

越波と潮汐による海水交流の促進計画

A promotion plan of water exchange by the wave overtopping and the tide

川村正司*・中野 晋**・三井 宏**

Syoji.Kawamura, Susumu.Nakano and Hiroshi.Mitsui

The purpose of this study is to investigate the feasibility of water exchange in a closed basin by the wave overtopping and the tide. The calculated amount of water exchange by the tide is larger than any other amounts in this study in case that both new and old waterways have respective flap-gates. When the tide level is nearly equal to the top of submerged breakwater, the wave overtopping amount over it is comparable with the above mentioned amount by the tide.

Keywords: water exchange, closed basin, wave overtopping, tide.

1. はじめに

図-1 に示す紀伊水道に面する湾に、津波防波堤の新設が計画されているが、その背後が閉鎖性海域になってしまうため、水質の悪化が心配されている。図中のB地点には既設のフラップ・ゲートがあり、池の排水をするとともに海水の侵入を防いでいる。

このような現況に対して、図中の岩礁海岸であるA地点に水路を新設し、その開口部に集波堤と潜堤を設置すれば、池および湾の海水交流が促進できるものと考えられる。

これまでに、集波堤としてのV字型反射堤¹⁾、ベッセル・ホーン型反射堤²⁾の集波特性を明らかにし、またV字型集波堤後の水路内に設置した潜堤における越波量³⁾を模型実験により求めめている。

本研究では、越波量の実験結果と過去数年間の現地波浪観測資料から越波による海水導入量を算定し、潮汐による海水導入量も数値計算して、この閉鎖性海域における海水交流促進の可能性を検討する。

2. 越波と潮汐による海水導入

(1)越波による海水導入

越波による海水導入量の推算には、新設水路幅 10m として 表-1 の昭和53年から59年までの波浪観測データ⁴⁾と 図-2 に示すV字型集波堤の水路内の共振位置に設置した潜堤における単位幅当たりの越波量の実験結果³⁾より求めた。図の横軸Wは潜堤の天端上水深である。なお、簡単化のため 表-1 の観測データ(1時間間隔)において波高および周期それぞれを一定範囲内に区切ってブロック分けし、次式により算定した各ブロックの代表波高H。と代表周期Tにより越波量を求めた。

$$H_0 = \sqrt{\{\sum (\text{各波高中央値})^2 \times \text{各出現頻度}\} / \text{ブロック内出現頻度}} \quad \dots\dots (1)$$

$$T = \text{各周期中央値} \times \text{各出現頻度} / \text{ブロック内出現頻度} \quad \dots\dots\dots (2)$$

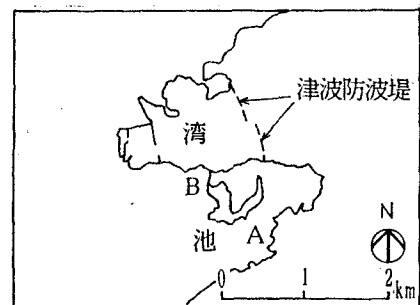


図-1 現地周辺

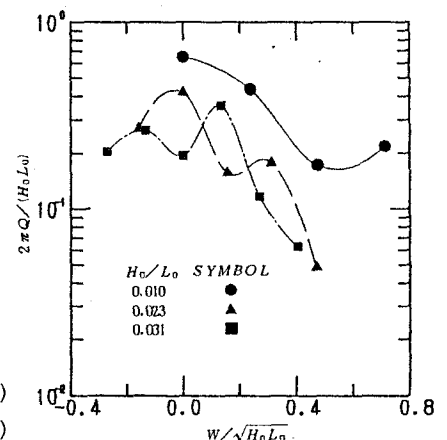


図-2 越波量の実験結果

* 正会員 株式会社フジタ

** 正会員 徳島大学工学部建設工学科 (770 徳島市南常三島町2-1)

表-1 波浪データ

周期(sec)	5 ~ 6	6 ~ 7	7 ~ 8	8 ~ 9	9 ~ 10	10 ~ 11	11 ~ 12	12 ~ 13	13 ~ 14	14 ~ 15	15 ~ 16	16 ~ 17	17 ~ 18	18 ~ 19	19 ~	回数	出現率 (%)
波高(sec)	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19			
~0.25	12665			3	1	1	2							1		12673	59.6
0.25~0.50	1339		3	155	594	752	516	322	125	67	36	10	3	1	1	3924	18.5
0.50~0.75		1	40	281	408	383	354	261	139	114	59	29	5	2		2076	8.8
0.75~1.00		1	25	131	178	172	120	142	81	78	45	30	6	1	2	1012	4.8
1.00~1.25			13	50	92	88	65	54	58	48	38	24	11	2		543	2.6
1.25~1.50			2	5	46	44	44	30	37	33	25	11	12	1		305	1.4
1.50~1.75				5	26	37	37	27	27	25	8	15	6	2	1	216	1
1.75~2.00					16	202	12	18	16	19	6	4	7	1	1	125	0.6
2.00~2.50					10	14	17	22	17	38	36	10	9	2	6	181	0.9
2.50~3.00					1	3	8	9	4	32	25	4	8	6		100	0.5
3.00~3.50						1	3	2	4	12	11	7	2	6	3	51	0.2
3.50~4.00								2	2	4	4	5	2	2	3	25	0.1
4.00~4.50									2	1	1		1	2	1	8	0.0
4.50~5.00									3	4	1	2	1			11	0.0
5.00~5.50															1	1	0.0
5.50~6.00									2		2	1				5	0.0
6.00~6.50										1				1		2	0.0
6.50~7.00										1		1		2	2	7	0.0
7.00~8.00														2	1	3	0.0
回数	14004	2	83	647	1374	1515	1177	891	517	176	298	153	74	33	18	6	21268
出現率(%)	65.8	0.0	0.4	3	6.5	7.1	5.5	1.2	2.4	2.2	1.4	0.7	0.3	0.2	0.1	0.0	100.0

この図より、越波量は潜堤の天端高がほぼ静水面に等しい場合に最大になることがわかる、そこで、潜堤の天端高を平均潮位にとり、次に示す各潮位時に波浪が作用した場合の越波による海水導入量を求めた。ただし、

図-2 を用いる際に H_0/L_0 を外挿して越波量を算定することは困難であるため、 $H_0/L_0 \leq 0.005$ の波はすべて無視した。ケース 1 は平均潮位、ケース 2 は朔望平均満潮位および干潮位、ケース 3 は中潮平均満潮位および干潮位の 5 種類の一定水位である。池の表面積は約 $166,100\text{m}^2$ であり、平均水深を 5m と仮定すれば池の水量は約 $830,000\text{m}^3$ となる。また、湾の表面積は約 $1,324,000\text{m}^2$ であり、平均水深を 9m とすれば、湾の水量は約 $11,920,000\text{m}^3$ となる。推算した越波による日平均海水導入量およびこの導入量による池と湾内の海水の交換に必要な日数を表-2 に示す。

表-2 越波による平均海水導入量

越波による海水導入量が、最も大きいのは平均潮位の場合である。朔望平均および中潮平均のいずれの場合も、干潮位に比べて満潮位海水導入量は桁違いに大きい。導入量に大きな差が出る原因は、現地で小さな波高の頻度が高いためである。

	朔望平均 満潮位	朔望平均 干潮位	中潮平均 満潮位	中潮平均 干潮位	平均 潮位
越波量(m^3)	102,930	4,630	102,900	4,650	120,890
池の交換日数	8.1	179.4	8.1	178.6	6.9
湾の交換日数	115.8	2574.2	115.8	2563.1	98.6

(2) 潮汐による海水導入

潮汐による海水導入の数値計算は、池については 3 角形 1 次要素を用いた有限要素法で、既設および新設の水路については陰形式差分法(須賀ら⁶⁾による)を使用した。

まず池についての数値計算の基礎方程式は、Navier-Stokes の方程式と連続の式を水深方向に積分平均した次式を用いる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - f v + \frac{\tau_x^b}{\rho(h+\zeta)} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + f u + \frac{\tau_y^b}{\rho(h+\zeta)} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial[(h+\zeta)u]}{\partial x} + \frac{\partial[(h+\zeta)v]}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 u, v はそれぞれ x, y 方向の平均流速、 ζ は水位、 h は水深、 τ^b は海底面での摩擦応力、 g は重力加速度である。海底摩擦応力は

$$\tau_x^b = \frac{\rho_w g u \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2}$$

$$\tau_y^b = \frac{\rho_w g v \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2}$$

与えられる。ここに C は Chezy 係数 ($C = h^{1/6}/n$, n はマンニングの粗度係数) である。これらの式について水平方向に Galerkin 法による有限要素定式化を行い、時間項の差分化には川原ら⁵⁾の2段階陽解法を用いた。

予備計算としてコリオリ項と海底摩擦項について、計算結果に与える影響を調べたが、ほとんど結果には差がでなかったため、本計算ではこれらを無視した。特に海底摩擦項の影響が小さかったのは時間項の差分化において、人工粘性が導入された結果と考えられる。

水路についての数値計算には1次元流れに対する次の式を用いる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|Q|Q}{K^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 A は流水断面積、 Q は流量、 x は下流向きを正とする距離、 H は水位、 K^2 は通水能で $K = AR^{2/3}/n$ である。各項を陰形式差分法⁶⁾で差分化した。

池は 図-3 のように節点数 133、要素数 199 の三角形要素に分割し、水路はいずれも幅を 10m として新設水路 A は 6 等分の区間に、既設水路 B は 4 等分の区間に分割し、水路の Manning の粗度係数は 0.015 とした。初期条件は、池の各節点における水位、流速、および水路の各断面の水位、流量を 0.0 とした。また、境界条件として数値計算に与える潮汐は大潮、中潮、小潮それぞれの一定振幅を持つ 3 種類の余弦波で与えた。なお、タイムステップは 5 秒とした。

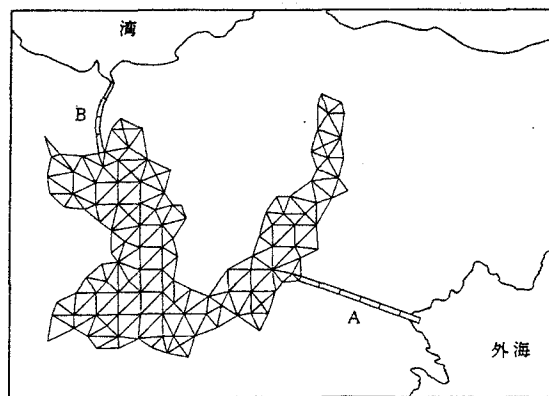


図-3 要素分割

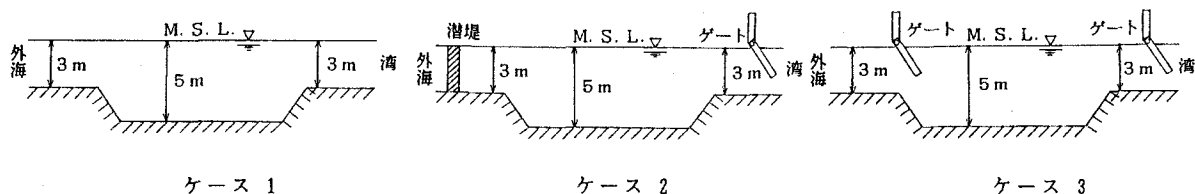


図-4 計算ケース

水路 A に設置する潜堤としては、図-5 のような長方形断面の潜堤を想定した。本間⁸⁾によれば、越流の形は $h_2/h_1 = 2/3$ を境界として、 $h_2/h_1 < 2/3$ では完全越流、 $h_2/h_1 > 2/3$ では潜り越流に分類され、それぞれの越流量は次の式で与えられる。

$$\text{完全越流: } Q = CBh_1^{3/2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{潜り越流: } Q = 2.6C h_2 \sqrt{h_1 - h_2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 Q は越流量、 C は流量係数 ($C = 1.55$)、 h_1 、 h_2 は堰頂を基準とする上流および下流水深、 B は堰幅である。

図-6 に示すフラップ・ゲートは潜りオリフィス⁹⁾と考えて、流量を次式で与えた。

$$Q = C \cdot A \cdot B \sqrt{2g\Delta H} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 C は流量係数 ($C = 0.61$)、 ΔH は水頭差、 B はゲート幅である。ゲート開口高 A は $A = 5\Delta H$ と仮定した。全ての計算ケースについて助走計算時間を 1 日とし、2 日目以後の計算結果について考察する。図-7~9 に

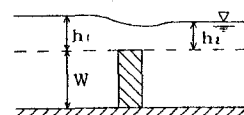
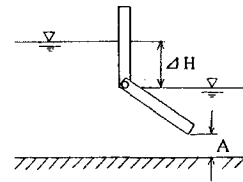


図-5 潜堤

水路 A, B を自然に流れる水路とした場合 (ケース 1) の計算結果を示す。図中の実線は境界条件とした外海の潮位, 2 点鎖線は池中央付近の水位, 破線は水路 A の流量, 1 点鎖線は水路 B の流量で, 流れの向きは外海から池を通じて湾へ流れる方向をいずれも正方向とした。これらの図以降の線種も同様に定義する。これらの図によれば大潮, 中潮, 小潮にはほぼ無関係に, 外海と池の水位変動には約 10 分の位相のずれがあり, また, 水路の流出入量変化は水路 A の方が水路 B よりも大きい。



水路 A に潜堤, 水路 B にフラップ・ゲートを設置した場合 (ケース 2) の大潮時の計算結果を 図-10 に示す。この図において, 池の水位は, 平均海面よりも常に低くなっている。この現象が妥当なものかどうか確かめる

図-6 フラップ・ゲート

ため, 流出量の式 (8) におけるゲート開口高 ($A=5\Delta H$) を $A=2\Delta H$ として水路 B の流量を減らして計算した。

この結果を 図-11 に示すが, 図-10 と比べると池の水位が少し高くなり, ゲートからの流出時間が長くなっただけで, 池の水位は平均海面よりは高くなる。したがって, 中潮, 小潮においても, ゲート開口高 $A=5\Delta H$ として計算した。その結果を 図-12 および 13 に示すが, 図-10 の大潮時の計算結果もまとめて比較すると, 大潮, 中潮, 小潮の 3 ケースとも池の水位が平均海面より低いため, 水路 A においては池から外海への流出は常に存在しない。

水路 A, B にケース 2 と同じゲート開口高 $A=5\Delta H$ のフラップ・ゲートを設置した場合 (ケース 3) の計算結果を 図-14~16 に示す。池への流入量および湾への流出量ともに, 潮汐に関係なくケース 1, およびケース 2 よりも大きい。

計算ケースの中で流出入量が多いケース 3 について, 大潮時で流入および流出流速が最大時における池内の流速ベクトル分布を 図-17 および 18 に示す。ただし, 1.0cm/s よりも小さい流速は省略してある。流入時には, 池の右側へはあまり流れず, ほとんどが池中央部を流れる。流出時には水路 B へ向かって流れるが, その流れにより水路取付部分右側ののくぼんだ地形の部分において強い循環流が発生している。

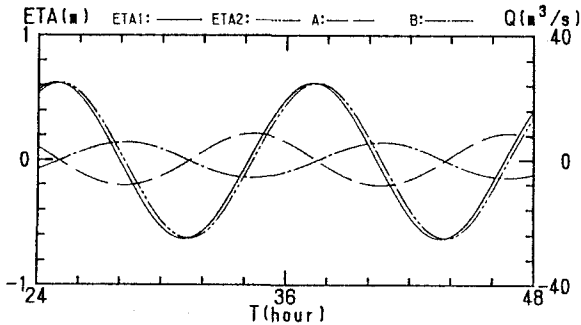


図-7 水位および流量の経時変化 (ケース 1, 大潮)

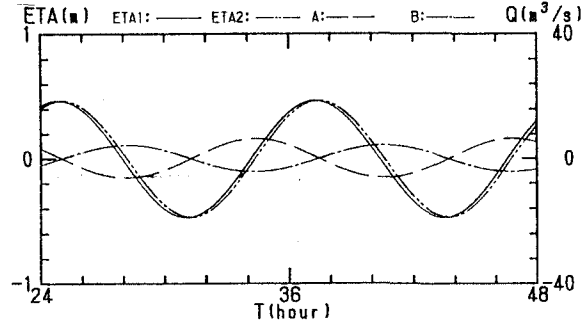


図-8 水位および流量の経時変化 (ケース 1, 中潮)

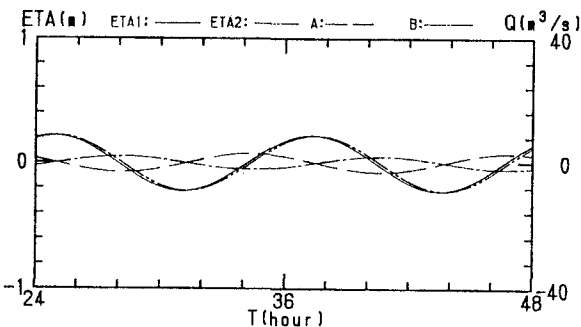


図-9 水位および流量の経時変化 (ケース 1, 小潮)

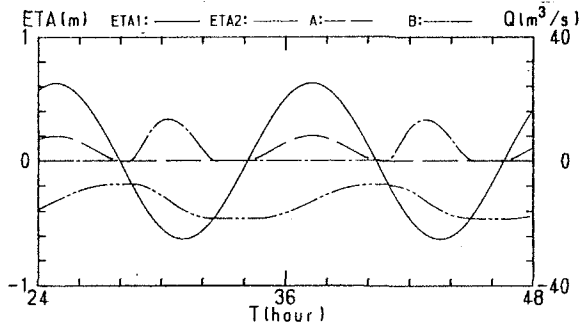


図-10 水位および流量の経時変化
(ケース 2, 大潮, $A=5\Delta H$)

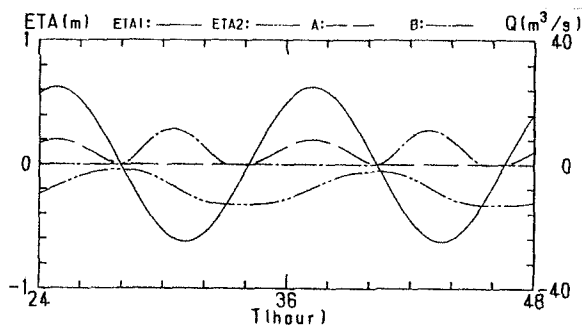


図-11 水位および流量の経時変化
(ケース 2, 大潮, $A=2\Delta H$)

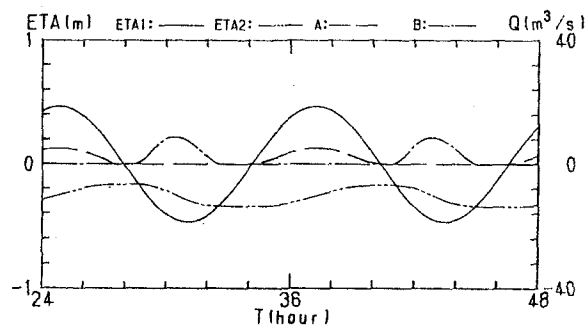


図-12 水位および流量の経時変化
(ケース 2, 中潮, $A=5\Delta H$)

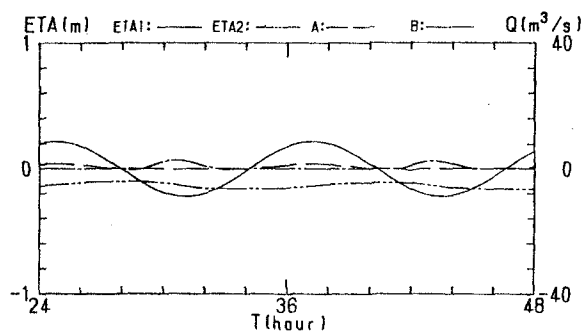


図-13 水位および流量の経時変化
(ケース 2, 小潮, $A=5\Delta H$)

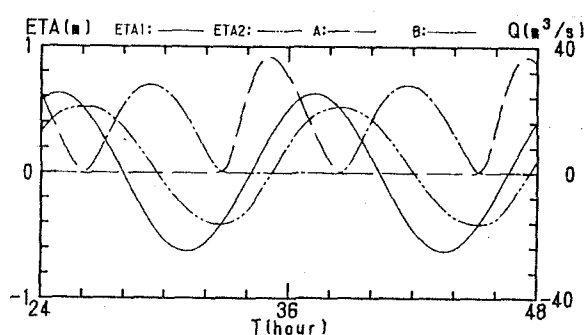


図-14 水位および流量の経時変化
(ケース 3, 大潮, $A=5\Delta H$)

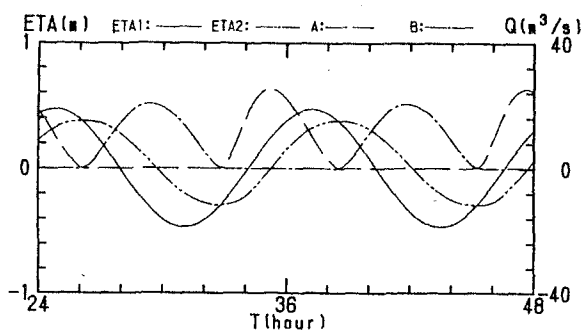


図-15 水位および流量の経時変化
(ケース 3, 中潮, $A=5\Delta H$)

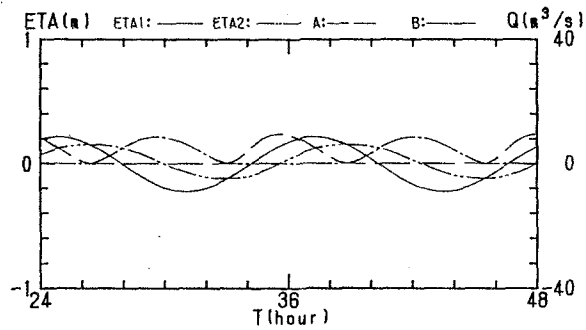


図-16 水位および流量の経時変化
(ケース 3, 小潮, $A=5\Delta H$)

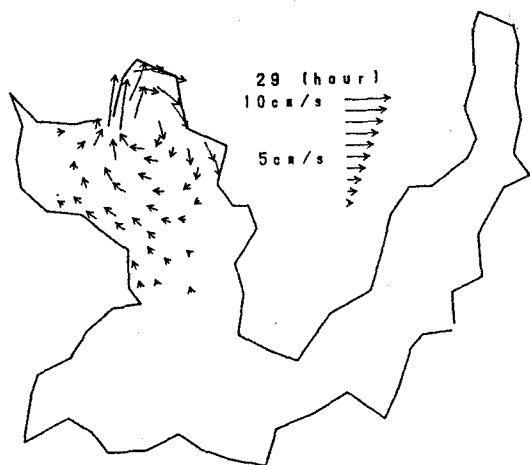


図-17 流速ベクトル (ケース 3, 大潮)

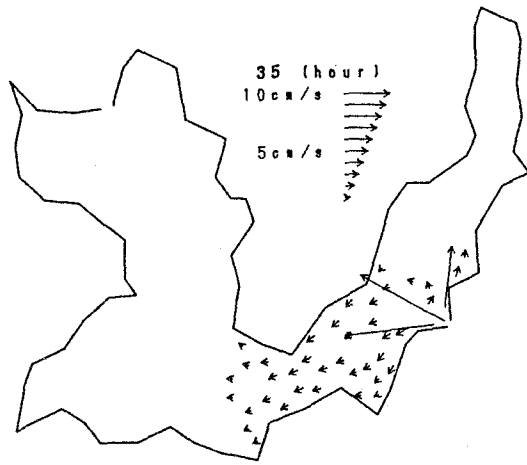


図-18 流速ベクトル (ケース 3, 大潮)

ケース 3 の計算結果より求めた 1 潮汐当たりの、湾への流出量を 表-3 に示す。池および湾内の海水の交換日数を推算するに際して、この表に示す流量が約 15 日周期で繰り返すことを考慮し、1 潮汐当たりの水路 B からの平均流出量を求めた。水路 B から湾への平均流出量は約 $267,000\text{m}^3$ 、池の表面積は $166,100\text{m}^2$ であるので、池の水量約 $830,000\text{m}^3$ すべてが入れ替わるには単純計算で約 2 日かかる。湾の水量約 $11,920,000\text{m}^3$ が入れ替わるには約 23 日かかることになる。これらと比較すれば、平均潮位および満潮位の越波量はほぼこれらに匹敵する量であることが分かる。

表-3 1 潮汐当たりの流量

	大潮 (m^3)	中潮 (m^3)	小潮 (m^3)
水路 B	399,795	288,613	117,979

水路 B から湾への平均流出量は約 $267,000\text{m}^3$ 、池の表面積は $166,100\text{m}^2$ であるので、池の水量約 $830,000\text{m}^3$ すべてが入れ替わるには単純計算で約 2 日かかる。湾の水量約 $11,920,000\text{m}^3$ が入れ替わるには約 23 日かかることになる。これらと比較すれば、平均潮位および満潮位の越波量はほぼこれらに匹敵する量であることが分かる。

3. おわりに

- (1) 新設導流路および既設水路に堰などの障害物が無い場合、潮汐による池と外海の水位変動には約 10 分の位相のずれがあり、新設導流路の方が既設水路よりも流出入量が多い。
- (2) 新設導流路に天端高さが平均海面に等しい潜堤、既設水路にフラップ・ゲートを設置した場合、常に池の水位は平均海面より低く、新設導流路から外海への流出は存在しない。
- (3) 新設導流路および既設水路にフラップ・ゲートを設置した場合、潮汐による池への流入量および湾への流出量とも、他の場合より大きい。
- (4) 池の水深を 5m と仮定し、湾の平均水深を 9m とし、潮汐により海水が入れ替わる日数を単純計算すれば、上記の (3) の場合で、池は約 2 日、湾は約 23 日となる。
- (5) 越波量による海水導入量は、現地では小さい波高の発生頻度が高いため、満潮位の方が干潮位に比べて桁違いに大きい。
- (6) 越波による海水導入量は、波と潮位に左右されるので予想が困難であるが、平均潮位や満潮位の場合には、潮汐による (3) の場合の流量に匹敵するものと思われる。

なお、この研究では津波防波堤を考慮しないで、池から湾への流出量を換算した。津波防波堤を設置した閉鎖性海域において、池から流出した海水がどのような流れ方をするかを知ること重要であり、今後計算を行う予定である。

最後にこの研究を行うにあたり、運輸省第三港湾建設局小松島工事事務所からは貴重な波浪台帳をお借りした。また論文の浄書のタイピングでは徳島大学大学院生の都 浩輔君の協力を得た。ここに記して各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 小松英則・中野 晋・三井 宏：集波用 V 字型堤の集波特性，第 14 回海洋開発論文集，pp. 257-261，1989
- 2) 金谷安洋・川村正司・中野 晋・三井 宏：ベッセル・ホーン型反射堤の集波特性，第 15 回海洋開発論文集，pp. 131-136，1990。
- 3) 川村正司・小松英則・山本 敦・中野 晋・三井 宏：V 字状集波堤と潜堤による越波量の増大，海岸工学論文集，Vol. 36，pp. 623-627，1989。
- 4) 運輸省第 3 港湾建設局神戸調査設計事務所：観測波浪台帳，昭和 53 年度～昭和 59 年度。
- 5) 川原睦人・竹内則雄・首藤伸夫：2 段階ラックス・ウエンドロフ有限要素法による潮汐流解析，第 23 回海岸工学講演会論文集，pp. 498-501，1976。
- 6) 須賀堯三・葛西敏彦：陰形式差分法による不定流計算法，土木技術資料 24-2，pp. 193-198，1982
- 7) 例えば 土木学会：水理公式集，pp. 287-289，1975。
- 8) 例えば 椿東一郎・荒木正夫：水理学演習上巻，206p. 森北出版，1985。