

1. はじめに

従来埋立工法としては底間バージ等による海洋への直接投棄が行われてきたが、最近の環境問題等により土砂の投下エネルギーを減少させる工法が行われるようになった。その中でも、トレミー管(図-1の鉛直管)による土砂投入は多く用いられているが、この工法は土粒子拡散の横方向への自由度を拘束するので周辺の濁りの軽減に非常に有効であることが確認されている。

しかしながら、管を使用するために投入土砂量が制限を受け、底間バージ等による自由落下方式に比較して施工性の悪さが指摘されており、これを改善するために各種の工夫がなされている。ところで、こういったトレミー管の水理学的な機構についてはまたあまり研究が行われておらず、その限界投入土砂量の数値も未だ明らかとなっていない。

本研究はそういった数値を明らかにするためにその水理学的機能について検討するものであるが、本報においては鉛直管内の土砂沈降によって生じる水位低下の機構について検討を行った。以下にその詳細を述べる。

2. 基礎方程式

(1) 連続の式

図-2における管内の水位は、水面が水平を保ったまま昇降すると考えると、連続の式は次式で与えられる。

$$Q_i - Q_o = dV/dt \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 Q_i : 時刻 t における流入水量、 Q_o : 時刻 t における流出水量、 V : 時刻 t における管内貯水量 ($= \frac{\pi}{4} D^2 (h - \Delta H)$)

(1)式は次のように書き表わされる。

$$Q_i dt - Q_o dt = \frac{\pi}{4} D^2 d(\Delta H) \quad \dots\dots (2)$$

(2) 流出水量(水位低下量)

$Q_i = 0$ (流入水量がない) 時、土砂落下時の管内水位低下量を粒子の落下エネルギーによるものと、管内の混相液の密度の増加によるものと考え、水位低下量 ΔH は次式で与えられる。

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad \dots\dots (3)$$

ここに、 ΔH : 全水位低下量、 ΔH_1 : 固液混相液の密度の増加による水位低下量、 ΔH_2 : 粒子の落下エネルギーによる水位低下量

本研究の対象とする場においては $\Delta H_1 \gg \Delta H_2$ であるので、 $\Delta H \approx \Delta H_1$ として以下の解析を行なう。図-3において、清水の密度 ρ 、混相液の密度 ρ_m 、水深 h とすると、密度差による水位低下量は両者のエネルギーのつり合いから次式で表わされる。

$$\rho g h_1 = \rho_m g (h_1 - \Delta H) \quad \dots\dots (5), \quad \therefore \Delta H/h_1 = 1 - \rho/\rho_m \quad \dots\dots (6)$$

混相液中の粒子の濃度を C とすると、混相液の密度 ρ_m は次式で与えられる。

$$\rho_m = \rho_s C + \rho(1-C) \quad \dots\dots (7)$$

$$= \rho(1 - (S-1)C) \quad \dots\dots (8)$$

ここに、 ρ_s : 粒子の密度、 S : 粒子の比重 ($= \rho_s/\rho$)

(5)式を(6)式に代入すると、

$$\Delta H/h_1 = 1 - 1/(1 + (S-1)C) \quad \dots\dots (9)$$

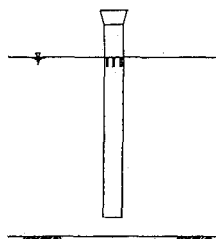


Fig.1

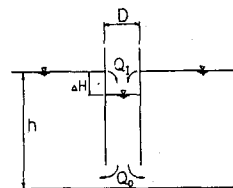


Fig.2

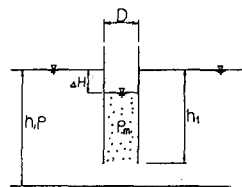


Fig.3

次に管内の粒子濃度 C について考える。今、粒度分布 $p_i (i=1, 2, \dots, N: \text{粒度クラス数})$ の混合砂を考える。粒径 d_i に対する沈降速度 w_{si} とし、管の水中部分長を h_1 とすると、粒子が管内に存在する最大時間 $t_{i\max}$ は、 $t_{i\max} = h_1 / w_{si} \dots (10)$ である。単位時間当りの粒子投入量 $\frac{Q_{si}}{h_1}$ とし、投入時間 t_i とすると、管内に存在する粒子の体積 V_1 は、 $V_1 = \sum_{i=1}^N Q_{si} t_i \dots (11)$ とまる。一方、沈降した粒子が底に衝突した後浮上する粒子の体積を V_2 、拡散による粒子の変動量を V_3 とすると、管内に存在する粒子の全体積 V_T は、 $V_T = V_1 + V_2 + V_3 \dots (12)$ で表わされる。従って、管内の土砂濃度は、 $C = V_T / \frac{\pi}{4} D^2 h_1 \dots (13)$ で表わされる。ここで、放出口開度が大きいとき、 $V_1 \gg V_2 + V_3$ 、即ち $V_T \approx V_1$ と考えられるから、 $C = \sum_{i=1}^N Q_{si} \cdot t_i / \frac{\pi}{4} D^2 h_1 \dots (14)$ 。また沈降速度の式としては、次の Rubey の式を使用する。ただし、 $C_{0m} = 2.0$ (不完全球形粒子)

$$w_{si} = \sqrt{(s-1)gd_i} F_1 \dots (15), \text{ここに, } F_1 = \sqrt{4/3C_{0m} + (12/C_{0m})^2 (V^2/(s-1)gd_i^3)} - \sqrt{(12/C_{0m})^2 (V^2/(s-1)gd_i^3)} \dots (16)$$

(3) 流入水量

トレミー管には管内の水位低下量を抑制し、土砂の沈降を促進するために図-4 に示すように流入水口がある。管内に流入する水量に対する式として、次式で表されるフランシス型の式を使用した。 $Q_L = \alpha_1 (b_0 - \alpha_2 b_1) b_1^{3/2} \text{ (m}^3/\text{s)} \dots (17)$

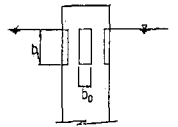


Fig.4

フランシス式においては $\alpha_1 = 1.84$, $\alpha_2 = 0.2$ であるが、本研究のような縦長 ($b_1/b_0 = 5$) の四角ぜきにおいてはこの数値がそのまま適用できない (右辺=0)。管内水位は図-4 の管外水位から低下していく。この間に管内に流入する水量を全て (17) 式で表わすとすると、(17) 式の b_1 は $0 \sim b_0$ で変化し、 b_1 の時に最大値をもつ。この条件より α_2 を決定すると、 $dQ_L/db_1 = \frac{\alpha_1}{2} b_1^{1/2} (3b_0 - 5\alpha_2 b_1) = 0, \therefore \alpha_2 = 0.12$ 実験より $\alpha_1 = 0.55$, 従って $Q_L = 0.55 (b_0 - 0.12\alpha_2) b_1^{3/2} \dots (18)$ ただし、 $\alpha_2 \sim b_1$ の値で実験では12ヶ所に流入口を設けた。

3. 計算結果と実験との比較

理論との比較のために、図-5 のような粒度分布をもつ標準砂を表-1 のような条件で3種類のトレミー管について流入水流入口の開度を变化させた実験を行なった。計算は図-5 の粒度分布に対して粒度クラス数は7とし、(2)式に(9)式、(10)式を代入して陽解法に差分し、時間間隔は0.1秒として投入開始から50秒後までの ΔH の時間変化を計算した。

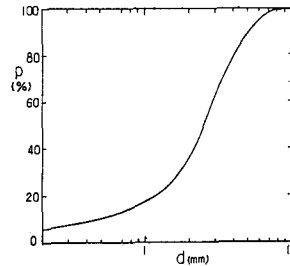


Fig.5

Table-1

RUN	DISCHARGE (G/SEC)	OPEN RATE (mm)	DIAMETER (mm)	LENGTH (cm)
1	2500	0	20	170
2	2500	50	20	170
3	2500	30	20	170
4	2786	50	20	170
5	917	100	13.3	113.4
6	900	50	13.3	113.4
7	1274	50	13.3	113.4
8	560	30	13.3	113.4
9	1294	30	13.3	113.4
10	444	50	10	85
11	429	30	10	85
12	397	50	10	85

図-6, 7 はそれぞれ Run 5, 6 における ΔH の時間変化の実験値と計算値を比較したものである。図-6 では時間の経過に対する実験値と計算値との一致はよいが、図-7 では20秒後以上の数値にやや開きがある。これは Run 7 程度まで投入土砂量を増加させると、水位読み取りのマノメーターに空気罅が混入したりするために誤差が生じているものと考えられる。しかしながら、最初の目的に述べた鉛直トレミー管の限界投入土砂量の計算に必要な最大水位低下量計算については理論と実験はよい一致を示している。本報においては、方程式の各項の見積りを太ざっぱに行なったが、今後さらにそれらについて検討を加える予定である。

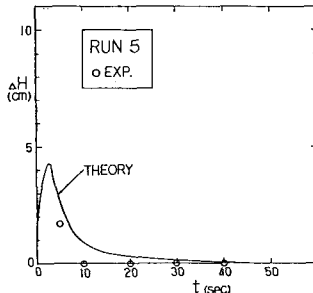


Fig.6

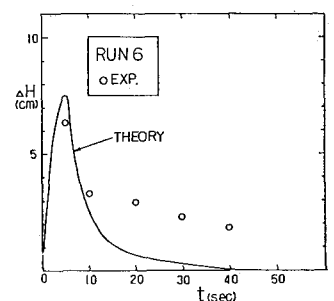


Fig.7