

ベルトコンベヤーとサンドキャリアーを使用する 苫小牧港浚渫計画について

正員 ○石 田 直 之*
小 沢 栄**

1. ま え が き

苫小牧港建設工事は昭和26年に着工して以来38年度までに主要施設として東防波堤1,385.3m及び西防波堤843.8mの築造と石炭岸壁2バース及び雑貨岸壁1バースの完成をみた。このうち石炭岸壁は38年4月に雑貨岸壁は同年11月に夫々供用が開始され38年度の取扱貨物量は1,312千tに達した。一方38年度までの浚渫量は8,688千 m^3 でこの間の浚渫方式はディッパ―浚渫船、バケット浚渫船ポンプ浚渫船及びパワーショベルとドラグラインによる陸上掘削によるものであった。

昭和39年度からはじまる新港湾整備5カ年計画はまだ確定していないが、これによる浚渫量は20,000千 m^3 を超えることは確実であり従来の浚渫方式のみによっては今後の施工上種々の不都合が生じてくることが予想されるため

新にベルトコンベヤーとサンドキャリアーを使用する2浚渫方式を検討中である。本来なれば浚渫量が確定してから本文を報告すべきであるがここでは正確な数量にこだわらず上記浚渫方式による浚渫計画の概要を述べる。

2. 自然条件

最近の苫小牧港建設事務所の調査による風、波及び地質の特徴は次のとおりである。

風：風向については夏期はSE方向が卓越し冬期はN方向が卓越する。15 m/sec以上の風速を観測した日数は年平均27日である(自30年1月至34年12月)。

波：1 m以上の波の発生率は20.2%で2 m以上の波の発生率は3.6%である(自36年1月至38年12月)

地質：商港区を30カ所ボーリングした結果では地質構成に大差がなく上層から火山灰(1~2 m)、泥炭(1 m

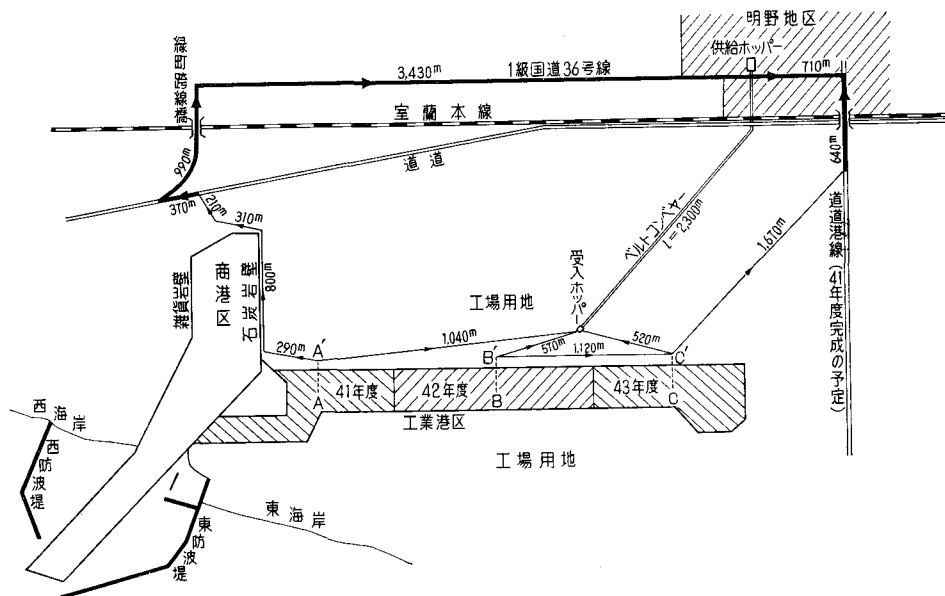


図-1

* 北海道開発局 苫小牧港建設事務所
** " 港湾部 港湾建設課

以下), 中粗砂及び砂礫 (10 m 内外), 細砂 (15 m内外). 火山灰 (-20 m 以深) となっておりこのうち中層の砂礫の径は 50 mm~80 mm のものが多い。

3. 今後の浚渫計画と捨土処理能力

前述のとおり今後の浚渫量が確定していないため 39 年度当初の案に基き浚渫計画を次のとおりとする。

(1) 新浚渫方式による浚渫カ所は本港の浚渫土量の大半

をしめしかも位置の集中している商港区待船泊地と工業港区としその他のカ所は従来どおりの浚渫方式によるものとする。

(2) 昭和 40 年度に新浚渫方式の施設を築造するものとする。

(3) 41 年度から 43 年度までの 3 カ年に新浚渫方式により処理する土量は表-1 のとおりである。

表 - 1

新 浚 渫 方 式 に よ る 浚 渫 量 (41 年度~43 年度)					5 ケ 年 計 画
区 分	+2.0 m 以上	+ 2.0 m ~ -1.0 m	- 1.0 m ~ -9.0 m	計	(39~43 年度)
浚 渫 量	6,400,000 (m³)	3,600,000 (m³)	5,900,000 (m³)	15,900,000 (m³)	24,760,000 (m³)

一方捨土処理については現在次のように考えている。
明野地区：低湿地率を埋立てるのに要する土量は今後全体で 20,000 千 m³ であるので陸上掘削による土砂はすべてここに捨土する。

西海岸：浚渫傾向にある本海岸にその防止のために必要とする土砂は年間 500 千 m³ 以下である。ここには近接の商港区航路、泊地の土砂を捨土する。

東海岸：工業港区から最も近い地点であるが堆積傾向にある海岸でありすでに飽和していると考えられるので護岸を築かないかぎり捨土は出来ない。また護岸を築いて捨土を行なうことはこれによって生ずる土地が非常に高価となり得策でない。

工業用地：局部的に湿地があり埋立を行なう必要があるが、ここには民間で単独に行なう浚渫土を捨土すればよい。

沖合捨土：上記地区に捨土出来ない土砂はすべて港則法に基き港域外 10,000 m の沖合に捨土しなければならない。

4. 浚渫工事の現況とその問題点

内港掘込部の工事は種々検討を重ねてきた結果現在は図-2 のように上, 中, 下層に分けてそれぞれ次のような浚渫方式を用いている。

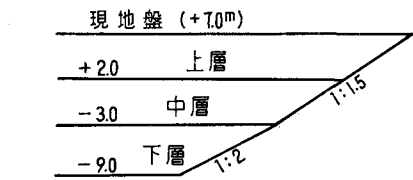


図-2 浚渫現況断面

上層：地下水位面より高い部分で 1.2 m³ 級パワーショベルにより掘削を行ない 5~10 t 積トラックで運搬し

て明野地区に捨土している。

中層：0.6 m³ 級ドラグラインで掘削して一度水をきった後 1.2 m³ 級トラックショベルで 5~10 t 積トラックに積み込み明野地区に捨土している。

下層：1,800 HP ポンプ浚渫船と 1,800 HP 中継ポンプを用いている。すなわち距離の近い東海岸に捨土する場合はポンプ船のみ、遠い西海岸に捨土する場合は両者を用いている。

上記の各浚渫方式のうち前二者における土砂のトラック運搬は施設を必要とせず工事量の増減にも容易に適應できる利点を有するがまた次のような問題点も有している。

社会不安の増大：重量車の大量通過による道路の損傷、土ぼこりの発生、土砂の散乱、騒音の発生、交通事故の頻発等今後社会問題となりかねない。

交通量の問題：現在トラックは幅員 7.2 m の国道 36 号線を経由しているが今後は商工港待船泊地及び工業港区の上層及び中層の土砂をトラック輸送によるものとすればトラック 1 台あたりの積載量を 5 m³、年間の稼働日数を 240 日とすればピーク時における集中度を考えなくても次式に示すような台数となる。

$$\frac{10,000,000 \times 2}{3 \times 5 \times 240} \div 5,600 \text{ 台/日}$$

これに商港区泊地等からの土砂を運搬するトラックが加わるので 1 日に 6,000~7,000 台に及ぶ交通量となり一般交通に与える影響が非常に大きくなる。

工事費の問題：37 年度までは室蘭本線の各所にある踏切を利用して運搬出来たが緑町跨線橋の完成により以前より 2 km う回ししなければならなくなったのでトラック輸送の経済性が、以前にも増して、問題となってきた。

上記の諸問題に対する解決策としては次のようなものが考えられる。

(1) トラック運搬用の専門道路をつくり鉄道及び一般道路と立体交叉にする。

(2) ベルトコンベヤーにより土砂を運搬する。

次にポンプ浚渫船による浚渫の問題点としては工業港区及び商港区待船泊地下層の浚渫土砂は沖合に捨てる以外に方法のないことである。この解決策としては次のようなものが考えられる。

(1) 在来作業船例えばディッパー浚渫船、バケット浚渫船により掘削して土運船で沖捨てする。

(2) 新浚渫方式としてポンプ船及びサンドキャリアーを用いて浚渫沖捨てする。

5. ベルトコンベヤーによる土砂運搬について

ベルトコンベヤー方式の浚渫は図-3のように掘削及び積み込みは従来と同じ1.2m³級パワーショベル及び0.6m³級ドラグラインと1.2m³級トラックシヨベルによる。次に土砂はトラックにより受入ホッパーまで運搬されベルトコンベヤーを経由して供給ホッパーに至り再びトラックに積込まれて埋立地に捨てられる。

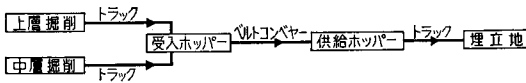


図-3 ベルトコンベヤー方式系統図

5-1 ベルトコンベヤーについて

41年度から43年度まで上層及び中層の土砂を平均して運搬するとすれば年間の運搬量は3,300千m³となる。次に

年間平均運搬量	3,300,000 m ³ /year
年間稼働日数	280 day
日運搬量	12,000 m ³ /day
日稼働時間	12 hr
時間当たり運搬量	1,000 m ³ /hr
土砂の見掛け比重	1.7 t/m ³
時間当たり運搬重量	1,700 t/hr

としベルトコンベヤーの輸送能力は次式で与えられるものとする。

$$Q = K(0.9B - 0.05)^2 \cdot v \cdot r$$

Q: 運搬能力 (t/hr)

B: ベルト幅 (m)

v: ベルト速度 (m/min)

r: 見掛け比重 (t/m³)

K: 係数

上式で $v=120$ m/min, $r=1.7$, $K=8.584$ (バラ物の息角20°を適用しキャリアーのトラフ角を25°とすれば $K=$

8.584 となる) とすれば

$$B=1.15 \text{ m}$$

となる。従ってベルト巾は余裕をみて1.2mとすればよい。

5-2 受入ホッパー

トラックで運搬してきた土砂は一度受入ホッパーに入れてエプロンフィーダーにより一定量をベルトコンベヤーに払出す。ホッパー容量はトラックが数台連続してきてもまた数分間途切れても常に適応できなければならない。このためには容量が大きいことにこしたことはないがトラックの運行管理のゆるす範囲でできるだけ小さくすることがもっとも経済的なものになる。

いまトラックの平均積載量を5m³/台としサイクルタイムを次のとおりとする。

トラック間のタイムラグ	25 sec
ダンプ所要時間 (上げ)	20 sec
(下げ)	15 sec
トラックのアイドルタイム	10 sec
計	70 sec

この場合のトラック一系統の運搬能力は

$$Q = 5 \text{ m}^3 \times \frac{60''}{70''} \times 60' \div 60' \div 250 \text{ m}^3/\text{hr}$$

となるのでフィーダー能力を250m³/hrとする。したがって運搬量1,000m³/hrに対する受入ホッパーの数は

$$n = 1,000 \div 250 = 4 \text{ 基}$$

となる。次に1基あたりのホッパー容量であるが一般にはフィーダー能力の1/10すなわち6分間量を見込むのが適当であると云われている。これによれば25m³/基となる。この値に多少の余裕をみて30m³/基とする。

5-3 供給ホッパー

トラック供給用のホッパーは、ベルトコンベヤーから1,000m³/hrの土砂を受ける。これに対してトラックの受入能力はサイクルタイムを60secとした場合

$$Q = 5 \text{ m}^3 \times \frac{60''}{60''} \times 60' \div 300 \text{ m}^3/\text{hr}$$

となりホッパー数は

$$n = 1,000 \text{ m}^3/\text{hr} \div 300 \text{ m}^3/\text{hr} \div 3.3$$

となり最小4基必要となる。ホッパー容量を決定するのにはトリッパーによる投入量との関係やトラックが数分途切れた場合にもベルトコンベヤーから供給される土砂を収容しなければならない等を考慮する必要がある。今ホッパーを6基とした場合すでにホッパー内には容量の1/2の土砂が入っておりその後5分間トラックが途切れたものと仮定

してその間ベルトコンベヤーから供給される土砂を収容するものとすればホッパー容量は

$$V=2\times1000\text{ m}^3/\text{hr}\times\frac{5'}{60'}\times\frac{1}{6\text{基}}\doteq28\text{ m}^3$$

となる。この値に多少余裕をみて 30 m³/基とする。参考に空のホッパーがあふれるまでの時間を求めると

$$t=6\text{基}\times30\text{ m}^3/\text{基}\times\frac{60'}{1,000\text{ m}^3/\text{hr}}=10.8\text{ 分}$$

となる。

5-4 ベルトコンベヤーの経済的配置

ベルトコンベヤーを3カ年固定しておくものとし供給ホッパーの位置を決めた場合の受入ホッパーの位置についてはトラック運搬費とベルトコンベヤー運搬費に差があれば最も経済的な地点を選ぶことができるはずである。年間の浚渫量を 3,300 千 m³ とし各年度の浚渫土量の重心点を求め受入ホッパーの位置を決めればベルトコンベヤーの延長とトラック運搬距離が決る。この場合の全工事費は近似的に次のようになる。

$$M=V\left(-\frac{t}{3}\sum_{i=1}^3L_i+L't'\right)$$

- V: 全土量
- t: 単位距離あたりのトラック運搬費
- L_i: 各年度のトラック運搬距離
- L': ベルトコンベヤーの長さ
- t': 単位長さあたりのベルトコンベヤー運搬費

ベルトコンベヤーの高架部(受入ホッパー、供給ホッパー、道路交叉部、鉄道交叉部)の延長を 500 m としトラック速度を 20 km/hr としたときの工事費を最低とする配置を求めると 図-1 に示したとおりとなる。

5-5 トラック運搬に対する比較

ベルトコンベヤー方式による浚渫費は施設の償却の方法に大きく左右される。すなわち3カ年間で償却するかあるいは耐用年数で償却するかにより工事費に 20% 程度の差を生じる。しかしながらいずれの場合でも現行のトラック運搬方式の 60~80% の工事費しか要しない。また専用道路を設けてトラック運搬を行なう方式は施設費に多額な金額を必要とするため現行の方式による 41 年度は国道経由、42 年度以降は道道港線経由の運搬費に比べて何ら有利でない。従って陸上掘削部の土砂運搬はベルトコンベヤーによるものが最も有利である。

6. サンドキャリアーによる土砂運搬について

サンドキャリアー方式による浚渫は 図-4 のようにポンプ浚渫船で下層を -1.0 m~-5.0 m、-5.0 m~-9.0 m の

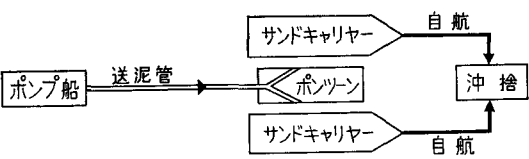


図-4 サンドキャリアー方式系統図

2 層の分けて掘込み送泥管により、ポンツーンに繋留しているサンドキャリアーに、砂土を送り込み、土砂をホッパー内で沈澱させてからサンドキャリアーは沖合に出て捨土する。

6-1 サンドキャリアーについて

41 年度から 43 年度までの3年間の浚渫量が 5,900 千 m³ であるので各年度に等分すると 2,000 千 m³ となる。次に

年間浚渫量	2,000,000 m ³
年間稼働日数	250 day
日処理土量	8,000 m ³ /day
ポンプ船運転時間	16 hr/day
時間当り浚渫量	500 m ³ /hr

として土運船の能力を求める。土運船は自航式と非自航式の2種類が考えられるが、ここでは建造費はかさむが操船がしやすくで能率的で曳船を必要としないので乗組員も少なくしてすむ自航式を採用するものとして以後の検討をすすめる。

サンドキャリアーの隻数と日あたりサイクル数との関係は次式で与えられる。

$$N\leq\frac{T\cdot S}{\sum t_i}$$

- N: 日あたりサイクル数
- T: 積込施設の日運転時間 (hr)
- t_i: 積込時間、航行時間、土捨て時間、接岸時間及び離岸時間 (hr)
- S: 土運船隻数

また日処理土量とホッパー容量及びサイクル数の関係は次式で与えられる。

$$V_{\text{day}}=N\cdot y\cdot V$$

V_{day}: 日処理土量 (m³/day)
N: 日あたりサイクル数
y: ホッパー効率
V: ホッパー容量 (m³)

いま港外 10,000 m に捨土するものとすれば平均航行距離、航行速度及び航行時間の関係は表-2 のようになる。また接岸及び離岸時間を 40 分としさらに積込効率を 80% とすると

積込能力 400 m³/hr

1日当り運転時間 20 hr/day

表 — 2

区分	航 行 距 離 (km)	航 行 速 度 (ノット)	航 行 時 間 (hr)
地区分			
浚渫地内	1	2	0.27
港 内	3	4	0.40
港 外	10	8	0.67
計	14	—	約 2.5 hr

となる。次にホッパー効率 η は昭和38年度のドラグサクシ
ョン浚渫船海竜丸による実績から0.7をとる。従って上2
式は夫々次のようになる。

$$N = \frac{20 \cdot S}{\frac{0.7V}{400} + 2.5 + 0.67 + 0.33}$$

$$8,000 = N \cdot 0.7 \cdot V$$

これから N を消去すると

$$V = \frac{2,000}{S-1}$$

従ってサンドキャリヤー隻数とホッパー容量及びサイクル
タイムの関係は表-3のようになる。この3種類のうち容
量2,000m³のものは船長が100 m 程度となり狭い浚渫地

表 — 3

隻 数	容 量 (m ³)	サイクルタイム (hr)
2 隻	2,000	7.00
3 隻	1,000	5.25
4 隻	700	4.73

内での操船に困難があり、700 m³ のもののよう η に容量が
小さくなれば一般に浚渫費がかさむので 船長が60 m 程度
で操船も手ごろなしかも比較的経済的な1,000 m³ 級サン
ドキャリヤーを採用する。

1,000 m³ 級サンドキャリヤーを3隻使用したときのサイ
クルタイム図は図-5になり1日あたりサイクル数は11回
または12回となる。従って日処理土量は

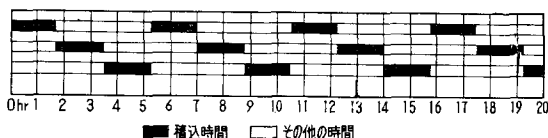


図 — 5 サイクルタイム図

$$V_{\text{day}} = 7,700 \text{ m}^3/\text{day} \text{ or } 8,400 \text{ m}^3/\text{dar} \approx 8,000 \text{ m}^3/\text{day}$$

となる。

6-2 ポンツーンについて

サンドキャリヤーを直接ポンプ船に横付け η るとポンプ船
に悪影響を及ぼすことと吃水の関係でポンプ船より前方に
出すことが出来ないのでポンツーンを計画する。

ポンツーンはサンドキャリヤーがけい溜するときの衝撃
に耐えるように固定式とする。固定方式としてはアンカー
ワイヤーによるもの、スパットによるもの及びケーソン等
を定置する方法によるものが考えられるが衝撃力に対する
強度、安定及び水深に対する適応性を考慮してアンカーワ
イヤーによるものとする。

6-3 ポンプ浚渫船について

ポンプ浚渫船の浚渫能力は500 m³/hrが必要であるので
含泥率を平均10% とすれば5,000 m³/hr の揚水能力を有す
るポンプが必要となる。

排砂管内の流速については次のように考える。限界堆積
速度は Durand の式より

$$V_L = F_L \sqrt{2gD \frac{\delta - \rho_0}{\rho}} \approx 7.85 \sqrt{D}$$

V_L : 限界堆積流速 (m/sec)

F_L : 係数1.3 (粒径1.0 mm 以上)

g : 重力の加速度9.8 m/sec

D : パイプ内径 (m)

δ : 土砂の真比重2.75 t/m³

ρ_0 : 海水の比重1.0 t/m³

となり流量は

$$Q_L = 2.826 D^2 V_L$$

となり $D=600 \text{ mm}$ とすれば

$$V_L = 6.08 \text{ m/sec}$$

$$Q_L = 6.186 \text{ m}^3/\text{hr}$$

となる。これは現在の管内流速が5.3 m/sec であるが土砂
の沈澱を生じていることを考え合せると妥当な流速であり
流量も計画揚水量に対して20% の余裕がある。次に排砂
管長はポンプ船の1線の幅とポンツーンの移動するまでの
日数によって決めなければならない。いま航路幅を250 m
とし法勾配を2割とし ポンツーンを30日 ごとに移動する
ものとすれば排砂管長は

$$L = \frac{8,000 \times 30}{(250 + 16) \times 8} = 113 \text{ m}$$

となる。この長さ η に余裕をみてフロート20 基分すなわち
126 m とする。水上管を基準とした各管長の換算延長は表
-4 のとおりとなる。以上の数値から浚渫ポンプの馬力を
次に求める。計画諸元を

表 4

位 置	実 延 長 (m)	抵抗係数	換算長 (m)
船内管吸入側	40	0.041	75
吐出側	30	0.041	56
水 上 部	126	0.022	126
ポンツーン部	25	0.019	22
計	242	—	279

管 径	$D=600\text{ mm}$
換算延長	$L=279\text{ m}$
計画流速	$v=6.0\text{ m/sec}$
実 揚 程	$H_t=6.0\text{ m}$
流 量	$Q=6.100\text{ m}^3/\text{hr}$
含 泥 率	$x=10\%$
泥水比重	$\gamma=1.10\text{ t/m}^3$
土質係数	$\beta=4$ (粗砂)
吸入深度	$H_u=5.0\text{ m}$ ($-1.0\sim-9.0\text{ m}$ の平均)
抵抗係数	$\alpha=0.022$

とすると送泥時総揚程は次式ようになる。

$$H = \gamma \cdot H_t + (\gamma - 1)H_u + \{1 + \beta(\gamma - 1)\}$$

$$\times \alpha \frac{v^2}{2g} \frac{L}{D} = 33.4\text{ m}$$

次に主ポンプの馬力はポンプ効率 $\eta = 0.6$ とすれば

$$P = \frac{1000QH}{75\eta} \times \frac{1}{3,600} = 1,260 \div 1,300\text{ IP}$$

のもので良い。

6-4 他方式によるものとの比較

サンドキャリアー方式による工事費もサンドキャリアーの償却期間を3カ年間にするか耐用年数にするかによって20%程度の差を生ずるがいずれも現行の排砂管長2,000 m ~ 3,000 m という近距離捨土に要する工事費内におさまっている。次に在来浚渫船なすわちバケット式浚渫船やディッパー式浚渫船により掘削する方法は何隻かの大容量の作業船を使えば年間2,000千 m^3 程度の浚渫は可能であるが土運船を浚渫船より前方に出せないことや浅い部分を浚渫する場合に吃水の制限を受けたり片側にしか横付け出来ないことが生ずるので適当な浚渫方法とは云えない。以上の考察から水中部の浚渫にはサンドキャリアーを使うポンプ船浚渫が最も有利な方法である。

7. お わ り に

最初に述べたとおり今後の浚渫量がまだ確定していないため本文に述べた内容は精度の落ちるものであることはまぬがれないが、ベルトコンベアー方式とサンドキャリアー方式による浚渫方法は本港のように大量の土砂を処理しなければならない場合、最も能率的でしかも、経済的であると云える。