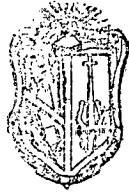


Universidad Católica Particular de Loja
BIBLIOTECA GENERAL



Revisado el 28-V-80

Valor \$ 200⁰⁰

Nó Clasificación 1980 F289-IC10

628

Abastecimiento de Agua potable
San Pedro de la Bonanza
Loja

628.1
628

628x416 DL



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE
LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Volúmen I

**ESTUDIO, CALCULO Y DISEÑO DEL SISTEMA
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA LA PARROQUIA SAN PEDRO DE
LA BENDITA PROVINCIA DE LOJA.**

A. Ramiro Febres Vivanco

**TESIS
INGENIERO CIVIL**

Loja - Ecuador

1980



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



Con todo cariño

A mis padres.



Universidad Técnica Particular de Loja

LOJA—ECUADOR

Apartado 608

Teléfs. 960 375

960 275

961 836

Télex N° 4133

UNITEL €0

Oficio N°

CERTIFICADO:

Que el presente trabajo ha sido realizado bajo mi dirección, el que ha sido debidamente revisado y cumple con la reglamentación de la Facultad dispuesta para el efecto, por lo que queda autorizada su presentación.

Ing. Máximo Ramón
DIRECTOR DE TESIS



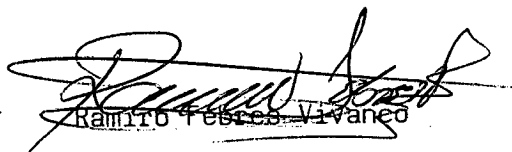
AGRADECIMIENTO:

A mi director de Tesis Ing. Máximo Ramón que con capacidad y responsabilidad supo ser profesor y amigo.

Al IEOS, por intermedio del Ing. Walter Clavijo C., quien colaboró desinteresadamente para el feliz término del presente trabajo.

A los Catedráticos de la Facultad, que día a día trabajaron incansables para brindarme sus conocimientos y experiencias.

La responsabilidad del trabajo
investigativo, conclusiones, -
resultados y sugerencias que -
se exponen, son exclusividad -
del autor.



Ramiro Fresco Vivanco

A U T O R

S U M A R I O

PRIMERA PARTE

CAPITULO PRIMERO	:	GENERALIDADES
CAPITULO SEGUNDO	:	ESTUDIOS PRELIMINARES
CAPITULO TERCERO	:	CALIDAD DEL AGUA
CAPITULO CUARTO	:	ANALISIS POBLACIONAL
CAPITULO QUINTO	:	CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA
CAPITULO SEXTO	:	GEOMORFOLOGIA E HIDROLOGIA

SEGUNDA PARTE

CAPITULO SEPTIMO	:	CAPTACION
CAPITULO OCTAVO	:	DESARENADOR
CAPITULO NOVENO	:	CONDUCCION

TERCERA PARTE

CAPITULO DECIMO	:	FILTROS
CAPITULO DECIMO PRIMERO	:	DESINFECCION
CAPITULO DECIMO SEGUNDO	:	RESERVA
CAPITULO DECIMO TERCERO	:	COAGULACION-FLOCULACION

CUARTA PARTE

CAPITULO DECIMO CUARTO	:	RED DE DISTRIBUCION
CAPITULO DECIMO QUINTO	:	SUELOS
CAPITULO DECIMO SEXTO	:	PRESUPUESTO

P R O L O G O

La intención principal que me ha llevado al desarrollo del tema "ESTUDIO, CALCULO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA SAN PEDRO DE LA BENDITA", ha sido el de dotar a esta comunidad de uno de los servicios más indispensables para el normal desarrollo de la vida del hombre, objetivo este que trae consigo el mejoramiento de la infraestructura sanitaria del sector y como consecuencia un mejor nivel socio-económico de sus habitantes. El Agua Potable como elemento de vital importancia en la salud del consumidor, y que aprovechada con sentido común, constituye un freno tajante a las enfermedades de origen hídrico, como: parasitosis, disentería, tifoidea etc. que tanto inciden en los sectores poblados de nuestra provincia de Loja.

Con el desarrollo de la presente Tesis, se quiere además proporcionar una pequeña guía didáctica, pues en ella se vierten y transcriben normas internacionales de diseño, a las cuales se ha sometido este trabajo para el cálculo de las diferentes unidades del Sistema de Agua Potable.

No solamente se exponen cálculos y diseños, sino que se da a conocer aspectos de tipo investigativo sobre las condiciones de vida del sector en consideración, así como: nivel económico, infraestructura sanitaria, nivel social, cultural; con el fin de tener una idea clara de los elementos con los que se cuenta para la realización de un trabajo completo, de beneficio colectivo y en que se pueda desarrollar una buena promoción sanitaria.

PRIMERA PARTE:

CAPITULO PRIMERO	:	GENERALIDADES
CAPITULO SEGUNDO	:	ESTUDIOS PRELIMINARES
CAPITULO TERCERO	:	CALIDAD DE AGUA
CAPITULO CUARTO	:	ANALISIS POBLACIONAL
CAPITULO QUINTO	:	CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA
CAPITULO SEXTO	:	GEOMORFOLOGIA E HIDROLOGIA.

AGUA POTABLE PARA SAN PEDRO DE LA BENDITA

CAPITULO PRIMERO

1.1. GENERALIDADES:

Desde muchos años atrás, cuando la humanidad tomó conciencia de la organización y unidad de todos sus habitantes, se vió en la obligación de solucionar muchos problemas, que aquejaban su bienestar; uno de estos problemas, y uno de los más importantes era el de tratar de mejorar el nivel sanitario en función del bien de la comunidad, y como es lógico comienza a desarrollar diversos caminos y métodos, con el fin de adaptar el medio en que vive a un ambiente que le permita desarrollarse sano, con comodidades y facilidades para vivir holgadamente. Debemos darle al medio que nos rodea y en el que nos desarrollamos un aspecto como el concepto que dice: "Salud es un estado completo de bienestar físico, mental y social y no solamente la ausencia de enfermedades".

Por consiguiente, saneamiento quiere decir que hay que evitar los riesgos ambientales que pueden dar origen a molestias de orden orgánico, fisiológico, social; y, psíquico y proteger a los individuos de los mismos, y que además tienden a expandirse en función directa al crecimiento de la población.

Por lo tanto conscientes que es necesario reducir, y de una vez, eliminar estos riesgos, la humanidad ha precisado disponer de reglas, normas técnicas y métodos que da la Ingeniería Sanitaria con el propósito de obtener soluciones a dichos problemas y conseguir, consecuentemente, el bienestar de una comunidad. Por su parte el Ingeniero Sanitario, en los últimos tiempos, se ha interesa-



do en desarrollar nuevas técnicas de los aspectos clásicos de la - profesión, de acuerdo a las características que reviste el proble- ma. Es necesario aplicar nuevos conceptos y técnicas más comple- jos y difíciles cada vez por el desarrollo industrial de las comu- nidades, pues la contaminación es cada vez más alarmante de tratar.

Por todo lo anotado anteriormente el Abastecimiento de Agua - Potable, es el objetivo primordial y el punto de partida, con el - fin de encaminar a la comunidad por el sendero del progreso y de - la salubridad.

El desarrollo socio-económico, las características geográfi- cas, físicas, la actividad económica, el nivel de vida y de cultu- ra de la población son los aspectos principales que influyen de -- una manera directa o indirecta en la planificación y ejecución de- este tipo de proyectos.

1.2. EL AGUA Y LAS ENFERMEDADES:

El agua es uno de los medios más propicios para la transmi- sión de las enfermedades de tipo hidráulico; en tiempos pasados de- bido al poco o casi ningún cuidado que se tenía en lo que se refie- re al Abastecimiento de Agua Potable, su consumo provocaba serios- problemas, en las zonas rurales, y no solamente por el poco cuida- do, sino por el descuido en la eliminación de las aguas negras. En la actualidad podemos decir con relativa satisfacción que en -- los centros poblados urbanos casi no se tiene este tipo de proble- mas, debido al adelanto de la ciencia, en lo que se refiere a puri- ficación de aguas y disposición de aguas servidas, cosa que lamen- tablemente no sucede en las zonas rurales, pues es poco lo que se-

ha hecho por mejorar y solucionar el problema del saneamiento básico rural. De ahí la importancia que reviste la dotación de un Sistema de Agua Potable a nivel rural, tema de la presente Tesis.

Debemos decir, por lo tanto, que las enfermedades más frecuentes transmitidas por el agua y que tienen íntima relación con el aspecto digestivo son: fiebre tifoidea, paratifoidea, disentería, cólera y que por falta de datos estadísticos no se ha podido presentar en la monografía, cuadros que representen el índice de morbilidad y mortalidad causado por esa morbilidad.

1.3. ANTECEDENTES: *(Justificación)*

Como ya lo mencionamos anteriormente, conscientes del alcance de los problemas que conlleva la falta indispensable del Agua Potable en la salubridad de una población rural, se ha creído conveniente solucionar el problema de una parte de nuestra provincia, Loja, encausando los estudios de la presente Tesis, con dicho objetivo y además con el fin de incentivar a los pobladores de la zona rural a que permanezcan en su zona, y de esta manera obtener un mayor rendimiento agropecuario de todas las zonas de la provincia, y por ende llevar el desarrollo a todos estos rincones de la patria.

1.4. CANTIDAD DE AGUA EN EL MUNDO:

A continuación damos a conocer, mediante un cuadro la cantidad de agua que existe en el mundo, así como indicaremos la cantidad de ésta que podemos aprovechar.

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 "
Lagos Agua Dulce	125.000 "
Lagos Agua Salada	100.000 "
Agua corriente	1.160 "
<hr/>	
TOTAL:	1.350'226.160 Km ³

b.- AGUA BAJO TIERRA

Medida bajo tierra	
a un metro de prof.	25 x 10 ³ Km ³
Agua subterránea -	
hasta 800 m. prof.	42 x 10 ⁵ "
Agua Subt. de 800-	
a 3.500 m. de prof	42 x 10 ⁵ "
	<hr/>
	8.425 x 10 ³ Km ³

AGUA DULCE TOTAL

a.- SUPERFICIAL

Lagos	125 x 10 ³ Km ³
Corrientes	1,2 x 10 ³ "
Hielo	30.000 x 10 ³ "
TOTAL:	30.126,2 x 10 ³ Km ³

b.- BAJO LA SUPERFICIE

Suelo hasta 1 mts.	25 x 10 ³ Km ³
AGUA Subterránea	4.200 x 10 ³ Km ³
	<hr/>
	4.225 x 10 ³ Km ³

TOTAL AGUA DULCE 34.351,2 x 10³ Km³

De esta cantidad de agua dulce se puede aprovechar solamente- 4.351,2 x 10³ Km³, ya que el volumen de agua cubierto de hielo no- es aprovechable. Conociendo estos datos, y sabiendo como día a -- día, el agua dulce aprovechable en la superficie de la tierra, ---

Asimismo, dentro de los planes nacionales de Abastecimiento de Agua, los organismos nacionales, regionales y locales, responsables de la ejecución de las obras sanitarias, enfrentan el grave problema de la escasez de fuentes superficiales en algunas zonas del país, o el alto costo que significa el tratamiento de estas aguas en otras zonas, especialmente en el litoral y zonas selváticas. En nuestro medio el problema se agrava, cuando es necesario construir proyectos costosos para abastecimientos de pequeñas comunidades rurales que incluyen extensas líneas de conducción, y plantas de tratamiento, aprovechando las fuentes superficiales existentes.

CAPITULO SEGUNDO

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. INSPECCION PRELIMINAR

2.1.1. DATOS GEOGRAFICOS:

San Pedro de la Bendita se encuentra al Sur-Occidente del Ecuador a $3^{\circ} 56'$ de latitud Sur y $79^{\circ} 26'$ de longitud Oeste, su elevación sobre el nivel del mar es 1.650 metros.

Es una parroquia del Cantón Loja y se encuentra a 48 Km. de la cabecera cantonal y capital de la provincia, Loja. Dicha parroquia constituye un paso obligado de la carretera Loja-Las Chinchas Piñas-La Avanzada y sus límites son los siguientes:

NORTE: Desde la quebrada Naranjillo hasta el cerro Achupallas una línea hasta unir con el cerro Urcupunta, línea recta hasta unir con el cerro Chalchuma.

ESTE: Por la quebrada Naranjillo, aguas abajo hasta el río Guayabal.

SUR: Desde el río Guayabal hasta unir con el Catamayo, agua abajo siguiendo por la quebrada del Naranjo.

OESTE: Desde la quebrada del Naranjo línea recta hasta la quebrada de Ninguna, una línea recta hasta encontrar la quebrada San José de ahí hasta el Cerro Chalchuma.

2.1.2. VIAS DE COMUNICACION:

Las vías de comunicación que unen a San Pedro de la Bendita con el resto de la provincia son algunas, éstas se encuentran en buen estado, puesto que unas son lastradas y otras asfaltadas, son:

San Pedro-Loja con un recorrido de 48 Km. asfaltada en su totalidad; hacia Catamayo con solamente 12 Km. de carretera asfaltada; - hacia la Costa tenemos a Machala con 176 Km. de carretera afirmada proximately a asfaltarse, esta carretera pasa por Piñas con 76 Km. Saracay con 109 Km., La Avanzada con 131 Km. y Santa Rosa con 140-Km., por último existe la carretera que va a El Cisne con una longitud de 22 Km. lastrados, de tercer orden.

2.1.3. DATOS HIDROLOGICOS:

Podemos indicar brevemente que la parroquia de San Pedro -- tiene dos estaciones aunque no definidas, pues cualquiera de ellas se alarga o se acorta; generalmente la estación invernal va desde Octubre a Abril y la estación veraniega el resto del año.

El clima de la población es templado un poco caluroso seco, - con una temperatura que oscila entre los 19^o y 24^o. (En el Capítulo Sexto, se hace un estudio más detallado sobre datos hidrológicos del lugar).

2.1.4. INSTITUCIONES EDUCACIONALES Y PUBLICAS:

Existen dos escuelas y un colegio. La escuela de niñas San Vicente que actualmente cuenta con 139 alumnas, tiene 10 años de - construido, es de estructura de hormigón con partes de ladrillo y maderas, consta de dos plantas, es relativamente amplio y aseado, - tiene servicios de lavabos y sanitarios en un número de 2 y 5 respectivamente.

La escuela fiscal de varones Mariana Gutiérrez, tiene 138 ---

alumnos, funciona en los nuevos pabellones construídos por el DECE que prestan un eficiente servicio al alumnado.

Por último tenemos el colegio mixto Fernando Dobronsky Ojeda, que cuenta actualmente con solamente 4 años, cuenta con 118 alumnos y funciona en edificio acondicionado que no presenta muy buen servicio.

Además de escuelas y colegios debemos anotar que entre las -- instituciones públicas las más destacadas son: Puesto mínimo de sa lud, el mismo que presta eficientes servicios a la comunidad con - un médico y una enfermera, los campamentos permanentes de la fisca lización de Obras Públicas, con pabellones propios, recién cons--- truídos y que determinan en cierto modo población flotante, de --- igual manera tenemos aquí los campamentos de la compañía construc- tora COSURCA, que se encuentra construyendo la carretera a la Cos- ta y, que asimismo determinan población flotante; hay además ofici nas del Registro Civil, oficinas de Correos, oficinas de IETEL. (En el Capítulo Quinto, exponemos un estudio sobre la población y- dotación estudiantil).

2.1.5. CRECIMIENTO DE LA POBLACION:

Los datos poblacionales obtenidos de los Censos Nacionales, nos demuestran el desarrollo de la población a través del tiempo, - estos datos los analizaremos en el Capítulo Quinto. Indicaremos - que no podemos confiar plenamente en estos datos, pues no se espe- cifica las limitaciones censales, en todo caso podemos decir que - desde 1950 fecha del primer censo nacional hasta 1962 en que se --

se realizó el segundo censo nacional de población y primero de vivienda, se aprecia un decrecimiento de la población; de este censo hasta el realizado en 1974 sucede lo contrario, población creciente, para luego desde 1974 hasta la encuesta Sanitaria realizada en 1978, apreciar nuevamente un descenso poblacional; esto nos da a conocer la inestabilidad de las personas para permanecer en la comunidad, esto puede traducirse en la falta de servicios indispensables como: Agua Potable y Alcantarillado, juegan además un factor importante las continuas sequías que azotan a la región.

2.1.6. CALLES:

El nivel urbanístico existente en San Pedro de la Bendita, podemos decir que es regular, ya que debido a su actividad económica y por encontrarse cerca de centros poblados, está sujeta a crecimiento urbanístico más o menos marcado. Por la razón anotada es que su desarrollo urbanístico es paralelo con el Plan Regulador de Loja.

Las calles en su mayoría se constituyen de tierra con una pequeña capa de lastre, en especial en el centro poblado, las calles no poseen ninguna clase de evacuación de aguas lluvias, cabe indicar que las calles, por lo menos algunas de ellas, se asfaltarán a corto plazo.

2.2. ESTADO SANITARIO ACTUAL:

El estado actual de agua entubada, viene prestando servicio al pueblo desde hace muchos años atrás, en que se instala la conducción de donde se capta el agua hasta el pueblo en tubería de ce



mento y hierro, luego en 1962 se construyó un tanque reservorio -- que acumulaba el agua a fin de que sirviera para la pequeña planta de energía eléctrica que existía y que actualmente ya no presta -- servicios.

Es de vital importancia señalar que, el actual abastecimiento de agua entubada que presta servicio a la población, no posee ningún tipo de tratamiento.

Esta actitud tomada por las autoridades al dotar a la parroquia de por lo menos de un sistema de agua entubada, transformó en parte el estado sanitario, puesto que el índice de mortalidad disminuyó notablemente, lo mismo sucedió con enfermedades y epidemias.

El servicio de agua entubada actual consta de lo siguiente: - La toma del agua se la hace en el cerro Urcupunta en el sitio denominado Pulucapa que actualmente arroja un caudal de apenas 1.5 litros por segundo, caudal que es insuficiente para abastecer al pueblo, éste caudal en época de invierno sube a 2 y 3 litros por segundo. Este caudal es llevado hacia el pueblo a lo largo de 2 Km. por tubería de cemento de 150 mm. la misma que se encuentra en buen estado, existía antes un desarenador de aproximadamente 4.65 x 1.80 x 1.15 y un sedimentador de 5.80 x 1.60 x 1.15 y que actualmente ya no funciona.

A lo largo de este tramo de tubería existen pequeñas cajas de revisión, situadas aproximadamente cada 200 metros, que sirven para efectos de limpieza, esto cuando las cajas se encuentran cerca-

nas a la obstrucción, cuando no, se procede a practicar huecos en la tubería para el efecto. A continuación tubería de hierro de 3" con una longitud de 200 metros, de 2½" de hierro a lo largo de --- 1.600 metros, son los elementos que transportan el agua, hasta llegar al tanque de almacenamiento situado en el pueblo, con una capacidad aproximada de 42 metros cúbicos.

El tanque está construido de mampostería de ladrillo y reforzado con Hormigón Ciclópeo, tiene sus respectivas llaves de salida y de lavado.

La distribución se la realiza mediante tubería de tres diámetros, 2", 1" y ½" y en algunas partes el agua es llevada por manguera.

Realizando una pequeña evaluación de los servicios existentes podemos notar que existe una lavandería pública, piscina pública, una batería de servicios higiénicos en cada establecimiento educacional. Por las razones anotadas y por el estado deplorable en -- que se encuentra el sistema actual de agua entubada, es necesario e indispensable la construcción de un sistema de Agua Potable, que preste a la comunidad un servicio óptimo en lo que a condiciones de higiene se refiere, para de tal manera salvaguardar la integridad de San Pedro de la Bendita y de los pueblos en general.

2.3. ESTADO ACTUAL DE LA POBLACION:

2.3.1. ASPECTO SOCIAL:

En lo que se refiere al aspecto social de San Pedro podemos - anotar que: existe autoridad Política representada por el señor Teniente Político; autoridad Religiosa, por el señor Párroco, además por el Presidente la Junta Pro defensa de los derechos de la comunidad, presidente de la Comuna; existen además agrupaciones deportivas colegiales y escolares.

2.3.2. PRODUCCION:

La mayoría de la población se dedica a la agricultura aunque ésta no haya alcanzado un desarrollo que permita ubicarla como un sector eminentemente agrícola; esto debido a la poca táctica -- agrícola utilizada, además se ha visto impedida por las prolongadas sequías. Debemos anotar que San Pedro de la Bendita, en otrora fue un sector eminentemente ganadero.

La cría de gallinas, que actualmente posee, ha constituido un rubro importante en la economía del sector, sin embargo se cultiva en pequeña escala: maíz, papa, yuca, frejol.

2.3.3. DESARROLLO:

El desarrollo del lugar no es destacable, pues no existen - artesanías no pequeñas industrias que impulsen el desarrollo y adelanto de la parroquia, por el contrario una pequeña parte de la población sale a trabajar en Catamayo, distante solamente 12 Km. y - que tiene más movimiento comercial y que además tiene fuentes de - trabajo como el Ingenio Monterrey y la industria de madera Tabla rey, que son las dos industrias que les proporcionan trabajo.

2.3.4. MEDIOS DE VIDA:

No existen medios de vida favorables, pues como exponemos anteriormente, la agricultura no se ha desarrollado suficientemente y la ganadería casi ha desaparecido, mucha gente abandona los campos para salir a trabajar en otros centros poblados, como Catamayo, Loja, Machala, Santo Domingo, etc.. Según versiones de los pobladores el minifundio es marcado.

2.4. SERVICIOS EXISTENTES:

2.4.1. AGUA:

La población posee un servicio de Agua Entubada, pero cuyas características físicas, químicas y bacteriológicas, son sumamente críticas; de ahí el índice de enfermedades de orden bacteriológico deplorables y elevados.

2.4.2. ALCANTARILLADO: /

Es necesario decir al respecto que, hasta hace poco no se disponía de ninguna clase de alcantarillado a excepción de unas -- contadas calles, felizmente en la actualidad el proyecto de alcantarillado que el IEOS ha trazado para esta población, se encuentra en ejecución y en pocos meses más se llevará a feliz término, disminuyendo de esta manera los focos de infección que azotaban la población.

2.4.3. ENERGIA ELECTRICA: /

La población posee una buena red de electrificación, ya que el fluido eléctrico es el mismo que posee la población de Catamayo y por consiguiente éste les llega directamente de la central termo eléctrica existente en dicha población. Es necesario indicar, a -

modo de información, que San Pedro contaba antiguamente con una pequeña planta de energía eléctrica con capacidad de 6 KW, que por supuesto, en la actualidad ya no funciona.

2.5. FUENTES DE ABASTECIMIENTO:

Existen algunas fuentes que pueden servir para el Abasteci---miento de Agua Potable que se quiere dar a la parroquia. A conti---nuación daremos alguna información sobre ellas.

2.5.1. FUENTE SUBTERRANEA:

La fuente subterránea denominada Pulucapa, es la que actualmente sirve a la población y que tiene algunas ventajas para considerarlas aptas en el proyecto, como el que parte de la conducción--esté construido, no es muy lejano el sitio de captación; uno de --los inconvenientes más fuertes que presenta la fuente y por el que nos hemos visto obligados a desecharla es que mediante un aforo obtuvimos un caudal en estiaje de 1.5 lit/seg siendo muy pequeño en--relación al caudal que se necesita para servir a la población. Según análisis que exponemos en el Capítulo Tercero las aguas de es--ta vertiente poseen algunas buenas características como: color, --olor y la ausencia casi total de algunos minerales.

2.5.2. FUENTE SUPERFICIAL:

El aforo realizado en la quebrada denominada La Lleva nos --presentó un resultado de 3.2 lit/seg que aunque nos es muy bajo no cumple con la demanda que necesita la población, por lo que hubo --que rechazarla, se indica además que del análisis realizado de la--fuente y que se expone en el Capítulo Tercero, se desprende que --

sus aguas son aptas para la potabilización, pero tiene el inconveniente antes dicho y está muy distante de la población lo que viene a encarecer los costos de operación y de construcción.

2.5.3. FUENTE SUPERFICIAL:

Además de estas dos fuentes, existe otra y muy importante - como es la quebrada La Concha y sobre la cual se centra el presente estudio de Abastecimiento de Agua Potable. Esta fuente presenta buenas ventajas que podríamos resumir en:

- a.- Una buena calidad físico-química y bacteriológica, que se puede observar del análisis realizado y que se expone en el Capítulo Tercero.
- b.- No existe mucha distancia entre el sitio de captación y el centro poblado.
- c.- El caudal en época de estiaje satisface sobradamente la demanda poblacional.

Es necesario anotar que la quebrada en mención a lo largo de su recorrido existen partes en las que el agua que posee corre subterráneamente, tal es el sitio en el que la quebrada corta la carretera que va a El Cisne, a la altura del kilómetro 1 + 954. En el Capítulo Tercero (3.5.2.) exponemos el aforo correspondiente, - así como la técnica usada y el análisis físico-químico y bacteriológico.

2.5.4. FUENTE SUPERFICIAL:

Existe otra fuente que actualmente se encuentra al servicio - de los pobladores, los cuales se sirven de ella para el regadío de sus parcelas; INERHI, aprovecha las aguas de dicha quebrada, denominada San Vicente, para llevarla por medio de canal hacia el pueblo.

2.6. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS:

2.6.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL PUEBLO Y AREAS FUTURAS:

Los estudios topográficos que se practica para la realización de un abastecimiento de Agua Potable, son indispensables, y - no solamente para este tipo de trabajos sino para cualquier proyecto de ingeniería; como decimos es importante poque de sus resultados partimos para el estudio y cálculo del proyecto.

De una manera general las características del pueblo en lo -- que se refiere a su terreno, podemos decir que: es relativamente - plano en el centro del pueblo y en el sector oriental del mismo, - no así en la parte occidental donde se observan pendientes pronunciadas, de esta manera se facilita la expansión urbanística, especialmente hacia los sitios planos. Para el levantamiento del pueblo se utilizó los siguientes equipos, debidamente comprobados y - corregidos antes de iniciado el trabajo:

- | | |
|--|-------------|
| 2 Teodolitos | - Fuji FX-1 |
| | - Keufeel |
| 2 Niveles | - Kern |
| | - Fuji |
| 3 Miras de 4 metros cada una | |
| 2 Cintas, una de 30 mts. y otra de 50 mts. | |

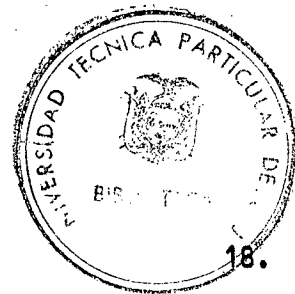
4 Jalones.

Como ya lo dijimos y volvemos a insistir, la topografía del lugar donde se quiere realizar un proyecto es importante, pues nos proporciona datos como pendientes, cotas, desniveles que nos ayudan en el diseño, nos hace visualizar de una manera más objetiva la disposición del terreno sobre el que se va a trabajar, para de esta manera emplazar las estructuras que intervienen en el diseño.

El levantamiento se realizó de la siguiente manera: Se midieron las distancias a estadia por dos oportunidades, midiendo hacia adelante y luego hacia atrás, para comprobar. A manera de comprobación también se midió la distancia con cinta, para efectos del cálculo se utilizó la medida a estadia, por ser más precisa.

Se levantaron algunos polígonos cerrados con el fin de abarcar todas las manzanas que conforman el pueblo, también se trazó algunos pequeños polígonos abiertos, para sacar datos de los alrededores y poder conformar las áreas futuras de diseño, se tomaron también puntos de detalle para conformar el pueblo y poder ubicar las casas en las que más adelante se pondrá las respectivas conexiones domiciliarias. Los ángulos tanto verticales como horizontales, que sirven en el cálculo de las libretas, fueron leídos en dos oportunidades para mayor precisión. El cálculo de las poligonales tanto abiertas como cerradas y el ajuste del error se adjuntan. (Ver Anexo Nº 1).

La cota de partida para el cálculo está referida al IGM Nº 29



cuya cota es 1811,51, se realizó además la nivelación de los polígonos con el fin de obtener mayor precisión en las cotas de las estaciones.

Vale indicar que todo el trabajo topográfico se lo realizó -- ajustándose a las normas del IEOS publicadas por esa Institución, -- en una obra titulada "Normas tentativas para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y Sistemas de Alcantarillado, Urbanos y Rurales". Por lo tanto los límites de tolerancia para cierre lineal, cierre angular y cierre altimétrico son los considerados por el IEOS. La escala usada, según normas, para el dibujo -- del levantamiento topográfico del pueblo es 1:2000.

2.6.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA LINEA DE CONDUCCION:

La línea de conducción es la parte del sistema que se compone de conductos, accesorios y obras de arte, destinados al transporte del agua procedente de la fuente desde la captación hasta la Planta Potabilizadora.

El levantamiento de esta parte del sistema de Agua Potable se lo realizó con los mismos aparatos que se usó en el levantamiento del pueblo. Las distancias se midieron a estadias, lo mismo que los puntos de detalle abarcando de esta manera una franja de 20 m. a cada lado de la poligonal abierta, trazada para el efecto, con el fin de obtener datos más veraces, tanto las distancias como los ángulos verticales y horizontales fueron leídos en dos oportunidades. El polígono se lo abscisó con el fin de obtener en el trazado del perfil una visión más real del terreno por donde pasará la-

línea de conducción.

La presente línea de conducción no tubo ninguna alternativa, a excepción de la trazada, pues dadas las condiciones del terreno, la línea es la más vonveniente para su construcción, porque garantiza seguridad y econcmía al proyecto en general.

El cálculo de las coordenadas de la poligonal se adjuntan a la presente monografía (Ver Anexo Nº 2), con la indicación de que para este caso no existe ni corrección ni ajuste pues se trata de poligonal abierta.

Sobre la franja topográfica ubicamos la línea de conducción - tomando en consideración las normas dadas por el IEOS, esta línea de conducción coincide con la poligonal trazada, pues como ya se - mentó anteriormente es la más conveniente, sin desechar la posibilidad de que pueda haber en el momento de construir, pequeñas variaciones, por supuesto, sin que afecten el diseño mismo. Los perfiles se realizaron en las siguientes escalas:

- | | |
|----------------------|------------|
| 1.- Perfil general | H = 1:7500 |
| | V = 1:250 |
| 2.- Perfil detallado | H = 1:1000 |
| | V = 1:100 |

CAPITULO TERCERO

CALIDAD DEL AGUA

3.1. GENERALIDADES:

El agua para su utilización debe reunir condiciones específicas con el fin de que sea aceptable para su uso, en general debe ser clara, de un gusto agradable, con una temperatura conveniente, generalmente que oscile entre 5º y 15º C, debe ser fresca, sin olor y que no contenga minerales que la hagan nociva para la salud y corrosiva, no debe ser una vía de entrada de organismos de gérmenes de enfermedades infecciosas, bacterias parazitarias, materia orgánica.

Es decir que el agua que ha de ser utilizada para consumo doméstico como agua potable, debe consumirse sin peligro.

La calidad de las aguas que provienen de las fuentes de abastecimiento muestran generalmente las calidades más características de las fuentes, sin embargo existen muchos factores que afectan y producen variaciones en la calidad de las aguas obtenidas en la misma fuente.

Estas variaciones se producen por la capacidad del agua para absorber sustancias, las mismas que se pueden encontrar en forma de suspensión coloidal, o en disolución. Las condiciones geográficas, geológicas, climáticas, son factores que determinan la calidad del agua, pues determina en el agua la presencia de materia mineral, de origen orgánico y organismos vivos, que pueden encontrar

se en los estados anotados anteriormente. El agua químicamente pura no existe.

Estas partículas se encontrarán en suspensión cuando su tamaño fluctua entre 0.1μ y 1μ , como tierra, arena, polvo; éstas serán observadas por filtración.

Para partículas de 0.2μ a 0.3μ estarán en disolución y podrá eliminarse por precipitación química.

Las partículas se encuentran en estado coloidal cuando tienen tamaños entre 1μ y $0,2\mu$, éstas no son fácilmente eliminables -- por sedimentación y filtración ordinaria.

3.2. CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS Y BACTERIOLOGICAS:

Para que el agua pueda ser considerada apta para la bebida y reunir las características antes mencionadas, es importante y conveniente realizar una exposición y estudio de las características con el propósito de presentar las máximas concentraciones aceptables y tolerables, para luego relacionarlas con las obtenidas al analizar las muestras, esto se consigue mediante un análisis físico-químico y bacteriológico del agua.

3.2.1. CARACTERISTICAS FISICAS:

Las características físicas son las que más impresionan al pueblo consumidor; sus resultados obtenidos en las pruebas físicas tienen interpretación directa, de ahí que tienen menor importancia y no requieren mayor explicación, sin embargo analizamos las prin-

cipales características físicas como: Temperatura, turbiedad, olor, sabor, color.

a.- TEMPERATURA.- La designación de la temperatura resulta importante porque guarda relación con la viscosidad, densidad, tensión superficial, presión de vapor o solubilidad de gases o sólidos, y pueden ser éstos determinados en función de la temperatura. La temperatura del agua debe ser en verano inferior a la temperatura ambiente y en invierno acontece lo contrario; se considera que una agua agradable al paladar está entre 5°C y 15°C.

La máxima densidad del agua se consigue a 4°C sobre cero. En países fríos es buena medida dejar escurrir un poco el agua por las llaves en las horas de baja temperatura, con el fin de evitar el congelamiento y el consiguiente rompimiento de las cañerías.

b.- TURBIEDAD.- La turbiedad del agua da a la persona que la consume un real aspecto y una desagradable impresión, por lo que es necesario eliminarla por medio de procedimientos especiales; se mide por comparación con patrones convencionales a través de un turbilímetro.

Se acepta como unidades de turbiedad, la que produce, en peso, una parte de sílice en un millón de partes de agua destilada.

La turbiedad hace que el agua aparezca sucia, debido esencialmente a materias en suspensión, tales como arcilla y otras sustancias inorgánicas finamente divididas y organismos microscópicos; -

notando además que dentro del campo sanitario, la turbiedad no tiene ningún significado.

El IEOS no fija límites para la turbiedad pues su tratamiento se decidirá en cada caso.

c.- COLOR.- Esta expresión se refiere a la impresión ocular producida por materias en el agua, sustancias en solución tales como: Fe^{++} , Mn^{++} , sustancias orgánicas, vegetales, desechos industriales. Precisa distinguir el color aparente del verdadero.

El color aparente está ligado a la turbiedad, y el es el que tiene el agua antes de realizar los análisis. El color verdadero depende de las sustancias minerales disueltas, especialmente sales de hierro y manganeso y materias coloidales de origen orgánico. Este color es el que tiene el agua luego de que se elimina las materias en suspensión por filtración, coagulación, etc..

Se determina el color por comparación con colores patrones según la escala de platino-cobalto, que toma como unidad de color la producida por 1 mg. de platino en forma de ión cloroplatinado ---- ($C1_6PtK2$).

El IEOS fija para agua cruda un valor máximo de 300 unidades de color.

d.- OLOR Y SABOR.- Olor es la impresión producida en el olfato por las materias volátiles contenidas en el agua, -

tales como las siguientes: materias orgánicas descompuestas que -- producen H_2S y NH_3 , presencia de organismos como algas y microorga-- nismos; olores causados por residuos industriales. El sabor es la sensación gustativa que producen las materias contenidas en el --- agua. El olor y el sabor están relacionados íntimamente, aunque - son distintas, muchos de los llamados sabores son en realidad olo-- res en lo que al agua se refiere. Los olores pueden clasificarse-- en cuatro grupos:

- 1.- Olores causados por materias orgánicas naturales descom-- puestas:
 - a.- Olor vegetal, producido por la putrefacción de mate-- ria orgánica.
 - b.- Olor a tierra, producido por partículas finas de mate-- ria orgánica y barro.
- 2.- Olores causados por organismos vivos.
Olor producido por algas y otros microorganismos.
- 3.- Olores causados por gases o combinación de los mismos ga-- ses tales como amoníaco, hidrógeno, sulfuro.
- 4.- Olores causados por residuos industriales.

El olor se mide por el "Ensayo del olor incipiente" que con-- siste en diluir el agua a tratarse, hasta que el olor desaparezca, se requiere diluir 25 cc del agua problema en agua sin olor, hasta completar 250 cc, el olor incipiente es 10. El agua potable no de-- be tener olor ni sabor que desagraden al consumidor.

El olor puede eliminarse por varios métodos tales como: aerea

ción, sedimentación, filtración, desinfección, etc., por medio de tratamientos especiales, con carbón activo, o adición de amoníacos antes del cloro.

3.2.3. CARACTERISTICAS QUIMICAS:

Las sustancias minerales y las máximas concentraciones de sustancias químicas en disolución deben comprenderse en los límites que la experiencia a encontrado tolerables para el consumo humano, los cuales han sido normalizados en su totalidad. Los compuestos químicos pueden dividirse en cuatro grupos según el IEOS:

- 1.- Compuestos que afectan la potabilidad como: compuestos disueltos sólidos, hierro, cobre, manganeso, zinc, magnesio más sulfático sódico, sulfatos de alquibencilo.
- 2.- Compuestos peligrosos para la salud: nitratos y fluoratos
- 3.- Compuestos tóxicos: compuestos fenólicos, arsénico, cadmio, cromo, cianuros, plomo, selenio, radionúclidos. Su presencia en concentraciones mayores a las establecidas inhabilita 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..

Las características químicas principales del agua son:

- a.- ALCALINIDAD.- Se puede definir la alcalinidad como la capaci--

dad de neutralizar la acidez, y principalmente se debe a la presencia de iones carbonato y bicarbonato de calcio, sodio, magnesio y a los hidróxidos, se mide en mg/lit. como carbonato de calcio ----- (CaCO_3) principalmente; se relaciona íntimamente en el agua con la presencia de la propiedad llamada corrosividad.

Numéricamente la alcalinidad es la concentración equivalente a una base titulable y se determina como una solución valorable de un ácido fuerte, a determinados puntos de equivalencia, datos por indicadores apropiados.

Para determinar la alcalinidad se puede utilizar dos tipos de indicadores: fenolftaleína y heliantina; la fenolftaleína nos permite apreciar cuantitativamente la alcalinidad debida al hidróxido y carbonato, mediante una coloración rosada; la heliantina nos permite determinar la alcalinidad debida al hidróxido, carbonato, bicarbonato, en el ámbito del P. H. comprendido entre 4 y 5.

La alcalinidad en fin nos permite calcular la dosis de productos químicos, que se requieren en el tratamiento de aguas superficiales naturales.

Con los datos obtenidos de alcalinidad a la fenolftaleína y total y considerando que toda la alcalinidad se debe a los iones carbonato, bicarbonato e hidróxido podemos decir que:

- 1.- Hay alcalinidad de carbonato, cuando la alcalinidad a la fenolf taleína no es nula pero menor que la total.



2.- Hay alcalinidad de hidróxido cuando la alcalinidad a la fenolftaleína es mayor que la mitad de la alcalinidad total.

3.- Hay alcalinidad de bicarbonato, cuando la alcalinidad a la fenolftaleína es menor que la mitad de la alcalinidad total.

b.- P. H.- El P. H. del agua 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 (H) expresada en iones-gramo por litro. El valor del P. H. tiene una escala que va desde 0 a 14, de muy ácida a muy básica. El valor del P. H. igual a 7 a la temperatura de 25°C equivale a la neutralidad del agua.

Por lo tanto el P. H. nos sirve para determinar si el agua es alcalina o ácida, teniendo además importancia en los otros procesos de tratamiento, juega un papel importantísimo en el aspecto corrosivo o incrustante del agua.

Para determinar el P. H. existe algunos métodos: Método del colorímetro, Papel tornasol, método eléctrico, etc..

c.- DUREZA.- El concepto de dureza en las aguas, se debe principalmente al contenido de sales de calcio y magnesio, se debe también a las sales de hierro, magnesio, cobre, bario, zinc, plomo, etc., que por estar en pequeñísimas concentraciones, se consideran despreciables; la dureza se la expresa en mg/lt. como CaCO_3 .

La dureza se clasifica: dureza de carbonato o temporal, y, no carbonatada o permanente, la primera está constituida por bicarbonatos, y tiene la propiedad de precipitar como carbonatos insolubles con el color. La dureza no carbonatada o permanente, está constituida por sulfatos, cloruros o nitratos. Las aguas según su dureza pueden clasificarse:

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 inconvenientes que presentan las aguas duras son los siguientes:

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

La dureza temporal puede eliminarse por simple proceso de ebullición, caso que no sucede con la dureza permanente.

d.- ANHIDRIDO CARBÓNICO.- El anhídrido carbónico CO_2 en el agua -- constituye un valor importante de determinación, ya que su presencia excesiva en el agua provoca una potencialidad de corrosividad en las mismas. Las aguas cuyo P. H. - se concentra en el campo ácido generalmente tiene su causa en la -

presencia de anhídrido carbónico, que es el responsable de la acidez.

e.- HIERRO.- La determinación del hierro es de gran importancia, - este puede definirse como amargo, y astringente, no - producen daño a la salud en las concentraciones en las que se encuentra en la naturaleza, color, sabor metálico, mancha los tejidos, los artefactos sanitarios.

Las aguas ferruginosas producen incrustaciones en las tuberías. El tratamiento del hierro depende de la forma en que se encuentre presente en el agua, si está en forma de solución, se elimina por aereación, que consiste en el cambio de gases entre el agua y una atmósfera cualquiera, cuando están en forma orgánica se utiliza oxidantes divalentes, se puede preclorar o coagular el agua.

f.- MANGANESO.- Así como el hierro el manganeso no causa daño a la salud en las proporciones en las que se encuentran en la naturaleza, pero produce características indeseables en el agua, así: produce calor, sabor metálico y mancha los tejidos.

g.- FLUORUROS.- El fluor en el agua evita las caries dentales; en concentraciones óptimas, ni produce trastornos, y - el número de caries se reduce en un 60% - 65%. Las aguas potables que contengan fluor en cantidades excesivas producen fluorosis dental, lo que aumenta proporcionalmente a la concentración de fluoruros. Los fluoruros en proporciones menores a 1 p. p. m. es benefici

cioso por profucir profilaxis dental, mientras que en concentraciones comprendidas entre 4 - 5 p. p. m. puede producir lesiones en los huesos.

h.- CLORUROS.- Son sales solubles en aguas superficiales, se presentan más frecuentemente en aguas residuales, su origen además de la disolución de minerales, es debido al agua de mar.

En ocasiones presenta cierta importancia, pero cuando se encuentra en concentraciones considerables mayores que las aceptables indicará una posible contaminación con aguas residuales, su presencia se detecta por su sabor salino.

i.- SULFATOS.- Proviene de la disolución del yeso (CaSO_4) así como de la estabilización o desdoblamiento de la materia orgánica y descargas industriales. Los sulfatos son relativamente abundantes, sobre todo en aguas duras, en concentraciones mayores a los 500 mg/lt. de SO_4 tiene acción laxante en el hombre; las altas concentraciones producen corrosión en las tuberías; cuando las concentraciones son más de 200 mg/lt. de SO_4 no es apta para el riego, pues tiene efectos nocivos para las plantas.

j.- NITRATOS.- Su origen es más seguro en la descomposición de las proteínas, formándose primero el amoníaco, el cual al oxidarse da lugar a los nitratos y nitritos, pues de llegar a encontrarse elevadas concentraciones en algunas aguas subterráneas, su presencia en el agua da la idea de contaminación mediata o inmediata.

En concentraciones mayores a 20 p. p. m., el agua es peligrosa, aceptándose como máximo 45 p. p. m., si es mayor la fuente es desechable, ya que en concentraciones altas se tiene efectos sobre los niños menores y reacciona con la sangre, reduciendo su capacidad transportadora de O_2 .

k.- CALCIO.- Es un componente que produce la dureza del agua, además tiene efectos negativos en el lavado de ropa e in crustaciones en el sistema. En efecto el agua dura en la salud ha sido desde mucho tiempo atrás objeto de discusión, la cantidad de calcio en las aguas más duras es mucho menor que la necesaria para satisfacer la demanda nutricional diaria, ya que el cuerpo humano requiere aproximadamente de 0.7 a 1 gramo de calcio por día, can tidad que en su mayor parte se aprovecha al consumir alimentos norma les. Por otro lado las investigaciones han demostrado en forma -- conveniente que no existe ninguna relación entre la dureza del --- agua potable y las enfermedades de las arterias, de los riñones y la vejiga.

l.- 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 servicio público.

m.- FENOL.- No es soluto natural, proviene de las refinerías y de la industria química, destilación de madera etc., las-

aguas que contienen fenol tienen sabor medicinal que imparte aún a los peces, puede resultar tóxico.

n.- ARSENICO.- Este elemento es insoluble en el agua, en ésta se encuentra como arseniato y arsenito (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.

o.- CROMO EQUIVALENTE Y COBRE.- Son producidos generalmente por desechos industriales, razón por la cual no es importante el estudiarlos más profundamente. Las concentraciones en las que se encuentra en la fuente son 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 200 mgs/día, pero en 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 el más notable la nefritis de los tejidos, gastroenteritis.

p.- PLOMO.- Su existencia se debe a razones naturales, pero sobre todo a desechos industriales, se usa en pinturas, colorantes, insecticidas; tiene efecto acumulativo en el organismo humano, sobre todo en los huesos, causando envenenamiento.

q.- SELENIO.- Proviene de la industria del vidrio, colorantes y pinturas, insecticidas. Lo absorben las plantas que se vuelven tóxicas para el hombre y los animales.

r.- ZINC Y YODO.- La existencia del zinc en el agua se debe generalmente a la contaminación industrial y se lo encuentra como sulfatos y cloruros. El agua natural tiene cantidades insuficientes de yodo, su presencia tiene significación en la enfermedad del bocio, se estima que en la vida normal el hombre necesita ingerir de 0.5 a 0.1 mg de yodo por día.

t.- 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 evidencia de que cantidades excesivas de estas substancias provocan reacciones en el consumidor que puede dar lugar a un tratamiento individual o al rechazo del abastecimiento.

3.2.3. CARACTERÍSTICAS BACTERIOLÓGICAS:

Los análisis bacteriológicos de las muestras provenientes de posibles fuentes de Abastecimiento, son de mucha importancia desde el punto de vista sanitario. Los gérmenes patógenos transmisores de enfermedades como: amebas, deben ser eliminados del agua para que pueda ser apta para la potabilización.

El examen bacteriológico tiene por objeto la determinación de la contaminación fecal, o presencia de gérmenes del grupo coliforme; cuya característica es fomentar precozmente la lactosa con formación de gases. La presencia del grupo coliforme, se determina - agregando lactosa a la muestra de agua e incubando por 48 horas a una temperatura de 35°C, si hay salida de gases la muestra puede - tener organismos coliformes.

La determinación de tomar el grupo coliforme como indicador - de contaminación es debido a lo siguiente:

- Cuando está presente en el agua sobrevive un tiempo relativamente largo.
- Está siempre presente en desechos humanos un tiempo relativamente largo.
- En las aguas negras se hallan en números que oscilan entre 4 y 5 millones por ml.
- Su número aumenta proporcionalmente a la contaminación fecal.

En su ausencia otros microorganismos no dan resultados positivos debido a su especificidad. Sobreviven más tiempo que las bacterias patógenas entéricas durante el tratamiento o autopurificación y después desaparecen muy rápidamente luego de la destrucción de los patógenos. Su identificación es sencilla.

Los métodos de investigación del grupo coliforme son cuatro, - siendo dos de ellos los más importantes: el método presuntivo y el método confirmativo.

El método presuntivo tiene por objeto demostrar en el agua la

presencia de gérmenes fermentadores de la lactosa con presencia de gas y se realiza mediante la siembra de tres tubos con caldo lactoso, que en su interior lleva una campana invertida que permite acumular gas y leer el tubo.

El método confirmativo consiste en resembrar cada uno de los tubos positivos de la prueba presuntiva en medios especiales, en los cuales pueden solamente crecer gérmenes del grupo coliforme.

Existen dos formas de ensayo para realizar esta prueba bacteriológica: prueba de los tubos múltiples y la técnica de los tubos de membrana.

En resumen el determinar la presencia del grupo coliforme representa la contaminación fecal, y por consiguiente la mayor o menor posibilidad de que se encuentren organismos patógenos, que pueden ser de origen entérico o paracitario intestinal como: salmoanelas, shigellas, eberthellas, amebas, etc..

Los ensayos bacteriológicos de las muestras de agua para la parroquia de San Pedro de la Bendita se realizan de la siguiente manera.

1.- La forma de recolección de las muestras y transporte de las mismas se realizó de la manera como indican las normas del IEOS, y de acuerdo con las recomendaciones hechas por Francisco Unda Opaso en su obra "Ingeniería Sanitaria Aplicada al Saneamiento y Salud Pública".

- 2.- La primera muestra fue analizada en el Instituto Nacional de Higiene "Leopoldo Izquieta Pérez" de la ciudad de Loja.
- 3.- La segunda muestra fue analizada en el Instituto Nacional de Higiene "Leopoldo Izquieta Pérez" de la ciudad de Loja.

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. En términos generales el agua no debe tener 1 ó 2 gérmenes por 100 ml.

El IEOS aconseja aceptar la siguiente clasificación para tratamiento de acuerdo al grado de contaminación determinada por el número más probable N. M. P.

CLASIFICACION	N. M. P. /100 ml. DE BACTERIA COLIFORMES.
1.- Exige solamente tratamiento de desinfección.....	0 - 50
2.- Exige métodos convencionales de tratamiento (Coagulación, Sedimentación, Fieltración, Desinfección).....	50 - 5000
3.- Contaminación intensa que obliga a tratamientos más activos.....	5000 - 50000
4.- Contaminación muy intensa que hace inaceptable el agua a menos que se recurra a tratamientos especiales	

les. Estas fuentes se utilizan en casos extremos..... más de 50000

3.3. IMPORTANCIA DE LAS NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA:

Las normas de calidad del agua tienen por objeto marginar o -
condicionar para tener una buena calidad del agua que sirva para -
el consumo humano, ya que de ella depende la salud y conservación-
del hombre y su buena salud; es admitido universalmente que el ---
agua a ser bebida no debe contener sustancias químicas nocivas o-
microorganismos patógenos.

A través de la historia, se ha tenido duras experiencias de -
epidemias con alto índice de mortalidad por causa del uso del agua
con organismos patógenos; súmase a esto la propia actividad del --
hombre que ha contribuido para una contaminación cada vez mayor de
los cursos del agua.

En esta época moderna la humanidad todavía no ha hecho con---
ciencia de las exigencias que a este respecto se presentan tanto -
al individuo como al estado. Sin embargo los grandes progresos de
la técnica permiten poner en práctica los medios indispensables ne-
cesarios para proporcionar una agua segura para el consumo humano-
e industrial.

Por las razones anteriormente expuestas es necesario desarro-
llar las normas, las mismas que permiten la unificación de crite--
rios en cuanto a calidad de agua destinada a servicio colectivo y-
se constituyan bases para el diseño y construcción de abastecimien

tos de agua potable.

Además es indispensable hacer conciencia en la aplicación de estas normas con relación a las condiciones de las poblaciones que van a ser servidas, para que los valores de las diferentes características del agua a proveerse se encuentren enmarcadas en las posibilidades socio-económicas de la población en estudio, permitiendo al mismo tiempo su desarrollo normal.

3.4. CUADROS DE NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA:

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

SUBSTANCIAS O PROPIEDAD	INCONVENIENTES QUE PUEDE TENER	CONCENTRACION MAX. DESEABLE	CONCENTRACION MAX. ADMISIBLE.
Subs. Colorantes.	Coloración	5 unidades	50 unidades
Subs. Olores.	Olores	Ninguna	Ninguna
Subs. que dan saber.	Sabores	Ninguna	Ninguna
Materias en Suspensión (Turb.)	Turbidez, posible irritación gástrica.	5 U. T.	25 U. T.
Sólidos Totales.	Sabores, Irritación gástrica intestinal.	500 mg/lt	1.500 mg/lt.

SUBSTANCIAS O PROPIEDAD	INCONVENIENTES QUE PUEDE TENER	CONCENTRACION MAX. DESEABLE	CONCENTRACION MAX. ADMISIBLE
P. H.	Sabores, corrosión.	8.0 a 8.5	6.5 a 9.2
Detergentes amiónicos.	Sabor, espuma	0.2 mg/lt.	1.0 mg/lt.
Aceite mine <u>ra</u> ral	Sabor, olor des <u>pués</u> de la Clo- rac.	0.01 mg/lt.	0.30 mg/lt.
Compuestos- fenólicos	Sabor sobre to- do en aguas clo- radas.	0.001 mg/lt.	0.002 mg/lt.
Dureza Total	Depósito de in- crustaciones.	100 mg/lt. CaCO ₃	500 mg/lt. CaCO ₃
Calcio	Formación exce- siva de incrust	75 mg/lt.	200 mg/lt.
Cloruros	Sabor, corro- sión en la con- ducción de agua cal.	200 mg/lt.	600 mg/lt.
Cobre	Gusto astringen <u>te</u> y corrosión- de las tuberías conexiones y -- utensillos.	0.05 mg/lt.	1.5 mg/lt.

SUBSTANCIAS O PROPIEDAD	INCONVENIENTES QUE PUEDE TENER	CONCENTRACION MAX. DESEABLE	CONCENTRACION MAX. ADMISIBLE
Hierro	Sabor, coloración, depósitos y proliferación de Ferro-Bacterias, Turbidez.	0.1 mg/lt.	1.0 mg/lt.
Magnesio	Dureza, sabor, irritación gastrointestinal - en presencia de sulfato.	30 mg/lt. o menos si hay 250 mg/lt. - de sulfato - es inferior - puede permitirse hasta 150 mg/lt. - de Mg.	150 mg/lt.
Manganeso	Sabor, coloración, depósitos en las tuberías, turbidez.	0.05 mg/lt.	0.5 mg/lt.
Sulfatos	Irritación gastrointestinal - cuando hay Mg. - o Na.	200 mg/lt.	400 mg/lt.

NORMAS PARA EL AGUA CRUDA DADAS POR EL INSTITUTO ECUATORIANO DE --

OBRAS SANITARIAS

Calidad Física.-

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 Química.-

a.- Compuestos que afectan la potabilidad:

SUBSTANCIAS	CONCENTRACION MAXIMA ACEPTABLE.
Total sólidos disueltos	1.500 mg/lt..
Hierro	50,0 mg/lt.
Manganeso (suponiendo su contenido en amoníaco inferior a 0.5 mg/lt.)	5.0 mg/lt.
Cobre	1,5 mg/lt.
Zinc	1,5 mg/lt.
Magnesio más sulfato sódico	1.000,0 mg/lt.
Sulfato de alquilbencilo	0,5 mg/lt.

b.- Compuestos peligrosos para la salud:

SUBSTANCIAS	CONCENTRACION MAXIMA ACEPTABLE.
Nitratos	45,0 mg/lt.
Fluoruros	1,5 mg/lt.

c.- Compuestos Tóxicos:

SUBSTANCIAS	CONCENTRACION MAXIMA ACEPTABLE.
Compuestos Fenólicos	0,002 mg/lt.
Arsénico	0,05 mg/lt.
Cadmio	0,01 mg/lt.
Cromo	0,05 mg/lt.

SUBSTANCIAS	CONCENTRACION MAXIMA ACEPTABLE.
Cianuros	0,2 mg/lt.
Plomo	0,05 mg/lt.
Selenio	0,01 mg/lt.

d.- Compuestos químicos indicadores de contaminación:

SUBSTANCIAS	CONCENTRACION MAXIMA ACEPTABLE.
Demanda bioquímica de Oxígeno	6,0 mg/lt.
Demanda química de Oxígeno	10,0 mg/lt.
Nitrógeno Total (excluido el amoníaco NH ₃)	1,0 mg/lt.
Amoníaco	0,5 mg/lt.
Extractos de carbón con cloroformo	0,5 mg/lt.
Contaminantes Orgánicos	1,0 mg/lt.

3.5. DETERMINACION DE FUENTE A UTILIZARSE:

3.5.1. FUENTE ESCOGIDA:

De lo dicho anteriormente en el Capítulo 2.5.3., nos damos cuenta que la fuente seleccionada que proporcionará el Agua Potable a la parroquia San Pedro de la Bendita es la quebrada La Concha, la misma que tanto cuantitativamente como cualitativamente --reune buenas condiciones para la potabilización de sus aguas, el --aforo y el análisis de la misma se exponen a continuación.

3.5.2. AFORO DE LA FUENTE:

En los meses de diciembre de 1978 y enero de 1979, se pre--

sentó en San Pedro de la Bendita la época de mayor estiaje, razón por la cual se aprovechó de esta situación para determinar el caudal de estiaje, mediante el aforo de la fuente.

El lecho pedregoso (grandes piedras) y un poco rocoso, y el relativo poco caudal existente, hicieron imposible el aforo de la fuente por diferentes métodos como: método del corcho, método químico; dejando la posibilidad de realizar dicho aforo a dos posibilidades o formas, la una por medio del método del balde y la otra por medio del vertedero.

Para facilidad del aforo con un vertedero triangular en el sitio mismo de la captación. El método consiste en utilizar un vertedero como el de la figura, (Fig. 1), que se lo coloca en el lecho del río de tal manera que el lado a quede lo más paralelo posible al nivel del agua (superficie superior) y de tal manera que toda el agua de la fuente circule por la abertura triangular, cuidando que no existan fugas por ningún lado. En estas condiciones se mide la altura de agua desde el punto c (vértice del triángulo) hacia arriba, hasta el nivel superior del agua; luego se aplica la fórmula que para vertederos triangulares nos da:

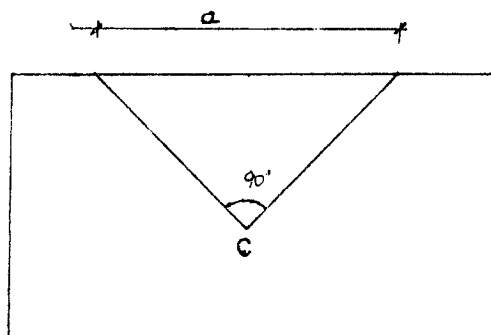


Fig. 1.

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

de donde:

Q = Caudal

H = Altura medida en el vertedero

θ = Angulo

c = Coeficiente 0.6

g = Gravedad

de donde tenemos la fórmula simplificada para $\theta = 90^\circ$ y $c = 0.6$

$$Q = 2.36 c H^{5/2}$$

En nuestro caso tenemos que del aforo realizado el día 12 de enero de 1979 a las 2:30 de la tarde, nos dió un resultado de H = 15 cm.

luego:

$$Q = 2.36 (0.6) (0.15)^{5/2}$$

$$Q = 0.01234 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 12.34 \text{ lit/seg.}$$

A este caudal debemos aumentar un incremento Q que se escurre y que apreciamos en 1.0 lit/seg.

$$Q = Q + Q$$

$$Q = 12.34 \text{ lit/seg.} + 1.0 \text{ lit/seg.}$$

$$Q = 13.34 \text{ lit/seg.}$$

3.6. TOMA DE MUESTRAS - TECNICA:

1. Para examen Físico - Químico.-

La cantidad requerida es de 5 litros como máximo y de 2 litros como mínimo. Al tomar una muestra se debe tener cuidado de que ésta sea representativa del agua problema, se puede obtener -- mezclas satisfactorias tomando muestras de diferentes sitios y a -- diferentes horas. Cuanto menos tiempo transcurra entre la toma y -- la ejecución del análisis se obtiene mejores resultados, a veces -- es necesario hacer algún análisis en el mismo campo. Los tiempos-

que se indican son los máximos permitidos para las diferentes clases de agua:

2. Para análisis Bacteriológico.-

Se usan frascos de vidrio con tapa esmerilada de 125 a 250 cc esterilizados, de boca ancha, en lo posible debe contener en su interior hiposulfito de sodio tendiente a neutralizar el cloro residual, para que la muestra represente el contenido bacteriano.

3.7. UTILIZACION DE EQUIPO PARA ANALISIS:

Para el análisis del agua de las fuentes que se expone anteriormente y de la fuente seleccionada que se expone a continuación, se recurrió en los tres casos a un equipo completo de laboratorio, para obtener datos que se acerquen más a la realidad y tengan mayor confiabilidad. Existen minilaboratorios que ejecutan también estos análisis como el equipo Hach. Cabe indicar que los análisis de las dos fuentes no seleccionadas fueron realizados en el laboratorio de la Facultad de Agronomía y Veterinaria de la Universidad Nacional de Loja, mientras que la muestra de agua de la fuente seleccionada fue enviada al laboratorio del IEOS de Quito, para su respectivo análisis.

3.8. ANALISIS FISICO QUIMICO Y BACTERIOLOGICO DEL AGUA DE LA FUENTE ESCOGIDA:

Para el análisis del agua se cogió dos muestras de agua tanto para análisis físico-químico como para análisis bacteriológico, -- osea una en época de estiaje y la otra en época de invierno. Los resultados de la muestra cogida en estiaje es el siguiente:



PRIMERA MUESTRA (Tomada en estiaje):

NUMERO DE LA MUESTRA	1
FUENTE	La Concha (Q)
FECHA DE RECOLECCION	16-I-79
HORA DE RECOLECCION	13:30
FECHA DE RECEPCION	17-I-79
FECHA DEL ANALISIS	17-I-79

SEGUNDA MUESTRA (Tomada en Creciente):

NUMERO DE LA MUESTRA	1
FUENTE	La Concha (Q)
FECHA DE RECOLECCION	26-IV-79
HORA DE RECOLECCION	10:00 a.m.
FECHA DE RECEPCION	26-IV-79
FECHA DEL ANALISIS	27-IV-79

ANALISIS FISICO QUIMICO

RESULTADOS

PH	7.8
Color (aparente)	Incolora
Olor	Inodora
Turbidez	0
Alcalinidad Total mg/l	118,51
Alcalinidad Frnolftalefna mg/l	0
Ca ⁺⁺ me/l	2.0
Mg ⁺⁺ me/l	0.365
Na ⁺ me/l	0.08
K ⁺ me/l	0.01
CO ₂ libre	0.0

NO ₃ - me/l	0.0
CO ₃ -- me/l	0.0
HCO ₃ me/l	0.95
SO ₄ -- me/l	0.625
Cl- me/l	0.0
Fe mg/l	0.12
Sólidos en solución %	0.0547

ANALISIS FISICO QUIMICO	COMO	p. p. m.
P. H.		8.1
Color (aparente)		5
Turbiedad		0
Olor		Ninguno
Sabor		No objetable
Alcalinidad Total	Ca CO ₃	80.90
Dureza Total	Ca CO ₃	111.33
Dureza Carbonatada	Ca CO ₃	80.90
Dureza no Carbonatada	Ca CO ₃	30.43
Anhidrido Carbónico	CO ₂	1.31
Manganeso	Mn	0
Hierro Total	Fe	Trazas
Calcio	Ca	35.47
Magnesio	Mg	5.51
Amoníaco	NH ₃	0.06
Bicarbonatos	HCO ₃	71.91
Carbonatos	CO ₃	8.99
Sulfatos	SO ₄	17

Cloruros	Cl	8.49
Nitratos	NO ₃	0.18
Sólidos Totales		170
Sólidos Disueltos		148
Langelier		+0.06

3.9. INTERPRETACION DE LOS ANALISIS:

De los estudios de análisis realizados, tanto físico-químico como bacteriológicos, deducimos que la fuente seleccionada cumple con las condiciones y normas que regulan este tipo de análisis, -- por lo tanto el agua de la fuente es relativamente buena, la misma que tratándola resultaría una agua aceptable para consumo humano. El IEOS exige el método convencional de tratamiento como coagulación, sedimentación, filtración, desinfección, pero como la categoría del proyecto es de nivel rural, económicamente no justifica el proceso completo y lo que es más importante, dadas las características del agua a servir, no necesita de todo el proceso completo -- por lo que se reduce al cálculo y diseño de las siguientes unidades:

- Captación,
- Desarenador,
- Filtración,
- Reserva,
- Distribución.

CAPITULO CUARTO

ANALISIS POBLACIONAL

4.1. GENERALIDADES:

Para un conocimiento real de la población de una localidad, - cualquiera que ésta fuere, se debe tener un conocimiento y evaluación demográficas del pasado.

Se considera que la tendencia de crecimiento se ve afectada - por varios factores tales como: posición geográfica, clima, fuentes de trabajo, desarrollo industrial, actividad económica, nivel turístico, medios de comunicación, facilidades educativas, servicios desarrollados de vida.

Entre otros factores tenemos mayor número de nacimientos que defunciones, migraciones, potencial cultural y de recreación y configuración topográfica.

La mayoría de estos factores inciden sobre la parroquia de -- San Pedro de la Bendita de una manera favorable, es así que se encuentra cerca de la capital provincial, sus vías de comunicación - de primera clase y además es un lugar turístico por su clima muy - agradable.

4.2. ENCUESTA SANITARIA:

Cuando se trata de realizar un estudio poblacional de algún - lugar, los datos que realmente prestan mayor seguridad sobre los - factores antes indicados, y que nos ayudan a buscar una respuesta;

son los datos obtenidos en las encuestas sanitarias nacionales que se realiza, que actualmente no gozan todavía de un buen desarrollo en nuestro país. Para la población de San Pedro de la Bendita se ha realizado la encuesta sanitaria en el mes de agosto de 1978.

4.3. CENSOS NACIONALES ANTERIORES:

Otra buena fuente de información para realizar los estudios de la población, constituyen los datos de población de los Censos Nacionales, los mismos que son confiables, cuando éstos son correctamente realizados y se realizan frecuentemente. Estos datos damos a conocer posteriormente cuando se entre al cálculo.

4.4. PERIODO DE DISEÑO:

Un sistema de Agua Potable se proyecta con previsión para el máximo desarrollo de la zona a servirse, tomando en cuenta la población que después de algún tiempo existirá, además se encuentra ligado a la capacidad económica del lugar y a situaciones propias de cada sistema.

De acuerdo a las normas aconsejadas por el IEOS, tenemos que se recomienda los siguientes períodos de diseño para agua potable:

- 1.- Nuevos sistemas..... 20 - 30 años
- 2.- Ampliaciones..... 15 - 20 años.

haciendo los siguientes análisis:

- a.- La vida útil de los materiales y estructuras, considerando el desgaste de los mismos por uso.
- b.- La facilidad para financiar la ejecución de la obra, y la posibilidad de que sean ampliadas y consecuentemente el manteni---

miento.

Después de un profundo análisis, tanto sanitario como económico, se pudo fijar el período de diseño como 30 años, garantizando de esta manera buen servicio y funcionamiento del sistema de Agua-Potable.

4.5. ANALISIS DEMOGRAFICO:

Para el análisis poblacional de la parroquia en mención, hemos considerado los siguientes datos:

- 1.- Censo Nacional de población realizado en 1950
habitantes..... 1.542
- 2.- Encuesta Sanitaria Nacional realizada en Marzo
de 1961, habitantes..... 785
- 3.- Segundo Censo Nacional de población y primero-
de vivienda, realizado en Noviembre de 1962,
habitantes..... 733
- 4.- Tercer Censo Nacional de población y segundo -
de vivienda, realizado en Junio de 1974.
habitantes..... 1.032
- 5.- Censo poblacional Socio-económico realizado pa-
ra la presente monografía.
habitantes..... 784

Indicamos que los datos arriba anotados no especifican si pertenecen solamente al centro poblado, pues no se especifica las limitaciones censales, a excepción del literal 5 que es exclusivamente el dato censal del centro poblado.



Contamos además, con datos de nacimientos y defunciones, índice vegetativo e intelectual, datos éstos que nos ayudan a determinar el índice de crecimiento de la población.

4.6. ESTUDIO SOCIO ECONOMICO Y SANITARIO:

La encuesta Sanitaria realizada en el mes de Agosto de 1978 - nos proporciona datos importantes, que nos deja ver claramente, la población a servirse, la actividad y posibilidad económica, el estado de las viviendas, así como el estado de la infraestructura sanitaria existente. Todos estos datos exponemos a continuación. (Ver anexo Nro. 3).

De esta manera podemos tener un mejor criterio sobre el problema que debemos solucionar y en que magnitud debemos realizar el mejoramiento del sistema sanitario y su facilidad o dificultad de construirlo. Este estudio socio-económico y sanitario nos proporciona elementos de juicio sobre vivienda, nivel económico, cultural, además de proporcionarnos datos de población en lo que a número de habitantes se refiere, nos refleja también la población flotante existente en el sitio.

En resumen los datos obtenidos en la encuesta sanitaria socio económica realizada es la siguiente:

	Nº	Prom. Famil.	%
Número de habitantes	784	5,06	
Total de familias encuestadas	136		
Número de casa en la que <u>funcio</u> nan Instituciones.	6		

	Nro.	Prom. Famil.	%
Personas menores de 6 años	117		14,92
Personas que saben leer y escr.	667		85,08
Casas deshabitadas	13		
Personas con actividad económica	164		20,91
Personas que no trabajan	620		79,09
Ingreso de las 136 familias s/.327.700			
Ingreso por familia.	s/. 2.114,19		
Ingreso mensual promedio --			
per cápita	s/. 417,98		
Ingreso promedio por día.	s/. 13,93		

ACTIVIDAD ECONOMICA:

	Nro.	%
Agrícola Ganadera	70	42,68
Obrero Industrial	13	7,93
Jornaleros	20	12,20
Empleados	39	23,78
Otros.	22	13,41

VIVIENDA:

	Nro.	%
Total de viviendas	136	
Vivienda propia	112	82,35
Vivienda alquilada	24	17,65

De las viviendas arriba enumeradas se debe reparar lo siguiente:

	Nro. de casas
Techos	47
Paredes	65
Pisos	68

ABASTECIMIENTO DE AGUA:

	Nro.	%
Con red pública	130	92,20
Sin red pública	11	7,80
Con conexión domiciliaria	108	76,60
Sin conexión domiciliaria	33	23,40
Se alimenta de llave pública	33	23,40

DISPOSICION DE EXCRETAS:

	Nro.	%
Con red de alcantarillado	38	26,95
Sin red de alcantarillado	103	73,05
Con conexión domiciliaria	33	23,40
Sin conexión domiciliaria	108	76,60
Vivienda con inodoro	33	23,40
Con letrina sanitaria	12	8,52
Ninguna disposición de exc.	96	68,08

DISPOSICION DE BASURAS:

	Nro.	%
Con tarro metálico	30	21,28
Sin tarro metálico	111	78,72

	Nro.	%
Con recolector municipal.	112	79,43
Basurero público	14	9,93*
Terreno de cultivo	15	10,64*
Sin recolector municipal	29	20,57

* Los valores son tomados de los 29 que no usan el recolector municipal.

Realizada la encuesta sanitaria socio-económica de la parroquia y una vez espuestos sus resultados podemos sacar las siguientes conclusiones:

- 1.- Como podemos darnos cuenta por los datos anotados, el índice de analfabetismo es bajo, 14,92% y decimos bajo porque, prácticamente las únicas personas que no saben leer ni escribir son las personas menores de 6 años, consecuentemente se hace fácil la labor de promoción sanitaria, ya sea por boletines, libretines, afiches, folletos, etc.
- 2.- Nos damos cuenta que el ingreso mensual promedio per cápita es bajo, lo que indica que la población en general no es adinerada, de ahí la necesidad de construir un sistema que sea económico y funcional con el fin de contar con la colaboración de la población.
- 3.- A pesar de que la población es relativamente instruída, es necesario concientizarla en lo que se refiere a la importancia del Saneamiento Básico Rural; en general: como disposición de excretas, disposición de basuras, y sobre todo sobre la importancia que tiene para la salud del hombre la potabilización del agua, que a la fecha no poseen.

4.- Es necesario la elaboración de un plan de letrización con el fin de servir a las viviendas que se encuentran alejadas al -- centro poblado y que no gozan del sistema de alcantarillado que -- tiene la población.

5.- En general no existe buen sistema de disposición de basuras, - que garantice no ser un foco de infección para el pueblo.

6.- Por último en la citada parroquia es imperiosa la necesidad de realizar un programa completo de saneamiento ambiental, y más- ahora que posee un sistema de alcantarillado.

4.7. NATALIDAD Y DEFUNCIÓN:

Debemos insistir en la absoluta falta de precisión de los datos recogidos de los libros de la Jefatura de Area de la Parroquia San Pedro de la Bendita, pero que a pesar de lo expuesto, nos servirán para darnos una idea aproximada de la dinámica de la pobla-- ción.

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	NACIM.- DEFUNC.
1962	107	15	92
1963	132	15	117
1964	103	11	92
1965	131	22	109
1966	147	12	135
1967	109	22	87
1968	123	20	103
1969	107	12	95
1970	137	21	116
1971	100	11	89
1972	89	12	72

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	NACIM.- DEFUNC.
1973	54	10	44
1974	88	7	81
1975	86	14	72
1976	82	12	70
1977	112	19	93
1978	96	10	86

4.7.1. NATALIDAD:

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 la calculamos, partiendo de los datos - de los últimos censos de 1962 y 1974 y la encuesta realizada en -- 1978 para efectos de la presente monografía. Aplicamos la fórmula siguiente:

$Pf = Pa (1 + rn)$; de donde: Pf = población probable.

r = razón de crecimiento

n = período en años.

$$r = \frac{pf - pa}{n \cdot Pa}$$

Período 1962 - 1974

Censo 1962..... 733

Censo 1974..... 1.032

$$r = \frac{1.032 - 733}{12 \times 733} = 0.034$$

Período 1974 - 1978

Censo 1974..... 1.032

Encuesta 1978..... 784

$$r = \frac{784 - 1.032}{4 \times 1.032} = -0.060$$

AÑO	NACIMIENTOS	POBLACION PROBABLE	TAZA %
1962	107	733	16,60
1963	132	758	17,41
1964	103	783	13,15
1965	131	808	16,21
1966	147	833	17,13
1967	109	858	12,70
1968	123	882	13,95
1969	107	907	11,80
1970	137	932	14,70
1971	100	957	10,45
1972	89	982	11,38
1973	54	1.007	5,36
1974	88	1.032	8,53
1975	86	1.057	8,13
1976	82	1.082	7,58
1977	112	1.107	10,12
1978	96	1.131	8,49

Es necesario indicar que tanto los datos de natalidad como los datos de mortalidad corresponden a toda la parroquia y no al Centro Poblado, como se desearía, pero que por falta de control de las Jefaturas de Area no se ha podido obtener datos más precisos.

Además podemos observar que la población tiene una alta tasa de natalidad, sin embargo su crecimiento poblacional es lento. Si los datos de población probable los llevamos a un sistema de coordenadas podemos apreciar una curva de tendencia poblacional. (Ver anexo Nro. 4).

4.7.2. MORTALIDAD:

La tasa bruta de mortalidad representa la relación entre el número de defunciones observadas en la población y el número de -- personas probables. Es decir se obtiene dividiendo el número de -- defunciones para el número de población probable.

AÑO	DEFUNCIONES	POBLACION PROBABLE	TAZA %
1962	15	733	2.05
1963	15	758	1.98
1964	11	783	1.40
1965	22	808	2.72
1966	12	833	1.44
1967	22	858	2.56
1968	20	882	2.57
1969	12	907	1.32
1970	21	932	2.25
1971	11	957	1.15
1972	12	982	1.22
1973	10	1.007	0.99
1974	7	1.032	0.72
1975	14	1.057	1.32
1976	12	1.082	1.11
1977	19	1.107	1.72
1978	10	1.131	0.88

Para el incremento poblacional bajo que experimenta la población no se justifica que haya una tasa de mortalidad tan pequeña, -- ya que encambio la tasa de natalidad es bastante elevada, estos --

factores nos indican la fuerte emigración poblacional, cuyas probables causas, y no solamente probables sino reales son: la falta de condiciones socio-económicas, fuentes de trabajo, mejor asistencia médica, y sobre todo mejoramiento de la infraestructura sanitaria-básica.

4.7.3. INDICE VEGETATIVO:

El índice vegetativo está dado por la diferencia entre nacimientos y defunciones referido a la población total.

AÑO	POBLACION TOTAL	CRECIMIENTO VEGETATIVO	TAZA %
1962	733	92	12,55
1963	758	117	15,44
1964	783	92	11,75
1965	808	109	13,49
1966	833	135	16,21
1967	858	87	10,14
1968	882	103	11,68
1969	907	95	10,47
1970	932	116	12,45
1971	957	89	9,30
1972	982	72	7,33
1973	1.007	44	4,37
1974	1.032	81	7,85
1975	1.057	72	6,81
1976	1.082	70	6,47
1977	1.107	93	8,40
1978	1.131	86	7,60

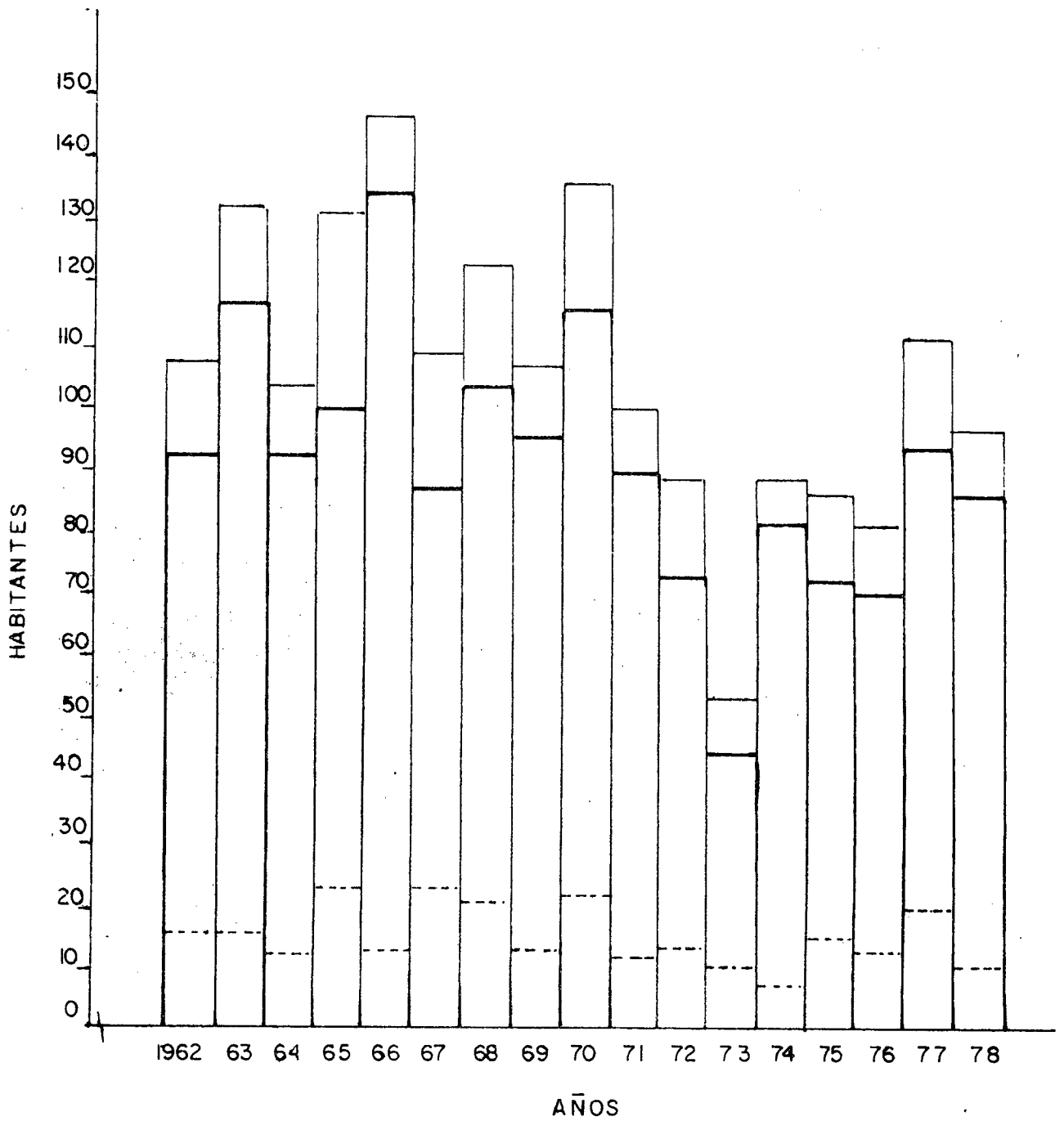


Fig. 2

——— NACIMIENTOS
 - - - - - DEFUNCIONES
 ——— INDICE VULNERABLE

4.8. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA - METODOS:

4.8.1. METODO ARITMETICO:

El método aritmético para el cálculo de la población futura se utiliza, cuando se trata de poblaciones viejas con notable crecimiento industrial, también para poblaciones agrícolas pequeñas - con bajo crecimiento agrícola, donde se ha comprobado una tendencia lineal de crecimiento. Supone que el aumento poblacional es independiente del tamaño de la población y se produce en forma análoga al interés simple. Parte de las siguientes relaciones:

$$a.- Pf = Pa (1 + rn)$$

de donde:

Pf = población futura

Pa = población actual

n = período de diseño en años

r = índice anual de crecimiento

Para el cálculo de r procedemos con la fórmula:

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

de donde:

N = nacimientos

D = defunciones

*Se tomará un término medio.

$$r = \frac{91.35}{784} = 0.117$$

NOTA: Como los valores de nacimientos

y defunciones que se han

recopilado para el efecto, no corresponden exclusivamente al centro

poblado de San Pedro de la Bendita-

que es la que se va a servir por razones

obvias; y que por esta razón-

el índice de crecimiento sale bas--

Luego:

$$r = 0.03$$

$$Pf = 784 (1 + 0.03 \times 30)$$

$$PF = 1.490 \text{ habitantes.}$$

tante elevado, y además considerando que en la zona rural donde existe un índice de crecimiento mayores en los barrios, adoptamos como valor de $r = 3\%$.

b.- Consiste en adicionar cantidades fijas de población, por cada período de tiempo. Su expresión matemática es:

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

de donde:

P_a = población actual

P_f = población futura

p = incremento poblacional

n = número de períodos

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

Período 1950 - 1962

$$p = \frac{733 - 1.542}{12} = - 67,42 \text{ más o menos } - 68 \text{ hab/año}$$

* Este incremento es negativo.

Período 1962 - 1974

$$p = \frac{1.032 - 733}{12} = 24,92 \text{ más o menos } 25 \text{ hab/año}$$

La población futura P_f al final del período de diseño: año -- 2008.

$$P_f = 784 + 25 \times 30$$

$$P_f = 1.534 \text{ habitantes.}$$

4.8.2. METODO GEOMETRICO:

Este es el criterio utilizado por el IEOS, y que determina la razón de crecimiento en un valor del 2 al 3%, cuya expresión es como sigue:

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

de donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = razón de crecimiento = 0.02

n = período de diseño = 30 años

r adoptado = 0.03

a.- FACTOR DE CRECIMIENTO:

Para el cálculo de r, factor de crecimiento o índice de crecimiento, tomamos en cuenta algunas consideraciones; como: Por falta de confiabilidad en los datos poblacionales en lo que se refiere a datos de censos realizados en años anteriores, pues no especifican las limitaciones censales, es decir, dentro de que perímetro se realizó el censo, no se puede presentar un índice de crecimiento que refleje la verdad, además consideramos que en el momento de realizar el censo existió personas que estuvieron de paso por la población, a la que se denomina población flotante, por todos estos motivos acudimos a los datos de nacimientos y defunciones, los mismos que nos reflejan de una manera más real como va creciendo la población. Creemos que cuando se dé inicio y funcionamiento de algunas obras de infraestructura, tal como el Sistema de Alcantarillado, el mismo sistema de Agua Potable que estamos desarrollando a través de esta monografía, etc. y se creen fuentes de trabajo, los pobladores del lugar permanecieran en sus sitios y no se produjeran fugas poblacionales; además San Pedro de la Bendita es un lugar importante por su clima, porque se constituirá, con el adelanto de Loja, en una zona residencial, algo así como una ciudad satélite de misma. Por lo tanto en consideración de todos es-

tos factores tenemos:

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

$$r = \frac{91,35}{784} = 0.117 \quad r = 11,7\%$$

Debemos aceptar también que así como los datos de defunciones y nacimientos reflejan el crecimiento de la población, aceptar que son en cierto modo desconfiables en el sentido de que, estos datos no corresponden al centro poblado solamente, puesto que es a este sector al que se va a servir, sino también a valores obtenidos de los diferentes barrios de la población, y esto por no existir datos precisos en la Jefatura de Area del Registro Civil, por lo que nos vemos en la obligación de adoptar un índice de crecimiento --- igual a 3%, contemplado en las normas del IEOS por lo tanto el valor de r es 0.03.

Luego:

$$Pf = 784 (1 + 0.03)^{30}$$

$$Pf = 784 \times 2,427$$

$$Pf = 1.903 \text{ habitantes.}$$

4.8.3. METODO GRAFICO COMPARATIVO:

Mediante este método se puede hacer predicciones de poblaciones futuras en base de gráficos de otras poblaciones que tengan una estructura o historia demográfica similar, o en base de gráficos de las mismas. Debido a las diferentes crisis que ha tenido --- que soportar la provincia toda y dentro de ella la parroquia San Pedro de la Bendita como: falta de atención de autoridades centrales, sequía en 1960 hasta 1964, falta de fuentes de trabajo, falta

de centros de capacitación, etc. no se tiene una parroquia afín -- con quien compararla y predecir futuros desarrollos poblacionales, por lo tanto no es un método en el que se pueda confiar, es necesario pues conseguir el objetivo por otros métodos.

4.8.4. 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.

4.8.5. METODO LOGISTICO:

Este método calcula las poblaciones futuras en base de datos obtenidos en años anteriores en un método combinado, pues es analítico y gráfico.

4.8.6. METODO DE LOS PORCENTAJES DECRECIENTES:

Tiene su mayor aplicación en poblaciones que han estabilizado su crecimiento, en las cuales se ha notado que el índice de crecimiento es decreciente. El método consiste en determinar para diferentes períodos de años los porcentajes de crecimiento y luego a través de gráficos obtenidos en base a los datos proporcionados se determinan las poblaciones futuras.



Loja, Diciembre 28 de 1978

Examen de AGUAS (Período de Estiaje)
Nombre: Varios.
Solicitado por: Ramiro Febres

RESULTADO:

Vertiente PULUCAPA: POSITIVA PARA GRUPO COLIFORME
(San Pedro de la Bendita) 95 colonias por ml.
Negativo para Hongos.

Quebrada de CONCHA: POSITIVO PARA GRUPO COLIFORME.
(San Pedro de la Bendita) 50 colonias por ml.
Negativo: Para Hongos.





Loja, Mayo 4 de 1979
Guayaquil,

Examen de AGUA (PERIODO INVERNAL)
Nombre :
Solicitado por Ramiro Febres

R E S U L T A D O :

Agua de la Quebrada de la Concha.

NMP: igual a 29:POSITIVO:PARA GRUPO COLIFORME
(46 colonias por ml.)

Parásitos: /

Endamoeba histolytica.

Giardia lamblia.

Strongyloides stercoralys.

Negativo: Para Hongos.



CAPITULO QUINTO

CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA

5.1. DEMANDA DE AGUA:

Podemos decir que el consumo y demanda de agua se refiere a la cantidad de agua que requiere el pueblo a servirse para satisfacer sus necesidades. La distribución del agua debe hacerse para que satisfaga las necesidades de los usuarios en cualquier momento. Por lo tanto es necesario disponer de depósitos con capacidad necesaria para absorber la demanda diaria, en las horas de mayor consumo y durante las temporadas críticas, como incendios, variaciones climáticas. Para fines de diseño la demanda suele expresarse en lit/hab/día.

5.2. CONSUMO:

El consumo se obtiene dividiendo la cantidad total de agua -- utilizada durante un año, para el número de habitantes y para el número de días, valor este con el cual diseñamos.

Debemos considerar que hay cierta cantidad de población a la que no se le podrá servir con el sistema, ya sea por razones topográficas o por razones hidráulicas; si no se hacen estas consideraciones se puede dar lugar a errores que traen graves consecuencias en la determinación de la capacidad de las unidades del sistema.

Para obviar el inconveniente es necesario realizar un estudio de las características de la población para establecer el número de consumidores, con lo que se determinará la demanda y aún más se

conocerá las necesidades futuras que garantizan a un crecimiento - demográfico; como el producido por la implantación de construcciones y nuevas industrias, en general el desarrollo y adelanto de la población.

Los consumos pueden dividirse de acuerdo al servicio a que se le asigne y así tenemos:

5.2.1. DOMESTICO:

El consumo doméstico incluye el agua que consume el hombre en su casa, y varía de acuerdo a las condiciones de vida de los pobladores, del costo de la misma en función del jornal medio, población flotante, calidad del agua, servicios existentes como luz eléctrica, alcantarillado, en resumen varía de acuerdo al nivel de desarrollo de la vida del pueblo. El consumo doméstico para las condiciones de la población latinoamericana varía entre 20 y 200 lit/hab/día.

5.2.2. INDUSTRIAL:

En el caso de existir industrias, el consumo varía de acuerdo a la magnitud de las mismas, por consiguiente esto implica que hay que hacer un estudio individual para cada una de ellas.

5.2.3. COMERCIAL:

El consumo comercial depende de la existencia de establecimientos comerciales que consume grandes cantidades de agua, como auto servicios, lavanderías públicas, ferias locales, etc.

5.2.4. PUBLICO:

El consumo público esta relacionado con el consumo de edificios de usos públicos tales como: mercados, llaves públicas, lavado de calles, servicio contra incendios, lavado del servicio de alcantarillado, este consumo varía de 30 a 40 lit/hab/día.

5.2.5. FUGAS Y PERDIDAS:

Las pérdidas y fugas se ocasionan por uniones mal realizadas a lo largo de las tuberías, conexiones clandestinas, rotura de válvulas, deterioro de accesorios.

5.3. FACTORES QUE AFECTAN LA DEMANDA:

La demanda de agua tiene grandes variaciones en nuestras poblaciones y está afectada por una serie de factores; entre ellos, citaremos a los más importantes:

5.3.1. MAGNITUD DE LA POBLACION:

Mediante muchos años de estudios experimentales y datos estadísticos se ha llegado a determinar que en una ciudad mientras más grande sea tiene mayor consumo de agua.

En la actualidad es posible determinar la demanda en base de fórmulas de tipo exponencial, basado en el número de habitantes.

5.3.2. POTENCIAL INDUSTRIAL:

Este factor influye notablemente, en la demanda su variación está entre 15 y 60% en relación a la demanda total, pero como no hay relación directa entre la población y en consumo industrial, hay que tener cuidado en el análisis de este rubro.

En poblaciones pequeñas, si existen industrias, éstas se abastecen generalmente en forma particular. Es preferible que estas poblaciones rurales desde el comienzo planifique zonas de desarrollo industrial, para así tener sectores concentrados por los cuales se volcarán costos y necesidades de servicio.

5.3.3. CLIMA:

Este es uno de los factores importantes en la determinación de la demanda, en este aspecto consideramos todas las condiciones meteorológicas que lo caracterizan, este factor tiene marcada influencia en el consumo, ya que es distinta la demanda en zonas frías y en zonas de clima cálido.

5.3.4. CARACTERISTICAS DE LA POBLACION:

Dentro de este aspecto debemos considerar el hábito de los pobladores para consumir el agua en cuanto a los recursos económicos, es decir si la población es industrial, comercial o residencial. En general puede afirmarse que entre mejor es el nivel de vida, mayor será la demanda de agua.

5.3.5. COSTO DEL AGUA Y USO DE MEDIDORES:

Este importante rubro depende de las inversiones que se realizan para el funcionamiento y mantenimiento, de lo que implica que el agua tenga un costo alto o bajo, según el caso. De ser barata la tarifa del agua se ocasionará constante desperdicio, aumentando el consumo, no sucede así en los casos en los que el costo es alto pues es fácil controlar el consumo de agua.

Por esta razón se hace necesario la instalación de medidores- para lograr una baja de la demanda, se ha llegado a determinar en- una forma experimental que se reduce en un 50%.

5.3.6. DISPONIBILIDAD DE ALCANTARILLADO:

Si una población no dispone de un sistema de evacuación de- aguas negras, tendrá mayor cuidado en el uso del agua, ya que es - imposible para muchas economías de los pobladores, construir siste- mas particulares de alcantarillado.

5.3.7. CALIDAD DEL AGUA:

Si el agua reúne las exigencias en lo que se refiere a cali- dad físico-química y bacteriológica, es evidente que los usuarios- consuman mayor cantidad de este elemento.

5.3.8. TIPO DE SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA PARA CONSUMO:

Dependiendo del sistema variará el consumo, así en el caso- de distribución permanente la demanda es sensiblemente menor que - si el sistema es intermitente, ya que en este caso los usuarios -- acumularán por lo general más agua de lo que sus necesidades les - obliga.

5.3.9. PRESIONES DE SERVICIO:

Este factor tiene una marcada influencia sobre el consumo, - puesto que si las presiones son suficientes los accesorios de uso- doméstico funcionan en forma normal, pero cuando son excesivas se- producen notables fallas en los empaques de los accesorios, rotu-- ras de los mismos, lo que provoca una mayor demanda.

5.3.10. TAMAÑO DE LA CIUDAD Y POBLACION FLOTANTE:

El tamaño de ciudad o población afecta también a la demanda, pues a mayor tamaño de la población hay un mayor consumo. La población flotante, es decir, la población que por cualquier motivo arriba a la población determina un consumo y por lo tanto afecta a la demanda.

5.4. DETERMINACIONES DE LA DEMANDA:

Para la determinación media anual se puede proceder de la siguiente manera, que es aquella que más se asemeja para nuestras poblaciones rurales.

- 1.- Estudiar los cuatro tipos de consumo fundamentales en relación con los factores que lo afectan y establecen así la dotación inmediata.
- 2.- Luego hacer una estimación de esos consumos para el final del período de diseño o períodos intermedios, analizando así mismo en relación con los factores que luego daremos a conocer.
- 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 estadísticas completas.
- 5.- Si se trata de obras de ampliación de un sistema y éste ha tenido registros propios, tomar dichos registros como punto de partida y analizar las condiciones futuras para determinar el crecimiento de la demanda.

Para facilitar el trabajo que se va a realizar se puede cuantificar los factores dándoles valores entre ciertos límites de --- acuerdo al siguiente cuadro que a continuación se explica:

FACTORES DE CALCULO

Nro.	DESCRIPCION	LIMITES	ADOPTADO
1	Número de habitantes	0.85 - 1.20	0.95
2	Potencial industrial	0.90 - 1.30	1.10
3	Clima	0.95 - 1.10	1.05
4	Características de la población	0.80 - 1.20	1.05
5	Costo de agua - Medidores	0.80 - 1.20	1.10
6	Disponibilidad de alcantarillado	0.70 - 1.00	0.90
7	Calidad del agua.	0.80 - 1.10	1.05
8	Administración	0.80 - 1.20	1.00
9	Presiones	0.80 - 1.20	1.00

5.5. VARIACIONES DE LA DEMANDA:

Establecida la demanda y consumo de agua de una localidad, ésta sufre una serie de variaciones que son función de muchas situaciones propias de cada lugar, estas variaciones pueden ser:

- 1.- Variaciones de tipo estacional.
- 2.- Variaciones de tipo mensual.
- 3.- Variaciones de tipo semanal.
- 4.- Variaciones de tipo diario
- 5.- Variaciones de tipo horario.

Estas variaciones sirven para el diseño de los diferentes ele

mentos que conforman un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable; diremos además que para el estudio de estas variaciones de la demanda es preciso tomar en cuenta factores locales como: veranos fuertes y secos, producen las máximas demandas mensuales, semanales o diarias.

5.5.1. VARIACIONES DE TIPO ESTACIONAL:

Las variaciones estacionales se deben especialmente a un mayor riego de jardines y áreas verdes, baños más frecuentes y usos recreacionales durante el verano y características contrarias en el invierno.

5.5.2. VARIACIONES DE TIPO MENSUAL Y SEMANAL:

Las variaciones de tipo mensual que sufre la demanda, son influyentes ya que el consumo varía en los meses de vacaciones de los establecimientos educacionales, por lo que se hace necesario la disposición de pequeños almacenamientos para los meses de mayor consumo. Según normas se acepta la relación entre el mes máximo y el mes mínimo un promedio que es de 1.3. Estas variaciones se encuentran afectadas por el clima, consumo industrial y población flotante.

5.5.3. VARIACION DE TIPO DIARIO:

Las variaciones diarias son el reflejo de la vida de la ciudad, de esta manera tenemos que en las horas de la madrugada el consumo mínimo, acentuándose desde las 10 hasta las 12 para luego decrecer ligeramente en la tarde y volver a un mínimo en la noche y madrugada.

Se ha establecido para América Latina en climas templados que, la relación entre el consumo máximo diario y el consumo promedio - diario oscila entre 135% y 160%; en climas calurosos húmedos baja de 120 a 140% mientras que en climas áridos de veranos largos y secos puede alcanzar de 180 a 200%.

El IEOS toma como consumo máximo diario entre el 130% y el -- 150% del consumo medio anual. Tomaremos como DMD igual a 142% DMA

5.5.4. VARIACIONES DE TIPO HORARIO:

La variación máxima horaria depende en gran parte del tamaño de la ciudad y de las características de ésta. Ciudades pequeñas que han alcanzado un gran desarrollo higiénico tienen demanda máxima horaria más grande que ciudades de población numerosa. De esta manera la demanda máxima horaria se produce entre las 6 y 11 de la mañana, y entre las 2 y 4 de la tarde, siendo casi nula por la noche y madrugada, estas fluctuaciones son importantes ya que - el consumo máximo horario sirve para el cálculo de una red y de -- sus elementos. Las recomendaciones actuales para América Latina - son las siguientes:

Hasta 5.000 habitantes.....	2.5 - 3 veces el DMA
5.000 - 20.000 hates.....	2.2 - 2.7 veces el DMA
más de 20.000 hates.....	2.0 - 2.5 veces el DMA

El IEOS indica que como caudal máximo horario se tome del 202 al 300% del Caudal o demanda media anual (DMA). Entonces la demanda máxima horaria DMH es igual a 260% DMA.

5.6. CAUDALES DE INCENDIO:

El caudal de incendio tiene su importancia y muchas de las veces no se considera por encarecer el proyecto, cuando éste es a nivel rural, o porque las normas no aconsejan como en el presente caso, además en estos pequeños proyectos los caudales calculados son suficientes en caso de incendios. Este valor es:

$$Q_i = 10 \sqrt{P}$$

de donde:

Q_i = Caudal en lit/seg.

P = Población en miles.

5.7. CAUDALES DE DISEÑO EN LAS UNIDADES DE SISTEMA:

Es importante la necesidad de que el agua, la cantidad de --- agua, disponible en la fuente que ha de servir para el efecto, debe satisfacer la demanda, tanto presente como futura de una manera satisfactoria en el día de máxima demanda.

El conocimiento y consideración de los siguientes puntos se--- rán de utilidad en la evaluación de la cantidad de agua disponible en la fuente.

- 1.- Cuando se obtenga el agua de cursos superficiales la disponibilidad debe ser tal, que el flujo mínimo registrado, exceda de la demanda calculada para el futuro, por lo menos un 20%.
- 2.- Cuando se obtenga el agua de embalses o lagos, su disponibilidad debe ser tal, que el flujo tributario, incluyendo el período de sequía máximo, exceda la demanda estimada - en el mismo porcentaje.

- 3.- Cuando se obtenga el agua de fuentes subterráneas, primero deberá establecerse la capacidad de estabilidad de la capa freática, más un 10% ya sea que su explotación vaya a realizarse por medio de pozos excavados, galerías filtrantes, pozos perforados etc.

Para el caso en estudio disponemos de una fuente superficial que en período de estiaje nos proporciona 13,34 lit/seg., asegurando de esta manera excelentes condiciones para el abastecimiento.

Por otra parte el IEOS establece para el diseño de las diferentes partes de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable los siguientes caudales:

- a.- Captación de Agua Superficiales..... Consumo máximo diario + 10%.
- b.- Captación de Aguas Subterráneas..... Consumo máximo diario
- c.- Conducción..... Consumo máximo diario
- d.- Red de distribución..... a) Consumo máximo diario + incendio.
b) Consumo máximo horario.
- e.- Planta de potabilización..... Consumo máximo diario
- f.- Reserva.

5.7.1. VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO:

a.- VOLUMEN DE REGULACION:

- a.1. Para poblaciones de diseño menores de 1.000 habitantes

tes, se tomará para el volumen de regulación el --
25% de la dotación media anual DMA.

a.2. Para poblaciones de diseño de 1.000 a 5.000 habi--
tantes se tomará para el volumen de regulación, el
35% de la demanda media anual. DMA.

a.3. Para poblaciones mayores de 5.000 habitantes, se -
tomará para el volumen de regulación el 40% de la-
demanda media anual DMA.

b.- VOLUMEN DE INCENDIO:

b.1. Para poblaciones menores de 3.000 habitantes futu--
ros en la costa y 5.000 en la sierra, no se consi-
dera almacenamiento para incendios.

b.2. Para poblaciones de hasta 20.000 habitantes futu--
ros se aplicará la fórmula $V_i = 50 \sqrt{P}$ en m^3 .

b.3. Para poblaciones de más de 20.000 habitantes futu--
ros se aplicará la fórmula $V_i = 100 \sqrt{P}$ en m^3 .

P = población en miles.

c.- VOLUMEN DE EMERGENCIA:

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

d.- VOLUMEN TOTAL:

El volumen total de almacenamiento se obtiene al sumar-
los volúmenes de regulación, emergencia y de incendio.
Estas serán las normas aplicadas para caudales de dise-

ño en el presente estudio y para un período de 30 años.

5.8. DOTACION FUTURA:

En el cálculo de la dotación futura podemos utilizar los siguientes criterios a saber:

- 1.- Para el futuro se incrementarán de 2 a 3 lit/hab/año, a partir de la dotación actual. La demanda actual está dada por la fórmula:

$$Da = Db \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times \dots \times C_n$$

De donde:

Da = dotación actual

Db = dotación básica

c = factores que afectan la demanda.

Consideramos éste el proceso de cálculo para el presente proyecto pues es el adoptado por el IEOS, y además porque es el que mejor se adapta a las características de este tipo de poblaciones, como es San Pedro de la Bendita.

- 2.- Un 10% de incremento de población (a partir de la población actual) produce un incremento del 1% de la dotación para el futuro, partiendo de la actual.

- 3.- Utilizando la fórmula:

$$Df = Da \left(\frac{Pf}{Pa} \right)^{0.1}$$

5.9. CALCULO DE LA DOTACION ACTUAL:

El IEOS nos da las siguientes dotaciones básicas para consumo doméstico:

- a.- Poblaciones de clima frío..... 30 lit/hab/día
- b.- Poblaciones de clima templado... 40 lit/hab/día
- c.- Poblaciones de clima caliente... 50 lit/hab/día

Adoptamos para la Parroquia de San Pedro de la Bendita un valor igual a 50 lit/hab/día. Se adopta este valor de dotación pues se trata de una población con clima caliente. Luego tenemos:

$$Da = 50 \text{ lit/hab/día} \times 0.95 \times 1.10 \times 1.05 \times 1.10 \times 1.05 \times 0.90 \\ \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00.$$

$$Da = 59.88 \text{ lit/hab/día.}$$

$$Da = 60 \text{ lit/hab/día.}$$

5.10. CALCULO DE LA DOTACION FUTURA:

$$Df = Da + 2n$$

$$Df = 60 + 2 \times 30$$

$$Df = 120 \text{ lit/hab/día}$$

5.11. POBLACION Y DOTACION ESTUDIANTIL:

De la encuesta realizada nos damos cuenta que en la Parroquia San Pedro de la Bendita existen 3 establecimientos educacionales: Un colegio y dos Escuelas.

- 1.- Colegio Mixto "Fernando Dobronsky Ojeda"

2.- Escuela de niñas "San Vicente"

3.- Escuela de varones "Mariana Gutiérrez"

Los siguientes datos cogidos de los diferentes archivos de -- los distintos establecimientos educacionales, nos sirven para el - cálculo de la población y dotación futura de los mismos.

ESCUELA DE NIÑAS SAN VICENTE

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA		r(barrios)
		80%	20%	
1960	76	61	15	0.333
1961	100	80	20	0.050
1962	107	86	21	0.571
1963	166	133	33	-0.030
1964	161	129	32	- 0.063
1965	152	122	30	0.035
1966	155	124	31	- 0.129
1967	137	110	27	- 0.037
1968	131	105	26	0.115
1969	147	118	29	0.034
1970	151	121	30	0.033
1971	156	125	31	- 0.032
1972	150	120	30	0.067
1973	158	126	32	- 0.031
1974	156	125	31	0.000
1975	156	125	31	- 0.065
1976	143	114	29	0.034

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA	BARRIOS	r (barrios)
1977	150	120	30	- 0.067
1978	139	111	28	_____
			Suman:.....	0.816

$$r = \frac{\text{Suma de } r}{n}$$

$$r = \frac{0.816}{18} = 0.0453$$

$$Pfe_1 = Pa (1 + r)^n$$

$$Pfe_1 = 28 (1 + 0.0453)^{30} = 105$$

$$Pfe_1 = 105 \text{ alumnos}$$

ESCUELA DE VARONES "MARIANA GUTIERREZ"

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA		BARRIOS	r (barrios)
		70%	30%		
1972	139	97	42	- 0.048	
1973	133	93	40	0.000	
1974	135	95	40	- 0.025	
1975	130	91	39	- 0.051	
1976	124	87	37	0.081	
1977	134	94	40	+ 0.025	
1978	138	97	41	_____	
			Suman:....	-0.018	

$$r = \frac{\text{Suma de } r}{n}$$

$$r = \frac{0.018}{6} = - 0.003$$

$$Pfe_2 = Pa (1 + r)^n$$

$$Pfe_2 = 41 (1 + 0.003)^{30} = 37$$

$$Pfe_2 = 37 \text{ alumnos.}$$

COLEGIO MIXTO FERNANDO DOBRONSKY O.

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIA 90%	BARRIOS 10%	r (barrios)
1976	49	44	5	3
1977	78	70	8	4
1978	118	106	12	—
			suman.....	7

$$P = \frac{7}{2} = 3.5$$

$$P = 4 \text{ alumnos/año}$$

$$Pfe = Pa + rn$$

$$Pfe = 12 + 30 (4) = 132$$

$$Pfe = 132 \text{ alumnos.}$$

5.11.1. POBLACION FUTURA ESTUDIANTIL:

$$Pfe = Pfe_1 + Pfe_2 + Pfe_3$$

$$Pfe = 105 + 37 + 132 = 274$$

$$Pfe = 274 \text{ alumnos.}$$

5.11.2. DOTACION ESTUDIANTIL:

Para el cálculo de la dotación estudiantil existen diferentes normas que la regulan. Las normas Españolas nos dan lo siguiente: de 15 a 20 lit/hab/día. En Italia se dan: 80 lit/hab/día

Para la Parroquia San Pedro de la Bendita tomaremos como dotación estudiantil 25 lit/hab/día. Este valor se establece como permanente, pues anotamos que las necesidades de consumo estudiantil no sufre variaciones de mayor consideraciones en su demanda.

5.12. CALCULO DE LA DEMANDA MEDIA ANUAL:

$$DMA = \frac{Pf \times Df}{86.400}$$

de donde:

DMA = Demanda media anual

Pf = Población futura

Df = Dotación futura

$$DMA = \frac{(Pf) Df + (Pfe) Dfe}{86.400}$$

$$DMA = \frac{(1.903) 120 \text{ lit/hab/día (hab)} + 274 \text{ hab (25 lit/hab/día)}}{86.400}$$

$$DMA = 2.72 \text{ lit/seg}$$

5.13. CALCULO DE LAS DEMANDAS DE AGUA:

a.- Demanda máxima diaria:

$$DMD = 142\% \text{ DMA}$$

$$DMD = 1.42 (2.72) = 3.87 \text{ lit/seg.}$$

b.- Demanda máxima horaria:

$$DMH = 260\% \text{ DMA}$$

$$DMH = 2,6 (2.72) = 7.07 \text{ lit/seg}$$

c.- Volumen de almacenamiento:

$$V = 33\% \text{ DMA}$$

$$V = \frac{0.33 (2.72 \text{ lit/seg}) (86.400 \text{ seg})}{1.000 \text{ lit/m}^3} = 77.55 \text{ m}^3$$

$$V (\text{adoptado}) = 80 \text{ m}^3.$$

CUADRO DE CONSUMO EN EL PERIODO DE DISEÑO

CONSUMO DOMESTICO:

AÑO	HABITANTES	DOTACION lt/hab/d.	CONSUMO m ³ /día	MEDIO DIARIO lt/seg.	CONSUMO m ³ /día.	MAXIMO DIARIO let/seg.	CONSUMO m ³ /día	MAX. HORARIO lt/seg.
1978	784	60	47.04	0.544	70.56	0.817	122.30	1.418
1983	909	70	63.63	0.7365	95.45	1.105	165.44	1.915
1988	1.504	80	84.32	0.9759	126.48	1.464	219.23	2.537
1993	1.221	90	109.89	1.2718	164.84	1.908	285.714	3.306
1998	1.416	100	141.60	1.6388	212.40	2.458	368.160	4.261
2003	1.642	110	180.62	2.0905	270.93	3.136	469.612	5.435
2008	1.903	120	228.36	2.6430	342.54	3.965	593.736	6.872

CONSUMO ESTUDIANTIL:

1978	81	25	2.025	0.023	3.038	0.036	5.265	0.061
1983	107	25	2.675	0.031	4.013	0.046	6.955	0.080
1988	135	25	3.375	0.039	5.063	0.058	8.775	0.102
1993	165	25	4.125	0.048	6.228	0.072	10.725	0.124
1998	198	25	4.950	0.057	7.425	0.086	12.870	0.149
2003	234	25	5.850	0.068	8.787	0.102	15.210	0.176
2008	274	25	6.850	0.079	10.275	0.119	17.810	0.206

CAPITULO SEXTO

GEOMORFOLOGIA E HIDROLOGIA

6.1. GENERALIDADES:

La Geología es una ciencia que estudia la tierra; es un conjunto ordenado de conocimientos acerca del globo terráqueo en el que vivimos; acerca de sus montañas, planicies y profundidades oceánicas, así como acerca de la historia de la vida de la amiba hasta el hombre. Los geólogos estudian la tierra desde las profundidades del océano hasta la cima de las montañas, con el objeto de investigar el origen de los continentes y mares y consecuentemente las formaciones sobre las cuales se asientan los pueblos y ciudades.

La tierra no ha sido tal como la vemos hoy día. Las montañas más altas están formadas por materiales que alguna vez estuvieron cubiertos por los océanos; los continentes están cubiertos con sedimentos otrora depositados en el fondo de los océanos, lo cual nos indica que las depresiones y levantamientos de la superficie terrestre son intermitentes.

Generalmente la Geología se divide en dos partes: Geología Física y Geología Histórica, la primera es la que se encarga de estudiar las propiedades y constitución de los materiales que componen la tierra y su distribución a través del globo, los procesos que lo formaron y alteraron.

6.2. AGENTES TRANSFORMADORES:

Los agentes determinantes de este proceso de evolución de los materiales que forman la tierra, podemos citar entre ellos: el viento, el agua y el hielo de los glaciares, figuran entre los más importantes; estos agentes erosionan la superficie terrestre y desplazan materiales de altos niveles a las partes más bajas, formando así los materiales sedimentarios producto de la desintegración de las rocas, todo este proceso se realiza en función del tiempo, ya que estos procesos son lentos y requieren de mucho tiempo. El médico agricultor y geólogo James Hutton, ecocés, formuló el principio de que los mismos procesos que actúan en el presente se manifestaron en el pasado; este principio es conocido entre los geólogos como la doctrina del "Uniformismo".

6.3. INTEMPERISMO Y SUELOS:

La inscripción borrosa de una piedra sepulcral, los cimientos de un antiguo edificio que se desmoronan, las rocas situadas a lo largo de las cunetas de un camino, todo esto nos dice que las rocas están sujetas a un continuo e incansante proceso de destrucción constante. Los cambios bruscos de temperatura, la humedad que empapa el suelo, la permanente acción de los seres vivos, todo tiende a destruir las rocas. Este proceso de destrucción es lo que se llama "Intemperismo" y se define como los cambios que tienen lugar en los minerales y rocas o cerca de la superficie de la tierra por efectos de la atmósfera, del agua, de las plantas y de la vida animal. Los productos del intemperismo son por lo común acarreados por el agua, este material intemperado que está siendo transportado del terreno a alguna cuenca se asienta por lo común en el océano. Existen dos tipos de intemperismo: Intemperismo Me-

cánico y el Intemperismo Químico, a menudo estos dos tipos de intemperismo van juntos. El intemperismo mecánico es el proceso por el que las rocas se rompen en fragmentos más y más pequeños como resultado de la energía desarrollada por las fuerzas físicas; por ejemplo cuando el agua se congela en una roca fracturada, la presión debida a la expansión del agua congelada puede desarrollar suficiente energía como para astillar fragmentos de la roca o bien de un peñazco que por la fuerza de la gravedad desciende sobre una pendiente pedregosa, se puede despedazar en fragmentos más pequeños. La expansión debido a la ganancia o pérdida de Temperatura y cuando estos se producen en forma rápida y elevada puede provocar el intemperismo mecánico, que también es mencionado como desintegración.

Los fragmentos de roca intemperizada, desalojados, tienen forma angular, y su tamaño depende en gran parte del material y de la naturaleza de las rocas de que proceden, por lo general dichos fragmentos son sólo de unos cuantos centímetros.

La exfoliación es otro proceso de intemperismo mecánico por el cual debido a las fuerzas internas, físicas, se separan de una roca grandes placas curvas a manera de costras. Las plantas juegan papel importante en el intemperismo mecánico, ya que las raíces de las mismas que crecen entre las grietas de las rocas producen presiones suficientes como para desprender fragmentos de la roca.

El intemperismo químico llamado algunas veces como "Descompo-

sición" es más complejo que el intemperismo mecánico, el intemperismo químico transforma el material original en otro diferente, - por ejemplo el intemperismo químico del faldespato produce arcillas de características diferentes en su composición y distintas características físicas de los faldespatos originales. El tamaño de las partículas cuando se produce el intemperismo químico es importante dado que las sustancias pueden reaccionar químicamente solamente cuando están en contacto. Otro factor del intemperismo químico lo constituye la composición química original del material o mineral, el clima la humedad, generalmente aceleran el intemperismo químico.

Por todo lo dicho anteriormente, el intemperismo juega un papel importante en la vida de los suelos que cubren la superficie de la tierra, y sustentan toda vida, el suelo refleja, hasta cierto grado, el material del que se derivó, y en algunos casos puede delimitar la distribución de las rocas, por los tipos de suelos que descansan sobre ellos.

Hemos hablado de generalidades geológicas y sobre intemperismo, como factor importante en la formación de los suelos, por la sencilla razón de que el material de estudio, en nuestro caso, es justamente material de desintegración por las acciones antes dichas.

6.4. GEOMORFOLOGIA:

La zona donde se proyecta emplazar las estructuras del Abastecimiento de Agua Potable para San Pedro de la Bendita, tiene las siguientes características:

- 1.- Litológicamente hablando toda la región en mención presenta -- formaciones sedimentarias de carácter residual coluvial; esto es como producto de la desintegración y descomposición in-situ y por efectos de rodamiento gravimétrico de los materiales disgregados en la altura hacia las partes bajas.
- 2.- Las formaciones sedimentarias tienen origen volcánico como lo constituye la formación Piñón de roca Andesítica-Basáltica, -- que comprende toda la región, desde la zona de Catamayo, Chinchas, Catacocha, con las correspondientes gradaciones de intemperización a que han sido sometidas.
- 3.- La formación Piñón corresponde a la edad de Cretáceo inferior y medio, y ciertos sectores han sido influenciados por su metamorfismo de carácter local, dando como resultado la formación metamórfica de determinados sectores.
- 4.- En la zona del proyecto se distinguen rocas variadas: tales como arcillas, formando bancos; calizas, andesitas del tipo porfídico, diorotas, esquistos metamórficos, con sus variedades: mica-esquistos, cuarzo-esquistos, talco-esquistos y en un punto local granodioritas, tonalitas, etc.
- 5.- Existen además aguas subterráneas, las cuales se manifiestan -- por la presencia de manantiales, que han quedado al descubierto por cortes naturales del terreno, en los contactos de las -- capas impermeables arcillosas con la superficie del suelo o el corte de taludes, etc.

6.5. DESCRIPCION DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES EXISTENTES EN LA ZONA DEL PROYECTO:

Con el fin de visualizar con mayor certeza, y más claramente los materiales que existen en la región, a la que se quiere servir con el proyecto, tema de esta monografía, se ha realizado un minucioso muestreo de las zonas donde se implantarán estructuras, y de la zona en general, extrayendo muestras representativas, tanto superficiales como a distintas profundidades, con el fin de analizar las geológicamente; de esta manera podemos analizar la conveniencia, o la no conveniencia de construir las diferentes unidades del sistema; pues como sabemos hay ciertos minerales cuya composición química resulta nociva para ciertos elementos utilizados en construcción. Del muestreo realizado tenemos las siguientes rocas:

Para darnos una idea de como se encuentra conformada, y de -- que materiales, la fuente de la cual se pretende abastecer al sistema, y de manera especial del lugar en el que se emplazará la captación y el desarenador, se tomaron las muestras: que corresponden a esquisto metamórfico de la variedad del esquisto calcareo; este material por su metamorfismo proviene de su roca original, la caliza impura, el esquisto es por lo tanto, una roca metamórfica formada por metamorfismo regional; es abundante en esta zona; los esquistos contienen generalmente grandes cantidades de cuarzo y feldespato, así como otras pequeñas cantidades de augita, hornablenda, granete, epidota, magnetita, etc.

La diorita, otra de las rocas encontradas, con predominio de andesita, es una roca ignea y tiene un 75% de feldespato andesítico composición de andesita (sin cuarzo y ortoclasa), esta roca se encuentra en grandes cantidades ya sea en masa o en pedazos que varían desde los 5 cm. hasta los 10 cm. de diámetro y en forma cúbica.

ca.

Continuando con el muestreo nos encontramos con andesita formando diaclasas, esta roca es también del tipo igneo de grano fino sin o poco cuarzo, sin ortoclasa, compuesta de más o menos 75% de feldespato plagioclasa y el resto de silicatos ferromagnesianos, - al igual que la roca anterior, ésta es también abundante.

Se encontró además cristalización de calcita en roca metamórfica, formando capas delgadas, esta calcita es el carbonato de Calcio (Ca CO_3), la misma que se presenta usualmente de color blanco o transparente a incoloro.

Analizando concienzudamente el sitio en donde se implantará - la captación, podemos acotar que presenta grandes rocas lo que nos da a entender que son materiales que por rodamiento han descendido de las partes altas para depositarse en el lecho de la quebrada, - debiendo notar que, sus características son similares a las rocas anteriores, y que han sufrido el mismo tipo de intemperismo. Del sitio en el que se construirá el desarenador se tomó una muestra - de suelo a unos 80 cm. de profundidad, correspondiendo a un tipo - de arena sílica-calcárea con una mínima cantidad de arcilla, este suelo es producto de la desintegración y descomposición de las rocas metamórficas y calizas que se encuentran en grandes cantidades en la parte superior de la quebrada, la caliza es de origen orgánico mineral (hay restos fósiles dentro de la estructura de la misma)

Los materiales de muestreo recogidos en el sector donde se le

vantarán las unidades de tratamiento, se tomaron aprovechando un corte de terreno de aproximadamente 17 metros, se deja ver claramente la disposición del terreno, para el efecto se tomaron muestras a 1 y 10 metros de profundidad, dando como resultado material producto de la descomposición de las rocas; esto es detritos rocosos, suelos residuales en la parte este y alta del pueblo. Hacia la parte occidental y parte baja, de la misma manera se tomaron muestras aprovechando un talud de la carretera, encontrando formaciones de estratos de arcilla plástica con intercalación de finas capas de arena, cuya presencia es importante en la estabilidad del suelo.

En los demás sitios, es decir en los lugares que conforman la población misma. observamos que el material predominante es el suelo residual, como producto de la desintegración y descomposición de la andesita y diorita y en general de las rocas metamórficas, sin descartar el hecho de que existen bancos de arcilla. Podemos acotar también que hacia la parte noreste, existen vertientes de agua que son utilizadas para riego.

Casi en toda la región predomina la serie Vulcano-Sedimentaria-Andesítica (porfiritas), con influencia metamórfica.

6.6. CONCLUSIONES:

Podemos decir en general que por predominar en toda la región la serie vulcano-sedimentaria-andesítica, no existe problema alguno que impida la construcción de, especialmente las primeras unida

des del sistema como son: Captación, Desarenador; esto por las características de las rocas pertenecientes a la serie antes dicha.

En lo que compete al lugar en el que se emplazarán las estructuras de la planta de tratamiento, por se un suelo de carácter residual con leves contenidos de arcilla, es necesario y conveniente se disponga de una red de drenaje, para escurrir las aguas que por lluvia u otro motivo se infiltraren. Es de anotar también que más adelante se expone un estudio de suelos de este sitio con el que se aclara el comportamiento del suelo y complementa a la vez el presente estudio geológico.

6.7. HIDROLOGIA Y METÉREOLOGIA:

La Hidrología es aquella rama de la Geofísica, que tiene que ver con el agua y su distribución sobre y bajo la superficie terrestre, y sus propiedades físicas. Es la ciencia que trata de las propiedades, distribución y circulación del agua. Especialmente es el estudio del agua sobre la superficie terrestre, en las rocas subyacentes y en la atmósfera, especialmente con referencia a la evaporación y las precipitaciones.

La atmósfera interesa a la hidrología, porque es el medio donde se desarrollan las etapas más interesantes del ciclo hidrológico, como la evaporación y precipitaciones en todas sus formas y cualidades.

La hidrología y metereología son pues dos ramas que tratan, -

por una parte el agua que se encuentra en las cuencas y por otra los fenómenos que se suscitan en la atmósfera, tales como el clima, la temperatura, etc. por lo que en el presente estudio nos referiremos a la cuenca del Catamayo-Chira como punto de referencia, para darnos cuenta de lo que sucede en San Pedro de la Bendita, hidrológicamente y meteorológicamente hablando.

6.7.1. GENERALIDADES:

El presente estudio que si bien no es completo, pues el fondo del presente trabajo, no es un estudio minucioso, sino de conceptos generales, tiene por objeto determinar en forma general las condiciones de tipo hidrológico y climáticas de la cuenca del Río Catamayo y de sus áreas adyacentes, entre ellas San Pedro de la Bendita. Por no existir estación pluviométrica ni meteorológica en el sitio del proyecto, se tomó los datos de la estación Pluviométrica existente en La Toma - Catamayo. Esta estación se encuentra geográficamente ubicada a $79^{\circ} 21'$ de longitud Oeste y a $4^{\circ} 00'$ de latitud Sur, a una elevación de 1.238 metros sobre el nivel del mar; fue instalada en Enero de 1944.

La sequía constituye un fenómeno permanente en grandes áreas de esta cuenca, con el agravante de que en los últimos años se ha acentuado más, a tal punto de producir situaciones catastróficas. Con miras a solucionar los múltiples y complejos problemas que se derivan de este fenómeno climático adverso, tales como: falta de agua para riego y Agua Potable, y considerando que una de las formas de saber en que condiciones se encuentran dichos factores,



lo constituye el control y estudio de Cuencas Pluviométricas como la de Catamayo, damos en líneas más adelante datos recogidos de esta última.

6.7.2. CARACTERISTICAS DE LA CUENCA: →

La cuenca hidrográfica Catamayo-Chira juntamente con el Puyango-Tumbez, comprende una área total de 23.300 Km² de los cuales 17.500 Km² corresponden a la del Chira y 5.800 Km² a la del Tumbez, de esta superficie total el 47% aproximadamente está en territorio ecuatoriano.

El sistema de drenaje de la Cuenca Catamayo-Chira tiene su origen en la cordillera Sabanilla a 2.800 metros s. n. m., su dirección general es hacia el norte hasta la confluencia con el río Guayabal donde se forma el río Catamayo que corre hacia el Sur-oeste.

La orografía de la cuenca presenta un aspecto accidentado en su parte alta, los ríos corren por las faldas y flancos de los Andes en régimen torrencial; hacia abajo las pendientes son menos pronunciadas y los ríos forman valles o terrazas, donde se hallan-
acentados los principales centros poblados.

El clima depende de la elevación y de la distancia al mar, ya que la corriente fría de Humboldt y calida del Niño influyen en el comportamiento metereológico de la zona. Puede catalogarse como seco en toda la franja de la costa, tropical de sabana en las zo--

nas bajas y planicies interiores, tropical de Monzón en la parte media, en las cuencas de los ríos y en las estribaciones de las cordilleras en la parte alta mesotérmico semihúmedo de páramo.

La precipitación media anual varía desde los 200 mm en la parte baja a los 1.400 mm en las estribaciones de los Andes, la variación es alta durante el año por lo que da lugar a sequías en algunos períodos y en otros altas precipitaciones. Los meses más lluviosos son Enero, Febrero, Marzo, Abril.

La humedad relativa media anual varía desde el 90% en las planicies, hasta 70% en las cordilleras.

La temperatura media se mantiene alrededor de 25°C en la parte baja y de 8°C en la alta de las cordilleras, con una variación de más o menos unos 2°C interanual.

La evaporación media anual en la costa y partes bajas es aproximadamente de 800 mm, en la parte media de las cuencas es de 1.000 mm y en la alta de 1.200 mm.

Los vientos predominantes durante la mayor parte del año son los Alisios del Sur-Este, que por lo general son suaves, en verano son reemplazados por vientos de convención múltiple, provenientes del Nor-Este, Norte y Nor-Oeste.

La heliofanía tiene gran variación, la parte más baja posee -

mediana luminosidad anual, siendo promedio de 800 h. en Pasaje.

Alta luminosidad se observa también en algunos valles de la zona - Lojana. En cambio en las cordilleras hay poca luminosidad, debida principalmente a la bruma que casi siempre afecta a la zona.

6.7.3. LLUVIAS:

En la zona se tiene dos períodos notablemente marcados: el lluvioso que se inicia en el mes de Enero y termina en Mayo aproximadamente, y el seco que dura el resto del año. La lluvia que cae sobre la cuenca tiene dos orígenes diferentes, los vientos húmedos provenientes de la hoya amazónica que descarga su humedad en la parte alta, y los vientos marinos que se adentran siguiendo el río Catamayo que produce precipitaciones en la parte media y baja de la cuenca.

La corriente fría de Humboldt y cálida del Niño son influyentes en las lluvias que caen en la zona, produciendo fuertes precipitaciones, principalmente en Febrero, Marzo, Abril, meses en los que se tiene alrededor del 55% de la precipitación total anual.

En la zona costanera los valores de precipitación son bajos, alcanzan valores entre 200 mm y 450 mm; en la planicie interior las precipitaciones son más altas entre 500 y 1.000 mm; mientras que en las estribaciones de la cordillera se alcanzan lluvias de hasta 1.400 mm.

6.7.4. EVAPORACION:

La evaporación es un factor importante relacionado con la utilización de los recursos del agua para riego y Agua Potable. Son varios los factores que tienen su influencia en la evaporación, entre ellos: velocidad del viento, gradiente vertical de la por---ción de vapor, radiación solar, temperatura del aire y de la superficie del agua a evaporarse, temperatura superficial, vegetación, porosidad y contenido de agua en el suelo superficial, etc. En Catamayo no existe estación que registre datos de evaporación.

6.7.5. VIENTOS:

Para este estudio se contó con datos de velocidad y direc---ción del viento proporcionados por la estación de la Toma, donde los vientos fueron medidos con un anemómetro de hélice de eje horizontal.

Los datos indican que en la parte alta de la cuenca Catamayo-Chira los vientos predominantes son los del Norte, que al cruzar la cordillera descargan su humedad, produciendo fuertes precipitaciones en Loja y Yangana y lluvias escasas en el valle de Catamayo.

Sobre la cordillera las velocidades del viento del Nor-este son mayores, debido a que son forzados por las barreras orográficas hacia abajo estas velocidades disminuyen así: En Catamayo las velocidades medias registradas están entre 3.0 y 4.8 m/seg. máximo de 6.0 y excepcionalmente 8.0 m/seg.

6.7.6. TEMPERATURA DEL AIRE:

En la zona ecuatorial, la temperatura es uno de los factores-meteorológicos cuya variación mensual y anual es insignificante a diferencia de la variación diaria que es considerable. En la cuenca estudiada la variación diaria es de cerca de 10°C en la parte costanera y casi 20°C en la parte alta montañosa.

La temperatura media anual del Ecuador y particularmente de las cuencas, podemos determinarlas con pocos años de observaciones sin que esos valores medios difieran muchas décimas de grados de la temperatura media normal correspondiente a un período de 30 años de registro.

6.7.7. HUMEDAD RELATIVA:

La humedad atmosférica depende sobre todo de la temperatura del aire y de la presión atmosférica, y se refiere al contenido de vapor de agua en la atmósfera. La humedad relativa se expresa en porcentaje de la relación del peso del vapor contenido en un volumen de aire, al peso del vapor que le satura a igual temperatura y presión.

Los datos de la estación que registran este parámetro resumen los valores medios del período considerado.

La variación de la humedad relativa es semejante a la de la temperatura es decir, varía mucho a lo largo del día, menos en el promedio diario y muy poco en el promedio mensual, consecuentemente la variación interanual es también baja.

6.7.8. HELIOFANIA:

Dentro de las cuencas hay solo una estación que registra el número de horas de brillo del sol: Macará; este es un factor importantísimo, existen dos más que son Pasaje y Loja - Argelia, desgraciadamente no se puede sacar conclusiones al respecto por falta de datos. Por tener algún valor de referencia se ha sacado el promedio anual de horas brillo del sol de los años de registro para Loja y pasaje correspondiendo a Loja 1.442 horas por año y a Pasaje-797,6. Puede decirse entonces que hay mediana luminosidad en Loja y algo más baja en Pasaje.

6.7.9. CONCLUSIONES:

Las condiciones climáticas de la cuenca estudiada (incluyendo Tumbes-Puyango) son básicamente el resultado de factores geográficos tales como:

- a.- La ubicación de la zona ecuatorial, lo que implica alta temperatura, zonas de baja presión, y cambios de los centros de presión atmosférica que producen amplia variación interanual de lluvias.
- b.- La barrera montañosa de los Andes que influye directamente en la temperatura y sobre la acción de los vientos.
- c.- La cercanía al Océano.
- d.- La corriente fría de Humboldt que es desplazada cada año por la cálida del Niño.

Los datos y resultados presentados, muestran claramente el mecanismo que determina las condiciones climáticas existentes en la cuenca que en resumen son:

- 1.- Lluvias mayores en los meses de enero a mayo totalizando un valor de 75% del valor anual.
- 2.- Temperatura media del aire de 20°C en la costa, que va disminuyendo hacia las montañas.
- 3.- Humedad relativa bastante alta en la faja muy cercana a la costa y alrededor de Celica y Saraguro; medida en el resto de las cuencas, excepto en Catamayo donde se tiene aire seco.
- 4.- Vientos marinos del Sur-este, Tramontanos del Este y Alisios - del Sur-este, aparte de los locales convectivos.
- 5.- Presencia de bancos de neblina en la costa de mayo a septiem--bre, etc.

Presentamos a continuación los datos computados en cuadros y-gráficas de los resultados recogidos de la estación Pluviomt.

LLUVIA MENSUAL (milímetros)

— ESTACION LA TOMA-CATAMAYO —

Cuadro N°

AÑO \ MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	EN EL AÑO
1962	91.5	102.9	40.5	57.0	51.6	0.3	--	--					
1963	71.2	127.0	5.3	26.8	45.3	13.4	0.0	0.0	9.9	13.7	35.6	22.4	--
1964	3.9	45.7	40.2	108.7	0.0	5.2	0.0	0.0	2.6°	7.5°	16.2°	36.2°	391.10
1965	32.0	0.0	4.2°	66.7	37.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	62.2	17.6°	266.2°
1966	2.0	11.0	76.4	7.0	24.3	0.0	0.1	0.0	1.6	44.0	0.0	10.3	220.50°
1967	2.4	101.3	32.0	15.4	8.7	3.6	16.3	3.7	13.1	80.5	19.3	3.7	176.70
1968	36.5	23.9	113.3	41.3	2.4	10.9	1.3	7.6	18.4	38.0	5.5	12.4	300.00
1969	38.3	76.0	29.7	124.8	9.7	3.1°	0.0	23.2°	56.2	60.5	53.7	40.0	311.50
1970	21.2	47.7°	35.1	10.0	29.0	2.4	0.0	13.9	19.0	44.2	47.6	16.8	515.20°
1971	27.3	63.8	104.3	37.0	18.4	38.6	4.5	5.7	13.8	52.6	9.7	37.7	286.90°
1972	65.4	69.8	134.5	60.3	8.2	4.5	0.0	0.0	0.0	53.0	50.8	74.8	413.40
1973	11.1	100.1	75.6	116.3	22.8	52.5	7.9	12.6	31.5	41.8°	13.0	56.4	521.30
MEDIO 64-73	24.0	53.9	64.5	58.8	16.1	12.1	3.0	6.7	19.6	42.2	27.8	30.6	355.30

Observaciones

• Valores estimados

LLUVIA MENSUAL (milímetros)

— ESTACION EL CISNE —

Cuadro N°

AÑO \ MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	EN EL AÑO
1971	---	--	151.7	137.8	52.0	55.7	0.0	3.6	47.4	100.3	30.4	200.2	--
1972	169.2	293.1	426.7	224.8	51.6	27	1.4	31.9	9.0	68.1	9.9	200.3	1.5 07.70
1973	84.1	329.7	133.1	132.5	40.5	35.8	26.5	24.5	9.1	57.7	107.4	131.3	1.110.20
Observaciones													

Cuadro N°

ESTACION	PERIODO	FRECUENCIA DE DIRECCIONES DE VIENTO								TOTAL
		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	
	1963 - 1971									
LA TOMA (CATAMAYO)	SUMA	1033	1029	1045	190	273	388	537	463	4.958
	FRECUENCIA PORCENTAJE DE ACUMULADA	20.9	20.8	21.1	3.8	5.5	7.8	10.8	9.3	100.

TEMPERATURAS (°C)
 - ESTACION LA TOMA CATAMAYO -

Cuadro N°

MES AÑO		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	EN EL AÑO
1944	MEDIA	23.2	--	23.5	23.6	23.6	23.6	23.9	24.1	24.3	23.6	23.8	23.2	--
	MAX. ABS.	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	MIN. ABS.	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1945	MEDIA	23.3	23.1	24.5	23.5	23.6	24.4	23.3	24.0	24.5	23.9	23.1	22.9	23.7
	MAX. ABS.	--	--	--	--	--	--	--	--	35.2	36.5	36.5	35.5	--
	MIN. ABS.	--	--	--	--	--	--	--	--	13.7	13.0	13.7	16.0	--
1946	MEDIA	22.7	23.3	23.6	23.2	24.1	23.4	24.0	23.9	23.5	23.8	24.1	24.1	23.6
	MAX. ABS.	34.0	31.8	32.4	35.0	34.5	31.0	31.4	32.0	33.0	34.0	35.2	35.7	35.7
	MIN. ABS.	14.8	15.3	14.1	12.8	14.0	15.0	14.5	12.2	14.5	13.9	11.7	15.5	11.7
1962	MEDIA	23.3	23.9	24.2	27.8	24.0	24.4	22.9	23.3	24.2	23.9	24.1	24.0	24.1
	MAX. ABS.	34.4	34.2	33.6	34.2	34.0	34.1	33.7	33.7	37.0	37.2	35.1	35.6	37.2
	MIN. ABS.	12.6	13.2	14.0	14.5	13.8	13.1	11.2	9.5	13.0	12.0	13.0		9.5
1963	MEDIA	23.2	22.2	23.7	23.2	23.3	22.2	23.9	25.0	24.5	24.2	23.8	24.6	23.6
	MAX. ABS.	35.6	--	34.0	34.6	34.2	34.6	34.3	34.4	34.7	36.0	34.1	35.1	--
	MIN. ABS.	13.0	14.0	16.3	13.3	10.1	11.3	12.4	13.7	14.0	15.2	13.0	15.6	10.1
1964	MEDIA	24.8	24.2	24.8	23.7	24.3	23.5	24.0	23.7	24.2°	23.9°	24.1°	24.0°	24.2
	MAX. ABS.	34.6	35.5	34.6	33.0	33.6	32.8	33.6	--	--	--	--	--	--
	MIN. ABS.	13.0	14.7	15.0	15.0	12.8	13.5	11.9	11.0	--	--	--	--	--
1965	MEDIA	23.6	24.4	23.9	23.7	22.9	23.7	23.8	25.0	24.8	24.0°	24.2	23.8°	24.0
	MAX. ABS.	34.6	36.3	--	35.6	33.4	31.7	32.5	33.7	34.6	--	34.6	--	--
	MIN. ABS.	11.6	14.7	--	14.4	11.0	15.7	14.7	14.4	14.9	--	12.3	--	--
1966	MEDIA	25.3	25.1	24.0	24.9	24.6	24.3	23.9	24.5	24.5	24.1	24.0	23.7	24.4
	MAX. ABS.	34.5	36.4	34.7	34.6	34.2	34.3	34.5	34.2	35.0	34.8	34.1	--	--
	MIN. ABS.	15.6	15.5	13.5	14.8	14.3	13.6	12.5	13.4	12.1	13.6	12.2	13.4	12.1

Observaciones

• Valores sintéticos

TEMPERATURAS (°C)
- ESTACION LA TOMA CATAMAYO -

Cuadro N°

MES AÑO		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	EN EL AÑO
1967	MEDIA	23.8	23.4	23.3	24.4	23.6	22.9	23.2	23.9	24.3	23.4	23.4	24.0	23.6
	MAX. ABS.	--	--	--	--	33.6	33.4	33.0	33.5	34.8	34.1	35.5	35.7	--
	MIN. ABS.	14.5	15.6	13.9	14.6	12.2	12.4	13.5	13.5	12.6	12.6	10.7	13.6	10.7
1968	MEDIA	22.7	23.3	22.3	23.6	23.7	23.2	22.9	23.9	23.9	24.0	24.4	24.2	23.5
	MAX. ABS.	34.0	34.3	31.4	32.7	34.6	34.4	31.7	33.5	35.0	34.7	36.0	35.3	36.0
	MIN. ABS.	14.5	14.2	10.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1969	MEDIA	24.3	24.3	24.6	23.8	24.3	23.7	22.8	24.1°	24.3	23.5	23.7	23.7	23.9
	MAX. ABS.	34.3	35.8	36.2	33.5	34.0	34.1	32.8	--	33.6	31.5	35.3	34.2	--
	MIN. ABS.	--	--	--	--	--	--	--	--	--	12.2	14.7	15.5	--
1970	MEDIA	23.1	23.2	23.5	24.2	23.2	23.4	23.5	23.7	23.7	23.7	23.3	23.7	23.5
	MAX. ABS.	35.2	--	--	--	--	33.4	33.3	33.6	35.2	--	34.7	36.0	--
	MIN. ABS.	14.4	15.4	15.8	15.6	13.2	12.5	14.7	12.6	13.1	13.8	14.2	14.4	12.5
1971	MEDIA	23.1	22.4	22.4	22.6	23.4	23.1	23.2	23.0	23.5	23.3	23.8	23.1	23.1
	MAX. ABS.	32.7	31.7	31.8	33.3	33.6	--	32.5	32.6	32.6	35.2	--	--	--
	MIN. ABS.	15.0	15.0	14.4	12.2	12.4	--	12.6	11.6	12.4	13.5	--	--	--
1972	MEDIA	23.4	23.6	22.6	23.5	24.1	24.0	24.3	24.9	25.2	25.2	24.6	24.9	24.2
	MAX. ABS.	34.0	33.4	--	34.0	34.8	--	34.5	34.0	35.6	34.3	35.5	36.0	--
	MIN. ABS.	14.6	15.6	--	15.4	15.4	12.8	13.0	13.5	13.5	15.4	14.5	14.4	--
1973	MEDIA	25.2	24.8	25.2	24.6	24.3	24.1	24.2	23.9	23.9	23.8°	24.3	22.9	24.3
	MAX. ABS.	34.6	35.0	34.4	33.4	34.8	34.0	34.4	33.4	34.8	--	35.2	34.3	--
	MIN. ABS.	16.8	16.8	16.3	14.0	13.2	13.5	13.5	13.5	13.5	--	14.2	9.8	--
PROMEDIO 64-73	MEDIA	23.9	23.9	23.7	23.9	23.9	23.6	23.6	24.2	24.2	23.9	24.0	23.8	23.9
	MAX. ABS.	--	--	--	--	--	--	34.5	--	--	--	--	--	--
	MIN. ABS.	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Observaciones

• Valores sintéticos

HUMEDAD ATMOSFERICA (%)

— ESTACION LA TOMA CATAMAYO —

Cuadro Nº

AÑO \ MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	EN EL AÑO
1944	64	64*	64	63	59	57	49	46	51	57	56	64	58
1945	78	69	59	61	54	48	49	47	49	45	58	64	57
1946	66	66	64	63	60	55	46	47	51	59	55	58	58
1962	70	67	67	72	71	70	66	64	56	61	62	61	66
1963	68	73	66	68	63	54	51	49	53	61	61	63	61
Observaciones													

HUMEDAD ATMOSFERICA (%)

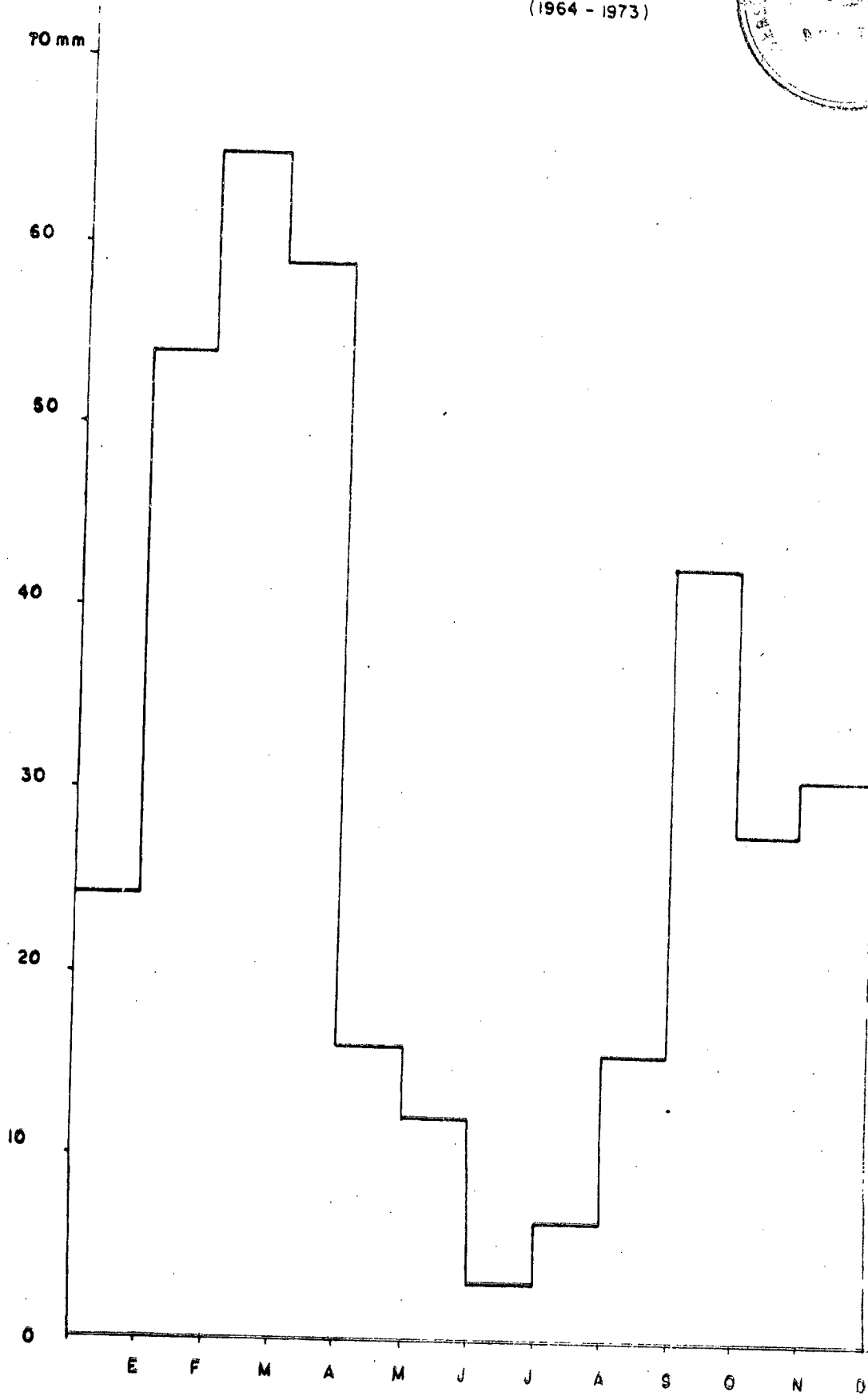
ESTACION LA TOMA CATAMAYO

Cuadro N°

AÑO \ MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	EN EL AÑO
1963													
1964	61	65	62	70	61	60	54	50	56°	61°	61°	62°	60
1965	64	61	66°	78	70	65	67	63	63°	66°	64	63°	65
1966	63	61	66	62	59	62	52°	48	48	59	59	58	58
1967	60	67	68	59	60	57	55	52	52	62	59	60	59
1968	64	68	75	66	63	61	57	55	59	65	60	61	63
1969	64	66	63	74	61	74	72	58°	59	61	65	67	65
1970	69	69	66	61	65	56	48	50	57	64	63	61	61
1971	65	67	71	69	61	60	53	53	56	59	61	62	62
1972	62	63	69	62	61	57	53	50	50	58	64	60	59
1973	61	65	66	66	65	62	61	61	69	63°	66	68	64
PROMEDIO 64-73	63	65	67	67	63	61	57	54	57	62	62	62	62
Observaciones ° Valores obtenidos con correlación gráfica													

CLIMOGRAMA DE CATAMAYO

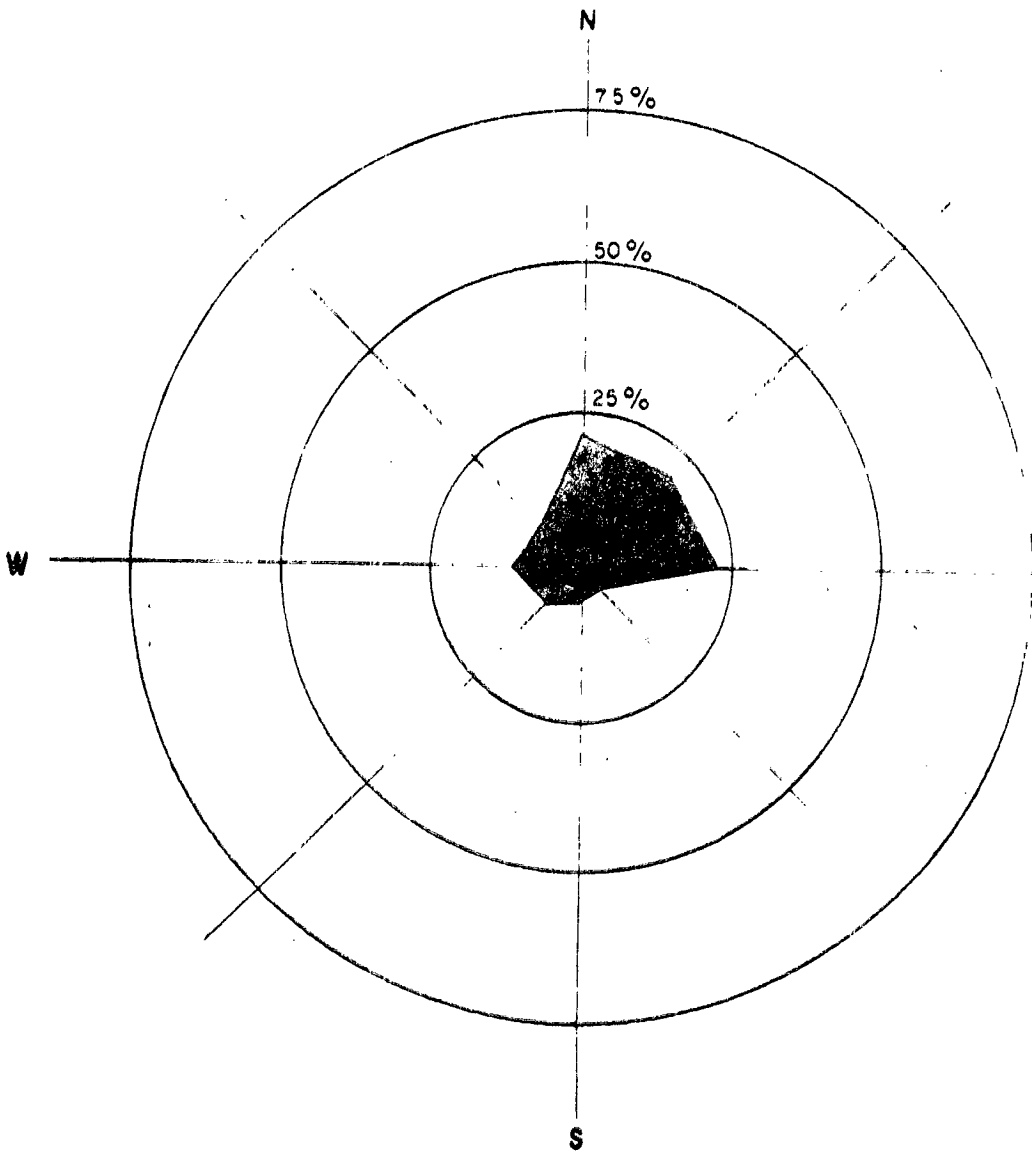
(1964 - 1973)



DISTRIBUCION DE LA
LLUVIA

CLIMOGRAMA DE CATAMAYO

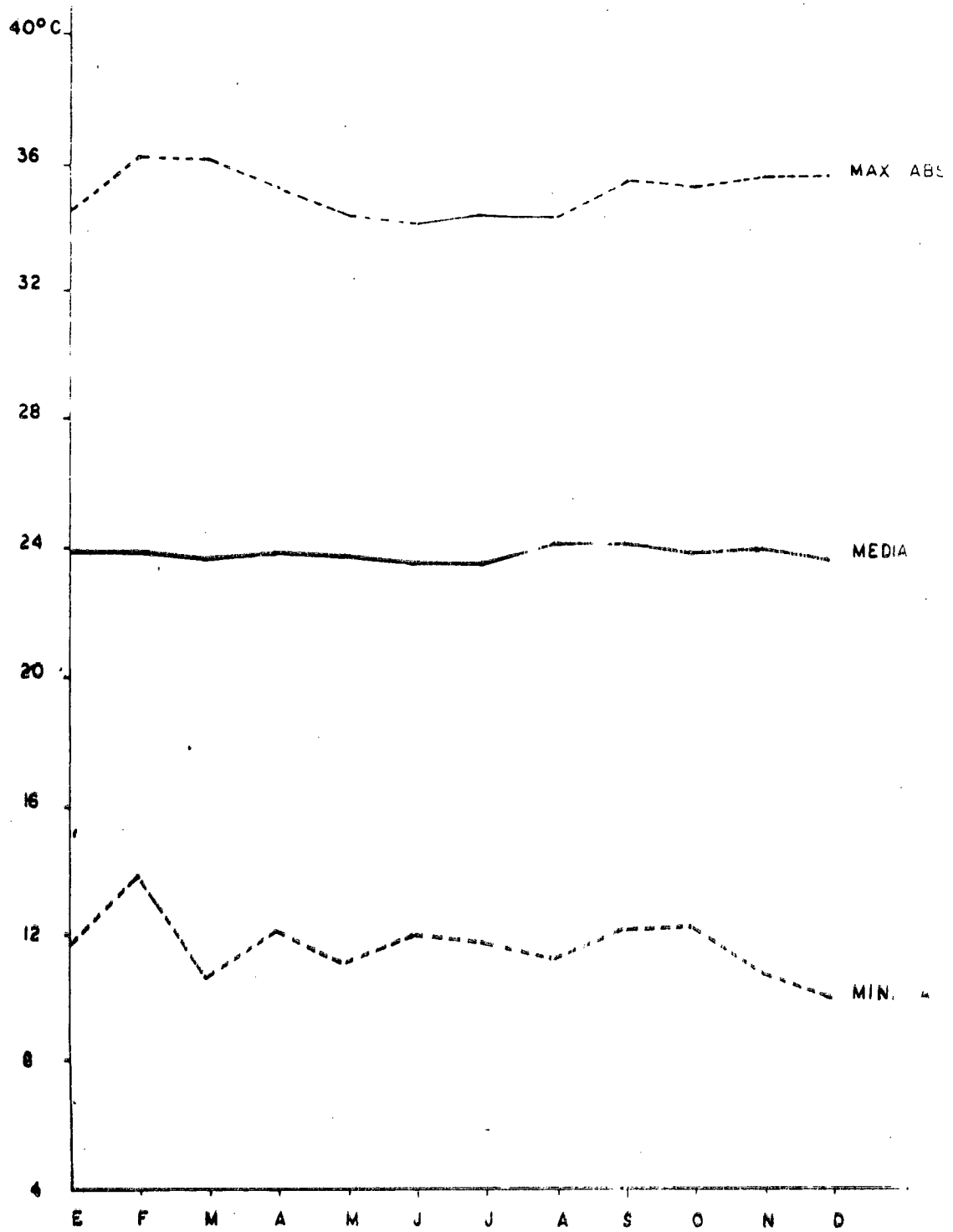
(1963-1972)



VIENTOS
FRECUENCIA Y DIRECCION

CLIMOGRAMA DE CATAMAYO

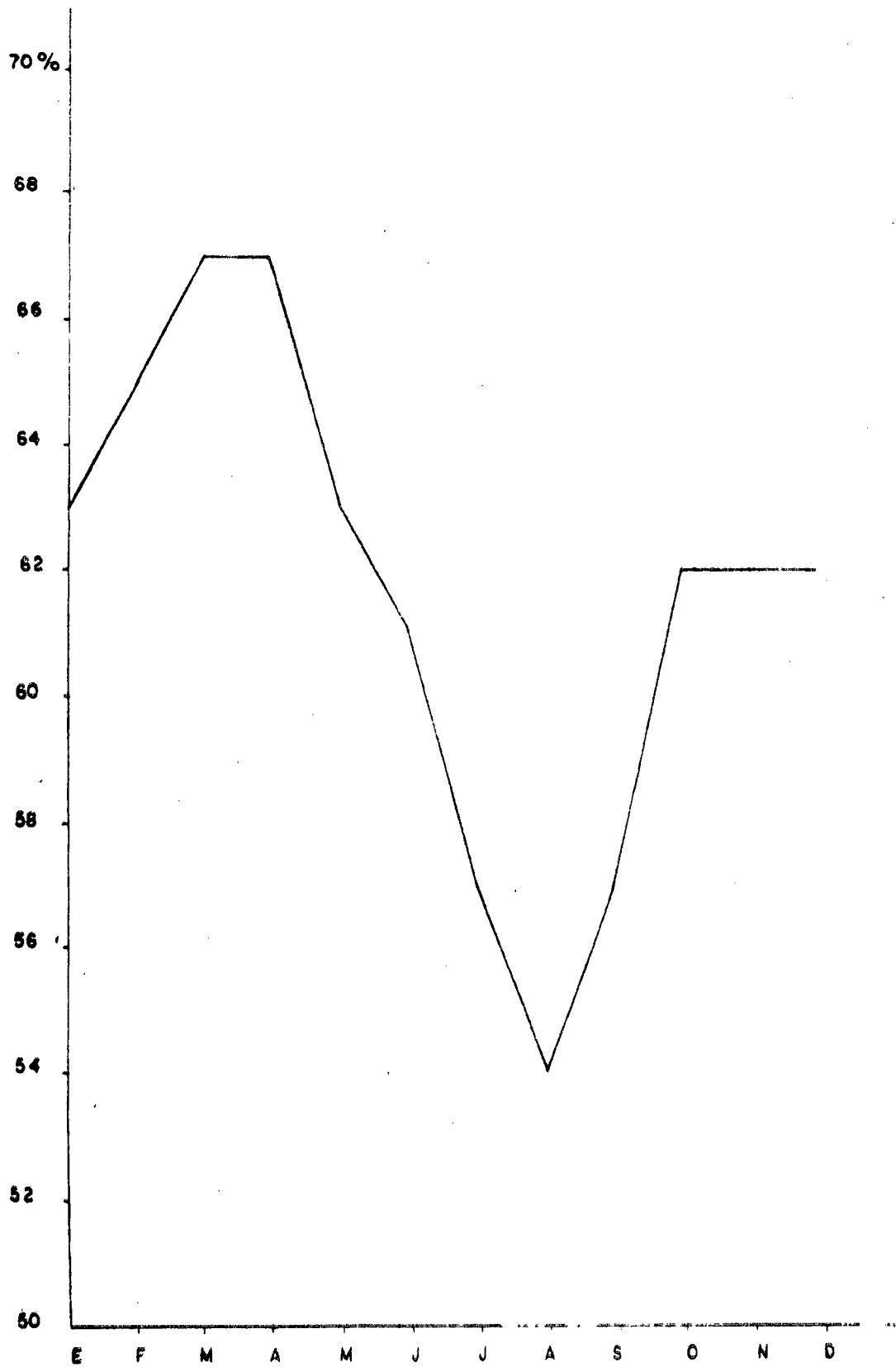
(1964 - 1973)



TEMPERATURA DEL AIRE

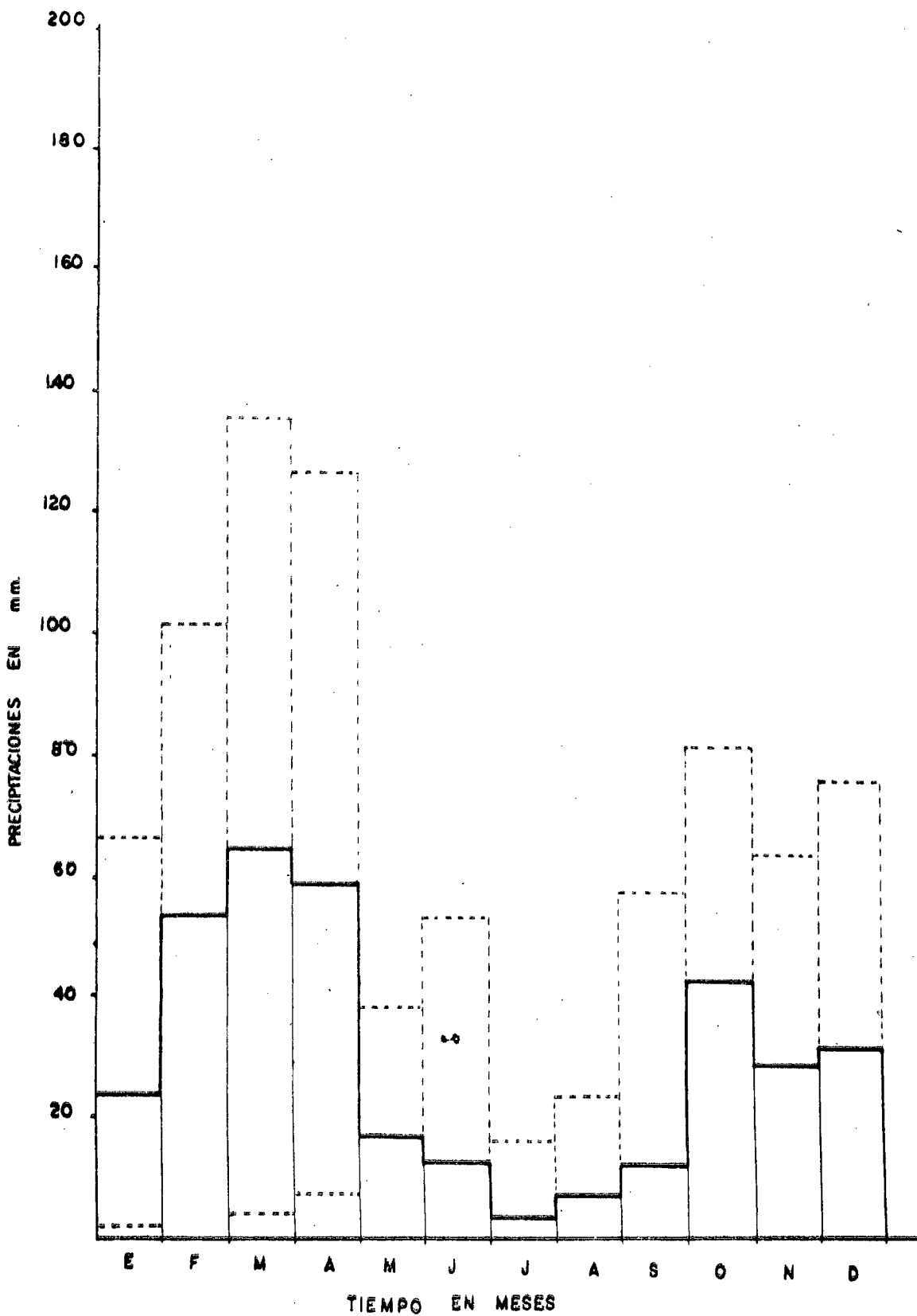
CLIMOGRAMA DE CATAMAYO

(1964-1973)



HUMEDAD RELATIVA

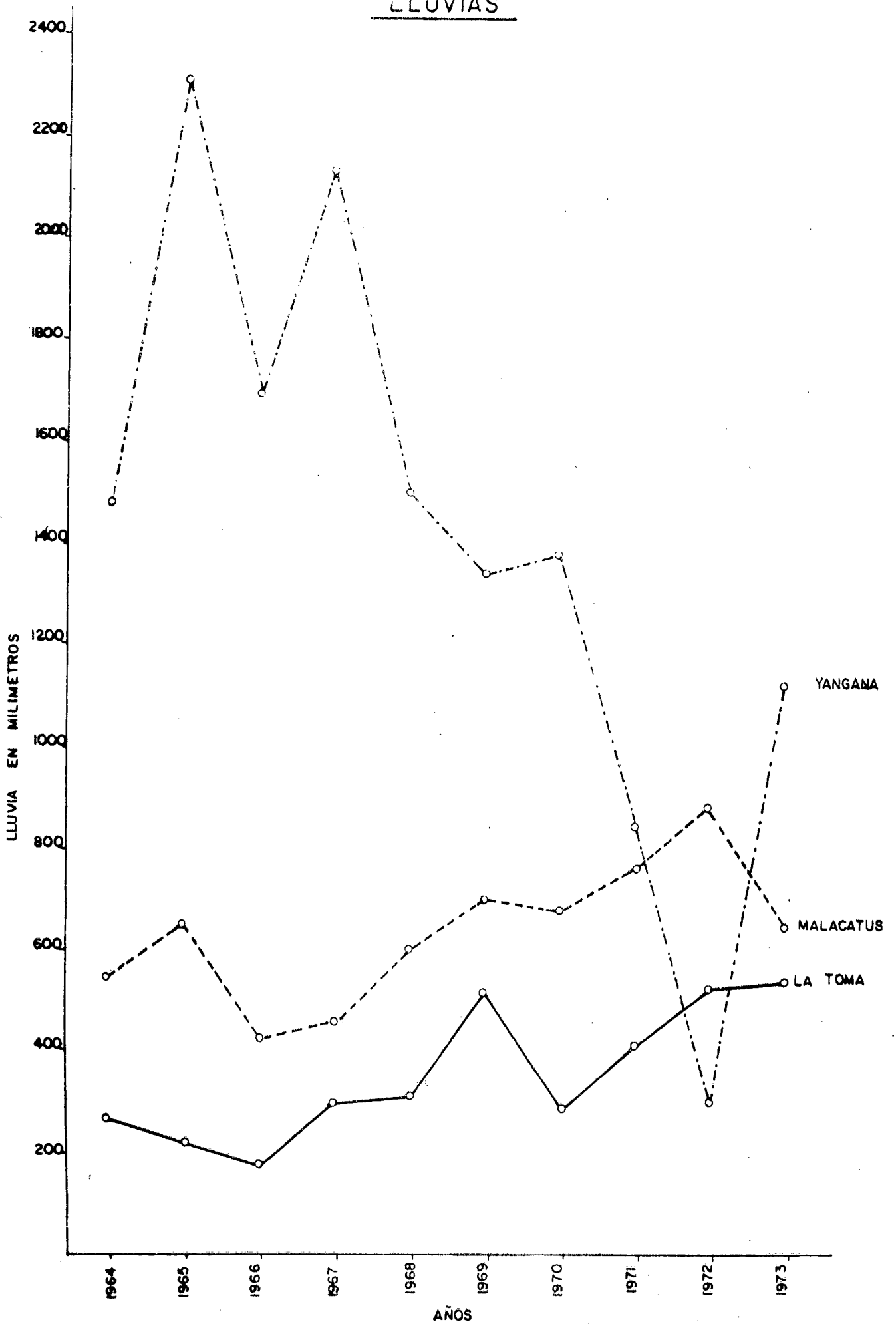
ESTACION LA TOMA CATAMAYO



**HISTOGRAMA DE PRECIPITACIONES
MEDIAS MAXIMAS Y MINIMAS
MENSUALES**

(1964 - 1973)

LLUVIAS



GRUPOS DE AJUSTE DE DATOS

SEGUNDA PARTE

UNIDADES DEL SISTEMA

CAPITULO SEPTIMO	:	CAPTACION
CAPITULO OCTAVO	:	DESARENADOR
CAPITULO NOVENO	:	CONDUCCION

CAPITULO SEPTIMO

UNIDADES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

CAPTACION

7.1. GENERALIDADES:

El agua utilizada por el hombre para consumo doméstico e industrial, riego, producción de energía eléctrica; es dulce, de la misma manera esta agua es sacada o extraída de ríos, aseQUIAS, manantiales, quebradas, vertientes, utilizando la fuerza de la gravedad.

Hay muchas regiones en el mundo que debido a la escasez del agua superficial, extraen el agua subterránea por medio de bombeo, utilizándola especialmente para consumo doméstico y a veces para riego, también es frecuente el caso cuando el agua es bombeada de ríos y lagos.

Estos casos no se han considerado en este estudio, en el que nos hemos concretado a captaciones por gravedad, es decir aquellas situadas a suficiente altura sobre el sitio de consumo, para que el agua corra por su propio peso.

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

Las obras de almacenamiento consisten en presas que cierran -

el cauce del río u otro sitio apropiado formando un reservorio embalse en el mismo.

Las tomas por derivación directa, captan el agua que viene -- por el río, sin ningún almacenamiento, osea que no hay ninguna regulación y se aprovecha el caudal que hay en un momento dado.

Para escoger cual de los dos tipos de captación se ha de utilizar en el sistema, debemos hacer consideraciones de tipo económico, topográfico, hidrológico y geológico, con el fin de ver la conveniencia o la no conveniencia del tipo de captación; en general - los criterios que básicamente imperan en la selección del tipo de captación y ubicación de la toma son:

- a.- Cantidad de agua disponible.
- b.- Costo.

La variabilidad del régimen de un río, influye fuertemente en la selección del tipo de obra de toma: En muchas ocasiones el caudal de la fuente en época de estiaje es muy pequeño y apenas alcanza a cubrir las necesidades de la población; en este caso se hace necesario captar toda el agua existente, para lo cual se cierra el cauce del río por medio de un azud, en otras ocasiones el caudal - es más regular, y la cantidad de agua a captarse es solo una fracción del caudal de estiaje; en este caso la captación se hace directamente por medio de un colector situado al fondo del río. Cuando el caudal de estiaje es menor que el necesario, pero el caudal medio anual si es suficiente se cierra el cauce del río y se -

capta desde el embalse formado.

Para pequeños proyectos (a nivel rural), que son la mayoría - que se realizan, se usan las tomas por derivación directa, las mismas que deben cumplir con las siguientes condiciones:

- a.- Con cualquier calado del río, debe captarse una cantidad de -- agua prácticamente constante.
- b.- Deben impedir, hasta donde sea posible, la entrada a la conducción de material sólido y flotante y hacer que éste siga por - el río.
- c.- Satisfacer todas las condiciones de seguridad necesarias.

La captación puede realizarse directamente por un canal lateral o con azud, el primer caso es mucho más barato, especialmente- tratándose de ríos relativamente grandes, pues se evita la cons--- trucción de un dique costoso, pero tiene sus inconvenientes.

Según la forma de captación de agua las obras de toma pueden- ser de tipo convencional y de tipo caucaciano.

7.2. OBRAS DE TIPO CONVENCIONAL:

7.2.1. TOMAS CON AZUD FIJO:

Este tipo de obras generalmente se construyen en ríos de -- montaña, es decir en aquellos que tienen caudales relativamente pequeños, gradientes fuertes y que corren por valles no muy amplios. La toma más común es la que consiste en un dique vertedero, que -- cierra el cauce del río y que capta las aguas por un vertedero en-

un orificio lateral. Se compone de los siguientes elementos:

- 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 en la conducción. En tiempo de creciente el exceso de agua pa sa por encima de este dique, osea que funciona como vertedero y se llama azud.
- 2.- Una reja de entrada que impide el paso hacia la conducción de material sólido flotante demasiado grueso, para ello el umbral de la reja se coloca a 60 cm. de altura sobre el fondo del río y la separación de rejas menor de 20 cm.. En vista que ha pesar de esto parte del material sólido avanza a pesar de que se debe construir un desrripiador, provisto de compuerta hacia el río con el fin de lavar frecuentemente el desrripiador.
- 3.- Una transmisión de entrada al canal, que evita las pérdidas -- grandes de energía, entre la salida del desrripiador y la en-- trada al canal.
- 4.- Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud. El agua -- que vierte en el azud en creciente, cae con gran energía que erosiona el cauce y puede socavar las obras causando la des--- trucción de las mismas. El zampeado y el colchón disipan la - energía.

El agua que se filtra por debajo del azud ejerce una subpre-- sión sobre el zampeado que podría romperlo; para evitar esto se -- construye aguas arriba un dentellón y se dejan drenes bajo el zampeado.

7.2.2. TOMAS CON AZUD MOVIL:

Las obras de captación con azud fijo presentan algunas desventajas, razón por la cual, a veces se modifica su diseño, adoptando un sistema que se llama de azud móvil.

El agua que no es captada por el canal debe pasar por encima del azud, cosa que se aumenta inmensamente en época de creciente. Para disminuir la magnitud del remanso, debe aumentarse la capacidad del azud, aumentando su longitud. Esta solución no es aconsejable por ser muy costosa.

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, podríamos 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.

En vista de que en muchas veces el agua puede pasar por sobre las compuertas como por vertedero, siendo variable la cresta del mismo, en lo que se refiere a la altura; esta estructura se conoce con el nombre de azud móvil. El cálculo de este tipo de toma es igual al del azud fijo, con la única diferencia de que el azud mismo es más bajo, y por lo que es necesario además calcular las compuertas y las pilas que soportan la presión de las mismas.

Entre las desventajas que presenta este tipo de tomas, están las dificultades de su construcción, el mantenimiento más costoso debido a la presencia de partes móviles y el ser muy sensibles al paso de material flotante.

7.2.3. TOMAS DE REJILLA DE FONDO:

Las obras de toma convencionales tienen las siguientes desventajas:

- 1.- El azud debe estar levantado cierta altura sobre el fondo del río, para poder captar las aguas, por lo tanto son necesarias obras de disipación de energía, que tienen un costo elevado.
- 2.- La compuerta de purga, tiene una eficiencia muy baja, y siempre las piedras se quedan frente a las rejas, si no hay mantenimiento constante y cuidadoso, los sedimentos comienzan a tapar las rejas con los consiguientes perjuicios de la captación.

Con el fin de subsanar estos defectos se ha diseñado un tipo diferente de toma llamado Tipo Tirolés o cacuaciano, por haber sido empleado primero en estas regiones.

Este tipo consiste en una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente, con pequeña inclinación, sobre una galería hecha en el cuerpo del azud y que conecta con el canal. (Fig. 2). La presa que cierra el río consta 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.

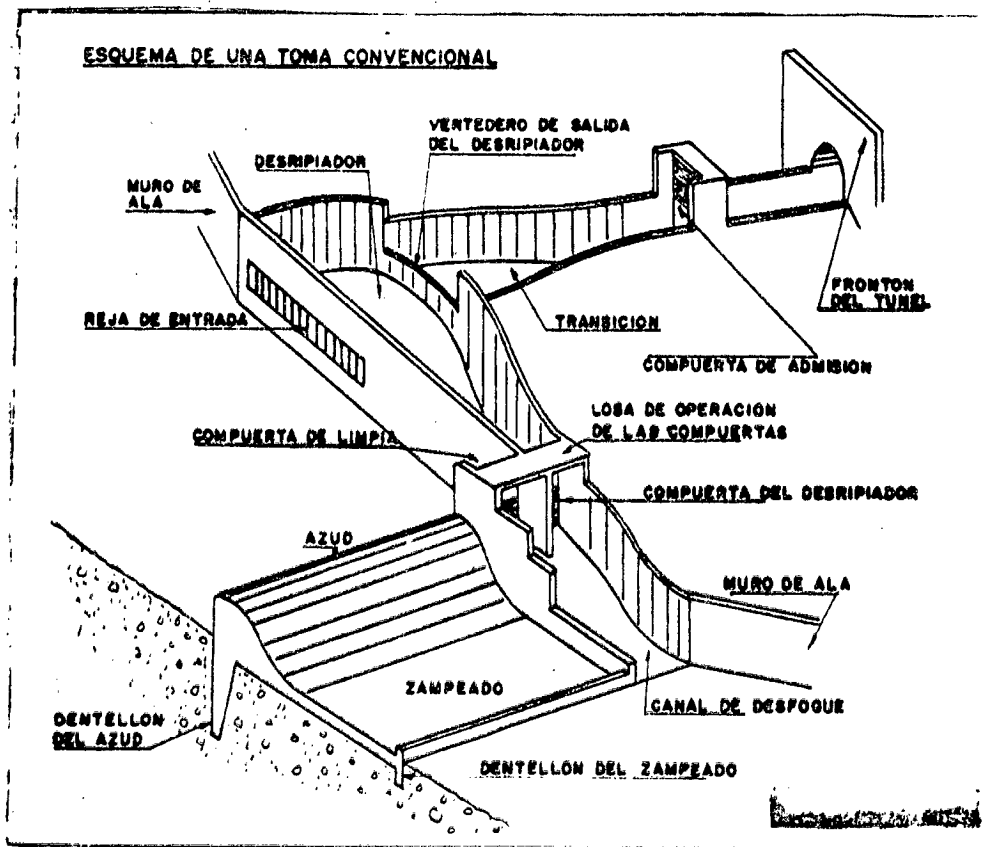


Fig. 3.

- b.- Un tramo central con la rejilla, y
- c.- Un tramo hueco que tiene en su interior la galería que conduce el agua desde la rejilla al canal. La galería está tapada con una tapa de hormigón armado y que en su interior sigue el mismo perfil que el azud macizo. Cuando la rejilla está pegada a la orilla este tramo se suprime.

La ecuación general para los perfiles de los azudes referido a un sistema de coordenadas cuyo centro pasa por la cresta del --- azud, es la siguiente:

$$\frac{y}{H_0} = K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

A continuación se construye un zampeado cuyas dimensiones dependen de la altura de la presa y del caudal de 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 por sobre ella.

Debido a esto 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 cm. Esto permite -- que las piedras pasen fácilmente sobre el azud, con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga. La baja altura del azud permite a su vez disminuir la longitud del zampeado. Esta clase de economías hace que el proyecto no encarezca y que el costo de la toma sea menor que el de otro tipo de tomas.

La desventaja principal de este sistema de toma, es la facilidad con que se tapa la rejilla, es importante la construcción de un desrripiador eficiente a continuación de la toma. La rejilla se hace de barras de hierro de sección rectangular (platina 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.

Una de las desventajas de las platinas es la de deformarse en el sentido horizontal. Para evitar esto se usan a veces barras en forma de T. También se usa planchas perforadas con orificios redondos. Se han utilizado también rejillas dobles, una gruesa encima y otra fina debajo. En los bordes las barras están sujetas a un marco de hierro y a veces la mitad de las barras pueden girar para facilitar la limpieza. La separación entre las barras varía de 2 a 6 cms. La sección de las barras se escoge en función de su longitud y base de consideraciones mecánicas, es decir, que puedan soportar el peso de las piedras grandes sin doblarse.

La rejilla tiene una inclinación con la horizontal entre 0° y 20° para facilitar el paso de las piedras, según Bouvard se podría llegar hasta 30° o 40° .

7.3. CALCULO DEL AZUD:

De los aforos realizados, se llegó a determinar que el caudal de estiaje es de 13,34 lit/seg, en temporada invernal se determinó un caudal igual a 387 lit/seg.

Para garantizar la estabilidad de la estructura se opta por - dar a los azudes un perfil trapezoidal ligeramente redondeado, pa- ra facilitar el paso del agua. Por lo tanto es necesario reducir- la presión sobre los paramentos, pero adoptando un perfil tal que- esté sometido a una presión casi nula en todos sus puntos. Esto - es lo que ha tratado de conseguir Greager con el perfil que lleva- su nombre.

De la ecuación general anotada anteriormente, los valores de- K y n no son constantes sino función de la velocidad de aproxima-- ción y de la inclinación del paramento agua arriba. Su variación- está dado por el libro de Small Dams, editado por el Bureau Recla- mation de los Estados Unidos en 1961.

No obstante es posible calcular el perfil en función de ta--- blas. A continuación se presenta una tabla con los valores calcu- lados por Ofizeroff. Esta tabla ha sido calculada para $H_o = 1$ me- tro (Carga sobre el azud). En caso de ser H_o diferente, se multi- plicarán abscisas y ordenadas por H_o . (Cuadro Nro. 1).

COORDENADAS DE PERFIL GREAGER - OFISEROFF PARA $H_o = 1$

X	Ordenada inferior de la lámina	Ordenada del Azud	Ordenada Superior de la lámina.
0.	0.126	0.126	- 0.831
0.1	0.036	0.036	- 0.803
0.2	0.007	0.007	- 0.772
0.3	0.000	0.000	- 0.740
0.4	0.007	0.006	- 0.702

X	Ordenada inferior de la lámina	Ordenada del Azud	Ordenada Superior de la lámina
0.5	0.027	0.025	- 0.655
0.6	0.063	0.060	- 0.620
0.7	0.103	0.098	- 0.560
0.8	0.153	0.147	- 0.511
0.9	0.206	0.198	- 0.450
1.0	0.267	0.256	- 0.380
1.1	0.355	0.322	- 0.290
1.2	0.410	0.393	- 0.219
1.3	0.497	0.477	- 0.100
1.4	0.591	0.565	- 0.030
1.5	0.693	0.662	+ 0.090
1.6	0.800	0.764	+ 0.200
1.7	0.918	0.873	+ 0.305
1.8	1.041	0.987	+ 0.405
1.9	1.172	1.108	+ 0.540
2.0	1.310	1.235	+ 0.693

Cuadro Nro. 1.

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

La tabla que da las coordenadas del azud sirve para paramen--
tos verticales, pero si el ángulo es diferente, es necesario utili--
zar una tabla diferente. En ciertos casos es necesario poner para

mentos inclinados generalmente a 45° con el objeto de aumentar la superficie de cimentación del azud; esto se realiza cuando los suelos que forman el cauce del río no tienen la resistencia necesaria.

En el caso de nuestro dique vertedero, utilizaremos la ecuación general para el cálculo del perfil del mismo, cabe indicar -- que el suelo de cimentación del dique vertedero que servirá de captación, se asentará sobre un suelo resistente de roca andesítica.

7.4. CALCULO DE LA CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO:

Se llama vertederos a estructuras que interrumpiendo el paso del agua, en el cauce del río o quebrada, obligan a ésta a pasar por encima de ella, considerando, en nuestro caso el vertedero trabajando libre, obtenemos la ecuación general:

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

M = Coeficiente en función del material, de la verticalidad del paramento agua arriba, velocidad del agua.

b = Ancho del vertedero

H = Altura de carga sobre cresta del azud.

7.4.1. EN ESTIAJE:

$Q = 0.01334 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Caudal de aforo en estiaje en la fuente.

$$P = P_1 = 0.40$$

$$M = 2.21$$

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

$$H_o = \left(\frac{0.01334}{2.21 \times 3,0} \right)^{2/3} = 0.0159$$

$$H_o = 0.016 \text{ mts.}$$

7.4.2. EN CRECIENTE:

El caudal de aforo en creciente nos dió como resultado un caudal igual a 387 lit/seg., pero debemos considerar la posibilidad de que cuando se realizó el aforo no se produjo la mayor creciente, debido a la irregularidad de las llubias, además podemos darnos cuenta a simple vista que en el sitio en donde se realizó el aforo se deja ver huellas de que asistieron crecientes mayores a las del aforo, lo que confirma nuestra suposición. Por todo lo expuesto anteriormente se ha creído conveniente aumentar el caudal en un 20% al 30%, de esta manera trabajamos del lado de la seguridad.

$$Q = 500 \text{ lit/seg. (0.5 m}^3\text{/s.)}$$

$$P = P_1 = 0.40$$

$$M = 2.21$$

$$H_o = \left(\frac{Q}{M b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.5}{2.21 \times 3.0} \right)^{2/3} = 0.178 = 0.18$$

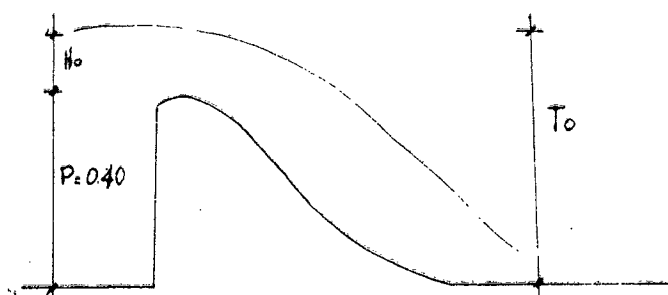
$$H_o = 0.18 \text{ mts.}$$

7.5. DISIPACION DE ENERGIA:

Siempre que un río o quebrada es interrumpido por un dique se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo de la misma, -

que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y pudiendo poner en peligro las obras. Debe por lo tanto protegerse el cauce - disipando la energía antes de que llegue al cauce no protegido.

Cualquiera que sea el tipo de estructura empleada, la disipación de energía se consigue con la formación del resalto hidráulico. Como consecuencia, la alta velocidad al pie del azud se reduce a la velocidad lo suficientemente baja para no causar daño. Los cálculos los haremos para caudales comprendidos entre $0.01334\text{ m}^3/\text{s}$. y $0.5\text{ m}^3/\text{s}$. que son los mínimos y máximos adoptados.



$$q = \frac{Q}{3} = \text{caudal por metro de azud}$$

$$H_0 = (q/2.21)^{2/3}$$

$$T_0 = H_0 + P = T_e = H_0 + 0.40$$

$$d_c = \frac{q}{K \sqrt{2g(T_0 - d_c)}} = \frac{q}{4.2058 \sqrt{T_0 - d_c}}$$

$$d_2 = \frac{d_c}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{g d_c^3}} \right) = \frac{d_c}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 0.816 \frac{q^2}{d_c^3}} \right)$$

$$V_c = q/d_c \quad V_c = Q/A_c \quad F = V_c / \sqrt{g d_c} \quad A_c = d_c \times 3$$

(Ver cálculos en cuadro Nro. 2).

Como nos podemos dar cuenta del cuadro, los valores de F nos garantizan la formación del resalto hidráulico, cuya energía es fá

cil de disipar completamente. Calculamos entonces la longitud de-
zampeado que ha de disipar la energía a partir del número de Froud
(F_c) y la fig. B-15 de Boureau of Reclamation, (Ver anexo).

Por lo tanto para un caudal de $0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y $F_c = 4.125$ obte-
nemos entrando en el ábaco:

$$L_z/d_2 = 5.90$$

$$L_z = 5.90 \times d_2$$

$$L_z = 5.90 \times 0.295 = 1.74$$

$$L_z = 1.74 \text{ mts.}$$

7.6. PERFIL DEL AZUD:

$$\text{Ecuación del perfil} = \frac{y}{H_0} = K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

$$q = \frac{500 \text{ lit/s.}}{3} = 166,67 \text{ lit/seg.} = 0.167 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$P = \text{altura del azud aguas arriba} = 0.40 \text{ mts.}$$

$$\text{Primer tanteo } h_0 = H_0 = 0.18$$

$$V_{\text{aprox.}} = \frac{q}{P + H_0} = \frac{0.167}{0.40 + 0.18} = 0.287 \text{ m/s.}$$

$$h_a = \frac{V_{\text{aprox.}}^2}{2g} = \frac{0.29^2}{19.6} = 0.004 \text{ mts.}$$

$$\text{Luego tenemos } h_0 = H_0 - h_a = 0.18 - 0.004 = 0.176$$

$$= \text{segundo tanteo } h_0 = 0.176$$

$$V_{\text{aprox.}} = \frac{0.167}{0.4 + 0.176} = 0.29 \text{ m/s.}$$

$$h_a = \frac{0.29^2}{19.6} = 0.004$$

$$h_o = 0.18 - 0.004 = 0.176$$

Para encontrar los valores de K y n y otros valores de curvatura nos valemos del gráfico 187 del Diseño de Presas Pequeñas, -- (Ver anexo 5).

$h_o/H_o = 0.004/0.18 = 0.0220$, para paramento vertical encontramos - los siguientes valores: $K = 0.504$, $n = 1.86$, $X_c/H_o = 0.2725$, ----- $Y_c/H_o = 0.1175$, $R_1/H_o = 0.52$, $R_2/H_o = 0.22$.

$$H_c = 0.2725 \times 0.18 = 0.049$$

$$Y_c = 0.1175 \times 0.18 = 0.021$$

$$R_1 = 0.52 \times 0.18 = 0.094$$

$$R_2 = 0.22 \times 0.18 = 0.040$$

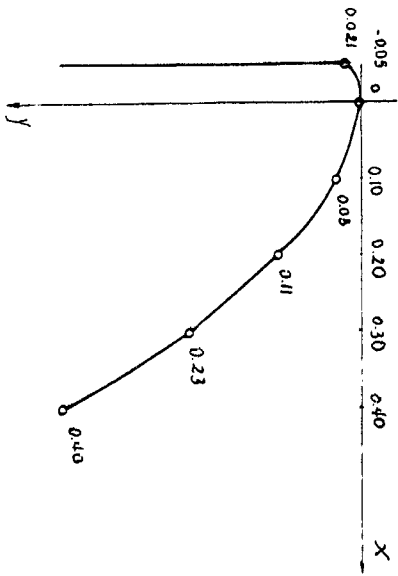
$$\frac{y}{0.18} = 0.504 \left(\frac{x}{0.18} \right)^{1.86}$$

$$y = 2.202 x^{1.86}$$

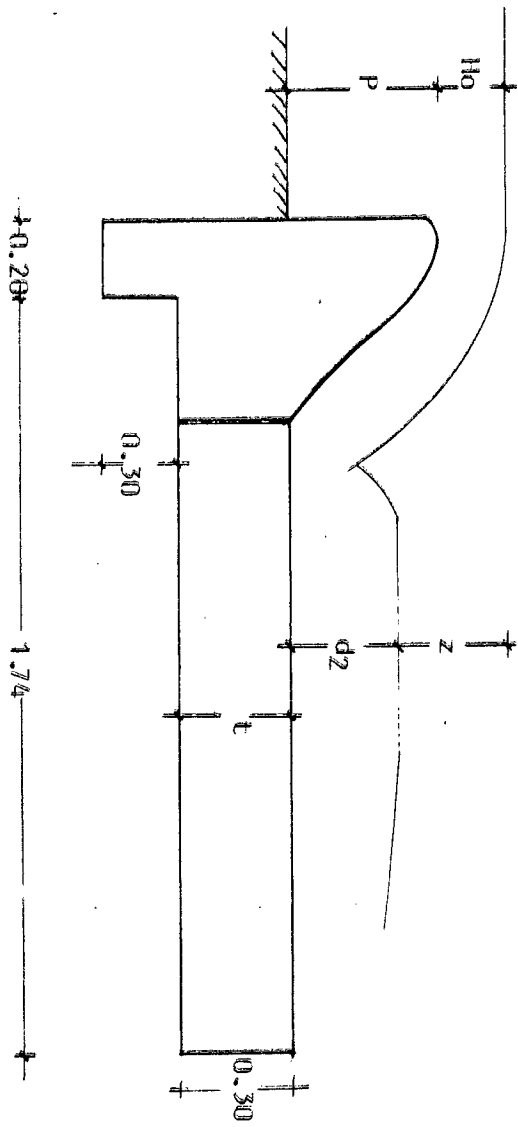
X	Xacum	Yecuac.	$h_{prom.}$	$A = Xh$	Pi Kg	d	M_o
0.05	-0.05	0.021	0.3895	0.019	41.80	0.025	1.045
0	0	-	0.385	0.039	85.80	0.10	8.58
0.10	0.10	0.03	0.330	0.033	72.60	0.20	14.52
0.10	0.20	0.11	0.230	0.023	50.60	0.30	15.18
0.10	0.30	0.23	0.085	0.009	19.80	0.40	7.92
0.10	0.40	0.40					
Diente				0.100	220.0	0.10	22.00
Zampeado				0.090	198.0	0.325	64.34
					688,6		133,395

$$X_o = \frac{133,395}{688,6} = 0.194$$

$$X_B = 0.45 - 0.194 = 0.256$$



PERFIL DEL AZUD
Fig. A



CORTE DE LA TOMA
Fig. B

Q	q	Ho	To	d _c	A _c	V _c	F _c	d ₂	L _z
0.01334	0.004	0.015	0.415	0.0016	0.0048	2.77	22.10	0.044	-
0.0500	0.016	0.038	0.438	0.0060	0.0018	2.777	11.446	0.090	0.558
0.1500	0.05	0.080	0.479	0.0175	0.0525	2.857	6.895	0.162	1.004
0.250	0.083	0.112	0.512	0.0284	0.0852	2.934	5.558	0.208	1.268
0.400	0.133	0.153	0.553	0.0444	0.1332	3.003	4.550	0.263	1.551
0.500	0.167	0.178	0.578	0.055	0.165	3.03	4.125	0.295	1.740

Cuadro Nro. 2

7.7. SUBPRESION:

La calcularemos por el método de Lane.

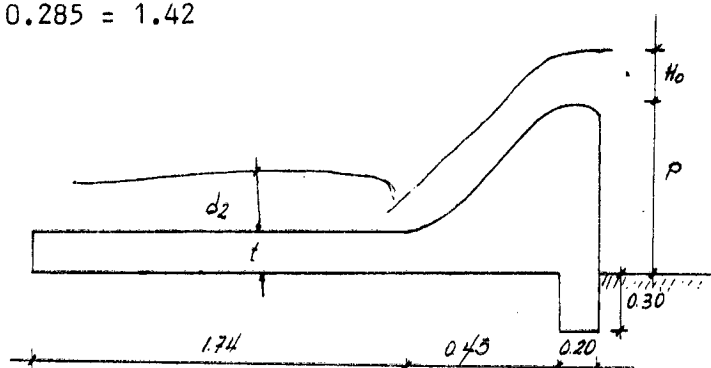
Longitud de Komov $L_z = C.z$

$C =$ coeficiente igual a 5

$z = P + H_0 - d_2$

$z = 0.285$

$L_z = 5 \times 0.285 = 1.42$



Lane nos dice que: $L = \frac{1}{3} N + V \geq CH$ siendo:

$N =$ Longitud de contactos horizontales o que hacen un ángulo menor de 45° .

$V =$ Longitud de contactos verticales o que hacen un ángulo mayor de 45° .

$C =$ Coeficiente.

$N = 1.74 + 0.45 + 0.20 = 2.39$

$V = 0.20 + 0.30 + 0.30 + 0.80$

$L = \frac{2.39}{3} + 0.80 = 1.59 \quad 1.59 > 1.42$

7.7.1. ESPESOR DE ZAMPEADO:

Para determinar el espesor del zampeado t consideramos que el zampeado está sumergido, de acuerdo a las condiciones y por lo tanto debe cumplirse que:

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

h = Subpresión = z

W = Peso específico del material
zampeado.

t = Espesor del zampeado.

El valor de t es variable, observándose valores máximos junto al azud y terminando en cero al final del zampeado, sin embargo se recomienda que el valor no sea inferior a 30 cts.

$$t = \frac{0.285}{2.20 - 1} = 0.237 \text{ mts.}$$

- Adoptamos como espesor del zampeado el valor mínimo que es 0.30 mts.

7.8. ESTABILIDAD DEL AZUD:

Este cálculo es poco frecuente, ya que todos los azudes poseen un dentellón que los ancla a un terreno, lo que evita la posibilidad de que estos sufran deslizamientos, además todo azud que resiste al deslizamiento es estable y no necesita comprobación al volcamiento. Como dijimos anteriormente el suelo de fundación de nuestro azud es roca por lo que trabajamos del lado de la seguridad; de todas maneras realizaremos el cálculo de estabilidad.

Empuje del agua E

$$E = W \cdot hcg \cdot A$$

$$hcg = H_0 + P/2 \quad A \text{ unitario} = P \times 1.0 = P$$

$$W = 1.000 \text{ Kg/m}^3$$

- En estiaje:

$$E = 1.000,00 (0.016 + 0.40/2) \cdot 0.40 = 86.4$$

- En creciente:

$$E = 1.000 (0.18 + 0.4/2) \cdot 0.40 = 152 \text{ Kg.}$$

- El punto de aplicación estará:

$$Y_{cp} = \frac{I_{cg}}{Y_{cg} \cdot A} + Y_{cg}; \quad I_{cg} = \frac{B \cdot P^3}{12}$$

$$Y_{cg} = H_0 + P/2$$

$$A = B \cdot P$$

- En estiaje:

$$Y_{cp} = \frac{B \times P^3/12}{(H_0 + P/2)(B \times P)} + H_0 + P/2$$

$$Y_{cp} = \frac{3 \times 0.040^3/12}{(0.016 + 0.40/2)(0.40 \times 3)} + 0.016 + 0.40/2$$

$$Y_{cp} = 0.278 \text{ mts. desde el nivel del agua}$$

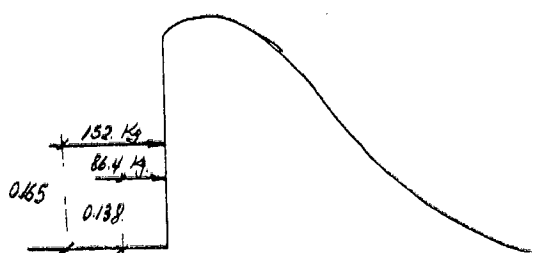
$$0.138 \text{ desde el fondo de la quebrada}$$

- En creciente:

$$Y_{cp} = \frac{3 \times 0.40^3/12}{(0.18 + 0.40/2)(0.40 \times 3)} + 0.18 + 0.40/2$$

$$Y_{cp} = 0.415 \text{ mts. desde el nivel del agua}$$

$$0.165 \text{ mts. desde el fondo de la quebrada.}$$



7.8.1. SUBPRESION EN EL AZUD:

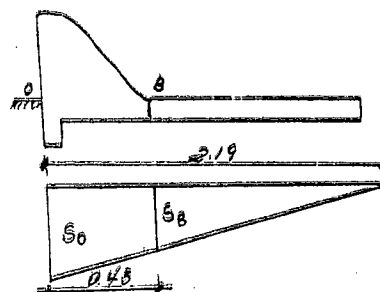
$$S_0 = 0.285$$

$$\frac{0.285}{S_B} = \frac{2.19}{1.74}$$

$$S_B = \frac{0.285 \times 1.74}{2.19} = 0.226$$

$$M_B = (0.45 \times 0.226) \cdot 0.45/2 + (0.285 - 0.226) \cdot 0.45/2 \times 2/3 (0.45)$$

$$M_B = 0.0268$$



$$ST = \frac{S_o + S_B}{2} \times 0.45$$

$$ST = (0.285 + 0.226)/2 \times 0.45 = 0.115$$

$$X_s = 0.0268/0.115 = 0.233 \text{ mts. de B.}$$

7.8.2. DESLIZAMIENTO:

$$K_D = \frac{P - S}{E} \times f > 1.4$$

$$f = 0.6 \text{ (tabla Nro. 5 Krochin)}$$

$$K_D = \frac{688 - 115}{152} \times 0.6 = 2.26$$

$$2.26 > 1.4$$

7.8.3. VOLCAMIENTO:

$$K_V = \frac{P \times X_p}{E \cdot Y + S \cdot X_s} > 1.5$$

$$K_V = \frac{688 \times 0.194}{152 \times 0.465 + 0.115 \times 0.233} = 1.8$$

$$1.8 > 1.5$$

- Por construcción y para prever posibles esfuerzos mayores colocaremos delante del azud un dedo de 0.30 mts. de longitud por 0.20 mts. de espesor.



138.

7.8.4. COMPROBACION DE LA POSICION DE LA RESULTANTE:

$$FX = 152 \text{ Kg.}$$

$$FY = 688 - 115 = 573 \text{ Kg.}$$

$$M_B = (688 \times 0.256) - 115 (0.233) - 152 (0.465)$$

$$M_B = 78.653 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$X_R = 78.653/573 = 0.15$$

$$L/3 \quad 0.45/3 = 0.15. \text{ es correcto.}$$

7.9. CALCULO DE LA REJILLA:

Disponemos de la siguiente fórmula:

$$Q = m.b.L. \sqrt{2g.Ho} \quad \text{de donde: } L = \text{largo de la rejilla}$$

$$Q = 2.55 c.K.b.L \sqrt{Ho} \quad m = 0.577 cK$$

$$L = \frac{Q}{2.55 c.K.b. \sqrt{Ho}} \quad b = \text{ancho de la rejilla}$$

Ho = carga sobre el azud.

Siendo K un coeficiente que reduce el área total efectiva disponible para el paso de agua y que está dado por:

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

f = porcentaje de la superficie --
queda obstruida, por las arena
y grava que se incrustan entre
las rejas y que se toma del --
15% al 30%

s = Espaciamiento entre barrotes.

t = ancho de un barrote.

Adoptamos los siguientes valores:

$$f = 0.2$$

$$s = 1 \text{ cm.}$$

$$t = 0.95 \text{ cm.}$$

$$K = (1 - 0.2) \frac{1.0}{1.0 + 0.95}$$

$$K = 0.410$$

Siendo c el coeficiente de contracción que varía en función -

de la disposición de los hierros de la rejilla y de la inclinación de la rejilla con la horizontal, y que está dada por:

$$c = C_0 - 0.325 i \quad i = \text{inclinación de rejilla} = 0.36$$

$$i = \text{Tg } A \ 20^\circ.$$

$$i = \text{Tg } A$$

$$e = \text{Espesor de la platina} = 2.54 \text{ cm.}$$

$$C_0 = 0.6 \text{ para } e/s > 4$$

$$C_0 = 0.5 \text{ para } e/s < 4$$

$$e/s = 2.54/1 = 2.54 \text{ cm. luego } C_0 = 0.5$$

$$c = 0.5 - 0.325 (0.36) = 0.383$$

Tomamos como valor adoptado el ancho de la rejilla $b = 0.15 \text{ m.}$

$$L = \frac{0.00426}{2.55 (0.383) (0.410) (0.15) \sqrt{0.016}} = 0.56 \text{ mts.}$$

$$L = 0.56 \text{ mts.}$$

7.10. CAUDAL DE INGRESO POR LA REJILLA EN CRECIENTE:

$$Q = 2,55 L.c.K.b. \sqrt{H_0} \quad \text{La rejilla en estas condiciones --}$$

$$Q = 2,55 (0.56) (0.383) 0.41 \quad \text{trabaja como un orificio sumergido}$$

$$(0.15) \sqrt{0.18} \quad \text{por lo que aplicamos esta fórmula}$$

$$Q = 0.01427 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \text{la.}$$

Este caudal de ingreso por la rejilla en creciente se debe a la altura de carga sobre el vertedero que es de 0.18 mts., luego tenemos que el caudal de exceso será:

$$Q_{\text{ex}} = 14.27 \text{ Lit/s.} - 4.26 \text{ lit/s.}$$

$$Q_{\text{ex}} = 10.01 \text{ lit/s.}$$

7.11. CALCULO DEL CALADO NECESARIO EN CAMARA DEL AZUD PARA EL INGRESO DE CAUDAL DE DISEÑO:

La altura de agua necesaria será igual a la suma de las pérdidas de carga por entrada en la tubería, que va al desarenador y por salida de agua en la entrada al desarenador. No consideramos pérdida de carga por rozamiento en la tubería entre la captación y el desarenador, por compensarla con el desnivel requerido. (Ver -- Fig. Nro. 5).

$$\text{Diámetro} = 3'' \quad h = h \text{ entrada} + h \text{ salida}$$

$$h = 0.5 v^2/2g + v^2/2g$$

$$h = 1.5 v^2/2g$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.00426}{3.1416/4 (0.0762)^2}$$

$$v = 0.93 \text{ m/s.}$$

$$h = 1.5 (0.93)^2/19.6 = 0.07 \text{ mts.}$$

$$h = 7 \text{ cmts.}$$

Bajo la parte inferior de la tubería dejaremos una altura adicional de 10 cm. para acumulación de materiales que pudieran pasar por la rejilla; sobre la clave de la tubería a la altura de 7 cmts. colocaremos el vertedero de desborde que eliminará el caudal de exceso que ingresará en creciente.

7.12. CALCULO DE LA ALTURA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO DE DESBORDE EN CAMARA DEL AZUD (CALCULO DE UN VERTEDERO TRIANGULAR):

Para el desalojo del caudal de demasías que entra a la cámara del azud utilizaremos un vertedero triangular practicado en una compuerta, la misma que irá hasta el fondo, con el fin de hacer la limpieza de la cámara del azud, cuando ésta lo requiera. (Ver --- Figs. Nros. 3, 4 y 5).

$$Q = 1.4 H^{5/2}$$

$$H = (Q/1.4)^{2/5} = (0.01001/1.4)^{2/5} = 0.138 = 0.14$$

$$B = 2 \times 0.14 = 0.28$$

$$A = H + 4 = 14 + 4 = 18 \text{ cmts.}$$

$$L = 2A = 2 \times 18 = 36 \text{ cmts.}$$

Se colocará una longitud adicional lateral al vertedero de 7 cmts. a cada lado

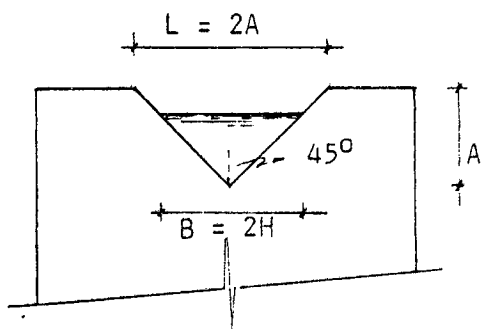


Fig. 4

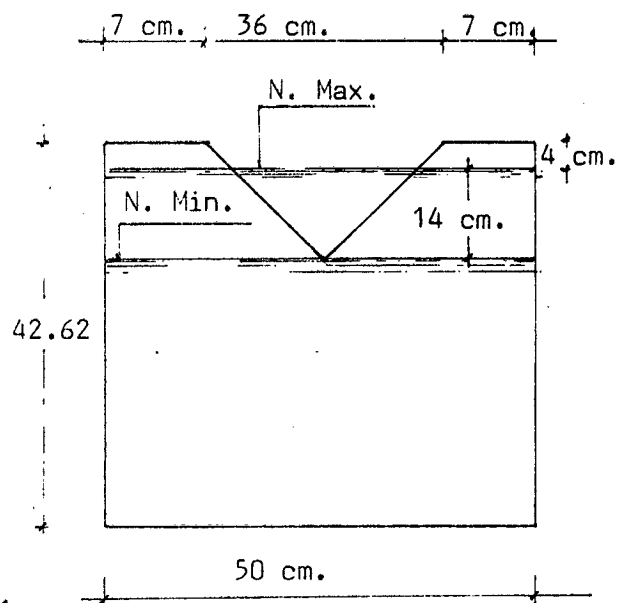


Fig. 5.

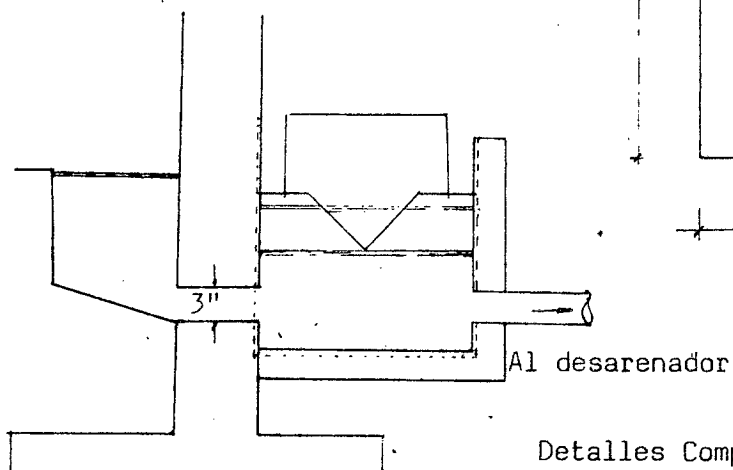


Fig. 6

Detalles Compuerta Vertedero y Cámara del Azud.

7.13. CALCULO CONDUCCION CAPTACION-DESARENADOR:

$$L = 28.92 \text{ mts.}$$

$$Q = 4.26 \text{ lt/seg.}$$

$$\varnothing = 3''$$

$$C = 140$$

$$S = \left[\frac{Q}{0.0177435938 \cdot C \cdot D^{2.63}} \right]^{1/0.54}$$

$$S = \frac{Q^{1/0.54}}{1136.4563} = 0.0128831$$

$$J = S \times L = 0.0128831 \times 28,92 = 0.373$$

La diferencia de nivel existente entre la salida de la captación y la entrada al desarenador es de 38,7 cmts, por lo que el diseño de la tubería con un diámetro de 3" es correcta.

7.14. CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESO QUE ENTRA AL DESARENADOR:

Debido a la altura de agua que existe sobre la tubería en la cámara del azud se producirá un exceso en la entrada del agua al desarenador el mismo que será igual a: (Este caudal se produce en crecienta).

$$h = 0.5 \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{2g}$$

$$\varnothing = 3''$$

$$h = 1.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$v = Q/A$$

$$h = 1.5 \frac{(Q/A)^2}{2g}$$

$$Q = \sqrt{\frac{h \cdot A^2 \cdot 2g}{1.5}}$$

$$A = 3.1416/4 (0.0762)^2 = 0.00456$$

$$Q = \sqrt{\frac{0.21 (0.00456)^2 \cdot 19.6}{1.5}} = 0.0075 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q = 7.5 \text{ Lit/seg.}$$

$$Q_{\text{ex}} = 7.5 \text{ lit/seg.} - 4.26 \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{\text{ex}} = 3.24 \text{ lit. seg.}$$

CAPITULO OCTAVO

DESARENADOR

8.1. GENERALIDADES:

Se llama desarenador, a una obra hidráulica que sirve para se parar y remover después, el material sólido; como arenas y basuras que lleva el agua en su recorrido. Estas materias de arrastre --- traídas por la corriente de un río o quebrada, pueden depositarse, causando su gradual obstrucción. Los desarenadores cumplen una -- función muy importante y por esto, salvo casos especiales de aguas muy limpias, deben considerarse como obras indispensables en pro-- yectos hidráulicos.

Los problemas ocasionados por la captación de estas arenas, - entre otros son:

- 1.- Una gran parte del material va depositándose en el fondo, disminuyendo, de esta manera, la sección que con el tiempo disminuirá tanto que el agua desbordará por los aliviaderos, consecuentemente se deberá lavar periódicamente para que esto no -- ocurra.
- 2.- La sedimentación de las partículas es especialmente en los tanques de presión y en los reservorios de regulación diaria, debido a la baja velocidad existente en estas estructuras, consecuentemente la capacidad de regulación se reduce.

Con el fin de evitar estos efectos perjudiciales se constru-- yen desarenadores, y se los coloca lo más cerca posible de las --- obras de toma. Por lo tanto la función de un desarenador es depo--

sitar las arenas impidiendo su entrada en canal o tubería. Además el desarenador debe permitir evacuar estas arenas en forma continua.

Los desarenadores pueden ser de diferentes diseños pero básicamente según la eliminación de sedimentos, se dividen en: desarenadores de lavada intermitente y desarenadores de lavado continuo.

8.2. DESARENADORES DE LAVADO INTERMITENTE:

Los desarenadores de lavado intermitente, son aquellos que se lavan periódicamente, estando el intervalo de tiempo entre los lavados, determinado por la capacidad y cantidad de sedimentos que trae el agua. Son el tipo más común, y la operación de lavado se procura realizarla en el menor tiempo posible, con el fin de reducir al mínimo las pérdidas de carga. Se componen de los siguientes elementos:

- 1.- Una transición de entrada que une el canal con el desarenador y permite obtener una uniformidad de la velocidad en la sección transversal. Para conseguir esto, la transición debe ser lo mejor hecha y con una gradiente suave, cuyo ángulo no debe ser mayor de $12^{\circ} 30'$.
- 2.- Cámara de sedimentación en la cual, las partículas caen en el fondo, debido a la disminución de velocidad, producida por el aumento de sección. Con velocidades medias mayores a 0.5 m/s. los granos de arena no pueden detenerse en una superficie lisa como lo es la superficie del fondo del desarenador. Según Dubuat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua deja de arrastrar diversos materiales son:

Para la arcilla..... 0.081 m/seg.

Para arena fina..... 0.160 m/seg.

Para arena gruesa..... 0.216 m/seg.

De acuerdo a lo anterior la sección transversal de un desarenador se diseña para velocidades que fluctúan entre 0.1 m/seg. y 0.4 m/seg., la profundidad media varía entre 1.5 y 4.0 metros.

La forma puede ser cualquiera, aunque generalmente se toma -- rectangular o trapezoidal (sección transversal). La primera simplifica considerablemente la construcción, pero representa mayor -- costo ya que las paredes tienen que soportar presión de tierra, -- por lo que se las calcula como muros, la segunda es hidráulicamente más eficiente y sus paredes se diseñan como simple revestimiento. Con el objeto de obtener un lavado rápido, el fondo no es horizontal sino que se acumula los sedimentos en el centro dando al fondo una pendiente hacia el centro, que usualmente fluctúa entre 1:5 y 1:8.

Al final de la cámara se construye un vertedero, sobre el --- cual pasa el agua limpia hacia el canal, el cual debe trabajar libre. Mientras menor es la velocidad de paso, menor turbulencia causa en el desarenador, y menos materiales en suspensión arrastra, -- el valor máximo de esta velocidad se establece en 1 m/seg.

3.- Compuerta de lavado, por la cual se desalojan los materiales -- depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia el centro, hacia la compuerta el fondo del desarenador tiene generalmente una gradiente fuerte del 2 al 6%. El incremento de profundidad debido a la gradiente, no se incluye

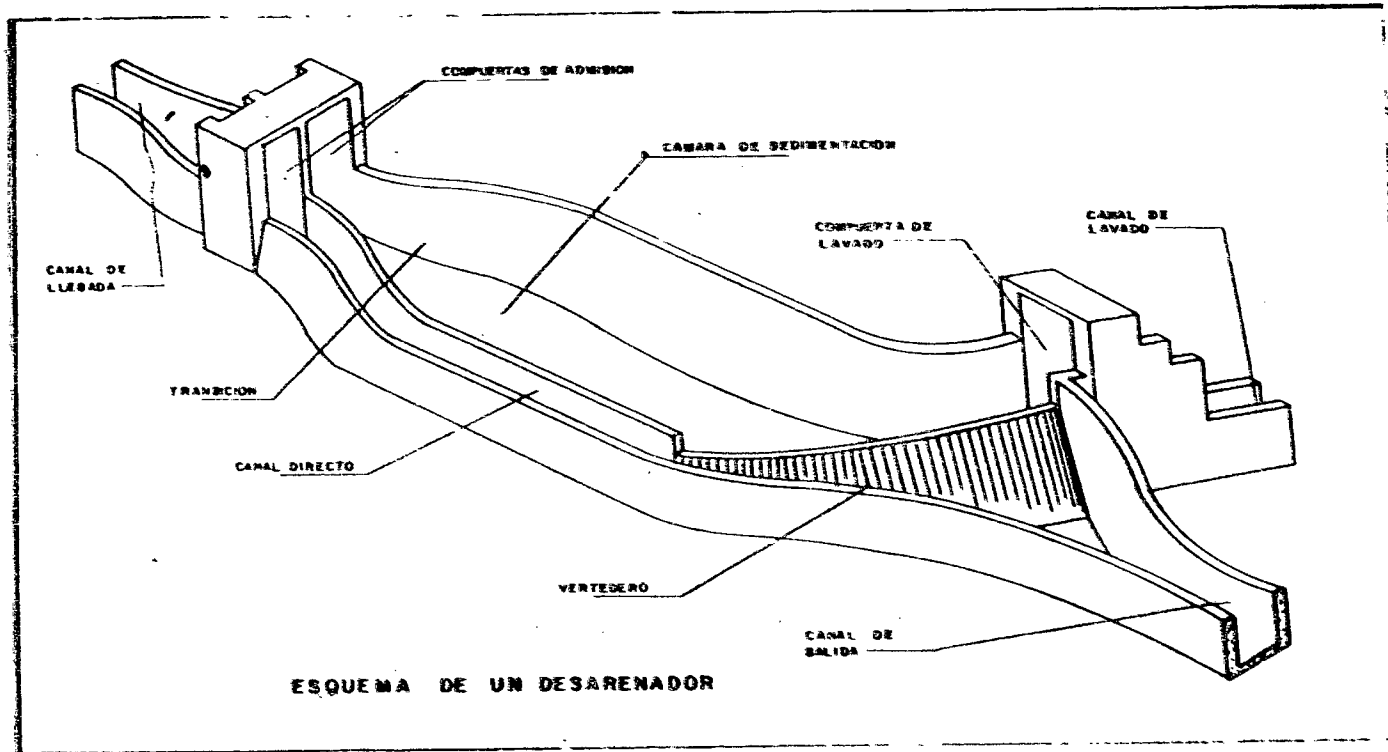


Fig. 7.

en el cálculo, sino que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

- 4.- El canal director por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador; el lavado generalmente se efectúa en un tiempo corto, pero si por cualquier motivo, es necesario secar la cámara del desarenador, inspección o reparación, el canal que va por su contorno, permite que el servicio no se interrumpa. Por este motivo, a la entrada se coloca dos compuertas, una de entrada al desarenador y otra directa al canal.

8.3. DESARENADORES DE LAVADO CONTINUO:

Los desarenadores de lavado continuo permiten que el material sedimentado se elimine en forma continua. Se puede construir éstos cuando se dispone en la fuente una cantidad de agua mayor que la que se necesita 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 rejas de vigas de hormigón o madera normales a la dirección del agua.

El agua al entrar al desarenador se divide verticalmente en dos capas: una junto al fondo que contiene los sedimentos más pesados, y que se encausa en una galería longitudinal de pequeña sección y otra situada encima de la anterior, de sección grande y en la reja antes mencionada. Las velocidades con las que corre el agua son suficientes como para que arrastre el material sólido.

En el cálculo hay que tomar en cuenta que las fórmulas emplea

das para el flujo de agua limpia no son aplicables en caso de agua lodosa.

8.4. DESARENADOR SIMPLE DE FLUJO HORIZONTAL:

Cuando el agua a potabilizar arrastra sólidos pesados (generalmente arena) que puede afectar el normal funcionamiento de la planta de tratamiento o producir depósitos en las cañerías, es necesario remover estos sólidos.

Para ello se usan desarenadores, que son estanques donde se sedimenta la arena y cuyas características y parámetros principales se exponen a continuación:

El desarenador se compone:

- 1.- Dispositivo de entrada
- 2.- Desborde
- 3.- Volumen útil de sedimentación
- 4.- Volumen de acumulación de arena
- 5.- Dispositivo de limpieza
- 6.- Dispositivo de salida

8.4.1. 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 a remover.
- d.- Cantidad de arena arrastrada en mg/lit.

En base de dichos valores 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 longitudinal del agua en el desarenador V_h en ---
cm/seg.

La velocidad de sedimentación V_s se la calcula en función de la fórmula de Stokes.

V_s = Velocidad de sedim. en cm/seg

S_s = Densidad del sólido = 2.65 --
(para arena).

$$V_s = \frac{g}{18} (S_s - 1) \frac{d^2}{\gamma}$$

d = Diámetro de partículas en cm.

γ = Viscosidad cinemática del ---
agua en cm^2/seg .

g = 981 cm/seg^2 .

Luego se tiene:

$$V_s = 90 \cdot \frac{d^2}{\gamma}$$

La viscosidad cinemática depende de la temperatura del líquido, en este caso el agua, para lo que a continuación se presenta valores de γ en función de la temperatura (Cuadro Nro. 3).

TEMPERATURA EN $^{\circ}\text{C}$	VISCOSIDAD CINEMATICA EN CM^2/SEG .
0	0.01792
2	0.01674
4	0.01568
6	0.01473

TEMPERATURA EN °C	VISCOSIDAD CINEMATICA EN CM ² /SEG.
8	0.01387
10	0.01310
12	0.01240
14	0.01176
16	0.01117
18	0.01061
20	0.01010

Cuadro Nro. 3

A efectos de dimensionado debe considerarse la menor temperatura previsible del agua.

La velocidad de arrastre V_a se calcula por la fórmula de Camps y Shield, que nos dice:

$$V_a = K \cdot \sqrt{g (S_s - 1) \cdot d}$$

V_a = Velocidad de arrastre cm/seg.
 K = Coeficiente que varía en 3 y 4.5
 $g = 981 \text{ cm/seg}^2$.
 S_s = Densidad arena 2,65
 d = Diámetro en cm.

Usando $K = 4$ tenemos la siguiente expresión:

$$V_a = 161 \cdot \sqrt{d}$$

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 reales, se adopta un valor o coeficiente de seguridad igual a 3 para determinar V_h , se tiene entonces que $V_h = 1/3 V_a$.

Una vez determinados los valores de los parámetros mencionados, se procede al cálculo de las dimensiones de volumen útil de sedimentación del desarenador.

La sección transversal A se calcula así:

$$A = \frac{Q}{V_h}$$

El área superficial S

$$S = A \cdot \frac{V_h}{V_s}$$

Consecuentemente las dimensiones, largo L, ancho B, y profundidad h del desarenador se hallan a partir de:

$$S = L \cdot B$$

$$A = h \cdot B$$

Se recomienda que las unidades desarenadoras, proyectadas para eliminar partículas de diámetro comprendido entre 0.085 mm y 2-mm, sean ubicadas lo más cerca posible del punto de captación y -- cumplan los siguientes requisitos:

- a.- Los dispositivos de entrada y salida se 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 y 20 minutos;

- c.- Es conveniente aumentar un 25% a profundidad de 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 dearenadores deben garantizar la remoción de partículas ma yores de 0.1 mm en un porcentaje no menor del 75%;
- f.- Proporciones y medidas convenientes:
- profundidad de 0.5 a 1.5 m.
 - Ancho mínimo 0.60 m a fin de garantizar la limpieza.
 - Relación entre longitud y ancho comprendida entre 3 y 6.
 - Relación entre longitud y profundidad; en instalaciones de flujo horizontal el largo será aproximadamente de 7 a 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 ésta se modifica su viscosidad y correlativamente la resistencia opuesta al movimiento de las partículas.

Para condiciones promedio pueden adoptarse valores para la carga superficial entre 60 y 120 $m^3/m^2/día$. La velocidad horizontal no debe exceder de 0.25 m/s.

h.- Debe ponerse dispositivos de limpieza y desborde.

8.4.2. 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 entra da, 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 ver tederó 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 - un 2%.

La salida del desarenador puede hacerse por medio de un verte dero, si delante del mismo se coloca una pantalla se tiene la ven- taja de impedir el paso de las partículas flotantes y además, ase- gurar una mejor distribución de velocidades de acceso al verte dero.

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.

8.5. DISEÑO DEL DESARENADOR:

$$Q = 4.26 \text{ Lit/seg.}$$

$$d = 8,5 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

$$T \text{ min.} = 12^{\circ} \text{ C.}$$

Tiempo de retención 12 minutos.

El volumen útil del desarenador será:

$$0.00426 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}} \cdot 12 \text{ min.} \cdot 60 \frac{\text{seg.}}{\text{min.}} = 3.07 \text{ m}^3.$$

$$\text{Elegimos una carga superficial de } 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2/\text{día}} = 0.0009 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Por lo tanto el área } S = \frac{\text{caudal}}{\text{Carga Sup.}} = \frac{0.00426 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.0009 \text{ m/s.}} = 4.73 \text{ m.}$$

La profundidad h será:

$$h = \text{Carga Sup.} \cdot \text{Tiempo retc.} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Superficie}}$$

$$h = \frac{3.07 \text{ m}^3}{4.73 \text{ m}^2} = 0.65 \text{ m.}$$

Adoptamos B = 1.00 m. por lo que L será:

$$L = \frac{S}{B} ; L = \frac{4.73 \text{ m}^2}{1.00 \text{ m}} = 4.73 \text{ m.}$$

a.- VERIFICACION DIMENSIONES:

$$\frac{L}{h} = \frac{4.73}{0.65} = 7.27 \quad \text{Valores aceptados por cumplir con la condición establecida.}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{4.73}{1.00} = 4.73 \quad \text{Valores aceptados por cumplir con la condición establecida.}$$

b.- VERIFICACION DE VELOCIDADES:

$$\gamma(12^{\circ} \text{ C}) = 0.01240 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$V_s = 90 \cdot \frac{d^2}{\gamma} = 90 \cdot \frac{(0.0085)^2}{0.01240} = 0.524 \text{ cm/seg.}$$

Valor aceptado pues es mayor que el de la carga superficial adoptada.

La velocidad de arrastre:

$$V_a = 161 \cdot \sqrt{d} = 161 \cdot \sqrt{0.085} = 14.83 \text{ cm/seg.}$$

de donde la velocidad máxima horizontal es:

$$V_h \text{ máx.} = 1/3 V_a = \frac{14.83}{3} = 4.93 \text{ cm/seg.}$$

En nuestro caso la velocidad horizontal es:

$$V_h = \frac{Q}{A} = \frac{\text{Caudal}}{\text{Area Sección Transv.}}$$

$$V_h = \frac{0.00426 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.65 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}} = 0.0038 \text{ m/s.}$$

$$V_h = 0.38 \text{ cm/s.}$$

Esta velocidad es menor que la máxima admisible por lo que se asegura que no exista arrastre de partículas.

8.5.1. DISPOSITIVO DE ENTRADA:

El desarenador seleccionado para el proyecto posee una cámara de entrada, en cuyo fondo existen unos orificios a través de los cuales ingresará el agua a la cámara del desarenador. El calado necesario de dicha cámara será: usamos la siguiente fórmula.

$$Q = 4,26 \text{ Lit/s.}$$

$$\# \text{ de orificios} = 6$$

$$\text{Caudal de ingreso por orificio} = 4.26/6 = 0.71 \text{ lit/s.}$$

$$Q = \phi \cdot \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

$$\phi = 1\frac{1}{2}''$$

$$\phi = 0.97$$

$$\mu = 0.70$$

$$H = 0.0827 \left(\frac{Q}{\phi \cdot \mu \cdot d^2} \right)^2$$

$$H = 0.0827 \left[\frac{0.00071}{(0.97)(0.70)(0.0381)^2} \right]^2 = 0.0429$$

$H = 0.043$ mts. sobre la clave de la tubería de entrada.

8.5.2. DISPOSITIVO DE SALIDA:

Para la salida del agua del desarenador disponemos de un --
vertedero que lo hacemos del mismo ancho que el desarenador, al --
que se debe procurar trabajo libre.

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

$$M = \left[0.407 + 0.045 \frac{H}{H + P_1} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

$$Q = 0.00426 \text{ m}^3/\text{s.}, P_1 = 0.65, H = 0.05$$

Primer tanteo:

$$M = \left[0.407 + 0.045 \frac{0.05}{0.05 + 0.65} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.05}{0.05 + 0.65} \right)^2 \right] \sqrt{19.6}$$

$$M = 1.82$$

$$Q = 1.82 \times 1.0 \times (0.05)^{3/2} = 0.020 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Segundo tanteo: $H = 0.02, P_1 = 0.65$

$$M = \left[0.407 + 0.045 \frac{0.018}{0.02 + 0.65} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.018}{0.02 + 0.65} \right)^2 \right] \sqrt{19.6}$$

$$M = 1.808$$

$$Q = 1.808 \times 1.0 \times (0.02)^{3/2} = 0.0051 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Tercer tanteo: $H = 0.018$, $P_1 = 0.65$

$$M = \left[0.407 + 0.045 \frac{0.018}{0.018 + 0.65} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.018}{0.018 + 0.65} \right)^2 \right] \sqrt{19.6}$$

$$M = 1.808$$

$$Q = 1.808 \times 1.00 \times (0.018)^{3/2} = 0.0043 \text{ m}^3/\text{s}.$$

De todo lo analizado, sacamos en conclusión que debemos colocar el vertedero de demasías a una altura determinada del vertedero de salida, de lo contrario o no entra el caudal necesario al desarenador o en su defecto entra más de lo estimado. Esta altura será igual a la suma de pérdidas de carga por orificios y pérdidas de carga por vertedero de salida trabajando libre.

$$H = h_{\text{orif.}} + h_{\text{vert.libre}}$$

$$H = 4.3 + 1.8 = 6.1 \text{ cts.} \quad H = 6 \text{ centímetros.}$$

Cuando se producen crecientes, hemos calculado que al desarenador no entran 4.26 Lit/seg. que es el caudal de diseño, sino 7,5 Lit/seg. por lo que la cámara de salida del desarenador se va a llenar y en estas condiciones el vertedero (salida) va a trabajar sumergido, consecuentemente se producirá un flujo de agua al revés del normal. Para que esto no suceda es necesario colocar en la cámara de entrada un vertedero regulador del caudal de entrada, el mismo que tendrá una altura de agua igual a la suma de las pérdidas de carga por orificios y el valor de H_0 del vertedero trabajando en estas condiciones.

- Altura de agua sobre el vertedero (sumergido)

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

$$Q = 7.5 \text{ lit/s.} = 0.0075 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$P_1 = 0.065 \quad \text{nos imponemos:}$$

$$P = 0.60 \quad z = 0.002$$

$$H = 0.05 \text{ (Primer tanteo)} \quad h_n = 0.001$$

$$S = (1.05) \left[1 + 0.2 \frac{h_n}{P} \right] \sqrt[3]{\frac{z}{H}} =$$

$$S = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{0.001}{0.60} \right] \sqrt[3]{0.002/0.05} = 0.359$$

$$M = \left[0.407 + 0.045 \frac{0.05}{0.05 + 0.65} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.05}{0.05 + 0.65} \right)^2 \right] \sqrt{19.6}$$

$$= 1.819$$

$$Q = 0.359 \times 1.819 \times 1.00 (0.05)^{3/2} = 0.0073 \text{ m}^3/\text{s. cumple con}$$

el caudal que tenemos.

8.5.3. PERDIDA DE CARGA EN ORIFICIOS:

$$Q = 0.0075 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\# \text{ de orificios} = 6 \quad q_{\text{orif}} = 0.0075/6 = 0.00125$$

$$\emptyset = 1\frac{1}{2}''$$

$$\phi = 0.97$$

$$\mu = 0.70$$

$$q = \phi \cdot \mu \cdot A \sqrt{2gH}$$

$$H = 0.0827 (q/\phi \cdot \mu \cdot d^2)^2$$

$$H = 0.0827 (0.00125/0.97 \times 0.70 \times (0.0381)^2)^2$$

$$H = 0.13 \text{ mts.}$$



De esto se desprende que cuando entra más caudal al desarenador que el de diseño, la altura sobre el vertedero de demasías o desborde será igual a los 5 cms. por altura en el vertedero de salida más 13 cms. por orificios, lo que nos dá un valor de 18 cms. menos el valor de pérdida de carga del desarenador trabajando en condiciones normales, es decir con el caudal de diseño. Por lo tanto la altura de agua sobre la cresta del vertedero de desborde es de 12 cms.

8.5.4. CALCULO DE VERTEDERO DE DESBORDE:

$$Q = 3.24 \text{ lit/s.} = 0.00324 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$H_o = 0.12 \text{ m.}$$

$$P_1 = 0.1362 \quad \text{adoptamos } h_n = 0.001$$

$$P = 0.10 \quad z = 0.002$$

$$b = 0.60 \text{ (Primer tanteo)}$$

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

$$S = \left[1.05 \left(1 + 0.2 \frac{0.001}{0.10} \right) \right] \sqrt[3]{\frac{0.002}{0.12}} = 0.268$$

$$M = \left[0.407 + 0.045 \frac{0.12}{0.12 + 0.1362} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.12}{0.12 + 0.1362} \right)^2 \right] \sqrt{19.6}$$

$$M = 2.00$$

$$Q = 0.268 \times 2.00 \times 0.15 \times (0.12)^{3/2} = 0.0033 \text{ similar al caudal. Dato por lo que es correcto.}$$

8.5.5. DESAGUE PARA LAVADO:

Para lavar el desarenador utilizaremos una tubería que conducirá el agua hacia un cajón recolector que desaguará en la quebrada. Calculamos con la siguiente fórmula:

$$t = \frac{2 A_T}{c \cdot A_o \cdot \sqrt{2g}} (h_1^{\frac{1}{2}} - h_2^{\frac{1}{2}})$$

A_T = Area transversal

c = coeficiente de descarga = 0.60

h = altura desarenador

t = tiempo de vaciado

A_o = área del orificio

$$h_2 = 0$$

Después de algunos tanteos seleccionamos tubería de diámetro 3 pulg.

$$t = \frac{2 (0.80) (1.0)}{(0.60) \pi (0.0762)^2 \sqrt{2(9.8)}} (0.80)^{\frac{1}{2}}$$

$t = 118$ seg. aproximadamente 2 minutos.

CAPITULO NOVENO

CONDUCCION

9.1. GENERALIDADES:

El agua destinada al consumo doméstico generalmente se capta de un sitio más o menos alejado del lugar donde va a ser consumida, por lo tanto debe ser conducida desde ese sitio de captación al lugar escogido para su distribución. Los dos puntos están separados entre sí por cierta distancia y tienen generalmente diferente cota. Normalmente la captación está a mayor altura y la gravedad es suficiente para impulsar el agua hacia el sitio de consumo. El curso que sigue el agua para llegar a dicho sitio se denomina conducción.

En general diremos que la conducción, es la parte del sistema constituido por conjunto de conductos, obras de arte y accesorios tendientes a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de captación a la planta de tratamiento.

Para el diseño de la conducción debemos de disponer de información básica tal como: levantamientos topográficos que permitan localizar la línea más conveniente, tanto en planimetría como en altimetría, calidad del agua a transportarse, requerimiento del caudal del sistema.

9.2. CLASE DE CONDUCCION:

- 1.- Conducción a gravedad, que puede ser a presión o superficie libre.
- 2.- Conducción por bombeo.

La conducción por superficie libre se realiza, por ejemplo en los canales abiertos, donde siempre actuará la presión atmosférica, y corre por gravedad.

En la conducción a presión, el agua ocupa toda la sección del conducto, como por ejemplo en las tuberías de presión, en las cuales la presión será diferente y generalmente mayor que la atmosférica.

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. El flujo se produce a expensas de una pérdida de energía y que se consume al vencer el rozamiento.

Generalizando diremos que las conducciones se dividen en: conducción a flujo libre y conducción de presión o forzada.

9.2.1. CONDUCCION DE FLUJO LIBRE:

Estos conductos de tipo libre se utilizan en terrenos con algún desnivel y con pendientes que mantengan el flujo del agua. Se llama conducción de flujo libre en contacto con la atmósfera y por lo tanto trabaja con presión atmosférica. En condiciones libres el agua sigue la línea de gradiente hidráulico y en muchos casos se confunde con ella; en otras palabras el gradiente hidráulico del terreno coincide con la cresta de la superficie del agua -- del canal.

9.2.2. CONDUCCION A PRESION O FORZADA:

Se llama forzada cuando el agua no tiene superficie libre, -- llenando completamente el conducto, la presión es diferente a la atmosférica, siendo generalmente superior a ésta, como digimos ya, su flujo se produce a expensas de una pérdida de energía que se -- consume al vencer el rozamiento.

Toda conducción forzada está sometida a presión hidráulica, -- por tanto a más del estudio hidráulico, es decir, a más de la de-- terminación de las relaciones de caudal, diámetro, velocidad, debemos determinar las presiones que deberán soportar los conductos en los diferentes tramos de la conducción, sin fallar estructuralmente. Para esto dividimos las presiones en dos tipos:

- 1.- Presiones normales
- 2.- Sobre-presiones.

a.- PRESIONES NORMALES:

Cuando no existe flujo, es decir, cuando la válvula de compuerta esté cerrada completamente, la presión actuante sobre la tuberría 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 resitencia del conducto debe ser tal que soporte las pre-- siones máximas producidas al cerrar la válvula teniendo en cuenta las sobre-presiones. Una de las observaciones más importantes que se debe tener en caso de conducciones forzadas es que la tubería - esté por debajo de la línea de gradiente hidráulico.

b.- SOBRE-PRESIONES:

Las variaciones súbitas de presión en el interior de los conductos pueden provenir de la apertura o cierre brusco de las válvulas. Si la sobre-presión supera la presión de trabajo de la tubería, se estudiará la posibilidad de usar una tubería de mayor resistencia interna.

9.3. TRAZADO DE LA LINEA DE CONDUCCION:

En el trazado de la conducción se ha tomado algunas consideraciones, tales como:

- Que el trazado sea lo más directo posible entre la captación y la planta de tratamiento.
- Que la línea trazada no atraviese terrenos que resulten extremadamente difíciles para la construcción o reparación de la misma o zonas de deslizamientos e inundaciones.
- Que la pendiente de la línea esté por debajo de la línea piezométrica a una distancia no menos de 5 metros y lo más próxima a ella para evitar presiones excesivas, superiores a las de trabajo de los materiales.

En lo posible se evitará que la línea pase por depresiones profundas, por la sedimentación que se produce, se evitará también en lo posible, los puntos altos por la acumulación de aire; en ocasiones no se cumplen estas condiciones, pues la forma en las que se presenta el terreno no lo permiten, para lo cual se soluciona el problema, con la colocación de válvulas de aire y limpieza.

9.4. MATERIAL A UTILIZARSE:

Existen diferentes materiales, que se pueden utilizar en conducción, a saber: P. V. C., Asbesto Cemento (AC), Hierro, y cada - cual se aplica de acuerdo al diseño. En nuestro caso, como veremos más adelante, se ha utilizado dos clases de materiales; así: - tubería de Asbesto Cemento y tubería de P. V. C.

CLASE DE TUBERIA	PRES.DE TRABAJO		COEF. DE RUGOSID	CASA DE FABRIC.	PRES.TRAB. METROS
	Atmosf.	Lib/pul ²			
Hierro fundido			130		
	C1 10				100
	C1 12				120
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 250			140.6

Cuadro Nro. 4

9.5. PERDIDAS DE CARGA EN LA CONDUCCION:

Cuando un líquido circula por un conducto, sufre pérdidas de energía que pueden deberse a las siguientes causas:

- 1.- Pérdidas por fricción
- 2.- Pérdidas por entrada
- 3.- Pérdidas por salida
- 4.- Pérdidas por súbito ensanchamiento o contracción de tubería.

5.- Pérdidas por obstrucción en los tubos (válvulas)

6.- Pérdidas por cambio de dirección en la circulación.

La pérdida más importante se debe a la fricción; a las demás se las conoce como pérdidas secundarias, por tener valores pequeños y que muchas veces no existen o que cuando se tiene longitudes grandes se las desprecia.

9.5.1. PERDIDAS POR FRICCIÓN:

Las pérdidas de carga por fricción dependen de algunos factores como: material del que está constituido el tubo, longitud de la tubería, diámetro, velocidad de circulación del fluido, estado de la tubería. Se puede indicar que las pérdidas de carga son directamente proporcionales a la longitud de la tubería; directamente proporcional al cuadrado de la velocidad de circulación e inversamente proporcional al diámetro de la tubería.

9.6. FORMULAS DE CALCULO:

1.- Fórmula de Darcy-Weisbach:

$$H_f = \frac{F \cdot L \cdot V^2}{2 \cdot D \cdot 2g}$$

h = Pérdida de carga

F = Factor de fricción

D = Diámetro

L = Longitud

V = Velocidad del agua (m/s.)

g = Aceleración de la gravedad.

Esta fórmula presenta el inconveniente que se hace difícil el cálculo de los valores de F (coeficiente de fricción).

2.- Fórmula de Hazen-Williams:

$$H_F = \frac{10.64 \cdot L \cdot a^{1.852}}{c^{1.852} \cdot D^{4.87}}$$

H_F = Pérdida de carga en m.

L = Longitud

c = Coeficiente de rugosidad de H. W.

a = Caudal en m^3/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.

9.7. CALCULO Y DISEÑO DE LA CONDUCCION:

Como ya dijimos anteriormente el diseño de la conducción la hacemos en consideración a la clase de tubería de A. C. y P. V. C. cuyas presiones de trabajo se describieron en el Cuadro Nro. 4. En el presente caso tenemos un fuerte desnivel entre la captación y la planta de tratamiento, y además un sifón pronunciado, por lo que es necesario colocar un dispositivo en el que la pérdida de carga se disipe, este puede ser un tanque rompe-presión, para --- efectos de nuestro cálculo colocamos uno, en la abscisa 1 + 640 - de cota 1.943,853.

Para el cálculo utilizamos la fórmula de Hazen Williams, la misma que para sistema mixto de unidades nos dice:

$$Q = 0.0177435938 C D^{2.63} S^{0.54} \quad \text{Donde:}$$

Q = Caudal en lit/seg.

C = Rugosidad.

D = Diámetro de la tubería en pulgadas.

S = Pendiente de la línea de-
gradiente hidráulico en -
m/m.

El coeficiente de rugosidad C se anota en el cuadro anterior. Es conveniente indicar que para el cálculo las longitudes de tubería medidas en las abscisas son incrementadas en un porcentaje -- igual al 4%, debido a que existe variación de longitud por pen---diente real del terreno.

De la fórmula de Hazen Williams tenemos que para diferentes diámetros:

$$\text{Diámetro 4"}, C = 140 \quad s = \frac{Q^{1/0.54}}{4613.677}$$

$$\text{Diámetro 3"}, C = 140 \quad s = \frac{Q^{1/0.54}}{1136,456506}$$

$$\text{Diámetro } 1\frac{1}{2}" , C = 140 \quad s = \frac{Q^{1/0.54}}{38.853061}$$

La conducción que comprende desde la captación hasta la planta de tratamiento, se divide en dos grandes tramos a saber: Captación-Tanque, Rompepresión y Tanque romperesión - Planta de tratamiento.

Luego de hacer un minucioso estudio y de realizar varios tanteos en el cálculo de la conducción, especialmente en el segundo tramo, se ha llegado a obtener el diseño definitivo del proyecto, en el que la conducción se divide en dos tramos, y estos a su vez

en dos y tres subtramos respectivamente, según indicaremos durante el proceso.

Tenemos entonces que hallar una relación que nos de la longitud necesaria de cada tubería a utilizarse en el tramo; para ello procedemos así:

L = Longitud total de tubería

L_1 = Longitud de la tubería de mayor diámetro.

L_2 = Longitud de la tubería de menor diámetro

que se coloca para llegar al punto de presión cero.

H = Pérdida de carga.

$$L = L_1 + L_2 \quad L_1 = L - L_2$$

$$H = H_1 + H_2$$

$$H_1 = L_1 J_1$$

$$H_2 = L_2 J_2$$

$$H = L J$$

$$H = L_1 S'_1 + L_2 S'_2$$

$$H = (L - L_2) S'_1 + L_2 S'_2$$

$$H = L S'_1 - L_2 S'_1 + L_2 S'_2$$

$$H - L S'_1 = L_2 (S'_2 - S'_1)$$

$$L_2 = \frac{H - L S'_1}{S'_2 - S'_1}$$

9.7.1. DESARENADOR - TANQUE ROMPE PRESION:

El desarenador se ubica en la abscisa $0 + 028\frac{92}{100}$ con cota --- 1952,453 y el tanque rompepresión en la abscisa $1 + 640$ con cota- 1943,853.

Longitud tramo	1611,08 mts.
Incremento 4%	64,44 mts.
Longitud de cálculo	1675,52 mts.
Cota desarenador	1952,453
Cota tanque rompepresión	1943,853
H	8,60 mts.

$$D = 4'' \quad S_1 = \frac{Q^{1/0.54}}{4613,7144}$$

$$D = 3'' \quad S_2 = \frac{Q^{1/0.54}}{1136,4563}$$

$$S_1 = 0.0026564578$$

$$S_2 = 0.010784522$$

$$L_2 = \frac{H - LS_1}{S_2 - S_1} = \frac{8.60 - 1675.52 (0.0026564578)}{0.010784522 - 0.0026564578} = 510,46$$

$$L_1 = L - L_2 \quad L_1 = 1675.52 - 510,46 = 1165,06$$

$$J_1 = S_1 L_1 = (0.0026564578) 1165,06 = 3.09$$

$$J_2 = S_2 L_2 = (0.010784522) 510,46 = 5.51$$

9.7.2. TANQUE ROMPE PRESION / - PLANTA DE TRATAMIENTO:

La planta de tratamiento se ubicará en la abscisa $4 + 308,40$ con cota 1859,249.

Longitud tramo	2668,40 mts.
Incremento	106,736 mts.
Longitud de cálculo	2775,136 mts.

Cota tanque rompedor	1943,853
Cota planta de tratamiento	1859,249
H	84.604

$$D = 3'' \quad S_1 = \frac{Q^{1/0.54}}{1136,4563} \quad D = 1\frac{1}{2}'' \quad S_2 = \frac{Q^{1/0.54}}{38.853068}$$

$$S_1 = 0.010784522 \quad S_2 = 0,315448396$$

$$L_2 = \frac{H - L S_1}{S_2 - S_1} \quad L_2 = \frac{84,604 - 2775.136 (0,010784522)}{0.315448396 - 0,010784522} = 179,462$$

$$L_1 = L - L_2 \quad L_1 = 2775,136 - 179,462 = 2595.674$$

$$J_1 = S_1 L_1 = J_1 = (0.010784522) 2595.674 = 27.993$$

$$J_2 = S_2 L_2 = J_2 = (0.315448396) 179,462 = 56.611$$

El cálculo hasta aquí realizado, es funcional pero tiene una anomalía, que en un momento dado nos puede ocasionar problemas y es: la norma dice "que la línea de conducción, su pendiente, debe estar por debajo de la línea piezométrica a una distancia no menor de 5,00 metros y lo más próximo a ella, para de esta manera - evitar presiones excesivas mayores a las de trabajo del material" Por esta razón se realiza un segundo tanteo, desde luego esto sucede solamente en el tramo correspondiente a Tanque rompedor-Planta de tratamiento, y nos da los siguientes resultados:

Longitud tramo	2668,40 mts.
Incremento 4%	106,736 mts.
Longitud de cálculo	5775,136 mts.
Cota tanque rompedor	1943,853



Cota Planta de tratamiento 1859,249

H 84,604 mts.

$$D = 4'' \quad S_1 = \frac{Q^{1/0.54}}{4613,7144} \quad D = 1\frac{1}{2}'' \quad S_2 = \frac{Q^{1/0.54}}{38,853068}$$

$$L_2 = \frac{H - L S_1}{S_2 - S_1} = L_2 = \frac{84,604 - 2775,136 (0.0026564578)}{0.315448396 - 0.0026564578} = 246,912$$

$$L_1 = L - L_2 = L_1 = 2775,136 - 246,912 = 2528,224$$

$$J_1 = L_1 S_1 \quad J_1 = 2528,224 (0,0026564578) = 6,716$$

$$J_2 = L_2 S_2 \quad J_2 = 246,12 (0.315448396) = 77,888$$

Realizando el presente cálculo nos damos cuenta a simple vista, que a pesar de ser correcto en cuanto a los requerimientos hidráulicos, es totalmente antieconómico, por lo que lo desechamos. Puesto que ni éste ni el anterior cálculo satisface con las condiciones adoptadas para el sistema, optamos por solucionar el problema con el método de las escuadras y que consiste en: Se usa generalmente cuando a un tramo se quiere subdividirlo en más de dos subtramos, se opera así; por encima del punto, en el perfil, más cercano a la línea piezométrica trazamos una distancia de por lo menos 5.00 metros, luego con las escuadras trazamos una paralela a la línea piezométrica del primer proyecto, que pase por dicho punto, vemos, de esta manera, que dicha paralela corta en dos puntos, uno en cada subtramo, al segundo proyecto, determinándose así la línea piezométrica resultante, obtenida así se procede a comprobar que la sumatoria de las pérdidas de carga de los tres subtramos sea igual a la pérdida de carga total.

De esta manera nos damos cuenta que el proyecto, a más de -- cumplir con los requisitos hidráulicos, se obtiene economía. Por lo tanto los subtramos obtenidos, son como sigue: de la abscisa 1 + 640 a la abscisa 2 + 025 pondremos tubería de Asbesto Cemento - de 4" de diámetro; de la abscisa 2 + 025 a la abscisa 4 + 169 pondremos tubería de Asbesto Cemento de 3" de diámetro y por último- desde la abscisa 4 + 169 a la abscisa 4 + 308,40 colocaremos tubería de P. V. C. de 1½" de diámetro.

9.8. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA CONDUCCION:

La velocidad de flujo la calculamos por medio de la fórmula- de Hazen Williams, que expresada para un sistema mixto de unida-- des nos da lo siguiente:

$$V = 1.976354474 \frac{Q}{D^2}$$

Q = Caudal en litros/seg.

D = Diámetro en pulgadas

V = Velocidad en metros/seg.

$$V (\emptyset 4") = 1.976354474 \frac{3.87}{4^2} = 0.48 \text{ m/s.}$$

$$V (\emptyset 3") = 1.976354474 \frac{3.87}{3^2} = 0.85 \text{ m/s.}$$

$$V (\emptyset 1\frac{1}{2}")) = 1.976354474 \frac{3.87}{2^2} = 3.40 \text{ m/s.}$$

La norma del IEOS dice lo siguiente en cuanto a la velocidad en los conductos.

a.- Velocidad Mínima:

Se tomará 0.60 m/s. como velocidad mínima para conducciones - que funcionen a gravedad con superficie libre o a presión.

b.- Para conductos por gravedad a presión, se considera como aceptables los siguientes límites de velocidad máxima:

MATERIAL DE LAS PAREDES	VELOCIDAD MAXIMA (m/s.)
Hormigón (simple o armado)	4.5 a 5.00
Hierro fundido	4.0 a 6.00
Asbesto Cemento	4.5 a 5.00
Acero	6.00
Cerámica vitrificada	4.0 a 6.00
Plástico	4.50

Resumiendo el cálculo de la conducción podemos anotar los siguientes datos hidráulicos como los definitivos:

TRAMO DESARENADOR-TANQUE ROMPEPRESION (abscisa 0 + 029,91-1+147,38)

Longitud de tubería	1.118,46 mts.
Longitud con incremento	1.165,06 mts.
Diámetro	4"
Tipo de tubería	A. C. clase 20
Velocidad	0.48 m/s.
S	0.0026564578
J	3.09 m (en 1.165,06 mts)
Caudal	3.87 lit/seg.

Abscisa 1 + 147, 38 a 1 + 640

Longitud de tubería	490,04 mts.
Longitud con incremento	510,46 mts.
Diámetro	3"
Tipo de tubería	A. C. clase 20

Velocidad	0.85 m/s
S	0.010784522
J	5.51 m (en 510,46 mts.)
Caudal	3.87 lit/seg.

TANQUE ROMPREPRESION-PLANTA DE TRATAMIENTO

Abscisa 1 + 640 a 2 + 025

Longitud de tubería	385 mts.
Longitud con incremento	400,4 mts.
Diámetro	4"
Tipo de tubería	A. C. clase 10
Velocidad	0.48 mts./seg.
S	0.0026564578
J	1.023
Caudal	3.87 lit/seg.

Abscisa 2 + 025 a 4 + 130

Longitud de tubería	2.105 mts.
Longitud con incremento	2.189,20 mts.
Diámetro	3"
Tipo de tubería	A. C. clase 10
Velocidad	0.85 mts/seg.
S	0.010784522
J	22.701
Caudal	3,87 lit/seg.

Abscisa 4 + 130 a 4 + 308,40

Longitud de tubería	178,40 mts.
Longitud con incremento	185,54 mts.
Diámetro	1½"
Tipo de tubería	P. V. C. normal.

S	0,315448396
J	56,276 m
Caudal	3,87 lit/seg
Velocidad	3,40 m/s.

Como podemos observar, de acuerdo al análisis realizado, la conducción se divide en dos grandes tramos; a saber:

PRIMER TRAMO:

El primer tramo abarca desde el desarenador hasta el tanque de rompepresión. El tramo tiene una longitud de 1.611,08 metros, considerando la longitud de incremento, que se debe a la irregularidad del terreno y a las pérdidas por deterioro y transporte de la misma, tenemos que la longitud necesaria de tubería es de ~~1.611,08~~ 1.675,52 m. las pérdidas de carga en este tramo son:

TIPOS DE TUBERIA	Ø	Long. + increm.	Pérdida de Carga
Asbesto Cemento A. C.	4"	1.165,06	3.09
Asbesto Cemento A. C.	3"	510,46	5.51

Todo el tramo tiene una altura de carga igual a 8,600 mts. - siendo igual a la carga real del terreno.

SEGUNDO TRAMO:

Este segundo tramo va desde el Tanque de Rompepresión hasta la Planta de tratamiento que se ubica en la abscisa 4 + 308,40 -- con una cota de 1859,249 con una longitud de 2668,40 mts. la cota del tanque de rompepresión es de 1943,853 y se ubica en la absci-

sa 1 + 640, la altura de carga es igual a 84.604 y la longitud -- con incremento del 4% nos da la longitud de tubería a utilizarse -- que es de 2775,136.

TIPOS DE TUBERIA	Ø	Long. + increm.	Pérdida de Carga
Asbesto Cemento	4"	400,4 m.	1.023
Asbesto Cemento	3"	2.189,20 m.	22.701
P. V. C.	1½"	185,54 m.	56,276

La sumatoria de pérdidas de carga calculada es igual a la diferencia de nivel entre la planta de tratamiento y el Tanque rom--pepresión.

9.9. TANQUE ROMPEPRESION:

El tanque rompepresión como su nombre lo indica tiene por objeto romper la presión poniendo el agua en contacto con el exte--rior y adquiera la presión atmosférica. En estas condiciones se--logra disminuir la carga estática a cero.

Como tanque rompepresión utilizaremos el tanque tipo II del--IEOS, las características de éste se detallan en los planos que --se adjuntan. Se debe tener en cuenta algunas consideraciones ta--les como; impermeabilizar las paredes, colocar un desfogue, un --respiradero y antes de la salida de la tubería se colocará un dispositivo que no deje pasar las impurezas que pueden haber sido --arrastradas por el agua hacia el tanque.

9.10. ACCESORIOS DE LA CONDUCCION:

Cuando se realiza el cálculo de una conducción determinada, su trazado y los diámetros que se ha de colocar, es necesario considerar la colocación de válvulas y otros accesorios, que son necesarios para drenar, inspeccionar, ensayos, reparaciones, limpieza, etc.

Todos los cambios de pendiente en el recorrido de la conducción implican por lo general la instalación de accesorios, en las partes altas de la línea se pondrá válvulas de aire, para la ventilación del aire acumulado en la tubería; mientras que en las -- partes bajas se colocará válvulas de purga o de desagüe. Estas - válvulas se colocan en cámaras de hormigón ciclópeo, provistas de una tapa de seguridad para protección de sus partes móviles. La colocación de las válvulas se detalla en el perfil general; entre los accesorios más importantes tenemos:

9.10.1. VALVULAS DE CIERRE:

Estas válvulas son colocadas al inicio y al final de una conducción así como en las partes altas de la misma, en razón de que definen zonas que pueden ser drenadas a gravedad por medio de drenajes colocados en los puntos bajos.

Hay que tomar en cuenta que si el cierre de una de estas válvulas hace que el establecimiento del 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 limitadora de presión que obvie tal circunstancia o comprobar la tubería para resistir por si misma esa presión.

9.10.2. VALVULAS DE PURGA O DESAGUE:

Deben colocarse en todos los puntos bajos que presenten facilidades de drenaje con prescindencia de que existan o no estas válvulas del sistema. El diámetro del drenaje debe ser compatible con el de la conducción principal, la rapidez con que se quiera hacer el vacío y 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 más 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 disminuyen el diámetro efectivo de la tubería, produciendo una disminución de caudal transportado, por lo que es necesario desechar dichos sedimentos.

9.10.3. 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 evacue el aire acumulado, pero en el caso de tuberías flexibles, el conducto necesitará de dispositivos que al bajar la presión 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.

9.11. ESTRUCTURAS ESPECIALES:

Las obras de arte tales como puentes, túneles, anclajes, si fones, cruces de calles, cruces de quebradas; para salvar pasos - de ríos o depresiones pareciables de terreno, deberán proyectarse de tal manera que garanticen 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 pronunciadas, 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.

9.12. LOCALIZACION Y UBICACION DE ACCESORIOS, ESTRUCTURAS ESPECIALES UTILIZADAS EN LA CONDUCCION:

Luego de un prolijo estudio del trazado de la conducción de Agua Potable para San Pedro de la Bendita, de acuerdo a la topografía bien irregular que nos presenta, se ha creído conveniente poner diferentes accesorios y estructuras así:



VALVULAS DE AIRE

#	ABSCISA	COTA	DIAMETRO
1	0 + 230	1.950,08	4"
2	0 + 668,82	1.901,78	4"
3	1 + 025,30	1.878,10	4"
4	1 + 460	1.941,53	3"
5	2 + 078,88	1.936,62	3"
6	3 + 060	1.893,04	3"
7	3 + 775,10	1.891,70	3"
8	4 + 229,13	1.869,29	1½"

VALVULAS DE PURGA

#	ABSCISA	COTA	DIAMETRO
1	0 + 100	1.943,52	4"
2	0 + 600	1.896,24	4"
3	0 + 931,13	1.857,80	4"
4	1 + 090	1.868,07	4"
5	1 + 540	1.936,70	3"
6	1 + 790	1.916,68	3"
7	2 + 580	1.923,31	3"
8	2 + 880	1.891,19	3"
9	3 + 230	1.883,47	3"
10	3 + 580	1.880,70	3"
11	3 + 950	1.858,41	3"

PASOS DE QUEBRADA

#	ABSCISA	COTA	LUZ	OBSERVACIONES
1	0 + 054,48	1.946,63	10 m.	elevado
2	0 + 117,15	1.946,48	20 m.	elevado
3	1 + 075	1.869,38	4 m.	Hormigón ciclópeo
4	1 + 830,62	1.919,13	3 m.	Hormigón ciclópeo
5	2 + 549,87	1.924,77	3 m.	Hormigón ciclópeo
6	2 + 802,52	1.890,43	30 m.	elevado
7	3 + 576	1.880,89	3 m.	Hormigón ciclópeo