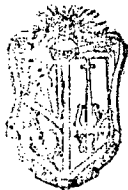


Universidad Técnica Particular de Loja  
 BIBLIOTECA GENERAL

Revisado el 28-XII-81

Valor \$ 200.00

N° Clasificación 1981 F289 D. 25



628  
 Abastecimiento de Agua Potable  
 Loja - Olmedo

628,1  


---

 628

628-156 V

628  
36498



**UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

## **VOLUMEN I**

**ESTUDIO, CALCULO Y DISEÑO DEL SISTE-  
MA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PO-  
TABLE PARA LA PARROQUIA "OLMEDO"  
PROVINCIA DE LOJA**

**B. ARMANDO FEBRES VIVANCO**

**TESIS INGENIERO CIVIL**

**Loja - Ecuador**

1981

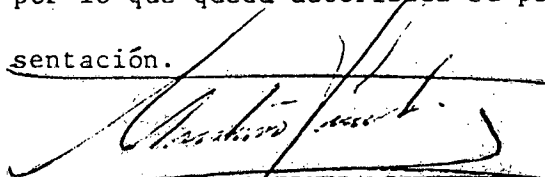


*Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>*

2017

C E R T I F I C O :

Que el presente trabajo se ha  
realizado bajo mi dirección; el que  
ha sido debidamente revisado y cum-  
ple con la reglamentación de la Fa-  
cultad dispuesta para el efecto, --  
por lo que queda autorizada su pre-  
sentación.



~~Ing. GUSTAVO TRUEBA B~~

~~DIRECTOR DE TESIS~~

La responsabilidad del con  
tenido del presente traba  
jo, en el campo investiga  
tivo, cálculos, conclusio  
nes y sugerencias, son ex  
clusividad del autor.

ARMANDO FEBRES V.

AUTOR.

## A G R A D E C I M I E N T O

Al Sr. Ing. Gustavo Trueba B. que con su capacidad y responsabilidad supo ser director de la presente tesis.

Al I.E.O.S. en la persona del Ing. Walter Clavijo C., quien colaboró desinteresadamente para feliz culminación de la presente tesis.

A los profesores de la Facultad, quienes día a día trabajaron incansablemente para brindarme sus conocimientos y sus experiencias.

Con todo cariño:

a mi esposa,

a mis hijos.

# S U M A R I O

## PRIMERA PARTE

CAPITULO PRIMERO	:	GENERALIDADES
CAPITULO SEGUNDO	:	ESTUDIOS PRELIMINARES
CAPITULO TERCERO	:	ESTUDIO SOCIO ECONOMICO DE LA POBLACION
CAPITULO CUARTO	:	CALIDAD DE AGUA
CAPITULO QUINTO	:	CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA
CAPITULO SEXTO	:	CAPTACION
CAPITULO SEPTIMO	:	DESARENADOR
CAPITULO OCTAVO	:	CONDUCCION

## SEGUNDA PARTE

CAPITULO NOVENO	:	FILTROS
CAPITULO DECIMO	:	DESINFECCION
CAPITULO DECIMO PRIM.	:	RESERVA
CAPITULO DECIMO SEG.	:	RED DE DISTRIBUCION
CAPITULO DECIMO TERC.	:	CONTROL Y ESPECIFICACIONES TECNICAS
CAPITULO DECIMO CUAR.	:	PRESUPUESTO.



## P R O L O G O

Uno de los elementos básicos para el progreso y desarrollo social y económico de un pueblo, es la Infraestructura Sanitaria; que comprende agua potable, alcantarillado, tratamiento de basuras, etc. En nuestra provincia ésta infraestructura es muy precaria, reduciéndose, a la dotación de agua entubada y alcantarillado sanitario, en muy pocas parroquias rurales.

El presente trabajo tiene como uno de sus objetivos el ayudar al desarrollo socio-económico de una parroquia muy importante del Cantón Paltas como es la de "Olmedo" que carece de la totalidad de la infraestructura sanitaria, por cuya razón muchos de sus habitantes se han visto obligados a abandonar su suelo natal.

Esta carencia de agua potable y alcantarillado ha traído hasta la fecha funestas consecuencias, sobre todo en la población infantil, que se ha diezclado debido al sin número de enfermedades de origen hídrico.

Con el diseño del abastecimiento de agua potable para esta parroquia, el cual proveerá de agua de óptima calidad a su población, de seguro estaremos frenando en gran proporción el subdesarrollo a la que ha estado sometida y dando un gran paso hacia el progreso social, económico y político, de sectores rurales y marginados, que como "Olmedo" ayudan al engrandecimiento de nuestra Patria.

PRIMERA PARTE

CAPITULO PRIMERO	:	GENERALIDADES
CAPITULO SEGUNDO	:	ESTUDIOS PRELIMINARES
CAPITULO TERCERO	:	ESTUDIO SOCIO ECONOMICO DE LA POBLACION
CAPITULO CUARTO	:	CALIDAD DE AGUA
CAPITULO QUINTO	:	CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA
CAPITULO SEXTO	:	CAPTACION
CAPITULO SEPTIMO	:	DESARENADOR
CAPITULO OCTAVO	:	CONDUCCION.

## CAPITULO PRIMERO

### 1.1. GENERALIDADES:

La vida organizada en sociedad, que es la única que ha permitido al hombre, mediante un prolongado y paciente esfuerzo, salir de su estado primitivo, siempre ha estado relacionado con un elemento esencial : "EL AGUA".

Las primeras civilizaciones nacieron en los valles de los grandes ríos. Las grandes migraciones del principio de los tiempos históricos, pueden encontrar su explicación en la desecación-progresiva de las vastas regiones del Asia de donde habían partido. Esto nos indica que siempre ha sido el agua el factor preponderante dentro de la formación en comunidad de la humanidad.

Una de las condiciones previas del desarrollo de la economía y del nivel cultural de los pueblos, es la creación de medios que permitan al hombre, escapar de la hostilidad de las condiciones locales en cuanto al agua se refiere.

Esta creación solo puede lograrse a base de esfuerzos financieros y técnicos permanentes, para no resultar desmesurados, suponen estudios serios, largos, y con frecuencia difíciles de realizar.

Sabemos que la hidráulica en general es tan antigua como, - la historia del hombre, y los vestigios que han llegado hasta nosotros, nos muestran un excelente conocimiento, empírico cuando me nos, de las leyes mas sencillas por las que se rige.

En la actualidad el Ingeniero Sanitario tiene que afrontar, y vencer dificultades más secretas y complejas, que aquellas más aparentes y de belleza funcional que alcanzaron los antiguos acue ductos, planteadas por las largas y majestuosas conducciones por gravedad.

Las regulaciones de los caudales y de las presiones en re-- des muy extensas y malladas, la alimentación racional a partir de diversos orígenes, la localización y determinación de la posición de los depósitos, la instalación de medios de protección adecua-- dos, exigen no solo un conocimiento más complejo de las leyes de la hidráulica sino apenas una familiaridad sólida con los métodos y medios modernos de cálculo, que son los únicos que pueden liberar al Ingeniero de la agobiante tarea material que representa la ejecución de un proyecto importante.

## 1.2. IMPORTANCIA DEL AGUA:

La importancia que tiene el agua dentro de la vida en comunidades organizadas es preponderante; después del aire que respiramos, es el elemento más esencial para el hombre.

Sin el agua la vida animal o vegetal es imposible, también es el medio más eficiente para la transferencia del calor, ener-- gía y el solvente más universal que se conoce. Encausado en cana

les nos provee del medio más económico para el transporte pesado y sirve también como vehículo cómodo para la eliminación de toda clase de desechos.

Por esto el aprovechamiento de los recursos hidráulicos, es uno de los aspectos más importantes en el desarrollo de la humanidad.

El servicio de Abastecimiento de Agua Potable es algo que las gentes no pueden proporcionarse a sí mismos y que son por lo tanto responsabilidad de la comunidad. El proyecto construcción y operación de las obras necesarias para proporcionar un abastecimiento de agua apropiada es un problema de Ingeniería Sanitaria; esto requiere de un alto grado de habilidad y criterio debido a la naturaleza del trabajo y porque cada fase del problema involucra la salud de los ciudadanos.

Las obras de Abastecimiento de Agua Potable son un renglón importante en el presupuesto de la población promedio, tanto en su construcción inicial como en su operación y mantenimiento. Además de su utilidad doméstica, para beber, asear, cuidado de la casa y usos sanitarios, el agua es esencial para muchos otros usos de la comunidad. Se necesita en la industria, y de hecho muchas de ellas utilizan grandes cantidades. Es esencial por supuesto en las operaciones mercantiles diarias, para extinguir incendios, para aire acondicionado, para la limpieza de las calles y para muchos otros fines.

### 1.3. CANTIDAD DE AGUA EN EL MUNDO:

Se calcula que la cantidad de agua libre existente, es al rededor de  $1.35 \times 10^9$  Km.3. pero de ésta el 97.3% está en forma de océanos y mares o sea que es inapta para ser bebida; del resto que es dulce (0.7%) más de las tres cuartas partes está en forma de hielo y nieve en las regiones polares y en los glaciares de las grandes montañas.

Bajo la influencia del calor solar se evaporan cantidades enormes de agua que se condensan en la atmósfera y caen nuevamente en forma de lluvia.

La cantidad total de agua evaporada en un año es de 510.000 Km.3. de los cuales la mayor parte cae sobre el océano y solamente una quinta parte cae sobre los continentes; aquí una parte escurre superficialmente hacia los ríos y lagos, otra se infiltra y otra se evapora nuevamente.

Observaciones realizadas durante muchos años nos demuestran que no ha habido un cambio substancial, ni en el nivel de los mares ni en el caudal de los ríos o sea que el volúmen total de agua es constante y existe equilibrio entre el vapor que pierden los océanos y el agua que regresa de los continentes.

El volúmen de agua dulce existente dentro de los ríos y lagos es de aproximadamente 1'000.000 Km3. o sea, no llega ni a 0.001 del total. De este volúmen el realmente aprovechable es el de los ríos, cuyo caudal sumado da un promedio de 37.000 Km.3/año

A continuación presentamos un cuadro estimativo de la cantidad total de agua existente en el mundo:

CANTIDAD TOTAL DE AGUA EN EL MUNDO

a.- AGUA EN LA SUPERFICIE:

Agua de mar	1.320'.000.000	Km.3
Hielo polar	30' 000.000	Km.3
Lagos de agua dulce	125.000	Km.3
Lagos de agua salada	100.000	Km.3
Agua corriente	1.160	Km.3
TOTAL	<hr/> 1.350'.226.160	Km.3

b.- AGUA BAJO TIERRA:

Medida bajo tierra a 1 m.de profun- didad.	25 x 10 <sup>3</sup>	Km.3
Agua subterránea hasta 800 m. de -- profundidad	42 x 10 <sup>5</sup>	Km.3
Agua subterránea de 800 a 3.500 m.- de profundidad.	42 x 10 <sup>5</sup>	Km.3
TOTAL	<hr/> 8.425 x 10 <sup>3</sup>	Km.3

AGUA DULCE TOTAL

a.- SUPERFICIAL:

Lagos	125 x 10 <sup>3</sup>	Km.3
Corrientes	1.2 x 10 <sup>3</sup>	Km.3
Hielo	30.000 x 10 <sup>3</sup>	Km.3
TOTAL	<hr/> 30.126.2x 10 <sup>3</sup>	Km.3

b.- BAJO LA SUPERFICIE:

Suelo hasta 1 m.de profundidad	25 x 10 <sup>3</sup>	Km.3
Agua Subterránea	<hr/> 4.200 x 10 <sup>3</sup>	Km.3
TOTAL DE AGUA DULCE	34.351.2 x 10 <sup>3</sup>	Km.3

#### 1.4. EL AGUA Y LAS ENFERMEDADES:

Por lo general el agua no tratada es un agente propicio para la transmisión de enfermedades de tipo hídrico. Esto sucede debido a que el consumidor no recibe dicho elemento en condiciones óptimas de consumo. Este problema ha sido solucionado ahora en -- los centros urbanos-ciudades importantes, capitales de provincia, etc.-y algunos rurales, debido a la implantación de técnicas modernas de purificación y tratamiento del agua y del agua de desperdicios.

Pero en la mayor parte de los centros rurales -en nuestro país- esto no ha sucedido y es poco o nada lo que se ha hecho para solucionar los problemas de saneamiento básico.

A las enfermedades de tipo hídrico podemos clasificarlas en:

a.- Enfermedades de Importancia Primaria: Las enfermedades epidemiológicamente importantes en que el agua es uno de los vehículos de la transmisión son:

- Cólera.
- Fiebre Tifoidea o Paratifoidea.
- Disentería bacilar.
- Disentería amebiana.
- Esquistosomiasis.

b.- Enfermedades de Importancia Secundaria: De acuerdo con la incidencia relativamente pequeña en que el agua es apenas vehículo secundario, tenemos:

- Anquilostomiasis.



-Ascaristomiasis.

-Hepatitis infecciosa.

-Infecciones de ojos, oídos y garganta.

-Perturbaciones gastro-intestinales diversas.

-Caries dentales.

-Fluorosis.

-Bocio.

-Saturnismo.

-Cronosis.

## CAPITULO SEGUNDO

### ESTUDIOS PRELIMINARES

#### 2.1. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA POBLACION:

Dentro del estudio y diseño de un Proyecto de Agua Potable, el primer paso a darse consiste en una inspección preliminar, en la que se debe recoger y analizarse toda la información necesaria para la planificación y diseño del proyecto.

Los resultados de esta inspección preliminar debe traducirse en un informe que contenga: la situación de la población con respecto a los servicios sanitarios básicos como son: Agua potable y Alcantarillado, además este informe debe proporcionar datos como: ubicación geográfica, límites, clima, hidrología, servicios públicos, etc.

##### 2.1.1. UBICACION:

La población de "Olmedo" se encuentra en la parte occidental de la Provincia de Loja a  $79^{\circ}37'$  de Longitud Oeste y a  $3^{\circ}55'$  de Latitud Sur, con una elevación sobre el nivel del mar de 1.350 metros.

Olmedo es una parroquia del cantón Paltas de la Provincia de Loja, cuya cabecera cantonal es la ciudad de Catacocha. Sus límites con respecto a las demás parroquias son los siguientes:

Al Norte: Con la parroquia Chaguarpamba

Al Sur: Con Catacocha.

Al Este: Con la parroquia La Tingue.

Al Oeste: Con las parroquias de Buenavista y Santa Rufina.

La parroquia tiene una área aproximada de 1.360 Km.<sup>2</sup>. Cuenta con las siguientes quebradas y ríos:

-Quebrada del Coco.

-Quebrada de Olmedo.

-Río Carrizales que más abajo se llama Umbalao.

Se encuentra a una distancia proximadamente de 100 Km. de la cabecera provincial Loja.

Su ubicación geográfica podemos relacionarla con los siguientes accidentes geográficos: Se encuentra junto a la cordillera de Chilla a la que se une por una ramificación en Chinchas, extendiéndose en semicircunferencia por la cordillera de Chivato, El Carmelo, El Pico y Cholonga descendiendo la circunferencia por la cordillera de Buenavista.

#### 2.1.2. VIAS DE COMUNICACION:

La parroquia Olmedo se une con el resto de la provincia mediante una carretera de cuarto orden -razante lastrada- que se enlaza en la actualidad a la troncal en una longitud de aproximadamente 5 Km. pasando antes por otra parroquia llamada La Delicia, distante 2,5 Km. que sirve en la actualidad de campamento de la Cía. Tramesa que efectúa trabajos de asfaltado en la carretera Loja-La Toma- Chinchas-Velacruz-Chagurpamba-Río Pindo-Balsas-La Avanzada, que es la vía que comunica a la provincia de Loja con la Costa Ecuatoriana.

Antes de la construcción de esta carretera 1975-1976, la po-

blación de Olmedo era paso obligado para ir hacia Chaguarpamba, - quedando en la actualidad desviada unos 5 Km. de la troncal de la Costa.

El tramo antiguo de la carretera Olmedo-Chaguarpamba ha quedado abandonado a su suerte sirviendo en la actualidad como camino de verano y transitado como camino de herradura.

#### 2.1.3. DATOS HIDROLOGICOS:

Sobre este punto podemos indicar que no existen datos por no haber una estación pluviométrica, ni meteorológica, que registren las precipitaciones o las condiciones del tiempo, pero podemos anotar que en esta región existen dos estaciones aunque no muy definidas que son: Estación Invernal que por lo general va desde Noviembre a Mayo y la Estación Veraniega que abarca el resto del año; pero como las variaciones estacionales en nuestro país y en especial en la provincia de Loja no es definida, muchas veces las aguas se adelantan o atrasan a su ciclo normal.

#### 2.1.4. CLIMA:

El clima en esta zona se lo puede denominar como de tipo tropical-cálido y poco húmedo-

La temperatura ambiental fluctúa entre 19° a 25°C.

Humedad y precipitaciones.- Sobre este punto cabe indicar que en cuanto a precipitaciones se refiere éstas son muy abundantes en épocas de invierno.

#### 2.2. SERVICIOS PUBLICOS EXISTENTES;

## 2.2. SERVICIOS PUBLICOS EXISTENTES;

2.2.1. En primer lugar mencionaremos la estructuración social-comunitaria que existe en esta parroquia:

Existe un Teniente Político, que es la primera autoridad de la parroquia; en lo religioso existe una autoridad que es el Párroco representante de la Diócesis de Loja, además existe la Junta Cívica Parroquial integrada por los anteriores, el Presidente de Padres de Familia, Médico Residente y algunos profesores.

2.2.2. Entre las instituciones de tipo público podemos mencionar:

-Oficina de Registro Civil;

-Subcentro de Salud, atendido por un médico y una enfermera que funciona en local propio.

-Oficina del Telégrafo que funciona junto a la Tenencia Política y el Subcentro de Salud, y que sirve para la conexión telefónica y telegráfica con la cabecera cantonal -Catacocha- y el resto del Cantón y Provincia de Loja.

2.2.3. Dentro de las Instituciones Educativas Públicas -tenemos:

### Escuela de Niñas "SUIZA"

N°de alumnos	215
N°de profesores	6
N°de paralelos	6
Construcción	Nueva
Fiscal	
Diurna.	

## Escuela de Niños "CRISTOBAL COLON"

N°de alumnos	177
N°de profesores	6
N°de paralelos	6
Construcción	Nueva
Fiscal.	
Diurna.	

## Escuela Religiosa "CRISTO REY"

N°de alumnos	85
N°de profesores	6
N°de paralelos	6
Construcción	Nueva
Particular	
Diurna.	

## Colegio "MONSEÑOR ALBERTO ZAMBRANO"

N°de alumnos	217
N°de profesores	5
N°de paralelos	3 (ciclo básico)
Construcción	Nueva
Diurno	
Particular-Fiscal (Fisco-Misional).	

Además existen otras Oficinas de carácter público como: Oficina Nacional de Correos

## 2.3. ESTADO SANITARIO ACTUAL:

2.3.1. AGUA POTABLE.- Existe solamente en la actualidad, --  
servicio de Agua Entubada traída de --  
la quebrada a una distancia aproximada de 1.300 m.

Este es un servicio muy pobre en cuanto a caudal y control-sanitario, por lo que está expuesta su población a los peligros - que conlleva este tipo de dotación de agua.

Existe también un tanque de reserva, de hormigón armado, -- circular, con una capacidad de almacenamiento de  $50 \text{ m}^3$  que en la actualidad se encuentra deteriorado y con fugas en su base. La -- distribución se la realiza por medio de tubería de polietileno y de H.G. con diámetros variables de 2" - 1,5" y 1" y las acometi-- das de 0,5"

2.3.2. ALCANTARILLADO.-No existe actualmente ningún tipo de alcantarillado, por lo que esta si-- tuación es deplorable y contribuye a la contaminación ambiental y en especial a la proliferación de toda clase de ensectos trasmiso res de muchas enfermedades.

Existen sin embargo un 36% de casas en las que existen le-- trinas sanitarias, colocadas y promocionadas por el I.E.O.S. de Loja y la Jefatura Provincial de Salud de Loja.

2.3.3. LUZ ELECTRICA:Este es un servicio indispensable den-- tro del confort social, tanto para - el uso doméstico, comercial e industrial y hoy cuenta con un exe-- lente servicio de energía eléctrica y lo que es más, funciona las 24 horas del día; o sea que la parroquia está integrada a la gran Red de Electrificación Provincial en la que se encuentra empeñada la Empresa Eléctrica Regional del Sur (E.E.R.S.A.).

2.3.4. PLAN REGULADOR:- Dentro de este aspecto fundamental,

en que es indispensable una planeación urbanística para el buen aprovechamiento de los espacios verdes, urbanizaciones nuevas, -- construcciones de tipo residencial, comercial e industrial, debemos indicar que no tiene una planificación adecuada ni un estudio prolijo del problema, razón por la cual la parroquia crece sin un patrón urbanístico que la ayude a su desarrollo socio-económico.

Debido a lo irregular de la topografía es difícil determinar el rumbo de crecimiento de la población por lo que sus habitantes han plegado al sistema típico y tradicional de las antiguas comunidades que es el de radicarse lo más cerca posible de la plaza principal y de la iglesia parroquial.

En resumen, las calles de esta población, que son pocas, no siguen ninguna directriz establecida a excepción de las que rodean la plaza pública, las demás siguen por lo general las sinuosidades de la topografía o el carpicho de los propietarios de los terrenos.

Todas sus calles están constituídas de tierra, con pequeñas capas de lastre que en época invernal desaparecen completamente, convirtiéndose prácticamente en intransitables para el tráfico motorizado y en una molestia constante de los peatones. Las calles, no poseen ningún sistema de evacuación de aguas lluvias por lo -- que éstas escurren por gravedad a las quebradas o siguen las pendientes de las calles hasta encontrar un sitio de descarga.

#### 2.4. FUENTES DE ABASTECIMIENTO:

##### 2.4.1. ORIGEN DEL AGUA:



El agua utilizada para las necesidades humanas tiene como primer origen el agua de lluvia.

Pero, la lluvia que cae sobre el terreno se divide en diversas fracciones según procesos variables.

- Parte regresa a la atmósfera en forma de vapor;
- Otra parte corre por la superficie del suelo y contribuye a alimentar arroyos y ríos;
- El resto (que es la fracción menos importante: de un 20 a un 40%) penetra en el suelo por infiltración y contribuye a la alimentación de los manantiales y de las capas profundas.

Precisamente, en función de esta clasificación se recurre - unas veces a las aguas superficiales y otras a las aguas subterráneas, debiéndose tomar en cuenta que no debe recurrirse a las --- aguas superficiales más que cuando cualquier otra solución resulte irrealizable.

#### 2.4.2. AGUAS SUPERFICIALES:

Las aguas superficiales comprenden las de los ríos, lagos, estanques, etc. Proviene del agua lluvia que cae dentro de una cuenca determinada. La determinación del volumen de agua que puede explotarse se hace en función del régimen de precipitaciones - en la mencionada cuenca y de su sistema orográfico.

Para que una determinación de esta clase tenga cierto grado de valor estadístico es necesario que se disponga de datos recogidos por un tiempo suficientemente largo, por ejemplo, 30 a 50 --- años.

Entonces es posible establecer el balance hidrológico de -- una corriente de agua, teniendo en cuenta que un año de sequía o un año lluvioso, en una cuenca permeable producen sus efectos con un notable desfase.

Si se carece de aquellos datos lo más procedente es recu--- rrir al aforo de la cuenca estudiada. La creación de presas de em barse puede permitir la corrección de las variaciones de caudal, - pudiendo así efectuar durante todo el año extracciones de un volú men unitario superior al de estiaje.

#### 2.4.3. AGUAS SUBTERRANEAS:

a) Definiciones:- Las distintas rocas poseen en mayor o me-- nor grado, la facultad de dejarse atrave-- sar por las aguas de infiltración.

La permeabilidad es la propiedad que posee una roca de de-- jar pasar el agua a través de sus grietas o sus poros.

La porosidad es la relación entre el volúmen de los huecos\_ de una roca y el volúmen total de la misma.

La permeabilidad de los terrenos agrietados es superior a la de las arenas porque los huecos son proporcionalmente más im-- portantes y el agua puede pasar por ellos más fácilmente, en tan-- to que en las arenas entran en juego fuerzas capilares. La poroci dad varía con el tamaño de los granos, su uniformidad y su dispo-- sición.

## 2.5. CLASIFICACION DE LOS TERRENOS:

Los terrenos pueden ser clasificados en dos grandes categorías:

-Terrenos Impermeables.

-Terrenos Permeables.

### 2.5.1. TERRENOS PERMEABLES:-

Son aquellos que tienen la propiedad de dejar pasar el agua por infiltración, se subdividen en dos categorías:

-Terrenos Permeables a gran escala;

-Terrenos permeables en pequeña escala.

2.5.1.1. TERRENOS PERMEABLES EN GRAN ESCALA.-Los terrenos permeables en gran escala son de estructura impermeable pero presentan grietas por las cuales el agua puede circular y que por tal causa resultan permeables en su conjunto; también son catalogados como terrenos de permeabilidad indirecta o de grietas.

En esta categoría entran:

-La mayor parte de las rocas eruptivas y metamórficas.

-Las calizas cuyas grietas llevan el nombre de diaclasas.

-La creta, intermedia entre las calizas y las rocas eruptivas.

-Los gres, que a veces presentan importantes grietas.

-Las rocas volcánicas, con anchas grietas debidas a la retracción al enfriarse; y,

-Los esquistos, los guijarros y ciertas pudingas.

2.5.1.2. TERRENOS PERMEABLES EN PEQUEÑA ESCALA:- Se los llama también "de permeabilidad directa", o de intersticios, están constituidos por la acumulación de elementos tales que los espacios existentes entre ellos son suficientemente pequeños para que puedan ser asiento de fenómenos capilares. Entran en esta categoría:

-De un modo especial, las arenas.

-Los fangos más o menos arenosos y la tierra vegetal.

-Ciertos gres (los gres de Fontainebleau) y ciertas cenizas de origen volcánico.

#### 2.5.2. TERRENOS IMPERMEABLES:

Los terrenos impermeables forman un obstáculo para la circulación del agua a través del suelo.

En la práctica solamente la arcilla pura suficientemente comprimida es impermeable. La porosidad de la arcilla puede alcanzar el 50% y los intersticios pueden estar llenos de agua; sin embargo, las partículas son tan finas que el agua no puede circular entre ellas.

Las margas están consideradas prácticamente como impermeables, solamente sus eventuales grietas pueden mermar su impermeabilidad.

Las rocas compactas y duras deberían, en principio, oponer-

se a la penetración de las aguas; en realidad; siempre están ---  
agrietadas por lo que resultan permeables.

La averiguación de los substratos arcillosos o margosos wa,  
puwa, muy importante para el estudio de las capas de agua.

## 2.6. ACUIFEROS:

### 2.6.1. DEFINICIONES:

El agua que circula en un terreno permeable en pequeña esca  
la puede acumularse en un acuífero.

En un terreno permeable en gran escala no se puede hablar -  
de capa subterránea sino de conducto acuidactor.

Los acuíferos se dividen en dos categorías:

- Acuíferos libres; y,
- Acuíferos cautivos.

Un acuífero libre es cualquier acuífero o parte de él, cu--  
yas aguas no están mantenidas bajo presión por un techo menos per\_  
meable que la formación que la contiene; si se perfora ese techo\_  
por un pozo la capa puede brotar por encima del suelo y en tal ca\_  
so se llama: artesiano.

Los acuíferos pueden ser clasificados de la forma siguiente

- Acuíferos fráticos.
- Acuíferos profundos.

Los acuíferos freáticos o-acuíferos de pozos- son los que descansan en la primera capa permeable, no lejos del nivel del -- suelo. Son siempre libres y con frecuencia están contaminados.

Los acuíferos profundos o subordinados descansan sobre una - capa impermeable más profunda; pueden ser libres o cautivos.

La superficie de terrenos permeables en que las aguas de in filtración alcanzan el acuífero se denomina cuenca de alimenta--- ción.

La superficie piezométrica de un acuífero es la superficie- que pasa por los puntos más elevados de la capa de agua que lo -- compone; también se le llama nivel hidrostático.

La potencia de un acuífero está representada por el volú-- men total del agua contenida entre el soporte impermeable y la su perficie piezométrica.

## 2.7. MANANTIALES:

### 2.7.1. DEFINICIONES:

Los manantiales son los lugares en que las aguas subterrá-- neas desembocan en el aire.

Todo manantial está alimentado por una porción de agua de - la capa acuífera de que procede.

El perímetro o cuenca de alimentación del manantial es la

porción de la superficie topográfica de recepción de las aguas, meteóricas que contribuyen a la alimentación del manantial.

Se distinguen varias categorías de manantiales:

- Los manantiales vaclusianos;
- Los manantiales filonianos;
- Los manantiales de afloramiento
- Los manantiales de emergencia;
- Los manantiales de desmoronamiento.

#### 2.7.2. MANANTIALES VAUCLUSIANOS:

Los manantiales vaclusianos o resurgencias son falsos manantiales; son desembocaduras de corrientes de aguas subterráneas que se encuentran en terrenos agrietados: el tipo de ellos es el de la fuente de Vacluse que vierte sus aguas en el río Sorgue.

#### 2.7.3. MANANTIALES FILONIANOS:

Las fuentes filonianas son debidas a grietas naturales (filones) que alcanzando acuíferos cautivos sometidos a una gran presión hidrostática permiten a éstos subir y verterse al exterior

#### 2.7.4. MANANTIALES DE AFLORAMIENTO:

Los manantiales de afloramiento son debidos al afloramiento a lo largo de la superficie topográfica de la capa de asiento impermeable que sirve de soporte al acuífero.

Si el acuífero está en un terreno permeable en pequeña escala, existirán, a lo largo de la línea de afloramiento de la zona

impermeable, afloramientos continuos y por consiguiente muy débiles.

Si el terreno es permeable en gran escala, los manantiales que se forman en las desembocaduras de los canales acuíferos - serán más raros pero sus caudales serán más importantes.

#### 2.7.5. MANANTIALES DE EMERGENCIA:

Los manantiales de emergencia se originan en los puntos en que la superficie piezométrica de una capa de agua subterránea encuentra la superficie topográfica, sin que el sustrato impermeable tenga necesariamente que aflorar.

Desde luego, se encuentran normalmente en los puntos bajos del terreno, por lo que también son designados con el nombre de manantiales de vaguada.

#### 2.7.6. MANANTIALES DE DESMORONAMIENTO:

Sucede con frecuencia que la desembocadura real de un manantial desaparece bajo la acumulación de escombros; las venas líquidas que se abren paso entre ellos, no reaparecen hasta mucho más lejos, dando origen a lo que se denomina manantial de desmoronamiento. La verdadera salida del agua se denomina manantial geológico.

Los manantiales de desmoronamiento son sospechosos a causa de los peligros de contaminación de las aguas en su recorrido entre los escombros.



## 2.7. FUENTE ESCOGIDA:

### 2.7.1. FUENTE SUPERFICIAL:

A la parroquia Olmedo fluyen dos quebradas que nos podrían servir para el presente proyecto y mediante una inspección previa en el terreno mismo, se llegó a determinar que la quebrada denominada "Olmedo" en el sitio llamado "Loma Redonda" reunía las condiciones más aconsejables para realizarlo.

Entre otras causas que nos llevó a tal determinación fueron las siguientes:

-El caudal de estiaje era más que suficiente para cubrir la demanda.

-El agua tenía características físicas confiables puesto -- que es incolora y de olor y sabor agradables.

-Existía la menor distancia entre la captación y el centro del poblado.

### 2.7.2. AFORO DE LA FUENTE:

El aforo realizado en la quebrada Olmedo con vertedero -- triangular nos dió un caudal que en época de stiaje cubría sobradamente la demanda poblacional.

Debido a la imposibilidad física de aforar por métodos como método del corcho, método del balde o métodos químicos, por ser -- el cause de la quebrada muy pedregoso (grandes piedras y rocas superiores a 1.00 m. de diámetro) y rocoso se vió la necesidad de

aforar con el método del vertedero.

Para el efecto se empleó un vertedero triangular (como el de la figura) que se colocó perpendicular al lecho de la quebrada y en forma horizontal con respecto al nivel del agua; de tal manera que el agua pase por la abertura triangular del vertedero, cuidando que el agua no escurra por los costados ni por la parte inferior sumergida al vertedero.

En estas condiciones se midió la altura de la columna de agua desde el vértice inferior.

Obtenida de esta manera la altura del H. aplicamos la fórmula la que para vertederos triangulares es:

$$Q = 8/15 c \sqrt{2.g.} H^{5/2} \operatorname{tg} \frac{1}{2} \theta$$

Q = Caudal

c = Coeficiente = 0.6

g = Gravedad

H = Altura media en el vertedero

$\theta$  = Angulo = 90°

Simplificando la fórmula tenemos:

$$Q = 2.36 (0.6) H^{5/2} \text{ para } c = 0.6 \text{ y } \theta = 90^\circ$$

El el aforo de la quebrada Olmedo realizado el día 3 de Julio de 1980 a las 2.00 p.m. nos dió un valor de H = a 14 cm.

Aplicando la fórmula tenemos:

$$Q = 2.36 \times 0.6 \times 0.14^{5/2}$$

$$Q = 0.0103849 \text{ m}^3 / \text{seg}.$$

$$Q = 10.38 = 10.40 \text{ lit./seg.}$$

A este caudal debemos aumentar por norma un caudal adicional (Q') por escurrimiento y que apreciamos en: 1.6. lit./seg.

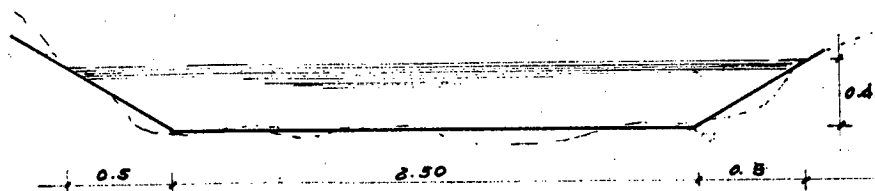
$$Q \text{ total} = Q + Q'$$

$$Q \text{ total} = 10.4 \text{ lit/seg.} + 1.4 \text{ lit/seg.}$$

$$Q \text{ total} = 12 \text{ lit/seg.}$$

CALCULO DEL CAUDAL EN CRECIENTE:

PERFIL DE LA QUEBRADA



$$V = 0.625 R^{2/3}$$

$$Q = A \cdot V$$

V = Velocidad en m/seg.

R = Radio hidráulico = Area/perímetro mojado (P)

A = Area en m<sup>2</sup>.

$$A = 1.32 \text{ m}^2.$$

$$A = (2.50 \times 0.40) + 2 \left( \frac{0.80 \times 0.40}{2} \right)$$

$$A = 1.32 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$P = 2.50 + 2 (0.89)$$

$$P = 4.28 \text{ m.}$$

$$R = \frac{1.32}{4.28}$$

$$R = 0.308$$

$$V = 0.625 (0.308)^{2/3}$$

$$V = 0.285 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = 1.32 \times 0.285$$

$$Q = 0.3762 \text{ m}^3$$

$$Q = 376.2 \text{ lts.}$$

Adoptamos un factor de seguridad del 20% por cuanto no se puede asegurar que al momento del aforo se produjo la máxima creciente

$$Q = 376.2 \text{ lts} \times 1.2 = 450 \text{ lts.}$$

## 2.8. PERIODO DE DISEÑO:

El período de diseño se lo define como: " El intervalo de tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en -- que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño, -- por la falta de capacidad para prestar un buen servicio"

Sin embargo, puede ocurrir que la población a servirse esta blecida por este período, sufra variaciones que determinen un -- acortamiento o aplazamiento del período de diseño previamente de-- terminado.

En consecuencia son dos los factores que inciden en el pe-- ríodo de diseño:

- La durabilidad de todas las instalaciones;
- La capacidad para prestar buen servicio para las condiciones previstas.

Hay factores principalmente de índole económico que deben tomarse en cuenta para la fijación del período de diseño, conjuntamente con condiciones particulares de cada localidad y con la vida útil de los componentes o elementos de los sistemas.

De manera general el I.E.O.S. aconseja emplear los siguientes períodos de diseño:

-Nuevos servicios	20 a 30 años
-Ampliaciones	15 a 20 años
-Obras de emergencia	3 a 5 años

Así mismo en relación a la vida útil de las diferentes partes que forman un sistema de abastecimiento de Agua Potable se sugiere por parte del I.E.O.S. los siguientes períodos de diseño:

-Obras de captación	25 a 30 años
-Diques grandes y túneles	30 a 60 años
-Pozos	10 a 25 años
-Conducciones	20 a 30 años
-Plantas de Tratamiento	20 a 30 años
-Tanques de almacenamiento	30 a 40 años
-Tuberías principales de la red	20 a 25 años
-Tuberías secundarias de la red	15 a 20 años

## 2.9. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO:

## 2.9.1. CAPTACION:

Por captación se entiende el sitio mismo donde se tomarán - las aguas que mediante tratamiento servirán para abastecer a la población.

Esta toma o captación, en nuestro caso está a una distancia aproximada de  $2\frac{1}{2}$  Km. en la parte alta con una diferencia de nivel con relación al centro poblado de aproximadamente 180 m. De esta parte se tomaron datos topográficos abundantes para establecer el sitio más apropiado para la ubicación de las diferentes estructuras que componen una captación como son: captación propiamente dicha y desarenador.

Para realizar todos los trabajos de topografía y nivelación se usaron aparatos en perfecto estado de funcionamiento.

El equipo fue el siguiente:

-2 Teodolitos	Fuji FX-1
-1 Teodolito	Keuffel-Esser
-2 Niveles	Fuji
-2 Cintas de 20 y 30 mts.	
-4 Miras de 4 mts.	
-4 jalones de 2.50 mts.	
-1 Martillo de 5 lbs.	
-Estacas de 20 y 50 cm.	
-Tachuelas (Atila).	

### 2.9.2. CONDUCCION:

Es el camino que sigue el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento; ésta puede ser libre o forzada. Se llama conducción libre cuando el agua en todos sus puntos está en contacto con la atmósfera.

Toma el nombre de conducción forzada o a presión cuando el agua no tiene contacto alguno con la atmósfera y por consiguiente con la presión atmosférica, y llena completamente el conducto de transporte; en éstas circunstancias la presión es diferente de la atmosférica siendo generalmente superior a ésta.

Las conducciones libres se refieren a canales abiertos y las forzadas a tuberías a presión.

Para el trazado de la línea de conducción se procedió de la siguiente manera: Los puntos de la poligonal o P.I. se establecieron previamente siguiendo una pendiente prudencial y de acuerdo a la topografía del terreno.

Cada estación fue medida a estadia hacia adelante y hacia atrás para comprobación, como también se lo hizo con cinta metálica en forma horizontal.

Los puntos de detalle de la franja topográfica que contiene a la poligonal se midieron a estadia con una distancia aproximada de 15-20 m. a cada lado de la línea de polígono abierto. Los ángulos tanto horizontales como verticales se leyeron dos veces para evitar errores.

Cabe indicar que debido a lo accidentado del terreno, en algunos tramos se obtuvieron pendientes bastante fuertes pero que por economía del proyecto se tuvieron que aceptar salvando en todo caso el mejor criterio que se tenga o adopte en el momento de la construcción.

Debido a que en el lugar de la captación ni en el pueblo no existen B.M. establecidos se tomó como cota de partida una aproximada.

### 2.9.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL PUEBLO:

Se siguió el mismo procedimiento que para la conducción, -- continuando con la misma línea de polígono, para el efecto se conformaron algunos polígonos cerrados y enlazados entre si, como -- también algunos polígonos abiertos para abarcar la mayor parte de áreas futuras de crecimiento poblacional y de aportación, los puntos de detalles que se tomaron fueron cuidadosamente seleccionados como: esquinas, líneas de conducción eléctrica, edificios importantes, casas, calles, parques, etc. con el fin de ubicar perfectamente la red de distribución y las conexiones domiciliarias.

Para el cálculo de las libretas se tomaron en cuenta las medidas a estadia por tener un margen mayor de precisión

### 2.10 TRABAJOS DE NIVELACION:

Se efectuó en primer lugar el absisado de la línea de conducción (polígono) con intervalos de 20 mts. tomando en cuenta --



los P.I. y luego se niveló cada uno de estos puntos siguiendo el mismo proceso de lectura anteriormente descritos.

Para la nivelación de la línea de conducción se procedió como "nivelación abierta" y para el pueblo como "nivelación cerrada"

Todos estos trabajos de topografía y de nivelación se efectuaron siguiendo el criterio dado por las "Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado urbanos y rurales"

Por lo tanto las tolerancias de cierre lineal, angular y altimétrico están ajustadas a las normas del I.E.O.S.

Las escalas usadas para el dibujo del presente trabajo son:

-Topografía:	a.- Levantamiento de la conducción	Esc. 1 : 2000
	b.- Levantamiento del pueblo	Esc. 1 : 2000
		Esc. 1 : 1000
-Nivelación:	a.- Perfil general	Esc. Horizontal Esc. 1 : 5000
		Esc. Vertical Esc. 1 : 500
	b.- Perfil detallado	Esc. Horizontal Esc. 1 : 1000
		Esc. Vertical Esc. 1 : 100

#### LIMITES DE TOLERANCIA:

##### a.- CIERRE LINEAL

El error máximo admisible en el cierre lineal de las poligonales será de 1 en 1.000.

## b.- CIERRE ANGULAR:

El error máximo admisible en el cierre angular de las poligonales será:

$$E = 3 \quad N$$

Siendo N el número de vértices de la poligonal y E el error en minutos.

## c.- CIERRE ALTIMETRICO:

El error máximo admisible en el cierre altimétrico será expresado en milímetros:

$$E = \frac{+}{-} \quad 100 \quad K$$

Siendo K el número de kilómetros y E el error expresado en milímetros.

## CAPITULO TERCERO

### ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO DE LA POBLACION

#### 3.1. ANALISIS POBLACIONAL:

Este análisis es muy importante si en verdad queremos tener un concepto real y confiable de la población a la cual deseamos servir, y cuyos resultados nos serán muy útiles dentro del Estudio Socio-Económico.

Dentro del análisis y estudio poblacional tenemos un sinnúmero de factores que van a incidir directamente en los resultados de los mismos; entre estos tenemos:

- Ubicación Geográfica.
- Clima.
- Medios de Comunicación Colectiva.
- Actividades Agrícolas, Comerciales e Industriales.
- Servicios Públicos existentes.
- Nivel Cultural.

Una ayuda de gran valor estadístico nos proporcionan los Censos Nacionales anteriores y las Encuestas Sanitarias, que nos proporcionan datos confiables sobre todo la Encuesta Sanitaria última.

#### 3.2. ENCUESTA SANITARIA:

Como dijimos anteriormente las Encuestas Sanitarias prestan mayor seguridad en cuanto a datos estadísticos se refiere y que nos ayudan a resolver los problemas que en el análisis poblacional se presentan.

La encuesta sanitaria para la parroquia de "Olmedo" se efectuó a partir del 25 de Enero de 1979 y los datos arrojados podemos resumirlos en los siguientes:

	Nº	PROMEDIO FAMILIAR	%
Número de habitantes	841		
Número de familias encuestadas	193	4.36	
Número de casas donde funcionan instituciones	6		3.10
Personas menores de 6 años	162		19.26
Personas que saben leer y escribir	639		75.98
Personas que no saben leer ni escribir	180		2.14
<u>ACTIVIDAD ECONOMICA:</u>			
Número de personas que trabajan	252	1.31	29.96
Número de personas que no trabajan	589	3.05	70.04
Ingreso mensual familiar total	544.750		
Ingreso por familia	2.822.54		
Ingreso mensual promedio per cápita	647.74		

Ingreso promedio diario	21.59	
Actividad agrícola-ganadera	84	33.33
Actividad Obrero-industrial	18	7.14
Jornaleros	22	8.73
Empleados	26	10.32
Otros	50	19.84

VIVIENDA:

Total de viviendas	193	88.60
Vivienda propia	171	
Vivienda alquilada	22	11.40
Necesita mejorar:		
Techos	157	81.35
Paredes	149	77.20
Pisos	172	89.12

ABASTECIMIENTO DE AGUA ENTUBADA:

Con red pública	191	98.96
Sin red pública	2	1.04
Con conexión domiciliaria	178	92.23
Sin conexión domiciliaria	15	7.77
Se abastecen de llave pública	15	7.77

DISPOSICION DE EXCRETAS:

Con red de alcantarillado	000	00.00
Sin red de alcantarillado	193	100.00
Con conexión domiciliaria	000	00.00
Sin conexión domiciliaria	193	100.00
Vivienda con inodoro	45	23.32

Con letrina sanitaria	000	00.00
Con letrina no sanitaria	25	12.95
Ninguno	46	23.83

DISPOSICION DE BASURAS:

Con tarro metálico	6	3.11
Sin tarro metálico	187	96.89
Recolector municipal	179	92.75
Otros	9	4.63

---

3.3. CONCLUSIONES DE ESTA ENCUESTA:

a.- El porcentaje de analfabetismo está en el orden del -- 2,14 %, cifra que no siendo muy significativa, tendrá que ser reducida ya que actualmente se está desarrollando el Plan Nacional de Alfabetización.

b.- La actividad agrícola-ganadera es la predominante aunque en un bajo porcentaje motivo por el cual su población tiende a ser sedentaria.

c.- La actividad industrial es ínfima, sólo existen pocas - piladoras de café, pero que con la provisión de los nuevos servicios de Agua Potable y Alcantarillado sumados al exelente servicio de energía eléctrica existente, en poco tiempo la actividad - industrial se multiplicará.

d.- En cuanto al saneamiento ambiental podemos anotar que los servicios de agua potable y alcantarillado prácticamente no

existen por lo que la salud de la población se ve seriamente afec  
tada, ya que la dotación de agua entubada no es garantizada con--  
 tra las enfermedades de tipo hídrico y la falta de disposición de  
 excretas y basuras traen consigo la proliferación de toda clase -  
 de insectos transmisores de enfermedades.

#### 3.4. NATALIDAD Y DEFUNCIÓN:

Los datos que a continuación presentamos fueron proporciona  
dos por la Oficina de Registro Civil de la parroquia "Olmedo", de  
 biendo indicar que estos corresponden a toda la población y no al  
 centro poblado exclusivamente

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIÓNES
1960	263	33
1961	223	54
1962	253	34
1963	244	60
1964	217	25
1965	244	36
1966	233	28
1967	271	60
1968	208	34
1969	209	74
1970	222	58
1971	269	38
1972	210	28
1973	234	43

1974	236	58
1975	194	41
1976	182	36
1977	191	41
1978	185	27
1979	141	25

---

### 3.5. TASA DE NATALIDAD- POBLACION PROBABLE:

La tasa bruta de natalidad se halla dividiendo el número -- anual de nacidos vivos, para el número de personas que forman la población.

La población probable se calcula partiendo de los datos de los últimos censos de 1962 y 1974 y la Encuesta Sanitaria realizada para la presente tesis en Enero de 1979; la fórmula a emplearse será la siguiente:

$$Pf = Pa ( 1 + r.n. )$$

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

r = Razón de crecimiento.

n = Períodos en años.

$$r = \frac{Pf - Pa}{n.Pa}$$

-Período 1962-1974

Censo 1962            555 habitantes

Censo 1974            610 habitantes

$$r = \frac{610 - 555}{12 \times 555} = 0.008$$



- Período 1974-1979

Censo 1974                    610 habitantes

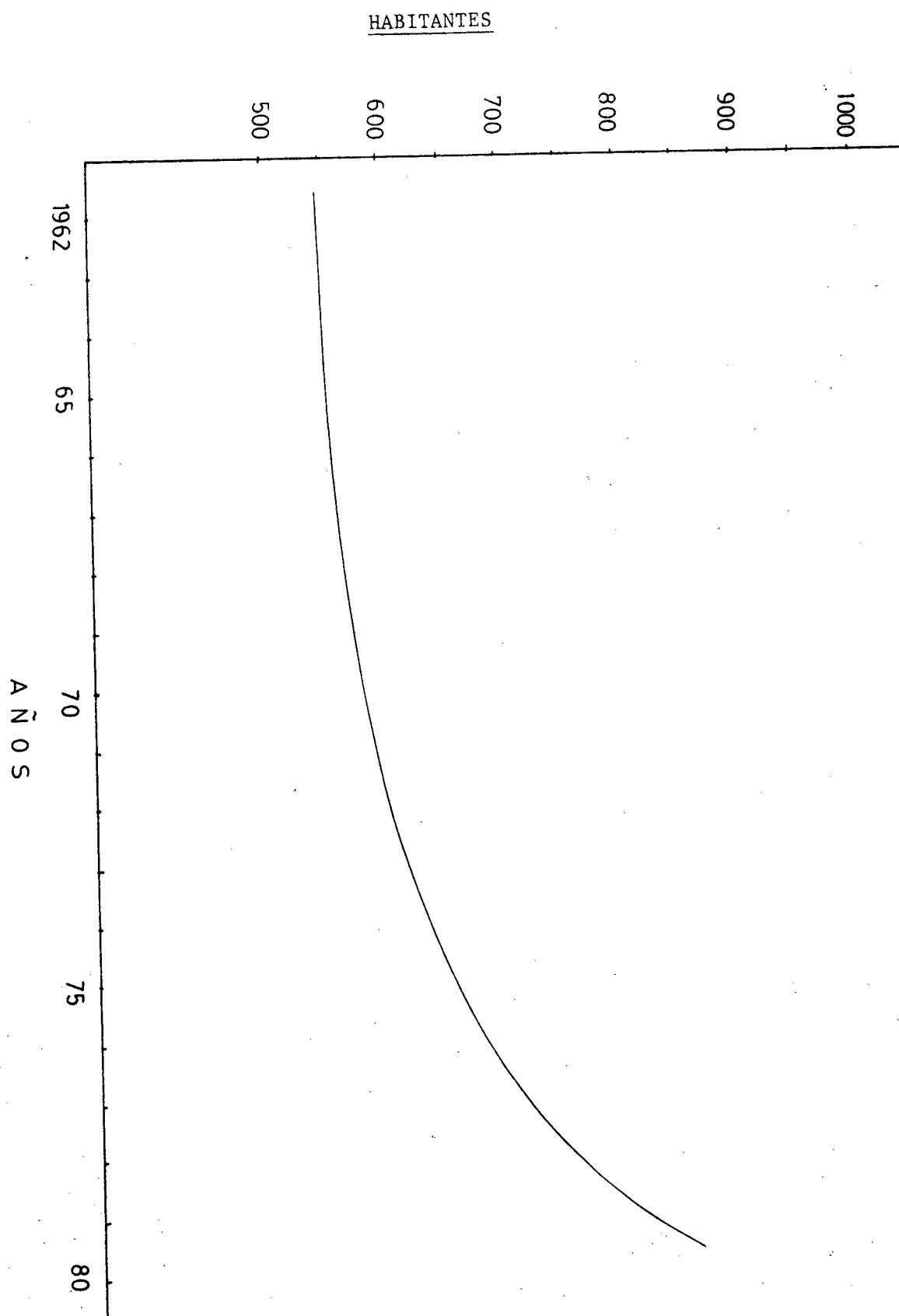
Encuesta Sanitaria    841 habitantes

$$r = \frac{841 - 610}{5 \times 610} = 0.076$$

Con estos datos sacamos la tasa de natalidad:

AÑO	NACIMIENTOS	TASA %
1960	263	48.26
1961	223	40.55
1962	253	45.59
1963	244	43.57
1964	217	38.48
1965	244	42.88
1966	233	40.66
1967	271	46.89
1968	208	35.74
1969	209	35.60
1970	222	37.25
1971	269	45.13
1972	210	35.00
1973	234	38.68
1974	236	38.69
1975	194	29.57
1976	182	25.93
1977	191	25.53
1978	185	23.27
1979	141	16.77

La tasa de natalidad es bastante alta y la población probable tiene variaciones muy bajas, por lo que se puede deducir que existe una emigración fuerte de habitantes o que la mayoría corresponde a los barrios apartados del centro poblado. A continuación graficaremos la curva de tendencia poblacional.



## 3.6. TASA DE MORTALIDAD:

La tasa de mortalidad se obtiene dividiendo el número de de funciones para la población probable.

AÑO	DEFUNCIONES	POBLACION PROBABLE	TASA %
1960	33	545	6.06
1961	54	550	9.82
1962	34	555	6.13
1963	60	560	10.71
1964	25	564	4.43
1965	36	569	6.33
1966	28	573	4.89
1967	60	578	10.38
1968	34	582	5.84
1969	74	587	12.61
1970	58	591	9.81
1971	38	596	6.38
1972	28	600	4.67
1973	43	605	7.11
1974	58	610	9.51
1975	41	656	6.25
1976	36	702	5.13
1977	41	748	5.48
1978	27	795	3.40
1979	25	841	2.97

Comparando la tasa de mortalidad pequeña y la tasa de natalidad muy elevada con el incremento poblacional deducimos también

una fuerte emigración producida por la falta de condiciones de vida mejores como: infraestructura sanitaria, agua potable y alcantarillado, centros de salud públicos, hospitales, falta de fuentes de trabajo, etc.

### 3.7. INDICE VEGETATIVO:

Está dado por la diferencia entre nacimientos y defunciones para la población total:

AÑO	POBLACION TOTAL	CRECIMIENTO VEGETATIVO	TASA %
1960	545	230	42.20
1961	550	169	30.73
1962	555	219	39.46
1963	560	184	32.86
1964	564	192	34.04
1965	569	208	36.56
1966	573	205	35.78
1967	578	211	36.51
1968	582	174	29.90
1969	587	135	23.00
1970	591	164	27.75
1971	596	231	38.76
1972	600	182	30.33
1973	605	191	31.57
1974	610	178	29.18
1975	656	153	23.32
1976	702	146	20.80

1977	748	150	20.05
1978	795	158	19.87
1979	841	116	13.79

### 3.8. METODOS PARA CALCULAR LA POBLACION FUTURA:

#### 3.8.1. METODO ARITMETICO:

Este método supone que el aumento de la población se produce en forma análoga al de Interés Simple, o sea que tiene una variación lineal. Se ha comprobado que en las zonas eminentemente agrícolas suele haber tendencia al crecimiento lineal.

La fórmula para el cálculo de crecimiento poblacional por el método aritmético es la siguiente:

$$a.- \quad Pf = Pa ( 1 + r.n. )$$

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Índice anual de crecimiento

n = Período de tiempo en años

$$r = \frac{N - D}{Pa}$$

N = Nacimientos

D = Defunciones

$$N - D = 179.3 \text{ (promedio)}$$

$$r = \frac{179.3}{5.738} = 0.0312$$

$$Pf = 841 ( 1 + 0.0312 \times 30)$$

$$Pf = 1.628 \text{ habitantes}$$

b.- Además un caso especial de este método consiste en añadir - cantidades fijas de población por cada período de tiempo:

$$P_f = P_a + p \times n$$

p = incremento de población

n = número de períodos

$$p = \frac{P_f - P_a}{n}$$

Período 1950-1962

$$p = \frac{555 - 903}{12} = -29$$

Este valor por ser negativo lo desechamos.

Período 1962-1974

$$p = \frac{610 - 555}{12} = 4.58 = 5 \text{ habitantes}$$

$$P_f = 841 + 5 \times 30 = 991 \text{ habitantes}$$

### 3.8. METODO GEOMETRICO:

Es método es utilizado para determinar la razón del crecimiento en un valor de 2 - 3% cuya expresión es la siguiente:

$$P_f = P_a (1 + r)^n$$

r = razón de crecimiento

n = período de diseño = 30 años

r = adoptado = 3%

$$P_f = 841 (1 + 0.03)^{30}$$

$$P_f = 2.042 \text{ habitantes}$$

## 3.8.3. METODO MIXTO:

Este método utiliza conjuntamente los métodos Aritmético y Geométrico y considera la posibilidad de que el crecimiento sea un promedio entre las variaciones lineal y curva.

$$P_3 = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

$P_1$  = Población calculada por el método Aritmético.

$P_2$  = Población calculada por el método Geométrico.

$$P_3 = \frac{1.598 + 2.042}{2} = 1.820 \text{ habitantes.}$$

## 3.8.4. METODO GRAFICO COMPARATIVO:

Consiste en la extensión de la curva por comparación con -- otras curvas de poblaciones similares en cuanto a su naturaleza -- misma. Las curvas de las otras poblaciones se calcularán de acuerdo a los métodos: Aritmético, Geométrico y Mixto.

En este método se asume que el crecimiento poblacional de la población en proyecto será igual o similar al que otras poblaciones de iguales características lo tuvieron en el pasado.

Para lograr graficar la curva por este método se hará coincidir las curvas de referencia en el instante en que las poblaciones escogidas tuvieron una población igual a la población actual del proyecto, sin tomar en cuenta la fecha cronológica y se trazarán dichas curvas hacia atrás y adelante de un eje de coordenadas, de esta manera se obtendrán los límites gráficos dentro de

los cuales se supone, razonablemente, que estará localizada la curva de crecimiento de población problema, cuyo futuro se requiere determinar.

En el caso que nos ocupa este método no se podría realizar, por cuanto no existen datos ni curvas referenciales de ninguna otra parroquia cercana de características similares.

#### 3.8.5. METODO DE LOS INCREMENTOS DIFERENCIALES;

Se basa en datos estadísticos de períodos anteriores, se establecen incrementos de población para ciertos períodos y luego se encuentran incrementos medios que se van añadiendo hasta el final del período.

#### 3.8.6. METODO DE LA CURVA LOGISTICA:

Este método es muy complicado y para poblaciones pequeñas no funciona, por la falta de datos estadísticos completos; además se basa en datos obtenidos en años anteriores, es un método combinado puesto que es gráfico y analítico.

#### 3.8.7. METODO DE LOS PORCENTAJES DECRECIENTES:

Tiene mayor aplicación en poblaciones que han alcanzado una estabilización en su crecimiento o que su índice de crecimiento es decreciente, este método consiste en determinar para diferentes períodos de años, los porcentajes de crecimiento y luego a través de gráficos obtenidos a base de los datos proporcionados se determinarán las poblaciones futuras.



## CAPITULO CUARTO

### C A L I D A D   D E L   A G U A

#### 4.1. GENERALIDADES:

El agua que se quiere proporcionar a una población o ciudad debe ser apta para el consumo, que no contenga sustancias nocivas que ocasione peligro al ingerirla; esto se lo consigue mediante un tratamiento previo basado en los exámenes físico-químicos y bacteriológicos del agua, puesto que las fuentes superficiales están sujetas a contaminaciones por diferentes causas.

En forma general podríamos adelantar que la calidad Física es un factor psicológico preponderante para que las personas que la van a recibir, la acepten o la rechacen, debe ser: incolora, - inodora y de sabor agradable; que no sea turbia y que tenga una temperatura que oscile entre 10 y 18°C; ; que no contenga minerales que la hagan nociva ni corrosiva, y en cuanto a sus características bacteriológicas, se debe procurar la eliminación total - de gérmenes y bacterias que sean transmisores de enfermedades.

#### 4.2. TOMA DE MUESTRAS:

##### 4.2.1. TECNICA:

Para el análisis físico-químico general se tomará una mues-

tra de por lo menos dos litros, recogida en un frasco químicamente limpio. Antes de llenarlo, el frasco se enjuagará por lo menos tres veces con el agua que se vaya a analizarse. En casos especiales se usarán frascos de polietileno.

Las muestras se enviarán cuanto antes al laboratorio y se mantendrán frescas durante el transporte. Entre la recogida de la muestra y la iniciación del análisis debe transcurrir el menor -- tiempo posible y en ningún caso más de 72 horas.

Cuando se tomen muestras para análisis bacteriológico es necesario tomar todas las precauciones para que éstas sean representativas del agua estudiada y para evitar la contaminación accidental durante la operación de recogida.

Para la toma de muestras destinadas a análisis bacteriológico, se utilizará un frasco de cristal esterilizado de 100 ml. y provisto de un tapón esmerilado. El tapón y cuello del frasco se protegerán con una cubierta de papel o pergamino o con una fina capa de papel de estaño.

El análisis se recomienda que se practique lo antes posible luego de la toma, pero nunca después de 24 horas.

Durante este intervalo habrá que mantener la muestra a una temperatura que sea lo más próxima a la que tenía el agua al momento de la toma.

La toma de muestras para investigación de sustancias quími-

cas debe efectuarse por lo menos una vez cada tres meses. En nuevas fuentes puede ser necesario un examen más frecuente; ello dependerá de las circunstancias locales que puede exigir el establecimiento de períodos especiales de muestreo.

Para el caso de análisis bacteriológico la frecuencia de muestreo depende principalmente del número de habitantes a servirse, así:

-Hasta 20.000 habitantes	1 muestra cada mes
-20.001 a 50.000 habitantes	1 muestra cada dos semanas
-50.001 a 100.000 habitantes	1 muestra cada cuatro días
-más de 100.000 habitantes	1 muestra cada día.

En cada muestra se debe adherir un formulario que contenga datos para facilitar la identificación de la muestra. Se indicará fecha, hora y lugar exacto del muestreo, temperatura del agua, nombre de la persona que tomó la muestra, y cualquier otro dato que se juzgue importante.

#### 4.3. CARACTERISTICAS FISICAS-QUIMICAS Y BACTERIOLOGICAS DEL AGUA:

##### 4.3.1. FINES DEL EXAMEN DE AGUA:

La razón básica para examinar el agua es determinar cuál es el tratamiento necesario y permitir la aplicación de los métodos más efectivos. Las pruebas de laboratorio solo proporcionan una parte de los datos necesarios; deberán estar acompañadas de exámenes de campo y observaciones. Las pruebas de laboratorio muestran la situación en el momento particular en que se tomó la muestra,-

pero puede dar poca o ninguna indicación de las condiciones que existen realmente en el campo. Para la interpretación de los resultados, generalmente son necesarios tanto un estudio de campo - como una serie de pruebas de laboratorio.

Una opinión con respecto de la condición sanitaria del agua no deberá estar basada en la apariencia o sabor; ni tampoco se puede determinar de este modo otras características nocivas del agua. Por lo tanto, las pruebas de laboratorio son necesarias para los siguientes fines:

- a) para determinar las características del agua sin tratar, de modo que se puedan tomar las precauciones apropiadas para el tratamiento necesario mediante los métodos más económicos y efectivos.
- b) Para medir la efectividad de los procedimientos del tratamiento de modo que se proporcione agua potable y satisfactoria en todo momento.
- c) Para proporcionar una base para la estimación del costo de los procedimientos de tratamiento necesarios, de modo que se puedan hacer comparaciones de costo con otras fuentes posibles y con aguas similares que estén bajo tratamiento en cualquier otra parte.

#### 4.3.2. EL ESTUDIO SANITARIO:

Es especialmente importante antes de escoger una fuente para el abastecimiento de agua, realizar un estudio sanitario completo de la cuenca, sobre todo si se trata de un río o corriente pe-

queña. El estudio deberá mostrar todas las fuentes posibles de -- contaminación puesto que en épocas de estiaje el volúmen de contaminación puede ser demasiado peligroso.

En otras palabras, el agua de la corriente se puede considerar como un material crudo que se va a convertir en agua potable y segura. Como en cualquier proceso industrial, la calidad del material crudo es importante desde los puntos de vista del costo y calidad del producto terminado.

#### 4.3.3. CARACTERISTICAS DE LOS EXAMENES:

Los exámenes físicos son los que se hacen por sabor, olor, temperatura turbidez, sólidos y color. Los exámenes químicos son aquellos que miden las cantidades de metales tales como: cobre, plomo, cinc y hierro; las cantidades de alcalinidad y dureza; la intensidad de la alcalinidad y acidéz, el nitrógeno, cloruros, -- oxígeno disuelto y D.B.O. (demanda bioquímica de oxígeno); y el cloro residual en el agua después del tratamiento.

Los exámenes bacteriológicos determinan el número más probable y clase de bacterias presentes. Los exámenes microscópicos -- proporcionan información respecto a la variedad y número de organismos microscópicos, con referencia especial a las fuentes probables de sabores y olores y en ocasiones con referencia a otras  dificultades en el tratamiento del agua.

En el análisis del agua los cuatro tipos de exámenes descritos anteriormente se pueden hacer rutinariamente o como en el ca-

so de los exámenes microscópicos, siempre que sean necesarios.

#### 4.4. CARACTERISTICAS FISICAS:

Como se dijo anteriormente las características físicas del agua son las que impresionan directamente (a primera vista) al consumidor haciendo que éste, demuestre conformidad o aversión. - Las características físicas de que hablamos son:

##### 4.4.1. COLOR

El color en el agua se deriva usualmente, de las hojas, turba, troncos y otra materia orgánica pero puede ser causado por el hierro o manganeso combinados con materia orgánica. Los pantanos, quizás son las fuentes principales de agua coloreada. El color -- verdadero se debe al material en solución; el color aparente puede deberse a partículas muy finas que estan en suspensión en el agua.

Cualquier grado de color es objetable por los consumidores de agua. Por lo tanto la planta de tratamiento deberá eliminar -- prácticamente todo el color casi todo el tiempo. La dificultad para eliminar el color depende de la fuente del mismo y en las características del agua. Los estudios de campo deben determinar la naturaleza y extensión del problema y los métodos posibles para -- su resolución.

El color del agua además de lo físico-químico también depende de los caracteres bacteriológicos.

Esta determinación se realiza por comparación visual de la muestra con soluciones coloreadas de concentraciones conocidas; - se puede determinar por comparación con discos de cristal de color especial, si se han calibrado propiamente.

El método normal para la medición del color es el de platino-cobalto y la unidad de color es la producida por 1 mg/l de platino en la forma de ión cloro-platinato. La relación de cobalto a platino se puede variar para dar determinados tonos en casos especiales.

Las muestras para la determinación del color deben ser representativas y deben tomarse en recipientes limpios. La determinación del color debe practicarse dentro de un período de tiempo razonable, pues los cambios biológicos que se presentan durante el almacenamiento pueden afectar el color.

#### 4.4.2. TEMPERATURA:

La temperatura del agua influye en su aceptación por el consumidor y puede afectar las reacciones químicas del tratamiento durante períodos de temperaturas extremas. Una temperatura deseable es 8 - 12°C., pero el clima local, la profundidad de las líneas principales y la fuente de abastecimiento afectan esta temperatura.

La temperatura es muy importante en el análisis del agua, - puesto que guarda relación con la viscosidad, densidad, tensión superficial, presión de vapor o solubilidad de gases o sólidos -- que pueden ser determinados en ésta.

#### 4.4.3. SABOR Y OLOR

Generalmente el sabor y olor vienen juntos. Pueden deberse a la presencia de materias orgánicas en descomposición, ciertos tipos de organismos microscópicos, o compuestos químicos como los fenoles. La intensidad del sabor u olor puede incrementarse cuando el agua está clorinada. Como la medición del sabor y olor dependen de reacciones individuales, los resultados no son absolutos. La intensidad del olor se reporta como la recíproca de la relación de dilución con agua libre de olor necesaria para reducir el olor a un punto en que sea apenas perceptible.

Los olores pueden clasificarse en cuatro grupos:

- 1.- Olores causados por materias orgánicas en descomposición. : olor vegetal producido por putrefacción de materia orgánica; Olor a tierra, producido por partículas finas de materia orgánica y barro.
- 2.- Olores causados por organismos vivos.- Olor producido por algas y otros microorganismos.
- 3.- Olores causados por gases o combinación de éstos como: amoníaco, hidrógeno, sulfuro, etc.
- 4.- Olores causados por residuos industriales.

El olor se mide por el ensayo del Olor Incipiente, que consiste en diluir el agua a tratarse hasta que el olor desaparezca, si se quiere diluir 25 c.c. de agua problema, en agua sin olor -- hasta completar 250 c.c. entonces el olor incipiente es 10. El -- agua potable no debe tener ni olor ni sabor que desagraden al con



sumidor.

El olor puede eliminarse por varios métodos tales como: aireación, sedimentación, filtración, desinfección, etc., por medio de tratamientos especiales, con carbón activo o adición de amoníaco antes del cloro.

#### 4.4.4. TURBIDEZ:

Cuando el agua contiene tal cantidad de partículas en suspensión que aparece fangosa o sucia, se dice que está turbia. El material que provoca la turbidez incluye arcilla, marga, limo, materia orgánica finamente dividida y otras pequeñas partículas en suspensión. El valor numérico que indica la turbidez está basado en la interferencia de la materia en suspensión al paso de la luz a través de la muestra.

Este número no indica directamente la cantidad de materia en suspensión, pero indica la aceptación probable del agua para el consumidor.

La turbidez no es una característica peligrosa del agua, pero no es recomendable desde el punto de vista de la apariencia; es esencial, para obtener agua doméstica satisfactoria, eliminar casi completamente los materiales que causen la turbidez. Las especificaciones recomendadas por el Public Health Service ponen un límite de 10 para la turbidez, pero en la práctica, esa cantidad no es, generalmente, satisfactoria. La mayoría de las plantas modernas de tratamiento de agua producen con una turbidez de 1 o menos.

Las aguas superficiales están especialmente sujetas a períodos de alta turbidez. Las lluvias fuertes y los escurrimientos correspondientes pueden ser una carga severa para una planta de tratamiento de agua. Los estudios que se deben efectuar antes de diseñar una planta, incluyen datos sobre los altos grados de turbidez, y se deben tomar precauciones para facilitar los primeros tratamientos o almacenamientos del agua tratada durante períodos críticos de alta turbidez según lo indiquen los estudios.

El método normal para la determinación de la turbiedad es el método de la bujía de Jackson; sin embargo las suspensiones normalizadas por este método se pueden usar, con o sin dilución en otros instrumentos.

La determinación de la turbiedad se basa en el paso de la luz a través de una suspensión que justamente haga desaparecer la imagen de la llama de una bujía patrón, esto es, que la haga indistinguible contra el fondo de iluminación general, cuando se observa la llama a través de la suspensión. A mayor trayecto de luz es más bajo el valor de la turbiedad.

#### 4.5. CARACTERISTICAS QUIMICAS:

Se refiere a la cantidad de minerales y sustancias químicas concentradas en el agua. Los compuestos químicos del agua se dividen en cuatro grupos:

- 1.- Compuestos que afectan la potabilidad como: total de sólidos disueltos, hierro, cobre, manganeso, cinc, magne-

sio más sulfato sódico, sulfatos de alquibencilo.

- 2.- Compuestos peligrosos para la salud: Nitratos y fluoratos.
- 3.- Compuestos tóxicos: compuestos fenólicos, arsénico, cadmio, cromo, cianuros, plomo, selenio, radio, núclidos.- Su presencia en concentraciones mayores a las establecidas, inhabilitan a la fuente para abastecimiento de agua potable.
- 4.- Compuestos químicos indicadores de contaminación: demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, nitrógeno total, amoníaco, extractos de carbón con cloroformo, contaminantes orgánicos.

#### 4.5.1. ALCALINIDAD Y ACIDEZ:

En el tratamiento de agua es importante considerar las sustancias que causan alcalinidad o acidez y la intensidad de éstas. La cantidad de ácido o álcali presentes se pueden determinar mediante análisis químicos cuantitativos, en cuyo caso los resultados estan dados en miligramos por litro. La intensidad de la acidez o alcalinidad puede indicarse por la concentración de iones - hidrógeno expresado como el valor PH.

En general, la alcalinidad en el agua está causada por bicarbonatos de calcio y magnesio o por carbonatos o hidróxidos de sodio, potasio, calcio y magnesio.

La alcalinidad debida a los bicarbonatos es alcalinidad de

bicarbonatos; la debida a carbonatos es alcalinidad de carbonatos y la debida a los hidróxidos es alcalinidad de hidróxidos o cáustica.

Algunos, pero no todos, de los compuestos que producen alcalinidad también causan dureza. La acidez es provocada por ácidos-minerales, bióxido de carbono libre y sulfatos de hierro y aluminio.

Las cantidades de alcalinidad de carbonatos, bicarbonatos y alcalinidad cáustica del agua se determinan agregando al agua indicadores apropiados y luego neutralizando el color con una solución ácida estandar. Los indicadores más comunes y usados son: la fenoltaleína y el anaranjado de metilo. Primero se agrega la fenoltaleína ; si aparece un color, se elimina agregando una solución standar de ácido sulfúrico, registrando la cantidad de ácido agregada en miligramos por litro para indicar la alcalinidad.

Después se agrega anaranjado de metilo y se vuelve a decolorar el agua con la solución estandar de ácido sulfúrico. Las relaciones de los diferentes tipos de alcalinidad se representan ya sea en gráficos o tablas.

Como se dijo anteriormente, toda la alcalinidad se debe a iones bicarbonato, carbonato e hidróxido, suponiendo la ausencia de otros iones que también puedan comunicar alcalinidad a las aguas. Se presupone también en los cálculos, la incompatibilidad de tres tipos de alcalinidad en una misma muestra. Como los cálculos se hacen sobre una base estequiométrica, no se representan --

en los resultados, en su estricto sentido, la concentración de los iones.

El sistema se basa en los siguientes principios:

-Hay alcalinidad de carbonato, cuando la alcalinidad (F) no es nula, pero es menor que la alcalinidad total (T).

-Hay alcalinidad de hidróxido, cuando la alcalinidad (F) es mayor de la mitad de la alcalinidad total (T).

-Hay alcalinidad de bicarbonato, cuando la alcalinidad (F) es menor que la mitad de la alcalinidad total (T).

-P.H. El P.H. (Potencial de ión de hidrógeno) es la concentración de iones hidrógeno que existen en el agua y se expresa -- por el logaritmo del recíproco de la concentración de iones hidrógeno expresada en iones-gramo por litro. Este logaritmo es un valor positivo entre 0 y 14 y se conoce como valor de p.h.. La escala completa de p.h. varía entre 0 y 14. Un valor de p.h. entre 0 y 7 indica acidez, siendo el grado de acidez menor para un valor elevado de p.h. que para un valor reducido. Un p.h. entre 7 y 14 indica alcalinidad, la que aumenta con el valor de p.h. Ordinariamente, los valores de p.h. se expresan con solo una cifra decimal

Un valor de p.h. igual a 7 indica la neutralidad del agua, o sea que no es ácida ni alcalina.

Para determinar el p.h. existen diferentes métodos como: Método del colorímetro, Papel tornasol, Método eléctrico, etc.

#### 4.5.2. DUREZA:

La dureza del agua se debe principalmente a la presencia de carbonatos, bicarbonatos, sulfatos u otros compuestos de calcio y magnesio. En un grado menor, la dureza puede estar causada por -- compuestos de hierro y aluminio. Se llama dureza temporal a aquella que se puede eliminar al hervir el agua; la dureza permanente no se puede eliminar con solo hervir el agua. Una mejor clasificación es la dureza de carbonatos, que es producida por carbonatos- y bicarbonatos de calcio y magnesio, y la dureza no de carbonatos que se debe a sulfatos, cloruros y nitratos de calcio y magnesio. No toda la dureza de carbonatos se elimina con el hervido; por lo tanto, la dureza temporal y la dureza de carbonatos no son la misma.

Una objeción a la dureza, que no afecta la salud, es que disminuye la habilidad del jabón para formar jabonaduras; en las lavanderías, así como en las casas, se necesita una mayor canti--dad de jabón. También, la dureza de carbonatos es objetable debi--do a que se depositan escamas en las superficies interiores de las calderas y calentadores de agua, haciéndolos menos eficientes y necesitando una limpieza o reparación más frecuentes.

Las especificaciones para la dureza permisible difieren bastante en diferentes partes: en unas, una dureza de más de 50 mg/l puede ser causa de queja, en otras partes el límite aceptable pa--ra la dureza puede ser tan alto como 150 mg/lit.

La dureza se expresa como mg/lit. de  $\text{CaCO}_3$ .

Las aguas según su dureza pueden clasificarse en:

-Aguas blandas	0 - 75 p.p.m.
-Medianamente duras	75 -190 p.p.m.
-Aguas duras	190 -300 p.p.m.
-Aguas muy duras	más de 300 p.p.m.

Los mayores inconvenientes que presentan las aguas duras --  
son:

- Mayor consumo de jabón.
- Incrustaciones de las tuberías de aducción.
- Incrustaciones en utensillos de cocina.
- Incrustaciones en artefactos en los cuales el agua se somete a calentamiento.

#### 4.5.3. ANHIDRIDO CARBONICO (CO<sub>2</sub>):

El anhídrido carbónico en un agua constituye un factor preponderante de determinación, ya que su presencia excesiva en las aguas provoca una potencialidad de corrosividad en las mismas. -- Las aguas cuyo H.P. se encuentre en un campo ácido probablemente, tienen su causa en la presencia de CO<sub>2</sub>, que será el responsable de su acidez.

Esta determinación se la realiza utilizando una solución de NaOH, valorada, para neutralizar el CO<sub>2</sub>, conociendo el final de la reacción por medio de la fenoltaleína, que se utiliza como indicador.

#### 4.5.4. CLORUROS Y SULFATOS

Los cloruros, que son combinaciones de cloro con otros elementos siempre están presentes en el agua. En concentraciones menores de 250 mg/lit. que es el límite impuesto por las especificaciones recomendadas por el Public Health Service los cloruros son tolerables. En concentraciones más elevadas, el agua puede tener un sabor salado. El contenido normal de cloruros en la mayor parte del agua fresca es pequeño y un incremento arriba de lo normal establecido para cualquier sección del país es una indicación de polución con aguas negras humanas. Sin embargo, existen métodos más específicos de prueba para la polución con aguas negras que producen resultados más dignos de confianza.

Los límites para los sulfatos, según recomendaciones del Public Health Service, son 250 mg/lit. Las aguas salinas tienen un efecto laxante cuando el contenido de sulfatos o la suma de los contenidos de sulfatos excede unos 1000 mg/lit.

#### 4.5.5. CALCIO:

Anteriormente habíamos anotado la importancia que representan los iones de calcio y magnesio en las aguas; no solo desde el punto de vista de la cifra de dureza de las mismas, sino también en el orden nutricional, como elementos de fijación de sustancias minerales. Es por esto que la determinación de estos iones, juega un papel preponderante en el análisis de aguas; especialmente por el hecho de que a base de estas determinaciones incluso podremos calcular matemáticamente la Dureza, transformando estos elementos encontrados, mediante factores determinados como: Carbonato de Calcio.



El calcio se determina utilizando un reactivo precipitante que es el Oxalato de Amonio, para obtener como resultado de la -- reacción, el precipitado blanco oxalato de calcio. Si aislamos es te precipitado y en solución ácida lo tratamos con Permanganato - de Potasio, podremos obtener mediante un proceso de óxido-redución la cifra del ión calcio.

#### 4.5.6. HIERRO Y MANGANESO:

Estos dos elementos pueden existir en el agua en dos formas como iones ferrosos y manganosos de valencia 2 y como iones férricos y mangánicos de valencia 3.

La determinación de estas dos clases de iones, revisten un carácter particular, por cuanto en el primer caso, es decir tra--tándose de iones ferrosos o manganosos, dosificamos el hierro y el manganeso solubles en agua; en tanto que al dosificarlos al estado de iones férricos o mangánicos determinamos el hierro y man-ganeso insoluble en el agua. De suerte que, en los análisis del agua, tendremos que especificar, si se trata nuestra determina---ción, del hierro o manganeso total; o del hierro o manganeso solu-ble.

A pesar que ni el hierro ni el manganeso afectan la calidad sanitaria del agua, su presencia es objetable cuando la cantidad-combinada es mayor de 0.3 mg/lit. El agua que contiene tales cantidades puede oxidar las telas durante el lavado, enmohecer las líneas de plomería y modificar los colores en el teñido. El hie-rrro también puede contribuir a formar olores y sabores, decolorar el agua, o aún formar depósitos en las tuberías que reducen

sus características de flujo.

#### 4.5.7. FLUOR:

El aumento en la práctica de la fluoración de los abastecimientos de agua, como una medida de higiene pública, ha dado mayor importancia, a la determinación de ión Fluor en las aguas. Para mantener la efectividad y seguridad del procedimiento de fluoración, esencial conservar constante la concentración del fluoruro.

El fluor en el agua evita las caries dentales; y reduce a estas a un 60-65%. Los fluoruros en proporciones menores de 1 ppm es beneficioso por producir profilaxis dental mientras que en proporciones comprendidas entre 4-5 p.p.m. pueden producir lesiones óseas.

#### 4.5.8. OXIGENO DISUELTO (OD)

El agua contiene oxígeno, dependiendo su cantidad de muchas condiciones. En agua sin contaminación, el contenido de saturación de oxígeno disuelto depende de la temperatura; varía desde unos 14.6 mg./lit. a 0°C hasta 7.6 mg/lit a 30°C.

La materia orgánica sujeta a descomposición consume el oxígeno del agua. Al escurrir el agua en una corriente, toma lugar una reaireación, obteniéndose el oxígeno del aire. El oxígeno disuelto OD. es necesario en cantidades adecuadas para la vida de peces y otros organismos acuáticos; la concentración OD en las

aguas, puede relacionarse con la corrosividad, con la actividad fotosintética y con el grado de septicidad. La determinación de OD es la base para la determinación de la Demanda Bioquímica de Oxígeno, por el procedimiento de diluciones.

#### 4.5.9. NITRATOS Y NITRITOS:

Nitratos.- Esta determinación se basa en la reacción que producen los nitratos cuando en solución alcalina son tratados con ácido pícrico, de color amarillo. Si preparamos soluciones patrones es fácil comparar la igualdad de coloraciones con la muestra objeto de análisis.

Nitritos.- Se determinan valiéndose de una muestra o reacción producida por la unión  $\text{NO}_2$  en presencia del ácido sulfanílico y cloruro de alfa-naftilamina. El resultado de esta reacción es un compuesto orgánico de color rojo y que responde al nombre de ácido azobenzol-naftilamina-sulfónico. Valiéndose así mismo de patrones de concentración conocida podremos obtener mediante los tubos de Nessler, la concentración de muestra expresada en  $\text{NO}_2$ .

#### 4.5.10.- CLORO RESIDUAL:

El elemento cloro cuando es añadido al agua, sea en forma de gas, sea también en forma de sal (Hipoclorito de Calcio), es uno de los más activos desinfectantes conocidos hasta nuestros días. Originariamente, existía la creencia de que la acción desinfectante del cloro, obedecía a un proceso oxidativo, pero actualmente se ha demostrado que el elemento cloro ejerce su acción quí

mica directamente en las células de los microorganismos produciendo su muerte, por reacciones físico-químicas, realizadas en el protoplasma celular.

Es por esta razón que es muy importante la determinación -- del cloro residual en los abastecimientos de agua entendiéndose -- por cloro residual el elemento Cloro "remanente" que de acuerdo a normas sanitarias estrictas , debe existir en un agua, para catalogarla como potable. El Cloro Residual, es el índice de seguridad del agua, bajo el punto de vista bacteriológico que lógicamente está en relación directa con la salubridad pública.

Existen dos métodos para la determinación del cloro residual:

-Método de la Ortotolidina.

-Método Yodométrico, que es el más preciso y se lo emplea más que el anterior.

#### 4.5.11. FENOL:

No es un soluto natural, proviene de las refinerías y de la industria química, destilación o procesamiento de la madera, las aguas que contienen fenol, tienen sabor medicinal que imparte también a los peces, puede resultar tóxico.

#### 4.5.12.- ARSENICO:

Es un elemento insoluble en el agua y se lo encuentra en -- forma de arsenatos y arsenitos ( $AsO_4$ ,  $AsO_2$ ).

Proviene de desechos industriales, erosión de zonas agrícolas donde se usan insecticidas, en hornos metalúrgicos en los que se elabora: cobre, plomo, zinc, estaño.

El arsénico tiene efecto acumulativo en el hombre, hasta el momento no se ha conocido la existencia de este elemento en nuestro país.

#### 4.5.13.- CROMO EQUIVALENTE Y COBRE:

Son producidos generalmente por desechos industriales, razón por la cual no es importante el estudiarlos más profundamente

Las concentraciones en que se encuentra en las fuentes son muy pequeñas. El cobre metálico es insoluble, pero aguas corrosivas lo disuelven formando compuestos como cloruros, nitratos, sulfatos. El cobre no se acumula en el organismo y se puede consumir hasta 200 mg/día, pero el consumo permanente puede producir gastroenteritis.

El cromo se halla presente como ión metálico divalente o trivalente, sobre todo como cromo equivalente, se usa en la industria de galvanización, industria del cuero, pintura, papel, etc.- los efectos psicológicos del cromo empiezan siendo más notables en la nefritis de los tejidos, gastroenteritis.

#### 4.5.14.- PLOMO:

Su existencia se debe a razones naturales pero sobre todo a desechos industriales, se usa en pinturas, colorantes, insectici

das; tiene efecto acumulativo en el organismo humano, sobre todo, en los huesos, causando envenenamiento.

#### 4.5.15. SELENIO:

Proviene de la industria del vidrio, colorantes y pintura, insecticidas. Lo absorben las plantas y son tóxicos para hombres y animales.

#### 4.5.16.- ZINC Y YODO:

La existencia del zinc en el agua se debe generalmente a la contaminación industrial y se lo encuentra formando sulfatos y cloruros. El agua natural tiene insuficiencia de yodo, su presencia tiene inherencia en la enfermedad del bocio, se estima que en la vida normal el hombre necesita ingerir de 0.5 a 0.1 mg/día.

#### 4.5.17.- SÓLIDOS DISUELTOS:

La presencia de sólidos disueltos en el agua afecta a la calidad de la misma, y se debe a las propiedades laxantes y de sabor desagradable. Existe la evidencia de que cantidades excesivas de estas sustancias provocan reacciones en el consumidor y pueden dar lugar a un tratamiento individual o al rechazo del abastecimiento.

#### 4.5.18.- MAGNESIO:

El magnesio al igual que el calcio, produce dureza en el agua; no causa efectos tóxicos en el organismo, aunque en grandes concentraciones produce efectos laxantes. En realidad, se sabe --

que el cuerpo humano desarrolla una tolerancia que anula este -- efecto y permite el aprovechamiento de esas aguas para el servi-- cio público.

#### 4.6. CARACTERISTICAS BACTERIOLOGICAS:

Un agua además de ser apta en cuanto a sus características físicas y químicas, lo debe ser también en sus características -- bacteriológicas y microscópicas; refiriéndose las primeras a la eliminación total de bacterias y las segundas a los organismos mi croscópicos del agua.

La contaminación bacteriana del agua proviene o sucede por diferentes causas como: contacto con el aire, con el suelo, con aguas sucias, con aguas de residuos orgánicos, con plantas y animales muertos, etc. , por lo que el agua, sobre todo la superfi-- cial, se encuentra llena de microbios de toda clase.

La mayoría de las bacterias encuentran condiciones desfavore-- rables y mueren pronto, pero las especies que se encuentran en el agua, constantemente constituyen su flora natural.

La mayoría de las bacterias naturales se desarrollan sobre-- materia viva o muerta; son saprófitas y pertenecen al llamado gru-- po metatrófico de microorganismos. Los saprófitos abundan sobre -- manera en el humus, sustancia parda o negra que cubre la superfi-- cie del suelo y procede de la descomposición incompleta de mate-- ria vegetal y animal.

#### 4.6.1. BACTERIAS:

Las bacterias, que son organismos pequeñísimos, se encuentran casi universalmente en las aguas naturales. La unidad de medida es la micra, que es 1/25.000 plg. siendo los tamaños de las bacterias encontradas usualmente de 1 a 4 micras de longitud. Las bacterias son de tres formas:

- a.- Redondas, que toman el nombre de "cocos".
- b.- Las de forma cilindro se llaman "bacilos"
- c.- La de forma espiral se denominan "espirilos"

Las bacterias pueden ser:

- AEROBIAS: que requieren oxígeno.
- ANAEROBIAS: Que no requieren oxígeno.
- FACULTATIVAS: Que viven con o sin oxígeno.

La reproducción se efectúa normalmente por subdivisión de células, o fisión. La mayoría de las bacterias son resistentes a bajas temperaturas, pero no a temperaturas superiores a 60 o 100° Centígrados. Son especialmente resistentes aquellas bacterias que se desarrollan dentro de un saco, llamado, espora, La cubierta exterior da protección contra los procesos normales de destrucción y contra la desinfección, de modo que la viabilidad puede persistir, en algunos casos, por años.

Otra clasificación de las bacterias es:

- Bacterias Patógenas; y
- Bacterias no Patógenas.



Las bacterias patógenas son capaces de producir enfermedades. Las enfermedades hídricas son las fiebres: tifoidea y paratifoidea, diarrea, disentería, cólera y disentería amibica. Sin embargo, algunas o todas de estas enfermedades también pueden ser transmitidas por la leche o por otros alimentos. Así, la hepatitis que se puede transmitir por el agua, probablemente también es una enfermedad transmisible por contacto y de origen alimenticio.

Existen algunas pruebas que otras enfermedades debidas a virus se pueden adquirir bebiendo agua aunque otros métodos probablemente son más importantes. Se ha demostrado que el virus de la poliomeilitis está presente en el agua, y que también lo está el agente de la tularemia. Existen muy pocos datos que indiquen que estas enfermedades son transmitidas por el agua.

La esquistomiasis se adquiere nadando en agua infectada por los diminutos organismos llamados, cercariae, pero, por supuesto, también se puede adquirir bebiendo dicha agua.

Las características bacteriológicas del agua pueden diferir en su contenido de acuerdo al tipo de fuente analizada, así tenemos:

Aguas Meteorológicas o Meteóricas: se incluye entre estas, las de lluvia y nieve, que a veces contienen gran número de bacterias, sobre todo por la gran proporción de polvo en el aire. Después de una fuerte nevada o de un aguacero, la atmósfera queda -- limpia casi totalmente de microorganismos, de modo que muchas placas inoculadas con 1 mm. de agua resultan estériles.

Aguas superficiales: Tan pronto como las gotas de lluvia o los copos de nieve caen al suelo quedan contaminados por los gérmenes terrestres y constituyen entonces las aguas superficiales. En ellas la intensidad de la contaminación depende del número de microbios, así como de las clases y cantidades de sustancias nutritivas que al agua disuelve en su arrastre. Los recuentos bacterianos de aguas superficiales ofrecen grandes variaciones, como se observa sobre todo en estaciones de lluvias intensas o de fusión de nieves. El lavado del suelo puede alterar el equilibrio que existe en el agua superficial, y producir así una gran variación en la flora y el contenido bacterianos.

El efecto primero de un chaparrón es aumentar considerablemente la contaminación bacteriana de una masa de agua. Una lluvia prolongada produce el efecto contrario, pues, una vez arrastradas las principales impurezas de las capas superficiales del suelo, el agua que sigue cayendo actúa como simple diluyente del agua acumulada. Los ríos suelen dar las cifras más altas de bacterias durante la época de lluvias.

Aguas Embalsadas: Los embalses sirven en gran parte para disminuir notablemente el número de microorganismos en el agua, pues, en estas condiciones entran en juego las fuerzas que tienden a autodepurar este líquido: sedimentación, actividad de otros organismos, luz ultravioleta, temperatura, aportación de alimentos y acaso efectos osmóticos.

El peso específico de las bacterias es algo mayor que el de agua destilada, y por eso se depositan lentamente en una masa de

agua en reposo. Sin embargo, el principal factor causal de la sedimentación de las bacterias es su adherencia a partículas suspendidas; estas, al precipitar, eliminan mecánicamente los microbios de las capas superiores de agua.

Aguas Subterráneas: Estas aguas pueden estar relativamente exentas de bacterias, en virtud de la acción filtrante de la tierra que atraviesan. Esta filtración, no solo elimina la mayoría de las bacterias sino también las partículas orgánicas nutritivas en suspensión. El agua de pozos profundos contiene de ordinario menos microorganismos que la de los someros, por ser mayor el espesor de las capas de material filtrante. La distancia que las bacterias recorren a través del suelo depende de diversos factores, entre ellos la permeabilidad de éste, el gradiente hidráulico del agua subterránea y las condiciones climáticas.

La mayoría de las bacterias encontradas en el suelo pertenecen a los siguientes grupos:

- 1.- Bacterias fluorescentes;
- 2.- Formas bacilares cromógenas;
- 3.- Bacterias coliformes;
- 4.- Microorganismos del género Proteus;
- 5.- Microbios esporipados del tipo Bacillus Subtilis; y
- 6.- Micrococos cromógenos y no cromógenos.

#### 4.6.2. EXAMENES BACTERIOLÓGICOS DEL AGUA:

Para los exámenes bacteriológicos de las pruebas de agua, éstas se deben obtener con gran cuidado en botellas proporcionadas

das por el mismo laboratorio. Los frascos deben estar limpios, es tériles, con tapón de vidrio y protegidos por una cubierta. Su capacidad debe ser de 2 a 8 onzas. Una vez que se ha tomado la muestra y que se ha tapado el frasco, aquella se debe mantener refri-gerada a menos que se examine rápidamente. Se debe mantener una temperatura de 0 a 10°C. El intervalo de tiempo entre la obten---ción de la muestra y su examen no debe ser mayor de 24 horas.

Las pruebas para la contaminación por bacterias están basa-das en el hecho de que es relativamente fácil detectar y determi-nar la concentración del grupo coliforme de organismos, en tanto, que la detección de organismos patógenos específicos, como los -- que producen la tifoidea o cólera es muy difícil.

El grupo coliforme, considerado generalmente como inofensi-vo, pues de incluír a la Escherichia Coli, que es de origen in--testinal, y también aerobacterias filtrables que son generalmente no fecales, y de origen en el suelo.

El empleo del índice coliforme para establecer la calidad - del agua, está basado en dos premisas:

1.- Los organismos productores de enfermedades no son más - resistentes a medidas destructivas naturales o artificiales; de hecho, las investigaciones han demostrado que la tasa de destruc-ción o muerte de los organismos coliformes es paralela sustancial-mente a la de las bacterias patógenas entéricas.

2.- La presencia de los organismos coliformes en el agua es

un indicio de una contaminación fecal posible, inversamente, la ausencia de coliformes se considera como inicio de una seguridad posible.

#### 4.6.3. TIPOS DE PRUEBAS:

Se pueden efectuar tres pruebas bacteriológicas. La primera es la prueba por el grupo coliforme, que se puede efectuar de dos maneras:

a- Mediante inoculación, después de una dilución apropiada de la muestra, de un medio de cultivo, generalmente agar o gelatina, en un plato de cultivo e incubación durante 24 o 48 horas haciéndose pruebas para su confirmación; y

b- Pasando una cantidad determinada de agua a través de una membrana filtrante que retendrá las bacterias y permitirá la identificación y conteo de los coliformes mediante cójines con medios ricos.

La segunda prueba es un conteo a 35°C, hecho a las 24 horas

La tercera es un conteo a 20°C hecho a las 48 horas.

Estas pruebas determinan los números de diferentes grupos de bacterias; el conteo a los 35°C. incluye a las bacterias que tienen su origen en los tractos intestinales del hombre o de otros animales de sangre caliente, y el conteo a los 20°C. incluye aquellos que viven dentro del rango usual de la temperatura del agua.

#### 4.6.4. MUESTREO Y PRUEBAS ESTÁNDAR:

De acuerdo con las especificaciones del Public Health Service, una muestra estándar de agua para la prueba de bacteria del grupo coliforme debe estar formada de 5 porciones estándar, y cada porción debe consistir ya sea de 10 a 100 ml del agua que se va a examinar. Para que una muestra de agua se considere de calidad satisfactoria, debe cumplir los siguientes requisitos:

1.- No más del 10% de las porciones de 10 ml, ni más del -- 60% de las porciones de 100ml. probadas mensualmente deben mos--- trar la presencia de organismos del grupo coliforme.

2.- La presencia de estos organismos en tres o más de las porciones de 10 ml. que formen una sola muestra estándar no debe ocurrir en más de una muestra estándar cuando se prueben menos de 20 muestras, ni el más de 5 % de las muestras estándar, cuando se prueban 20 o más. Cuando se utilicen porciones de 100 ml., las 5 porciones que forman una sola muestra estándar pueden mostrar la presencia de organismos coliformes, pero esto no es permisible en muestras consecutivas ni en más de 20% de las muestras cuando se examinen 5 o más muestras mensualmente o en más de una muestra estándar cuando se examinen mensualmente menos de 5.

#### 4.6.5. NUMERO MAS PROBABLE ( N.M.P.):

El resultado de los análisis bacteriológicos se expresa en términos del Número Más Probable (N.M.P.) de gérmenes del grupo coliforme por 100 cc. De todas maneras el agua no debe contener - más de 2 gérmenes por 100 cc.

#### 4.6.6. ORGANISMOS MICROSCOPICOS DEL AGUA:

Un examen microscópico del agua se efectúa para identificar y estimar el número de organismos microscópicos, que es un término utilizado para incluir todos los organismos, excepto bacterias, que son demasiado pequeños para verse sin amplificación. Un examen de esta clase también puede indicar la cantidad y clases dominantes de materia amorfa presente, tales como coágulos de materia orgánica, y tallos de organismos sin cabeza.

Los organismos microscópicos incluyen plancton, que son organismos libres flotantes, aunque el nombre se utilice en algunas ocasiones para incluir todos los organismos del agua; algas, que incluyen cierto tipo de plantas, aunque el término se implica a menudo para todos los organismos microscópicos; hongos, que son otro grupo de plantas; protozoarios, que son animales unicelulares; y muchas otras formas. Si se encuentra que una fuente de abastecimiento de agua contiene tipos y concentraciones de organismos microscópicos que pueden crear problemas de sabor o que pueden interferir en la operación de la planta de filtración, se debe iniciar un tratamiento a base de sulfato de cobre.

#### 4.6.7. ALGAS Y SUS CARACTERISTICAS:

Las algas se dividen en 7 clases; que se distinguen por su coloración y forma. Contienen la sustancia verde clorofila, que les permite utilizar la luz del sol para la conversión del bióxido de carbono, aguas y otras sustancias simples en compuestos orgánicos de carbón. Por lo tanto, las algas florecen a la luz del sol, y uno de los medios para controlar su crecimiento en el agua

es excluir la luz cubriendo el depósito.

Los tres grupos de algas que son importantes en el abastecimiento de agua son: Las Diatomáceas, Las Clorofíceas, las Cianofíceas. Cada uno de estos grupos abarca numerosos tipos de plantas.

#### 4.6.8. HONGOS:

Los hongos no contienen clorofila y son por lo tanto incapaces de utilizar la luz del sol para obtener alimentos mediante la conversión del bióxido de carbono. En su lugar obtienen alimentos de otros organismos vivos o muertos y, por lo tanto, pueden ser ya sea parásitos o saprófitos. Las tres clases de hongos pueden incluir muchos millares de especies. La mayoría de ellas no son de importancia en los abastecimientos de agua, aunque algunas lo son. Entre éstas están los Actinomycetes, los que se han identificado como productores de sabores y olores en buen número de abastecimientos de agua. La destrucción de las algas utilizando sulfato de cobre u otros medios puede no controlar sabores y olores -- cuando hay hongos presentes, debido a que los hongos pueden durar algún tiempo y continuar produciendo compuestos que causen sabores y olores después que hayan muerto las algas.

#### 4.7. IMPORTANCIA DE LAS NORMAS DE CALIDAD:

Las normas de calidad son de suma importancia para establecer y comparar si una fuente es apta para el abastecimiento de -- agua de una población determinada; no va a dar o indicar los valo



res máximos permisibles así como las cantidades tolerables en que cada uno de los elementos físicos, químicos, bacteriológicos y microorganismos que puedan existir en el agua para que ésta no sea nociva para el consumo humano.

#### 4.8. CUADROS DE NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA:

NORMAS INTERNACIONALES PARA EL AGUA POTABLE PARA CONSUMO HUMANO DADAS POR LA O.M.S. EN 1972:

SUSTANCIAS O PROPIEDAD	INCONVENIENTES QUE PUEDEN TENER	CONCENTRACION MAX. DESEABLE	CONCENTRACION MAX. ADMISIBLE
Substancias			
Colorantes	coloración	5 unidades	50 unidades
Substancias			
Olorosas	Olores	Ninguna	Ninguna
Substancias			
que dan sabor	Sabores	Ninguna	Ninguna
Materias en - suspensión			
(turbidez)	Turbidez Posible	5 U.T.	25 U.T.
Sólidos tota- les	Sabores irritab. Gastrointestinal	500 mg/lit	1500 mg/lit.
P.H.	Sabores, corrosi.	8.0 a 8.5	6.5. a 9.2.
Detergentes			
amiónicos	Sabor, espuma	0.2 mg/lit.	1.0 Mg/lit.
Aceite Mineral	Sabor, olor des- pués de coloración	0.01 mg/lit.	0.30 mg/Lit.

Dureza Total	Depósito de in- crustaciones	100 mg/lit CaCO <sub>3</sub>	500 mg/lit. CaCO <sub>3</sub>
Calcio	Formación excesiva de incrustaciones	75 mg/lit	200 Mg/lit.
Cloruros	Sabor, corrosión en la conducción del agua	200 mg/lit	600 Mig/lit.
Cobre	Gusto astringente y corrosión de las tuberías, conexiones y utensillos	0.05 mg/lit.	1.5. mg/lit.
Hierro	Sabor, coloración depósitos y proliferación de ferro-bacterias, turbidez	0.1 mg/lit	1.0mg/lit.
Magnesio	Dureza, sabor, irritación, gastrointestinales en presencia de sulfatos	30 mg/lit o 250 mg/lit. de sulfato	menos si hay de sulfato puede permitirse hasta 150 mg/lit.
Manganeso	Sabor, coloración depósitos en las tuberías, turbidez	0.05 mg/lit	0.5 mg/lit.
SULFATOS	Irritación gastrointestinal con Mg o Na	200 mg/lit	400 mg/lit.

NORMAS PARA EL AGUA CRUDA DADAS POR EL INSTITUTO ECUATORIANO DE  
OBRAS SANITARIAS

CALIDAD FISICA:

El valor máximo de color se fija en 300 unidades. No se fija límite para la turbiedad, pues este problema y su tratamiento se decidirán especialmente en cada caso.

CALIDAD QUINICA:

a.-Compuestos que afectan la potabilidad:

<u>Substancias</u>	<u>Concentración Máxima Aceptable</u>
Total de sólidos disueltos:	
Hierro	1.500 mg/lit
Manganeso (suponiendo su contenido en amoníaco inferior a 0.5 mg/lit.	5 mg/lit
Cobre	1.5 mg/lit
Zinc	1.5 mg/lit
Magnesio más sulfato sódico	1.000 mg/lit
Sulfato de alquilbencilo	0.5 mg/lit

b.- Compuestos peligrosos para la salud:

<u>Substancias</u>	<u>Concentración Máxima Aceptable</u>
Nitratos	45.0 mg/lit
Fluoruros	1.5 Mg/lit

c.- Compuestos Tóxicos:



Sustancias	Concentración máxima aceptable
Compuestos fenólicos	0.002 mg/lit
Arsénico	0.005 mg/lit
Cadmio	0.01 mg/lit
Cromo	0.05 mg/lit
Cianuros	0.2 mg/lit
Plomo	0.05 mg/lit
Selenio	0.01 mg/lit

d.- Compuestos químicos indicadores de contaminación:

Substancias	Concentración máxima aceptable
Demanda bioquímica de oxígeno	6.0 mg/lit
Demanda química de oxígeno	10.0 mg/lit
Nitrógeno Total (excluido el $\text{NH}_3$ )	1.0 mg/lit
Amoníaco	0.5 mg/lit
Extractos de carbón con cloroformo	0.5 mg/lit
Contaminantes orgánicos	1.0 mg/lit

El I.E.O.S. aconseja aceptar la siguiente clasificación para tratamiento de acuerdo al grado de contaminación determinada por el número más probable (N.M.P.)

CLASIFICACIONN.M.P./100 ml. DE BACTERIAS -  
COLIFORMES

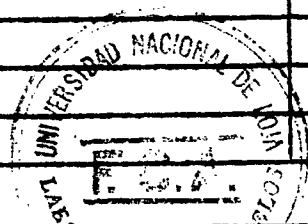
1.- Exige solamente tratamiento de desinfección	0	-	50
2.- Exige métodos convencionales de tratamiento (coagulación, sedimentación, filtración, - desinfección)	50		5000
3.- Contaminación intensa que -- obliga a tratamientos más activos	5000		500000
4.- Contaminación muy intensa -- que hace inaceptable el agua a menos que se recurra a tra- tamientos especiales. Estas- fuentes se utilizan en casos extremos			más de 500000
4.9. EXAMENES FISICO-QUIMICOS Y BACTERIOLOGICOS DE LA FUENTE ES- COGIDA PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA PARRO-- QUIA "OLMEDO"			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA  
FACULTAD DE AGRONOMIA Y VETERINARIA  
DEPARTAMENTOS DE SUELOS Y QUIMICA  
ANALISIS DE AGUAS

Nombre del Propietario ARMANDO FEBRES Proyecto \_\_\_\_\_  
Nombre del Remitente ARMANDO FEBRES Fecha de muestreo 3-VII-80  
Dirección \_\_\_\_\_ Fecha de ingreso al laboratorio 4-VII-80  
Nombre de la zona LOMA REDONDA Fecha de salida de los resultados 3-VII-80  
Localización OLMEDO PALTAS LOJA  
Parroquia Cantón Provincia  
Fuente Quebrada Olmedo

ANALISIS	RESULTADOS	INTERPRETACION	OBSERVACIONES
Nº Laboratorio	708		
Nº Campo	1		
CE a 25 °C mmhos/cm			
pH	7.6		
Ca <sup>++</sup> mS/l	16.66		
Mg <sup>++</sup> mS/l	5.23		
Na <sup>+</sup> mS/l	0.174		
K <sup>+</sup> mS/l	0.018		
Suma de Cationes NH <sub>3</sub> mg/l	trazas		
PSS			
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mS/l	0.00		
CO <sub>3</sub> <sup>=</sup> mS/l	0.00		
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mS/l	79.30		
SO <sub>4</sub> <sup>=</sup> mS/l	24.00		
Suma de Aniones			
Cl <sup>-</sup> mS/l	0.007		
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mS/l	0.00		
M.O mg/l de O <sub>2</sub>	8.56		
Fe mg/l	0.74		
Color	incolora		
Olor	indolora		
Turbidez	0.00		
Sólidos en suspensión µg/l	0.0248		
Sólidos en solución µg/l	0.1345		
Sólidos totales µg/l	0.1593		
Dureza (Ca, Mg, Fe) mg/l	66.21		
Alcalinidad Total µg/l	65.00		
Alcalinidad Fenoltaleína mg/l	0.00		
CO <sub>2</sub> disuelto mg/l	4.99		

JEFE DE LABORATORIO *[Signature]*



RECIBI CONFORME

mevl.-  
DPFAV-193-  
7-VII-74.-

## CAPITULO QUINTO

### CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA

#### 5.1. DEMANDA DE AGUA:

Por "demanda" entendemos la cantidad de agua que requiere - una población determinada, para satisfacer sus múltiples necesidades; por lo tanto ésta demanda será lo suficientemente confiable - para no paralizar o agotar el servicio en algún momento determinado. Este valor de demanda se lo expresa en términos de volumen -- por habitante y por día - Lit/hab/día.

#### 5.2. CONSUMO DE AGUA:

El consumo se obtiene dividiendo la cantidad de agua utilizada durante un año, para el número de habitantes y el número de días.

Se debe tomar en cuenta que no todos los habitantes de una población estarán dentro de los que utilizan el servicio, pues habrá un porcentaje de ellos que se abastecerán por otros medios o que por razones topográficas o hidrológicas no podrían abastecerse. Por esta razón se deberá tomar en cuenta, dentro de las encuestas sanitarias, el "número de consumidores" o sea aquellos que

contarán con conexiones domiciliarias.

Para objeto del cálculo se tomará en cuenta para el presente trabajo, el número de consumidores.

La demanda de agua está supeditada a las diversas clases de consumos que existen o pueden ocurrir en una población determinada. Estos consumos son:

#### 5.2.1. CONSUMO DOMESTICO:

Toma en cuenta toda el agua que consume el hombre en su casa de habitación, varía considerablemente de acuerdo a las condiciones de vida de los usuarios, siendo menor en los centros rurales o poblaciones pobres.

También debemos indicar que muchas de las veces este consumo incluye el riego de jardines, pequeños huertos, espacios verdes, incrementando de esta manera la demanda total de agua.

Este consumo estrictamente doméstico, para las condiciones económicas y de vida de las poblaciones ecuatorianas semejante a las de varios países latinoamericanos, varía entre 20 y 200 lit/hab/día.

#### 5.2.2. CONSUMO COMERCIAL E INDUSTRIAL :

Este consumo, como su nombre lo indica, se refiere al gasto de agua que se necesita proveer a las plantas industriales y comerciales, que generalmente varían entre un 15 y 60%.



En el caso que nos ocupa, podemos decir que la industria y el comercio son precarios, existiendo solamente piladoras de café y pocos aserríos de madera rudimentarios, pero debemos considerar que para un período de diseño de 30 años, como el que hemos considerado, la industria y el comercio en esta zona tendrá un adelan- to significativo.

### 5.2.3. CONSUMO PUBLICO:

Se lo llama también consumo de uso colectivo, tiene lugar - en: edificios públicos, escuelas, colegios, parques, cárceles, -- plazas, jardines, riego de calles, lavado de alcantarillas, etc.- que generalmente demandan de apreciables cantidades de agua, con- el agravante de que por tener la condición de públicos no paga -- por el consumo.

Esta cantidad se estima aproximadamente 15-30 lit/hab/día. que puede significar del 5 - 15% de la demanda total.

Para riego de parques y jardines deberá considerarse un consumo de 10 lit/día/met<sup>2</sup>.

### 5.2.4. DESPERDICIOS Y FUGAS:

No es posible evitar que en un sistema de abastecimiento de agua potable, se produzcan desperdicios y fugas, pero con un buen cuidado de construcción y operación podemos reducir estos consu-- mos.

Este factor que vendría a constituir un consumo indirecto -

se debe principalmente a: pérdidas a través de medidores, conexiones clandestinas, fugas en las tuberías principales de la red de distribución, etc.

Estos desperdicios y fugas suelen estar por el orden del 15 al 20 % de la demanda total.

### 5.3. FACTORES QUE AFECTAN LA DEMANDA:

La demanda de agua puede tener grandes variaciones y está afectada por una serie de factores entre los cuales citaremos los más sobresalientes:

#### 5.3.1. TAMAÑO DE LA POBLACIÓN:

Estadísticamente se ha demostrado que las ciudades mientras más grandes son consumen mayor cantidad de agua.

En nuestro caso, la población de "Olmedo" no es muy grande, por lo tanto el uso del agua es limitado y es más fácil controlar fugas y pérdidas en el sistema.

Actualmente se ha establecido fórmulas de tipo exponencial para el cálculo de la demanda.

Generalmente en nuestro país a las diferentes poblaciones se las ha clasificado en: rurales y urbanas, llamándose rurales a aquellas menores de 2.000 habitantes y urbanas a las mayores de 2.000 habitantes.

### 5.3.2. PRESENCIA DE INDUSTRIAS:

Este factor es muy importante e influye decisivamente en la demanda, puesto que su consumo representa entre 15-60% de la demanda, sin embargo, como no existe una relación directa entre el consumo industrial y la población; se debe tener mucho cuidado en analizar este factor.

Es conveniente para una población en desarrollo o crecimiento industrial, detectar y fijar las futuras áreas industriales, - para facilidad de operación, costo y construcción del sistema.

### 5.3.3. CLIMA:

El clima es un factor que de una u otra manera afecta a la demanda, entendiéndose por este término todas las condiciones meteorológicas que lo caracterizan. La parroquia "Olmedo" por tener un clima de "régimen costanero" tienen tendencia a un mayor consumo.

### 5.3.4. CARACTERISTICAS DE LA POBLACION:

Estas características se refieren a que si son industriales comerciales o residenciales, o al hábito de la población para el consumo de agua como también a los recursos económicos.

En términos generales podríamos decir que cuanto mejor sea el nivel de vida de los pobladores, mayor será la demanda de agua.

### 5.3.5. INSTALACION DE MEDIDORES Y COSTO DE AGUA:

Mediante la instalación de medidores podemos tener un con--

trol sobre el consumo del usuario y en consecuencia, éste deberá pagar a la institución respectiva el valor del volumen de agua -- consumida; este factor afecta psicológicamente al consumidor para que no desperdicie el agua y si las tarifas son altas o bajas el usuario tendrá más o menos cuidado en el consumo.

Este sistema ayuda eficazmente para regular la demanda y bajar el consumo llegando a una reducción en el consumo de hasta un 50%.

#### 5.3.6. DISPONIBILIDAD DE ALCANTARILLADO:

La facilidad o dificultad que se tenga en una población para la disposición de aguas servidas determinará un mayor o menor consumo de agua.

Por lo general en nuestro país las poblaciones pequeñas carecen en absoluto de sistemas de alcantarillado por lo que la demanda de agua es menor.

#### 5.3.7. CALIDAD DEL AGUA:

Este factor afecta directamente a la demanda. Un sistema de agua de buena calidad física, química y bacteriológica, invita al consumidor a gastar agua, e incluso a depender de ella para sus fines recreativos o de la industria. Por el contrario, si el agua es de mala calidad, el consumo es restringido.

Por lo tanto como vamos a dotar a la población de un sistema de agua de "buena calidad" el consumo será mayor.

#### 5.3.8. ADMINISTRACION DEL SISTEMA:

Un sistema bien administrado proporciona servicio seguro y confiable y por lo tanto el consumo resulta normal. Si el sistema está fallando tanto en su administración como en el servicio, se producen desperdicios, fugas, etc. y esto conduce a que la demanda sea mayor.

#### 5.3.9. PRESIONES DE SERVICIO :

Si la presión en la red de distribución es excesiva, da como resultado mayor consumo, puesto que los artefactos y accesorios dan más agua mientras mayor es la presión, ocasionando mayor consumo.

Además presiones mayores pueden ocasionar daños en las tuberías, empaques de llaves y fugas en uniones, etc. produciendo desperdicios innecesarios que mayoran la demanda.

#### 5.4. DETERMINACION DE LA DEMANDA:

Para la determinación de la demanda llamada también "Dotación Media Anual" (D.M.A.) damos a continuación el siguiente procedimiento:

1.- Estudiar los cuatro tipos de consumos fundamentales: Doméstico, comercial, industria y público, en relación con los nueve factores que los afectan y establecer así la dotación inmediata.

2.- Hacer una estimación de estos consumos para el final del período de diseño o períodos intermedios, analizándolos así mismo con todos los factores.

3.- Establecer el coeficiente de crecimiento de la dotación entre los límites señalados.

4.- Comparar los resultados y análisis con poblaciones de características similares en las que existan récords.

5.- Si se trata de obras de ampliación de un sistema y este ha tenido registros propios, tomar dichos registros como punto de partida y analizar las condiciones futuras para determinar el incremento de la demanda.

Para hacer más viable el trabajo se puede cuantificar los factores dándoles valores entre ciertos límites de acuerdo al cuadro siguiente:

D E M A N D A

FACTORES DE CALCULO		FACTOR	ADOPTADO
<u>Nº</u>	<u>RUBRO</u>	<u>LIMITES</u>	
1	Número de habitantes	0.85 - 1.20	1.00
2	Industrias	0.90 - 1.30	1.10
3	Clima	0.95 - 1.10	1.00
4	Características de la población	0.80 - 1.20	1.00
5	Medición y costo	0.80 - 1.20	1.10
6	Alcantarillado	0.70 - 1.00	1.00
7	Calidad del agua	0.80 - 1.10	1.10
8	Administración	0.80 - 1.20	1.10
9	Presiones	0.80 - 1.20	1.00

## 5.5. VARIACIONES DE LA DEMANDA:

Una vez establecida la demanda en términos de D.M.A. llamada también Consumo Promedio Diario -C.P.D.- podríamos calcular la demanda total pero debemos tomar en cuenta que este valor no es -- constante ni a través de un día, semana, mes o año, puesto que tiene variaciones de diferentes tipos:

- a.- Variaciones de tipo Estacional.
- b.- Variaciones de tipo Diario.
- c.- Variaciones de tipo Horario.

### 5.5.1. VARIACIONES ESTACIONALES O ESTACIONARIAS :

Estas toman en cuenta los factores locales, veranos fuertes y secos producen las máximas demandas mensuales y semanales. Las características de la población en cuanto al clima influyen en la demanda.

Las variaciones de tipo estacional se deben también a un mayor riego de jardines y áreas verdes, baños más frecuentes y usos recreativos durante el verano y características contrarias en -- épocas invernales.

### 5.5.2. VARIACIONES DE TIPO DIARIO:

Son el reflejo de la vida de una ciudad, en las horas de la madrugada el consumo es mínimo y en poblaciones pequeñas puede -- ser un buen índice de agua que se está desperdiciando o fugando.

Conforme la ciudad entra en actividad los consumos van aumen -- tanto hasta producir los máximos entre las 8 y 11 de la mañana; -

alcanzan también máximos consumos en la tarde para luego declinar la curva de consumos a un mínimo en la noche y la madrugada.

En ciudades eminentemente comerciales e industriales, los consumos no difieren mayormente siendo altos durante casi todo el día.

Para América Latina se han establecido relaciones entre el Consumo Máximo Diario -C.M.D.- y el Consumo Diario Promedio CDP. tomando como base el factor climático.

-En climas templados ésta relación oscila entre 1.35-1.6.

-En climas cálidos y húmedos de 1.2.-1.4.

-En regiones áridas entre 1.8 - 2.00.

El I.E.O.S. señala como relación entre 1.3 y 1.5. para el presente trabajo adoptaremos como factor: 1.4.

#### 5.5.4. VARIACIONES DE TIPO HORARIO:

El máximo caudal por hora depende de la magnitud y de las características de una ciudad. Ciudades que han alcanzado un nivel mayor de desarrollo higiénico, producen consumos horarios más altos que ciudades que cuentan con mayor número de habitantes.

Las recomendaciones actuales para América Latina nos señalan como Consumo Máximo Horario -C.M.H.- los siguientes:

-Poblaciones de hasta 5.000 habitantes: 2.5.-3.00 veces CPD

-Poblaciones de 5.000 hasta 20.000 hab.: 2.2.-2.70 veces CPD

-Poblaciones de más de 20.000 habitantes: 2.0 -2.50 veces CPD

El I.E.O.S. indica como caudal máximo horario -C.M.H.- del



200 al 300% del caudal o Demanda Media Anual, para el presente -- trabajo adoptaremos el 250% de la D.M.A.

#### 5.5.5. PROTECCION CONTRA INCENDIOS:

El caudal de incendio no es considerado para poblaciones de menos de 5.000 habitantes futuros ya que no justifica la inversión; por lo tanto el caudal proyectado es suficiente para controlar incendio.

Como caudal de incendio podemos tomar en caso necesario el - dado por la siguiente fórmula:

$$Q_i = 10 P \quad \text{en lit/seg.}$$

$Q_i$  = Caudal de incendio

$P$  = Población en miles.

#### 5.6. CAUDALES DE DISEÑO:

##### 5.6.1. CANTIDAD DE AGUA EN LA FUENTE:

La cantidad de agua en la fuente debe ser suficiente para satisfacer la demanda actual y futura de la población así como la - demanda del máximo día de consumo.

En el caso de que las aguas sean producto de embalses, debe tomarse en cuenta pérdidas por evaporación, infiltración y pérdida de capacidad de embalse debido a la acumulación de sedimentos.

A continuación damos a conocer algunos puntos de importancia para evaluar la cantidad de agua disponible en la fuente:

a.- Cuando el agua sea obtenida de fuentes superficiales, la

disponibilidad debe ser tal que el flujo mínimo registrado exceda a la demanda calculada para el futuro por lo menos en un 20%.

b.- Cuando el agua se extraiga de embalses o lagos, su disponibilidad debe ser tal que el flujo tributario sobre cierto período incluyendo el período de sequía máximo registrado, exceda a la demanda futura estimada, en el mismo porcentaje.

c.- Cuando se trate de aguas subterráneas debe probarse la capacidad de estabilidad de la capa freática para la demanda máxima que se espera de ella, más un 10%, sea que su explotación vaya a realizarse por medio de pozos excavados o perforados, galerías-filtrantes o combinaciones de éstos.

#### 5.6.2. OBRAS DE CAPTACION:-

En cualquiera de los casos mencionados sobre las fuentes, -- las obras de captación proyectadas, deben ser diseñadas para la demanda correspondiente al máximo día del período de diseño considerando más de un 20%.

#### 5.6.3. LINEAS DE ADUCCION:

Se diseñarán para la demanda del máximo día del período de diseño considerado más 10 -20%.

#### 5.6.4. PLANTAS DE TRATAMIENTO:

La capacidad total de una planta de tratamiento en sus diversas unidades, debe corresponder a la demanda del máximo día.

#### 5.6.5. REDES DE DISTRIBUCION:

Se debe calcular para la demanda horaria máxima. Atendiendo

a las recomendaciones hechas por la mayoría de las autoridades - de América Latina sobre abastecimiento de agua, se ha convenido - que las redes de distribución deben calcularse y diseñarse para el gasto correspondiente al consumo promedio anual al final del período de diseño, más el gasto de incendio.

El siguiente es el criterio del I.E.O.S. para el diseño de las diferentes partes que componen un sistema de abastecimiento - de agua potable.

#### CAUDALES DE DISEÑO

- a.- Captación de aguas superficiales: Consumo máximo diario, más-  
10%.
- b.- Captación de aguas subterráneas: Consumo máximo diario.
- c.- Conducciones: Consumo máximo diario.
- d.- Red de Distribución: Consumo máximo diario, más-  
incendio.
- e.- Planta de Potabilización: Consumo máximo diario.

#### 5.7. VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO:

##### 5.7.1. VOLUMEN DE REGULACION:

a.- Para poblaciones de diseño menores de 1.000 habitantes - el volumen de regulación se tomará como el 25% del consumo medio-diario.

b.- Para poblaciones de diseño de 1.000 a 5.000 habitantes - se tomará como volumen de regulación el 35% del consumo medio día-rio.

c.- Para poblaciones de diseño mayores de 5.000 habitantes, se tomará para el volúmen de regulación el 40% del consumo medio-diario.

#### 5.7.2. VOLUMEN DE INCENDIO:

a.- Para poblaciones de 3.000 habitantes futuros en la costa y 5.000 en la sierra, no se considera almacenamiento para incendio.

b.- Para poblaciones de hasta 20.000 habitantes futuros, se aplicará la fórmula:

$$V_i = 50 \sqrt{P} \text{ en m}^3$$

c.- Para poblaciones de más de 20.000 habitantes futuros se aplicará la fórmula:

$$V_i = 100 \sqrt{P} \text{ en m}^3$$

$V_i$  = Volúmen de incendio

$P$  = Población en miles.

#### 5.7.3. VOLUMEN DE EMERGENCIA:

Para poblaciones mayores de 5.000 habitantes se tomará el 25 % del volúmen de regulación.

#### 5.7.4. VOLUMEN TOTAL:

El volúmen total de almacenamiento se obtiene al sumar los volúmenes de regulación, emergencia e incendio.

Se tomará para el presente trabajo las normas exigidas por el I.E.O.S.

## 5.8. CALCULO DE LA DOTACION FUTURA:

## CRITERIOS:

1.- La dotación futura será incrementada de 2 - 3 lit/hab/años a partir de la demanda actual cuya fórmula está dada por la expresión:

$$Da = Db \times C1 \times C2 \times C3 \times \dots \times Cn.$$

Da = Dotación actual.

Db = Dotación básica.

C = Factores que afectan la demanda.

2.- Un 10% de incremento de la población a partir de la población actual produce un 1% de dotación futura partiendo de la actual.

Utilizamos la siguiente fórmula:

$$Df = Da \times \frac{Pf}{Pa}$$

Df = Dotación futura.

Da = Dotación actual.

Pf = Población futura .

Pa = Población actual.

5.8.1. CALCULO DE LA DOTACION FUTURA:

## 1.- Criterio:

$$Df = Da + 2n.$$

$$Da = Db \times C1 \times C2 \times C3 \times \dots \times Cn.$$

Db = Dotación Básica:

Db1 para poblaciones de clima frío.....30 lit/hab/día.

db2 para poblaciones de clima templado.40 lit/hab/día.

db3 para poblaciones de clima cálido...50 lit/hab/día.

Dotación Básica adoptada = 50 lit/hab/día por ser la parroquia Olmedo de clima cálido (régimen costanero).

Por lo tanto:

$$Df = 50 \text{ lit/hab/día} \times 1.00 \times 1.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.10 \times 1.0 \times 1.1 \\ \times 1.10 \times 0.90 \times 1.00 + 2n.$$

n = Período de diseño = 30 años.

$$Df = 65.88 + 2 \times 30$$

$$Df = 124.88 \text{ lit/hab/día} = 126 \text{ lit/hab/día}$$

Por lo tanto los factores adoptados son:

Dotación Básica -Db- = 50 lit/hab/día.

Dotación Actual -Da- = 66 lit/hab/día.

Dotación futura -Df- =126 lit/hab/día.

#### 5.9. POBLACION Y DOTACION ESTUDIANTIL:

En la parroquia Olmedo existen en la actualidad 4 establecimientos educacionales:

2 Fiscales:

a.- Escuela de niñas "SUIZA".

b.- Escuela de niños "CRISTOBAL COLON".

1 Religiosa:

a.- Escuela "CRISTO REY".

1 Colegio Fisco-Misional:

a.- Colegio "MONSEÑOR ALBERTO ZAMBRANO"

Para el cálculo respectivo disponemos de los siguientes datos proporcionados por la Dirección Provincial de Educación de Loja:

E S C U E L A " S U I Z A "

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA	
		40%	BARRIOS 60%
1960	112	45	67
1961	120	48	72
1962	128	51	77
1963	128	51	77
1964	128	51	77
1965	101	40	61
1966	138	55	83
1967	191	76	115
1968	146	58	88
1969	137	55	82
1970	160	64	96
1971	189	76	113
1972	166	66	100
1973	226	90	136
1974	208	83	125
1975	190	76	114
1976	201	80	121
1977	220	88	132
1978	253	101	152

1979                                      215                                      86                                      129

$$r = \frac{Pf - Pa}{n \times Pa} = \frac{215 - 112}{19 \times 112} = 0.0484$$

$$\begin{aligned} P_{fel} &= pa (1 + r)^n \\ &= Pa (1 + 0.0484)^{30} \\ &= 878 \text{ alumnos} \end{aligned}$$

ESCUELA "CRISTOBAL COLON"

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA 40%	BARRIOS 60%
1960	164	66	98
1961	175	70	105
1962	203	81	122
1963	190	76	114
1964	171	68	103
1965	153	61	92
1966	171	68	103
1967	180	72	108
1968	165	66	99
1969	167	67	100
1970	185	74	111
1971	201	80	121
1972	194	78	116
1973	224	90	134
1974	274	110	164
1975	239	96	143
1976	223	89	134
1977	231	92	139



1978	214	71	128
1979	177	71	106

$$r = \frac{Pf - Pa}{n \times Pa} = \frac{177 - 164}{19 \times 164} = 0.004$$

$$Pfe2 = Pa (1 + r)^n$$

$$Pfe2 = 177 (1 + 0.004)^{30}$$

$$Pfe2 = 201 \text{ alumnos.}$$

E S C U E L A "C R I S T O R E Y"

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA 60%	BARRIOS 40%
1967	109	65	44
1968	98	59	39
1969	87	52	35
1970	91	55	36
1971	80	48	32
1972	83	50	33
1973	97	58	39
1974	72	43	29
1975	83	50	33
1976	87	52	35
1977	85	51	34
1978	85	51	34
1979	85	51	34

$$= \frac{85 - 109}{12 \times 109} = 0.018$$

$$Pfe3 = 85 (1 + - 0.018)^{30}$$

$$Pfe3 = 49 \text{ alumnos.}$$

C O L E G I O " M O N S . A L B E R T O Z A M B R A N O "

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA 80%	BARRIOS 20%
1978	212	170	42
1979	217	174	43

$$= \frac{217 - 212}{1 \times 212} = 0.0235$$

$$Pfe4 = 217 ( 1 + 0.0235 )^{30}$$

$$= 437 \text{ alumnos.}$$

Población futura estudiantil total: = 1.565 alumnos.

#### 5.10 DOTACION ESTUDIANTIL:

Adoptaremos un valor de 30 lit/hab/día. puesto que la población estudiantil crece grandemente. Este factor se lo ha tomado, deduciendo de algunas normas internacionales. Normas españolas sugieren 15-20 lit/hab/día. Normas italianas sugieren 80/lit/hab/día.

#### 5.11. CALCULO DE LA DEMANDA MEDIA ANUAL:

Para el cálculo de la D.M.A. utilizaremos la siguiente fórmula:

$$D.M.A. = \frac{Pf \times Df}{86.400}$$

$$D.M.A. = \frac{Pf \times Df + Pfe \times Dfe}{86.400}$$

$$D.M.A. = \frac{2.042 \times 126 + 1.565 \times 30}{86.400}$$

$$D.M.A. = 3.52 \text{ Lit/seg.}$$

## 5.12. DEMANDA MAXIMA DIARIA (D.M.D.)

$$\text{D.M.D.} = 140\% \text{ D.M.A.}$$

$$\text{D.M.D.} = 1.40 \times 3.52 = 4.93 \text{ lit/seg.}$$

## 5.13. DEMANDA MAXIMA HORARIA (D.M.H.)

$$\text{D.M.H.} = 250\% \text{ D.M.A.}$$

$$\text{D.M.H.} = 2.50 \times 3.52 = 8.80$$

## 5.14. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO:

$$V_a = 33\% \text{ D.M.A.}$$

$$V_a = \frac{0.33 \times 3.52 \text{ lit/seg.} \times 86.400 \text{ seg.}}{1.000 \text{ lit/m.}^3}$$

$$V_a = 100 \text{ m}^3.$$

C U A D R O D E C O N S U M O E N E L P E R I O D O D E D I S E Ñ O

CONSUMO		DOTACION	CONSUMO MEDIO DIARIO		CONSUMO MAXIMO DIARIO		CONSUMO MAXIMO HORARIO	
AÑO	HABITANTES	Lit/hab/día	M3/día	Lit/seg.	M.3/Día	Lit./seg.	M3./día	Lit/ seg.
1980	841	66	55.51	0.64	77.72	0.899	138.78	1,606
1985	975	76	74.10	0.88	103.04	1.200	185.25	2,144
1990	1.130	86	97.18	1.15	136.05	1.575	242.95	2,812
1995	1.310	96	125.76	1.49	176.06	2.038	314.4	3,639
2000	1.519	106	161.01	1.90	225.41	2.609	402.53	4,659
2005	1.761	116	204.28	2.41	285.99	3.310	510.70	5,911
2010	2.042	126	257.17	3.04	360.04	4.167	642.93	7,441

C O N S U M O E S T U D I A N T I L

1980	312	30	9.36	0.108	13.10	0.152	23.40	0.271
1985	521	30	15.63	0.181	21.88	0.253	39.08	0.452
1990	730	30	21.90	0.253	30.66	0.355	54.75	0.634
1995	938	30	28.14	0.326	39.40	0.456	70.35	0.814
2000	1.147	30	34.41	0.398	48.17	0.558	86.03	0.996
2005	1.356	30	40.68	0.471	56.95	0.659	101.70	1.177
2010	1.565	30	46.95	0.543	65.73	0.761	117.38	1.359

## CAPITULO SEXTO

### C A P T A C I O N

#### 6.1. GENERALIDADES:

Son dos los criterios básicos que determinan la selección - del tipo de ubicación de una obra de captación o toma:

- 1.- Cantidad de agua disponible
- 2.- Costo.

Además de estos dos criterios básicos podemos indicar como factor muy importante la calidad del agua que se va a captar.

En cuanto al primer criterio podemos manifestar que la vida no podría desarrollarse, si no se cuenta con una cantidad mínima de agua, y la diferencia entre las condiciones mínimas para sobrevivir y el bienestar, se mide en un buen grado por la cantidad de agua de que se dispone. La dotación por habitante y por día es hasta cierto punto un indicio del nivel cultural de una población.

Por consiguiente deseamos que ese nivel cultural se cumpla, tenemos que determinar la cantidad de agua suficiente. Para esto debemos buscar fuentes de agua que proporcione esta cantidad, -- cualquiera que sea el costo. El costo en ciertos casos -extremos- por cierto- no es un criterio determinante, pues, por elevado que

fuere, más cara resultaría a la larga la carencia de agua.

Estableciendo estos dos criterios podemos pensar en escoger la alternativa menos costosa de todas las posibles, y en este punto hay que tomar en cuenta la calidad del agua.

El agua debe ser pura y limpia para proteger la salud de la población que la usa. Si en el agua están presentes microorganismos que pueden producir epidemias, el agua debe ser tratada antes de pasar al consumo de la población.

Las aguas captadas de manantiales o provenientes del subsuelo, pueden ser consumidas por el hombre sin necesidad de un mayor tratamiento, puesto que estas aguas por su propia naturaleza son confiables; mientras que las aguas superficiales están contaminadas en grado mayor.

Las aguas subterráneas son extraídas por bombeo, haciendo más costoso el proyecto; en cambio las aguas superficiales de lagos o ríos son conducidas generalmente por gravedad, y se las capta a una distancia prudencial del sitio del consumo, así mismo deberá existir una diferencia de nivel entre éstos.

#### 6.2. TIPOS DE OBRAS DE CAPTACION:

Dentro de las obras de captación existen muchos tipos diferentes, pero básicamente se las puede clasificar en: obras de toma por derivación directa y en obras de almacenamiento.

Las obras de almacenamiento consisten en presas que cierran

el cause del río u otro sitio apropiado formando un reservorio o embalse en el mismo. Este reservorio sirve de regulador de la utilización del caudal del río.

Las tomas por derivación directa captan el agua que viene por el río, sin ningun almacenamiento o sea que no hay una regulación y se aprovecha el caudal que hay en un momento determinado.

Estas obras de toma deben cumplir con las condiciones siguientes:

a.- Con cualquier calado en el río deben captar una cantidad de agua prácticamente constante.

b.- Deben impedir hasta donde sea posible, la entrada a la conducción, de materiales sólidos y flotantes y hacer que éstos sigan por el río.

c.- Satisfacer todas las condiciones de seguridad necesarias.

La captación puede realizarse directamente, por medio de un canal lateral o con azud; el primer caso es mucho más barato, especialmente tratándose de ríos relativamente grandes, pues evita la construcción de un dique costoso y en general la construcción es sencilla.

### 6.3. TOMAS CONVENCIONALES:

#### 6.3.1. TOMAS DE AZUD FIJO:

Estas tomas se construyen generalmente en ríos de montaña, o sea aquellos que tienen poco caudal, tienen pendientes fuertes y corren por valles estrechos.

Una toma de este tipo se compone de los siguientes elementos: (Ver Fig 6-1).

1.- Un dique que cierra el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta entre a la conducción.

En tiempo de creciente el exceso de agua pasa por encima de este dique o sea que funciona como vertedero. Este tipo de dique-vertedero se llama Azud. Para evitar que en creciente entre exesiva cantidad de agua a la conducción, entre ésta y la toma se dejan estructuras de regulación: Una de estas es la que frecuentemente se omite a pesar de tener mucha importancia en algunos ríos.

La presa representa un obstáculo al paso de los peces y es conveniente tomar medidas para rehabilitarlo.

Por lo general los pasos para los peces son pequeños depósitos escalonados que se construyen a un lado del azud. El agua baja de un escalón a otro con poca velocidad, a través de escotaduras que sirven al mismo tiempo para que por ellas puedan saltar los peces por lo que sus aristas deben ser redondeadas.

#### 6.3.2. TOMAS CON AZUD MOVIL:

Las obras de captación con azud fijo presentan algunas desventajas, razón por la cual, a veces modifica su diseño, convir--



tiéndolo en un azud móvil.

El agua que no es captada por el canal debe pasar por encima del azud y en creciente el volúmen de agua es bastante considerable. Para disminuir la magnitud del remanso, debe aumentarse la capacidad del azud aumentando su longitud. Esta solución no es -- aconsejable por encarecer las obras.

Es aconsejable en estos casos acortar la longitud del dique vertedero y cerrar el resto del dique con un dique ciego, por lo general una presa de tierra. Si bajamos la cota de la cresta, podemos tener la misma capacidad del azud.

En época de estiaje el calado necesario se mantiene por medio de compuertas colocadas en la cresta del azud las mismas que se quitan o elevan en crecientes.

Entre las desventajas que presentan estos tipos de tomas, -- estan, las dificultades de su construcción, el mantenimiento se -- vuelve más costoso debido a la presencia de partes móviles y, son muy sensibles al paso de material flotante.

### 6.3.3. TOMAS DE REJILLAS DE FONDO:

Los ríos de montaña o torrentes tienen las siguientes características:

- Pendientes longitudinales fuertes, que pueden llegar al 10% o a veces más.

-Crecientes súbitas causadas por aguaceros de corta duración -- eión y que llevan gran cantidad de piedras.

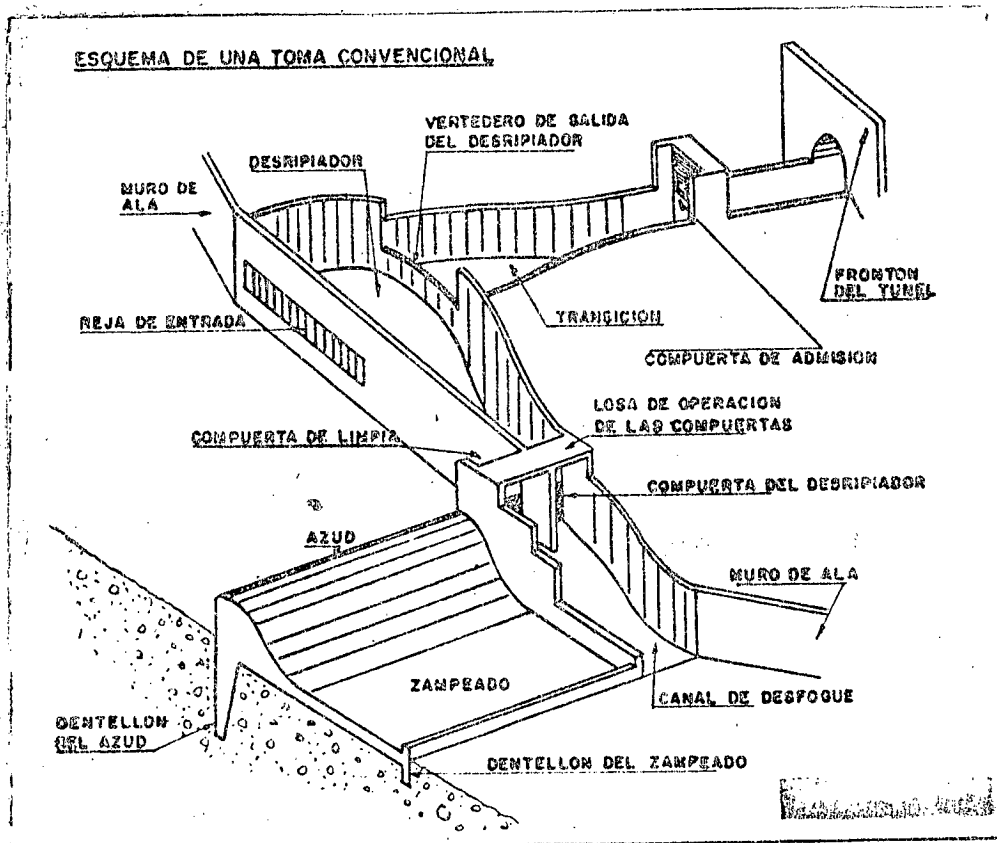


Fig.

-Grandes variaciones diarias de caudal cuando provienen de nevados.

-Pequeño contenido de sedimentos finos y agua relativamente limpia en estiaje.

Como consecuencia de esto las tomas convencionales tienen, las siguientes desventajas:

1.- El Azud debe estar levantado a cierta altura sobre el fondo del río, para poder captar el agua, y como consecuencia son necesarias obras de disipación de energía que son bastante costosas.

2.- La compuerta de purga tienen una eficiencia muy baja y siempre algunas piedras quedan frente a la reja. Si no hay mantenimiento constante y cuidadoso, los sedimentos comienzan a tapar la reja con los consiguientes perjuicios para la captación.

Para corregir o subsanar estas desventajas o defectos se ha diseñado un tipo diferente de toma llamado tipo Tirolés o Cauca--siano por haber sido empleado primero en esas regiones.

Consta una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente, o con una pequeña inclinación, sobre una galería hecha en el cuerpo del azud y que conecta con el canal.

La presa que cierra el río se compone de tres partes:

1.- Un tramo en la orilla opuesta del canal que se compone de un azud macizo sobre el cual vierte el agua en creciente. Este azud debe tener un perfil hidrodinámico que normalmente se diseña

con las coordenadas de Greager.

2.- Un tramo central con la rejilla.

3.- Un tramo hueco que tiene en su interior la galería que conduce el agua desde la rejilla hacia el canal. La galería está tapada con una losa de hormigón armado y que en su parte superior sigue el mismo perfil que el del azud macizo. Cuando la rejilla - está pegada a la orilla, este tramo se suprime.

A continuación de la presa se construye un zampeado cuyas dimensiones dependen de la altura de ésta y del caudal de la creciente, como la rejilla es la parte más baja de la presa que cierra el río, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella. Debido a esta construcción la rejilla puede estar a cualquier altura sobre el fondo, de manera que la altura del azud puede llegar a hacerse cero, aunque normalmente oscila - entre 20 y 50 centímetros.

En estas circunstancias las piedras pasan fácilmente por encima del azud, con lo cual se logra eliminar la costosa compuerta de purga. La baja altura del azud permite a su vez eliminar o disminuir el costoso zampeado; estas dos economías muchas veces hacen que el costo de una toma caucásiana llegue a ser la tercera - parte del costo de una toma convencional.

La desventaja principal de este sistema es la facilidad con que se tapa la rejilla, especialmente si el río trae material flo tante menudo como hojas y hierbas.

En vista de que una gran cantidad de arenas y piedras peque

ñas entran por la rejilla, es imprescindible construir un desripiador eficiente a continuación de la toma.

La eficiencia del desripiador se consigue con una pendiente de por lo menos 3% al mismo tiempo que abarata el costo de la misma. La rejilla se hace de barras de hierro de sección rectangular o trapezoidal, con la base mayor hacia arriba, colocadas paralelamente a la dirección del río. No se aconsejan las barras redondas pues se obstruyen más rápidamente con arena y piedra fina y son más difíciles de limpiar.

La separación entre las barras varía de 1 a 5 cm., la sección de las barras se escoge en función de su longitud y a veces, la mitad de las barras pueden girar para facilitar su limpieza. La rejilla tiene una inclinación con respecto a la horizontal de hasta 20% también otros autores consideran que dicha inclinación puede llegar hasta 40°.

También a veces se han usado rejillas dobles, una gruesa encima y una fina debajo.

#### 6.4. CALCULO DE LA CAPTACION:

##### 6.4.1. CALCULO DEL AZUD:

Una manera excelente de garantizar la estabilidad de un azud es dar a éste un perfil trapezoidal ligeramente redondeado, que además facilite el paso del agua. Para esto es necesario reducir la presión sobre los paramentos cuyos perfiles esten sometidos a una presión casi nula en todos sus puntos.

Este perfil se llama "Perfil de Greager" en honor a uno de los primeros investigadores de esta forma.

Las ventajas de este tipo de perfil son aparte de su estabilidad, un alto coeficiente de descarga (  $M = 2,2$  ) prácticamente constante y la ausencia de cavitación.

A continuación presentamos las coordenadas de dos perfiles-Greager, uno con el paramento aguas arriba vertical y otro con el paramento a  $45^\circ$ . Las coordenadas han sido calculadas para  $H = 1.0$  m. y para cualquier otro valor diferente tanto X como Y deben ser multiplicados por  $H_0$ .

Este tipo de perfiles tiene generalmente un coeficiente de estabilidad al volcamiento más alto que el necesario, por lo que existe un exceso de materiales.

Cuando se construyen azudes con paramentos inclinados a  $45^\circ$  lo que se trata es de obtener una mayor superficie de cimentación del azud, esto se hace cuando los suelos que forman el cauce del río tienen la resistencia necesaria.

Para el cálculo del azud en el presente proyecto, trabajamos con la fórmula:

$$\frac{Y}{H_0} = K \left( \frac{X}{H_0} \right)^n$$

Los valores de K y n, no son constantes sino función de la velocidad de aproximación y de la inclinación del paramento aguas arriba.

TABLA # 4

PERFIL CREAGER

X	PARAMENTO ANTER. VERTICAL			PARAMENTO A 45°		
	Azud	Agua sup.	Agua inf.	Azud	Agua sup.	Agua inf.
0.0	0,126	-0831	0.126	0.043	-0781	0.043
0.1	0.036	-0803	0.036	0.010	-0756	0.010
0.2	0.007	-0772	0.007	0.000	-0724	0.000
0.3	0.000	-0740	0.000	0.005	-0689	0.005
0.4	0.007	-0702	0.007	0.023	-0648	0.023
0.6	0.060	-0620	0.063	0.090	-0552	0.090
0.8	0.142	-0511	0.153	0.189	-0435	0.193
1.0	0.257	-0380	0.267	0.321	-0293	0.333
1.2	0.397	-0219	0.410	0.480	-0120	0.500
1.4	0.565	-0.030	0.590	0.665	0.075	0.700
1.7	0.870	0.305	0.920	0.992	0.438	1.05
2.0	1.22	0.693	1.31	1.377	0.860	1.47
2.5	1.96	1.50	2.10	2.14	1.71	2.34
3.0	2.82	2.50	3.11	3.06	2.76	3.39
3.5	3.82	3.66	4.26	4.08	4.00	4.61
4.0	4.93	5.00	5.61	5.24	5.42	6.04
4.5	6.22	6.54	7.15	6.58	7.07	7.61

6.4.2. CALCULO DE Ho: (CARGA SOBRE LA CRESTA DEL AZUD-VERTE DERO).-

Ecuación general para vertederos:

$$Q = M.b. H^{3/2}$$

Q = Caudal

M = Coeficiente = 2.21 válido para paramento vertical.

b = Ancho del vertedero.

H = Altura de carga sobre la cresta del azud.

La carga H la calculamos para las condiciones de estiaje y creciente.

Q estiaje = 12 lit/seg.

Q creciente = 450 lit/seg.

Al caudal de creciente se lo ha incrementado en un 20% para mayor seguridad, ya que no se puede determinar que el aforo fue exactamente en el momento de mayor creciente.

Ho para estiaje:

$$Q = 12 \text{ lit/seg.} = 0.012 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Ho = \left( \frac{Q}{M.b.} \right)^{2/3}$$

$$Ho = \left( \frac{0.012 \text{ m}^3/\text{seg}}{2.21 \times 3.00\text{m}} \right)^{2/3} = 0.01485 \text{ m.} = 1.5 \text{ cmt.}$$

Ho para creciente:

$$Q = 450 \text{ lit/seg.} = 0.45 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Ho = \left( \frac{0.45 \text{ m}^3/\text{seg}}{2.21 \times 3.00\text{m}} \right)^{2/3} = 0.16639 \text{ mt.}$$



$H_o = 16.70$  cm.

#### 6.4.3. DISIPACION DE ENERGIA:

Al ser interrumpido el cauce del río o quebrada por una estructura como un dique, se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo de la misma, que actúa sobre el material del cauce, erosionándolo y poniendo en peligro las obras. Por tal razón es importante proteger el lecho disipando esta energía creada, antes de que llegue al cauce no protegido.

Esta energía depende de los siguientes factores:

- a.- Caudal del río o quebrada.
- b.- Diferencia de nivel creada por la estructura.
- c.- Condiciones hidráulicas del río.

Cualquiera que sea el tipo de estructura empleada, la disipación de la energía se consigue con la formación del resultado -hidráulico, como consecuencia, la alta velocidad al pie del azud -se reduce a una velocidad lo suficientemente baja para no causar -daño.

El cálculo de la disipación de la energía al pie del azud -se realiza en la forma siguiente:

1.- Se calcula primero el calado contraído -d con- al pie del azud.

$$d \text{ con.} = \frac{q}{K \sqrt{2.g. (T_o - d \text{ con})}}$$

$q =$  Caudal unitario

$K = 0.95-0.85$  para azud con compuertas sobre la cresta.--  
 $1.00-0.90$  para azud sin compuertas.

$K$  adoptado = 0.95

$T_o =$  Altura desde el nivel aguas arriba del azud hasta la solera del zampeado.

$g =$  Gravedad = 9.81 m/seg.

Esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas asumiendo como primer valor de  $d$  con. = 0 dentro de la raíz.

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{0.45}{3.00} = 0.15 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$H_o = 0.167$  ( en creciente ).

$T_o = P + H_o$

$P =$  Altura de azud que oscila entre 0.20-0.50 m.

$P$  adoptado = 0.40 m.

$T_o = 0.40 \text{ m} + 0.167 \text{ m} = 0.567 \text{ m.}$

$$d \text{ con} = \frac{0.15 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.95 \sqrt{2 \times 9.81 \text{ V } 0.567 - 0}}$$

$$d \text{ con} = \frac{0.03565}{\sqrt{0.567 - 0}}$$

$$d \text{ con } 1 = 0.0473443$$

$$d \text{ con } 2 = 0.049454$$

$$d \text{ con } 3 = 0.0495547$$

$$d \text{ con } 4 = 0.0495595$$

$$d \text{ con } 5 = 0.0495597^*$$

$$d \text{ con } 6 = 0.0495597^*$$

$$d \text{ con} = 0.0495597$$

$V \text{ con} =$  Velocidad contraída

$$V_{con} = q/d_{con}.$$

$$V_{con} = \frac{0.15 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.0495597} = 3.03 \text{ m/seg.}$$

$$A_{con} = d_{con} \times b$$

$$A_{con} = 0.0495597 \times 3 = 0.145$$

$$F = \text{Número de Froude.}$$

$$F = \frac{V_{con}}{\sqrt{g \times d_{con}}}$$

$$F = \frac{3.03}{\sqrt{9.81 \times 0.00495597}} = 4.35$$

El valor del número de froude es semejante al mínimo permisible 4.5. para garantizar el resalto hidráulico. Como este valor es calculado para el máximo de creciente, lógicamente que para -- los valores de estiaje e intermedios cumplirán con la condición:

F mayor que 4.5

$$d_2 = \frac{d_{con}}{2} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{g d_{con}^3}} \right)$$

$$d_2 = d_{con} \left( -1 + \sqrt{\frac{1 + 0.816 q^2}{d_{con}^3}} \right)$$

$$d_2 = \frac{0.0495597}{2} \left( -1 + \sqrt{1 + 0.816 \times \frac{0.15^2}{0.0495597^3}} \right)$$

$$d_2 = 0.2794$$

Con los datos obtenidos de Q y F entramos al ábaco para encontrar la longitud de zampeado donde se ha de producir el resalto hidráulico.

Con  $F = 4.35$  obtenido para  $Q = 0.45 \text{ m}^3/\text{seg.}$  tenemos:

$$L / d_2 = 5.90$$

$$L = 5.90 \times d_2$$

$$L = 5.90 \times 0.2794 = 1.648 = 1.65 \text{ m.}$$

Para mayor comprensión calcularemos todos estos valores para diferentes caudales comprendidos entre estiaje y creciente y que los resumimos en el siguiente cuadro:

Q m/s.	q m <sup>3</sup> /s.	H <sub>0</sub> m.	T <sub>0</sub> m.	d <sub>c</sub> m.	A <sub>2<sup>c</sup></sub> m <sup>2</sup> .	V <sub>c</sub> m/s	F <sub>c</sub>	d <sub>2</sub> m.	L <sub>z</sub> m.
0.012	0.004	0.0149	0.4189	0.0015	0.0045	2.6667	21.9834	0.0460	----
0.050	0.017	0.0390	0.4390	0.0061	0.0183	2.7322	11.1690	0.0953	0.59
0.100	0.033	0.6060	0.4606	0.0117	0.0351	2.8490	8.4094	0.1319	0.86
0.250	0.083	0.1121	0.5121	0.2284	0.0852	2.9343	5.5592	0.2083	1.29
0.350	0.117	0.1410	0.5410	0.0393	0.1179	2.9686	4.7810	0.2471	1.48
0.450	0.150	0.1670	0.5670	0.0496	0.1488	3.0253	4.3500	0.2794	1.64

6.4.4. PERFIL DEL AZUD:

Como anteriormente anotamos, calcularemos el perfil del ---  
Azud a base de la fórmula:

$$\frac{Y}{H_0} = K \left( \frac{X}{H_0} \right)^n$$

Para graficar y calcular el perfil pondremos un eje de coor  
denadas cuyo origen estará ubicado en la cresta del azud.

Los valores de K y n no son constantes sino que son función  
de la velocidad de aproximación y de la inclinación del paramento  
aguas arriba.

Necesitamos encontrar  $h_o$

$$P = 0.40 \text{ m. aguas arriba.}$$

$$q = 0.15 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V \text{ aprox} = \frac{q}{P + H_0} ; \text{ Hacemos } h_o = H_0 \text{ para un primer tanteo.}$$

$$V \text{ aprox} = \frac{0.15 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.4 + 0.167} = 0.265 \text{ m/seg.}$$

$$h_a = \frac{V_{\text{aprox}}^2}{2.g.}$$

$$h_a = \frac{(0.265)^2}{19.62} = 0.003579$$

$$h_o = H_o - h_a$$

$$h_o = 0.167 - 0.003579 = 0.1634 \text{ m.}$$

Segundo tanteo : hacemos  $H_o = 0.1634$

$$V \text{ aprox} = \frac{0.15}{0.4 + 0.1634} = 0.266 \text{ m/seg.}$$

$$h_a = \frac{(0.266)^2}{19.62} = 0.00361$$

$$h_o = 0.167 - 0.00 = 0.1634 *$$

\*\* Los valores de K y n y otros valores de curvatura lo encontramos en el gráfico N°187 del SMALL DAMS, editado por el BUREAU OF RECLAMATION de EE.UU.

$$\frac{h_o}{H_o} = \frac{0.00361}{0.167} = 0.022$$

Entrando al ábaco encontramos para paramento vertical los siguientes valores:

$$K = 0.505$$

$$n = 1.86$$

$$\frac{X_c}{H_o} = 0.2725 \quad \dots: \quad X_c = 0.2725 \times 0.167 = 0.0455$$

$$\frac{Y_c}{H_h} = 0.1175 \quad \dots: \quad Y_c = 0.1175 \times 0.176 = 0.01962$$

$$\frac{R_1}{H_o} = 0.52 \quad \dots: \quad R_1 = 0.5200 \times 0.167 = 0.0868$$

$$\frac{R_2}{H_o} = 0.22 \quad \dots: \quad R_2 = 0.2200 \times 0.167 = 0.0367$$

Aplicando la fórmula:

$$\frac{Y}{0.167} = 0.505 \left( \frac{X}{0.167} \right)^{1.86}$$

$$Y = \frac{0.167 \times 0.505}{(0.167)^{1.86}} X^{1.86}$$

$$Y = 2.354 \cdot X^{1.86}$$

Dando valores a X encontramos los respectivos valores de Y que son las coordenadas que nos darán los puntos que al unirlos - conformarán el perfil del azud buscado.

A continuación presentamos el cuadro de cálculo de X y Y, - así como también calcularemos otros valores que nos serán de utilidad como: h promedio, Area, Peso, brazo de palanca o distancia - del centro de gravedad y momentos respecto a un punto determinado en la figura.



X (m)	X <sub>acum.</sub> (m)	Y ecuac. (m)	h <sub>prom</sub> (m)	A = X.h	P Kg.	d (m)	M <sub>A</sub> Kg-m
-0.05	-0.05	-0.009	0.3960	0.0198	43.56	0.025	1.09
0.00	0.00	0.000	0.3840	0.0384	84.48	0.100	8.45
0.10	0.10	0.0325	0.3248	0.03248	71.46	0.200	14.29
0.10	0.20	0.1180	0.2155	0.02155	47.41	0.300	14.22
0.10	0.30	0.2510	0.0604	0.00604	13.29	0.400	5.32
0.10	0.40	0.4282					

$$X_t = 0.45$$

DIENTE	0.100	220.00	0.100	22.00
ZAMPEADO	0.075	165.00	0.325	53.63

645.20 Kg.

119.00

$$X_A = \frac{119.00}{645.20} = 0.184 \text{ m.}$$

Kg-m.

$$X_B = 0.45 - 0.184 = 0.266 \text{ m.}$$

#### 6.4.5. SUBPRESION EN EL AZUD:

Debido a la presión del agua remansada por la presa, bajo ésta y por los dos costados se produce filtración; el agua al moverse por los poros de suelo ejerce presiones sobre las partes de la construcción que están en contacto con ella.

Se deberá tomar en cuenta en el diseño, el movimiento de -- aguas subterráneas bajo las obras hidráulicas a construirse, a -- fin de escoger las dimensiones y formas más racionales, económi-- cas y seguras.

Es indispensable que la cantidad de agua que se filtra no sea excesiva, que la velocidad de salida sea pequeña para que no se produzca la tubificación y que la subpresión que actúa sobre el zampeado no llegue a resquebrajarlo ni a levantarlo.

Influyen en la subpresión tres factores importantes que son:

1.- Distribución de las presiones causadas por el flujo sobre distintas partes de la obra. Esta presión por estar dirigida en su mayor parte de abajo hacia arriba se llama Subpresión.

2.- Magnitud de la velocidad de salida del flujo aguas abajo de la estructura.

3.- Caudal que pasa por debajo de la estructura.

Para el cálculo de la subpresión existen algunos métodos, -- siendo los principales, los siguientes:

a) Método Hidrodinámico.

- b.- Analogía Hidro-electrodinámica.
- c.- Método gráfico.
- d.- Método de la variación lineal de la presión.
- e.- Método de la filtración compensada.

En el presente trabajo utilizaremos el Método de la Filtración Compensada o Método de Lane por ser más profundo y sencillo, y se basa en el perfeccionamiento de estudios anteriores efectuados por: Bligh, Griffith, Klinovich, Pavloski y Komov.

Según Lane:

$$L = 1/3 N + V \geq C.Z.$$

N = Longitud de contactos horizontales o que hacen un ángulo menor de 45° con la horizontal.

V = Longitud de contactos verticales o que hacen un ángulo mayor de 45° con la horizontal.

C = Coeficiente propuesto por Lane y que depende del terreno.

$L_z = C.Z. =$  Longitud de Komov.

$$C_1 = 5.00$$

$$Z = P + H_o - d_2$$

$$Z = 0.40 + 0.167 - 0.2794$$

$$Z = 0.288$$

$$L_z = 5.00 \times 0.288 = 1.44 \text{ m.}$$

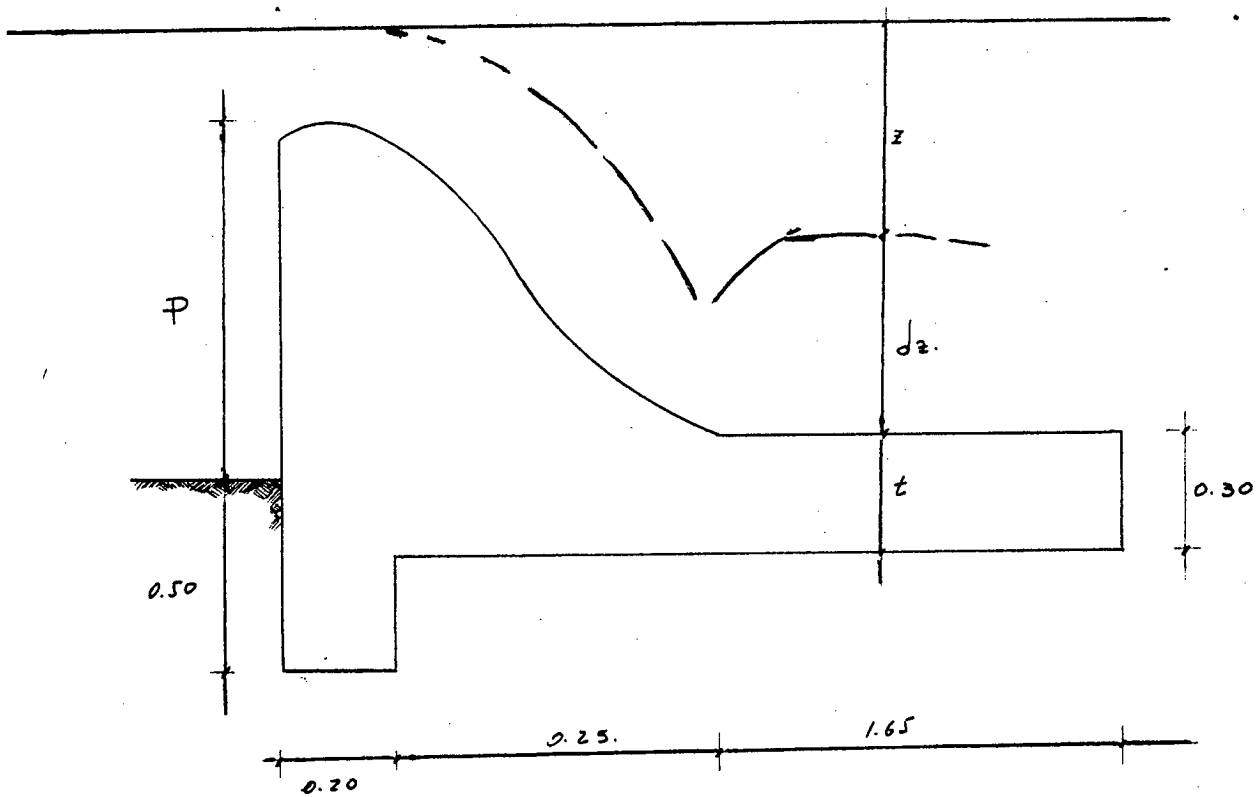
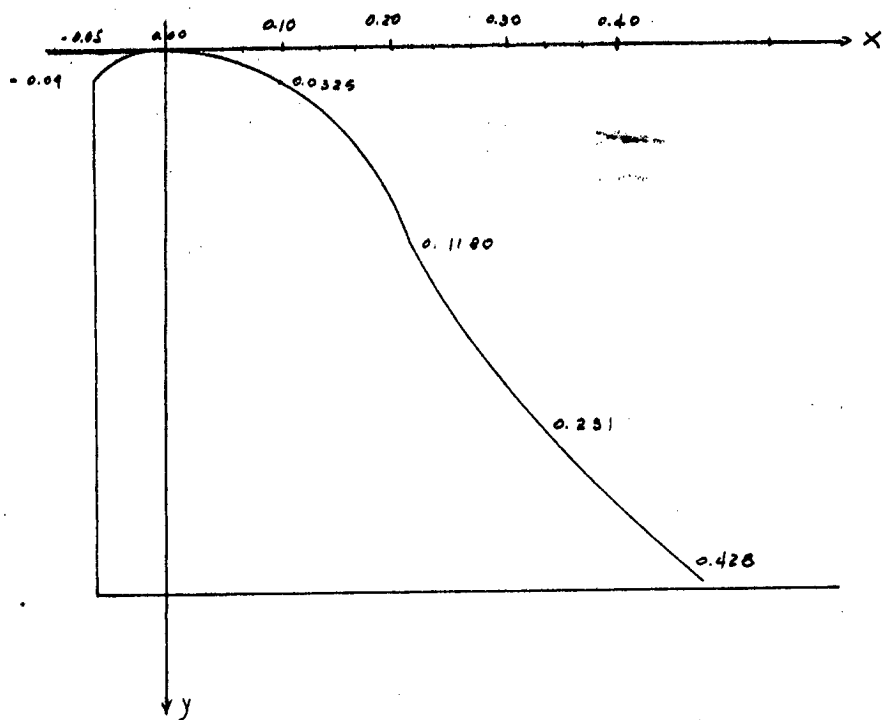
$$N = 0.20 + 0.25 + 1.64 = 2.09 \text{ m.}$$

$$V = 0.5 + 0.20 + 0.30 = 1.00 \text{ m.}$$

$$L = 1/3 \times 2.09 + 1 = 1.70$$

$$1.7 \geq C.Z.$$

$$1.7 \geq 1.44$$



#### 6.4.6. ESPESOR DEL ZAMPEADO

$$t = \frac{h}{W - 1}$$

h = Subpresión.

W = Peso específico del material del zampeado.

t = Espesor del zampeado.

$$t = \frac{0.288}{2.20 - 1} = 0.24 \text{ m.}$$

El espesor t del zampeado no debe ser inferior a 30 cm. ---  
( 0.30 m ).

t debe ser multiplicado por un coeficiente que oscila entre  
1.1. - 1.35.

Adoptamos 1.1.

$$t = 0.24 \times 1.1. = 0.30 \text{ m.}$$

$$t = 0.30 \text{ m.}$$

#### 6.4.7. ESTABILIDAD DEL AZUD:

No todos los azudes son apoyados en roca ya que por lo gene  
ral los lechos de los ríos son de grava, arena, arcilla, por lo -  
tanto es necesario comprobar la estabilidad del azud, o sea que -  
debemos estar seguros que las fuerzas a las que está sometido no  
produzcan hundimientos, deslizamientos o volcamientos.

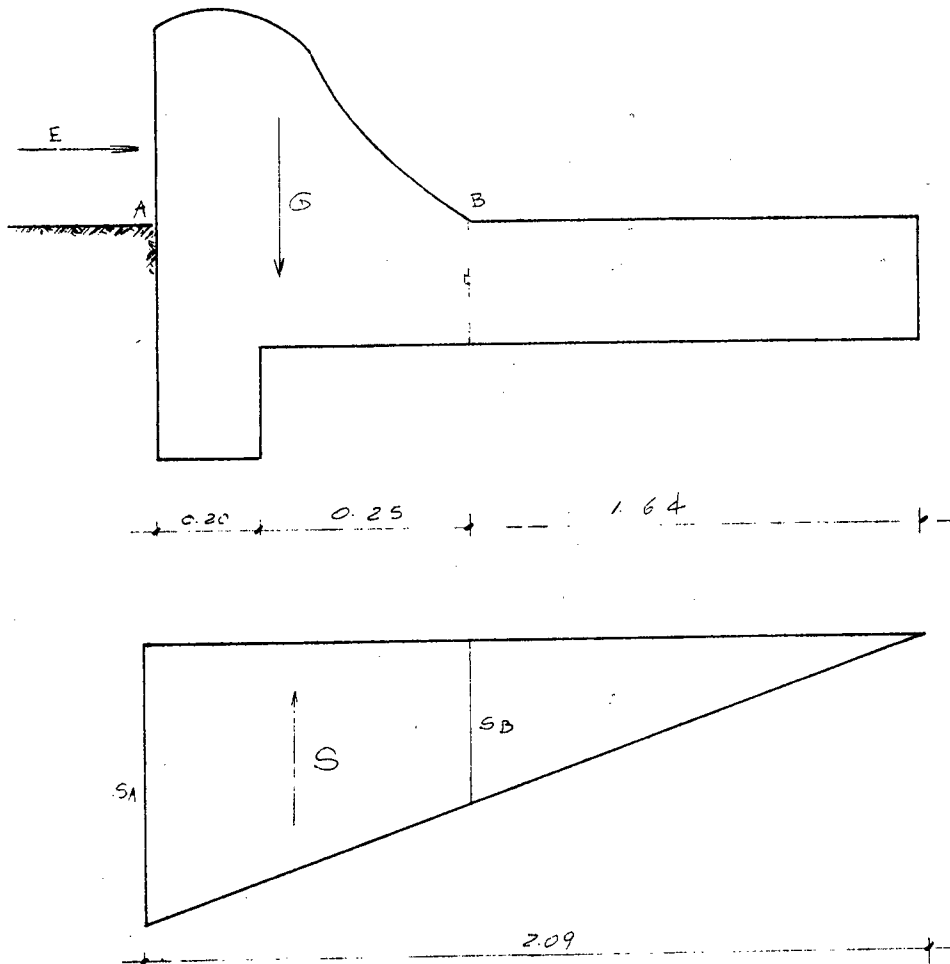
Las fuerzas consideradas son: el empuje E del agua, peso --  
propio G. y la subpresión S.

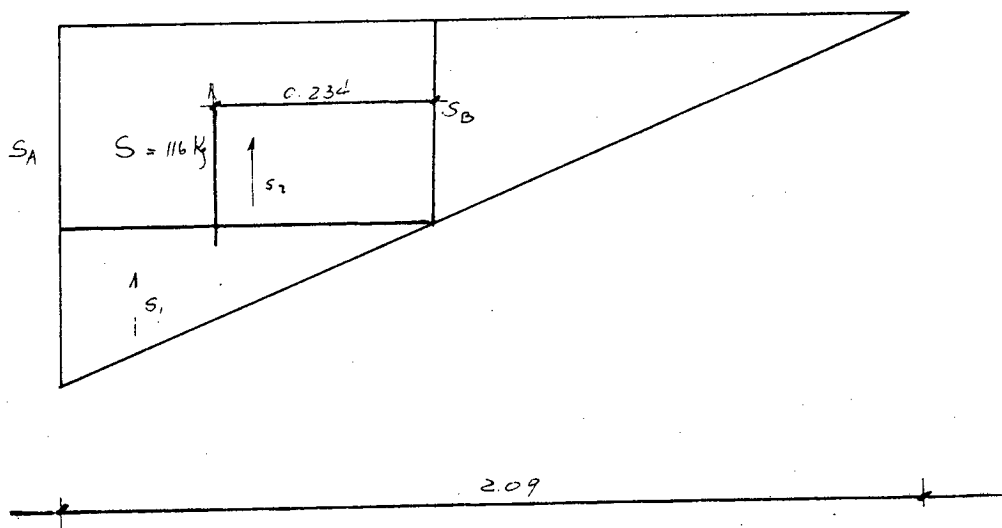
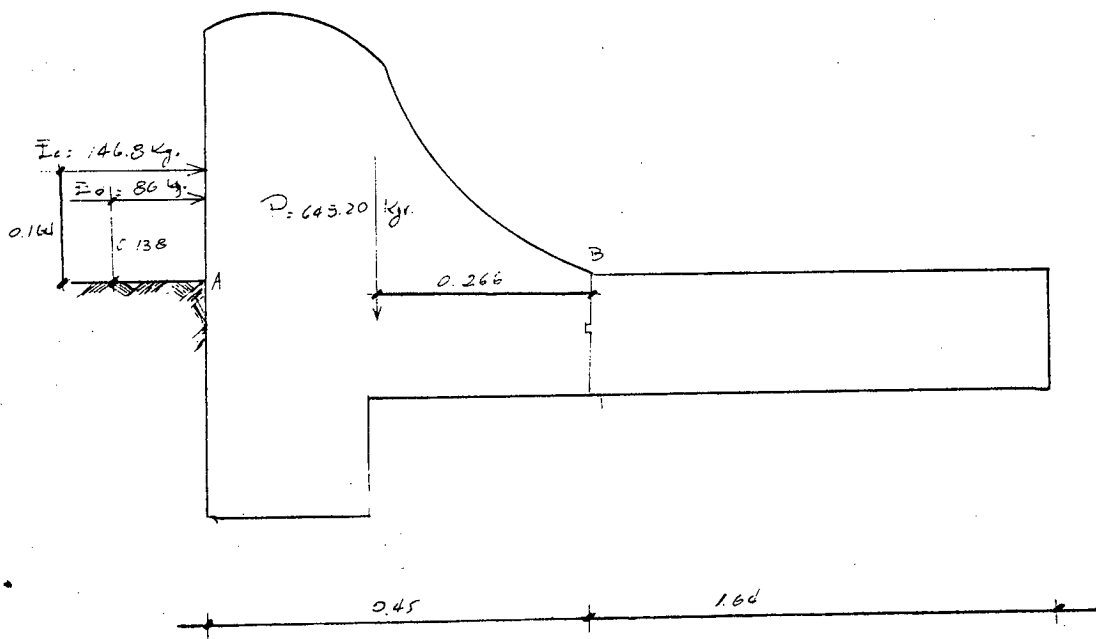
Las fuerzas que contrarrestan a E estan dadas por:

$$R = (G - S) f.$$

f = Coeficiente de fricción entre el hormigón y el suelo-  
húmedo = 0.5

Para la aplicación de esta fórmula calcularemos la subpre--  
sión en el azud.





$$E = W \cdot h_{cg} \cdot A.$$

A = Area unitaria.

$$h_{cg} = H_o + \frac{P}{2}$$

En estiaje:

$$E = 1.000 \text{ Kg/m}^3 \cdot (0.015 \text{ m} + 0.20 \text{ m}) \cdot 0.4 \text{ m}^2.$$

$$E = 86 \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación de E estará:

$$Y_{cp} = \frac{I_{cg}}{Y_{cg} A} + Y_{cg}.$$

$$I_{cg} = \frac{B \cdot P^3}{12}$$

$$Y_{cg} = H_o + \frac{P}{2}$$

$$A = B \cdot P.$$

$$Y_{cp} = \frac{B \cdot P^3 / 12}{(H_o + \frac{P}{2}) B \cdot P} + H_o + \frac{P}{2}$$

$$Y_{cp} = \frac{3 \times 0.4^3 / 12}{(0.015 + 0.20) (0.4 \times 3)} + 0.015 + 0.20$$

$$Y_{cp} = 0.277 \text{ m.}$$

$Y_{cp}$  0.277 desde el nivel del agua.

$Y_{cp}$   $0.415 - 0.277 = 0.138$  desde el fondo de la quebrada.

En creciente:

$$E = 1.000 \text{ Kg/m}^3 \cdot (0.167 + 0.20) \cdot 0.40 \text{ m.}$$

$$E = 146,8 \text{ Kg.}$$



$$Y_{cp} = \frac{3 \times 0.4^3 / 12}{(0.167 + 0.20) (0.40 \times 3)} + 0.167 + 0.20$$

$$Y_{cp} = 0.403 \text{ m.}$$

$$Y_{cp} = 0.403 \text{ m. desde el nivel del agua}$$

$$Y_{cp} = 0.164 \text{ m. desde el nivel del fondo de la quebrada}$$

$$S_A = 0.288$$

$$S_B = \frac{0.288 \times 2.09}{1.64}$$

$$S_B = \frac{0.288 \times 1.64}{2.09} = 0.226$$

$$M_B = (0.226 \times 0.45) \frac{0.45}{2} + (0.062 \times \frac{0.45}{2}) \frac{2}{3} \times 0.45$$

$$M_B = 0.0271$$

$$S_t = \frac{S_A + S_B}{2} \times h.$$

$$S_t = \frac{0.288 + 0.226}{2} \times 0.45$$

$$S_t = 0.116 \text{ m.}$$

$$X_s = \frac{0.0271}{0.116} = 0.234 \text{ m. de B}$$

$$R = (G - S) f > E$$

$$R = (645.20 - 116) \times 0.5$$

$$R = 264.60 > 146.8$$

$$146.8 \times 0.164 < 116 \times 0.234$$

$$24.08 < 27.14$$

#### 6.4.7.1. COMPROBACION AL DESLIZAMIENTO:

El coeficiente de estabilidad del deslizamiento está dado -->

por:

$$K_d = \frac{(G - S) f}{E} = \frac{R}{E} > 1.4$$

$$K_d = \frac{264.60}{146.80} = 1.8$$

$$1.8 > 1.4$$

#### 6.4.7.2. COMPROBACION AL VOLCAMIENTO:

$$K_v = \frac{G \times X_B}{(E \times Y_{cp}) + S_t \times X_s} > 1.5$$

$$K_v = \frac{645.20 \times 0.266}{146.8 \times 0.164 + 116 \times 0.234}$$

$$K_v = 3.34 > 1.5$$

#### 6.4.7.3. COMPROBACION DE LA POSICION DE LA RESULTANTE:

$$F_X = 146.80 \text{ Kg.}$$

$$F_Y = G - S = 645.2 - 116 = 529.20 \text{ Kg.}$$

$$M_B = (645.20 \times 0.266) - (116 \times 0.234) - (146.80 \times 0.164)$$

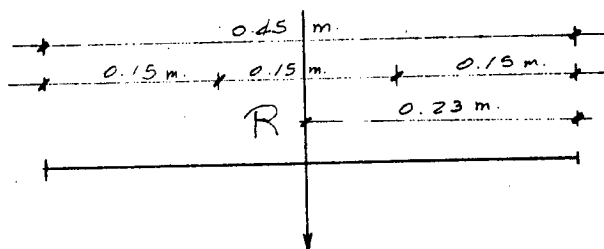
$$M_B = 120.83 \text{ Kg-m.}$$

$$X_R = \frac{M_B}{F_Y} = \frac{120.83}{529.20} = 0.228 = 0.23 \text{ m.}$$

La resultante debe encontrarse en el tercio medio, o sea:

$$0.15 < X < 0.30$$

$$X_R = 0.23 \text{ m.}$$



6.4.8. CALCULO DE LA REJILLA:

El caudal que pasa por la rejilla está determinado por una ecuación semejante a la de los orificios.

$$Q = m \cdot b \cdot L \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0}$$

$$m = 0.577 \text{ c. K.}$$

b = Largo de la rejilla perpendicular al río.

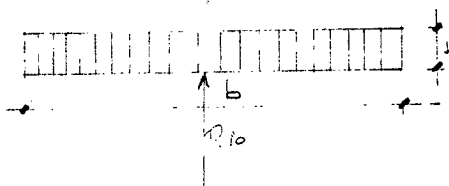
L = Largo de la rejilla paralela al río, valor que no debe ser mayor que 1.25.

c = Depende de la inclinación de la rejilla con la horizontal y está dado por:

$$c = 0.50 - 0.325 i$$

$$i = \text{tng. } \theta ; \theta = 20^\circ$$

K = Valor que reduce el área total a área efectiva disponible para el paso del agua.



$$K = (1 - f) \frac{S}{S + t}$$

f = porcentaje de la superficie que queda obstruida por la arena y grava que se incrustan entre las rejillas y que se toma de 15 - 30%.

S = espaciamiento entre barrotes.

t = ancho de un barrote.

$$\text{Adoptamos } L = f = 0.2$$

$$s = 2.00 \text{ cm.}$$

$$t = 3/8" = 0.95 \text{ cm.}$$

$$Q = 2.55 c \cdot k \cdot b \cdot L \cdot \sqrt{H_o}$$

$$b = \frac{Q}{2.55 c k \cdot L \sqrt{H_o}}$$

Adoptamos  $L = 0.15$  para un primer intento:

$$Q = \text{D.M.D.} + 10\%$$

$$Q = 4.93 \times 1.1 = 5.423 \text{ lit/seg.}$$

$$Q = 0.005423 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$c = 0.5 - 0.325 \times 0.364 = 0.382$$

$$K = (1 - 0.20) \frac{2.00}{2.00 + 0.95}$$

$$K = 0.54$$

$$b = \frac{0.005423}{2.55 \times 0.382 \times 0.54 \times \sqrt{0.015 \times 0.15}}$$

$$b = 0.56 \text{ m.}$$

#### 6.4.8.1. CAUDAL DE INGRESO POR LA REJILLA EN CRECIENTE:

La rejilla en creciente trabajará sumergido, por lo tanto -  
calcularemos el caudal con la fórmula para orificios sumergidos.

$$Q = 2.55 c \cdot k \cdot b \cdot \sqrt{H_o}$$

$$Q = 2.55 \times 0.382 \times 0.54 \times 0.56 \times 0.15 \times \sqrt{0.167}$$

$$Q = 0.0182 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

#### 6.4.8.2. CAUDAL DE EXESO:

$$Q_{\text{ex}} = 18.2 - 5.42$$

$$Q_{\text{ex}} = 12.78 \text{ lit/seg.}$$

6.4.9. CALCULO DEL CALADO NECESARIO EN LA CAMARA DEL AZUD -  
PARA EL INGRESO DEL CAUDAL DE DISEÑO:

La altura de agua necesaria será igual a la suma de las -- pérdidas por entrada y salida al desarenador. No se considera rozamiento en la tubería entre la captación y el desarenador por es tar compensado con el desnivel requerido.

$$h_t = \text{entrada} + h \text{ salida}$$

$$h = \frac{0.5 V^2}{2.g.} + \frac{V^2}{2g} = \frac{1.5 V^2}{2.g.}$$

$$V = Q/A$$

$$A = \text{Area de la sección } \emptyset = 3''$$

$$V = \frac{0.005423}{3.1416 \times \frac{0.0762^2}{4}} = 1.19 \text{ m.seg.}$$

$$h = \frac{1.5. (1.19)^2}{19.62} = 0.108 \text{ m.}$$

$$h = 11 \text{ cm.}$$

Para impedir que los materiales que puedan entrar por la re jilla obstruyan la tubería de entrada al desarenador, dejaremos - una altura de 10 cm. bajo la parte inferior de la tubería.

Por sobre la parte superior de la tubería (clave) a la altu ra de 11 cm. colocaremos un vertedero de desborde que eliminará - el caudal de exceso que ingresa en creciente.

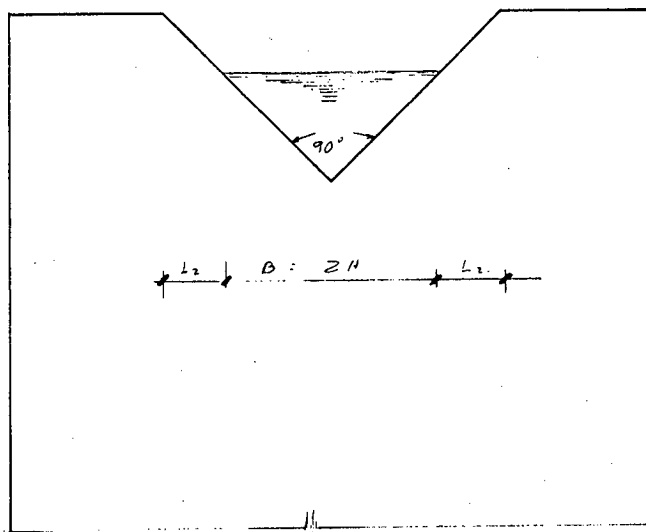
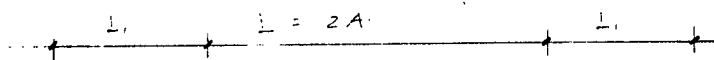
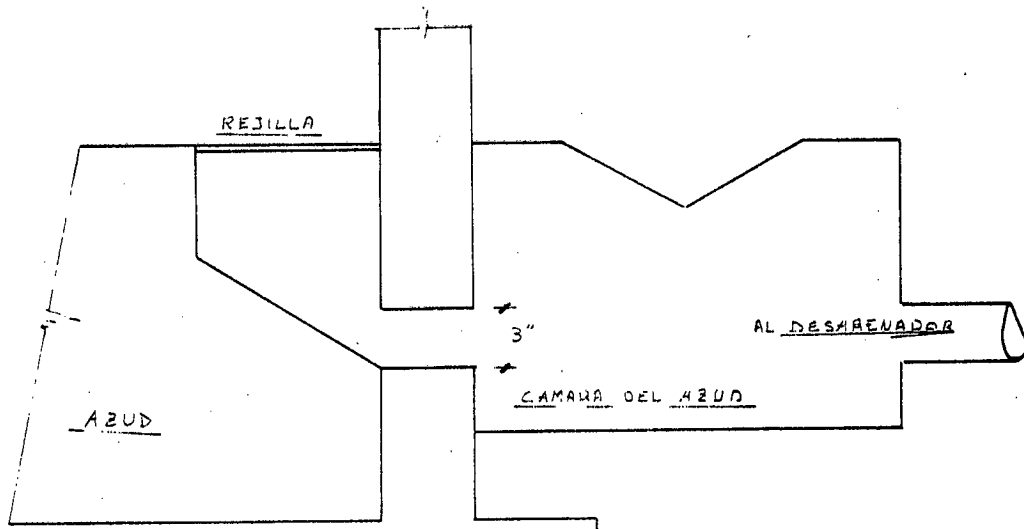
6.4.10 CALCULO DE LA ALTURA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO:

$$Q = 1.4 H^{5/2}$$

$$H = \left( \frac{0.01278}{1.4} \right)^{2/5}$$

$$H = \left( \frac{Q}{1.4.} \right)^{2/5}$$

$$H = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm.}$$



DIMENSIONES DEL VERTEDERO (TRIANGULAR)

$$B = 2 \times H$$

$$B = 2 \times 15 = 30 \text{ cm.}$$

$$A = H + 5 = 20 \text{ cm.}$$

$$L = 2 \times A = 2 \times 20 = 40 \text{ cm.}$$

Se colocará la longitud adicional de 5 cm. a cada lado de la abertura triangular del vertedero para la conformación total de las dimensiones del mismo.

Altura del vertedero:

$$H_v = 10 + 7.62 + 11 + 15 + 5 = 48.62 = 49 \text{ cm.}$$

$$H_v = 49 \text{ cm.}$$

Ancho del vertedero:

$$A_v = 40 + 5 + 5 = 50 \text{ cm.}$$

$$A_v = 50 \text{ cm.}$$

6.4.11 CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESO QUE ENTRA AL DESARENA--

DOR:

$$h = \frac{1.5 V^2}{2.g.}$$

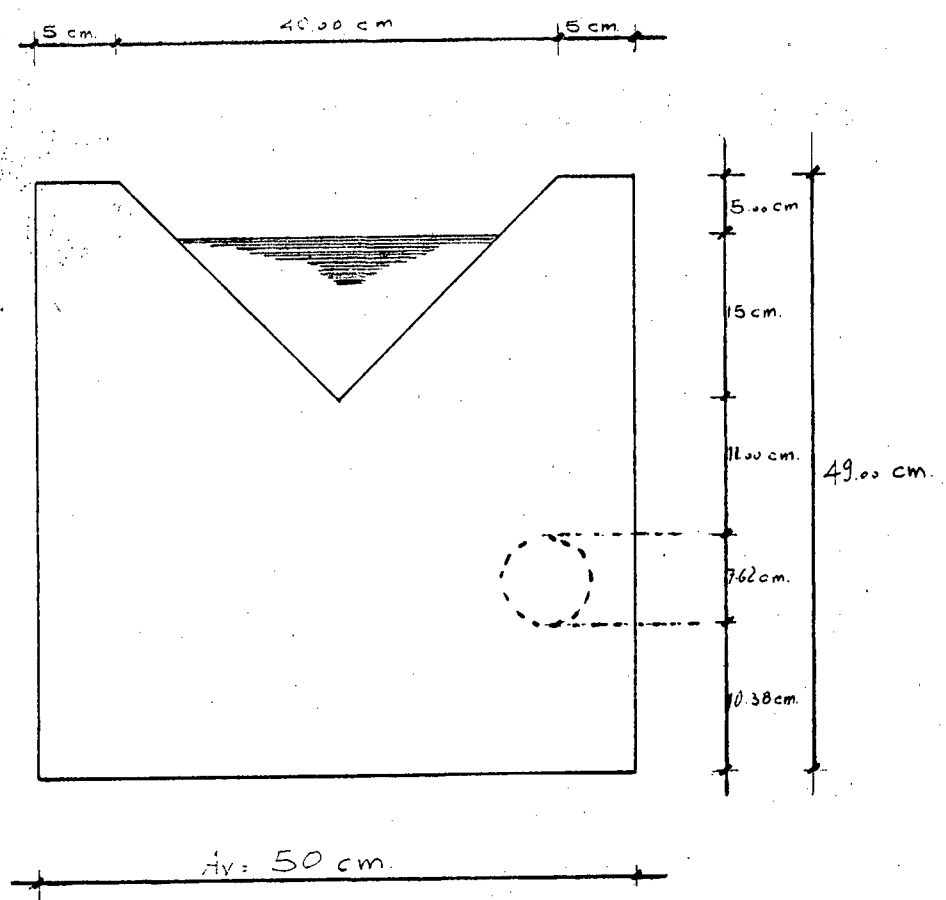
$$V = Q/A$$

$$Q = \sqrt{\frac{h \times A^2 \times 2 \times g}{1.5.}}$$

$$Q = \sqrt{\frac{0.26 (0.00456)^2 19.62}{1.5}} = 0.0083 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q \text{ exceso} = 8.3 - 5.42 = 2.88 \text{ lit/seg.}$$

Este caudal de exceso que entra al desarenador es debido a la altura de la columna de agua que está por sobre la clave de la tubería, en la cámara del azud.





## CAPITULO SEPTIMO

### D E S A R E N A D O R

#### 7.1. GENERALIDADES:

Se denomina desarenador a una obra hidráulica que sirve para separar y remover después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Los desarenadores cumplen una función muy importante y salvo algunos casos (aguas muy limpias) es imprescindible en el diseño de un abastecimiento de agua potable.

En la mayoría de las obras de toma la velocidad de entrada es lo suficientemente grande para arrastrar material sólido, esto ocurre especialmente en creciente, cuando por el volumen de agua que entra al canal, ésta lleva grandes cantidades de sedimentos y partículas gruesas.

Se ha observado que durante las crecientes la cantidad de sólidos en los ríos de montaña puede llegar a ser del 4% al 6% en volumen del caudal y del 0.2 - 1% en los ríos de llanura.

La captación de sólidos ocasiona perjuicios a las obras hidráulicas entre los cuales podemos anotar:

a.- Gran parte de los sedimentos se depositan en el fondo -

de los canales y en las partes bajas de las tuberías, disminuyendo su sección por lo que ocasiona daños a estas obras.

b.- La sedimentación de las partículas sólidas es especialmente intensa en los tanques de presión y en los reservorios de regulación diaria debido a la velocidad baja existente en estas estructuras.

Como resultado estos reservorios se llenan de arena, su capacidad disminuye y la capacidad de regulación se reduce.

Los desarenadores pueden ser de muchos diseños diferentes - pero básicamente, según la forma de eliminación de sedimentos, se dividen en desarenadores de lavado intermitente y desarenadores - de lavado continuo.

#### 7.2. DESARENADORES DE LAVADO INTERMITENTE:

Los desarenadores de lavado intermitente son aquellos que se lavan periódicamente, estando el intervalo de tiempo entre dos lavados, determinado por la capacidad de sedimentos que trae el agua.

Estos desarenadores son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de agua.

Estos desarenadores se componen de los siguientes elementos:

1.- Una transición de entrada que une el canal con el desarenador. La transición debe ser hecha lo mejor posible, pues la

eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal.

Es fundamental asegurar una distribución uniforme de velocidades en distintas secciones transversales del desarenador como - también la reducción de la velocidad longitudinal del valor que tiene, en las compuertas de admisión al valor de circulación normal dentro de la cámara de sedimentación.

El éxito en la solución de este problema resulta tanto en la economía de la construcción como en la disminución de pérdidas hidráulicas en el desarenador. Por esto la transición debe tener un ángulo de divergencia suave, no mayor de  $12^{\circ}30'$  y, de ser posible, las paredes curvas tangentes en todo punto a la dirección -- del agua.

Para asegurar una buena distribución de velocidades muchas veces se utilizan dispositivos especiales que generalmente consisten en deflectores en forma de barrotes verticales u horizontales colocados al final de la transición y esto permite a su vez reducir la longitud de la transición. Se ha ensayado también el colocar rejillas y mallas a la entrada de la cámara de sedimentación, con el objeto de conseguir una distribución más uniforme de velocidades, pero se ha observado que puede ser contraproducente ya que por olvido o negligencia el personal encargado de limpiarla - no lo hace, y las obstrucciones parciales con material flotante - producen concentraciones de velocidades más fuertes que en las -- secciones desprovistas de mallas.

2.- La cámara de sedimentación propiamente dicha y en la --

cual las partículas sólidas caen al fondo debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de sección.

Se ha visto que con las velocidades medias superiores a 0.5 m/seg. los granos de arena no pueden detenerse en una superficie lisa como lo es el fondo de un desarenador. Según Dubuat, las velocidades límites por debajo las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

Para la arcilla.	0.081 m/seg.
Para la arena fina	0.16 m/seg.
Para la arena gruesa	0.216 m/seg.

De acuerdo a lo anterior la sección transversal de un desarenador se diseña para velocidades que varían entre 0.1 m/seg. y 0.4 m/seg. La profundidad media varía entre 0.5 y 4 m.

La forma puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge una rectangular o una trapezoidal simple o compuesta. La primera simplifica considerablemente la construcción pero es relativamente cara pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseña por lo tanto como muros de sostenimiento. La segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado concentrando las partículas hacia el centro conviene que el fondo no sea horizontal, sino que tenga una caída hacia el centro. La pendiente transversal usualmente escogida es de 1/5 a 1/8.

Al final de la cámara se construye un vertedero sobre el --

cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las primeras en limpiarse, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta -- donde sea posible debe trabajar libre.

También mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastra.

3.- Compuerta de lavado, por la cual se desalojan los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador generalmente se le da una gradiente fuerte de 2 al 6%. El incremento de profundidad obtenido por efecto de esa gradiente no se incluye en el calado de cálculo, sino que el volúmen adicional obtenido se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

Para lavar una cámara del desarenador se cierran las compuertas de admisión y se abren las de lavado con lo que el agua sale con gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos. Entre tanto el caudal normal sigue pasando al canal sea a través del canal directo o a través de otra cámara del desarenador. Una vez que está vacía la cámara, se abren parcialmente las compuertas de admisión y el agua que entra circula con gran velocidad sobre los sedimentos que han quedado, erosionándolos y completando el lavado.

Hay que aclarar que el lavado de los últimos 10% de los sedimentos es generalmente largo y requiere de cantidades demasia-

do grandes de agua. Por esto, estos restos generalmente no se toman en cuenta.

El proceso se completa cerrando las compuertas de lavado y llenando la cámara que se incorpora nuevamente al funcionamiento normal.

4.- Canal directo, por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, pero si por cualquier motivo: reparación o inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por su contorno permite que el servicio no se suspenda. Con este fin, a la entrada se colocan dos compuertas, una de entrada al desarenador y otra al canal directo.

En el caso de ser el desarenador de dos o más cámaras el canal directo ya no es necesario pues, una de las cámaras trabaja con el caudal total mientras la otra se lava.

### 7.3. DESARENADORES DE LAVADO CONTINUO:

Son aquellos que permiten que el material depositado se elimine en forma continua.

Estos desarenadores se construyen generalmente cuando se dispone en el río de una cantidad de agua mayor de la que se desea captar. Uno de los sistemas más comunes es el de H Dufour en el cual el fondo del desarenador está formado por una especie de reja de vigas de hormigón o de madera normales a la dirección del

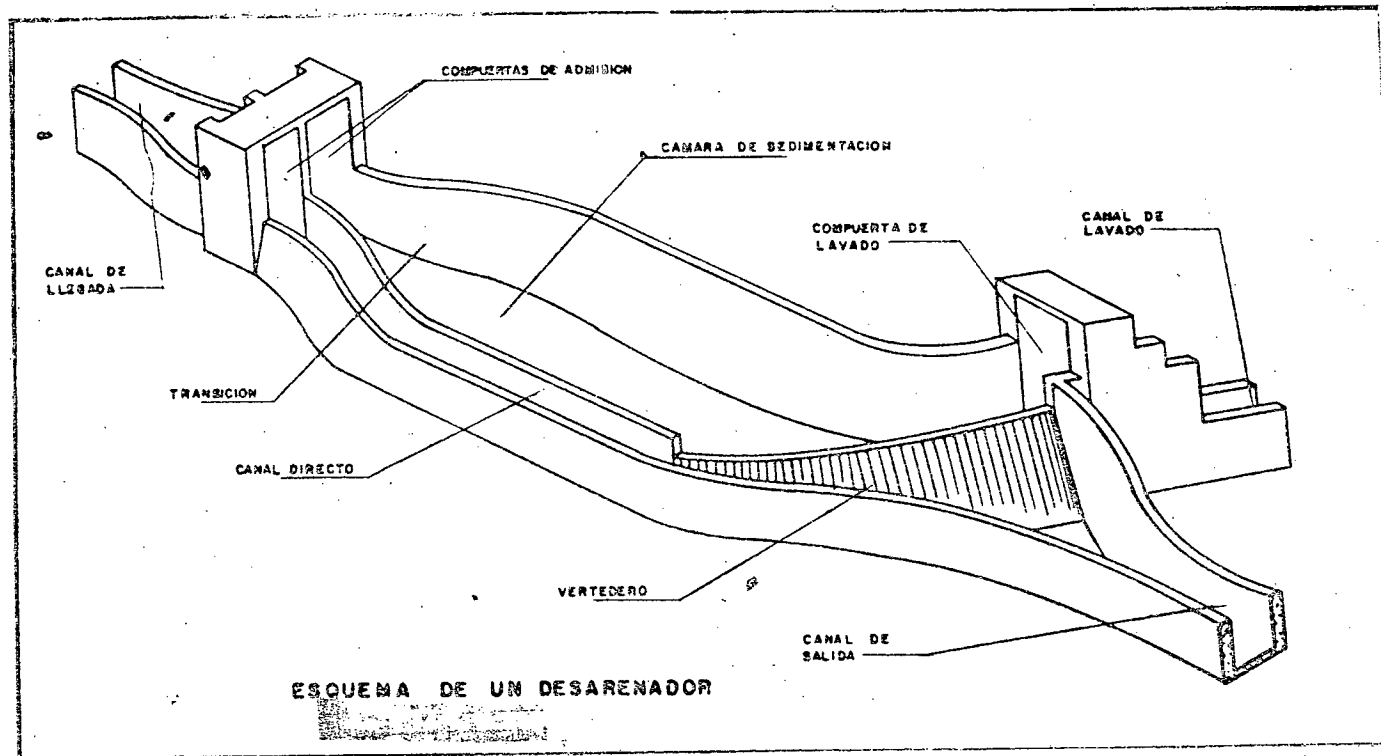


Fig. 7.

- 4.- Volúmen de acumulación de arena
- 5.- Dispositivo de limpieza
- 6.- Dispositivo de salida.

#### 7.4.1. PARAMETROS DE DISEÑO:

Los datos básicos para el diseño de un desarenador son los siguientes:

- a.- Caudal en Lit/seg.
- b.- Temperatura mínima del agua en °C.
- c.- Diámetro de las partículas en cm. y en particular el -- diámetro mínimo de ellas en remover.
- d.- Cantidad de arena arrastrada en mg/lit.

Con los valores anteriores se determina:

- Velocidad de sedimentación de las partículas  $V_s$  en cm/seg
- Velocidad de arrastre de las partículas  $V_a$  en cm/seg.
- Velocidad horizontal del agua en el desarenador  $V_h$  en cm/seg.

La fórmula de Stokes nos sirve para calcular la velocidad de sedimentación  $V_s$ .

$$V_s = \frac{g}{18} (S_s - 1) \frac{d^2}{\gamma}$$

$V_s$  = Velocidad de sedimentación en cm/seg.

$S_s$  = Densidad del sólido = 2.65 Ton/m<sup>3</sup>. (para arena).

$d$  = Diámetro de las partículas en cm.

$\gamma$  = Viscosidad cinemática del agua en cm<sup>2</sup>/seg.



$$g = (981 \text{ cm/seg}^2) \text{ (gravedad)}$$

Desarrollando esta fórmula tenemos:

$$v_s = 90 \cdot \frac{d^2}{\gamma}$$

La viscosidad cinemática depende de la temperatura del líquido, en este caso el agua.

A continuación presentamos un cuadro de valores de  $\gamma$  en función de la temperatura

TEMPERATURA EN °C.	VISCOSIDAD CINEMATICA EN Cm <sup>2</sup> /seg.
0	0.01792
2	0.01674
4	0.01568
6	0.01473
8	0.01387
10	0.01310
12	0.01240
14	0.01176
16	0.01117
18	0.01061
20	0.01010

Se debe tomar en cuenta la menor temperatura del agua para el diseño:

La fórmula de Camps y Shield, nos sirve para calcular la ve

locidad de arrastre:

$$V_a = K \sqrt{g (S_s - 1) \cdot d}$$

$V_a$  = Velocidad de arrastre en cm/seg.

$K$  = Coeficiente que varía entre 3 y 4.5

$g$  = 981 cm/seg<sup>2</sup>

$S_s$  = Densidad de la arena = 2.65

$d$  = Diámetro en cm.

Para  $K = 4$  tenemos:

$$V_a = 161 \sqrt{d}$$

La velocidad  $V_h$  del agua debe ser menor que la velocidad  $V_a$  de arrastre de las partículas. Debido a las diferencias que hay entre las condiciones teóricas de cálculo y las condiciones de -- cálculo, se adopta un coeficiente de seguridad = a 3 para determi<sup>o</sup>nar  $V_h$ , por tanto  $V_h = 1/3 V_a$ .

Las dimensiones de volúmen útil de sedimentación del desarenador son:

Sección transversal:

$$A = \frac{Q}{V_h}$$

Area superficial  $S$  :

$$S = A \cdot \frac{V_h}{V_s}$$

Dimensiones del desarenador:

$$S = L \cdot B$$

- A = h . B.  
L = largo  
B = ancho  
h = profundidad.

Se recomienda que los desarenadores proyectados para eliminar partículas de diámetro comprendidos entre 0.085 mm. - 2 mm., - sean ubicadas lo más cerca posible del punto de captación y que cumplan con los siguientes requisitos:

a.- Los dispositivos de entrada y salida sean proyectados - en forma tal que aseguren una buena distribución del flujo, reduciendo a un mínimo la posibilidad de un cortocircuito.

b.- El período de retención para el gasto total de agua que llega al desarenador estará comprendido entre 10 - 20 minutos.

c.- Es conveniente aumentar un 25% de profundidad a la estructura como capacidad adicional, para tener en cuenta el sedimento o lodo que se acumule en el fondo.

d.- La tubería de descarga de las partículas removidas debe tener una pendiente mínima del 2%.

e.- Los desarenadores deben garantizar la remoción de partículas mayores de 0.1 mm. en un porcentaje no menor del 75%.

f.- Proporciones y medidas convenientes:

- Profundidad de 0.5 - 1.5 m.
- Ancho mínimo 0.6 m. a fin de garantizar la limpieza.
- Relación entre longitud y ancho, comprendida entre 3-6.

- Relación entre longitud y profundidad; en instalaciones de flujo horizontal el largo será de 7 - 9 veces la profundidad.

g.- La razón entre la velocidad horizontal del agua y la velocidad de sedimentación de las partículas debe ser inferior a 20.

La velocidad de asentamiento vertical (o carga superficial-expresada en  $m^3/m^2h$  o  $m/h$ ) se calculará tomando en cuenta el peso específico, el diámetro de la partícula y muy especialmente la temperatura del agua, ya que al modificarse esta se modifica su viscosidad y correlativamente la resistencia opuesta al movimiento de las partículas.

Para condiciones promedio puede adoptarse valores para la carga superficial entre 60 - 120  $m^3/m^2/día$ . La velocidad horizontal no debe exceder de 0.25 m/seg.

h.- Debe ponerse dispositivos de limpieza y desborde.

#### 7.5. DETALLES CONSTRUCTIVOS:

Para la entrada tenemos un dispositivo sencillo y económico y que asegura una buena distribución del flujo en el desarenador-que consiste en una pantalla con orificios. La velocidad del para-je del agua en estos orificios no conviene que sea superior a los 0.3 m/seg.

Se puede además disponer de otro tipo de dispositivo de entrada, el mismo que consiste en una cámara con orificios en el fondo por los que entra el agua a la cámara del desarenador.

El desborde que puede materializarse por una tubería o un vertedero debe ubicarse junto a la entrada del desarenador.

El dispositivo de limpieza más sencillo es una tolva ubicada en el primer tercio de la longitud del desarenador, la pendiente del fondo hacia la tolva debe ser por lo menos 5%.

La cañería de limpieza tendrá una pendiente de por lo menos 2%.

La salida del desarenador puede hacerse por medio de un vertedero, si delante del mismo se coloca una pantalla se tiene la ventaja de impedir el paso de sólidos flotantes y además, asegurar una mejor distribución de velocidades de acceso al vertedero.

Para limpiar el desarenador, un método sencillo es por inversión de corriente, es decir, creando un flujo de agua desde la salida hacia la tolva y cañería de limpieza.

#### 7.6. DISEÑO DEL DESARENADOR:

Calcularemos en primer término las dimensiones del desarenador:

Caudal que entra al desarenador = 5.423 lit/seg. = Q.

d = diámetro = 0.0085 cm.

Temperatura mínima = 12°C.

Tiempo de retención = 12 minutos.

$V_u = 0.005423 \text{ m}^3/\text{seg} \times 12 \text{ min.} \times 60 \text{ seg.}$

$V_u = 3.90 \text{ m}^3/ = \text{Volúmen útil.}$

Carga superficial = 90 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día = 0.0010 m/seg.

$$\text{Area} = S = \frac{Q}{\text{Carga sup.}} = \frac{0.005423 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.0010 \text{ m/seg.}}$$

$$S = 5.42 \text{ m}^2.$$

h = profundidad

$$h = \frac{\text{Volúmen}}{\text{Superficie}} = \frac{3.90 \text{ m}^3}{5.42 \text{ m}^2}$$

$$h = 0.72 \text{ m.}$$

Adoptando un ancho de 1.00 m.;

$$L = \frac{S}{B} = \frac{5.42}{1.00} = 5.42 \text{ m.}$$

#### 7.6.1. COMPROBACION DE DIMENSIONES:

Según las recomendaciones hechas en 7.4.1. tenemos:

$$\text{Relación } \frac{L}{h} = 7 < L/h < 9 = 5.42/0.72$$

$$\frac{L}{h} = 7.52 \dots \text{correcto.}$$

$$\text{Relación } \frac{L}{B} = 3 < L/B < 6$$

$$\frac{L}{B} = 5.42/1.00 = 5.42$$

$$\frac{L}{B} = 5.42 \dots \text{correcto.}$$

$$h = 0.5 < h < 1.5$$

$$h = 0.72 \dots \text{correcto}$$

$$\text{Ancho m\u00ednimo} = B = 0.6$$

$$B = 1.00 \dots \text{correcto}$$

### 7.6.2. COMPROBACION DE VELOCIDADES:

$$V_s = 90 \times \frac{d^2}{\gamma} = \text{Velocidad de sedimentaci\u00f3n}$$

$$\gamma = \text{a } 12^\circ\text{C} = 0.0124 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$V_s = 90 \times \frac{(0.0085 \text{ cm})^2}{0.0124} = 0.524 \text{ cm/seg.}$$

$$V_a = K \times \sqrt{g (S_s - 1)} = \text{Velocidad de arrastre.}$$

$$V_a = 161 \sqrt{d}$$

$$V_a = 161 (0.0085)^{1/2}$$

$$V_a = 14.84 \text{ cm/seg.}$$

Velocidad horizontal m\u00e1xima =  $V_h$ .

$$V_{hm} = 1/3 V_a$$

$$V_{hm} = 1/3 \times 14.83$$

$$V_{hm} = 4.95 \text{ cm/seg.}$$

Velocidad horizontal  $V_h$

$$V_h = \frac{Q}{A}$$

$$V_h = \frac{0.005423 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.72 \text{ m} \times 1 \text{ m.}}$$

$$V_h = 0.0075 \text{ m/seg.}$$

$$V_h = 0.75 \text{ cm/seg.}$$

$$\text{Relaci\u00f3n } \frac{V_h}{V_s} = \frac{V_h}{V_s} < 20$$

$$\frac{V_h}{V_s} = \frac{0.75 \text{ cm/seg}}{0.524 \text{ cm/seg}} = 1.43$$

$$\frac{V_h}{V_s} = 1,43 \dots \text{correcto.}$$

### 7.6.3. DISPOSITIVO DE ENTRADA:

Tomaremos la segunda alternativa descrita en 7.5. El calado necesario de dicha cámara será:

$$Q = 5.423 \text{ lit/seg.}$$

Orificios practicados en la cámara (enfondado)

$$\# \text{ de orificios} = 8$$

$$Q_o = \frac{5.423}{8} = 0.678 \text{ lit/seg.}$$

$$Q = f \times U \times A \sqrt{2 g h}$$

$$f = \text{coeficiente de fricción} = 0.97$$

$$U = \text{coeficiente de contracción} = 0.70$$

$$\emptyset = 1\frac{1}{2} \text{ ''}$$

$$h = 0.0827 \left( \frac{Q}{f \cdot U \cdot d^2} \right)^2$$

$$h = 0.0827 \left( \frac{0.000676 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.97 \times 0.70 \times (0.0381 \text{ m})^2} \right)^2$$

$$h = 0.04 \text{ m sobre la clave de la tubería de entrada.}$$

### 7.6.4. DISPOSITIVO DE SALIDA:

El dispositivo de salida será un vertedero de igual ancho - que al desarenador y al que se debe procurar trabajo libre.

$$Q = M \cdot b \cdot H^{3/2}$$



$$M = \left( 0.407 + 0.045 \times \frac{H}{H + P_1} \right) \left[ 1 + 0.285 \left( \frac{H}{H + P_1} \right)^2 \sqrt{2g} \right]$$

Primer tanteo:

$$Q = 0.005423 \text{ m}^3/\text{seg. } P_1 = 0.72, H = 0.04$$

$$M = \left[ 0.407 + 0.045 \times \frac{0.04}{0.04 + 0.72} \right] \left[ 1 + 0.285 \left( \frac{0.04}{0.76} \right)^2 \sqrt{19.6} \right]$$

$$M = 1.81$$

$$Q = 1.81 \times 1.00 \times (0.04)^{3/2}$$

$Q = 0.014 \text{ m}^3/\text{seg.}$  este caudal no es igual o semejante al de diseño ( 0.005423 ) por lo tanto procedemos a un segundo tanteo:

$$\text{Segundo tanteo: } Q = 0.05423 \text{ m}^3/\text{seg. } P_1 = 0.72, H = 0.02$$

$$Q = M \cdot b \cdot H^{3/2}$$

$$M = \left( 0.407 + 0.045 \times \frac{0.02}{0.02 + 0.72} \right) \left[ 1 + 0.285 \times \left( \frac{0.02}{0.74} \right)^2 \right] \times 4.429$$

$$M = 1.836$$

$$Q = 1.836 \times 1.00 \times (0.02)^{3/2}$$

$$Q = 0.0052 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Terce tanteo: } Q = 0.005423 \text{ m}^3/\text{seg } P_1 = 0.72, H = 0.021$$

$$M = \left( 0.407 + 0.405 \times \frac{0.021}{0.741} \right) \left[ 1 + 0.185 \times \left( \frac{0.021}{0.741} \right)^2 \times 4.429 \right]$$

$$M = 1.8375$$

$$Q = 1.8375 \times 1.00 \times (0.021)^{3/2}$$

$Q = 0.0055$  que es semejante al caudal de diseño.

$H =$  Total de pérdidas

$H =$  h. por orificios + h por vertedero libre.

$$H = 4 \text{ cm.} + 2.1 \text{ cm} = 6.1 \text{ cm.}$$

$$H = 6.00 \text{ cm.}$$

Cuando se producen crecientes entran al desarenador 8.33 -- lit/seg o sea que hay exceso de 2.91 lit/seg. sobre los 5.423 lit /seg. que debería entrar; en estas condiciones se producirá un -- flujo inverso ya que la cámara de salida del desarenador se va a llenar completamente. Para que esto no suceda es necesario colo-- car en la cámara de entrada un vertedero regulador de caudal de entrada, el mismo que tendrá una altura de agua igual a la suma - de pérdidas de carga por orificios y el valor de  $H_o$ , del vertede-- ro trabajando en estas condiciones.

ALTURA DEL AGUA SOBRE EL VERTEDERO:

$$Q = S \cdot M \cdot b \cdot H^{3/2}$$

$$Q = 0.0083 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$P_1 = 0.7 \text{ m.}$$

$$H = 0.05 \text{ m.}$$

$$P = 0.65 \text{ m.}$$

$$Z_n = 0.0025$$

$$h_n = 0.0015$$

$$S = 1.05 \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{h_n}{P} \right) \right] \left( \frac{Z}{H} \right)^{1/3}.$$

$$S = 1.05 \left[ 1 + 0.2 \frac{0.0015}{0.70} \right] \left( \frac{0.0025}{0.05} \right)^{1/3}$$

$$S = 0.388$$

$$M = \left[ 0.407 + 0.045 \left( \frac{0.05}{0.05 + 0.65} \right) \right] \left[ 1 + 0.285 \left( \frac{0.005}{0.05 + 0.65} \right)^2 \times 4.429 \right]$$

$$M = 1.82$$

$$Q = 1.82 \times 0.388 \times 1.00 \times (0.05)^{3/2}$$

$$Q = 0.00789 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Segundo tanteo:  $Z_n = 0.003$

$$h_n = 0.002$$

$$S = 1.05 \left( 1 + 0.2 \frac{0.002}{0.70} \right) \left( \frac{0.003}{0.05} \right)^{1/3}$$

$$S = 0.411$$

$$M = 1.82$$

$$Q = 0.411 \times 1.82 \times 1.00 \times (0.05)^{3/2}$$

$$Q = 0.00836 \text{ m}^3/\text{seg. que es igual al caudal de diseño.}$$

PERDIDA DE CARGA POR ORIFICIOS:

$$Q = 0.0083 \text{ m}^3/\text{seg. } \phi = 1 \frac{1}{2}''$$

$$q = Q/\# \text{ orif. } d = 0.0381 \text{ m.}$$

$$q = 0.00104 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$U = 0.7$$

$$C = 0.97$$

$$q = U \times C \times A \sqrt{2 g h}$$

$$h = 0.0827 \left( \frac{q}{U \times C \times d^2} \right)^2$$

$$h = 0.0827 \left( \frac{0.00104 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.97 \times 0.7 \times 0.0381} \right)^2$$

$$h = 0.10 \text{ m.}$$

Pérdidas de carga por exceso de caudal en la cámara del desarenador = 0.05 m. = 5. cm =  $h_1$

$$\text{Pérdida de carga por orificios} = 10 \text{ cm.} = h_2$$

$$H = h_1 + h_2$$

$$H = 5 \text{ cm} + 10 \text{ cm.}$$

$$H = 15 \text{ cm.}$$

De este valor  $H = 15 \text{ cm}$  tendremos que restar la altura  $H$  -- del vertedero de demasías = 6 cm.

$$15 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 9 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la altura de agua sobre la cresta del vertedero de desborde es igual a 9 cm.

#### 7.6.5. CALCULO DEL VERTEDERO DE DESBORDE:

$$Q = 2.88 \text{ lit/seg.}$$

$$H_o = 9 \text{ cm.}$$

$$P_1 = 13.62 \text{ cm.}$$

$$P = 12 \text{ cm.}$$

$$h_n = 0.001$$

$$Z_n = 0.001$$

$$b = 20 \text{ cm. (adoptado)}$$

$$Q = S \cdot M \cdot b \cdot H^{3/2}$$

$$S = (1.05) \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{0.001}{0.12} \right) \right] \left( \frac{0.001}{0.09} \right)^{1/3}$$

$$S = 0.234$$

$$M = \left[ 0.407 + 0.045 \frac{0.09}{0.09 + 0.1362} \right] 1 + 0.285 \left( \frac{0.09}{0.2262} \right)^2 4.429$$

$$M = 1.88$$

$$Q = 0.234 \times 1.88 \times 0.20 \times (0.09)^{3/2}$$

$Q = 0.002368 \text{ m}^3/\text{seg.}$  Este caudal es diferente del de diseño por lo que haremos otro tanteo.

Para simplificar el cálculo adoptaremos los mismos valores del cálculo anterior de  $b$  al que modificaremos de 0.20 a 0.25 m.

Haciendo  $b = 0.25 \text{ m.}$

$$Q = S \cdot M \cdot b \cdot H^{3/2}$$

$$Q = 0.234 \times 1.88 \times 0.25 \times (0.09)^{3/2}$$

$Q = 0.00296$  Este caudal se aproxima al de diseño que es --- igual a 0.00288. Por lo tanto el ancho  $b = 25 \text{ cm}$  es correcto.

#### 7.6.6. DESAGÜE PARA LAVADO DEL DESARENADOR:

El desague para lavado del desarenador consistirá en una tubería que llevará el agua a un pozo de revisión que también recogerá el agua o caudal de exceso que sale de la cámara del desarenador, y de allí desfogará hacia la quebrada.

Este desague se calculará en función del menor tiempo de evacuación del volumen de agua del desarenador.

Para el efecto usamos la siguiente fórmula:

$$t = \frac{2 A_T}{c \times a_o \sqrt{2g}} (h_1^{1/2} - h_2^{1/2})$$

t = tiempo de vaciado

$A_T$  = área transversal

c = coeficiente de descarga = 0.6

$A_o$  = área del orificio  $h_2 = 0$

h = altura del desarenador.

t para tubería de desfogue =  $\emptyset = 1\frac{1}{2}$ "

$$t = \frac{2 \times (0.90) \times (1.00) \times 4 \times 4}{0.6 \times 3.1416 \times (0.0381)^2 \times \sqrt{19.62}} (0.90)^{1/2}$$

t = 564.0 seg.

T = 564. / 60 = 9.39 minutos : este tiempo es demasiado largo por lo que optaremos por otro diámetro de tubería.

Para  $\emptyset = 2$ "

$$t = \frac{2 \times (0.90) \times (1.00) \times 4}{0.6 \times 3.1416 \times (0.054)^2 \times 4.429} (0.90)^{1/2}$$

t = 314.56 seg.

T = 314.56/60 = 5.24 minutos.

Procedemos a un tercer tanteo para reducir el tiempo de vaciado:

Para  $\emptyset = 3$ "

$$t = \frac{2 \times (0.90) \times (1.00) \times 4}{0.6 \times 3.1416 \times (0.0762)^2 \times 4.429} (0.90)^{1/2}$$

t = 140 seg.

t = 140/60

t = 2.35 minutos; este tiempo es razonable por lo que --

adoptamos una tubería de  $\emptyset = 3$ "

## CAPITULO OCTAVO

### C O N D U C C I O N

#### 8.1 GENERALIDADES:

El camino que sigue el agua para llegar desde la captación hasta la planta de tratamiento se llama "línea de CONDUCCION".

El agua destinada al consumo doméstico normalmente se capta a una distancia prudencial del sitio de consumo, existiendo siempre una cota de nivel diferente entre éstos, estando la captación a una altura mayor que el sitio de consumo en el presente caso.

#### 8.2. CLASES DE CONDUCCION:

Las conducciones pueden ser libres o forzadas.

a.- Se llama conducción libre cuando en todo punto, el agua tiene una superficie libre en contacto con la atmósfera y por tanto adquiere presión atmosférica. Un ejemplo de esta clase de conducción lo constituyen los canales abiertos o cubiertos y los túneles.

b.- Se denomina conducción forzada cuando el agua no tiene superficie libre y llena totalmente el conducto que la transporta. La presión es diferente a la de la atmosférica, siendo generalmente superior a ésta, el ejemplo típico de esta clase de conducción

son las tuberías a presión.

El flujo se produce a expensas de una pérdida de energía - que se consume al vencer las fuerzas de rozamiento. La línea que une el nivel del agua al principio de la conducción y el nivel -- del agua al final se llama línea de gradiente hidráulico.

En las conducciones libres el agua sigue la línea de gra--- diente hidráulico y en muchos casos se confunde con ella. En el caso de las conducciones forzadas la tubería está por debajo de la línea de gradiente hidráulica.

Las conducciones a presión o forzadas están sometidas a pre sión hidráulica, por lo tanto para el cálculo se deberá tomar en cuenta además del caudal, velocidad, diámetro, etc., las presio-- nes a las que deberán estar sometidas las tuberías que componen - la conducción, como también el material de que están constituídas.

### 8.3. TIPOS DE PRESIONES EN TUBERIAS:

Las presiones en tuberías pueden dividirse en dos clases de tipos:

- a.- Presiones Normales.
- b.- Sobre-presiones.

#### 8.3.1. PRESIONES NORMALES:

Cuando no existe flujo, es decir, cuando las válvulas de -- compuerta estan cerradas completamente, la presión actuante sobre la tubería en cada punto de la misma, está dada por la vertical -



entre la horizontal que pasa por la superficie del agua en el depósito y la tubería.

La resistencia de la tubería debe ser tal que soporte las presiones máximas producidas al cerrar las válvulas, teniendo en cuenta las sobre-presiones.

#### 8.3.2. SOBRE-PRESIONES:

Las sobrepresiones provienen generalmente de las aperturas o cierre brusco o súbito de las válvulas, creando en el interior de las tuberías presiones mucho mayores que las normales. Si estas subpresiones sobrepasan la presión de trabajo para las que fueron diseñadas las tuberías, se deberá usar otra clase de mayor resistencia.

#### 8.4. CRITERIOS PARA EL TRAZADO DE UNA CONDUCCION FORZADA:

Para el trazado de una conducción forzada o a presión se deberá tomar en cuenta las siguientes observaciones:

- Hay que procurar que en ningún punto la elevación de la tubería no sobrepase la línea de gradiente hidráulico, puesto que si esto sucede el flujo se interrumpe. En todo caso, la pendiente de la línea deberá estar por debajo de la línea pizométrica a una distancia no menor que cinco metros y lo más próxima a ella.

Pero cumplida esta condición el perfil escogido puede ser prácticamente cualquiera.

-Hay que evitar depresiones demasiado profundas, para evi--

tar grandes presiones, y también los puntos muy altos donde se --  
 tiende a acumularse el aire que puede después obstaculizar el flujo  
 jo, esto también puede evitarse con un mayor espesor de tubería y  
 con válvulas de aire en cada uno de los casos respectivos.

-Se tiene que procurar que la línea de conducción sea la --  
 más directa posible, para acortar las longitudes de tubería, sim-  
 plificar los trabajos de instalación y reparación y evitar muchas  
 veces expropiaciones costosas.

-Que la línea de trazado no atraviese terrenos que resulten  
 extremadamente difíciles para la construcción o reparación de la  
 misma o zonas de deslizamientos e inundaciones.

#### 8.5. TIPOS DE TUBERIAS:

Existen muchos tipos de tuberías que se pueden utilizar en  
 una conducción como: P.V.C., Asbesto cemento A.C., Hierro fundido  
 H.F., Hierro galvanizado H.G. y cada cual se aplica de acuerdo al  
 diseño.

A continuación presentamos un cuadro de diferentes clases -  
 de tuberías con sus respectivas características:

CLASE DE TUBERIA	PRES DE TRABAJO	COEFIC DE	CASA DE	PRES TRABA.
	Atmósf.Lib/plg <sup>2</sup>	RUGOSIDAD	FABRIC.	METROS
HIERRO FUNDIDO		130		
	C1 10			100
	C1 12			120

				169.
ASBESTO CEMENTO	C1 15	140-145	ISO	150
	C1 20			200
	C1 25			250
P.V.C.	C1 100			70.5
	C1 125			87.9
	C1 150	140-150	AWWA	112.5
	C1 200			140.6

---

#### 8.6. PERDIDAS DE CARGA:

Al circular un líquido por una tubería sufre pérdidas en su energía; éstas pérdidas se deben a las siguientes causas:

- 1.- Pérdidas por frotamiento.
- 2.- Pérdidas por entrada.
- 3.- Pérdidas por salida.
- 4.- Pérdidas por súbito ensanchamiento del tubo.
- 5.- Pérdidas por súbita contracción del tubo.
- 6.- Pérdidas por obstrucciones en el tubo (válvulas etc.).
- 7.- Pérdidas por cambio de dirección en la circulación.

Generalmente la pérdida más importante es la debida a la fricción, aunque en ciertos casos algunas de las otras pueden ser de importancia, y en otros puede inclusive no existir, por ejemplo, si la tubería no tiene codos, no hay pérdidas por cambio de dirección.

En cada caso particular, las que tienen mayor importancia -

se les llama pérdidas principales y las que tienen valores pequeños que a veces pueden desprejarse se llaman pérdidas secundarias.

#### 8.6.1. PERDIDAS DE CARGA POR FRICCION:

Cuando la tubería es de gran longitud, esta pérdida es de gran importancia siendo la principal, y llega a ser tan grande -- que a veces puede desprejarse las demás por ser muy pequeñas comparadas con ella.

Las pérdidas de carga por fricción se representan por  $H_f$  y depende de los siguientes factores:

a.- El material de que está constituido el tubo (fierro, -- concreto, madera, etc.).

b.- El estado de la tubería ( si es vieja y hay incrustaciones, el frotamiento es mayor que cuando son los tubos nuevos).

c.- La longitud de la tubería.

De acuerdo con lo anterior las leyes que rigen la pérdida de carga por fricción son:

- 1.- Es proporcional a la longitud de la tubería.
- 2.- Es inversamente proporcional al diámetro del tubo.
- 3.- Es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad de circulación.

Estas son las leyes que se conocen como: "leyes de Chezy" y se concretan en una fórmula fundamental en el cálculo de tuberías

De acuerdo con estas leyes y considerando además que la pérdida - por fricción depende también del material y del estado de las tuberías, usaremos un coeficiente  $f$  que depende de estas dos cosas. Si llamamos  $H_f$  a la pérdida por frotamiento entre dos puntos de una tubería situados a una distancia  $L$  podemos escribir la fórmula de Chezy modificada por Darcy.

$$H_f = f \frac{L \times V^2}{d \times 2 \times g}$$

que es una fórmula empírica, es decir, es resultado de la experiencia y por eso no puede demostrarse.

El cociente  $H_f/L$  es la pendiente de la línea de gradiente - hidráulico, y también se le llama pendiente hidráulica de la tubería, (es la tangente del ángulo  $\infty$ ) y es de capital importancia en el estudio del escurrimiento del agua por las tuberías.

#### 8.7. FORMULAS DE CALCULO:

Varios investigadores han encontrado valores diferentes para los coeficientes y exponentes de la fórmula de Darcy, valores que dependen en muchos casos de las condiciones y límites de los experimentos.

En cada una de las fórmulas se emplea la siguientes nomenclatura:

$L$  = Longitud de la tubería en metros.

$H_f$  = Pérdida de carga por fricción ocurrida en la longitud

$L$ .

$h$  = Pérdida de carga por frotamiento ocurrida en 1.000 metros de tubería.

$d$  = Diámetro interior de la tubería en metros.

$v$  = Velocidad media del agua en metros por segundo.

$A$  = Area de la sección en metros cuadrados.

$Q$  =  $A \cdot V$  = Gasto en metros cúbicos por segundo.

$r$  = Radio hidráulico =  $d/4$

$S = H_f/L$  = pendiente del gradiente hidráulico = pérdida de carga por metro de tubería, en metros.

$f, k, k_1, k_3, k_4$ , = coeficientes empíricos.

$m, n, t$ , = exponentes empíricos.

#### 8.7.1. FORMULA DE CHEZY - DARCY:

$$H_f = f \frac{L \times v^2}{d \times 2 \times g}$$

$$v = \left( \frac{H_f \times d \times 2 \times g}{f \times L} \right)^{1/2}$$

Para comodidad de cálculo, así como para la solución de la fórmula por medio de diagramas, es cómodo considerar una longitud de tubería de mil metros y representar por  $h$  la pérdida de carga de fricción correspondiente a dicha longitud entonces la ecuación anterior podemos ponerla de la siguiente forma:

$$v = \left( \frac{2 \times g}{1000f} \right)^{1/2} d^{1/2} \times h^{1/2} = h_1 \times d^{1/2} \times h^{1/2}$$

Los diferentes investigadores en diversas clases de tuberías, han encontrado valores de los exponentes de  $d$  y  $h$  ligeramente diferentes de 0.5, así como la constante  $k_1$  y la fórmula general quedará así:

$v = k_2 d^n h^m \dots$  en la cual  $n$  y  $m$  son los exponentes encontrados para cada caso particular.

### 8.7.2.- FORMULA DE HAZEN-WILIAMS:

Es comunmente empleada para el cálculo de tuberías en sus tres formas:

$$v = k_2 d^{0.63} h^{0.54}$$

$$Q = k_3 d^{2.63} h^{0.54}$$

$$H_f = K_4 \frac{L v^{1.852}}{d^{1.167}}$$

Los autores dan diferentes valores a los coeficientes de acuerdo al tipo y material de que esta constituida la tubería.

Otros autores han desarrollado esta fórmula en la siguiente manera:

$$H_f = \frac{10.64 \cdot L \cdot a^{1.852}}{c^{1.852} \cdot D^{4.87}}$$

$H_f$  = pérdida de carga en metros

$L$  = Longitud

$c$  = coeficiente de rugosidad de H.W.

$a$  = Caudal en  $m^3/\text{seg.}$

$D$  = Diámetro de la tubería.

Para la utilización de esta fórmula existen ábacos que nos dan los valores de  $H_f$  de una manera fácil.

Existen otras fórmulas como las de BARNES, LEA Y KING, TU--

TON, SCORBAY, SCHODER, MANING, etc. que difieren entre si solamente en cuanto se refieren a los exponentes y coeficientes, anotando que esta diferencia es mínima.

#### 8.8. CALCULO Y DISEÑO DE LA CONDUCCION:

Para el cálculo consideraremos tuberías de A.C. o P.V.C., o ambas, tomando en todo caso la alternativa más segura y menos costosa.

Entre la captación y la planta de tratamiento existe un desnivel de 125.63 m. y con referencia al punto más bajo de la conducción un desnivel de 171.50 m. que incluye un sifón bastante pronunciado, por lo que pondremos un dispositivo disipador de energía que puede ser un tanque rompe presión.

Este dispositivo después de un segundo tanteo se lo colocará en la abscisa 0 + 706.56 m. de cota 1462.04 m. además colocaremos accesorios como: válvulas de aire, válvulas de purga, acueductos, etc. según sea necesario; todos estos puntos los analizaremos detenidamente más adelante.

Para iniciar el cálculo emplearemos la fórmula de HAZEN=WILLIAMS, que para sistema mixto de unidades se escribe:

$$Q = 0.0177435939 \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.54}$$

Q = caudal en lit/seg.

c = coeficiente de rugosidad

D = diámetro en pulgadas

S = pendiente de la línea de gradiente hidráulico.



Debido a las condiciones irregulares de la topografía del terreno, las longitudes de tramo de tubería se incrementarán en un 40% por pendiente real del terreno.

La conducción total comprende dos grandes tramos:

- a.- Desarenador.- tanque rompe presión.
- b.- Tanque rompe presión- planta de tratamiento.

Como las presiones de trabajo no exceden de 70 m. emplearemos tubería P.V.C. C1 150, C = 140; presión de trabajo 112,50 m.. con lo que estaríamos salvando las sobrepresiones.

De la fórmula de Hazen-Williams:

$$Q = 0.0177435938 c \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.54}$$

Obtendremos un S constante para diferentes diámetros de tubería:

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{(0.01774359380) c \cdot D^{2.63})^{1/0.54}}$$

Para:  $\emptyset = 4''$  y  $C = 140$

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{(0.0177435938 \cdot 140 \cdot 4^{2.63})^{1/0.54}}$$

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{4.613,677}$$

Para :  $\emptyset = 3''$  y  $c = 140$

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{1.136,447}$$

Para :  $\emptyset = 2''$  y  $C = 140$

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{157,731}$$

Para :  $\emptyset = 1\frac{1}{2}''$  y  $C = 140$

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{38.853}$$

Para completar los cálculos tenemos que encontrar una relación que nos de la longitud necesaria de cada tubería a utilizarse en cada tramo, a base de la pérdida de carga, pendiente de la gradiente hidráulica y longitud, para lo cual razonamos de la siguiente manera:

$$L = L_1 + L_2$$

$$L_1 = L - L_2$$

$$H = H_1 + H_2$$

$$H_1 = L_1 S_1$$

$$H_2 = L_2 S_2$$

$$H = L_1 S_1 + L_2 S_2$$

$$H = (L_1 - L_2) S_1 + L_2 S_2$$

$$H = L S_1 - L_2 S_1 + L_2 S_2$$

$$H = L S_1 + L_2 (S_2 - S_1)$$

$$L_2 = \frac{H - L S_1}{S_2 - S_1}$$

8.8.1. CALCULO: DESARENADOR-TANQUE ROMPE PRESION :

Datos:

Abscisa del desarenador (Junto a la captación)	0 + 000
Abscisa de tanque rompe presión	0 + 706.56
Longitud de tramo	706.56
Incremento 4%	28.26
Longitud de cálculo	734.82
Cota desarenador	1529.35
Cota tanque rompe presión	1462.04
H	67.31

Colocamos tuberías de  $\emptyset = 3''$  y  $\emptyset = 1,5''$ Para  $\emptyset = 3''$  y  $C = 140$ 

$$S_1 = \frac{Q^{1/0.54}}{1.136,447}$$

$$S_1 = \frac{(4.93 \text{ lit/seg})^{1/0.54}}{1'236,447}$$

$$S_1 = 0.0168849$$

Para  $\emptyset = 1,5''$  y  $C = 140$ :

$$S_2 = \frac{Q^{1/0.54}}{38,853}$$

$$S_2 = \frac{(4.93 \text{ lit/seg})^{1/0.54}}{38,853}$$

$$S_2 = 0.4938838$$

$$L_2 = \frac{67.31 - 734.82 (0.0168849)}{0.4938838 - 0.0168849}$$

$$L_2 = 115.10 \text{ m.}$$

$$L_1 = 734.82 - 115.10$$

$$L_1 = 619.72 \text{ m.}$$

$$J_1 = S_1 L_1$$

$$J_1 = 0.0168849 \times 619.72 = 10.46 \text{ m.}$$

$$J_2 = S_2 L_2$$

$$J_2 = 0.4938838 \times 115.10 = \frac{56.85}{67.31} \text{ m.}$$

$$H = J_1 + J_2 \quad 67.31 = 67.31;$$

### 8.8.2. CALCULO: TANQUE ROMPE PRESION-PLANTA DE TRATAMIENTO:

Datos:

Abscisa tanque rompe presión	0 +	706.56 m.
Abscisa planta de tratamiento	2 +	546.34 m.
Longitud de Tramo		1.839.78 m.
Incremento 4%		73.59 m.
Longitud de cálculo		1.913,37 m.
Cota tanque rompe presión		1.462.04 m.
Cota planta de tratamiento		1.404.37 m.
H		57.67 m.

Para  $\emptyset = 3''$  y C 140:

$$S_1 = \frac{Q^{1/0.54}}{1.136,447}$$

$$S_1 = \frac{4.93^{1/0.54}}{1.136,447}$$

$$S_1 = 0.0168849$$

$$L_2 = \frac{57.67 - 1913.37 (0.0168849)}{0.04938838 - 0.0168849}$$

$$L_2 = 53.17 \text{ m.}$$

$$L_1 = 1913.37 - 53.17$$

$$L_1 = 1860.20 \text{ m.}$$

$$J_1 = 0.0168849 \times 1.860.20 = 31.41 \text{ m.}$$

$$J_2 = 0.04938838 \times 53.17 = 26.86 \text{ m.}$$

---


$$57.67$$

$$H = J_1 + J_2 = 57.67 \text{ m.}$$

### 8.8.3. LONGITUDES DE TUBERIA EMPLEADA:

De la abscisa 0 + 000 a la abscisa 0 + 591.46 colocamos tubería de P. V. C. de 3" de diámetro; de la abscisa 0 + 591.46 a la abscisa 0 + 706.56 colocamos tubería P. V. C. de 1,5" de diámetro, esto en el primer gran tramo que va desde el desarenador hasta el tanque rompe presión.

Para el segundo gran tramo desde la abscisa del tanque rompe presión 0 + 706.56 a la abscisa 2 + 493.17 colocamos tubería P. V. C. de 3" de diámetro; de la abscisa 2 + 493.17 a la abscisa 2 + 546.34 colocamos tubería de P. V. C. de 1,5" de diámetro.

### 8.9. CALCULO DE VELOCIDADES EN LA TUBERIA:

Para velocidades en conductos tenemos las dadas por el I. E. O.S.:

#### 8.9.1.; VELOCIDAD MINIMA:

Se tomará 0.60 m/seg. como velocidad mínima para conducciones que funcionen a gravedad con superficie libre o a presión.

#### 8.9.2. VELOCIDAD MAXIMA:

Para conductos a gravedad o a presión se considera como aceptables los siguientes límites para velocidad máxima:

Material de las paredes	Velocidad máxima m/seg.
Hormigón (simple o armado)	4.5 - 5.00
Hierro fundido	4.0 - 6.00

Asbesto cemento	4.5 - 5.00
Acero	6.00
Cerámica vitrificada	4.0 - 6.00
Plástico	4.50

### 8.9.3. VELOCIDADES EN LA TUBERIA DE CONDUCCION:

Tomamos la fórmula de Hazen-Williams para sistema mixto de -  
unidades:

$$V = 1.976354474 \frac{Q}{D^2}$$

V = velocidad en m/seg.

Q = caudal en lit/seg.

D = diámetro en pulgadas.

Para tuberías de  $\emptyset = 3''$

$$V = 1.976354474 \frac{4.93}{1.5^2} = 4.33 \text{ m/seg.}$$

$$0.0 < V < 4.5$$

Las velocidades se encuentran entre los límites permisibles  
máximos y mínimos:

### 8.10. DATOS HIDRAULICOS DE LA CONDUCCION:

Primer tramo: DESARENADOR - TANQUE ROMPE PRESION

Abscisa 0 + 000 - 0 + 706.56 m.

Primer Subtramo: Abscisa 0 + 000 - 0 + 591.46 m.

Longitud de tubería 619.72 m.

Longitud de incremento 644.51 m.

Diámetro 3''

Tipo de tubería	P.V.C. C1-150
Velocidad	1.08 m/seg.
S	0.0168849
J	10.46 m.

Segundo subtramo: Abscisa 0 + 591.46 - 0 + 706.56

Longitud de tubería	115.10 m.
Longitud de incremento	119.70 m.
Diámetro	1,5 "
Tipo de tubería	P.V.C. C1 150
Velocidad	4.33 m/seg.
S	0.49388838
J	56.85
Caudal	4.93 lit/seg.

SEGUNDO TRAMO:

TANQUE ROMPE PRESION- PLANTA DE TRATAMIENTO:

Abscisa 0 + 706.56 - 2 + 546.34

Primer Subtramo:

Abscisa 0 = 706.56 - 2 + 493.17

Longitud de tubería	1.860.2 m.
Longitud de incremento	1.934.69 m.
Diámetro	3"
Tipo de tubería	P.V.C. C1-150
Velocidad	1.08 m/seg.
S	0.0168849
J	31.41 m.
Caudal	4.93 lit/seg.

Segundo Subtramo:

Abscisa 2 + 493.17 - 2 + 546.34	
Longitud de tramo	53.17 m.
Longitud de incremento	55.30 m.
Diámetro	1, 5"
Tipo de tubería	P.V.C. C1- 150.
Velocidad	4.33 m/seg.
S	0.4938838
J	26.26 m.
Caudal	4.93 lit/seg.

Tanto en el primero como el segundo tramo la sumatoria de las pérdidas de carga calculadas es igual a la diferencia de nivel -- respectivo, por lo que deducimos que los cálculos son correctos.

#### 8.11. TANQUE ROMPE PRESION:

Como su nombre lo indica sirve para romper la presión al poner el agua en contacto con la atmósfera, y de esta manera adquiere la presión atmosférica, así se logra disminuir la carga estática a cero.

Se utilizará como tanque rompe presión los del tipo II diseñados por el I.E.O.S., cuyas características y planos se adjuntan.

Para la construcción de los mismos se tomarán en cuenta algunos detalles como: impermeabilizar las paredes, colocar desfogues y respiraderos y antes de la salida de la tubería se colocarán dispositivos que no dejen pasar impurezas que puedan haber sido arrastradas al tanque.



### 8.13 ACCESORIOS Y OBRAS ESPECIALES DE LA CONDUCCION:

Entre los accesorios que implementan el cálculo de una conducción tenemos:

- a.- Válvulas de cierre
- b.- Válvulas de purga
- c.- Válvulas de aire

Entre las obras especiales que se contruyen para mayor seguridad y eficiencia de la conducción tenemos:

- a.- Puentes
- b.- Túneles
- c.- Sifones
- d.- Anclajes
- e.- Pasos de quebrada.

Estos accesorios y obras especiales son indispensables en el diseño de una conducción de agua. Puesto que ayudan a que la conducción y el sistema en si tengan un óptimo rendimiento y más que nada sirvan como elementos reguladores.

#### 8.13.1. VALVULAS DE CIERRE:

Estas válvulas se las coloca al inicio y al final de una conducción, asi como también en las partes altas de la misma, se debe tomar en cuenta que, si el cierre de una de estas válvulas hace que el establecimiento de nivel hidrostático de aguas arriba de la válvula, someta a la conducción a presiones mayores que las previstas en el diseño, deberá proyectarse una estructura limita-

dora de presión que obvie tal circunstancia o comprobar la tubería para resistir por si misma esa presión.

#### 8.13.2.- VALVULAS DE PURGA O DESAGUE:

Deben colocarse en todos los puntos bajos que presten facilidad de drenaje. El diámetro del drenaje debe ser compatible con el de la conducción principal, la rapidéz con que se quiera hacer el vacío fundamentalmente con la capacidad del cauce, por donde se escurrirá el agua drenada; en todo caso no será mayor que el diámetro de la conducción ni menor que su mitad.

En los puntos mas bajos el agua tiende a perder velocidad, favoreciendo por lo tanto la sedimentación de pequeñas partículas en suspensión que acarrea el agua, consecuentemente la acumulación de estos sedimentos disminuye el diámetro efectivo de la tubería, produciendo una disminución del caudal transportado, por lo que es necesario desechar dichos sedimentos.

#### 8.13.3.- VALVULAS DE AIRE:

En todos los puntos altos del perfil de la conducción, debe existir algún dispositivo de extracción y/o admisión de aire. Este dispositivo puede ser una válvula de aire o una columna de ventilación, dependiendo ello de la presión estática o dinámica prevalente en ese punto.

En el caso de tuberías rígidas bastará con un dispositivo que evacúe el aire acumulado, pero en el caso de tuberías flexibles, el conducto necesitará de dispositivos que al bajar de pre-

sión permitan el ingreso de aire para prevenir el colapso de la tubería durante vaciados accidentales y provocados; el dispositivo cumplirá una doble función, expulsión y admisión de aire.

#### 8.13.14. OBRAS ESPECIALES:

Las obras tales como puentes, túneles, anclajes, sifones, - cruces de calles, cruces de quebradas; para salvar pasos de ríos- o depresiones apreciables de terreno, deberán proyectarse de tal manera que garantice permanencia, durabilidad y el buen funcionamiento de las obras. Se diseñan anclajes y soportes en los siguientes casos:

a.- Cuando la pendiente longitudinal del terreno sea considerable (mayor del 30%) para impedir el movimiento longitudinal de la tubería.

b.- Cuando la tubería forma curvas horizontales prununcia-- das, para evitar el desplazamiento lateral de la misma.

c.- Cuando existen cambios en la dirección del eje de la tubería.

d.- El tipo de anclaje dependerá del suelo de fundación, -- del diámetro y peso de la tubería y del alineamiento horizontal y vertical de la misma.

#### 8.14. UBICACION DE ACCESORIOS Y OBRAS ESPECIALES UTILIZADAS EN LA CONDUCCION:

VALVULAS DE AIREABSCISA

0 + 270

0 + 420<sup>83</sup>

0 + 560

1 + 140

1 + 420

1 + 711<sup>90</sup>2 + 049<sup>91</sup>

2 + 320

VALVULAS DE PURGAABSCISA

0 + 510

0 + 680

0 + 880

1 + 070

1 + 220

1 + 680

1 + 795

2 + 187