

河口デルタの拡大・縮小に起因する海浜変形(1) —寺泊・野積海岸での河口デルタの形成—

土屋 義人・山下 隆男・斎藤 正勝

LARGE SCALE COASTAL BEHAVIOR DUE TO RIVER MOUTH DELTA CHANGES (1) — FORMATION OF RIVER MOUTH DELTA IN TERADOMARI-NOZUMI COAST —

By Yoshito TSUCHIYA, Takao YAMASHITA and Masakatsu SAITO

Synopsis

Large scale coastal behavior due to river mouth delta change is one of the most typical beach changes in Japan. As a site of river mouth formation, Teradomari-Nozumi coast was investigated in this paper.

Shoreline change simulation is carried out in terms of the one-line model which is modified to be applicable to the river delta formation process by considering the effect of sediment which move down into an area deeper than the depth of sediment initiation.

First, the original beach topography (before formation of delta) is reproduced by using both Dean's equilibrium beach profile and the initial shoreline position. The unknown parameter of Dean's beach profile (A) is estimated by core sample of boring in which an obvious difference in sediment diameter distributions between before and after formation of delta is observed.

Secondly, the hindcast of the shoreline change is performed after specifying the incident wave condition with observed wave data for six years, and estimating the sediment input from the channel with depth sounding data. Then the computational conditions and assumptions are calibrated by comparing computed and measured shorelines. Finally 100-year prediction of the shoreline change is carried out for the future plan of development in this coast.

1. 緒 言

河口デルタの形成過程は、完新世（沖積世、約1万年前から現在までの期間）を含む更新世（洪積世）末期以降の海水面変動の影響を大きく受けている。もっとも氷河が拡大し海水面の位置が低かった時期が今から20,000年から18,000年前で、その後、地球の温暖化とともに海面上昇が始まり、12,000年から10,000年前には海水面の停滞および後退があったが、全体的な傾向としては上昇を続け、今から6,000年前ぐらい（縄文の最海進時）には、海水面は日本では現在より3mから6m位高くなり、その後波動的変化を伴いながら現在の海水面高になったと推定されている⁴⁾。内湾に流入する日本の大河川下流部の沖積層の土質構造⁴⁾をみると、一般にFig. 1のごとくなっていることが多い。沖積層の基底には、最終氷期の海水面低下時の礫層が埋没谷の底部にあり、これが現在の扇状地あるいは段丘化された扇状地とつながっている。この礫層は、氷期の海水面高が低く河床勾配が現在より急であったため、河川により運搬されたものである。10,000年前の海水面の下降期に堆積したと考えられる粗砂や礫層が、地下40mから50m付近で細砂および

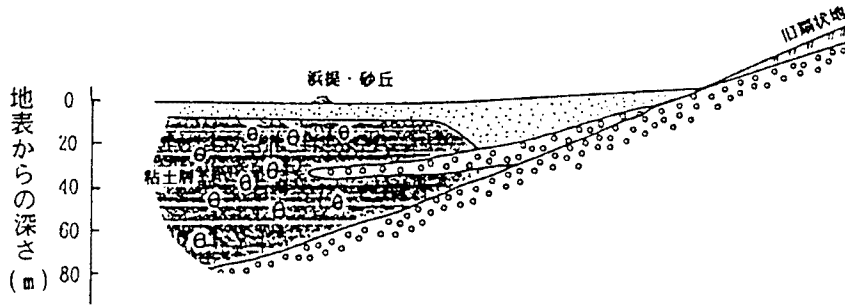


Fig. 1 Soil structure of alluvial formation.

泥質層に挟まれていることが多い。このような沖積平野の土質構造を信濃川下流地域（蒲原平野）の例³⁾でみると Fig. 2 に示すとおりである。第 3 紀層が中ノ口川筋を中心に南北に走る舟底形に分布し、ほぼ長岡

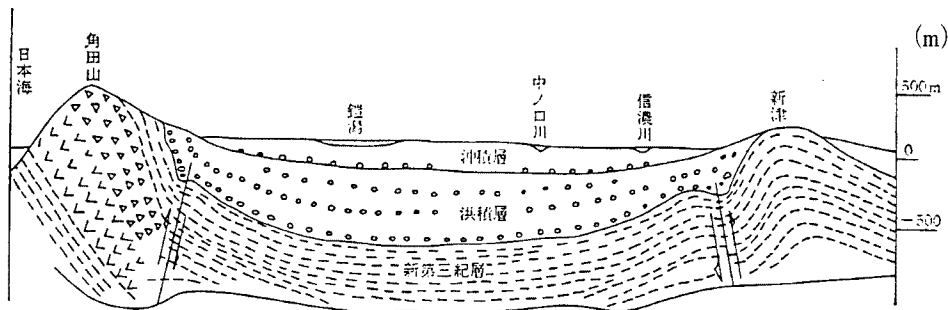


Fig. 2 Geological map of the Niigata Plain.

から内野を結ぶ線上に北に傾いた向斜軸があって、洪積層および沖積層がこの向斜軸を埋めており、沖積層は約 170m、洪積層は約 800m に達する。平野を構成している主な堆積物は、シルト、粘土、砂などの細粒物である。海岸線には、20m から 30m の標高をもつ線状形の砂丘が幅広く発達し、これらの内陸砂丘間には泥炭物質が分布している。この平野の形成過程は、次のように推定されている。すなわち、弥彦山、角田山を有する半島を足がかりとして北東に流出する沿岸流によって砂嘴がわん曲して発達し、これらの砂嘴と周囲の山脈によって抱かれた過去の大海湾が、信濃川および阿賀野川の流出土砂によって次第に減少して潟となり、さらに沼沢地となって平野が形成されていった³⁾。したがって、堆積地形は奥深い湾入した形で、海の方に向かって地表面および海床面の勾配が緩く、完新世の海水面変動の影響を受ける区間距離が比較的長いケースであったと考えられる。

岩石性海岸であった寺泊・野積海岸が砂浜海岸に変じたのは、大河津分水路により信濃川の洪水をこの海岸に導いた結果である。すなわち、この海岸における河口デルタの形成は、自然海岸に多量の土砂を流出する人工水路を掘ったことによる河口部周辺の地形変化である。洪水とともに流出した土砂は、河口部周辺に堆積し、主として冬期に発生する高波浪により漂砂として海岸全体に配分され、典型的な河口デルタを形成している。河口デルタの形成は、分水路通水以後、約 40 年間程は著しい進展を示し、現在、やや鈍化しつつあるが、依然として進行中である。この河口デルタが、今後、どのように発達するのか、その形成過程を予測することは、河川管理、海浜の土地利用に関連して重要な意義を有している。

河口デルタの形成過程の将来予測は、河川から供給された土砂が波浪の作用による沿岸漂砂として、どのように輸送されるかを定量的に明らかにすることに帰着するといえよう。岩垣¹⁾によれば、沿岸漂砂の挙動による海浜変形は、砕波点における波の入射角 α_0 が各点で異なることにより、沿岸漂砂量 Q_x の非一様性が発生し、Fig. 3 に示す説明図において、漂砂の方向に Q_x が増大する場所は侵食をうけ、逆に減少する

ところは堆積し、汀線は破線で示すように前進したり後退すると説明されている。したがって、海浜の変形を定量的に明らかにしていくためには、まず漂砂量を規定する波浪の解析が必要である。つぎに、波浪と漂砂量の関係を明らかにし、これにより漂砂量が得られれば、これを海浜変形の連続式によって海浜変形の計算へと結びつけてゆくことになるが、海浜が変形すると波の入射角も異なってくるので、計算ステップ毎にこの変化を考慮していかなければならない。これまで、この一連の現象は複雑さと難解さにその解明が阻まれており、相似則の確立が困難なため実験的な手法による問題解決にも自ら限界があり、現地調査によるより直接的な資料の蓄積と現象の把握が重要視されてきている²⁾。長期的には、海浜変形の予測計算を行う基礎式^{3), 4)}としては、岸沖漂砂による変形は、季節変化となって変形が繰返されることが多いので、長期的な海浜変形に対しては直接的には寄与しないとし、かつ海浜断面形は変化せず、漂砂の移動限界水深は一定であると仮定した1ラインモデルによるものが広く知られている。

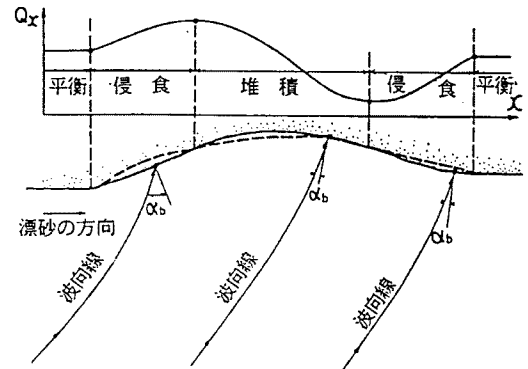


Fig. 3 Schematic description of beach change mechanism.

寺泊・野積海岸の場合、沿岸漂砂に関しては閉じた系となっていること、人工的な要因により海浜変形が始まっていることなど、境界条件および初期条件も明確で、河川からの流出土砂と波浪による漂砂以外の要素で河口デルタの形成に影響を及ぼすものがなく、沿岸スケールも適当であることから人工水路による大規模な現地実験のようなケースである。本研究では、寺泊・野積海岸の波浪特性から、この海岸に來襲する沖波波長のモデル化を行い、波浪の伝播変形計算を行って沿岸漂砂量を求め、基礎式を河川からの流出土砂量、すなわち標砂源を考慮した1ラインモデルで与え、さらに、漂砂の移動限界水深に深に堆積する土砂量SINKを非可逆的な流失として考慮しつつ、基礎式からの解として汀線変化を求める数値シミュレーション手法を示す。この手法により、分水路通水以降、現在に至る間の汀線変化を追算して実測地形と照合し、シミュレーション手法の妥当性を検証する。さらに、検証を経て開発された手法に基づいて、将来の河口デルタの形成過程を予測する。以上の理論的および実証的考察により、河口デルタの形成過程に関し、その形状変化、形成速度などの基本的諸元を明らかにする。

2. 寺泊・野積海岸の地形変化

2.1 海象の一般的特性

寺泊・野積海岸は、西方に位置する佐渡島と佐渡海峡を挟んでもっとも直接的に対峙する位置にある。寺泊沖は、緩やかな傾斜で沖に向かって広がる大陸棚が10km程続き、大陸棚の斜面の先には佐渡海峡を形成する深さ520mから530mの佐渡海盆が広がり、その先は佐渡島棚斜面へとつながっている¹⁰⁾。佐渡海峡を通過する海水量の実測データはないが、試算によると佐渡海峡への流入量は夏期にもっとも多く、春期および秋期にはやや少なく、冬期にはもっとも少なくなる傾向を示し、日本海を北上する対馬海流（夏期）の総量の約30%程度と推定されている¹⁰⁾。佐渡海峡の流向、流速（海上保安庁水路部海洋資料センター季節別海流統計図）は、春期には0.3knotから0.4knot、夏期には0.3knotから0.7knotで、ともに北東への流れが多く、秋期および冬期には0.2knotから0.3knotで、流向は不安定になる¹⁰⁾。この海流の沿岸への影響は、柏崎刈羽地区での連続観測（離岸距離約1km、水深10m地点、1970年8月から1971年3月まで）の結果によると、流向は、夏期から冬期にかけて北北東から東北東方向と西南西から南南西への相反する二方向の流れがあり、なかでも北東方向の流れの出現がもっとも多いとされており、流速は20cm/s以下の場合が多く、40cm/s以上はまれにしか認められておらず、また夏期には無流の場合もかなり多い¹¹⁾。

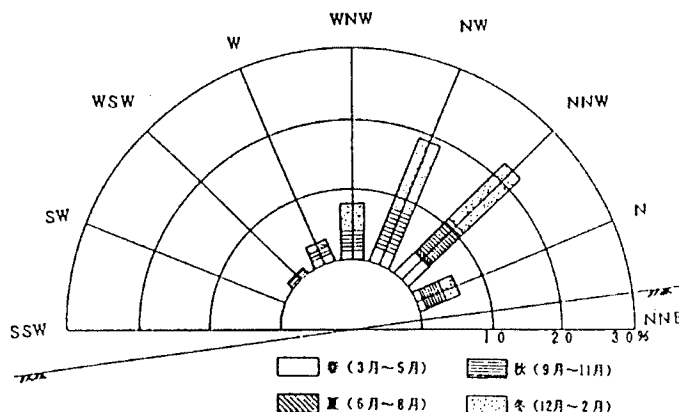


Fig. 4 Wave rose at Hajikizaki (observation period: 1979-1984).

潮汐に関しては新潟港で観測が行われており、その結果によれば潮差は0.2mから0.4mで、春期には基本水準面より最大0.2m低くなる。平均海面は3月あるいは4月に最低、8月に最高になり、その差は0.4m程度である。夏期の最低潮面は、春期の最高潮面とほぼ同一の高さとなる¹¹⁾。

佐渡海峡周辺の海上は、春期および夏期では比較的穏やかな日が多いが、冬期に西の大陸に寒冷なシベリア高気圧、東の太平洋に低気圧といういわゆる西高東低の気圧配置が固定すると、偏西風と相俟った北西の風向きをもった季節風が支配し、これに起因する高波浪が出現する。波浪はうねりに比べ、風浪がとくに卓越する。Fig. 4に1979年から1984年までの弾崎における期別波向頻度図¹²⁾を示す。これによれば、冬期季節風による波浪はNNWからNWの波向きが支配的であり、冬期以外に高い波浪が記録される秋期を含めると、NNWの波向きが支配的である。当海岸を含む日本海中部沿岸の波浪特性には極めて共通する性質があり、土屋・山下・斎藤¹³⁾によれば、1) 日本海を通過する移動性の低気圧により発生する高波浪の時間的変化特性には類似性があり、2) 波向きは低気圧の移動に伴って、W, NW, N, NEへと変化し、3)

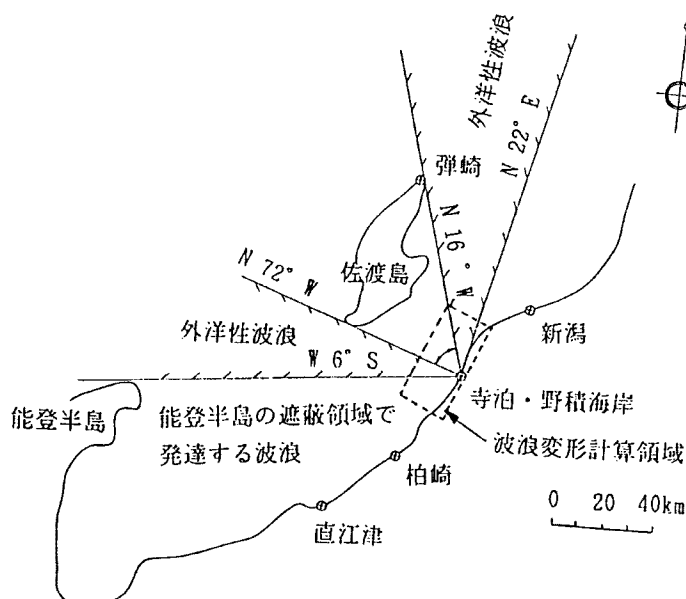
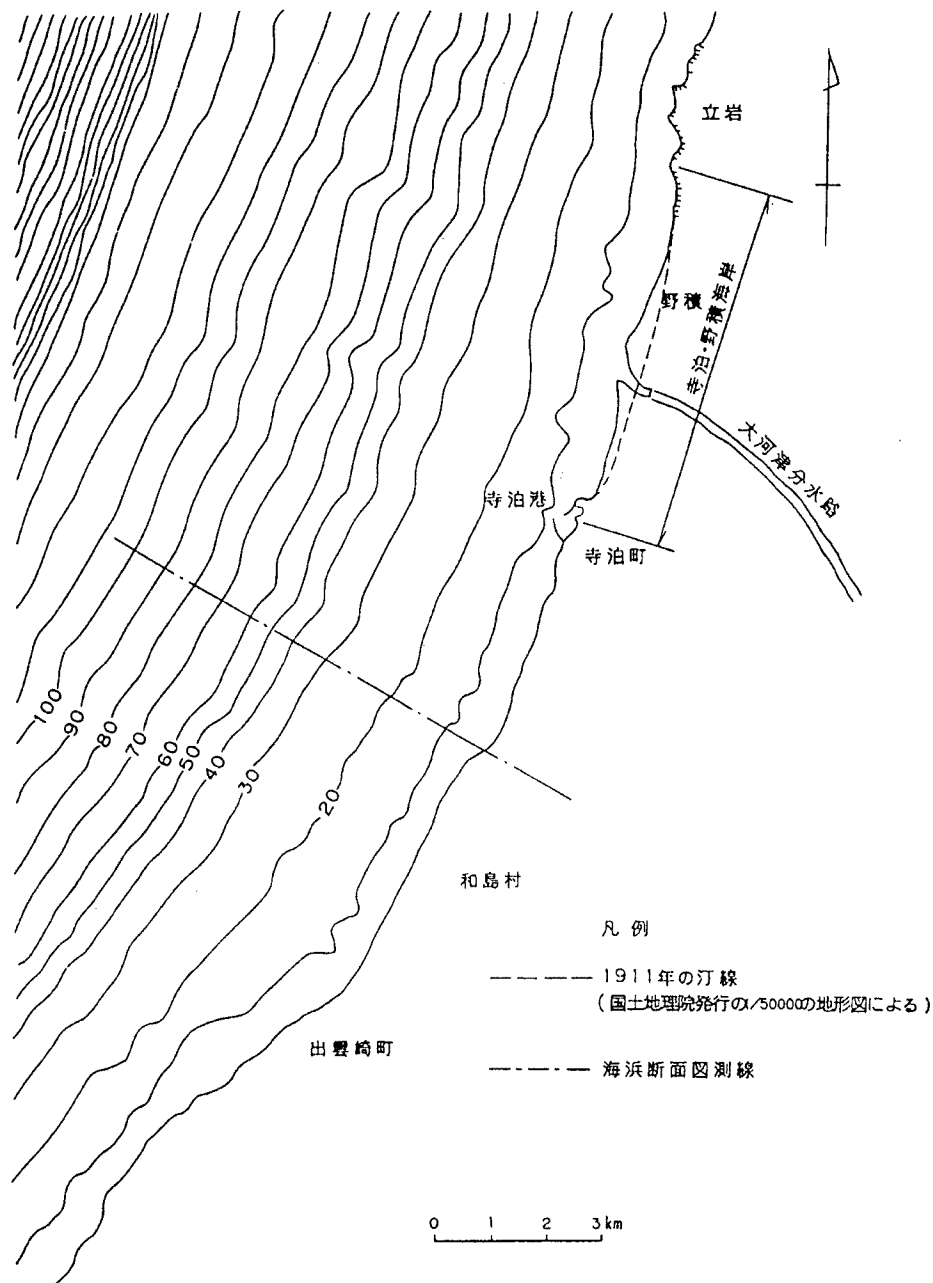


Fig. 5 Location of Teradomari-Nozumi coast and its wave window.

その波高はWからNWの波向き時に増大しNW時に最大となり、それに伴って周期も長くなり、4) NからNEの波向でさらに発達するが、やがて長周期のうねりとなることが知られている。風向がW→WNW→NW→NNWと変化するストームで、風速10m/sから15m/sが長時間継続すると大きくなるが、波高は3.5m以下で、2m以上の場合の周期は8s以下である。4mを越える波高は1冬期に数回程度であり、そのほとんどがNNW方向で周期は9sから11sである。夏期は高波浪はほとんど生ぜず、1m以上の波高は10日程度しかない。なお、この沿岸（新潟）を含め、日本海沿岸では波高が7mを越えるような異常波浪（最大値8.63m、酒田）が各所で観測されているが、この場合、台風および季節風による風域場の変化が異



(a) Depth contour

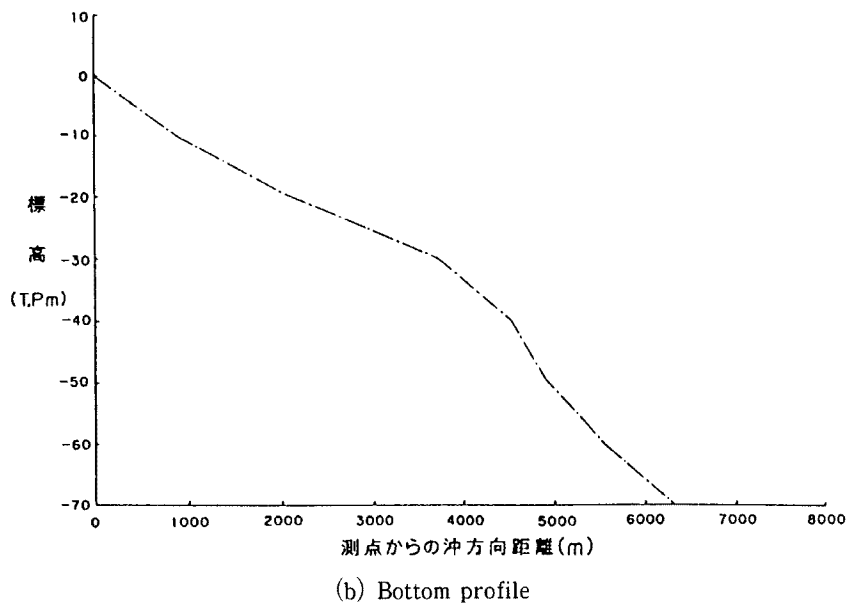


Fig. 6 Topography of off Teradomari-Nozumi coast.

常波浪の発生に大きな役割を果たし、とくに地域ごとの対象地点に対して吹送距離及び吹送時間が長くなるような場合に、かなり発達した異常波浪が発生する可能性があると考えられている¹⁴⁾。寺泊・野積海岸の波浪特性に関し、とくに重要なことは佐渡島による遮への影響である。Fig. 5 に示すように、その位置関係から NW 方向の波浪は佐渡島により遮へいされることは明らかである。したがって、冬期に高波浪が発生する主方向の 1 つは寺泊・野積海岸には直接の影響を及ぼさないことになる。

2. 2 現地形の特徴

越後平野は、信濃川の活発な沖積作用によって生成発達を遂げてきた平野である。信濃川の流出土砂により形成される海岸地形変化の状況について、安芸¹⁵⁾による西突堤築造以前の記述があるので抜粋して示す。まず、「海岸ヨリ数百間ヲ隔テテ冬季 20 有余尺ノ水深ヲ有シタル箇所モ今ヤ水深僅カニ 10 尺ニ満タス……」とあり、河川からの土砂流出の著しい状況が描写され、ついで、この形成された砂州に関し、「冬季渇水時季ニ於テ波浪及海流ノ為ニ漸次其形ヲ縮小シ……」、さらに「冬季頻繁ナル偏西暴風ノ為メ左岸砂嘴漸次突進シ……明治 25 年 (1892 年) ヨリ 31 年 (1898 年) ニ至ル 6 年間ニ約 400 間 (約 730m)、1 ヶ年平均 70 間 (約 130m) モ移動シ、其最モ甚シキハ 1 ヶ年約 150 間 (約 270m) ニ及ベリ」と述べ、河川から河口部海岸に流出して堆積した土砂が冬期季節風による波浪の作用で、一部は東方に運搬され、一種の拡散に似た形式で海岸形成に寄与し、他の一部は河口左岸の砂嘴を漸次東偏させ新しい地形を造成する海岸地形の形成過程を明らかにしている。寺泊・野積海岸を含む越後平野の海岸地形図によれば、越後平野の海岸線は岩船から角田山に至る延長約 70km に及び、その大部分は幾重にも砂丘を背負った沖積性の砂浜海岸である。岩船から新潟に至る間の海岸線は、弧状に湾曲していて通常の砂丘海岸の特性を示しているが、新潟から角田山に至る間の海岸線は、一直線あるいはやや沖向きにそっている傾向がある。このことは、信濃川河口を中心に東側の海岸は土砂移動があまり顕著でなく、流出土砂の大部分は河口デルタの成長に寄与していると考えられるが、西側の海岸は河口砂嘴の軌跡として成長したものであることを示している^{16), 17)}。海底地形については、新潟海岸では水深 100m までの区域はほぼ海岸線に平行で、深くなっており、水深 15m 位までの海底勾配は 1/100 程度である。寺泊・野積海岸は、角田山から南西の山地の区域では、信濃川による流出土砂の影響の及ばなかった区域になるが、Fig. 6 に示す海上保安庁水路部発行の等深線図によれば、その海底地形は新潟海岸と同様の傾向を示し、水深 15m 位までの海底勾配はほぼ 1/100 程度で一致しており、こ

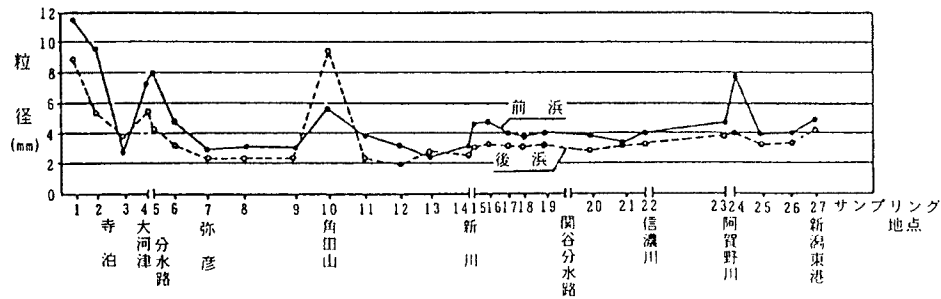


Fig. 7 Distribution of median diameter of sediment at onshore and backshore along Niigata coast (surveyed in 1980 by the Ministry of Construction).

れより水深 30m 位までは約 1/150 程度と比較的緩勾配になっている。

Fig. 7 に新潟海岸を中心とした建設省信濃川下流工事事務所の調査 (1978 年) による海浜砂の中央粒径の沿岸分布を示す。これによれば、河川の流入地点でないにもかかわらず、顕著な変化を示している角田山付近が新潟海岸における漂砂移動の限界点を示しているものと考えられる。すなわち、沿岸漂砂の移動および卓越方向は、来襲波浪の汀線に対する入射角に規定され、新潟西海岸においては西向きの沿岸漂砂が卓越しているが、角田山付近は、漂砂が沖側に流失するような海底地形の顕著な変化もみられないため、波浪の汀線に対する入射角が汀線形状に沿って東方から西方に徐々に変化してきた結果として理解することができる¹⁸⁾。寺泊・野積海岸では、海浜底質の中央粒径、分級度、磁性鉱物の含有比などの沿岸分布から、東向きの沿岸漂砂が卓越していることが示されている¹⁸⁾。

2.3 汀線変化とデルタ地形の形成

河口デルタの形成過程を汀線の経年変化から考察する。分水路通水以前の基準となる汀線として、国土地理院による 1911 年発行の 1/50,000 地形図のものをを用い、分水路通水以後の汀線変化は、1931 年は国土地理院発行の 1/50,000 地形図によるが、1948 年以降は建設省、新潟県などによる航空写真による汀線変化図 (縮尺 1/25,000) も使用する。汀線変化の状況を **Fig. 8** に、また海浜面積の変化を **Fig. 9** に示す。分水路通水が 1922 年であるので、それ以前の河川からの土砂流出はないことになるが、工事中に掘削土の一部が“掻流し”により人為的に海に流出したり、工事現場における 1915 年、1918 年および 1924 年に発生した 3 回の地這りによる発生土砂の処理のため、**Table 1** に示すように海浜が土捨て場として使用された²⁾ ことを考えると、人為的な作用により通水以前から汀線変化が始まっていたものと考えられる。

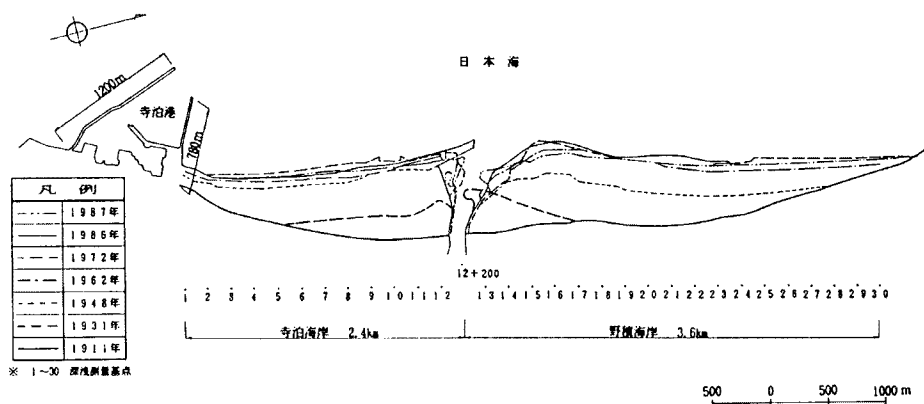


Fig. 8 Shoreline changes in Teradomari-Nozumi coast

海浜面積の増加は1931年から1962年の31年間で最も顕著で平均約7ha/yrに及び、1972年にはその累積増加面積は最大値約300haに達したが、それ以後、その増加は停滞状態になっている。このことは、1960年代までは流出土砂が比較的浅い海域に堆積し河口デルタの形成を容易に進行せしめたが、1970年代後半になると、河口デルタの沖側への発達で漂砂の移動限界に達し、分水路からの流出土砂が沖側に自然流出する割合が増加して分水路からの流出土砂がすべて沿岸漂砂として寄与しなくなったこと、および河口デルタの前置斜面の前面水深の増加により汀線の前進が停滞していることによるものと考えられる。汀線の前進の最大値は河口部で約750mに及び、寺泊・野積両海岸を比較すると、寺泊海岸に前進の停滞傾向が早期からより顕著に現れているが、沿岸単位長当たりの海浜面積の増加でみると、寺泊海岸が46.9ha/km、野積海岸が46.8ha/kmとほぼ同等であり、分水路からの流出土砂は、これまで両海岸の海浜面積を均等に発達させるよう寄与してきていることがわかる。

この海岸の深浅測量は、建設省信濃川工事事務所において1976年から実施されてきており、その結果の一覧をTable 2に示す。測量は沿岸方向約6kmの区間を200m間隔で、沖方向に約1kmの範囲で実施しており、表中の測点番号はFig. 8の測量基準点番号に対応している。また、○印は測深データの存在を、一印は欠測を示す。測量成果は1976年を除いてMT化されているが、後述する堆積土砂量計算、波浪の伝播変形計算などを行うには不十分であるため、深浅測量図に描かれている等水深を用いて、最小自乗法による重み付き低次多項式近似を行い水深データの格子点上への内挿を行った²⁰⁾。

これらの深浅測量成果から、海浜断面の変化を等深線の岸沖方向の変化量で検討する。まず、Fig. 10は対象期間に1978年の大洪水を含むが、このほかには顕著な洪水はなく、洪水による影響の比較的小さい期間に相当するものである。これによれば、河口部付近を除いて全般的に侵食傾向にあり、これは後述する漂砂の移動限界水深（ここでは、海底地形が変化している水深）が約15m程度であるので、流出土砂が1次的に堆積して形成された海浜地形が、波浪の作用により沖方向（図中の8m以深）に漸次変形していったものと考えられる。Fig. 11は、小千谷基準地点における1927年以降の洪水記録のうち最大から第4位までの大洪水を含む、洪水の影響を著しくうけた期間における海浜地形の変化を示すが、全般的に著しい堆積傾向が見られ、とくに、流出土砂による漂砂が河口を中心とする左右両海岸へ比較的良好に配分されていることがわかる。

つぎに、洪水に伴う大量の土砂流出が海浜地形の変化に及ぼす影響が予想されるので、2つの洪水に対し

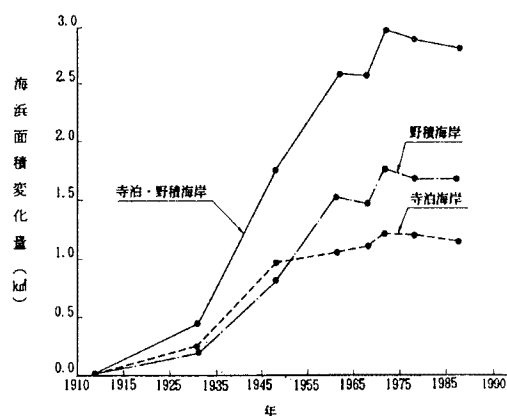


Fig. 9 Changes in beach area in Teradomari-Nozumi coast.

Table 1 Disposal of land slide sediment

Land slide	Duration of disposal	Disposal		Total (m ³)
		in the stream	In Nozumi coast	
1st March 1915	Jun 1915-Mar 1919		1,930,000	1,930,000
2nd January 1919	Mar 1919-Jul 1921		920,000	920,000
3rd November 1924	Sep 1924-May 1927	180,000	470,000	650,000
Todal (m ³)		180,000	3,220,000	3,500,000

Table 2 Depthsounding in Teradomari-Nozumi Coast

No.	Mouth and Year	Measuring Point Number								備 考
		1	5	10	15	20	25	30		
1	1976.8	</								

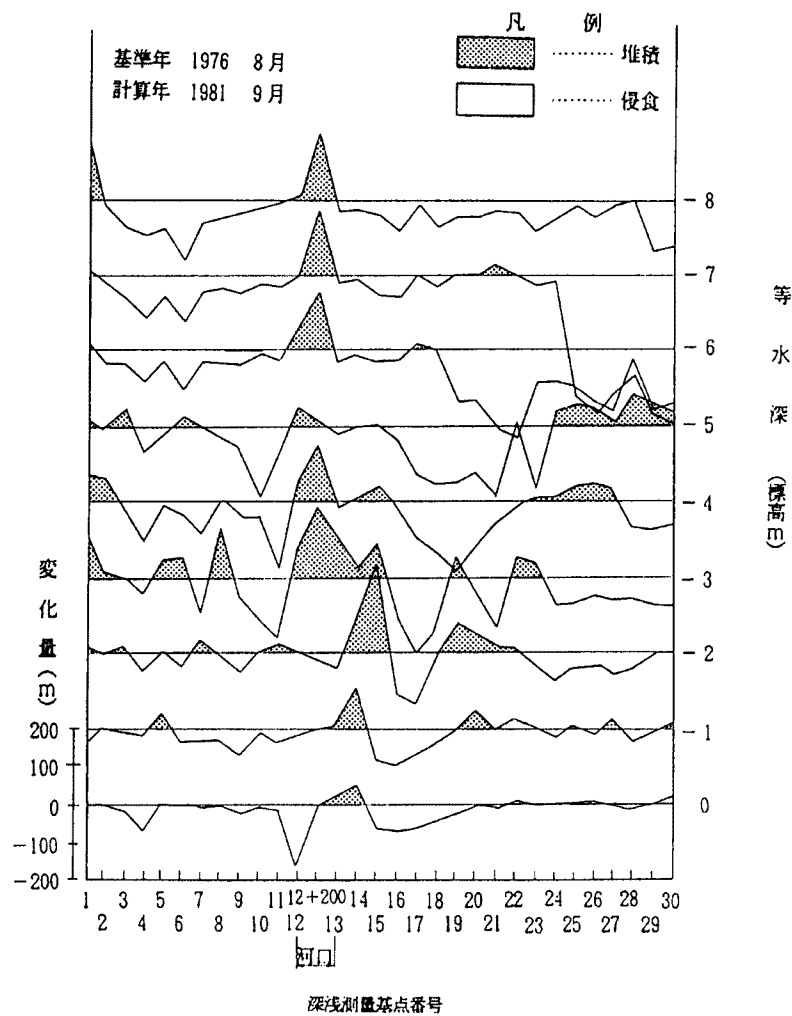


Fig. 10 Alongshore changes in equi-contour lines (in the case of small effects of floods).

て考察する。まず、第1例は1978年6月洪水の場合で、この洪水は小千谷基準地点では第7位（ピーク流量 $5,900\text{m}^3/\text{s}$ ）に、大河津分水路では既往第2位にランクされる中流部および下流部集中型の洪水である。洪水の総流出量は約 13.6億 m^3 、流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水継続時間は約4.5日という容量的に大きな洪水であった。後述する流出土砂量の推算結果からすれば、この洪水は大洪水を含まない通常年の年間流出土砂量に匹敵する土砂を一挙に海岸に流出しているものと推測される。深淺測量は洪水前の1978年6月と洪水後の7月に実施しており、**Fig. 12** にその結果を示す。全体的には沿岸砂州の形成が特徴的であるが、洪水前後の海浜断面を比較すると、河口部の No.12 + 200 および No.13 では沖側にせり出すように大きく変化し、河口部から離れると従前の地形に沿った堆積を示しており、明らかにこの傾向は洪水流による一時的な大量土砂流出の結果と考えられる。等深線の岸沖方向の変化量を **Fig. 13** に示すが、これによれば、洪水による流出土砂の1次的な堆積の範囲は河口部を含む沿岸方向2.0km 以内であることがわかる。さらに **Fig. 14** は1978年6月洪水の1年後の海浜断面の変化を示すが、洪水により河口部付近に堆積した土砂が、波浪の作用により寺泊・野積両海岸に全体的に配分されていることが明らかに示されている。第2例の1981年

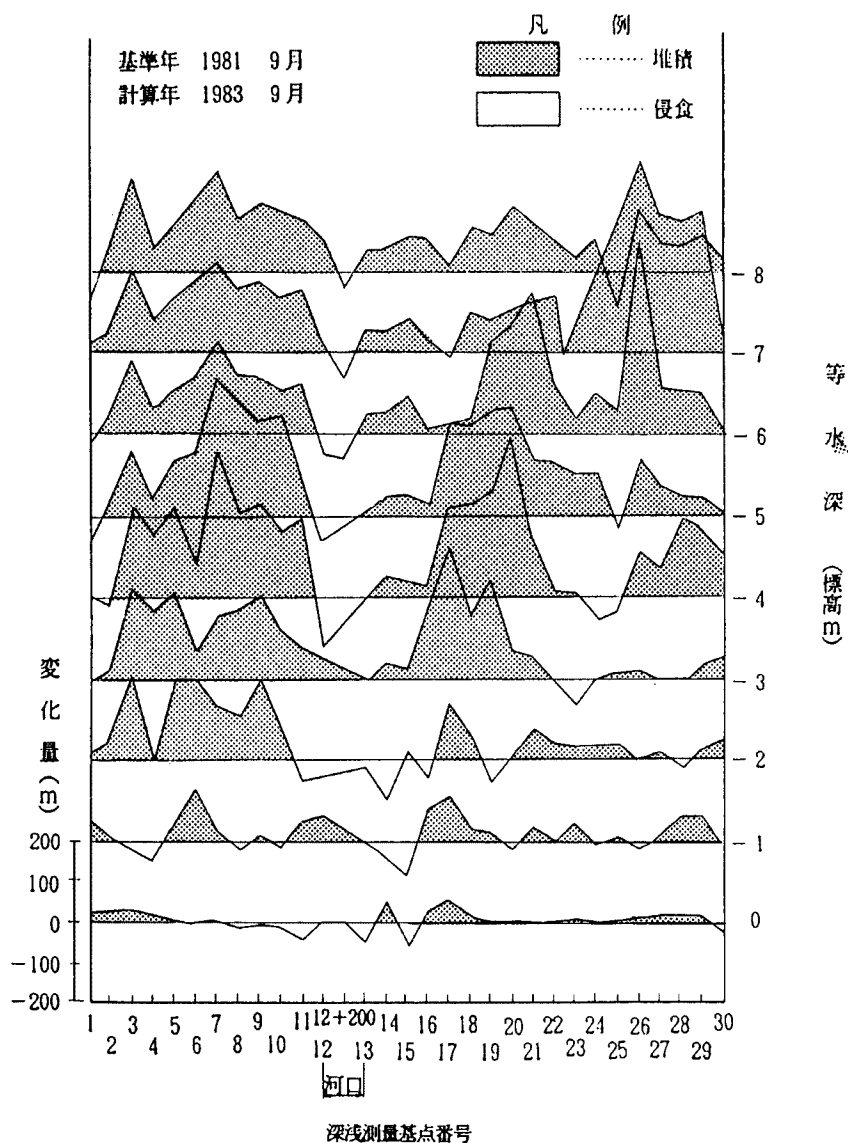


Fig. 11 Alongshore changes in equi-contour lines (in the case of strong effects of floods).

8月洪水は、小千谷基準点では第1位に（ピーク流量 $9,600\text{m}^3/\text{s}$ ）に、大河津分水路では既往第3位にランクされる洪水であり、大雨の区域が魚野川流域に集中したもので、洪水波形がシャープでピーク流量は大きかったが容量的には小さく、洪水の総流出量は約6.7億 m^3 で第1例の洪水の約1/2、流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水継続時間は約3日という規模のものである。洪水前後の1981年8月と9月に実施した深浅測量の結果はFig. 15に示すとおりであり、第1例のものほど顕著でないが、同様な流出土砂の堆積傾向が認められる。等深線の岸沖方向の変化量をFig. 16に示すが、洪水による流出土砂の1次的な堆積の範囲は河口部を含む約1.8km内に限られ、第1例の場合には河口部右岸側に若干偏して堆積したのに対し、この場合は河

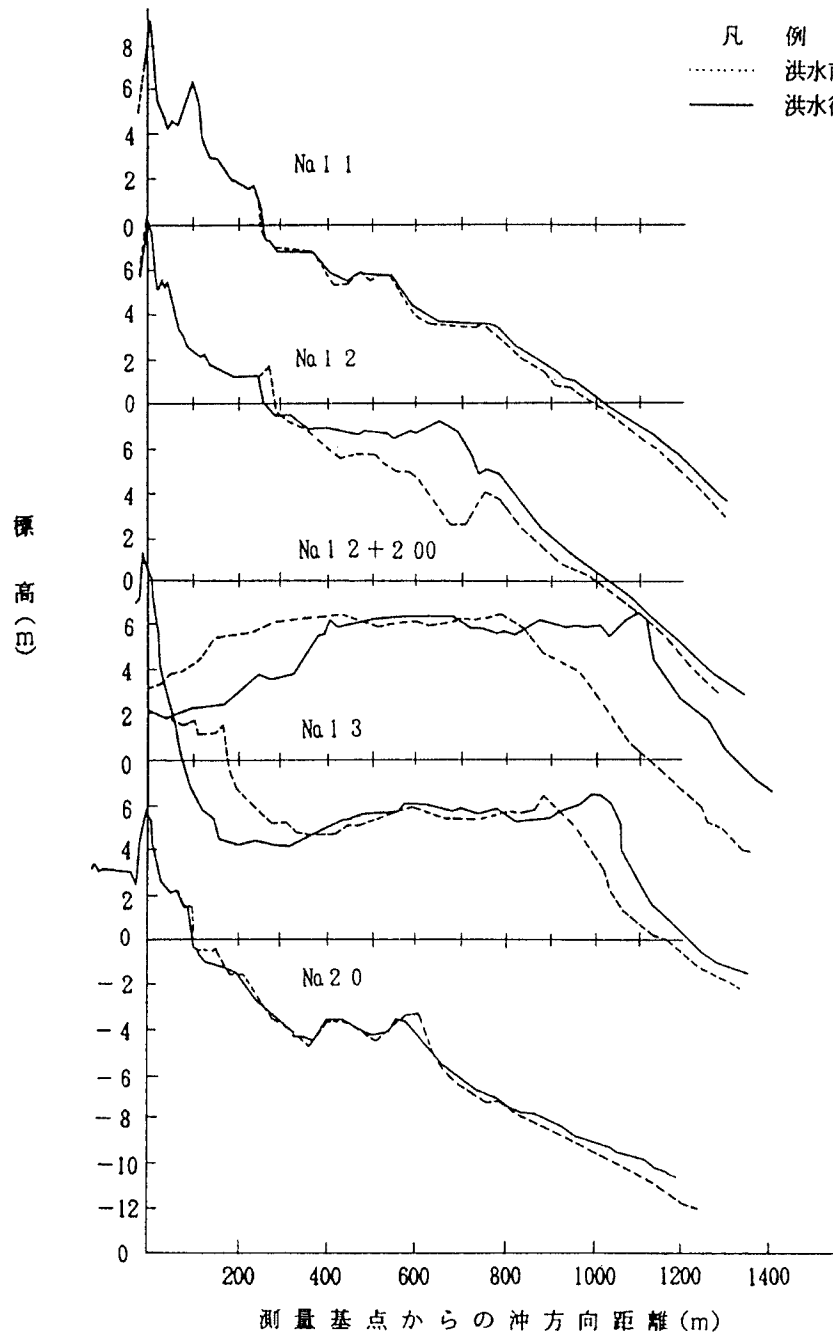


Fig. 12 Beach profile changes due to the flood in June, 1978.

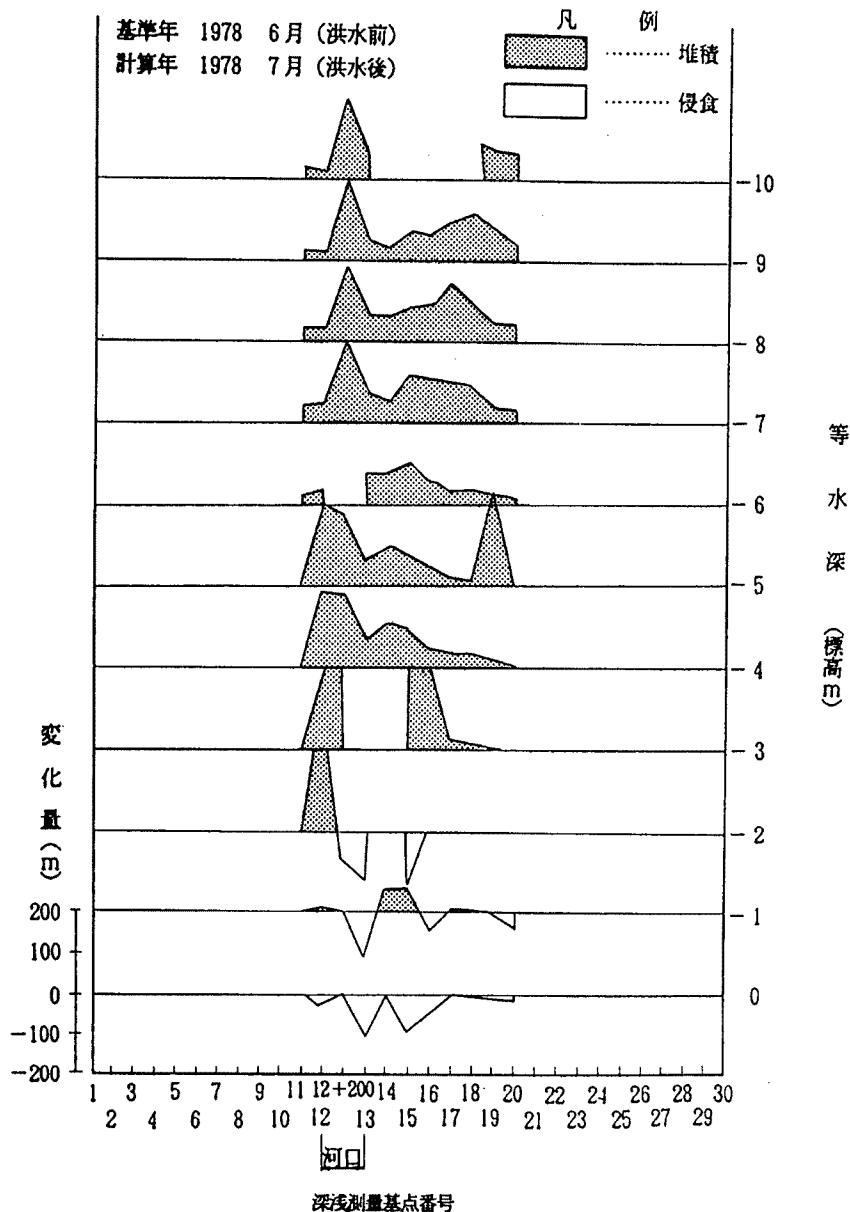


Fig. 13 Alongshore changes in equi-contour lines by the flood in June, 1978.

河口左岸側の堆積が顕著である。

以上のことから、海岸では洪水時に河口部周辺に1次的に堆積した流出土砂が、波浪作用により沿岸漂砂として寺泊・野積両海岸に比較的全体的に配分され、その過程で海浜断面が沖側に変形するという河口デルタの形成過程をとっているものと考えられる。

2.4 デルタ地形の形成に伴う底質の変化

河川から海浜に流出した土砂は、波浪および流れの篩分け作用を受けて、その海浜断面に対応した底質粒径をとる。波浪は単に土砂を移動させるだけでなく、その強さに応じて土砂を再分級して堆積させ、一般に粗粒の物質は岸側に、細粒のものは沖側に移動される。Fig. 17は、1989年に建設省信濃川工事事務所²¹⁾が実施した河口部付近の底質調査の調査地点であり、Fig. 18はその結果である。前述した新潟海岸付近の

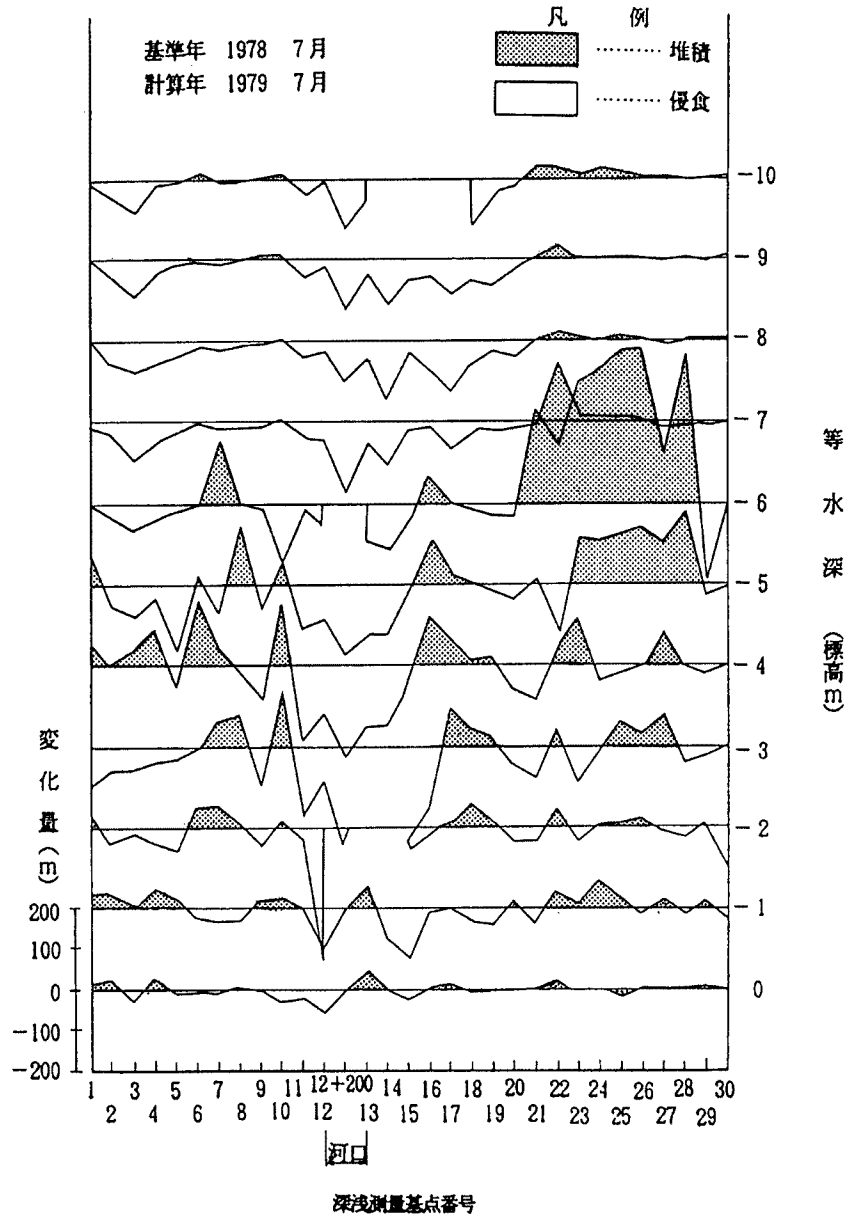


Fig. 14 Alongshore changes in equi-contour lines after one year from the flood in June, 1978.

一般的な波浪特性から、沖波波高 H_0 および周期 T_0 をそれぞれ 2 m および 8 s とし、碎波水深 h_b を H_0/L_0 (L_0 は沖波波長) と h_b/L_0 の関係²²⁾ (海底勾配 1/50 以下) から求めると約 3 m 程度となる。海底地形からは、汀線から 300 m 付近の位置に bar が形成されていることがわかるが、この点では、篩分け係数 $S_0(D_{75}/D_{25})$ が大きく篩分け作用が不良であり、碎波地点に接近し碎波後の打上げ波の影響が大きいものと推測される。この打上げ波によって、この位置に比較的大きい粒径の砂粒が分布しているものと考えられる。また、汀線から 1,500 m 付近で S_0 が大きく変化しているが、粒径は 1,200 m 付近と比べて著しく細粒化しており、この間に漂砂の移動限界水深があるものと考えられる。一方、汀線より 600 m から 1200 m の間は粒径が均一化しており、活発な漂砂帯の区域を示していると考えられる。波による海浜変形⁴⁾ は、相似

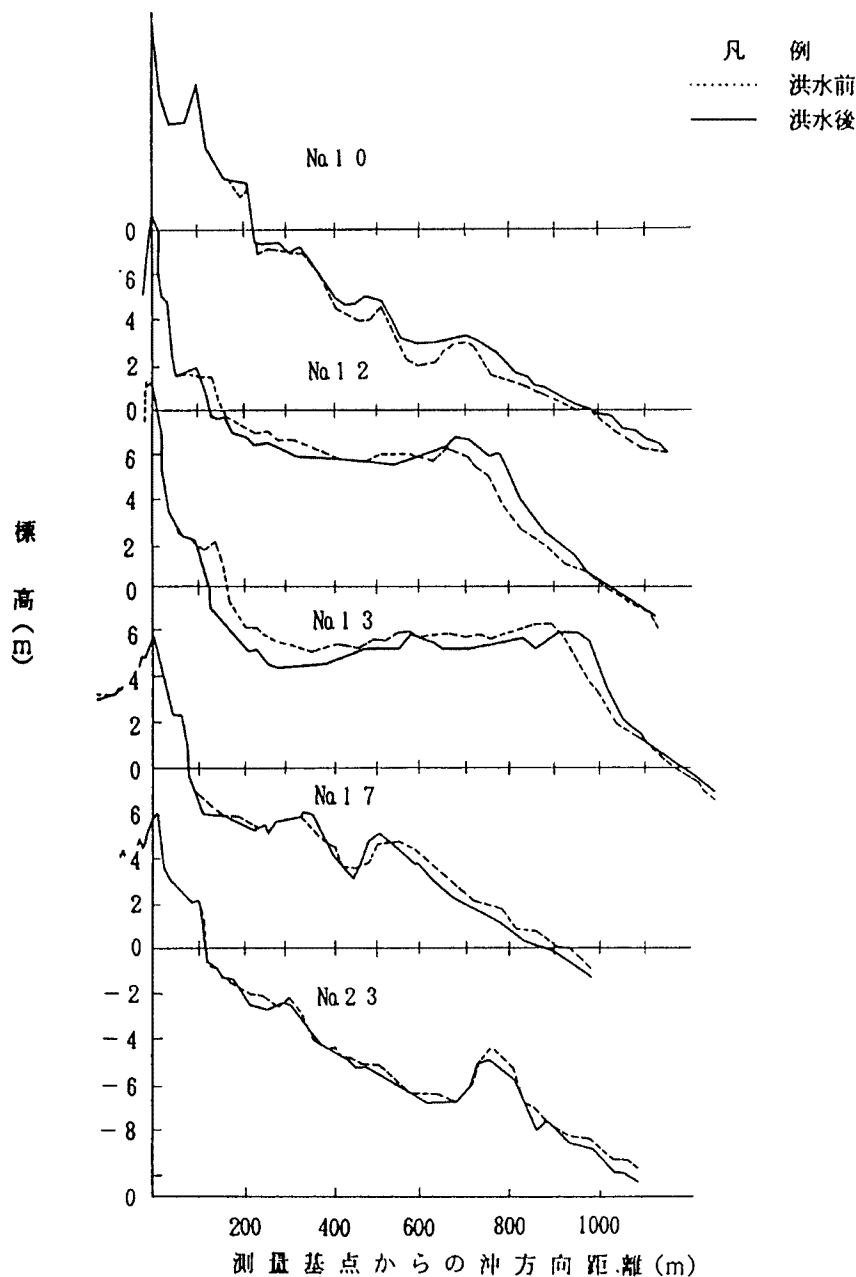


Fig. 15 Beach profile changes due to the flood in August, 1981.

律および実証データにより、 gH_0/w_0 、 H_0/L_0 および沖浜勾配に主に支配されることが確かめられている。ここで、 g は重力の加速度および w_0 は底質材料の沈降速度である。 H_0/L_0 が 0.015 から 0.04 位では主に gH_0/w_0 に支配される。粒径 0.02 ~ 0.03cm を前浜材料に持つ河口では、波高 1m から 3m で、 gH_0/W_0 が 60 から 200 に達する場合、浅海部では波によって底質は容易に浮遊する。したがって、このような海岸は波の変化に対する追従性が大きく海浜地形の変化が激しいとされ、底質とこれを移動させる外力である波浪の関係が示されている。この海岸では、 H_0 を 2m、 T を 8sec とすると H_0/L_0 は約 0.02 となり、粒径 0.03cm 程度とすると w_0 の値⁷⁾ は 4 cm/sec 程度あるので、 gH_0/w_0 はほぼ 220 程度となる。したがって、波浪により浅海部の底質は浮遊し、海浜地形が激しく変化する海岸に分類されるといえよう。Fig. 19 は、汀線

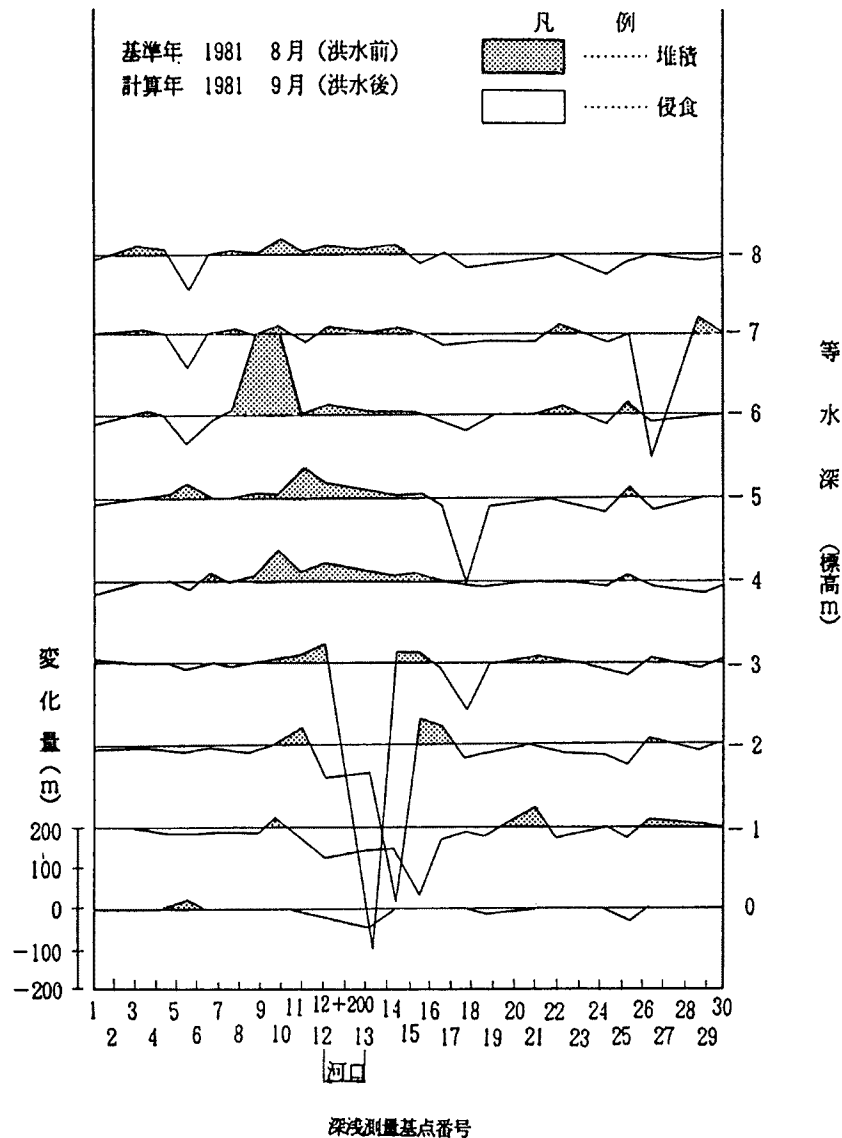


Fig. 16 Alongshore changes in equi-contour lines by the flood in August, 1981.

付近において、深さ方向の底質特性の変化を調べるために実施された地質ボーリング調査の結果²¹⁾である。これによれば、NO.1のボーリングでは深さ3m付近、NO.2のボーリングでは深さ5m付近、NO.3のボーリングでは深さ6m付近にそれぞれ粒径の変化点が認められ、とくにNO.3は明確である。これは土砂が堆積する以前の底質と堆積土砂の底質の境界を示しているものと推測される。

2.5 原地形の再現と堆積土砂量の推定

分水路通水以後の分水路からの流出土砂量による寺泊・野積海岸の堆積土砂量推定するためには、分水路通水以前の海浜断面形状すなわち原地形が必要であるが、そのような資料は存在しないため、Dean²³⁾の平衡海浜断面形状を仮定して再現できないかをまず検討する。平衡海浜断面形状は、海浜断面形状が一定の沖波波形勾配を有する波の作用により変化し、時間の経過とともにある一定の形状に近づき、波によって砂は

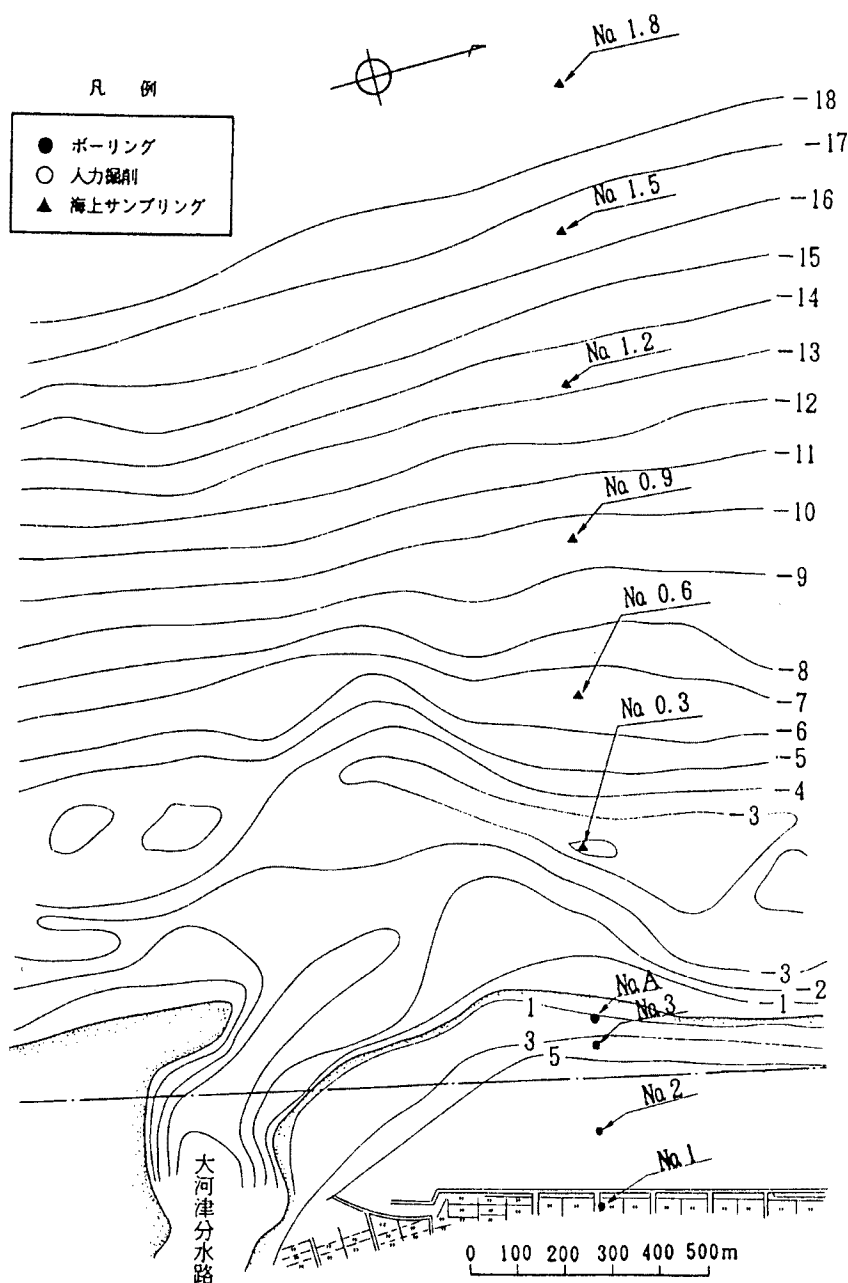


Fig. 17 Survey points of sediment sampling and boring core.

移動するが形状はそれ以上ほとんど変化しない状態に至ったものをいうが、Dean は、大西洋およびメキシコ湾に面する海岸において、500 例以上の海浜断面形状の実測結果から、この平衡海浜断面形状を次式のように表している。

$$h = Ay^{2/3} \quad (1)$$

ここに、 h は水深、 y は汀線からの離岸距離、および A は海浜の底質特性に関する有次元パラメーターで Moore²⁴⁾ によると Fig. 20 のように示される。現状の海浜断面形状(1989 年)を調べると、河口近くでは堆

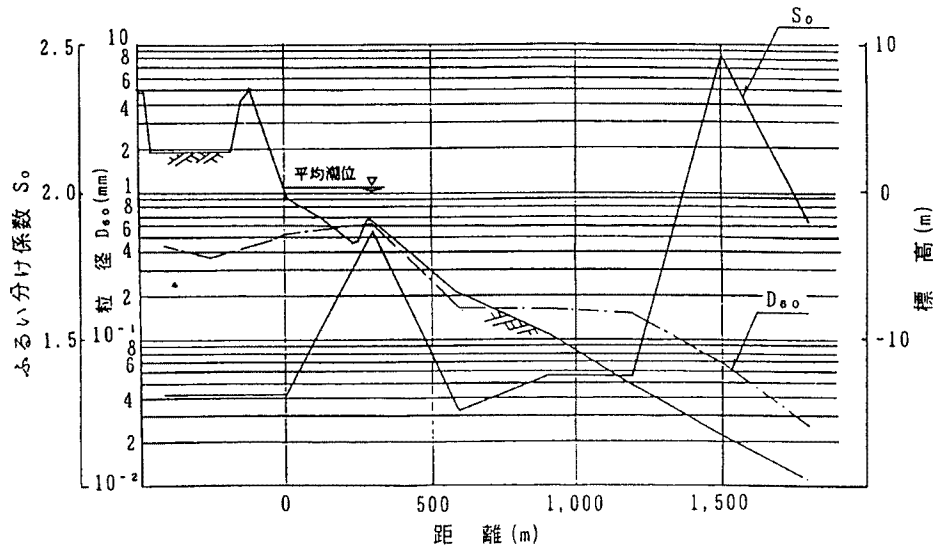


Fig. 18 Cross-shore changes in median diameter of sediment.

積土砂により前置斜面が形成され、波浪により形成される平衡海浜断面形状とは異なる断面形状となっているが、河口から十分離れると平衡海浜断面形状に近似できる海浜断面形状が形成されている。**Fig. 21**は寺泊海岸の南端部の海浜断面であるが、分水路からの流出土砂により形成されたもののほか、原地形に対応する平衡海浜断面形状が明確に現れており、両者は水深約8mから16mの間で勾配約1/75の斜面により接続している。この勾配は前置斜面のそれと同程度であり、碎波により活動的と考えられる漂砂帯と漂砂の移動限界水深との中間領域に存在し、碎波帯から原地形へ流出した底質により形成されたものと考えられる。

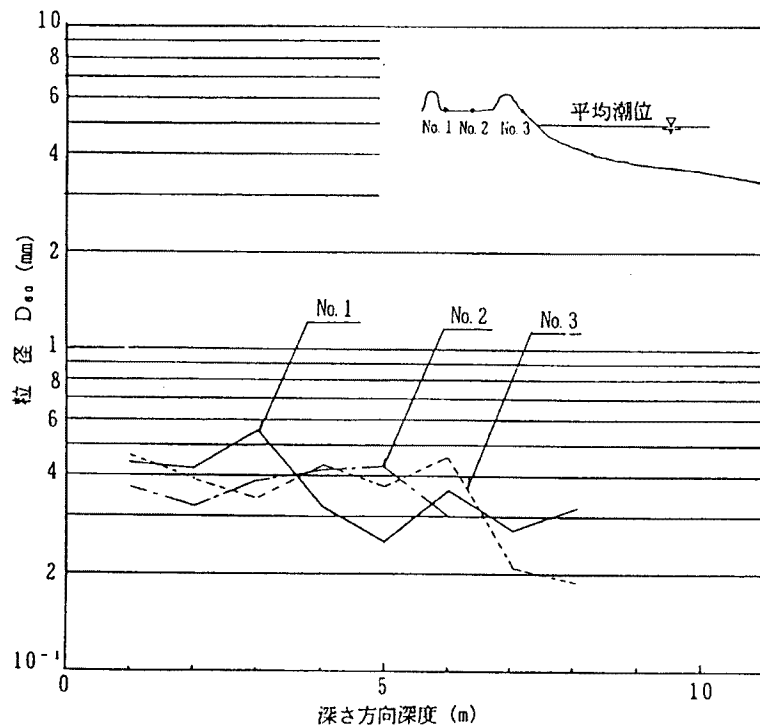


Fig. 19 Vertical changes in sediment median diameters at the boring points.

Fig. 21 において岸側および沖側に形成されている海浜断面形状を平衡海浜断面形状と仮定して、パラメーター A を求めると、それぞれ 0.082 および 0.118 となり、これに対応する底質粒径は **Fig. 20** によればそれぞれ 0.016cm および 0.020cm である。一方、前述した河口部付近の測線での底質調査 (**Fig. 17** 参照) の結果から各地点の底質の粒度分布を **Fig. 22** に示すが、海浜断面形状により推定された底質粒径は測点番号 No.0.6 (水深 6.5m) から No.1.2 (水深 13m) における底質の中央粒径とほぼ一致している。このことは、当海岸の海浜断面形状を Dean の平衡海浜断面形状を適用して説明することについて、その妥当性を示しているものといえよう。

また、**Fig. 17** の陸上部 3 箇所 (測点 No.1 ~ 3) における深さ方向の底質調査の結果から、より明確に把握するため、堆積土砂の粒度特性における深さ方向の変化から原地形の推定を試みる。すなわち、分水路から流出した土砂と原地形との境界では粒度分布特性が急変することが予想され、河床近傍に堆積した土砂の粒径は粗く、原地形の粒径は細かいと考えられるので、この点に着目して原地形を推定することができよう。**Fig. 22** によれば、測点 A および No.0.3 (水深 1.8m) から河床部での中央粒径は 0.050cm、測点 No.0.6 (水深 6.5m) および No.0.9 (水深 9.5m) から海底部での中央粒径は 0.015cm であることがわかるので、これを堆積河床と従来の海底部との境界面を見出す判断基準として、測点 No.1 から 3 の粒度分布から原地形を推定する。No.1 から 3 の粒度分布の深さ方向の各ボーリング資料について **Fig. 23** に示すように整理すると、底質粒径の判断基準より河床面 (太い実線) と原地形 (太い破線) とが明確に現れていることがわかる。これにより P-1-3/4、P-2-5/6 および P-3-6/7 が求める境界面であることがわかるので、これらを想定される原地形の汀線と結んで推定した原地形を **Fig. 24** に示す。このようにして推定した原地形についてパラメーター A を求めると 0.07 から 0.08 となり、前述した値とよく一致する。

以上のような検討結果から、原地形は平衡海浜断面形状のパラメーター A が 0.118 で与えられる断面形状で近似できるとして、その汀線の位置を 1911 年の地形図によって与え、底質粒径を一樣と仮定して水深 20m までの原地形を求める。原地形のうえに深浅測量により得られた現在の海底地形を表示して **Fig. 25** にその 1 例を示す。この堆積地形の空間分布をみると、河口 (No.13 測点) 近くでは前置斜面が顕著に形成され、それから離れるにつれて平衡海浜断面形状に近い形状になっていることがわかる。1989 年 1 月のデータ以外は測量範囲が狭いため原地形と接続していないが、**Fig. 25 (f)** からは海底地形の変化している水深が 15m 付近と読み取ることができ、これから漂砂の移動限界水深は約 15m 程度であることが推定される。また、**Fig. 25 (f)** において、河口デルタの中央部 (河口付近) では漂砂の移動限界水深を越えて前置斜面が形成されており、分水路からの流出土砂が沿岸漂砂として運ばれなくなる割合が増加してきていることが

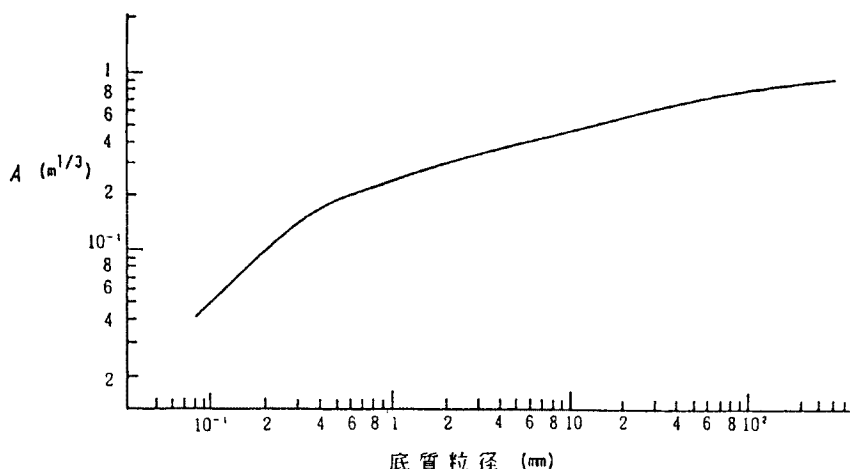


Fig. 20 Relation between the parameter A and sediment diameter (after Moore).

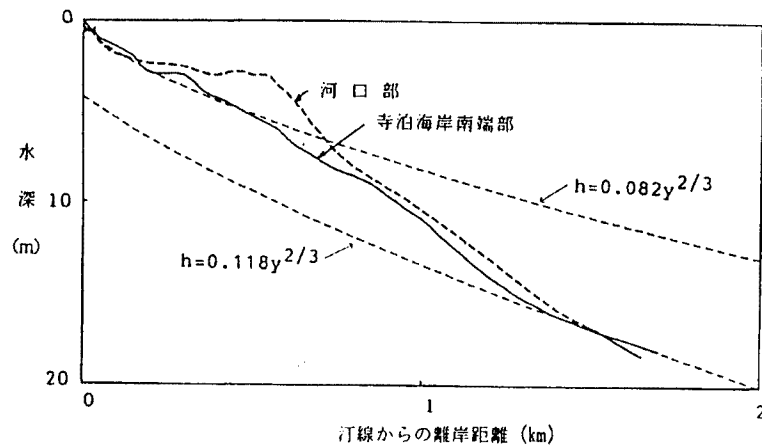


Fig. 21 Beach profile of Teradomari-Nozumi coast which consists of two equilibrium profiles.

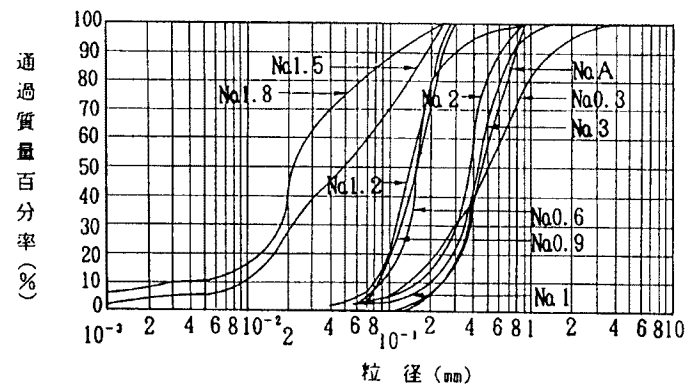


Fig. 22 Cumulative frequency of sediment near the bottom surface.

うかがえる。一方、水深5mから8m以浅の海底地形は複雑で、そこでは砂州地形となり、その前面には前置斜面が形成されている。また寺泊海岸に比べて野積海岸で顕著な砂州地形が形成されている。このことは、野積海岸はWからNNWまで全方向からの波浪の作用を受けるが、寺泊海岸の一部では、W方向からの波浪は寺泊港の防波堤により遮蔽されるため、波浪の作用が前者に比べて弱められるためと想像される。前述した海底部の底質調査の結果によれば、水深15m以深では底質粒径が極端に細粒化していることから、ここでは海浜を形成する漂砂とは異なる流れによる浮遊漂砂が支配的であり、水深15m以浅では、中央粒径はほぼ一様に0.016cmで漂砂として波浪作用に支配されており、海浜断面形状から推定した移動限界水深が海浜形成に有意義であるといえる。水深2m以浅の底質粒径はさらに粗粒化しており、これは碎波による篩分作用によるものであるが、主として分水路からの流出土砂が堆積したものである。

Fig. 25 に示した堆積地形の空間分布から、沿岸方向に200m間隔ごとに1989年時点における堆積土砂量 ΔV を求め、その沿岸方向分布を示すと Fig. 26 の太い線で表される結果が得られる。一方、この海岸の海浜断面形状が前述した平衡海浜断面形状に沿っていることに着目して、1ラインモデルの概念に従って、汀線変化から沿岸方向に一樣な海浜断面形状を仮定して堆積土砂量 Δv を求めると Fig. 27 に示した細い線のようになる。両者を比較すると、河口部の測点では汀線位置が正確に見積もられていないため両者の差が大きくなっているが、全体的には分布として比較的良好一致を示しており、総量的にはほぼ一致していると考えてよさそう。このようなことから、堆積土砂量の経年変化については、Fig. 26 の結果から1ラインモデ

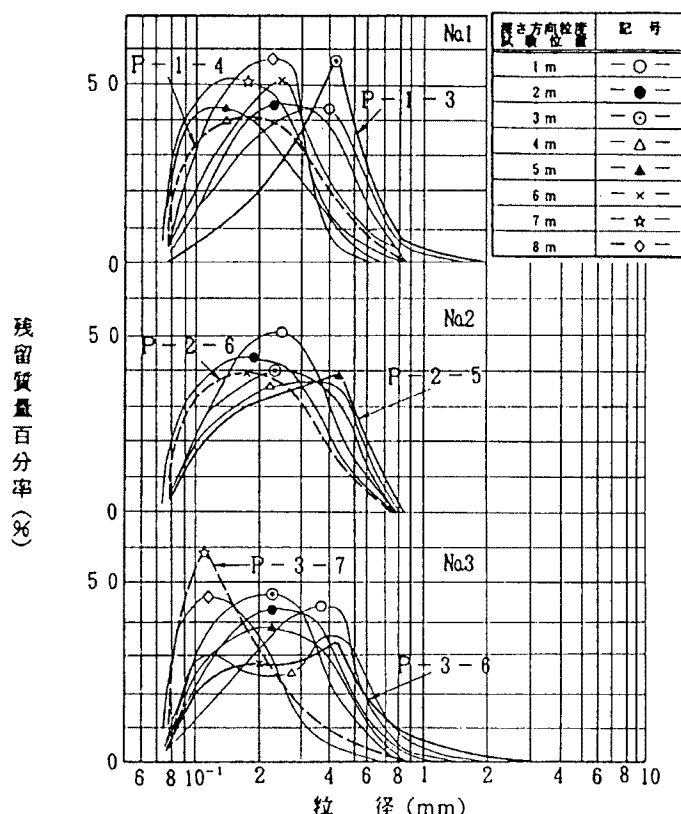


Fig. 23 Grain size frequency distribution of sediment at the boring points.

的に求めることができると判断し、Fig. 26とFig. 8の汀線変化量から推算して示すとFig. 27のようになる。これにより、総堆積土砂量は約6,100万 m^3 で、寺泊・野積海岸にそれぞれ41%および59%が配分されていることがわかる。さらに、図中に示した期間ではすでに堆積土砂量が経年的にほぼ定常になっていることが示されているが、これは前述した理由によるはずである。このことは河口デルタの発達率が線形的ではなく、前置斜面先端部の水深に依存することを示すものであり、将来的に分水路からの流出土砂が寺泊・野積海岸に堆積する量はこれまでに比べ少なくなることを示唆していると考えられる。以上の結果から、実質的に分水路事業が完了した1931年から1987年までの堆積土砂量により年平均堆積土砂量を求めると約91万 m^3 の値が得られる。

3. 河口海岸の漂砂源の予測

以上に述べてきたように、河口海岸の漂砂源である河川からの年平均流出土砂量に関し、現状における堆積土砂量および流砂量式からそれぞれ推算した。堆積土砂量からの推算値としては約91万 m^3 /年という値を得たが、漂砂源の対象となる掃流砂および浮遊砂に対応する量としては、若干の修正を加える必要がある。すなわち、Fig. 28で示されているように、海岸堆積物の粒度組成には河川の河床材料の粒度としては存在しない0.14mm以下のものが12%程度存在している。これは河川からのwash load（河床砂礫よりも細かい粒径の土砂）で構成される流砂として流出したもの的一部分であると考えられる。一般に漂砂とwash loadの分離は困難であるが、この海岸には周辺海岸からの漂砂の供給が期待できないことから、0.14mm以下のものはすべて分水路からのwash loadと考えてよかろう。したがって、分水路から流出し堆積した土砂としては、このwash loadを除いて考える必要がある。このことを考慮すると、約91万 m^3 /年に相当す

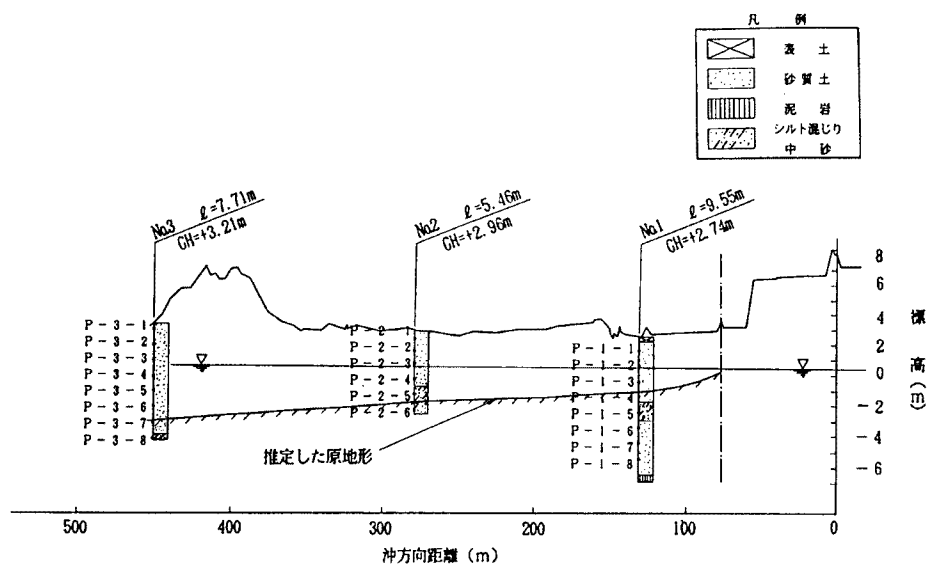


Fig. 24 Boring cores and the estimated original beach profile.

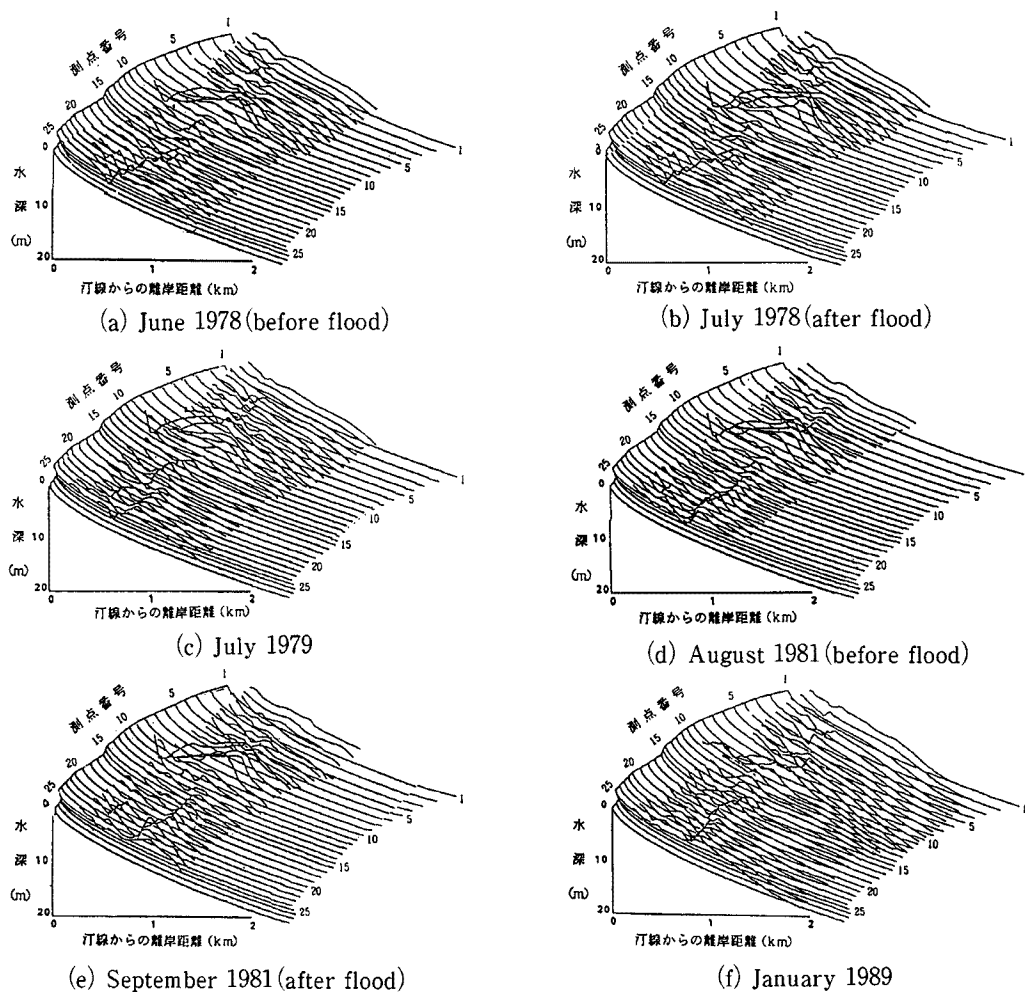


Fig. 25 Measured beach profiles superimposed on the original profile.

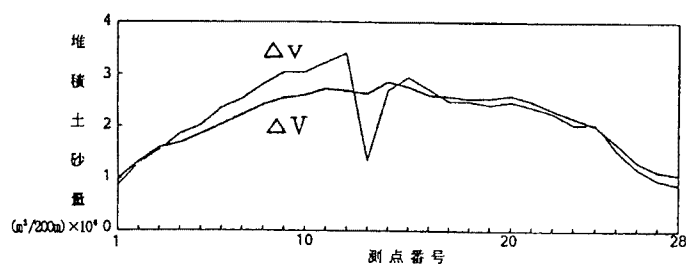


Fig. 26 Alongshore distribution of accumulated volume of sediment in Teradomari-Nozumi coast. (Δv : estimated by one-line model, ΔV : calculated by depth sounding data).

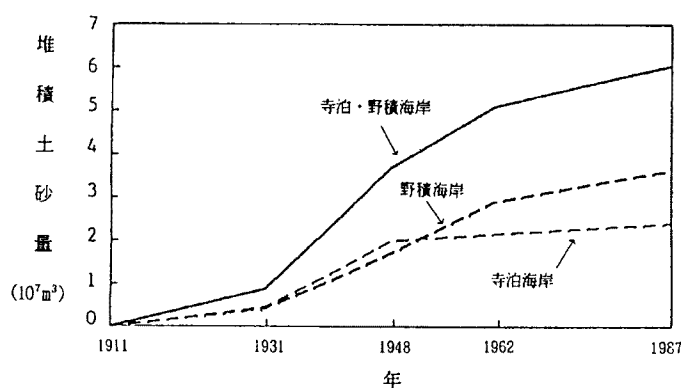


Fig. 27 Changes in accumulated areas in Teradomari-Nozumi coast.

る値は約 $80 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ という値に修正される。一方、流砂量式による推算値は約 $72 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ であるので、両者の方法による推算結果はオーダー的に非常によい一致を示しているといつてよいであろう。以上により、河口海岸の漂砂源は河川からの流出土砂で、その量は約 $70 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ から $80 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ であると予測する。また、この漂砂源は、前述した堆積土砂量の沿岸方向分布から、寺泊・野積海岸にそれぞれ 41 % および 59 % 配分されていると考えられる。

4. 河口デルタの形成とその将来予測

4.1 来襲波浪のモデル化

寺泊・野積海岸における海浜変形は、河川からの流出土砂と波浪による沿岸漂砂によるものである。沿岸漂砂による長期的な海浜変形は、沿岸漂砂量の沿岸方向の勾配によって支配される。したがって、波浪条件としては沿岸漂砂量の実態をよく説明し得るものが望ましい。糸魚川海岸および下新川海岸における侵食の研究事例^{6), 8)}においては、海浜変形に実質的に寄与する波浪は、通常、高波浪であることに注目し、波高が 2 m 以上の高波浪を対象として、年平均継続時間を考慮した波浪条件に対するエネルギーフラックスと、侵食土砂量から推定される沿岸漂砂量の分布を比較し、両者の関係ができるだけ直線関係を示す代表波浪の波高を求めている。これは沿岸漂砂量と波浪エネルギーフラックスの沿岸方向成分が経験的に直線関係にあることに着目して、実態に則した代表波浪を設定したものである。この海岸においては、河川からの流出土砂と沿岸漂砂による影響が一体的に及んだ結果としての海浜変形であるので、沿岸漂砂量の実態を把握するのは困難である。そこで、波高が 2 m 以上のストームを対象として、ストームの特性を平均化した波浪モデル

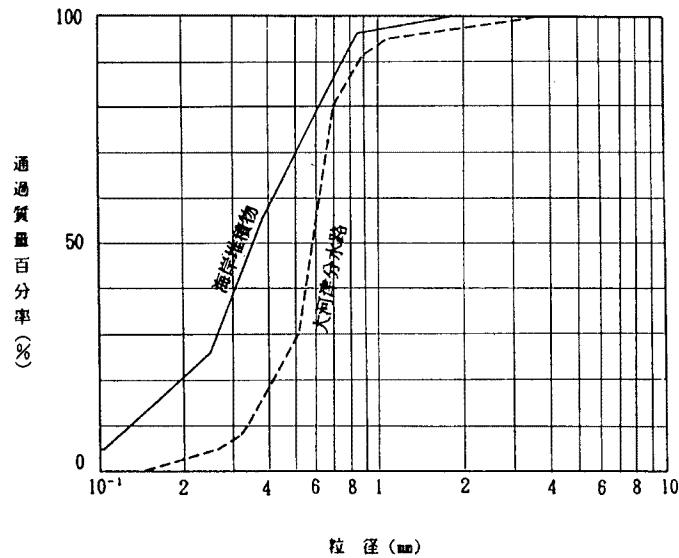


Fig. 28 Cumulative frequency of sediments at Teradomari-Nozumi coast and Ohkozu diversion channel.

を作成し、この来襲回数を年間のエネルギーフラックスに見合うように決定するという方法でモデル化する。

この海岸は佐渡島による遮へい効果が存在するはずである。波浪の到達には若干の時間遅れが生ずるはずであるが、ここでは沖波特性としてこの効果を直接考慮せず、直江津港の資料により波高、周期の特性を弾崎の資料により波向きを検討する。検討に際しては波高が最大となる点をピークと設定し、それ以前を発達期、以後を減衰期(うねり期)と定義する。まず、波向きについてその変化特性を Fig. 29 に示す。これによれば、波向きは季節風の発達とともに W から WNW に変わり、波高がピークになるような風域の最盛期には NW となり、減衰期には NNW となる傾向を示す。これは前述した日本海中部沿岸に共通した波浪特性と非常によく一致している。Figs. 30 および 31 には波高および周期の変化特性を示す。また、Figs. 32, 33 および 34(a), (b) はそれぞれ波高、周期、発達期継続時間および減衰期継続時間の頻度分布を示したのであり、Longuet-Higgins⁹⁾によれば波高の頻度分布は Rayleigh 分布により表されたとされているので、図中には Rayleigh 分布を実線で示して比較している。これにより、波高のほかに周期および減衰期継続時間もこの分布に従うことが見出されるが、発達期の継続時間はランダム性が強いことがわかる。ストーム毎の最大波高 $H_{\max}$ 、最大周期 $T_{\max}$ 、発達期継続時間 d_p 、減衰期継続時間 $d_e - d_p$ の平均値は、それぞれ 3.72m, 9.68sec, 10.96hr および 23.96hr である。

以上により平均的ストームとして、Fig. 35 のような来襲波浪モデルを得る。海浜変形を検討するための沖波条件としては、海浜変形のための時間刻み Δt を 1/3 日とするため、Fig. 35 のモデルを 3 分割して用い、Table 3 に示すように、パターンが 1-1 → 2 → 3 と変化するようなモデルを考えることにする。しかし、ストームの最盛期に対応する NW 方向の波浪は佐渡島により遮へいされるため、この海岸への直接的影響は小さいものと考えられる。また、W 方向の成分は風波の発達期にみられる程度でさほど大きくないが、佐渡島による回折、能登半島からこの海岸までの海域で生成される波浪は直接この海岸に侵入するため、W 成分も考慮に入れて Table 3 のパターンが 1-2 → 3 と変化するような波浪モデルを海浜変形の波浪条件とする。

一方、モデル波浪の年間来襲回数を来襲波浪の年間における全エネルギーフラックスに見合うように決定

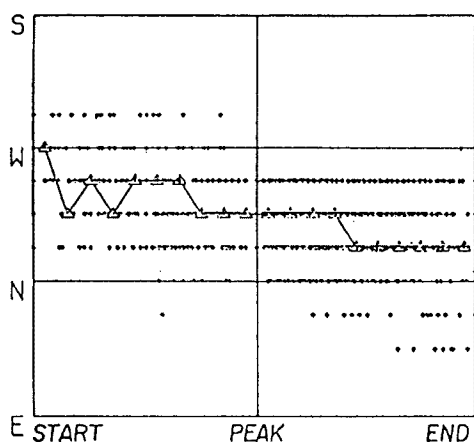


Fig. 29 Wave direction changes in monsoon storms observed at Hajikizaki.

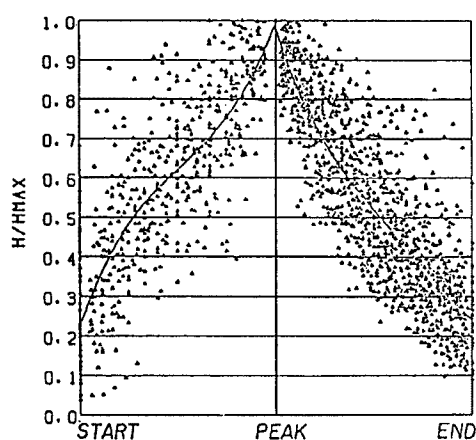


Fig. 30 Wave height changes in monsoon storms observed at Naoetsu.

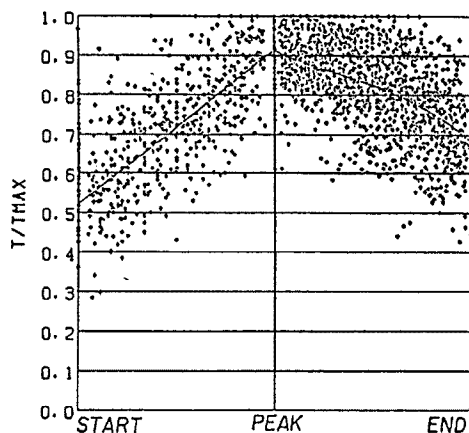


Fig. 31 Wave period changes in monsoon storms observed at Naoetsu.

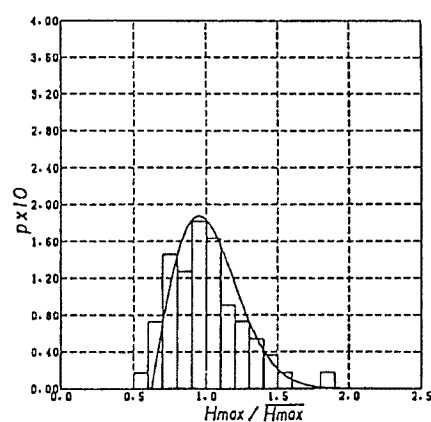


Fig. 32 Histogram of wave height in monsoon storms observed at Naoetsu.

する必要がある。欠測の最も少ない1979年の波浪データから年間来襲波浪エネルギーフラックスを計算すると、 $7.86 \times 10^6 \text{ t/yr}$ (9.8 KN/yr)となる。これを年間に満足させるためには、Fig. 35のストームを年間約23回来襲させる必要がある。糸魚川海岸⁶⁾における研究では、実績の沿岸漂砂量を良く説明できる代表波浪は、波高2.5m、周期8sec、波向きNNWであることが示されているが、今回のモデルもこれに類似しているといえよう。また、糸魚川海岸⁶⁾の代表波浪の延べ継続時間は138hrと設定されたが、この海岸のモデルにおける波高2.5m以上の延べ継続時間は161hrではほぼ同様な値を示している。さらに、ストームの年間来襲回数についても、通常中部日本海沿岸で観測されるストーム数とはほぼ一致する。

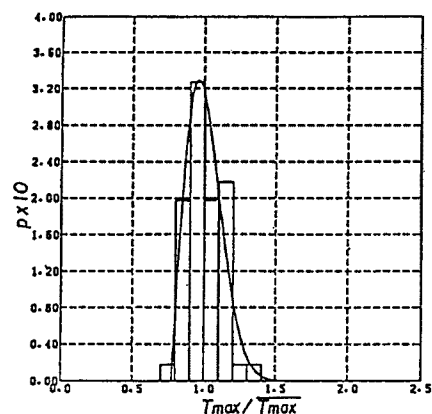


Fig. 33 Histogram of wave period in monsoon storms observed at Naoetsu.

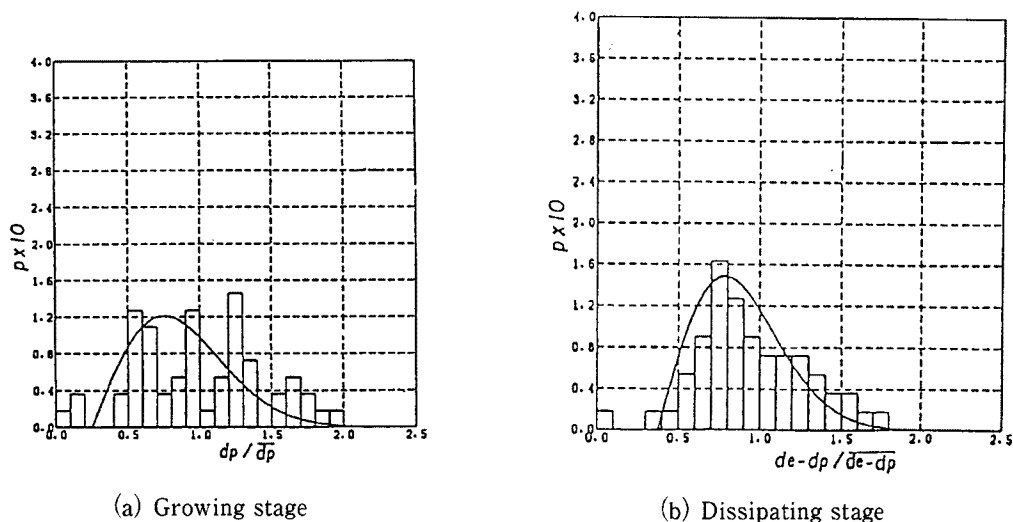


Fig. 34 Histogram of duration in monsoon storms observed at Naoetsu.

4.2 1ラインモデル

寺泊・野積海岸における海浜変形の特性は、まず海浜断面形状がDean¹⁷⁾の平衡海浜断面形状に従うと考えられ、つぎに堆積土砂量の追算結果から、海浜がDeanの平衡海浜断面形状を保ちながら1ラインモデル的に変形すると考えられることである。したがって、この海岸の河口デルタの形成過程のモデル化については、その基礎式に1ラインモデルを適用する。1ラインモデルは、海浜変形の予測のための実用的モデルとして今日もっとも一般的に用いられ、現地検定によりその有用性が検証されている事例が多いが、長期の汀線変化の予測に当ってはかなりの工夫が必要となる。

1ラインモデルを河口デルタの変形シミュレーションに適用するに際しては、基礎式に1つの修正を加える必要がある。すなわち、河口デルタの発達に伴い海浜断面が漂砂の移動限界水深 h_k を越えて形成される場合、Fig. 36に示すように h_k の下に自然堆積する土砂の流失を考慮しなければならない。この自然流失土砂は、漂砂の移動限界下であるため汀線の後退時にも戻らない非可逆的な流失である。前述の考察から

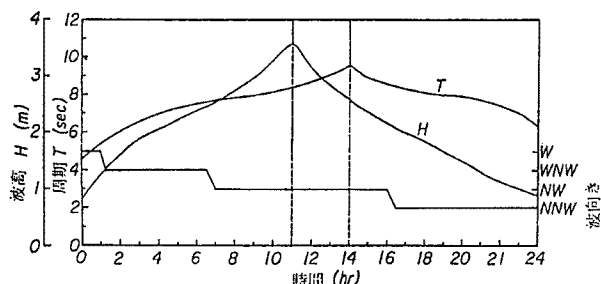


Fig. 35 Incident wave model generated by a monsoon storm in the Central Japan Sea.

Table 3 Storm conditions for long-term beach change simulation

パターン	H (m)	T (sec)	θ
1-1	2	7	WNW
1-2	1	5	W
2	3	8.5	NW
3	1.5	8	NNW

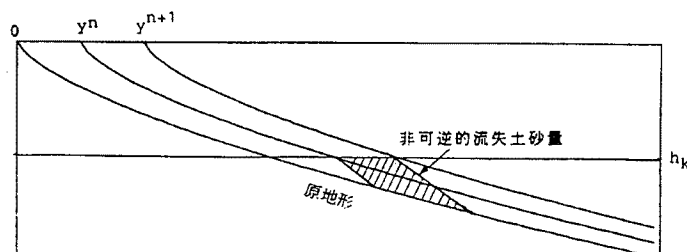


Fig. 36 Volume which goes out of the system in the stage of shoreline progress in the one-line model.

h_k は 15m 程度であり, **Figs. 21** および **25 (f)** に示されているように, 現状においてすでに河口部付近ではこのような河川からの流出土砂の非可逆的な流失が生じている。したがって, この非可逆的な流失土砂量を 1 ラインモデルによる基礎式に条件付き吸い込み SINK として, 次式のように導入する。

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} = \frac{dQ_x/d\alpha_{BS}}{h_k(1-\lambda)\{1+\partial y_0/\partial x\}^2} \frac{\partial^2 Q_x}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_R(t)}{h_k B} \delta(x-x_0) - \text{SINK} \right) \quad (2)$$

沿岸漂砂量を算定する方法は, 波浪のエネルギーフラックスの沿岸方向成分と沿岸漂砂量の関係を経験的に関係づける wave power model, 沿岸漂砂量を波による底質の巻き上げと流れによる運搬により表す energetic model¹⁹⁾, 海底面に作用する流体のせん断応力から掃流, 浮遊漂砂量を求める shear stress model²⁰⁾ などがあるが, ここでは, もっとも簡略化されたモデルで一般的な CERC の公式を用いる。すなわち, 来襲波浪のモデル化により沖波が設定され, 緩勾配方程式の放物型近似により波浪の伝播変形を計算し沿岸漂砂量を決定する。

4.3 河口デルタの形成における汀線変化の追算

分水路通水時(1922 年) から現在までの寺泊および野積海岸の汀線変化を追算しその妥当性を検証する。追算の結果を **Fig. 37** に示す。変化量の基準となる初期汀線は 1911 年の地形図(1/50,000)で与えている。図中の追算結果は, 10 年後毎に太い実線で, 5 年毎のそれを破線で表示し, 実測値は 1931 年時および 1987 年時について示している。この追算においては, 前述した計算条件で, 分水路からの流出土砂量は 70 万 m^3/yr から 80 万 m^3/yr と設定したが, 寺泊海岸の汀線変化の実績とよく一致する条件としては, 60 万 m^3/yr が適当であることが明らかとなった。このため, 計算条件を 60 万 m^3/yr に変更している。この変更は野積海岸側では計算結果が実測値をかなり下回る結果をもたらした。この原因を考察すると, 1 ラインモデルでは, 河川からの流出土砂量が, 漂砂源としては寺泊・野積海岸に対しその配分が非対称であることを考慮してないことによると考えられる。堆積土砂量の推算結果から, 河川からの流出土砂量は寺泊・野積海岸にそれぞれ 41 % および 59 % の割合で配分されているが, 追算により変更して設定した河川流出土砂量 60 万 m^3/yr は, 計算の結果として, 寺泊海岸に 30 万 m^3/yr が配分されている。したがって, この寺泊海

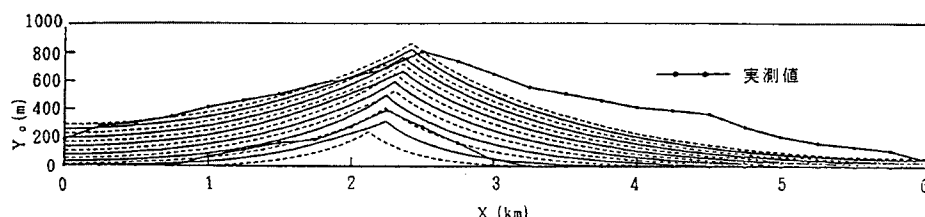


Fig. 37 Hindcast of shoreline change of Teradomari-Nozumi coast in the period of 1922-1987.

岸への配分量を妥当なものと考え、野積海岸への配分量はその配分比から $45 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ でなければならない。すなわち、追算結果からの河川流出土砂量の妥当な値は $75 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ であるといえる。このことは、寺泊・野積海岸への漂砂源の配分を適切なものとするような波浪条件の設定がなされれば、 $70 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ から $80 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ の条件設定が適切であることを意味している。

4.4 河口デルタ地形の将来予測

以上により開発した1ライン汀線変化予測モデルを用いて、1987年から100年先(2087年)までの将来予測を行う。将来予測における計算に際しては、河口部の位置はこれまでの実測による速度で野積海岸(河口部右岸)方向へ移動していくものとし、河川流出土砂量の設定については、寺泊海岸の汀線変化をよく説明している $60 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ (実際には $75 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ に対応) が将来も続いて供給されると仮定する。計算を行った結果を Fig. 38 に示す。これによれば、将来の汀線変化は、50年後では河口部で約260m、寺泊港の防砂堤部で約370mの汀線前進が見込まれ、100年後ではそれぞれ約480m および約620m の前進が見込まれると予測された。計算結果から得られる河口部、寺泊・野積海岸の端部での汀線の前進経過は Fig. 39 のようである。これらの図から得られる重要な結果としては、河口デルタの形成が、これまでの65年間と今後の65年間では河口部と端部で著しく異なる特性を示すことである。すなわち、河口部では今後の汀線前進速度がこれまでの30%程度に鈍化するのに対し、寺泊海岸端部では逆に10%程度速くなり、河口デルタの全体形状が河口部が突出した形から平坦な形へと変化していくことを示している。このことは、SINK および前置斜面先端部の水深増加による影響の差が、今後ますます顕著になってくることを示しているものと考え

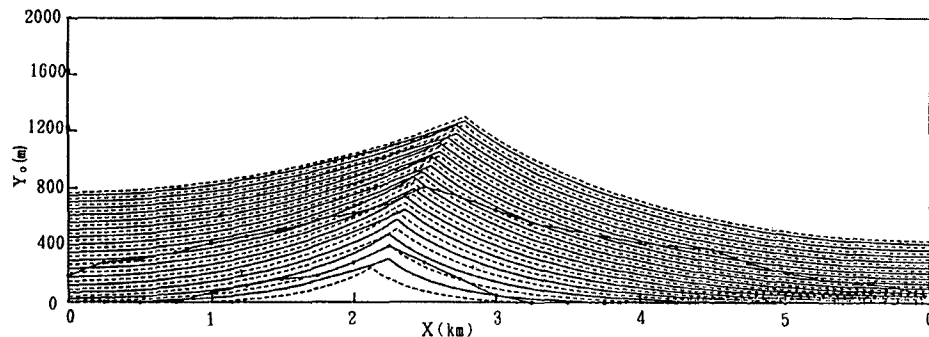


Fig. 38 Forecast of shoreline change of Teradomari-Nozumi coast up to the year of 2087.

えられる。野積海岸については、この計算条件に対し実際は土砂供給が5割増であることを考慮しなければならないので、計算による予測値より実際は汀線の前進は速くなると考えられるが、前進が進展すると、北端部から漂砂が流失する影響を考慮しなければならないので、結果的に計算結果に近い汀線形状になるものと想像される。

ここでは、1ラインモデルに基づくシミュレーション手法により100年間という長期にわたる予測を試みたが、波浪条件や流出土砂量などの計算条件の年変動があるため、計算対象期間が長期に及ぶ場合、その影響を無視し得なく

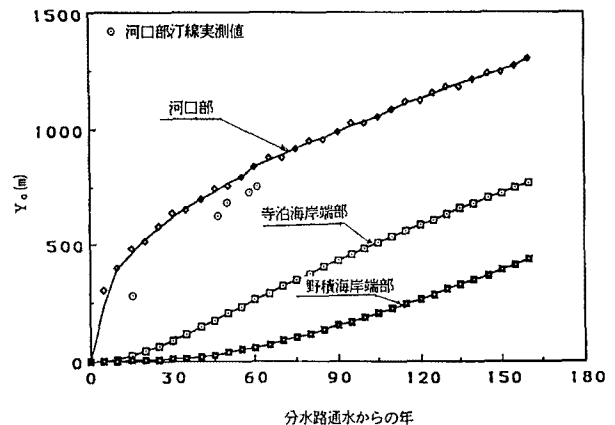


Fig. 39 Shoreline progress predicted by the model in the period of 1922-2087.

なってくるであろう。渡辺⁵⁾は 1 ラインモデルの適用範囲を述べ、その時間スケールの最大を 10 年程度としているが、海浜変形の全体的な特性を把握するため、前述したように、長期の汀線変化の予測において工夫をすれば、このような予測に十分適用できる予測モデルを開発することができる。したがって、この将来予測においては、50 年後および 100 年後の汀線変化の予測のみならず、河口デルタ地形の形状の特性を明らかにすることができたことに意義があったと考える。いずれにしても、今後も現地における河口デルタ地形の変化に関する実態の把握に努め、ここに示した計算条件の変化と海浜変形の関係を明らかにしていくことにより、より実態に則したシミュレーションモデルの完成を図ることを課題としたい。

5. 結 語

以上、現地調査資料から究明した河口デルタの形成過程の実態を踏まえ、1 ラインモデルに基づく基礎式により、河口デルタの形成過程を説明し得る数値シミュレーション手法を開発して将来予測を試みた。基礎式から解を得るためには、来襲波浪のモデル化およびこのモデルを沖波とする波浪の伝播変形計算が必要であり、この計算により碎波点における波浪諸元が得られれば、碎波点のエネルギーフラックスと沿岸漂砂量の関係から沿岸漂砂量が得られ、基礎式からの解として汀線の変化量を求め得る。ここで留意した点は、河川からの流出土砂量を漂砂源として設定し、海浜断面形状の実態に則して非可逆的な流失土砂量 SINK を導入した新しい河口デルタの形成モデルを開発したことである。その一連の計算は、差分式で近似することにより数値計算を可能ならしめ、追算によりシミュレーションにおける条件設定の妥当性を検証するとともに、将来予測の計算を行うことにより河口デルタの今後の形成過程を明らかにしたが、以下に主要な結果を要約する。

(1) 寺泊・野積海岸における河口デルタの形成過程について、まず、その将来予測の必要性について述べ、1 ラインモデルに関して、その概念、適用例、評価などについて概観し、1 ラインモデルの実用性を明らかにするとともに、現状における海浜変形の理論的究明について、現地資料に基づく実態に則した条件設定の重要性を強調し、初期条件、境界条件の簡明な当海岸の数値シミュレーションによる研究の意義を述べた。

(2) 波浪特性の類似している中部日本海沿岸における他海岸（糸魚川海岸および下新川海岸）の研究事例から、海浜変形に実質的に寄与する波浪は高波浪であることに着目し、沖波特性について、波高が 2 m 以上のストームを対象としてその特性を平均化した波浪モデルにより代表させる方法を示した。すなわち、波浪観測データにより寺泊・野積海岸の波浪特性を整理し、波向きに関し佐渡島による遮へいを考慮しつつ、汀線変化計算のための波浪モデルとして、継続時間約 35 時間で、1) 波向き W, 周期 $T = 5 \text{ sec}$ および波高 $H = 1 \text{ m}$, 2) 波向き WNW, $T = 7 \text{ sec}$ および $H = 2 \text{ m}$, 3) 波向き NNW, $T = 8 \text{ sec}$ および $H = 1.5 \text{ m}$ のように変化する波浪モデルを示した。また、その来襲回数については、年間の来襲波浪のエネルギーフラックスを満足させるように設定すると 23 回となることを示した。

(3) 河川からの流出土砂量を漂砂源として考慮した 1 ラインモデルの基礎式に、さらに海浜断面形状の実態を踏まえ、漂砂の移動限界水深下に自然堆積する土砂の流失を非可逆的な流失として導入した汀線変化予測の基礎式を求めて、新しい河口デルタ形成モデルを提示した。計算条件は、境界条件は海岸の両端部で沿岸漂砂が阻止とし、初期条件は非可逆的な流失土砂量を考慮するため原地形で与え、計算開始時を分水路通水時(1922 年)とし、現地調査資料による検討で得られた結果から移動限界水深、河川からの流出土砂量すなわち漂砂源などの必要な条件が設定できることを示した。

(4) 河口デルタの形成過程を説明する数値シミュレーションにより、まず分水路通水(1922 年)から現在(1987 年)までの寺泊・野積海岸の汀線変化を追算し、その妥当性を検証したが、その結果から寺泊海岸への河川流出土砂量の漂砂源としての配分は $30 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ が妥当な値であることが判明した。このことは、寺泊および野積両海岸への河川流出土砂量の配分比がそれぞれ 41 % および 59 % であることを考慮する

と、追算結果からは河川流出土砂量を $75 \text{ m}^3/\text{yr}$ と設定することが妥当であることを示している。すなわち、 $70 \text{ m}^3/\text{yr}$ から $80 \text{ m}^3/\text{yr}$ が計算条件として妥当なものであることを追算による検証で明らかにすることができた。以上の追算による検証を経て、追算と同一条件で、分水路からの流出土砂量すなわち漂砂源は変化せず、河口部の位置もこれまでの経緯を維持し野積海岸（河口部右岸）方向へ移動していくものと仮定して、この海岸の汀線変化の将来予測を行ったが、その結果、50年後には河口部で約260m、寺泊港の防波堤部で約370m および100年後ではそれぞれ約480m、約620mの汀線前進が見込まれると予測した。この将来予測の結果により、河口デルタの形成が、これまでの65年間と今後の65年間では河口部と端部で著しく異なり、河口部では今後の汀線の前進速度がこれまでの30%程度に鈍化するのに対し、寺泊海岸端部では逆に10%程度速くなり、河口デルタの全体形状が、河口部が突出した形から平坦な形へと変化してゆくことを定量的に明らかにすることができた。この変化特性は、基礎式およびその計算条件から、SINKと前置斜面先端部の水深増加による影響の差であることを実証した。

参考文献

- 1) 岩垣雄一：海岸侵食論，水工学に関する夏期研修会講義集，B-17，1966，pp.2-9.
- 2) 西村仁嗣：海浜変形の数値シミュレーション，水工学に関する夏期研修会講義集，B-5，1978，pp.1-6.
- 3) 岩垣雄一：最新海岸工学，森北出版，1987，pp.151-152
- 4) Lé Méhaute, B. and M. Soldate : A numerical model for predicting shoreline changes, Misc. Rep. No.80-6, U. S. Army Corps of Engineers, WES, CERC, 1980, 72p.
- 5) 渡辺 晃：沿岸過程の数値モデルの将来，水工学に関する夏期研修会講義集，B-5，1989，P.8.
- 6) 土屋義人・芝野照夫・山下隆男・白井 亨・山元淳史：糸魚川海岸の侵食制御について，京都大学防災研究所年報，第29号，B-2，1986，pp.743-754.
- 7) 土屋義人・山下隆男・斎藤正勝・渡辺正一：河口デルタの形成過程の予測(1)―大河津分水路河口部における河口デルタの形成について―，第40回海岸工学講演会論文集，1993，pp.481-485.
- 8) 土屋義人・芝野照夫・須山 洋・吉村敏明：黒部川扇状地海岸の形成と変化について，第34回海岸工学講演会論文集，1987，pp.325-326.
- 9) 岩垣雄一・樫木 亨：海岸工学，共立出版，1979，pp.63-64，pp.93-99
- 10) 堀川清司：海岸工学（新編），東京大学出版会，1991，pp.17-19.
- 11) Dalrymple, R. A. : Model for refraction of water waves, J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng. Proc. ASCE, vol. 114, NO. 4, 1988, pp.423-433.
- 12) 堀川清司：海岸環境工学，東京大学出版会，1985，pp.53-57.
- 13) Berkhoff, J. C. W. : Computations of combined refraction-diffraction, Proc. 13th Int. Conf. on Coastal Eng., Chapter 24, 1972, pp.471-490.
- 14) Radder, A. C. : On the parabolic equation method for water-wave propagation, J. Fluid Mech., Vol. 95, 1979, pp.159-176.
- 15) 土屋義人・山下隆男・山元淳史：放物型屈折・回折方程式の数値計算法と現地への適，第34回海岸工学講演会論文集，1987，pp.96-100.
- 16) 松田 弘：入門数値解法，日本理工出版社，1990，pp.100-108.
- 17) Dean, R. G. : Equilibrium Beach Profiles, U. S. Atlantic and Gulf Coasts, Ocean Engineering Report No. 12, University of Delaware Press, 1977.
- 18) 土屋義人：海岸土砂収支と海浜変形，水工学に関する夏期研修会講義集，B-3，1978，pp.1-4, pp.17-18.

- 19) Bagnold, R. A. : Mechanics of marine sedimentation, The sea, Inter, Publications, 1963, pp.507-528.
- 20) Bijker, E. W. : Longshore transport computations, J. Waterway, Harbors, and Coastal Eng. Proc. ASCE, Vol. 97, No. 4, 1971, pp.687-701.
- 21) 土木学会：水理公式集，技報堂，1985，pp.547-548.
- 22) Shore Protection Manual, 4th ed., Vol. 2, U. S. Army WES, CERC, 1984.
- 23) 山下隆男・土屋義人・松山昌史・鈴木 剛：海浜変形数値モデル，京大防災研究所年報，第 33 号，B-2，1990，pp.18-21.
- 24) 広中平祐：現代数理科学事典，丸善，1991，pp.924-927.