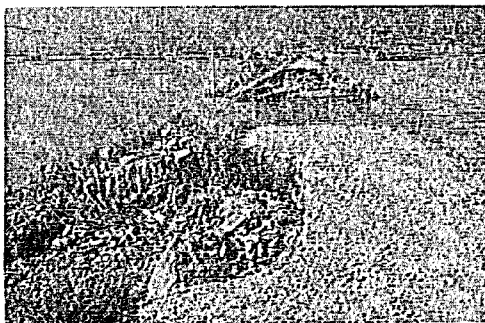


写真-11 久万川堤防（裏法洗掘と完全破堤，左側堤内，右側堤外）

い。写真-11は、主として風波によって表法が洗掘された状況を示す。表法洗掘は久万川右岸全体にわたっている。これら3枚の写真は今回の破堤の順序を明瞭に示してくれるもので、もし高潮位と風の継続時間がもう少し長びけば、復旧の見通しのたため位、全部破堤ということになったかも知れないと思われる。

写真-9, 10, 11に見られる堤防天端高は、T.P. 2.792m～2.957mであり、最高潮位はT.P. 2.60mであるから、天端より約0.2～0.3m下にまで潮位か上ったことになる。写真-11の表法のモルタルは天端より0.7m位下にあるから、潮位は無保護の表法の位置にあり、風波は自由に表法を洗掘したと思われる。台風10号による風向きが、高潮時にはS E方向であり、久万川堤防は風下側にあたる。

21日朝8時、前記県職員は風雨の強い中を江の口水門下流の右岸側にたどり着き、

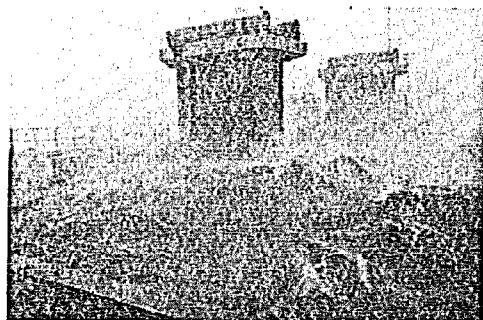


写真-12 江の口水門（21日朝8時浦戸湾側より）

「決死的」に写真-12を撮影した。手前の風波の激しいのが湾側であるが、風波の波高は約40～50cmと推定される。このときの潮位は図-3より見れば、T.P.2.00 m程度（記録より見るとT.P.2.30 mであるが基準高が約0.25狂っていると思われるのでT.P.2.00 mと推定した）である。9時ごろにはさらに潮位も上がり風も強くなったので、この写真-12より大きな風波が発生し、江の口水門のすぐ近くにある久万川堤防に寄せてきて、写真-11等の表法洗掘と天端を越波するにいたったと推定される。江の口川を隔て同じ風下側の下知地区小倉町付近は、堤防高がT.P.3.788 m～4.196 mでバラベツト構造であったので越波程度であったろう。逆に久万川左岸で風上側の砂地地区の堤防は、写真-9～11と同じ構造であったにもかかわらず、右岸側から望見したところでは表法の洗掘も見られないし、破堤もしていない。

以上の検討により、久万川右岸堤防破堤の原因は、高潮とS Eの風による吹き寄せの上に、風波が激しくて越波量が増しあるいは少量の越流が加わったことにあると思われる。表法の風波による洗掘は、堤防破堤時間を相当早めたといわざるを得ない。今回が異常な高潮であったとはいえ、吹送距離の長くなるような場所の堤防は、全面を保護する構造でなければならない。

江の口川左岸の破堤ヶ所は、8月26日現在矢板工法によって仮締切が終了していた（写真-13）。久万川と同様な破堤原因と推定される。

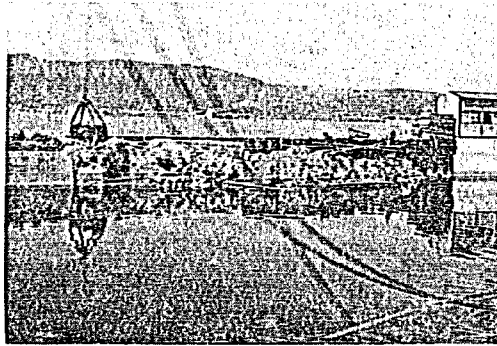


写真-13 江の口川左岸破堤仮締切終了

1-7 介良川左岸堤防破堤

介良川は下田川へ合流する巾約5mの小さな川である。合流点より約1km上流の左岸側(図-1参照)が、約10mにわたって破堤した。8月26日にはすでに土のうによる仮締切が終了していた。写真-14は下流側右岸より決壊地点を撮影したもので、後の煙突は塵埃焼却場のものである。塵埃焼却場は跡かたもなく流失してしまったという。またすぐ上流側には建設して間もない焼却場へ渡るプレートガーダ橋とコンクリート製の橋台がある。この地点が破堤した原因ははっきりしないが、わん曲部の内側なので、流れによるものとは考えられない。したがってつぎのような原因が考えられる。

- (1) 欠壊地点の堤防天端高が部分的に低かったのではないか。
- (2) 写真-15に示すように、橋台と土砂の接続部分を水が流れて土砂が持ち去られたからでないか。
- (3) 写真-16は、こわれた堤防断面の堤体材料を撮影したものである。堤体下部は粘土ようのものでつくられているが、それより上には写真に見られるように粒径30mm程度の石灰石が多量に詰まっている。さらに天端近くは、ちょうどコンクリートのように見えるが、石灰石の粉で土砂を固結したものだという。堤防表法は空石張りの護岸がしてある。高潮時には水位は堤防天端近くまで来たはずであるから、粗



写真-14 介良川破堤(仮締切終了)



写真-15 介良川破堤（橋台）



写真-16 介良川（堤防断面）

粒径の石灰石の間を水が容易に浸透し得る。何故石灰石を入れたのか不明である。

結局(1)については知る術もないし、また他の場所でも浸透があったどうかは、まだ堤内側が浸水していて調べようがないので、(2)および(3)が原因であろうとしかいえない。

2. 物部川橋（国道55号線）および物部川下橋の被災

物部川は流域面積 508 km^2 、流路延長 70.5 km で高知市の東側で太平洋に注ぐ、高水勾配は物部川橋地点（河口より 3.3 km ）で $1/255$ 、物部川下橋（同 0.5 km ）で $1/345$ という非常に急こう配河川で、これらの区間における計画高水流量は $4,740 \text{ m}^3/\text{s}$ 、河床材料の平均粒径は約 22 mm 、粗度係数は 0.035 である。

昭和34年杉田ダム完成以来、ダム下流部の河床低下がとくに著しい河川で、平均河床高は昭和35～39年間に約 1 m 低下し、その後も低下を続けている。今回被災を受けた両橋は、このような河道区間にあり、とくに物部川橋は、国道55号線にかかる重要な橋梁である。

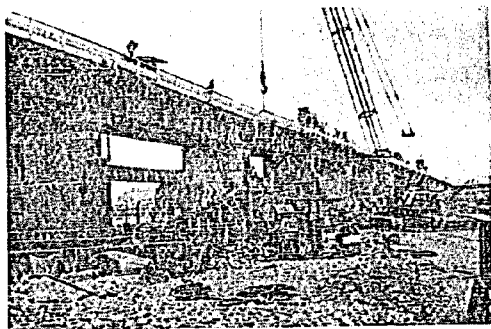


写真-17 物部川橋ピア沈下

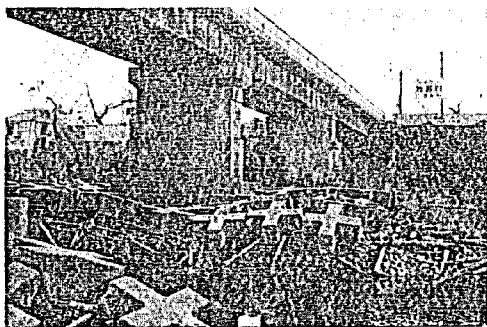


写真-18 ピア周囲の洗掘と河床低下

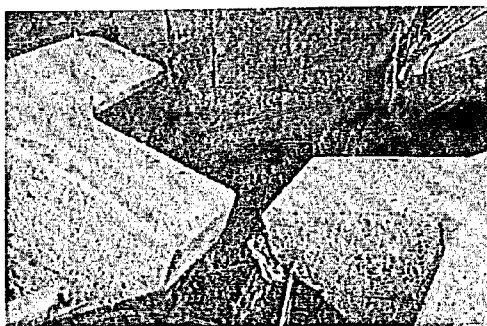


写真-19 沈下したピアのフーチング（部分的に
浮いているまわりはコンクリートブ
ロック）

まず物部川橋は台風 10 号にともなう出水（図-7 参照）で、写真-17 のように、左岸より 5 番目のピアが、プレートガーダ舗装面ともに、約 20~30cm 沈下した。そのため、8 月 27 日現在、二輪車、人を除く全車両を通行止めにし、ピア補強工事中であった。

同ピアはほぼ河道の中央部にあるが、それに近接するピアは写真-18 のようにピア根固の木枠や十字ブロックの間から土砂が流失して写真-19 のようにピア底部が浮いた格好になっている。沈下したピアはこのようにピア下部から土砂が流失して沈下したものである。これらのピア底部ではみな一様に、下の模式図に示すように、上流側の土砂から持ち去られるのであろう、すべて上流側のピアの底部が浮いており、ピアの下流部は土砂に埋もれている。こういうタイプの洗掘を受けたため、沈下したピアは上流側の沈下量が大きく、下流側が少ない、前のめりに傾いた感じである。大流量の継続時間もう少し長引けば、他のピアもたちまち沈下するであろうと推定される。

同橋より約 10 m 下流には、土佐電鉄安芸一後免線の電車橋梁があるが、これも写真-20 に示すように露出が激しい。

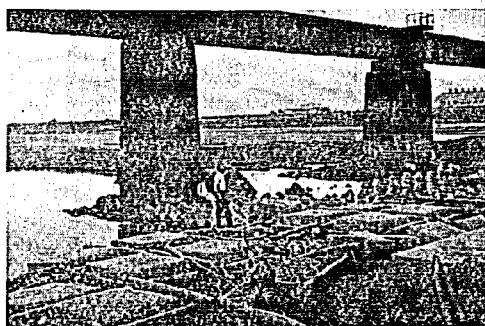
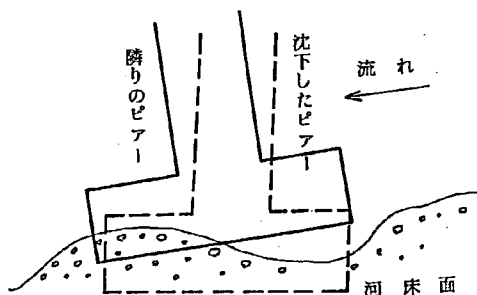


写真-20 土佐電鉄ピア

写真-18に見られるピア-とピア-の間の河床の洗掘は（写真では左が上流側）、写真の水面位置より約1 m位深いところに河床があるほど激しく、これが今回の出水で洗掘されたのかどうかは判然としない。ピア-の周囲におかれた木枠や十字ブロックは下図のように、孤塁となったピア-付近の土砂を確かに強力に捕捉してはいるけれども、そして保守もなされていたと思われるが、平均河床が低下している現在もはや通常の維持工法では限界があるように思われた。

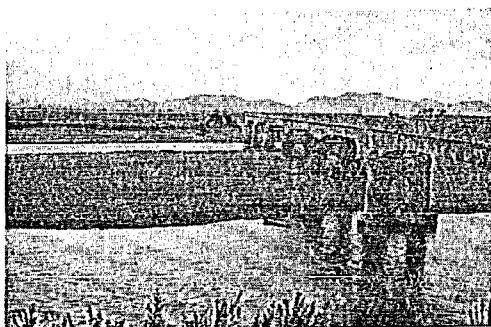
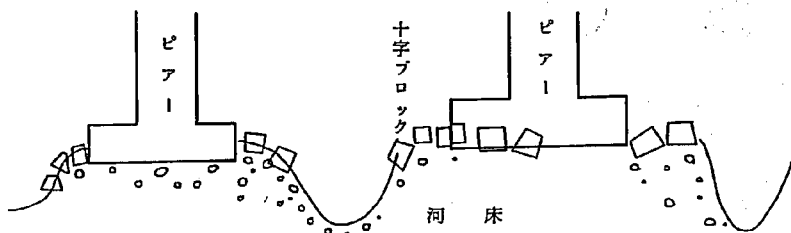


写真-21 物部川下橋（中央部破壊）

一方物部川下橋は、写真-21に示すように（右側が上流）、左岸側R.O. 橋と右岸側の木橋とを連絡する道路部分（延長約50 m）が、写真-22のように完全に流失してしまったため、通行不能となった。この流失した道路部分は、河道中央部の恒常的な中洲に設けられたもので、写真-22から見られるように上下流の法面は練石張りである。

この被災には次のような原因が考えられる。

- (1) 河床低下が原因になって練石張の下部が相対的に上昇し、激しい水流で練石張下部が洗掘され、中込土砂の流失とともに破壊した。
- (2) 左岸側R.O. 橋の橋台との接続部より破壊した。
- (3) 流体力あるいは木材などの衝突による破壊

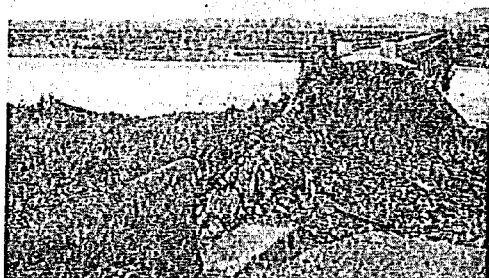


写真-22 物部川下橋（破壊ヶ所）

この場合、河道中央部に流れた直角方向につくった道路で水あたりをまともに受けるから、(2)のような破壊原因が起こらないよう細心の注意をもって施行されたと考えられるから、(1)か(3)が主たる原因であろう。写真-22では、上流側練石張尻が洗掘されているのを見ると、(1)の原因が大きいように思われる。

なお、この出水のピーク流量は、8月21日14時ごろ $2,780 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから、平均水深 3.30 m 、川巾 450 m とすれば、断面平均流速は 1.9 m/s 程度であった。

3. 浦戸湾へ流入する河川流量の推定

浦戸湾へ流入する河川は数が多いが、ここでは簡単のために、久万川流域、鏡川流域（桂浜までを含む）および国分川流域（舟入川、下田川などを含む）の3つに分けて雨水流出を推定した。流域面積その他の特性は下表の通りである。なお流量ハイドログラフの得られている物部川・仁淀川も参考のためかかげた。

表 - 3

流域名	流域面積	流路延長	t_g	実測 t_g	比流量
久万川流域	37.1 Km^2	7 Km	1.05 hr	—	$8.0 \text{ m}^3/\text{s/Km}^2$
鏡川 "	193.7	46	3.93	—	3.75
国分川 "	133.4	19	2.12	—	3.2
仁淀川 "	1500	120	7.7	—(7.5)	4.8
物部川 "	508	70.5	5.3	—(5.5)	6.0

仁淀・物部両川については、まだ雨のデータがないので何ともいえないが、雨が高知市内と同様に8時～9時がピークであったと仮定し、流量ピークの遅れ時間 t_g を中安公式で推定すると、それぞれ7.5時間、5.5時間となる。同様に久万川その他の小河川に対しても t_g を求める

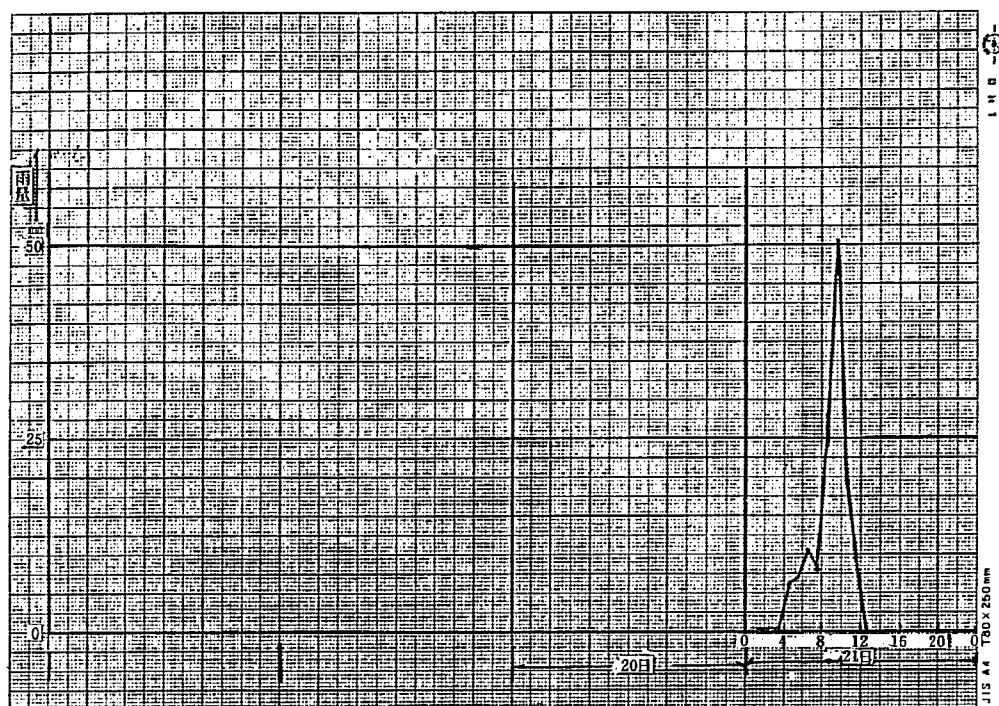


図-4 高知地方気象台時間雨量

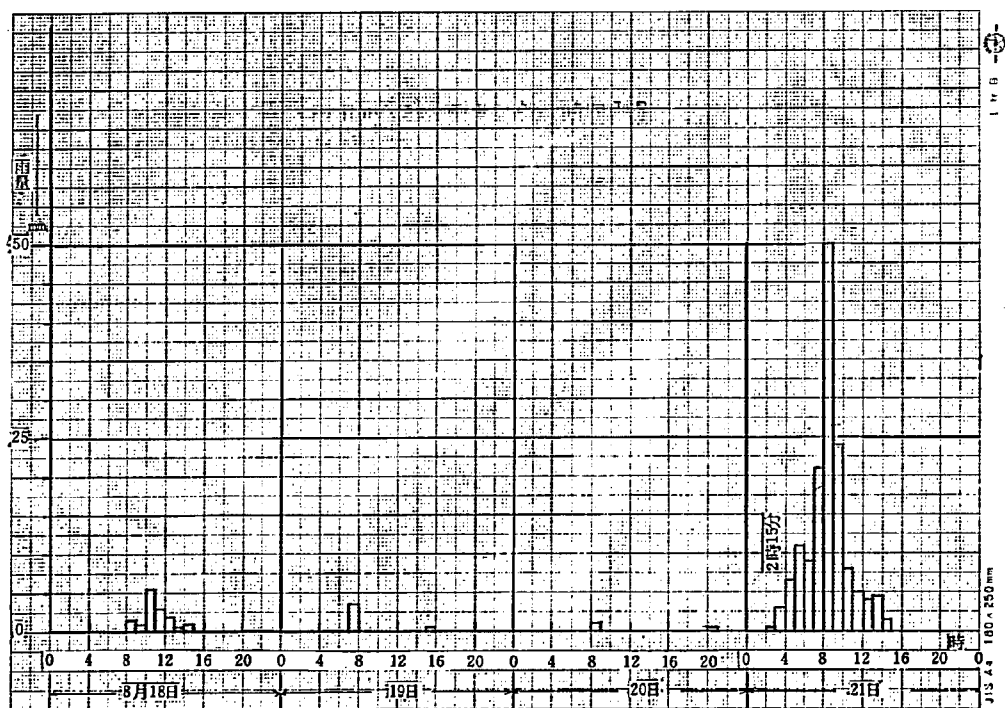


図-5 初月小学校雨量記録時間雨量

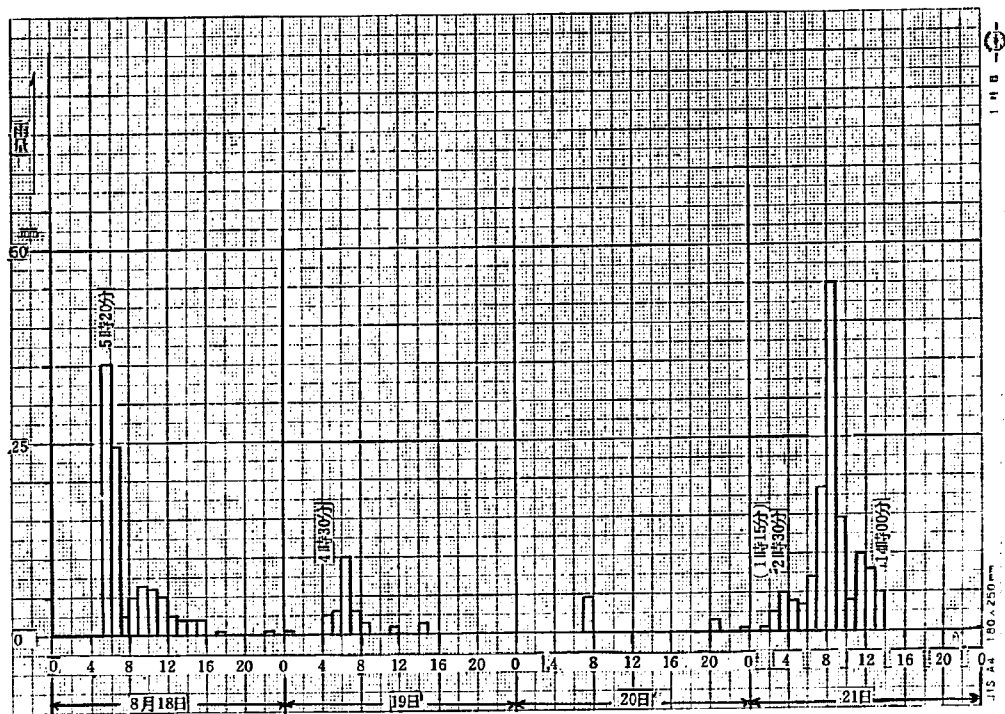


図-6 青柳中学校雨量記録時間雨量

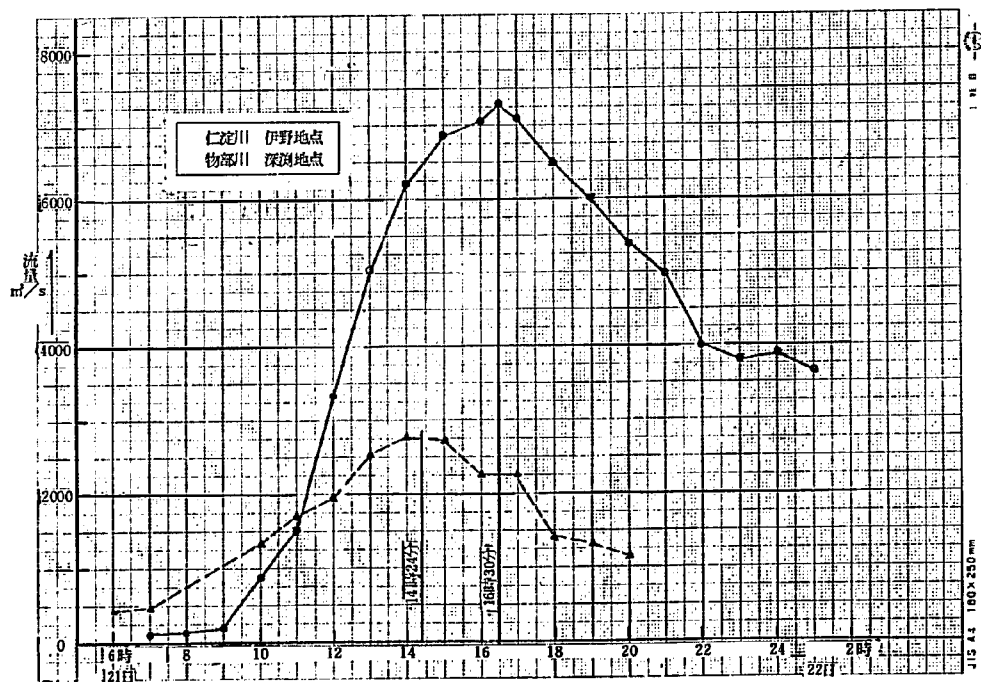


図-7 S 45. 8. 21 流量ハイドログラフ

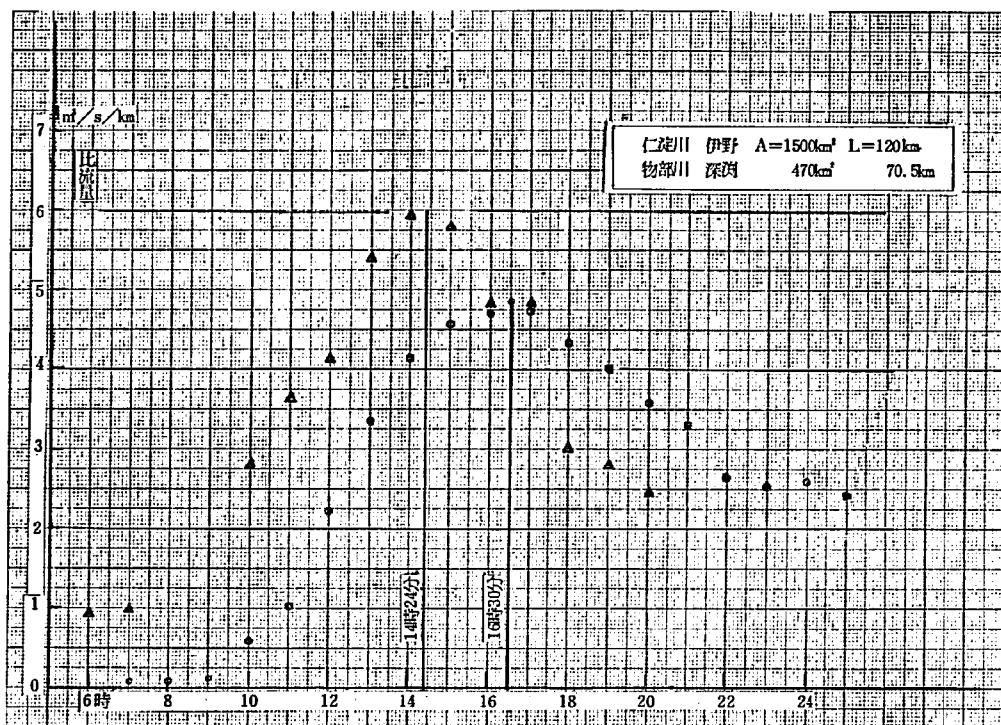


図-8 S 45. 8. 21 比流量ハイドログラフ

と表のようになる。

雨量データは、高知地方気象台、初月小学校および青柳中学校の3つのデータを集めることができたが、それらは全部市内の観測所のため、ほとんど同しような降雨強度分布で、図-4、5.6に示す通りである。図-7,8には仁淀・物部のハイドログラフを示す。

今、合理式を使って各河川のピーク流量を求めてみる。

久万川では、 $t_g = 1$ 時間とすると、雨量記録より $r = 36 \text{ mm/h}$, $f = 0.8$ として

$$Q_1 = 0.2778 \times 0.8 \times 36 \times 37.1 = 297 \text{ m}^3/\text{s} \quad (21 \text{ 日 } 9 \text{ 時 } 30 \text{ 分})$$

鏡川では、 $t_g = 4$ 時間として、 $r = 16.9 \text{ mm/h}$, $f = 0.8$ として

$$Q_2 = 0.2778 \times 0.8 \times 16.9 \times 193.7 = 728 \text{ m}^3/\text{s} \quad (21 \text{ 日 } 12 \text{ 時 } 30 \text{ 分})$$

国分川では、 $t_g = 2$ 時間として、 $r = 25.9 \text{ mm/h}$, $f = 0.8$ として

$$Q_3 = 0.2778 \times 0.8 \times 25.9 \times 133.7 = 431 \text{ m}^3/\text{s} \quad (21 \text{ 日 } 10 \text{ 時 } 30 \text{ 分})$$

と推算できる。

なお r は、次図のように、 $2t_g$ 時間内の時間平均雨量であたえた。

また流出は降雨より t_g 時間遅れて流出するとすれば、図-9のような概略の流出ハイドログ

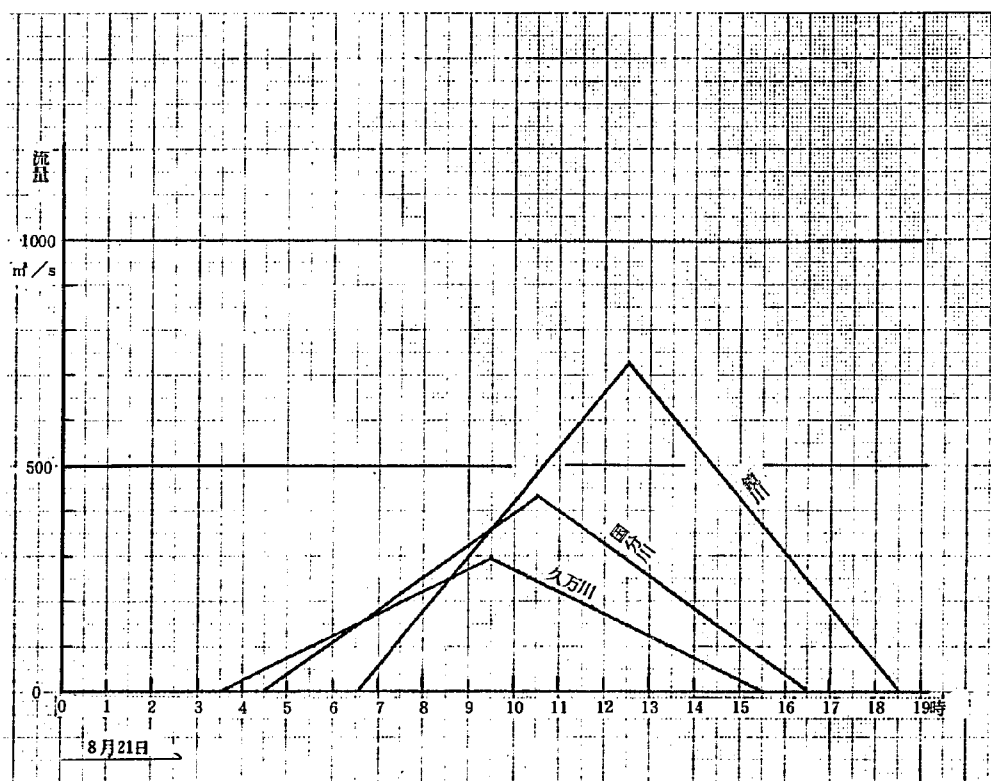
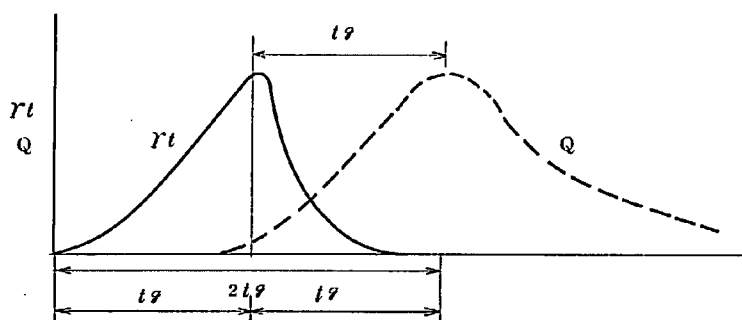


図-9 推定流量ハイドログラフ

ラフが推定される。なおこの推定値は、流域面積のうち浸水面積をカットしていないから流域面積は多めにみてあり、総じて実際の流出流量より大きく出ていることと思われる。

4. 浦戸湾の高潮に対する湾内埋立および湾口開削の影響

4-1 湾口に正弦波形をあたえた場合の水位変動

浦戸湾における水量の連続式は

$$S \frac{dy}{dt} = \pm AC\sqrt{2g|\eta - y|} + Q \quad (1)$$

である。ここに

S : 浦戸湾の水面積, 平均潮位時 $S = 8.6 \text{ km}^2$

満潮時, 干潮時

y : 浦戸湾水位

t : 時間 (sec)

A : estuary の平均河積 (1953年, $A = 780 \text{ m}^2$, 運輸技術研究所報告)

C : 流量係数 ($C = 0.8$, 運輸技術研究所報告)

g : 重力加速度

η : 湾外潮位

Q : 河川流量 (久万川 + 鏡川 + 国分川)

$\pm$: estuary より流入するときプラス, 流出するときマイナス

(1) 普通潮汐による浦戸湾水位の振動

このときには

$$S \frac{dy}{dt} = \pm AC\sqrt{2g|\eta - y|} \quad (2)$$

外潮位変動を

$$\eta = a \cos pt \quad (3)$$

湾内潮位を

$$y = \lambda \cos p(t - \sigma) \quad (4)$$

とすれば, (2)式により $y = \eta$ のときに

$$\frac{dy}{dt} = -p\lambda \sin p(t - \sigma) = 0$$

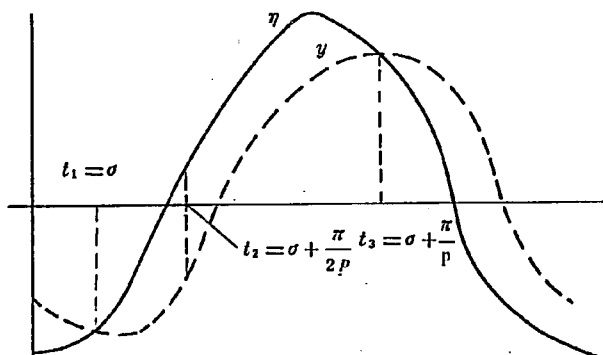
となることにより,

右図の2曲線の交点

は $t = \sigma + \frac{n\pi}{p}$ (5)

今, 時刻 $t_1 = \sigma$ から

$t_3 = \sigma + \frac{\pi}{p}$ の間に



あつては外潮位の方が高く， $(\eta - y) \geq 0$ ，また(2)式の右辺の符号はプラスをとればよい。S，AおよびOを定数として，(2)式を $t = \sigma$ から $t_3 = \sigma + \frac{\pi}{p}$ まで積分すれば

$$\int_{t_1}^{t_3} S \frac{dy}{dt} dt = S \cdot 2\lambda = \int_{t_1}^{t_3} A Q \sqrt{2g(\eta - y)} dt \quad (6)$$

$AQ\sqrt{2g}/S=M$ とおけば上式は

$$\frac{2\lambda}{M} = \int_{t_1}^{t_3} \sqrt{\eta - y} dy \quad (7)$$

ところで

$$\begin{aligned} \eta - y &= a \cos pt - \lambda \cos p(t - \sigma) \\ &= \sqrt{(a - \lambda \cos p\sigma)^2 + \lambda^2 \sin^2 p\sigma} \cdot \cos(pt + \theta) \\ &= N^2 \cos(pt + \theta) \end{aligned} \quad (8)$$

ただし

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\lambda \sin p\sigma}{a - \lambda \cos p\sigma} \right) \quad (9)$$

$$N^2 = \sqrt{(a - \lambda \cos p\sigma)^2 + \lambda^2 \sin^2 p\sigma} = \text{const} \quad (10)$$

$$N \geq 0$$

したがって(7)式は

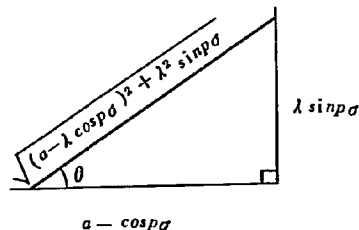
$$\frac{2\lambda}{MN} = \int_{t_1}^{t_3} \sqrt{\cos(pt + \theta)} dt \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \text{もちろん } \cos(pt_1 + \theta) &= \cos(p\sigma + \theta) = 0 \\ \cos(pt_3 + \theta) &= \cos(p\sigma + \theta + \pi) = 0 \end{aligned}$$

である。

何故なら，たとえば $t_1 = \sigma$ のとき

$$\begin{aligned} \cos(p\sigma + \theta) &= \cos p\sigma \cos \theta - \sin p\sigma \sin \theta \\ &= \cos(\cos p\sigma - \sin p\sigma \tan \theta) \\ &= \cos(\cos p\sigma - \sin p\sigma \frac{\lambda \sin p\sigma}{a - \lambda \cos p\sigma}) \\ &= \frac{\cos \theta (a \cos p\sigma - \lambda)}{a - \lambda \cos p\sigma} \end{aligned}$$



(3)，(4)より $t = \sigma$ のとき $\eta = y$ であるから

$$a \cos p\sigma = \lambda \quad (12)$$

したがって $\cos(p\sigma + \theta) = 0$

ここで $T = pt + \theta$

とおけば(11)式は

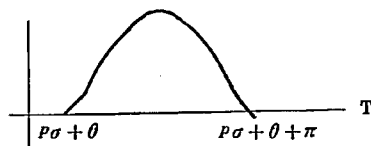
$$(13)$$

$$\frac{2\lambda}{MN} = \int_{p\sigma+\theta}^{p\sigma+\theta+\pi} \sqrt{\cos T} \cdot \frac{1}{p} dT$$

$$\therefore \frac{2\lambda p}{MN} = \int_{p\sigma+\theta}^{p\sigma+\theta+\pi} \sqrt{\cos T} dT \quad (13)$$

ところが(13)式の右辺は

$$\begin{aligned} \int_{p\sigma+\theta}^{p\sigma+\theta+\pi} \sqrt{\cos T} dT &= \int_0^{\pi} \sqrt{\sin T'} dT' \\ &= 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{\sin T'} dT' \\ &= 2 \cdot \frac{\sqrt{\pi} \Gamma(\frac{3}{4})}{2 \Gamma(\frac{5}{4})} = \sqrt{\pi} \frac{\Gamma(\frac{3}{4})}{\Gamma(\frac{5}{4})} \end{aligned}$$



(14)

ここに $\Gamma(n)$ はガンマ関数である。ただし $T' = T - p\sigma - \theta$ である。

したがって(13), (14)式より

$$\lambda = \frac{MN}{2p} \sqrt{\pi} \frac{\Gamma(\frac{3}{4})}{\Gamma(\frac{5}{4})} = f \cdot N = f \{ (a - \lambda \cos p\sigma)^2 + \lambda^2 \sin^2 p\sigma \}^{\frac{1}{4}} \quad (15)$$

ただし

$$f = \frac{M}{2p} \sqrt{\pi} \frac{\Gamma(\frac{3}{4})}{\Gamma(\frac{5}{4})} = \frac{\sqrt{2} g A O}{2 p S} \sqrt{\pi} \frac{\Gamma(\frac{3}{4})}{\Gamma(\frac{5}{4})} \quad (16)$$

(15)式の両辺を4乗して整理する

$$\begin{aligned} \lambda^4 &= f^4 \{ (a - \lambda \cos p\sigma)^2 + \lambda^2 \sin^2 p\sigma \} \\ &= f^4 \{ a^2 - 2a\lambda \cos p\sigma + \lambda^2 \cos^2 p\sigma + \lambda^2 \sin^2 p\sigma \} \\ &= f^4 \{ a^2 - 2a\lambda \cos p\sigma + \lambda^2 \} \end{aligned}$$

$$\text{故に } \lambda^4 - f^4 \lambda^2 + 2af^4 \cos p\sigma \cdot \lambda - a^2 f^4 = 0 \quad (17)$$

(17)式を用いると(17)式は

$$\lambda^4 + f^4 \lambda^2 - a^2 f^4 = 0 \quad (18)$$

となり、運技研報告と異なる式が導ける。(18)式の解は

$$\lambda^2 = \frac{f^2}{2} \left(-f^2 + \sqrt{f^4 + 4a^2} \right) \quad (19)$$

ただし根号の前の負号の解は不合理なので捨てた。

今までの解折で定数と考えた f の値を計算しておく。

(19)式より

$$f = \frac{\sqrt{2} g A O}{2} \frac{\Gamma(\frac{3}{4})}{\Gamma(\frac{5}{4})} \cdot \frac{A O}{P S}$$

$$= \frac{4.4271}{2} \cdot 1.7724 \cdot \frac{1.2254}{0.9064} \frac{AC}{PS}$$

$$\therefore f^2 = 28.13 \frac{A^2 C^2}{P^2 S^2} \quad (2)$$

$$C = 0.8, \quad P = \frac{\pi}{\frac{25}{4} \times 3600} = \frac{\pi}{22500} = 1.3962 \times 10^{-4} \left(\frac{1}{\text{sec}} \right) \quad (2)$$

$$\therefore \frac{C}{P} = 0.5279 \times 10^4; \quad \frac{C^2}{P^2} = 0.3282 \times 10^8$$

$$S = 8.6 \text{ Km}^2 = 8.6 \times 10^6 \text{ m}^2, \quad A = 780 \text{ m}^2 \text{ とすれば}$$

$$\frac{A}{S} = \frac{7.8 \times 10^2}{8.6 \times 10^6} = 0.907 \times 10^{-4}; \quad \frac{A^2}{S^2} = 0.8226 \times 10^{-8}$$

$$\therefore f^2 = 28.13 \times 0.3282 \times 10^8 \times 0.8224 \times 10^{-8} = 7.5944$$

$2a = 1.5 \text{ m}$ (運輸研報告) を使えば

$$\lambda^2 = \frac{7.5944}{2} (-7.5944 + \sqrt{7.5944^2 + 2.25}) = 0.5559$$

$$\therefore \lambda = 0.7456$$

位相の遅れは(1)式より

$$\cos \rho \sigma = \frac{\lambda}{a} = \frac{0.7456}{0.75} = 0.9941$$

$$\therefore \rho \sigma = 6^\circ 13' = \frac{(6 + \frac{13}{60})\pi}{180} \text{ ラジアン} = 0.1085$$

$$\therefore \sigma = 777 \text{ sec} = 12 \text{ 分 } 57 \text{ 秒} = 13 \text{ 分}$$

同様な計算を $C = 0.7$ の場合、および A が 2 割増、あるいは S が 2 割減、 $a = 1 \text{ m}$ の場合について計算すると次表のようになる。

表 - 4

$C = 0.8$

S	A	a	λ	σ
8.6 Km ²	780 m ²	0.75 m	0.7456 m	777 秒
6.88 (2 割減)	780	0.75	0.7485	452
6.88 (2 割減)	936 (2 割増)	0.75	0.7493	313
8.6	780	1.0	0.9916	929
6.88	780	1.0	0.9965	600
6.88	936	1.0	0.9983	419

米 浜田等 運輸技術研究所報告 1953

表 - 5

C = 0.7

S	A	a	λ	σ
8.6 Km ²	780 m ²	0.75 m	0.7434 m	950 秒
6.88 (2 割減)	780	0.75	0.7475	588
6.88 (2 割減)	936 (2 割増)	0.75	0.7488	402
8.6	780	1.0	0.9859	954
6.88	780	1.0	0.9941	779
6.88	936	1.0	0.9971	546

上の計算結果から、浦戸湾の水位変動は外海のそれによく追従することが知られ、これは検潮結果にもよくあてはまる。浦戸湾の2割埋め立ては、湾内水位変動に対して1 cm以下の影響しかあたえない結果となる。また estuary を2割拡大(断面積を2割増)の効果も、微々たるものである。S = 0.8, A = 1.2の場合でも効果は1 cm以下である。

(2) 潮位振巾が、台風10号のときのように大きくなった場合

台風10号のときには

$$a = \frac{1.5}{2} + 2.15 = 2.9 \text{ m}$$

となったときを試みに計算してみる。これは定常的に $2a = 5.8 \text{ m}$ の非常に大きい潮位変動がきたときどうなるだろうかというもので、実際にはAが変化することなどによって計算には不合理が含まれる。また今回の台風10号の高潮のときにもそのままあてはめるのは不合理であって、単に試算にすぎない面がある。このときの計算結果は次表の通りである。

表 - 6

C = 0.8

S	A	a	λ	σ
8.6 Km ²	780 m ²	2.9 m	2.7292 m	2471 秒
6.88 (2 割減)	780	2.9	2.8213	1671
6.88	936 (2 割増)	2.9	2.8602	1188

表 - 7

C = 0.7

S	A	a	λ	σ
8.6 Km ²	780 m ²	2.9 m	2.6405 m	3052 秒
6.88	780	2.9	2.7736	2123
6.88	936	2.9	2.8343	1529

4-2 10号台風時の高潮を湾口にあたえた場合の湾内の水位変動

湾内の潮位記録では若松町検潮所のものがもっとも信頼があると思われるデータである。そこで湾内の水位の代表として若松町の検潮記録と計算結果とを対比させ、その対比を通じて、浦戸湾の埋め立ての影響、湾口部開削の影響、河川流出および市内浸水の影響について考えることにする。

外潮位は桂浜の実測潮位をあたえる。平常時の潮位変動計算をも入れて、計算出発時間は昭和45年8月20日18時0分とする。初期条件および境界条件はつきの通りである。

計算出発時刻 昭和45年8月20日18時0分
 外海潮位(桂浜) T.P. 0.130 m (S.45. 8. 20. 18:00)
 内湾潮位(若松町) T.P. 0.080 m (S.45. 8. 20. 18:00)
 湾内水面積 8.6 Km² (S40年国土地理院 1/25000 平面図, 感潮河川水面積を含む)
 湾口断面積 図-10(昭和44年道路公団)

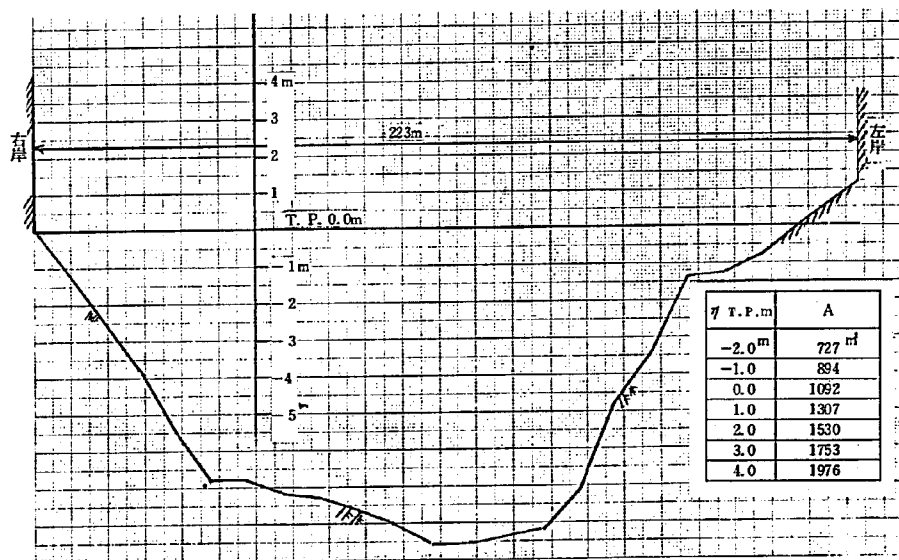


図-10 代表 estuary 断面

河川流出 図-9
 床上浸水面積 9.25 Km² (湾内水面積を含まず)
 床上, 床下浸水面積 16.03 Km² (湾内水面積を含まず)

なお、われわれの収集できた潮位記録には、基準高の不明瞭および時間が正確でないようであるので、桂浜の検潮記録の時刻が正確なものと仮定した。また20日18時0分が漲潮時であるので、若松町の潮位は桂浜よりも0.05m低いものと仮定して上の初期条件

をあたえた。こうした境界条件の仮定による誤差は計算回数が増すにつれて消滅するものと考えられる。また桂浜の水位に応じて河口断面積を変化させた。

また計算に際して境界条件につきのような倍率を使用した。

記 号	意 味
S	貯留水面積の 8.6 Km ² に対する比
A	湾口断面積の図-9 に対する比

記号に対する補足説明をすると、S = 1.0 は現状の湾内水面積で埋めたても浸水もない場合である。S = 0.6 は現状水面の 4 割の将来の埋めたてを意味し、S = 1.2 は現状より 2 割水面が広い埋めたて以前（適当な仮定）を意味する。S = 2.075 は 8.6 Km² プラス 9.25 Km² を、また S = 2.98 は 8.6 Km² プラス 16.03 Km² の水面積を意味する。すなわち浸水の影響計算である。

A = 1.0 は現状の湾口断面を、A = 0.6 は湾口断面を 4 割せまくした場合（開削以前）および A = 1.2 は現状よりさらに 2 割だけ多く開削した場合を意味させている。

なお計算時間間隔は $\Delta t = 1 \text{ 分} = 60 \text{ 秒}$ とし、計算ケースは次のようにした。

河 川 流 出	有, 無の 2 種
流 量 係 数	C = 0.5, 0.63 および 0.8 の 3 種
S	S = 0.6, 0.8, 1.0, 1.2 および 1.4, 21 日 8 時 30 分以前は S = 1.0, 以後は 2.075 および 2.98 としたもの
A	A = 0.6, 0.8, 1.0 および 1.2 の 4 種

主要な計算結果はグラフにして図-11 以降に示した。

(1) 流量係数 C および河口断面積の推定

(2) 式のような貯留方程式で計算を行なう場合には、一応、想定したモデルについて検討しておく必要がある。そのうち、湾口断面積については、この種の計算では湾口部の最小断面のものを使うべきだろうと思われるが、そういう場所の深浅測量がなかったため、適当な断面のものを使用している。また流量係数 C については、マニング公式を少し変形して

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n \sqrt{2g} L} \sqrt{2g(\eta - y)} = C \sqrt{2g(\eta - y)}$$

ここに、n, L, および R はそれぞれ、湾口部の粗度係数、長さおよび平均径深である。

いま $n = 0.035$, $L = 1000 \text{ m}$, $R = 5 \text{ m}$ とおけば

$$C = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n\sqrt{2gL}} = \frac{5^{\frac{2}{3}}}{0.035\sqrt{2 \times 9.8 \times 1000}} = 0.6 \quad (2)$$

程度と推定されるが、運輸省では 0.8 および 0.63 (運輸技術研究所報告 1953, 港湾技術研究所報告 1968) を使用しているの、今回の計算では、上記の $C = 0.8$, 0.63 および 0.5 の 3 種を用いてみた。

また湾口部の断面積に関する比率 A も不明確な数値である。そこで $C \times A$ という値で少し考えてみる。図-11-1 および図-12-1 では

$$C \cdot A = 0.3, 0.48, 0.5 \text{ および } 0.8$$

の 4 種の計算例を示してあるが、 CA の値が大きいほど位相が遅れ、ピーク潮位が低くなるという当然の結果を得ている。また両図より若松町の潮位記録と桂浜のそれとの間には、潮位記録時刻に必ず誤りがあることは明白なので、 CA の各値と若松町の記録とをうまく対比させることができないが、天文潮のピーク値付近の潮位を合わせてみると、 $CA = 0.48 \sim 0.3$ 程度の値が適当であろうと思われる。

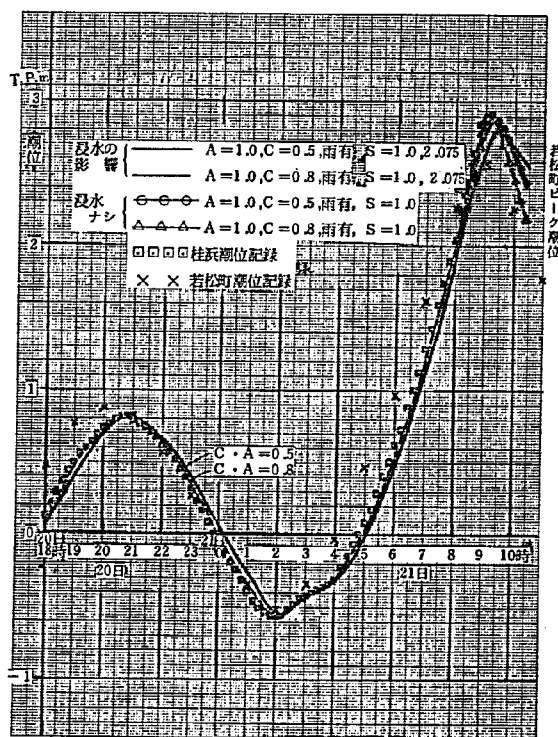


図-11-1 湾内潮位計算結果
(C および S の効果)

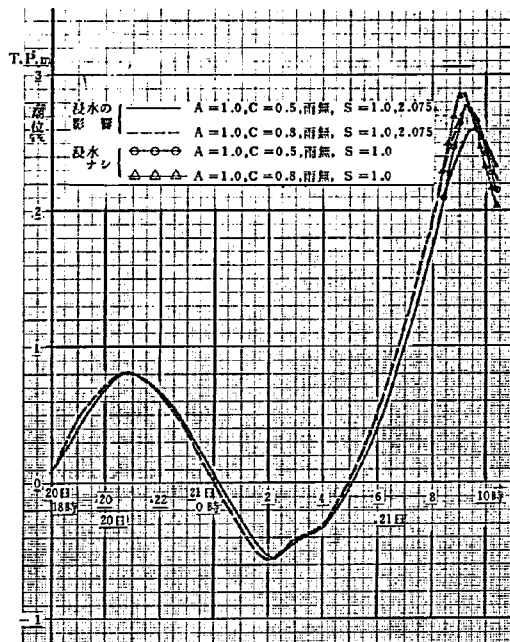


図 - 11 - 2 湾内潮位計算結果
(Oおよび S の効果)

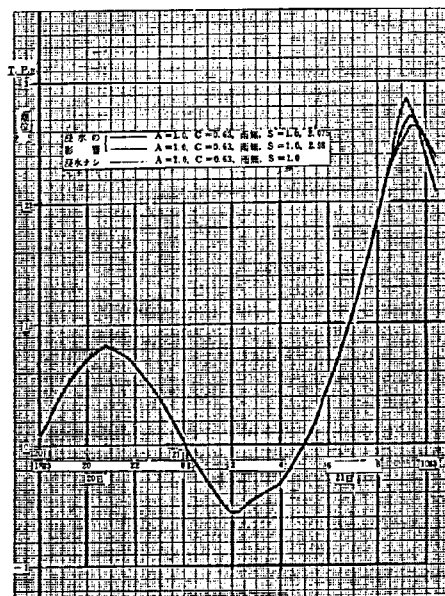


図 - 11 - 3 湾内潮位計算結果
(S のみの効果)

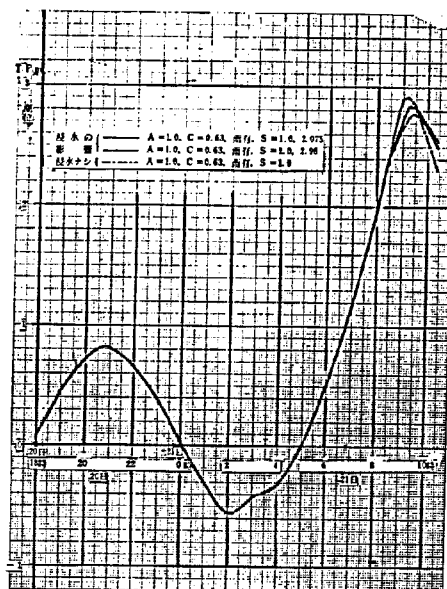


図-11-4 湾内潮位計算結果
(Sのみの結果)

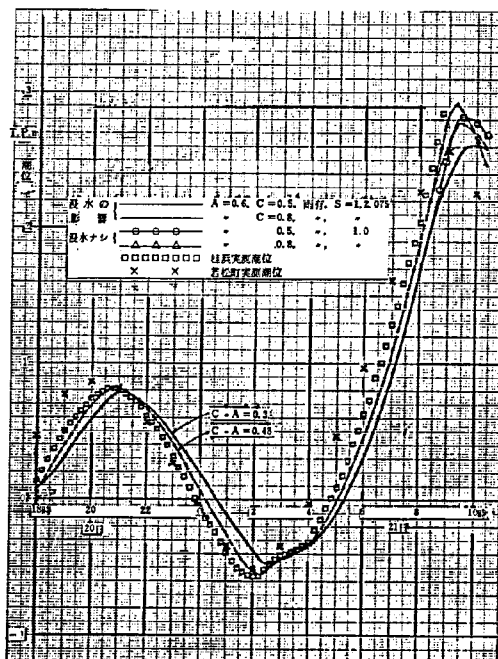


図 - 12 - 1 湾内潮位計算結果
(CおよびSの効果)

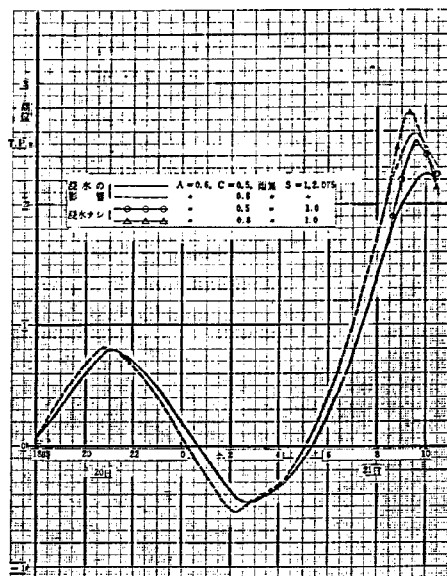


図 - 12 - 2 湾内潮位計算結果
(Cおよび S の効果)

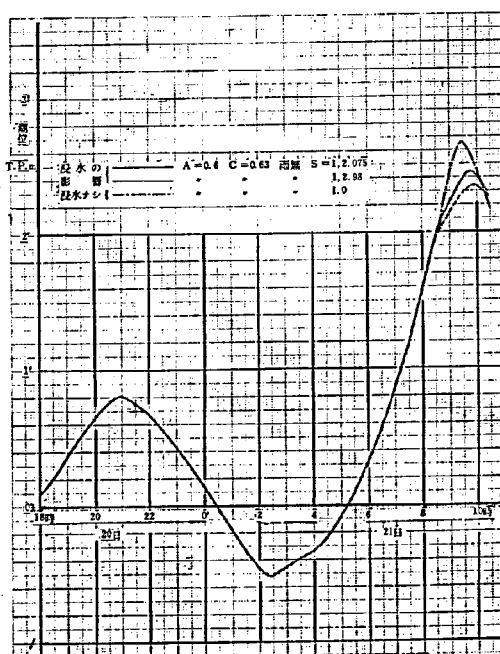


図 12 - 3 湾内潮位計算結果
(S のみの効果)

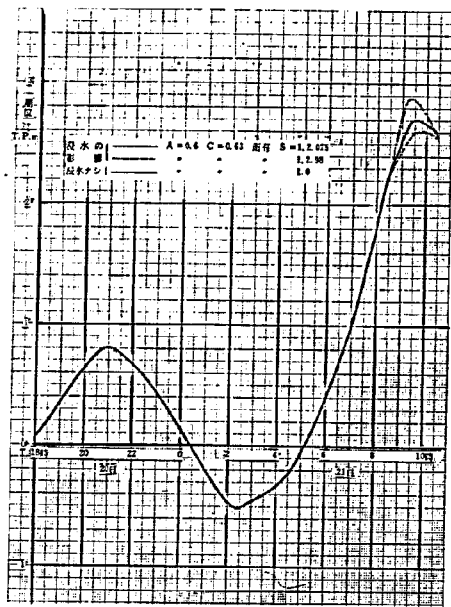


図-12-4 湾内潮位計算結果
(Sのみの効果)

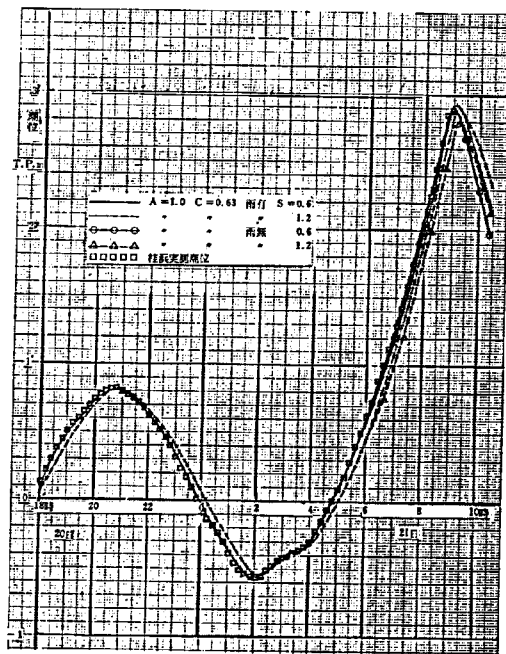


図-13 湾内潮位計算結果
(Sのみの効果)

(2) CおよびAの値と高潮時のピーク潮位

Cの値の0.5および0.8に対する21日午前9時ごろのピーク潮位を比較してみると、次表(表-8)の通りである。

表 - 8

Aの値	河川流出の有無	浸水の有無	Cの値	ピーク潮位	差		
1.0	有	有 ($S=2.075$)	0.5	T.P. 2.80 m	0.06 m	図-11-1	
			0.8	2.86			
1.0	有	無 (1.0)	0.5	2.91	0.00		
			0.8	2.91			
1.0	無	有 (2.075)	0.5	2.60	0.17		図-11-2
			0.8	2.77			
1.0	無	無 (1.0)	0.5	2.77	0.09		
			0.8	2.86			
0.6	有	有 (2.075)	0.5	2.61	0.17	図-12-1	
			0.8	2.78			
0.6	有	無 (1.0)	0.5	2.82	0.09		
			0.8	2.91			
0.6	無	有 (2.075)	0.5	2.25	0.33		図-12-2
			0.8	2.58			
0.6	無	無 (1.0)	0.5	2.51	0.24		
			0.8	2.75			

同表よりみると、Cの値が大きいほど湾内潮位が外潮位に接近するのは当然として、Aが小さいほど(湾口断面積が小さいほど)、河川流出が少ないほど、および浸水面積が大きいほど、湾内潮位のピークは低く、同時にC=0.5とC=0.8に対するピーク値の差が大きくなる。

まったく同様に表-9より、Aの値が湾内潮位にあたえる影響および、その大きさが推定される。帰京後の通知によると、鏡川上流には貯水ダムが有効に作用したことおよび久万川の流量は図-9の推定流量よりかなり小さかったということが分かったので、8月21日午前中における河川流量は、図-9よりはるかに小さかったものと思われる。また堤内浸水面積は16.03km²におよんだが今回の貯留計算には、堤内浸水のvolumeを考慮に入っていない。これらの理由により、表-9の上から三段目の数値、すなわちC=0.5、A=1.0(CA=0.5)、河川流量ナシおよびS=2.075の浸水アリの場合にピークがT.P. 2.60mとなって、実測潮位に近くなったということが曲がりなりにも納得がゆくようである。なおこれはC=0.6(図式)、A=0.8(CA=0.48)の場合でも同様なはず

である。

したがって、湾口部の開削以前の河積が現状の約8割であったとすれば、湾内のピーク潮位は0.13 m低いT.P. 2.47 mで済んだはずであろうし、また現状の約6割の河積であったならば、0.35 mも低いT.P. 2.25 mで済んでいたであろうと推定される。逆に将来現状より2割増に開削すると、0.22 m高いT.P. 2.82 mにまで上昇したと推定される。

表 - 9

Cの値	河川流出の有無	浸水の有無	Aの値	ピーク潮位	差	A = 0.8のときのピーク潮位
0.5	有	有 (2.075)	0.6	T.P. 2.61 m	0.19 m	T.P. 2.72 m
			1.0	2.80		
0.5	有	無 (1.0)	0.6	2.82	0.09	2.88
			1.0	2.91		
0.5	無	有 (2.075)	0.6	2.25	0.35	2.47
			1.0	2.60		
0.5	無	無 (1.0)	0.6	2.51	0.26	2.69
			1.0	2.77		
0.8	有	有 (2.075)	0.6	2.78	0.08	2.83
			1.0	2.86		
0.8	有	無 (1.0)	0.6	2.91	0.00	2.91
			1.0	2.91		
0.8	無	有 (2.075)	0.6	2.58	0.19	2.72
			1.0	2.77		
0.8	無	無 (1.0)	0.6	2.75	0.11	2.85
			1.0	2.86		

(3) 河川流量があった場合の一般的影响

表-10は、表-8や9を適当に並べ替えて、河川流量があった場合とない場合との差が見やすいようにしたものである。(2)で述べたように図-9の河川流量はいくぶん過大であったようなので、ここでは図-9のような河川流量が仮りに存在した場合の計算結果と考えておけばよい。

図-9に仮定した位の大きい河川流出があれば、ピーク潮位は無いときにくらべて当然大きくなり、 $C \times A = 0.5$ 程度の場合を考えると、ほぼ外潮位と同じ位まで上昇することが分かる。また図-11および12より見れば分かるように、河川流出がある場合には、湾内潮位は早く上昇し、下降の仕方も遅くて、高潮位の継続時間が長引くことになる。

表 - 10

河川流出の有無	浸水の有無	C × A	ピーク潮位
有	有 (S = 2.075)	0.3	T.P.2 61 m
		0.4	2.72
		0.48	2.78
		0.5	2.80
		0.64	2.83
		0.8	2.91
有	無 (S = 1.0)	0.3	2.82
		0.4	2.88
		0.48	2.91
		0.5	2.91
		0.64	2.91
		0.8	2.91
無	有 (S = 2.075)	0.3	2.25
		0.4	2.47
		0.48	2.58
		0.5	2.60
		0.64	2.72
		0.8	2.77
無	無	0.3	2.51
		0.4	2.69
		0.48	2.75
		0.5	2.78
		0.64	2.85
		0.8	2.86

(4) 浦戸湾内埋め立ての影響

簡単のために市内に浸水がなかった場合の同一条件の計算結果を比べてみる。図-13は、 $S = 0.6$ （現状の6割の水面積にまで埋め立てた場合）と $S = 1.2$ （現状の2割増の水面積）との極端な場合を比較したものである。図-13によれば、河川流出がない場合でピーク潮位差は約0.1 mである。河川流出があればピーク潮位差はなくなってしまふ。他の計算をも合わせて示すと下表のようになる。なお浸水面積は、湾内の埋め立て面積にくらべてはるかに大きいので、ここでは考えない。

表 - 11

河川流出の有無	C × A	S	ピーク潮位
有	0.3	0.6	T.P. 2.97 m
		0.8	2.92
		1.0	2.82
		1.2	2.68
		1.4	2.58
有	0.5	0.6	2.93
		0.8	2.93
		1.0	2.91
		1.2	2.87
		1.4	2.81
有	0.8	0.6	2.92
		0.8	2.91
		1.0	2.91
		1.2	2.90
		1.4	2.89
無	0.3	0.6	2.78
		0.8	2.66
		1.0	2.51
		1.2	2.37
		1.4	2.23
無	0.5	0.6	2.87
		0.8	2.85
		1.0	2.78
		1.2	2.71
		1.4	2.62
無	0.8	0.6	2.90
		0.8	2.89
		1.0	2.86
		1.2	2.85
		1.4	2.83

浦戸湾の水面積と、そのときの計算湾内潮位との関係は表-11の通りである。河川流出が大きいほど、 $C \times A$ の値が大きいほどおよび S が小さいほどピーク潮位が高くなるのは当然の現象である。今までの検討により $C \times A = 0.5$ 河川流出無の場合で市内没水面積を考慮した場合が若松町のピーク潮位約T.P. 2.60 mとよく合致することが分かっている。し

たがって浸水ナシの場合には表-11の上より23行目の欄からみて、T.P. 2.78mとなって約0.18m余計に潮位が上昇していたであろう。

同じく河川流出無、 $C \times A = 0.5$ の場合に限ってSの影響を検討してみると、 $S = 1.0$ ではピーク潮位は前述のようにT.P. 2.78m、 $S = 1.4$ （現状の4割増の水面）で2.62m、 $S = 0.6$ （現状の4割減の水面）で2.87mとなり、埋め立ての影響はごく小さいと計算される。埋め立て以前が現在の水面の2割増であったとしても、僅かに0.06mだけ潮位ピークが低下するにとどまる。河川流出を考えた場合でも上と同様であるが、このときには、外潮位よりも湾内潮位の方が高くなる場合があることに注意すべきであろう。

(5) 市内浸水の影響

市内広範囲に浸水をしたため、浦戸湾の水位上昇はいくぶん食いとめられた形となったはずである。その量は(4)により約0.18m程度と推定されるが、その他の計算ケースでは、図-11-3、4および図-12-3、4に見られるような経過をたどっているものと思われる。

(6) 湾口拡巾と埋めたての合併影響

$C \times A = 0.5$ の場合を現状と考えると、湾口開削以前の河積が現状の2割減なら $C \times A = 0.4$ となり、4割減であったなら $C \times A = 0.3$ となる。逆に将来さらに開削を進めて、2割増とするなら $C \times A = 0.60$ であり、6割増とするなら $C \times A = 0.8$ となる。したがって湾口拡巾と浦戸湾の埋めたての合併影響は表-11あるいはつぎの表-12-1、2のようになる。

表-12-1よりみれば、 $C \times A = 0.5$ 、 $S = 1.0$ のときピーク潮位がT.P. 2.78mであったが、仮りに浦戸湾を現状のさらは2割だけ埋めたてを行なえば、 $S = 0.8$ となってピーク潮位はT.P. 2.85mと計算され、約0.07mだけ潮位が上がることになる。

逆に浦戸湾の埋めたてが行なわれる以前が、現在の2割増の水面積であったならT.P. 2.71mとなり0.07m低下し、4割増であったならT.P. 2.62mとなり約0.16m低下する。

また湾口部開削以前が現状より断面積が2割小さく、同時に浦戸湾の水面積が現在の2割増であったときにはピーク潮位はT.P. 2.57mとなる。このような場合には（昔の浦戸湾を想定） $2.78m - 2.57m = 0.21m$ だけ、水位上昇を防げていたことと思われる。

また湾口をさらに2割開削し、湾内をさらに2割埋めたてする時点では、今回の高潮があった場合のピーク潮位はT.P. 2.85mになると推定され、現在より0.07m上昇する。

電算による計算結果の数例を、湾口からの流入、流出、流量、湾口平均流速および湾口断面積の時間的变化を参考にしたいために、表-13-1、2、3に示す。記号は本文中に記したものと同一記号を使用している。また Δy は、計算時刻の後1分間における湾内潮位上昇量であり、プラスは上昇、マイナスは下降である。流入流量（ m^3/S ）のうちプラスは湾内流入、マイナスは湾口より流出である。湾口流速は平均流速の絶対値である。なおプリントは12分間隔に行なったので、前述したように、潮位ピーク付近では必ず

しもピーク値を印刷していない。

表-12-1

計 算 条 件	C・Aの値	Sの値	ピーク潮位
河川流出 無 浸 水 ナシ	0.3 (A4割減)	0.6	T.P. 2.75 m
		0.8	2.66
		1.0	2.51
		1.2	2.37
		1.4	2.20
	0.4 (A2割減)	0.6	2.85
		0.8	2.78
		1.0	2.70
		1.2	2.57
		1.4	2.45
	0.5 (現 状)	0.6	2.87
		0.8	2.85
		1.0	2.78
		1.2	2.71
		1.4	2.62
	0.6 (A2割増)	0.6	2.89
		0.8	2.85
		1.0	2.84
		1.2	2.78
		1.4	2.72
	0.8 (A6割増)	0.6	2.90
		0.8	2.89
		1.0	2.86
		1.2	2.85
		1.4	2.83

表-12-2

計 算 条 件	C・Aの値	Sの値	ピーク潮位
河川流出 有 浸 水 ナシ	0.3 (A4割減)	0.6	T.P. 2.97 m
		0.8	2.91
		1.0	2.82
		1.2	2.70
		1.4	2.58
	0.4 (A2割減)	0.6	2.95
		0.8	2.93
		1.0	2.88
		1.2	2.82
		1.4	2.72
	0.5 (現 状)	0.6	2.93
		0.8	2.92
		1.0	2.91
		1.2	2.87
		1.4	2.81
	0.6 (A2割増)	0.6	2.92
		0.8	2.91
		1.0	2.91
		1.2	2.89
		1.4	2.86
	0.8 (A6割増)	0.6	2.92
		0.8	2.91
		1.0	2.90
		1.2	2.90
		1.4	2.89

表-13-1

C=0.5, A=1.0, S=1.0, 2.075 (浸水アリ)、河川流出ナシ

	$\eta(T, P, m)$	$y(T, P, m)$	$\Delta y^m/min$		流入流量(m^3/s)	河口流速(m/s)	河川流量(m^3/s)	河口断面積(m^2)	時刻
177	-0.430	-0.467	0.0030	-0.464	429.6	0.427	429.6	0.0	1006.9
181	-0.410	-0.434	0.0024	-0.432	349.7	0.346	349.7	0.0	1010.8
185	-0.400	-0.410	0.0016	-0.408	223.9	0.221	223.9	0.0	1012.8
189	-0.380	-0.391	0.0016	-0.389	233.7	0.230	233.7	0.0	1016.8
193	-0.360	-0.371	0.0017	-0.369	237.5	0.233	237.5	0.0	1020.7
197	-0.340	-0.351	0.0017	-0.349	239.0	0.233	239.0	0.0	1024.7
201	-0.300	-0.325	0.0025	-0.323	363.9	0.352	363.9	0.0	1032.6
205	-0.220	-0.285	0.0041	-0.281	590.7	0.563	590.7	0.0	1048.4
209	-0.140	-0.230	0.0049	-0.225	708.4	0.666	708.4	0.0	1064.3
213	-0.060	-0.168	0.0055	-0.162	785.6	0.727	785.6	0.0	1080.1
217	0.010	-0.101	0.0056	-0.095	807.2	0.738	807.2	0.0	1094.1
221	0.090	-0.031	0.0060	-0.025	857.4	0.771	857.4	0.0	1111.3
225	0.180	0.043	0.0065	0.050	925.4	0.818	925.4	0.0	1130.7
229	0.290	0.126	0.0072	0.133	1036.4	0.898	1036.4	0.0	1154.3
233	0.410	0.217	0.0080	0.225	1148.3	0.973	1148.3	0.0	1180.1
237	0.510	0.314	0.0082	0.322	1177.3	0.980	1177.3	0.0	1201.6
241	0.630	0.416	0.0088	0.425	1257.3	1.024	1257.3	0.0	1227.4
245	0.730	0.521	0.0088	0.530	1262.8	1.011	1262.8	0.0	1248.9
249	0.890	0.634	0.0100	0.644	1437.0	1.120	1437.0	0.0	1283.3
253	1.010	0.755	0.0102	0.766	1462.2	1.117	1462.2	0.0	1309.2
257	1.130	0.879	0.0103	0.889	1482.6	1.110	1482.6	0.0	1336.0
261	1.290	1.008	0.0112	1.019	1612.4	1.176	1612.4	0.0	1371.7
265	1.430	1.145	0.0116	1.156	1658.4	1.182	1658.4	0.0	1402.9
269	1.590	1.287	0.0122	1.300	1751.7	1.218	1751.7	0.0	1438.6
273	1.750	1.437	0.0127	1.450	1825.7	1.238	1825.7	0.0	1474.2
277	1.900	1.591	0.0129	1.604	1854.5	1.230	1854.5	0.0	1507.7
281	2.050	1.748	0.0131	1.761	1876.1	1.217	1876.1	0.0	1541.1
285	2.250	1.911	0.0143	1.926	2042.7	1.288	2042.7	0.0	1585.7
289	2.450	2.088	0.0152	2.103	2172.7	1.333	2172.7	0.0	1630.3
293	2.650	2.226	0.0081	2.234	2414.2	1.441	2414.2	0.0	1674.9
297	2.850	2.330	0.0092	2.339	2745.6	1.597	2745.6	0.0	1719.5
301	2.900	2.438	0.0088	2.447	2603.2	1.504	2603.2	0.0	1730.7
305	2.840	2.534	0.0071	2.541	2102.3	1.224	2102.3	0.0	1717.3
309	2.680	2.601	0.0035	2.604	1046.7	0.622	1046.7	0.0	1681.6
313	2.520	2.599	-0.0034	2.595	-1023.5	0.622	1023.5	0.0	1646.0
317	2.400	2.550	-0.0047	2.545	-1388.8	0.858	1388.8	0.0	1619.2
321	2.200	2.485	-0.0063	2.478	-1859.2	1.181	1859.2	0.0	1574.6
325	2.080	2.408	-0.0066	2.401	-1960.9	1.267	1960.9	0.0	1547.8
329	1.920	2.325	-0.0072	2.318	-2130.5	1.409	2130.5	0.0	1512.2

8月21日 3時00分

12

24

36

48

4時

5時

6時

7時

8時

9時

10時

表 - 13 - 2

C=0.5, A=1.0, S=1.0

(浸水なし)、河川流出ナシ

	$\eta(T. P. m)$	$y(T. P. m)$	$\Delta y m/min$	流入流量 (m^3/s)	河口流速 (m/s)	河川流量 (m^3/s)	河口断面積 (m^2)	時刻		
177	-0.430	-0.467	0.0030	-0.464	429.6	0.427	429.6	0.0	1006.9	8月21日 3時
181	-0.410	-0.434	0.0024	-0.432	349.7	0.346	349.7	0.0	1010.8	
185	-0.400	-0.410	0.0016	-0.408	223.9	0.221	223.9	0.0	1012.8	
189	-0.380	-0.391	0.0016	-0.389	233.7	0.230	233.7	0.0	1016.8	
193	-0.360	-0.371	0.0017	-0.369	237.5	0.233	237.5	0.0	1020.7	24
197	-0.340	-0.351	0.0017	-0.349	239.0	0.233	239.0	0.0	1024.7	36
201	-0.300	-0.325	0.0025	-0.323	363.9	0.352	363.9	0.0	1032.6	48
205	-0.220	-0.285	0.0041	-0.281	590.7	0.563	590.7	0.0	1048.4	4時
209	-0.140	-0.230	0.0049	-0.225	708.4	0.666	708.4	0.0	1064.3	
213	-0.060	-0.168	0.0055	-0.162	785.6	0.727	785.6	0.0	1080.1	
217	0.010	-0.101	0.0056	-0.095	807.2	0.738	807.2	0.0	1094.1	
221	0.090	-0.031	0.0060	-0.025	857.4	0.771	857.4	0.0	1111.3	5時
225	0.180	0.043	0.0065	0.050	925.4	0.818	925.4	0.0	1130.7	
229	0.290	0.126	0.0072	0.133	1036.4	0.898	1036.4	0.0	1154.3	
233	0.410	0.217	0.0080	0.225	1148.3	0.973	1148.3	0.0	1180.1	
237	0.510	0.314	0.0082	0.322	1177.3	0.980	1177.3	0.0	1201.6	6時
241	0.630	0.416	0.0088	0.425	1257.3	1.024	1257.3	0.0	1227.4	
245	0.730	0.521	0.0088	0.530	1262.8	1.011	1262.8	0.0	1248.9	
249	0.890	0.634	0.0100	0.644	1437.0	1.120	1437.0	0.0	1283.3	
253	1.010	0.755	0.0102	0.766	1462.2	1.117	1462.2	0.0	1309.2	7時
257	1.130	0.879	0.0103	0.889	1482.6	1.110	1482.6	0.0	1336.0	
261	1.290	1.008	0.0112	1.019	1612.4	1.176	1612.4	0.0	1371.7	
265	1.430	1.145	0.0116	1.156	1658.4	1.182	1658.4	0.0	1402.9	
269	1.590	1.287	0.0122	1.300	1751.7	1.218	1751.7	0.0	1438.6	8時
273	1.750	1.437	0.0127	1.450	1825.7	1.238	1825.7	0.0	1474.2	
277	1.900	1.591	0.0129	1.604	1854.5	1.230	1854.5	0.0	1507.7	
281	2.050	1.748	0.0131	1.761	1876.1	1.217	1876.1	0.0	1541.1	
285	2.250	1.911	0.0143	1.926	2042.7	1.288	2042.7	0.0	1585.7	9時
289	2.450	2.088	0.0152	2.103	2172.7	1.333	2172.7	0.0	1630.3	
293	2.650	2.274	0.0159	2.289	2274.8	1.358	2274.8	0.0	1674.9	
297	2.850	2.467	0.0164	2.484	2355.0	1.370	2355.0	0.0	1719.5	
301	2.900	2.649	0.0134	2.662	1920.6	1.110	1920.6	0.0	1730.7	10時
305	2.840	2.774	0.0068	2.781	973.0	0.567	973.0	0.0	1717.3	
309	2.680	2.754	-0.0071	2.747	-1011.3	0.601	1011.3	0.0	1681.6	
313	2.520	2.655	-0.0093	2.645	-1337.2	0.812	1337.2	0.0	1646.0	
317	2.400	2.542	-0.0094	2.533	-1351.4	0.835	1351.4	0.0	1619.2	10時
321	2.200	2.417	-0.0113	2.406	-1624.7	1.032	1624.7	0.0	1574.6	
325	2.080	2.284	-0.0108	2.274	-1548.8	1.001	1548.8	0.0	1547.8	
329	1.920	2.152	-0.0112	2.141	-1612.3	1.066	1612.3	0.0	1512.2	

表-13-3

C=0.5, A=1.0, S=1, 2.075 (浸水アリ)、河川流出アリ

η (T. P. m)	y (T. P. m)	Δy (m/min)	流入流量 (m ³ /s)	河口流速 (m/s)	河川流量 (m ³ /s)	河口断面積 (m ²)	時刻			
177	-0.430	-0.467	0.0030	-0.464	429.6	0.427	429.6	0.0	1006.9	8月21日 3時
181	-0.410	-0.434	0.0024	-0.432	349.7	0.346	349.7	0.0	1010.8	
185	-0.400	-0.410	0.0016	-0.408	223.9	0.221	223.9	0.0	1012.8	
189	-0.380	-0.391	0.0017	-0.389	238.2	0.229	233.2	4.9	1016.8	
193	-0.360	-0.371	0.0017	-0.369	246.4	0.227	231.5	14.8	1020.7	4時
197	-0.340	-0.350	0.0017	-0.348	249.4	0.219	224.6	24.7	1024.7	
201	-0.300	-0.323	0.0027	-0.320	380.8	0.335	346.2	34.6	1032.6	
205	-0.220	-0.281	0.0043	-0.276	616.1	0.545	571.5	44.5	1048.4	
209	-0.140	-0.224	0.0052	-0.219	744.4	0.642	682.8	61.6	1064.3	5時
213	-0.060	-0.158	0.0058	-0.152	834.9	0.693	749.0	85.9	1080.1	
217	0.010	-0.087	0.0060	-0.081	864.4	0.689	754.2	110.2	1094.1	
221	0.090	-0.012	0.0064	-0.006	921.8	0.708	787.4	134.4	1111.3	
225	0.180	0.068	0.0070	0.075	996.8	0.741	838.1	158.7	1130.7	6時
229	0.290	0.156	0.0078	0.164	1117.3	0.809	934.3	183.0	1154.3	
233	0.410	0.255	0.0086	0.263	1237.3	0.873	1030.1	207.2	1180.1	
237	0.510	0.359	0.0088	0.368	1264.9	0.860	1033.4	231.5	1201.6	
241	0.630	0.468	0.0094	0.478	1348.8	0.890	1093.0	255.8	1227.4	7時
245	0.730	0.581	0.0094	0.590	1347.6	0.855	1067.5	280.1	1248.9	
249	0.890	0.701	0.0108	0.712	1550.1	0.961	1233.6	316.5	1283.3	
253	1.010	0.832	0.0111	0.843	1586.5	0.933	1221.5	365.0	1309.2	
257	1.130	0.966	0.0112	0.977	1611.6	0.897	1198.1	413.5	1336.0	8時
261	1.290	1.107	0.0123	1.119	1762.5	0.948	1300.4	462.1	1371.7	
265	1.430	1.256	0.0126	1.268	1807.4	0.924	1296.8	510.6	1402.9	
269	1.590	1.411	0.0133	1.424	1907.7	0.937	1348.6	559.2	1438.6	
273	1.750	1.573	0.0138	1.587	1980.7	0.931	1373.0	607.7	1474.2	9時
277	1.900	1.739	0.0139	1.753	1994.0	0.887	1337.8	656.2	1507.7	
281	2.050	1.906	0.0139	1.920	1997.5	0.839	1292.7	704.8	1541.1	
285	2.250	2.081	0.0153	2.097	2194.7	0.909	1441.3	753.3	1585.7	
289	2.450	2.270	0.0163	2.287	2331.4	0.938	1529.6	801.9	1630.3	10時
293	2.650	2.419	0.0089	2.428	2632.8	1.064	1782.4	850.4	1674.9	
297	2.850	2.533	0.0102	2.543	3042.6	1.247	2143.6	898.9	1719.5	
301	2.900	2.653	0.0096	2.662	2853.3	1.101	1905.8	947.5	1730.7	
305	2.840	2.755	0.0071	2.762	2107.3	0.647	1111.3	996.0	1717.3	10時
309	2.680	2.789	-0.0006	2.788	-191.7	0.729	1226.4	1034.7	1681.6	
313	2.520	2.769	-0.0025	2.766	-754.7	1.105	1818.1	1063.4	1646.0	
317	2.400	2.734	-0.0033	2.731	-979.4	1.279	2071.5	1092.1	1619.2	
321	2.200	2.688	-0.0044	2.683	-1313.4	1.546	2434.3	1120.9	1574.6	10時
325	2.080	2.633	-0.0047	2.628	-1398.4	1.646	2548.0	1149.6	1547.8	
329	1.920	2.574	-0.0052	2.569	-1542.7	1.790	2706.7	1164.0	1512.2	

5. 結 論

1. 堀川新堀川の浸水は、要するに、湾内の上昇潮位にくらべて堤防高が低すぎたことが原因である。久万川堤防決壊も上昇潮位と風波とによる堤防の洗掘であり、堤防高の低さに帰せられる。
2. 堤防工事箇所や堤防切欠部には、高潮位に対して今後とも十分な注意が必要である。
3. 市内小排水河川と感潮河川との接続部の水門は、常時正常な機能を維持させておかねばならない。
4. 平常時の潮位変動に対する浦戸湾埋立ての効果は無視できるほど小さい。
5. 今回の高潮外潮位に対する貯留計算によれば、つぎのようなことがいえそうである。
 - (1) 今回のような浸水があった場合、湾口部の開削以前の河積が現状の約8割であったとすると、湾内ピーク潮位は0.13m低く、現状の2活増しに将来開削すれば、0.22m位高く上昇したと思われる。
 - (2) 今回のような浸水がなかった場合、湾内潮位はT.P. 2.78m程度にまで上昇したことと思われる。浸水のためT.P. 2.26mにとどまった。
 - (3) 湾内埋め立ての効果は小さく、浸水なしの場合、埋め立て以前が現在の2割増の水面積であっても、ただか0.06m潮位が余分に上昇するにすぎない。
 - (4) 湾内の2割埋めたと、湾口の2割開削の合併効果は湾内潮位を約0.2m位上昇させることになる。
 - (5) 河川流出があると、ない場合にくらべて、時間的にはより早く、湾内潮位は外潮位と同じ位にまで、上昇しそうである。

謝 意

本稿のまとめにあたっては、土屋河川研究室長に御検討をいただき、また河川研究室山田敦子技官に図面製図整理をお願いした。

付記して感謝いたします。