

武佐川の河口処理(第1報)

北海道大学助教授 工学部 工学博士

北海道開発局建設部河川課

同 上

北海道開発局土木試験所

同 上

岸
森
谷
古
星

田
口
谷
野

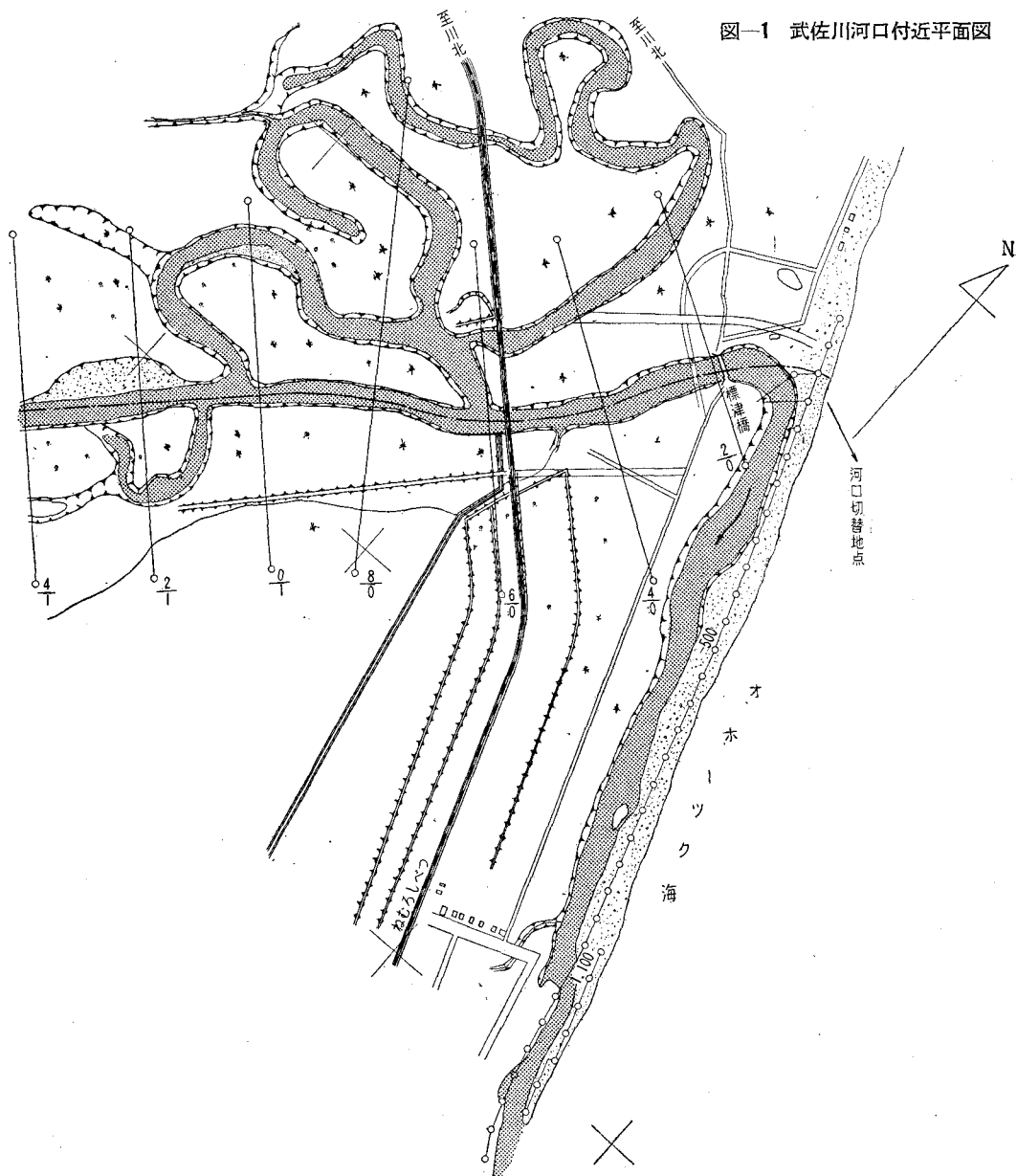
義
雅
浩
信

力
育
宥
三
治

1. 緒 言

武佐川は北海道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 を有し計画洪水流量は 910m³/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 1300 m 流れて河口に達

図-1 武佐川河口付近平面図



していた。この河川の全体計画再検討にあたって、昭和 33 年秋から河口切替えが可能かどうかを調査する試験工事を行っているが、ここでは河口切替えによって河川におよぼす影響、河口閉そく、河口維持などについて考察し、さらに切替え後の河口変化状況についても報告する。

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、洪水のはんらん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、戦後ことにこれら泥炭湿地の開発が要望されるにおよび、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方野では昭和 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。この改修計画は捷水路工事、築堤、護岸などによって流路を調整し、河岸の決潰、洪水のはんらんを防止し、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。

河口付近は 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、とくに高潮ならびに洪水時には内陸にしばしば相当のはんらん被害を受け、近年では昭和 8 年、22 年、33 年の被害が大きかった。したがって、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るために河口を切替えることの提案がなされ、これが成功の可能性についてなお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になっている。

図-2 武 佐 川 縦 断 図

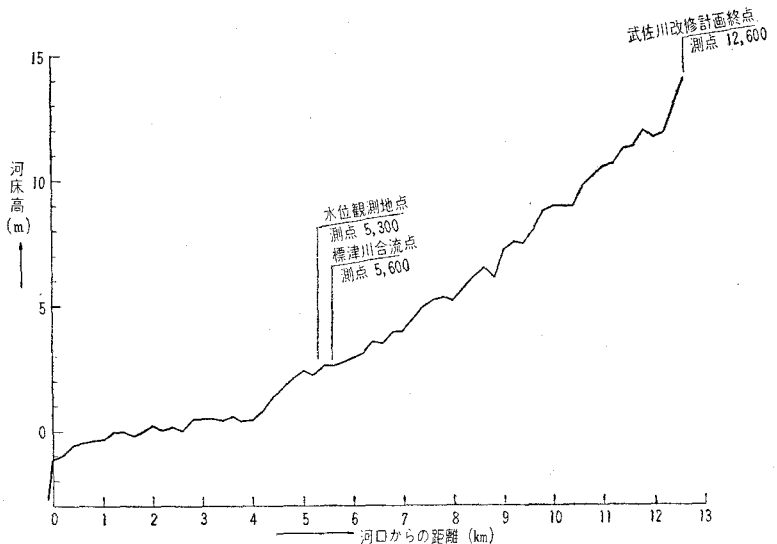
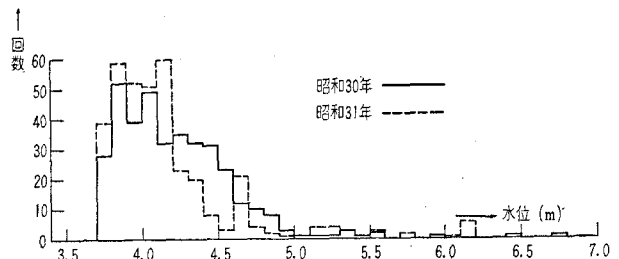


図-3 水位頻度図 (標津川・武佐川合流点下流)



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、捷水路工事によってすでに河道が修正されつつある。図-2 は縦断面図を示すが測点 4.0 km 付近から河床は急勾配になっている。なお、図-1 における切替え地点で切替えた場合、彎曲点と汀線までの間で約 1/160 の落差をうるので河口切替え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 のようになって、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はほぼ同じである。

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		

* 北海道における開拓事業をより効率的に推し進めるための前提条件として、とく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)改修を行っているものが武佐川をふくめて 14 河川ある。

河口付近の潮位は既往最高潮位 1.85 m (昭和 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。

3. 河口切替えによる影響

河口切替えが河状におよぼす影響としては, 流路延長の短縮によって上流水位が下がることが予想されるとともに, 河床の掃流能力が変化して河床変化の起る可能性が考えられる。ここでは主としてこの二つに関して検討することにする。

(1) 切替え前後の水位変化

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 の粗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 を計算するとつぎのようになる。すなわち, 開水路の抵抗法則

$$\frac{u_m}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \quad \dots\dots\dots (1)$$

を使用して Manning の粗度係数は

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

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

$$\begin{aligned} k_s/d_m &= f(\tau_*), \quad \tau_* = \tau_0 \\ |(\sigma - \rho)g \cdot d_m, \quad \tau_0 &= \rho g R I \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3)$$

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 : 砂礫の平均粒径である。しかし k_s/d_m は Froude 数によってかなり変化し, 土木研究所において Froude 数の広範囲な実験を行って調べた結果では

$$\begin{aligned} k_s/d_m &= f(\tau_*) \cdot Fr^{-2}, \\ Fr &= u_m/\sqrt{gR} \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

の関係があるが, 一方 u_m/u_* は Fr 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_* したがって R/k_s の方が適切であることが示された¹⁾。

武佐川河床砂の粒度曲線は図

—4 に示すとおりで $d_m=0.74$ mm であり, I としてこの付近

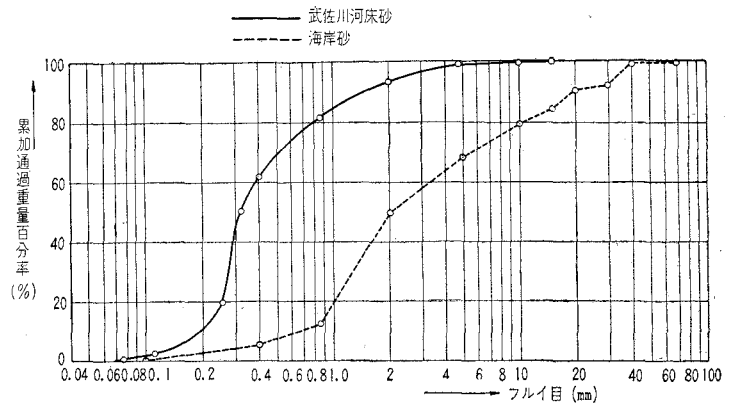
の河床勾配 $\sin \theta = 1/2000$ をと

ることとする。上の土木研究所

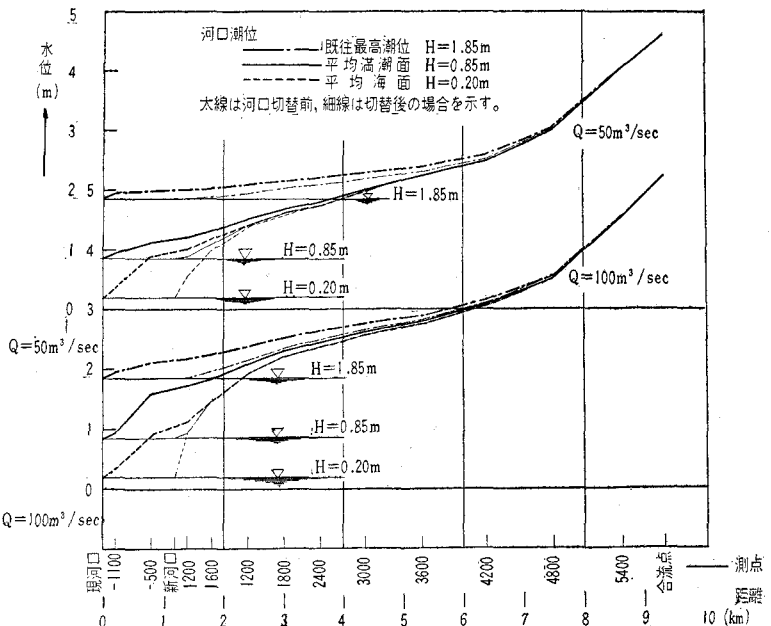
の実験値から u_m/u_* を d_m/RI から求める方法により, R に応じる n を計算してその平均値を求めれば $n=0.0275$

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

図—4 河床および海岸砂の粒度曲線



図—5 河口切替え前後における水位比較



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。河口切替え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った。切替え河口は測点 2/0 において巾 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。

水位差がみとめられる区間すなわち河口切替えの影響範囲は、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、河口切替え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って異なるためであるといわれる。武佐川の河床砂は 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、河口切替え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・芦田公式²⁾を用いれば、 $n=0.025$ であるから

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

ここに、 q_B : 単位時間、単位巾当りの掃流流砂量、 w : 水の単位重量、 τ_s : 砂粒子の比重、 r : 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。

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

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

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 $F \approx 1.0$ とすれば(5)式は次のようになる。

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

河巾全体に対する単位時間当りの掃流流砂量を Q_B 、河巾を B とすれば

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

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え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、河口切替えによって上流が洗掘され、河道に悪影響をおよ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

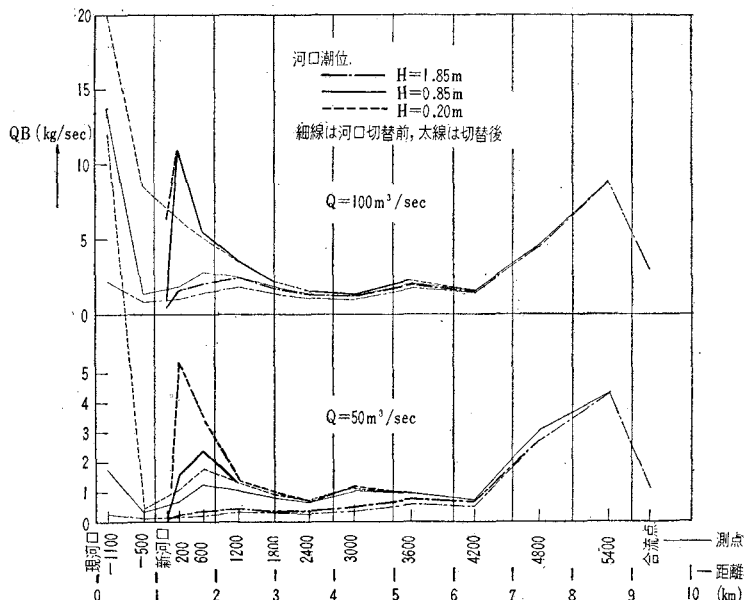
河口に約 1 km 延びている砂洲の砂礫は、 図-4 にみるように河川よりの供給土砂とは非常に異なり、砂とともに礫あるいは栗石に至るまでふくまれている。

この平均粒径は 14.1 mm である。切替え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い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。

(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

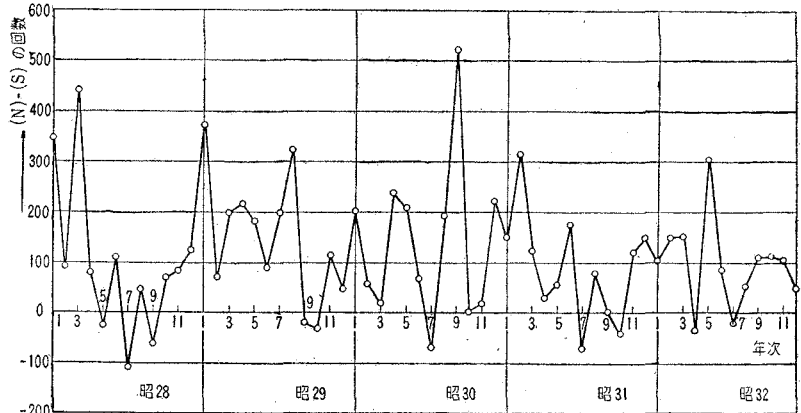
図-6 河口切替え前後における各断面



し、強風の頻度分布をもっ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 に走っているので、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

図-7 5 m/sec 以上の風の (N) 風と (S) 風の回数の差

(N)、南寄りの風を (S) としてこれら二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 $5 \sim 10 \text{ m/sec}$ のものに加えてある。また (S) 方向の Fetch の最大は 67 km であるが、(N) 方向は直接外海にさらされているため、当然

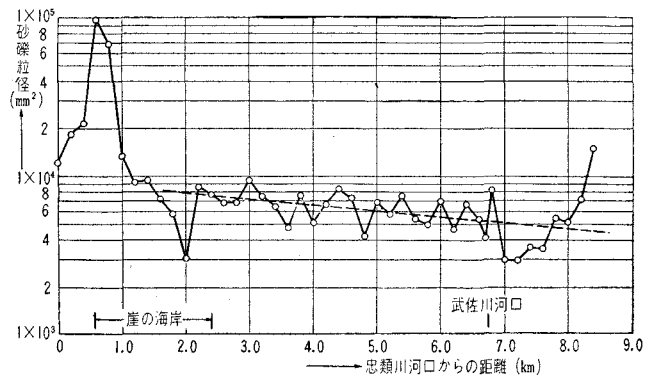


波高は大きくなるので次のような考慮をした。すなわち、風速 $10 \sim 15 \text{ m/sec}$ 程度の (N) 風は十数時間吹き続けることが多いので、この場合の Fetch は約 200 km に相当する。したがって (S) 風の Weight を (N) 風に対し $1/3$ に考えた。図-7 から5カ年間の (N)-(S) の平均値は $+114$ となって、漂砂の大部分は北から南へ向うことが推察され、河口を南方向に彎曲させる原因となっている。

(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、南ほど小さくなるのが予想される。河口から約 6 km 北方に急流、荒廃河川である忠類川^{ちゅうるい}があって出水ごとに砂礫を流している^{ちゅうるい}ので、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って 200 m 間隔に海岸砂を採取した。図-8 はこれらの採取地点で直径 2 m の円を画き、その中から大きい順に砂礫を5コ選り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である。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、忠類川河口付近の海岸から南進するにしたがって粒径は減少して、漂砂が北から南に向うことを示している。

図-8 海岸砂の粒径分布



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。いま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 $\lambda_0=75 \text{ m}$ となり、また砕波高 $H_b=2.2 \text{ m}$ 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³⁾ から、上の波の遡上高 R を計算すれば $H_0/\lambda_0=0.0294$, $R/H_0=0.5$ となって遡上高は $R=1.1 \text{ m}$ となる。したがって防砂堤の根付の高さは平均満潮面 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1回施工に対し 1.80 m 、ついで今

図-9 海強風の風速別の頻度

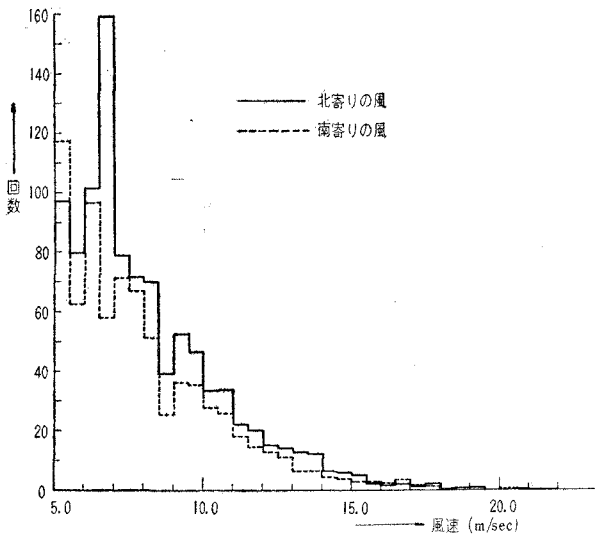


図-10 河口における方向別の Fetch 図表

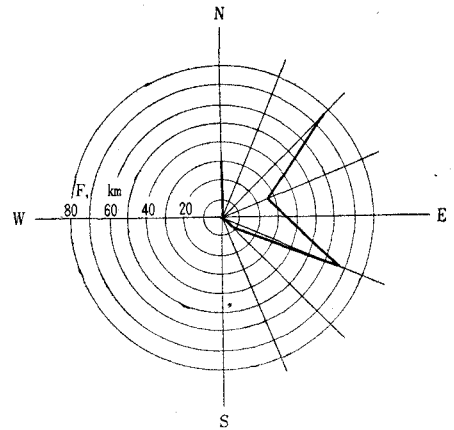
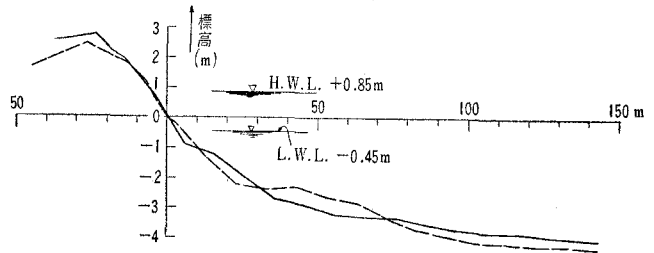


図-11 河の切替え地点付近の代表的海浜断面形



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 $H_0/\lambda_0=0.0294$ のとき $H_s/H_0=0.4$ となって $H_s=0.88$ m である。したがっ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”のときの砕波によるかく乱域をおおいうに足だけの長さが必要であり、一般に砕波水深の付近まで先端部が延びることとなっ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え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。

6. 防砂堤施工後の変化状況

(1) 河口の切替えと防砂堤

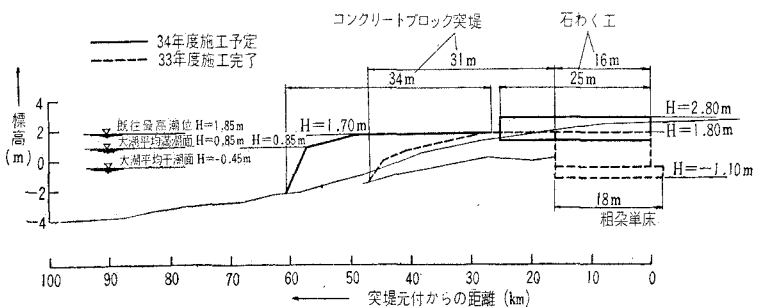
の施工

上述の方針で施工すべく予定していたところ、工事中直前になって昭和 33 年 9 月 18 日台風 21 号によって増水し、河口付近がはらん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え予定地点付近を巾約 1 m、深さ約 60 cm

の水路を作って切替えたが、約 3 時間後には巾約 30 cm となっ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従って多少変更されたが、石わく工とコンクリートブロックによって突堤を形造り、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 1 回工事を完了した。図-12 は突堤の縦断面図を示すが、天端巾

図-12 防砂堤縦断面図



2m, 横断法勾配 1.2 割で, コンクリートブロックの大きさは $60 \times 60 \times 65$ cm と $60 \times 60 \times 40$ cm 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 40×40 cm の 6 脚コンクリートブロックを用いて施工中である。

(2) 汀線の変化状況

図-13 は河口切替え前と切替え後(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) は工事前の切替え地点付近の状況である。

図-13(b) は切替えたのちの状態であらうが左岸から洲が伸びたが河口はふさがるにいたらなかった。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, なお 図-15(a) にくらべ河口付近に浅瀬ができた。

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 1.5 m 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 $20 \sim 25 \text{ m}^3/\text{sec}$ で河口巾は図のとおり約 20 m 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。

その後融雪が始まっ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。

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 $N 45^\circ \sim$

$55^\circ E$ 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。この汀線しれとこ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瀬砂量が多いことを示している。またこの汀線勾配は $1/7 \sim 1/10$ 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 $1/7 \sim 1/10$ であり, この勾配で洲の形が決まるものと

図-13(a) 河口切替え地点付近の海底等深線図

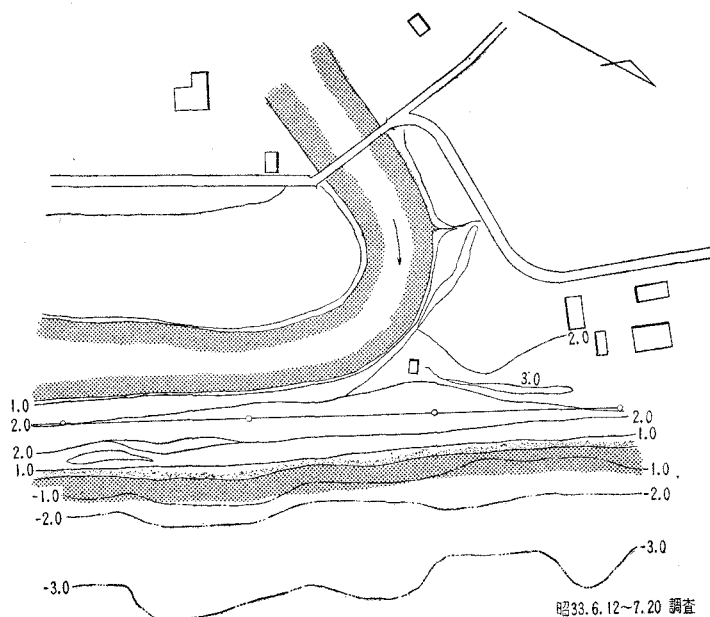
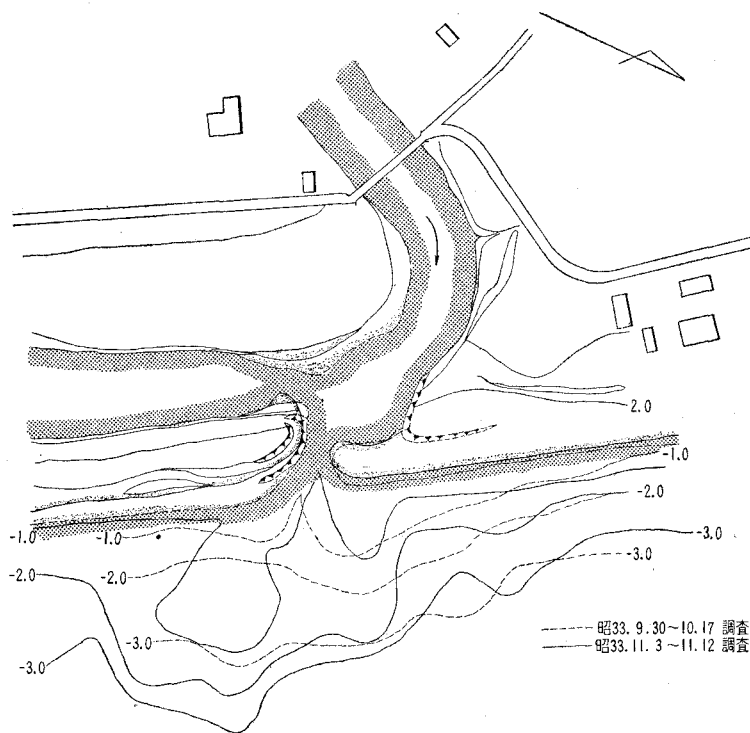


図-13(b)



すれば高さは巾によって決まることになる。図—13(d)における洲の巾は約18m, 高さは約1mであった。洲の高さがこのようにして決まるものとすれば, 今後洲の巾を増加させない工夫がとくに必要と感じられる。

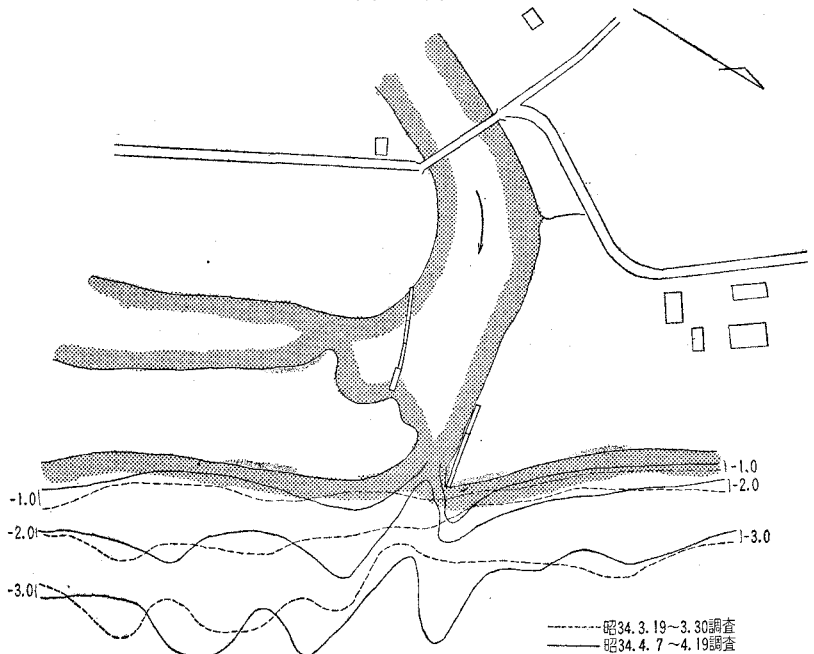
防砂堤の適当な長さを判断するために漂砂の移動水深を調べてみると, 図—13(b)~(d)を参照して今回調査した水深3mの深さまでは少なくとも移動が認められる。また海底等深浅図の形をみれば, 河口前面に浅瀬ができ川筋左岸にとくに目立った浅瀬が発達することが注目される。この河口左岸に洲のできることと, 川筋左岸に目立った浅瀬のできることとは互いに関連した現象であり, 防砂堤の長さを考える上に重要な点と思われる。

以上, 河口切替え前後における状況ならびに河口を維持するために, われわれの行った処置などについて述べたが, 本年の融雪時には約 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の出水に対し測点200において河口切替え前にくらべ約70cm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, 巾, 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, 切替え試験工事としてはほぼ期待にそい得たものと考えられる。今後は前述した汀線, 砂洲ならびに浅瀬の状態を観察しながら, 防砂堤の適当な長さを判断し本工事に対する指針とする考えである。

参 考 文 献

- 1) 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, 第1巻, 第7号(1959)
- 2) 土木学会編: 水理公式集(1958)
- 3) 佐藤清一・岸 力: 海岸堤防の形状特性ならびに陸岸への遇上, 第3回海岸工学講演会講演集(1956)

図—13(c)



図—13(d)

