

曝气生物滤池技术应用与设计计算

刘长荣

提要 曝气生物滤池应用于城市污水处理工程中,由于其具有 BOD 容积负荷高、生化反应气水比小、水力停留时间短、出水水质好的技术特点,受到人们的重视。从工作原理、设计方法、设计参数、工程实例等方面对曝气生物滤池技术进行了较详细介绍。

关键词 曝气生物滤池 生物反应过滤区 气水联合反冲洗 设计计算

曝气生物滤池 (BAF) 是一种新型高负荷淹没式三相反应器,它兼有活性污泥法和生物膜法两者优点,并将生化反应与吸附过滤两种处理过程合并在同一构筑物中完成。根据处理目标的需要,曝气生物滤池可以是一种单独碳氧化(二级处理、下向流)处理反应池,亦可以是碳氧化/硝化(三级处理、上向流)合并处理的反应器。曝气生物滤池应用于城市污水处理工程中,可省去二次沉淀池,其工艺流程见图 1。

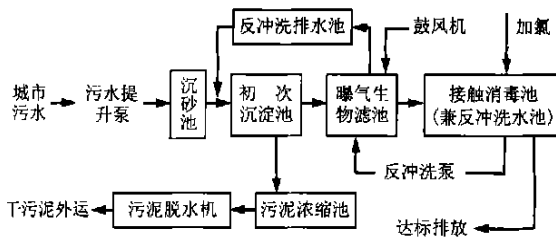


图 1 曝气生物滤池处理城市污水工艺流程

对于国内一般的城市污水而言,进水含氮量为 20 ~ 40 mg/L,根据《污水综合排放标准》(GB8978 - 96)城镇二级污水处理厂一级排放标准,BOD 20 mg/L, NH₃ - N 15 mg/L,硝化率要求仅为 25 % ~ 63 %。当曝气生物滤池有机负荷在 2.0 ~ 3.3 kg BOD/(m³ d) 范围内时, NH₃ - N 的硝化率为 50 % ~

75 %。因此,在曝气生物滤池的设计中只需考虑单独碳氧化处理要求。当污水有除磷要求时,可在该工艺处理流程的初级处理阶段(初沉池前)投加混凝剂(如铁盐),可获得 80 % ~ 90 % 的除磷率。

1 曝气生物滤池工艺及设计

1.1 曝气生物滤池工艺流程

曝气生物滤池池型结构见图 2。其工艺过程是,经初级处理后的污水进入曝气生物滤池 V 型进水布水槽 1,通过 V 型槽布水孔进入生物反应过滤区,该区由生物反应过滤层 2 和承托层 3 组成。生物反应过滤层内装填圆形轻质陶粒滤料,这种滤料表面粗糙,容易粘附、生长高浓度生物膜,该膜不受泥龄限制,种类丰富,不同滤层段都能自然形成与本段水质相适应的优势种类。在靠近生物反应过滤区进水口的滤层段内,有机物浓度高,异养菌群占优势,大部分 BOD 在此得到降解,而在滤层深部,硝化菌等自养菌不受有机物浓度及异养菌产生的抑制,成为优势菌种,具有良好的硝化作用。生化反应需要的氧气,可通过曝气布气管 7 进入反应过滤层,空气在滤料空隙间曲折上升,与污水及滤料表面上附着的生物膜充分接触,完成污水中有机物的降解和氨氮的硝化。经生物接触氧化、过滤处理后的水,由处理水收集支管 4

直接开机启动抽水,操作简单、快速而方便。因而真空罐代替了水上底阀,不存在底阀被泥砂、杂物卡住等事故而造成漏水、漏气等问题,运行十分可靠且减少了水头损失,节省了电能。

4.6 维护管理简单容易

因设置了钢栅走道,人随时可下到吸水头部检查巡视、清除杂物,吸水喇叭口如有问题可拆下吊到管

架平台上或运到车间进行检修。水平吸水管及真空罐均在常水位以上的管架上,没有水下维护、操作,故整个吸水系统监控和维修均十分容易。

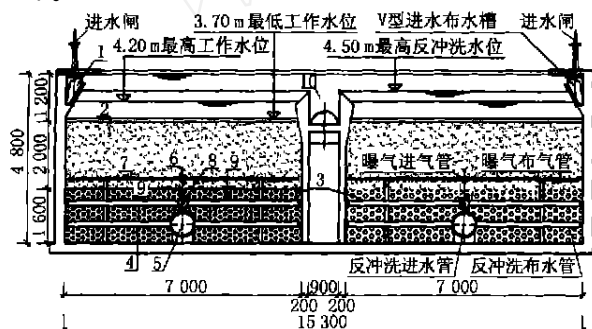
作者通讯处:341000 赣州市南外窑下村 8 号

赣州市给排水设计所

电话:(0797)8481203(O)

收稿日期:2002-2-26

收集后,通过收集干管 5 流出池外。随着处理过程的进行,生物反应过滤层中拦截的悬浮物不断增多,滤料表面上粘附的生物膜逐渐增厚,滤层中的空隙逐步被阻塞,水头损失随之增加,达到最大允许水头损失,需进行反冲洗。反冲洗采用气水联合冲洗。反冲洗空气由空气进气管 8 进入反冲洗空气布气管 9,均匀地进入反应过滤层,使粘附在滤料颗粒表面上的大量生物膜被剥落下来,随后,进行气水联合反冲洗,反冲洗水由干管 5 进入布水管 4,以大阻力配水的形式进入过滤层,在气水共同作用下,滤料层产生松动,并略有膨胀(膨胀率为 10%~15%,膨胀率过大,使滤料处于流化状态,不利于其表面生物膜的去除),使老化的生物膜、悬浮杂质随水流带出滤层,最后用水把过滤层冲洗干净。反冲洗废水由排水槽 10 收集后排出池外。



1 V型进水布水槽 2 陶粒过滤层 3 承托层
4 处理水收集支管(反冲洗布水管)
5 处理水收集干管(反冲洗进水管) 6 曝气进气管 7 曝气布气管
8 反冲洗进气管 9 反冲洗布气管 10 反冲洗排水槽

图2 曝气生物滤池

1.2 曝气生物滤池工艺设计

曝气生物滤池主要由生物反应过滤区、曝气装置、反冲洗装置等 3 部分组成。其工作原理、计算方法、设计参数(有机负荷、过滤滤速、水力停留时间、滤料性能、生物氧化需氧量、气水反冲强度等)、池容大小等因素的确定,是工艺设计中要解决的主要问题。

1.2.1 生物反应过滤区

生物反应过滤区由两部分组成,即生物过滤层和承托层。生物过滤层由颗粒状滤料(轻质陶粒、无烟煤、石英砂、轻质塑料粒等)组成。从目前对各种滤料的试验、使用情况看,轻质陶粒与其它滤料相

比,由于其表面粗糙,微孔发达,比表面积大(100~400 m²/m³),吸附能力强等特点,适合于用作污水处理,因此,曝气生物滤池多选用轻质陶粒作为滤料。滤料粒径宜采用直径 3~5 mm,滤层高度一般为 1.5~2.5 m,滤速 0.8~3.0 m/h。在生物过滤层底部铺有卵石承托层,其作用是防止过滤层的滤料进入底部配水系统造成流失,并保证反冲洗配水均匀。卵石的粒径自上而下逐渐增大,气水反冲洗系统都设在承托层中,其厚度大小由气水反冲洗所需干管管径和布水布气管的设置情况计算确定。

1.2.2 曝气系统

为保证曝气生物滤池正常运行,需供给足够的空气量,以满足生化反应所需的氧量。污水中有机物、悬浮物的去除,氨氮的硝化都是在生物过滤层中进行的,所需要的氧量主要包括有机物的降解和氨氮的硝化。因此,生化反应需供给的空气量可由(1)式计算:

$$Q = A \times S_{BOD} + B \times P_{BOD} + 4.57 X_N / (0.3 \times 0.6 \times 24 \times E_A) \quad (1)$$

式中 Q ——生化反应需供给的空气量, m³/h;

S_{BOD} ——溶解性 BOD 去除量, kg/h;

P_{BOD} ——颗粒性 BOD 去除量, kg/h;

A, B ——分别为去除每 kg 溶解性 BOD、颗粒性 BOD 需要的空气量, m³/kg;

X_N ——污水中氨氮去除量, kg/d;

E_A ——氧利用率,一般取 20%;

0.3 ——空气中氧气含量的近似值;

0.6 ——空气的转化系数。

曝气生物滤池需要的空气量由鼓风机房供给,通过布设在池内的穿孔曝气管均匀地进入反应过滤层。穿孔曝气管管径大小依据需要空气量计算确定。

1.2.3 气水反冲洗系统

在运行周期内,随着时间的延续,滤层中的空隙逐渐被新生长的生物固体和悬浮固体堵塞,滤层水头损失增加,当达到一定程度(过滤水位升高 0.3~0.5 m)时,需进行反冲洗。为保证有效冲洗,必须有合理的配水、配气系统,并保证其均匀性。因此,反冲洗装置采用大阻力配水系统,均匀的配气系统,

在承托层中均匀地布置多排穿孔配水管和配气管。

反冲洗空气量可由下式计算：

$$Q_{\text{气冲}} = S \times q_1 \quad (2)$$

式中 $Q_{\text{气冲}}$ ——反冲洗用气量；

S ——需要冲洗的滤池面积， m^2 ；

q_1 ——反冲洗空气强度，一般取 $10 \sim 20 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$ 。

反冲洗用水量可由下式计算：

$$Q_{\text{水冲}} = S \times q_2 \quad (3)$$

式中 $Q_{\text{水冲}}$ ——反冲洗用水量；

q_2 ——反冲洗水强度，一般取 $5.0 \sim 10 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$ 。

S 同式(2)。

反冲洗水使用曝气生物滤池正常工作时出水，由水泵加压供给，反冲洗水头由下式计算：

$$H = h_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \quad (4)$$

式中 H ——反冲洗需要的水头， m ；

h_0 ——冲洗排水槽顶与反冲洗水池最低水位的高程差， m ；

h_1 ——反冲洗水池与滤池间冲洗管道的沿程与局部水头损失之和， m ；

h_2 ——管式大阻力配水系统水头损失， m ， $h_2 = (q_2/10 a\mu)^2 \times 1/2 g$ (a 为配水系统开孔比， $a = 0.25\%$ ； μ 为孔口流量系数， $\mu = 0.68$)；

h_3 ——承托层水头损失， m ， $h_3 = 0.022 H_a q_2$ (H_a 为承托层厚度， m)；

h_4 ——过滤层在冲洗时的水头损失， m ， $h_4 = [(\frac{1}{\rho_1}) - 1](1 - m_0) H_b$ (ρ_1 为滤料的密度，陶粒滤料 $\rho_1 = 1.2 \text{ t}/\text{m}^3$ ； ρ_0 为水的密度， $\rho_0 = 1.0 \text{ t}/\text{m}^3$ ； m_0 为滤料膨胀前的空隙率，陶粒 $m_0 = 0.55$ ； H_b 为滤料层膨胀前的厚度， m)；

h_5 ——备用水头，一般取 $1.5 \sim 2.0 \text{ m}$ 。

曝气生物滤池可分为若干个可以单独操作运行和轮流反冲洗的单元，分格的数量至少不应低于两格。处理的水量越大，分格的数量相应增多，这样，当一格因反冲洗而停止工作时，其它各格的负荷增

加不多，仍能保持正常工作。反冲洗排水经收集后，进入冲洗排水池，由潜水泵均匀地输送到预处理构筑物处理。

2 工程设计实例

某城市污水流量为 $Q = 20\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ 。

污水原水水质为 $\text{COD} = 400 \text{ mg/L}$ ， $\text{BOD} = 200 \text{ mg/L}$ ， $\text{SS} = 200 \text{ mg/L}$ ， $\text{TKN} = 30 \text{ mg/L}$ ， pH 为 $7 \sim 9$ 。

要求出水水质 $\text{COD} \leq 60 \text{ mg/L}$ ， $\text{BOD} \leq 20 \text{ mg/L}$ ， $\text{SS} \leq 20 \text{ mg/L}$ ， $\text{NH}_3 - \text{N} \leq 15 \text{ mg/L}$ 。

该污水经预处理后，其水质为 $\text{BOD} = 150 \text{ mg/L}$ ($S_{\text{BOD}} = 101 \text{ mg/L}$ ， $P_{\text{BOD}} = 49 \text{ mg/L}$)， $\text{SS} = 100 \text{ mg/L}$ ， $\text{TKN} = 28 \text{ mg/L}$ 。试确定生物曝气滤池主要尺寸及参数。

2.1 生物反应过滤区过滤面积及滤层厚度的确定

2.1.1 生物反应过滤区过滤面积 S

$$S = Q / (v T n) \quad (5)$$

式中 Q ——需处理的污水水量， $Q = 20\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ ；

v ——污水过滤滤速， $v = 1.5 \text{ m/h}$ ；

T ——1 个运行周期(24 h)内滤池的实际工作时间，设气水反冲洗时间为 10 min ， $T = 24 - 10/60 = 23.8 \text{ h}$ ；

n ——滤池的分格数， $n = 4$ ，即 1 座曝气生物滤池分 4 格。

则 $S = 20\,000 / (1.5 \times 23.8 \times 4) = 140 \text{ m}^2$ 。

每格滤池平面尺寸确定为： $10 \text{ m} \times 15.3 \text{ m}$ (包括反冲洗排水槽宽度 0.9 m)，详见图 2。

2.1.2 生物反应过滤区过滤层厚度 H_b

$$H_b = H_1 + H_2 \quad (6)$$

式中 H_1 ——为过滤层运行周期结束时有机物的穿透深度， $H_1 = V / S n$ (V 为每格滤池中过滤层的体积， $V = \text{BOD} / R_0$ ， BOD 为生物曝气滤池每天去除的有机物量， $\text{BOD} = 20\,000 \times (150 - 20) \times 1/1\,000 = 2\,600 \text{ kg/d}$ ； R_0 为 BOD 容积负荷， $R_0 = 3.0 \text{ kg BOD}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$)。则 $V = 2\,600 / 3.0 = 866 \text{ m}^3$ ， $H_1 = 866 / (140 \times 4) = 1.55 \text{ m}$ ；

H_2 ——过滤层保护厚度， $H_2 = 0.45 \text{ m}$ 。

则 $H_b = 1.55 + 0.45 = 2.0 \text{ m}$ 。

2.2 生物反应过滤区曝气空气量及反冲洗空气量的确定

2.2.1 曝气空气量 Q_1

$$Q_1 = A \times S_{\text{BOD}} + B \times P_{\text{BOD}} + 4.57 X_N / (0.3 \times 0.6 \times 24 \times E_A)$$

$$S_{\text{BOD}} = 20\ 000 \times 101 \times 0.87 / (1\ 000 \times 24) = 73 \text{ kg/h}$$

$$P_{\text{BOD}} = 20\ 000 \times 49 \times 0.87 / (1\ 000 \times 24) = 36 \text{ kg/h}$$

根据该市污水水质,经测定 $A = 49 \text{ m}^3/\text{kg}$, $B = 28 \text{ m}^3/\text{kg}$,则:

$$4.57 X_N / (0.3 \times 0.6 \times 24 \times E_A) = 4.57 \times 20\ 000 \times (28 - 15) / (1\ 000 \times 0.3 \times 0.6 \times 24 \times 0.2) = 1\ 375 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_1 = 49 \times 73 + 28 \times 36 + 1\ 375 = 5\ 690 \text{ m}^3/\text{h}$$

每格滤池的曝气量为 $5\ 690 \div 4 = 1\ 422.5 \text{ m}^3/\text{h}$,每格滤池布置两根空气进气管,每根空气进气管空气量为 $711.3 \text{ m}^3/\text{h}$,管径为 150 mm 。

2.2.2 反冲洗空气量 Q_2

$$Q_2 = S \times q_1 = 140 \times 15 \times 3\ 600 / 1\ 000 = 7\ 560 \text{ m}^3/\text{h}$$

单格滤池反冲洗空气量为 $7\ 560 \text{ m}^3/\text{h}$,每格滤池布置两根空气反冲洗进气管,每根空气进气管空气量为 $3\ 780 \text{ m}^3/\text{h}$,管径为 350 mm 。

2.2.3 生物曝气滤池需要的空气总量 $Q_{\text{空}}$

$$Q_{\text{空}} = Q_1 + Q_2 - Q_1/4 = 11\ 827 \text{ m}^3/\text{h}$$

生物曝气滤池需要的空气总量为 $11\ 827 \text{ m}^3/\text{h}$,空气总管管径为 700 mm 。根据上述计算需要的空气量、风压(可参考活性污泥法曝气池供气系统风压计算方法)选择鼓风机型号及台数。

2.3 曝气生物滤池反冲洗水量及水头的确定

2.3.1 反冲洗水量 $Q_{\text{水}}$

$$Q_{\text{水}} = S \times q_2 = 140 \times 8 \times 3\ 600 / 1\ 000 = 4\ 032 \text{ m}^3/\text{h}$$

反冲洗总管管径依据需要的反冲洗水量计算确定为 900 mm ;每格滤池反冲洗水管径为 700 mm 。

2.3.2 反冲洗水头 H

$$h_0 + h_1 = 6.7 \text{ m}; h_2 = [q_2 / (10 a \mu)]^2 \times 1/2 g = [8 / (10 \times 0.25 \times 0.68)]^2 / 19.6 = 1.13 \text{ m}; h_3 = 0.022 H_a q_2 = 0.022 \times 1.6 \times 8 = 0.28 \text{ m} (H_a \text{ 为承托层厚度,经计算确定为 } 1.6 \text{ m}); h_4 = [(1/\alpha) - 1][1 - m_0] H_b = (1.2 - 1.0)(1.0 - 0.55) \times 2.0 = 0.18 \text{ m}; h_5 = 2.0 \text{ m}。则 H = h_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 6.7 + 1.13 + 0.28 + 0.18 + 2.0 = 10.29 \text{ m}。$$

根据反冲洗流量和反冲洗水头选择需要的水泵型号及台数。

2.4 曝气生物滤池高度的确定

$$H_1 = H_a + H_b + H_c + H_d$$

$H_a = 1.6 \text{ m}$; $H_b = 2.0 \text{ m}$; H_c (滤料上的水深,包括过滤水头 0.6 m 和反冲洗时滤料层的膨胀高度 $2.0 \times 15\% = 0.3 \text{ m}$) $= 0.90 \text{ m}$; $H_d = 0.30 \text{ m}$ (滤池保护高度);则 $H_1 = 1.6 + 2.0 + 0.90 + 0.30 = 4.8 \text{ m}$ 。

通过上述计算,曝气生物滤池主要尺寸确定为,设置 1 座滤池分 4 格,每格滤池尺寸为 $10 \text{ m} \times 15.3 \text{ m} \times 4.8 \text{ m}$ (详见图 2)。曝气生物滤池需要的空气总量为 $13\ 062 \text{ m}^3/\text{h}$,反冲洗水流量 $4\ 032 \text{ m}^3/\text{h}$ 。

3 结语

(1) 曝气生物滤池用于处理城市污水时,与其它活性污泥法相比,有机物容积负荷高,水力停留时间短,其后不需设二次沉淀池,采用球形轻质陶粒作滤料,其出水水质指标(COD, BOD, $\text{NH}_3 - \text{N}$, SS)可达到《污水综合排放标准》(GB8978 - 96)一级排放标准。

(2) 曝气生物滤池处理城市污水的主要设计参数为:有机物容积负荷 $2.0 \sim 3.3 \text{ kgBOD}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$;过滤流速 $0.8 \sim 1.5 \text{ m/h}$;水力停留时间 $1.0 \sim 2.0 \text{ h}$;生化反应曝气量气水比为 $6 \sim 9$;反冲洗方式中空气单独冲洗 $3 \sim 5 \text{ min}$,气水联合反冲洗 $3 \sim 5 \text{ min}$,水单独冲洗 $1 \sim 3 \text{ min}$;空气反冲洗强度 $10 \sim 20 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$,水反冲洗强度 $5.0 \sim 10.0 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$ 。

作者通讯处:730000 兰州市定西路 177 号中国市政工程西北设计研究院

电话:(0931) 8761608 (0) 13619365851

收稿日期:2001-11-26

ABSTRACTS
Study on Biological Pretreatment and Subsequent Biological Purification of Micro-Polluted Raw Water

..... *Xu Jianhua et al* (1)

Abstract : Drinking water resources of many cities have been polluted. The biological contact oxidation technique (BCOT) with elastic package is an economical, high-efficient biological pretreatment process with stable running and easy management to remove pollutant from raw water. In the water treatment system composed of biological pretreatment and conventional water treatment processes, we must fully utilize the continuing biochemical effect to the outflow of biological pretreatment basin to enhance the pollutant removing effect on its continuing processes, sedimentation basin and sand filter. That is, we shouldn't add chlorine in outflow of biological pretreatment basin. As the quality of polluted raw water is poor, we should adopt advanced treatment process, such as bio-activated carbon, to treat the outflow of sand filter.

A Riverbank Water Intake Head: Cantilever Vacuum Tank

..... *Zhong Deling et al* (13)

Abstract : A new riverbank water intake head called cantilever vacuum tank (CVT) has been designed and constructed on the rivers in southern part of Jiangxi Province. In this paper the structure, suitable sphere and process design of CVT are presented. It is believed that CVT might be easier to be constructed and has advantages of reduced construction period and investment in certain circumstances.

Application and Design of Aerobic Bio-Filter

..... *Liu Changrong* (15)

Abstract : Aerobic Bio-Filter has acquired public acceptance as suitable for urban wastewater treatment by means of their advantages of high volumetric BOD loading, low air/water ratio and hydraulic retention time in bio-reactor and fair effluent quality. In this paper the operating principle, design method and parameters and engineering practices of this facility are described.

Effect of Raw Water Turbidity on the Coagulation Dosage Control Based on Impulsive Transmission

..... *Sun Lianpeng et al* (19)

Abstract : The coagulation dosage control technique based on the impulsive transmitted light still has some incomplete aspects in the routine turbidity water treatment, especially the control system with the R value as main control parameter was extremely effected by the turbidity of raw water. So, on the basis of wide experimental researches on routine turbidity water, R value was introduced to substitute the R value as the control parameter to control coagulation dosage. The experiments had been proved that the R value has good correlated to the coagulation quantity and residual turbidity, and between the R value and residual turbidity, there still is one by one corresponding relationship. So the R value can be hoped to substitute the R value to control coagulation.

Advances in Fe and Mn Removals of Underground Water

..... *Xue Gang et al* (26)

Abstract : Manganese oxidized poorly might be one of most difficult problems we have to be faced to remove Fe and Mn from underground water. The limitation of routine process to remove Fe and Mn are discussed, and the recent status and technical feature of the new advance namely biological Mn removal are indicated. Some key problems of biological Mn removal are elaborated in this paper.

Renovation of Municipal Wastewater Treatment System in Shouguang

..... *Wu Junqi et al* (29)

Abstract : About 60% of the inflow of the urban sewer network in Shouguang City, Shandong Province was believed to be secondary effluent of the in-plant industrial wastewater treatment units. There is an artificial wetland system with reed growth at the municipal wastewater system. As an overall strategy to decrease the charges of the enterprises and to exploit the wholesale advantages, a stabilizing pond was added before the wetland system and the in-plant wastewater was degraded to primary treatment. The new arrangement has been put into operation for two years and the expected result has been obtained.

On Problems in Utilization of Regenerated Water Source in Tianjin

..... *Zhao Lejun et al* (31)

Abstract : The authors discussed the severe situation of water shortage in Tianjin, a big city in North China, and pointed out that utilization of regenerated water source might be an effective way. Some practical considerations and attentions including the key problems which have to be solved on water renovation and re-utilization in this city are indicated.

Ammonia Nitrogen Removal from Municipal Refuse Landfill Leachate

..... *Sun Yingjie et al* (35)

Abstract : Based on the characters of the ammonia in landfill leachate and its effects on bio-treatment of leachate, the denitrification technologies - air-stripping, electric-chemical oxidation and bio-denitrification are reviewed in the paper. Combined with leachate recycling, new bio-denitrification technologies that can be used in leachate treatment are discussed and recommended.