釧路港西港区島防波堤の施工について
―軟泥浚渫土を島防波堤背後盛土に活用するための検討―

釧路開発建設部　釧路港湾事務所　第１工務課　○本間　大輔
計画保全課　石山　祐司
第１工務課　森　義和

近年、環境との調和を図る、あるいはあらたな水産生物の生育環境を提供する目的でエコグランド防波堤にみられるような新形式の施設が建設されるようになった。釧路港においてはその一環として、工事から発生する大量の浚渫土を島防波堤の背後小段として有効活用しているところである。しかしながら、近年浚渫された浚渫土の土砂性状は、軟質となっており島防波堤にそのまま使用可能か否かの検討が必要となった。本報告では、軟泥浚渫土を背後盛土中詰材に使用した場合の設計および検討内容を報告する。更に、現地スケールの試験を実施し、適用性・施工性について検証するとともに、今後の整備に係わる技術的課題について報告する。

キーワード：軟泥浚渫土、改良強土、改良工法、コスト縮減

1. はじめに

近年、環境との調和を図る、あるいは新たな水産生物の成育環境を提供する目的で、エコグラウンド防波堤に見られるような新形式の施設が建設されるようになった。港湾・漁港の整備においては、コスト縮減のほか、海域環境の保全が求められている。海域環境に配慮した持続的発展のため、防波堤などの外郭施設には、泊地や航路の静穏度確保という本来の機能に加えて、海洋生物の産卵場や索餌場、あるいはそれ自体が水質浄化機能をもつ藻場機能を付加した、自然環境と調和する機能の導入が推進されている。こうした背景から釧路港島防波堤(写真-1 参照)では、泊地浚渫により大量に発生する土砂を利用して水深の浅い背後盛土を造成し、本体直立部の補強による堤体幅の縮小と浚渫土砂の処分費の削減によるコスト縮減、越波伝達波の低減による本来機能の強化に加え、盛土上での藻場の創出を目指している。本防波堤は、平成 10 年に『環境と共生する港湾(エコポート)』としてモデル事業の認定を受け、鋭意整備が進められている(図-1 参照)。

しかしながら、近年浚渫された浚渫土は、当初想定された砂質土と異なり、シルト分を多く含む軟質土砂となっており、軟泥浚渫土をそのまま島防波堤に使用可能か否かの検討が必要となった。

本報は、軟泥浚渫土を背後盛土中詰材に使用する場合の設計および施工の検討内容を報告する。更に、現地スケール試験を実施して適用性、施工性を検証するとともに、今後の整備に係わる技術的課題について報告するものである。

写真-1　釧路港西港区整備状況

図-1　釧路港島防波堤イメージパース

2. 島防波堤の現況と基本構造

島防波堤は、計画延長 2,500m のうち 1,660m が暫定断

Daisuke Honma, Yuji Ishiyama, Yoshikazu Mori

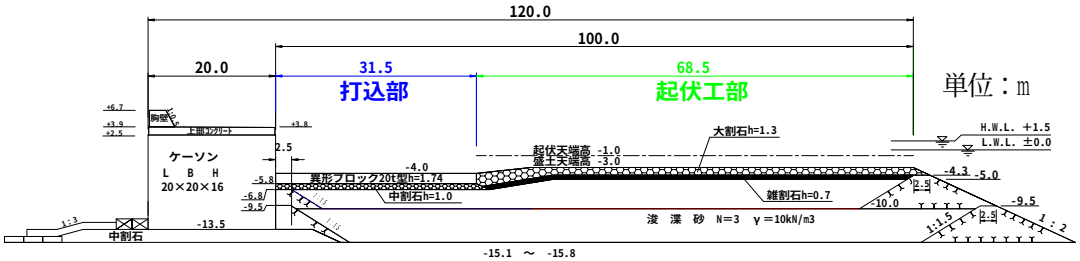


図-2　島防波堤の標準断面

面で施工済みであり、背後盛土構造部では、計画延長1,600m のうち試験施工区 100m が完成している。

島防波堤の構造は、「平成8年度釧路港水産協調型施設検討委員会」で示された絵姿に端を発し、平成10年度から各年度において必要な検討課題を順次解決し、平成17年度に最終的な標準断面が決定されている(図-2参照)。背後盛土部の基本構造は、段階的な施工が可能となる2段式となっており、防波堤背後100mのうち波浪等の越波の影響が懸念される31.5mを除いた68.5mを起伏工部（藻場部）として有効活用する構造となっており、平成17年度に完成した試験工区の100mでは、多種多様な海洋生物の生息が確認されている（例えば[1]・写真-2）。

写真-2　試験工区部に生息する生物

3.　浚渫土の特性と評価

島防波堤背後盛土として今後使用する浚渫土の物理特性を把握するため、図-3 に示す浚渫区域（-14m 泊地および-9m 泊地）の土質試験を実施した。調査地点は、-14m 泊地区域から 3 箇所、-9m 泊地区域から 4 箇所とした。

①土粒子の密度ρ_s

-14m 泊地および-9m 泊地ではそれぞれρs=2.55g/cm3、2.50g/cm3 となっており、有機物含有量の影響を受け小さい値を示している。

②自然含水比 w

-14m 泊地におけるω=114%～142%に対して-9m 泊地ではω=104%～201%と幅が広く、全体的に高含水比である。

③粒度分布

-14m 泊地では細粒分含有率は Fc=70～80%、-9m 泊地では Fc=57～98%であり細粒分含有量は全体的に高い。

④コンシステンシー特性

全体に、自然含水比ωが液性限界 wL を 20～90%上回っており、流動状となっている。以上の結果から、浚渫土は流動状であり「土」としての安定性が極めて欠如している。そのため固化処理等の改良が不可欠である。

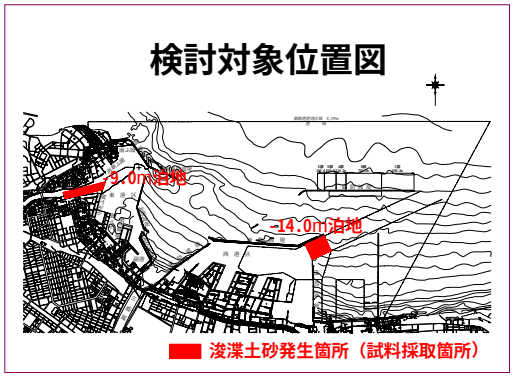


図-3　浚渫土発生箇所

4. 浚渫土の改良強度および投入範囲の設定

島防波堤背後盛土に使用する-14m および-9m 泊地の浚渫土は、前節に述べたとおり固化処理等の改良が必要である。ここでは構造面から必要となる改良強度を検討する。強度の設定方法としては、①地盤支持力から設定する方法と、②地盤沈下量から設定する方法の２通りが考えられる(図-4 参照)。なお、背後盛土のうち延長1120m（試験施工部含む）の範囲については１段目までの施工がほぼ完成していることから、浚渫土を投入する範囲は２段目のみとして検討する。

(1) 地盤支持力による設定法

改良浚渫土が、背後盛土構造の完成形である起伏工あるいはコンクリートブロックと割石荷重を支える支持地盤として想定し、その支持力から強度を設定した。支持

力は以下に示す「浅い基礎～粘性土地盤における基礎の支持力計算式(式1)」[2] pp.570-571を用いて算出した。

$$q_d = \gamma_R \times \gamma_{N_{co}} \left(1.018 k_k B + 5.14_{c_{ok}}\right) + \rho_{2_k} g \times \mathrm{D} \quad (式1)$$

ここに

q_d : 水中部分の浮力を勘定した基礎支持力の設計用値
(37.3kN/m2…起伏工部　34.6kN/m2…打込部)

γ_R : 粘性土地盤の支持力に関する部分係数
（0.66…一般構造物の許容安全率Fs = 1.5と同義）

$\gamma_{N_{co}}$: 帯状基礎に対する支持力係数の部分係数
（1…特に指定がない部分係数は1とする）

k_k : 深さ方向の強度増加率
（0…セメント固化処理土のため均一とする）

B : 基礎最小幅
（14.7m…試験工区の基礎最小幅）

ρ_{2_k} g : 基礎の底面から上の地盤の土の単位体積重量の設計用値

D : 基礎の地盤への根入れ長
(0m…基礎の根入れは無しとする）

以上から、求めるCoは起伏工部と打込部でそれぞれ11.0(kN/m2)、7.26(kN/m2)となる。
また、一軸圧縮強度(qu)と粘着力(C)との相関式(式2)

$$C = \frac{1}{2} qu \qquad (式2)$$

から起伏工部および打込部における改良浚渫土の必要強度を算出すると次のようになる。
起伏工部：*qu=22.0(kN/m2)*
打込部　：*qu=14.5(kN/m2)*

(2)地盤沈下量による設定法

目標沈下量は余盛りで対処できることを前提として50cm 程度を想定し、起伏工および割石荷重による改良浚渫土の沈下量を以下の沈下量計算式（式３）で算出した。

$$S = mv \times \Delta P \times (mv / mvr) \times mvr \times H \quad (式3)$$

ここに、
S:圧密沈下量(m)
mv:体積圧縮係数(m2/kN)
ΔP:増加荷重(kN/m2)
H:圧密沈下対象層厚(m)

また、改良土の圧密降伏応力 Py および mv/mvr(改良土と改良前の体積圧縮係数の比)と p/py(圧密降伏応力 Py に対する平均圧密圧力 P の比)の関係は、「深層混合処理工法技術マニュアル」[3] のとおりとした。なお、平均圧密圧力 P=100(kN/m2)の場合における、改良前の体積圧縮係数 mvr は、液性限界 WL>100%の場合は mvr=0.002(m2/kN)でほぼ一定である（「港湾の施設の技術上の基準・同解説」[2] p.313）。

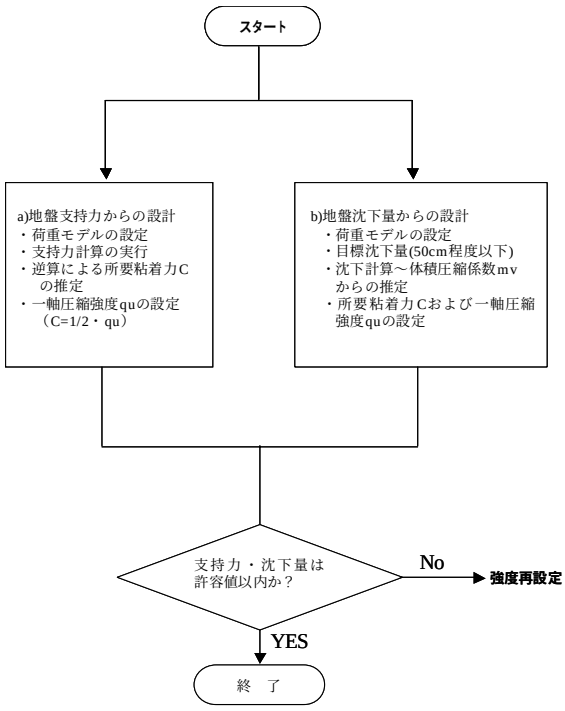


図-4　改良強度設定のフロー

以上の関係から、-9m 泊地における浚渫土を用いた改良土の沈下量の結果を表-1 に示す。前節で求めた必要強度から沈下量を計算すると、起伏工部では目標沈下量とほぼ同値である 48cm であり、打込部では 20cm であった。仮に 100kN/m2 の強度を確保した場合では 7cm の沈下量となった。

(3)改良浚渫土の投入範囲

次に、改良浚渫土の強度を 22kN/m2 とした場合に、構造物全体としての安定性を検討し、改良浚渫土の投入可能範囲を決定した。検討にあたって 1 段目(下段)に投入される浚渫土と 2 段目(上段)の浚渫土とでは、土性値が大幅に異なるため、滑動抵抗の算出は 1 段目と 2 段目を別に算出した。なお、計算に必要となる浚渫土の水中重量γは-9m 泊地の試験値(γ=2.9kN/m3)を危険側として採用し、堤体の安定には滑動抵抗力 R を別途加算する手法をとり検証した。

なお、滑動抵抗力 R は、砂質土の場合は内部摩擦角φと滑り面傾斜角θおよび滑り面上の浚渫土の単位体積重量から算出するが、改良浚渫土については粘性質であることから改良必要強度から粘着力を考慮した受動土圧を滑動抵抗力として算出した。

検討結果を表-2に示す。改良浚渫土では滑動安全率が1.2未満となり不安定となるため、堤体背後については土砂の滑り面θを考慮した範囲15m～17mで当初検討にお

表-1　改良土の体積圧縮係数と沈下量

荷重条件	ΔP (kN/m2)	改良強度 qu(kN/m2)	Py=1.27qu (kN/m2)	P0 (kN/m2)	P=ΔP+P0 (kN/m2)	P/Py	mv/mvr	mvr (m2/kN)	H(m)	S(m)
起伏工部	37.3	22.0	27.94	7.25	44.55	1.59	1.3	0.002	5.0	0.48
起伏工部	37.3	100.0	127.00	7.25	44.55	0.35	0.18	0.002	5.0	0.07
打込部	24.6	14.5	18.42	4.64	29.24	1.59	1.3	0.002	3.2	0.20

表-2　堤体の滑動安定性の検討結果

施設位置		島防波堤(島)A部	島防波堤(島)B部	島防波堤(島)D部
検討条件		完成時	完成時	完成時
当初検討	浚渫土性状	γ=10kN/m3，φ=32°	γ=10kN/m3，φ=32°	γ=10kN/m3，φ=25°
	滑動(滑動抵抗無)	1.003≧1.0	1.007≧1.0	1.007≧1.0
	滑動(滑動抵抗有)	1.429≧1.2	1.442≧1.2	1.323≧1.2
	滑り面傾斜角	θ=29°	θ=29°	θ=30°
改良処理土	浚渫土性状(上段)	γ=2.9kN/m3，φ=0°		
	浚渫土性状(下段)	γ=10kN/m3，φ=32°	γ=10kN/m3，φ=32°	γ=10kN/m3，φ=25°
	滑動(滑動抵抗有)	1.123≦1.2	1.132≦1.2	1.103≦1.2
	滑り面傾斜角	θ=29°	θ=29°	θ=32°

ける土性値が確保された浚渫土を投入する必要がある。また、打込部は越波による影響も懸念されるため、打込部の31.5m区間については全て当初検討済みの浚渫土（砂質土）として設定する。

5. 改良工法の選定と現地試験による軟泥浚渫土投入の強度の検証

(1)改良工法の選定

改良工法選定の前提条件として、①海中投入後の改良土の強度が 22kN/m2 以上、②シルト・粘土質の浚渫土砂に対応可能であることの他、③周辺海域への環境の影響、④施工実績・作業能力・土質適用性・荒天時の対応・工程管理等を考慮した施工性、⑤総合的な経済性をクリアする必要がある。

H20年度に有識者による委員会において検討した結果、施工の確実性を前提に経済性を重視し、釧路港で実績の多い仮置場固化処理技術による改良固化後にクラムシェルで投入する工法が最適とされた（図-5参照）。

(2)現地試験

４章で求めた改良必要強度（22kN/m2）が現地スケールで確保可能か検証するため現地試験を実施した。現地を想定した岸壁背後の掘削箇所に海水を張り、図-6に示す範囲に過年度改良済みで作業ヤードに仮置していた浚渫土（目標 qu=100kN/m2）を、バックホウを用いて静かに投入し、①改良浚渫土投入 28 日後、②続けて現地で想定される上載荷重⊿p=37.3kN/m2 を載荷しさらに 28 日後の２回、図-6 の 3 地点（No.1～No.3）においてⅠ土質試験、Ⅱポータブルコーン試験、Ⅲ一軸圧縮試験、Ⅳ沈下量測定試験を行い、強度および沈下量を確認した。試験結果は以下の通りである。

	C-1 仮置場固化処理技術		C-2 プラント固化処理技術		C-3 管中混合処理技術	C-5 高度安定処理技術	C-6 造粒固化処理技術
	C-1-1 硬化前投入	C-1-2 硬化後投入	C-2-1 海上施工	C-2-2 陸上施工			
海水汚濁防止	▲	▲	▲	▲	▲	◎	◎
施工実績	○	○	○	○	○	○	▲
投入後地盤	○	▲	○	○	○	◎	◎
作業能力	○	○	○	○	◎	▲	▲
土質適応性	○	○	◎	◎	○	○	○
設備・機械の確保	◎	◎	▲	▲	◎	×	▲
荒天時対応	◎	◎	▲	◎	▲	◎	◎
工程管理	▲	◎	▲	▲	▲	○	○
経済性	◎	◎	▲	○	▲	▲	▲
総合評価	○	◎	▲	○	▲	×	▲

図-5　改良工法

Ⅰ土質試験

粒度分布については図-7 に示すとおり、荷重載荷前後において粒度・液塑性・含水比はほとんど変化がみられず、比較的均一である。そのため、荷重載荷前後において土砂性状の大きな変化はみられなかった。

Ⅱポータブルコーン試験

荷重載荷前後において、深度方向に強度が増加する傾向が見られるが、No.2 と No.3 では表層付近で載荷前強度より減少する箇所がみられた。これは、地点により土層構成が異なることによるものと想定される。また、コーン値からの地耐力（qu）換算値である一般的な 0.2 を乗ずると載荷前後の平均値はそれぞれ 62.3KN/m2、134KN/m2 となり必要強度を確保していた。

Ⅲ一軸圧縮試験

No.1～No.3 の上層と下層において一軸圧縮試験を実施した結果、平均値は 22.94KN/m2 であり、必要強度を確保できていた。

Ⅳ沈下量測定試験

図-8 に示すように、敷き鉄板上に載せたコンクリー

トブロックの四隅の沈下量を載荷後から 28 日後まで計測した。その結果、最大沈下量は概ね 50cm であった。最小沈下量は数cmとバラツキがあったが、この差は土層の不均一性が原因と考えられる。しかしながら４章で計算した沈下量と大きな差はなく、誤差はあるものの、計算手法はおおむね適切であることが確認された。以上の試験結果から、仮置場固化処理技術による改良固化後の投入工法は施工可能と判断できる。

６．技術的課題と今後の展望

前述のように、陸上で一度固化した改良軟泥土砂(qu=100kN/m2)を距離の離れた第一線防波堤付近の海水に投入し、所定の強度(qu=22kN/m2)を確保するという工法自体ほとんど実績がないのが現状である。そのため、最新の研究成果などを適切に参照し設計・施工に反映させることが重要である。また、施工にあたっては環境への影響を最大限小さくする必要がある。そのため、現在、改良土を海中に投入した際の環境への影響調査を鋭意進めているところである。これらの結果から、構造面・施工面・環境面の全ての方面から施工可能か詳細を詰めていく必要がある。また、本施工のように浚渫工事によって副次的に発生する建設副産物を、いかに低コストで環境に影響を与えず有効活用していくかが今後重要になってくると考えられる。このように、「建設副産物」と共存するという視点で、今後の港湾・漁港・海岸保全施設などの整備を検討していく必要がある。

参考文献

１)北原繁志・根本任宏・丸山修治：釧路港島防波堤背後盛土の物理環境と海藻被度に関する研究(第 2 報）、平成 19 年度北海道開発局技術研究発表会.

２)国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、（社）日本港湾協会、2007.7.

３)深層混合処理工法技術マニュアル、(財)沿岸開発技術研究センター、p165,p182、2008.7.

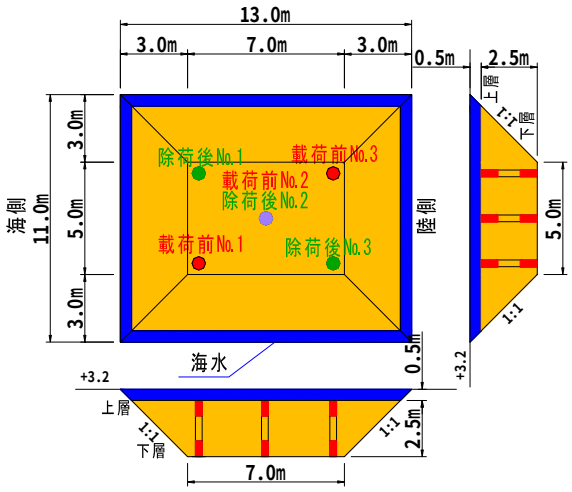


図-6　現地試験の詳細

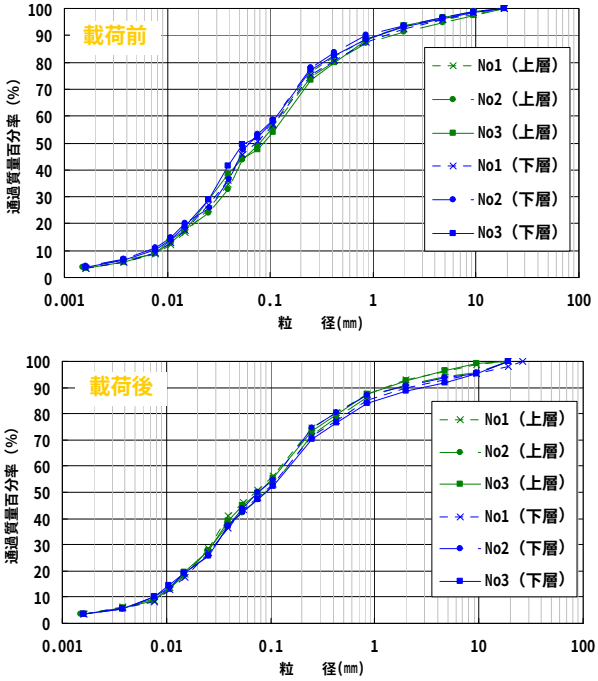
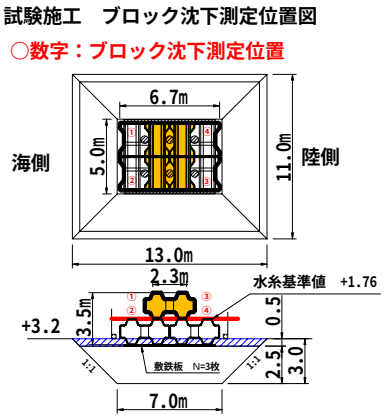


図-7　載荷前後の粒度分布



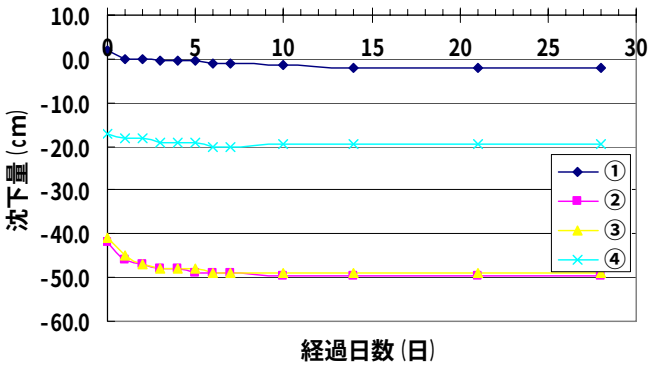


図-8　所定荷重載荷方法および荷重載荷後の沈下量の経過