

净水厂设计说明书

1. 工程概况

(1) 水厂近期净产水量为2.5万m³/d.

(2) 水源为河水, 原水水质如下所示:

编号	项目	单位	分析结果	备注
1	水温	℃	最高30, 最低5	
2	色度		<15度	
3	臭和味		无异常臭和味	
4	浑浊度	NTU	最大300, 最小20, 月平均最大130	
5	PH		7	
6	总硬度	mg/L (以CaCO ₃ 计)	125	
7	碳酸盐硬度	mg/L (以CaCO ₃ 计)	95	
8	非碳酸盐硬度	mg/L (以CaCO ₃ 计)	30	
9	总固体	mg/L	200	
10	细菌总数	个/mg	> 1100	
11	大肠菌群	个/L	800	
12	其它化学和毒理指标		符合生活饮用水标准	

(3) 河水洪水水位标 73.20 米, 枯水位 65.70 米, 常年平均水位标高 68.20 米。

(4) 气象资料: 年平均气温 22℃, 最冷月平均温度 4℃, 最热月平均温度 34℃, 最高温度 39℃, 最低温度 1℃. 常年风向东南。

(5) 地质资料: 净水厂地区高程以下 0~3 米为粘质砂土, 3~6 米为砂石堆积层, 再下层为红砂岩。地基允许承载力为 2.50~公斤/厘米。

(6) 厂区地形平坦, 平均高程为 70.00 米, 水源取水口位于水厂西北 50 米, 水厂位于城市北面 1km。

(7) 二级泵站扬程 (至水塔) 为 40 米。

2. 设计依据及原则

2.1 设计依据

- (1) 《给水排水工程快速设计手册-给水工程》
- (2) 《给水排水设计手册. 城镇给水》(第 3 册)
- (3) 《给水排水工程师常用规范选》(上册)
- (4) 《室外给水设计规范》
- (5) 《给排水简明设计手册》
- (6) 《给水工程》
- (7) 《给水排水标准图集》
- (8) 《给水排水设计手册-常用资料》(第 1 册)
- (9) 《给水排水设计手册》(第 9, 10 册)

2.2 设计原则

(1) 水处理构筑物的生产能力, 应以最高日供水量加水厂自用水量进行设计, 并以原水水质最不利情况进行校核。城镇水厂自用水量一般采用供水量的 5%---10%, 必要时通过计算确定。

(2) 水厂应该接近期设计, 考虑远期发展。

(3) 水厂中应考虑各构筑物或设备进行检修, 清洗及部分停止工作时, 仍能满足用水要求。

(4) 水厂自动化程度,应着提高供水水质和供水可靠性。

(5) 设计中必须遵守设计规范的规定。

3. 工艺流程的确定

根据《地面水环境质量标准》(GB3838—2002),原水水质符合地面水Ⅲ类水质标准,Ⅲ类主要适用于集中式生活饮用水地表水源地二级保护区、鱼虾类越冬场、洄游通道、水产养殖区等渔业水域及游泳区。除浊度,色度和菌落总数偏高外,其余参数均符合《生活饮用水卫生标准》(GB5749—2006)的规定。

因此,该水厂应采用常规处理,采用“混凝→沉淀→过滤→消毒”流程,完善有效的混凝、沉淀和过滤,不仅能够有效地降低水的浊度,对水中某些有机物、细菌、病毒等的去除也有一定的效果。消毒可灭活水中致病微生物,减少水中的细菌总数和大肠菌数我选择混合-絮凝沉淀-过滤-消毒这样的处理工艺.具体的工艺流程如下图所示:

净水厂处理构筑物及设备型式选择

3.1 投药系统

投药系统有泵前投加、高位溶液重力投加、水射器投加、泵投加四种。

选用泵前投加,该投加方式适用于混凝自动控制系统,可定量投加不受压力管压力所限,但取水泵房距水厂不能太远,因为太远的话容易在吸水管内产生矾花,又在压水管内打碎,这就使矾花失效了,而本设计中的水源取水口仅离水厂 50m,故选用泵前投加。

3.2 混合设备

在本设计中,凝聚剂采用液体硫酸铝,采用泵前投加.溶解采用电动搅拌机搅拌溶解.混合的方式主要有:管式混合,水力混合,机械搅拌混合以及水泵混合。

水力混合:设备虽简单,但难以适应水量,水温等条件变化,故排除。

机械混合:可以适应水量,水温等的变化,但是相应增加了机械设备,维修管理上的不方便。

水泵混合:药剂投加在取水泵吸水管或喇叭口处,利用水泵叶轮高速旋转以达到快速混合目的.混合效果好,不需另建混合设施,节省动力,适合于投加点近絮凝池,可用于本次设计.还有由于省掉专门的混合设施,所以在以往的设计中较多采用,近来少用,原因:管中流速低时,絮凝体还可能沉积管中,对水泵混合的效果有了新的认识,例如 G 值偏小,投药量难以做到精确计量,难自动化控制投加。

管式混合:缺点是流量小时效果下降,由于该水厂属于中小型水厂,流量比较小,需设置专用混合池,混合池占地大,基建投资高。

综合优缺点,水泵混合设备与泵前投加投药系统配合,混合器构造简单,安装方便,混合快速而均匀,混合效果好,而本设计中的水源取水口仅离水厂 50m,不会在吸水管内产生矾花,又在压水管内打碎,可确保药剂发挥效果,故选用选用水泵混合设备。

3.3 絮凝设备

絮凝设备有隔板絮凝池、折板絮凝池、网格(栅条)絮凝池、穿孔旋流絮凝池机械絮凝池等五种方式。

网格絮凝池,网格絮凝池处理效果好,水头损失小,絮凝时间较短,所造成的水流紊动接近与局部各向同性紊流。

网格或栅条絮凝池 存在末端池底积泥现象,少数水厂发现网格上滋生藻类,堵塞网眼现象。

隔板絮凝池在流量变化大时,絮凝效果不稳定,水流条件不甚理想,能量消耗的无效部分比例较大,故需较长絮凝时间(10min-15min),池子容积较大。

折板絮凝池,折板絮凝池的优点是:水流在同波折板之间曲折流动或在异波折板之间缩放、流流动且连续不断,以至形成众多的小涡旋,提高了颗粒碰撞絮凝效果。与隔板絮

凝池相比,水流条件大大改善,即在总的水流能量消耗中,有效能量消耗比例提高,故所需絮凝时间可以缩短,池子面积减小。折板絮凝池因板距小,安装维修较困难,折板费用较高。

综合上述,选用折板絮凝池。

3.4 沉淀池

原水经投药、混合与絮凝后,水中悬浮杂质已形成粗大的絮凝体,要在沉淀池中分离出来以完成澄清的作用。

沉淀池有平流式沉淀池、斜管(板)沉淀池等。

平流式沉淀池虽然具有适应性强、处理效果稳定和排泥效果好等特点,但是,平流式占地面积大。从经济性看,平流式沉淀池造价比斜管沉淀池低,操作管理方便,施工简单,对原水浊度适应性强。

斜管(板)沉淀池采用斜管组件,使沉淀效率大大提高,处理效果比平流沉淀池要好,而且占地面积少。

综合上述,选用斜管(板)沉淀池。

3.5 滤池

滤池有普通快滤池、无阀滤池、虹吸滤池、移动罩滤池、V型滤池。

普通快滤池 适用于大中型水厂,单池面积不宜超过 100m^2 ,以免冲洗不均;可和平流或者斜管沉淀池组合使用,在原水常年浊度低,含藻量少,可直接过虑;高度 $3.0\sim 3.2\text{m}$,须与所选絮凝,沉淀和清水池的高度相配合。

无阀滤池 由于构造简单,没有阀门,冲洗过程可以自动运行,一般用于小型水厂。

虹吸滤池 适用范围 单池的适用水量 $0.5\sim 5\text{万 m}^3/\text{d}$ 。水厂产水量小时,虹吸滤池分格后,单格面积太小,不便施工安装;水厂产水量大时,如单格面积做得很大,采用小阻力配水系统,不易冲洗均匀。

移动罩滤池(虹吸式,大型水厂),(泵吸式,小型水厂) 水厂要有足够的机电保养维修力量,要求较高。

V型滤池 特点:截污能力大,反冲洗干净,过虑周期长,处理水质稳定,国内广泛应用,技术成熟。

综合上述,采用拥有成熟运转经验的普通快滤池。它的优点是采用砂滤料,材料易得,价格便宜;采用大阻力配水系统,单池面积可较大;降速过滤,效果好。虹吸滤池池深比普快滤池大,冲洗强度受其余几格滤池的过滤水量影响,冲洗效果不如普通快滤池稳定。故而以普快滤池作为过滤处理构筑物普通快滤池应用普遍,一般采用变速过滤,运行管理可靠,有较成熟的运转经验,池深较浅。

3.6 消毒系统

水的消毒处理是生活饮用水处理工艺中的最后一道工序,其目的在于杀灭水中的有害病原微生物(病原菌、病毒等),防止水致传染病的危害。

氯:消毒灭细菌,病毒效果好,而且原水水质 $\text{PH}=7$,消毒效果更理想,在配水管网中有剩余消毒作用,应用广泛,适用于极大多数净水厂。

氯胺:消毒灭菌,病毒效果差.受 PH 影响,应用少,适用于原水有机物较多和供水管线较长时使用。

二氧化氯:消毒灭菌,消灭病毒效果好. $\text{PH}>7$ 时较有效,中间产物多,尚未在城市水厂应用,适用于有机物如酚污染严重时,须现场制备,直接应用。

臭氧:缺点,制造成本高,适用于有机物污染严重时,无持续消毒作用,需另加少量氯。

紫外线辐射:需补加氯,应用少,限于小水量处理,适用于工矿企业等集中用水处理。

综合上述, 选用氯消毒: 氯是目前国内外应用最广的消毒剂, 除消毒外还起氧化作用. 加氯操作简单, 价格较低, 且在管网中有持续消毒杀菌作用, 原水水质好时, 一般为虑后消毒, 它的杀菌能力较强, 维持水中含氯量持久。

4. 水厂的平面布置

净水厂是给水处理的主要场所, 给水处理的任务是通过必要的处理方法去除水中杂质, 使之符合生活饮用水或工业使用所要求的水质。

水厂的平面布置应考虑以下几点要求:

- (1) 布置紧凑, 以减少水厂占地面积和连接管渠的长度, 并便于操作管理。但各构筑物之间应留处必要的施工和检修间距和管道地位;
- (2) 充分利用地形, 力求挖填土方平衡以减少填、挖土方量和施工费用;
- (3) 各构筑物之间连接管应简单、短捷, 尽量避免立体交叉, 并考虑施工、检修方便。此外, 有时也需要设置必要的超越管道, 以便某一构筑物停产检修时, 为保证必须供应的水量采取应急措施;
- (4) 建筑物布置应注意朝向和风向;
- (5) 有条件时最好把生产区和生活区分开, 尽量避免非生产人员在生产区通行和逗留, 以确保生产安全;
- (6) 对分期建造的工程, 既要考虑近期的完整性, 又要考虑远期工程建成后整体布局的合理性。还应该考虑分期施工方便。

5. 水厂的高程布置

在处理工艺流程中, 各构筑物之间水流应为重力流。两构筑物之间水面差即为流程中的水头损失, 包括构筑物本身, 连接管道, 计量设备等水头损失在内。水头损失应通过计算确定, 并留有余地。各构筑物中的水头损失与构筑物和构造有关, 各构筑物之间的连接管断面尺寸由流速决定。当各项水头损失确定后, 便可进行构筑物高程布置。

水厂设计时必须符合以下的设计要点:

水处理构筑物的生产能力, 应以最高日供水量加水厂自用水量进行设计, 并以原水水质最不利情况进行校核。城镇水厂自用水量一般采用供水量的 5%—10%。

水厂应按近期设计, 考虑远期发展。根据使用要求和技术经济合理性等因素, 对近期工程亦可作分期建造的安排。对于扩建、改造工程, 应从实际出发, 充分发挥原有设施的效能, 并应考虑原有构筑物的合理配合。

水厂设计中应考虑各构筑物或设备进行检修、清洗及部分停止工作时, 仍能满足用水要求。

水厂自动化程度, 应本着提高供水水质和供水可靠性, 降低能耗、药耗, 提高科学管理水平和增加经济效益的原则, 根据实际生产要求, 技术经济合理性和设备供应情况, 妥善确定。

设计中必须遵守设计规范的规定。

力求直线布置, 注意今后扩建, 如不能直线布置, 应注意扩建时构筑物间的相互衔接。

取水构筑物, 二级泵站, 加药间一次完成; 泵房机电设备和加药, 加氯间的设备可分期安装, 一般采用预留位置或者更换水泵的方法。

水厂设计时有关说明:

占地面积的确定: 规模在 20 万 m^3/d 以下的水厂, 单位万 m^3 用地面积为 2700~3300 m^2 , 其中道路和绿化占 20-30%。净水构筑物力求布置集中, 以缩短管线和便于管理, 性质相近的辅助和附属建筑物尽量合并。

絮凝池与沉淀池宜建成一体,两池之间用穿孔花墙分隔(平流沉淀池)或者导流墙(斜管沉淀池)分隔。

虑池的操作室,二级泵房,加药间,化验室,检修间,办公室等应尽量接近南北向布置。

为了节省用地,平流沉淀池地下建造清水池,泵房上层布置变电配电室等。

净水构筑物上的主要通道应设栏杆,栏杆高度 1.0 米.定。当各项水头损失确定后,便可进行构筑物高程布置。

详情见设计计算和高程布置图。

2. 设计计算书

2.1. 混合设备的设计设计流量

设计流量

某水厂水工艺设计, 处理规模: $2.5 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$, 自用水量系数取 10%, 总处理量为 $2.75 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$ 。

$$Q = 2.75 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d} = 1.15 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{h} = 0.319 \text{ m}^3/\text{s}$$

根据原水水质及水温, 参考有关净水厂的运行经验, 选精制硫酸铝为混凝剂。最大投加量为 50mg/l, 最低 20mg/l, 平均 35mg/l, 溶液浓度 10%, 一天调制次数 $n=3$ 。采用泵前投加。不需加助凝剂。

溶液池一般以高架式设置, 以便能依靠重力投加药剂。池周围应有工作台, 底部应设置放空管。必要时设溢流装置。

溶液池容积按下式计算:

$$w_2 = \frac{aQ}{417cn}$$

式中 w_2 —溶液池容积, m^3 ;

Q —处理水量, m^3/h ;

a —混凝剂最大投加量, mg/L;

c —溶液浓度, 一般取 5%-20%;

n —每日调制次数, 取 $n=3$ 。

代入数据溶液池容积 w_2 近期设计流量 $Q=1150 \text{ m}^3/\text{h}$; 最大投加量 $a=35 \text{ mg/l}$, 溶液浓度 $c=10\%$; 一天调制次数 $n=3$, 得: $w_2 = \frac{aQ}{417cn} = \frac{35 \times 1150}{417 \times 10 \times 3} = 3.22 \text{ m}^3$

溶液池设置两个, 每个容积为, 以便交替使用, 保证连续投药, 每个容积都为 w_2 (考虑交替使用, 保证连续投药)。

取有效水深 $H_1=1.10 \text{ m}$, 总深 $H=H_1+H_2+H_3=1.10+0.2+0.1=1.40 \text{ m}$ 。(式中 H_2 为保护高, 取 0.2m; H_3 为贮渣深度, 取 0.1m)

溶液池形状采用矩形, 尺寸为长 $\times$ 宽 $\times$ 高 $=2.0 \times 1.5 \times 1.4 \text{ m}$ 。

(2) 溶解池容积

$w_1=0.3 \times w_2=0.3 \times 3.22=0.966 \text{ m}^3$, 取 $w_1=1.0 \text{ m}^3$ 。

设置 2 个, 每个容积为 w_1 (考虑交替使用, 保证连续投药)。

溶解池一般取正方形, 有效水深 $H_1=1.0 \text{ m}$, 则:

面积 $F=w_1/H_1 \rightarrow$ 边长 $a=F^{1/2}=1.0 \text{ m}$;

溶解池深度 $H=H_1+H_2+H_3=1.0+0.2+0.1=1.30 \text{ m}$ 。(式中 H_2 为保护高, 取 0.2m; H_3 为贮渣深度, 取 0.1m)

形状为正方形长宽高为 $1.0 \times 1.0 \times 1.3 \text{ m}$ 。

池底坡度 0.025. 溶解池放水时间 30min, 则放水流量 $q = \frac{W_1}{60t} = \frac{1 \times 1000}{60 \times 5} = 1.67 \text{ l/s}$

选用 $d=50\text{mm}$, $v=0.81\text{m/s}$ (钢管)。

溶解池底部设管径 $d=70\text{mm}$ 的排渣管一根。

$$(3) \text{ 投药管 } q = \frac{W_2 \times 2 \times 1000}{24 \times 60 \times 60} = \frac{3.22 \times 2 \times 1000}{24 \times 60 \times 60} = 0.0745 \text{ L/s} \quad d=15\text{mm} \quad v=0.43\text{m/s} \text{ (钢管)}$$

管)

溶解池搅拌设备采用中心固定式平桨式搅拌机, 搅拌直径为 800mm , 桨板深度 800 , 质量

200kg , 溶解池置于低下, 池顶高出地面 0.5m 。溶液池、溶解池都采用钢筋混凝土, 内壁衬以聚乙烯板。

3. 混合设备

采用泵前投加, 混合设备采用水泵混合, 不需要其他混合设备。(因为水厂离水源取水口只有 50 米)

2.2 折板絮凝池的设计

(1) 已知条件 设计水量 $2.75 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$, 絮凝池设两组, 取絮凝时间 $t=12\text{min}$, 水深 $H=3.2\text{m}$ 。

(2) 设计计算

$$\text{每组絮凝池流量 } Q = \frac{27500}{2} = 13750 \text{ m}^3/\text{d} = 572.92 \text{ m}^3/\text{h} = 0.159 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{每组絮凝池容积 } W = \frac{Qt}{60} = \frac{572.92 \times 12}{60} = 114.58 \text{ m}^3$$

$$\text{每组池子面积 } f = \frac{W}{H} = 114.58/3.2 = 38.81 \text{ m}^2$$

$$\text{每组池子净宽: 絮凝池净长取 } L=20\text{m} \quad \text{则池宽 } B = \frac{f}{L} = 38.81/20 = 1.94\text{m}$$

将絮凝池垂直水流方向分 10 格, 每格净宽 2.0m , 平行水流方向分 5 格, 每小格长 2m , 共分 90 格, 单格面积 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 。絮凝过程分三段,

第一絮凝段采用多通道同板折波, $v=0.3\text{m/s}$;

第二絮凝段采用多通道同板折波, $v=0.2\text{m/s}$;

第三絮凝段采用直板, $v=0.1\text{m/s}$;

折板采用钢丝水泥板, 折板宽 0.5m , 厚 0.035m , 折角 90° , 折板净长 1.0m 。考虑到墙厚(采用钢筋混凝土墙), 外墙厚采用 300mm , 内墙采用 250mm , 则絮凝池实际长为:

$20 + 0.3 \times 2 + 0.25 \times 9 = 22.85\text{m}$ 实际宽为: $9.3 + 0.3 + 0.25 \times 9 = 12.85\text{m}$ 。

各格折板的间距及实际流速:

第一絮凝段折板间距取 0.40m ; 第二絮凝段折板间距取 0.40m ; 第三絮凝段折板间距取 0.45m 。

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{2979/3600}{2 \times 1 - 0.035/\sin 45^\circ \times 4 \times 1} = 0.31\text{m/s};$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{\frac{1}{2} * 2979 / 3600}{2 * 1 - 0.035 / \sin 45' * 4 * 1} = 0.15 \text{ m/s};$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{\frac{1}{4} * 2979 / 3600}{2 * 1 - 0.035 / \sin 45' * 5 * 1} = 0.13 \text{ m/s};$$

$$\text{水头损失 } h \quad \Sigma h = h_n + h_i = n \xi_1 \frac{v^2}{2g} + h_i$$

式中, Σh 为总水头损失, m; h 为折板间一个转弯的水头损失, m; h_i 为折板区上'下部转弯或过流孔洞的水头损失, m; n 为折板间转弯个数; v_0 为转弯或孔洞处流速, m/s; ξ_1 为折板间一次转弯的阻力系数; ξ_2 为折板区上下部转弯的阻力系数; ξ_3 为过流孔洞的阻力系数.

数据计算如下.

第一絮凝段为多通道同波折板.

第一絮凝段分为 5 格, 每格安装四块折板, 折角 90', $\xi=0.6$. 折板上下部 90' 转弯处 $\xi_2=1.0$, 过流孔洞进出口 $\xi_3=1.06$. 90' 转弯 $2*5=10$ 次, 进出口次数 $2*5=10$ 次, 取转弯高 1m, 孔洞高度 1m.

$$\text{转弯流速} \quad v_0 = \frac{2979.17}{3600 * 2 * 1} = 0.41 \text{ m/s}$$

$$\text{孔洞流速} \quad v_0' = \frac{2979.17}{3600 * 2 * 1} = 0.41 \text{ m/s}$$

转弯和进出口的水头损失

$$h_i = 10 * (\xi_2 + \xi_3) * \frac{v_0^2}{2g} = 10 * (1.0 + 1.06) * \frac{0.41^2}{2 * 9.81} = 0.18 \text{ m}$$

$$\Sigma h = n \xi_1 \frac{v^2}{2g} + h_i = 10 * 0.6 * \frac{0.31^2}{2 * 9.81} + 0.18 = 0.21 \text{ m}$$

第二絮凝段为多通道同波折板.

第二絮凝段分 5 格, 折板上下部 90' 转弯数 $2*5=10$, 过流孔洞进出口次数为 $2*5=10$ 个, 折板折角 90', $\xi=0.6$, $v=0.15 \text{ m/s}$.

$$\text{转弯流速} \quad v_0 = \frac{2979.17 / 2}{3600 * 2 * 0.8} = 0.26 \text{ m/s} \quad (\text{取转弯高 } 0.8 \text{ m})$$

$$\text{转弯处水头损失} \quad h_{i1} = 10 * \xi_2 * \frac{v_0^2}{2g} = 10 * 1.0 * \frac{0.26^2}{2 * 9.81} = 0.034 \text{ m}$$

孔洞流速 $v_0' = \frac{2979.17}{2 * 3600 * 2 * 0.6} = 0.345 \text{m/s}$ (取孔洞高度 0.6m)

孔洞处水头损失 $hi2 = 10 * \xi_3 \frac{v_0'^2}{2g} = 10 * 1.06 * \frac{0.345 * 0.345}{2 * 9.81} = 0.064 \text{m}$

$$hi = hi1 + hi2 = 0.034 + 0.064 = 0.098 \text{m}$$

$$\sum h = 12 \xi \frac{v^2}{2g} + hi = 10 * 0.6 * \frac{0.15 * 0.15}{2 * 9.81} + 0.098 = 0.11 \text{m}$$

第三絮凝段为多通道直板.

分格数为 5, 5 块直板 180', 直板区上下部 90' 转弯数次数 $2 * 5 = 10$, 过流孔洞进出口次数 10 次.

转弯流速 $v_0 = \frac{2979.17}{4 * 3600 * 2 * 0.8} = 0.13 \text{m/s}$

孔洞流速 $v_0' = \frac{0.69}{4} = 0.173 \text{m/s}$

转弯处水头损失 $hi1 = 10 \xi_2 \frac{v_0^2}{2g} = 10 * 1.0 * \frac{0.13 * 0.13}{2 * 9.81} = 0.086 \text{m}$

孔洞的水头损失 $hi2 = 10 * \xi_3 \frac{v_0'^2}{2g} = 10 * 1.06 * \frac{0.173 * 0.173}{2 * 9.81} = 0.016 \text{m}$

$$\sum h = hi1 + hi2 = 0.086 + 0.016 = 0.102 \text{m}$$

絮凝池各段的停留时间

第一絮凝段水流停留时间

$$t1 = 6 \frac{v1 - vb}{Q} = 6 * \frac{2 * 2 * 3.2 - 0.035 * 0.5 * 1 * 4 * 4}{0.828} = 92.7 \text{s}$$

第二絮凝段水流停留时间

$$t2 = 6 * \frac{2 * 2 * 3.2 - 0.035 * 1 * 4 * 4}{0.828 / 2} = 185.4 \text{s}$$

第三絮凝段水流停留时间

$$t3 = 6 * \frac{2 * 2 * 3.2 - 0.035 * 1 * 1.4 * 5}{0.828 / 4} = 372.8 \text{s}$$

絮凝池总停留时间

$$T=t_1+t_2+t_3=92.7+185.4+372.8=650.9\text{s}=10.85\text{min}$$

絮凝池各段的 G 值 $G=\sqrt{\frac{pghl}{ut}}$

水温 $T=20^\circ\text{C}$, $\mu=0.001\text{Pa}\cdot\text{s}$

第一段 $G=\sqrt{\frac{1000*9.81*0.21}{0.001*92.7}}=149.1\text{s}$

第二段 $G=\sqrt{\frac{1000*9.81*0.11}{0.001*185.4}}=76.3\text{s}$

第三段 $G=\sqrt{\frac{1000*9.81*0.102}{0.001*372.8}}=51.8\text{s}$

絮凝总水头损失 $\Sigma h = 0.21 + 0.11 + 0.102 = 0.422\text{m}$

$$GT=t\sqrt{\frac{pg\Sigma h}{ut}}=650.9*\sqrt{\frac{1000*9.81*0.422}{0.001*650.9}}=51910>20000$$

沉淀澄清设备的设计

采用上向流斜管沉淀池，水从斜管底部流入，沿管壁向上流动，上部出水，泥渣由底部滑出。斜管材料采用厚 0.4mm 蜂窝六边形聚丙烯塑料板，管的内切圆直径 $d=35\text{mm}$ ，长 $l=1000\text{mm}$ ，斜管倾角 $\theta=60^\circ$ 。

如下图 5 所示，斜管区由六角形截面的蜂窝状斜管组件组成。斜管与水平面成 60° 角，放置于沉淀池中。原水经过絮凝池转入斜管沉淀池下部。水流自下向上流动，清水在池顶用穿孔集水管收集；污泥则在池底也用穿孔排泥管收集，排入下水道。

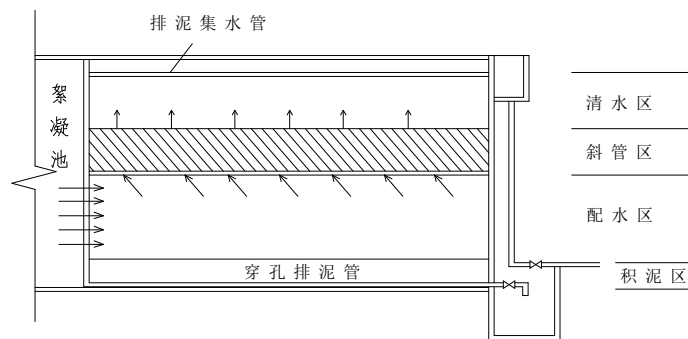


图 6 斜管沉淀池剖面图

2.3 沉淀池的设计

设计水量

包括水厂自用水量 10%

和絮凝池一样，斜管沉淀池也设置两组，每组设计流量 $Q=\frac{27500}{2}=13750\text{ m}^3/\text{d}=572.92$

$$\text{m}^3/\text{h}=0.159\text{ m}^3/\text{s}$$

表面负荷取 $q = 10 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 / \text{h}) = 2.8 \text{ mm} / \text{s}$

3.4.2 沉淀池面积

1) 清水区有效面积 A

$$A = \frac{Q}{q} = \frac{0.159}{0.0028} = 56.79 \text{ m}^2$$

2) 采用沉淀池尺寸面积 $F = 5.8 \times 10 = 58 \text{ m}^2$ ，为了配水均匀，进水区布置在 10m 长的一侧。在 5.8m 的长度中扣除无效长度 0.5m。因此净出口面积（考虑斜管结构系数 1.03）：

$$A'' = \frac{(5.8 - 0.5) \times 10}{1.03} = 51.45 \text{ m}^2$$

采用保护高 0.30m，清水区高度 1.20m，配水区高度 1.50m，穿孔排泥槽高 0.80m，斜管高度 $h = l \sin \theta = 1 \times \sin 60^\circ = 0.87 \text{ m}$ ，池子总高度 $H = 0.30 + 1.20 + 1.50 + 0.80 + 0.87 = 4.67 \text{ m}$

沉淀池进口采用穿孔墙，排泥采用穿孔管，集水系统采用穿孔管。

3) 沉淀池建筑面积 $F_{\text{建}}$

$$\text{斜管安装长度 } L_2 = l \cos \theta = 0.5 \text{ m}$$

考虑到安装间隙，长加 0.1m，宽加 0.1m

$$L = 7 \text{ m}, B = 8 \text{ m}$$

$$L = 7 + 0.5 + 0.1 = 7.6 \text{ m}$$

$$B = 8 + 0.1 = 8.1 \text{ m}$$

$$F_{\text{建}} = 7.6 \times 8.1 = 61.56 \text{ m}^2$$

3.4.4 核算

复核管内雷诺数、弗劳德数及沉淀时间

雷诺数 Re

$$\text{水力半径 } R = \frac{d}{4} = \frac{35}{4} = 8.75 \text{ mm} = 0.875 \text{ cm}$$

当水温 $t = 20^\circ \text{ C}$ 时，水的运动粘度 $\nu = 0.01 \text{ cm}^2 / \text{s}$ 。

$$\text{可求得管内流速 } v = \frac{Q}{A'' \sin \theta} = \frac{0.159}{51.45 \sin 60^\circ} = 3.56 \times 10^{-3} \text{ m} / \text{s} = 0.356 \text{ cm} / \text{s}$$

$$\text{雷诺数 } Re = \frac{Rv}{\nu} = \frac{0.875 \times 0.356}{0.01} = 31.15$$

弗劳德数 Fr

$$Fr = \frac{v^2}{Rg} = \frac{(0.356)^2}{0.875 \times 981} = 2.06 \times 10^{-4}$$

管内沉淀时间 t

$$T = \frac{l}{v} = \frac{1000}{3.6} = 280 \text{ s} = 4.6 \text{ min} \quad (\text{一般在 } 2 \sim 5 \text{ min 之间})$$

3.4.5 配水槽

配水槽宽 $b' = 1 \text{ m}$

3.4.6 集水系统

1) 集水槽个数 $n=9$

2) 集水槽中心距 $a = \frac{L}{n} = \frac{13.57}{9} = 1.5\text{m}$

3) 槽中流量 q_0

$$q_0 = \frac{Q}{n} = \frac{0.305}{9} = 0.034\text{m}^3/\text{s}$$

4) 槽中水深 H_2

$$\text{槽宽 } b = 0.9q_0^{0.4} = 0.9 \times 0.034^{0.4} = 0.25\text{m}$$

起点槽中水深 $0.75b=0.20\text{m}$, 终点槽中水深 $1.25b=0.33\text{m}$

为方便施工, 槽中水深统一按 $H_2=0.33\text{m}$ 计。

5) 槽的高度 H_3

集水方法采用淹没式自由跌落。淹没深度取 5cm , 跌落高度取 5cm , 槽的超高取 0.15m , 则集水槽总高度为

$$H_3 = H_2 + 0.05 + 0.05 + 0.15 = 0.58\text{m}$$

6) 孔眼计算

a. 所需孔眼总面积 ω

$$\text{由 } q_0 = \mu\omega\sqrt{2gh} \text{ 得 } \omega = \frac{q_0}{\mu\sqrt{2gh}}$$

式中 q_0 — 集水槽流量, m^3/s ;

μ — 流量系数, 取 0.62 ;

h — 孔口淹没水深, 取 0.05m ;

$$\text{所以 } \omega = \frac{0.034}{0.62\sqrt{2 \times 9.81 \times 0.05}} = 0.056\text{m}^2$$

b. 单孔面积 ω_0

孔眼直径采用 $d=30\text{mm}$, 则单孔面积

$$\omega_0 = \frac{\pi}{4}d^2 = 0.0007\text{m}^2$$

c. 孔眼个数 n

$$n = \frac{\omega}{\omega_0} = \frac{0.056}{0.0007} = 80 \text{ (个)}$$

d. 集水槽每边孔眼个数 n'

$$n' = n/2 = 80/2 = 40 \text{ (个)}$$

e. 孔眼中心距离 S_0

$$S_0 = B/47 = 9/40 = 0.23\text{m}$$

3.4.7 排泥

采用穿孔排泥管, 沿池宽 ($B=9\text{m}$) 横向铺设 6 条 V 形槽, 槽宽 1.5m , 槽壁倾角 45° , 槽壁斜高 1.5m , 排泥管上装快开闸门。

2.4 滤池设计计算

鉴于双层滤料普通快滤池在国内使用效果好, 滤速快, 因此按双层滤池设计设计用水量 (包括自用水量) 处理规模: $2.5 \times 10^4\text{m}^3/\text{d}$, 自用水量系数取 10% , 总处理量为 $2.75 \times 10^4\text{m}^3/\text{d}$ 。

$$Q = 2.75 \times 10^4\text{m}^3/\text{d} = 1.15 \times 10^3\text{m}^3/\text{h} = 0.319\text{m}^3/\text{s}$$

设计数据:

$$\text{滤速 } v = 10\text{m}/\text{h}$$

冲洗强度 $q = 14l/(s \cdot m^2)$

冲洗时间为 6min

2.4.1 滤池面积及尺寸

滤池工作时间为 24h，冲洗周期为 12h，滤池实际工作时间 $T = 24 - 0.1 \times \frac{24}{12} = 23.8h$

(式中只考虑反冲停用时间，不考虑排放初滤水时间)，滤池面积为

$$F = \frac{V}{vT} = \frac{QT_1}{vT} = \frac{27500 \times 1}{10 \times 23.8} = 115.5m^2$$

采用滤池数 $N=10$ ，布置成对称双行排列，每个滤池面积为：

$$f = \frac{F}{N} = \frac{115.5}{10} = 11.55m^2, \text{ 取 } f = 12m^2$$

采用滤池长宽比： $\frac{L}{B} = 2$

采用滤池尺寸： $L=5.0m$ ； $B=2.5m$ 。

校核强制滤速： $v' = \frac{Nv}{N-1} = \frac{10 \times 10}{10-1} = 11.1m/h$

2.4.2 滤池高度

保护高度： H_1 采用 $0.30m$

滤层表面以上水深： H_2 采用 $2.00m$

滤层厚度： H_3 采用 $0.40m$

承托层厚度： H_4 采用 $0.45m$

故滤池总高： $H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 0.30 + 2.00 + 0.4 + 0.45 = 3.15m$

2.4.3 配水系统

以计每只滤池的配水系统，其他滤池的相同。

(1) 干管

干管流量： $q_g = fq = 42 \times 14 = 588L/s$

采用钢筋混凝土渠道。断面尺寸： $750mm \times 750mm$ 。(渠道埋入池底，顶部设滤头或开孔布置)

干管始端流速： $v_0 = \frac{0.588}{0.75 \times 0.75} = 1.05m/s$

(2) 支管

支管中心距采用 $a=0.28m$

每池支管数： $n_1 = 2 \times \frac{B}{a} = 2 \times \frac{4.6}{0.28} = 32.89$ 根，取 $n_1 = 33$ 根

每根支管入口流量： $q_1 = \frac{q_g}{n_1} = \frac{588}{33} = 17.82L/s$

支管直径选用 $110mm$ ，支管截面积为 $9.50 \times 10^{-3}m^2$

支管始端流速： $v_a = \frac{q_1}{A_1} = \frac{0.01782}{0.0095} = 1.88m/s$

(3) 孔口布置

孔口流速采用 5.6m/s ，孔口总面积 $f_\alpha = \frac{0.588}{5.6} = 0.105\text{m}^2 = 105000\text{mm}^2$ 。

配水系统开孔比 $K = \frac{0.105}{42} = 0.25\%$ 。

孔口直径采用： $d_k = 9\text{mm}$

每个孔口面积： $f_k = \frac{\pi}{4} d_k^2 = 0.785 \times 9^2 = 63.5\text{mm}^2$

孔口总数： $N_k = \frac{f_\alpha}{f_k} = \frac{105000}{63.5} = 1653.54$ 个，取 $N_k = 1654$ 个。

每根支管孔口数： $n_k = \frac{N_k}{n_1} = \frac{1654}{33} = 50.12$ 个，取 $n_k = 50$ 个

支管孔口布置设两排，与垂线成 45° 夹角向下交错排列，见图：

每根支管长度： $L_k = \frac{1}{2}(L - D) = \frac{1}{2} \times (9.2 - 0.75) = 4.23\text{m}$

每排孔口中心距： $a_k = \frac{L_k}{\frac{1}{2}n_k} = \frac{4.23}{\frac{1}{2} \times 50} = 0.169\text{m}$

2.4.4 孔口水头损失

支管壁厚采用： $\delta = 5\text{mm}$

流量系数： $\mu = 0.65$

水头损失： $h_k = \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{10\mu K} \right)^2 = \frac{1}{2 \times 9.81} \left(\frac{14}{10 \times 0.65 \times 0.25} \right)^2 = 4.2\text{m}$

2.4.5 复算配水系统

支管长度与直径之比不大于 60，则 $\frac{L_k}{D_k} = \frac{4.23}{0.11} = 38.45 < 60$

孔口总面积与支管总横截面积之比小于 0.5，则

$$\frac{f_g}{n_1 A_1} = \frac{0.105}{33 \times 0.00950} = 0.33 < 0.5$$

干管横截面积与支管总横截面积之比，一般为 1.75~2.0，则

$$\frac{A_g}{n_1 A_1} = \frac{0.75 \times 0.75}{33 \times 0.00950} = 1.79$$

孔口中心距应小于 0.2，则 $a_k = 0.169\text{m} < 0.2\text{m}$

2.4.6 洗砂排水槽

洗砂排水槽中心距，采用 $a_p = 1.6\text{m}$

排水槽根数： $n_p = \frac{L}{a_p} = \frac{9.2}{1.6} = 5.75$ 根，取 $n_p = 6$ 根

排水槽长度： $L_p = B = 4.6\text{m}$

每槽排水量: $q_p = qL_p a_p = 14 \times 4.6 \times 1.6 = 103.04 L/s$

采用三角形标准断面。

槽中流速, 采用 $v_p = 0.6 m/s$

横断面尺寸: $x = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{q_p}{1000 v_p}} = \frac{1}{2} \times \sqrt{\frac{103.04}{1000 \times 0.6}} = 0.171 m$, 取 $x = 0.17 m$

排水槽底厚度采用 $\delta = 0.05 m$

砂层最大膨胀率: $e = 45\%$

砂层厚度: $H_2 = 0.7 m$

洗砂排水槽顶距砂面高度: $H_e = eH_2 + 2.5x + \delta + 0.75$
 $= 0.45 \times 0.7 + 2.5 \times 0.17 + 0.05 + 0.075 = 0.87 m$

洗砂排水槽总平面面积: $F_p = 2xL_p n_p = 2 \times 0.17 \times 4.6 \times 6 = 9.384 m^2$

复算: 排水槽总平面面积与滤池面积之比, 一般小于 25%, 则:

$$\frac{F_p}{f} = \frac{9.384}{42} = 22.3\% < 25\%$$

2.4.7 滤池各种管渠计算

(1) 进水

进水总流量: $Q = 157500 m^3 / d = 1.82 m^3 / s$

采用进水渠断面: 渠宽 $B_1 = 1.5 m$, 水深为 $1.3 m$

渠中流速: $v_j = \frac{1.82}{1.5 \times 1.3} = 0.93 m/s$

各个滤池进水管流量: $Q_j = \frac{Q}{N} = \frac{1.82}{16} = 0.114 m/s$

采用钢筋混凝土渠道, 断面尺寸为 $350 mm \times 350 mm$

渠中流速: $v_{j1} = \frac{0.114}{0.35 \times 0.35} = 0.93 m/s$

(2) 冲洗水

冲洗水总流量: $q_g = fq = 42 \times 14 = 0.588 m/s$

采用管径: $D_c = 600 mm$

管中流速: $v_{j2} = \frac{4Q}{\pi \bullet D_c^2} = \frac{4 \times 0.588}{3.14 \times 0.6^2} = 2.08 m/s$

(3) 清水

清水总流量: $Q_q = Q = 157500 m^3 / d = 1.82 m^3 / s$

清水渠断面: 同进水渠断面 (便于布置)。

每个滤池清水管流量: $Q_q = Q_j = \frac{Q}{N} = \frac{1.82}{16} = 0.114 m/s$

采用管径: $D_q = 400 mm$

管中流速: $v_q = 0.91 m/s$

(4) 排水

排水流量: $q_p = q_g = fq = 42 \times 14 = 0.588 m/s$

排水渠断面：宽度 $B_s=0.7m$ ，渠中水深为 $0.7m$ 。

$$\text{渠中流速: } v_p = \frac{0.588}{0.7 \times 0.7} = 1.2m/s$$

(5) 冲洗水箱（或水泵）

冲洗时间： $t=6min$

冲洗水箱容积： $W=1.5qft=1.5 \times 14 \times 42 \times 6 \times 60=317.52m^3$

水箱底至滤池配水管间的沿途及局部损失之和： $h_1 = 1.0m$

配水系统水头损失： $h_2 = h_k = 4.2m$

承托层水头损失： $h_3 = 0.022H_1q = 0.022 \times 0.45 \times 14 = 0.14m$

滤料层水头损失： $h_4 = (\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1)(1 - m_0)H_2 = (\frac{2.65}{1} - 1) \times (1 - 0.41) \times 0.7 = 0.68m$

安全富余水头，采用 $h_5 = 1.5m$

$$\begin{aligned}\text{冲洗水箱底应高出洗砂排水槽面: } H_0 &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\ &= 1.0 + 4.2 + 0.14 + 0.68 + 1.5 \\ &= 7.52m\end{aligned}$$

2.5. 消毒及其设备设计计算

采用氯消毒。

(1) 氯的投加量

水厂产水量为 $2.5 \times 10^4 m^3/d$ ，自用水量系数取 10%，总处理量为 $2.75 \times 10^4 m^3/d$ 。

$Q=2.75 \times 10^4 m^3/d=1.15 \times 10^3 m^3/h=0.319 m^3/s$

最大投氯量为 $a=3mg/L$

加氯量为：

$$Q_a = 0.001aQ_1 = 0.001 \times 3 \times 27500 = 82.5kg/d$$

储氯量（按一个月考虑）为：

$$M = 30Q_a = 30 \times 82.5 = 2475kg$$

(2) 加氯间计算

手动调节式真空加氯机 40~120kg/d 六台，一台备用，每台尺寸 600mm×700mm（基座 450mm×450mm）。

考虑活动空间，加氯间长取为 5m，宽为 4m. 占地面积为 $20 m^2$

(3) 氯库计算

选用容量为 1000kg/瓶的瓶装氯，每瓶的直径 $D=800mm$ ，长度为 $L=2020mm$ 。

每个月需氯量为 14175kg，所以需要氯的瓶数为： $N = \frac{2475}{1000} = 2.47$ ，取 $N = 3$ 瓶。

则至少占地面积为： $A = NDL = 3 \times 0.8 \times 2.02 = 4.848m^2$

考虑搬运等活动空间，取库的长为 4m，宽为 5m, 占地面积为 $20m^2$

2.6. 清水池设计计算

采用两座矩形清水池

根据水厂运行经验，清水池有效容积按最高日用水量的15%计。

每座有效容积 $W=0.5 \times 15\% \times QT=0.5 \times 15\% \times 27500=2062.5m^3$

有效水深取 4m，超高 0.3m，长宽为 16m×32m

实际容积为 $4.3 \times 60 \times 50 = 2201.6m^3 > 2062.5m^3$

按规范，进水管取 DN1400，出水管取 DN1200，排水管 DN600，溢流管取 DN1000

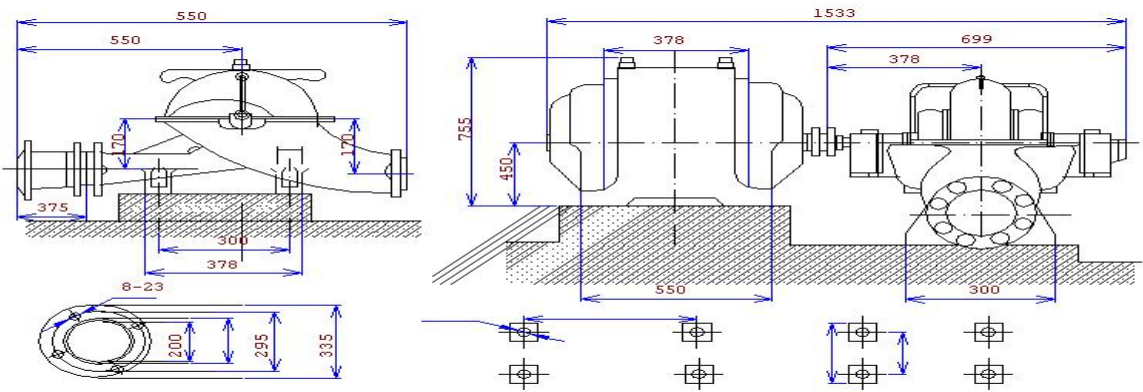
清水池设两个检修孔，直径约为1200mm，池顶8个通气孔，通气孔直径300mm，池顶覆土厚度1.0m

2.7二级泵房设计

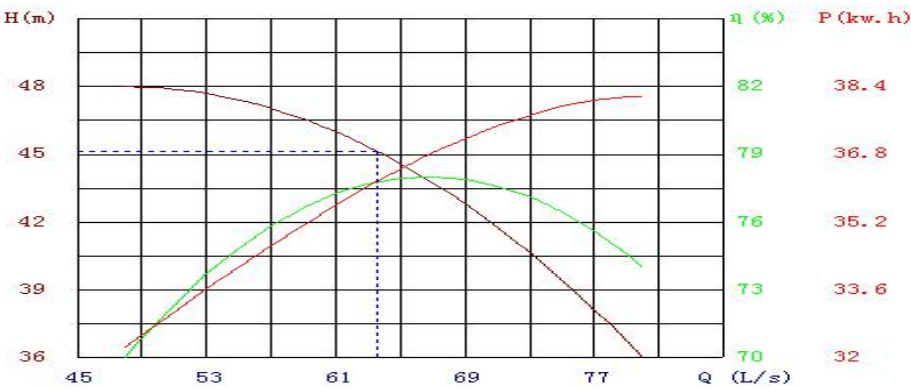
泵房为圆形，直径为D=22m，高为16m。

选用六台8SA-10B型水泵（Q=48-80L/s，H=36~48m，N=45kw，Hs=2.6m），五台工作，一台备用。

查水泵与电机样本，计算出8SA-10A型水泵机组基础平面尺寸为1533mm×1000mm。泵房平面尺寸为15m×15m，占地面积为225m²



SA 型泵外形及安装尺寸



8SA-10B

2.8. 吸水井

分成2格，水停留时间5min，有效容积W=QT=（1150×5）/60=95.83m³

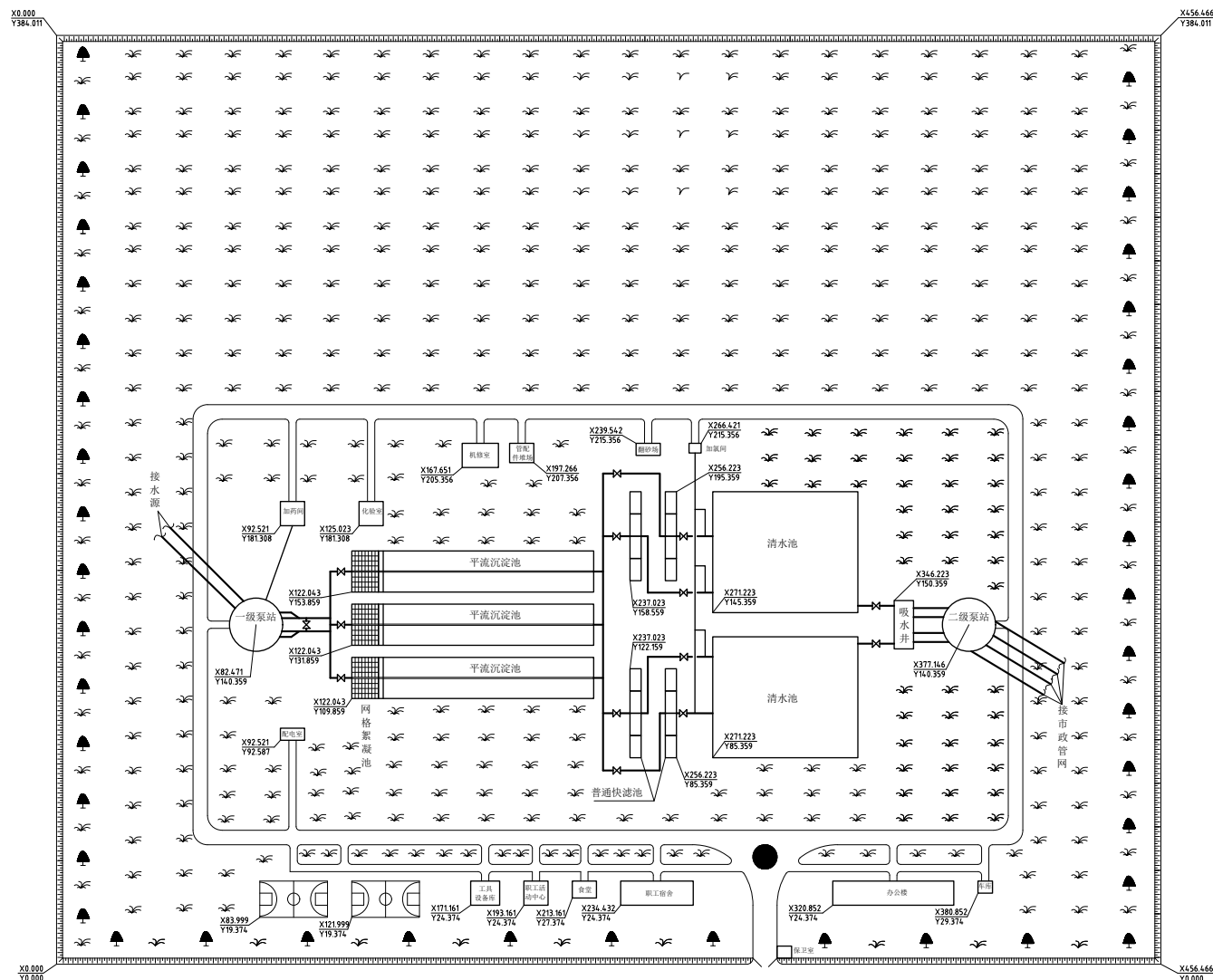
取长宽高=5×5×4=100 m³>95.83 m³

2.9. 水厂工艺构筑物高程设计

处理构筑物及连接管中的水头损失		
构筑物名称	水头损失范围	取值
絮凝池	0.4~0.5	0.4
沉淀池	0.2~0.3	0.25
澄清池	0.6~0.8	0.7

普通快滤池	2.0~2.5	2
连接管	水头损失范围	取值
絮凝池至沉淀池	0.1	0.1
沉淀池至滤池	0.3~0.5	0.4
滤池至清水池	0.3~0.5	0.4

从絮凝池到清水池的水头损失总共为4.25m。



水厂平面布置
1:1000

构筑物及建筑物一览表

编号	名 称	规 格	材 料	单 位	数 量	备 注
1	一级泵站	D=22000	钢 混	个	1	
2	网格絮凝池	10980×14640	钢 混	座	3	每座有2个池子
3	平流沉淀池	87000×17000×3400	钢 混	座	3	每座有2个池子
4	普通快滤池	9200×4600×3150	钢 混	座	16	
5	清水池	60000×50000×4300	钢 混	座	2	
6	吸水井	12000×12000×4000	钢 混	座	1	分成两格
7	二级泵站	D=22000	钢 混	个	1	
8	加药间	F=100㎡	砖 混	间	1	
9	加氯间	F=20㎡	砖 混	间	1	
10	机 修	F=150㎡	砖 混	间	1	
11	翻砂场	F=50㎡	水 泥	个	1	
12	管配件堆场	F=80㎡	砖 混	间	1	
13	工具设备库	F=120㎡	砖 混	间	1	
14	配电室	F=50㎡	砖 混	间	1	
15	办公楼	F=500㎡	砖 混	幢	1	四层
16	化验室	F=100㎡	砖 混	间	1	
17	职工宿舍	F=300㎡	砖 混	幢	1	六层
18	食 堂	F=70㎡	砖 混	座	1	
19	职工活动中心	F=100㎡	砖 混	间	1	
20	车 库	F=30㎡	砖 混	间	1	
21	保卫室	F=30㎡	砖 混	间	1	

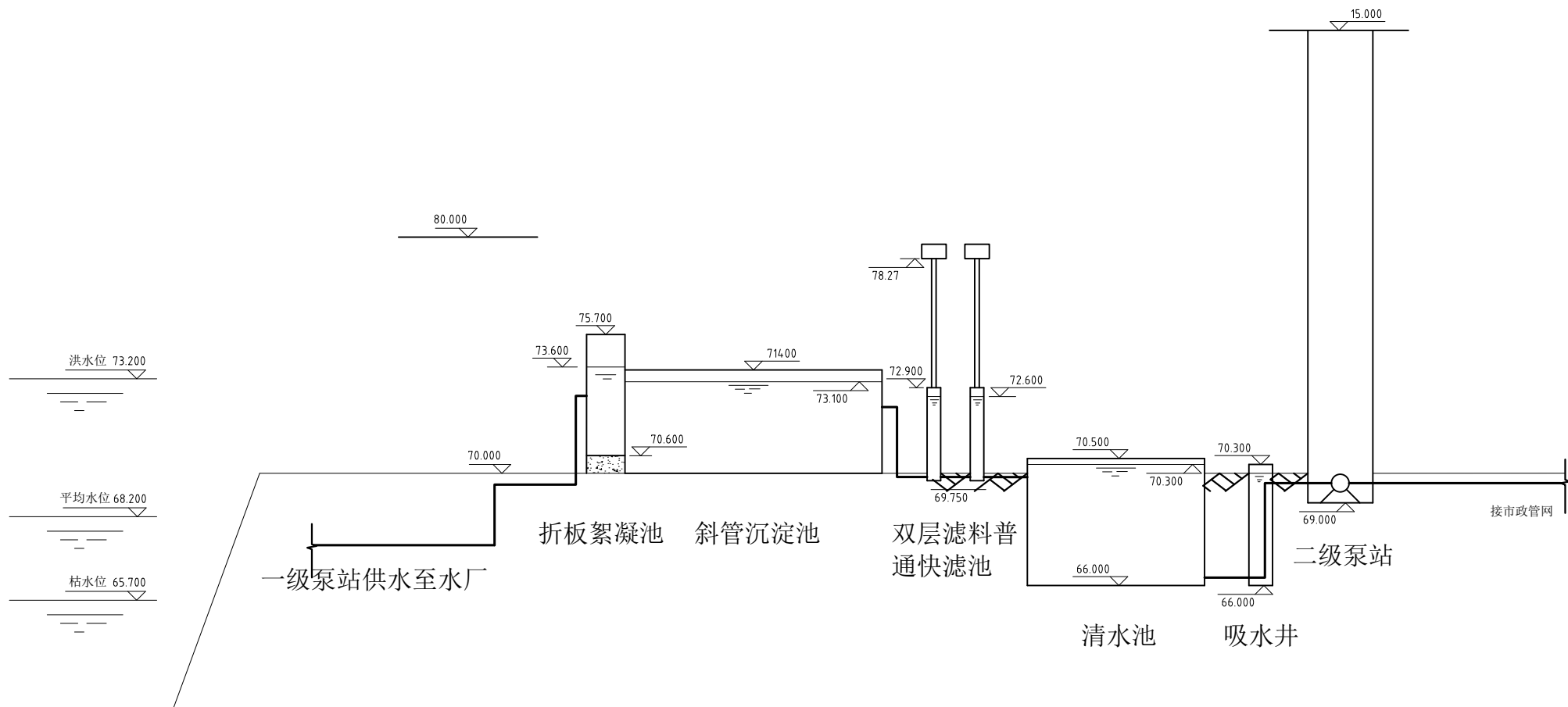
图 例

图 例	名 称	图 例	名 称
	给水管		围 墙
	投药管		风景树
	公 路		花 坛
	阀 门		草 地

说明:

1. 本图尺寸单位除坐标以米计外, 其余以毫米计。
2. 本净水厂设计近远分两期建, 近期总规模为15万吨/日, 占地面积约175200平方米。
3. 各清水池和水泵房的相对位置应按图放线施工。

广 东 工 业 大 学				兴 建 单 位	日 期	业 务 号
班 别		学 号	3106003692	工 程 名 称	2.5万吨/日净水厂	2009.6
审 核		计 算	车志远	日 期		初步设计
校 对		校 对	车志远	图 号		1
总 负 责		制 图	车志远	内 容	水厂高程布置图	



纵向1: 100; 横向1: 500

净水厂高程图

广东工业大学				兴建单位		业务号	
				工程名称	2.5万吨/日净水厂	日期	2009.6
班 别		学 号	3106003692	内容	水厂高程布置图	图号	2
审 核		设 计	车志远				
校 对		计 算	车志远				
总 负 责		制 图	车志远				