

图-1 武佐川河口付近平面図

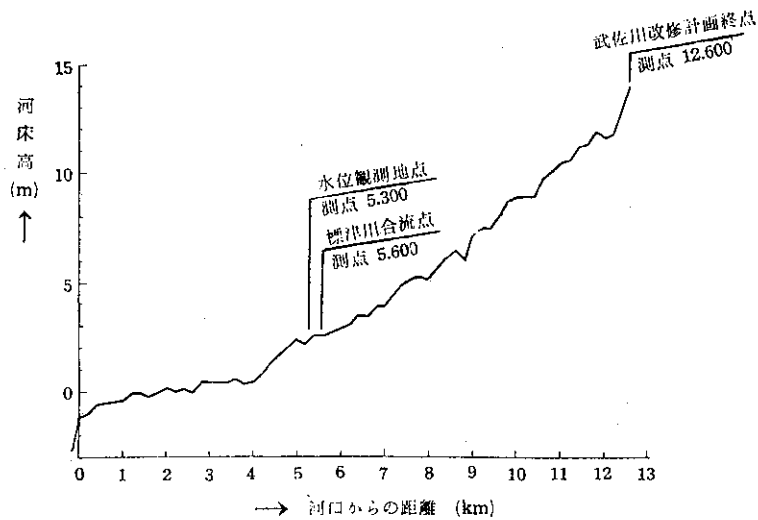


図-2 武佐川縦断面図

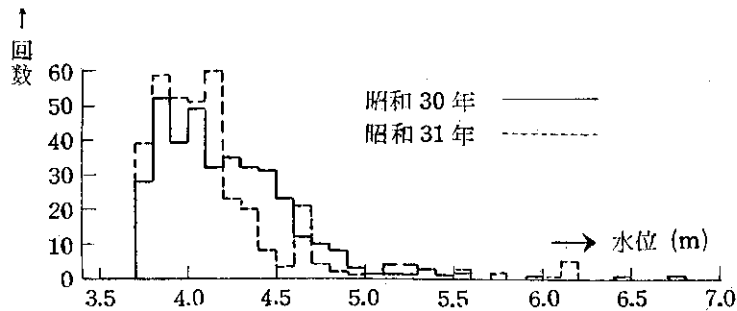


図-3 水位頻度図 (標津川・武佐川合流点下流)

表-1 標津川合流点下流における各流量

	平水流量 (m^3/sec)	低水流量 (m^3/sec)	濁水流量 (m^3/sec)	年に1, 2 回起る洪 水流量 (m^3/sec)	年に5, 6 回起る洪 水流量 (m^3/sec)	最大流量 (m^3/sec)	最小流量 (m^3/sec)
昭和30年	24.8	18.7	14.8			163.7	13.0
昭和31年	22.5	18.2	14.5			117.5	6.2
平均	23.7	18.5	14.7	100	50		

和27年3月4日) 大潮平均満潮面 0.85 m, 同干潮面 -0.45 m, 平均満潮面および同干潮面がそれぞれ 0.55 m, -0.15 m である。

4. 河口切替による影響

河口切替が河状に及ぼす影響としては、流路延長の短縮によつて上流水位が下がることが予想されるところに、河床の掃流能力が変化して河床変化が起る可能性が考えられる。ここでは主としてこの2つに関して検討することにする。

(1) 切替前後の水位変化

前記した流量観測地点は潮汐の影響をあまり受けていないと考えてよいから、ほぼ等流状態にあると想定し観測資料から manning の相度係数を概算すると $n=0.025$ を得た。なお、もとの河口から約 2 km 上流地点の河床材料から n を計算すると次のようになる。すなわち、開水路の抵抗法則

$$u_m/u_* = 6.0 + 5.75 \log_{10} R/K_s \quad (1)$$

を使用して manning の粗度係数は

$$n = R^{1/6}/\sqrt{g} \cdot 1/u_m/u_* \quad (2)$$

と表わされる。ここに u_m : 平均流速, $u_* = \sqrt{gRI}$, R : 径深, I : エネルギー勾配, K_s : 相当粗度である。相当粗度を求める式として

$$K_s/d_m = f(\tau_*, u_* d_m/r) \quad (3)$$

$$\tau_* = \tau_0/(\sigma - \rho) g \cdot d_m, \quad \tau_0 = \rho g R I$$

の形の式がこれまで示された。

ここに σ : 砂礫の密度, ρ : 水の密度, d_m : 砂礫の平均粒径 しかし K_s/d_m は Froude 数によつてかなり変化し, 土木研究所において Froude 数の広範囲な実験を行なつて調べた結果では

$$K_s/d_m = f(\tau_*) \cdot F_r^{-2}, \quad F_r = u_m/\sqrt{gR} \quad (4)$$

の関係があるが, 一方 u_m/u_* は F_r に無関係に τ_* と同じ意味を有する d_m/RI のみの関数となることが示され, 粗度を表わすには K_s/d_m よりも u_m/u_* , したがつて R/K_s の方が適切であることが示された²⁾。

武佐川河床砂の粒度曲線は 図-4 に示すとおりで $d_m = 0.74 \text{ mm}$ であり, I としてこの付近の河床勾配 $\sin \theta \approx 1/2000$ をとることとする。土木研究所の実験値から u_m/u_* を d_m/RI から求める方法により, R に応じる n を計算してその平均値を求めれば $n = 0.0275$ を得た。この値は先の $n = 0.025$ とあまり大きい開きはないので, 河口から流量観測地点まで全区間を平均して $n = 0.025$ としても大差ないと考えられる。河口切替前後における水位を比較するため, 河口潮位が既往最高潮位 $H = 1.85 \text{ m}$, 大潮平均満潮面 $H = 0.85 \text{ m}$ および平均海面 $H = 0.20 \text{ m}$ の3種に対し, 洪水流量 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$, および $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ について不等流計算を行なつた。切替河口は測点 2/0 において幅 60 m の矩形断面を有するものとしたが, 上の各組合せに対する水位を図示すれば 図-5 のようになる。

水位差が認められる区間, すなわち河口切替の影響範囲は, もとの河口から約 7 km 上流 (測点 4800) までであり, 最大水位差は測点 200 において約 90 cm を示す。これらから洪水に対してもまた周辺土地の排水に対しても, 河口切替が有効なことがわかる。

(2) 河床の掃流能力の変化

河床の洗掘あるいは堆積は, 河川水流のもつ流砂能力が場所によつて異なるためであるといわれる。武佐川

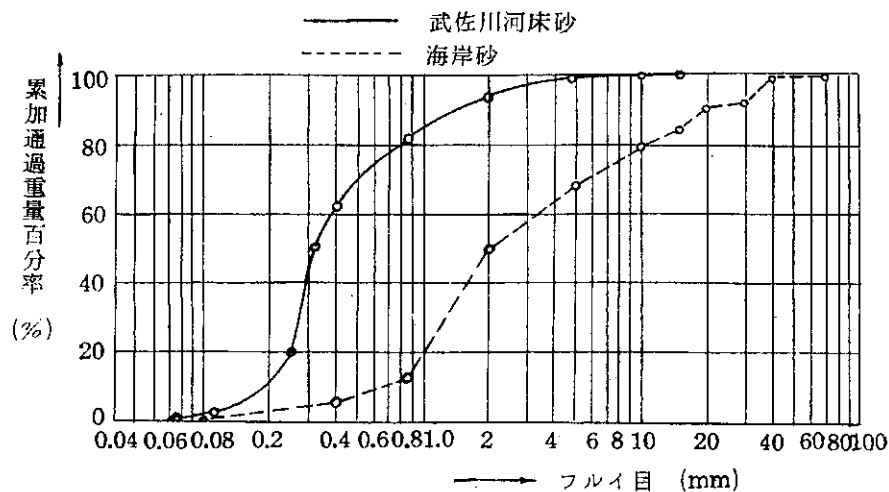


図-4 河床および海岸砂の粒度曲線

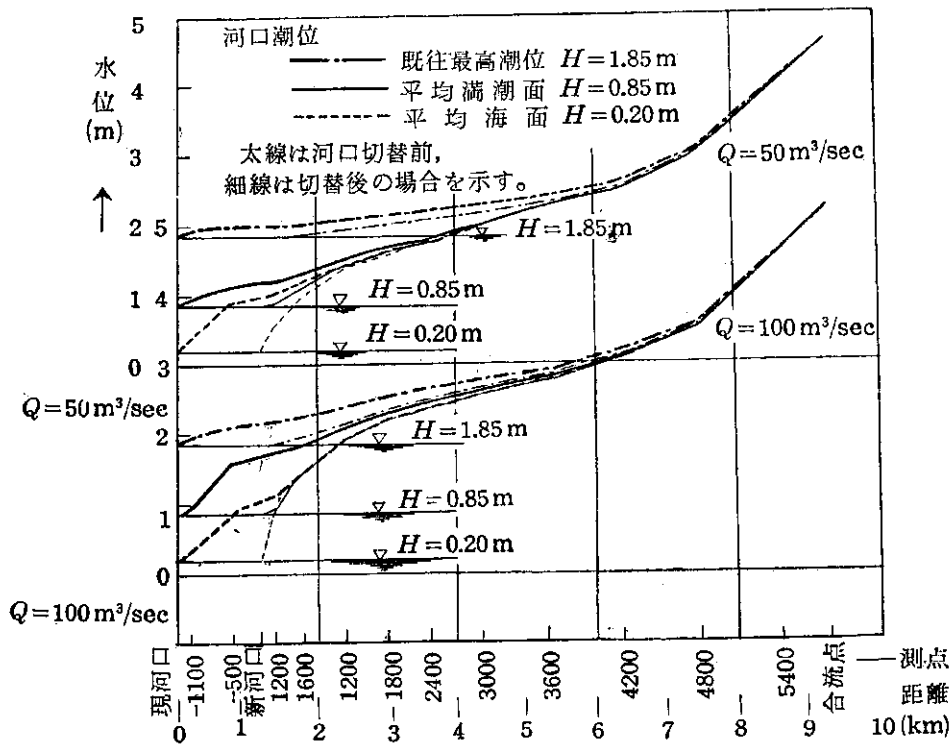


図-5 河口切替前後における水位比較

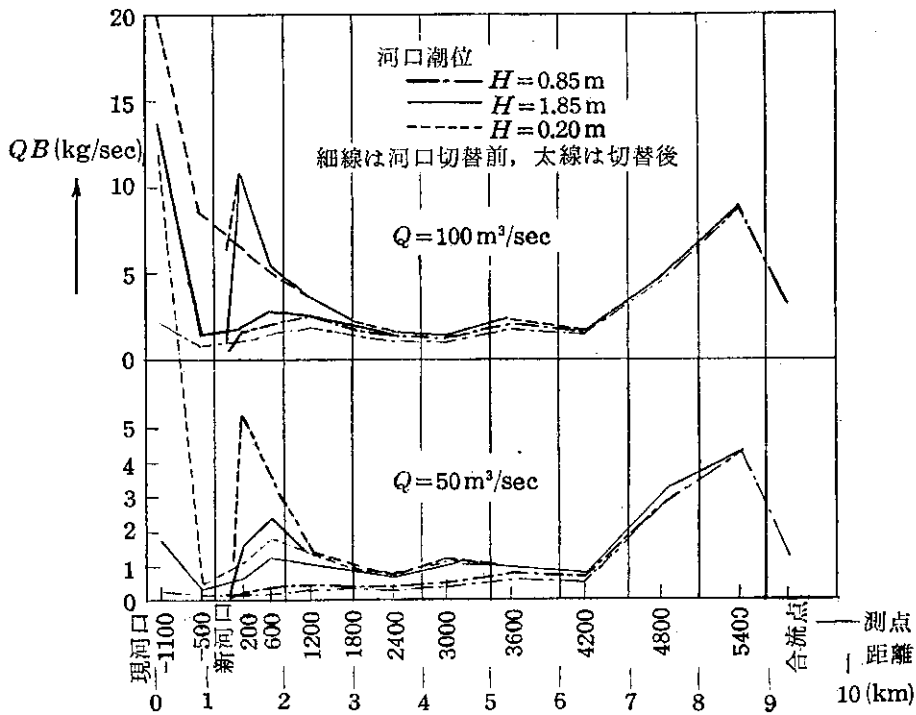


図-6 河口切替前後における各断面

武佐川の河口処理¹⁾ (第1報)

建設部河川課長	森田義育
土木試験所次長	古谷浩三
北大工学部助教授 工博	岸力
土木試験所 土工研究室副室長	星野信治
建設部河川課	谷口雅有

1. 緒 言

武佐川は釧路開発建設部管内標津郡を流れてオホーツク海に注ぐ河川で、流域面積 701 km² を有し計画洪水量は 910 m³/sec である。流路は海岸のごく近くにおいてほとんど直角に右折して、海岸線沿いに約 1,300 m 流れて河口に達していた。この河川の全体計画再検討にあたって、昭和 33 年秋から河口切替が可能かどうかを調査する試験工事をこなつてはいるが、ここでは河口切替によつて河川に及ぼす影響、河口閉塞、河口維持などについて考察し、さらに切替後の河口変化状況について報告する。

2. 武佐川河口処理の必要性

武佐川中流部から下流部にかけての 3,000 町歩の原野は低湿泥炭地の上、洪水の氾濫と流路の蛇行などにまかせて未開のまま見捨てられていたが、戦後殊にこれら泥炭湿地の開発が要望されるに及び、この武佐川流域も国営開拓地として建設工事が始められ、これと並行して河川の分野では昭和 28 年より特殊河川として武佐川の改修工事が着手された(北海道における開拓事業をより効果的に推し進めるための前提条件として、特に必要と認められる河川については「特殊河川」と名づけて国直轄で(建設省所管)改修を行なつてはいるものが武佐川を含めて 14 河川ある)。

この改修計画は捷水路工事、築堤、護岸などによつて流路を調整し、河岸の決潰、洪水の氾濫を防止し、かつ周辺土地の排水を可能として開拓事業を促進させることを目標としている。河口附近は図-1 に示すように砂洲が発達し約 1 km 流下して標津市街でオホーツク海に注いでいる。このような半閉そく状態のため河川水位が高くなり、特に高潮ならびに洪水時には内陸にしばしば相当の氾濫被害を受け、近年では昭和 8 年、22 年、33 年の被害が大きかった。したがつて、河川計画上このような洪水被害を防ぐとともに、上流水位を低下させて、開拓事業の目的を完遂させるために河口を切替ることの提案がなされ、これが成功の可能性についてなほ検討の過程にあるがその一環としての試験工事が本報告の主体をなすものである。

3. 武佐川の河状

(1) 平面ならびに縦断形状

平面形状は図-1 にみるように極端に迂曲蛇行していたが、捷水路工事によつてしだいに河道が修正されつつある。図-2 は縦断図を示すが、測点 4.0 km 付近から河床は急勾配になつてはいる。なお、図-1 における切替地点で切替た場合、彎曲点と汀線迄の間で約 1/160 の落差をうるので河口切替にふみ切ることができた。

(2) 流量分布および潮汐

もとの河口から約 9 km 上流の標津川との合流点における流量曲線式から、昭和 30 年および 31 年のこの地点の水位頻度図を示せば図-3 のようになる。種々の水位に応じる流量を調べれば表-1 のようになつて、各流量とも大きい開きがなく、また最多流量も平水流量とほぼ同じである。河口付近の潮位は既往最高潮位 1.85 m (昭

の河床砂は図-4からみると浮遊するものは少ないと思われるので、河床変動に与えるのは掃流流砂が大部分であると考え、河口切替前後における掃流能力を比較してみる。掃流流砂量の計算式として佐藤・吉川・芦田³⁾公式を用いれば $n=0.025$ であるから

$$q_B = 0.62 w \sqrt{g} (HI)^{3/2} F(\tau_c/\tau_0) \tau_s/\tau_s - \tau \quad (5)$$

ここに q_B : 単位時間、単位幅当りの掃流流砂量, w : 水の単位重量,
 τ_s : 砂粒子の比重, τ : 水の比重, H : 水深, I : 水面勾配,
 τ_c : 限界掃流力, F : τ_c/τ_0 の関数値である

$\tau_s=2.6$ $\tau=1.0$ として武佐川河床砂の限界掃流力を概算すると

$$\tau_c = 50 (\tau_s - \tau) d_m = 50 (2.6 - 1.0) \times 0.74 = 59.2 \text{ kg/m}^2$$

となる。流砂量計算を流量 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ の2種類について行なうとすると、この場合の掃流力は各地点を平均して $\tau_c/\tau_0 < 0.3$ となるから $F=1.0$ とすれば(5)式は次のようになる。

$$q_B = w \sqrt{g} (HI)^{3/2} \quad (6)$$

河幅全体に対する単位時間当りの掃流流砂量を Q_B , 河幅を B とすれば

$$Q_B = \frac{w \sqrt{g} n^3 Q^3}{B^2 H^{7/2}} \quad (7)$$

となり、上の2種類の流量と河口潮位とを組合せて各地点の流砂量を計算して図示すれば図-6のようになる。これからみると、測点600から河口にかけては河口切替の前後において流砂能力に差異はあるが、これから上流ではその差はほとんどないので、河口切替によつて上流が洗掘され、河道に悪影響を及ぼすという危険性もないと考えられる。

4. 河口彎曲の原因

河口に約1km延びている砂洲の砂礫は図-4にみるように河川よりの供給土砂とは非常に異なり、砂とともに礫あるいは栗石に至るまでふくまれていて、この平均粒径は14.1mmである。切替前のもとの河口の位置は明治32年以来砂洲の消長はみられるが、ほぼその場所を一定にしてあまり動いていない。この砂洲あるいは海岸砂礫の供給源は武佐川ではなく、海から運ばれてきたものと考えられるが、河口の彎曲状況からみて北方向に供給源のあることが予想される。漂砂の性状を把握するために風波ならびにその発生原因である風について考察することにする。

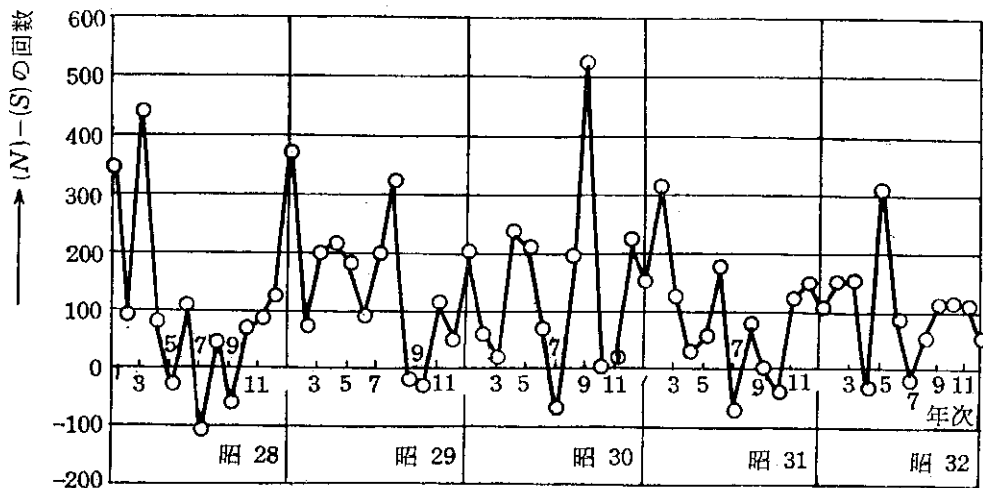


図-5 5 m/sec以上の風の(N)と風と(S)風の回数の差

(1) 風

河口付近の風の資料は根室測候所における昭和28年1月から32年12月までの満5年間の観測資料を使用し、強風の頻度分布をもつて風力の頻度分布に代用させ、この場合の強風としては5 m/sec以上をとることとした。海岸線の方向はNNWからSSEに走っているため、海強風をこの海岸の法線方向を中心として南北の方向に分け、北寄りの風を(N)南寄りの風を(S)としてこれら2つの回数の差を求めて図示したものが図-7である。ここで10 m/sec以上の風については回数を2倍に算定して5~10 m/secのものに加えてある。また(S)方向のFetchの最大は67 kmあるが、(N)方向は直接外海にさらされているため、当然波高は大きくなるので次のような考慮をした。すなわち、風速10~15 m/sec程度の(N)風は十数時間吹き続けることが多いので、この場合Fetchは約200 kmに相当する。したがって、(S)風のWeightを(N)風に対し1/3に考えた。図-7から5カ年間の(N)-(S)の平均値は+114となつて、漂砂の大部分は北から南へ向うことが推察され、河口を南方向に彎曲させる原因となつている。

(2) 沿岸砂の粒径分布

漂砂が北から南に向うものとすれば河口付近を中心として北に行くほど海浜の砂礫は大きくなり、南ほど小さくなることが予想される。河口から約6 km北方に急流、荒廢河川である忠類川があつて出水ごとに砂礫を流しているためこの海岸砂のおもな供給源であると考え、忠類川河口から汀線に沿つて200 m間隔に海岸砂を採取した。採取地点で直径2 mの円を画き、その中から大きい順に砂礫を5個選び縦と横の長さを乗じたものの平均値を粒径に代用して図示したものが図-8の点線である。また各点において3~5 kgの砂礫を採取し、篩分曲線を画き次式によつて平均粒径を求め図示したものが図-8の実線である。

$$d_m = \frac{\sum_{P=0}^{P=100\%} d \cdot \Delta P}{\sum_{P=0}^{P=100\%} \Delta P} \quad (8)$$

ここに d_m : 平均粒径 (mm)

この図をみると部分的には粒径の大小はみられるけれども、全体的には破線で示すような傾向を示し、忠類

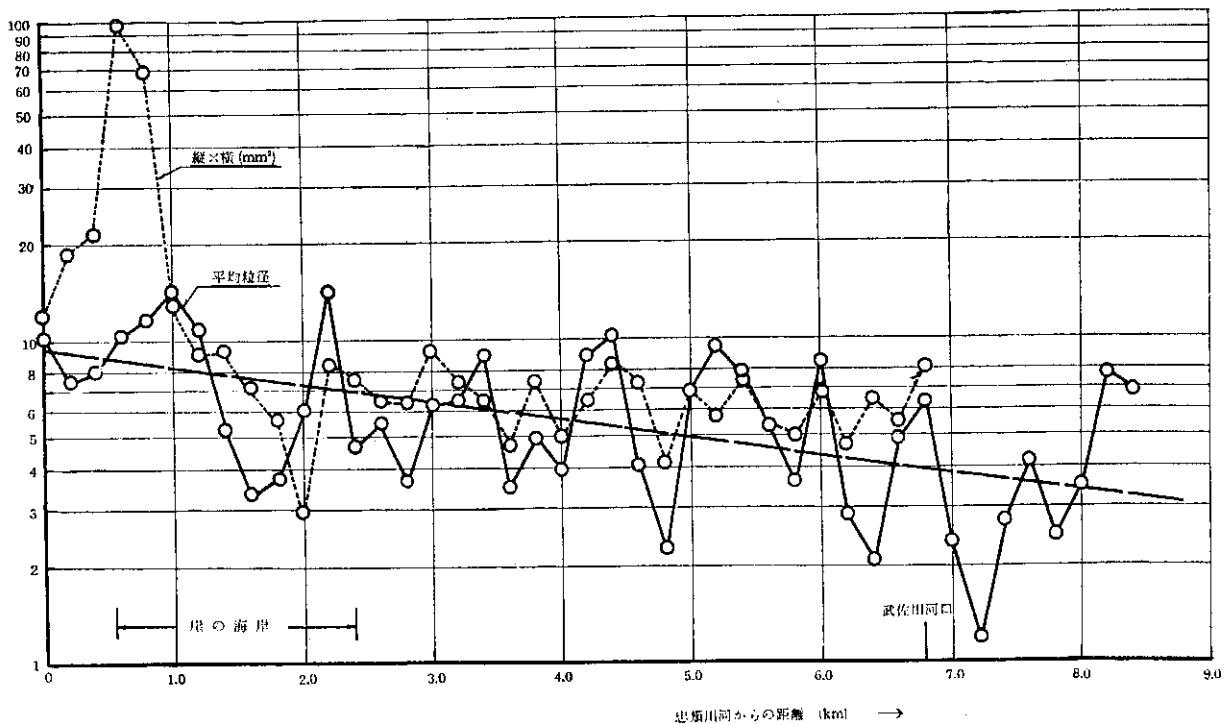


図-8 海岸砂の粒径分布

川河口付近の海岸から南進するにしたがつて粒径は減少して、漂砂が北から南に向うことを示している。

5. 河口防砂堤の長さ高さ

防砂突堤の根付の高さならびに延長が不十分であると、荒天時に波がまわり込んで背後の砂を洗い、河口内に砂礫の堆積を生ずるとともに突堤が破壊される原因となる。

図-9は北寄りの海風と南寄りの海風とに分けて、それぞれの風速の頻度を示したもので昭和28年から32年までの5年間の平均値である。今風速としてかなり大きく、かつ頻度の多いものを選ぶこととして $V=10\text{ m/sec}$ の風を採用することとする。河口における各方向の Fetch を示せば図-10のようになり、NNE方向はオホーツク海に直接さらされていて、前記したように風速 10 m/sec 程度のこの方向の風は10数時間吹いていることが多いので、Fetch は約 200 km に相当するから、この場合の沖波の波高は $H_0=2.2\text{ m}$ 、波長 $\lambda_0=75\text{ cm}$ となり、ま

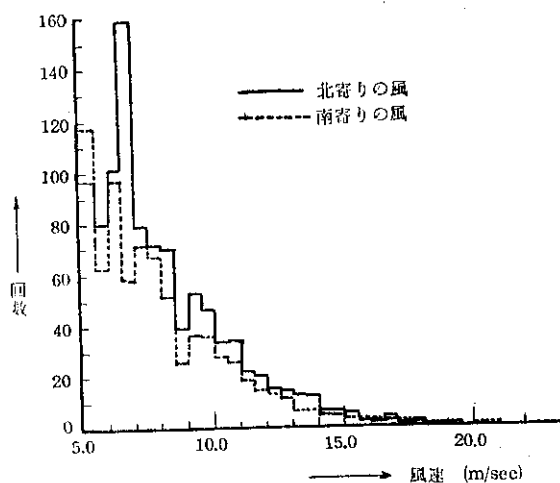


図-9 海強風の風速別の頻度

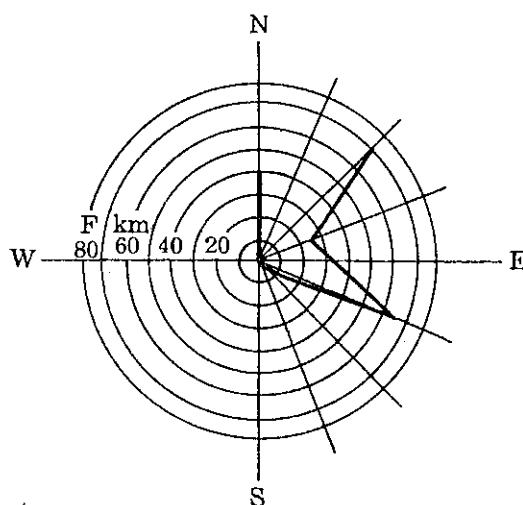


図-10 河口における方向別の Fetch 図表

た碎波高 $H_b=2.2\text{ m}$ である。この海岸の断面形は図-11に示すが、汀線付近の斜面勾配は $1/7\sim 1/10$ である。波の斜面への遡上高と初期波形勾配との関係を調べた実験⁴⁾から、上の波の遡上高 R を計算すれば $H_0/\lambda_0=0.0294$ 、 $R/H_b\approx 0.5$ となつて $R\approx 1.1\text{ m}$ となる。したがつて、防砂堤の根付の高さは平均満潮 0.85 m に遡上高を加えた 1.95 m となる。試験工事としては、昨年度の第一回施工に対し 1.80 m 、ついで今年度 2.80 m に計画して施工中である。

防砂堤の先端の高さについては、突堤をひとまず汀線の付近まで出すこととして、汀線における段波の高さ H_s を上記実験値より求めれば、同じく初期波形勾配 $H_0/\lambda_0=0.0294$ の時 $H_s/H_b=0.4$ となつて $H_s=0.88\text{ m}$ である。したがつて、先端の高さは上と同様にして約 1.7 m とした。

長さに関しては、この防砂堤は汀線漂砂を防ぐ目的であるから、理想的には“しけ”のときの碎波によるかく乱域をおおむに足るだけの長さが必要であり、一般に碎波水深の付近まで先端部が延びることとなつて経費的にも大きくなる。また一方、河川流路を保持することからいけば最小限度汀線まであればよいとも考えられる。武佐川河口の場合、漂砂の大部分は北から南に向うことが推察されたので、防砂堤は河口の北側(左岸側)のみで相当の効果を期待できると考えられ、長さはできるだけ短かく汀線の付近を目標として工事に着手した。

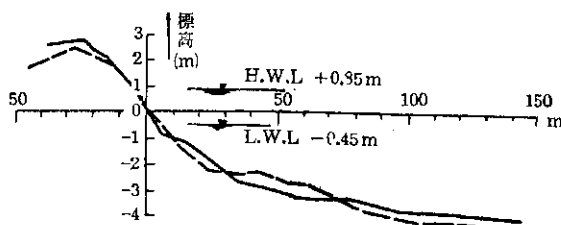


図-11 河口切替地点付近の代表海浜断面形

6. 防砂堤施工後の変化状況

(1) 河口の切替と防砂堤の施工

上述の方針で施工すべく予定していたところ、工事着手直前になつて昭和33年9月18日台風21号によつて増水し、河口付近が氾濫して標津市街に浸水家屋が多数生じた。そのため地元住民が切替予定地点付近を幅約1m、深さ約60cmの水路を作つて切替たが、約3時間後には約30cmとなつて新河口を形成した。

このような事情により、防砂堤の平面位置は当初われわれが考えていた位置とくらべ、自然通水した新河口の形状にしたがつて多少変更されたが、石積工とコンクリートブロックによつて突堤を形造り、同時に旧河道との境に並杭工を施工して、昭和34年2月10日第一回工事を完了した。図-12は突堤の縦断面図を示すが、天端幅2.0m、横断法勾配1:2割で、コンクリートブロックの大きさは60×60×65cmと60×60×45cmの2種類を用いている。なお昭和34年度においてもこの施工による汀線の変化状況を観察しながら、突堤の高さを増加すべく上記ブロックおよび40×40cmの6脚コンクリートブロックを用いて施工中である。

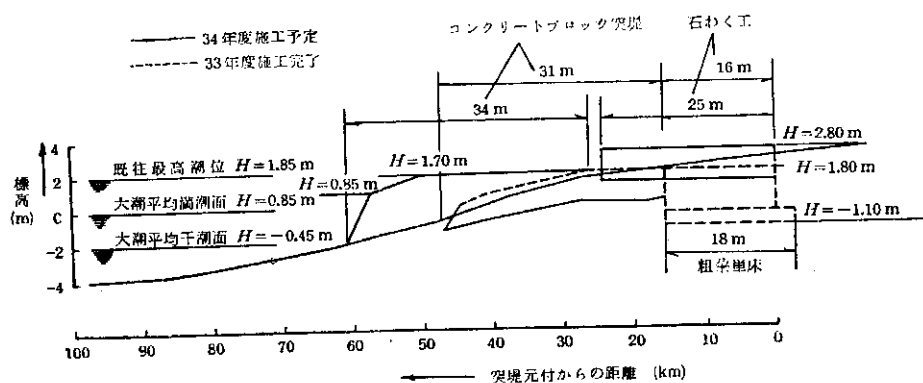


図-12 防砂堤縦断面図

(2) 汀線の変化状況

図-13は河口切替前と切替後(防砂堤施工前と施工後)の状態における河口付近の海底等深線図を示す。すなわち図-13(a)は工事前の切替地点付近の状況である。

図-13(b)は切替ののちの状態であつたが左岸から洲が延びたが河口はふさがるに至らなかつた。この場合流路は新旧河道両方に通じていたが、大部分は新河道を流れ河口切替前にくらべ河口付近の浅瀬ができた。

図-13(c)は33年度予定を終えた防砂堤の状態を示すもので33年11月当時の等深線で水深1.5mのところまで延ばしたいことに相当する。2月完成後約1カ月で、汀線は突堤の先端まで前進した。この当時の流量は約20~25m³/secで河口幅は図のとおり約20mに維持され、11月当時にできていた河口前面の浅瀬は多少岸に寄せられた傾向はあるが、消失することなくこのときの河口前面に存在していた。このときの風信資料を図-13(c)-1に示す。その後融雪が始まつて流量の増加するとともに4月の状態がほとんど変りなく維持されていたが、図-13(d)に示すとおり6月の調査では河口の左岸側に洲が発達し河道が彎曲した。このとき河口前面の浅瀬はそれほど変化していない。風信資料を図-13(d)-1に示す。

以上の汀線変化状況から今後の試験工事に関連する諸性質を考察すれば、以下のとおりである。

防砂堤北側の汀線はN45°~55°Eの方向をとり前述のとおり突堤施工後短期間で先端まで前進した。この汀線の方向は北方知床半島と国後島との間にはさまれる支配的な波の方向にほぼ垂直であり、このことは北からの漂砂が支配的でしかも汀線付近の漂砂量がかなり多いことを示している。またこの汀線勾配は1/7~1/10である。

防砂堤の裏側、河口左岸にできた洲の汀線勾配は同じく1/7~1/10であり、この勾配で洲の形が決まるものとすれば高さは幅によつて決まることになる。図13(d)における洲の幅は約18m、高さは約1mであつた。洲の

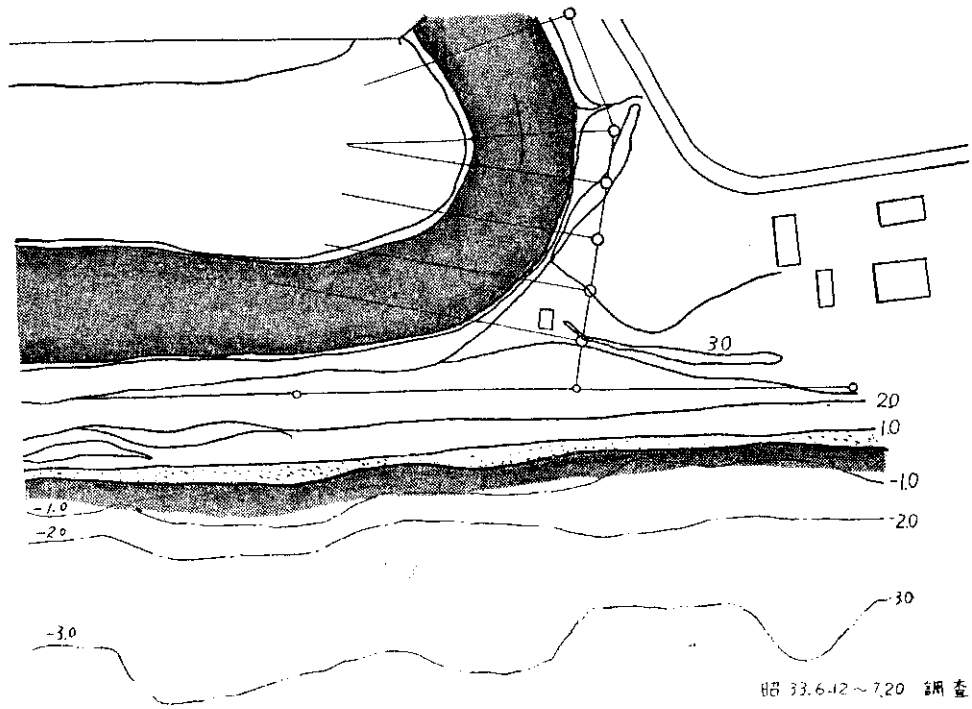


図-13(a) 河口切替地点付近の海底等深浅図

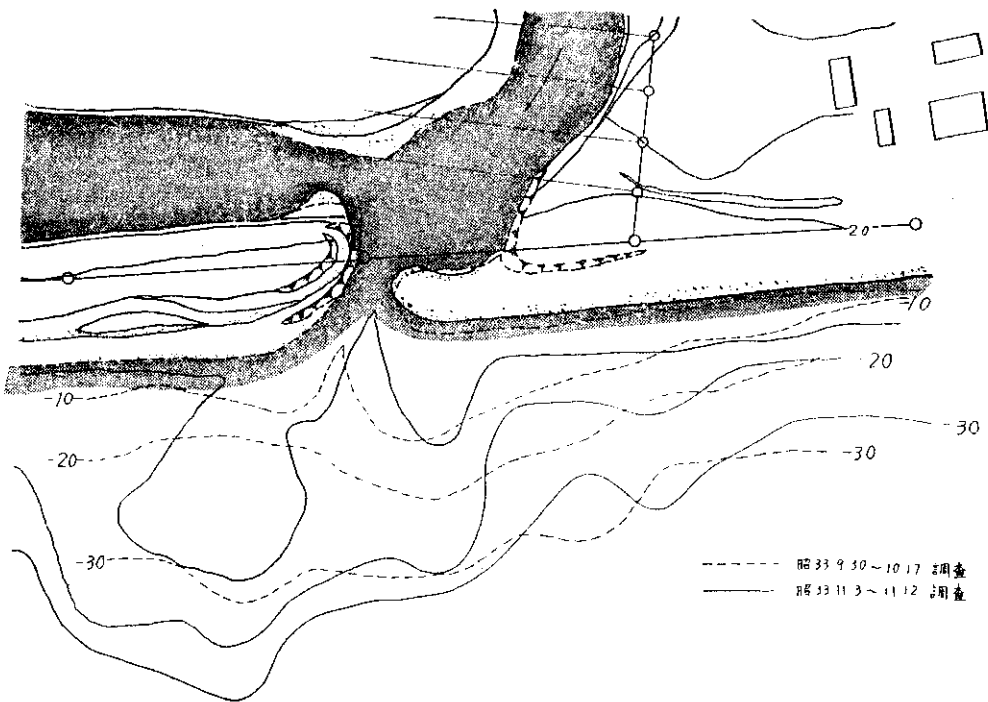


図-13(b)

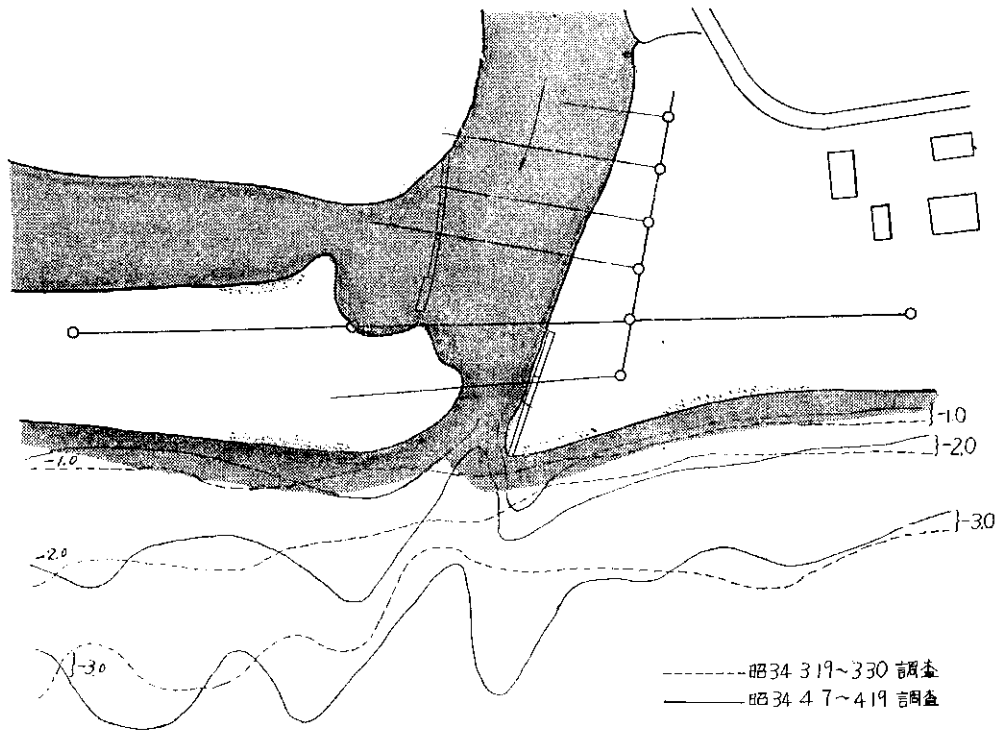


图-13(c)

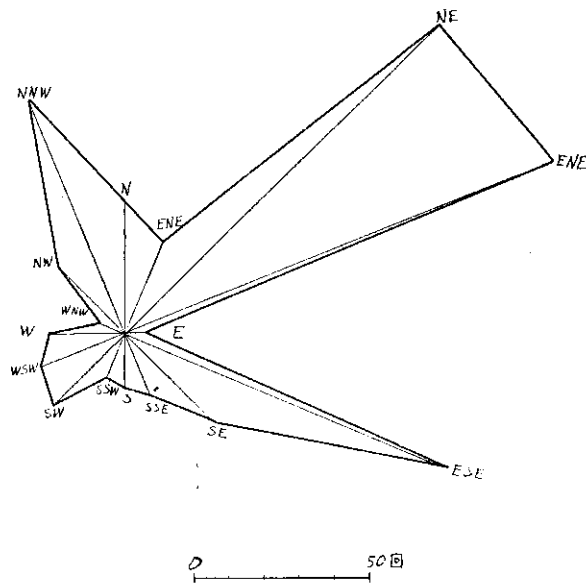


图-13(c)-1 昭和34年3月風向图

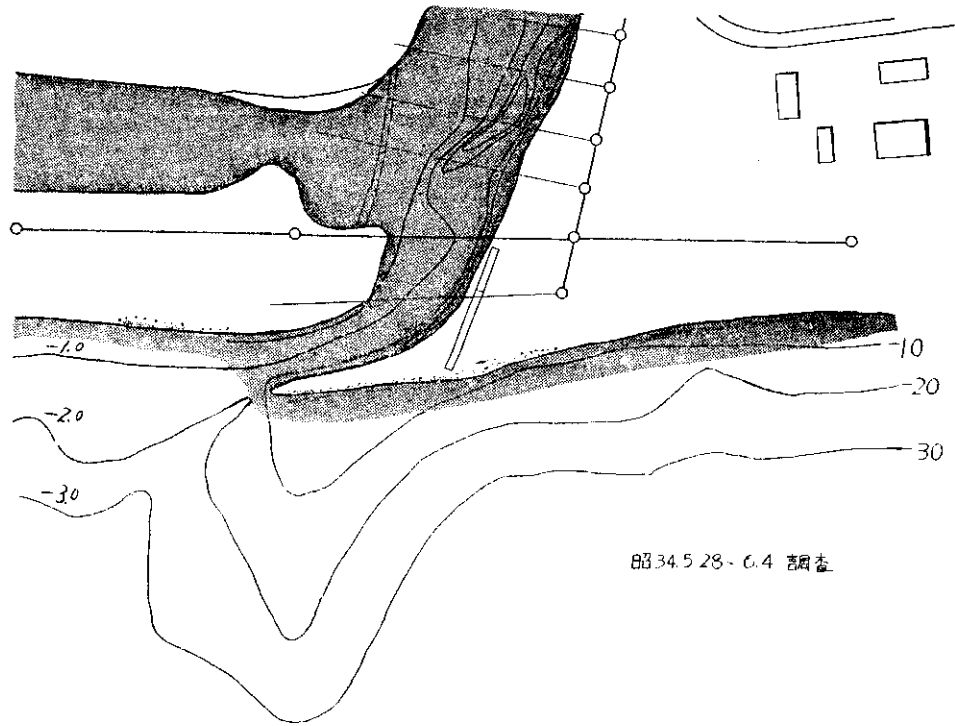


図-13(d)

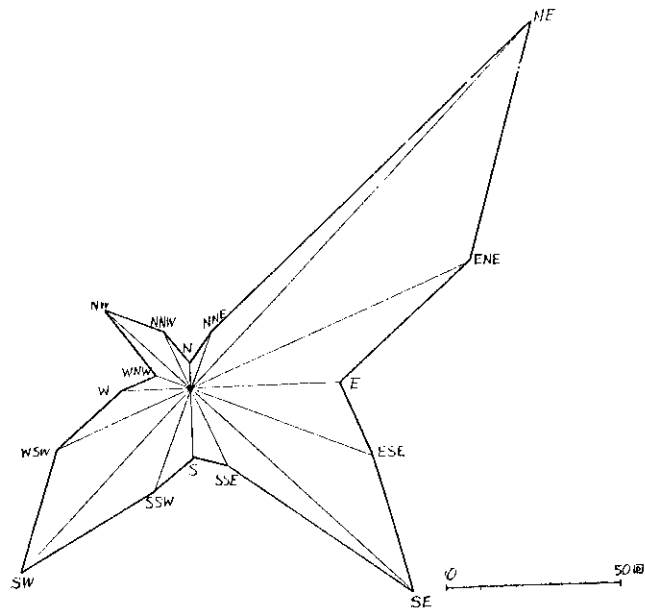


図-13(d)-1 昭和34年5月風向図

高さがこのようにして決まるものとするれば今後洲の幅を増加させない工夫が特に必要に感じられる。

防砂堤の適当な長さを判断するために漂砂の移動水深を調べてみると、図-13(b)~(d)を参照して今回調査した水深3mの深さまでは少なくとも移動が認められる。また海底等深浅図の形をみれば、河口前面に浅瀬ができ川筋左岸に特に目立つた浅瀬が発達することが注目される。この河口左岸に洲のできることと、川筋左岸に目立つた浅瀬のできることとは互いに関連した現象であり、防砂堤の長さを考える上に重要な点と思われる。

以上、河口切替前後における状況ならびに河口を維持するために、われわれの行なつた処置などについて述べたが、本年の融雪時には約100 m³/sec程度の出水に対し測点200において河口切替前に比べ約70 cmの水位低下を示して予期どおりの成果をあげた。また河口左岸に砂洲は生じたけれども、現段階では長さ、幅、高さとも現在よりも急激に増加するとは考えられず、しかも河口は閉そくされてはいないので、切替試験工事としてはほぼ期待に沿い得たものと考えられる。

7. あとがき

上述のとおり現在は武佐川河口処理本工事に対する指針を得んとしたの試験的な工事であり今後とも、河口砂洲、汀線などの変遷状態をつぶさに観察する必要がある。34年度では10月に土木試験所担当で、河口砂洲、汀線などの変遷に大きく関与すると考えられ沿岸流の強さ、方向、波浪、風速、風向、海底質の調査など海岸工学的の立場から現地調査を実施したので資料まとめ次第報告し将来の指針としたい。

- 1) 第6回海岸工学講演会で発表。
- 2) 芦田和男：河道の設計法(4)——河川の粗度について——，土木技術資料1の7。
- 3) 土木学会編：水理公式集(1958)。
- 4) 佐藤清一，岸力：海岸堤防の形状特性ならびに陸岸えの遡上，第3回海岸工学講演集(1956)。