



第3編

「砂浜の管理基準」に関する 技術的内容

1. 養浜地形変化特性

第1区画, 第2区画, 第4区画における養浜地形の変化特性を検討するために, 各区画の断面地形変化特性を調べる. 図 1-1 に示すように既設離岸堤の影響を受けない測線の空間平均断面に対して断面地形変化を調べる. なお, 測量データは, 平面直角座標系 (Ⅷ系) の $x=213816.0$ m, $y=46570.0$ m を原点として, Y 軸方向が $N325^\circ$ になるように回転した座標に変換している. 以降, 測量データを基にした距離等は, この座標系で抽出したものである.

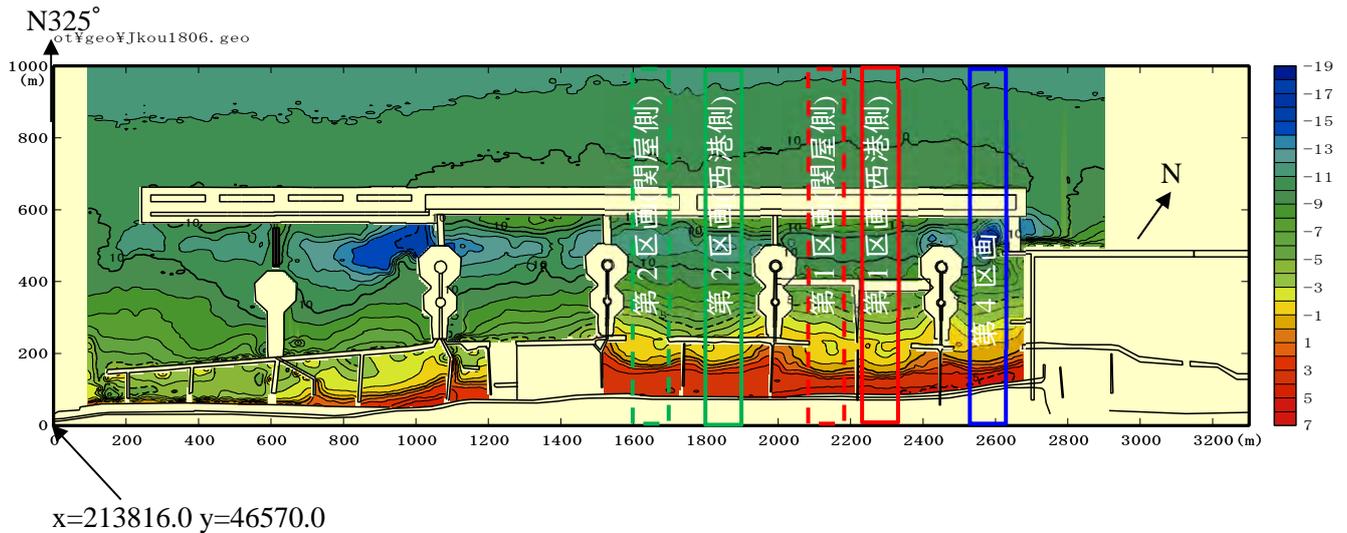


図 1-1 空間平均断面算定範囲

1.1. 第1区画

1.1.1. 空間平均断面

1.1.1.1. 西港側

図 1-3, 図 1-5 は第 1 区画西港側の空間平均断面を重ね合わせて示したものである。また, 図 1-4, 図 1-6 は 2001(平成 13)年 6 月の空間平均断面地形を基準として各年の変化量の岸沖分布を示したものである。

養浜後の 2001(平成 13)年 7 月~2013(平成 25)年頃までに, 前浜, 外浜ともに養浜地形が侵食され断面が岸側に移動した。2013(平成 25)年 6 月以降の断面地形変化は少なく, 波浪外力に対して概ね平衡断面地形が形成されていたと考えられる(図 1-5 参照)。

後浜地形変化に着目すると, 2009(平成 21)年頃までは C.D.L.+3.0m 付近の地形変化が少なくなっている。その後は C.D.L.+3.5 m より陸側で堆積している。

第 1 区画では既設離岸堤(離岸距離 200~250 m 付近)が完全には撤去できないため根が残っており, この付近の地形変化が少なくなっている。これより沖側では離岸距離 400 m 付近(C.D.L.-8.0 m 付近)で地形変化が少なくなっている。ただし, 離岸距離 400 m 付近には試験的に砂止ブロック(2010(平成 22)年度)が設置され, 構造物周辺の局所的な地形変化が大きくなっている。

洗堀溝の水深は, 2007(平成 19)年頃までは 2001(平成 13)年 6 月と比較して浅くなっているものの, その後は侵食傾向となっている。ただし, 他の区画より洗堀溝の水深は浅くなっている。

図 1-2 は, 2001(平成 13)年 6 月から 2020(令和 2)年 6 月までの空間平均断面を時間平均した対象期間中の平均断面と, 地盤変化の標準偏差を示したものである。地形変化は汀線付近で大きくなり, 植栽が形成された影響と考える C.D.L.+4.0 m より陸側の変化が大きくなっている。汀線から既設離岸堤に向かって急激に変化量が小さくなり, 離岸距離 400 m (C.D.L.-8.0 m) まで小さくなるものの, 試験構造物の沖側で構造物の局所変化による影響が強く生じていることが分かる。

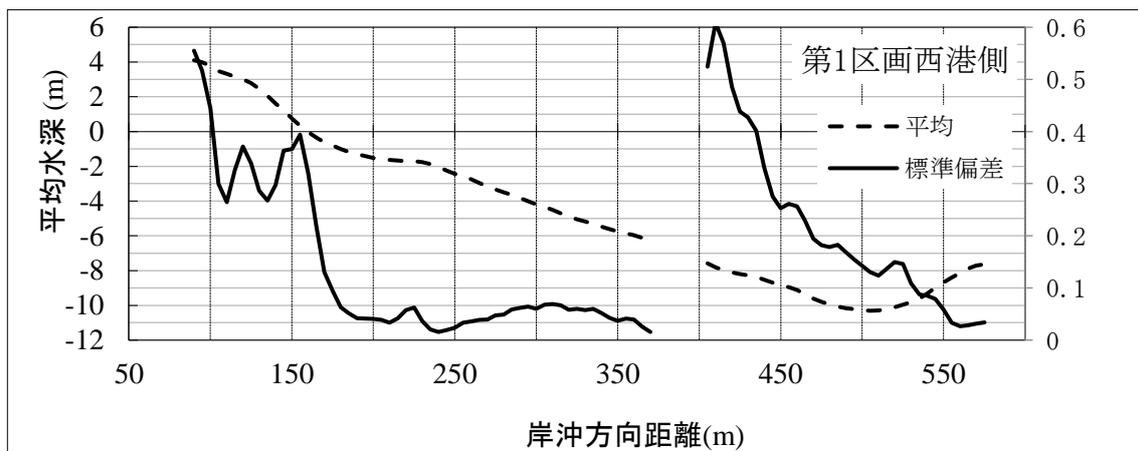


図 1-2 第 1 区画西港側の空間平均断面の時間平均断面
標準偏差 (2001(平成 13)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月)

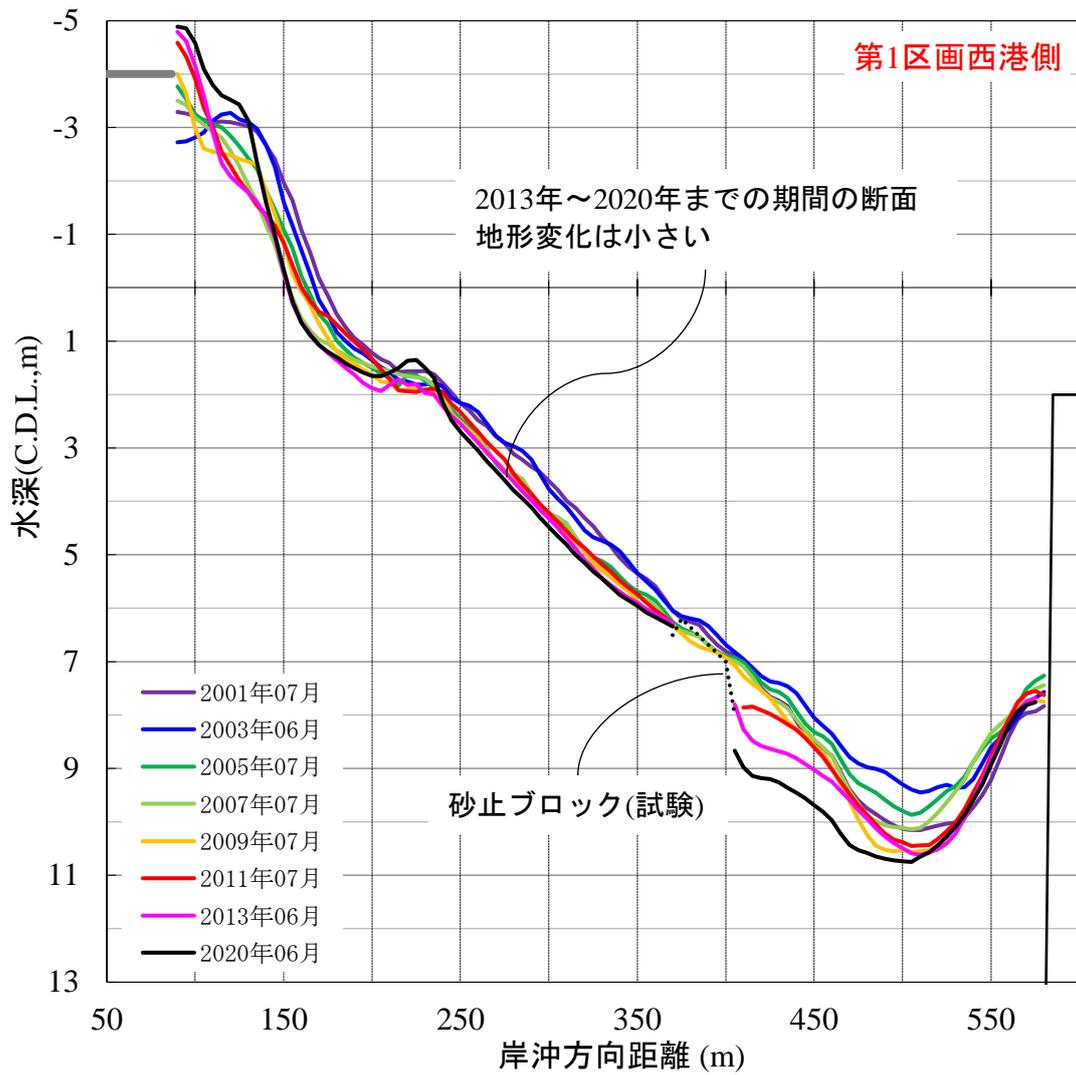


図 1-3 第 1 区画西港側の空間平均断面 (2001(平成 13)年 6 月～2020(令和 2)年 6 月)

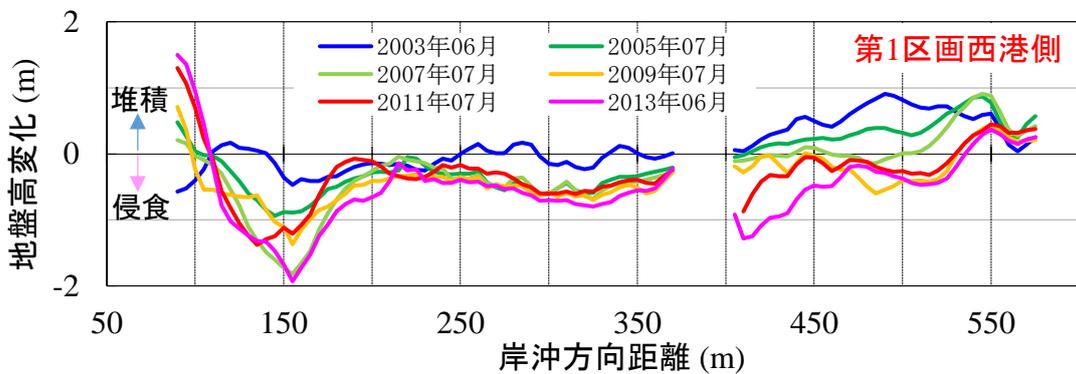


図 1-4 第 1 区画西港側の断面地形変化量 (2001(平成 13)年 6 月基準)

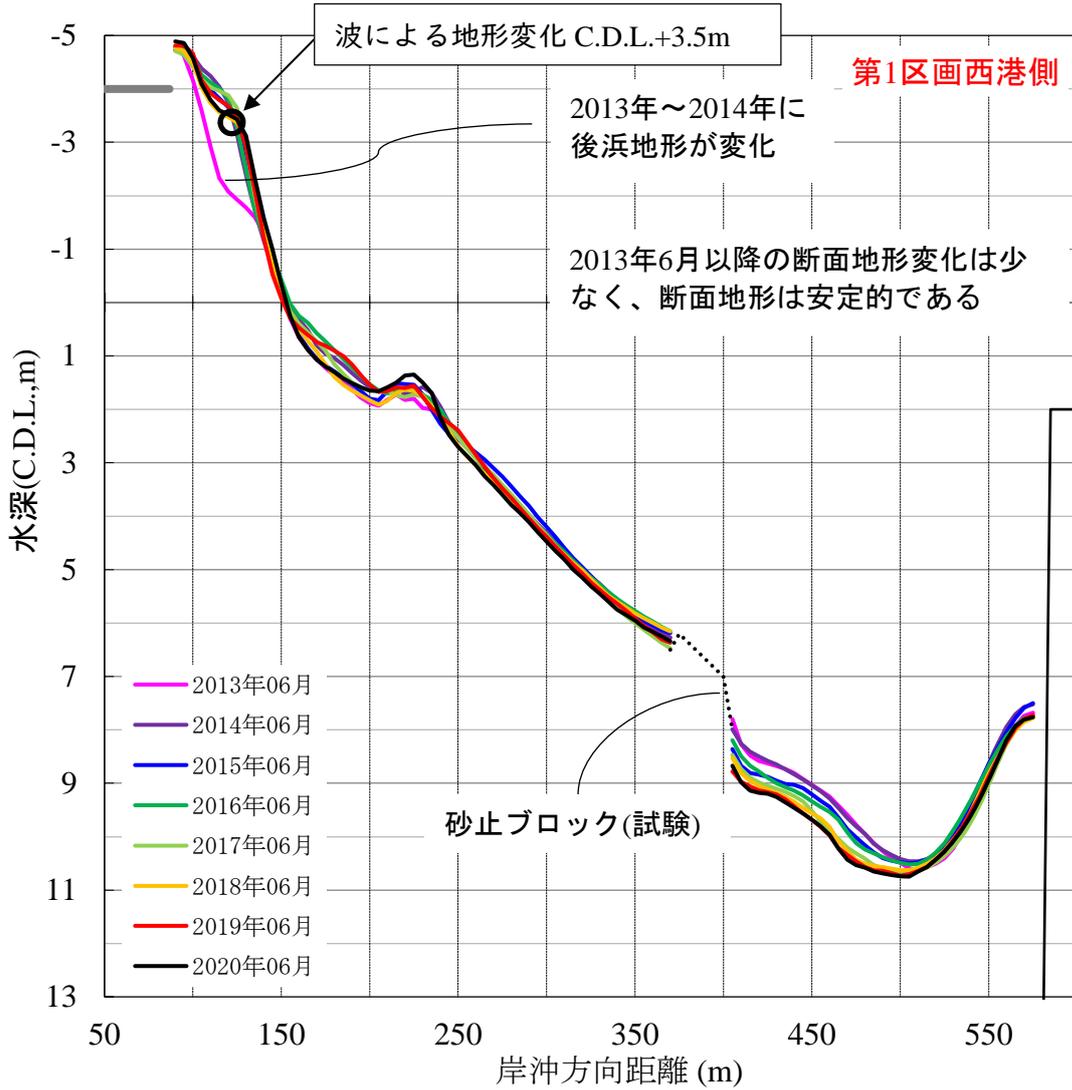


図 1-5 第1区画西港側の空間平均断面 (2013(平成25)年6月～2020(令和2)年6月)

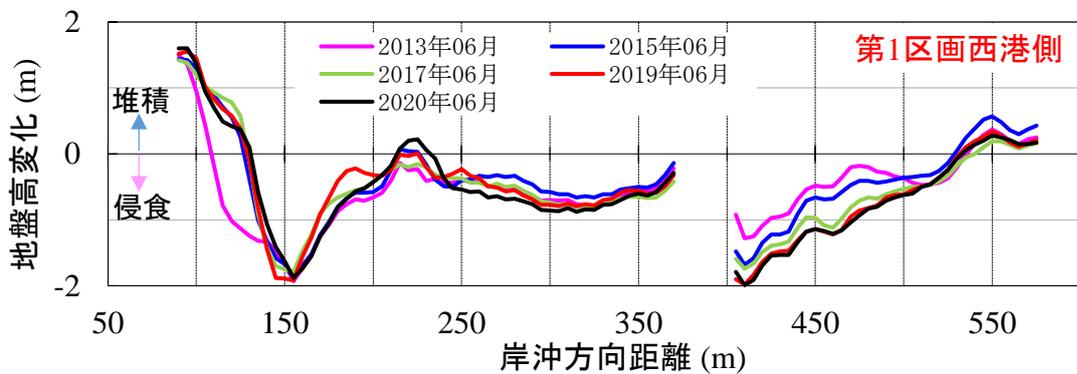


図 1-6 第1区画西港側の断面地形変化量 (2001(平成13)年6月基準)

1.1.1.2. 関屋側

図 1-8, 図 1-10 は関屋側の空間平均断面を重ね合わせて示したものである。また, 図 1-9, 図 1-11 は 2001(平成 13)年 6 月の空間平均断面地形を基準として各年の変化量の岸沖分布を示したものである。

養浜後の 2001(平成 13)年 7 月~2013(平成 25)年頃までに, 前浜の養浜地形が侵食され断面が岸側に移動した。2013(平成 25)年 6 月以降の前浜の断面地形変化は少なく, 波浪外力に対して概ね平衡断面地形が形成されていたと考えられる(図 1-10 参照)。外浜地形は凸地形が直線状への変化が継続しており, 直近 2 年の変化は少なくなっている。

後浜地形変化に着目すると, C.D.L.+3.0~3.5 m より陸側で堆積している。

第 1 区画では既設離岸堤(離岸距離 200~250 m 付近)が完全には撤去できないため根が残っており, この付近の地形変化が少なくなっている。これより沖側では離岸距離 400 m 付近(C.D.L.-8.0 m 付近)で地形変化が少なくなっている。ただし, 離岸距離 400 m 付近には試験的に砂止ブロック(2010(平成 22)年度)が設置され, 構造物周辺の局所的な地形変化が大きくなっている。

洗堀溝の水深は, 2007(平成 19)年頃までは 2001(平成 13)年 6 月と比較して浅くなっているものの, その後は侵食傾向となっている。ただし, 他の区画より洗堀溝の水深は浅くなっている。

図 1-7 は, 2001(平成 13)年 6 月から 2020(令和 2)年 6 月までの空間平均断面を時間平均した対象期間中の平均断面と, 地盤変化の標準偏差を示したものである。地形変化は汀線付近で大きくなっている。既設離岸堤付近(200 m~250 m), 試験的に砂止ブロック(2010(平成 22)年度)が設置された構造物周辺の局所的な地形変化が大きくなっていることが分かる。

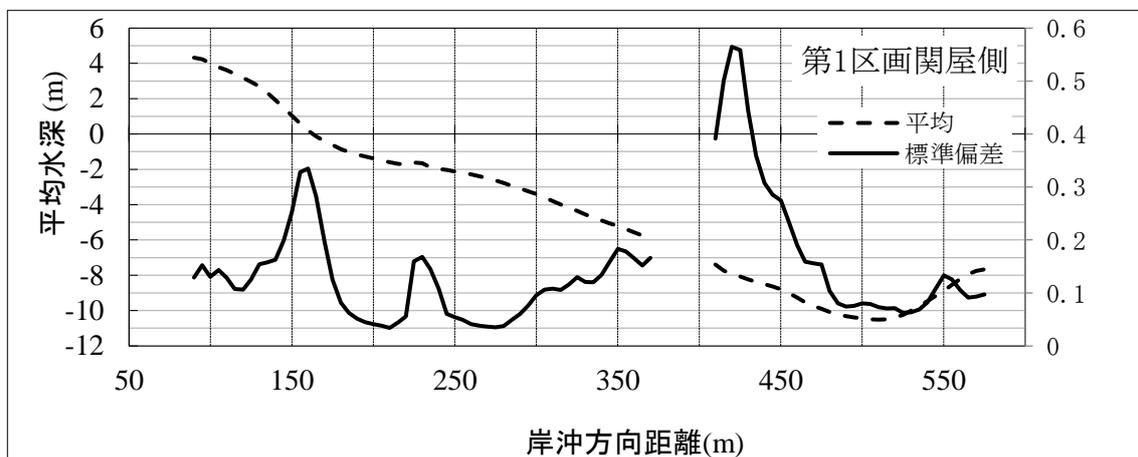


図 1-7 第 1 区画関屋側の空間平均断面の時間平均断面標準偏差 (2001(平成 13)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月)

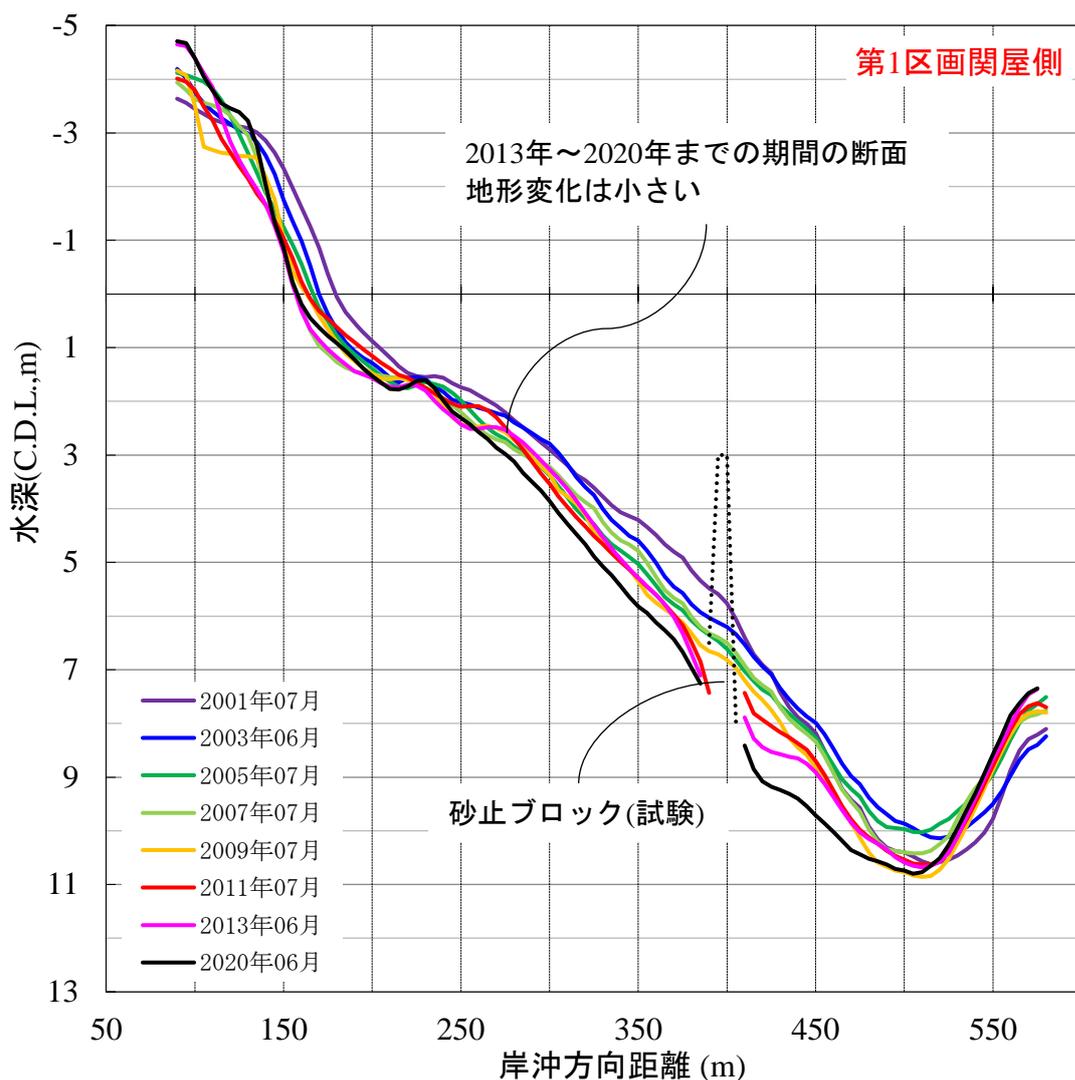


図 1-8 第1区画関屋側の空間平均断面 (2001(平成13)年6月~2020(令和2)年6月)

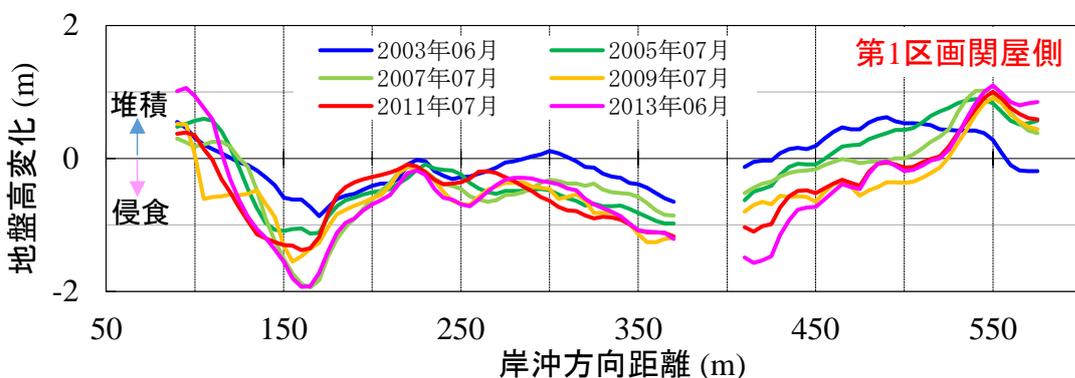


図 1-9 第2区画関屋側の断面地形変化量 (2001(令和2)年6月基準)

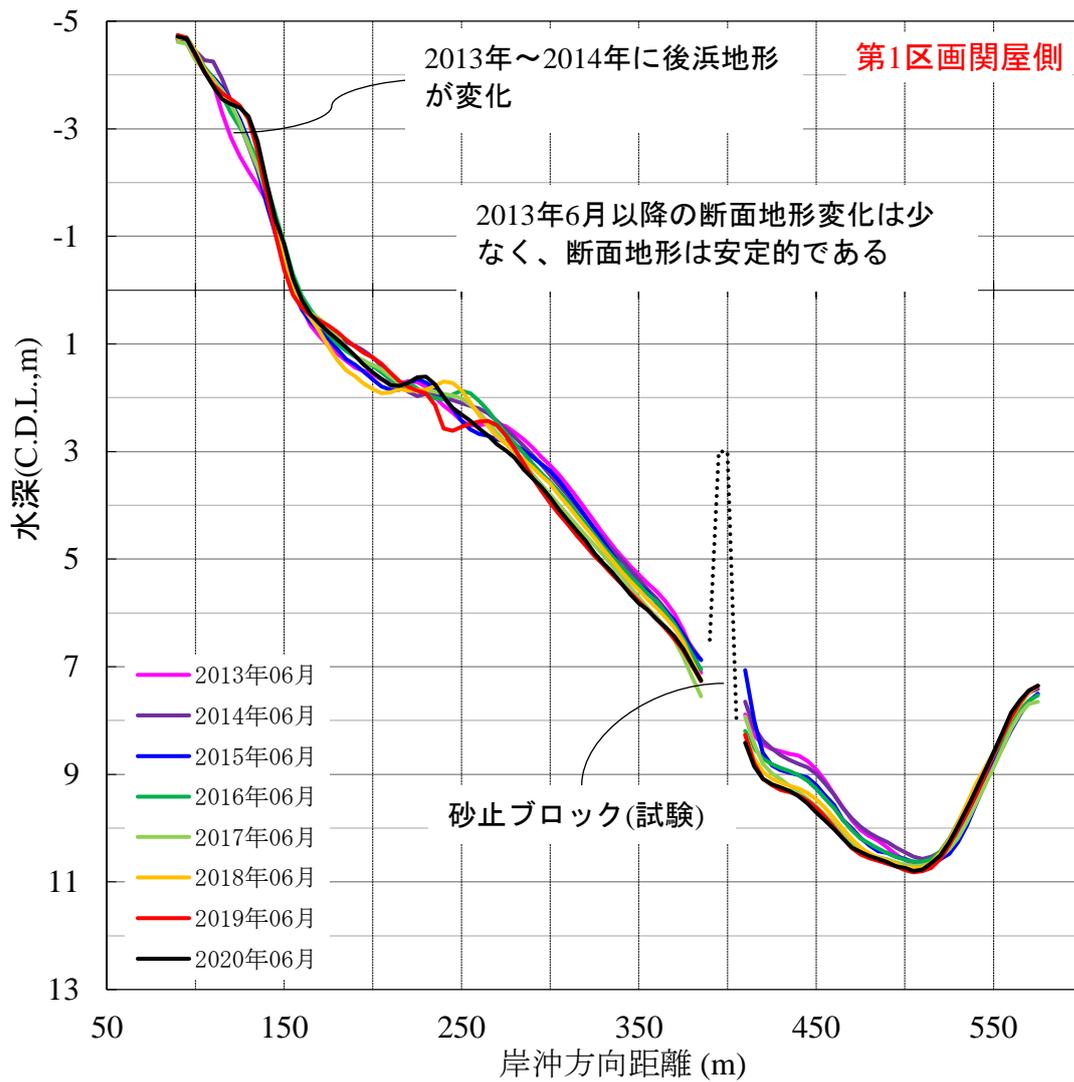


図 1-10 第2区画関屋側の空間平均断面 (2013(平成25)年6月～2020(令和2)年6月)

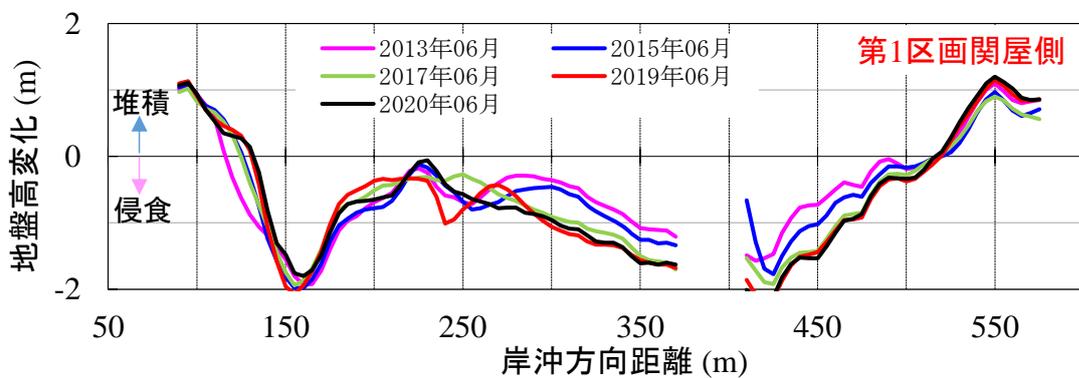


図 1-11 第2区画関屋側の断面地形変化量 (2001(令和2)年6月基準)

1.1.2. 等深線変化

図 1-12, 図 1-13 は, 第 1 区画西港側, 関屋側の空間平均断面から, 2 m 毎に等深線位置を抽出し経時変化を示したものである。

西港側では C.D.L.-4.0 m ~ C.D.L. ±0 m の範囲で僅かに後退傾向にあり, C.D.L.-6.0 m 以深では横ばいとなっている。関屋側では C.D.L.-4.0 m ~ C.D.L.-6.0 m で僅かに後退傾向を示すものの, その他の水深帯では横ばいとなっている。

次項に示す第 2 区画では 2014(平成 26)年 6 月 ~ 2015(平成 27)年 6 月の期間に関屋側の汀線付近で侵食された養浜砂が西港側の C.D.L.-2.0 m ~ -6.0 m 付近に移動したこと示唆する変化が生じている。図 1-30 に示すように, 第 4 区画でも汀線付近で侵食され既設離岸堤より沖側に堆積する変化が確認される。後述するように第 4 区画の等深線変化からも 2014(平成 26)年 6 月 ~ 2015(平成 27)年 6 月の地形変化が大きく特異であることを示している。一方, 第 1 区画では全体的に侵食傾向を示すものの, 他の区画のような顕著な変化は生じていない。第 1 区画では 2013(平成 25)年頃まで養浜断面地形が波浪外力に対して安定的な形状に変形していたためと考えられる。なお, 第 1 区画でも 2014(平成 26)年 12 月に一時的に汀線が 5 m 程度後退 (3.6 参照) したものの, 翌年の 2015(平成 27)年 6 月には回復したため, 図 1-12, 図 1-13 に変化が表れていない。

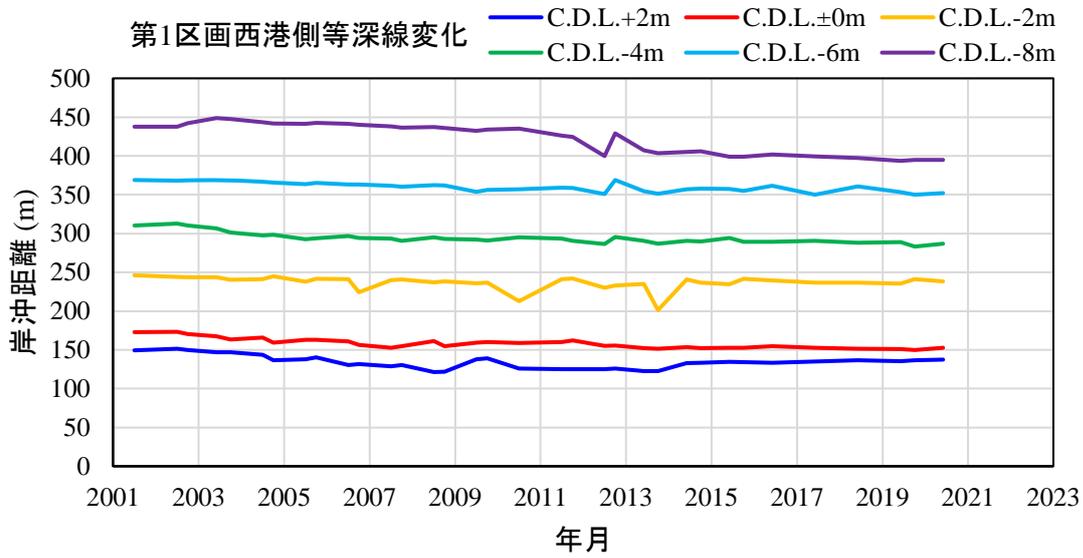


図 1-12 等深線の経時変化 (第1区画西港側)

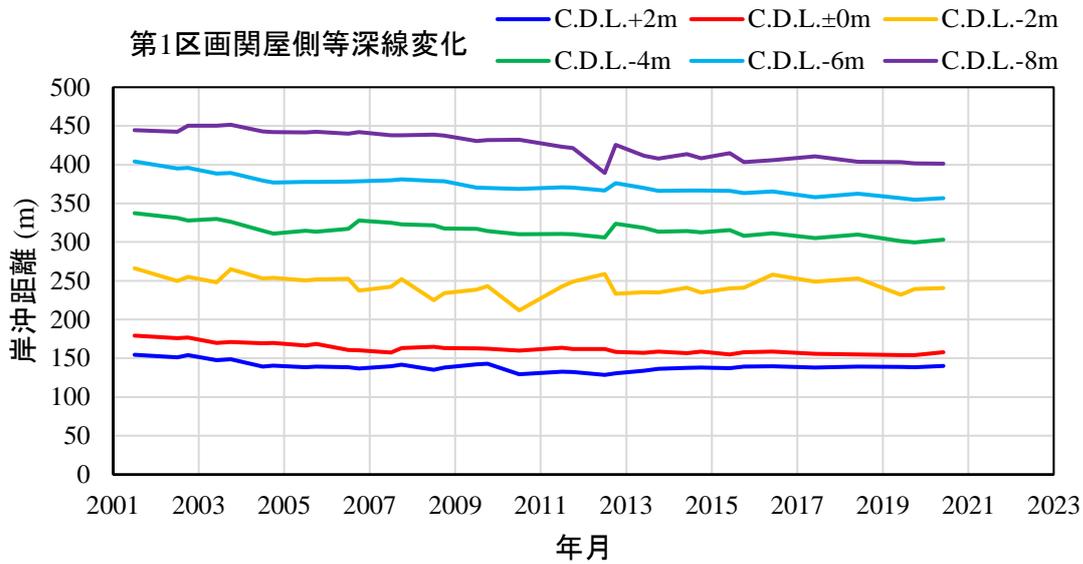


図 1-13 等深線の経時変化 (第1区画関屋側)

1.1.3. 汀線変化

図 1-14 は第 1 区画西港側，関屋側の空間平均断面から，汀線位置（C.D.L.±0m）位置を抽出し経時変化を示したものである。

第 1 区画の汀線変化は西港側，関屋側ともに後退しているが，関屋側に比べて西港側の汀線後退が小さく，西港側の汀線後退が継続している。表 1-1 に示すように第 1 区画の空間平均断面地形が小さくなった 2013(平成 25)年 6 月以降で，汀線位置が不自然に前進している 2016(平成 28)年 6 月，2020(令和 2)年 6 月(図 1-14 参照)を除いて，汀線変化速度を算出すると西港側，関屋側の平均で 0.34 m/年の後退となっている。なお，汀線位置が不自然に前進している 2016(平成 28)年 6 月，2020(令和 2)年 6 月を除いた理由は，将来の汀線後退トレンドを安全側に評価するためである。

表 1-1 第 1 区画の汀線変化速度

対象区間	汀線変化速度
西港側	-0.28 m/年
関屋側	-0.41 m/年
平均	-0.34 m 年

2013(平成 25)年 6 月~2019(令和元)年 6 月 (2016(平成 28)年 6 月除く)

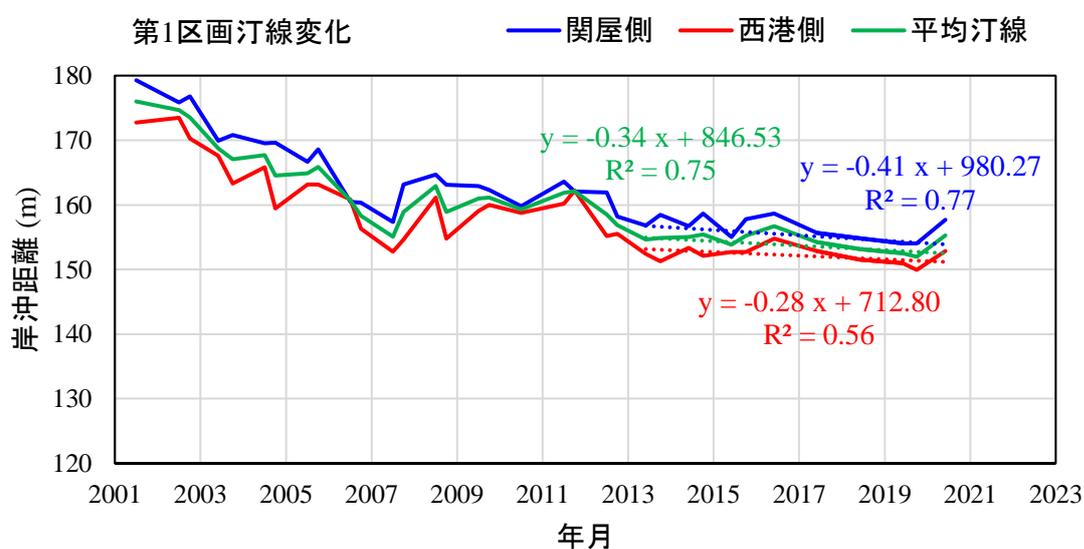


図 1-14 第 1 区画の汀線位置の経時変化 (期間別直線近似)

1.1.4. 海底勾配

図 1-15, 図 1-16 は第 1 区画西港側と関屋側の前浜勾配と外浜勾配の経時変化を示したものである。前浜勾配は、前述したように波による陸側の地形変化が概ね C.D.L.+3.0 m までであることから、C.D.L.+3.0 m~C.D.L.±0 m の範囲を対象とし、外浜勾配は波による地形変化の限界水深が概ね C.D.L.-8.0 m であることから、C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m を対象としている。図は青色線が関屋側、赤色線が西港側であり、実線が境界 2 点間の勾配、点線が各範囲のデータを最小二乗法により近似した場合の傾きとなっている。2 点の勾配（実線）と最小二乗法による勾配は概ね一致しており、断面地形がほぼ直線的であることを示している。

断面地形変化が小さくなった 2013(平成 25)年 6 月の前浜勾配は、西港側で 1/14, 関屋側で 1/13 程度である。その後、両区画ともに前浜勾配が急峻化し、2020(令和 2)年 6 月には、1/10 程度となっている。

外浜勾配は 2013(平成 25)年 6 月に西港側、関屋側ともに 1/32 程度であったが、徐々に急峻化し 2020(令和 2)年 6 月には 1/30 程度になっている。

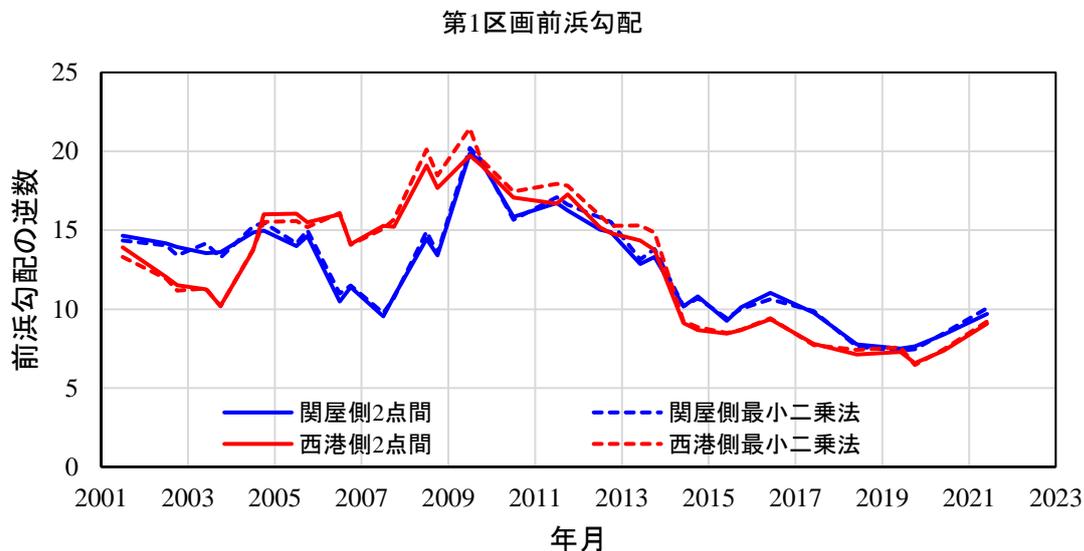


図 1-15 前浜勾配の経時変化 (第 1 区画,C.D.L.+3.0 m~C.D.L.±0 m)

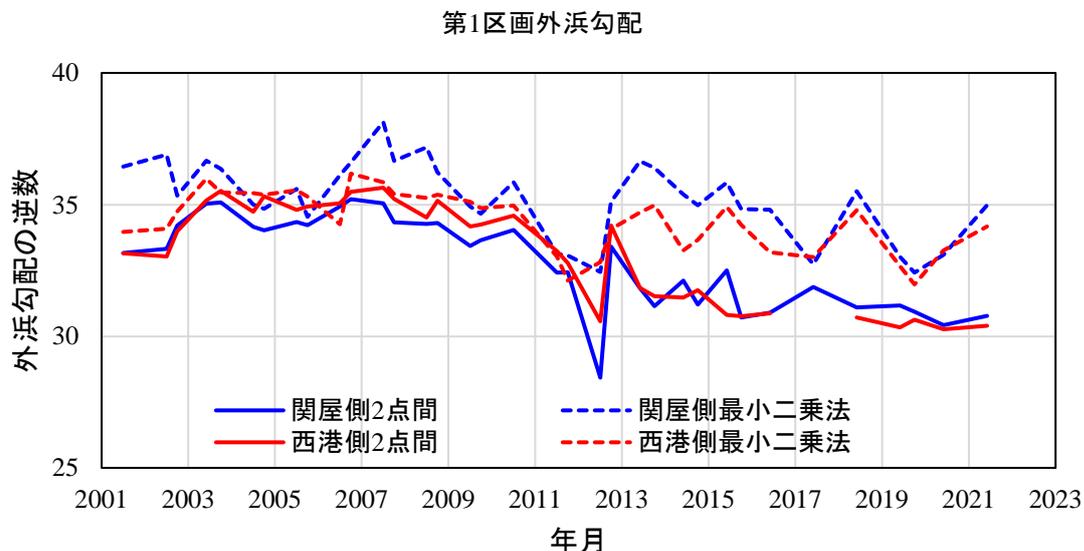


図 1-16 外浜勾配の経時変化 (第 1 区画,C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m)

1.1.5. 土量変化

図 1-17 は第 1 区画の土量変化，養浜量の経時変化を示したものである。また，図 1-18 には地盤沈下による影響を除いた土量変化を示す。

第 1 区画では 2013(平成 25)年度に $1.2 \times 10^4 \text{ m}^3$ の養浜が実施されている。このため，2001(平成 13)年 7 月～2013(平成 25)年 7 月まで減少傾向にあった土量が 2013(平成 25)年 7 月～2014(平成 26)年 7 月に増加している。2020(令和 2)年度の検討では，断面地形変化が小さくなった 2013(平成 25)年 7 月以降の土量変化速度を検討したが，養浜期間を含むため，改めて 2014(平成 26)年 7 月～2020(令和 2)年 7 月までの期間で土量変化を算出し表 1-2 にまとめて示した。第 1 区画の土量変化は 2014(平成 26)年 6 月～2019(令和元)年 6 月（2016(平成 28)年 6 月除く）では $-1907 \text{ m}^3/\text{年}$ となっている。地盤沈下の影響を除いた土砂流出速度は $-1228 \text{ m}^3/\text{年}$ となり，この期間における地盤沈下による見かけの土量変化は， $-679 \text{ m}^3/\text{年}$ ($-1907 - -1228$) となる。

表 1-2 第 1 区画の土量変化速度

対象区間	土量変化速度	土砂流出速度(地盤沈下の影響除く)
	2014(平成 26)年 6 月～2019(令和元)年 6 月 (2016(平成 28)年 6 月除く)	2014(平成 26)年 6 月～2019(令和元)年 6 月 (2016(平成 28)年 6 月除く)
西港側	$-625 \text{ m}^3/\text{年}$	$-290 \text{ m}^3/\text{年}$
関屋側	$-1282 \text{ m}^3/\text{年}$	$-938 \text{ m}^3/\text{年}$
平均	$-1907 \text{ m}^3/\text{年}$	$-1228 \text{ m}^3/\text{年}$

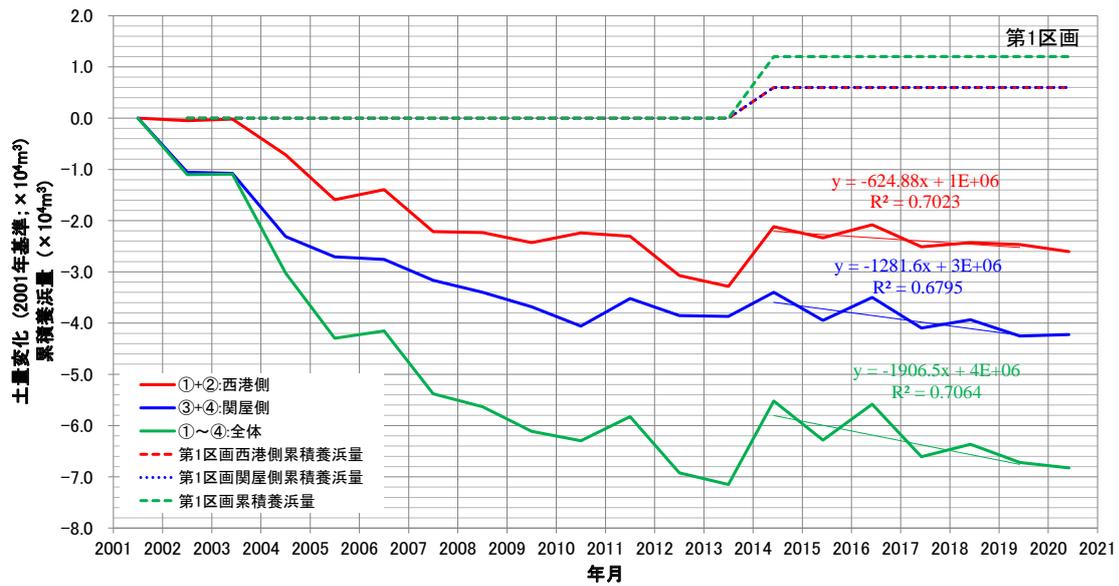


図 1-17 第 1 区画の土量変化

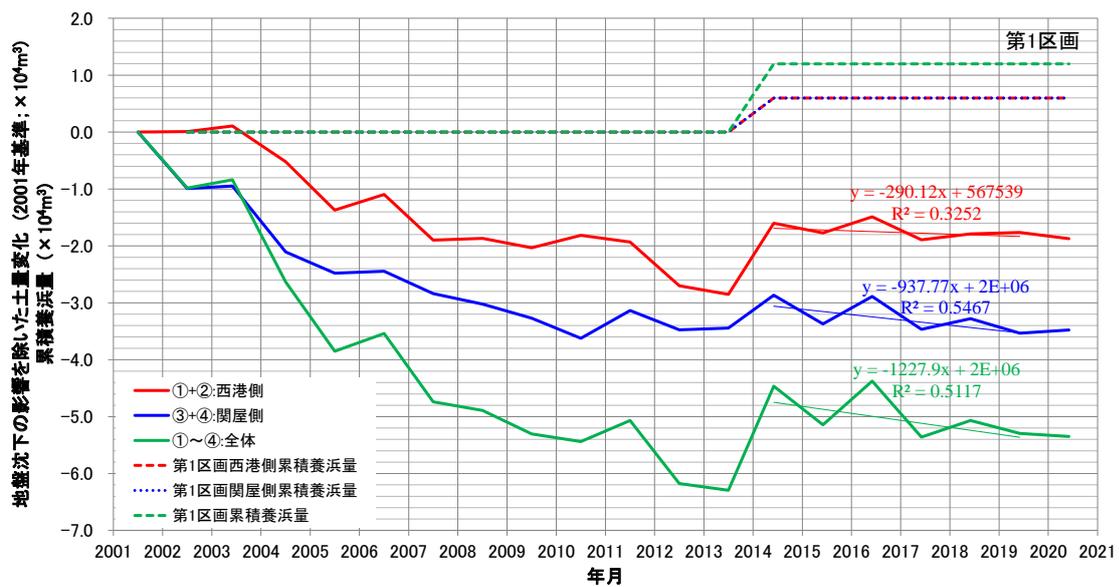


図 1-18 第 1 区画の土量変化 (地盤沈下の影響除く)

1.2. 第2区画

1.2.1. 空間平均断面

1.2.1.1. 西港側

図 1-20, 図 1-21 は第2区画西港側の空間平均断面を重ね合わせて示したものである。また, 図 1-22 は 2015(平成 27)年 6 月の空間平均断面地形を基準として各年の変化量の岸沖分布を示したものである。

養浜実施前の 2007(平成 19)年 7 月, 2008(平成 20)年 7 月の断面地形変化は少なく, 波浪外力に対して概ね平衡断面地形が形成されていたと考えられる(図 1-20 参照)。

2008(平成 20)年~2015(平成 27)年に実施された養浜により C.D.L.+3.5 m から洗掘溝までの全範囲で断面地形が沖側に移動している。既設離岸堤沖側の断面地形は 2014(平成 26)年度に既設離岸堤の上部を撤去したことで断面地形が沖側に移動したことが分かる(図 1-20 参照)。

図 1-21, 図 1-22 に示す養浜後の地形変化に着目すると, 既設離岸堤より陸側では C.D.L.+3.5 m 付近の地盤変動はほとんど生じておらず, 既設離岸堤直近では 0.5 m 程度地盤高が低下している。既設離岸堤より陸側の地形変化は比較的小さくなっている。既設離岸堤より沖側では C.D.L.-5.0 m~-6.0 m より浅い領域で地盤高が低下し, 沖側で地盤高が高くなる変化となっており, 洗掘溝の水深も浅くなる傾向を示している。西港側の断面地形は既設離岸堤周辺の土砂が洗掘溝側に移動する変化過程にあると考えられる。

図 1-19 は, 養浜中断後の 2015(平成 27)年 6 月から 2020(令和 2)年 6 月までの空間平均断面を時間平均した対象期間中の平均断面と, 地盤変化の標準偏差を示したものである。地形変化は汀線付近で最も大きくなり, 陸側には C.D.L.+3.0 m 程度では 0.01 m 以下になる。沖側には 315 m (平均水深 C.D.L.-6.2 m) で極小 (0.01 m) となるものの, それより沖側では 0.04 m 程度となっており, 陸側の養浜砂が沖側に移動している過程にあると考えられる。

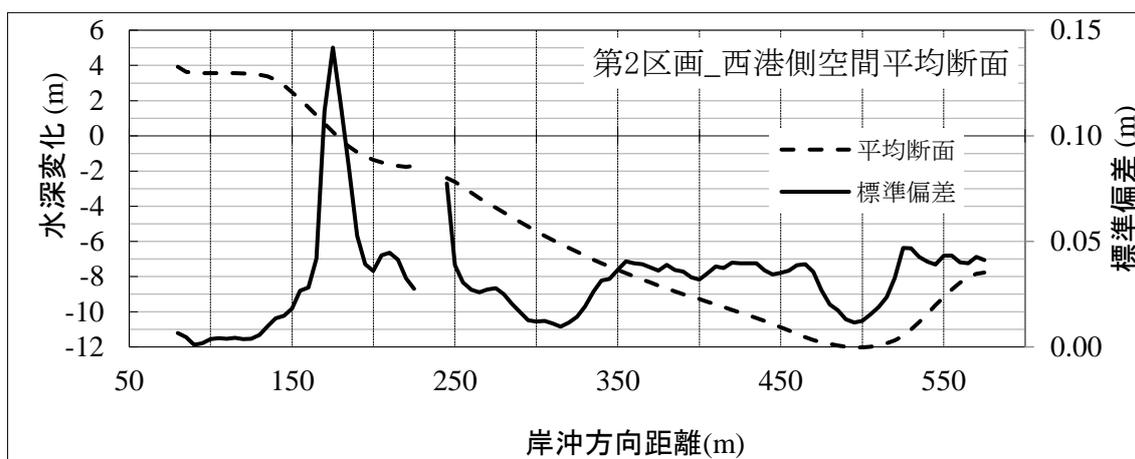


図 1-19 第2区画西港側の空間平均断面の時間平均断面
標準偏差 (2015(平成 27)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月)

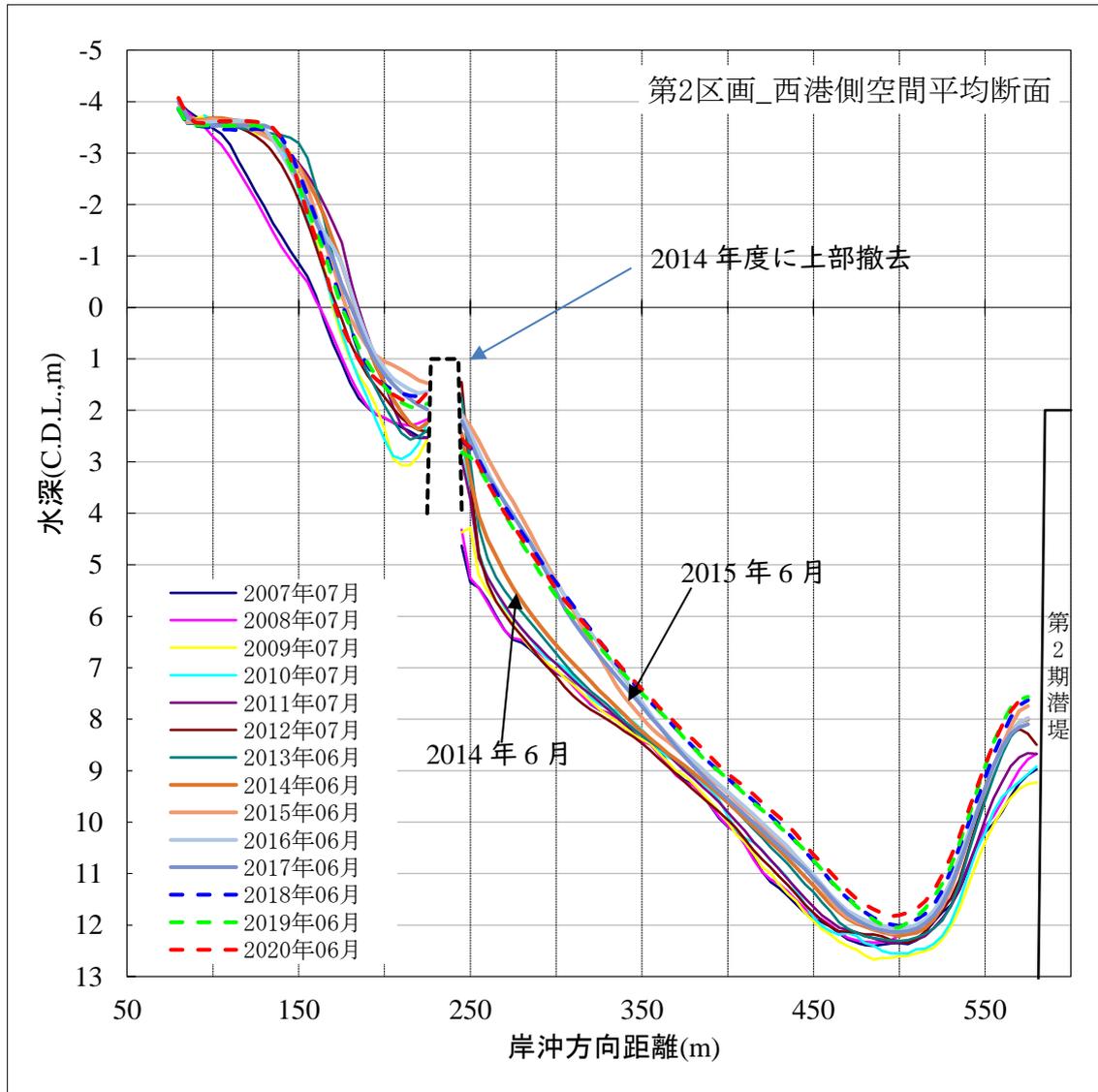


図 1-20 第2区画西港側の空間平均断面 (2007(平成19)年7月~2020(令和2)年6月)

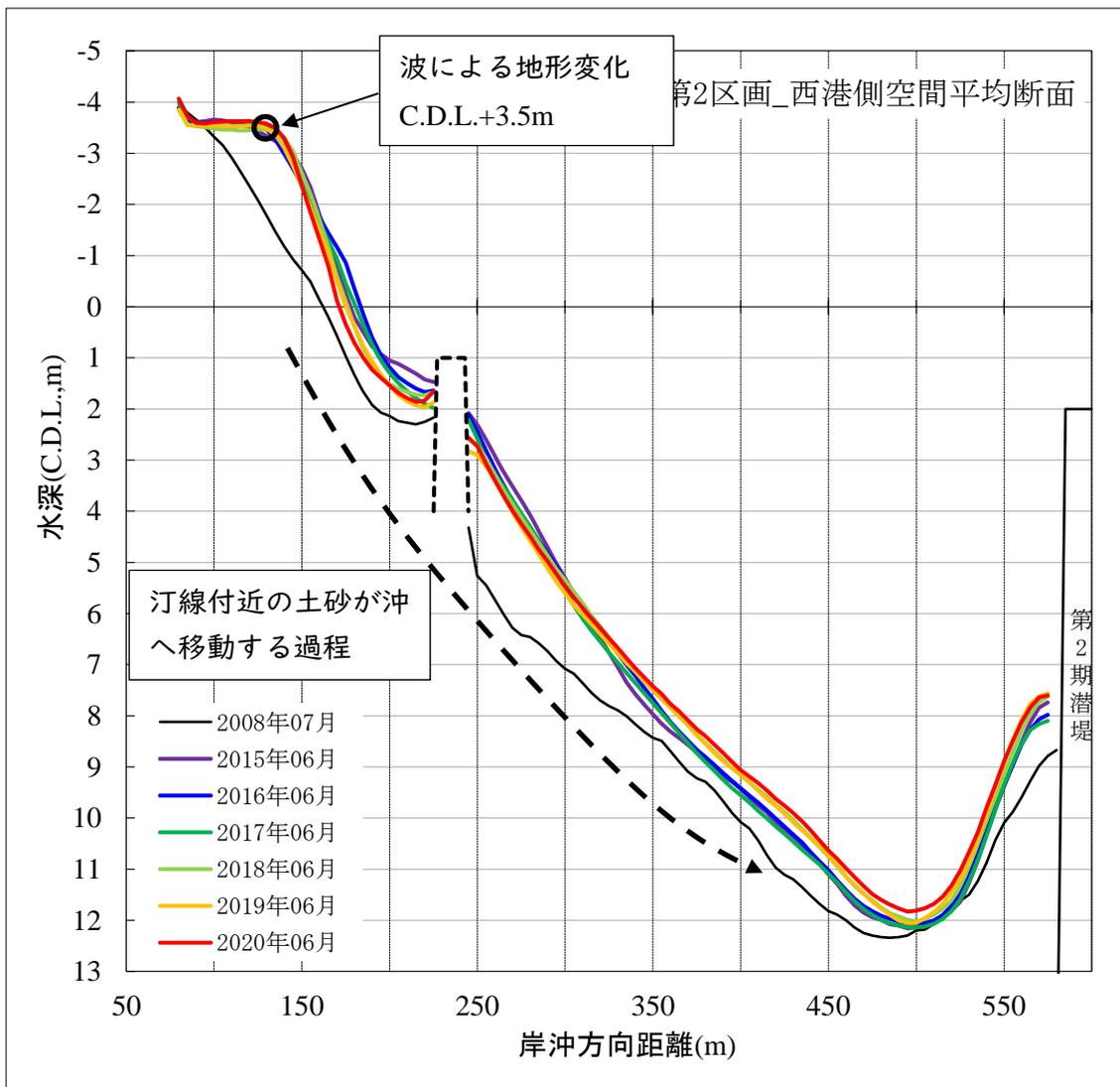


図 1-21 第2区画西港側の空間平均断面
(2008(平成20)年7月, 2015(平成27)年6月~2020(令和2)年6月)

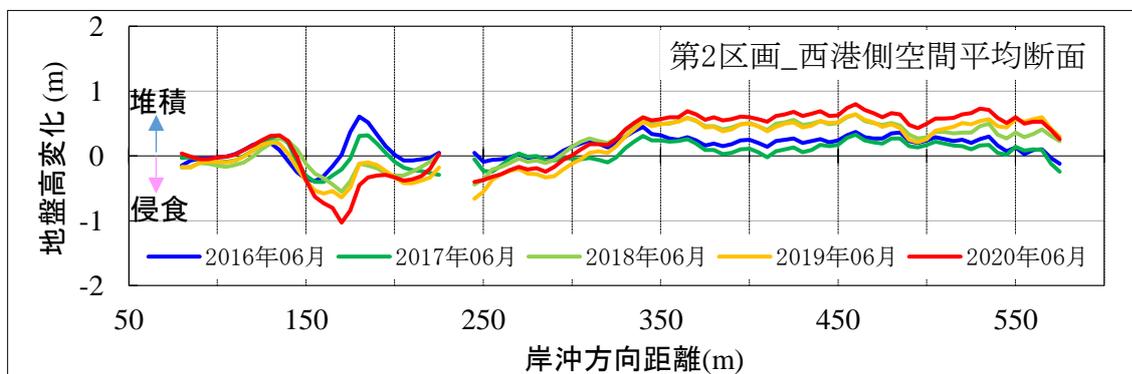


図 1-22 第2区画西港側の断面地形変化量 (2015(平成27)年6月基準)

1.2.1.2. 関屋側

図 1-24, 図 1-25 は関屋側の空間平均断面を重ね合わせて示したものである。また, 図 1-26 は 2015(平成 27)年 6 月の空間平均断面地形を基準として各年の変化量の岸沖分布を示したものである。

養浜実施前の 2007(平成 19)年 7 月, 2008(平成 20)年 7 月の断面地形変化は少なく, 波浪外力に対して概ね平衡断面地形が形成されていたと考えられる(図 1-24 参照)。

2008(平成 20)年~2015(平成 27)年に実施された養浜により C.D.L.+3.5 m から洗掘溝までの全範囲で海側に断面地形が移動している(図 1-24 参照)。

図 1-25, 図 1-26 に示す養浜後の地形変化に着目すると, 既設離岸堤(220 m~250 m)があった地点より陸側では C.D.L.+3.5 m 付近の地盤変動はほとんど生じておらず, 既設離岸堤直近では 0.5 m 程度地盤高が低下している。既設離岸堤より陸側の地形変化は比較的小さくなっている。既設離岸堤より沖側では C.D.L.-5.0 m~-6.0 m より浅い領域で地盤高が低下し, その沖側の地盤高変化は小さくなっており, C.D.L.-8.0 m より沖側の水深変化はほとんど生じておらず, 地形変化が生じる沖側の限界水深は概ね C.D.L.-8.0 m 程度と推定される。この結果は第 1 区画と同じである。なお, C.D.L.-5.0 m~-6.0 m より浅い領域で侵食された土砂がどこに移動したのかは断面地形変化では把握できないので, 次項で確認する。

図 1-23 は, 養浜中断後の 2015(平成 27)年 6 月から 2020(令和 2)年 6 月までの空間平均断面を時間平均した対象期間中の平均断面と, 地盤変化の標準偏差を示したものである。標準偏差は汀線付近より陸側で 2 箇所, 沖側で 2 箇所の極値が生じ, C.D.L.-8.5 m 程度で極小となっている。汀線より陸側の 150 m 付近の極値は波の遡上による地形変化, 110 m 付近の極値は地盤高が 4 m 近くあることから飛砂による影響と考えられる。標準偏差の岸沖分布から, 第 2 区画の波による地形変化の限界水深は概ね C.D.L.-8.0 m 程度と判断され, 第 1 区画と同程度となることが分かる。

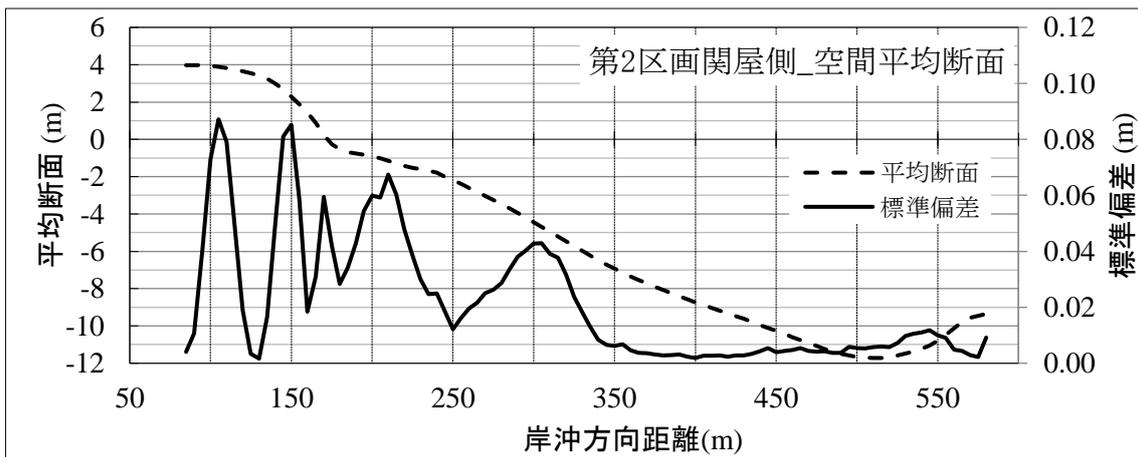


図 1-23 第 2 区画関屋側の空間平均断面の時間平均断面
標準偏差 (2015(平成 27)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月)

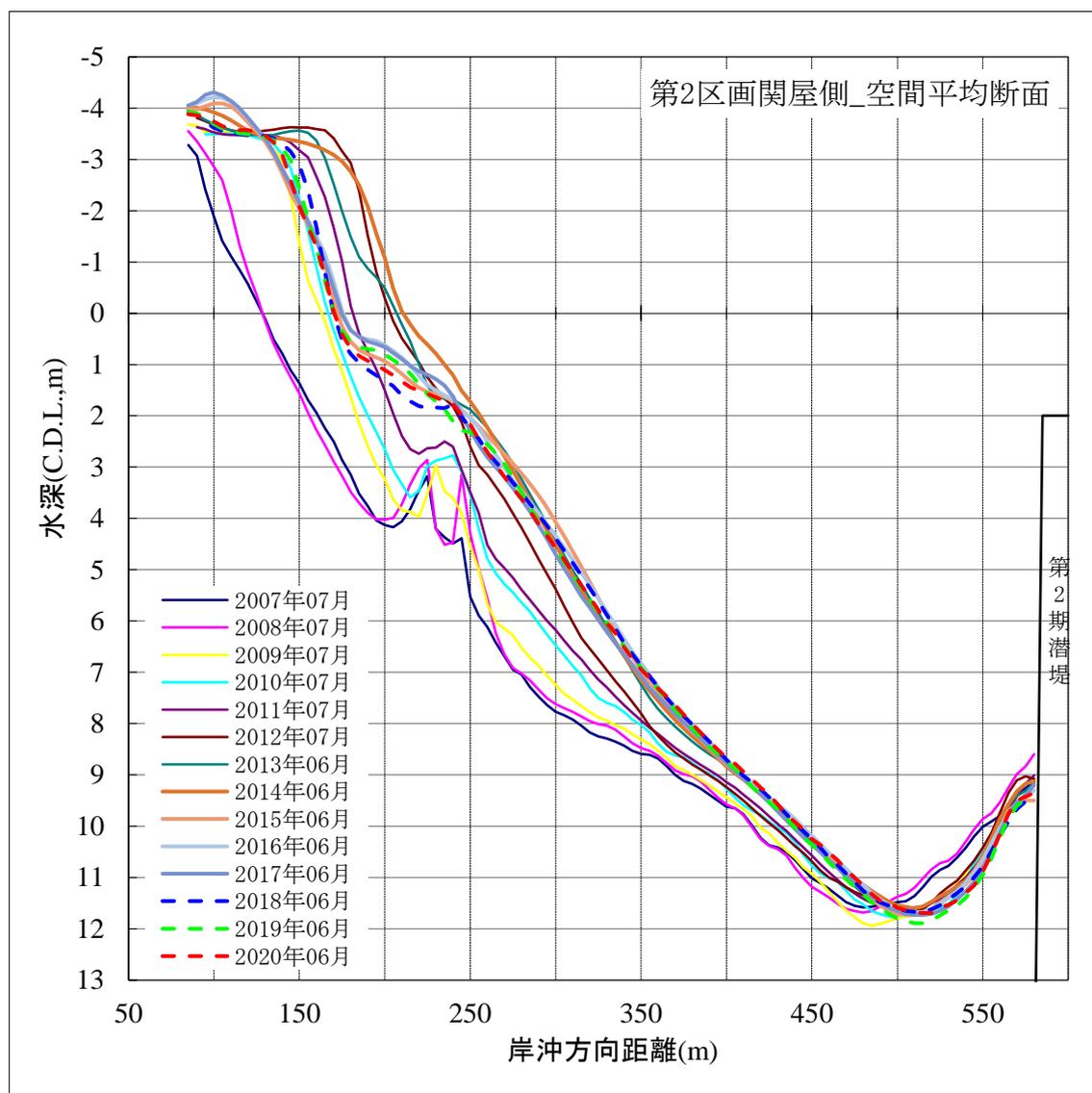


図 1-24 第2区画関屋側の空間平均断面 (2007(平成19)年7月~2020(令和2)年6月)

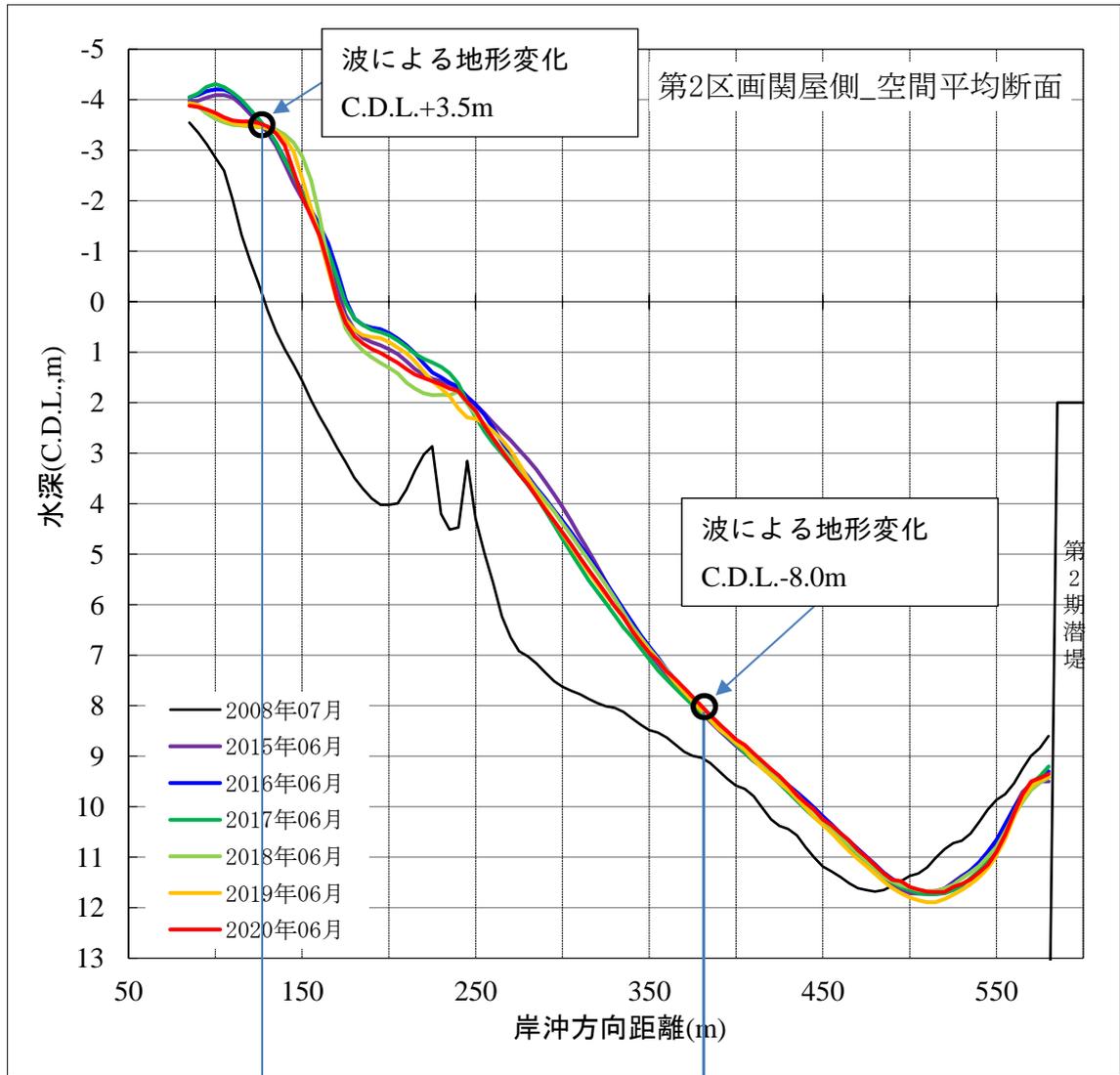


図 1-25 第2区画関屋側の空間平均断面
(2008(平成20)年7月, 2015(平成27)年6月~2020(令和2)年6月)

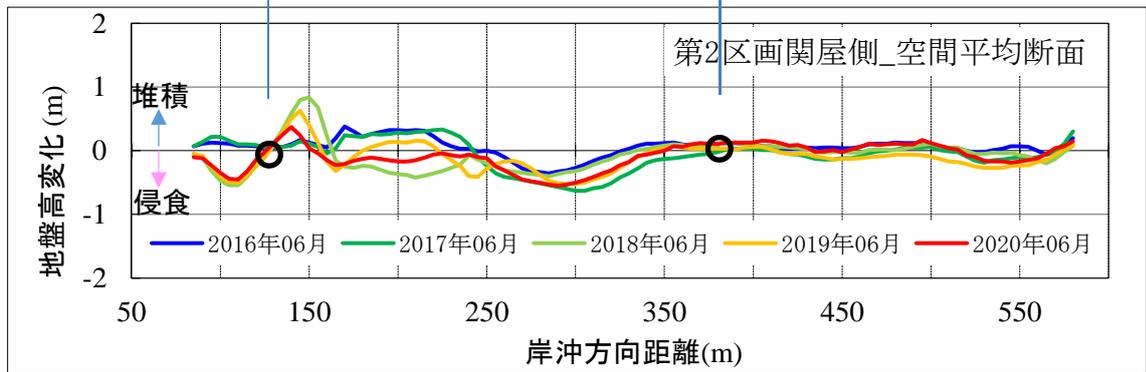


図 1-26 第2区画関屋側の断面地形変化量 (2015(平成27)年6月基準)

1.2.2. 等深線変化

図 1-27, 図 1-28 は, 第 2 区画西港側, 関屋側の空間平均断面から, 2 m 毎に等深線位置を抽出し経時変化を示したものである。

養浜後 (2015(平成 27)年 6 月) の西港側では C.D.L.-4.0 m 以浅で後退傾向にあり, C.D.L.-6.0 m では横ばい, C.D.L.-8.0 m では前進する傾向を示している。関屋側では C.D.L.±0 m ~ C.D.L.-4.0 m の範囲で僅かに後退傾向を示すものの, その他の水深帯では横ばいとなっている。

2014(平成 26)年 12 月に第 1 区画で汀線後退が一時的に 5 m 程度生じた爆弾低気圧による高波浪が来襲している。図中四角で示す 2014(平成 26)年 6 月 ~ 2015(平成 27)年 6 月の期間に関屋側の汀線付近で侵食された養浜砂が西港側の C.D.L.-2.0 m ~ -6.0 m 付近に移動したこと示唆する変化を示す。そこで, 図 1-29, 図 1-30 に 2014(平成 26)年 6 月 ~ 2015(平成 27)年 6 月の水深変化の平面分布を示す。図 1-29 に示す第 2 区画の水深変化の平面分布では, 関屋側の汀線付近で侵食, 西港側の既設離岸堤沖側 (C.D.L.-2.0 m ~ -6.0 m) で堆積していることが分かる。変化量は小さいものの洗堀溝でも関屋側で侵食, 西港側で堆積となっており, 漂砂が関屋側から西港側に移動したことを示唆する変化となっている。

図 1-30 に示すように, 第 4 区画でも汀線付近で侵食され既設離岸堤より沖側に堆積する変化が確認される。後述するように第 4 区画の等深線変化からも 2014(平成 26)年 6 月 ~ 2015(平成 27)年 6 月の地形変化が大きく特異であることを示している。一方, 第 1 区画では全体的に侵食傾向を示すもの他の区画のような顕著な変化は生じていない。第 1 区画では 2013(平成 25)年頃まで養浜断面地形が波浪外力に対して安定的な形状に変形していたためと考えられる。

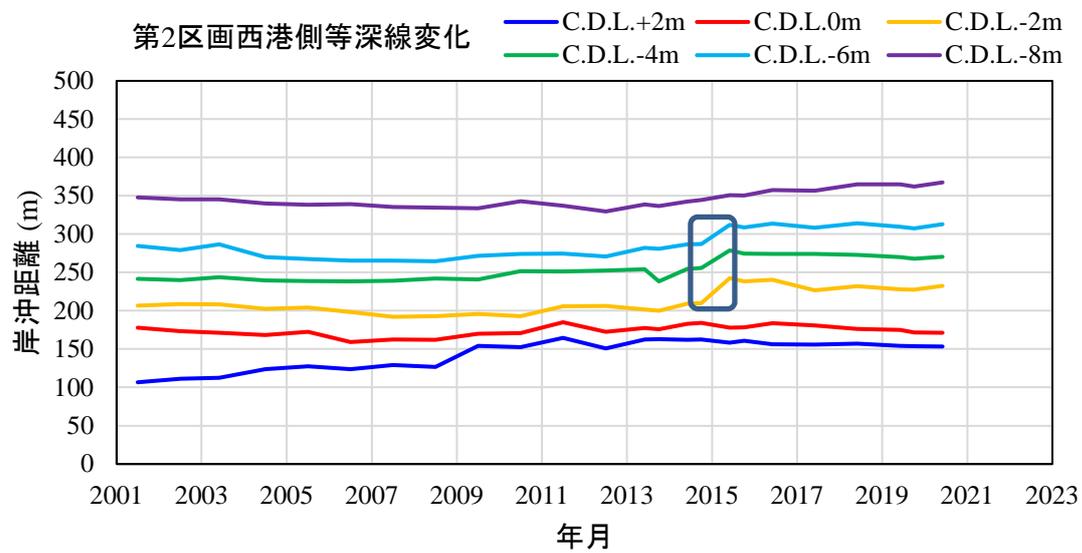


図 1-27 等深線の経時変化 (第2区画西港側)

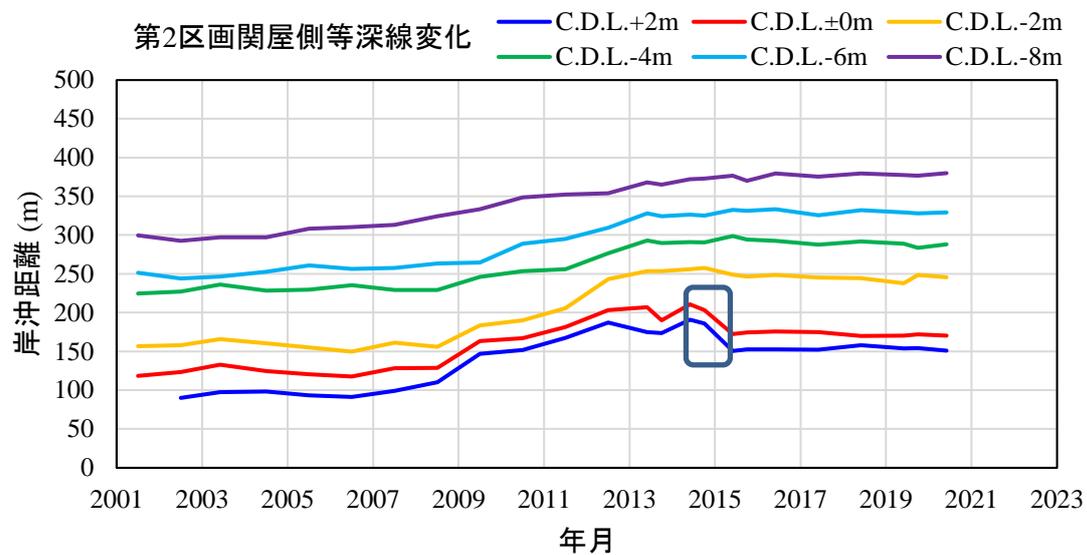


図 1-28 等深線の経時変化 (第2区画関屋側)

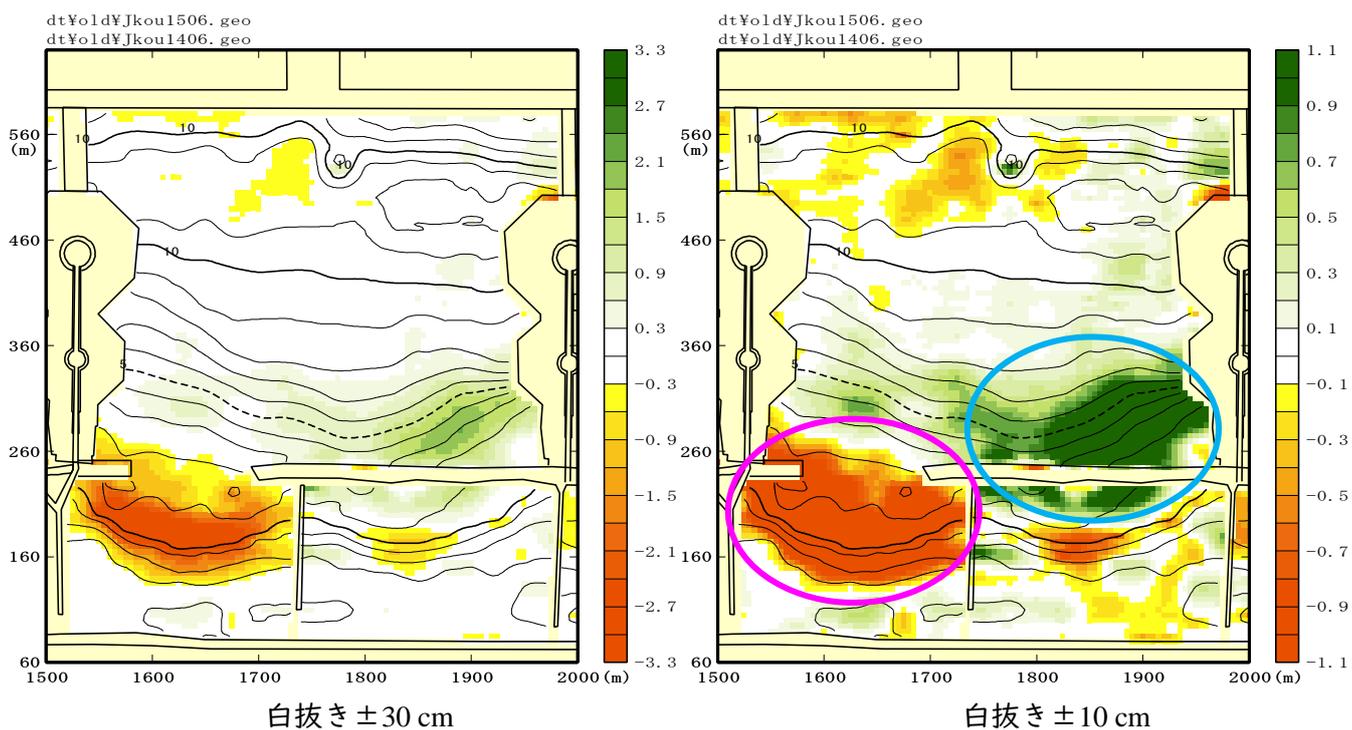


図 1-29 第2区画の水深変化の平面分布 (2014(平成26)年6月~2015(平成27)年6月)

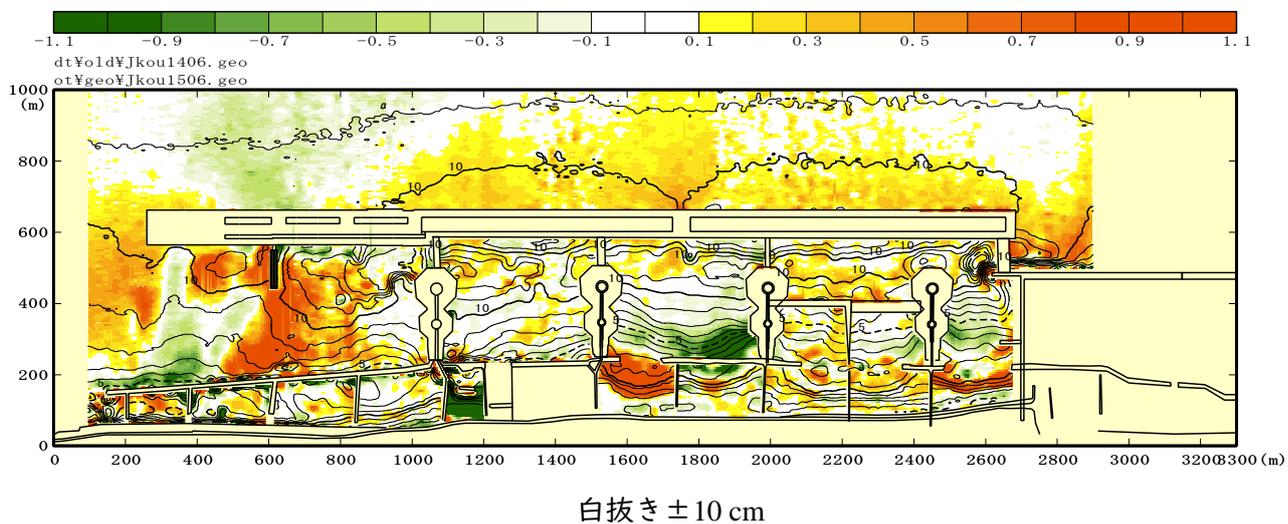


図 1-30 水深変化の平面分布 (2014(平成26)年6月~2015(平成27)年6月)

1.2.3. 汀線変化

図 1-31 は第 2 区画西港側，関屋側の空間平均断面から，汀線位置（C.D.L.±0m）位置を抽出し経時変化を示したものである。

第 2 区画の汀線変化は西港側，関屋側ともに後退しているが，関屋側の汀線後退は比較的小さく，関屋側より汀線位置が海側にある西港側の汀線後退速度が大きくなっている。図 1-21 に示す断面地形変化でも C.D.L.-4.0 m 以浅の土砂が沖側に移動して堆積する地形変化が継続していることが確認されている。

図 1-31 中の近似直線は養浜後の 2015(平成 27)年 6 月から 2020(令和 2)年 6 月のデータを対象にしたものである。関屋側の汀線変化速度は-0.9 m/年，西港側の汀線変化速度は-1.8 m/年，西港側，関屋側の平均汀線変化速度は-1.3 m/年となっている（表 1-3 参照）。

第 2 区画の汀線変化速度は，第 1 区画に比べて大きい要因としては，養浜初期地形の相違，波浪外力履歴の違い，養浜後の経過年数の違いによると考えられる。波浪制御構造物，養浜粒径が第 1 区画と同じであることから，最終的には第 1 区画のほぼ平衡と考えられる断面地形に近づくものと考えられ，平衡断面に近づいた際の汀線変化速度は第 1 区画と同程度になると考えられる。

表 1-3 第 2 区の汀線変化速度

対象区間	汀線変化速度
西港側	-1.8 m/年
関屋側	-0.9 m/年
平均	-1.3 m 年

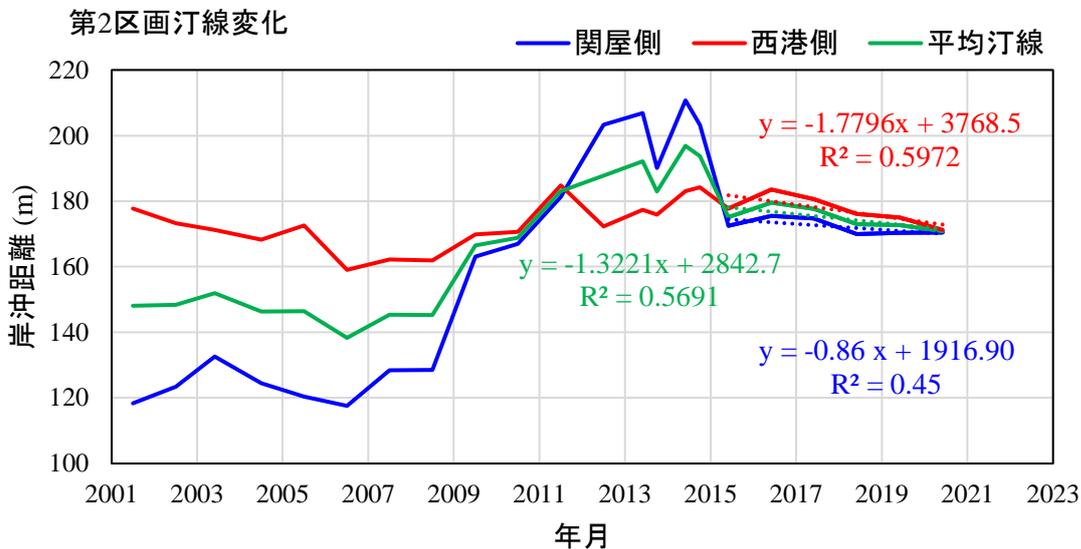


図 1-31 第 2 区画西港側の汀線位置の経時変化（期間別直線近似）

1.2.4. 海底勾配

図 1-32, 図 1-33 は, 第 2 区画西港側と関屋側の前浜勾配と外浜勾配の経時変化を示したものである。前浜勾配は, 前述したように波による陸側の地形変化が概ね C.D.L.+3.0 m までであることから, C.D.L.+3.0 m~C.D.L.±0 m の範囲を対象とし, 外浜勾配は波による地形変化の限界水深が概ね C.D.L.-8.0 m であることから, C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m を対象としている。図は青色線が関屋側, 赤色線が西港側であり, 実線が境界 2 点間の勾配, 点線が各範囲のデータを最小二乗法により近似した場合の傾きとなっている。2 点の勾配(実線)と最小二乗法による勾配は概ね一致しており, 断面地形がほぼ直線的であることを示している。

前浜勾配は養浜後(2015(平成 27)年 6 月)で 1/12.5 程度であり, 汀線後退に伴い前浜勾配が 1/10 程度に変化している。

外浜勾配は養浜後(2015(平成 27)年 6 月)の西港側で 1/22, 関屋側で 1/25 程度となっており, 西港側と関屋側で養浜直後の外浜勾配が異なる。西港側は既設離岸堤を 2014(平成 26)年度に上部のみを撤去し, 関屋側では養浜前に既設離岸堤が撤去され, 既設離岸堤の撤去時期, 撤去範囲の違いによるものと考えられる。西港側で既設離岸堤の上部が撤去されたことで, 外浜部に養浜砂が移動したため, 勾配が変化している。外浜勾配が緩くなる要因は C.D.L.±0 m 付近が後退し, 波による有意な地形変化が生じる限界水深(C.D.L.-8.0 m)の位置が前進(堆積)したことによる。

図 1-34 に示すように, 西港側, 関屋側の外浜勾配の変化傾向から, 2025 年頃には 1/27 程度になり, 両者の勾配が同程度になると推測される。最終的には波浪外力が同じである第 1 区画と同様に 1/30 程度になると考えられる。

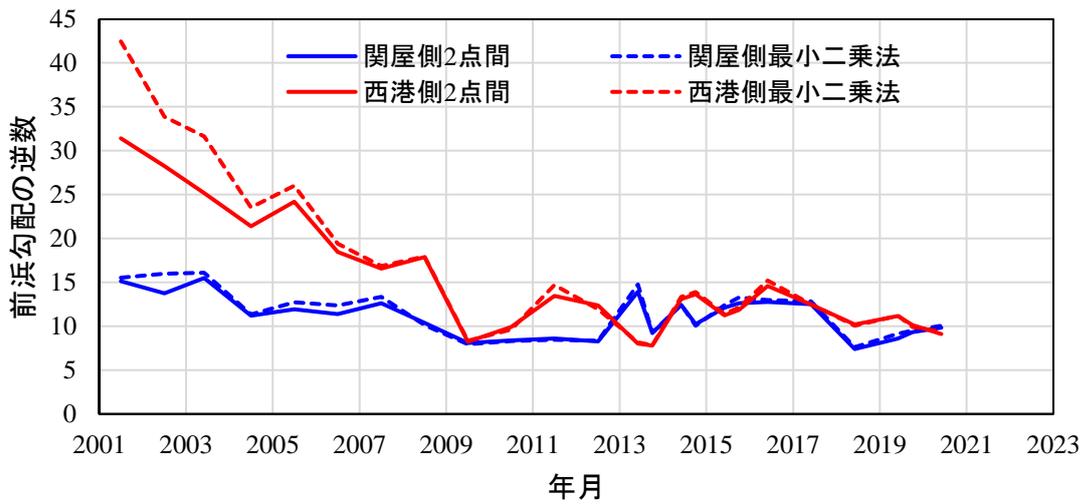


図 1-32 前浜勾配の経時変化 (第2区画,C.D.L.+3.0 m~C.D.L.±0 m)

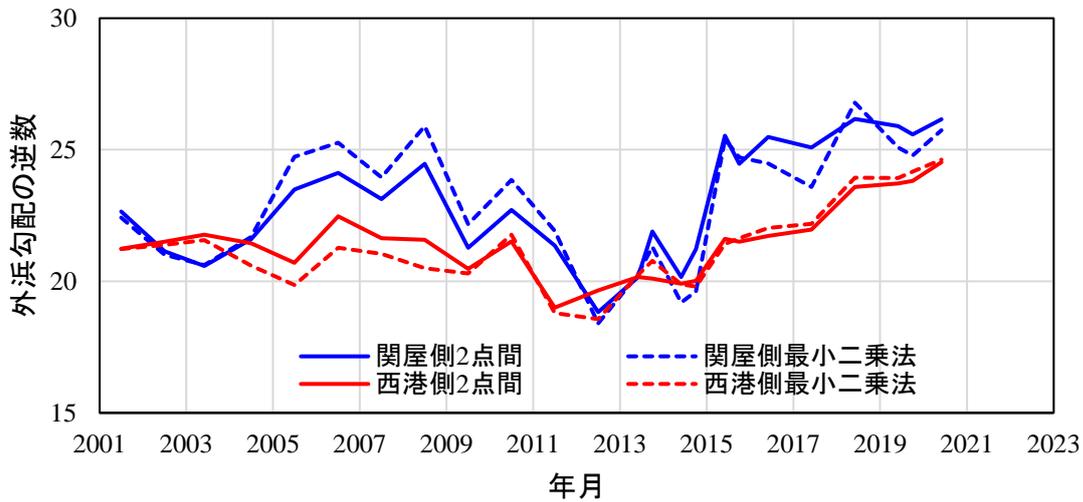


図 1-33 外浜勾配の経時変化 (第2区画,C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m)

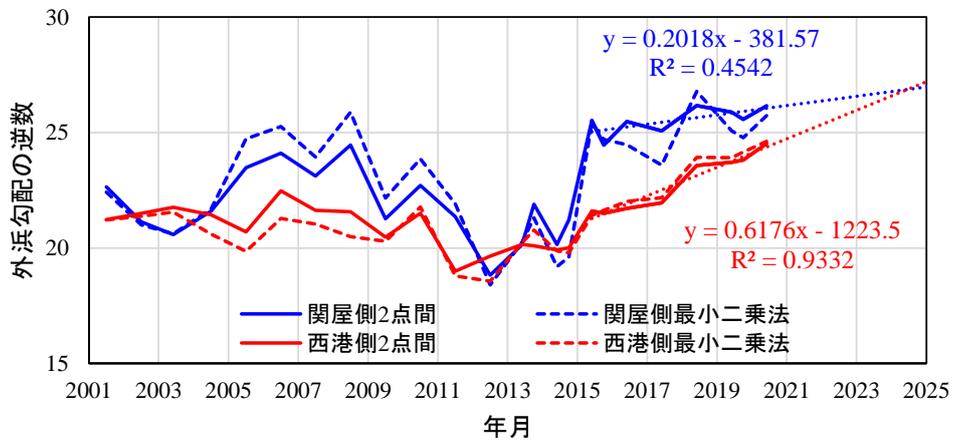


図 1-34 外浜勾配の変化傾向 (第2区画,C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m)

1.2.5. 土量変化

図 1-35 は第2区画の土量変化，養浜量の経時変化を示したものである．また，図 1-36 には地盤沈下による影響を除いた土量変化を示す．

関屋側では養浜 2011(平成 23)年 7 月まで土量変化は養浜量と同じであり，養浜土砂の流出はなかったことになる．一方，西港側は 2011(平成 23)年 7 月までに約 $8 \times 10^4 \text{ m}^3$ の養浜が実施され，増加土量は約 $4 \times 10^4 \text{ m}^3$ となっている．2011(平成 23)年 7 月以降は逆に，西港側で 2011(平成 23)年 7 月~2015 年 6 月の期間に約 $4 \times 10^4 \text{ m}^3$ の養浜が実施され約 $4 \times 10^4 \text{ m}^3$ 土量が増加し，関屋側で約 $11 \times 10^4 \text{ m}^3$ 養浜され $4 \times 10^4 \text{ m}^3$ 土量が増加している．

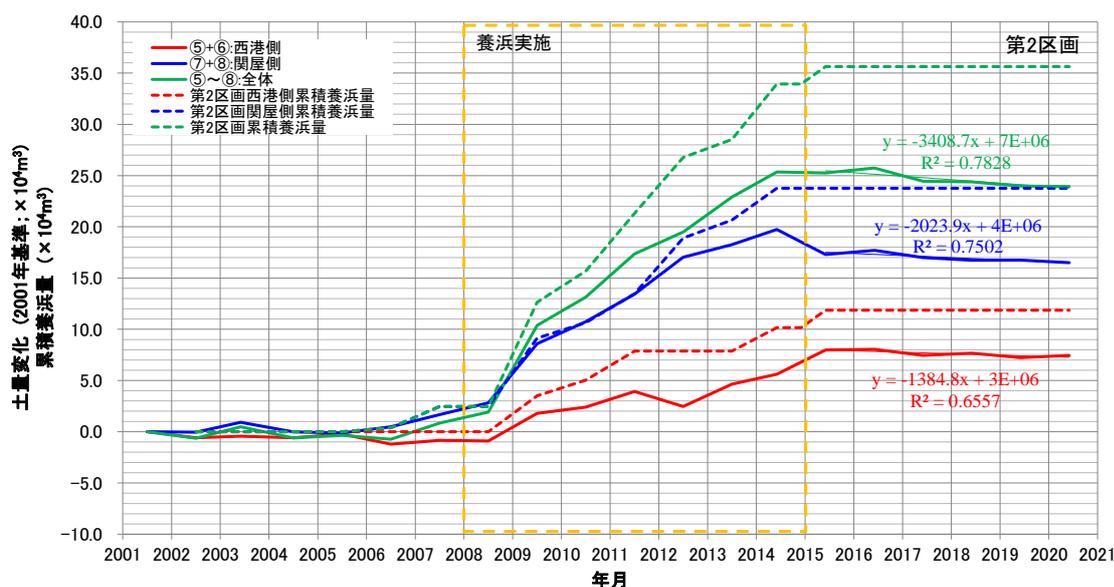


図 1-35 第2区画の土量変化

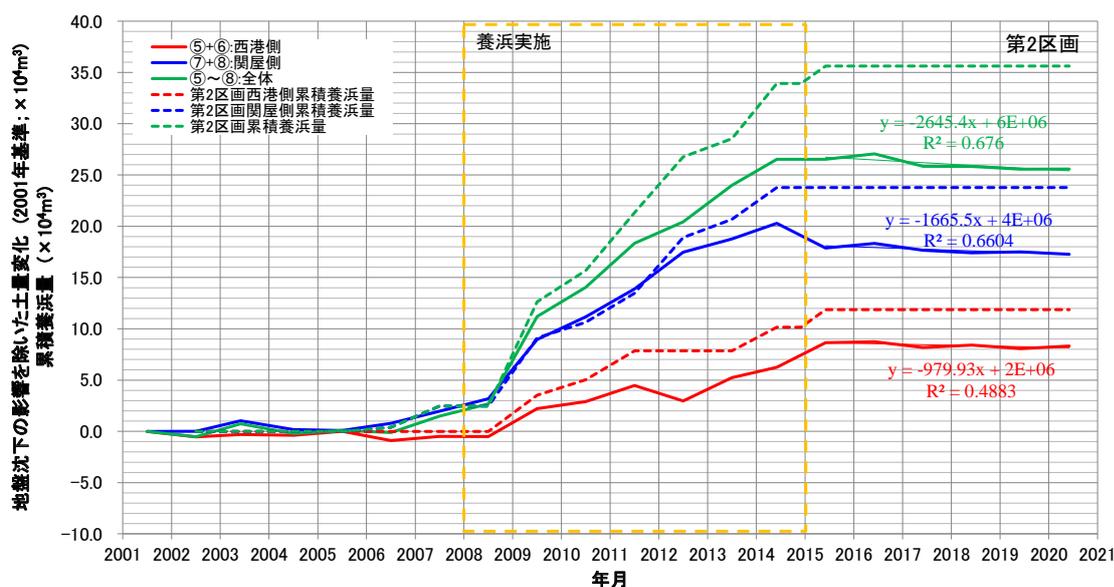


図 1-36 第2区画の土量変化 (地盤沈下の影響除く)

1.3. 第4区画

1.3.1. 空間平均断面

図 1-38, 図 1-39 は第 4 区画の空間平均断面を重ね合わせて示したものである。また, 図 1-40 は 2009(平成 21)年 7 月の空間平均断面地形を基準として各年の変化量の岸沖分布を示したものである。

養浜により C.D.L.+3.5 m から C.D.L.-8.0 m 付近までの範囲で断面地形が沖側に移動している。C.D.L.±0 m から C.D.L.-8.0 m の区間では, 養浜直後の凸型の断面地形が徐々に直線地形に変化していることが分かる。洗堀溝の断面地形は比較的変動が大きくなっている。これは, 第 4 区画の洗堀溝はすり鉢状に形成されているため, その形状変化による影響であると考えられる (図 1-38 参照)。

図 1-39, 図 1-40 に示す養浜後の地形変化に着目すると, C.D.L.+3.5 m より陸側は堆積傾向となっている。C.D.L.+3.5 m から C.D.L.-1.0 m の範囲, 特に汀線付近で侵食されている。C.D.L.+3.5 m より沖側の地形変化は波による影響であり, C.D.L.+3.5 m より陸側の堆積は飛砂による影響であると考えられる。C.D.L.-6.0 m 付近では養浜直後の断面地形と比較して堆積している。この付近の地形変化に着目すると, 2016(平成 28)年頃まで堆積傾向となっており, その後は徐々に侵食されている。この変形は断面地形が直線状に変化する過程の変化であり, 第 1 区画の断面地形変化でも確認されている。

図 1-37 は, 養浜完了後の 2009(平成 21)年 7 月から 2020(令和 2)年 6 月までの空間平均断面を時間平均した対象期間中の平均断面と, 地盤変化の標準偏差を示したものである。岸沖方向距離 450 m より沖側は図 1-38 に示すように洗堀溝の影響により標準偏差が大きくなっている。この洗堀溝を除いた領域で見ると, 地形変化は C.D.L.+1.0 m 付近で最も大きくなり, 陸側には C.D.L.+3.5 m 程度で 0.01 m 以下になる。沖側には 410 m (C.D.L.-8.0 m 付近) で小さくなる。

以上のことから, 第 4 区画の波による地形変化は C.D.L.+3.5 m ~ C.D.L.-8.0 m の範囲で生じており, C.D.L.+3.5 m および C.D.L.-8.0 m の位置は変動しない, 不動点になっている。現状では外浜の断面地形が僅かに凸形状であり直線状に変化する過程にあると考えられる。

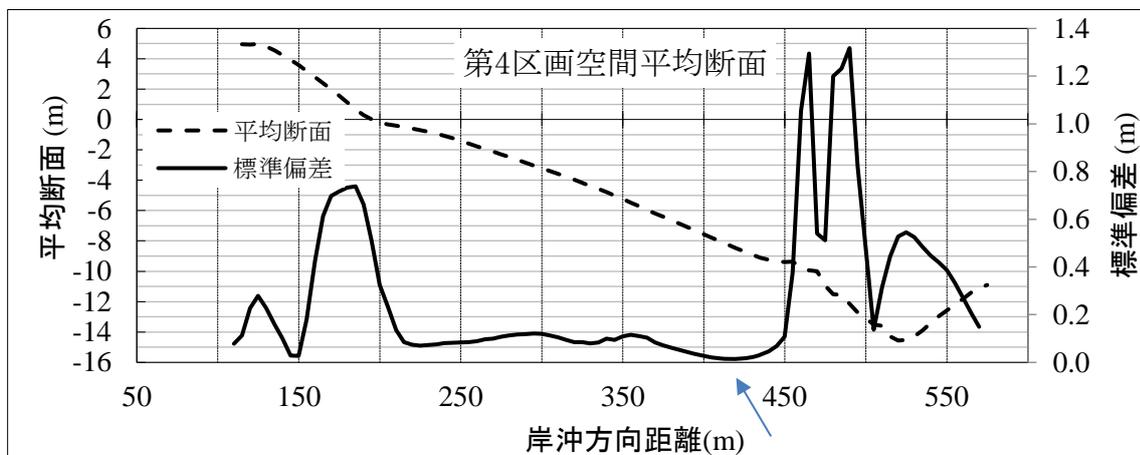


図 1-37 第 4 区画の空間平均断面の時間平均断面
標準偏差 (2009(平成 21)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月)

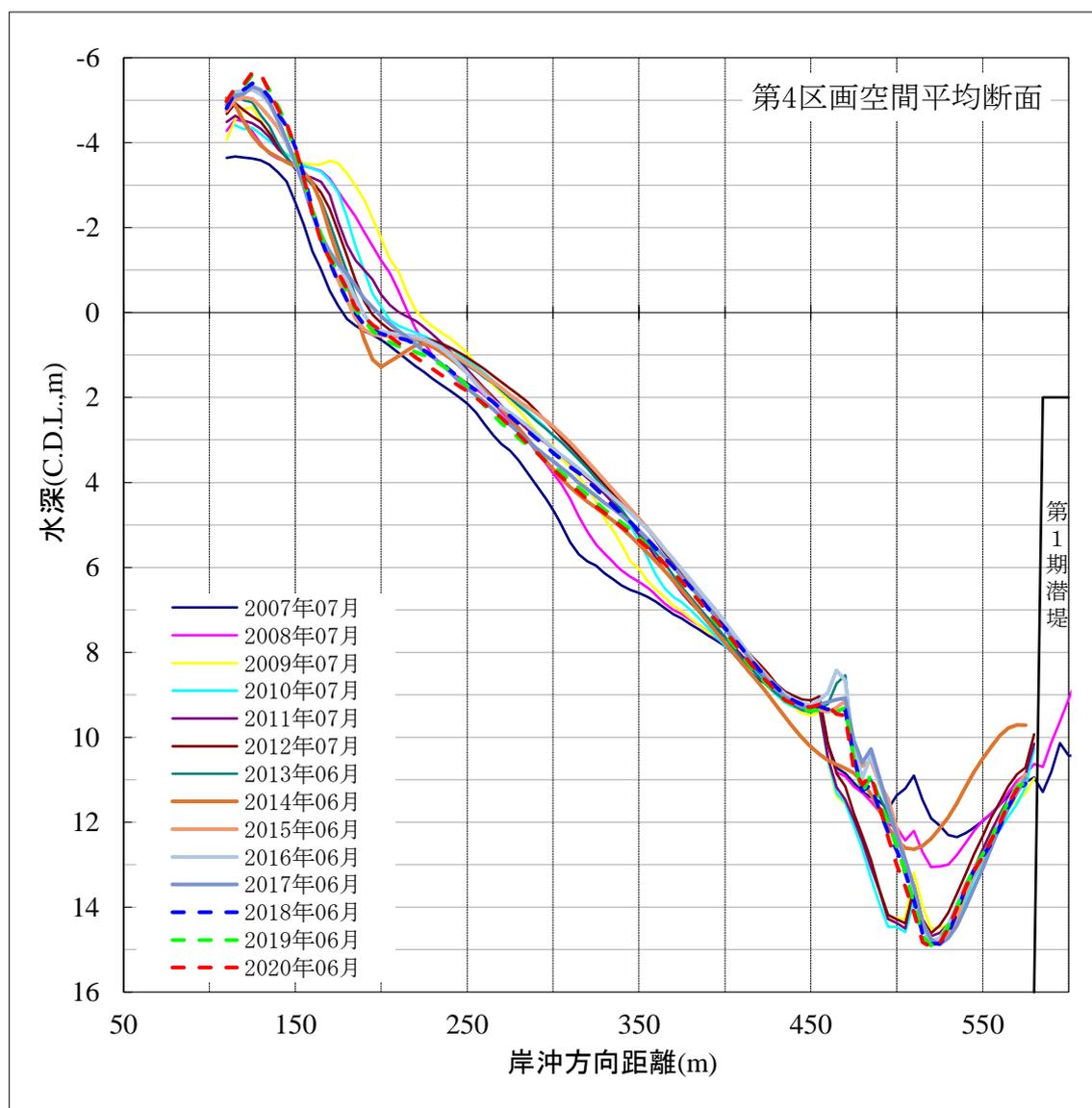


図 1-38 第4区画の空間平均断面 (2007(平成19)年7月~2020(令和2)年6月)

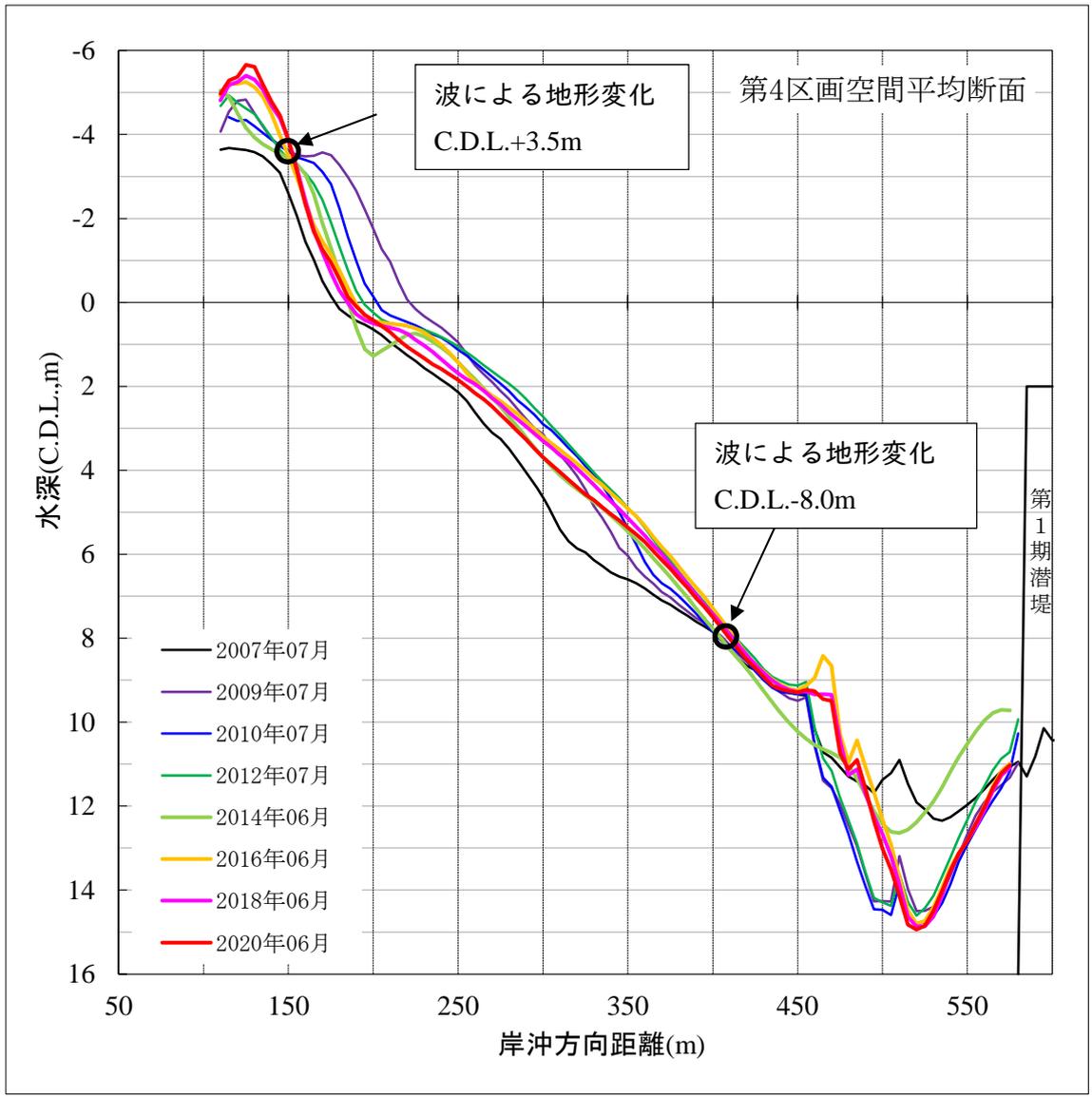


図 1-39 第4区画の空間平均断面
(2007(平成19)年7月, 2009(平成21)年7月~2020(令和2)年6月)

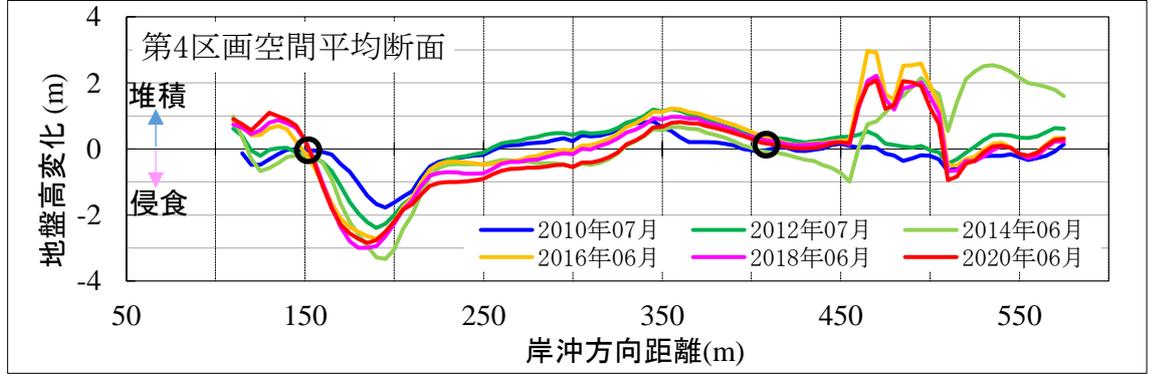


図 1-40 第4区画の断面地形変化量 (2009(平成21)年7月基準)

1.3.2. 等深線変化

図 1-41 は、第 4 区画の空間平均断面から、2 m 毎に等深線位置を抽出し経時変化を示したものである。

養浜後（2009(平成 21)年 7 月）に C.D.L.±0 m より陸側で後退，C.D.L.-2.0 m，-4.0 m，-6.0 m で前進する傾向が 2015(平成 27)年頃まで継続し，その後は C.D.L.0 m より陸側の変化は小さく，C.D.L.-2.0 m，-4.0 m，-6.0 m で後退傾向に転じている。C.D.L.-8.0 m の等深線はほとんど変化していない。この特徴は断面地形変化でも示した通りである。C.D.L.-2.0 m，C.D.L.-4.0 m の等深線位置は養浜直後（前進傾向になる前）の位置に戻っているものの，C.D.L.-6.0 m の位置は戻っていない。C.D.L.-2.0 m～-6.0 m の範囲で，2009(平成 21)年 7 月から 2015(平成 27)年 6 月頃までに前進傾向となった要因は，C.D.L.±0 m より陸側の土砂が沖側に移動した土砂の供給であると考えられる。このため，陸側の地形が安定的となり，沖側への流出がほとんどなくなった現状では，C.D.L.-2.0 m～-6.0 m の範囲で前進する前の地形に戻る傾向になっていると考えられる。したがって，C.D.L.-6.0 m の等深線も 2009(平成 21)年 7 月頃の位置に戻れば変化が小さくなると思われる。

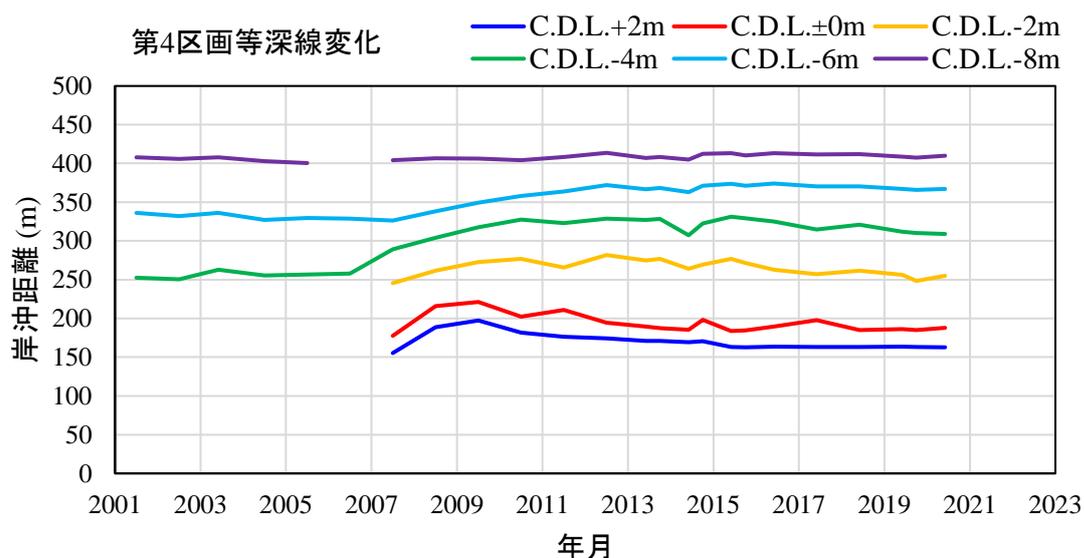


図 1-41 等深線の経時変化（第 4 区画）

1.3.3. 汀線変化

図 1-42 は第 4 区画の空間平均断面から、汀線位置 (C.D.L.±0m) 位置を抽出し経時変化を示したものである。

図 1-42 中の近似直線は 2015(平成 27)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月までの期間に対して最小二乗法により示している。直近 5 年 (2015(平成 27)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月) では+0.06 m/年と汀線が僅かに前進する傾向を示している (表 1-4 参照)。第 4 区画の汀線位置は現状でほぼ安定的であることが分かる。第 4 区画でも地盤沈下は生じているため、僅かではあるが汀線が前進する傾向を示す要因としては、飛砂により風上側 (関屋側) から飛砂が流入した影響が考えられる。

表 1-4 第 4 区画の汀線変化速度

期 間	汀線変化速度
2015(平成 27)年 6 月~2020(令和 2)年 6 月	+0.06 m/年

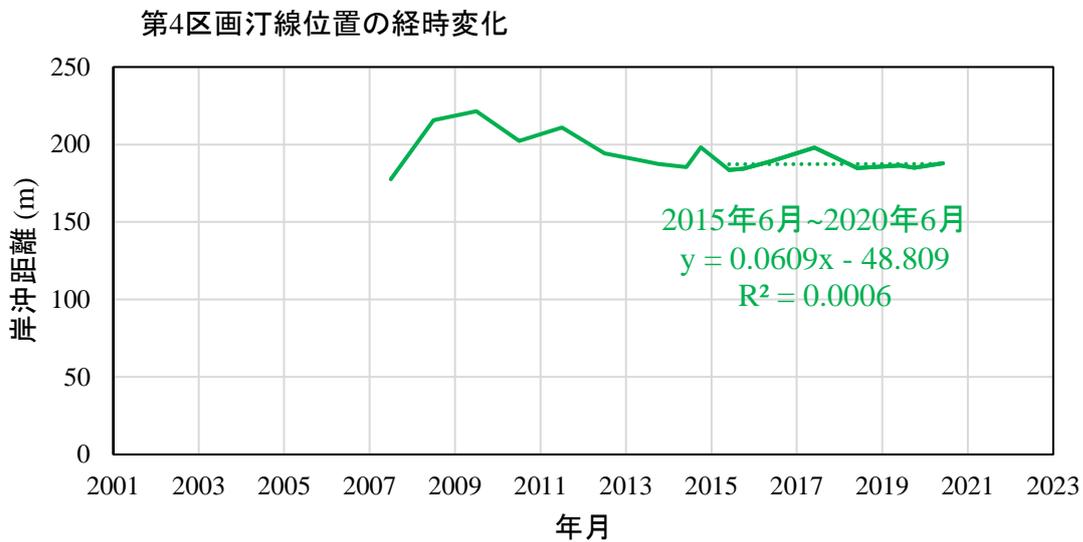


図 1-42 第 4 区画の汀線位置の経時変化 (期間別直線近似)

1.3.4. 海底勾配

図 1-43, 図 1-44 は, 第 4 区画の前浜勾配と外浜勾配の経時変化を示したものである。前浜勾配は, 前述したように波による陸側の地形変化が概ね C.D.L.+3.5 m までであるが, 他の区画と比較することも考慮し, C.D.L.+3 m~C.D.L.±0 m の範囲を対象とし, 外浜勾配は波による地形変化の限界水深が概ね C.D.L.-8.0 m であることから, C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m を対象としている (他区画と同じ)。図中の実線が境界 2 点間の勾配, 点線が各範囲のデータを最小二乗法により近似した場合の傾きとなっている。2 点の勾配 (実線) と最小二乗法による勾配は概ね一致しており, 断面地形がほぼ直線的であることを示している。

前浜勾配は 1/10~1/15 の範囲で変動している。汀線変化が小さい直近 3 年間で見ると前浜勾配は 1/10 程度となっており, 変動が小さくなっている。

外浜勾配は養浜により汀線が沖だしされたため, 一時的に急峻化しているものの, その後汀線位置が後退することで緩くなり, 汀線位置の変化が小さくなった 2015(平成 27)年 6 月以降では概ね 1/28 となっている。第 4 区画の C.D.L.-8.0 m 位置が変化していないことから, 汀線位置の変化が少なくなった 2015(平成 27)年 6 月以降に勾配が一定になっており, この勾配が現況地形に対する安定勾配であると考えられる。

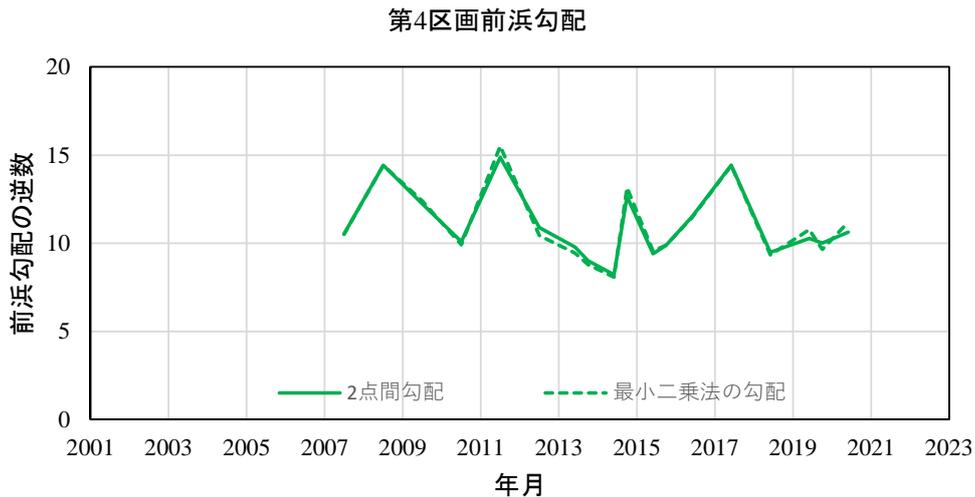


図 1-43 前浜勾配の経時変化 (第 4 区画, C.D.L.+3.0 m~C.D.L.±0 m)

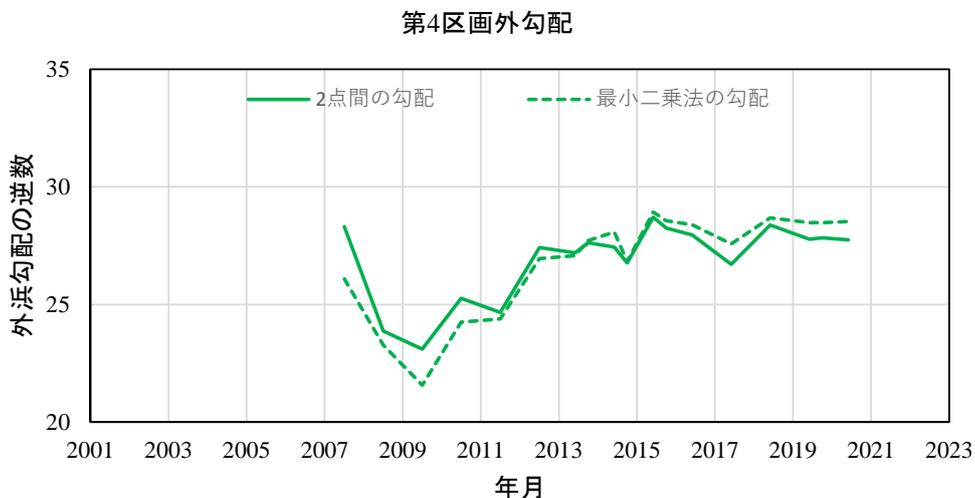


図 1-44 外浜勾配の経時変化 (第 4 区画, C.D.L.±0 m~C.D.L.-8.0 m)

1.3.5. 土量変化

図 1-45 は第 4 区画の土量変化，養浜量の経時変化を示したものである。また，図 1-46 には地盤沈下による影響を除いた土量変化を示す。

2006(平成 18)年度～2008(平成 20)年度に約 $11 \times 10^4 \text{ m}^3$ の養浜が実施され，地盤沈下の影響を除いた土量も約 $11 \times 10^4 \text{ m}^3$ の土量が増加している。養浜投入期間における系外への土砂流出はほとんど生じていないことが分かる。養浜完了後の 2009(平成 21)年 7 月以降では，地盤沈下の影響を除いた土量変化（土砂流出量）は，変動しつつも $1248 \text{ m}^3/\text{年}$ の速度で継続している。

既設離岸堤より陸側では養浜後の 2009(平成 21)年 7 月から汀線後退が小さくなる 2015(平成 27)年 6 月までの期間に， $3381 \text{ m}^3/\text{年}$ の土砂流出が生じ，2015(平成 27)年 6 月以降は $736 \text{ m}^3/\text{年}$ と微増に転じている。一方，既設離岸堤より沖側では，2009(平成 21)年 7 月～2015(平成 27)年 6 月に $2424 \text{ m}^3/\text{年}$ の土量増加，2015(平成 27)年 6 月以降は $2888 \text{ m}^3/\text{年}$ の土砂流出となっている。

2015(平成 27)年 6 月～2017(平成 29)年 6 月の期間は既設離岸堤の陸側の土量が増加し，沖側の土量が減少している。この 2 時期の断面地形を図 1-47 で確認すると，汀線付近，及び後浜頂部付近で堆積し，沖側では侵食されている。後浜頂部の堆積は飛砂の影響であると考えられるが，汀線付近の堆積は，土量変化において陸側と沖側が逆位相になっていることから沖側から土砂が供給されたものと考えられる。この期間の既設離岸堤沖側の土砂流出量の一部は陸側に供給された可能性があるため，2017(平成 29)年 6 月以降の土砂流出速度を算出することとする。既設離岸堤の陸側では $471 \text{ m}^3/\text{年}$ の速度で土砂が流出し，沖側では $1482 \text{ m}^3/\text{年}$ の速度で土砂が流出していることになる。

既設離岸堤の陸側の土砂流出量は，トレンド解析期間により変動するものの，2015(平成 27)年 6 月以降ほぼ横ばいであり，0 に漸近していると考えられる。既設離岸堤の沖側の土砂流出は，既設離岸堤の陸側からの土砂供給がほとんどなく，汀線，C.D.L.-8.0 m の位置がほとんど変化していないことから，平衡断面地形に変化することによる土砂流出であると考えられる。

第 1 区画では既設離岸堤の沖側の断面地形が凸地形から直線状に変化した結果，断面地形変化が小さくなったことから，第 4 区画でも同様に直線状に変化すると断面地形変化が小さくなり，既設離岸堤の沖側の土砂流出も小さくなると考えられる。図 1-48 に示すように，2020(令和 2)年 6 月の断面地形で C.D.L.-6 m 付近の凸形状が直線形状に変化すると考えられる。この変化による断面土量は $25.7 \text{ m}^3/\text{m}$ である。第 4 区画の沿岸距離は 247 m であり，現状における既設離岸堤沖側の土砂流出量は $1482 \text{ m}^3/\text{年} \sim 2888 \text{ m}^3/\text{年}$ の範囲にあると考えられることから，単位沿岸距離当りの土砂流出量は $6 \text{ m}^3/\text{年} \sim 11.7 \text{ m}^3/\text{年}$ の範囲にあると考えられる。したがって， $25.7 \text{ m}^3/\text{m}$ の土砂流出が生じるまでに，2～4 年程度要すると考えられ，その後は断面地形変化が小さくなり，土砂流出量も小さくなると考えられる。

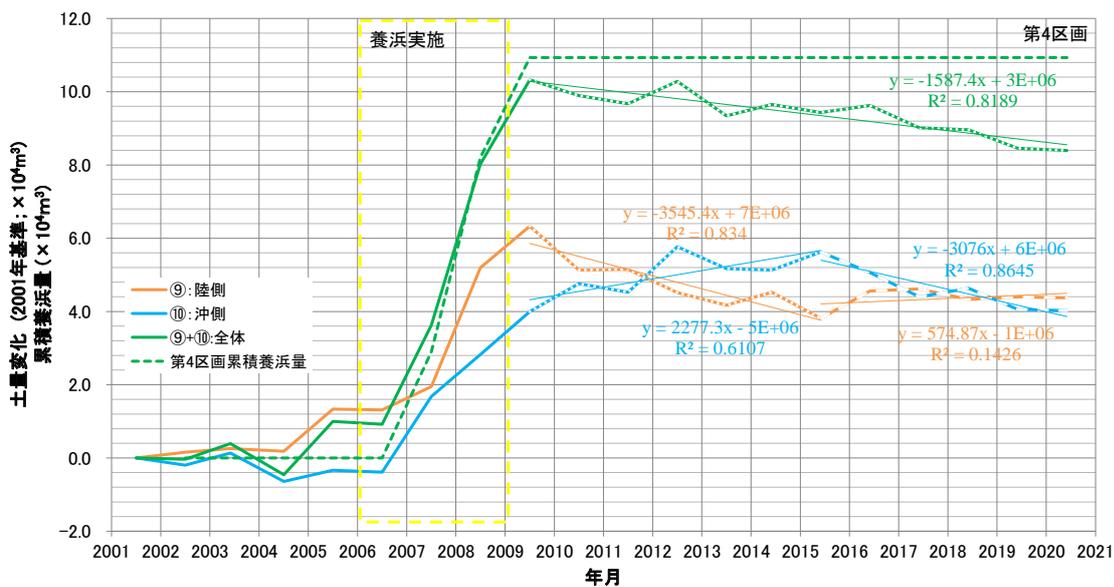


図 1-45 第4区画の土量変化

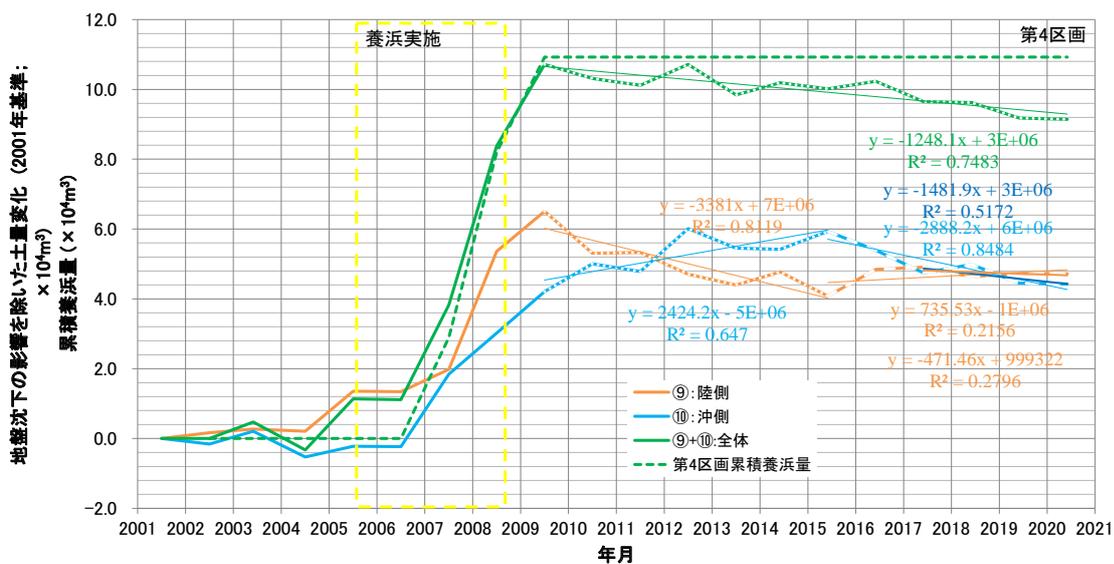


図 1-46 第4区画の土量変化（地盤沈下の影響除く）

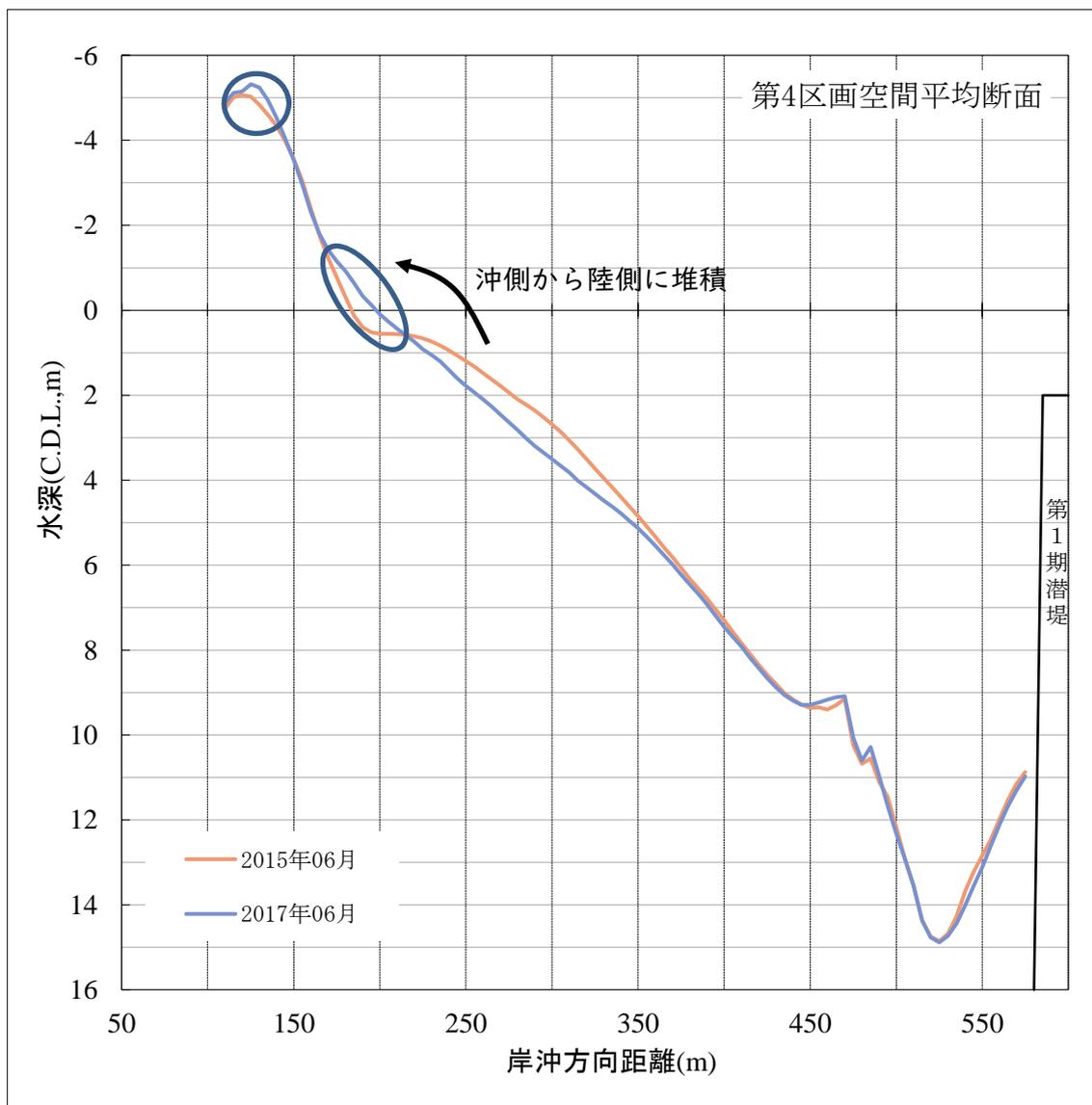


図 1-47 第4区画の空間平均断面 (2015(平成27)年6月と2017(平成29)年6月)

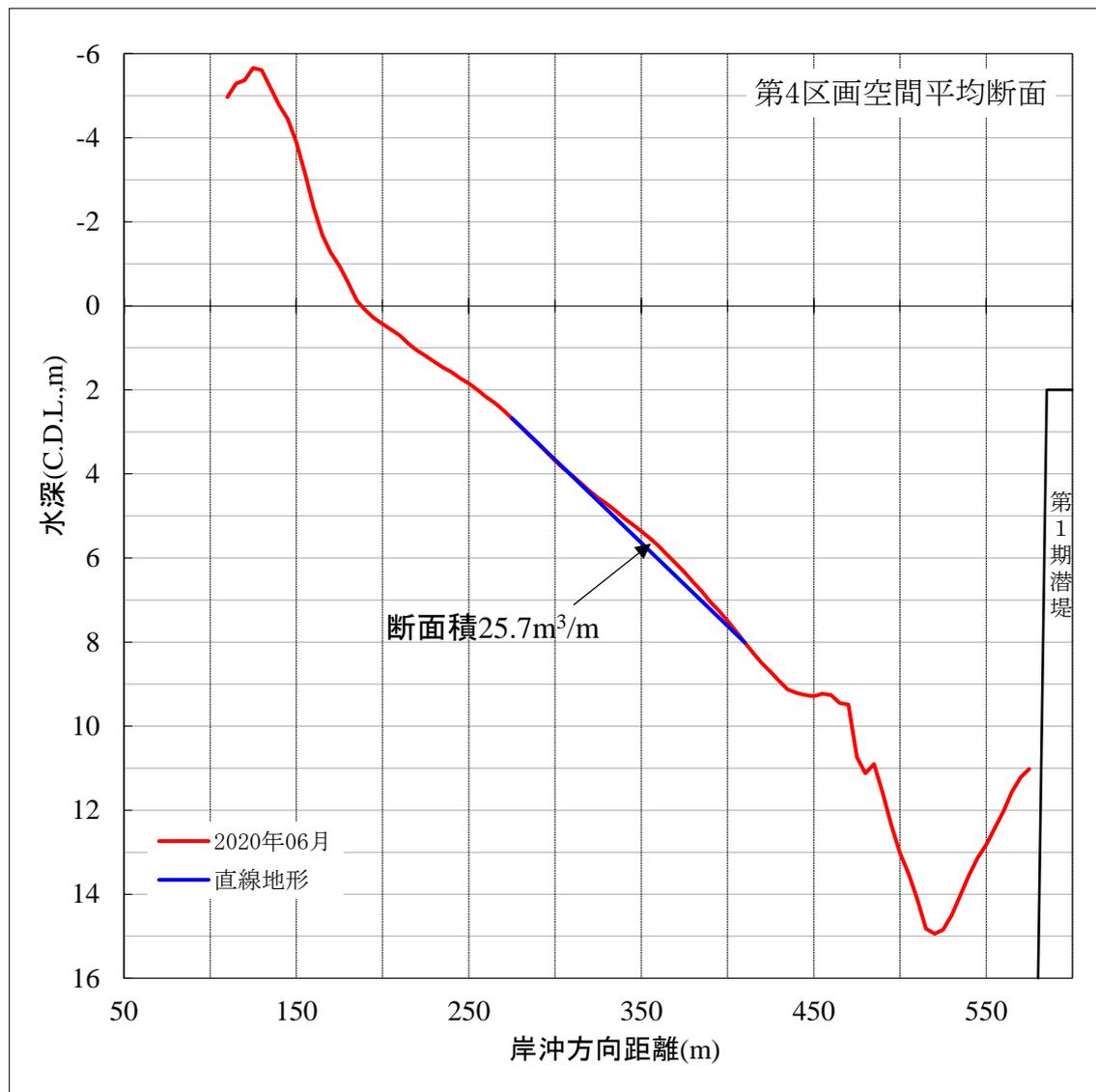


図 1-48 第4区画の空間平均断面，直線地形に収束すると仮定した断面

2. 砂浜の要求性能と照査

2.1. 砂浜，後背地の現状，利用状況

2.1.1. 砂浜幅と背後地の状況

2.1.1.1. 日如山浜地区（第1区画，第2区画，第4区画）

日如山浜地区では，図 2-1 に示すように砂浜に隣接して海岸道路（市道中央 3-176 号）が縦断している。海岸道路の歩道端部から汀線までの距離を浜幅とし，各区画の空間平均断面算定範囲における平均浜幅は，5 m 刻みで安全側にまらめると第 4 区画で約 70 m，第 1 区画では約 70 m，第 2 区画は約 85 m となっている。

第 4 区画，第 1 区画には歩道から 1～2 m 海側に約 10 m 幅の植栽が設置されており，植栽の海側に堆砂垣（高さ約 1 m）が設置されている。

日如山浜地区には護岸が設置されておらず，後背地（海岸道路）を保全するための最終防護施設が砂浜となる。そこで，砂浜の要求性能は海岸道路に対する越波流量，波のうちあげた高の基準値を満足することになる。

第 1 区画，第 2 区画，第 4 区画背後の海岸道路高（海側端部）は C.D.L.+4.0 m～C.D.L.+4.2 m となっている。

表 2-1 は第 1 区画，第 2 区画，第 4 区画の浜幅と背後地盤高を一覧に整理したものである。

表 2-1 第 1 区画，第 2 区画，第 4 区画の浜幅と背後地盤高

	第 2 区画	第 1 区画	第 4 区画
浜幅 ^{※1} 2020(令和 2)年 6 月)	85 m	70 m	70 m
背後地盤高 ^{※2}	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.2 m

※1：浜幅は空間平均断面算定領域の平均値

※2：背後地盤高は補助基準点の地盤高を基に各区画の最小値抽出

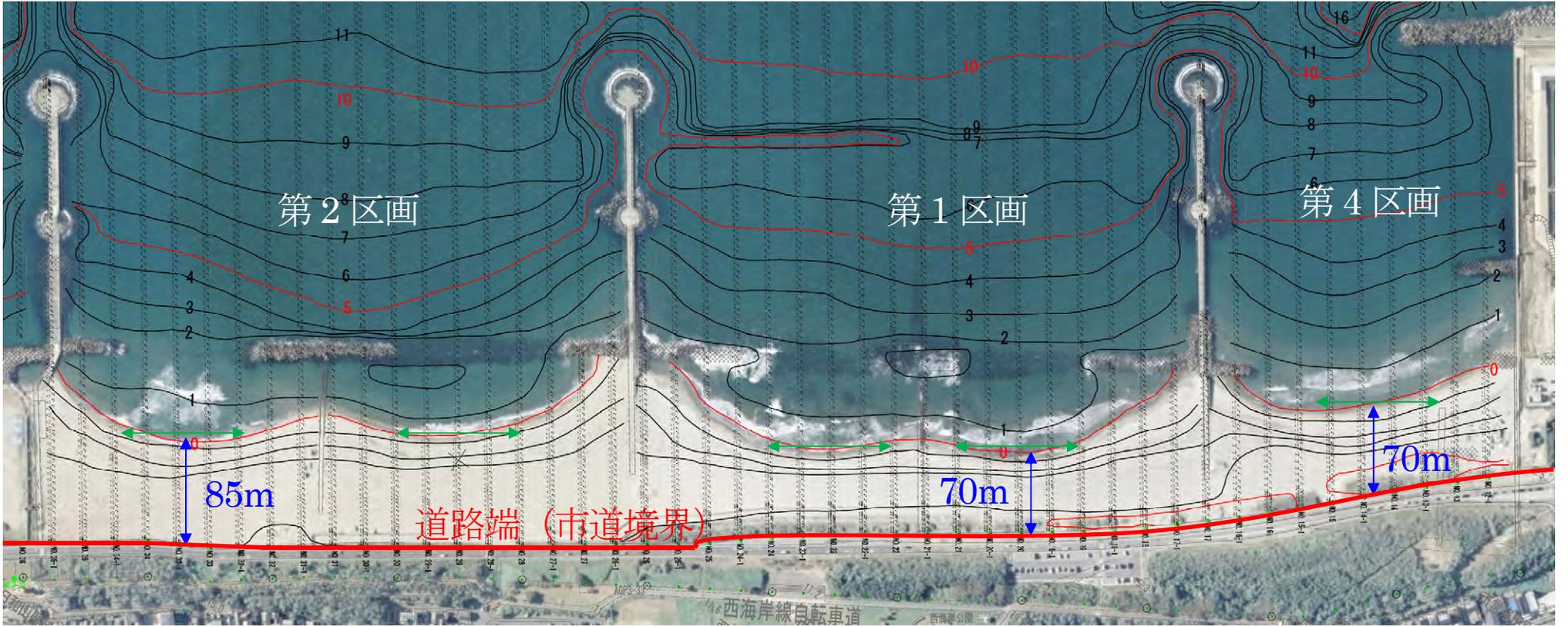


図 2-1 日和山浜（第1区画，第2区画，第4区画）の浜幅

2.1.1.2. 日如山浜地区（第3区画）、寄居浜地区（第5区画、第6区画）

日如山浜地区の第3区画、および第5区画の一部では、図 2-2 に示すように砂浜の背後に海岸道路が縦断している。

第3区画の歩道端部から汀線までの距離が狭い場所における浜幅は約 50 m である。第5区画では背後に護岸が設置されており、護岸の始点となる No.45-1 付近での浜幅は約 50 m となっている。第5区画の浜幅が最も狭い場所では 20 m 程度（No.50 付近）となっている。

寄居浜の第5区画では No.45-1 より関屋側で護岸が設置されており、基準点高は C.D.L.+4.4 m となっている。

第3区画には海岸道路護岸が設置されており、砂浜の高さと道路高に段差がある。砂浜の要求性能は海岸道路に対する越波流量、波のうちあげた高の基準値を満足することになる。第5区画の No.45-1 より関屋側では背後に護岸が設置されており、護岸天端高は概ね C.D.L.+4.3 m 以上確保されており、最終防護ラインは護岸となる。

第3区画背後の海岸道路高（海側端部）は C.D.L.+4.0m 程度となっている。第5区画 No.44-1 から No.45-1 にかけて、C.D.L.+4.0m から C.D.L.+4.5 m まで上昇している。No.45-1 より関屋側では海岸道路高は急激に高くなっており、護岸が海岸に沿って設置されている。このため、No.45-1 より関屋側では護岸の越波流量に対して基準値を満足する必要がある。

表 2-2 は第3区画、第5区画、第6区画の浜幅と背後地盤高を一覧に整理したものである。

表 2-2 第3区画、第5区画、第6区画の浜幅と背後地盤高

	第3区画	第5区 (No.45-1 西港側)	第5区画 (No.45-1 関屋側)	第6区画
浜幅 ^{※1} (2020(令和2)年6月)	50 m	50 m	20 m	—
背後地盤高 ^{※2}	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.4 m	C.D.L.+4.3 m	C.D.L.+4.6 m

※1：代表測線の値

※2：背後地盤高は補助基準点の地盤高を基に各区画の最小値抽出、第6区画は護岸天端高

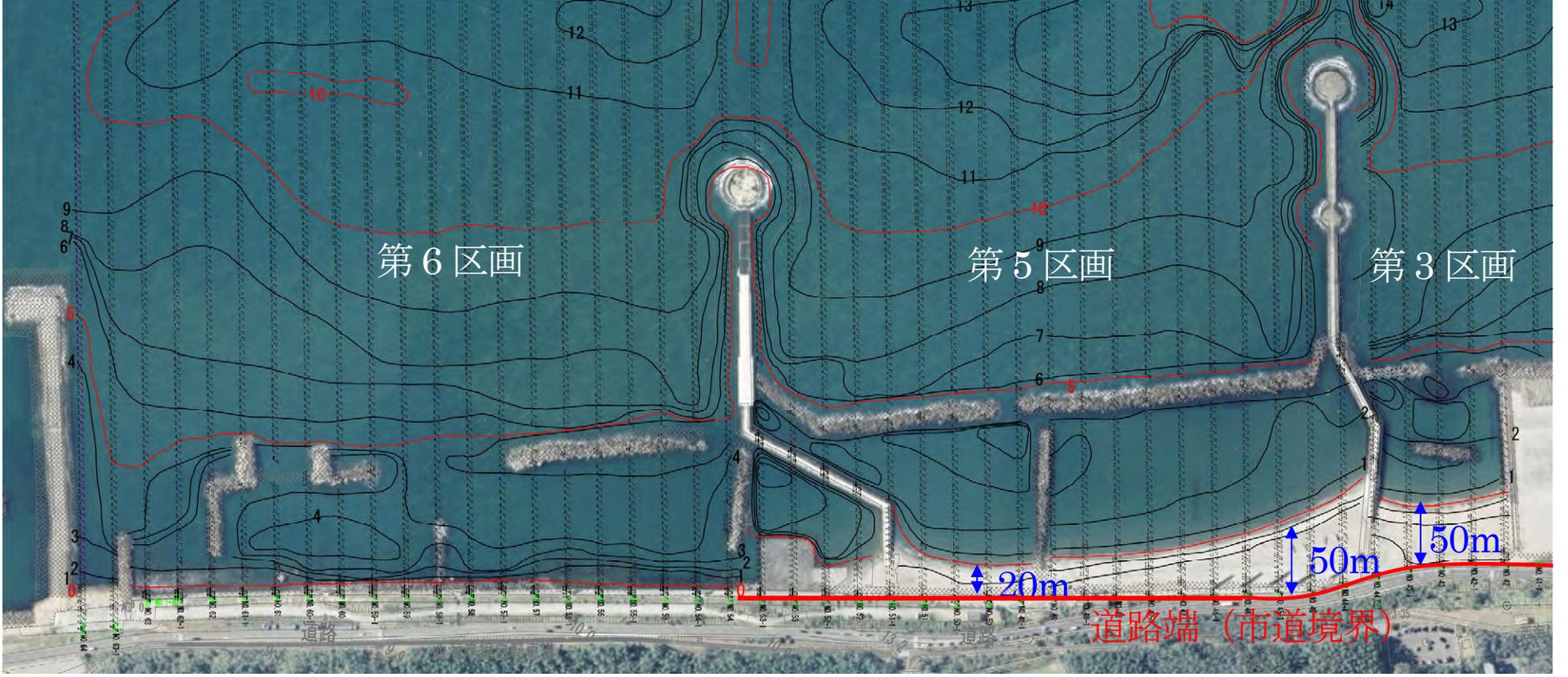


図 2-2 日和山浜 (第3区画), 寄居浜 (第5区画) の浜幅

2.1.2. 砂浜の目的と機能

砂浜の目的と機能は、「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, 2018(平成30)年8月(以下, 「技術基準」と記す)」に以下のように示されている。

砂浜の目的と機能

砂浜は, 海岸背後にある人命, 資産を高潮及び波浪から防護すること, 若しくは堤防等の洗掘を防止すること又はその両方を目的として設けたもので, 海岸保全施設として指定されたものである。

砂浜は, 消波することにより越波を減少させる機能, 堤防等の洗掘を防止する機能のいずれかの機能又はその両方の機能を有するものである。

海岸の防護を目的とする砂浜の機能

海岸の防護を目的とする砂浜には, 来襲する波の砕波等により, 波のエネルギーを減衰させ, 波のうちあげ高を低くし, あるいは越波流量を減少させる消波機能が期待される。また, 堤防等の洗掘を防止する機能が期待される。

砂浜の環境・利用に関する機能

砂浜は, 底生動物や曝気作用により海水の浄化を促し, 良好な生物の生息・生育環境を形成するなど海岸環境上の機能を有している。さらに, レクリエーション・スポーツ空間, 農業や漁業の作業場等としても利用上の機能を有している。

2.1.2.1. 海岸の防護を目的とする砂浜の機能

新潟港海岸では, 砂浜が海岸保全施設として指定されていないものの, 面的防護(潜堤+突堤+養浜)の考え方から, 砂浜を海岸保全施設に準じる施設であると考えられる。日和山浜地区では, 砂浜により防護される施設は, 海岸道路であり, 砂浜背後に堤防, 護岸等がない。そこで, 消波することにより波のうちあげ高を低くし, あるいは越波流量を減少させることで, 海岸道路の安全性を確保することが, 日和山浜地区の砂浜に求められる機能となる。

波のうちあげ高: 海岸道路まで波の打ち上がらない砂浜規模を確保

越波流量: 海岸道路への越波流量を所定の値以下にする砂浜規模を確保

堤防等洗掘防止: 日和山浜は突堤等, 寄居浜地区では一部道路護岸

2.1.2.2. 砂浜の環境・利用に関する機能

防護機能とは別に, 日和山浜では, 夏季に海水浴, ビーチバレー, ビーチサッカー等により利用されるほか, 年間を通して散策などに利用されていることから, レクリエーション空間を確保することも重要となる。

2019(令和元)年度には, 第1区画に6面のビーチバレー, ビーチテニスコート(写真 2-1 参照)が整備され, 第2区画では2軒の浜茶屋(写真 2-2 参照)が整備されている。このように, 日和山浜では夏季には海岸球技, 海水浴等に利用されるほか, 年間を通して散策などに利用されている。

(1) ビーチバレー・ビーチテニス

日本ビーチバレー連盟⁷⁶によれば、ビーチバレーコートは長方形で16 m×8 mである。これに、エンドラインから5~6 m程度のスペース(Free Zone)が必要となる。また、コートは出来るだけ平坦であり、危険がないようにすることが示されている。ビーチバレーコートを海岸道路と平行に設置する場合には後浜天端幅(平坦な地形)が最低でも18 m必要となり、約20 mの後幅天端幅が必要である。

(社)日本ビーチテニス連盟⁷⁷によれば、ビーチテニスコートはビーチバレーコートと同じであり、ネットの高さを変えればビーチバレー、ビーチテニスのどちらにも使用可能である。

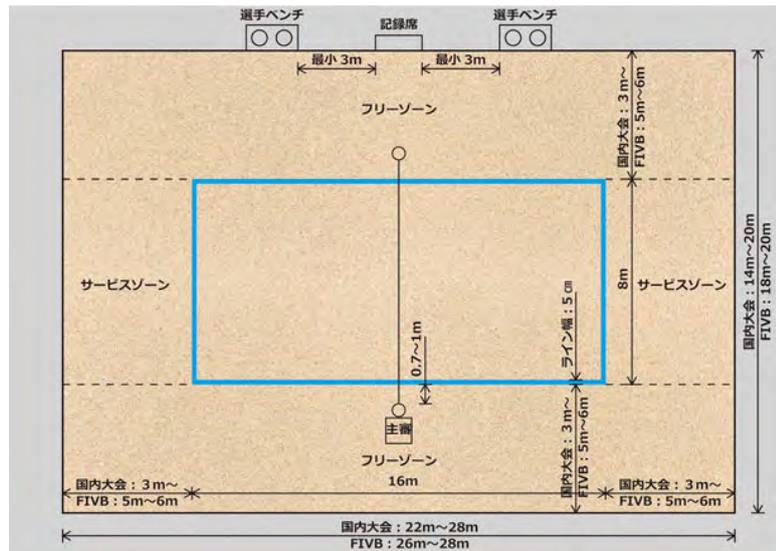


図 2-3 ビーチバレーコートサイズとプレーに必要な範囲

ビーチバレー・ビーチテニスに必要な浜幅

平坦な幅が20m程度 ⇒ 後浜天端幅：20m程度

(2) ビーチサッカー

FIFA 発行の「Beach Soccer Laws Of the Game2008」⁷⁸によれば、ピッチ表面は砂でできていて、水平であり、競技者を負傷させる可能性のある石や貝、その他のものが取り除かれている必要がある。また、砂は粒が細かく、40 cm以上の砂層厚がなければならない。しかし、皮膚に付着するほど細かくなってはならない。

サッカーコートは長方形で35-37 m×26-28 mである。これに、エンドラインから1~2 m程度のスペースが必要となる。したがって、平坦な浜幅が26+1+1=28 m~28+2+2=32 mが最低限必要な幅となる。

⁷⁶ <http://www.jbv.jp/index.html> (2022 月 2 月現在)

⁷⁷ <http://www.beachtennis.or.jp/index.html> (2022 月 2 月現在)

⁷⁸ [ビーチサッカー | ルールを知ろう! | JFA | 日本サッカー協会](#) (2022 年 2 月現在)

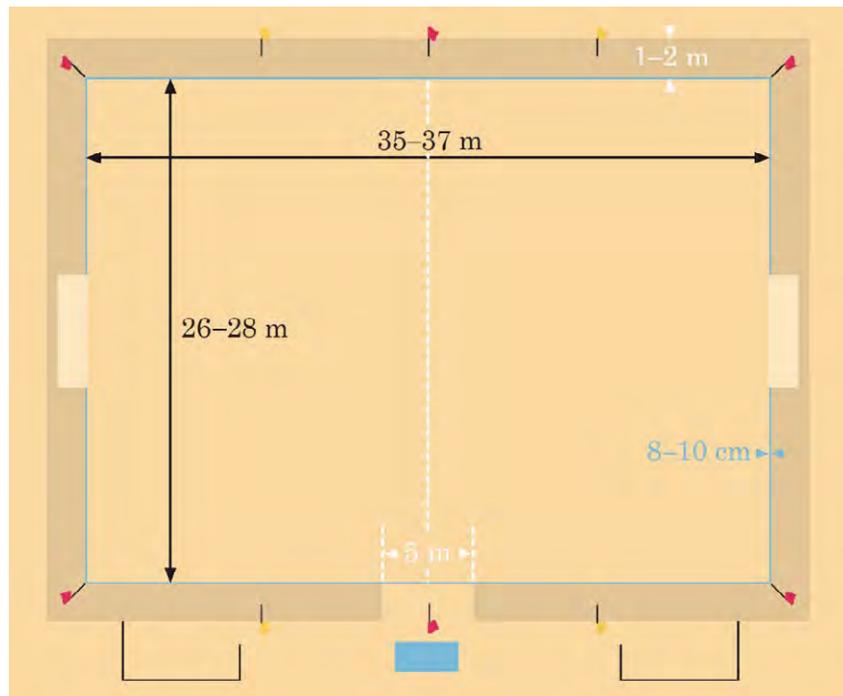


図 2-4 ビーチサッカーコートサイズとプレーに必要な範囲

ビーチサッカーに必要な浜幅

平坦な幅が 30 m 程度 ⇒ 後浜天端幅：30 m 程度

(3) 海水浴

利用上必要な浜幅においては、『ビーチ計画・設計マニュアル（改訂版）』⁷⁹に次のように記載されている。海水浴客の活動範囲は、図 2-5 に示すように汀線付近に集中しており、その幅は 50 m 程度である。また、海浜幅による海浜利用の評価は、図 2-6 に示すとおりであるが、海浜幅が約 38 m の前後で大きく評価の傾向が変化しており、38 m よりも幅が狭いと評価点が減少し、逆に幅が広くなると評価点が緩やかに増加している。

ビーチ計画・設計マニュアル（改訂版）には、海浜形状に関して以下のような記述がある。

あまり広すぎる海浜幅では、背後の駐車場やトイレなどの施設から汀線までの距離を長くするのに好ましくない。そのため、海浜幅については、40~60 m 程度を目安とし、海浜幅が不足するようならば養浜を行い、過分するならば緑地等に準じた利用を行うものとする。

⁷⁹ ビーチ計画・設計マニュアル改訂版 国土交通省港湾局 監修 社団法人 日本マリーナ・ビーチ協会 編集・発行

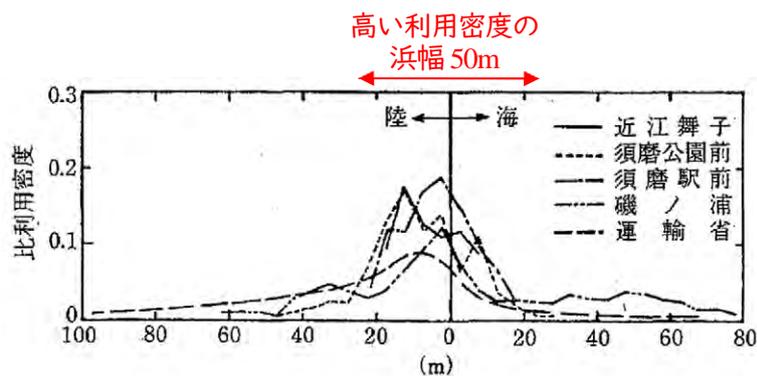


図 2-5 利用密度の岸沖分布

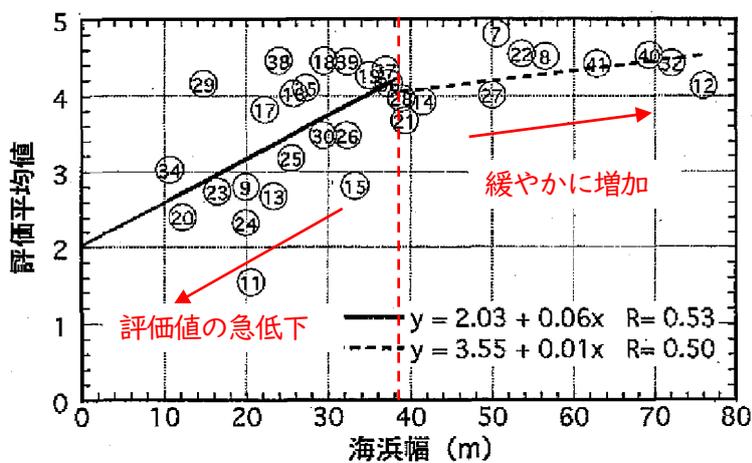


図 2-6 海浜幅と評価平均値

海水浴に必要な浜幅

浜幅は40~60mが目安 ⇒ 後浜天端幅：40~60m－後浜天端高×前浜勾配の逆数
 ⇒後浜天端高が3.5m，前浜勾配1/15とした場合には，勾配部で52.5mとなる。

(4) 海岸利用における浜幅の目安

海岸球技用コートでは、ビーチサッカーの幅が26～28mと最も広く、海水浴として利用する場合には40～60mが目安とされている。現状においては全ての海岸球技、海水浴に適した浜幅が確保されているものの、冬季の飛砂対策工周辺に堆積した砂を不陸整正することで海岸球技に適した平地を確保しており、砂浜の維持管理が必要となっている。

なお、海岸利用においては浜幅の確保が重要となるものの、浜幅は沿岸方向に一様でないことから、海岸利用エリアをゾーニングすることで海岸利用を促進することも考えられる（図 2-7 参照）。

表 2-3 海岸球技用コートの必要サイズ、海水浴に適した浜幅

	長さ	幅	コート周囲
ビーチバレー※1	16m	8m	5～6m
ビーチサッカー※2	35～37m	26～28m	1～2m
ビーチテニス※3	16m	8m	-
海水浴		40～60m	

※1 一般社団法人日本ビーチバレーボール連盟

※2 ビーチサッカー競技規則 2013 （公財）日本サッカー協会

※3 （社）日本ビーチテニス連盟



図 2-7 利用エリアのゾーニング案



写真 2-1 第1区画に設置された球技用コート (googleearth2019/9/17)

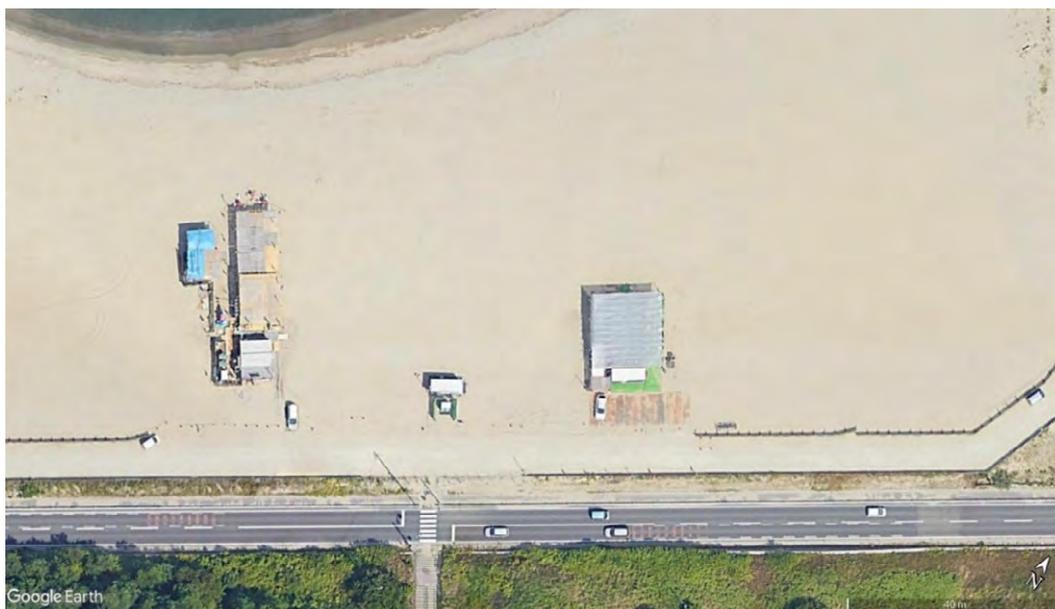


写真 2-2 第2区画に設置された浜茶屋 (googleearth2019/9/17)

2.2. 砂浜の要求性能

2.2.1. 砂浜の要求性能

技術基準によれば、砂浜の要求性能は以下のように示されている。

砂浜の要求性能

砂浜は、所定の機能が発揮されるよう、適切な機能を有するものとする。また、砂浜は、数時間から数ヶ月の時間スケールの海浜変形及び数十年の期間での海浜変形に対して適切な安定を有するものとする。

砂浜は、消波することで波のうちあげ高を低くし、または越波流量を低減させることで背後域の安全性を確保することを目的として設置される（目的達成性能）。

常に変形する海浜の短期的・長期的変化に対して適切な安定を有することで、所定の機能が発揮されるため、海浜を安定化させることが重要である（安定性能）。

2.2.2. 目的達成性能の照査

技術基準によれば、砂浜の目的達成性能の照査は以下のように示されている。

砂浜の目的達成性能の照査

砂浜の設置及び指定目的を達成するための性能は、原則として、砂浜の形状(幅、高さ及び長さ)及び粒径の組み合わせにより評価するものとする。

性能の照査に当たっては、当該海岸における潮位及び波浪条件等を適切に設定し、波のうちあげ高若しくは越波流量が所定の値を上回らないこと若しくは堤防等の洗掘深が所定の値を上回らないこと又はその両方を確認するものとする。

照査方法は、信頼性のある適切な手法を用いるものとする。

新潟港海岸（日和山浜地区）では、波のうちあげ高、越波流量を海岸道路の安全性が確保される値以下にするための、砂浜の形状について検討されている⁸⁰。日和山浜でクリティカルとなる条件は、波のうちあげ高であるため、目的達成性能の照査は波のうちあげ高に対して検討する。

2.2.3. 安定性能の照査

技術基準によれば、砂浜の安定性能の照査は以下のように示されている。

砂浜の安定性能の照査

砂浜は、数時間から数ヶ月の時間スケールの海浜変形及び数十年の期間での海浜変形に対して適切な安定を有するものとする。安定性能の照査では、信頼性のある適切な手法を用いるものとする。

⁸⁰ 平成 27 年 新潟港海岸技術検討委員会資料

【短期変形】

台風や冬季高波浪により砂浜は短期的に変形する。通常、高波浪時に侵食し、静穏時に堆積する変形を繰り返している。つまり、ある一定の範囲（漂砂の移動帯）で断面土量は保存されていると考えられるものの、一定以上の外力が作用すると漂砂の移動帯外に土砂が移動し、その土砂は元に戻らないため、短期の変形を繰り返す過程で、長期的には土砂が流出する。

日和山浜では図 2-8 に示すように、冬季高波浪後の 6～7 月の深浅測量から、流出量が減少傾向にあるものの、土砂流出が継続している。

【長期変形】

数十年の期間での海浜変形は、沿岸漂砂の不均衡により生じる変化であり、新潟港海岸は沿岸漂砂の不均衡により生じた著しい侵食を防止するために、面的防護工法（潜堤+突堤+養浜）により海浜の安定化が図られている。

ただし、新潟港海岸は沿岸漂砂の上手に位置する海岸であるため、漂砂の供給源がないことから、前述した高波浪による土砂流出（流出量は減少・収束傾向）や地盤沈下による見かけの土砂損失に対する適切な維持管理が必要になる。

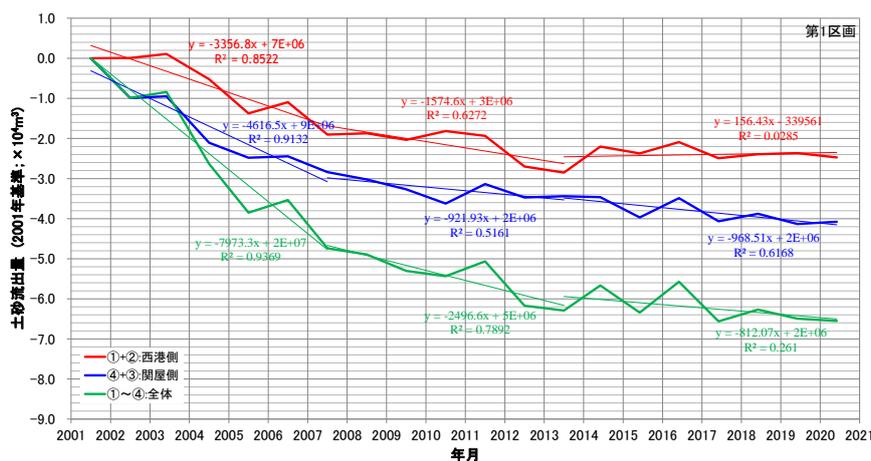


図 2-8 日和山浜地区第 1 区画の土砂流出量

2.3. 砂浜の要求性能の照査

2.3.1. 目標達成性能の照査（波のうちあげ高）

2.3.1.1. 波のうちあげ高の算定手法と算定条件

波のうちあげ高は、複雑な断面に対して広く用いられている改良仮想勾配法により検討する。波のうちあげ高の算定方法は3.4に示す。養浜を実施した第1区画，第2区画，第3区画，第4区画の波のうちあげ高の算定結果については5.2にて示す。

ここでは、海岸保全施設（潜堤，突堤）を施工したことで自然に砂浜が回復した第5区画の波のうちあげ高について照査する。第5区画の波のうちあげ高を算定する波浪条件は4.2.2に，潜堤背後の平均水位上昇は4.2.4に示すとおりである。

（1）第5区画の波のうちあげ高

① 碎波水深

改良仮想勾配法により波の打上高を算定する場合には，碎波水深を決定する必要がある。碎波水深は，図2-9より読み取る。第5区画潜堤背後の換算沖波波高は，表4-4に示すように3.7mである。沖波波長は319m (1.56×14.3^2) であるので H_0/L_0 は0.01となる。第5区画は海底勾配が他の区画よりやや急峻でありC.D.L.±0m～C.D.L.-8.0mの勾配が1/26となるため， $(h_{1/3})_{\text{peak}}/H_0$ は2.2となる。 $(h_{1/3})_{\text{peak}}$ は8.2mとなる。

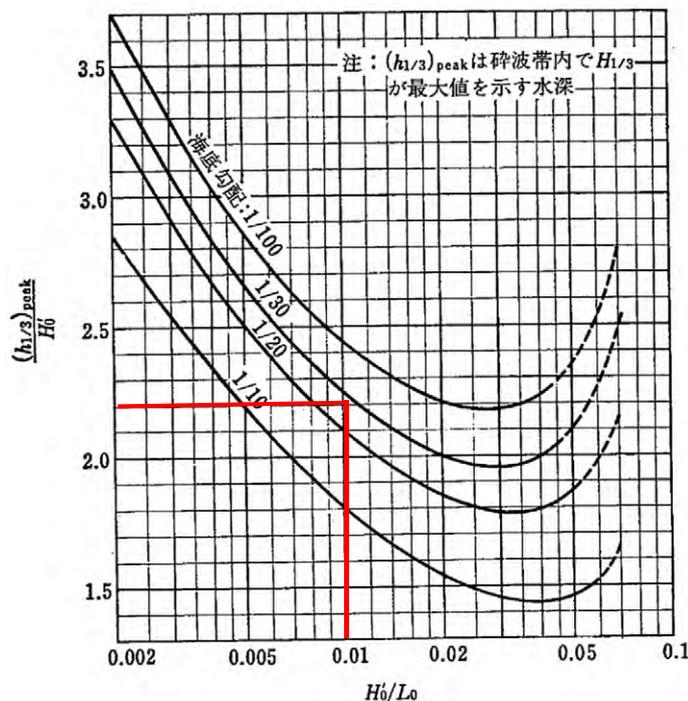


図 2-9 有義波高の最大値の出現水深の算定図

② 現況断面に対する50年確率波のうちあげ高

現況断面では護岸前面の砂浜高がC.D.L.+2.8m程度であるが、背後に護岸があるため護岸天端高まではうちあげ高が許容される。波のうちあげ高を後浜高より高いC.D.L.+3.1mとした場合、潮位、水位上昇を考慮すると、波の遡上高はC.D.L.+3.1m-0.88m(潮位)-0.31m(水位上昇)となり、1.9mとなる。波の遡上高が1.9mとなる断面積は図2-10に示すように1274m²となる。この場合のcot α は25.3である。図2-11からR/H₀は0.55となり、波の遡上高Rは1.9mとなる。最初に仮定した波の遡上高1.9mとほぼ同じになることから、遡上高は1.9mとなる。

以上の結果から、H.H.W.L.時(C.D.L.+0.88m)に潜堤背後の水位上量(+0.31m, 4.2.4参照)を考慮した50年確率波に対する波の打上高はC.D.L.+3.1mとなる。不規則波の波のうちあげ高を評価するため、3.4.2に示すように補正係数1.25倍した波のうちあげ高は2.4mとなり、現況地形に対する不規則波の波のうちあげ高は約3.6mとなる。

安全側に評価するため、既設離岸堤がないものとして算定した波のうちあげ高は、護岸天端高より低い場合現況では問題ないと考えられる。ただし、護岸に波が直接当たる状況になると、護岸前面が洗掘されるなどの問題が生じる可能性があるため、維持管理における留意が必要になる。

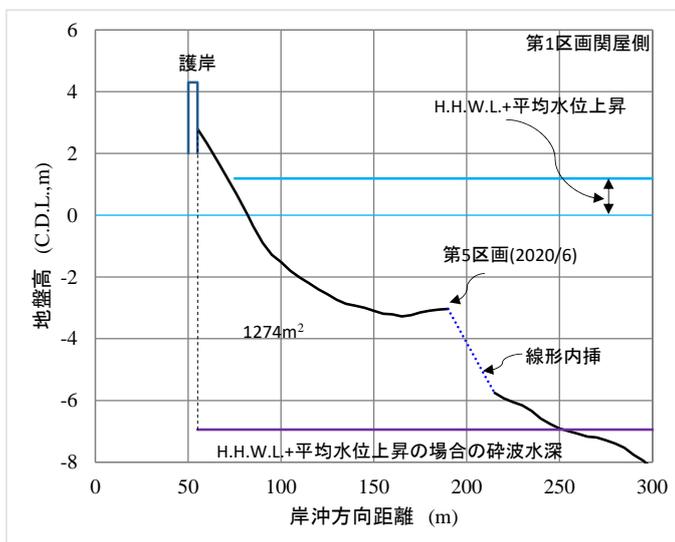


図 2-10 波のうちあげ高を C.D.L.3.1m とした場合の断面積

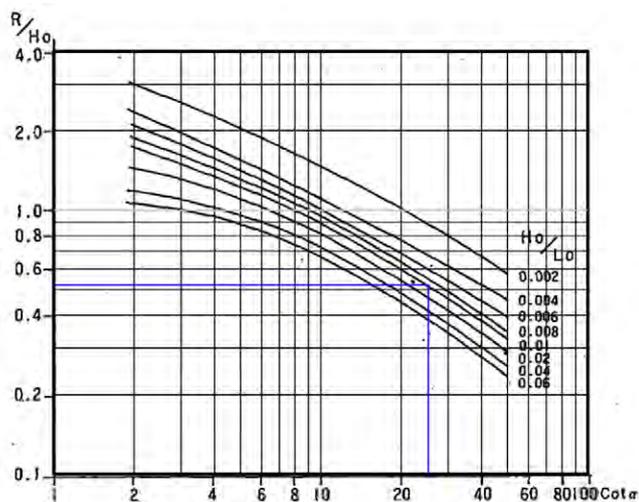


図 2-11 改良仮想勾配法による波のうちあげ高

2.3.2. 目的達成性能の照査（越波流量）

2.3.2.1. 越波流量の算定方法

直立及び消波護岸の不規則波越波流量の推定には合田ら⁸¹の不規則波の越波計算モデルがある。このモデルを用いて作成された越波量推定図（図 2-15 参照）は、例えば海岸保全施設の技術上の基準・同解説（2018(平成 30)年 8 月）に示されている。新潟港海岸は海岸道路前面より海側に汀線があるため、高山ら⁸²が合田の算定図から作成した近似式により越波量を算定する（式 2-1 式 2-2 参照）。式 2-1 は汀線上に護岸がある場合の越波流量を示しており、汀線より陸側に護岸がある場合の護岸換算天端高（図 2-14 参照）を式 2-2 より算定し、式 2-1 を用いることで、汀線より陸側に護岸がある場合の越波流量を算定する。

$$\log \frac{q}{\sqrt{2gH_0^3}} = -2.2 - 4.69 \frac{h_c}{H_0} + \left(1.04 + 3.44 \frac{h_c}{H_0} \right) \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \quad \text{式 2-1}$$

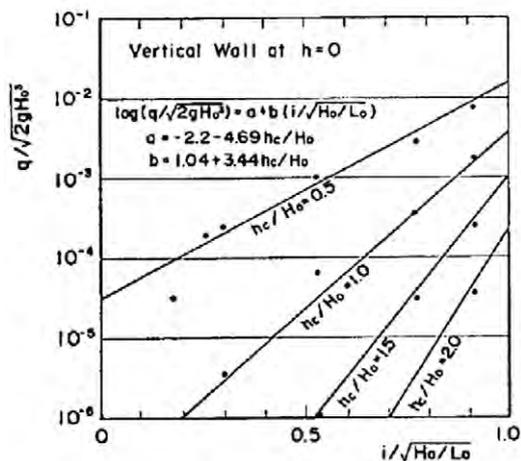
$$h_{c0} = h_c' + \left(1.19 + 0.08 \frac{h_c'}{H_0} \right) z \quad \text{式 2-2}$$

ここに、 q ：越波流量($\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$)、 h_c ：静水深からの護岸天端高(m)、 H_0 ：沖波波高(m)、 L_0 ：沖波波長(m)、 $\tan\beta$ ：海底勾配、 h_{c0} ：汀線より陸側に護岸ある場合の換算護岸天端高(m)、 h_c' ：汀線より陸側の高さ z にある護岸の天端高(m)である。

新潟港海岸の場合には潜堤により強制碎波することで、潜堤背後の水位が上昇する。そこで、高山らにより提案された潜堤背後の水位上昇量を 1/2 倍して越波流量を算定した（4.1.2 参照）。

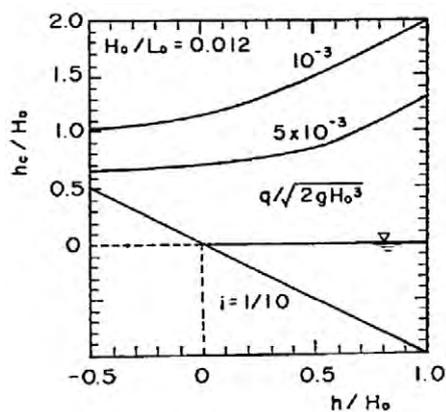
⁸¹ 合田良實・岸良安治・神山豊：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第 14 巻第 4 号，pp.3-44., 1975

⁸² 高山知司・永井紀彦・西田一彦：各種消波工による越波流量の減少効果，港湾技術研究所報告，第 21 巻第 2 号，pp.151-205., 1982



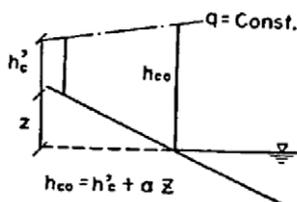
合田による越波流量算定図の、 $h/H_0=0$ となる汀線上に護岸があるときの、越波流量算定値を再整理したものである。

図 2-12 汀線上の直立護岸の越波流量



合田による算定図から等越波流量線を求めた一例であり、 $i=1/10$, $H_0/L_0=0.012$ の場合に、直立護岸の無次元越波流量が 1.0×10^{-3} , 5.0×10^{-3} となる天端高を示している。

図 2-13 等越波流量線



汀線よりも陸側に護岸がある場合の直立護岸の越波流量算定方法の概念図を示したものである。

図 2-14 斜面換算係数 α の定義

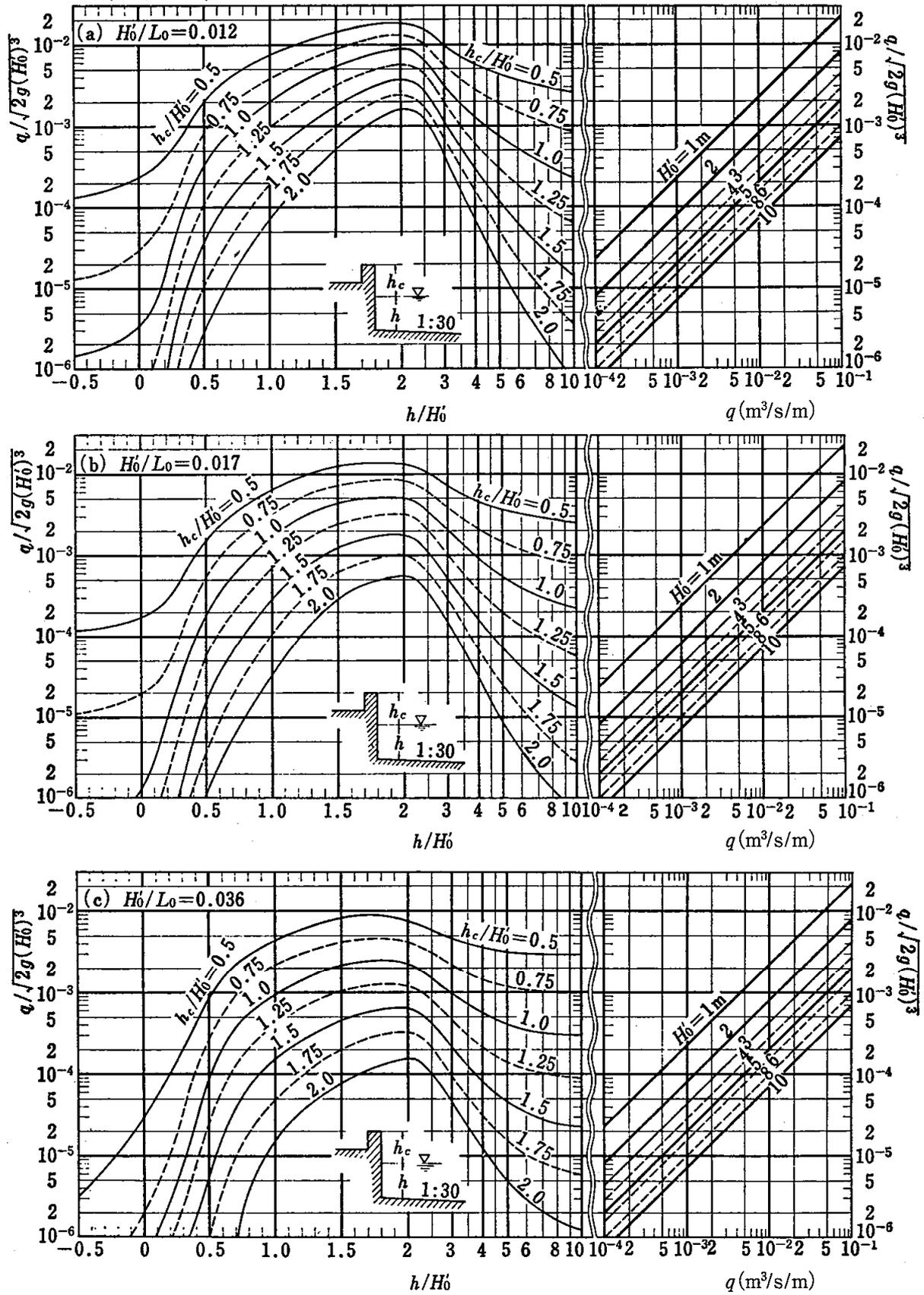


図 2-15 直立護岸の越波流量推定図 (海底勾配 1/30)

(1) 各区画の越波流量

越波流量算定に用いる平均水位上昇量は表 2-4 に示すとおりである (4.2.4 参照)。海底勾配は 1/30 である。

① 第 1 区画の越波流量

新潟港海岸は砂浜背後に護岸がないため、便宜的に波のうちあげ高と同じ高さに護岸があると仮定して越波流量を算定する (図 2-16 参照)。護岸高は海岸道路の高さと同じ C.D.L.+4.0 m とした場合、表 2-4 に示すように静水面からの換算護岸天端高は 3.3 m となる。

表 2-4 汀線より陸側に護岸がある場合の換算護岸天端高

護岸天端高	護岸基部高	潮位	水位上昇量	H_0'	hc_0
C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+3.7 m	C.D.L.+0.88 m	0.30 m	3.4	3.3 m

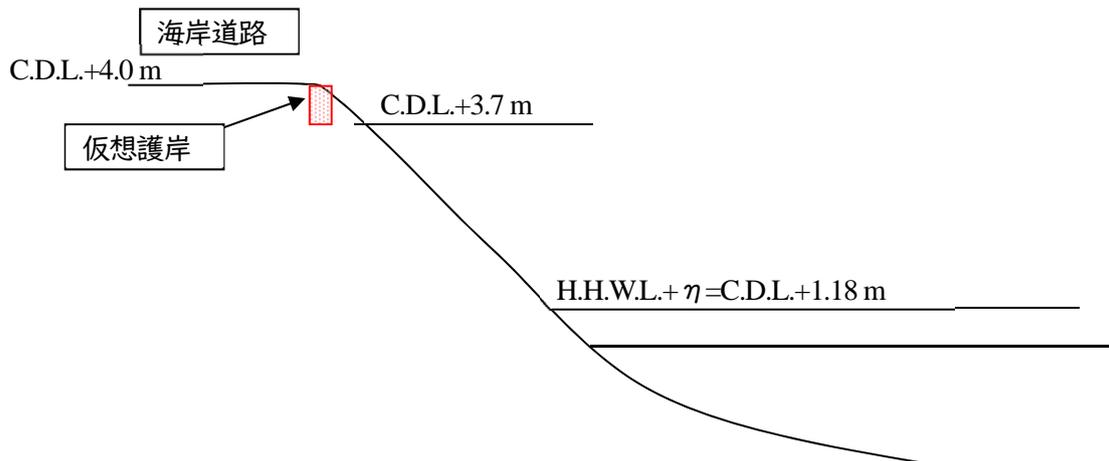


図 2-16 越波流量を算定するための仮想護岸

換算護岸天端高を用いて、護岸が汀線より陸側にある場合の越波流量を算定した結果を表 2-5 に示す。越波流量は表 2-5 に示すように $1.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{m/s}$ となる。

表 2-5 第 1 区画の越波流量算定結果 ($\tan\beta=1/30$)

H_0' (m)	hc/H_0'	a^{*1}	b^{*2}	$\tan\beta/\sqrt{H_0}/L_0$	$q/\sqrt{2gH_0^3}$	$q(\text{m}^3/\text{m/s})$
3.4	0.98	-6.77	4.39	0.322	4.41×10^{-6}	1.2×10^4

$$*1: a = -2.2 - 4.69 \frac{h_c}{H_0}$$

$$*2: b = 1.04 + 3.44 \frac{h_c}{H_0}$$

② 第2区画の越波流量

第1区画と同様に，第2区画の越波流量を算定する（図 2-17 参照）．護岸高は海岸道路の高さと同じ C.D.L.+4.0m とした場合，表 2-6 に示すように換算護岸天端高は 3.3 m となる．

表 2-6 汀線より陸側に護岸がある場合の換算護岸天端高

護岸天端高	護岸位置高	潮位	水位上昇量	H_0'	hc_0
C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+3.7 m	C.D.L.+0.88 m	0.30 m	3.5	3.3 m

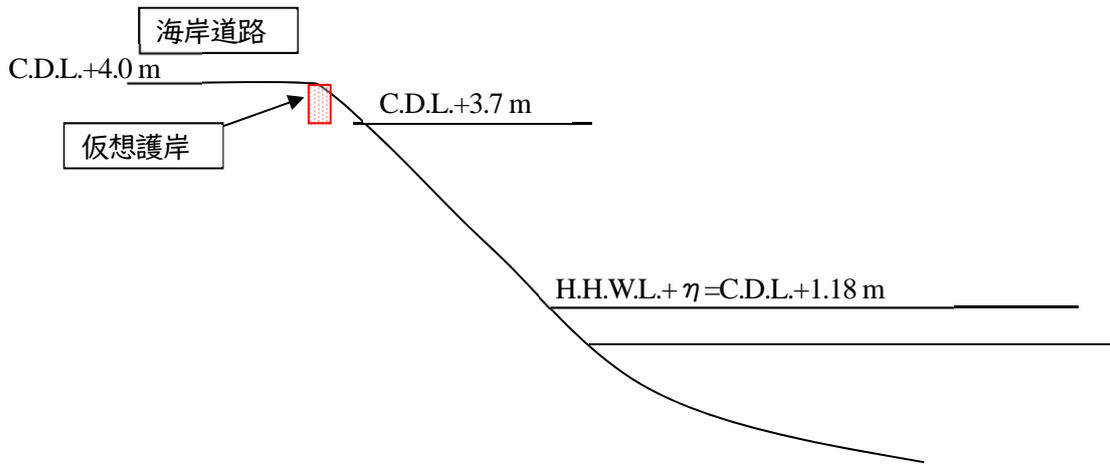


図 2-17 越波流量を算定するための仮想護岸（第2区画）

換算護岸天端高を用いて，護岸が汀線より陸側にある場合の越波流量を算定した結果を表 2-7 に示す．越波流量は表 2-7 に示すように $1.5 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{m/s}$ となる．

表 2-7 第2区画の越波流量算定結果 ($\tan\beta=1/30$)

H_0' (m)	hc/H_0'	a^{*1}	b^{*2}	$\tan\beta/\sqrt{H_0}/L_0$	$q/\sqrt{2gH_0^3}$	q ($\text{m}^3/\text{m/s}$)
3.5	0.95	-6.64	4.30	0.318	5.30×10^{-6}	1.5×10^4

※1 : $a = -2.2 - 4.69 \frac{h_c}{H_0}$

※2 : $b = 1.04 + 3.44 \frac{h_c}{H_0}$

③ 第4区画の越波流量

第1区画と同様に、第4画の越波流量を算定する（図 2-18 参照）。護岸高は海岸道路の高さと同じ C.D.L.+4.0m とした場合、表 2-8 に示すように換算護岸天端高は 3.3 m となる。

表 2-8 汀線より陸側に護岸がある場合の換算護岸天端高

護岸天端高	護岸位置高	潮位	水位上昇量	H_0'	hc_0
C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+3.7 m	C.D.L.+0.88 m	0.30 m	3.5	3.3 m

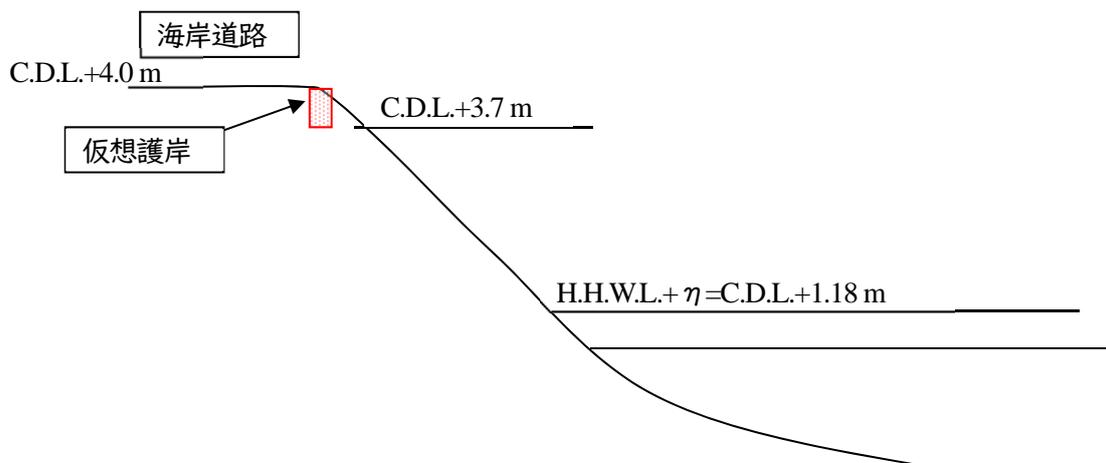


図 2-18 越波流量を算定するための仮想護岸（第4区画）

換算護岸天端高を用いて、護岸が汀線より陸側にある場合の越波流量を算定した結果を表 2-9 に示す。越波流量は表 2-9 に示すように $4.5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m/s}$ となる。

表 2-9 第4区画の越波流量算定結果 ($\tan\beta=1/30$)

H_0' (m)	hc/H_0'	a^{*1}	b^{*2}	$\tan\beta/\sqrt{H_0}/L_0$	$q/\sqrt{2gH_0^3}$	$q \text{ (m}^3/\text{m/s)}$
3.5	0.95	-6.64	4.30	0.318	5.30×10^{-6}	1.5×10^{-4}

$$*1: a = -2.2 - 4.69 \frac{hc}{H_0}$$

$$*2: b = 1.04 + 3.44 \frac{hc}{H_0}$$

④ 第5区画の越波流量

第5区画は砂浜背後に護岸が設置されており、護岸天端高は低い場所でC.D.L.+4.3mとなっている(図 2-19 参照)。護岸高は海岸道路の高さと同じC.D.L.+4.3 mとした場合、表 2-10 に示すように換算護岸天端高は 3.7 m となる。

表 2-10 汀線より陸側に護岸がある場合の換算護岸天端高

護岸天端高	護岸位置高	潮位	水位上昇量	H_0'	hc_0
C.D.L.+4.3 m	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+0.88 m	0.31 m	3.7	3.7 m

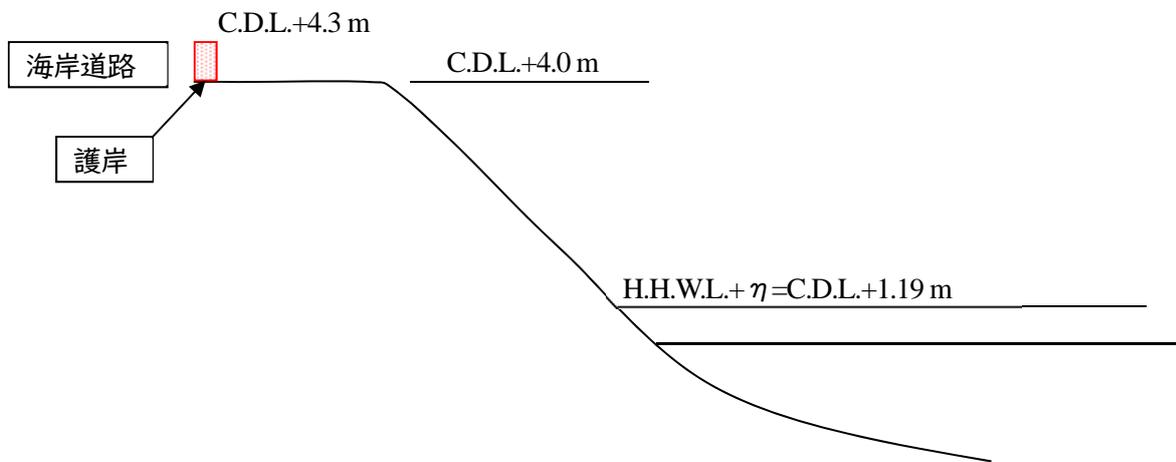


図 2-19 越波流量を算定するための仮想護岸 (第5区画)

換算護岸天端高を用いて、護岸が汀線より陸側にある場合の越波流量を算定した結果を表 2-11 に示す。越波流量は表 2-11 に示すように $1.1 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{m/s}$ となる。

表 2-11 第5区画の越波流量算定結果 ($\tan\beta=1/30$)

H_0' (m)	hc/H_0'	a^{*1}	b^{*2}	$\tan\beta/\sqrt{H_0/L_0}$	$q/\sqrt{2gH_0^3}$	$q(\text{m}^3/\text{m/s})$
3.7	0.99	-6.84	4.44	0.31	3.42×10^{-6}	1.1×10^4

※1: $a = -2.2 - 4.69 \frac{hc}{H_0}$

※2: $b = 1.04 + 3.44 \frac{hc}{H_0}$

(2) 越波流量のまとめ

第1区画，第2区画，第4区画，第5区画に対して50年確率波の越波流量を算定した。算定した結果を表2-12に示す。各区画の越波流量は表2-13に示す背後地の重要度からみた許容越波流量に対して2オーダー小さくなる。

越波流量は十分に満足する結果となる。このことから，第1区画，第2区画，第4区画の砂浜の目標達成性能の照査は波のうちあげ高に対して行う。なお，第3区画については，離岸堤（小）が存置されており越波流量を算定していないが，他の区画同様に目標達成性能の照査は波のうちあげ高に対して行うものとする。

自然に砂浜が形成された第5区画は，前項の波のうちあげ高，越波流量ともに目的達成性能は満足している。

表 2-12 各区画の越波流量

	H_0 (m)	η (m)	q ($m^3/m/s$)
第1区画	3.4	0.30	1.2×10^{-4}
第2区画	3.5	0.30	1.5×10^{-4}
第4区画	3.5	0.30	1.5×10^{-4}
第5区画	3.7	0.31	1.1×10^{-4}

表 2-13 背後地の重要度からみた許容越波流量 $m^3/(m \cdot s)^{83}$

背後に人家，公共施設等が密集しており，特に越波・しぶき等の侵入により重大な被害が予想される地区	<u>0.01 程度</u>
その他の重要な地区	0.02 程度
その他の地区	0.02~0.06

⁸³ (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説,p167,2007

2.3.3. 安定性能の照査

新潟港海岸は、漂砂の上手側に廃棄物埋立護岸があり、土砂供給がないことから、沿岸漂砂の不均衡による海浜変形を抑制するため、突堤（第1～第5）が建設されている。このため、長期変形に対しては安定する海岸となっているものの、長期的に地盤沈下が生じているため、見かけの土砂収支はマイナスとなる。地盤沈下を抑制することは困難であることから、地盤沈下に伴う見かけの土砂減少に対応する必要がある。

一方、岸沖地形変化（断面地形変化）は、波浪に応答して常時生じている。特に高波浪時には一時的に汀線が後退し、背後域の安全性が低下することも考えられる。このため、高波浪時に生じる汀線後退を把握しておくことが重要となる。

2.3.3.1. 短期変形

新潟港海岸の汀線は、冬季に後退し、春季に前進することから、短期変形に対する安定性は冬季の汀線後退量を基に検討される。新潟港海岸の冬季の汀線変動は、3.6 冬季の汀線変化の観測方法、5.3 冬季の汀線変化と設定された予防保全段階に示すとおりであり、冬季前の汀線位置から5m程度であると考えられる。

冬季に一時的に汀線後退が後退しても、土砂流出が生じていなければ、波のうちあげ高に影響しないため、機能的には問題ないと考えられる。図 2-20 に示すように夏季の汀線位置と土砂流出量は相関関係にあることから、冬季の一時的な汀線変化は養浜領域内の断面地形によるものであり、その繰り返しにより一定程度の土砂流出が生じると考えられる。

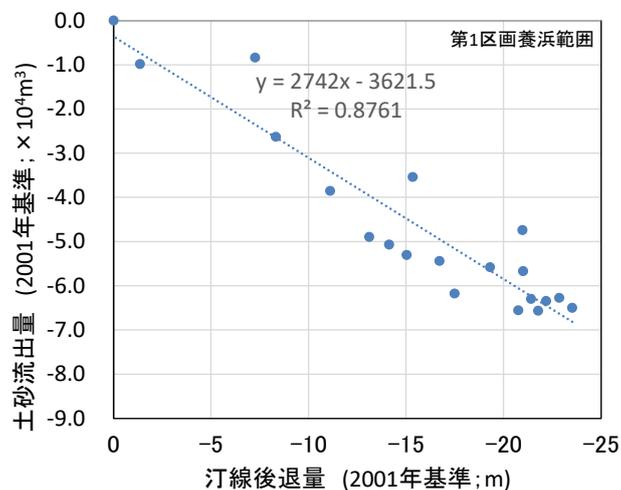


図 2-20 汀線後退量と土砂流出量の関係（第1区画）

2.3.3.2. 長期変形

新潟港海岸は、沿岸漂砂の不均衡による海浜変形を抑制するため、突堤（第1～第5）が建設されており、長期変形に対しては安定的である。第1区画の土砂流出量、汀線変化ともに養浜初期変形の収束に伴い小さくなっている。養浜量に対する現状における土砂流出量は0.15%程度であり非常に安定的となっている。汀線後退は、土砂流出量と地盤沈下による影響を受けているため、現状でも0.27 m/年の速度で後退している（5.4 推定された汀線後退量および設定された監視段階では、将来の汀線変化を評価するため別途汀線変化速度を検討している）。

以上のように、長期的にも安定的な保全対策となっているものの、地盤沈下による影響は回避できないため、地盤沈下に伴う見かけの土砂減少に対して、維持養浜を実施する必要がある。

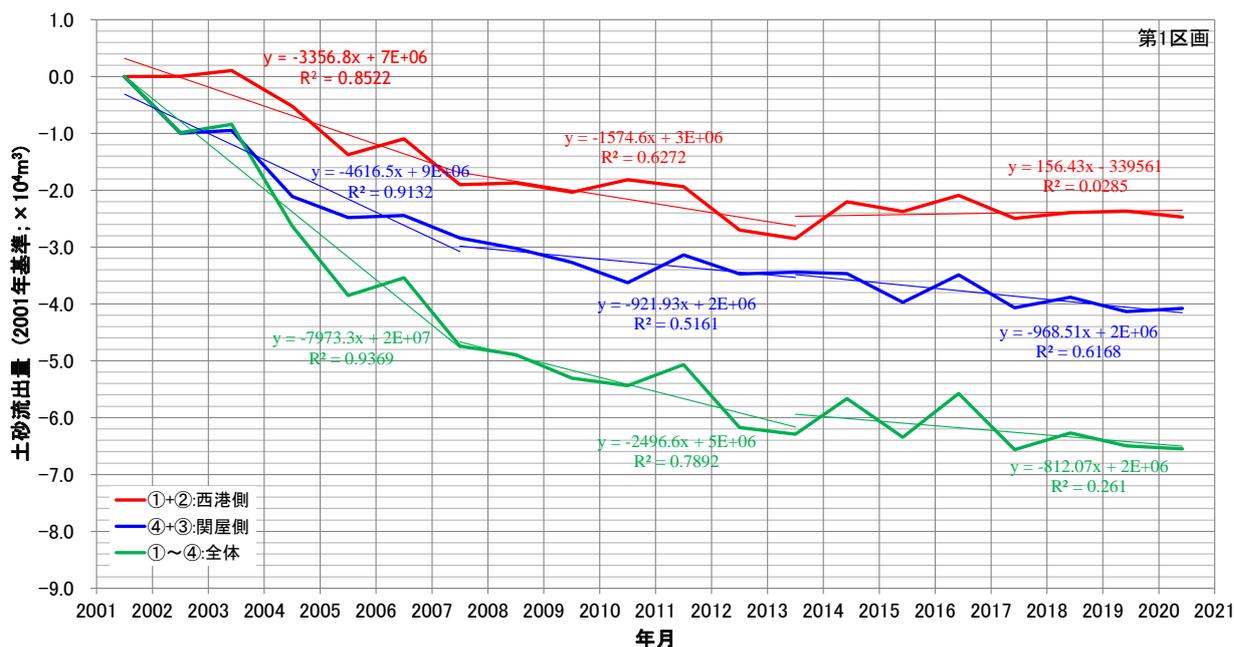


図 2-21 第1区画の土砂流出量（領域①+②（西港側），③+④（関屋側），①～④）

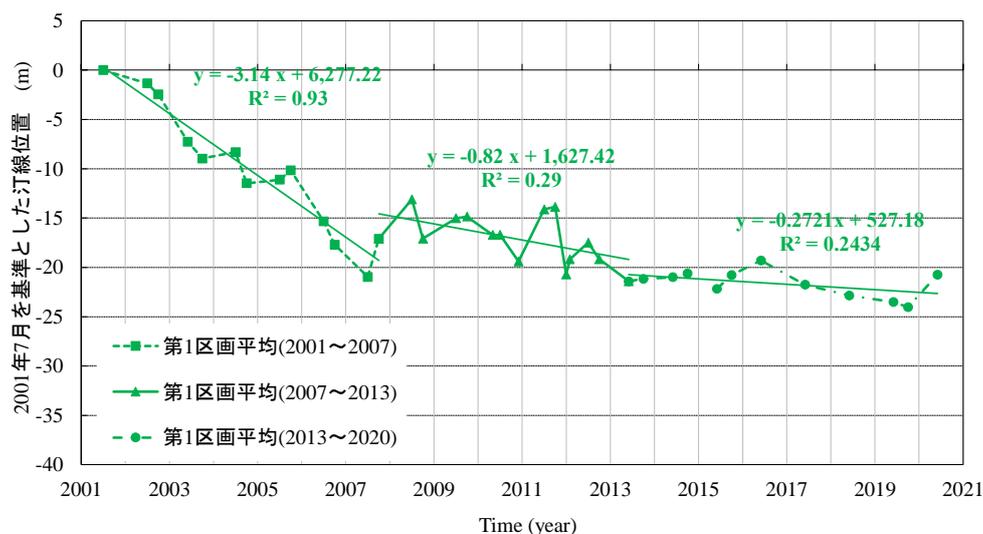


図 2-22 第1区画（平均）の2001(平成13)年を基準とした汀線位置の経時変化

3. 砂浜維持管理のための健全度

3.1. 砂浜維持管理のための健全度の定義

海岸保全施設維持管理マニュアル⁸⁴（以下、維持管理マニュアルと記す）では、土木構造物の評価を以下のように記されている（四角囲い）。

新潟港海岸の砂浜では、土木構造物における一定区間を突堤間で区切られた区画とし、区画毎に防護機能（健全度）を A, B, C, D ランクで評価する。また、砂浜の維持管理は、土木構造物の保全と同様に予防保全型の維持管理を推進することとし、砂浜の防護機能を表 3-1 に示す 4 ランクで評価することとした。

変状ランクは、土木構造物を対象にスパン・構造物毎に、対象施設の劣化や被災による変状が部位・部材の性能に及ぼす影響について a, b, c, d ランクで評価する。

健全度評価は、土木構造物を対象に一定区間毎に、変状及び変状ランクを踏まえ、対象施設の防護機能について、A, B, C, D ランクで総合的に評価する。

表 3-1 新潟港海岸の砂浜の健全度の定義

健全度		定義
A ランク	要事後保全段階 (措置段階)	砂浜が設計波浪・潮位に対して砂浜背後域に波が打ち上がる状態となっている段階。事後保全を必要とする。
B ランク	予防保全段階	汀線近傍の砂浜は、短期的には、荒天時に侵食され、静穏時に回復する。このことは、モニタリング測量時の砂浜幅より砂浜が侵食される時間がある可能性を示している。そこで、要事後保全段階よりも海側に汀線位置がある場合でも、短期的な海浜変形（侵食）により容易に要事後保全段階に移行する可能性が高い状態として予防保全段階を設ける。
C ランク	監視段階	想定された変形が継続すると、砂浜が供用期間末までに予防保全段階（B ランク）になると想定される段階。
D ランク	問題なし (異常なし)	C ランクよりも海側に汀線位置がある段階。

※（ ）内は維持管理マニュアルに示される用語

⁸⁴ 海岸保全施設維持管理マニュアル 平成 30 年 5 月 農林水産省農村振興局防災課，農林水産省水産庁防災漁村課，国土交通省水管理・国土保全局海岸室，国土交通省港湾局海岸・防災課

3.2. 砂浜維持管理のための健全度の評価方法と健全度の各段階の汀線位置の設定方法

3.2.1. 砂浜維持管理のための健全度の評価方法

砂浜維持管理のための健全度は汀線の位置で評価する。

3.2.2. 健全度の各段階となる汀線位置の設定方法

3.2.2.1. 要事後保全段階

汀線位置を変化させ、それに応じた波のうちあげ高さを推定することにより、設計波浪・潮位に対して砂浜背後域に波がうちあがる汀線位置を求める。波のうちあげ高さを推定で使用する海浜断面は、汀線と 5.1 で定義される沖側・岸側不動点とを結ぶ 2 本の直線ならびに岸側不動点から道路境界までの水平な直線で構成される。波のうちあげ高さを推定方法は 3.4 で示す。

3.2.2.2. 予防保全段階

新潟港海岸の汀線は、冬季に後退し、春季に前進する。そこで、冬季の汀線後退量を基に予防保全段階となる汀線位置を設定する。冬季の汀線変動量の観測方法は 3.6 で示す。

3.2.2.3. 監視段階

3.7 で説明する将来の汀線変動推定結果を基に設定する。

3.3. 沖側・陸側不動点を含む計画断面の設定方法

計画断面は検討時点において安定していると判断される断面であり、下記で定義される沖側・岸側不動点と計画断面汀線とを結ぶ 2 本の直線ならびに岸側不動点から道路境界までの水平な直線で構成される。計画断面は、養浜直後の大きな海浜変形がほぼ収まり、海浜断面が入射波に対応した平衡断面（変形が小さい断面）に近い 5 年程度の期間（計画断面設定期間）の平均断面、平均勾配を用いて設定する。具体的な設定方法は以下の通りである。

- ・ 計画断面汀線：平衡状態期間の平均断面の C.D.L. ±0 m の汀線位置。
- ・ 沖側不動点：沖側で海浜変形が無いと仮定する点。水深は移動限界水深とし、この水深と計画断面汀線位置から外浜勾配（後述）を持った直線との交点を沖側不動点とする。
- ・ 岸側不動点：岸側で海浜変形が無いと仮定する点。地盤高さは、過去の地形変化から海浜変形が小さいと判断される高さであり、かつ、防護目的の海浜維持管理のために確保すべき高さの上限值とする。この地盤高さと計画断面汀線位置から前浜勾配（後述）を持った直線との交点を岸側不動点とする。
- ・ 外浜勾配：計画断面設定期間における汀線から沖側不動点の水深の 2 点間の勾配とする。
- ・ 前浜勾配：計画断面設定期間における汀線から岸側不動点の地盤高さの 2 点間の勾配とする。

3.4. うちあげ高さの推定方法（改良仮想勾配法，後浜幅の考慮方法）

3.4.1. 改良仮想勾配法による波のうちあげ高算定方法

波のうちあげ高を算定する改良仮想勾配法は、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成30年8月」に示されており、現地の複雑な断面に対して広く用いられる手法であることが示されている。改良仮想勾配による波のうちあげ高は、以下の手順（A～D）で実施される。

新潟港海岸における波のうちあげ高は、基本的に改良仮想勾配により評価する。ただし、以下に示す①による補正、②による後浜天端による遡上波の低減効果を考慮する。

- A) 波のうちあげ高を仮定して、仮定した波のうちあげ高の地点 b と碎波地点との地点間に対して、波のうちあげ高から碎波水深間の断面積を算定する(図 3-1 参照)。
- B) 算定した断面積(A), 仮定したうちあげ高(R_a), 碎波水深(h_b)から複雑断面を代表する勾配として、改良仮想勾配($\cot\alpha$)を設定する。
- C) $\cot\alpha$ に対して波形勾配別に算定された R/H_0 の関係図 (図 3-2 参照) から R を読み取り、 R が仮定した波のうちあげ高 R_a と同じになるまで、繰り返し計算する。
- D) $R=R_a$ となった段階で波のうちあげ高 R が決定する。

① 現地不規則波に対する波のうちあげ高

改良仮想勾配法は規則波を対象としているため、現地不規則波に対する $R2\%$ （入射波数の 2% の波数に対応するうちあげ高： 2% 超過うちあげ高）に換算するため、改良仮想勾配法により算定される波のうちあげ高に係数を乗じる。係数設定については、3.4.2 に示す。

② 後浜天端幅を考慮した波のうちあげ高

第2区画のように、後浜天端高は低いが後浜天端幅が広い断面では、後浜天端上で遡上波が減衰すると考えられる。改良仮想勾配法では平坦な後浜天端がある場合、後浜天端部でうちあげ高が一定となるため、以下に示すように逆算的に断面積を決定せざるを得ない。しかしながら、平坦な後浜を含む断面に対しては改良仮想勾配法の適用性は確認されていない。そこで、後浜天端幅を仮想天端高に換算して波のうちあげ高を評価する。後浜天端幅を考慮した波のうちあげ高の評価方法については、3.4.3 に示す。

- (a) R を後浜天端高さとする。
- (b) $R/H_0, H_0/L_0$ から図 3-2 より \cot が求まる。
- (c) 図 3-1 の式から A が求まる。
- (d) 碎波地点からの面積が A となる地点が遡上波の到達点となる。

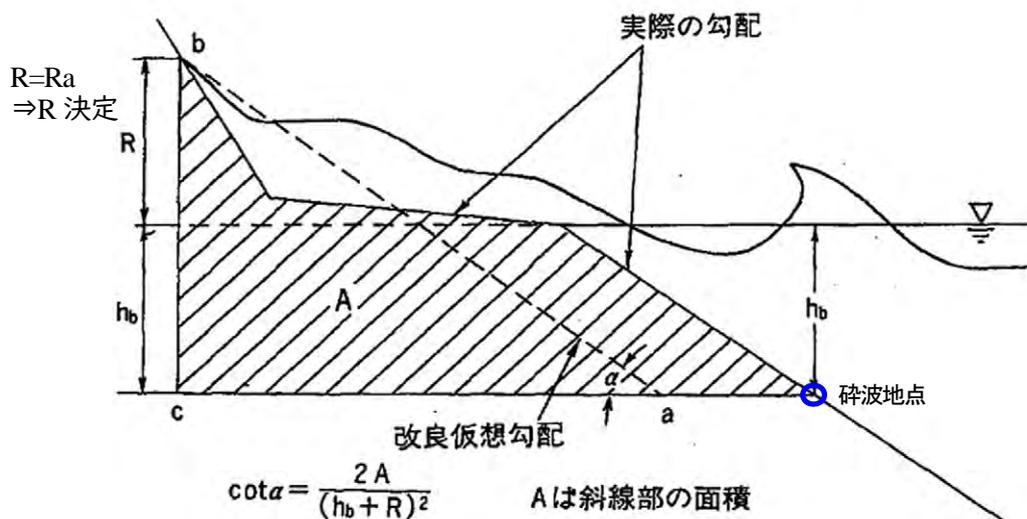


図 3-1 改良仮想勾配の算定方法

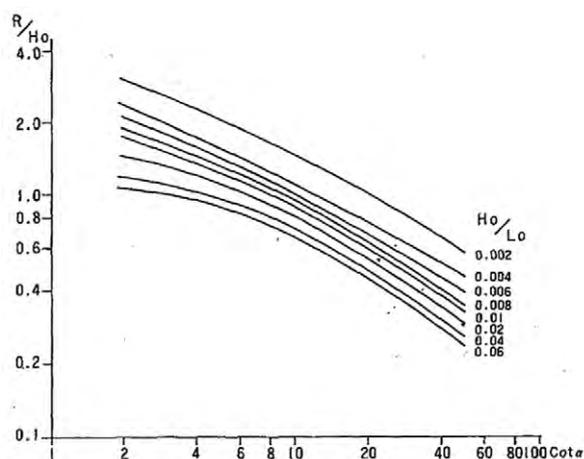


図 3-2 改良仮想勾配法と波のうちあげ高 (R/H_0) の関係

3.4.2. 現地不規則波に対する波のうちあげ高の評価方法

玉田ら⁸⁵によれば、不規則波の代表的な波のうちあげ高は以下のように示され、規則波を対象とした改良仮想勾配法による波のうちあげ高は、不規則波に対する R50% に相当することが指摘されている。

【不規則波に対する代表うちあげ高】

Mase (1995) によると、特に緩勾配斜面において、不規則うちあげ波は長周期変動が卓越し、うちあげ波は沖での波の数に比べて減少することが報告されている。このため、うちあげ波数に対して代表うちあげ高を定義した場合には、代表値が過大となり適切な有義値を表しているとはいえない。また、我が国には沖合での豊富な波浪観測データが蓄積されており、うちあげ高を検討するうえで、沖波を使用することは実務的である。これらのことから、代表うちあげ高を定義する際の波の数は、入射する波の数（入射波数）を基準とする。入射波数の 2% の波数に対応するうちあげ高を 2% 超過うちあげ高 R2%，入射波数の 1/10 の数だけ平均したうちあげ高を 1/10 最大うちあげ高 R_{1/10}，入射波数の 1/3 の数だけ平均したものを 1/3 最大うちあげ高 R_{1/3} とする。このように代表うちあげ高を入射波数に対して定義する方法は、EurOtop (2008) において採用されている。

【改良仮想勾配法による波のうちあげ高】

玉田らは、不規則波での代表うちあげ高算定曲線 (R2%，R_{1/10}，R_{1/3}) および規則波を対象とした中村ら (1972) のうちあげ高算定曲線を、すべての実験結果とともに図 3-3 に整理した。これより、規則波を対象とした中村ら (1972) のうちあげ高算定曲線は、不規則波の R50%⁸⁶（うちあげ高を入射波の 50% の波数で平均した値）に相当することが指摘されている。すなわち、中村らの改良仮想勾配法により設定された天端高では、不規則波に対してはかなりの越波を生じる可能性があり、従来のうちあげ高算定法による設計の危険性が改めて確認されたと玉田らは指摘している。

図中の R2% と R_{nakamura} の比は、1.3~1.5 程度となっている。新潟港海岸の潜堤背後の波高 H₀=2.0 m，T₀=1/10，前浜勾配 1/10 とした場合、 $\tan\beta(H_0/T_0)^{0.5}$ は 0.9 程度であり曲線勾配の比較的急な領域である。新潟港海岸における現地観測による R2% と R_{nakamura} の結果から、補正係数を設定する。

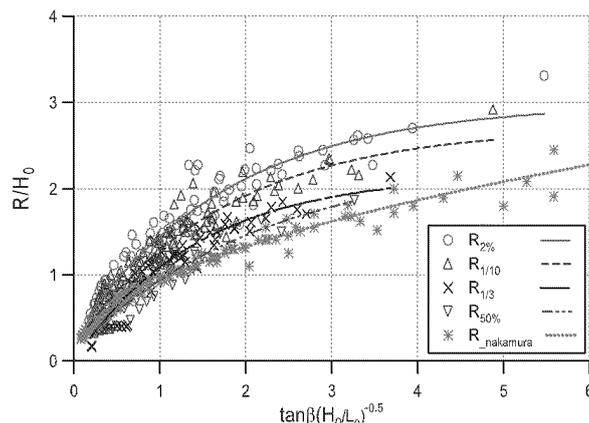


図 3-3 不規則波の代表うちあげ高と規則波のうちあげ高算定結果の比較

⁸⁵ 玉田崇，間瀬肇，安田誠宏：複合断面に対する波の不規則性を考慮した打上げ高算定法に関する研究，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，第 65 巻，pp.936-940，2009

⁸⁶ R50% の定義によれば，R_{1/2} と記すべきであるが，ここでは原文のまま R50% と記す。

図 3-4 は、改良仮想勾配法により算定された波のうちあげ高と実測（2021(令和3)年3月2日）の波のうちあげ高の関係を示したものである。不規則波の R2 %の波のうちあげ高は、改良仮想勾配法による算定される波のうちあげ高の 1.24 倍となる。

2015(平成27)年度に、2014(平成26)年12月の時化から設定した改良仮想勾配法による波のうちあげ高を補正する係数は 1.25 倍であり、2021(令和3)年3月2日の観測結果と整合的である。

以上のことから、改良仮想勾配による波のうちあげ高を不規則波に対する波のうちあげ高 R2 %に換算するための補正係数は、近似直線の傾きである $1.24 \div 1.25$ と設定する。

なお、図 3-4 中に示す紫色線で囲ったデータについては、他のデータに比べて、波高が小さく、周期も短いことから、うちあげ高が他のデータに比べて大きくなることは考え難く、現地の砂浜の水位が港内の潮位より高かった可能性が示唆される。

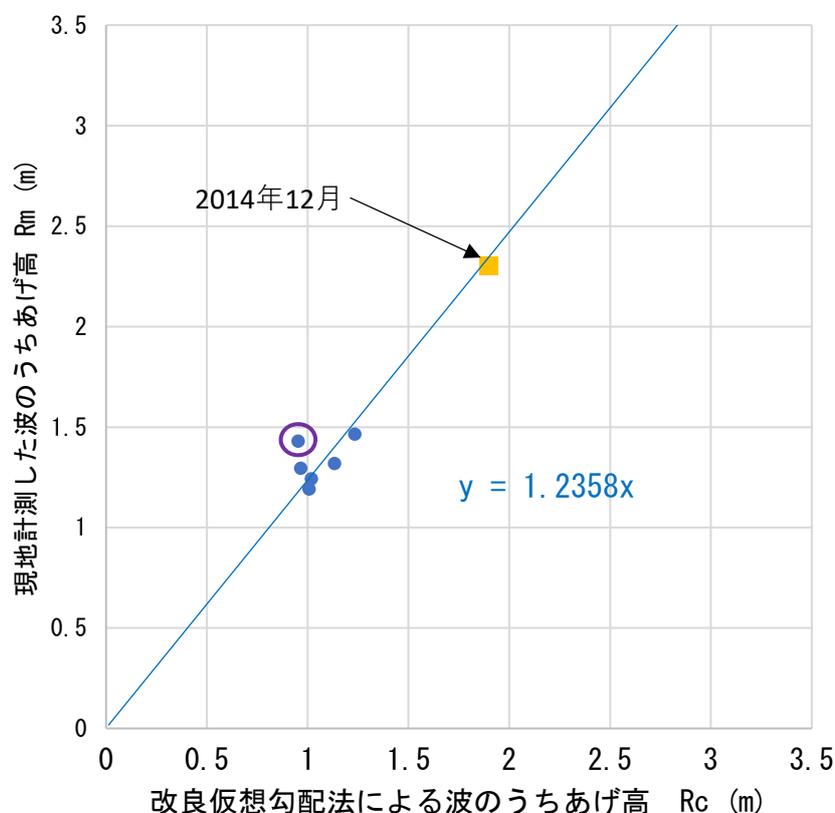


図 3-4 改良仮想勾配法と現地計測した波のうちあげ高の関係

改良仮想勾配法による波のうちあげ高 (R) の補正係数 1.25

- 2021年3月、2014年12月のデータから不規則の R2 %の波のうちあげ高に対する相関から設定する。
- 現時点では安全側に補正係数を設定するが、維持管理におけるデータが蓄積された場合、補正係数を適宜見直すことが望ましい。

3.4.3. 後浜天端幅を考慮した波のうちあげ高の評価方法

3.4.3.1. 改良仮想勾配法の課題と対応方針

改良仮想勾配法では、波のうちあげ高を仮定し、仮定したうちあげ高の位置から碎波地点までの間の断面積から波のうちあげ高を算定する。この場合、図 3-5 の赤色で示すような天端高が平坦な後浜天端幅を有する砂浜では、後浜天端部では波のうちあげ高と断面積の組み合わせが無数に設定される。この場合、前述したように逆算的に断面積を算定することも可能であるが、平坦な後浜を含む断面に対しては改良仮想勾配法の適用性は確認されていない。

後浜天端にうちあがる波は、図 3-6 に示すように、後浜天端を遡上する過程で減衰する。したがって、後浜天端幅が広いほど、背後に到達する波は低減される。このような後浜天端の効果を波のうちあげ高の評価に反映させるために、後浜天端上の波の到達距離と斜面上の波のうちあげ高の関係から、仮想天端高を設定する。

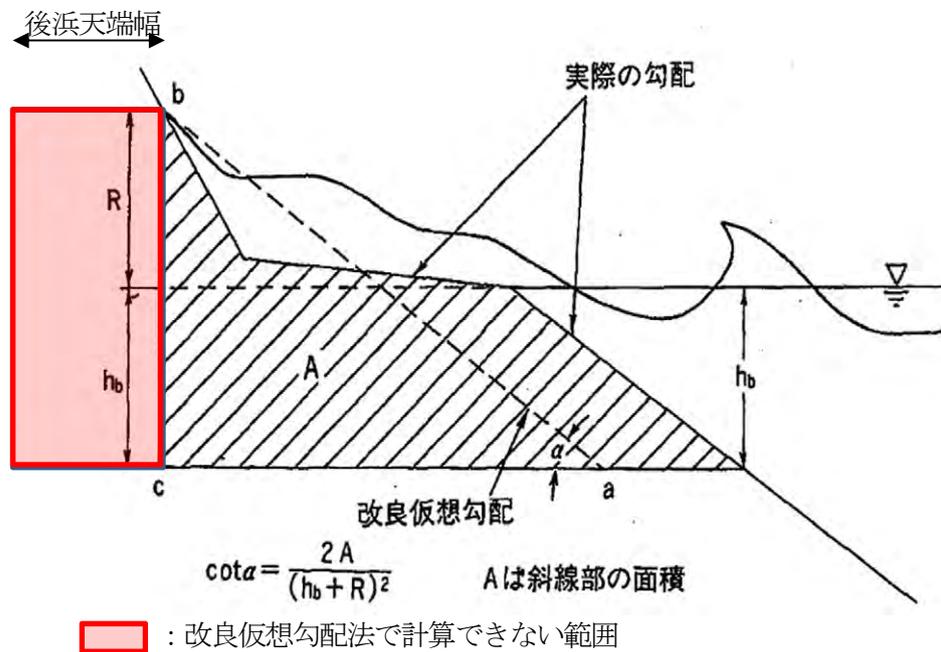


図 3-5 改良仮想勾配法で計算できない範囲

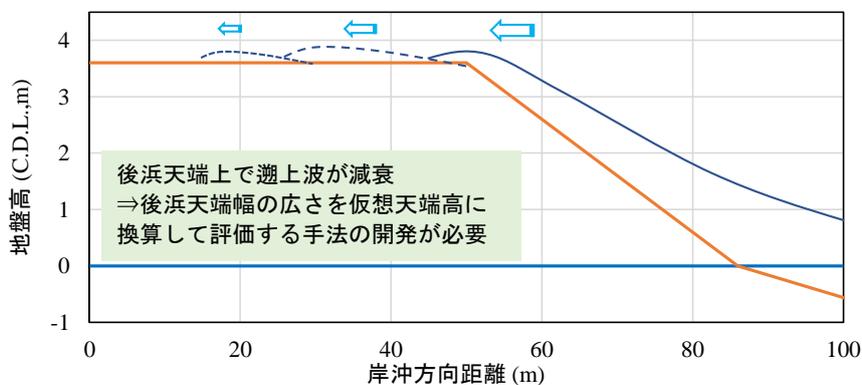


図 3-6 後浜天端上にうちあがる遡上波の模式図

3.4.3.2. 仮想天端高の設定

(1) 検討方法

仮想天端高は、以下の方法により実施する。

- A) 数値波動水路 (CADMAS-SURF/2D) により波のうちあげ計算を実施する。
- B) 波が後浜天端幅を遡上してどこまで到達するか算定する。(図 3-7 上)
- C) 同じ波の条件で、前浜の勾配を延長した断面でどれくらいの高さまでうちあがるかを算定する。(図 3-7 下)
- D) 上記 B)および C)の結果を図 3-8 のように整理する。

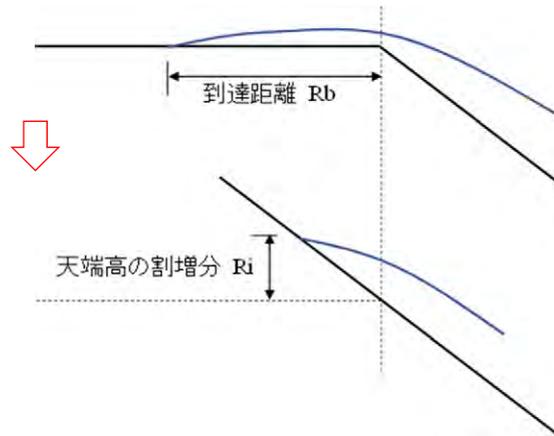


図 3-7 後浜天端幅を天端高の割増分に換算するイメージ

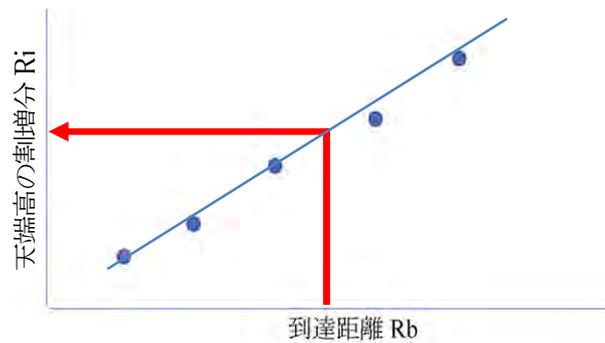


図 3-8 到達距離と天端高の割増分の整理イメージ

(2) CADMAS-SURF/2D の計算条件

CADMAS-SURF/2D における波浪条件，地形条件は以下のとおりである．以下に示す2波浪，3地形に対して，図 3-9 に示す前浜勾配延長断面，平坦地形に対して，波のうちあげ高を CADMAS-SURF/2D により算定した．なお，Case1_a の条件が最も厳しい結果であったため，このケースに対して前浜勾配を 1/10 とした場合 (a') を追加し，全7ケースの結果を整理した．

波浪条件：新潟港海岸の冬季高波浪の出現頻度から表 3-2 の2ケース設定した．

地形条件：海底勾配による影響を検討するため，現状における急峻な勾配 1/25，第1区画の安定的な勾配 1/30，汀線が後退した場合に海底勾配が緩くなることを考慮した 1/35 の3ケースを設定した (表 3-3 参照)．

表 3-2 波浪条件

Case	H ₀	T ₀
1	5m	10s
2	5m	12s

表 3-3 地形条件

Case	前浜勾配	外浜勾配
a	1/12.5	1/25
b	1/12.5	1/30
c	1/12.5	1/35
a'	1/10	1/25

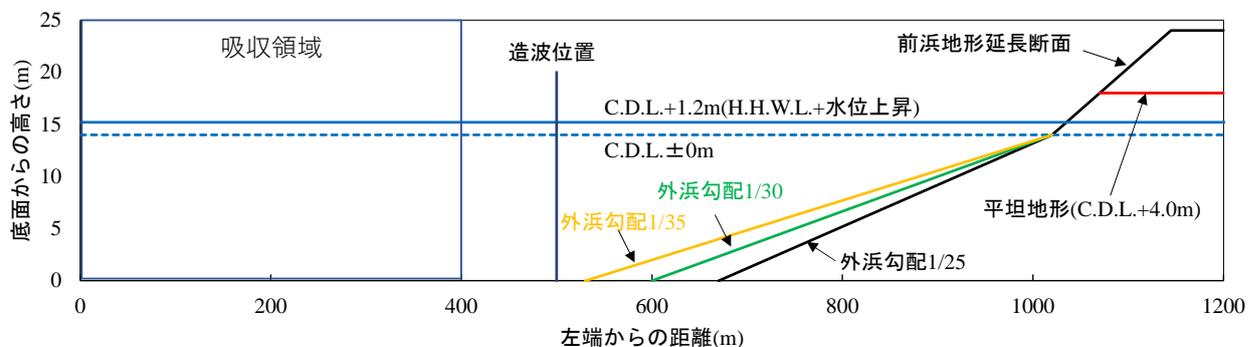


図 3-9 CADMAS-SURF/2D による計算領域，計算地形

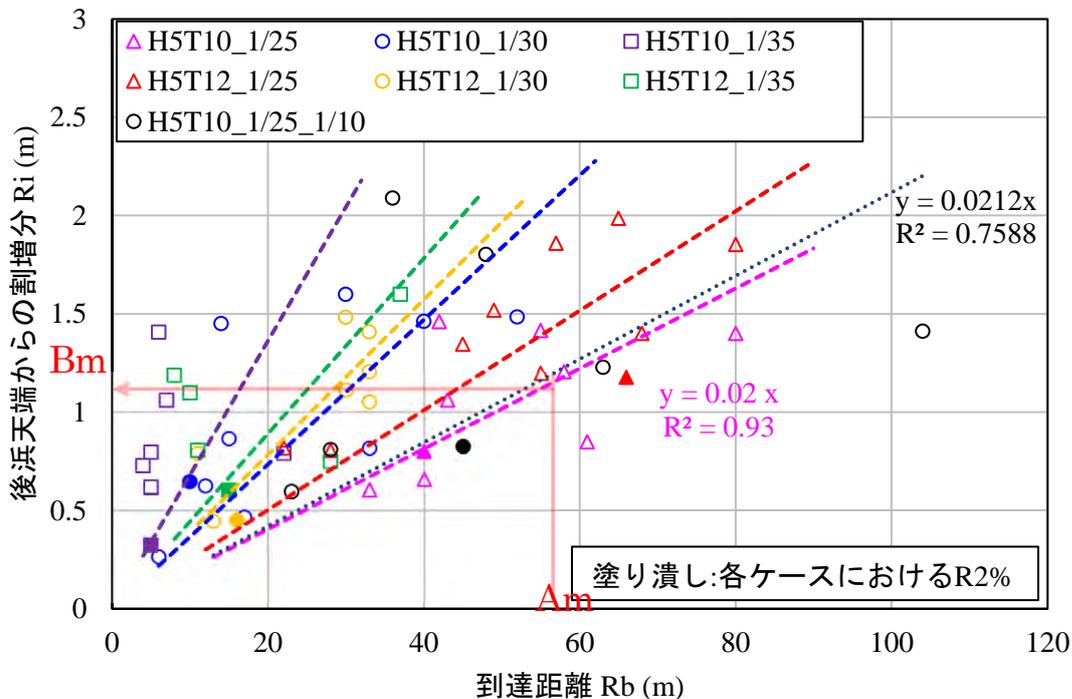
(3) 仮想天端高

CADMAS-SURF/2D による後浜天端の平坦地形における波の到達距離と後浜天端から波のうちあげ高の関係を図 3-10 に示す。CADMAS-SURF/2D の計算時間 (3600s) の間に、後浜天端 (平坦地形) に波が到達した場合の結果を全てプロットしており、各ケースの塗りつぶしマーカーは、波のうちあげ高 R2 % を示している。

計算結果は以下のように要約される。

- ・ 天端面における波の到達距離と波のうちあげ高は正の相関関係となる。
- ・ 後浜天端高への割増分を安全側に評価するため、波高 5 m, 周期 10 s, 外浜勾配 1/25 (桃色) のケースで割増高の換算値を設定する。 ⇒ 割増高：天端幅の 2 %
- ・ 後浜天端幅 50 m で天端高の割増分 1 m の効果がある。

以上の結果より、各区画の後浜天端幅 (Am) より天端高の割増分 (Bm) を算定し、各区画の天端高に天端高の割増分 (Bm) を加算した値と仮想天端高とする。



※各ケースの塗り潰しは波のうちあげ高 R2 % を示す

図 3-10 到達距離と後浜天端高からの割増高

3.4.3.3. 要事後保全段階を設定するための断面モデル

将来の波のうちあげ高を算定するために、汀線位置と断面地形は図 3-11 に示すモデル断面を用いる。モデル断面の考え方は、岸側不動点、沖側不動点は変化せず、汀線が後退した場合に前浜勾配が急峻化、外浜勾配が緩慢化し、断面積は減少する。汀線後退量 Δx と断面積 ΔA の関係については、次ページに示すとおりである⁸⁷。

モデルの適用範囲は、岸側不動点、沖側不動点は変化しないと設定しているため、汀線位置が岸側不動点位置まで後退した場合が適用限界となる。しかしながら、後浜領域が広い場合には、汀線が岸側不動点より後退しても波のうちあげ高が砂浜背後域に波がうちあがらないことも想定される。そこで、汀線が岸側不動点より後退した条件でも、背後域に波がうちあがらない場合には、汀線位置まで岸側不動点を陸側へ移動させる。つまり、後浜天端幅が狭くなるようにモデルを拡張して波のうちあげ高を検討する。

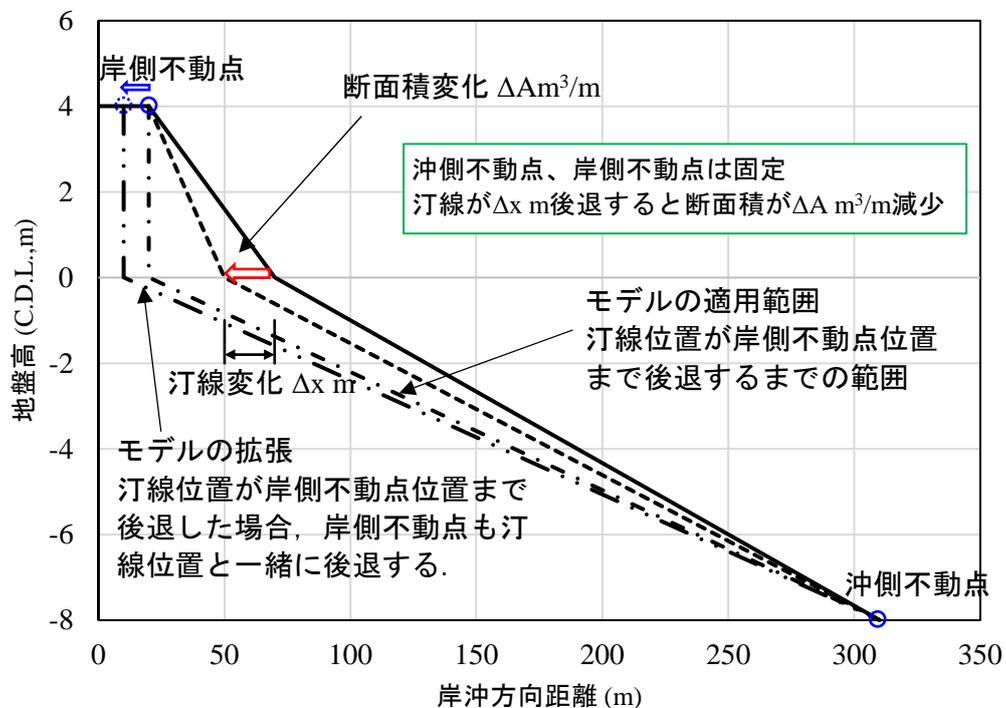


図 3-11 モデル断面による波のうちあげ高算定の適用範囲，モデルの拡張

⁸⁷ 詳細は、令和2年度第1回委員会資料

【第1区画の汀線後退量と断面土量変化】

第1区画における2013(平成25)年～2019(令和元年)(2016(平成28)年を除く)の汀線後退速度は、後述する図5-1に示すように、0.34 m/年となっている。汀線位置は図3-12に示すように、第1区画西港側(沿岸距離100m)、第1区画関屋側(沿岸距離100m)区間、合計200m区間の平均としている。なお、測量データは、平面直角座標系(VⅢ系)の $x=213816.0$ m, $y=46570.0$ mを原点として、Y軸方向が $N325^\circ$ になるように回転した座標に変換している。以降、測量データを基にした距離等はこの座標系で抽出したものである。

第1区画の空間平均断面算定範囲に対する2001(平成13)年基準で土量変化の経時変化を図3-13に示す。図中の近似直線は2016(平成28)年の土量変化が不自然であるため除外している。空間平均断面の土量変化速度は $390 \text{ m}^3/\text{年}$ となる。空間平均断面算定範囲の沿岸距離200mで除して、単位幅当たりの土量変化速度で示すと $1.95 \text{ m}^3/\text{m}/\text{年}$ となる。汀線変化速度が0.34 m/年であるから、汀線1m後退当りの断面土量変化は $5.7 \text{ m}^3/\text{m}$ となる。

図3-14は、2013(平成25)年～2019(令和元年)(2016(平成28)年を除く)の汀線後退と土量変化の関係を示したものである。この結果から汀線が1m後退すると 1395 m^3 の土量が減少する関係にある。沿岸距離200mであるから、汀線後退1m当りの断面土量は約 $7 \text{ m}^2/\text{m}$ となる。

一方、図3-11に示す断面変化を考えた場合、後述(5.1参照)するように沖側不動点C.D.L.-8.0m、岸側不動点C.D.L.+4.0mとすれば、汀線後退1mあたり、断面積は $6.0 \text{ m}^3/\text{m}$ の減少となる。この値は、現地データから算定される $5.7 \text{ m}^3/\text{m}$ 、 $7 \text{ m}^3/\text{m}$ とほぼ一致する。要事後保全段階となる浜幅を検討する際の汀線後退量と断面変化は図3-11に示すモデル断面を用いることとした。

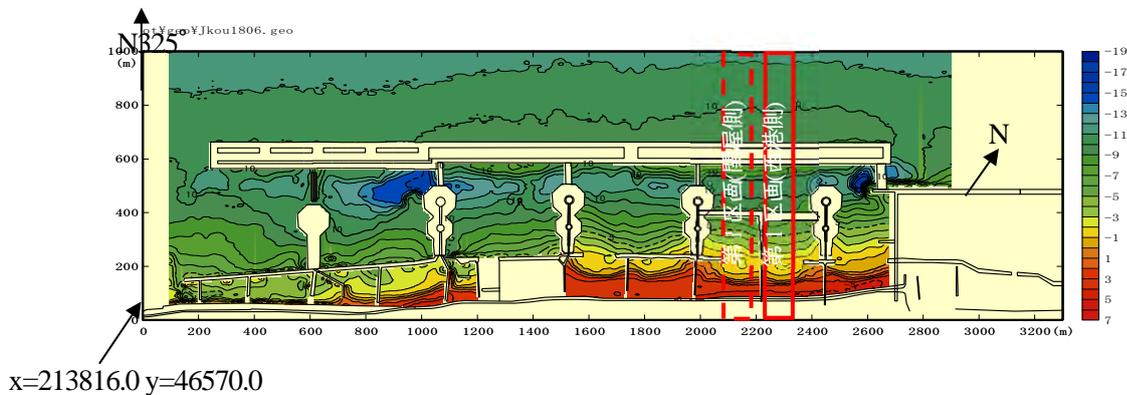


図 3-12 第1区画の空間平均断面算定範囲，測量データ整理+座標

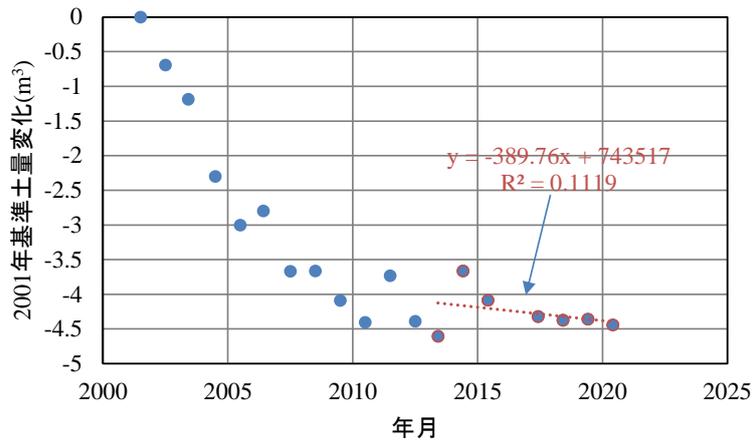


図 3-13 第 1 区画の空間平均断面算定範囲の土量変化

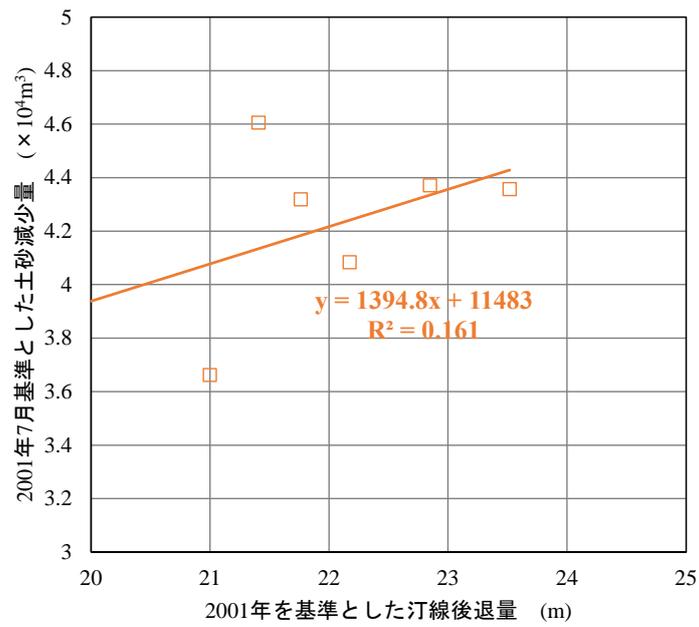


図 3-14 汀線後退量と空間平均断面算定領域の土量変化

3.5. 移動限界水深の設定方法

移動限界水深は、年数回発生する波浪に対して、完全移動限界水深の推定式(式 3-1)を用いて推定する。

$$\frac{H_0'}{L_0} = \alpha \left(\frac{d}{L_0} \right)^n \left(\sin \frac{2\pi h_i}{L} \right) \left(\frac{H_0'}{H} \right) \quad \text{式 3-1}$$

ここに、 H_0' :換算沖波波高、 L_0 :沖波波長、 d :底質粒径、 h_i :移動限界水深、 H 、 L は h_i における波高と波長である。式中の α 、 n はそれぞれ2.4、1/3である。

移動限界水深を算定するための底質条件は、外浜領域の底質粒径とする。外浜領域における底質粒径は、図 3-15 に示すように、第1区画ではSt.9(第1区画西港側)、St.10(第1区画関屋側)、St.4(第2区画中央)で調べられている。第1区画では、2013(平成25)年度、2014(平成26)年度、第2区画では2003(平成15)年度~2018(平成30)年度の6月頃に底質調査が実施されている。

図 3-16 は、2013(平成25)年度以降の中央粒径の経時変化を示したものである。第1区画の外浜中央粒径(d_{50})は、2地点、2期の平均値が0.17 mmとなっており、第2区画では0.12 mm~0.2 mmとなっている。第2区画は2015(平成27)年度まで養浜を実施していることから、養浜後の2015(平成27)年度以降の平均値を算出すると0.17 mmとなる。

以上のことから、第1、2区画では底質粒径を0.17 mmと設定する。第4区画についても、第1、2区画と同様と考えられることから底質粒径を0.17 mmとする。第3区画については、底質は調べられていないものの、他区画と養浜調達基が同じであることから、第2区画における既設離岸堤背後の底質粒径を基に、底質粒径0.3 mmと設定する(図 3-17 参照)。

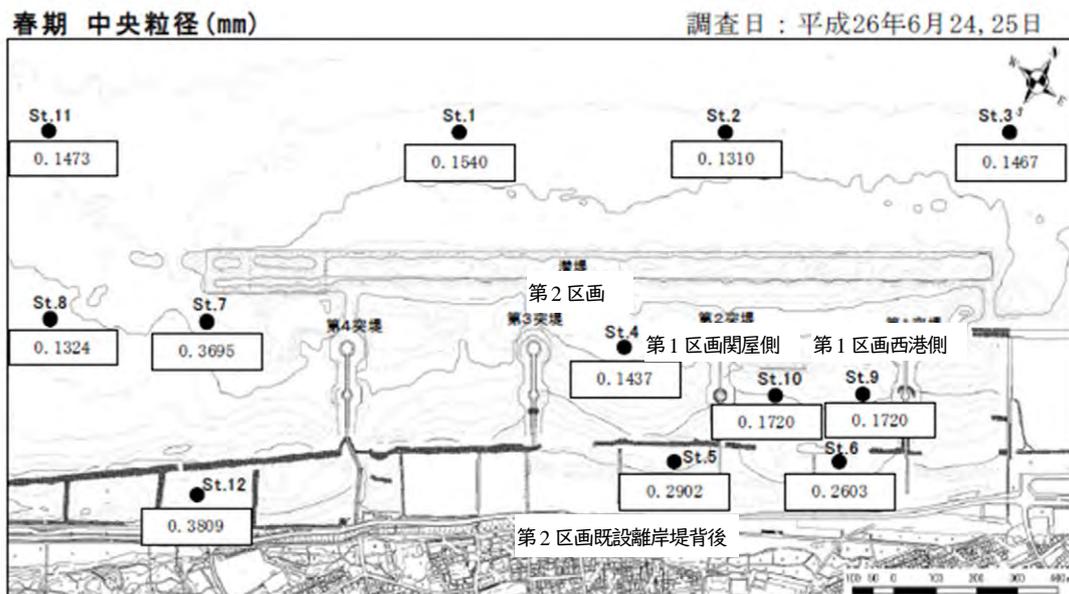


図 3-15 底質採取地点

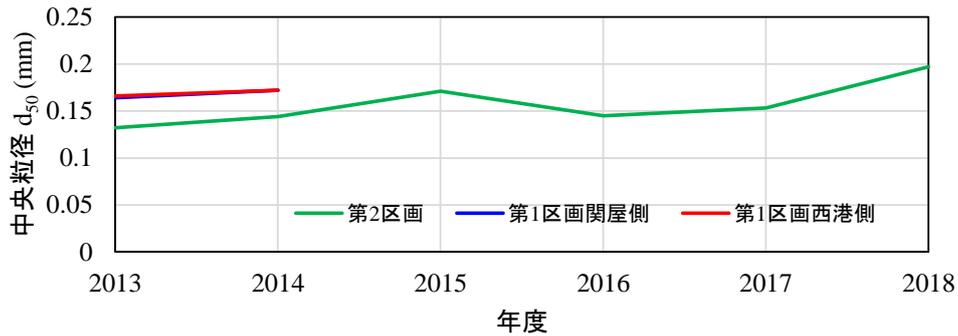


図 3-16 中央粒径の経時変化

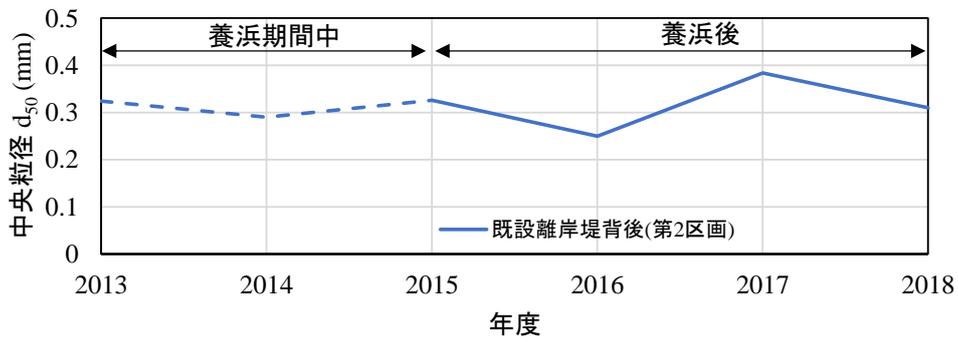


図 3-17 既設離岸堤背後の中央粒径の経時変化

3.6. 冬季の汀線変化の観測方法

新潟港海岸の汀線は、冬季に後退し、春季に前進することから、予防保全段階となる汀線位置は冬季の汀線後退量を基に設定される。新潟港海岸の冬季の汀線変動を把握するデータとしては、第1区画における、2005(平成17)年度～2007(平成19)年度の冬季の飛砂量調査で取得された汀線測量データ、2014(平成26)年12月の爆弾低気圧による時化後の汀線測量データ、2016(平成28)年12月25日～2017(平成29)年2月9日のビデオ観測結果がある。

ビデオ観測では、図3-18に示すように測線No23(第1区画関屋側)のライン上に目盛付ポールを2箇所を設置し、1時間毎に写真撮影し、2点の地盤高を読み取った。読み取った2点の地盤高を直線で結びC.D.L.±0mの位置を外挿して汀線位置を求めた。



図 3-18 ビデオカメラによる汀線位置の監視

3.7. 将来の汀線後退量の推定方法

直近の汀線変動から推定する方法と数値シミュレーションモデル（汀線変化予測モデル）から推定する方法の二つの方法で将来の汀線変動量を推定する。ここでは、数値シミュレーションモデルから推定する方法を次に説明する。

3.7.1. 直近の汀線変動から推定する方法

図 3-19 は、第 1 区画における養浜概成後の 2001(平成 13)年を基準とした汀線位置の経時変化を示したものである。汀線位置は、2001(平成 13)年～2007(平成 19)年までに急激に後退している。2008(平成 20)年に何らかの要因により汀線が前進しているが、その後 2013(平成 25)年頃まで後退傾向を示し、2013(平成 25)年以降も後退傾向を示すものの、後退速度は小さくなっている。2013(平成 25)年頃までは、第 1 区画の養浜断面地形が平衡断面に近づくための変形が生じたため、汀線位置も大きく変化した。

2013(平成 25)年以降の変化を見ると、2016(平成 28)年、2020(令和 2)年に汀線位置が前進している。第 1 区画における土砂供給源がないことから、一見、不自然な変化ではあるが、ある時期の地形を計測した結果であり、汀線位置は常に変化しており、その直前の波の履歴等の影響を強く受ける。このため、2016(平成 28)年に前進し 2017(平成 29)年に戻る変化になっていると考えられる。このように、単年度の変化は、直近の気象・海象条件、現場条件などの影響を受けるため、図 3-19 に示すように、複数年のデータを用いたトレンド解析により汀線変化速度を評価する。図 3-19 ではトレンドを最小二乗法(直線関数)に評価しているが、実態を最も良く評価できる関数を用いると良い。なお、2016(平成 28)年、2020(令和 2)年のデータは、前述した諸条件の影響を受けている可能性があり、将来の汀線後退速度を安全側に評価するために、トレンド解析から除いている。

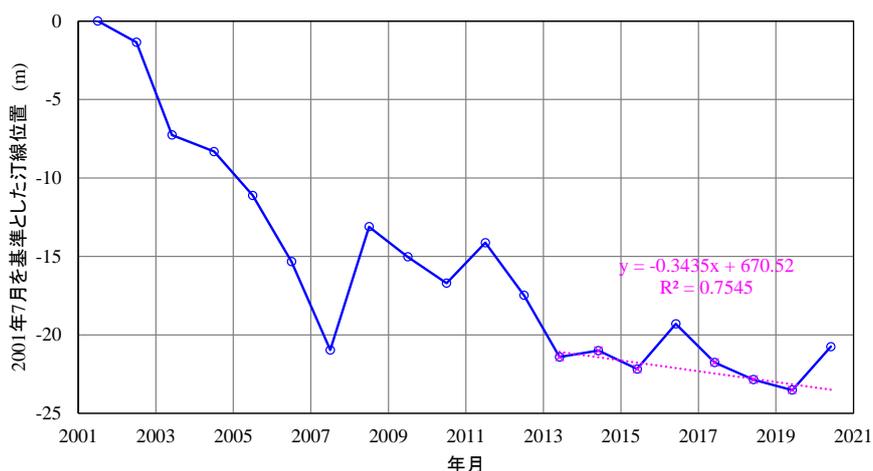


図 3-19 2001(平成 13)年 7 月を基準とした汀線位置の経時変化
(トレンド解析期間：2013(平成 13)年～2019(令和元)年、2016(平成 28)年除く)

3.7.2. 汀線変化予測モデルの概要

本検討で用いた汀線変化予測モデルは、Kuriyama ら⁸⁸が提案した岸沖漂砂による汀線変動推定モデルに地盤沈下と海面上昇の影響を加えたものである。本モデルの変数は、沖波のエネルギーフラックスと汀線位置，地盤沈下と海面上昇に伴う汀線移動量，平衡断面の位置であり，本モデルの仮定は以下の通りである。

- ① 汀線は，地盤沈下および海面上昇が生ずると，幾何学的に後退する。その量は，地盤沈下量と海面上昇量との和（地盤沈下量+海面上昇量）と海浜勾配との積で表される。
- ② 汀線は波浪の影響を受けて平衡断面に近づこうとする。平衡断面とは，ある波浪が無限に作用したときに到達する仮想的な断面であり，波浪に応じてその位置が変わる。一般的には，波浪が大きいほど，平衡断面は岸より（すなわち，侵食気味）となる。したがって，同じ侵食性の波浪が作用しても，あらかじめ侵食が生じていた断面では，堆積気味の断面に比べて汀線の後退量は小さくなる。
- ③ 平衡断面は地盤沈下と海面上昇によって岸側に移動する。その移動量は，地盤沈下と海面上昇による汀線移動量の累積値に等しい。

本モデルにおける汀線変動は以下の式で表される。

$$y_{s,i} = y_{s,0} + \sum_{j=1}^i \left(\frac{dy_s}{dt} \right)_j \Delta t$$
$$\left(\frac{dy_s}{dt} \right)_j = a_{01} + a_{02} + a_1 E_j^2 + a_2 E_j + a_3 (y_{s,j-1} - y_{eq,j-1})$$

ここで， y_s は汀線位置（海方向が正の方向）， t は時間， Δt は時間間隔， E は潜堤による波浪減衰を考慮した沖波のエネルギーフラックス（ $=\rho g H_{1/3}^2/16$ ； $H_{1/3}$ は有義波高， ρ は海水の密度， g は重力加速度）， a_{01} は地盤沈下と海面上昇による汀線変化速度（（地盤沈下速度+海面上昇量）と海浜勾配との積）， a_{02} ， a_1 ， a_2 ， a_3 はそれ以外の係数， y_{eq} は地盤沈下と海面上昇による平衡断面の移動量（=地盤沈下と海面上昇による汀線移動量の累積値 $\sum a_{01}$ ，海方向が正の方向）である。

潜堤による波浪減衰を考慮した沖波のエネルギーフラックスの求め方は，まず，沖から岸までの1次元の波浪変形計算を行う。次いで，潜堤岸側の地盤高さ-8.8mの地点の有義波高を浅水係数により沖波の値に変換し，エネルギーフラックスを求める。本計算では，地盤沈下と海面上昇による潜堤上の水深の増加を考慮する。

⁸⁸ Kuriyama, Y., M. Banno and T. Suzuki : Linkages among interannual variations of shoreline, wave and climate at Hasaki, Japan, Geophysical Research Letters, 39, L06604, doi:10.1029/2011GL050704., 2012

3.7.2.1. 係数決定（キャリブレーション）の方法と使用するデータ

- a) 係数の決定方法：汀線位置の計算値と実測値との誤差が最小となるように SCE-UA 法 (Duan ら⁸⁹) を用いて決定した。
- b) 汀線データ：対象期間の夏と秋の C.D.L. ± 0 m の汀線位置
- c) 外力
 - ・沖波諸元：新潟沖の実測値 (2018(平成 30)年以前は確定値, 2019(令和元)年は速報値)。欠測値は直江津港沖の実測データで補正した。
 - ・潮位：新潟西港の実測値を基にした JODC (日本海洋データセンター) のデータ。
 - ・海浜勾配：C.D.L. ± 0 m $\sim +3$ m の領域の実測値を基に設定する。
 - ・地盤沈下量：7 mm/年と仮定した。
 - ・海面上昇量 (付加的に潮位に加える値)：0 と仮定した。
- d) 計算間隔：3 ヶ月 (6 月, 9 月, 12 月, 3 月)。計算には, 2 時間毎の波浪エネルギーフラックス, 潮位, 海浜勾配, 地盤沈下量を 3 ヶ月平均した値 (6 月 \sim 8 月, 9 月 \sim 11 月, 12 月 \sim 2 月, 3 月 \sim 5 月) を用いた。
- e) 第 2 区画におけるキャリブレーション：第 2 区画で養浜が終了したのは 2014(平成 26)年であり, 2021(令和 3)年においても養浜直後の大きな海浜変形が収まったとは言いがたい。第 2 区画と養浜が 2000(平成 12)年に終了した第 1 区画とを比較すると, 砂浜の底質粒径はほぼ等しく, 潜堤も同じ構造をしていることから, 第 2 区画の断面は, 第 1 区画の平衡断面に近似していくと考えられる。そこで, 以下の二つのケースでキャリブレーションを行った。ケース①：係数 a_1, a_2, a_3 は第 1 区画で求めた値を用い, 係数 a_{02} のみを第 2 区画のデータでキャリブレーションする。ケース②：係数 a_{02}, a_1, a_2, a_3 を第 2 区画のデータでキャリブレーションする。
- f) 第 4 区画におけるキャリブレーション：第 4 区画で養浜が終了したのは 2008(平成 20)年であり, 2021(令和 3)年では養浜直後の大きな海浜変形が収まりつつあるけれども, 第 2 区画同様, 二つのケースでキャリブレーションを行った。

3.7.2.2. 将来予測の方法

- ・予測期間：2019(令和元)年 6 月 \sim 2069 年 6 月の 50 年。
- ・波浪・潮位：2001(平成 13)年 \sim 2019(令和元)年の値を繰り返し作用させる。
- ・海浜勾配：区画毎に設定する。
- ・地盤沈下速度：キャリブレーションと同様に 7 mm/年と仮定した。
- ・海面上昇速度：SROCC (Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate; IPCC, 2019) の温暖化を最も抑えたシナリオ RCP2.6 の値である 0.39 m/95 years (1986(昭和 61)年 \sim 2005(平成 17)年を基準にしたときの 2081 年 \sim 2100 年の海面上昇量が 0.39 m) を採用した。なお, 計算では, 海面上昇量を地盤沈下量に加えて汀線変動を推定しており, 推定された汀線位置は C.D.L. ± 0 m の値ではなく, C.D.L. ± 0 m に海面上昇分を加えた位置の値となる。

⁸⁹ Duan, Q. Y., V. K. Gupta and S. Sorooshian : Shuffled complex evolution approach for effective and efficient global minimization, J. Optimization Theory and Applications, Vol. 73, No. 3, pp.501-521., 1993

4. 構造物による変形を考慮した波浪条件の設定方法

砂浜維持管理のための健全度段階の設定では、潜堤や離岸堤などの構造物による波浪変形を考慮した設計波や年数回発生波を使用する。本章では、それらの波浪条件の設定方法と設定された波浪条件を示す。

次項の4.1では、当該海岸で重要となる潜堤による波浪変形と水位上昇量に関する現地観測結果とそれらを推定するための高山式の適用性の検討結果を述べる。4.2では、波のうちあげ高の計算に用いる設計波の条件（波高、周期、波向）、4.3では、移動限界水深を設定する際に必要となる年数回発生する波浪の条件について述べる。なお、第1, 2, 4区画では、潜堤より岸側に波浪変形に大きく影響する構造物は無いものの、第3区画には、潜堤より岸側に既設離岸堤や小離岸堤があるため（図4-1）、第1, 2, 4区画と第3区画とは別の方法で設計波や年数回発生波の波浪条件を求める。



図 4-1 第3区画の現況

4.1. 潜堤による波浪変形と水位上昇量の現地観測結果および高山式の適用性の検討

潜堤による波浪変形と水位上昇量の現地観測は、2012(平成24)年11月26日~2013(平成25)年2月1日に潜堤沖側(St.1, C.D.L.-12.7m)と潜堤岸側(St.2, C.D.L.-9.0m)の2地点で実施された。観測位置を図4-2に示す。波浪観測機器は、超音波式波高計・水圧式波高計・電磁流速波向計の機能を有する多機能型海象計(カイジョーソニック社製DL-3)である。観測仕様は、20分(観測時間)/60分(観測間隔)、サンプリング間隔0.5sである。

波浪観測期間：2012/11/26 ~

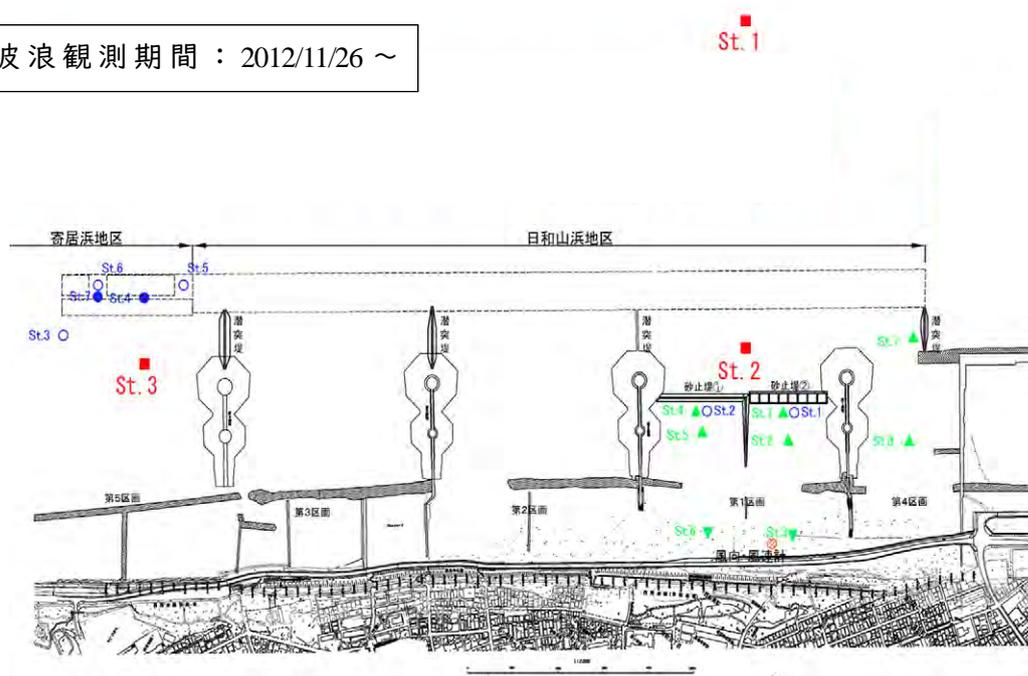


図 4-2 2012(平成24)年度の波浪観測位置図

4.1.1. 潜堤岸側の波高

図 4-3 は、潜堤沖側(St.1)と潜堤岸側(St.2)の有義波高の関係を示したものであり⁹⁰、水色の丸印が実測値、青の実線が両者の関係を表す近似式(式 4-1)を示している。さらに、高山の式⁹¹(式 4-2)を用いて、設計波の周期・潮位条件($T_0=14.3$ s, H.H.W.L.)で計算された値を□印で、年数回発生波の条件($T_0=9.5$ s, H.W.L.)で計算された値を○印で、通常の高波浪で観測される周期の最大値の条件($T_0=12.0$ s, H.W.L.)で計算された値を△印で示す。

$$H_{st2} = 0.7243(H_{st1})^{0.8528} \quad \text{式 4-1}$$

ここで、 H_{st1} , H_{st2} は、それぞれ、St.1, 2 の有義波高を示す。

$$K_H = -0.92 \frac{B}{L_0} + 0.42 \frac{R}{H_0} + 3.8 \frac{H_0}{L_0} + 0.51 \quad \text{式 4-2}$$

ここに、 K_H : 潜堤の影響係数(潜堤がない場合の有義波高に対する潜堤を設置した場合の有義波高の比)、 B : 潜堤天端幅、 R : 潜堤天端水深、 H_0 : 潜堤沖側の換算沖波波高、 L_0 : 沖波波長($1.56 \times T_0^2$)である。新潟港海岸の第 1 期潜堤の天端幅は 40 m であり、計画天端水深は C.D.L.-1.5 m である。

設計波に対する式 4-2 の算定結果は、現地観測データから推定した近似曲線より大きめに評価されている。潮位を計画潮位の H.H.W.L. (C.D.L.+0.88 m)、周期を設計周期の 14.3 s と、潮位が高く、周期が長いこと、波が透過しやすいことが反映されているためと考えられる。しかし、それ以外の周期・潮位条件に対する結果を見ると、年数回発生波に対する式 4-2 の算定結果は現地観測データから推定した近似曲線(式 4-1)と良好に一致し、周期 12 s に対する計算結果も現地観測値のバラツキの範囲に示されている。よって、高山の式(式 4-2)は当該海岸の潜堤の通過波の算定に適用可能であると考える。

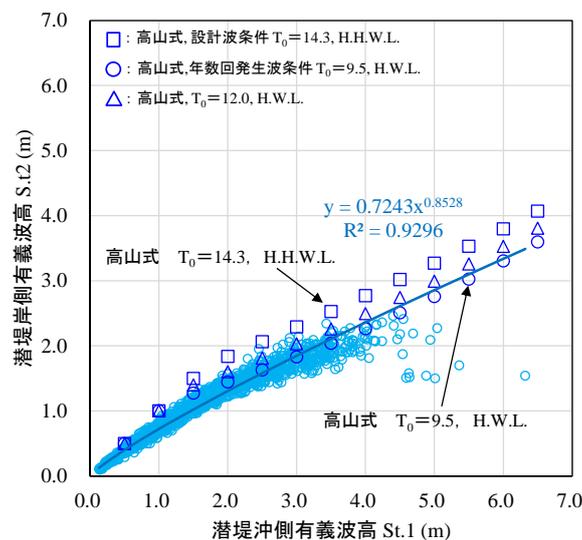


図 4-3 潜堤通過後の有義波高

⁹⁰ 平成 24 年度(2012 年度)新潟港海岸(西海岸地区)波浪等観測調査 報告書 平成 25 年 3 月 株式会社エコー

⁹¹ 高山知司・池田直太・永井紀彦・高山優: 広天端幅潜堤の越波低減効果に関する不規則波実験, 海岸工学論文集, 第 35 巻, pp.587-591., 1988

4.1.2. 潜堤岸側の水位上昇量

図 4-4 は、潜堤岸側の水位上昇量（潜堤岸側の平均水位変化量から潜堤沖側の平均水位変化量を差し引いた値）と潜堤沖側の有義波高の関係を示したものであり、水色の丸印が実測値、オレンジ色の△印が潜堤沖側の有義波高が 2.0 m 以上の時の実測値を、オレンジ色の曲線が潜堤沖側の有義波高が 2.0 m 以上の場合の潜堤沖側有義波高と潜堤岸側の平均水位上昇の関係を示す近似曲線を示している。さらに、高山の式（式 4-3）を用いて、設計波の周期・潮位条件（ $T_0=14.3\text{s}$, H.H.W.L.）で算定された値が青の□印と破線、年数回発生波の条件（ $T_0=9.5\text{s}$, H.W.L.）で計算された値が青の○印で示されており、オレンジ色の□印と破線は、高山の式（式 4-3）を用いて設計波の周期・潮位条件（ $T_0=14.3\text{s}$, H.H.W.L.）で算定された値の 1/2 の値を示す。

$$\begin{aligned} \frac{\bar{\eta}}{H'_0} &= 0.085 \frac{B}{L_0} + 0.16 \frac{h_{RT}}{H'_0} - 0.38 \frac{H'_0}{L_0} + 0.125 & 0 < h_{RT}/H'_0 < 0.5 \\ \bar{\eta}/H'_0 &= 0.048 \frac{B}{L_0} + 0.056 \frac{h_{RT}}{H'_0} - 0.21 \frac{H'_0}{L_0} + 0.076 & h_{RT}/H'_0 > 0.5 \end{aligned} \quad \text{式 4-3}$$

ここに、 $\bar{\eta}$:潜堤岸側の平均水位上昇量、 B :潜堤天端幅、 h_{RT} :潜堤天端水深、 H'_0 :潜堤沖側の換算沖波波高、 L_0 :沖波波長（ $1.56 \times T_0^2$ ）である。新潟港海岸の第 1 期潜堤の天端幅は 40 m であり、計画天端水深は C.D.L.-1.5 m となっている。高山ほか⁹²は、消波ブロック積み潜堤を対象として不規則実験を行い、潜堤岸側の平均水位上昇量を推定するための式 4-3 を提案した。

図 4-4 の実測値に注目すると、潜堤沖側の有義波高が 2.0 m 以下の場合、潜堤岸側の水位上昇量はほとんど生じていない。潜堤沖側の有義波高が 2.0 m 以上になると、潜堤沖側の波高が増大するに伴い潜堤岸側の平均水位上昇量が大きくなっており、潜堤沖側の有義波高が 1 m 増大すると、潜堤岸側の平均水位上昇量が約 4.5 cm 増大する関係となっている。

続いて、高山の式（式 4-3）による計算値に注目すると、設計波と年数回発生波の周期・潮位条件で計算された値は、両者ほぼ同じ値となり、現地観測結果と比較すると、かなり過大な値となっている。式 4-3 は断面 2 次元の模型実験により提案されている。一方、現地海浜では、潜堤岸側の水位上昇により沿岸流が発生し、潜堤岸側の水塊が沿岸方向に流出するため、水位上昇が抑制される。このため、現地観測結果に比べて式 4-3 の算定値が大きくなったと考えられる。

高山の式（式 4-3）が実測値に比べて潜堤岸側の水位上昇量を過大に評価したことは、人工リーフの設計の手引き（改訂版）⁹³に「現地海岸での水位上昇は断面実験結果の 1/2 以下になることが多い。」と記されていることと符合する。そこで、潜堤岸側の平均水位上昇量の算定値は、式 4-3 の算定値を 1/2 倍した値が妥当であると考えられる。

⁹²高山知司・池田直太・永井紀彦・高山優：広天端幅潜堤の越波低減効果に関する不規則波実験，海岸工学論文集，第 35 巻，pp.587-591., 1988

⁹³人工リーフの設計の手引き(改訂版) 社団法人全国海岸協会 p.95

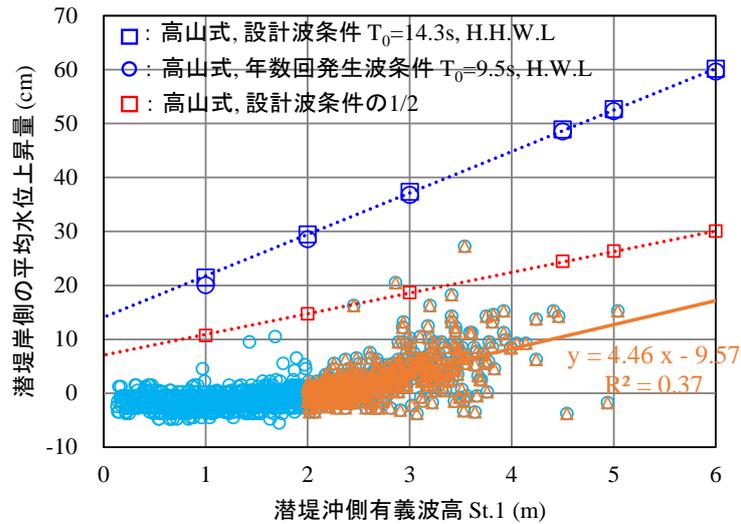


図 4-4 潜堤岸側の平均水位上昇量

4.2. 設計波の設定方法

新潟港海岸の設計波は、NOWPHAS 新潟の波浪観測地点における有義波高で与えられる。波浪変形計算（エネルギー平衡方式）により、潜堤沖側の換算沖波波高を算定する。潜堤沖側の換算沖波波高に対して、潜堤の透過率を乗じて潜堤岸側の換算沖波波高を設定する。

4.2.1. 沖波潮位条件

新潟西海岸の設計波である 50 年確率波の NOWPHAS 新潟の波浪観測地点における諸元は表 4-1 に示す通りである。背後域の安全性を評価するための波高であるから、最も波高が大きく周期の長い N23W を対象とする。なお、NW, N35W に対する波浪変形計算も実施し、潜堤前面での換算沖波波高についても N23W が最も大きくなることを確認している。

表 4-1 新潟港海岸の 50 年確率波⁹⁴

項目	NW	N35W	N23W	NNW	N	備考
$H_{1/3}$ (m)	8.72	9.17	9.30	9.30	8.52	観測地点 (-35 m 地点)
$T_{1/3}$ (s)	13.7	14.1	14.3	14.3	13.5	

潮位としては、背後域の安全性を検討することを目的とするため、H.H.W.L. (C.D.L. +0.88 m) を適用する。なお、H.W.L.は C.D.L. +0.5m, L.W.L.は C.D.L. ±0.0m であり、潮位関係図は図 4-5 の通りである。

⁹⁴ 平成 25 年度 設計会議資料 新潟港海岸（西海岸地区）突堤（第 5）及び西側端部潜突堤 平成 26 年 3 月 26 日 新潟港湾技術調査事務所

(昭和56年～平成2年)

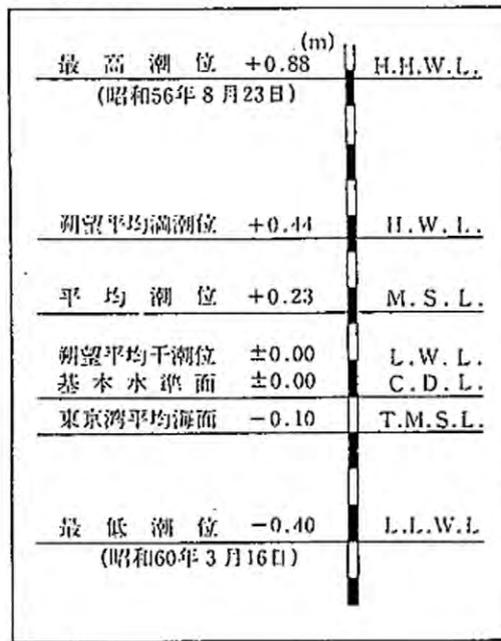


図 4-5 新潟西港の潮位関係図⁹⁵

4.2.2. 第1, 2, 4区画における波浪条件

第1, 2, 4区画における設計波は、まず、(a)沖から潜堤直前までの波浪変形を、エネルギー平衡方程式を基にした平面波浪変形計算（碎波変形は含めず）で求め、続いて、(b) 潜堤沖側までの碎波減衰を合田の方法で算定した後、潜堤の通過波高を高山式により推定し、その波高を、浅水係数を用いて換算沖波波高に変換する。具体的な計算方法は以下の通りである。

海岸保全施設（潜堤、突堤）を施工したことで自然に砂浜が回復した第5区画は、ここでの検討対象外であるものの、波のうちあげ高を算定する際に必要になると考えられるため、第1,2,4区画と同じ方法により波浪条件を算定しておくこととする。

(1) 沖から潜堤直前までのエネルギー平衡方程式を基にした平面波浪変形計算

沖から潜堤直前までの平面の波浪変形をエネルギー平衡方程式を基にして計算する。ただし、この計算では、碎波による変形は含めない。

計算範囲や条件は、表 4-2 に示す通りである。沖方向を N35° W（海岸線の法線方向）として、新潟沖波浪観測地点を含む 18000 m × 18000 m の範囲で計算を行う（原点：X=211500 m, Y=44000 m（平面直角座標 8 系））。図 4-6 に計算範囲と新潟沖波浪観測地点、対象領域（赤枠）を示し、図 4-8 に H.H.W.L. 時の対象領域の水深を示す。

S_{max} は N23W の場合に 10、その他は 25 とした。潜堤の通過率は 0.5、既設離岸堤の通過率は 0.05、既設短突堤の通過率は 0.6 と設定した。各計算格子の計算結果を換算沖波波高に変換した値を図 4-9 に示すとともに、各区画の代表値を表 4-3 に示す。各区画の潜堤直沖側の換算沖波波高は、図 4-9 中の枠囲いの範囲の最大値とする。表中の添字の 1 は碎波変形を考慮しない場合の潜堤直沖側の値を示す。

⁹⁵ 平成6年度新潟西海岸養浜工技術検討調査 報告書 平成7年3月 運輸省第一港湾建設局 新潟調査設計事務所

表 4-2 波浪変形計算条件

項 目	条 件		
計算範囲 および 計算格子間隔	沿岸方向	18000m	
	岸沖方向	18000m	
	$\Delta X = \Delta Y$	20m	
海底地形	海底地形デジタルデータ (M7011佐渡) および2017年6月深淺測量データ		
入射波浪 (50年確率波)	波向	波高 (m)	周期 (s)
	NW	8.72	13.7
	N35W	9.17	14.1
	N23W	9.30	14.3
潮位	H. H. W. L. = D. L. + 0.5m		
波の方向分割数	36 ($\Delta \alpha = 5^\circ$)		
波の周波数分割数	5		

表 4-3 第1, 2, 4区画において算定された設計波の諸元 (潜堤直沖側)

	第5区画	第2区画	第1区画	第4区画
沖波波高 (H_0)	9.3 m			
沖波周期 (T_0)	14.3 m			
潜堤直沖側の水深 (h_l)	10.9 m	10.4 m	10.2 m	10.1 m
換算沖波波高 (H'_0)	10.1 m	10.0 m	10.4 m	10.6 m

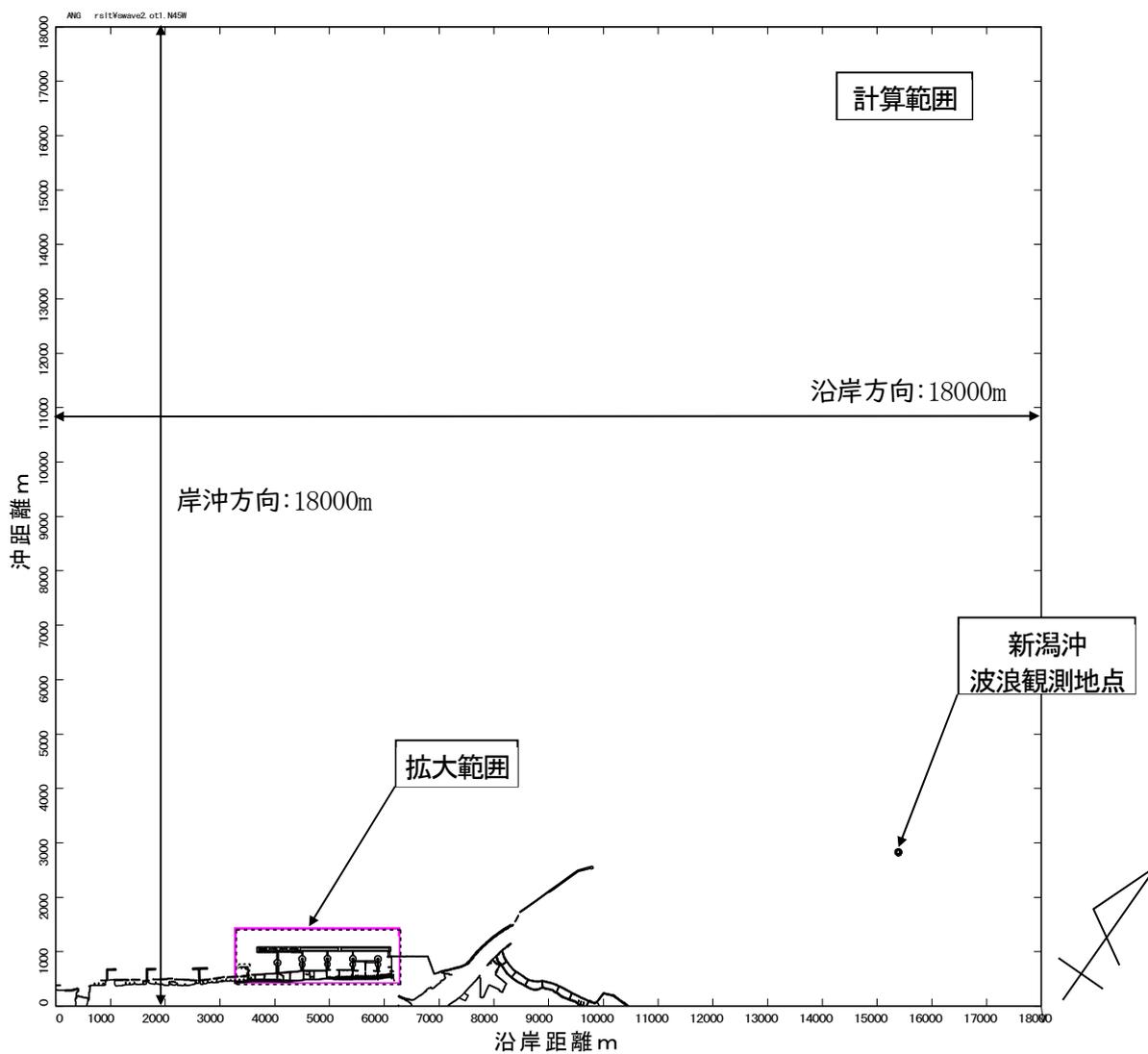


図 4-6 計算範囲，位置関係

(2) 合田の方法による潜堤沖側での碎波減衰の算定, 高山の式による潜堤の通過波高の推定, 浅水係数を用いての換算沖波波高への変換

まず, 合田の碎波変形算定式を基にした図 4-7 を用いて, 潜堤直沖側の水深 h_1 と換算沖波波高 H_{01} から碎波を考慮した潜堤直沖側の有義波高 $H_{1/3,2}$ を求め, その値を微小振幅波理論から求めた浅水係数 K_{S2} を用いて換算沖波波高 H_{02} に変換する. 続いて, 碎波を考慮した換算沖波波高 H_{02} と潜堤の天端幅 (40m), 天端水深 (2.38 m, 天端高さ (C.D.L.-1.5 m) から H.H.W.L. (C.D.L.+0.88 m) までの距離) を用いて, 高山の式 (式 4-2) から潜堤直岸側の有義波高 $H_{1/3,3}$ を推定し, 浅水係数を用いて換算沖波波高 H_{03} に変換する. 計算結果は表 4-4 に示す通りである. なお, 添え字 2, 3 は, それぞれ, 潜堤直沖側の碎波変形を考慮した値, 潜堤直岸側の値を示す. 表 4-4 に, 第 1, 2, 4, 5 区画において算定された設計波の諸元 (潜堤直沖側・岸側) を一覧に示す.

表 4-4 第 1, 2, 4, 5 区画において算定された設計波の諸元 (潜堤直沖側・岸側)

	第 5 区画	第 2 区画	第 1 区画	第 4 区画
潜堤直沖側の水深 (h_1)	10.9 m	10.4 m	10.2 m	10.1 m
潜堤直沖側の換算沖波波高 (H_{01})	10.1 m	10.0 m	10.4 m	10.6 m
碎波を考慮した潜堤直沖側の有義波高 ($H_{1/3,2}$)	6.9 m	6.7 m	6.4 m	6.6 m
潜堤直沖側の浅水係数 (K_{S2})	1.097	1.107	1.111	1.113
碎波を考慮した潜堤直沖側の換算沖波波高 (H_{02})	6.3 m	6.1 m	5.9 m	5.9 m
潜堤の影響係数 K_H	0.63	0.63	0.63	0.63
潜堤直岸側の有義波高 ($H_{1/3,3}$)	3.9 m	3.8 m	3.7 m	3.7 m
潜堤直岸側の水深 (h_3)	13.0 m	11.4 m	10.5 m	12.2 m
潜堤直岸側の浅水係数 (K_{S3})	1.087	1.087	1.105	1.073
潜堤直岸側の換算沖波波高 (H_{03})	3.7 m	3.5 m	3.4 m	3.5 m

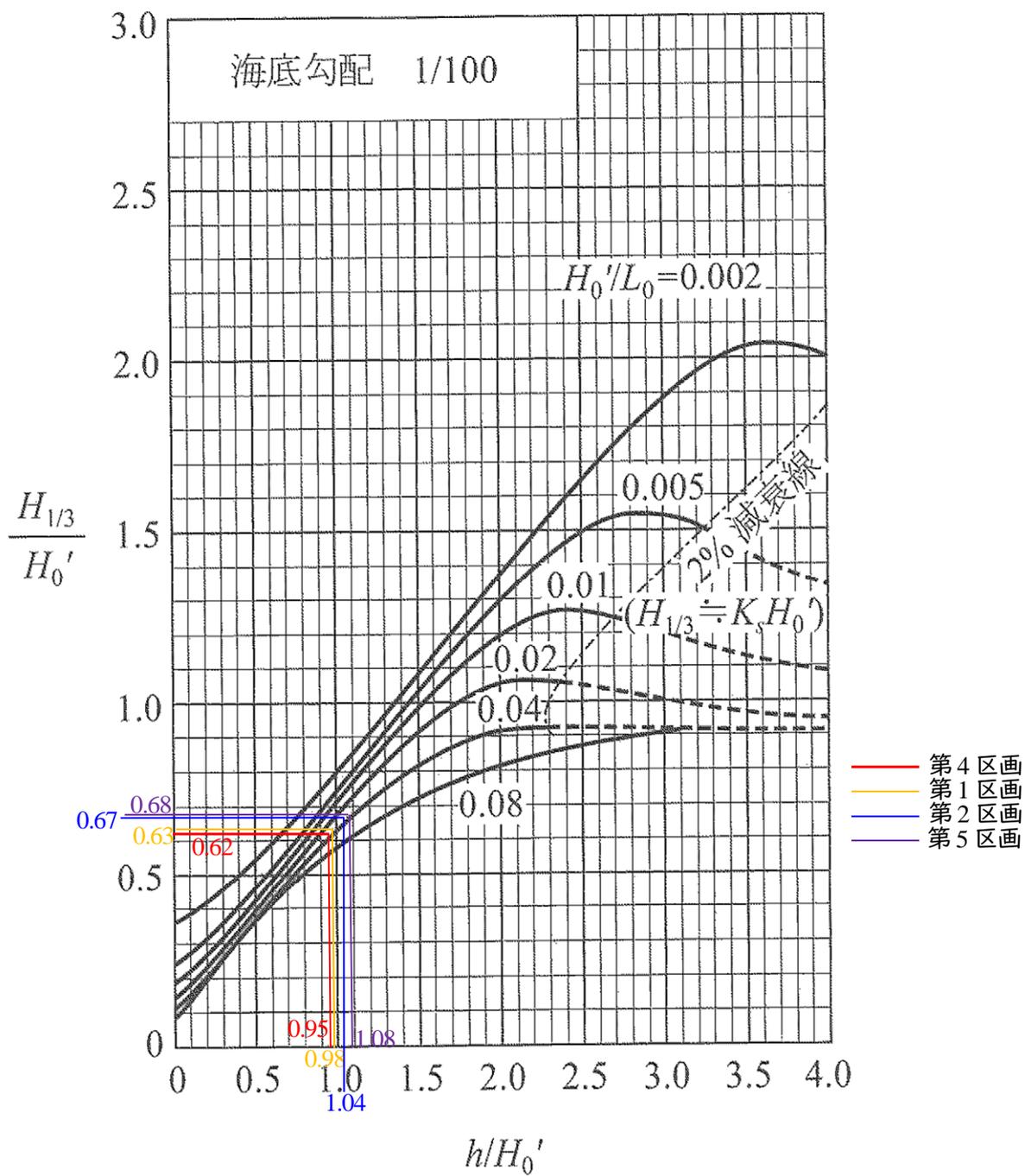


図 4-7 碎波帯内の波高の算定図

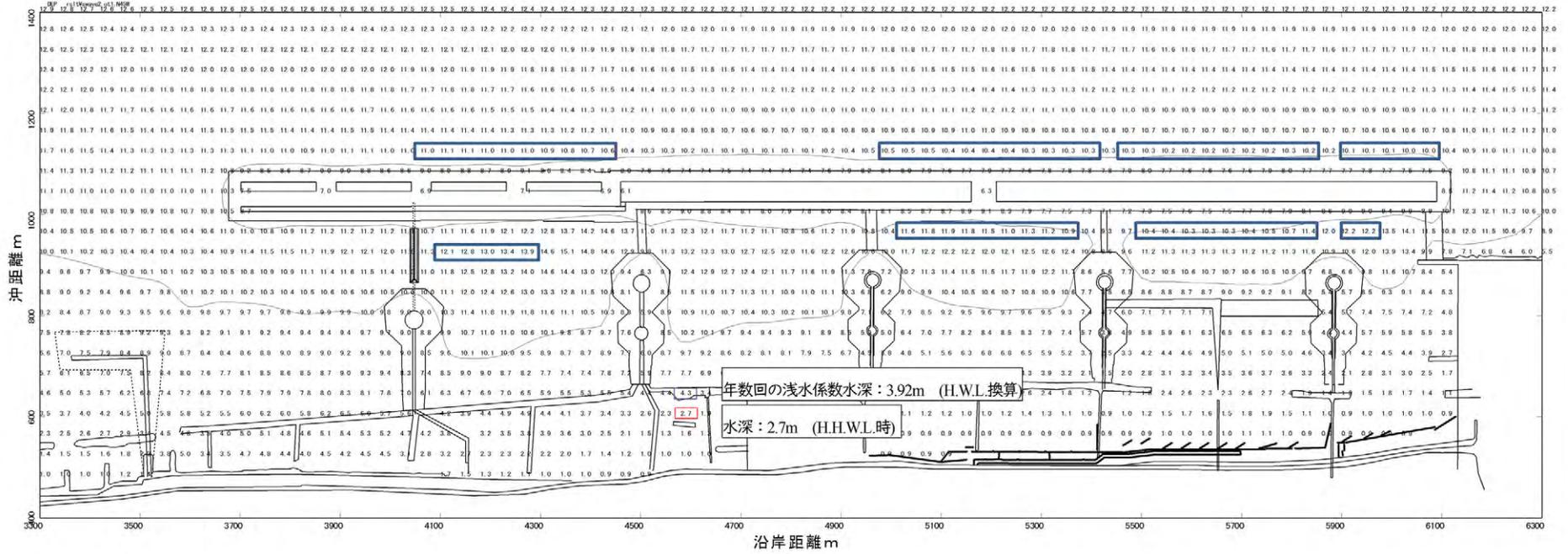


図 4-8 水深図 (潮位:H.H.W.L., 2017(平成 29)年 6 月測量成果)

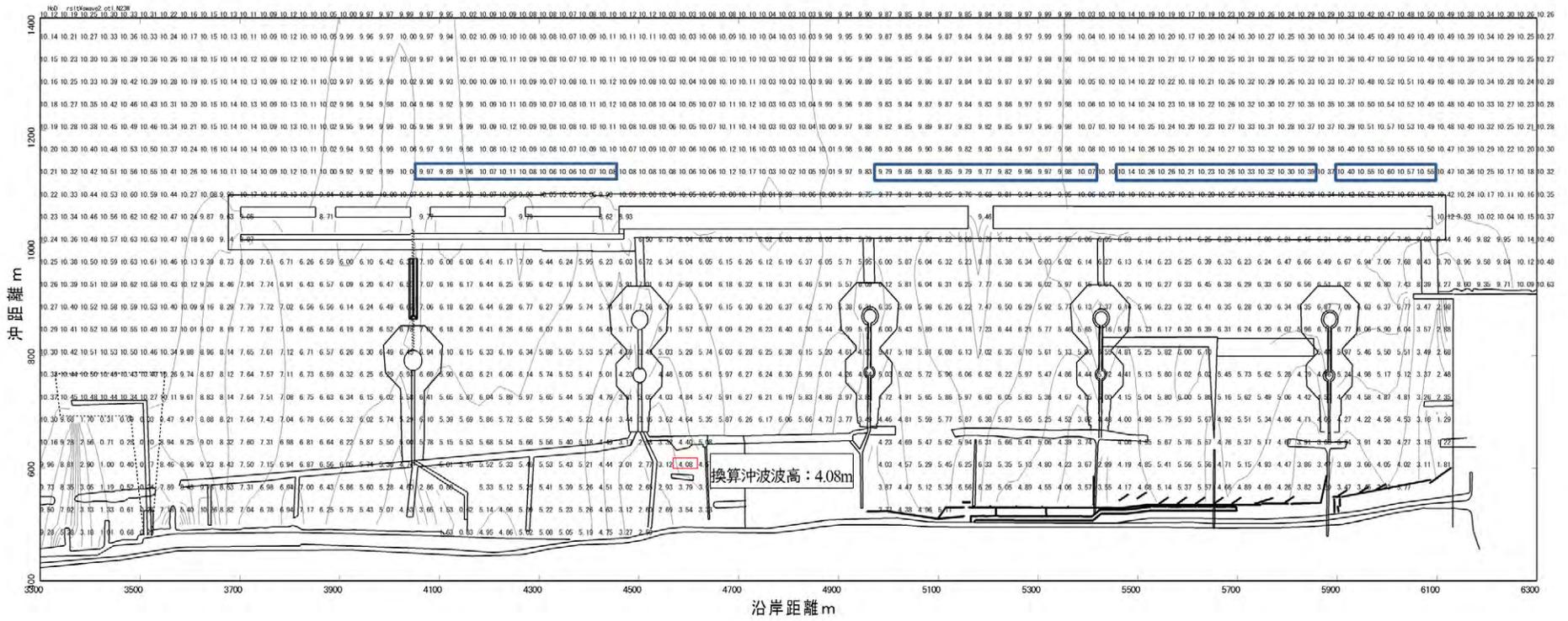


図 4-9 換算沖波波高 (観測地点; 波向=N23W, H=9.30 m, T=14.3 s)

4.2.3. 第3区画

第3区画における設計波の算定では、まず、沖から小離岸堤直前までの波浪変形をエネルギー平衡方程式による平面波浪変形計算で求めた後に(図 4-9)、小離岸堤までの碎波による波浪変形量を合田の算定式で求め(図 4-10)、続いて、小離岸堤の通過波を実験式(海岸保全施設の技術上の基準・同解説)で推定し(図 4-11)、その波高を浅水係数により除して換算沖波波高に変換する。計算結果を表 2.5 に示す。

表 4-5 第3区画において算定された設計波の諸元(小離岸堤直沖側・岸側)

	算定値	算定根拠
小離岸堤直沖側の換算沖波波高 H_{04}	4.08 m	図 4-9
小離岸堤直沖側の水深 h_4	2.7 m	図 4-8
碎波変形を考慮した小離岸堤直前面の波高 $H_{1/3,4}$	2.24 m	図 4-10 より $H_{1/3,4}/H_{04}=0.55$
小離岸堤の波高伝達率 K_{T4}	0.5	図 4-11, *1 参照
小離岸堤直岸側の有義波高 $H_{1/3,5}$	1.12 m	$H_{1/3,4} \times K_{T4} = 2.24 \times 0.5$
小離岸堤直岸側の浅水係数 K_{S5}	1.49	小離岸堤直沖側の水深 2.7 m と同じ水深で算定
小離岸堤直岸側の換算沖波波高 H_{05}	0.75 m	$H_{1/3,5}/K_{S5}=2.7/1.49$

*1: 波長 $L=49.6$ m, 天端水深 $hc=-0.18$ m (小離岸堤の天端高さから平均水面までの距離, 下向きが正の値), 小離岸堤の天端高さ C.D.L.+1.0 m, 平均水面の高さ = H.H.W.L. (C.D.L. +0.88 m) + 潜堤による水面上昇量 (0.3 m, 後述), $hc/H_{1/3,4}=-0.08$, $H_{1/3,4}/L=0.045$ (図 4-11 の黒丸印), $K_{T4}=0.5$

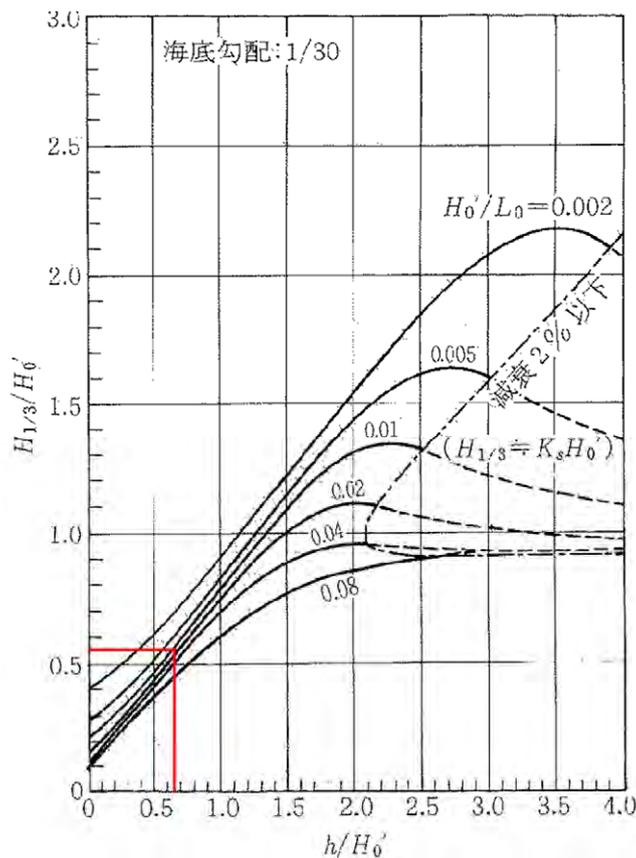


図 4-10 碎波帯内の有義波高の算定結果

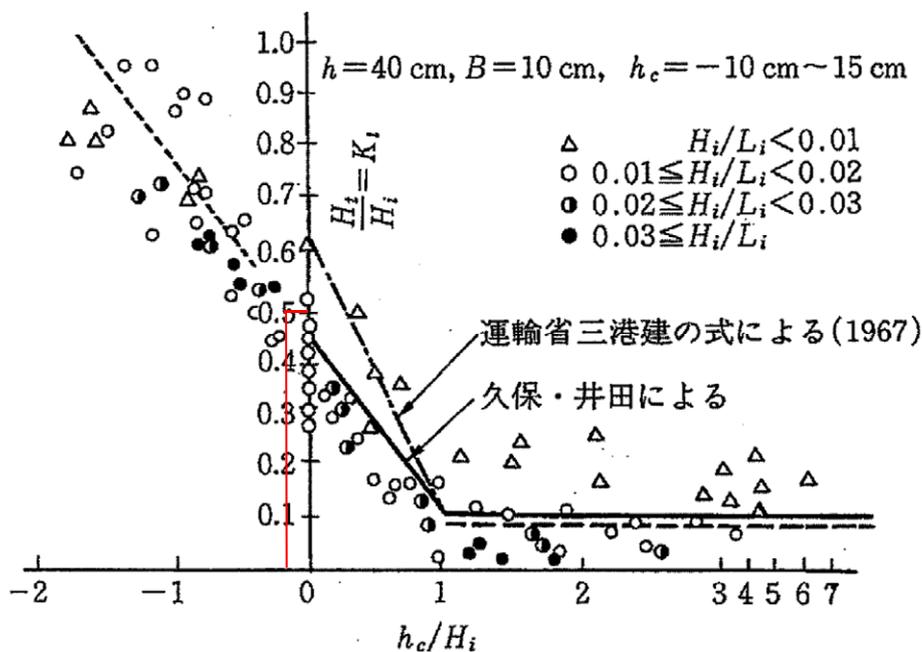


図 4-11 離岸堤天端高と透過率の関係⁹⁶

⁹⁶ 海岸保全施設の技術上の基準・同解説：全国農地海岸保全協会・全国漁港漁場協会・全国海岸協会・日本港湾協会，平成 30 年 8 月，p.3-104

4.2.4. 平均水位

第1, 2, 4区画においては, 砕波を考慮した潜堤直沖側の換算沖波波高 H_{02} (表 4-4) に対して (式 4-3) の値の 1/2 を求めたところ, いずれも 0.3 m となる。

第3区画においても, 第1, 2, 4区画と同様に算定し, 砕波を考慮した潜堤直沖側の換算沖波波高 $H_{02}=6.0$ m に対して (式 4-3) の値の 1/2 を求めたところ 0.3 m となる。

なお, 第5区画においては, 砕波を考慮した潜堤直沖側の換算沖波波高 H_{02} (表 4-4) に対して (式 4-3) の値の 1/2 を求めたところ, いずれも 0.31 m となる。

4.3. 年数回発生波の設定方法

4.3.1. 沖波・潮位条件

NOWPHAS 新潟の波浪観測地点 (水深 34.5 m-設置高 1.2m=33.3 m) における年数回発生する波の沖波有義波高・周期は, それぞれ, 4.5 m, 9.5 s であり, 潮位は, H.W.L. (C.D.L. +0.5 m) とする。

平行等深線, 直角入射であるとして, 屈折, 回折係数を 1 とすれば, $H_0'=4.5/0.928=4.8$ m (H_{04}) となる。

4.3.2. 第1, 2, 4区画における波浪条件

波形勾配 (H_0'/L_0) は 0.034 であるから, 砕波を考慮した潜堤沖側の有義波高を図 4-12 より読み取ると $H_{1/3,5}$ は表 4-6 のとおりとなる。潜堤透過後の有義波波高は現地観測結果から得られる式 2-1 より算定され, 潜堤直岸側の水深における浅水係数を用いて $H_{06}=2.7$ m と算定される。

表 4-6 第1, 2, 4区画において算定された年数回発生波の諸元 (潜堤直沖側・岸側)

	第2区画	第1区画	第4区画
潜堤直沖側の水深 (h_1) (H.W.L.)	10.02 m	9.82 m	9.72 m
潜堤直沖側の換算沖波波高 (H_{04})	4.8 m	4.8 m	4.8 m
砕波を考慮した潜堤直沖側の有義波高 ($H_{1/3,5}$)	4.6 m	4.6 m	4.6 m
潜堤直沖側の浅水係数 (K_{S5})	0.969	0.972	0.973
砕波を考慮した潜堤直沖側の換算沖波波高(H_{05})	4.7 m	4.7 m	4.7 m
潜堤直岸側の有義波高 ($H_{1/3, 6}$) 式 4-1	2.66 m	2.66 m	2.66 m
潜堤直岸側の水深 (h_6)	9.25 m	9.25 m	9.25 m
潜堤直岸側の浅水係数 (K_{S6})	0.98	0.98	0.98
潜堤直岸側の換算沖波波高(H_{06})	2.7 m	2.7 m	2.7 m

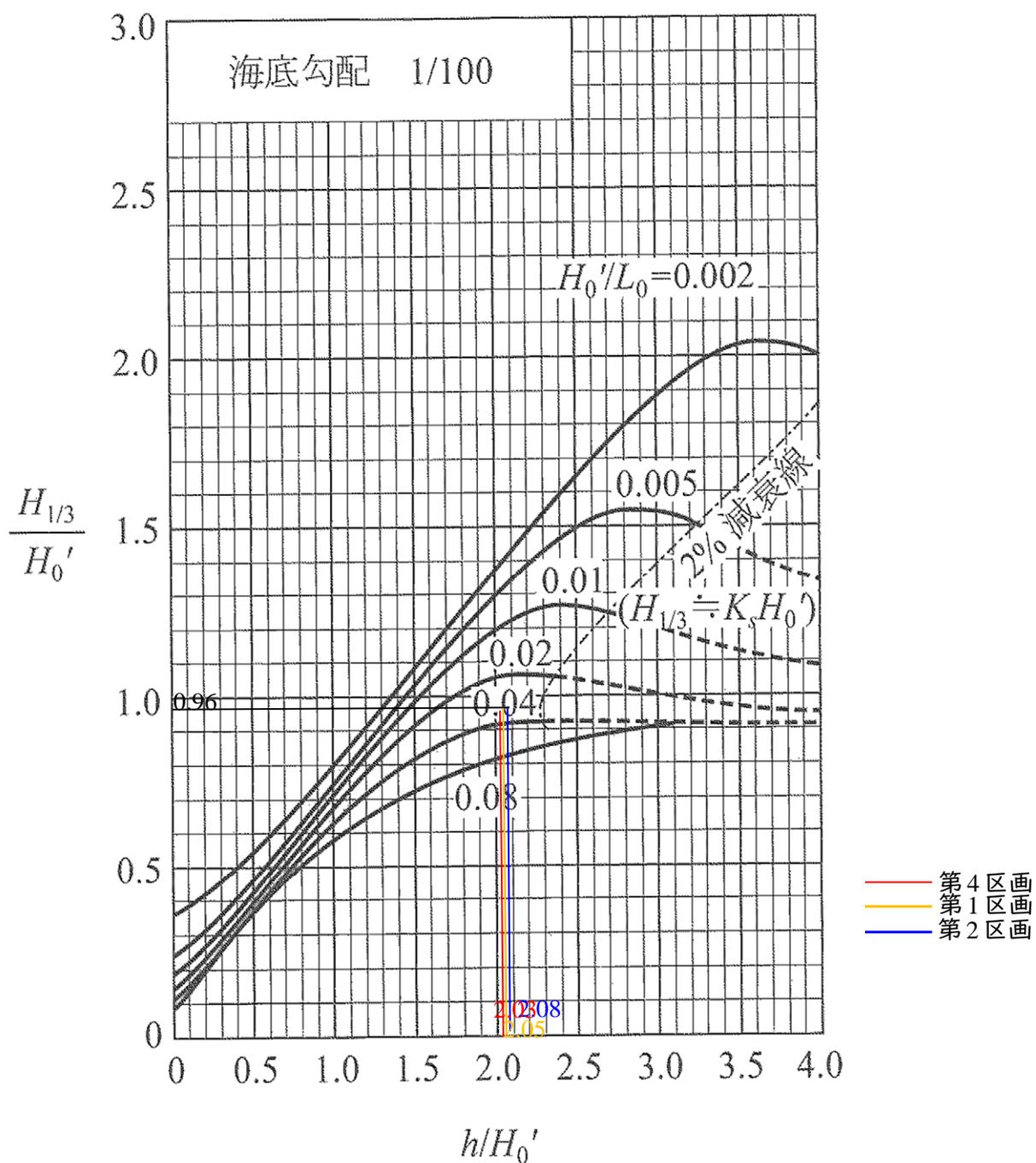


図 4-12 碎波帯内の波高の算定図 (年数回発生波)

4.3.3. 第3区画

まず、第1, 2, 4区画と同様に、現地観測結果の関係式(式4-1)を使用して、潜堤岸側の波高を沖波から求める。続いて、既設離岸堤による消波効果を前述の実験式(海岸保全施設の技術上の基準・同解説)で推定するとともに(図4-13)、既設離岸堤を通過した波と開口部(開口率は23%, 図4-1)を通過した波とをエネルギー合成して波高を求める。最後に、浅水係数を用いて、換算沖波波高に変換する。

表 4-7 第3区画において算定された年数回発生波の諸元
(潜堤・既設離岸堤・小離岸堤直岸側)

	算定値	算定根拠
潜堤直岸側(既設離岸堤直沖側)の有義波高 $H_{1/3,6}$	2.66 m	前項 4.3.2 の検討結果
潜堤直岸側(既設離岸堤直沖側)の換算沖波波高 H_{06}	2.7 m	前項 4.3.2 の検討結果
既設離岸堤の波高伝達率 K_{T6}	0.41	図 4-13, *2 参照
既設離岸堤直岸側の有義波高 $H_{1/3,7}$	1.1 m	$H_{1/3,6} \times K_{T6} = 2.7 \times 0.41$
既設離岸堤の開口率 R_0	23 %	
エネルギー合成した既設離岸堤岸側の有義波高 $H_{1/3,8}$	1.6 m	$H_{1/3,8}$ $= \sqrt{R_0 H_{1/3,6}^2 + (1 - R_0) H_{1/3,7}^2}$ $= 1.59$
既設離岸堤直岸側の水深 h_8	3.92 m	図 4-8 参照 (H.W.L.)
小離岸堤直岸側の浅水係数 K_{S8}	1.143	
小離岸堤直岸側の換算沖波波高 H_{08}	1.40 m	$H_{1/3,8}/K_{S8} = 1.6/1.143$

*2: 波長 $L=140.8$ m, 天端水深 $hc=0.25$ m (小離岸堤の天端高さから平均水面までの距離, 下向きが正の値), 小離岸堤の天端高さ C.D.L.+1.0 m, 平均水面の高さ = H.W.L. (C.D.L. +0.5 m) + 平均水位 (0.25 m, 後述), $hc/H_{1/3,6} \doteq 0.09$, $H_{1/3,6}/L=0.019$, $K_T=0.41$ (図 4-13 の赤線の交点)

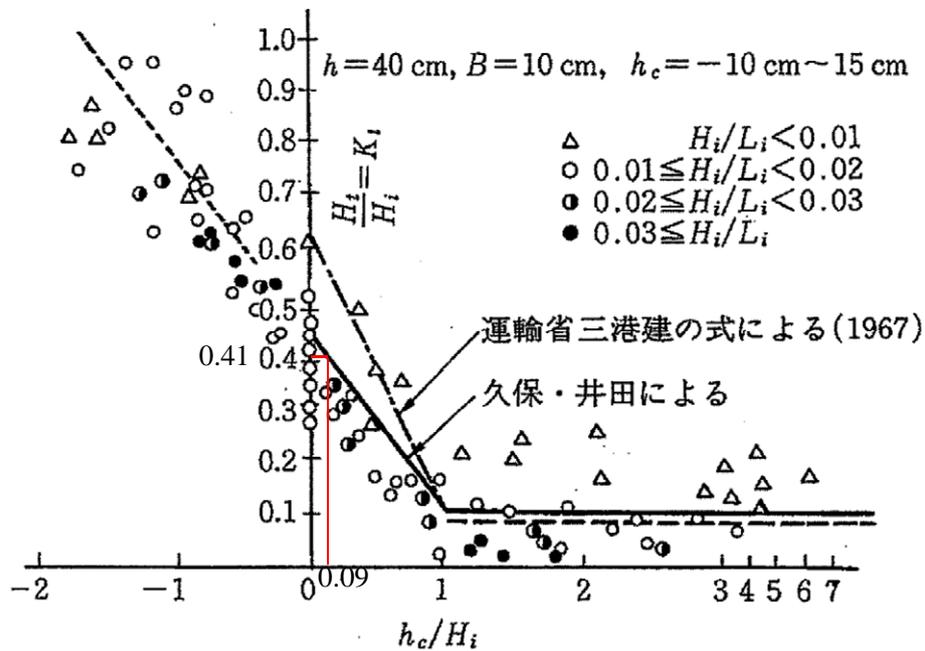


図 4-13 既設離岸堤天端高と既設離岸堤の透過率の関係

4.3.4. 平均水位

第 1, 2, 3, 4 区画における潜堤沖側の換算沖波波高 $H_{04}=4.8\text{m}$ に対して (式 4-3) の値の $1/2$ を求めると 0.25m となる。

5. 設定された砂浜維持管理のための各段階

5.1. 設定された計画断面とその諸元

5.1.1. 第1区画

- ・ 計画断面設定期間：2013(平成 25)年～2020(令和 2)年
- ・ 沖側不動点：潜堤による波浪減衰を考慮した年数回発生波の諸元（換算沖波波高 2.7 m，有義波周期 9.5 s）及び底質粒径 0.17 mm に対する完全移動限界水深は 9.08 m となる。この数値から，潮位（H.W.L.:C.D.L.+0.5 m）と潜堤背後の平均水位上昇量（0.25 m）を差し引くことで，C.D.L.基準に換算すると，C.D.L.-8.3 m \div C.D.L.-8.0 m となり，岸沖方向位置は 398 m となる。
- ・ 岸側不動点：C.D.L. +4.0 m とする。岸沖方向位置は 108 m。
- ・ 外浜勾配：1/30（C.D.L.±0 m～C.D.L.-8 m の 2 点間の勾配）
- ・ 前浜勾配：1/12.5（C.D.L.+4 m～C.D.L.±0 m の 2 点間の勾配）

図 5-2 は，計画断面設定期間（2013(平成 25)年 6 月～2020(令和 2)年 6 月）の空間平均断面，および計画断面を示したものである。

図 5-3，図 5-4 は，計画断面設定期間の前浜勾配，外浜勾配の経時変化を示したものである。計画断面設定期間における，汀線変化速度は，汀線位置が前進している 2016(平成 28)年，2020(令和 2)年を除外して算定している（図 5-1 参照）。そこで，2016(平成 28)年，2020(令和 2)年を除外して，前浜勾配，外浜勾配の平均値を算出すると，それぞれ 1/11.3，1/31.4 となる。

前浜勾配は 2014(平成 26)年に急峻化したものの，緩やかに回復し，現在は 2013(平成 25)年と同程度の 1/12.5 となっている。また，期間平均の 1/11.3 を 2.5 刻み（第 1 区画は変化が小さくなっており 5 刻みでは粗いため）で近似すると 1/12.5 となることから，前浜勾配は 1/12.5 と設定した。

外浜勾配は期間平均で 1/31.4 であり，2.5 刻みで近似すると 1/32.5 となるものの，6 年間の傾向として 1/30 に漸近するように緩やかに変化していることから，1/30 と設定する。

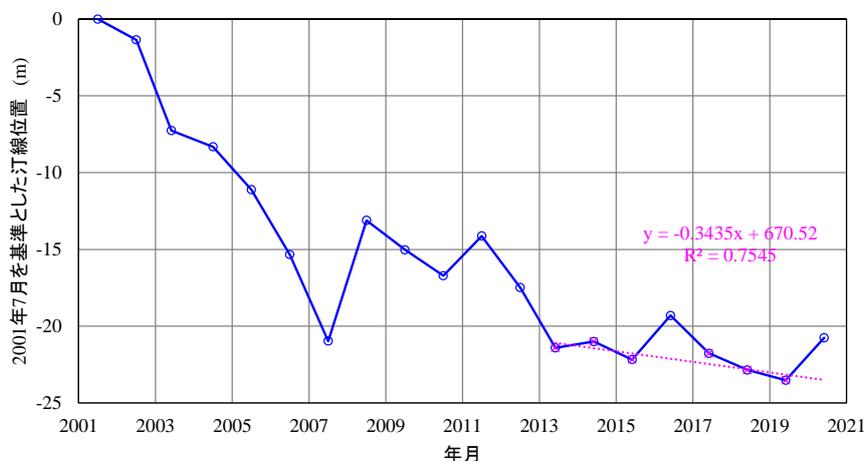


図 5-1 2001(平成 13)年 7 月を基準とした汀線位置の経時変化
(トレンド解析期間：2013(平成 25)年～2019(令和元)年，2016(平成 28)年除く)

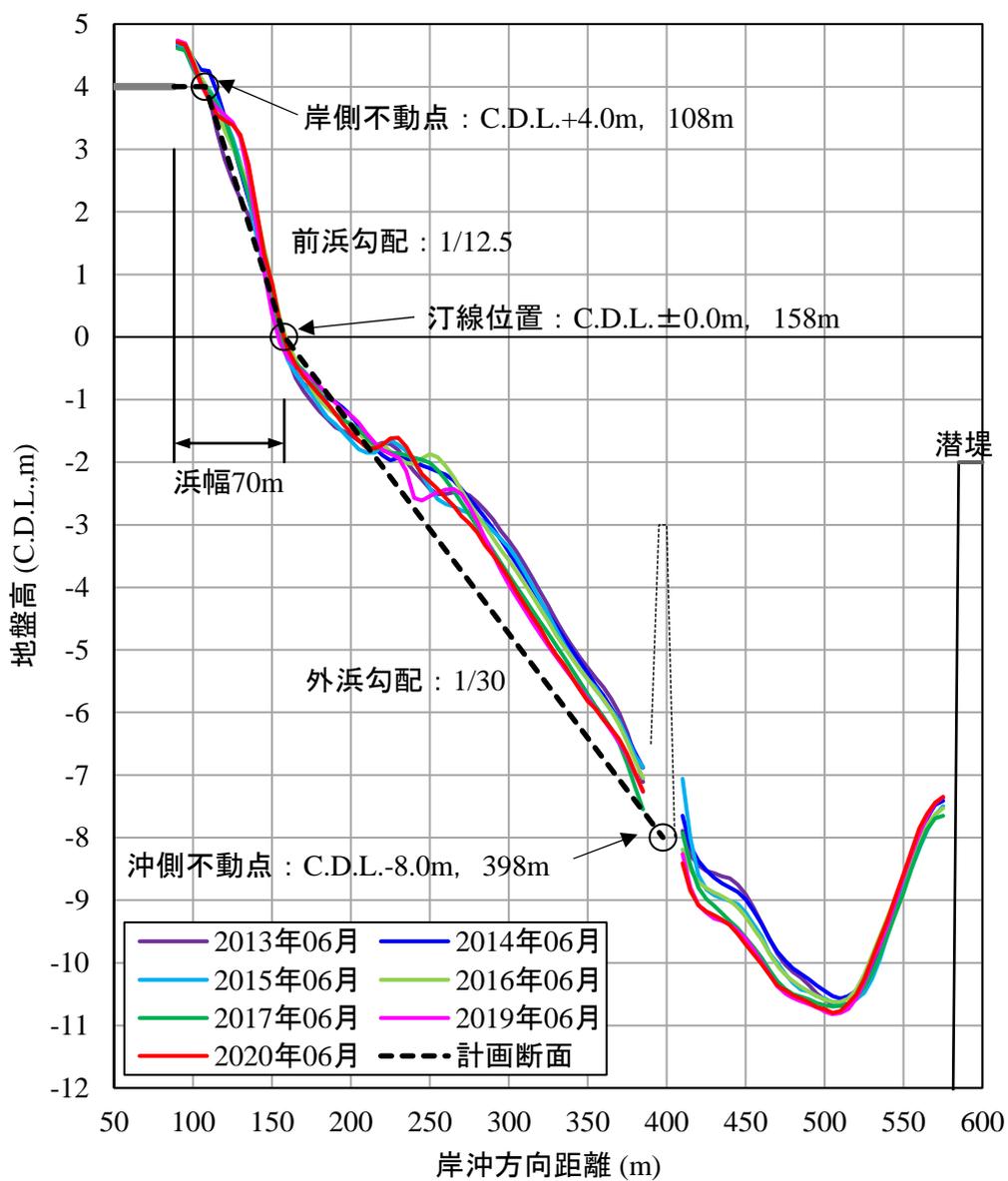


図 5-2 第1区画の計画断面設定期間の空間平均断面（関屋側），計画断面

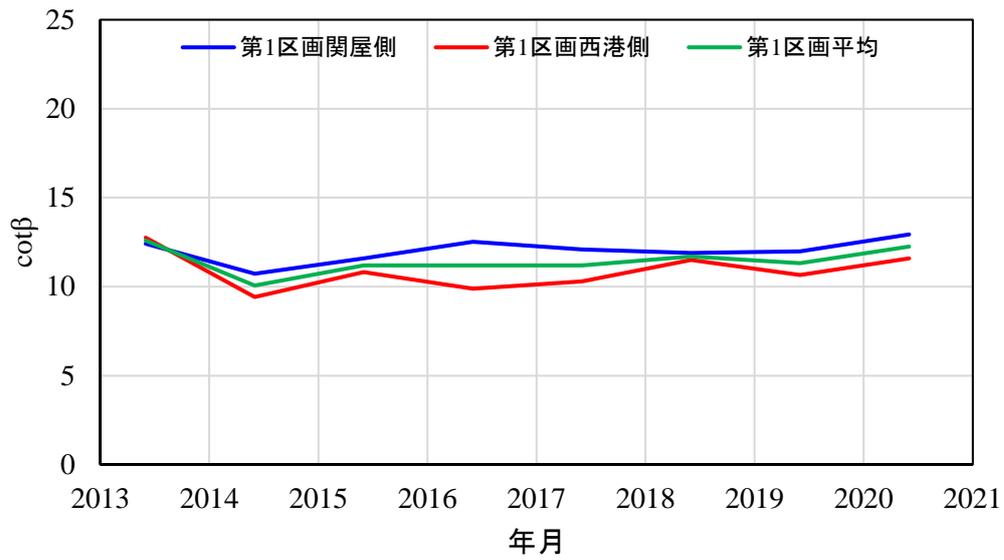


図 5-3 計画断面設定期間における前浜勾配の経時変化 (第1区画)

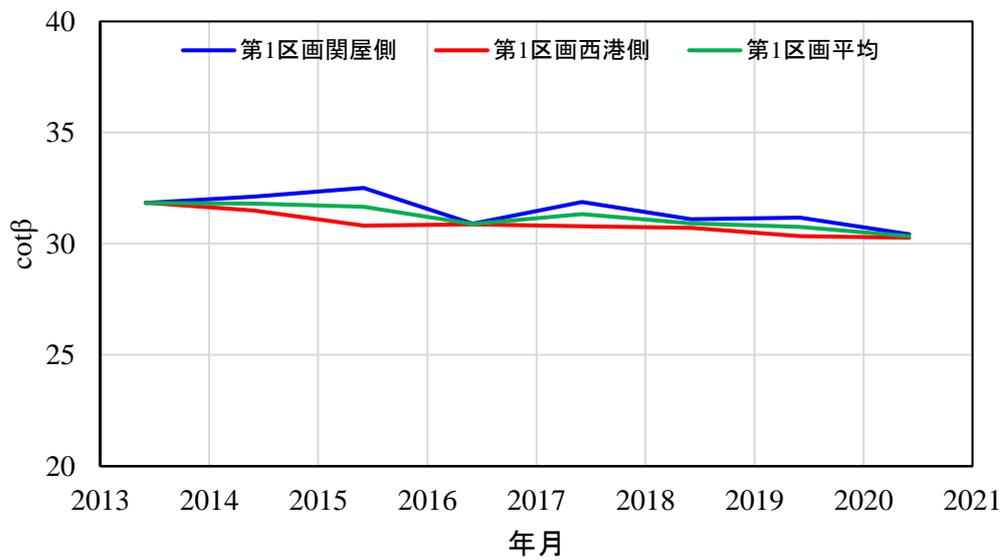


図 5-4 計画断面設定期間における外浜勾配の経時変化 (第1区画)

5.1.2. 第4区画

- ・ 計画断面設定期間：2015(平成27)年～2020(令和2)年
- ・ 沖側不動点：潜堤諸元が同じであるから、水深は第1区画と同じ C.D.L.-8.0 m（計算水位 H.W.L.）となる。岸沖方向位置は 411 m となる。
- ・ 岸側不動点：C.D.L.+4.0 m とする。岸沖方向位置は 147 m。
- ・ 外浜勾配：1/28（C.D.L.±0 m～C.D.L.-8 m の 2 点間の勾配）
- ・ 前浜勾配：1/10（C.D.L.+4 m～C.D.L.±0 m の 2 点間の勾配）

図 5-5 は、計画断面設定期間（2015(平成27)年6月～2020(令和2)年6月）の空間平均断面、および計画断面を示したものである。

図 5-6, 図 5-7 は、計画断面設定期間の前浜勾配, 外浜勾配の経時変化を示したものである。

計画断面設定期間の前浜勾配は、1/10 前後で僅かに変動するものの、期間中の平均は 1/10.4 となっていることから、1/10 と設定した。

計画断面設定期間の外浜勾配は、前浜勾配と逆位相で 1/28 前後で僅かに変動している。期間中の平均が 1/27.9 となっていることから、外浜勾配は 1/28 と設定した。

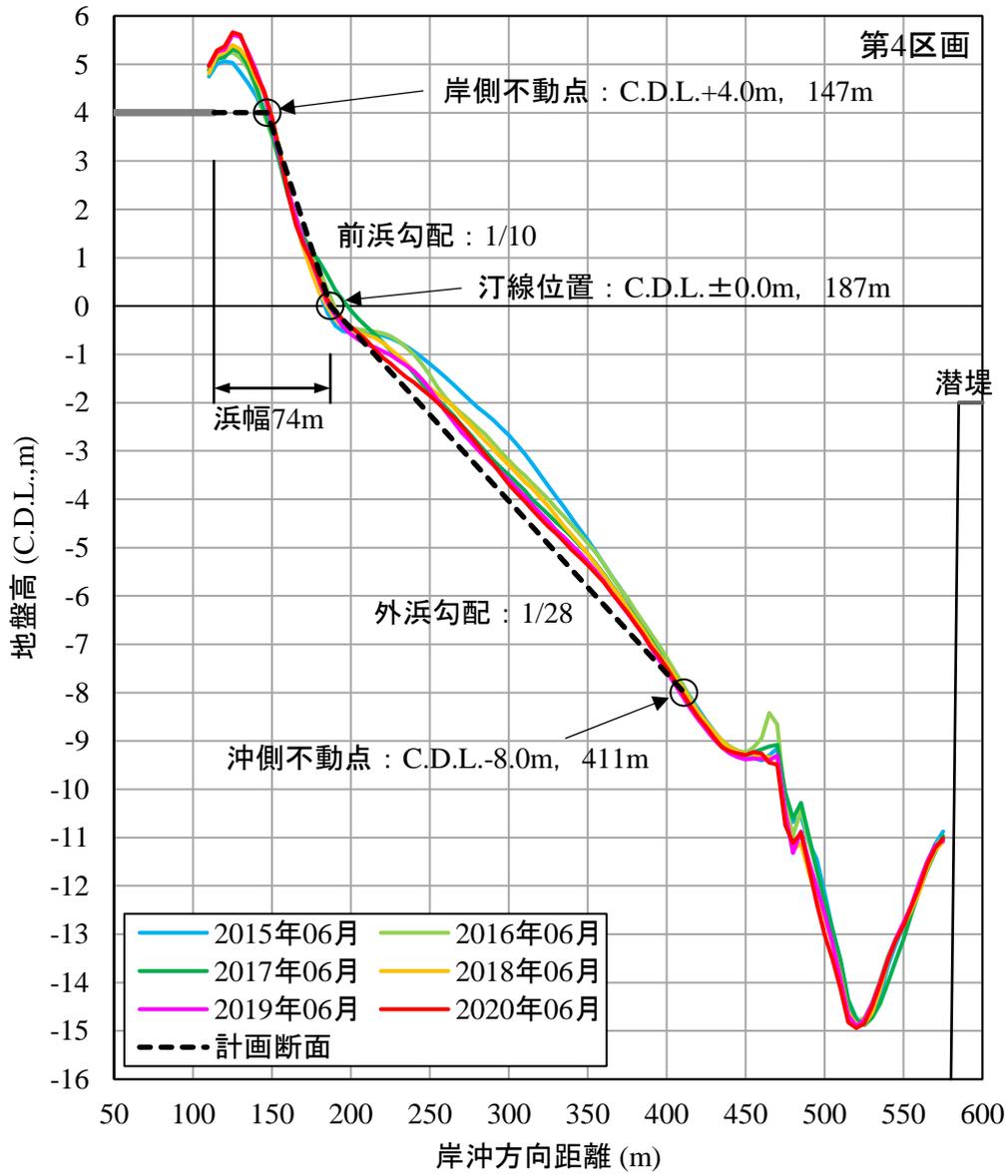


図 5-5 第4区画の計画断面設定期間の空間平均断面，計画断面

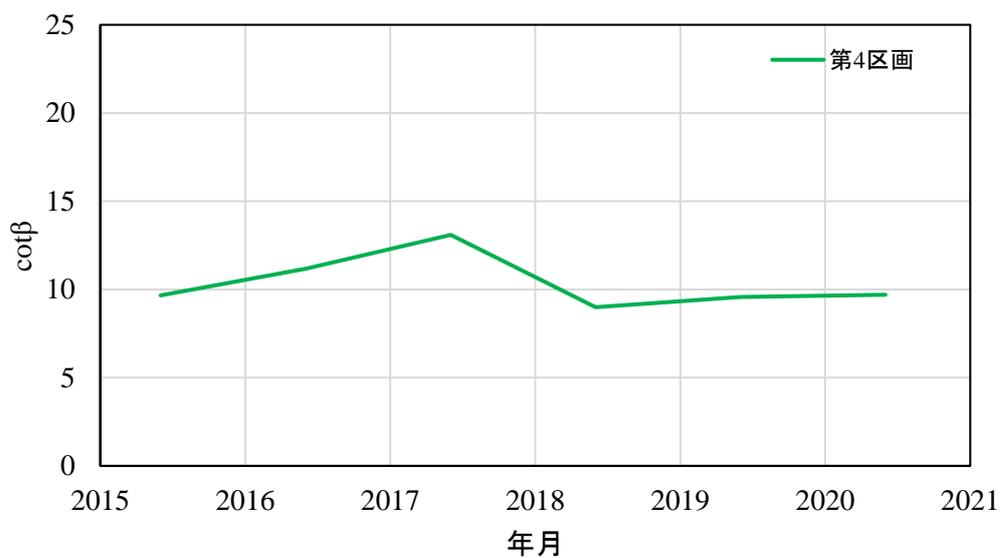


図 5-6 計画断面設定期間における前浜勾配の経時変化 (第4区画)

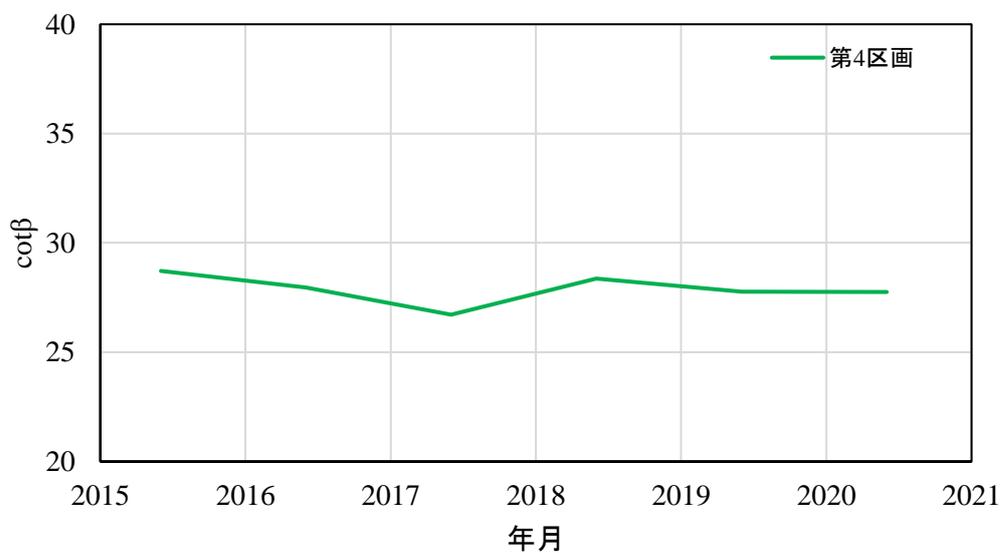


図 5-7 計画断面設定期間における外浜勾配の経時変化 (第4区画)

5.1.3. 第2区画

第2区画で養浜が終了したのは2014(平成26)年度であり、2021(令和3)年においても養浜直後の大きな海浜変形が収まったとは言いがたい。第2区画と養浜が2000(平成12)年に終了した第1区画とを比較すると、砂浜の底質粒径はほぼ等しく、潜堤も同じ構造をしていることから、第2区画の断面は、第1区画の平衡断面に近似していくと考えられる。そこで、第2区画の計画断面は、第1区画の断面を参考に設定する。なお、参考として、第2区画の2015(平成27)年～2020(令和2)年の断面変化から設定した計画断面(現況断面)を基にした各段階の設定も行うこととする。

5.1.3.1. 第1区画の計画断面を参考に設定した計画断面(以降、第1区画踏襲計画断面と記す)

- ・ 計画断面設定期間：2015(平成27)年～2020(令和2)年
- ・ 沖側不動点：第1区画、第2区画は、潜堤の位置、形状が同じであるため、養浜に入射する波の条件も同じであり、底質条件も同様である。このことから将来的に第1区画と同様の断面に近づくと考え、水深は第1区画と同じC.D.L.-8.0m(計算水位H.W.L.)、岸沖方向位置は398mと設定する。
- ・ 岸側不動点：C.D.L.+3.6mとする。岸沖方向位置は113m。
地盤高さは第2区画の2015(平成27)年～2020(令和2)年の平均の後浜高さであるC.D.L.+3.6mとする(図5-14参照)。なお、2018(平成30)年には後浜高さがC.D.L.+3.5mとなったけれども、これは、不陸整正作業の誤差によるものであり、今後、このような誤差が生じないように別紙の通りの再発防止策を講ずるものとする。
- ・ 外浜勾配：1/30(第1区画と同様)
- ・ 前浜勾配：1/12.5(第1区画と同様)

図5-8、図5-9は、それぞれ西港側、関屋側の計画断面設定期間(2015(平成27)年6月～2020(令和2)年6月)の空間平均断面、および計画断面を示したものである。

沖側不動点が第1区画と同じになると考え、沖側不動点から汀線(C.D.L.±0m)までを外浜勾配1/30、汀線から岸側不動点(C.D.L.+3.6m)までを前浜勾配1/12.5で結ぶ断面とした。この場合の浜幅は75mとなる。第1区画と異なるのは、岸側不動点高がC.D.L.+3.6mと第1区画より低いこと、道路境界位置が第1区画では87.8mであるが、第2区画では約5m陸側を通過しているため83.1mとなっているため、浜幅が第1区画より約5m広く設定される。

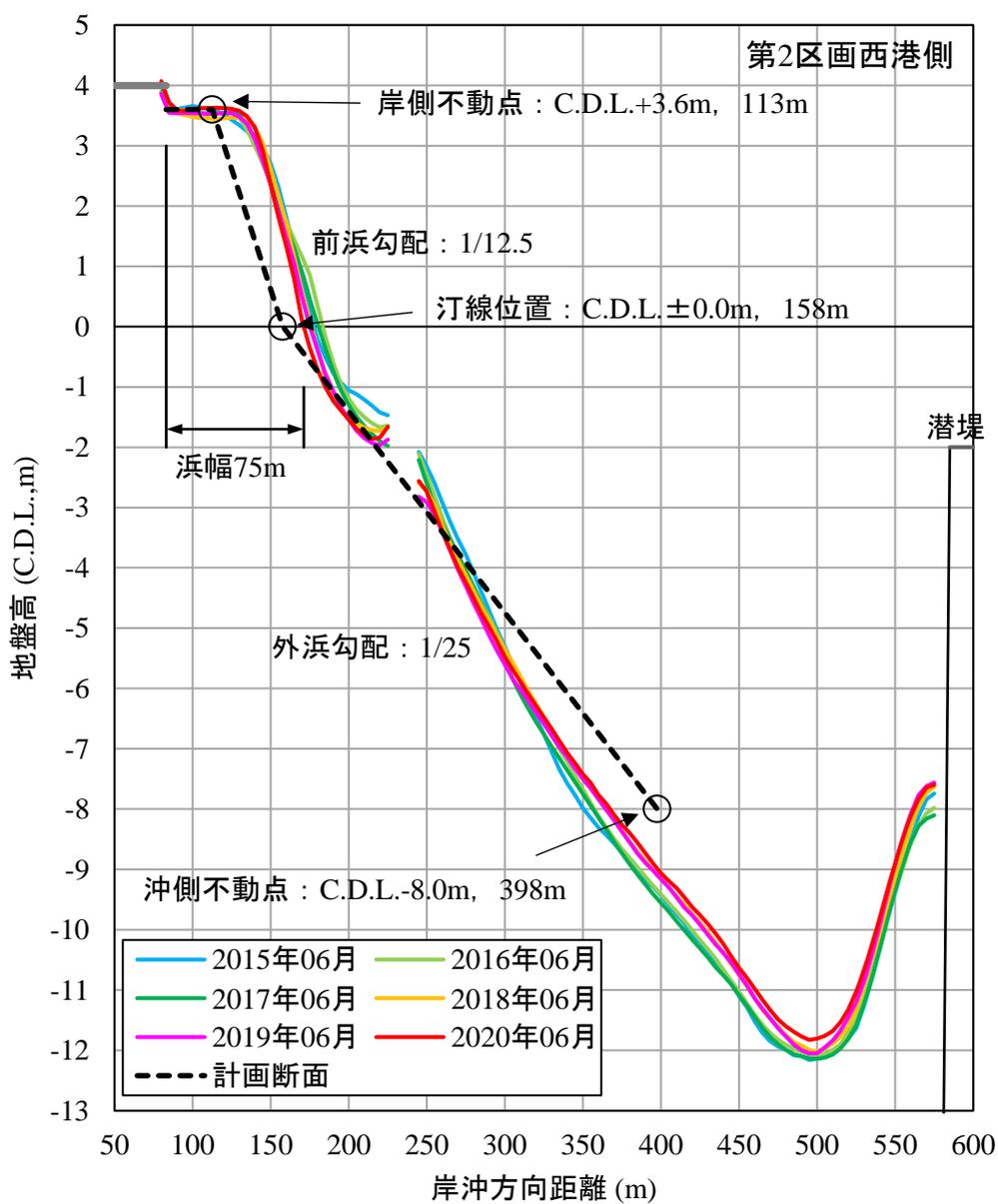


図 5-8 第2区画の計画断面設定期間の空間平均断面（西港側），計画断面（第1区画踏襲計画断面）

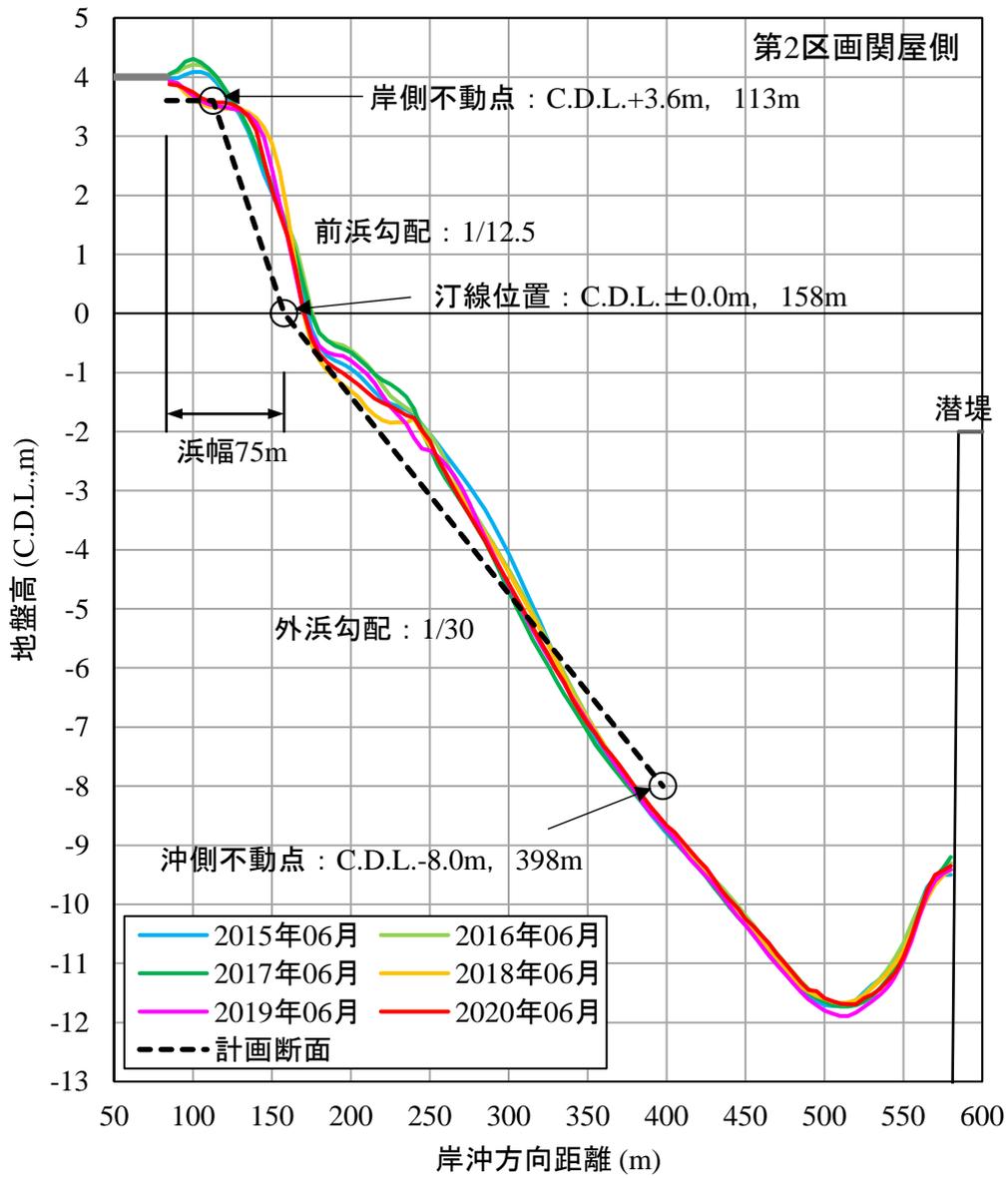


図 5-9 第2区画の計画断面設定期間の空間平均断面（関屋側），計画断面（第1区画踏襲計画断面）

5.1.3.2. 現況断面

- ・ 計画断面設定期間：2015(平成 27)年～2020(令和 2)年
- ・ 沖側不動点：潜堤諸元が同じであるから、水深は第 1 区画と同じ C.D.L.-8.0 m（計算水位 H.W.L.）となる。岸沖方向位置は 371 m となる。
- ・ 岸側不動点：C.D.L.+3.6 m とする。岸沖方向位置は 135 m。
- ・ 外浜勾配：1/25（C.D.L.±0 m～C.D.L.-8 m の 2 点間の勾配）
- ・ 前浜勾配：1/10（C.D.L.+3.4 m～C.D.L.±0 m の 2 点間の勾配）

図 5-10 は、計画断面設定期間（2015(平成 27)年 6 月～2020(令和 2)年 6 月）の空間平均断面、および計画断面を示したものである。西港側の空間平均断面の外浜勾配が関屋側（図 5-11）より急峻であることから、厳しい条件に対する評価を行うため、西港側の空間平均断面を基に現況計画断面を設定する。ただし、第 2 区画の空間平均断面は変化過程にあるため、将来的には第 1 区画の安定的な断面地形に近づくと考えられる。

図 5-12、図 5-13 は、計画断面設定期間の前浜勾配、外浜勾配の経時変化を示したものである。前浜勾配は、岸側不動点（C.D.L.+3.6 m）と汀線（C.D.L.±0 m）間の勾配とすべきであるが、岸側不動高は平坦となっているため、不陸整正の影響等により変動が大きくなることから、その影響が小さくなる C.D.L.+3.4 m～C.D.L.±0 m 間の勾配とした。

計画断面設定期間の前浜勾配は、西港側で養浜直後には 1/15 程度であったが、現状では 1/10 となっており、関屋側で養浜直後には 1/13 程度であったが、現状では 1/11 となっている。第 2 区画西港側の断面地形が変化過程にあり、波のうちあげ高に対して最も厳しい条件となる西港側の現況の前浜勾配 1/10 と設定した。

計画断面設定期間の外浜勾配は、西港側、関屋側ともに前浜勾配と逆位相で変化している。波のうちあげ高に対して最も厳しい条件となる西港側の現況の外浜勾配 1/25 と設定した。

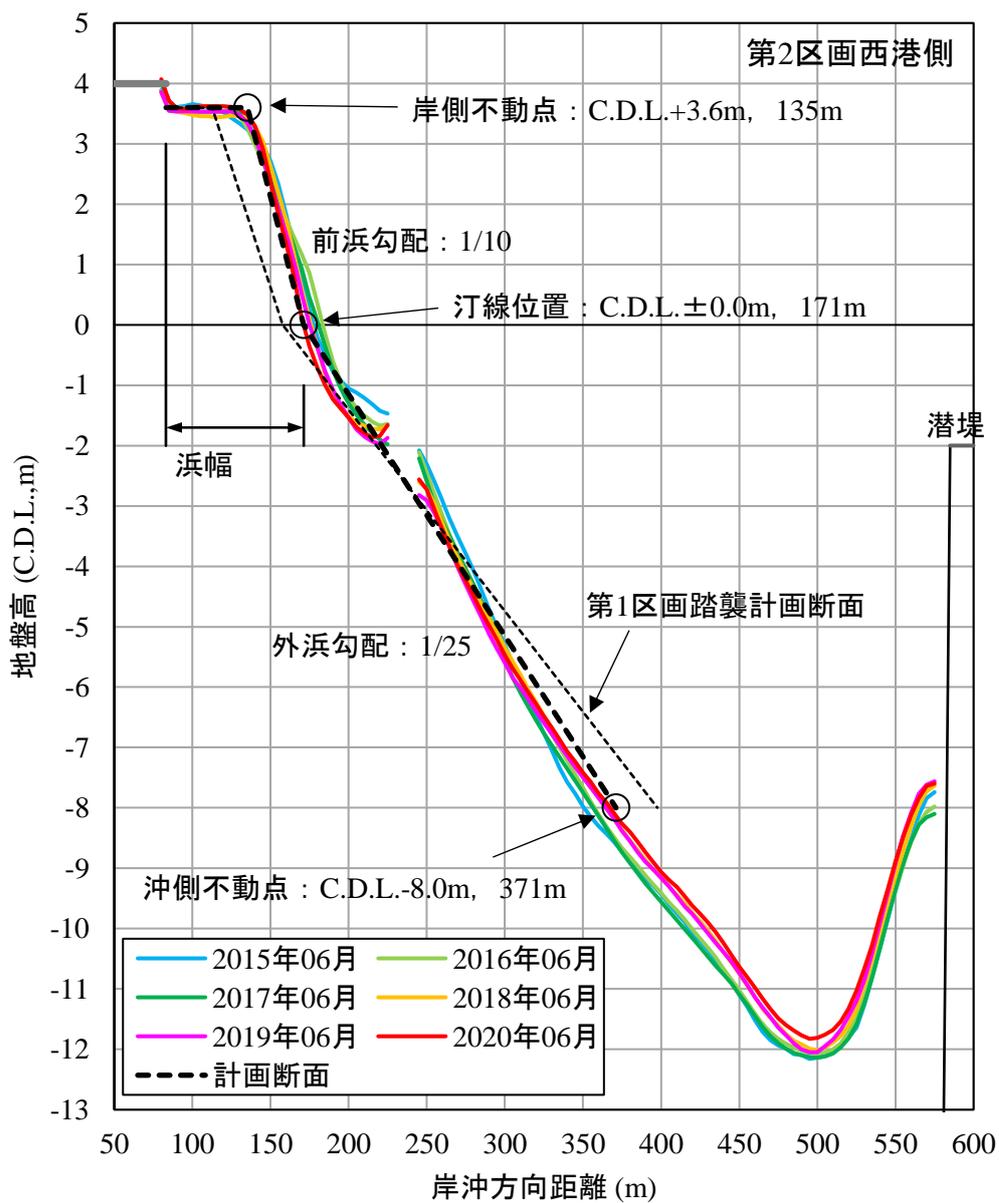


図 5-10 第2区画の計画断面設定期間の空間平均断面（西港側），計画断面（現況断面）

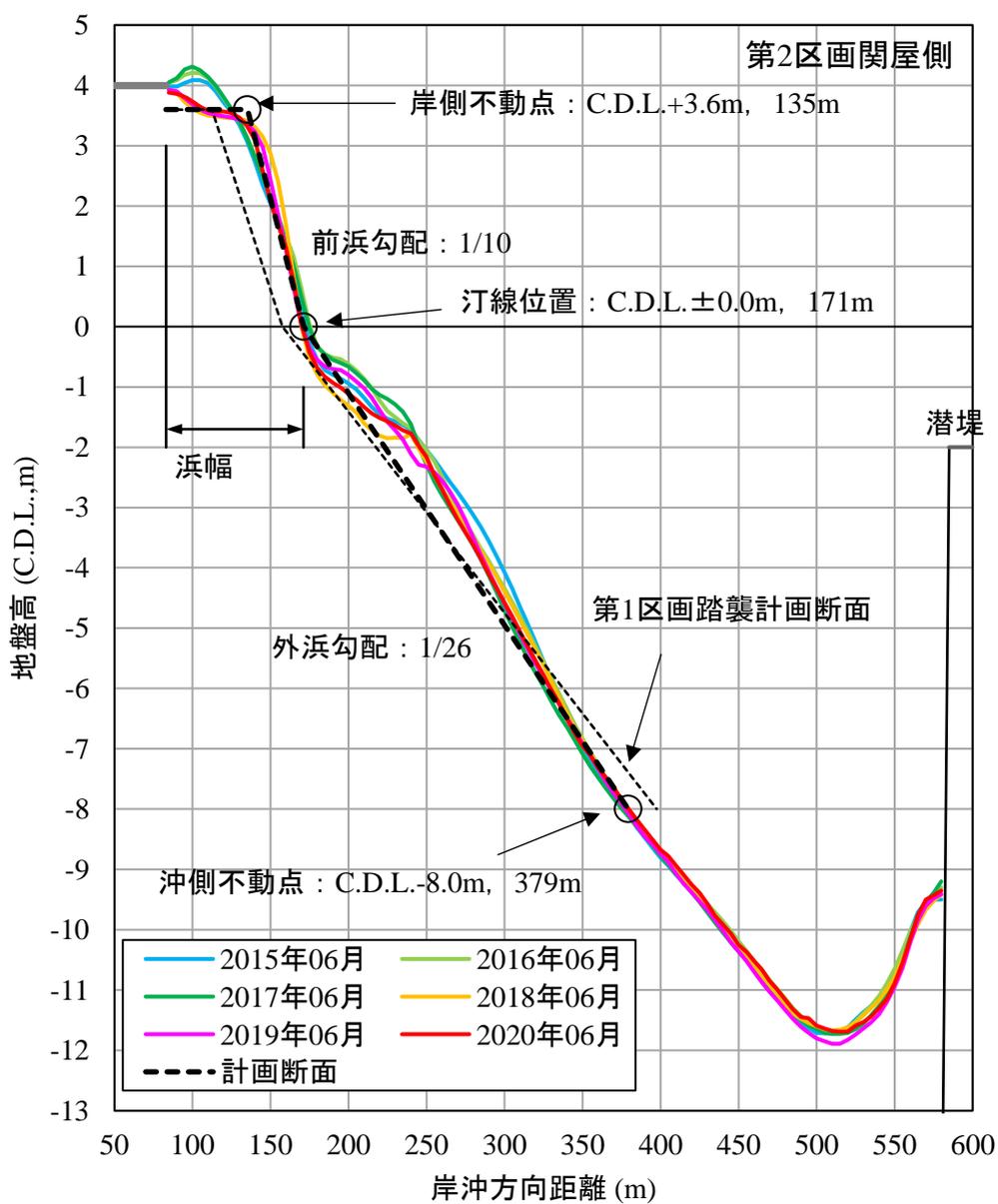


図 5-11 第2区画の計画断面設定期間の空間平均断面（関屋側），計画断面（現況断面）

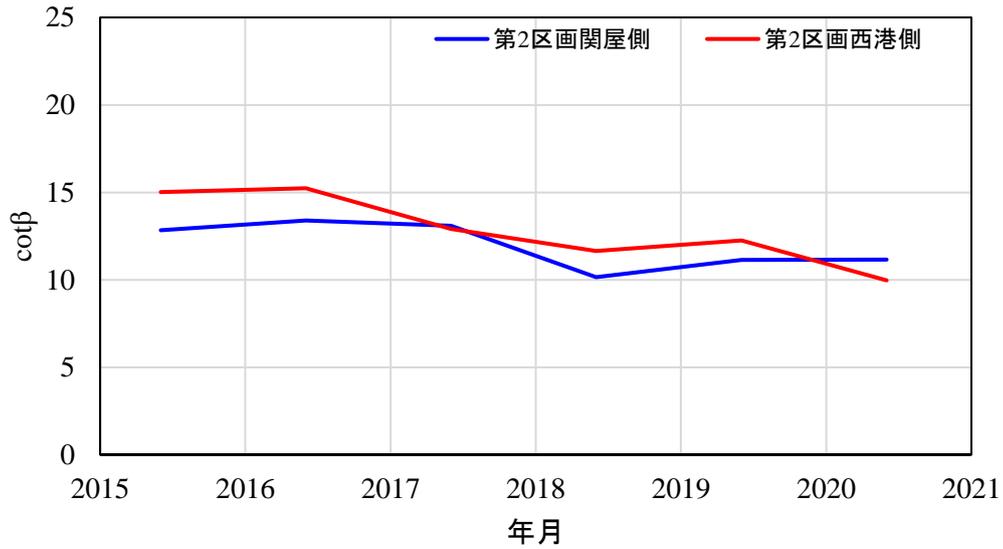


図 5-12 計画断面設定期間における前浜勾配の経時変化 (第2区画)

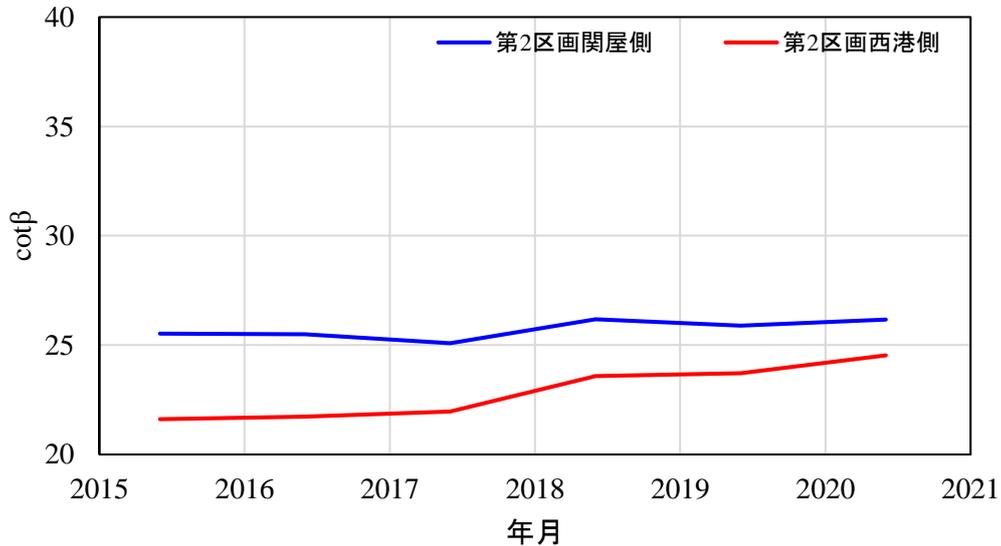


図 5-13 計画断面設定期間における外浜勾配の経時変化 (第2区画)

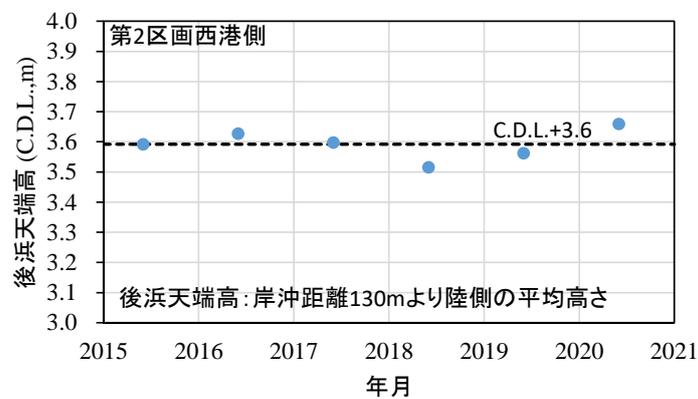


図 5-14 第2区画西港側空間平均における後浜天端高の経時変化

5.1.4. 第3区画

第3区画は、作業ヤードが存置されており浜幅が狭く、離岸堤（小）が存置されており海浜形状が他の区画とは異なる（図 5-16 参照）。ここでは、作業ヤード撤去までの期間に対する砂浜管理のため要事後保全段階の浜幅を設定する。なお、現状では養浜後の 2016(平成 28)年 6 月～2020(令和 2)年 6 月までの第3区画の既設離岸堤陸側領域の土砂流出は生じておらず、第5区画から流入する飛砂の影響により僅かに堆積傾向を示している。

そこで、第3区画の計画断面は、2020(令和 2)年 6 月の断面地形から設定する。

- ・ 計画断面設定期間：2020(令和 2)年
- ・ 沖側不動点：潜堤・既設離岸堤透過後の年数回発生波の諸元（換算沖波波高 1.4 m，周期 9.5 s）及び底質粒径 0.3 mm に対する完全移動限界水深は 3.06 m となる。この数値から、潮位（H.W.L.:C.D.L.+0.5 m）と潜堤背後の平均水位上昇量（0.25 m）を差し引くことで、C.D.L.基準に換算すると C.D.L.-2.31 m となり、岸沖方向位置は 152 m となる。
- ・ 岸側不動点：C.D.L.+2.5 m（図 5-18 より設定）とする。岸沖方向位置は 95 m。
- ・ 外浜勾配：1/15.6（C.D.L.±0 m～C.D.L.-2.31 m の 2 点間の勾配）
- ・ 前浜勾配：1/8.4（C.D.L.+2.5 m～C.D.L.±0 m の 2 点間の勾配）

図 5-15 は、計画断面設定期間（2015(平成 27)年 6 月～2020(令和 2)年 6 月）の空間平均断面、および計画断面を示したものである。現況の汀線位置と沖側不動点を直線で結んだ勾配を外浜勾配（1/15.6）とした。前浜勾配は、現況の汀線位置と岸側不動点の 2 点を結んだ直線の勾配（1/8.4）とした。

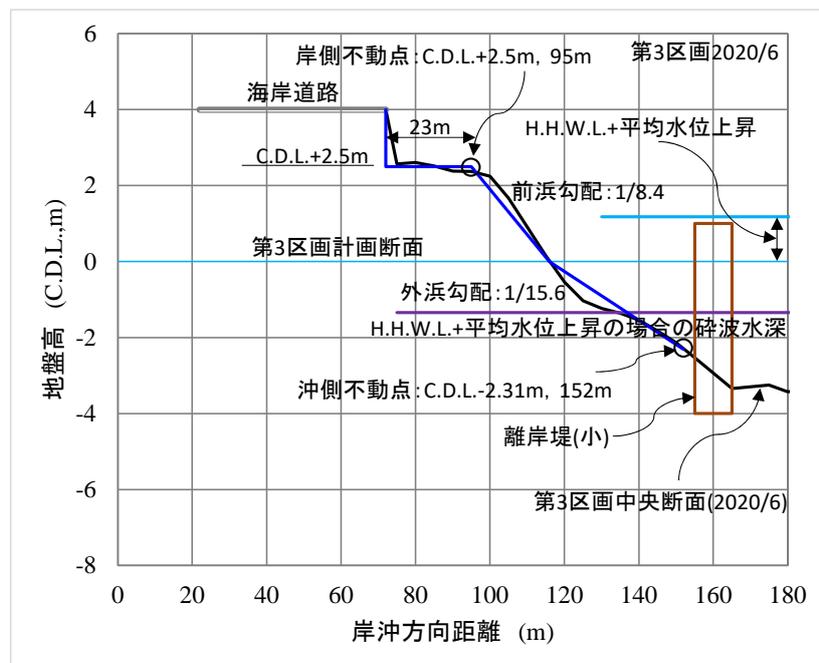


図 5-15 第3区画の計画断面設定期間の空間平均断面，計画断面



図 5-16 第3区画の現況

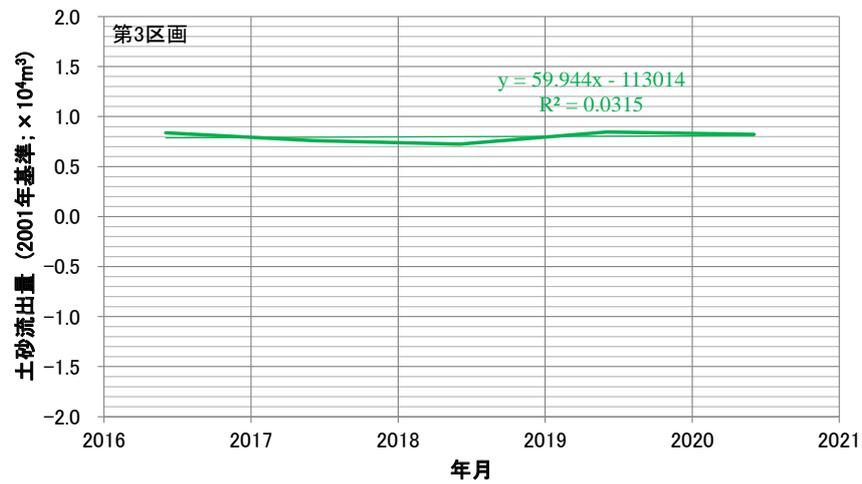


図 5-17 第3区画の土砂流出量の経時変化 (図 5-16 白色線枠内)

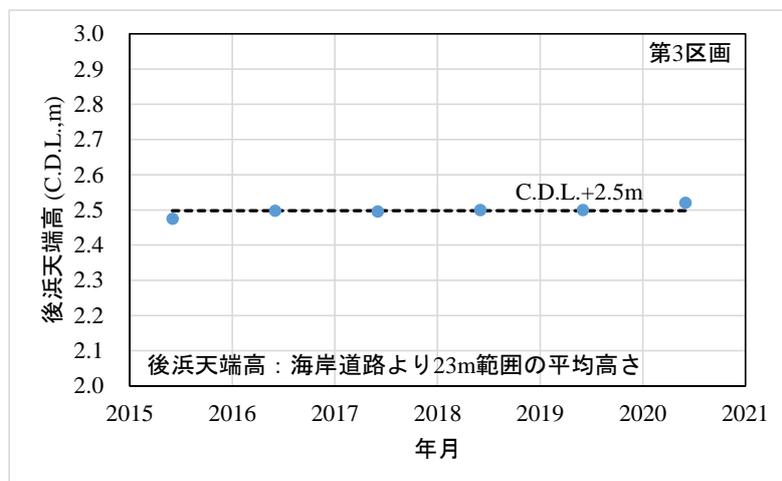


図 5-18 第3区画の後浜天端高

5.2. 計算されたうちあげ高さおよび設定された要事後保全段階

各区画で陸側不動点高が異なる。また、砂浜背後を縦断する海岸道路（中央3-176号線）の地盤高も異なる（表5-1参照）。

要事後保全段階を設定する際の波のうちあげ高は、安全側に評価するため、岸側不動点、海岸道路高の低い方を限界値とする。

表 5-1 各区画の岸側不動点高と海岸道路高

	第3区画	第2区画	第1区画	第4区画
岸側不動点高	C.D.L.+2.5 m	C.D.L.+3.6 m	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.0 m
海岸道路高	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.0 m	C.D.L.+4.2 m

5.2.1. 第1区画

第1区画における汀線後退量と波のうちあげ高は、図5-19に示すとおりであり、汀線が35.7 m後退した場合に、波のうちあげ高がC.D.L.+4.0 mとなる。表5-2に第1区画における計画断面浜幅、波が背後領域にうちあがる限界汀線後退量、限界浜幅、および限界浜幅を5 m刻みでまとめた要事後保全段階の浜幅を示す。

以上のことから、第1区画の要事後保全段階は、浜幅35 m未満と設定する。

表 5-2 第1区画の要事後保全段階浜幅

	計画断面浜幅	限界汀線後退量	限界浜幅	要事後保全段階浜幅
第1区画	70 m	35.7 m	34.3 m	35 m

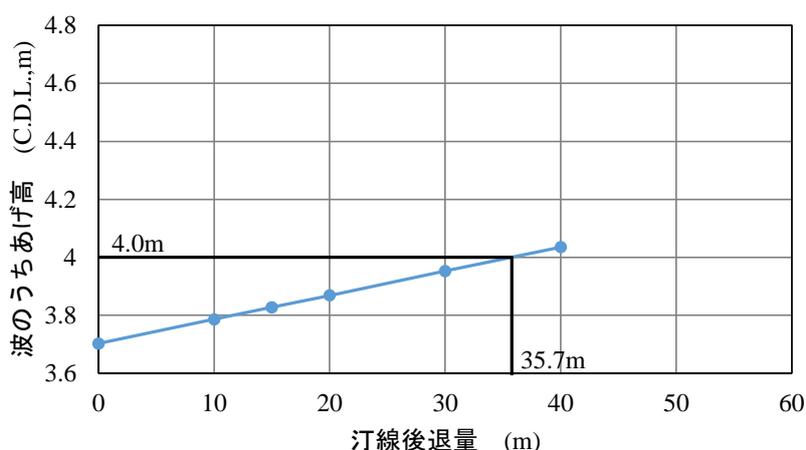


図 5-19 第1区画の汀線後退量と波のうちあげ高

5.2.2. 第4区画

第4区画の計画断面（図 5-21 青色線）における汀線位置が187m，岸側不動点位置が147mであるから，汀線が40m後退すると汀線位置が岸側不動点と同じ位置になる（図 5-21 緑色点線）。汀線が40m以上後退する場合には，岸側不動点も陸側に移動すると仮定（図 5-21 赤色線）して，波のうちあげ高を算定する（図 5-21 モデル断面（拡張①）参照）。第4区画における汀線後退量と波のうちあげ高は，図 5-20 に示すとおりであり，汀線が43.8m後退した場合に，波のうちあげ高が仮想天端高と同じになる。仮想天端高は，汀線が岸側不動点まで後退するまでは初期の後浜天端幅34mが確保されるため， $C.D.L.+4.0+後浜幅\ 34m \times 0.02 = C.D.L.+4.68m$ となり，汀線が岸側不動点より陸側に後退する際には，岸側不動点も汀線位置まで移動し，後浜天端幅が狭くなるため，図 5-20 に示す汀線後退量40m以上で仮想天端高が直線的に低下する。

表 5-3 に第4区画における計画断面浜幅，波が仮想天端高と同じになる限界汀線後退量，限界浜幅，および限界浜幅を5m刻みでまとめた要事後保全段階の浜幅を示す。

以上のことから，第4区画の要事後保全段階は，浜幅35m未満と設定する。

表 5-3 第4区画の要事後保全段階浜幅

	計画断面浜幅	後浜天端幅	限界汀線後退量	限界浜幅	要事後保全段階浜幅
第4区画	74m	34m	43.8m	30.2m	35m

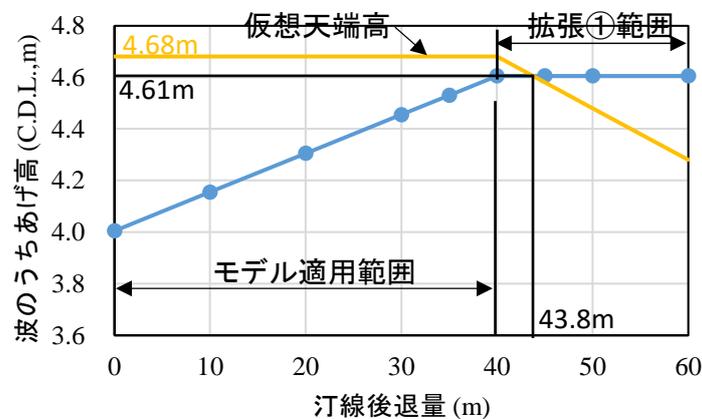


図 5-20 第4区画の汀線後退量と波のうちあげ高

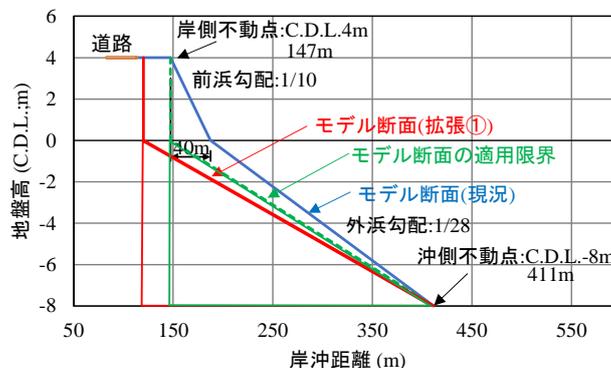


図 5-21 第4区画におけるモデルの適用限界とモデル拡張の考え方

5.2.3. 第2区画

5.2.3.1. 第1区画踏襲計画断面

第2区画における汀線後退量と波のうちあげ高は、図 5-22 に示すとおりであり、汀線が 40.7 m 後退した場合に、波のうちあげ高が仮想天端高 (C.D.L.+3.6 m+後浜幅 30 m×0.02=C.D.L.+4.2 m) と同じになる。

表 5-4 に第2区画における計画断面浜幅、波が仮想天端高と同じになる限界汀線後退量、限界浜幅、および限界浜幅を 5 m 刻みでまとめた要事後保全段階の浜幅を示す。

以上のことから、第2区画の要事後保全段階は、浜幅 35 m 未満と設定する。

表 5-4 第2区画の要事後保全段階浜幅 (第1区画踏襲計画断面)

	計画断面浜幅	限界汀線後退量	限界浜幅	要事後保全段階浜幅
第2区画	75 m	40.7 m	34.3 m	35 m

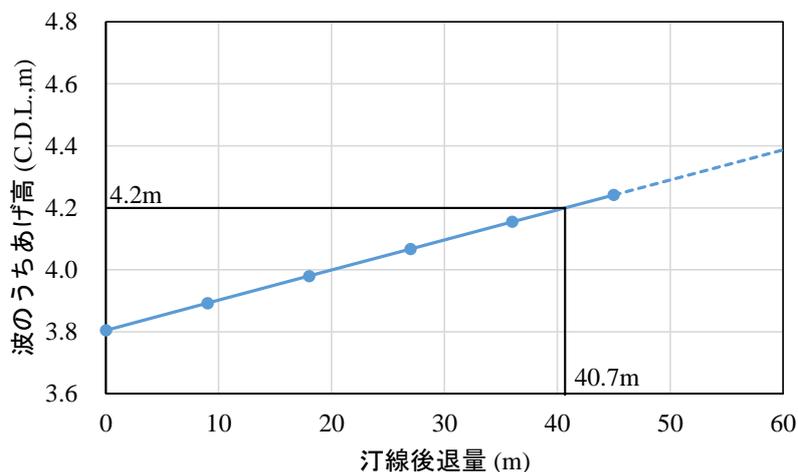


図 5-22 第2区画の汀線後退量と波のうちあげ高
第1区画踏襲計画断面

5.2.3.2. 現況断面

参考として設定した第2区画の現況断面における汀線後退量と波のうちあげ高は、図5-23に示すとおりであり、汀線が28.1m後退した場合に、波のうちあげ高が仮想天端高(C.D.L.+3.6m+後浜幅52m×0.02=C.D.L.+4.64m)と同じになる。

表5-5に第2区画における計画断面浜幅、波が仮想天端高と同じになる限界汀線後退量、限界浜幅、および限界浜幅を5m刻みでまとめた要事後保全段階の浜幅を示す。

以上のことから、第2区画の現況断面に対する要事後保全段階は、浜幅60m未満と設定されるが、第2区画は断面地形が変化過程にあり、最終的には諸条件が同じ第1区画の平衡断面に近いと考えられる断面地形に収束すると考えられることから、第2区画における要事後保全段階は第1区画の計画断面を参考に設定した計画断面より設定された浜幅を適用する。

表 5-5 第2区画の要事後保全段階浜幅 (現況断面)

	計画断面浜幅	限界汀線後退量	限界浜幅	要事後保全段階浜幅
第2区画	88 m	28.1 m	59.9 m	60 m

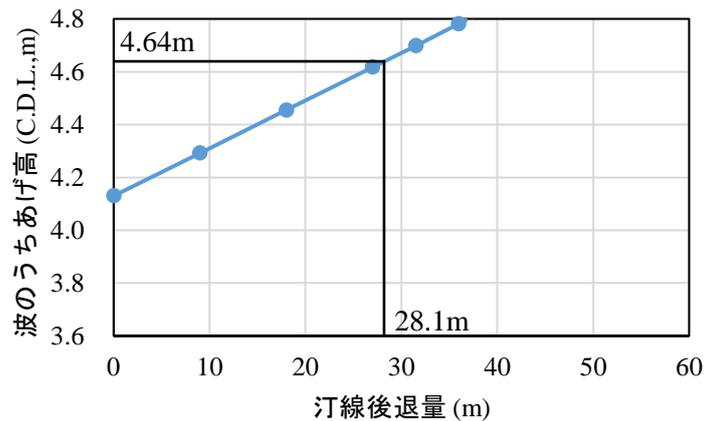


図 5-23 第2区画の汀線後退量と波のうちあげ高 現況断面

5.2.4. 第3区画

第3区画における汀線後退量と波のうちあげ高は、図 5-24 に示すとおりであり、汀線が 15.4 m 後退した場合に、波のうちあげ高が仮想天端高 (C.D.L.+2.5 m+後浜幅 $23 \times 0.02 = \text{C.D.L.} + 2.96 \text{ m}$) と同じになる。

表 5-6 に第3区画における計画断面浜幅、波が仮想天端高と同じになる限界汀線後退量、限界浜幅、および限界浜幅を 5 m 刻みでまとめた要事後保全段階の浜幅を示す。

以上のことから、第3区画の要事後保全段階は、浜幅 35 m 未満と設定する。

表 5-6 第3区画の要事後保全段階浜幅

	計画断面浜幅	限界汀線後退量	限界浜幅	要事後保全段階浜幅
第3区画	50 m	15.4 m	34.6 m	35 m

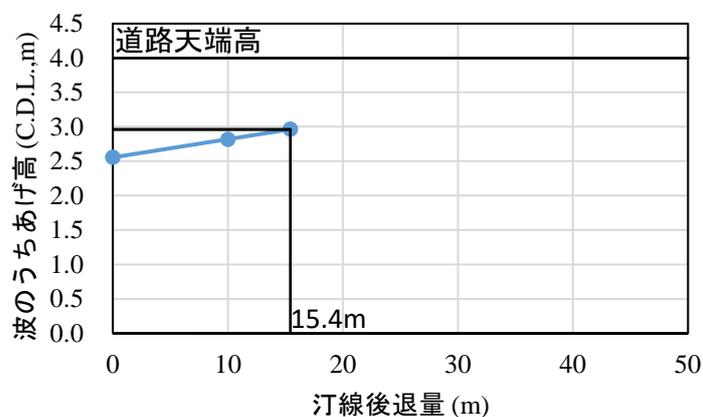


図 5-24 第3画の汀線後退量と波のうちあげ高

5.3. 冬季の汀線変化と設定された予防保全段階

図 5-25 下図は、第 1 区画における 2001(平成 13)年 6 月を基準とした汀線変動量(実線)と前の測量からの変動量(棒グラフ)を示したものであり、上図は土量変化を示したものである。ここで示されたデータには、2005(平成 17)年 11 月～2008(平成 20)年 2 月の冬季の高波浪来襲後(1~2 週間に 1 回の頻度)に実施された汀線測量データと 2014(平成 26)年 12 月の爆弾低気圧による時化後の汀線測量データが含まれている。高波浪が続けて来襲した 2006(平成 18)年 11 月～2007(平成 19)年 2 月の汀線変化と波高に注目したのが図 5-26 である。2006(平成 18)年 12 月 29 日に 10 年確率波相当の時化が発生し、2007(平成 19)年 1 月 7 日に 20 年確率波相当の時化が発生した。2006(平成 18)年 12 月から 2007(平成 19)年 1 月にかけて高波浪が続けて来襲しても汀線後退量は 5 m 程度にとどまっておリ(図 5-25, 図 5-26), 2014(平成 26)年 12 月の爆弾低気圧による汀線後退量もほぼ 5 m であった(図 5-25)。

ビデオ観測結果(図 5-27)を基にすると、汀線は、観測開始の 2016(平成 28)年 12 月 25 日から 2017(平成 29)年 1 月 12 日までに約 5 m 前進し、その後、2017(平成 29)年 1 月 16 日までに約 10 m 後退(観測開始時の汀線位置からは約 5 m 後退)した。それ以降は、汀線は前進と後退(2017(平成 29)年 2 月 2 日 約 5 m, 2017(平成 29)年 2 月 6 日~8 日 約 6 m)を繰り返し、観測終了時には汀線位置は初期より約 2 m の後退となった。汀線の一時的な後退は、直前の汀線位置の状況により約 10 m になることもあったが、観測開始前の初期汀線位置を基準にすれば汀線後退量は 5 m 程度であった。

以上の汀線測量結果、ビデオ観測結果を基にすると、冬季の汀線後退量は冬季前の汀線位置から 5 m 程度であると考えられる。よって、予防保全が必要な予防保全段階を要事後保全段階となる汀線の位置より海側 5 m とする。

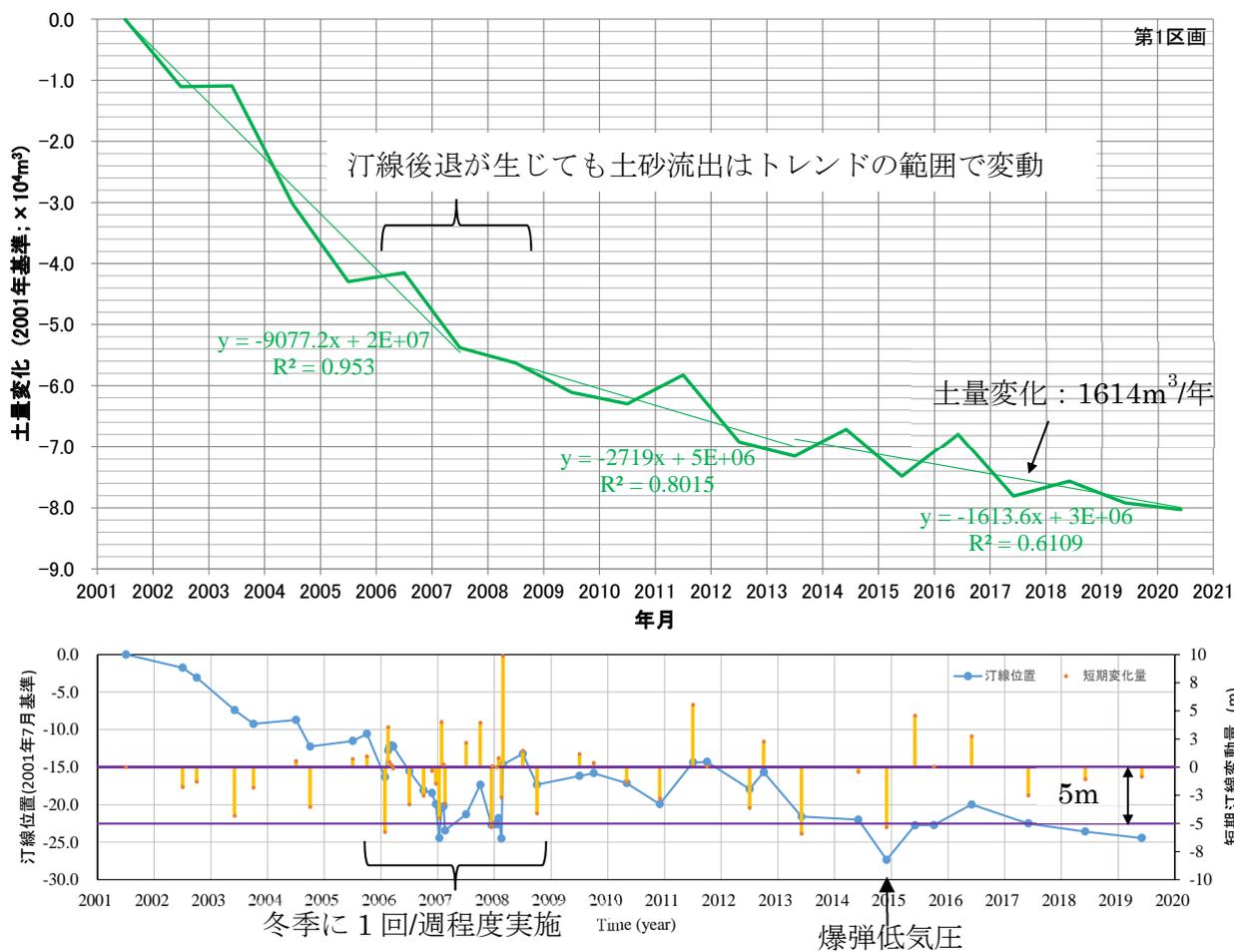


図 5-25 第1区画の土量変化と汀線位置の経時変化

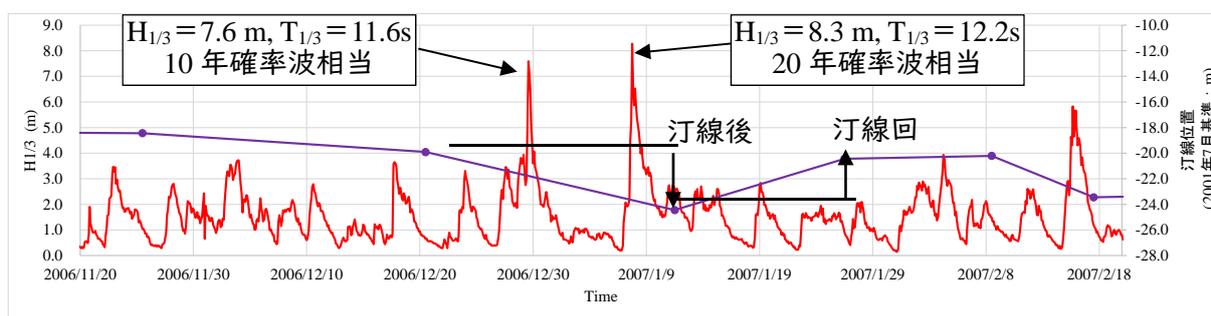
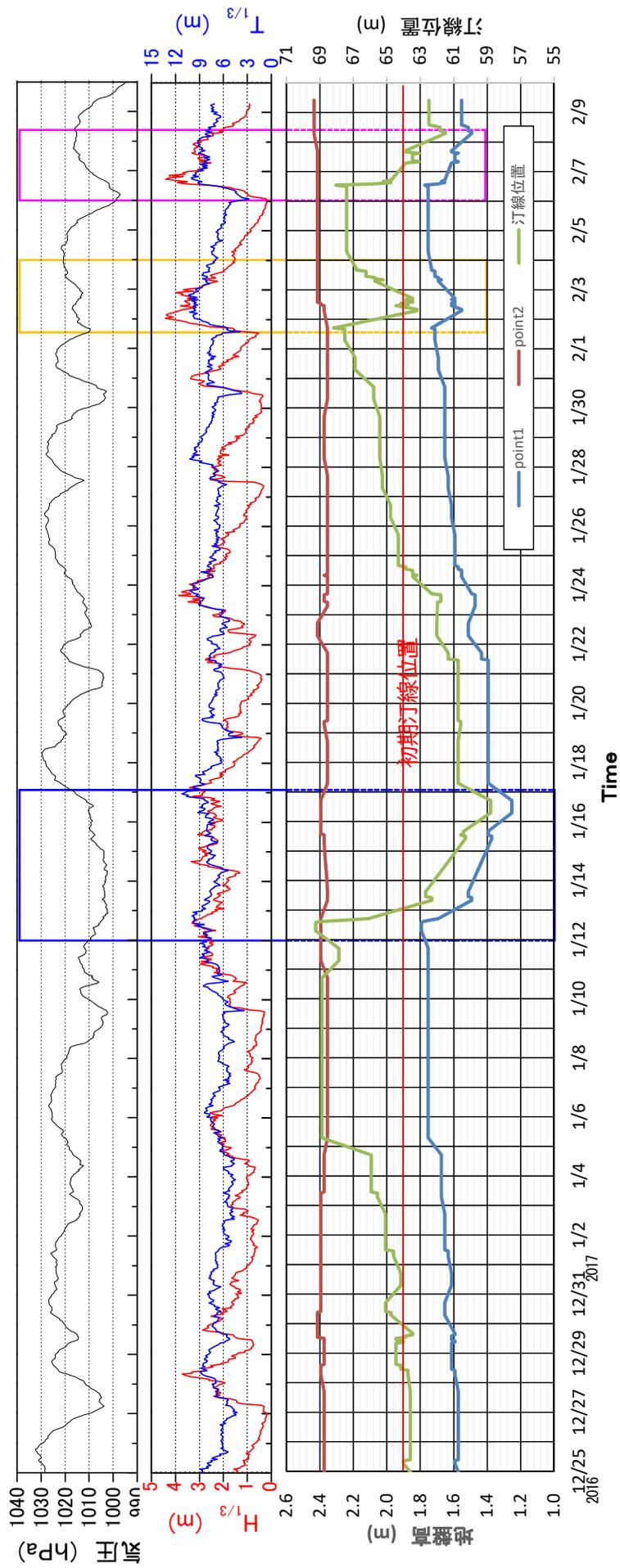


図 5-26 高波浪来襲時の汀線変化量
(2006(平成18)年12月29日, 2007(平成19)年1月7日)



気圧：AMeDAS 新潟 $H_{1/3}$, $T_{1/3}$ ：NOWPHAS 新潟

図 5-27 新潟港海岸の有義波高の経時変化と地盤高変化の経時変化

5.4. 推定された汀線後退量および設定された監視段階

5.4.1. 第1区画

5.4.1.1. 汀線変化モデルのキャリブレーション結果

- ・キャリブレーション期間：2001(平成13)年7月～2019(令和元)年10月
- ・海浜勾配：実測値(図5-28)を基に、2001(平成13)年7月～2012(平成24)年6月は1/15、2014(平成26)年6月～2019(令和元)年10月までは1/10と仮定し、その間の2012(平成24)年6月～2014(平成26)年6月は線形補間で求めた。
- ・求まった係数の値および二乗平均誤差(RMSE)は表5-7の通りであり、汀線位置の計算値と実測値との比較は図5-29の通りである。計算値は実測値を精度良く表している。

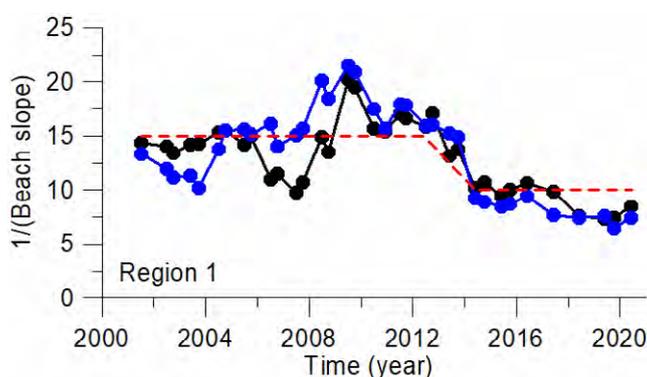


図 5-28 第1区画の海底勾配の逆数の実測値(実線)とモデルで仮定された値(赤破線)
黒実線は関屋側、青実線は西港側の値

表 5-7 最小二乗誤差および係数の値(第1区画)

RMSE (m)	a_0 (m/day)	a_1 ((m^2)/(N^2 day))	a_2 ((m s)/(N day))	a_3 (1/day)
1.94	1.6086×10^{-6}	-9.2242×10^{-10}	-3.2203×10^{-11}	-5.9826×10^{-4}

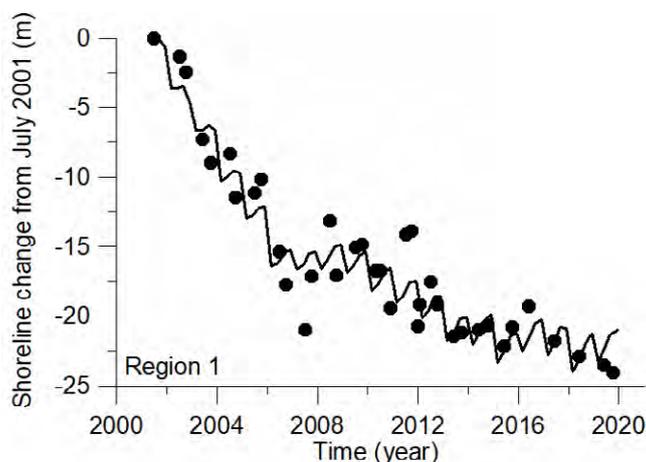


図 5-29 第1区画における汀線位置の実測値(丸印)と計算値(実線)
基準は2001(平成13)年7月の値

5.4.1.2. 将来の汀線後退量

直近の汀線変動として 2013(平成 25)年 6 月～2019(令和元)年 10 月の汀線変動に注目し（ただし、2016(平成 28)年 6 月を除く。このデータは汀線が前進しすぎていると判断したため）、最小二乗法によって汀線後退速度を求めたところ 0.34 m/year となった（図 5-1 参照）。この値に余裕幅を加えた 0.40 m/year を用いて将来の汀線変動量を推定したところ、50 年で 20 m の汀線後退量となった。一方、汀線変化モデルによって推定された 50 年間の汀線後退量は 15 m であった（図 5-30）。

監視段階設定のための 50 年間の汀線後退量は、両者の平均値 17.5 m を 5 m 刻みでまとめた値 20 m とする。

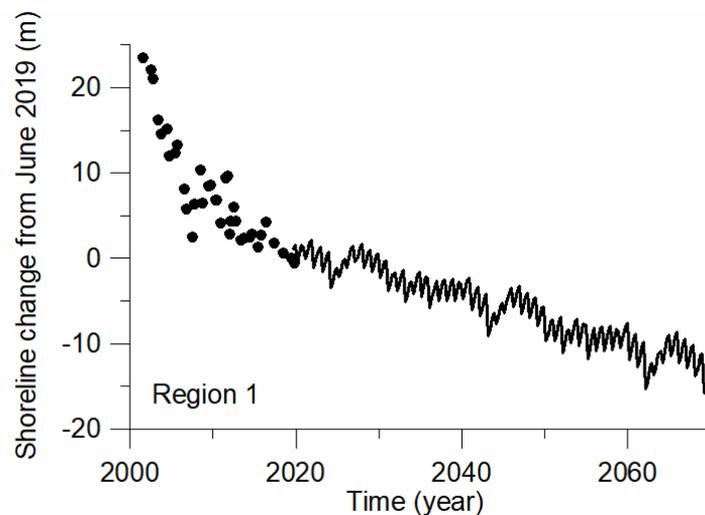


図 5-30 第 1 区画における汀線位置の実測値（丸印）と将来予測の推定値（実線）
基準は 2019(令和元)年 6 月の値

5.4.1.3. 設定された監視段階

監視段階は、砂浜の供用期間に生じる汀線後退量により設定する。供用期間 50 年間の汀線後退量は 20 m と予測されたことから、監視段階は予防保全段階の汀線位置より海側 20 m と設定される。監視段階は供用期間中の汀線後退量から設定するため、残供用期間が短くなれば監視段階となる浜幅も狭くなる。このため、供用経過年数により監視段階となる浜幅を変化させる（5.5 参照）。なお、監視段階の浜幅より浜幅が広い場合には、防護機能に対しては問題なしとなる。

表 5-8 は、第 1 区画の健全度の定義を示したものである。

表 5-8 第 1 区画の砂浜の健全度の定義

	要事後保全段階	予防保全段階	監視段階	問題なし
第 1 区画	浜幅 35 m 未満	35 m ≤ 浜幅 < 40 m	40 m ≤ 浜幅 < 60 m	60 m 以上

5.4.2. 第4区画

5.4.2.1. 汀線変化モデルのキャリブレーション結果

- ・キャリブレーション期間：2009(平成21)年7月～2019(令和元)年10月
- ・海浜勾配：実測値(図5-31)を基に、1/10と仮定した。
- ・求まった係数の値および二乗平均誤差(RMSE)は表5-9の通りであり、計算値と実測値との比較は図5-32の通りである。第1区画で求まった係数を利用したケース①、第4区画のデータのみでキャリブレーションしたケース②ともに、モデルは実測値を精度良く再現している。

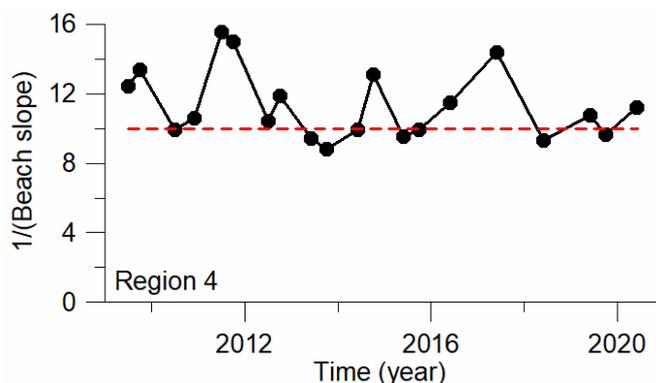


図 5-31 第4区画の海底勾配の逆数の実測値(実線)とモデルで仮定された値(赤破線)

表 5-9 最小二乗誤差および係数の値(第4区画)

括弧内の値は第1区画のデータから求まった値

ケース	RMSE (m)	a_{02} (m/day)	a_1 ($(\text{m s}^2)/(\text{N}^2 \text{ day})$)	a_2 ($(\text{m s})/(\text{N day})$)	a_3 (1/day)
①	5.72	-1.2349×10^{-2}	$(-9.2242 \times 10^{-10})$	$(-3.2203 \times 10^{-11})$	(-5.9826×10^{-4})
②	4.97	4.4324×10^{-3}	-2.9810×10^{-9}	3.3666×10^{-8}	-1.0660×10^{-3}

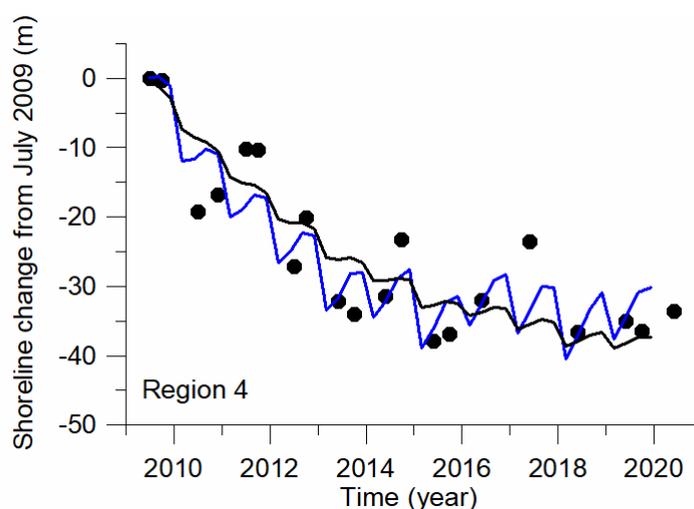


図 5-32 第4区画における汀線位置の実測値(丸印)と計算値(実線)
基準は2009(平成21)年7月の値。黒色がケース①、青色がケース②の結果

5.4.2.2. 将来の汀線後退量

本区画では、汀線変化予測モデルによる推定値のみを用いて将来の汀線後退量を求める。50年間の汀線後退量は、第1区画で求めた係数を利用したケース①では18m、第4区画のデータのみでキャリブレーションしたケース②では26mであった（図5-33）。両者が近い値となったことは、以下の二つの事実を考慮すると妥当であると考えられる：a) 第4区画の延長（沿岸方向幅）は第1区画の半分ではあるけれども、第4区画と第1区画の底質粒径はほぼ等しく、潜堤の構造も同じであること；b) 第4区画では養浜が2008(平成20)年に終了し、その後、2019(令和元)年までの間に養浜直後の大きな海浜変形がほぼ収まったと考えられること。

監視段階設定のための50年間の汀線後退量は、両者の平均値22mを5m刻みでまとめた値20mとする。

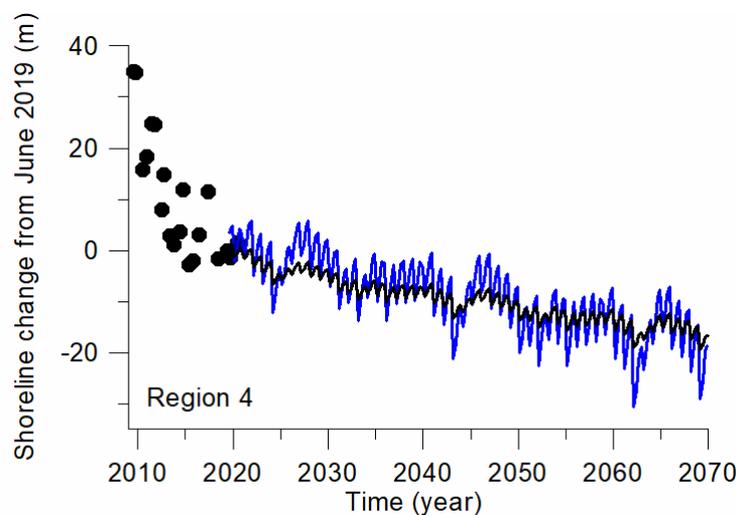


図 5-33 第4区画における汀線位置の実測値（丸印）と将来予測の推定値（実線）
基準は2019(令和元)年6月の値。黒色がケース①，青色がケース②の結果

5.4.2.3. 設定された監視段階

監視段階は、砂浜の供用期間に生じる汀線後退量により設定する。供用期間50年間の汀線後退量は20mと予測されたことから、監視段階は予防保全段階の汀線位置より海側20mと設定される。監視段階は供用期間中の汀線後退量から設定するため、残供用期間が短くなれば監視段階となる浜幅も狭くなる。このため、供用経過年数により監視段階となる浜幅を変化させる（5.5参照）。なお、監視段階の浜幅より浜幅が広い場合には、防護機能に対しては問題なしとなる。

表5-10は、第4区画の健全度の定義を示したものである。

表 5-10 第4区画の砂浜の健全度の定義

	要事後保全段階	予防保全段階	監視段階	問題なし
第4区画	浜幅 35 m 未満	35 m ≤ 浜幅 < 40 m	40 m ≤ 浜幅 < 60 m	60 m 以上

5.4.3. 第2区画

5.4.3.1. 汀線変化モデルのキャリブレーション結果

・キャリブレーション期間：2016(平成28)年6月～2019(平成31)年10月。養浜は2014(平成26)年度に終了しているけれども、2015(平成27)年6月～2016(平成28)年6月に汀線が前進し、その後、後退している。本検討では、侵食傾向がより強く現れる2016(平成28)年6月～2019(令和元)年10月のデータを使用する。

・海浜勾配：実測値(図5-34)を基に、1/10と仮定した。

・求まった係数の値および二乗平均誤差(RMSE)は表5-11の通りであり、計算値と実測値との比較は図5-35の通りである。第1区画で求まった係数を利用したケース①、第2区画のデータのみでキャリブレーションしたケース②ともに、モデルは実測値を精度良く再現している。

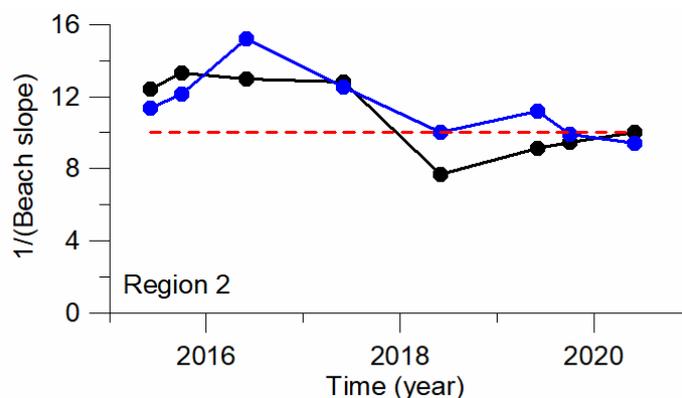


図 5-34 第2区画の海底勾配の逆数の実測値(実線)とモデルで仮定された値(赤破線)
黒実線は関屋側、青実線は西港側の値

表 5-11 最小二乗誤差および係数の値(第2区画)

括弧内の値は第1区画のデータから求まった値

ケース	RMSE (m)	a_{02} (m/day)	a_{11} ((m s^2)/(N^2 day))	a_{22} ((m s)/(N day))	a_{33} (1/day)
①	0.87	6.5061×10^{-3}	(-9.2242×10^{-10})	(-3.2203×10^{-11})	(-5.9826×10^{-4})
②	0.67	4.4925×10^{-3}	-8.2036×10^{-10}	6.1754×10^{-9}	-1.4295×10^{-10}

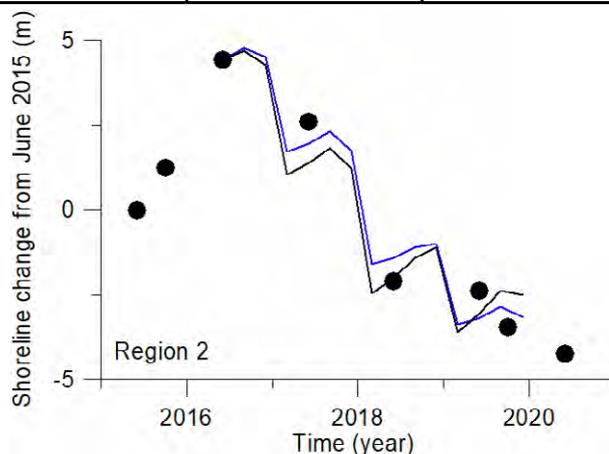


図 5-35 第2区画における汀線位置の実測値(丸印)と計算値(実線)
基準は2015(平成27)年6月の値。黒色がケース①、青色がケース②の結果

5.4.3.2. 将来の汀線後退量

本区画では、第4区画同様、汀線変化予測モデルによる推定値のみを用いて将来の汀線後退量を求める。50年間の汀線後退量は、第1区画で求めた係数を利用したケース①では22mであったのに対して、第2区画のデータのみでキャリブレーションしたケース②では163mであり（図5-36）、ケース①の値を大きく上回った。

この理由として以下が考えられる。砂浜は平衡断面からずれているほど変化量が大きく、平衡断面に漸近するように変化する。第2区画においてはキャリブレーションに用いられるデータの取得期間が3年と短く、平衡断面からのずれの影響が小さく評価され、その結果、将来予測において、ある断面に漸近することなく、より直線的に変化するようになったと考えられる。

ケース②では上記の通り平衡断面への漸近が適切に評価されていないと考えられるので、監視段階設定のための50年間の汀線後退量は、ケース①の値22mを5m刻みでまとめた値20mとする。

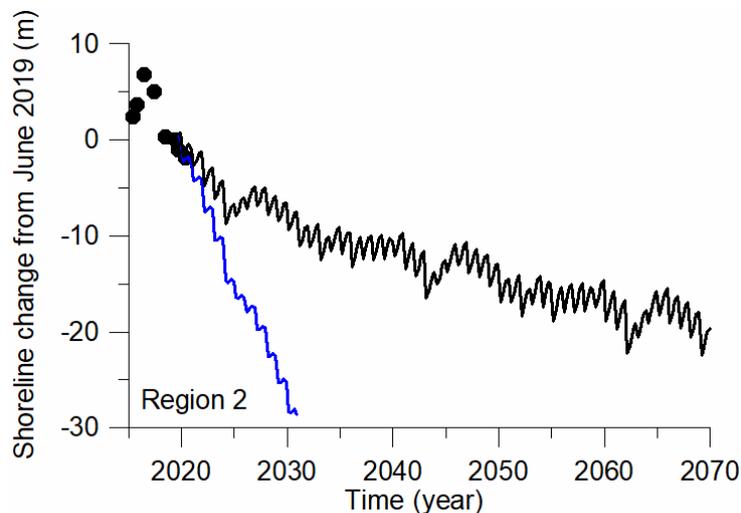


図 5-36 第2区画における汀線位置の実測値（丸印）と将来予測の推定値（実線）
基準は2019(令和元)年6月の値。黒色がケース①，青色がケース②の結果

5.4.3.3. 設定された監視段階

監視段階は、砂浜の供用期間に生じる汀線後退量により設定する。供用期間50年間の汀線後退量は20mと予測されたことから、監視段階は予防保全段階の汀線位置より海側20mと設定される。監視段階は供用期間中の汀線後退量から設定するため、残供用期間が短くなれば監視段階となる浜幅も狭くなる。このため、供用経過年数により監視段階となる浜幅を変化させる（5.5参照）。なお、監視段階の浜幅より浜幅が広い場合には、防護機能に対しては問題なしとなる。

表5-12は、第2区画の健全度の定義を示したものである。

表 5-12 第2区画の砂浜の健全度の定義

	要事後保全段階	予防保全段階	監視段階	問題なし
第2区画	浜幅 35 m 未満	35 m ≤ 浜幅 < 40 m	40 m ≤ 浜幅 < 60 m	60 m 以上

5.5. 各区画の砂浜維持管理のための各段階のまとめ

表 5-13 は、各区画の砂浜維持管理のための各段階を検討した結果を一覧にして示したものである。なお、各区画の現況浜幅は 5 m 刻みで示している。

第 2 区画、養浜後の経過年数が短いため、平衡断面地形に変化する過程にあることから、第 2 区画における砂浜の監視は、当面注意深く実施する必要がある。

供用期間中の汀線後退量は予測値であり、自然条件の不確実性の影響等により変化するため、モニタリング結果を確認しながら、汀線後退速度は 10 年後を目安に見直す。

表 5-13 各区画の砂浜維持管理のための各段階の浜幅

区画	A(要事後保全段階)	B(予防保全段階)	C(監視段階)	D(問題なし)	現況浜幅
考え方	波のうちあげ高 > 道路高 もしくは後浜天端高となる 浜幅 a (m)	一次的な汀線後退量 b (m)を考慮 (b=5m)	供用期間中に変化する浜幅 c (m) c:供用期間×汀線後退速度 ^{※1}	(a+b+c) ≤ 浜幅	
	浜幅 a (m)未満	a ≤ 浜幅 < (a+b)	(a+b) ≤ 浜幅 < (a+b+c)		
第1区画	浜幅 35 m未満	35m ≤ 浜幅 < 40m	40m ≤ 浜幅 < 60m	浜幅 60m以上	70m
第2区画	浜幅 35 m未満	35m ≤ 浜幅 < 40m	40m ≤ 浜幅 < 60m	浜幅 60m以上	85m
第4区画	浜幅 35 m未満	35m ≤ 浜幅 < 40m	40m ≤ 浜幅 < 60m	浜幅 60m以上	70m
第3区画	浜幅 35 m未満	現段階では設定しない (作業ヤード撤去後設定)	現段階では設定しない (作業ヤード撤去後設定)	浜幅 35m以上	50m

※1：汀線後退速度は 5.4 参照

5.5.1. 経過年数による監視段階範囲の目安

表 5-14 は予測される汀線後退速度 0.4 m/年（全区画共通）とした場合に対する、経過年数（残供用期間）毎の監視段階、問題なしの範囲を示したものである。C ランク（監視段階）の設定は、残供用期間に対して汀線後退速度を乗じて設定する。C ランク（監視段階）の範囲は経過年数により変化し、それに伴い D（問題なし）も変化することになる。

砂浜の維持管理において、以下のことに留意が必要である。

- ・ 汀線後退速度については、モニタリング結果を確認しながら、10 年後を目安に確認する。
- ・ 汀線変化速度を確認後、残供用年数に応じて監視段階を更新する。

表 5-14 経過年数による監視段階，問題なしの範囲の目安値
(第1区画，第2区画，第4区画)

経過年数	A(要事後保全段階)	B(予防保全段階)	C(監視段階)	D(問題なし)
	波のうちあげ高>道路高 もしくは後浜天端高となる 浜幅 a (m)	一次的な汀線後退量 b (m)を考慮 (b=5m)	供用期間中に变化する浜幅 c (m) c:供用期間×汀線後退速度 ^{※1}	(a+b+c)≤浜幅
2021年	浜幅 35 m未満	35m≤浜幅<40m	40m≤浜幅<60m	浜幅60m以上
10年	浜幅 35 m未満	35m≤浜幅<40m	40m≤浜幅<56m	浜幅56m以上
20年	浜幅 35 m未満	35m≤浜幅<40m	40m≤浜幅<52m	浜幅52m以上
30年	浜幅 35 m未満	35m≤浜幅<40m	40m≤浜幅<48m	浜幅48m以上
40年	浜幅 35 m未満	35m≤浜幅<40m	40m≤浜幅<44m	浜幅44m以上
50年	浜幅 35 m未満	35m≤浜幅<40m	浜幅 40m	浜幅40m以上

※1：汀線後退速度は 5.4 参照

5.5.2. 砂浜管理における留意事項

前述までに示した監視段階の考え方は、汀線変化速度が一定であり、経過年数に応じて必要浜幅も減少する。ただし、汀線変化速度は、自然条件の変化に伴い変化する可能性があるため、ある時期（図 5-38 赤色丸印）から汀線後退速度が増大した場合、通常点検時に監視段階であっても留意が必要となる。例えば、ある時期から汀線後退速度が大きくなり、図 5-38 の黄色丸印の時点で汀線後退速度を再評価した場合、黄色丸印の時点では監視段階であり監視継続となるが、予防保全段階、要事後保全段階となるスピードが速くなる可能性があることに留意が必要となる。

【確認方法】

Step1：汀線後退速度を把握するため、直近5年程度の汀線後退量を確認する。

Step2：Step1 で求めた後退速度 (v) を用いて、予防保全段階 (B) に到達するまでの期間を把握する。（例：現状浜幅 (●) が 48 m、後退速度 2.0 m/年の場合 (48 m-40 m (予防保全段階浜幅)) ÷ 2.0 m/年=到達まで 4 年)

Step3：残供用期間を考慮し、単年度のデータも見つつ対策の可否を総合的に判断する。

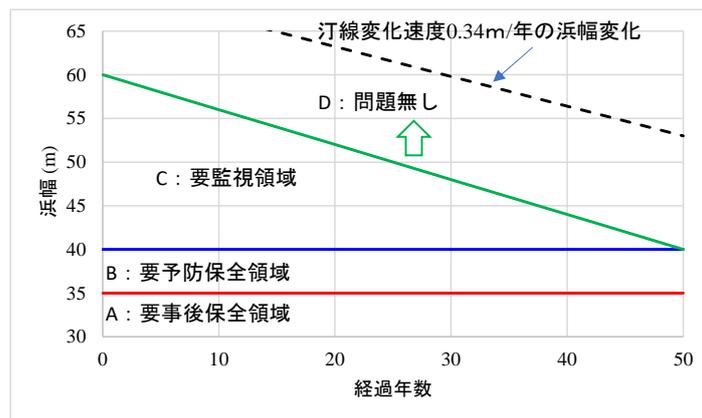


図 5-37 砂浜管理における経過年数と健全度指標の関係（汀線変化速度一定）

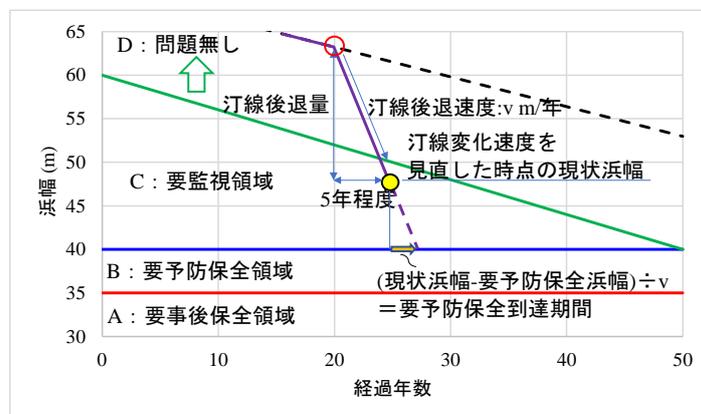


図 5-38 砂浜管理における経過年数と健全度指標の関係（留意が必要な場合）

6. 維持管理フロー

6.1. 砂浜の維持管理の基本的な考え方

砂浜の予防保全型の維持管理の基本的な考え方を図 6-1 に示す。砂浜の維持管理においては、以下の点に留意が必要である。

- ・ 劣化速度（土砂流出量・地盤沈下等）については適宜見直す必要がある。
- ・ 維持管理の過程で新たな知見を得たことにより、健全度指標を見直す必要がある場合には適宜健全度指標を見直す必要がある。
- ・ 海岸法の改正など、法律・条令等が改正された場合には、改正された法律・条令に則り維持管理計画書を見直す必要がある。

【見直しが必要となる要因】

- ・ 潜堤の劣化（海岸保全施設等の条件）
- ・ 底質粒径の変化（砂浜の特性変化）
- ・ 大規模災害による回復不能な変化（自然環境・条件の変化）
- ・ 地盤沈下・海面上昇（自然環境・条件の変化）

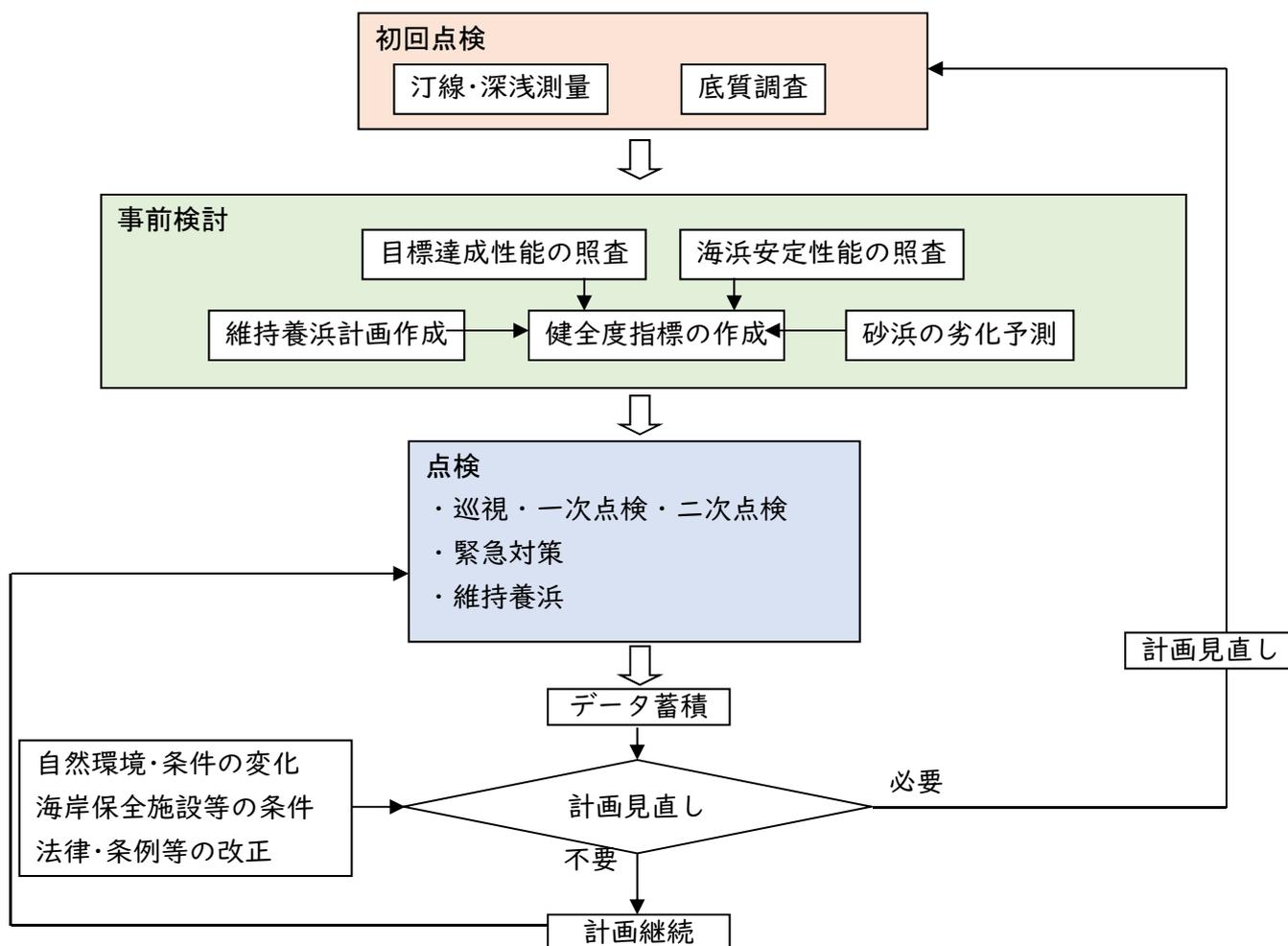


図 6-1 砂浜の予防保全型維持管理の基本的な考え方

6.2. 砂浜の維持管理における点検フロー

図 6-2 に砂浜の維持管理における点検フローを示す。砂浜の健全度は、前述したように砂浜幅が指標となる。砂浜幅は巡視により容易に監視可能であることから、砂浜の維持管理においては巡視と一次点検は同意であると考えられる。このため、図 6-2 では巡視と一次点検を区別せずに示している。

巡視（一次点検）により、後浜天端高、浜幅を確認するとともに、砂浜の利用性、安全性等についても確認するものとする。

巻末資料

新潟西海岸の技術委員会
の概要

目次

巻末資料1 「新潟西海岸侵食対策事業の基本方針」(全文)	299
1. 新潟海岸における新たな侵食対策の必要性	300
2. 新たな防護構造物の概念	300
3. 潜堤の諸元	301
4. その他突堤等について	302
巻末資料2 各種発表資料, 投稿論文	306
巻末資料3 事業に携わった企業一覧(建設会社, 調査・設計)	309
巻末資料4 工事履歴, 委員会, 海岸法	311
巻末資料5 施設配置図	313

巻末資料 1

「新潟西海岸侵食対策事業の基本方針」(全文)

1. 新潟海岸における新たな侵食対策の必要性

新潟西海岸は、信濃川河口左岸に位置し、古来より信濃川の流下土砂によって形成されてきたものである。しかしながら、近年においては信濃川の河川改修工事、大河津分水工事、西突堤港湾工事等が行われたため、海岸部への供給土砂が大幅に減少したことにより、新潟西海岸の侵食が大きな問題としてクローズアップされるに至った。

この侵食は、比較的海岸が安定していたと考えられる明治 22 年の記録と今日を比較して、汀線が 350m も後退している大規模なもので全国的にも数少ないものである。更に新潟西海岸の背景には、新潟市の中心市街地が近接して広がっており、国土保全の観点からも本海岸の侵食は極めて重大な問題である。これらのことから、新潟西海岸は、我が国でも最も侵食対策の重要性の高い海岸であるといえる。

この侵食対策については、既に昭和 20 年代より技術的検討に基づく対策工事として、離岸堤等が建設され、今日に至るまで改良、嵩上げ等を繰り返し、かろうじて現在の離岸堤（以下「現離岸堤」という。）等が形成されている。

現離岸堤等により、今のところ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継続的に侵食が進行している。この侵食の量は昭和 51～59 年の深浅測量結果から求めると、現離岸堤前面から沖合概ね 300m にかけて、大きいところでは年間 20cm 程度、小さいところでも年間 5cm 程度水深が深くなっており、更に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。なお、新潟西海岸においては地盤沈下も考慮しなければならないが、その量は年間 2 cm 程度である。

このような侵食により現離岸堤前面の水深が増大すれば、現離岸堤の前面波高も増大することとなる。試算によれば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、現離岸堤の崩壊による汀線の大幅な後退という重大な侵食の発生が懸念される。

このような状況に対処するためには、もはや従来のような現離岸堤の改良や嵩上げにより対処することは困難であるので、より安定的で高質な防護機能を有する新たな侵食対策が必要である。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。

2. 新たな防護構造物の概念

現離岸堤前面に来襲する波浪を減衰させ、底質が沖合に流失することを防止する機能を持った新たな防護構造物の設置により、防護構造物背後の海域の侵食対策は行えると考えられるが、もし仮に新たな防護構造物前面の侵食が進めば構造物自身の安定性が損なわれ、十分に防護機能を発揮できなくなってしまうという現離岸堤と同様の問題を生じることとなる。このため、新たな防護構造物は海底地形変化への影響を極力少な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。とりわけ、新潟西海岸のように侵食性の高い海岸では、一度侵食された海底地形の復元は極めて困難と考えられるので、新たな防護構造物を設置することによる海底地形への影響を少なくすることは極めて重要であると考えられる。

よって、まず海底地形への影響を極力少なくするという観点から新たな防護構造物の形態を検討することとする。

従来ある通常の構造物の中では最も低反射とされている消波ブロック傾斜堤構造の現離岸堤でも前面侵食を生じていることから、新たな防護構造物は通常の現離岸堤のような堤体構造を採用できないと考えられる。このため、新たな構造物として自然海岸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構造（以下「潜堤」という。）を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影響を少なくできるという効果も期待できる。

次に、海底地形の長期的及び短期的な安定性の観点から、潜堤の設置位置を検討することとする。

新潟西海岸の深浅測量結果では、現離岸堤前面の水深は概ね 5～6m、その沖合は海底勾配が約 1/100 程度で深くなっている。経年的な深度変化を昭和 51～59 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。

また、関屋以西の海岸のプロファイルより、新潟西海岸では水深概ね 8m 以深で波浪による海底地形の短期的な変動が小さくなるものと考えられ、この水深は概ね現離岸堤沖合の 400m の位置に当たる。

これらのことから、潜堤の設置位置は概ね現離岸堤の沖合 400 m とすることが適当である。

3. 潜堤の諸元

潜堤は、波浪の減衰機能及び底質の沖合への流失防止機能を持ち、かつ低反射のものとする必要がある。よって、まず現地の侵食に最も影響を与える波浪（ $H_o' = 3.0\text{m}$, $T_o = 8.0\text{sec}$, $N30^\circ W$ で以下「代表波」という）に対する波浪減衰機能及び反射率の観点から潜堤の諸元を検討する。波浪条件と底質の移動に関する現地調査結果を踏まえ、代表波に対して潜堤背後の波高を 1.0m 程度とすれば底質の安定を図ることができる。潜堤の水理特性については既往の研究事例や当局での実験結果もあり、総じて天端幅を大きくするほど、あるいは天端水深を小さくするほど伝達率を小さくすることができるが、所要の伝達率の条件を満たす潜堤と云っても種々の形状のものが考えられる。ここで検討している潜堤では、伝達率と断面の大きさを比較検討する限りにおいては、天端水深を小さくするほど経済的なものとする事ができる。

一方、潜堤の反射率は主として天端水深に支配されており、天端水深を大きくすることによって反射率を小さくすることができる。2次元実験結果から天端水深を入射波の半波高以上とすればかなり反射率を低減出来ることが判明しており、潜堤の設置位置における代表波の波高が 3m であることから、この半波高である 1.5m 以上の天端水深とする。

これらにより、潜堤の天端水深は 1.5m 程度とすると、これに対応して波浪減衰効果を確保するためには天端幅を 40m 程度とすることが必要となる。また、潜堤構造の安定性の観点からは天端を水面に近づけると碎波による波圧の増大が考えられるが、1.5m 程度の天端水深とすればほとんど問題がないものと考えられる。なお、潜堤に底質の沖合への流失防止機能を持たせるため、堤体に不透過部を設ける必要がある。

上述の諸元の潜堤について、2次元水理実験を行った結果では反射率を 0.2 程度と小さく

できることが確認できた。更に潜堤を現離岸堤沖合 400m の位置に設置した場合について平面水理実験等を行った結果では、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。

これに加えて、経済性等の観点から潜堤の離岸距離による効果や影響を予測するためのケーススタディとして潜堤の位置を現離岸堤の沖合 200m、300m 及び 500m とする場合についての平面水理実験等を行った。この結果、現離岸堤の沖合 400m とした場合に比較して、現離岸堤の沖合 200m、300m の場合はともに、同等の規模の潜堤としていたにもかかわらず、伝達波高が大きくなるなど背後の防護効果が悪化するとともに潜堤前面の侵食影響も大きくなることが判明した。一方、現離岸堤の沖合 500m の場合には、潜堤の離岸距離が大きいためその遮蔽域は広がっているが、潜堤内の伝達波高は現離岸堤の沖合 400m と比較してほとんど変わらない。これらのことから、潜堤の位置を現離岸堤の沖合 400m 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り、潜堤位置をより陸側に近づけようとする、防護効果の低下を招き、結果として必ずしも経済的なものにはならないと考えられる。

これらのことから、新潟西海岸の新たな侵食対策においては、天端高 C.D.L-1.5m 程度、天端幅 40m とする潜堤を現離岸堤の沖合 400m の位置に設置することとする。

なお、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。

4. その他突堤等について

3.までの検討により、潜堤（天端高 C.D.L-1.5m、天端幅 40m）を現離岸堤の沖合 400m に設置することとした。これに加えて、新たな侵食対策の全体的な計画としては、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、突堤を配置することが必要である。実験等の結果から、突堤は当面、消波構造とし、現突堤を延伸する形で突堤間隔を 450m 程度とし、延長を 200m 程度とすることとする。

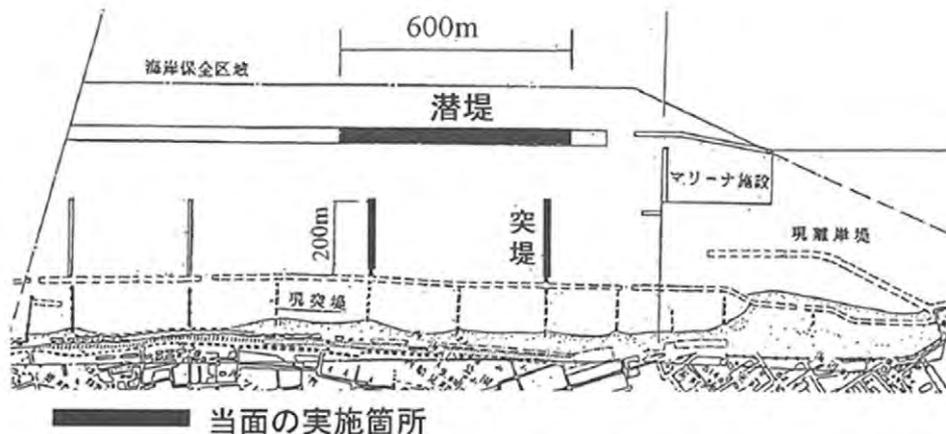


図 4-1 当面の実施箇所（注：この図面は報告書(2)には掲載されていない）

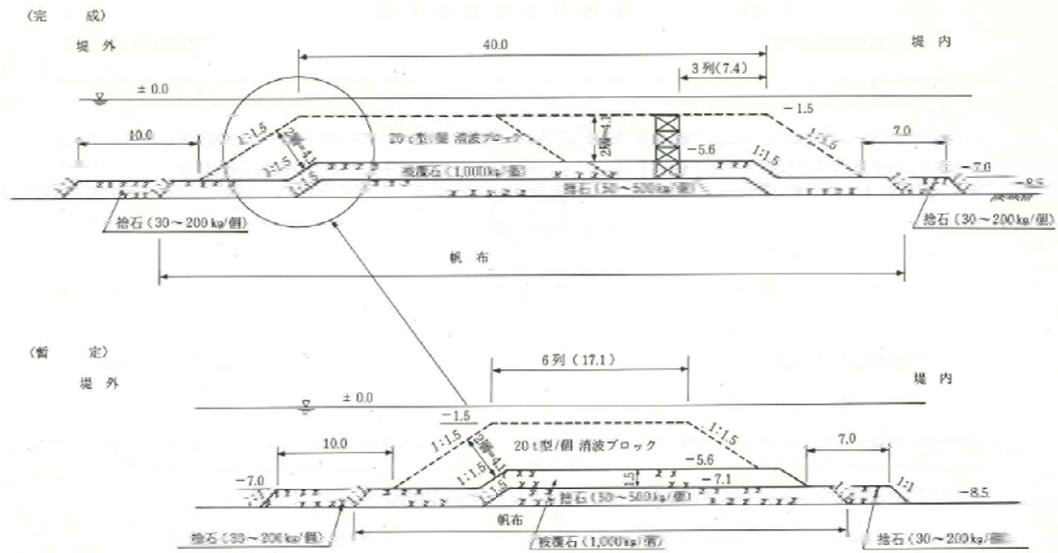


図 4-2 潜堤標準断面図

卷末資料 2

各種発表資料、投稿論文

(1) 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、運輸省第一港湾建設局 新潟港工事事務所

(2) 新潟西海岸事業のあゆみ、平成12年3月、運輸省第一港湾建設局、新潟港湾空港工事事務所

(3) 平成24年度 新潟西海岸事業に係わる技術的な評価報告書、平成24年8月、一般財団法人沿岸技術研究センター

(4) 投稿論文

土木学会論文集 (B2 海岸工学、B3 海洋開発) を中心に、新潟西海岸の波や流れに関するもの、海底変動や漂砂に関するもの、飛砂に関するものを収集した。

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 徳田峯夫, 田村政太郎, 柿崎勉, 川又良一, 黒木敬司: 新潟西海岸に新設された突堤周辺の流れと海底面変動, 海岸工学論文集, 第36巻, pp.439-443, 1989
- 4) 荘司喜博, 中山春雄, 滝口要之助, 黒木敬司, 坂井隆行: 新潟西海岸における波, 流れおよび地形変化の観測, 海岸工学論文集, 第37巻, pp.429-433, 1990
- 5) 荘司喜博, 中山春雄, 滝口要之助, 高橋豊喜, 黒木敬司, 坂井隆行: 新潟西海岸の潜堤設置による波, 流れおよび地形変化の観測, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.316-320, 1991
- 6) 荘司喜博, 中山春雄, 田村宏二, 遠山豊一, 坂井隆行, 黒木敬司: 新潟西海岸潜堤周辺の波, 流れおよび地形変化に関する調査, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.451-455, 1992
- 7) 塩澤俊彦, 中谷内信一, 赤澤守, 玉城重則, 黒木敬司: 新潟西海岸における飛砂の現地観測, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.281-285, 1993
- 8) 船越晴世, 大野正人, 阿部勝雄, 鈴木幸一, 黒木敬司, 玉城重則: 飛砂防止対策について, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.291-295, 1993
- 9) 黒木敬司, 小島大典, 近川喜代志, 高野剛光: 新潟県北部海岸の漂砂動向に関する検討, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.536-540, 2002
- 10) 高野誠紀, 坂井秀雄, 中宮正人, 山田貴裕, 黒木敬司, 佐藤道郎: 新潟西海岸での潜堤背後侵食についての数値解析, 海岸工学論文集, 第51巻, pp.471-475, 2004
- 11) 高野誠紀, 坂井秀雄, 中宮正人, 坂井隆行, 李在炯: 新潟西海岸の冬季風浪時における面的流況観測結果, 海岸工学論文集, 第51巻, pp.371-375, 2004
- 12) 栗山善明, 山口里実, 池上正春, 伊藤晃, 高野誠紀, 田中純壺, 友田尚貴: 新潟西海岸における大規模潜堤周辺の地形変化特性, 土木学会論文集 B, Vol.63, No.4, pp.255-271, 2007
- 13) 吉永宙司, 吉田秀樹, 吉田忠, 伊部知徳, 黒木敬司: 新潟西海岸における吹送流を考慮した地形変化予測モデルの開発, 海岸工学論文集, 第55巻, pp.586-590, 2008
- 14) 吉田秀樹, 清水利浩, 伊部知徳, 山田貴裕, 片野明良: 大規模潜堤背後の海浜地形の特徴と地盤沈下による断面変化, 海岸工学論文集, 第55巻, pp.751-755, 2008
- 15) 清水利浩, 蜂須賀和吉, 中川洋一, 吉田秀樹, 伊東啓勝, 坂井隆行: トレンチによる飛砂

- 防止対策の試み, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.541-545, 2008
- 16) 吉田秀樹, 金井実, 山田貴裕, 片野明良: 潜堤背後の洗掘溝の漂砂特性, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 65 巻, pp.701-705, 2009
 - 17) 吉田秀樹, 二瓶章, 金井実, 長谷川巖, 片野明良, 山田貴裕: 汀線付近の集中的な侵食と地盤沈下について, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 65 巻, pp.721-725, 2009
 - 18) 片野明良, 久留島暢之: 飛砂対策工の効果に関する現地試験, 土木学会論文集 B3(海洋開発), 67 巻, 2 号, 2011
 - 19) 荒木誠一, 志賀守, 片野明良, 伊藤義将, 坂井良輔: 面的防護方式による飛砂対策工の効果, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 71 巻, pp.661-666, 2015
 - 20) 荒木誠一, 大丸歩, 片野明良, 伊藤義将, 宇野喜之: 浮遊砂の現地観測, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 71 巻, pp.685-690, 2015
 - 21) 荒木誠一, 志賀守, 大丸歩, 片野明良, 伊藤義将: 養浜断面地形の収束過程における断面地形変化特性, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 71 巻, pp.775-780, 2015
 - 22) 奥田聡, 渡辺義, 田中隆洋, 平池智広, 片野明良: 砂浜の維持管理における健全度指標, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 73 巻, pp.1567-1572, 2017
 - 23) 奥田聡, 中村聡孝, 高野篤, 片野明良, 加辺圭太郎: 3D レーザースキャナ測量を用いた堆砂垣, 翼垣群周辺の飛砂堆砂形状の観測, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 74 巻, pp.967-972, 2018
 - 24) 片野明良, 林寛之, 千田奈津子, 加辺圭太郎: 堆砂垣周辺の平面的な飛砂堆積特性と飛砂量推定, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 77 巻, pp.439-444, 2021
 - 25) 岩部然育, 土井口華絵, 加藤英紀, 片山美可, 下野友裕, 清水利浩, 千田奈津子, 眞井里菜: 大規模養浜海岸における航空レーザ測深 (ALB) を用いた砂浜モニタリング, 土木学会論文集 B3(海洋開発), 第 78 巻, pp.745-750, 2022
 - 26) 清水利浩, 桐生翔, 眞井里菜, 小藪剛史, 望月優生, 久保山敬介, 木下明, 黒滝秀平: AI を用いた海岸管理手法の開発と海岸管理 DX に向けた提案, 土木学会論文集 B3(海洋開発), 第 78 巻, pp.295-300, 2022
 - 27) 片野明良, 清水利浩, 千田奈津子, 眞井里菜, 有川太郎: 海浜地形変化から推定する遡上帯から発生する飛砂量について, 土木学会論文集 B3(海洋開発), 第 78 巻, pp.78-97, 2022
 - 28) 片野明良, 清水利浩, 千田奈津子, 眞井里菜, 有川太郎: 縦堆砂垣群配置による海浜上の飛砂制御について, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 78 巻, pp.547-552, 2022
 - 29) 清水利浩, 千田奈津子, 眞井里菜, 片野明良, 小川秀成: 養浜した砂浜の維持管理基準, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 78 巻, pp.553-558, 2022
 - 30) 片野明良, 清水利浩, 千田奈津子, 眞井里菜, 宇野喜之, 菊地野生: 平坦な後浜天端幅を考慮した波のうちあげ高の算定方法について, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第 78 巻, pp.751-756, 2022

巻末資料 3

事業に携わった企業一覧（建設会社、調査・設計）

※50音順(JVは後部に記載)

	建設工事	建設コンサルタント(測量・調査等)
1	五十嵐建設(株)	朝日航洋(株)
2	石川緑樹(株)	アルファコンサルタント(株)
3	(株)伊藤組	いであ(株)
4	(株)岩村組	(株)エコー
5	(株)植木組	(一財)沿岸技術研究センター
6	(株)大沢組	応用地質(株)
7	小柳建設(株)	オーシャンエンジニアリング(株)
8	(株)加賀田組	開発エンジニアリング(株)
9	(株)加藤組	(株)開発技術コンサルタント
10	(株)櫛谷組	川崎地質(株)
11	(株)熊木組	基礎地盤コンサルタンツ(株)
12	グリーン産業(株)	協和補償コンサルタント(株)
13	後藤石水造園(株)	(株)グリーンシグマ
14	五洋建設(株)	(株)建設技術研究所
15	(株)近藤組	独立行政法人 港湾空港技術研究所
16	(株)佐藤企業	(財)港湾空港建設技術サービスセンター
17	三興建設(株)	国際航業(株)
18	曾根建(株)	三洋テクノマリン(株)
19	(株)大建建設	大和探査技術(株)
20	(株)高春組	(株)中央映画社
21	タカラ工業(株)	中央開発(株)
22	谷内工業(株)	(株)帝国コンサルタント
23	(株)谷村建設	東邦産業(株)
24	東亜建設工業(株)	(株)ドラムエンジニアリング
25	東洋建設(株)	(株)ナカノアイシステム
26	中野建設工業(株)	(社)新潟港振興協会
27	(株)中元組	新潟重工エンジニアリング(株)
28	(株)新潟デック	(株)新潟日報社
29	(株)新潟藤田組	ニシキコンサルタント(株)
30	(株)西方組	(株)日測
31	日本電気システム建設(株)	(社)日本海上起重技術協会
32	萬代建設(株)	日本海洋コンサルタント(株)
33	(株)福田組	(株)日本港湾コンサルタント
34	富国建設(株)	(社)日本潜水協会
35	(株)不動テトラ	特定非営利活動法人 日本ビーチ文化振興協会
36	(株)本間組	日本物理探査(株)
37	丸運建設(株)	(一社)日本マリーナ・ビーチ協会
38	(株)皆川組	(株)ニュージェック
39	隆成建設(株)	パシフィックコンサルタンツ(株)
40	若築建設(株)	(株)パスコ
41	JV; 東亜・不動テトラ建設工事共同企業体	藤木エンジニアリング(株)
42	JV; 東洋・不動テトラ特定建設工事共同企業体	復建調査設計(株)
43	JV; 中野・谷村建設工事共同企業体	(特)文化とテクノロジーの研究所
44	JV; 本間・福田建設工事共同企業体	ポートコンサルタント(株)
45	JV; 本間・りんかい日産特定建設工事共同企業体	北斗測量調査(株)
46		(社)北陸建設弘済会
47		(株)ポルテック
48		本間コンクリート工業(株)
49		前田屋外美術(株)
50		三井共同建設コンサルタント(株)
51		(一財)みなと総合研究財団
52		八千代エンジニアリング(株)
53		特定非営利活動法人 ユニバーサル社会工学研究会
54		隆成建設(株)
55		JV; 沿岸技術研究センター・エコー設計共同体
56		JV; (一財)港湾空港総合技術センター・(株)ポルテック設計共同体

卷末資料 4

工事履歴、委員会、海岸法

	1986年 昭和61	1987年 昭和62	1988年 昭和63	1989年 平成元	1990年 平成2	1991年 平成3	1992年 平成4	1993年 平成5	1994年 平成6	1995年 平成7	1996年 平成8	1997年 平成9	1998年 平成10	1999年 平成11	2000年 平成12	2001年 平成13	2002年 平成14	2003年 平成15
検討委員会																		
第1期潜堤																		
第2期潜堤																		
第3期潜堤																		
第1突堤																		
第2突堤																		
第3突堤																		
第4突堤																		
第5突堤																		
第1区画養浜																		
第2区画養浜																		
第3区画養浜																		
第4区画養浜																		
第6区画石積護岸																		

平成11年 海岸法改正

防護・環境・利用の調和のとれた総合的な海岸管理制度の創設／地域の意見を反映した海岸整備の計画制度の創設
 ／海岸法の対象となる海岸の拡張（一般公共海岸区域の創設）／国の直轄管理制度の導入

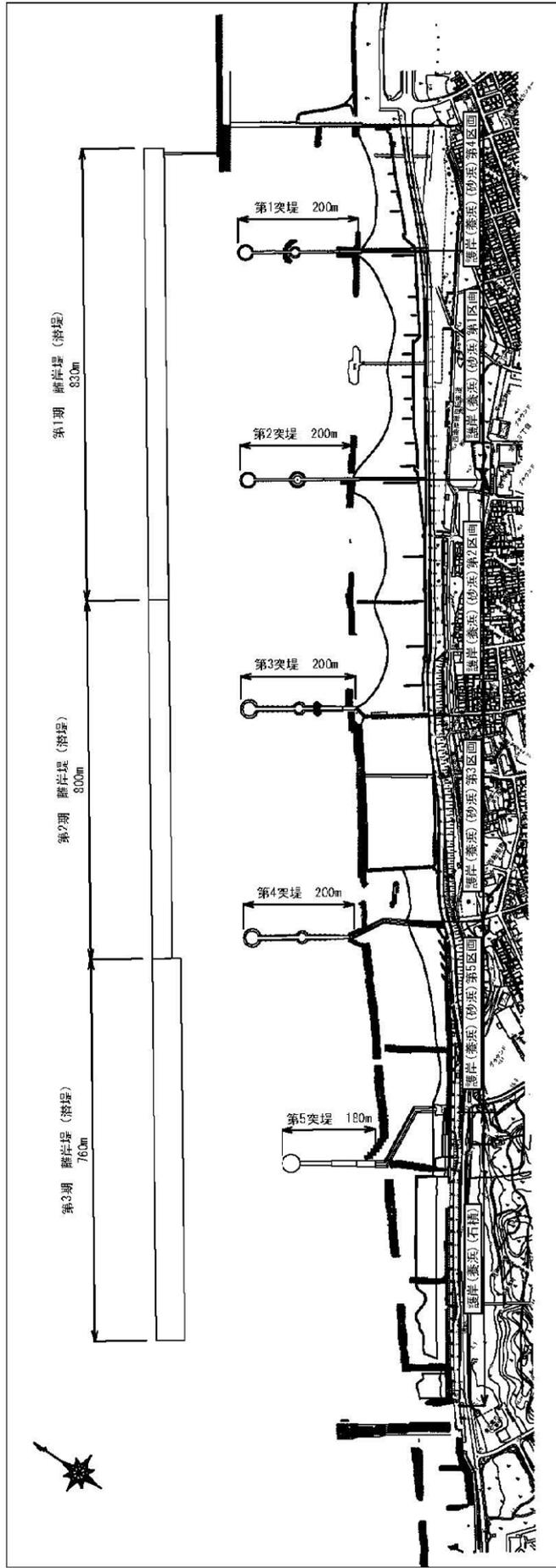
	2004年 平成16	2005年 平成17	2006年 平成18	2007年 平成19	2008年 平成20	2009年 平成21	2010年 平成22	2011年 平成23	2012年 平成24	2013年 平成25	2014年 平成26	2015年 平成27	2016年 平成28	2017年 平成29	2018年 平成30	2019年 令和元	2020年 令和2	2021年 令和3
検討委員会																		
第1期潜堤																		
第2期潜堤																		
第3期潜堤																		
第1突堤																		
第2突堤																		
第3突堤																		
第4突堤																		
第5突堤																		
第1区画養浜																		
第2区画養浜																		
第3区画養浜																		
第4区画養浜																		
第6区画石積護岸																		

平成26年 海岸法改正

海岸管理における防災・減災対策の推進／水門・陸間等の安全かつ確実な操作体制の確立
 ／海岸保全施設の適切な維持管理／地域の実情に応じた海岸の維持管理の充実

巻末資料 5

施設配置図



結び

本年、新潟港海岸の侵食対策事業は、昭和61年の直轄事業の工事着手から数えて37年の時間を経て、竣工するに至りました。

かつて、新潟港海岸は豊かな砂浜を有し、新潟市民歌「砂浜にて」に謡われるなど、市民にとって身近で愛着のある場所でした。しかしながら、その海岸線は明治から昭和前半にかけて最大350mも後退し、地元住民は日々、災害とふるさと喪失への不安に直面していました。

地元の声に応え、国による抜本的な侵食対策事業が行われるにあたり、我が国では初めてのケースとなる砂浜が持つ消波機能を活かす、面的防護工法が採用されました。また、同工法は副次的効果として、親水空間及び景観の形成の面でも優れており、防護だけではなく利用・環境の精神が海岸法に謳われたのは平成11年であることから見ても、当時としては極めて挑戦的な工法を選択したと言えます。

面的防護工法の実施にあたっては、当時はまだ同工法への知見がなく技術的な課題が山積していました。それらを解決するために、「新潟西海岸技術委員会」を設置し、海岸工学の第一人者を集めて議論を行いながら進めてきたところです。その過程では、本誌に紹介する、様々な観測、実験による貴重なデータが蓄積され、工事に反映されて来ました。海岸工学の発展、後世に向けた知見、技術の蓄積という意味でも、新潟港海岸は非常に有意義なフィールドでありました。

こうして整備された当海岸は、海水浴、ビーチスポーツ、釣り、生物観察など市民に欠かせない活動と憩いの場となっています。復活した砂浜は、毎年シーズンになるとビーチテニスやビーチバレーコートが常設され、「ビーチライフIN新潟」をはじめとしたスポーツイベントが開催され、市民のみならず全国からも人が集まる場となりました。突堤は身近な釣り場として平休日問わず愛好者が集まるだけでなく、夕日を見るスポットとしても親しまれています。海岸背後に整備された市道は、みなとトンネルに接続して新潟市の東西を結ぶ経路として、14,000台/日の車が通行し市民生活に不可欠なものとなりました。また、当海岸では背後の地元住民やNPO等による砂浜の清掃活動が頻繁に行われるほか、砂浜利用に危険が無いかの見回り等も行われており、市民の手によって環境が保たれています。事業のステージから、将来にわたって市民が利用と保全の主役となる新たなステージを迎えることができたと言えます。

本事業は、市民の安全と発展に対する切なる要望に対し、最新の知見と技術を以て応え、将来に残す、まさに土木工学の原点を体現したものになりました。今後とも、当海岸が市民の憩いとにぎわいの場として末永く愛されることを願ってやみません。

最後に、事業に関わってきた多数の建設業、コンサルタント、有識者、歴代職員の皆様に敬意と感謝を表し、結びの言葉とさせていただきます。

令和5年3月



国土交通省 北陸地方整備局
新潟港湾・空港整備事務所長 山形 創一

新潟港海岸—西海岸地区— 直轄海岸保全施設整備事業 技術誌

発行日 2023(令和5)年3月31日 初版第一刷発行

発行 北陸地方整備局 新潟港湾・空港整備事務所

〒951-8011 新潟県新潟市中央区入船町4-3778

Tel. 025-222-6111

Website <https://www.niigata.pa.hrr.mlit.go.jp/>

©北陸地方整備局 新潟港湾・空港整備事務所

本誌は著作権法上の保護を受けています。

本誌の一部あるいは全部について、発行者の許諾を得ずに無断で複製・複写することは禁じられています。

非売品

不許複製

第1編

第2編

第3編

卷末資料