

ヘッドランドの沿岸漂砂阻止機能の定量的評価

QUANTITATIVE EVALUATION OF OBSTRUCTION EFFECT OF LITTORAL DRIFT BY ARTIFICIAL HEADLAND

宇多高明¹・青木高臣²・星上幸良³・古池 鋼⁴・長山英樹⁵

Takaaki UDA, Takaomi AOKI, Yuki Yoshi HOSHIGAMI,
Koh FURUIKE and Hideki NAGAYAMA

¹正会員 工博 (財) 土木研究センター理事なぎさ総合研究室長兼日本大学客員教授理工学部
海洋建築工学科 (〒110-0016 東京都台東区台東1-6-4 タカラビル)

²千葉県県土整備部河川環境課防災海岸室長 (〒260-8667 千葉県千葉市中央区市場町1-1)

³正会員 博 (工) 国際航業(株) (〒183-0057 東京都府中市晴見町2-24-1)

⁴海岸研究室 (有) (〒160-0011 東京都新宿区若葉1-22 ローヤル若葉301)

⁵修 (工) (財) 土木研究センター研究開発一部 (〒110-0016 東京都台東区台東1-6-4 タカラビル)

The obstruction effect of littoral drift by an artificial headland was investigated using the contour-line-change model, taking the Kujukuri coast as an example. Numerical simulation was carried out assuming the seabed slopes of 1/50 and 1/100, while changing the length and the shape of the headland. The rate of the obstruction effect of littoral drift by a headland was quantitatively evaluated. It is given by the function of time after the construction. Only the construction of the headland is difficult to form a statically stable beach, and sand bypassing or sand recycling is required to prevent further beach erosion.

Key Words : *Artificial headland, longshore sand transport, contour-line-change model, obstruction effect*

1. はじめに

千葉県九十九里浜では、主として北東端に位置する屏風ヶ浦と南端の太東崎の海蝕崖からの供給土砂が沿岸漂砂により中心部へと運ばれ、数千年間にわたって堆積することによって海岸低地が発達してきた。しかし、北部では1970年代以降屏風ヶ浦の海蝕崖の浸蝕防止工事が行われるとともに、飯岡漁港の防波堤が造られて九十九里浜への沿岸漂砂の供給が途絶えた。同様に南部でも太東崎の海蝕崖の浸蝕防止工事と同時に太東漁港の防波堤が伸ばされて北向きの沿岸漂砂が阻止された。この結果、北九十九里浜と南部の一宮海岸などでは沿岸漂砂の供給バランスが失われ著しい侵食が生じている^{1) 2)}。これに対してヘッドランド(以下、HLと略記)を用いた対策が行われてきているが、九十九里浜は細砂で構成され海底勾配が緩いためにHLを建設してもその効果が出にくい条件にある。さらにはHLを建設するには長い時間を要するために、建設途中にも沿岸漂砂がその先端を超えて下手側へと流出する条件にある。こうした状況下にあるにもかかわらず従来のHLの設計で

は、HLを建設した場合の海岸線の変化を沿岸漂砂の阻止率を仮定して調べるという手法が用いられている。しかしHLを建設すると周辺の海浜地形も応答するために、沿岸漂砂の制御効果は時間の関数とならざるを得ない。このような海浜地形の時間変化も考慮しつつHLの効果を定量的に評価する方法は十分確立していない。そこで本研究では、九十九里浜を対象としてHLの規模や海浜構成材料の粒径の違いによる沿岸漂砂阻止機能の相違について等深線変化モデルを用いて検討する。

2. 従来のHLの設計法

HLの設計法は十分確立していないが、まず「海岸保全計画の手引き」、「設計便覧」および「環境圏の新しい海岸工学」に基づいて設計の考え方を調べた。

(1) 海岸保全計画の手引き³⁾

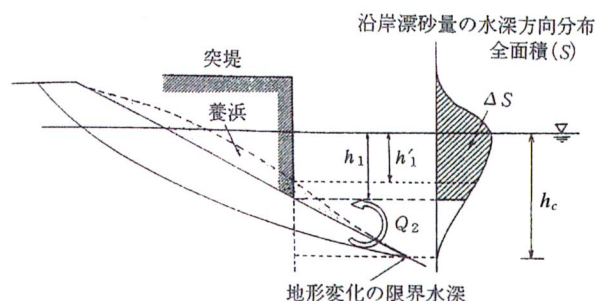
対称型HLの設計では、HLの間隔と長さの関係を突

$$B - (l' - l)/2 \cdot \tan \theta \geq B_0 \quad (1)$$

(2) 海岸施設設計便覧⁴⁾

変化モデルを用いてHLの規模と設置間隔を検討するとされている。またヘッド部の規模についても沿岸漂砂の阻止効果から検討するとし、また海浜流の数値計算により沿岸漂砂の捕捉率を求める方法もあるとしている。この手法もまた、ある沿岸漂砂量分布に対して沿岸漂砂の阻止率を推定した上で、汀線変化モデルを用いて規模と設置間隔を検討するとしているが、沿岸漂砂の阻止率は汀線位置と突堤との相対関係のみで定まらず、周辺の海底地形の影響を全て受けたものとして決まるのでその設定が難しい。またHL設置前の地形に基づく海浜流計算と通過漂砂量を結びつけることはできない。HL設置による地形変化の影響が反映されないからである。

突堤による沿岸漂砂の阻止率は次のように記述されている。まず図-2に示す突堤条件を考え、突堤に隣接するA-A'測線上の縦断面形と沿岸漂砂量の水深分布を図-3に示す。突堤の先端水深を h_1 、波による地形変化の限界水深を h_c とすると、 $h_1 < h_c$ の場合 $h_1 < z < h_c$ 間の沿岸漂砂(Q_2)は下手側へ流出する。この条件を持つ突堤は沿岸漂砂量分布のうち斜線部分の面積 ΔS と全面積 S の比 $r = \Delta S / S$ に相当する漂砂の阻止率を持つ。図-2に示すように上手側からの漂砂量が Q_1 であったとすると $Q_1 = Q_2 = (1-r)Q_0$ に等しければ汀線は安定状態を保つ。ここに Q_0 は突堤が存在しない場合の全沿岸漂砂量である。この手法もまた他の手法と同様、沿岸漂砂のみの現象に対しては有効性があるが、実際には砂移動は3次元的なのでその面で大きな限界がある。以上のように、既往設計法ではHL周辺で起こる3次元的地形変化を正確に予測し、それをもとにHLの配置を設定するとなっていない。



3. 等深線変化モデルによるHL周辺の海浜変形予測

- 1238 -

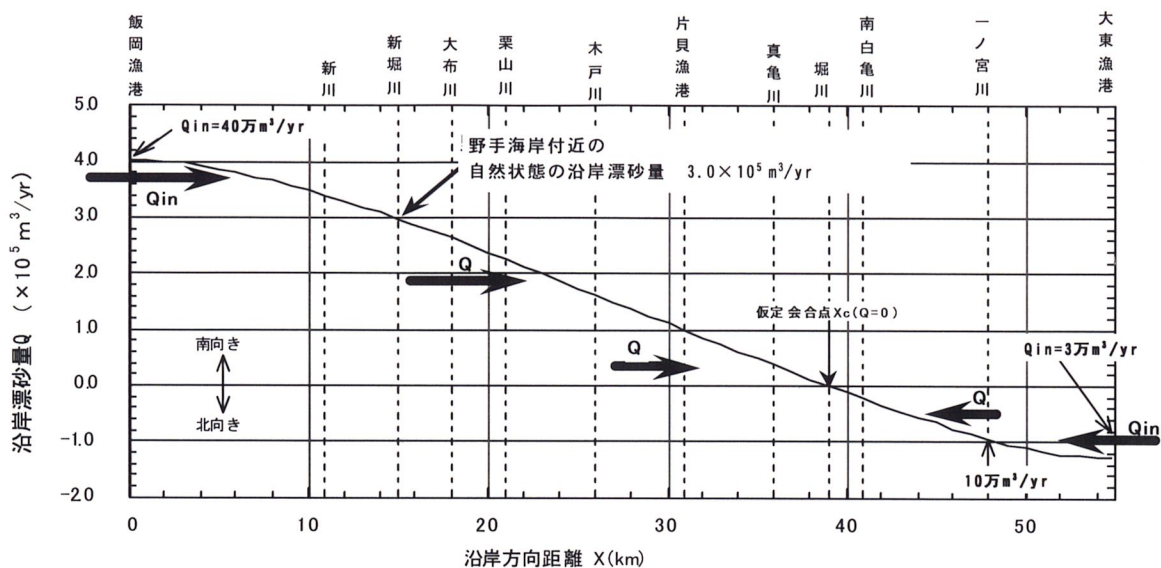


図-4 過去3,500年間の汀線変化量から推定した野手海岸付近の沿岸漂砂量

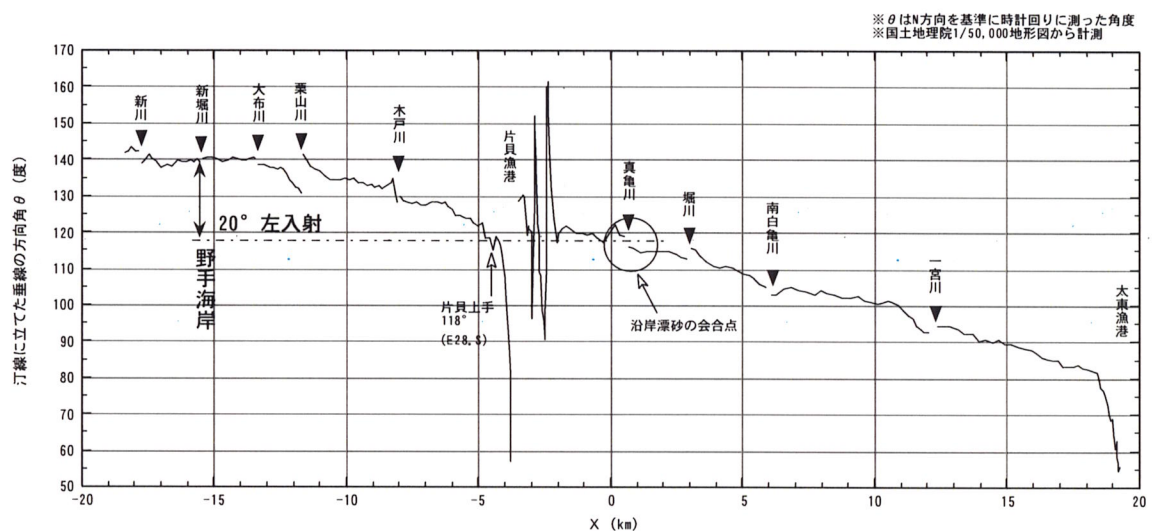


図-5 汀線の方角から推定される野手海岸付近の波向

き沿岸漂砂がスムーズに流れていた当時の動的平衡状態の再現を行った。動的平衡状態の再現では、海岸左端から30万 m^3/yr の沿岸漂砂が流入するとし、その上で漂砂の連続条件から計算領域全体でこの沿岸漂砂を流し続けることができる外力を逆算する。流入土砂量と沿岸漂砂量が釣り合って初めて動的安定汀線が形成される。野手海岸のエネルギー平均波

高1.25mと図-5に示す九十九里浜全体の波向分布から、野手海岸での波向は 20° となる。これらの値を与えた上で、沿岸漂砂が動的意味からバランスし、汀線変化が全くなくなる時の漂砂量係数を試行計算によって求めた。次に、同定した漂砂量係数を用い粒径やHLの規模の違いによる土砂移動の変化を予測する。野手海岸付近の海底は細砂で構成され、その勾配は $1/100$ である⁷⁾。また野手海岸と対照的に九十九里浜の南部に位置する一宮海岸では海底勾配は $1/50$ と急となる。そこでこれらの海底勾配の相違を考慮する。またHLの形状については、建設に応じた各段階を考え、突堤部が暫定的に100m延ばされた場合(段階1)、突堤部が完成し長さが200mとなった場合(段階2)、HLの横堤部が暫定的に50m延ばされた場合(段階3)、そして横堤部が100m延ばされて全体形が完成した場合(段階4)とした。図-6には各段階のHL形状を一括して示す。表-1は計算条件である。

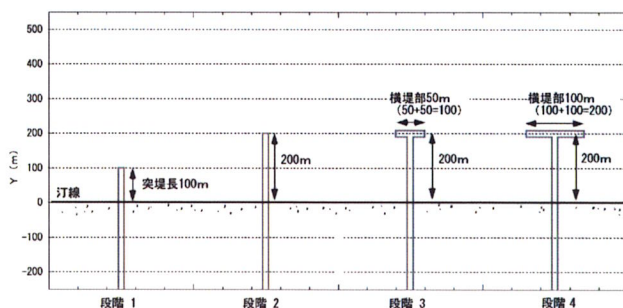


図-6 各建設段階のHLの形状

表-1 計算条件

数値計算手法	海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル ⁹⁾
計算対象範囲	野手海岸周辺：海岸線延長 4km
計算ケース	1) 自然状態（無施設）の再現 30 万 m ³ /yr の南向き沿岸漂砂による動的平衡状態の再現 2) HL の建設段階に応じた海浜変形予測 勾配：1/50（粗粒），勾配：1/100（細粒） 段階1：突堤長 100m 段階2：突堤長 200m 段階3：横堤部 50m 段階4：横堤部 100m
初期地形	直線平行等深線地形（勾配 1/100，1/50）
入射波条件	波高 $H_0=1.25\text{m}$ エネルギー平均波高 波向 $\alpha_0=20^\circ$
潮位条件	M.S.L.
限界水深・バーム高	地形変化の限界水深 $h_c=9\text{m}$ ，バーム高 $h_b=3\text{m}$
漂砂量係数	沿岸漂砂量係数 $K_x=0.0375$ 岸沖漂砂量係数 $K_z=1.0K_x$ 小丘・プランプトン項の係数 $K_s=1.62K_x$
沿岸・岸沖漂砂の水深分布	一様分布
平衡勾配	1) $\tan \beta_c=1/50$ 2) $\tan \beta_s=1/100$
土砂落ち込みの限界勾配	1) 陸上：1/2，水中：1/3
計算等深線範囲	$z=-13\text{m}\sim-9\text{m}$
計算メッシュ	沿岸方向 $\Delta X=10\text{m}$ ，鉛直方向 $\Delta Z=1\text{m}$
計算時間間隔 Δt	$\Delta t=1\sim5\text{hr}$
計算ステップ数	8760～43800steps（5年間）
境界条件	左端部 $q_s=30\text{万 m}^3/\text{yr}$ 右端部 汀線固定（漂砂の流入流出自由） 岸沖端： $q_s=0$ （流入流出なし）
数値計算法	陽解法による差分法
回折計算法	方向分散法 ¹⁰⁾ $S_{\text{HL}}=75$

4. 海浜形状の計算結果

最初に直線平行等深線を有する海岸に、30 万 m³/yr の沿岸漂砂が左側境界から流入する場合の計算を行った。これより長時間波を作用させても初期地形には全く変化が起こらないことを確認した。

図-7(a), (b), (c), (d)には1～4の各段階における2, 5年後の等深線形状を示す。図-7(a)では、突堤が左向きの沿岸漂砂を阻止するために、突堤上手側では等深線が前進し、これと対照的に下手側では後退する。突堤上手側隣接部では、時間経過とともに突堤上手側で+3mまでの等高線が次第に前進し、これと同時に-2m以深の等深線の膨らみが大きくなっていき、突堤先端を超えて下手側への砂移動が起こる。一方下手側では突堤隣接部では波の遮蔽効果のために砂が堆積するものの、侵食域が次第に下手側へと広がる。突堤長の相違がもたらす変化を図-7(a), (b)の比較から調べると、突堤が水深の大きな場所まで伸ばされたため、突堤両側での地形変化が大きくなった。また横堤部の有無の効果を図-7(b), (c), (d)で比較すると、横堤部による波の遮蔽効果が発揮されるとともに、構造物上手側から下手側へと回り込む漂砂を阻止する結果、構造物上手側での汀線前進が著しくなり、同時に下手側での汀線後退量が大きくなる。これらは図-8の汀線変化比較から一層明らかになる。

海底勾配を1/50から1/100と緩くした場合の等深線変化を求めると、勾配が1/100の場合、1/50と比較して構造物の先端水深が小さくなるので漂砂阻止能力が減少し、その分侵食・堆積の地形変化量が小

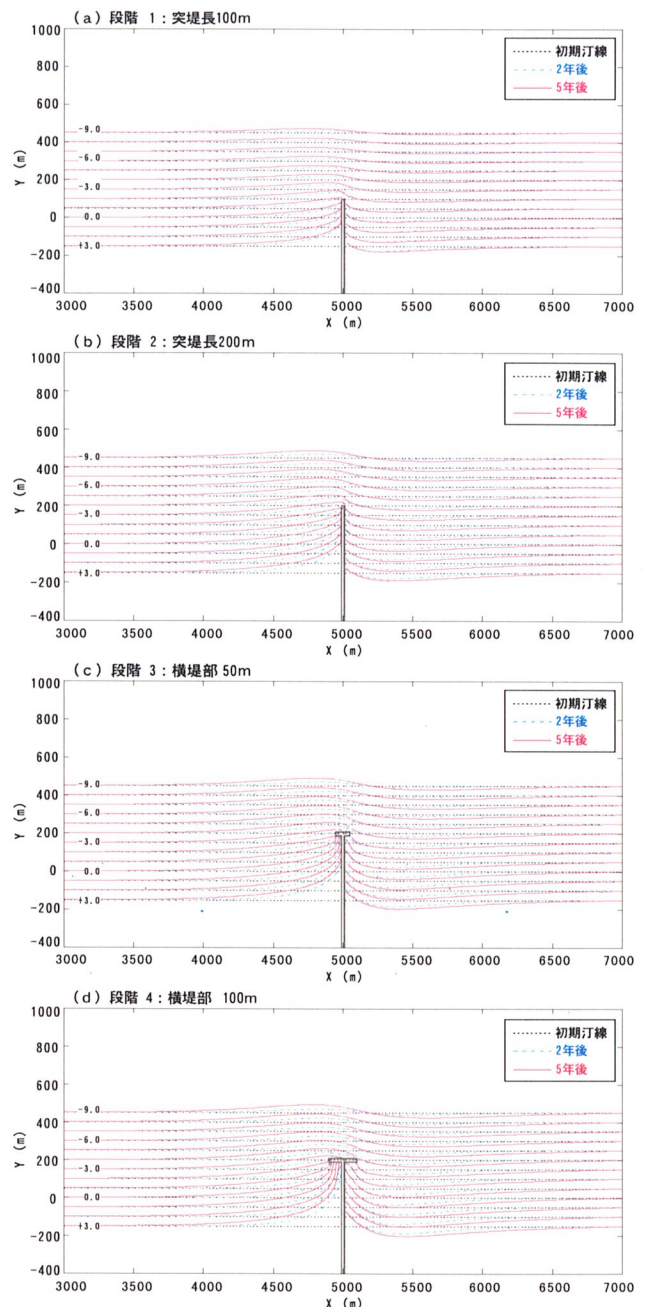


図-7 安定勾配1/50の海浜にHLが延された場合の等深線変化 ((a)段階1:突堤長100m, (b)段階2:突堤長200m, (c)段階3:横堤部50m, (d)段階4:横堤部100m)

さくなった。図-9は、図-8と同様にしてHLの各建設段階の汀線形状を比較したものである。勾配1/50の場合とよく似た結果が得られたが、汀線変化で見ると下手側の汀線が最も後退する場所が1/50の場合と比較して上手側に100m移っている。またHL下手側の波の遮蔽域での汀線前進量が相対的に小さくなった。以上の結果より、勾配が大きい（粒径が粗い）海岸ほどHLによる沿岸漂砂量の低減効果が高いことが分かる。また構造物の規模が大きいほど沿岸漂砂量の低減効果も高まる。

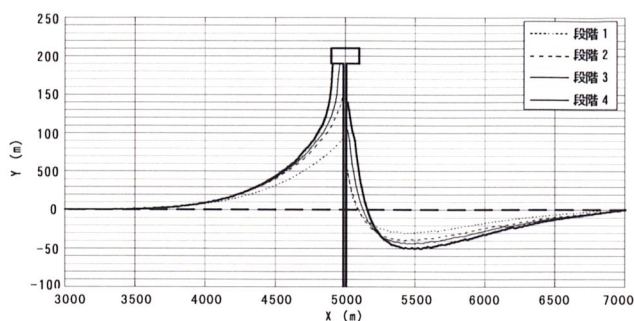


図-8 安定勾配1/50の海浜にHLが延された場合の汀線形状の比較

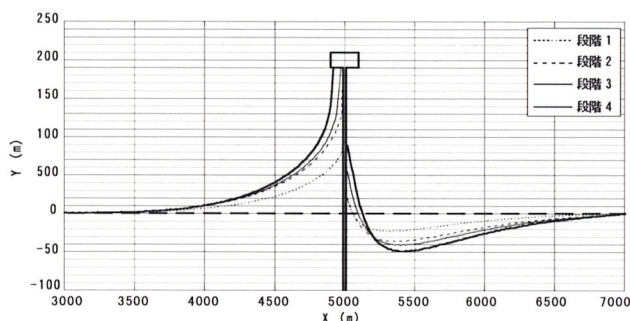


図-9 安定勾配1/100の海浜にHLが延された場合の汀線形状の比較

5. 考察

HL沖を通過する沿岸漂砂量を算定し、その時間変化を調べることによりHLの漂砂制御効果について検討した。図-10には勾配が1/50と1/100の場合における各段階の通過沿岸漂砂量を、自然状態で流れていた沿岸漂砂量（30万 m^3/yr ）との割合として求め、その経時変化を示す。勾配1/50の場合、段階1では当初70%の沿岸漂砂は通過し、阻止率は30%（9万 m^3/yr ）となる。しかし時間が経過するとHLの上手側に砂が堆積して先端水深が小さくなるために通過漂砂量が増大する。一方突堤を伸ばすほど阻止効果が高まり、とくに突堤長が100mから200mに延びる際効果が急速に高まるが、それに比べて横堤部の建設の効果は緩やかである。このことは、一定の予算枠の中ではまず長さを伸ばすことが望ましいことを示す。

一方、勾配が1/100の場合HLの先端水深が相対的に小さくなることから、沿岸漂砂の阻止率は低下する。また、突堤長100mでは1/50と1/100の差異は小さいが、突堤長を100mから200mに延長する場合と、ヘッド部を建設した場合、通過率の低下が著しい。勾配が1/100と緩やかな海岸では、段階4まで建設した場合の沿岸漂砂の阻止率は38%となる。いずれの場合も阻止率は時間の関数であり、時間経過とともにHL沖の通過漂砂量は増加する。そこで一応5年後を比較時期とし、それまでにHLが流出を阻止した総土砂量を求めるとともに、この土砂量を5年で割っ

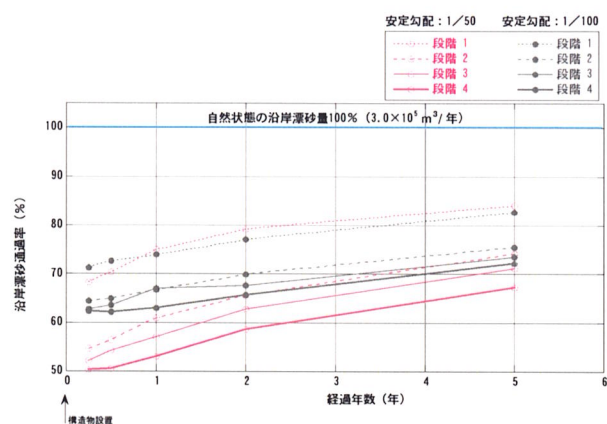


図-10 HL建設後の沿岸漂砂量の変化

表-2 HL設置後5年間で阻止された総土砂量と効果

建設段階		5年間で阻止された総土砂量 (万 m^3)	阻止率* (%)	効果** (億円)
安定勾配 1/50	段階1:突堤長 100m	32	21	16
	段階2:突堤長 200m	51	34	26
	段階3:横堤部 50m	55	37	28
	段階4:横堤部 100m	61	41	31
安定勾配 1/100	段階1:突堤長 100m	33	22	17
	段階2:突堤長 200m	44	30	22
	段階3:横堤部 50m	47	31	24
	段階4:横堤部 100m	49	33	25

*阻止率=阻止土量÷30万 $\text{m}^3/\text{年}$ ÷5年間

**効果（構造物上手の堆砂効果）=5,000円/ m^3

て平均値を求め、さらにそれと自然状態で流れていた沿岸漂砂量との差の比を平均阻止率として求めた。結果を表-2に示す。また砂の単価を5,000円/ m^3 として移動を阻止した砂の総額を求めた。これによれば、勾配1/50（長さ200mのHLの先端水深は4m）の場合、勾配1/100（長さ200mのHL先端水深は2m）と比較してより高い効果が見られる。一般に砂の粒径が細かい海岸では勾配が緩いことを考慮すると、同じ長さのHLでも細砂からなる海岸では粗砂からなる海岸と比較してHLの効果が出にくくなることが分かる。

図-10は一定の沿岸漂砂が流れている海岸にHLが建設された場合の沿岸漂砂の阻止率を表わすが、阻止率は全て時間の関数となる。上手側から一定量の沿岸漂砂が連続的に流れ込むという条件で計算されているから、最終的に全沿岸漂砂がHL沖を通過する条件に漸近することがその理由である。実際には、上手側からの沿岸漂砂の供給量が減少し、図-10に示すある条件下での沿岸漂砂量と等しくなれば動的平衡状態に達することが可能と考えられる。ただ上手側からの沿岸漂砂の供給が0となった場合には、ここで示すいずれの案であってもHL先端から沿岸漂砂が抜け出ていくために、上手側の海浜は侵食され続けることになる。

図-11は細砂からなる海岸においてHLを超える漂砂の流出状況を模式図としてまとめたものである。

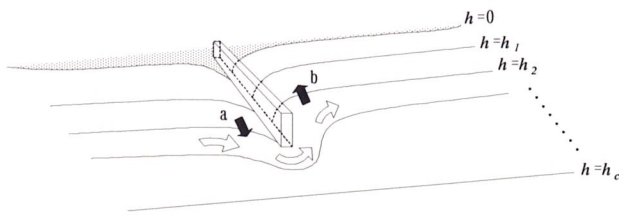


図-11 HL先端部での砂移動の模式図

HLの先端水深を h_2 とすれば、 h_2 と h_c の間では沿岸漂砂が下手側へと抜け出す。その場合各等深線の間で沿岸漂砂が横に移動するのみであればHLの上手側では h_2 以浅に堆積している砂を止めることができるが、HLの上手側では砂が堆積して縦断勾配が大きくなる結果平衡勾配とのバランスが失われ、矢印aのように冲向きの砂移動が起こり、逆に下手側ではbのように岸向きに砂が移動する。この結果、HLの先端を砂は自由に回り込むことが可能となるからHLの上手側には安定な海浜は形成されず砂の流出が続く。このことはHLの先端水深を h_c まで伸ばすか、あるいは上手側海浜において一定量の養浜を続ける以外海浜を維持する方法がないことを意味する。これらを考えればHLの設計では粒径を考慮した等深線変化モデルなど⁸⁾を用いて養浜とセットになった海浜安定策を検討する必要がある。

一般に予算的問題や漁業権との調整のためHLの建設には長い年月がかかる。その間は先端水深が小さいので沿岸漂砂の流出は続く。このためHLが完成に近づいた時、既に砂浜がほぼ完全に消失していたという事態も想定される。このように考えれば、HLの施設の建設が進めば海岸侵食が止まり、良好な環境が復元されると単純に考えることはできない。HL建設の早い時期からのサンドバイパスやサンドリサイ

クルなど、総合的な土砂管理の視点を持つ必要がある。

参考文献

- 1) 宇多高明：「日本の海岸侵食」，山海堂，p. 442，1997.
- 2) 宇多高明：「海岸侵食の実態と解決策」，山海堂，p. 304，2004.
- 3) 建設省河川局海岸課編：「海岸保全計画の手引き」，全国海岸協会，p. 88，1994.
- 4) 土木学会編：「海岸施設設計便覧」，土木学会，pp. 349，2000.
- 5) 樺木 亨：「環境圏の新しい海岸工学」，フジ・テクノシステム，pp. 309-310，1999.
- 6) 宇多高明・高田 修・星上幸良・芹沢真澄・三波俊郎・古池 鋼：九十九里海岸における地質年代スケールの沿岸漂砂量の推定，海岸工学論文集，第47巻，pp. 686-690，2000.
- 7) 宇多高明・清野聡子・大矢忠一・安田武夫・高橋功・古池 鋼・星上幸良：沖合投入土砂の養浜効果予測手法の開発，海岸工学論文集，第52巻，pp. 641-645，2005.
- 8) 宇多高明・石川仁憲：実務者のための養浜マニュアル，(財)土木研究センター，p. 170，2005.
- 9) 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼・熊田貴之：海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル，海岸工学論文集，第49巻，pp. 496-500，2002.
- 10) 芹沢真澄・Abdelaziz Rabie・三波俊郎・五味久昭：回折領域の不規則波浪場の簡単な計算法，海岸工学論文集，第40巻，pp. 76-80，1993.