

Chương 4

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG XỬ LÝ NƯỚC THẢI CHO THỊ TRẤN 46.000 DÂN

1.1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC SỐ LIỆU CƠ SỞ

Trong qui hoạch phát triển kinh tế xã hội, đô thị hóa và bảo vệ môi trường, tỉnh Kiên Giang có kế hoạch xây dựng một thị trấn mới hiện đại nhằm đáp ứng các nhiệm vụ chiến lược của tỉnh: du lịch, thương mại, dịch vụ, công nghiệp và an ninh quốc phòng.

Thị trấn mới có tên là "Phước Hiếu" nằm cạnh bờ biển. Yêu cầu thiết kế trạm xử lý nước thải của thị trấn với các số liệu được cung cấp như sau:

Dân số của Thị trấn Phước Hiếu: 46.000 dân, trong đó có 44.000 dân sống trong khu vực có hệ thống thoát nước với tiêu chuẩn thoát nước $q = 160$ lít/ng.ngđ và 2.000 dân ở ngoại ô không có hệ thống thoát nước. Ở phía Tây thị trấn có một nhà máy chế biến hải sản xuất khẩu. Lưu lượng nước thải của nhà máy: $Q_{cn} = 1400 m^3/ngđ$. Sau khi xử lý cục bộ, nước thải của nhà máy được xả điều hòa vào hệ thống thoát nước chung.

Chất lượng nước thải công nghiệp (sau xử lý cục bộ) như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng : $C_{cn} = 340$ mg/L;
- Nhu cầu oxy sinh hóa hoàn toàn : $NOS_{20} = 364$ mg/L.

- Ở thị trấn còn có 4 khách sạn, hai khách sạn có sức chứa 500 người và 2 khách sạn còn lại có sức chứa 700 người. Tiêu chuẩn thoát nước đối với các khách sạn này là: $q_1 = 250$ L/ng.ngđ.
- Nước thải chung của thị trấn Phước Hiếu sau khi xử lý cần đạt các tiêu chuẩn cơ bản như sau:
 - Hàm lượng chất lơ lửng : $C_1 \leq 20$ mg/L;
 - Nhu cầu oxy sinh hóa hoàn toàn NOS_{20} : $L_1 \leq 15$ mg/L;
 và sau đó được xả vào biển Kiên Giang.
- Nhiệt độ trung bình năm của không khí tại khu vực đang xét là $26^\circ C$, nhỏ nhất là $21^\circ C$ và lớn nhất là $35,2^\circ C$;
- Nhiệt độ trung bình năm của nước thải là $25^\circ C$;
- Đất đai ở khu vực đang xét thuộc loại đất đỏ vàng. Mực nước ngầm ở đây vào khoảng 7m.

4.2. XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ TÍNH TOÁN

Xác định các thông số tính toán của nhiệm vụ thiết kế đang xét gồm 4 nội dung chính như sau:

- Xác định lưu lượng tính toán;
- Xác định nồng độ bản của nước thải;
- Xác định dân số tính toán;
- Mức độ cần thiết xử lý nước thải.

4.2.1. Xác định lưu lượng tính toán của các loại nước thải

Nước thải sinh hoạt

Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm ở khu vực có hệ thống thoát nước được xác định theo công thức:

$$Q_{sh} = \frac{q \times N}{1000} = \frac{160 \times 44000}{1000} = 7040 m^3/ngđ$$

Trong đó: q = Tiêu chuẩn thoát nước ở khu vực có hệ thống thoát nước,
 $q = 160 \text{ L/ng.ngđ}$;
 N = Dân số tại khu vực có hệ thống thoát nước, $N = 44000$ dân.

Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm ở khu vực không có hệ thống nước thải được xác định theo công thức:

$$Q_{sh}^o = \frac{q_o \times N_o}{1000} = \frac{30 \times 2000}{1000} = 60 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

Trong đó: q_o = Tiêu chuẩn thoát nước đối với những khu vực không có hệ thống thoát nước, $q_o = 25 \div 30 \text{ L/ng.ngđ}$, chọn $q_o = 30 \text{ L/ng.ngđ}$;
 N_o = Dân số ở khu vực không có hệ thống thoát nước, $N_o = 2000$ dân.

Nước thải của khách sạn

Lưu lượng nước thải của 4 khách sạn được xác định theo công thức:

$$Q_{ks} = \frac{q_1 \times N_1}{1000} = \frac{250(500 \times 2 + 700 \times 2)}{1000} = 600 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

Trong đó: q_1 = Tiêu chuẩn thoát nước của khách sạn, $q_1 = 250 \text{ L/ng.ngđ}$;
 N_1 = Tổng số người ở 4 khách sạn.

Nước thải công nghiệp

Lưu lượng nước thải công nghiệp trung bình ngày đêm: $Q_{cn} = 1400 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ và lưu lượng trung bình giờ: $Q_h = \frac{1400}{24} = 58,33 \text{ m}^3/\text{h}$

Xác định các lưu lượng đặc trưng

Vấn đề xác định các lưu lượng nước thải đặc trưng của nhiệm vụ thiết kế được thực hiện bằng cách lập bảng tổng hợp các loại nước thải tương tự như đã nêu ở chương 3 (Bảng 3-3).

- Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm

$$Q_{tc} = Q_{sh} + Q_{sh}^o + Q_{ks} + Q_{cn} = 7040 + 60 + 600 + 1400 = 9100 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

- Lưu lượng trung bình giờ:

$$Q_{th,h} = \frac{Q_{tc}}{24} = \frac{9100}{24} = 379,17 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Lưu lượng trung bình giây:

$$Q_{th,s} = \frac{Q_{th,h}}{3,6} = \frac{379,17}{3,6} = 105,33 \text{ L/s}$$

- Lưu lượng lớn nhất giờ lấy theo bảng tổng hợp lưu lượng như đã nêu ở trên, ví dụ:

$$Q_{max,h} = 684 \text{ m}^3/\text{h}$$

và lưu lượng lớn nhất giây:

$$Q_{max,s} = \frac{Q_{max,h}}{3,6} = \frac{684}{3,6} = 190 \text{ L/s}$$

- Lưu lượng nhỏ nhất giờ lấy theo bảng tổng hợp lưu lượng, ví dụ:

$$Q_{min,h} = 283 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Lưu lượng nhỏ nhất giây:

$$Q_{min,s} = \frac{Q_{min,h}}{3,6} = \frac{283}{3,6} = 78,61 \text{ L/s}$$

4.2.2. Xác định hàm lượng bẩn của nước thải theo chất lơ lửng và theo Nhu cầu oxy sinh hóa NOS_{20}

Hàm lượng chất lơ lửng

Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải sinh hoạt ở khu vực có hệ thống thoát nước:

$$C_{sh} = \frac{n \times 1000}{q} = \frac{55 \times 1000}{160} = 343,75 \text{ mg/L}$$

Trong đó: n = Lượng chất lơ lửng tính cho một người trong ngày đêm lấy theo điều 6.1.6 (TCXD-51-84), $n = 50 \div 55 \text{ g/ng.ngđ}$, lấy $n = 55 \text{ g/ng.ngđ}$;
 q_1 = Tiêu chuẩn thoát nước ở khu vực có hệ thống thoát nước, $q = 160 \text{ L/ng.ngđ}$.

Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải sinh hoạt ở khu vực không có hệ thống thoát nước:

$$C_{sh}^o = \frac{n_o \times 1000}{q_o} = \frac{13,75 \times 1000}{30} = 458,33 \text{ mg/L}$$

Trong đó: n_o = Lượng chất lơ lửng của nước thải sinh hoạt ở khu vực không có hệ thống thoát nước, lấy bằng 25% n , tức bằng $0,25 \times 55 = 13,75$ g/ng.ngđ;

q_o = Tiêu chuẩn thoát nước ở khu vực không có hệ thống thoát nước, $q_o = 30$ L/ng.ngđ.

Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải ở khách sạn:

$$C_{ks} = \frac{n_1 \times 1000}{q_1} = \frac{55 \times 1000}{250} = 220 \text{ mg/L}$$

Trong đó: n_1 = Lượng chất lơ lửng của nước thải khách sạn thuộc khu vực có hệ thống thoát nước, $n_1 = 55$ g/ng.ngđ;

q_1 = Tiêu chuẩn thoát nước của khách sạn, $q_1 = 250$ L/ng.ngđ.

Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải công nghiệp: $C_{cn} = 340$ mg/L.

Và cuối cùng, hàm lượng chất lơ lửng của hỗn hợp nước thải dẫn đến trạm xử lý tập trung sẽ là:

$$C_{hh} = \frac{343,75 \times 7040 + 458,33 \times 60 + 220 \times 600 + 340 \times 1400}{9100} = 335,78 \text{ mg/L}$$

Hàm lượng NOS_{20}

• Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sinh hoạt ở khu vực có hệ thống thoát nước:

$$L_{sh} = \frac{n_{NOS} \times 1000}{q} = \frac{35 \times 1000}{160} = 218,75 \text{ mg/L}$$

Trong đó: n_{NOS} = Lượng NOS_{20} của nước thải sinh hoạt ở khu vực có hệ thống thoát nước tính cho 1 người trong ngày đêm, lấy theo Điều 6.1.6 - TCXD-51-84, $n_{NOS} = 30 + 35$ g/ng.ngđ. Chọn $n_{NOS} = 35$ g/ng.ngđ.

• Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sinh hoạt ở khu không có hệ thống thoát nước:

$$L_{sh}^o = \frac{n_{NOS}^o \times 1000}{q_o} = \frac{8,75 \times 1000}{30} = 291,67 \text{ mg/L}$$

Trong đó: n_{NOS}^o = Lượng NOS_{20} của nước thải ở khu vực không có hệ thống thoát nước tính cho một người trong ngày đêm, $n_{NOS}^o = 25\% n_{NOS} = 0,25 \times 35 = 8,75$ g/ng.ngđ.

• Hàm lượng NOS_{20} của nước thải khách sạn:

$$L_{ks} = \frac{n_{NOS}^1 \times 1000}{q_1} = \frac{35 \times 1000}{250} = 140 \text{ mg/L}$$

• Hàm lượng NOS_{20} của nước thải công nghiệp sau khi xử lý cục bộ: $L_{cn} = 364$ mg/L.

• Hàm lượng NOS_{20} của hỗn hợp nước thải dẫn đến trạm xử lý:

$$L_{hh} = \frac{218,75 \times 7040 + 291,67 \times 60 + 140 \times 600 + 364 \times 1400}{9100} = 236,38 \text{ mg/L}$$

4.2.3. Xác định dân số tính toán

• Dân số tính toán theo chất lơ lửng được xác định theo công thức:

$$N_{ll} = N + N_{ll} = N + \frac{C_{cn} \times Q_{cn}}{n} = 48400 + \frac{340 \times 1400}{55} = 57055 \text{ người}$$

Trong đó: N = Tổng dân số của thị trấn: $N = 44000 + 2000 + (500 \times 2 + 700 \times 2) = 48400$ người;

N_{ll} = Dân số tương đương theo chất lơ lửng;

n = Lượng chất lơ lửng tính tương đương cho một người, $n = 55$ g/ng.ngđ.

• Dân số tính toán theo NOS_{20} :

$$N_{NOS_{20}} = N + \frac{L_{cn} \times Q_{cn}}{n_{NOS}} = 48400 + \frac{364 \times 1400}{35} = 62960 \text{ người}$$

Trong đó: n_{NOS} = Lượng NOS_{20} tính tương đương cho một người, $n_{NOS} = 35$ g/ng.ngđ.

4.2.4. **Mức độ cần thiết xử lý hỗn hợp nước thải trước khi xả vào nguồn nước**

- Hàm lượng chất lơ lửng sau xử lý cần đạt ≤ 20 mg/L;
- Hàm lượng NOS_{20} sau xử lý cần đạt ≤ 15 mg/L.

4.3. **LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI VÀ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ**

4.3.1. **Lựa chọn công nghệ xử lý nước thải**

Sơ đồ công nghệ và thành phần các công trình đơn vị của trạm xử lý nước thải được lựa chọn phụ thuộc vào:

- Công suất của trạm xử lý;
- Thành phần tính chất của nước thải;
- Điều kiện cụ thể của địa phương;
- Mức độ cần thiết xử lý nước thải,...

Sau khi cân nhắc các yếu tố có liên quan, chọn sơ đồ công nghệ trạm xử lý nước thải phục vụ cho tính toán thiết kế các công trình đơn vị như ở Hình 4-1.

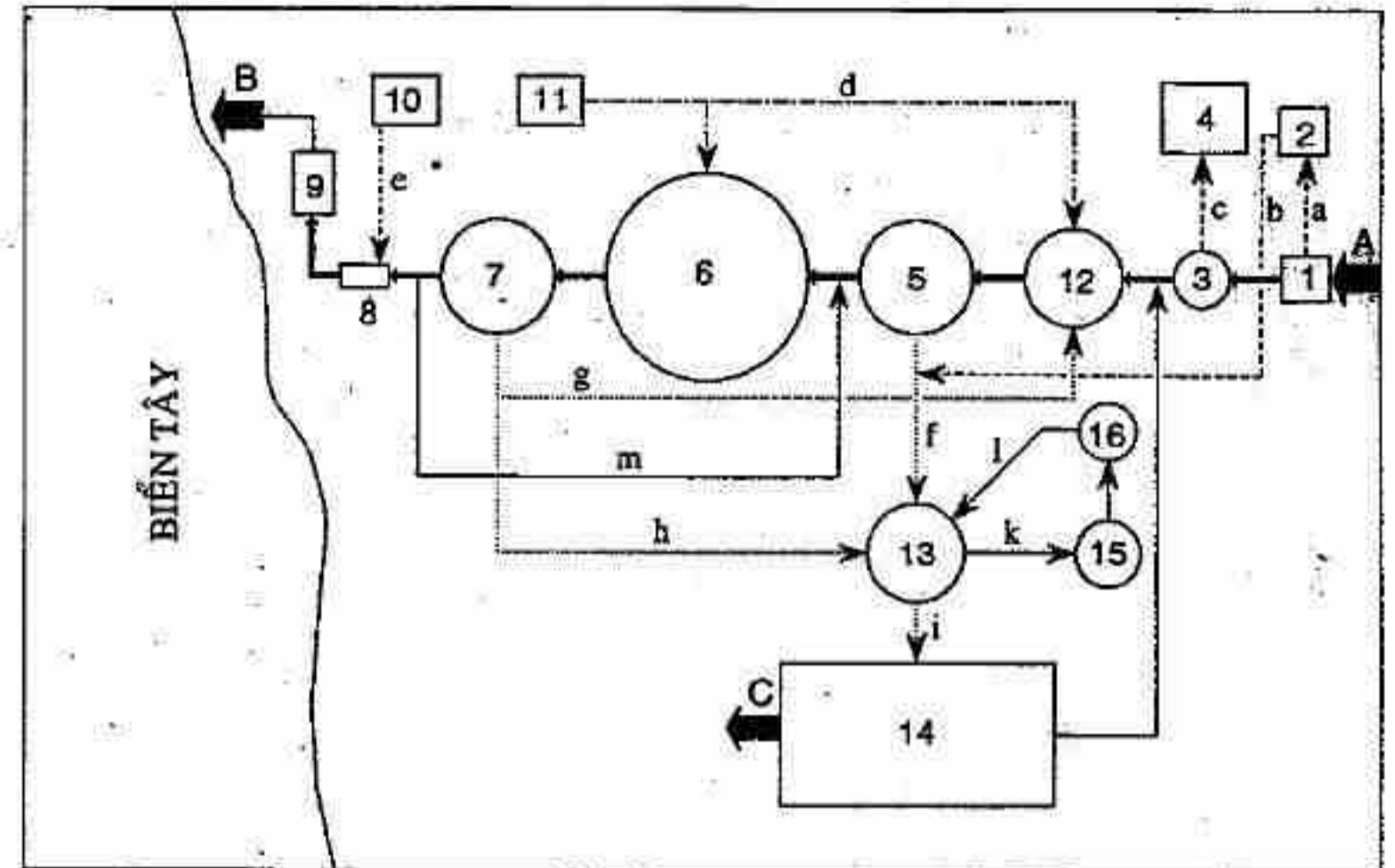
4.3.2. **Tính toán các công trình đơn vị**

Ngăn tiếp nhận

Ngăn tiếp nhận được tính toán tương tự như đã giới thiệu ở các phần trước. Kết quả tính toán ngăn tiếp nhận ứng với lưu lượng trung bình giờ $Q_{tb,h} = 379,17$ m³/h như sau:

- Chọn 2 ống áp lực với đường kính mỗi ống 250 mm;
- Các kích thước cơ bản của ngăn tiếp nhận như sau:

A = 1500 mm H = 1300 mm h = 400 mm b = 500 mm
 B = 1000 mm H₁ = 1000 mm h₁ = 500 mm



HÌNH 4-1.

Sơ đồ tính toán công nghệ trạm xử lý nước thải thị trấn Phước Hiếu 46.000 dân sử dụng Biophin cao tải ($Q = 9100$ m³/ngđ).

A = Nước thải đưa tới trạm xử lý; B = Nước thải sau xử lý xả ra biển Tây
 C = Cặn bùn đã được làm ráo nước

Ký hiệu công trình đơn vị:

- 1 Song chắn rác;
- 2 Máy nghiền rác;
- 3 Bể lắng cát chuyển động vòng;
- 4 Sân phơi cát;
- 5 Bể lắng đứng đợt I;
- 6 Biophin cao tải;
- 7 Bể lắng đứng đợt II;
- 8 Máng trộn (khử trùng);
- 9 Bể tiếp xúc;
- 10 Trạm clo;
- 11 Trạm khí nén;
- 12 Bể đông tụ sinh học;
- 13 Bể Mêtan;
- 14 Sân phơi bùn;
- 15 Bể chứa khí đốt;
- 16 Nồi hơi

Ký hiệu các loại đường ống:

- a Rác
- b Rác đã nghiền
- c Hỗn hợp cát – nước
- d Khí nén
- e Clo
- f Cặn tươi
- g Màng vi sinh vật tuần hoàn
- h Màng vi sinh vật dư
- i Cặn đã lên men
- k Khí sinh học (Biogas)
- l Hơi nóng
- m Nước tuần hoàn

Song chắn rác – máy nghiền rác:

Tính toán song chắn rác và lựa chọn máy nghiền rác được tiến hành theo trình tự như đã giới thiệu ở chương 3.

Hàm lượng chất rắn còn lại trong nước thải sau khi qua song chắn rác:

- Chất lơ lửng giảm 4%, còn lại:

$$C'_{hh} = C_{hh}(100 - 4)\% = 335,78 \cdot (100 - 4)\% = 322,35 \text{ mg/l}$$

- NOS_{20} giảm 5%, còn lại:

$$L'_{hh} = L_{hh}(100 - 5)\% = 236,38 \times (100 - 5)\% = 224,56 \text{ mg/L}$$

Tính toán bể lắng cát ngang chuyển động vòng

Bể lắng cát ngang chuyển động vòng cũng như các loại bể lắng cát khác làm nhiệm vụ tách các tạp chất vô cơ (chủ yếu là cát) ra khỏi nước thải sau khi đã xử lý ở song chắn rác.

Tính toán bể lắng cát sao cho chỉ để các hạt cát và các hạt vô cơ bị giữ lại trong bể còn các chất lơ lửng hữu cơ nhẹ khác trôi khỏi bể lắng cát đến công trình xử lý tiếp theo (bể lắng đợt I).

Trước tiên cần tính toán thủy lực của mương dẫn nước thải từ song chắn rác đến các bể lắng cát.

Mương hồ dẫn nước thải được chọn là mương hình chữ nhật. Kết quả tính toán thủy lực mương dẫn nước thải vào từng bể lắng cát được thể hiện ở Bảng 4-1.

Chiều dài của mương dẫn từ song chắn rác đến bể lắng cát là 2,5m.

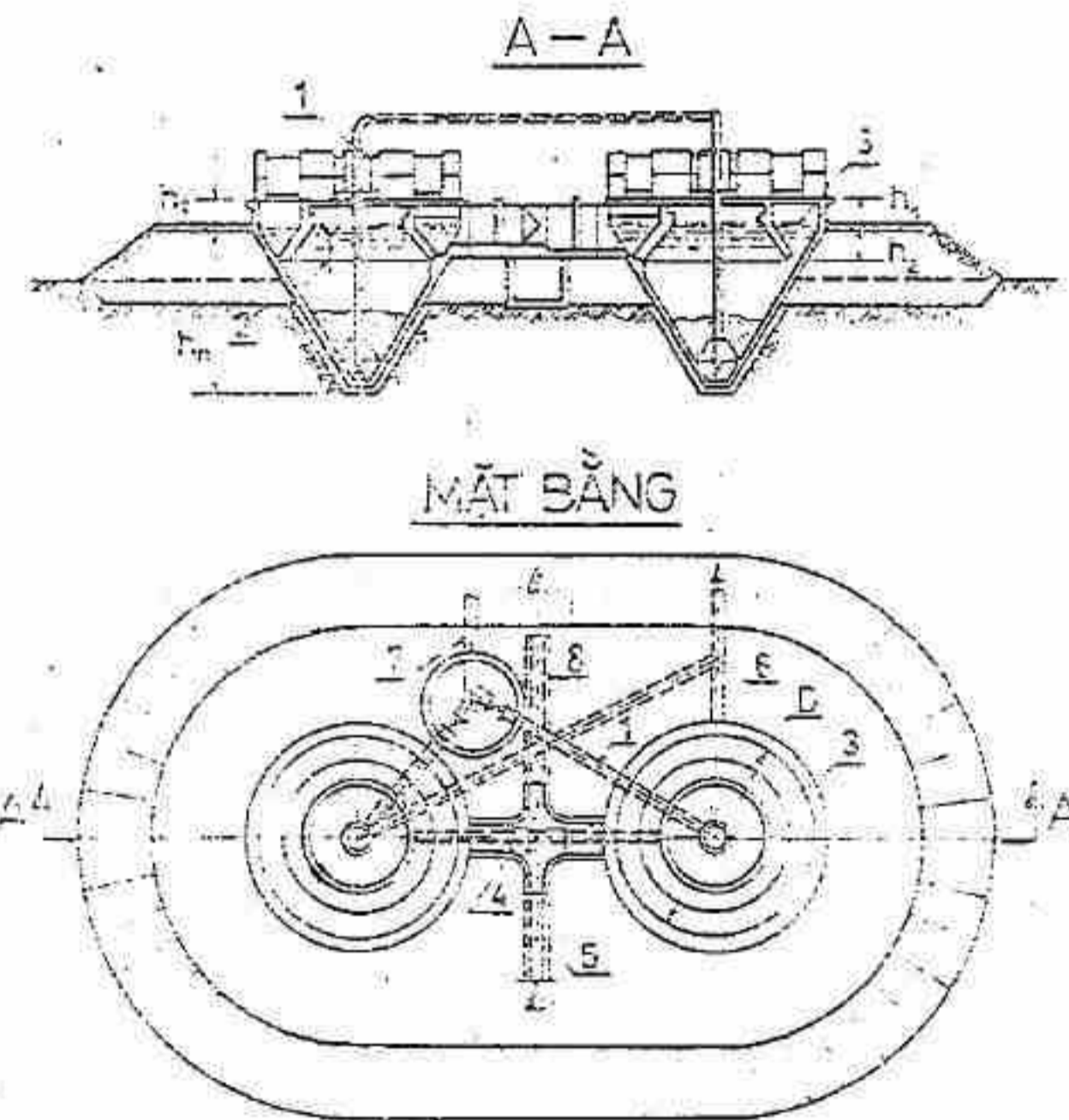
Sơ đồ cấu tạo bể lắng cát chuyển động vòng được giới thiệu ở Hình 4-2.

Kích thước của bể lắng cát chuyển động vòng ở một số nước được nghiên cứu thiết kế định hình phụ thuộc vào công suất của trạm xử lý. Có thể tham khảo kích thước cơ bản của bể lắng cát chuyển động vòng giới thiệu ở Bảng 4-2.

BẢNG 4-1.

Kết quả tính toán thủy lực của mương dẫn nước thải từ song chắn rác đến bể lắng cát

Các thông số thủy lực	Lưu lượng tính toán (L/s)	
	$Q_{\max} = 190/2 = 95$	$Q_{\min} = 78,61/2 = 39,31$
Độ dốc thủy lực i	0,002	0,002
Chiều rộng mương B (m)	0,4	0,4
Độ đầy H (m)	0,31	0,18
Vận tốc nước v (m/s)	0,78	0,53

**HÌNH 4-2.**

Sơ đồ cấu tạo bể lắng cát chuyển động vòng.

1- Thiết bị nâng thủy lực; 2- Ống dẫn các chất nổi; 3- Máng vòng; 4- Các tấm chắn đồng mở nước; 5- Mương dẫn nước thải vào; 6- Ống dẫn bùn cát; 7- Ống dẫn nước công tác (phục vụ cho thiết bị nâng thủy lực); 8- Mương dẫn nước ra.

BẢNG 4-2.

Kích thước cơ bản của bể lắng cát chuyển động vòng

Công suất (L/s)	Kích thước của bể, mm				Kích thước của máng vòng, mm			
	D	h ₁	h _n	Σh ₁	B	h ₁	h ₂	Σh ₂
25	4000	500	3000	3500	600	500	450	950
50	4000	500	3000	3500	600	500	450	950
75	4000	500	3000	3500	600	500	450	950
100	4000	500	3000	3500	600	500	450	950
150	4000	500	3000	3500	600	500	450	950
200	4000	500	3000	3500	600	500	450	950

GHI CHÚ:

D- Đường kính bể, h₁ - chiều cao phần hình trụ của bể; h_n - Chiều cao phần hình nón của bể; B- Chiều rộng của máng vòng; h₁ - Chiều cao phần hình chữ nhật của máng vòng; h₂ - Chiều cao phần tam giác của máng vòng.

Theo qui phạm: Số lượng bể lắng cát không nhỏ hơn hai. Chọn 2 bể và công suất của mỗi bể (lấy theo lưu lượng max) sẽ là :

$$Q_{1, \max, s} = \frac{Q_{\max, s}}{2} = \frac{190}{2} = 95 \text{ L/s}$$

Kích thước tương ứng của bể lắng cát chuyển động vòng:

Kích thước của bể, mm	Kích thước của máng vòng, mm
D = 4000	B = 600
h ₁ = 500	h ₁ = 500
h _n = 3000	h ₂ = 450
Chiều cao tổng cộng Σh = 3.500 mm	Chiều cao tổng cộng Σh = 950 mm

Tính toán diện tích tiết diện ướt của máng vòng theo công thức sau:

$$\omega = \frac{Q_{1, \max, s}}{V_{\max} \times 1000} = \frac{95}{0,3 \times 1000} = 0,317 \text{ m}^2$$

Trong đó: Q_{1, max, s} = Lưu lượng max của nước thải dẫn vào một bể, Q_{1, max, s} = 95 L/s;
V_{max} = Tốc độ của nước trong máng vòng ứng với lưu lượng lớn nhất. Trong trường hợp đang xét, máng vòng hoạt động như bể lắng ngang chuyển động vòng, theo Tiêu chuẩn Xây dựng TCXD-51-84, V_{max} = 0,3 m/s.

Diện tích tiết diện phần hình tam giác của máng vòng:

$$\omega_1 = \frac{B \times h_2}{2} = \frac{0,6 \times 0,45}{2} = 0,135 \text{ m}^2$$

Diện tích tiết diện phần hình chữ nhật thấm ướt của máng vòng:

$$\omega_2 = \omega - \omega_1 = 0,317 - 0,135 = 0,182 \text{ m}^2$$

Chiều cao lớp nước trong phần hình chữ nhật của máng vòng được tính theo công thức:

$$h = \frac{\omega_2}{B} = \frac{0,182}{0,6} = 0,3 \text{ m}$$

Diện tích tiết diện ướt của máng vòng ứng với lưu lượng nhỏ nhất:

$$\omega_{\min} = \omega_1 + B [h - (H_{\max} - H_{\min})]$$

Trong đó: H_{max} = Độ đầy trong mương dẫn nước thải vào bể ứng với lưu lượng lớn nhất (Bảng 4-1), H_{max} = 0,31m;

H_{min} = Độ đầy trong mương dẫn nước thải ứng với lưu lượng nhỏ nhất (Bảng 4-1), H_{min} = 0,18 m.

Do đó:

$$\omega_{\min} = 0,135 + 0,6 [0,3 - (0,31 - 0,18)] = 0,23 \text{ m}^2$$

Tốc độ dòng chảy của nước thải trong bể lắng cát ứng với lưu lượng min:

$$V_{\min} = \frac{Q_{1, \min, s}}{\omega_{\min}} = \frac{0,03931}{0,23} = 0,171 \text{ m/s}$$

Trong đó: Q_{1, min, s} = Lưu lượng nhỏ nhất dẫn vào một bể: Q_{1, min, s} = 78,61/2 = 39,31 L/s hay 0,03931 m³/s.

Vận tốc nhỏ nhất V_{min} = 0,171 m/s thỏa mãn Tiêu chuẩn thiết kế là V_{min} ≥ 0,15 m/s.

Thời gian nước lưu lại trong bể lắng cát chuyển động vòng được tính theo công thức:

$$t = \frac{L}{V_{\max}} = \frac{\pi \times D_{th}}{V_{\max}} = \frac{3,14 \times 3,4}{0,3} = 35,59s$$

Trong đó: L = Chiều dài của bể lắng cát theo đường trung bình của máng vòng;
 D_{th} = Đường kính trung bình của bể: $D_{th} = D - (0,3 + 0,3) = 4 - 0,6 = 3,4m$.

Theo TCXD-51-84 (Điều 6.3.4) thời gian nước lưu lại trong bể lắng cát không được nhỏ hơn 30s khi lưu lượng lớn nhất. Như vậy, kết quả tính toán cho thấy $t = 35,59s > 30s$ đạt yêu cầu.

Lượng cát lắng ở bể lắng cát ngang chuyển động vòng được tính theo công thức:

$$W_c = \frac{P \times N_{tt} \times t}{1000} = \frac{0,02 \times 57055 \times 1}{1000} = 1,141 m^3$$

Trong đó: N_{tt} = Dân số tính toán theo chất lơ lửng, $N_{tt} = 57055$ người;
 P = Lượng cát giữ lại trong bể lấy theo Điều 6.3.5 - TCXD-51-84,
 $P = 0,02$ L/ng.ngđ;
 t = Chu kỳ xả cát, $t = 1 \div 2$ ngày, chọn $t = 1$ ngày.

Cát được lấy ra khỏi bể lắng cát bằng thiết bị nâng thủy lực một lần trong một ngày đêm và dẫn đến sân phơi cát.

Để dẫn cát đến sân phơi cát bằng thiết bị nâng thủy lực, cần pha loãng cát với nước thải sau xử lý với tỉ lệ 1 : 20 theo trọng lượng cát.

Lượng nước công tác cần thiết cho thiết bị nâng thủy lực được tính theo công thức:

$$Q_{ct} = W_c \times G_c \times 20 = 1,141 \times 1,5 \times 20 = 34,23 m^3/ngày$$

Trong đó: G_c = Trọng lượng thể tích của cát: $G_c = 1,5 T/m^3$.

Cát lấy ra khỏi bể lắng cát có chứa một lượng nước đáng kể, do đó cần làm ráo cát (tách loại nước ra khỏi cát) để dễ dàng vận chuyển đi nơi khác. Quá trình làm ráo cát được tiến hành ở sân phơi cát.

Sân phơi cát được tính toán tương tự như đã tính ở thí dụ trước. Nước thu được từ sân phơi cát được dẫn trở lại trạm xử lý.

Hàm lượng hữu cơ của nước thải sau khi qua bể lắng cát chuyển động vòng có giá trị như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng giảm 4%, còn lại:

$$C_{hb} = C_{hb} (100 - 4)\% = 332,35 \times 0,96 = 309,46 mg/L$$

- NOS_{20} giảm 5%, còn lại:

$$L_{hb} = L_{hb} (100 - 5)\% = 224,56 \times 0,95 = 213,33 mg/L$$

Tính toán bể lắng đứng đợt I

Bể lắng đứng được lựa chọn để tính toán thiết kế căn cứ vào công suất của trạm xử lý dưới 20000 m³/ngđ (TCXD-51-84 - Điều 6.5.1).

Nước thải sau khi qua bể lắng cát ngang chuyển động vòng được dẫn đến bể lắng đứng đợt I. Nhiệm vụ của bể lắng đợt I là lắng các tạp chất phân tán nhỏ (chất lơ lửng) dưới dạng cặn lắng xuống đáy bể hoặc nổi lên trên mặt nước.

Hình 4-3 giới thiệu sơ đồ nguyên lý cấu tạo bể lắng đứng đợt I.

Tính toán bể lắng đứng gồm các nội dung sau đây:

Diện tích tiết diện ướt của ống trung tâm được tính theo công thức:

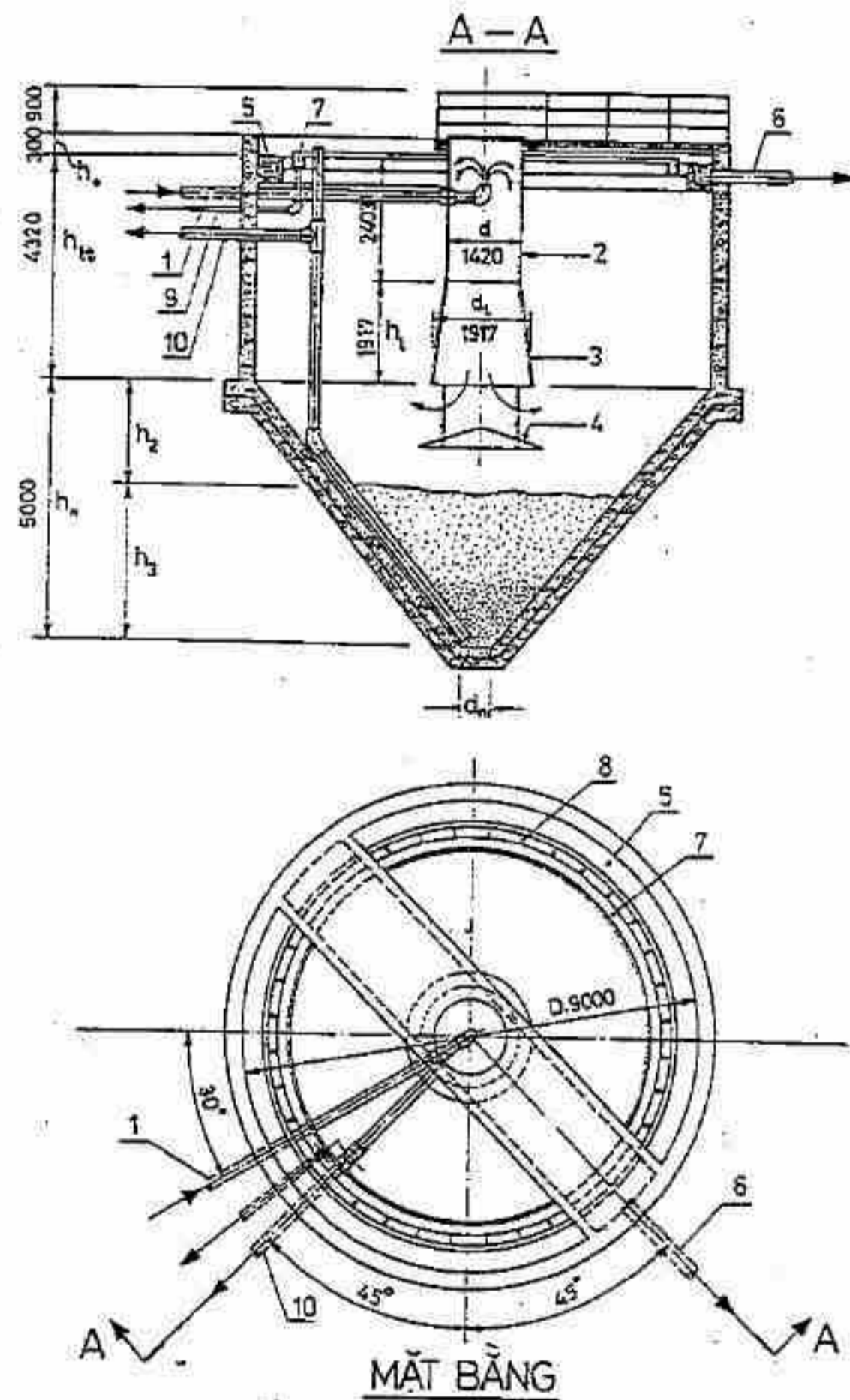
$$f = \frac{Q_{\max,s}}{V_{tt}} = \frac{0,19}{0,03} = 6,33 m^2$$

Trong đó: $Q_{\max,s}$ = Lưu lượng tính toán lớn nhất, $Q_{\max,s} = 190$ L/s hay 0,19 m³/s;
 V_{tt} = Tốc độ chuyển động của nước trong ống trung tâm, lấy không lớn hơn 30 mm/s (0,03m/s). Điều 6.5.9. TCXD-51-84.

Diện tích tiết diện ướt của bể lắng đứng trong mặt bằng được tính theo công thức:

$$F = \frac{Q_{\max,s}}{v} = \frac{0,19}{0,0008} = 237,5 m^2$$

Trong đó: v = Tốc độ chuyển động của nước thải trong bể lắng đứng, $v = 0,5 \div 0,8$ mm/s (Điều 6.5.4 - TCXD-51-84). Chọn $v = 0,8$ mm/s hay 0,0008m/s.

**HÌNH 4-3.**

Sơ đồ cấu tạo bể lắng đứng đợt I.

1- Đường ống dẫn nước thải vào bể; 2- Ống trung tâm; 3- Miệng loe ống trung tâm; 4- Tấm hút; 5- Máng vòng thu nước sau khi lắng; 6- Ống dẫn nước thải ra khỏi bể lắng đến công trình xử lý tiếp theo (Biophin cao tải); 7- máng thu chất nổi; 8- Thanh đỡ máng thu chất nổi; 9- Ống xả chất nổi; 10- Ống xả bùn (cặn tươi).

Chọn 4 bể lắng đứng và diện tích mỗi bể trong mặt bằng sẽ là:

$$F_1 = \frac{F+f}{n} = \frac{237,5+6,33}{4} = 60,69 \text{ m}^2$$

Trong đó: n = Số bể lắng đứng, $n = 4$.

Đường kính của mỗi bể được tính theo công thức:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times F_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 60,96}{3,14}} \approx 8,8 \approx 9 \text{ m}$$

Đường kính của ống trung tâm:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times f_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1,583}{3,14}} = 1,42 \text{ m}$$

Trong đó: f_1 = Diện tích tiết diện ống trung tâm của 1 bể:
 $f_1 = f : 4 = 6,33 : 4 = 1,583 \text{ m}^2$.

Chiều cao tính toán của vùng lắng trong bể lắng đứng được tính theo công thức:

$$h_{tt} = v \times t = 0,0008 \times 1,5 \times 3600 = 4,32 \text{ m}$$

Trong đó: t = Thời gian lắng, $t = 1,5 \text{ h}$.

Chiều cao phần hình nón của bể lắng đứng được xác định theo công thức:

$$h_n = h_2 + h_3 = \left(\frac{D-d_n}{2} \right) \times \text{tg} \alpha = \left(\frac{9,0-0,6}{2} \right) \times \text{tg} 50^\circ = 5 \text{ m}$$

Trong đó: h_2 = Chiều cao lớp trung hòa, m;

h_3 = Chiều cao giả định của lớp cặn lắng trong bể, m;

D = Đường kính trong của bể lắng, $D = 9 \text{ m}$;

d_n = Đường kính đáy nhỏ của hình nón cụt, lấy $d_n = 0,6 \text{ m}$;

α = Góc nghiêng của đáy bể lắng so với phương ngang, lấy không nhỏ hơn 50° (Điều 6.5.9 - TCXD -51- 84). Chọn $\alpha = 50^\circ$.

Chiều cao của ống trung tâm lấy bằng chiều cao tính toán của vùng lắng và bằng 4,32m. Đường kính miệng loe của ống trung tâm lấy bằng chiều cao của phần ống loe và bằng 1,35 đường kính ống trung tâm:

$$d_x = h_x = 1,35 \times d = 1,35 \times 1,42 = 1,917 \text{ m}$$

Đường kính tấm hút lấy bằng 1,3 lần đường kính miệng lọc và bằng: $1,3 \times 1,917 = 2,492 \text{ m}$. Góc nghiêng giữa bề mặt tấm hút so với mặt phẳng ngang lấy bằng 17° .

Khoảng cách giữa mép ngoài cùng của miệng lọc đến mép ngoài cùng của bề mặt tấm hút theo mặt phẳng qua trục được tính theo công thức:

$$L = \frac{4Q_{\max}}{v_k \times \pi \times (D + d_n)} = \frac{4 \times 0,19}{0,02 \times 3,14 \times (9,0 + 0,6)} = 1,26 \text{ m}$$

Trong đó: v_k = Tốc độ dòng nước chảy qua khe hở giữa miệng lọc ống trung tâm và bề mặt tấm hút, $v_k \leq 20 \text{ mm/s}$. Chọn $v_k = 20 \text{ mm/s} = 0,02 \text{ m/s}$.

Chiều cao tổng cộng của bể lắng đứng sẽ là:

$$H = h_n + h_n + h_n = h_n + (h_2 + h_3) + h_n = 4,32 + 5,0 + 0,3 = 9,62 \text{ m}$$

Trong đó: h_n = Khoảng cách từ mực nước đến thành bể, $h_n = 0,3 \text{ m}$.

Hàm lượng chất lơ lửng trôi theo nước ra khỏi bể lắng đứng được tính theo công thức:

$$C_t = \frac{C_{hh} (100 - E_1)}{100} = \frac{309,46 \times (100 - 47)}{100} = 164 \text{ mg/L}$$

Trong đó: C_{hh} = Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải dẫn đến bể lắng đợt I:

$$C_{hh} = 309,46 \text{ mg/L};$$

E_1 = Hiệu suất lắng lấy theo Bảng 3-27. Với $C_{hh} = 309,46 \text{ mg/L}$

và tốc độ lắng của hạt lơ lửng $U = 0,7 \text{ mm/s}$ có $E_1 = 47\%$.

Kết quả tính toán cho thấy hàm lượng chất lơ lửng trôi theo nước ra khỏi bể lắng đứng đến công trình xử lý sinh học tiếp theo là $C = 164 \text{ mg/L}$ vượt quá 150 mg/L như đã nêu ở Điều 6.5.3 - TCXD-51-84. Trong trường hợp này chọn thêm công trình xử lý bổ sung: bể đông tụ sinh học để tăng cường hiệu quả lắng của bể lắng đứng đợt I.

Tính toán bể đông tụ sinh học

Bể đông tụ sinh học là công trình làm thoáng sơ bộ có thêm bùn hoạt tính (hoặc màng vi sinh vật) từ bể lắng đợt II, tạo điều kiện thuận lợi cho giai đoạn xử lý sinh học hiếu khí tiếp theo (Bể lọc sinh học cao tải), làm tăng hiệu suất lắng ở bể lắng đợt I và giảm hàm lượng NOS của nước thải.

Bể đông tụ sinh học có thể kết hợp với bể lắng đứng là một, khi đó sử dụng bể lắng đứng đợt I và bố trí thêm trong đó ngăn làm thoáng sơ bộ - ngăn đông tụ sinh học. Thường thì ngăn đông tụ sinh học chỉ bố trí ở 50% số lượng bể lắng để bảo đảm chất lượng bùn hoạt tính (màng vi sinh vật) ổn định.

Trong trường hợp đang xét, ứng dụng bể đông tụ sinh học với các thông số tính toán như sau:

- Thời gian làm thoáng ở ngăn đông tụ sinh học lấy bằng 20 phút và thời gian nước lưu lại là 20 phút;
- Thực hiện tái sinh màng vi sinh vật. Dung tích bể tái sinh lấy bằng 25% dung tích toàn bộ ngăn làm thoáng;
- Liều lượng tối ưu của màng vi sinh vật: $100 \div 400 \text{ mg/L}$;
- Hiệu suất lắng của bể lắng đợt I với đông tụ sinh học: $65 \div 70\%$;
- NOS_{20} của nước thải giảm đến 40%.

Tính toán bể lắng đứng đợt I kết hợp với đông tụ sinh học:

Thể tích tổng cộng của bể đông tụ sinh học trong bể lắng đứng kết hợp, tính với 50% lưu lượng tính toán:

$$W_1 = Q_{\max, h} \times t_1 \times 50\% = 684 \times 1,5 \times 0,5 = 513 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{\max, h}$ = Lưu lượng lớn nhất giờ, $Q_{\max, h} = 684 \text{ m}^3/\text{h}$;

t_1 = Thời gian lắng, $t_1 = 1,5 \text{ h}$.

Thể tích ngăn đông tụ sinh học được tính theo công thức:

$$W_2 = Q_{\max, h} \times t_2 \times 50\% = 684 \times \frac{20}{60} \times 0,5 = 114 \text{ m}^3$$

Trong đó: t_2 = Thời gian làm thoáng, $t_2 = 20$ phút.

Diện tích ngăn đông tụ sinh học:

$$F_2 = \frac{W_2}{h} = \frac{114}{4,32} = 26,39 \text{ m}^2$$

Trong đó: h = Chiều cao ngăn đông tụ sinh học, lấy bằng chiều cao tính toán của vùng lắng trong ngăn lắng kết hợp: $h = v \times t \times 3600 = 0,0008 \times 1,5 \times 3600 = 4,32\text{m}$;

v = Tốc độ chuyển động của nước thải trong vùng lắng, $v = 0,8 \div 0,85\text{mm/s}$, chọn $v = 0,8\text{mm/s}$ hay $v = 0,0008\text{m/s}$;

t = Thời gian lắng, $t = 1,5\text{h}$.

Diện tích phần lắng của bể đông tụ sinh học:

$$F_1 = \frac{0,5 \times Q_{\max, h}}{v \times 3600} = \frac{0,5 \times 684}{0,0008 \times 3600} = 118,75 \text{ m}^2$$

Diện tích tổng cộng của bể đông tụ sinh học sẽ là:

$$F = F_1 + F_2 = 118,75 + 26,39 = 145,14 \text{ m}^2$$

Chọn hai bể đông tụ sinh học và diện tích của mỗi bể trong mặt bằng:

$$F' = \frac{F}{2} = \frac{145,14}{2} = 72,57 \text{ m}^2$$

Đường kính của bể đông tụ sinh học được tính theo công thức:

$$D = \sqrt{\frac{4F'}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 72,57}{3,14}} = 9,6\text{m}$$

Ngăn đông tụ sinh học có dạng hình vuông trong mặt bằng (xem Hình 4-4).

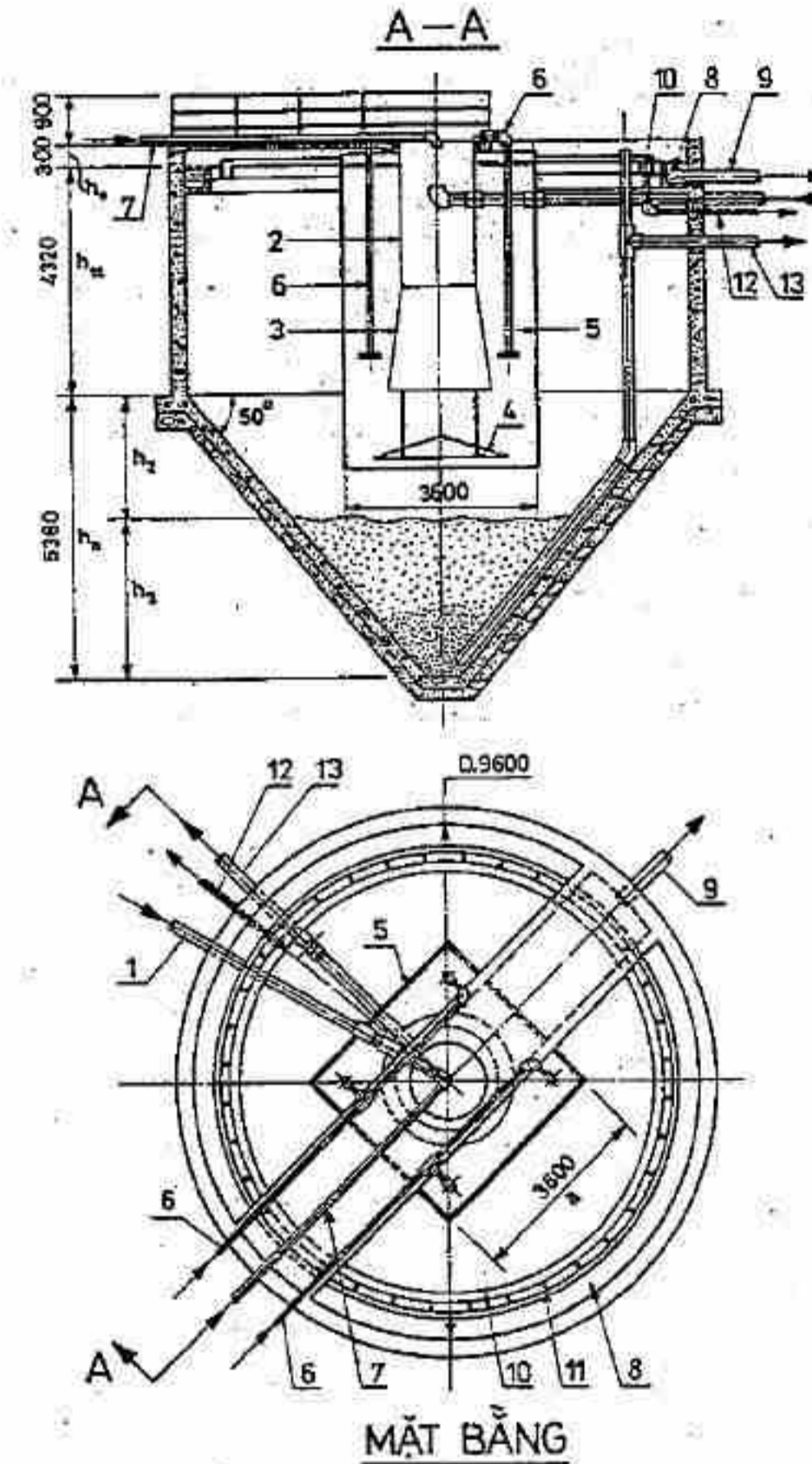
Diện tích của một ngăn sẽ là:

$$F_2' = \frac{F_2}{2} = \frac{26,39}{2} = 13,2 \text{ m}^2$$

Kích thước cạnh hình vuông của ngăn đông tụ sinh học trong mặt bằng là:

$$a = \sqrt{F_2'} = \sqrt{13,2} = 3,6\text{m}$$

Phần tính toán ống trung tâm, miệng loe ống trung tâm và tấm hút đối với bể lắng đứng kết hợp đông tụ sinh học được tiến hành giống như ở phần trước.



HÌNH 4-4.

Sơ đồ bể đông tụ sinh học kết hợp với bể lắng I.

1- Ống dẫn nước thải vào bể; 2- Ống trung tâm; 3- Miệng loe; 4- Tấm hút; 5- Ngăn làm thoáng và đông tụ sinh học; 6- Ống cung cấp khí nén; 7- Ống cung cấp màng vi sinh vật đã được tái sinh; 8- Máng vòng thu nước đã lắng; 9- Ống dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo; 10- Máng thu chất nổi; 11- Thanh đỡ máng thu chất nổi; 12- Ống xả chất nổi; 13- Ống xả bùn.

Kết quả tính toán như sau:

- Chiều cao phần hình nón : $h_n = 5,36$ m;
- Chiều cao tổng cộng : $H = 9,98$ m.

50% lưu lượng nước thải còn lại sẽ được dẫn vào hai bể lắng đứng đợt I. Chất lượng nước thải sau xử lý qua bể đông tụ sinh học và lắng đạt hiệu quả chung như sau:

Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải sau xử lý ở bể đông tụ sinh học với hiệu quả giữ lại các chất lơ lửng $E_2 = 70\%$:

$$C_2 = \frac{C_{hh}(100 - E_2)}{100} = \frac{309,46(100 - 70)}{100} = 92,84 \text{ mg/L}$$

Và dòng chảy chung của nước thải dẫn đến bể lọc sinh học cao tải có hàm lượng chất lơ lửng C_{ch} :

$$C_{ch} = \frac{164 + 92,84}{2} = 128,42 < 150 \text{ mg/L}$$

Hiệu suất lắng trung bình sẽ là:

$$E = \frac{(309,46 - 128,42)100}{309,46} = 58,5\%$$

Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sau bể đông tụ sinh học giảm 40%, tức là:

$$L = L_{hh} - (40\% \times L_{hh}) = 213,33 - (40\% \times 213,33) = 128,0 \text{ mg/L}$$

(So với hiệu quả giảm NOS_{20} sau khi qua bể lắng đứng thông thường chỉ giảm 15%. Khi đó: $L = 213,33 - 15\% \times 213,33 = 181,33 \text{ mg/L}$).

Và dòng chảy chung của nước thải có hàm lượng NOS_{20} chung (L_{ch}):

$$L_{ch} = \frac{181,33 + 128,0}{2} = 154,67 \text{ mg/L}$$

Lượng không khí cần cung cấp cho bể đông tụ sinh học được xác định từ tiêu chuẩn $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^3$ nước thải và được tính theo công thức:

$$V = 0,5 \times \frac{1}{2} \times Q_{\max, h} = 0,5 \times \frac{1}{2} \times 684 = 171 \text{ m}^3/\text{h}$$

Lượng màng vi sinh vật (khi sử dụng biophin cao tải như phương án đang xét) cần cung cấp cho bể đông tụ sinh học (sau khi đã tái sinh):

$$W = \frac{G \times 100 \times 0,5 N_H}{(100 - P) 1000 \times 1000 \times 24} = \frac{28 \times 100 \times 0,5 \times 57055}{(100 - 96) 1000 \times 1000 \times 24} = 0,84 \text{ m}^3/\text{h}$$

Trong đó: G = Khối lượng màng vi sinh vật trong bể lắng đợt II khi dùng bể lọc sinh học cao tải, $G = 28 \text{ g/ng.ngđ}$ (Điều 6.14.18 - TCXD-51-84);
 P = Độ ẩm của màng vi sinh vật, $P = 96\%$;
 N_H = Dân số tính toán theo chất lơ lửng, $N_H = 57055$ người.

Thể tích bể tái sinh để màng vi sinh vật dự lưu lại trong 24h sẽ là:

$$W_{ts} = 0,84 \times 24 = 20,16 \text{ m}^3$$

Bể tái sinh có dạng hình vuông trong mặt bằng với kích thước mỗi cạnh hình vuông là 3m. Đáy bể được thiết kế với độ dốc 45° từ 4 mặt bên về phía trung tâm. Phía dưới đáy bể có bố trí các thiết bị thổi khí và máy bơm nhúng chìm để cung cấp màng vi sinh vật đã tái sinh cho các bể đông tụ sinh học.

Chiều sâu tổng cộng của bể được lấy như sau:

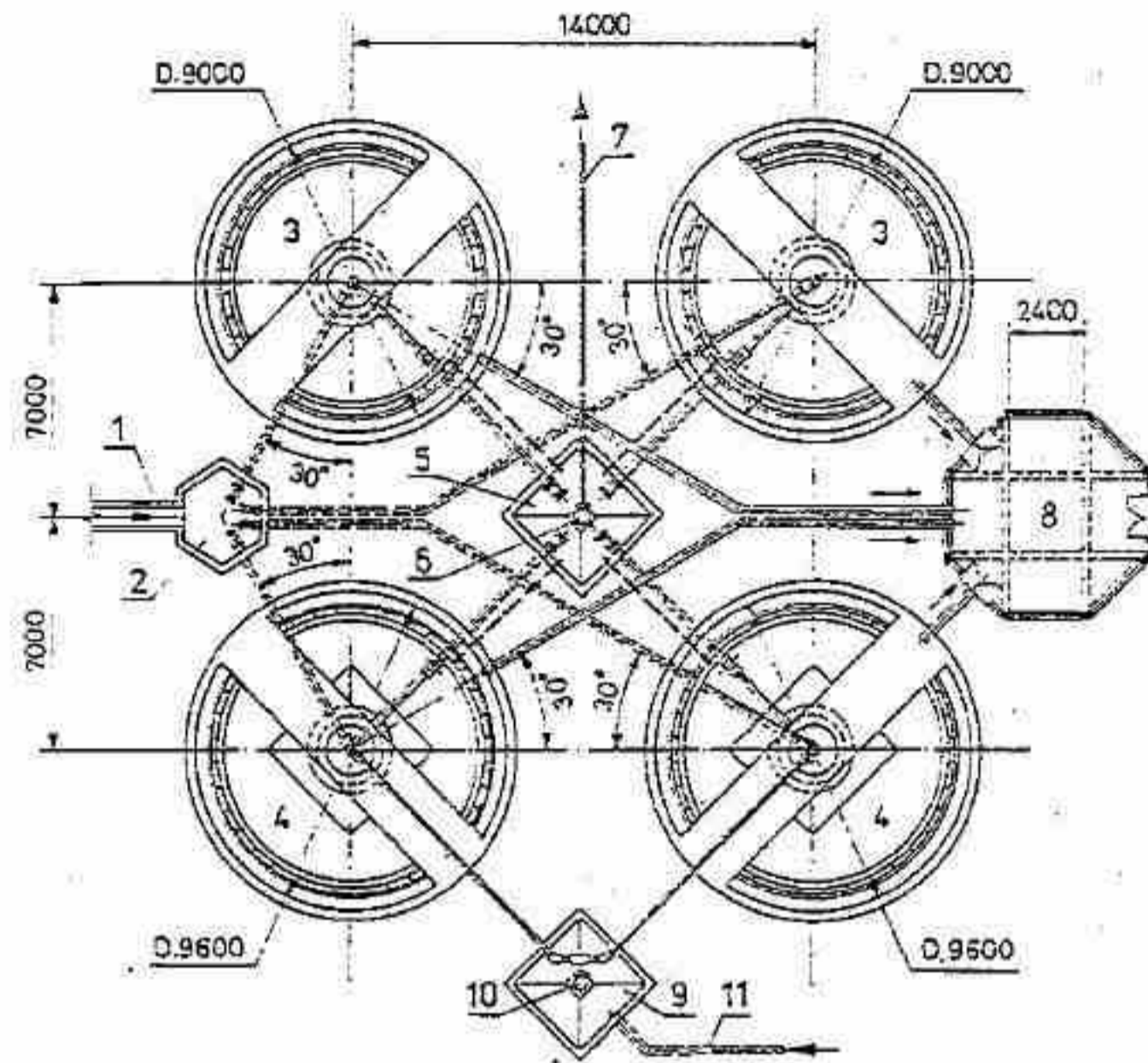
$$H = H_1 + H_c + H_o = 2,0 + 1,4 + 0,4 = 3,8 \text{ m}$$

Trong đó: H_1 = Chiều cao lớp nước trong phần thẳng đứng của bể, chọn $H_1 = 2\text{m}$;
 H_c = Chiều cao phần hình chóp đáy bể, $H_c = 1,4\text{m}$;
 H_o = Khoảng cách từ mực nước trong bể đến thành bể, $H_o = 0,4\text{m}$.

Mặt bằng bố trí cụm bể lắng đợt I và bể đông tụ sinh học được thể hiện trên Hình 4-5.

Tính toán bể lọc sinh học cao tải

Nước thải sau khi xử lý ở bể đông tụ sinh học và lắng đợt I được dẫn vào bể lọc sinh học cao tải bằng máy bơm. Bể lọc sinh học cao tải thường được áp dụng đối với trạm xử lý nước thải có công suất tương đối lớn (đến 50.000 $\text{m}^3/\text{ngđ}$ và lớn hơn) (theo TCXD-51-84). Đối với trạm xử lý nước thải đang xét có công suất 9.100 $\text{m}^3/\text{ngđ}$, chọn bể lọc sinh học cao tải để xử lý sinh học là thích hợp.



HÌNH 4-5.

Mặt bằng bố trí cụm bể lắng đợt I kết hợp đồng tụ sinh học.

1- Mương dẫn nước thải từ bể lắng cát đến; 2- Ngăn phân phối đều nước; 3- Bể lắng đứng đợt I; 4- Bể đồng tụ sinh học kết hợp lắng đợt I; 5- Ngăn tiếp nhận cặn tươi và chất nổi; 6- Bơm nhúng chìm; 7- Ống dẫn cặn tươi đến bể mê tan; 8- Bể điều hòa và trạm bơm nước thải; 9- Bể tái sinh màng vi sinh vật; 10- Bơm nhúng chìm; 11- Ống dẫn màng vi sinh vật từ bể lắng đợt II đến.

Có một số phương pháp tính toán bể lọc sinh học cao tải, phần dưới đây sẽ trình bày hai phương pháp thông dụng:

- Tính toán theo Tiêu chuẩn thiết kế - TCXD-51-84;
- Tính toán theo phương pháp của Yacovlev. C. V.

a) Tính toán bể lọc sinh học cao tải theo tiêu chuẩn thiết kế TCXD-51-84

Tính toán thiết kế bể lọc sinh học cao tải dựa theo các thông số tính toán ghi ở Điều 6.14.17 - TCXD-51-84:

- Chiều cao công tác của bể $H = 2 \div 4\text{m}$ (H phụ thuộc vào hàm lượng NOS_{20} của nước thải sau xử lý. Với $L_1 = 15\text{mg/L}$: $H = 4,0\text{m}$; $L_1 = 20\text{mg/L}$: H không nhỏ hơn 3m ; $L_1 = 25 \div 30\text{mg/L}$: H không nhỏ hơn 2m);
- Tải trọng thủy lực, $q = 10 \div 30\text{ m}^3/\text{m}^2.\text{ngđ}$;
- Lưu lượng không khí đơn vị $B = 8 \div 12\text{ m}^3/\text{m}^3$ nước thải.

Diện tích bể lọc sinh học cao tải được tính theo một trong 2 trường hợp sau đây:

1. Khi không có sự tuần hoàn nước từ bể lắng đợt II, diện tích bể lọc sinh học cao tải được tính theo tải trọng thủy lực q và lưu lượng nước thải trong ngày đêm (Điều 6.14.18 - TCXD-51-84):

$$F = \frac{Q}{q}$$

2. Khi có tuần hoàn thì cần tính:

- Hàm lượng NOS_{20} của hỗn hợp nước thải (chưa xử lý) và nước tuần hoàn, L_{hh}^{th} và được xác định theo công thức:

$$L_{hh}^{th} = K \times L_1$$

Trong đó: K = Hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ của nước thải $T^\circ\text{C}$, ứng với các thông số H , B , q và lấy theo Bảng 4-3;

L_1 = NOS_{20} của nước thải sau xử lý, mg/L .

- Hệ số tuần hoàn n :

$$n = \frac{L_{ch} - L_{hh}^{th}}{L_{hh}^{th} - L_1}$$

Trong đó: L_{ch} = NOS_{20} của dòng nước thải chung dẫn đến bể lọc sinh học cao tải, mg/L .

Diện tích của bể lọc sinh học cao tải được tính theo công thức:

$$F = \frac{Q(n+1)}{q}$$

BẢNG 4-3.

Giá trị của các thông số tính toán bể lọc sinh học cao tải (K, T, q, H, B)

B m ³ /m ³	H (m)	Giá trị hệ số K phụ thuộc vào nhiệt độ của nước thải T ⁰ C, chiều cao bể lọc H(m), lưu lượng không khí B (m ³ /m ³ nước thải), và tải trọng thủy lực q (m ³ /m ² .ngđ)								
		T=14°C			T=20°C			T=25°C		
		q=10	q=20	q=30	q=10	q=20	q=30	q=10	q=20	q=30
8	2	4,30	3,02	2,56	6,85	4,31	3,50	10,36	6,18	4,71
	3	8,95	5,25	4,09	12,02	8,93	6,53	14,45	11,48	10,10
	4	12,10	9,05	4,95	16,26	12,16	10,67	21,80	15,20	12,86
10	2	5,09	3,67	3,16	7,76	5,08	4,17	12,03	7,08	5,52
	3	9,90	6,04	4,82	16,22	9,86	7,31	19,95	15,49	11,22
	4	16,40	10,00	7,42	21,03	16,37	12,85	28,84	20,41	17,31
12	2	5,97	4,31	3,70	9,33	6,02	4,89	14,53	8,47	6,55
	3	11,70	7,20	5,72	23,01	11,70	8,73	26,01	19,72	13,40
	4	23,10	12,00	8,83	27,10	23,12	15,56	31,86	30,20	23,83

Ghi chú: Với các giá trị trung gian của B, H, q và T, trị số K được xác định bằng phương pháp nội suy.

Trước hết thực hiện tính toán với trường hợp có tuần hoàn, nếu thu được:

$L_{hh}^u < L_{ch}$ thì cần thực hiện tuần hoàn nước thải cho bể lọc cao tải;

$L_{hh}^u > L_{ch}$ thì không cần tuần hoàn.

Tính giá trị L_{hh}^u :

$$L_{hh}^u = K \times L_1 = 15,2 \times 15 = 228 \text{ mg/L}$$

Trong đó: K = Hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ của nước thải, chiều cao bể lọc, lưu lượng không khí và tải trọng thủy lực, xác định theo Bảng 4-3. Ứng với nhiệt độ của nước thải T = 25°C, tải trọng thủy lực q = 20 m³/m².ngđ, chiều cao bể lọc H = 4m và lưu lượng riêng không khí B = 8 m³/m³, ta có K=15,2;

$$L_1 = \text{NOS}_{20} \text{ của nước thải sau xử lý; } L_1 = 15 \text{ mg/L;}$$

Kết quả tính toán cho thấy $L_{hh}^u = 228 \text{ mg/L} > L_{ch} = 154,67 \text{ mg/L}$ nên không cần thực hiện tuần hoàn.

Diện tích của bể lọc sinh học cao tải sẽ là:

$$F = \frac{Q}{q} = \frac{9100}{20} = 455 \text{ m}^2$$

Trong đó: Q = Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm, Q = 9100 m³/ngđ;
q = Tải trọng thủy lực lên bề mặt bể lọc, q = 10 ÷ 30 m³/m².ngđ. Lấy q = 20 m³/m².ngđ.

Thể tích tổng cộng của lớp vật liệu lọc được tính theo công thức:

$$W = H \times F = 4 \times 455 = 1820 \text{ m}^3$$

Trong đó: H = Chiều cao công tác của bể lọc, H = 4 m.

Vật liệu lọc và cỡ hạt của vật liệu lọc lấy theo Điều 6.14.5 và 6.14.6 - Tiêu chuẩn thiết kế TCXD-51-84;

Đối với bể lọc sinh học cao tải có thể chọn vật liệu lọc là đá dăm cỡ hạt từ 40 đến 70mm. Chọn cỡ hạt giống nhau. Lớp vật liệu đỡ ở phía dưới có cỡ hạt lớn hơn và dày khoảng 0,2m.

Chọn 2 bể lọc sinh học cao tải có dạng hình tròn trong mặt bằng. Diện tích của mỗi bể sẽ là:

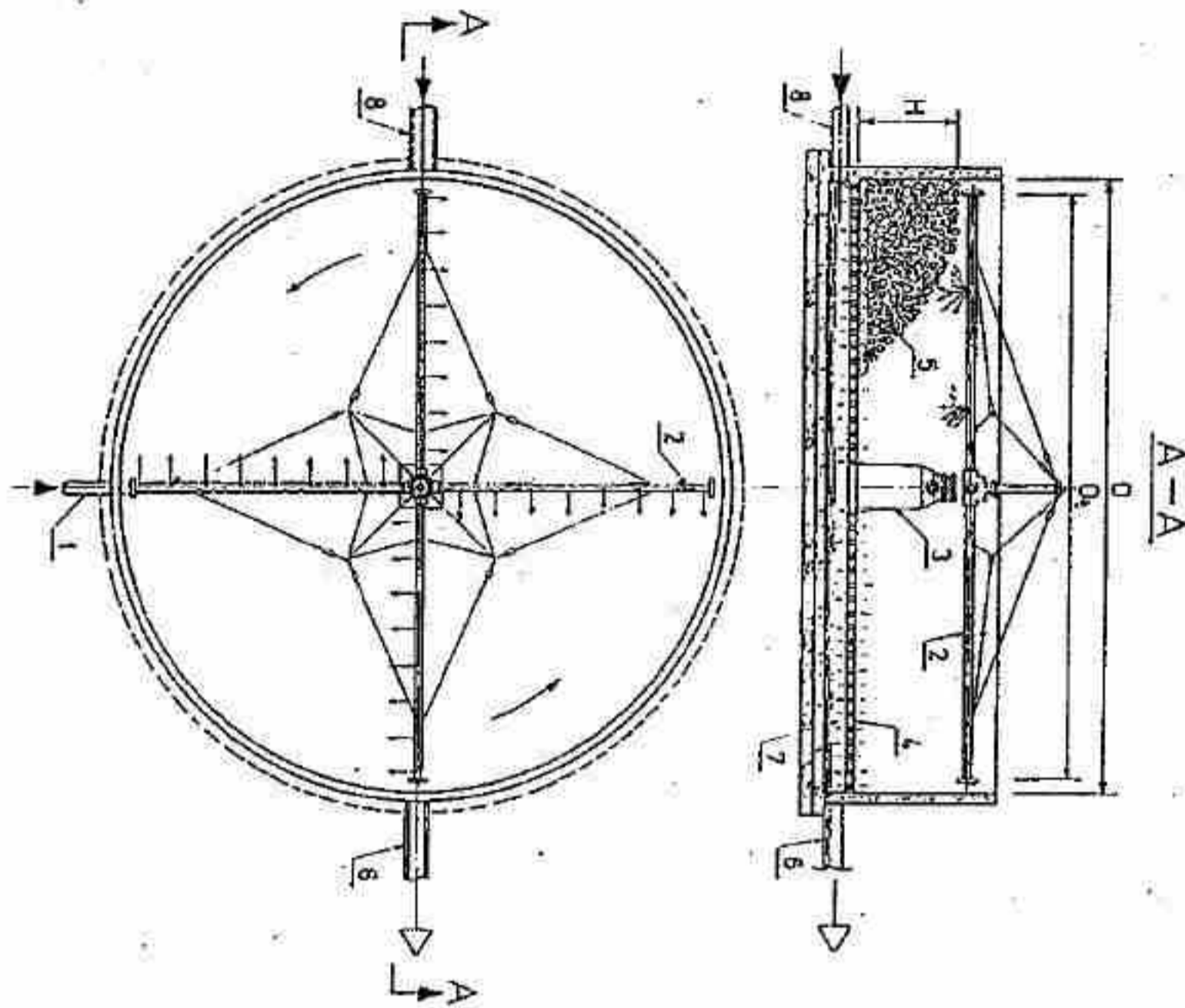
$$F_1 = \frac{F}{2} = \frac{455}{2} = 227,5 \text{ m}^2$$

Đường kính của mỗi bể:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 227,5}{3,14}} = 17 \text{ m}$$

Sơ đồ cấu tạo của bể lọc sinh học cao tải được giới thiệu ở Hình 4-6.

Chọn phương pháp thông gió nhân tạo phục vụ cho quá trình oxy hóa sinh hóa ở bể lọc sinh học cao tải. Thành bể lọc phải kín (khác với thông gió tự nhiên có các cửa thông gió). Dùng quạt gió dẫn không khí vào khoảng không gian giữa sàn lọc và sàn bể (7) với áp lực 100mm cột nước). Ở ống dẫn ra khỏi bể (6) bố trí van thủy lực với chiều sâu 200mm (Điều 6.14.4 - TCXD-51-84).



HÌNH 4-6.

Sơ đồ cấu tạo của bể lọc sinh học cao tải.

1- Dẫn nước thải vào bể; 2- Hệ thống tưới phân lực; 3- Trụ đỡ; 4- Sàn đỡ vật liệu lọc; 5- Vật liệu lọc; 6- Dẫn nước ra; 7- Khoảng không gian giữa sàn đỡ và đáy bể; 8- Dẫn không khí vào bằng quạt gió.

Lượng không khí cần thiết cung cấp cho bể lọc sinh học cao tải được tính theo công thức:

$$A = \frac{L_{ch}}{21} \times K_1 \times \frac{Q}{24} = \frac{154,67}{21} \times 2 \times \frac{9100}{24} = 5585,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

Trong đó: A = Lượng không khí cần thiết cung cấp cho bể lọc sinh học cao tải, m^3/h ;
 Q = Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm, $Q = 9100 \text{ m}^3/\text{ngày}$
 (trong trường hợp có thực hiện tuần hoàn thì Q là lưu lượng của hỗn hợp nước thải và nước tuần hoàn, tính bằng $Q(n+1)$)
 K_1 = Hệ số dự trữ, $K_1 = 2 \div 3$. Lấy $K_1 = 2$.

Từ kết quả tính toán ở trên, chọn loại quạt gió với các đặc tính tương ứng:

- Áp lực công tác : $H = 100 \text{ mm}$ cột nước.
- Lượng không khí cần thiết : $A = 5585,3 \text{ m}^3/\text{h}$.

Tính toán hệ thống tưới phân lực:

Điều kiện quan trọng để bể lọc sinh học làm việc đạt kết quả tốt là nước thải phải được phân phối đều trên bề mặt lớp vật liệu lọc. Thông thường, đối với bể lọc sinh học có dạng hình tròn trong mặt bằng, nước thải thường được phân phối theo hệ thống tưới phân lực (còn đối với bể lọc sinh học có dạng hình chữ nhật trong mặt bằng thường dùng hệ thống vòi phun).

Nội dung tính toán hệ thống tưới phân lực bao gồm các phần sau:

- Xác định đường kính của hệ thống tưới;
- Xác định số lỗ trên các ống phân phối li tâm;
- Xác định khoảng cách giữa các lỗ;
- Xác định số vòng quay của hệ thống trong 1 phút;
- Và, xác định áp lực cần thiết của hệ thống tưới.

Trong quá trình tính toán cần lưu ý các qui định của TCXD-51-84, Điều 6.14.8:

- Số lượng và đường kính lỗ trong các ống phân phối xác định theo tính toán với điều kiện tốc độ nước chảy ở đầu ống từ $0,6 \text{ m/s}$ đến $1,0 \text{ m/s}$;
- Số lượng và đường kính lỗ trong các ống phân phối xác định theo tính toán với điều kiện nước chảy ra khỏi lỗ có tốc độ không nhỏ hơn $0,5 \text{ m/s}$; đường kính lỗ không nhỏ hơn 10 mm ;
- Áp lực ở hệ thống tưới không nhỏ hơn $0,5 \text{ m}$;
- Các ống phân phối đặt cao hơn bề mặt lớp vật liệu lọc $0,2 \text{ m}$.

Lưu lượng tính toán của nước thải trên một bể lọc sinh học cao tải:

$$Q_1 = \frac{Q_{\max}}{n_1} = \frac{190}{2} = 95 \text{ L/s}$$

Trong đó: Q_{\max} = Lưu lượng nước thải lớn nhất giây, $Q_{\max} = 190 \text{ L/s}$ (Khi có tuần hoàn thì công thức trên sẽ là: $Q_1 = \frac{Q_{\max} \cdot (n+1)}{n_1}$);

n_1 = Số bể lọc sinh học, $n_1 = 2$.

Đường kính của hệ thống tưới phản lực lấy bằng:

$$D_1 = D - 200 = 17000 - 200 = 16800 \text{ mm}$$

Chọn 4 ống phân phối trong hệ thống tưới phản lực, đường kính của mỗi ống được tính theo công thức:

$$D_0 = \sqrt{\frac{4 \times Q_1}{n_2 \times \pi \times v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,095}{4 \times 3,14 \times 1,0}} = 0,174 \text{ m} = 174 \text{ mm}$$

Trong đó: n_2 = Số ống phân phối trong hệ thống tưới phản lực, $n_2 = 4$;

v = Tốc độ nước chảy ở đầu ống, $v = 1,0 \text{ m/s}$;

Q_1 = Lưu lượng tính toán, $Q_1 = 95 \text{ L/s}$ hoặc $0,095 \text{ m}^3/\text{s}$.

Chọn $D_0 = 200 \text{ mm} = 0,2 \text{ m}$. Khi đó vận tốc nước thực tế tại các đầu ống sẽ là:

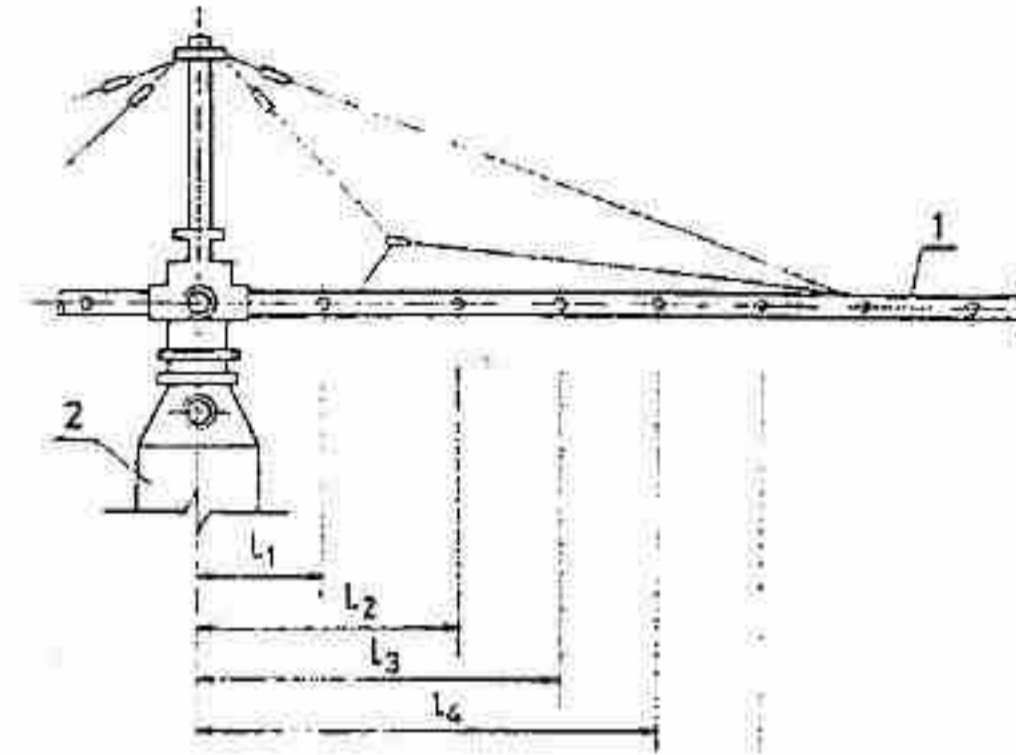
$$v_{th} = \frac{4 \times Q_1}{n_2 \times \pi \times D_0^2} = \frac{4 \times 0,095}{4 \times 3,14 \times (0,2)^2} = 0,756 \text{ m/s}$$

Giá trị này thoả mãn điều kiện: $0,6 \leq v_{th} \leq 1,0$ nên chấp nhận được.

Số lỗ trên mỗi nhánh ống phân phối được tính theo công thức:

$$m = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{80}{D_1}\right)^2} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{80}{16800}\right)^2} = 104 \text{ lỗ}$$

Vị trí các lỗ được bố trí cách tâm trục được tính toán theo số thứ tự của lỗ cách trục của hệ thống. Sơ đồ tính toán khoảng cách của một lỗ bất kỳ L_i cách tâm trục của hệ thống tưới được giới thiệu ở Hình 4-7.



HÌNH 4-7.

Sơ đồ tính toán hệ thống tưới phản lực.

1- Ống phân phối của hệ thống tưới; 2- Trục giữa của hệ thống tưới.

Khoảng cách của một lỗ bất kỳ L_i cách tâm trục giữa của hệ thống tưới được tính theo công thức:

$$L_i = \frac{D_1}{2} \sqrt{\frac{i}{m}}$$

Trong đó: i = Số thứ tự của lỗ cách tâm trục giữa của hệ thống tưới.

• Với số thứ tự thứ nhất (Hình 4-7), ta có:

$$L_1 = \frac{16800}{2} \sqrt{\frac{1}{104}} = 823,68 \text{ mm} \approx 824 \text{ mm}$$

• Với số thứ tự thứ hai, ta có:

$$L_2 = \frac{16800}{2} \sqrt{\frac{2}{104}} = 1164,87 \text{ mm} \approx 1165 \text{ mm}$$

Tính toán tương tự cho các số thứ tự còn lại.

Số vòng quay của hệ thống tưới trong mỗi phút được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$r = \frac{34,8 \times 10^6 \times Q_2}{m \times d \times D_1} = \frac{34,8 \times 10^6 \times 23,75}{104 \times 14 \times 16800} = 33,79 \approx 34 \text{ vòng/phút}$$

Trong đó: r = Số vòng quay trong 1 phút;
 d = Đường kính của lỗ, lấy không nhỏ hơn 10mm. Chọn $d = 14\text{mm}$;
 Q_2 = Lưu lượng bình quân cho 1 ống tưới. Có tất cả 4 ống: $Q_2 = 95 : 4 = 23,75 \text{ L/s}$.

Áp lực cần thiết ở hệ thống tưới (với 4 ống ly tâm) được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$h = Q_2^2 \left(\frac{256 \times 10^6}{d^4 \times m^2} - \frac{81 \times 10^6}{D_0^4} + \frac{294 \times D_1}{K_m^2 \times 10^3} \right) a$$

Trong đó: K_m = Mô đun lưu lượng, L/s, lấy theo Bảng 4-4. Ứng với $D_0 = 200\text{mm}$, có $K_m = 300 \text{ L/s}$, hoặc có thể theo công thức:

$$K_m = \frac{\pi \times D_0^2 \times C \times \sqrt{R}}{4}$$

Ở đây: C = Hệ số sức kháng;
 R = Bán kính thủy lực của ống ly tâm.

Đại lượng $\frac{256 \times 10^6}{d^4 \times m^2}$ có thể xác định theo biểu đồ ở Hình 4-8;

Đại lượng $\frac{81 \times 10^6}{D_0^4}$ và $\frac{294 \times D_1}{K_m^2 \times 10^3}$ xác định theo biểu đồ ở Hình 4-9.

Cuối cùng tính được:

$$h = (23,75)^2 \left(\frac{256 \times 10^6}{14^4 \times 104^2} - \frac{81 \times 10^6}{200^4} + \frac{294 \times 16800}{300 \times 10^3} \right) = 564\text{mm} = 0,564\text{m}$$

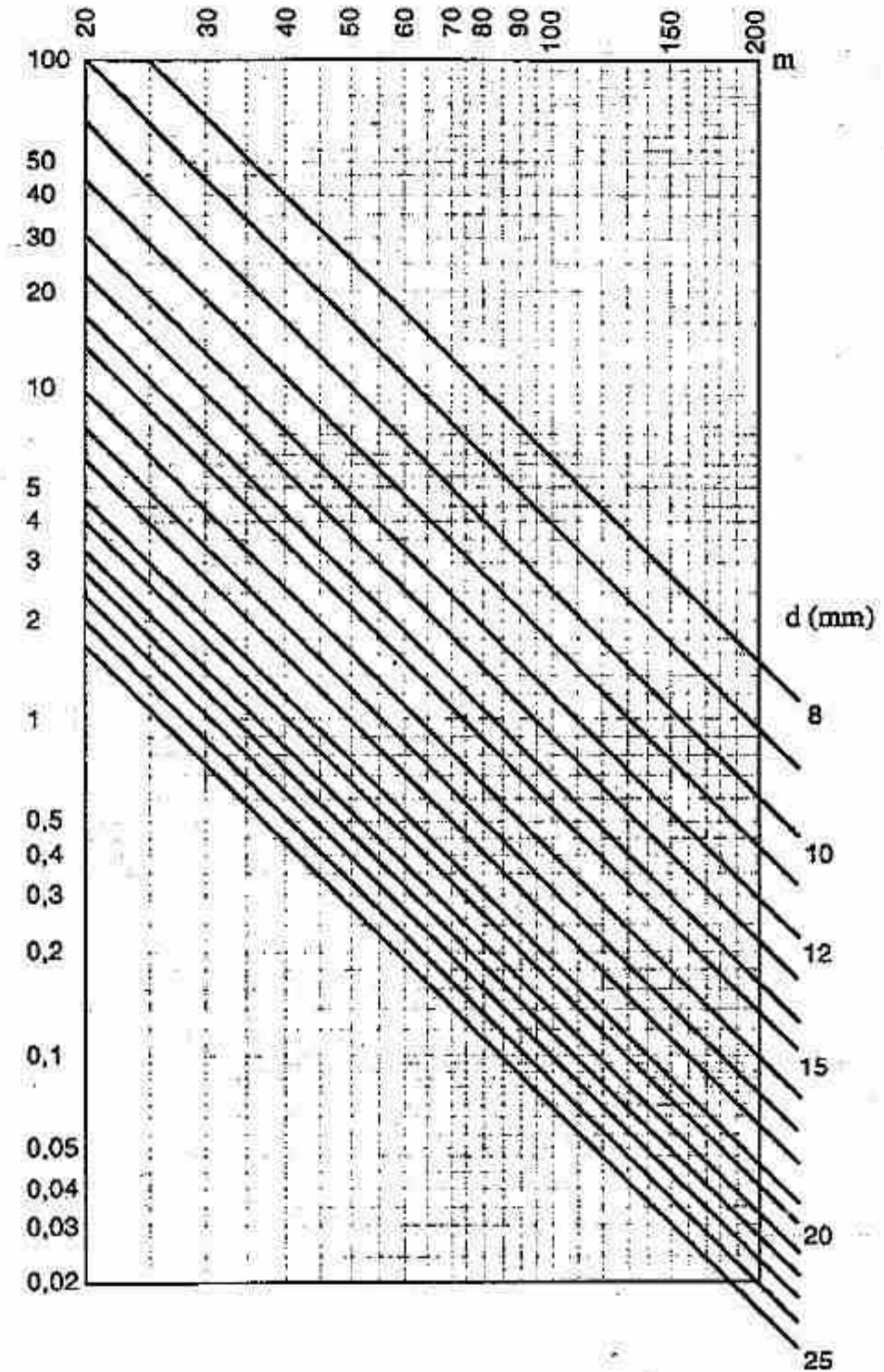
b) Tính toán bể lọc sinh học cao tải theo phương pháp Iacovlev.C.V

Phương pháp tính toán này dựa vào kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm tác giả đưa ra các phương trình toán học về sự phụ thuộc giữa các nhân tố cơ bản ảnh hưởng trực tiếp đến quá trình oxy hóa sinh hóa (quá trình làm việc) của bể lọc sinh học cao tải.

BẢNG 4-4.

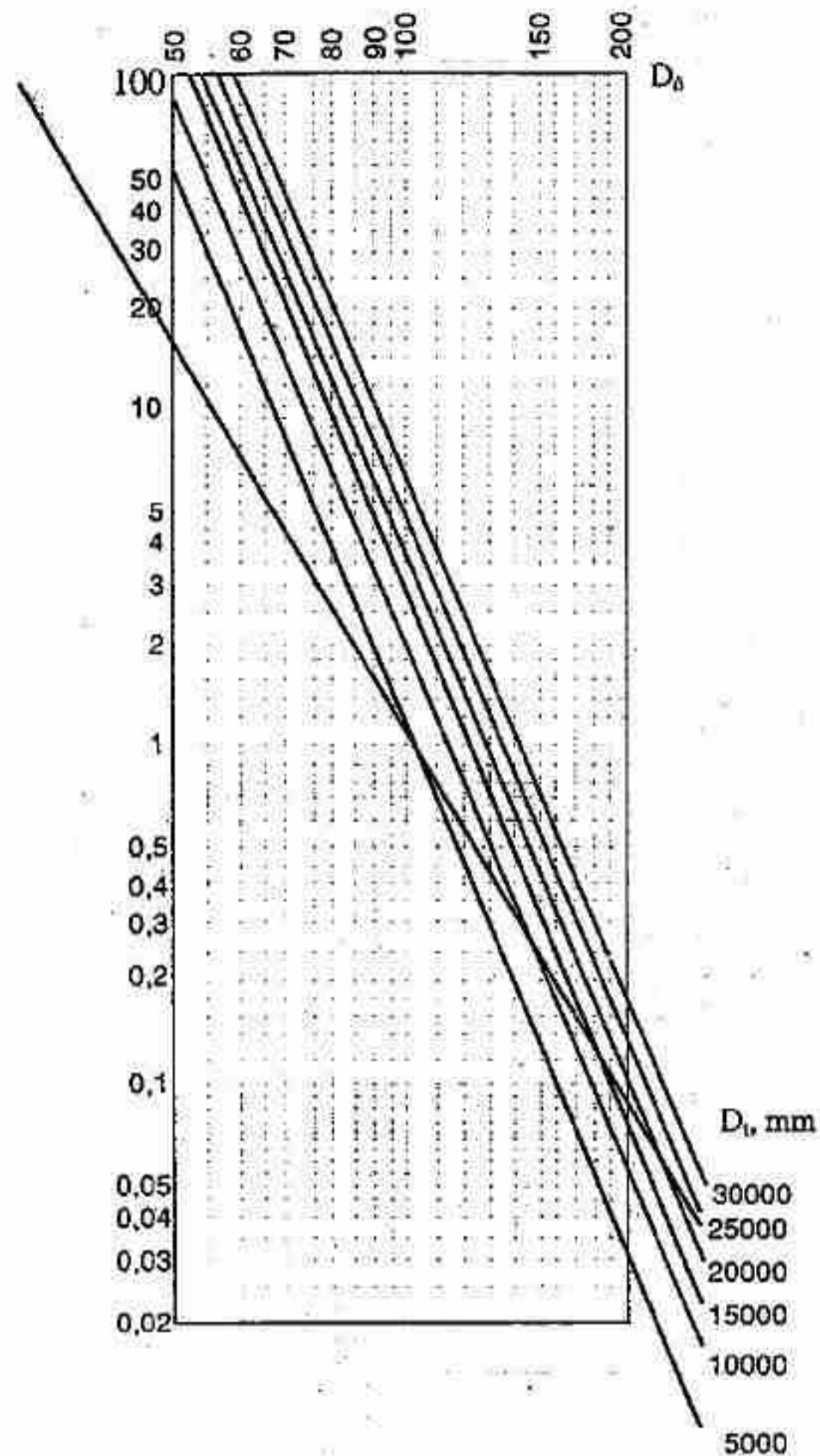
Mô đun lưu lượng K_m (L/s) ứng với các loại đường kính ống khác nhau

D_0 , mm	50	65	75	100	125	150	175	200	250
K_m , L/s	6	11,5	19	43	86,5	134	209	300	360



HÌNH 4-8.

Biểu đồ xác định đại lượng $\frac{256 \times 10^6}{d^4 \times m^2}$



HÌNH 4-9.

Biểu đồ để xác định đại lượng $\frac{294 \times D_1}{K_m^2 \times 10^3}$ và $\frac{81 \times 10^6}{D_0^4}$

Có 2 trường hợp tính toán:

- Trường hợp I: Khi $\frac{L_a}{L_1} < 10$:

Chiều cao công tác của bể lọc sinh học cao tải được tính theo công thức:

$$H = \frac{0,19}{K_1} \times q^{0,4} \times \lg \frac{L_a}{L_1}$$

- Trong đó: L_a = NOS₅ của nước thải dẫn đến bể lọc sinh học, g/m³;
 L_1 = NOS₅ của nước thải sau xử lý, g/m³;
 q = Tải trọng thủy lực, m³/m².ngày;
 K_1 = Hằng số đặc trưng cho khả năng tách các chất ô nhiễm hữu cơ và được xác định theo phương trình Stritter:

$$K_1 = K_{20} \times 1,047^{(T-20)}$$

NOS₅ của nước thải sau xử lý có thể xác định theo công thức:

$$L_1 = L_a \times 10^{-5,26 \frac{H \times K_1}{q^{0,4}}}$$

Tải trọng thủy lực được tính theo công thức:

$$q = \left(\frac{H \times K_1}{0,19 \lg \frac{L_a}{L_1}} \right)^{2,5}$$

- Trường hợp II: Khi $\frac{L_a}{L_1} \geq 10$:

Chiều cao công tác (H) của bể lọc sinh học, NOS₅ của nước thải sau xử lý (L₁) và tải trọng thủy lực (q) trên bể lọc lần lượt được tính theo các công thức sau:

$$H = \frac{\left(\lg \frac{L_a}{L_1} - 0,69 \right) \times q^{0,4}}{1,63 \times K_1}$$

$$L_1 = L_a \times 10^{-\left(\frac{1,63 \times H \times K_1}{q^{0,4}} + 0,69 \right)}$$

$$q = \left(\frac{1,63 \times H \times K_1}{\lg \frac{L_2}{L_1} - 0,69} \right)^{2,5}$$

Xác định các giá trị L_2 (NOS₅ dẫn đến bể lọc sinh học cao tải) và L_1 (NOS₅ của nước thải sau xử lý):

$$L_2 = L_{ch} \times 0,875 = 154,67 \times 0,875 = 135,35 \text{ g/m}^3$$

$$L_1 = 15 \times 0,875 = 13,13 \text{ g/m}^3$$

Xét tỷ số $\frac{L_2}{L_1} = \frac{135,35}{13,13} = 10,31 > 10$

Khi đó ta có:

Chiều cao công tác của bể lọc sinh học cao tải, chọn $H = 4,0\text{m}$;

Tải trọng thủy lực trên bể lọc sinh học cao tải:

$$q = \left[\frac{1,63 \times H \times K_1}{\lg \frac{L_2}{L_1} - 0,69} \right]^{2,5} = \left[\frac{1,63 \times 4 \times 0,13}{\lg 10,31 - 0,69} \right]^{2,5} = 11,13 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngđ}$$

Trong đó: $K_1 =$ Hằng số, $K_1 = K_{20} \times 1,047^{(25 - 20)}$. Ứng với $K_{20} = 0,1$, ta có:
 $K_1 = 0,1 \times (1,047)^5 = 0,13$.

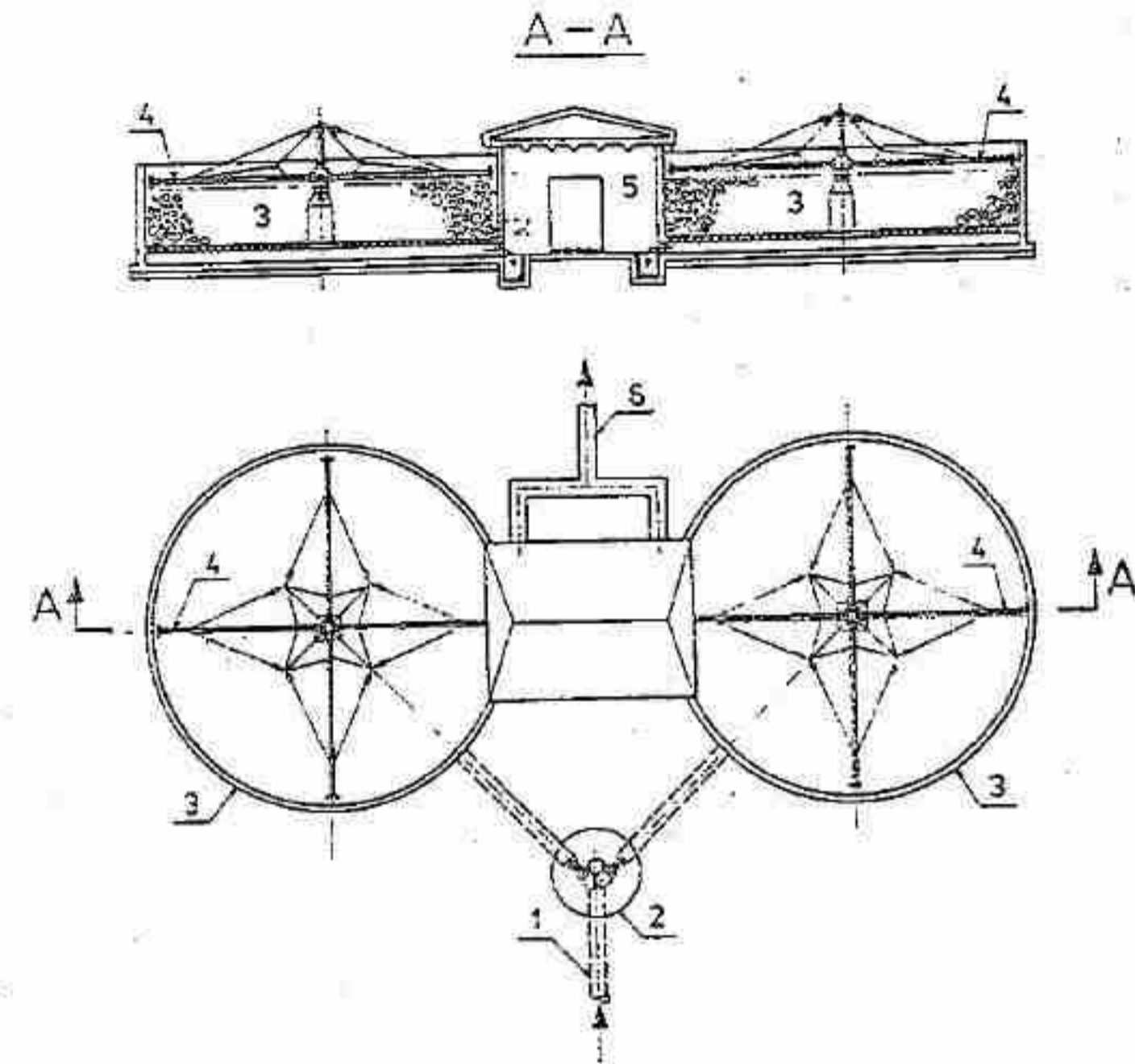
Diện tích của bể lọc sinh học cao tải:

$$F = \frac{Q}{q} = \frac{9100}{11,13} = 817,6 \text{ m}^2$$

Thể tích lớp vật liệu lọc:

$$W = F \times H = 817,6 \times 4 = 3270 \text{ m}^3$$

Cỡ hạt vật liệu lọc (đá dăm) được chọn $40 \div 65\text{mm}$, được bố trí theo chiều cao bể. Lớp vật liệu đỡ bên dưới cũng chọn loại đá dăm nhưng có kích thước lớn hơn, vào khoảng $70 \div 100\text{mm}$. Chiều dày của lớp vật liệu đỡ lấy bằng $0,2\text{m}$ (TCXD-51-84). Hình 4-10 giới thiệu sơ đồ 2 bể lọc sinh học cao tải.



HÌNH 4-10.

Sơ đồ bố trí cum 2 bể lọc sinh học cao tải.

1- Ống dẫn nước thải từ bể lắng đợt I đến (bằng bơm); 2- Hố van phân phối; 3- Bể lọc sinh học cao tải chứa vật liệu lọc (đá dăm) cỡ hạt $40 \div 65\text{mm}$; 4- Hệ thống tưới phân lực; 5- Gian thông gió; 6- Ống dẫn nước thải đến bể lắng đợt II.

Tính toán bể lắng đứng đợt II

Màng vi sinh vật được tạo nên ở bể lọc sinh học cao tải cùng với nước thải chảy vào bể lắng đứng đợt II. Nhiệm vụ của bể lắng đứng đợt II là giữ các màng vi sinh vật lại bể dưới dạng cặn lắng.

Nội dung tính toán bể lắng đứng đợt II bao gồm:

Diện tích tiết diện ướt ống trung tâm của bể lắng đứng đợt II được tính toán theo công thức:

$$f = \frac{Q_u}{v_u} = \frac{0,190}{0,03} = 6,33 \text{ m}^2$$

Trong đó: Q_u = Lưu lượng tính toán, $Q_{\max,s} = 190 \text{ L/s}$ hay $0,19 \text{ m}^3/\text{s}$. Khi có tuần hoàn $Q_u = Q_{\max,s}(n+1)$;

v_u = Tốc độ dòng chảy trong ống trung tâm, $v_u = 30 \text{ mm/s}$ hay $0,03 \text{ m/s}$ (Điều 6.5.9a - Bể lắng đứng - TCXD-51-84).

Diện tích tiết diện ướt của phần lắng của bể được tính theo công thức:

$$F_0 = \frac{Q_u}{v_2} = \frac{0,190}{0,0005} = 380,0 \text{ m}^2$$

Trong đó: v_2 = Tốc độ chảy trong bể lắng đứng (sau bể lọc sinh học cao tải), $v_2 = 0,5 \text{ mm/s}$ hay bằng $0,0005 \text{ m/s}$ (Điều 6.5.6 - TCXD-51-84).

Diện tích tổng cộng của bể lắng đứng đợt II sẽ là:

$$F = F_0 + f = 380,0 + 6,33 = 386,33 \text{ m}^2$$

Chọn đường kính của bể lắng đứng đợt II: $D = 9 \text{ m}$ (lấy cùng đường kính với bể lắng đứng đợt I). Diện tích của mỗi bể khi đó sẽ bằng:

$$F_1 = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 9^2}{4} = 63,585 \text{ m}^2$$

Số lượng bể lắng đợt II được tính theo công thức:

$$n = \frac{F}{F_1} = \frac{386,33}{63,585} \approx 6$$

Đường kính của ống trung tâm:

$$d = \sqrt{\frac{4f}{n \times \pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 6,33}{6 \times 3,14}} = 1,16 \text{ m}$$

Chiều sâu lớp nước trong bể lắng đứng đợt II:

$$h_1 = v_2 \times t = 0,0005 \times 1,5 \times 3600 = 2,7 \text{ m}$$

Trong đó: t = Thời gian lắng của bể lắng đứng đợt II sau bể lọc sinh học cao tải, $t = 1,5 \text{ h}$ (Điều 6.5.6 - TCXD-51-84).

Chiều cao tổng cộng của bể lắng đứng đợt II cũng được tính toán tương tự như bể lắng đứng đợt I:

$$H = h_1 + (h_2 + h_3) + h_4 = 2,7 + 5,0 + 0,3 = 8,0 \text{ m}$$

Lượng cặn tích lũy qua hai ngày ở bể lắng đứng đợt II được xác định theo công thức:

$$W = \frac{G \times N_H \times 100 \times T}{(100 - P) \times 1000 \times 1000} = \frac{28 \times 57055 \times 100 \times 2}{(100 - 96) \times 1000 \times 1000} = 77,877 \text{ m}^3$$

Trong đó: G = Lượng màng vi sinh vật trong bể lắng đợt II sau bể lọc sinh học cao tải lấy bằng 28 g/ng.ngđ với độ ẩm $P = 96\%$ (Điều 6.14.19 - TCXD-51-84);

N_H = Dân số tính toán theo chất lơ lửng, $N_H = 57055$ người;

T = Thời gian tích lũy cặn, $T = 2$ ngày đêm.

Thể tích ngăn chứa bùn của mỗi bể sẽ là: $77,877 : 6 = 13,313 \text{ m}^3$.

Màng vi sinh vật sau khi được lắng đọng ở đáy bể lắng đợt II, một phần được dẫn đến bể tái sinh và sau đó đến bể đông tụ sinh học để giúp bể này tăng nhanh quá trình khoáng hóa và tăng hiệu quả lắng ở bể lắng đợt I.

Phần màng vi sinh vật dư (khoảng 50%) sẽ được dẫn đến công trình xử lý cặn (bể metan) cùng với cặn tươi từ bể lắng đợt I và rác sau khi nghiền nhỏ.

Tính toán bể metan

Bể metan tiếp nhận các loại cặn sau đây để xử lý:

- Cặn tươi từ bể lắng đứng đợt I;
- màng vi sinh vật dư từ bể lắng đứng đợt II;
- Rác đã nghiền nhỏ.

Các bước tính toán bể metan cũng được tiến hành tương tự như đã giới thiệu ở các phần trước.

Tính toán sân phơi bùn

Sân phơi bùn tiếp nhận cặn bùn từ bể metan và từ bể tiếp xúc với nhiệm vụ làm ráo nước của bùn đến độ ẩm cần thiết để dễ dàng vận chuyển đi nơi khác. Nước tách ra khỏi bùn được thu gom theo đường ống và được dẫn về trạm xử lý nước thải để xử lý lại một lần nữa.

Tính toán sân phơi bùn, cấu tạo sân phơi bùn cũng tương tự như đã giới thiệu ở phần trước.

Tính toán khử trùng nước thải

Nước thải sau khi xử lý, trước khi xả vào nguồn nước cần thực hiện khử trùng (Điều 6.20.1 - TCXD-51-84). Có nhiều phương pháp khử trùng nước thải được áp dụng trên thực tế. Trong trường hợp đang xét, chọn phương pháp Clo hóa để khử trùng nước thải.

Lượng Clo hoạt tính cần thiết ứng với từng lưu lượng tính toán đặc trưng được xác định theo công thức sau đây:

Ứng với lưu lượng lớn nhất giờ, $Q_{max,h}$:

$$y_{max} = \frac{a \times Q_{max,h}}{1000} = \frac{3 \times 684,0}{1000} = 2,05 \text{ kg/h}$$

Ứng với lưu lượng trung bình giờ, $Q_{tb,h}$:

$$y_{tb} = \frac{a \times Q_{tb,h}}{1000} = \frac{3 \times 379,17}{1000} = 1,13 \text{ kg/h}$$

Ứng với lưu lượng nhỏ nhất giờ, $Q_{min,h}$:

$$y_{min} = \frac{a \times Q_{min,h}}{1000} = \frac{3 \times 283,0}{1000} = 0,85 \text{ kg/h}$$

Trong đó: a = Liều lượng Clo hoạt tính trong Clo nước, lấy theo điều 6.20.3 - TCXD-51-84. Đối với nước thải sinh hoạt sau xử lý sinh học hoàn toàn, $a = 3g/m^3$;

$$\begin{aligned} Q_{max,h} &= \text{Lưu lượng lớn nhất giờ} : Q_{max,h} = 684,0m^3/h; \\ Q_{tb,h} &= \text{Lưu lượng trung bình giờ} : Q_{tb,h} = 379,17m^3/h; \\ Q_{min,h} &= \text{Lưu lượng nhỏ nhất giờ} : Q_{min,h} = 283,0m^3/h. \end{aligned}$$

Để cung cấp lượng Clo hoạt tính trong giới hạn ứng với trung bình như đã tính ($y \approx 0,85 \div 2,05 \text{ kg/h}$), chọn hai Clorator (Clo dùng để định lượng Clo, xáo trộn Clo hơi với nước công tác, điều kiện lưu lượng, mm công suất mỗi cái: $1,28 \div 8,10 \text{ Kg/h}$ (Bảng 3-18) với các đặc tính kỹ thuật như sau:

- Áp lực nước trước Ejector : $3,0 \div 3,5 \text{ kg/cm}^2$;
- Độ dâng sau Ejector : 5m cột nước;
- Lưu lượng nước : $7,2 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Trọng lượng của Clorator : 37,5 kg.

Chọn 2 Clorator (1 công tác, 1 dự phòng) và 2 balông chứa Clo trung gian để tiếp nhận Clo nước. Sơ đồ bố trí Clorator có thể tham khảo ở Hình 3-23.

Số balông chứa Clo cần thiết cho trạm Clorator được tính theo công thức sau:

$$n = \frac{y_{max}}{q} = \frac{2,05}{0,5} = 4 \text{ thùng}$$

Trong đó: q = Lượng Clo lấy ra từ một balông chứa Clo trong điều kiện bình thường, $q = 0,5 \div 0,7 \text{ kg/h}$, chọn $q = 0,5 \text{ kg/h}$.

Chọn lựa các cỡ Balông chứa Clo có thể tham khảo ở Bảng 4-5.

Chọn loại balông chứa Clo với các đặc tính kỹ thuật như sau:

- Dung tích chứa : 30 L;
- Lượng Clo chứa trong balông : 37,5 Kg;
- Chiều dài L : 1080 mm;
- Chiều dài λ : 975 mm;
- Trọng lượng của balông chứa Clo : 47 kg

Số lượng balông chứa Clo dự trữ cho nhu cầu sử dụng trong một tháng được tính toán theo công thức sau:

$$N = \frac{Y_{tb} \times 24 \times 30}{q_1} = \frac{1,13 \times 24 \times 30}{37,5} = 21,69 \approx 22 \text{ balông}$$

Trong đó: q_1 = Lượng Clo chứa trong một balông, $q_1 = 37,5 \text{ Kg}$.

Bố trí nhà trạm Clorator cũng tương tự như đã giới thiệu ở Hình 3-24. Để vận chuyển balông trong phạm vi của trạm Clorator, thường trang bị loại xe chuyên dùng, cấu tạo của loại xe này đã được giới thiệu ở Hình 3-25.

Tính toán sân phơi bùn

Sân phơi bùn tiếp nhận cặn bùn từ bể metan và từ bể tiếp xúc với nhiệm vụ làm ráo nước của bùn đến độ ẩm cần thiết để dễ dàng vận chuyển đi nơi khác. Nước tách ra khỏi bùn được thu gom theo đường ống và được dẫn về trạm xử lý nước thải để xử lý lại một lần nữa.

Tính toán sân phơi bùn, cấu tạo sân phơi bùn cũng tương tự như đã giới thiệu ở phần trước.

Tính toán khử trùng nước thải

Nước thải sau khi xử lý, trước khi xả vào nguồn nước cần thực hiện khử trùng (Điều 6.20.1 - TCXD-51-84). Có nhiều phương pháp khử trùng nước thải được áp dụng trên thực tế. Trong trường hợp đang xét, chọn phương pháp Clo hóa để khử trùng nước thải.

Lượng Clo hoạt tính cần thiết ứng với từng lưu lượng tính toán đặc trưng được xác định theo công thức sau đây:

Ứng với lưu lượng lớn nhất giờ, $Q_{max,h}$:

$$y_{max} = \frac{a \times Q_{max,h}}{1000} = \frac{3 \times 684,0}{1000} = 2,05 \text{ kg/h}$$

Ứng với lưu lượng trung bình giờ, $Q_{tb,h}$:

$$y_{tb} = \frac{a \times Q_{tb,h}}{1000} = \frac{3 \times 379,17}{1000} = 1,13 \text{ kg/h}$$

Ứng với lưu lượng nhỏ nhất giờ, $Q_{min,h}$:

$$y_{min} = \frac{a \times Q_{min,h}}{1000} = \frac{3 \times 283,0}{1000} = 0,85 \text{ kg/h}$$

Trong đó: a = Liều lượng Clo hoạt tính trong Clo nước, lấy theo điều 6.20.3 - TCXD-51-84. Đối với nước thải sinh hoạt sau xử lý sinh học hoàn toàn, $a = 3 \text{ g/m}^3$;

$$\begin{aligned} Q_{max,h} &= \text{Lưu lượng lớn nhất giờ} : Q_{max,h} = 684,0 \text{ m}^3/\text{h}; \\ Q_{tb,h} &= \text{Lưu lượng trung bình giờ} : Q_{tb,h} = 379,17 \text{ m}^3/\text{h}; \\ Q_{min,h} &= \text{Lưu lượng nhỏ nhất giờ} : Q_{min,h} = 283,0 \text{ m}^3/\text{h}. \end{aligned}$$

Để cung cấp lượng Clo hoạt tính trong giới hạn ứng với các lưu lượng đặc trưng như đã tính ($y \approx 0,85 \div 2,05 \text{ kg/h}$), chọn hai Clorator (Clorator là thiết bị dùng để định lượng Clo, xáo trộn Clo hơi với nước công tác, điều chế Clo), công suất mỗi cái: $1,28 \div 8,10 \text{ Kg/h}$ (Bảng 3-18) với các đặc tính kỹ thuật như sau:

- Áp lực nước trước Ejector : $3,0 \div 3,5 \text{ kg/cm}^2$;
- Độ dâng sau Ejector : 5m cột nước;
- Lưu lượng nước : $7,2 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Trọng lượng của Clorator : 37,5 kg.

Chọn 2 Clorator (1 công tác, 1 dự phòng) và 2 balông chứa Clo trung gian để tiếp nhận Clo nước. Sơ đồ bố trí Clorator có thể tham khảo ở Hình 3-23.

Số balông chứa Clo cần thiết cho trạm Clorator được tính theo công thức sau:

$$n = \frac{y_{max}}{q} = \frac{2,05}{0,5} = 4 \text{ thùng}$$

Trong đó: q = Lượng Clo lấy ra từ một balông chứa Clo trong điều kiện bình thường, $q = 0,5 \div 0,7 \text{ kg/h}$, chọn $q = 0,5 \text{ kg/h}$.

Chọn lựa các cỡ Balông chứa Clo có thể tham khảo ở Bảng 4-5.

Chọn loại balông chứa Clo với các đặc tính kỹ thuật như sau:

- Dung tích chứa : 30 L;
- Lượng Clo chứa trong balông : 37,5 Kg;
- Chiều dài L : 1080 mm;
- Chiều dài λ : 975 mm;
- Trọng lượng của balông chứa Clo : 47 kg

Số lượng balông chứa Clo dự trữ cho nhu cầu sử dụng trong một tháng được tính toán theo công thức sau:

$$N = \frac{Y_{tb} \times 24 \times 30}{q_1} = \frac{1,13 \times 24 \times 30}{37,5} = 21,69 \approx 22 \text{ balông}$$

Trong đó: q_1 = Lượng Clo chứa trong một balông, $q_1 = 37,5 \text{ Kg}$.

Bố trí nhà trạm Clorator cũng tương tự như đã giới thiệu ở Hình 3-24. Để vận chuyển balông trong phạm vi của trạm Clorator, thường trang bị loại xe chuyên dùng, cấu tạo của loại xe này đã được giới thiệu ở Hình 3-25.

BẢNG 4-5.

Đặc tính kỹ thuật của balông chứa Clo

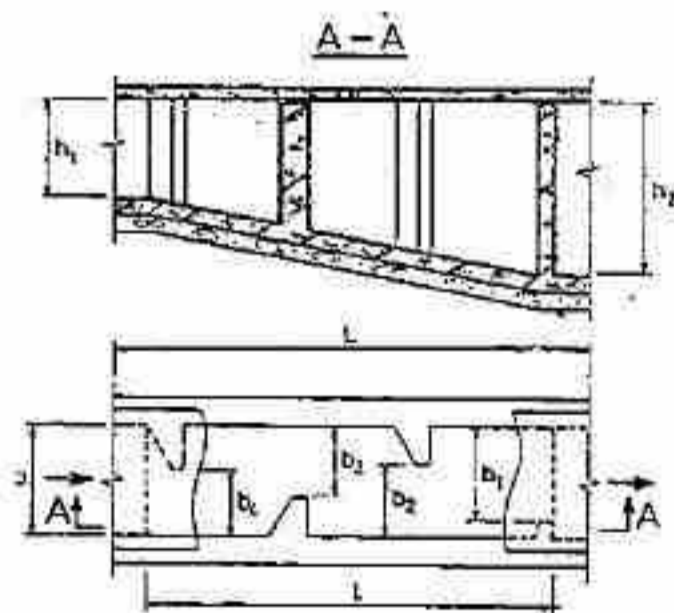
Dung tích thùng chứa		Kích thước (mm)		Trọng lượng (kg)
lít	Kg Clo	L	λ	
20	25	770	675	35
25	31	925	825	40,5
27	33,5	985	890	43
30	37,5	1080	975	47
33	41,0	1170	1065	51
36	45,0	1205	1125	55
40	50	1390	1275	60
45	56	1545	1427	66,5
50	62	1700	1575	73
55	69	1855	1725	79,5

Tính toán máng trộn và bể tiếp xúc

t) Tính toán máng trộn

Chọn máng trộn kiểu "lượn" để thực hiện sự xáo trộn đều nước thải và Clo rước khi dẫn vào bể tiếp xúc.

Ơ đồ cấu tạo của máng trộn kiểu "lượn" được giới thiệu ở Hình 4-11. Kích thước của máng trộn được tính toán phụ thuộc vào lưu lượng nước thải. Kích thước mẫu được tính sẵn và được ghi ở Bảng 4-6.



HÌNH 4-11.

Ơ đồ cấu tạo máng trộn kiểu "lượn".

BẢNG 4-6.

Kích thước cơ bản của máng trộn kiểu "lượn"

Lưu lượng L/s	Kích thước, mm					Chiều rộng các khe lượn, mm			
	L	λ	b	h ₁	h ₂	Thứ I b ₁	Thứ II b ₂	Thứ III b ₃	Thứ IV b ₄
10 ÷ 20	2500	1360	200	600	930	100	70	60	50
21 ÷ 50	2500	1755	300	700	1030	110	150	130	110
51 ÷ 80	3000	2130	400	700	1030	300	240	200	170
81 ÷ 130	3000	2385	500	700	1030	430	360	300	260
131 ÷ 160	3500	2730	600	700	1030	550	450	380	330
161 ÷ 200	3500	2950	800	700	1030	750	610	510	430
201 ÷ 350	4500	3620	1000	1000	1330	930	790	690	610
351 ÷ 400	4500	3875	1000	1000	1330	1110	940	810	710

Diện tích tiết diện của máng trộn kiểu "lượn" được xác định theo công thức:

$$F = \frac{Q_{max}}{v} = \frac{0,190}{0,9} = 0,21 \text{ m}^2$$

Trong đó: Q_{max} = Lưu lượng tính toán lớn nhất giây, $Q_{max,s} = 190 \text{ L/s} = 0,190 \text{ m}^3/\text{s}$;
 v = Tốc độ của nước thải trong máng trộn, $v = 0,8 \div 0,9 \text{ m/s}$.

Với lưu lượng tính toán $Q = 190 \text{ L/s}$, chọn các kích thước cơ bản của máng trộn kiểu "lượn" như sau:

- $L = 3500 \text{ mm}$
- $l = 2950 \text{ mm}$
- $b = 800 \text{ mm}$
- $h_1 = 700 \text{ mm}$
- $h_2 = 1030 \text{ mm}$
- $b_1 = 750 \text{ mm}$
- $b_2 = 610 \text{ mm}$
- $b_3 = 510 \text{ mm}$
- $b_4 = 430 \text{ mm}$

Chiều sâu lớp nước sau máng trộn:

$$H = \frac{F}{b} = \frac{0,21}{0,8} = 0,26 \text{ m}$$

Tổn thất áp lực qua mỗi khe lượn được tính theo công thức:

$$h = \alpha \frac{v_1^2}{2g} = 2,5 \frac{(0,8)^2}{2 \times 9,81} = 0,08 \text{ m}$$

ong đó: $\alpha =$ Hệ số phụ thuộc cách bố trí chỗ lượn:
 Khi bố trí chỗ lượn thuận chiều dòng nước, $\alpha = 2,5$;
 Khi bố trí chỗ lượn ngược chiều dòng nước, $\alpha = 3,0$;
 $v_1 =$ Tốc độ chuyển động của nước qua khe lượn, $v_1 = 0,8 \text{ m/s}$.

ện tích tiết diện ngang của mỗi khe lượn:

$$F_{kh} = \frac{Q_{max}}{v_1} = \frac{0,19}{0,8} = 0,23 \text{ m}^2$$

iều sâu lớp nước trước các khe lượn được xác định như sau:

Trước khe lượn thứ I (Tính từ phía cuối trước):

$$H_1 = \frac{F_{kh}}{b_1} = \frac{0,23}{0,75} = 0,3 \text{ m}$$

Trước khe lượn thứ II:

$$H_2 = \frac{F_{kh}}{b_2} = \frac{0,23}{0,61} = 0,37 \text{ m}$$

Trước khe lượn thứ III:

$$H_3 = \frac{F_{kh}}{b_3} = \frac{0,23}{0,51} = 0,45 \text{ m}$$

Trước khe lượn thứ IV:

$$H_4 = \frac{F_{kh}}{b_4} = \frac{0,23}{0,43} = 0,53 \text{ m}$$

1) Tính toán bể tiếp xúc

hiệm vụ của bể tiếp xúc là thực hiện quá trình tiếp xúc giữa Clo và nước thải sau khi đã qua máng trộn kiểu "lượn".

ời gian tiếp xúc giữa Clo và nước thải là 30 phút tính cả thời gian nước thải chảy từ bể tiếp xúc đến miệng xả vào nguồn nước.

rong giai đoạn khử trùng bằng Clo có xảy ra quá trình keo tụ một phần các hạt lơ lửng và lắng xuống bể tiếp xúc. Do vậy, cần chọn vận tốc chảy của nước thải thích hợp để hạn chế tối đa khả năng cặn lơ lửng trôi ra khỏi bể.

ể tiếp xúc thực chất là một bể lắng nhưng không có thiết bị cào cặn (Điều 20.5 - TCXD-51-84). Chọn dạng bể lắng ngang.

Thể tích hữu ích của bể tiếp xúc được tính theo công thức:

$$W = Q_{max,h} \times t = 684 \times \frac{25,72}{60} = 287,28 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{max,h} =$ Lưu lượng lớn nhất giờ, $Q_{max,h} = 684 \text{ m}^3/\text{h}$;

$t =$ Thời gian tiếp xúc riêng trong bể tiếp xúc, được xác định theo công thức:

$$t = 30 - \frac{L}{v \times 60} = 30 - \frac{180}{0,7 \times 60} = 25,72 \text{ phút}$$

$L =$ Chiều dài mương dẫn từ bể tiếp xúc đến miệng xả, $L = 180 \text{ m}$;

$v =$ Tốc độ dòng chảy trong mương, $v = 0,7 \div 0,8 \text{ m/s}$.

Diện tích bể tiếp xúc dạng bể lắng ngang trên mặt bằng sẽ là:

$$F = \frac{W}{H_{ct}} = \frac{287,28}{2,0} = 143,64 \text{ m}^2$$

Trong đó: $H_{ct} =$ Chiều cao công tác của bể tiếp xúc: $H_{ct} = 1,5 \div 3 \text{ m}$ (Điều 6.5.9.a - TCXD-51-84), chọn $H_{ct} = 2,0 \text{ m}$

Chọn diện tích một ngăn trong mặt bằng:

$$F_1 = L \times b = 14 \times 2,6 = 36,4 \text{ m}^2$$

Trong đó: $L =$ Chiều dài của bể, lấy $L = 14 \text{ m}$;

$b =$ Chiều ngang mỗi ngăn, lấy $b = 2,4 \text{ m}$.

Số ngăn tổng cộng của bể tiếp xúc (dạng bể lắng ngang):

$$n = \frac{F}{F_1} = \frac{143,64}{36,4} = 3,946 \approx 4 \text{ ngăn}$$

Độ ẩm của cặn ở bể tiếp xúc là 96%. Cặn lắng được xả ra khỏi bể tiếp xúc bằng áp lực thủy tĩnh ($1 \div 1,5 \text{ m}$ cột nước).

Thể tích cặn lắng ở bể tiếp xúc được tính theo công thức:

$$W_{lx} = \frac{a \times N_{II}}{1000} = \frac{0,05 \times 57055}{1000} = 2,85 \text{ m}^3$$

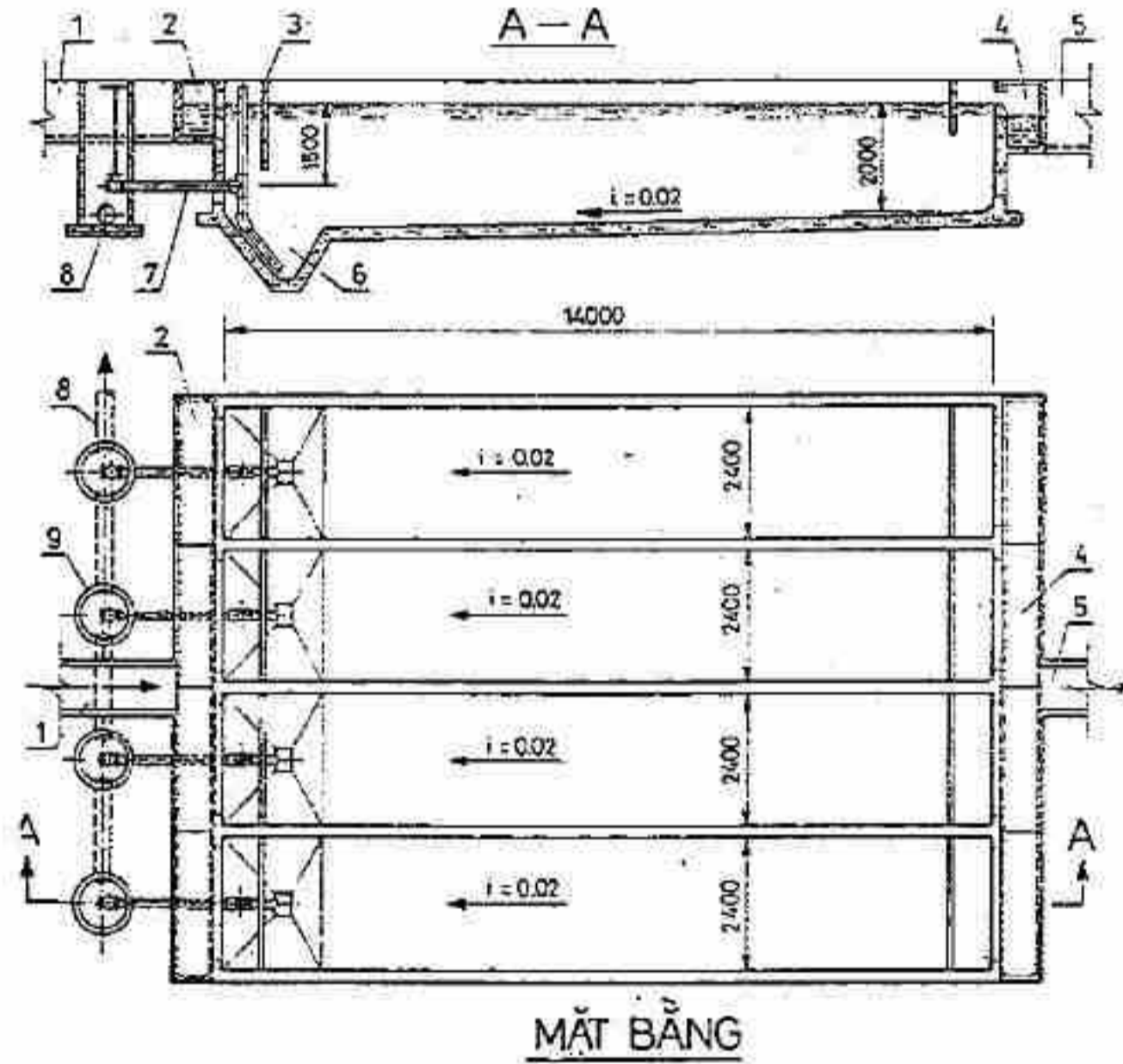
Trong đó: $A =$ Lượng cặn lắng trong bể tiếp xúc lấy theo Điều 6.20.7 - TCXD-51-84; Đối với trạm xử lý sử dụng bể lọc sinh học, $a = 0,05 \text{ L/ng.ngđ}$;

$N_{II} =$ Dân số tính toán theo chất lơ lửng, $N_{II} = 57055$ người.

ạn từ bể tiếp xúc được dẫn thẳng đến sân phơi bùn để làm ráo cặn. Sơ đồ cấu tạo bể tiếp xúc (dạng bể lắng ngang) được thể hiện trên Hình 4-12. Nước thải sau khi ra khỏi bể tiếp xúc được dẫn theo mương dẫn đến hố ga bờ biển xả ra biển Kiên Giang. Công trình xả nước thải ra biển được tính toán tương tự như ở phần trước (chọn cách xả ngay bờ).

Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải

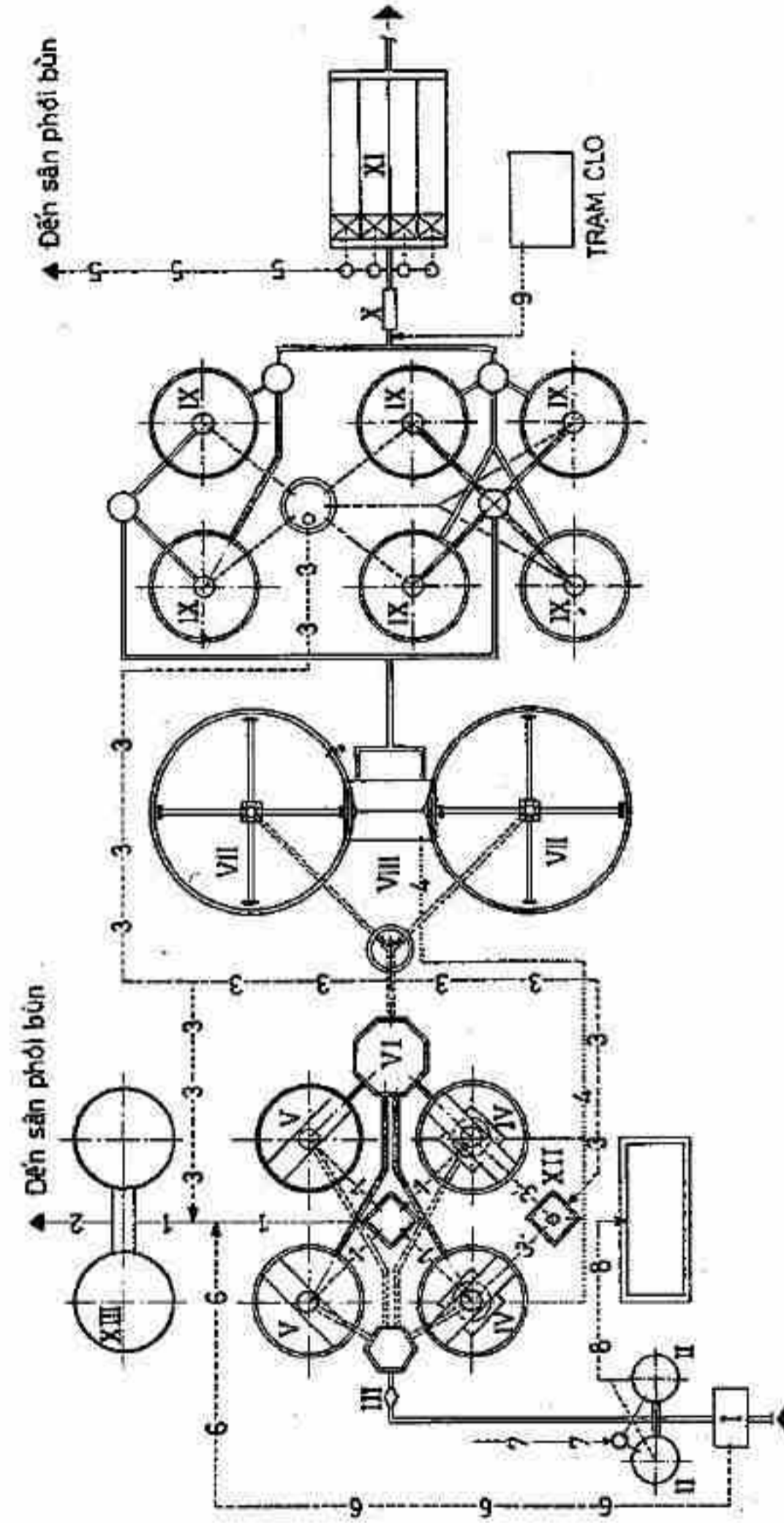
Hình 4-13 giới thiệu mặt bằng tổng thể Trạm xử lý nước thải của Thị trấn nước Hiếu 46.000 dân, công suất $Q_{th} = 9100 \text{ m}^3/\text{ngđ}$. Hình 4-14 giới thiệu sơ đồ cao trình (mặt cắt theo nước) của hệ thống xử lý nước thải.



HÌNH 4-12.

Sơ đồ cấu tạo bể tiếp xúc (dạng bể lắng ngang).

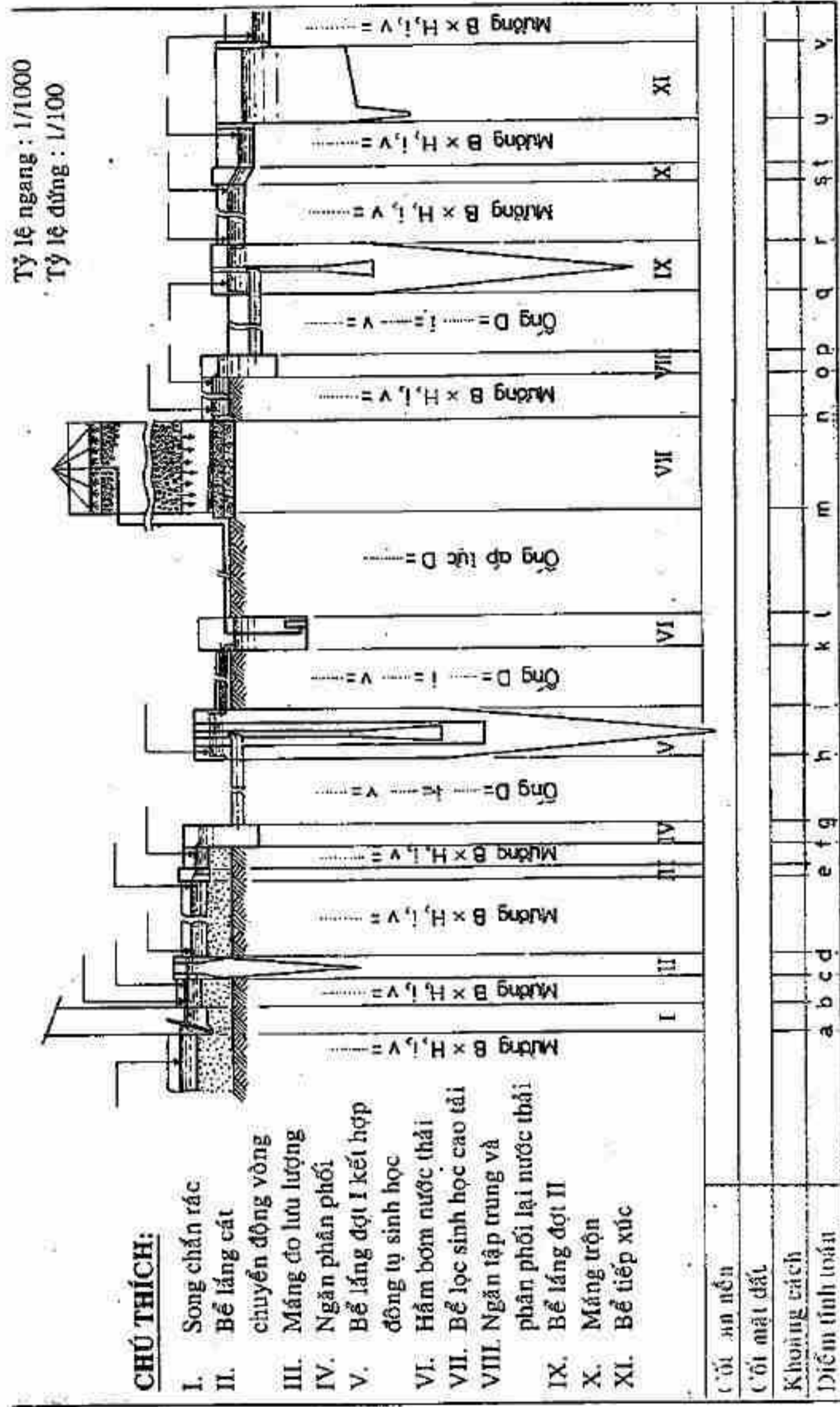
- Mương dẫn nước thải từ máng trộn đến; 2- Máng phân phối nước đầu bể; 3- Tấm chắn hướng dòng; 4- Mương thu nước tập trung cuối bể; 5- Mương dẫn nước thải đến hố ga bờ biển dài 180m; 6- Ngăn tập trung bùn; 7- Ống xả cặn thủy tĩnh; 8- Ống dẫn bùn đến sân phơi bùn; 9- Hồ van.



HÌNH 4-13. Mặt bằng tổng thể Trạm xử lý nước thải Thị trấn Phước Hiếu 46.000 dân.

Ký hiệu các công trình đơn vị: 1- Song chắn rác; 2- Bể lắng cát chuyển động vòng; 3- Máng do lưu lượng; 4- Bể đông tụ sinh học; 5- Bể lắng đứng đợt 1; 6- Bể tiếp xúc; 7- Bể tái sinh; 8- Cặn đã lên men; 9- Cặn đã lên men; 10- Máng vi sinh vật đã tái sinh; 11- Không khí trộn; 12- Bể tiếp xúc; 13- Đường ống; 1- Cặn tươi; 2- Cặn đã lên men; 3- Máng vi sinh vật; 3'- Máng vi sinh vật đã tái sinh; 4- Không khí nén; 5- Cặn tiếp xúc; 6- Rác đã nghiền; 7- Nước công tác; 8- Hồn hợp cát - nước; 9- Nước clo.

Tỷ lệ ngang : 1/1000
Tỷ lệ đứng : 1/100



HÌNH 4-14.

Mặt cắt theo nước Trạm xử lý nước thải Thị trấn Phước Hiệp 46.000 dân.

Chương 5

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG XỬ LÝ NƯỚC THẢI CHO KHU DÂN CƯ 6.400 DÂN

5.1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC SỐ LIỆU CƠ SỞ

Khu dân cư “Phước Anh” được hình thành để tiếp nhận khoảng 6400 dân do chương trình giải tỏa nhà ổ chuột, nhà ven kinh rạch ở Tp. Hồ Chí Minh.

Khu dân cư Phước Anh nằm cạnh sông “Loan Vinh” cách xa trung tâm thành phố và xa hệ thống thoát nước tập trung. Chính quyền địa phương nhận thức sâu sắc đến vấn đề bảo vệ môi trường, bảo vệ nguồn nước và sức khỏe của nhân dân nên đã yêu cầu nghiên cứu thiết kế và xây dựng trạm xử lý nước thải cho khu dân cư này bằng vốn tự có của mình.

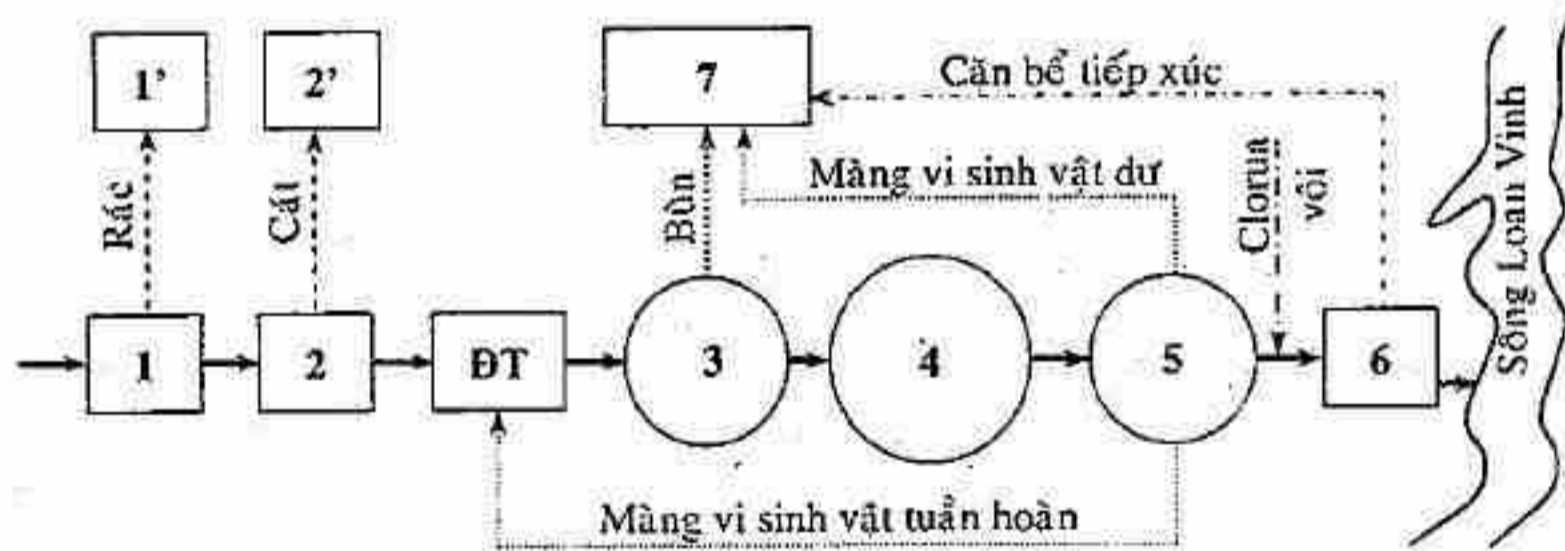
Các số liệu cơ sở để tính toán thiết kế như sau:

- Dân số ở khu dân cư Phước Anh: $N = 6.400$ người;
- Các lưu lượng tính toán đặc trưng:
 - Lưu lượng trung bình ngày đêm: $Q_{tb,ngđ} = 984 \text{ m}^3/\text{ngđ};$
 - Lưu lượng lớn nhất ngày đêm: $Q_{max,ngđ} = 1400 \text{ m}^3/\text{ngđ};$
 - Lưu lượng trung bình giờ: $Q_{tb,h} = 41,0 \text{ m}^3/\text{h};$
 - Lưu lượng lớn nhất giờ: $Q_{max,h} = 78,0 \text{ m}^3/\text{h};$
 - Lưu lượng nhỏ nhất giờ: $Q_{min,h} = 34,6 \text{ m}^3/\text{h};$
 - Lưu lượng nhỏ nhất giây: $Q_{min,s} = 11,4 \text{ L/s};$
 - Lưu lượng lớn nhất giây: $Q_{max,s} = 22,0 \text{ L/s}.$

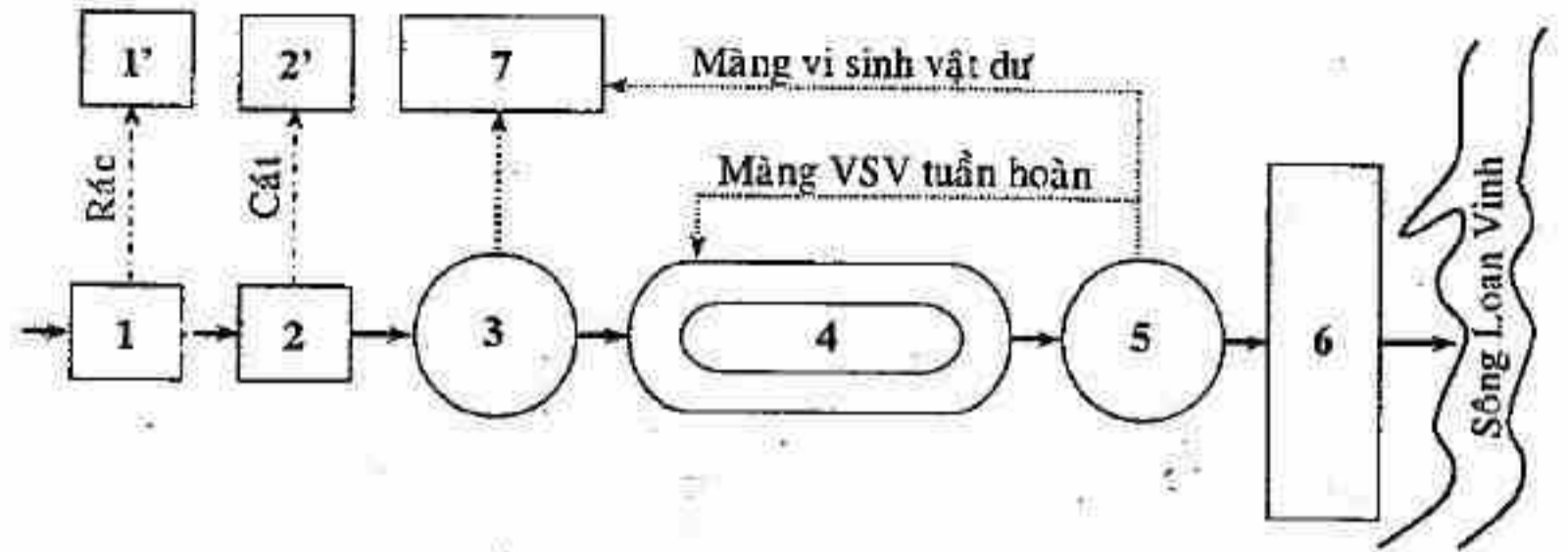
- Nồng độ bản của nước thải như sau:
 - Hàm lượng chất lơ lửng: $C_{11} = 286,0 \text{ mg/L}$;
 - Hàm lượng NOS_{20} : $L = 420,0 \text{ mg/L}$.
- Chất lượng nước thải sau xử lý đạt tiêu chuẩn xả vào nguồn loại A (Sông Loan Vinh):
 - $\text{NOS}_{20} = 15 \div 20 \text{ mg/L}$;
 - Chất lơ lửng $\leq 30 \text{ mg/L}$.
- Nhiệt độ trung bình năm của không khí: 24°C ;
- Nhiệt độ của nước thải: 25°C ;
- Mực nước ngầm cao nhất: $7,0 \text{ m}$;
- Đất đai ở địa điểm xây dựng trạm xử lý: đất sét.

5.2. LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Căn cứ vào nhiệm vụ thiết kế và các số liệu cơ sở đã khảo sát, căn cứ vào thành phần tính chất của nước thải, mức độ cần thiết xử lý nước thải... có thể chọn hai phương án công nghệ xử lý nước thải cho khu dân cư Phương Anh. Phương án thứ nhất được giới thiệu ở Hình 5-1 và phương án hai ở Hình 5-2.



HÌNH 5-1. Sơ đồ tính toán công nghệ xử lý nước thải của khu dân cư Phương Anh (Phương án I).
 1- Song chắn rác; 1'- Máy nghiền rác (hoặc thùng chứa rác); 2- Bể lắng cát ngang; 2'- Sân phơi cát; 3- Bể lắng hai vỏ; 4- Bể lọc sinh học nhỏ giọt; 5- Bể lắng đợt II; 6- Bể tiếp xúc; 7- Sân phơi bùn; DT- Bể đông tụ sinh học;



HÌNH 5-2. Sơ đồ tính toán công nghệ xử lý nước thải của khu dân cư Phương Anh (Phương án II).
 1- Song chắn rác; 1'- Máy nghiền rác (hoặc thùng chứa rác); 2- Bể lắng cát; 2'- Sân phơi cát; 3- Bể lắng hai vỏ; 4- Mương oxy hóa; 5- Bể lắng đợt II; 6- Hồ sinh vật; 7- Sân phơi bùn.

5.3. TÍNH TOÁN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI PHƯƠNG ÁN I

5.3.1. Song chắn rác

Tính toán song chắn rác được tiến hành tương tự như đã tính ở các ví dụ trước.

Rác sau khi đã nghiền nhỏ được dẫn đến trước song chắn rác. Trường hợp số lượng rác ít, có thể không dùng máy nghiền rác. Khi đó, rác được lấy ra bằng thủ công và tập trung vào thùng chứa rác có nắp đậy. Thùng chứa rác được bố trí gần song chắn rác.

Hàm lượng chất bẩn còn lại sau khi ra khỏi song chắn rác như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng giảm 4%, còn lại:

$$286 - (286 \times 4\%) = 274,56 \text{ mg/L}$$
- Hàm lượng NOS_{20} giảm 5%, còn lại:

$$420 - (420 \times 5\%) = 399,0 \text{ mg/L}$$

3.2. Bể lắng cát ngang

ính toán bể lắng cát ngang có thể được tiến hành theo các chỉ dẫn trong CXD-51-84 (Điều 6.3):

hiều dài của bể lắng cát ngang được xác định theo công thức:

$$L = \frac{1000 \times K \times H \times v_{max}}{U_0} = \frac{1000 \times 1,3 \times 0,25 \times 0,3}{24,2} = 4,03 \text{ m}$$

- Trong đó:
- K = Hệ số phụ thuộc vào loại bể lắng cát và độ thô thủy lực của hạt cát U_0 . Ứng với $U_0 = 24,2 \text{ mm/s} \rightarrow K = 1,3$; $U_0 = 18,7 \rightarrow K = 1,7$;
 - H = Độ sâu tính toán của bể lắng cát, $H = 0,25 \div 1 \text{ m}$ (Điều 6.3.4.a - TCXD-51-84), chọn $H = 0,25 \text{ m}$;
 - v_{max} = Tốc độ lớn nhất của nước thải trong bể lắng cát ngang, $v_{max} = 0,3 \text{ m/s}$;
 - U_0 = Độ thô thủy lực của hạt cát, $U_0 = 18,7 \div 24,2 \text{ mm/s}$ ứng với đường kính của hạt cát $d = 0,20 \div 0,25 \text{ mm}$. Chọn $U_0 = 24,2 \text{ mm/s}$.

Chiều rộng của bể lắng cát ngang được tính theo công thức:

$$B = \frac{Q_{max}}{v_{max} \times H} = \frac{0,022}{0,3 \times 0,25} = 0,293 \text{ m}$$

Trong đó: Q_{max} = Lưu lượng lớn nhất giây, $Q_{max} = 22 \text{ L/s}$ hay $0,022 \text{ m}^3/\text{s}$.

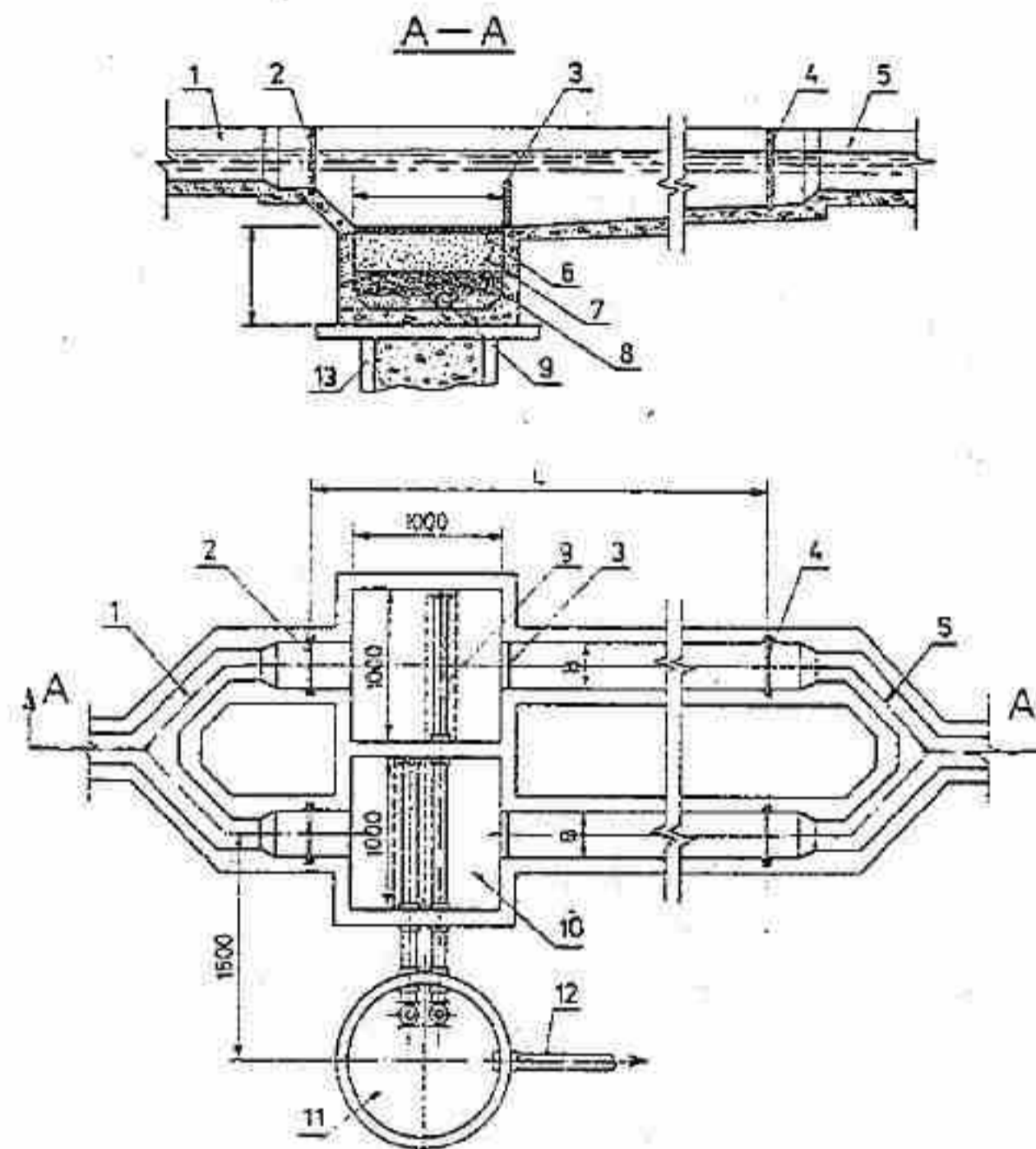
Thể tích phần chứa cặn của bể lắng cát ngang được tính theo công thức:

$$W = \frac{P \times N \times t}{1000} = \frac{0,02 \times 6400 \times 2}{1000} = 0,256 \text{ m}^3$$

- Trong đó:
- P = Lượng cát lắng được trong bể lắng cát, $P = 0,02 \text{ L/ng.người}$ (Điều 6.3.5 - TCXD-51-84);
 - N = Dân số tính toán, $N = 6400 \text{ người}$;
 - t = Chu kỳ xả cát, $t = 2 \text{ ngày đêm}$.

Phần lắng cát được bố trí ở phía trước của bể lắng cát ngang. Trên mặt bằng có dạng hình vuông, kích thước $1 \times 1 \text{ m}$, sâu $H + 0,64 \text{ m} = 0,3 + 0,64 = 0,94 \text{ m}$. Phần lớp đệm rút nước có độ sâu $0,64 \text{ m}$.

Sơ đồ cấu tạo của bể lắng cát ngang qui mô nhỏ được thể hiện trên Hình 5-3.



HÌNH 5-3.

Sơ đồ cấu tạo bể lắng cát ngang qui mô nhỏ.

- 1- Mương dẫn nước thải vào; 2- Tấm chắn có thể tháo mở được; 3- Tấm chắn cố định đặt chìm dưới nước; 4- Tấm chắn phía sau (có thể tháo mở được); 5- Mương dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo; 6- Sàn lưới; 7- Lớp cát thấm nước; 8- Lớp sỏi thấm nước; 9- Ống rút nước chìm lõ; 10- Ngăn lắng cát; 11- Hồ van; 12- Dẫn nước đến công trình xử lý nước thải; 13- Trụ đỡ.

Số bể lắng cát được chọn là 2 bể làm việc luân phiên nhau. Cát sau khi xả ra khỏi bể lắng cát được làm ráo nước ở sân phơi cát, sau đó được vận chuyển đến nơi đổ cát. Tính toán sân phơi cát có thể tham khảo ở các phần trước.

Hiệu quả xử lý nước thải theo chất lơ lửng và NOS_{20} sau bể lắng cát có thể sơ bộ tính toán như sau:

Hàm lượng chất lơ lửng giảm 4%, còn lại:

$$274,56 - (274,56 \times 4\%) = 263,58 \text{ mg/L}$$

Hàm lượng NOS_{20} giảm 5%, còn lại:

$$399,0 - (399,0 \times 5\%) = 379,05 \text{ mg/L}$$

3.3. Bể lắng hai vỏ

Nước thải sau khi qua song chắn rác, bể lắng cát ngang với hàm lượng chất lơ lửng $C_{II} = 263,58 \text{ mg/L}$ và $\text{NOS}_{20} = 379,05 \text{ mg/L}$ được dẫn đến bể lắng hai vỏ.

Bể lắng hai vỏ được thiết kế nhằm hoàn thành hai nhiệm vụ chính sau đây:

- Lắng các tạp chất lơ lửng (chức năng như bể lắng ngang);
- Chế biến cặn lắng bằng quá trình lên men kỵ khí.

Do vậy, nội dung tính toán bể lắng hai vỏ cũng gồm 2 phần cơ bản:

- Tính toán máng lắng;
- Tính toán ngăn lên men cặn lắng.

Sơ đồ tính toán bể lắng 2 vỏ được thể hiện trên Hình 5-4.

Tính toán máng lắng

Hệ tích hữu ích của máng lắng được tính theo công thức sau đây:

$$W_m = Q_{\max} \times t \times 3600 = 0,022 \times 1,5 \times 3600 = 118,8 \text{ m}^3$$

Trong đó: Q_{\max} = Lưu lượng lớn nhất giây, $Q_{\max} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$;
 t = Thời gian lắng, $t = 1,5 \text{ h}$.

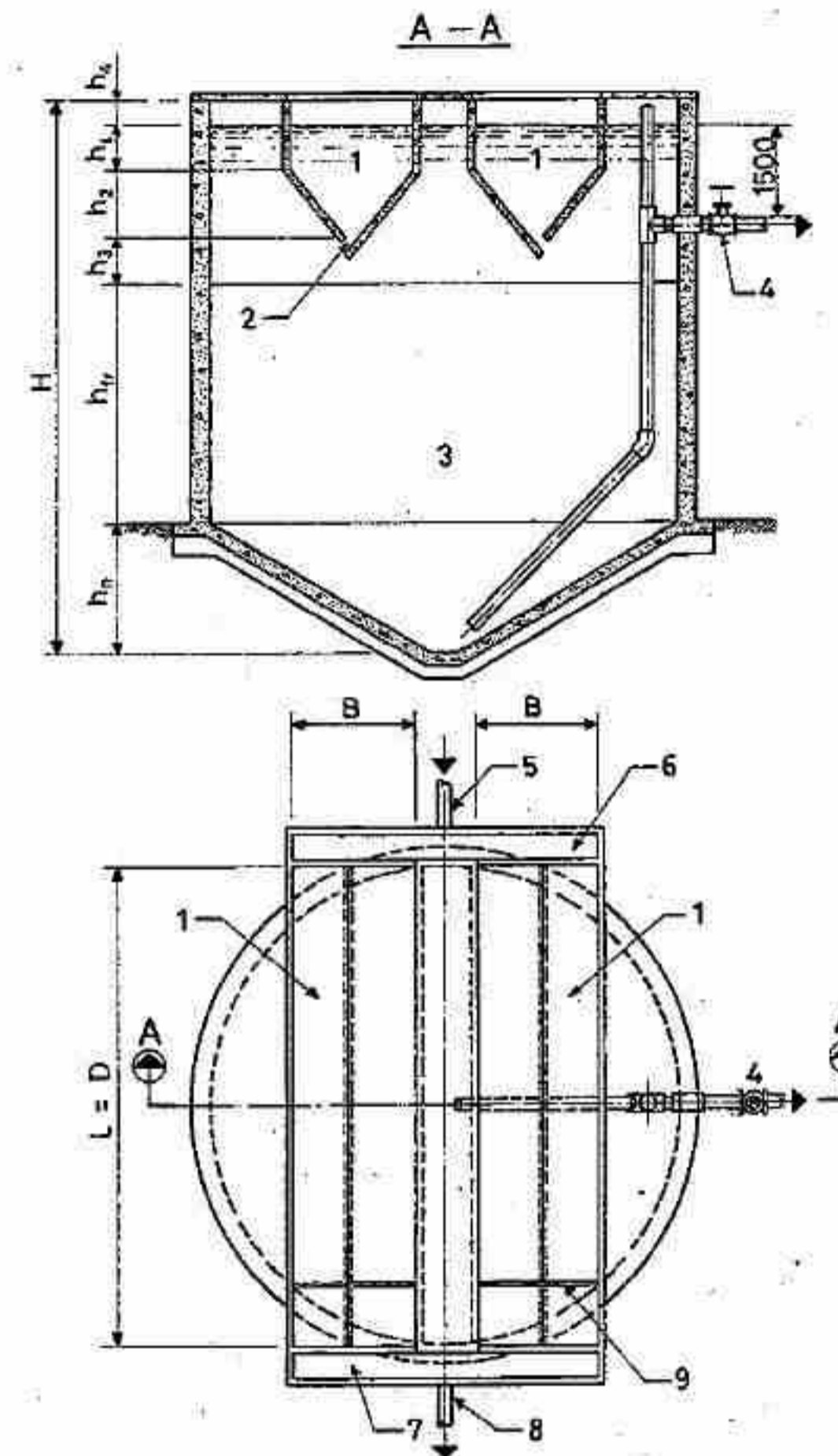
Diện tích tiết diện ướt của một máng lắng được xác định theo công thức:

$$\omega_1 = bh_1 + \frac{bh_2}{2}$$

Nếu góc nghiêng ở đáy máng lắng được thiết kế với một góc 50° thì công thức trên có thể viết thành:

$$\omega_1 = bh_1 + 0,3b^2$$

Trong đó: b = Chiều ngang máng lắng, lấy không quá 3m, chọn $b = 2\text{m}$;
 h_1 = Chiều cao lớp nước phần hình chữ nhật của máng lắng lấy không quá 1m, chọn $h_1 = 0,7\text{m}$;



HÌNH 5-4.

Sơ đồ tính toán bể lắng hai vỏ.

1- Máng lắng; 2- Khe hở của máng lắng; 3- Ngăn lên men cặn lắng; 4- Ống xả bùn (với áp lực thủy tĩnh 1,5m) đến sân phơi bùn; 5- Dẫn nước thải vào máng lắng; 6- Máng phân phối đầu bể; 7- Máng thu nước tập trung cuối bể; 8- Dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo (Lọc sinh học nhỏ giọt).

Thư vậy:

$$\omega_1 = 2 \times 0,7 + 0,3 \times 2^2 = 2,6 \text{ m}^2$$

Chiều cao lớp nước phần hình tam giác của máng lắng được tính như sau:

$$h_2 = \frac{1,2b}{2} = \frac{1,2 \times 2}{2} = 1,2 \text{ m}$$

Chiều dài của máng lắng được xác định theo công thức:

$$L = \frac{W_m}{\omega_1 \times n \times n_1} = \frac{118,8}{2,6 \times 3 \times 2} = 7,61 \text{ m}$$

Trong đó: n = Số lượng bể lắng hai vỏ, $n=3$;
 n_1 = Số lượng máng lắng trong một bể, $n_1=2$.

Chọn bể lắng hai vỏ có dạng hình tròn trong mặt bằng, vì vậy chiều dài của máng lắng bằng đường kính trong của bể: $L = D = 7,61 \text{ m}$.

Tốc độ lắng của hạt lơ lửng qua máng lắng được tính theo công thức:

$$u = \frac{H}{3,6 \times t} = \frac{1,3}{3,6 \times 1,5} = 0,24 \text{ mm/s}$$

Trong đó: t = Thời gian lắng, $t=1,5 \text{ h}$;
 H = Chiều sâu trung bình của máng lắng, được xác định như sau:

$$H = h_1 + \frac{1}{2}h_2 = 0,7 + \frac{1}{2} \times 1,2 = 1,3 \text{ m}$$

Hiệu suất lắng được sơ bộ xác định phụ thuộc vào tốc độ lắng của hạt lơ lửng và nồng độ chất lơ lửng dẫn vào bể lắng hai vỏ (263,58 mg/L).

Ứng với $u = 0,24 \text{ mm/s}$ và nồng độ chất lơ lửng ban đầu 263,58 mg/L, theo phụ lục A (TCXD-51-84) ta có hiệu suất lắng tương ứng $E \approx 56\%$.

Nồng độ chất lơ lửng trôi theo nước ra khỏi máng lắng được tính theo công thức:

$$C = \frac{C_1(100 - E)}{100} = \frac{263,58(100 - 56)}{100} = 115,97 \text{ mg/L}$$

Với $C = 115,97 \text{ mg/L} < 150 \text{ mg/L}$, như vậy thỏa mãn Điều 6.5.3 - TCXD-51-84 rằng nước thải dẫn đến công trình xử lý sinh học có hàm lượng chất lơ lửng không vượt quá 150 mg/L.

Theo tiêu chuẩn thiết kế (Điều 6.6.2 - TCXD-51-84) thì mặt thoáng tự do của bể lắng hai vỏ để cặn không nổi lên không nhỏ hơn 20% diện tích mặt bằng của bể (nhưng không lớn hơn 50%). Thực hiện điều kiện trên là nhằm tránh được sự tích đọng màng bùn quá nhanh và cũng để tạo một thể tích dung dịch đệm nước bùn đủ cho quá trình hoạt động bình thường của bể.

Diện tích mặt thoáng được tính như sau:

$$F = \frac{\frac{\pi D^2}{4} - 2Lb}{\frac{\pi D^2}{4}} 100\% = \frac{3,14(7,61)^2 - 2 \times 7,61 \times 2}{3,14(7,61)^2} 100\% = 32\%$$

Như vậy, thỏa mãn yêu cầu nêu ở trên.

Tính toán ngăn bùn

Ngăn bùn của bể lắng hai vỏ được tính toán phụ thuộc vào thời gian lên men cặn hữu cơ và phụ thuộc vào nhiệt độ trung bình của nước thải về mùa lạnh (hoặc nhiệt độ trung bình năm của không khí).

Thể tích ngăn bùn của bể lắng hai vỏ được tính theo công thức:

$$W = \frac{W_b \times N \times K}{1000} = \frac{10 \times 6400 \times 1,3}{1000} = 83,2 \text{ m}^3$$

Trong đó: W_b = Thể tích ngăn tự hoại trong bể lắng hai vỏ, lấy theo Điều 6.6.3 - TCXD-51-84. Ứng với nhiệt độ nước thải về mùa lạnh 25°C , $W_b = 10 \text{ L/người}$;
 N = Dân số tính toán, $N = 6400 \text{ người}$;
 K = Hệ số tăng thể tích ngăn bùn, lấy bằng 30% khi xả bùn từ bể lắng đợt 2 sau bể lọc sinh học nhỏ giọt (Điều 6.6.3 - TCXD-51-84), $K = 1,3$.

Thể tích ngăn bùn của một bể sẽ là:

$$W_1 = \frac{W}{3} = \frac{83,2}{3} = 27,73 \text{ m}^3$$

hiều cao phần hình nón (với đáy nghiêng 30°) được tính theo công thức:

$$h_n = 0,29D - 0,12 = 0,29 \times 7,61 - 0,12 = 2,08 \text{ m}$$

ể tích phần hình nón của bể lắng hai vỏ được tính theo công thức:

$$W_n = \frac{1}{3} h_n (F_1 + F_2 + \sqrt{F_1 F_2}) = \frac{1}{3} \times 2,08 \times (45,46 + 0,1256 + \sqrt{45,46 \times 0,1256})$$

$$W_n = 33,26 \text{ m}^3$$

ong đó: F_1 = Diện tích mặt cắt ngang hình trụ của bể lắng, được xác định bởi:

$$F_1 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \times (7,61)^2}{4} = 45,46 \text{ m}^2$$

F_2 = Diện tích đáy nhỏ hình nón cụt, được xác định bởi:

$$F_2 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \times (0,4)^2}{4} = 0,1256 \text{ m}^2$$

Ở đây d là đường kính đáy nhỏ nón cụt, được xác định như sau:

$$d = D - 2x = D - 2h_n \cot 30^\circ = 7,61 - 2 \times 2,08 \times \sqrt{3} = 0,4 \text{ m}$$

hiều cao xây dựng của bể lắng hai vỏ bằng:

$$I_{xđ} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_r + h_n = 0,7 + 1,2 + 0,5 + 0,4 + 2,0 + 2,08 = 6,88 \text{ m}$$

ong đó: h_3 = Chiều cao lớp trung hòa, tính từ mực bùn cao nhất đến khe hở của máng lắng, $h_3 = 0,4 \div 0,5 \text{ m}$. Chọn $h_3 = 0,5 \text{ m}$;

h_4 = Khoảng cách từ mực nước đến thành bể, chọn $h_4 = 0,4 \text{ m}$;

h_r = Chiều cao phần hình trụ của bể lắng hai vỏ, lấy $2 \div 3 \text{ m}$, chọn $h_r = 2 \text{ m}$;

h_n = Chiều cao phần hình nón, $h_n = 2,08 \text{ m}$.

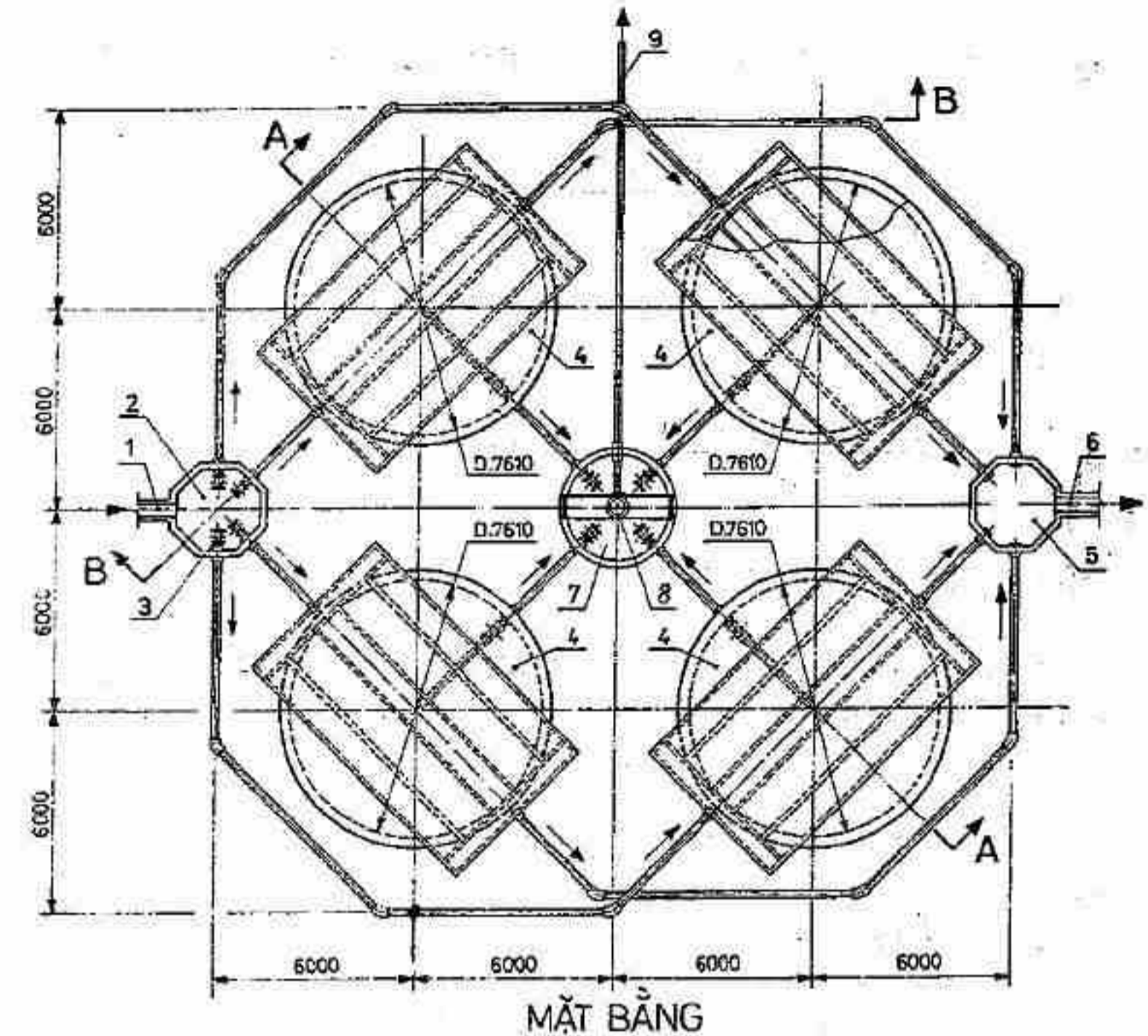
nh 5-5 giới thiệu mặt bằng bố trí cụm bể lắng 2 vỏ (3 công tác, 1 dự phòng).

hiệu quả xử lý nước thải sau khi qua bể lắng hai vỏ sơ bộ có thể tính như sau:

Hàm lượng chất lơ lửng giảm 56%, tức là còn lại 115,97 mg/L;

Hàm lượng NOS_{20} giảm 15 ÷ 20%, giả sử giảm 20%, tức còn lại:

$$379,05 - (379,05 \times 20\%) = 303,24 \text{ mg/L.}$$



HÌNH 5-5.

Mặt bằng bố trí cụm 4 bể lắng hai vỏ (3 công tác, 1 dự phòng).

1- Mương dẫn nước thải từ bể đông tụ sinh học đến; 2- Ngăn tiếp nhận và phân phối nước thải; 3- Van phân phối; 4- Bể lắng 2 vỏ; 5- Ngăn tập trung nước thải sau lắng; 6- Mương dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo; 7- Hồ tiếp nhận bùn từ các bể lắng 2 vỏ; 8- Bơm bùn; 9- Ống chuyển bùn đến sân phơi bùn.

Theo Điều 6.14.12 (TCXD-51-84) qui định hàm lượng NOS_{20} của nước thải dẫn vào bể lọc sinh học nhỏ giọt không lớn hơn 220mg/L. Do vậy, cần bổ sung thêm bể đông tụ sinh học (trước bể lắng hai vỏ) để tăng cường hiệu quả lắng và giảm hàm lượng NOS_{20} .

Tính toán bể đông tụ sinh học có thể tham khảo cách tính của các thí dụ trước.

Hiệu quả xử lý tóm tắt như sau:

Hàm lượng chất lơ lửng sau bể đông tụ sinh học và lắng 2 vỏ giảm 75% và còn lại:

$$\frac{263,58 \times (100 - 75)}{100} = 65,9 \text{ mg/L}$$

Hàm lượng NOS_{20} sau bể đông tụ sinh học và lắng 2 vỏ giảm 40%, và NOS_{20} còn lại:

$$\frac{379,05 \times (100 - 40)}{100} = 227,43 \text{ mg/L} \approx 220 \text{ mg/L}$$

3.4. Bể lọc sinh học nhỏ giọt

Nước thải sau khi đã lắng ở bể lắng hai vỏ được dẫn đến bể lọc sinh học nhỏ giọt để thực hiện giai đoạn xử lý sinh học hoàn toàn. NOS_{20} sau khi ra khỏi bể lọc sinh học nhỏ giọt còn lại vào khoảng 15 ÷ 20 mg/L.

Nội dung tính toán bể lọc sinh học nhỏ giọt bao gồm:

Tính toán kích thước bể;

Tính toán hệ thống vòi phun (vòi tưới).

Tính toán kích thước bể

Bể lọc sinh học nhỏ giọt được tính toán dựa vào năng lực oxy hóa NO của lớp vật liệu lọc (NO là lượng oxy có thể thu được từ 1 m³ vật liệu lọc trong ngày đêm).

Thể tích của bể lọc sinh học nhỏ giọt được tính theo công thức sau:

$$W = \frac{(L_a - L_1) \times Q_{tb}}{NO} = \frac{(227,43 - 15) \times 984}{550} = 380 \text{ m}^3$$

Trong đó: L_a = NOS_{20} của nước thải dẫn vào bể lọc sinh học, $L_a = 227,43 \text{ mg/L}$;

L_1 = NOS_{20} của nước thải sau xử lý, $L_1 = 15 \text{ mg/L (g/m}^3)$;

Q_{tb} = Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải, $Q_{tb} = 984 \text{ m}^3/\text{ngày}$;

NO = Năng lực oxy hóa của bể lọc sinh học (tính bằng gam oxy trong ngày đêm) trên 1 m³ lớp vật liệu lọc, lấy theo Bảng 5-1: NO = 550 gO₂/m³. ngày.

BẢNG 5-1.

Năng lực oxy hóa NO thay đổi theo điều kiện nhiệt độ

Nhiệt độ trung bình năm của không khí	NO ứng với nhiệt độ của nước thải về mùa lạnh (gO ₂ /m ³ . ngày)		
	15°C	20°C	25°C
15 ÷ 20	400	450	500
20 ÷ 25	450	500	550
30	500	550	600

Diện tích hữu ích của bể lọc sinh học được tính theo công thức:

$$F = \frac{W}{H_1 \times n} = \frac{380}{1,5 \times 2} = 126,67 \text{ m}^2$$

Trong đó: H_1 = Chiều cao lớp vật liệu lọc, $H_1 = 1,5 \div 2 \text{ m}$, chọn $H_1 = 1,5 \text{ m}$;

n = Số ngăn của bể lọc sinh học, chọn $n = 2$.

Chiều cao tổng cộng của bể lọc sinh học nhỏ giọt:

$$H = H_1 + h_2 + h_3 = 1,5 + 0,4 + 0,6 = 2,5 \text{ m}$$

Trong đó: h_2 = Khoảng cách từ bề mặt lớp vật liệu lọc đến mép trên cùng của thành bể, $h_2 = 0,5 \text{ m}$ (Điều 6.14.4 - TCXD-51-84);

h_3 = Khoảng cách giữa hai đáy của bể lọc sinh học, $h_3 = 0,5 \div 1,0 \text{ m}$.
Chọn $h_3 = 0,6 \text{ m}$.

Đối với bể lọc sinh học nhỏ giọt, việc phân phối đều nước thải trên bề mặt lớp vật liệu lọc là điều hết sức quan trọng để bể lọc hoạt động tốt. Trong thực tế, để phân phối đều nước thải thường dùng:

- Hệ thống máng rãnh cửa phân phối nước;
- Hệ thống vòi phun.

Trong thiết kế này, chọn hệ thống vòi phun để tính toán thiết kế.

Tính toán hệ thống vòi phun

Nội dung tính toán hệ thống vòi phun gồm có phần sau đây:

- Số lượng vòi phun cần thiết;
- Tính toán thủy lực hệ thống tưới;

Dung tích thùng định lượng;
Chu kỳ làm việc của thùng định lượng.

1) **Tính toán số lượng vòi phun**

Ước lượng lớn nhất của nước thải chảy vào một ngăn bể lọc sinh học nhỏ giọt sẽ là:

$$Q_{max} = \frac{22}{2} = 11 \text{ L/s}$$

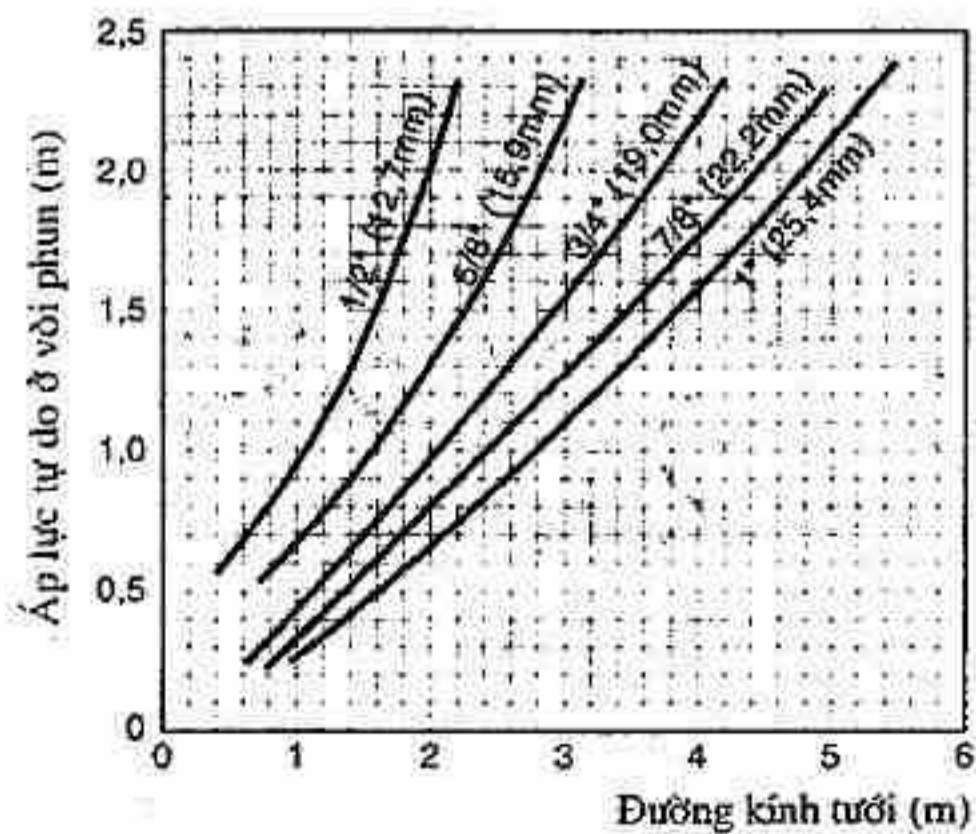
Chọn loại vòi phun có đường kính miệng vòi phun 22,2 mm. Áp lực tính ở đầu vòi: 2m. Tổn thất áp lực trong mạng lưới phân phối lấy bằng 30% tổn thất ống công, do đó áp lực tự do lớn nhất ở đầu vòi phun sẽ là:

$$H_{max} = (100 - 30)\% \times 2 = 1,4 \text{ m}$$

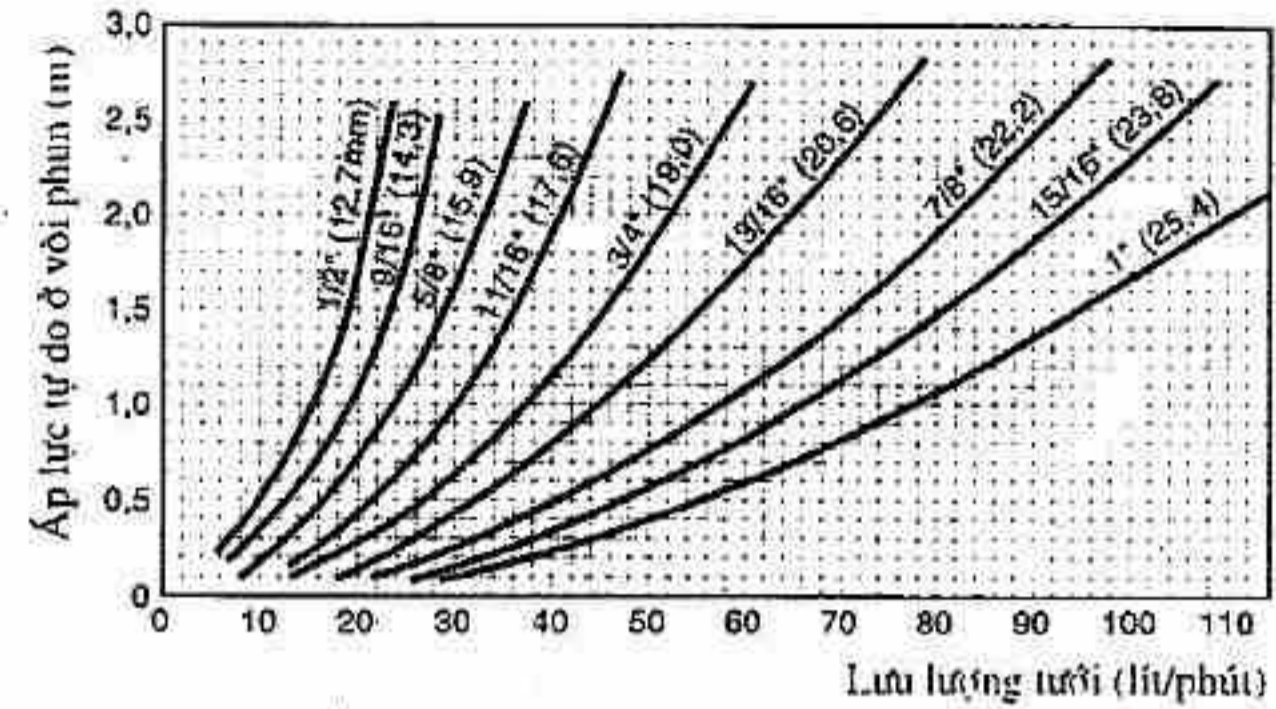
Đường kính vòng tưới được xác định theo biểu đồ ở Hình 5-6 phụ thuộc vào:

- Áp lực tự do lớn nhất, $H_{max} = 1,4 \text{ m}$;
- Đường kính miệng vòi phun, $d = 22,2 \text{ mm}$.

Ước lượng tưới của mỗi vòi phun được xác định theo biểu đồ ở Hình 5-7.



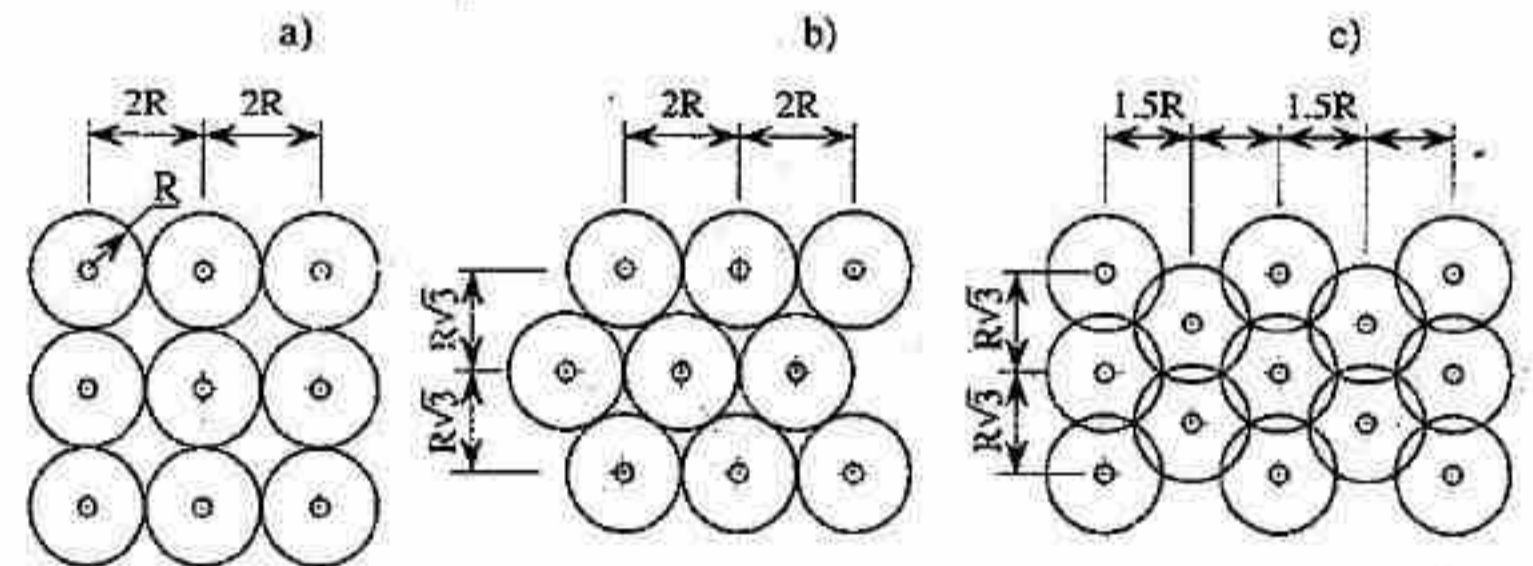
HÌNH 5-6.
Biểu đồ xác định đường kính vòng tưới.



HÌNH 5-7.
Biểu đồ xác định lưu lượng tưới của vòi phun.

Với áp lực tự do $H_{max} = 1,4 \text{ m}$ và đường kính miệng vòi phun 22,2mm, theo biểu đồ ở Hình 5-6 thì đường kính vòng tưới tương ứng $D = 3,8 \text{ m}$; bán kính vòng tưới sẽ là $R = 1,9 \text{ m}$. Và theo biểu đồ ở Hình 5-7, lưu lượng tưới lớn nhất của một vòi phun sẽ là: $q = 72 \text{ L/phút}$ hay $1,2 \text{ L/s}$.

Vòi phun được bố trí với mức độ chồng nhau của bán kính tưới khác nhau và được giới thiệu ở Hình 5-8.



HÌNH 5-8.
Sơ đồ bố trí vòi phun.
a) Bố trí vòi phun thành từng hàng, diện tích tưới 78,5%; b) Bố trí vòi phun xen kẽ, diện tích tưới 90%; c) Bố trí vòi phun xen kẽ chồng nhau.

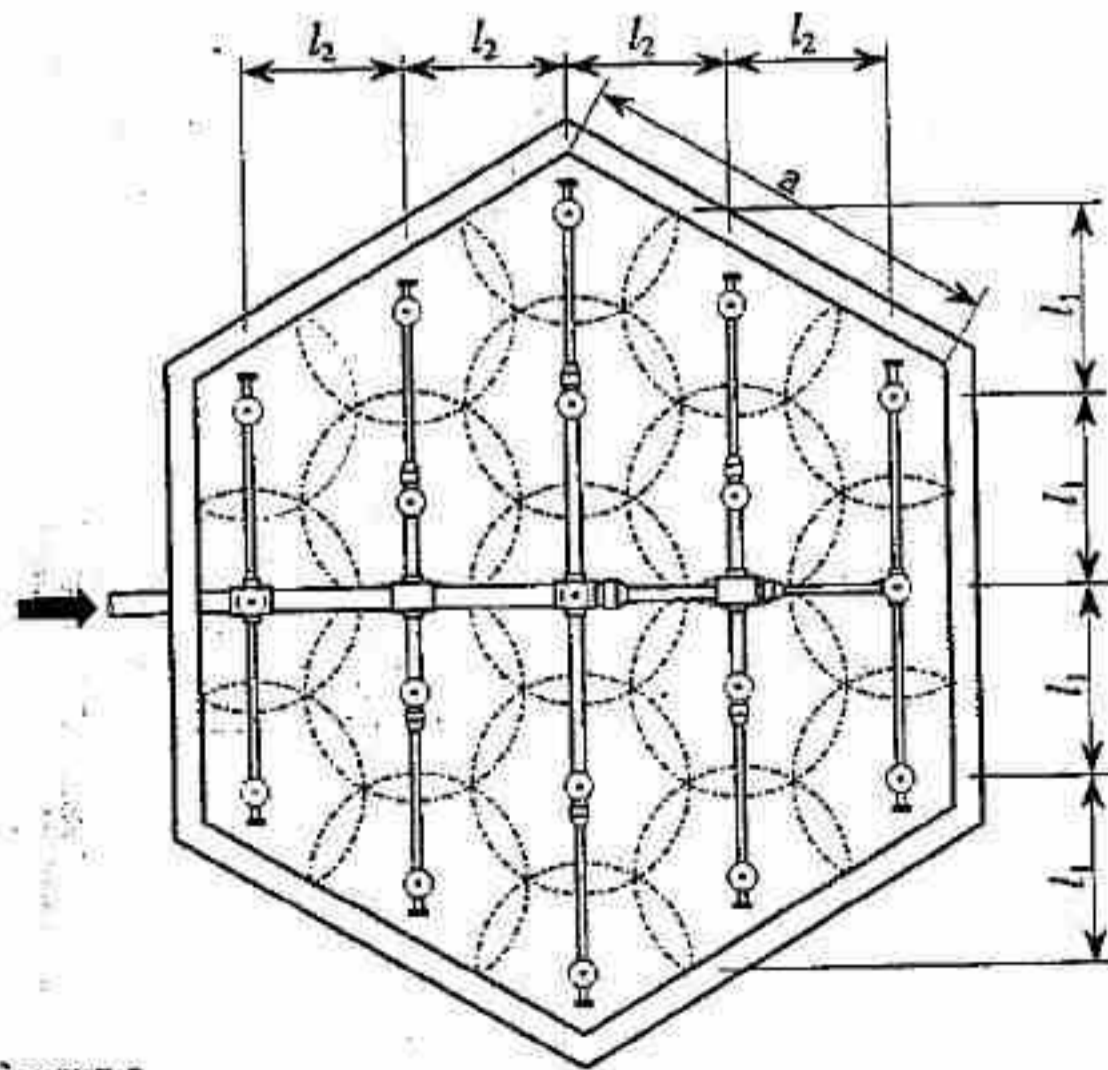
Chọn cách bố trí xen kẽ chồng nhau (Hình 5-8c). Khoảng cách giữa 2 tâm vòi phun kế tiếp nhau theo cách bố trí này sẽ là:

$$l_1 = \sqrt{3}R = \sqrt{3} \times 1,9 = 3,29 \text{ m}$$

Khoảng cách giữa các hàng của vòi phun:

$$l_2 = 1,5R = 1,5 \times 1,9 = 2,85 \text{ m}$$

Hình dạng mặt bằng bể lọc và cách bố trí vòi phun ở vị trí xen kẽ chồng nhau có ảnh hưởng rất nhiều đến việc phân phối đồng đều nước thải trên khắp bề mặt lớp vật liệu lọc. Trên thực tế thường có 4 dạng mặt bằng bể lọc được ứng dụng: dạng hình chữ nhật, dạng hình vuông, dạng hình tròn và dạng hình lục giác đều. Việc lựa chọn hình dạng mặt bằng bể lọc nào để vừa thuận tiện cho việc bố trí hệ thống vòi phun theo kiểu xen kẽ chồng nhau nhưng vẫn đảm bảo phân phối được nước thải tới tất cả các vị trí của bề mặt vật liệu lọc là điều cần phải cân nhắc. Trong tính toán này, chọn kiểu bố trí hình dạng mặt bằng bể lọc là hình lục giác đều với cách bố trí hệ thống vòi phun như trên Hình 5-9.



HÌNH 5-9.

Sơ đồ bố trí hệ thống vòi phun và hình dạng mặt bằng bể lọc.

Tổng số vòi phun theo cách bố trí này là:

$$n = 3 + 4 + 5 + 4 + 3 = 19 \text{ vòi}$$

Kích thước cạnh lục giác đều của bể lọc theo cách bố trí này được xác định từ các quan hệ hình học:

$$a = L = \lambda_1 + \lambda_1 + \lambda = \lambda_1 + \lambda_1 + R \times \cotg 60^\circ = \sqrt{3}R + \sqrt{3}R + R \frac{\sqrt{3}}{3}$$

$$\text{hay } a = \sqrt{3}R \left(1 + 1 + \frac{1}{3} \right) = \frac{7R\sqrt{3}}{3} = \frac{7 \times 1,9 \times \sqrt{3}}{3} \approx 7,678 \text{ m}$$

Chọn $a = 7,68 \text{ m}$.

Kiểm tra lại diện tích hữu ích của 1 ngăn bể lọc sinh học:

$$F' = 6 \frac{a^2 \sqrt{3}}{4} = \frac{3\sqrt{3}(7,68)^2}{2} = 153,24 \text{ m}^2$$

Rõ ràng $F' > F = 126,67 \text{ m}^2$. Như vậy là đạt yêu cầu.

b) Tính toán hệ thống vòi phun

Sơ đồ tính toán thủy lực hệ thống vòi phun được thể hiện trên Hình 5-10.

Tổn thất áp lực trong mạng lưới phân phối được xác định theo công thức:

$$h = \sum \frac{\lambda \lambda}{d} \times \frac{v^2}{2g} + \sum \xi \frac{v_o^2}{2g} - \sum \frac{v_1^2 - v_o^2}{2g}$$

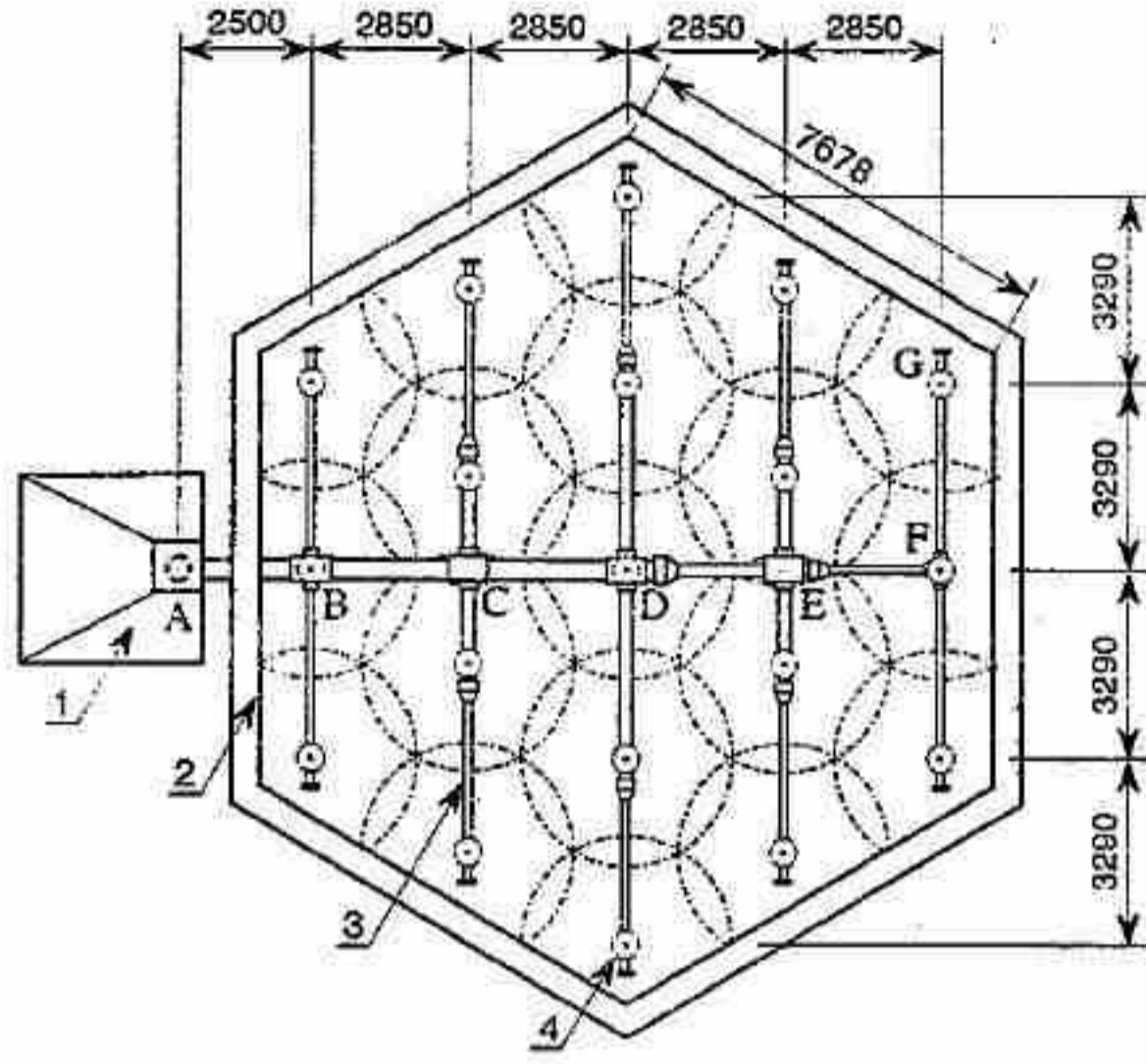
Trong đó: $\frac{\lambda \lambda}{d}$ = Đại lượng đặc trưng cho tổn thất áp lực theo chiều dài đường ống;

ξ = Hệ số sức kháng cục bộ;

v_1 = Tốc độ chuyển động của nước trong đường ống phân phối trước và sau khi thực hiện quá trình lọc sinh học;

v_o = Tốc độ chuyển động của nước trong đường ống phân phối sau khi thực hiện quá trình lọc sinh học;

g = Gia tốc trọng trường, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.



HÌNH 5-10.

Sơ đồ tính toán bể lọc sinh học nhỏ giọt.

1- Thùng định lượng; 2- Ngăn bể lọc sinh học nhỏ giọt; 3- Ống phân phối; 4- Vòi phun; A, B, C, D, E, F, G - Các điểm tính toán.

Cách tính toán dựa vào các điều kiện như sau:

- Tổn thất áp lực được xác định từ điểm A (từ thùng định lượng) đến điểm G (điểm cuối của mạng lưới) như ở Hình 5-10;
- Tốc độ chuyển động của nước trong đường ống chính lấy không quá 1m/s và trong các ống nhánh đặt các vòi phun không quá 0,75m/s;
- Lưu lượng nước tại điểm a sẽ là tổng lưu lượng của 19 vòi phun đã tính: $1,2 \text{ L/s} \times 19 = 22,8 \text{ L/s}$.

Kết quả tính toán thủy lực mạng lưới phân phối được ghi ở Bảng 5-2.

BẢNG 5-2.

Kết quả tính toán thủy lực mạng lưới phân phối của hệ lọc sinh học nhỏ giọt

Điểm và đoạn tính toán	Lưu lượng Q, l/s	Đường kính d, mm	Tốc độ v, m/s	Chiều dài λ, m	Dạng tổn thất cục bộ	Tổn thất áp lực, m		$\frac{v_j^2 - v_0^2}{2g}$		
						Do ma sát i	Cục bộ ξ			
A	22,8	175	0,948	-	lối vào	-	2,5	0,1145	-	
A - B	22,8	175	0,948	2,5	-	0,0074	0,0185	-	-	
B	22,8/19,2	175	0,948/0,798	-	thấp	-	-	1,0	0,0325	0,0133
B - C	19,2	175	0,798	2,85	-	0,0074	0,0274	-	-	-
C	19,2/14,4	175	0,798/0,598	-	thấp	-	-	1,0	0,0182	0,0142
C - D	14,4	175/150	0,815	2,85	còn	0,0096	0,0134	0,2	0,0002	-
D	14,4/8,4	150	0,815/0,475	-	thấp	-	-	1,0	0,0115	0,0224
D - E	8,4	150/100	1,070	2,85	còn	0,0104	0,0296	0,2	0,0117	-
E	8,4/3,6	100	1,070/0,458	-	thấp	-	-	1,5	0,0160	0,0477
E - F	3,6	100/70	0,935	2,85	còn	0,0079	0,0130	0,2	0,0089	-
F	3,6/1,2	70	0,935/0,312	-	tê	-	-	0,5	0,0026	0,0396
F - G	1,2	70	0,312	3,29	-	0,00518	0,017	-	-	-
Tổng cộng							0,1335		0,2161	0,1372

Ghi chú:

- 22,8/19,2 - Tương ứng với lưu lượng trước khi đến điểm B và sau khi ra khỏi điểm B;
- 0,948/0,798 - Tương ứng với vận tốc dòng chảy trước khi đến điểm B (v_1) và vận tốc dòng chảy ngay sau điểm B (v_0).

Các kết quả tính toán trong Bảng 5-2 cho thấy rằng, tổn thất áp lực trong mạng lưới phân phối nước vào bể lọc sinh học nhỏ giọt sẽ bằng:

$$h = 0,1355 + 0,2161 - 0,1372 = 0,2124 \text{ m}$$

Áp lực tự do ở đầu vòi phun theo cách tính nêu ở trên sẽ là:

$$H_{td} = H_{ch} - h = 2,0 - 0,2124 = 1,7876 \text{ m}$$

Trong đó: H_{ch} = Áp lực tính ở đầu vòi, $H_{ch} = 2,0 \text{ m}$.

Kết quả tính toán này so với áp lực tự do lớn nhất khi chọn sơ bộ (1,4 m) là lớn hơn đến $1,7876 - 1,4 = 0,3876 \text{ m}$.

Vì vậy:

- Một là phải tính lại toàn bộ mạng lưới phân phối;
- Hai là chỉ cần hạ mực nước trong thùng định lượng một khoảng 0,3876m so với dự định ban đầu khi dẫn nước vào thùng định lượng.

Chọn cách thứ hai, khi đó khoảng cách từ mực nước cao nhất trong thùng định lượng đến đầu vòi phun (áp lực tính ở đầu vòi) không phải là $H_{ch} = 2,0\text{m}$ mà là $2 - 0,3876 = 1,6124\text{m}$. Với điều kiện trên, mạng lưới phân phối như đã tính là phù hợp với áp lực tự do sẽ đúng bằng 1,4m: $1,6124 - 0,2124 = 1,4\text{m}$.

Lưu lượng tổng cộng nhỏ nhất của nước thải qua vòi phun phải lớn hơn lưu lượng lớn nhất chảy vào thùng định lượng Q_{max} (Trường hợp ngược lại thì vòi phun sẽ phải làm việc liên tục, do đó tưới không đều, hiệu quả làm việc của bể lọc sinh học nhỏ giọt sẽ thấp):

$$Q_{min} \geq 1,5Q_{max,1} = 1,5 \times 11,0 = 16,5 \text{ L/s}$$

Áp lực tự do nhỏ nhất ở vòi phun lấy không nhỏ hơn 0,5 m để tránh vòi phun có thể bị tắt. Trong trường hợp này, chọn áp lực tự do 0,8m. Khi đó lưu lượng nhỏ nhất qua vòi phun sẽ là $Q_{min} = 60 \text{ L/phút}$ hoặc 1 L/s (ứng với $H_{min} = 0,8\text{m}$ và đường kính miệng vòi 22,2 mm, theo biểu đồ ở Hình 5-6).

Và lưu lượng tổng cộng nhỏ nhất sẽ bằng:

$$Q_{min} = 1,0 \times 19 = 19 \text{ L/s} > 1,5 Q_{max,1}$$

Chiều cao công tác của thùng định lượng được tính theo công thức:

$$H_p = H_{ch} - (H_{min} + h_{min}) = 1,6124 - (0,8 + 0,14) = 0,6724 \text{ m}$$

Trong đó: H_{ch} = Khoảng cách từ mực nước cao nhất trong thùng định lượng đến đầu vòi phun (áp lực tính ở đầu vòi sau khi đã được điều chỉnh), $H_{ch} = 1,6124\text{m}$;

H_{min} = Áp lực tự do nhỏ nhất, $H_{min} = 0,8\text{m}$;

h_{min} = Tổn thất áp lực ứng với lưu lượng nhỏ nhất của nước thải và được xác định theo công thức:

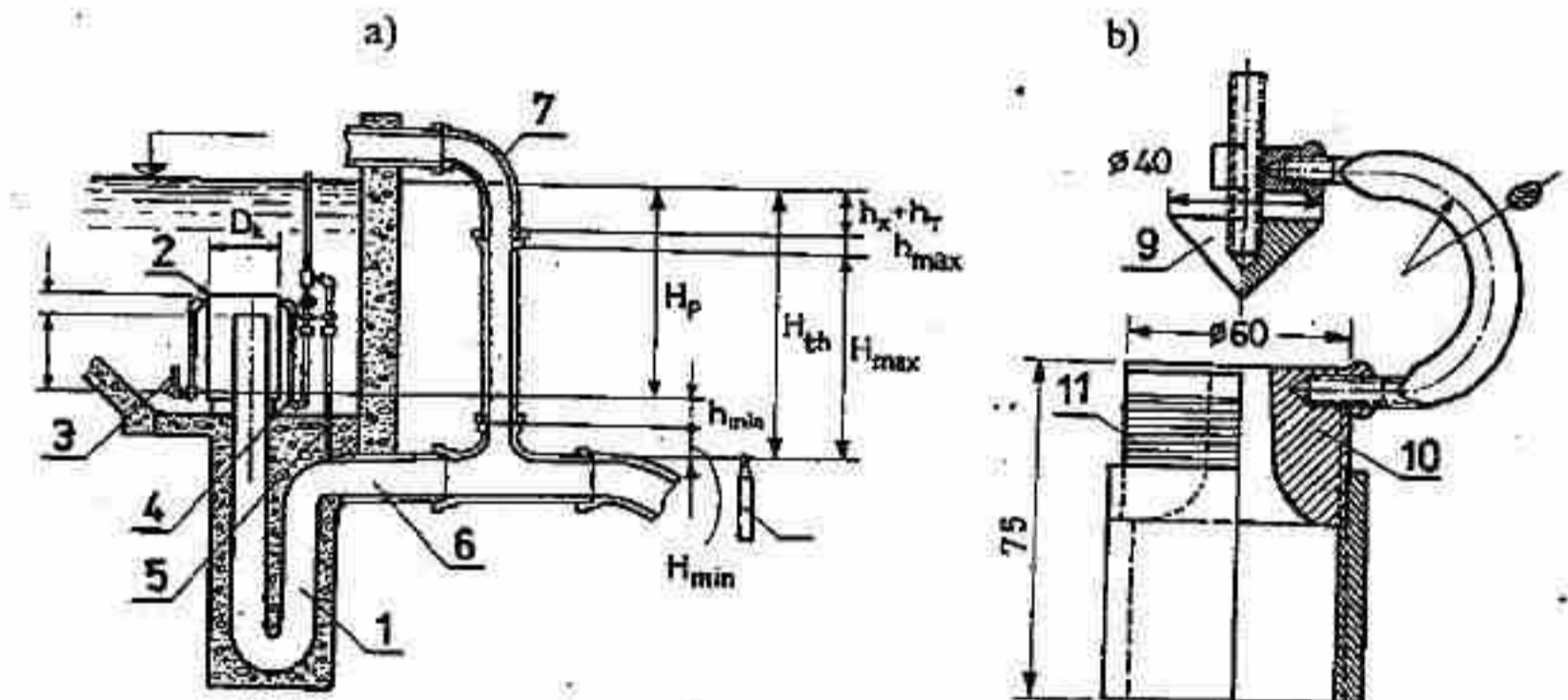
$$h_{min} = h \times \frac{q_{min}^2}{q_{max}^2} = 0,2124 \times \frac{(1,0)^2}{(1,25)^2} = 0,1359\text{m} \approx 0,14\text{m}$$

h = Tổn thất áp lực tổng cộng trong mạng lưới phân phối, $h = 0,2124\text{m}$;

q_{max} = Lưu lượng ứng với chiều cao H_{max} , xác định theo biểu đồ ở Hình 5-6. Ứng với H_{max} ta có $Q_{max} = 75 \text{ L/phút}$ hoặc $1,25 \text{ L/s}$;

q_{min} = Lưu lượng nhỏ nhất qua vòi phun, $q_{min} = 1,0 \text{ L/s}$.

Sơ đồ cấu tạo của thùng định lượng được giới thiệu ở Hình 5-11a và sơ đồ cấu tạo của đầu vòi phun ở Hình 5-11b.



HÌNH 5-11.

Sơ đồ cấu tạo của a) thùng định lượng, và b) vòi phun.

1- Xi phông chính; 2- Chụp công tác; 3- Ống không khí; 4- Ống điều chỉnh áp lực; 5- Ống tràn nối từ ống 4 đến ống 6; 6- Ống dẫn nước ra; 7- Ống xả tràn; 8- Vòi phun; 9- Tấm chắn; 10 - Đầu vòi; 11- Ren.

Thể tích thùng định lượng được tính theo công thức:

$$W = (Q_{th} - Q_{max,i}) \times T_1 \times 60 = (23,51 - 11,0) \times 4 \times 60 = 3002 \text{ lít} \approx 3 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{max,i}$ = Lưu lượng lớn nhất của nước thải chảy vào ngăn bể lọc, $Q_{max,i} = 11,0 \text{ L/s}$;

Q_{th} = Lưu lượng trung bình của nước thải qua vòi phun do thùng định lượng cung cấp, xác định theo công thức:

$$Q_{th} = \frac{(q_{max} + q_{min}) \times n \times 1,1}{2} = \frac{(1,25 + 1,0) \times 19 \times 1,1}{2} = 23,51 \text{ L/s}$$

n = Tổng số vòi phun, $n = 16$;

T_1 = Thời gian tưới mỗi đợt ở bể lọc sinh học nhỏ giọt ứng với lưu lượng nước thải lớn nhất, $T_1 = 4 \div 6$ phút (Điều 6.14.8 - TCXD-51-84), chọn $T_1 = 4$ phút.

Thời gian nước chảy đầy thùng định lượng được tính theo công thức:

$$t_d = \frac{W}{Q_{max,i}} = \frac{3002}{11,0} = 272,9 \approx 273 \text{ s hoặc } 4,55 \text{ phút}$$

Chu kỳ công tác của thùng định lượng sẽ là:

$$t = t_1 + t_d = 4 + 4,55 = 8,55 \text{ phút}$$

Kích thước của thùng định lượng được xác định theo biểu đồ ở Hình 5-12 dựa vào 2 thông số tính toán cơ bản sau đây:

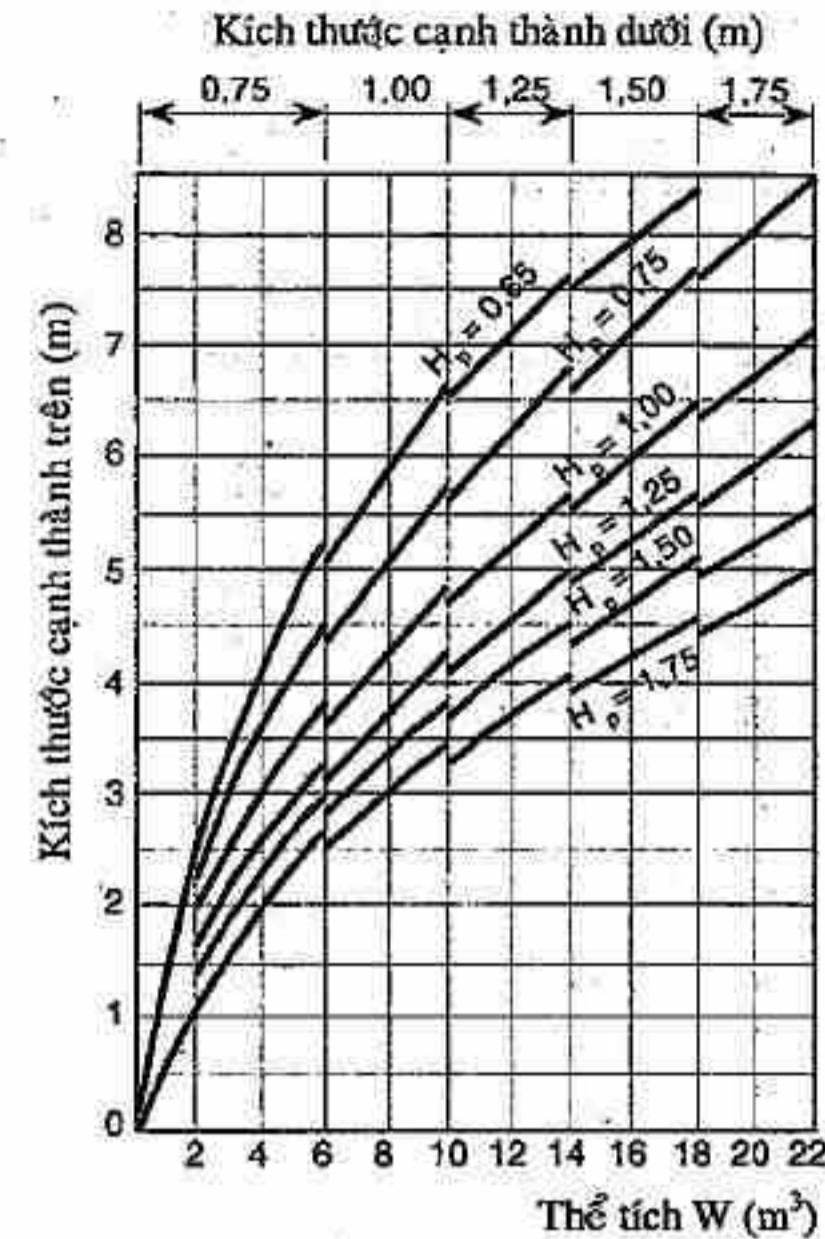
- Chiều cao công tác của thùng định lượng, $H_p = 0,6724 \text{ m}$;
- Thể tích của thùng định lượng, $W = 3 \text{ m}^3$.

Từ biểu đồ ở Hình 5-12, xác định được kích thước cơ bản của thùng định lượng như sau:

- Kích thước cạnh thành dưới của thùng định lượng = $0,75 \text{ m}$;
- Kích thước cạnh thành trên của thùng định lượng = $3,2 \text{ m}$.

Hoặc có thể xác định theo tỷ lệ: $\frac{F_1}{F_d} = \frac{q_{max}}{q_{min}}$

Trong đó: F_1 = Diện tích tiết diện trên;
 F_d = Diện tích tiết diện dưới.



HÌNH 5-12.

Biểu đồ xác định kích thước thùng định lượng.

Cách xác định là: tự chọn diện tích tiết diện dưới và sau đó dựa vào tỷ lệ trên để xác định diện tích tiết diện trên.

Hoặc cũng có thể tính toán dựa vào các mối quan hệ hình học giữa thể tích, chiều cao và hình dạng của thùng định lượng với lưu ý chọn trước kích thước cạnh thành dưới (hình vuông) của thùng định lượng là $0,75 \text{ m}$.

c) Tính toán ống Xiphông

Tính toán ống xiphông dựa vào định luật Bôi-mariôt.

Xiphông bắt đầu làm việc chỉ khi áp suất dư H_d dưới chụp công tác đạt đến giá trị ứng với mực nước lớn nhất trong thùng định lượng:

$$H_d = H_p - h_1 = 0,6724 - 0,2013 = 0,4711 \text{ m}$$

Trong đó: h_1 = Chiều cao phần ống xiphông đặt trên đáy thùng định lượng (xem Hình 5-11a).

$$h_1 = \frac{H_p(10d^2 + D_k^2b_2 + d^2H_{ch})}{D_k^2(10 + h_2) + d^2H_{ch}}$$

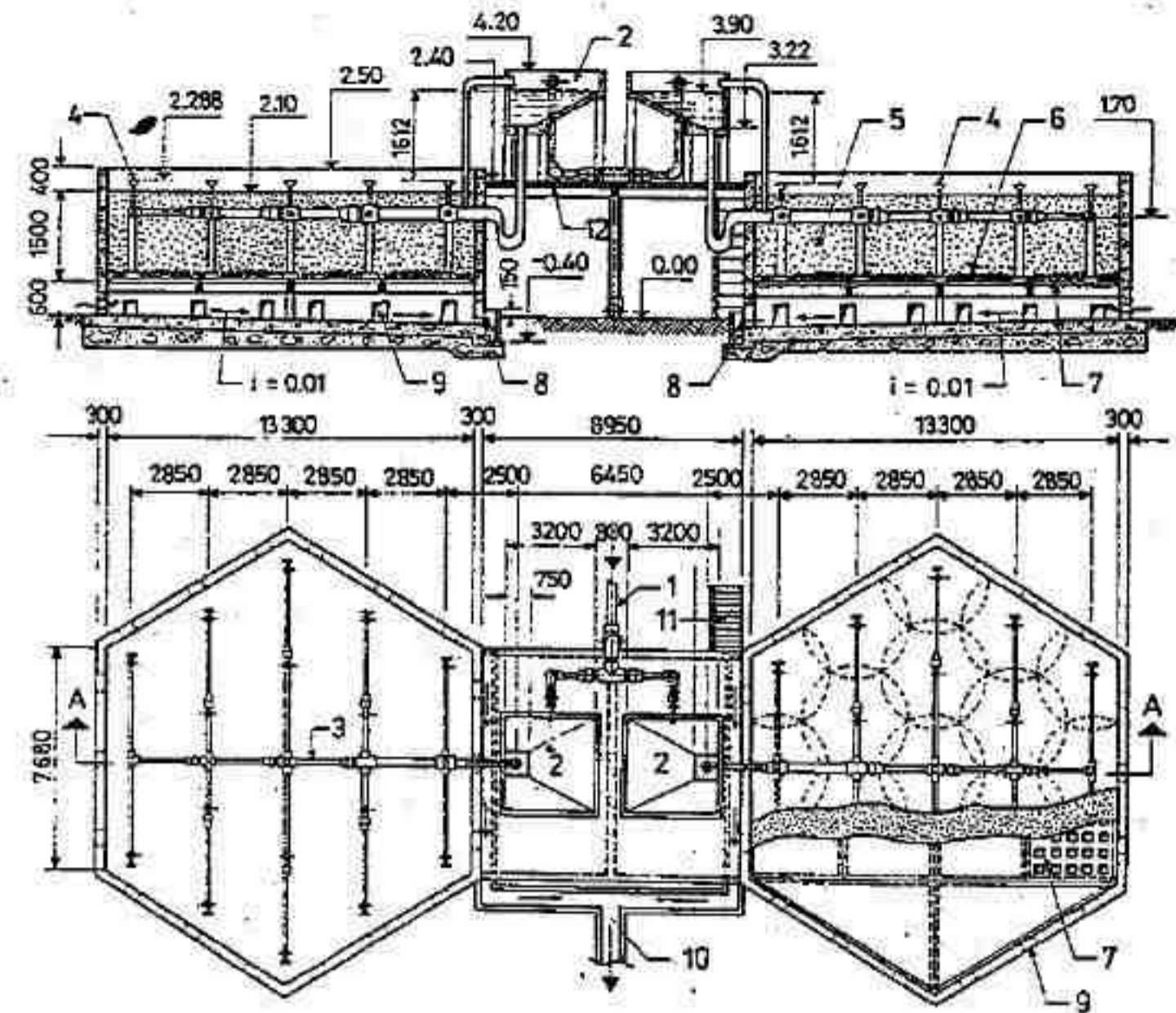
$$h_1 = \frac{0,6724 \times [10 \times (0,175)^2 + (0,35)^2 \times 0,3 + (0,175)^2 \times 1,6124]}{(0,35)^2(10 + 0,3) + (0,175)^2 \times 1,6124} = 0,2013 \text{ m}$$

- Ở đây:
- d = Đường kính của ống xiphông lấy bằng đường kính của ống chính phân phối, $d = 175 \text{ mm}$;
 - D_k = Đường kính của chụp công tác, lấy bằng hai lần đường kính ống xiphông, $D_k = 350 \text{ mm}$;
 - b_2 = Khoảng cách giữa đỉnh trên của xiphông và đỉnh trên của chụp công tác, $b_2 = 0,15 \div 0,5 \text{ m}$, chọn $b_2 = 0,3 \text{ m}$.

Cấu tạo bể lọc sinh học nhỏ giọt theo các kết quả tính toán ở trên được thể hiện ở Hình 5-13.

Khi tính toán bể lọc sinh học nhỏ giọt cần lưu ý bổ sung các phần sau đây:

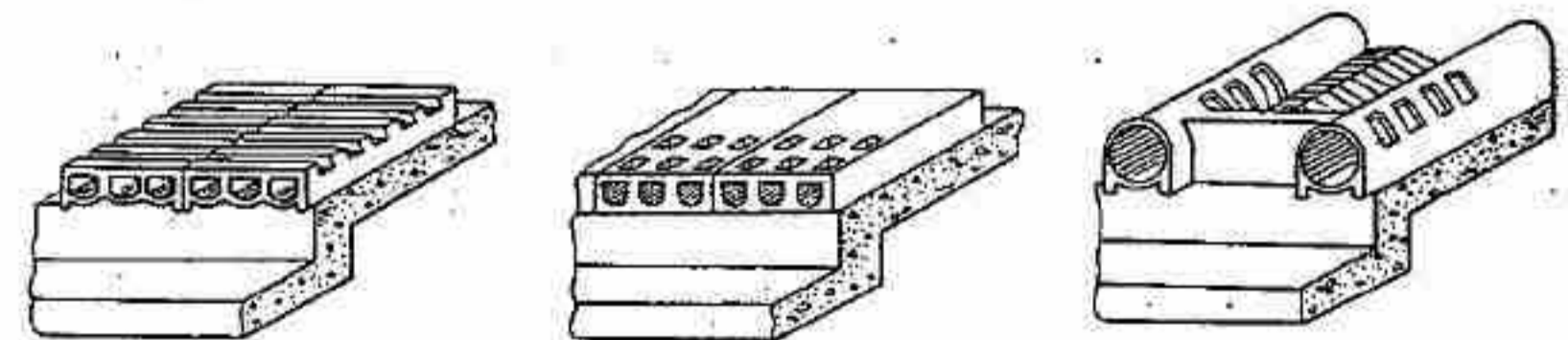
- Đáy của bể lọc sinh học có bố trí hệ thống rút nước để dẫn nước thải sau khi xử lý đến các công trình xử lý tiếp theo: bể lắng đợt 2, bể tiếp xúc... và xả vào nguồn nước. Hệ thống rút nước này thường làm bằng những tấm bê tông cốt thép có lỗ hoặc khe hở đặt trên nền bê tông. Hình 5-14 giới thiệu một vài kiểu hệ thống rút nước ở bể lọc sinh học nhỏ giọt;
- Bể lọc sinh học nhỏ giọt được thiết kế với thông gió tự nhiên (Điều 6.14.3 - TCXD-51-84) và được thực hiện qua các cửa thông gió bố trí đều khắp bề mặt thành bể, chủ yếu ở phạm vi sàn lọc, sàn bể. Tổng diện tích cửa thông gió trong phạm vi sàn lọc và sàn bể lấy không nhỏ hơn 1% diện tích bể lọc sinh học;
- Vật liệu lọc được chọn là đá dăm với kích thước hạt $30 \div 40 \text{ mm}$ đồng nhất với lớp đỡ cỡ hạt $60 \div 80 \text{ mm}$ dày $0,2 \text{ m}$;
- Độ dốc của mạng lưới phân phối được thiết kế bảo đảm để có thể dốc sạch nước khi cần thiết. Cuối mỗi ống nhánh có nút dậ để khi cần có thể tẩy rửa ống bằng nước sạch qua các lỗ ở dưới mỗi ống;
- Đầu vòi phun được bố trí cao hơn bề mặt lớp vật liệu lọc một khoảng độ $15 \div 20 \text{ cm}$ (Điều 6.14.8 - TCXD-51-84).



HÌNH 5-13.

Cấu tạo bể lọc sinh học nhỏ giọt.

1- Ống dẫn nước thải từ bể lắng 2 vô đến; 2- Thùng định lượng; 3- Hệ thống ống phân phối; 4- Vòi phun; 5- Vật liệu lọc; 6- Lớp đỡ vật liệu lọc; 7- Sàn đục lỗ thu nước; 8- Mương thoát nước thải sau lọc; 9- Cửa thông gió; 10- Mương dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo (Bể lắng đợt II); 11- Cầu thang.



HÌNH 5-14.

Cấu tạo của một vài kiểu hệ thống rút nước ở bể lọc sinh học.

5.3.5. Bể lắng đợt II

Nước thải sau khi xử lý ở bể lọc sinh học nhỏ giọt được dẫn đến bể lắng đợt II. Nhiệm vụ của bể lắng đợt II là lắng các màng vi sinh vật được hình thành trong quá trình xử lý sinh học hiếu khí ở bể lọc sinh học nhỏ giọt.

Trong trường hợp đang xét, chọn bể lắng đợt II dạng bể lắng đứng để tính toán thiết kế. Tính toán bể lắng đứng đợt II cũng tương tự như đã tính ở các phần trước, nhưng với lưu ý rằng: Thời gian lắng tính toán đối với bể lắng đợt II sau bể lọc sinh học nhỏ giọt là 0,75 giờ và vận tốc lắng tính toán là 0,5mm/s (Điều 6.5.6 - TCXD-51-84).

Kết quả tính toán được tóm tắt như sau:

- Số bể lắng làm việc đồng thời : $n = 2$;
- Đường kính ống trung tâm : $d = 0,966\text{m}$;
- Đường kính bể lắng đứng : $D = 7,55\text{m}$;
- Chiều cao tính toán vùng lắng : $H_u = 1,7\text{m}$;
- Góc nghiêng đáy bể so với phương ngang : $\alpha = 50^\circ$;
- Chiều cao phần hình nón của bể lắng : $H_n = 4,14\text{m}$.

Hiệu quả xử lý nước thải theo NOS_{20} sau khi qua bể lọc sinh học nhỏ giọt và lắng đợt II giảm đến 80%. Hàm lượng NOS_{20} còn lại là :

$$\frac{227,43 \times (100 - 80)}{100} \approx 45,5 \text{ mg/L}$$

5.3.6. Tính toán sân phơi bùn

Cặn sau khi lên men ở bể lắng 2 vỏ có độ ẩm cao (90%) được xả định kỳ đến sân phơi bùn nhằm làm ráo nước trong cặn, giảm độ ẩm đến giá trị cần thiết (75 ÷ 80%) thuận lợi cho việc vận chuyển và xử lý tiếp theo.

Thời gian của một chu kỳ xả cặn bể lắng 2 vỏ vào khoảng 30 ÷ 180 ngày tùy thuộc vào các điều kiện khí hậu của khu vực. Trong trường hợp đang xét, ứng với nhiệt độ trung bình của nước thải là 25°C , qui định thời gian của một chu kỳ xả cặn bể lắng 2 vỏ là 120 ngày để tính toán.

Lượng cặn tổng cộng xả từ bể lắng 2 vỏ trong một chu kỳ xả cặn được tính toán gần đúng dựa vào hàm lượng cặn lơ lửng trong nước thải dẫn đến bể lắng, hiệu suất lắng, độ ẩm của cặn lắng v.v... và được tính theo công thức:

$$W_c = \frac{C_{II} \times Q \times E \times K \times t}{(100 - P) \times 1000 \times 1000} = \frac{263,58 \times 984 \times 75 \times 1,3 \times 120}{(100 - 90) \times 1000 \times 1000} = 303,45 \text{ m}^3/\text{chu kỳ xả}$$

- Trong đó: C_{II} = Hàm lượng chất lơ lửng trong nước thải ra khỏi bể lắng cát, $C_{II} = 263,58 \text{ mg/L}$;
 Q = Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải, $Q = 984 \text{ m}^3/\text{ngày}$;
 E = Hiệu suất lắng của bể lắng 2 vỏ có tính đến khả năng làm thoáng sơ bộ nước thải trước khi lắng, $E = 75\%$;
 K = Hệ số tính đến sự gia tăng lượng bùn khi tiếp nhận bùn từ bể lắng đợt II sau bể lọc sinh học nhỏ giọt, $K = 1,3$;
 t = Thời gian của một chu kỳ xả cặn, $t = 120 \text{ ngày}$;
 P = Độ ẩm của cặn đã lên men ở bể lắng 2 vỏ, $P = 90\%$.

Trong trường hợp đang xét, số lượng bể lắng 2 vỏ làm việc đồng thời là 3, do đó để tiết kiệm diện tích sân phơi bùn, có thể qui định chế độ xả cặn xen kẽ cho 3 bể lắng. Khi đó thời gian giữa 2 chu kỳ xả cặn kế tiếp nhau sẽ là:

$$t_1 = \frac{t}{3} = \frac{120}{3} = 40 \text{ ngày}$$

Thể tích cặn dẫn đến sân phơi bùn của 1 đợt xả cặn cho 1 bể lắng 2 vỏ sẽ là:

$$W'_c = \frac{W_c}{3} = \frac{303,45}{3} = 101,15 \text{ m}^3$$

Diện tích hữu ích của sân phơi bùn được tính theo công thức:

$$F_1 = \frac{W'_c}{h_c} = \frac{101,15}{0,25} = 404,6 \text{ m}^2$$

- Trong đó: h_c = Chiều cao lớp cặn bùn trong sân phơi bùn ứng với mỗi đợt xả bùn, $h_c = 0,2 \div 0,3\text{m}$. Chọn $h_c = 0,25\text{m}$.

Diện tích phụ của sân phơi bùn: đường sá, mương, máng được tính toán theo công thức sau:

$$F_2 = k \times F_1 = 0,25 \times 404,6 = 101,15 \text{ m}^2$$

- Trong đó: k = Hệ số tính đến diện tích phụ, $k = 0,2 \div 0,4$. Chọn $k = 0,25$.

Diện tích tổng cộng của sân phơi bùn:

$$F = F_1 + F_2 = 404,6 + 101,15 = 505,75 \text{ m}^2$$

Bùn đã khô (đến độ ẩm 75 – 80%) được thu gom và vận chuyển đi nơi khác. Việc thu gom bùn được thực hiện bằng máy xúc có gầu và đổ vào xe tự đổ rồi chở đi.

Nước bùn ở sân phơi bùn theo hệ thống rút nước và được dẫn trở lại trạm xử lý nước thải.

Sân phơi bùn có thể được chia làm nhiều ô. Trong trường hợp đang xét, với diện tích hữu ích của sân phơi bùn bằng $404,6 \text{ m}^2$, chọn 3 ô với diện tích mỗi ô là 135 m^2 . Kích thước một ô được chọn là $L \times B = 13,5 \text{ m} \times 10 \text{ m}$.

Sơ đồ nguyên lý cấu tạo của sân phơi bùn có thể tham khảo ở Hình 3-20.

5.3.7. Khử trùng bằng Clorua vôi

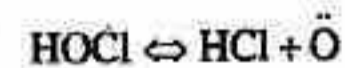
Tính toán kích thước thùng hòa trộn, thùng hòa tan

Theo tiêu chuẩn thiết kế (Điều 6.20.1 – TCXD-51-84), nước thải sau khi xử lý đều phải được khử trùng trước khi xả vào nguồn nước. Với trạm xử lý có công suất không lớn ($Q < 1500 \text{ m}^3/\text{ngđ}$) có thể dùng Clorua vôi để khử trùng.

Phản ứng thủy phân của Clorua vôi xảy ra như sau:

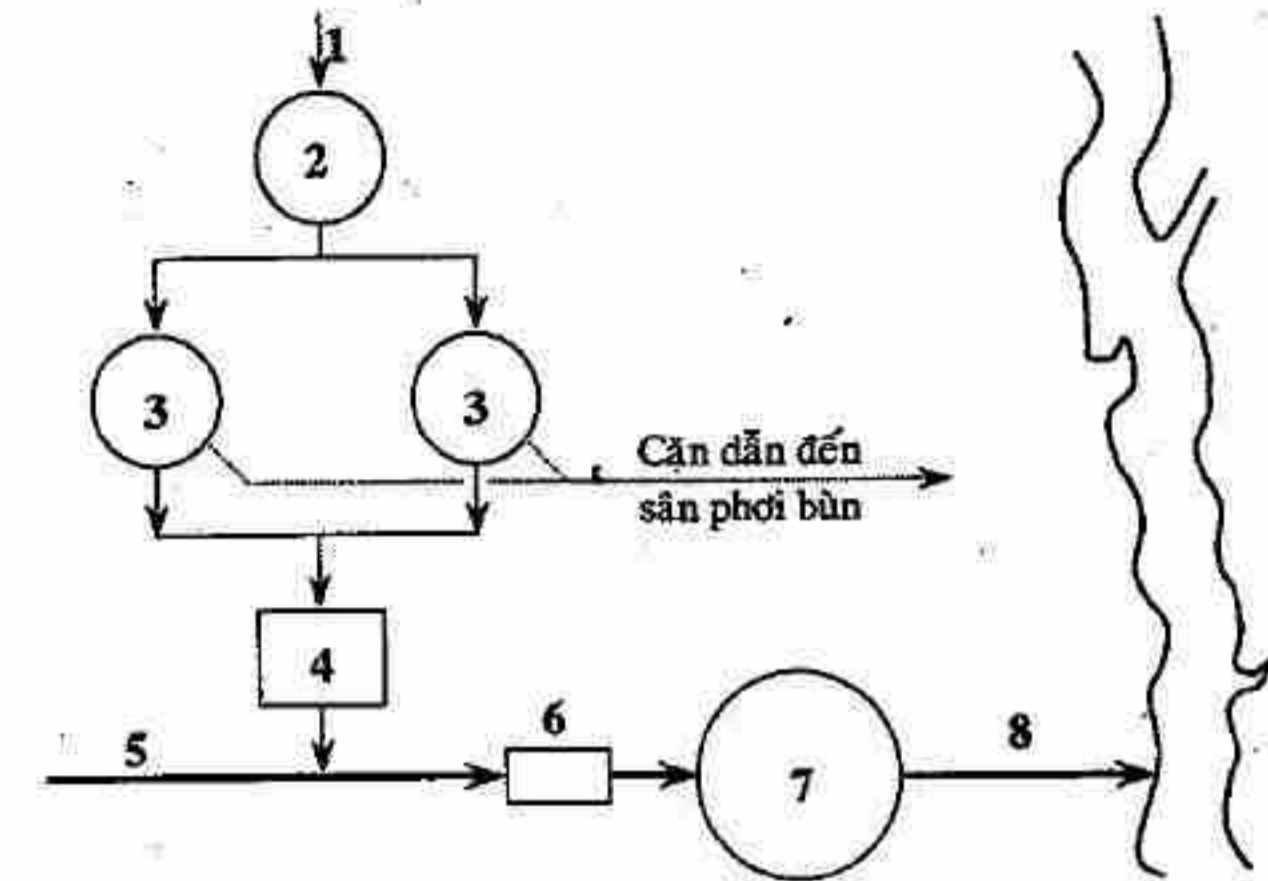


HOCl lại phân ly thành axit clohydric và oxy tự do:



HOCl, O là những chất oxy hóa mạnh có khả năng tiêu diệt vi trùng.

Sơ đồ công nghệ của trạm khử trùng bằng clorua vôi được giới thiệu ở Hình 5-15.



HÌNH 5-15

Sơ đồ công nghệ trạm khử trùng bằng clorua vôi (CaOCl_2).

1- Dẫn nước sạch vào để hòa trộn; 2- Thùng hòa trộn; 3- Thùng hòa tan; 4- Bơm định lượng hóa chất; 5- Nước thải sau xử lý; 6- Mương xáo trộn; 7- Bể tiếp xúc; 8- Xả nước sau khử trùng vào nguồn tiếp nhận.

Lượng Clo hoạt tính lớn nhất cần thiết để khử trùng nước thải được tính theo công thức:

$$G_{\max} = \frac{a \times Q_{\max, h}}{1000} = \frac{3 \times 78}{1000} = 0,234 \text{ kg/h}$$

Trong đó: a = Liều lượng Clo hoạt tính, đối với nước thải sau xử lý sinh học hoàn toàn, $a = 3 \text{ g/m}^3$ (Điều 6.20.3 – TCXD-51-84);

$Q_{\max, h}$ = Lưu lượng nước thải lớn nhất giờ, $Q_{\max, h} = 78,0 \text{ m}^3/\text{h}$.

Lượng Clo hoạt tính trung bình:

$$G_{\text{tb}} = \frac{a \times Q_{\text{tb}, h}}{1000} = \frac{3 \times 41,0}{1000} = 0,123 \text{ kg/h}$$

Trong đó: $Q_{\text{tb}, h}$ = Lưu lượng nước thải trung bình giờ, $Q_{\text{tb}, h} = 41,0 \text{ m}^3/\text{h}$.

Dung tích hữu ích của thùng hòa tan được tính theo công thức:

$$W = \frac{a \times Q_{tb,ngđ} \times 100 \times 100}{1000 \times 1000 \times b \times p \times n} = \frac{3 \times 984 \times 100 \times 100}{1000 \times 1000 \times 2,5 \times 20 \times 2} = 0,295 \text{ m}^3 \approx 0,3 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{tb,ngđ}$ = Lưu lượng trung bình ngày đêm, $Q = 984 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
 b = Nồng độ dung dịch clorua vôi, $b = 2,5\%$;
 p = Hàm lượng Clo hoạt tính trong clorua vôi, $p = 20\%$;
 n = Số lần hòa trộn dung dịch clorua vôi trong ngày đêm, $n = 2 \div 6$ phụ thuộc vào công suất trạm. Chọn $n = 2$.

Thể tích tổng cộng của thùng hòa tan tính cả thể tích phần lắng:

$$W_{tc} = 1,15 \times W = 1,15 \times 0,3 = 0,345 \text{ m}^3$$

Chọn 2 thùng hòa tan, thể tích của mỗi thùng:

$$W_1 = \frac{W}{2} = \frac{0,345}{2} = 0,173 \approx 0,2 \text{ m}^3$$

Với dung tích này, chọn loại thùng nhựa 250L có bán sẵn trên thị trường ($D = 0,6\text{m}$; $H = 1,2\text{m}$) để làm thùng hòa tan. Số lượng thùng là 2.

Thể tích thùng hòa trộn lấy bằng 40% thể tích thùng hòa tan:

$$W_{tr} = 0,4 \times 0,2 = 0,08 \text{ m}^3$$

Chiều cao hữu ích của thùng hòa trộn lấy bằng 0,25m và diện tích của thùng hòa trộn trên mặt bằng sẽ là: $0,08/0,25 = 0,32 \text{ m}^2$.

Thùng hòa trộn có dạng hình tròn trên mặt bằng với đường kính 0,64m và được bố trí bên trên thùng hòa tan để có thể tháo hết dung dịch trộn xuống thùng hòa tan.

Dung dịch Clorua vôi hòa tan sẽ được bơm định lượng đưa tới máng trộn để trộn đều với nước thải trước khi vào bể tiếp xúc.

Lượng dung dịch clorua vôi 2,5% lớn nhất cung cấp qua bơm định lượng được tính theo công thức:

$$q_{\max} = G_{\max} \times \frac{100}{b} \times \frac{100}{p} = 0,234 \times \frac{100}{2,5} \times \frac{100}{20} = 46,8 \text{ L/h hay } 0,78 \text{ L/phút}$$

Bơm định lượng hóa chất được chọn có dây thang điều chỉnh lưu lượng trong khoảng 0,3 ÷ 0,9 L/phút và số máy bơm được chọn là 2 (một bơm công tác, 1 bơm dự phòng).

Tất cả các thiết bị sử dụng cho việc khử trùng nước thải (thùng hòa trộn, thùng hòa tan, bơm định lượng hóa chất v.v...) đều được đặt trong cùng một phòng chuyên dụng - Trạm Clo. Trong trạm Clo còn bố trí kho chứa Clorua vôi, hệ thống cấp thoát nước, chiếu sáng...

Tính toán máng trộn

Tính toán máng trộn được tiến hành tương tự như đã giới thiệu ở các phần trước.

Tính toán bể tiếp xúc

Bể tiếp xúc được lựa chọn để tính toán có dạng là bể lắng đứng đợt I nhưng không có thiết bị cào cặn (Điều 6.20.5 - TCXD-51-84). Thể tích công tác của bể tiếp xúc được tính theo công thức sau:

$$W = Q_{\max,h} \times t = 78,0 \times 0,5 = 39,0 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{\max,h}$ = Lưu lượng nước thải lớn nhất giờ, $Q_{\max,h} = 78 \text{ m}^3/\text{h}$;
 t = Thời gian tiếp xúc giữa dung dịch clorua vôi và nước thải, $t = 30$ phút hay 0,5h.

Diện tích tiết diện ống trung tâm của bể tiếp xúc (kiểu bể lắng đứng) được tính theo công thức:

$$f = \frac{Q_{\max,s}}{v_1} = \frac{0,022}{0,03} = 0,733 \text{ m}^2$$

Trong đó: v_1 = Tốc độ tính toán của nước thải trong ống trung tâm, $v_1 = 30\text{mm/s}$ hay $0,03\text{m/s}$ (Điều 6.5.4 - TCXD-51-84).

Diện tích tiết diện ướt của bể tiếp xúc (kiểu bể lắng đứng) được tính theo công thức:

$$F_1 = \frac{Q_{\max,s}}{v_2} = \frac{0,022}{0,0007} = 31,43 \text{ m}^2$$

Trong đó: v_2 = Tốc độ tính toán của nước thải trong vùng lắng, $v_2 = 0,0007 \text{ m/s} = 0,7 \text{ mm/s}$ (Điều 6.5.4 - TCXD-51-84).

Diện tích tổng cộng của bể tiếp xúc:

$$F = F_1 + f = 31,43 + 0,733 = 32,16 \text{ m}^2$$

Đường kính của bể tiếp xúc được tính theo công thức:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times F}{\pi \times n}} = \sqrt{\frac{4 \times 32,16}{3,14 \times 2}} = 4,53 \text{ m}$$

Trong đó: n = Số lượng bể tiếp xúc (không nhỏ hơn 2 - Điều 6.20.5 - TCXD-51-84),
Chọn $n=2$.

Đường kính ống trung tâm của bể tiếp xúc được tính theo công thức:

$$d = \sqrt{\frac{4f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,733}{3,14 \times 2}} = 0,683 \text{ m}$$

Thể tích cặn trong ngày đêm ở bể tiếp xúc được tính theo công thức:

$$W_{\text{c}} = \frac{a \times N}{1000} = \frac{0,1 \times 6400}{1000} = 0,64 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Trong đó: a = Lượng cặn lắng trong bể tiếp xúc đối với trạm xử lý dùng bể lọc sinh học và dùng clova vôi lấy theo Điều 6.20.7 - TCXD-51-84:
 $0,05 \times 2 = 0,1 \text{ lít/ng.ngày}$;
 N = Dân số của khu dân cư đang xét, $N = 6400$ người.

Cặn từ bể tiếp xúc được dẫn đến sân phơi bùn của trạm xử lý.

5.3.8. Công trình xả nước sau xử lý ra sông

Công trình xả nước thải sau xử lý ra sông được tính toán thiết kế tương tự như đã tính ở phần trước.

Hiệu quả xử lý của phương án I được tóm tắt như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng còn lại : 65,0 mg/L;
- Hàm lượng NOS_{20} còn lại : 45,486 mg/L.

So với yêu cầu đề ra trong nhiệm vụ tính toán thiết kế (chất lơ lửng không quá 30 mg/L; $\text{NOS}_{20} = 15 \div 20 \text{ mg/L}$) thì chưa đạt yêu cầu. Do đó, trong phương án I, thực hiện thiết kế xử lý sinh học bậc II bằng hồ sinh vật với sự tham gia của thực vật nước để xử lý nước thải sau khi ra khỏi bể lắng đợt 2.

Khi đó, thay giai đoạn khử trùng (máng trộn, bể tiếp xúc) là giai đoạn xử lý sinh học bậc II - Hồ sinh vật, mà cách tính toán sẽ được giới thiệu trong phương án II của nhiệm vụ thiết kế.

Hiệu quả xử lý cuối cùng (sau hồ sinh vật) khi đó đạt yêu cầu thiết kế:

- Hàm lượng chất lơ lửng giảm 55% và còn lại:

$$65,0 (100 - 55)\% = 29,25 \text{ mg/L}$$

- Hàm lượng NOS_{20} giảm 60 ÷ 70%, còn lại:

$$45,486 (100 - 65)\% = 19,92 \text{ mg/L.}$$

Thêm vào đó, theo tiêu chuẩn thiết kế TCXD-51-84, khi sử dụng hồ sinh vật để xử lý sinh học nước thải thì không cần phải khử trùng (Điều 6.20.1).

5.3.9. Mặt bằng tổng thể và cao trình của trạm xử lý (phương án I)

Mặt bằng tổng thể của trạm xử lý nước thải phương án I được thể hiện ở Hình 5-16. Cao trình của trạm xử lý theo nước (mặt cắt theo nước của trạm xử lý nước thải) được giới thiệu ở Hình 5-17 và mặt cắt theo bùn từ bể lắng hai vỏ đến sân phơi bùn được giới thiệu ở Hình 5-18.

5.4. TÍNH TOÁN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI - PHƯƠNG ÁN II

Sơ đồ công nghệ phương án II của trạm xử lý đã được giới thiệu ở Hình 5-2. Các công trình đơn vị của trạm xử lý theo phương án 2 này gồm có:

- Xử lý cơ học:
 - Song chắn rác, máy nghiền rác;
 - Bể lắng cát, sân phơi cát;
 - Bể lắng cát 2 vỏ;
 - Sân phơi bùn.

- Xử lý sinh học:
 - Mương oxy hóa;
 - Bể lắng đợt II;
 - Hồ sinh vật;
- Công trình xả nước thải sau xử lý.

Tính toán các công trình xử lý cơ học: song chắn rác, máy nghiền rác, bể lắng cát, sân phơi cát, bể lắng hai vỏ, sân phơi bùn... được tiến hành tương tự như ở phương án I.

Khác biệt với phương án I, ở giai đoạn xử lý sinh học của phương án II, công trình được áp dụng là:

- Mương oxy hóa và sau đó là hồ sinh vật;
- Trong phương án II không cần thiết kế khử trùng (máng trộn, bể tiếp xúc) theo TCXD-51-84 Điều 6.20.1 qui định (ghi chú 2).

Do đó, nội dung tính toán trạm xử lý nước thải ở phương án II tập trung vào các công trình đơn vị sau đây:

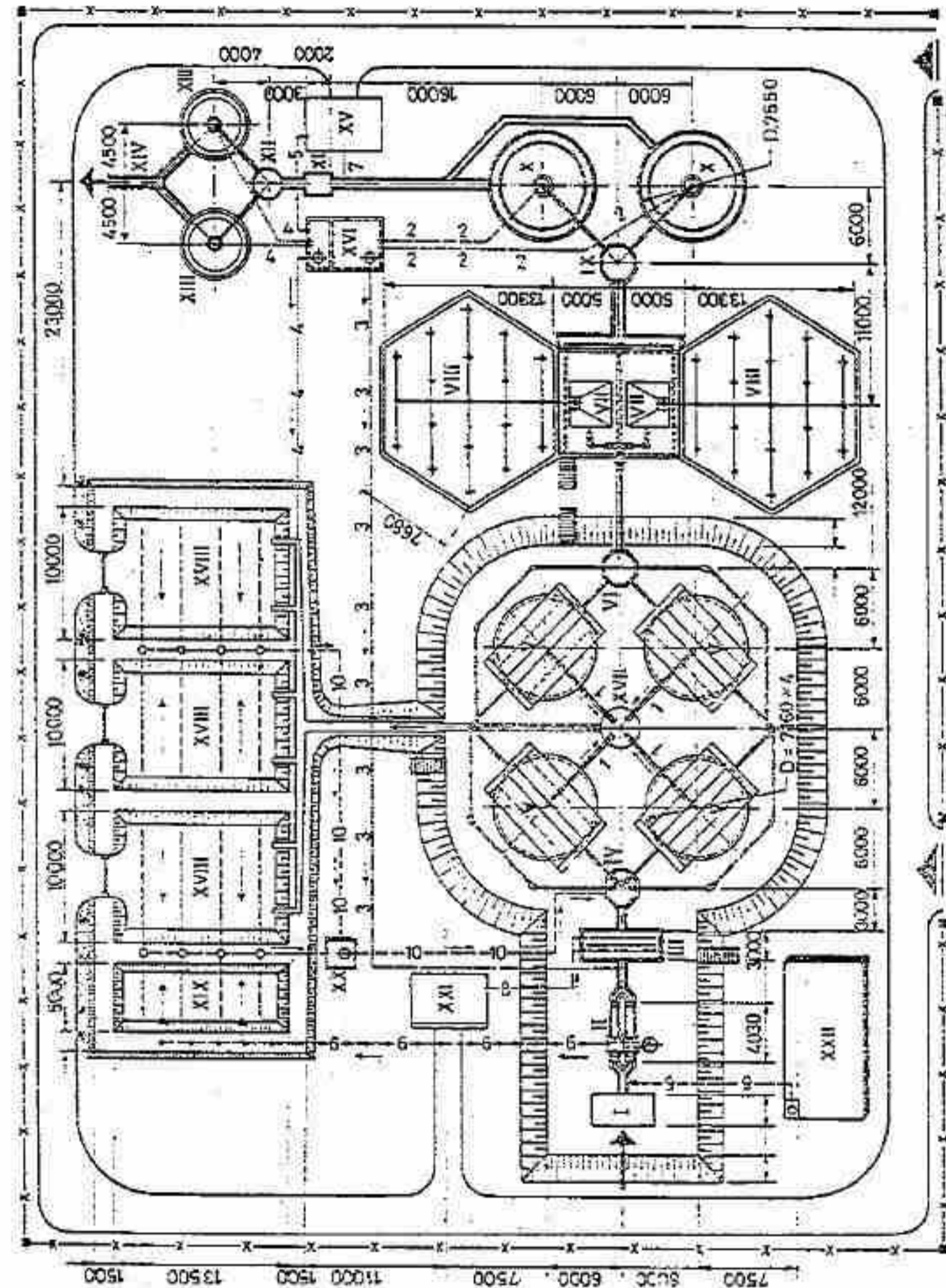
- Tính toán mương oxy hóa;
- Tính toán bể lắng đợt II; và
- Tính toán hồ sinh vật.

5.4.1. Tính toán mương oxy hóa

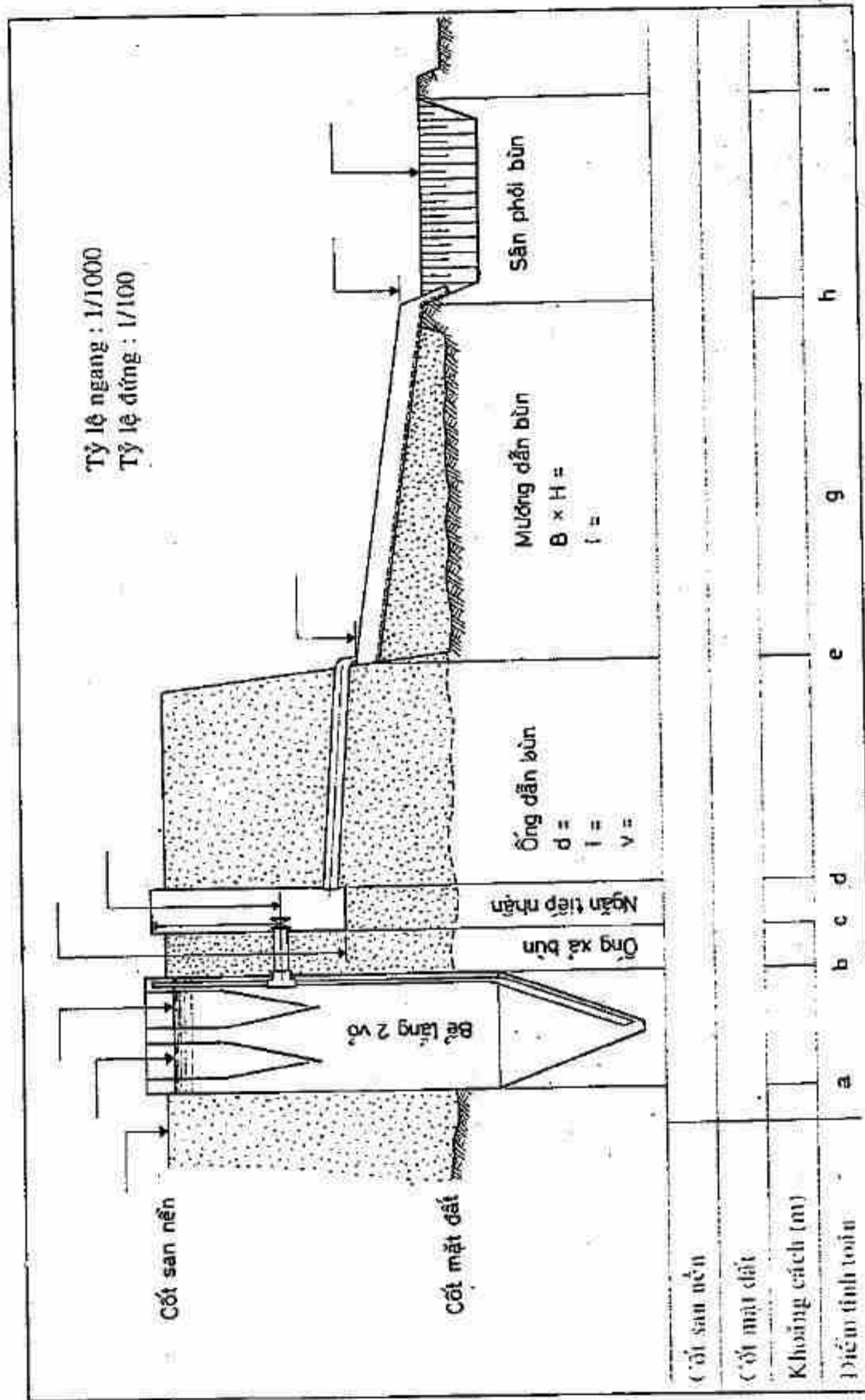
Nước thải sau khi qua bể lắng 2 vỏ (như phương án I) được dẫn vào mương oxy hóa. Chất lượng nước thải ban đầu như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng : 65,90 mg/L;
- Hàm lượng NOS_{20} : 227,43 mg/L.

Mương oxy hóa được sử dụng rộng rãi để xử lý nước thải cho các khu dân cư nhỏ. Nước thải được dẫn vào mương qua vùng làm việc của máy nạp khí dạng quay và chúng được xáo trộn đều với bùn hoạt tính. Hỗn hợp bùn từ mương oxy hóa liên tục dẫn vào bể lắng II. Ở đó bùn hoạt tính lắng xuống và máy bơm sẽ bơm tuần hoàn một phần bùn hoạt tính trở lại mương oxy hóa và một phần về bể đông tụ sinh học.



HÌNH 5-16. Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải khu dân cư Phương Anh 6.400 dân (Phương án I).



HÌNH 5-18. Mặt cắt dọc theo bùn của trạm xử lý nước thải khu dân cư Phường Anh 6.400 dân (Phương án I).

Tính toán mương oxy hóa bao gồm các nội dung sau đây:

Thể tích hữu ích của mương oxy hóa được tính theo công thức sau đây:

$$W = \frac{Q_{\max, \text{ngđ}} \times (L_0 - L_1)}{1000 \times L} = \frac{1400 \times (227,43 - 15)}{1000 \times 0,38} = 782,64 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{\max, \text{ngđ}}$ = Lưu lượng nước thải lớn nhất ngày đêm, $Q_{\max, \text{ngđ}} = 1400 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;

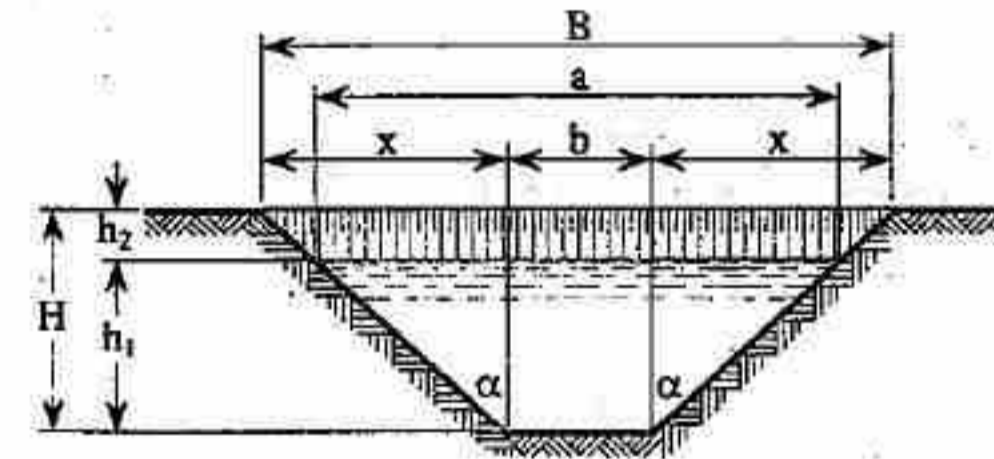
L_0 = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải dẫn vào mương oxy hóa, $L_0 = 274,33 \text{ mg/L}$;

L = Tải trọng NOS_{20} lên mương oxy hóa, $L = 0,2 \div 0,4 \text{ kgNOS}_{20}/\text{m}^3 \cdot \text{ngđ}$. Chọn $L = 0,38 \text{ kgNOS}_{20}/\text{m}^3 \cdot \text{ngđ}$;

L_1 = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sau xử lý, $L_1 = 15 \text{ mg/L}$.

Chiều sâu của mương oxy hóa chọn bằng 1m. Mương oxy hóa có tiết diện ngang là hình thang cân (Hình 5-19) với các kích thước như sau:

- Chiều rộng mặt nước : $a = 5 \text{ m}$
- Chiều rộng đáy mương : $b = 2 \text{ m}$
- Độ sâu lớp nước trong mương : $h_1 = 1,0 \text{ m}$
- Khoảng cách từ mặt nước đến mặt trên mương : $h_2 = 0,6 \text{ m}$
- Độ sâu xây dựng mương: $H = h_1 + h_2 = 1,0 + 0,6 = 1,6 \text{ m}$



HÌNH 5-19.

Mặt cắt ngang Mương oxy hóa.

Chiều ngang xây dựng mương:

$$B = b + 2x = b + 2H \text{tg}\alpha = b + 2H \frac{(a - b)}{2h_1} = 2 + 2 \times 1,6 \frac{(5 - 2)}{2 \times 1,0} = 6,8 \text{ m}$$

Diện tích mặt cắt ướt của mương oxy hóa:

$$F = \frac{(a+b)}{2} \times h_1 = \frac{(5+2)}{2} \times 1,0 = 3,5 \text{ m}^2$$

Chiều dài tổng cộng của mương oxy hóa:

$$L = \frac{W}{F} = \frac{782,64}{3,5} = 223,6 \text{ m}$$

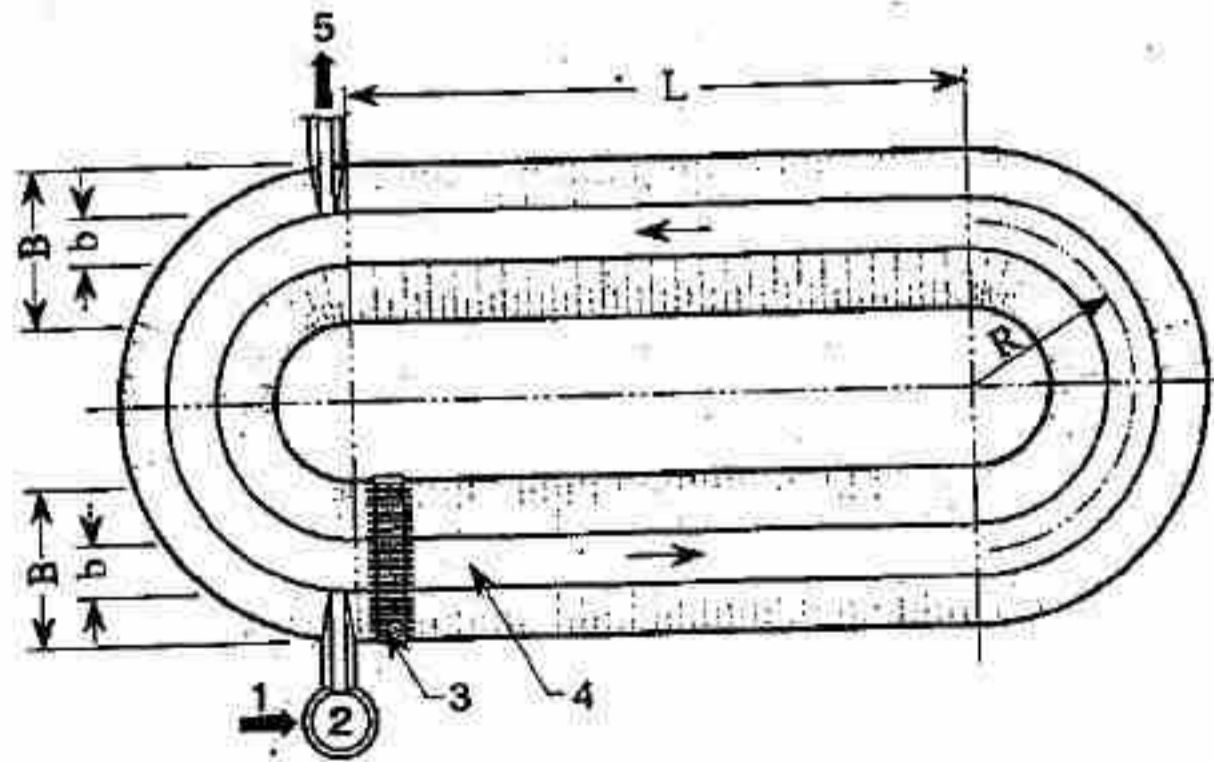
Mương oxy hóa có dạng hình chữ "O" kéo dài trên mặt bằng (Hình 5-20) với bán kính trung bình của đoạn uốn cong là $R_b = 9\text{m}$.

Tổng chiều dài phần mương uốn cong:

$$L_1 = (\pi \times R) \times 2 = (\pi \times 9) \times 2 = 56,55 \text{ m}$$

Chiều dài phần mương thẳng:

$$L_2 = \frac{(L - L_1)}{2} = \frac{223,6 - 56,55}{2} = 83,53 \text{ m}$$



HÌNH 5-20.

Sơ đồ cấu tạo mương oxy hóa.

1- Dẫn nước thải từ bể lắng 2 vào; 2- Ngăn tiếp nhận; 3- Máy nạp khí; 4- Mương oxy hóa; 5- Dẫn hỗn hợp bùn - nước đến bể lắng đợt II.

Theo Tiêu chuẩn Thiết kế TCXD-51-84 (Điều 7.9.1), thời gian nạp khí trong mương oxy hóa được xác định theo công thức:

$$t = \frac{L_0 - L_1}{a(1-S)\rho} = \frac{227,43 - 15}{3,6(1-0,45) \times 6} = 17,88 \text{ h}$$

Trong đó: L_0 = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải dẫn vào mương oxy hóa, $L_0 = 227,43 \text{ mg/L}$;

L_1 = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sau xử lý, $L_1 = 15 \text{ mg/L}$;

a = Liều lượng bùn hoạt tính, $a = 3,6 \text{ g/L}$ (Điều 7.9.1 - TCXD-51-84);

S = Độ tro của bùn hoạt tính, $S = 0,45$ (Điều 7.9.1.1 - TCXD-51-84);

ρ = Tốc độ oxy hóa trung bình theo NOS_{20} , $\rho = 6 \text{ mg/g.h}$.

Để nạp khí cho mương oxy hóa sử dụng máy nạp khí cơ học trực ngang và được bố trí ở phần đầu đoạn thẳng của mương oxy hóa.

Lượng oxy cần cung cấp để loại bỏ lượng chất bẩn trong nước thải được tính theo công thức:

$$G = G_0 \times \frac{(L_0 - L_1) \times 0,68}{1000} \times Q_{\text{max. ngày}}$$

$$G = 1,42 \times \frac{(227,43 - 15) \times 0,68}{1000} \times 1400 = 287,17 \text{ kgO}_2/\text{ngày}$$

Trong đó: G_0 = Liều lượng oxy đơn vị, $G_0 = 1,42 \text{ mgO}_2$ để loại bỏ 1 mgNOS_5 (Điều 7.9.2 - TCXD-51-84);

$0,68$ = Hệ số chuyển đổi giữa NOS_{20} và NOS_5 . Đối với nước thải sinh hoạt, có thể lấy $\text{NOS}_5 = 0,68 \text{ NOS}_{20}$.

Lượng oxy cần cung cấp mỗi giờ:

$$G_h = \frac{G}{t} = \frac{287,17}{17,88} = 16 \text{ kgO}_2/\text{h} \text{ hay } 16000 \text{ gO}_2/\text{h}$$

Với năng lực cung cấp oxy của máy nạp khí là $2400 \text{ gO}_2/\text{m.h}$, tổng chiều dài cần thiết của máy nạp khí sẽ là:

$$L_k = \frac{G_h}{2400} = \frac{16000}{2400} = 6,67 \text{ m}$$

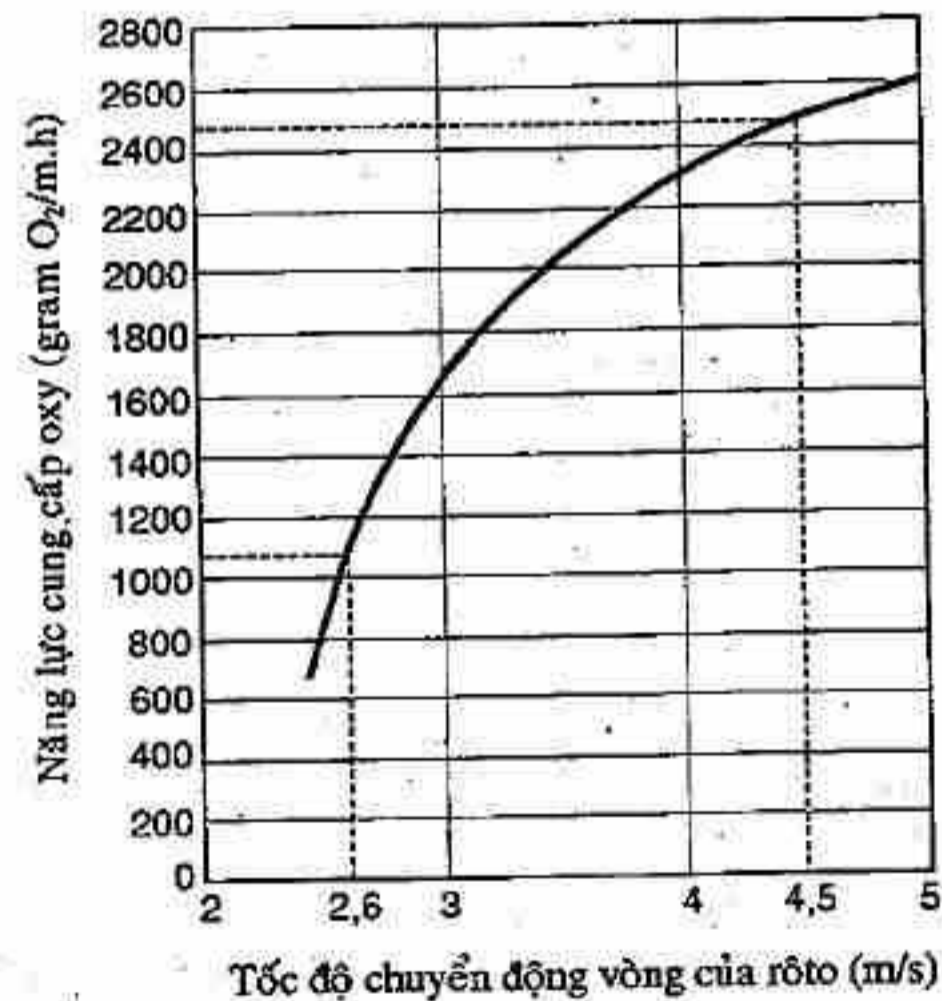
Các máy nạp khí trong thực tế được chế tạo để có thể lắp đặt được gấp đôi, gấp ba chiều dài mỗi cái.

Theo qui định ở Điều 7.9.4 – TCXD-51-84, chiều dài máy nạp khí không được nhỏ hơn chiều rộng đáy mương và không được lớn hơn chiều rộng mặt nước trong mương. Do đó trong trường hợp đang xét, chọn 2 bộ máy nạp khí, mỗi bộ gồm 2 máy đơn ghép lại với nhau, chiều dài mỗi máy đơn là 2m. Như vậy chiều dài tổng cộng (của 2 bộ máy nạp khí) sẽ là 8m và khả năng cung cấp lượng oxy thực tế khi đó sẽ là:

$$8 \times 2400 = 19200 \text{ gO}_2/\text{h}$$

Tốc độ quay của máy nạp khí dao động trong khoảng 100 ÷ 170 vòng/phút (ứng với tốc độ chuyển động vòng của cánh quay 2,6 ÷ 4,5 m/s).

Đường kính của rôto 0,5m và cánh quay (40 × 40m) đặt chìm xuống nước ở độ sâu 10cm.



HÌNH 5-21.

Sự phụ thuộc giữa năng lực cung cấp oxy của máy nạp khí vào tốc độ chuyển động vòng của rôto có đường kính $d = 0,5\text{m}$.

Nhận xét rằng, chế độ dòng chảy rối ở mương oxy hóa đạt ở mức tăng cường tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ diễn ra ở mương.

Hỗn hợp nước và bùn hoạt tính từ mương oxy hóa được dẫn vào bể lắng đợt II bằng tự chảy. Thời gian lắng trong bể lắng đợt II là 1,5 h.

Bùn hoạt tính từ bể lắng đợt II bơm liên tục vào mương oxy hóa và từng thời kỳ bơm bùn hoạt tính dư đến sân phơi bùn.

5.4.2. Tính toán bể lắng đợt II

Hỗn hợp nước và bùn hoạt tính từ mương oxy hóa được dẫn đến bể lắng đợt II. Nhiệm vụ của bể lắng đợt II là lắng bùn hoạt tính được hình thành trong quá trình xử lý sinh học hiếu khí ở mương oxy hóa.

Trong phương án II này, chọn bể lắng đợt II là bể lắng đứng. Tính toán thiết kế bể lắng đứng đợt II cũng tương tự như đã tính ở các ví dụ trước nhưng với lưu ý rằng: Thời gian lắng tính toán ứng với lưu lượng lớn nhất đối với bể lắng đợt II sau mương oxy hóa là 1,5 giờ và vận tốc lắng tính toán là 0,5mm/s.

Tóm tắt các kết quả tính toán:

- Số lượng bể lắng làm việc đồng thời : $n = 2$
- Đường kính ống trung tâm : $d = 0,966\text{m}$
- Đường kính bể lắng đứng : $D = 7,55\text{m}$
- Chiều cao tính toán của vùng lắng : $H_u = 2,7\text{m}$
- Góc nghiêng đáy bể so với phương ngang : $\alpha = 50^\circ$
- Chiều cao phần hình nón của bể lắng đứng: $H_n = 4,14\text{m}$

Hiệu quả xử lý nước thải sau khi qua mương oxy hóa và lắng đợt II theo chỉ tiêu NOS_{20} giảm 75 ÷ 80% và còn lại:

$$\frac{227,43 (100 - 75)}{100} = 56,86 \text{ mg/L}$$

5.4.3. Tính toán hồ sinh vật

- Các số liệu đầu vào để tính toán:

- Lưu lượng trung bình của nước thải trong ngày đêm: $Q = 984 \text{ m}^3/\text{ngày}$;
- Hàm lượng chất lơ lửng: $65,9 \text{ mg/L}$;
- Hàm lượng NOS_{20} sau xử lý ở mương oxy hóa: $56,86 \text{ mg/L}$;
- Nhiệt độ của nước thải 25°C .

- Số liệu đầu ra cần đạt:

- Hàm lượng chất lơ lửng $\leq 30 \text{ mg/L}$;
- Hàm lượng $\text{NOS}_{20} \leq 15 \text{ mg/L}$.

Chọn hồ sinh vật hiếu khí hai bậc với làm thoáng tự nhiên để tính toán thiết kế. Phương pháp tính toán dựa theo TCXD-51-84 (Phụ lục E, mục 6).

Thời gian nước lưu lại trong hồ được tính theo công thức sau đây:

$$t = \frac{1}{\alpha K} \lg \frac{L_a}{L_t}$$

- Trong đó: t = Thời gian nước lưu lại ở hồ, ngày đêm;
 α = Hệ số sử dụng thể tích hồ, lấy như sau: Khi tỷ lệ giữa chiều rộng B và chiều dài L ($B : L$) từ $1 : 1$ đến $1 : 3$ thì $\alpha = 0,35$; Khi $B : L$ giảm đến $1 : 30$ thì $\alpha = 0,8$;
 K = Hằng số phụ thuộc vào nhiệt độ: $K = 0,1 \times 1,047^{(T-20)}$.

Tính toán hồ sinh vật bậc I

Giả sử rằng hiệu quả xử lý nước thải ở hồ sinh vật bậc I đạt 50%. Như vậy, hàm lượng NOS_{20} của nước thải ra khỏi hồ bậc I sẽ là $56,86 \times 50\% = 28,43 \text{ mg/L}$. Thời gian nước lưu lại ở hồ bậc I được tính theo công thức:

$$t_1 = \frac{1}{\alpha_1 K_1} \lg \frac{L_a}{L_t} = \frac{1}{0,35 \times 0,1258} \lg \frac{56,86}{28,43} = 6,84 \text{ ngày đêm}$$

- Trong đó: α_1 = Hệ số sử dụng thể tích hồ, chọn tỷ lệ $B:L = 1:1 \div 1:3$, $\alpha_1 = 0,35$;
 K_1 = Hằng số nhiệt độ. Ứng với nhiệt độ nước thải ở hồ bậc I là 25°C , ta có: $K_1 = 0,1 \times 1,047^{(25-20)} = 0,1258$;
 L_a = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải dẫn vào hồ I, $L_a = 56,86 \text{ mg/L}$;
 L_t = Hàm lượng NOS_{20} từ hồ bậc I vào hồ bậc II, $L_t = 28,43 \text{ mg/L}$.

Thể tích hồ bậc I được tính theo công thức:

$$W_1 = Q_{\text{th,ngđ}} \times t_1 = 984 \times 6,84 = 6730,56 \text{ m}^3$$

Diện tích mặt thoáng của hồ sinh vật bậc I được tính theo công thức:

$$F_1 = \frac{Q_{\text{th,ngđ}} \times C_p \times (L_a - L_t)}{a \times (C_p - C_o) \times T_r} = \frac{984 \times 8,58 \times (56,86 - 28,43)}{0,9 \times (8,58 - 5,0) \times 4,5} = 16555 \text{ m}^2$$

- Trong đó: C_p = Lượng oxy hòa tan tương ứng với nhiệt độ của nước trong hồ, lấy theo Bảng 5.3. Ứng với $t^\circ = 23^\circ\text{C}$ (lấy nhỏ hơn nhiệt độ của nước thải) $C_p = 8,58 \text{ mg/L}$;
 C_o = Hàm lượng oxy hòa tan trong nước ra khỏi hồ, lấy $= 5 \div 6 \text{ mg/L}$;
 L_a = Hàm lượng NOS_{20} ban đầu của nước thải vào hồ, $L_a = 56,86 \text{ mg/L}$;
 L_t = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sau xử lý, $L_t = 15 \text{ mg/L}$;
 T_r = Độ hòa tan tự nhiên của không khí vào nước ứng với độ thiếu hụt oxy bằng 1, lấy bằng $4 \div 6 \text{ g/m}^3 \cdot \text{ngđ}$, chọn $T_r = 4,5 \text{ g/m}^2 \cdot \text{ngđ}$;
 a = Hệ số đặc trưng tính chất bề mặt của hồ:
 Khi bờ hồ khúc khuỷu, $a = 0,5 \div 0,6$;
 Khi bờ bình thường, $a = 0,8 \div 0,9$, lấy $a = 0,9$.

Kích thước hồ sinh vật bậc I trên mặt bằng được chọn như sau:

$$L_1 \times B_1 = 184\text{m} \times 90\text{m} = 16560 \text{ m}^2$$

Chiều sâu lớp nước của hồ sinh vật bậc I:

$$H_1 = \frac{W_1}{F_1} = \frac{6730,56}{16560} = 0,4\text{m}$$

Tính toán hồ sinh vật bậc II

Ở hồ bậc II, thời gian nước lưu lại được tính như sau:

$$t_2 = \frac{1}{\alpha_2 K_2} \lg \frac{L_a}{L_t} = \frac{1}{0,8 \times 0,1148} \lg \frac{28,43}{15} = 3,02 \text{ ngày}$$

- Trong đó: α_2 = Hệ số sử dụng thể tích hồ, $\alpha_2 = 0,8$ ứng với tỷ lệ $B : L$ đến $1 : 30$;
 K_2 = Hằng số nhiệt độ. Ứng với nhiệt độ của nước thải ở hồ bậc II là 23°C , ta có: $K_2 = 0,1 \times 1,047^{(23-20)} = 0,1148$;
 L_a = Hàm lượng NOS_{20} từ hồ bậc I vào hồ bậc II, $L_a = 28,43 \text{ mg/L}$;
 L_t = Hàm lượng NOS_{20} cần đạt sau xử lý, $L_t = 15 \text{ mg/L}$.

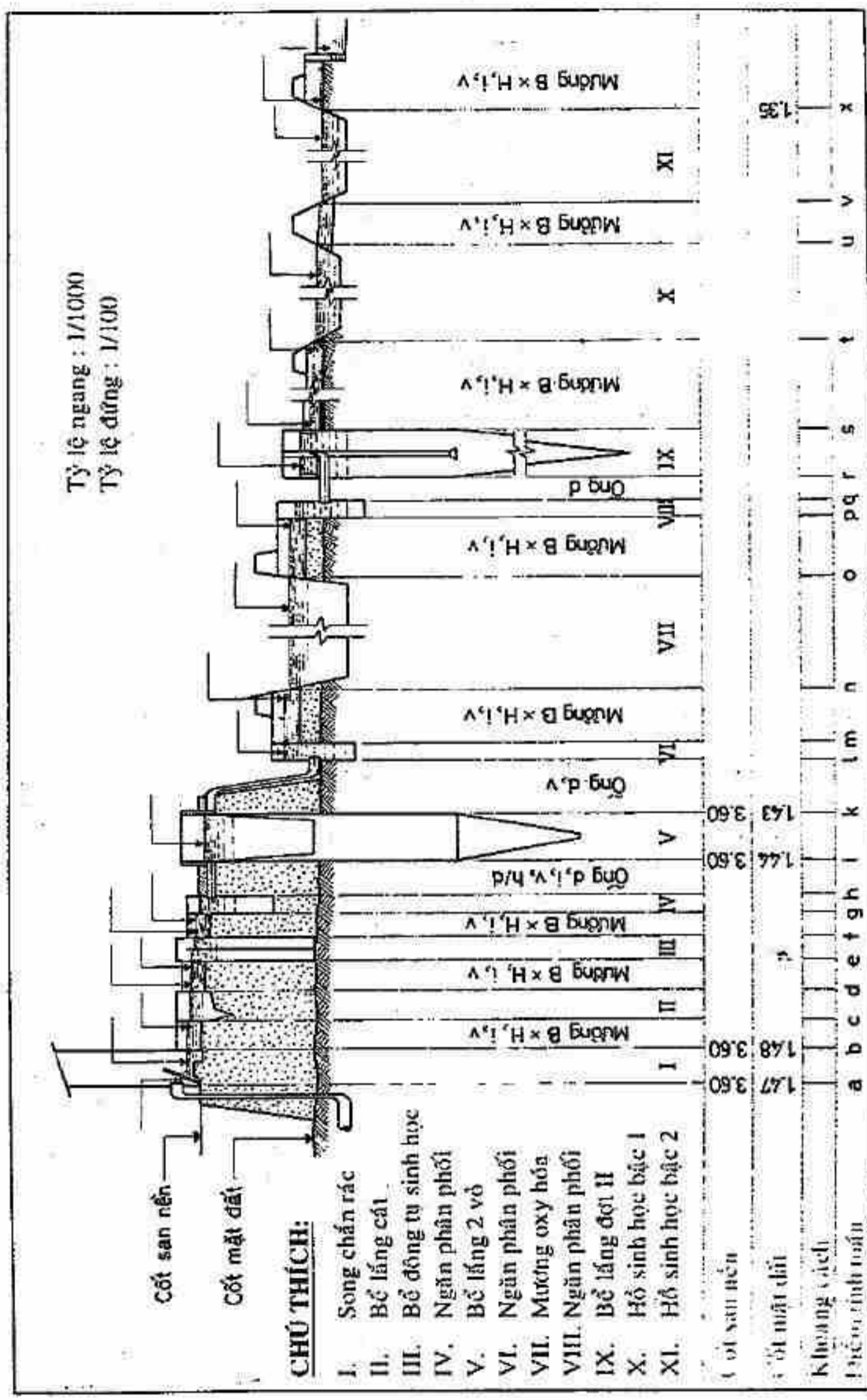
Chú thích cho Hình 5-22

KÝ HIỆU CÔNG TRÌNH:

- I Nhà hồ trữ sông chắn rác
- II Bể lắng cát ngang
- III Bể đông tụ sinh học
- IV Bể lắng 2 vò
- V Ngăn tập trung nước thu
- VI Mương oxy hóa
- VII Bể lắng đợt II
- VIII Hồ sinh học bậc I
- IX Hồ sinh học bậc II
- X Mương dẫn nước thải sau xử lý ra sông
- XI Nhà điều hành
- XII Hồ tập trung nước
- XIII Trạm bơm bùn
- XIV Trạm khí nén
- XV Sân phơi bùn
- XVI Sân phơi cát

KÝ HIỆU CÁC LOẠI ĐƯỜNG ỐNG:

- a Bùn hoạt tính
- b Cặn đã lên men từ bể lắng 2 vò
- c Nước tách từ sân phơi bùn - sân phơi cát
- d Hỗn hợp cát - nước
- e Khí nén



HÌNH 5-23. Sơ đồ cao trình (mặt cắt dọc theo nước) Trạm xử lý nước thải khu dân cư Phường Anh 46.000 dân (Phương án 2).

Chương 6

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG XỬ LÝ NƯỚC THẢI CHO KHU NGHỈ MÁT 760 NGƯỜI

6.1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC SỐ LIỆU CƠ SỞ

Cục Bảo vệ Môi trường dự kiến xây dựng Khu nghỉ mát “Sinh Hương” bằng vốn tự có của mình với sự đóng góp của các Sở Tài nguyên và Môi trường ở các tỉnh nhằm phục vụ cho nghỉ ngơi, hội họp của các cán bộ quản lý, khoa học công nghệ và các học viên của các khóa huấn luyện về bảo vệ môi trường trong cả nước, kể cả các chuyên gia nước ngoài. Yêu cầu là các vấn đề môi trường ở khu này phải được bảo đảm ở mức độ cao nhất có thể.

Địa điểm xây dựng khu nghỉ mát thuộc tỉnh Lâm Đồng.

Liên quan đến ô nhiễm do nước thải, Cục Bảo vệ Môi trường yêu cầu phải xử lý ở mức độ cao để giữ được sự trong sạch của hồ “Phương Nga” – nguồn tiếp nhận nước thải của khu nghỉ mát “Sinh Hương”. Hồ này nằm cách khu nghỉ mát khoảng 200m. Lưu ý thêm rằng, trong công nghệ xử lý cần có giai đoạn xử lý bổ sung các hợp chất của nitơ, photpho để bảo đảm không xảy ra hiện tượng phú dưỡng cho hồ Phương Nga.

Các số liệu thiết kế được Cục Bảo vệ Môi trường cung cấp như sau:

- Số cán bộ khoa học và quản lý môi trường thường xuyên có mặt ở khu nghỉ mát: 760 người;
- Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm, $Q_{tb.ngđ} = 240 \text{ m}^3/\text{ngđ}$, và lớn nhất, $Q_{max.ngđ} = 310 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
- Lưu lượng nước thải trung bình giờ, $Q_{tb.h} = 10 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Lưu lượng nước thải lớn nhất giờ, $Q_{max.h} = 28 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Nồng độ bẩn của nước thải:
 - Theo chất lơ lửng : $C_{11} = 320 \text{ mg/L}$;
 - Theo NOS_{20} : $L_a = 380 \text{ mg/L}$;
- Nhiệt độ trung bình của nước thải về mùa lạnh: 22°C ;
- Nhiệt độ trung bình năm của không khí: 20°C ;
- Nước thải sau xử lý cần đạt yêu cầu sau đây:
 - Hàm lượng NOS_{20} : $\leq 3 \text{ mg/l}$;
 - Hàm lượng chất lơ lửng : $\leq 7 \text{ mg/l}$;
 - Hàm lượng oxy hòa tan : $\geq 5 \text{ mg/l}$;
 - Hàm lượng nitơ tổng : $\leq 1 \text{ mg/l}$;
 - Hàm lượng photpho tổng : $\leq 0,1 \text{ mg/l}$.

Cục Bảo vệ Môi trường yêu cầu tính toán thiết kế hệ thống xử lý nước thải với vài phương án công nghệ khác nhau, nhất là ở giai đoạn xử lý sinh học.

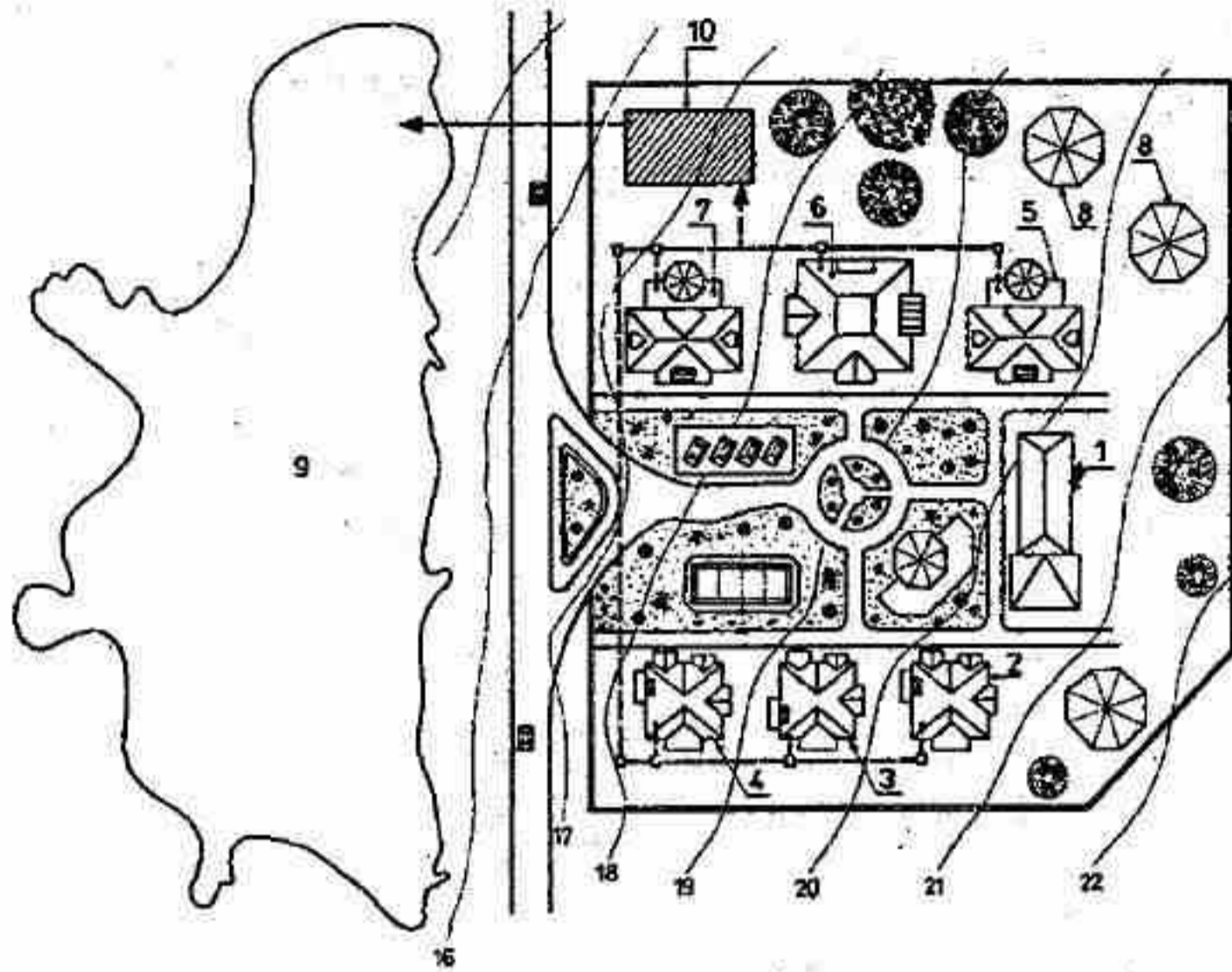
6.2. CÁC PHƯƠNG ÁN CÔNG NGHỆ CỦA TRẠM XỬ LÝ NƯỚC THẢI

6.2.1. Vị trí của trạm xử lý trong mặt bằng tổng thể

Hình 6-1 giới thiệu sơ đồ qui hoạch tổng thể của khu nghỉ mát và vị trí dự định xây dựng trạm xử lý nước thải.

Tuân theo qui định ở Điều 6.1.12 và 6.1.13 của TCXD-51-84, việc chọn khu đất để xây dựng trạm xử lý nước thải như được giới thiệu ở Hình 6-1 phù hợp với qui hoạch của khu nghỉ mát Sinh Hương.

Vị trí khu xử lý nước thải nằm ở cuối hướng gió chủ đạo về mùa hè so với khu nhà nghỉ và hội trường và nằm ở gần hồ Phương Nga. Hệ thống thoát nước ở đây được thiết kế riêng hoàn toàn.

**HÌNH 6-1.**

Qui hoạch khu nghỉ mát Sinh Hương và vị trí của trạm xử lý nước thải.

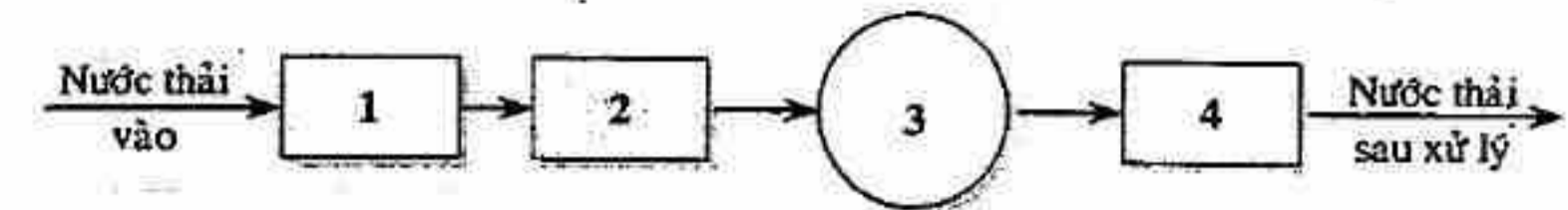
1- Nhà hành chính, giảng đường lớn và hội trường; 2,3,4- Nhà nghỉ; 5,6,7- Các nhà sinh hoạt ngoại khóa, lớp học, phòng hội thảo; 8- Khu bảo tồn thiên nhiên; 9- Hồ Phương Nga rộng 101 ha; 10- Trạm xử lý nước thải.

6.2.2. Các phương án công nghệ của trạm xử lý

Căn cứ vào nhiệm vụ thiết kế, điều kiện địa hình và tính chất của dự án khu nghỉ mát của ngành bảo vệ môi trường và các yêu cầu cao về mức độ xử lý của Cục Bảo vệ Môi trường mà có thể lựa chọn 3 phương án công nghệ với các đặc điểm của từng phương án như sau:

Trong cả ba phương án I, II, III, giai đoạn xử lý cơ học được thiết kế giống nhau: song chắn rác, máy nghiền rác, bể lắng cát + sân phơi cát, bể lắng hai võ, sân phơi bùn.

Khác nhau chủ yếu của ba phương án là ở giai đoạn xử lý sinh học và sơ đồ công nghệ tổng quát để tính toán thiết kế được giới thiệu ở Hình 6-2.

**HÌNH 6-2.**

Sơ đồ tính toán công nghệ của 3 phương án đang xét.

1- Công trình xử lý cơ học; 2- Công trình xử lý sinh học (Phương án I- Tháp lọc sinh học, Hồ sinh học thổi khí; Phương án II- Mương oxy hóa; Phương án III- Bể lọc tiếp xúc quay - RBC); 3- Bể lắng đợt II; 4- Công trình xử lý bổ sung.

• Công trình xử lý sinh học của phương án I gồm có:

- Tháp lọc sinh học;
- Bể lắng đợt II;
- Xử lý sinh học bổ sung bằng hồ sinh vật thổi khí;

(Ngoài ra còn có khử trùng + bể tiếp xúc và công trình xả nước thải vào hồ Phương Nga).

• Công trình xử lý sinh học của phương án II gồm có:

- Mương oxy hóa;
- Bể lắng đợt II;
- Xử lý sinh học bổ sung bằng hồ sinh học với làm thoáng tự nhiên.

(Ngoài ra còn có công trình xả nước thải sau xử lý ra hồ Phương Nga. Phương án II không cần khử trùng theo TCXD-51-84).

• Công trình xử lý sinh học của phương án III gồm có:

- Bể lọc sinh học tiếp xúc quay (dạng trống) ngập nước (RBC);
- Bể lắng đợt II;
- Xử lý bổ sung bằng hồ sinh vật với thực vật nước;

Ngoài ra còn có công trình xả nước thải sau xử lý vào hồ Phương Nga.

6.3. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ XỬ LÝ NƯỚC THẢI CỦA CÁC PHƯƠNG ÁN

6.3.1. Tính toán các công trình xử lý cơ học

Như đã trình bày ở trên, giai đoạn xử lý cơ học của cả 3 phương án được thiết kế giống nhau:

Song chắn rác

Tính toán song chắn rác được tiến hành tương tự như ở các thí dụ trước.

Hàm lượng các chất ô nhiễm sau khi qua song chắn rác giảm còn:

- Chất lơ lửng giảm 4%, còn lại : $320 - (320 \times 4\%) = 307,2 \text{ mg/L}$;
- NOS_{20} giảm 5%, còn lại : $380 - (380 \times 5\%) = 361,0 \text{ mg/L}$.

Bể lắng cát và sân phơi cát

Tính toán bể lắng cát và sân phơi cát cũng tiến hành tương tự như đã giới thiệu ở các phần trước.

Hàm lượng các chất ô nhiễm sau khi qua bể lắng cát đạt kết quả như sau:

- Chất lơ lửng giảm 4%, còn lại : $307,2 - (307,2 \times 4\%) = 294,91 \text{ mg/L}$;
- NOS_{20} giảm 5%, còn lại : $361,0 - (361,0 \times 5\%) = 342,95 \text{ mg/L}$.

Tính toán bể lắng hai vỏ

Tính toán bể lắng 2 vỏ trong trường hợp đang xét được tính tương tự như ở mục 5.3.3 và theo sơ đồ tính toán ở Hình 5-4.

a) Tính toán máng lắng:

Thể tích hữu ích của máng lắng được tính theo công thức:

$$W_m = Q_{\max} \times t \times 3600 = 0,0078 \times 1,5 \times 3600 = 42 \text{ m}^3$$

Trong đó: Q_{\max} = Lưu lượng lớn nhất giây, $Q_{\max} = 28 \text{ m}^3/\text{h}$ hoặc $0,0078 \text{ m}^3/\text{s}$;
 t = Thời gian lắng, $t = 1,5 \text{ h}$.

Diện tích tiết diện ướt của một máng lắng sẽ là:

$$\omega_1 = bh_1 + 0,3 b^2 = 1,6 \times 0,75 + 0,3 (1,6)^2 = 1,968 \text{ m}^2$$

Trong đó: b = Chiều ngang của máng lắng, chọn bằng 1,6 m;

h_1 = Chiều cao lớp nước phần hình chữ nhật của máng lắng, $h_1 = 0,75 \text{ m}$.

Chiều cao lớp nước phần hình tam giác được tính theo công thức:

$$h_2 = \frac{1,2b}{2} = \frac{1,2 \times 1,6}{2} = 0,96 \text{ m}$$

Chiều dài của máng lắng được xác định theo mối quan hệ sau:

$$L = \frac{W_m}{\omega_1 \times n \times n_1} = \frac{42}{1,968 \times 2 \times 2} = 5,34 \text{ m}$$

Trong đó: n = Số bể lắng 2 vỏ, $n = 2$;

n_1 = Số máng lắng trong 1 bể, $n_1 = 2$.

Chiều dài của máng lắng chính bằng đường kính trong của bể lắng hai vỏ: $D = 5,34 \text{ m}$.

Phần tính toán kiểm tra hiệu suất lắng và tính toán ngăn bùn tham khảo ở mục 5.3.3.

Hiệu quả xử lý nước thải sau khi qua bể lắng 2 vỏ như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng giảm 40 ÷ 50%, còn lại:

$$C_{11} = 294,91 - (294,91 \times 50\%) = 147,45 \text{ mg/L}$$

- Hàm lượng NOS_{20} của nước thải giảm 15 ÷ 20%, còn lại:

$$L_{11} = 342,95 - (342,95 \times 20\%) = 274,36 \text{ mg/L}$$

6.3.2. Tính toán các công trình xử lý sinh học

Tính toán tháp lọc sinh học (Phương án I)

Tháp lọc sinh học thực chất cũng là bể lọc sinh học nhưng có chiều cao lớn.

Đặc điểm của tháp lọc sinh học là tỉ lệ giữa đường kính tháp lọc và chiều cao của chúng $D : H$ thường vào khoảng từ 1 : 6 đến 1 : 8.

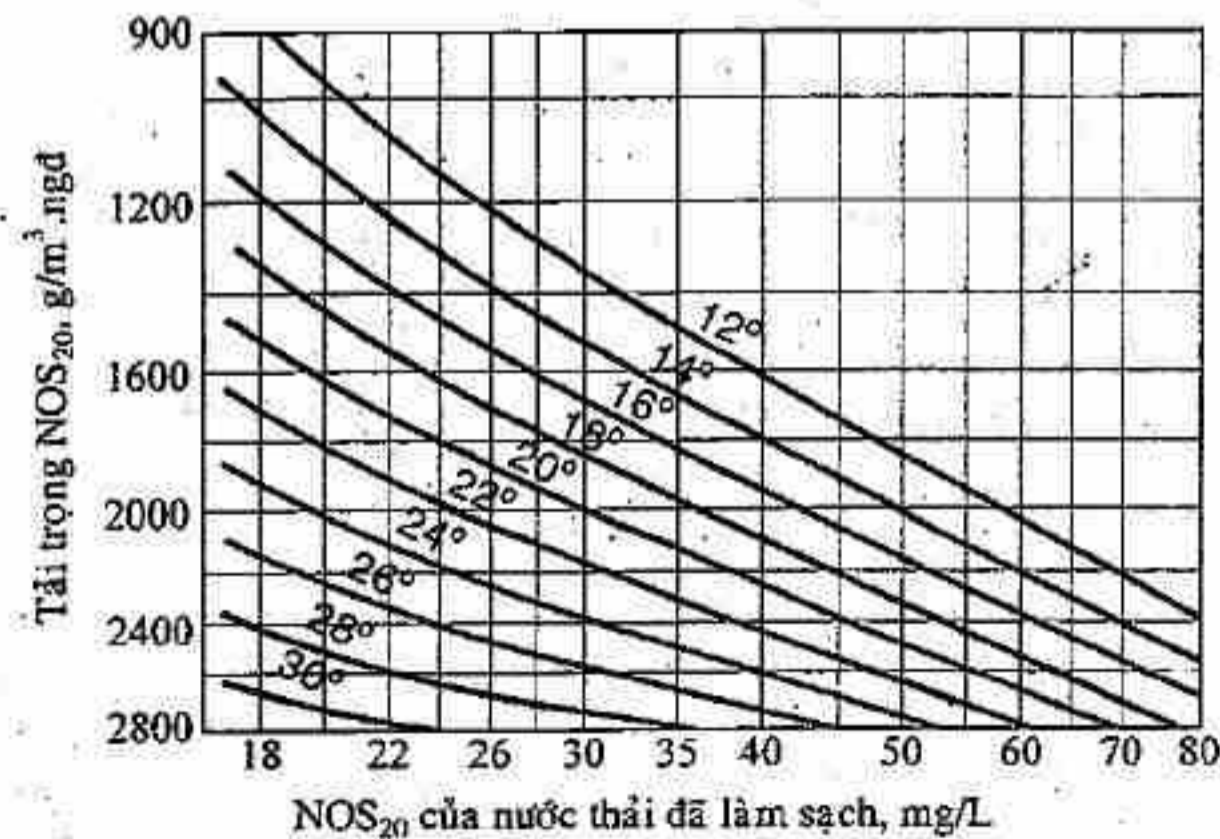
Vật liệu lọc có thể chọn theo TCXD-51-84: keramzit, cuội, sỏi, xỉ... có kích thước từ 40 đến 100mm. Việc thông gió cho tháp lọc sinh học có thể thực hiện bằng biện pháp tự nhiên hoặc nhân tạo.

Nội dung tính toán tháp lọc sinh học bao gồm:

Thể tích lớp vật liệu lọc của tháp lọc sinh học được tính theo công thức:

$$W_t = \frac{Q_{tb}(L_a - L_t)}{q_0} = \frac{240 \times (274,36 - 18)}{1700} = 36,19 \text{ m}^3$$

- Trong đó:
- W_t = Thể tích lớp vật liệu lọc, m^3 ;
 - Q_{tb} = Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải, $Q_{tb} = 240 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
 - L_a = Hàm lượng NOS_{20} của nước thải dẫn vào tháp lọc sinh học, $L_a = 274,36 \text{ mg/L}$;
 - L_t = Hàm lượng NOS_{20} cần đạt sau xử lý (đối với tháp lọc sinh học khả năng có thể làm giảm hàm lượng NOS_{20} đến $18 \div 25 \text{ mg/L}$), lấy 18 mg/L ;
 - q_0 = Tải trọng NOS_{20} lên tháp lọc sinh học, $\text{g/m}^3 \cdot \text{ngđ}$, lấy theo biểu đồ ở Hình 6-3 phụ thuộc vào NOS_{20} sau xử lý và nhiệt độ trung bình của nước thải về mùa lạnh. Với nhiệt độ của nước thải về mùa lạnh là 22°C và NOS_{20} sau xử lý là 18 mg/L , ta có $q_0 = 1700 \text{ g/m}^3 \cdot \text{ngđ}$.



HÌNH 6-3.

Biểu đồ xác định tải trọng NOS_{20} (q_0) lên tháp lọc sinh học.

Chiều cao của tháp lọc sinh học được chọn phụ thuộc vào hàm lượng NOS_{20} của nước thải dẫn vào tháp lọc sinh học, lấy theo biểu đồ ở Hình 6-4. Với NOS_{20} của nước thải dẫn vào tháp lọc sinh học là $274,36 \text{ mg/L}$, từ biểu đồ ở Hình 6-4 ta có chiều cao tháp lọc $H \approx 9 \text{ m}$.

Diện tích cần thiết của tháp lọc sinh học được tính theo công thức:

$$F = \frac{W_t}{H} = \frac{36,19}{9} = 4,02 \text{ m}^2$$

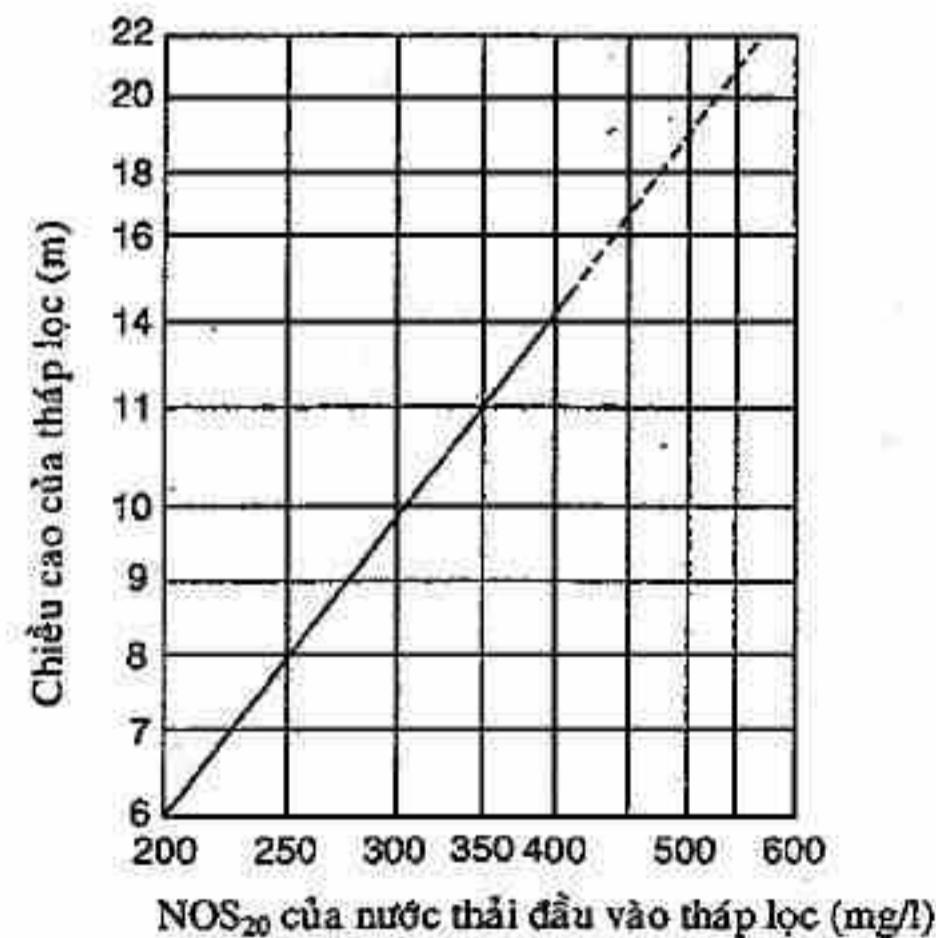
Đường kính của mỗi tháp sẽ là:

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 4,02}{3,14 \times 2}} = 1,6 \text{ m}$$

Trong đó: n = Số tháp lọc sinh học, chọn $n = 2$.

Tải trọng thủy lực lên mặt thoáng của tháp lọc sinh học được tính theo công thức:

$$q = \frac{Q}{F} = \frac{240}{4,02} = 59,7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngđ}$$



HÌNH 6-4.

Biểu đồ xác định chiều cao H của tháp lọc sinh học phụ thuộc vào NOS_{20} của nước thải dẫn vào tháp.

Việc thông gió cho tháp lọc sinh học được thực hiện cưỡng bức bằng cách dùng quạt gió.

Lưu lượng riêng của không khí được tính theo công thức:

$$D_o = \frac{L_a}{21} = \frac{274,36}{21} = 13,065 \text{ m}^3/\text{m}^3$$

Lượng không khí tổng cộng sẽ là:

$$D_{tc} = D_o \times Q_{th.ng.d} = 13,065 \times 240 = 3135,6 \text{ m}^3/\text{ngđ.}$$

Dựa vào kết quả tính toán, lựa chọn loại quạt gió có các đặc tính tương ứng.

Sơ đồ bố trí và cấu tạo tháp lọc sinh học được thể hiện trên Hình 6-5.

Tính toán bể lắng đợt II – lắng ngang (Phương án I)

Tính toán bể lắng đợt II được thực hiện tương tự như đã giới thiệu ở các phần trước. Chọn bể lắng đợt II – dạng bể lắng ngang gồm hai đơn nguyên.

Tóm tắt các kết quả tính toán:

Thời gian lưu nước	: $t = 1,5 \text{ h}$
Vận tốc tính toán	: $v = 5 \text{ mm/s}$
Dung tích hữu ích mỗi đơn nguyên	: $W = 21 \text{ m}^3$
Diện tích mặt cắt ướt	: $F = 1,16 \text{ m}^2$
Kích thước bể (dài × rộng × cao)	: $L \times B \times H = 18,1 \text{ m} \times 0,96 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}$

Hiệu quả xử lý theo NOS_{20} và theo chất lơ lửng sau khi qua tháp lọc sinh học và bể lắng đợt II như sau:

Theo chất lơ lửng giảm 56%, hàm lượng chất lơ lửng còn lại:

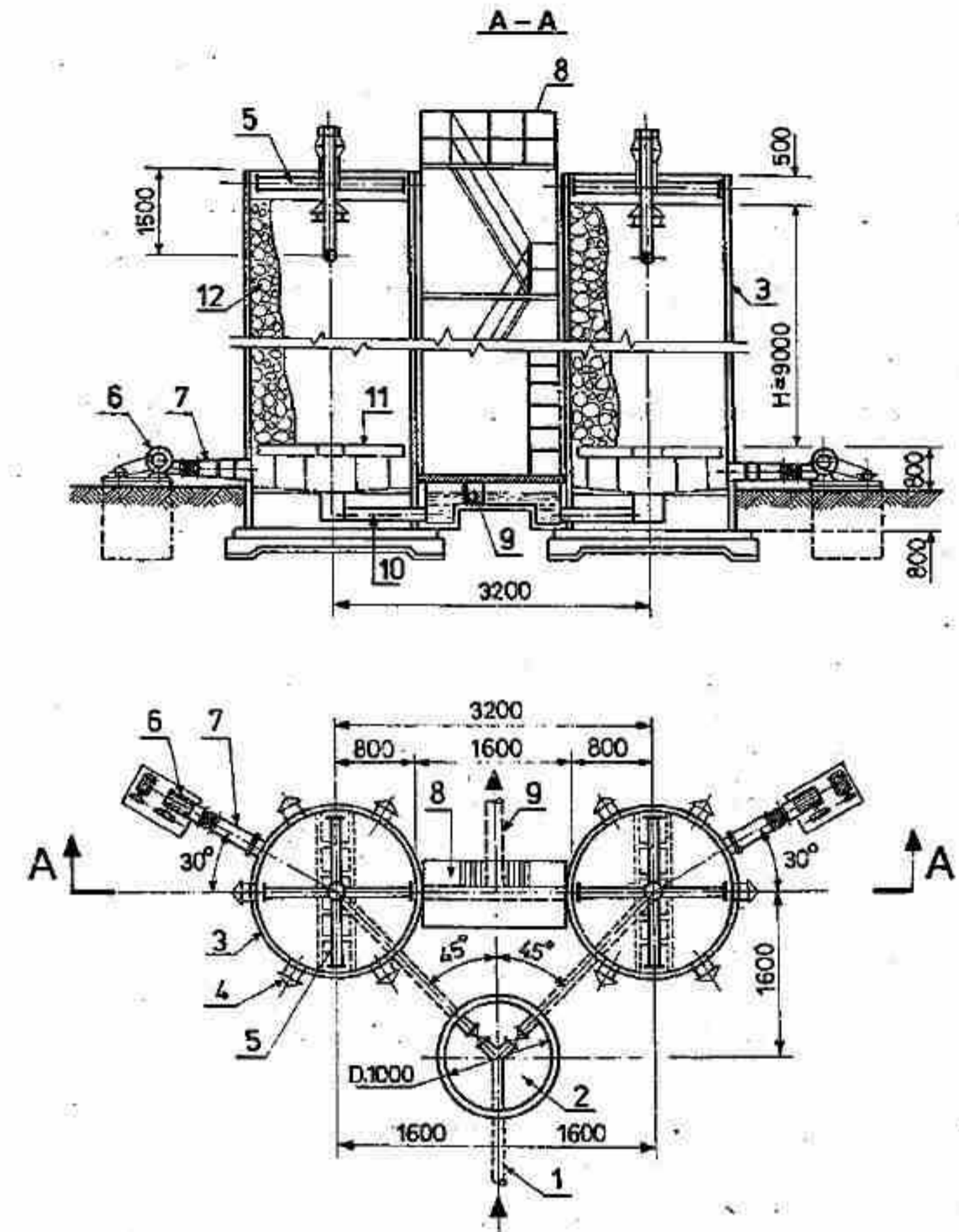
$$C_{II} = 147,45 - (147,45 \times 56\%) = 64,88 \text{ mg/L}$$

Theo NOS_{20} giảm đến 85% (phụ lục B), hàm lượng NOS_{20} còn lại:

$$L_a^- = 274,36 - (274,36 \times 85\%) = 41,15 \text{ mg/L}$$

Hàm lượng NOS_5 tương ứng khi đó sẽ là:

$$L_a^0 = 41,15 \times 0,68 = 27,98 \text{ mg/L}$$



HÌNH 6-5.

Sơ đồ bố trí tháp lọc sinh học.

1- Dẫn nước thải từ bể lắng hai vỏ vào; 2- Hồ ga phân phối nước; 3- Thân tháp lọc sinh học (bê tông cốt thép); 4- Các lỗ có nắp đậy để dẫn không khí khi làm thoáng tự nhiên; 5- Hệ thống tưới; 6- Máy quạt li tâm; 7- Ống dẫn khí; 8- Gian thao tác; 9- Dẫn nước thải sau khi lọc đến bể lắng đợt II; 10- Ống dẫn nước; 11- Đáy trên có lỗ; 12- Vật liệu lọc.

Tính toán hồ sinh vật thối khí (tính theo phương pháp của Giáo sư Carelin J.A - Phương án I)

Hồ sinh học thối khí được sử dụng để xử lý sinh học nước thải theo các công nghệ thông dụng hoặc xử lý ở mức độ cao nước thải sau khi đã xử lý sinh học bậc I. Trong ví dụ đang xét, hồ sinh học thối khí được ứng dụng để xử lý ở mức độ cao đối với nước thải sau khi đã xử lý sinh học ở thấp lọc sinh học.

Để cung cấp oxy và xáo trộn đều oxy với nước thải, chọn thiết bị khuấy trộn bề mặt với trục quay đứng, có dòng điện ổn định, do đó cho phép hồ có thể sâu để tiết kiệm diện tích mặt bằng.

Tính toán hồ sinh học thối khí dựa vào các số liệu sau đây:

Tóm tắt các số liệu tính toán có liên quan:

- Lưu lượng trung bình ngày đêm, $Q_{tb,ngđ} = 240 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
- Hàm lượng NOS_5 của nước thải sau khi qua thấp lọc sinh học và lắng đợt II còn lại: $L_n = 27,98 \text{ mg/L}$;
- Hàm lượng chất lơ lửng trôi theo nước ra khỏi bể lắng II: $64,88 \text{ mg/L}$.

CÁCH TÍNH THỨ NHẤT

Các bước tính toán như sau:

Hiệu quả xử lý theo NOS_5 được tính theo công thức:

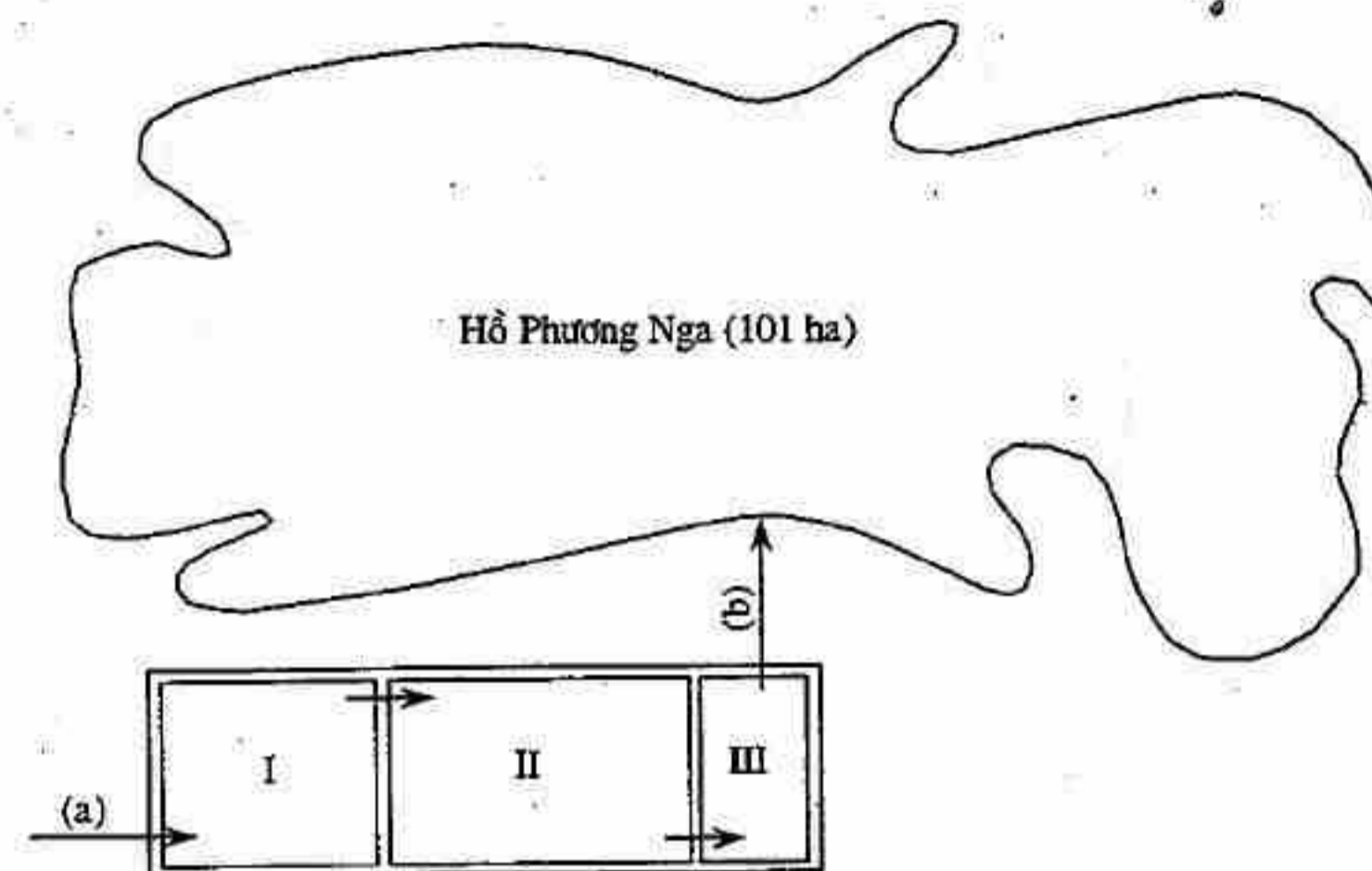
$$E = \frac{L_n - L_t}{L_n} = \frac{27,98 - 2,04}{27,98} = 0,927 \approx 93\%$$

Ở đây: L_t là NOS_5 cần đạt sau cùng = $\text{NOS}_{20} \times 0,68 = 3 \times 0,68 = 2,04 \text{ mg/L}$.

Chọn hệ thống hồ 3 bậc, trong đó bậc cuối cùng thực chất là hồ lắng không thối khí (Hình 6-6).

Thể tích của hồ bậc cuối này được tính với thời gian nước lưu lại 12 giờ. Hiệu quả lắng các chất lơ lửng đạt 90%.

Hàm lượng chất lơ lửng còn lại: $64,88 - (64,88 \times 90\%) = 6,49 \text{ mg/L}$.



HÌNH 6-6.

Sơ đồ tính toán hệ thống 3 hồ sinh học thối khí để xử lý nước thải sau xử lý sinh học.

(a) - Nước thải từ bể lắng đợt II; (b) - Xả nước sau xử lý vào hồ Phương Nga; I- Hồ sinh học bậc một; II- Hồ sinh học bậc hai; III- Hồ sinh học bậc ba - Hồ lắng không thối khí.

Hiệu quả xử lý theo NOS_5 ở hồ sinh vật thối khí bậc I chọn $E_1 = 60\%$, khi đó NOS_5 ra khỏi hồ bậc I sẽ là:

$$L_n^1 = L_n(1 - E_1) = 27,98 \times (1 - 0,6) = 11,19 \text{ mg/L}$$

Hiệu quả xử lý theo NOS_5 ở hồ bậc II sẽ là:

$$E_{II} = \frac{L_n^1 - L_t}{L_n^1} = \frac{11,19 - 2,04}{11,19} = 0,818 \approx 82\%$$

Tính toán tải trọng NOS_5 lên bùn của hồ bậc I được tính theo công thức:

$$q_1 = \frac{1}{E_1} \times 8e^{0,02L_n} - 8e^{-0,02L_n} = \frac{1}{0,6} 8e^{0,02 \times 11,19} - 8e^{-0,02 \times 11,19} = 6,67 \text{ mg/g.h}$$

Trong đó: E_1 = Hiệu quả xử lý ở hồ bậc I, $E_1 = 60\%$ hoặc $E_1 = 0,6$;

L_n = Hàm lượng NOS_5 ra khỏi hồ bậc I, $L_n = L_n^1 = 11,19 \text{ mg/L}$.

Nồng độ bùn ở hồ bậc I thực tế là nồng độ chất lơ lửng ra khỏi bể lắng đợt II, tức là bằng 64,88 mg/L.

Thời gian nước lưu lại ở hồ bậc I sẽ là:

$$t_1 = \frac{L_2}{a \times q_1} = \frac{27,98}{0,06488 \times 6,67} = 64,66 \text{ giờ hay } 2,694 \text{ ngày}$$

Trong đó: a = Nồng độ bùn trong hồ bậc I, $a = 64,88 \text{ mg/L}$ hoặc $0,06488 \text{ g/L}$;
 q_1 = Tải trọng NOS_5 , mg/g.h;
 L_2 = Hàm lượng NOS_5 của nước thải dẫn vào hồ bậc I, $L_2 = 41,15 \text{ mg/L}$.

Thể tích của hồ bậc I được tính theo công thức:

$$W_1 = \frac{Q_{\text{tb. ng. đ}}}{24} \times t_1 = \frac{240}{24} \times 64,66 = 646,6 \text{ m}^3$$

Tải trọng bùn ở hồ bậc II được xác định theo công thức:

$$q_2 = \frac{1}{E_2} 8e^{0,02L_1} - 8e^{-0,02L_1} = \frac{1}{0,82} 8e^{0,02 \times 2,04} - 8e^{-0,02 \times 2,04} = 1,83 \text{ mg/g.h}$$

Trong đó: E_2 = Hiệu quả xử lý ở hồ bậc II, $E_2 = 82\%$ hoặc $E_2 = 0,82$;
 L_1 = Hàm lượng NOS_5 ra khỏi hồ bậc II, $L_1 = 2,04 \text{ mg/L}$.

Thời gian nước lưu lại ở hồ bậc II được tính như sau:

$$t_2 = \frac{L_1'}{a \times q_2} = \frac{11,19}{0,06488 \times 1,83} = 94,25 \text{ h hay } 3,93 \text{ ngày}$$

Thể tích của hồ sinh học thổi khí bậc II sẽ là:

$$W_2 = \frac{Q}{24} \times t_2 = \frac{240}{24} \times 94,25 = 942,5 \text{ m}^3$$

Thể tích của hồ bậc III (Hồ lắng - không thổi khí) được tính theo công thức:

$$W_3 = \frac{Q}{24} \times t_3 = \frac{240}{24} \times 12 = 120 \text{ m}^3$$

Trong đó: t_3 - Thời gian nước lưu lại trong bể $t_3 = 12 \text{ h}$.

Tính toán nhu cầu oxy cho hồ sinh học thổi khí bậc I theo công thức sau:

$$V_1 = \frac{b_1 \times Q_{\text{tb}} (L_2 - L_1)}{b_2 \times d \times 1000} = \frac{2,3 \times 240 \times (27,98 - 11,19)}{0,9 \times 0,8 \times 1000} = 12,87 \text{ kg}$$

$$\text{hoặc tính ra kg/ngđ: } \frac{V_1}{t_1} = \frac{12,87 \times 24}{64,66} = 4,78 \text{ kg/ngđ}$$

Trong đó: V_1 = Lượng oxy cần thiết để tách NOS trong quá trình xử lý, kg;

b_1 = Nhu cầu oxy, kg, để tách được 1 kg NOS_{20} ;

Đối với hồ bậc I, $b_1^I = 2,0 \div 2,3 \text{ kg}$;

Đối với hồ bậc II, $b_1^{II} = 2,5 \div 3,0 \text{ kg}$;

b_2 = Mức độ sử dụng không khí, $b_2 = 0,9$;

d = Độ thiếu hụt oxy. Đối với hồ bậc I: $d^I = 0,7 \div 0,8$; đối với hồ bậc II ứng với yêu cầu xả nước thải vào nguồn theo lượng oxy hòa tan, lấy $d^{II} = 0,5$;

Q_{tb} = Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm, $Q_{\text{tb}} = 240 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$;

L_2 = Hàm lượng NOS_5 của nước thải sau khi qua bể lắng II dẫn vào hồ bậc I, $L_2 = 27,98 \text{ mg/L}$;

L_1 = Hàm lượng NOS_5 của nước thải ra khỏi hồ bậc I, $L_1 = 11,19 \text{ mg/L}$.

Lượng oxy cần thiết để tách NOS ở hồ sinh học thổi khí bậc II:

$$V_2 = \frac{b_1 \times Q_{\text{tb}} (L_1' - L_1)}{b_2 \times d_2 \times 1000} = \frac{3,0 \times 240 \times (11,19 - 2,04)}{0,9 \times 0,5 \times 1000} = 14,64 \text{ kg}$$

$$\text{hoặc tính ra kg/ngđ: } \frac{V_2}{t_2} = \frac{14,64 \times 24}{94,25} = 3,84 \text{ kg/ngày đêm}$$

Trong đó: L_1' = Hàm lượng NOS_5 của nước thải ra khỏi hồ bậc I, $L_1' = 11,19 \text{ mg/L}$;

L_1 = Hàm lượng NOS_5 ra khỏi hồ bậc II, $L_1 = 2,04 \text{ mg/L}$.

Căn cứ vào kết quả tính toán về lượng oxy cần thiết cho hồ sinh học thổi khí mà lựa chọn thiết bị thổi khí phù hợp.

Chọn độ sâu của hồ $H = 2 \text{ m}$.

Diện tích của hồ bậc I sẽ là:

$$F_1 = \frac{W_1}{H} = \frac{646,6}{2} = 323,3 \approx 324 \text{ m}^2$$

Diện tích của hồ bậc II:

$$F_2 = \frac{W_2}{H} = \frac{942,5}{2} = 471,25 \approx 472 \text{ m}^2$$

Diện tích của hồ bậc III - hồ lắng (không thổi khí) sẽ là:

$$F_3 = \frac{W_L}{H} = \frac{120}{2} = 60 \text{ m}^2$$

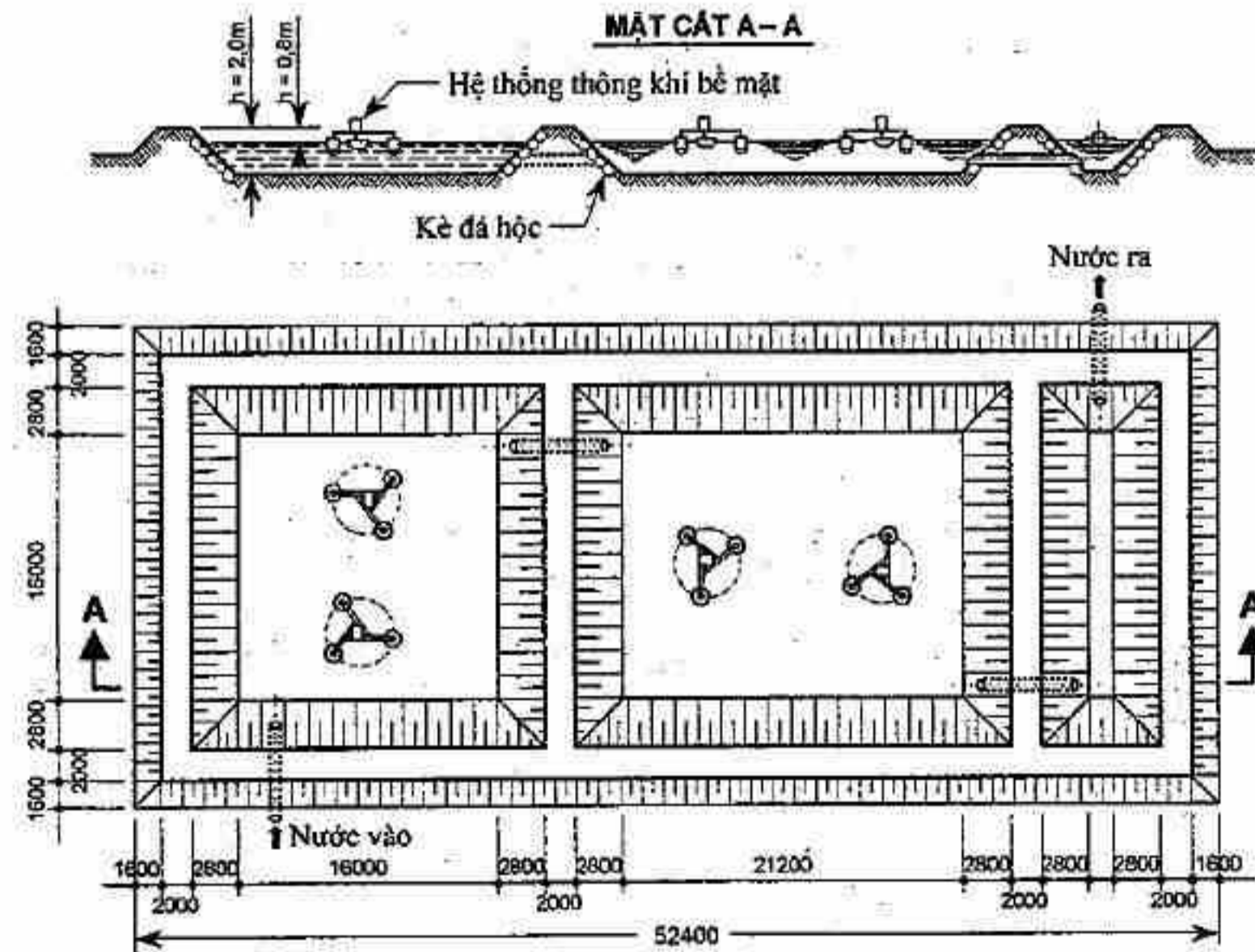
Chọn kích thước chiều dài và chiều ngang của các hồ (ứng với mặt thoáng tại độ sâu trung bình của lớp nước trong hồ) như sau:

Hồ bậc I : $L_{tb} \times B_{tb} = 18\text{m} \times 18\text{m}$

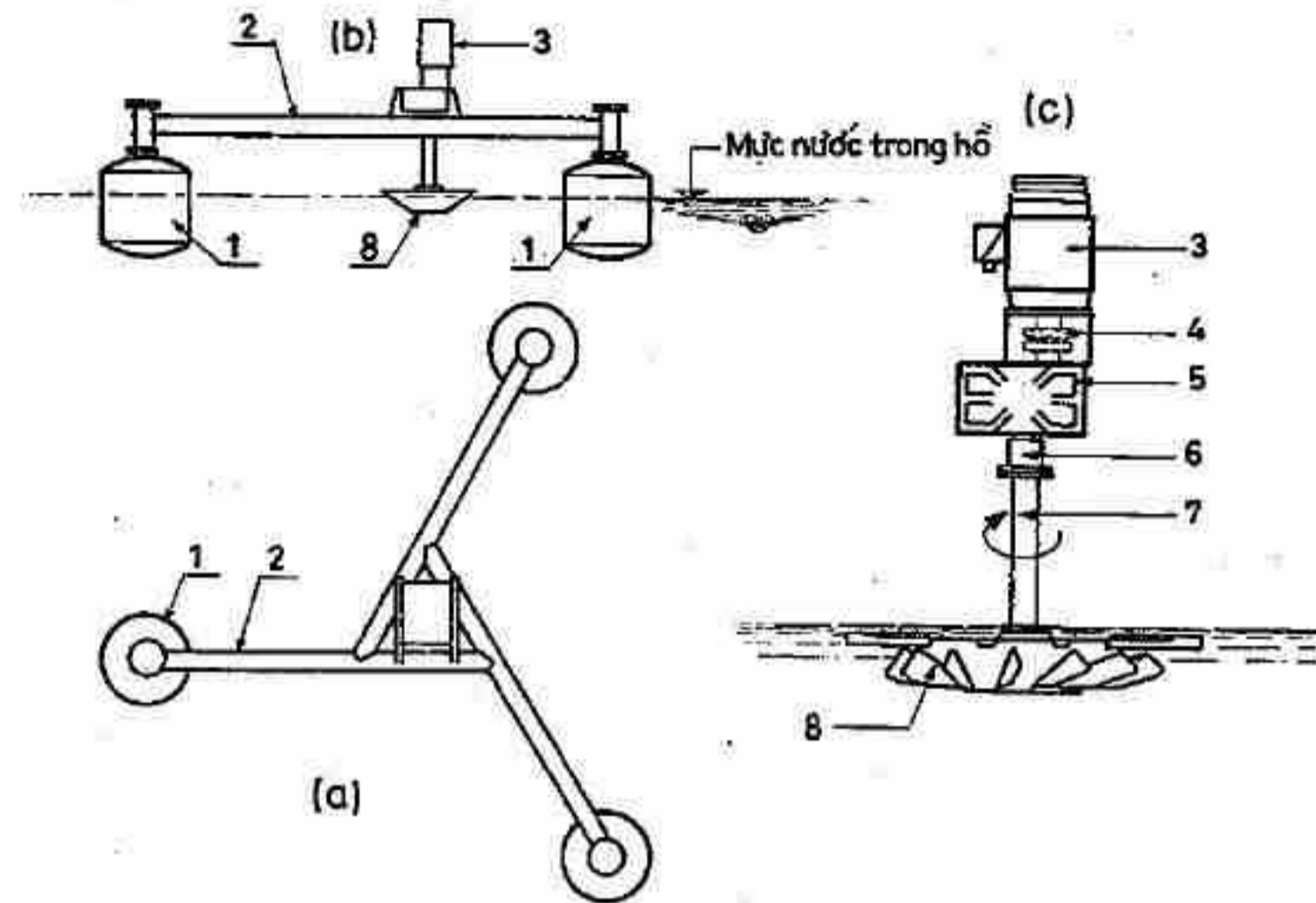
Hồ bậc II : $L_{tb} \times B_{tb} = 23\text{m} \times 18\text{m}$

Hồ bậc III : $L_{tb} \times B_{tb} = 18\text{m} \times 3,4\text{m}$

Sơ đồ bố trí 3 hồ sinh học được thể hiện trên Hình 6-7. Ở Hình 6-8 giới thiệu một dạng thiết bị thổi khí bề mặt với trục quay đứng điển hình.



HÌNH 6-7.
Hồ sinh học thổi khí ba bậc.



HÌNH 6-8.

Một dạng thiết bị thổi khí bề mặt điển hình.

a- Mặt bằng; b- Trục diện; c- Chi tiết thiết bị thổi khí;

1- Phao; 2- Thanh liên kết; 3- Motor; 4- Nối trục; 5- Hộp giảm tốc; 6- Nối trục; 7- Trục quay; 8- Cánh khuấy.

CÁCH TÍNH THỨ 2

Hiệu quả xử lý theo NOS_5 :

$$E = \frac{L_a - L_t}{L_2} = 93\% \text{ như cách tính thứ nhất}$$

Chọn hồ 3 bậc như trước: $L'_2 = 11,19 \text{ mg/L}$

Tải trọng NOS_5 ở hồ bậc I : $q_1 = 6,67 \text{ mg/g.h}$

Tải trọng NOS_5 ở hồ bậc II : $q_2 = 1,83 \text{ mg/g.h}$

Nồng độ bùn trong nước thải dẫn vào hồ III - hồ lắng, lấy bằng 10 lần hàm lượng chất lơ lửng ra khỏi hồ lắng: $a_2 = 7 \times 10 = 70 \text{ mg/L}$.

Thời gian nước lưu lại ở hồ bậc II được tính theo công thức:

$$t_2 = \frac{L_2}{a_2 \times q_2} = \frac{11,19}{0,07 \times 1,83} = 87,35 \text{ h hay } 3,64 \text{ ngày}$$

Trong đó: a_2 = Nồng độ bùn của nước thải ra khỏi hồ bậc II, $a_2 = 70\text{mg/L}$ hoặc $0,07\text{g/L}$;
 $q_2 = 1,83 \text{ mg/g.h}$.

Thời gian nước lưu lại trong hồ bậc I:

$$t_1 = \frac{L_1}{a_1 \times q_1} = \frac{27,98}{0,07026 \times 6,67} = 59,71 \text{ h}$$

Trong đó: $q_1 = 6,67 \text{ mg/g.h}$;
 a_1 = Nồng độ bùn của nước thải dẫn vào hồ bậc II (có nghĩa là chỗ ra khỏi bậc I), được xác định bởi công thức:

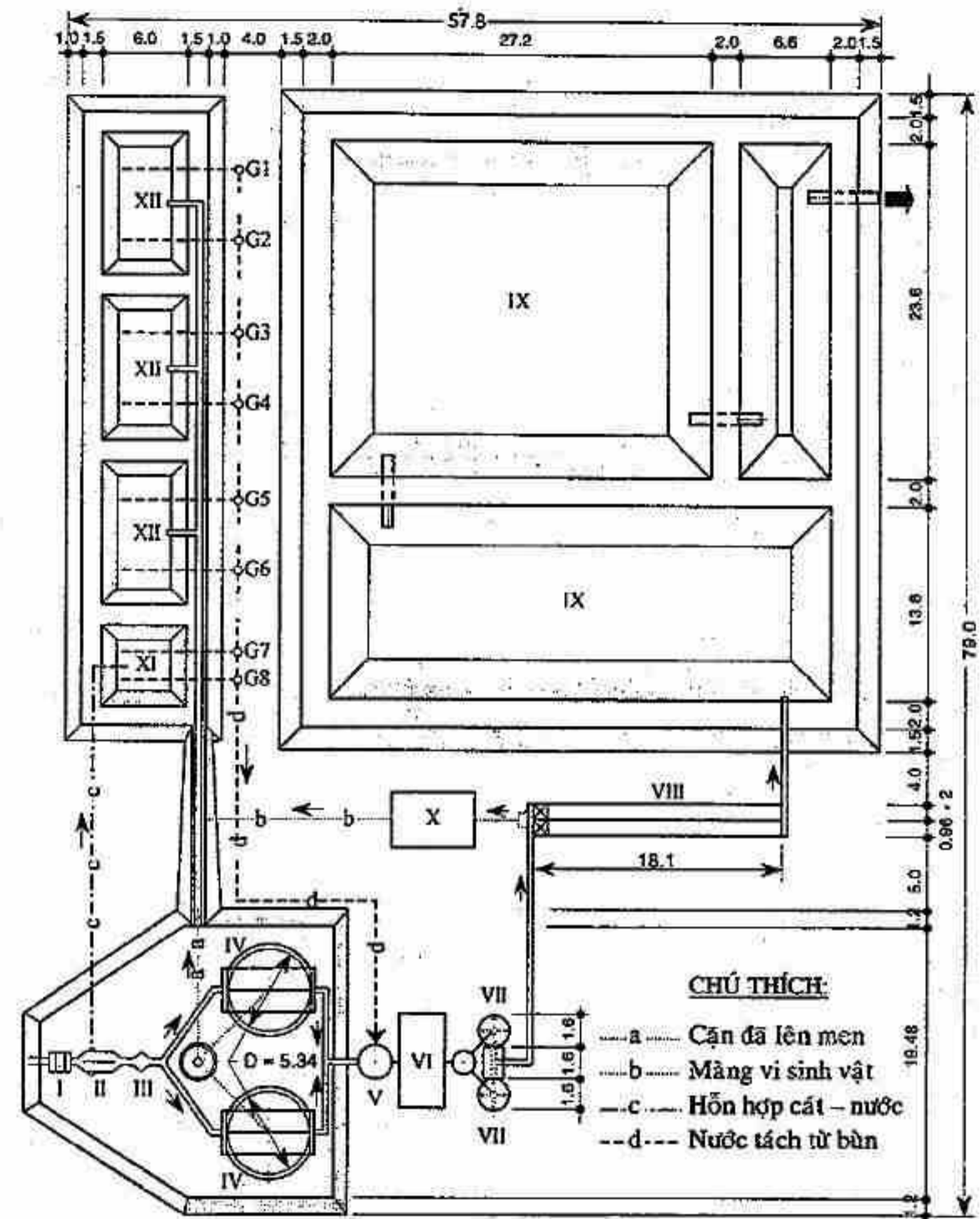
$$a_1 = \frac{a_2^{0,86}}{\sqrt{1 - 0,86 \times t_2 \times a_2^{0,86} \times K}} = \frac{0,07^{0,86}}{\sqrt{1 - 0,86 \times 3,64 \times 0,07^{0,86} \times 0,01}} = 0,07026 \text{ g/L}$$

Ở đây: K = Hằng số phân giải sinh khối xác định theo công thức :
 $K = 0,83 \times 10^{-3} \times (1,12)^T = 0,83 \times 10^{-3} \times (1,12)^{22} = 0,01$
 T = Nhiệt độ của nước ở hồ, $T = 22^\circ\text{C}$.

Tổng thời gian nước lưu lại cho cả ba bậc:

$$t = t_1 + t_2 + t_3 = 59,71 + 87,35 + 12 = 159,06 \text{ h hay } 6,63 \text{ ngày đêm}$$

Mặt bằng tổng thể và mặt cắt theo nước của trạm xử lý nước thải công suất $240 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ (Phương án I) được giới thiệu ở Hình 6-9 và Hình 6-10.



HÌNH 6-9.

Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải công suất $240 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ (Phương án I).

I- Song chắn rác; II- Bể lắng cát; III- Máng đo lưu lượng IV- Bể lắng 2 vô; V- Bể tập trung nước thải; VI- Trạm bơm; VII- Tháp lọc sinh học; VIII- Bể lắng đợt II; IX- Hồ sinh học; X- Trạm bơm bùn; XI- Sân phơi cát; XII- Sân phơi bùn.

Tính toán mương oxy hóa (phương án II)

Tính toán mương oxy hóa được tiến hành tương tự như trong phần 5.4.1.

Tóm tắt các kết quả tính toán:

Thể tích hữu ích của mương oxy hóa : $W = 221,35 \text{ m}^3$
 Chiều sâu mương oxy hóa : $H = 1,6 \text{ m}$
 Mặt cắt ngang mương oxy hóa có dạng hình thang cân (H.5-19) với các kích thước:

- Chiều rộng mặt nước : $a = 4 \text{ m}$
- Chiều rộng đáy mương : $b = 1 \text{ m}$
- Độ sâu lớp nước trong mương : $h_1 = 1,2 \text{ m}$
- Khoảng cách từ mặt nước đến mặt trên mương : $h_2 = 0,4 \text{ m}$
- Độ sâu xây dựng mương : $H = h_1 + h_2 = 1,6 \text{ m}$
- Chiều ngang xây dựng mương : $B = 5 \text{ m}$

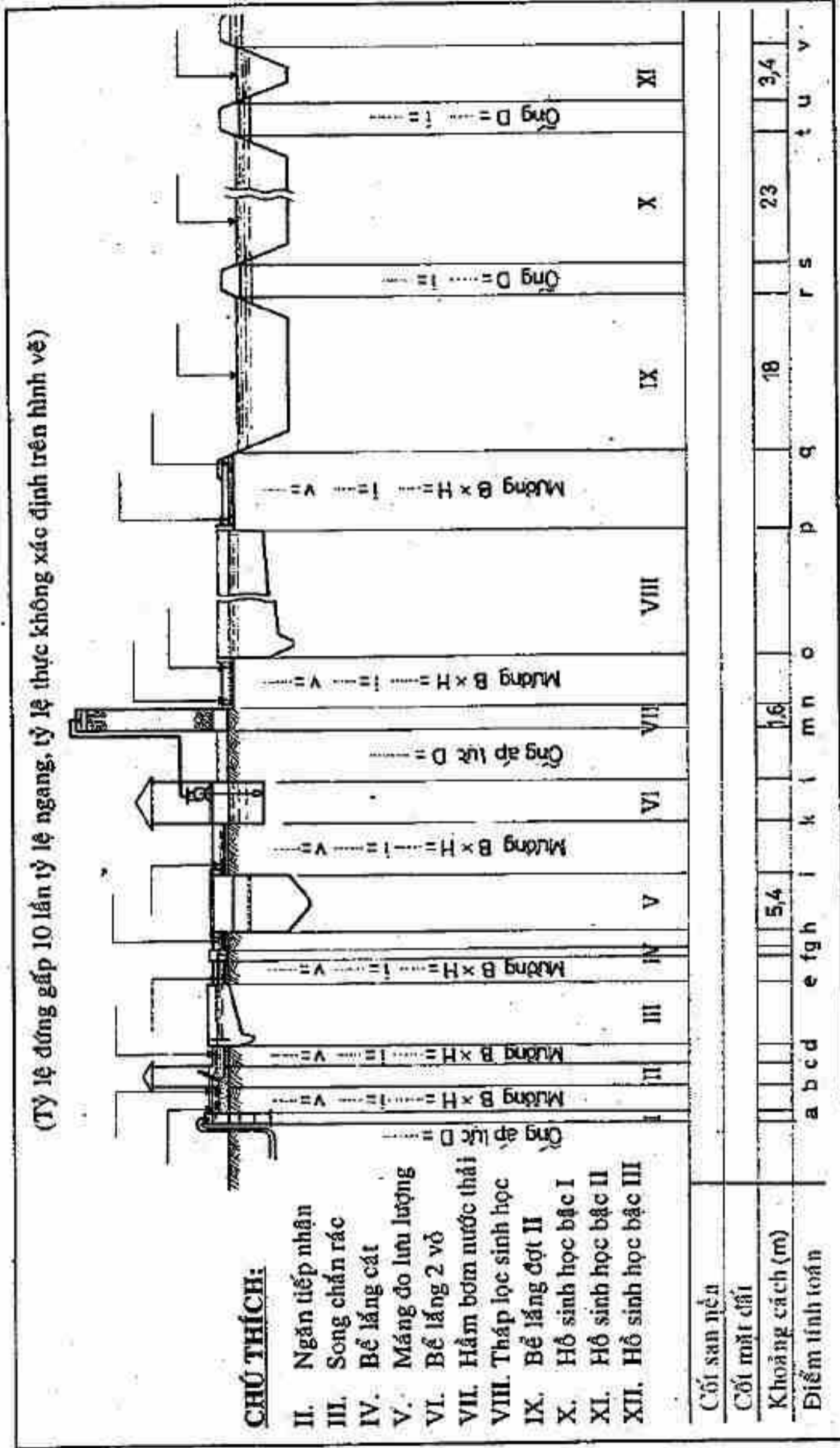
- Diện tích mặt cắt ướt của mương : $F = 3 \text{ m}^2$
- Chiều dài tổng cộng của mương : $L = 73,78 \text{ m}$
- Bán kính uốn cong trung bình : $R = 6 \text{ m}$
- Chiều dài phần mương uốn cong : $L_1 = 37,68 \text{ m}$
- Chiều dài phần mương thẳng : $L_2 = 83,55 \text{ m}$
- Thời gian nạp khí : $t = 23,5 \text{ h}$
- Chiều dài cần thiết của máy nạp khí : $L = 1,46 \text{ m}$.

Nước thải sau khi ra khỏi mương oxy hóa được dẫn đến bể lắng đợt II. Trong trường hợp đang xét, chọn bể lắng đợt II có dạng bể lắng ngang và cách tính toán có thể tham khảo trong các ví dụ trước.

Kết quả tính toán cho phép chọn 2 bể lắng ngang đợt II (2 đơn nguyên) có kích thước của mỗi đơn nguyên như sau: $L \times B = 18,1 \text{ m} \times 0,96 \text{ m}$.

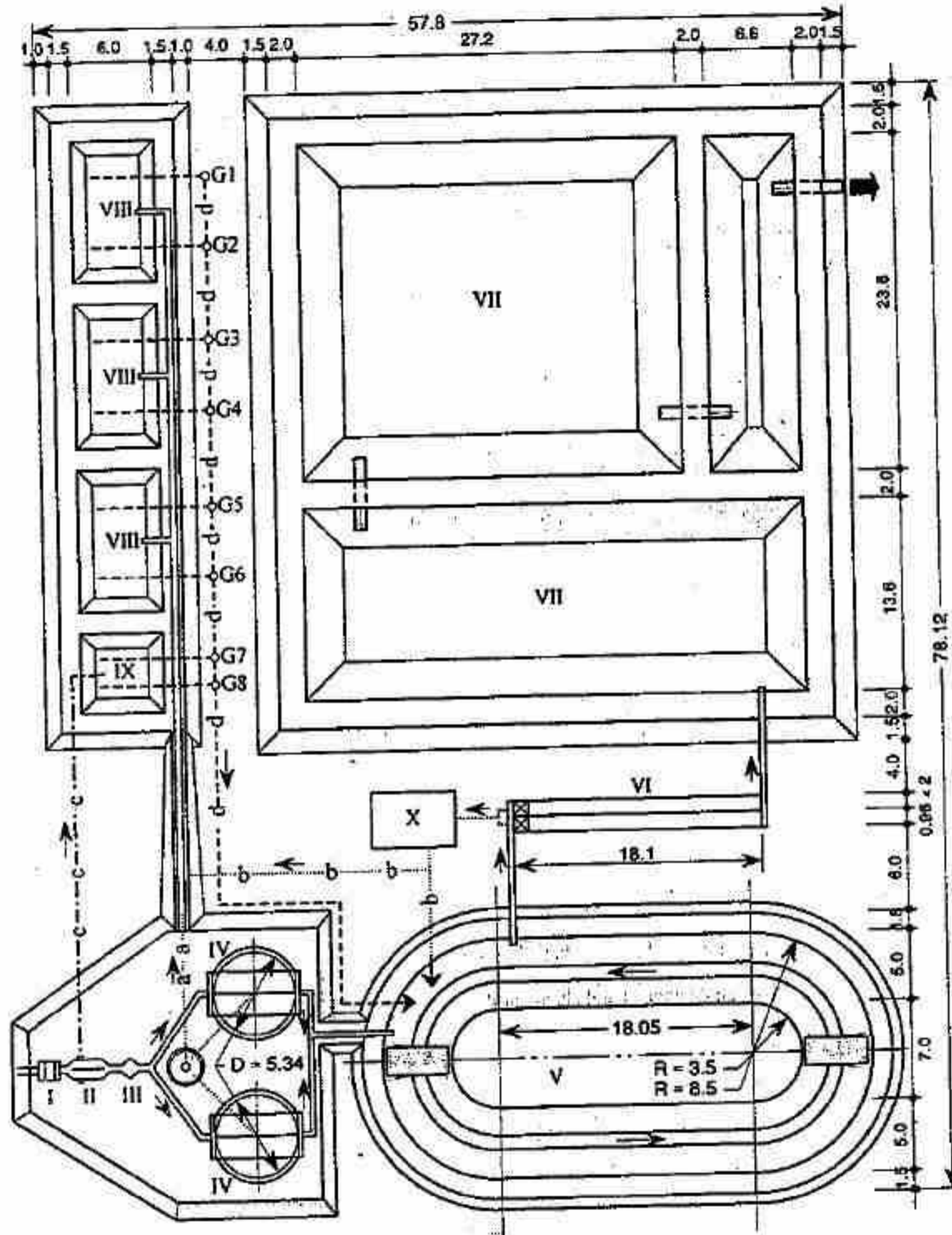
Nước thải sau khi ra khỏi bể lắng đợt II được dẫn vào hệ thống hồ sinh học 3 bậc với làm thoáng tự nhiên và sau đó xả vào hồ Phương Nga. Tính toán hệ thống hồ sinh học 3 bậc với làm thoáng tự nhiên có thể tham khảo trong các ví dụ trước.

Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải theo phương án II (sử dụng mương oxy hóa) được giới thiệu ở Hình 6-11.



HÌNH 6-10.

Sơ đồ mặt cắt dọc theo nước của trạm xử lý nước thải khu nghỉ mát 760 người (Phương án I).



HÌNH 6-11.
Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải công suất 240 m³/ngày (phương án 2).

I- Song chắn rác; II- Bể lắng cát; III- Máng đo lưu lượng; IV- Bể lắng 2 vỏ; V- Mương oxy hóa; VI- Bể lắng đợt hai; VII- Hồ sinh học; VIII- Sân phơi bùn; IX- Sân phơi cát; X- Trạm bơm bùn; a- Cặn đã lên men từ bể lắng 2 vỏ; b- Bùn hoạt tính; c- Hỗn hợp cát - nước; d- Nước tách từ sân phơi bùn và sân phơi cát; G₁, G₂... Các hố ga thu nước.

Tính toán thiết kế bể sinh học tiếp xúc quay (RBC - Rotating Biological Contactors) - Phương án III

RBC được ứng dụng rộng rãi ở Đức, Mỹ, Canada và nhiều nước khác. Đó là công trình xử lý sinh học sau xử lý cơ học và sơ đồ công nghệ của trạm xử lý dùng RBC được giới thiệu ở Hình 6-12.

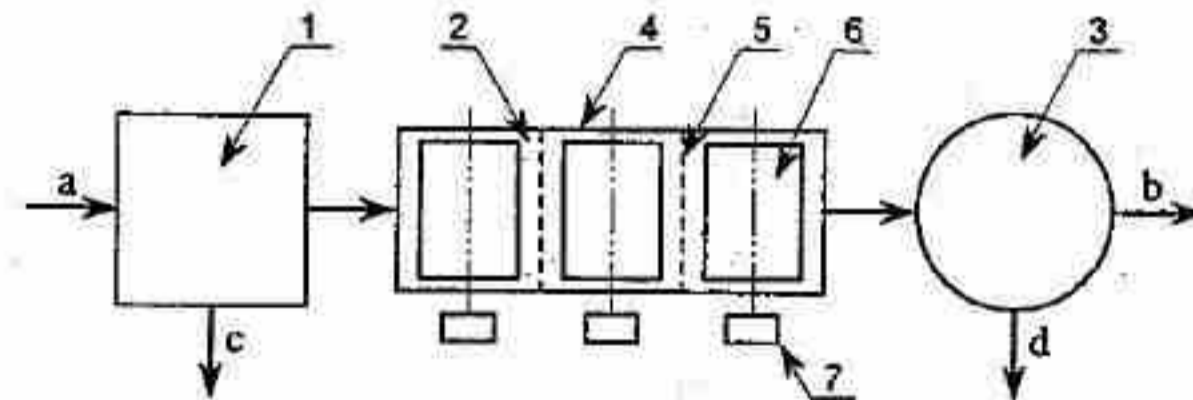
Tóm tắt các số liệu tính toán thiết kế :

- Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm : $Q_{tb, ngày} = 240 \text{ m}^3/\text{ngày}$;
- Hàm lượng NOS_{20} hòa tan : 274,33 mg/L;
- Hàm lượng NOS_{20} tổng cộng : 320,00 mg/L;
- Hàm lượng NOS_{20} của nước thải sau xử lý : 3 mg/L;
- Nhiệt độ của nước thải về mùa lạnh : 22°C;
- Hệ số giờ cao điểm về lưu lượng và tải trọng hữu cơ : $K = 3,5$.

Diện tích mặt thoáng của bể RBC được tính theo công thức:

$$F = \frac{Q_{tb, ngày} \times L_{ht} \times 1000}{L \times 1000} = \frac{240 \times 186,44 \times 1000}{7,5 \times 1000} = 5966,08 \text{ m}^2$$

Trong đó: $Q_{tb, ngày}$ = Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm, 240 m³/ngày;
 L_{ht} = Hàm lượng NOS_5 hòa tan của nước thải, $L_{ht} = 274,33 \times 0,68 = 186,54 \text{ mg/L}$;
 L = Tải trọng hữu cơ theo NOS_5 hòa tan lấy theo Bảng 6-1: $L = 7,5 \text{ g/m}^2 \cdot \text{ngày}$.



HÌNH 6-12.

Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải dùng RBC.

1- Xử lý cơ học (với bể lắng 2 vỏ); 2- RBC; 3- Bể lắng đợt II; 4- Thành bể bằng thép hoặc bê tông cốt thép; 5- Vách ngăn; 6- Trục RBC; 7- Động cơ.
 a. Nước thải vào hệ thống; b. Nước thải ra khỏi hệ thống; c. Bùn cặn từ bể lắng 2 vỏ; d. Bùn từ bể lắng đợt II.

BẢNG 6-1.

Các số liệu cơ bản để thiết kế bể RBC

Các thông số	Đơn vị đo	Mức độ xử lý		
		Xử lý sinh học (Xử lý bậc 2)	Kết hợp nitrat hóa	Tách riêng nitrat hóa
Tải trọng thủy lực	$m^3/m^2.ngđ$	$0,081 \div 0,163$	$0,03 \div 0,081$	$0,041 \div 0,1$
Tải trọng hữu cơ:				
- NOS_5 hòa tan	$g/m^2.ngđ$	$3,68 \div 9,8$	$2,45 \div 7,35$	$0,49 \div 1,47$
- NOS_5 tổng cộng	$g/m^2.ngđ$	$9,8 \div 17,15$	$7,35 \div 14,7$	$0,98 \div 2,94$
Tải trọng max ở giai đoạn 1				
- NOS_5 hòa tan	$g/m^2.ngđ$	$19,6 \div 29,4$	$19,6 \div 29,4$	-
- NOS_5 tổng cộng	$g/m^2.ngđ$	$39,2 \div 58,8$	$39,2 \div 58,8$	-
Tải trọng NH_3	$g/m^2.ngđ$	-	$0,74 \div 1,47$	-
Thời gian lưu nước	h	$0,7 \div 1,5$	$1,5 \div 4,0$	$1,2 \div 2,9$
NOS_5 sau xử lý	mg/L			$7 \div 15$
NH_3 sau xử lý	mg/L	-	< 2	$1 \div 2$

Ghi chú: Các số liệu ghi trong Bảng 6-1 tương ứng với nhiệt độ nước thải là $13^\circ C$.

Để xác định số lượng bể lọc sinh học tiếp xúc quay cần tham khảo các số liệu cấu tạo RBC chế tạo sẵn như sau:

- Chiều dài trục đỡ và quay với vật liệu plastic bao quanh: 1,52 đến 7,62m và dài nhất 8,23m;
- Vật liệu dùng cho RBC được chế tạo bằng polyetylen (PE) mật độ cao có hình dáng đa dạng. Có 3 loại vật liệu:
 - Vật liệu RBC mật độ thấp (hay tiêu chuẩn) với diện tích bề mặt: $9290 m^2$ / trục dài 8,23m;
 - Vật liệu RBC mật độ trung bình và cao với diện tích bề mặt: 11.149 đến $16.723 m^2$ / trục dài 8,23m.

Bể (bồn) chứa RBC có dung tích $45,42 m^3$ đối với trục sử dụng vật liệu RBC mật độ tiêu chuẩn $9290 m^2$.

Trong tính toán này, chọn vật liệu RBC mật độ tiêu chuẩn: $9290 m^2$ /trục dài 8,23 m.

Số trục cần có sẽ là:

$$n = \frac{F}{9290} = \frac{5966,08}{9290} = 0,64$$

Chọn: 1 trục và diện tích bề mặt của vật liệu sẽ là $S = 9290 m^2$

(Hoặc: Thiết kế trục dài 3,6 m. Vật liệu RBC mật độ $S = 3200 m^2$ bằng polietilen, khi đó số trục cần có sẽ là:

$$n = \frac{5966,08}{3200} = 1,86$$

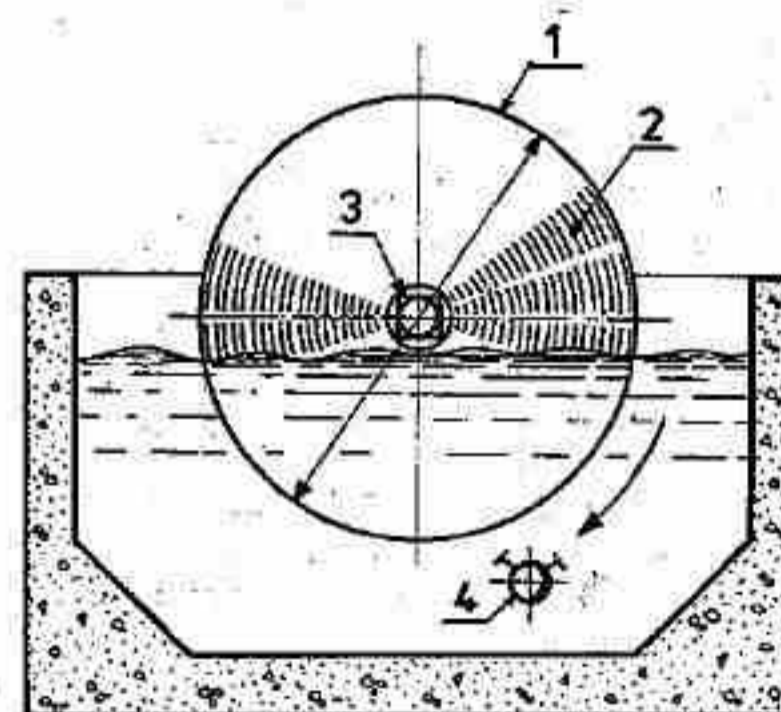
Chọn 2 trục và diện tích bề mặt của vật liệu sẽ là: $S = 2 \times 3200 = 6400 m^2$).

Thể tích bể RBC được thiết kế tối ưu hóa: $0,49 L/m^2$ vật liệu. Như vậy, đối với vật liệu mật độ tiêu chuẩn $9290 m^2$ /trục dài 8,23 m, thể tích của bể RBC sẽ là $45,42 m^3$.

Dựa vào thể tích này, thời gian lưu nước tương ứng sẽ là 1,44 h và tải trọng thủy lực: $0,08 m^3/m^2.ngđ$.

Độ sâu lớp nước thích hợp: 1,52 m với diện tích vật liệu nhúng chìm 40%.

Hình 6-13 giới thiệu sơ đồ nguyên lý cấu tạo của 1 bể RBC thông dụng.



HÌNH 6-13

Sơ đồ cấu tạo bể RBC thông dụng với mức độ nhúng chìm 35 ÷ 40%.

1- Đĩa li tâm (Radial passages); 2- Đĩa đồng tâm (Concentric passages); 3- Trục thép hình vuông; 4- Ống cấp khí bổ sung (Optional supplemental air header).

Kiểm tra thiết kế về quá tải chất hữu cơ:

Hệ số cao điểm tải trọng hữu cơ: $K = 3,5$.

Kiểm tra (xác định) tải trọng trên một đơn vị diện tích (L_1):

$$L_1 = \frac{Q_{tb-ngđ} \times L_{ht} \times K}{S}$$

Trong đó: $Q_{tb-ngđ}$ = Lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm, $240 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$;
 L_{ht} = Hàm lượng NOS_5 của nước thải vào RBC: $L_{ht} = 186,44 \text{ mg/L}$;
 Hệ số cao điểm tải trọng hữu cơ, $K = 3,5$;
 K = Diện tích bề mặt của vật liệu RBC đã chọn 9290 m^2 (hoặc 6400 m^2 .)

a. Khi chọn 1 trục dài $8,23 \text{ m}$ với diện tích bề mặt của RBC, $S = 9290 \text{ m}^2$:

$$L_1^1 = \frac{240 \cdot 186,44 \cdot 3,5}{9290} = 16,86 \text{ g/m}^3 \cdot \text{ngđ}$$

b. Khi chọn 2 trục dài $3,6 \text{ m}$ với diện tích bề mặt của RBS, $S = 6400 \text{ m}^2$:

$$L_1 = \frac{240 \cdot 186,44 \cdot 3,5}{6400} = 24,47 \text{ g/m}^3 \cdot \text{ngđ}$$

Kết quả kiểm tra cho thấy trong cả 2 trường hợp L_1 đều nhỏ hơn tải trọng lớn nhất ở giai đoạn I (Bảng 6-1): $L_1 < 29,4 \text{ g/m}^3 \cdot \text{ngđ}$. Như vậy đạt yêu cầu.

Tính toán bể lắng đợt II sau bể RBC

Tính toán bể lắng đợt II sau bể RBC dựa vào:

- Lưu lượng trung bình với tải trọng : $24,4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngđ}$;
- Lưu lượng lớn nhất (giờ cao điểm) với tải trọng : $48,84 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngđ}$.

Diện tích mặt thoáng của bể lắng đợt II ứng với lưu lượng trung bình với tải trọng $L_{tb} = 22,4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngđ}$:

$$F_1 = \frac{Q_{tb-ngđ}}{L_{tb}} = \frac{240}{22,4} = 9,84 \text{ m}^2$$

Diện tích mặt thoáng của bể lắng đợt II ứng với lưu lượng lớn nhất với tải trọng $L_{max} = 48,84 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngđ}$:

$$F_2 = \frac{Q_{tb-ngđ} \times K}{L_{max}} = \frac{240 \times 3,5}{48,84} = 17,2 \text{ m}^2$$

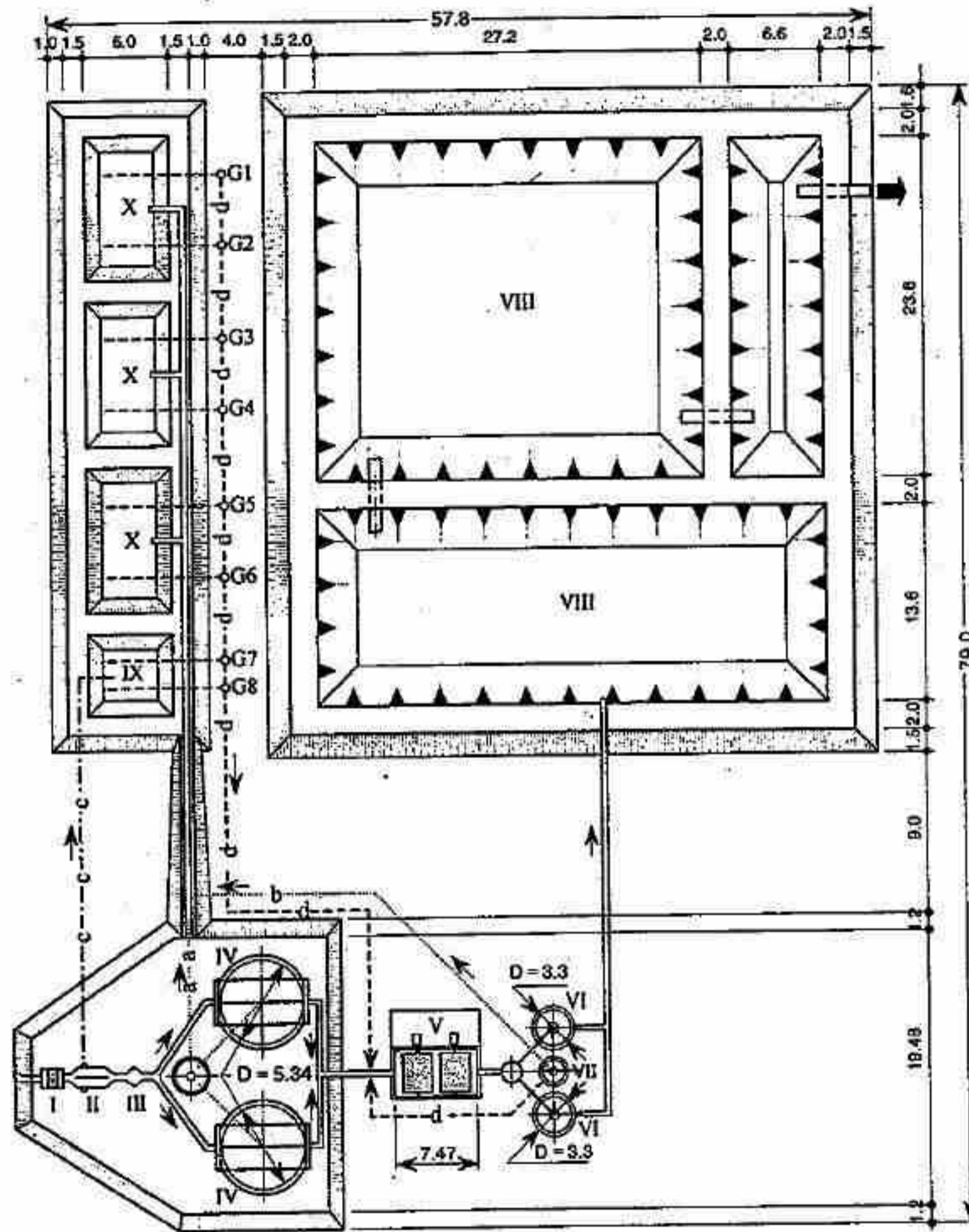
Dựa vào kết quả tính toán, kích thước của bể lắng đợt II được chọn theo lượng lớn nhất (cao điểm): $F_2 = 17,2 \text{ m}^2$.

Chọn hai bể lắng đợt II dạng bể lắng đứng, đường kính của mỗi bể sẽ là:

$$D = \sqrt{\frac{4F_2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 17,2}{3,14 \times 2}} = 3,3 \text{ m}$$

Nước thải sau khi ra khỏi bể lắng đợt II được dẫn vào hồ sinh vật với làm thoáng tự nhiên để tiếp tục xử lý ở mức độ cao. Tính toán hồ sinh học trong phương án này vẫn được tiến hành tương tự như trong các phần trước.

Mặt bằng tổng thể của trạm xử lý nước thải công suất $Q = 240 \text{ m}^3/\text{ngày}$ sử dụng bể RBC (phương án 3) được thể hiện ở Hình 6-14.



HÌNH 6-14.

Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải công suất 240 m³/ngày (phương án 3).

I- Song chắn rác; II- Bể lắng cát; III- Máng đo lưu lượng; IV- Bể lắng 2 vỏ; V- Bể sinh học tiếp xúc quay (RBC); VI- Bể lắng đợt hai; VII- Bể nén bùn; VIII- Hồ sinh học; IX- Sân phơi bùn; X- Sân phơi cát; a- Cản đã lên men từ bể lắng 2 vỏ; b- Bùn hoạt tính; c- Hỗn hợp cát - nước; d- Nước tách từ bùn cát; G₁, G₂... Các hố thu nước.

Chương 7

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG XỬ LÝ NƯỚC THẢI CHO MỘT TRUNG TÂM GIẢI TRÍ

7.1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC SỐ LIỆU CƠ SỞ

Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh dự định xây dựng một trung tâm giải trí, vui chơi tại tỉnh Lâm Đồng. Mục tiêu của Trung tâm là tìm hiểu thiên nhiên đất nước, thông qua các hoạt động tham quan thắng cảnh, di tích lịch sử tập huấn ca, múa, nhạc, kịch,... cho con em cán bộ của Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh và con em của bà con ở địa phương.

Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh yêu cầu nghiên cứu tính toán thiết kế hệ thống xử lý nước thải cho Trung tâm này với các số liệu sau đây:

- Số người thường xuyên sinh hoạt ở Trung tâm : 64 người
- Lưu lượng trung bình nước thải (sinh hoạt) : 14 m³/ngày đêm
- Hàm lượng chất lơ lửng : 284 mg/L
- Hàm lượng NOS₂₀ : 320 mg/L
- Nhiệt độ trung bình của nước thải về mùa lạnh : 20°C
- Nhiệt độ trung bình năm của không khí : 18°C.

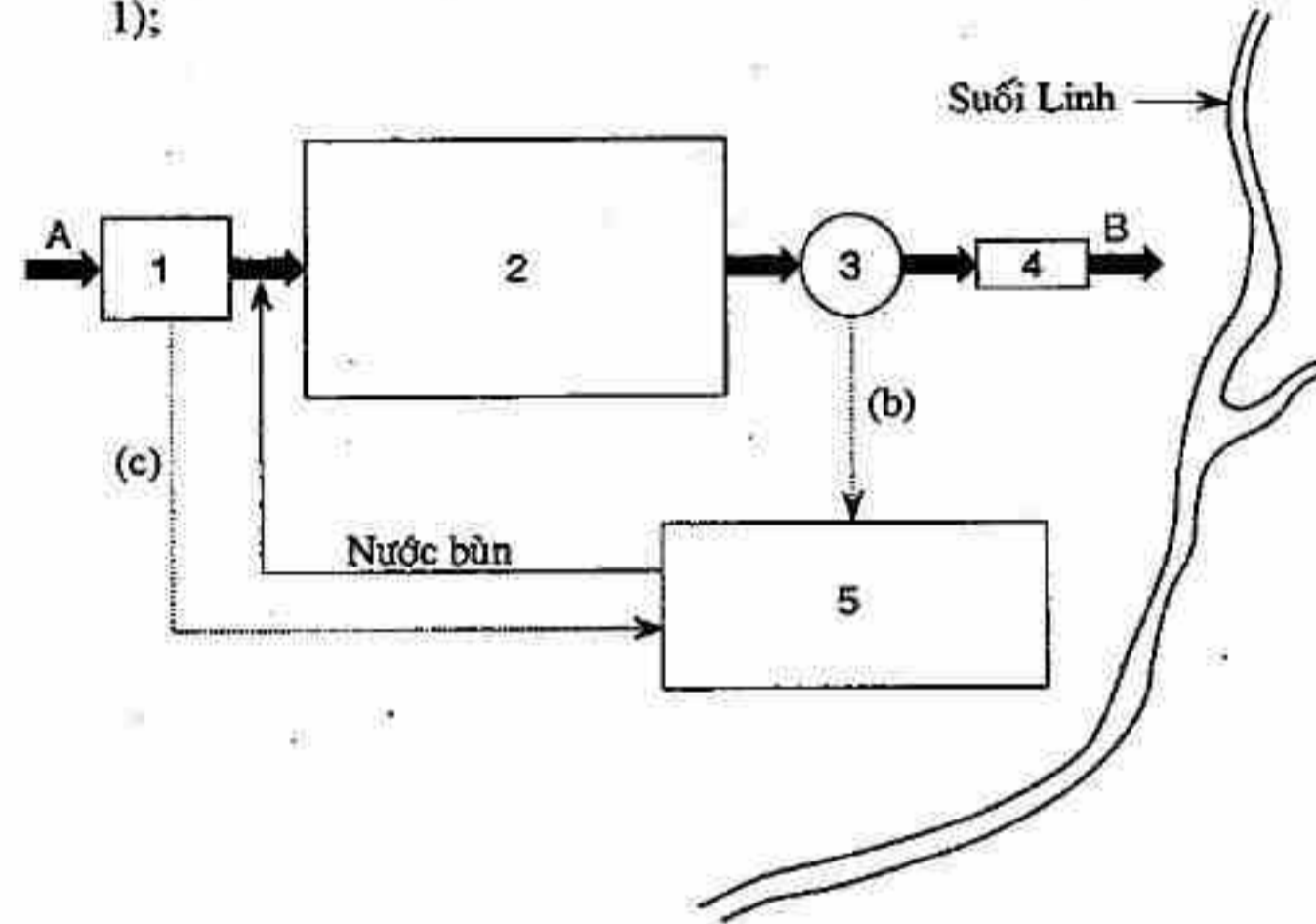
Yêu cầu chất lượng nước thải sau xử lý như sau:

- Hàm lượng NOS₂₀ của nước thải ≤ 20 mg/L;
- Hàm lượng chất lơ lửng: 20 ÷ 30 mg/L;
- Nguồn tiếp nhận nước thải sau xử lý: Suối Linh (nguồn loại A).

7.2. LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ

Căn cứ vào nhiệm vụ thiết kế và các số liệu cơ sở, yêu cầu đối với chất lượng nước thải sau xử lý và các điều kiện cụ thể tại địa phương, có thể chọn 2 phương án công nghệ xử lý nước thải như sau:

Phương án 1: Công nghệ xử lý gồm các công trình đơn vị: bể tự hoại ba ngăn, bể lọc sinh học ngầm, bể lắng đợt 2 và khử trùng (xem Hình 7-1);

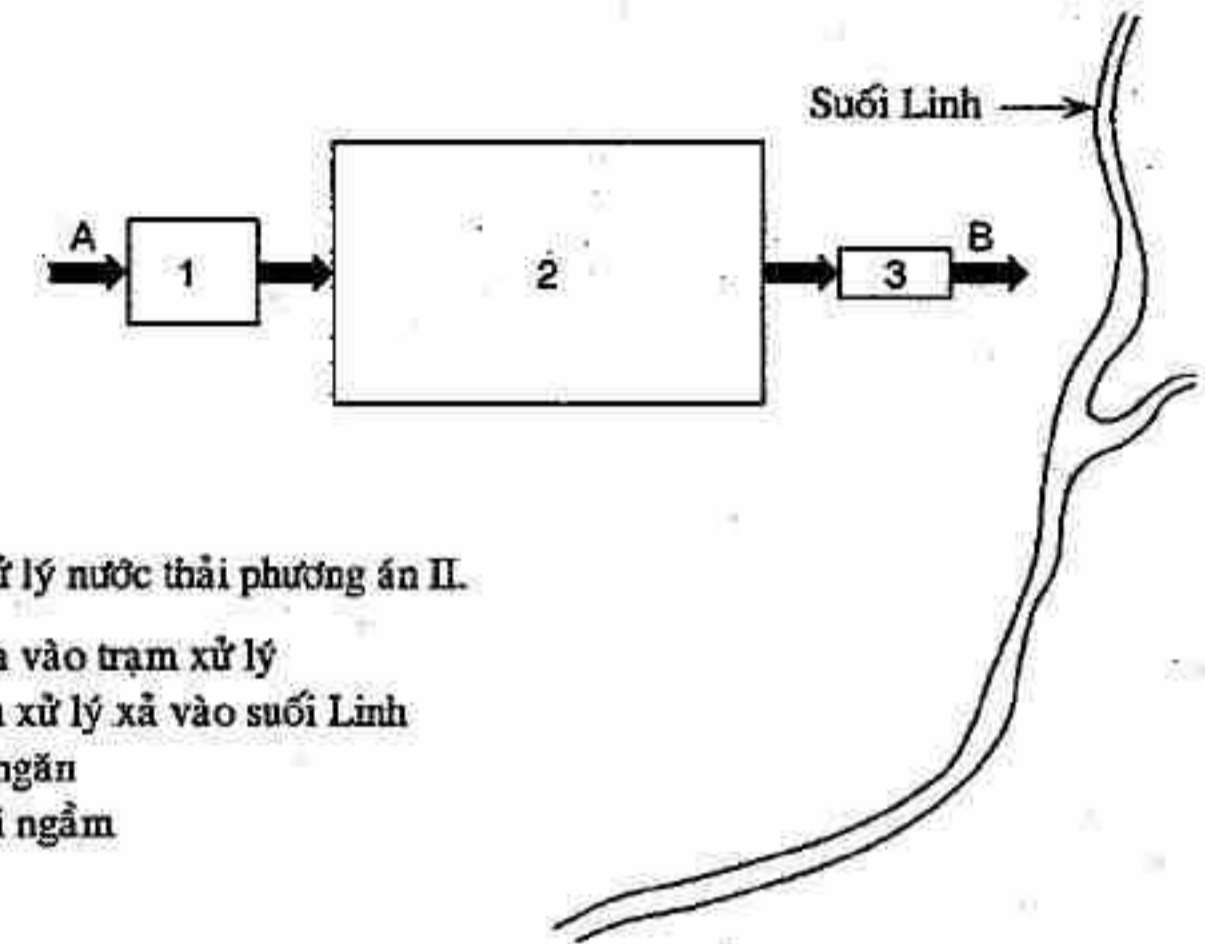


HÌNH 7-1.

Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải phương án I.

- A : Nước thải đưa vào trạm xử lý
- B : Nước thải sau xử lý xả vào suối Linh
- (b) : Bùn xả từ bể lắng
- (c) : Cặn đã lên men từ bể tự hoại (có thể dùng xe hút bùn để chở đi xử lý ở nơi khác)
- 1 : Bể tự hoại 3 ngăn
- 2 : Bể lọc sinh học ngầm
- 3 : Bể lắng đợt II
- 4 : Bể tiếp xúc
- 5 : Sân phơi bùn

Phương án 2: Công nghệ xử lý gồm các công trình đơn vị: bể tự hoại ba ngăn, bể lọc cát sỏi ngầm và khử trùng (xem Hình 7-2);



HÌNH 7-2.

Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải phương án II.

- A : Nước thải đưa vào trạm xử lý
- B : Nước thải sau xử lý xả vào suối Linh
- 1 : Bể tự hoại 3 ngăn
- 2 : Bể lọc cát sỏi ngầm
- 3 : Bể tiếp xúc

7.3. TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH XỬ LÝ ĐƠN VỊ

7.3.1. Bể tự hoại

Theo tiêu chuẩn thiết kế (TCXD-51-84), khi lưu lượng nước thải sinh hoạt lớn hơn $10 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ (trong trường hợp đang xét: $14 \text{ m}^3/\text{ngđ}$), chọn bể tự hoại ba ngăn để xử lý sơ bộ nước thải sinh hoạt (Điều 7.3.3).

Thể tích tính toán chung của bể tự hoại lấy không nhỏ hơn lưu lượng nước thải trung bình trong $1 \div 2$ ngày đêm (Điều 7.3.2 - TCXD-51-84), chọn 1 ngày đêm để tính toán, khi đó:

$$W = 14 \text{ m}^3/\text{ngày} \times 1 \text{ ngày} = 14 \text{ m}^3$$

Thể tích ngăn thứ nhất bằng $\frac{1}{2}$ thể tích tổng cộng:

$$W_1 = 0,5 \times 14 = 7 \text{ m}^3$$

Thể tích ngăn thứ hai bằng thể tích ngăn thứ ba và bằng $\frac{1}{4}$ thể tích tổng cộng:

$$W_2 = W_3 = 0,25 \times 14 = 3,5 \text{ m}^3$$

Chiều sâu công tác ở các ngăn của bể tự hoại lấy bằng 1,4m. Khi đó diện tích các ngăn của bể tự hoại là:

$$F = \frac{W}{H} = \frac{14}{1,4} = 10 \text{ m}^2$$

Chọn kích thước H x B x L (chiều sâu, chiều rộng, chiều dài) của các ngăn như sau:

- Ngăn thứ I : $H_1 \times B_1 \times L_1 = 1,4\text{m} \times 1,6\text{m} \times 3,4\text{m}$
- Ngăn thứ II và thứ III : $H_{2,3} \times B_{2,3} \times L_{2,3} = 1,4\text{m} \times 1,6\text{m} \times 1,6\text{m}$

Sơ đồ cấu tạo bể tự hoại ba ngăn được giới thiệu ở Hình vẽ 7-3.

Hàm lượng chất bẩn sau khi qua bể tự hoại giảm và sơ bộ có tính như sau:

- Hàm lượng chất lơ lửng giảm 45%, tức là còn lại trong nước thải: $284 \times (100 - 45\%) = 156,2 \text{ mg/L}$;
- Hàm lượng NOS_{20} giảm: 20 - 40%, ví dụ giảm 30%, tức là còn lại trong nước thải: $320 (100 - 30\%) = 224 \text{ mg/L}$.

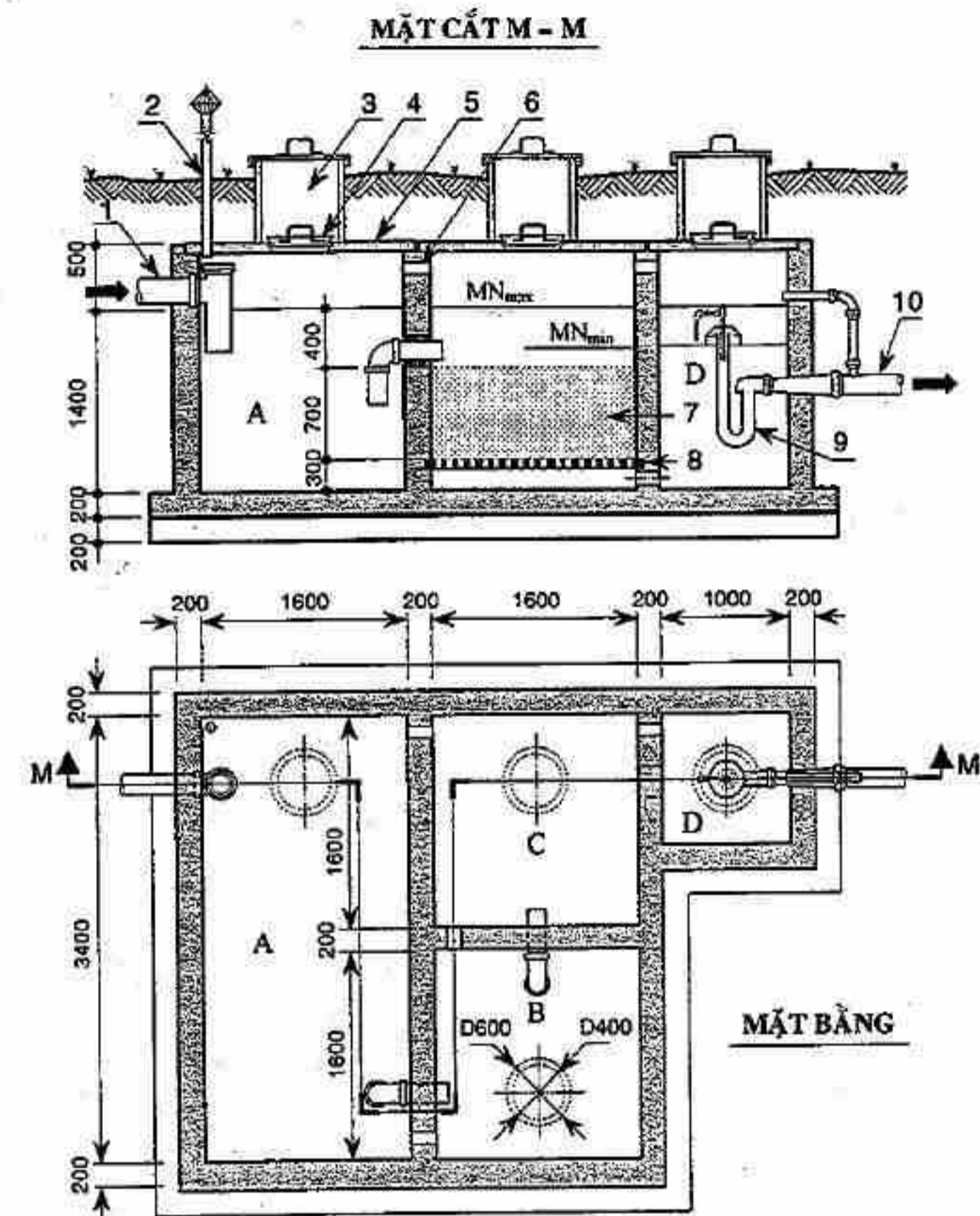
7.3.2. Bể lọc sinh học ngầm (Phương án I)

Nước thải sau khi đã xử lý ở bể tự hoại được phân phối đều vào bể lọc sinh học ngầm nhờ ngăn định lượng với xi phông tự động. Ngăn định lượng được thiết kế cùng với bể tự hoại (hoặc có thể tách riêng lẻ).

Thể tích lớp vật liệu lọc của bể lọc sinh học ngầm được tính theo công thức:

$$W = \frac{(L_2 - L_1) \times Q}{NO} = \frac{(224 - 20) \times 14}{450} = 6,35 \text{ m}^3$$

- Trong đó: L_2 = NOS_{20} của nước thải dẫn vào bể lọc sinh học ngầm, $L_2 = 224 \text{ mg/L}$;
 L_1 = NOS_{20} của nước thải sau xử lý, $L_1 = 20 \text{ mg/L}$;
 Q = Lưu lượng trung bình của nước thải, $Q = 14 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
 NO = Năng lực oxy hóa, lấy theo Bảng 5-1. Ứng với nhiệt độ của nước thải về mùa lạnh 20°C và nhiệt độ trung bình năm của không khí 18°C : $NO = 450 \text{ gO}_2/\text{m}^3.\text{ngđ}$.



HÌNH 7-3.

Sơ đồ cấu tạo bể tự hoại 3 ngăn.

- A : Ngăn tự hoại (ngăn thứ nhất)
- B : Ngăn lắng (ngăn thứ hai)
- C : Ngăn lọc (ngăn thứ ba)
- D : Ngăn định lượng với xi phông tự động

- 1- Ống dẫn nước thải vào bể tự hoại;
- 2- Ống thông hơi;
- 3- Hộp bảo vệ;
- 4- Nắp để hút cặn;
- 5- Đan bê tông cốt thép nắp bể;
- 6- Lỗ thông hơi;
- 7- Vật liệu lọc;
- 8- Đan rút nước;
- 9- Xi phông định lượng;
- 10- Ống dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo.

Diện tích của bể lọc sinh học ngầm được tính theo công thức:

$$F = \frac{W}{H} = \frac{6,35}{1,5} = 4,23 \text{ m}^2$$

Trong đó: H- Chiều cao lớp vật liệu lọc lấy theo Điều 6.14.13-TCXD-51-84: H = 1,5m.

Chọn bể lọc sinh học ngầm gồm 2 ngăn làm việc đồng thời, kích thước mỗi ngăn trong mặt bằng: L x B = 4m x 3m.

Vật liệu lọc được chọn là đá dăm, xỉ than kích thước 40 ÷ 60mm. Dưới lớp vật liệu là sàn đỡ bê tông cốt thép có đục lỗ, đặt cách đáy bể 0,2 ÷ 0,3m.

Để phân phối đều nước thải lên lớp vật liệu lọc, dùng hệ thống máng phân phối có lỗ (hoặc hệ thống máng răng cưa).

Để dẫn không khí vào lớp vật liệu lọc, bố trí 4 ống đứng thông gió đường kính 100mm và đặt ở 4 góc của bể lọc sinh học ngầm. Quá trình oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ có trong nước thải xảy ra tương tự như ở bể lọc sinh học nhỏ giọt.

Sơ đồ cấu tạo bể lọc sinh học ngầm được giới thiệu ở Hình 7-4.

Nước thải sau khi qua bể lọc sinh học ngầm cùng với màng vi sinh vật được dẫn đến bể lắng đứng đợt II.

7.3.3. Bể lọc cát sỏi (Phương án II)

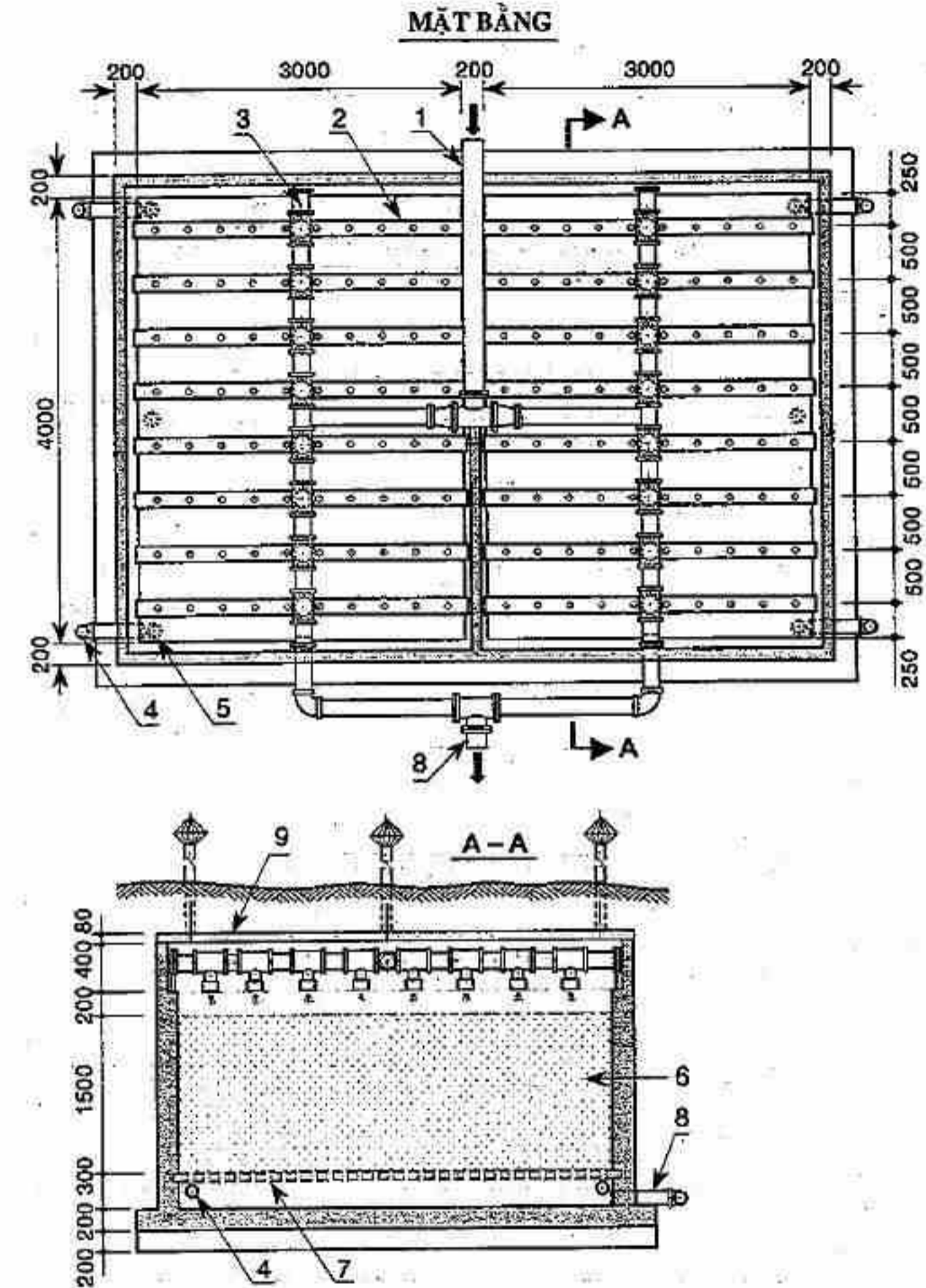
Nước thải từ bể tự hoại 3 ngăn được dẫn đến bể lọc cát sỏi tuân theo Điều 17.13.1 của tiêu chuẩn thiết kế - TCXD-51-84.

Bể lọc cát sỏi được thiết kế kiểu 1 bậc. Nước thải được phân phối đều trên bề mặt lớp vật liệu lọc của bể lọc nhờ hệ thống ống phân phối có đục lỗ gắn kết với xi phông định lượng từ đầu ra của bể tự hoại ba ngăn (Hình 7-5).

Thể tích tổng cộng của bể lọc cát sỏi được tính theo công thức:

$$W = q_0 \times Q = 5 \times 14 = 70 \text{ m}^3$$

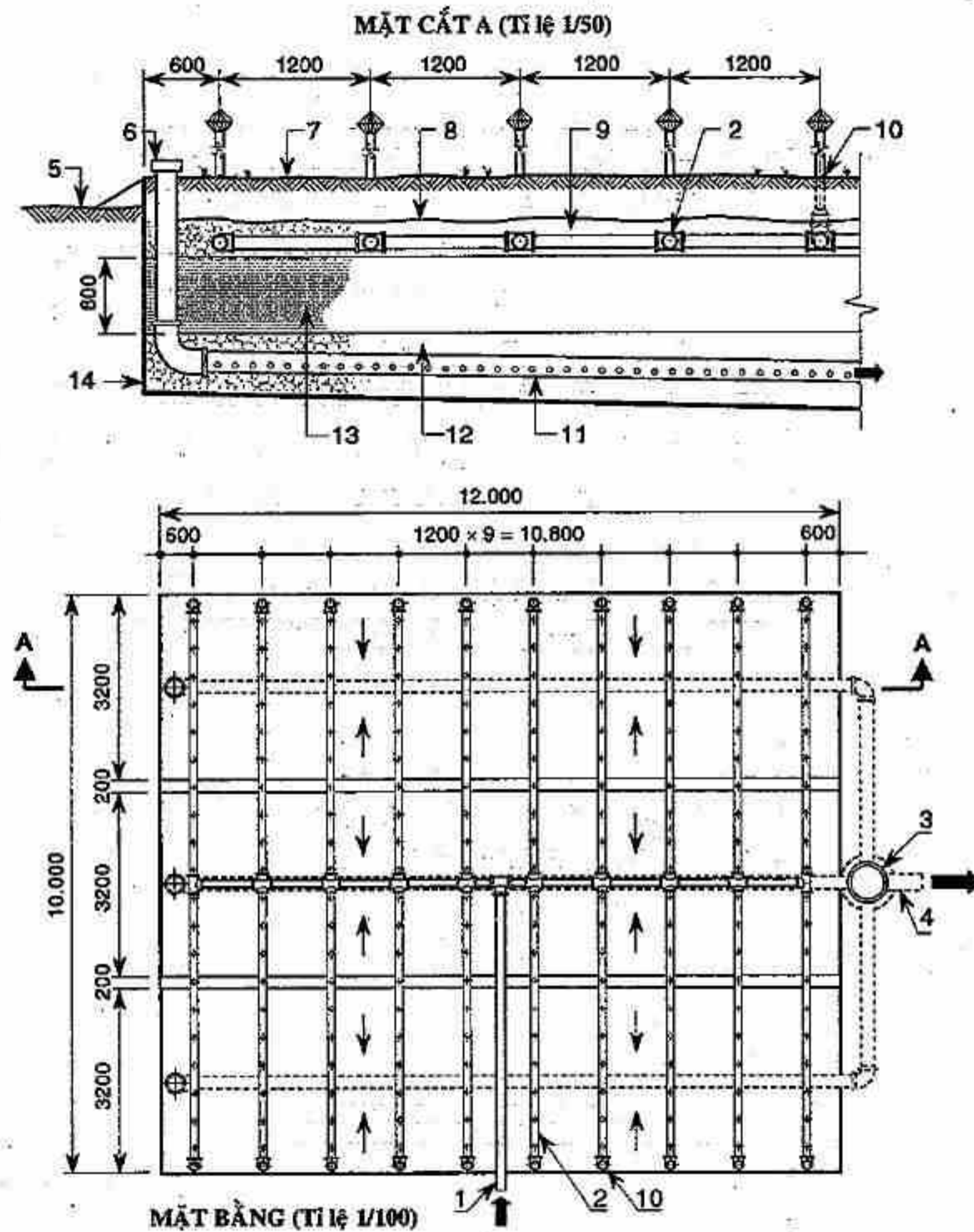
Trong đó: q_0 = Tải trọng tính toán, $q_0 = 4 \div 6 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{ngđ}$. Chọn $q_0 = 5 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{ngđ}$;
 Q = Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải, $Q = 14 \text{ m}^3/\text{ngđ}$.



HÌNH 7-4.

Sơ đồ cấu tạo bể lọc sinh học ngầm.

1- Ống dẫn nước thải vào; 2- Máng có lỗ để phân phối đều nước thải; 3- Ống nhánh phân phối nước thải vào các ngăn; Ống thông gió đáy bể; 5- Ống thông gió bên trên; 6- Vật liệu lọc (than xỉ 40 - 60 mm); 7- Sàn đỡ vật liệu lọc có đục lỗ để tháo nước; 8- Ống dẫn nước thải ra khỏi bể đến công trình xử lý tiếp theo.



HÌNH 7.5.

Sơ đồ cấu tạo bể lọc cát sỏi ngầm.

1- Ống dẫn nước thải từ bể tự hoại đến; 2- Mạng lưới ống tưới ϕ 100 mm; 3- Hồ tập trung nước thải sau lọc; 4- Ống dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo; 5- Mặt đất tự nhiên; 6- Chụp ống tháo rửa; 7- Mặt đất đắp mới; 8- Lớp phủ PVC chống thấm nước mặt; 9- Lớp sỏi cỡ hạt 20-30mm; 10- Ống thông hơi; 11- Ống thu nước đục lỗ; 12- Lớp sỏi đỡ; 13- Lớp cát hạt to dày 0,16m; 14- Lớp phủ PVC chống thấm thành và đáy bể.

Chiều cao công tác (H) của bể lọc cát sỏi ngầm (chiều cao của lớp cát lọc) lấy bằng 0,6m. Như vậy, diện tích của bể lọc cát sỏi ngầm là:

$$F_1 = \frac{W}{H} = \frac{70}{0,6} = 116,6 \text{ m}^2$$

Kích thước của bể lọc được chọn như sau:

$$L \times B = 12 \text{ m} \times 10 \text{ m} = 120 \text{ m}^2$$

Mạng lưới ống tưới và ống thu nước làm bằng ống nhựa có khoan các lỗ nhỏ để tưới và thu nước.

Hệ thống này được phủ một lớp sỏi cỡ hạt 20 ÷ 30mm dày khoảng 0,3m cho mạng lưới ống tưới và khoảng 0,5m cho mạng lưới ống thu nước. Khoảng cách giữa các ống tưới trên mặt bằng lấy bằng 1,2m. Như vậy, bể lọc được bố trí 9 ống tưới. Hai ống bên ngoài cách thành bể 0,6m. Chiều dài mỗi ống tưới là 9,5m.

Ống thu nước ở đáy bể lọc gồm 3 ống dài 12m đặt cách nhau 3,4m; 2 ống bên ngoài cách thành bể 1,6m.

Dung tích ngăn định lượng được tính theo công thức:

$$W_{dl} = \frac{\pi d^2}{4} \times L \times n = \frac{3,14 \times (0,1)^2}{4} \times 9,5 \times 9 = 0,67 \text{ m}^3$$

Trong đó: W_{dl} = Dung tích ngăn định lượng, m^3 ;

d = Đường kính ống tưới, $d = 100 \text{ mm} = 0,1 \text{ m}$;

L = Chiều dài mỗi ống tưới, $L = 9,5 \text{ m}$;

n = Số ống tưới, $n = 9$.

Việc cấp không khí cho bể lọc cát sỏi được thực hiện qua mạng lưới rút nước từ ống thông gió.

7.3.4. Tính toán bể lắng đứng đợt II

Nước thải sau khi được xử lý sinh học ở phương án I được dẫn đến bể lắng đợt II để loại bỏ các màng vi sinh vật. Chọn bể lắng đứng để tính toán thiết kế. Tính toán bể lắng đợt II sau xử lý sinh học ở phương án này như sau:

Thể tích phân công tác của bể lắng đứng đợt II có thể tính theo công thức:

$$W = Q_{\max, h} \times t = 1,28 \times 1,5 = 1,92 \text{ m}^3$$

Trong đó: $Q_{\max, h}$ = Lưu lượng lớn nhất giờ, được xác định như sau:

$$Q_{\max, h} = Q_{tb, h} \times K_{ch} = \frac{14}{24} \times 2,2 = 1,28 \text{ m}^3/\text{h}$$

t = Thời gian lắng sau công trình xử lý sinh học, $t = 1,5\text{h}$.

Diện tích tiết diện ngang của bể lắng sẽ là:

$$F = \frac{Q_{\max, h}}{v} = \frac{1,28}{0,0005 \times 3600} = 0,711 \text{ m}^2$$

Trong đó: v = Tốc độ lắng, $v = 0,5 \text{ mm/s} = 0,0005 \text{ m/s}$.

Đường kính của bể:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,711}{3,14}} = 0,95 \text{ m} \approx 1,0 \text{ m}$$

Chiều cao phân công tác của bể lắng đứng:

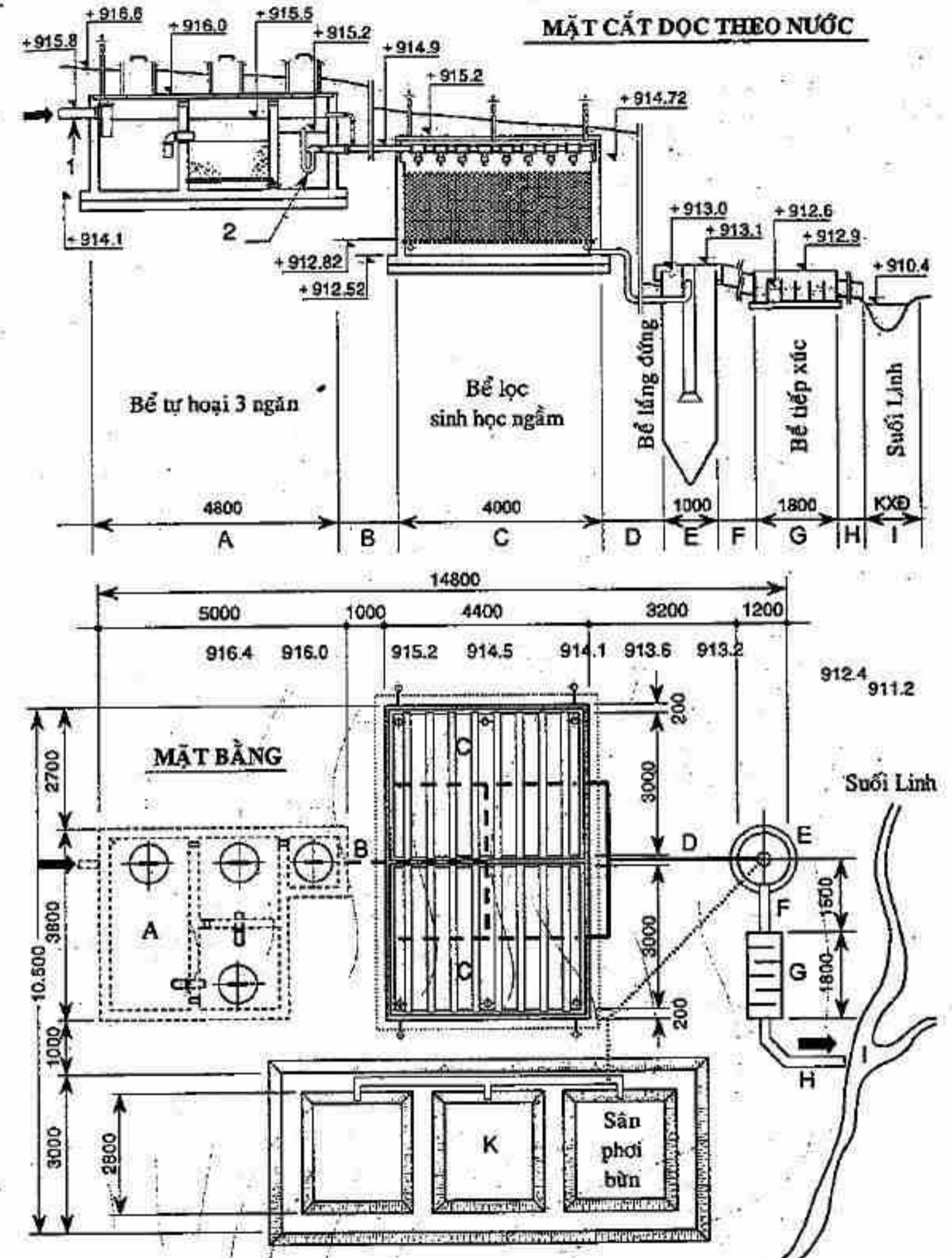
$$H = \frac{W}{F} = \frac{1,92}{0,711} = 2,7 \text{ m}$$

Ống trung tâm là ống nhựa có đường kính 150mm và dài 1,25m.

Nước thải sau khi ra khỏi bể lắng đợt II được khử trùng bằng clorua vôi và dung dịch clorua vôi được xáo trộn với nước thải ở máng trộn kiểu "lượn", chúng tiếp xúc lẫn nhau theo mương hở dẫn thẳng ra Suối Linh.

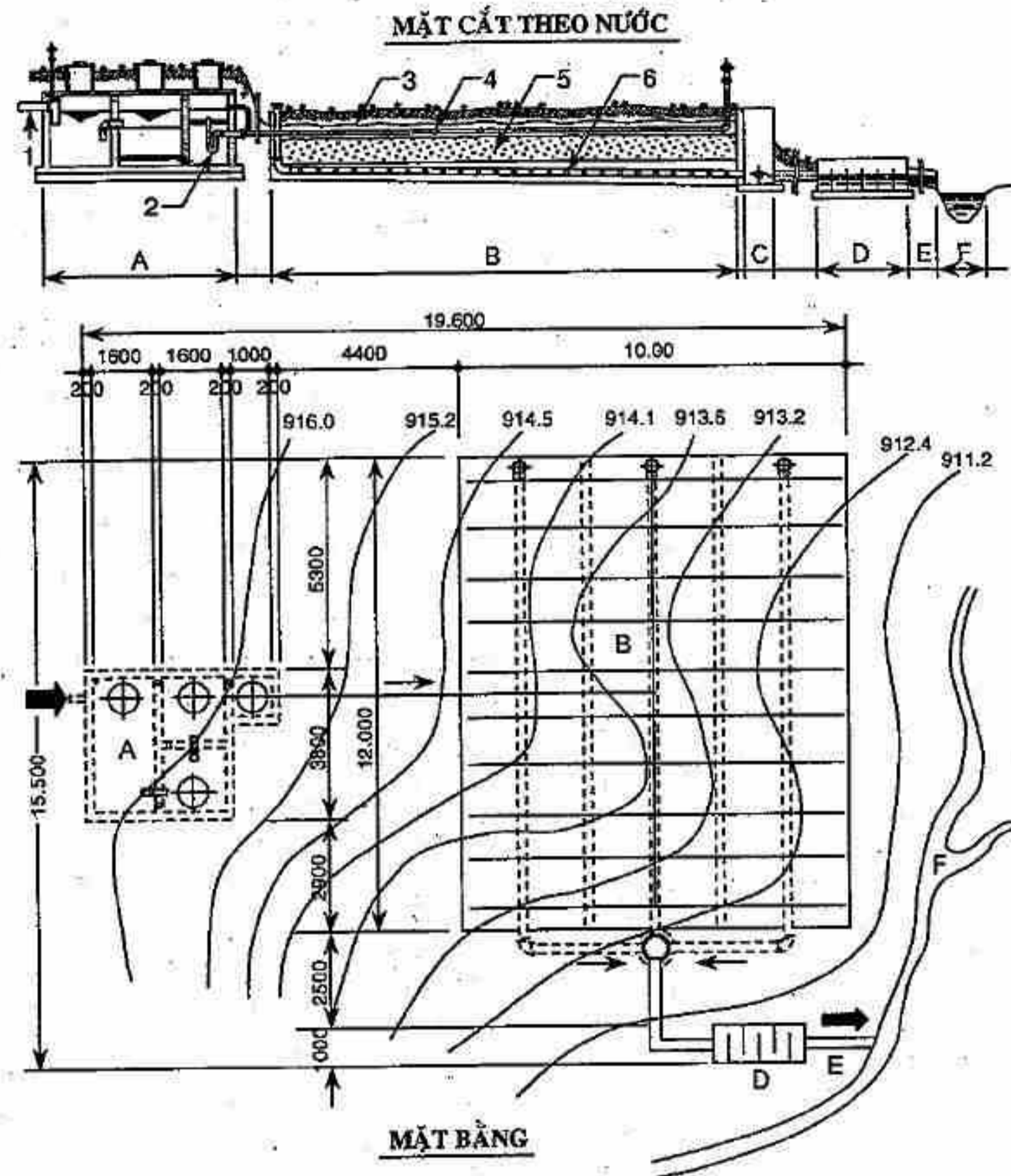
Lượng màng vi sinh vật từ bể lắng đứng đợt II được dẫn đến sân phơi bùn hoặc có thể dẫn trở về ngăn phân hủy kỵ khí của bể tự hoại và, trong trường hợp này, dung tích bể tự hoại tăng lên đến 20 ÷ 30%.

Mặt bằng và mặt cắt theo nước của Trạm xử lý nước thải trung tâm giải trí (công suất 14 m³/ngày) theo phương án I được thể hiện ở Hình 7-6 và theo phương án II được thể hiện ở Hình 7-7.



HÌNH 7-6.

Mặt bằng và mặt cắt theo nước của Trạm xử lý nước thải trung tâm giải trí (công suất 14 m³/ngày) theo phương án I.



- | | |
|---|-----------------------------------|
| A : Bể tự hoại | 1 : Ống dẫn nước thải vào |
| B : Bể lọc cát sỏi ngầm | 2 : Xi phông định lượng |
| C : Hồ tập trung nước thải sau lọc | 3 : Lớp phủ PVC chống thấm bề mặt |
| D : Bể tiếp xúc chlorine | 4 : Ống phân phối nước |
| E : Mương xả nước thải sau xử lý ra suối | 5 : Lớp cát sỏi lọc |
| F : Nguồn tiếp nhận nước thải - Suối Linh | 6 : Ống khoan lỗ thu nước lọc |

HÌNH 7-7.

Mặt bằng và mặt cắt theo nước của Trạm xử lý nước thải trung tâm giải trí (công suất 14 m³/ngày) theo phương án II.

PHẦN THỨ BA

XỬ LÝ NƯỚC THẢI CÔNG NGHIỆP

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG XỬ LÝ NƯỚC THẢI TẬP TRUNG CHO MỘT KHU CÔNG NGHIỆP

8.1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC SỐ LIỆU CƠ SỞ

Khu công nghiệp A được hình thành để tiếp nhận đầu tư của các xí nghiệp công nghiệp vào Vùng kinh tế trọng điểm phía Nam. Vị trí của khu công nghiệp A được xác định tại phường Long Bình, thành phố Biên Hòa, tỉnh Đồng Nai. Khu công nghiệp A với qui mô 760 ha có khả năng tiếp nhận khoảng 400 xí nghiệp công nghiệp thuộc loại hình công nghiệp ít ô nhiễm: sản xuất linh kiện điện tử, chế tạo các sản phẩm cơ khí chính xác, dụng cụ quang học, dệt, may mặc, thiết bị văn phòng, bao bì, thực phẩm v.v....

Mặc dù các loại hình công nghiệp dự kiến mời gọi đầu tư vào khu công nghiệp A là những ngành công nghiệp ít chất thải, tuy nhiên sự ra đời và hoạt động của khu công nghiệp này cũng sẽ gắn liền với việc phát sinh một lượng nước thải khá lớn có nguy cơ gây ô nhiễm môi trường và ảnh hưởng đến chất lượng nước của hệ thống sông Đồng Nai – nguồn tiếp nhận nước thải của Khu công nghiệp A. Nhận thức sâu sắc vấn đề bảo vệ môi trường và phát triển vững bền các khu công nghiệp, Bộ Tài nguyên và Môi trường đã yêu cầu khu công nghiệp A xây dựng trạm xử lý nước thải tập trung cho toàn khu, đảm bảo chất lượng nước thải sau xử lý đạt tiêu chuẩn xả vào nguồn loại A (sông Đồng Nai).

Để thuận lợi cho quá trình xử lý nước thải tại trạm xử lý tập trung, khu công nghiệp A qui định rằng tất cả các xí nghiệp công nghiệp đầu tư vào khu đều phải xử lý cục bộ nước thải đạt tiêu chuẩn qui định riêng (xem Bảng 8-1) trước khi xả vào hệ thống thoát nước thải trong khu công nghiệp để dẫn đến trạm xử lý nước thải tập trung.

Các thông số phục vụ cho tính toán thiết kế trạm xử lý nước thải tập trung của khu công nghiệp A được cung cấp như sau:

- Lưu lượng nước thải tính toán:

- Lưu lượng trung bình ngày : $Q_{th,ngđ} = 4000 \text{ m}^3/\text{ngày}$

- Lưu lượng giờ lớn nhất : $Q_{max,h} = 667 \text{ m}^3/\text{h}$

- Tính chất nước thải đầu vào:

Giới hạn tiêu chuẩn nước thải xả vào trạm xử lý nước thải tập trung của khu công nghiệp A như trong Bảng 8-1.

- Yêu cầu chất lượng nước thải sau xử lý:

Nước thải sau xử lý tại trạm xử lý nước thải tập trung của khu công nghiệp A phải đạt tiêu chuẩn thải vào nguồn loại A như trong Bảng 1-10.

8.2. LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ

Công nghệ xử lý của trạm xử lý nước thải tập trung được lựa chọn trên cơ sở các số liệu đầu vào và đầu ra, công suất thiết kế, điều kiện mặt bằng, cơ sở khoa học, tình hình thực tế đầu tư của các xí nghiệp công nghiệp vào Khu công nghiệp A.

Công nghệ xử lý nước thải của trạm xử lý tập trung được phân chia thành 3 giai đoạn: xử lý bậc 1, xử lý bậc 2 và xử lý bùn.

- Giai đoạn xử lý bậc 1 bao gồm các công trình xử lý cơ học:

- Song chắn rác (lưới lược thô) vận hành thủ công;
- Trạm bơm;
- Lưới chắn rác (lưới lược tinh) vận hành tự động;
- Bể lắng cát thổi khí;
- Bể điều hòa và bể trung hòa.

BẢNG 8-1.

Giới hạn tiêu chuẩn xả nước thải vào trạm xử lý nước thải tập trung của Khu công nghiệp A

STT	Thông số	Đơn vị	Giới hạn tối đa
1	Nhiệt độ	°C	45
2	pH	-	5 ÷ 9
3	BOD ₅ (20°C)	mg/L	300
4	COD	mg/L	530
5	Chất rắn lơ lửng (SS)	mg/L	300
6	Arsenic (As)	mg/L	0,05
7	Cadmium (Cd)	mg/L	0,01
8	Chì (Pb)	mg/L	0,1
9	Clo (Cl)	mg/L	5
10	Crôm IV (Cr ⁶⁺)	mg/L	0,05
11	Crôm III (Cr ³⁺)	mg/L	0,2
12	Dầu mỡ khoáng	mg/L	Không được có
13	Mỡ động thực vật	mg/L	30
14	Đồng (Cu)	mg/L	0,2
15	Kẽm (Zn)	mg/L	1
16	Mangan (Mn)	mg/L	0,2
17	Niken (Ni)	mg/L	0,2
18	Photpho hữu cơ	mg/L	0,2
19	Photpho tổng cộng	mg/L	4
20	Sắt (Fe)	mg/L	1
21	Thiếc (Sn)	mg/L	0,2
22	Thủy ngân	mg/L	0,005
23	Nitơ tổng cộng	mg/L	30
24	Amonia (NH ₃)	mg/L	0,1
25	Flo (F)	mg/L	1
26	Phenol	mg/L	0,001
27	Lưu huỳnh (S)	mg/L	0,2
28	Cyanua (CN)	mg/L	0,5
29	Tổng hoạt độ phóng xạ α	Bq/L	0,1
30	Tổng hoạt độ phóng xạ β	Bq/L	1
31	Coliform	MPN/100 ml	5.000

Ghi chú: Đây là tiêu chuẩn quy định riêng của khu công nghiệp A. Các khu công nghiệp khác có thể có những quy định khác hơn.

- Giai đoạn xử lý bậc 2 chủ yếu tập trung vào quá trình xử lý sinh học nhằm loại bỏ các chất ô nhiễm hữu cơ trong nước thải. Quá trình xử lý sinh học được ứng dụng để tính toán thiết kế công nghệ trong trường hợp này là quá trình bùn hoạt tính (Activated sludge process). Công trình đơn vị thực hiện chức năng này là bể aerôten kết hợp lắng đợt II. Ưu điểm của quá trình bùn hoạt tính là hiệu quả loại bỏ NOS (BOD) cao và dễ thích ứng khi xử lý với tải trọng tăng đột biến (do tính chất nước thải chung của khu công nghiệp thường không ổn định theo từng giờ trong ngày). Nước thải sau khi xử lý bậc 2 được đưa sang hồ xử lý bổ sung (hồ sinh học với chế độ làm thoáng tự nhiên) trước khi xả ra nguồn tiếp nhận.
- Xử lý bùn: Lượng bùn hoạt tính sinh ra trong quá trình xử lý sinh học sau khi lắng ở bể lắng đợt II được tuần hoàn một phần về bể aerôten và phần bùn dư được đưa sang bể nén bùn trọng lực nhằm làm gia tăng hàm lượng chất rắn chứa trong bùn để phù hợp với việc khử nước bằng cách sử dụng thiết bị lọc ép dây đai. Việc khử nước sẽ cho phép làm giảm thể tích bùn. Bùn sau khi được khử nước sẽ được sử dụng như phân bón hoặc thải bỏ trong bãi xử lý rác đô thị.

Sơ đồ nguyên tắc qui trình công nghệ xử lý nước thải tập trung cho khu công nghiệp A được thể hiện trên Hình 8-1.

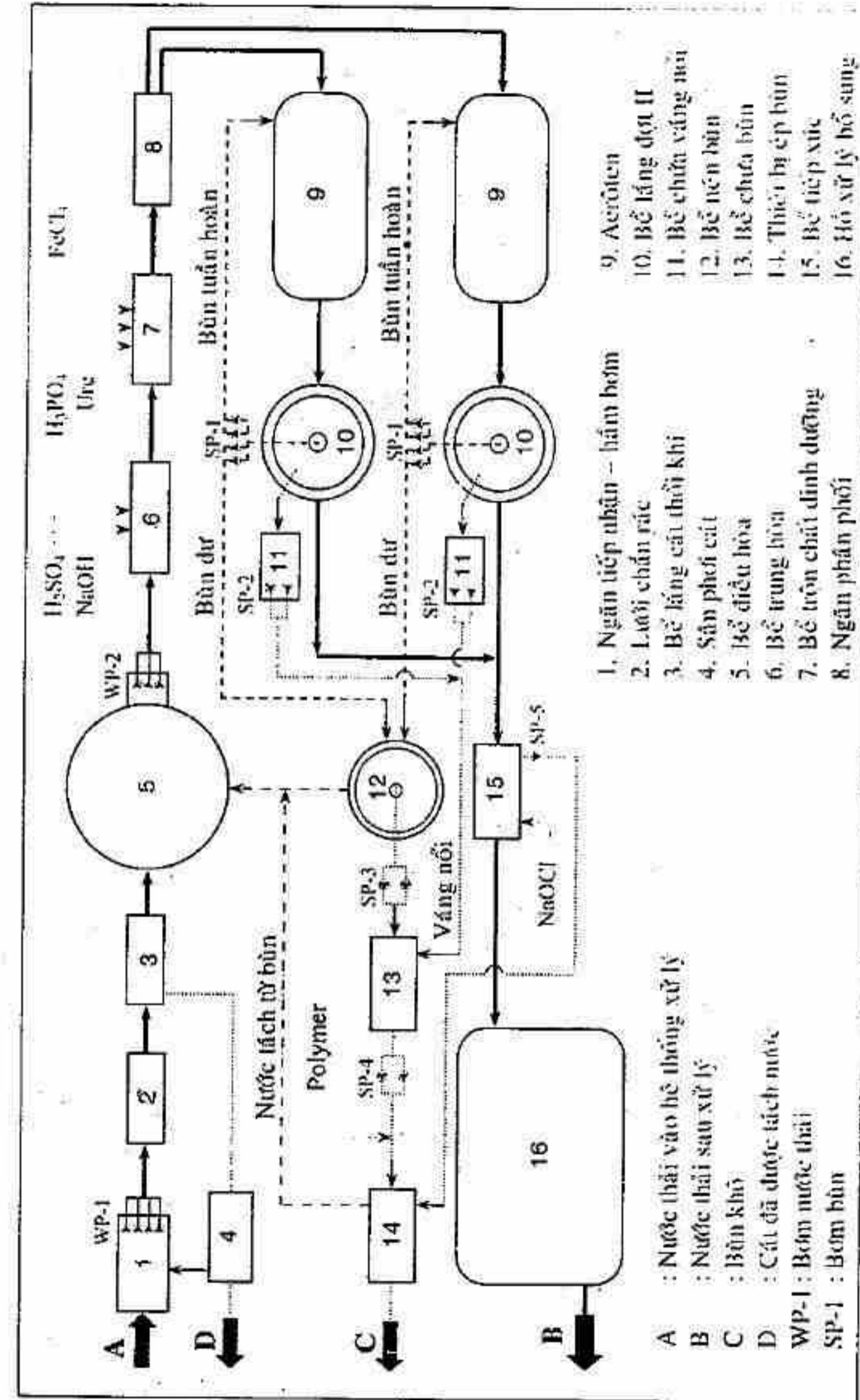
8.3. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ

8.3.1. Ngăn tập trung và hố bơm nước thải

Nước thải của tất cả các xí nghiệp trong khu công nghiệp A sau khi được xử lý cục bộ đạt tiêu chuẩn qui định ở Bảng 8-1 được xả vào hệ thống thoát nước bản trong khu công nghiệp và dẫn đến trạm xử lý tập trung để xử lý hoàn tất đạt tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN-5945-1995) đối với nguồn loại A (qui định ở Bảng 1-8) trước khi xả ra sông Đồng Nai. Nước thải đầu tiên được dẫn đến ngăn tập trung, qua song chắn rác thô và vào hố bơm. Từ đó nó được 4 bơm nhúng chìm bơm đến công trình xử lý tiếp theo.

Thể tích hữu ích của ngăn tiếp nhận được tính theo công thức:

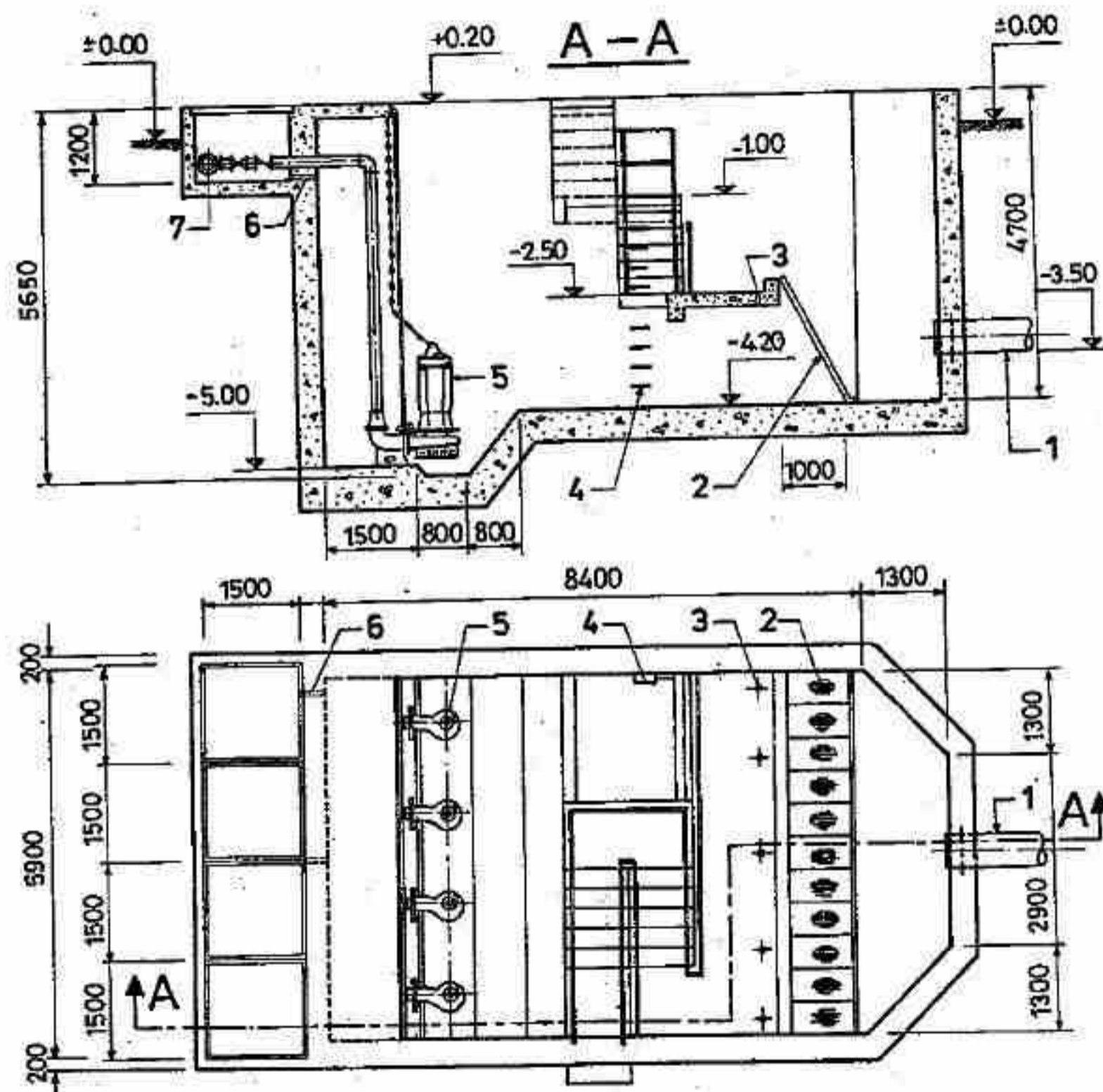
$$V_{\text{hữu ích}} = \frac{Q_{\text{max}}}{4Z} = \frac{667}{4 \times 5} = 33,35 \text{ m}^3$$



HÌNH 8-1. Sơ đồ công nghệ hệ thống xử lý nước thải tập trung của Khu công nghiệp A.

Trong đó: Q_{max} = Lưu lượng nước thải trong giờ lớn nhất, $Q_{max} = 667 \text{ m}^3/\text{h}$;
 Z = Tần suất khởi động bơm, $Z = 5 \text{ lần/giờ}$.

Căn cứ vào cốt đáy ống dẫn nước thải vào trạm xử lý tập trung và thể tích hữu ích của ngăn tập trung, chọn các kích thước tương ứng của ngăn tiếp nhận và hầm bơm nước thải như trên Hình 8-2.



HÌNH 8-2.

Ngăn tập trung và hầm bơm nước thải.

1. Ống dẫn nước thải vào trạm xử lý; 2. Lưới chắn rác thô; 3. Lỗ thoát nước sàn $\phi 50$; 4. Thang sắt; 5. Bơm nhúng chìm; 6. Ống thoát nước $\phi 50$; 7. Ống dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo.

Thể tích chứa thực tế của ngăn tập trung theo kích thước được chọn:

$$V_{thực} = [(8,4 \times 5,5) + [(5,5 + 2,9) \times 0,5 \times 1,3]] \times 0,7 = 36,15 \text{ m}^3 > 33,35 \text{ m}^3$$

Trong ngăn tập trung và hầm bơm nước thải có lắp đặt các thiết bị sau:

- 04 bơm nhúng chìm cùng làm việc song song;
- Đặt tính bơm: $Q = 185 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 10\text{m}$;
- 04 công tắc phao nổi;
- 01 song chắn rác thô.

8.3.2. Lưới chắn rác (lưới lược tinh) và bể lắng cát thổi khí

Lưới lược tinh

Các thông số thiết kế:

- $Q_{max} = 667 \text{ m}^3/\text{h}$ ($0,185 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Vận tốc $V_1 = 0,6 \text{ m/s}$
- Bề rộng kênh $B = 1,0 \text{ m}$
- Khoảng cách thanh = 10 mm

$$V_1 = \frac{Q}{(B_L - 0,15)(B - 0,23)}$$

$$0,6 = \frac{0,185}{(B_L - 0,15)(1,0 - 0,23)}$$

$$B_L = 0,55$$

$$h_L = V_1^2 \times 1,354 \times 0,6 = 0,6^2 \times 1,354 \times 0,6 = 0,292 \text{ m}$$

Lắp đặt: 01 lưới chắn rác tự động, rộng 1,0m;
 01 song chắn rác thủ công, rộng 1,0m.

Bể lắng cát thổi khí

Vai trò của bể lắng cát là bảo vệ các thiết bị máy móc khỏi bị mài mòn, giảm sự lắng đọng các vật liệu nặng trong ống, kênh mương dẫn....., giảm số lần súc rửa các bể phân hủy cặn do tích tụ quá nhiều cát.

Tính toán bể lắng cát thổi khí có thể tham khảo hai cách tính khác nhau như đã trình bày trong chương 3.

Trong trường hợp đang xét, các thông số tính toán bể lắng cát thổi khí được chọn như sau:

- Lưu lượng nước thải trong giờ lớn nhất : $Q_{max} = 677 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Thời gian lưu nước : $t = 3 \text{ phút}$.

Thể tích cần thiết của bể lắng cát thổi khí được tính theo công thức:

$$V = \frac{Q_{max,h} \times t}{60} = \frac{677 \times 3}{60} = 34 \text{ m}^3$$

Chiều sâu lớp nước trong bể được chọn $H = 3,0 \text{ m}$.

Diện tích bể lắng cát thổi khí trên mặt bằng là:

$$F = \frac{V}{H} = \frac{34}{3} = 11,33 \text{ m}^2$$

Trên mặt bằng, bể lắng cát thổi khí được chia thành 4 ô hình vuông có kích thước cạnh hình vuông là $2,0 \text{ m}$ (Hình 8-3). Vậy kích thước của bể lắng cát thổi khí trên mặt bằng là: $L \times B = 8 \text{ m} \times 2 \text{ m} = 16 \text{ m}^2 > 11,33 \text{ m}^2$ theo yêu cầu.

Lượng không khí cần thiết cung cấp cho bể lắng cát thổi khí được chọn bằng $0,4 \text{ m}^3 \text{ khí}/\text{m}^2 \text{ dài}/\text{phút}$, tức bằng $0,4 \times 8 \text{ m} = 3,2 \text{ m}^3/\text{phút}$ (113 CFM).

Tốc độ cung cấp khí từ thiết bị phân tán khí = $14 \text{ CFM}/\text{thiết bị}$.

Số thiết bị phân tán khí cần thiết sẽ là $113/14 = 8$ thiết bị.

Sử dụng: 8 bộ phân tán khí, công suất $14 \text{ CFM}/\text{difuser}$; 2 máy thổi khí (1 máy hoạt động, 1 máy dự phòng) công suất = 113 CFM , áp lực $H = 5,0 \text{ m}$.

Lượng cát trung bình sinh ra mỗi ngày tính theo công thức:

$$W_c = \frac{Q_{tb,ngđ} \times q_0}{1000} = \frac{4000 \times 0,15}{1000} = 0,6 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

Trong đó: $Q_{tb,ngđ}$ = Lưu lượng nước thải trung bình ngày, $Q_{tb,ngđ} = 4000 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
 q_0 = Lượng cát trong 1000 m^3 nước thải, $q_0 = 0,15 \text{ m}^3 \text{ cát}/1000 \text{ m}^3$ nước thải.

Chiều cao lớp cát trong bể lắng cát thổi khí trong một ngày đêm tính theo công thức:

$$h_c = \frac{W_c \times t}{L \times W} = \frac{0,6 \times 1}{8 \times 2} = 0,0375 \text{ m}$$

Trong đó: W_c = Lượng cát sinh ra trung bình trong một ngày, $W_c = 0,6 \text{ m}^3/\text{ngđ}$;
 t = Chu kỳ xả cát, $t = 1$ ngày.

Chiều cao xây dựng của bể lắng cát được tính theo công thức:

$$H_{xd} = H + h_c + H_{bv} = 3,0 + 0,0375 + 0,4 = 3,44 \text{ m}$$

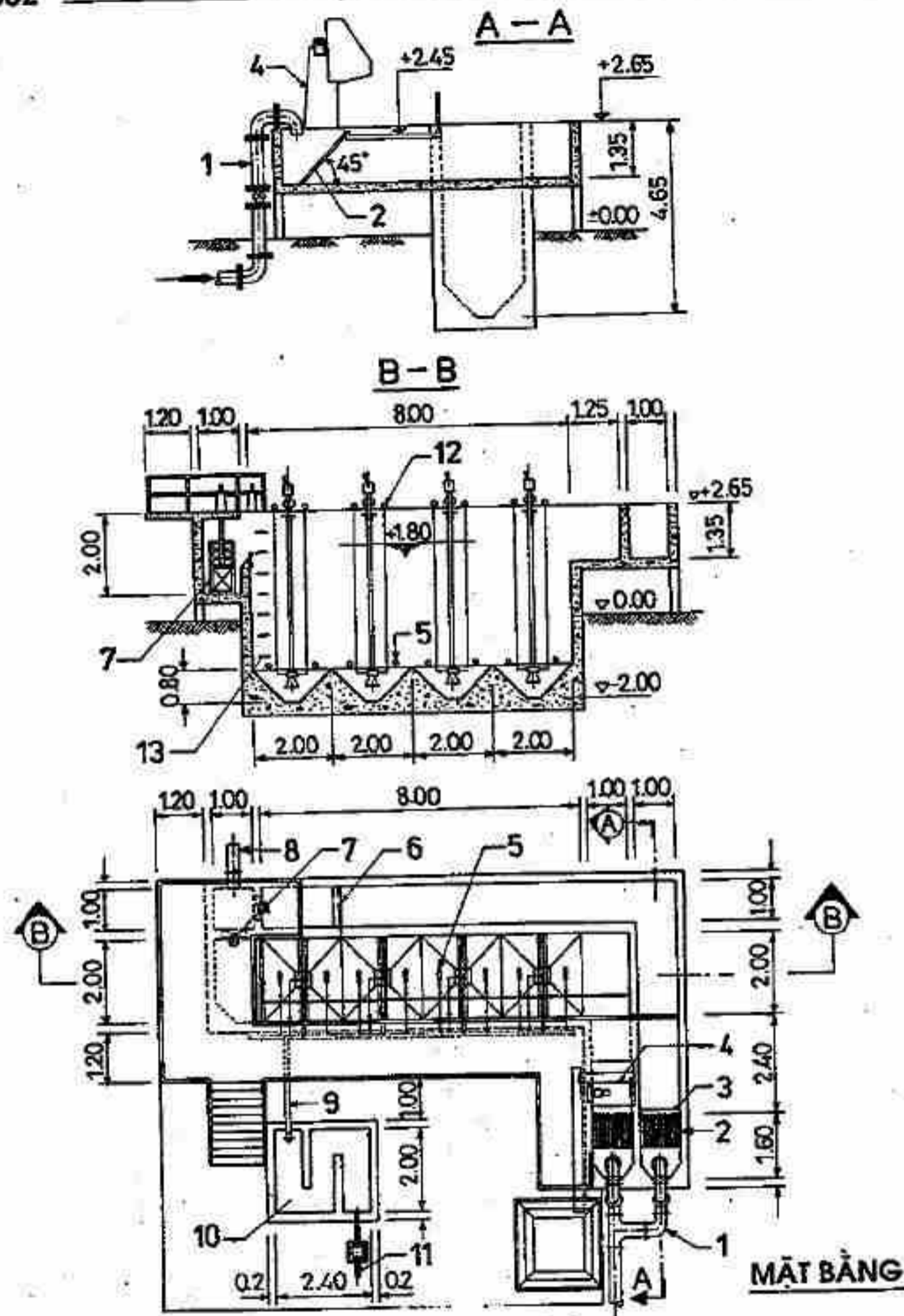
Trong đó: H = Chiều cao công tác của bể lắng cát, $H = 3,0 \text{ m}$;
 h_c = Chiều cao lớp cát trong bể lắng cát, $h_c = 0,0375 \text{ m}$;
 H_{bv} = Chiều cao vùng bảo vệ của bể lắng cát, $H_{bv} = 0,40 \text{ m}$.

Sơ đồ cấu tạo bể lắng cát thổi khí kết hợp lưới lọc rác tinh được thể hiện trên Hình 8-3.

8.3.3. Bể điều hòa

- Chọn thời gian lưu nước $t = 12 \text{ h}$
- Thể tích cần thiết = $(4000 \times 12)/24 = 2000 \text{ m}^3$
- Sử dụng một bể đường kính $D = 30 \text{ m}$, chiều sâu mực nước $H = 4,5 \text{ m}$
- Thể tích lưu trữ hữu dụng = $\{(\pi \times 30^2)/4\} \times 3,0 = 2121 \text{ m}^3 > 2000 \text{ m}^3$
- Lắp đặt: 3 bơm nhúng chìm (2 bơm hoạt động, 1 bơm dự phòng).
- Đặc tính bơm $Q_{bơm} = 88 \text{ m}^3/\text{h}$, cột áp $H = 10 \text{ m}$; 03 công tắc phao nổi.
- Lượng khí cần thiết để xáo trộn = $0,02 \text{ m}^3/\text{phút}$
- Lượng khí cần thiết = $2121 \times 0,02 = 42,42 \text{ m}^3/\text{phút}$ (1500 CFM)
- Công suất thiết bị phân tán khí = 12 CFM
- Số thiết bị phân tán khí = $1500 \text{ CFM}/12 \text{ CFM} = 125$ thiết bị (*difuser*)
- Sử dụng: 02 máy thổi khí (01 máy hoạt động, 01 máy dự phòng). Công suất = 1500 CFM , áp lực $H = 7 \text{ m}$.

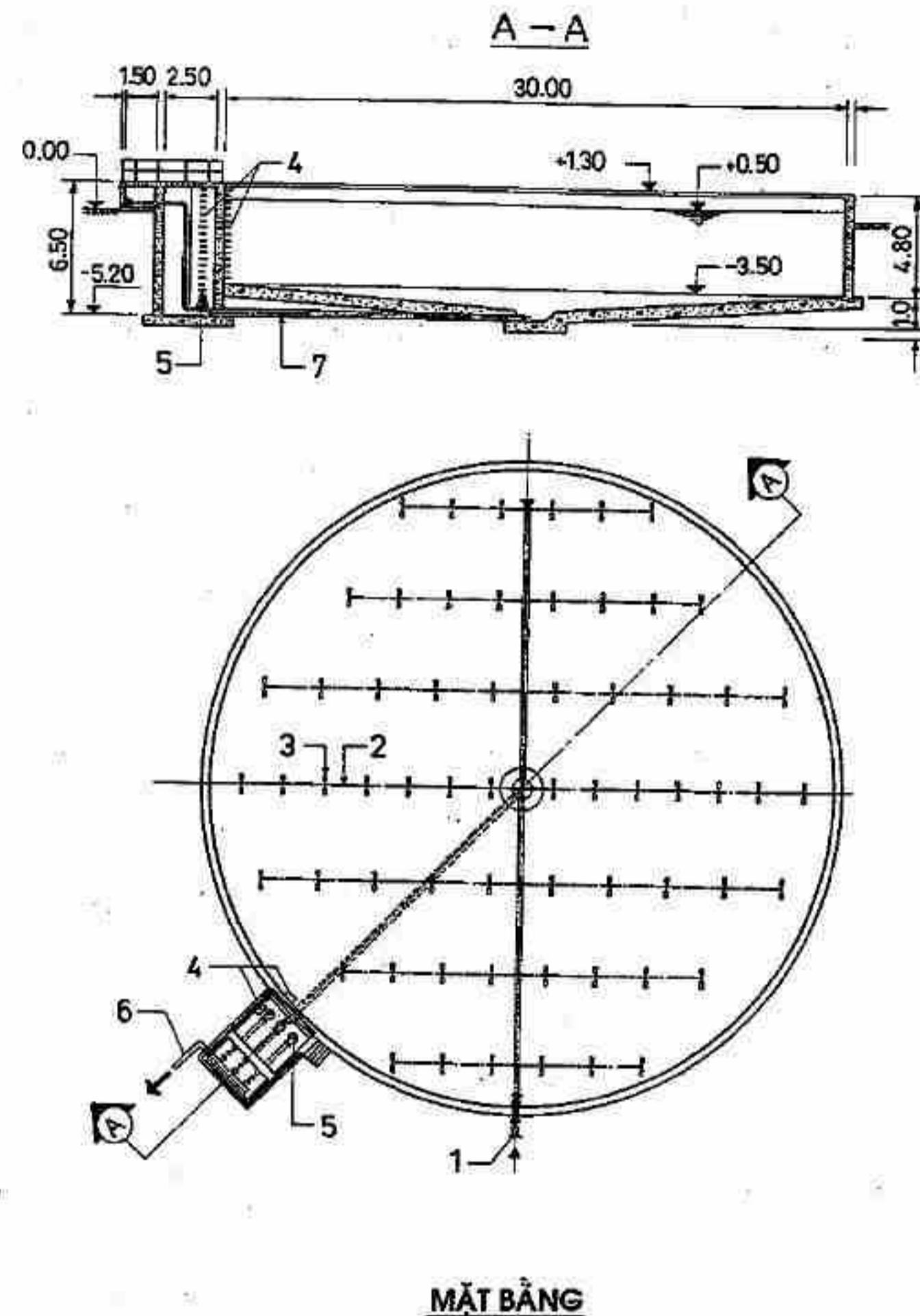
Sơ đồ cấu tạo bể điều hòa được thể hiện trên Hình 8-4.



HÌNH 8-3.

Cấu tạo bể lắng cát thổi khí kết hợp song chắn rác tinh.

- 1- Ống dẫn nước thải từ hầm bơm nước thải đến; 2- Lưới lọc rác tinh; 3- Thang; 4- Thiết bị vớt rác tự động; 5- Thiết bị khuếch tán khí; 6- Máng tràn; 7- Van khóa; 8- Ống dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo; 9- Ống dẫn hỗn hợp cát - nước; 10- Sân phơi cát; 11- Ống dẫn nước tách cát về ngăn tiếp nhận; 12- Ống dẫn nước công tác phục vụ thiết bị bơm dâng thủy lực; 13- Cầu thang sắt.



HÌNH 8-4.

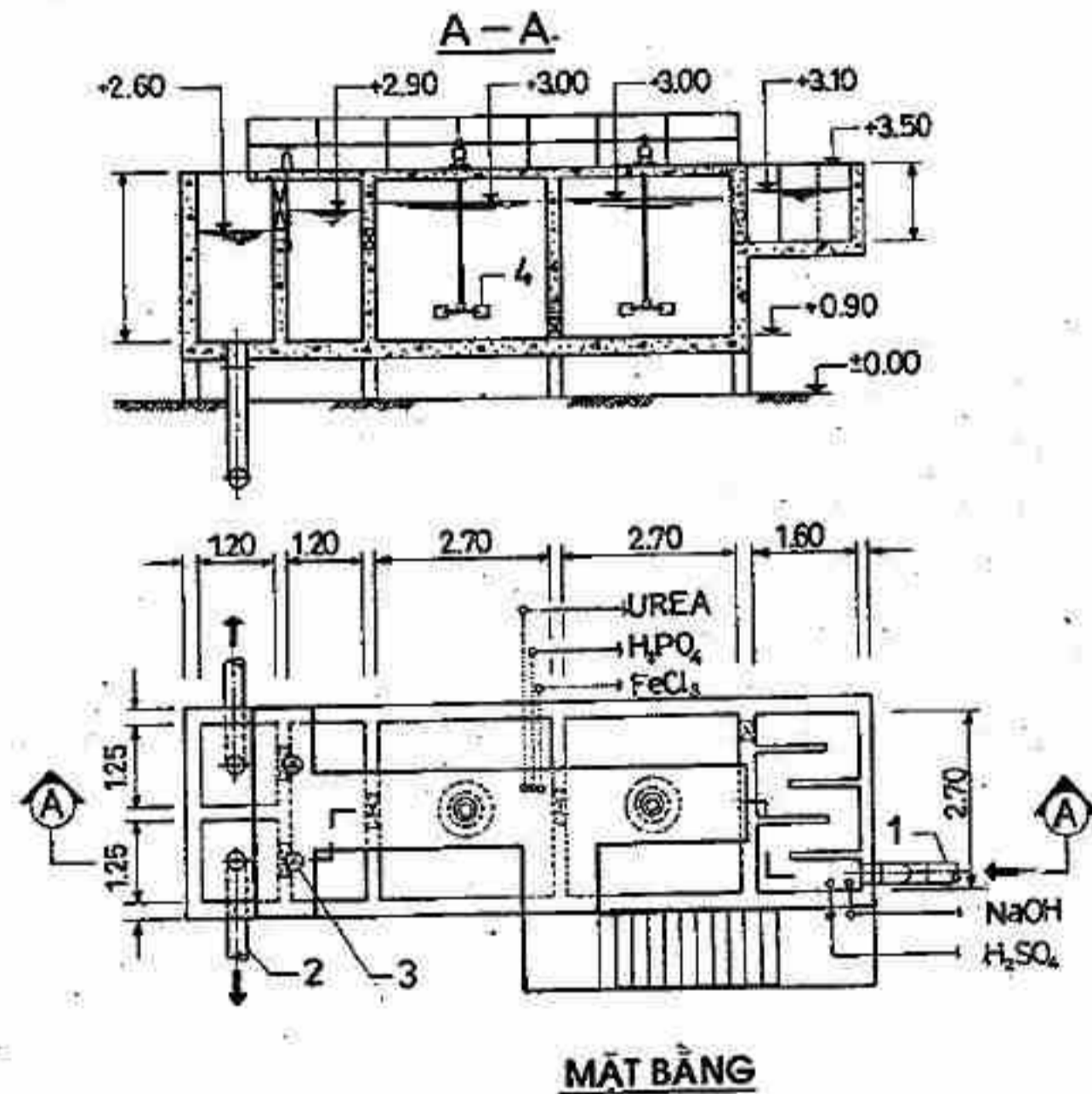
Bể Điều hòa.

- 1- Ống chính cung cấp khí nén; 2- Ống nhánh cấp khí nén; 3- Thiết bị khuếch tán khí (Difuser); 4- Thang sắt; 5- Bơm nhúng chìm; 6- Ống dẫn nước thải đến công trình xử lý tiếp theo (Bể trung hòa); 7- Ống dẫn nước thải từ bể điều hòa vào hầm bơm.

8.3.4. Bể trung hòa và bể pha trộn dung dịch dinh dưỡng

- Lưu lượng nước thải $Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{ngày}$
- Thời gian lưu nước $t = 5 \text{ phút/bể}$
- Số lượng bể $n = 2$
- Thể tích yêu cầu $W = \frac{4000}{24 \times 60} \times 5 = 13,9 \text{ m}^3$
- Kích thước mỗi bể trộn $L \times B \times H = 2,7\text{m} \times 2,7\text{m} \times 2,0\text{m}$
- Thể tích hữu ích mỗi ngăn trộn $= 2,7\text{m} \times 2,7\text{m} \times 2,0\text{m} = 14,58 \text{ m}^3$

Cấu tạo bể trung hòa và pha trộn dung dịch dinh dưỡng được thể hiện trên Hình 8-5.



HÌNH 8-5.

Cấu tạo bể trung hòa và pha trộn dung dịch dinh dưỡng.

1- Ống dẫn nước thải từ bể điều hòa đến; 2- Ống dẫn nước thải đã được trung hòa đến công trình xử lý tiếp theo; 3- Van khóa; 4- Cánh khuấy.

8.3.5. Thiết bị khuấy trộn trong bể trung hòa và bể pha trộn

- Thể tích bể thực tế: $V = 14,58 \text{ m}^3$
- Lưu lượng thiết kế: $Q = 167 \text{ m}^3/\text{h}$
- Chọn Gradient vận tốc $= 2 \text{ phút}^{-1}$
- Tốc độ bơm cần thiết: $Q_a = 2 \times 14,58 = 29,16 \text{ m}^3/\text{phút}$
- Chọn đường kính cánh khuấy: $D = 0,85 \text{ m}$
- Hệ số khuấy trộn: $N_Q = 0,75$
- Tốc độ cánh khuấy:

$$n = \frac{Q_a}{N_Q \times D^3} = \frac{29,16}{0,75 \times 0,85^3} = 63 \text{ vòng/phút} = 1,06 \text{ vòng/giây}$$

- Hệ số năng lượng: $N_p = 1,50$
- Tỷ trọng chất lỏng: $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
- Hằng số gia tốc trọng trường: $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- Năng lượng cung cấp cho chất lỏng:

$$G = \frac{1,5 \times 1,06^3 \times 0,85^5 \times 1000}{9,81} = 80,8 \text{ m.Kg/s} = 0,78 \text{ KW}$$

- Chọn thiết bị khuấy trộn cho bể trung hòa và bể pha trộn dung dịch dinh dưỡng có các đặc tính sau:

- Đường kính cánh khuấy: $D = 0,85\text{m}$;
- Tốc độ quay: $n = 63 \text{ vòng/phút}$;
- Công suất động cơ: $N = 1,1\text{KW}$.

8.3.6. Aerôten kết hợp bể lắng đợt II

Tính toán aerôten và bơm bùn

Dung tích hữu ích của aerôten được tính theo công thức:

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_0 - S)}{X(1 + k_d \theta_c)} = \frac{20 \times 4000 \times 0,5 \times (500 - 20)}{3200 \times (1 + 0,05 \times 20)} = 3000 \text{ m}^3$$

Trong đó: θ_c = Thời gian lưu bùn, $\theta_c = 20 \text{ ngày}$;

Q = Lưu lượng trung bình ngày, $Q = Q_{\text{trung bình}} = 4000 \text{ m}^3/\text{ngày}$;

Y = Hệ số sản lượng bùn, $Y = 0,5 \text{ mgVSS/mgBOD}_5$;

S_0 = BOD_5 của nước thải đầu vào bể aerôten, $S_0 = 500 \text{ mg/L}$;

S = BOD_5 của nước thải đầu ra bể aerôten, $S = 20 \text{ mg/L}$;

X = Nồng độ VSS trong hỗn hợp bùn hoạt tính, $X = 3200 \text{ mg/L}$;

K_d = Hệ số phân hủy nội bào, $K_d = 0,05 \text{ ngày}^{-1}$.

Hệ số sản lượng quan sát tính theo công thức:

$$Y_{\text{obs}} = \frac{Y}{1 + K_d \theta_c} = \frac{0,5}{1 + (0,05 \times 20)} = 0,25$$

Lượng bùn gia tăng mỗi ngày tính bằng MLVSS:

$$P_x = \frac{Y_{\text{obs}} \times Q \times (S_0 - S)}{10^3 \text{ g/kg}} = \frac{0,25 \times 4000 \times (500 - 20)}{10^3} = 480 \text{ kg/ngày}$$

Tổng lượng bùn hoạt tính gia tăng tính theo MLSS:

$$P_{x(\text{ss})} = \frac{480}{0,8} = 600 \text{ kg/ngày}$$

$$(Q + Q_r) \times 3000 = 10000 \times Q_r$$

$$\frac{Q_r}{Q} = \frac{3}{7}$$

Lượng bùn tuần hoàn: $Q_r = \frac{3}{7} \times 4000 = 1714 \text{ m}^3/\text{ngày}$ (71,4 m³/h).

Lúc khởi động: $Q_r = 1,5 Q = \frac{1,5 \times 4000}{24} = 250 \text{ m}^3/\text{h}$

Lượng bùn dư: $Q_{\text{wr}} = \frac{3000 \times 4000}{20 \times 10000} = 60 \text{ m}^3/\text{ngày}$

Chọn: 04 bơm bùn tuần hoàn, công suất mỗi bơm 62,5 m³/h, cột áp 5m;
04 bơm bùn dư, công suất mỗi bơm 4 m³/h, cột áp 10 m.

Hệ thống làm thoáng (thổi khí)

Lượng oxy yêu cầu, kg O₂/ngày:

$$G = \frac{Q(S_0 - S) \times 10^{-3}}{0,68} - (1,42 \times P_x) = \frac{4000(500 - 20) \times 10^{-3}}{0,68} - (1,42 \times 480)$$

$$G = 2142 \text{ kgO}_2/\text{ngày} = 89,25 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

Tốc độ cung cấp oxy từ thiết bị làm thoáng bề mặt là 1,4 kg O₂/h.HP

Năng lượng tổng cộng yêu cầu = $\frac{89,25}{1,4 \times 0,8} = 79,69 \text{ HP}$ (59,8 KW)

Tính thể tích không khí theo yêu cầu:

Lượng không khí yêu cầu theo lý thuyết (giả sử không khí chứa 23,2% O₂ theo trọng lượng và trọng lượng riêng của không khí ở 20°C là 0,0118 kN/m³ = 1,18 kg/m³) là:

$$\frac{2142}{1,18 \times 0,232} = 7824 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Giả sử hiệu quả vận chuyển oxy của thiết bị thổi khí là 8%, hệ số an toàn khi sử dụng trong thiết kế thực tế là 2.

Sử dụng thiết bị làm thoáng bề mặt (*Horizontal Brush Aerator*) với các đặc tính sau:

- Tổng số thiết bị thổi khí bề mặt: n = 10 (08 công tác, 02 dự phòng);
- Đường kính = 1,00 m
- Chiều dài = 3 m
- Công suất = 7,5 KW/máy

Ở mỗi bể, bố trí ở ngăn ngoài 3 máy (2 máy hoạt động, 1 máy dự phòng) và bố trí ở ngăn trong 2 máy (hoạt động đồng thời).

Kiểm tra năng lượng tổng cộng: N = 08 bộ × 7,5 KW/bộ = 60 KW > 59,8 KW.
Như vậy là thỏa mãn yêu cầu.

Tính toán bể lắng đợt hai kết hợp

Hỗn hợp nước – bùn hoạt tính từ bể aerôten được đưa liên tục sang bể lắng đợt II để loại bỏ bùn hoạt tính trước khi dẫn đến công trình xử lý tiếp theo.

Tính toán bể lắng đợt II sau xử lý sinh học căn cứ vào các số liệu ghi trong Bảng 8-2. (Ngoài ra có thể tính toán theo các chỉ dẫn trong TCXD-51-84 như đã giới thiệu trong các chương trước).

BẢNG 8-2.

Các thông số thiết kế bể lắng đợt II

Loại công trình xử lý sinh học	Tải trọng bề mặt ($m^3/m^2.ngày$)		Tải trọng chất rắn ($kg/m^2.h$)		Chiều cao công tác (m)
	Trung bình	Lớn nhất	Trung bình	Lớn nhất	
1. Bùn hoạt tính khuếch tán bằng không khí	16,3 ÷ 32,6	40,7 ÷ 48,8	3,9 ÷ 5,9	9,8	3,7 ÷ 6,1
2. Bùn hoạt tính khuếch tán bằng oxy nguyên chất	16,3 ÷ 32,6	40,7 ÷ 48,8	4,9 ÷ 6,8	9,8	3,7 ÷ 6,1
3. Bể lọc sinh học	16,3 ÷ 24,4	24,4 ÷ 48,8	2,9 ÷ 4,9	7,8	3,0 ÷ 4,6
4. Bể sinh học tiếp xúc giá thể quay	16,3 ÷ 32,6	24,4 ÷ 48,8	3,9 ÷ 5,9	9,8	3,0 ÷ 4,6

Trong trường hợp đang xét, chọn:

- Tải trọng bề mặt $L_b = 15 m^3/m^2.ngày$
- Tỷ lệ tải trọng chất rắn $L_r = 5 kg/m^2.h$
- Tốc độ tải trọng chảy tràn $v = 150 m^3/m.ngày$

Diện tích bề mặt cần thiết:

$$F = \frac{Q}{L_b} = \frac{4000}{15} = 267 m^2$$

Chọn 2 bể lắng ly tâm, đường kính mỗi bể 13,5 m.

$$\text{Diện tích bề mặt thực} = \frac{\pi \times 13,5^2}{4} \times 2 \text{ bể} = 286 m^2 > 267 m^2 \text{ (thoả mãn).}$$

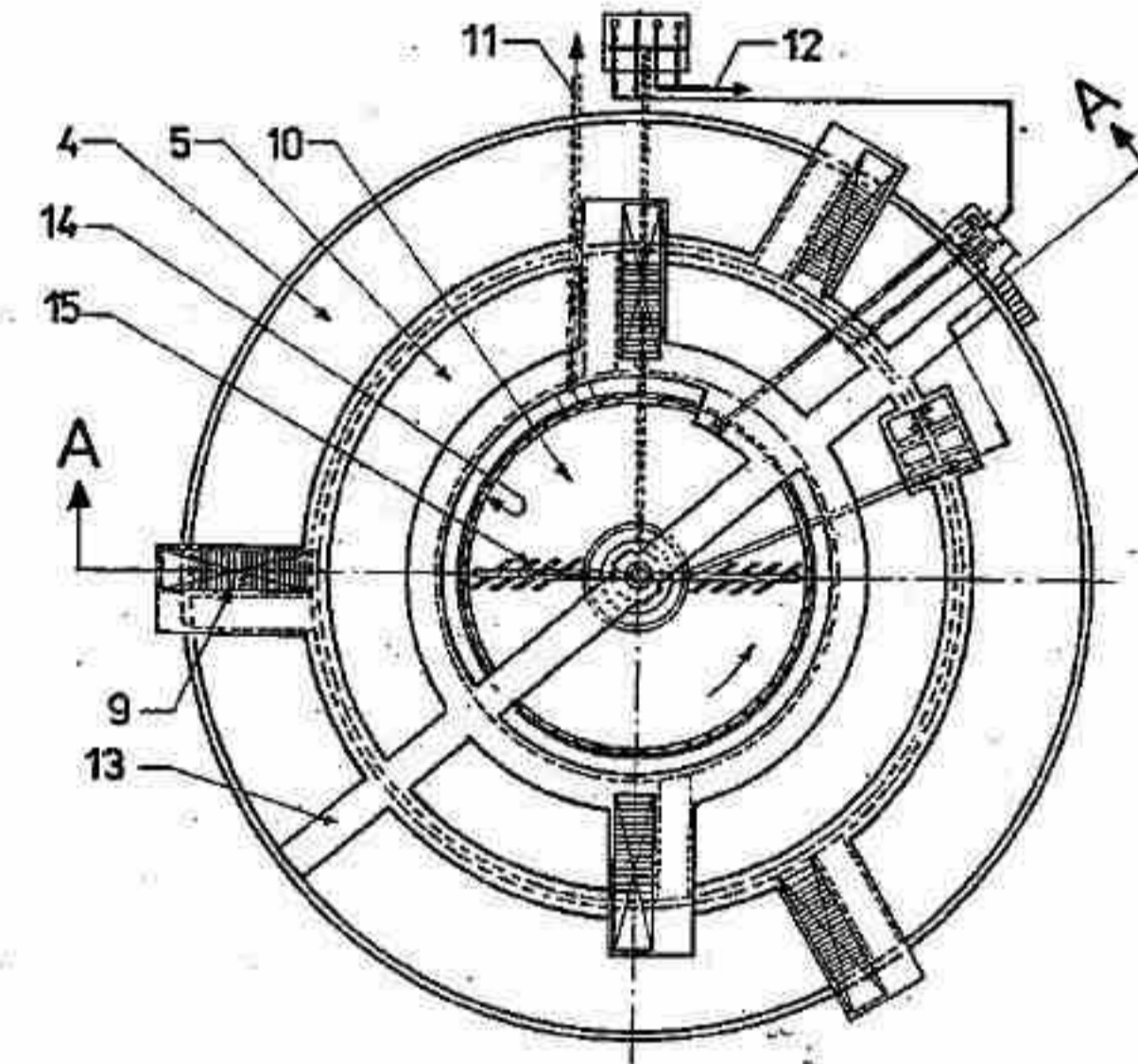
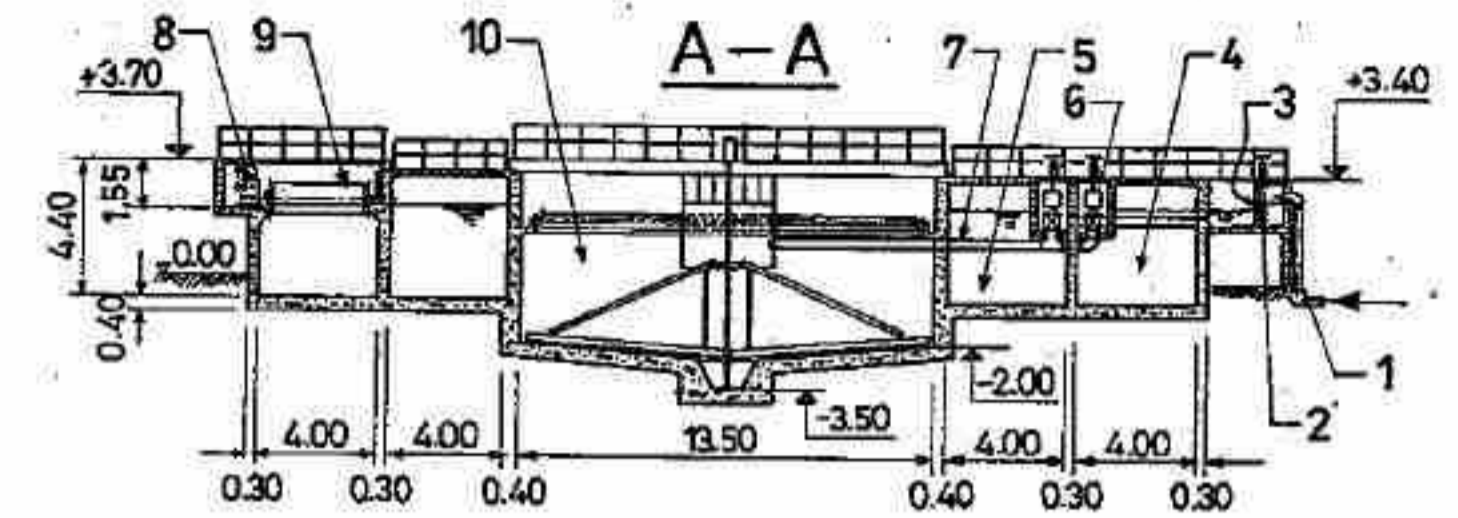
Kiểm tra tải trọng chất rắn trong trường hợp tuần hoàn 100%:

$$L_r = \frac{2 \times 4000 \times 3200}{24 \times 286 \times 1000} = 3,73 < 5 kg/m^2.h$$

Kiểm tra tốc độ chảy tràn:

$$v = \frac{4000}{2 \times \pi \times 13,5} = 47 kg/m^3.ngày < 150 kg/m^3.ngày$$

Sơ đồ cấu tạo bể aerôten kết hợp lắng II được thể hiện ở Hình 8-6.



MẶT BẰNG

HÌNH 8-6.

Cấu tạo bể aerôten kết hợp lắng đợt II.

- 1- Ống dẫn nước thải vào; 2- Van khóa; 3- Khe phân phối nước; 4- Ngăn aerôten thứ I; 5- Ngăn aerôten thứ II; 6- Van khóa; 7- Ống dẫn nước thải vào bể lắng đợt II; 8- Motor truyền động; 9- Thiết bị thổi khí bề mặt; 10- Bể lắng ly tâm đợt II; 11- Ống dẫn nước thải sau lắng đến công trình tiếp theo; 12- Ống dẫn bùn dư đến thiết bị làm ráo bùn; 13- Hành lang công tác; 14- Máng răng cưa thu nước vòng; 15- Thanh gạt bùn.

8.3.7. Bể tiếp xúc

Nước thải sau khi ra khỏi bể aerôten - lắng II được dẫn đến bể tiếp xúc để khử trùng bằng dung dịch NaOCl 10%. Bể tiếp xúc được thiết kế với dòng chảy ziczác qua từng ngăn để tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình tiếp xúc giữa nước thải và hóa chất khử trùng. Tính toán bể tiếp xúc với thời gian lưu nước trong bể 30 phút.

Dung tích hữu ích của bể:

$$W = Q_{tb,h} \times t = 167 \times 0,5 = 83,5 \text{ m}^3$$

Chiều sâu lớp nước trong bể được chọn: $H = 1,5\text{m}$. Diện tích mặt thoáng hữu ích của bể tiếp xúc khi đó sẽ là:

$$F = \frac{W}{H} = \frac{83,5}{1,5} = 55,7 \text{ m}^2$$

Chọn bể tiếp xúc gồm 05 ngăn, kích thước mỗi ngăn:

$$L \times B = 10,5\text{m} \times 1,2\text{m} = 12,6 \text{ m}^2$$

Tổng diện tích của 05 ngăn sẽ là: $5 \times 12,6 = 63 \text{ m}^2 > 55,7 \text{ m}^2$ theo yêu cầu. Cấu tạo bể tiếp xúc được thể hiện trên Hình 8-7.

8.3.8. Hồ xử lý bổ sung

Nước thải từ bể tiếp xúc được dẫn vào hồ xử lý bổ sung nhằm ổn định tính chất nước thải sau xử lý và tăng cường hiệu quả khử các chất bẩn hữu cơ còn lại trong nước thải. Hồ này thực chất là một hồ sinh học tự nhiên, được tính toán thiết kế với thời gian lưu nước trong hồ là 1,5 ngày.

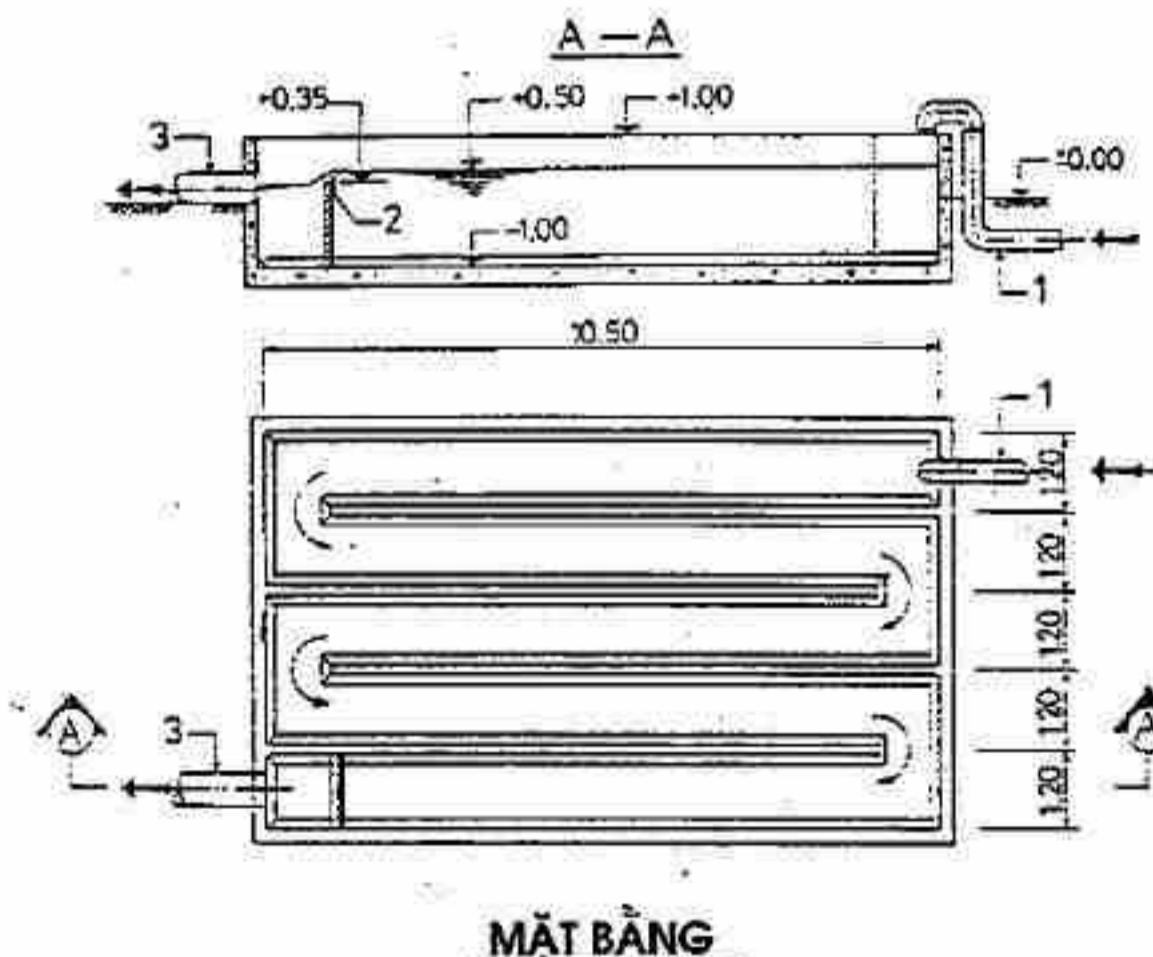
Dung tích hữu ích của hồ là: $W = 4000 \times 1,5 = 6000 \text{ m}^3$

Cấu tạo và các kích thước cơ bản của hồ được thể hiện trên Hình 8-8.

8.3.9. Bể nén bùn

Bùn hoạt tính từ bể lắng đợt II được bơm tuần hoàn một phần trở về aerôten và phần bùn dư được đưa đến bể nén bùn để tách bớt nước, làm giảm sơ bộ độ ẩm của bùn, tạo điều kiện thuận lợi cho các quá trình xử lý bùn ở phía sau.

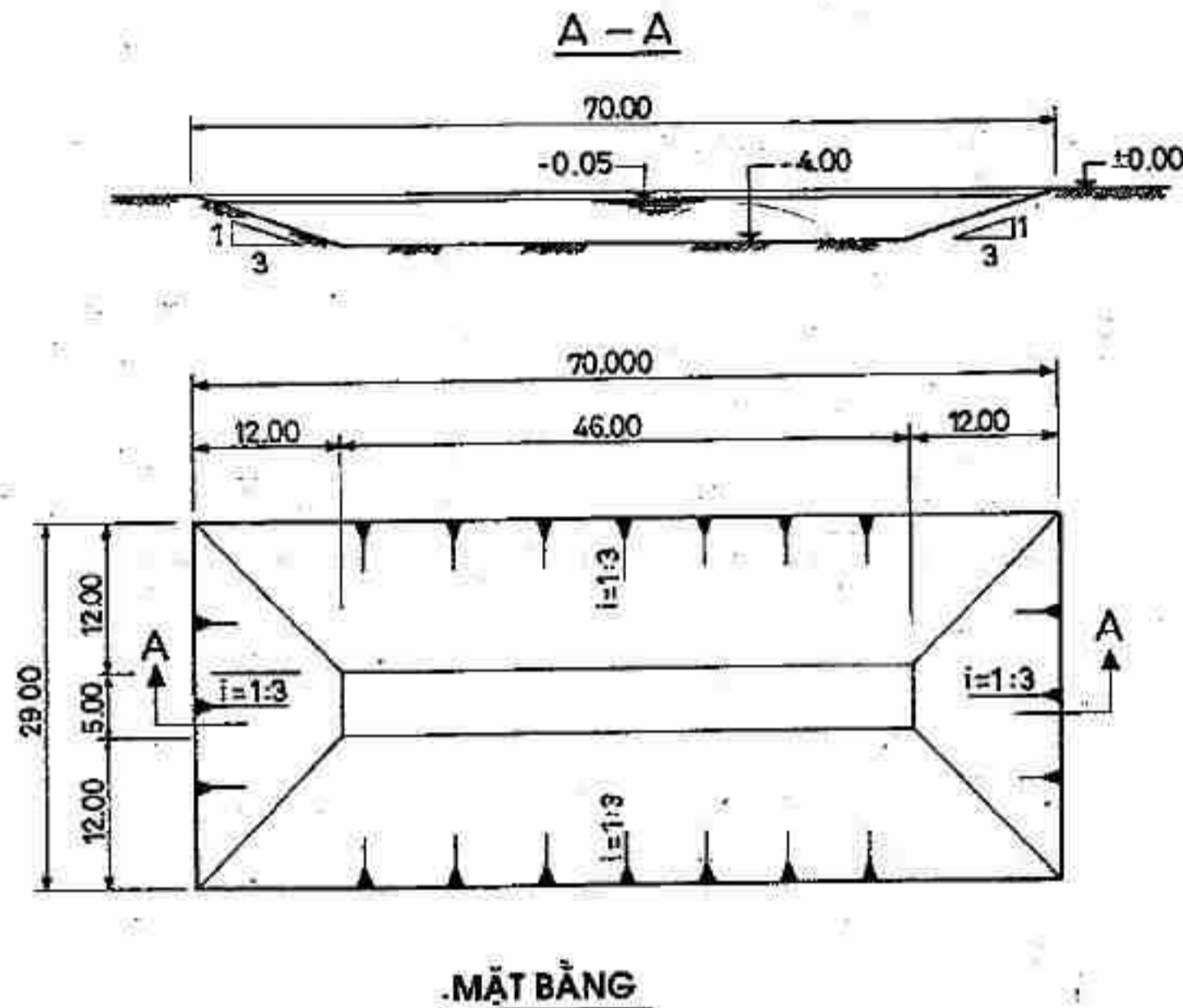
Trong trường hợp đang xét, chọn bể nén bùn trọng lực để tính toán thiết kế. Nén bùn trọng lực được thực hiện trong một công trình có cấu tạo giống như bể lắng ly tâm. Bùn loãng (hỗn hợp bùn - nước) được đưa vào ống cấp bùn ở tâm bể. Dưới tác dụng của trọng lực, bùn sẽ lắng và kết chặt lại. Sau khi nén, bùn sẽ được rút ra ở đáy bể bằng bơm hút bùn để dẫn đến công trình xử lý bùn tiếp theo. Lượng nước tách từ bùn trong quá trình nén được thu bằng máng răng cưa vòng đặt ở phần trên của bể và từ đó nó được dẫn trở về bể điều hòa để tiếp tục xử lý một lần nữa. So với bể lắng ly tâm thì bể nén bùn trọng lực có công suất dàn gạt bùn lớn hơn, độ dốc ở đáy lớn hơn. Chiều cao công tác của bể thường từ 3,3m đến 3,7m; Đường kính bể có thể đến 21 ÷ 24m; độ dốc đáy bể từ 1 : 6 đến 1 : 4. Tải trọng thủy lực của bể nén bùn trọng lực từ 8 đến 33 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$. Trong quá trình vận hành, phải giữ lại một lớp bùn ở đáy bể nén bùn để giúp bùn kết chặt nhanh hơn. Chiều cao lớp bùn giữ lại trong bể có thể lấy từ 0,6m đến 2,4m (giá trị nhỏ lấy cho những tháng nóng). Tỷ số thể tích bùn (SVR) từ 0,5 đến 2 ngày, giá trị nhỏ sử dụng trong mùa nóng (Tỷ số thể tích bùn hay thời gian lưu bùn bằng thể tích lớp bùn giữ lại trong bể chia cho thể tích bùn sau nén lấy ra mỗi ngày).



HÌNH 8-7.

Cấu tạo bể tiếp xúc.

1- Ống dẫn nước thải vào; 2- Máng răng cưa thu nước; 3- Ống dẫn nước thải đến hồ xử lý bổ sung.

**HÌNH 8-8.**

Hồ xử lý bổ sung (Hồ sinh học tự nhiên).

Tính toán bể nén bùn trọng lực có thể dựa vào các thông số thiết kế cho trong Bảng 3-12 như đã giới thiệu ở chương 3, hoặc cũng có thể tính theo cách khác dựa vào các thông số thiết kế cho trong Bảng 8-3. Trong trường hợp này, chọn cách tính thứ hai.

- Tải trọng chất rắn tổng cộng = $30 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{ngày}$
- Tải trọng thủy lực = $15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$
- Diện tích bề mặt yêu cầu $F = \frac{600 \text{ kg/ngày}}{30 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{ngày}} = 20 \text{ m}^2$
- Đường kính của bể nén bùn: $D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 20}{\pi}} = 5 \text{ m}$
- - Nồng độ bùn sau nén = 2%

- Thể tích bùn sau nén $V = \frac{600 \text{ kg/ngày}}{20 \text{ kg/m}^3} = 30 \text{ m}^3/\text{ngày}$
- Chọn 2 bơm bùn sau nén (1 bơm hoạt động, 1 bơm dự phòng)
- Đặc tính bơm bùn $Q = 4 \text{ m}^3/\text{h}$, cột áp $H = 10 \text{ m}$.

Cấu tạo của bể nén bùn trọng lực ứng với các kết quả tính toán được thể hiện trên Hình 8-9.

8.3.10. Bể chứa bùn

Bể chứa bùn được thiết kế để tiếp nhận lượng bùn hoạt tính dư sau khi đã được nén trên bể nén bùn trọng lực, đồng thời còn tiếp nhận lượng váng nổi từ các bể lắng đợt II đưa đến, chuẩn bị cho quá trình làm ráo nước bùn bằng thiết bị lọc ép dây đai (lọc ép băng tải).

Tính toán bể chứa bùn chủ yếu dựa vào thời gian lưu bùn trong bể chứa. Trong tính toán này, chọn thời gian lưu bùn là $\frac{1}{2}$ ngày. Khi đó, dung tích cần thiết của bể chứa bùn được xác định như sau:

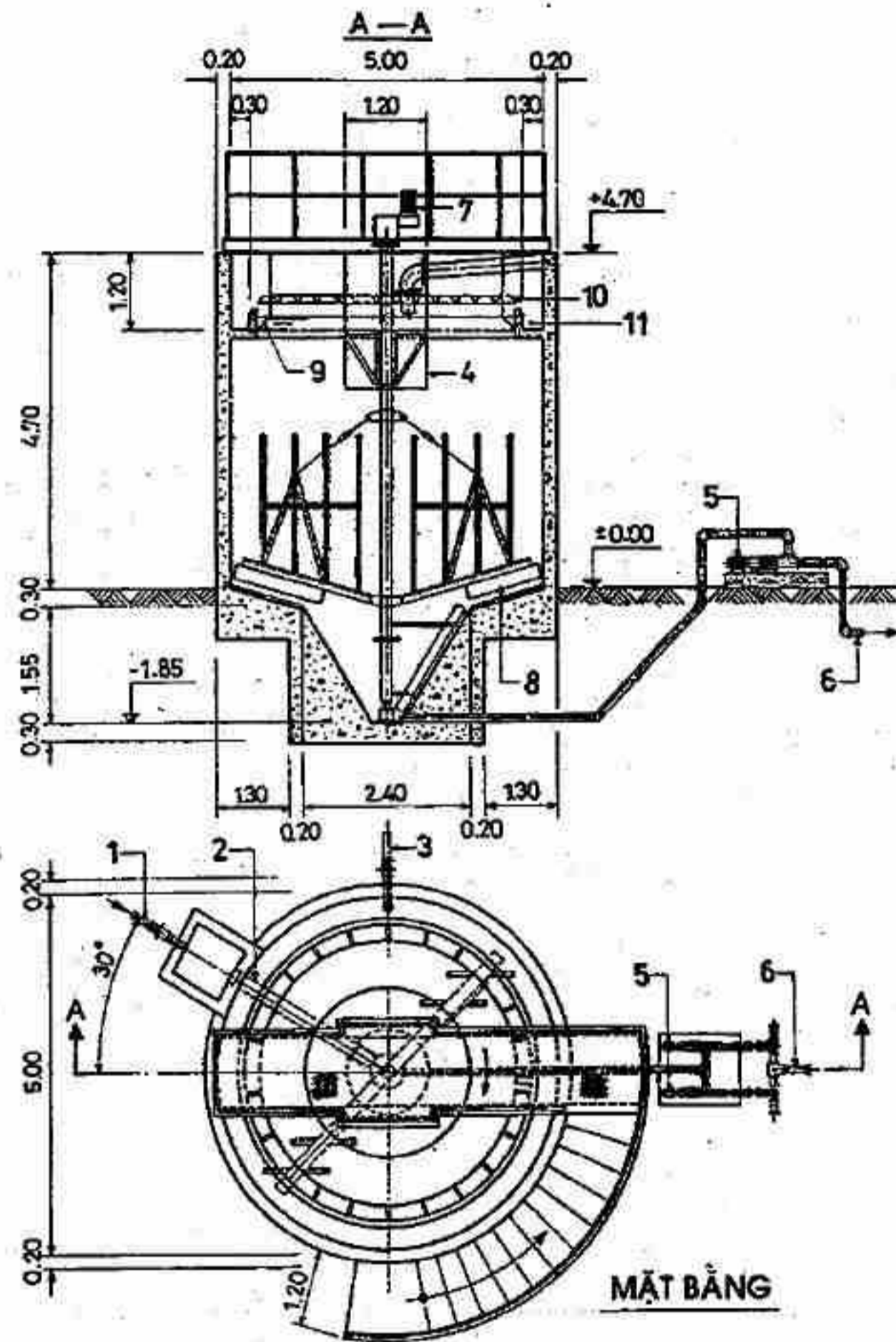
$$W = Q_{\text{nén}}^b \times t = 30 \text{ m}^3/\text{ngày} \times \frac{1}{2} \text{ ngày} = 15 \text{ m}^3$$

Bể chứa bùn được thiết kế có dạng hình vuông trên mặt bằng, phần đáy bể được thiết kế với độ dốc 45% để tiện lợi cho quá trình tháo bùn. Hình dạng và cấu tạo bể chứa bùn được thể hiện trên Hình 8-10.

BẢNG 8-3.

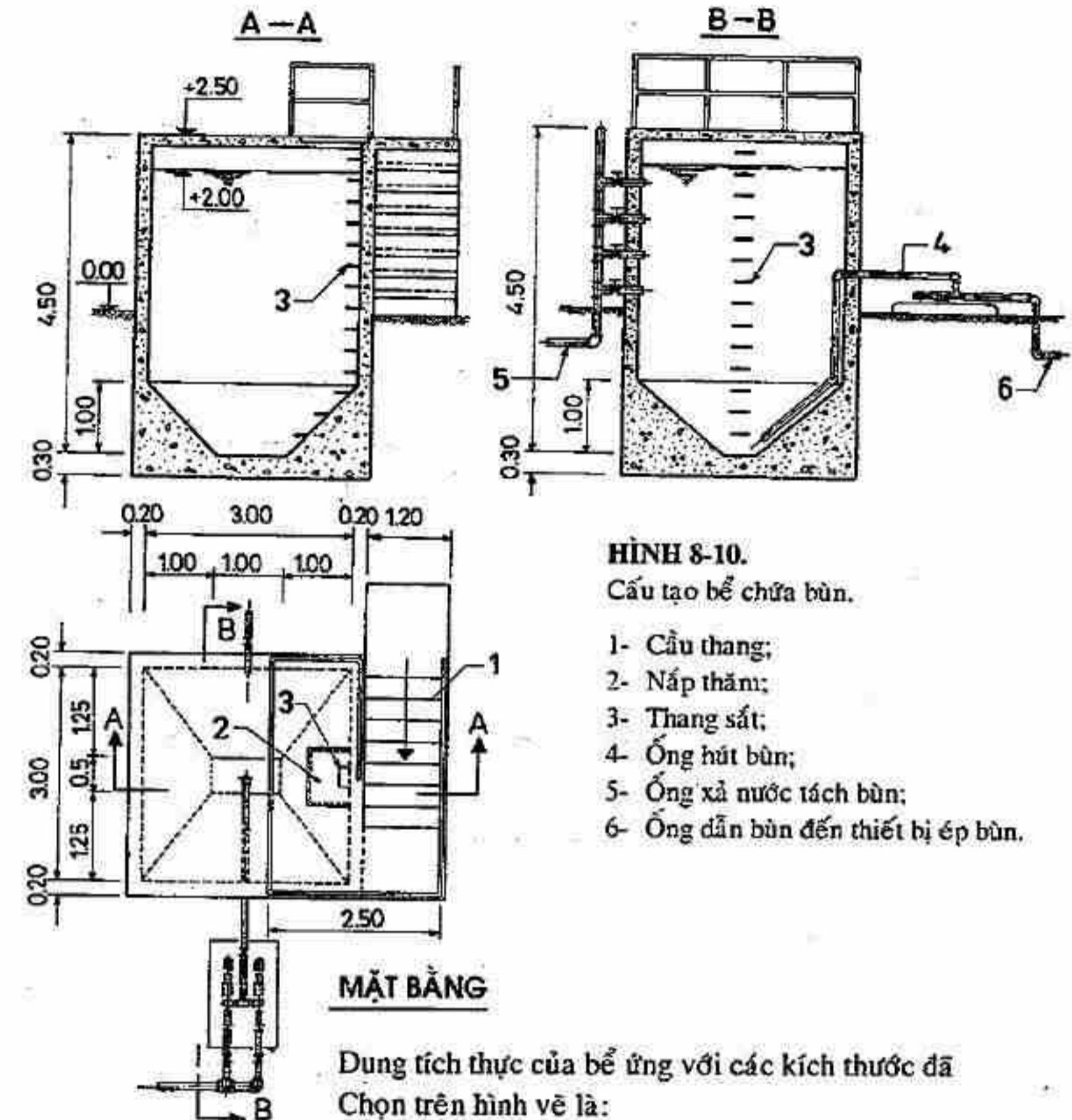
Các thông số thiết kế bể nén bùn trọng lực

STT	Thông số thiết kế	Tải trọng chất rắn ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{ngày}$)	Nồng độ bùn sau nén, (%)
1	Cặn tươi	98 ÷ 146	8 ÷ 10
2	Cặn tươi đã kiềm hóa bằng vôi	98 ÷ 122	7 ÷ 12
3	Cặn tươi + bùn từ bể lọc sinh học	49 ÷ 59	7 ÷ 9
4	Cặn tươi + bùn từ bể bùn hoạt tính	29 ÷ 49	4 ÷ 7
5	Bùn từ bể lọc sinh học	39 ÷ 49	7 ÷ 9
6	Bùn hoạt tính dư	24 ÷ 29	2,5 ÷ 3
7	Bùn từ xử lý bậc cao + vôi	293	12 ÷ 15

**HÌNH 8-9.**

Cấu tạo bể nén bùn trọng lực.

1- Ống dẫn bùn từ bể lắng đợt II đến; 2- Dẫn bùn và ống phân phối trung tâm; 3- Ống tháo nước trong dẫn về bể điều hòa; 4- Ống trung tâm; 5- Bơm hút bùn; 6- Ống dẫn bùn đến bể chứa bùn; 7- Động cơ truyền động hệ thống dàn gạt bùn; 8- Thanh gạt bùn; 9- Tấm chặn chất nổi.

**HÌNH 8-10.**

Cấu tạo bể chứa bùn.

- 1- Cầu thang;
- 2- Nắp thăm;
- 3- Thang sắt;
- 4- Ống hút bùn;
- 5- Ống xả nước tách bùn;
- 6- Ống dẫn bùn đến thiết bị ép bùn.

MẶT BẰNG

Dung tích thực của bể ứng với các kích thước đã chọn trên hình vẽ là:

$$W_{\text{thực}} = 3\text{m} \times 3\text{m} \times 3\text{m} = 27 \text{ m}^3 > 15 \text{ m}^3 \text{ theo yêu cầu.}$$

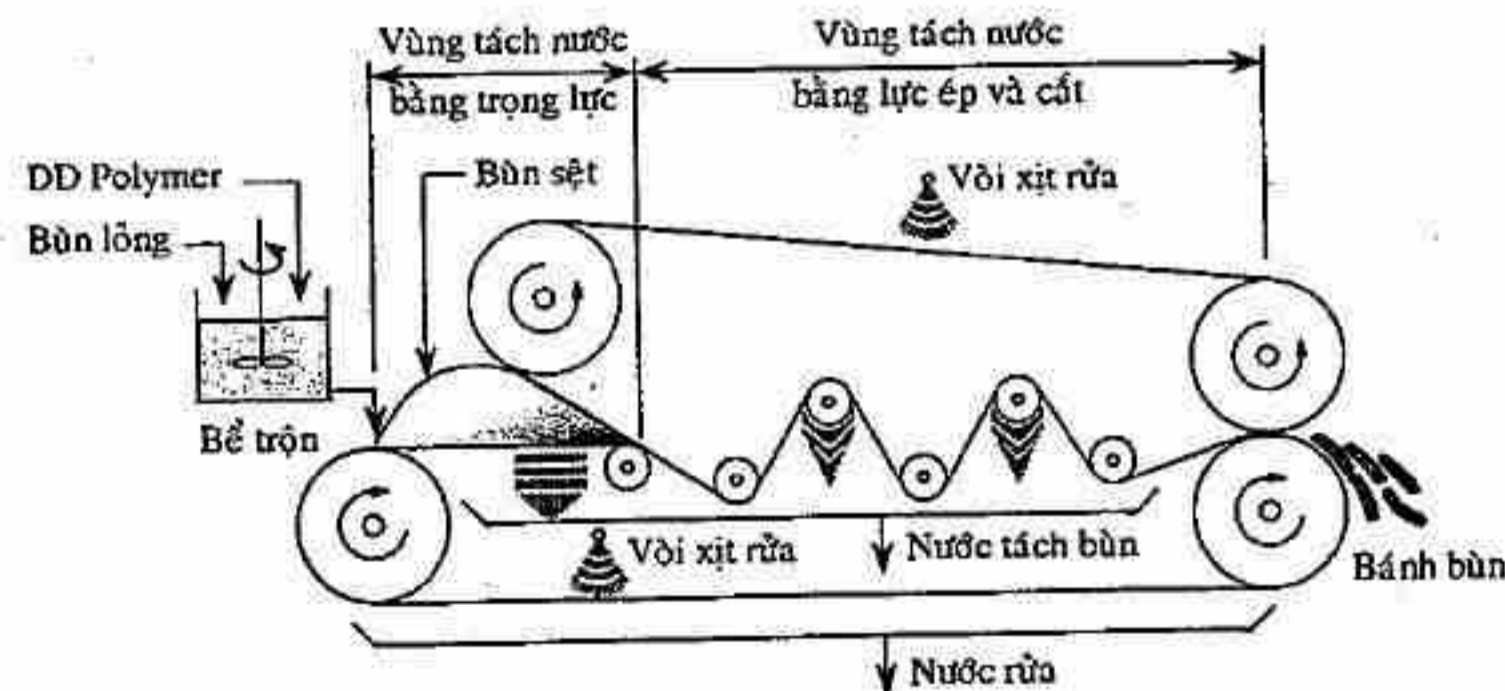
8.3.11. Máy ép bùn dây đai (Bell Press)

Thiết bị lọc ép bùn dây đai là một loại thiết bị dùng để khử nước ra khỏi bùn vận hành dưới chế độ cho bùn liên tục vào thiết bị. Về nguyên tắc, đối với thiết bị này, để tách nước ra khỏi bùn có thể áp dụng các công đoạn sau: 1) Ổn định bùn bằng hóa chất; 2) Tách nước dưới tác dụng của trọng lực; 3) Tách nước dưới tác dụng của lực ép dây đai nhờ truyền động cơ khí.

Đối với các loại thiết bị ép bùn kiểu lọc dây đai, bùn sau khi đã ổn định bằng hóa chất, đầu tiên được đưa vào vùng thoát nước trọng lực, ở đây bùn sẽ được nén và phần lớn nước được tách ra khỏi bùn nhờ trọng lực. Có thể sử dụng thiết bị hút chân không trong vùng này để nâng cao khả năng thoát nước và giảm mùi hôi. Sau vùng thoát nước trọng lực là vùng nén ép áp lực thấp. Trong vùng này, bùn được nén ép giữa hai dây đai chuyển động trên các con lăn. Dây đai phía dưới làm bằng vải thưa hay lưới sợi mịn xốp. Khi bùn chuyển động trên dây đai trong vùng nén ép áp lực thấp, dưới tác dụng lực ép của dây đai và các con lăn, nước trong bùn sẽ thoát ra đi xuyên qua dây đai xuống phía dưới vào ngăn chứa nước bùn bên dưới. Cuối cùng, bùn sẽ đi qua vùng nén ép áp lực cao hay vùng cắt. Trong vùng này, bùn sẽ đi theo các hướng zig-zắc và chịu lực cắt khi đi xuyên qua một chuỗi các con lăn. Dưới tác dụng của lực cắt và lực ép, nước tiếp tục được tách ra khỏi bùn. Bùn ở dạng bánh được tạo ra sau khi qua thiết bị ép bùn kiểu lọc dây đai.

Sơ đồ nguyên lý hoạt động của thiết bị lọc ép bùn dây đai được thể hiện trên Hình 8-11.

Thiết bị ép bùn kiểu lọc dây đai thường được chế tạo với bề rộng dây đai từ 0,5m đến 3,5m. Tải trọng bùn thường từ 90 đến 680 kg/m.h phụ thuộc vào loại bùn và nồng độ bùn. Năng suất thủy lực của thiết bị ép bùn kiểu lọc dây đai tính căn cứ vào bề rộng từ 1,6 đến 6,3 lít/m.s. Đặc tính kỹ thuật khử nước của thiết bị ép bùn kiểu lọc dây đai cho trong Bảng 8-4.



HÌNH 8-11.

Sơ đồ nguyên lý hoạt động của thiết bị lọc ép bùn dây đai.

BẢNG 8-4.

Đặc tính kỹ thuật khử nước của thiết bị ép bùn kiểu lọc dây đai

STT	Loại bùn	Nồng độ bùn ban đầu (%)	Nồng độ bùn sau khi ép (%)
1	Cặn tươi từ bể lắng đợt I	3 ÷ 7	28 ÷ 44
2	Cặn tươi từ bể lắng đợt I và bùn hoạt tính dư	3 ÷ 6	20 ÷ 35
3	Cặn tươi từ bể lắng đợt I và bùn từ bể lọc sinh học	3 ÷ 6	20 ÷ 35
4	Bùn hoạt tính dư	1 ÷ 4	12 ÷ 20
5	Bùn từ bể lắng đợt I đã được phân hủy kỵ khí	3 ÷ 7	25 ÷ 35
6	Bùn từ bể lắng đợt I và bùn hoạt tính dư đã được phân hủy kỵ khí	3 ÷ 6	20 ÷ 25
7	Bùn hoạt tính dư đã được phân hủy kỵ khí	3 ÷ 4	12 ÷ 20
8	Bùn từ bể lắng đợt I và bùn hoạt tính dư đã được phân hủy hiếu khí	1 ÷ 3 4 ÷ 8	12 ÷ 20 12 ÷ 30

Khối lượng bùn cần ép = 600 kg/ngày

Nồng độ bùn sau nén = 2%

Nồng độ của bùn sau khi ép = 18%

Khối lượng bùn sau khi ép = $\frac{600 \times 18}{100} = 108 \text{ kg/ngày}$

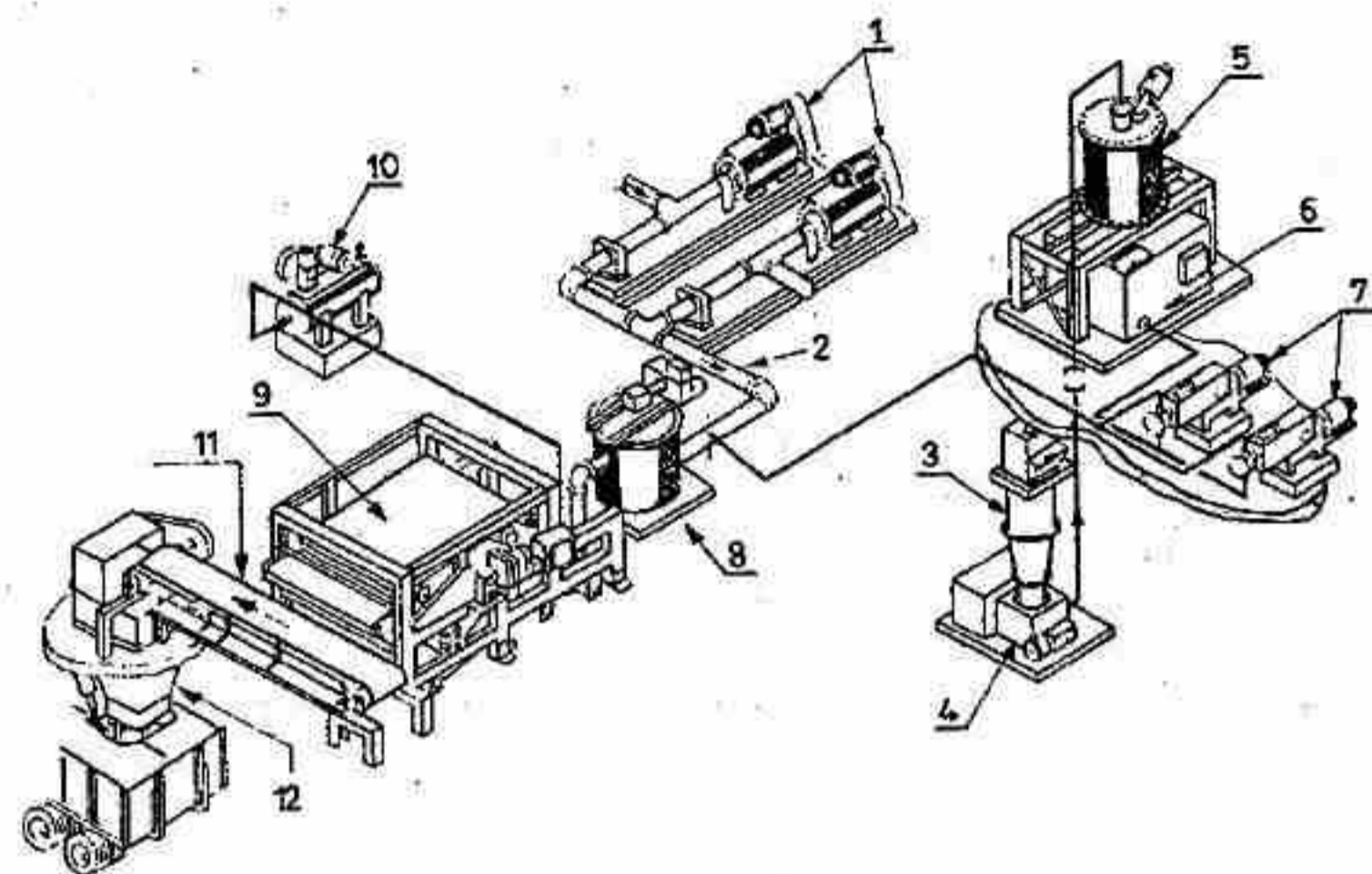
Số giờ hoạt động của thiết bị = 8 h/ngày

Tải trọng bùn tính trên 1m chiều rộng băng ép chọn bằng 90 kg/m.h

Chiều rộng băng ép = $\frac{600 \text{ kg/ngày}}{8 \text{ giờ/ngày} \times 90 \text{ kg/m.h}} = 0,833 \text{ m}$

Chọn: 01 thiết bị lọc ép dây đai, bề rộng dây đai 1,00m.
02 bơm bùn (01 bơm hoạt động, 01 bơm dự phòng)
Đặc tính bơm: $Q = 4 \text{ m}^3/\text{h}$, cột áp $H = 10 \text{ m}$

Hình 8-12 giới thiệu một hệ thống thiết bị lọc ép bùn dây đai.

**HÌNH 8-12.**

Sơ đồ hệ thống khử nước bùn bằng lọc ép dây đai.

1- Bơm cung cấp bùn; 2- Bùn đã được trộn lẫn; 3- Bộ phận chuẩn bị polymer; 4- Hệ thống trộn và cung cấp polymer; 5- Bể trộn; 6- Bể hóa già polymer; 7- Bơm định lượng polymer; 8- Thùng kết bông; 9- Thiết bị lọc ép băng tải; 10- Máy nén khí; 11- Băng tải vận chuyển bùn đã được ép thành bánh; 12- Lỗ tháo bùn xuống xe.

8.3.12. Tính toán hóa chất

Bể chứa urê (nồng độ 10%) và bơm châm dung dịch urê

Trong xử lý sinh học bằng quá trình bùn hoạt tính, tỷ lệ BOD : N = 100 : 5, do đó với BOD_{đầu vào} = 500 mg/l, lượng N cần thiết là:

$$N = \frac{5 \times 500}{100} = 25 \text{ mg/l}$$

Phân tử lượng của urê ($\text{H}_2\text{N-CO-NH}_2$) = 60

Khối lượng phân tử $\text{N}_2 = 2 \times 14 = 28$.

$$\text{Tỷ lệ khối lượng: } \frac{N}{\text{Urê}} = \frac{28}{60}$$

$$\text{Lượng Urê cần thiết} = \frac{60 \times 25}{28} = 53,6 \text{ mg/l}$$

Lưu lượng nước thải trung bình cần xử lý: $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{ngày}$

$$\text{Lượng urê tiêu thụ} = \frac{53,6 \times 4000}{1000} = 214,4 \text{ kg/ngày}$$

Nồng độ dung dịch urê sử dụng = 10% hay 100 kg/m^3

$$\text{Lưu lượng dung dịch urê cung cấp} = \frac{214,4}{100} = 2,144 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Thời gian lưu dung dịch = 1 ngày

Thể tích bể yêu cầu = $2,144 \text{ m}^3$

Chọn 2 máy bơm châm urê (1 vận hành, 1 dự phòng)

Đặc tính bơm định lượng: $Q = 90 \text{ L/h}$, áp lực 1,5 bar.

Bể chứa axit photphoric (H_3PO_4) và bơm châm H_3PO_4

Tỷ lệ BOD : P = 100 : 1, do vậy với BOD_{đầu vào} = 500 mg/l:

$$\text{Lượng P cần thiết là } P = \frac{1 \times 500}{100} = 5 \text{ mg/l}$$

Sử dụng axit photphoric H_3PO_4 làm tác nhân cung cấp P.

Khối lượng phân tử của $\text{H}_3\text{PO}_4 = 98$

Khối lượng nguyên tử P = 31

$$\text{Tỷ lệ khối lượng: } \frac{P}{\text{H}_3\text{PO}_4} = \frac{31}{98}$$

$$\text{Lượng } \text{H}_3\text{PO}_4 \text{ cần thiết} = \frac{98 \times 5}{31} = 15,81 \text{ mg/l}$$

Lưu lượng trung bình của nước thải cần xử lý: $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{ngày}$

$$\text{Lượng H}_3\text{PO}_4 \text{ tiêu thụ} = \frac{15,81 \times 4000}{1000} = 63,24 \text{ kg/ngày}$$

$$\text{Nồng độ H}_3\text{PO}_4 \text{ sử dụng} = 85\% = 850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Dung dịch H}_3\text{PO}_4 \text{ cung cấp} = \frac{63,24 \text{ kg/ngày}}{850 \text{ kg/m}^3} = 0,074 \text{ m}^3/\text{ngày} \text{ hay } 74 \text{ L/ngày}$$

Thời gian lưu = 2 ngày

$$\text{Thể tích bể yêu cầu} = 0,148 \text{ m}^3$$

Chọn: 2 máy bơm chìm axit H₃PO₄ (1 vận hành, 1 dự phòng)
Đặc tính bơm định lượng Q = 3,5 L/h, áp lực 1,5 bar

Bể chứa dung dịch FeCl₃ (46%) và bơm chìm FeCl₃

$$\text{BOD} = 100 \text{ mg/l}; \text{ Fe} = 0,5 \text{ mg/l}$$

$$\text{BOD} = 500 \text{ mg/l}; \text{ Fe} = \frac{0,5 \times 500}{100} = 2,5 \text{ mg/l}$$

Sử dụng muối clorua sắt FeCl₃ để làm tác nhân cung cấp Fe

$$\text{Khối lượng phân tử của FeCl}_3 = 162,2$$

$$\text{Khối lượng nguyên tử Fe} = 55,85$$

$$\text{Tỷ lệ khối lượng: } \frac{\text{Fe}}{\text{FeCl}_3} = \frac{55,85}{162,2}$$

$$\text{Lượng FeCl}_3 \text{ cần thiết} = \frac{162,2 \times 2,5}{55,85} = 7,26 \text{ mg/l}$$

$$\text{Lưu lượng trung bình nước thải cần xử lý: } Q = 4000 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

$$\text{Lượng FeCl}_3 \text{ tiêu thụ} = \frac{7,26 \times 4000}{1000} = 29,04 \text{ kg/ngày}$$

$$\text{Nồng độ FeCl}_3 \text{ sử dụng} = 46\% = 460 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Dung dịch cung cấp} = \frac{29,04 \text{ kg/ngày}}{460 \text{ kg/m}^3} = 0,063 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Thời gian lưu = 2 ngày

$$\text{Thể tích bể yêu cầu} = 0,126 \text{ m}^3$$

Chọn: 2 máy bơm chìm FeCl₃ (1 vận hành, 1 dự phòng)
Đặc tính bơm định lượng Q = 3 L/h, áp lực 1,5 bar.

Bể chứa dung dịch axit H₂SO₄ và bơm chìm H₂SO₄

Lưu lượng thiết kế: Q	=	167 m ³ /h
pH _{vào max}	=	9
pH _{trung hòa}	=	7
K	=	0,000005 mol/L
Khối lượng phân tử H ₂ SO ₄	=	98 g/mol
Nồng độ dung dịch H ₂ SO ₄	=	98%
Trọng lượng riêng của dung dịch	=	1,84
Liều lượng châm vào	=	$\frac{0,000005 \times 98 \times 167 \times 1000}{98 \times 1,84 \times 10} = 0,045 \text{ L/h}$
Thời gian lưu	=	15 ngày
Thể tích cần thiết của bể chứa	=	0,045 × 24 × 15 = 16,2 lít
Chọn: 02 bơm chìm axit H ₂ SO ₄ (một bơm hoạt động, một dự phòng).		
Đặc tính bơm định lượng: Q = 0,5L/h, áp lực 1,5 bar.		

Bể chứa dung dịch NaOH và bơm chìm NaOH

Lưu lượng thiết kế: Q	=	167 m ³ /h
pH _{vào min}	=	5
pH _{trung hòa}	=	7
K	=	0,00001 mol/L
Khối lượng phân tử của NaOH	=	40 g/mol
Nồng độ dung dịch NaOH	=	20%
Trọng lượng riêng của dung dịch	=	1,53
Liều lượng châm vào	=	$\frac{0,00001 \times 40 \times 167 \times 1000}{20 \times 1,53 \times 10} = 0,22 \text{ L/h}$
Thời gian lưu	=	15 ngày
Thể tích cần thiết của bể chứa	=	0,22 × 24 × 15 = 79,2 lít
Chọn: 02 bơm chìm axit NaOH (một bơm hoạt động, một dự phòng).		
Đặc tính bơm định lượng Q = 0,22L/h, áp lực 1,5 bar.		

Bể chứa dung dịch NaOCl (10%) và bơm châm NaOCl

Lưu lượng thiết kế: Q	=	4000 m ³ /ngày
Liều lượng Clo	=	8 mg/L
Lượng Clo châm vào bể tiếp xúc	=	$8 \times 4000 \times 10^{-3}$
	=	32 kg/ngày
Nồng độ dung dịch NaOCl	=	10%
Lượng NaOCl 10% châm vào bể tiếp xúc	=	32/0,10
	=	320 L/ngày (13,33 L/h)
Thời gian lưu	=	2 ngày
Thể tích cần thiết của bể chứa	=	$320 \times 2 = 640$ lít

Chọn: 02 bơm châm NaOCl (một bơm hoạt động, một dự phòng).

Đặc tính bơm định lượng Q = 13,5 L/h, áp lực 1,5 bar.

Chất kết tủa polymer sử dụng cho thiết bị khử nước cho bùn

Lượng bùn khô	=	480 kg/ngày
Thời gian vận hành	=	8 h/ngày
Lượng bùn khô trong một giờ	=	$480/8 = 60$ kg/h
Liều lượng polymer	=	5 kg/ tấn bùn
Liều lượng polymer tiêu thụ	=	$(60 \times 5)/1000 = 0,3$ kg/h
Hàm lượng polymer sử dụng	=	0,2%
Lượng dung dịch châm vào	=	$0,3/2 = 0,15$ m ³ /h

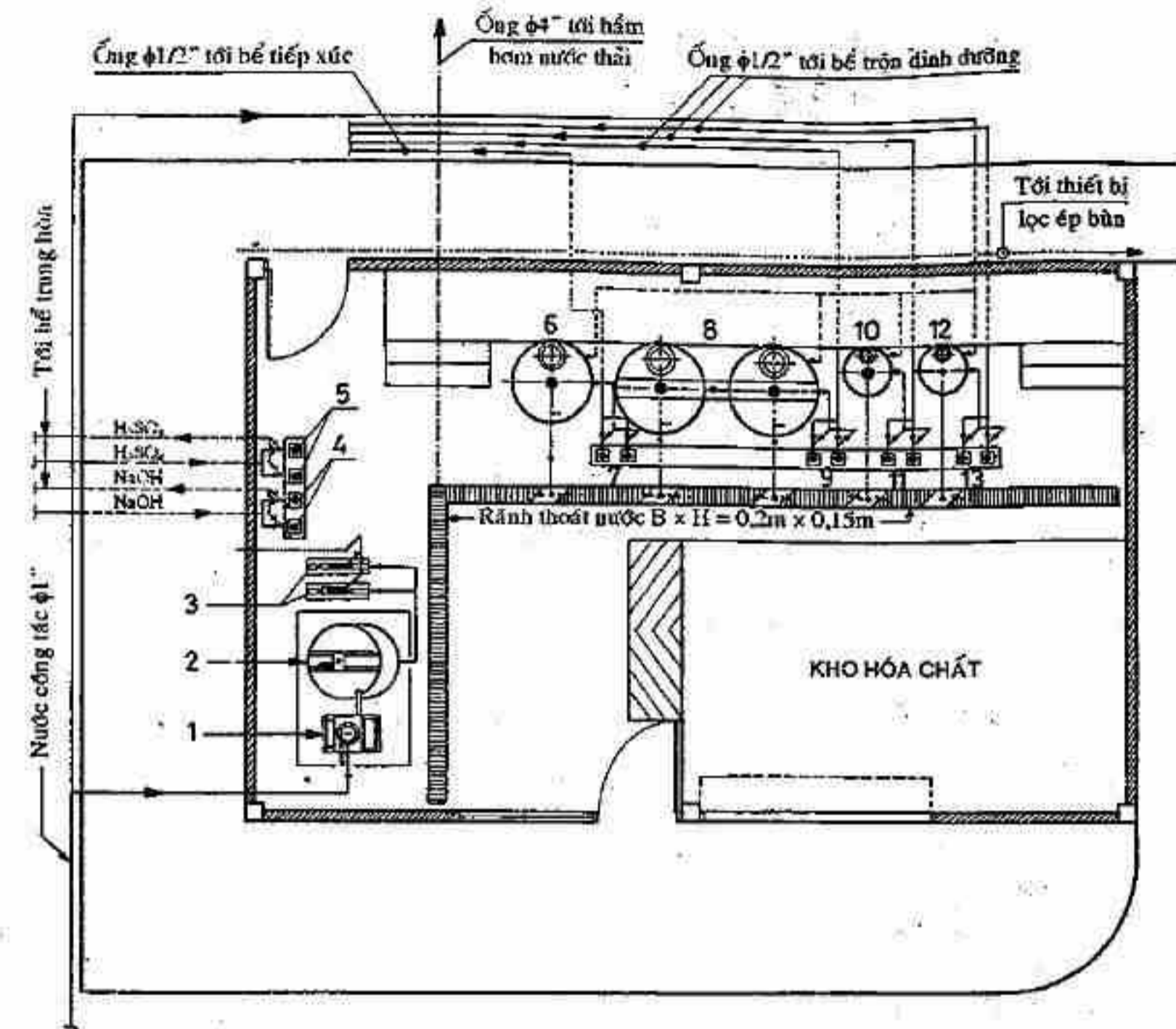
Chọn: 01 hệ thống châm polymer, công suất 0,15 m³/h.

Tất cả các bể pha chế và chứa hóa chất phục vụ cho hệ thống xử lý nước thải đều được đặt trong cùng một căn phòng để tiện quản lý, thường gọi là trạm hóa chất. Mặt bằng trạm hóa chất được thể hiện trên Hình 8-13.

8.4. MẶT BẰNG TỔNG THỂ VÀ MẶT CẮT THEO NƯỚC TRẠM XỬ LÝ

Mặt bằng tổng thể hệ thống xử lý nước thải tập trung của Khu công nghiệp A được thể hiện trên Hình 8-14.

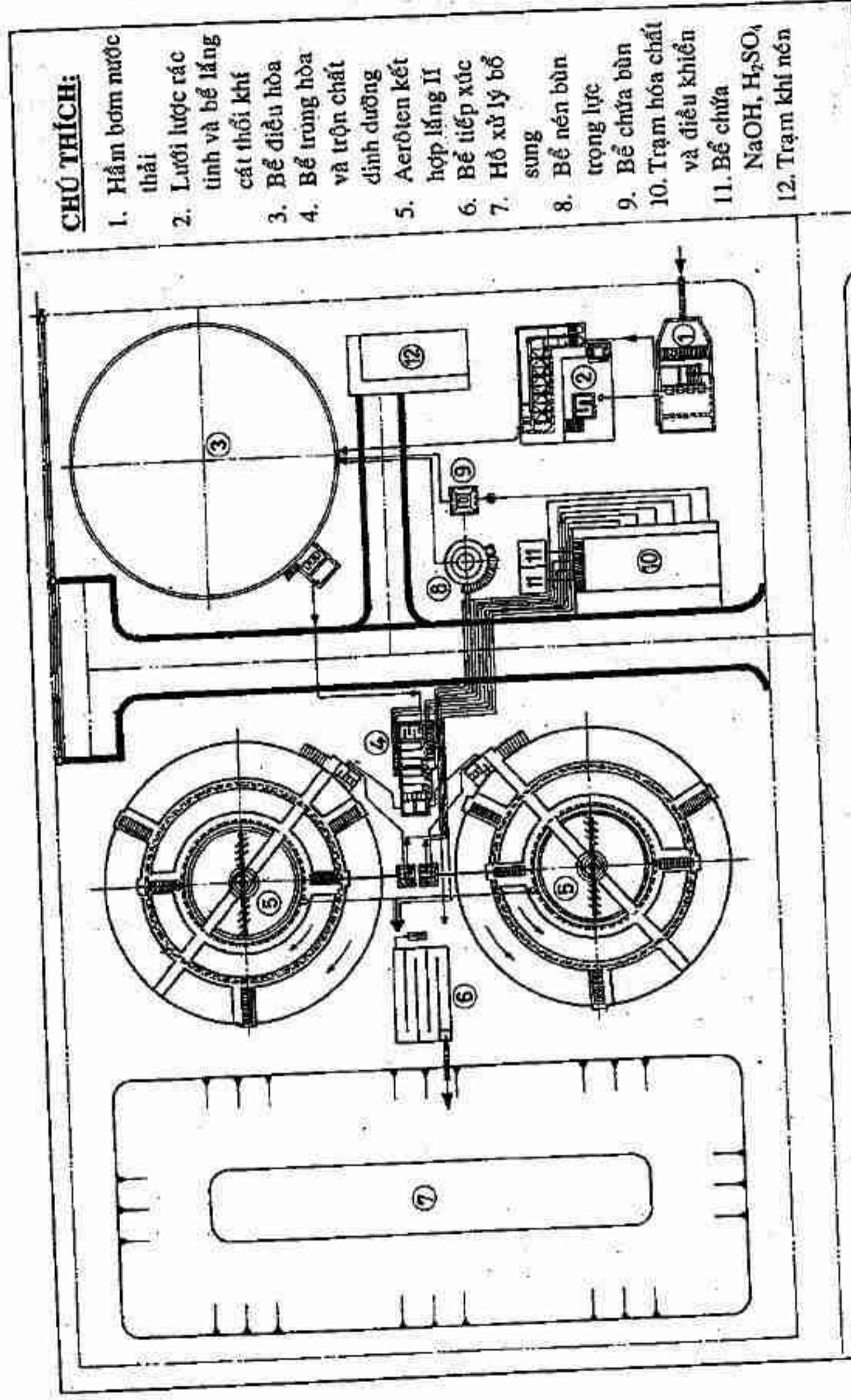
Sơ đồ cao trình (Mặt cắt theo nước) của hệ thống xử lý nước thải này được thể hiện trên Hình 8-15.



HÌNH 8-13.

Mặt bằng Trạm hóa chất.

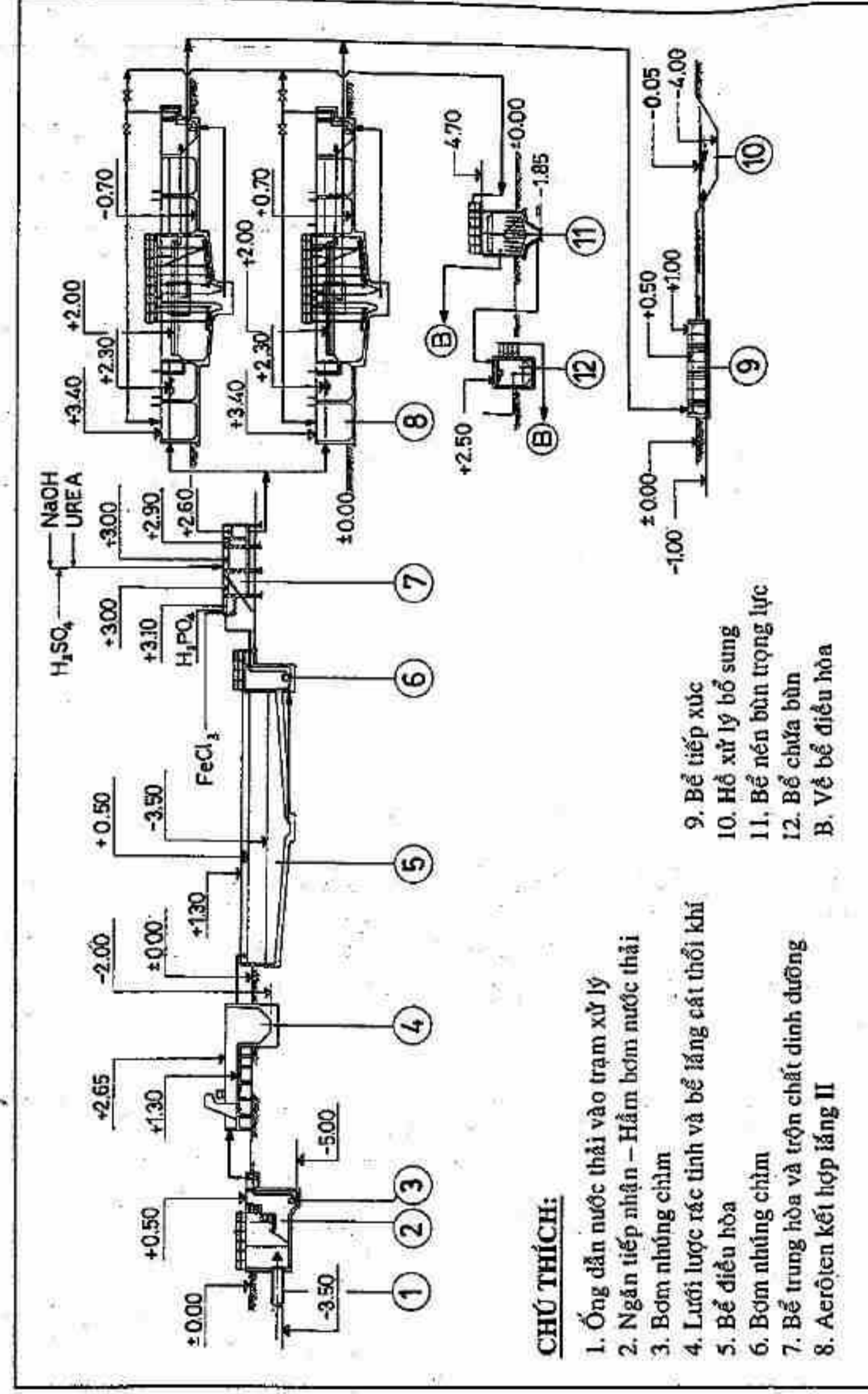
1- Thiết bị nạp polymer; 2- Thiết bị hòa trộn polymer; 3- Bơm cung cấp dung dịch polymer; 4- Bơm định lượng NaOH; 5- Bơm định lượng H₂SO₄; 6- Bể chứa dung dịch NaOCl; 7- Bơm định lượng dung dịch NaOCl; 8- Bể chứa dung dịch urê; 9- Bơm định lượng dung dịch urê; 10- Bể chứa dung dịch FeCl₃; 11- Bơm định lượng dung dịch FeCl₃; 12- Bể chứa dung dịch H₃PO₄; 13- Bơm định lượng dung dịch H₃PO₄.



CHÚ THÍCH:

1. Hầm bơm nước thải
2. Lưới lược rác tinh và bể lắng cát thổi khí
3. Bể điều hòa và trộn chất dinh dưỡng
4. Aerôten kết hợp lắng II
5. Bể tiếp xúc
7. Hồ xử lý bổ sung
8. Bể nén bùn trọng lực
9. Bể chứa bùn và điều khiển
10. Trạm hóa chất NaOH, H₂SO₄
11. Bể chứa
12. Trạm khí nén

HÌNH 8-14. Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải tập trung của khu công nghiệp A.



CHÚ THÍCH:

1. Ống dẫn nước thải vào trạm xử lý
2. Ngăn tiếp nhận - Hầm bơm nước thải
3. Bơm nhúng chìm
4. Lưới lược rác tinh và bể lắng cát thổi khí
5. Bể điều hòa
6. Bơm nhúng chìm
7. Bể trung hòa và trộn chất dinh dưỡng
8. Aerôten kết hợp lắng II
9. Bể tiếp xúc
10. Hồ xử lý bổ sung
11. Bể nén bùn trọng lực
12. Bể chứa bùn
- B. Vẽ bể điều hòa

HÌNH 8-15. Mặt cắt theo nước trạm xử lý nước thải tập trung của khu công nghiệp A.

Chương 9

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG XỬ LÝ NƯỚC THẢI CÔNG NGHIỆP CHẾ BIẾN THỦY SẢN

9.1. GIỚI THIỆU SƠ LƯỢC

Công nghiệp chế biến thủy sản là một trong những ngành công nghiệp phát triển khá mạnh ở khu vực phía Nam. Bên cạnh những lợi ích đạt được to lớn về kinh tế – xã hội, ngành công nghiệp này cũng phát sinh nhiều vấn đề môi trường bức xúc cần phải giải quyết, trong đó ô nhiễm do nước thải và xử lý nước thải công nghiệp là một trong những mối quan tâm hàng đầu.

Nguyên liệu của ngành công nghiệp này rất phong phú và đa dạng, từ các loại thủy hải sản tự nhiên cho đến các loại thủy sản nuôi. Công nghệ chế biến cũng khá đa dạng tùy theo từng mặt hàng nguyên liệu và đặc tính loại sản phẩm (thủy sản tươi sống đông lạnh, thủy sản khô, thủy sản luộc cấp đông,...). Do sự phong phú và đa dạng về loại nguyên vật liệu và sản phẩm nên thành phần và tính chất nước thải công nghiệp chế biến thủy sản cũng hết sức đa dạng và phức tạp. Trong quy trình công nghệ chế biến các loại thủy sản, nước thải chủ yếu sinh ra từ công đoạn rửa sạch và sơ chế nguyên liệu. Trong nước thải thường chứa nhiều mảnh vụn thịt và ruột của các loại thủy sản, các mảnh vụn này thường dễ lắng và dễ phân hủy gây nên các

mùi hôi tanh. Ngoài ra trong nước thải còn thường xuyên có mặt các loại vảy cá và mỡ cá. Nồng độ các chất ô nhiễm trong nước thải thay đổi theo định mức sử dụng nước và có khuynh hướng giảm dần ở những chu kỳ rửa sau cùng. Nhìn chung, nước thải công nghiệp chế biến thủy sản bị ô nhiễm hữu cơ ở mức độ khá cao: COD trong nước thải dao động trong khoảng $1.000 \div 1.200$ mg/L, BOD₅ vào khoảng $600 \div 950$ mg/L, tỉ số BOD/COD vào khoảng $75 \div 80\%$ thuận lợi cho quá trình xử lý bằng phương pháp sinh học. Hàm lượng nitơ hữu cơ trong nước thải cũng rất cao, đến $70 \div 110$ mg/L, rất dễ gây ra hiện tượng phú dưỡng hóa nguồn tiếp nhận nước thải. Ngoài ra trong nước thải đôi khi còn có chứa các thành phần hữu cơ mà khi bị phân hủy chúng sẽ tạo ra các sản phẩm có chứa indol và các sản phẩm trung gian của sự phân hủy các axit béo không no, gây nên mùi hôi thối rất khó chịu và đặc trưng.

Một cách tổng quát, nước thải công nghiệp chế biến thủy sản nhìn chung là có các thành phần ô nhiễm vượt quá tiêu chuẩn thải cho phép nhiều lần. Trong khi đó, lưu lượng nước thải tính trên một đơn vị sản phẩm cũng khá lớn, thường từ $30 \div 80$ m³ nước thải cho một tấn sản phẩm thành phẩm. Đây là một trong những ngành công nghiệp có tải lượng ô nhiễm cao, cần phải có các biện pháp thích hợp để kiểm soát ô nhiễm do nước thải, trong đó xử lý nước thải là một trong những yêu cầu hết sức cần thiết.

9.2. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ

Xí nghiệp chế biến tôm đông lạnh A có lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm $Q_{tb} = 200$ m³/ngày. Xí nghiệp làm việc 3 ca (24/24 giờ) và có chế độ xả nước thải không đều theo giờ. Kết quả đo lưu lượng và nồng độ BOD₅ theo giờ thể hiện ở Bảng 9-1.

Bảng 9-2 mô tả thành phần tính chất nước thải đầu vào và yêu cầu về chất lượng nước thải xả vào nguồn tiếp nhận.

Yêu cầu tính toán thiết kế về mặt công nghệ đối với hệ thống xử lý nước thải cho Xí nghiệp chế biến tôm đông lạnh A với những số liệu đã cho, thể hiện mặt bằng và mặt cắt theo nước của hệ thống xử lý nước thải. Biết rằng diện tích mặt bằng dự kiến xây dựng trạm xử lý bị giới hạn và có kích thước rộng \times dài = $10\text{m} \times 30\text{m}$.

BẢNG 9-1.

Đạo động lưu lượng và hàm lượng BOD₅ theo giờ trong ngày

Giờ trong ngày	Q (m ³ /giờ)	BOD ₅ (mg/L)	Giờ trong ngày	Q (m ³ /giờ)	BOD ₅ (mg/L)
1	4,4	345	13	7,0	540
2	4,0	432	14	7,0	520
3	3,0	600	15	8,0	605
4	3,0	605	16	15,8	1200
5	3,0	780	17	10,8	860
6	3,4	780	18	9,4	780
7	6,0	860	19	9,0	520
8	17,0	1220	20	8,8	530
9	16,0	1210	21	9,8	860
10	14,0	860	22	9,6	865
11	9,0	780	23	8,4	520
12	7,6	690	24	6,0	345

BẢNG 9-2.

Thành phần và tính chất nước thải

Thông số	Đầu vào	Mức độ xử lý cần đạt
pH	6,3 ÷ 7,2	6,0 ÷ 8,5
BOD ₅ tổng, mg/L	720	≤ 10
N-Kjeldahl, mg/L	40	≤ 35
Tổng P, mg/L	8	≤ 4
SS, mg/L	200	≤ 10
Độ đục, NTU	150	≤ 5

9.3. LỰA CHỌN CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

9.3.1. Xác định các lưu lượng tính toán và hệ số không điều hòa

Từ Bảng 9-1 tìm được:

- Lưu lượng giờ lớn nhất : $Q_b^{\max} = 17 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giờ nhỏ nhất : $Q_b^{\min} = 3,0 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng lớn nhất giây :

$$q = \frac{Q_b^{\max}}{3600} \times 1000 = \frac{17}{3600} \times 1000 = 4,72 \text{ L/s}$$

- Lưu lượng giờ trung bình:

$$Q_h^{\text{tb}} = \frac{Q_{\text{ngày}}}{24} = \frac{200}{24} = 8,33 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Trạm xử lý làm việc 3 ca mỗi ngày (24h/24h), vậy lưu lượng bơm bằng lưu lượng trung bình giờ:

$$Q_b = Q_h^{\text{tb}} = 8,33 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Hệ số giờ cao điểm:

$$K_h^{\max} = \frac{Q_h^{\max}}{Q_h^{\text{tb}}} = \frac{17}{8,33} = 2,04$$

- Hệ số giờ nhỏ nhất:

$$K_h^{\min} = \frac{Q_b^{\min}}{Q_h^{\text{tb}}} = \frac{3}{8,33} = 0,36$$

9.3.2. Lựa chọn công nghệ xử lý nước thải

Dựa vào thành phần tính chất nước thải đầu vào, yêu cầu về chất lượng nước thải sau xử lý, qui mô công suất và điều kiện giới hạn về diện tích mặt bằng, có thể chọn sơ đồ công nghệ hệ thống xử lý nước thải cho Xí nghiệp chế biến tôm đông lạnh A như ở Hình 9-1.

9.4. TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

9.4.1. Song chắn rác

Kích thước song chắn rác có thể chọn theo Bảng 9-3. Do công suất nhỏ và lượng rác không lớn, chọn song chắn rác làm sạch bằng thủ công.

Kích thước mương đặt song chắn

Chọn tốc độ dòng chảy trong mương $v = 0,3 \text{ m/s}$. Giả sử độ sâu đáy ống cuối cùng của mạng lưới thoát nước bản là $H = 0,7 \text{ m}$. Chọn kích thước mương: rộng \times sâu = $B \times H = 0,35 \text{ m} \times 0,70 \text{ m}$. Vậy chiều cao lớp nước trong mương là:

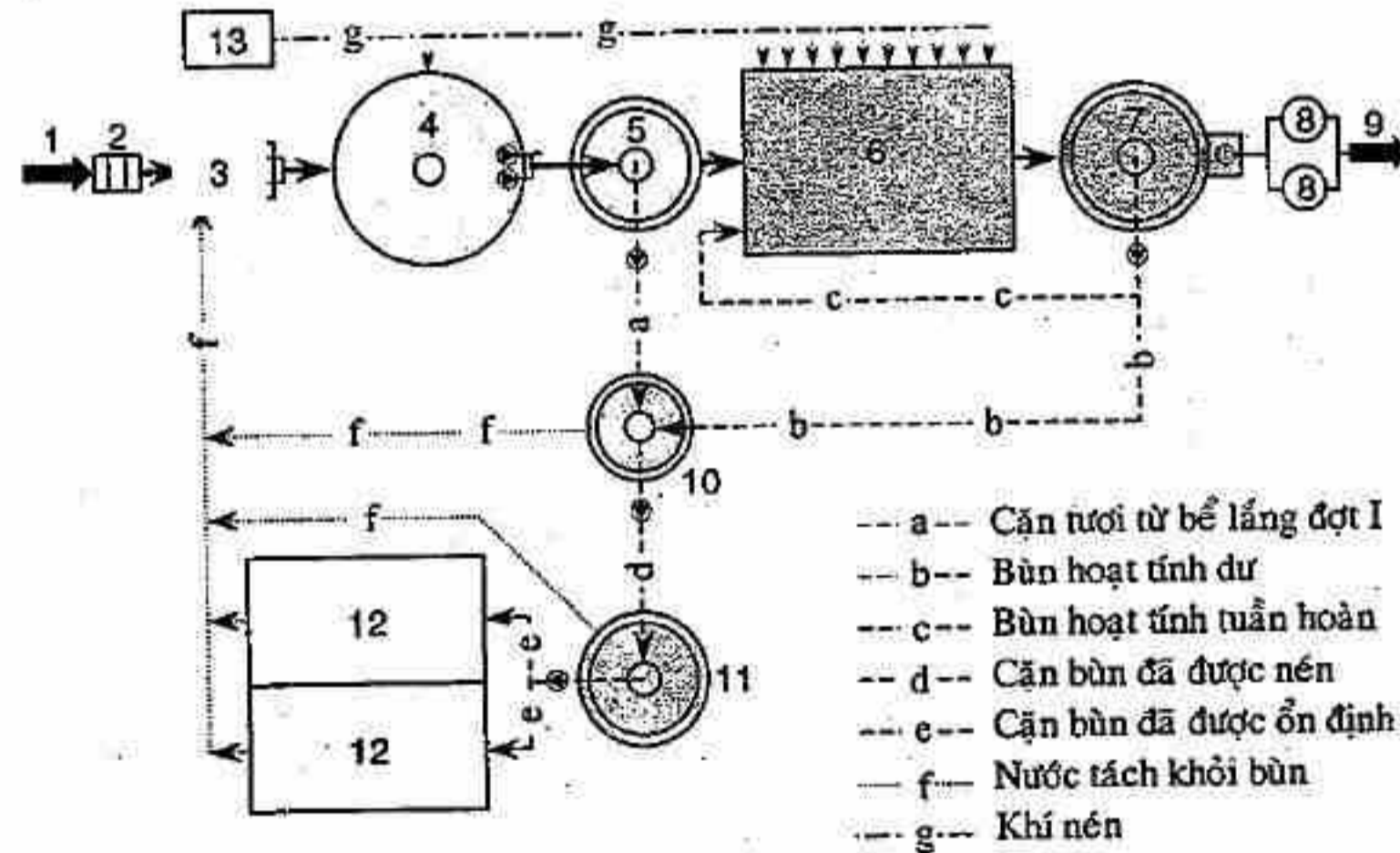
$$h = \frac{Q_h^{max}}{3600 \times v_s \times B} = \frac{17 \text{ m}^3/\text{h}}{3600 \text{ s/h} \times 0,3 \text{ m/s} \times 0,35 \text{ m}} = 0,045 \text{ m}$$

Chọn kích thước thanh rộng \times dày = $b \times d = 5 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$ và khe hở giữa các thanh $w = 25 \text{ mm}$.

BẢNG 9-3.

Các thông số tính toán cho song chắn rác

Thông số	Làm sạch thủ công
Kích thước song chắn:	
Rộng, mm	5 ÷ 15
Dày, mm	25 ÷ 38
Khe hở giữa các thanh, mm	25 ÷ 50
Độ dốc theo phương đứng, độ	30 ÷ 45
Tốc độ dòng chảy trong mương đặt song chắn, m/s	0,3 ÷ 0,6
Tổn thất áp lực cho phép, mm	150



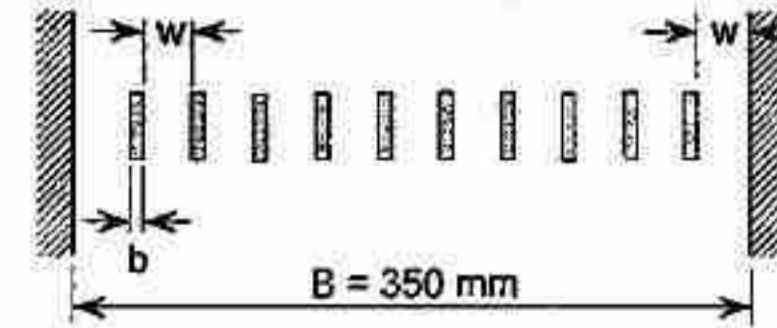
HÌNH 9-1.

Sơ đồ công nghệ hệ thống xử lý nước thải Xi nghiệp chế biến tôm đông lạnh A.

1- Nước thải vào hệ thống xử lý; 2- Song chắn rác; 3- Hầm tiếp nhận; 4- Bể điều hòa; 5- Bể lắng đợt I; 6- Aeroten; 7- Bể lắng đợt II; 8- Bể lọc áp lực; 9- Xả nước thải sau xử lý vào nguồn tiếp nhận; 10- Bể nén bùn; 11- Bể ổn định bùn; 12- Sân phơi bùn; 13- Máy thổi khí.

Kích thước song chắn rác

Hình 9-2 thể hiện cách bố trí song chắn trong mương.



HÌNH 9-2.

Cách bố trí song chắn rác.

Giả sử song chắn rác có n thanh, vậy số khe hở $m = n + 1$.

Mối quan hệ giữa chiều rộng mương, chiều rộng thanh và khe hở như sau:

$$B = n \times b + (n + 1) \times w$$

$$350 = n \times 5 + (n + 1) \times 25$$

Giải ra tìm được $n = 10,8$. Nếu chọn số thanh là $n = 10$ có thể điều chỉnh khoảng cách giữa các thanh lại như sau:

$$350 = 10 \times 5 + (10 + 1) \times w$$

$$w = 27,3 \text{ mm}$$

Tổn thất áp lực qua song chắn

Tổng tiết diện các khe song chắn, A:

$$A = (B - bn) \times h$$

Trong đó: B = Chiều rộng mương đặt song chắn rác, m;
 b = Chiều rộng thanh song chắn, m;
 n = Số thanh;
 h = Chiều cao lớp nước trong mương, m.

$$A = (0,35 \text{ m} - 0,005 \text{ m} \times 10 \text{ thanh}) \times 0,045 \text{ m} = 0,0135 \text{ m}^2$$

Vận tốc dòng chảy qua song chắn:

$$V = \frac{q}{A} = \frac{4,72 \text{ L/s}}{0,0135 \text{ m}^2} \times \frac{1}{1000 \text{ L/m}^3} = 0,35 \text{ m/s}$$

Tổn thất áp lực qua song chắn:

$$h_L = \frac{1}{0,7} \times \frac{V^2 - v_s^2}{2g} = \frac{1}{0,7} \times \frac{(0,35)^2 - (0,3)^2}{2 \times 9,81} = 0,0024 \text{ m} = 2,4 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

9.4.2. Hầm bơm tiếp nhận

Thể tích hầm bơm tiếp nhận:

$$V_b = Q_h^{\max} \times t$$

$$V_b = 17 \text{ m}^3/\text{h} \times 15 \text{ phút} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ phút}} = 4,3 \text{ m}^3$$

Trong đó: t là thời gian lưu nước, $t = 10 \div 30$ phút, chọn $t = 15$ phút.

Chọn chiều sâu hữu ích $h = 2 \text{ m}$, chiều cao an toàn lấy bằng chiều sâu đáy ống cuối cùng $h_f = 0,7 \text{ m}$. Vậy chiều sâu tổng cộng:

$$H = 2 \text{ m} + 0,7 \text{ m} = 2,7 \text{ m}$$

Chọn hầm bơm có tiết diện ngang là hình tròn trên mặt bằng, vậy đường kính hầm bơm tiếp nhận là:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{V_b}{h}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{4,3 \text{ m}^3}{2,0 \text{ m}}} = 1,7 \text{ m}$$

Kích thước hầm bơm tiếp nhận: $D \times H = 1,7 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}$

Chọn loại bơm nhúng chìm đặt tại hầm bơm có $Q_b = Q_h^{\max} = 17 \text{ m}^3/\text{h}$, cột áp $H = 8 \div 10 \text{ m}$.

9.4.3. Bể điều hòa

Xác định thể tích bể điều hòa

a) Thể tích tích lũy

Thể tích tích lũy dòng vào của giờ thứ i được xác định theo công thức:

$$V_{v(i)} = V_{v(i-1)} + Q_i$$

Trong đó: $V_{v(i-1)}$ = Thể tích tích lũy dòng vào của giờ trước đó, m^3 ;
 $Q_{v(i)}$ = Lưu lượng nước thải của giờ đang xét (thứ i), m^3/h .

Thể tích tích lũy bơm đi của giờ thứ i :

$$V_{b(i)} = V_{b(i-1)} + Q_{b(i)}$$

Trong đó: $V_{b(i-1)}$ = Thể tích tích lũy bơm của giờ trước đó, m^3 ;
 $Q_{b(i)}$ = Lưu lượng bơm của giờ đang xét (thứ i), m^3/h .

b) Thể tích bể điều hòa

Thể tích bể điều hòa có thể tính theo hai cách:

Cách 1: Lập bảng

Dựa vào lưu lượng theo giờ Q_h , thể tích tích lũy vào $V_{v(i)}$ và thể tích tích lũy bơm $V_{b(i)}$, lập bảng thể tích tích lũy cho mỗi giờ trong ngày như ở Bảng 9-4.

Thể tích lý thuyết bể điều hòa bằng hiệu đại số giá trị dương lớn nhất và giá trị âm nhỏ nhất của cột hiệu số thể tích tích lũy:

$$V_{dh(t)} = V_{\max} - V_{\min} = 31,5 - (-2,3) = 33,8 \text{ m}^3$$

Thể tích thực tế bể điều hòa:

$$V_{dh(t)} = (1,1 + 1,2) \times V_{dh(t)}$$

$$V_{dh(t)} = 1,2 \times 33,8 = 40,6 \text{ m}^3$$

Cách 2: Biểu đồ tích lũy

Dựa vào lưu lượng theo giờ Q_h , thể tích tích lũy vào $V_{v(i)}$ và thể tích tích lũy bơm $V_{b(i)}$, vẽ biểu đồ tích lũy theo giờ trong ngày như ở Hình 9-3.

Vẽ hai đường thẳng song song với đường tích lũy bơm và tiếp tuyến với đường cong tích lũy vào ở hai cực trị. Thể tích bể điều hòa là tổng hai khoảng cách thẳng đứng từ hai điểm tiếp tuyến đến đường thẳng tích lũy bơm.

BẢNG 9-4.
Thể tích tích lũy theo giờ

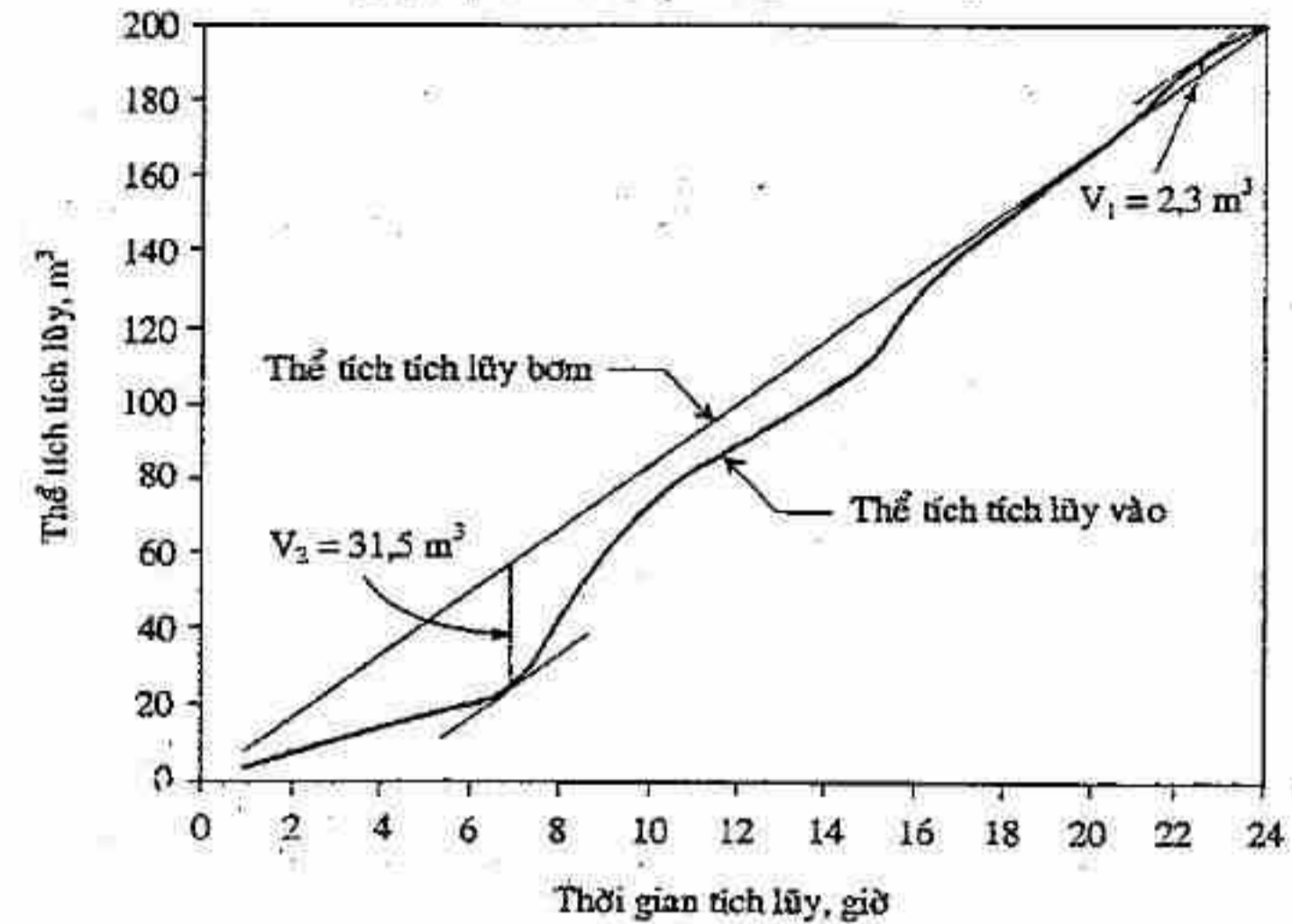
Giờ trong ngày	Q (m ³ /h)	Thể tích tích lũy vào bể (A), m ³	Thể tích tích lũy bơm đi (B), m ³	Hiệu số thể tích: (A) - (B), m ³
1	4,4	4,4	8,3	3,9
2	4,0	8,4	16,7	8,3
3	3,0	11,4	25,0	13,6
4	3,0	14,4	33,3	18,9
5	3,0	17,4	41,7	24,3
6	3,4	20,8	50,0	29,2
7	6,0	26,8	58,3	31,5 (max)
8	17,0	43,8	66,7	22,9
9	16,0	59,8	75,0	15,2
10	14,0	73,8	83,3	9,5
11	9,0	82,8	91,7	8,9
12	7,6	90,4	100,0	9,6
13	7,0	97,4	108,3	10,9
14	7,0	104,4	116,7	12,3
15	8,0	112,4	125,0	12,6
16	15,8	128,2	133,3	5,1
17	10,8	139,0	141,7	2,7
18	9,4	148,4	150,0	1,6
19	9,0	157,4	158,3	0,9
20	8,8	166,2	166,7	0,5
21	9,8	176,0	175,0	-1,0
22	9,6	185,6	183,3	-2,3
23	8,4	194,0	191,7	-2,3 (min)
24	6,0	200,0	200,0	0

Chọn bể điều hòa có hình dạng tròn, chiều cao lớp nước lớn nhất $h_{\max} = 4\text{m}$,
chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,5\text{m}$. Vậy chiều cao tổng cộng:

$$H = h_{\max} + h_{bv} = 4\text{m} + 0,5\text{m} = 4,5\text{m}.$$

Đường kính bể:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{V}{H}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{40,6\text{m}^3}{4\text{m}}} = 3,6\text{m}$$



HÌNH 9-3.

Biểu đồ thể tích tích lũy.

Xác định hiệu quả của bể điều hòa đối với tải lượng BOD₅

Dựa vào kết quả phân tích biểu đồ hoặc bảng, có thể thấy thời điểm bể cạn nhất là 7 giờ. Thời điểm tính toán bắt đầu từ 8 giờ. Thể tích nước trong bể điều hòa ở giờ đang xét (thứ i) được xác định theo công thức sau:

$$V_i = V_{(i-1)} + V_{v(i)} - V_{r(i)}$$

Trong đó: $V_{(i)}$ = Thể tích nước trong bể điều hòa ở giờ đang xét;
 $Q_{b(i)}$ = Thể tích nước trong bể điều hòa ở giờ trước đó;
 $V_{v(i)}$ = Lượng nước vào bể ở giờ đang xét;
 $V_{r(i)}$ = Lượng nước bơm ra khỏi bể ở giờ đang xét.

Từ biểu thức trên, có thể tính thể tích nước trong bể điều hòa vào lúc 8 giờ:

$$V_8 = V_7 + V_{v(8)} - V_{r(8)} = 0 + 17 - 8,33 = 8,7\text{ m}^3$$

Thể tích nước trong bể điều hòa vào lúc 9 giờ:

$$V_9 = V_8 + V_{v(9)} - V_{r(9)} = 8,7 + 16 - 8,33 = 16,3\text{ m}^3$$

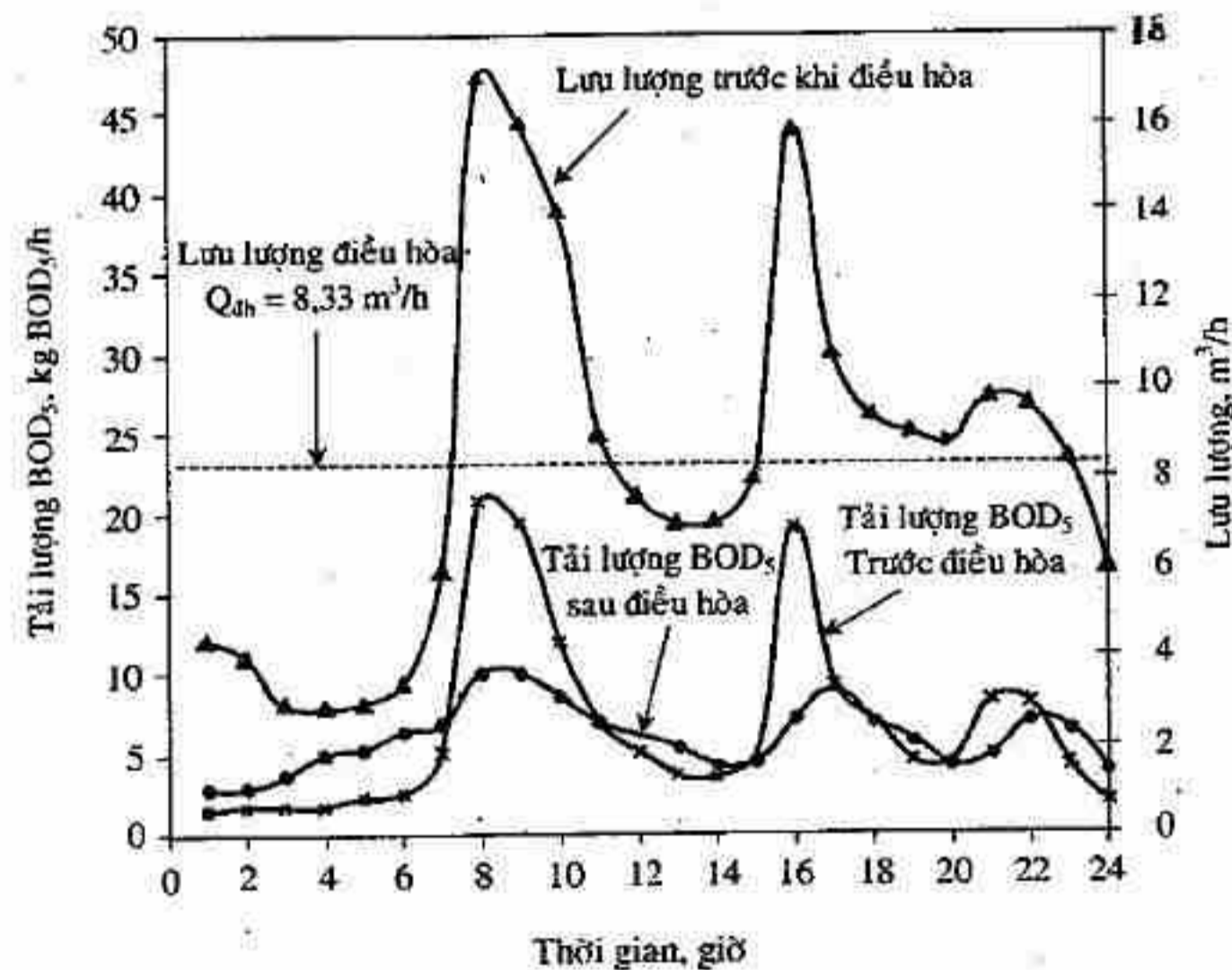
Giả sử khối nước trong bể điều hòa được xáo trộn hoàn toàn, vậy hàm lượng BOD₅ trung bình bơm ra khỏi bể có thể tính theo biểu thức sau:

$$S_{r(i)} = \frac{V_{v(i)} \times S_{v(i)} + V_{(i-1)} \times S_{(i-1)}}{V_{v(i)} + V_{(i-1)}}$$

Trong đó: $S_{r(i)}$ = Hàm lượng BOD₅ trung bình của dòng ra ở giờ đang xét;
 $S_{v(i)}$ = Hàm lượng BOD₅ trung bình của dòng vào ở giờ đang xét;
 $V_{(i-1)}$ = Thể tích nước trong bể điều hòa ở giờ trước đó;
 $V_{v(i)}$ = Lượng nước vào bể ở giờ đang xét.

Từ biểu thức trên có thể tính hàm lượng BOD₅ trung bình của dòng ra lúc 8 giờ như sau:

$$S_{r(8)} = \frac{V_{v(8)} \times S_{v(8)} + V_{(7)} \times S_{(7)}}{V_{v(8)} + V_{(7)}} = \frac{(17 \times 1220) + (0 \times 0)}{17 + 0} = 1220 \text{ mg/L}$$



HÌNH 9-4.

Biểu đồ dao động tải lượng BOD₅ và lưu lượng nước thải theo giờ trong ngày trước và sau điều hòa.

BẢNG 9-5.

Bảng tính toán hàm lượng BOD₅ trung bình và tải lượng BOD₅ trước và sau bể điều hòa

Giờ trong ngày	Q m ³ /h	Thể tích nước trong bể, m ³	BOD vào mg/L	BOD trung bình ra khỏi bể, mg/L	Tải lượng BOD ₅ trước điều hòa, kgBOD ₅ /h	Tải lượng BOD ₅ sau điều hòa, kgBOD ₅ /h
8	17,0	8,7	1220	1220	20,7	10,2
9	16,0	16,3	1210	1214	19,4	10,1
10	14,0	22,0	860	1048	12,0	8,7
11	9,0	22,7	780	837	7,0	7,0
12	7,6	21,9	690	757	5,2	6,3
13	7,0	20,6	540	654	3,8	5,4
14	7,0	19,3	520	535	3,6	4,5
15	8,0	18,9	605	545	4,8	4,5
16	15,8	26,4	1200	876	19,0	7,3
17	10,8	28,9	860	1101	9,3	9,2
18	9,4	29,9	780	840	7,3	7,0
19	9,0	30,6	520	720	4,7	6,0
20	8,8	31,1	530	522	4,7	4,4
21	9,8	32,5	860	609	8,4	5,1
22	9,6	33,8	865	861	8,3	7,2
23	8,4	33,9	520	796	4,4	6,6
24	6,0	31,5	345	494	2,1	4,1
1	4,4	27,6	345	345	1,5	2,9
2	4,0	23,3	432	356	1,7	3,0
3	3,0	17,9	600	451	1,8	3,8
4	3,0	12,6	605	601	1,8	5,0
5	3,0	7,3	780	639	2,3	5,3
6	3,4	2,3	780	780	2,7	6,5
7	6,0	0,0	860	838	5,2	7,0
Trung bình						6,1

Hàm lượng BOD₅ trung bình của dòng ra vào lúc 9 giờ:

$$S_{out(9)} = \frac{V_{v(9)} \times S_{v(9)} + V_{(8)} \times S_{(8)}}{V_{v(9)} + V_{(8)}} = \frac{(16 \times 1210) + (8,7 \times 1220)}{17 + 8,7} = 1214 \text{ mg/L}$$

Tải lượng BOD₅ theo giờ thứ i được tính toán theo công thức:

$$L_{BOD(i)} = Q_{h(i)} \times BOD_{(i)}$$

Từ các công thức trên lập bảng tính toán hàm lượng BOD₅ trung bình theo giờ và tải lượng BOD₅ trước và sau bể điều hòa.

Bảng 9-6 cho thấy tỉ số giữa tải trọng lớn nhất nhỏ nhất với tải trọng trung bình trước và sau điều hòa.

BẢNG 9-6. Hệ số không điều hòa về tải trọng BOD₅

Tỉ số	Tải lượng BOD ₅ , kgBOD ₅ /h	
	Trước điều hòa	Sau điều hòa
$L_{max} : L_{tb}$	$(20,7) : (6,7) = 3,1$	$(10,2) : (6,1) = 1,7$
$L_{min} : L_{tb}$	$(1,5) : (6,7) = 0,2$	$(2,9) : (6,1) = 0,5$
$L_{max} : L_{min}$	$(20,7) : (1,5) = 13,7$	$(10,2) : (2,9) = 3,5$

Dạng xáo trộn

Các dạng xáo trộn trong bể điều hòa thể hiện trong Bảng 9-7.

BẢNG 9-7. Các dạng khuấy trộn ở bể điều hòa

Dạng khuấy trộn	Giá trị	Đơn vị
Khuấy trộn cơ khí	4 ÷ 8	W/m ³ thể tích bể
Tốc độ khí nén	10 ÷ 15	L/m ³ .phút (m ³ thể tích bể)

Giả sử khuấy trộn bể điều hòa bằng hệ thống thổi khí. Lượng khí nén cần thiết cho khuấy trộn:

$$q_{khí} = R \times V_{dh(t)} = (0,012 \text{ m}^3/\text{phút}) \times (40,6 \text{ m}^3) = 0,49 \text{ m}^3/\text{phút} \approx 29 \text{ m}^3/\text{giờ}$$

hay $\approx 8,17 \text{ L/s}$

Trong đó: R = Tốc độ khí nén, $R = 12 \text{ L/m}^3 \cdot \text{phút} = 0,012 \text{ m}^3/\text{phút}$;
 $V_{dh(t)}$ = Thể tích thực tế bể điều hòa, m³.

Các thiết bị khuếch tán khí ở bể điều hòa có thể được chọn theo Bảng 9-8.

Chọn ống khuếch tán khí plastic xếp cứng bố trí theo chu vi thành có lưu lượng khí 70 L/phút. Vậy số ống khuếch tán khí:

$$n = \frac{q_{kk}}{r} = \frac{490 \text{ L/phút}}{70 \text{ L/phút}} = 7 \text{ cái}$$

Tính toán thủy lực ống dẫn khí nén

Các tốc độ khí đặc trưng trong ống dẫn khí nén có thể được tìm thấy trong Bảng 9-9.

BẢNG 9-8.

Các thông số cho thiết bị khuếch tán khí

Loại khuếch tán khí - cách bố trí	Lưu lượng khí lít/phút.cái	Hiệu suất chuyển hóa oxy tiêu chuẩn ở độ sâu 4,6m, %
Đĩa sứ - lưới	11 ÷ 96	25 ÷ 40
Chụp sứ - lưới	14 ÷ 71	27 ÷ 39
Bản sứ - lưới	57 ÷ 142	26 ÷ 33
Ống plastic xếp cứng bố trí:		
+ Dạng lưới	68 ÷ 113	28 ÷ 32
+ Hai phía theo chiều dài (dòng chảy xoắn hai bên)	85 ÷ 311	17 ÷ 28
+ Một phía theo chiều dài (dòng chảy xoắn một bên)	57 ÷ 340	13 ÷ 25
Ống plastic xếp mềm bố trí:		
+ Dạng lưới	28 ÷ 198	26 ÷ 36
+ Một phía theo chiều dài	57 ÷ 198	19 ÷ 37
Ống khoan lỗ bố trí:		
+ Dạng lưới	28 ÷ 113	22 ÷ 29
+ Một phía theo chiều dài	57 ÷ 170	15 ÷ 19
Khuếch tán không xếp:		
+ Hai phía theo chiều dài	93 ÷ 283	12 ÷ 23
+ Một phía theo chiều dài	283 ÷ 990	9 ÷ 12

BẢNG 9-9.

Tốc độ khí đặc trưng trong ống dẫn

Đường kính, mm	Vận tốc, m/s
25 ÷ 75 (1 ÷ 3")	6 ÷ 9
100 ÷ 250 (4 ÷ 10")	9 ÷ 15
300 ÷ 610 (12 ÷ 24")	14 ÷ 20
760 ÷ 1500 (30 ÷ 60")	19 ÷ 33

Với lưu lượng không khí $q_{kk} = 8,17 \text{ L/s}$ và vận tốc trong Bảng 9-9 ($6 \div 9 \text{ m/s}$) có thể chọn đường kính ống chính $D = 1 \frac{1}{2}$ inch tương ứng với đường kính trong $D_{tr} = 40,9 \text{ mm}$.

Tương tự với ống nhánh có lưu lượng $q_{nh} = (8,17 \text{ L/s})/7 \text{ cái} = 1,17 \text{ L/s}$ và dựa vào vận tốc ($6 \div 9 \text{ m/s}$), có thể chọn đường kính ống nhánh $d = \frac{1}{2}$ inch tương ứng với đường kính trong $d_{tr} = 15,8 \text{ mm}$.

Giả sử trạm khí nén đặt ở cao độ mực nước biển ($p_1 = 760 \text{ mmHg} \approx 10,33 \text{ m}$ cột nước), chiều dài tổng cộng của ống dẫn khí từ máy thổi khí đến bể điều hòa là 50 m và mỗi ống nhánh có chiều dài $4,5 \text{ m}$. Nhiệt độ vào mùa nóng nhất 36°C . Hiệu suất máy thổi khí $\eta = 0,7$.

Xác định độ tăng nhiệt độ trong quá trình nén khí:

$$\Delta T = \frac{T_1}{\eta} \left[\left(\frac{p_2}{p_1} \right)^n - 1 \right]$$

Trong đó: T_1 = Nhiệt độ không khí xung quanh vào mùa nóng nhất, $^\circ \text{K}$;
 η = Hiệu suất máy thổi khí, $\eta = 0,65 \div 0,80$;
 p_1 = Áp suất tuyệt đối đầu vào, m cột nước;
 p_2 = Áp suất tuyệt đối đầu ra, m cột nước;
 n = $(k-1)/k = 0,283$ đối với không khí (trong đó $k = 1,395$).

$$\Delta T = \frac{(36^\circ \text{C} + 273)}{0,7} \left[\left(\frac{10,33 + 4,5}{10,33} \right)^{0,283} - 1 \right] = 48^\circ \text{C}$$

Như vậy, nhiệt độ không khí ở đầu máy thổi khí là:

$$t = 36 + 48 = 84^\circ \text{C}$$

Số Reynolds được tính theo 2 công thức sau:

$$N_R = \frac{1528 q_s}{\mu \times d}$$

Trong đó: q_s = Lưu lượng khí trong ống (L/s) dưới áp suất và nhiệt độ đang vận hành;
 d = Đường kính ống dẫn khí, mm;
 μ = Độ nhớt không khí, centipoise, được xác định bởi:
 $\mu = (170 + 0,5 \text{ } ^\circ \text{C}) \times 10^{-4}$
 Với $^\circ \text{C}$ là nhiệt độ trung bình trong ống dẫn, $^\circ \text{C}$.

Nhiệt độ không khí ở đầu máy thổi khí là 84°C , vậy nhiệt độ trung bình của khí trong ống dẫn có thể lấy bằng $t^\circ \text{C} = 70^\circ \text{C}$ (sự chênh lệch nhiệt độ có thể lấy $10 \div 15^\circ \text{C}$).

$$\mu = (170 + 0,5 \times 70) \times 10^{-4} = 205 \times 10^{-4} \text{ centipoises}$$

$$N_R = \frac{(1528) \times (8,17 \text{ L/s})}{(205 \times 10^{-4} \text{ centipoise}) \times (40,9 \text{ mm})} = 1,49 \times 10^4$$

Giả sử chọn ống dẫn khí bằng thép thương mại, đường kính danh nghĩa $D = 1 \frac{1}{2}$ in tương ứng với đường kính trong $D = 1,61$ in. Dựa vào đường kính trong $D = 1,61$ in và biểu đồ ở Hình 9-5 tìm được độ nhám tương đối $e/D = 0,0012$. Dựa vào biểu đồ ở Hình 9-6, từ độ nhám tương đối và số Reynold tìm được hệ số ma sát $f = 0,0295$. Trong thiết kế, để đảm bảo an toàn, có thể thêm 10%, vậy hệ số ma sát $f = 0,0325$.

Xác định lưu lượng khí trong ống bằng biểu thức sau:

$$\frac{P_1 V_1}{T_1} = \frac{P_2 V_2}{T_2}$$

Trong đó: có thể xem V là lưu lượng.

$$\frac{(10,33 \text{ m}) \times (8,17 \text{ L/s})}{(273 + 20^\circ \text{C})} = \frac{(10,33 \text{ m} + 4,5 \text{ m}) V_2}{(273 + 70^\circ \text{C})}$$

$$V_2 = 6,66 \text{ L/s}$$

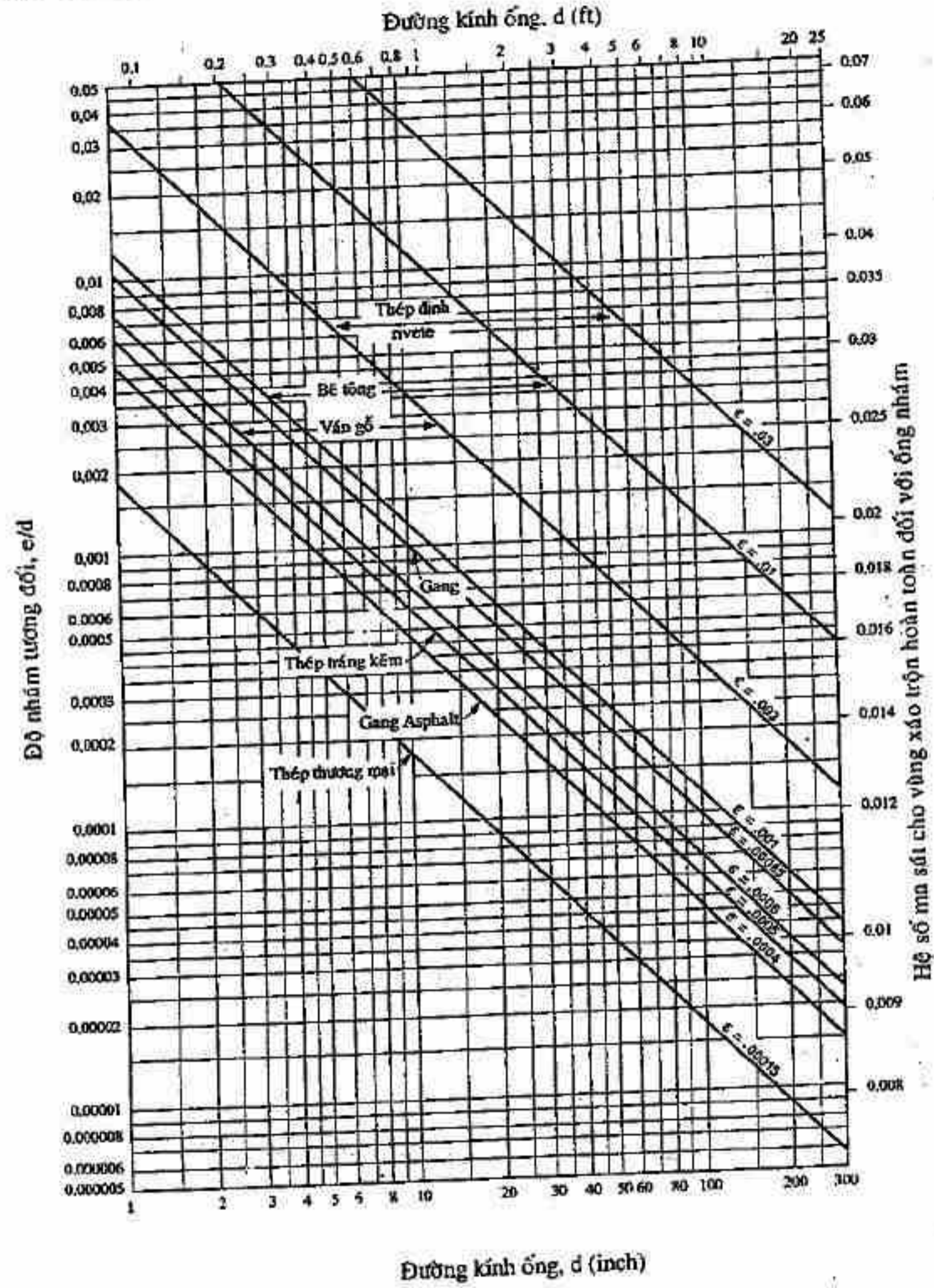
Tốc độ khí nén trong ống:

$$v = \frac{V_2}{A} = \frac{(6,66 \text{ L/s}) \times (10^{-3} \text{ m}^3/\text{L})}{\left((10,89 \text{ mm}) \times (10^{-3} \text{ m/mm}) \right)^2 \times \frac{\pi}{4}} = 5,07 \text{ m/s}$$

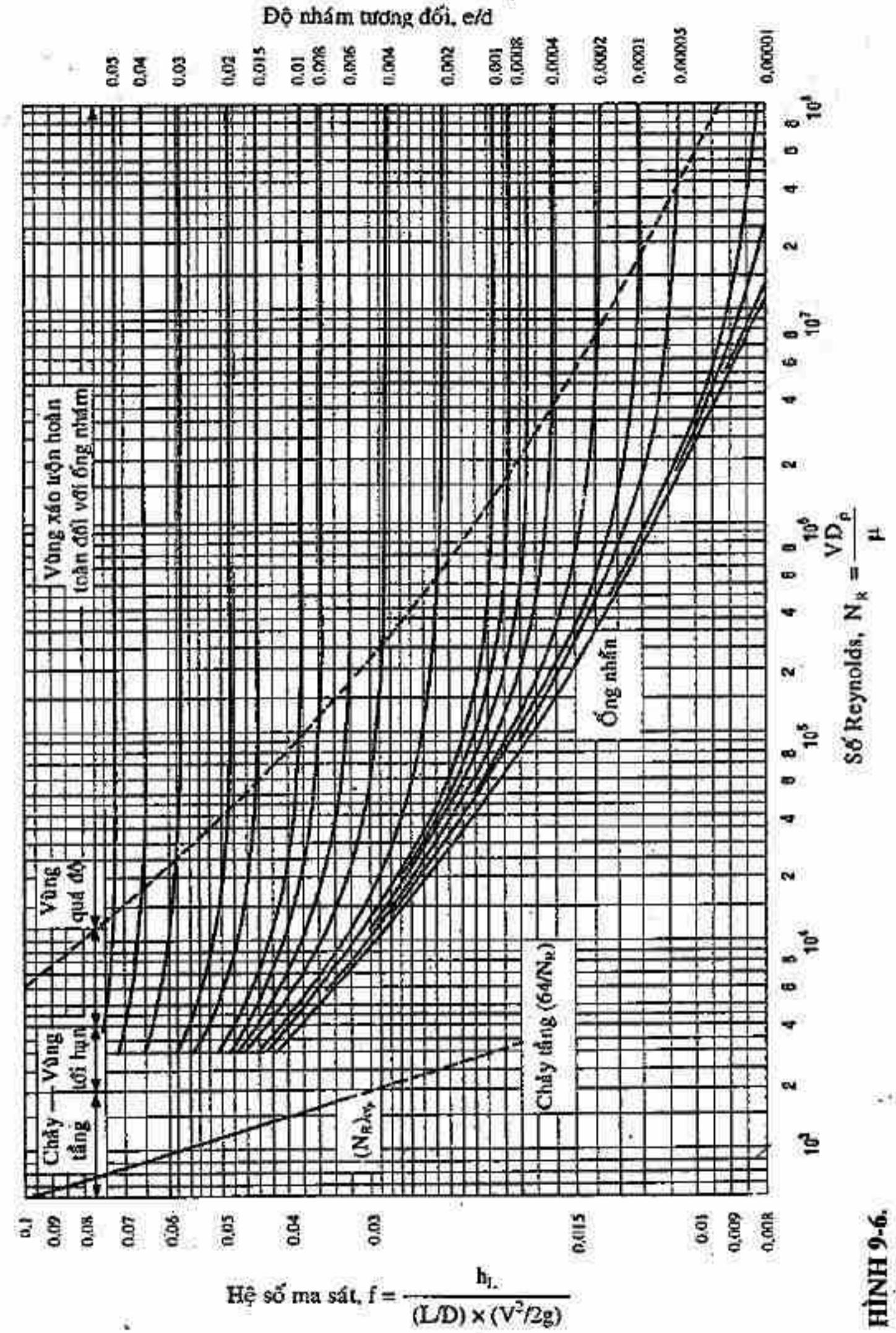
Áp suất đầu ra:

$$p = 10,33 \text{ m} + 4,5 \text{ m} = 14,83 \text{ m tương đương } 145,4 \text{ kPa}$$

$$(101,3 \text{ kPa} \times 14,83 \text{ m} / 10,33 \text{ m}).$$



HÌNH 9-5.
Biểu đồ quan hệ giữa độ nhám tương đối và đường kính ống.



HÌNH 9-6.
Biểu đồ quan hệ giữa hệ số ma sát theo số Reynolds.

Trọng lượng riêng của không khí ở áp suất 145 kPa và nhiệt độ 70°C:

$$\gamma_a = 0,284 \frac{p}{RT}$$

Trong đó: p = Áp suất, kPa;
R = Hằng số khí, R = 8,314 kJ/kmol.°K;
T = Nhiệt độ, °K.

$$\gamma_a = 0,284 \frac{145,4 \text{ kPa}}{(8,314)(273 + 70^\circ \text{C})} = 0,0145 \text{ kN/m}^3$$

Cột áp vận tốc h_i :

$$h_i = 5,22v^2\gamma_a$$

Trong đó: h_i = Cột áp vận tốc, mm;
v = Tốc độ khí nén, m/s;
 γ_a = Trọng lượng riêng của không khí ở điều kiện đang xét.

$$h_i = 5,22 \times (5,07 \text{ m/s})^2 \times (0,0145 \text{ kN/m}^3) = 1,95 \text{ mm}$$

Tổn thất áp lực theo chiều dài ống thổi khí:

$$h_L = f \frac{L}{D} h_i = 0,0325 \frac{50 \text{ m}}{(40,89 \text{ mm})(10^{-3} \text{ m/mm})} \times 1,95 = 77 \text{ mm}$$

Tính tương tự cho ống nhánh D = 1/2 inch có chiều dài L = 5m và kết quả thu được tổn thất chiều dài cho ống nhánh là $h_L = 23 \text{ mm}$.

Áp lực đẩy của máy thổi khí bằng chiều sâu cột nước trên ống khuếch tán khí cộng với tổng tổn thất áp lực theo chiều dài ống chính và ống nhánh bất lợi nhất (xa nhất) và tổng tổn thất áp lực cục bộ qua máy thổi khí, các phụ tùng nối ống như tê, cút, van một chiều, thiết bị chống ồn, lọc khí, ống khuếch tán khí... Tổn thất áp lực cục bộ có thể tính toán theo công thức:

$$h_{cb} = K \frac{v^2}{2g}$$

Trong đó: v = Vận tốc khí nén, m/s;
g = Gia tốc trọng trường, g = 9,806 m/s²;
K = Hệ số phụ thuộc vào loại phụ tùng nối ống, thiết bị, van khóa (tra theo bảng).

9.4.4. Bể lắng đợt 1

Chọn bể lắng đợt I có dạng hình tròn trên mặt bằng, nước thải vào từ tâm và thu nước theo chu vi (bể lắng ly tâm). Các thông số cơ bản phục vụ cho tính toán bể lắng ly tâm đợt I được giới thiệu ở Bảng 9-10.

Giả sử tải trọng bề mặt thích hợp cho loại cặn tươi này là 35 m³/m².ngày. Vậy diện tích bề mặt bể lắng là:

$$A = \frac{Q_{\text{ngày}}^{\text{tb}}}{L_A} = \frac{200 \text{ m}^3/\text{ngày}}{35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}} = 5,71 \text{ m}^2$$

Trong đó: $Q_{\text{ngày}}^{\text{tb}}$ = Lưu lượng trung bình ngày, m³/ngày;
 L_A = Tải trọng bề mặt, m³/m².ngày.

Đường kính bể lắng:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 5,71 \text{ m}^2} = 2,7 \text{ m}$$

Đường kính ống trung tâm:

$$d = 20\%D = 0,2 \times 2,7 \text{ m} = 0,54 \text{ m}$$

BẢNG 9-10.

Các thông số thiết kế đặc trưng cho bể lắng ly tâm

Thông số	Giá trị	
	Trong khoảng	Đặc trưng
Thời gian lưu nước, giờ	1,5 ÷ 2,5	2,0
Tải trọng bề mặt, m ³ /m ² .ngày	32 ÷ 48	
+ Lưu lượng trung bình	32 ÷ 48	
+ Lưu lượng cao điểm	80 ÷ 120	
Tải trọng máng tràn, m ³ /m.ngày	125 ÷ 500	
Ống trung tâm:		
+ Đường kính	15 ÷ 20%D	
+ Chiều cao	55 ÷ 65%H	
Chiều sâu H của bể lắng, m	3,0 ÷ 4,6	3,7
Đường kính D của bể lắng, m	3,0 ÷ 60	12 ÷ 45
Độ dốc đáy, mm/m	62 ÷ 167	83
Tốc độ thanh gạt bùn, vòng/phút	0,02 ÷ 0,05	0,03

Chọn chiều sâu hữu ích bể lắng $H = 3\text{m}$, chiều cao lớp bùn lắng $h_b = 0,7\text{m}$, chiều cao lớp trung hòa $h_{th} = 0,2\text{m}$, chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,3\text{m}$. Vậy chiều cao tổng cộng của bể lắng đợt I là:

$$H_{tc} = H + h_b + h_{th} + h_{bv} = 3,0\text{m} + 0,7\text{m} + 0,2\text{m} + 0,3\text{m} = 4,2\text{m}$$

Chiều cao ống trung tâm:

$$h = 60\%H = 0,6 \times 3,0\text{m} = 1,8\text{m}$$

Kiểm tra lại thời gian lưu nước bể lắng:

Thể tích phần lắng:

$$W = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) \times h = \frac{\pi}{4}(2,7^2 - 0,55^2) \times 3,0\text{m} = 16,5\text{m}^3$$

Thời gian lưu nước:

$$t = \frac{W}{Q_h} = \frac{16,5\text{m}^3}{8,3\text{m}^3/\text{h}} = 1,98\text{h} > 1,5\text{h}$$

Tải trọng máng tràn:

$$L_s = \frac{Q}{\pi D} = \frac{200\text{m}^3/\text{ngày}}{\pi \times 2,7\text{m}} = 23,6\text{m}^3/\text{m.ngày} < 500\text{m}^3/\text{m.ngày}$$

Giả sử hiệu quả xử lý cặn lơ lửng đạt 60% ở tải trọng $35\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$. Lượng bùn tươi sinh ra mỗi ngày là:

$$M_{\text{tươi}} = 200\text{gSS}/\text{m}^3 \times 200\text{m}^3/\text{ngày} \times (0,6)/1000\text{g}/\text{kg} = 24\text{kgSS}/\text{ngày}$$

Giả sử bùn tươi của nước thải thực phẩm có hàm lượng cặn 5% (độ ẩm = 95%), tỉ số VSS : SS = 0,75 và khối lượng riêng bùn tươi 1.053kg/lít. Vậy lưu lượng bùn tươi cần phải xử lý là:

$$Q_{\text{tươi}} = \frac{24\text{kg}/\text{ngày}}{0,05 \times (1,053\text{kg}/\text{L})} = 456\text{L}/\text{ngày} = 0,46\text{m}^3/\text{ngày}$$

Lượng bùn tươi có khả năng phân hủy sinh học:

$$M_{\text{tươi(VSS)}} = 24\text{kgSS}/\text{ngày} \times 0,75 = 18\text{kgVSS}/\text{ngày}$$

Bùn dư từ quá trình xử lý sinh học được đưa về bể lắng đợt I. Quá trình nén bùn trọng lực xảy ra ngay tại phần đáy bể lắng I. Tính toán, kiểm tra quá trình nén bùn được trình bày ở phần sau.

9.4.5. Bể bùn hoạt tính (Aerotan) xáo trộn hoàn toàn

Các thông số tính toán

Theo Bảng 9-5, BOD₅ trung bình sau điều hòa là 735mg/L.

Giả sử hàm lượng BOD₅ sau lắng đợt I giảm 20%. Vậy hàm lượng BOD₅ vào aeroten là:

$$S_o = 735\text{mg}/\text{L} \times (1 - 0,2) = 588\text{mg}/\text{L}$$

Giả sử theo kết quả thực nghiệm tìm được các thông số động học như sau:

$$K_s = 50\text{mg}/\text{L}; \quad Y = 0,5\text{mgVSS}/\text{mgBOD}_5; \quad k_d = 0,05\text{ngày}^{-1}$$

Có thể áp dụng các điều kiện sau để tính toán quá trình bùn hoạt tính xáo trộn hoàn toàn:

1. Tỉ số MLVSS: MLSS = 0,8;
2. Hàm lượng bùn tuần hoàn: $C_u = 8000\text{mgSS}/\text{L}$;
3. Hàm lượng bùn hoạt tính trong bể aeroten: $\text{MLVSS} = 3000\text{mg}/\text{L}$;
4. Thời gian lưu bùn trung bình: $\theta_c = 10\text{ngày}$;
5. Nước thải chế biến thủy sản có chứa đầy đủ lượng chất dinh dưỡng nitơ, photpho và các chất vi lượng khác;
6. Nước thải sau lắng II chứa 25mg/L cặn sinh học, trong đó có 65% cặn dễ phân hủy sinh học;
7. $\text{BOD}_5 : \text{BOD}_L = 0,68$;
8. BOD₅ sau lắng II còn lại 20mg/L;
9. Dựa vào tỉ số BOD₅ : N : P = 100 : 5 : 1 và thành phần N, P của nước thải ($\text{BOD}_5 = 720\text{mg}/\text{L}$, $N_{\text{Kjeldahl}} = 40\text{mg}/\text{L}$ và $P_{\text{tổng}} = 8\text{mg}/\text{L}$ tương ứng với tỉ số BOD₅ : N : P = 5,6 : 1 : 1), có thể kết luận chất dinh dưỡng đa lượng đủ cho vi sinh vật phát triển. Giả sử các chất dinh dưỡng vi lượng cũng đủ cho sinh trưởng tế bào.

Xác định BOD₅ hòa tan sau lắng II theo mối quan hệ sau:

$$\text{Tổng BOD}_5 = \text{BOD}_5 \text{ hòa tan} + \text{BOD}_5 \text{ của cặn lơ lửng}$$

Xác định BOD₅ của cặn lơ lửng ở đầu ra:

- Hàm lượng cặn sinh học để phân hủy:

$$0,65 \times 25 \text{mg/L} = 16,3 \text{mg/L}$$

- BOD_L của cặn lơ lửng để phân hủy sinh học của nước thải sau lắng II:

$$16,3 \text{mg/L} \times (1,42 \text{ mgO}_2 \text{ tiêu thụ/mg tế bào bị oxy hóa}) = 23 \text{mg/L}$$

- BOD₅ của cặn lơ lửng của nước thải sau bể lắng II:

$$23 \text{mg/L} \times 0,68 = 16 \text{ mg/L}$$

BOD₅ hòa tan của nước thải sau lắng II:

$$20 = C + 16$$

$$C = 4 \text{ mg/L}$$

Hiệu quả xử lý BOD₅ của bể aeroten:

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100 = \frac{588 - 20}{20} \times 100 = 97\%$$

Tính thể tích bể

Thể tích bể aeroten được tính theo 2 công thức sau:

$$X = \frac{\theta_c \times Y \times (S_0 - S)}{\theta(1 + k_d \times \theta_c)}$$

$$\theta = \frac{V_r}{Q}$$

- Trong đó:
- θ_c = Thời gian lưu bùn;
 - Q = Lưu lượng nước thải;
 - Y = Hệ số sản lượng tế bào;
 - S_0 = BOD₅ nước thải vào bể aeroten;

- S = Nồng độ BOD₅ sau lắng II;
- X = Hàm lượng tế bào chất trong bể;
- k_d = Hệ số phân hủy nội bào.

Thay θ vào phương trình trên, xác định được thể tích bể aeroten:

$$V_r = \frac{\theta_c \times Q \times Y \times (S_0 - S)}{X \times (1 + k_d \theta_c)}$$

$$V_r = \frac{10 \text{ ngày} \times 200 \text{ m}^3/\text{ngày} \times 0,5 \times (588 - 4) \text{ mg/L}}{3000 \text{ mg/L} \times (1 + 0,05 \text{ ngày}^{-1} \times 10 \text{ ngày})} = 130 \text{ m}^3$$

Thời gian lưu nước của bể aeroten:

$$\tau = \frac{V}{Q} = \frac{130 \text{ m}^3}{8,33 \text{ m}^3/\text{h}} = 15,6 \text{ h}$$

Các giá trị đặc trưng cho kích thước của bể aeroten xáo trộn hoàn toàn được thể hiện trong Bảng 9-11.

Chọn chiều cao hữu ích $H = 4,0 \text{ m}$; chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,5 \text{ m}$. Vậy chiều cao tổng cộng là:

$$H_{tc} = 4,0 \text{ m} + 0,5 \text{ m} = 4,5 \text{ m}$$

Chọn tỉ số $W : H = 1 : 1$, vậy chiều rộng bể là: $W = H = 4,0 \text{ m}$.

Chiều dài L của bể:

$$L = \frac{V}{W \times H} = \frac{130 \text{ m}^3}{4 \text{ m} \times 4 \text{ m}} = 8,1 \text{ m}$$

BẢNG 9-11.

Các kích thước điển hình của bể aeroten xáo trộn hoàn toàn

Thông số	Giá trị
Chiều cao hữu ích, m	3,0 ÷ 4,6
Chiều cao bảo vệ, m	0,3 ÷ 0,6
Khoảng cách từ đáy đến đầu khuếch tán tán khí, m	0,45 ÷ 0,75
Tỉ số rộng : sâu (W : H)	1,0 : 1 ÷ 2,2 : 1

Tính lượng bùn dư thải ra mỗi ngày

- Hệ số sản lượng quan sát (Y_{obs}) tính theo phương trình:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \theta_c} = \frac{0,5}{1 + 0,05 \times 10} = 0,333 \text{ mg/mg}$$

- Lượng bùn dư sinh ra mỗi ngày theo VSS:

$$P_{x(vss)} = Y_{obs} \times Q \times (BOD_{vào} - BOD_{ra})$$

$$P_{x(vss)} = 0,333 \times 200 \text{ m}^3/\text{ngày} \times (588 - 4) \text{ g/m}^3 \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 39 \text{ kg VSS/ngày}$$

- Tổng lượng bùn sinh ra mỗi ngày theo SS:

$$P_{x(ss)} = 39/0,8 = 49 \text{ kg SS/ngày}$$

- Lượng bùn dư cần xử lý mỗi ngày:

$$\text{Lượng bùn dư cần xử lý} = \text{Tổng lượng bùn} - \text{Lượng SS trôi ra khỏi lắng II}$$

$$M_{dư(SS)} = 49 \text{ kg SS/ngày} - 200 \text{ m}^3/\text{ngày} \times (25 \text{ g/m}^3) \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 44 \text{ kg SS/ngày}$$

- Lượng bùn dư có khả năng phân hủy sinh học cần xử lý:

$$M_{dư(VSS)} = 44 \text{ kg SS/ngày} \times 0,8 = 35,2 \text{ kg VSS/ngày}$$

Giả sử hàm lượng bùn hoạt tính lắng ở đáy bể lắng có hàm lượng chất rắn 0,8% và khối lượng riêng là 1,008 kg/lít. Vậy lưu lượng bùn dư cần xử lý:

$$Q_{dư} = \frac{44 \text{ kg/ngày}}{0,008 \times 1,008 \text{ kg/lít}} = 5456 \text{ lít/ngày} \approx 5,5 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Hoặc có thể tính theo công thức sau:

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_{dư} X_r + Q X_e}$$

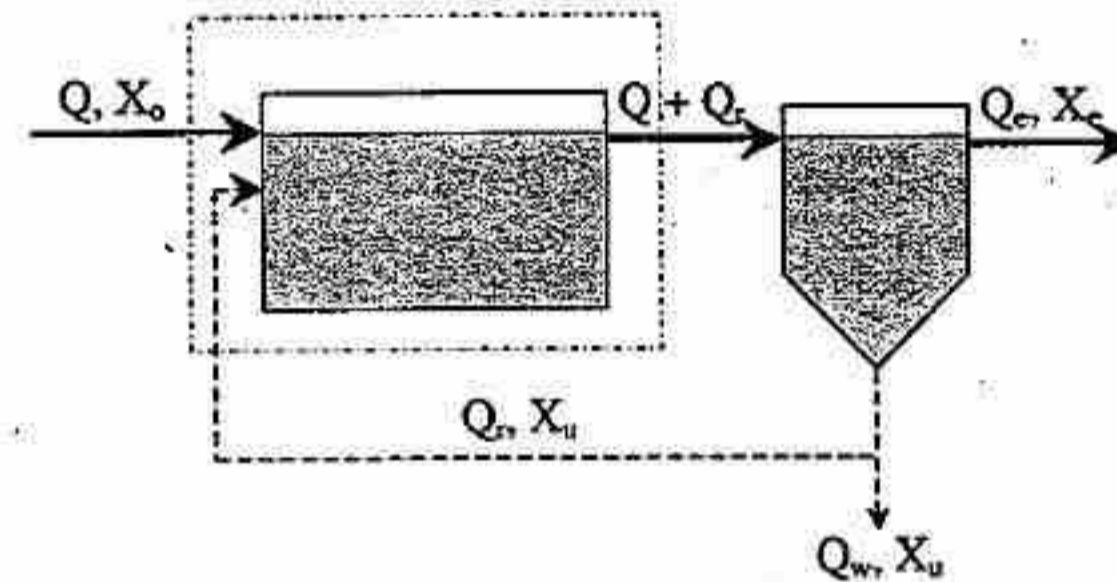
$$10 \text{ ngày} = \frac{130 \text{ m}^3 \times 3000 \text{ mg VSS/L}}{Q_w (8000 \text{ mg SS/L} \times 0,8) + (200 \text{ m}^3/\text{ngày}) (25 \text{ mg SS/L} \times 0,8)}$$

$$Q_{dư} = 5,5 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Từ Hình 9-7, dựa vào sự cân bằng sinh khối quanh bể aeroten, xác định tỉ lệ bùn tuần hoàn dựa trên phương trình cân bằng sinh khối:

$$QX_0 + Q_r X_u = (Q + Q_r) X$$

- Trong đó:
- X_0 = Hàm lượng cận lơ lửng đầu vào, mg/L;
 - Q = Lưu lượng vào bể, m³/ngày;
 - Q_r = Lưu lượng bùn tuần hoàn, m³/ngày;
 - X_u = Hàm lượng SS của lớp bùn lắng hoặc bùn tuần hoàn, mg/L;
 - X = Hàm lượng bùn hoạt tính trong bể aeroten, mgMLSS/L.



HÌNH 9-7.

Sơ đồ thiết lập cân bằng sinh khối quanh bể aeroten.

Hàm lượng bùn hoạt tính trong bể aeroten:

$$MLSS = MLVSS/0,8 = 3000(\text{mg VSS/L})/0,8 = 3750 \text{ mg SS/L}$$

Giả sử $X_0 = 0$ và $Q_r = \alpha Q$. Chia hai vế cho Q , biểu thức trên có thể triển khai như sau:

$$\alpha = \frac{X}{X_u - X}$$

$$\alpha = \frac{3750}{8000 - 3750} = 0,88$$

Trong đó: α = Hệ số tuần hoàn, $\alpha = Q_r/Q$.

Vậy lưu lượng bùn tuần hoàn:

$$Q_r = \alpha Q = 0,88 \times 200 \text{ m}^3/\text{ngày} = 176,5 \text{ m}^3/\text{ngày} \approx 7,4 \text{ m}^3/\text{giờ}$$

Kiểm tra tải trọng thể tích L_{BOD} và tỉ số F/M

Tải trọng thể tích:

$$L_{BOD} = \frac{QS_o}{V_r} = \frac{200\text{m}^3/\text{ngày} \times 588\text{gBOD}_5/\text{m}^3}{130\text{m}^3 \times 1000\text{g/kg}} = 0,90\text{kgBOD}_5/\text{m}^3.\text{ngày}$$

Trị số này nằm trong khoảng cho phép ($L_{BOD} = 0,8 \div 1,9$).

Tỉ số F/M:

$$F/M = \frac{S_o}{\theta X} = \frac{588\text{mg/L}}{(15,6\text{giờ}/24\text{giờ/ngày}) \times 3000\text{mg/L}} = 0,30\text{ngày}^{-1}$$

Trị số này nằm trong khoảng cho phép: $F/M = (0,2 \div 0,6)\text{ ngày}^{-1}$.

Tính lượng khí cần thiết cho quá trình bùn hoạt tính, biết rằng hiệu suất chuyển hóa oxygen của thiết bị khuấy tán khí là $E = 9\%$, hệ số an toàn $f = 2,0$ để tính công suất thiết kế thực tế của máy thổi khí.

Giả sử $BOD_5 = 0,68 BOD_L$, vậy khối lượng BOD_L tiêu thụ trong quá trình sinh học bùn hoạt tính là:

$$M_{BOD_L} = \frac{Q(S_o - S)}{0,68} = \frac{200\text{m}^3/\text{ngày} \times (588 - 4)\text{g/m}^3 \times 10^{-3}\text{g/kg}}{0,68}$$

$$M_{BOD_L} = 172\text{kgBOD}_L/\text{ngày}$$

Nhu cầu oxy cho quá trình:

$$M_{O_2} = M_{BOD_L} - 1,42 \times P_{x(VSS)}$$

$$= 172\text{kg/ngày} - (1,42\text{kgO}_2/\text{kgVSS} \times 39\text{kgVSS/ngày}) = 116,6\text{kgO}_2/\text{ngày}$$

Giả sử rằng không khí có 23,2% trọng lượng O_2 và khối lượng riêng không khí là $1,20\text{kg/m}^3$. Vậy lượng không khí lý thuyết cho quá trình là:

$$M_{kk} = \frac{M_{O_2}}{0,232 \times 1,2} = \frac{116,6\text{kg/ngày}}{0,232 \times 1,2\text{kg/m}^3} = 419\text{m}^3/\text{ngày}$$

Kiểm tra lượng không khí cần thiết cho xáo trộn hoàn toàn:

$$q = \frac{M_{kk}}{EV_r} = \frac{419\text{m}^3/\text{ngày}}{0,09 \times 130\text{m}^3} \times \frac{1}{1440\text{phút/ngày}} \times 1000\text{L/m}^3 = 25\text{L/m}^3.\text{phút}$$

Trị số này nằm trong khoảng cho phép: $q = (20 \div 40)\text{ L/m}^3.\text{phút}$.

Như vậy lượng khí cấp cho quá trình bùn hoạt tính cũng đủ cho nhu cầu xáo trộn hoàn toàn.

Lưu lượng khí cần thiết của máy thổi khí:

$$Q_{kk} = f \frac{M_{kk}}{E} = 2,0 \times \frac{419\text{m}^3/\text{ngày}}{0,09} \times \frac{1}{1440\text{phút/ngày}} = 6,5\text{m}^3/\text{phút}$$

9.4.6. Bể lắng đợt 2

Các thông số thiết kế đặc trưng cho bể lắng đợt II được thể hiện trong Bảng 9-12.

Chọn tải trọng bề mặt thích hợp cho loại bùn hoạt tính này là $20\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$ và tải trọng chất rắn là $5,0\text{kg}/\text{m}^2.\text{h}$. Vậy diện tích bề mặt bể lắng theo tải trọng bề mặt là:

$$A_L = \frac{Q_{\text{ngày}}^{TB}}{L_A} = \frac{200\text{m}^3/\text{ngày}}{20\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}} = 10,0\text{m}^2$$

Trong đó: $Q_{\text{ngày}}^{TB}$ = Lưu lượng trung bình ngày, $\text{m}^3/\text{ngày}$;

L_A = Tải trọng bề mặt, $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$.

Diện tích bề mặt bể lắng tính theo tải trọng chất rắn là:

$$A_S = \frac{(Q + Q_r) \times MLSS}{L_S} = \frac{(8,3 + 7,4)\text{m}^3/\text{h} \times 3750\text{g/m}^3}{5,0\text{kg}/\text{m}^2.\text{h} \times 1000\text{g/kg}} = 11,8\text{m}^2$$

Trong đó: L_S = Tải trọng chất rắn, $\text{kgSS}/\text{m}^2.\text{ngày}$.

Do $A_S > A_L$, vậy diện tích bề mặt theo tải trọng chất rắn là diện tích tính toán.

BẢNG 9-12.

Các thông số thiết kế bể lắng đợt II

Loại xử lý	Tải trọng bề mặt (m ³ /m ² ·ngày)		Tải trọng bùn (kg/m ² ·h)		Chiều sâu tổng cộng (m)
	Trung bình	Lớn nhất	Trung bình	Lớn nhất	
Bùn hoạt tính	16 ÷ 32	40 ÷ 48	3,9 ÷ 5,8	9,7	3,7 ÷ 6,0
Bùn hoạt tính oxygen	16 ÷ 32	40 ÷ 48	4,9 ÷ 6,8	9,7	3,7 ÷ 6,0
Aerotan tăng cường	8 ÷ 16	24 ÷ 32	0,98 ÷ 4,9	6,8	3,7 ÷ 6,0
Lọc sinh học	16 ÷ 24	40 ÷ 48	2,9 ÷ 4,9	7,8	3,0 ÷ 4,5
RBC:					
Xử lý BOD	16 ÷ 32	40 ÷ 48	3,9 ÷ 5,8	9,7	3,0 ÷ 4,5
Nitrate hóa	16 ÷ 24	32 ÷ 40	2,9 ÷ 4,9	7,8	3,0 ÷ 4,5

Đường kính bể lắng:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 11,8\text{m}^2} = 3,9\text{m}$$

Đường kính ống trung tâm:

$$d = 20\%D = 0,2 \times 3,9\text{m} = 0,78\text{m} \approx 0,8\text{m}$$

Chọn chiều sâu hữu ích bể lắng $h_L = 3,0\text{m}$; chiều cao lớp bùn lắng $h_b = 1,5\text{m}$ và chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,3\text{m}$. Vậy chiều cao tổng cộng bể lắng đợt II:

$$H_{tc} = h_L + h_b + h_{bv} = 3,0\text{m} + 1,5\text{m} + 0,3\text{m} = 4,8\text{m}$$

Chiều cao ống trung tâm:

$$h = 60\% h_L = 0,6 \times 3,0\text{m} = 1,8\text{m}$$

Kiểm tra lại thời gian lưu nước ở bể lắng:

Thể tích phần lắng:

$$V_L = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \times h_L = \frac{\pi}{4} (3,9^2 - 0,8^2) \times 3,0\text{m} = 34,3\text{m}^3$$

Thời gian lưu nước:

$$t = \frac{V}{Q + Q_r} = \frac{34,3\text{m}^3}{(8,3 + 7,4)\text{m}^3/\text{h}} = 2,2\text{h}$$

Thể tích phần chứa bùn:

$$V_b = A \times h_b = 11,8\text{m}^2 \times 1,5\text{m} = 17,7\text{m}^3$$

Thời gian lưu giữ bùn trong bể:

$$t_b = \frac{V_b}{Q_w + Q_r} = \frac{17,7\text{m}^3}{7,4\text{m}^3/\text{h} + (5,5\text{m}^3/\text{ngày} \times 1\text{ ngày}/24\text{h})} = 2,32\text{h}$$

Tải trọng máng tràn:

$$L_s = \frac{Q + Q_r}{\pi \cdot D} = \frac{(200 + 176,5)\text{m}^3/\text{ngày}}{\pi \times 3,9\text{m}} = 30,7\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{ngày}$$

Giá trị này nằm trong khoảng cho phép: $L_s < 500\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{ngày}$.

9.4.7. Bể lọc áp lực

Giả sử chọn bể lọc áp lực hai lớp: (1) Than Anthracite và (2) Cát thạch anh. Kích thước vật liệu lọc thể hiện trong Bảng 9-13.

Chọn:

1. Chiều cao lớp cát $h_1 = 0,3\text{m}$ có đường kính hiệu quả $d_e = 0,5\text{mm}$, $U = 1,6$;
2. Chiều cao lớp than $h_2 = 0,5\text{m}$ và đường kính hiệu quả $d_e = 1,2\text{mm}$, $U = 1,5$;
3. Tốc độ lọc $v = 9\text{m}/\text{h}$, và số bể lọc $n = 2$.

Diện tích bề mặt bể lọc:

$$A = \frac{Q_b}{v} = \frac{8,33\text{m}^3/\text{h}}{9\text{m}/\text{h}} = 0,93\text{m}^2$$

Đường kính bể lọc áp lực:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{A}{n}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{0,93\text{m}^2}{2}} = 0,8\text{m}$$

BẢNG 9-13.

Kích thước vật liệu lọc hai lớp cho xử lý nước thải bậc cao

Đặc tính	Khoảng giá trị	Giá trị đặc trưng
Anthracite:		
Chiều cao h, m	0,3 ÷ 0,6	0,45
Đường kính hiệu quả d_e , mm	0,8 ÷ 2,2	1,2
Hệ số đồng nhất U	1,3 ÷ 1,8	1,6
Cát:		
Chiều cao h, m	0,15 ÷ 0,3	0,3
Đường kính hiệu quả d_e , mm	0,4 ÷ 0,8	0,5
Hệ số đồng nhất U	1,2 ÷ 1,6	1,5
Tốc độ lọc v, m/h	5 ÷ 24	12

Khoảng cách từ bề mặt vật liệu lọc đến miệng phễu thu nước rửa:

$$h = H_{VL} \times e + 0,25$$

Trong đó: H_{VL} = Chiều cao lớp vật liệu lọc;
 e = Độ giãn nở lớp vật liệu lọc khi rửa ngược, $e = 0,25 \div 0,5$

$$h = [(0,3m + 0,5m) \times 0,5] + 0,25m = 0,65m$$

Chiều cao tổng cộng bể lọc áp lực:

$$H = h + H_{VL} + h_{bv} + h_{thu} = 0,65m + (0,3 + 0,5)m + 0,25m + 0,3m = 2,0m$$

Trong đó: h_{bv} = Chiều cao an toàn $h_{bv} = 0,25m$;
 h_{thu} = Chiều cao phần thu nước (tính từ mặt chụp lọc đến đáy bể).

Lượng nước rửa lọc có thể lấy theo Bảng 9-14.

Dựa vào Bảng 9-14 và đường kính hiệu quả của cát và than anthracite có thể chọn tốc độ rửa nước $v_{nước} = 0,35m^3/m^2 \cdot \text{phút}$ và tốc độ khí là $1,0 m^3/m^2 \cdot \text{phút}$.

Rửa ngược chia làm ba giai đoạn:

- (1) Rửa khí có tốc độ $v_{khí} = 1,0m^3/m^2 \cdot \text{phút}$ trong thời gian $t = 1 \div 2$ phút;
- (2) Rửa khí và nước trong thời gian $4 \div 5$ phút;
- (3) Rửa ngược bằng nước trong khoảng thời gian $t = 4 \div 5$ phút với tốc độ rửa $v_{nước} = 0,35m^3/m^2 \cdot \text{phút}$.

BẢNG 9-14.

Tốc độ rửa ngược bằng nước và khí đối với bể lọc cát một lớp và lọc anthracite

Vật liệu lọc	Đặc tính vật liệu lọc		Tốc độ rửa ngược, $m^3/m^2 \cdot \text{phút}$	
	Đường kính hiệu quả d_e , mm	Hệ số đồng nhất U	Nước	khí
Cát	0,50	1,4	0,15	0,5
	0,70	1,4	0,26	0,8
	1,00	1,4	0,41	1,3
	1,49	1,4	0,61	2,0
	2,19	1,3	0,81	2,6
Anthracite	1,10	1,73	0,29	0,7
	1,34	1,49	0,41	1,3
	2,00	1,53	0,61	2,0

Lượng nước cần thiết để rửa ngược cho 1 bể lọc:

$$W_n = A \times v_{nước} \times t = 0,93m^2/2bể \times 0,35m^3/m^2 \cdot \text{phút} \times 10\text{phút} = 1,6m^3/bể$$

Lưu lượng bơm rửa ngược:

$$Q_m = A \times v_{nước} = (0,93m^2/2bể) \times (0,35m^3/m^2 \cdot \text{phút}) \times 60\text{phút/giờ} = 9,8 m^3/h$$

Lưu lượng máy thổi khí:

$$Q_{khí} = A \times v_{khí} = (0,93m^2/2bể) \times (1,0m^3/m^2 \cdot \text{phút}) = 0,47m^3/\text{phút} = 28 m^3/h$$

Tổn thất áp lực qua lớp vật liệu lọc sạch (đầu chu kỳ lọc) được xác định theo công thức của Hazen:

$$h = \frac{1}{C} \times \frac{60}{1,8t^\circ + 42} \times \frac{L}{d_{10}^2} V_h$$

Trong đó: C = Hệ số nén ép, $C = 600 \div 1200$ tùy thuộc vào tính đồng nhất và sạch;
 t° = Nhiệt độ nước, $^\circ C$;
 d_{10} = Đường kính hiệu quả, mm;
 V_h = Tốc độ lọc, m/ngày;
 L = Chiều dày lớp vật liệu lọc, m.

Đối với lớp lọc cát:

$$h = \frac{1}{1000} \times \frac{60}{1,8 \times 25^\circ\text{C} + 42} \times \frac{0,3\text{m}}{0,5^2} \times 9\text{m/h} \times 24\text{h/ngày} = 0,18\text{m}$$

Đối với lớp lọc anthracite:

$$h = \frac{1}{1000} \times \frac{60}{1,8 \times 25^\circ\text{C} + 42} \times \frac{0,5\text{m}}{1,2^2} \times 9\text{m/h} \times 24\text{h/ngày} = 0,052\text{m}$$

Tổng tổn thất áp lực qua 2 lớp vật liệu lọc:

$$h = 0,18\text{m} + 0,052\text{m} = 0,232\text{m}$$

Sau bể lọc áp lực hàm lượng cặn lơ lửng SS còn lại $C_e = 5 \text{ mg/L}$, tương ứng với BOD_5 của cặn lơ lửng:

$$\text{BOD}_5 \text{ cặn lơ lửng} = (5\text{mgSS/L}) \times 0,65 \times 1,42 \times 0,68 = 3\text{mg/L}$$

Tổng BOD_5 sau bể lọc áp lực:

$$\text{BOD}_5 \text{ sau xử lý} = \text{BOD}_5 \text{ cặn lơ lửng} + \text{BOD}_5 \text{ hòa tan} = 3 + 4 = 7\text{mg/L}$$

9.4.8. Nén bùn trọng lực ở lắng I

Giả sử bùn hoạt tính dư được bơm về bể điều hòa và bùn được lắng lại ở bể lắng đợt I. Quá trình nén bùn dư và bùn tươi xảy ra ở đáy bể lắng I.

Lượng bùn hình thành bao gồm:

- Bùn tươi ở bể lắng I: $Q_{\text{tươi}} = 0,46\text{m}^3/\text{ngày}$, có hàm lượng cặn $\text{TS}_{\text{tươi}} = 5\%$ tương ứng với $M_{\text{tươi(SS)}} = 24 \text{ kgSS/ngày}$;
- Bùn hoạt tính dư từ bể lắng II: $Q_{\text{dư}} = 5,5\text{m}^3/\text{ngày}$ có hàm lượng cặn $\text{TS}_{\text{dư}} = 0,8\%$ tương ứng với $M_{\text{dư(SS)}} = 44 \text{ kgSS/ngày}$.

Tổng lưu lượng bùn:

$$Q_{\text{bùn}} = Q_{\text{tươi}} + Q_{\text{dư}} = 5,5\text{m}^3/\text{ngày} + 0,46\text{m}^3/\text{ngày} = 6,0\text{m}^3/\text{ngày}$$

Hàm lượng $\text{TS}_{\text{vào}}$ vào phần nén bùn của lắng I:

$$\text{TS}_{\text{vào}} = \frac{Q_{\text{tươi}} \times \text{TS}_{\text{tươi}} + Q_{\text{dư}} \times \text{TS}_{\text{dư}}}{Q_{\text{tươi}} + Q_{\text{dư}}} = \frac{(0,46\text{m}^3/\text{ngày} \times 5\%) + (5,5\text{m}^3/\text{ngày} \times 0,8\%)}{(0,46 + 5,5)\text{m}^3/\text{ngày}}$$

$$\text{TS}_{\text{vào}} = 1,12\%$$

Giả sử:

- Toàn bộ bùn hoạt tính dư lắng xuống đáy bể;
- Hàm lượng bùn nén đạt $\text{TS}_{\text{nén}} = 3\%$.

Dựa vào sự cân bằng khối lượng chất rắn, có thể xác định lưu lượng bùn nén cần xử lý:

$$Q_{\text{bùn}} \times \text{TS}_{\text{vào}} = Q_{\text{nén}} \times \text{TS}_{\text{nén}}$$

Trong đó: $Q_{\text{vào}}$ = Lưu lượng bùn vào bể nén bùn;
 $\text{TS}_{\text{vào}}$ = Hàm lượng TS vào bể nén bùn;
 $Q_{\text{nén}}$ = Lưu lượng bùn đã nén bơm ra khỏi bể;
 $\text{TS}_{\text{nén}}$ = Hàm lượng TS của lớp bùn nén.

$$Q_{\text{nén}} = Q_{\text{bùn}} \frac{\text{TS}_{\text{vào}}}{\text{TS}_{\text{nén}}} = (6,0\text{m}^3/\text{h}) \times \frac{1,12\%}{3\%} = 2,24\text{m}^3/\text{ngày}$$

Kiểm tra tải trọng bề mặt:

$$L_A = \frac{Q_{\text{bùn}}}{A} = \frac{6,0\text{m}^3/\text{ngày}}{5,71\text{m}^2} = 1,05\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày} \ll 30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$$

Kiểm tra tải trọng chất rắn:

$$L_S = \frac{M_{\text{tươi(SS)}} + M_{\text{dư(SS)}}}{A} = \frac{(24 + 44)\text{kgSS/ngày}}{5,71\text{m}^2} = 11,9 \ll 78 \text{ kgSS}/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$$

Vậy diện tích bể lắng I đáp ứng được tải trọng bùn và tải trọng bề mặt của nén bùn trọng lực.

Biết rằng chiều cao lớp bùn $h_b = 0,7\text{m}$. Kiểm tra thời gian lưu giữ bùn SVR:

$$\text{SVR} = \frac{A \times h_b}{Q_{\text{nén}}} = \frac{5,71\text{m}^2 \times 0,7\text{m}}{2,5\text{m}^3/\text{ngày}} = 1,6\text{ngày} \in [0,5 \div 2]\text{ngày}$$

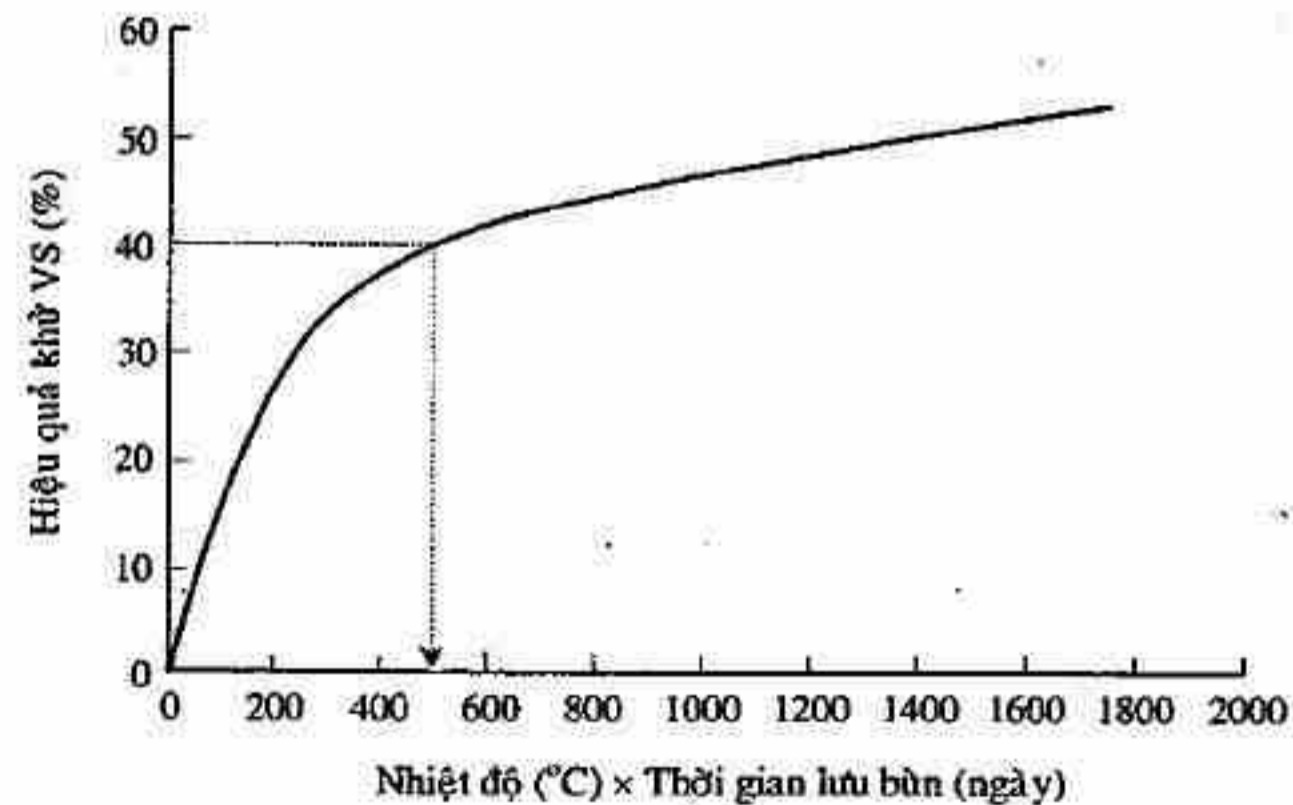
9.4.9. Bể phân hủy bùn hiếu khí

Bể phân hủy bùn hiếu khí hoạt động theo chế độ từng mẻ và được thiết kế theo các số liệu sau:

- Nhiệt độ trung bình năm là $t^0 = 25^\circ\text{C}$;
- Hiệu quả khử VS yêu cầu là $E = 40\%$;
- Hằng số tốc độ phân hủy $K_d = 0,12 \text{ ngày}^{-1}$ ở nhiệt độ trung bình $t = 25^\circ\text{C}$;
- Lưu lượng bùn vào bể phân hủy $Q_b = 2,24 \text{ m}^3/\text{ngày}$ có $\text{TS}_{\text{vào}} = 3\%$;
- Hàm lượng bùn trong bể phân hủy $X = 50\%$, $X_i = 15.000 \text{ mg/L}$, trong đó X_i là hàm lượng TS vào (từ bể lắng I đến $X_i = 30.000 \text{ mg/L}$);
- Thời gian ngưng thổi khí trong ngày để lắng tĩnh $t = 2 \text{ h}$ và bơm nước trên mặt và bùn phân hủy $t = 1 \text{ h}$.

Tổng lượng VSS vào bể phân hủy hiếu khí:

$$M_{\text{VSS}} = M_{\text{tươi(VSS)}} + M_{\text{đur(VSS)}} = 18 \text{ kgVSS/ngày} + 35 \text{ kgVSS/ngày} \\ = 53 \text{ kgVSS/ngày}$$



HÌNH 9-8.

Biểu đồ hiệu quả khử VS theo nhiệt độ và thời gian lưu bùn.

Từ biểu đồ $E\% = f(\theta_c \times t^0)$ ở Hình 9-8, với hiệu quả $E = 40\%$ tìm được giá trị tích số $\theta_c \times t^0 = 475$. Vậy thời gian lưu bùn là:

$$\theta_c = 475 \text{ ngày} \cdot ^\circ\text{C}/25^\circ\text{C} = 19 \text{ ngày}$$

Do mất thời gian để lắng tĩnh và bơm, vì vậy cần thiết tăng cường thời gian lưu bùn:

$$3 \text{ h/ngày} \times 19 \text{ ngày}/24 \text{ h/ngày} + 19 \text{ ngày} = 21,4 \text{ ngày}$$

Thể tích bể phân hủy hiếu khí:

$$V = \frac{Q_i X_i}{X(K_d P + 1/\theta_c)} = \frac{2,24 \text{ m}^3/\text{ngày} \times 30000 \text{ mg/L}}{15000 \text{ mg/L} \times (0,12 \text{ ngày}^{-1} \times 0,8 + 1/21,4 \text{ ngày})} = 31,4 \text{ m}^3$$

Trong đó: M_{VSS} = Lượng VSS vào bể mỗi ngày;
 X = Hàm lượng SS trong bể phân hủy ($X = 50\% X_i$);
 K_d = Hệ số phân hủy nội bào, ngày^{-1} ;
 P = Tỷ lệ VSS:SS của hàm lượng SS trong bể phân hủy, $P = 0,8$;
 θ_c = Thời gian lưu bùn, ngày.

Các thông số thiết kế cơ bản cho bể phân hủy bùn hiếu khí được thể hiện trong Bảng 9-15.

BẢNG 9-15.

Các thông số thiết kế cho bể phân hủy bùn hiếu khí

Thông số	Giá trị
Thời gian lưu nước ở 20°C , ngày	
- Chỉ có bùn hoạt tính dư	10 ÷ 15
- Bùn tươi + bùn hoạt tính dư hoặc bùn từ bể lọc sinh học	15 ÷ 20
Tải trọng chất rắn, $\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{ngày}$	1,6 ÷ 4,8
Nhu cầu oxy, kgO_2/kg chất rắn phân hủy:	
- Tế bào vi sinh	2,3
- Bùn bể lắng đợt I (bùn tươi)	1,6 ÷ 1,9
Nhu cầu năng lượng cho xáo trộn:	
- Xáo trộn cơ khí, W/m^3	19,8 ÷ 39,5
- Khuếch tán khí, $\text{lit}/\text{m}^3 \cdot \text{phút}$	20 ÷ 40
DO trong dung dịch bùn, mg/L	1 ÷ 2
Hiệu suất giảm VSS, %	40 ÷ 50

Kiểm tra lại tải trọng chất rắn:

$$L_s = \frac{M_{vs}}{V} = \frac{53 \text{kgVSS/ngày}}{31,4 \text{m}^3} = 1,69 \text{kgVSS/m}^3 \cdot \text{ngày} \in [1,6 \div 4,8]$$

Chọn chiều cao hữu ích $H = 4,3\text{m}$; chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,3\text{m}$. Vậy chiều cao tổng cộng là:

$$H_c = 4,0\text{m} + 0,3\text{m} = 4,3\text{m}$$

Đường kính bể:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{V}{H}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{31,4 \text{m}^3}{4,3\text{m}}} = 3,1\text{m}$$

Vậy thời gian lưu nước của bể phân hủy là:

$$\text{HRT} = \frac{V}{Q_{bùn}} = \frac{31,4 \text{m}^3}{2,24 \text{m}^3/\text{ngày}} = 14,01 \text{ngày}$$

Hàm lượng SS còn lại sau phân hủy hiếu khí:

$$M_{ss} = \frac{(53 \text{kgVSS/ngày})}{(0,8)} \times (1 - 0,4) = 39,8 \text{kgSS/ngày}$$

Trong đó: 0,8 = Tỷ số VSS:SS;
0,4 = Hiệu suất khử VS của bể phân hủy hiếu khí.

Dựa vào Bảng 9-15, có thể tính toán nhu cầu oxy tiêu thụ:

$$M_{O_2} = (L_{O_2(dư)} \times M_{VSS(dư)} + L_{O_2(nước)} \times M_{VSS(nước)}) \times E$$

$$M_{O_2} = (2,3 \text{kgO}_2/\text{kgVSS} \times 35 \text{kgVSS/ngày} + 1,6 \text{kgO}_2/\text{kgVSS} \times 18 \text{kgVSS/ngày}) \times 0,4$$

$$M_{O_2} = 43,7 \text{kgO}_2/\text{ngày}$$

Giả sử:

- Hiệu suất chuyển hóa oxy là $E = 9\%$;
- Không khí có 23,2% trọng lượng O_2 ;
- Khối lượng riêng của không khí là $1,20 \text{kg/m}^3$;
- Hệ số an toàn $f = 2$.

Vậy lượng không khí cần thiết cho quá trình:

$$M_{kk} = \frac{M_{O_2}}{E \times 0,232 \times 1,2} = \frac{43,7 \text{kgO}_2/\text{ngày}}{0,09 \times 0,232 \times 1,2} = 1744 \text{m}^3/\text{ngày}$$

Kiểm tra lượng không khí cần thiết cho xáo trộn hoàn toàn:

$$q = \frac{M_{kk}}{V_r} = \frac{1744 \text{m}^3/\text{ngày}}{31,4 \text{m}^3} \times \frac{1}{1440 \text{phút/ngày}} \times 1000 \text{L/m}^3 = 38,6 \text{L/m}^3 \cdot \text{phút}$$

Trị số này nằm trong giới hạn cho phép: $q = 20 \div 40 \text{L/m}^3 \cdot \text{phút}$

Như vậy lượng khí cấp cho quá trình ổn định đủ cho nhu cầu xáo trộn hoàn toàn.

Lưu lượng không khí cần thiết của máy thổi khí:

$$Q_{kk} = f \times M_{kk} = 2,0 \times 1744 \text{m}^3/\text{ngày} \times \frac{1}{1440 \text{phút/ngày}} = 2,4 \text{m}^3/\text{phút}$$

9.4.10. Sân phơi bùn

Các thông số thiết kế đặc trưng cho sân phơi bùn được thể hiện trong các Bảng 9-16 và 9-17.

Giả sử xí nghiệp làm việc 300 ngày/năm và tải trọng của sân phơi bùn là $98 \text{kg/m}^2 \cdot \text{năm}$. Vậy diện tích sân phơi bùn là:

$$A = M_{bc} + M_{nd} = \frac{39,8 \text{kgSS/ngày} \times 300 \text{ngày/năm}}{98 \text{kgSS/m}^2 \cdot \text{năm}} = 122 \text{m}^2$$

Sân phơi bùn chia làm hai đơn nguyên, mỗi đơn nguyên có dạng hình chữ nhật với chiều rộng $W = 6\text{m}$. Vậy chiều dài L của một đơn nguyên là:

$$L = \frac{A}{2 \times W} = \frac{122 \text{m}^2}{2 \times 6\text{m}} = 10,2\text{m}$$

BẢNG 9-16.

Tải trọng đặc trưng sân phơi bùn

Loại bùn	Tải trọng bùn (kg/m ² .năm)
Bùn tươi và màng vi sinh đã phân hủy	88 ÷ 22
Bùn tươi và bùn hoạt tính dư đã phân hủy	58 ÷ 98
Bùn tươi và bùn kết tủa hóa chất đã phân hủy	98 ÷ 161

BẢNG 9-17.

Thông số thiết kế sân phơi bùn

Thông số	Giá trị
Hình dạng	Chữ nhật, vuông
Dài	6 ÷ 12m
Rộng	6m
Lớp cát:	
Chiều cao	25cm
Đường kính hiệu quả	0,3 ÷ 1,1mm
Hệ số đồng nhất	< 4,0
Lớp sỏi:	
Chiều cao	30cm
Đường kính	3,2 ÷ 25mm
Dàn ống thu nước:	
Đường kính	100mm
Độ dốc	1%
Chiều cao bảo vệ	30 ÷ 45cm

Chương 10

XỬ LÝ NƯỚC THẢI GIẾT MỔ GIA SÚC

10.1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC SỐ LIỆU CƠ SỞ

Cụm xí nghiệp giết mổ gia súc (heo và trâu, bò) có lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{ngày}$. Yêu cầu tính toán thiết kế hệ thống xử lý nước thải cho cụm xí nghiệp giết mổ này với thành phần tính chất nước thải đầu vào và yêu cầu chất lượng nước thải sau khi xử lý như trong Bảng 10-1.

Giả sử rằng, hàm lượng các chất dinh dưỡng (nitơ và photpho) sẵn có trong nước thải đủ để cung cấp cho các quá trình xử lý sinh học.

Biết rằng diện tích mặt bằng dự kiến đặt trạm xử lý bị giới hạn.

BẢNG 10-1.

Thành phần và tính chất nước thải

Thông số	Đầu vào	Yêu cầu sau xử lý
pH	6,3 ÷ 7,2	6,0 ÷ 8,5
BOD ₅ tổng, mgO ₂ /L	1800	≤ 50
COD tổng, mgO ₂ /L	2700	≤ 150
SS, mg/L	810	≤ 10
Coliform, MPN/100mL	$2,5 \times 10^7$	≤ 200

10.2. XÁC ĐỊNH CÁC LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN

Giả sử hệ số giờ cao điểm $K_h = 3,2$

- Lưu lượng trung bình ngày đêm $Q_{\text{ngày}} = 2.500 \text{ m}^3/\text{ngày}$
- Lưu lượng giờ trung bình $Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 104 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giờ lớn nhất $Q_{\text{h}}^{\text{max}} = 333 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giây $q_s = 92,6 \text{ L/s}$

Trạm xử lý làm việc 3ca (24h/24h), vậy lưu lượng bơm bằng lưu lượng trung bình giờ.

$$Q_b = Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 104 \text{ m}^3/\text{h}$$

10.3. CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Dựa vào thành phần tính chất nước thải đầu vào, yêu cầu về chất lượng nước thải sau xử lý và diện tích mặt bằng, sơ đồ công nghệ hệ thống xử lý nước thải được lựa chọn như trên Hình 10-1.

10.4. TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

10.4.1. Song chắn rác thô

Song chắn rác thô đặt trước hầm bơm tiếp nhận để loại bỏ các tạp chất có kích thước lớn. Các thông số tính toán được thể hiện trong Bảng 10-2. Tính toán song chắn rác thô được tiến hành tương tự như ở chương 9 và kết quả thể hiện trong Bảng 10-3.

BẢNG 10-2.

Các thông số tính toán cho song chắn rác làm sạch cơ giới

Thông số	Làm sạch cơ giới
Kích thước song chắn:	
Rộng, mm	5 ÷ 15
Dày, mm	25 ÷ 38
Khe hở giữa các thanh, mm	15 ÷ 75
Độ dốc theo phương đứng, độ	0 ÷ 30
Tốc độ dòng chảy trong mương đặt song chắn, m/s	0,4 ÷ 0,8
Tổn thất áp lực cho phép, mm	150

BẢNG 10-3.

Các thông số thiết kế và kích thước song chắn rác

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Tốc độ dòng chảy trong mương, v	m/s	0,5
2	Lưu lượng giờ lớn nhất, $Q_{\text{h}}^{\text{max}}$	m^3/h	333
3	Độ sâu đáy ống cuối cùng, H	m	1,20
4	Kích thước mương:		
	Chiều rộng, B	mm	697
	Độ sâu, H	mm	1200
5	Chiều cao lớp nước trong mương, h	mm	260
6	Kích thước thanh song chắn:		
	Bề rộng, b	mm	7
	Bề dày, d	mm	30
7	Khe hở giữa các thanh, w	mm	15
8	Số thanh, n	thanh	31
9	Vận tốc dòng chảy qua song chắn, V	m/s	0,73
10	Tổn thất áp lực qua song chắn, h_L	mm	20

10.4.2. Hầm tiếp nhận - bơm nước thải

Các thông số thiết kế và kích thước hầm tiếp nhận - bơm nước thải được ghi trong Bảng 10-4.

10.4.3. Lưới chắn rác trung bình

Các thông số thiết kế cho lưới chắn rác được thể hiện trong Bảng 10-5. Chọn lưới cố định (dạng lõm) có kích thước mắt lưới $d = 0,35\text{mm}$ tương ứng với tải trọng $L_A = 700\text{L}/\text{phút}.\text{m}^2$, đạt hiệu quả xử lý cặn lơ lửng $E = 15\%$.

BẢNG 10-4.

Các thông số thiết kế và kích thước hầm tiếp nhận

STT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Lưu lượng giờ lớn nhất, $Q_{\text{h}}^{\text{max}}$	m^3/h	333
2	Thời gian lưu nước, t	phút	10
3	Thể tích hầm bơm, V	m^3	55,6
4	Chiều sâu hữu ích, h	m	3,5
5	Kích thước hầm bơm (hình tròn):		
	Đường kính, D	m	4,5
	Sâu tổng cộng, H	m	4,7

BẢNG 10-5.

Các thông số thiết kế lưới chắn rác (hình nêm)

Thông số	Lưới cố định	Lưới quay
Hiệu quả khử cặn lơ lửng, %	5 ÷ 25	5 ÷ 25
Tải trọng, L/m ² .phút	400 ÷ 1200	600 ÷ 4600
Kích thước mắt lưới, mm	0,20 ÷ 1,20	0,25 ÷ 1,50
Tổn thất áp lực, m	1,2 ÷ 2,1	0,8 ÷ 1,4
Công suất motor, HP	-	0,5 ÷ 3,0
Chiều dài trống quay, m	-	1,2 ÷ 3,7
Đường kính trống, m	-	0,9 ÷ 1,5

Giả sử lưới chắn rác được chọn theo thiết kế định hình có kích thước lưới B × L = 1,5m × 2m. Diện tích bề mặt lưới yêu cầu:

$$A = \frac{Q_h^{\max}}{L_A} = \frac{333 \text{ m}^3/\text{h}}{700 \text{ L/ph.m}^2} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ ph}} \times \frac{1000 \text{ L}}{\text{m}^3} = 7,94 \text{ m}^2$$

Số lưới chắn rác:

$$n = \frac{A}{B \times H} = \frac{7,94 \text{ m}^2}{1,5 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}} = 2,65 \approx 3 \text{ lưới}$$

Tải trọng làm việc thực tế:

$$L_A^{\text{th}} = \frac{Q_h^{\max}}{L \times B \times n} = \frac{333 \text{ m}^3/\text{h}}{1,5 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 3} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ ph}} \times \frac{1000 \text{ L}}{\text{m}^3} = 617 \text{ L/phút.m}^2$$

Hàm lượng cặn lơ lửng còn lại sau khi qua lưới chắn rác:

$$C = (1 - 0,15) \times 810 \text{ mgSS/L} = 689 \text{ mgSS/L}$$

10.4.4. Bể lắng cát thổi khí

Các thông số tính toán thiết kế bể lắng cát thổi khí thể hiện trong Bảng 10-6.

Giả sử chọn:

- Thời gian lưu nước cho bể lắng cát thổi khí t = 5 phút;
- Tỷ số rộng : sâu = B : H = 1 : 1;

BẢNG 10-6.

Các thông số thiết kế cho bể lắng cát thổi khí

Thông số	Giá trị	
	Trong khoảng	Đặc trưng
Thời gian lưu nước ở giờ cao điểm, phút	2 ÷ 5	3
Kích thước:		
Sâu, m	2,1 ÷ 4,9	
Dài, m	7,6 ÷ 19,8	
Rộng, m	2,4 ÷ 7,0	
Chiều cao ống khuếch tán khí trên đáy bể, m	0,45 ÷ 0,90	0,6
Tỷ số chiều rộng : chiều sâu	1:1 ÷ 5:1	1,5:1
Tỷ số chiều dài : chiều rộng	2,5:1 ÷ 5:1	4:1
Lượng khí cung cấp, m ³ /ph.m dài	0,2 ÷ 0,45	0,3

- Chiều sâu bể H = 2,1m;
- Chiều cao bảo vệ h_{bv} = 0,3m;
- Chiều cao vùng chứa cát h_{cát} = 0,6m;
- Lượng khí cung cấp q_k = 0,2 m³/m.phút.

Thể tích bể lắng cát thổi khí:

$$W = Q_h^{\max} \times t = 333 \text{ m}^3/\text{h} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ phút}} \times 5 \text{ phút} = 27,8 \text{ m}^3$$

Chiều rộng bể bằng chiều sâu của bể:

$$B = H = 2,1 \text{ m}$$

Chiều dài bể:

$$L = \frac{W}{B \times H} = \frac{27,8 \text{ m}^3}{2,1 \text{ m} \times 2,1 \text{ m}} = 6,3 \text{ m}$$

Tỷ số chiều dài/chiều rộng:

$$\frac{L}{W} = \frac{6,3 \text{ m}}{2,1 \text{ m}} = \frac{3}{1} \in \left(\frac{2,5}{1} \div \frac{5}{1} \right)$$

Như vậy việc chọn kích thước là hợp lý.

Lượng không khí cần thiết:

$$Q_{kk} = q_k \times L = 0,2 \text{ m}^3/\text{phút.m} \times 6,3 \text{ m} = 1,26 \text{ m}^3/\text{phút}$$

10.4.5. Bể điều hòa

Giả sử thời gian lưu nước cần thiết để điều hòa lưu lượng là 9 giờ. Các thông số tính toán thiết kế và kích thước bể điều hòa được ghi ở Bảng 10-7.

BẢNG 10-7.

Các thông số thiết kế và kích thước bể điều hòa

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Lưu lượng giờ trung bình, Q_h^{tb}	m^3/h	104
2	Thời gian lưu nước, t	giờ	9
3	Thể tích hữu ích, W	m^3	938
4	Chiều sâu hữu ích, h	m	4,5
5	Kích thước (mặt bằng hình chữ nhật):		
	Rộng, B	m	12
	Dài, L	m	17,4
	Sâu tổng cộng, H	m	4,8
6	Tốc độ khí nén để xáo trộn	Lít/ m^3 .phút	11
7	Lượng khí nén cần thiết để xáo trộn	m^3 /phút	10,3

Tính toán thủy lực ống dẫn khí nén tương đương được tiến hành tương tự như trong thí dụ ở chương 9.

10.4.6. Bể tuyển nổi khí hòa tan

Các thông số thiết kế cho bể tuyển nổi khí hòa tan được thể hiện trong Bảng 10-8.

BẢNG 10-8.

Thông số thiết kế cho bể tuyển nổi khí hòa tan

Thông số	Giá trị	
	Trong khoảng	Đặc trưng
Áp suất, kN/m^2	170 ÷ 475	270 ÷ 340
Tỉ số khí : rắn	0,03 ÷ 0,05	0,01 ÷ 0,20
Chiều cao lớp nước, m	1 ÷ 3	
Tải trọng bề mặt, m^3/m^2 .ngày	20 ÷ 325	
Thời gian lưu nước, phút:		
Bể tuyển nổi	20 ÷ 60	
Cột áp lực	0,5 ÷ 3	
Mức độ tuần hoàn, %	5 ÷ 120	

Kết quả thực nghiệm cho mô hình tuyển nổi không tuần hoàn cho thấy:

- Ở tỉ số khí/chất rắn $A/S = 0,03$ mg khí/mg chất rắn đạt hiệu quả tối ưu;
- Nhiệt độ trung bình $27^\circ C$;
- Độ hòa tan của không khí $s_a = 16,4$ mL/L;
- Tỉ số bão hòa $f = 0,5$;
- Ở tải trọng bề mặt bể tuyển nổi $48m^3/m^2$.ngày đạt hiệu quả khử cặn lơ lửng 90%, khử dầu mỡ đạt 85%;
- Hàm lượng COD qua lưới chắn rác và bể tuyển nổi giảm 50% và BOD_5 giảm 36%.

Áp suất yêu cầu cho cột áp lực được tính theo công thức sau:

$$\frac{A}{S} = \frac{1,3s_a(fP-1)}{S_a}$$

$$0,03 = \frac{1,3 \times 16,4 \text{ mL/L} \times (0,5P - 1)}{689 \text{ mg/L}}$$

Vậy $P = 3,94 \text{ atm} = 298 \text{ kPa} \approx 30,4 \text{ m}$ cột nước.

Trong đó: A/S = Tỉ số khí/chất rắn, mL khí/mg chất rắn;
 f = Phần khí hòa tan ở áp suất P, thông thường $f = 0,5$;
 p = Áp suất, atm, được xác định bởi:

$$p = \frac{p + 101,35}{101,35} \text{ (Hệ SI)}$$

P = Áp suất, kPa;
 S_a = Hàm lượng bão hòa, mg/L;
 s_a = Độ hòa tan của khí, mL/L.

Thể tích cột áp lực:

$$W = Q_h^{tb} \times t = 104 \text{ m}^3/\text{h} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ phút}} \times 2 \text{ phút} = 3,5 \text{ m}^3$$

Chọn chiều cao cột áp lực $H = 2 \text{ m}$. Vậy đường kính cột áp lực:

$$D = \sqrt{\frac{V}{H} \times \frac{4}{\pi}} = \sqrt{\frac{3,5 \text{ m}^3}{2 \text{ m}} \times \frac{4}{\pi}} = 1,5 \text{ m}$$

Chọn:

- Bể tuyển nổi hình chữ nhật;
- Chiều sâu phân tuyển nổi: $h_n = 2,0\text{m}$
- Chiều sâu phần lắng bùn: $h_b = 0,7\text{m}$
- Chiều cao bảo vệ: $h_{bv} = 0,3\text{m}$
- Tỷ số chiều dài/chiều rộng: $L/W \geq 3:1$
- Tỷ số chiều rộng/chiều sâu: $W/H = 1,5:1$ (1:1 đến 2,25:1)

Diện tích bề mặt bể tuyển nổi:

$$A = \frac{Q}{L_A} = \frac{2500\text{m}^3/\text{ngày}}{48\text{m}^3/\text{m}^2\text{ngày}} = 52,1\text{m}^2$$

Chiều sâu tổng cộng bể tuyển nổi:

$$H = h_n + h_b + h_{bv} = 2\text{m} + 0,7\text{m} + 0,3\text{m} = 3,0\text{m}$$

Chiều rộng bể tuyển nổi:

$$B = 1,5h_n = 1,5 \times 2\text{m} = 3,0\text{m}$$

Chiều dài bể tuyển nổi:

$$L = \frac{A}{B} = \frac{52,1\text{m}^2}{3,0\text{m}} = 17,4\text{m}$$

Giả sử:

- Chiều dài vùng phân phối vào $l_{vào} = 0,8\text{m}$
- Chiều dài vùng thu nước $l_{thu} = 0,8\text{m}$

Chiều dài tổng cộng:

$$L_{tc} = L + l_{vào} + l_{thu} = 17,4\text{m} + 0,8\text{m} + 0,8\text{m} = 19\text{m}$$

Kiểm tra tỷ số L:W:

$$L:W = 17,4\text{m} : 3\text{m} = 5,8 : 1 \geq 3 : 1$$

Thể tích vùng tuyển nổi:

$$W = B \times L \times h_n = 3\text{m} \times 17,4\text{m} \times 2,0\text{m} = 104,2\text{m}^3$$

Thời gian lưu nước của vùng tuyển nổi:

$$t = \frac{W}{Q_h} = \frac{104,2\text{m}^3}{104\text{m}^3/\text{h}} \approx 1\text{h}$$

Hàm lượng COD sau tuyển nổi:

$$2700\text{mgCOD/L} \times (1 - 0,5) = 1350\text{mgCOD/L}$$

Hàm lượng BOD₅ sau tuyển nổi:

$$1800\text{mgBOD}_5/\text{L} \times (1 - 0,36) = 1152\text{mgBOD}_5/\text{L}$$

Hàm lượng SS sau tuyển nổi:

$$689\text{mgSS/L} \times (1 - 0,9) = 69\text{mg/L}$$

Hàm lượng dầu mỡ sau tuyển nổi:

$$150\text{mg/L} \times (1 - 0,85) = 22,5\text{mg/L}$$

Lượng chất lơ lửng và dầu mỡ thu được mỗi ngày:

$$M_{v(SS)} = (689\text{mgSS/L} \times 0,9 + 150 \times 0,85) \times 2500\text{m}^3/\text{ngày} \times 1\text{kg}/1000\text{g}$$

$$M_{v(SS)} = 1869\text{kgSS}/\text{ngày}$$

Giả sử bùn tươi (hỗn hợp váng nổi và cặn lắng) có hàm lượng chất rắn là TS_v = 3,4%, VS_v = 65% và khối lượng riêng là S_v = 1,0072 (tính khối lượng riêng tương tự như thí dụ ở chương trước).

Dung tích bùn tươi cần xử lý mỗi ngày:

$$Q_v = \frac{M_{(SS)}}{3,4\% \times 1,0072} = \frac{1869\text{kgSS}/\text{ngày}}{0,034 \times 1,0072\text{kg/L}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} = 54,6\text{m}^3/\text{ngày}$$

Lượng VS của bùn tươi cần xử lý mỗi ngày:

$$M_{v(VS)} = M_{v(SS)} \times 0,65 = 1869\text{kgSS}/\text{ngày} \times 0,65 = 1,215\text{kgVS}/\text{ngày}$$

10.4.7. Bể trung gian

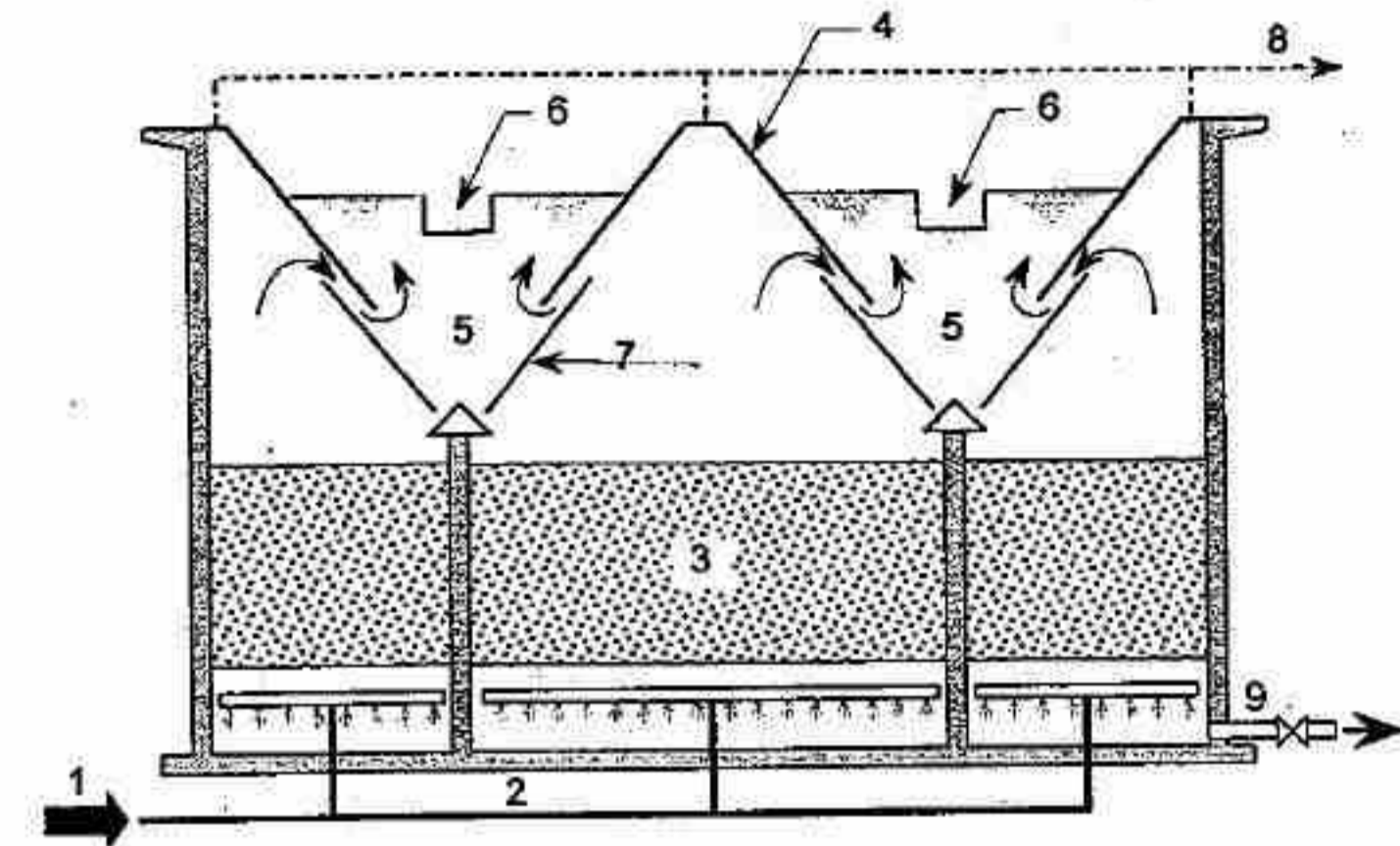
Bể trung gian được thiết kế dùng để chứa nước sau tuyển nổi. Bể này có thể tính toán tương tự như hầm bơm tiếp nhận.

10.4.8. Bể UASB

Quá trình xử lý nước thải bằng các phương pháp sinh học kỵ khí là một quá trình phát triển tương đối gần đây trong lĩnh vực công nghệ môi trường. Việc áp dụng các công nghệ xử lý kỵ khí để xử lý nước thải ở một số nhà máy bị ô nhiễm hữu cơ cao ngày càng được ưa chuộng và tăng nhanh vì những ưu điểm nổi bật của chúng so với các phương pháp thông thường: ít tiêu hao năng lượng trong quá trình hoạt động, giá thành vận hành thấp hơn và tự sản sinh ra năng lượng có thể thu hồi sử dụng dưới dạng biogas. Thêm vào đó, các hệ thống xử lý kỵ khí sản sinh ít bùn thừa hơn so với các hệ thống hiếu khí, trung bình khoảng từ 0,03 ÷ 0,15 g bùn VSS trên 1 gam BOD được khử. Điều này làm cho chúng ngày càng được ưa chuộng vì rằng việc tái hồi bùn thừa đang là một vấn đề hết sức nan giải đối với các hệ thống xử lý hiếu khí. Việc giảm nhu cầu sử dụng các chất dinh dưỡng của các vi sinh vật kỵ khí cũng là một ưu điểm nổi bật trong việc xử lý các loại nước thải thiếu hụt nhiều chất dinh dưỡng. Hơn nữa, sự duy trì sinh khối trong các hệ thống xử lý kỵ khí với tỉ lệ cao cho phép vận hành hệ thống xử lý ở các tải trọng hữu cơ cao và do đó làm giảm đáng kể khối tích của các công trình.

Các công nghệ xử lý kỵ khí hiện nay đã được ứng dụng để xử lý nhiều loại nước thải công nghiệp khác nhau. UASB (Upward-flow Anaerobic Sludge Blanket) và bể lọc sinh học kỵ khí là những công trình xử lý kỵ khí được ứng dụng rộng rãi nhất. Việc ứng dụng ngày càng nhiều các thiết bị phản ứng UASB đối với các dòng thải công nghiệp thực phẩm, cao su, bột giấy nói chung mang lại tính phổ biến lan rộng cho các hệ thống xử lý kỵ khí.

Tải trọng hữu cơ thích hợp trên các thiết bị UASB xử lý nước thải công nghiệp khoảng từ 8 đến 15 kg COD/ m³.ngày. Hiệu quả xử lý COD tương đối cao, trung bình vào khoảng 43 ÷ 78% trong đa số các trường hợp. Điều này cho thấy rằng xử lý kỵ khí có khả năng ứng dụng rộng rãi để giảm thiểu các chất hữu cơ dễ bị phân hủy sinh học trong nước thải công nghiệp của nhiều loại hình sản xuất. Sơ đồ nguyên lý cấu tạo và hoạt động của UASB được thể hiện trên Hình 10-2.



HÌNH 10-2.

Sơ đồ cấu tạo bể UASB.

1. Dẫn nước thải vào bể; 2. Hệ thống ống phân phối đều nước thải vào bể; 3. Lớp bông bùn hoạt tính kỵ khí; 4. Chụp thu khí; 5. Vùng lắng cặn; 6. Máng thu nước sau lắng; 7. Tấm chắn dòng khí; 8. Ống dẫn hỗn hợp khí biogas; 9. Ống xả bùn dư.

Các thông số thiết kế bể UASB có thể tham khảo trong các Bảng 10-9, 10-10 và 10-11.

Thực nghiệm trên mô hình pilot rút ra được kết quả sau:

- Bùn nuôi cấy ban đầu lấy từ bùn của bể phân hủy kỵ khí từ quá trình xử lý nước thải sinh hoạt cho vào bể với hàm lượng 30 kgSS/m³;
- Tỉ lệ MLVS/MLSS của bùn trong bể UASB = 0,75;
- Tải trọng bề mặt phân lắng 12m³/m².ngày;
- Ở tải trọng thể tích $L_0 = 3 \text{ kgCOD/m}^3 \cdot \text{ngày}$, hiệu quả khử COD đạt 65% và BOD₅ đạt 75%;
- Lượng bùn phân hủy kỵ khí cho vào ban đầu có TS = 5%;
- $Y = 0,04 \text{ gVSS/gCOD}$, $k_d = 0,025 \text{ ngày}^{-1}$, $\theta_c = 60 \text{ ngày}$.

BẢNG 10-9.

Các thông số thiết kế cho bể UASB

Thông số	Giá trị
Tải trọng bề mặt phần lắng ($m^3/m^2.ngày$) khi:	
+ Xử lý chất hữu cơ hòa tan	72
+ Xử lý nước thải có cặn lơ lửng	24 ÷ 30
+ Đối với bùn dạng bông (chưa tạo hạt)	12
Chiều cao bể, m:	
+ Nước thải loãng	3 ÷ 5
+ Nước thải đậm đặc ($COD \geq 3000mg/L$)	5 ÷ 7 hoặc $\geq 10m$
Phễu tách khí – cặn:	
+ Vách nghiêng phễu thu khí	45 ÷ 60°
+ Diện tích bề mặt khe hở giữa các phễu thu khí	$\geq 15 \div 20\%$ diện tích bề mặt bể
+ Chiều cao phễu thu khí	1,5 ÷ 2 m
+ Đoạn nhô ra của tấm hướng dòng nằm bên dưới khe hở:	10 ÷ 20cm
Thời gian lưu bùn, ngày	35 ÷ 100 ngày

BẢNG 10-10.

Tải trọng thể tích hữu cơ của bể UASB bùn hạt và bùn bông ở các hàm lượng COD vào và tỉ lệ chất không tan khác nhau

Nồng độ nước thải, mgCOD/L	Tỉ lệ COD không tan, %	Tải trọng thể tích ở 30°C, kg COD/ $m^3.ngày$		
		Bùn bông	Bùn hạt (không khử SS)	Bùn hạt (khử SS)
≤ 2000	10 ÷ 30	2 ÷ 4	8 ÷ 12	2 ÷ 4
	30 ÷ 60	2 ÷ 4	8 ÷ 14	2 ÷ 4
2000 ÷ 6000	10 ÷ 30	3 ÷ 5	12 ÷ 18	3 ÷ 5
	30 ÷ 60	4 ÷ 8	12 ÷ 24	2 ÷ 6
	60 ÷ 100	4 ÷ 8		2 ÷ 6
6000 ÷ 9000	10 ÷ 30	4 ÷ 6	15 ÷ 20	4 ÷ 6
	30 ÷ 60	5 ÷ 7	15 ÷ 24	3 ÷ 7
	60 ÷ 100	6 ÷ 8		3 ÷ 8
9000 ÷ 18000	10 ÷ 30	5 ÷ 8	15 ÷ 24	4 ÷ 6

BẢNG 10-11.

Tải trọng thể tích hữu cơ của bể UASB bùn hạt có hàm lượng bùn trung bình $25kgVSS/m^3$ (phụ thuộc vào nhiệt độ vận hành, nước thải có VFA hòa tan, nước thải không có VFA và nước thải có cặn lơ lửng chiếm 30% tổng COD)

Nhiệt độ, °C	Tải trọng thể tích hữu cơ (kg COD/ $m^3.ngày$)		
	Nước thải VFA	Nước thải không VFA	có 30% COD-SS
15	2 ÷ 4	1,5 ÷ 3,0	1,5 ÷ 2
20	4 ÷ 6	2 ÷ 4	2 ÷ 3
25	6 ÷ 12	4 ÷ 8	3 ÷ 6
30	10 ÷ 18	8 ÷ 12	6 ÷ 9
35	15 ÷ 24	12 ÷ 18	9 ÷ 14
40	20 ÷ 32	15 ÷ 24	14 ÷ 18

BẢNG 10-12.

Số điểm phân phối nước thải yêu cầu đối với bể UASB

Loại bùn	Diện tích/đầu vào, m^2
Bùn bông có mật độ cao ($> 40 kgSS/m^3$)	0,5 ÷ 1,0 ở tải trọng $< 1 kgCOD/m^3.ngày$
	1,0 ÷ 2,0 ở tải trọng $1 \div 2 kgCOD/m^3.ngày$
	2 ÷ 3 ở tải trọng $> 2 kgCOD/m^3.ngày$
Bùn bông có mật độ trung bình ($20 \div 40 kgSS/m^3$)	1 ÷ 2 ở tải trọng $< 1 \div 2 kgCOD/m^3.ngày$
	2 ÷ 5 ở tải trọng $> 3 kgCOD/m^3.ngày$
Bùn hạt	0,5 ÷ 1 ở tải trọng $\leq 2 kgCOD/m^3.ngày$
	0,5 ÷ 2 ở tải trọng $2 \div 4 kgCOD/m^3.ngày$ > 2 ở tải trọng $> 4 kgCOD/m^3.ngày$

Diện tích bề mặt phần lắng:

$$A = \frac{Q}{L_A} = \frac{2500m^3/ngày}{12m^3/m^2.ngày} = 208,3m^2$$

Thể tích ngăn phản ứng bể UASB:

$$V_r = \frac{Q \times C_o}{L_{COD}} = \frac{2500m^3/ngày \times 1350gCOD/m^3}{3kgCOD/m^3.ngày} \times \frac{1kg}{1000g} = 1125m^3$$

Chọn 10 đơn nguyên hình vuông, vậy cạnh mỗi đơn nguyên là:

$$W = \sqrt{\frac{A}{n}} = \sqrt{\frac{208,3\text{m}^2}{10}} = 4,6\text{m}$$

Chiều cao phần phản ứng:

$$H = \frac{V_r}{A} = \frac{1125\text{m}^3}{208,3\text{m}^2} = 5,4\text{m}$$

Giả sử chiều cao phễu thu khí $h_p = 1,5\text{m}$; chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,3\text{m}$.

Chiều cao tổng cộng bể UASB:

$$H_{tc} = H + h_p + h_{bv} = 5,4\text{m} + 1,5\text{m} + 0,3\text{m} = 7,2\text{m}$$

Giả sử mỗi đơn nguyên gồm hai phễu thu khí. Mỗi phễu có chiều cao 1,5m. Đáy phễu thu khí có chiều dài bằng cạnh đơn nguyên: $l = W = 4,6\text{m}$ và chiều rộng $w = 1,9\text{m}$.

Vậy phần diện tích bề mặt khe hở giữa các phễu thu khí là:

$$\frac{A_{kh}}{A} = \frac{A - A_p}{A} \times 100 = \frac{(4,6\text{m})(4,6\text{m}) - 2(4,6\text{m})(1,9\text{m})}{(4,6\text{m})(4,6\text{m})} \times 100 = 17\%$$

Trong đó: A = Diện tích bề mặt bể;
 A_{kh} = Diện tích khe hở giữa các phễu thu khí;
 A_p = Diện tích đáy phễu thu khí.

Giá trị này nằm trong khoảng $A_{kh}/A = 15 \div 20\%$.

Giả sử mỗi đơn nguyên có 10 ống phân phối vào, diện tích trung bình cho một đầu phân phối:

$$a_n = \frac{4,6\text{m} \times 4,6\text{m}}{10\text{đầu}} \approx 2,12\text{m}^2/\text{đầu} \in [2 \div 5\text{m}^2/\text{đầu}]$$

Lượng bùn nuôi cấy ban đầu cho vào bể (TS = 5%):

$$M_b = \frac{C_{ss} \times V_r}{TS} = \frac{30\text{kgSS}/\text{m}^3 \times 1125\text{m}^3}{0,05} \times \frac{1\text{tấn}}{1000\text{kg}} = 675\text{tấn}$$

Trong đó: C_{ss} = Hàm lượng bùn trong bể, kg/m^3 ;
 V_r = Thể tích ngăn phản ứng;
 TS = Hàm lượng chất rắn trong bùn nuôi cấy ban đầu, %.

Hàm lượng COD của nước thải sau xử lý kỵ khí:

$$\text{COD}_{ra} = (1 - E_{\text{COD}}) \times \text{COD}_{\text{vào}} = (1 - 0,65) \times 1350\text{mg}/\text{L} = 473\text{mgCOD}/\text{L}$$

Hàm lượng BOD₅ của nước thải sau xử lý kỵ khí:

$$\text{BOD}_{ra} = (1 - E_{\text{BOD}}) \times \text{BOD}_{\text{vào}} = (1 - 0,75) \times 960\text{mg}/\text{L} = 240\text{mgBOD}_5/\text{L}$$

Lượng sinh khối hình thành mỗi ngày:

$$P_x = \frac{Y[(S_0 - S)Q]}{1 + k_d \theta_c}$$

$$P_x = \frac{(0,04\text{kgVS}/\text{kgCOD}) [(1350 - 473)\text{gCOD}/\text{m}^3 \times 2500\text{m}^3/\text{ngày}]}{[1 + (0,015\text{ngày}^{-1} \times 90\text{ngày})] \times 1000\text{g}/\text{kg}}$$

$$P_x = 37\text{kgVS}/\text{ngày}$$

Thể tích khí mêtan sinh ra mỗi ngày:

$$V_{\text{CH}_4} = 159[(S_0 - S)Q_b - 1,42P_x]$$

$$V_{\text{CH}_4} = 350,84 [(1350 - 473)\text{gCOD}/\text{m}^3 \times 2500\text{m}^3/\text{ngày} \times 1\text{kg}/1000\text{g} - 1,42 \times 37]$$

$$V_{\text{CH}_4} = 954.980 \text{ L}/\text{ngày} = 433\text{m}^3/\text{ngày}$$

Trong đó: V_{CH_4} = Thể tích khí mêtan sinh ra ở điều kiện chuẩn (nhiệt độ 0°C và áp suất 1atm);

Q = Lưu lượng bùn vào bể kỵ khí, $\text{m}^3/\text{ngày}$;

P_x = Sinh khối tế bào sinh ra mỗi ngày, $\text{kgVS}/\text{ngày}$;

350,84 = Hệ số chuyển đổi lý thuyết lượng khí metan sản sinh từ 1kg BOD_L chuyển hoàn toàn thành khí mêtan và CO₂, lít CH₄/kg BOD_L.

Lượng bùn dư bơm ra mỗi ngày:

$$Q_w = \frac{P_x}{0,75 \times C_{ss}} = \frac{37\text{kgVS}/\text{ngày}}{0,75\text{kgVS}/\text{kgSS} \times 30\text{kgSS}/\text{m}^3} = 1,7\text{m}^3/\text{ngày}$$

Lượng chất rắn từ bùn dư:

$$M_{SS} = Q_w \times C_{SS} = 1,7 \text{ m}^3/\text{ngày} \times 30 \text{ kgSS/m}^3 = 51 \text{ kgSS/ngày}$$

10.4.9. Bể lọc sinh học hiếu khí

Tính toán bể lọc sinh học hiếu khí sử dụng vật liệu lọc là nhựa tổng hợp có thể dựa theo hai phương trình động học sau:

- Không tuần hoàn:

Hệ U.S:

$$\frac{S}{S_0} = e^{-K_o H / L_A^n} \quad (1)$$

Hệ S.I:

$$\frac{S}{S_0} = e^{-3,28 K_o H / (0,41 L_A)^n} \quad (2)$$

Trong đó: S = BOD₅ sau xử lý sinh học, mg/L;
 S_0 = BOD₅ vào, mg/L;
 K_o' = Hệ số xử lý, phút⁻¹;
 H = Chiều cao lớp vật liệu lọc, ft hoặc m (hệ SI);
 L_A = Tải trọng bề mặt, gpm/ft² hoặc m³/m².h (hệ SI);
 n = Hằng số phụ thuộc vào vật liệu lọc và bề mặt riêng.

- Có tuần hoàn:

Hệ US:

$$\frac{S}{S_a} = \frac{e^{-K_o H / L_A^n}}{(1+R) - R \cdot e^{-K_o H / L_A^n}} \quad (3)$$

Hệ SI:

$$\frac{S}{S_a} = \frac{e^{-3,28 K_o H / (0,41 L_A)^n}}{(1+R) - R \cdot e^{-3,28 K_o H / (0,41 L_A)^n}} \quad (4)$$

Trong đó: S_a = BOD₅ của hỗn hợp nước thải và nước tuần hoàn, mg/L:

$$S_a = \frac{S_0 + RS}{1+R} \quad (5)$$

Thực nghiệm đối với nước thải giết mổ trên mô hình lọc sinh học sử dụng vật liệu nhựa tổng hợp *Surfpac* có diện tích bề mặt riêng $A_v = 92 \text{ m}^2/\text{m}^3$ cho kết quả như sau:

- Hệ số xử lý $K_o = 0,0246 \text{ phút}^{-1}$ ở nhiệt độ 20°C;
- $n = 0,5$
- Nước thải sau lắng II chứa 20mg/L cặn sinh học, trong đó có 65% cặn dễ phân hủy sinh học;
- BOD₅ : BOD_L = 0,60;
- Hệ số sản lượng quan sát $Y_{obs} = 0,25 \text{ gVSS/gBOD}_5$;
- Hàm lượng VS của màng vi sinh vật: VS = 70%.

Xác định BOD₅ hòa tan sau lắng II theo mối quan hệ sau:

$$\text{Tổng BOD}_5 = \text{BOD}_5 \text{ hòa tan} + \text{BOD}_5 \text{ của cặn lơ lửng}$$

Xác định BOD₅ của cặn lơ lửng ở đầu ra:

- Hàm lượng cặn sinh học dễ phân hủy:

$$0,65 \times 20 \text{ mg/L} = 13 \text{ mg/L}$$

- BOD_L của cặn lơ lửng dễ phân hủy sinh học của nước thải sau lắng II:

$$13 \text{ mg/L} \times (1,42 \text{ mgO}_2 \text{ tiêu thụ/mg tế bào bị oxy hóa}) = 18,5 \text{ mg/L}$$

- BOD₅ của cặn lơ lửng của nước thải sau bể lắng II:

$$18,5 \text{ mg/L} \times 0,60 = 11 \text{ mg/L}$$

BOD₅ hòa tan của nước thải sau lắng II :

$$50 = C + 11$$

$$C = 39 \text{ mg/L}$$

Hệ số xử lý ở nhiệt độ vận hành 27°C được tính theo công thức sau:

$$K_o = K_{20} (1,035)^{(t^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C})} = 0,0246 \times (1,035)^{(27-20)} = 0,0313 \text{ phút}^{-1}$$

Do hàm lượng BOD₅ vào không cao (BOD₅ = 240mg/L < 600mg/L), không cần thiết phải tuần hoàn. Giả sử chiều cao lớp liệu lọc H = 6m, từ phương trình (2) có thể xác định tải trọng thủy lực:

$$L_A = \left[\frac{3,28K_o H}{(0,41)^n \times \ln(S/S_o)} \right]^{1/0,5} = \left[\frac{3,28 \times 0,0313 \times 7m}{(0,41)^{0,5} \times \ln(39/240)} \right]^{1/0,5}$$

$$L_A = 0,38 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

Tổng diện tích bề mặt bể lọc sinh học:

$$A = \frac{Q}{L_A} = \frac{104 \text{ m}^3/\text{h}}{0,38 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 273 \text{ m}^2$$

Giả sử số bể lọc sinh học N = 4, vậy đường kính mỗi bể sẽ là:

$$D = \sqrt{\frac{A}{N} \times \frac{4}{\pi}} = \sqrt{\frac{273 \text{ m}^2}{4} \times \frac{4}{\pi}} = 9,3 \text{ m}$$

Kiểm tra tải trọng thể tích:

$$L_{\text{BOD}} = \frac{S_o \times Q}{A \times H} = \frac{240 \text{ gBOD}_5/\text{m}^3 \times 2500 \text{ m}^3/\text{ngày}}{273 \text{ m}^2 \times 6 \text{ m} \times 1000 \text{ g/kg}} = 0,31 \text{ kgBOD}_5/\text{m}^3 \cdot \text{ngày}$$

Giả sử chọn hệ thống phân phối dạng quay. Tốc độ quay của dàn phân phối xác định theo công thức sau:

$$n = \frac{16,6 \times Q_T}{A \times DR}$$

Trong đó: n = Tốc độ quay, rpm (vòng/phút);
 Q_T = Tổng tải trọng thủy lực, m³/m²·h, Q_T = Q + Q_R;
 Q = Tải trọng thủy lực dòng vào, m³/m²·h;
 Q_R = Tải trọng thủy lực dòng tuần hoàn, m³/m²·h;
 A = Số cánh tay của hệ thống quay;
 DR = Tốc độ định lượng, cm/lần đi qua của cánh tay.

Tốc độ định lượng có thể lấy theo Bảng 10-13.

BẢNG 10-13.

Tốc độ định lượng đặc trưng của bể lọc sinh học

Tải trọng chất hữu cơ (kgBOD ₅ /m ³ ·ngày)	Tốc độ định lượng (cm/lần đi qua)
< 0,4	7,6
0,8	15,2
1,2	22,9
1,6	30,5
2,4	45,7
3,2	61,0

Hoặc tính theo công thức sau:

$$DR = 19 \times L_{\text{BOD}}$$

Trong đó: DR = Tốc độ định lượng, cm/lần đi qua;
 L_{BOD} = Tải trọng BOD, kgBOD₅/m³·ngày.

Giả sử số cánh tay phân phối A = 2. Dựa vào tải trọng chất hữu cơ (0,3 kg BOD₅/m³·ngày) và từ Bảng 10-13 tìm được DR = 7,6 cm/lần đi qua. Vậy tốc độ quay của dàn phân phối:

$$n = \frac{16,6 \times Q_T}{A \times DR} = \frac{16,6 \times 0,36 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}}{2 \times 7,6 \text{ cm}} = 0,4 \text{ vòng/phút}$$

Nghĩa là hệ thống phân phối quay một vòng mất 2,5 phút.

Lượng bùn dư sinh ra mỗi ngày theo VSS:

$$P_x = Y_{\text{obs}} \times Q \times (S_o - S)$$

P_{x(VSS)} = 0,25kgVSS/kgBOD₅ × 2500m³/ngày × (240 - 39)gBOD₅/m³ × 10⁻³kg/g
 P_{x(VSS)} = 126kgVSS/ngày.

Tổng lượng bùn sinh ra mỗi ngày theo SS:

$$P_{x(SS)} = 126/0,70 = 180 \text{ kgSS/ngày}$$

Lượng bùn sinh học (màng vi sinh) cần xử lý mỗi ngày:

Lượng bùn sinh học cần xử lý = Tổng lượng bùn – Lượng SS ra khỏi lắng II
 $M_{(SS)} = 180\text{kgSS/ngày} - 2500\text{m}^3/\text{ngày} \times 20\text{g/m}^3 \times 10^{-3}\text{kg/g} = 130\text{kgSS/ngày}$

Lượng VS của màng vi sinh cần xử lý mỗi ngày:

$$M_{(VSS)} = 130\text{kgSS/ngày} \times 0,7 = 91\text{kgVS/ngày}$$

10.4.10. Bể lắng đợt II

Chọn bể lắng đợt II là bể lắng ngang để tính toán thiết kế. Các thông số thiết kế cho bể lắng ngang hình chữ nhật được thể hiện trong Bảng 10-14.

Giả sử:

- Tải trọng bề mặt thích hợp : $L_A = 20\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$
- Tải trọng chất rắn thích hợp : $L_S = 3,4\text{kgSS}/\text{m}^2.\text{h}$

Diện tích bề mặt bể lắng theo tải trọng bề mặt là:

$$A_L = \frac{Q}{L_A} = \frac{2500\text{m}^3/\text{ngày}}{20\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}} = 125\text{m}^2$$

BẢNG 10-14.

Thông số thiết kế cho bể lắng ngang hình chữ nhật

Thông số	Giá trị
Sâu, m	3,0 ÷ 4,5
Rộng, m	3,0 ÷ 6,0
Dài, m	15 ÷ 90
Tỉ số chiều dài : chiều rộng	≥ 3:1
Tỉ số chiều rộng : chiều sâu	1:1 ÷ 2,25:1
Tốc độ thanh gạt bùn, m/phút	0,6 ÷ 1,2
Khoảng cách giữa các thanh gạt, m	3
Vách ngăn hướng dòng cách ống vào, m	0,6 ÷ 1,0
Cạnh dưới vách ngăn nhúng chìm, m	0,45 ÷ 0,6
Tải trọng máng tràn, $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$	125 ÷ 185
Đối với bùn từ bể lọc sinh học:	
+ Tải trọng bề mặt, $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$	16 ÷ 24
+ Tải trọng chất rắn, $\text{kgSS}/\text{m}^2.\text{ngày}$	2,9 ÷ 4,9

Diện tích bề mặt bể lắng tính theo tải trọng chất rắn là:

$$A_S = \frac{P_{x(SS)}}{L_S} = \frac{180\text{kgSS/ngày}}{3,4\text{kg}/\text{m}^2.\text{h} \times 24\text{h/ngày}} = 1,6\text{m}^2$$

Trong đó: $P_{x(SS)}$ = Tổng lượng chất rắn của bùn sinh học sinh ra mỗi ngày;
 L_S = Tải trọng chất rắn, $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$.

Do $A_S < A_L$, vậy diện tích bề mặt theo tải trọng bề mặt là diện tích tính toán.

Chọn:

- Số bể lắng làm việc đồng thời: $n = 2$;
- Chiều sâu vùng lắng: $h_L = 4\text{m}$;
- Chiều sâu vùng chứa bùn: $h_b = 0,5\text{m}$;
- Chiều cao bảo vệ: $h_{bv} = 0,3\text{m}$;
- Tỉ số W/H = 1:1;
- Khoảng cách vùng phân phối và vùng thu nước là $L_{vào} = L_{ra} = 0,8\text{m}$;
- Tải trọng máng tràn: $L_m = 150\text{m}^3/\text{m}.\text{ngày}$;
- Chiều rộng máng thu nước: $w = 0,3\text{m}$.

Chiều rộng mỗi đơn nguyên:

$$W = H = 4,0\text{m}$$

Chiều dài mỗi đơn nguyên:

$$L = \frac{A}{n \times W} = \frac{125\text{m}^2}{2\text{bể} \times 4,0\text{m}} = 15,6\text{m}$$

Kiểm tra tỉ số L/W:

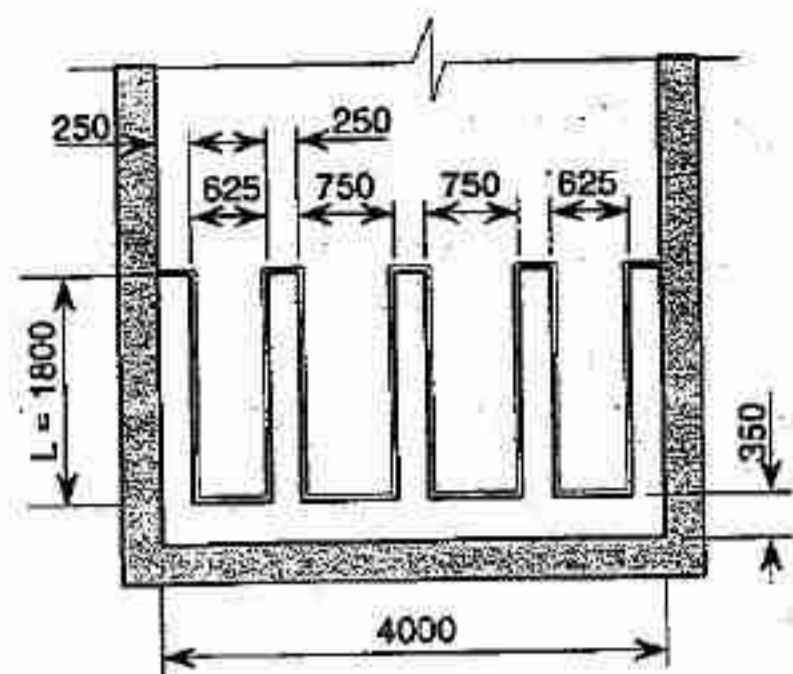
$$L/W = (15,6\text{m})/(4\text{m}) = 3,9 > (3:1)$$

Như vậy việc lựa chọn kích thước đạt yêu cầu.

Tổng chiều dài máng tràn:

$$l = \frac{Q}{L_w} = \frac{2500\text{m}^3/\text{ngày}}{150\text{m}^3/\text{m}.\text{ngày}} = 17\text{m}$$

Giả sử bố trí máng tràn như ở Hình 10-3.



HÌNH 10-3.

Sơ đồ bố trí máng tràn.

Đặt L là chiều dài vươn ra của máng tràn. Tổng chiều dài máng tràn có thể viết như sau:

$$8L + (0,625m \times 2) + (0,75m \times 2) = 17m$$

$$L = 1,8m$$

Tổng chiều dài bể lắng ngang:

$$L_T = L_{lắng} + L_{vào} + L_{ra} + L_m$$

$$L_T = 15,6m + 0,8m + 0,8m + 1,8m = 19m$$

- Trong đó:
- $L_{lắng}$ = Chiều dài vùng lắng, m;
 - $L_{vào}$ = Chiều dài vùng phân phối vào, m;
 - L_{ra} = Chiều dài vùng ra, m;
 - L_m = Chiều dài vươn ra của máng tràn, m.

Giả sử bùn sinh học có hàm lượng chất rắn $TS_m = 5\%$, $VS_m = 70\%$ và khối lượng riêng bùn $S_m = 1,0091$ (tính tương tự như thí dụ ở chương trước).

Dung tích bùn cần xử lý mỗi ngày:

$$Q_w = \frac{M_{(SS)}}{5\% \times 1,0091} = \frac{130kgSS/ngày}{0,05 \times 1,009kg/L} \times \frac{1m^3}{1000L} = 2,6m^3/ngày$$

10.4.11. Bể khử trùng chlorine

Bể tiếp xúc chlorine

Liều lượng chlorine có thể tham khảo ở Bảng 10-15.

Lượng coliform còn lại sau quá trình xử lý sinh học (sau bể lọc sinh học):

$$N_o = (1 - E/100) \times N_i$$

$$N_o = (1 - 90/100) \times 7 \cdot 10^8 / 100mL = 7 \times 10^7 / 100mL$$

- Trong đó:
- N_o = Số Coliform còn lại sau bể lọc sinh học, No/100mL;
 - E = Hiệu quả khử trùng của quá trình xử lý sinh học, %;
 - N_i = Số Coliform nước thải vào, No/100mL.

Liều lượng chlorine cho vào có thể tính toán theo công thức sau:

$$\frac{N_t}{N_o} = (1 + 0,23C_t t)^{-3}$$

- Trong đó:
- N_t = Số vi khuẩn coliform sau thời gian tiếp xúc t;
 - N_o = Số vi khuẩn coliform ban đầu;
 - C_t = Lượng chlorine dư yêu cầu, mg/L;
 - t = Thời gian tiếp xúc, phút.

Phương trình trên có thể viết lại như sau:

$$C_t t = \frac{1}{0,23} \left[\left(\frac{N_t}{N_o} \right)^{-\frac{1}{3}} - 1 \right] = \frac{1}{0,23} \left[\left(\frac{200}{7 \times 10^7} \right)^{-\frac{1}{3}} - 1 \right] = 302$$

BẢNG 10-15.

Liều lượng chlorine cho khử trùng

Nước thải	Liều lượng, mg/L
Nước thải sinh hoạt đã lắng sơ bộ	5 ÷ 10
Nước thải kết tủa bằng hóa chất	3 ÷ 10
Nước thải sau xử lý bể lọc sinh học	3 ÷ 10
Nước thải sau xử lý bùn hoạt tính	2 ÷ 8
Nước thải sau lọc cát	1 ÷ 5

Chọn thời gian tiếp xúc $t = 40$ phút. Vậy: $C_t = 7,6$ mg chlorine/L.

Do một lượng chlorine bị mất đi do oxy hóa các chất khử như chất hữu cơ còn lại trong nước thải, vì vậy lượng chlorine cho vào có thể lấy $C = 10$ mg/L.

Các thông số thiết kế bể tiếp xúc chlorine có thể tham khảo ở Bảng 10-16.

Thể tích bể tiếp xúc:

$$V = Q \times t = \frac{104 \text{ m}^3/\text{h}}{60 \text{ phút/h}} \times 40 \text{ phút} = 69,4 \text{ m}^3$$

Chọn vận tốc dòng chảy trong bể tiếp xúc $v = 2,5$ m/phút. Tiết diện ngang bể tiếp xúc:

$$A_n = \frac{Q}{v} = \frac{104 \text{ m}^3/\text{h}}{2,5 \text{ m/phút}} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ phút}} = 0,69 \text{ m}^2$$

Giả sử chiều sâu hữu ích của bể tiếp xúc $H = 0,9$ m. Chiều rộng bể là:

$$W = \frac{A_n}{H} = \frac{0,69 \text{ m}^2}{0,9 \text{ m}} = 0,77 \text{ m}$$

Chiều dài tổng cộng bể:

$$L = \frac{V}{H \times W} = \frac{69,4 \text{ m}^3}{0,9 \text{ m} \times 0,77 \text{ m}} = 100 \text{ m}$$

Kiểm tra tỉ số L/W :

$$L/W = 100 : 0,77 = 129 > 10$$

Vậy chọn kích thước đạt yêu cầu.

BẢNG 10-16.

Các thông số thiết kế cho bể tiếp xúc chlorine

Thông số	Giá trị
Tốc độ dòng chảy, m/phút	$\geq 2 \div 4,5$
Thời gian tiếp xúc, phút	$15 \div 30$
Tỉ số dài/rộng, L/W	$\geq 10:1$
Số bể tiếp xúc (1 hoạt động, 1 dự phòng)	≥ 2

Để giảm chiều dài xây dựng, có thể chia bể ra làm 10 ngăn chảy theo hướng zigzag. Chiều rộng mỗi ngăn là $W = 0,77$ m. Chiều dài L của mỗi ngăn được tính như sau:

$$L = \frac{V}{H \times 10W} = \frac{69,4 \text{ m}^3}{0,9 \text{ m} \times 10 \text{ ngăn} \times 0,77 \text{ m/ngăn}} = 10 \text{ m}$$

Vậy kích thước tổng thể hữu ích của bể tiếp xúc chlorine là:

$$W \times L = 7,7 \text{ m} \times 10 \text{ m}.$$

Lượng chlorine tiêu thụ trong một ngày:

$$M_{\text{chlorine}} = Q \times C = 2500 \text{ m}^3/\text{ngày} \times 10 \text{ mg/L} = 25 \text{ kg chlorine/ngày}$$

Giả sử hóa chất sử dụng là khí Clo. Như vậy cần thiết sử dụng tối thiểu 2 Chlorinator có công suất 100lb/ngày (45kg/ngày) (1 chạy, một dự phòng).

Ghi chú: Chlorinator thường đã được chuẩn hóa ở các công suất 100lb (45kg/ngày), 105lb, 150lb (68kg/ngày), 200lb (90kg/ngày), 2000lb (910kg/ngày), 3700lb.

Bể trộn Chlorine

Tính toán bể trộn chlorine tương tự như thí dụ ở các chương trước.

Số liệu ban đầu và kết quả tính toán như sau:

Chọn motor có:

+ công suất	P_m	750 W
+ Hiệu suất truyền động	E	0,75 %
+ Công suất truyền	P	562,5 W
+ Số vòng quay	n	175 vòng/phút
Gradient vận tốc	G	900 s^{-1}
Thể tích bể trộn	V	$0,780 \text{ m}^3$
Thời gian trộn	t	26,97 s
Chọn cánh khuấy turbine 6 cánh:		
+ Hệ số K_T	K_T	6,3
+ Đường kính cánh khuấy	D_i	0,51 m
Số Reynold	N	858.678

Tỉ số D ₁ /D	D ₁ /D	0,5
Đường kính bể trộn	D	1,03 m
Chiều cao bể trộn	H	0,95 m
Tỉ số H:D	H:D	0,92

10.4.12. Bể phân hủy bùn khí tải trọng chuẩn

Lượng bùn cần xử lý bao gồm:

- Bùn sinh học từ bể lắng đợt II có $Q_{w(II)} = 2,6 \text{ m}^3/\text{ngày}$, $M_{SS(II)} = 130 \text{ kg SS/ngày}$ và $M_{VSS(II)} = 91 \text{ kg VS/ngày}$;
- Bùn dư từ bể UASB có $Q_{w(UASB)} = 1,7 \text{ m}^3/\text{ngày}$, $M_{SS(UASB)} = 51 \text{ kg SS/ngày}$, $M_{VSS(UASB)} = 37 \text{ kg VS/ngày}$;
- Bùn tươi từ bể tuyển nổi $Q_v = 54,6 \text{ m}^3/\text{ngày}$, $M_{VSS} = 1869 \text{ kg SS/ngày}$ và $M_{V(VS)} = 1215 \text{ kg VS/ngày}$.

Vậy tổng lượng bùn vào bể phân hủy kỵ khí mỗi ngày có:

- Khối tích bùn:

$$Q_s = (2,6 + 1,7 + 54,6) \text{ m}^3/\text{ngày} = 58,9 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

- Lượng chất rắn:

$$M_{SS} = (130 + 51 + 1869) \text{ kg SS/ngày} = 2050 \text{ kg SS/ngày}$$

- Lượng chất rắn dễ bay hơi:

$$M_{VSS} = (91 + 37 + 1215) \text{ kg VS/ngày} = 1343 \text{ kg VS/ngày}$$

Kết quả thực nghiệm cho thấy:

- Ở tải trọng chất dễ bay hơi $L_{VS} = 0,6 \text{ kg VS/m}^3 \cdot \text{ngày}$ và nhiệt độ vận hành ngoài trời (28°C), hiệu quả khử VS đạt 50%;
- Sản lượng khí metan $0,55 \text{ m}^3/\text{kg VS}$ vào;
- Hàm lượng chất rắn của bùn đã phân hủy $TS_{ph} = 6\%$.

Thể tích cần thiết cho quá trình phân hủy bùn:

$$V_r = \frac{M_{VS}}{L_{VS}} = \frac{1343 \text{ kg VS/ngày}}{0,6 \text{ kg VS/m}^3 \cdot \text{ngày}} = 2025 \text{ m}^3$$

Thời gian phân hủy:

$$t_d = \frac{V_r}{Q_s} = \frac{2025 \text{ m}^3}{58,9 \text{ m}^3/\text{ngày}} = 34,4 \text{ ngày}$$

Lượng chất hữu cơ còn lại sau quá trình ổn định:

$$S_{VS} = M_{VSS} (1 - E\%) = 1343 \text{ kg VS/ngày} \times (1 - 0,5) = 671,5 \text{ kg VS/ngày}$$

Lượng chất vô cơ còn lại:

$$S_S = M_{SS} - M_{VSS} = 2050 - 1343 = 707 \text{ kg SS/ngày}$$

Tổng lượng chất rắn còn lại:

$$S_T = S_{VS} + S_S = 671,5 + 707 = 1378,5 \text{ kg TS/ngày}$$

Hàm lượng chất rắn dễ bay hơi của bùn phân hủy:

$$VS_{ph} = \frac{S_{VS}}{S_T} \times 100\% = \frac{671,5}{1378,5} \times 100\% = 48,7\%$$

Dựa vào TS_{ph} và VS_{ph} có thể xác định khối lượng riêng của bùn đã phân hủy $S_{ph} = 1,019$ (theo công thức ở thí dụ trong chương trước).

Tốc độ bùn tích lũy:

$$Q_a = \frac{S_T}{TS\% S_{ph}} = \frac{1378,5 \text{ kg TS/ngày}}{0,06 \times 1019 \text{ kg/m}^3} = 22,6 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Giả sử thời gian trữ bùn phân hủy $t_r = 30$ ngày.

Thể tích bể phân hủy xác định theo công thức sau:

$$V = \frac{(Q_s + Q_a)t_p}{2} + Q_a t_s$$

$$V = \frac{(58,9\text{m}^3/\text{ngày} + 22,6\text{m}^3/\text{ngày}) \times 34,4\text{ngày}}{2} + (22,6\text{m}^3/\text{ngày} \times 30\text{ngày})$$

$$= 2076\text{m}^3$$

Trong đó: Q_s = Tốc độ bùn vào bể phân hủy, $\text{m}^3/\text{ngày}$;
 Q_a = Tốc độ bùn tích lũy, $\text{m}^3/\text{ngày}$;
 t_p = Thời gian phân hủy bùn, ngày;
 t_s = Thời gian trữ bùn đã phân hủy, ngày.

Giả sử chiều cao hữu ích bể $H = 9\text{m}$, chiều cao phần chứa khí $h_{\text{khí}} = 1,5\text{m}$ và số bể $n = 4$. Vậy đường kính một bể phân hủy là:

$$D = \sqrt{\frac{V}{nH} \times \frac{4}{\pi}} = \sqrt{\frac{2076\text{m}^3}{4 \times 9\text{m}} \times \frac{4}{\pi}} = 8,6\text{m}$$

Tốc độ nước trên mặt trở về đầu hệ thống xử lý là:

$$Q_n = Q_s - Q_a = 58,9\text{m}^3/\text{ngày} - 22,6\text{m}^3/\text{ngày} = 36,4\text{m}^3/\text{ngày}$$

10.4.13. Thiết bị ly tâm bùn

Dung tích bùn đã phân hủy vào thiết bị ly tâm mỗi ngày là $Q_a = 22,6\text{m}^3/\text{ngày}$ có hàm lượng chất rắn TS = 6%, $M_{\text{TS(vào)}} = 1378,5 \text{ kgTS}/\text{ngày}$, $M_{\text{VS}} = 671,5 \text{ kgVS}/\text{ngày}$.

Giả sử bùn khử nước bằng thiết bị ly tâm có tạo điều kiện bằng polymer:

- Bánh bùn có hàm lượng TS = 23% và khối lượng riêng 1,076 (tính như thí dụ ở chương trước);
- Hiệu quả giữ bùn $E = 85\%$;
- Liều lượng polymer sử dụng 4,5kg/tấn DS.

Lượng chất rắn trong nước tách bùn:

$$M_F = M_{\text{TS(vào)}} \times (1 - E\%) = 1378,5 \text{ kgTS}/\text{ngày} \times (1 - 0,85) = 206,8 \text{ kgTS}/\text{ngày}$$

Lượng chất khô của bánh bùn:

$$M_{\text{DS}} = M_{\text{TS(vào)}} \times E\% = 1378,5 \text{ kgTS}/\text{ngày} \times 0,85 = 1172 \text{ kgDS}/\text{ngày}$$

Lượng bánh bùn sinh ra mỗi ngày:

$$M_w = \frac{M_{\text{DS}}}{\text{TS}} = \frac{1172\text{kgDS}/\text{ngày}}{23\%} = 1379\text{kg}/\text{ngày} = 1,4\text{tấn}/\text{ngày}$$

Khối tích bánh bùn sinh ra mỗi ngày:

$$Q_b = \frac{M_w}{S_b} = \frac{1379\text{kg}/\text{ngày}}{1076\text{kg}/\text{m}^3} = 1,28\text{m}^3/\text{ngày}$$

Lưu lượng nước tách bùn:

$$Q_F = Q_s - Q_b = 22,6 - 1,28 = 21,3 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Hàm lượng cặn lơ lửng trong nước tách bùn:

$$\text{SS} = \frac{M_F}{Q_F} = \frac{206,8\text{kgSS}/\text{ngày}}{21,3\text{m}^3/\text{ngày}} = 9,709\text{kg}/\text{m}^3 \approx 9710\text{mgSS}/\text{L}$$

Lượng polymer sử dụng trong ngày:

$$M_p = M_{\text{TS(vào)}} \times C_{\text{polymer}} = (4,5\text{kg}/\text{tấnDS}) \times (1379\text{kg}/\text{ngày}) \times (1\text{tấn}/1000\text{kg})$$

$$M_p = 6,2 \text{ kg}/\text{ngày}$$

Chương 11

XỬ LÝ NƯỚC THẢI CÔNG NGHIỆP SẢN XUẤT BỘT GIẤY – GIẤY

11.1. GIỚI THIỆU SƠ LƯỢC

Công nghiệp sản xuất bột giấy và giấy chiếm vị trí khá quan trọng trong nền kinh tế nước ta. Cùng với sự phát triển của các ngành công nghiệp và dịch vụ khác, nhu cầu về các sản phẩm giấy ngày càng tăng. Tuy nhiên, bên cạnh những lợi ích đạt được to lớn về kinh tế – xã hội, ngành công nghiệp này cũng phát sinh nhiều vấn đề môi trường bức xúc cần phải giải quyết, đặc biệt là nước thải phát sinh trong quá trình sản xuất bột giấy, đây là một trong những loại nước thải rất khó xử lý (về công nghệ và chi phí xử lý).

Nguyên liệu chủ yếu để sản xuất bột giấy và giấy là xơ sợi thực vật, chủ yếu từ gỗ; các cây ngoài gỗ như đay, gai, tre, nứa; các phụ phẩm nông nghiệp như rơm, bã mía; các vật liệu tái sinh (giấy vụn, giấy đã qua sử dụng,...). Tùy theo mục đích sử dụng mà sản phẩm giấy cũng rất đa dạng và phong phú như: giấy in báo, giấy in, giấy viết, giấy vệ sinh, khăn giấy, giấy bao bì, giấy vàng mã,... Công nghiệp sản xuất giấy thường bao gồm hai công đoạn chính: sản xuất bột giấy và tạo hình giấy từ bột giấy. Về công nghệ sản xuất giấy và bột giấy cũng rất khác nhau, nhưng tựu chung bao gồm những bước chính sau: nguyên liệu thô (tre, nứa, gỗ, ...), gia công nguyên liệu thô, nấu, rửa, tẩy trắng, nghiền bột, xeo giấy và định hình sản phẩm.

Trong công nghiệp giấy, để tạo ra sản phẩm có độ dai, trắng, không lẫn tạp chất, cũng như thu hồi được tối đa xenlulo trong nguyên liệu, cần phải sử dụng rất nhiều loại hóa chất trong các công đoạn khác nhau. Các loại hóa chất được sử dụng ở công đoạn nấu, tẩy trắng, xeo giấy như đá vôi, xút, cao lanh, nhựa thông, các chất kết dính tự nhiên và tổng hợp, các chất oxy hóa để khử lignin như clo, hypoclorit, peroxit,

Công nghệ sản xuất giấy và bột giấy là một trong những công nghệ sử dụng nhiều nước. Tùy theo công nghệ và sản phẩm, lượng nước cần thiết để sản xuất 1 tấn giấy thành phẩm dao động từ 80m³ đến 450m³. Nước được dùng cho các công đoạn rửa nguyên liệu, nấu, tẩy, xeo giấy và sản xuất hơi nước. Ở các nhà máy giấy, hầu như tất cả lượng nước đưa vào sử dụng cuối cùng đều trở thành nước thải và mang theo các tạp chất, hoá chất, bột giấy, các chất ô nhiễm dạng hữu cơ và vô cơ. Trong đó dòng thải từ các quá trình nấu bột và tẩy trắng có mức độ ô nhiễm và độc hại nhất.

Dòng thải từ quá trình nấu và rửa sau nấu chứa phần lớn các chất hữu cơ hòa tan, các hóa chất nấu và một phần xơ sợi. Dòng thải có màu tối nên thường gọi là *dịch đen*. Dịch đen có nồng độ chất khô khoảng 25 đến 35%, tỷ lệ giữa chất hữu cơ và vô cơ vào khoảng 70: 30. Thành phần hữu cơ là lignin hòa tan vào dịch kiềm, sản phẩm phân hủy hydratcacbon, axit hữu cơ. Thành phần vô cơ gồm những hóa chất nấu, một phần nhỏ là NaOH, Na₂S tự do, Na₂SO₄, Na₂CO₃ còn phần nhiều là kiềm natrisunphat liên kết với các chất hữu cơ trong kiềm.

Dòng thải từ công đoạn tẩy trắng của các nhà máy sản xuất bột giấy bằng phương pháp hóa học và bán hóa học thường chứa các hợp chất hữu cơ, lignin hòa tan và hợp chất tạo thành của những chất đó với chất tẩy ở dạng độc hại, có khả năng tích tụ sinh học trong cơ thể sống như các hợp chất clo hữu cơ. Khi tẩy bằng các hợp chất chứa clo, các thông số ô nhiễm đặc trưng: BOD vào khoảng 15 ÷ 17 kg/tấn bột giấy, COD khoảng 60 ÷ 90 kg/tấn bột giấy, đặc biệt giá trị AOX (các hợp chất clo hữu cơ) khoảng 4 ÷ 10 kg/tấn bột giấy.

Dòng thải từ quá trình nghiền bột và xeo giấy chủ yếu chứa xơ sợi mịn, bột giấy ở dạng lơ lửng và các chất phụ gia như nhựa thông, phẩm màu, cao lanh.

Xử lý nước thải sản xuất bột giấy là công việc hết sức khó khăn và tốn kém, đòi hỏi vốn đầu tư và chi phí vận hành cao. Đây chính là vấn đề bức xúc đối

với các doanh nghiệp sản xuất giấy ở nước ta do không đủ kinh phí để đầu tư trang thiết bị xử lý chất thải cũng như đổi mới công nghệ để giảm thiểu ô nhiễm. Ngoài ra, chi phí để vận hành các hệ thống xử lý nước thải cũng thường khá cao.

11.2. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ VÀ CÁC THÔNG SỐ THIẾT KẾ

Công ty giấy A chuyên sản xuất bột giấy và giấy, với lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm từ công đoạn xeo giấy là $7.500 \text{ m}^3/\text{ngày}$, từ công đoạn sản xuất bột giấy là $2.500 \text{ m}^3/\text{ngày}$. Nồng độ chất ô nhiễm đặc trưng trong từng dòng thải, yêu cầu về chất lượng nước thải xả vào nguồn tiếp nhận được thể hiện ở Bảng 11-1 và 11-2. Yêu cầu tính toán thiết kế về mặt công nghệ đối với hệ thống xử lý nước thải cho công ty A với những số liệu đã cho, thể hiện mặt bằng và mặt cắt theo nước của hệ thống xử lý nước thải.

BẢNG 11-1.

Thành phần và tính chất nước thải công đoạn sản xuất bột giấy

Thông số	Đầu vào	Mức độ xử lý
pH	5,86 ÷ 6,4	6,0 ÷ 8,5
BOD ₅ tổng, mg/L	833	≤ 50
COD, mg/L	3724	
SS, mg/L	935	≤ 100
Độ màu, Pt-Co	3040	
N-Kjeldahl, mg/L	0,553	≤ 35
Tổng P, mg/L	2,34	≤ 4

BẢNG 11-2.

Thành phần và tính chất nước thải công đoạn xeo giấy

Thông số	Đầu vào	Mức độ xử lý
pH	6,3 ÷ 7,2	6,0 ÷ 8,5
BOD ₅ tổng, mg/L	671	≤ 50
COD, mg/L	1489	≤ 100
SS, mg/L	653	≤ 100
Độ màu, Pt-Co	450	
N – NH ₃ , mg/L	1,15	≤ 35
P – PO ₄ ³⁻ , mg/L	1,21	≤ 4

11.3. XÁC ĐỊNH CÁC LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN

Kết quả khảo sát tại công ty thu được những số liệu như sau:

Công đoạn xeo giấy

- Lưu lượng trung bình ngày đêm $Q_{\text{ngày}} = 7.500 \text{ m}^3/\text{ngày}$
- Lưu lượng giờ trung bình $Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 312,5 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giờ lớn nhất $Q_{\text{h}}^{\text{max}} = 420 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giây lớn nhất $q_s = 0,1167 \text{ m}^3/\text{s} = 116,67 \text{ L/s}$

Trạm xử lý làm việc 3 ca (24h/24h), vậy lưu lượng bơm bằng lưu lượng trung bình giờ.

$$Q_b = Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 312,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Hệ số giờ cao điểm:

$$K_{\text{h}}^{\text{max}} = \frac{Q_{\text{h}}^{\text{max}}}{Q_{\text{h}}^{\text{tb}}} = \frac{420}{312,5} = 1,34$$

Công đoạn sản xuất bột giấy

- Lưu lượng trung bình ngày đêm $Q_{\text{ngày}} = 2.500 \text{ m}^3/\text{ngày}$
- Lưu lượng giờ trung bình $Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 104,2 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giờ lớn nhất $Q_{\text{h}}^{\text{max}} = 138 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giây lớn nhất $q_s = 0,038 \text{ m}^3/\text{h} = 38,33 \text{ L/s}$

Trạm xử lý làm việc 3 ca (24h/24h), vậy lưu lượng bơm bằng lưu lượng trung bình giờ.

$$Q_b = Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 104,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Hệ số giờ cao điểm:

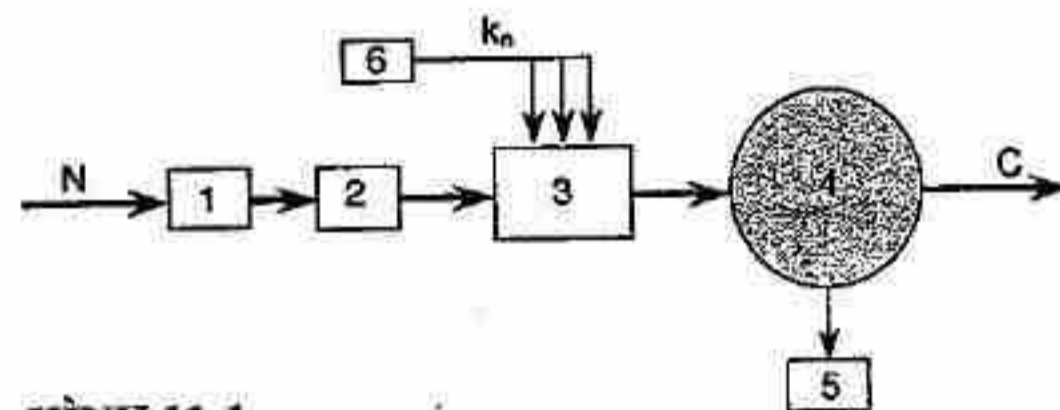
$$K_{\text{h}}^{\text{max}} = \frac{Q_{\text{h}}^{\text{max}}}{Q_{\text{h}}^{\text{tb}}} = \frac{138}{104,2} = 1,32$$

11.4. CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Dựa vào thành phần và tính chất nước thải đầu vào, yêu cầu về chất lượng nước thải sau xử lý và diện tích mặt bằng, sơ đồ tính toán công nghệ hệ thống xử lý nước thải được lựa chọn như trên Hình 11-1, 11-2, 11-3.

11.5. TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

A. NƯỚC THẢI TỪ CÔNG ĐOẠN XEO GIẤY TẠI CÔNG TY GIẤY A



HÌNH 11-1.

Sơ đồ tính toán công nghệ xử lý nước thải công đoạn xeo giấy.

1 – Song chắn rác	2 – Hố thu	3 – Bể điều hòa
4 – Bể lắng ly tâm	5 – Bể chứa bột giấy	6 – Máy nén khí
N – Nước thải xeo giấy	C – Tối công đoạn xử lý chung	K_n – Khí nén

11.5.1. Hố thu nước A

Chọn thời gian lưu nước $t = 10$ phút. Vậy thể tích hố thu nước:

$$V = \frac{Q_{\text{ngày}}^{\text{TB}} \times t}{24 \times 60} = \frac{7.500 \times 10}{24 \times 60} = 52,08 \text{ m}^3$$

Chọn kích thước hố thu nước: $L \times B \times H = 4,2 \times 4,2 \times 3,0 \text{ m}$

11.5.2. Song chắn rác A

Kích thước song chắn rác

Giả sử các thông số của mương dẫn nước thải từ công đoạn xeo giấy đến trước song chắn rác: độ dốc $i = 0,008$, chiều ngang $B = 0,5 \text{ m}$, vận tốc $v_{\text{max}} = 0,8 \text{ m/s}$, độ đầy $h = 0,3 \text{ m}$, chiều sâu lớp nước ở song chắn rác lấy bằng độ đầy mương dẫn $h = h_{\text{max}} = 0,3 \text{ m}$. Số khe hở của song chắn rác là:

$$n = \frac{q_{\text{max}}^s}{V \times b \times h} \times K_0$$

Trong đó: q_{max}^s = Lưu lượng lớn nhất giấy, $q_{\text{max}}^s = 0,1167 \text{ m}^3/\text{s}$;
 b = Khoảng cách giữa các khe hở, $b = 16 \text{ mm} = 0,016 \text{ m}$;
 h = Chiều sâu lớp nước qua song chắn, $h_{\text{max}} = 0,3 \text{ m}$;
 V = Vận tốc nước chảy qua song chắn, $V = 0,8 \text{ m/s}$ (song chắn rác làm sạch bằng cơ giới);
 K_0 = Hệ số tính đến mức độ cản trở dòng chảy do hệ thống cản rác, $K_0 = 1,05$.

Giải ra tìm được $n = 31,9$, chọn $n = 32$. Chiều rộng của song chắn rác:

$$B_s = S \times (n - 1) + b \times n$$

$$B_s = 0,008 \times (32 - 1) + 0,016 \times 32 = 0,76 \text{ m}$$

Chọn $B_s = 0,8 \text{ m}$.

Trong đó: S = Chiều dày song chắn, $S = 0,008 \text{ m}$;
 n = Số khe hở của song chắn rác, $n = 32$ khe;
 b = Khoảng cách giữa các khe hở, $b = 16 \text{ mm} = 0,016 \text{ m}$.

Kiểm tra vận tốc dòng chảy ở phần mở rộng của mương trước song chắn:

$$V_{\text{kt}} = \frac{q}{B_s \times h} = \frac{0,1167}{0,8 \times 0,3} = 0,49 \text{ m/s} > 0,4 \text{ m/s}$$

Tổn thất áp lực qua song chắn:

$$h_s = \xi \times \frac{V_{\text{max}}^2}{2 \times g} \times K$$

Trong đó: V_{max} = Tốc độ chuyển động của nước thải trước song chắn ứng với lưu lượng lớn nhất, $V_{\text{max}} = 0,8 \text{ m/s}$;
 K = Hệ số tính đến sự tăng tổn thất do vướng mắc rác ở song chắn, $K = 2 \div 3$. Chọn $K = 2$.
 ξ = Hệ số sức cản cục bộ của song chắn

$$\xi = \beta \times \left(\frac{S}{b}\right)^{4/3} \times \sin \alpha = 2,42 \times \left(\frac{0,008}{0,016}\right)^{4/3} \times \sin 60^\circ = 0,832$$

Trong đó: β = Hệ số phụ thuộc tiết diện ngang của thanh. Chọn tiết diện hình chữ nhật, khi đó $\beta = 2,42$;
 α = Góc nghiêng đặt song chắn so với phương ngang, $\alpha = 60^\circ$.

$$h_s = 0,832 \times \frac{0,8^2}{2 \times 9,81} \times 2 = 0,05 \text{ m}$$

Chiều dài ngăn mở rộng trước song chắn:

$$l_1 = \frac{B_s - B}{2 \times \text{tg} 20^\circ} = \frac{0,8 - 0,5}{2 \times \text{tg} 20^\circ} = 0,41 \text{ m}$$

Chiều dài ngăn đoạn thu hẹp sau song chắn:

$$l_2 = \frac{l_1}{2} = 0,205 \text{ m}$$

Chiều dài xây dựng của mương đặt song chắn rác:

$$L = l_1 + l_2 + 1,085 = 0,41 + 0,205 + 1,085 = 1,7 \text{ m}$$

Chiều cao xây dựng ngăn đặt song chắn rác:

$$H = h + h_s + 0,3 = 0,3 + 0,05 + 0,3 = 0,65 \text{ m}$$

11.5.3. Bể điều hòa A

Kích thước bể điều hòa

Từ các số liệu về lưu lượng nước thải theo giờ tại Công ty giấy A, chọn thời gian lưu nước trong bể điều hòa là $t = 4$ giờ (theo *W. Wesley Eckenfelder, Industrial Water Pollution Control, 1989*).

Thể tích bể điều hòa:

$$W = Q_{\text{giờ}}^{\text{tb}} \times t = 312,5 \times 4 = 1.250 \text{ m}^3$$

Chia bể điều hòa làm 02 ngăn thông nhau, kích thước mỗi ngăn: $L \times B \times H = 12 \times 10 \times 5,3 \text{ m}$.

Tính toán hệ thống cấp khí cho bể điều hòa (bằng khí nén)

Lượng không khí cần thiết:

$$L_{\text{khí}} = Q_{\text{giờ}}^{\text{tb}} \times a$$

Trong đó: $Q_{\text{giờ}}^{\text{tb}}$ = Lưu lượng nước thải trung bình theo giờ, $Q_{\text{giờ}}^{\text{tb}} = 312,5 \text{ m}^3/\text{giờ}$;

a = Lưu lượng không khí cấp cho bể điều hòa, $a = 3,74 \text{ m}^3 \text{ khí}/\text{m}^3 \text{ nước thải}$ (*W. Wesley Eckenfelder, Industrial Water Pollution Control, 1989*).

$$L_{\text{khí}} = 312,5 \times 3,74 = 1168,75 \text{ m}^3/\text{giờ}$$

Chọn hệ thống ống cấp khí bằng thép có đục lỗ, mỗi ngăn bao gồm 5 ống đặt dọc theo chiều dài bể (12m), các ống cách nhau 2m.

Lưu lượng khí trong mỗi ống:

$$q_{\text{ống}} = \frac{L_{\text{khí}}}{v_{\text{ống}}} = \frac{1168,75}{10} = 116,875 \text{ m}^3/\text{giờ}$$

Trong đó: $v_{\text{ống}}$ = Vận tốc khí trong ống, $v_{\text{ống}} = 10 \div 15 \text{ m/s}$. Chọn $v_{\text{ống}} = 10 \text{ m/s}$.

Đường kính ống dẫn khí:

$$d_{\text{ống}} = \sqrt{\frac{4 \times q_{\text{ống}}}{\pi \times v_{\text{ống}} \times 3.600}} = \sqrt{\frac{4 \times 116,875}{\pi \times 10 \times 3.600}} = 0,064 \text{ m} = 64 \text{ mm}$$

Chọn ống $\phi = 60 \text{ mm}$, đường kính các lỗ $2 \div 5 \text{ mm}$. Chọn $d_{\text{lỗ}} = 4 \text{ mm} = 0,004 \text{ m}$, vận tốc khí qua lỗ chọn $v_{\text{lỗ}} = 15 \text{ m/s}$ ($v_{\text{lỗ}}$ thay đổi từ $5 \div 20 \text{ m/s}$).

Lưu lượng khí qua một lỗ:

$$q_{\text{lỗ}} = v_{\text{lỗ}} \times \frac{\pi \times d_{\text{lỗ}}^2}{4} = 15 \times \frac{\pi \times 0,004^2}{4} \times 3600 = 0,678 \text{ m}^3/\text{giờ}$$

Số lỗ trên một ống:

$$N = \frac{q_{\text{ống}}}{q_{\text{lỗ}}} = \frac{116,875}{0,678} = 172 \text{ lỗ}$$

Số lỗ trên 1m chiều dài ống:

$$n = \frac{N}{12} = \frac{172}{12} = 14,3 \text{ lỗ}$$

Chọn $n = 15 \text{ lỗ}/\text{m}$ ống.

11.5.4. Bể lắng đợt 1A

Chọn bể lắng đợt một là loại bể lắng ly tâm, có mặt bằng hình tròn. Thông số cơ bản phục vụ cho việc thiết kế bể lắng ly tâm đợt 1 được giới thiệu ở Bảng 11-3.

Giả sử tải trọng thích hợp cho loại cặn này là $v_0 = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$. Vậy diện tích bề mặt bể lắng là:

$$F_1 = \frac{Q_{\text{cặn}}^{\text{tb}}}{v_0} = \frac{7500}{40} = 187,5 \text{ m}^2$$

Đường kính bể lắng:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A} = \sqrt{\frac{4}{3,14} \times 187,5} = 15,45 \text{ m}$$

Chọn $D_{\text{bể}} = 15,5 \text{ m}$

Đường kính ống trung tâm:

$$d = 20\%D = 0,2 \times 15,5 = 3,1 \text{ m}$$

BẢNG 11-3.

Các thông số thiết kế đặc trưng cho bể lắng ly tâm

Thông số	Giá trị	
	Trong khoảng	Đặc trưng
Thời gian lưu nước, giờ	1,5 ÷ 2,5	2,0
Tải trọng bề mặt, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$	32 ÷ 48	
+ Lưu lượng trung bình	32 ÷ 48	
+ Lưu lượng cao điểm	80 ÷ 120	
Tải trọng máng tràn, $\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{ngày}$	125 ÷ 500	
Ống trung tâm:		
+ Đường kính	(15 ÷ 20%)D	
+ Chiều cao	(55 ÷ 65%)H	
Chiều sâu H của bể lắng, m	3,0 ÷ 4,6	3,7
Đường kính D của bể lắng, m	3,0 ÷ 60	12 ÷ 45
Độ dốc đáy, mm/m	62 ÷ 167	83
Tốc độ thanh gạt bùn, vòng/phút	0,02 ÷ 0,05	0,03

Bể lắng có dạng hình trụ có đổ thêm bê tông dưới đáy để tạo độ dốc 10%. Hồ thu gom bùn đặt ở chính giữa bể và có thể tích nhỏ vì cặn sẽ được tháo ra liên tục, đường kính hồ thu gom bùn lấy bằng 20% đường kính bể. Chọn chiều cao hồ thu bùn là $h_t = 0,4 \text{ m}$, chiều sâu hữu ích bể lắng: $H = 3 \text{ m}$, chiều cao lớp bùn lắng: $h_b = 0,8 \text{ m}$, chiều cao lớp trung hòa: $h_{th} = 0,2 \text{ m}$, chiều cao bảo vệ: $h_{bv} = 0,3 \text{ m}$. Vậy chiều cao tổng cộng của bể lắng đợt I là:

$$H_{tc} = H + h_b + h_{th} + h_{bv} + h_t = 3,0 \text{ m} + 0,8 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 0,3 \text{ m} + 0,4 = 4,7 \text{ m}$$

Chiều cao ống trung tâm:

$$h = 60\%H = 0,6 \times 3,0 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Tải trọng thủy lực của máng thu:

$$u_{\text{th}} = \frac{Q_{\text{ngày}}^{\text{tb}}}{\pi \times D} = \frac{7500}{48,67} = 154,1 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{ngày} < 490 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{ngày}$$

Kiểm tra các thông số thiết kế bể lắng

Thể tích phần lắng:

$$W = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \times h = \frac{\pi}{4} (15,5^2 - 3,1^2) \times 3,0 \text{ m} = 543,16 \text{ m}^3$$

Thời gian lưu nước:

$$t = \frac{W}{Q_{\text{h}}^{\text{tb}}} = \frac{543,16 \text{ m}^3}{312,5 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,7 \text{ h} > 1,5 \text{ h}$$

Vận tốc giới hạn trong vùng lắng:

$$V_H = \left[\frac{8k(\rho - 1)gd}{f} \right]^{1/2} = \left[\frac{8 \times 0,06(1,25 - 1)9,81 \times 10^{-4}}{0,025} \right]^{1/2} = 0,0686 \text{ m/s}$$

Trong đó: k = Hằng số phụ thuộc vào tính chất cặn, chọn $k = 0,06$ (Tinh toán thiết kế các công trình xử lý nước thải – Trịnh Xuân Lai);
 ρ = Tỷ trọng hạt, chọn $\rho = 1,25$;
 g = Gia tốc trọng trường $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;
 d = Đường kính tương đương của hạt, chọn $d = 10^{-4} \text{ m}$;
 f = Hệ số ma sát, hệ số này phụ thuộc vào đặc tính bề mặt của hạt và hệ số Reynold của hạt khi lắng. Chọn $f = 0,025$.

BẢNG 11-5.
Các thông số tính toán cho song chắn rác làm sạch cơ giới

Thông số	Làm sạch cơ giới
Kích thước song chắn:	
Rộng, mm	5 ÷ 15
Dày, mm	25 ÷ 38
Khe hở giữa các thanh, mm	15 ÷ 75
Độ dốc theo phương đứng, độ	0 ÷ 30
Tốc độ dòng chảy trong mương đặt song chắn, m/s	0,4 ÷ 0,8
Tổn thất áp lực cho phép, mm	150

BẢNG 11-6.
Các thông số thiết kế và kích thước song chắn rác B

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Tốc độ dòng chảy trong mương, v	m/s	0,5
2	Lưu lượng giờ lớn nhất, $Q_{h, \max}$	m ³ /h	138
4	Kích thước mương, B × H:		
	Chiều rộng, B	mm	500
	Độ sâu, H	mm	520
5	Chiều cao lớp nước trong mương, h	mm	150
6	Kích thước thanh, b × d:		
	Bề rộng, b	mm	7
	Bề dày, d	mm	2030
7	Khe hở giữa các thanh, w	mm	16
8	Số thanh, n	thanh	20
9	Vận tốc dòng chảy qua song chắn, V	m/s	0,8
10	Tổn thất áp lực qua song chắn, h_1	mm	61

11.5.7. Bể điều hòa B

Tính toán tương tự như phần trước, kết quả tính toán thể hiện ở Bảng 11-7.

11.5.8. Bể trộn đứng B

Bể trộn được đặt sau bể điều hoà để trộn đều nước thải với hoá chất keo tụ. Các thông số tính toán được thể hiện trong Bảng 11-8.

BẢNG 11-7.
Các thông số thiết kế và kích thước bể điều hòa B

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Lưu lượng giờ trung bình, $Q_{h, \text{tb}}$	m ³ /h	104,2
2	Thời gian lưu nước, t	giờ	4
3	Thể tích hữu ích, W	m ³	420
4	Chiều sâu hữu ích, h	m	5
5	Kích thước (mặt bằng hình chữ nhật):		
	Rộng, B	m	7
	Dài, L	m	12
	Sâu tổng cộng, H	m	5,3
6	Lượng khí nén cho 1 m ³ nước thải	m ³ khí/ m ³ nước thải	3,74
7	Lượng khí nén cần thiết để xáo trộn	m ³ /giờ	389,7

BẢNG 11-8.
Các thông số thiết kế bể trộn đứng B

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Vận tốc nước dâng ở phần thân trên	mm/s	25 ÷ 28
2	Vận tốc nước ở miệng ống nước vào dưới đáy bể	m/s	1 ÷ 1,5
3	Thời gian hoà trộn		
	Vôi và phèn	phút	1,5 ÷ 2
	Vôi	phút	3
4	Vận tốc nước cuối máng thu	m/s	< 0,6
5	Góc nón (hợp với thành bể)	độ	30 ÷ 40

Diện tích tiết diện ngang của bể:

$$f_t = \frac{Q}{v_d} = \frac{0,029}{0,025} = 1,16 \text{ m}^2$$

Trong đó: Q = Lưu lượng nước xử lý, $Q = 2.500 \text{ m}^3/\text{ngày} = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$;
 v_d = Vận tốc nước dâng $v_d = 0,025 \text{ m/s}$.

Chọn bể trộn hình vuông, chiều dài mỗi cạnh hình vuông:

$$b_t = \sqrt{f_t} = \sqrt{1,16} = 1,077 \text{ m}$$

Chọn chiều dài hình vuông là $b_t = 1,1 \text{ m}$.

Chọn đường kính ống dẫn nước thải vào bể $D = 168 \text{ mm}$. Kiểm tra lại vận tốc dòng nước đưa vào phía đáy bể:

$$v_d = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,029}{\pi \times 0,168^2} = 1,31 \text{ m/s} < 1,5 \text{ m/s}$$

Diện tích đáy bể chỗ nối ống:

$$f_d = 0,18 \times 0,18 = 0,0324 \text{ m}^2$$

Chọn góc nón $\alpha = 40^\circ$, chiều cao phần hình chóp đáy bể:

$$h_d = \frac{1}{2} (b_t - b_d) \cotg \frac{40^\circ}{2} = \frac{1}{2} (1,1 - 0,18) 2,747 = 1,26 \text{ m}$$

Trong đó: b_t = Chiều rộng phần trên của bể, $b_t = 1,1 \text{ m}$;
 b_d = Chiều rộng phần đáy của bể, $b_d = 0,18 \text{ m}$.

Thể tích phần hình chóp của bể trộn:

$$W_d = \frac{1}{3} h_d (f_t + f_d + \sqrt{f_t \times f_d}) = \frac{1}{3} 1,26 (1,21 - 0,0324 + \sqrt{1,21 + 0,0324}) = 0,6 \text{ m}^3$$

Trong đó: f_t = Tiết diện ngang phần trên của bể, $f_t = 1,1 \times 1,1 = 1,21 \text{ m}^2$;
 f_d = Tiết diện ngang phần đáy của bể; $f_d = 0,0324 \text{ m}^2$.

Chọn thời gian lưu nước trong bể: $t = 1,5 \text{ phút} = 90 \text{ s}$

Thể tích toàn phần của bể:

$$W = Q \times t = 0,029 \times 90 = 2,61 \text{ m}^3$$

Thể tích phần trên (phần hình hộp) của bể:

$$W_t = W - W_d = 2,61 - 0,6 = 2,01 \text{ m}^3$$

Chiều cao phần trên của bể:

$$h_t = \frac{W_t}{f_t} = \frac{2,01}{1,21} = 1,66 \text{ m}$$

Chiều cao toàn phần của bể:

$$H = h_t + h_d + 0,28 = 1,66 + 1,26 + 0,28 = 3,2 \text{ m}$$

Trong đó: $0,28$ = Chiều cao dự trữ tính bằng m.

Nước được thu bằng máng vòng bao quanh thành bể, chọn vận tốc nước chảy trong máng $0,6 \text{ m/s}$, chiều rộng của máng là $0,16 \text{ m}$, vậy chiều cao lớp nước trong máng là $0,15 \text{ m}$.

11.5.9. Bể phản ứng xoáy hình trụ kết hợp bể lắng đứng đợt 1B

Tính toán bể phản ứng

Bể phản ứng đặt sau bể trộn, có nhiệm vụ hoàn thành nốt quá trình keo tụ, tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình tiếp xúc và kết dính giữa các hạt keo với cặn bẩn. Các thông số thiết kế bể phản ứng xoáy được thể hiện ở Bảng 11-9.

Chiều cao tính toán của vùng lắng:

$$h_l = V_2 \times t = 0,7 \times 10^{-3} \times 7200 = 5 \text{ m}$$

Trong đó: t = Thời gian lắng, $t = 2 \text{ giờ} = 7200 \text{ s}$;

V_2 = Vận tốc của nước trong vùng lắng (vận tốc nước dâng), $V_2 = 0,7 \text{ mm/s} = 0,7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$.

Diện tích ngăn phản ứng xoáy hay diện tích ống trung tâm:

$$f_b = \frac{Q \times t}{60 \times H_r} = \frac{104,5 \times 15}{60 \times 4,5} = 7,59 \text{ m}^2$$

Trong đó: H_r = Chiều cao tính toán của bể phản ứng, lấy bằng $0,9$ chiều cao vùng lắng của bể lắng, $H_r = 0,9 \times 5 = 4,5 \text{ m}$;

t = Thời gian nước lưu lại trong bể, $t = 15 \text{ phút}$.

BẢNG 11-9.

Các thông số thiết kế bể phản ứng B

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Vận tốc nước tại đầu vòi phun	m/s	2 ÷ 3
2	Thời gian phản ứng	phút	15 ÷ 30
3	Vận tốc nước chảy trong ống	m	0,8 ÷ 1,0
4	Khoảng cách giữa các vách ngăn	m	0,1 ÷ 0,6

Đường kính của bể phản ứng hay đường kính của ống trung tâm

$$d = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times f_b} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 5,79} = 2,7 \text{ m}$$

Chọn đường kính ống dẫn nước vào bể: $D = 210 \text{ mm}$. Kiểm tra tốc độ nước chảy trong ống:

$$v = \frac{4 \times 104,2}{3600 \times \pi \times D^2} = 0,84 \text{ m/s} < 1,0 \text{ m/s}$$

Đường kính miệng phun:

$$d_r = 1,13 \times \sqrt{\frac{Q}{\mu \times v_f}} = 1,13 \times \sqrt{\frac{104,2}{0,908 \times 2,5 \times 3600}} = 0,128 \text{ m}$$

Trong đó: μ = Hệ số lưu lượng; đối với miệng phun hình nón có góc nón $\beta = 25^\circ$ lấy $\mu = 0,908$;

v_f = Vận tốc nước qua vòi phun, $v_f = 2,5 \text{ m/s}$.

Chọn $d_r = 120 \text{ mm}$.

Tổn thất áp lực ở miệng phun:

$$h = 0,06 \times v_{\text{phun}}^2 = 0,06 \times 2,6^2 = 0,4056 \text{ m}$$

Trong đó: v_{phun} = Vận tốc phun kinh tế

$$v_{\text{phun}} = 1,13^2 \times \frac{Q}{d_r^2 \times \mu} = 1,13^2 \times \frac{104,2}{0,125^2 \times 0,908 \times 3600} = 2,6 \text{ (m/s)}$$

Tính toán phần bể lắng

Chiều cao tính toán vùng lắng: $h_1 = 5 \text{ m}$, đường kính ống trung tâm bằng đường kính ngăn phản ứng: $d = 2,7 \text{ m}$.

Đường kính tấm chắn hình nón:

$$d_{\text{chắn}} = 1,3 \times d_1 = 1,3 \times 2,7 = 3,51 \text{ m}$$

Góc nghiêng giữa đường sinh nón với phương ngang $\alpha = 17^\circ$. Suy ra chiều cao nón:

$$h_{\text{chắn}} = \frac{3,51}{2} \times \text{tg} 17^\circ = 0,54 \text{ m}$$

Khoảng cách từ ống trung tâm đến tấm chắn chọn là $0,3 \text{ m}$.

Diện tích tiết diện ướt của vùng lắng:

$$F = \frac{Q}{V_2} = \frac{104,2}{0,7 \times 10^{-3} \times 3600} = 41,35 \text{ m}^2$$

Diện tích tổng cộng của bể lắng:

$$F_b = F + f_b = 41,35 + 5,79 = 47,14 \text{ m}^2$$

Đường kính bể lắng:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times F_b}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 47,14}{\pi}} = 7,75 \text{ m}$$

Chọn $D = 7,8 \text{ m}$.

Chọn khoảng cách từ đáy miệng loe ống đến đỉnh tấm chắn $h_L = 0,3 \text{ m}$, chiều cao lớp nước trung hoà $h_{\text{th}} = 0,3 \text{ m}$, chiều cao lớp bảo vệ $h_{\text{bv}} = 0,3 \text{ m}$, chiều cao tổng cộng của bể lắng:

$$H = h_r + h_L + h_{\text{th}} + h_{\text{chắn}} + h_{\text{bv}} = 4,5 + 0,3 + 0,3 + 0,54 + 0,3 = 5,94 \text{ m}$$

Chọn chiều cao lộ thiên của bể là 3 m . Suy ra chiều cao chôn sâu dưới mặt đất của bể là $2,94 \text{ m}$.

Kiểm tra tải trọng bề mặt của bể:

$$U_0 = \frac{Q}{F_b} = \frac{2500}{65,93} = 37,9 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{ngày} < 48 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{ngày}$$

Tính toán lượng bùn sinh ra:

Tính toán tương tự như phần trước, kết quả cho thấy hiệu quả khử SS là $42,2\%$, hiệu quả khử BOD_5 là $31,25\%$. Lượng bùn sinh ra mỗi ngày là:

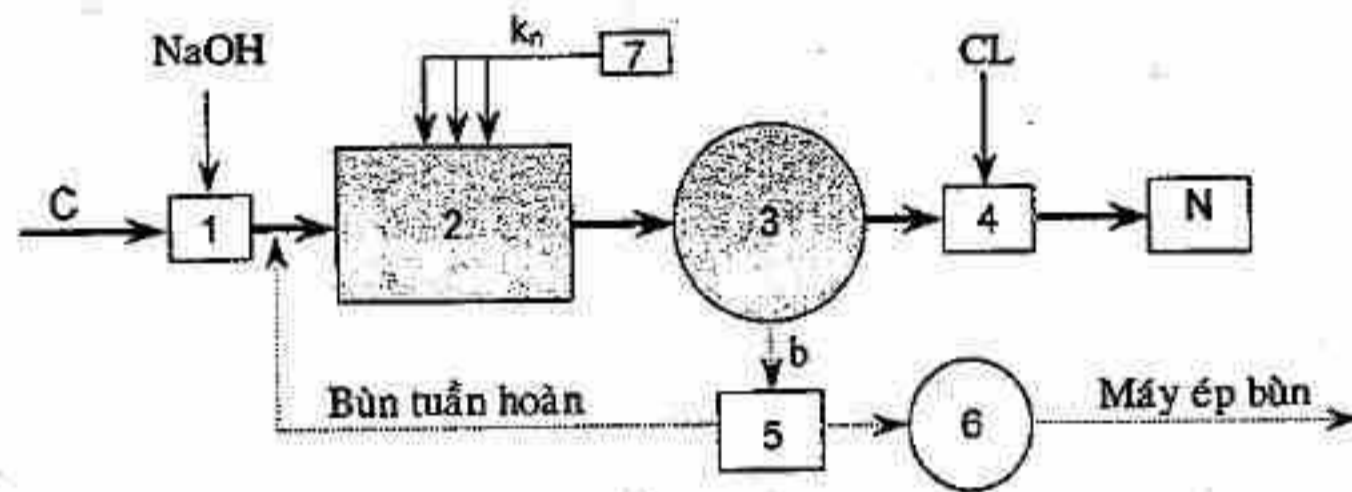
$$G = \frac{42,2}{100} \times 935 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mg}} \times 2500 \frac{\text{m}^3}{\text{ngày}} \times 1000 \frac{\text{L}}{\text{m}^3} = 986,4 \text{ kg/ ngày}$$

Giả sử đối với loại bùn này, hàm lượng chất rắn thích hợp là 80kg/m^3 . Thể tích bùn sinh ra mỗi ngày:

$$V_{\text{bùn}} = \frac{G}{C} = \frac{986,4}{80} = 12,33 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

C. HÒA TRỘN HAI NGUỒN NƯỚC THẢI ĐỂ TIẾP TỤC XỬ LÝ SAU KHI CÁC NGUỒN NƯỚC ĐÃ QUA MỘT SỐ BƯỚC XỬ LÝ RIÊNG

Sau khi qua bể lắng đợt I, hai dòng nước thải được gộp chung lại để xử lý. Thông số thiết kế $Q_{\text{ngày}}^{\text{tb}} = 10.000\text{m}^3/\text{ngày}$, $\text{BOD}_5 = 459\text{mg/L}$.



HÌNH 11-3.

Sơ đồ tính toán công nghệ xử lý nước thải sau khi hòa trộn.

- 1 – Ngăn trung hòa 2 – Bể Aerôten 3 – Bể lắng II
- 4 – Ngăn khử trùng 5 – Bể chứa bùn 6 – Máy ép bùn
- 7 – Máy thổi khí Kn – Khí nén N – Nguồn tiếp nhận
- b – Bùn hoạt tính C – Dòng gộp giữa nước thải sản xuất bột giấy và xeo giấy

11.5.10. Ngăn trung hòa

Ngăn trung hòa có nhiệm vụ điều chỉnh pH nước thải nằm trong khoảng thích hợp cho hoạt động của vi sinh vật ($\text{pH} = 6,8 \div 7,4$). Chọn ngăn trung hòa là loại bể trộn có vách ngăn, các thông số thiết kế bể trộn được thể hiện ở Bảng 11-10.

Diện tích tất cả các lỗ trên một tấm chắn:

$$\sum f_1 = \frac{Q}{v_1} = \frac{0,1157 \text{ m}^3/\text{s}}{1 \text{ m/s}} = 0,1157 \text{ m}^2$$

BẢNG 11-10.

Các thông số thiết kế bể trộn vách ngăn

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Số vách ngăn	cái	3
2	Vận tốc qua lỗ	m/s	1
3	Đường kính lỗ	mm	$20 \div 40$
4	Độ ngập sâu của lỗ	m	$0,1 \div 0,15$
5	Tổn thất áp lực qua các vách ngăn	m	$0,1 \div 0,15$
6	Tổn thất tổng cộng	m	$0,3 \div 0,45$
7	Vận tốc nước trong bể		
	Đầu bể	m/s	$> 0,3$
	Mương thu cuối bể	m/s	$0,6 \div 0,7$
8	Thời gian trộn	Phút	$1 \div 2$
9	Chiều cao cuối máng	m	$\geq 0,5$

Chọn đường kính lỗ là 40mm, vậy số lỗ trên mỗi tấm chắn:

$$n = \frac{\sum f_1}{f_1} = \frac{0,1157}{0,00156} = 74 \text{ lỗ}$$

Tổn thất áp lực qua mỗi tấm chắn:

$$h = \frac{v_1^2}{\mu^2 \times 2 \times g} = \frac{1^2}{0,71^2 \times 2 \times 9,81} = 0,1 \text{ m}$$

Trong đó: v_1 = Vận tốc nước chảy qua lỗ, $v_1 = 1 \text{ m/s}$;

g = Gia tốc trọng trường, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

μ = Hệ số lưu lượng qua lỗ phụ thuộc vào tỷ số giữa đường kính lỗ và chiều dày tấm chắn d_1/δ . Chọn $\delta = 0,04 \text{ m}$ khi đó $d_1/\delta = 1,5$; tra Bảng 2-4 (Nguyễn Ngọc Dung – Xử lý nước cấp) ta có $\mu = 0,71$.

Chọn vận tốc cuối máng bể trộn $v_m = 0,6 \text{ m/s}$, chiều cao cuối máng bể trộn $H = 0,8 \text{ m}$. Diện tích tiết diện ở cuối máng bể trộn:

$$f_m = \frac{Q}{v_m} = \frac{0,1157}{0,6} = 0,193 \text{ m}^2$$

Chiều rộng cuối máng:

$$b = \frac{f_m}{H} = \frac{0,193}{0,8} = 0,25 \text{ m}$$

Tiết diện bể trộn tại vị trí đặt các tấm chắn:

$$F_b = \frac{\sum f_1}{15\%} = \frac{0,1157}{15\%} = 0,77 \text{ m}^2$$

Chiều rộng bể trộn:

$$B = \frac{F_b}{H} = \frac{0,77}{0,8} = 0,96 \text{ m}$$

Chọn $B = 1 \text{ m}$, chọn khoảng cách giữa các tấm chắn bằng 1 m , chiều cao lớp nước trước tấm chắn thứ ba:

$$H_3 = H + h = 0,8 + 0,1 = 0,9 \text{ m}$$

Tương tự như vậy, chiều cao tấm chắn thứ hai và thứ nhất là $H_2 = 1 \text{ m}$, và $H_1 = 1,1 \text{ m}$.

Khoan trên mỗi tấm chắn 9 hàng lỗ theo chiều đứng và 8 hàng lỗ theo chiều ngang. Khoảng cách giữa các lỗ theo chiều đứng ở tấm chắn thứ ba:

$$e_3 = \frac{H_3 - 0,1}{\text{Số hàng đứng}} \times 1000 = \frac{0,9 - 0,1}{9} \times 1000 = 89 \text{ mm}$$

Tương tự ở tấm chắn thứ hai và thứ nhất là $e_2 = 100 \text{ mm}$ và $e_1 = 110 \text{ mm}$.

Khoảng cách lỗ theo chiều ngang đều như nhau ở cả ba tấm chắn:

$$e = \frac{B}{\text{Số hàng ngang}} = \frac{1,0}{8} \times 1000 = 125 \text{ mm}$$

11.5.11. Bể bùn hoạt tính xáo trộn hoàn toàn

Các thông số thiết kế

1. Lưu lượng nước thải: $Q = 10.000 \text{ m}^3/\text{ngày} = 416,67 \text{ m}^3/\text{giờ}$;
2. Hàm lượng BOD_5 ở đầu vào 459 mg/L ;
3. BOD_5 ở đầu ra 50 mg/L ;
4. Cặn lơ lửng ở đầu ra: $\text{SS}_{\text{ra}} = 60 \text{ mg/L}$ (thấp hơn tiêu chuẩn loại B) gồm có 65% là cặn có thể phân hủy sinh học;

5. Nước thải khi vào bể aerôten có hàm lượng chất rắn lơ lửng dễ bay hơi (nồng độ vi sinh vật ban đầu) $X_0 = 0$;
6. Tỷ số giữa lượng chất rắn lơ lửng dễ bay hơi (MLVSS) với lượng chất rắn lơ lửng (MLSS) có trong nước thải là $0,7$ ($\text{MLVSS}/\text{MLSS} = 0,7$ với độ tro của bùn hoạt tính $Z = 0,3$);
7. Nồng độ bùn hoạt tính tuần hoàn (tính theo chất rắn lơ lửng) 10.000 mg/L ;
8. Nồng độ chất rắn lơ lửng bay hơi hay bùn hoạt tính (MLVSS) được duy trì trong bể aerôten là: $X = 3200 \text{ mg/L}$;
9. Thời gian lưu của tế bào trong hệ thống: $\theta_c = 10$ ngày;
10. Hệ số chuyển đổi giữa BOD_5 và BOD_{20} (BOD hoàn toàn) là $0,68$;
11. Hệ số phân hủy nội bào: $k_d = 0,072 \text{ ngày}^{-1}$;
12. Hệ số sản lượng tối đa (tỷ số giữa tế bào được tạo thành với lượng chất nền được tiêu thụ): $Y = 0,4045$;
13. Loại và chức năng bể: bể aerôten khuấy trộn hoàn toàn.

Tính kích thước bể aerôten

Xác định nồng độ BOD_5 hòa tan trong nước thải đầu ra tính theo công thức sau:

$$\text{BOD}_5 \text{ ở đầu ra} = \text{BOD}_5 \text{ hòa tan đi ra từ bể aerôten} + \text{BOD}_5 \text{ chứa trong cặn lơ lửng ở đầu ra}$$

Lượng cặn có thể phân hủy sinh học:

$$0,65 \times 60 = 39 \text{ mg/L}$$

BOD_L của cặn lơ lửng dễ phân hủy sinh học của nước thải sau lắng II:

$$39 \text{ mg/L} \times (1,42 \text{ mg O}_2 \text{ tiêu thụ/mg tế bào}) = 55 \text{ mg/L}$$

BOD_5 của cặn lơ lửng của nước thải sau lắng II:

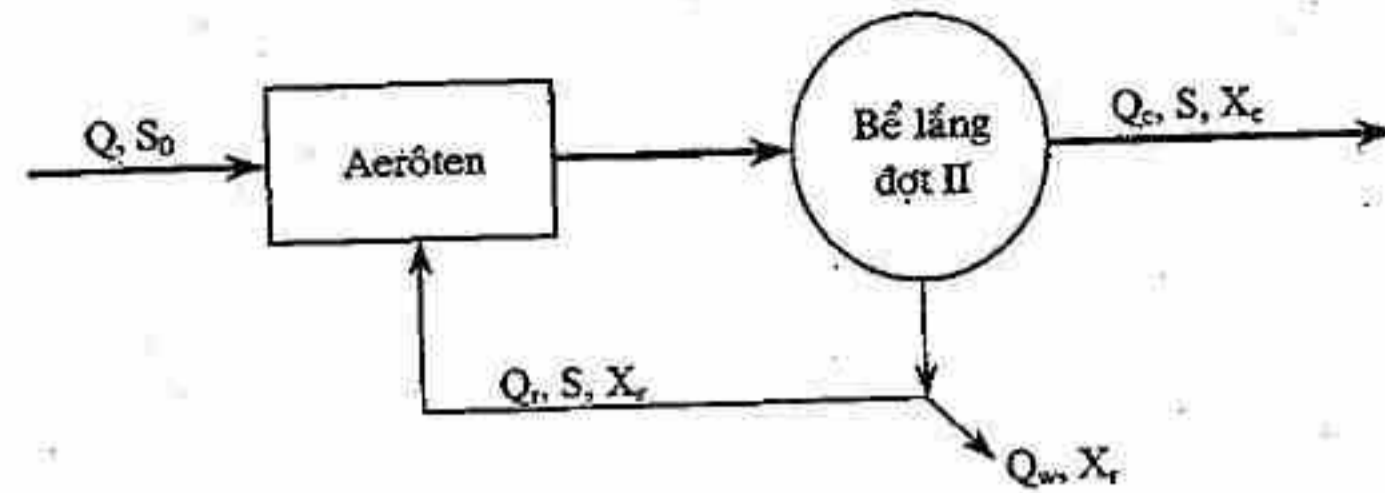
$$\text{BOD}_5 = \text{BOD}_L \times 0,68 = 55 \times 0,68 = 37 \text{ mg/L}$$

BOD_5 hòa tan của nước thải sau lắng II:

$$50 = S + 37$$

Vậy:

$$S = 13 \text{ mg/L}$$



HÌNH 11-4.

Sơ đồ làm việc của hệ thống.

Trong đó: Q, Q_r, Q_w, Q_c = Lưu lượng nước đầu vào, lưu lượng bùn tuần hoàn, lưu lượng bùn xả và lưu lượng nước đầu ra, $m^3/ngày$;
 S_0, S = Nồng độ chất nền (tính theo BOD_5) ở đầu vào và nồng độ chất nền sau khi qua bể aerôten và bể lắng, mg/L ;
 X, X_r, X_c = Nồng độ chất rắn bay hơi trong bể aerôten, nồng độ bùn tuần hoàn và nồng độ bùn sau khi qua bể lắng II, mg/L .

Hiệu quả xử lý tính theo BOD_5 hòa tan:

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100 = \frac{459 - 13}{459} \times 100 = 97\%$$

Hiệu quả xử lý của toàn bộ sơ đồ:

$$E_0 = \frac{459 - 50}{459} \times 100 = 89\%$$

Thể tích bể aerôten:

$$V = \frac{QY\theta_c(S_0 - S)}{X(1 + k_d\theta_c)} = \frac{10000 \times 0,4045 \times 10 \times 446}{3200[1 + 0,072 \times 10]} = 3278 m^3$$

Trong đó: V = Thể tích bể aerôten, m^3
 Q = lưu lượng nước đầu vào: $Q = 10.000 m^3/ngày$;
 Y = Hệ số sản lượng cực đại: $Y = 0,4045$;
 S_0 = BOD_5 của nước thải vào bể aerôten;
 S = Nồng độ BOD_5 sau lắng II;
 X = Nồng độ chất rắn bay hơi được duy trì trong bể aerôten, $X = 3200 mg/L$;

k_d = Hệ số phân hủy nội bào;
 θ_c = Thời gian lưu của tế bào.

Thời gian lưu nước trong bể:

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{3278}{10.000} \times 24 = 7,87 \text{ giờ}$$

Chọn chiều cao hữu ích $h_{hi} = 4m$, chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,5m$, vậy chiều cao tổng cộng của bể:

$$H = h_{hi} + h_{bv} = 4 + 0,5 = 4,5m$$

Chia bể làm 2 ngăn, kích thước mỗi bể:

$$L \times B \times H = 37 m \times 7,4 m \times 4,5 m$$

Lượng bùn phải xả ra một ngày

$$\theta_c = \frac{VX}{Q_w X + Q_c X_c}$$

$$Q_w = \frac{VX - Q_c X_c \theta_c}{X \theta_c} = \frac{3278 \times 3200 - 10000 \times 42 \times 10}{7000 \times 10} = 89,85 m^3/ngày$$

Trong đó: X_c = Nồng độ chất rắn bay hơi ở đầu ra của hệ thống, $X_c = 0,7 \times SS_m = 0,7 \times 60 mg/L = 42 mg/L$;
 X_r = Nồng độ chất rắn bay hơi có trong bùn hoạt tính tuần hoàn, $X_r = 0,7 \times 10.000 = 7.000 mg/L$.

Tính hệ số tuần hoàn α

Từ phương trình cân bằng vật chất viết cho bể lắng II (xem như lượng chất hữu cơ bay hơi ở đầu ra của hệ thống là không đáng kể), ta có:

$$X(Q + Q_r) = X_r Q_r + X_w Q_w$$

$$Q_r = \frac{XQ - X_w Q_w}{X_r - X} = \frac{3200 \times 10000 - 7000 \times 89,85}{7000 - 3200} = 8255,5 m^3/ngày$$

Vậy, ta có :

$$\alpha = \frac{Q_r}{Q} = \frac{8225,5}{10.000} = 0,8225$$

Tính lượng oxy cần cung cấp cho bể aerôten dựa trên BOD₂₀

Hệ số sản lượng quan sát (Y_{obs}) tính theo phương trình:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \theta_c} = \frac{0,4045}{1 + 0,072 \cdot 10} = 0,235 \text{ mg/mg}$$

Lượng bùn dư sinh ra mỗi ngày theo VSS:

$$P_x = Y_{obs} \times Q \times (BOD_{vào} - BOD_{ra})$$

$$P_{x(vss)} = 0,333 \times 10000 \text{ m}^3/\text{ngày} \times (459 - 13) \text{ g/m}^3 \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 1048 \text{ kgVSS/ngày}$$

Lượng oxy cần thiết trong điều kiện tiêu chuẩn:

$$OC_0 = \frac{Q(S_0 - S)}{f} - 1,42P_x = \frac{10000(459 - 13)}{0,68 \times 1000} - 1,42 \times 1048 = 5071,6 \text{ kgO}_2/\text{ngày}$$

Trong đó: f là hệ số chuyển đổi giữa BOD₅ và BOD₂₀, f = 0,68.

Lượng oxy thực tế cần sử dụng cho bể:

$$OC_t = OC_0 \times \frac{C_s}{C_s - C_L} = 5071,6 \times \frac{9,08}{9,08 - 2} = 6504,44 \text{ kgO}_2/\text{ngày}$$

Trong đó: C_s = Nồng độ bão hòa của oxy trong nước ở nhiệt độ làm việc, C_s = 9,08 mg/L (khoảng 30°C);

C_L = Lượng oxy hòa tan cần duy trì trong bể, C_L = 2 mg/L.

Trong không khí, ôxy chiếm 21% thể tích; giả sử rằng trọng lượng riêng của không khí là 1,2 kg/m³, vậy lượng không khí lý thuyết cho quá trình là:

$$M_{kk} = \frac{M_{O_2}}{0,21 \times 1,2} = \frac{6504,26 \text{ kg/ngày}}{0,21 \times 1,2 \text{ kg/m}^3} = 5810 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Kiểm tra tỷ số F/M và tải trọng thể tích của bể

Tỷ số F/M:

$$\frac{F}{M} = \frac{S_0}{\theta \times X} = \frac{459}{(7,87 \text{ giờ}/24 \text{ giờ/ngày}) \times 3.200 \text{ mg/L}} = 0,44 \text{ ngày}^{-1}$$

Giá trị này nằm trong khoảng cho phép (F/M = 0,2 ÷ 0,6 ngày⁻¹).

Tải trọng thể tích của bể aerôten:

$$L = \frac{S_0 \times Q}{V} = \frac{459 \times 10^{-3} \times 10.000}{3278} = 1,4 \text{ kg BOD}_5/\text{m}^3 \text{ ngày}$$

Giá trị này nằm trong khoảng cho phép (L = 0,8 ÷ 19 kg BOD₅/m³ ngày)

11.5.12. Bể lắng đợt II

Các thông số thiết kế đặc trưng cho bể lắng đợt II được thể hiện trong Bảng 11-11.

Diện tích bề mặt bể lắng tính theo tải trọng chất rắn là:

$$A_s = \frac{(Q + Q_r) \times MLSS}{L_s} = \frac{(416,67 + 343,96) \text{ m}^3/\text{h} \times 3200 \text{ g/m}^3}{4,0 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h} \times 1000 \text{ g/kg} \times 0,7} = 869,3 \text{ m}^2$$

Trong đó: L_s = Tải trọng chất rắn, kgSS/m² ngày. Chọn bằng 4,0 kg/m².

BẢNG 11-11.

Các thông số thiết kế bể lắng đợt II

Loại xử lý	Tải trọng bề mặt (m ³ /m ² ·ngày)		Tải trọng bùn (kg/m ² ·h)		Chiều sâu tổng cộng (m)
	Trung bình	Lớn nhất	Trung bình	Lớn nhất	
Bùn hoạt tính	16 ÷ 32	40 ÷ 48	3,9 ÷ 5,8	9,7	3,7 ÷ 6,0
Bùn hoạt tính oxy	16 ÷ 32	40 ÷ 48	4,9 ÷ 6,8	9,7	3,7 ÷ 6,0
Aeroten tăng cường	8 ÷ 16	24 ÷ 32	0,98 ÷ 4,9	6,8	3,7 ÷ 6,0
Lọc sinh học	16 ÷ 24	40 ÷ 48	2,9 ÷ 4,9	7,8	3,0 ÷ 4,5
RBC:					
Xử lý BOD	16 ÷ 32	40 ÷ 48	3,9 ÷ 5,8	9,7	3,0 ÷ 4,5

Đường kính bể lắng:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 869,3\text{m}^2} = 33,3\text{m}$$

Đường kính ống trung tâm:

$$d = 20\%D = 0,2 \times 33,3\text{m} = 6,66\text{m}$$

chọn $d = 6,6\text{m}$.

Chọn chiều sâu hữu ích bể lắng $h_L = 3,2\text{m}$; chiều cao lớp bùn lắng $h_b = 1,2\text{m}$ và chiều cao bảo vệ $h_{bv} = 0,3\text{m}$. Vậy chiều cao tổng cộng bể lắng đợt II:

$$H_L = h_L + h_b + h_{bv} = 3,0\text{m} + 1,5\text{m} + 0,3\text{m} = 4,7\text{m}$$

Chiều cao ống trung tâm:

$$h = 60\% h_L = 0,6 \times 3,2\text{m} = 1,92\text{m}$$

Kiểm tra lại thời gian lưu nước ở bể lắng:

Thể tích phần lắng:

$$V_L = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) \times h_L = \frac{\pi}{4}(33,3^2 - 6,6^2) \times 3,2\text{m} = 2676,1\text{m}^3$$

Thời gian lưu nước:

$$t = \frac{V}{Q + Q_r} = \frac{2676,1\text{m}^3}{(416,67 + 343,96)\text{m}^3/\text{h}} = 3,5\text{h}$$

Thể tích phần chứa bùn:

$$V_b = A \times h_b = 869,3\text{m}^2 \times 1,2\text{m} = 1043,16\text{m}^3$$

Thời gian lưu giữ bùn trong bể:

$$t_b = \frac{V_b}{Q_w + Q_r} = \frac{1043,16\text{m}^3}{343,96\text{m}^3/\text{h} + (89,85\text{m}^3/\text{ngày} \times 1\text{ ngày}/24\text{h})} = 3\text{h}$$

Tải trọng máng tràn:

$$L_s = \frac{Q + Q_r}{\pi \times D} = \frac{(10000 + 8255)\text{m}^3/\text{ngày}}{\pi \times 33,3\text{m}} = 174,6\text{m}^3/\text{m.ngày}$$

Giá trị này nằm trong khoảng cho phép: $L_s < 500\text{m}^3/\text{m.ngày}$.

11.5.13. Ngăn chứa bùn

Ngăn chứa bùn bao gồm hai ngăn: ngăn chứa bùn tuần hoàn và ngăn chứa bùn dư. Lưu lượng bùn đến ngăn chứa bùn tuần hoàn là $8255\text{m}^3/\text{ngày}$, lượng bùn chảy tràn sang ngăn chứa bùn dư là $89,85\text{m}^3/\text{ngày}$. Thời gian lưu tại ngăn chứa bùn tuần hoàn là 10 phút và thời gian lưu tại ngăn chứa bùn dư là 5 giờ.

Thể tích ngăn chứa bùn tuần hoàn:

$$V_1 = \frac{8255}{24 \times 60} \times 10 = 57,32\text{m}^3$$

Thể tích ngăn chứa bùn dư:

$$V_2 = 89,55 \times 5/24 = 18,6\text{m}^3$$

Kích thước ngăn chứa bùn tuần hoàn: $L \times B \times H = 6,5 \times 2,4 \times 4\text{m}$

Kích thước ngăn chứa bùn dư: $L \times B \times H = 2,4 \times 2,4 \times 4\text{m}$

11.5.14. Bể nén bùn

Bể nén bùn có nhiệm vụ làm giảm độ ẩm của bùn hoạt tính dư ở bể lắng đợt II từ 99,2% xuống 95%. Chọn kiểu bể ly tâm có hệ thống gạt cặn. Bùn từ bể lắng đợt I được tái sử dụng nên không cần phải xử lý. Lượng bùn dư cần xử lý mỗi ngày $85,95\text{m}^3/\text{ngày}$.

Giả sử nồng độ bùn vào bể lắng $2,5\text{g/L}$. Diện tích của bể nén bùn ly tâm được tính theo công thức:

$$F_1 = \frac{q}{q_0} = \frac{85,95}{0,5 \times 24} = 7,2\text{m}^2$$

Trong đó: q_0 = Tải trọng tính toán lên diện tích mặt thoáng của bể nén bùn, $m^3/m^2 \cdot h$; ứng với nồng độ bùn 2,5g/L, $q_0 = 0,5 m^3/m^2 \cdot h$.

Đường kính của bể nén bùn ly tâm được tính theo công thức:

$$D = \sqrt{\frac{4F_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 7,2}{\pi}} = 3 \text{ m}$$

Chiều cao công tác của vùng nén bùn:

$$H = q_0 \times t = 0,5 \times 8 = 4 \text{ m}$$

Trong đó: t = Thời gian nén bùn, 8 giờ

Chiều cao tổng cộng của bể nén bùn ly tâm:

$$H_{tc} = H + h_1 + h_2 + h_3 = 4 + 0,4 + 0,3 + 1,0 = 5,7 \text{ m}$$

Trong đó: H_{tc} = Chiều cao tổng cộng của bể nén bùn, m;

h_1 = Khoảng cách từ mực nước đến thành bể, $h_1 = 0,4 \text{ m}$;

h_2 = Chiều cao lớp bùn và lớp đặt thiết bị gạt bùn ở đáy, $h_2 = 0,3 \text{ m}$ (ứng với hệ thống thanh gạt bùn)

h_3 = Chiều cao tính từ đáy bể đến mực bùn, $h_3 = 1,0 \text{ m}$.

Tốc độ quay của hệ thống thanh gạt là $0,75 \div 4 h^{-1}$ (khi dùng bơm bùn: $1 h^{-1}$)

Độ nghiêng ở đáy bể nén bùn tính từ thành bể đến hố thu bùn khi dùng hệ thống thanh gạt, $i = 0,01$.

Bùn đã nén được xả định kỳ dưới áp lực thủy tĩnh $0,5 \div 1,0 \text{ m}$.

Nước sau khi tách bùn tự chảy trở lại hầm bơm để tiếp tục xử lý một lần nữa.

11.5.15. Lọc ép dây đai

Lưu lượng cần đến lọc ép dây đai:

$$q_b = q \times \frac{100 - P_1}{100 - P_2} = 3,58 \frac{100 - 99,2}{100 - 95} = 0,573 m^3/h$$

Giả sử hàm lượng bùn hoạt tính sau khi nén $C = 50 \text{ kg/m}^3$, lượng cần đưa đến máy lọc ép dây đai là:

$$Q = C \times q_b = 50 \times 0,573 = 28,65 \text{ kg/giờ} = 687,6 \text{ kg/ngày}$$

Máy ép làm việc 8 giờ/ngày, 5 ngày/tuần, khi đó lượng cần đưa đến máy trong 01 tuần là $687,6 \times 7 = 4813,2 \text{ kg}$. Lượng cần đưa đến máy trong 01 giờ $G = 4813,2 / (5 \times 8) = 120,33 \text{ kg/giờ}$.

Tải trọng cần trên 1m rộng của băng tải dao động trong khoảng $90 \div 680 \text{ kg/m}$ chiều rộng băng.giờ. Chọn băng tải có năng suất 200 kg/m rộng.giờ.

Chiều rộng băng tải:

$$b = \frac{G}{200} = \frac{120,33}{200} = 0,64 \text{ m}$$

Chọn máy có chiều rộng băng $0,6 \text{ m}$ và năng suất 200 kg/m rộng.giờ.

11.5.16. Bể khử trùng, bể pha hóa chất

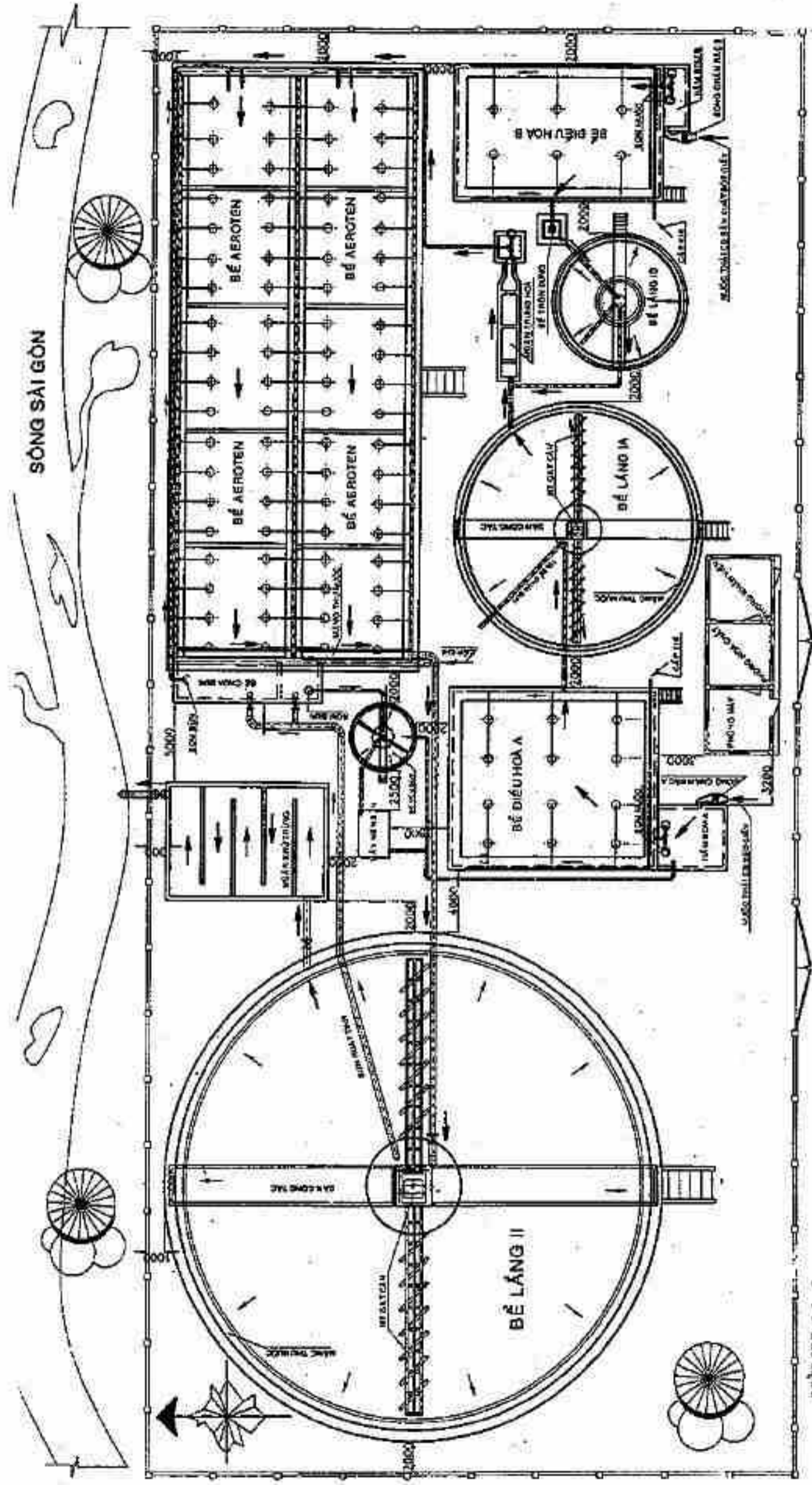
Tính toán tương tự như các chương trước

11.5.17. Chất dinh dưỡng

Để quá trình bùn hoạt tính hoạt động tốt, yêu cầu tỷ lệ giữa BOD: N: P tương ứng là 100: 5: 1, trong khi thực tế tỷ lệ này là 100: 0,12: 0,48, do đó bắt buộc phải bổ sung chất dinh dưỡng. Một số chất dinh dưỡng có thể sử dụng là: NH_4CL , K_2HPO_4

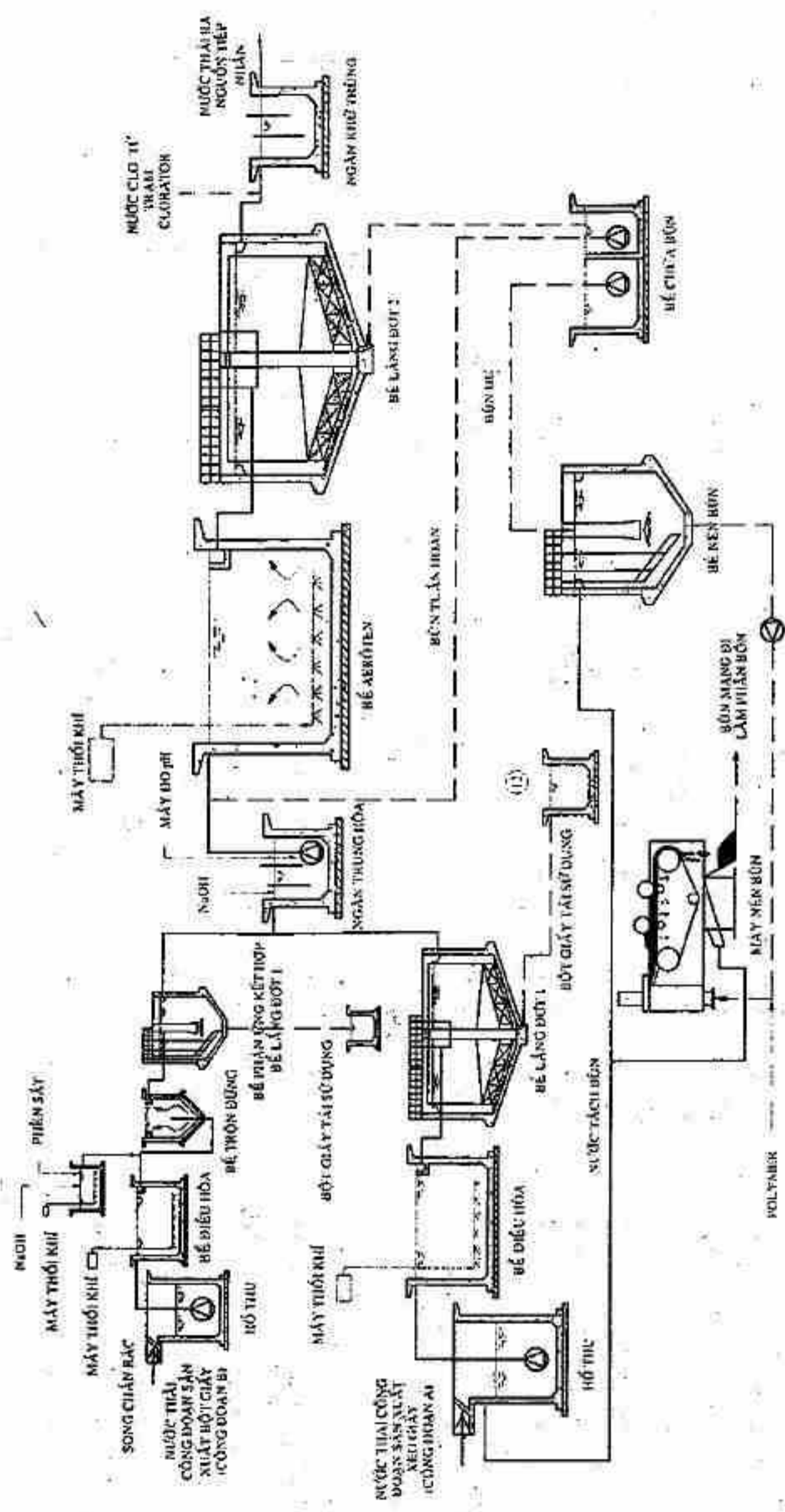
11.6. MẶT BẰNG VÀ MẶT CẮT THEO NƯỚC CỦA TRẠM XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải của Công ty giấy A được thể hiện như trên Hình 11-5. Mặt cắt theo nước qua từng công trình đơn vị của trạm xử lý được giới thiệu ở Hình 11-6.



HÌNH 11-5.

Mặt bằng tổng thể Trạm xử lý nước thải Công ty Giấy A.



HÌNH 11-6.

Mặt cắt theo nước Trạm xử lý nước thải Công ty Giấy A.

Chương 12

XỬ LÝ NƯỚC THẢI NHÀ MÁY ĐƯỜNG

12.1. GIỚI THIỆU SƠ LƯỢC

Ngành công nghiệp mía đường là một trong những ngành công nghiệp chiếm vị trí quan trọng trong nền kinh tế nước ta. Công nghiệp mía đường tạo ra nhiều công ăn việc làm cho nhiều tầng lớp trong xã hội từ nông dân, công nhân,.... Nhận thức được tầm quan trọng này, nhà nước đã đề ra kế hoạch sản xuất 1 triệu tấn đường và đã hoàn thành được mục tiêu đề ra. Công nghệ sản xuất đường bao gồm hai đoạn: công nghệ sản xuất đường thô và đường tinh luyện.

- Công nghệ sản xuất đường thô bao gồm các bước sau: mía, ép mía, gia nhiệt, kết tinh, phân ly và tạo thành đường thô;
- Công nghệ sản xuất đường tinh luyện: rửa và hòa tan đường thô, làm trong và làm sạch, kết tinh và hoàn tất.

Công nghiệp mía đường ở Việt Nam là một trong những ngành công nghiệp gây ô nhiễm cao, các nguồn ô nhiễm bao gồm: khí thải lò hơi, bùn lọc, nước thải,.... Trong đó, nguồn ô nhiễm do nước thải là nghiêm trọng nhất do lưu lượng và tải lượng chất ô nhiễm lớn. Kết quả điều tra ở một số nhà máy cho thấy lưu lượng nước thải đều vượt 3000 m³/ngày. Nước thải nhà máy đường có tính acid, nồng độ BOD₅ từ 600 ÷ 900 mg/L, COD từ 1000 ÷ 2000 mg/L, SS 220 ÷ 800 mg/L, tổng nitơ 10 ÷ 30 mg/L, tổng photpho 20 ÷ 40 mg/L (hàm lượng chất dinh dưỡng trong nước thải khá cao, đây là điều thuận lợi cho các quá trình xử lý sinh học). Đặc biệt, nếu kết hợp với sản xuất cồn thì nồng độ

chất ô nhiễm tăng cao, BOD₅ lên đến hàng ngàn mg/L. Xử lý nước thải nhà máy đường đòi hỏi chi phí đầu tư và vận hành lớn. Đây chính là thách thức đối với ngành mía đường nói riêng và nước ta nói chung: làm sao vừa phát triển sản xuất, tạo công ăn việc làm, phúc lợi xã hội, vừa phải đầu tư xử lý chất thải bảo vệ môi trường, chấp hành đúng pháp luật trong hoàn cảnh cạnh tranh, sản xuất thua lỗ chung toàn ngành.

12.2. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ

Công ty Đường X chuyên sản xuất đường và cồn từ mật rỉ, với lưu lượng nước thải trung bình ngày đêm là 3.600 m³/ngày. Nồng độ chất ô nhiễm đặc trưng trong từng dòng thải, yêu cầu về chất lượng nước thải xả vào nguồn tiếp nhận thể hiện ở Bảng 12-1.

Yêu cầu tính toán thiết kế về mặt công nghệ đối với hệ thống xử lý nước thải cho Công ty Đường X với những số liệu đã cho, thể hiện mặt bằng và mặt cắt theo nước của hệ thống xử lý nước thải.

12.3. XÁC ĐỊNH CÁC LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN

Giả sử hệ số giờ cao điểm $K_h = 2,1$. Kết quả khảo sát tại Công ty được những số liệu sau:

- Lưu lượng trung bình ngày đêm: $Q_{\text{ngày}} = 3600 \text{ m}^3/\text{ngày}$
- Lưu lượng giờ trung bình: $Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 150 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giờ lớn nhất: $Q_{\text{h}}^{\text{max}} = 315 \text{ m}^3/\text{h}$
- Lưu lượng giây lớn nhất: $q_s = 0,0875 \text{ m}^3/\text{s}$

Trạm xử lý làm việc 3 ca (24h/24h), vậy lưu lượng bơm bằng lưu lượng trung bình giờ.

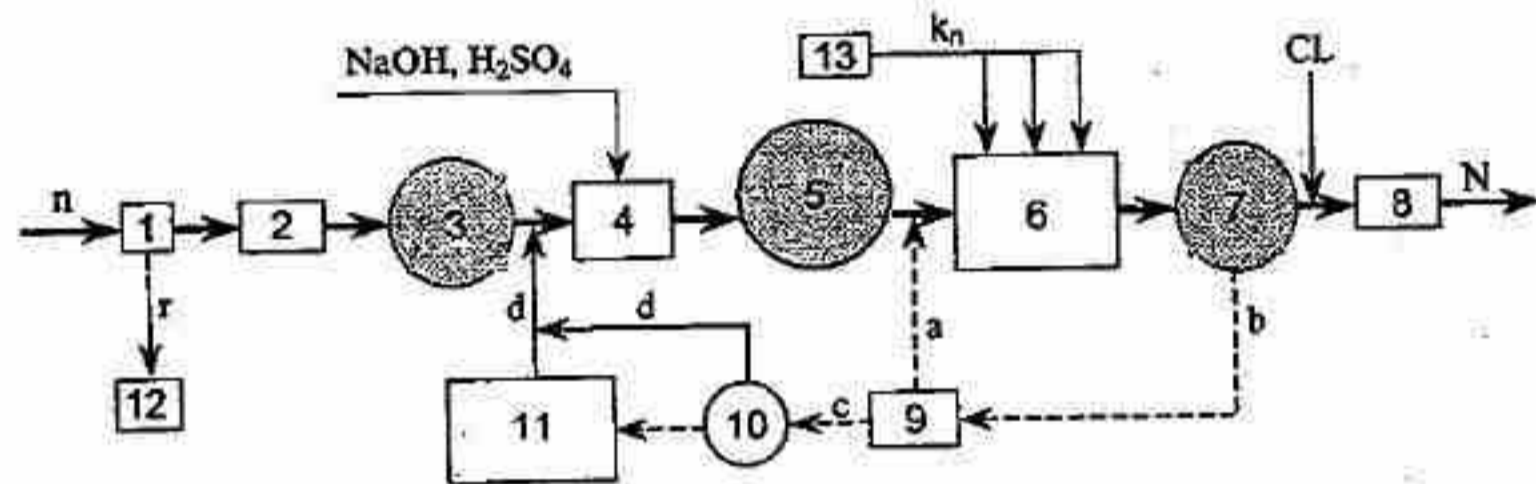
$$Q_b = Q_{\text{h}}^{\text{tb}} = 150 \text{ m}^3/\text{h}$$

12.4. CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Dựa vào thành phần, tính chất nước thải đầu vào, yêu cầu về chất lượng nước thải sau xử lý và diện tích mặt bằng, sơ đồ tính toán công nghệ hệ thống xử lý nước thải được lựa chọn như trên Hình 12-1.

BẢNG 12-1
Thành phần và tính chất nước thải Công ty Đường X

Thông số	Đầu vào	Mức độ xử lý
pH	4 - 9	6,0 ÷ 8,5
BOD ₅ tổng, mg/L	2759	≤ 50
COD, mg/L	5200	
SS, mg/L	623	≤ 100
Tổng Nitơ, mg/L	15,4	≤ 35
Tổng P, mg/L	20,5	≤ 4



HÌNH 12-1.
Sơ đồ tính toán công nghệ xử lý nước thải Công ty Đường X.

- | | | | |
|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
| 1 – Song chắn rác | 2 – Hồ thu | 3 – Bể lắng | 4 – Bể điều hòa |
| 5 – Bể UASB | 6 – Bể aerôten | 7 – Bể lắng II | 8 – Ngăn khử trùng |
| 9 – Bể thu bùn | 10 – Bể nén bùn | 11 – Sân phơi bùn | 12 – Bãi rác |
| 13 – Máy thổi khí | a – Bùn tuần hoàn | b – Bùn hoạt tính | c – Bùn dư |
- d – nước tách bùn K_n – Khí nén N – Xả nguồn tiếp nhận
n – Nước thải Công ty Đường X

12.4. TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

12.4.1. Song chắn rác thô

Song chắn rác thô đặt trước hầm bơm tiếp nhận để loại bỏ các tạp chất có kích thước lớn. Tính toán song chắn rác được tiến hành tương tự như ở các ví dụ trước. Kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 12-2.

BẢNG 12-2.
Các thông số thiết kế và kích thước song chắn rác

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Tốc độ dòng chảy trong mương, v	m/s	0,6
2	Lưu lượng giờ lớn nhất, Q _h ^{max}	m ³ /h	315
3	Kích thước mương, B × H:		
4	Chiều rộng, B	mm	500
	Độ sâu, H	mm	700
	Chiều cao lớp nước trong mương, h	mm	292
5	Kích thước thanh, b × d:		
6	Bề rộng, b	mm	8
	Bề dày, d	mm	20
	Khe hở giữa các thanh, w	mm	12
7	Số thanh, n	thanh	25
8	Vận tốc dòng chảy qua song chắn, V	m/s	0,99
9	Tổn thất áp lực qua song chắn, h _L	mm	46,6

12.4.2. Hầm tiếp nhận – bơm nước thải

Các thông số thiết kế và kích thước hầm tiếp nhận – bơm nước thải được ghi trong Bảng 12-3.

BẢNG 12-3.
Các thông số thiết kế và kích thước hầm bơm tiếp nhận

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Lưu lượng giờ lớn nhất, Q _h ^{max}	m ³ /h	315
2	Thời gian lưu nước, t	phút	10
3	Thể tích hầm bơm, V	m ³	52,5
4	Chiều sâu hữu ích, h	m	3,5
5	Kích thước hầm bơm (L × B × H):		
	Chiều dài, L	m	5
	Chiều rộng, B	m	3
	Chiều sâu tổng cộng, H	m	3,8

12.4.3. Bể lắng đợt một

Chọn bể lắng đợt I là bể lắng ly tâm. Các thông số cơ bản phục vụ cho tính toán bể lắng ly tâm đợt I được giới thiệu ở các chương trước.

Giả sử tải trọng bề mặt thích hợp cho loại cặn tươi này là $35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$. Tính toán tương tự như ở các chương trước, kết quả tính toán thiết kế bể lắng đợt I được thể hiện ở Bảng 12-4.

BẢNG 12-4.
Các thông số thiết kế và kích thước bể lắng đợt I

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Thời gian lưu nước	giờ	1,84
2	Tải trọng bề mặt	$\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$	38
3	Tải trọng máng tràn	$\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{ngày}$	107,14
4	Ống trung tâm:		
	+ Đường kính	m	2,14
	+ Chiều cao	m	1,92
5	Chiều sâu H của bể lắng	m	4,5
6	Đường kính D của bể lắng	m	10,7
7	Độ dốc đáy	mm/m	83
8	Tốc độ thanh gạt bùn	vòng/phút	0,03
9	Lượng bùn tươi sinh ra mỗi ngày	KgSS/ngày	1457,8
10	Lượng bùn tươi có khả năng phân hủy sinh học	KgVSS/ngày	1093,4
11	Lưu lượng bùn tươi cần xử lý	$\text{m}^3/\text{ngày}$	19,6

12.5.4. Bể điều hòa

Giả sử thời gian lưu nước cần thiết để điều hòa lưu lượng là 5 giờ. Tính toán tương tự như ở các chương trước. Các thông số tính toán thiết kế và kích thước bể điều hòa được ghi ở Bảng 12-5.

BẢNG 12-5.
Các thông số thiết kế và kích thước bể điều hòa

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Lưu lượng giờ trung bình, Q_b	m^3/h	150
2	Thời gian lưu nước, t	giờ	5
3	Thể tích hữu ích, W	m^3	750
4	Chiều sâu hữu ích, h	m	4,5
5	Kích thước (mặt bằng hình chữ nhật):		
	Rộng, B	m	11,5
	Dài, L	m	14,5
	Sâu tổng cộng, H	m	4,8
6	Tốc độ khí nén để xáo trộn	lít/ $\text{m}^3 \cdot \text{phút}$	15
7	Lượng khí nén cần thiết để xáo trộn	$\text{m}^3/\text{phút}$	11,25

12.5.5. Bể UASB

Giả sử rằng sau khi qua song chắn rác, bể lắng cát thổi khí, bể lắng đợt I, hàm lượng COD giảm 40%. Nồng độ COD vào bể UASB là 3120 mg/L .

Thực nghiệm trên mô hình pilot rút ra được kết quả như sau:

- Bùn nuôi cấy ban đầu lấy từ bùn của bể phân hủy kỵ khí từ quá trình xử lý nước thải sinh hoạt cho vào bể với hàm lượng $30 \text{ kgSS}/\text{m}^3$, có $Y = 0,06 \text{ gVSS}/\text{gCOD}$, $k_d = 0,03 \text{ ngày}^{-1}$, $\theta_c = 50 \text{ ngày}$;
- Tỷ lệ MLVS/MLSS của bùn trong bể UASB = 0,75;
- Tải trọng bề mặt phần lắng $12,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ngày}$;
- Ở tải trọng thể tích $L_0 = 3 \text{ kgCOD}/\text{m}^3 \cdot \text{ngày}$, hiệu quả khử COD đạt 75% và BOD_5 đạt 80%;
- Lượng bùn phân hủy kỵ khí cho vào ban đầu có $\text{TS} = 7\%$;

Tính toán thiết kế bể UASB được tiến hành tương tự như ở chương 10. Kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 12-6.

12.5.6. Bể aerôten (bùn hoạt tính)

Hàm lượng BOD_5 vào bể aerôten là 414 mg/L (hiệu quả khử BOD qua bể điều hòa, lắng là 25%, UASB là 80%).

Giả sử theo kết quả thực nghiệm tìm được các thông số động học như sau:

$$K_s = 45 \text{ mg/L}; \quad Y = 0,45 \text{ mgVSS}/\text{mgBOD}_5; \quad k_d = 0,04 \text{ ngày}^{-1}$$

Có thể áp dụng các điều kiện sau để tính toán quá trình bùn hoạt tính xáo trộn hoàn toàn:

1. Tỷ số MLVSS/MLSS = 0,75;
2. Hàm lượng bùn tuần hoàn $C_u = 8500 \text{ mgSS}/\text{L}$;
3. Hàm lượng bùn hoạt tính trong bể aerôten $\text{MLVSS} = 3000 \text{ mg}/\text{L}$;
4. Thời gian lưu bùn trung bình $\theta_c = 10 \text{ ngày}$;
5. Nước thải sau lắng II đạt tiêu chuẩn loại B, BOD_5 đầu ra $50 \text{ mg}/\text{L}$, SS $62 \text{ mg}/\text{L}$, trong đó có 65% cặn dễ phân hủy sinh học;

6. Tỷ số $BOD_5/BOD_L = 0,68$;
7. Hệ số chuyển đổi giữa BOD_5 và BOD_{20} là 0,68;
8. Hàm lượng bùn hoạt tính lắng ở dưới đáy bể lắng có hàm lượng chất rắn 0,8% và khối lượng riêng là 1,008kg/L;
9. Hiệu suất chuyển hóa oxy của thiết bị khuấy tán là 9%, hệ số an toàn 2,0;
10. Oxy chiếm 23,2% trọng lượng thể tích không khí và khối lượng riêng của không khí là 1,2kg/m³;

Tính toán tương tự như chương 9 và 11, kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 12-7.

BẢNG 12-6.
Thông số thiết kế và tính toán bể UASB

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Diện tích bề mặt phân lắng	m ²	288
2	Thể tích ngăn phản ứng	m ³	1728
3	Kích thước mỗi đơn nguyên:		
	Số lượng	cái	8
	Chiều dài	m	6
	Chiều rộng	m	6
	Chiều cao	m	7,8
4	Kích thước phễu thu khí:		
	Số lượng	cái	8
	Chiều dài	m	6
	Chiều rộng	m	4,9
	Chiều cao	m	1,5
5	Ống phân phối:		
	Số lượng	cái/đơn nguyên	12
	Diện tích mỗi đầu	m ²	3
6	Lượng bùn nuôi cấy ban đầu	Tấn	1542,8
7	Lượng sinh khối sinh ra mỗi ngày	kgVS/ngày	202
8	Lượng khí metan sinh ra mỗi ngày	m ³ /ngày	1293,2
9	Lượng bùn dư mỗi ngày	m ³ /ngày	8,98
10	Hàm lượng COD đầu ra	mg/L	781
11	Hàm lượng BOD đầu ra	mg/L	414

BẢNG 12-7.
Thông số thiết kế và tính toán bể bùn hoạt tính xáo trộn hoàn toàn

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Hiệu quả xử lý	%	89
2	Thể tích bể	m ³	1554,5
3	Thời gian lưu nước	giờ	10,36
4	Kích thước bể:		
	Số đơn nguyên	cái	2
	Chiều dài	m	22
	Chiều rộng	m	8,8
	Chiều cao hữu ích	m	4,2
	Chiều cao bảo vệ	m	0,5
5	Lượng bùn dư theo VSS	kgVSS/ngày	450
6	Lượng bùn sinh ra theo SS	kgSS/ngày	600
7	Lượng bùn dư có khả năng phân hủy sinh học cần xử lý	kgVSS/ngày	382,5
8	Lưu lượng bùn dư cần xử lý	m ³ /ngày	63,2
9	Hệ số tuần hoàn		0,88
10	Nhu cầu oxy	kgO ₂ /ngày	1459,5
11	Lượng không khí cần thiết	m ³ /phút	82,8

12.5.7. Bể lắng đợt II

Chọn bể lắng đợt II là bể lắng ly tâm. Tính toán bể lắng đợt II được tiến hành tương tự như ở chương 9 hoặc chương 11 với lưu ý chọn tải trọng chất rắn là 5,4kg/m².h. Kết quả tính toán bể lắng đợt II thể hiện trong Bảng 12-8.

12.5.8. Ngăn chứa bùn

Ngăn chứa bùn có nhiệm vụ lưu bùn trước khi bơm chuyển qua bể nén bùn. Chọn thời gian lưu tại ngăn chứa bùn tuần hoàn là 10 phút. Thể tích ngăn chứa bùn:

$$V_1 = \frac{63,2}{60} \times 10 = 10,5 \text{ m}^3$$

Chọn kích thước ngăn chứa bùn: $L \times B \times H = 2,3 \times 2,3 \times 2 \text{ m}$.

BẢNG 12-8.

Các thông số thiết kế và kích thước bể lắng đợt II

TT	Thông số	Đơn vị	Giá trị
1	Thời gian lưu nước	giờ	3,3
2	Tải trọng chất rắn	kg/m ² ·h	5,4
3	Tải trọng máng tràn	m ³ /m-ngày	132,2
4	Ống trung tâm:		
	+ Đường kính	m	3,26
	+ Chiều cao	m	1,8
5	Chiều sâu H của bể lắng	m	4,8
6	Đường kính D của bể lắng	m	16,3
7	Độ dốc đáy	mm/m	80
8	Tốc độ thanh gạt bùn	vòng/phút	0,04
9	Thời gian lượ bùn	Giờ	2,32

12.5.8. Bể nén bùn đứng

Chọn loại bể nén bùn đứng, bùn từ bể lắng đợt II được đưa đến bể nén bùn nhằm làm giảm độ ẩm xuống còn khoảng 96 ÷ 97%. Các thông số tính toán thiết kế bể nén bùn đứng được xác định như sau:

- Lượng bùn dư: $q_{bd} = 63,2 \text{ m}^3/\text{ngày}$;
- Vận tốc lắng: $v_L = 0,1 \text{ m/s}$;
- Vận tốc bùn trong ống trung tâm: $v_u = 20 \text{ mm/s}$;
- Thời gian lắng bùn: $t_L = 8 \text{ giờ}$.

Diện tích hữu ích của bể nén bùn:

$$A_1 = \frac{q_{bd}}{v_L} = \frac{63,2 \times 1000}{0,1 \times 3600 \times 24} = 7,3 \text{ m}^2$$

Diện tích ống trung tâm của bể nén bùn:

$$A_2 = \frac{q_{bd}}{v_u} = \frac{63,2 \times 1000}{20 \times 3600 \times 24} = 0,04 \text{ m}^2$$

Diện tích tổng cộng của bể:

$$A = A_1 + A_2 = 7,3 + 0,04 = 7,34 \text{ m}^2$$

Đường kính bể nén bùn:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A_1} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 7,34 \text{ m}^2} = 3 \text{ m}$$

Đường kính ống trung tâm:

$$d = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A_2} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 0,04 \text{ m}^2} = 0,23 \text{ m}$$

Đường kính phần loe của ống trung tâm:

$$d_1 = 1,35d = 0,31 \text{ m}$$

Đường kính tấm chắn:

$$d_{ch} = 1,3d_1 = 1,3 \times 0,31 = 0,4 \text{ m}$$

Chiều cao phần lắng của bể nén bùn:

$$h_1 = v_L \times t_L \times 3600 = 0,0001 \times 8 \times 3600 = 2,88 \text{ m}$$

Chọn $h_1 = 2,9 \text{ m}$.

Chiều cao phần lắng với góc nghiêng 45°, đường kính $D = 7,5 \text{ m}$ và đường kính của đỉnh đáy bể là 1,2m sẽ bằng:

$$h_2 = \frac{D - 1,2}{2} = 3,15 \text{ m}$$

Chiều cao phần bùn hoạt tính đã nén bùn:

$$h_b = h_2 - h_0 - h_{th} = 3,15 - 0,3 - 0,3 = 2,55 \text{ m}$$

Trong đó: h_0 = Khoảng cách từ đáy ống loe đến tâm tấm chắn, $h_0 = 0,3 \text{ m}$;

h_{th} = Chiều cao lớp trung hoà, $h_{th} = 0,3 \text{ m}$.

Chiều cao tổng cộng của bể nén bùn:

$$H_{tc} = h_1 + h_2 + h_3 = 2,9 + 3,15 + 0,4 = 6,45 \text{ m}$$

Trong đó h_3 = Khoảng cách từ mực nước trong bể đến thành bể, $h_3 = 0,4 \text{ m}$.

Nước tách ra từ bể nén bùn được dẫn lại bể aerôten để tiếp tục xử lý.

Lượng bùn thu được sau khi qua bể nén:

$$q = q_{bd} \frac{100 - 99,2}{100 - 96} = 63,2 \frac{0,8}{4} = 12,64 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

12.5.9. Sân phơi bùn

Bùn tươi từ bể lắng đợt I và bùn từ bể nén bùn được dẫn vào sân phơi bùn để làm ráo nước. Lượng cần đưa đến sân:

$$Q = Q_{L1} + Q_{L2} = 19,6 + 12,64 = 32,24$$

Giả sử xí nghiệp thời gian làm việc của công ty trong 1 năm là 300 ngày.

Diện tích hữu ích của sân phơi bùn:

$$F_1 = \frac{300Q}{q_0 \times n} = \frac{300 \times 32,24}{1,5 \times 4,2} = 1535,2 \text{ m}^2$$

Chia sân phơi bùn ra làm 10 ngăn, diện tích mỗi ngăn là 153,52. Kích thước mỗi ngăn: $L \times B = 17 \times 9 \text{ m}$.

Diện tích phụ của sân phơi bùn (đường xá, mương, máng) lấy bằng 20% diện tích sân phơi bùn:

$$F_2 = 0,2 \times 1535,2 = 307 \text{ m}^2$$

Diện tích tổng cộng của sân phơi:

$$F = f_1 + F_2 = 1535,2 + 307 = 1842,2 \text{ m}^2$$

Lượng bùn phơi từ độ ẩm 96% đến 75% trong một năm là:

$$W = 300Q \frac{100 - 96}{100 - 75} = 300 \times 32,24 \frac{4}{25} = 1547,52 \text{ m}^3$$

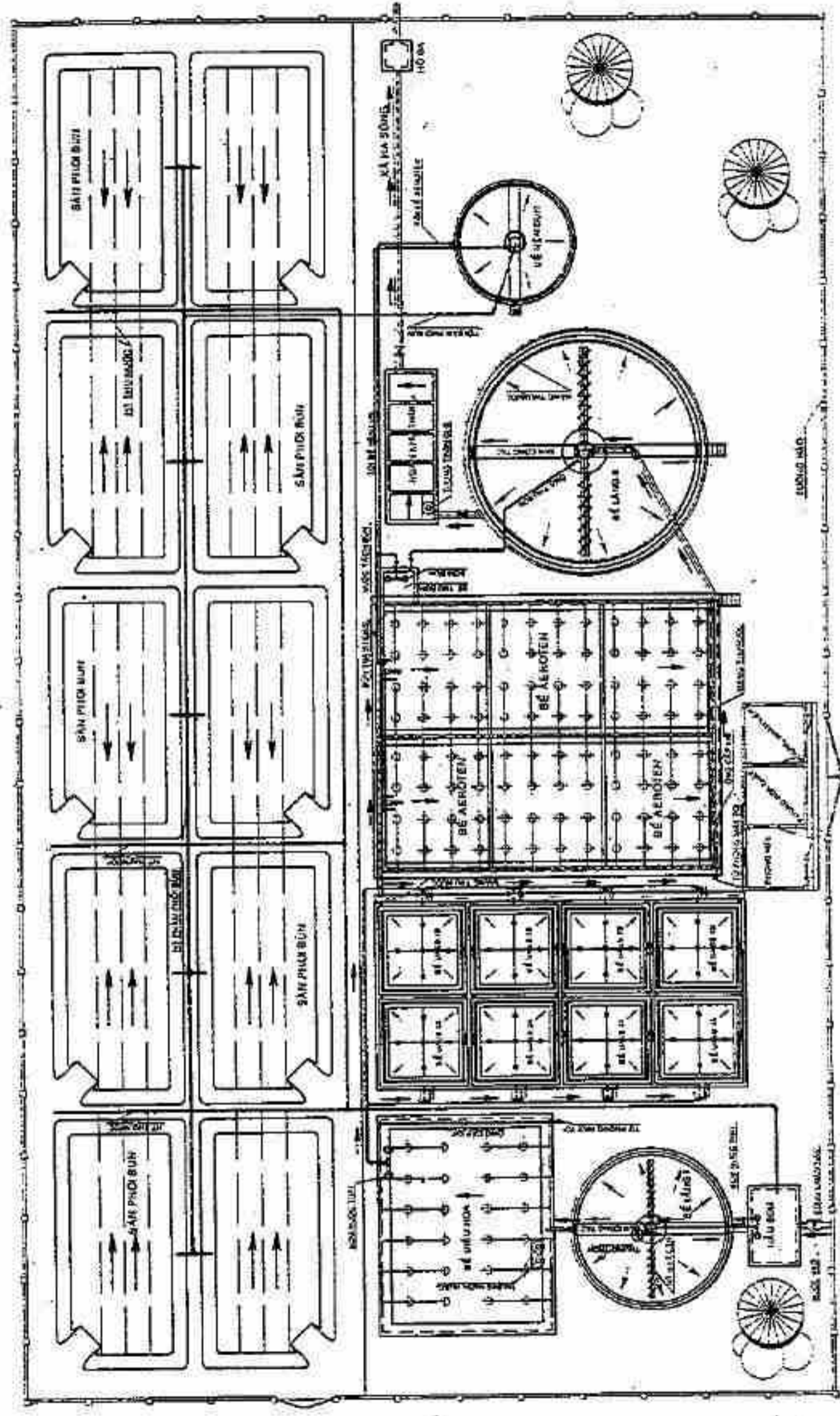
Khoảng 20 ÷ 30 ngày xả bùn một lần, bùn khô được thu gom bằng gàu hoặc máy, lượng bùn này có thể kết hợp với bã bùn sinh ra từ khâu sản xuất đường để làm phân vi sinh.

12.5.10. Ngăn khử trùng, bể pha hóa chất

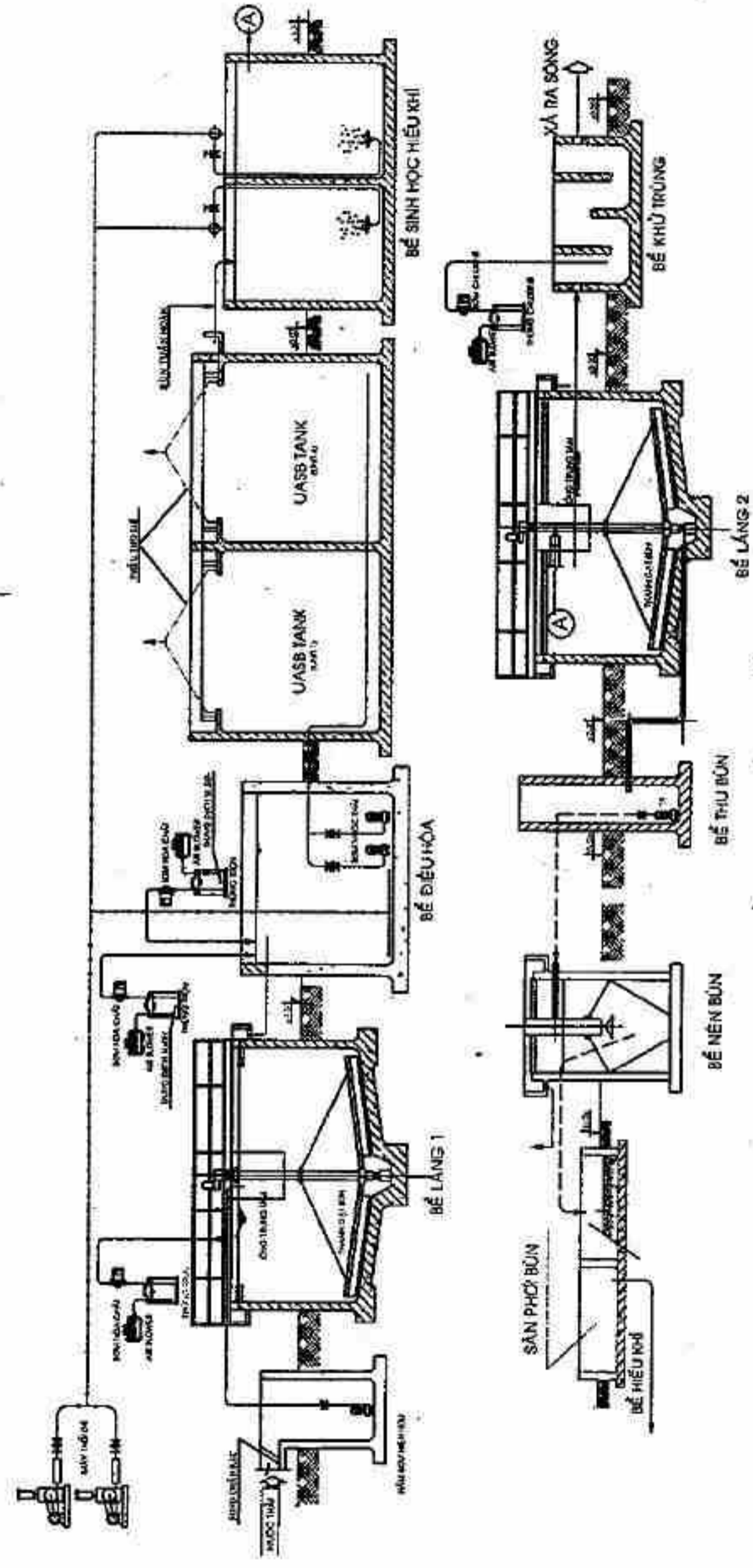
Tham khảo các chương trước.

12.6. MẶT BẰNG VÀ MẶT CẮT THEO NƯỚC CỦA TRẠM XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Mặt bằng tổng thể trạm xử lý nước thải của Công ty Đường A được thể hiện trên Hình 12-2 và mặt cắt theo nước qua từng công trình đơn vị của trạm xử lý nước thải được thể hiện trên Hình 12-3.



HÌNH 12-2.
Mặt bằng tổng thể Trạm xử lý nước thải Công ty Đường X.



HÌNH 12-3.
Mặt cắt theo nước Trạm xử lý nước thải Công ty Đường X.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

TÀI LIỆU TIẾNG VIỆT

1. Lâm Minh Triết, *Xử lý nước thải – Tính toán thiết kế các công trình*, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, 1974.
2. Trần Hiếu Nhuệ, Lâm Minh Triết, *Xử lý nước thải*, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, 1978.
3. Lâm Minh Triết và cộng sự., *Xây dựng và áp dụng một số qui trình công nghệ điển hình để xử lý ô nhiễm nước, khí tại một số cơ sở và khu công nghiệp ở các tỉnh phía Nam*, Báo cáo khoa học đề tài cấp nhà nước mã số KT. 02-04, 1995.
4. Lâm Minh Triết và cộng sự., *Nghiên cứu các giải pháp đảm bảo môi trường tại một số khu đô thị và khu công nghiệp trọng điểm tại thành phố Hồ Chí Minh và các vùng lân cận*, Báo cáo khoa học đề tài cấp nhà nước mã số KHCN 07-10, 1998.
5. Lâm Minh Triết và cộng sự., *Nghiên cứu thành phần và tính chất nước thải đô thị phục vụ qui hoạch thoát nước và xử lý nước thải Thành phố Hồ Chí Minh*, Báo cáo khoa học đề tài cấp thành phố, 2000.
6. Trịnh Xuân Lai., *Tính toán thiết kế các công trình xử lý nước thải*, Nhà Xuất bản Xây dựng, 2000.

TÀI LIỆU TIẾNG NƯỚC NGOÀI

7. Jacovlep C, P Karelin J.A., *Thoát nước và xử lý nước thải*, Maxcova, 1996.
8. Metcalf and Eddy, *Wastewater Engineering Treatment and Reuse*. Fourth Edition, Mc Graw Hill, 1991.
9. *Design of municipal waste water treatment plants* (Fourth Edition) WEF manual of practice 8
ASCE Manual and report on Engineering Practice No.76 Volume 1, 1998
10. *Operation of municipal wastewater treatment plants* (Fifth Edition) Manual of practice – MDP 11 volume 1
Water Environment Federation.
11. Ron Crites, George Tchobanoglous, *Small and Decentralized Waste water management systems*. Mc Craw – Hill Series in water resources and Environmental Engineering, 1998.
12. W.Wesley Eckenfelder, *Industrial Water Pollution Control*, 1989.

XỬ LÝ NƯỚC THẢI ĐÔ THỊ VÀ CÔNG NGHIỆP

Lâm Minh Triết

NHÀ XUẤT BẢN

ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP HỒ CHÍ MINH

KP 6, P. Linh Trung, Q. Thủ Đức, TPHCM

ĐT: 7242181 + 1421, 1422, 1423, 1425, 1426

Fax: 7242194; Email: vnuhp@vnuhcm.edu.vn

☆☆☆

Chịu trách nhiệm xuất bản

PGS-TS NGUYỄN QUANG ĐIỂN

Biên tập

NGUYỄN HUỲNH

Sửa bản in

NGUYỄN TIẾN NAM

Trình bày bìa

NGUYỄN THANH HÙNG

In 500 cuốn, khổ 16,2 x 22,9 cm, tại NHÀ IN ĐHQG-HCM. Giấy CNĐKKHXB số 19/420/XB-QLXB do Cục Xuất bản cấp ngày 22/4/2003. Giấy trích ngang KHXB số 691/KHXB của NXB TH TP.HCM cấp ngày 20/12/2005. In xong và nộp lưu chiểu tháng 2/2006.

