



# 「新潟西海岸侵食対策事業の 基本方針」の技術的内容

# 1. 初期の新潟西海岸における侵食対策

## 1.1. 概要

新潟海岸は、信濃川からの融雪出水ならびに夏期洪水により運ばれてくる多量の土砂が河口部から海域に放出されることにより、形成・発達してきた。しかしながら、河川改修工事（1875(明治 8)年～1903(明治 36)年頃）、河口導流堤の建設（1897(明治 30)年～中断・改修～1924(大正 13)年頃）大河津分水<sup>注1)</sup>の通水（1922(大正 11)年 8 月）等によって、海岸への土砂供給が大幅に減少し、その結果汀線は漸次後退した。新潟西海岸の汀線は、1889(明治 22)年を基準に比較すると、1948(昭和 23)年の時点で最大約 350 m 後退していた（図 1-1）。

注 1)大河津分水の河口は関屋分水より南西方向約 33 km に位置する。

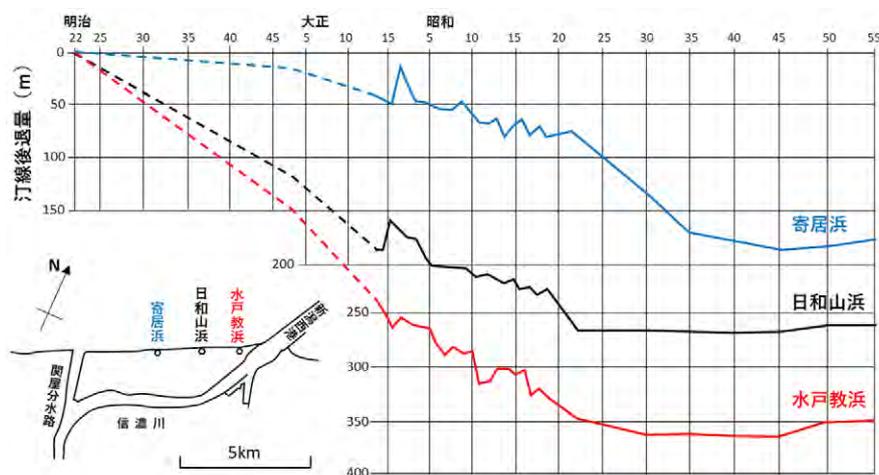


図 1-1 新潟西海岸の汀線後退（1889(明治 22)年基準）

新潟海岸の侵食対策は、防護工事などが昭和初期から既を開始されてはいたものの、本格的な対策は戦後になってからである。図 1-2 で、1986(昭和 61)年度に新潟西海岸の保全を国直轄で取り組むことになるまでの侵食対策の技術的検討と工事の概要を説明し、詳細は後述する。

まず、1946(昭和 21)年 12 月に「(1)新潟港技術調査委員会」が設立された。この委員会は、現地調査、実験などの技術的検討を基に新潟海岸の侵食対策の基本計画（以下：基本計画 S26 と称する）を 1951(昭和 26)年 11 月に策定し解散した。ただし、フロリダで第 1 回国際海岸工学会議 (ICCE) の開催が 1950(昭和 25)年 11 月、神戸での第 1 回海岸工学講演会の開催が 1954(昭和 29)年 11 月であったことから分かるように当時は海岸工学の学問自体が未熟な時期であり、技術的検討は不十分であったので、委員会は解散にあたり関係機関に調査研究の継続を要請した。これを受けて 1953(昭和 28)年より「(2)現地調査、解析・報告」が実施された。このため、新潟海岸は日本における海岸工学・漂砂研究の発祥の地とされている。また、この時点で海岸法（1956(昭和 31)年制定）は制定されておらず、侵食対策事業の法的根拠がないという技術とは別の障害もあった。

侵食対策の基本計画 S26 に基づいて、1952(昭和 27)年より現地施工（「(3)原計画→被災→変更計画」）が始まったものの、海岸法が未制定であったので侵食対策構造物施工の明確な法的

根拠はなかった。また、当時は波浪制御構造物や海岸保全施設等についての知識や経験が不十分であった。さらに、施工した潜堤は1953(昭和28)年、1954(昭和29)年の冬期風浪で連続して被災したため1955(昭和30)年度には計画の修正・変更を余儀なくされた。それでも、1959(昭和34)年をもって一応の工事を完了した。

1955(昭和30)年代に入って、新潟海岸ではわずか数年間で1.5 m以上の地盤沈下という新たな問題が発生した。この原因究明と対策のために政府関係3機関「(4)(a)第一港湾建設局、(b)科学技術庁、(c)経済企画庁」が矢継ぎ早に委員会を立ち上げた。その結果、地盤沈下の原因は、水溶性の天然ガスを含む地下水の急激な大量揚水であることが明らかになった。この地盤沈下がさらなる海岸侵食及び侵食対策構造物の機能低下をもたらした。

侵食対策工は施工当初から、沈下対策を中心とした(5)復旧・改良工事を強いられた。最初に施工した天端レベル±0 mの潜堤は、すぐに被災したため復旧工事が行われた、その後地盤沈下の影響で天端レベルが低下したため、天端の嵩上げの改良工事が行われた。天端レベルは、±0 m → +0.5 m → +1.6 m → +3.0 mへと高められた。天端レベルの低下には、ブロックの沈下・砂中への埋没の影響もあった。当初の潜堤は、天端が海面上に現れたために離岸堤と称されるようになった。

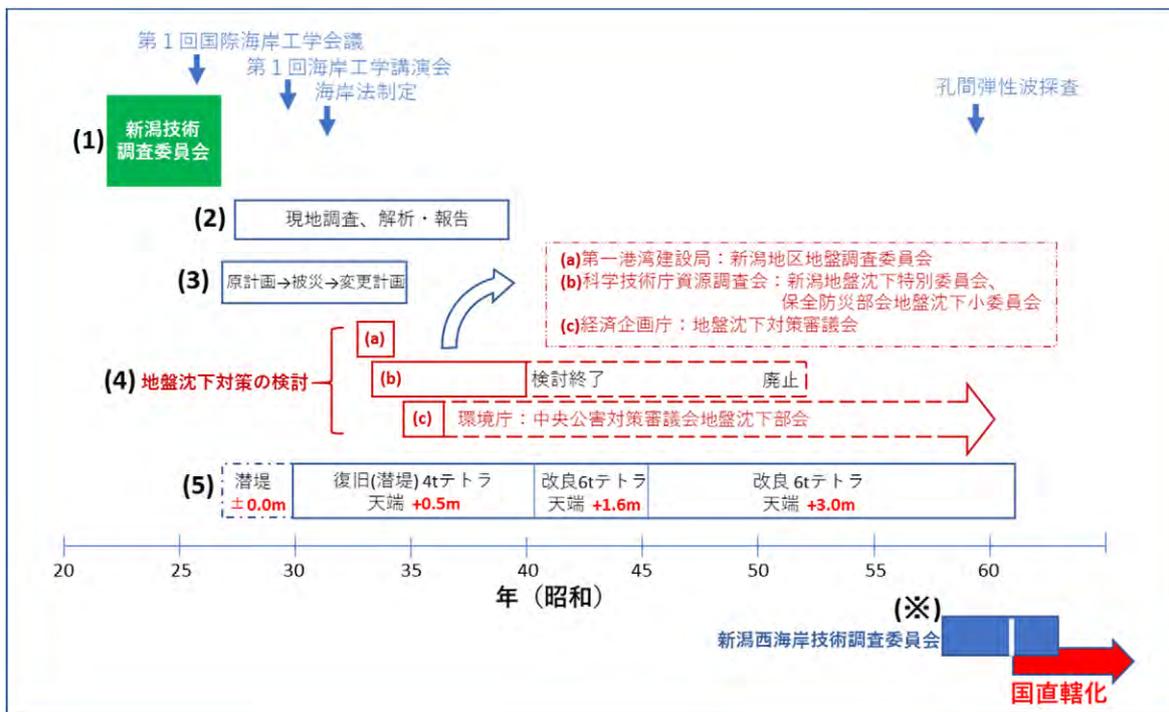


図 1-2 侵食対策の技術的検討と工事（国直轄化以前）

1975(昭和50)年代後半には、新潟(西)海岸の抜本的対策工法の検討が行われ(図1-2中の※印)、国直轄工事が1986(昭和61)年度から開始となり、1987(昭和62)年度には「新潟西海岸侵食対策事業の基本方針」(以下:基本方針S62と称する)が策定された。

一連の調査・検討と工事は信濃川河口を挟む東西の海岸(東海岸と西海岸)を対象としていたが、以下では東海岸関連事項を省略し、西海岸について説明する。

## 1.2. 新潟港技術調査委員会

1946(昭和 21)年 12 月に、「新潟港の埋没並びに海岸の欠潰及び漂砂の現象等を明確に把握して基本対策の確立を期するため関係各機関が協力し最も効果的であり且つ統一ある調査研究を目的」(委員会々則)として、運輸省第一港湾建設部長を委員長とする「新潟港技術調査委員会」が設立された。委員には、運輸省、建設省、気象台、経済安定本部、海上保安庁、新潟県、新潟市、東京大学、運輸技術研究所、土木研究所の関係者が就任した。

一方、少し遅れて 1948(昭和 23)年に、国土の保全、開発の見地で設置されていた経済安定本部の資源調査委員会に漂砂対策研究会が設けられ、さらに同年 8 月、研究会内に「新潟県海岸対策委員会」が設けられた。そして、この対策委員会は新潟海岸地区の調査を「新潟港技術調査委員会」に委嘱した。

「新潟港技術調査委員会」は 1950(昭和 25)年 2 月 21 日に、調査機関の分担事項を決めた(表 1-1)。ただし、活動したのは第 1 部会(幹事:新妻幸雄=新潟港工事事務所長)と第 3 部会(幹事:浜田徳一=運輸技術研究所港湾物象部水理研究室長)であり、第 2 部会は中止になった。

第 1 部会の観測調査に関しては、さらに細かく担当機関と担当内容が決められた(表 1-2)。ただし、調査予算が目標を下廻ったため各機関共に観測規模を縮小しなけりばならなかった。

表 1-1 調査機関の分担事項(委員会々則; 1950(昭和 25)年 2 月 21 日改正)

5 調査機関	統一ある調査研究を実施するため左の 3 部会に分け各部会に部会幹事 1 名を置く。
1 第 1 部会	主として現地に於ける調査観測を担当する。
2 第 2 部会	主として既往における内外各地の埋没、海岸の欠潰、漂砂に関する調査及び対策、工法等文献及び実例についての調査を担当する。
3 第 3 部会	主として海岸の欠潰及び漂砂に関する基礎実験並びに工法決定に関しての模型実験を担当する。

表 1-2 各調査の担当機関と担当内容

担 当 機 関	担 当 内 容
(1)新潟県:河港課 信濃川工事事務所 運輸省:第一港湾建設部 新潟工事事務所 新潟材料検査場	新潟地区に於ける沿岸漂砂、海岸欠潰及び既往工事に関する資料と文献の調査蒐集
(2)運輸省:新潟材料検査場	毎月或いは 2 ヶ月に 1 回、東西両海岸に於いて、水深 10 m までの水域の深浅測量
(3)新潟市:土木課 運輸省:新潟材料検査場	毎月 1 回海岸汀線の測量
(4)運輸省:新潟材料検査場	3 ヶ月或は 4 ヶ月に 1 回、東西両海岸に於ける底質(陸上を含む)の調査
(5)海上保安庁:水路部 運輸技術研究所港湾物象部	実体写真機による波浪観測
(6)運輸省:新潟港工事事務所	年 3 回程度の既設工作物の状況調査
(7)運輸省:新潟港工事事務所 新潟材料検査場	荒天前後に於ける工作物附近の測深及び底質調査
(8)新潟地方気象台 運輸技術研究所港湾物象部 運輸省:新潟材料検査場	沿岸の流況観測
(9)海上保安庁:水路部	夏季に於ける広域測深及び底質調査

「新潟港技術調査委員会」は海岸侵食防止対策案を検討し、1951(昭和26)年11月に決定した。その内容(欠壊機構の推定、侵食対策の基本計画S26)は、新潟港技術調査報告第3報に以下のようにまとめられている。

#### 【欠壊機構の推定】

海岸欠壊は、冬期の波長の短い風波の砕波によって生じる離岸流と、底曳流及び海岸に平行な横方向の流れによって砕波地帯の底質が沖合に移動することによって起こると考えられる。欠壊を防止するためには、波の勢力を弱めると共に前記の流れを阻止することが原則と考えられると結論付けられた。

#### 【侵食対策の基本計画】

海岸欠壊が冬季の波長の短い波浪の砕波によって生ずる離岸流、底曳及び海岸に平行な横方向の流れによって、砕波帯内の底質が沖合に移動することによって起こると考えられるから、防波堤を設ければよいわけであるが、これは工費が高すぎるので経済効果がよほど大きくなければ実施不可能である。そこで経済的で波の勢力を弱める手段として潜堤を考えた。この最も経済的な位置は砕波による磯波帯の底質の攪乱を阻止する点からすれば、岸から300m~350mの沖合水深5.0m~6.0mの付近、すなわち冬季の第1砕波線がもっともよいことになるわけであるが、この場合でも構造物の高さが4.0m~5.0mになって工費が相当かさむので、最終砕波線になる付近、即ち汀線から100m~150m沖合の水深3.0m付近を潜堤設置場所としてそれより岸側の底質の移動防止によって海岸欠壊を防止する。

具体的な対策工事計画は以下の通りである。

- ① 欠壊の激しい水戸教浜から日和山浜にかけて岸から100m~150m、水深3.0mの位置に延長1,500mの潜堤を設置し、更に内側に縦堤を設置して潜堤内側の流れを阻止する。また簡易な平行護岸を設けて砂丘の後退を防ぐ。
- ② 元付付近の既設の波止堤の横堤は潜堤によって連結する。
- ③ 日和山浜以西約700mの区間は突堤のみをもって一応防護する。
- ④ 新潟港内埋没土砂を浚渫し、これを潜堤内側に排土する。

図1-3は、当初設計の二つの潜堤断面である。参考にした資料の説明文によると、潜堤の天端高は±0mである。この図によると、(a)コンクリートブロック潜堤の天端高は-0.2mであり、(b)逆T形潜堤のそれは±0mである。潜堤構造によって天端高が異なっていたのか、あるいはこれらの図面は別々の資料からの引用であるので、潮位基準に差異があるためなのかは分からない。

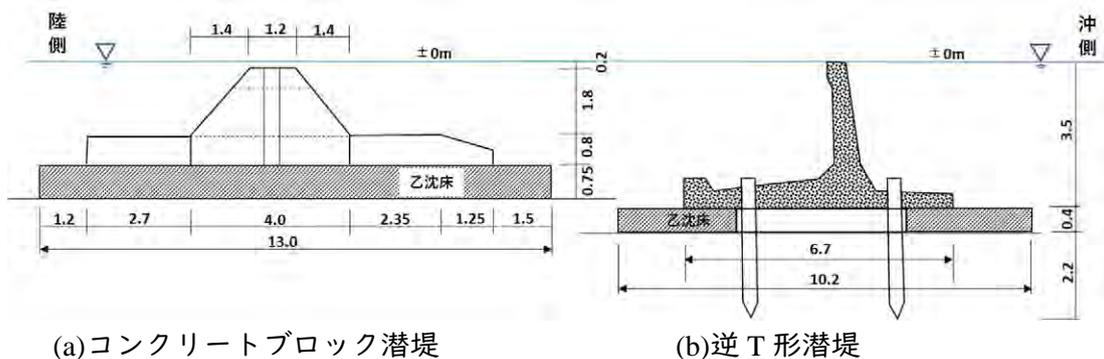


図 1-3 当初の潜堤断面

以上の結論をまとめた第1部会と第3部会の幹事の言葉を以下に引用する。

「此の調査結果から、浸蝕機構の結論を下すことは、まだ無理であるとしても、取纏めにあたって補足すべき調査、更に続行を要する調査が考えられるので、現地に於いて今後もこれ等の調査を続行する様に努力すれば、浸蝕機構の解明に一步一步前進し得るものと信じ明るい希望が与えられたように思われるのである。(第1部会幹事：新妻幸雄)」

「今回また1950(昭和25)年度に於ける同委員会(新潟港技術調査委員会)の調査の第3部会を担当して、主として実験並びに理論的取扱いを行う事となった。我々菲才におちうって努力したのであるが、現在の段階では遂に此の域を超える事ができなかった。真に残念であり、また期待をよせられた各位に深くお詫びする次第である。(第3部会幹事：浜田徳一)」

### 1.3. 現地調査、解析・報告(新潟海岸の欠潰について、1960(昭和35)年3月)

「新潟港技術調査委員会」の最終報告書の“序”において

「埋没及び欠壊については難解な問題であるだけに、本委員会の短期間の調査で解明されたとも考えられないので、技術調査委員会は解散したが、今後引き続き関係機関で調査研究を続けて頂くよう、お願いしておいたような次第である。また、対策についても、この案が絶対的なものと考えられない、要は対策を実施しながらその状況を充分調査研究のうえ目的を達成することが肝要と考えられる。」

と指摘されたことを受けて、現地の関係機関は引続いて調査を進めることになり、侵食対策工の工事と並行して、新潟海岸の侵食原因の解明と対策の継続調査が1953(昭和28)年から1964(昭和39)年3月まで実施された。その中間報告、最終報告が

新潟海岸の欠潰について 第一報(1960(昭和35)年3月)

新潟海岸の欠潰について 第二報(1964(昭和39)年3月)

である。

【第一報(1960(昭和35)年3月)の内容】

現地調査では、最も基本的な調査である深淺測量、汀線測量に加えて、潜堤内外の波浪、風、目視・浮子・計器等による観測が行われた。漂砂現象に直接関連する調査では、海底・海浜部の堆積物調査、赤土による砂移動調査、採取桿および採取箱による浮遊砂調査などが実施された。特筆すべきことは、これらの調査において海浜から沖合400mまでの間に搭を設置し、この間にケーブルを通した観測施設を新たに設け、荒天時の海底地形及び浮遊砂調査、流速調査が実施されたことである。これについては、藤木(1957)<sup>1</sup>に詳述されている。

実験的検討では、潜堤の効果及び沈下機構について(現地の調査結果と照合しつつ)、考察がなされた。

これらの調査・解析・検討に基づいた欠壊機構に関する結論は以下の通りである。

- ① 新潟西海岸の欠壊は水深約35mまでおよび、その規模は水深8mまでの砂州領域が最大であり、水深8m~16m区域はこれより幾分少なく、さらに沖に進むにつれて漸減する。
- ② 砂州の変動は、単に沖あるいは岸方向への移動ばかりでなく、斜め方向の成分を有す

<sup>1</sup> 藤木 昇：新潟海岸の冬期観測施設とその成果について、第4回海岸工学講演会講演集，pp.131-144.，1957

る波浪や沿岸流（発達期は東流，最盛期，減衰期は西流）が主要な外力となって，次第に西へ移動する．しかしながら，砂の補給は東側の新潟港防波堤（西突堤）におさえられ期待できない．

- ③ 潜堤による波高減衰は顕著であり，従って潜堤内の砂移動を緩和し，海岸の欠壊を防御するのに威力を発揮している．しかし，新たにパイピング現象による潜堤の沈下の問題が発生した．これを抑止するには天端の嵩上げが効果的である．

【第二報（1964(昭和39)年3月）の内容】

第二報から，離岸堤沈下対策関連の現地調査と模型実験（東京大学へ委託）から得られた結論を引用する（地盤沈下関連の調査結果は次節で引用する）．なお，第一報では「潜堤」と称していたのに対し，第二報では潜堤という用語は使用されておらず，「離岸堤」と改称されている．

現地調査は，通常の深浅測量，汀線測量，蛍光砂による漂砂調査に加えて，発射型漂流桿等による流況観測，模型実験による離岸堤内の波高測定等が実施された．離岸堤の沈下・変形が著しくなっていたため，多項目の変形調査（RI洗堀計，洗堀環による洗堀調査，天端高測量，テトラの飛散，法崩れの目視）が実施された．また，離岸堤の沈下防止のための各工法（鉄格子枠工法，テトラマット工法，粗朶沈床工法，アスファルトマット工法）の現地試験が行われた．

その結果，離岸堤の機能面および維持面について以下のことが分かった．

離岸堤は，その陸側の侵食に対しては防止機能を発揮している．ただし，機能維持のためには少なくとも1 m以上に保つ必要があり，堤内側には，沿岸流が生じないように，突堤を離岸堤に連結して設ける必要がある．一方，離岸堤に沖側海底の侵食防止機能をほとんど期待できず，沖の侵食は進行している．

離岸堤の沈下は，主として冬期の“しけ”時における堤体下部の砂の吸出しと，法先洗堀によるものと考えられる．離岸堤の天端高を+3 mにすると，堤内・外の水位差が小さくなって堤体の沈下が少なくなり，侵食防止機能を維持する効果が大きい．

#### 1.4. 欠壊対策工事計画の修正および実施（原計画→被災→計画変更）

1951(昭和26)年11月策定の欠潰対策基本計画に基づいた工事は，1952(昭和27)年に始まり1959(昭和34)年度をもって一応完了した．しかしながら，実際に施工してみると潜堤工，縦堤工，護岸工等で基本計画を修正すべき箇所が発生した．

[潜堤工]

- ① 1953(昭和28)年度，1954(昭和29)年度における海岸の被害状況のひどい日和山浜地先に潜堤を220 m新設することにした．
- ② 潜堤小口では，異常な冲向きの戻り流れによって，局所的な潜堤の洗堀沈下が生じていたのでこれを閉塞することにした．
- ③ 当初水深2.0~3.0 mの箇所に施工した潜堤および潜堤付近の海底の洗堀沈下が非常に甚だしいので，1955(昭和30)年時点で水深5.0 mまで海底が深くなると予想し，これに対する対策として4トンテトラポッドによる嵩上げを計画した（図1-4）．

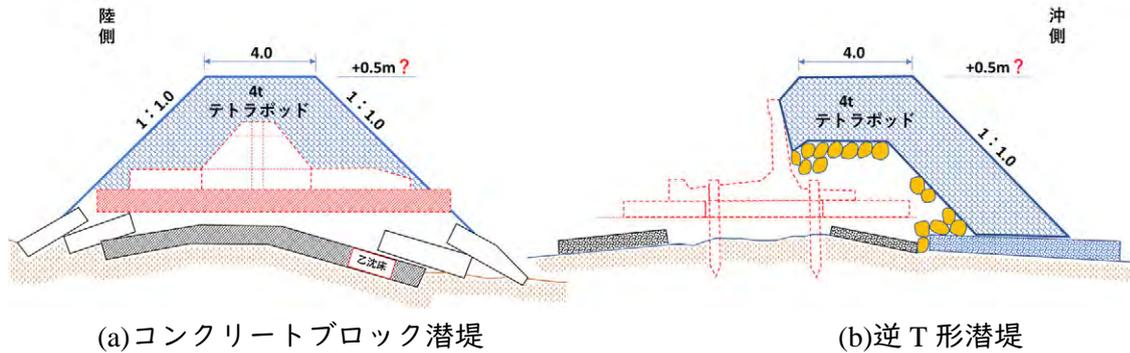


図 1-4 初期潜堤の補強断面

図 1-4 の(a)(b)は同じ資料からの引用である。ただし原資料にレベルおよび潮位が示されていないので、資料中の説明に従って、潜堤天端を+0.5 m と追記した。(a)コンクリートブロック潜堤(赤破線)の天端高が(b)逆 T 形潜堤より低くなっていることは逆に、(b)逆 T 形潜堤の沈下程度が少なかったことを意味している。なお、図 1-3、図 1-4 は、資料によって施設の寸法などが微妙に異なっていて正確性に欠けることに留意されたい。

[縦堤工]

- ① 潜堤の新設に伴い潜堤と海岸を結ぶ縦堤を追加するとともに、さらに寄居浜付近まで縦堤を追加施工することにした。
- ② 既設パイル 1 列打縦堤は透過度が高いため効果を期待できない結果となったので、2 列打石詰縦堤に変更した。また中詰石の沈下はかなり激しかったのでその補充をおこなった。

[護岸工]

- ① 日如山浜既設護岸に続いて護岸 230 m 増工した。
- ② 水戸教済護岸 120 m および栄小学校裏護岸 500 m は、工法を再検討し護岸補強工事を施工することにした。

### 1.5. 地盤沈下対策の検討

図 1-5 は、1931(昭和 6)年を基準とした新潟市周辺の地盤沈下の状況である。1931(昭和 6)年～1955(昭和 30)年のデータがないので地盤沈下が始まった時期は不明である。1950(昭和 25)年 6 月に、新潟地区における地盤沈下について、運輸技術研究所の石井・立石両技官が「最近頃に急増してきた天然ガス採取のため、地下水が大量に揚水されている事実を鑑み、地下水の供給が不十分ならば地下水圧が減少し、地盤沈下の原因となる可能性があるとの見地から検討を加えた報告書」を公表している。この報告書は、将来地盤沈下が発生する可能性を指摘しているのであるから、1950(昭和 25)年当時はまだ目立った地盤沈下はなかったと考えられる。恐らく 1955(昭和 30)年代になって沈下が顕著になり、図 1-5 に見られるように 1958(昭和 33)年・1959(昭和 34)年頃から急激に沈下し、沈下量は場所によって 1.5 m 以上になった。

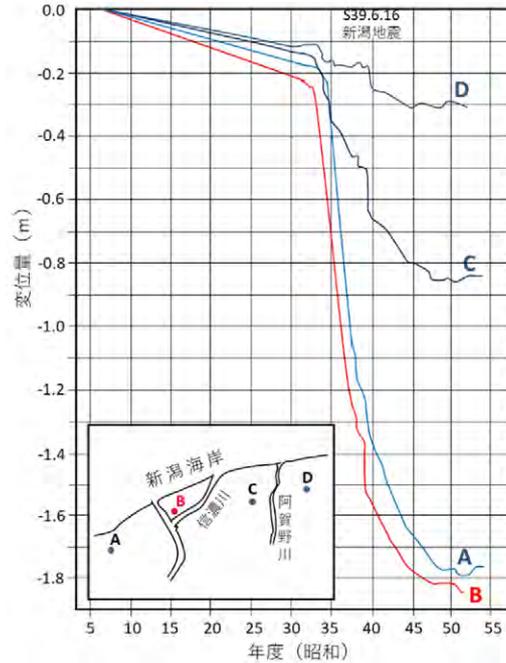


図 1-5 新潟市周辺の地盤沈下

地盤沈下の原因の解明と対策を検討するために、政府関係機関が次々と検討委員会を立ち上げた。1957(昭和 32)年 7 月、第一港湾建設局長を委員長として「新潟地区地盤沈下調査委員会」が発足した。翌 1958(昭和 33)年 4 月には、科学技術庁資源調査会が「新潟地盤沈下特別委員会」を立ち上げた。さらに、経済企画庁では 1959(昭和 34)年 7 月に「地盤沈下対策審議会」が発足した。

「新潟地盤沈下特別委員会(科学技術庁)」は、資源調査会報告第 11 号で可能性のある沈下原因として 8 項目を挙げている(表 1-3)。いずれも確定的な根拠データがなく、いわば消去法的に「地下水の大量揚水」が原因であるとしている。つまり、検討初期には、地盤沈下の原因が十分特定されていなかった。これら 8 つの説は、大きく以下の 3 つの説に区分される(カッコ内はそれぞれの説を掲げる機関)<sup>2</sup>。

- a. 天然ガス採取に伴う揚水によるものとする説  
(運輸省の土質研究者・港湾関係者、地理調査所、気象庁)
- b. 自然現象とする説  
(天然ガス関係者)
- c. 人為的沈下及び自然的地質学現象の沈下とする説  
(地質調査所、大学の地質専門家、地理専門家、農学・工学の関係者、天然ガス関係者)

<sup>2</sup> 応用地質研究会：公害・環境問題の背景－新潟地盤沈下問題を例にして－，地球科学，第 48 巻，第 3 号，pp.241-252，1994 年 5 月。

表 1-3 地盤沈下の原因，資源調査会報告第 11 号（1959(昭和 34)年 6 月 24 日）

原因として各方面で唱えられている説は，次の 8 つであります。

- 1) 地球全体の温暖化による極氷融解がもたらす海面の上昇による説
- 2) 日本海沿岸の全般沈下があるとする説
- 3) 新潟地方に特有な地殻変動とする説
- 4) 新潟沖積層の自然圧密とする説
- 5) 海岸侵食の影響であるとする説
- 6) 港湾浚渫が軟弱地盤を動かすとする説
- 7) 農地の乾田化による地盤収縮とする説
- 8) 地下水の急激な大量揚水による説

以上 8 つの節の中，1) 及び 2) の節は，すでに昨年 6 月提出の中間報告において考慮の必要がないものと認めたとおりであります。また，3)～4) の各説については，影響が絶無とはいえませんが，このように広くはげしい沈下を説明するには，科学的な測定値の裏付けにおいて，今のところ不十分であることは否定できません。この点において，水準測量成果ならびに観測井の記録に基づいて表明された上記 8) すなわち，この沈下の主原因は地下水の急激な大量揚水であるとする説を重視せざるを得ないのであります。

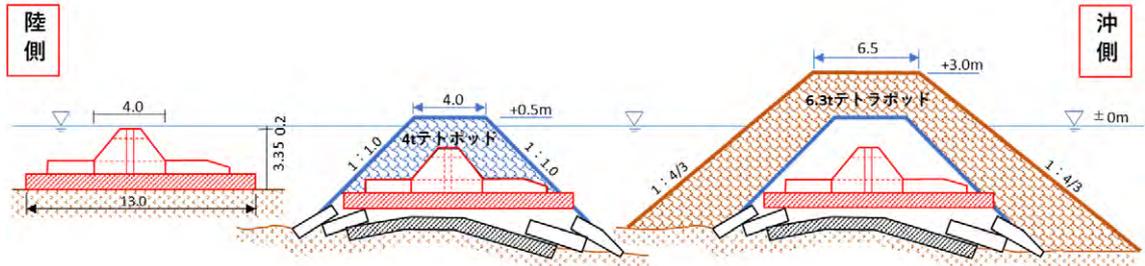
原因調査が進むにつれて，徐々に「地下水の大量揚水」説が有力となり，1964(昭和 39)年 3 月の報告書「新潟海岸の欠潰について第 2 報」では，「新潟地盤沈下の主原因はガス水（水溶性天然ガスを含む水）の大量吸み上げである」と明確に結論付けられている。

原因が徐々に明らかになるにつれて地盤沈下対策は具体化し，1959(昭和 34)年以降はガス水の揚排水規制が始まり，4 次につながる通商産業大臣の規制の勧告あるいは鉱業権者の自主的規制が行われ，1961(昭和 36)年 11 月より，汲み上げた地下水を地下へ還元圧入するようになった。これらの対策を講じた結果，地盤沈下速度は 1970(昭和 45)年頃から穏やかになってきた（図 1-5 参照）。

地盤沈下対策と並行して，地盤沈下の激しい地域の港湾施設を中心とする公共土木事業の恒久対策 10 か年計画が 1961(昭和 36)年に策定されて，新潟西海岸では既設護岸・離岸堤・縦堤の嵩上，断面補強の工事が行われ，また海岸欠潰防止のために護岸が新設された（港湾区域外 1.3 km を協定海岸とし運輸省で施工）。

## 1.6. 潜堤（後に離岸堤）の復旧・改良工事

1951(昭和 26)年の技術調査委員会の対策により水深 3 m 付近に天端高 ±0 m の潜堤を施工した（図 1-6(a)）。しかしながら，1954(昭和 29)年の冬期風浪による被災や潜堤付近の海底洗堀による潜堤沈下が甚だしく，4 トン消波ブロックにより嵩上げ補強工事（図 1-6(b)）を繰り返し，1959(昭和 34)年をもって一応工事を完了した。この頃から，新潟海岸では急激な地盤沈下が生じそれに伴う潜堤の機能低下が心配されたため，天端高を高くして離岸堤にするとその機能が期待できるとの観点から，1966(昭和 41)年～1971(昭和 46)年に +1.6 m までの嵩上げを実施した。さらに，1972(昭和 47)年以降に +3 m までの嵩上げを開始し（図 1-6(c)），1975(昭和 50)年度にはほぼ全域の嵩上げが終了した。



(a)潜堤 (1951(昭和 26)年) (b)復旧断面 (1955(昭和 30)年) (c)改良離岸堤 (1972(昭和 47 年))

図 1-6 潜堤から離岸堤への補強過程

写真 1-1 は、侵食が進行しているものの十分な対策が施されていない状態 (1947(昭和 22)年 10 月 7 日) と、延長 3,400 m の連続離岸堤で防護された西海岸の状況である (1982(昭和 57)年 10 月 1 日)。

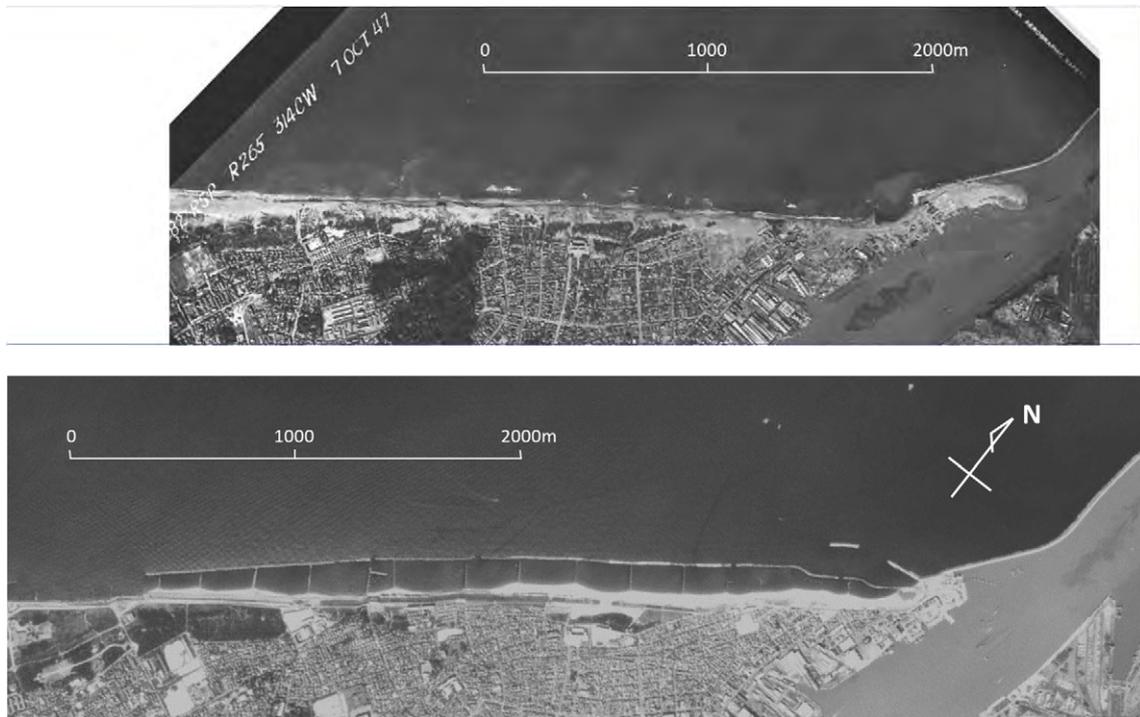


写真 1-1 上段：海岸保全施設のない状態 (1947(昭和 22)年 10 月 7 日)

下段：連続離岸堤で守られた西海岸 (1982(昭和 57)年 10 月 1 日)

## 1.7. 新潟西港の浚渫土砂の投入

1951(昭和 26)年 11 月に策定された基本計画 S26 では、海岸侵食対策として海岸保全施設のハード整備と共に「新潟港内埋没土砂を浚渫し、これをできるだけ多量潜堤内側に排土する。」というソフト対策にも言及している。

図 1-7 は、1948(昭和 23)年度～1984(昭和 59)年度の間に西海岸に投入した浚渫土砂量の年度別量および累積量である。1948(昭和 23)年度～1965(昭和 40)年度の間は年度別投入量が不

明であり、総投入量だけが分かっている。このデータによると、1948(昭和23)年度～1984(昭和59)年度の37年間に累計2,329万 $m^3$ の土砂が投入されており、これは年平均63万 $m^3$ /年となる。このように、浚渫土砂を海岸に投入するという基本計画S26は、営々と継続されていた。しかしながら、土砂投入のうちどの程度の砂が海岸に残ったか、そして新潟西海岸の侵食防止にどの程度寄与したかについては評価がなされていない。そこで簡単に試算してみると、浚渫土砂には粒径0.2mm以上の砂が15%ほど含まれているとのことなので、この粒径の砂が海浜変形に有効に寄与したとすると、有効土砂投入量は9万強 $m^3$ /年となる。土屋<sup>3</sup>ら<sup>3</sup>が、新潟西海岸の沿岸漂砂量は1977(昭和22)年頃には3万 $m^3$ /年程度、海岸侵食が進行して汀線方向が変化し、また、潜堤・離岸堤などの侵食対策が講じられた後の1980(昭和55)年～1984(昭和59)年頃は0.4万 $m^3$ /年であると見積っていることを考えると、年平均で60万 $m^3$ /年(有効土砂投入量9万 $m^3$ /年)以上の土砂投入は、海岸侵食対策として相当の効果があったのではないかと推測できる。

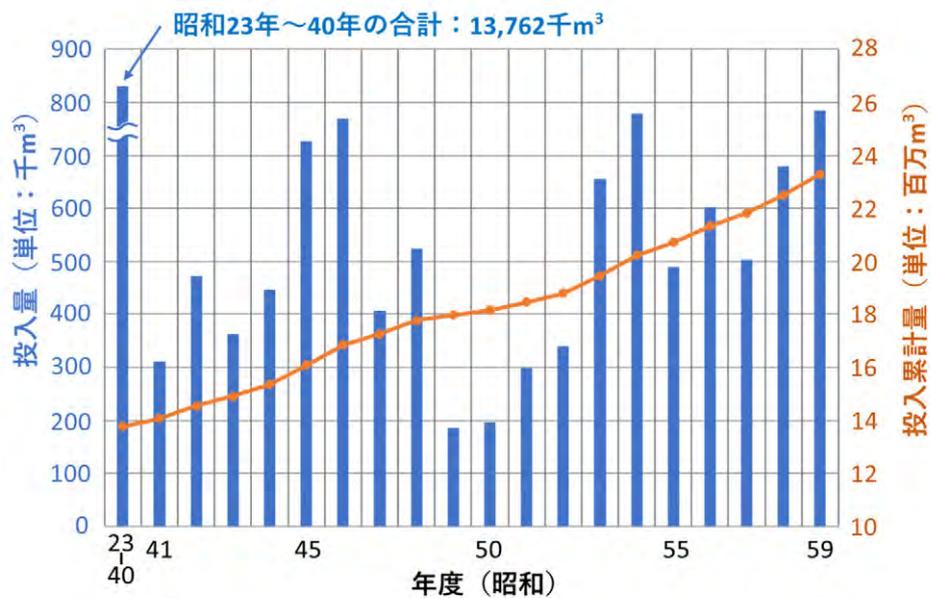


図 1-7 新潟西港の浚渫土砂投入量の推移

<sup>3</sup> 土屋義人, 山下隆男, 泉 達尚: 新潟海岸の大規模海浜過程と海岸侵食制御, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.681-685., 1995

## 2. 新潟西海岸の抜本的な侵食対策

### 2.1. 新潟海岸の現況（1983(昭和 58)年）

新潟西海岸の侵食対策は1951(昭和26)年11月に策定された「侵食対策の基本計画S26」に基づいて、1952(昭和27)年より現地施工が始まった。そして、侵食の進行を食い止めたかのように見受けられたが、施工した潜堤がすぐに被災し、さらに天然ガス採取による地盤沈下も加わったため、当初は潜堤だった保全施設を繰り返し嵩上げて離岸堤とした。この努力によって汀線の後退はくい止められ、季節による汀線の変動はあるものの、全般的にみればようやく新潟西海岸は小康状態を保つに至った。

しかしながら、根本的には、新潟西海岸は土砂の自然供給がほとんど期待できないため、1975(昭和50)年代後半になっていろいろな問題が持ち上がってきた。

#### 2.1.1. 離岸堤の沈下と膨大な嵩上げ費用

図 2-1は、1952(昭和27)年～1985(昭和60)年の34年間の総事業費82億9百万円の施設別内訳である。離岸堤の事業費（58億66百万円）が圧倒的に多くて、全体の約71%を占める。最初に潜堤として施工した施設を、その後天端を嵩上げて離岸堤に改良したのであるから、これらの事業費をひとまとめにすれば、総事業費の82%が海岸に平行に建設された連続堤（潜堤＋離岸堤）に使用されたことになる。なお、図 1-7に示した浚渫土砂投入の費用は含まれていない。

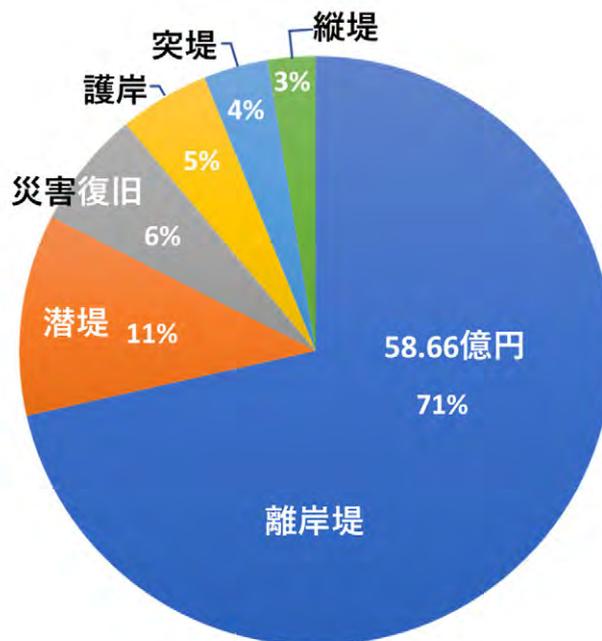


図 2-1 施設別事業費の割合（1952(昭和 27)年～1985(昭和 60)年）

図 2-2は、1952(昭和27)年～1985(昭和60)年の海岸保全施設別事業費の推移である。前・後半期で分けると、前半期は主に縦堤、潜堤、護岸の整備が行われており、後半期になると離岸堤の整備に集中している。

後半期の離岸堤整備の事業費に注目すると、1972(昭和47)年～1975(昭和50)年は離岸堤の天端高を+1.6 mから+3 mへ嵩上げしていた期間に対応している。1975(昭和50)年度までに全域の嵩上げがほぼ終了したので、1976(昭和51)年度の離岸堤に係る事業費は非常に少ない。ところが、1977(昭和52)年以降になると離岸堤の事業費が増加した。これは離岸堤周辺の洗掘と地盤沈下による堤体の沈下が著しく、その後の補強工事と天端高+3.0 mを維持するためのブロックの追加投入を繰り返したためである。

1972(昭和47)年度から1985(昭和60)年度までの14年間の離岸堤の補強・維持を目的とした総事業費は約58億円であり、これは約4.2億円／年に相当する。もし、このような補修・維持が今後も必要だとすれば、その費用は膨大になる。

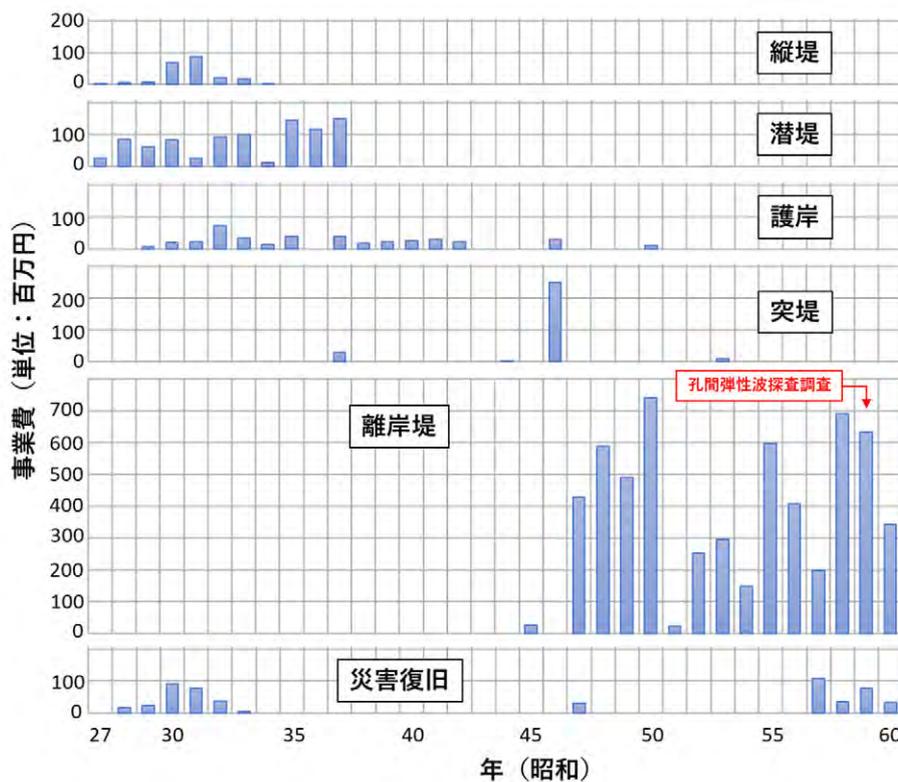


図 2-2 海岸施設別年度別事業費の推移 (実績)

図 2-3は、西田ら<sup>4</sup>が孔間弾性波探査法で調査した離岸堤ブロックの埋没状況である。調査実施年月日は原論文に明記されていない。論文の投稿締め切りが1985(昭和60)年3月末なので、恐らく1984(昭和59)年秋の実施であろう。図面には離岸堤の標準断面(図 1-6(c))を重ねてある。この調査結果を見ると、いくつかの特徴的な状況が指摘できる。海底面下の離岸堤(ブ

<sup>4</sup> 西田仁志, 山口 豊, 近藤豊次, 清水謙吉: 孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察, 第 32 回 海岸工学講演会論文集, pp.365-369., 1985

ロック)は海面下に沈下したと同時に、離岸堤設置位置を起点に沖方向・岸方向に水平移動したことを示す分布になっている。細かく見ると、岸側より沖側の(ブロック)埋没量が多く、また(ブロック)の沈下・埋没は堤体の中央部で大きく、最深部では海底面下8~10mまで沈下・埋没している。ブロックの埋没の状況が海底面下への沈下、水平方向移動を示唆していることからこの現象が単なる地盤沈下に因るものではないことが分かる。離岸堤の断面積のうち、海底面より上の部分は98 m<sup>2</sup>、下の面積は494 m<sup>2</sup>となっていて、海底面下の面積が約5倍である。つまり埋没ブロックには水理機能を期待できないので、離岸堤として機能する有効ブロックは1/6(≒17%)となる。ブロックの埋没状況の調査は3測線に沿って行われている。残り2測線の有効ブロックは、それぞれ約21%、約30%であった。

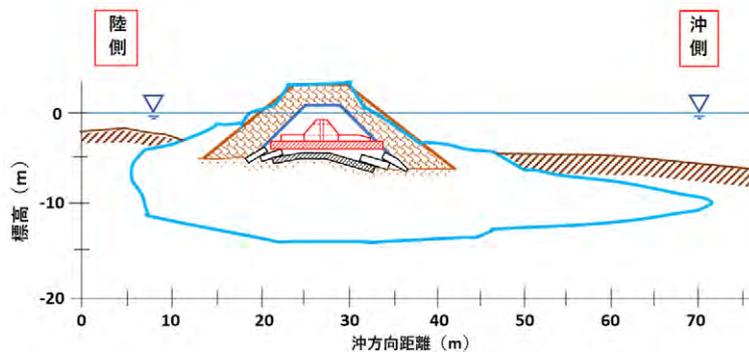


図 2-3 離岸堤ブロックの埋没状況 (西田ら<sup>4)</sup>)

### 2.1.2. 沖合の海底侵食

図 2-4 は、新潟西海岸沖合の 1892(明治 25)年~1983(昭和 58)年の海底地形である。海底地形変化を分かり易くするために赤線で表示した水深 10 m の等深線に注目すると、1930(昭和 5)年~1947(昭和 22)年の 17 年間に 400 m ほど陸に近づいた。つまり海底侵食である。そして 1947(昭和 22)年以降も少しスピードが落ちるものの、依然としてこの傾向は続いていることが分かる。

1983(昭和 58)年にスタートした委員会の堀川委員長は、もっと早い時点で離岸堤沖合の水深が徐々に深くなっていることを気にしていたようである。

堀川「・・・、それから第 1 報 (1960(昭和 35)年 3 月)の方だったかもしれませんが、その当時の深浅図を比較している。そうしたところが、等深線が着実に海岸に寄っていることを理解したものですから、そのために離岸堤の沈下もさることながら、離岸堤のところに着実に深い水深が近づいてくるんじゃないか。そうなってくると、これ(離岸堤)は後何年もつだらうということで、そういうことがあって非常に悩んじゃったわけですね。」<sup>5</sup>

当時、この水深の増加の原因を海底侵食と地盤沈下に分離しようとしたが、できないという問題も抱えていた。

<sup>5</sup> 第一港湾建設局新潟港工事事務所、「新潟海岸の整備を語る」、150p., 昭和 61 年 3 月。

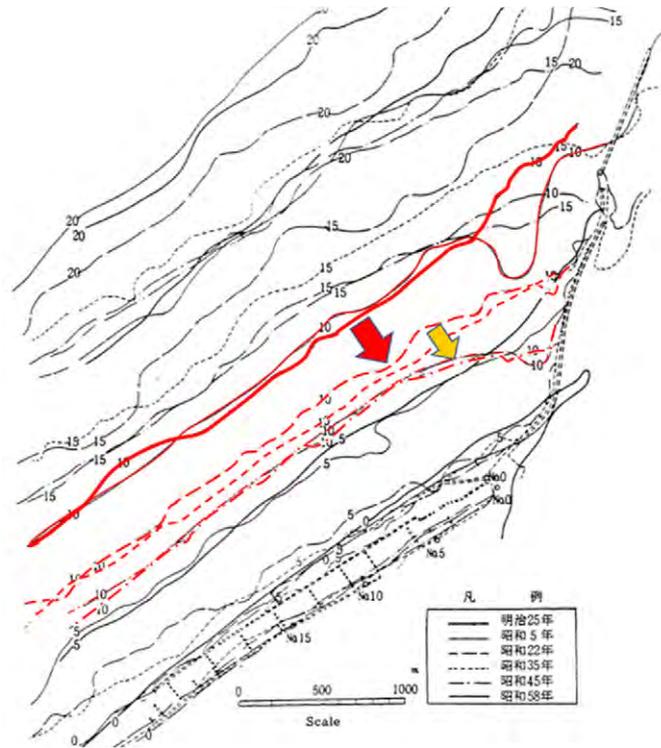


図 2-4 新潟西海岸沖の海底地形変化

図 2-5 は、離岸堤の沖側の海底地形変化を模式的に示したものである。1973(昭和 48)年頃には、海底レベルが 1965(昭和 40)年頃に比べて 30 cm ほど低下した状態が離岸堤の沖合約 30 m まで近づいてきている。1981(昭和 56)年頃になると海底レベルの低下は、離岸堤沖合約 10 m まで接近している。この状態を放置すれば、海底のレベル低下は近い将来離岸堤の位置まで到達し、離岸堤の安定性が脅かされる状態になり、場合によっては離岸堤の倒壊もあり得ることであり、そうなると高波が海岸を直撃し、小康状態を保っている汀線も急激に後退し、さらには背後地域の安全上の問題も生じる。

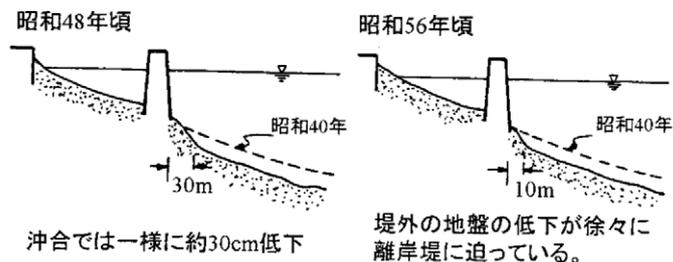


図 2-5 離岸堤沖側の海底地形変化の概略

表 2-1 は、50 年確率波 ( $H_0=7.83$  m,  $T=13.0$  s) に対して、離岸堤前面水深が深くなった場合の所要ブロック重量の試算結果である。離岸堤に使われているブロック重量は 6 トンなので、離岸堤前面水深が増大すればブロック重量の不足による大規模な被災の確率が高くなる。

表 2-1 水深別所要ブロック重量

離岸堤前面水深(m)	4.5	5.0	5.5	6.0
波高 $H_{1/3}$ (m)	3.55	3.83	4.10	4.38
所要ブロック重量(t)	3.76	4.72	5.79	7.06

### 2.1.3. 新潟西海岸の背後の重要性

新潟西海岸の背後は、古くから栄えた新潟の商業の中心地である。その周辺には密集した住宅地が展開しており、ひとたび離岸堤が倒壊するような事態が発生すれば高波は海岸を直撃し、小康状態を保っている汀線も侵食により後退し、その被害は 130 ha の市街地と市民 11,600 人に及ぶものと予想される (表 2-2)。

表 2-2 新潟西海岸の防護効果

区分	人口 (人)	面積(ha)				防護延長(km)	防護延長当たり	
		住宅地	商業地	工業地	計		面積 (ha/km)	人口 (人/km)
侵食	2,000	15.5	3.5	18.1	37.1	1.7	21.82	1,176
浸水	9,600	35.0	31.9	26.7	93.6		55.05	5,647
計	11,600	50.5	35.4	44.8	130.7		76.88	6,824

### 2.1.4. 砂浜の利用と砂浜の防災機能

現在 (1975(昭和 50)年代後半) の新潟西海岸には、平均浜幅 40 m 程度の僅かばかりの砂浜が残っている。冬期波浪は離岸堤により勢力を弱められ、砂浜によって更にそのエネルギーを減殺される。砂浜は背後の市街地への波浪の侵入を阻止する重要な機能を発揮している。また、当地区は背後が密集した市街地になっていて、夏期には市民の海水浴場としても盛んに利用されている。

以上のように 1983(昭和 58)年当時の海岸保全施設は、離岸堤機能維持のため多額の費用を要するだけでなく、決壊の危険性をはらんだ脆弱な状態にある。従って、重要な背後地を控えている新潟西海岸においては、緊急に抜本的対策を講ずることが必要であるとの認識に至った。

## 2.2. 抜本的侵食対策の取り組み体制

運輸省第一港湾建設局は、新潟西海岸の恒久的・抜本的な侵食対策を目指した技術的検討を実施するために、学識経験者を中心とする新潟西海岸技術調査委員会を組織して、1983(昭和58)年度～1987(昭和62)年度の5ヶ年にわたり、主として表2-3の検討を行った。

同一名称の委員会ではあったが、1983(昭和58)年度～1985(昭和60)年度の委員会と1986(昭和61)年度～1987(昭和62)年度の委員会は、その性格、検討内容、委員構成が異なっていた。そのため、ここでは前者を委員会(1)、後者を委員会(2)と区別して表現する。

後述するように、委員会(1)は、新潟西海岸における状況を踏まえて、単に海岸防護にとどまらず快適な海岸空間の形成を目指して、砂浜のもつ海岸防護機能を生かした面的防護工法の実施を前提としていた。そして、「今後の対策として単に汀線の安定ばかりでなく、海底部も含めた海岸全体の安定化を図る必要がある。このためには、より沖合に何らかの構造物を建設することによって、その構造物に防護された海底面を含む海岸全体の安定の向上を図ることおよび土砂の人工的供給が必要である。新たな構造物については、堤体の沈下だけでなく前面の洗掘も極めて重要な課題と考えられ、これらの問題を最小限におさえる必要があることから、潜堤が適している。」との技術的考え方を提示した。

三年間の検討を経て委員会(1)が提示した技術的考え方に基づいて、新潟西海岸の侵食対策事業は1986(昭和61)年度を初年度とする第4次海岸事業五か年計画に位置付けられ、1986(昭和61)年度から国直轄工事として開始することになった。

これに対して、直轄事業化が決まってスタートした委員会(2)の重要な使命は、直轄事業が本格化するまでの2年間に(1987(昭和62)年度まで)、表2-3に示した内容の検討することであり、同時にこれらに関連する現地調査、実験およびそれらの結果の解析・解釈も併せて行うことであった。委員会(2)の目標は、これらの検討結果に基づいて、「新潟西海岸 侵食対策事業の基本方針」を策定することであった。

表 2-3 抜本的侵食対策を検討した委員会（1983(昭和58)年度～1987(昭和62)年度）

新潟西海岸技術調査					
委員会	委員会(1)			委員会(2)	
昭和年度	58	59	60	61	62
検討内容	①新潟西海岸の現状の把握 ②抜本的な保全対策のあり方 ③面的防護工法の実現可能性(技術) ④技術的課題の明確化 ⑤課題解決等へのアプローチ手法			【国直轄事業開始】 ①事業の基本的整備計画 ②海岸保全施設の概略・詳細設計 ③施設の施工手順 ④既存施設と新規施設の管理 ④ 海岸侵食対策から面的防護工法への移行 【侵食対策事業の基本方針】の策定	

委員会(1)および委員会(2)のスタート時の委員構成は、それぞれ表2-4、表2-5のとおりである。委員会(2)では委員として新たに新潟市都市計画部長が加わり、港湾局防災課補佐官が防災課長に変更になっている。なお、1986(昭和61)年度から、(財)沿岸技術研究センターが委員会の事務局となった。

表 2-4 新潟西海岸技術調査委員会(1) 委員 (発足時)

委員長	堀川 清司	東京大学工学部長
委員	服部昌太郎	中央大学教授
	田中 則男	港研 海洋水理部長
	入江 功	港研 水工部漂砂研究室長
	奥村 義郎	新潟県土木部港湾課長
	金沢 寛	運輸省港湾局防災課補佐官
	御代田敬一	第一港湾建設局次長
	高松 亨	第一港湾建設局企画課長
	中野 拓治	新潟港工事事務所長
	中田 邦夫	新潟調査設計事務所長

表 2-5 新潟西海岸技術検討委員会(2) 委員 (発足時)

委員長	堀川 清司	東京大学教授
委員	服部昌太郎	中央大学教授
	田中 則男	関東学院大学講師
	入江 功	港研 海洋水理部長
	加藤 一正	港研 漂砂研究室長
	阿部 琢郎	新潟県土木部港湾課長
	松田 忠三	新潟市都市計画部長
	塩田 精一	港湾局 防災課長
	高山 兼寿	第一港湾建設局 技術次長
	新井 洋一	第一港湾建設局 新潟港工事事務所長
	岩谷 文方	第一港湾建設局 新潟調査設計事務所長

# 3. 新潟西海岸技術調査委員会(1)

## (1983(昭和58)年度～1985(昭和60)年度)

委員会(1)は、1983(昭和58)年度～1985(昭和60)年度の3ヶ年で計7回開催されており、審議事項は次のとおりである。

①新潟西海岸における既設の海岸保全施設の検討

離岸堤の沈下メカニズムを踏まえ、新潟西海岸の今後の安定性を検討する。

②新潟西海岸の最適な保全施設の断面及び配置の検討

新潟西海岸で面的防護工法を行うに際して、保全施設の最適配置及び形状を検討するとともに前浜勾配、保全施設の断面を検討する。

③周辺整備に対応する海岸保全対策の検討

新潟西海岸における港湾利用等の周辺整備計画に調和する海岸全体の保全対策を、

②で得られた結果を踏まえて検討する。

④水理模型実験及び現地調査の調査手法並びに結果の検討

①～③の成果を導くために行われる水理模型実験及び現地調査の調査手法並びに解析結果を検討する。

委員会(1)の3年間に渡る審議(検討)内容は、報告書<sup>6</sup>にまとめられている。ここでは主にこの報告書を参考に審議内容を概観する。以下ではこの報告書を、報告書(1)と称する。

### 3.1. 面的防護工法の概要

#### 3.1.1. 面的防護工法とは

“面的防護方式”の主要な政策課題は、良質な海岸ストックを形成することである。海浜は、陸域と海域の多面的利用が一体的に図られる空間であること、来襲波の勢力を弱めるなど国土保全上重要な役割を果たしていること、人と海との触れ合いの場として利用される貴重な空間であること、等の機能を有している。今後の海岸整備に当たっては、この海岸の機能に着目し、従来の堤防等の施設本体に依存した“線的防護方式”から、海浜の整備を基本とした複数の施設の総合的な機能に期待する“面的防護方式”に移行することによって、海岸のストックの質的向上を図る必要がある。

【線的防護方式(図3-1)】

海岸線に直立型の堤防を沿岸方向に線状に設置する方である。この方式によって海岸を防護した場合、高波が背後に侵入したり、海岸侵食の進行によって堤防が破壊する恐れもある。また、背後の住民は前面の砂浜や海を利用しにくい。

<sup>6</sup> 新潟西海岸技術調査報告書：運輸省第一港湾建設局，新潟調査設計事務所，321p.，昭和61年3月。【種別(新調査)，資料番号(61-2)，発行年月(61-4)】

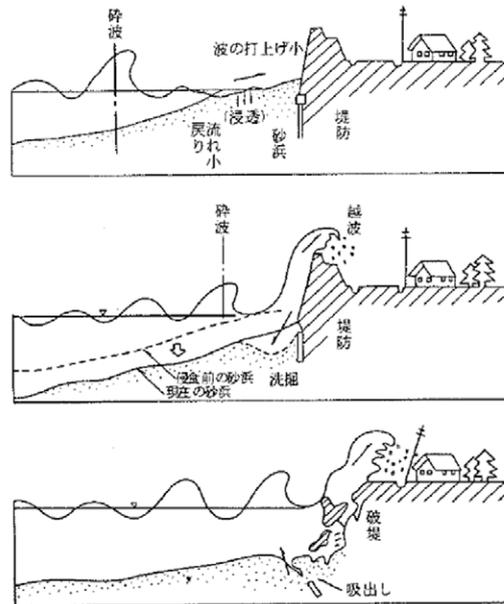


図 3-1 線の防護工法の概念図

## 【面的防護方式 (図 3-2)】

海岸の前面に砂浜をつくり、海岸線には階段堤防などの天端の低い保全施設を設置する方式である(砂浜の防災機能)。この方式によって海岸を防護すれば、高波が背後に侵入する恐れが少なく、背後の住民は前面の砂浜や海を容易に利用することもできる。

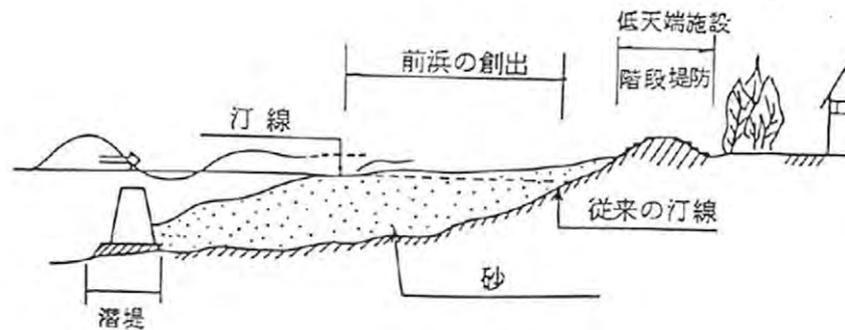


図 3-2 面的防護工法の概念図

なお、面的防護工法という新しい考え方は、運輸省港湾局によって1981(昭和56)年に始めて示されたようである。面的防護工法という用語(および考え方)が公式に使用されたのは1983(昭和58)年に経済企画庁が発表した「1980年代経済社会の展望と指針」においてである。このことを考えると、1983(昭和58)年にスタートした委員会(1)における日本で初めての面的防護方式を前提とした取り組みは、極めて先進的であった。

## 3.1.2. 海浜の防災機能

## (1) 高性能の wave-absorber (消波装置)

砂浜海浜は一般に穏やかな斜面をなし、そこに押し寄せる波を砕き、波のエネルギーを種々の形に変えて吸収する。砂浜海浜のエネルギー吸収率は表 3-1 に示すように、波の持つエネ

ルギーの 80~95%に達する。これは、他のどのような人工施設よりも高い比率であり、消波装置として砂浜海浜がいかに高性能であることを示している。

表 3-1 各種構造体の波エネルギー吸収率

構造体の種類	エネルギー吸収率	
	波形勾配の大きい波	波形勾配の小さい波
直立壁	0~0.3	0
捨石傾斜面	0.7	0.4
異型ブロック	0.7	0.5
直立消波構造物	0.7	0.4
砂浜海浜	0.95	0.8

## (2) 波の打ち上げ高さや越波流量の著しい軽減

天然海浜は波のエネルギーの吸収率が大きいので、陸への波の這い上り（あるいは打ち上げ）高さ、さらには堤防・護岸からの越波流量を減少する。

図 3-3 は、佐藤ら<sup>7</sup>によって実施された養浜工の越波流量の低減効果に関する実験結果である。実験は、+6m の天端高の護岸を有する現況の断面とその前面に養浜を施した場合の越波流量を比較している。図によると、周期 10 s で沖波波高が大きい場合を除き、護岸前面に養浜を施すと越波流量が 1/2~1 オーダーも低減する。

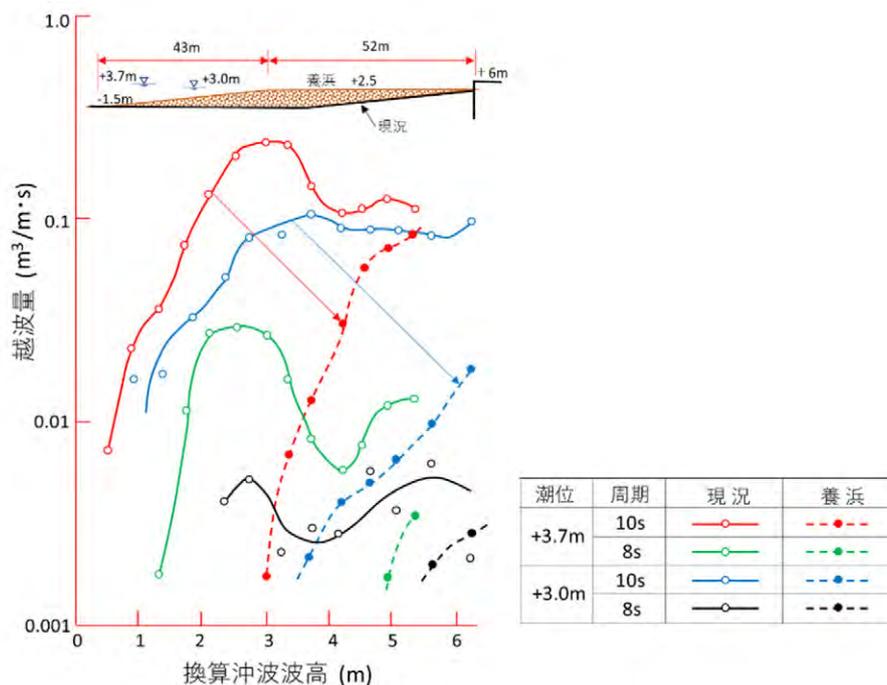


図 3-3 養浜工による越波流量の減殺効果（佐藤等による）

<sup>7</sup> 引用文献が示されていない。恐らく、服部典節・佐藤昭二（1973）：前浜に遊歩道を持つ海浜護岸について—越波特性からの断面形の検討—、港湾空港技術研究所報告、第 12 巻、第 3 号、pp.71-98. のデータを使用したのであろう。報告書(1)では横軸のパラメータが不明であったので、この文献から換算沖波波高と推測した。

## 3.2. 新潟西海岸における面的防護工法の導入

### 3.2.1. 基本的考え方

新潟西海岸の現状及び今後の展望を考えると、導入する侵食対策工法としては、根本的な土砂供給不足に対し自然を模した形で海浜の安定性を極力向上させることにより汀線部の安定を図るとともに、海岸全体の侵食傾向を抑制することが重要であり、面的防護工法を導入することが最も優れているといえる。このため、面的防護工法の具体的な導入技術について検討を行う。

検討するにあたって考慮すべき前提条件は良質な砂の補給が継続的に期待することができないことと、冬期には高波浪が長時間続く等海象条件が厳しいことである。

この条件を十分踏まえたうえで海岸全体の安定化を図るためには、まず自然の海浜変形について十分な検討を行い、自然の偉大さに学ぶことが重要である。しかし、新潟西海岸は連続離岸堤で覆われ自然海浜が残っていない。そこで、離岸堤が設置されるまでの新潟西海岸、及び気象海象条件や海浜形成過程が同様と考えられる関屋以西の海岸を調査対象とする。

### 3.2.2. 規模

#### (1) 計画範囲

新潟西港突堤より西方約4kmの範囲を対象とする。ただし、突堤より約700mの区間は、港湾整備用として除外し、残り約3kmについて計画する。なお、現在計画範囲のほとんどの区域は連続離岸堤に覆われている。

#### (2) 汀線位置

砂浜を創出する目的は、海浜の防災機能を発揮させるとともに市民の憩いの場として快適な環境を提供することであり、十分な幅を必要とする。ここでは汀線を現汀線より100m前進させた護岸より150mの位置とする。なお、この位置は水深5mで現連続離岸堤の位置にあたる。

### 3.2.3. 計画条件

#### (a) 底質

1950(昭和25)年の底質調査によると、底質の中央粒径は水深3~5m付近のバーの形成域で0.25mm、それ以浅では0.35mm程度である。

#### (b) 養浜砂

砂浜の創出に使用する養浜砂は、新潟東港の水路の浚渫土砂とする。浚渫土砂を西海岸へ投入した直後のサンプル分析調査によると、中央粒径は0.24~0.29mmの範囲にあったことから計画粒径を $d_{50}=0.25$ mmとする。比重は2.67である。

#### (c) 波浪条件

海岸に作用する力を代表するものとして、波のエネルギーを考える。波の持つ力は、単に波高・周期のみで表わせるものではなく、特に地形を変化させる力として捉える場合には、波の持つエネルギーで評価するのが妥当であろう。既に沿岸方向の波のエネルギー束（あるいは“フラックス”）と沿岸漂砂の関係については、多数の事例について検討されており、かなり妥当な結果を得ている。したがって、沖合において観測された波浪資料より対象地点に

おける波のエネルギーを算出し、波浪特性を把握する。

新潟西港における1974(昭和49)年～1981(昭和56)年の8年間(1日12回観測)の頻度統計表をもとに、エネルギーピーク波諸元を算出した。計算にあたっては、波高ランクを0.5m毎、周期ランクを1s毎に区切り実施した。結果が、表3-2である。各季節別の波浪ランクの中で最も高いエネルギーを持つものを、各季節別のエネルギーピークによる代表波とした。

新潟西海岸に支配的な波浪は冬期波浪であることから、秋・冬期を合わせた寒候期のエネルギーピーク波( $H_0=3\text{m}$ ,  $T=8\text{s}$ )を代表波とした。

表 3-2 エネルギーピーク波の季節別代表波 (1974(昭和49)年-1981(昭和56)年)

		春	夏	秋	冬	寒候期
エネルギー ピーク波	$H(\text{m})$	1.0～1.5	0.5～1.0	1.5～2.0	2.5～3.0	2.5～3.0
	$T(\text{s})$	5.0～6.0	4.0～5.0	7.0～8.0	7.0～8.0	7.0～8.0

### 3.2.4. 海浜特性

#### (a) 断面の特徴

図3-4に、1950(昭和25)年の等深線図を示す。西港付近には、潜堤および突堤が既に数基建設されているものの、ほとんどが自然海浜に近い(一部護岸等もある)状態である。

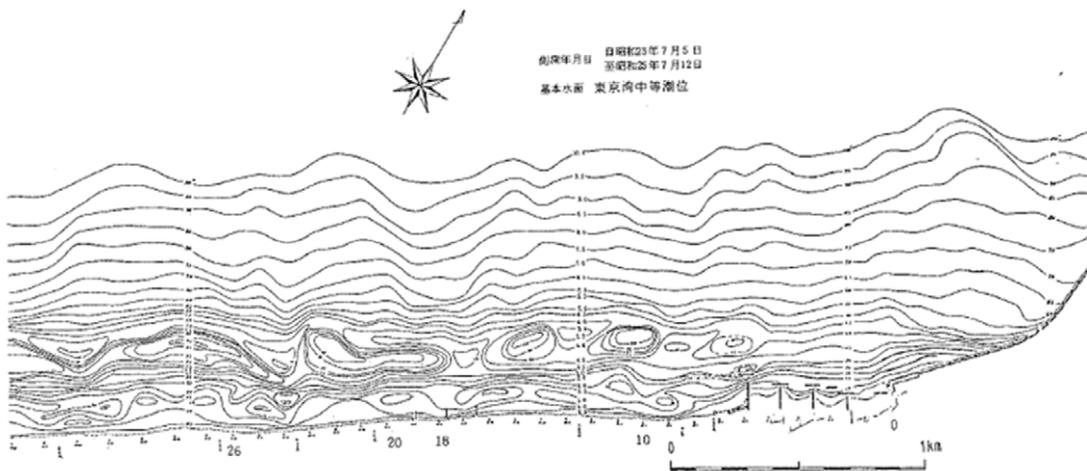


図 3-4 新潟西海岸深浅図 (1950(昭和25)年)

図3-5(1)～(3)は、No.10, No.18, No.26の各測線の海底断面である。季節的に、バー消長による変動が生じているものの、各季節を平均した断面をみると、No.10のバーはあまり明瞭ではないが、No.18, No.26はバー型海浜の特徴を有している。

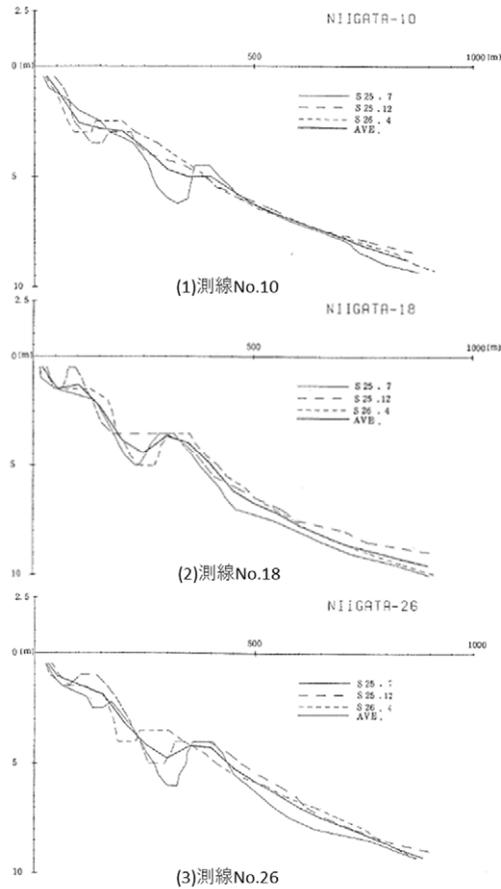


図 3-5 1950(昭和 25)年の海浜断面

図 3-6 は、1958(昭和 33)年の等深浅図である。離岸堤は、西港より約 2km の範囲に設置され、一部は護岸もしくは侵食防止工が建設されている。

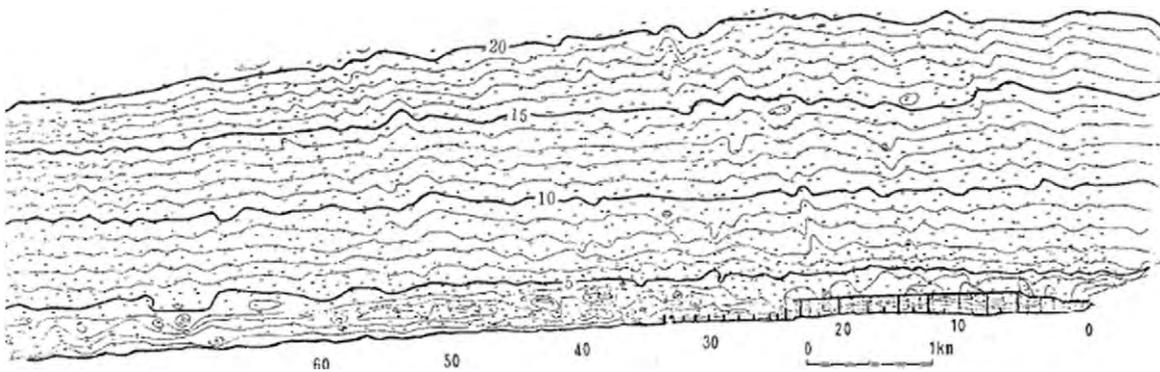


図 3-6 新潟西海岸深浅図 (1958(昭和 3)年)

図 3-7 は、往生院浜(測線 No.22 付近と思われる)における 1957(昭和 32)年～1960(昭和 35)年の海浜断面である。図 3-8 は、やはり往生院浜の 1951(昭和 26)年～1959(昭和 34)年の断面である。1950(昭和 25)年にみられた水深 5～6m の比較的大きなバーはあまりみられないものの、基本的にはバー型の海浜形状を呈していることに変わりはない。

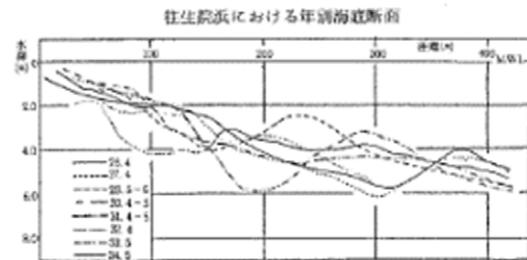
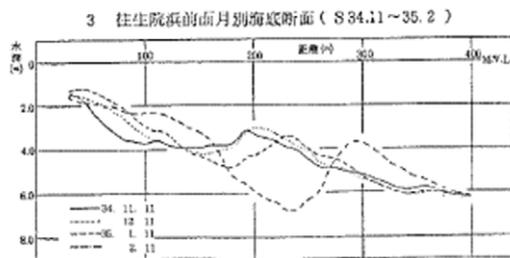
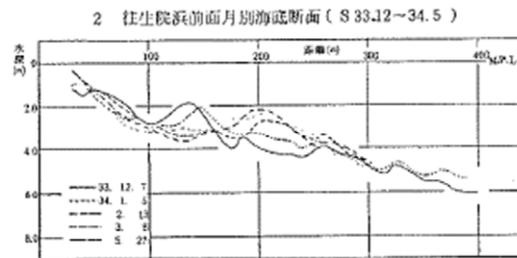
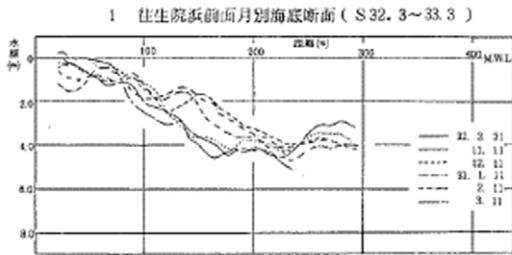


図 3-7 断面変化  
(1957(昭和 32)年~1960(昭和 35)年)  
測線 No.22 付近

図 3-8 断面変化  
(1951(昭和 26)年~1959(昭和 34)年)

以上のことより、当海岸において陸側よりの土砂供給が十分あれば（たとえ、砂丘が侵食され、汀線が後退したとしても）基本的な断面形状としては、1段あるいは2段の大規模なバーを有するであろう。

1975(昭和 50)年代後半になると、自然海浜は新潟西海岸になく、新潟西港より約 6km 西方の関屋分水付近に行かなければみつからない。図 3-9 には、関屋分水付近の 4 測線について毎年の断面を重ねてある。各測線において、1 段から 2 段の比較的大規模なバーが形成されている。図 3-10 は、各測線の 5 年間（1979(昭和 54)~1983(昭和 58)年）の平均断面である。図中には、1950(昭和 25)年 (No.26) の平均断面も加えてある。いずれの測線の断面も、1950(昭和 25)年の断面とよく似ている。つまり、昔の自然海浜があった当時の新潟西海岸の断面は関屋分水付近の現在の断面に近い。

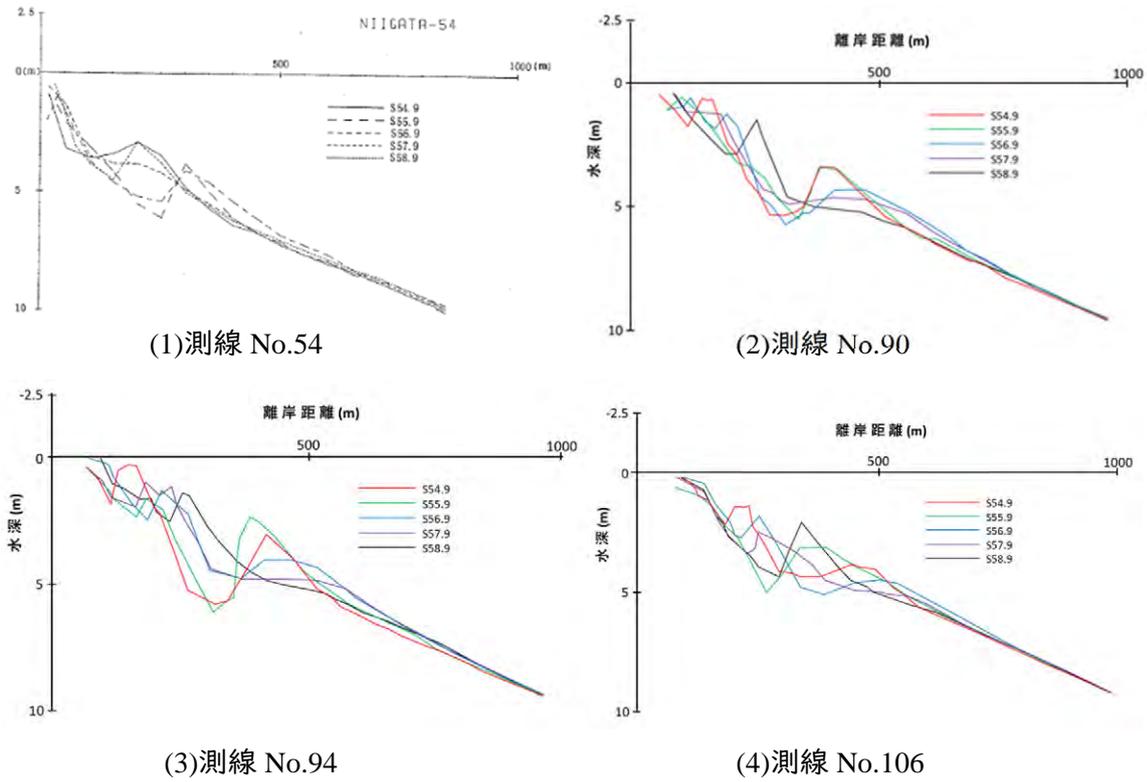


図 3-9 断面の経年変化 (1979(昭和 54)年～1983(昭和 58)年)

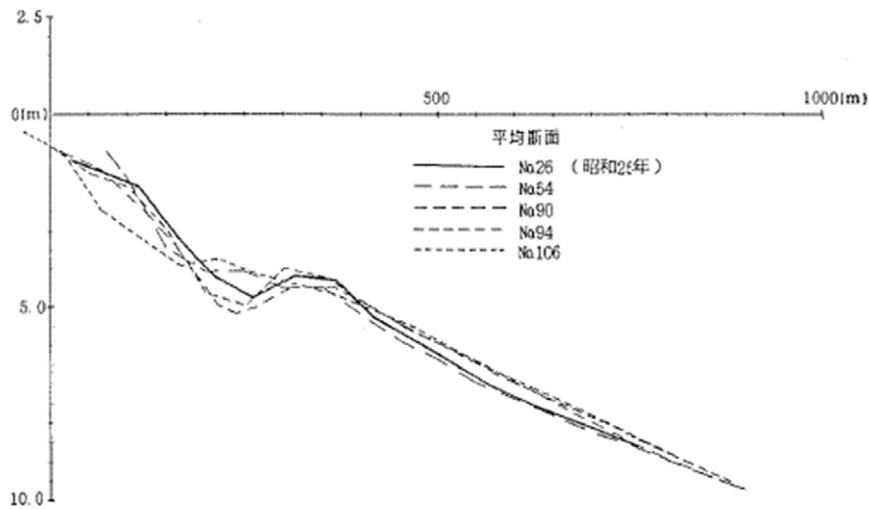


図 3-10 平均断面の比較 (5年間を平均したもの)

**(b) 海浜勾配**

図 3-11 は、1950(昭和 25)年と 1980(昭和 55)年～1983(昭和 58)年(平均)の海底勾配の沿岸分布である。1950(昭和 25)年当時は、水深 1～3m で約 1/60、1～5m で一部潜堤部(当時は離岸堤ではなく潜堤)を除き、約 1/90 である。水深 5～10m では浅海部と異なり、約 1/100 であった。一方、1975(昭和 50)年代の 4 年間の平均勾配は、離岸堤内側の水深 1～3m と 1～5m では、ほぼ 1/20～1/40 となっていて、離岸堤沖側の水深 5～10m では 1/120～1/140 である。

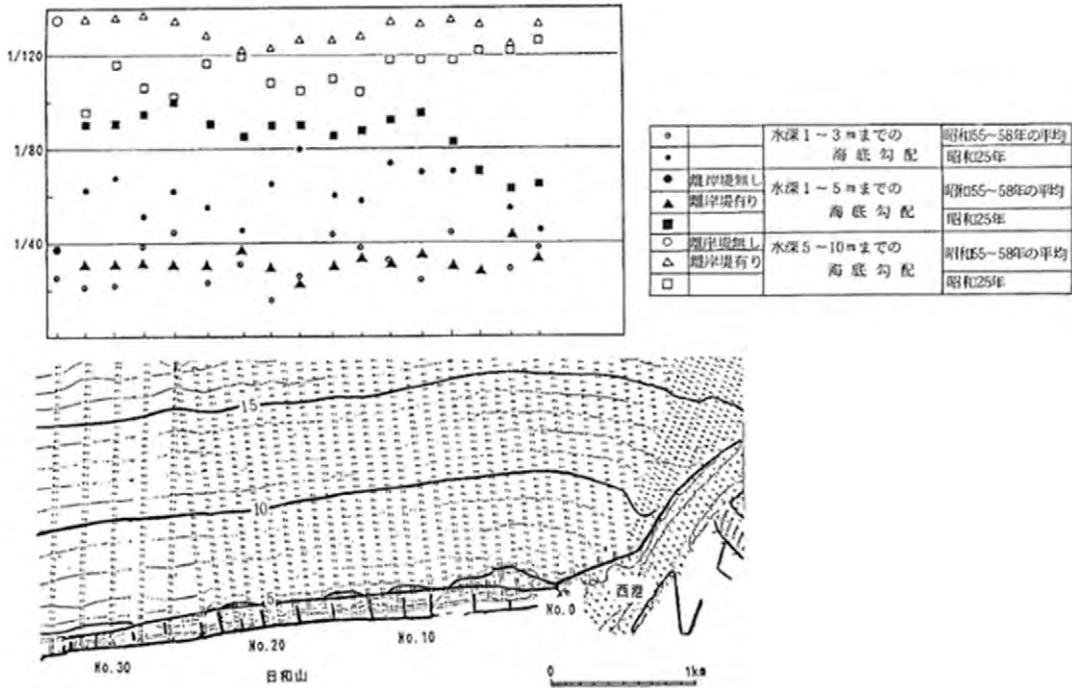


図 3-11 沿岸方向の海底勾配分布  
(1950(昭和 25)年および 1980(昭和 55)年～1981(昭和 58)年の平均)

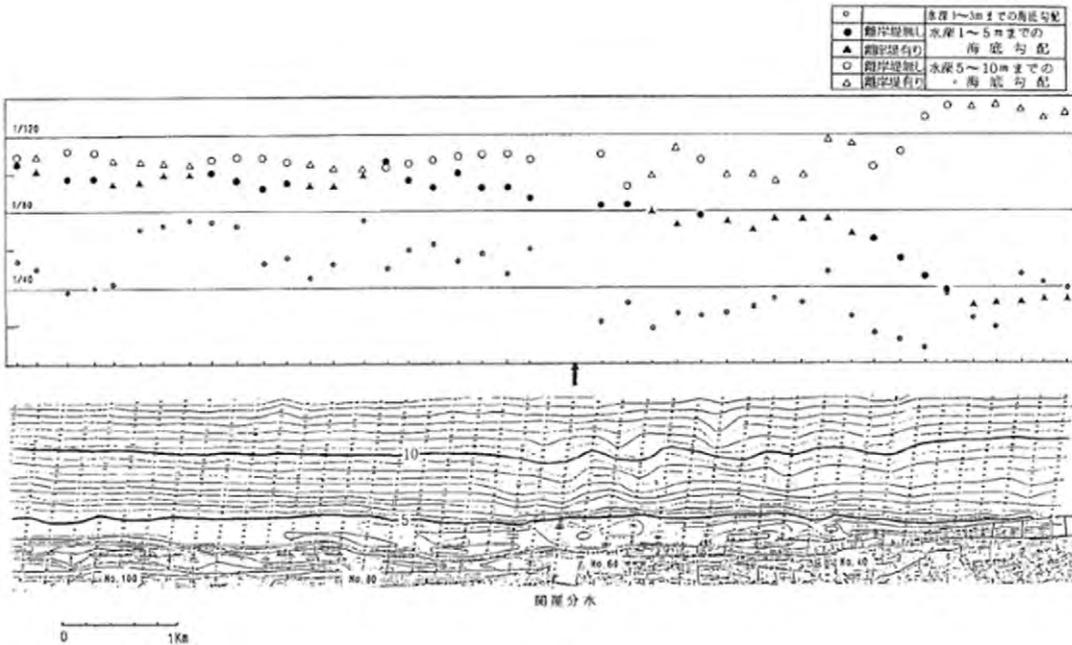


図 3-12 沿岸方向の海底勾配分布 (関屋付近：1979(昭和 54)年～1983(昭和 58)年の平均)

図 3-12 は、1979(昭和 54)年～1983(昭和 58)年の関屋分水をはさむ区域の平均海底勾配である。連続離岸堤の西端部より関屋分水にかけて水深 1～5 m で 1/80, 5～10 m で 1/100 である。さらに関屋分水の西側では、水深 1～3 m の勾配が約 1/50, 1～5 m で 1/90, 5～10 m で 1/100 程度となっている。図 3-11 に示した 1950(昭和 25)年の海底勾配と、関屋分水以西の勾配を比較すると、両者はほとんど一致する。つまり、関屋以西の自然海浜の断面形状および海底勾配が、昔の新潟西海岸の地形を表していると考えられる。

図 3-13 は、陸側の海浜勾配の沿岸方向分布である。関屋分水以西の自然海浜に注目すると、汀線付近の前浜勾配は約 1/10、汀線～+3m の範囲の勾配は、1/10～1/20 の間に分布し平均的には 1/16 である。高波浪条件下で形成される陸上部勾配としては、汀線～+3m の範囲の勾配を考慮するのが妥当である。

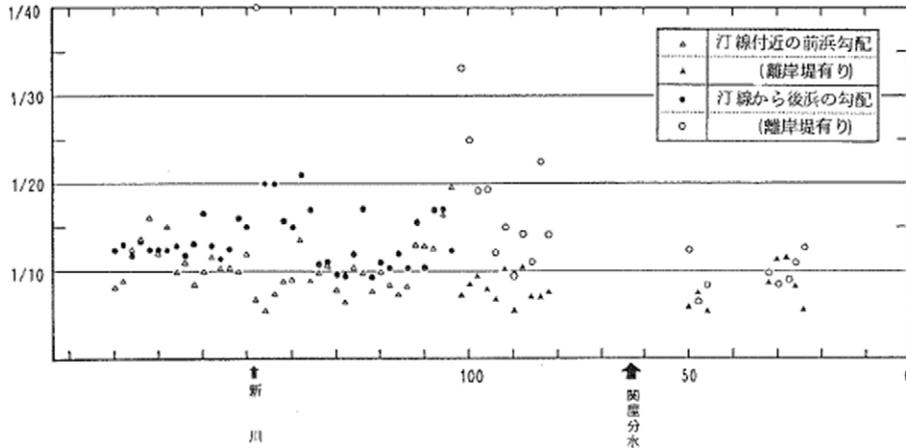


図 3-13 前浜，後浜の海浜勾配（1981(昭和 56)年 9 月と 1982(昭和 57)年 9 月の平均）

以上の既往資料より、新潟西海岸本来の自然海浜の断面形状の特徴を関屋分水以西の自然海浜から推測し、まとめると以下ようになる。

○断面形状は、沖側水深 5～6m にかけて比高 2～3m のバーを伴い、さらに、岸側に 2 段目のバーが形成される場合もある。

○沖側のバー前面で高波浪時に碎波現象がみられ、バーは高波浪時の波により形成される  
注 2)

注 2) ここで示されたデータからはこの結論は導けず、推測にすぎない。

○海浜各部の勾配は、表 3-3 および図 3-14 に示す通りである。

表 3-3 代表断面各部の勾配

陸上部	水深		
	1～3 m	1～5 m	5～10 m
1/15	1/50	1/90	1/100

水深 5 m は、バー沖側を取った。

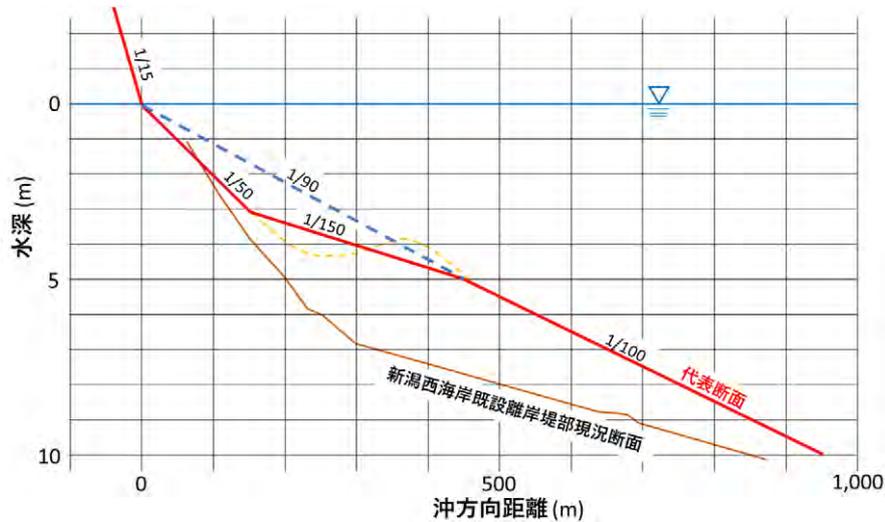


図 3-14 新潟西海岸代表断面

### 3.2.5. 断面形状

面的防護工法の最基本事項である養浜海浜の断面形状を検討する。

#### (a) 基本形状

代表断面（図 3-14）は，新潟西海岸の平均的断面と見なされ，最もよく出現する断面形状である。この断面について，代表波浪条件（ $H_0=3\text{ m}$ ， $T=8\text{ s}$ ）の下での安定性を既往研究成果に基づいて検討した。

砕波帯以浅の海浜勾配に関して Rector, Swart, 砂村ら，服部らの研究がある。Rector, Swart の研究は長時間の波作用条件での実験結果より平衡勾配を求めたもの，砂村らによる研究は，現地の数多くのデータを基にしている。服部らの研究では，海浜が侵食性か堆積性かを判別し，その境界が安定海浜となるもので，実験と現地データに基づいて検討している。

○Rector

前浜勾配

$$\tan \beta = 0.3(H_0/L_0)^{-0.3}(d/L_0)^{0.2} \quad \text{式 3-1}$$

前浜から砕波帯の勾配

$$\tan \beta = 0.07(H_0/L_0)^{-0.42}(d/L_0)^{0.1} \quad \text{式 3-2}$$

○Swart による平均水面での特性勾配

$$\tan \beta = 1510(L_0/H_0)[H_0^{0.132}d^{-0.447}(H_0/L_0)^{-0.717}]^{-2.38} - 0.00011 \quad \text{式 3-3}$$

○砂村による現地データの前浜勾配

$$\tan \beta = 0.45(d/H_0)^{0.5}(H_0/L_0)^{-0.3} \quad \text{式 3-4}$$

○服部らによる砕波帯内の勾配

$$\tan \beta = 0.5(\omega_s/gT)/(H_0/L_0) \quad \text{式 3-5}$$

ここに， $H_0$ ：沖波波高で有義波を代表させる（ただし，式 3-5 では， $0.625 \times H_0$ とする）

$L_0$ ：沖波波長で有義波を代表させる

$d$ ：底質粒径

$\omega_s$  : 底質の沈降速度

$g$  : 重力加速度

である。

表 3-4 は、代表波浪条件を  $H_0=3\text{ m}$ ,  $T=8\text{ s}$ , 底質粒径を  $d=0.25\text{ mm}$  とし、上記の各式により計算した結果である。

前浜勾配（代表断面 1/15）については、Swart, 砂村で計算した結果は緩く、Rector の計算結果が最もよく一致する。碎波帯付内の勾配（代表断面 1/90）に対して、Rector の計算結果はかなり急な勾配を与えるが、服部らの結果は 1/86.5 と近い値になる。

以上より、比較的波に対する応答性の速い前浜勾配は、(Rector の式が適用できるものとするれば) 代表波浪条件下においてほぼ平衡状態にあると考えられる。また、その沖測では代表断面の勾配 (1/90) と服部らの計算値は良い対応を示しており、代表波浪の下で十分安定である考えられる。

したがって、面的防護工法の断面として、底質条件をほぼ同じとすれば、代表断面を沖側に平行移動した形状を考えれば、西海岸の波浪条件下において安定になることが期待できるので、養浜断面の基本形状として図 3-14 の代表断面を採用することにした。

表 3-4 平衡断面の計算結果

計算条件 $d_{50}=0.25\text{ mm}$ , $H_0=3.0\text{ m}$ , $T=8.0\text{ s}$ , $L_0=99.8\text{ m}$ , $H_0/L_0=0.03$				
Rector		Swart	砂村	服部ら
前浜勾配	前浜～碎波帯勾配	平均水面付近勾配	前浜勾配	碎波帯内勾配
1/15.4	1/11.9	1/74.9	1/85.1	1/86.5

### (b) 養浜の基本断面形状

図 3-15 は、図 3-14 の代表断面を沖方向に平行移動して、汀線が護岸から 150m の位置（既設離岸堤の位置）になるように養浜したときの養浜基本断面である。

養浜基本断面は、図中破線で示す現況断面と沖側海底勾配はほぼ同じであるので、交わることはない。したがって、養浜基本断面を何らかの方法で現況断面に接続する必要がある。

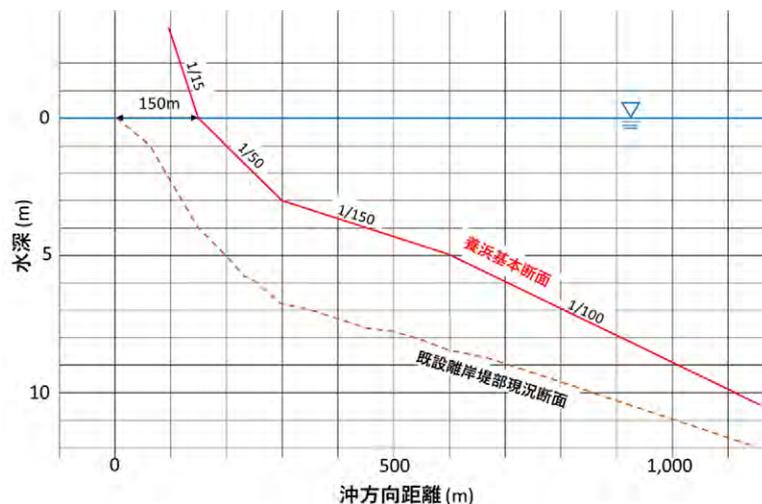


図 3-15 養浜基本断面と現況断面

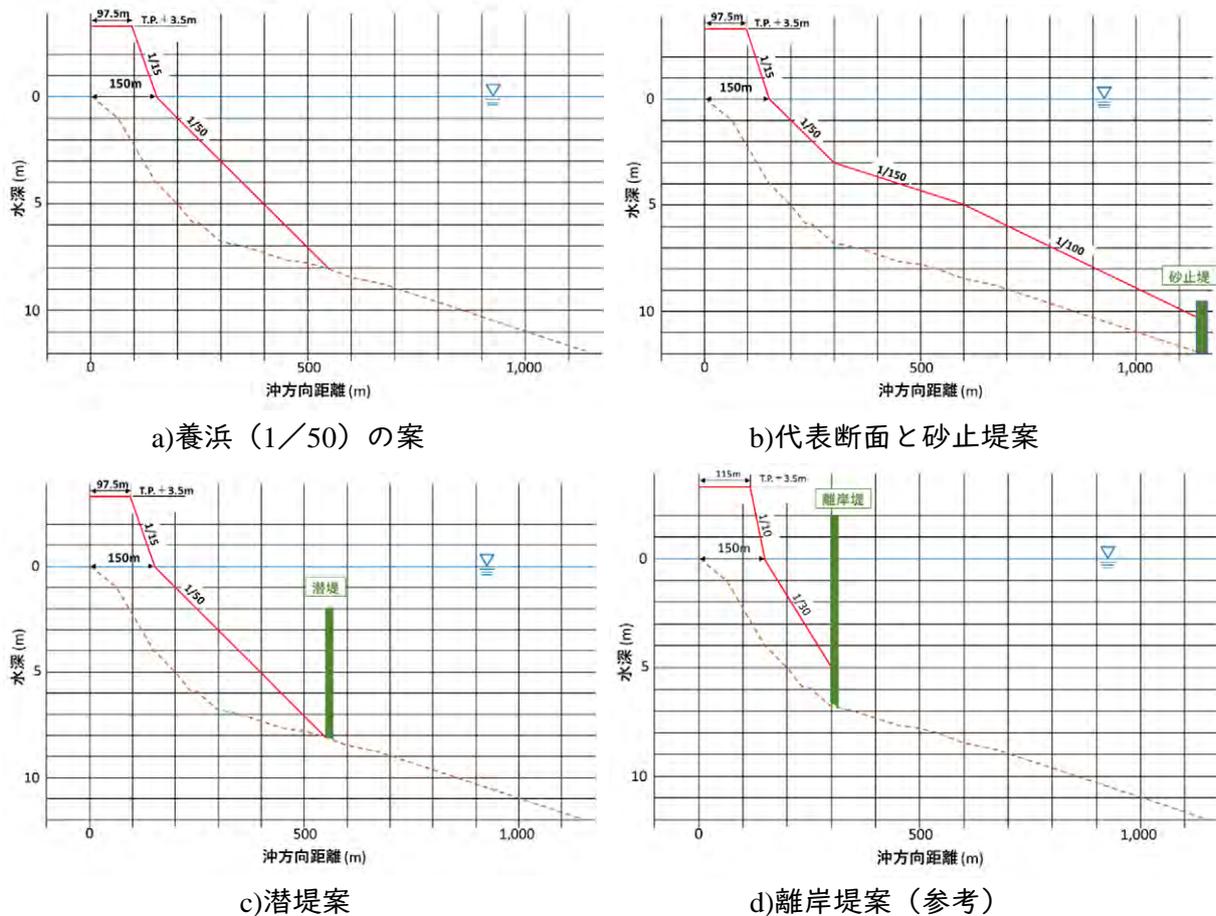


図 3-16 想定される養浜断面形状

養浜基本断面と現況断面の接続について、図 3-16 を参照しながら以下に説明する。

a) 沖の養浜勾配の急勾配案（陸側 1/15，海側 1/50 養浜勾配；図 3-16 a）参照）。

汀線付近から水深 3 m の勾配（1/50）をそのまま延長して現在地盤へ接続させる方法が考えられる。ただし、砕波位置が汀線に近づき波と地形の安定条件が満たされなくなり、養浜海浜は侵食傾向となると考えられるので、この断面での海浜維持は困難である。

b) 養浜基本断面を沖で断ち切る案（養浜基本断面を砂止堤で維持；図 3-16 b）参照）

養浜基本断面を再現するので、海浜勾配については一応安定であると考えることができる。ただし、砂止堤の沖側への土砂流出が生じる場合は、流出砂は砂止堤が障害となって二度と戻らず、汀線が後退する。このため、砂止堤には養浜砂の流出を防止する機能が求められる。しかしながら、その要求を満たす砂止堤の設置位置の具体的な水深や天端の余裕高さを決める基準がない。そこで、とりあえず佐藤らによる底質の移動限界の観点で設置位置を検討する。代表波による底質移動限界水深は

表層移動限界水深 約 15 m

完全移動限界水深 約 8 m

であるので、底質移動の少ない水深 8～15 m が砂止堤設置水深の目安となる。

流出防止のためには、砂止堤の天端を高くする必要がある。さらに、外海に面する当該地点においては、代表波以上の波浪条件下における安定性の確保も重要であり、砂止堤に波浪制御機能も付加しなければならなくなる。その結果、砂止堤の構造は潜堤に近づく。

c) 潜堤案（陸側 1/15，海側 1/50 の養浜勾配と潜堤の併用；図 3-16 c）参照）

砂止堤の規模を大きくして潜堤とした場合は，波浪減衰効果が大いに期待できるので，急な養浜断面勾配を維持できる可能性がある。これは，面的防護工法の基本断面に相当する。詳しい検討は次ページの【潜堤案の追記】で後述する。

d) 離岸堤案（参考，図 3-16 d）参照）

これは養浜基本断面と現況断面の接続に関する案ではない。本案は，a)～c)案による海浜が万が一維持し得なくなった場合の代替案である（保証案）。現況地形そのものを沖側に再現するものであり，その安定性は十分期待できる。

既設の連続離岸堤内の海浜勾配は，現在（1985(昭和 60)年当時）陸側 1/5～1/10，海側 1/20～1/40 程度となっていて，安定しているとみられる（図 3-11，図 3-13 参照）。既設離岸堤の波高伝達率は，現地調査の結果より 0.25 程度と評価されているので，代表波の堤内波高が  $H=0.73$  m になるとして，表 3-5 に示す結果を得る。服部らの結果（1/21）からも，現況の堤内海浜勾配はほぼ平衡状態で安定していると考えられる。

したがって，現在の海浜勾配を沖側に平行移動し，かつ既設離岸堤も同様に沖へ平行移動し波高伝達率を 0.25 程度にすれば海浜の維持は可能になる。

以上の案を総括した想定される養浜断面形状を表 3-6 に示す。

表 3-5 離岸堤内の平衡勾配

$d_{50}=0.25$ mm, $H_0=0.7$ m, $T=8.0$ s, $L_0=99.8$ m, $H_0/L_0=0.0073$				
Rector		Swart	砂村	服部ら
1/10.1	1/6.6	1/129.7	1/27.5	1/21.0

表 3-6 想定される養浜断面形状

	養 浜 断 面	構造物
養浜工のみの場合	a)陸側 1/15，海側 1/50	なし
	b)移動限界水深まで養浜（基本断面）	砂止堤
入射波を減衰させる場合	c)陸側 1/15，海側 1/50	潜堤
	d)現況西海岸離岸堤内断面（参考）	離岸堤

【潜堤案（図 3-16 c）参照）の追記】

代表断面（図 3-14）の水深 0 m～3 m の海底勾配は 1/50 である。これは，同じ範囲の自然海浜の海底勾配が概ね 1/50 だからであった。自然海浜で 1/50 の勾配が維持されているのは，その沖側に存在するバーによって入射波のエネルギーが減殺されるためである。そうすると，面的防護工法案で養浜海底断面 1/50 を維持するためには，沖側に設置する潜堤にはバーと同程度の波浪減殺機能がなければならない。

まず，バーの波浪減殺機能を定量的に評価する。図 3-17 は碎波後の波高( $H$ )を碎波波高( $H_b$ )で無次元化し，横軸に碎波点からの無次元距離をとって実験値をプロットしたものである。現地のバー上での碎波形式は Plunging であると考えられるので，碎波後の波高は

$$H/H_b \doteq 0.4$$

式 3-6

に落ち着く。代表波の波高  $H_0=3.0\text{ m}$  の場合、碎波波高は  $H_b \doteq 3.4\text{ m}$  と推定され、これを式 3-6 に代入すると、碎波減衰後の波高は  $H \doteq 1.4\text{ m}$  となる。つまり、バーの波浪減殺機能を波高伝達率で評価すると

$$H/H_0 \doteq 0.45 \quad \text{式 3-7}$$

となる。したがって、潜堤の波浪伝達率を 0.45 にすれば、バーの背後と同様に 1/50 の海底勾配を維持できる。

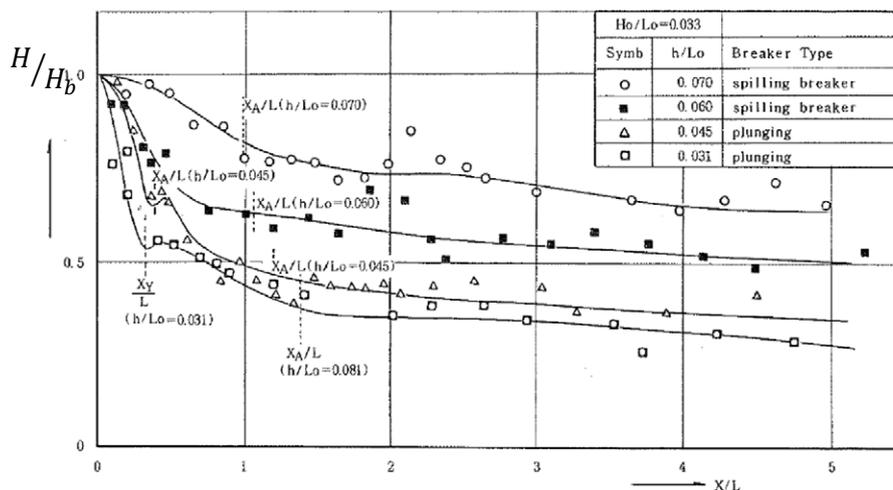


図 3-17 碎波後の波高変化（水平床の場合）（植木・岩田・松本<sup>8</sup>による）

代表波が波高伝達率 0.45 の潜堤を通過後（水深 8 m を想定）の換算沖波波高を  $H'_0 \doteq 1.4\text{ m}$  として、海底勾配を計算した結果が表 3-7 である。海底勾配 1/50 は、碎波帯内の勾配を与える服部らの式に近く、この結果から海底勾配 1/50 が維持できる可能性がうかがえる。

表 3-7 波高伝達率 0.45 としたときの代表波による平衡勾配

$d_{50}=0.25\text{ mm}, H_0=1.4\text{ m}, T=8.0\text{ s}, L_0=99.8\text{ m}, H_0/L_0=0.0140$				
Rector	Swart	砂村	服部ら	
1/12.2	1/8.6	1/100.8	1/46.2	1/40.4

波高伝達率が  $H/H_0=0.4$  の場合について、潜堤の天端水深が 3 m, 2 m, 1 m の潜堤天端幅を、図 3-18 で見積もった結果を表 3-8 に示した。ここで計算条件は代表波 ( $H_0=3.0\text{ m}, T=8.0\text{ s}$ ) とした。なお、図 3-18 には潜堤の設置水深が考慮されていないので、この試算は大まかな潜堤断面を把握するために行ったと考えられる。

<sup>8</sup> この図面の被引用文献名が不明。著者名を植木（誤）→榎木（正）とすれば、被引用文献は；榎木 亨・岩田好一朗・松本 昇：碎波後の波の変形に及ぼす乱れの効果について—碎波の内部機構に関する基礎的研究 第3報—，第20回海岸工学講演会論文集，pp.565-570., 1973 であろうと考えられる。ただし、榎木らの論文中には図 3-17 によく似た図面はあるものの、この図面はないので、何らかの手を加えて引用したものと考えられる。不明となっていた縦軸のパラメータは、原論文から推して、 $H/H_b$  であると判断した。

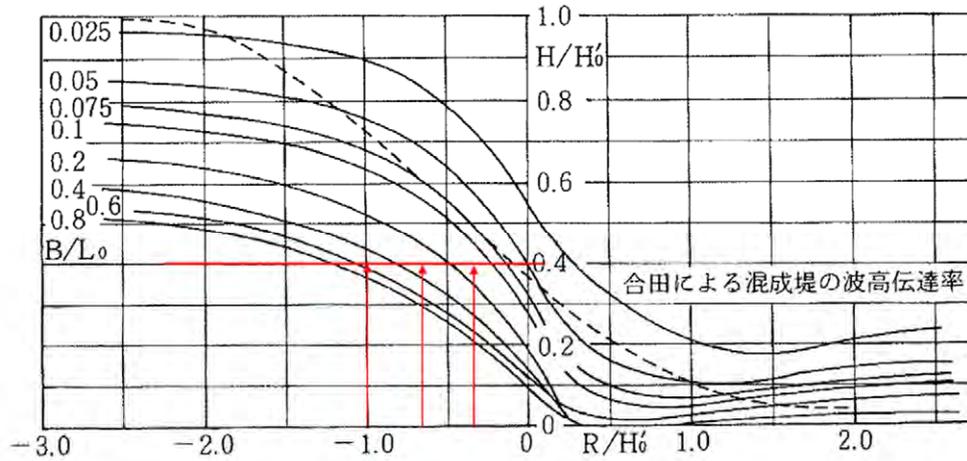


図 3-18 伝達波高の算定グラフ ( $H_t/H'_0$ と $R/H'_0$ の関係)<sup>9</sup>

表 3-8 潜堤頂部水深と堤体幅

頂部水深(m)	$R/H_0$	$B/L_0$	堤体幅(m)
3	-1.0	0.56	56
2	-0.67	0.30	30
1	-0.33	0.17	17

以上の養浜断面で構造物の設置位置について

b) 砂止堤：移動限界水深に基づいて検討

d) 離岸堤：養浜による汀線前進距離と同距離の平行移動

などについては、かなり大まかではあるもののそれなりの理由があった。これに対して、潜堤については

c) 潜堤：代表波の碎波帯幅を考慮し、汀線より約 400 m とする  
とだけ述べられていて、具体堤な根拠は示されていない。

**(c) 養浜天端高と養浜土量**

養浜断面の天端高を見積もる。養浜天端の高さは、最高潮位、波の打ち上げ高、水位上昇量、余裕高を考慮して決定する。沖波条件は代表波を用いる（代表波を越える越波は天端幅で防ぐものとする）。

- 最高潮位 (H. H. W. L)            1.23 m
- 沖波条件 (代表波)                 $H_0 = 3.0 \text{ m}, T = 8.0 \text{ s}$
- 水位上昇量 (潜堤と離岸堤)    0.5 m
- 余裕高                                1.0 m

波の打ち上げ高(R) Saville の算定図 (図 3-19) より  $\cot\alpha = 15$  として求める。見積りの過程、および結果をそれぞれ表 3-9、表 3-10 に示す。いずれの場合でも約 3.5 m とれば良いと判断した。すでに図 3-16 の各断面は養浜天端高を 3.5 m として描いている。

<sup>9</sup> 報告書(1)には参考文献不明記；この図は、田中則男・小笠原昭・小山内英雄：養浜工に関する研究(1)，港湾技研資料，No.260，86p.，1977 からの引用である。

この天端高を考慮して見積った各断面の養浜土量を表 3-11 に示す。

表 3-9 構造物別の打ち上げ高

構造物	図 3-16	伝達率	$H_0$ (m)	$H_0/L_0$	$R/H_0$ (m) <sup>注3)</sup>	打ち上げ高(m)
なし	a), b)	1.0	3.0	0.03	0.4	1.2
潜堤	c)	0.45	1.4	0.014	0.6	0.84
離岸堤	d)	0.25	0.72	0.007	0.8	0.57

注3)  $\cot \alpha = 15$  として、図 3-19 より読み取った。

表 3-10 構造物別の養浜天端高

構造物	図 3-16	打上高 (m)	潮位 (m)	水位上昇 (m)	余裕高 (m)	養浜天端高 (m)
なし	a), b)	1.2	1.23	0	1.0	3.43
潜堤	c)	0.84	1.23	0.5	1.0	3.57
離岸堤	d)	0.57	1.23	0.5	1.0	3.30

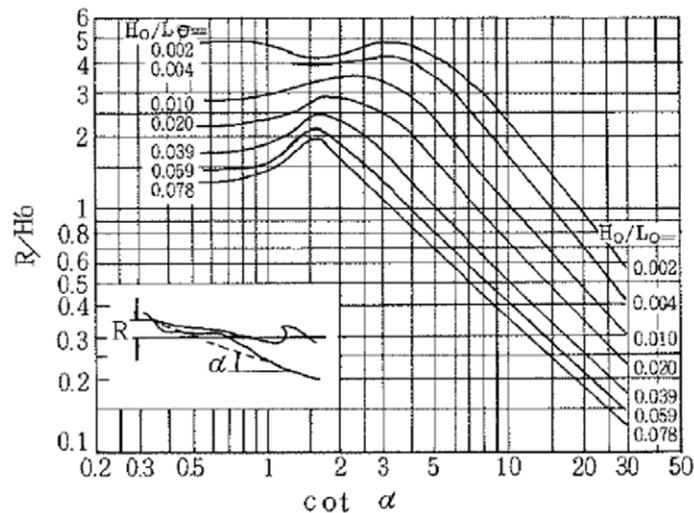


図 3-19 仮想勾配法の打ち上げ高算定図 (サビールによる)

表 3-11 養浜土量 (概算)

断面	単位幅当たりの土量	総量(延長 3,000 m)
a)養浜 (1/50) 案	1,800 m <sup>3</sup> /m	5,400,000 m <sup>3</sup>
b)代表断面と砂止め堤案	3,800 m <sup>3</sup> /m	11,400,000 m <sup>3</sup>
c)潜堤案	1,800 m <sup>3</sup> /m	5,400,000 m <sup>3</sup>
d)離岸堤案 (参考)	1,300 m <sup>3</sup> /m	3,900,000 m <sup>3</sup>

(d) 面的防護工法として選定する基本断面形状

図 3-16 に示した養浜断面形状、つまり a)養浜 (1/50) 案、b)代表断面と砂止め堤案、c)潜堤案及び d)離岸堤案 (参考) について取りまとめた結果は以下の通りである。

#### a) 養浜 (1/50) 案

本案は、1/50の勾配をもって現況断面にすりつけるものである。急勾配になるために、自然海浜の代表断面からほど遠く、恒久構造物としては成立しえない。

#### b) 代表断面と砂止め堤案

本案は、自然海浜の代表断面の再現である。ただし、現況断面との接続と養浜砂の流出防止の砂止め堤を設ける必要があり、その設置位置がかなり沖合化するために養浜砂量が多くなる。また、外海に面する当該地点においては、砂止め堤に代表波以上の高波浪に対する制御機能にも考慮するならば、結局本案はc)潜堤案の考え方と同様になる。

#### c) 潜堤案

本案は、a)養浜 (1/50) 案と同様に、1/50の勾配をもって現況断面に接続するものであり、さらに前面に波浪制御のための潜堤を設置して断面の安定化を図っている。潜堤の水理特性は主として  $R/H_0$  及び  $B/L_0$  によって支配され (図 3-18)、代表波より大きい波浪条件に対しては  $R/H_0$  が0に近づき伝達率が小さくなるので、ある程度の波浪制御機能を発揮しうるものと考えられる。また潜堤構造であるため一般には静穏特における浮遊砂の捕捉が期待される (報告書(1)からの引用、根拠不明)。

#### d) 離岸堤案 (参考)

本案は、現況地形そのものを沖側に再現するものであり、その安定性は十分期待できる。他の案による海浜が万が一維持しえなくなった場合の代替しうる案 (保障案) との認識である。ただし、図 3-16のc)とd)を比較しても明らかのように、離岸堤はほぼ水深7m地点の構造物となり、その建設コストは潜堤に比して大きな違いはなさそうである。

面的防護工法の本来の目的は、出来るかぎり広い海域を防護しかつ海浜のもつ防災機能を十分に生かして安定な自然海浜に近い砂浜を出現させることである。このことも考慮すると、c)潜堤案を当該地域における面的防護工法として最も合理的であると判断し、基本断面形状として選定した。

### 3.2.6. 平面形状

面的防護工法の基本断面形状を決めたので、続いて平面形状を検討する。

新潟西海岸における面的防護工法の基本的な平面形状は、沿岸方向海浜長3km、護岸線より150m以上の海浜幅、そして最低限、養浜範囲の両端は、突堤により砂止めを行なうものである。

図 3-20は、新潟西海岸の既設離岸堤内の汀線変化図である。図中、突堤で切られたブロックのうち、養浜砂投入の実験区域を除く部分では、汀線形状は基本的にほぼ直線であり、左右の突堤基部でわずかに出ている程度である。つまり、突堤によって仕切られた海浜においては、波がほぼ直角に入射し、沿岸方向にほぼ均一な条件を有していれば、突堤基部付近を除き、直線的な汀線形状を示すと考えられる。したがって、突堤内の汀線形状は、突堤長やその間隔等の影響を加えて考えなければならないが、現地の現状に倣ってとり合えず直線として考えるのが妥当といえよう。汀線方向は、最多波向 (N35°E) 方向に対し直角とする。

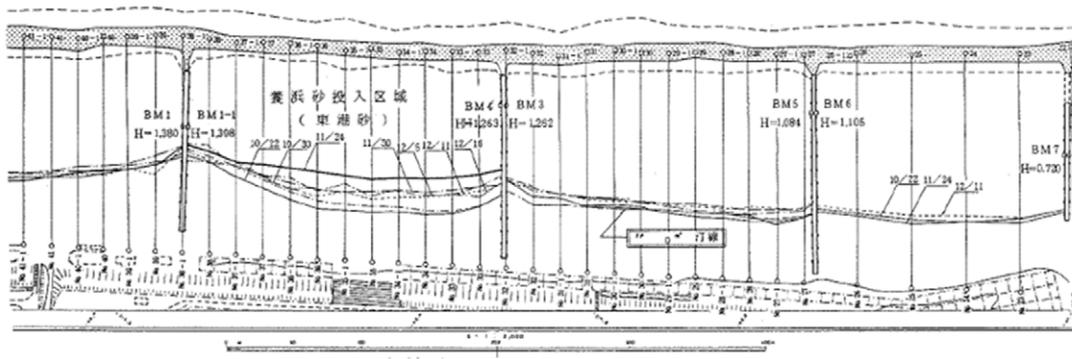


図 3-20 新潟西海岸離岸堤背後の汀線形状

沿岸方向への砂移動をおさえるために突堤を設ける。突堤の長さは、護岸から養浜断面（構造物基部を含む）までとする。言い換えると、突堤長は護岸から約 550 m（養浜断面の汀線から約 400 m，図 3-16 c）参照）とする。その間隔は最終的には施工計画をも勘案して決定すべきではあるものの、本検討段階では、汀線からの突堤の長さの 1.5～2 倍の範囲とする。この基準に基づくと、突堤間隔は 750 m 程度になる。

以下の理由により、潜堤には開口部を設けず、連続堤とする。

- ・ 潜堤等に砂止め堤の役割をもたせる。
- ・ 設置水深が約 8 m と浅く、まだ底質の移動する可能性のある所であり、開口部があると高波浪時に底質が沖へ流出する。
- ・ 堤内水位の上昇により開口部（特に底面付近）に沖向の流れを生じる。
- ・ 開口部からの回折波により、堤内に循環流が生じ、底質移動がはげしくなる。

図 3-21 は本案の計画平面配置図（構造物配置）である。突堤長が汀線から 400 m なので、潜堤に接続状態となっている。養浜した場合のイメージを図 3-22 に示した。図 3-23 は、突堤をヘッドランド工法に変更した場合のイメージ図である。ヘッドランドの場合、波の回折効果があるので汀線は対数螺旋曲線のように湾曲する。

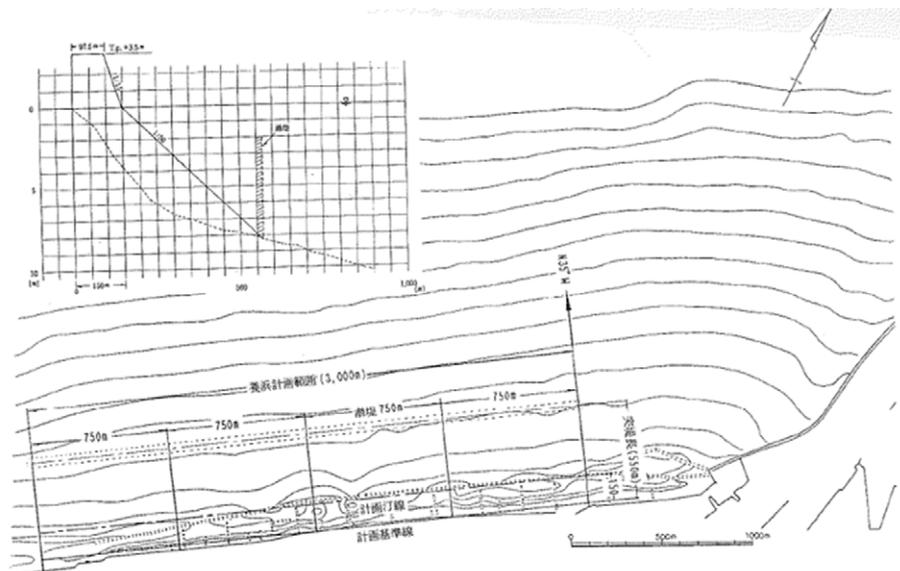


図 3-21 計画平面配置図（構造物配置）

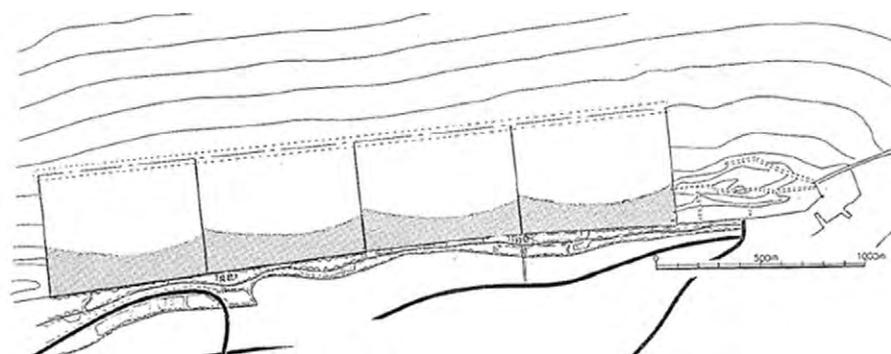


図 3-22 養浜エイメージ図

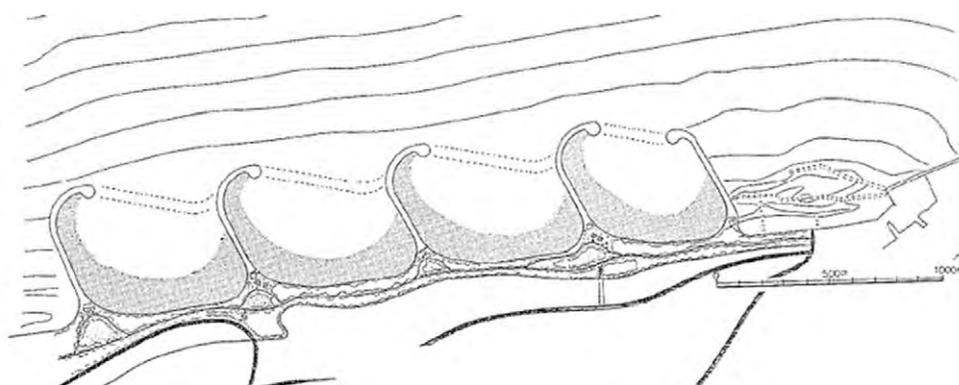


図 3-23 ヘッドランド+養浜工例

### 3.3. 移動床模型実験による面的防護工法の安定性の検討

#### 3.3.1. 検討フローと検討内容の概要

前節までの机上検討で絞り込んだ面的防護工法（図 3-21～図 3-23）について、安定性の検討を図 3-24 に示したフローに従って検討した。検討フローは大きく

【フェイズⅠ】二次元移動床模型実験

【フェイズⅡ】三次元移動床模型実験

【フェイズⅢ】数値シミュレーション

の三つのフェイズに分けられる。本節では、このうち【フェイズⅠ】と【フェイズⅡ】について説明し、【フェイズⅢ】は次節 3.4 で説明する。

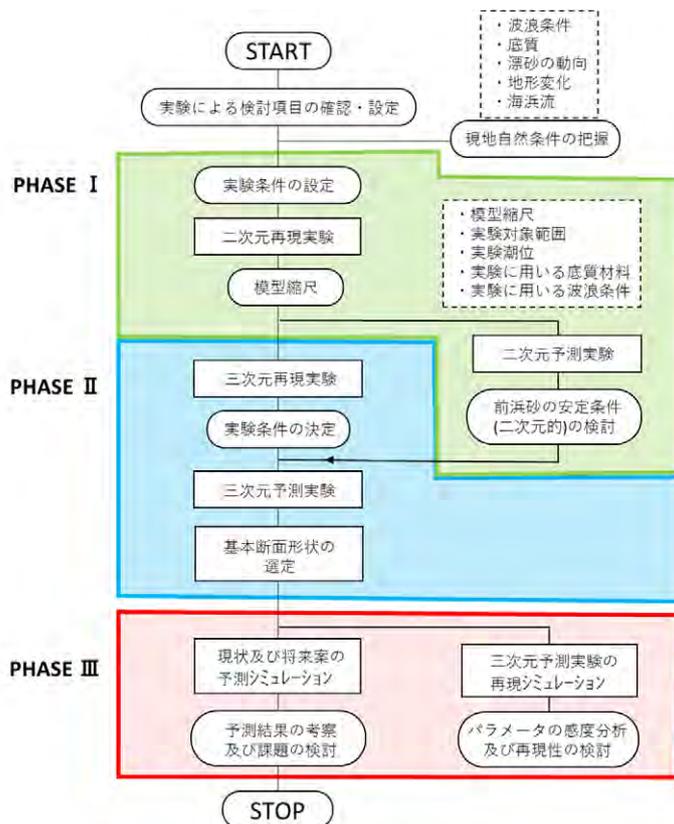


図 3-24 面的防護工法の安定性の検討フロー

表 3-12 二次元と三次元移動床模型実験の目的

	二次元実験	三次元実験
再現実験	模型の歪率の決定	波浪条件および波作用時間の検討
予測実験	構造物に求められる伝達率の検討	基本断面・平面形状の評価



図 3-25 移動床模型実験の構成

表 3-12 は、二次元実験と三次元実験の目的である。実験は、図 3-25 に示す構成で実施された。この構成に沿って、検討の流れを以下に説明する。

二次元再現実験：現地の現象を模型で再現する際には、さまざまなものを縮小する必要がある。地形の幾何学的縮小は問題なくできる。地形変化の外力である波については、フルードの相似則に基づいて運動学的縮小が可能である。しかしながら、底質（砂）については一般に縮小することができない。例えば、地形を 1/50 に縮小することは出来ても、粒径 0.2 mm の砂を 1/50 に縮小すると別の問題が生じる。現地と同程度の粒径の砂を使用せざるを得ない。

そうすると、運動学的に縮小した波浪の作用では砂は移動せず地形変化は生じない。このため、鉛直縮尺を大縮尺（例えば水平縮尺 1/50 に対して鉛直縮尺 1/25）として実験波浪の波高を大きくするのが漂砂実験のノウハウである。二次元再現実験の目的は、この水平縮尺と鉛直縮尺の比（歪率）の最適値を決めることである。なお、ひずみ模型でも、屈折や浅水変形等のなみの基本的物理特性の相似性は保証される。回折現象の再現については、若干の問題があるものの新潟西海岸では支配的な現象ではない。

二次元予測実験：決定された歪率条件で製作された養浜断面に波を作用させ、断面を安定に保つために求められる構造物（潜堤）の透過率を決める。

三次元再現実験：二次元再現実験で決められた歪率に基づいて模型を製作するので、実験は二次元予測実験と並行して実施できる。この段階で未確定事項は実験波の波向と実験での波作用時間である。作用波浪の周期の縮小は、フルードの相似則で保証されている。しかし地形変化の時間縮尺に関する相似則はないので、実際に過去に生じた地形変化を再現することによって時間縮尺を決めることになる。

三次元予測実験：この実験が一連の移動床模型実験の最終ステップであり、この実験結果で、計画している面的防護工法の基本断面と平面形状を評価する。

表 3-13 に、二次元実験と三次元実験の実験条件をまとめて示した。

表 3-13 二次元実験と三次元実験の実験条件<sup>注4)</sup>

	二次元実験	三次元実験
縮尺	水平：1/50	水平：1/50
	鉛直： 再現：1/50, 1/40, 1/33, 1/25 予測：1/25	鉛直：1/25
潮位	H.W.L = +0.67 m	H.W.L = +0.5 m <sup>注5)</sup>
初期地形	再現：図 3-26	再現：図 3-32（新潟東港海岸）
	予測：図 3-28	予測：図 3-34～図 3-38
波浪 <sup>注6)</sup>	再現：代表波 ( $H_0=3.0$ m ; $T=8.0$ s)	再現および予測：代表波（同左）
	予測： $H_0=3.0, 2.0, 1.5, 1.0$ m $T=8.0$ s	波向 再現：N34°W, NNW 予測：N30°W
作用時間	10 時間	再現：原則 5 時間 予測：7 時間
底質粒径	$d_{50}=0.19$ mm	$d_{50}=0.19$ mm

注4) 細かな実験条件のうち、結論に直接関係しない条件は省略した。

注5) 同じ H.W.L でありながら、二次元実験と三次元実験でレベルが異なる理由は不明。

注6) 二次元実験は規則波を作用、三次元実験で使用した水槽では一方向不規則波の造波が可能ではあるが、実験は規則波で行われたと推測される（明記はされていない）。

### 3.3.2. 二次元再現実験

図 3-26 が、再現実験の初期断面である。この断面に鉛直縮尺を変えて代表波を作用したときに、現地断面をよりよく再現できるケースを調べた。その結果、鉛直縮尺 1/33 と 1/25 のケースが現地のバーの形成水深及び海底勾配をよく再現できた。また、現地が侵食性海岸であることの観点でも、沖向きの漂砂が再現されているこれら 2 つの鉛直縮尺が適当であった。

二次元予測実験及び三次元実験において、十分な砂の移動を期待するためには波高をなるべく大きくすることが必要なので、最終的には縮尺 1/25 のケース（歪率，1：2）を、選定した。図 3-27 が、その断面変化である。

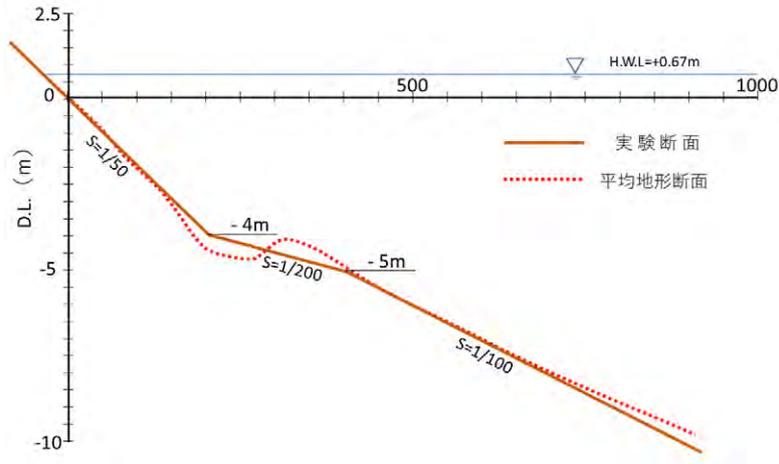


図 3-26 再現実験断面（代表断面）

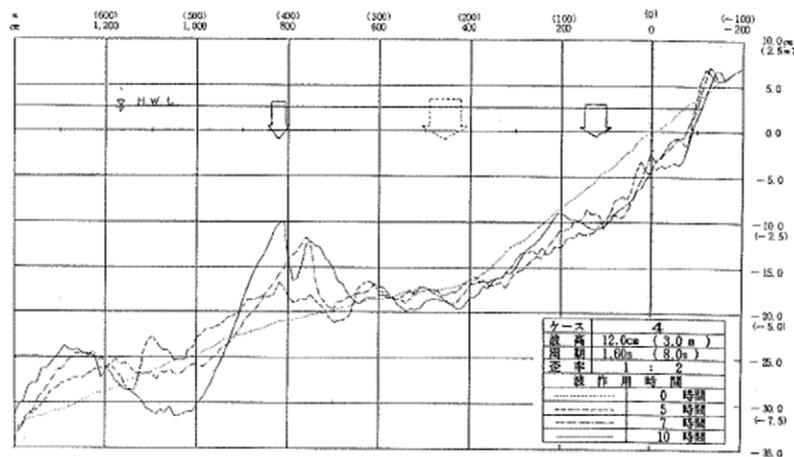


図 3-27 地形変化図（歪率，1：2）

### 3.3.3. 二次元予測実験

図 3-28 が、二次元予測実験の断面である。D.L.0m～-8m の範囲の養浜断面（勾配：1/50）に対して波高 $H_0=3.0\text{ m}$ ， $2.0\text{ m}$ ， $1.5\text{ m}$ ， $1.0\text{ m}$ （いずれも周期は  $T=8.0\text{ s}$ ）の波を作用させた。

図 3-29～図 3-31 は、沖波波高に対する波作用 1 時間当たりの汀線後退量，侵食土量及び沖向き漂砂土積（沖向き漂砂にその土量の移動した距離を乗じたもの）の値である。各指標とも波高が 1.5 m より小さくなると変化量は急激に減少する。つまり、前浜砂の安定性は波高が 1.5 m 以下になると急激に向上する。したがって、前浜砂を維持する波高は 1.0～1.5 m 程

度以下と考えられる。

したがって、移動床三次元模型実験では、入射波 3.0 m に対して波高伝達率を 50 % 以下に制御できる構造物（潜堤，離岸堤等）を設置する。

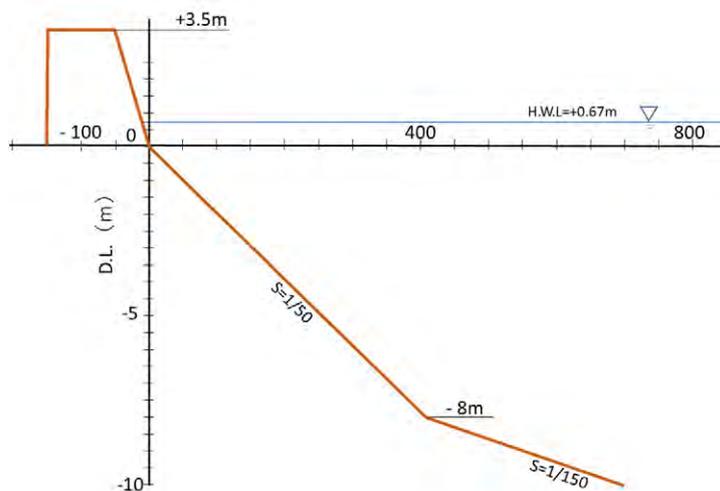


図 3-28 予測実験断面（砂浜断面）

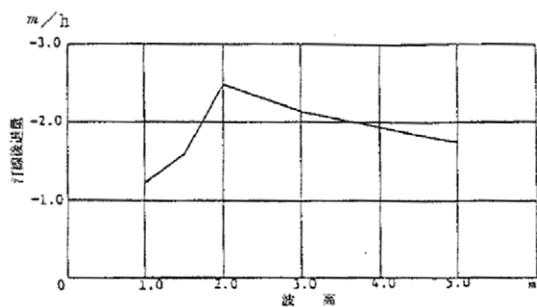


図 3-29 1 時間当たりの汀線変化図

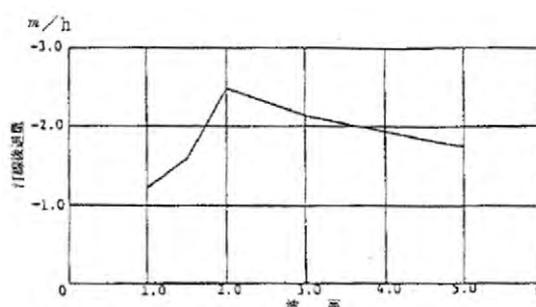


図 3-30 1 時間当たりの侵食土量変化図

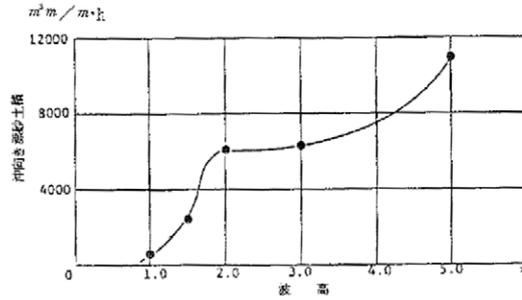


図 3-31 1時間当たりの沖向き漂砂土積変化図

### 3.3.4. 三次元再現実験

新潟西海岸は、西突堤元付への浚渫土砂の投入、既設離岸堤の影響、少ない地形変化などの理由から現象再現が困難であると考えられたため、新潟東港建設当初のL型突堤周辺の海底地形変化を再現し、地形変化の時間縮尺を決定した。模型の初期地形を1963(昭和38)年10月(図3-32)とし1964(昭和39)年3月の地形(図3-33)を再現目標とした。

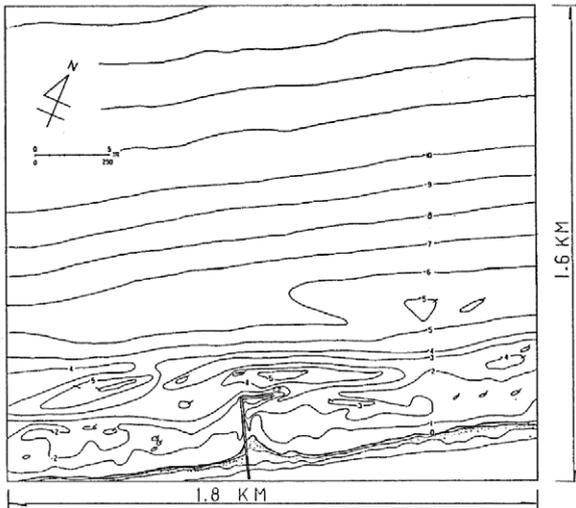


図 3-32 初期地形  
(1963(昭和38)年10月)

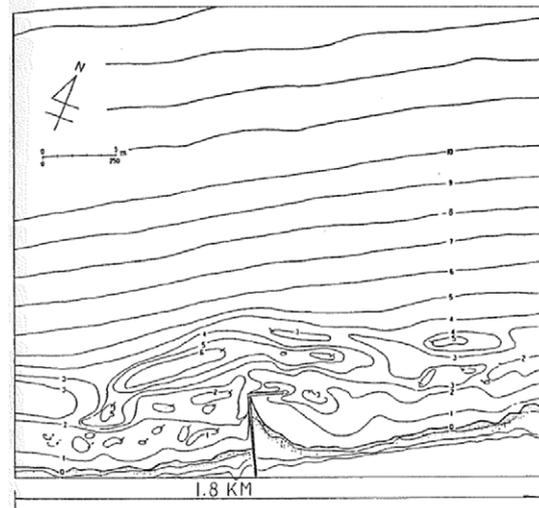


図 3-33 再現地形  
(1964(昭和39)年3月)

二種類の波向実験 (N34°W, NNW) の結果を汀線変化と地形変化に分けて整理した。二つのケースは同じ傾向となり、汀線変化は波作用 3~5 時間で、また侵食・堆積の地形変化は波作用 3~5 時間で現地に最も近くなり、再現目標の地形をある程度再現できた。さらに、汀線変化量、地形変化量を再現地形からの標準偏差で検討した結果も加えて総合的に考察した結果、地形変化の再現性は波作用 5~6 時間で平衡状態に達することが分かった。

### 3.3.5. 三次元予測実験

図 3-34~図 3-38 は、実験対象とした養浜と構造物の組み合わせた 5 ケースである。実験波浪は、代表波 ( $H_0' = 3.0 \text{ m}$ ,  $T = 8.0 \text{ s}$ )、波向 N30°W とした。

これらの実験結果を比較したところ、図 3-36 のケース (汀線以深の勾配 1/50、陸上部の勾配 1/15 で D.L.-8m 地点に潜堤を設置) が、全体的に地形変化が小さく波作用時間が長くなるに伴い安定していた。このため、養浜した前浜を維持する工法として図 3-36 のケースが有効であると判断された。

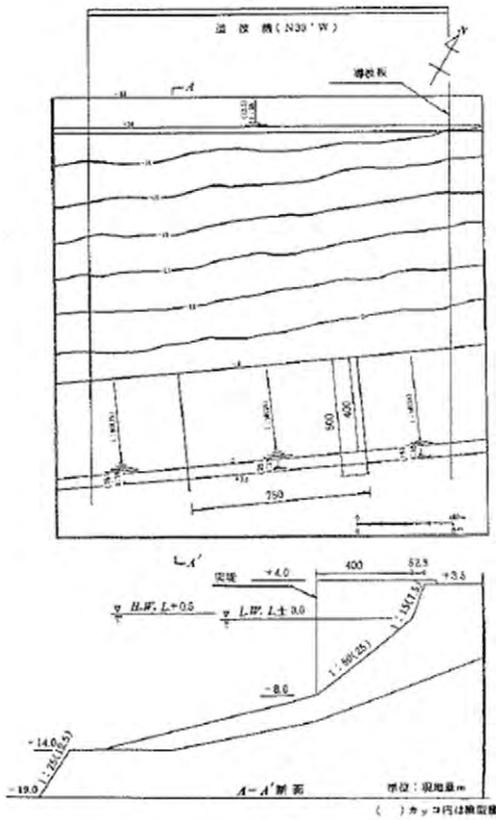


図 3-34 養浜+突堤



図 3-35 養浜+砂止堤と突堤

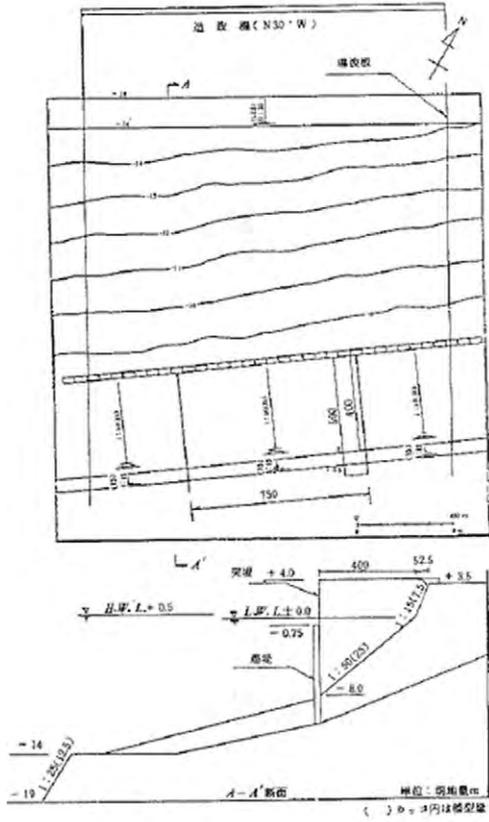


図 3-36 養浜+潜堤と突堤

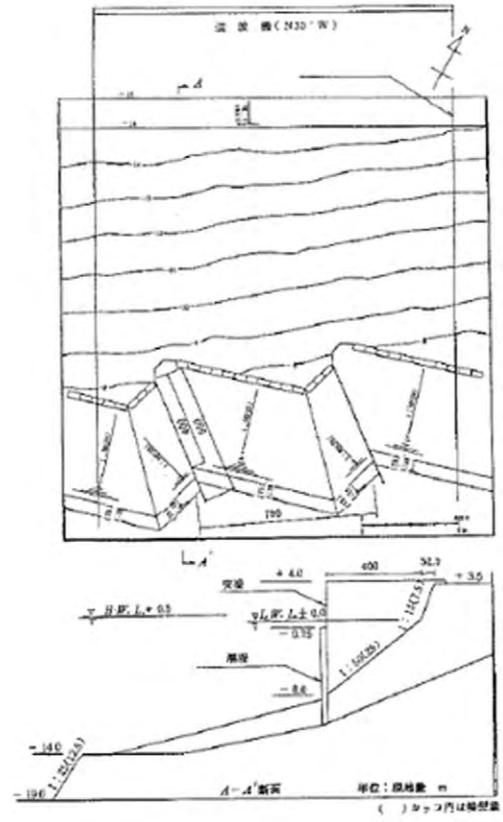


図 3-37 養浜+潜堤とヘッドランド

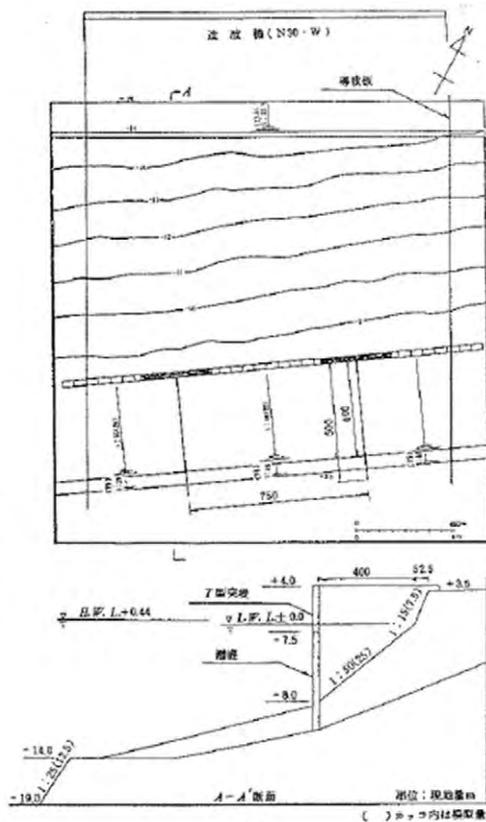


図 3-38 T型突堤と潜堤

### 3.4. 数値シミュレーションによる面的防護工法の安定性の検討

#### 3.4.1. 検討内容

数値シミュレーションによる面的防護工法の安定性の検討の内容は、以下の通りである。

##### ①再現計算：

数値シミュレーションの計算精度の確認のために地形変化を計算し、その結果が実際の地形変化をどの程度再現しているかを比較して確認する必要がある。また比較しながら諸係数を調整することによって再現性の向上が図られる。ここでは、再現性を確認する現地データがないので、三次元移動床モデルでの予測実験結果のうち図 3-36 と図 3-37 のケースの波浪変形、海浜流、地形変化を再現対象とした。

##### ②予測計算：

再現性確認ができると、次のステップとして、数値シミュレーションにより計画範囲内の現況及び将来の完成後の広域予測を実施する。水理模型実験では水槽の大きさに制限があるために、比較的狭い範囲が検討対象になる。これに対して、数値シミュレーションでは、コンピューターの容量と演算速度の制約は受けるものの、水理実験に比べると比較的容易に広範囲を対象とすることができる（模型実験の対象範囲：図 3-36 と数値シミュレーションの対象範囲：図 3-41 を参照）。

### 3.4.2. 計算モデル

図 3-39 は、数値シミュレーションの計算フローである。計算は、「波浪変形計算パート」、  
「海浜流計算パート」、及び波と流れによる漂砂量の収支で地形変化を計算する「地形変化計  
算パート」の3つのパートで構成されている。

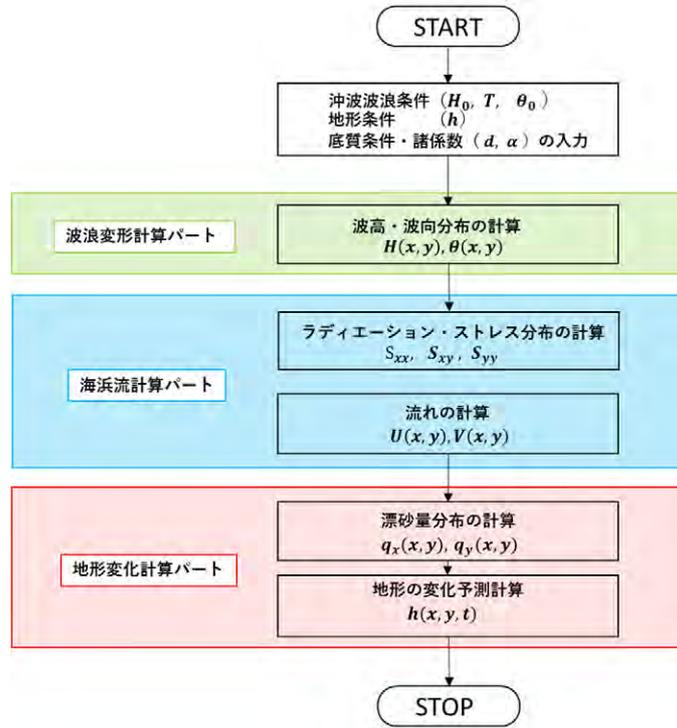


図 3-39 数値シミュレーションの計算フロー

#### 【波浪変形計算パート】

- ・ エネルギー平衡方程式に基づく波浪変形.
- ・ 不規則波のスペクトル形 周波数スペクトル：bretschneider・光易型  
方向分布関数：光易型
- ・ 碎波の計算：合田の碎波限界式<sup>10</sup>

#### 【海浜流計算パート】

通常潮流計算に用いられる単層二次元浅水波方程式に、外力として radiation stress 項を加えたものを基礎方程式とした。

#### 【地形変化計算パート】

地形変化計算の基本となる波と流れによる漂砂量は、渡辺ら<sup>11</sup>で評価した。

渡辺らの式では、模型実験（や現地）の地形変化を再現するために、以下の6個の係数を試行錯誤で決める必要がある。

$A_c, A_w$ ：流れと波による漂砂量の程度に関する係数

$\varepsilon_s$ ：海底勾配の程度に関する係数

<sup>10</sup> 合田良実：浅海域における波浪の碎波変形，港湾技術研究所報告，第14巻，第3号，pp.59-106.，1975

<sup>11</sup> 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・榊山 勉：構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル，第31回海岸工学論文集，pp.406-410.，1984

$k_c$ ：碎波点から沖側の限界摩擦速度の分布を表わす係数

$k_d$ ：波による漂砂の方向の変化点近傍の漂砂量の分布を表わす係数

$\Pi_c$ ：波による漂砂の方向の変化点における $\Pi$ の値

地形変化計算では、局所的な漂砂量を計算し、海底地形の時間変化を求める。海底地形変化が生じると波および海浜流も変化することになり、厳密にはそれをフィードバックした繰り返し計算をしなければならない。そうすると計算時間が極めて長くなるので、ここでは計算対象時間内の地形変化量は少ないものとして以下の様に取り扱った。

- ・海浜流速の計算では、地形が変化した後も線流量  $M = uh$  ( $h$ ：水深) が変化しないとし、水深の変化に伴って流速が変化する効果を考慮した。流向は、変化しないとした。
- ・波浪変形については、水深の変化に伴う浅水変形と碎波について考慮し、波向きは変化しないとした。

### 3.4.3. 再現計算結果

三次元移動床模型実験の結果を再現する計算であることから、物理量に関する計算条件は、模型諸元となっている。例えば、地形は模型の地形（水平 1/50 および鉛直 1/25、波高・周期はそれぞれ  $H_0 = 0.11$  m と  $T = 1.6$  s、底質粒径は  $d_{50} = 0.19$  mm であった。もともと、移動床模型実験は底質に関する相似則の問題があるので、現地地形変化を模型内で定量的に再現することは不可能であり、せいぜい局所的に定性的な再現が限界であるとされている。このような状況であるので、たとえ数値シミュレーションで模型実験の結果を精度よく再現できたとしても、残念ながら数値シミュレーションの現地適用性を保証する程度は低い。この大きな矛盾点を少しでも回避するために、委員会(2)では数値シミュレーションの検討のフロー（図 3-39 参照）を極めて大幅に変更した（後述、図 4-11）。

以上の状況を踏まえると、ここで再現計算の結果や次項で予測計算の結果を説明することの意義は低いが、報告書(1)に結果が示されているので、概略を引用する。

再現計算は三次元移動床模型実験を行った 5 ケースのうち、図 3-36 と図 3-37 に示したケースを対象とした。これらの再現対象ケースは、ともに陸上部の勾配 1/15、汀線以深の勾配 1/50 の養浜断面で、D.L-8m 地点に潜堤が設置されている。両者の違いは、前者には突堤が設置されていることに対して後者はヘッドランドが設置されていることである。

ここで突堤設置の前者をケース 1、ヘッドランド設置の後者をケース 2 として再現計算の結果を述べると、以下の通りである。

[波高分布・海浜流パターン]

ケース 1：波高、海浜流の再現性は良くなかった。

ケース 2：波高、海浜流の再現性は比較的良好である。

[地形変化]

ケース 1、ケース 2 共に再現性は良いとは言えない。そこで、6 個の係数を調整することによって、ケース 2 についてはほぼ実験結果が再現されたので、調整された係数値を次の予測計算で使用した。ただし、ケース 1 の再現性は改善できなかった。

### 3.4.4. 予測計算結果

将来予測の計算は、

- ① 1984(昭和 59)年 10 月の現況地形 (図 3-40)：侵食対策を講じないケース.
- ② 将来案 1：①に潜堤と突堤を配置 (図 3-41)：構造物だけで侵食対策を行うケース.
- ③ 将来案 2：②に養浜を実施 (図 3-42)：既設離岸堤を撤去して，養浜するケース.  
(面的防護工法の適用ケース)

の 3 ケースを対象とした.

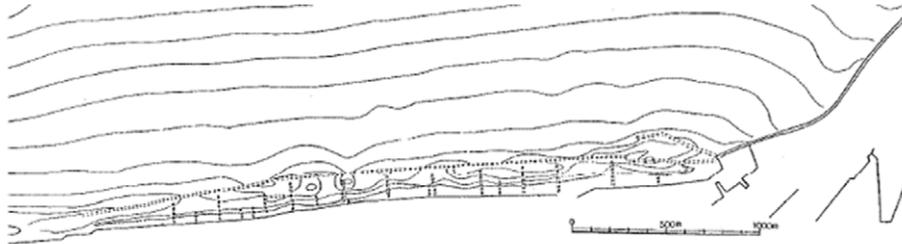


図 3-40 将来予測法線 (現況)

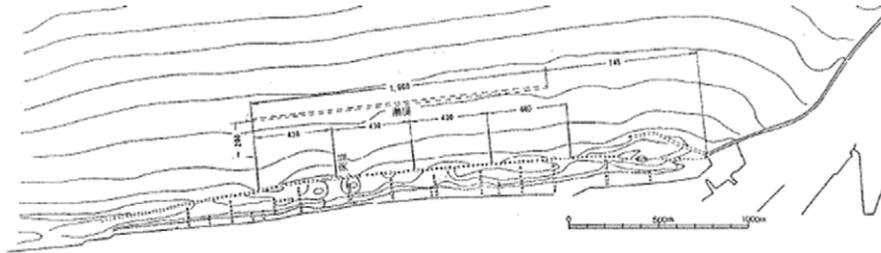


図 3-41 将来予測法線 (潜堤+突堤, 養浜なし), 将来案 1

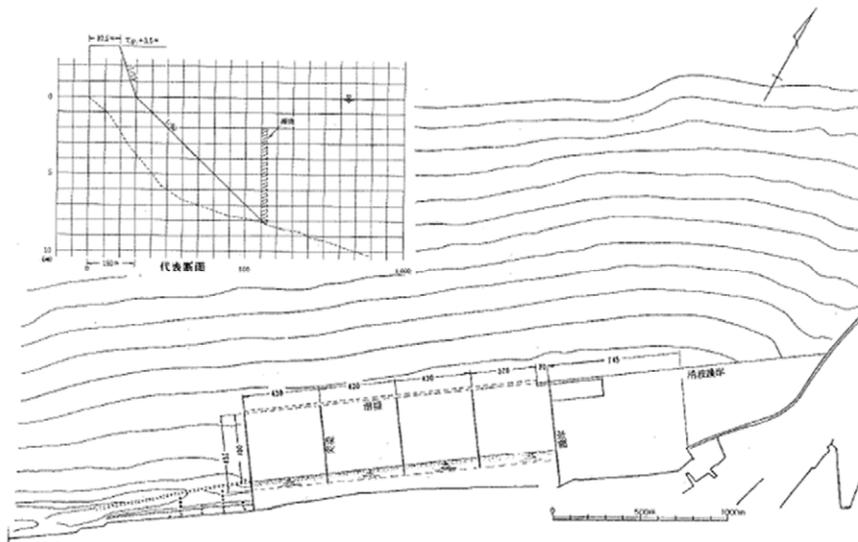


図 3-42 将来予測法線 (養浜+潜堤+突堤), 将来案 2

ここで，留意しなければならないことは，予測計算の②と③は図 3-41 と図 3-42 を見てわかるように，再現計算で再現性の良くなかったケース 1 に対応していることである．再現ができなかったケースで将来の広域の広域変化を予測した結果を評価することは難しいので，報告書(1)の結論を記述した部分を表 3-14 にそっくり枠囲み内に引用する．

表 3-14 報告書(1)の結論 (報告書(1)の p.271 から引用)

<p>前述の結果を考察してみると以下の様なことがいえる。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・将来案1による潜堤の効果により、背後の離岸堤部、および海浜は現況法線に比べ、より安定するものと判断される。</li> <li>・将来案2における前浜砂は、マリーナの防波堤の影響域を除いて、安定するものと推定される。</li> <li>・周辺への影響は、潜堤や埋立護岸前面、および将来案1の潜堤両端部等の局所的な侵食を生じるものの、広域への影響は計算結果からは現われていない。</li> </ul> <p>これらの考察より保全対策としての効果は、本調査によりほぼ確認されたものと考えられる。しかし、計算の限界を踏まえた検討となっているため、広域への影響については計算結果からの結論のみで判断するのは危険であり、より詳細な資料のもとでの検討を行なう必要が有るものと思われる。</p> <p>また、潜堤の前面では、異常時波浪の様な暴浪時に洗掘を生じる恐れがあり、洗掘防止工や、堤体の沈下防止等を考慮した堤体構造の検討が必要と考えられる。</p>
--

下線部の保全対策とは養浜+潜堤+突堤であり、この効果がほぼ確認されたと述べている。しかし、これは前述した状況を考えると、この結論の信頼度は低い。

### 3.5. 潜堤の水理特性（機能）に関する実験

二次元の水理模型実験により潜堤の水理特性を調べた。潜堤を模した不透過構造物（以下、模擬堤）を設置し、その形状（堤幅、天端高）を変えて実験した。

#### 3.5.1. 実験条件

(a) 実験縮尺：1/50 歪なし。フルード則

(b) 実験潮位：H.W.L = +0.5 m

(c) 波浪：不規則波

実験波の現地換算諸元を表 3-15 に示す。実験波の設定は、新潟西港波浪観測結果から求めた50年確率波を最大とし、養浜断面が安定となる1.5mを最小波高として、その間に5つの波高を設定した。周期は、波浪観測結果に基づき各々の波高に対応して設定した。この換算沖波 ( $H_0$ ) に対応した模擬堤設置水深における現地波高が表中の  $H_{1/3}$  である。

実験に先だって波の検定を行ったところ、造波機の出力不足のために目標とした波を再現することができなかった波浪条件（表中の黄色塗りの部分）については、できるだけ目標値に近づけて実験を行った。

表 3-15 実験波諸元

設置水深 $h$ (m)	現地			模型	
	$H_0$ (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	$H_{1/3}$ (cm)	$T_{1/3}$ (s)
8.5	1.5	1.4	8.0	2.8	1.13
	3.0	2.9	9.0	5.8	1.27
	4.5	4.4	11.0	8.8	1.56
	6.0	4.4	12.0	8.8	1.70
	8.15	4.5	14.5	9.0	2.05
10.5	1.5	1.4	8.0	2.8	1.13
	3.0	2.9	9.0	5.8	1.27
	4.5	4.4	11.0	8.8	1.56
	6.0	5.6	12.0	11.2	1.70
	8.15	6.6	13.5	13.2	1.91

#### (d) 潜堤模型

潜堤の重要な 2 つのパラメータは、天端幅 $B$ と天端高（天端上の水深） $d$ であるので、 $B$ および $d$ を簡便に変更し得る木製の模擬堤（不透過）を製作した（図 3-43）。

#### (e) 実験ケース

波高，周期，模擬堤の設置水深，堤体幅 $B$ ，天端高 $d$ を組み合わせた 123 ケースの実験を実施した（うち 118 ケースが水深 8.5 m，5 ケースが水深 10.5 m）。

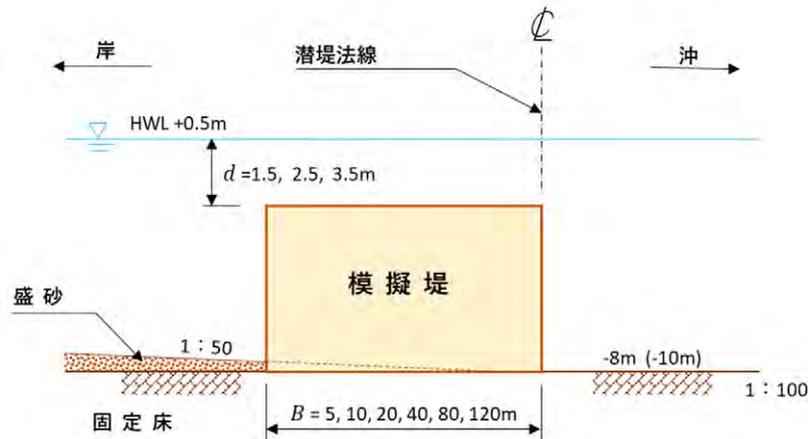


図 3-43 模擬堤の断面

### 3.5.2. 実験結果

#### (a) 伝達率

実験結果のうちデータが豊富にある $h=8.5$  mの模擬堤のケースについて、重相関分析をおこなった。

$$H_T/H = -0.2884(B/L) + 0.3319(d/H) + 3.1702(H/L) + 0.2479 \quad \text{式 3-8}$$

ここに、 $H_T$ ：伝達波高， $H$ ：構造物前面の波高， $L$ ：波長， $B$ ：天端幅

$d$ ：水深方向を+とした場合の潜堤天端高である。

$H/L$ を外して重相関分析を行った結果は、

$$H_T/H = -0.2792(B/L) + 0.2983(d/H) + 0.3902 \quad \text{式 3-9}$$

である。式 3-8，式 3-9 で評価される伝達率と実測伝達率の相関係数は、前者が 0.9425，後者が 0.9477 であり、ほとんど同じである。つまり、波形勾配は重要なファクターでないことを意味している。

なお「式 3-9 に基づくと、代表波 ( $H_0=3.0$  m,  $T=8.0$  s) に対し、伝達波高を 1.5 m 以下にし、砂浜の消波機能を持続するには $d=1.5$  m,  $B=40$  m 程度の断面が必要である」と結論付けている。しかし、式 3-9 だけでは条件を満たす $d$ と $B$ の組み合わせは無限にあり、確定できないはずである。この結論がどのように導かれたかは説明されていない。

#### (b) 反射率

図 3-44 は $K_R$ （反射率）と $B/L$ の関係である。反射率は堤体幅に関係なくほぼ一定であることが分かる。図 3-45 は $K_R$ と $d/H$ の関係である。反射率は、 $d/H$ が小さいと高く、大きいと低い。図中の赤破線は今回加筆した。

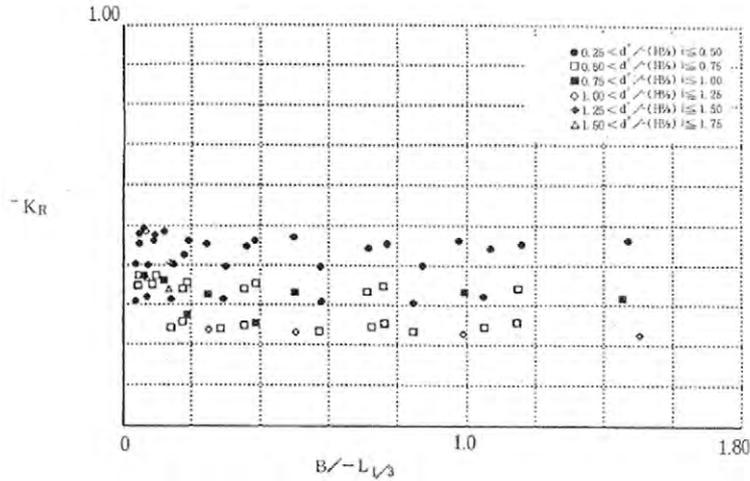


図 3-44 模擬堤の反射率 $K_R$ と $B/L$ の関係 ( $h=8.5$  m)

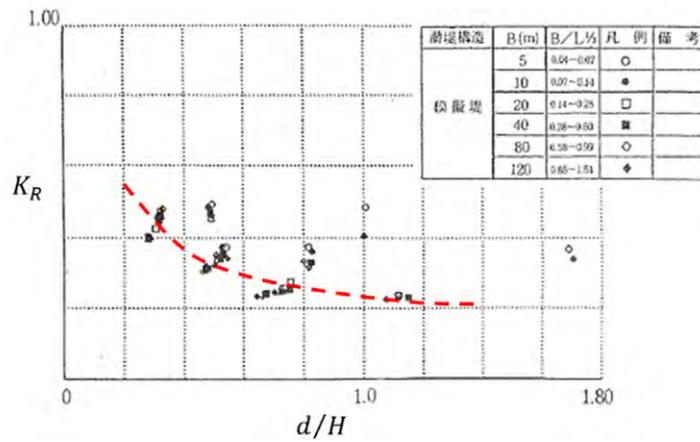


図 3-45 模擬堤の反射率 $K_R$ と $d/H$ の関係 ( $h=8.5$  m)

(c) 水位上昇量

無次元水位上昇量 ( $\eta_1/H$ ) と伝達率を規定する 2 つの要素 ( $B/L$ と $d/H$ ) の関係を、それぞれ図 3-46 と図 3-47 に示す。ここで、 $\eta_1$ は水位上昇量である。模擬堤背後の水位上昇量は、 $B/L$ ではなく (図 3-46)、 $d/H$ に依存している (図 3-47)。

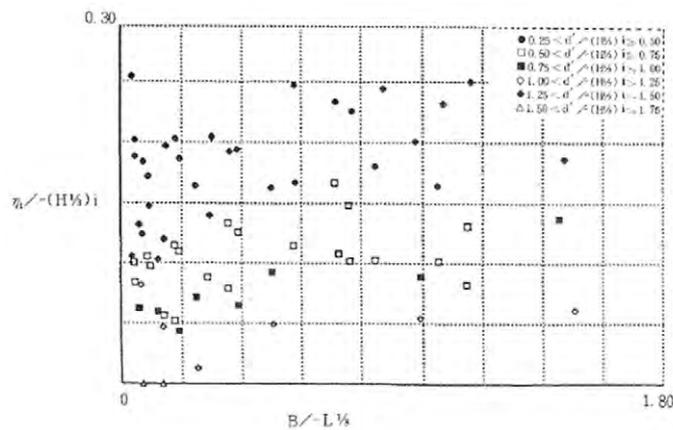


図 3-46  $\eta_1/H$ と $B/L$ の関係 ( $h=8.5$  m)

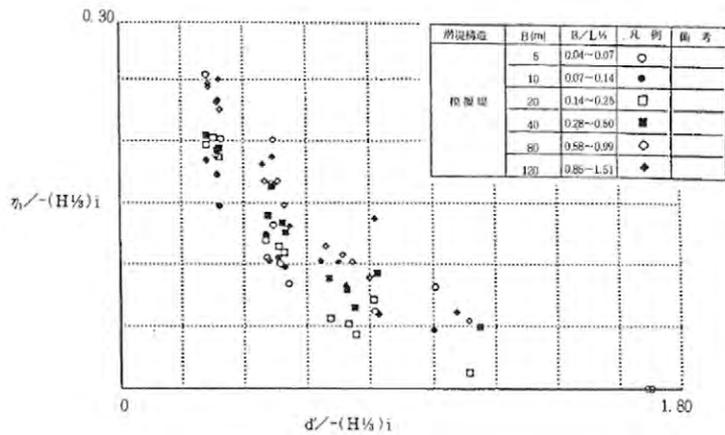


図 3-47  $\eta_1/H$ と $d/H$ の関係 ( $h=8.5$  m)

これらの模擬堤の実験成果を表 3-16 のようにまとめている。

表 3-16 模擬堤の実験結果のまとめ (報告書(1)p.321 から引用)

考察してきたように、潜堤は天端高を高くすることにより堤内に進入する波を小さくし、天端幅を広くすることで進入波を堤体上で碎波させ伝達波高を小さくする。そこで、この2つのファクター及びその相乗効果を加味した伝達波高の推定式を提案した。

新潟西海岸で現在検討を行っている面的防護工法は、前面に潜堤を設け砂浜を 1/50 で形成し沿岸方向には突堤を設けるものであり、砂浜の消波効果を持続するには、潜堤により堤内の波高を 1.5 m 以下にすれば良いとの結論を得ている。この機能を満足する潜堤断面を今回の実験から推定すると  $d=1.5$  m,  $B=40$  m 程度となる。これは、模擬堤の結果であり、直立堤はほぼ同程度、傾斜堤であれば若干堤体幅を長くする必要があると思われる。しかしながら、事前から予想されていたこととはいえ、今回の実験結果によると堤内の水位上昇は大きく、最大時には 1.5 m 近く上昇する。この水位上昇に伴い生ずる戻り流れは、非常に速い。二次元の水理実験であり、非常にこれらの現象が強調されているとはいえ、堤内の砂の流出には悪影響を及ぼす可能性があるといえる。

## 4. 新潟西海岸技術調査委員会(2)

(1986(昭和61)年度～1987(昭和6))年度)

委員会(2)の重要な使命は、「新潟西海岸侵食対策事業の基本方針」を策定することであった。策定された基本方針 S62 およびそれを補足説明する内容を、最終報告書<sup>12</sup>をもとに記述する。以下、この報告書を報告書(2)と称する。

### 4.1. 新潟西海岸侵食対策の基本方針

委員会(2)が、1988(昭和63)年3月に策定した新潟西海岸侵食対策の基本方針 S62 の概要は表 4-1 の通りである(全文は、巻末に引用してある)。

表 4-1 新潟西海岸侵食対策事業の基本方針(概要)

<p>【新潟西海岸侵食対策事業の基本方針(概要)】</p> <p>1. 新たな侵食対策の必要性</p> <p>現離岸堤等により汀線の後退はくい止められているが、現離岸堤の前面においては依然として侵食が進行している。更にはその沖合でも水深がわずかながら増加傾向にあり、新潟西海岸の広域的な侵食は依然として継続しているとみられる。</p> <p>現離岸堤前面の水深が増大することにより、現離岸堤は数年後にも十分な安定性が確保できなくなるものと考えられ、重大な侵食の発生が懸念される。</p> <p>このため、現離岸堤前面への来襲波浪を減衰させ、沖合への底質の流失を防止する機能を持った新たな防護構造物を現離岸堤前面の侵食海域のより沖合に設置して、海岸の長期的な安定を図る必要がある。</p> <p>2. 新たな防護構造物の概念</p> <p>新たな防護構造物は(その前面)海底地形への影響を極力小さくした低反射のものとするとともに、長期的にも短期的にも海底地形の変動が小さい位置に設置する必要がある。低反射を最優先に考えると、自然海浜に見られるバーを模した消波ブロックタイプの幅広潜堤を新たな構造物として採用することが適当である。また、潜堤とすることによって環境や景観への響影を少なくできるという効果も期待できる。</p> <p>昭和51年～昭和59年の長期的観点で判断すると、現離岸堤沖合300～500mの範囲の海底がほぼ安定している。また、海浜断面データに基づくと、水深概ね8m以深で海底地形の短期的な変動が小さくなっている。これらのことから、潜堤の設置位置は現離岸堤沖合概ね400m(水深8m)とすることが適当である。</p> <p>3. 潜堤の諸元</p> <p>天端水深1.5m程度、天端幅40m程度とする。実施に向けては施工、船舶航行等にも配慮することとする。</p> <p>4. その他突堤について</p> <p>潜堤背後の水位上昇による沿岸方向の流れによる影響等を防止するため、延長200m程度の突堤を450m程度の間隔で配置する。</p> <p>付図：この基本方針には、付図が添付されている。</p>
---

<sup>12</sup> 運輸省第一港湾建設局 新潟港工事事務所：新潟西海岸技術調査委員会報告書  
 -新潟西海岸侵食対策の基本方針-，昭和63年3月，232p.

報告書(2)には、基本方針 S62 の技術的内容を補足する説明資料が含まれている(Ⅲ 資料編(基本方針の説明資料))。その内容を以下に、

4.2 施設計画の基本的検討

4.3 潜堤諸元の検討

4.4 物理モデルと数値モデルの組み合わせによる施設の平面配置等の検討の各節で引用する。

## 4.2. 施設計画の基本的検討

### 4.2.1. 海底地形変化から見た防護施設の位置の検討

防護施設設置位置の検討の着目点の一つは、長期的および短期的海底地形変化である。

図 4-1 は長期的な傾向を表していると考えられる 1976(昭和 51)年と 1984(昭和 59)年の地形差分量分布であり、また図 4-2 は 3 つの測線に沿った断面変化の速度である。これらの図から、水深 8~9 m, 既設離岸堤から概ね 300~500 m 付近の海底地形が長期的には比較的安定していることが分かる。これが第 1 のエビデンスである。

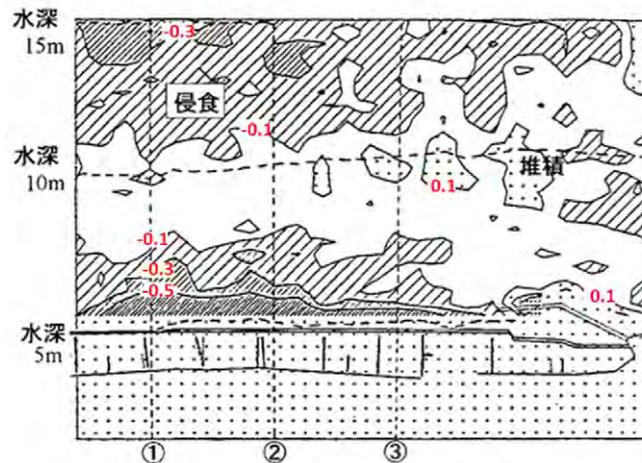


図 4-1 地形変化量分布 (1976(昭和 51)年 11 月と 1984(昭和 59)年 10 月の比較：単位 m)

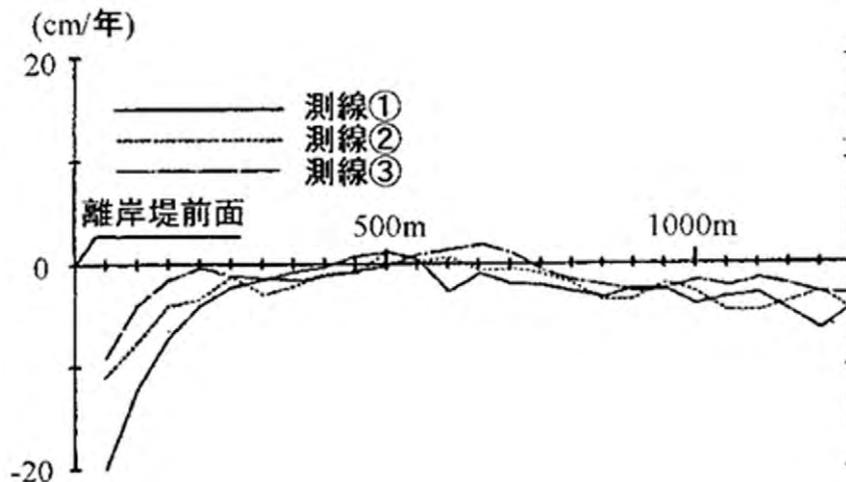


図 4-2 代表断面の既設離岸堤からの距離と地形変化速度 (単位：cm/年)

次に第2のエビデンスを示す。新潟西海岸には既設離岸堤があって浅海域に大きなバーの形成が見られず、また長期的な侵食傾向もあるので、短期的な変動地域の特定が困難である。このため、関屋以西の海岸データで短期的な地形変化を把握することにした。

関屋以西海岸の毎年の断面形状を重ねて図4-3に示す<sup>注7)</sup>。浅い領域でのバー形成状況が毎年変化している。これが波浪条件に対応した短期的変動である。一方、概ね水深が8~9m以深になると安定している。このことから、同様の底質、波浪条件の新潟西海岸でも水深8~9m以深の位置では海底地形の短期的変動が小さくなると考えられる。これが第2のエビデンスである。

以上の2つのエビデンスより、防護施設を設置する位置としては、長期的にも短期的にも地形変化の少ない水深8~9m付近が適していること判断した。

注7) 図4-3(b)(c)(d)は図3-9(2)(3)(4)と同じ断面データである。しかしながら、測線番号が異なっている。図3-9は委員会(1)の報告書(1)から、図4-3は委員会(2)の報告書(2)からのそれぞれ複製(測線番号も含めて)したものである。どちらの測線番号が正しいのか分からなかったため、それぞれ原報告書のとおりとした。

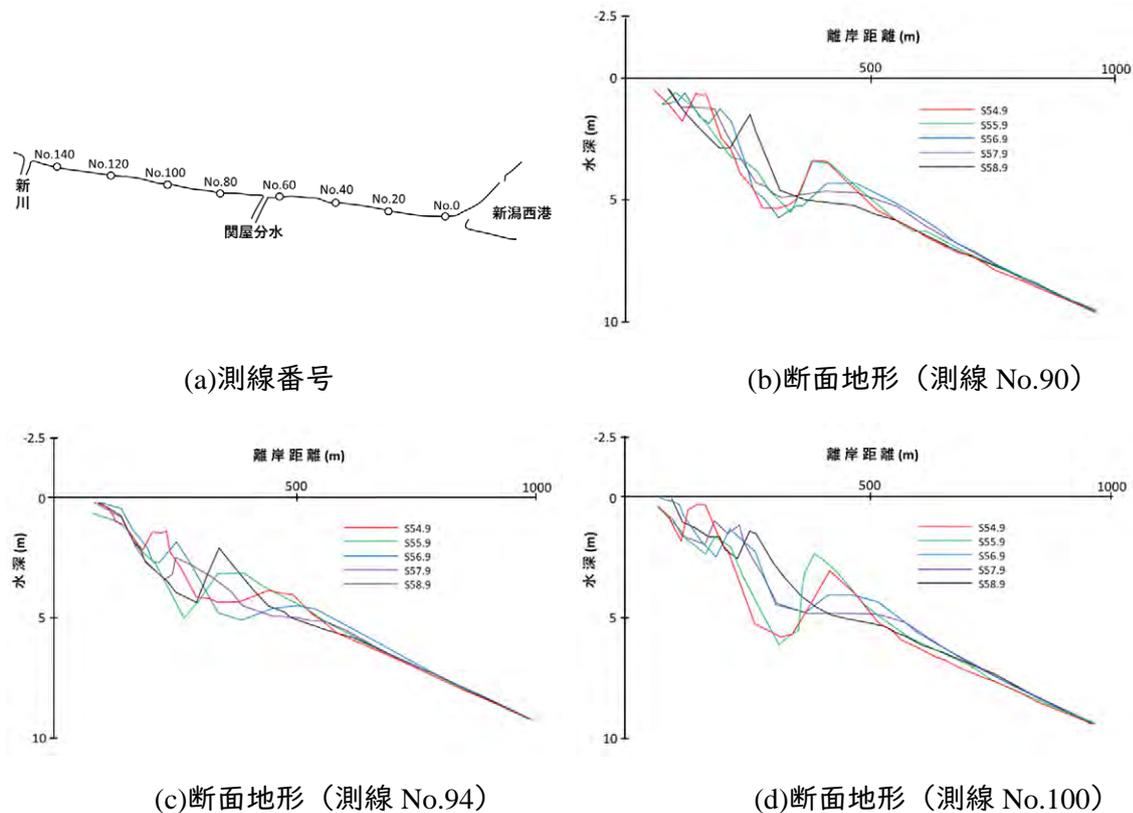


図4-3 関屋以西の断面の短期変化 (1979(昭和54)年~1983(昭和58)年)

#### 4.2.2. 防護施設の形状の検討 (潜堤の選択)

波浪条件に対応する砕波状況の相違を図4-4に示す。高波浪時には陸側の砂が沖に移動してバーを形成し、これが波浪を強制的に砕きエネルギーを減殺してその海浜を防護する。このようなバーを模した構造物とすることにより、高波浪時において周辺海底地形への影響を少なくし、かつ砂浜を防護することができる。このことから、新たな防護施設の構造としては天然海浜に見られるバーを模した潜堤構造とする(図4-5)。

既設離岸堤の沖側では海底侵食が生じている。新たに設置する潜堤にはその沖側に同様な

侵食を生じさせないことが求められる。このためには、潜堤を極力低反射型にする必要がある。

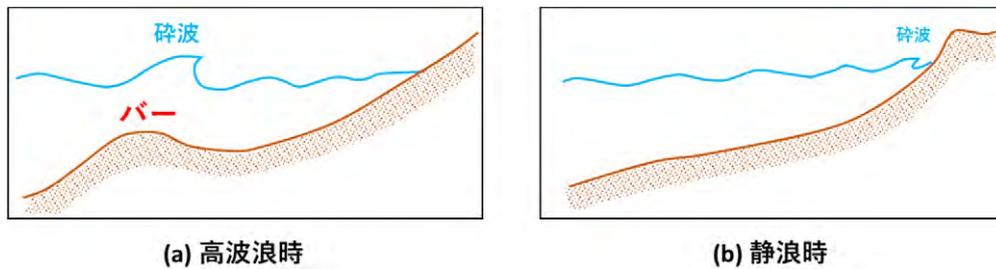


図 4-4 碎波状況の相違

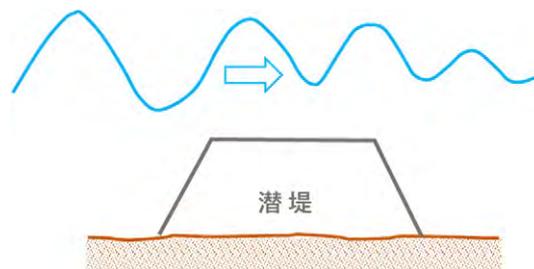


図 4-5 潜堤構造のイメージ図

### 4.3. 潜堤諸元の検討

#### 4.3.1. 潜堤に求められる機能

潜堤に求められる機能は以下のとおりである。

- ①入射波浪を減衰し、既設離岸堤沖側の侵食を防止すること。 (波浪減衰機能)
- ②反射波等が小さく、潜堤沖側に洗掘や新たな侵食が生じないこと。(低反射機能)
- ③潜堤そのものの沈下が生じないこと。(構造物安定)

これらのうち、①と②は潜堤の水理特性に関するものであり、潜堤の諸元（天端幅及び天端高）とその水理特性が密接に関係している。③は実施設計上の課題であるのでここでは検討しない。

なお、検討対象波は代表波（ $H_0=3\text{ m}$ ,  $T=8\text{ s}$ ）とする。

#### (a) 波浪減衰機能

潜堤に求められる波浪減衰機能を検討するため、波浪と海底地形変動に関する現地調査結果から、海底面変動の限界条件を求めた。

底質の移動が生じなければ地形変化は生じないので、海底地形の変化が生じる限界条件は底質の移動限界条件と密接に関係するものと考えられる。そこで、底質の移動限界式

$$H_0/L_0 = a(d/L_0)^{1/3}(\sinh 2\pi h/L)(H_0/H) \quad \text{式 4-1}$$

を参照し、左辺・右辺をパラメータとしてデータ整理を行った。ここで  $a$  は係数、 $H_0$ ,  $L_0$  は

沖波の波高と波長,  $H$ ,  $L$  は水深  $h$  での波長と波高,  $d$  は底質粒径である. なお, 佐藤・田中<sup>13</sup>によれば,  $a$  は表層移動限界として 1.35, 完全移動限界として 2.4 である.

調査期間は 1986(昭和 61)年 11 月 7 日~12 月 10 日であり, これらの期間の砂面変動と新潟西港で観測された波浪条件をもとに 2 つのパラメータの値を計算した. 計算では  $d=0.135$  mm とした. これは, 別途実施した既設離岸堤前面の底質調査結果の平均的な中央粒径である.

代表例として St.3 の結果を図 4-6 に示す (観測地点のレベルが不明であったので, 別の図面から読み取った結果は, DL-6.8 m であった). 図中には, 海底面の変化が生じていないときを+, 侵食を●, 堆積を□で区別してプロットした. この結果より, 海底面の変形限界として  $a=1.0$  を得た. ここで, 海底面の変形限界とは, 底面が変動しない場合と海底面が (侵食・堆積にかかわらずとにかく) 変動する場合の境界という意味である.

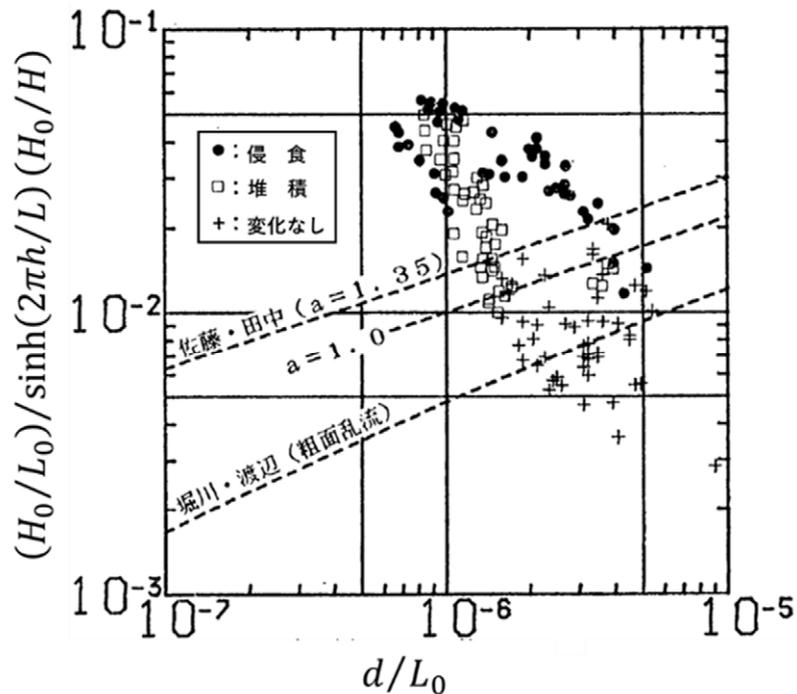


図 4-6 海底面の変形限界 (St.3)

図 4-7 は, 式 4-1 に  $a=1.0$  を適用して, 水深と海底面の変形限界となる波高の関係を周期別に示したものである. この図によると, 水深 8.5 m 地点 (DL-8 m+潮位 0.5 m) では波高が概ね 1.2 m 以下で海底面の変形が生じないことになる. つまり, 波高 3.0 m (周期 8.0 s) の波浪が潜堤 (設置水深: DL-8 m) を通過後に 1.2 m 程度になることが, 潜堤に求められるの波浪減衰機能の目標となる. したがって, 求められる伝達率は 0.4 程度になる.

<sup>13</sup> 合田良實: 海岸・港湾, 二訂版, 分かり易い土木講座 17, 彰国社, p.149., 1998

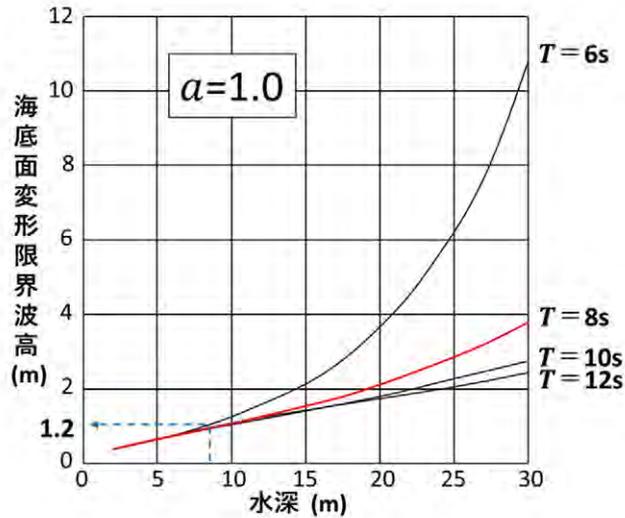


図 4-7 海底面の変形限界波高と水深の関係 ( $d=0.135 \text{ mm}$ )

**(b) 低反射機能**

新潟西海岸の既設離岸堤の沖側の侵食量は直前面が最も大きく、沖合に向かって小さくなる傾向がある。この現象は既設現離岸堤による不規則波の反射によるものと考えられる。したがって、新たに設置する潜堤の沖側に同様の侵食を生じさせないためには、潜堤の反射率を小さくする必要がある。

図 4-8 は、二次元移動床実験で調べた堤体の反射率と前面の洗堀量( $\Delta h_f$ )の関係である<sup>14</sup>。反射率が 0.2 程度より大きくなると洗堀が発生する傾向がある。この結果と天然海浜の反射率 0.05~0.2 であることも考慮し、前面海底に洗堀が生じない潜堤の反射率として 0.2 程度を目標値とした。

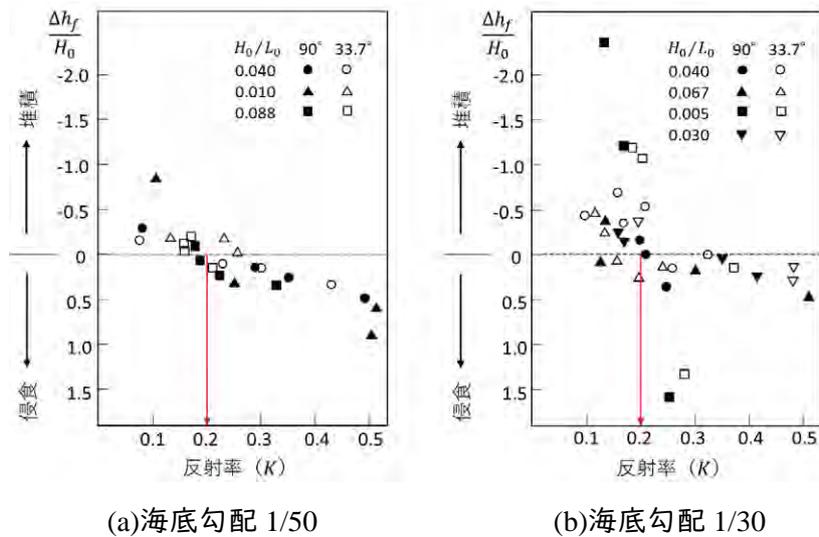


図 4-8 反射率と海底変形の関係<sup>14)</sup>

<sup>14</sup> 佐伯 浩・佐藤俊哉・小野敏行・浜中建一郎：海岸護岸堤脚部の洗堀に関する実験的研究，第 32 回海岸工学講演会論文集，pp.440-444., 1985

### 4.3.2. 潜堤諸元（天端水深と天端幅）

代表波 ( $H_0=3.0\text{ m}$ ,  $T=8.0\text{ s}$ ) に対する潜堤の目標伝達率は 0.4 程度, 目標反射率は 0.2 程度である。

潜堤の天端諸元の決定プロセスとしては, まず目標反射率に基づいて天端水深 ( $d'$ ) を決め, 次に決められた天端水深と目標伝達率を基準にして天端幅 ( $B$ ) を決めることになる。

図 4-9 は, 二次元実験で求めた模擬堤の反射率である。反射率は天端幅には依存せず（上段図）, 天端水深波高比 ( $d'/H_0$ ) に依存している（下段図）。天端水深波高比（横軸）が 0.5 を境にして反射率は大きく変わる。反射率を小さくするためには天端水深波高比を 0.5 以上確保する必要がある。つまり,

$$d'/H_0 > 0.5 \rightarrow d' > H_0 \times 0.5 = 1.5\text{ m}$$

となる。反射波は潮位が低いほうが問題になるので, これは干潮時の天端水深として捉えなければならない。経済性の観点からは, 天端水深をできるだけ浅くするのが好ましいので, 天端レベルを CDL-1.5 m とする。

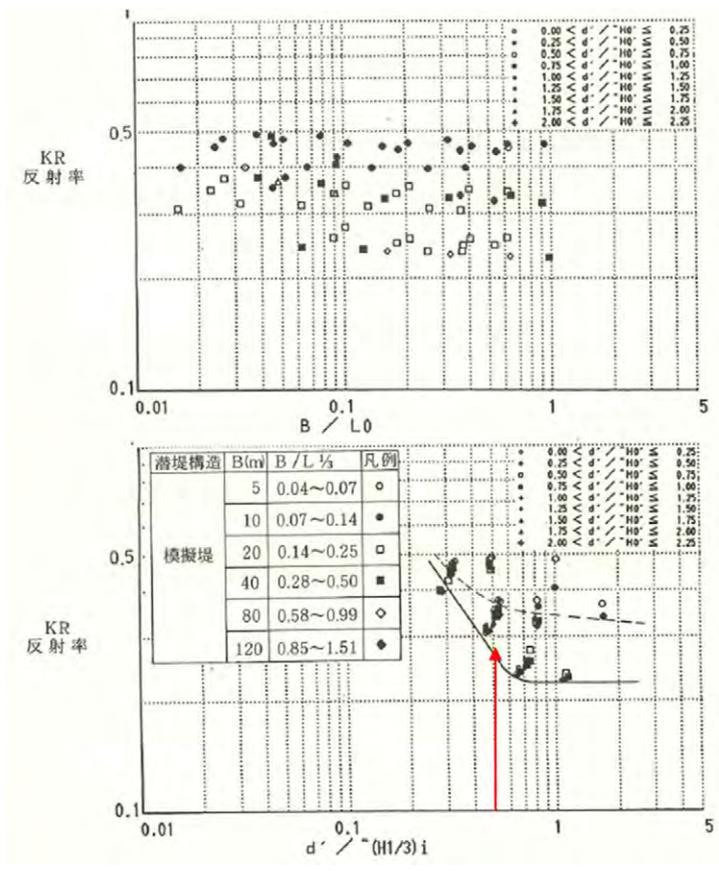


図 4-9 模擬堤の反射率

図 4-10 は, 模擬堤の伝達率に関する実験結果である。伝達率は, 二つのパラメータに依存し, 天端水深波高比 ( $d'/H_0$ ) が小さくなる程, また天端幅波長比 ( $B/L_0$ ) が大きくなる程, 小さくなる。このうち前者についてはすでに天端水深が決定されている ( $d' = 1.5\text{ m}$ )。伝達

率は HWL 時が対象となるので、天端上の水深を 2.0 m (=1.5+0.5) とすると天端水深波高比 ( $d'/H_0$ ) が 0.67 となり、図 4-10 より (目標伝達率が 0.4 なので)

$$B/L_0 \doteq 0.4 \rightarrow B \doteq L_0 \times 0.4 = 40 \text{ m}$$

となる。

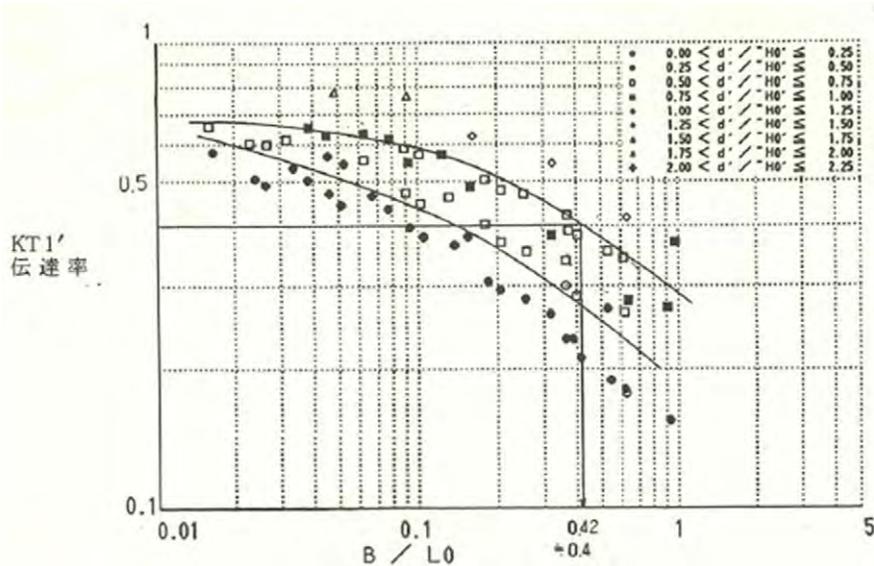


図 4-10 模擬潜堤の伝達率

#### 4.4. 物理モデルと数値モデルの組み合わせによる施設の平面配置等の検討

##### 4.4.1. 物理モデルと数値モデルの組み合わせモデル

1983(昭和 58)年度～1985(昭和 60)年度の委員会(1)で検討した地形変化予測は、数値シミュレーションをその予測手段としていた(図 4-11(a)). しかしながら、その結果を見ると、流れや波の予測を数値シミュレーションにより十分再現することは難しいと考えられた(3.4.3 参照). これは、現地における再現データの不足や、入江ら<sup>15</sup>の指摘する数値計算モデル上の問題があったためである. 例えば、新潟西海岸で設置を想定している潜堤の場合、当時の数値モデルでは水深方向に平均した流れしか計算できず、水没構造物周辺の流速の鉛直分布が一様ではない流れは計算できなかった.

そこで、1986(昭和 61)年度からスタートした委員会(2)では、入江らの方法を参考にして、底質移動の外力である波および底層の流れ(海浜流)を歪なし固定床水理模型実験(物理モデル)で求めた. 水理実験で現実に近い流れの場が再現可能であると考えられたためである. そして、図 4-11(b)に示したフローのように、得られた実験データを補間して格子データを作成し、それを外力として地形変化を数値シミュレーション(数値モデル)で予測した.

<sup>15</sup> 入江 功・栗山善昭：底質の移流沈降過程を入れた航路・港内埋没の予測，港湾技術研究所報告，第 24 巻，第 2 号，pp.157-204., 1985

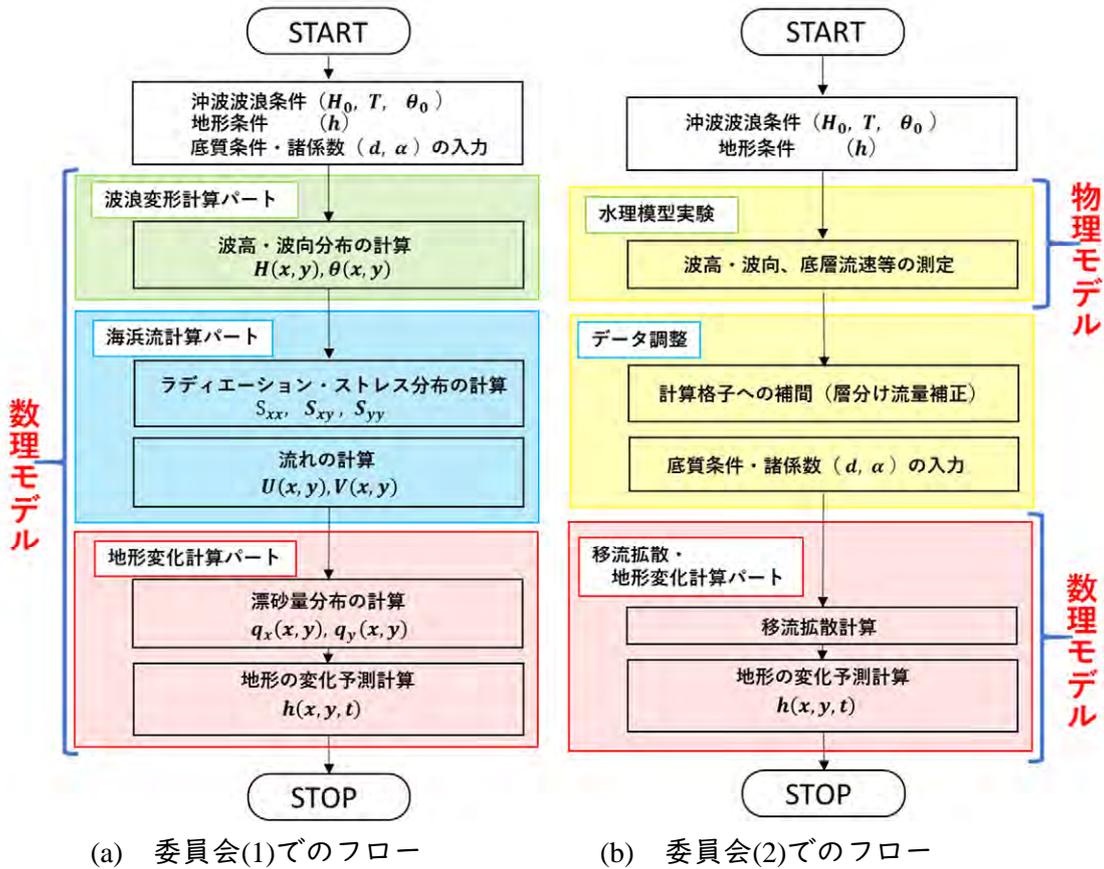


図 4-11 地形変化予測フロー

#### 4.4.2. 検討対象とした施設配置 (17 ケース)

検討対象とした施設配置ケースは図 4-12 の通りであり、これらの結果を適宜組み合わせる施設の平面配置等の検討を行った。ただし、全 17 ケースは、いずれも既設離岸堤を撤去しておらず、また養浜もしていない。

なお、これらの実験・計算は、図中に示すように、1986(昭和 61)年度と 1987(昭和 62)年度の 2 か年にわたって実施されている。実施年度によって、データの整理方法が異なっているため (1986(昭和 61)年度の成果は定量的評価項目が少ない)、実施年度の異なるケースは、直接比較できない。また、ケース⑦については両年度で実施されていることにも留意されたい。

ところで、これらのケースの潜堤諸元 (天端幅と天端高) 記述は不明瞭であった。報告書 (2) の、基本方針 S62 の技術的内容を補足する説明資料にも記載されていない。そこで、委員会資料まで遡って確認した結果、1987(昭和 62)年度実施のケース⑦、⑧、⑨、⑩、⑪、⑫の天端幅は 40 m、ケース⑤の天端幅は 8.7 m、ケース⑥の天端幅は 17.1 m であり、これらの天端高はすべて DL-1.5 m であった。一方、1986(昭和 61)年度実施のケース②、⑬、⑭と 1987(昭和 62)年度実施のケース⑮、⑰については、明確には記述されていなかったものの、いろいろな資料から総合的に判断すると、恐らく天端幅 40 m、天端高 DL-1.5 m であろうと推測された。

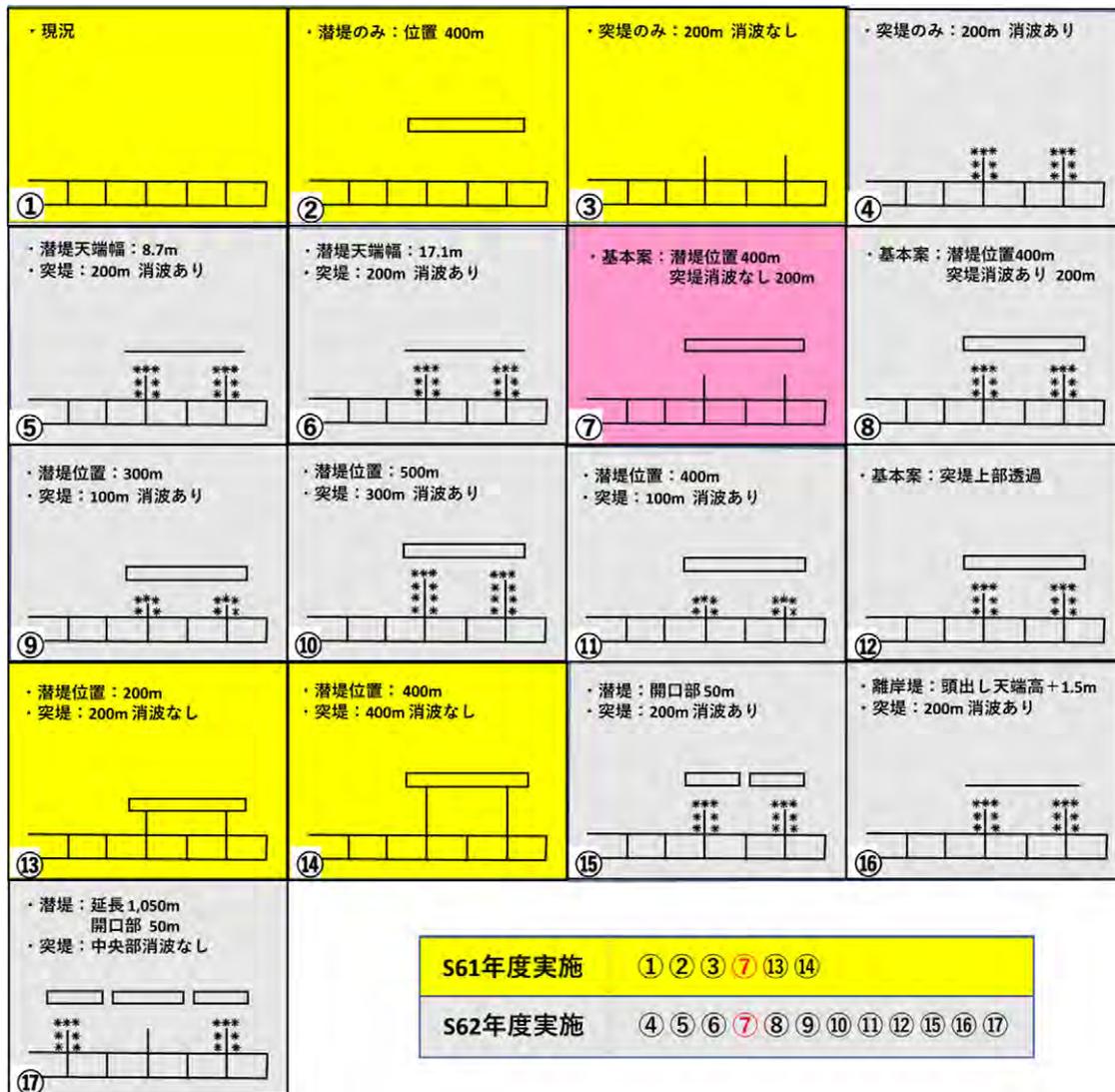


図 4-12 検討対象とした施設配置ケース

#### 4.4.3. 施設の平面配置等に関する検討

##### (a) 潜堤位置

同一の天端幅（40 m）、天端高（DL-1.5 m）の潜堤を、既設離岸堤沖合 200 m、300 m、400 m 及び 500 m に設置した場合を比較した（表 4-2、図 4-13）。ケース③だけが 1986(昭和 61)年度の実施した実験・計算結果であり、表 4-2 に示した項目のデータはない。

潜堤内（岸側）の静穏度の指標である伝達率は、設置位置 400 m の場合が 0.32 で、目標値である 0.4 を満足し、最も良い結果となった。

潜堤周辺の流れは、設置位置 400 m と 500 m では大きな違いはない。これに対して、設置位置 300 m 以下の流速値は、潜堤内で約 2 倍、潜堤の東西側では 2~4 倍になる。

地形の変化状況は、設置位置 300 m 以下では、既設離岸堤前面での侵食量の増加がみられるのに対し、設置位置 400 m と 500 m ではその傾向が認められない。

以上のことにより、設置位置 300 m 以下では防護効果や周辺への影響の面で適切と言えない。設置位置 400 m と 500 m の防護効果はほぼ同じである。潜堤を沖合に設置する場合建設コストが高くなることを考慮すると、沖合 400 m が適正な位置であると判断できる。

表 4-2 潜堤位置の違いによる波高，流速の比較

位置		波高伝達率(%)		静穏面積比 <sup>*</sup> (%)		既設離岸堤前面平均流速(cm/s) (代表波)		
		代表波	異常波	代表波	異常波	潜堤背後	潜堤西側	潜堤東側
⑬	200 m	60						
⑨	300 m	38	36	37	86	7.7	23.2	26.5
⑧	400 m	32	31	100	89	3.3	10.3	7.2
⑩	500 m	37	33	60	90	3.2	5.4	6.3

\* 静穏面積比：潜堤背後の海域において沖波との波高比 0.4 以下の静穏域の面積割合。

\* 比較ケースの中で、優れているケースを黄色で色塗りしてある。

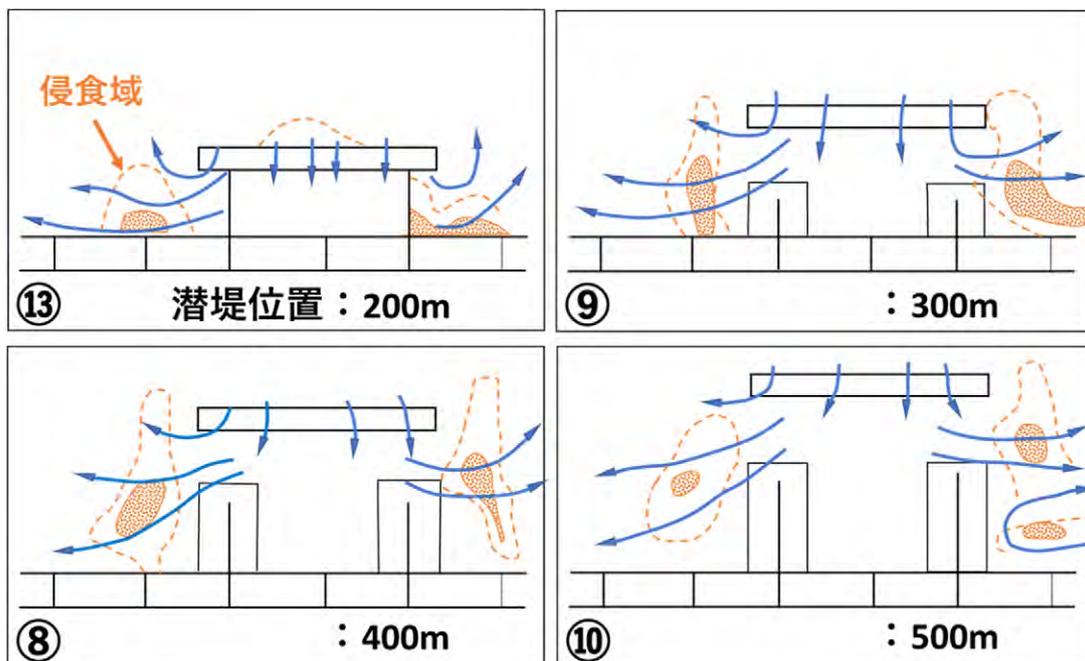


図 4-13 潜堤位置の違いによる流れのパターンと地形変化

### (b) 突堤長

図 4-14 は、突堤長が 0 m, 100 m, 200 m 及び 400 m の場合の流況パターンと地形変化である。上段は 1986(昭和 61)年度，下段は 1987(昭和 62)年度に実施された。

表 4-3 に、細かなデータ整理が行われている 1987(昭和 62)年度実施のケース (⑩, ⑧) について、波高，流速，水位上昇量を比較した。

流れについては、突堤長 100 m では潜堤背後からの流れが既設離岸堤まで達しており、その流速も 200 m に比べて 2 倍程度に増大しており、既設離岸堤の前面海底への影響が大きい。

突堤長 100 m と 200 m では既設離岸堤前面での波高伝達率には大きな違いはみられない。ただし、突堤長 100 m の場合は堤内全域の静穏面積は小さく、静穏度が劣る。

水位の上昇量<sup>注 8)</sup>については、突堤長 100 m と 200 m での差は微量であり、突堤長の影響は小さい (表 4-3 参照)。

注 8) 表 4-3 に記載の水位上昇量は異常波作用時の値 (報告書(2)の資料編-2 で確認)。

以上のことから、突堤を有効に機能させるためには、潜堤内の水位上昇も考慮して、突堤長 200 m が適当である。

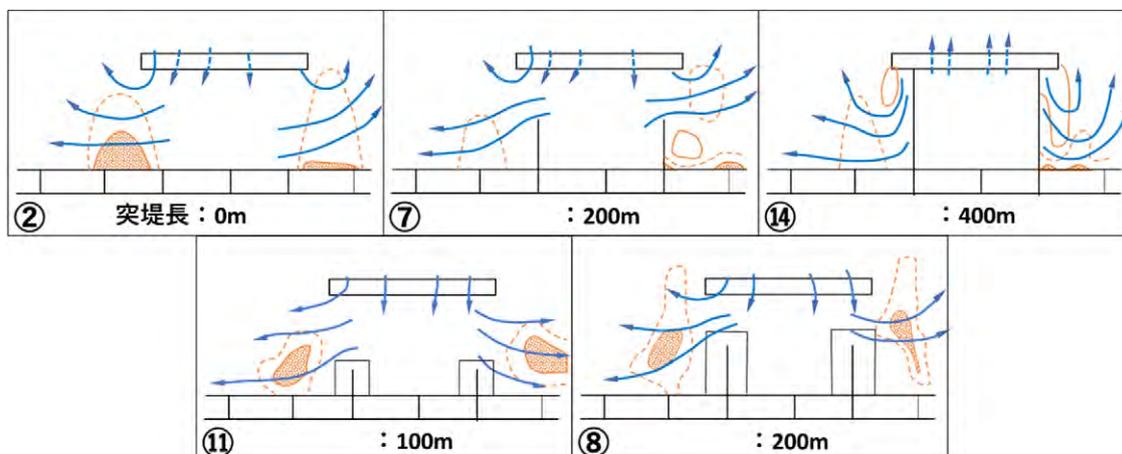


図 4-14 突堤長の違いによる流れのパターンと地形変化

表 4-3 突堤長の違いによる波高，流速，水位上昇量の比較

突堤長		波高伝達率(%)		静穏面積比(%)		離岸堤前面平均流速(cm/s) (代表波)			堤内水位上昇量 (cm) <sup>注9)</sup>	
		代表波	異常波	代表波	異常波	潜堤背後	潜堤西側	潜堤東側	岸側	沖側
⑪	100 m	39	36	16	77	6.2	18.0	18.5	24	21
⑧	200 m	32	31	100	89	3.3	10.3	7.2	26	24

\*) 静穏面積比：潜堤背後の海域において沖波との波高比 0.4 以下の静穏域の面積割合。

\*) 比較ケースの中で、優れているケースを黄色で色塗りしてある。

### (c) 突堤構造

突堤直立不透過構造，突堤消波不透過構造及び消波上部透過の各構造を比較検討した（図 4-15，表 4-4）。ここで示すケース⑦は，1987(昭和 62)年度の調査結果である<sup>注9)</sup>。

注9) ケース⑦は，1986(昭和 61)年と 1987(昭和 62)年度の計 2 回実施していることに留意されたい。図 4-14 のケース⑦は 1986(昭和 61)年度調査の結果である。

突堤直立と突堤消波を比較すると，波高伝達率は消波構造の場合が 10%程度小さく，突堤外側周辺でも消波構造の場合が地形変化も安定する傾向がみられた。このため，突堤が潜堤により十分防護されない場合には突堤を消波構造にすることにより反射波や沿い波による突堤周辺の影響を少なくすることができる。

また，突堤上部透過構造と突堤消波構造の比較では，波・流れ・地形変化とも有為な差異がなかった。

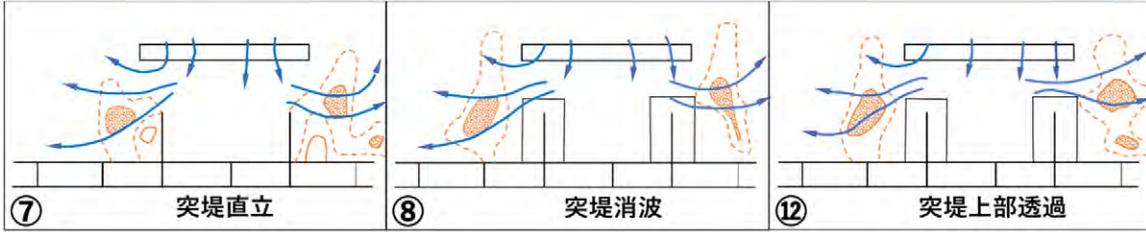


図 4-15 突堤構造の違いによる流れのパターンと地形変化

表 4-4 突堤構造の違いによる波高，流速，水位上昇量の比較

構造		波高伝達率(%)		静穏面積比(%)	
		代表波	異常波	代表波	異常波
⑦	直立	44	38	11	69
⑧	消波	32	31	100	89
⑫	透過	37	34	75	89

\*) 静穏面積比：潜堤背後の海域において沖波との波高比 0.4 以下の静穏域の面積割合。  
 \*) 比較ケースの中で，優れているケースを黄色で色塗りしてある。

(d) 開口部の影響

潜堤に開口部がない場合と幅 50 m の開口部がある場合を比較した (図 4-16, 表 4-5)。

開口部を設けた場合，開口部からの進入波の影響により，波高伝達率が 49% となり，所定の減衰効果が得られないばかりでなく，静穏面積比率も 14% と悪くなっている。また，潜堤背後及び周辺の流れは，開口部のない場合とほぼ同様であるものの，地形の変化は潜堤背後の波高が高いために既設離岸堤前面では若干の侵食傾向を示す (表 4-5 中の潜堤背後地形変化量 (-0.3 cm) に対応した記述。ここで岸側とは，既設離岸堤前面領域である)。

つまり，開口部を設けることは極端な防護効果の低下を生じるものではないものの，侵入波に対する適切な対策を施す必要がある。

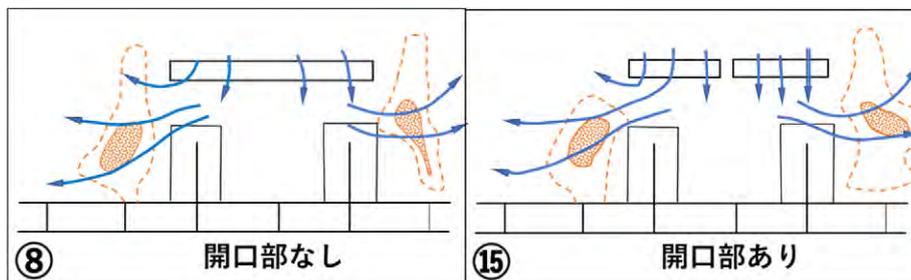


図 4-16 開口部の有無による流れのパターンと地形変化

表 4-5 開口部の有無による波高，流速，地形変化量の比較

開口部		波高伝達率(%)		静穏面積比(%)		離岸堤前面平均流速(cm/s) (代表波)			潜堤背後地形変化量(cm)	
		代表波	異常波	代表波	異常波	潜堤背後	突堤西側	突堤東側	岸側	沖側
㊸	なし	32	31	100	89	3.3	10.3	7.2	0.0	2.1
㊹	あり	49	35	14	74	3.1	7.3	9.7	-0.3	2.8

(e)潜堤と離岸堤の比較<sup>注10)</sup>

潜堤と離岸堤（頭出し堤）を比較した（図 4-17，表 4-6，表 4-7）。離岸堤の断面形状は伝達率 0.4 以下を確保できることを前提に，沖への反射波をできるだけ小さくする天端高として DL+1.5 m とした。

波高伝達率は，潜堤に比べて離岸堤がやや大きいものの，両者はほぼ同程度である。

離岸堤の堤体沖側波高比が潜堤に比べて増大しているのは，離岸堤からの反射波の影響が大きいためと考えられる（表 4-6）。

離岸堤の場合前面で沖向きの流れがみられた<sup>注11)</sup>。

地形変化は，既設離岸堤前面付近では離岸堤の場合には周辺波高が高くなり<sup>注12)</sup>，潜堤に比べて侵食量がやや増大する傾向がある（表 4-7）。

注 10) 潜堤と離岸堤を比較しているものの，両者の優劣については説明していない。

注 11)，注 12) 関連資料をしらべても，根拠が不明であった。

報告書(2)の記述は以上であるが，委員会資料<sup>16)</sup>にはさらに以下の記述がある。

本予測結果の範囲内では頭出し堤の場合に代表波相当波に対しては周辺流速の低減効果は見られる。しかし，その影響域は突堤先端部付近の地形変化に現われるだけであり，むしろ，波高が高くなると越波による堤内波高の増大や流速値の増加等により，防護面において問題を生じるようである。また，頭出し堤では堤体からの反射波の発生により周辺海域の波高の増大があるのに対し，潜堤では現況よりも周辺が静穏化する傾向があること，さらに潜堤では唯一の問題となる突堤先端部の側方流れについては，潜堤タイプの突堤の延伸等により対策を行なうとされることより，頭出し堤より潜堤が妥当であると考えられる。

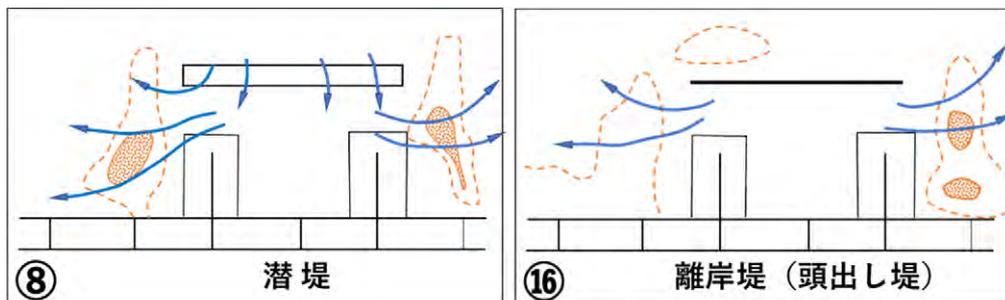


図 4-17 潜堤と離岸堤の流れのパターンと地形変化

<sup>16)</sup> 昭和 62 年度 新潟西海岸技術調査委託報告書，運輸省第一港湾建設局，新潟港工事事務所，(財)沿岸開発技術研究センター，昭和 63 年 3 月。

表 4-6 潜堤と離岸堤の波と流れ

形式	波高伝達率		静穏面積比		堤体沖側	既設離岸堤前面流速			
	%		%		%	(代表波) cm/s			
	代表波	異常波	代表波	異常波	波高比	潜堤背後	突堤西側	突堤東側	
㊸	潜堤	32	31	100	89	84	3.3	10.3	7.2
㊹	離岸堤	36	37	78	63	106	2.1	6.4	8.1

表 4-7 潜堤と離岸堤の流れと地形変化

形式	既設離岸堤前面平均流速 (異常波) cm/s			既設離岸堤 前面地形変化 cm			既設離岸堤 沖側地形変化 cm			
	潜堤背後	突堤西側	突堤東側	潜堤背後	西側	東側	潜堤背後	西側	東側	
	㊸	潜堤	11.6	37.8	15.8	0.0	-3.6	-4.8	2.1	-4.5
㊹	離岸堤	11.3	32.7	26.4	-0.1	-5.8	-9.2	0.4	-3.1	-4.5

### (f) 施工手順

図 4-18 は、施工手順を検討したケースの流れのパターンと地形変化である。

潜堤・突堤を設置後(㊹)の地形変化は少ない。しかし、そこに至る過程で、突堤から着手する場合と潜堤から着手する場合について以下のような違いがある。

[潜堤先行㊸]: 潜堤背後の防護効果(既設離岸堤前面の海底侵食防止)は大きい。だが、潜堤背後に生じる(と推測される)水位上昇による両側への流れが、既設離岸堤前面の海底を侵食する。

[突堤先行㊹]: 流れのパターン、地形変化ともに現況(㊸)に類似している。

以上のことから、突堤から整備することが適当と判断される。ただし、突堤の沿い波・反射波などにより、現況よりも侵食が大きくなる場所も生じる。これについては、既に述べたように、実際の施工では突堤を消波構造等とすること等の対策で、実験結果よりも侵食は少なくなるものと考えられる。なお、今回の実験では代表的な波浪条件による検討のみであり、波の発達期等の沿岸流の卓越する状況を再現しているわけではないことに留意する必要がある。

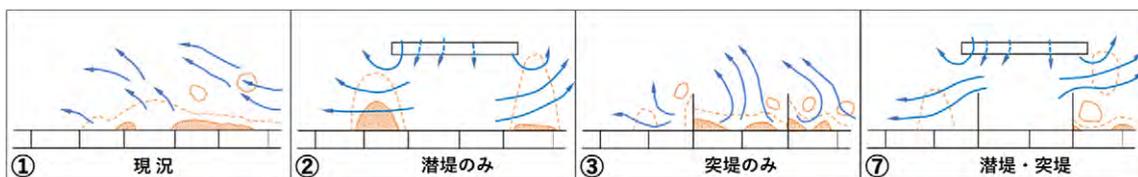


図 4-18 施工手順検討ケースの流れのパターンと地形変化

### (g) 潜堤天端幅の影響

潜堤の施工途中の暫定断面として天端幅の異なるブロック3列並び(天端幅 8.7m)と6列並び(天端幅 17.1m), それから最終断面(天端幅 40m)を比較した。図 4-19 は、流れのパターンと地形変化の状況であり、その定量的なデータを表 4-8 に示す。

堤内波高分布，周辺流況，堤内の地形変化について，各ケースを比較し検討した結果，暫定断面のケースについて，以下のことが分かった。

\*堤内の波高伝達率や静穏面積比は，完成断面には当然劣っているが，潜堤なしに比べると若干の効果は期待できる。

\*周辺の流れについては，完成断面の場合とほぼ同様であり周辺への特別の影響は見られない。

\*堤内の地形変化は，潜堤なしと比較するとブロック 3 列並びのケース (⑤) でも堤内の侵食量は半減以上となっており，一応の効果は期待できる。

したがって，暫定断面での施工は，特に問題はない。

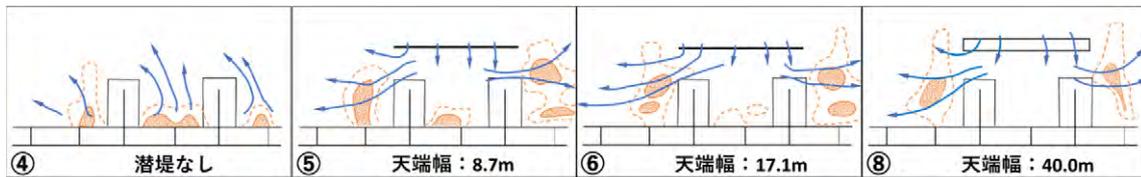


図 4-19 潜堤天端幅の違いによる流れのパターンと地形変化

表 4-8 潜堤天端幅の違いによる波高，流れ，地形変化

天端幅 m		波高伝達率 %		静穏面積比 %		既設離岸堤前面平均流速 (代表波) cm/s			堤内地形変化 cm
		代表波	異常波	代表波	異常波	潜堤背後	潜堤西側	潜堤東側	離岸堤前面
④	なし	108	67	—	—	34.3	15.6	22.0	-14.1
⑤	8.7	89	52	2	0	6.0	10.0	7.4	-4.5
⑥	17.1	69	48	5	6	5.7	11.9	8.1	-2.8
⑧	40.0	32	31	100	89	3.3	10.3	7.2	0.0

#### (h) 潜堤長の影響

事業の進捗により，2 区画以上に潜堤を整備した場合の防護効果や周辺への影響を検討するため，図 4-20 に示す潜堤延長 600 m で開口部なし (⑧)，潜堤延長 600 m で開口あり (⑬)，および潜堤延長 1,050 m で開口部有り (⑰) を比較した。

潜堤を延長した場合の問題点は，沖から潜堤内に輸送される水量が多くなり，潜堤両端部からの流出量が増大し流速が速くなることにある。表 4-9 は，各ケースの平均流速と最大流速，および突堤東側の地形変化量である。これらの項目を比較すると，潜堤長を長くしたケース⑰では

\*堤内平均流速が，やや速くなる。

\*最大流速では 80 cm/s を越える流れが発生する。

\*東側海域の海底面の侵食量が増大する。

等の傾向が認められる。

このことから，2 区画以上の整備をする段階においてはこの側方流れの影響に留意しなければならない。今回の結果には開口部を設けている影響も含まれているので，今後さらに検討を要する。

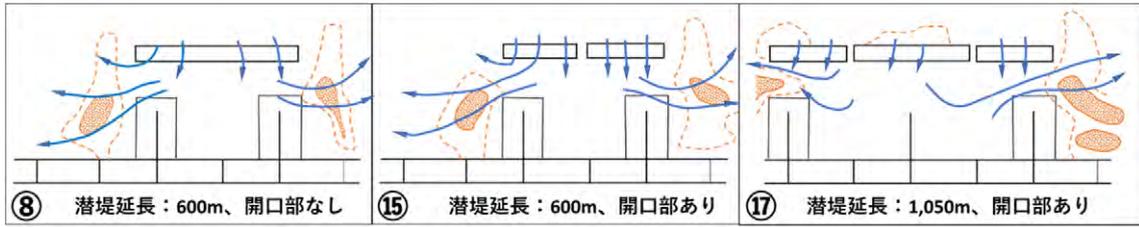


図 4-20 潜堤長さの違いによる流れのパターンと地形変化

表 4-9 潜堤延長の違いによる波高，流れ，地形変化

	潜堤長 m	開口部	平均流速（代表波） cm/s			最大流速 cm/s	東側地形変化量 cm	
			潜堤背後	潜堤東側	潜堤直背後	潜堤直背後	岸側	沖側
⑧	600	なし	3.3	7.2	14.1	56.8	-4.8	-6.5
⑮	600	あり	3.1	7.3	15.8	59.0	-5.3	-8.9
⑰	1,050	あり	6.8	9.9	16.0	86.1	-8.4	-13.1

#### 4.4.4. 検討結果のまとめ

以下は，前項での検討結果のまとめである。

- 1) 潜堤位置：検討した施設配置のケースの中では，潜堤の設置位置は既設離岸堤からの沖方向距離 400 m が妥当である。
- 2) 突堤長：突堤の延長は 200 m とするのが妥当である。
- 3) 突堤構造：消波不透過構造とした方が静穏度の面で若干有利である。暫定的には上部透過造でも大きな問題は生じない。
- 4) 潜堤開口部の影響：開口部からの侵入波により堤内静穏度が悪化するために，開口部を設ける場合には適切な対策を施す必要がある。
- 5) 施工手順：周辺への影響の小さい突堤から着手することが望ましい。
- 6) 暫定整備：潜堤を天端幅の狭い暫定断面で施工については，ブロックの安定等の検討を行った後に判断する。
- 7) 将来 2 区画以上完成：潜堤を 2 区画として延長した予測結果では，側方流れに十分留意する必要が認められた。ただし，開口部を設けていること等から今後更に検討を加える必要がある。

# 5. 「新潟西海岸侵食対策の基本方針」の技術的内容について

## 5.1. 基本計画（1951(昭和 26)年 11 月）と基本方針（1988(昭和 63)年 3 月）の比較

新潟西海岸の侵食対策として、1951(昭和 26)年 11 月に「決壊対策工事の基本計画」が、1988(昭和 63)年 3 月に「新潟西海岸侵食対策の基本方針」がそれぞれ策定され、海岸保全事業が行われてきた。ここでは、基本計画と基本方針の内容の主要部分を比較する。

表 5-1 は、基本計画 S26 と基本方針 S62 の主要施設の比較である。構造物としては、規模は異なるものとともに潜堤と突堤を配置している。大きな違いは、前者が養浜に言及しているのに対し後者は養浜に触れていないことである。このため、前者の方が面的防護工法の整備概念に近い印象を受ける。ただし、基本計画 S26 の養浜実績については、投入量の経年変化しかわかっておらず（1.7 参照）、新潟西海岸の侵食防止にどの程度寄与したか（言い換えると、面的防護工法としての養浜の効果）については評価されていない。

表 5-1 基本計画 S26 と基本方針 S62 の施設比較

		基本計画 S26	基本方針 S62
潜堤	位置	岸から 100～150 m	既設離岸堤から沖概ね 400 m
	水深	3 m	8 m
	天端幅		40 m
	天端高	-0.2 m～0.0 m	-1.5 m
突堤	位置		既設突堤の延長上
	長さ	岸から既設離岸堤まで	既設離岸堤より 200 m 沖まで
	間隔	225 m（既設突堤の間隔）	450 m
養浜		新潟港内埋没土砂を浚渫し、これをできるだけ多量潜堤内側の海面に排土する。	記載なし

基本計画 S26 と基本方針 S62 では、ともに潜堤を整備することになっている。しかし、同じ構造物名称であってもいくつかの相違点がある。まずその規模である。図 5-1 は、基本計画 S26 のコンクリートブロック潜堤と基本方針 S62 の潜堤を、DL±0.0 m を基準にして同じ縮尺で比べたものである。前者の潜堤の規模が圧倒的に小さく、設置水深も浅い。このため、前者では潜堤設置後まもなく被災し沈下も続いたために繰り返し嵩上げ工事が行われた。結果として、天端高が DL+3 m まで上昇し、基本計画 S26 で使用されていた潜堤の呼称は「離岸堤」へと変わった。一方、基本方針 S62 の潜堤は、天端が水面下にあって「潜堤」状態であったにもかかわらず、その後すぐに離岸堤（潜堤）へと変更になっている。呼称の変更に関して、以下のような記録がある。

基本方針 S62 に基づいて、1988(昭和 63)年度に突堤、1989(平成元)年度に潜堤の現地施工が始まった。これに伴って、1 年間休止後の 1989(平成元)年度に、現地施工状況のモニターと新たに生じる技術課題に対処するために、新潟西海岸技術調査委員会が再開された。その第一回委員会で配布された資料では、潜堤は全て離岸堤（潜堤）と言い換えられている。議事録によると

委員「潜堤のことを離岸堤と呼んでいるが、今後もこの名称とするのか。」  
 新潟港「既設の離岸堤と時々混乱することはあるが、今後も離岸堤（潜堤）  
 とする予定である。」

となっていて、その理由は述べられていない。

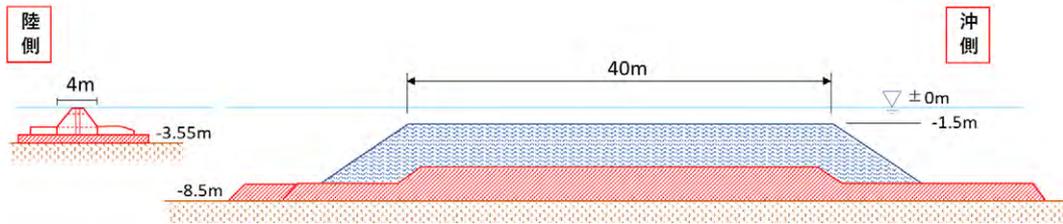


図 5-1 基本計画 S26(左)と基本方針 S62(右)の潜堤断面の比較

潜堤位置の決定方法も異なっている。

基本計画 S26 の潜堤位置は、『・・・経済的で波の勢力を弱める手段として潜堤を考えた。この最も経済的な位置は碎波による磯波帯の底質の攪乱を阻止する点からすれば、岸から 300 m～350 m の沖合水深 5.0 m～6.0 m の付近、すなわち冬季の第 1 碎波線がもっともよいことになるわけであるが、この場合でも構造物の高さが 4.0～5.0 m になって工費が相当かさむので、最終碎波線になる付近、即ち汀線から 100～150 m 沖合の水深 3.0 m 付近を潜堤設置場箇所としてそれより岸側の底質の移動防止によって海岸欠潰を防止する。』<sup>17</sup>と決められた。当時の技術的検討に関する資料を入手できていないので、「潜堤設置の最も経済的な位置は、岸から 300 m～350 m の水深 5.0 m～6.0 m 付近（第 1 碎波線位置）」との判断をした根拠は不明である。しかし、事業費が大きくなりすぎることから、その最適場所（第 1 碎波線）を断念し、最終碎波線位置に潜堤を建設したということである。つまり、潜堤設置位置は事業費の制約を考慮に入れて決められた。

一方、基本方針 S62 の全文（巻末資料 1、参照）には、設置位置決定に係る技術的検討・考察が明確に述べられている。まず、深浅測量結果に基づいて、海底地形の長期的及び短期的な安定性の観点から設置候補位置を絞り込んだ。『新潟西海岸の経年的な水深変化を 1976(昭和 51)～1984(昭和 59)年の深浅測量結果から判断すると、既設離岸堤の沖合 300～500 m の範囲の海底地形が長期的にほぼ安定している。関屋以西の断面地形を調べると、水深概ね 8 m 以深で短期的な海底変動が小さくなる。この水深は既設離岸堤の沖合 400 m 位置に対応する。』として、潜堤設置場所として既設離岸堤沖 400 m が適当であると、結論付けた。更に平面水理実験等によって、400 m 沖合に設置した場合、「潜堤背後の海域についての十分な防護効果が期待できること及び潜堤前面の海域に侵食影響がほとんど生じない」ことが確認されたと述べている。これに加えて、潜堤の設置位置を既設離岸堤から沖合 200 m, 300 m, 400 m, 500 m とした場合の効果や影響を評価するために、物理モデルと数理モデルを組み合わせた検討を行った。その結果、潜堤の位置を既設離岸堤沖合 400 m 程度とすることが、海底地形の安定性ばかりでなく、背後の海域の防護の観点からも妥当であると判断した。

つまり基本計画 S26 の潜堤位置の決定では、最終的には事業費の制約を考慮した。これに

<sup>17</sup> 第一港湾建設局新潟港工事事務所：新潟海岸の整備を語る，150p.，1986(昭和 61)年 3 月。

対して基本方針 S62 では現地データや実験・数値シミュレーション結果に基づいた技術的な検討を経て潜堤位置が決定されている。

もう一つ指摘しておかなければならない重要ことは、両者の設置位置決定の考え方の違いである。基本計画 S26 では、『砕波による磯波帯の底質の攪乱を阻止する』（原文引用）との観点から、砕波点という波による海底地形変動の激しいところを設置位置とした。一方、基本方針 S62 では海底地形が長期的にも短期的にも安定している場所を選んでいて、判断基準がまったく逆である。基本計画 S26 に基づいて設置した潜堤が、その後に抱えたブロックの沈下問題は潜堤の規模が小さかっただけでなく設置位置の判断基準も影響しているかもしれない。

## 5.2. 潜堤設置位置決定のプロセス

### 5.2.1. 委員会(1)での潜堤設置位置の取り扱い

2.2 で述べたように、新潟西海岸の恒久的・抜本的な侵食対策のために、新潟西海岸技術調査委員会を組織して、1983(昭和 58)年度～1987(昭和 62)年度の 5 か年にわたり技術的検討を行った。表 5-2 に示すように 1983(昭和 58)年度～1985(昭和 60)年度の委員会(1)と 1986(昭和 61)年度～1987(昭和 62)年度の委員会(2)は、その性格、検討内容が異なっていた。委員会(1)は、面的防護工法の実施を前提として、その技術的実現可能性について検討した（第 3 章参照）。一方、委員会(2)の重要な使命は、1986(昭和 61)年度から国直轄工事となったことを受けて、「新潟西海岸侵食対策事業の基本方針（基本方針 S62）」を策定した（第 4 章参照）。

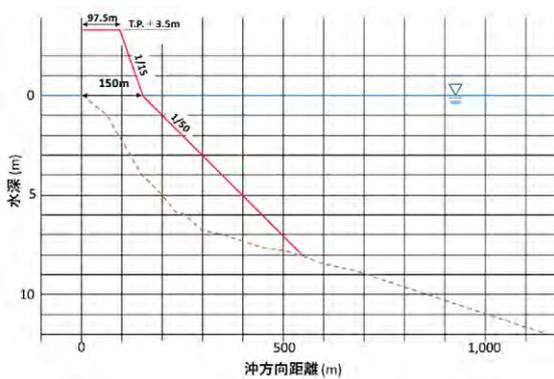
表 5-2 抜本的侵食対策を検討した委員会  
(1983(昭和 58)年度～1987(昭和 62)年度) (表 2-3 の再掲)

新潟西海岸技術調査					
委員会	委員会(1)			委員会(2)	
昭和年度	58	59	60	61	62
検討内容	①新潟西海岸の現状の把握 ②抜本的な保全対策のあり方 ③面的防護工法の実現可能性(技術) ④技術的課題の明確化 ⑤課題解決等へのアプローチ手法			【国直轄事業開始】 ①事業の基本的整備計画 ②海岸保全施設の概略・詳細設計 ③施設の施工手順 ④既存施設と新規施設の管理 ⑤海岸侵食対策から面的防護工法への移行 【侵食対策事業の基本方針】の策定	

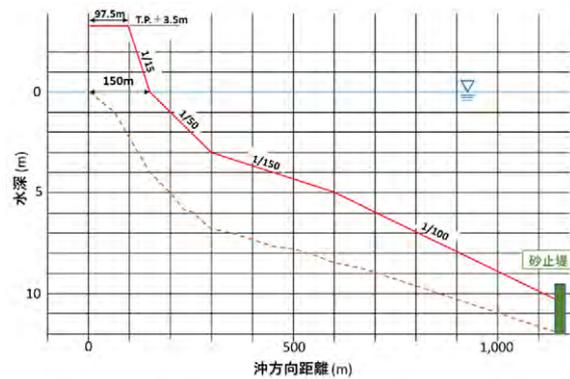
したがって、潜堤の設置位置に関する技術的検討は委員会(2)の課題であった。しかしながら、水深 8 m (既設離岸堤の沖合 400 m の位置) に設置することは既に委員会(1)での検討の前提条件になっていたようである。

委員会(1)で、新潟西海岸の侵食対策に面的防護工法を採用する際の断面形状として、図 5-2 に示す 4 つのケース<sup>注 13)</sup>、つまり a)養浜だけ、b)養浜+砂止堤、c)養浜+潜堤、d)養浜+離岸堤を検討した。その結果、「c)養浜+潜堤」案が最も合理的であるとなった。この潜堤案では、すでに潜堤の設置水深が 8 m になっている。潜堤の設置位置については、「代表波の碎波帯幅を考慮し、(養浜後の)汀線より約 400 m とする」とだけ述べられている。図 5-2c)をみると、1/50 の養浜断面と現況断面が交わる(接続する)水深がちょうど 8 m である。この接続点に潜堤を置くことにしたのかもしれない。

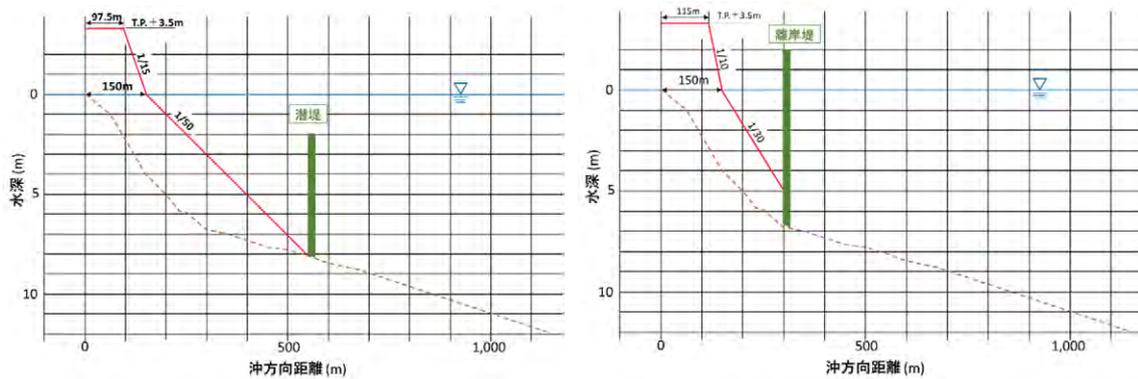
注 13)委員会(1)で断面検討した 4 ケース全てが既設離岸堤を撤去しかつ養浜をしていて、汀線位置が 150 m 前進している。養浜後の汀線位置は既設離岸堤があった位置である。一方、委員会(2)で検討した 17 ケースでは、いずれも既設離岸堤が残されていて養浜をしていない。



a)養浜 (1/50) の案



b)養浜と砂止堤案



c) 養浜と潜堤案

d) 養浜と離岸堤案 (参考)

図 5-2 想定される養浜断面形状 (図 3-16 の再掲)

続く三次元移動床実験でも、同じようなケースの平面実験を実施している。その結果、『三次元実験結果より前浜の維持工法としては、前浜勾配 1/50、陸上部の勾配 1/15 で-8m 地点に潜堤を設置するケースが (図 3-36 参照)、全体的に地形変化が小さく波作用時間が長くなるに伴い安定するため有効』と判断している。ただし、潜堤については-8m に設置したケースだけの実験であることに留意しなければならない。委員会(1)では、潜堤の水理特性を調べるために、図 5-3 に示す模擬堤を使用して断面二次元実験が実施された。模擬堤の(現地想定)設置水深 8.5m と 10.5m について、波高、周期、堤体幅、天端高を組み合わせて (表 3-15)、123 ケースの実験を実施した。この 123 ケースのうち、118 ケースが水深 8.5m を対象としており、水深 10.5m は 5 ケースであった。前者のケース数の多さから、水深 8.5m に狙いを定めていることが窺える。なお、実験では潮位を H.W.L. (= +0.5m) と想定しているので、潜堤設置位置は D.L.-8m に相当する。また、後述するように、模擬堤の水理特性の伝達率や反射率等は、水深 8.5m の実験データのみで検討している。

以上のように、委員会(1)では既に潜堤の設置位置が D.L.-8m 地点であることを前提にして検討および議論が進められていた。

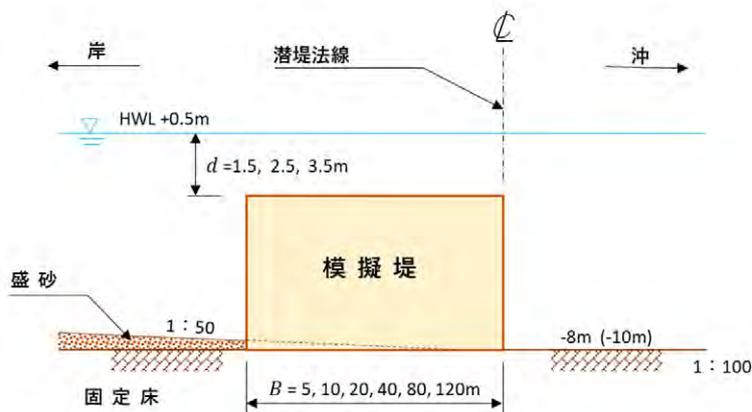


図 5-3 模擬堤の断面 (図 3-43 の再掲)

### 5.2.2. 委員会(2)での潜堤設置位置の検討

潜堤の設置水深 8 m が委員会(1)での了解事項だったものの、その根拠は漠然としていた。そこで、委員会(2)では、設置水深 8 m に決めた根拠を明確にすることが必要になった。その経緯が、委員会(2)の初年度第一回委員会（1986(昭和 61)年 10 月 21 日開催）の議事録に残されている<sup>18</sup>。以下に議事録の内容を要約して囲みの中に引用する。

関連する審議は、委員会開始直後の堀川委員長の発言から始まった。

**堀川委員長**「図 5-4 の深浅図では、等深線がかなり岸の方へ移動している。等深線は、3 年間で 50 m、年間だと 15~17 m 程度後退している。計画されている潜堤の設置水深は、8 m 程度である。その沖においても相当の侵食が進行すると考えなければならない。」

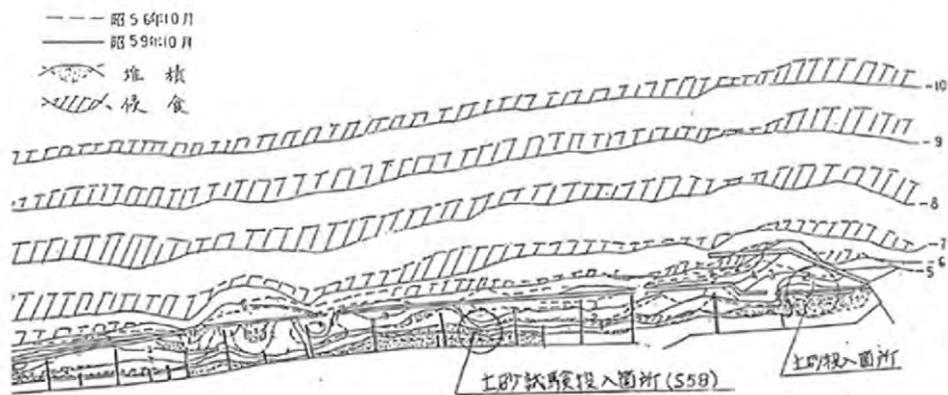


図 5-4 海岸形状の変化図（1981(昭和 56)年 10 月と 1984(昭和 59)年 10 月の比較）

続いて、水深 8 m より深いところでの海底地形変化はよくあることで決して特殊な現象ではないとの指摘が、複数委員によりあった。

**安部委員**「新潟東海岸で、浜に投入した蛍光砂が水深 20 m 付近で採取された。」

**堀川委員長**「カリフォルニア・オーシャンサイドでは水深 10~20 m で砂が動いている。潜堤の設置予定水深 (8 m) より沖でどのような現象が起こっているかを把握するために、長期的 (5~10 年) な地形変化を調べておいた方が良い。」

**入江委員**「大井川港周辺広域の深浅図解析によると、水深 9~10 m が変動していた。」

**加藤委員**「新潟東海岸の深浅図によると、水深 15 m 以深で急激に 1 m 程度浅くなった時期があった。」

深いところでも海底地形が変化していることは特に異常な現象ではないとの意見が続いたので、塩田委員が以下の指摘をした。

**塩田委員**「水深 8 m に潜堤を設置するように決めた理由としては、水深 8 m ぐらいになれば海底底質の移動はほとんどないであろうと想定したと聞いているが、今回の深浅図では水深 8 m 以深でも侵食が生じている。したがって、潜堤設置水深を 8 m に決めた根拠をどのように説明するのか。潜堤の設置位置の検討がもっと必要ではないか。」

<sup>18</sup> 昭和 62 年度新潟西海岸技術調査委託報告書，運輸省第一港湾建設局，新潟港工事事務所，(財)沿岸開発技術センター，1988(昭和 63)年 3 月。

塩田委員の意見に対して、関係者（調設）が設置水深 8 m とした背景を説明した。

**調設**「図 5-4 は、長期的（3 か年：1981(昭和 56)年と 1984(昭和 59)年の比較）な変化である。短期的な変化については、関屋以西の自然海浜を調べた。それによると、非常に短期的な変化は水深 6~7 m で激しく、水深 8~9m より沖では荒天時でも変動しない。また、計算した砂の移動限界水深も 8 m 程度であった。このようなことから潜堤の設置水深を 8 m とした。」

調設は、水深 8 m 以深は短期的に安定していると説明をした。

実は、図 5-4 は初めて提示されたデータではない。同じ図は既に委員会(1)での審議成果を取りまとめた報告書(1)に掲載されている。同じ報告書(1)には、さらに図 5-5 も含まれている。図 5-5 は期間の異なる 3 年間の変化量である。このときは全域にわたって堆積が生じている。これらのデータの存在によって調設の説明は否定されている。

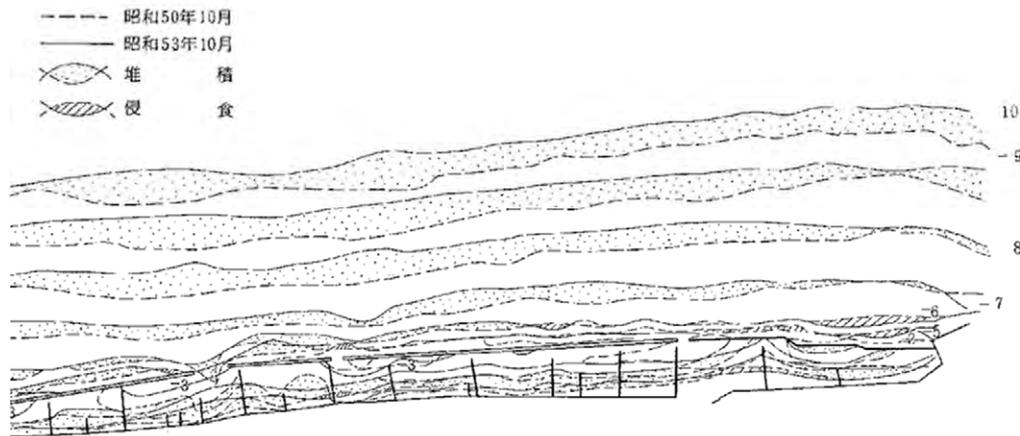


図 5-5 海岸形状の変化図（1975(昭和 50)年 10 月と 1978(昭和 53)年 10 月の比較）

堀川委員長が、調設の説明をフォローして、委員会(1)で設置水深 8 m に決めた経緯の概略を説明した。

**堀川委員長**「潜堤位置を 8 m に選定したもう一つの理由として、海浜の将来の利用ということがあった。また潜堤には砂止堤の機能や工費の面等の観点から、現実の姿として短期的に著しい海底変動が生じない等いろいろの要素も含ませ、妥協的な位置として水深 8 m 程度のところに潜堤を置くことに落ち着いたのだと思う。ただし、水深 8 m より深いところでも依然侵食が進んでいるという現実を踏まえて、潜堤自体の安全性も十分考えておく必要がある。」

委員会(1)では、海底地形の安定以外に、海浜の利用、潜堤の砂止め機能、経済性なども考慮に入れ、妥協的な位置として水深 8 m が決められたとすると、委員会(2)での設置水深 8 m の根拠はどのような観点で検討するのかということになる。

**田中委員**「この委員会では、水深 8 m に潜堤を設置して海岸を守るのがベストであるという技術的検討を行うのか、それとも汀線から水深 8 m までの陸から見た空間の評価（利用）も含めて、潜堤の設置水深 8 m の検討を行うのか。」

**堀川委員長**「前の委員会(1)では、その両面についての問題意識はあった。この辺りの議論をうやむやに

していた。やや曖昧さがあって固まらないまま、設置水深8mは与えられた条件であったと思う。」

潜堤の設置水深8mは与えられた条件であったとのことである。

根拠を検討する観点について、高山委員（第一港湾建設局，技術次長）と新井委員（第一港湾建設局，新潟港工事事務所長）は以下のように述べている。

**高山(兼)委員**「空間の価値を認めるとい時代には未だなっていない。将来のいろいろな事を考えながらも、侵食対策事業として、技術的にも説明できる水深8m（潜堤）としたい。」

**新井委員**「当面現地では、緊急を要している侵食対策として、早期に効果の発揮できる形を実施したい。ただし、それが最終的には面的防護で仕上げたいという願望を将来実現するときに足かせにならないように、レイアウトに柔軟性を持った形で取り組んでおきたい。」

**堀川委員長**「事務局としては、将来の姿としては面的防護を考えている。しかし、今の段階ではここまで（侵食対策）しか言えない。相当長期的な視野に立って考えて、できれば理想的と考えられるものを実現する方向で進めていきたいとの考えである。」

以上の審議を経て、潜堤の設置位置（水深）として、侵食対策の観点で8mが適していることを技術的に示すことになった。その結果は、第4章に述べた通りである。

基本方針S62で「経年的な深度変化を1976(昭和51)～1984(昭和59)年の深浅測量結果から判断すると、現離岸堤の沖合300～500mの範囲の海底地形がほぼ安定していると考えられる。」とし、その説明資料として図5-4を差し替えた図5-6（図4-1の再掲）が添付されている。この深浅比較図では離岸堤の沖合300～500mの範囲（空白部分）が安定している。図5-6は、1986(昭和61)年度の第2回委員会(2)の資料の中で、別の目的で作成・掲載されていて、数値シミュレーションによる地形変化計算の再現目標であった。

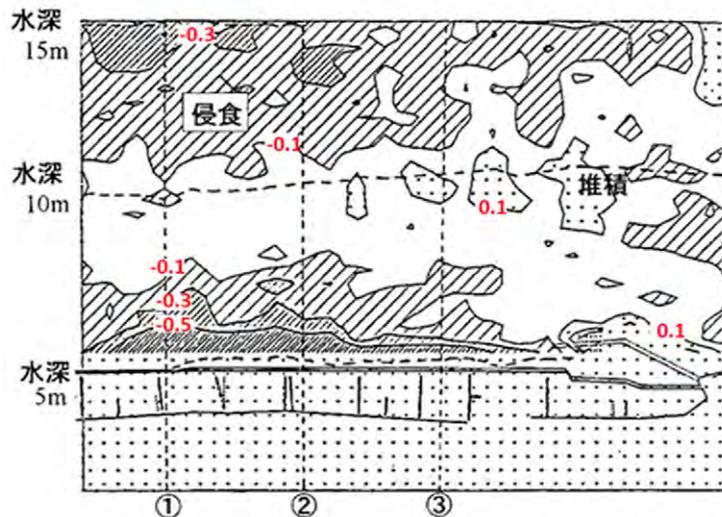


図 5-6 地形変化量分布（1976(昭和51)年と1984(昭和59)年の比較：図4-1の再掲）

### 5.3. 潜堤の断面諸元決定の技術的根拠

#### 5.3.1. 委員会(1)で想定した潜堤の断面諸元

潜堤断面の基本諸元である天端幅と天端水深は、第4章で述べたように、委員会(2)で技術的に検討され、天端幅 40 m、天端水深 1.5 m と決められた。実は、この断面形状も既に委員会(1)で想定されていたようである。

委員会(1)では、潜堤の水理特性を調べるために、模擬堤(図 5-3)を製作して現地想定水深 8.5 m の模型実験を行っている。得られた実験データに基づいて、潜堤の伝達率、反射率、エネルギー損失、潜堤背後の平均水位上昇量、波の遡上状況等のデータを整理した。これらの項目のうち唯一、伝達率 ( $H_T/H$ ) だけが定式化されている。

$$H_T/H = -0.28(B/L) + 0.30(d/H) + 0.39 \quad \text{式 5-1 (式 3-9 と同じ)}$$

ここに、 $H_T$ ：伝達波高、 $H$ ：構造物前面の波高、 $L$ ：波長、 $B$ ：天端幅  
 $d$ ：水深方向を+とした場合の潜堤天端高である(天端水深)。

式 5-1 によると、伝達率は天端幅  $B$  と天端水深  $d$  に依存している。式 5-1 には二つのパラメータがあり、の第1項はマイナス、第2項はプラスなので、天端幅  $B$  が広くなると伝達率は小さくなり、天端水深  $d$  が大きくなると伝達率は大きくなる。したがって、目標伝達率を達成する  $B$  と  $d$  の組み合わせは無限に存在することになり、これらの諸元を確定できない。

所定の伝達率に対して、天端幅  $B$  が天端水深  $d$  のどちらかを定めることができると残りの諸元は式 5-1 で見積もれる。現行の技術基準では、天端水深  $d$  を先ず決めることになっている。ただし、海岸施設設計便覧 [2000 年版] (土木学会)<sup>19</sup>では、「天端水深はボート遊びや漁船の航行等を考慮しなければならないときは、その制約を受ける。」と記述し、具体的には決め方を示していない。海岸保全施設の技術上の基準・同解説 (2004)<sup>20</sup>では、「海浜や海域の利用から、天端水深は制約を受ける。船の航行や漁船等の利用が想定される場合には、これらに対応した天端水深が必要になる。これらこのことから天端水深が決定される。」としている。しかし、船の航行や漁船等の利用に対応した天端水深の決め方について科学的根拠に基づく基準はない。つまり、手順として、最初に天端水深を決めることになっているが、その方法がないのが実情である。言い換えると、現行の二つの基準は、いわば未知数二つに対して方程式が一つの状態である。

ところが、委員会(1)の審議・検討内容を取りまとめた報告書(1)には、C. 潜堤の機能実験のまとめに以下の記述がある。

『新潟西海岸で現在検討を行っている面的防護工法は、前面に潜堤を設け砂浜を 1/50 で形成し沿岸方向には突堤を設けるものであり、砂浜の消波効果を持続するには、潜堤により堤内の波高を 1.5 m 以下にすれば良いとの結論を得ている。この機能を満足する潜堤断面を今回の実験から推定すると  $d=1.5$  m、 $B=40$  m 程度となる。』

<sup>19</sup> 海岸施設設計便覧 [2000 年版]：土木学会海岸工学委員会，海岸施設設計便覧小委員会，丸善，582p.，2000

<sup>20</sup> 海岸保全施設の技術上の基準・同解説：海岸保全施設技術研究会編，編集事務局(財)沿岸開発技術研究センター.，2004

つまり、委員会(1)において既に $d$  (天端水深) =1.5 m,  $B$  (天端幅) =40 m という具体的な断面諸元が記載されている。しかしながら、報告書(1)には、無限の組み合わせの中から $B$ と $d$ の値を決定したプロセスの説明はない。

### 5.3.2. 委員会(2)での潜堤の断面諸元決定のプロセスと目標値の設定

新潟西海岸の潜堤の断面諸元 (天端幅 $B$ と天端水深 $d$ ) を委員会(2)で検討したプロセスは、第4章で述べたとおりである。その方法の概略を説明する。

既設離岸堤の沖側の侵食 (洗堀) は、既設離岸堤による反射波の影響と推測された。二次元移動床実験の結果によると、堤体の反射率が0.2以下では洗堀が生じないので、潜堤に求められる機能として反射率0.2が目標値となった (図4-8)。また、模擬堤を対象に実施した実験によって、潜堤の反射率は天端水深だけに依存することが既に分かっていた (図3-34, 図3-35)。つまり、目標反射率を0.2に設定したことによって、天端水深 (1.5 m) が確定できた。天端水深が決まったので、式5-1によって目標伝達率 (0.4) を達成する天端幅として40 mが決まった。言い換えると、天端水深と天端幅の二つの未知数に対して方程式が一つ (式5-1) しかなかったため、二つの未知数は決定できなかった。そこに新たに反射率に関する方程式が加わったことにより、天端水深と天端幅が確定できることになったのである。

新潟西海岸に設置する潜堤の天端水深、天端幅の決め方は、潜堤背後の海底地形の安定性だけでなく潜堤沖側の海底地形の安定も考慮した極めて独特で新規性があり、工学的・技術的に高く評価される方法である。

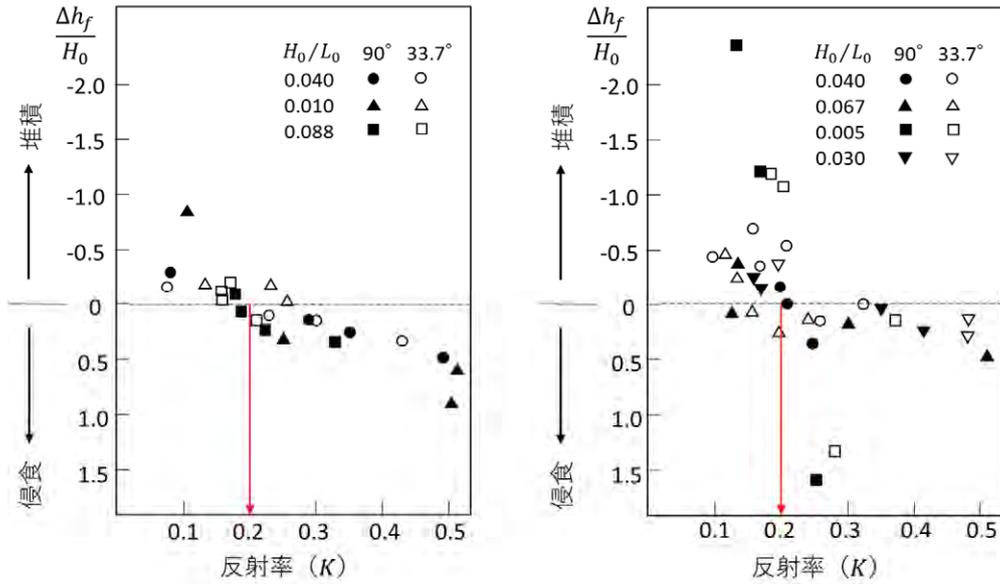
次に、潜堤の反射率の目標値0.2と伝達率の目標値0.4について確認する。

#### (a) 目標反射率0.2の妥当性

目標反射率0.2は、二次元移動床模型実験結果から求めた堤体の反射率と前面の洗堀量の関係を示す図5-7 (図4-8再掲) に基づいて設定された。この図は、佐伯ら(1985)<sup>21</sup>の論文からの引用である。

佐伯らは、護岸堤脚部の洗堀を調べるために、50%通過粒径 $d_{50}=0.33$  mmの砂を使って二次元移動床模型実験を行った。堤体の反射率をHealyの方法で測定していることから、実験波は規則波であったと判断できる。そして、現地洗堀を再現する実験は行っていないので、現象を理解するための基礎的な実験であるとみなせる。

<sup>21</sup> 佐伯 浩・佐藤俊哉・小野敏行・浜中建一郎：海岸護岸堤脚部の洗堀に関する実験的研究，第32回海岸工学講演会論文集，pp.440-444.，1985



(a)海底勾配 1/50 (b)海底勾配 1/30

図 5-7 反射率と海底変形の関係 (図 4-8 の再掲)

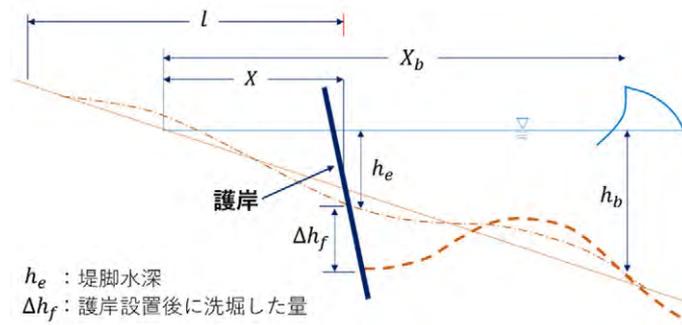
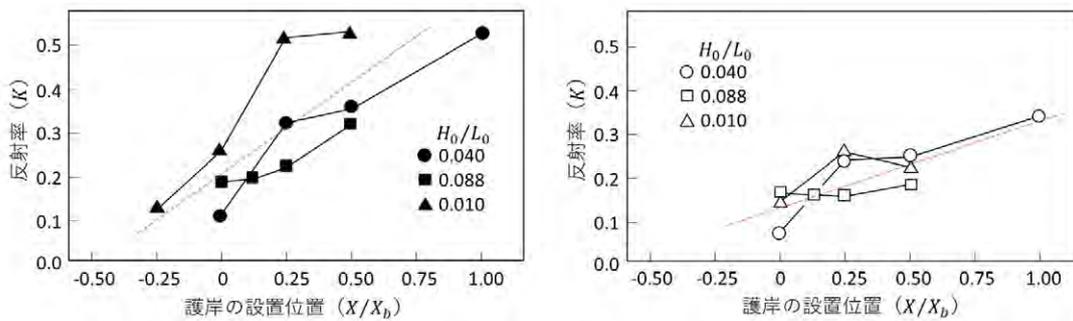


図 5-8 記号の定義図

図 5-8 は、佐伯らの記号の定義である。これら以外の記号は、初期水底勾配  $S (=1/50)$ ，護岸の法面勾配  $\alpha (=90^\circ, 33.7^\circ)$  である。

図 5-9 は、護岸の設置位置と反射率の関係である。横軸の護岸設置位置 ( $X/X_b$ ) に着目すると、 $X_b$  は汀線から碎波点までの距離、 $X$  は汀線から護岸設置位置までの距離であるので、 $-0.25 < X/X_b < 1.00$  は実験が碎波帯内から海浜陸上部に護岸があるケースを対象にしていたことを意味する。



(a)  $S=1/50, \alpha=90^\circ$

(b)  $S=1/50, \alpha=33.7^\circ$

図 5-9 護岸設置位置と反射率の関係<sup>21)</sup>

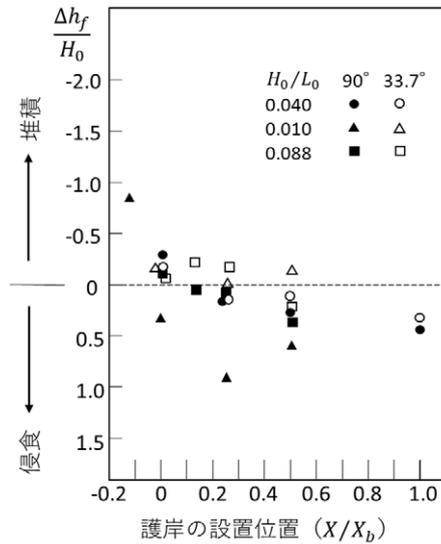


図 5-10 護岸の設置位置と洗堀の関係 ( $S=1/50$ )<sup>21)</sup>

図 5-9 によると、護岸設置位置と反射率には図中に赤破線（原論文図に加筆）で示したように概ね線形の関係がある。このため図 5-7 において、横軸を反射率の代わりに護岸の設置位置に置き換えても同じような結果になる。実際、佐伯らは図 5-10 も示している。図 5-7(a) と図 5-10 はよく似た傾向がある。

これらの図からそれぞれ異なる結論が導ける。

図 5-7 より 「護岸の反射率が大きくなる程、洗堀し易い。」

図 5-10 より 「護岸設置位置が沖側になる（設置水深が深い）程、洗堀し易い。」

これらのうち、佐伯らは後者を結論とした。図 5-10 にプロットされたデータ的位置を見ると、実験は護岸の位置をずらしながら実施していることが分かる。この実験方法では、結論は後者になる。前者の結論とするためには、護岸の設置水深および作用波浪諸元を固定して、護岸の反射率を変える実験でなければならない。報告書(2)は前者を結論として引用し、設置する潜堤の目標反射率を 0.2 にした。

### (b) 目標伝達率 0.4 の妥当性

潜堤の伝達率に関する検討は、潜堤背後（陸側）の海浜あるいは海底の安定化の観点で、繰り返し 3 回行われている。以下に、各場面での結論を時系列で示す。

- ① 潜堤の波高伝達率が 0.45 以下になると、自然地形のバー（沿岸砂州）の波浪減衰効果と同等の効果（つまり前浜の維持）が期待できる（3.2.5(b)参照）。
- ② 二次元移動床実験の結果に基づくと、潜堤の波高伝達率を 0.5 以下にすると、養浜後の前浜断面が維持できる（3.3.3 参照）。
- ③ 既設離岸堤沖側の海底侵食を防止するためには、潜堤の波高伝達率を 0.4 程度以下にする必要がある（4.3.1(a)参照）。

①と②は、委員会(1)で検討された。これらはともに面的防護工法を意識して、養浜海浜（前浜）維持の視点で、潜堤の波高伝達率を考察した。これに対して③は、委員会(2)で検討されており、既設離岸堤沖側の当時進行していた海底侵食を防止する観点であった。

委員会(2)での重要な結論「潜堤の波高伝達率を 0.4 以下にする必要がある」は、既設離岸堤前面での現地調査結果に基づいて導かれた。現地調査では、基本的な外力である波と流れ、及びそれに伴う海底面の変動を測定し、得られたデータを解析して海底面の侵食機構や海底面変化と外力との関係について考察した。その成果が、海底面の変動限界式 5-2 の係数  $a = 1.0$  であり（図 5-11 参照）

$$H_0/L_0 = a(d/L_0)^{1/3}(\sinh 2\pi h/L)(H_0/H) \quad \text{式 5-2} \quad (\text{式 4-1 と同じ})$$

$$a = 1.0$$

これは学会で発表されている<sup>22,23</sup>。

式 5-2 に基づくと、水深 8 m 地点では波高が概ね 1 m 以下で海底面の変形が生じないことになり、沖波波高 3 m（周期 8.0）の代表波が潜堤通過後に 1.0 m 程度以下になることが求められることから目標伝達率 0.4 が決まった。

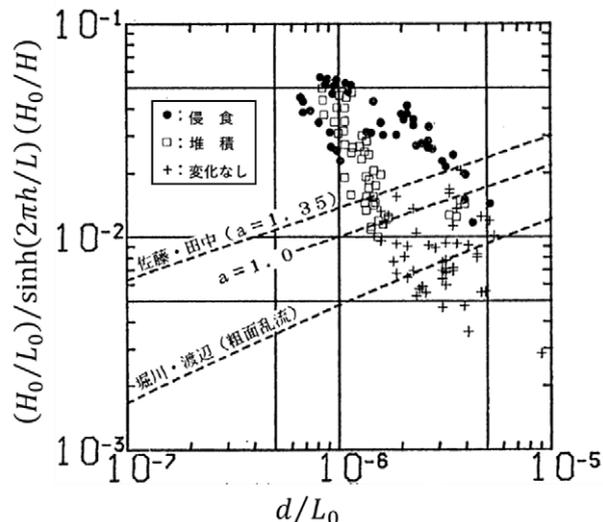


図 5-11 海底面の変形限界 (St.3) (図 4-6 の再掲)

ところが、式 5-2 に関して以下のことが指摘できる。式 5-2 のデータ解析では、底質の移動限界水深に関する佐藤・田中の式に準拠している。佐藤・田中によれば、係数  $a$  の値は

$$\text{完全移動限界水深 } (h_1) : 2.4 \quad (=a_1)$$

$$\text{表層移動限界水深 } (h_2) : 1.35 \quad (=a_2)$$

<sup>22</sup> 新井洋一・田村政太郎・岩本博史・川又良一：新潟西海岸における波浪に伴う海底変動，第 34 回海岸工学講演会論文集，pp.357-361., 1987

<sup>23</sup> 徳田峯夫・田村政太郎・岩本博史・川又良一・黒木敬司：新潟西海岸における波浪に伴う海底変動(第 2 報)，第 35 回海岸工学講演会論文集，pp.467-471., 1988

であり、そして、この解析で決まったのは

$$\text{海底面変形限界水深 } (h_3) : 1.0 (=a_3)$$

である。つまり、 $a_1 > a_2 > a_3$  の関係になっている。

図 5-12 は、式 5-2 の関係を係数  $a$  を含む状態でグラフ化したものである。底質粒径は与えられているとして、ある特定の沖波条件（波高と周期）を考えると、図 5-12 は  $h$ （縦軸）と  $1/a$ （横軸）の関係を表していると解釈することができ、 $1/a$  の値が大きいほど  $h$ （限界水深）が大きくなることが分かる。そうすると、

$$1/a_1 < 1/a_2 < 1/a_3$$

であるので、 $h_1 < h_2 < h_3$  となり、表層移動限界水深  $h_2$  より深い海底  $h_3$  まで海底面が変化することになる。

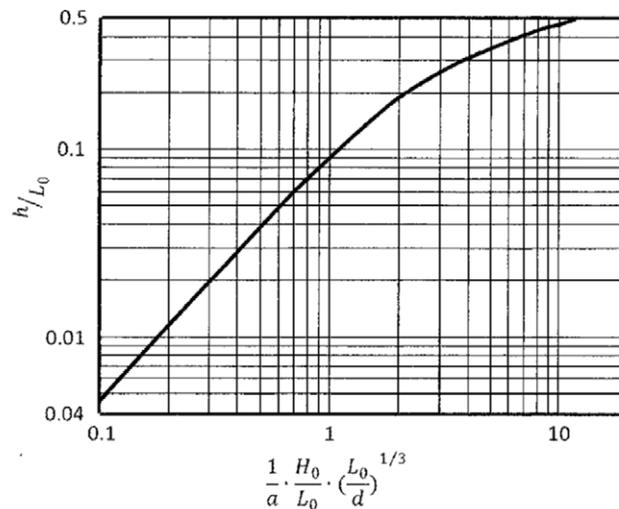


図 5-12 限界水深算定図<sup>24</sup>

具体的な計算例を示す。有義波高 2 m、周期 8 s の沖波が平均粒径 0.2 mm の底質の海岸に入射するときの限界水深は、

完全移動限界水深：5.4 m

表層移動限界水深：11 m

である<sup>25</sup>。同じ条件で計算すると、

海底面変形限界水深：15 m

となる。この計算結果によると、水深 11 m より深いところの砂は移動しない。しかし、海底面は水深 15 m まで変形することになる。

<sup>24</sup> Katoh, K. : Coastal Zone Management(3) Sediment movement and beach transformation due to port construction in Japan, International Compendium of Coastal Engineering, World Scientific, pp471-485., 2015

<sup>25</sup> 合田良実：二訂版 海岸・港湾，わかり易い土木講座 17，彰国社，p.149., 1998

## 5.4. 施設の平面配置の検討ケース

基本方針 S62 の施設の平面配置については、報告書(2)のⅢ. 資料編－Ⅰ（基本方針の説明資料）において、図 5-13 に示した施設配置 17 ケースの地形変化予測結果に基づいてその技術的根拠が説明されている。これらのケースは 1986(昭和 61)年度と 1987(昭和 62)年度に実施した実験を組み合わせたものである。

1986(昭和 61)年度と 1987(昭和 62)年度の実施ケースでは、データの整理内容が異なっていて 1986(昭和 61)年度成果は定量的評価項目が少ない。このため、結果の相互比較ができない。その典型的な例は、「4.4.3(b)突堤長」である。突堤長の検討では、図 5-14 に示した 5 種類の施設平面配置パターンを比較している。上段のケース②、⑦、⑭は 1986(昭和 61)年度の結果であり、定量的評価項目が少ない。これに対して、下段のケース⑪と⑧は 1987(昭和 62)年度の結果であり、定量的評価項目が揃っている。このため、表 5-3 ではケース⑪と⑧についてだけ表示されている。そして、主に表 5-3 だけを参照して突堤長 200 m が決められた。

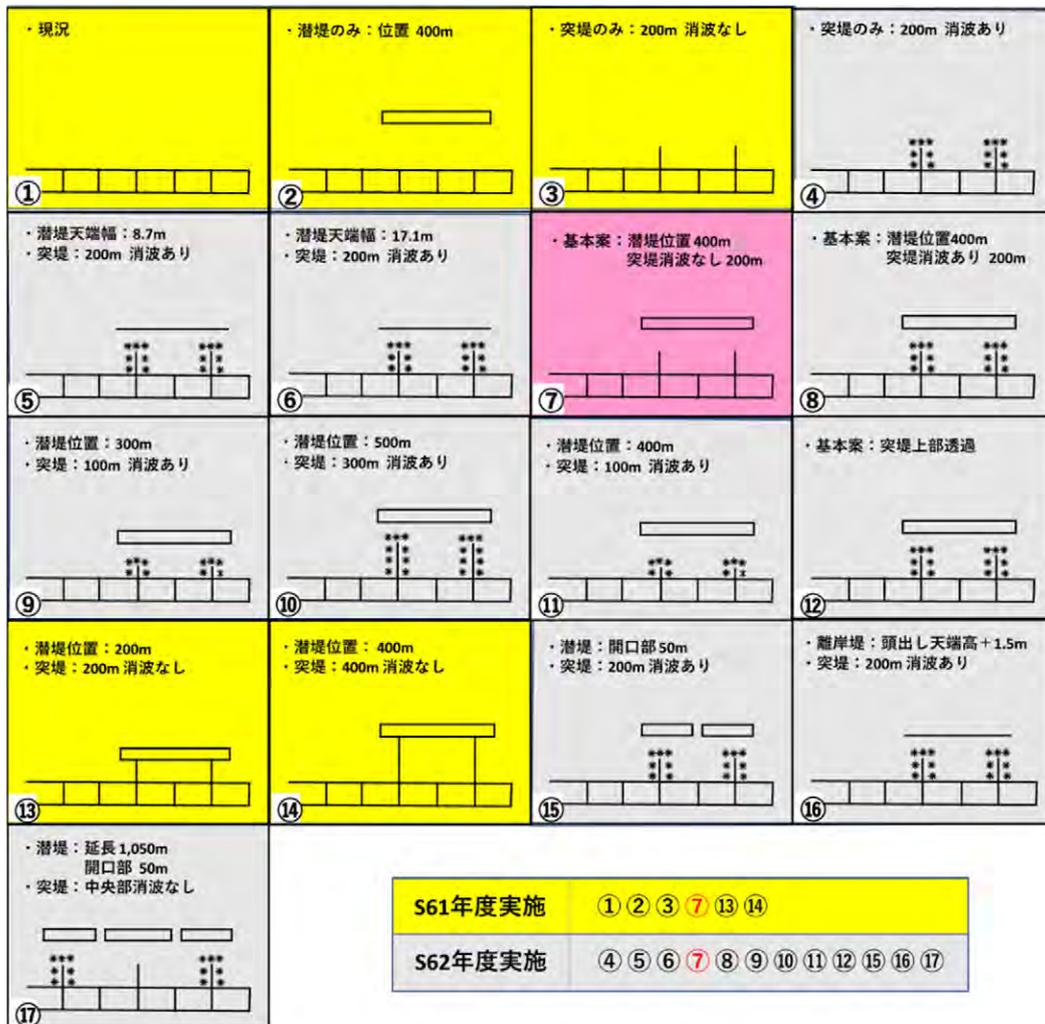


図 5-13 検討対象とした施設配置ケース（図 4-12 の再掲）

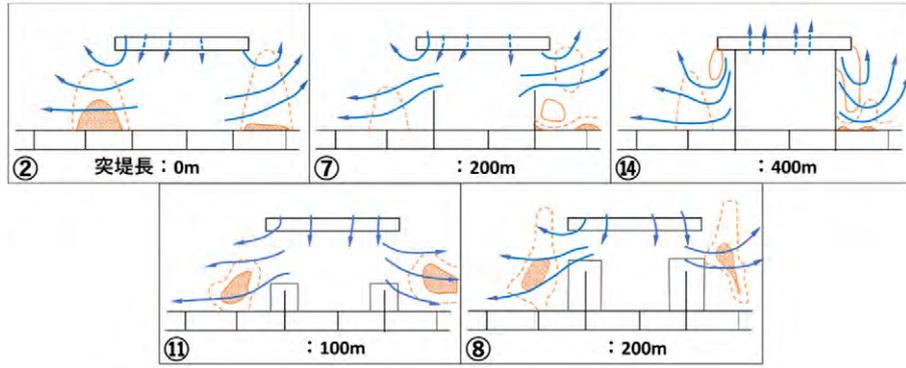
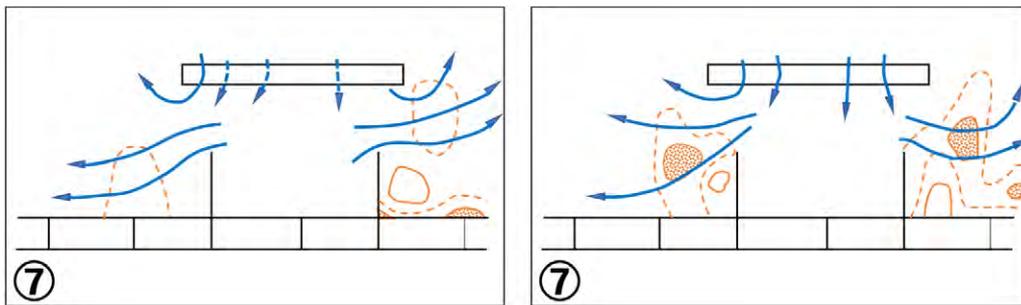


図 5-14 突堤長の違いによる流れのパターンと地形変化（図 4-14 の再掲）

表 5-3 突堤長の違いによる波高，流速，水位上昇量の比較（表 4-2 の再掲）

突堤長		波高伝達率(%)		静穏面積比(%)		離岸堤前面平均流速(cm/s) (代表波)			堤内水位上昇量 (cm)	
		代表波	異常波	代表波	異常波	潜堤背後	潜堤西側	潜堤東側	岸側	沖側
⑪	100 m	39	36	16	77	6.2	18.0	18.5	24	21
⑧	200 m	32	31	100	89	3.3	10.3	7.2	26	24

図 5-15 は、(a)図 4-14 と(b)図 4-15 に使用されているケース⑦の流れのパターンと地形変化である。同じケースでありながら流況パターンおよび地形変化が異なっている。委員会資料まで調べてみたところ、実はケース⑦は繰り返し2回実施されていて、左側(a)が1986(昭和61)年度実施、右側(b)が1987(昭和62)年度実施であることがわかった。同じ条件のもとで行った地形変化予測でありながらこの程度の違いが生じるようである。



(a)1986(昭和61)年度実施(図 4-14 部分) (b)1987(昭和62)年度実施(図 4-15 部分)

図 5-15 2回繰り返して実験実施されたケース⑦

なお、報告書(2)のⅢ資料編-1（基本方針の説明資料）pp.44-49 の施設配置の検討に該当する部分を十分理解するために、委員会配布資料まで立ち返って参照し、4.4.3 (a)~(h)のように取りまとめた。

## 5.5. 物理モデルと数値モデルの組み合わせによる地形変化予測

前節で述べた「施設の平面配置の検討」は、地形変化の外力となる波と流れを三次元の固定床模型実験（物理モデル）で再現し、その測定データを数値シミュレーションモデル（数値モデル）に入力して予測した海底地形変化予測結果をベースにしている。この予測手法に関する論文を学会で発表<sup>26</sup>している。

物理モデルと数値モデルの組み合わせによる海底地形変化予測は、入江ら(1985)<sup>27,28</sup>が最初に試みた手法であり、彼らはこの手法で港内埋没（堆積現象）の再現を試みその有効性を示した。岩谷らは、入江らの（埋没現象に適用した）手法を海底に設置する潜堤周辺の地形変化（主に侵食に注目）の予測に適用した。したがって、岩谷らは潜堤周辺の侵食（洗堀）現象にも組み合わせモデルが適用できることを示す必要があった。組み合わせモデルで潜堤周辺の地形変化を計算したものの、それがはたして正しく予測できているかどうかを確認することができていない。なぜなら、潜堤周辺の地形変化（特に潜堤背後の侵食）に関して何らデータがないのだから、確認のしようがなかったのである。

岩谷らは結論の一つとして、『本研究に用いた手法については、現地資料との比較を行った結果、比較的良好に現地を再現しており、従来数値計算のみでは予測が難しかった潜堤のような構造物周辺の現象に対しても有効な手法であることが確認された。』を挙げてはいるものの、その根拠は示されていない。このモデルを用いた地形変化予測の結果に基づいて、「施設の平面配置の検討」が行われた。

なお、後に実際に現地に於いて潜堤を施工したところ、その背後に大規模な洗堀溝が形成されて非常に大きな問題となった。この現象は、物理モデルと数値モデルの組み合わせたこのモデルでは再現できていない。

## 5.6. 面的防護工法に関する委員会(1)と委員会(2)の検討内容の違い

### 5.6.1. 委員会(1)での検討内容

1983(昭和 58)年度～1985(昭和 60)年度に開催された委員会(1)の基本目的は、新潟西海岸の快適な海岸空間の形成を目指して、面的防護工法の実現可能性を技術的に検討することだった。3年間に渡って審議された技術的内容は、報告書(1)にまとめられていて、すでに第3章で引用した。ここでは、その報告書の巻頭と巻末に掲載されている「まえがき」と「あとがき」から部分的に引用する（表 5-4(1)(2)）。

<sup>26</sup> 岩谷文方・宮本卓次郎・松下正弘・吉永 茂・川又良一・足立有平：沖合に設置する潜堤周辺の波，流れ，地形変化の予測について，第34回海岸工学講演会論文集，pp.372-376., 1987

<sup>27</sup> 入江 功・栗山善昭・田川昌宏：物理モデルと数値モデルとの組み合わせによる海底地形の予測，第32回海岸工学講演会論文集，pp.345-349., 1985

<sup>28</sup> 入江 功・栗山善昭：底質の移流沈降過程を入れた航路・港内埋没の予測，港湾技術研究所報告，第24巻，第2号，pp.157-204., 1985

表 5-4(1) 報告書(1)「まえがき」(新潟調査設計事務所)からの部分引用

・・・，新潟西海岸の恒久的な侵食対策を目指して技術的検討を実施するために，学識経験者を中心とする新潟西海岸技術調査検討委員会を昭和 58 年度から組織して調査を実施してきた。本報告書は，昭和 60 年度までの間に面的防護工法を前提として，主として・・・等へのアプローチ手法について本委員会において検討した結果を取りまとめたものである。

表 5-4(2) 報告書(1)「あとがき」(新潟調査設計事務所長)からの部分引用

新潟西海岸の現状の問題を整理するとともに，これに対する対策として面的防護工法を提案し具体的な施設配置等の計画まで技術的な検討を行った。本報告で検討した計画は，海岸保全の一つの将来あるべき姿，一つの方向を示していると考えている。・・・

新潟西海岸における面的防護工法の導入のための当委員会の運営は，昭和 57 年度からの準備期間を含め 4 年の長きにわたるものであった。昭和 61 年度を初年度とする第 4 次海岸事業 5 ヶ年計画においては，国直轄による当海岸の海岸整備事業が認められ，今からが新たなスタートともいえるし正念場であると考えている。・・・

以上のように，どちらも「面的防護工法」の用語が使われていて，委員会(1)では面的防護工法が新潟西海岸の極めて重要な整備概念であることが分かる。

検討内容の具体例として，面的防護工法で海岸保全を実施することを前提に，図 5-2 で示した 4 断面形状が検討された。これらの 4 断面は，全て既設離岸堤が撤去され面的防護工法に不可欠の養浜が施されている。

### 5.6.2. 委員会(2)での検討内容

1986(昭和 61)年 10 月 21 日に開催された第一回の委員会(2)において，委員会(1)での成果を「面的防護工法を前提として技術的な検討を進め，委員会(1)で審議を行い，砂浜の消波効果を生かした砂止め潜堤を設け，突堤を設置する工法が適しているとの結論を得た。」と総括し，さらに第一港湾建設局の「新潟西海岸整備の基本的考え方」を表 5-5 のように説明している<sup>29</sup>。

基本的考え方には，砂浜，面的防護工法，養浜などのキーワードが含まれていて，図 5-16 中にも養浜してできる砂浜がハッチングで示されている。このように，委員会(2)のスタート時には，委員会(1)の成果を継承していたことが確認できる。

委員会(2)の初年度(1986(昭和 61)年度)には，当面の 5 ヶ年計画で施工する潜堤と突堤の施設配置や施工手順について，物理モデル(平面水理模型実験)と数理モデル(数値シミュレーション)を組み合わせ波，流れ，地形変化を予測した結果に基づいた検討が行われた。委員会資料によると，検討した施設の配置は 8 ケースであり，そのうち 6 ケースは「既設離岸堤あり+養浜なし」，2 ケースが「既設離岸堤撤去+養浜」の条件であった。

施設配置に関する具体的な検討項目は，

- ① 潜堤位置の検討
- ② 突堤長，突堤断面の検討
- ③ 施工手順の検討
- ④ 侵食対策事業としての効果の検討
- ⑤ 養浜砂の安定の検討
- ⑥ 養浜工の防災効果
- ⑦ 周辺海域，海岸への影響検討

<sup>29</sup> 昭和 61 年度 新潟西海岸技術調査委託報告書，運輸省第一港湾建設局，新潟港工事事務所，(財)沿岸開発技術研究センター，1987(昭和 62)年 3 月。

であった。検討項目に⑤、⑥が含まれていることから分かるように、委員会(2)のスタート時には面的防護工法を検討することになっていた。

表 5-5 新潟西海岸整備の基本的考え方（報告書<sup>30</sup>pp.1-11～1-12 から引用）

【新潟西海岸整備の基本的考え方】

- (1)新潟西海岸における直轄による侵食対策工事は、わが国では初めてのケースである外海において、砂浜のもつ海岸防護機能を生かした**面的防護工法**として実施していきたいと考えている。
- (2)しかしながら、養浜も侵食対策工事として効果があるが、外海に面した海岸で実施した例がないなど、早期完成がむずかしいため、段階的に整備を進める。
- (3)具体的には、図-1のとおり、西海岸の一區画において侵食対策工事を進めるが、今後の事業の本格化に備えるための技術的検討を、現地での実験的、段階的な工事の実施の中で図っていく。
- (4)技術的検討の一環として、砂浜のもつ海岸防護機能やその安定について、現地での確認を行うため、五か年内において砂の投入工の実施を検討する。

図-1 新潟西海岸整備計画

ところが、翌年度になると、施設配置については1986(昭和61)年度に引き続き物理モデルと数理モデルで追加の検討を行うものの、侵食対策事業の目的が、「既設離岸堤部における前面の洗堀や、堤体の沈下の問題等に対処するため、潜堤および突堤を設置することにより、海底を含めた海岸の安定を図る」に変更され、検討した施設配置の12ケースの全てが、「既設離岸堤あり+養浜なし」の条件<sup>31</sup>になった。また検討項目も

- ① 潜堤位置
- ② 突堤構造、延長
- ③ 開口部の影響
- ④ 潜堤天端幅の影響（天端幅決める検討ではなく、暫定断面の影響の検討）
- ⑤ 潜堤長さの検討
- ⑥ 潜堤の利点の確認（通常の離岸堤を施工する場合との比較）

であり、面的防護工法は検討対象になっていない。

委員会(2)の最終結論に相当する基本方針 S62 の資料編-1（報告書(2)）に記載されている施設配置の検討ケース（図 5-13 参照）には、1986(昭和61)年度の「既設離岸堤撤去+養浜」の2ケースが含まれていない。つまり、委員会(1)で検討した面的防護工法に係わるケースは含まれておらず、現状の海浜・海岸を維持した状態で新潟西海岸の侵食対策事業を実施する方針になった。言い換えると、委員会(1)では、潜堤が防護するのは養浜で創造した海浜であ

<sup>30</sup> 昭和61年度 新潟西海岸技術調査委託報告書，運輸省第一港湾建設局，新潟港工事事務所，(財)沿岸開発技術研究センター，1987(昭和62)年3月。

<sup>31</sup> 昭和62年度 新潟西海岸技術調査委託報告書，運輸省第一港湾建設局，新潟港工事事務所，(財)沿岸開発技術研究センター，1988(昭和63)年3月。

った。これに対して委員会(2)の潜堤の防護対象は既設離岸堤の沖側海底で進行している海底侵食の防止に変わった。

### 5.6.3. 消えた面的防護工法

面的防護工法で最も中心的な空間は養浜によって創造される砂浜であり、その防災機能を有効に活用する工法であるので、**面的防護工法**のキーワードとして**養浜**、**砂浜**等が高位に位置付けられる。ところが、委員会(2)が策定した新潟海岸侵食対策の基本方針(3609字、資料-1に全文掲載)では、潜堤と突堤については非常に詳細に述べられているものの、**面的防護工法**、**養浜**、**砂浜**については一切言及されていないし、それらの用語も用いられていない。また、基本方針の概要版の付図(図5-16)には砂浜が描かれていない(表5-5中の図-1と比較すれば、その違いが明確になる)。

さらに、委員会(2)の2年間の活動内容・成果を取りまとめた報告書(2)の「まえがき」には、面的防護工法と養浜を意味するような微妙な表現(表5-6下線部)はあるものの、面的防護工法および関連キーワードは使用されていない。

表 5-6 報告書(2)の「まえがき」全文

新潟西海岸は信濃川河口左岸側に位置し、河口部より関屋分水路までの6,000mの区間である。当海岸は従来信濃川からの融雪出水、並びに夏期洪水により生じた莫大な流出土砂が、河口部前面に放出されることによって、発達形成されてきたものである。

しかしながら、このようにして発達してきた西海岸も河口突堤の建設、河川改修工事、大河津分水の通水などによって流出土砂量が大幅に減少し、更に天然ガス採取による地盤沈下の影響も加わり、漸時汀線の後退をみて、明治以降現在までに最大約350mの汀線後退を生じている。

この海岸の侵食対策のための防護工事は昭和初期から既に開始されていたが、本格的な侵食対策工事は昭和26年に「新潟港技術調査委員会」が西海岸侵食対策工事の全体計画を策定したことにより始まった。

この計画に従い潜堤、離岸堤、突堤群が建設され、辛うじて汀線の安定をみるに至っているが、離岸堤を維持するためには継続して嵩上げを実施する必要があるとともに、ほとんど土砂の自然供給が期待出来ない現状にある。このようなことから現状の課題を解決すべく昭和58年度から当海岸に関する豊富な知見を有する学識経験者等で構成された「新潟西海岸技術調査委員会」を組織して、技術的な検討を進めてきた。その結果砂浜の消波効果を生かした砂止め潜堤を設け、突堤を設置する工法が適しているとの結論を得て新潟西海岸の新たな侵食対策の事業計画を立案した。このような背景から、本計画は関係者の努力により昭和61年度を初年度とする第4次海岸事業5カ年計画に位置付けられ、新潟西海岸は昭和61年度から国直轄工事として新たな侵食対策を開始する運びとなった。

本報告書は事業実施に向けての基本的な整備計画(海岸保全施設の最適配置及び構造断面の検討)及び具体的な施工方策や整備計画を導くため、前回の「新潟西海岸技術調査委員会」のときと同様に調査、実験の内容と調査手法及び解析結果の技術的な検討内容を取りまとめたものである。

面的防護工法による新潟西海岸の保全を目指したはずなのに、基本方針S62には潜堤や突堤の詳述はあるものの、面的防護工法には触れていないし、その重要な要素である養浜や砂浜の用語もなくなっている。

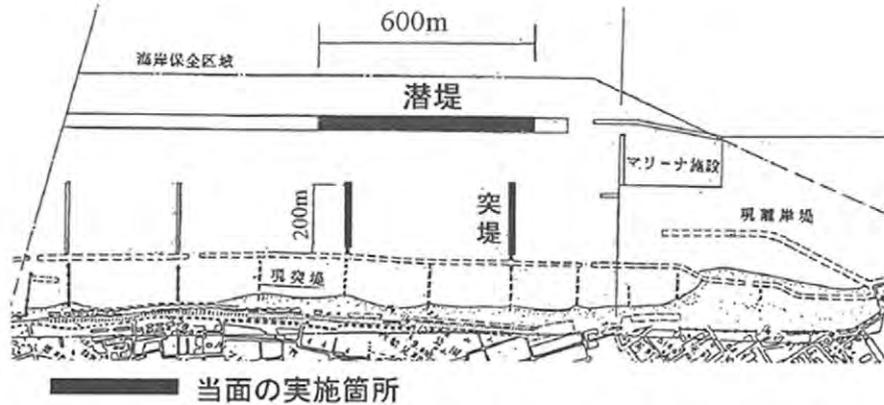


図 5-16 当面の事業実施箇所（基本方針(概要版)の付図）

## 5.7. 新潟西海岸の侵食対策の基本方針 S62 の解釈

### 5.7.1. 旧海岸法の壁

海岸保全事業の法的根拠は、海岸法にある。図 5-17 に示すように、1956(昭和 31)年に制定された旧海岸法は、津波、高潮、波浪等の海岸災害からの防護のための海岸保全の実施を目的としていた。しかしながら、1965(昭和 40)年代には全国的に海岸侵食が顕著になり、さらに 1975(昭和 50)年代には防災面だけでなく、海洋性レクリエーションの要望が増大し、景観や生態系などの海岸環境に対する要望が高まるなど、海岸を巡る時代の要請は法制定時に比べて徐々に変化してきた。このため、最初の法制定から 43 年経過した 1999(平成 11)年になって、やっと旧海岸法を改正して、従来の「防護」に加えて「海岸環境の整備と保全」及び「公衆の海岸の適正な利用」を目的規定に位置付けた改正海岸法を制定した。

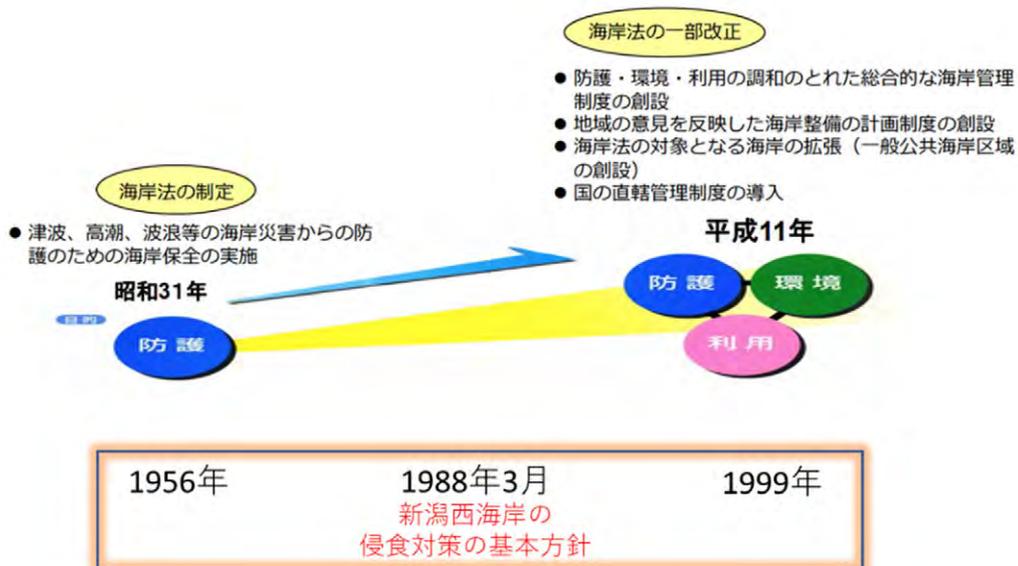


図 5-17 海岸法の改正<sup>32</sup>

<sup>32</sup> [https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\\_blog/kaigankanrinoarikata/dai04kai/dai04kai\\_siryou2.pdf](https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/kaigankanrinoarikata/dai04kai/dai04kai_siryou2.pdf) (2021/7/2 参照)を編集

新潟西海岸の侵食対策の基本方針 S62 が策定されたのは 1988(昭和 63)年 3 月であり(図 5-17 参照), 旧海岸法の下で海岸保全が行われていた時代である。すでに, 旧海岸法では十分に対処できない状況になっていて, 海岸環境整備事業の創設(1973(昭和 48)年)などの事業制度の充実や海岸保全の工法上の工夫を行って対応していた。新しく検討されていた工法に, 潜堤を含む複数の施設によって外力を分散させて受け止める「面的防護工法」があった。これは, 従来の堤防や護岸による「線的防護方式」に代わって時代の要請を受け入れることができる工法であった。しかしながら, その当時「面的防護工法」の概念はあったものの施工実績はなく様々な技術的課題を解決しなければならなかった。

第一港湾建設局は, 新潟西海岸の侵食対策を二つの観点で検討していたと考えられる。その一つが, 委員会(1)による面的防護工法を適用する際の技術課題の検討である。そして恐らく, 委員会とは別に, もう一つの観点での検討があっただろう。それは, 面的防護工法を旧海岸法の下で実施可能かどうかの法制度の確認作業である。検討の結果, 委員会(1)は新潟西海岸に適用する面的防護工法を具体化して, 提示した。一方, 法制度を検討した結果, 第一港湾建設局は委員会(1)が提示した面的防護工法による保全は, 旧海岸法が壁となって, 難しいと判断したのではないだろうか。

### 5.7.2. 面的防護工法による海岸保全を目指した戦略

委員会(1)が 1985(昭和 60)年度に取りまとめた面的防護工法のイメージおよびレイアウトは, 潜堤の設置水深 8 m, 天端レベル-1.5 m, 天端幅 40 m, 1/50 勾配で養浜して汀線を既設離岸堤位置まで前進, 既設離岸堤撤去, 突堤設置による沿岸方向の砂浜安定化等であった。ところが, 旧海岸法の下ではこの考えに基づく海岸保全は極めて困難であるとの判断があったと想像できる。

この状況に対する第一港湾建設局の対処の方向性は, 以下に引用する委員会(2)の初年度第一回委員会での新井委員(新潟港工事事務所長), 堀川委員長の議事録に残されている発言に現れている。

新井委員「当面現地では, 緊急を要している侵食対策として, 早期に効果の発揮できる形を実施したい。ただし, それが最終的には面的防護で仕上げたいという願望を将来実現するときに足かせにならないように, レイアウトに柔軟性を持った形で取り組んでおきたい。」

堀川委員長「事務局としては, 将来の姿としては面的防護を考えている。しかし, 今の段階ではここまで(侵食対策)しか言えない。相当長期的な視野に立って考えて, できれば理想的と考えられるものを実現する方向で進めていきたいとの考えである。」

つまり, 将来的には面的防護工法で海岸保全を行うために, 委員会(1)で想定したレイアウトのハードの部分をそのまま整備しておき, 途中から面的防護工法に移行するというのである。このために, ハード部分の整備根拠を旧海岸法の目的である「防護」に則した内容に変える必要があった。

例えば, 委員会(1)で潜堤の設置水深 8 m を選定した経緯を, 堀川委員長は以下の様に説明した。

堀川委員長「潜堤位置を 8 m に選定したもう一つの理由として, 海浜の将来の利用ということがあった。」

これは、面的防護工法の考え方である。これに対して、高山委員（第一港湾建設局，技術次長）は、

高山委員「空間の価値を認めるという時代には未だっていない。将来のいろいろな事を考えながらも、侵食対策事業として、技術的にも説明できる水深 8m（潜堤）としたい。」

と発言した。高山委員の発言内容は、「現在の法律（旧海岸法）は空間の価値を認めるという内容には未だっていない。将来に面的防護工法による海岸保全を実現することを考えながらも、とにかく今は旧海岸法の目的規定である**防護**に沿った侵食対策事業として、設置水深 8m を技術的に説明したい。」と解釈できる。つまり、面的防護工法の具体化を目指して検討した結果を、旧海岸法に沿うように技術的な説明を行う、ということである。

また、潜堤の設置目的について、委員会(1)では自然海浜のバーの波浪減衰機能に注目し、それに似せた構造物として潜堤を沖合に設置して養浜海浜の安定化を図る計画であった。潜堤には養浜砂が沖へ流失するのを防止する機能も期待した。しかしながら、まだ存在していない養浜海浜の安定化や養浜砂の沖流出防止を潜堤で図ることは、**防護**を目的とする旧海岸法に全く馴染まない。それで、旧海岸法の趣旨に沿うように、潜堤設置の目的を既設離岸堤の沖側海底で深刻化している侵食を防止することに変更した。この結果、物理モデルと数値モデルを組み合わせる潜堤位置の違いによる既設離岸堤洗面海底の侵食量を比較し、既設離岸堤沖 400 m（水深 8 m）地点が適しているとの結論を得た（4.4.3(a)）。防護の観点での結論である。

そして、委員会(2)が策定した基本計画 S62 では、その概要版の付図（表 4-1 あるいは図 5-16 参照）のキャプションが、「当面の事業実施場所」となっている。「当面」と断っているのは、とりあえず旧海岸法の下で、整備するものの、その後に変更もあり得ることを示唆しているように感じる。基本方針 S62 は、将来の面的防護工法による保全を見据えた方針だったのではなかろうか。

以上の種々の対処内容をみると、面的防護工法での海岸保全を前提に検討した施設整備のレイアウトを、旧海岸法の「防護」の観点での技術的根拠を基にして実現し、将来の面的防護工法実現への布石にしようとしていたようである。技術的根拠づけは、いわば後付けであるので、いろいろと無理があり理路整然という訳にはいかないことは、それも方便として、十分理解していたと考えられる。時代遅れの旧海岸法は近い将来に改正されると予測し、その時のために技術的根拠をつかって事業着手にこぎつけたのも、時代の変化を先読みしてゆくゆくは面的防護工法による侵食対策で新潟西海岸に砂浜を創造することを目標としたからであろう。このことは、報告書(2)の「まえがき」（表 5-6）と「あとがき」（表 5-7）の違いにも現れている。「まえがき」では、面的防護工法および関連キーワードは使用されていない。これに対して、「あとがき」では関連キーワード（赤字）を全体に散りばめて、面的防護工法による高質な海岸整備を目指していることが分かる。さらには、この新しい海岸保全の考え方が新潟西海岸に留まらず日本全国の海岸保全の先導的役割を果たすことも念頭に置いていることが、報告書(2)のあとがき（表 5-7 中の下線部）に示されている。

表 5-7 報告書(2)の「あとがき」全文

本報告書には、**新しい海岸防護工法**についての、基本的な考え方及び具体的な方策が示されている。この工法は昭和63年5月に現地着手することになっている。

ここにおいて技術的な課題として最も重要な事項は、**砂浜の安定**と構造物の安定の確保である。このために、委員会は事前の検討を十分に行ったが、自然の偉大さは、はかりしれないので、現地での工事は段階的かつ慎重に行い、その安定性について現実と検討結果を対比しながら進めることとしている。このため、工事と平行して詳細な現地観測調査を今後とも継続し、また、**試験的に砂投入を行う**ことにより、**新しい工法**の効果を確認するとともに、**現連続離岸堤の撤去**の是非も含め、将来的な**養浜**に向けてのデータを蓄積することとしている。

新潟西海岸と同様に、高波浪により海岸が侵食されたために、背後地域の安全が脅かされ、同時に**海岸としての利用価値**が低下した海岸は全国に数多くある。本報告書で検討した計画、調査、観測、実験の結果が一つの指標となれば幸いである。また、外海に面した波浪条件の厳しい海岸で、安全でかつ、**高質の空間**につくりかえようとするこの**新しい工法(面的防護工法)**を本格的に実施するのは、新潟西海岸での工事がわが国では初めての試みであり、関係方面から注目を浴びている。この工事が**今後よりよい海岸事業**の実現に向けてのスタートとなり、**面的防護工法**によって、**復元した海浜**がすばらしい利用計画によって、地域発展の礎にもなることと期待している。

最後に、1951(昭和26)年に策定された新潟海岸の侵食対策の基本計画(基本計画S26)について振り返る。基本方針S26の策定に関する現地調査やそれに基づく模型実験・技術的検討等の内容は十分把握できない。ただはっきりしているのは、当時、すでに河川法(1896(明治29)年制定)はあったが、海岸法はなかったことである。1949(昭和24)年までは、原型復旧を原則として災害復旧工事としての事業が行われていたにすぎなく、海岸には施設らしい施設はほとんどなかった。1950(昭和25)年になると、海岸災害を未然に防止するために海岸堤防の新設、改良あるいは補強を実施する海岸堤防修築事業が、そして1952(昭和27)年から侵食対策事業および局部改良事業が実施されることになったが、これらの事業は何れも予算補助としての助成措置であり、法的根拠はなかった。やっと1956(昭和31)年になって(旧)海岸法が制定され、これに基づいて海岸保全事業が行われるようになった。つまり、基本計画S26は、(旧)海岸法の制定前に策定されたのである。基本計画S26と基本方針S62は、ともに海岸法の制定・改正前に策定されたという共通点がある。5.1に加筆すべき内容をここに追記しておく。

## 5.8. 将来に参考になる技術的知見

### 5.8.1. 潜堤周辺の海浜流パターン

物理モデルは三次元で歪なし(水平・鉛直縮尺1/70)の固定床模型実験である。代表波の波高と周期はフルードの相似則で調整されているので、再現された波高分布や流れ(海浜流)の信頼度は高い。図5-18は、物理モデルで測定した流速データを基に格子点データに内挿した結果である。この時の実験条件は表5-8に示すとおりである。ここで、物理モデルの流れの結果を示す目的は、将来、物理モデルの部分も数理モデルに置き換わるだろうから、その時に数理モデルによる海浜流計算の妥当性のチェックに図5-18を活用するためである。

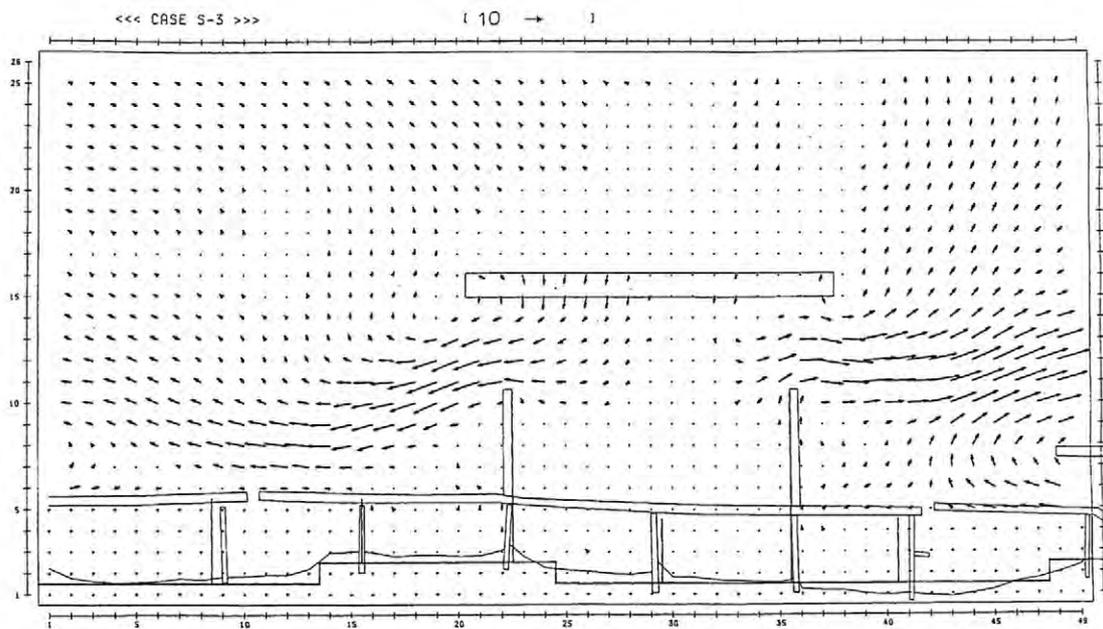


図 5-18 物理モデル（水理模型実験）による流れパターン（第 2 回委員会(2)資料より）

表 5-8 物理モデルの実験条件

項目	諸元
固定床模型	歪なし（水平・鉛直縮尺 1/70）
実験波 （現地量）	沖波波高 3.0 m，周期 8.0 s(不規則波) 波向：N30°W
実験潮位	DL+0.5 m
潜堤	設置位置：既設離岸堤沖 400 m 天端水深：DL-1.5 m 天端幅：40 m 沿岸方向長さ：600 m
突堤	長さ：既設離岸堤より 200 m

### 5.8.2. 既設離岸堤のブロックの沈下

委員会(1)では，既設離岸堤の消波ブロックの沈下状況を調査した<sup>33,34</sup>。その結果，離岸堤の消波ブロックは海底面下に沈下して分布していることが明らかになった（図 5-19 参照）

部分的に，既設離岸堤は現在（2021(令和 3)年）までに撤去されている（写真 5-1）。ただし，完全に撤去されてはならず，根の部分が残されていることが写真 5-1 で確認できる。

図 5-20 に，水平・鉛直縮尺を調整して，海底面下のブロック分布と 2007(平成 19)年～2020(令

<sup>33</sup> 西田仁志・山口 豊・近藤豊次・清水謙吉：孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察，第 32 回海岸工学講演会論文集，pp.365-369.，1985

<sup>34</sup> 宮本卓次郎・吉永 茂・曾我富士雄・清水謙吉・川又良一・佐藤峰雄：孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察(その 2)，第 33 回海岸工学講演会論文集，pp.427-431.，1986

和2)年の海底断面地形と重ね合わせた。既設離岸堤の撤去後に残された根の部分がDL-13 m付近まで食い込んでいることが分かる。養浜による砂浜が、将来侵食された場合、根の部分が海底面上に現れて侵食防止の機能を発揮することが期待できるのではないかと考えられる。

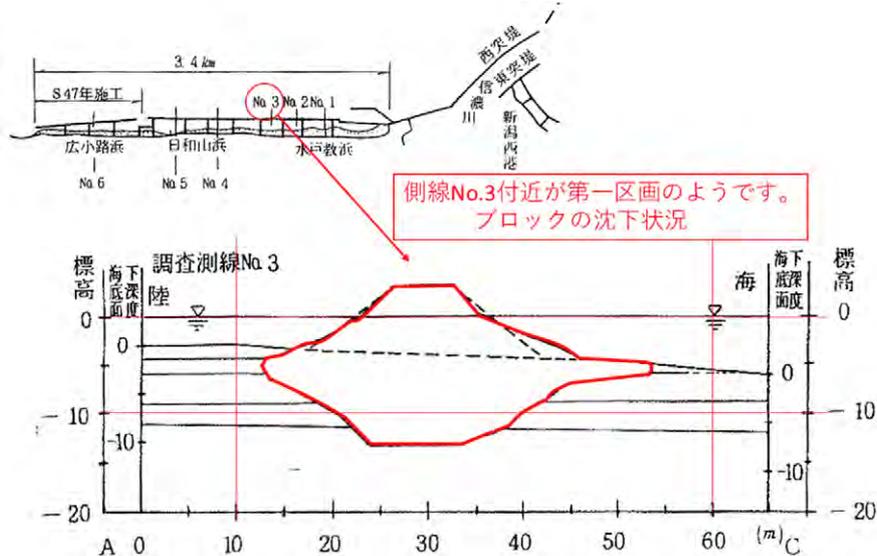


図 5-19 離岸堤ブロックの沈下状況

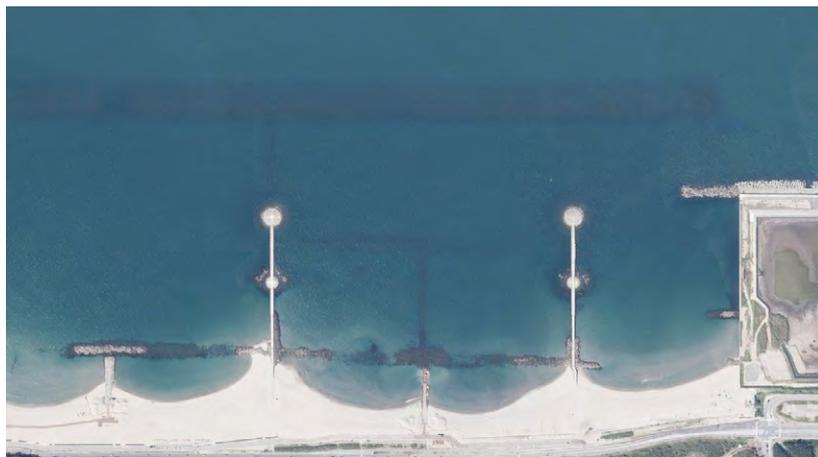


写真 5-1 現在の新潟西海岸の航空写真（撮影日：令和3年9月27日）

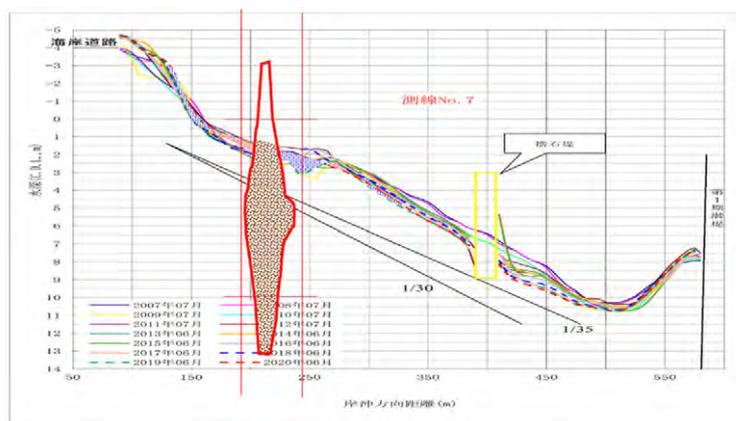


図 5-20 沈下ブロックと海浜断面の重ね合わせ（第一区画）

