

摘要

$^3/d$ 的某城市污水处理厂，设计出水水质执行《城镇污水处理厂污染物排放标准》GB18918-2002 二级排放标准。本设计采用周期循环曝气活性污泥法

(CASS) 工艺，此工艺具有投资省，处理效果好，运行管理方便等优点，适用于中小型污水处理厂使用。本设计包含污水处理工艺流程确实定，工艺流程中各单体的计算，施工图纸的绘制等。本污水处理厂的建设将有效改善接纳水体水质，促进环境与经济的的可持续开展。

关键词：污水处理厂，CASS 工艺，设计

1.1 概述

1.1.1 设计的目的及意义

CASS 工艺是循环式活性污泥法德缩写。的整个工艺为一间间歇式反响器，在此反响器中进行交替的曝气——非曝气过程的不断重复，将生物反响过程及泥水的别离过程结合在一个池子中完成。目前，此工艺在国外广泛应用于城市污水和各种工业废水的处理。所以在本设计中应用本工艺来处理城镇生活污水，是其到达《城镇污水处理厂污染物排放标准》GB18918-2002 二级排放标准。

1.2 工程概况

$^3/d$,

(2) 水质及处理要求

表 1-1 进出水水质要求

	BOD ₅	COD _{cr}	SS	TN	NH ⁴⁺ -N	TP
进水	200	300	210			
mg/l	20	60	20			

出水

mg/l

〔二级排

放标准〕

(3) 厂址概况: 污水处理厂选址西部偏高, 东西高程差 2m, 选址北侧有公路, 南侧有河流经过, 总面积根据建设规划选取。

1.3 国内外处理现状

CASS 反响器工艺是以生物反响动力学原理及合理的水利条件为根底而开发的一种具有系统组成简单、运行灵活和可靠性好等优良特点的废水处理新工艺, 尤其适合含有较多工业废水的城市污水及要求脱氮除磷的处理, 目前已在欧美等国家得到较多的应用, 国内也已开始对此进行研究并逐步在制药、啤酒、印染和化工等行业废水处理的实际工程中得到应用。

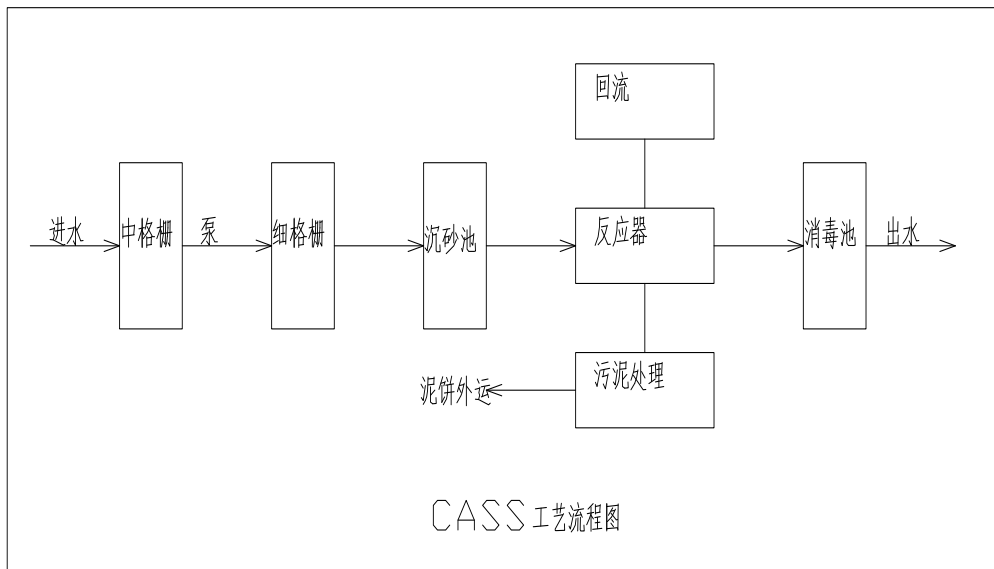


图 1-1 工艺流程图

(1)

工艺说明：处理水主要分三局部：一、物理处理局部：进水经格栅后，大局部悬浮物被阻截，之后进沉淀池，水质水量得到调节，大局部污泥下沉。再进沉淀池，调节水质水量。二、生化处理局部：污水由泵抽入 CASS 池，进入生化处理阶段，经 CASS 池进水、曝气、沉淀、出水四阶段后水质几近可到达要求。加药后外排。三、污泥处理局部，从沉淀池和 CASS 池出来的污泥进污泥浓缩池，上清液直接外排。含泥量多的由污泥泵抽入脱水机房，由袋式压滤机压滤成泥饼外运。

〔2〕工艺比选：对于处理能力小于 10 万吨/天的中小型污水处理场来说，氧化沟和 SBR 及其改进工艺如：CASS;CAST;ICEAS 等工艺是首选工艺，目前使用最多的是氧化沟，三沟式氧化沟是未来氧化沟工艺开展的一个主要方向。下面对 CASS 和三沟式氧化沟做一比照。工艺比选见下表 1-2

表 1-2 工艺比选

主体工艺	优缺点比拟
	<p>1、理想的推流过程使生化反响推动力增大，效率提高，池内厌氧、好氧处于交替状态，净化效果好。</p> <p>2、运行效果稳定，污水在理想的静止状态下沉淀，需要时间短、效率高，出水水质好。</p>
CASS 法	<p>3、耐冲击负荷，池内有滞留的处理水，对污水有稀释、缓冲作用，有效抵抗水量和有机污物的冲击。</p> <p>4、工艺过程中的各工序可根据水质、水量进行调整，运行灵活。</p> <p>5、处理设备少，构造简单，便于操作和维护管理。</p> <p>6、反响池内存在 DO、BOD₅ 浓度梯度，有效控制活性污泥膨胀。</p>

7、CASS 法系统本身也适合于组合式构造方法，利于污水处理厂的扩建和改造。

8、脱氮除磷，适当控制运行方式，实现好氧、缺氧、厌氧状态交替，具有良好的脱氮除磷效果。

9、工艺流程简单、造价低。主体设备只有一个序批式间歇反应器，无二沉池、污泥回流系统，调节池、初沉池也可省略，布置紧凑、占地面积省。

缺点：1. 容积利用率低、出水不连续、运行控制复杂。

2. 需曝气能耗多，污泥产量大。

缺点：1. 由于池内填充了大量的生物膜载体填料，填料上下两端多数用网格状支架固定，当填料下部的曝气系统发生故障时，维修工作将十分麻烦。

生物接触 2. 填料易老化，一般4—6年需更换一次。

氧化法 3. 由于前端物化处理后废水中SS含量较低，生物膜固着的载体较少，导致生物膜比重较小，极易造成脱膜，挂膜不稳定。脱落的生物膜和絮状污泥在二沉池沉淀效果较差，易导致出水SS超标。

污染物去除效率

(1) COD_{Cr} 去除效率为：
$$\eta_1 = \frac{350-60}{350} \times 100\% = 82.8\%$$

(2) BOD₅ 去除效率为：
$$\eta_2 = \frac{200-20}{200} \times 100\% = 90\%$$

(3) SS 去除效率为：
$$\eta_2 = \frac{210-20}{210} \times 100\% = 90.47\%$$

依据

(1) 计算依据见表 2-1

表 2-1 粗格栅参数表

重要参数的取值依据	取值
-----------	----

安装倾角一般取 $60^\circ \sim 70^\circ$

$$\theta = 60^\circ$$

栅前水深

$$h = m$$

栅条间距宽：粗： $>40\text{mm}$ 中： $15 \sim 25\text{mm}$ 细： $4 \sim 10\text{mm}$

$$b_1 = 50\text{mm}$$

$$b_2 = 10\text{mm}$$

$$v = m/s$$

格栅受污染物阻塞时水头增大的倍数一般采用 3

$$k = 3$$

$$h_1$$

栅渣量 ($\text{m}^3/10^3\text{m}^3$)

$$W_1 = 0.01 \quad W_2 =$$

进水渠道渐宽局部的展开角度一般为 20°

$$K_f = 1.76$$

栅条断面形状

阻力系数计算公式

形状系数

栅条尺寸 (mm)

迎水背水面均为锐边矩形

$$= \beta (s/b)^{4/3}$$

β

长=50, 宽 S=10

格栅间隙数

$$n_1 = Q(\sin \theta)^{0.5} / (b_1 v h) = 0.719 \times (\sin 60^\circ)^{0.5} / (0.05 \times 0.8 \times 0.8) = 23.9 \quad \text{取 } 24 \text{ 根}$$

栅槽宽度

栅条宽度 S 取 0.01m

设计格栅断面形状，迎水背水面均为锐边矩形。

$$\text{那么 } \xi = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3}, \text{ 形状系数 } \beta$$

$$\xi_1 = 2.42 \left(\frac{0.01}{0.05} \right)^{4/3} = 0.28 \quad \text{那么}$$

格栅前渠道超高 h_1 取 0.3m, 格栅的水头损失 $h_2 = k \cdot h_0$, 水头损失增大倍数 k 取

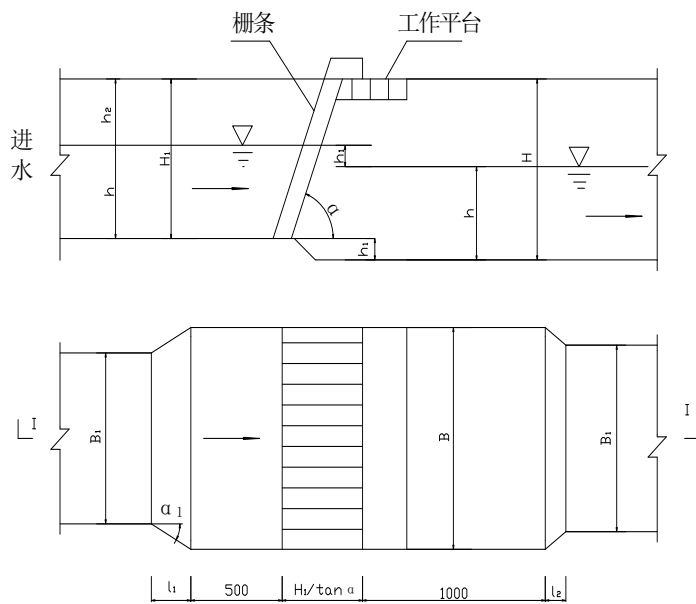
每日栅渣量计算

$$W = \frac{Q_{\max} W_1 \times 86400}{K_z \times 1000}$$

$$= \frac{0.01 \times 0.719 \times 86400}{1.38 \times 1000}$$

$$= \text{m}^3/\text{d}$$

$W > 0.2 \text{ m}^3/\text{d}$ ，所以宜采用带溢流旁通的机械清渣格栅。



图

2-1 格栅草图

设计流量：719L/s

~

$^3/\text{h}$ ，采用 5 台水泵（4 用 1 备），每台设计流量为 $700\text{m}^3/\text{h}$ 。

- ①、提升净扬程 $Z = \text{提升后最高水位} - \text{泵站吸水池最低水位}$
- ②、水泵水头损失取 $h = 2\text{m}$
- ③、水泵的扬程 $H = Z + h =$

3.2.3 水泵吸水管、出水管设计

根据水泵吸水流量和标准对流速的要求，设计水泵吸水管管径为

，流速为 ；出水管管径为 ，流速为 。

4.1 计算过程

格栅间隙数

$$n_2 = Q(\sin \theta)^{0.5} / (b_2 v h) = 0.719 \times (\sin 60^\circ)^{0.5} / (0.01 \times 0.8 \times 0.7) = 119.5 \quad \text{取 } 120 \text{ 根}$$

格栅宽度

设计格栅断面形状，迎水背水面均为锐边矩形。

$$\text{那么 } \xi = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}}, \quad \text{形状系数 } \beta$$

$$\xi_1 = 2.42 \left(\frac{0.01}{0.01} \right)^{\frac{4}{3}} = 2.42 \quad \text{那么}$$

格栅前渠道超高 h_1 取 0.3m，格栅的水头损失 $h_2 = k \cdot h_0$ ，水头损失增大倍数 k

取 3

其中： L_1 — 进水渠道渐宽部位的长度，m

$$L_1 = \frac{B_2 - B_1}{2 \operatorname{tg} \alpha_1} \quad (\alpha_1 \text{ 取 } 20^\circ, B_1)$$

每日栅渣量计算

$$\begin{aligned} W &= \frac{Q_{\max} W_1 \times 86400}{K_z \times 1000} \\ &= \frac{0.1 \times 0.719 \times 86400}{1.38 \times 1000} \end{aligned}$$

$$= \text{m}^3/\text{d}$$

$W > 0.2 \text{ m}^3/\text{d}$ ，所以宜采用带溢流旁通的机械清渣格栅。

设计流量：总流量 719L/s，分两组，每组流量 359.5L/s；

设计流速： $v = 0.2 \text{ m/s}$ ；

5.2.1 沉砂池长度为： $L = vt = 0.2 \times 50 = 10 \text{ m}$

5.2.2 水流断面积为： $A = \frac{Q_{\max}}{v} = 0.3595 \div 0.2 = 1.80 \text{ m}^2$

5.2.3 池总宽度为：设计 $n=2$ 格，每格宽 $b=1\text{m}$ ， $B=2\times$

5.2.4 池的有效水深： $h=A$

5.2.5 贮泥区所需容积为（设计 $T=2\text{d}$ ，即考虑排泥间隔天数为 2d ）：

$$V = (Q_{\max} X T \times 86400) / (k_z \times 10^6 \times 30 \times 2 \times 86400) / (1.38 \times 10^{63})$$

式中， X 为单位污水量沉淀的悬浮泥砂量。

$V' \quad 3$

设计斗底宽 $a_1=0.4\text{m}$ ，斗壁与水平面的倾角为 60° ，斗高 $h_1=0.5\text{m}$ 。那么

砂斗上口宽： $a = (2 \times h_1) / (\tan 60^\circ) + a_1 = 1.0\text{m}$

沉砂斗容积： $V = \frac{h_1}{6} (2a^2 + 2aa_1 + 2a_1^2) = 0.26\text{m}^3$

5.2.8 沉砂池高度：采用重力排砂，设池底坡度为 0.06 ，坡向砂斗

$h_2 = h_1 \times l = h_1 \times$

池总高度 H ：设超高 h_3

$H = h + h_3 + h_2$

5.2.9 进水渐宽局部长度的： L_1

5.2.10 出水渐宽局部长度的： $L_2 = L_1$

5.2.11 核算最小流量时的流速：

6. CASS 反响池设计计算

曝气时间 t_a

设混合液污泥浓度 $X=3000\text{mg/L}$ （一般取 $1500 \sim 5000\text{mg/L}$ ）

污泥负荷一般取 $0.1 \sim 0.4\text{Kg BOD}_5 / (\text{Kg MLSS} \cdot \text{d})$ ，本设计取 $N_s = 0.2\text{Kg BOD}_5 / (\text{Kg MLSS} \cdot \text{d})$

排出比：设计取 $1/m = 1/2$ （一般取 $1/4 \sim 1/2$ 之间）

那么 $t_a = \frac{24S_0}{N_s m X} = \frac{24 \times 200}{0.2 \times 2 \times 3000} = 4.0h$ (取 $t_a = 5h$)

6.2 沉淀时间 t_s

当污泥浓度小于 3000mg/L 时污泥界面沉降速度为:

设计水温在 15°C 时,

所以: $u = 7.4 \times 10^{-4} \times 15 \times 3000^{-1.7} = 1.36m/h$

设计曝气池水深为 $H=5.0m$ (缓冲层高度 $\varepsilon = 0.5m$)

沉淀时间 t_s :

6.3 运行周期

设排水时间 $t_d=h$

那么整个运行周期时间:

$t=t_a+t_s+t_d=4++=$ 小时

每天运行次数 $n=24/=3.29$, 取 4 次

设计 6 个反响池即 $n_0=6$

那么有:

式中 F —单组曝气池面积 m^2

H —曝气池的有效水深 m

设每组曝气池宽 20m, 长 52m, 那么长宽比为 2.6

5

根据设计出水水质, 出水溶解性 BOD_5 应小于 20mg/L 设计中的出水水质中溶解性 BOD_5 为:

计算结果符合要求。

6.7 计算剩余污泥

15°C 时活性污泥的自身氧化系数 $K_a(15)$

$$K_a(15) = K_d(15) \theta_t^{T-20} = 0.06 \times 1.04^{(15-20)} = 0.049$$

其中： K_d ——活性污泥自身氧化系数典型值 K_d

每日产生的污泥量 ΔX

式中 S_a —曝气进水 BOD_5 的浓度；

S_e —曝气出水 BOD_5 的浓度；

Y —

Q —污水平均日流量

V —曝气池容积

X_v —挥发性污泥浓度，本设计取 180mg/L

K_a —污泥自身氧化率

每日排出的污泥量 ΔX_s

式中 f —

X_r —³

曝气池有效水深 $H=5m$ ，那么滗水高度 h ：

符合结果与设定值相符合。

需氧量

$$Q_2 = a'QS_r + b'VX_v = 0.5 \times 45000 \times \frac{(200-20)}{1000} + 0.15 \times 5175 \times \frac{3000}{1000} = 6378.75 \text{kg/d} = 265.8 \text{kg/h}$$

式中 Q_2 —混合液需氧量 (kgO₂/d)

a' —活性污泥微生物代谢 1kgBOD 所需的氧气 kg 数，取 0.42~0.53 之间；

Q —污水的平均流量 (m³/d)；

S_r —被降解的 BOD 浓度 (g/L)；

b' —每 1kg 污水每天自身氧化所需的氧气 kg 数，取 0.188~0.11 之间；

X_v —挥发性总悬浮固体浓度，取 3000mg/L。

标准需氧量计算

如果采用鼓风曝气，设曝气池有效水深 6.0m，曝气扩散器安装距池底 0.2m，那么扩散器上静水压为 5.8m。

α 值取 0.7， β 值取 0.95，曝气设备堵塞系数 F 取 0.8，采取管式微孔扩散设备， $E_A = 25\%$ ，扩散器压力损失为 300mmH₂O，程所处地区为平原地区，大气压力为标准大气压，压力修正系数：

15°C 水中溶解氧饱和度为 mg/L

扩散器出口处绝对压力：

空气离开曝气池面时，气泡含氧体积分数：

6.11.3 20°C 时，曝气池混合液中平均氧饱和度：

将计算需氧量换算为标准条件下（15°C，脱氧清水）充氧量：

曝气池供氧量：

³/h。选 8 台 RF-240 型罗茨鼓风机，单台风机风量 3258m³/h。

6.11.6 曝气器布置

选用膜片式微孔曝气器，通气量 1.5~3m³/(h·个)，效劳面积 m²/个；氧利用率 18%-25%；充氧动力效率 4~6kgO₂/(kw·h)；材质：合成橡胶，取效劳面积为 m²/个，那么每个 CASS 池曝气头数量 $\times 14/0.5 = 1750$ 个

设计参数

流量 $Q = 0.719\text{m}^3/\text{s}$

接触时间 $t = 30\text{min}$

水深 $h = 2.5\text{m}$

隔板间隙 $b = 2.85\text{m}$

池底坡度 2%~3%

排泥管 $DN = 200mm$

加氯量的计算

二级处理出水采用液氯消毒时，液氯投加量一般为 6—15。

$$\text{每日加氯量为: } q = \frac{q_0 Q \times 86400}{1000} = \frac{8 \times 0.719 \times 86400}{1000} = 496.97 \text{kg/d}$$

式中 q —每日加氯量 (kg/d)

q_0 —液氯投量(mg/L)

Q —污水设计流量(m^3/s)

加氯设备

液氯由真空转子加氯机参加，加氯机设计两台，采用一用一备，每小时加氯量：

$$\frac{496.97}{24} = 20.71 \text{kg/h}。设计中采用 Z J - 1 型转子加氯机。$$

消毒接触池计算

本设计采用 2 个 3 廊道平流式消毒接触池，单池设计计算如下：

消毒接触池容积

式中 V —消毒接触池容积(m^3)；

$$Q \text{—单池污水设计流量 (} m^3/s \text{), } Q = \frac{Q_{\max}}{2} = \frac{0.719}{2} = 0.3595 m^3/s ;$$

t —消毒接触时间 (h)，一般取 30min。

$$F = \frac{V}{h} = \frac{647.1}{2.5} = 258.84 m^2, \text{ 取 } 260 m^2。$$

式中 F —消毒接触池外表积(m^2)；

h —消毒接触池有效水深(m)。

消毒接触池池长

式中 L —消毒接触池廊道总长 (m)；

B —消毒接触池廊道单宽 (m)，设计取 4m。

$$\text{校核长宽比: } \frac{L}{B} = \frac{52}{5} = 10.4 > 10, \text{ 符合要求。}$$

消毒接触池池高

式中 H —消毒接触池池高 (m)；

h —有效水深 (m)；

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/476131210232010132>