

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1238 September 2011

現地観測に基づく透水層埋設による海浜安定化工法の適用性に関する検討

柳嶋 慎一

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 高潮対策として嵩上げた海浜の砂の流出防止のために適用した虹ヶ浜海岸のケース	4
2.1 海岸の概要および工法適用の経緯	4
2.2 透水層埋設位置および断面形状の決定	5
2.3 調査内容および方法	6
2.4 透水層埋設後の地下水位の変化	6
2.5 黒松への影響	8
2.6 高潮時の自然条件および地形変化の実態	9
2.7 長期的な地形変化の実態	11
3. 覆砂した砂の流出を防ぐために適用した松崎海岸のケース	17
3.1 海岸の概要および工法適用の経緯	17
3.2 透水層断面形状および覆砂断面の決定	18
3.3 調査内容および方法	19
3.4 透水層海浜と自然海浜の地下水位の違い	19
3.5 透水層埋設後の地形変化	19
3.6 透水層の陸側端埋設位置に関する留意点	21
4. 透水層埋設による海浜安定化工法を現地に適用する上での留意点	22
4.1 沿岸漂砂の制御	22
4.2 透水層および排水口の土被り厚	22
4.3 飛砂の供給源になる可能性	23
5. 今後の課題	23
5.1 周辺海浜の生態系への影響	23
5.2 透水層の長期耐久性	23
6. おわりに	23
謝辞	24
参考文献	24

Field Investigation on Applicability of Gravity Drainage System

Shin-ichi YANAGISHIMA*

Synopsis

Field measurements on topography and groundwater level were conducted on the Nijigahama and Matsuzaki coasts in Japan, where the gravity drainage system for beach stability was installed under the surfaces of the beaches. The system prevented the seaward loss of sands although it was not applicable to beaches eroded by the imbalance of longshore sediment transport rate. It did not harm pine trees landward of beaches. Points of notice for the application of the system were also presented.

Key Words: beach maintenance, erosion, nourishment, permeable layer, water table,
field observation, storm surge, rip current

* Senior Research Engineer, Coastal and Estuarine Sediment Dynamics Group
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-8445045 Fax : +81-46-8419812 e-mail:yanagishima@pari.go.jp

現地観測に基づく透水層埋設による海浜安定化工法の 適用性に関する検討

柳嶋 慎一*

要 旨

透水層埋設による海浜安定化工法を、①高潮対策として嵩上げた海浜の砂の流出防止として虹ヶ浜海岸に適用したケース、②覆砂した砂の流失を防ぐために松崎海岸に適用したケースの2ケースにおいて、地下水位、地形の現地調査を行い、本工法の現地適用性、背後地環境に及ぼす影響に着目して検討を行った。その結果、本工法は海浜循環流による砂移動の制御には適さないものの、嵩上げた砂の流出防止に効果を発揮すること、人工海浜への適用により循環流による沿岸漂砂を抑制する可能性があることおよび背後地の黒松に悪影響を及ぼさないことを明らかにした。最後に、今後本工法を現地に適用する上での留意点をまとめて示した。

キーワード：海岸保全，侵食，養浜，透水層，地下水位，現地調査，高潮，離岸流

* 沿岸環境研究領域沿岸土砂管理研究チーム 主任研究官
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5045 Fax：046-841-9812 e-mail:yanagishima@pari.go.jp

1. はじめに

改正海岸法(1999)では、「美しく、安全で、いきいきとした海岸」を次世代に継承するための施策を積極的に進める事が基本理念になっている。これらの実現に向けて、さまざまな観点での取り組みが必要になっており、そのなかで技術的には、防災機能はもちろんのこと、景観にも優れ、人々が親しみやすい高質な海岸保全工法の開発が望まれている。

一方、平成19年度国土交通白書(2008)よれば、地球温暖化にともなう砂浜の消失が想定されおり、温暖化による台風強度の増加にも対応可能な海岸の整備と保全が求められている。

我が国においては、海岸侵食から国土を守るため侵食対策工法が開発・施工されている。従来の侵食対策工法は防災に主眼が向けられておりその多くは、半経験的に開発されたものであった。これに対し、透水層埋設による海浜安定化工法検討グループ(柳嶋ら、2003)は、荒天時に前浜の砂が沖へ運ばれることによって生じる急激な侵食の機構をベースとしながら、環境、利用にも配慮した透水層埋設による海浜安定化工法を開発している。

その後、柳嶋ら(2007)は、外洋に面するため台風、低気圧の通過に伴って高波浪が度々来襲する波崎海岸(潮差:1.4m, 年数回発生する波浪: $H=4.4\text{m}$, $T=10.3\text{s}$, 前浜底質中央粒径:0.18mm, 離岸流が発生するため遊泳禁止になっている自然海浜)における現地調査から、本工法には荒天時の前浜侵食を軽減するとともに、その後の穏やかな期間に前浜の堆積を促進する効果があることを確認している。

しかしながら本工法の効果は、波崎海岸における条件のもとで初めて確認されたものであり、あらゆる条件のもとでの効果が証明されたわけではない。新たな工法として確立させるためには、より広範な条件のもとでの現地での適用を経て、その技術を確かなものにしていく必要がある。

波崎海岸と時期をほぼ同じくして、波崎海岸とは海象条件、海岸の性状、社会条件が異なる以下の2海岸において透水層埋設による海浜安定化工法が施工された。

<ケース1>:高潮対策として嵩上げした海浜の砂の流出を防ぐために本工法を適用した山口県の虹ヶ浜海岸のケース。同海岸は、周防灘に面し潮差が大きく(2.5m)、前浜の底質中央粒径が粗い(2mm)。また年数回発生確率の来襲波浪は小さい($H=1.84\text{m}$, $T=5.5\text{s}$)。本海岸は瀬戸内海国立公園に属しており、白砂青松の景観が今も残る海岸である。

<ケース2>:沿岸漂砂によって侵食された範囲に覆砂した砂の流出を防ぐために本工法を適用した静岡県松崎海岸のケース。同海岸は駿河湾に面し、潮差(1.7m)、底質中央粒径(0.24mm)とも波崎海岸より少し大きく、年数回発生確率の来襲波浪は少し小さい($H=3.5\text{m}$, $T=10.5\text{s}$)。本海岸は、海水浴場として利用されている。

これらのケースでは、透水層埋設による海浜安定化工法が、自然海浜の砂の沖方向への流出を防ぐために適用された波崎海岸のケースとは異なり、嵩上げたあるいは覆砂した砂の流出を防ぐために適用されている。従って、本研究では透水層埋設による海浜安定化工法の新たな観点での適用性とその効果について海岸毎に検討することとした。

一方、本工法は透水層埋設範囲の地下水位を自然海浜よりも低くする効果があることから、背後地の自然環境に対し何らかの影響を及ぼす可能性がある。このため、虹ヶ浜海岸においては、透水層埋設が背後地環境におよぼす影響に関する検討を加えている。

最後に、(1)沿岸漂砂の制御、(2)透水層および排水口の土被り厚、(3)飛砂の供給源になる可能性について考察を加え、今後本工法を現地海岸に適用する上での留意点をとりまとめた。

2. 高潮対策として嵩上げた海浜の砂の流出防止のために適用した虹ヶ浜海岸のケース

2.1 海岸の概要および工法適用の経緯

虹ヶ浜海岸は、山口県の東部に位置し周防灘に面した延長2.5kmの砂浜海岸である(図-1、写真-1)。西の河原川から門蔵山に至る1.6kmの範囲は、瀬戸内海国立公

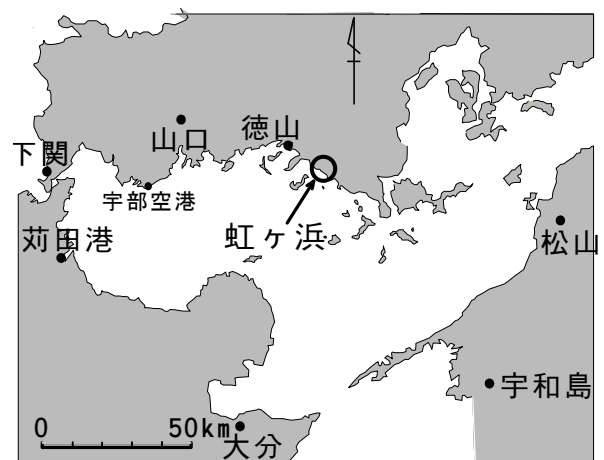


図-1 虹ヶ浜海岸の位置図

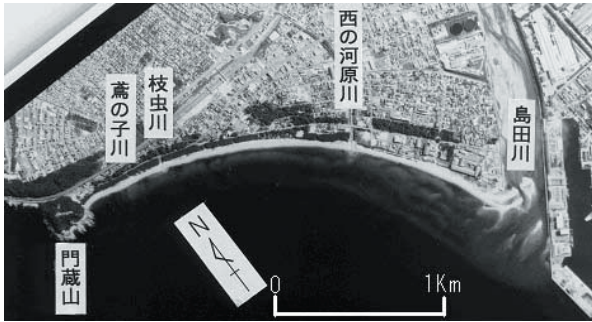


写真-1 虹ヶ浜海岸の航空写真（1988年）

園に属する自然海浜で、水域（T.P.±0m=D.L.+1.845m以下）は普通地域、砂浜背後に黒松林が広がる陸域は、第2種特別地域に指定されている。

西の河原川右岸から西へ250mまでの範囲においては、民家等が海岸近くに隣接している。この範囲の海岸の前浜勾配（H.W.LからL.W.Lまでの勾配）は1/7.2である。さらに西側の海岸の前浜勾配は緩く（西の河原川から550m地点、1/10.5）なっている。前浜表面の底質の中央粒径は、全域に渡り2mmで粗い。

虹ヶ浜海岸は、写真-1に示すように、島田川からの流下土砂によって形成された海岸である。1962年から1998年に撮影された虹ヶ浜海岸の航空写真を基にした汀線の変化の調査結果によると、虹ヶ浜海岸の汀線は、変化が少なく安定している（柳嶋ら、2000）。このような状況の中で、西の河原川右岸から西側の後浜天端高が部分的に低い同海岸の背後地は、1991年に台風9119号によって大きな高潮浸水被害を受けた。そのため、この海岸の高潮対策を講ずる必要が生じたものの、高潮対策を検討する上で、虹ヶ浜海岸には、以下の制約条件が存在した。

- ① 国立公園に指定されているため、現在の景観を保護する必要がある、沖の眺望に人工的な構造物の建設が困難である。
- ② 海面下に没する構造物の潜堤は、潮差が大きい海域のため高潮時の効果が期待できないとともに、漁業の支障になる。
- ③ 地元住民の要望で、背後の松原と浜がコンクリート等によるハードな構造物で分断される従来の階段護岸は建設できない。

これらの制約条件を満たす方法として決定されたのが、砂によって後浜天端を嵩上げするとともに、その砂の流出を防ぐための構造物が全て砂中に埋設される、透水層埋設による海浜安定化工法である。すなわち、虹ヶ浜海岸においては、透水層埋設による海浜安定化工法が高潮対策の一環として試験的に適用された。

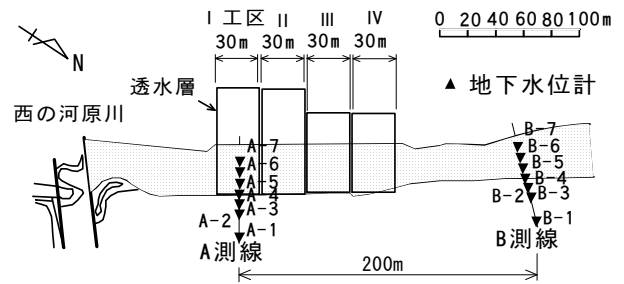


図-2 透水層埋設範囲および地下水位測定位置

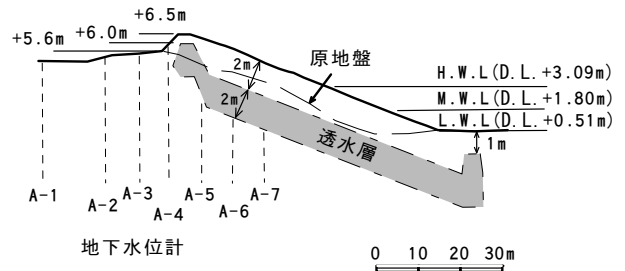


図-3 虹ヶ浜海岸の透水層海浜断面形状(I, II工区)

2.2 透水層埋設位置および断面形状の決定

透水層の埋設位置は、後浜背後地に存在する民家、社会福祉施設を高潮による浸水から護るために、図-2中の口囲みの範囲である。透水層は、沿岸方向幅30m毎に分け（I～IV工区）埋設された。

図-3は、以下の条件によって決定された虹ヶ浜海岸の透水層を埋設する海浜（以後、透水層海浜と呼ぶ）I、II工区の断面形状を示している。

後浜天端高は、虹ヶ浜海岸での計画高潮位（D.L.+5.2m）に、30年確率波（ $H_{1/3}=2.82\text{m}$ 、 $T_{1/3}=6.5\text{s}$ ）の遡上高（D.L.+6.24m）と、余裕高を加えたD.L.+6.5mである。この高さは、地元住民から要求された、背後の松林（地盤高D.L.+5.6m）から直立した大人が水平線を眺めることが出来る高さという条件を満足している。図-3中には、原地盤を破線で示しており、後浜の嵩上げ高は0.9mである。

虹ヶ浜海岸の前浜部分の勾配は前述のとおり急であるが、後浜からL.W.L(D.L.+0.51m)までの間の勾配は1/10であり、その先は200～300m沖合までほぼ水平の海底が続いている。そのため、透水層断面の勾配は、原地盤の勾配と同様の1/10にしている（I、II工区、図-3参照）。後浜を0.9m嵩上げし、前浜勾配を原地盤と同じにするためには浜全体を嵩上げしなければならない。しかしな

がら、施工にあたって地元住民から出された条件は、「他から砂を持ってきてはならない」という厳しいものであった。この条件を満たすために、砂浜内に設置する透水層の厚みによって砂浜を嵩上げすることとし、そのため、透水層は厚くなり 2m となった。

透水層の 2m という層厚は、波崎海岸の中空の透水層の層厚 20cm の 10 倍もの厚さである。層厚 2m の中空な構造とした場合、施工時における透水層の構造的な強度を確保するのが難しくなる。そこで、透水層は、中空とはせず、現地砂を用いた目詰まり試験の結果に基づいて、最も目詰まりしない 5 号砕石（粒径 13~25mm）を内部に詰める構造とすることになった。なお、石材の散乱を防ぐため、網状袋に砕石を詰め透水層にし、透水層の沖側端は台形状に盛り上げ排水口にし、砂のクイックサンド状態を利用して排水する構造である。

以上の条件で実際に I、II 工区を施工したところ以下の問題が発生した。

- ①透水層埋設時に発生する掘削砂の中にシルト成分がまとまって多く含まれていて、嵩上げに必要な砂の量を確保できない状態であることが判明した。
- ②追跡調査の結果、施工断面の M.W.L 付近が侵食され急勾配化することが分かった。

このため、III、IV 工区の前浜勾配は、1/7.5 に変更され、少ない砂量での嵩上げを可能にした。

2.3 調査内容および方法

細貝ら(1997)は、海面変動、地下水位および地形を以下のように測定している。

海面変動は、虹ヶ浜海岸の東 5km に位置する棧橋において、空中発射型超音波波高計を用いて測定している。

透水層内の地下水位の岸沖分布を測定するために、図-2 に示したように I 工区の透水層埋設範囲の中心線に測線を設定し、それに沿った 7 地点 (A-1 から A-7) に内径 10cm の塩ビパイプを打設した (岸沖方向の位置の詳細は図-3 参照)。また、沿岸方向に 200m 離れた地点 (図-2 参照) の自然海浜でも同様な塩ビパイプを打設した (B-1 から B-7)。以下では、透水層埋設範囲内の測線を測線 A、自然海浜の測線を測線 B と表記する。地下水位は、全てのパイプ内に設置した地下水位計によってバースト間隔 10 分間で 10 秒間にサンプリング間隔 1s で測定し、その平均を計算した。海面変動および地下水位の観測は、透水層を埋設する 1 年前の 1994 年 10 月から開始され、1999 年 9 月まで行われた。

地形測量は、図-4 に示す測線 (測線間隔 15m~100m) に沿って、岸沖方向間隔 10m で、レベル・スタッフを用

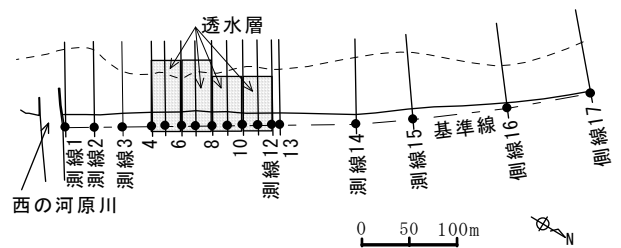


図-4 虹ヶ浜海岸における地形測量の測線

い、全ての工区の透水層の埋設が終了した 1998 年 8 月から 2000 年 1 月まで、大潮時(2回/1月)に行なわれた (計 56 回)。また、柳嶋ら (2003) は、台風 9918 号が来襲した 1999 年 9 月 24 日、27 日、10 月 12 日、11 月 30 日に追加現地調査を行い、遡上痕跡高、地形を測定した。さらに、長期的な地形変化を把握するため、2006 年 5 月、GPS 測量器を用い地形測量を実施した。

2.4 透水層埋設後の地下水位の変化

透水層埋設が後浜の地下水位におよぼす影響を検討するために、透水層海浜に設定した測線 A と自然海浜の測線 B の地下水位を、通常時と台風時について比較することとした。まず、透水層を埋設する前の両測線の地下水の変動特性を確認する。

比較に用いたデータは、透水層埋設前の 1994 年 11 月 18 日の観測結果である。当日は、大潮であり、2 時の干潮(D.L.+0.57m)から 9 時の満潮(D.L.+3.15m)を経て 15 時の干潮(D.L.+1.32m)まで変化した。観測期間中、降雨は無く、有義波高は 0.15~0.35m、周期は 2.5~4.0s であった。

図-5 は、測線 A、B における各測点の地下水位の変化を 10 分間隔で示したものである。測線 A の地下水位 (縦軸) と測線 B の地下水位 (横軸) を同一スケールで表記しており、45 度の破線上にデータがプロットされた場合には、同水位であることを、プロットされたデータが、直線状の時には同位相の変動であることを意味している。

測点 2、5、6 では、水位データが直線状で、破線近くにプロットされていて、これらの測点では同位相、同水位で変動していることが分かる。測点 3、4、7 では、破線に沿って細長く反時計回りにプロットされている。すなわち、測線 B の位相が測線 A よりもわずかに早い。測点 1 では、反時計回りの楕円状にプロットされており、楕円の中心は破線の近くにあるものの、楕円の長軸が少し傾いている。従って、測線 B の振幅が大きく (ピーク水位も高い)、位相が早い。

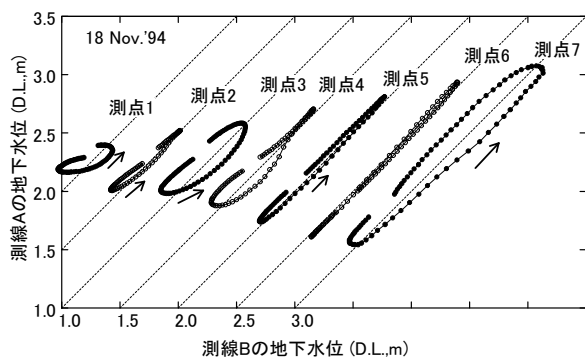


図-5 透水層埋設前の地下水位の比較

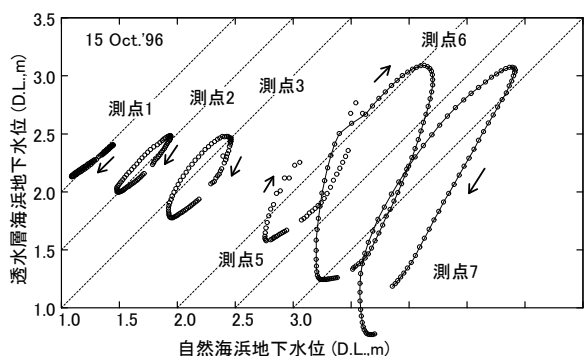


図-6 透水層海浜と自然海浜の地下水位の比較(通常時)

このように測点によっては、汀線からそれぞれの測点までの距離が対応する測点間で必ずしも同じでないことや、浜内部の土質構造が全く同じではないため、同位相・同水位で変動していない。従って、以下の解析では、このことを踏まえて検討する。

まず、波が穏やかな通常時について、透水層海浜と自然海浜の地下水位の違いを考察する。ここでは、1996年10月15日の4時から16時の間の地下水位変動データを用いた。この日は、大潮であり、潮汐は4時の干潮(D.L.+0.54m)から10時の満潮(D.L.+3.12m)を経て16時の干潮(D.L.+1.07m)まで変化した。観測期間中降雨は、無く、有義波高は0.12~0.43m、周期は2.5~3.6sであった。透水層の沿岸方向埋設幅は30m(I工区)である。

図-6は、図-5と同様に透水層海浜(測線A)と自然海浜(測線B)の地下水位の関係を示したものである(A-4は欠測)。横軸は測線Bの水位であるが、この結果を透水層が埋設されていなかった時の測線Aの水位とみなすことができる。

測点2, 3, 5, 6, 7ではプロットしたデータが、時計回りに楕円状に変化している。このことは、潮位が上げや下げに転じた後の地下水位の上昇・下降が、透水層海

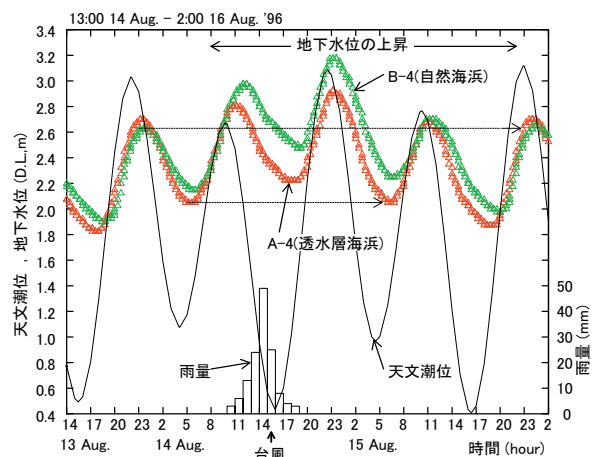


図-7 天文潮位、地下水位、雨量の経時変化

浜の方が早まることを意味している。また、楕円の長軸が破線より立っていることは、透水層埋設によって振幅が大きくなり、ピーク水位も高くなっていることを示している。この傾向は、特に、透水層の埋設域内に位置する測点5, 6, 7(図-3参照)で明確である。

測点1では、データが破線近くに直線状にならんでおり、ほぼ同位相・同水位の変動をしている。透水層埋設前のこの測点の水位変動は、振幅が小さく、ピーク水位が低かった(図-5)ので、透水層埋設の影響が測点1まで及んでいることが分かる。

結局、透水層を埋設すると、通常時においては地下水位の変動幅が大きくなり、地下水位のピーク値は大きくなる。なお、ピーク水位が高くなる程度は、図-6に示したデータにおいて、測点2で3cmであり、透水層の埋設範囲内にある測点5では30cmであった。

次に、地下水位の上昇が大きくなると推察される台風時の地下水位の違いを検討する。

1996年8月14日15時過ぎに台風9612号が徳山市付近に上陸した。図-7は、台風上陸時を中心にして2.5日間の地下水位、天文潮位、雨量の経時変化を示したものである。

地下水位は、透水層背後地のA-4および汀線からの距離がA-4と同じ自然海浜のB-4での観測結果である。潮位は、下松港の推算値で、雨量は、下松アメダス観測データである。図-7に示した台風来襲時に波浪データが得られなかったため、波高は下松観測所で観測された風向・風速を用い推算した。推算の結果、最大波高は、14日19時頃に1.9mと算出された(山口県, 2009)。

自然海浜、透水層海浜とも地下水位は、台風が上陸する前の14日10時頃より上昇している。この初期の地下

水位の上昇は、降雨に対応していることから雨が原因と考えられる。台風上陸後の14日18時以降は、風波が大きくなり、wave set-up や波の遡上などにより、砂浜の地下水位が通常よりもさらに高くなったと推察される。このことは、天文潮位がほぼ同じである13日23時の自然海浜の地下水位に比べ、14日23時のそれは0.6m高くなっていることから分かる。

自然海浜の地下水位は、14日11時頃から透水層海浜より高くなり、この状態は15日20時頃まで継続している。データが得られた、測点1, 6においても透水層海浜の地下水位は、自然海浜よりも常に低かった。

自然海浜においては、一度地下水位が上昇すると、上昇前の水位に戻るのに1.5日ほど要することが分かる。一方、透水層背後地の地下水位は、透水層によって速やかに排水されるため自然海浜より低く、台風来襲前の干潮時天文潮位(14日4時頃)と干潮時地下水位(14日5時頃)との関係を勘案すると15日7時頃には通常の地下水位に戻ったと考えられる。すなわち、透水層背後地の地下水位は、自然海浜に比べ0.5日早く、通常の地下水位に戻っている。

以上の結果から、台風時には透水層埋設によって透水層海浜の地下水位は、自然海浜の地下水位よりも常に低くなる事が分かる。また、台風時に上昇した透水層海浜背後地の地下水位は、自然海浜に比べ0.5日早く低下することが分かる。

2.5 黒松への影響

透水層の埋設により、静穏時には図-6で示したように、地下水位の変動幅が大きくなりピーク水位も高くなる事が分かった。透水層埋設による海浜安定化工法は自然に限りなく近い状態で海浜を保全することを旨とするものであり、透水層埋設による地下水位の変動が背後地の黒松へ悪影響を及ぼしてはならない。そこで、透水層を埋設した背後地の黒松への影響を検討することにした。

(1) 虹ヶ浜海岸背後地の概要

透水層海浜の中で、最も高い後浜の原地盤高は、図-3に示したとおり、D.L.+5.6m(透水層の陸側に位置する)である。それより陸側の黒松林では地盤高は、陸方向に緩やかに低くなり(勾配:-1/46)、市街地へと続いている(図-8参照)。一方、透水層海浜よりも西側の自然海浜の後浜天端高は、D.L.+6.15m~+6.22mであり、黒松林地盤の勾配は透水層海浜よりも緩く(勾配:-1/50~-1/100)、黒松林の奥行きは、西側ほど狭くなっている。

透水層陸側端から最も海側の黒松までの距離は、4m(測線6付近)であった。

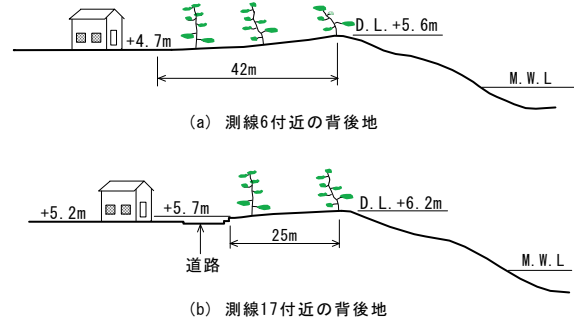


図-8 海浜及び背後地の模式図

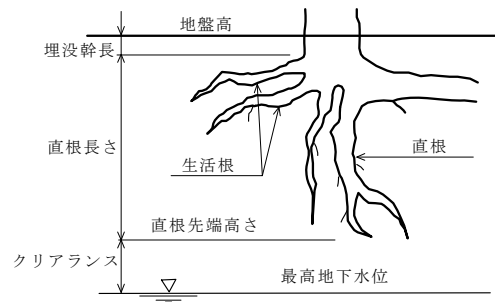


図-9 根系の名称と定義(細貝ら, 1997)

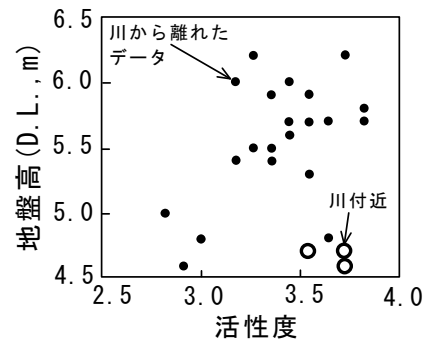


図-10 黒松の活性度と地盤高(細貝ら, 1997を修正)

表-1 根系の状況(細貝ら, 1997)

サンプル No.	1	2	3	4	5
推定樹齡(年)	21	23	18	31	35
地盤高(D.L.,m)	+5.5	+5.9	+6.2	+5.6	+6.1
埋設幹長(m)	0.9	0.3	0.1	0.1	0
直根長さ(m)	1.5	1.2	1.5	2	2.5
直根先端高さ(D.L.,m)	+3.1	+4.4	+4.6	+3.5	+3.6
クリアランス(m)	0.6	1.9	2.1	1	1.1

(2) 黒松の活性度

一般的に、地表面付近に這う黒松の生活根(図-9 参照)は、水分を吸収する役割をはたす。一方、深く直下に伸びる根(直根)は、水分の吸収の役割もはたすが、黒松が安定するためのものである。

村井ら(1992)は、海岸近くの黒松の場合、直根が 80cm 以上伸びると、松の良好な生育が期待でき、直根の発達を阻害する地下水位は地表面よりも 1m 以上下にあることが望ましい、と述べている。細貝ら(1997)は、黒松の活性度を調べるために、西の河原川から門蔵山までの松林全体から 30 本の松を選定し、11 項目(樹勢、樹形、枝の伸長量、梢端の枯損、枝葉の密度、葉形、葉の大きさ、葉色、ネクロシス、萌芽の時期、芽の大きさ)について 5 段階評価をしている。

図-10 は、細貝ら(1997)が 30 本の黒松について各 11 項目にわたって 5 段階評価した結果の平均値(活性度)と黒松が生えていた地盤高さの関係である。図中の白丸は、西の河原川の近くに位置していた黒松であり、地盤高が低いにもかかわらず、活性度は高い。このようなデータが含まれるためバラつくが、地盤の高い方が活性度は高くなっている。一方、汀線から黒松までの距離と活性度との間に関係は認められなかった。以上の結果から、他の要素も関与しているものと考えられるが、黒松の活性度を高くするには、地盤高は高く、地下水位は低い方が良いと細貝ら(1997)は結論している。

表-1 は、細貝ら(1997)が切株 5 本について根本を掘削して根系を調査した結果である。表中の用語の定義は、図-9 に示されている。直根の長さは、1.2~2.5m であり、その先端高さは D.L.+3.1~4.6m の位置にある。透水層埋設前の 1994 年 11 月~1996 年 2 月の間に、透水層海浜(測線 A)の背後にある測点 2 で観測した地下水位の年平均値は、D.L.+2.20m である。地下水位が高いのは降雨の多い 5~9 月であり、その間の平均値および最高値は、それぞれ D.L.+2.27m、D.L.+2.50m であった。地下水位の最高値を用いて計算したクリアランス(図-9 参照)は、表-1 の最下段に示されている。

通常時には、透水層を埋設した後、測線 A の測点 2 (透水層埋設範囲の背後 15m のところに位置する)では地下水位のピーク値が 3cm 増加した。透水層埋設範囲内に位置する測点 5 の上昇量が 30cm であることを考慮に入れると、地下水位が上昇したとしても表-1 に示したクリアランスが最も小さいサンプル No.1 においても地下水面が直根先端に届くことはないであろうと考えられる。台風時には、図-7 に示すとおり、自然海浜の地下水位は、+3.2m であるのに対し、透水層背後地の地下水位は+2.9m

であり、表-1 に示した最低の直根高さよりも低い。すなわち、黒松は良好に生育出来ると考えられる。また、図-7 において波の遡上によって上昇した透水層海浜の地下水位は、自然海浜よりも 0.5 日早く低下することが分かっている。

村井ら(1992)は、黒松は 1 日程度、海水が地表面に滞海水しても枯死することはないが、8~10 日の滞海水で 50%近い枯死率になると述べている。透水層海浜背後地の地下水位は、図-7 に示すとおり早く低下するので、透水層を埋設することにより、滞海水が原因の黒松の枯死を防ぐことができるものと考えられる。

2.6 高潮時の自然条件および地形変化の実態

調査期間中の 1999 年 9 月 24 日に台風 9918 号が来襲し、虹ヶ浜海岸では高潮浸水被害および海岸侵食が生じた。まず、透水層埋設による海浜安定化工法の、嵩上げた砂の流出防止効果について確認する。

(1) 台風来襲時の気象・海象条件

虹ヶ浜海岸に台風が最も接近したのは、9 月 24 日 8 時~9 時の間であり、台風は虹ヶ浜の西 58km の山口宇部空港付近を通過した。この時、徳山港における平均風速は、8 時 30 分頃に最大値 20m/s に達した。

潮位は、満潮を過ぎた 9 時 20 分に最高になり、D.L.+4.56m であった。また、この時の高潮偏差は、ピーク値に近い 1.94m であり、満潮と高潮偏差のピークとがほぼ重なっていた。

波浪推算結果(山口県, 2000)によると、換算沖波波高は、8 時 30 分の 2.3m から急に増大し、9 時には 3.31m になっていた。周期は、6.5~7s の範囲でほとんど変化しなかった。

(2) 波の遡上

図-11 は、台風来襲前の後浜天端高(破線)および台風時の遡上痕跡高の沿岸方向分布である。ここで、台風来襲前の後浜天端高よりも遡上痕跡高が高いのは、

①測線 4 の後浜天端部分には植物(背丈 0.5m 以上)が密生していたため波の遡上に伴って運ばれた砂がそこに堆積した。

②測線 12, 17 付近の後浜背後には防風垣(竹製)があり、遡上波の越流により倒壊しかかった防風垣上に波の遡上に伴って運ばれた砂が堆積した。

以上が原因と考えられる。

遡上痕跡は、透水層海浜で高く(D.L.+6.65m)、西側の自然海浜で低く(D.L.+6.39m)になっている。この高さの違いを検討するために以下に示すデータの断面地形を比較した。

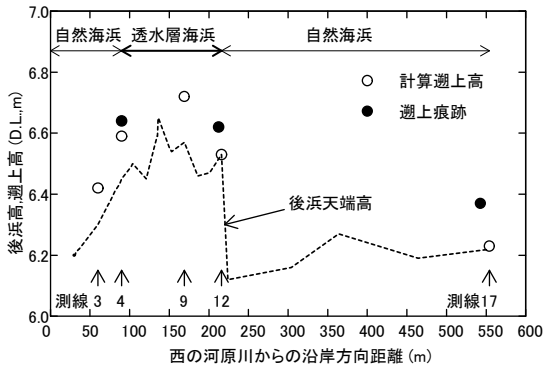


図-11 後浜天端高および遡上高の沿岸方向分布

- ①透水層の埋設工事を行う前の、1987年12月の透水層埋設範囲に相当する海浜および自然海浜。
 ②台風来襲直前の1999年9月10日の透水層海浜および自然海浜。

断面地形を比較した結果、1987年当時から、透水層海浜に相当する範囲の前浜勾配は、自然海浜よりも急になっており、台風来襲直前の自然海浜の平均前浜勾配は1/10.5であるのに対し、透水層海浜は1/7.2であった。

透水層海浜の遡上高が高いのは、前浜勾配が自然海浜よりも透水層海浜の方が急なためと考えられる。例えば、遡上に関する Hunt の式(土木学会, 1999)

$$R/H = a \cdot \tan \alpha / \sqrt{H/L} \quad (2)$$

を参照すると、無次元遡上高は $\tan \alpha$ に比例し、急勾配な海浜ほど遡上高が高くなる。

次に、改良仮想勾配法(土木学会, 1999)を用い遡上高を計算した。ここで、潮位は2番目の高潮位(8時50分, D.L.+4.54m)を、換算沖波波高は、9時の波浪推算値(山口県, 2000)($H_0=3.31\text{m}$, $T=6.8\text{s}$)を、地形は、台風来襲前の海浜断面を用いた。ただし、計算遡上高が後浜天端高を越えるケースでは、後浜を越えて海浜がさらに連続していると仮定した。

計算遡上高を、図-11中に○印で示した。計算遡上高は、遡上痕跡よりやや低めではあるが、ほぼ一致している。遡上痕跡高と台風来襲前地盤高を比較すると、全域において後浜天端で越流が生じていたことが分かる。

(3) 高潮時の地形変化の実態

図-12は台風来襲前後の断面地形、透水層、最大水位、後浜背後地の浸水水位、植栽の有無、防風垣および滞筋の位置を示している。それぞれの測線の位置は、図-4に示している。ここで、浸水水位は、透水層背後地にある物置小屋に残った痕跡から測定した高さである。また、

倒壊しなかった防風垣は実線で、倒壊した防風垣は破線で示した。

全ての測線で、侵食はD.L.+2.5mよりも高い位置で生じている。高い位置が侵食したのは、最大高潮偏差のピークが満潮時に重なり、水位が高い状態で、大きな波が前浜に直接作用したためである。高い位置での海浜の侵食量が最も多いのは、西の河原川に近い自然海浜の測線2である。次いで、侵食量は自然海浜の測線3、前浜勾配を1/10とした透水層海浜の測線4の順に多い。

測線2のD.L.+3.3m付近の凹んだ地形(△印)は写真-2に示すとおり西の河原川の流路痕跡を現している。潮位がまだ高く(10時20~30分, D.L.+3.3m)波も大きい時に、西の河原川からの出水が重なり、流路は高い位置に生じたものと考えられる。この時の波向が東寄りであったため、流路は西に傾き測線4にまでおよんでいることが断面地形から読みとれる。

沿岸方向に傾いた流路の陸側斜面は急な勾配(浜崖)になっていることが多い(写真-2参照)。このような状態で波を受けると、浜崖の基部が侵食され、上部が崩落することにより浜崖の高さはさらに増大すると考えられる。従って、西の河原川に近い測線の断面地形変化には、西の河原川の流路がきっかけで生じた侵食の影響が含まれていると考えられる。

これに対し、前浜勾配を1/7.5に変更した透水層海浜の測線9, 12の侵食量は少なくなっている。ただし、両測線の侵食は後浜天端部分まで及んでいる。

透水層海浜から西側に337m離れた自然海浜の測線17の侵食範囲は、D.L.+2.5mから+5.0mまでである。この測線において、後浜天端を越える越流が少なかったため、+5.0mから後浜天端付近まで地形変化は生じていない。なお、D.L.+2.5m付近のこぶ状の地形は、新たに形成されたバームである。

一方、D.L.+2.5mよりも低い部分の断面地形は測線2, 9, 12, 17ではほとんど変化していない。測線3, 4のH.W.Lよりも低い部分には、西の河原川の流路(○印)が台風来襲前にこの位置付近にあったため、地盤が低く、そこに堆積が生じたのである。

前述したとおり、全ての測線で越流が生じたけれど、越流時の流れによって後浜天端部分が侵食された測線(測線9, 12)と侵食されなかった測線(測線3, 4, 17)がある。侵食された測線の後浜天端部分の砂は背後地に運ばれ堆積している。測線毎の地盤高データを基に、背後地堆積土量の計算を行ったところ、侵食された前浜および後浜の砂の37%が背後地に運ばれたことが分かった。

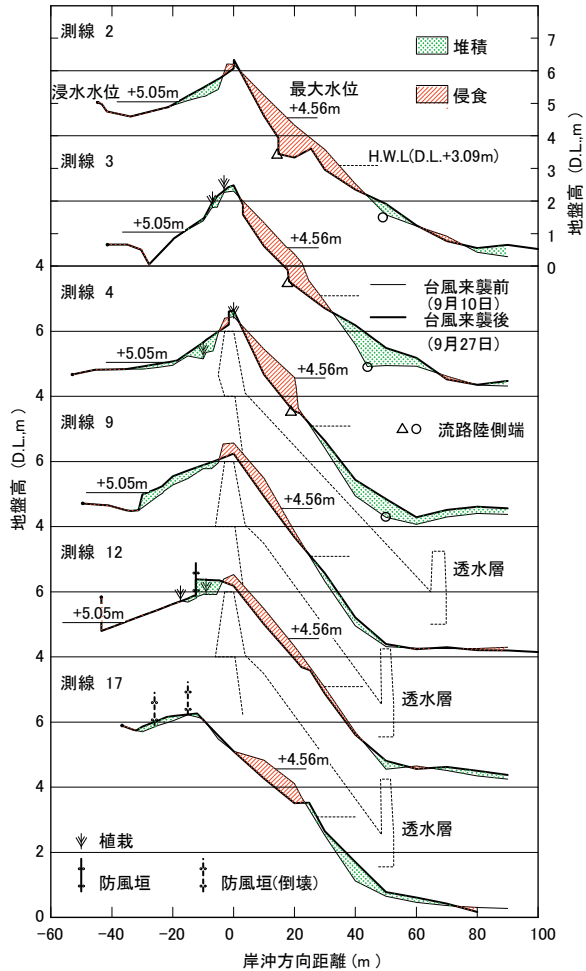


図-12 断面地形変化



写真-2 透水層海浜付近に生じた西の河原川の流路痕跡 (1999年9月24日15時頃)

一方、後浜天端部分が侵食されなかった測線でも後浜背後で堆積が生じている。ただし、堆積量は少なく、特に計算遡上高が最低の測線 17 の背後地での砂の堆積量は少ない。これは、測線 17 での波の遡上高が低かったこ

表-2 単位幅当たりの侵食量

	台風 9918 号来襲時 (短期的, 1999 年 9 月 10 日～27 日)
自然海浜	-14.95m ³ /m
透水層海浜	-9.14m ³ /m

とと、最終的には倒壊したものの、後浜天端部およびその背後に設置されていた竹製の防風垣が一時的に越流を阻止したためと考えられる。

透水層埋設により嵩上げた砂の流出は、測線 9, 12 において最も少なくなっている。しかし、両測線とも後浜天端部分に侵食が生じた。この侵食の原因は、自然海浜よりも透水層海浜の波の遡上高が高いことによって生じた流れである。この流れによって後浜背後地に海浜の砂が運ばれてしまい、再び海浜に戻らなくなったため、海浜の侵食が生じたものと考えられる。

これに対し、透水層を埋設した測線 4 において、自然海浜と同様な海浜の侵食が生じた。この原因は、西側に傾いた西の河原川の流路がきっかけで生じた侵食が透水層海浜までおよんだことである。

透水層海浜の後浜天端部分が侵食されたとはいえ測線 9 の天端高さは、D.L.+6.2m (図-12) にとどまっており、後浜を嵩上げる前の原地盤 (図-3, D.L.+5.6m) までは低下していない。

透水層埋設による海浜安定化工法の嵩上げた砂の流出防止効果を検討するために、台風来襲に伴う単位幅当たりの断面地形変化量を自然海浜と透水層海浜について計算した。岸沖方向の計算範囲は、0m から 40m の間であり、岸沖方向間隔 10m で測定したデータを用いている。また、自然海浜は、西の河原川の流路の影響を強く受けている測線 2 は除外し、測線 3 の変化量を、透水層海浜は、測線 6～12 の平均値を計算し、結果を、表-2 に示す。透水層海浜の台風来襲に伴う短期的な侵食量は、自然海浜の侵食量の 61% になっている。

以上のことから、透水層埋設による海浜安定化工法には、高潮時においても嵩上げた砂の流出を軽減する効果があることが分かる。

2.7 長期的な地形変化の実態

透水層埋設が嵩上げた海浜の地形変化におよぼす長期的・広域的な影響を把握するために、透水層の埋設工事が完了し、透水層海浜の等高線が海側に凸状の地形

になった1998年8月から台風9918号時を含む2000年1月までの地形変化を経験的固有関数(たとえば加藤・吉松, 1984)により検討する。

経験的固有関数を用いると、地盤高は次式で表される。

$$h(x, y, t) = \sum_n c_n(t) \cdot e_n(x, y) \quad (1)$$

ここで、 $h(x, y, t)$ は測点ごとの平均地盤高からの変化量であり平均地盤高よりも高い場合を正としている。 x は沿岸方向距離、 y は岸沖方向距離、 t は時間、 $c_n(t)$ は、モード n の時間係数、 $e_n(x, y)$ は、モード n の固有関数である。

解析には、大潮毎の計56回の地形測量結果(図-4に示した全測線で、測線間隔は15m~100m)岸沖方向範囲は、図-12に示す0mから90mで、測点間隔10m)を用いた。

(1) 平均地盤高の空間分布

図-13は、時間平均地盤高の空間分布を示している。なお、縦軸は基線からの距離であり、実際の地形は、沿岸方向距離(x)300m付近から550mの間は海側に湾曲している(図-4参照)。

図-13に示した平均地盤高地形において、+0.5mよりも高いコンターは海岸線にほぼ平行になっている。しかし、詳細に見ると透水層海浜の+3.5mよりも高いコンターは海側に凸状になっている(沿岸方向距離90m~220mの範囲で+6mのコンターが3m程)のに対し、+3m~+1mのコンターは陸側にわずかに凹んでいる。一方、0.5mのコンターは沿岸方向に出入りを繰り返していることから、調査範囲においては浅瀬と深みが定常的に存在することが分かる。透水層海浜(I, II工区)の海側には更に深い深みが存在する。

(2) 経験的固有関数による解析結果

図-14は、モード1(上段)、モード2(中段)、モード3(下段)の固有関数の空間分布を示している。また、図-15は、時間係数および有義波高の変化を示した。ここで、有義波高を参照する際、以下の注意が必要である。

有義波高は、図-16に示す室積半島の北側で観測している。そのため、東寄りの波の観測波高は、室積半島の陰になるため、小さめになる可能性がある。しかし、西寄りの波は遮蔽されることなく波浪観測地点に到達する。

一方、虹ヶ浜海岸に來襲する波について考えると、東寄りの波は海岸にそのまま到達する。しかし、西寄りの波は海岸の西側にある笠戸島によって遮蔽されるため、海岸に到達する波は減少する。すなわち、虹ヶ浜海岸に到達する西寄りの波は、図-16に示す波高よりも小さく、逆に東寄りの波は、図-16に示した波高よりも大きくなると考えられる。

モード1(寄与率54.4%)の固有関数は、ほとんどが負の値であり、地盤を嵩上げた透水層海浜のI, II工区で特に大きな値になっている。

時間係数は、調査開始~1998年11月末の間に負の値から0に近づき、1999年7月~9月末に0から正の値に変化している。しかし、上記期間を除き時間係数は、変化していない。以上のことから、調査範囲内の最も大きな地形変化を示しているモード1は、透水層を埋設し、嵩上げた範囲の砂が運び去られ、調査範囲内に留まっていないことを現している。さらに、透水層海浜の砂は、時間係数の変化が特に大きい、台風9918号來襲時に多く運び去られたことが分かる。

モード2(寄与率14.0%)の固有関数は、岸沖方向に正・負の値が交互に帯状に分布している。図中には、平均地盤高地形の+4mのコンターも示してあり、固有関数は、透水層海浜のI, II工区および西の河原川河口付近の+4mよりも高い位置で正の大きな値、+4mよりも低い位置で負の大きな値になっている。

時間係数は、台風9918号來襲前まではモード1と同様の変化をしている。しかし、台風9918号の來襲により、時間係数は正から負の値に変化し、その後は変化していない。これらの結果より、モード2は岸沖方向の砂の移動を現し、特に透水層海浜の通常は波が到達しない+4mから後浜天端付近の砂が台風9918号時の高潮によって低い位置へ移動したことを現している。

モード3(寄与率13.1%)の固有関数は、西の河原川付近の陸側で正、海側で負の大きな値になっている。しかし、透水層海浜(III, IV工区)から西側においては、固有関数は、沿岸方向に負、正の順で現れている。図中には、平均地盤高地形の+1.8m(=M.W.L)のコンターを示してあり、固有関数の大きな値は、正・負ともこのコンター上に分布している。

時間係数は、季節的な変動を示し、8月から11月頃に負、12月から7月に正の値になっている。一方、時間係数の変化に台風9818号の影響は、現れていない。モード3で示される地形変化の実態を理解するために地形図を確認する事にする。

図-17は、モード3の時間係数が負の値になった1999年8月5日の地形を示している。透水層海浜I, II工区の海側に深みがあり、その沿岸方向両側に明瞭な浅瀬が生じている。さらに、沿岸方向距離300m付近に深みが存在することが分かる。

図-18は、図-17の地形を模式的に示したものである。西の河原川の流路(青矢印)は東寄りの波の影響を受け大きく西に傾き、河川水は、透水層海浜I, II工区の海

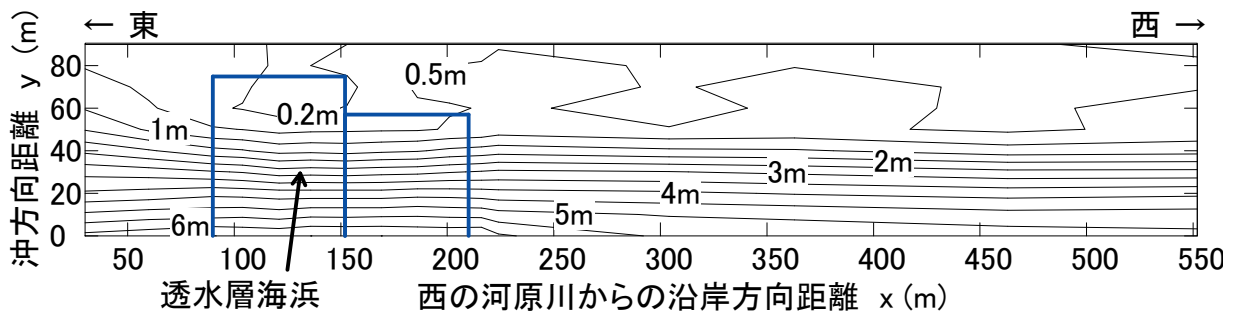


図-13 平均地盤高の空間分布

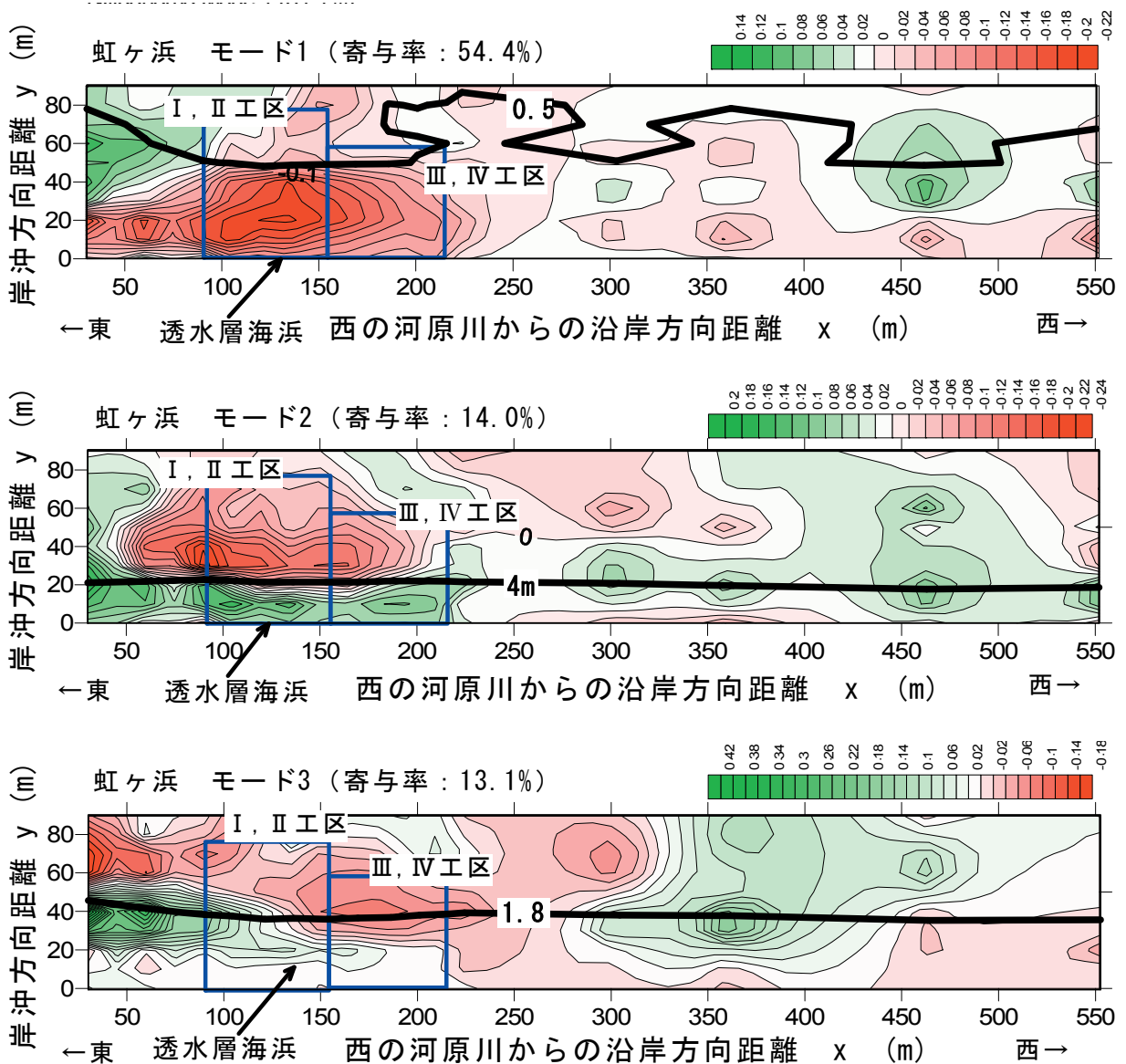


図-14 固有関数(モード1,上段), (モード2,中段), (モード3,下段)の空間分布

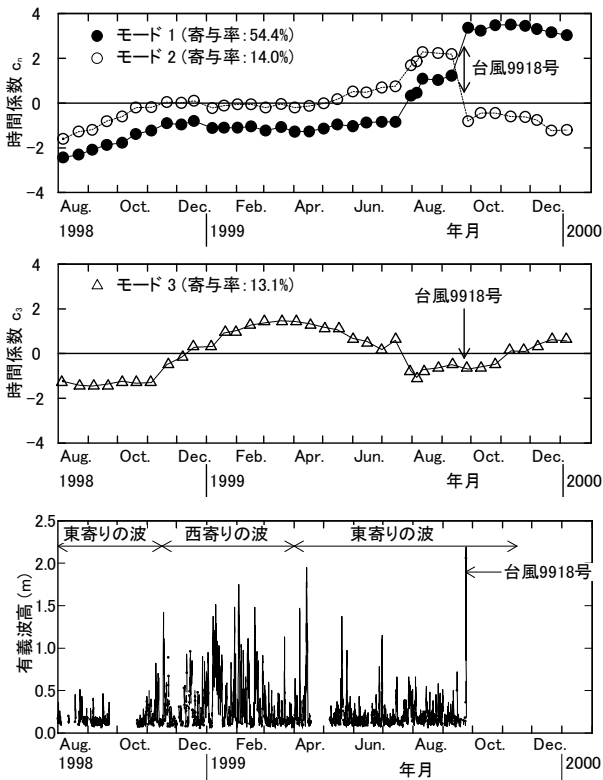


図-15 時間係数 (c_1 , c_2 , 上段)と時間係数(c_3 , 中段)および有義波高(下段)の経時変化

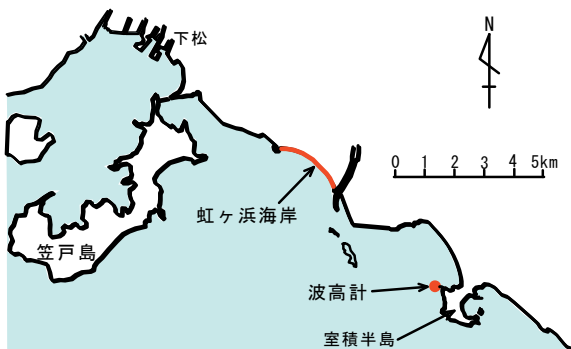


図-16 虹ヶ浜海岸および波高計の位置関係

側にある深みへ向かって流れていた（この流路部分の固有関数が正の大きな値の範囲）。そして、西に傾いた流路の海側には浅瀬が生じていた（浅瀬の部分は固有関数が負で、かつ大きな値の範囲）。

これに対し、図-19 は時間係数が極大になった、1999年4月1日の地形を示している。透水層海浜Ⅰ、Ⅱ工区の海側にある深みは、図-17 に比べ浅くなり、浅瀬も明瞭ではなくなっている。図-18 の沿岸方向距離 300m 付

近に存在した深みも同様にはっきりしなくなっている。

図-20 は、図-19 の地形を模式的に示したものである。西の河原川の流路は、西寄りの波の影響を受け東に傾いており、調査範囲内には存在しなかった。また、図-18 では存在した流路の海側（深みの東側）の浅瀬も消滅している。これらの結果から、モード3は、海浜循環流による沿岸方向から沖側への砂の移動を現し、特に沿岸漂砂にともなう西の河原川の流路の変動とその海側で沿岸方向に交互に存在する浅瀬および深みの発生・消滅を現しているものと考えられる。

最初に述べたように、透水層を埋設し、浜全体を1mほど嵩上げたため、周囲の海浜より地盤（砂浜面）が高くなっていった。すなわち、透水層海浜の等高線は、海側に凸の状態になっていた。まず、この部分の砂が両サイドへこぼれるように運ばれたと考えられる。

嵩上げた砂が両サイドに移動するだけであれば、透水層海浜および周辺の高浜の汀線が直線状になった1998年11月4日頃に、砂の移動はなくなったはずである。しかしながら、その後も透水層海浜の砂の流出は続いた。

図-13 に示した平均地盤高地形において、透水層海浜の+3m~+1mのコンターは陸側に凹んでおり、最後の地形測量である2000年1月7日には、透水層海浜のコンターはさらに陸側に凹んだ形状になった。このことは、透水層海浜の砂が流出した原因は、嵩上げた砂が周囲へ移動しただけではないことを示唆している。

調査範囲内における主たる地形変化を現すモード1の時間係数は、モード3の時間係数が負の値になっている期間に変化し、正の値の期間には変化していない。すなわち、モード1の地形変化は、モード3の地形変化に微妙に関係する（図-21 参照）ことが推察される。

(3) 透水層海浜付近の砂移動に関する考察

図-18 において、西の河原川の流路の海側に浅瀬が生じるとともに、透水層海浜Ⅳ工区から西側へ120mの間に同様な浅瀬が生じている。浅瀬と浅瀬の間には深みが存在する。このような地形は潜堤を設置した状態とよく似ている。

沖から入射する波は、浅瀬で碎波し、その陸側の平均水位は高くなる。一方、深みでは碎波が生じないため、その陸側の平均水位は高くない。その結果、透水層海浜の沿岸方向両側の浅瀬から図中に水色矢印で示すような沿岸流が生じ、その流れは透水層海浜Ⅰ、Ⅱ工区海側の深みから沖に向かう離岸流へと変わる。すなわち、透水層海浜および付近の砂は、このような海浜循環流によって少しずつ調査対象範囲の海側に運ばれてしまっ

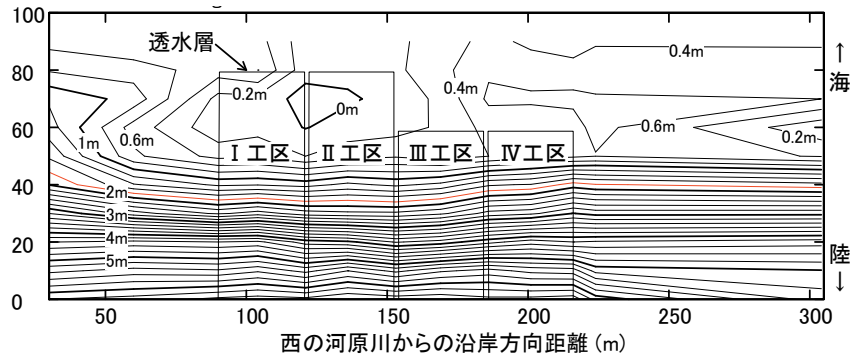


図-17 モード3の時間係数が負になった時の地形図(1999年8月5日)

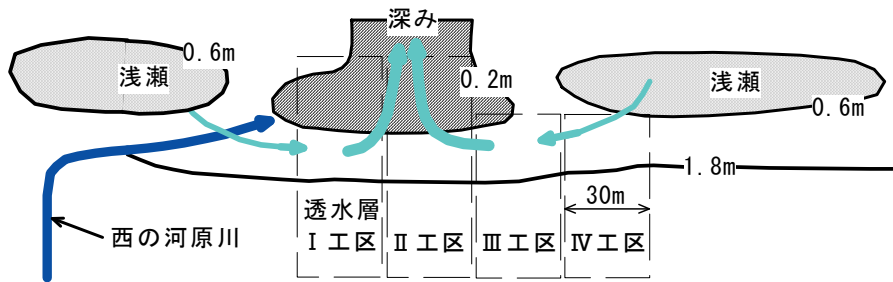


図-18 モード3の時間係数が負になった時の地形および流れの模式図

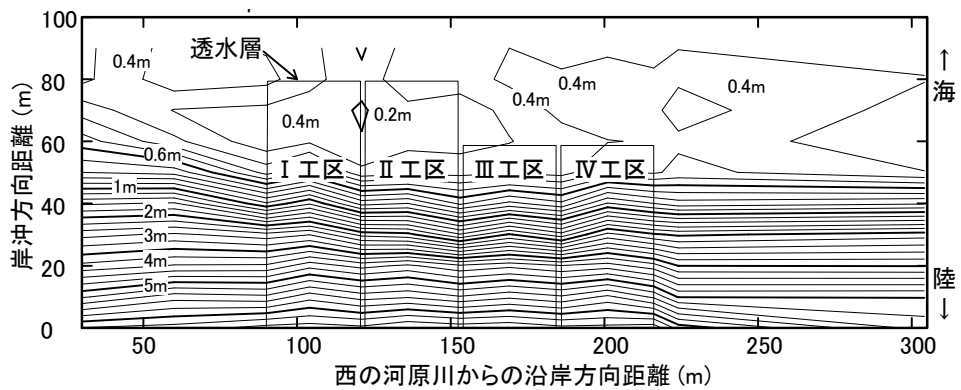


図-19 モード3の時間係数が極大となった時の地形図(1999年4月1日)

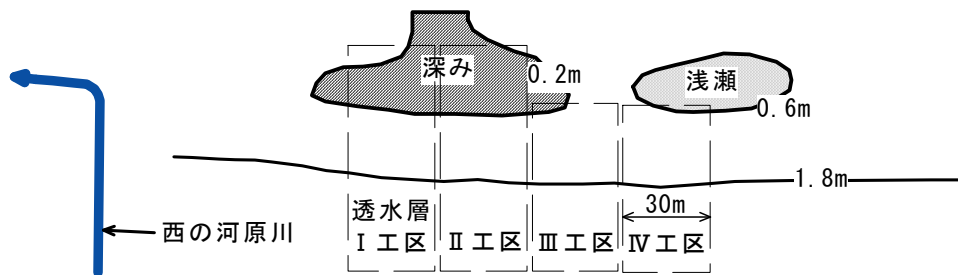


図-20 モード3の時間係数が極大となった時の地形の模式図

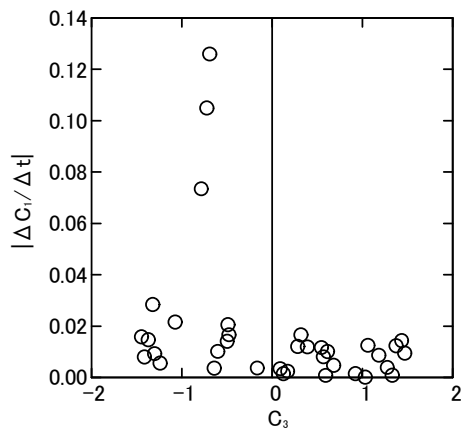


図-21 モード1とモード3の時間係数の関係

たものと考えられる。

運び去られた砂量を検討するため、1998年8月から台風来襲直前の1999年9月10日までの断面地形変化量を計算した。自然海浜（測線3）と透水層海浜（測線6～12の平均）の岸沖方向0mから40mの範囲について計算し、結果を表-3に示す。

自然海浜の侵食量が非常に少ないのに対し、透水層海浜の侵食量は多くなっており、この侵食量が長期的に透水層海浜から海側へ運ばれた砂量を示している。

ただし、台風9918号来襲時の波は、東寄りの高波浪で、満潮時に高潮が重なり、離岸流は生じ難く、西向きの沿岸流が卓越したと考えられるため、透水層海浜

表-3 単位幅当たりの侵食量

	台風9918号来襲前 (長期的, 1998年8月5日～ 1999年9月10日)
自然海浜	-2.95m ³ /m
透水層海浜	-16.41m ³ /m

および付近の砂の侵食は、この流れが原因であると考えられる。

透水層海浜海側の深みは、全ての工区の透水層の埋設が完了し、地形測量を開始した1998年8月5日には既に生じていた。透水層を埋設する以前の深みの位置を深浅図を基に確認したところ、1977年10月、1979年6月、1979年10月、1980年6月、1980年11月などの深浅図において、図-18に示した透水層海浜海側に相当する範囲に、深みが形成されていた。すなわち、透水層海浜の海側の深みは透水層を埋設する以前から存在し、透水層の埋設、嵩上げによって新たに形成されたわけではない。

従って、透水層埋設海浜海側の同じ場所に深みが生じるのは、図-18に示した西に傾いた西の河原川の流路およびその海側に生じる浅瀬地形に伴う海浜循環流が夏場に定常的に生じるためであると考えられる。

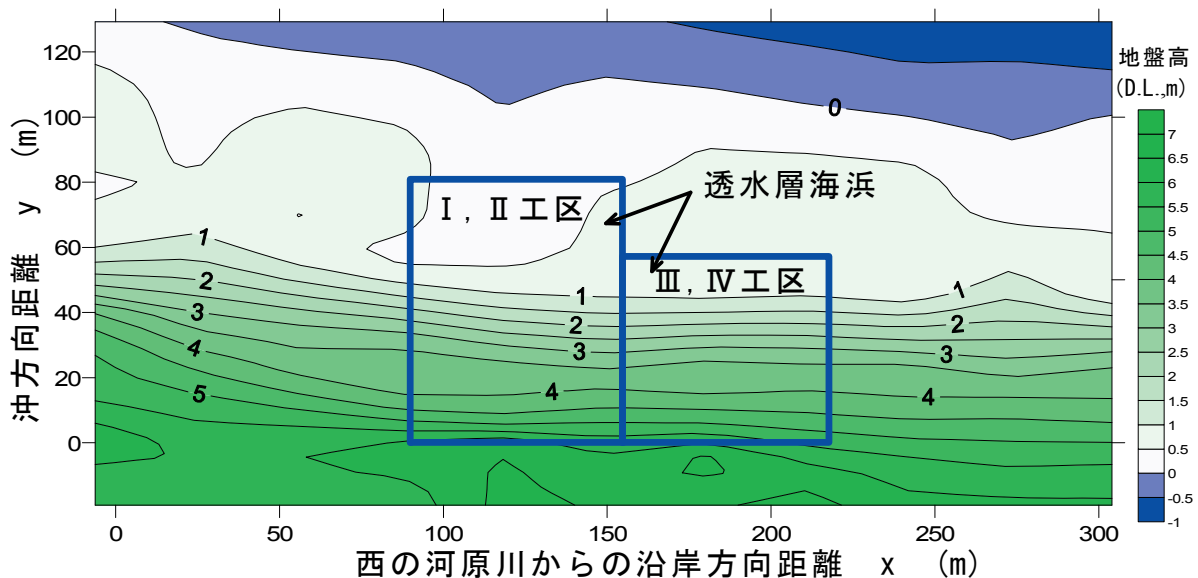


図-22 透水層海浜付近の地形 (2006年5月15日)

片山ら（1992）の模型実験により、透水層を埋設すると、汀線付近において、水位上昇は生じないことが分かっている。

透水層を埋設した海浜付近の夏場の平均水位は、透水層を埋設する前から低く、透水層の埋設により、さらに低下したと考えられる。そのため、図-18 に示す海浜循環流が強調され、砂の流出が透水層埋設前に比べ増大した可能性がある。

以上の検討から、透水層埋設による海浜安定化工法は、虹ヶ浜海岸において生じた夏場の定常的な流れ（海浜循環流）による砂の流出を防げないことが分かる。

長期的な地形の変化を追跡するために、2006年5月に実施した地形測量結果を図-22 に示す。この図において、+1.0m よりも高いコンターは、透水層埋設範囲で陸側に凹んでいない。透水層海浜が侵食されていない原因は、冬場の高波浪時の沿岸流によって透水層埋設範囲の凹んでいた部分に砂が堆積したためと考えられる。すなわち、透水層埋設範囲で生じた侵食は、1年を通じて生じる継続的な現象ではなく、一時的には堆積も生じることが分かる。

3. 覆砂した砂の流出を防ぐために適用した松崎海岸のケース

3.1 海岸の概要および工法適用の経緯

松崎海岸は伊豆半島の西側に位置し(図-23)、南側の松崎港と北側の岩礁部に挟まれた海岸延長約 500m の駿河湾に面するポケットビーチである(図-24、写真-3)。この海岸においては、夏季は静穏な日が続くものの、冬期には強い西風によって波が高くなり、しぶきあるいは飛砂が海岸堤防の背後まで届く。

本海岸では、松崎港の整備（1980年防波堤完成）や西防波堤の建設（1980～1987年）に伴って生じた循環流によって砂がこれら構造物の遮蔽域へと移動し、その結果南側の浜幅は広く（50m、前浜勾配 1/16）、北側へ行くほど

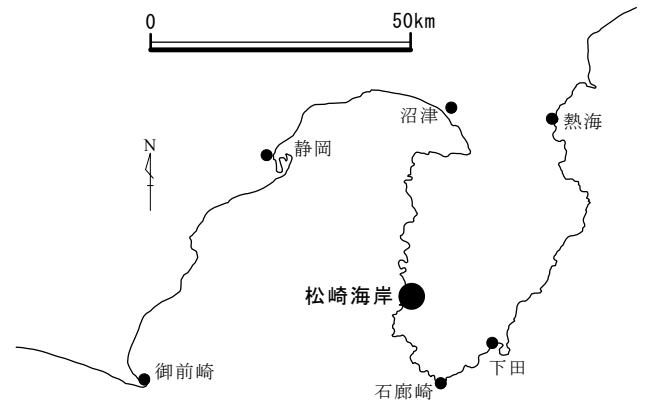


図-23 松崎海岸の位置図

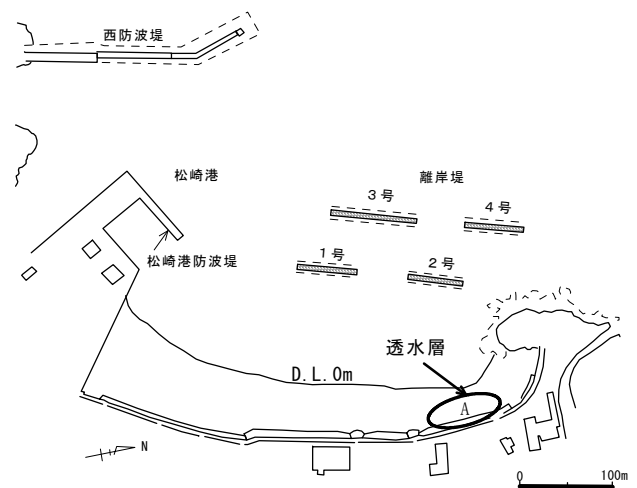


図-24 松崎海岸における透水層工法の適用位置

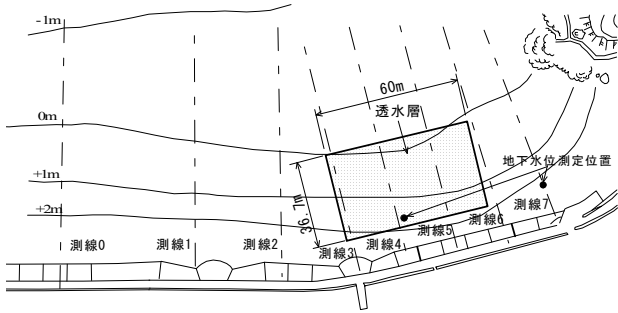


図-25 地下水位測定位置および地形測量測線



写真-3 松崎港海岸および透水層埋設範囲

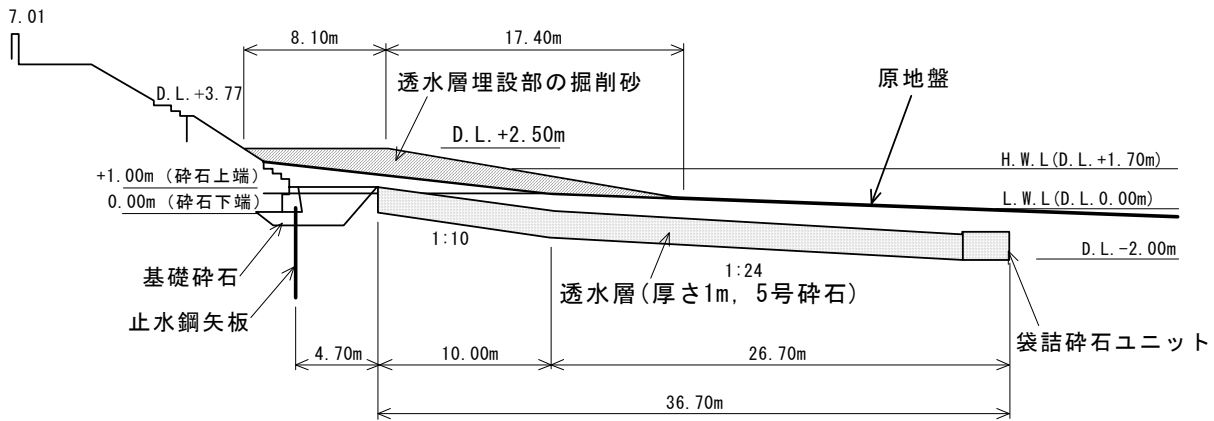


図-26 松崎海岸の覆砂断面および透水層の断面形状

浜幅は狭く(10m, 前浜勾配 1/10)なっている。本海岸の浜表面の底質の中央粒径は、0.24mm である。

後浜がほとんど存在しない北側の一部(図-24 中に A で示す)では潮位の高い荒天時に波浪が直接階段護岸まで到達する。

北側海浜の侵食対策として、4 基の離岸堤が静岡県により建設(1号:1980~1981年, 2号:1979, 1981年, 3号:1989, 1995年, 4号:1990年)され、2度にわたり A 部への養浜も実施(1996年:3680m³, 1997年:1920m³)されている。しかし、依然として A 部の前浜の侵食を防ぐことが出来なかったため、海浜砂の流出防止を目的とした新たな侵食対策工が検討されることとなった。

侵食対策工の選定にあたっては、同海岸が景勝地であるため可能な限り構造物を水面上あるいは陸上に露出させたくないとの地元住民からの要望を受け、透水層埋設範囲で海側に凸状の堆積が生じた波崎海岸での成果を基に、透水層埋設による海浜安定化工法を採用することとなった。

このような経緯から、当海岸では、沿岸漂砂によって侵食された範囲の海浜砂の流出を防ぐとともに、さらにそこに砂を堆積させるといった目的で本工法が適用された。

3.2 透水層断面形状および覆砂断面の決定

松崎海岸の透水層は、浜幅が最も狭い北側階段護岸前面の沿岸方向 60m の範囲(図-25 参照)に設置されている。透水層の岸側端部は、既設階段護岸が図-26 に示すとおり存在するため、基礎砕石の海側端に決定された。沖側端部は現況の D.L.0.0m 位置までであり、岸沖方向の延長は 36.7m になる。

透水層の上端面は、過去の深淺測量結果を基に最深地盤高を読みとり、その地盤高より 0.5m 低い位置としている。また、透水層の設置勾配は、原地盤の勾配に合わせて透水層の陸側端部から沖側 10m の範囲を 1/10、それよりも海側は 1/24 としている。

透水層の上部は、透水層埋設に伴って発生する土砂で覆砂し、そのために必要な土砂量を基に透水層厚は、1m に決められ、透水材は入手が容易で虹ヶ浜海岸で使用実績のある 5 号砕石が用いられている。

計画断面の後浜天端高は、現況南側海浜と同様 D.L. +3.0m に計画された。しかし、施工段階で覆砂に使用する砂の総量を確保できなくなったために天端高を D.L.+2.5m に変更している。これは、汀線付近の表層から 10cm の深さより採取した底質の粒度組成データから判断して、

透水層設置部の掘削土砂をそのまま覆砂として使用すると、過去に経験している波浪による沖への流出や強風による背後地への飛砂としての流出が想定されたことから、現況の中央粒径 0.24mm より細かい粒径の砂を除いて中央粒径が 0.27mm 以上になるように覆砂の底質特性を変更したため、覆砂に必要な砂量が確保できなくなったためである。

透水層を埋設する海浜の断面形状を決定する基準はまだ定められていない。そこで、人工海浜の設計方法を準用し、覆砂する断面の前浜勾配は、砂村の式およびレクターの提案式(日本マリナービーチ協会, 1992)を用い、透水層設置後に安定する勾配を計算し、1/9 としている。得られた前浜勾配は、現地の A 部の前浜勾配 (1/10) に近い値である。

排水口となる透水層の海側端に設置された袋詰砕石ユニットの天端高は、虹ヶ浜海岸と同様に透水層よりも高くしている。

図-27 に、透水層の全体平面図を示す。埋設工事は、1998 年 5 月から 7 月に行われた。

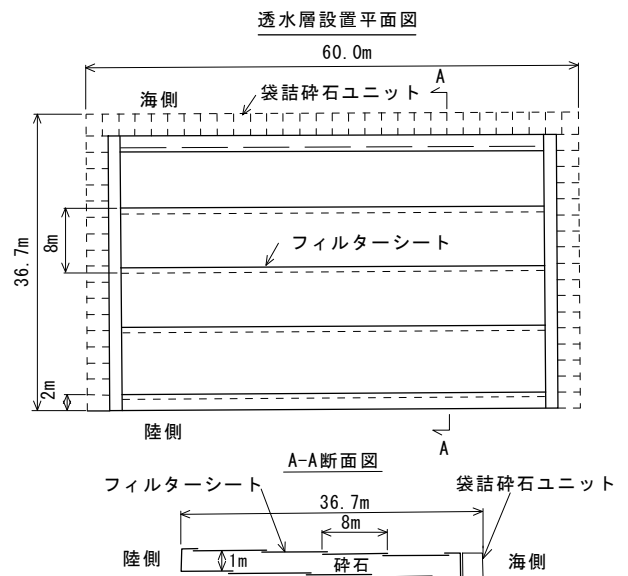


図-27 松崎海岸の透水層全体図

3.3 調査内容および方法

透水層海浜および自然海浜の地下水位の違いを調べるため、図-25 に示した位置の砂浜に塩ビパイプ(内径 50mm, 下端にフィルター付き)を打ち込み、透水層埋設の 4 年後である 2002 年 6 月 13~14 日にパイプ内の地下水位を測定した。

地形測量は、図-25 に示す測線 (0~7) に沿って、岸沖方向間隔 5m でレベル・スタッフを用い、透水層施工直後 (1998 年 7 月) およびその 3 ヶ月後に行われ、以降は 1 回/年の頻度で行われている。なお、施工前である 1997 年 10 月の深浅測量データも解析に使用した。

3.4 透水層海浜と自然海浜の地下水位の違い

図-28 は、松崎海岸における地下水位の観測結果であり、図中には、下田港の天文潮位も示した。なお、この時の目視波高は、0.3m 以下であった。

自然海浜の地下水位は、潮位が低くなくても、地下水位測定地点の地盤高 (D.L.+1.0m) 以下には下がらないけれど、透水層海浜の地下水位は D.L.+0.5m まで下がっている。この状態では透水層が機能していると考えて良い。しかし、潮位が 1.0m 以上に高くなると透水層海浜の地下水位も上昇し、自然海浜の地下水位と同じになっている。すなわち、潮位の高い時に、透水層の機能ははたされなくなっている。

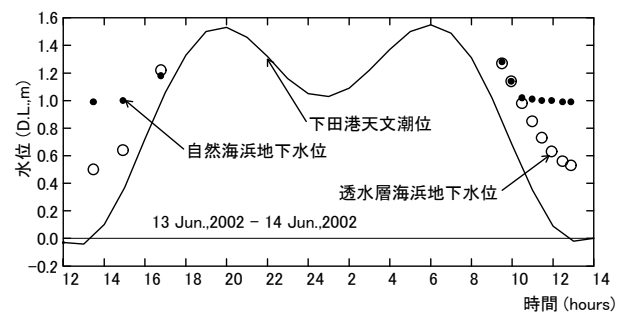


図-28 地下水位観測結果 (2002 年 6 月 13~14 日)

3.5 透水層埋設後の地形変化

透水層を埋設して 2 ヶ月が経過した 1998 年 9 月 16 日に台風 9805 号が来襲し、静岡県御前崎に上陸した。この時の地形変化に注目し透水層による覆砂の流出防止効果について検討する。

図-29 は、透水層埋設範囲の中央に位置する測線 4 の断面地形変化を示している。断面地形は、台風が来襲して 1 ヶ月が経過した 1998 年 10 月 20 日にはすでに、ほぼ施工前の状態まで侵食を受けており、他の透水層海浜測線でも同様な侵食が生じた。

松崎海岸から南に 17km 離れた石廊崎における風の観測結果を調べたところ、1998 年 7 月から 10 月の間に、風速が 15m/s を越えたのは、台風 9805 の時 (最大平均風速 20.4m/s, 瞬間最大風速 39.1m/s) だけであった。従って、この侵食は、主に台風 9805 号に伴う高波浪が作用し

た結果と考えられる。

波崎海岸では、波高の大きな波が長時間にわたって遡上した時に、透水層海浜は自然海浜と同様に侵食された（柳嶋ら，2007）。すなわち，台風 9805 号の際の波浪が大きかったため，松崎海岸の透水層埋設範囲の覆砂のほとんどが流出したものと考えられる。

台風来襲直前の地形測量（1998 年 7 月）が透水層埋設範囲に限られるため，透水層上に覆砂した砂の移動を検討することはできない。そこで，透水層埋設範囲以外の地形は，透水層を施工する 1 年 3 ヶ月前の 1997 年 10 月の深淺測量結果を用い，1998 年 10 月の深淺測量結果と比較することにする。ここで，施工前の透水層埋設範囲以外の地形データとして 1997 年 10 月のデータを用いたのは，石廊崎における 1997 年 10 月から 1998 年 7 月まで風の観測結果を調べたところ，風速は 15m/s を越えておらず，従ってこの間の地形変化は少なかったと判断したからである。

図-30 は，地盤高変化量の空間分布である。図中には，1998 年 10 月の地形を示してある。

赤色で示した地盤高の低下（侵食）は，透水層埋設範囲（最大 1m）およびその北側の -0.5m から +1m のコンターで示した範囲で最も多く，3，4 号離岸堤の開口部に向かってその侵食域が伸びている。一方，緑色で示した地盤高の上昇（堆積）は，薄く（0~0.2m）広範囲に及んでいるが，堆積量が多いのは，1，2 号離岸堤開口部から 3 号離岸堤背後にかけての範囲である。これらの侵食域・堆積域の空間分布から，この時の砂の主たる移動は以下のように推察される。

まず，3，4 号離岸堤開口部から透水層埋設範囲に向かって進入した波によって透水層海浜の覆砂および沿岸方向距離 $x = -50\text{m} \sim 50\text{m}$ の範囲の干潮時汀線付近が侵食された。次に，覆砂および干潮時汀線付近の砂は 3 号離岸堤によって遮蔽域となった 3 号離岸堤背後方向へ運ばれた。ここで，2 号離岸堤があるにもかかわらずその背後域の干潮時汀線付近が侵食されたのは，3，4 号離岸堤の天端高が D.L.+2.9m であるのに対し，1，2 号離岸堤のそれは D.L.+2.1m で低かったためと考えられる。このことは，天端高が高い 3 号離岸堤背後の干潮時汀線付近の侵食が少ないことから理解できる。

干潮時汀線付近の侵食量が多いのは，落潮時に台風が接近し，干潮である 8 時頃に風速が最大（石廊崎，20.4m/s，西寄りの風）になったためと考えられる。もし，満潮時に高波浪が来襲していれば，透水層による地下水位低下効果が発揮されない（図-28 参照）ため，透水層海浜の L.W.L. よりも高い範囲の侵食量はもっと多かったと考え

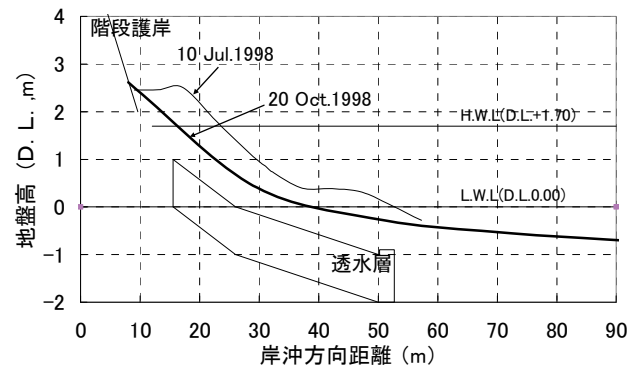


図-29 台風 9805 号による断面変化（測線 4）

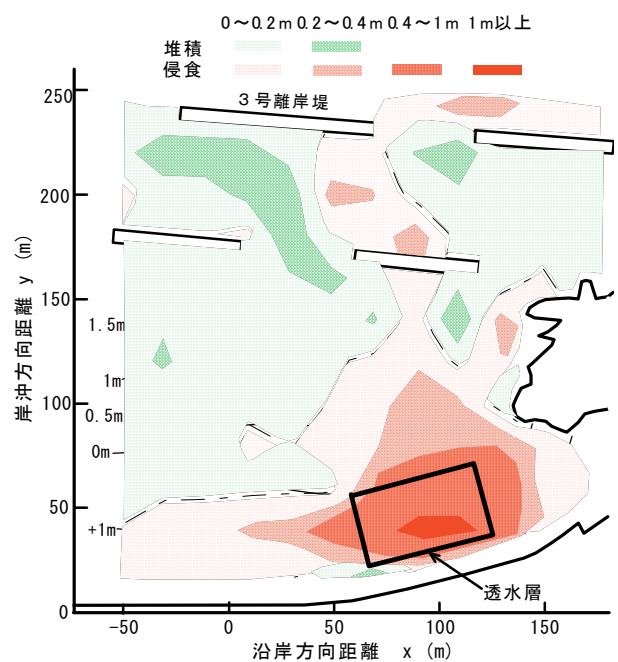


図-30 1997 年 10 月から 1998 年 10 月までの地盤高の変化量

られる。

透水層を施工する前には，透水層埋設範囲付近の砂は松崎港防波堤および西防波堤の遮蔽域に向かって南側に移動していた。ところが，透水層を埋設した直後の台風 9805 号の際には，透水層上の覆砂した砂は沿岸南方向へは移動せず，沖方向に運ばれている。そこで，このような砂の移動に違いが生じた要因を検討することにする。

佐藤ら(1994)は，松崎海岸とよく似た平面形状の人工海浜の平面模型実験を行い，砂浜に透水層を埋設すると wave set-up が生じないので，砂浜の両サイドにある突堤背後に向かう循環流が弱まるとともに，開口部に向かう

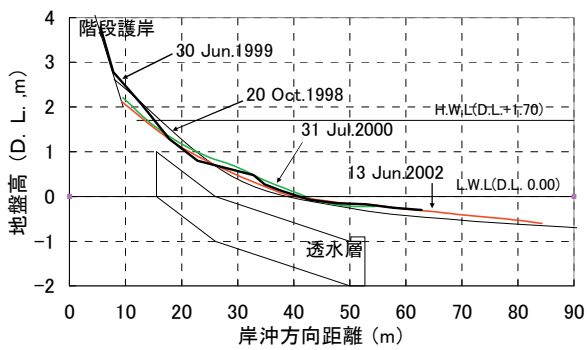


図-31 1998年10月以降の断面地形変化（測線4）

弱い流れが生じ、沿岸漂砂量も減少することを示した。松崎海岸においても透水層の埋設によって循環流が弱くなったため、松崎港の遮蔽域へ向かって砂が移動せず、沖方向に向かう流れの影響を受け、覆砂および干潮時汀線付近の砂は、沖に移動したものと考えられる。

図-31は、1998年10月以降の測線4の断面地形変化を、図-32は、測線0の断面地形変化を示している。なお、測線0mの断面図には、1997年の地形も示している。

いずれの測線とも地形変化は、1998年以降少ない。2001年には、台風が2回（0111号、0115号）松崎海岸近くを通過しているが、自然海浜も含め海浜断面はほとんど変化しなかった。台風0111号の際の石廊崎における最大平均風速は、15.0m/sであり台風9805号に比べ弱かった。一方、台風0115号の際の石廊崎における最大平均風速は、24.3m/sであったがその時の風向は東寄り（陸風）であり、松崎海岸に襲撃する波浪は大きくならなかったと考えられる。すなわち、両台風とも台風9805号に比べ波浪が小さかったため地盤高の変化が少なかったものと考えられる。

地盤高の変化が1998年以降少ない原因のもう一つは、透水層の埋設により循環流に伴う沿岸方向への砂の移動が抑制され、浜全体が安定したためと考えられる。

一方、透水層の効果として期待される透水層埋設範囲への砂の堆積も生じていない。そこで、静穏時に透水層海浜の堆積が促進されない原因を検討する。

透水層海浜の覆砂およびL.W.L.付近の砂は、台風9805号の際に海側に移動し水深1mよりも深い3号離岸堤背後を中心に堆積した（図-30参照）。沖合に構造物が無い海岸（波崎海岸）では、静穏になると、荒天時に沖に運ばれた砂はゆっくり汀線付近に戻って来る。しかし、松崎海岸では台風9805号によって汀線付近の砂が堆積した離岸堤背後の地形は、1998年以降ほとんど変化してい

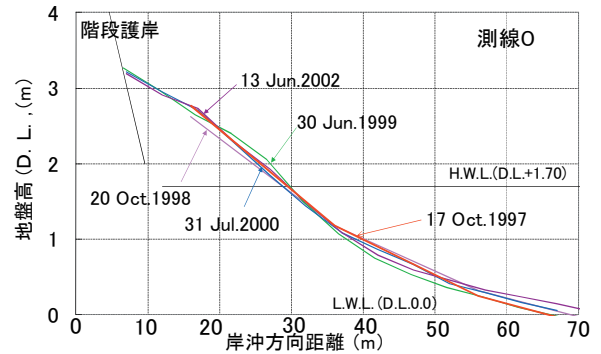


図-32 1998年10月以降の断面地形変化（測線0）

ない。これは、波が3号離岸堤を通過する際に、波エネルギーが減衰してしまうことと、1、2号離岸堤が砂の陸側への移動を遮るような位置にあるため、離岸堤背後付近の砂が陸側へ運ばれ難くなるためと考えられる。そのため、沖の砂は汀線付近まで戻って来ないと考えられる。

以上の検討により、高波浪時には、覆砂した砂の沖への流出を、透水層埋設による工法だけで防ぐことはできないことが分かった。また、松崎海岸のように離岸堤が設置されているポケットビーチに透水層埋を埋設しても、静穏時における堆積促進効果は生じ難いものと考えられる。一方、人工海浜で生じる海浜中央から両側の遮蔽域へ向かう循環流による沿岸漂砂を、透水層の埋設によって軽減出来ることを松崎海岸で始めて確認した。

3.6 透水層の陸側端埋設位置に関する留意点

透水層の陸側端埋設位置は、対象海岸における年数回発生確率の来襲波浪の最大遡上位置直下にしなければならない（柳鳴ら、2003）。しかし、松崎海岸においては、既設護岸の存在により透水層の陸側端位置は、最大遡上位置直下よりも海側の図-26に示した基礎砕石海側端に決定された。

図-33に示す、施工直後の覆砂断面（実線）において、高潮位時の波の遡上は透水層が埋設されている範囲上で生じている。しかし、透水層の陸側端位置が波の遡上端に比べ海側であるため、高波浪時に後浜天端上に滞留した海水の透水層までの浸透距離が大きくなり、透水層の機能は十分に発揮されなかったと考えられる。

さらに、侵食を受けた後の断面（破線）と透水層の埋設位置を較べてみると、潮位が高いときには透水層上の砂層が潮位面よりも下に没していて、高潮位時の遡上域は透水層埋設区間より陸側になっていることが分かる。

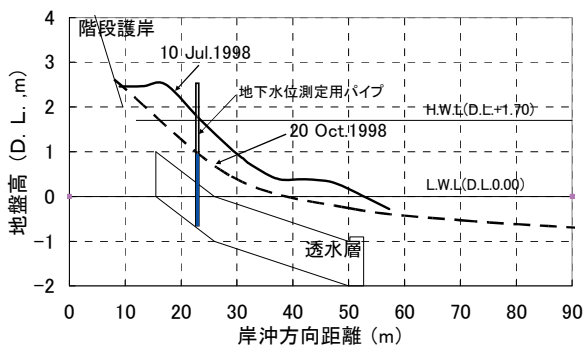


図-33 透水層と海浜断面（測線4）

この状態では、透水層の機能はなくなる。潮位が高い時に地下水位の制御が出来ていない（図-28 参照）のは、このためである。

従って、透水層は一時的な侵食を受けても依然として高潮位時の波の遡上域の範囲に埋設されているようにしておく必要があり、透水層の陸側端の埋設高さは、H.W.L以上にしておくことが望ましい。

虹ヶ浜海岸および波崎海岸の通常時の透水層陸側端は、地下水面よりも上方に位置しており、透水層を陸側方向へさらに延伸するための工事は、水中部での施工に比べ容易である。すなわち、透水層埋設による海浜安定化工法は、来るべき温暖化による海水面上昇にも対応可能な海浜の保全工法といえる。

4. 透水層埋設による海浜安定化工法を現地に適用する上での留意点

4.1 沿岸漂砂の制御

虹ヶ浜海岸においては、夏場に明確になる透水層埋設範囲の海側の深みとその沿岸方向両側の浅瀬が原因で生じた海浜循環流によって、透水層海浜の砂が流出した。すなわち、このような原因による沿岸方向への砂の移動が生じる場所への透水層埋設による海浜安定化工法の適用は避けるべきである。

一方、松崎海岸においては透水層埋設によって循環流にとまらぬ沿岸漂砂を軽減できることが分かった。従って、ポケットビーチあるいは、両端が突堤で囲まれた人工海浜においては、透水層埋設による海浜安定工法の積極的な利用が望まれる。

4.2 透水層および排水口の土被り厚

松崎海岸での地下水位調査時に、透水層上の干潮時汀



写真-4 松崎海岸における地下水浸出部の詳細

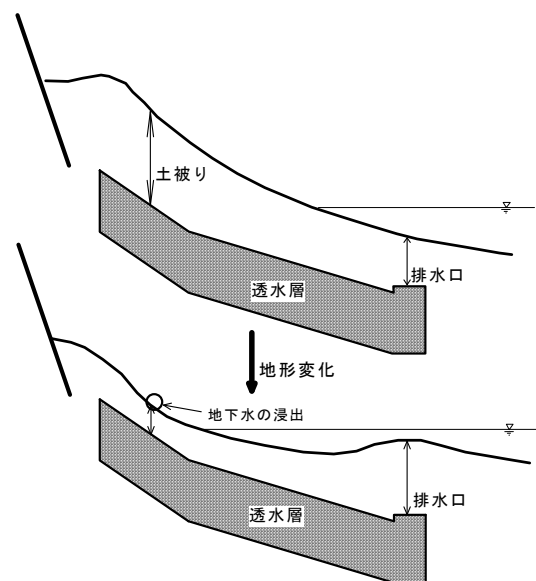


図-34 透水層および排水口上の土被り

線付近で地下水が浸出を確認した。浸出口は沿岸方向に3箇所あり、いずれも直径約0.5mで、周りを礫が覆っていた（写真-4）。地下水が浸出していた場所の土被りは0.2～0.3mであり、この時の排水口上の土被り0.7mより少ない。

地下水が浸出するのは、透水層埋設範囲の地盤高の変化が生じ、排水口位置の土被りよりも透水層上の土被りが薄くなり（図-34 参照）、透水層上の砂がクイックサンド状態になるためである。透水層埋設範囲からの地下水の浸出を放置すると、浸出位置の前浜が侵食を受ける可能性があり、避けなければならない。

透水層埋設範囲から地下水の浸出を防ぐためには、排水口の土被りをできるだけ薄くするとともに、海浜が侵食しても透水層上の土被りが十分確保できる深さに透水

層を埋設する必要がある。

4.3 飛砂の供給源になる可能性

透水層を埋設することにより堆積が促進され、堆積した透水層海浜の砂浜表面は緩いことがわかっている(柳嶋ら, 2007)。波崎海岸においては、透水層の埋設後、堆積が促進された透水層海浜の卓越風向下手側に小山のような砂の堆積が生じた(柳嶋ら, 2003)。透水層を埋設する以前に、このような砂の堆積は生じなかったことから、透水層付近に堆積した砂が飛砂の供給源になったものと考えられる。

従って、透水層海浜の背後地まで飛砂がおよぶ可能性のある場所では、飛砂防止柵等の対策を講ずる必要がある。

5. 今後の課題

これまでの検討により、透水層埋設による海浜安定化工法には、嵩上げた砂の流出防止、循環流にともなう沿岸漂砂の抑制などの効果のあることが分かった。一方、本工法には以下のような課題が残されている。

5.1 周辺海浜の生態系への影響

台風来襲時の後浜・前浜の地下水位は、透水層埋設によって自然海浜よりも低くなる。しかし、通常時には、後浜・前浜ともに、透水層埋設海浜の地下水位の変動幅が大きくなり、水位のピーク値が若干高くなる。この地下水の変化は、透水層を埋設した干潮時汀線から陸側の砂浜に棲息する生物に影響を及ぼす可能性がある。

一方、足立(1995)の調査により、鹿島灘海域のリン酸塩濃度は年間を通じ低く、リン酸塩の濃度が低いことが植物プランクトン生産の制限因子となっている可能性があることが分かっている。さらに、透水層埋設により海域に放出されるリン酸塩濃度が海水に比べ高くなることも明らかにされ(柳嶋ら, 2003)、このことは、鹿島灘海域にとって望ましい変化と考えられる。しかし、背後地地下水の水質が好ましくない場合には、海域の水質は地下水の供給が透水層によって自然海浜よりも多くなるので悪化する可能性がある。

限りなく自然に近い状態で砂浜を保全する立場から、透水層埋設による周辺海域の生態系への影響を把握しておく必要がある。

5.2 透水層の長期耐久性

透水層埋設による海浜安定化工法の効果を長期間に

わたり維持する上でポイントになるのは、透水層フィルター材の透水能力と排水口の排水能力が低下しないことである。

波崎海岸で使用した不織布フィルターと同じサンプルを用いた岩佐ら(1998)の室内透水試験においては、時間の経過とともにフィルター材の透水係数は低下した。一方、波崎海岸で使用したフィルターは、埋設後約8年経過した2002年の時点で、排水流量のモニター記録および今までに埋設したドレーンユニットから回収したフィルター片の透水試験結果から判断すると初期の透水性を維持していた(柳嶋ら, 2003)。このように波崎海岸のフィルター材が長期にわたり透水性を維持しているのは、①現地海岸の動水勾配は小さく、かつ透水層内へ向かう浸透水の流れは連続ではない。②ときどき透水層内に逆流が生じ(柳嶋ら, 2007)、それが逆洗の効果を発揮している。などのためと考えられる。

現在、波崎海岸、虹ヶ浜海岸、松崎海岸とも排水口は砂の中にある構造で、排水口の土被りよりも水位差が大きくなった時に生じるクイックサンド現象を利用し、排水している。この方法は、沖の海中に直接排水するタイプに比べると排水能力は低下するものの、メンテナンスの必要はない。しかし、排水口が砂中にある時の排水管内に生ずる逆流の頻度は、海中に直接排水する場合に比べ半減することが分かっている(柳嶋ら, 2003)ので、前述したフィルター材への逆洗効果が少なくなると考えられる。

従って、今後もフィルター材の目詰まりに関する調査を継続する必要がある。

6. おわりに

虹ヶ浜海岸、松崎海岸において、嵩上げあるいは覆砂した砂の流出を防ぐという観点で適用された透水層埋設による海浜安定化工法の適用性と背後地環境に及ぼす影響に着目し検討した。

本研究で得られた透水層埋設による海浜安定化工法の適用性に関する結論は、以下のとおりである。

- 1)本工法は、海象条件、海岸の性状が波崎海岸と異なる虹ヶ浜海岸においても高潮時の海浜の砂の沖方向への流出を軽減できる。
- 2)海浜循環流による砂の海側への移動を本工法で防ぐことはできない。
- 3)本工法は、松崎海岸における循環流による沿岸漂砂を軽減することが出来た。

- 4)離岸堤が存在する松崎海岸では、透水層埋設による静穏時の堆積促進効果は生じ難い。
- 5)荒天時の地下水位は、透水層の埋設によって自然海浜よりも常に低く、その後の地下水位低下速度も自然海浜よりも速い。そのため、透水層の埋設は、背後の黒松に悪影響を及ぼさない。
- 今後、本工法を適用する上での留意点に関する結論は、以下のとおりである。
- 6)本工法は、循環流にともなう沿岸漂砂を軽減するため、ポケットビーチ・人工海浜への適用が効果的である。
- 7)排水口の土被りはできるだけ薄くするとともに、透水層は、海浜が侵食しても透水層上の土被りが十分確保できる深さに埋設する必要がある。

(2011年4月5日受付)

謝辞

本論文の作成にあたっては、東京工業大学教授灘岡和夫氏、株式会社エコーの加藤一正氏、港湾空港技術研究所特別研究官栗山善昭氏に有益な助言をいただいた。虹ヶ浜海岸の調査においては、山口県港湾課、山口県周南港湾管理事務所および株式会社日本港湾コンサルタントの協力をいただいた。松崎海岸の解析では、静岡県下田土木事務所から設計・施工に関する資料および深淺図を提供していただいた。石廊崎の風データは、気象庁から提供していただいた。さらに、海岸の調査においては、株式会社エコーの長谷川準三氏、日鐵住金建材株式会社の堀謙吾氏をはじめとする透水層埋設による海浜安定化工法検討グループメンバー（柳嶋ら、2003）の皆様の協力を得た。ここに記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 足立久美子(1995)：鹿島灘砕波帯における植物プランクトン量の分布・変動，シンポジウム—砂浜海岸の生態系と物理環境，水産工学研究所集録，No.1,pp.57-62.
- 岩佐直人・堀謙吾・谷山正樹(1998)：透水層埋設海浜地盤特性と透水層の長期排水性に関する調査研究，海岸工学論文集，第45巻，pp. 636-640.
- 片山 忠・黒川 誠・柳嶋慎一・加藤一正・長谷(1993)：透水層埋設による前浜地下水位の制御，海岸工学論文集，第39巻，pp.871-875.
- 加藤一正・柳嶋慎一・栗山善昭・磯上知良(1989)：荒天時のバーム地形の侵食—長周期波に注目した現地観測—，海岸工学論文集，第36巻，pp.354-358.
- 加藤一正・吉松 晃(1984)：三次元の経験的固有関数に

よる深淺図解析法，港湾技術研究所報告，第23巻，第2号，pp.27-47.

- 国土交通省(2008)：平成19年度国土交通白書，228p.
- 佐藤恒夫・榊 俊博・柴田 悟・込山 清・平松和也・長谷川 巖(1999)：海浜安定化に関する透水層埋設の三次元的効果，海岸工学論文集，第46巻，pp.711-715.
- 全国海岸協会(1999)：新しい海岸制度のスタート，18p.
- 土木学会編(1999)：水理公式集，pp.526-527., p.531., p.540.
- 日本マリーナ・ビーチ協会(1992)：ビーチ計画・設計マニュアル，118p.
- 細貝正治・澤田晴彦・若崎 賞・斉藤 隆・加藤一正(1997)：海浜感潮域の地下水位と透水層設置後の影響について，海岸工学論文集，第44巻，pp.671-675.
- 村井 宏・石井政幸・遠藤治郎・只木良也編(1992)：日本の海岸林，ソフトサイエンス社，pp.443-444.
- 柳嶋慎一・加藤一正・岩淵哲治・猿田充隆・平戸誠一郎・堀謙吾(2000)：台風9918号による虹ヶ浜海岸の高潮災害，港湾技研資料，No.974，24p.
- 柳嶋慎一・加藤一正・長谷川巖・岩佐直人(2007)：透水層埋設による海浜の安定化，土木学会論文集 B，Vol.63, No.1, pp.73-91.
- 柳嶋慎一・佐藤勝弘・原 隆・斎藤正文・岩佐直人・堀謙吾・長谷川巖・長谷川準三(2003)：透水層埋設による海浜安定化工法の開発，港空研報告，第42巻，第1号，pp.1-113.
- 山口県周南港湾管理事務所・(株)日本港湾コンサルタント(2000)：徳山下松港災害復旧調査設計工事に伴う波浪解析業務委託報告書，165p.

港湾空港技術研究所資料 No.1238

2011.9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2011) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています