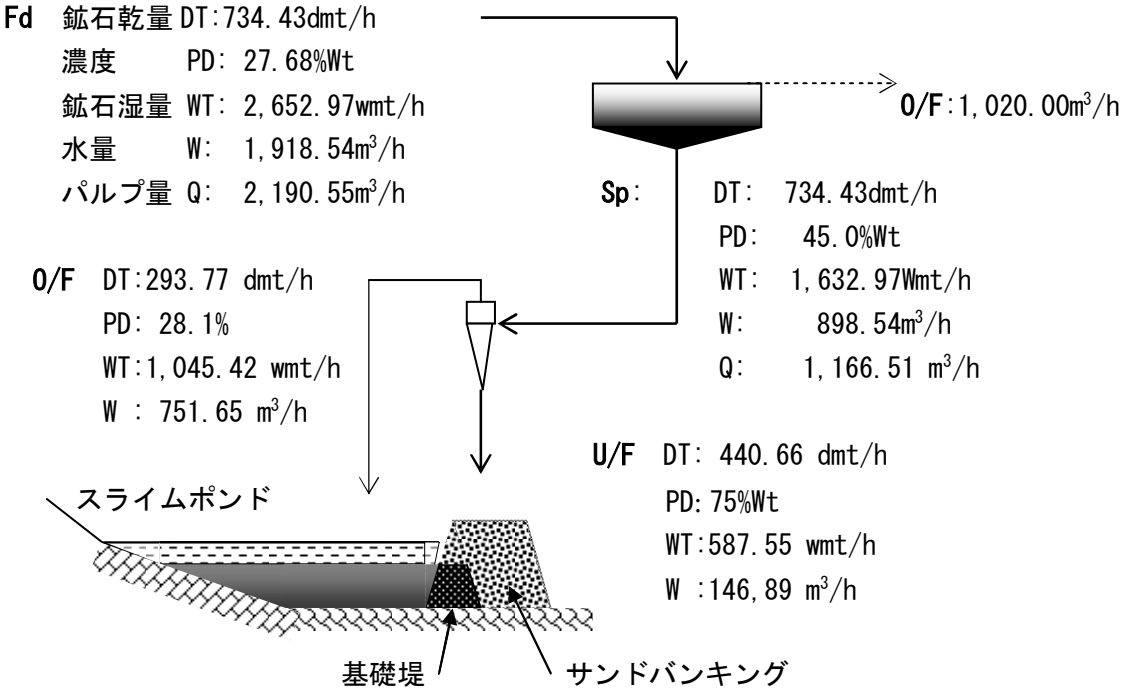
13.尾鉱処理

13-1.尾鉱シックナー

13-1-1.設計概念

1]物質収支



2]設計概念

[1]台数:可能な限り１基とする。用地が少ないことと複数にすると負荷配分が不均等になり易いからである。当時 Dorr 社と提携していた三機工業㈱相談して最大径 333 ft≒100mφ以上のシックナーも製作可能との回答を得た

[2]構造：レーキ重量。消費動力の少ない二重勾配レーキのセンターポスト型とし、底は、当時炭鉱で実績のあった粘土張りとし中央部と側壁周辺以外はコンクリートを打設しない。

13-1-2.所要寸法の計算

1]所要面積 A:

水面積 A は、次の式で与えられる。

$$A = \frac{Q}{v\alpha} \qquad [m^2]$$

ここで　Q:シックナー内上昇流量　[m³/h]

V:沈降速度　[m/h]

α ：係数

沈降速度 V は、沈降試験で 0.20m/h と求められたが、鉱石の性状、濃度、温度等で変動するので、蛇紋岩質鉱を考慮し安全のため係数を 0.6 とする。

従って、　A＝Q/v＝1,020.00m³/h÷(0.20m/h×0.6)＝8,500.00m²

シックナーの直径 D は,次式で与えられる。

$$D=\sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

それ故　$D=\sqrt{\frac{4\times 8,500}{3.14}}=104.05\ m\phi$

これに該当するメーカーの規格は 106mφであるので、これを採用する。

深さ、レーキアーム傾斜、回転速度、設置動力についてはメーカーの推奨値とした。

13-2.尾鉱送泥配管

13-2-1.所要管径の計算

送泥配管の設計施工は建設部機械課が担当したので、鋼管部の確認にのみに留める。

1]平均流速

$$V=Q/\pi r^2$$

ここで　Q: パルプ流量　1,166.51 m^3/h÷3,600 sec/h＝0.324 m^3/sec

r: 配管半径　0.478/2＝0.239 m

π:　円周率

従って　v＝0.324 m^3/sec÷（3.14×0.239^2）＝1.806 m/sec

これは、浮選給鉱配管で求めた限界流速 0.83 m/sec よりも大きく、粒子の沈殿閉塞の恐れはない。また経験上磨耗が大きくなる 3.0 m/sec より小さいので妥当な流速である。

2]摩擦損失

Darcy の式による摩擦損失の計算

$$hs = f\cdot\frac{L\cdot V^2}{D\cdot 2g}$$

ここで　hs :摩擦水頭損失　[m]

L :管長　[m]

D : 管内径　[m]

V :平均流速　[m/sec]

g :重力加速度　[m/sec^2]

f :摩擦損失係数

従って

$$hs = 0.02\times\frac{100\times 1.806^2}{0.478\times 2\times 9.8} = 0.69\ m$$

鋼管部の勾配は 2/100 であるので、100m 間の落差は 2m＞0.69m で摩擦損失による閉塞はない。従って.尾鉱は自然流送とする。

13-2-2. 急勾配部の管路

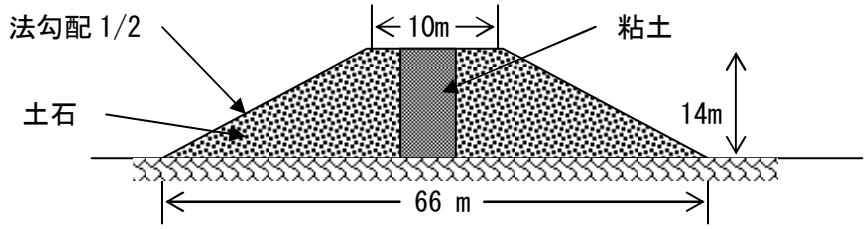
勾配 2/100 ではダムまでの高低差 910 m をカバーできないので、落差を解消するのに、当初、外国で実績のあるドロップタンクのほかに、樋、魚道などの方式が検討され、建設費の点で樋方式が採用された。樋は勾配 1/6 で計画されたが、スラリーが予定されたより遥かに大きな流速で流れたため、樋からの溢出、通気管からの漏泥、ライナーの著しい早期磨耗等の問題が起こって、ドロップタンク方式に切り替えられた。ライナーは、新日鉄㈱が海底の浚渫用に開発した耐食・耐磨耗特殊鋼で性能が期待されたが、予定の 10 倍以上の速さで磨耗が進行し、耐磨耗効果は認められなかった。

13-3. 築堤設備

13-3-1. 基礎堤

1] 設計概念

最初からサイクロン U/F サンドだけの築堤で O/F スライムを貯留することは困難であるので、ダム内の土砂をブルドーザーで掘削して長さ 1,500m の基礎堤を築造する。



下流側基礎堤概念図

築堤の中には水密性を高めるため粘土コアを挟む。

2] ダム堆積量

当初の計画堆積計画 3,700,000 m^2 で、鉱山寿命の全尾鉱を堆積処分する。

築堤土量：　850,000 m^3

堆砂築堤面積：1,700,000 m^2

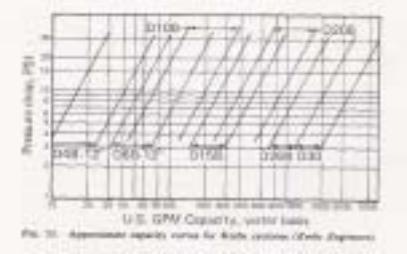
貯泥面積：　2,000,000 m^2

ダム底には底設暗渠（尺八）を設置し、上澄水と流入雨水を排出する。

13-3-2. 築堤サイクロン

1] サイクロンの選定

Krebs 社のグラフより、14 psi での D15B の処理能力は 500 GPM＝1,900 ℓ/min で　ある。



これと 13-1-1.設計概念の 1]物質収支から所要台数 N は

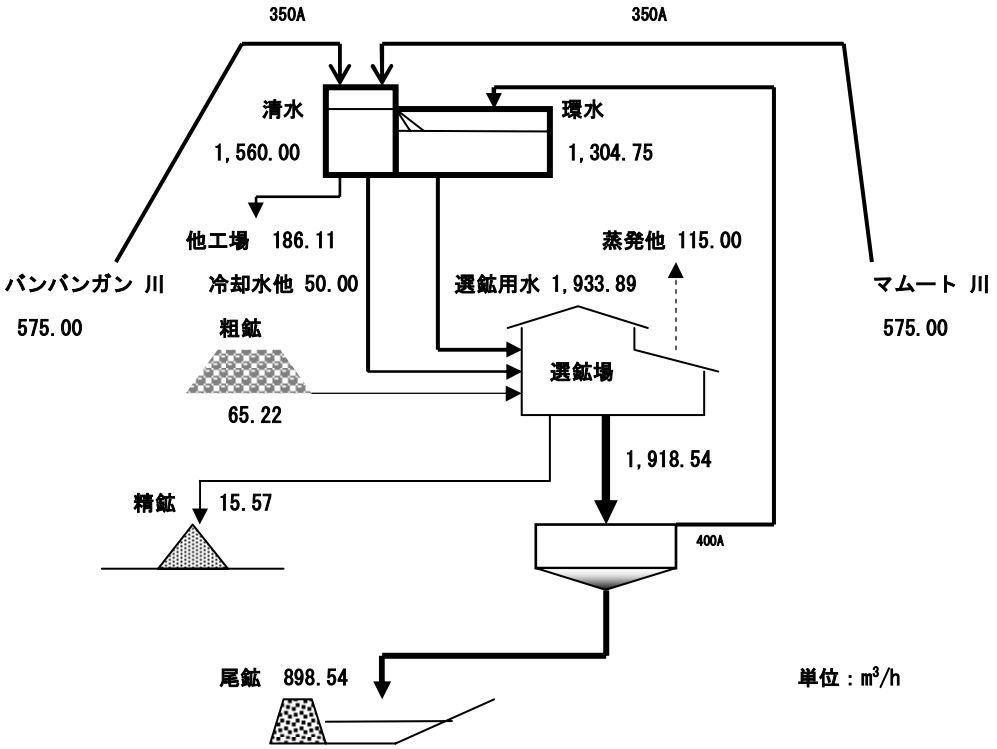
N＝1,166.51 m^3/h/(1.90 m^3/min×60 min/h)＝10.2→10 台とする。

尾鉱シックナー排泥濃度はもっと高いと推定されるので余裕を見なくても充分である。
それに、実際には 2 列設置し 1 列ずつ使用するので、数台の置換予備は可能である。

14.用水設備

14-1. 用水計画

1]用水物質収支



流入：575.00＋575.00＋65.22＝1,215.22 m^3/h

流出：186.11＋15.57＋898.54＋115.00＝1,215.22 m^3/h…OK

2]設計概念

清水は、マムート川、バンバンガン川両河川から揚水し、飲料水以外の鉱山全需要を賄う。鉱山付近は、急峻な地形のため、大きな川が無く、乾季と雨季、晴天時と降雨時の流量の時間変動も極めて大きい。安定した取水を確保するための、流水量の調査、取水地点の選定、取水方法の策定が重要である。清水の不足分はシックナーO/F の環水で充当する。環水の比率はそれぞれ、53%と 47%である。

排出先は精鉱、尾鉱に伴うもの以外、清水の 10%分を蒸発その他のロスとして見込むものとする。清水は選鉱以外の諸設備の需要に当てるほか、選鉱場の冷却水、洗浄用水、石灰溶解等に使うほか、清水槽の O/F が環水槽に流入する。用水需要の時間変動は大きく、特に夜間の選鉱以外の需要は極端に落ち込むものと考えられる。揚水ポンプは、各ポンプ場に複数台設置し、需要の時間変動に対応する。

14-2. 用水ポンプの選定

1] 配管口径

標準的用水ポンプの流速は、吸込み側、吐出し側共に 2～3m³/sec で設計され、通常は、両者が同じか、吸込み径が大きい。ポンプ口径と標準流量との関係を次表に示す。

ポンプ口径と標準流量との関係

口径 (mm)	38	50	65	75	100	125	150	175	200
水量 (m³/min)	0.13	0.23	0.42	0.56	1.1	1.7	2.5	3.6	4.8
口径 (mm)	250	300	400	500	600	700	800	900	1,000
水量 (m³/min)	7.5	11.0	21	33	47	65	84	105	130

上表によると、マムート、バンバンガン川ポンプは、575.00m³/h＝9.58m³/min であるので 300A でも良いが、長距離配管の摩擦損失を少なくするため 350A とする。

環水ポンプは 1,020 m³/h＝17.0m³/min であるので、400A とする。

2] 型式の選定計算

大揚量、高ヘッドのため多段タービン型とする。

バンバンガン川ポンプの場合について計算する。

[1]直管の摩擦損失水頭

Darcy の公式

$$H_s = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad [m]$$

ここで　L:直管の長さ　6,000　[m]

D: 直管の内径　0.35　[m]

V: 平均流速　1.66　[m/sec]

G: 重力加速度　9.8　[m/sec²]

f: 摩擦損失

f＝0.02＋1/2000 D＝0.0214

H_s ＝0.0214×6000/0.35×1.66²/(2×9.8)＝51.6 m

[2] 曲管、弁、吸込み口の摩擦損失水頭

A]曲管

$$H_B = \zeta_B \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここで　ζ_B:全湾曲損失係数

90°ベンド　ζ_B=0.2～0.3 、45°ベンド　0.7ζ_B、

30°ベンド　0.7ζ_B、15°ベンド　0.42ζ_B

従って　　ζ_Bの平均を 0.25 とし、曲管数を 20 とすると

H_B=0.25×20×1.66^2/(2×9.8)＝0.70 m

B] 弁

逆止弁　　$H_{ch}=\zeta_{ch}\cdot\frac{V^2}{2g}$

ここで　　ζ_{ch}: 損失係数　0.8～1.2→ 1.0

従って　　H_B=1.0×1×1.66^2/(2×9.8)＝0.14 m

スルース弁は、300A 以上の場合無視して差し支えない。

C] 拡大管

$$H_D=\zeta_D\cdot\frac{V_1^2-V_2^2}{2g}$$

ここで　　ζ_D: 損失係数　0.15

V_1 :拡大管入口流速　250A　　1.63　　[m/sec]

V_2 :拡大管出口流速　350A　　0.83　　[m/sec]

従って　　H_D=0.15×(1.63^2—0.83^2)/(2×9.8)＝0.015 m

D]総摩擦損失水頭 Ht

$H_t=H_s+H_B+H_{ch}+H_D$

＝51.6＋0.70＋0.14＋0.015＝52.455 m

[3]総水頭 H:

$H=H_A+H_t$＝(1,640—1,400)＋52.455 m＝292.455 m

3] 所要軸動力の計算 Kw

$$Kw=\frac{Q\cdot H\cdot\gamma}{6,114\eta}$$

ここで　　Q:揚水量　　9.58　[m^3/min]

H:総水頭　　292.455　[m]

γ :揚液密度　清水→　　1,000　　[kg/m^3]

η :ポンプ効率　　74　　[%]

ポンプ口径と標準効率を次表に示す。

ポンプ口径と標準効率

D mm	50	75	100	150	200	250	300	400	600	1,000	1,500
η %	45	55	60	70	73	74	75	76	78	80	82

所要動力　Kw＝9.58×292.455×1,000/(6,114×0.74)＝619 kw

設置動力　Kw_i: 619 kw×2.5/3＝515.8→520 kw

設置ポンプは、マムート川の渇水時にメシラウ川からの導水分を揚水できるように電動機を 2.5 倍に増強して 250A×6 m^3/min×30.8kg/cm^2×520kw×3 台とし、2 台運転 1 台予備とする。なお、配管吐出口は 1,355mL にあるので、揚水が最高地点を越えると、負荷は殆ど掛からない状態になるものと推定される。

4] マムート川ポンプ

計算は省略しポンプ仕様のみを示す。

ポンプ：250A×7 m^3/min×15.5kg/cm^2×300kw×2 台

配管:　350A×1,500m

5] 環水ポンプ

計算は省略しポンプ仕様のみを示す。

ポンプ：300A×8.5 m^3/min×7.5kg/cm^2×180kw×3 台

配管:　400A×800m

以上