

九州大学工学部 正員 上田年比古
九州電力土木研究所 全 永津忠治
九州産業大学工学部 全 ○加納正道

1. まえがき 火力発電所で石炭を燃焼した時生ずる灰は、海水を混入して、いわゆるフライアッシュ廃水としてこれをパイプにより圧送して埋立地に送り処理している。しかし近くに埋立地をもたない場合には泥濁池を設けし灰分を泥濁させ十分清澄にして、河海へ放流し、泥濁池に堆積された灰分は、自然乾燥後、他所へ運搬して捨て再び泥濁池として利用する方法が考えられる。満杯になった灰分を自然乾燥させ、これを他所へ捨て空にする期間には別の泥濁池が必要となり、したがって一般には2つ以上の泥濁池を交互に利用する計画となり、また上述の自然泥濁のみでは浄化が不十分の場合にはさらに硫酸バンドなどの凝集剤による薬品泥濁が必要となってくるであろう。

さて、このような問題が九電新小倉発電所で生じ、与えられたフライアッシュ廃水に対する室内予備実験の結果泥濁池設置予定の敷地内では自然泥濁のみでは十分な浄化が行なわれず、凝集剤による薬品泥濁が必要となることがわかった。またこの場合まず第1泥濁池で粗粒のものを自然

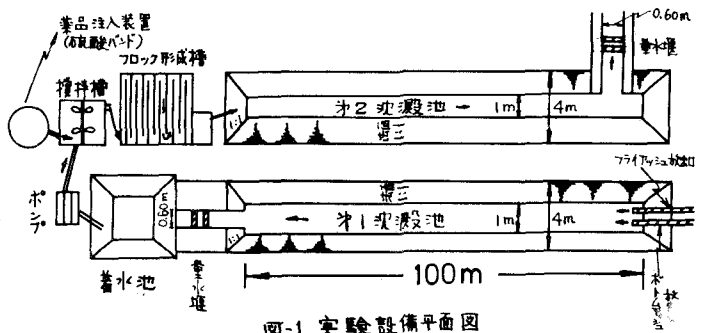


図-1 実験設備平面図

泥濁させ、その後には第2泥濁池で薬品泥濁させるのが効率がよいことがわかった。したがって、現地で図-1に示すようにフライアッシュ廃水を上述の順序で泥濁処理する第1泥濁池、薬品（硫酸バンド）注入設備、攪拌（フロップ回転式）槽、フロップ形成槽（迂流式）および第2泥濁池を設置した。これらの寸法は現地の計画予定泥濁池および室内実験より決定したものである。

本報はこれらの実験のうち、第1泥濁池堆積結果について若干の考察を加えたものである。

2. 実験概要 本実験における第1泥濁池は、長さ100m、深さ1.5m、幅1.0m、法面勾配1:1の台形断面水路で、長さは予定泥濁池と寸法法、幅は約100分の1としたものである。また下流端に高さ0.6mの堰を設置し、実際の場合と同じく堆砂層のときと流時間4時間となる流量を上流端より流下させた。流下水は灰と海水の混合物で実際のフライアッシュ廃水である。

実際の廃水放出は、フライアッシュ廃水管とボトムアッシュ廃水放出管の2種類の管より行なわれ、前者のフライアッシュ廃水（以降flyと略記する）が常時放出され、後者は粗粒の粗いボトムアッシュ廃水（以降Botと略記する）が間欠的に放出されている。本実験でもこれを再現して行った。

実験はBotの放出開始直前および放出終了後に水路床を測定し、また適宜量堰による流量測定および泥濁池の各点での濁度、流速、水深などを測定した。なお廃水の放出は強い勢いで放出され、またかなり脈動していて放出口付近の水路床はかなり凸凹していた。

3. 実験結果の考察 実験結果を表-1

に堆積状態を図-2に示す。これより図-3に模式的に示すように堆積がないときは、断面が大きいため流速が遅く自然現象が生じB点の場合はとくに短時間の間に急激な堆積を生じ、水路床はある急勾配のA'Cとなる。次にAはある高になると、それ以上には上昇せずに、ある緩勾配をもって下流にのび始め、段丘部ABとその先端の急勾配部BCを形成する。おなじく貯水池の堆砂形態をとる。この段丘部AB上では掃流、浮流が生じ、ほぼ射流状

区間	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
平均流量(m³/s)	6.3	6.5	6.1	6.4	7.8	6.3	8.7	7.5	6.8	9.0	6.5
流入時間(分)	595	240	145	225	213	212	135	300	227	95	360
流下水量(m³)	224.1	93.6	53.1	86.4	99.7	82.1	70.5	135.0	92.6	51.3	100.4
反量含率(%)	12.9	9.8	6.8	11.8	12.0	8.6	12.3	8.7	9.5	12.5	8.2
流出水量(m³)	0.022	0.010	0.008	0.015	0.008	0.022	0.020	0.043	0.043	0.024	0.099
堆積量(m³)	29.0	9.2	3.6	10.2	12.0	6.9	8.7	11.8	8.8	6.4	11.5
流出速度(度)	100	110	160	170	185	270	280	320	460	470	560
間隔	11日 10:10 15:30	12日 13:20 15:20	12日 15:20 17:35	13日 9:25 13:10	13日 13:10 16:43	13日 16:43 17:35	14日 9:25 11:40	14日 11:40 16:40	14日 16:40 17:11	15日 9:25 11:10	15日 11:10 17:10
	12日 8:45 13:20		13日 7:15 9:25			14日 6:45 9:25			15日 6:45 9:35		

表-1 実験 データ

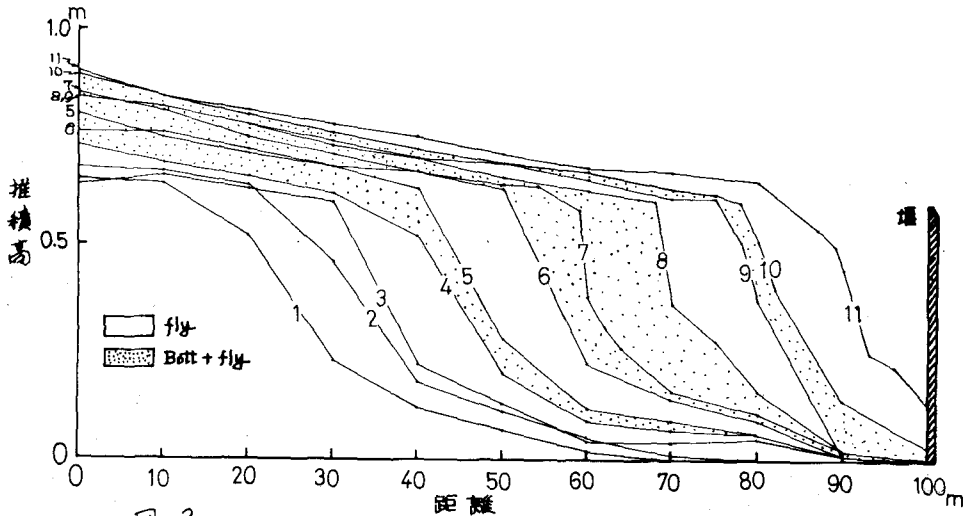


図-2

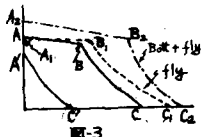


図-3

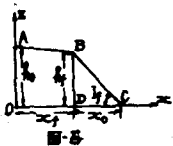


図-4

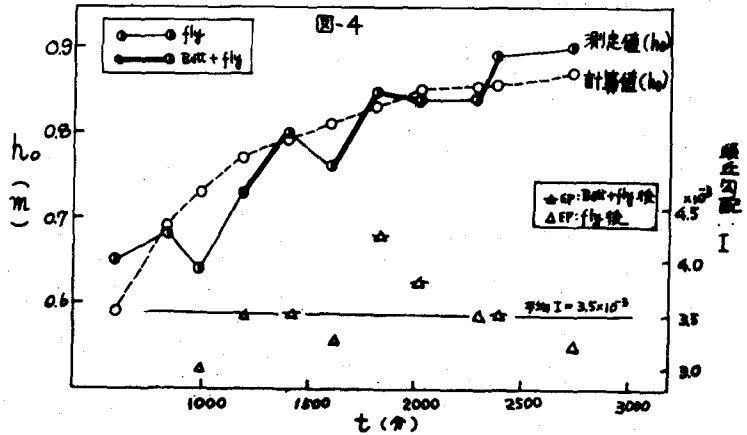


図-4

態を以て流下し、BC部では水深の増加による流速低下のため、急激な自然沈澱を生ずる。また、A、B、CとA₂B₂C₂線で模式的に示すように廃水がflyの場合にはBott+flyの場合より段丘部および先端部勾配は緩勾配となる。おなじ段丘肩の移動はflyのとき小さく、Bott+flyのとき大きい。また上流端の堆積高 h_0 はBott+flyでやや急速に上昇しflyで一定かむしろやや低下する。これを交互にくり返す。これを図-4の h_0 (測定値)曲線に示す。これによると初期に上昇速度は大きく、次第にその速度を減じてくる。なお段丘が下流端(堰位置)に到達して後は上流端はほとんど変化せず段丘は一定勾配となる。そして放出廃水はそのままの濁度で少く沈澱池を通過

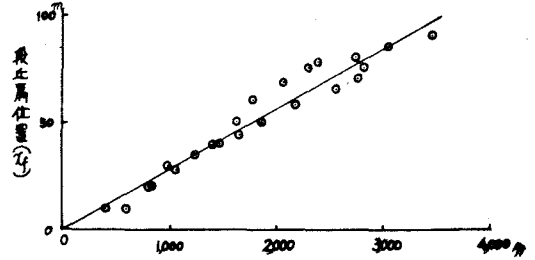


図-6 $x_f \sim t$ 時間 (s)

するようにする。次に段丘部はほぼ直線とみてよいようにその勾配を図-2から求めると図-4となり平均 3.5×10^{-3} で、またfly+Bottの場合が(△印)、flyの場合(△印)よりやや急勾配である。この勾配は最終的にはその粒子の平衡勾配に達するのではないかと考えられる。次に段丘肩の高さはほぼ一定を保ちつつ前進するようである。前述の考察から図-5の堆砂モデルを考へる¹⁾。段丘部ABを直線と仮定し、段丘先端部は平均勾配 I_f で斜面に持してゐるとする。段丘肩の軌跡を水平とすると原水路床勾配が0であることから $h_f = \text{const.}$ となる。

段丘先端部での連続の式は、 Q_{Bf} を段丘肩部の流砂量、 λ を空隙率、水路断面幅1.0m、法面勾配を1:1とすれば、

$$Q_{Bf} / (1 - \lambda) = (dx_f / dt) (h_f + 1) h_f \quad \text{--- ①}$$

いま $Q_{Bf} = \text{const.}$ とすれば①式より

$$x_f = \{ Q_{Bf} / [(1 - \lambda) h_f (h_f + 1)] \} \cdot t \quad \text{--- ②}$$

x_f と t を実測値よりプロットすれば、図-6のようにほぼ直線となり、 $Q_{Bf} = \text{const.}$ とみなしてよいようである。なお図-6より $x_f = 0.028 \cdot t$ --- ③

次に沈澱池流出灰量が小さいので(表-1参照)、流入砂量 Q_{B0} は、全て段丘形成に使われるとして、図-5について $\{ Q_{B0} / (1 - \lambda) \} \cdot t = \text{体積 ABCDO} \quad \text{--- ④}$

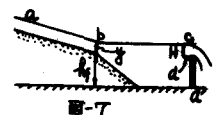
$$\text{体積を求めて、} \quad 6 \{ Q_{B0} / (1 - \lambda) \} \cdot t = (2h_f^2 + 2h_f h_0 + 3h_f + 2h_0^2 + 3h_0) x_f + 2I_f^2 x_0^3 + 3I_f x_0^2 \quad \text{--- ④'}$$

②式を④'に代入し、 h_0 を求めると、

$$h_0 = \{ -(2h_f + 3) + \sqrt{(2h_f + 3)^2 - 8(2h_f^2 + 3h_f) - 8h_f(h_f + 1) / Q_{Bf} \{ (1 - \lambda) / t \cdot (2I_f^2 x_0^3 + 3I_f x_0^2) - 6Q_{B0} \}} \} \cdot (1/4) \quad \text{--- ⑤}$$

いま⑤式は実測値の平均として、 $h_f = 0.60 \text{ m}$, $Q_{B0} = 1.73 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$, $I_f = 0.0346$, $x_0 = 1.73 \text{ m}$, $\lambda = 0.35$ を入れると $h_0 \sim t$ の関係は、図-4に示すように実測値とほぼ一致する。

次に h_f について考へると図-7に示すように、段丘部の流れを等流と仮定し、bcを水平とす。いま与えられた流量 Q から越流水深 H を求めると $H = 0.036 \text{ m}$ となる。さらに段丘部勾配 $i = 0.0035$ 、段丘部粗度 $n = 0.020$ から等流水深 $y = 0.038 \text{ m}$ を求めれば、 $h_f = (0.60 + 0.036) - 0.038 = 0.598 \text{ m}$ と



得、実測 $h_f = 0.60\text{m}$ とほぼ一致する。

オ1 沈澱池下流端における濁度と時間の曲線を図-8に示す。表-1の値以外の実験値によるものも併記している。時間経過と共に流出濁度が増加するのは、沈澱池容量の減少のためである。この流出濁度を濃度(ppm)に換算して求めた表-1の流出灰量と表-1の堆積量との比をとると最小値0.08%、最高値1.5%となる。この1.5%は沈澱池が95%程度堆積の状態であって、これより沈澱池がほとんどふさがっても十分沈澱効果が期待できることを示している。

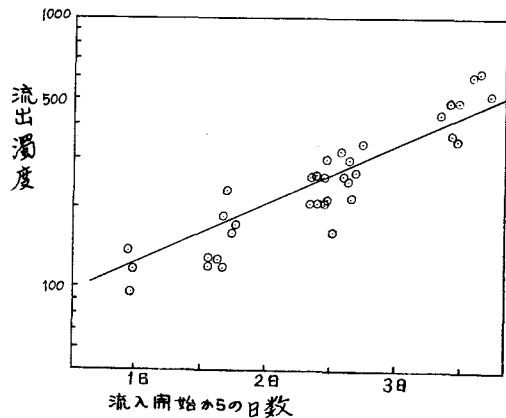


図-8

4. オ1 沈澱池設計上の指針

以上の考察からオ1 沈澱池の設計にあたっては、沈澱池上流端に廃水放出管を設定し、fly および Bott + fly を流入させれば、ほぼ 3.5×10^{-3} の勾配で漸次末端まで堆積してゆき、ほとんど満杯になるまで利用しても、流出濁度は十分低下する。したがって沈澱池側壁は、ほぼ 3.5×10^{-3} の勾配で上流側を高くし、沈澱池有効容量のほぼ95%程度利用可能として計画すればよいであろう。

終りに、本計算に御協力頂いた九州産業大学工学部赤坂順三氏また種々御指導いただいた、九州大学工学部橋本一郎教授および助手平野宗夫氏に御礼申し上げます

参考文献

1) 平野, 右田, 藤田 : “掃流汚流砂の流入による貯水池の堆砂過程”

昭和43年年次学術講演会概要

土木学会