

Universidad Nacional de Ingeniería

Programa Académico de Ingeniería Sanitaria

Proyecto de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Desagües de la Ciudad de Vitarte

**Tesis.- Para adoptar los títulos de Bachiller
en Ingeniería Sanitaria é Ingeniero Sanitario**

Presentado por

PEDRO VENTO PATINO

Promoción 1966

Lima - Perú

1971

I N D I C E

CAPITULO I

GENERALIDADES.

- 1.1. Ubicación Geográfica.
- 1.2. Límites.
- 1.3. Extensión.
- 1.4. Breve Historia.
- 1.5. La Región.
- 1.6. Medio Natural.
- 1.7. Geología.
- 1.8. Clima.
- 1.9. Descripción de la Población.
- 1.10. Vías de Comunicación.
- 1.11. Importancia.
- 1.12. Vivienda.
- 1.13. Educación.
- 1.14. Salud Pública.
- 1.15. Recreación.
- 1.16. Aspecto Económico.
- 1.17. Actividad Extractiva.
- 1.18. Actividad Industrial.
- 1.19. Actividad Comercial.
- 1.20. Edificios Públicos.

CAPITULO I I.

SERVICIOS EXISTENTES.

- 2.1. Servicios de Agua Potable.
- 2.2. Dotación Actual de Servicio.
- 2.3. Proyecciones Futuras.
- 2.4. Sistemas de Distribución.
- 2.5. Sistemas de Evacuación de Aguas Negras.
- 2.6. Abastecimiento de Agua en las Industrias.
- 2.7. Evacuación de Desagües Industriales.
- 2.8. Otros Servicios Públicos.
- 2.9. Servicio Eléctrico y de Comunicación.
- 2.10. Sistemas de Calles.
- 2.11. Recolección de Basuras.

CAPITULO III .

CALCULO DE LA POBLACION DE DISEÑO.

- 3.1. Período de Diseño.
- 3.2. Factores de Crecimiento de la Población.
- 3.3. Censos.
- 3.4. Crecimiento vegetativo.
- 3.5. Métodos de Cálculo para la Población Futura.

- 3.5.1. Método Gráfico.
- 3.5.2. Método Aritmético.
- 3.5.3. Método Geométrico.
- 3.5.4. Método de los Incrementos Variables.
- 3.5.5. Método de la Parábola de 2do. Grado.
- 3.5.6. Cuadro Comparativo de los Métodos Empleados.
- 3.5.7. Población de Diseño.

CAPITULO IV.

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

- 4.1. Aporte de Desagües.
- 4.2. Tipo de Sistema.
- 4.3. Variaciones del Caudal de las Aguas Negras.
- 4.4. Consideraciones de Diseño.
- 4.5. Cálculo de la Dotación de los Desagües.
- 4.6. Diseño de la Red de Alcantarillado.
- 4.7. Especificaciones Técnicas.
 - 4.7.1. Materiales.
 - 4.7.2. Trazo.
 - 4.7.3. Excavación de Zanjas.
 - 4.7.4. Fondo de Zanja.
 - 4.7.5. Acondicionamiento de las Zanjas.

- 4.7.6. Materiales de la excavación-Cuidados.
- 4.7.7. Prevención en la apertura de Zanjas.
- 4.7.8. Cuidados en el Transporte de Tuberías.
- 4.7.9. Colocación de las Tuberías.
- 4.7.10. Alineamiento.
- 4.7.11. Limpieza.
- 4.7.12. Calafateo.
- 4.7.13. Cuidados.
- 4.7.14. Prueba de las Tuberías.
- 4.7.15. Prueba de la Tubería (Método de bola y del haz de luz)
- 4.7.16. Prueba Hidráulica por Tramos.
- 4.7.17. Relleno de las Zanjas.
- 4.7.18. Buzones.
- 4.7.19. Tipo de Buzones (especificaciones).
- 4.7.20. Tapa de los Buzones.
- 4.7.21. Otras Recomendaciones.

CAPITULO V.

DISPOSICION FINAL DEL DESAGUE.

- 5.1. Precauciones a Tomar.
- 5.2. Efecto del Lanzamiento de las Aguas Servidas.
- 5.3. Características del Agua de Albañal.

- 5.4. Alternativa para la Disposición Final.
 - a. Lagunas de Estabilización.
 - b. Planta de Tratamiento.
 - c. Dilución en el río Rímac.
 - d. Prolongación del emisor.
- 5.5. Sistema a Recomendar.
- 5.6. Justificación de la Construcción de una Planta.
- 5.7. Característica de los Desagües Domésticos.
 - a. Físicas.
 - b. Químicas.
 - c. Biológicas.
- 5.8. Análisis.
 - 5.8.1. Características de los Desagües Domésticos.
 - a. Desagüe de Lima.
 - b. Características según Imhoff y Fair.
 - c. Análisis Químico Sanitario Típico de las Aguas Negras.
 - d. Componentes de las Aguas Negras.
 - e. Comparación.
- 5.9. Diseño de la Planta de Tratamiento.
 - 5.9.1. Factores a considerar.
- 5.10. Tipo y unidades de la Planta de Tratamiento Secundario.

- a. Cámara de Rejas.
- b. Medidor Parshall.
- c. Cámara de Bombeo.
- d. Tanque Imhoff.
- e. Filtro Biológico.
- f. Sedimentador Secundario.
- g. Dispositivo de Recirculado.
- h. Lechos de Secado.

5.11. Ubicación de la Planta y Descarga del Efluente.

5.12. Datos para el Diseño.

5.13. Dotaciones para el Cálculo de la Planta.

CAPITULO VI.

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

6.1. Diseño de la Cámara de Rejas.

6.1.1. Requisitos.

6.1.2. Factores de Diseño.

6.1.3. Cálculo de las Rejas.

6.2. Medidor Parshall.

6.3. Diseño de la Cámara de Bombeo.

6.4. Diseño del Tanque Imhoff.

6.5. Diseño del Bio-Filtro.

- 6.5.1. Tratamiento Secundario.
- 6.5.2. Procesos del Tratamiento Secundario Aeróbico (Análisis).
- 6.5.3. Biología del Filtro Percolador.
- 6.5.4. Elección del Tratamiento.
- 6.5.5. Diseño.
- 6.6. Tanque de Sedimentación Secundaria.
 - 6.6.1. Cámara de Sedimentación.
 - 6.6.2. Tolva de Fangos.
- 6.7. Dispositivo de Recirculación.
- 6.8. Lechos de Secado.
- 6.9. Funcionamiento de la Planta.

Bibliografía

Relación de Planos y cuadros

I N T R O D U C C I O N

Sirva el presente trabajo de Saneamiento como una guía de consulta al estudiantado y a todas aquellas personas que deseen llevar a cabo labores en este tipo.

Esta tesis ha sido desarrollada en base a los conocimientos adquiridos en las clases dictadas por los profesores de esta Casa de Estudios.

Tiene por finalidad el de presentar y relacionar los fines de la Ingeniería Sanitaria en el campo del Saneamiento de los núcleos urbanos, con el objeto de preservar la salud de los seres humanos, como el de evitar la contaminación del medio ambiente.

C A P I T U L O I

GENERALIDADES.

1.1. Ubicación Geográfica.

Altura : 360 m.s.n.m.

Latitud : 12 01 55" Sur

Longitud : 76 35 35" Oeste Greenwich

La ciudad de Vitarte es la capital del Distrito de Ate que forma parte de la Provincia de Lima.

Se encuentra situada en la margen izquierda del río Rímac y a una distancia de 12 Km. de la capital de la república (Lima).

1.2. Límites.

La división corresponde al libro de Legislación Municipal de Enrique Castro, Tomo I; deja entrever los límites del Distrito : por el Norte con el río Rímac, que lo separa del Distrito de Lurigancho, por el Sur las cadenas de cerros, que son las estrivaciones de la Cordillera de los Andes que lo separa del Distrito de Surco, por el Este con la Provincia de Huarochiri, por el Oeste con el Cercado de Lima con su línea divisoria, la antigua línea del ferrocarril que venía de Lurín a Lima.

1.3. Extensión.

En los archivos Municipales del Consejo de Ate (Año de 1936), se ha encontrado que el Distrito referido abarcaba desde la portada de Maravillas hasta Chaclacayo y estaba dividido en dos zonas : Ate Alto y Ate Bajo.

Ate Alto.

Comprendía los fundos de : Ancieta, Huerta de Alzamarra, Huacas, La Menacho, Bravo Chico, Vicentello, Los Perales, Quiroz, Portocarrero, Nochete, Santa Rosa Chico, Salinas, Encalada, Zavala, Vitarte, La Estrella, Huanchihuaylos, Lomo Largo, Parroche.

Ate Bajo.

Comprendía : El Agustino, Valdivieso, Puente, Inquisidor, Pulido, Segarra, Bravo Grande, Asesor, Mayorazgo, - Trapiche, Cárdenas, Barbadillo, Monterrico Grande, Montaluna, Pueblo de Ate y Chacaritas; teniendo como anexos : Melgarejo, Rinconada, Puruchuco, Cerro Camacho, (Límite con la Molina).

Todos estos lugares corresponden a las haciendas comprendidas dentro del perímetro del Distrito.

En la actualidad estos límites son los mismos.

1.4. Breve Historia.

La zona donde se encuentra ubicado Vitarte, ha sido desde la antigüedad ocupado por centros urbanos.

Dicho centro fué parte integrante de los poblados del Grupo Nivería, civilización preincaica, que con los de Cajamarquilla y Catalina Huanca poblaban en el centro del Valle de Ate.

Durante la Colonia fué denominada con el nombre de Late y estaba ocupado por tres haciendas.

En 1760 aparece llamándose Ate y se menciona según crónicas de la época la existencia del poblado del mismo nombre

que subsiste hasta la actualidad.

Durante el censo general de la Colonia en ese entonces, año de 1795 dió una población de 75 habitantes.

Al comenzar la República se crea el Distrito de Ate por Decreto de Simón Bolívar en el año de 1827.

En el año de 1871, se establece la Fábrica de Tejidos Vitarte, durante la misma época se da comienzo a las obras de la construcción del Ferrocarril Central, siendo pues ésta una de las causas que Vitarte comienza a tomar importancia en el Distrito de Ate, llegando con el tiempo a absorber las actividades administrativas del mismo hasta convertirse el 13 de Febrero de 1950 en la Capital del Distrito de Ate.

1.5. La Región.

Vitarte desde el punto de vista funcional, es parte del elemento polarizado de la Lima Metropolitana en su plan de expansión y aspecto urbanístico, ya que presenta un magnífico lugar de expansión siendo conjuntamente con Santa Clara, ~~Maña~~, Morón, Chaclacayo, Chosica y Ricardo -

Palma, lugares para el establecimiento humano a través de 40 Km. en el Valle del Río Rímac. Esto esta en relación a la importante corriente de transporte, industrias y a la comunicación de Lima con el centro del país por medio de la Carretera Central.

1.6. Medio Natural.

El Valle de Vitarte se encuentra bañado por las aguas del río Rímac y del río Ate que forma parte del río Rímac como una derivación para irrigar los terrenos de sembrío aguas abajo.

El valle es desértico carece de vegetación exuberante, pero hay algunos lugares que se encuentran arborizados, que originan zonas de valor paisajista, especialmente hacia la zona de Santa Clara.

1.7. Geología.

El valle de Ate se encuentra situado en terrenos formados por el cono de deyección del río Rímac.

El suelo está formado superficialmente por tierra del

tipo arcilla hasta una profundidad promedio de 3 mts. siendo el resto del terreno del tipo conglomerado.

Los cerros que circundan a la ciudad de Vitarte son de altura mediana que fluctúan entre los 750 m.s.n.m. con pendiente no muy pronunciada, sus rocas que lo forman son del tipo lithosol.

1.8. Clima.

El clima de Vitarte presenta las mismas características que la mayoría de las ciudades de nuestra costa, teniendo una temperatura media de 18°C, siendo de 28°C en la estación de verano, presentando además una humedad relativa en promedio de 94%.

Durante la estación de invierno el cielo se cubre de nubes del tipo estratos, teniendo una precipitación pluvial mínima (garúa), que es apreciable solamente en mm. careciendo de importancia.

La presión atmosférica se puede considerar que está en los 986 mm de Hg.

La cadena de cerros que circundan al valle le da una

protección por el Sur y el Sur-Oeste, contribuyendo a la formación de un micro-clima del tipo benigno.

Los vientos provienen generalmente del Sur hacia el interior del valle, siguiendo una dirección de sur-oeste y nor-este.

Todos estos datos han sido tomados de la Estación Meteorológica de la Molina y además por estar relativamente cercano a Vitarte.

1.9. Descripción de la Población.

La población que actualmente radica en Vitarte es cosmopolita, está formada especialmente por grupos de familias de los trabajadores de las diversas industrias que se han desarrollado en la misma población o en las cercanías.

Se nota también una corriente migratoria que afecta en forma notoria el incremento demográfico de Vitarte, ya que la ciudad proporciona fuentes de trabajo en las diversas industrias que cada día se vienen implantando.

1.10. Vías de Comunicación.

La ciudad de Vitarte está comunicada con la capital de la república mediante la carretera Central, siendo esta una razón por la que soporta un tráfico intenso, debido a que la carretera Central que es una de las principales vías de comunicación la une con el centro del país.

En la actualidad Vitarte tiene diversos tipos de movilidad como colectivos y ómnibus.

Se tendrá que anotar que por Vitarte pasa la línea del Ferrocarril Central que en un tiempo fue base primordial del transporte de pasajeros, hoy día dedicado más al transporte de carga.

1.11. Importancia.

La importancia que tiene Vitarte es bastante halagadora por su extensión de terreno y su topografía, como además, la cercanía a Lima hace que hoy en día se estén desarrollando a lo largo de la Carretera Central grandes núcleos industriales, como también la expansión urbana de Lima.

1.12. Vivienda.

Se tendrá que hacer mención que en Vitarte predominan dos zonas, una la antigua, que se ha desarrollado alrededor de la Fábrica de Tejidos Vitarte y otra, la zona nueva que se está incrementando en estos últimos años.

Las viviendas en su mayoría son de un piso, siendo el material más empleado en su construcción el adobe, pero este material está siendo desplazado por el empleo del ladrillo y el cemento, por presentar características de seguridad y de higiene.

El tipo de construcciones de adobe predomina en la zona antigua, el ladrillo se utiliza más en la zona nueva.

La razón del cambio en el tipo de construcción es por contar en la zona con materia prima disponible para la elaboración del ladrillo, ya que en la actualidad existen en Vitarte 5 ladrilleras.

1.13. Educación.

La ciudad cuenta con centros educativos donde no sólo

lo reciben instrucción educandos de la localidad, sino de zonas aledañas, por lo cual hay un intenso movimiento escolar durante la época de clases.

Vitarte cuenta en la actualidad con los siguientes - locales escolares :

- 2 Escuelas Primarias de Varones.
- Escuelas Primarias de Mujeres.
- 1 Escuela Primaria Mixta.
- 1 Colegio Secundario de Varones.
- 1 Colegio Secundario de Mujeres.
- 1 Colegio Secundario-Técnico de Varones.
- 1 Jardín de la Infancia.

Todos estos locales son del Estado.

1.14. Salud Pública.

La salud pública está controlada por la existencia de consultorios médicos y dentales, lo mismo que farmacias, todos estos medios son particulares.

Hay una Posta Sanitaria a cargo del Ministerio de Sa

lud, donde se atiende en forma especial casos de enfermedades infantiles, medicina general y dental para las clases necesitadas.

También la Municipalidad cuenta con un servicio médico de asistencia infantil.

1.15. Recreación.

La ciudad de Vitarte cuenta con diversos centros de recreación : 3 parques zonales, 2 campos deportivos, uno de ellos del Municipio, 3 clubes oficiales, un coliseo y un cinema.

Anotaremos que estas recreaciones no cumplen eficazmente su cometido por la gran población que cada día se incrementa en la ciudad, además estos centros no cuentan con las debidas instalaciones para que cumplan su finalidad para lo cual fueron construidas.

1.16. Aspecto Económico.

Los pobladores de la zona de Vitarte, en su mayoría trabajan en las industrias existentes que se encuentran

cerca. Los centros de trabajo que existen en su mayoría son grandes, como las fábricas de tejidos, aluminio, curtiembres y otras industrias menores.

1.17. Actividad Extractiva.

La ausencia de minerales en la zona y la falta de recursos forestales, determina que la actividad extractiva más importante sea la elaboración de ladrillos de arcilla, ya que el suelo de Vitarte es rico en este material, razón por la cual existe en la actualidad 5 ladrilleras, ocupando por lo tanto un buen número de trabajadores, debido a la demanda de este material en Lima.

1.18. Actividad Industrial.

Por estar Vitarte cercano a Lima y por contar con terrenos aparentes para el desarrollo de las industrias, - durante estos últimos años se han establecido diversos tipos de industrias en la zona, tales como :

Fábrica de Productos Textiles Vitarte, la más antigua, data de 1871.

Hilados Moll de tejidos y ropa.

Curtiembre Rímac.

Fábrica de Productos de Aluminio y Artefactos Domésticos.

Fábrica de Productos Nylon (Tejidos y varios).

Empleando para esta labor gran número de trabajadores, siendo ésta una de las razones el porque haya una constante corriente migratoria.

1.19. Actividad Comercial.

Los tipos de comercio que existen están agrupados en diversas categorías según las necesidades de la localidad.

El comercio principal se ha desarrollado a lo largo del Jirón Central, habiendo locales dedicados a la venta de abarrotes, librerías, restaurantes, farmacias, dos mercados de abastos, panaderías, peluquerías y un camal con capacidad de treinta reses diarias, siendo su local muy estrecho.

1.20. Edificios Públicos.

Los edificios principales de la ciudad son los si-

güentes :

El Municipio, encargado del control del desarrollo, ornato, limpieza pública, etc. de toda la ciudad.

El local del Municipio fué inaugurado el 15 de Setiembre - de 1935.

Se cuenta además con un puesto de la Guardia Civil, local de la Policía de Investigaciones, Juzgado de Paz y Gobernación.

Vitarte tiene una Parroquia situada en la Plaza Principal. Contando además con los locales de las Escuelas y Colegios, como también la Posta Médica.

C A P I T U L O I I

SERVICIOS EXISTENTES2.0. Servicios Existentes.

En la actualidad la población de Vitarte cuenta con diversos Servicios Públicos que cumplen una misión altamente social.

Para su evaluación podremos describir de la siguiente forma de acuerdo a su finalidad :

2.1. Servicio de Agua Potable.

La ciudad cuenta con un servicio de agua potable que data del año de 1958, construido por la Junta de Obras Pú

blicas de Lima.

El servicio de agua potable no abarca a toda la población sirviendo solamente a la zona central o más antigua, habiéndose contemplado para el futuro las ampliaciones pertinentes por encargo del Consejo Municipal y han sido efectuadas por el Ministerio de Vivienda (antes Ministerio de Fomento), que contempla la perforación de dos nuevos pozos y la construcción de un nuevo reservorio como también la construcción de la red de alcantarillado. Estas dos obras se llevarán a cabo en dos etapas, de acuerdo a las necesidades que se vayan presentando en el futuro.

2.2. Dotación Actual de Servicio.

En la actualidad el agua potable que consume la población de Vitarte es subterránea, para ello se cuenta con los siguientes servicios.

Un pozo perforado de 52 m. de profundidad con una caseta de bombeo. El rendimiento del pozo es de 80 lt/seg. siendo bombeada hasta un reservorio de 650 m³, ubicado en el Cerro Candela en la cota 401 m.s.n.m. que aseguran una presión de servicio suficientemente buena. La tubería de

impulsión es de 8" de f°g°, el abastecimiento es suficiente debido a que mucha agua se pierde por rebose. El agua que se consume actualmente no recibe ningún tratamiento de desinfección ya que no se emplea el cloro como prevención contra enfermedades del tipo hídrico.

La red de distribución en su totalidad es de f° g° siendo los diámetros de 6" y 4", teniendo accesorios como son válvulas, grifos contra incendio, etc.

También una parte de la población está dotada de agua que suministra la Fábrica de Tejidos Vitarte, pero está dotación es por medio de piletas. Otra parte de la población consume agua de pozo que han sido excavados en sus propios domicilios, debido a que la napa de agua se encuentra a una profundidad en promedio de 10 m. Tendremos que mencionar que en la red de distribución no existen medidores para el consumo domiciliario, teniendo el Municipio que efectuar el cobro por tarifas establecidas de acuerdo al diámetro y al tipo de servicio a que está destinada, estos servicios se clasifican en doméstico, comercial o industrial.

El consumo actual de la población es de 60 lt/seg .

en su hora de máximo consumo.

2.3. Proyecciones Futuras.

Con el fin de dotar de agua potable a toda la población el Ministerio de Vivienda (antes Ministerio de Fomento) por encargo de la Municipalidad de Vitarte, ha elaborado un nuevo proyecto, que contempla la ampliación del servicio actual, debiendo de efectuarse en dos etapas :

La primera con la perforación de un nuevo pozo, que distribuirá el agua directamente a la red pública y el excedente se irá a almacenar al reservorio de 650 m³ del Cerro Candela.

La segunda etapa comprende la perforación de un nuevo pozo pero con la construcción de un reservorio de 1000 m³, ubicado en la cota 400 m.s.n.m. en el Km. 16 de la Carretera Central.

Los estudios que se han efectuado, contemplan las siguientes especificaciones por etapas :

Primera etapa de ampliación :

Pozo No. 1 Profundidad : 60.0 m.
 Gasto promedio : 32.4 lt/seg.
 Máximo diario : 42.1 lt/seg.
 Máximo horario : 64.8 lt/seg.

Con una población futura de : 14,000 habitantes.

Equipo final de : $Q_b = Q_{mh} = 64.8 = 65$ l.p.s.

Dos bombas de : 125 HP.

Segunda etapa.

Pozo No. 2 Profundidad : 60.0 m.
 Gasto promedio : 37.3 lt/seg.
 Máximo diario : 48.5 lt/seg.
 Máximo horario : 74.6 lt/seg.

Con una población futura de : 16,000 habitantes.

Gasto final de : $Q_b = Q_{mh} = 76.4 = 77$ l.p.s.

Dos bombas de : 125 HP.

Los pozos y el reservorio apoyado se encontrarán a la altura del Km. 16 de la Carretera Central.

2.4. Sistema de Distribución.

Los materiales de la nueva red de distribución serán

para la línea de impulsión de f° g°, de asbesto cemento pa
ra las líneas de aducción y todo el resto del sistema de
clase 150, siendo su metrado el siguiente :

∅ 12"	=	610	m. de f°g°
∅ 10"	=	20	m. de f°g°
∅ 8"	=	3640	m. de asbesto cemento.
∅ 6"	=	4285	m. de asbesto cemento.
∅ 4"	=	2535	m. de asbesto cemento.
∅ 3"	=	1185	m. de asbesto cemento.

La instalación de toda esta tubería, estará de acuerdo a
las etapas de construcción primera y segunda.

Se tendrá presente que este proyecto no considera mu
chos sectores de la población, quedando las ampliaciones a
cargo del Consejo Municipal.

2.5. Sistema de Evacuación de Aguas Negras.

En la actualidad no se cuenta con ningún sistema de
alcantarillado.

Existe en el Jirón Central un sistema antiguo de alcantarii

llado doméstico, pero que no cumple con el fin al cual fué destinado por haber sido diseñado en ~~malas~~ condiciones, sin ningún criterio sobre el uso del mismo, ya que cuando fué puesto en servicio, solamente ocasionó atoros y aniegos, habiendo por tal motivo quedado fuera de servicio.

La evacuación de las aguas negras de uso doméstico - se hace directamente hacia acequías y canales que cruzan - la población, en muchos casos se encuentran canalizados y en otros simplemente acequías, cuyas aguas son utilizadas para el riego de terrenos aguas abajo o son descargadas al río Rímac.

Se tendrá que mencionar que durante la época de lluvias estos canales llevan consigo buen caudal, que sirve de arrastre de todas las materias servidas, presentándose un problema bastante fuerte en épocas de estiaje en que no hay suficiente agua que sirva de arrastre de todos los materiales y desperdicios que contienen estas acequías. Siendo ésta una de las razones por la cual se presentan problemas de malos olores y la proliferación de moscas y roedo - res.

También mencionaremos que el Consejo ha construído -

al borde de estos canales servicios higiénicos, contribuyendo en esta forma a contaminar más las aguas de estos canales o acequías.

2.6. Abastecimiento de Agua en las Industrias.

Las industrias establecidas en Vitarte tienen sus sistemas propios de abastecimiento de agua, para lo cual han perforado sus propios pozos, no necesitando el agua del servicio público, para satisfacer sus propias necesidades.

2.7. Evacuación de Desagües Industriales.

Para la evacuación de los desagües las industrias establecidas en Vitarte, efectúan un previo tratamiento de sedimentación, para luego ser vertidos a las acequías o canales que cruzan la población.

2.8. Otros Servicios Públicos.

La ciudad de Vitarte cuenta con un camal cuya capacidad, es el beneficio de 30 reses diarias.

Este camal adolece de muchas irregularidades, una de

ellas es la de estar ubicada en la misma población, razón por la cual causa problemas de orden sanitario, que es en la evacuación de los desperdicios que ocurren durante el beneficio de las reses, especialmente de la sangre.

Solamente tiene una poza de sedimentación, que mediante asentamiento se recuperan pelos y cueros para luego ser desaguado a una acequia grande llamada río Ate que cruza la población.

Otro problema es la proliferación de moscas y roedores, porque los corrales de encierro de los animales se encuentran en el mismo lugar del beneficio, causando problemas al vecindario por los malos olores y ruidos molestos.

2.9. Servicio Eléctrico y de Comunicaciones.

Vitarte cuenta con un servicio eléctrico en casi toda la población ya que por ella pasa la red de abastecimiento para Lima que viene de las centrales eléctricas de la zona de Chosica.

Las tarifas de pago son las mismas que las de Lima.

Se cuenta además con servicio de Correos y Telégrafos. También hay servicio de teléfonos a domicilio y una oficina central.

2.10. Sistema de Calles.

El sistema de calles de Vitarte es irregular ya que han sido trazadas de acuerdo a las circunstancias de sus primeros pobladores. Razón por la cual se puede notar que en una misma cuadra hay variaciones en su trazo. En la zona nueva de la ciudad sí hay trazo regular, pero no es uniforme en su anchura ya que a veces falta espacio libre destinado a las veredas y las áreas para los jardines y la calzada.

La mayoría de las calles de Vitarte se encuentran sin pavimento, teniendo asfalto solamente el Jirón Central y la Carretera Central que cruza la ciudad.

2.11. Recolección de Basuras.

Para la recolección de basura, el Consejo Distrital de Vitarte cuenta con un camión, el cual hace un servicio diario por la mayoría de las calles principales.

Un porcentaje menor de la población deposita sus basuras en terrenos cercanos que se encuentran sin construir, causando malestar por la proliferación de roedores y de moscas.

C A P I T U L O I I I

CALCULO DE LA POBLACION DE DISEÑO3.1. Período de Diseño.

Para los efectos del presente proyecto se ha tenido que considerar la ubicación de la localidad con respecto a Lima, como también por la importancia que viene alcanzando cada día.

Se ha tomado como período de diseño el de 30 años , por ser el lapso de tiempo que más se adapta a las características de las poblaciones en el Perú, como también al rápido crecimiento urbano y la saturación de la población.

3.2. Factores de Crecimiento de la Población.

Los factores son los siguientes :

La constante migración que se presenta actualmente en nuestro país, de pobladores de zonas agrícolas a medios donde se desarrolla la actividad industrial.

La cercanía de Vitarte con respecto a Lima.

La creación de nuevas áreas urbanizadas y sus proyecciones para el futuro.

3.3. Censos.

Para poder desarrollar el presente proyecto se tendrá que contar con la población futura y para encontrar estos cálculos, se tomará como medida inicial los censos efectuados en forma oficial en el transcurso del tiempo :

<u>Censo</u>	<u>Año</u>	<u>No. de Habitantes</u>
1	1876	92
2	1922	1,220
3	1940	2,275
4	1961	7,481

3.4. Crecimiento Vegetativo.

El crecimiento vegetativo durante los últimos años -
ha sido :

<u>Año</u>	<u>Nacimientos</u>	<u>Defunciones</u>	<u>Crecimiento Vegetativo.</u>
1958	600	192	408
1959	716	276	440
1960	804	249	555
1961	848	256	592
1962	900	301	599
1963	896	353	543
1964	956	364	592

Al plotear estos puntos del crecimiento vegetativo notamos que el aumento de la población en estos últimos años ha sido bastante fuerte, debido a la constante migración de pobladores de otras partes del país.

3.5. Métodos de Cálculo para la Población Futura .

Para encontrar la población futura se ha empleado -

los siguientes métodos :

Método Gráfico, Método Aritmético, Método Geométrico, Método de los Incrementos Variables, Método de la Ecuación de la Parábola de 2do. Grado.

3.5.1. Método Gráfico.

Consiste en la construcción de una curva de los censos de población efectuados en los años: 1876, 1922, 1940 y 1961, luego prolongando esta curva y siguiendo la misma pendiente se obtiene la población correspondiente a los años :

<u>Años</u>	<u>No. de Habitantes</u>
1921	1,150
1931	1,730
1941	2,575
1951	4,450
1961	7,481
1967	8,925
1971	9,875
1981	12,350
1991	14,850
1997	16,300

Todos estos cálculos se han hecho en papel milimetrado, habiendo tomado períodos de 10 años a partir de 1921 .

3.5.2. Método Aritmético.

Para el cálculo de la población mediante este método se ha tomado la población por décadas y su proceso es a base del método gráfico, para ello aplicamos la siguiente fórmula que sigue las bases del interés simple :

$$Pf = Pa (1 + r t), \text{ de donde :}$$

$$Pf = \text{Población futura.}$$

$$Pa = \text{Población actual.}$$

$$r = \text{Porcentaje anual de incremento.}$$

$$t = \text{Número de décadas.}$$

De la fórmula despejamos " r "

$$r = \frac{Pf - Pa}{Pa \times t} \quad \text{que para la década del}$$

$$1931 - 1921, r = \frac{1,730-1,150}{1,150 \times 1} = \frac{580}{1,150} = 0.5$$

$$1941 - 1931, r = \frac{2,575-1,730}{1,730 \times 1} = \frac{845}{1,730} = 0.48$$

$$1951 - 1941, r = \frac{4,450 - 2,575}{2,575 \times 1} = \frac{1,875}{2,575} = 0.72$$

$$1961 - 1951, r = \frac{7,481 - 4,450}{4,450 \times 1} = \frac{3,031}{4,450} = 0.68$$

Estos valores de " r " lo promediamos y obtenemos el valor más probable :

$$"r" = \frac{r}{n} ; r = \frac{0.5 + 0.48 + 0.72 + 0.68}{4} = 0.595$$

Con este valor de "r", reemplazando en la fórmula :

$$P_f = P_a (1 + 0.595 \times t)$$

$$P (1967) = 7,481 (1 + 0.595 \times 0.6) = 10,152 \text{ habtes.}$$

$$P (1971) = 7,481 (1 + 0.595 \times 1) = 11,932 \text{ habtes.}$$

$$P (1981) = 7,481 (1 + 0.595 \times 2) = 16,383 \text{ habtes.}$$

$$P (1991) = 7,481 (1 + 0.595 \times 3) = 20,834 \text{ habtes.}$$

$$P (1997) = 7,481 (1 + 0.595 \times 3.6) = 23,505 \text{ habtes.}$$

Con este método nos da una población para el año 1997 de 23,505 habitantes.

3.5.3. Método Geométrico.

Se tomará la población también por décadas, para ello se considera la siguiente fórmula :

$$Pf = Pa (1 + r)^t ,$$

esta fórmula sigue la ley del cálculo del interés - compuesto.

Los parámetros que se consideran son los mismos que para el método aritmético, o sea que se considera el mismo valor de " r " = 0.595.

$$Pf = Pa (1 + 0.595)^t ,$$

$$\begin{aligned} P (1967) &= 7,481 (1 + 0.595)^{0.6} = 9,905 \text{ habtes.} \\ P (1971) &= 7,481 (1 + 0.595)^1 = 11,932 \text{ habtes.} \\ P (1981) &= 7,481 (1 + 0.595)^2 = 19,075 \text{ habtes.} \\ P (1991) &= 7,481 (1 + 0.595)^3 = 30,298 \text{ habtes.} \\ P (1997) &= 7,481 (1 + 0.595)^{3.6} = 40,098 \text{ habtes.} \end{aligned}$$

La población para el año 1997 es de 40,098 habitantes.

3.5.4. Método de los Incrementos Variables.

Mediante este método la población se incrementará cada año en una cantidad diferente del año anterior que se tomó como constante, o sea los incrementos de los incrementos.

Se aplica para ello la siguiente fórmula :

$$P_f = P_a + I + I I \times (t), \text{ de donde :}$$

I = Significa el Incremento.

II = Incremento del Incremento.

t = Décadas consideradas.

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

<u>Años</u>	<u>Población</u>	<u>Incremento</u>	<u>Incremento de</u> <u>Incremento</u>
1921	1,150
1931	1,730	580
1941	2,575	845	265
1951	4,450	1,875	1,030
1961	7,481	<u>3,031</u>	<u>1,156</u>
		6,331	2,451

$$I = \frac{I}{n - 1} = \frac{6,331}{4} = 1,582$$

$$I I = \frac{I I}{n - 2} = \frac{2,451}{3} = 817$$

Siendo " n " número de censos considerados.

Reemplazando estos valores en la fórmula :

$$P (1967) = 7,481 + 1,582 + 817 \times 0.6 = 9,553 \text{ habtes.}$$

$$P (1971) = 7,481 + 1,582 + 817 \times 1 = 9,880 \text{ habtes.}$$

$$P (1981) = 7,481 + 1,582 + 817 \times 2 = 10,697 \text{ habtes.}$$

$$P (1991) = 7,481 + 1,582 + 817 \times 3 = 11,514 \text{ habtes.}$$

$$P (1997) = 7,481 + 1,582 + 817 \times 3.6 = 11,554 \text{ habtes.}$$

Con este método nos da una población para 1997 de 11,554 habitantes.

3.5.5. Método de la Parábola de 2do. Grado.

Para el desarrollo de este método se toma como origen de coordenadas el año de 1876.

" X ", representa el número de años de diferencia entre un censo y otro, e " Y ", representa la población

futura; la ecuación de la parábola de 2do. grado es la siguiente :

$$Y = A + Bx + C x^2$$

<u>Censos</u>	<u>X</u>	<u>X²</u>	<u>Y</u>
1876	0	0	92
1940	64	4,096	2,275
1961	85	7,225	7,481

Cálculo de las constantes A, B y C :

Cuando $X = 0$, la constante $A = 92$

Para el año de 1940, la ecuación es:

$$2,275 = 92 + 64 B + 4,096 C \quad (1)$$

Para el año de 1961, la ecuación es:

$$7,481 = 92 + 85 B + 7,225 C \quad (2)$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones (1) y (2)

Mult. (1) por (-1) y sumando con (2)

$$5,206 = 21 B + 3,129 C \quad (3)$$

$$B = \frac{5,206 - 3,129 C}{21} \quad (4)$$

Sust. (4) en (2), se obtiene :

$$C = 2.56$$

Sust. (C) en (4).

B = -133; luego la ecuación de la parábola es :

$$Y = 92 - 133 x - 2.56 x^2$$

Que es la ecuación para Vitarte .

Los resultados tabulados son :

<u>Años</u>	<u>X</u>	<u>X²</u>	<u>-B X</u>	<u>C X²</u>	<u>Y=Población</u>
1967	91	8,281	-12,103	21,199	9,188
1971	95	9,025	-12,435	23,104	10,761
1981	105	11,025	-13,965	28,224	14,351
1991	115	13,225	-15,295	33,856	18,653
1997	119	14,641	-16,093	37,481	21,480

Con este método nos da una población para 1997 de 21,480 habitantes.

3.5.6. Cuadro Comparativo de los Métodos Empleados para el Cálculo de la Población Futura de Vitarte.

A Ñ O S	M é t o d o s				
	Gráfico	Aritmé tico	Geomé trico	I. Varia bles	Parábola 2do.Grado
1967	8,925	10,152	9,905	9,553	9,188
1971	9,875	11,932	11,932	9,900	10,761
1981	12,350	16,383	19,375	10,697	14,351
1991	14,850	20,834	30,298	11,514	18,653
1997	16,300	23,505	40,098	11,554	21,480

3.5.7. Analizando el cuadro comparativo de los distintos métodos utilizados para el cálculo de la población futura, vemos que el más apropiado es el método geométrico, que nos da una población más representativa y de acuerdo al crecimiento urbano, como también el índice vegetativo de aumento de población, en relación al área disponible de expansión futura de esta localidad.

Por lo tanto se adoptará como población de saturación para 1997, la cifra de 40,098 habitantes, que servi-

rá de base para los cálculos del presente proyecto.

Con el fin de facilitar las operaciones de adapta
rá la cifra de 40,000 habitantes.

- - 0 - -

C A P I T U L O I V

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

4.1. Aporte de Desagües.

El aporte estará de acuerdo a la población actual que es de 9,905 y la población futura que son los restantes 30,095 habitantes.

El proyecto está considerado para atender las necesidades futuras, para lo cual se dejarán entradas en los puntos de arranque o de cabecera del sistema a proyectarse.

4.2. Tipo de Sistema.

Para los fines convenientes del presente proyecto se adoptará el sistema unitario o separado, según el cual contempla su diseño para los desagües de tipo doméstico.

4.3. Variaciones del Caudal de las Aguas Negras.

Para el diseño de la red de colectores se tendrá presente el consumo del agua potable en las horas de máxima - demanda, sus variaciones, las costumbres, tipo de clima , pendientes mínimas y diámetros.

4.4. Consideraciones de Diseño.

Debido a la falta de datos y de experimentaciones sobre los flujos máximos y mínimos, se tendrá que recurrir a las experiencias Norteamericanas con las que estamos más - familiarizados, para lo cual se emplearán fórmulas empíri- cas con el fin de encontrar la relación del gasto máximo y gasto medio de las aguas negras, esta relación está dada por el coeficiente M, que depende del número de habitantes servidos.

Fórmulas Empíricas :

$$\text{Babbit } M = \frac{5}{p^{1/5}}$$

$$\text{Harmon } M = \frac{14}{4 + p^{1/2}} + 1$$

Siendo, M = Relación del gasto máximo al medio.

p = Población en miles de habitantes.

La fórmula de Babbit se encuentra restringida a un valor máximo de $p = 1000$ y un valor $p = 1$

La fórmula de Harmon no tiene restricción sobre el valor p .

Para los efectos de nuestro cálculo, consideramos el número de Harmon, debido a que puede utilizarse en las relaciones del gasto máximo al gasto medio, como también al gasto mínimo.

Para nuestro cálculo se tendrá que considerar la población futura con las siguientes consideraciones :

a. La población se encuentra uniformemente reparti-

da y que es proporcional al área a que va a drenar.

b. Que la población está uniformemente repartida y que es proporcional a la longitud de colectores a considerar.

4.5. Cálculo de la Dotación de los Desagues.

Para los fines del presente diseño se asume las siguientes consideraciones.

Período de diseño	:	30 años	
Población futura a servir	:	40,000	Habitantes.
Densidad de saturación	:	197	Hbte/Ha.
Dotación de agua potable	:	200	lts/Hbte/día
Contribución al alcantari <u>llado</u> el 80% de la <u>dotación</u> del agua potable .	:	160	lts/Hbte/día
Area bruta a ocuparse	:	203.10	Ha.
Coeficiente de Harmon	:	$M = \frac{14}{4 + (40)^{1/2}} + 1 = 2.36$	
Volumen promedio	:	<u>Dotación x Población</u> 86,400	

$$: \frac{160 \times 40,000}{86,400} = 74.2 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Volumen promedio} : \frac{74.2}{203.10} = 0.366 \text{ Lts/seg/Ha.}$$

$$\text{Volumen mínimo} : \frac{0.366}{2.36} = 0.156$$

$$\text{Volumen máximo} : 0.156 \times 2.36 = 0.864 \text{ Lts/seg/Ha}$$

Con este último valor se efectuaron los cálculos que figuran en el cuadro de valores de la red de alcantarillado.

4.6. Diseño de la Red de Alcantarillado.

El presente proyecto se ha desarrollado de acuerdo a la población futura, las dotaciones máximas de agua potable y el porcentaje considerado del 80% de las dotaciones máximas para el cálculo de la red de alcantarillado.

Se informará que actualmente la localidad de Vitarte carece de un plano regulador, por lo cual se ha considerado incrementos de hectareaaje de posible expansión, para lo

cual se ha diseñado en el proyecto los buzones de arranque o de cabecera para los futuros aportes.

El dimensionamiento de la red de alcantarillado y del emisor, se ha efectuado de acuerdo al área total drenada, la densidad de habitantes por hectárea, multiplicado por el coeficiente de Harmon, dándonos los aportes de caudal para el dimensionamiento final de pendiente, velocidades y diámetro de la red.

No se ha considerado incremento de aporte a los desagües por efectos de la infiltración, en vista de que la napa de agua subterránea se encuentra como mínimo a 10 m. de profundidad.

Asimismo no se ha considerado la infiltración superficial por agua de lluvia, debido que la precipitación pluvial es mínima en mm., de características similares a Lima Metropolitana.

El trazo y ubicación de la red en el tramo de la carretera Central, se encontrará en la berma de cada margen de la citada carretera, en las calles laterales y paralelas a la carretera central, la red se ubicará al centro .

Los buzones de registro se encontrarán ubicados cada 60 m. y en algunos casos a 70 m. de acuerdo a las características del terreno, las demás características generales de distanciamiento de los buzones se encuentran en los planos de diseño.

El distanciamiento de los buzones de registro en el emisor se encuentra como máximo a 105 m.

El metrado total de la red en tuberías es el siguiente : 15,194 m. en el cual se ha considerado los diferentes diámetros empleados de \emptyset 8", 10", 12", 14", 16" y 18".

La excavación de zanja es el mismo que el metrado total, debiendo considerarse la excavación adicional de los buzones de registro que son 257 en total.

El metrado de diámetro por diámetro es como sigue :

<u>\emptyset</u>	<u>Metros</u>
8"	7,154
10"	4,097
12"	793
14"	423
16"	1,652
18"	1,075

Este último es el considerado en el emisor que llega hasta la planta de tratamiento de desague en el buzón número 257. La profundidad promedio de la red en la población es de 1.70 m. con un ancho de acuerdo al diámetro. La profundidad promedio en el emisor es de 2.90 m. Los buzones de arranque tendrán una profundidad mínima de 1.20 m. La pendiente, la velocidad mínima en el presente proyecto es el siguiente :

<u>Diámetro</u>	<u>Pendiente</u>	<u>Velocidad</u>
<u>"</u>	<u>o/oo</u>	<u>m/seg.</u>
8	13.0	0.30
10	5.0	0.74
12	6.8	1.21
14	13.3	1.84
16	8.6	1.69
18	5.0	1.47

Las demás especificaciones se encuentran en los planos de diseño.

4.7. Especificaciones Técnicas.

4.7.1. Los materiales a emplear en la red de colec

tores, como del emisor serán del tipo standard, de concreto normalizado de acuerdo a las normas peruanas para una presión interna de 10 lb/pulg².

Las uniones pueden ser de espiga y campana o machimbradas de 1 m. de longitud, deberán de ser calafateadas - con alquitrán en su parte interna.

4.7.2. Trazo.

El trazo o alineamiento, gradiente, distancia, etc. deberán ajustarse estrictamente a los planos y perfiles - del proyecto, cualquier modificación por exigir el carácter local, deberá recibir previamente aprobación respectiva.

4.7.3. Excavación de Zanjas.

El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que - exista un juego de 0.15 m. como mínimo y 0.30 m. como máximo ante la cara exterior de los collares y la pared de la zanja.

El ancho de la zanja estará de acuerdo al diámetro de la red de colectores, como del emisor, lo mismo que la

profundidad a que van a ser instalados.

4.7.4. El fondo de la zanja se nivelará con cuidado, conformándose exactamente a la razante correspondiente del proyecto, aumentado con el espesor del tubo respectivo.

Los excesos de excavación en profundidad efectuados por negligencia de los encargados de la construcción, tendrán que ser corregidos, debiendo emplear hormigón de río u otro similar y apisonado por capas no mayores de 0.20 m. de espesor, de modo que la resistencia conseguida sea por lo menos igual a la del terreno adyacente.

4.7.5. En caso de que el terreno fuera inestable, deberá colocarse una base de hormigón de río o de material similar de 0.25 m. de espesor, o un solado con piedras grandes cubiertos con una capa de hormigón de 0.15 m. de espesor.

Si en algunos tramos las paredes de las zanjas son inestables se procederá a efectuar un entibado de los mismos.

4.7.6. El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado a una distancia no menor de 1.50 m. de los bordes de la zanja para la seguridad de las mismas y la facilidad de limpieza del trabajo.

4.7.7. No deberá ser abierto un tramo de zanja si no se cuenta en la obra con la tubería necesaria.

4.7.8. Cuidados en el Transporte de las Tuberías.

Durante el transporte y acarreo de la tubería deberá tenerse el mayor cuidado, evitando golpes y trepitaciones, cada tubo será revisado al recibirse de la fábrica con el fin de constatar defectos visibles y rajaduras.

Todos los tubos recibidos se consideran en buenas condiciones, siendo desde ese momento las personas encargadas de la construcción responsables de su conservación.

4.7.9. Colocados los tubos en la zanja se enchufarán convenientemente, debiendo mirar las campanas hacia aguas arriba. Se les contará y alineará perfectamente y se procederá al relleno del espacio anular de las campanas con estopa sin alquitranar de una sola pieza y un lar

go tal que las abrace con exceso, haciéndola penetrar pro
fundamente, presionándola fuerte y empleando el botador a
propiado.

4.7.10. El alineamiento de las tuberías se hará u
tilizando dos cordeles, uno en la parte superior de la tu
bería y otro a un lado de ella, para conseguir mediante -
esta forma el alineamiento vertical y horizontal respecti
mente.

4.7.11. La tubería y sus respectivos collares, de
berán cuidarse que estén completamente limpios a fin de
que la adherencia de la mezcla del calafateo con la juntu
ra sea lo más perfecta.

4.7.12. En el calafateo de la unión se usará un
mortero de cemento arena en proporción de uno a uno (1:1);
la arena debe ser limpia y fina. Se utilizará una canti-
dad de agua que apenas humedezca la mezcla en seco; se
preparará la cantidad necesaria para el calafateo de una
sola cabeza, no deberá usarse mezcla demasiado húmeda y
que tenga más de una hora de preparada.

4.7.13. El interior de las tuberías serán cuidadosamente limpiadas de toda suciedad o residuos de mortero a medida de que se progrese en el trabajo, los extremos de cada tramo que han sido inspeccionados y aprobados serán protegidos convenientemente con tapones de madera de modo que impidan el ingreso de tierra y otros materiales extraños.

4.7.14. Prueba de las tuberías.

Una vez terminado un tramo y antes de efectuarse el relleno de la zanja se realizarán las pruebas de alineamiento y la prueba hidráulica de las tuberías y sus uniones.

4.7.15. La prueba de alineamiento se realizará haciéndose pasar por el interior de todos los tramos una pieza o bola de sección transversal circular cuyo diámetro esté en función del diámetro del tubo ligeramente menor.

También se prueba mediante un haz de luz de buzón a buzón.

4.7.16. La prueba hidráulica se hará por tramos -

comprendidos entre buzones consecutivos.

La prueba durará 30 minutos como mínimo, siendo la carga de agua para la prueba, la producida por el buzón aguas arriba, completamente lleno hasta el nivel mismo techo. Se comprobará que no hayan filtraciones por rajaduras, como también en los empalmes de cada tubo. En caso de que hayan fallas se procederá a cambiar el tubo, evitando composturas mediante collares de mortero.

4.7.17. Relleno de las zanjas.

El relleno se hará con material extraído libre de piedras, raíces y terrones grandes, se efectuará por capas de 0.15 m., sobre la tubería. Se completará el relleno de la zanja con el material extraído por capas de 0.30 m. de espesor máximo para luego ser regado, apisonado y bien compactado.

4.7.18. Buzones.

El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones, que serán los que determinen la nivelación y el alineamiento de la tubería de acuerdo al proyecto.

4.7.19. Los buzones serán del tipo standard adoptados por el Ministerio de Vivienda (antes Ministerio de Fomento); con 1.20 m. de diámetro interno. Los muros y el fondo serán de concreto simple con una proporción de mezcla 1:3:6 con 0.15 m. y 0.20 m. de espesor respectivamente.

El techo será de concreto 1:2:4, reforzado con fierro de 1/2" en malla espaciado a 0.15 m. a razón de 10 Kg. de fierro por techo.

Llevarán tapa y marco de fierro fundido de primera calidad de 125 Kg. de peso total provista de charnela con abertura circular de 0.60 m. de diámetro.

Los buzones de más de 1.50 m. de profundidad llevarán escalines de fierro de 5/8" espaciados a 0.30 m.

Sobre el fondo se construirán las medias cañas que permitan la circulación de los desagües directamente entre las llegadas y las salidas del buzón.

Las medias cañas serán de igual diámetro que las tu

berías de los colectores que converjan al buzón. Cuando los puntos de llegada sobrepasen del 1.20 m. se instalará una " Y " sanitaria, de modo que la descarga se haga por el fondo del buzón (Ver diseño).

La cara interior de los buzones será enlucida con a cabado fino mediante una capa de mortero en proporción de 1:2 de cemento-arena y de 1/2" de espesor.

4.7.20. Las tapas de los buzones se colocarán de la siguiente forma :

- a. En buzones en donde no hay intersección de colectores la charnela se colocará paralela al eje del colector.
- b. En los buzones en donde hay convergencia de colectores la charnela se colocará paralela a la bisectriz de los ángulos formados por los colectores.
- c. En los buzones de más de 1.50 m. de profundidad las tapas irán tangentes al muro del buzón y sobre la línea vertical en que están colocados - los escalines.

4.7.21. Otras Recomendaciones.

- a. Para el paso de la Carretera Central, debido al intenso tráfico de vehículos, el desagüe deberá ser conducido mediante tubería de fierro del tipo ARMCO con un collar de concreto.

- b. En algunos tramos donde la gradiente sea demasiado pronunciada, la tubería deberá anclarse mediante un solado de concreto simple.

C A P I T U L O V

DISPOSICION FINAL DEL DESAGUE5.1. Precauciones a Tomar.

Dada la cercanía que existe entre Vitarte y Lima, se deberá tomar precauciones necesarias ya que el abastecimiento de agua potable que se consume en Lima es tratado en la Atarjea, que capta las aguas provenientes del río Rímac.

5.2. Efectos del Lanzamiento de las Aguas Servidas.

El lanzamiento de las aguas servidas a un curso de agua conteniendo residuos brutos crean condiciones de po

lución por las impurezas en solución y suspensión que lle-
van consigo mismas.

También se crean factores estéticos, tanto físicos, químicos, malos olores y proliferación de insectos y roedores.

5.3. Característica del Agua de Albañal.

El agua de albañal o desagüe doméstico, está consti
tuido por agua en más del 99%, la pequeña proporción de
sólidos suspendidos y disueltos ejerce una acción muy im-
portante por sus efectos posteriores.

Las aguas negras domésticas en fresco tiene un olor
ligeramente a jabón y un aspecto turbio, puede observarse
la presencia de papeles, trapos y masas de materia fecal;
en las alcantarillas grandes se verán basuras, trapos y
diversos artículos flotando.

Los líquidos residuales corrompidos tienen un olor
fuerte y desagradable a ácido sulfhídrico y a otros com-
puestos sulfurosos, el color es negruzco; cuanto mayor -
sea la concentración, más pronunciado será el olor y el
enturbamiento.

5.4. Alternativa para la disposición final.

Para los efectos de la disposición final del desagüe doméstico de Vitarte, tendremos que tomar las precauciones necesarias con el fin de evitar la contaminación de las aguas del río Rímac, fuente de abastecimiento de agua potable de Lima, como también en la cercanía que existe entre Vitarte y la Planta de Tratamiento del Agua Potable de la Atarjea.

Las alternativas son las siguientes :

- a. Disposición final del desagüe doméstico mediante lagunas de estabilización.
- b. Planta de tratamiento.
- c. Dilución en el río Rímac.
- d.- Construcción de una red, prolongando el emisor, con el fin de conectar los desagües de Vitarte, con el emisor Mendoza, perteneciente a la red de colectores de Lima con descarga en el mar.

Análisis.

- a. La disposición final del desague mediante lagunas de estabilización, es factible debido a la presencia de terreno libre, como también a las ventajas del clima, siendo el costo del terreno una de las causas que alteraría este método.
- b. La disposición final mediante una planta de tratamiento es la más factible en la actualidad, debido a que sus instalaciones requieren poco espacio.
- c. La dilución en el río Rímac, es imposible, debido al poco caudal que trae consigo este río durante la época de estiaje, como también a la cercanía de la planta de tratamiento de La Atarjea que abastece de agua potable a todo Lima.
- d. La construcción de una línea de alcantarillado - como prolongación del emisor Vitarte para conectarlo al emisor Mendoza perteneciente a la red de emisores de Lima; para tal efecto se tiene en la actualidad un estudio efectuado por el Minis-

terio de Vivienda y la Empresa de Saneamiento de Lima (ESAL), para el empalme del emisor Vitarte con la red de desagües de Lima.

Para lo cual se ha proyectado la prolongación del emisor Vitarte con un diámetro de 16" que cruza la Hacienda Ceres por un camino carrozable, llegando a la Carretera Central con un diámetro de 24" a la altura de los depósitos de las tiendas "Monterrey" e "Iperpesa", continuando por el lado derecho de la berma de la pista que va a Chosica para cambiar a la margen izquierda a la altura del desvío a la Molina frente a la Urbanización Santa Anita, continuando por esta margen hasta llegar al inicio del colector Mendoza a la altura del Hogar Clínica - San Juan de Dios y la Subplanta de combustibles Lobitos en el Km. 5 de la Carretera Central con un diámetro de 18" por efectos de la gradiente.

El colector Mendoza drena parte de la vía Circumvalación para conectar al colector No. 21 ramal del colector Surco que va a depositar los desagües en el mar a la altura de la playa la

Chira al Sur de Lima.

Se hará mención de que este proyecto es a corto plazo por ser de carácter prioritario dada las condiciones de contaminación del río Rímac, como también a las numerosas urbanizaciones que se están edificando a lo largo de la Carretera Central, como también a la gran cantidad de industrias que se vienen instalando en esa zona.

5.5. Sistema a Recomendar.

Dada las características de los sistemas enunciados se procederá a efectuar el tratamiento del desagüe, por medio de una planta de tratamiento, con proyecciones futuras a mediano plazo con un máximo de 10 años, en vista de que el Ministerio de Vivienda y la Empresa de Saneamiento de Lima (ESAL), van a construir la ampliación de la red de desagües de Vitarte para su descarga en el mar.

5.6. Justificación de la Construcción de la Planta.

Como se ha enunciado en líneas anteriores, las aguas del río Rímac, se encuentran en un estado de contami

nación que hace que cada día sea más laborioso y costoso el tratamiento del agua potable para la capital de la república. Se toman estas consideraciones en vista de que aguas arriba del río Rímac vierten sus desagües las localidades de Chosica, Chaclacayo, Ñaña, Santa Clara, además de que las aguas de este río recibe las descargas accidentales de los relaves de los centros mineros de Casapalca y Tamboraque.

Según estas condiciones se tendrá que construir una planta de tratamiento de desagües del tipo secundario, para luego descargar su efluente a un ramal del río Ate, que aguas abajo se llama río Surco y que a su vez este río es una derivación del río Rímac.

Las aguas del río Surco son utilizadas para regar terrenos de la zona del Distrito de Surco.

5.7. Características de los Desagües Domésticos.

Los desagües domésticos al ser dispuestos para su eliminación sin ningún tratamiento; vienen cargados de un alto poder de polución y poseen características físicas, químicas y biológicas que tendrá que tenerse en cuenta, con el fin de no contaminar el medio ambiente de los luga

res donde se van a disponer finalmente.

a. Las características físicas son :

Presentan consecuencias desastrosas para la estética, como también la alteración de los olores, presencia de cuerpos y partículas flotantes, etc. que tienen efectos sobre la opinión pública en general.

b. Las condiciones químicas son :

Se crea septicidad, por la presencia de gases del tipo sulfhídrico, alteración de un curso de agua por el cambio y la desaparición en parte del oxígeno disuelto, así como otros agentes químicos.

c. Las condiciones biológicas son :

La alteración de la flora y fauna de un curso de agua desapareciendo agentes que condicionan la limpieza de los mismos como son peces, algas, protozoos, etc. y apareciendo en cambio otra clase de elementos nocivos.

5.8. Análisis.

Debido a que los desagües de Vitarte, son vertidos en forma cruda hacia las acequias que cruzan esta localidad como también lo efectúan las industrias que se han instalado cercanas a esta ciudad, se anotará que los análisis de los desagües, dará una información errónea, ya que a su vez vienen diluidos por las aguas del río Rímac que conducen las acequias.

Para los efectos del presente proyecto haremos mención de los siguientes análisis :

5.8.1. Características del Desagüe Doméstico de Lima.

- a. Desagüe de Lima. Del estudio de los desagües industriales para Lima Metropolitana, efectuado por la Comisión de Estudios y Proyectos del Ministerio de Vivienda, se dan datos sobre las características de los desagües domésticos, basados en resultados analíticos de muestreo.

Dotación promedio : 300 lts/Hab/día.

Composición Típica del Desagüe a Base de Medianas

Temperatura : 22°C.

	<u>En Invierno</u>	<u>En Verano</u>
O. D.	0.0	0.0
D. B. O.	300.0	- -
pH	7.4	6.8
Sólidos Volátiles	428.0 ppm.	- -
Sólidos Fijos	494.0 ppm.	- -
Sólidos Totales	946.0 ppm	- -

b. Características según Imhoff y Fair. Indican los siguientes valores para un desagüe doméstico, correspondiente a una dotación de 378 lts / Ha/día.

1. Expresado en : gr/cap/día = 2.2 lib por 1000 personas.

Estados de los Sólidos	Mine- ral	Orgá nico	Total	D.B.O. al 5 día a 20°C
1. Sólidos Suspendidos	25	65	90	42
a. Sedimentables	15	39	54	19
b. No Sedimentables	10	26	36	23
2. Sólidos Disueltos	80	80	160	12
3. Sólidos Totales	105	145	250	54

2. Expresado en mg/lts. con un aporte de 302 lts/cap/día.

Estados de los Sólidos	Mine- ral.	Orgá- nico	Total	D.B.O. al 5 día a 20°C
1. Sólidos Suspendidos	85	215	295	140
a. Sedimentables	50	130	180	65
b. No Sedimentables	35	85	115	75
2. Sólidos Disueltos	265	265	530	40
3. Sólidos Totales	350	480	825	180

- c. Análisis Químico Sanitario Típico de las Aguas Negras en mg/lt.

De la Asociación Americana de Sanidad Pública del libro " Babbit - Baumann ".

<u>Constituyentes</u>	<u>Fuerte</u>	<u>Media</u>	<u>Débil</u>
Sólidos Totales	1000.0	500.00	200.0
Sólidos Volátiles	700.0	350.00	120.0
Sólidos Fijos	300.0	150.00	80.0
En suspensión Total	500.0	300.00	100.0
Sólidos Volátiles	400.0	250.00	70.0
Sólidos Fijos	100.0	50.00	30.0
En Suspensión Total	500.0	200.00	100.0
Sólidos Volátiles	300.0	100.00	50.0
Sólidos Fijos	200.0	100.00	50.0
Sedimentables (mg/lt.)	12.0	8.00	4.0
Demanda Bioquímica de			
Oxígeno al 5 día, 20°C	300.0	200.00	100.0
Oxígeno Consumido	150.0	75.00	30.0
Oxígeno Disuelto	0.0	0.00	0.0
Nitrógeno Total	85.0	50.00	25.0
Orgánico	35.0	20.00	10.0
Amoníaco Libre	50.0	30.00	15.0
Nitrito (R N O ₂)	0.10	0.05	0.0
Nitrato (R N O ₃)	0.40	0.20	0.1
Cloruros	175.0	100.00	15.0
Alcalinidad (en Ca CO ₃)	200.0	100.00	50.0
Grasas	40.0	20.00	0.0

d. Componentes de las Aguas Negras Consideradas Proporcionalmente.

Es conveniente considerar la forma proporcional en que los diversos componentes de las aguas negras entran a formar parte de ella, además de hacerlo en términos absolutos. Por lo tanto, debe recordarse que por lo general en la composición de las aguas negras sus diversos constituyentes entran en los siguientes porcentajes aproximadamente :

-Materia orgánica	: 50%	Mineral :	50%
-Materia sedimentable	: 20%	- -	
-Materia no sedimentable	: 80%	- -	
-Materia orgánica sedimentable	: 67%	Mineral :	33%
-Materia orgánica no sedimentable	: 50%	Mineral :	50%

Estas cifras son aplicables en forma general, pero deberán determinarse por medio de análisis correspondientes para cada caso de importancia .

e. Comparación.

De los cuadros de análisis de desagüe, vemos que

no se pueden tomar como base para los efectos de nuestro proyecto, ya que se encuentran acondicionadas de acuerdo a las dotaciones, costumbres y otros usos generales de cada zona.

Para el diseño de la planta de tratamiento secundario se hará de acuerdo al número de habitantes para el futuro.

5.9. Diseño de la Planta de Tratamiento.

Para los efectos del tratamiento de los desagües de Vitarte consideramos una planta de tratamiento secundario diseñada para un período mediano de tiempo que será de 12 años, como máximo.

El diseño está condicionado a las características futuras de ampliación de la red de colectores desde Vitarte hacia Lima, para la descarga en el mar.

5.9.1. Factores a considerar.

- a. Ampliación de la red de colectores desde Vitarte hacia Lima, con descarga en el mar, los tra-

bajos se efectuarán a través del Ministerio de Vivienda y la Empresa de Saneamiento de Lima, (ESAL).

- b. Costo de una planta de tratamiento completo di señado con un período largo de tiempo.

5.10. Tipo y Unidades de la Planta de Tratamiento - Secundario.

La planta será de tratamiento secundario, será diseñada para mediano plazo con un tiempo de 12 años como máximo.

Constará de las siguientes unidades :

- a. Cámara de rejas.
- b. Medidor Parshall.
- c. Cámara de Bombeo.
- d. Tanque Imhoff.
- e. Filtro Biológico.

f. Sedimentador secundario.

g. Lecho de secado.

5.11. Ubicación de la Planta y Descarga del Efluente.

La planta de tratamiento estará ubicada en terrenos cercanos al río Rímac y de la Urbanización Rústica - Santa Marta en una cota promedio de terreno 306 m.s.n.m.

La descarga del efluente se efectuará a un ramal del río Ate que aguas abajo lleva el nombre de río Surco.

5.12. Datos para el Diseño.

De acuerdo a lo enunciado anteriormente, en vista de las características de los desagües de Vitarte, diseñamos la planta de tratamiento en relación al número de personas y a las dotaciones para mediano plazo de 12 años, habiendo sido diseñada la red de colectores y el emisor para un período de saturación de 30 años.

5.13. Dotaciones para el cálculo de la planta.

Para el diseño de la planta de tratamiento se efecu

tuará de acuerdo a las dotaciones máximo horario y mínimo.

Se efectuará el diseño para el año de 1981, con una población de 19,375 habitantes.

Dotación de agua potable = 200 lts/hte/día.

Variaciones $K_1 = 1.3$ para el máximo diario.

$K_2 = 2.0$ para el máximo horario.

Para el día de máximo consumo :

$$Q = 200 \times 1.3 \times 2 = 520 \text{ lts/hte/día.}$$

Para el desagüe consideramos el 80% de esta dotación o sea :

$$Q = 520 \times 0.8 = 416 \text{ lts/hte/día.}$$

Para el diseño de la planta se considera las siguientes dotaciones de acuerdo al número de habitantes de 1981.

$$\text{Máximo horario} = \frac{416 \times 19,375}{86,400} = 93 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Promedio} = \frac{160 \times 19,375}{86,400} = 35.0 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Máximo diario} = \frac{160 \times 1.3 \times 19,375}{86,400} = 45.5 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Mínimo (40\%)} = \frac{200 \times 0.4 \times 19,375}{86,400} = 18.0 \text{ lts/seg.}$$

Con los datos de las dotaciones máximo horario y mínimo se procederá a diseñar los diversos sistemas de la -
planta de tratamiento.

C A P I T U L O V I

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

6.1. Diseño de las Cámara de Rejas.

6.1.1. Requisitos.

Hay que tener presente el área húmeda, velo cidad del desagüe, profundidad, gasto máximo, promedio y mínimo, ancho del canal, inclinación de la rejilla, velocidad del desa güe a través de ella.

Todos estos factores afectarán en el rendi miento y eficiencia de la rejilla, como tam

bién la pérdida de carga y su continua limpieza.

Se tendrá presente el área de reja que va a estar sumergida. Según las condiciones del diseño ésta puede ser de :

476 $\text{cm}^2/1000^3/\text{día}$, en caso de sistemas separados y 714 $\text{cm}^2/1000^3/\text{día}$, en sistemas combinados.

6.1.2. Factores de diseño a tomarse en cuenta.

- Gasto de escurrimiento "A" máximo horario.
- Dimensiones, forma y espaciamiento de las barras.
- Velocidad del escurrimiento normal en la rejilla = V_s .
- Velocidad del escurrimiento a través de la cámara de rejas = V_c
- Anchura de las aberturas de la reja = W_s
- Anchura de la cámara de la reja = W_c

- Angulo de la reja con la horizontal = α
- La longitud de la reja sumergida =
- El tirante del escurrimiento en la cámara de la reja = d_c

Todos estos factores están relacionados en tre sí, de modo que suponiéndose dos de ellos o más, se pueden fijar la magnitud de las otras dimensiones.

6.1.3. Cálculo de las rejas.

Se proyectarán un conjunto de rejas distribuidas en dos cámaras con el fin de retener materiales grandes que traiga el desagüe, ta les como: trapos, maderas, animales muertos, etc., que pueden obstruir y afectar el fun - cionamiento de las bombas y otros sistemas de la planta.

Datos.

$$Q \text{ máx.} = 93 \text{ lts/seg.}$$

$$V = 0.30 \text{ m/seg ;}$$

ésta es la velocidad que se adoptará con el fin de evitar sedimentación de arena.

Promedio de la abertura de las barras entre sí será de :

$$5/8" \text{ a } 1"$$

Angulo de inclinación de 30° a 45° U.S.A.

$$\text{Area de rejas} = 1.8 \text{ m}^2 / 3'280,000 \text{ lts/día.}$$

Cálculos.

$$Q \text{ máx.} = 93 \text{ lts/seg.}$$

Por día :

$$Q = 93 \times 86,400 = 8'035,200 \text{ lts/día}$$

$$\text{Area de rejas} = \frac{1.8 \text{ m}^2 \times 8'035,200 \text{ lts/día}}{3'280,000 \text{ lts/día}} = 4.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de rejas} = 4.40 \text{ m}^2$$

Area transversal mojada.

$$Q = V \times A$$

$$A = \frac{0.093 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0/30 \text{ m/seg.}} = 0.31 \text{ m}^2$$

Se van a diseñar dos cámaras :

$$c/4. = 0.16 \text{ m}^2$$

Tirante máximo en cada canal :

$$\text{Haciendo : } a = 0.50 \text{ m.}$$

$$\text{Tirante} = h = \frac{0.16 \text{ m}^2}{0.50} = 0.32 \text{ m.}$$

$$h = 32 \text{ cm.}$$

que es el tirante máximo a velocidad constante.

Cálculo del número de barras a emplearse.

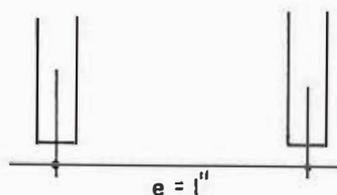
Se adoptará barrás de = 1/2" x 1"

$$\alpha = 45^\circ$$

Consideramos que el canal tiene una altura de 0.75m.

Separación de cada barra = 1" = 2.54 cm = 254 mm.

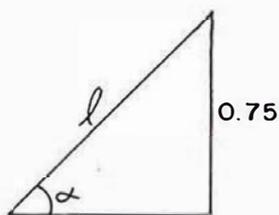
Distancia del centro de las barras.



$$\text{No. de barras} = \frac{500 \text{ mm}}{381 \text{ mm}} = 13.1 = 13$$

No. efectivo = 13 barras

Cálculo de la longitud de las barras :



$$l = 1.08 \text{ m.}$$

$$\text{sen } 45^\circ = \frac{0.75}{1}$$

$$l = \frac{0.75}{\text{sen } 45^\circ} = \frac{0.75}{\frac{\sqrt{2}}{2}}$$

Pero como tendrá que anclarse en el solado y luego ser soldada a una placa metálica en la parte superior del canal - (Ver detalles en el plano de diseño), se considera una longitud por varilla de :

$$l = 1.18 \text{ m.}$$

La longitud de la cámara de rejas.

$$L = 2.00 \text{ m.}$$

Pendiente del canal :

Para Q mínimo = 8 lts/seg.

$$v = 0.30 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.013$$

$$\phi = 16''$$

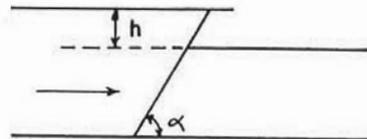
$$S = 2.8 \text{ ‰}$$

Con el fin de evitar sedimentos, esta pendiente será constante a partir de la terminación del emisor.

Pérdidas de carga hidráulica por efectos de las barras.

Aplicando la fórmula de Kirsehmer :

$$h = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} \frac{v}{2g} \text{ Sen}$$



h = pérdida de carga

w = ancho de las barras en dirección del flujo en pulgadas.

b = espacio entre barras.

β = coeficiente de fricción que depende de la forma de las barras.

$\frac{v^2}{2g} = h_r$ = pérdida de carga.

V = velocidad en pies/seg.

Valores del coeficiente " " ;

Barras rectangulares = 2.42

Barras redondeadas = 1.83

Barras redondas = 1.79

Barras de cara redondeada = 1.67

Barras en forma de gota = 0.76

Para nuestro caso hemos considerado barras rectangulares de ;

$1/2" \times 1" ; = 45^\circ$

$w = 1"$

$b = 1/2"$

6.2. Medidor Parshall.

Con el fin de mantener un registro permanente del caudal que ingresa a la planta, se instalará un medidor Parshall.

La medición del caudal del desagüe o influente, es una información de gran importancia para una planta de tratamiento, que permitirá al operador de la planta tener el conocimiento del gasto que está ingresando, ya que és te consta de un canal de aforo y su gasto está en razón del tirante del desagüe aguas arriba y de la contracción de la garganta del medidor.

Para los efectos del diseño :

$$W = 0.305 \text{ m.}$$

$$Q \text{ máx.} = 455.6 \text{ l.p.s.}$$

$$Q \text{ mín.} = 3.11 \text{ l.p.s.}$$

Luego para $Q = 93 \text{ l.p.s.}$

Se obtiene $h_a = 32 \text{ cm.}$

De la tabla tabulada según la tesis del ex-alumno - Max Pineda, se obtiene los demás datos que aparecen

en los planos de diseño :

$$A = 137.2 \text{ cm.}$$

$$B = 134.4 \text{ cm.}$$

$$C = 61.0 \text{ cm.}$$

$$D = 84.5 \text{ cm.}$$

$$E = 91.5 \text{ cm.}$$

$$F = 61.0 \text{ cm.}$$

$$G = 91.5 \text{ cm.}$$

$$K = 7.6 \text{ cm.}$$

$$N = 22.9 \text{ cm.}$$

6.3. Diseño de la cámara de bombeo.

La cámara de bombeo es una estructura que servirá para poder distribuir el desagüe que llega a la planta desde la ciudad, lo mismo que del recirculado; estará dotado de dos cámaras : húmeda y seca.

La estación de bombeo será de dos pisos : en el piso superior se encontrará la caseta de guardianía, dividida por una sección donde se ubicará los dispositivos de control automático, los tableros de mando de las electro-bombas y los motores.

En el piso inferior quedará la cámara húmeda que será de forma rectangular la misma que tendrá una capacidad de retención para 5 minutos donde se encuentran las bocas de succión de las electro-bombas.

En la cámara seca estará instalada los cuerpos de las bombas, para llegar a esta cámara se dispondrá de escalines, llegan del 2do. piso mediante una entrada de registro.

Las bombas tendrán sistemas automáticos de arranque y parada, de acuerdo a la variación de los gastos y será mediante flotadores y registros de carga para cada electro-bomba.

De la cámara de bombeo se impulsará el desague hacia los tanques Imhoff en una cámara de quietamiento para que pueda ser distribuido a los tanques por medio de canales perimetrales.

En la cámara seca se dispondrá de una pequeña bomba de sumidero que permitirá evacuar los líquidos acumulados por filtración de las electro-bombas.

El sistema eléctrico dispondrá de tableros que per

mita el control del voltaje con que deberán funcionar los motores.

Para el diseño del presente proyecto se considera - para la actual dotación y la futura, el recirculado proveniente del tratamiento secundario.

Volumen mínimo	+	Recirculado
l.p.s.		l.p.s.
23		11.5

Volumen total con 5' de retención = 10.35 m^3

Volumen máximo horario +		Recirculado
l.p.s.		l.p.s.
126.5		11.5

Volumen total con 5' de retención = 41.4 m^3

Se calculará para una instalación de cuatro electro bombas; dos en la primera etapa y dos en la segunda etapa.

Las electro-bombas serán dos de $\emptyset 6''$ y dos de $\emptyset 8''$ y trabajarán en forma similar en ambas etapas.

La primera de \varnothing 6" para un gasto de 34.5 l.p.s.

La segunda de \varnothing 8" para un gasto de 69.0 l.p.s.

El desagüe llega a la cámara húmeda proveniente del medidor Parshall en la cota 302.58 m., en forma similar el desagüe del recirculado proveniente de la planta de tratamiento llega a la cámara de bombeo en la misma cota.

El nivel máximo se encontrará en la cota : 301.34 m.

El nivel mínimo del desagüe se encontrará en la cota 299.67 m. (mayores detalles ver en los planos de diseño).

Cálculo de las Electrobombas.

- Nivel de agua en el tanque Imhoff = 309.13 m.

- Cota en la boca de succión = 299.22 m.

Diferencia = 9.91 m

- Para la electro-bomba de \varnothing 6" con 34.5 l.p.s. :

Longitud equivalente por pérdida de carga por longitud de tubería y accesorios = 5.30 m.

Bomba de 11 HP

- Para la electro-bomba de \emptyset 8" con 69.0 l. p. s.

Longitud equivalente por pérdida de carga por longitud de tubería y accesorios = 4.96 m.

Bomba de 31 HP

Estas bombas deberán tener velocidades relativamente bajas del orden de las 1000 R.P.M., con el fin de evitar turbulencias en la cámara de quietamiento del tanque Imhoff.

6.4. Diseño del Tanque Imhoff.

Para los efectos del presente proyecto, se adoptará el tanque Imhoff para la sedimentación primaria y la digestión de los desagües.

El tanque Imhoff es una estructura que consta de dos cámaras, una de sedimentación y otra de digestión.

En la cámara de sedimentación se procede al asentamiento de las partículas y sólidos que lleva consigo el desagüe, para lo cual se requiere de un período de retención así como de un volumen apropiado de dicha cámara.

La cámara de digestión o séptica, es el lugar donde se depositan los sólidos que se han sedimentado en la primera cámara y que han pasado a ésta por una abertura según diseño.

En esta cámara los sólidos sufren un proceso de digestión o maduración, donde se efectúan cambios físicos - químicos y los sólidos se convierten en una pasta parduzca de consistencia viscosa, dicho cambio requiere largos períodos de tiempo.

Además de estas cámaras, el tanque Imhoff posee ventanas para gases, llamado también cámara de espumas, que sirven para eliminar los gases producidos en el proceso - de digestión.

Asimismo, los tanques poseen canales perimetrales de circulación del desagüe, lo mismo que tubos de descarga de los desagües digeridos (lodo o fango) que serán conducidos por gravedad a los lechos de secado.

La eficiencia de los tanques Imhoff está demostrado por la gran experiencia a través de las numerosas instalaciones en diversos países y también en el nuestro.

La eficiencia del tanque es del orden del 30% de la D. B. O. Para el presente proyecto se adoptarán las siguientes consideraciones : población de 19,375 habitantes para el año de 1981 y 4 tanques.

Con el fin de uniformizar los cálculos se adoptará una población de 5,000 habitantes por cada unidad.

Q máximo	=	93.0	lts/seg.
Q recirculado	=	11.5	lts/seg.
Período de retención	=	2	horas
Tasa superficial	=	36.6	m ³ /m ² /día
Dotación de fango	=	90.0	lts/persona.
Area de ventilación	=	30	% del área superficial.
Tiempo de digestión	=	90	días.
Velocidad de sedimentación	=	0.18	m/seg. y no mayor de 0.30 m/seg.

Taludes.

a. Sedimentador de : 1 + 1 1/2

b. Digestor de : 2 + 1

Longitud. 3 veces el ancho.

Cálculos.

$$\text{Gasto para cada tanque} = \frac{93}{4} = 23 \text{ lts/seg.} + 11.5 = 34.5$$

$$= 34.5 \times 86,400 = 2'980,800 \text{ lts/día}$$

Ancho del tanque :

$$h = 2 b + 3 a$$

haciendo: $b = 2.5 \text{ m.}$

Dimensión de la cámara :

$$2 b \times L = \frac{2980.9}{36.6} = 81.0 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{81}{2 \times 2.5} = 16.3 \text{ m.}$$

Cálculo del Sedimentador : S_1

$$S_1 = \frac{2980.9 \times 2}{24} = 248.0 \text{ m}^3$$

$$S_1 = \frac{248}{24.5} = 10.1 \text{ m}^2$$

que es el área requerida.

Cálculo de "c".

haciendo $c = 1.30 \text{ m.}$

$$A = 2 (b \times c + 0.375 \times b^2)$$

$$A = 2 (2.5 \times 1.30 + 0.375 \times 2.5^2)$$

$$A = 11.2 \neq 10.1$$

Haciendo sucesivos cálculos.

$$c = 1.25 \text{ m.}$$

Cálculo de la cámara de digestión de cada tanque.

$$S_2 = 5000 \text{ habtes} \times 90 \frac{\text{lbs.}}{\text{habtes}} = 45.0 \text{ m}^3$$

Aplicando la siguiente fórmula :

$$S_2 = f \times h \times L + 2 \left(\frac{h \times L}{2} \times \frac{h}{4} \times \frac{L}{5} \right) = f \times h \times L + \frac{h^2 \times L}{12}$$

Despejando :

$$f = \frac{S_2 - \frac{L \times h^2}{12}}{L \times h} = \frac{450 - \frac{16.3 \times 8.15^2}{12}}{16.3 \times 8.15}$$

$$f = 3.34 \text{ m.}$$

Cálculo de "d".

$$\text{Tg} = \frac{2}{3} = \frac{\frac{b}{2}}{d}$$

$$d = 1.87 \text{ m.}$$

Cálculo de "g".

$$\text{Tg} = \frac{2}{1} = \frac{4.075}{g}$$

$$g = 2.04 \text{ m.}$$

Se adopta :

$$y = 0.50 \text{ m. como borde libre}$$

$$e = 0.50 \text{ m. como zona neutra}$$

Comprobación de las Áreas de Ventilación

$$\frac{\text{Area de ventosas}}{\text{Area de Tanque}} = \frac{3 (1.05) \times L}{3 (1.05) L + 2 (2.5) \times L} = 38\%$$

lo que da un margen superior en la ventilación.

Medidas totales del tanque :

Longitud = 16.3 m.

Ancho = 8.15 m.

Altura total = $y + c + d + e + f + g = 9.50$ m.

Todas estas medidas son medidas internas en las que no están consideradas el espesor de las paredes. (ver planos de diseño).

6.5. Diseño del Bio-filtro.

6.5.1. Tratamiento secundario.

Se llama tratamiento secundario, al proceso de purificación suplementario por medio de procesos biológicos, además de la clasificación posterior que es necesario y que deben ser sometidos los efluentes de un tratamiento primario.

El proceso que se produce es aeróbico mediante el cual se realiza la oxidación de la materia orgánica presente en el desagüe y la

aglomeración de las materias inorgánicas.

La oxidación de la materia orgánica se debe a la presencia de microorganismos que van transformando la materia a través de la oxidación del carbono y nitrógeno y su estabilización o proceso demineralización.

La materia orgánica tiende a formar un floc y se consigue con la adición del oxígeno.

6.5.2. Procesos del tratamiento secundario aeróbico (Análisis).

- Lecho de Contacto. Es el medio por el cual el desague se pone en contacto con la atmósfera u oxígeno que se le va adicionar y estos son los siguientes :

Lechos de contacto fijo, pueden ser :

Irrigación superficial. Mediante el cual el desague se esparce en la superficie de la tierra como uso agrícola, teniendo como máximo : 0.60 m. a 0.70 m. de profundidad hasta donde actúa el oxígeno.

Inundación. Disposición del desagüe en el terreno sin ningún control, se producen malos olores, hay septicidad debido a la falta de control de regulación

Por aspersión. Es el más eficiente, debido a la transferencia de oxígeno de la atmósfera - al desagüe, por esta forma hay una estabilización más rápida de la materia orgánica.

- Lechos de Contacto de Agregados. Estos se clasifican en :

Filtros intermitentes de arena. Con este sistema el desagüe es controlado en su proceso - de filtración, para lo cual se requiere unidades debidamente dimensionadas, ya que la acción de los filtros de arena es en parte mecánica y en parte biológica y se encuentran controlados mediante dosificación y distribución del líquido ha ser tratado.

Filtros percoladores. Son filtros con lechos de contacto de piedra partida con un gran por

centaje de vacíos, que al pasar el desagüe - hay una remoción de oxígeno, es un proceso netamente aeróbico en 100%.

Este sistema puede ser de alta capacidad y de baja capacidad.

La forma de la construcción de los filtros - puede ser circular o cuadrado.

6.5.3. Biología del Filtro Percolador.

En el lecho de contacto del filtro percolador se produce una gran actividad biológica para lo cual se tiene presente los siguientes organismos :

Bacterias saprofitos, siendo la más importante la bacteria Zooglear que se forma alrededor de las piedras del lecho en la cual se ha formado una materia gelatinosa que constituye el floc o materia orgánica sedimentable.

Los protozoarios indican la capacidad del tratamiento. Protozoarios que utilizan a las bacterias y a la materia gelatinosa como medio de

alimentación.

Helminthos que utilizan a los protozoarios y a la materia orgánica como alimento.

Larvas de mosca. La larva de la mosca Psico da que se reproducen en cantidad y causan problemas a la venciada, éstos pueden ser controlados mediante acondicionamientos del filtro percolador.

6.5.4. Elección del Tratamiento.

Para nuestro proyecto se ha escogido un fil - tro percolador de alta capacidad y de dosifi - cación continúa durante las 24 horas del día.

La forma será circular, con brazos giratorios y con un sifón dosador del líquido entrante , se ha adoptado para nuestro caso el sistema - DORR OLIVER, que se adapta a las condiciones necesarias de nuestro diseño el que lleva las siguientes especificaciones técnicas:

Forma. Circular de concreto armado, de modo que resista el peso del medio filtrante y de inundación total, el espesor será : paredes

de 0.15 m. y el fondo 0.20 m. Este tendrá una inclinación hacia el centro de 1% hacia un canal de recolección y desagüe.

Materiales. Estará compuesto de un falso piso de ladrillos huecos que servirá para la recolección del desagüe filtrado, el lecho de contacto será de piedra partida de un diámetro de 2 1/2" y de un espesor de 0.90 m.

El brazo giratorio será de movimiento circular del tipo molinete hidráulico con boquilla de aspersion por goteo y alimentado mediante un tubo que viene desde el tanque dosificador, para luego llenar el cilíndro central y los brazos giratorios bajo presión estática; los surtidores de los brazos serán de un diámetro, de modo de que el esparcimiento del desagüe se distribuya en forma uniforme en el lecho de contacto.

La carga mínima será de 0.45 m. a 0.60 m. entre el nivel del tanque dosificador y la superficie de contacto del filtro, incluyendo

el espacio libre vertical entre los brazos gi
ratorios y el lecho de contacto.

Se dispondrá además de tubos de ventilación en la periferie del filtro percolador en ra
zón del 1% del área del lecho, los tubos se
rán de \emptyset 4".

A la salida del efluente del filtro percola
dor se instalará una válvula de compuerta que
sirva de cierre y permita la inundación del
filtro.

Todos los demás datos están incluidos en los
planos.

Gasto de diseño = 23 lts/seg. = 1,987.2 m³/día.

Tasa superficial = 128 m³/día/habte.

Profundidad del lecho = 0.90 m.

Area del lecho = $\frac{1987.2}{128} = 0.0155$ Ha = 155 m²

$$\text{Diámetro del filtro} = \frac{\pi D^2 \times 0.90}{4} = 155 \times 0.90$$

$$D = 14 \text{ m.} < > 42.6 \text{ pies}$$

Se adopta el diámetro $D = 45$ pies de acuerdo al tipo de fabricación DORR.

6.6. Tanque de Sedimentación Secundaria.

Con el fin de remover los flocs procedentes del Bio filtro se procede a retener este efluente en tanques diseñados para tal caso, en vista de que los flocs son materias putrescibles y ligeramente livianas.

Para nuestro caso adoptaremos un tanque de forma rectangular, diseñándose una zona que será de sedimentación y otra que será la tolva de fango o del floc que viene del Bio-Filtro.

El tanque dispondrá de un vertedero de entrada que regulará la disposición del efluente, asimismo de un vertedero de salida; para la recolección de fangos la tolva tendrá una inclinación con dirección aguas arriba, la cual

dispondrá de una válvula de compuerta que permitirá la remoción del fango, que será conducido a los lechos de secado. Se colocarán baffles que permitan una disposición u-niforme de la sedimentación.

Los detalles de dimensionamiento aparecen en los -
planos.

Diseño.

En el diseño será considerado para un gasto equiva-lente al 50% del efluente del Bio-Filtro y para período de retención de 1 á 2 horas.

$$\text{Gasto de diseño} = Q \text{ máx.} = \frac{23}{2} = 11.5 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Período de retención} = 1.5 \text{ horas.}$$

6.6.1. Cámara de sedimentación.

$$\text{Longitud} = 4 \text{ veces el ancho.}$$

$$\text{Ancho} = 3.5 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen} = \frac{11.5 \times 1.5 \times 3600}{1000} = 62.1 \text{ m}^3$$

$$H = \frac{62.1}{49} = 1.59 \text{ m.}$$

$$\text{Tasa superficial} = \frac{998.6}{49} = 20.3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

6.6.2. Tolva de fango.

$$\text{Dotación de fango} = 0.140 \text{ lts/hbte/día}$$

$$\text{Período de retención} = 50 \text{ días.}$$

$$\text{Volumen} = 0.141 \times 5000 \times 50 = 25 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura de la tolva} = \frac{25}{49} = 0.51 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud} = 14 \text{ m.}$$

$$\text{Ancho} = 3.5 \text{ m.}$$

6.7. Dispositivo de Recirculación.

Se iniciará a la entrada del sedimentador secundario, mediante un orificio rectangular de un ancho fijo de 0.40m. y una altura variable regulable mediante una compuerta que dejará pasar un caudal constante hacia la estación de bom -

beo para su recirculación.

El cálculo de este orificio se podrá efectuar en forma analítica de acuerdo a la fórmula :

$$Q = C_d \times S \times (2 G H)^{1/2}$$

de donde :

Q = gasto en $m^3/\text{seg.}$

$C_d = C_c \times C_r = \text{coef. de gasto} = 0.61$

$C_c = \text{coef. de contracción} = 0.62$

$C_r = \text{coef. de velocidad} = 0.98$

$A = \text{ancho del orificio} = 0.40$

$b = \text{altura del orificio}$

$S = \text{área del orificio}$

$H = \text{carga sobre el centro del orificio}$

Estos cálculos analíticos se consiguen mediante los experimentos de laboratorio.

Para el presente proyecto se considera que debe pasar un 50% del efluente del Bio-Filtro ya que la otra par-

te pasará al sedimentador secundario.

Con el fin de regular el gasto tanto para la entrada al sedimentador secundario como para el recirculado, se graduarán las compuertas para ambas salidas, y se dispondrán de marcas en las compuertas, ya que el efluente se repartirá en una cámara de aquietamiento.

El efluente del recirculado deberá llegar por gravedad y ser conducido por tubería de \varnothing 12" hasta la cámara de bombeo. El dimensionamiento aparece en los planos.

6.8. Lechos de Secado.

Los lodos procedentes de la digestión de fangos del tratamiento primario, serán dispuestos sobre lechos de arena para su desecación. Los lodos digeridos, en su forma líquida se vierten sobre arena gruesa hasta formar una capa de unos 0.30 m. de espesor, la arena deja pasar la mayor parte del agua de los lodos y retiene los sólidos que se van secando por acción del calor y la exposición del aire, hasta que adquiere una consistencia esponjosa y bien seca, siendo fácilmente desprendidos del filtro de arena para su disposición final.

Especificaciones Técnicas.

Para la disposición de los lodos se requieren condi ciones técnicas que son las siguientes :

Area requerida según el Comité de los Diez Estados de U.S.A. igual a 1.5 pies²/habitante.

Profundidad del lecho que será de arena gruesa cla- sificada y grava gruesa.

La arena gruesa tendrá un espesor de 0.30 m. y la grava de 0.15 m.

La red de desagües deberá ser construida con tubería de barro cocido de un \emptyset 4" dispuestas en juntas abiertas y colocadas con una separación de centro a centro de acuerdo a la porocidad del terreno.

Los muros serán impermeables contra el agua y debe - rán extenderse de 15" a 18" por encima y de 6" por debajo de la arena.

La remoción de los lodos deberá disponerse de no me

nos de dos lechos dispuestos en forma tal que faciliten la remoción del lodo.

La alimentación del lodo proveniente de la digestión se efectuará mediante bocas de descarga a una altura de 12" más altas que la superficie de la arena. Deberá proveerse de salpicaderos.

El lodo una vez seco se procederá a ser extraído mediante rastrillo para su incineración, enterramiento o ser mezclados con fertilizantes para uso agrícola.

El avenamiento del desagüe deberá ser conducido por tubería para ser tratado nuevamente en la planta.

Dotación = $0.104 \text{ m}^2/\text{hbte.}$ (según las normas de los 10 Estados de U.S.A.)

Población = 20,000

Area = $0.104 \times 20,000 = 2,080 \text{ m}^2$

Se adopta :

Longitud = 26 m.

Ancho = 10 m.

No. de lechos = 8

La pendiente de los tubos que conduce los fangos digeridos a los lechos de secado será de 7%.

La pendiente de los lechos de secado será del orden del 10%.

Ver demás detalles en los planos.

6.9. Funcionamiento de la Planta.

El desagüe proveniente de la red de alcantarillado de Vitarte llega a la planta en el buzón No. 257, de donde es conducido a la cámara de rejillas, siguiendo éste hacia el medidor Parshall, cuya finalidad es medir el gasto que llega a la planta, mediante una cámara de registro.

El desagüe luego es conducido a la cámara de bombeo que es elevado mediante un sistema de bombas centrífugas de eje vertical a los tanques Imhoff para su sedimentación

y digestión de fangos como una primera fase del tratamiento del desagüe, el efluente es conducido a los filtros biológicos para su percolación en lechos filtrantes, el efluente de los filtros biológicos es conducido mediante tubería hasta el sedimentador secundario con el fin de separar los sólidos en suspensión, después de haber sido retenido el influente es conducido por tuberías para su - descarga al río Surco.

Los fangos provenientes de los tanques Imhoff son conducidos a los lechos de secado mediante tubería.

El recirculado se encuentra instalado a la entrada de los tanques de sedimentación secundaria que mediante compuertas regulables el influente de los filtros biológicos, es conducido a la cámara de bombeo y otra al sedimentador secundario.

Se instalará además un sistema de by-pass después de los tanques Imhoff, con el fin de prevenir cualquier complicación en el sistema de filtros.

En todas las estructuras se dispondrá de sistemas de válvulas de compuerta según se especifican en los planos.

La planta de tratamiento deberá encontrarse cercada con el fin de evitar la presencia de elementos extraños , que puedan dificultar el buen funcionamiento de la planta.

Como medida de darle un aspecto paisajista se arborizará el contorno perimetral.

B I B L I O G R A F I A

1. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
ERNEST & STEEL.
2. Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras.
H. E. BABBIT - E. ROBERT BAUMANN.
3. Apuntes de clases dictados por los Ingenieros :
AUGUSTO NAVARRO PALMA - ALFONSO ZAVALA CAVASSA.
4. Catálogo. DORR - OLIVER.
5. Data Book for Civil Engineers - Design.
ELWYN E. SEELYE.
6. Sewage Treatment Plant - Design.
WPCF - MANUAL OF PRACTICE No. 8.
7. Tratamiento de Aguas Negras y Desechos Industriales.
GEORGE E. BARNES.
8. Water Supply and Waste Water Disposal.
GORDON-MASKEW-FAIR y JOHN CHARLES GEYER.

RELACION DE PLANOS

No.

- 1 Red de Alcantarillado
- 2 Red de Alcantarillado
- 3 Red de Alcantarillado
- 4 Red de Alcantarillado
- 5 Esquema de Canaletas y Flujos.
- 6 Esquema de Canaletas y Flujos.
- 7 Perfiles Longitudinales.
- 8 Perfiles Longitudinales.
- 9 Perfiles Longitudinales.
- 10 Perfiles Longitudinales.
- 11 Perfiles Longitudinales.
- 12 Perfiles Longitudinales.
- 13 Perfiles Longitudinales.
- 14 Perfiles Longitudinales.
- 15 Perfiles Longitudinales.
- 16 Perfiles Longitudinales.
- 17 Perfiles Longitudinales.

No.

- 18 Perfiles Longitudinales.
- 19 Detalles de Zanjas y Buzones.
- 20 Futura Red de Alcantarillado.
- 21 Planta de Tratamiento.
- 22 Planta de Tratamiento.
- 23 Planta de Tratamiento.

C U A D R O SNo.

- 1 Crecimiento Vegetativo de la Población.
- 2 Cálculo de Población Futura - Método Gráfico.
- 3 Comparación de Métodos de Cálculo de Población Futura.