

1.- Introducción

1.1.- Alcance del Estudio

En el capítulo uno se conoce las características de la zona de aplicación del presente estudio, como también la justificación, planteamiento del problema y los objetivos que viene a ser el aporte del presente trabajo.

En el capítulo dos se conocen los parámetros hidrológicos que está interrelacionada con la cuenca.

En el capítulo tres se conocen los parámetros hidráulicos que son considerados para realizar el diseño de las obras a considerar en el presente proyecto como ser:

- El sistema captación de aguas sub-superficiales, como son las galería filtrantes
- Tuberías para bombeo.
- Tuberías de distribución
- La aplicación de fórmulas que son esenciales para poder determinar los parámetros que ayudan a seleccionar la bomba, dentro de éstos se encuentra la carga dinámica total, potencia y eficiencia, entre los más relevantes. Los parámetros antes mencionados, dan la oportunidad de poder obtener una idea de cómo se comporta nuestro sistema, en donde se le pueden hacer mejoras, de cómo utilizar los accesorios para que tengan una menor pérdida hidráulica.

En el capítulo cuatro, se desarrollan las aplicaciones, partiendo desde el levantamiento topográfico de la zona, procesamiento de los datos topográficos, elaboración de los planos.

- Diseño de la obra de captación
- Diseño de Tubería para el Bombeo
- Diseño de Tuberías de distribución
- Diseño hidráulico del sistema de bombeo, para un determinado caudal que será el volumen requerido para la aplicación de riego a un grupo de cultivos.

1.2.- Características Generales de la Zona

Descripción de la Cuenca

El Departamento de Tarija, ubicado al sur de Bolivia, limita al norte con el Departamento de Chuquisaca, al sur con la República Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los Departamentos de Chuquisaca y Potosí. Geográficamente se encuentra entre los paralelos 20°50' y 22°50' de latitud sur y los meridianos 62°15' a 65°20' de longitud oeste. Tiene una extensión territorial de 37.623 Km², que representan 3,4% del territorio nacional.

El río Camacho presenta altitudes que van desde los 1790 a 4000 m.s.n.m. Forma la cuenca del mismo nombre con distintas unidades hidrográficas de subcuencas y micro cuencas, se identifican las siguientes: Alisos, Armaos, Huayco Grande, Rujero, Colón. El río Camacho y sus afluentes vierten sus aguas a la cuenca del Río Guadalquivir y Tarija al Sur.

La primera sección de la provincia Avilés tiene como fundamental recurso hídrico el que se presenta como aguas superficiales y subterráneas, las primeras provienen exclusivamente de las precipitaciones pluviales, producto de la escorrentía superficial y subterránea, la conforman los ríos Camacho, Guadalquivir y quebradas secundarias como los colectores principales, la presencia de vertientes en la subzona de pie de monte como Huayco, Rujero, Barrancas, Colón, etc. Existen también cuerpos de agua subterráneos que son aprovechados para la agricultura con sistemas de bombeo.

El coeficiente de escorrentía de acuerdo a un análisis realizado por la fisiografía de la cuenca del Río Camacho, tomando en cuenta las características topográficas y morfológicas de la cuenca, el valor del coeficiente de escorrentía es de $c = 0,37$

La cuenca del río Camacho está ubicado entre dos provincias, son las provincias Arce en las comunidades de Camacho, la Huerta, Cañas y Chaguaya, y casi todas las comunidades de primera sección del municipio de Uriondo (Provincia Aviles).

Las áreas de aporte de la cuenca del río Camacho se tomaron en base a las cartas del IGM, hasta la zona donde se ubica la obra de toma.

- **Cuenca del río Alisos**

La cuenca del río Alisos se halla está comprendida entre las siguientes coordenadas:

21° 49' 17'' - 21° 49' 12'' de latitud sur y

64° 47' 32'' - 65° 10' 00'' de longitud oeste.

La longitud del río principal es de 26.90 Km. La cota del punto más alto corresponde a 4180.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo a 1854.00 m.s.n.m.

El desnivel es de 2326.00 m y la pendiente es del orden del 8.6 %.

La cuenca del río Alisos comprende a las siguientes sub cuencas: Río Antigal, Miscas Caldera, quebrada Thipa Huayco, quebrada Campo Carrera

- **Cuenca Río Antigal**

Sus coordenadas geográficas extremas son:

21° 49' 21'' - 21° 49' 12'' de latitud sur

64° 48' 30'' - 65° 10' 00'' de longitud oeste

La longitud del cauce principal es del orden de 9.50 Km. La cota del punto más alto es de 4000.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo es de 2100.00 m.s.n.m.

Por tanto el desnivel es de 1900 m y la pendiente media es del 20.00 % Sin embargo considerando el tramo de la parte de pie de monte, que tiene una longitud de aproximadamente 3.00 Km, la pendiente es del 6 %. El río en este último tramo escurre sobre un cono aluvial amplio de más de 500 m de ancho en el cual el cauce es cambiante.

- **Quebrada Thipa Huayco**

La longitud del cauce principal es de 5.00 Km. La cota del punto más alto es de 2207.00 m.s.n.m. y la cota más baja es de 1992.00 m.s.n.m., siendo el desnivel de 215 m y la pendiente de 4.3 %.

El cauce de esta quebrada, en el último tramo, antes de la confluencia, de aproximadamente 1 Km de longitud, está constituido por un amplio aluvión.

- **Quebrada de Barbascuyo**

La longitud del cauce principal es de 4.80 Km. La cota del punto más alto es de 2010.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo es 1900.00 m.s.n.m., el desnivel es de 110 m y la pendiente es de 2.29 %.

- **Río Miscas Caldera**

Sus coordenadas geográficas son:

21° 47' 13'' - 21° 48' 46'' de latitud sur

64° 51' 46'' - 65° 02' 43'' de longitud oeste

La longitud del cauce principal es de 30.50 Km. La cota del punto más alto es de 3100.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo es 1920.00 m.s.n.m., el desnivel es de 1180 m y la pendiente de 3.9 %. En este río se distinguen el valle del río Calderas, el valle del río Miscas y por último el curso principal del río Miscas Calderas, desde la unión de los ríos antes citados hasta la confluencia de éste con el río Alisos.

El material del lecho de los diferentes ríos y quebradas principales de la cuenca del río Alisos, está compuesto por bolones, gravas y arenas, predominantemente por material grueso, cuyo tamaño mayor, difiere poco de un extremo a otro, disminuyendo progresivamente hacia aguas abajo.

El material está dispuesto en bancos y baguadas cambiantes. Cada "banco o isla" revela en su corte una estructura lenticular. Esta sedimentación está condicionada a una dinámica durante los períodos húmedos, agradados (erosión/colmatación) y barridos por la presencia de las crecidas.

Los cambios que se producen, afectan en muchos casos a los terrenos de las márgenes, con erosiones y con inundaciones. En un caso representa la pérdida definitiva de los terrenos y en el otro, la sedimentación.

- **Cuenca del río Armáoz**

La cuenca del río Armáoz está comprendida entre las siguientes coordenadas extremas:

21° 46' 46'' - 21° 44' 11'' de latitud sur y

64° 45' 53'' - 64° 56' 31'' de longitud oeste.

La longitud del río principal es de 11.75 Km. La cota del punto más alto es de 2200.00 m.s.n.m. y la cota más baja (punto de confluencia con el río Camacho) es de 1820.00 m.s.n.m. Por tanto el desnivel es de 380.00 m y la pendiente es del orden de 3.23 %. En esta cuenca, se tiene dos sectores claramente diferenciados que son : de el Puesto Tunal y los del valle de Armaoz, propiamente dicho, en los cuales las

pendientes del cauce así como las terrazas de cultivo, se presentan bajo condiciones de mayor estabilidad en Puesto Tunal que en Armaoz

El material predominante del lecho está compuesto por arenas y en menor proporción gravas.

- **Quebrada Huayco Grande**

La cuenca de la quebrada Huayco Grande se encuentra, se halla comprendida entre las siguientes coordenadas:

21° 44' 37'' - 21° 43' 38'' de latitud sur y

64° 44' 04'' - 64° 48' 50'' de longitud oeste.

La longitud del río principal es aproximadamente de 9.50 Km. La cota del punto más alto es de 2100.00 m.s.n.m y la cota del punto más bajo es de 1780.00 m.s.n.m. El desnivel es de 320.00 m y la pendiente es del orden del 3.4%. El cauce principal se localiza en proximidades del extremo norte de la cuenca o sea que los cursos de agua importantes se hallan localizados en la margen derecha.

El material del lecho está compuesto predominantemente por arenas.

- **Quebrada del Saladillo**

Esta cuenca se halla entre las siguientes coordenadas geográficas:

21° 47' 27'' - 21° 45' 16'' de latitud sur y

64° 45' 00'' - 64° 42' 18'' de longitud oeste.

La longitud del curso principal es de 8.00 Km. La cota más alta es de 2000.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo corresponde a 1740.00 m.s.n.m.

El desnivel es de 260 m, por tanto la pendiente es del orden del 3.3 %.

El cauce en su parte baja (3 últimos kilómetros) tiene de poca pendiente, donde se localizan también las terrazas aprovechadas para los cultivos.

El material del lecho de esta quebrada está compuesto mayormente por arenas.

Por la margen derecha.

- **Quebrada Barrientos**

La cuenca de esta quebrada, se halla comprendida entre las siguientes coordenadas

21° 46' 29'' - 21° 49' 51'' de latitud sur y

64° 44' 10'' - 66° 43' 37'' de longitud oeste.

El área de la cuenca es de 9.00 Km²

La longitud del curso principal es de 8.00 Km. La cota del punto más alto es de 1900.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo es de 1770.00 m.s.n.m. El desnivel que se tiene es de 130 m y la pendiente es de 1.6 %.

Esta cuenca se ubica en la formación fluvio – lacustre, prácticamente en toda su extensión, donde se presenta una fuerte erosión con cárcavas profundas (bat – lands).

El material del lecho está compuesto predominantemente por arenas.

- **Quebrada San José de Charaja**

La cuenca de esta quebrada, se halla comprendida entre las siguientes coordenadas:

21° 49' 49'' - 21° 50' 49'' de latitud sur y

64° 46' 41'' - 64° 50' 49'' de longitud oeste.

El área de esta cuenca es de 4.00 Km²

La longitud del curso principal es de 7.00 Km. La cota del punto más alto es de 2080.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo es de 1855.00 m.s.n.m.. El desnivel que se tiene 225 m y la pendiente es de 3.2%.

Esta cuenca, también, se ubica en la formación fluvio – lacustre, prácticamente en toda su extensión, donde se presenta una fuerte erosión con cárcavas profundas (bat – lands). El material del lecho está compuesto principalmente por arenas.

- **Quebrada Huayrihuana**

La cuenca de esta quebrada, se halla comprendida entre las siguientes coordenadas:

21° 46' 14'' - 21° 50' 16'' de latitud sur y

64° 45' 44'' - 64° 46' 21'' de longitud oeste.

La longitud del curso principal es de 8.70 Km. La cota del punto más alto es de 2500.00 m.s.n.m. y la cota del punto más bajo corresponde a 1800.00 m.s.n.m.

El desnivel es de 700 m y la pendiente del orden del 8 %.

Degradación del suelo

Degradación del suelo, pérdida de calidad y cantidad de suelo. Ésta puede deberse a varios procesos: erosión, salinización, contaminación, drenaje, acidificación, laterización y

pérdida de la estructura del suelo, o a una combinación de ellos. La degradación del suelo también está ligada a procesos desarrollados a mayor escala, como la desertización.

El proceso de degradación más importante es la pérdida de suelo por acción del agua, el viento y los movimientos masivos o, más localmente, la acción de los vehículos y el pisoteo de humanos y animales; es decir por la acción de los procesos erosivos. Aunque sólo es grave en algunas áreas, sus efectos acumulativos y a largo plazo ofrecen abundantes motivos para la preocupación. La pérdida de las capas u horizontes superiores, que contienen materias orgánicas y nutrientes, y el adelgazamiento de los perfiles del suelo reducen el rendimiento de las cosechas en suelos degradados. La deforestación es la causa principal de la pérdida de protección del suelo y actúa como un detonador del comienzo de los diferentes procesos erosivos.

La salinización es una concentración anormalmente elevada de sales, por ejemplo de sodio, en el suelo, debida a la evaporación. Se observa a menudo asociada a la irrigación y conduce a la muerte de las plantas y a la pérdida de estructura del suelo.

Causas frecuentes de contaminación son los residuos de las granjas y el cieno de las aguas residuales, que pueden contener concentraciones elevadas de metales pesados.

Los suelos también se han visto contaminados por isótopos radiactivos procedentes de las pruebas nucleares y, a escala restringida, aunque localmente grave, del accidente producido en la central nuclear de Chernóbil en 1986. La contaminación puede deberse también a otros residuos químicos, a subproductos de procesos industriales, o al exceso de abonos químicos o plaguicidas en la agricultura.

La degradación de las turberas se debe al drenaje, que produce pérdida de suelos por oxidación y erosión eólica.

Algunos suelos son naturalmente ácidos, pero también pueden acidificarse por la acción de la lluvia ácida o de la deposición en seco de gases y partículas ácidas. La lluvia ácida tiene un pH inferior a 5,6. La principal causa atmosférica de la acidificación es la creciente

presencia en ésta de óxidos de azufre y nitrógeno emitidos por la quema de combustibles fósiles, como ocurre en las centrales térmicas.

La pérdida de materia orgánica debida a la erosión y a la oxidación degrada el suelo y, en especial, su valor como soporte para el cultivo. La pérdida de materia orgánica reduce también la estabilidad de los agregados del suelo que, bajo el impacto de las precipitaciones, pueden dispersarse. Este proceso puede llevar a la formación de una corteza sobre el suelo que reduce la infiltración del agua e inhibe la germinación de las semillas.

La pérdida de estructura por parte del suelo puede deberse a la pérdida de materia orgánica, a la compactación producida por la maquinaria agrícola y el cultivo en estaciones húmedas, o a la dispersión de los materiales en el subsuelo.

Río contaminado

La contaminación de ríos y arroyos por contaminantes químicos se ha convertido en uno de los problemas ambientales más graves del siglo XX. La contaminación se divide en dos grandes grupos: la contaminación puntual y la no puntual. La primera procede de fuentes identificables, como fábricas, refinerías o desagües. La no puntual es aquella cuyo origen no puede identificarse con precisión, como las escorrentías de la agricultura o la minería o las filtraciones de fosas sépticas o depuradoras. Cada año mueren unos 10 millones de personas en el mundo por beber agua contaminada.

Impacto en la vida salvaje

El carácter abierto, sin árboles, de muchos paisajes agrícolas favorece a las especies salvajes adaptadas a la vida en praderas y sabanas. Pero muchas de estas especies son consideradas plagas por granjeros y ganaderos, que excluyen a los grandes mamíferos con cercas, y con venenos, trampas y caza a los pequeños. Grandes dosis de productos agroquímicos han convertido muchos campos y pastos en tóxicos para aves, insectos y otros animales. Las plantaciones de árboles parecen bosques superficialmente, pero, debido

a que carecen de la diversidad de especies que poseen los genuinos bosques, poseen poco valor para la fauna indígena.

Los gatos y los perros, al ser descendientes de predadores, causan otra serie de daños al medio ambiente. Cuando escapan de sus dueños o son abandonados, las antiguas mascotas pueden formar grupos que atacan tanto a animales salvajes como a domésticos. En las laderas de los Alpes en Italia, por ejemplo, miles de perros salvajes, la mayor concentración de Europa, atacan y matan a ovejas, vacas, jabalíes y corzos.

En sus rondas sin vigilancia, los gatos domésticos matan a tantos pájaros, roedores y otros animales pequeños que, en muchos vecindarios, son los principales predadores. Los gatos que se vuelven salvajes constituyen una de las peores amenazas para las criaturas locales y a veces son los responsables de la extinción de algunas especies, como el chochín de la isla Stephens, en Nueva Zelanda.

En conclusiones los problemas que se puede observar en la cuenca del río Camacho están relacionados con diferentes actividades desarrolladas por el hombre y con el incremento de la población también se incrementa la contaminación ya que no existe actividad humana que no genere productos residuales.

Escasez de agua (época seca).

Contaminación del agua.

Erosión y desertificación.

Inundaciones y otros desastres naturales.

Destrucción del hábitat y pérdida de la biodiversidad.

Considerables niveles de pobreza.

Otros.

Estos elementos residuales que son causantes a grandes problemas ecológicos graves a los que se enfrentan las sociedades, como ser:

- a) Los devenidos del crecimiento poblacional y su distribución (es muy común que existan zonas superpobladas instaladas en las zonas más fértiles o donde existen ecosistemas de soporte que son degradados para permitir el crecimiento);
- b) Los problemas de contaminación ya que los desechos de la producción humana contaminan el aire, suelo y agua, generando disturbios locales (como la contaminación de napas subterráneas o cuerpos de agua), globales (como el sobrecalentamiento del planeta o el adelgazamiento de la capa de ozono).

Los problemas originados en la mala administración de recursos que generan extinción o invasión de especies, empobrecimiento de suelos y erosión.

Sistema de Riego Existentes en la Cuenca del Río Camacho

Existen varios sistemas de riego a lo largo de toda la cuenca del río Camacho, que sirven para realizar riego a los diferentes cultivos, si bien estos sistemas de riego y micro riego comenzaron con un sistema rústico de captación y conducción pues ahora estos sistemas de riego en su mayoría cuenta con obras de captación y con canales revestidos para su conducción, a continuación se detallará los sistemas de riego en toda la cuenca del río Camacho.

Los sistemas de riego más grandes que existen en esta cuenca son los de Chocloca, San Nicolás, Concepción y el de Calamuchita.

La cuenca del río Camacho además de abastecer con agua para el sector agrícola, también abastece para el ganado, para el consumo humano mediante la distribución por vertientes y los sistemas de agua potable para toda la población asentada en esta cuenca.

Cuadro N° 1: Número de Obras de Toma en el Río Camacho

N°	Comunidad Beneficiaria	Provincia	Tipo de Obra de Toma
1	Cañas	Arce	Encauzamiento directo y canal revestido
2	Camacho	Arce	Encauzamiento directo y canal de tierra
3	Chaguaya	Arce	Encauzamiento directo y canal revestido
4	Alisos	Avilés	Encauzamiento directo y canal revestido
5	Juntas del Rosario, Charaja	Avilés	Tipo azud y canal revestido
6	San José de Charaja	Avilés	Encauzamiento directo y canal revestido
7	Huayriguana, Barrientos y Almendros	Avilés	Encauzamiento directo y canal revestido
8	Chocloca y Saladillo	Avilés	Encauzamiento directo y canal revestido
9	San Nicolás Colon Norte	Avilés	Tipo azud y canal revestido
10	Compania	Avilés	Encauzamiento directo y canal de tierra
11	Concepción, La Compania, Pampa la Villa	Avilés	Existen dos canales de riego los cuales tienen obras de toma por Encauzamiento directo y su distribución un canal es revestido y el otro sin revestir.
12	La Higuera	Avilés	Encauzamiento directo y canal revestido
13	Calamuchita - Muturayo	Avilés	La obra de Toma es una Galería Filtrante y con canal revestido
14	Pampa La Villa	Avilés	Es un sistema de Micro riego que cuenta con una obra de toma por encauzamiento directo y un canal de tierra.

1.2.1.- Ubicación del Proyecto

El área determinada para la aplicación del presente proyecto “Titulación”, se encuentra en la comunidad de la Compañía en el sector de Rujerito, en el Municipio de Uriondo del Departamento de Tarija.

1.2.2.- Ubicación Geográfica del Proyecto

La zona de ubicación del proyecto, se encuentra localizado en la comunidad de La Compañía Municipio de Uriondo, en la margen izquierda del río Camacho, en las coordenadas de:

Latitud Sur: 21°42' 36.94''

Longitud Este: 64°41'22.55''

1.3.- El Agua

El agua es uno de los tantos recursos naturales renovables que nos proporciona la naturaleza y la usamos todos los días en forma individual, en la vida cotidiana en nuestra familia y en la sociedad, para nuestro consumo, aseo, uso doméstico e industrial. El agua forma parte de la vida misma, pues todos los seres vivos tienen en su composición, un alto contenido de agua.

Al observar un mapamundi, se puede apreciar la presencia de agua de mares y océanos, todo en color azul, y comparando con la existencia de tierra firme, se observa que es más agua que tierra, es decir, la mayor parte de la superficie de la Tierra está cubierta por el agua, 70% (360 millones de Km²) y sólo el 30% son tierras emergidas (150 millones de Km²).

Pero este recurso es limitado, ya que sólo el 3% de toda el agua del mundo es dulce, el restante 97% es agua salada que no sirve para beber ni para la agricultura.

Los grandes océanos son el Pacífico, el Atlántico y el Índico. Los mares más conocidos son: Mediterráneo, Caribe, Báltico, Rojo, del Japón... existen mares en el interior de los continentes: mar Caspio, mar de Aral.

También existen aguas subterráneas que son las que se han infiltrado a través del suelo por rocas porosas hasta conseguir rocas impermeables, formando arroyos y ríos subterráneos, que luego salen a la superficie dando origen a los manantiales, pozos y aguas termales. Las aguas subterráneas cavan grutas y cavernas.

1.3.1.- Usos del Agua

Los usos que el hombre da al agua se pueden clasificar en:

Usos de primer orden. Cuando el hombre emplea el agua directamente, como bebida, en su dieta alimenticia y en la higiene general, limpieza del cuerpo y de los utensilios del hogar. Es la que llamamos agua potable.

Usos de segundo orden. Cuando el hombre utiliza el agua para los cultivos agrícolas, para los animales y en casos de emergencia, para apagar incendios.

Usos del tercer orden. Se utiliza como disolvente, para enfriar máquinas generadoras de electricidad, como vía de transporte, en los ríos, lagos y mares. Para la recreación, cuando se practica la navegación y la natación; o como fuente de energía hidráulica.

1.3.1.1.- Consumo doméstico

El agua para uso doméstico incluye: agua para beber, agua usada para servicios públicos, establecimientos de servicios comerciales (como los hoteles), y viviendas. 325 billones de metros cúbicos de agua son usados de esta forma en todo el mundo cada año, el promedio mundial per cápita de uso del agua es de 52 metros cúbicos cada año.

Hay variaciones enormes en el uso de agua por persona. Entre 1987 y 2003 en Camboya, donde la mayoría de sus habitantes no tiene acceso a fuentes de agua potable, se utilizó un promedio de 1,8 metros cúbicos por habitante. En Costa Rica consumió cien veces más. Los residentes de Australia utilizan un promedio anual de 300 metros cúbicos de agua, muchos de los cuales son empleados en regar sus céspedes y llenar sus piscinas.

1.3.1.2.- Consumo Comercial e industrial

En la zona de aplicación del estudio no existe consumo comercial e industrial el mayor volumen requerido es para el uso agrícola, mediante la conducción de diferentes sistemas de riegos existentes en esta zona.

1.3.2.- Disponibilidad de Agua

La disponibilidad de agua en el mundo es 50% menor que hace 50 años

El agua dulce será un recurso cada vez más escaso y a diferencia del petróleo, no cuenta con sustitutos. Quien la controle, controlará la economía universal y la vida del planeta. Nuestro continente, con el 12% de la población mundial, encierra el 47% de las reservas de agua potable de superficie y subterránea del mundo.

El agua, como sabemos, está distribuida de manera sumamente desigual entre los países del mundo. Hay unos pocos que tienen mucha, y hay muchos, la mayoría, que tienen muy poca.

La escasez de agua ha sido un problema común en diversas sociedades a lo largo de la historia, pero se agudizó durante la segunda mitad del siglo XX, cuando la demanda en el mundo se multiplicó por más de tres.

La disponibilidad de agua dulce en el planeta, en efecto, es hoy 50 por ciento menor que a mediados del siglo pasado, a causa de la presión demográfica, la contaminación y el despilfarro.

Las provincias deben asumir la responsabilidad de administrar muy bien el recurso agua, sólida o líquida y para ello es importante tener un profundo conocimiento de la disponibilidad del recurso.

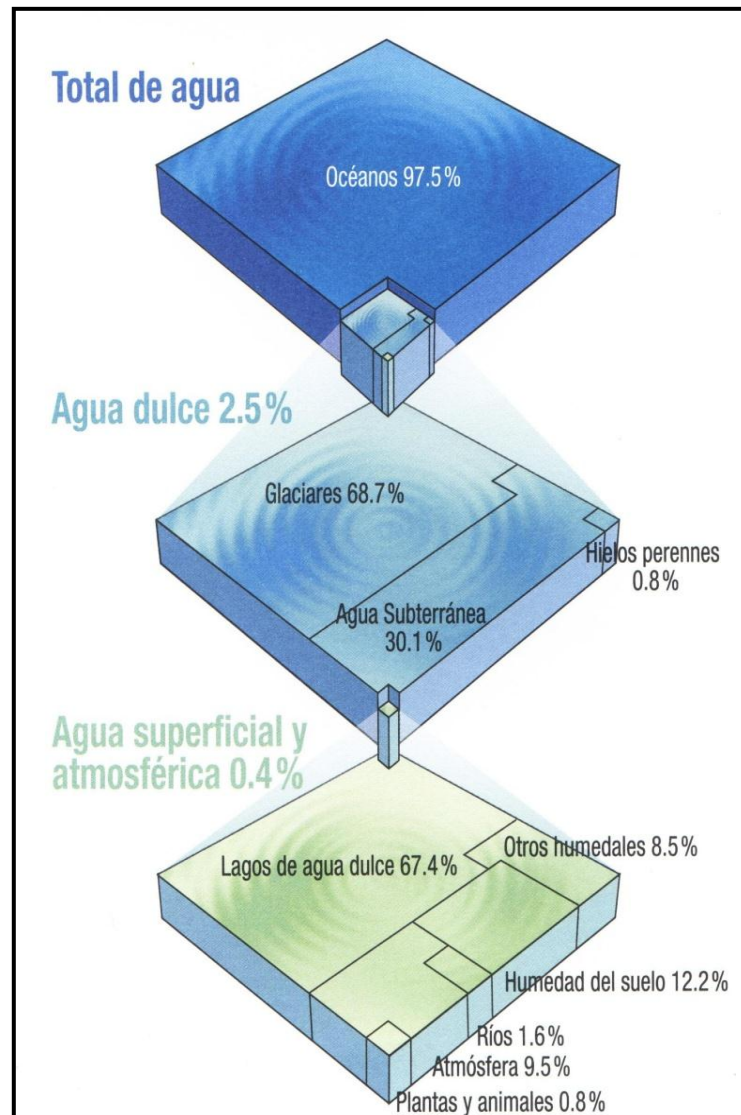
No podemos administrar bien algo que no conocemos totalmente, por ello es importante contar con leyes que protejan el recurso e invertir en el estudio de los mismos.

La escasez del agua en el mundo está relacionada con la cantidad de agua dulce que tenemos y la demanda cada vez más creciente.

Las grandes reservas de agua dulce son las subterráneas y, si bien las aguas superficiales son muy importantes, en muchos casos están afectadas por problemas de contaminación.

Figura N° 1: Distribución del agua en el mundo

Apenas 2 millonésimas del total del agua existente en el planeta, es agua superficial proveniente de ríos y por lo tanto fácilmente aprovechable



1.4.- La Cuenca

1.4.1.- Tipos de Cuencas

Tipos de Cuencas

Existen tres tipos de cuencas:

- Exorreicas: drenan sus aguas al mar o al océano. Un ejemplo es la cuenca del Plata, en Sudamérica.
- Endorreicas: desembocan en lagos, lagunas o salares que no tienen comunicación salida fluvial al mar. Por ejemplo, la cuenca del río Desaguadero, en Bolivia.
- Arreicas: las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta patagónica central pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia. También son frecuentes en áreas del desierto del Sáhara y en muchas otras partes.

1.5.- Justificación

Para el hombre la necesidad de utilizar el agua es tan antigua como su propia existencia y por consiguiente, desde sus inicios tuvo la preocupación por conocer sus características, sus orígenes, su dinámica y sus diferentes aplicaciones.

En la antigüedad, tanto los chinos como los sirios, egipcios y romanos fueron muy hábiles en el manejo de las aguas para destinarlas al riego de campos agrícolas y al abastecimiento de agua a las ciudades. Durante la máxima expansión del imperio romano, en donde abarcó territorios de cerca de 25 países actuales, se hicieron construcciones que hoy en día deslumbran por su belleza arquitectónica, pero fueron igualmente importantes sus sistemas de acueductos que suministraban agua potable a sus diferentes poblaciones, así como sus termas y baños públicos.

En América, al igual que en las antiguas culturas europeas y asiáticas, las poblaciones también se desarrollaron a orillas de ríos y lagos. Sin embargo, gran parte de las labores agrícolas se realizaron durante los períodos de lluvia, lo que llevó al desarrollo de diferentes tipos de obras hidráulicas con la finalidad de ampliar sus fronteras agrícolas.

Así por ejemplo, los incas desarrollaron el cultivo en terrazas en las laderas de montañas, que eran irrigadas por complejos sistemas de canales y embalses

artificiales de agua. De otra parte, hace más de 1.500 años, la cultura Nazca construyó galerías de filtración para irrigar sus campos agrícolas, las que hasta el día de hoy son empleadas con los mismos propósitos.

Las galerías de filtración son obras sencillas que captan agua filtrada en forma natural, funcionando como pozos horizontales. Estas estructuras recolectan el agua subálvea o sub superficial a todo lo largo de su recorrido y resultan ventajosas cuando es posible su construcción, constituyéndose la mayor parte de las veces, en una importante alternativa de suministro de agua, tanto en cantidad como en calidad.

Muchos pueblos y ciudades en países poco desarrollados están situados a lo largo de ríos o lagos, cuyas orillas están constituidas por capas de arenas y gravas por donde circula el agua subálvea alimentada por aguas superficiales. Estas capas suelen ser fáciles de excavar por lo que constituyen excelentes emplazamientos para drenes o galerías. Para esto, se excava la zanja en cuyo fondo se coloca el dren o se horada un socavón al cual se le reviste interiormente, el agua se recolecta en una cámara o pozo central desde donde es conducida para su posterior uso. La longitud del dren o galería depende de la cantidad de agua deseada y de las dimensiones del acuífero.

Entre todos los recursos naturales, el más importante para el bienestar de la humanidad es el agua. Durante milenios constituyó un patrimonio enteramente disponible del que los habitantes de la Tierra se servían despreocupadamente de ella.

En muchas ocasiones, el problema no se limita solamente al aprovisionamiento del agua para uso doméstico e industrial, sino que se extiende a la *AGRICULTURA* y a la ganadería, las que dependen de la cantidad y distribución de las lluvias.

La escasez del agua es un conjunto relativo, aplicable a cualquier nivel de la oferta o la demanda, de modo que no es un problema exclusivo de los climas áridos.

Cualquier región climática o económica en la que existan factores que produzcan desequilibrios entre la oferta y la demanda, como puede ser la reducción de la calidad y la disponibilidad de los recursos y/o el aumento de la demanda, es susceptible de padecer escasez. Es posible que el suministro de agua en el futuro se vea influenciado por el cambio climático y que este impacto origine situaciones de escasez o las acentúe en muchas zonas.

Desde el punto de vista puramente hidroclimático, en aquellos territorios donde la meteorología es adversa, con precipitaciones menores y más irregulares y mayor evapotranspiración, no sólo se dispone de menos recursos y más irregularmente repartidos, sino que habitualmente se necesitan mayores caudales para satisfacer las mismas demandas, por ejemplo, por el desequilibrio entre la precipitación y las necesidades de los cultivos.

Por las características topográficas de nuestro departamento, y en principal las áreas de cultivos que se encuentran dentro de la cuenca del Río Camacho, presentan Parcelas a un nivel muy cercanas a nivel del lecho del Río y se encuentran a las orillas del Río Camacho y otras parcelas en otros niveles más elevados por lo que en estas zonas es imposible la dotación de un sistema de riego por gravedad.

Con el presente trabajo pretende analizar las condiciones de diseño para la implementación de un sistema para el abastecimiento de agua para el uso en la agricultura en la zona de Rujerito.

1.6.- Identificación del Problema

Terrenos secanos con alto potencial agrícola, falta de infraestructuras de dotación de agua para el riego tanto de obras de captación y distribución.

1.7.- Objetivos

1.7.1- Objetivo General

El objetivo general es de realizar un estudio sobre el abastecimiento de agua para la producción agrícola en terrenos secanos, mediante la captación de aguas sub superficiales del río Camacho, aplicada en la Zona de Rujerito, que nos permita establecer los componentes y obras hidráulicas para le ejecución de esta obra.

1.7.2.- Objetivos Específicos

- Diseño de un sistema de abastecimiento de agua para el regadío de terrenos aptos para la producción agrícola (terrenos secanos).
- Estudio y análisis de la zona de estudio.
- Realizar el diseño de las obras hidráulicas que se adecuen a las características topográficas de la zona de estudio.
- Realizar el levantamiento topográfico de la zona de estudio.
- Identificación del tipo de obras.
- Diseño hidrológico
- Diseño hidráulico
- Determinación de las áreas de riego
- Proporcionar soluciones y recomendaciones en función de los resultados que se obtengan.

2.- CAPÍTULO II: HIDROLOGÍA

2.1.- Hidrología

2.1.1.- Introducción

Durante su vida sobre la tierra el Hombre ha sido testigo, muchas veces sin entenderlo, del desarrollo del ciclo del agua en la naturaleza. La distribución de los climas, la formación de las nubes y su inestabilidad, la producción de las lluvias, la variación de los niveles de los ríos, y el almacenamiento de agua en depósitos superficiales o subterráneos son temas en cuyo estudio se ha venido profundizando a lo largo de los años, conformando una rama de la física que se conoce como Hidrología.

Como ha ocurrido con otras ciencias, a medida que los estudios hidrológicos se fueron desarrollando fue necesario dividir el tema general en una serie de tópicos especializados e interdisciplinarios que se agruparon bajo el nombre de Planeamiento de los Recursos Hidráulicos. En el planeamiento se incluyen como temas principales la Meteorología, la Hidrología Superficial y la Hidrología del Agua Subterránea.

La Meteorología trata de los fenómenos que se desarrollan en la atmósfera y de la relación que existe entre los componentes del sistema solar. La Hidrología Superficial estudia la distribución de las corrientes de agua que riegan la superficie de la tierra y los almacenamientos en depósitos naturales como lagos, lagunas o ciénagas.

Por último, en la Hidrología del Agua Subterránea se incluyen los estudios de los almacenamientos subterráneos, o acuíferos, en lo referente a localización, volumen, capacidad de almacenamiento y posibilidad de recarga.

Los aspectos que tienen una relación muy estrecha con los anteriores en la planeación de proyectos de ingeniería son Geografía Física y Económica, Hidráulica Fluvial, Hidráulica Marítima, Hidrogeología, Geotecnia, Estadística, Teoría de Probabilidades, e Ingeniería de Sistemas.

La Hidrología Básica estudia los conceptos físicos del ciclo hidrológico, los métodos de recolección de información hidrológica y los procedimientos clásicos de procesamiento de datos estadísticos. Las técnicas que permiten la utilización de los recursos hidráulicos en proyectos de Ingeniería pertenecen al campo de la Hidrología aplicada.

2.1.2.- Concepto

La Hidrología en su definición más simple es la ciencia que estudia la distribución, cuantificación y utilización de los recursos hídricos que están disponibles en el globo terrestre. Estos recursos se distribuyen en la atmósfera, la superficie terrestre y las capas del suelo.

2.1.3.- Objetivos de Los Estudios Hidrológicos

Los proyectos que usan el agua como componente principal se clasifican de la siguiente manera:

1. Proyectos de Suministro de Agua.

Captan caudales (Q) de corrientes superficiales o de depósitos subterráneos para abastecer demandas de agua en áreas específicas.

Entre estos proyectos se cuentan los de Acueductos y Alcantarillados y los de Riego y Drenaje de Campos Agrícolas.

2. Proyectos de suministro de Energía Hidráulica.

Captan caudales (Q) de corrientes superficiales y aprovechan diferencias de cota (H) para entregar Energía Hidráulica a las Turbinas de las Centrales Hidroeléctricas.

Las turbinas convierten la Energía Hidráulica en Energía Mecánica la cual se transmite a los Generadores; éstos transforman la Energía Mecánica en Energía Eléctrica.

3. Diseño de Obras Viales, Drenajes de Aguas Lluvias y Estructuras de Protección contra ataques de ríos.

Los estudios hidrológicos analizan los regímenes de caudales medios y extremos de las corrientes de agua en los tramos de influencia de las obras viales, en las zonas que requieren de alcantarillados de aguas lluvias, y en las zonas inundables adyacentes a los cauces.

Los caudales de creciente y las avalanchas que se generan por deslizamientos son las variables importantes en este tipo de proyectos. Estas variables se relacionan luego con los niveles de inundación, con las velocidades de flujo y con los procesos de socavación lateral y de fondo.

4. Proyectos de Navegación Marítima y Fluvial.

Los estudios de Hidrología en los proyectos de Navegación Marítima consisten en el análisis del Estado del Tiempo en mar profundo, en la plataforma continental y en los litorales. El Estado del Tiempo es una variable hidrológica que relaciona Temperatura, Humedad, Presión Atmosférica y Vientos, y es responsable de la presencia de olas en la superficie del mar.

En los proyectos de Navegación Fluvial la Hidrología estudia los regímenes de caudales medios y extremos en los tramos navegables, las relaciones Caudal-

Profundidad, y los volúmenes de sedimentos que se mueven como carga de fondo y en suspensión.

En desarrollo de estos proyectos los estudios hidrológicos recolectan y procesan información histórica, programan y ejecutan programas de campo en topografía, batimetrías, aforos líquidos y sólidos, toma y análisis de muestras de sedimentos. Los resultados de los estudios producen información sobre los siguientes aspectos:

- Características climatológicas y morfométricas de las zonas que tienen influencia sobre el área del proyecto.
- Selección y capacidad de la fuente que suministrará el caudal que se entregará a los beneficiarios del proyecto. Se incluyen aquí los análisis sobre necesidad de almacenamiento.
- Magnitud de los eventos extremos, Crecientes y Sequías, que pueden poner en peligro la estabilidad de las obras civiles, o los procesos de navegación o el suministro confiable de agua a los usuarios.
- Transporte de sedimentos hacia las obras de captación y almacenamiento.
- El ciclo del agua, o Ciclo Hidrológico, explica el campo de aplicación de la Hidrología y su relación con otras disciplinas como son la Meteorología, la Oceanografía, la Hidráulica, la Geotecnia, las Ciencias naturales, etc.
- El Ciclo comprende la circulación del agua desde los océanos hasta la atmósfera, luego a los continentes y nuevamente a los océanos.

2.1.4.- Estudios Hidrológicos en Proyectos De Ingeniería

Los pasos que se siguen en un estudio hidrológico son los siguientes:

1. Localización del proyecto → Municipio de Uriondo, Comunidad Compañía
2. Recolección de información → Datos del SENAMHI (precipitaciones, Datos de Temperatura, etc.).
3. Trabajos de campo → Área de aporte de la cuenca (Cartas del IGM) y levantamiento topográfico Ubicación de obras del proyecto.

4. Análisis de la información → El análisis y procesamiento de información

2.1.5.- Precipitación

Definición:

Se define precipitación a toda forma de humedad, que originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garuas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación.

2.1.5.1.- Tipos de Precipitaciones

Las precipitaciones se clasifican en tres grandes grupos, según el factor responsable del levantamiento del aire que favorece el enfriamiento necesario para que se produzcan cantidades significativas de precipitación.

- a) Precipitaciones convectivas: Son causadas por el ascenso de aire cálido más cálido más liviano que el aire frío de los alrededores. La diferencia de temperatura pueden ser sobre todo el resultado de calentamientos diferenciales en la superficie o la capa superior de la capa de aire. La precipitación convectiva es puntual y su intensidad puede variar entre aquella correspondiente a lloviznas ligeras y aguaceros.
- b) Precipitaciones orográficas. Resultan del ascenso del aire cálido hacia una cadena de montañas. Las regiones que quedan del otro lado de las montañas pueden sufrir la ausencia de lluvias, puesto que todas las nubes son interceptadas y precipitadas en el lado de donde ellas provienen.
- c) Precipitaciones Ciclónicas. Se producen cuando hay un encuentro de nubes de diferentes temperaturas; las más calientes son impulsadas a las partes más altas donde precipitan.

En la Naturaleza, los efectos de estos tres tipos de enfriamiento están interrelacionados y la precipitación resultante no puede identificarse como uno de un solo tipo.

2.1.6.- La Cuenca

Definición:

Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Delimitación de una cuenca; la delimitación de una cuenca se hace sobre un plano a curvas niveles, siguiendo las líneas del divortium acuarum o líneas de las altas cumbres.

En la figura siguiente se ha delimitado la cuenca del río “X” correspondiente al punto P.

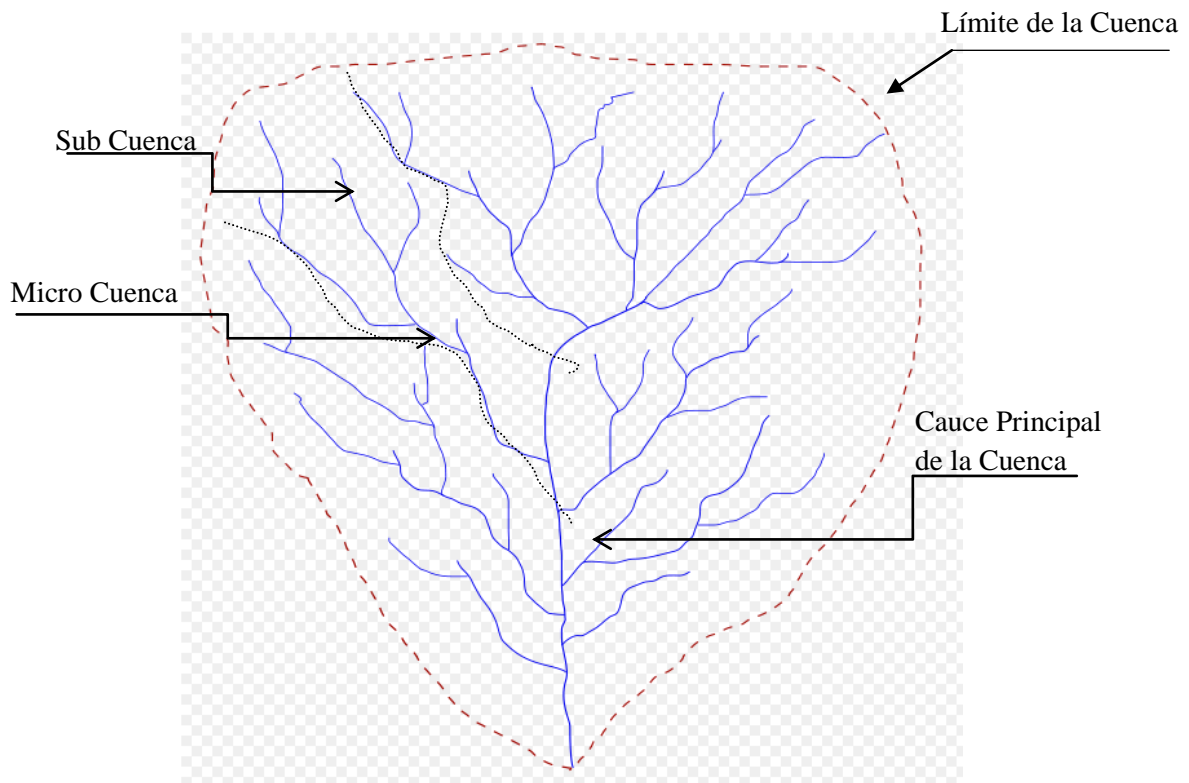
Con el fin de establecer grupos de cuencas hidrográficamente semejantes se estudian una serie de características físicas en cada cuenca.

2.1.6.1.- Características de la Cuenca

Se entiende por cuenca hidrográfica, hoya hidrográfica, cuenca de drenaje o cuenca imbrífera el territorio drenado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico. Una cuenca hidrográfica es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada divisoria de aguas. El uso de los recursos naturales se regula administrativamente separando el territorio por cuencas hidrográficas, y con miras al futuro las cuencas hidrográficas se perfilan como las unidades de división funcionales con más coherencia, permitiendo una verdadera integración social y territorial por medio del agua.

Una cuenca hidrográfica y una cuenca hidrológica se diferencian en que la cuenca hidrográfica se refiere exclusivamente a las aguas superficiales, mientras que la cuenca hidrológica incluye las aguas subterráneas (acuíferos).

Figura N° 2: Característica de una cuenca



Características de la cuenca hidrográfica

Las principales características de una cuenca son:

- La curva cota superficie: esta característica da además una indicación del potencial hidrológico de la cuenca.
- El coeficiente de forma: da indicaciones preliminares de la onda de avenida que es capaz de generar.
- El coeficiente de ramificación: también da indicaciones preliminares respecto al tipo de onda de avenida.

En una cuenca se distinguen los siguientes elementos

Divisoria de aguas

La divisoria de aguas o divortium aquarum es una línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica. Una divisoria de aguas marca el límite entre una cuenca hidrográfica y las cuencas vecinas. El agua precipitada a cada lado de la divisoria desemboca generalmente en ríos distintos. También llamado Divortium aquarum. Otro término utilizado para esta línea se denomina parte aguas.

El divortium aquarum o línea divisoria de vertientes, es la línea que separa a dos o más cuencas vecinas. Es la divisoria de aguas, utilizada como límite entre dos espacios geográficos o cuencas hidrográficas.

El río principal

El río principal suele ser definido como el curso con mayor caudal de agua (medio o máximo) o bien con mayor longitud o mayor área de drenaje, aunque hay notables excepciones como el río Misisipi o el Miño en España. Tanto el concepto de río principal como el de nacimiento del río son arbitrarios, como también lo es la distinción entre río principal y afluente. Sin embargo, la mayoría de cuencas de drenaje presentan un río principal bien definido desde la desembocadura hasta cerca de la divisoria de aguas. El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura.

En el curso de un río se distinguen tres partes:

- Curso superior, ubicado en lo más elevado del relieve, en donde la erosión de las aguas del río es vertical. Su resultado: la profundización del cauce;
- Curso medio, en donde el río empieza a zigzaguear, ensanchando el valle;
- Curso inferior, situado en las partes más bajas de la cuenca. Allí, el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles.

Otros términos importantes a distinguir en un río son:

- **Cauce.** Cauce o lecho, Lecho de los ríos y arroyos. Conducto descubierto o acequia por donde corren las aguas para riegos u otros usos.
- **Línea** que une los puntos de mayor profundidad a lo largo de un curso de agua.
- **Margen derecha.** Mirando río abajo, la margen que se encuentra a la derecha.
- **Margen izquierda.** Mirando río abajo, la margen que se encuentra a la izquierda.
- **Aguas abajo.** Con relación a una sección de un curso de agua, sea principal o afluente, se dice que un punto esta aguas abajo, si se sitúa después de la sección considerada, avanzando en el sentido de la corriente.
- **Aguas arriba.** Es el contrario de la definición anterior

Los afluentes

Son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca.

El relieve de la cuenca

El relieve de una cuenca consta de los valles principales y secundarios, con las formas de relieve mayores y menores y la red fluvial que conforma una cuenca. Está formado por las montañas y sus flancos; por las quebradas o torrentes, valles y mesetas.

Las obras humanas

Algunas obras construidas por el ser humano, también denominadas intervenciones antropogénicas, que se observan en la cuenca suelen ser viviendas, ciudades, campos de cultivo, obras para riego y energía y vías de comunicación. El factor humano es siempre el causante de muchos desastres dentro de la cuenca, ya que se sobre explota la cuenca quitándole recursos o «desnudándola» de vegetación y trayendo inundaciones en las partes bajas. Pero el mayor de los males es la construcción de viviendas, urbanizaciones y poblaciones enteras en zonas inundables, sobre todo, en las llanuras aluviales de las cuencas de muchos ríos.

Partes de una cuenca

Una cuenca tiene tres partes:

- *Cuenca alta*, que corresponde a la zona donde nace el río, el cual se desplaza por una gran pendiente
- *Cuenca media*, la parte de la cuenca en la cual hay un equilibrio entre el material sólido que llega traído por la corriente y el material que sale. Visiblemente no hay erosión.
- *Cuenca baja*, la parte de la cuenca en la cual el material extraído de la parte alta se deposita en lo que se llama cono de deyección.

2.1.6.2.- Tipos de Cuencas

Tipos de Cuencas

Existen tres tipos de cuencas:

- *Exorreicas*: drenan sus aguas al mar o al océano. Un ejemplo es la cuenca del Plata, en Sudamérica.
- *Endorreicas*: desembocan en lagos, lagunas o salares que no tienen comunicación salida fluvial al mar. Por ejemplo, la cuenca del río Desaguadero, en Bolivia.
- *Arreicas*: las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta patagónica central pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia. También son frecuentes en áreas del desierto del Sáhara y en muchas otras partes.

2.1.7.- Métodos para la Determinación de Caudales

2.1.7.1.- Caudales de Crecida

Métodos de determinación de máximos caudales

- **Métodos empíricos**; Lo constituyen fórmulas empíricas, las cuales en la actualidad son poco usadas por la existencia de otros procedimientos y la aplicación de la informática. Se opta por estas fórmulas, ante la escasez de

datos para conocer en forma rápida la magnitud del máximo caudal que se puede esperar, el mismo que puede ser comparado con datos reales de cuencas vecinas o similares.

- **Métodos históricos;** permite conocer la máxima crecida registrada para un periodo determinado, basado en la recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas. Asimismo, permiten conocer o estimar una probable avenida mayor a la máxima conocida. Sus dificultades son: (1) La carencia e insuficiencia de datos (2) La calidad de la información (3) El cálculo de la avenida en base a los datos recabados, es referido a niveles y no a gasto.
- **Métodos de Correlación hidrológica;** Se aplica cuando no se cuenta con datos históricos y pluviométricos. En este caso, se aplica la correlación con los datos de máximos caudales de una cuenca vecina o próxima, cuyas características en sus aspectos topográficos, geológicos, suelos y tipos de cobertura sean similares a la cuenca en estudio. Esto permite un adecuado manejo de la información y estimación racional de las avenidas.
- **Métodos directos o Hidráulicos;** La aplicación de estos métodos, aunque no cueteen con metodología hidrológica, no debe obviarse. Mayormente permiten obtener información bastante útil, sobre todo para fijar con precisión la altura de niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y permiten conocer el gasto máximo instantáneo. Este método considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales de huaico, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de ésta se determina por las huellas o rastros dejados

2.1.7.2.- Caudales Medios.

Se ha estimado mediante el uso de fórmulas empíricas, basándose en los datos hidrológicos de precipitación media de la estación meteorológica de CHOCLOCA, área de la cuenca, el coeficiente de escorrentía.

Se ha empleado mediante el método RACIONAL con la aplicación de la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{86,4 \times D_{mes}} \quad (2.1)$$

Donde;

C : Es el coeficiente de escorrentía, que para la cuenca del Camacho se tiene un coeficiente promedio de $C=0.34$

I : Intensidad en mm/mes (obtenida de los datos de precipitación → Precipitación media, con una probabilidad de ocurrencia del 75%)

A : Área de la cuenca en Km^2 ; El área de la cuenca hasta el lugar donde se encontrara emplazado la obra de toma (Galería filtrante), comunidad de la Compañía, es de 746.32 km^2 .

D_{mes} : Número de días del mes “analizado”

Se ha obtenido los caudales medios mensuales para cada mes, con una probabilidad de ocurrencia del 75%.

Q : Caudal medio en m^3/seg

CAPÍTULO 3: PARÁMETROS HIDRÁULICOS

3.1.- Introducción

El objetivo de este capítulo es presentar las teorías y ecuaciones necesarias para calcular el flujo de fluidos incomprensibles en tuberías simples o en sistemas de tuberías, haciendo énfasis en las secciones transversales circulares.

Para explicar el flujo de este tipo de fluidos a través de tuberías se hace uso de las ecuaciones de conservaciones de cantidad físicas establecidas, lo que hoy en día se conoce como la física establecida, lo que hoy en día se conoce como la física clásica. En particular se utilizan las ecuaciones de conservación de la masa o ecuación de continuidad, de conservación de la energía y de conservación del momentum lineal. Esta última, usualmente se expresa en términos de la segunda ley del movimiento de Newton.

Se estudiará los parámetros de diseño de galerías filtrantes y sistemas de bombeo

3.2.- Definición de flujo y Tipos de flujos

Desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, un fluido es una sustancia que no puede resistir esfuerzo cortante. Si éste se presenta, el fluido se deforma y continúa deformándose mientras exista el esfuerzo cortante. En este proceso de deformación continua las diferentes partes del fluido cambian de posición relativa permanente, a la vez que tienen un movimiento relativo con respecto a un contorno sólido. Esta combinación de movimientos se conoce como flujo.

En términos sencillos, flujo es el movimiento de un fluido con respecto a un sistema inercial de coordenadas, generalmente ubicado en un contorno sólido.

Ejemplos de flujo son el movimiento del agua en el cauce de un río, el movimiento del agua subterránea a través del subsuelo y por supuesto, el movimiento de fluido en el interior de tuberías.

El flujo en tuberías, o de hecho en cualquier tipo de ducto, se puede determinar mediante las siguientes cantidades físicas:

- Desplazamiento de una partícula de fluido.
- Velocidad de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo.
- Aceleración de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo.

Las anteriores cantidades pueden permanecer constantes o variar con el espacio y/o con el tiempo. Con respecto al espacio, los flujos se clasifican en uniformes (si las cantidades físicas permanecen constantes en el espacio) y no uniformes. Con respecto al tiempo se clasifican en permanentes o estacionarios (si las cantidades de flujo permanecen constantes en el tiempo) y no permanentes. Estos cuatro tipos de flujos se combinan, así:

- **Flujo uniforme permanente:** Ninguna de las características del flujo (presión y velocidad) varían en el espacio y/o tiempo.
- **Flujo uniforme no permanente:** las características no varían con respecto con el espacio pero sí con el tiempo. Es muy difícil encontrar este tipo de flujo en la naturaleza, debido a que los cambios tendrán que ocurrir en forma simultánea a todo lo largo de la tubería (la verdad de la señal de cambio tendrá que ser infinita).
- **Flujo variado permanente:** Las características del flujo varían con el espacio pero no con el tiempo. Existen dos subtipos de flujo.
 - **Gradualmente Variado:** Los cambios en las características del flujo (Presión y velocidad) son graduales a lo largo de la dirección principal de éste. Las contracciones y expansiones suaves en tuberías, el flujo a través de tubos venturi, etc., son ejemplos de flujos gradualmente variados.
 - **Rápidamente variado:** los cambios en las características del flujo son abruptos a lo largo de la dirección principal de éste. Por ejemplo, las contracciones abruptas en

tuberías, el flujo a través de válvulas y los rotores de bombas se caracterizan por ser flujos rápidamente variados. Generalmente este tipo de flujo va acompañado de gran turbulencia.

- **Flujo variado no permanente:** las características del flujo varían con el espacio y con el tiempo. Debido a que el flujo uniforme no permanente no existe, este nuevo tipo se conoce con el nombre de flujo no permanente. En el caso de tuberías, el flujo no permanente no existe, este nuevo tipo se conoce con el nombre de flujo no permanente. En el caso de tuberías, el flujo no permanente se denomina golpe de ariete, debido a que usualmente está acompañado por ruidos fuertes, además de cambios bruscos en presión y velocidad, típicos de este tipo de flujo.

3.2.1.- Flujo uniforme en Tuberías

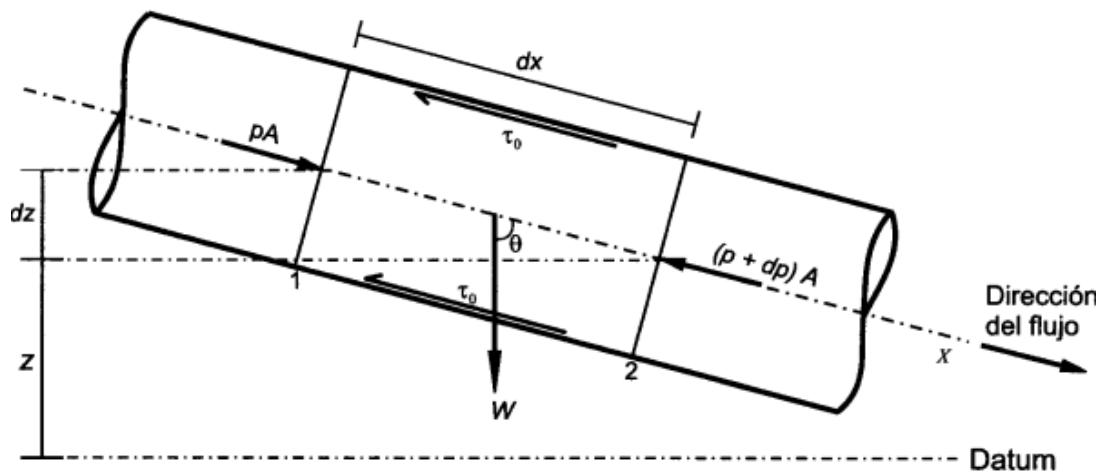
En el flujo uniforme las características del flujo (presión y velocidad en la tubería) permanecen constantes en el espacio y en el tiempo, por consiguiente, es el tipo de flujo más fácil de analizar y sus ecuaciones se utilizan para el diseño de sistemas de tuberías. Como la velocidad no está cambiando, el fluido no está siendo acelerado. Si no hay aceleración, según la segunda ley de Newton para el movimiento, la sumatoria de las fuerzas que actúan sobre un volumen de control de fluido debe ser cero. Es decir, existe un equilibrio de fuerzas.

En el caso del flujo en tuberías actúan tres fuerzas: de Presión, gravitacionales y de fricción. Las primeras siempre tratan de acelerar el flujo. Las fuerzas gravitacionales (o de peso) tratan de acelerar al flujo si éste se mueve desde una cota alta a una cota más baja o tratan de frenarlo si el movimiento es en sentido contrario. Las fuerzas de fricción siempre tratan de frenarlo. En el caso del flujo uniforme a través de una tubería con pendiente negativa en el sentido del flujo, existe un equilibrio entre las fuerzas de fricción, por un lado, y las fuerzas gravitacionales y de presión, por el otro.

Dada la importancia de las fuerzas de fricción en el problema del flujo uniforme, el cual es básico para el diseño de sistemas de tuberías, el resto de este capítulo se dedica a estudiarlas.

El equilibrio dinámico que alcanza una tubería cuando se encuentra en estado de flujo uniforme se representa en la siguiente figura, en la cual se detallan las fuerzas anteriormente descritas.

Figura N° 3: Fuerzas que Actúan en un Fluido Contenido en un Volumen de Control



Si el flujo contenido en el volumen de control mostrado en la figura 3 no se está acelerado, entonces $\sum F_x = 0$. Teniendo en cuenta este hecho se obtiene la siguiente ecuación:

$$pA - (p + dp)A + W \cos\theta - \tau_0 P dx = 0 \quad (3.1)$$

Donde:

A = área mojada (área de la sección transversal interna del tubo)

P = perímetro mojado (perímetro interno del tubo)

W = peso del fluido en el volumen de control

τ_0 = Esfuerzo cortante en la pared interna de la tubería

p = Presión interna

θ = Angulo de inclinación de tubería.

El peso del volumen de control es:

$$W = \rho g A dx \quad (3.2)$$

Pero de acuerdo con la Figura 3:

$$dx \cos \theta = -dz \quad (3.3)$$

Finalmente remplazando los valores tenemos:

$$\tau_o P dx = A (dp + \rho g dz) \quad (3.4)$$

Despejando el esfuerzo contante en la pared de la tubería se obtiene

$$\tau_o = \frac{A dp}{P dx} (p + \rho g z) \quad (3.5)$$

Esta ecuación representa la forma más general de las ecuaciones de pérdidas por fricción en el flujo a través de una tubería. Como se puede ver, es el resultado de una aplicación sencilla de la segunda ley del movimiento de Newton. En esta ecuación el término:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) \quad (3.6)$$

Representa la pendiente de fricción del flujo en la tubería, S_f tal como se explicará detalladamente más adelante. Por consiguiente:

$$\tau_o = \frac{A}{P} \rho g S_f \quad (3.7)$$

Remplazando A/P por el radio hidráulico, R , y el producto de la densidad y la gravedad por el peso específico del fluido se tiene:

$$\tau_o = \gamma R S_f \quad (3.8)$$

Esta ecuación representa la forma inicial de una ecuación para explicar las pérdidas por fricción que experimenta un flujo a través de cualquier tipo de ducto, sea este una tubería, un canal, una alcantarilla, etc.

3.3.- Teorema de Bernoulli – Ecuación de la Energía

Se obtiene la ecuación de la energía al aplicar al flujo fluido el principio de conservación de la energía. La energía que posee un fluido en movimiento está integrada por la energía interna y las energías debidas a la presión, a la velocidad y a su posición en el espacio. En la dirección del flujo, el principio de la energía se traduce la siguiente ecuación, al hacer el balance de la misma: como se muestra en la figura 4

$$\begin{array}{ccccccccc} \text{Energía en la} & + & \text{Energía} & - & \text{Energía} & - & \text{Energía} & = & \text{Energía en la} \\ \text{Sección 1} & & \text{Añadida} & & \text{Perdida} & & \text{Extraída} & & \text{Sección 2} \end{array}$$

Esta ecuación en los flujos permanentes de fluidos incompresibles con variaciones en su energía interna es despreciable, se reduce a:

$$\left(\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 \right) + h_A - h_f + h_E = \left(\frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 \right) \quad (3.9)$$

Considerando que no existe fricción -por tratarse de un líquido perfecto - turbinas (Energía extraída) ni bombas (Energía añadida) tenemos a la forma más conocida del teorema de Bernoulli es:

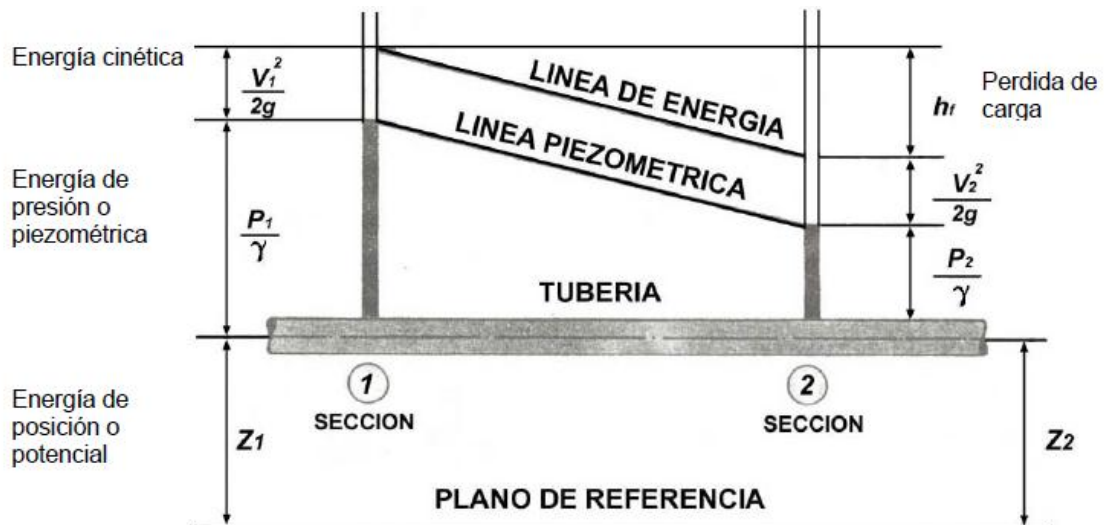
$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z = \text{constante} \quad (3.10)$$

Un fluido en circulación contiene una cierta cantidad de energía (Cinética, Potencial, Interna y la aportada por fuerzas exteriores). Considerando un sistema de flujo en el cual dicho fluido no está sujeto a tensión cortante durante el movimiento y está fluyendo bajo condiciones isotérmicas (fluido perfecto).

Que también puede ser anunciado así: “A lo largo de cualquier línea de corriente la **suma de las alturas cinéticas** ($V^2/2g$), **piezométrica** (P/γ) y **potencial** (Z) es constante.

El teorema de Bernoulli no es otra cosa que el principio de la conservación de la energía. Cada uno de los términos de la ecuación representa una forma de energía:

Figura N° 4: Esquema del Teorema de Bernoulli



Es importante notar que cada uno de estos términos puede ser expresado en metros (unidad lineal del sistema MKS) constituyendo lo que se denomina carga:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{m^2/s^2}{m/s^2} \quad [m] \text{ (Carga de Velocidad o Dinámica)} \quad (3.11)$$

$$\frac{P}{\gamma} = \frac{kg/m^2}{kg/m^3} \quad [m] \text{ (Carga de presión)}$$

$$Z = m \quad [m] \text{ (Carga Geométrica de presión)}$$

3.4.- Resistencia de Superficies en el Movimiento Uniforme

El objetivo del estudio de la resistencia de superficies en el movimiento uniforme es: Presentar las principales ecuaciones empíricas para el cálculo del factor de fricción de Darcy.

- Comparar la precisión de cálculo de las ecuaciones empíricas frente a la ecuación de Colebrook-White.
- Presentar las ecuaciones de Hazen – Willians como ejemplo de las ecuaciones empíricas que se apartaron de los fundamentos de la mecánica de fluidos clásica.
- Plantear los problemas de calibrar tuberías simples y sistemas de tuberías mediante el uso de las metodologías empíricas.

3.4.1.- Ecuación de Darcy

Cuando se trata de conductos cerrados simples, el único tipo de energía que puede perderse por razón del movimiento del fluido es la energía de presión, ya que la energía cinética debe mantenerse constante si el área es constante, y la energía potencial sólo

depende de la posición. La energía expresada como energía por unidad de peso del fluido tiene unidades de altura (h); tal como se encontró en el análisis dimensional anterior, la pérdida de altura por fricción es:

$$h_f = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (3.12)$$

Donde:

h_f = energía por unidad de peso perdida por fricción.

f = factor de fricción de Darcy

l = Longitud de tramo de la tubería en el cual se pierde h_f .

d = Diametro de la tubería

v = Velocidad media

La ecuación de Darcy es válida tanto para flujo laminar como turbulento de cualquier líquido en una tubería. Sin embargo, puede suceder que debido a velocidades extremas, la presión corriente abajo disminuya de tal manera que llegue a igualar la presión de vapor del líquido, apareciendo el fenómeno conocido como cavitación y los caudales* obtenidos por cálculo serán inexactos. Con las restricciones necesarias la ecuación de Darcy puede utilizarse con gases y vapores (fluidos compresibles).

3.4.2.- Significado del Coeficiente f de Darcy (en Tuberías Circulares)

En lo que respecta al flujo laminar, f es simplemente una función del número de Reynolds.

En el flujo turbulento, que estudiaremos a continuación, el significado de f es más complejo.

En general es función tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa.

$$f = \varphi \left(Re \frac{k}{D} \right) \quad (3.13)$$

La rugosidad absoluta depende de la calidad de las paredes expresadas por:

- a) Altura media de las irregularidades de la superficie
- b) Variación de la altura con respecto a la media
- c) Forma de las irregularidades del contorno
- d) Separación entre irregularidades adyacentes

Dada la compleja naturaleza de la rugosidad absoluta y su difícil representación es que Nikuradse usó rugosidad artificial de diámetro uniforme.

Es útil el concepto de rugosidad equivalente k . Según este concepto, k es una longitud que mide el grado de rugosidad y tal que para dos conductores diferentes tiene valores proporcionales a los diámetros de los mismos cuando para valores iguales al número de Reynolds los valores correspondientes de f son los mismos para ambos conductos.

Si bien es cierto que en el flujo turbulento, f es, en caso más general, función tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa, también lo es que puede ser función de solo uno de ellos.

En una tubería hidráulica lisa se desarrolla una subcapa laminar, cuyo espesor es bastante mayor que la rugosidad. De acá que las irregularidades del contorno quedan dentro de la subcapa laminar y por lo tanto no tienen significado para el cálculo de f .

En la tubería lisa:

$$f = \varphi (Re) \quad (3.14)$$

En cambio en una tubería hidráulicamente rugosa los valores de k son tan grandes con respecto al espesor que tendría la subcapa laminar, que ésta no puede desarrollarse. Entonces,

$$f = \varphi \left(\frac{k}{D} \right) \quad (3.15)$$

Para la transición entre contornos lisos y rugosos es aplicable una ecuación como la

$$f = \varphi \left(Re \frac{k}{D} \right) \quad (3.16)$$

3.4.3.- Tuberías Hidráulicamente lisas

Blasius; Estudio experimentalmente el comportamiento de las tuberías lisas estableciendo que,

$$f = \frac{0,316}{Re^{\frac{1}{4}}} \quad (3.17)$$

Esta ecuación de Blasius es válida para números de Reynolds (referidos al diámetro) menores que 10^5 , (aproximadamente).

Para números de Reynolds mayores, que correspondan a turbulencias plenamente desarrollada, el valor de f se obtiene analíticamente de acuerdo al desarrollo siguiente.

Partimos de la ecuación

$$V = \frac{V_*}{k} \ln \frac{46,4 R}{\delta} \quad (3.18)$$

Que es la ecuación que nos da la velocidad media de una tubería hidráulicamente lisa.

Luego sustituimos el valor de δ

$$\delta = \frac{11,6 v}{V_*} \quad (3.19)$$

Y remplazamos el radio Hidráulico por el diámetro, obteniendo

$$V = \frac{V_*}{k} \ln \frac{V_* D}{v} \quad (3.20)$$

Necesitamos ahora una relación entre V_* y f . Para ello combinamos las siguientes ecuaciones, ya conocidas

$$V_* = \sqrt{gRS} \quad (3.21)$$

$$V = C\sqrt{RS}$$

Dividiendo,

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{g}}{C}$$

De la denominación f , coeficiente de Darcy

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad (3.22)$$

Entonces

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (3.23)$$

Sustituyendo el valor de “C” en

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{g}}{C}$$

Nos queda

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{f}}{\sqrt{8}}$$

Y reemplazando este último valor en la ecuación:

$$V = \frac{V_*}{k} \ln \frac{V_* D}{\nu} \quad (3.24)$$

Témenos,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log (Re \sqrt{f} - 0.92) \quad (3.25)$$

Y ajustando los coeficientes con los valores experimentales obtenidos por Nikuradse se llega finalmente a:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log (Re \sqrt{f} - 0.8) \quad (3.26)$$

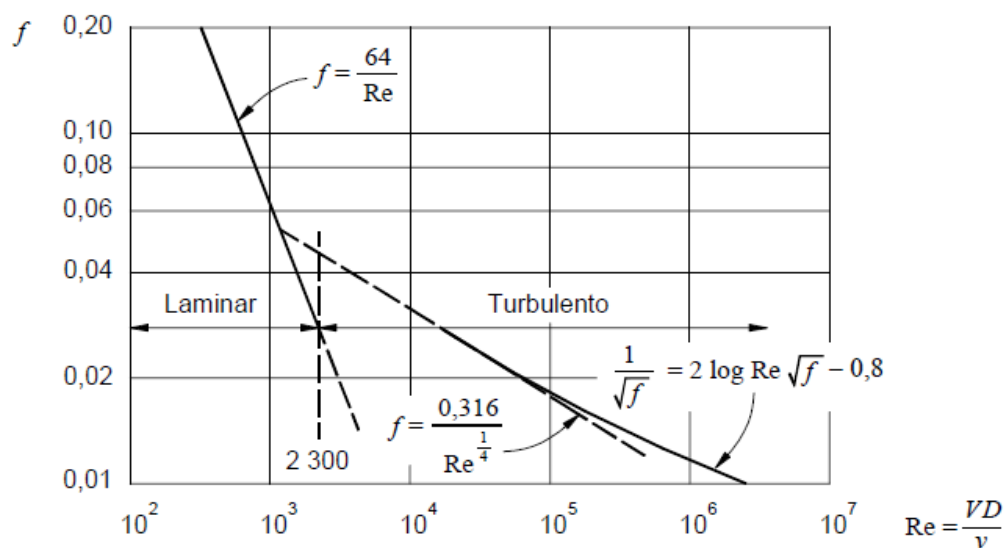
Ecuación que tiene gran importancia, pues es una relación analítica entre f y el número de Reynolds. Tiene el inconveniente de ser implícita. Nikuradse estableció también la siguiente relación empírica.

$$f = 0.0032 + \frac{0.221}{Re^{0.237}} \quad (3.27)$$

En la que el número de Reynolds está referido al diámetro y que da prácticamente los mismos resultados de la anterior ecuación, para números de Reynolds comprendido entre 10^5 y 10^7 .

En el siguiente gráfico muestra la relación completa entre el coeficiente f de Darcy y el número de Reynolds para tuberías lisas. Abarca el flujo laminar, el flujo turbulento (Blasius y Nikuradse) y la transición entre ambos escurrimientos.

Figura 5: Coeficiente de “f” de Darcy en tuberías lisas



3.4.4.- Tuberías Hidráulicamente Rugosas

En las tuberías rugosas no pueden desarrollarse una subcapa laminar.

El valor de la velocidad y el coeficiente de Darcy dependen exclusivamente de la rugosidad relativa. El valor de f se obtiene analíticamente de acuerdo al desarrollo siguiente.

Partimos de la Ecuación:

$$V = \frac{V_*}{K} \ln \frac{13,4 D}{k} V \quad (3.28)$$

Introducimos la ecuación

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{f}}{\sqrt{8}}$$

De donde

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{3,35D}{k} \quad (3.29)$$

Ajustando los coeficientes de acuerdo a los resultados experimentales de Nikuradse

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3,71D}{k} \quad (3.30)$$

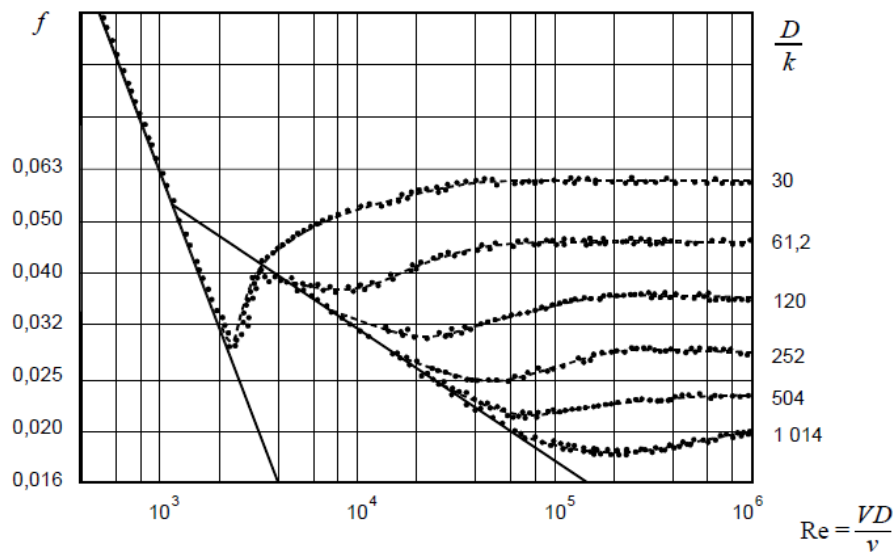
Se observa pues que ahora f es función exclusiva de la rugosidad relativa. Es independiente del número de Reynolds.

3.4.5.- Fórmula de Colebrook - White

Desde el punto de vista hidráulico no podemos decir que un determinado contorno es en sí liso o rugoso. Depende también de las características del escurrimiento. Un contorno puede comportarse como liso frente a un flujo, pero como rugoso frente a otro flujo. Todo depende de la relación entre el tamaño de la rugosidad y el espesor de la subcapa laminar que podría desarrollarse

En el gráfico siguiente se ve claramente que las tuberías mas lisas requieren de un número de Reynolds mayor para apartarse de la ecuación general de las tuberías lisas. Podríamos pues decir que las tuberías dejan de comportarse como lisas para el mismo valor de la relación de k/δ .

Figura N°6: Gráfico de Nikuradse



En la tubería de rugosidad natural (no homogénea, diferente de la que usó Nikuradse), el fenómeno de la transición es diferente. Esto se debe a que en una superficie con rugosidad natural las irregularidades del fondo son de diferente tamaño. Basta la

presencia de algunas protuberancias mayores que la media para alternar la subcapa laminar.

Los valores de f en la zona de transición entre tuberías lisas y rugosas se obtienen por medio de la fórmula de Colebrook y White.

Tuberías Rugosas

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{k} \quad (3.31)$$

Tuberías Lisas

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{Re\sqrt{f}}{2.51} \quad (3.32)$$

Combinando ambas expresiones se obtiene la ecuación de Colebrook y White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right] \quad (3.33)$$

3.4.6.- Dimensionamiento de conductos

Hasta ahora hemos estudiado todas las variables involucradas en el escurrimiento en tuberías.

Como consecuencia de la fricción, que a su vez se debe a la viscosidad, se desarrolla en un contorno liso una subcapa laminar. Esto determina un consumo de energía, una disipación de energía. Esto es lo que se denominamos una pérdida de carga.

Si las paredes no son lisas, sino rugosas, no se forma la subcapa laminar, pero hay pérdida de energía por rozamiento y formación de vértices en el contorno.

Además hay pérdida de carga (de energía) por frotamiento interno entre los filetes luidos, la misma que depende del grado de turbulencia.

Con el objeto de dimensionar un conducto, debemos disponer de una ley de pérdidas de carga. Brushin, de la escuela Politécnica de Lausanne, Suiza, ha hecho reflexiones muy interesantes sobre este problema, señalando que una ley de pérdida de carga debe ser una ley “*de comportamiento*”, vale decir ley de tipo descriptivo.

Así pues la ley de Darcy lo que hace es relacionar un parámetro característico del escurrimiento – la velocidad media – con la pérdida de energía tomando en cuenta la calidad de las paredes y las constantes características del fluido: densidad y viscosidad.

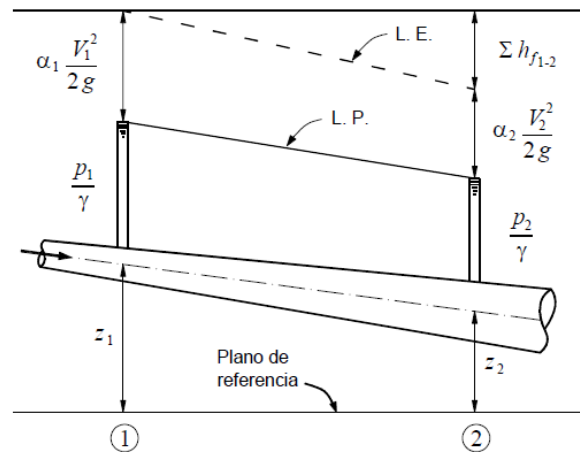
Las condiciones que debe reunir una ley de pérdidas de carga son las siguientes:

- Base racional, compatible con los principios generales de la mecánica de fluidos
- Explicación clara del fenómeno de disipación de energía
- Caracterización e intervención de los parámetros principales descriptivos del fenómeno
- Verificación experimental. Sus parámetros deben ser susceptibles de medida.
- Facilidad de uso en los problemas de ingeniería.

3.5.- Diseño de Tuberías

Sea una tubería de sección variable como la mostrada en la siguiente figura, si aplicamos la ecuación de energía entre dos puntos de la sección 1 y 2 se tiene:

Figura N° 7: Ecuación de la Energía en una Tubería



En este caso se conoce el caudal demandado, la potencia disponible (Bomba o diferencia de nivel generada por un embalse o tanque), algunas de las características de la tubería (Longitud y accesorios necesarios con sus correspondientes coeficientes de pérdidas menores) y las propiedades del flujo (densidad y viscosidad dinámica). Se desconoce el diámetro necesario para permitir el paso del caudal demandado. Este diámetro usualmente debe escogerse dentro de aquellos en que se fabrique la tubería para un caudal demandado. Este diámetro usualmente debe escogerse dentro de aquellos en que se fabrique la tubería para un determinado material. Para el diseño, sin embargo, dentro de aquellos en que se fabrique la tubería para un determinado material. Para el diseño, sin embargo, deben utilizarse los diámetros internos de las tuberías.

Por lo general, en cuanto al material de la tubería, se tienen tres o cuatro alternativas, lo cual implica que se conoce la rugosidad absoluta de la tubería pero que es necesario hacer tantos diseños como diferentes materiales se encuentren disponibles en el sitio del proyecto con el fin de escoger la mejor alternativa. El diseño de tuberías simples o de sistemas de tuberías se debe hacer tantas veces como materiales haya disponible, utilizando para cada uno de ellos los diámetros comerciales en que se fabriquen.

Entonces tenemos:

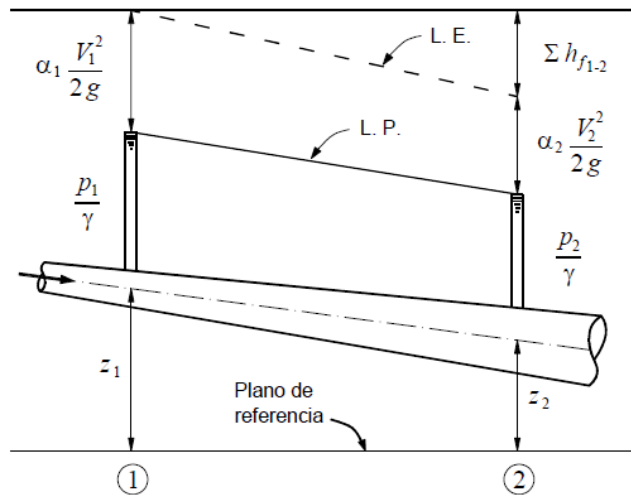
Variables conocidas	Incógnitas
$k_s, Q (\text{ó } V), H (\text{ó } P), \sum k_m, \rho, \mu, g, l$	d

(3.34)

3.5.1.- Conceptos de pérdida de carga, línea de energía y línea piezométrica

Sea una tubería de sección variable como la mostrada en la figura siguiente, si aplicamos la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 se tiene:

Figura N° 8: Ecuación de energía en una tubería



$$\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \Sigma h_{f1-2} \quad (3.35)$$

Es decir, que al pasar de 1 a 2 hay una parte de la energía que “se pierde”; que no se transforma en presión, velocidad o elevación. Es la energía consumida en forma de fricción y denominamos h_f , pérdida de energía o pérdida de carga.

Para el movimiento uniforme, la sección transversal es invariable, por lo tanto la velocidad también lo es y la energía de velocidad es constante:

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} \quad (3.36)$$

α es el coeficiente de coriolis

Entonces, la ecuación de la energía es simplemente

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \alpha \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} \quad (3.37)$$

A la línea que resulta de unir las elevaciones a las que sube el líquido en una serie de piezómetros instalados a lo largo de la tubería se le denomina línea piezométrica o línea de gradiente hidráulica (L.P.).

Si en cada sección se adiciona a la cota piezométrica el valor correspondiente a la energía de velocidad se obtiene la línea de energía. En el movimiento uniforme la línea de energía y la línea piezométrica son paralelas.

Con respecto a la línea de gradiente o piezométrica conviene ordenar los siguientes conceptos:

- a) La línea de gradiente indica por medio de su altura sobre el eje de la tubería la presión en cualquier punto de ella.
- b) En una tubería, o en tuberías de igual rugosidad y diámetro, cuando mayor es la pendiente o inclinación de la línea de gradiente tanto mayor será la velocidad de fluido.

- c) La línea de gradiente hidráulica indicar por su descenso vertical la energía perdida entre dos secciones (para el movimiento uniforme).
- d) La gradiente hidráulica es recta para tuberías rectas de sección transversal constante y para tuberías cuya longitud sea aproximadamente igual a la línea que une sus extremos.

La línea de energía siempre desciende en la dirección del escurrimiento, salvo que se coloque una bomba.

La línea de gradiente hidráulica no siempre desciende en la dirección del escurrimiento.

La línea de energía y la gradiente coinciden con la superficie libre para un líquido en reposo. Tal sería el caso de un estanque.

$\sum_{f_{1-2}} h$ es la suma de todas las pérdidas de carga (de energía) que ocurren entre

el punto 1 y 2

Estas pérdidas de carga de energía son fundamentalmente de dos tipos: Continuas y locales.

Las pérdidas de carga continuas se deben a la fricción y se calculan por medio de la fórmula de Darcy.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (3.38)$$

Las pérdidas de carga locales dependen de las características de cada singularidad, válvula, codo, etc.; las mismas que explicaran más adelante.

3.5.2.- Ábaco de Moody

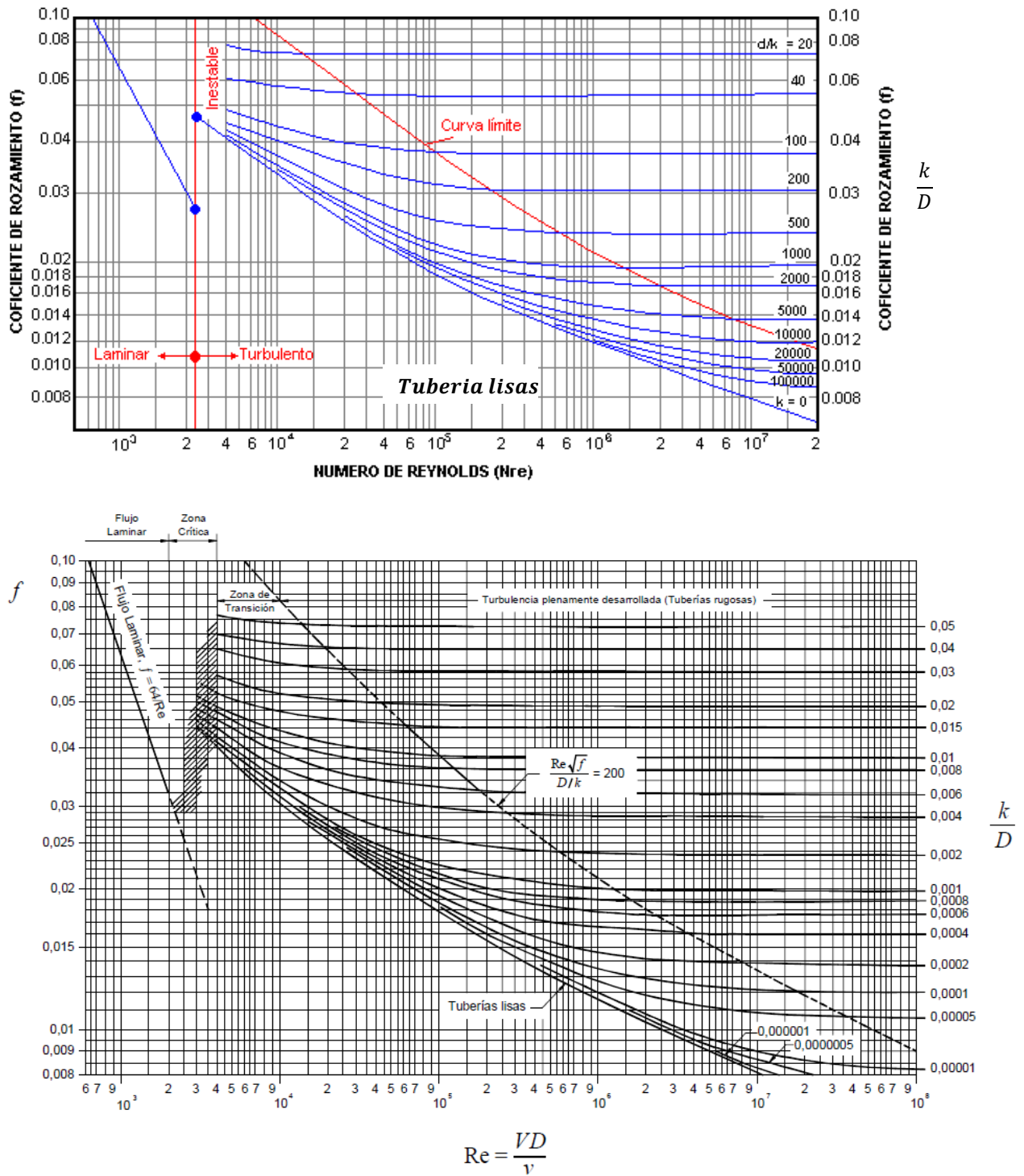
Debido a la naturaleza compleja e irregular que tiene la rugosidad de las tuberías comerciales; de acá que Nikuradse usó en sus experiencias rugosidad artificial constituida por esferas de diámetro uniforme (granos de arena).

Pero las tuberías comerciales tienen rugosidad natural. El estudio experimental de la pérdida de carga fue hecho, entre otros, por Moody, estableciendo un gráfico similar al de Nikuradse y que la relaciona el coeficiente f de Darcy, el número de Reynolds y los valores de rugosidad relativa. Las características de este gráfico son similares al de Nikuradse.

Las tuberías comerciales son de diferentes materiales: *fierro fundido, acero, asbesto – cemento, concreto, plomo, plásticos, etc.* Cada material tiene una rugosidad característica propia, cuyo valor forma parte de la descripción técnica de la tubería. De otro lado debe tenerse presente que la rugosidad cambia con el tiempo. Después de varios años de uso una tubería es más rugosa de lo que era inicialmente.

La selección del material de una tubería depende de varios factores: Costo inicial, Costo de Reposición y mantenimiento, capacidad inicial, cambio con el tiempo, resistencia, duración, calidad y características químicas del fluido, etc.

Figura N° 9: Diagramas de Moody para Hallar el Coeficiente de Fricción “f” en Tuberías



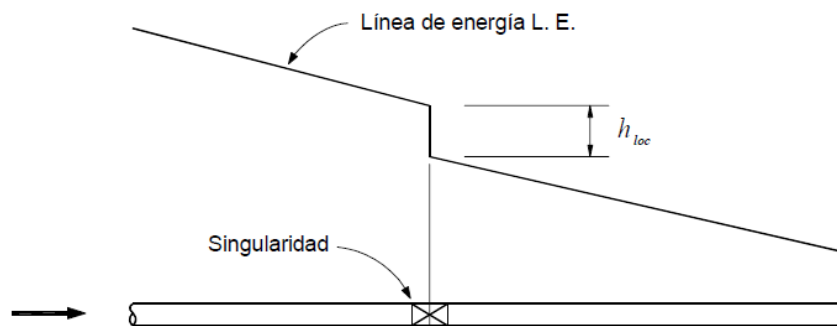
3.5.3.- Pérdidas de Carga Locales (Flujo Turbulento)

En una tubería las pérdidas de carga son continuas y locales. Las pérdidas de carga continuas son proporcionales a la longitud, se deben a la fricción y se calculan por medio de la fórmula de Darcy.

Las pérdidas de cargas locales o singulares ocurren en determinados puntos de la tubería y se deben a la presencia de algo especial que se denomina genéricamente singularidad; un codo, una válvula, un estrechamiento, etc.

En la figura siguiente se observa una tubería mostrando la línea de energía y la súbita caída que experimenta como consecuencia de una singularidad, que produce una pérdida de carga local a la que designamos como h_{loc} .

Figura N°10: Pérdida de Carga Local



Las pérdidas de carga locales se expresan generalmente en función de la altura de velocidad en la tubería

$$h_{loc} = K \frac{v^2}{2g} \quad (3.39)$$

h_{loc} = Es la pérdida de carga local expresada en unidades de longitud,

k = Es un coeficiente adimensional que depende de las características de la singularidad que genera la pérdida de carga (codo, válvula, etc.) así como del número de Reynolds y de la rugosidad.

V = Es la velocidad media en la tubería.

Cuadro N° 2: Esquema de Bordes de Entrada

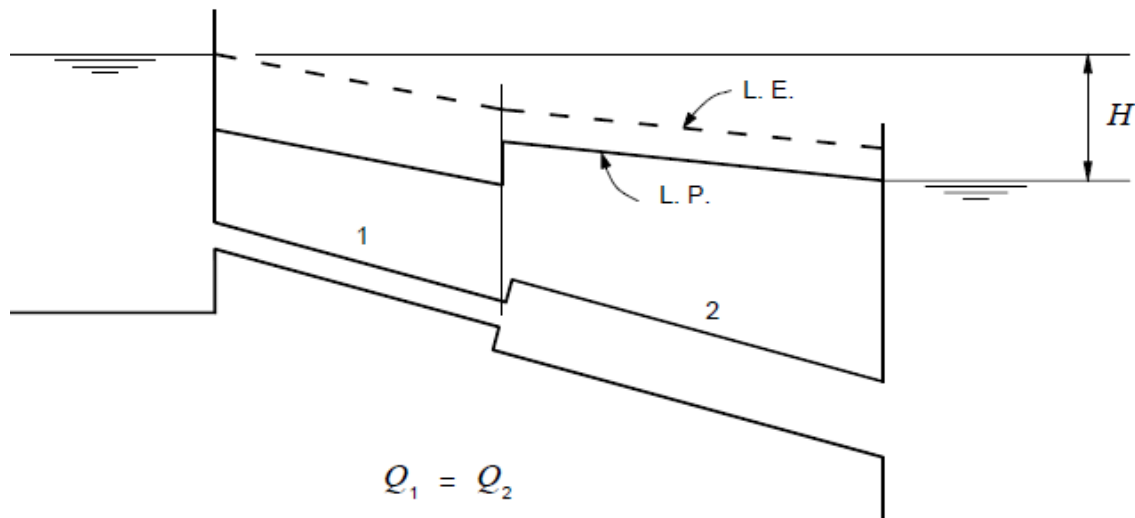
ENTRADA	$K \frac{V^2}{2g}$ (V : velocidad media de la tubería)	
	Bordes Agudos	$K = 0,5$
	Bordes ligeramente redondeados	$K = 0,26$
	Bordes Acampanados	$K = 0,04$
	Bordes Entrantes	$K = 1$
ENSANCHAMIENTO	$K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = K \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$	
	(V_1 : velocidad aguas arriba; V_2 : velocidad aguas abajo)	
	Brusco	$K = 1$
	Gradual	Gráfico de Gibson
CONTRACCION	$\left(\frac{1}{c_c} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = K \frac{V_2^2}{2g}$ (V_2 : Velocidad aguas abajo)	
	Brusca	Tabla de Weisbach
	Gradual	$K = 0$
CAMBIO DE DIRECCION	$K \frac{V^2}{2g}$ (V : velocidad media)	
	Codo de 90°	$K = 0,90$
	Codo de 45°	$K = 0,42$
	Codo de curv. fuerte	$K = 0,75$
	Codo de curv. suave	$K = 0,60$
VALVULAS (V : velocidad media)		
	Válvulas de globo (totalmente abierta)	$K = 10,0$
	Válvula de compuerta (totalmente abierta)	$K = 0,19$
	Válvula check (totalmente abierta)	$K = 2,5$

A las pérdidas de carga locales también se les denomina pérdidas menores. Esto en razón que en tuberías muy largas la mayor parte de la pérdida de carga es continuo, Sin embargo en tuberías muy cortas las pérdidas de carga locales pueden ser proporcionalmente muy importantes.

3.5.4.- Tuberías en Serie

Se dice que dos o más tuberías, de diferente diámetro y/o rugosidad, están en serie cuando se hallan dispuestas una a continuación de la otra de modo que por ella escurre el mismo gasto.

Figura N°11: Tuberías Serie (Dos Tramos)



En esta figura se presenta un caso particular de tuberías en serie. Corresponde a un sistema formado por dos tramos que conecta dos tanques. La carga o energía disponible H debe ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que ocurren en el sistema (continuas y locales). Esta condición se expresa por la ecuación de la energía.

$$H = f_1 \frac{L_1 V_1^2}{D_1 2g} + f_2 \frac{L_2 V_2^2}{D_2 2g} + \sum h_{loc} \quad (3.40)$$

Los subíndices 1 corresponden al primer tramo, los subíndices 2 corresponden al segundo tramo. Esta ecuación podría extenderse a cualquier número de tramos.

3.6.- Bombas Hidráulicas

3.6.1.- Introducción

En este capítulo se estudiará el efecto producido por la instalación de bombas en tuberías simples. Tal sentido permite establecer las ecuaciones que describen el efecto de una bomba sobre el flujo, las cuales se incluirán posteriormente en el análisis y diseño de redes de tuberías, tanto de sistemas de abastecimiento de agua como de sistemas de riego, como ejemplos de sistemas complejos de tuberías.

A partir de este capítulo se retoman las ecuaciones generales para la descripción de las pérdidas por fricción en tuberías (ecuaciones de Darcy – Weisbach y de Colebrook – White), puesto que en el análisis y diseño de sistemas de tuberías no es posible mantener el control permanente sobre el número de Reynolds y por tanto, se podrán cometer errores al utilizar las otras ecuaciones descritas anteriormente.

En este capítulo está relacionado con el diseño de tuberías simples con una o más bombas roto dinámicas.

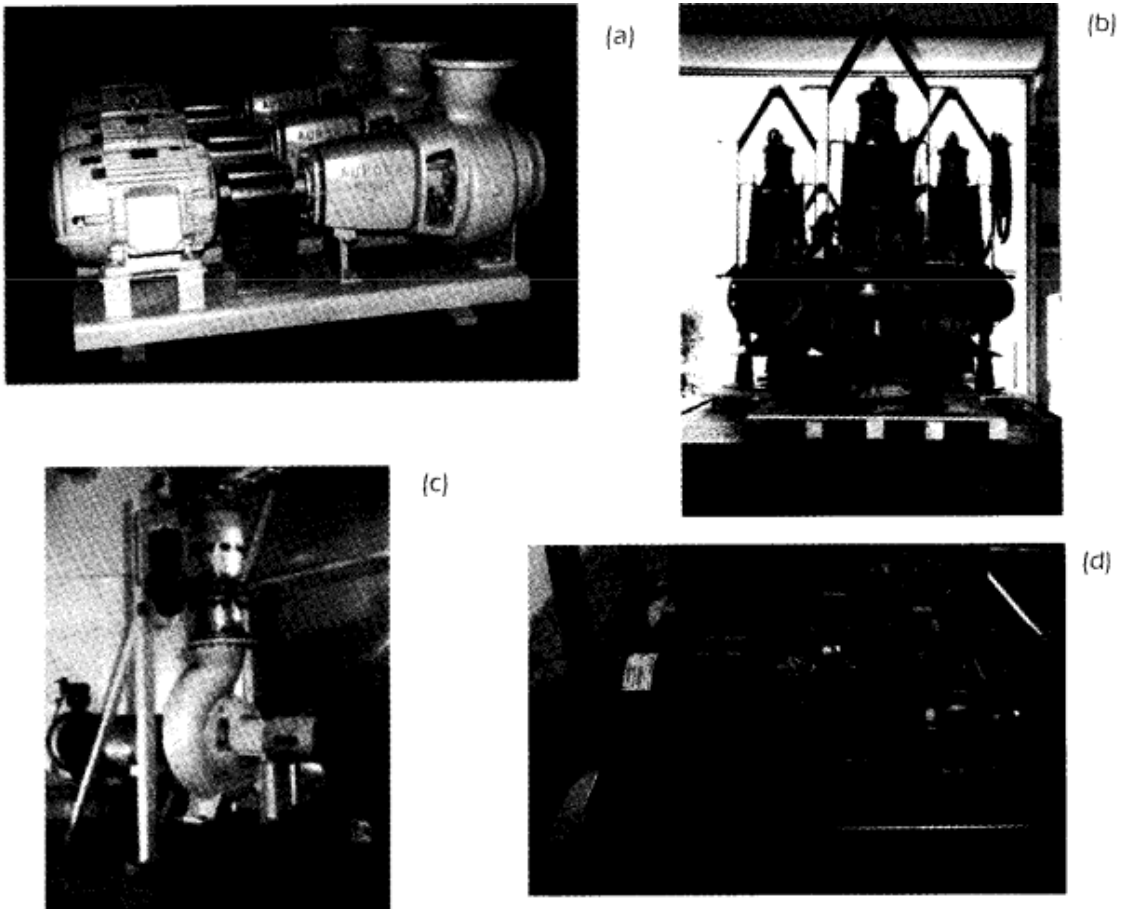
Por lo general, los ingenieros civiles e hidráulicos se encargan únicamente de la sección de la bomba más apropiada para el sistema particular de tuberías que se está diseñando, dejando de lado el análisis y diseño de la bomba, su motor y su rotor, los cuales forman parte del diseño de maquinaria hidráulica en ingeniería mecánica.

3.6.2.- Bombas en Sistemas de Tuberías

De acuerdo con la forma de sus rotores (impulsores), las bombas roto dinámicas se clasifican en:

- Bombas Centrifugas (Flujo radial); el agua entra a la bomba en forma axial pero sale impulsada en dirección radial, de acuerdo a la siguiente fotografía.

Figura 13: Tipos de Bombas Hidráulicas



Donde:

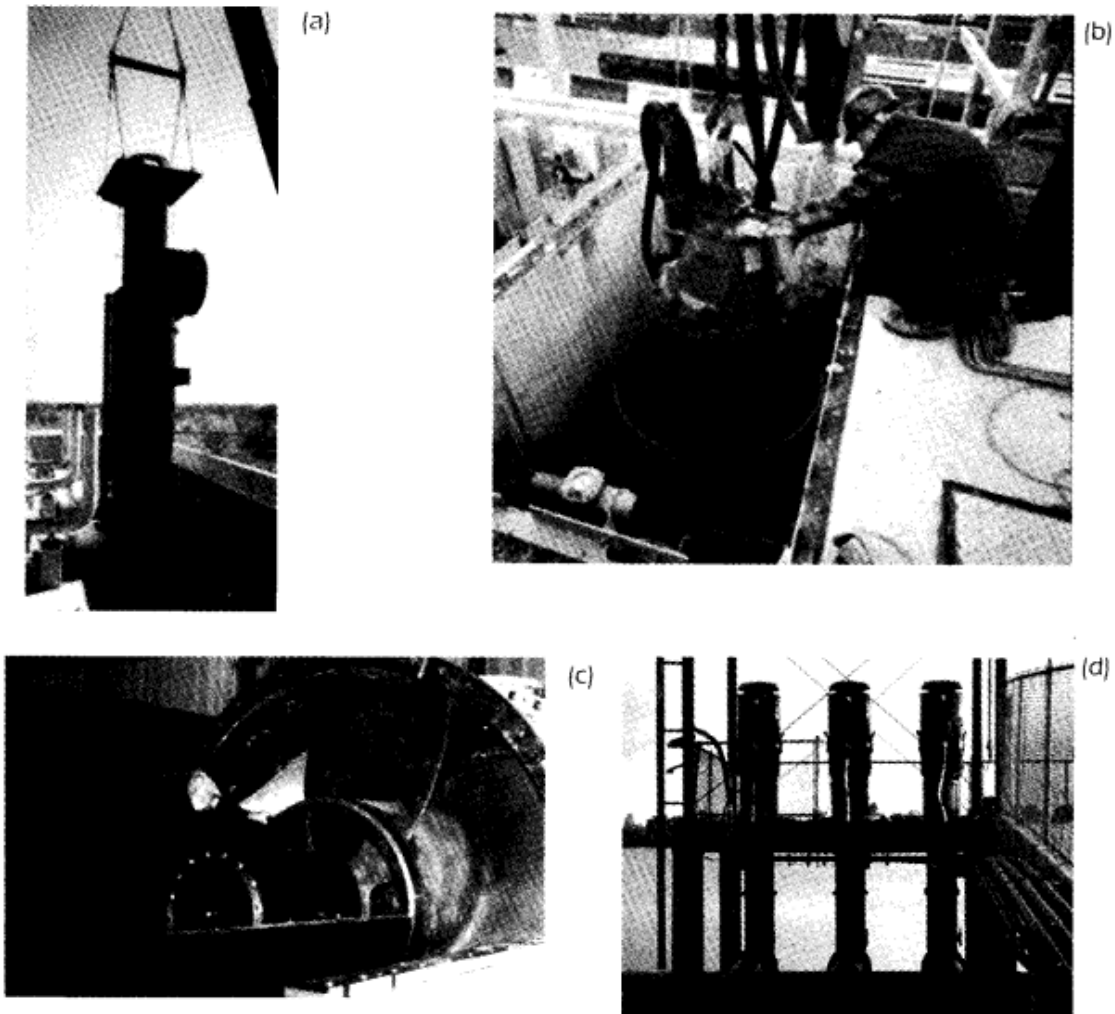
- a) Bomba Aurora 8", para pozos secos.
- b) Bomba sumergible 12".
- c) Bomba centrífuga para succión en seco
- d) Bombas con capacidad de 240 l/s

- Bombas de Flujo Axial: el agua entra y sale de la bomba en dirección axial. Usualmente son bombas de baja altura piezométrica y alta capacidad, de acuerdo a la siguiente fotografía.

Dónde:

- a) Bomba de 72"
- b) Instalación de una Bomba de propulsión
- c) Bomba axial de 96"
- d) Bombas de 28" verticales.

Figura N° 14: Tipos de Bombas Hidráulicas



- Bombas con flujo mixto: el agua entra a la bomba en dirección axial y sale con componentes de velocidad tanto en dirección axial como en dirección radial.

Para misma potencia de entrada y para igual eficiencia, las bombas centrífugas se caracterizan por presentar una presión relativamente alta con un caudal bajo; las bombas de flujo axial generan un caudal alto con una baja presión y la de flujo mixto tiene características que las sitúan en un rango intermedio con respecto a los dos casos anteriores.

Tales tipos de bombas pueden definirse en forma más explícita utilizando un parámetro direccional llamado “Velocidad Especifica” (NS) el cual se expresa como:

$$N_s = \frac{N Q^{0.5}}{H^{0.75}} \quad (3.41)$$

Donde:

Q = Caudal en Galones americanos por minuto (gpm)

H= Altura piezométrica total de la bomba en Pies.

N = Velocidad rotacional en revoluciones por minuto (rpm)

En la siguiente tabla se muestra una clasificación general de las bombas roto dinámicas, tomando como criterio la velocidad específica.

Cuadro N° 3 Tipos de Bombas

Nº	Tipo de Bomba	Rango de N_s
1	Centrifuga	500 a 2000
2	Flujo mixto	2000 a 7000
3	Flujo Axial	7000 a 15000

Los rangos anteriores no constituyen límites rígidos; por ello, deben interpretarse siempre como una guía rápida para establecer qué tipo de flujo es el más probable en una determinada bomba.

Par un diseño de bomba dado, la velocidad especifica puede cambiarse si se aumenta o disminuye la velocidad de rotación de la bomba, cuyos valores típicos están dados por las velocidades de los motores: 450, 900, 1800 y 3600 rpm.

Para seleccionar la velocidad del motor que mejor se adapte a una determinada bomba, se deben balancear dos factores opuestos: por un lado un alta velocidad de rotación implica problemas de desgaste en los cojinetes de ejes y problemas de cavitación y transientes

hidráulicos; sin embargo, una velocidad alta produce una velocidad específica alta y por otro lado para valores de N_s superiores a 2000 (Bombas rotodinámicas centrífugas lentas) empieza a aumentar la eficiencia.

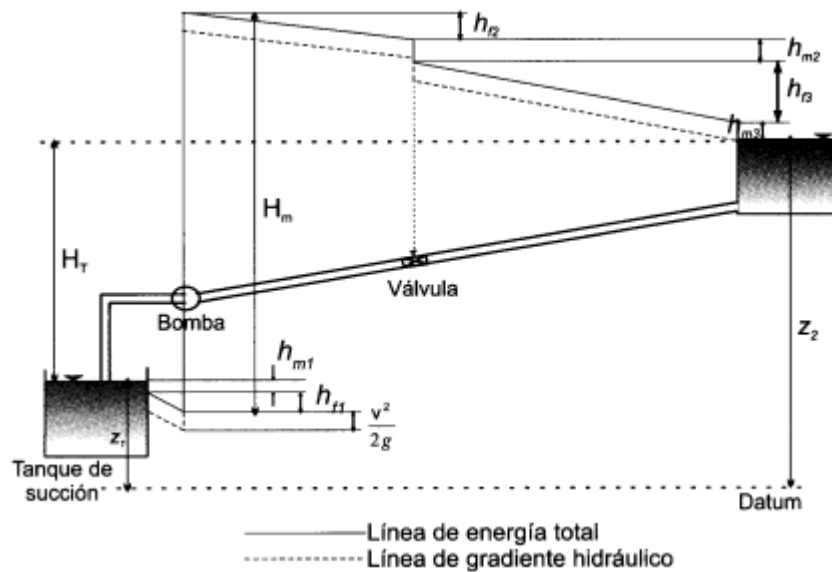
La altura piezométrica total (H) generada por una bomba también se conoce como la altura piezométrica manométrica (H_m) ya que es la diferencia en altura piezométrica de presión registrada por manómetros conectados en las tuberías de succión y descarga. Se debe tener en cuenta que en la definición de H_m los diámetros de succión y descarga deben ser iguales, aunque en muchos casos esto no sea cierto.

3.6.3.- Línea de Gradiente Hidráulico en Sistemas de Bombas - Tuberías

La presencia de bombas en sistemas de tuberías afecta las líneas de energía total y piezométrica del flujo, ya que las bombas son máquinas hidráulicas cuyo objetivo es convertir energía mecánica de rotación en energía cinética o potencial del fluido dentro del sistema. El efecto de dicha conversión es añadir energía por unidad de peso (Altura de velocidad o altura piezométrica de presión) al flujo, aumento que es detectado por los manómetros aguas arriba y aguas debajo de la bomba. En consecuencia, el aumento de energía se refleja en la altura manométrica en cada punto, afectándose así la forma y la pendiente de las líneas mencionadas.

En la siguiente figura se muestra las líneas de energía total y de gradiente hidráulico o línea piezométrica para un sistema de bombeo, el cual incluye una bomba única colocada sobre una tubería simple (diámetro y rugosidad absoluta constante).

Figura N° 15: Bomba Colocada en un Sistema de Tuberías Simples



Donde la descripción de las variables son:

V_s = Velocidad en la tubería de succión

V_d = Velocidad en la tubería de descarga.

H_{fs} = Pérdida de altura piezométrica por fricción en la tubería de succión

H_{fd} = Pérdida de altura piezométrica por fricción en la altura de descarga

h_{mi} = Pérdida menor en el accesorio i .

En el diagrama anterior, la bomba debe vencer la altura topográfica estática H_T más las pérdidas menores y las de fricción. Tal como se menciona, la altura manométrica se define como el aumento total de altura piezométrica a través de la bomba (los subíndices d y s indican descarga y succión, respectivamente).

$$H_m = \left(\frac{P_d}{\rho g} + \frac{V_d^2}{2g} \right) - \left(\frac{P_s}{\rho g} + \frac{V_s^2}{2g} \right) \quad (3.42)$$

En donde;

$$\frac{P_s}{\rho g} = Z_1 - \frac{V_s^2}{2g} - h_{fs} - (\sum h_m)_s \quad (3.43)$$

y

$$\frac{P_d}{\rho g} = Z_2 + \frac{V_d^2}{2g} + h_{f1d} + h_{f2d} + (\sum h_m)_d \quad (3.44)$$

Luego;

$$H_m = Z_2 - Z_1 + h_{f1d} + h_{f2d} + h_{fs} + \sum h_m \quad (3.45)$$

A partir de la figura anterior, esta última ecuación se puede reducir para obtener la siguiente expresión:

$$H_m = H_T + \sum h_f + \sum h_m \quad (3.46)$$

Donde;

HT = Altura topográfica que debe ser vencida por la bomba

En la ecuación anterior se está suponiendo que;

$$V_s = V_d \quad (3.47)$$

Es decir, que el diámetro de la tubería permanece constante en el sistema (tubería simple). No se incluyen pérdidas menores en la bomba en sí, ya que estas se tienen en cuenta en la eficiencia de la misma.

3.6.4.- Punto de Operación de la Bomba

Curva del sistema;

De la ecuación $H_m = H_T + \sum h_f + \sum h_m$ de conservación de energía (o ecuación de bernoulli) para el sistema bomba- tubería, se tiene:

$$H_m = H_T + \sum f_i \frac{l_i}{d_i} \frac{v^2}{2g} + \sum k_{m i} \frac{v^2}{2g} \quad (3.48)$$

Donde nuevamente se ha supuesto que las velocidades de succión y descarga son iguales:

$$V_s = V_d$$

Al factorizar la altura de velocidad se obtiene lo siguiente;

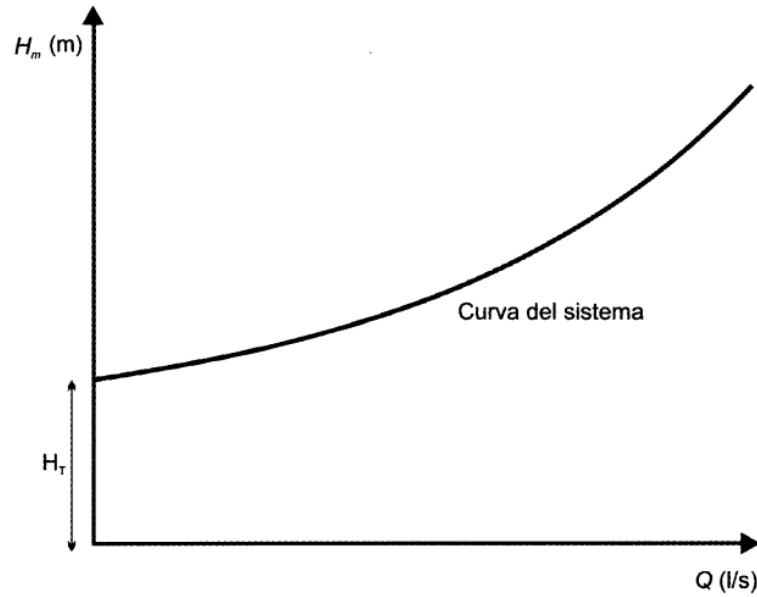
$$H_m = H_T + \left(\sum f_i \frac{l_i}{d_i} + \sum k_{m i} \right) \frac{v^2}{2g} \quad (3.49)$$

Finalmente, al remplazar la velocidad por el caudal dividido por el área de la tubería se llega a:

$$H_m = H_T + \left(\sum f_i \frac{l_i}{d_i} + \sum k_{m i} \right) \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (3.50)$$

La anterior ecuación indica que el caudal crece con la raíz cuadrada de H_m . La forma final de la ecuación depende de las características físicas de la tubería (Longitud, accesorios, diámetros, rugosidad absoluta). Para construir la curva del sistema, el diseñador selecciona una serie de valores de H_m y en las ecuaciones $H_m = H_T + \left(\sum f_i \frac{l_i}{d_i} + \sum k_{m i} \right) \frac{Q^2}{2g A^2}$, se obtienen los valores correspondientes de caudal. Las parejas de puntos se llevan a una gráfica de H_m Vs Q , la cual se conoce como la curva del sistema. Su forma general se muestra en la continuación.

Figura N°16: Curva del Sistema en un Sistema Bomba - Tubería.



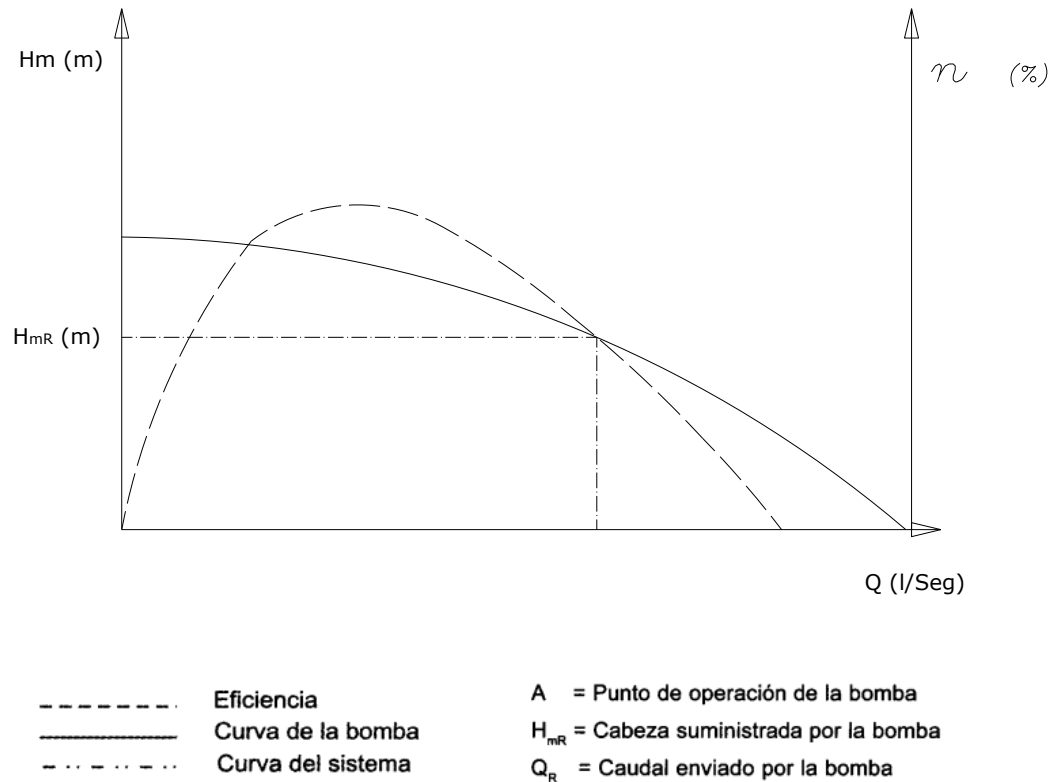
Su forma depende de la geometría y del material de la tubería y de la altura topográfica que debe ser vencida por la bomba.

Punto de Operación de la Bomba;

Una vez construidas las curva de la bomba y el sistema es más fácil encontrar el punto de operación de esta; es decir, el caudal que está siendo enviado y la altura dinámica suministrada por la bomba. Dicho punto de operación es el cort de las dos curvas anteriores, tal como se muestra a continuación:

Figura N° 17: Punto de Operación de la Bomba

Flujo uniforme en Tuberías



Es el cruce entre las curvas de la bomba y del sistema en que ésta se encuentra operando.

3.6.5.- Limitaciones en la Altura de Succión

En el caso de bombas, el fenómeno de cavitación puede ocurrir tanto en la tubería de succión como en los alabes del impulsor debido a que en estos lugares la presión podría llegar a ser menor que la atmosférica. Esto es particularmente probable cuando se trata de bombas localizadas por encima del nivel de succión.

La cavitación, además de producir daños físicos y ruidos molestos, puede llegar a reducir de manera considerable el caudal descargado. Con el fin de evitar todos estos efectos es necesario “Impedir” que la presión a la entrada de la bomba sea menor que

un cierto límite, el cual a su vez es influenciado por una reducción adicional de presión posterior a dicha entrada. Para establecer ese límite se deben planear las siguientes definiciones y ecuaciones:

En primer lugar el término $\frac{P_s - P_v}{\rho g}$ representa la altura (energía potencial de presión por unidad de peso) absoluta a la entrada “por encima de la presión de vapor”. Este término se conoce como altura neta de succión positiva.

Luego:

$$\text{Altura Neta de Succión Positiva} = NPSH = \frac{P_s - P_v}{\rho g} \quad (3.51)$$

ó

$$\text{Altura Neta de Succión Positiva} = NPSH = \frac{P_a}{\rho g} - H_s - \frac{P_v}{\rho g} \quad (3.52)$$

Donde:

P_a = Presión Atmosférica Absoluta

P_v = Presión de Vapor

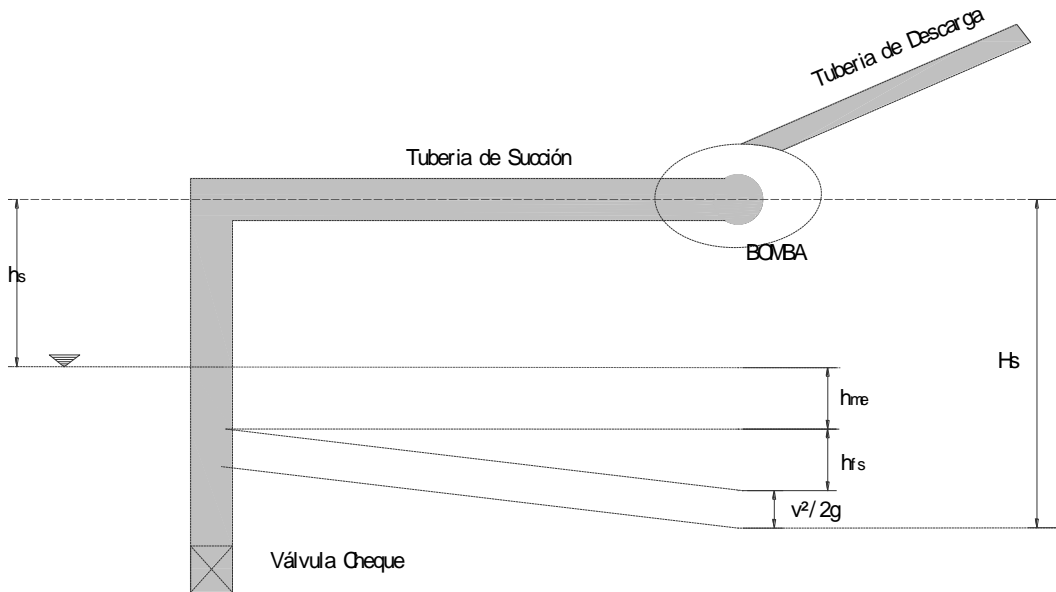
H_s = Altura manométrica de succión.

Esta última altura está definida de acuerdo con la siguiente ecuación, cuyos términos corresponden a la siguiente figura

$$H_s = h_s + h_{fs} + \frac{v_s^2}{2g} + h_{me} \quad (3.53)$$

Esta ecuación se puede graficar, tal como se muestra a continuación,

Figura N° 18: Esquema de la Tubería de Succión en un Sistema Bomba-Tubería



La figura anterior es con el fin de ilustrar la NPSH y sus términos corresponden a lo siguiente:

h_s = representa la altura del rotor de la bomba con respecto al nivel del agua en el tanque o embalse desde donde se está succionando el caudal.

h_{me} = Representa las pérdidas menores causadas a la entrada de la tubería de succión (por lo general, este valor es alto pues en la mayoría de los diseños se coloca en ese punto una válvula de cheque para evitar el vaciado de la tubería, con lo cual no es necesario cebar la bomba cada vez que se vaya a operar).

h_{fs} = Representa las pérdidas por fricción en la tubería de succión (por lo general muy bajas porque la longitud de dicha tubería es corta, precisamente debido a que es deseable reducir tales pérdidas).

$\frac{v_s^2}{2g}$ = es la altura de velocidad en esta misma tubería.

H_s = es la altura manométrica de Succión.

La NPSH que requiere una bomba específica es un dato que usualmente suministra el fabricante. En caso de que el dato no exista, tendrá que encontrarse en condiciones de laboratorio.

En los últimos años las bombas sumergibles se han popularizado mucho, en especial en los rangos de caudales bajos y medios. Esta solución prescinde del cálculo de la NPSH, ya que los problemas de cavitación se eliminan o reducen notablemente. Así mismo se descartan problemas de enfriamiento de los cojinetes, rodamientos y motor de la bomba.

3.7.- Galería Filtrante

Una Galería de infiltración consiste en una canalización, túnel o tubería ranurados, construidos por debajo del nivel freático de estratos acuíferos cercanos a ríos, de forma de interceptar la corriente, provocando su captación.

En el extremo superior se coloca una boca de inspección y en el interior un pozo recolector, desde donde se conducen las aguas por bombeo o por gravedad a lo largo de la línea de aducción.

En general, las galerías son obras destinadas a la captación y conducción del agua subterránea hasta un punto determinado, bien sea para su distribución o para consumo. Para efectos del presente documento, se consideran como galerías a los sistemas de captación de aguas subálveas o sub-superficiales ubicadas en los lechos de los ríos o sus márgenes por medio de drenes o bóvedas.

La construcción de las galerías requiere de una cuidadosa planificación de los trabajos para asegurar el buen funcionamiento del mismo y a la vez evitar accidentes. La organización de los trabajos y la concepción de su ejecución dependerán en todo caso del tipo de material a excavar, consolidación o dureza del suelo, profundidad a que se encuentran las aguas subterráneas, entre otras.

3.7.1.- Utilización de las galerías

Las galerías filtrantes pueden construirse en rocas plutónicas, metamórficas, volcánicas y, en menor grado, en sedimentarias consolidadas o calcificadas, siendo la mayor aplicación en rocas no consolidadas, y particularmente en aquellas ubicadas en los *lechos arenosos de ríos, alimentados directamente por una corriente superficial de agua de buena calidad.*

En general, la captación con galerías está fundamentalmente indicada cuando se desea obtener caudales importantes de agua en zonas próximas a ríos o lagos, y/o en acuíferos en los que no sea posible o conveniente, producir un importante descenso del nivel piezométrica.

Las Ventajas de las galerías construidas en materiales no consolidados son las siguientes:

- a) Fáciles de excavar o perforar.
- b) Posición favorable para recibir la recarga de los ríos y lagos al estar ubicados normalmente en el fondo de los valles que frecuentemente corresponden a zonas planas con niveles piezométrica muy próximos a la superficie.
- c) Suelos con alta porosidad efectiva, permiten disponer de mayor cantidad de agua subterránea.
- d) Permeabilidad más elevada con respecto a otras formaciones, lo que facilita el desplazamiento del agua.
- e) Disponibilidad de agua en períodos de escasas lluvias, cuando el caudal de los ríos es mínimo o nulo, al permitir que las aguas subterráneas circulen por el material aluvial que conforma el valle del río, mientras que en período lluvioso, el caudal superficial del río recarga el acuífero incrementando la disponibilidad de los recursos hídricos.

3.7.2.- Tipo de Galería

- **Según sus características constructivas** las galerías pueden ser clasificadas como:
a) galerías propiamente dichas, b) zanjas o trincheras, c) drenes y d) captaciones mixtas.

Para el presente trabajo desde el punto de vista constructivo se ha seleccionado el inciso (d) Drenes.

Drenes: están compuestos por perforaciones horizontales o excavaciones de zanja en cuyo interior o fondo se instalan tuberías perforadas o ranuradas conocidas como drenes. Estos drenes se instalan en la zona húmeda del acuífero y se encuentran cubiertos con material seleccionado para garantizar un adecuado rendimiento. En el caso del tipo zanja, el relleno se efectúa con el material proveniente de la excavación y se concluye con el sellado de la superficie para minimizar la contaminación del agua por infiltración de las aguas superficiales. Normalmente, los diámetros de los drenes son mayores a 200 mm, con pendientes que fluctúan entre uno y cinco por mil. Dependiendo de la longitud de los drenes y del número de ellos, se instalan buzones de reunión

- **Según características del acuífero**

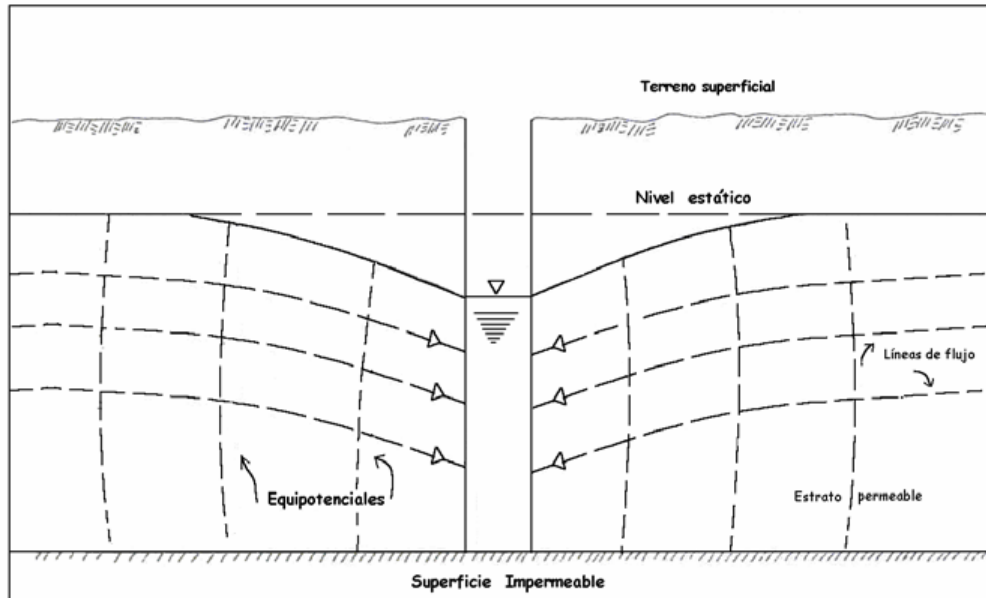
A su vez, las galerías de filtración se clasifican de acuerdo a las principales características del acuífero: a) patrón de flujo; y b) régimen de escurrimiento.

Los patrones de flujo pueden ser de dos tipos: a) líneas de flujo horizontales con equipotenciales verticales, y b) líneas de flujo radiales con equipotenciales cilíndricos o semicilíndricos.

El primer tipo de líneas de flujo es característico de las galerías que comprometen todo el espesor del acuífero y está representado por las galerías tipo trinchera, zanja o socavón en donde las líneas de flujo del escurrimiento se asemejan a líneas rectas

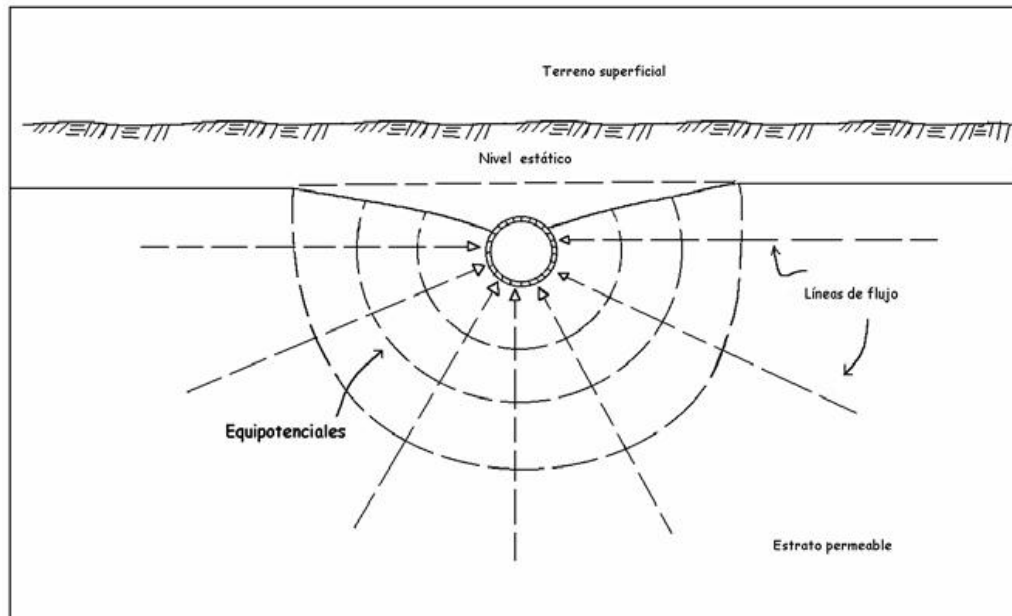
inclinadas con respecto a la horizontal, y las equipotenciales quedan constituidas por superficies planas que casi coinciden con la vertical, excepto en las inmediaciones de la captación misma.

Figura N° 19: Captación con Líneas de Flujo Paralelas y Equipotenciales Casi Verticales



El segundo tipo de líneas de flujo se presenta en acuíferos profundos con galerías superficiales del tipo dren y se caracteriza porque las líneas de flujo del escurrimiento representan curvas radiales dirigidas hacia la captación, y las equipotenciales quedan constituidas por superficies cilíndricas, con el centro en el punto de captación.

Figura N° 20: Captación con Líneas de Flujo Radiales y Equipotenciales Cilíndricas



En cuanto al tipo de régimen de escurrimiento hacia la captación pueden existir condiciones de equilibrio y desequilibrio.

Las condiciones de equilibrio se presentan cuando, después de un cierto tiempo, se produce la estabilización de la velocidad de escurrimiento y del nivel de depresión de la napa de agua. Para que exista un estado de equilibrio, es indispensable que el caudal extraído por unidad de longitud de galería sea menor o igual al caudal suministrado por el propio acuífero o que, en su defecto, exista una fuente superficial de alimentación de agua. Todo esto conduce a que el nivel de agua en el acuífero se deprima hasta un punto fijo que permite el escurrimiento del caudal que se extrae.

Las condiciones de desequilibrio no permiten la estabilización del escurrimiento, conduciendo a que la depresión en el nivel de agua aumente con el tiempo y las velocidades de escurrimiento disminuyan también en este tiempo. Esto es normal

cuando la fuente de suministro de agua proviene de terrenos saturados con baja capacidad de recarga.

De la combinación de los factores a) patrón de flujo; y b) régimen de escurrimiento, se pueden definir las siguientes condiciones:

- **Galerías que comprometen todo el espesor del acuífero bajo condiciones de:**

Equilibrio, o

Desequilibrio

- **Galerías superficiales bajo condiciones de:**

Equilibrio, o

Desequilibrio

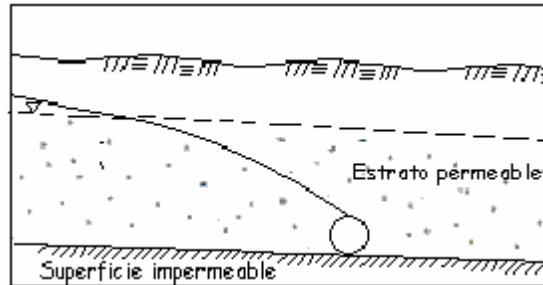
Teniendo en cuenta que las galerías para abastecimiento de agua deben ser diseñadas para trabajar bajo condición de equilibrio, las formulaciones que más adelante se presentan están referidas a este tipo de condición.

a) Galerías que comprometen todo el espesor del acuífero

Esta situación se da en acuíferos de poco espesor, en los que la galería de filtración se ubica en la parte inferior del acuífero, es decir en el estrato impermeable. Las galerías pueden ser de dos tipos:

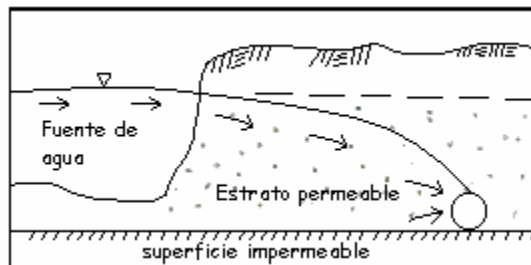
- **Galerías en acuífero con escurrimiento propio:** Considera que la masa de agua se desplaza en un solo sentido a través del estrato permeable y es interceptada por la galería.

Figura N° 21: Galería que Comprometen todo el Espesor del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Esgurrimiento Propio



- **Galerías en acuífero con recarga superficial:** El concepto es similar al anterior, a excepción que el agua de recarga o de reposición es suministrada por un curso o cuerpo de agua superficial.

Figura N° 22: Galería que Comprometen todo el Espesor del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Recarga Superficial

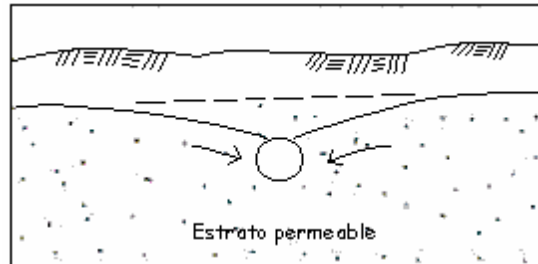


b) Galerías que comprometen la parte superior del acuífero

Está representado por acuíferos profundos y de gran potencia, en donde la obra de captación se ubica en la parte superior del acuífero y es abastecida por ambos lados. También se presentan dos posibilidades:

- **Galerías en acuífero con escurrimiento propio:** La galería recolecta los escurrimientos propios del acuífero por ambas caras del dren.

Figura N° 23: Galería que Comprometen parte la Superior del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Esgurrimiento Propio



- **Galerías en acuífero con recarga superficial:** La galería recolecta los escurrimientos tanto del acuífero propiamente dicho como del agua proveniente de un curso o cuerpo superficial.

Figura N° 24: Galería que Comprometen la Parte Superior del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Recarga Superficial

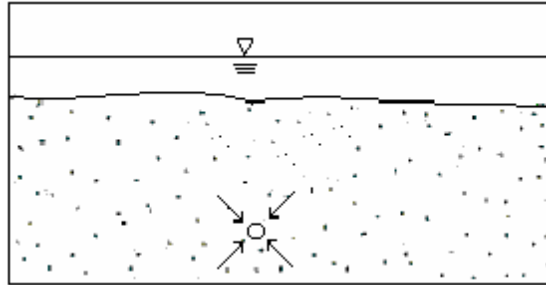


c) Galerías en acuíferos con recarga superficial

La característica de estas obras es que la galería se encuentra en un acuífero ubicado por debajo de una fuente de agua, la misma que la recarga no produciéndose el abatimiento de la napa de agua. Estos tipos de captaciones se construyen en fondos de lagos, lagunas y ríos.

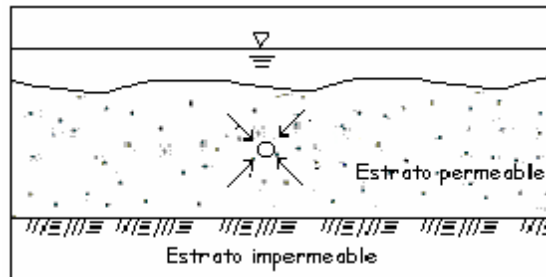
Galerías en acuífero de gran espesor: El estrato impermeable se encuentra ubicado a gran profundidad con respecto al lugar donde se encuentra ubicada la galería.

Figura N° 25: Galería en Acuíferos con Recarga Superficial y Ubicado en Acuífero de Gran Espesor



- **Galerías en acuífero de poco espesor:** El estrato impermeable se encuentra ubicado por debajo del dren.

Figura N° 26: Galería en Acuíferos con Recarga Superficial y Ubicado en Acuífero de poco Espesor



3.7.3 Cálculo hidráulico

Para el diseño de galerías de filtración se disponen de varios métodos de cálculo, el procedimiento de emplear diferentes modelos en el diseño de la galería filtrante, permite al proyectista identificar los parámetros o factores de mayor influencia. Al efecto, en las formulaciones es necesario tener en cuenta las características del acuífero y las características del dren.

Las características del acuífero se identifican por los siguientes parámetros con sus respectivos símbolos y dimensiones:

q = Caudal unitario por longitud de dren	$\left(\frac{m^3}{Seg-m}\right)$
k = Conductividad hidráulica o permeabilidad	$\left(\frac{m}{Seg}\right)$
H = Profundidad del acuífero	(m)
$T = k * H$ = Transitividad	$\left(\frac{m^2}{seg}\right)$
Hb = Espesor dinámico del acuífero en el punto de observación	(m)
Hd = Espesor dinámico del acuífero en la Galería	(m)
i = Pendiente dinámica del acuífero	(m)
S = Porosidad efectiva	$(adimencional)$
R = Radio de influencia del batimiento	(m)
L = Distancia entre la galería y el pozo de observación	(m)
D = Distancia entre la galería y el punto de recarga	(m)

Y de acuerdo a las condiciones de la zona donde se emplazará la obra se analizará el cálculo hidráulico de la galería como una galería que comprometen la parte superior del acuífero y ubicada en acuífero con Escurrimiento Propio, los criterios que se sigue para el diseño de obra es el siguiente:

Considera que la ubicación del dren por debajo del nivel natural de la napa de agua es pequeña en relación con el espesor del acuífero. Al efecto, la relación profundidad al estrato impermeable versus profundidad al dren es mayor a 10. La ecuación aplicada en el presente caso es, con acuífero con escurrimiento propio, y la ecuación que gobierna par este tipo de acuífero es:

$$q = \frac{\pi * k * S}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \quad (3.54)$$

Dónde:

$$R = \frac{\left(\frac{q * S}{\pi * k}\right)^{0.5}}{i} \quad (3.55)$$

Reemplazando el valor de “R”, se tiene;

$$q = \frac{\pi \cdot k \cdot s}{\left[\ln \frac{\left(\frac{q \cdot s}{\pi \cdot k} \right)^{0.5}}{r \cdot i} \right]} \quad (3.56)$$

Donde;

$$q = \text{Caudal unitario por longitud de dren} \quad \left(\frac{m^3}{\text{Seg}-m} \right)$$

$$k = \text{Conductividad hidráulica o permeabilidad} \quad \left(\frac{m}{\text{Seg}} \right)$$

$$s = \text{Profundidad a la corona del Colector} \quad (m)$$

$$i = \text{Pendiente dinámica del acuífero} \quad (m)$$

$$r = \text{Radio del dren} \quad (m)$$

3.7.4.- Conductividad Hidráulica

Los parámetros que influyen en el rendimiento de las galerías de filtración son la conductividad hidráulica, el espesor del acuífero y la gradiente hidráulica, siendo esta última importante para los acuíferos con escurrimiento propio. De estos tres parámetros, el que influye directamente en todos los tipos de galerías es la conductividad hidráulica y depende de numerosos factores como: a) forma, disposición y tamaño de los granos del material filtrante del acuífero, y b) viscosidad y densidad del fluido.

El costo de una prueba de bombeo es alto, pues se necesita un pozo de bombeo y por lo menos dos pozos de observación, así como bombas, medidores y personal con cierta experiencia.

De acuerdo a estudios de laboratorios se ha determinado los valores de “k” que en función de los tipos de materiales del acuífero se determina los valores de permeabilidad, como se puede mostrar en la gráfica siguiente:

Cuadro N° 4: Tabla de conductividad hidráulica de algunos materiales

Permeabilidad (m/día)	10^{-6} a 10^{-4}	10^{-4} a 10^{-2}	10^{-2} a 1	1 a $10^{2.5}$	$10^{2.5}$ a 10^5
Calificación	Impermeable	Poco permeable	Algo permeable	Permeable	Muy permeable
Calificación del acuífero	Acuícludo	Acuitardo	Acuífero pobre	Acuífero de regular a bueno	Acuífero excelente
Tipo de material	Arcilla compacta Pizarra Granito	Limo arenosa Limo Arcilla limosa	Arena fina Arena limosa Caliza fracturada	Arena limpia Grava y arena Arena fina	Grava limpia

Pozo con carga de agua

Se presentan dos métodos de determinación: a) velocidad de infiltración de la columna de agua en el pozo, y b) velocidad de recuperación de la columna de agua en el tubo piezométrico, para el presente trabajo se analizara el método de (a) velocidad de infiltración de la columna de agua en el pozo.

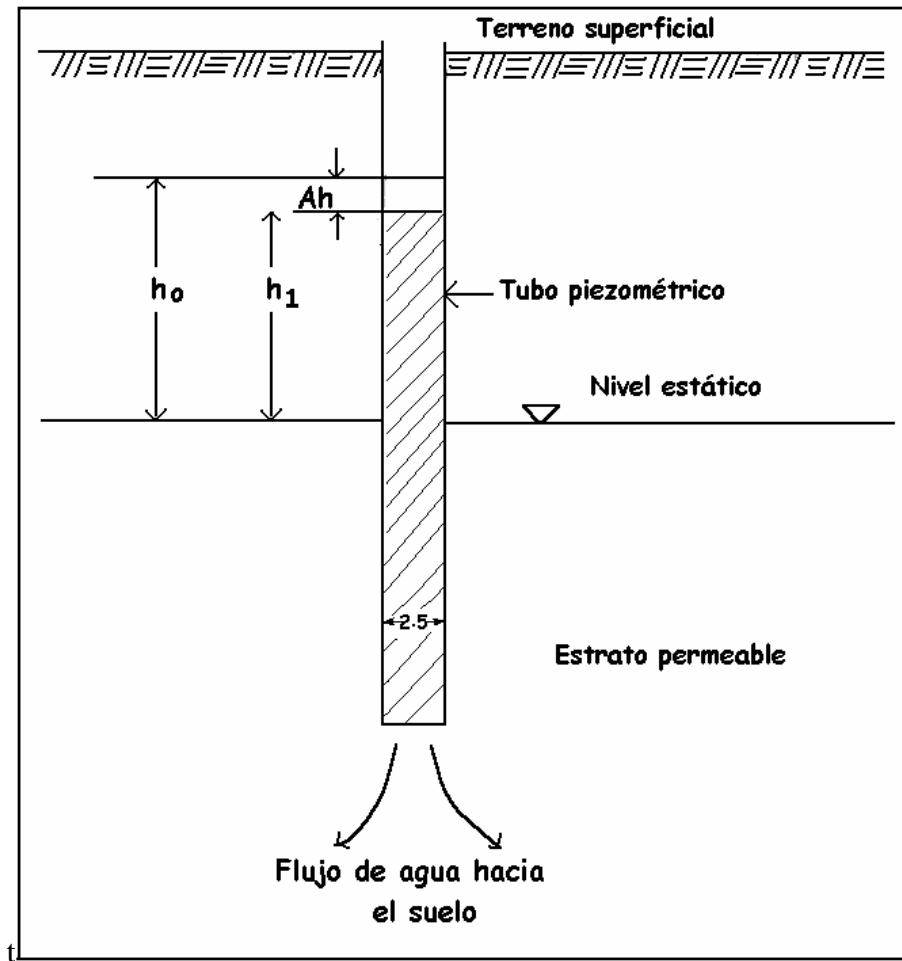
(a) velocidad de infiltración de la columna de agua en el pozo

Velocidad de infiltración de la columna de agua en el pozo: este procedimiento determina la conductividad hidráulica de la zona de aeración y se aplica cuando el suelo, donde se proyecta construir la galería de filtración, tiene características hidráulicas uniformes tanto en la zona de aeración como la de saturación (acuífero).

De esta manera, la determinación de la conductividad hidráulica del suelo situado por encima del nivel freático se le considera como igual o similar a la del acuífero. La velocidad de infiltración se determina en un pozo de 50 a 100mm de diámetro que, luego de saturado se mide la velocidad de descenso del nivel de agua.

La diferencia entre los niveles “h” de agua en el pozo es objeto de observación y registro, determinándose sus variaciones en un pequeño intervalo de tiempo “t”.

Figura N° 27: Medida de la conductividad hidráulica mediante pozo de agua y descenso de la columna de agua.



La ecuación racional es:

$$k = \frac{r \cdot \ln \left[\frac{\left(h_0 + \frac{r}{2} \right)}{\left(h_1 + \frac{r}{2} \right)} \right]}{2 \cdot \Delta t} \quad (3.57)$$

Una otra ecuación que puede ser aplicada es:

$$k = \frac{2*r*\Delta h}{2*h_0*\Delta t} \quad (3.58)$$

Siendo:

k = Conductividad hidráulica (m/s)

r = Radio del pozo (m)

Δh = Abatimiento de la columna de agua durante el tiempo de observación (m)

h₀ = Altura, la columna de agua sobre el nivel estático desde donde se inicia la prueba de infiltración (m)

h₁ = Altura, la columna de agua sobre el nivel estático desde donde termina la prueba de infiltración (m)

Δt = Tiempo de descenso de la columna de agua (segundos) de ***h₀*** a ***h₁***

Este método de determinación de la conductividad hidráulica se conoce con el nombre de ensayo de "Tubo Abierto" y está sujeto a errores significativos, a menos que "***Δh***" y "***Δt***" sean muy pequeños.

Las observaciones, tanto en este ensayo como en los similares, solamente deben iniciarse cuando el suelo alrededor del agujero o perforación esté totalmente saturado.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE INGENIERÍA

Este capítulo consiste en la aplicación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos, en la zona del proyecto, en base a la información topográfica levantada.

4.1.- Topografía

4.1.1.- Datos de Campo

Se ha procedido a realizar el levantamiento topográfico, partiendo de un punto georeferenciado con GPS, utilizando las coordenadas UTM, una vez georeferenciado la Estación Total con el punto de GPS mencionado, se procede a la medición (disparos a prismas) de distintos puntos relevantes o de importancia topográfica, en la zona del proyecto, identificando cada una de las obras a considerar dentro del proyecto, desde la obra de toma hasta la cámara de almacenamiento y repartición, y desde la cámara hasta los diferentes ramales, como se muestra en los planos adjuntos y planilla de datos topográficos, mostrados en el Anexo Datos Topográficos.

4.1.2.- Procesamiento de Datos

Toda la información obtenida del levantamiento topográfico será introducida en un programa especializado: Surface Modeling como componente integrado de Auto Desk Land Desktop. Las coordenadas de los puntos serán transformadas en un Triangulated Irregular Network (TIN) que permitirá configurar un entorno espacial para el diseño en planta y perfil. Sobre la base del TIN se dibujará las respectivas curvas de nivel debidamente referenciadas y acotadas, además de incluir toda la información que se considere necesaria para la descripción detallada del terreno, se Anexa Planos (**sección ANEXO**).

4.2.- Áreas de Riego

Las áreas identificadas para ser beneficiadas el proyecto se encuentran en una de las subcuencas del río Camacho como es la Quebrada de Rujero, cuenta con una superficie apta para la producción agrícola de 106 Ha, con la posibilidad de realizar ampliaciones mediante la nivelación.

4.2.1.- Diseño Agronómico

Para la realización del diseño agronómico se ha considerado una célula de cultivos bajo riego, los cultivos propuestos con el proyecto, están de acuerdo a la vocación agrícola de la zona del Municipio de Uriondo, como es de la Cuenca del Río Camacho.

Por esta razón la actividad agrícola es la más importante dentro de esta comunidad es de Papa, Maíz choclo, Cebolla verde, Zanahoria, Arveja verde y Vid.

El Calendario de los cultivos según el año agrícola es el siguiente:

Cuadro N°5: Calendario Agrícola y Valores de Kc

CULTIVOS	SIEMBRA		COSECHA		Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
	Mes	Día	Mes	Día												
Papa	Enero	15	Abril	15								0.26	0.76	1.05	0.51	
Maíz choclo	Noviembre	10	Marzo	20						0.48	0.93	1.11	1.15	0.75		
Cebolla verde	Enero	15	Abril	15								0.36	0.83	0.91	0.52	
Zanahoria	Julio	1	Septiembre	25		0.77	1.02	0.87								
Arveja verde	Agosto	5	Noviembre	20			0.50	0.91	1.15	0.78						
Uvas	Agosto	10	Marzo	25			0.22	0.53	0.71	0.75	0.75	0.72	0.45	0.38		

El Requerimiento de riego para estos cultivos se lo realiza determinando el valor de Evapotranspiración del Cultivo (ETc), la evapotranspiración del cultivo (ETc), se refiere a la evapotranspiración de un cultivo exento de enfermedades que crece en un campo extenso (una o más hectáreas) en condiciones óptimas de suelos, incluida una fertilidad y una agua suficientes en el que se llega a potencial de plena producción de ese cultivo con arreglo al medio vegetal dado.

Para estimar la evapotranspiración del cultivo (ETc) para periodos de 30 o 10 días, se emplea la siguiente relación:

$$ETc = ETo * Kc \quad (4.1)$$

Donde:

ETc = Evapotranspiración del cultivo, en mm/mes, mm/día o mm/dec

ETo = Evapotranspiración del cultivo de referencia, en mm/día

Kc = Coeficiente de cultivo

El cálculo de esta variable se ha realizado utilizando planillas en Excel, utilizando datos climáticos de temperaturas máximas, mínimas, Humedad Relativa, Velocidad del Viento, Insolación, de la Estación de Chocloca cuyo método es de Penman Monteith.

Cuadro N°6: Datos para el Cálculo de la Evapotranspiración Potencial

Indice	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Temp. Max. Media	°C	27.2	26.7	26	25.5	24.3	25.2	24.1	25.5	25.8	26.9	26.4	27.2	25.9
Temp. Min. Media	°C	15.1	14.1	13.8	10.8	5.9	2.5	2.2	4.6	7.3	11.8	13.4	14.5	9.7
Humed. Relativa	%	71	75	76	72	67	61	61	61	60	66	71	71	68
Insolación Media	Hrs	5.9	6.8	5.1	6.4	6.6	7.2	7.5	8.1	7.2	6.5	6.8	6.1	6.7
Velocidad del viento	km/hr	6.7	7.2	6.8	7.1	8.1	8.1	8.9	8.7	9.3	9.1	7.8	7.1	7.9
Evapotranspiración Potencial	(mm/día)	2.16	2.2	2.72	3.38	3.92	3.95	4.18	4.19	3.58	3.15	2.74	2.28	38.44

Los valores de requerimiento de agua para la célula de cultivos seleccionada se encuentran en el anexo N° 3.

4.3.- Diseño Hidrológico

Para estimar los caudales en la cuenca del río Camacho, en el sector donde se ubica la estación de Bombeo, se realizó mediante la aplicación de métodos empíricos, considerando un historial de precipitaciones de las estaciones que se encuentren dentro al cuenca para este caso se ha utilizado la estación de Chocloca, las áreas de aporte, la longitud del río principal de la cuenca, como se muestra en los numerales de más abajo.

4.3.1.- Áreas de Aporte

Delimitación del área de proyecto

Las áreas de aporte de la cuenca del río Camacho son:

Por la margen izquierda:

- a) Cuenca del río Camacho (Chaguaya, Cañas y la Huerta)
- b) Cuenca del río Alisos
- c) Cuenca del río Armaoz
- d) Cuenca de la quebrada de Huayco Grande
- e) Cuenca de la quebrada de El Saladillo

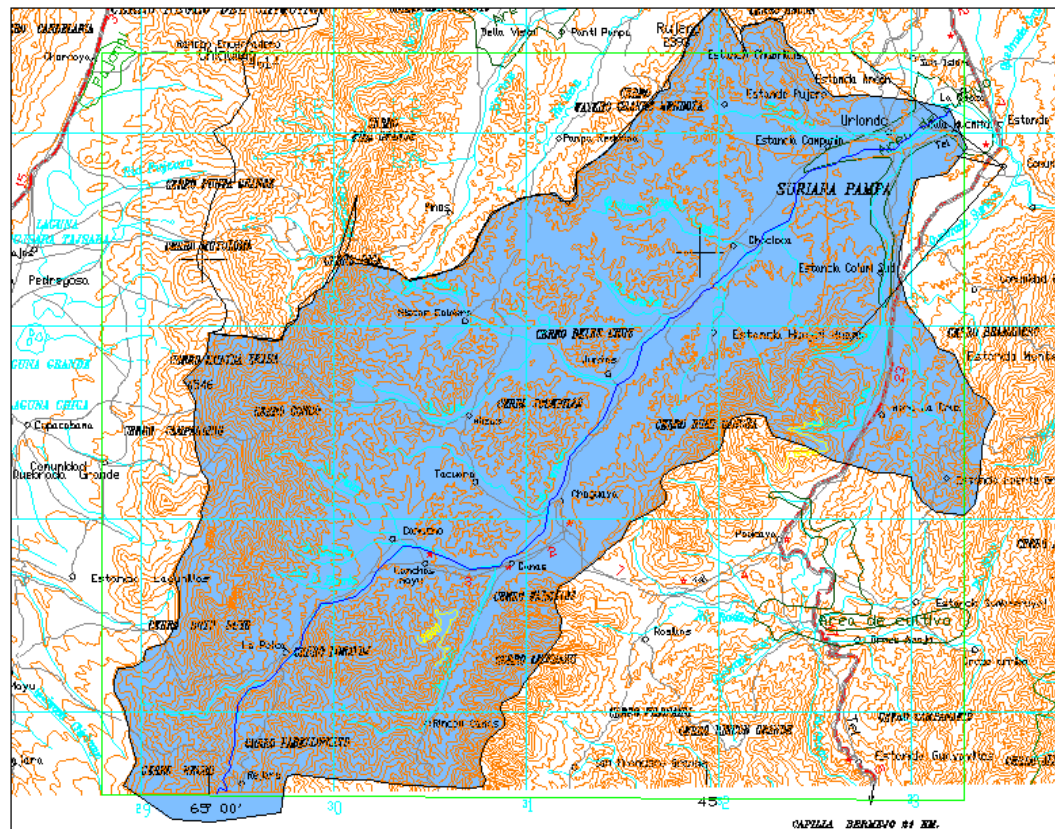
Por la margen derecha:

- f) Cuenca de la quebrada de San José de Charaja
- g) Cuenca de la quebrada de Huayrihuana
- h) Cuenca de la quebrada de Barrientos

Para la determinación del área de aporte total de la cuenca se ha utilizado la carta del IGM, perteneciente a la Hoja N° 6629-2 SF-20-5, como se puede apreciar en la imagen siguiente:

La cuenca del río Camacho tiene una superficie de: 919.80 km²

Figura N°28: Cuenca del Río Camacho



El área de la cuenca del río Camacho hasta la descarga en el Río Camacho es de 930,20 km^2 , con una longitud de la cuenca de 54.74 Km.

Y el área de aporte de la cuenca del Camacho hasta la ubicación de la obra de toma “Galería filtrante con pozo de bombeo”, es de: **746,32 km^2** , y con una longitud del cauce principal de **$L=50.159 \text{ km}$** .

Se dispone de información pluviométrica en las estaciones siguientes: Alisos, Juntas, Chocloca, Concepción, Calamuchita y Colón Sud. Así mismo se dispone de información en estaciones próximas como las de: Cañas, Padcaya, Canchas Mayu, Calderillas, Pinos y Pampa Redonda (Cuadro N° 7).

Cuadro N°7: Precipitación Media Anual en mm

N°	Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altura m.s.n.m.	Años de Observación	Precipitación media anual en mm
1	Alisos	21° 50´	64° 52´	2.040	14	846
2	Juntas	21° 49´	64° 48´	1.870	32	680
3	Chocloca	21° 45´	64° 44´	1.780	27	644
4	San Nicolás	21° 43´	64° 31´	1.800	15	490
5	Concepción	21° 41´	64° 39´	1.710	32	569
6	Calamuchita	21° 42´	64° 30´	1.690	14	375
7	Colón Sud	21° 48´	64° 39´	2.000	14	372
8	Cañas	21° 54´	64° 55´	2.030	29	740
9	Padcaya	21° 53´	64° 43´	2.010	22	643
10	Canchas Mayu	21° 53´	64° 54´	2.110	23	927
11	Calderillas	21° 45´	64° 57´	2.800	33	1.250
12	Pinos	21° 44´	64° 53´	2.100	36	1.165
13	Pampa Redonda	21° 42´	64° 49´	1.980	27	904

La precipitación media anual en el valle varía desde los 680 mm en Juntas hasta 375 mm en Calamuchita.

De los registros pluviométricos de la estación, que se incluyen en el Anexo N° 1, se obtienen los valores extremos de la lluvia anual, los mismos que muestran el rango de variación y son los siguientes (Cuadro N° 8).

Cuadro N°8: Lluvia Anual en las Estaciones del Área de Estudio (en mm)

ESTACIÓN	Media Anual	Máxima Anual	Mínima Anual
Alisos	846	1.221	482
Juntas	680	1.061	418
Chocloca	644	941	437
San Nicolás	490	590	328
Concepción	569	897	245
Calamuchita	375	471	253
Colón Sud	372	556	119

*Para el presente estudio se utilizará los datos de precipitación de la estación de **CHOCLOCA** de acuerdo al siguiente cuadro:*

Continuación cuadro N° 9

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Total
2003	133,9	53,8	135,6	2,0	2,4	1,0	0,0	0,0	6,2	158,2	50,9	137,5	681,5
2004	99,3	115,9	139,4	30,6	15,0	0,0	0,8	1,0	28,1	18,7	54,9	104,2	607,9
2005	94,8	229,5	135,7	15,5	0,0	0,0	3,5	0,5	7,0	10,0	112,0	157,8	766,3
2006	173,3	121,0	143,5	64,0	7,5	0,0	0,0	0,0	1,0	87,0	27,3	67,5	692,1
2007	193,0	48,0	164,7	19,5	6,0	0,0	0,0	0,0	78,5	78,0	78,5	168,0	834,2
2008	194,5	176,5	70,5	35,5	0,0	0,0	0,0	1,0	3,0	30,5			
2009	182,0	107,5	141,0	36,5	0,0	0,0	2,0	5,0	8,5	0,5	74,5	199,5	757,0
2010	64,0	155,0	134,4				0,0	0,0	0,0	13,5	4,0	84,5	
2011	182,8	148,2	45,6	31,3									
MEDIA	138,7	111,5	107,2	29,3	4,0	1,1	1,3	4,5	13,0	49,1	81,0	117,2	657,9

Entre otras características climáticas también se tipifican los fenómenos naturales adversos como las granizadas, que son muy frecuentes, generalmente a fines de primavera y en verano. Se origina principalmente debido a la presencia de corrientes convectivas de aire húmedo que forman las nubes del tipo cumulonimbus, que es donde provienen las granizadas.

El régimen de heladas es considerado al periodo medio, libre de heladas en Tarija está alrededor de los 273 días quedando un periodo medio con heladas de 92 días comprendidos entre el 25 de mayo y el 25 de agosto y considerando varias estaciones de información se tiene un promedio de frecuencia de heladas de 21 heladas por año, en cuanto a la frecuencia media mensual podemos indicar que el mes de julio es el que presenta con el mayor número, de 9,5 heladas seguido por junio con 9,1 heladas y agosto con 4,3 heladas.

4.3.2.2.- Temperaturas

En la estación CHOCLOCA se dispone de datos termométricos, cuyos valores medios mensuales se muestran a continuación:

Cuadro N° 10: Temperatura Media (°C)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1992											19,3	21,7	
1993	21,3	18,9	20,5	19,7	16,8	14,7	12,5	15,2	17,1	20,8	21,0	21,3	18,3
1994	21,3	21,4	19,4	19,7	18,6	15,6	13,9	16,5	19,7	20,9	21,1	21,9	19,2
1995	21,7	21,0	20,7	18,4	16,4	16,4	15,3	16,6	18,0			19,8	
1996	20,5		19,5	18,7	16,1	11,8	12,6	15,8	15,5	18,8	20,2	20,6	
1997	21,1	20,8	18,9	17,7	15,1	13,8	15,6	15,2	18,6	19,6	20,6	22,2	18,3
1998	22,9	20,8	20,5	18,7	14,7	13,7	14,7	14,9	15,4	18,6	19,5	19,7	17,9
1999	20,3	21,0	20,7	16,9	15,0	11,8	11,9	14,1	18,4	17,7	17,9	20,0	17,1
2000	21,2	20,9	19,9	19,8	14,9	14,4	10,6	16,9	17,8				
2001													
2002												21,7	
2003	21,5	21,2	20,2	18,0	16,8	14,7	12,3	13,5	16,3	19,5	19,7	20,4	17,8
2004	20,8	19,9	20,2	19,1	11,4	12,9	13,8	15,4	16,8	19,1	18,8	21,2	17,5
2005	21,3		19,1	17,0	15,3	13,9	11,5	15,2	12,2	17,8	19,8	20,5	
2006	20,1	19,4	20,2	17,3	13,5	14,2	13,9	14,6	15,1	20,3	19,4	22,0	17,5
2007	21,3	20,1	19,2	16,4	13,1	14,4	10,9	11,7	16,5	19,7	21,6	20,3	17,1
2008	20,7	19,4	19,2	16,8	14,0	11,4	14,8	14,5	14,4	18,2	19,9	19,8	16,9
2009	20,3	20,2	18,7	17,6	15,9	12,8	12,2	14,4	14,7	18,6	17,0	20,5	16,9
2010	20,7	21,6	21,4				9,2	13,3	17,2	17,4	18,0	20,8	
2011	20,2	19,4	18,6	18,2									
MEDIA	21,0	20,4	19,8	18,1	15,2	13,8	12,9	14,9	16,5	19,1	19,6	20,9	17,7

Como se observa, los valores de las temperaturas medias mensuales, las máximas temperaturas se presentan en el mes de Enero de 21 °C.

4.3.2.3.- Evaporación

La ESTACIÓN de CHOCLOCA, cuenta con datos de evaporación, cuyos valores mensuales y medio son los siguientes:

Cuadro N° 11: Evaporación Media (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1995												5,5	
1996	5,0		4,4	4,2	3,2	2,5	2,7	3,8	4,3	5,2	5,6	5,0	
1997	4,5	4,5	4,2	3,5	3,4	3,9	3,9	4,1	4,4	5,4	4,8	5,7	4,4
1998	5,3	3,9	4,1	4,1	3,4	2,8	3,2	4,4	4,6	8,9	4,9	5,0	4,5
1999	4,2	4,8	4,3	2,8	3,0	2,6	3,2	4,0	5,4	4,8	4,5	4,5	4,0
2000	4,8	4,7	4,2		2,6	3,0							
2001													
2002												6,5	
2003	5,1	5,6	4,8	3,8	3,8	3,0	3,0	4,4	5,5	5,9	5,8	4,9	4,6
2004	5,3	5,0	4,2	3,8	2,8	3,0	3,2	4,0	5,4	6,0	5,6	4,9	4,4
2005	6,0	4,6	5,0	3,4	3,4	2,8	2,9	5,0	4,8	5,5	5,8	5,4	4,5
2006	5,5	5,4	4,4	3,0	2,7	2,9	3,2	4,3	5,2	4,3	5,0	5,9	4,3
2007	5,4	5,0	4,4	3,0	2,1	3,1	3,3	4,0	4,7	5,8	4,8	5,0	4,2
2008	4,5	4,5	4,0	3,0	3,0	2,1	3,0	3,3					
2009													
2010			5,6				2,7	4,2	6,2	4,9	5,5	6,0	
2011	4,6		3,9	3,7									
MEDIA	5,0	4,8	4,4	3,5	3,0	2,9	3,1	4,1	5,0	5,7	5,2	5,4	4,4

4.3.2.4.- Humedad

La humedad relativa, promedio mensual, fluctúa desde un mínimo del orden del 60.5% hasta un máximo de 75.7%, los datos correspondientes a la estación de CHOCLOCA, se anotan en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 12: Humedad Relativa (%)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1992											81,6	83,4	
1993	83,8	89,1	88,8	84,7	80,9	75,4	80,7	78,3	74,9	78,0	76,6	81,2	81,0
1994	83,4	86,8	83,3	80,4	76,7	73,4	68,5	71,4	70,2	76,3	82,4	78,1	77,6
1995	82,8	86,4	83,9	81,0	78,4	69,8	68,7	74,6	73,4			60,0	
1996	65,2		66,3	64,6	61,0	54,5	52,0	51,7	53,6			55,3	
1997	51,3	62,0	69,6	67,3	60,2	47,7	54,4	55,2	64,0	62,0	67,8	68,1	60,8
1998	70,0	74,3	72,6	70,0	58,1	59,5	59,8	61,0	57,5	59,7	67,2	62,9	64,4
1999	69,6	69,8	73,1	73,1	63,6	57,3	51,4	44,7	50,2	62,6	63,6	73,8	62,7
2000	75,7	69,6	74,6	68,4	68,1	44,2	55,5	54,8	52,7				
2001													
2002												68,4	
2003	72,2	68,3	72,9	58,8	64,9	63,1	63,9	63,7	60,0	67,5	59,2	68,7	65,3
2004	66,5	79,4	82,1	73,9		66,4	67,2	66,3	63,6	65,2	71,0	70,9	
2005	67,8	73,0	72,8	71,5	62,5	61,6	63,1	59,7	60,6	61,9	66,6	69,3	65,9
2006	70,0	72,0	70,1	70,0	69,0	62,2	54,6	49,0	41,6	56,6			
2007	63,7	75,0	74,5	72,0	63,0	56,4	52,0	58,7	64,2	66,0	71,0	72,0	65,7
2008											75,4	81,1	
2009	77,8												
MEDIA	71,4	75,5	75,7	72,0	67,2	60,9	60,9	60,7	60,5	65,6	71,1	70,9	67,9

4.3.2.4.- Viento

Se presenta vientos débiles a moderados de dirección variable de origen local, el régimen normal de vientos en el área de influencia del proyecto, que corresponde en gran parte al Valle central de Tarija, está determinado por el ingreso de masas de aire denso a través de la fractura geológica de la Angostura, razón por la cual, la intensidad, así como la dirección predominante se modifica al distribuirse tanto hacia el norte como al sur, de este punto de referencia.

Este aspecto hace que el impacto directo del viento inicialmente se manifieste en el sector muy bien denominado de la ventolera, en el que la dirección predominante es al sureste, dirección que se conserva con muy poca variación, cuando el viento avanza hacia el norte; sin embargo cuando se extiende hacia el sur la dirección del viento cambia hacia noreste, principalmente en la cuenca del río Camacho o sea la misma orientación que tiene esta cuenca.

En la región de la Ventolera los vientos alcanzan en el mes de agosto y septiembre de 25 metros por segundo, cuya intensidad varia, de julio a noviembre, alcanzando solo hasta 8 m/s.

Respecto a las velocidades promedio del área de estudio, alcanza 14 km/h con dirección predominante de Sudeste.

Cuadro N° 13: Velocidad del Viento (km/hr a 2mt)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1995												3,3	
1996	3,4							5,0	7,7	7,9	7,3	4,3	
1997	3,3	3,1		6,5	11,2	9,4	7,7	8,6	7,1	9,4	8,5	10,9	
1998	8,5	9,6	8,9	8,9	9,7	8,7	9,0	7,7	11,2	8,9	10,1	9,9	11,2
1999	8,5	7,6	6,5	6,8	7,3	7,1	8,8	9,1	8,7	9,3	8,8	8,9	9,3
2000	8,3	10,2	8,8	11,4	11,1	12,0	12,5	8,9	12,1				
2001													
2002													
2003		6,9	5,8	8,2	8,6	8,1	12,4	14,0	14,4	12,4	10,5	11,1	
2004	9,9	9,1	7,5	6,9	8,1	7,7	8,6	8,7	9,5	9,6	8,9	7,9	9,9
2005	7,9	7,2	7,3	8,7	7,6	5,9	7,7	9,4	7,8	8,1	7,2	6,9	9,4
2006	6,1	6,7	4,9	3,7	5,6	8,3	7,6	8,4	8,5	8,1	6,8	7,2	8,5
2007	6,3	6,4		5,4	6,0	8,5	6,2	6,9	7,4	8,2	6,3	5,8	
2008	5,2	5,1	4,8	4,7	6,0	5,3	8,8	9,2	7,8	7,8	3,6	2,5	9,2
2009		8,1							7,6				
2010	8,4	7,8	7,3				8,1	7,7	9,9	9,0	8,8		
2011			6,5	7,6									
MEDIA	9,9	10,2	8,9	11,4	11,2	12,0	12,5	14,0	14,4	12,4	10,5	11,1	14,4

4.3.2.5.- Clasificación climática

Utilizando el modelo climático de Caldas-Lang, se define en principio el piso térmico basado en una relación empírica que muestra que para una altura entre 1001 y 2000 m.s.n.m., con temperaturas medias de 17.5-24 °C el clima es templado.

Se establece también el índice de efectividad de la precipitación, que es el valor obtenido dividiendo la precipitación anual en mm y la temperatura media en grados centígrados, relación con la cual fija los tipos de climas.

Para P/T entre 20.1 y 40	Árido
Para P/T entre 40.1 y 60	Semiárido

Observando los valores la P/T en las 3 estaciones, se tiene que los años con precipitación mayor a la media se presenta un tipo de clima semiárido y si la precipitación es igual o inferior a la media, un clima árido.

Por tanto, los valles de los afluentes del Camacho tienen un clima predominantemente Templado - Semiárido.

4.3.3.- Cálculo de Caudal Máximo, Caudal Mínimo

4.3.3.1.-Caudales Máximos

Caudales de crecida

Para la determinación de los caudales de crecida, se realiza el análisis de frecuencia de lluvias máximas diarias y posteriormente las precipitaciones de corta duración.

Calculo de lluvias máximas diarias.

Para el cálculo de las lluvias máximas diarias para diferentes periodos de retorno utiliza la Ley de Gumbell.

$$HdT = Ed(1 + Kd * \text{Log}T) \quad (4.2)$$

De los datos de precipitaciones máximas diarias de la estación de Chocloca se obtiene los valores de Ed , Kd , de acuerdo al cuadro siguiente:

Cuadro N° 14: Precipitación Máxima Diaria (mm)

AÑO	CHOCLOCA
1975 - 1976	
1976 - 1977	37.00
1977 - 1978	48.10
1978 - 1979	51.00
1979 - 1980	45.00
1980 - 1981	56.00
1981 - 1982	38.50
1982 - 1983	30.20
1983 - 1984	46.00
1984 - 1985	30.50
1985 - 1986	53.20
1986 - 1987	60.20
1987 - 1988	34.20
1988 - 1989	30.00
1989 - 1990	32.00
1990 - 1991	38.40
1991 - 1992	44.30
1992 - 1993	26.50
1993 - 1994	57.70
1994 - 1995	74.80
1995 - 1996	
1996 - 1997	
1997 - 1998	59.00
1998 - 1999	40.00
1999 - 2000	63.00
2000 - 2001	
2001 - 2002	
2002 - 2003	
2003 - 2004	66.50
2004 - 2005	45.50
2005 - 2006	55.00
2006 - 2007	42.00
2007 - 2008	66.00
2008 - 2009	
2009 - 2010	62.00
2010 - 2011	
2011 - 2012	

Continuación de Cuadro N° 14

# DATOS	28
MEDIA (hd)	47.593
DESV. (Sd)	13.0611
MODA (Ed)	41.7154
CARACT.(Kd)	0.5621

Donde los valores de Moda se obtienen de:

$$Ed = Media - 0.45Desviación \quad (4.3)$$

$$Kd = Sd / 0.5772 Ed \quad (4.4)$$

Reemplazando los valores de Kd y Ed para diferentes periodos de retorno se tiene los siguientes valores de Altura de lluvia máxima diaria:

Cuadro N° 15: Altura de Lluvia Máxima Diaria (mm)

Periodo de Retorno (años)	hdT (mm)
10	65.164
15	69.293
20	72.223
25	74.496
30	76.352
50	81.554

Características Morfológicas de la Cuenca:

Las características morfológicas de la cuenca se describen a continuación:

A= Área de la cuenca (Km²)

L= Longitud de Cauce Principal (Km)

$S=i$ = Pendiente del lecho del río perteneciente a cada uno de las sub-cuencas

Cálculo del tiempo de concentración “Tc”

Para el cálculo del tiempo de concentración se utiliza las diferentes fórmulas para luego obtener una media entre los tiempos de concentración más relevantes:

Giandotti.-

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * i * L} \quad (4.5)$$

California.-

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0.77} \quad (4.6)$$

Ventura Heras.-

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{i}} \quad (4.7)$$

Chereque.-

$$T_c = 0,000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.8)$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce en metros

A = Área de la cuenca en Km^2

S = Pendiente media que es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.

t_c : Tiempo de concentración en hrs.

A : Área de la cuenca en Km². **736.32**

L : Longitud del río principal Km. **50.159**

J : Pendiente media del río Principal **0.042**

H : Desnivel máxima, se expresa en mts. **2118**

C : Coeficiente de escorrentía **0.34**

Y el tiempo de concentración es de:

GIAMDOTTI	CALIFORNIA	VENTURA-HERA	CHEREQUE
$t_c = 3.45$ hrs.	$t_c = 4.56$ hrs.	$t_c = 6.62$ hrs.	$t_c = 4.6$ hrs.

Adoptamos un valor promedio de $T_c = 4.80$ hrs.

Calculo de intensidades para diferentes periodos de retorno

Lluvias de corta duración:

Las curvas de probabilidad pluviométrica, responden a una ecuación del tipo:

$$h_{t,T} = at^B \quad (4.9)$$

que representa el comportamiento matemático de la lluvia para diferentes duraciones (t), correspondientes a un mismo periodo de retorno (T).

Considerando que la lluvia diaria generalmente tiende a tener duraciones no mayores a 18 horas, resulta:

$$a = \frac{h_{d,T}}{18^B} \quad (4.10)$$

Donde:

$h_{d,T}$ = Lluvia máxima diaria correspondiente a un periodo de retorno T.

Obteniéndose así:

$$h_{t,T} = h_{d,T} \left(\frac{t}{18} \right)^B \quad (4.11)$$

Siendo:

$h_{t,T}$ = Lluvia máxima para t horas de duración correspondiente a un periodo de retorno T.

B = Exponente que se obtiene mediante ley de regresión cuando se dispone de datos pluviográficos, sin embargo, en este caso no se dispone de tal información. La práctica ha demostrado, que puede variar entre 0.2 y 0.3; se adopta el primer valor por estar del lado de la seguridad.

Finalmente la expresión para el cálculo de lluvias máximas de corta duración y para diferentes periodos de retorno, queda como sigue:

$$h_{t,T} = h_{d,T} \left(\frac{t}{18} \right)^{0.2} \quad (4.12)$$

En anexos se muestra los valores de altura de precipitación para diferentes periodos de retorno (T) y duraciones de lluvia (t).

Remplazando los valores se tiene que:

$$h_{d,T} = 72.22 \text{ mm/día}$$

$$h_{t,T} = 72.22 \left(\frac{4.8}{18} \right)^{0.2}$$

$$h_{t,T} = 55.41 \text{ mm}$$

Curvas de intensidad, duración y frecuencia

Para la determinación de las curvas de intensidad (i), duración (t) y periodo de retorno se ha utilizado la siguiente ecuación matemática:

$$i_{t,T} = \frac{h_{t,T}}{t} \quad (4.13)$$

Donde:

$i_{t,T}$ = Intensidad media de la lluvia máxima en mm/h de duración (t).

$h_{t,T}$ = Altura de la lluvia máxima en mm de duración (t) y periodo de retorno (T).

A fin de cuantificar los caudales máximos esperados, se ha procedido a la utilización de diferentes métodos que permitan realizar una comparación y evaluación de los mismos, de manera que el caudal correspondiente a la avenida del proyecto, esté lo más cercano posible a la realidad.

a) Estimación de máximos caudales por Fórmulas empíricas

Fórmula de Kuichling.-

$$Q = \left(\frac{1246}{A + 440} + 0.22 \right) A \quad (4.14)$$

Donde:

Q = caudal máximo en m^3/seg .

A = superficie de la cuenca en Km^2

Reemplazando valores: $Q = 941.9 m^3/seg$

Fórmula de Dickens:

$$Q = 6.90A^{3/4} \quad (4.15)$$

Donde:

$Q =$ caudal máximo en m^3/seg .

$A =$ superficie de la cuenca en Km^2

Reemplazando valores: $Q = 975.32 \text{ m}^3/\text{seg}$

Fórmula de Gauguillet.-

$$Q = \frac{25A}{5 + \sqrt{A}} \quad (4.16)$$

Donde:

$Q =$ caudal máximo en m^3/seg .

$A =$ superficie de la cuenca en Km^2

Reemplazando valores: $Q = 572.82 \text{ m}^3/\text{seg}$

b) Estimación de Máximos caudales por el Método Racional

Este método es mucho más coherente que las fórmulas empíricas, ya que en su cálculo introduce parámetros importantes como la intensidad horaria de lluvia para un periodo de retorno determinado y el coeficiente de escorrentía de la cuenca.

La estimación del caudal máximo se realiza mediante la siguiente ecuación matemática:

$$Q = \frac{CIA}{3.60} \quad (4.17)$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/seg.

A = superficie de la cuenca en Km²

C = coeficiente a dimensional en función a las características morfológicas de la cuenca.

I = intensidad de lluvia en mm/h con una duración igual al tiempo de concentración para un periodo de retorno T

Cuadro N° 16: Caudal Máximo (m³/seg)

PERIODO DE RETORNO T(años)	CAUDAL MAXIMO (m ³ /seg)
10	659.70
15	701.50
20	731.16
25	754.16
30	772.96
50	825.62

Sin embargo el método de cálculo de caudales máximo, utilizando el *Método Racional* **no corresponde** por estar limitado en función de las áreas de aporte:

- Mayor a 50 Ha
- Y menor a 500 Ha

Y como la superficie de la cuenca es mayor a 500 Ha No Se Puede Aplicar Este Método.

Por lo tanto se tomará como caudal máximo al promedio de los caudales obtenido en el inciso (a):

Cuadro N° 17: Resumen de Caudal Máximo (m³/seg)

N°	Descripción	Caudal (m ³ /seg)
1	Fórmula de Kuichling	941.9
2	Fórmula de Dickens	975.32
3	Fórmula de Gauguillet	572.82

Se adopta el promedio del caudal Máximo que es de **830.01 m³/seg**

4.3.3.2.-Caudal medio

Se ha estimado mediante el uso fórmulas empíricas, basándose en los datos hidrológicos de precipitación media de la estación meteorológica de CHOCLOCA, área de la cuenca, el coeficiente de escorrentía.

Se empleado mediante el método RACIONAL con la aplicación de la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{86,4 \times D_{mes}} \quad (4.18)$$

Donde;

C : Es el coeficiente de escorrentía, que para la cuenca del Camacho se tiene un coeficiente promedio de C=0.34

I : Intensidad en mm/mes (obtenida de los datos de precipitación → Precipitación media, con una probabilidad de ocurrencia del 75%)

A : Área de la cuenca en Km^2 ; El área de la cuenca hasta el lugar donde se encontrará emplazado la obra de toma (Galería filtrante), comunidad de la Compañía, es de 746.32 km^2 .

D_{mes} : Número de días del mes “analizado”

Se ha obtenido los caudales medios mensuales para cada mes, con una probabilidad de ocurrencia del 75%.

Q : Caudal medio en m^3/seg

Para el cual se ha determinado un caudal de:

Cuadro N° 18: Rendimiento de la Cuenca del Río Camacho 75%

Meses	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Caudales (L/Seg)	17860.91	15767.54	14066.99	3068.097	84.894	19.153	0	214.824	1156.333	6067.606	8697.611	15731.23

4.4.- Diseño Hidráulico

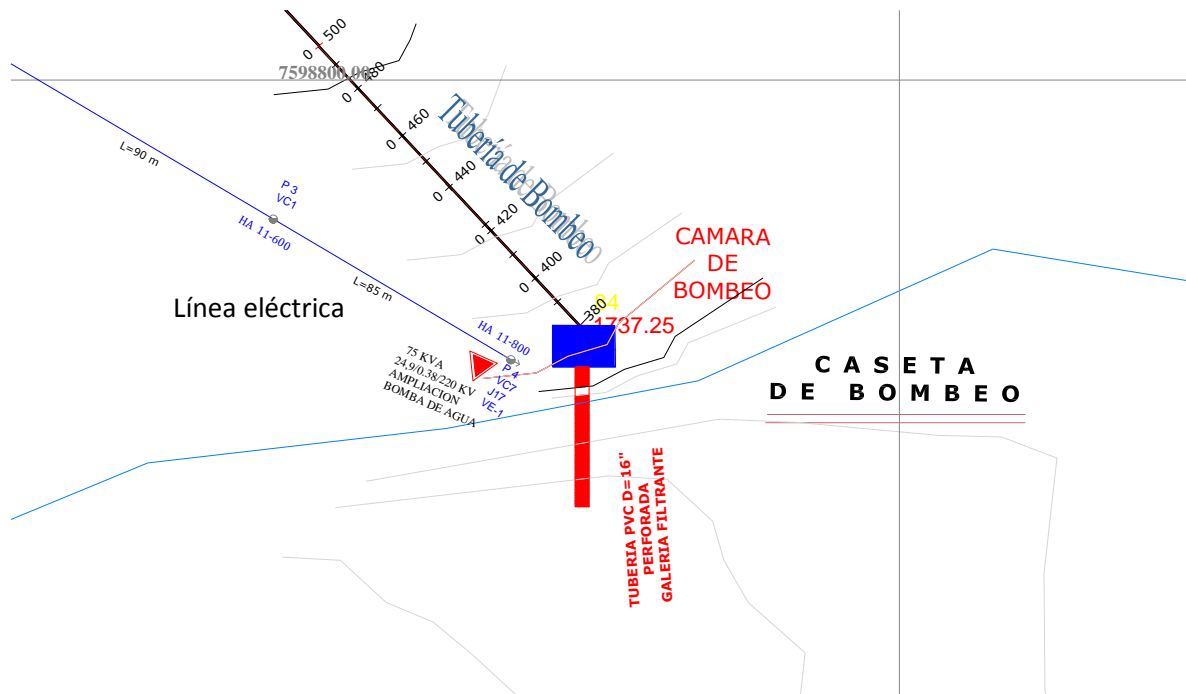
Las características del diseño están basadas en la disponibilidad del recurso agua, la situación topográfica y el uso de las tierras agropecuarias; está planteada con una tecnología sencilla, con el menor costo posible, asegurando la estabilidad y funcionalidad del sistema, bajo los principios del desarrollo sostenible y sustentable.

Para asegurar la correspondencia del diseño de los ramales con tubería de , en todos sus componentes, se efectuó en forma teórica, el replanteo de las obras, en referencia a la documentación, y otros elementos de guía topográfica, que fueron medidos, archivados electrónicamente y presentados en gráficos; para una inmediata y directa utilización en el posicionamiento, durante la etapa constructiva.

4.4.1.- Diseño de Obra de Toma

La Ubicación de la obra de toma se encuentra ubicada en la margen izquierda del río Camacho, el sector de la Qda. El Temporal, como se muestra en la siguiente gráfica:

Figura N° 31: Ubicación de Obra de Toma



El caudal de diseño se ha determinado en base al balance Hídrico aplicado a una serie de cultivos probables de cultivar en esta zona; el Caudal de diseño es de 16.09 litros por segundo.

Para el presente trabajo se ha determinado, la aplicación sobre el uso y aprovechamiento del agua sub-superficial del Río Camacho en el sector de la Compañía, la construcción de un pozo horizontal “Galería de Filtración”, con una longitud de 20 m, con perforaciones de 2 pulgadas con 5 filas horizontales en una tubería de $d=16''$, el mismo que conduce el agua hasta una cámara para realizar el bombeo correspondiente.

Tipo de galería con poca recarga superficial, debido a que en los meses críticos o de estiaje la galería no contara con recarga superficial, porque en esta época el caudal del Río Camacho es casi nulo.

La ecuación que se ha aplicado es la siguiente;

$$Q_u = \frac{\pi K a}{\ln \left[\frac{\left(\frac{1}{i} \right) \sqrt{\frac{Q_u * a}{\pi K}}}{r} \right]} \quad (4.19)$$

Donde;

K : Es el coeficiente de permeabilidad, este dato se ha obtenido de un estudio realizado en otro proyecto cercano a la zona del proyecto ($k=0.00133$), según calculo determinado en prueba de campo.

i : es el Gradiente hidráulico, este dato se ha obtenido de un estudio realizado en otro proyecto cercano a la zona del proyecto ($i=0.0127$ m/m)

a ; Profundidad a que se encuentra la galería, a partir del nivel freático, ($a=0.45$ m)

r : radio del conducto, es de 0.45 m.

Qu : Caudal Unitario que aporta el acuífero en m^3/seg ; se determinado mediante iteraciones, hasta que cumpla la igualdad.

Qu (lt/s.m.) = 1,00543

Por lo tanto la longitud de la Tubería es de:

$$Longitud\ Galería = \frac{Caudal\ Diseño}{Caudal\ Unitario}$$

$$L = 16.06/1.00543$$

$$L = 16\text{ m}$$

Por seguridad se adopta una longitud e tubería de 20 m.

4.4.2.- Diseño de Sistema de bombeo

Para la realización del sistema de bombeo, se ha aplicado la ecuación de general de Bernoulli, que consiste en la aplicación energía entre los dos puntos, y considerando las pérdidas de carga por fricción y pérdidas de cargas locales (válvulas, codos, tee, y otros accesorios del sistema).

Coefficiente de fricción; *para la determinación del coeficiente de fricción se ha utilizado el método numérico para resolver la ecuación de Colebrock; la ecuación es la siguiente;*

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{NRe \sqrt{f}} + \frac{K}{3.71D} \right)$$

$$f = \frac{1}{\left[2 \log \left(\frac{2.51}{NRe \sqrt{f}} + \frac{K}{3.71D} \right) \right]^2}$$

Luego :

En donde:

K = Rugosidad absoluta de la tubería

D = Diámetro interno de la tubería

NRe = Número de Reynolds

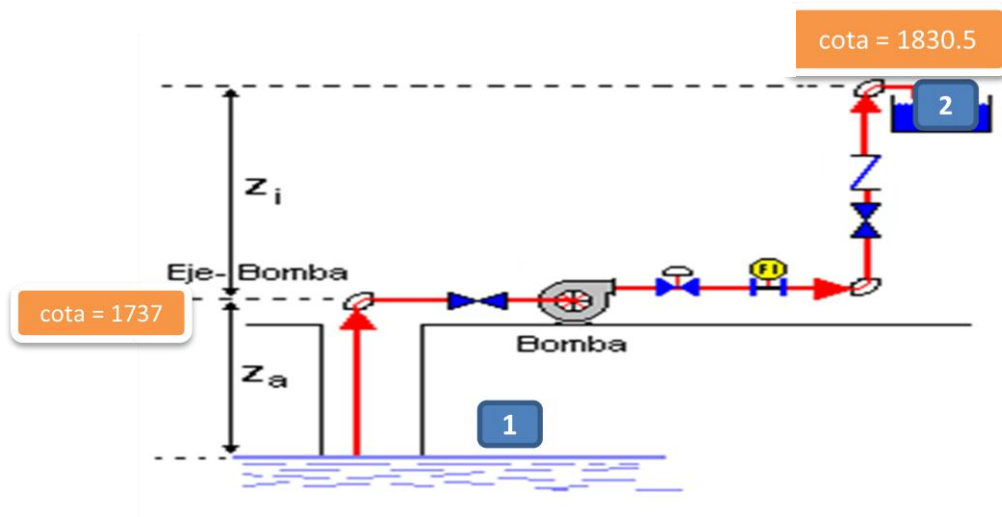
Son valores conocidos

(4.20)

Para cuando el número de Reynolds sea mayor a 2100.

Se ha obtenido el valor de “ f ”, mediante procedimientos iterativos hasta que cumpla la igualdad, par diferentes diámetros como se muestra en el siguiente cuadro:

Figura N° 32: Sistema de Típico de Bombeo



Datos:

$Q = 16.09$	Lt/s
$Q = 0.0161$	m ³ /s
$Z_a = 6$	m
$Z_i = 93.2$	m
Densidad = 999.72	kg/m ³
μ (viscosidad)	
= 0.0012	kg/m.s
K (Rugosidad)	
= 0.007	mm
e (red Bomba)	
= 80	%
L (longitud) = 2056	m
$D = ?$	Pulg.

Para el diseño del sistema de bombeo se tiene que determinar al diámetro de la tubería, el coeficiente de fricción y posteriormente la altura total.

Se aplica la ecuación de Bernoulli igualando energías entre los puntos 1 y 2, y dejando todo en función del diámetro:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} + hb - Hb \quad (4.21)$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + 0 + 0 = \frac{V_2^2}{2g} + 0 + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} + hl - Hb \quad (4.22)$$

Donde los datos conocidos son:

- El caudal
- Gravedad
- Presión en el Punto 1 es cero
- La altura de posición 1 es cero
- La velocidad en el Punto 1 y 2 se anulan considerando que tiene el mismo diámetro.

Por lo tanto nos quedaría lo siguiente;

$$0 + 0 + 0 = 0 + 0 + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} + hl - Hb \quad (4.23)$$

Por lo tanto la nos quedaría;

$$Hb = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{f_{1-2}} + hl \quad (4.24)$$

Remplazando los valores de $h_{f_{1-2}} + hl$, nos queda:

$$Hb = z_2 + f * \frac{V_2^2}{2g} * \frac{L}{D} + f * \frac{V_2^2}{2g} * \frac{Le}{D} \quad (4.25)$$

Cuadro N° 19: Método Iterativo para la Determinación “D” y “f”

N°	Diámetro Tubería		Velocidad	NRe	Tipo de Flujo	Coef. De Fricción
	D (Pulg)	D (m)	m/s			f (calculado)
1	8	0,2032	0,49615658	83.992,32	Turbulento	0,0188282
2	6	0,1524	0,882056143	111.989,76	Turbulento	0,0178325
3	4	0,1016	1,984626321	167.984,65	Turbulento	0,0166750
4	3	0,0762	3,52822457	223.979,53	Turbulento	0,0160543
5	2	0,0508	7,938505283	335.969,29	Turbulento	0,0155256

Pérdidas de cargas Locales; *las pérdidas de cargas locales se ha determinado mediante el uso de la ecuación de Darcy Weisbach, introduciendo a esta ecuación el concepto de longitud equivalente, la misma que es la sumatoria del números de accesorios por coeficiente que está en función de la longitud del accesorio por el diámetro.*

Luego, la caída de presión total en accesorios es:

$$h_a = f \frac{v^2 Le}{2gD}$$

Que es la fórmula general de Darcy – Weisbach o Ley de fricción. Siendo en este caso:

- h_a = pérdida de carga en accesorios
- f = coeficiente de fricción
- v = velocidad media de circulación del líquido
- g = aceleración de la gravedad
- D = diámetro interior de la tubería
- Le = longitud equivalente de accesorios

Para el presente trabajo se ha utilizado los coeficientes de la siguiente tabla:

Cuadro N° 20: Largo Equivalentes para Pérdidas Locales

DESCRIPCIÓN	LARGO EQUIVALENTE (L/D)
Válvula globo (abierta)	340
Válvula compuerta (abierta)	13
Válvula check (giro convencional)	135
Codo 90° (normal)	30
Codo 90° (radio largo)	20
Codo 180°	75
Codo 45°	16
Tee (flujo en ramal)	60
Tee (flujo a lo largo)	20
Medidor (desplazamiento positivo)	500 (*)
Reducción d/D (3/4)	13 (*)
Ampliación d/D (3/4)	24 (*)
Entrada común	24 (*)
Entrada de borda	28 (*)

Y la longitud equivalente es:

$$L_e = ((N_{\text{codos}} * 30) + (N_{\text{val comp}} * 13) + (N_{\text{teeramal}} * 60) + \dots) * D$$

Entonces la altura total de la bomba a ser igual a:

$$H_{\text{bomba}} = h_f + h_{\text{locales}} + H_e \quad (4.26)$$

Donde:

H_{bomba} = Altura total de la bomba

h_f = Pérdida de carga por fricción.

h_{locales} = Pérdida de cargas locales (Por accesorios del sistema).

$H_e = Z_a + Z_i$

Z_a = Altura de Succión

Z_i = Diferencia de cotas, entre el puesto de Bombeo y la cámara (Desnivel).

En el cuadro siguiente se puede mostrar los valores de (1) longitud equivalente, Perdidas por Fricción, Perdidas locales, desniveles parciales u finales:

Cuadro N° 21: Pérdidas por fricción, Pérdidas Locales y Altura total

longitud Equivalente	Perdidas por Fricción	Por Accesorios	Niveles (m)	Altura Total (m)
Le	hf (m)	ha	he = Zi+Za	H =hf+ha+he
145.69	2.390271196	0.169381871	99.2	101.7596531
109.27	9.539878781	0.507018573	99.2	109.2468974
72.85	67.74127442	2.400176151	99.2	169.3414506
54.64	274.8359141	7.303390126	99.2	381.3393042
36.42	2018.298313	35.75568601	99.2	2153.253999

La potencia requerida para vencer este desnivel viene expresado por:

$$P(kw) = \frac{Q * H * \rho * g}{1000 * E} \quad (4.27)$$

Donde:

Q : es el caudal de diseño (m^3/seg)

H : Altura total ó H_{bomba} (incluye pérdidas de cargas locales + pérdidas de carga por fricción + desnivel), expresado en (m).

ρ : Densidad del fluido a ser transportado (Kg/m^3)

E : Rendimiento de la Bomba, adimensional,

g : Aceleración Gravitacional (m/seg)

$P(kw)$ Es la potencia requerida para vencer la altura H, en Watts.

$P(Hp)$ Resulta de la división de $P(kw)$ entre 0.76.

Cuadro N° 22: Determinación de la Potencia de la Bomba

N°	Diam.	Altura Total	Potencia	
	D (m)	H=hf+ha+he	P (kw)	P (Hp)
1	0.2032	101.759653	20.07192672	26.41042989
2	0.1524	109.246897	21.54877352	28.35364937
3	0.1016	169.341451	33.40232679	43.95042999
4	0.0762	381.339304	75.21855998	98.97178944
5	0.0508	2153.254	424.725863	558.8498198

Se ha tomado como base para la selección de la el equipo de bombeo el valor de 28.35 Hp.

Los motores eléctricos que accionan las bombas deberán tener, según las normas oficiales vigentes, una potencia normal según las fórmulas siguientes:

$$P (\text{Hp})_{\text{motor}} = 1,3 * P (\text{Hp})_{\text{bomba}} \implies \text{para motores trifásicos}$$

Por lo tanto se tiene lo siguiente;

$$P (\text{Hp})_{\text{motor}} = 1,3 * 28.35$$

$$P (\text{Hp})_{\text{motor}} = 36.85 \text{ Hp}$$

Disponibilidad en el mercado del Equipo de Bombeo;

Y de acuerdo a la disponibilidad en el mercado, tipo de equipo de bombeo a combustible y/o electro bombas.

Para las características que tiene este sistema de Bombeo, tiene que cumplir con las condiciones lo siguiente:

- Caudal; de 965.40 Lts/min
- El desnivel que se quiere superar es de 93.20 m

Por lo tanto las características de la bomba a seleccionar es de:

- Caudal promedio de 965.40 lts/min, aproximadamente de $57.4 \text{ m}^3/\text{h}$.

De acuerdo a las curvas de características de la Bomba **Tipo 6NCBZ4PNCB** presenta:

- Tamaño 65-400 A
- Rpm = 1800
- Caudal Máximo de 2250 lts/min
- Con Potencia desde **40 Hp** hasta **65 Hp**
- Con NPSHR(m)

Figura N° 33: Esquema del Sistema de Bombeo

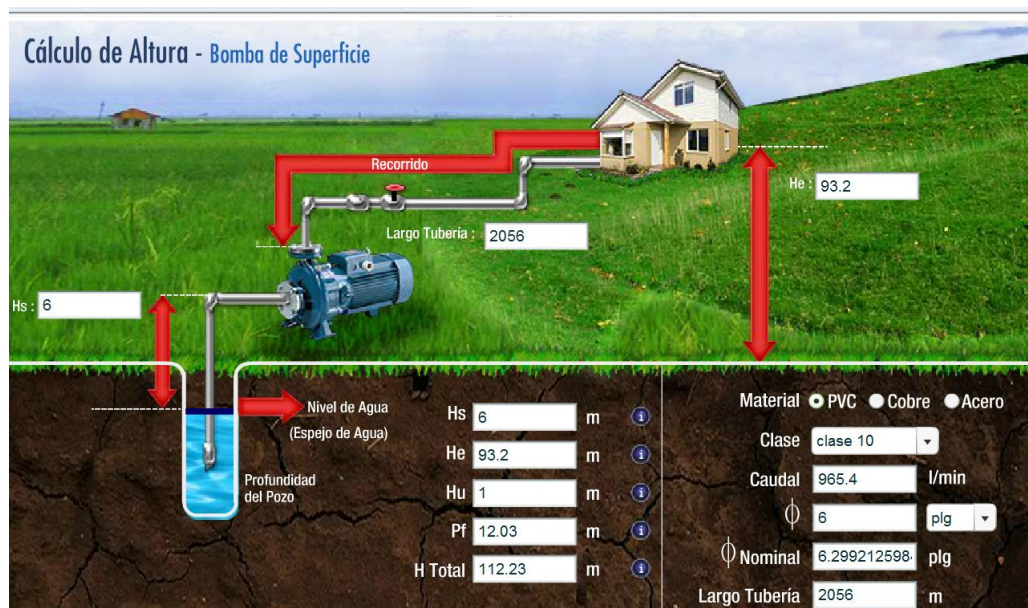


Figura N° 34: Equipo seleccionado

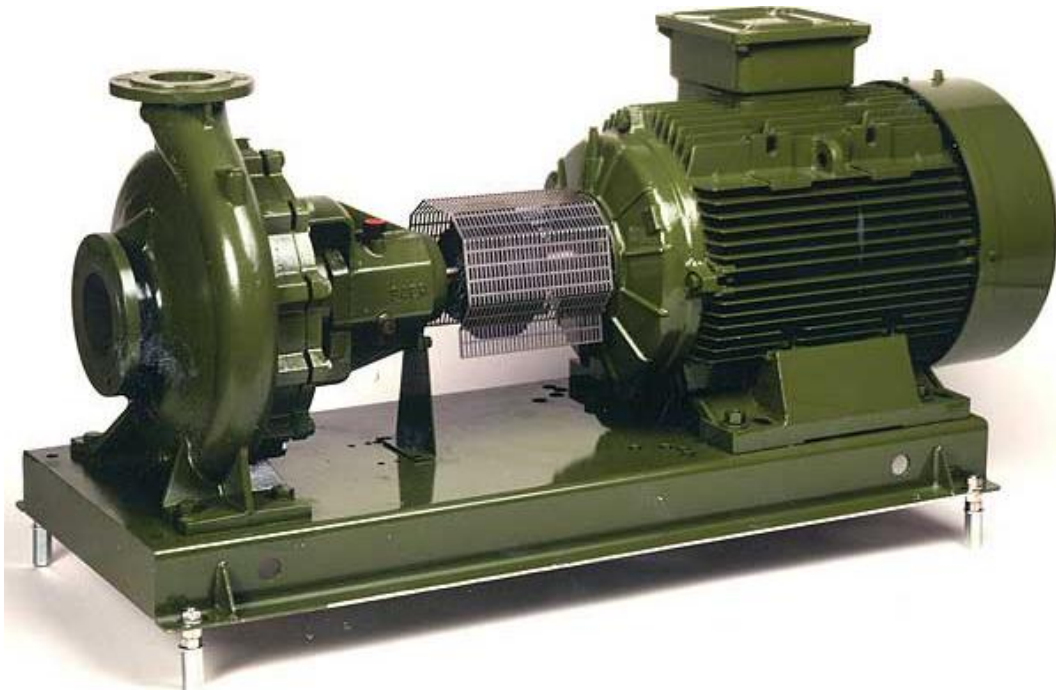
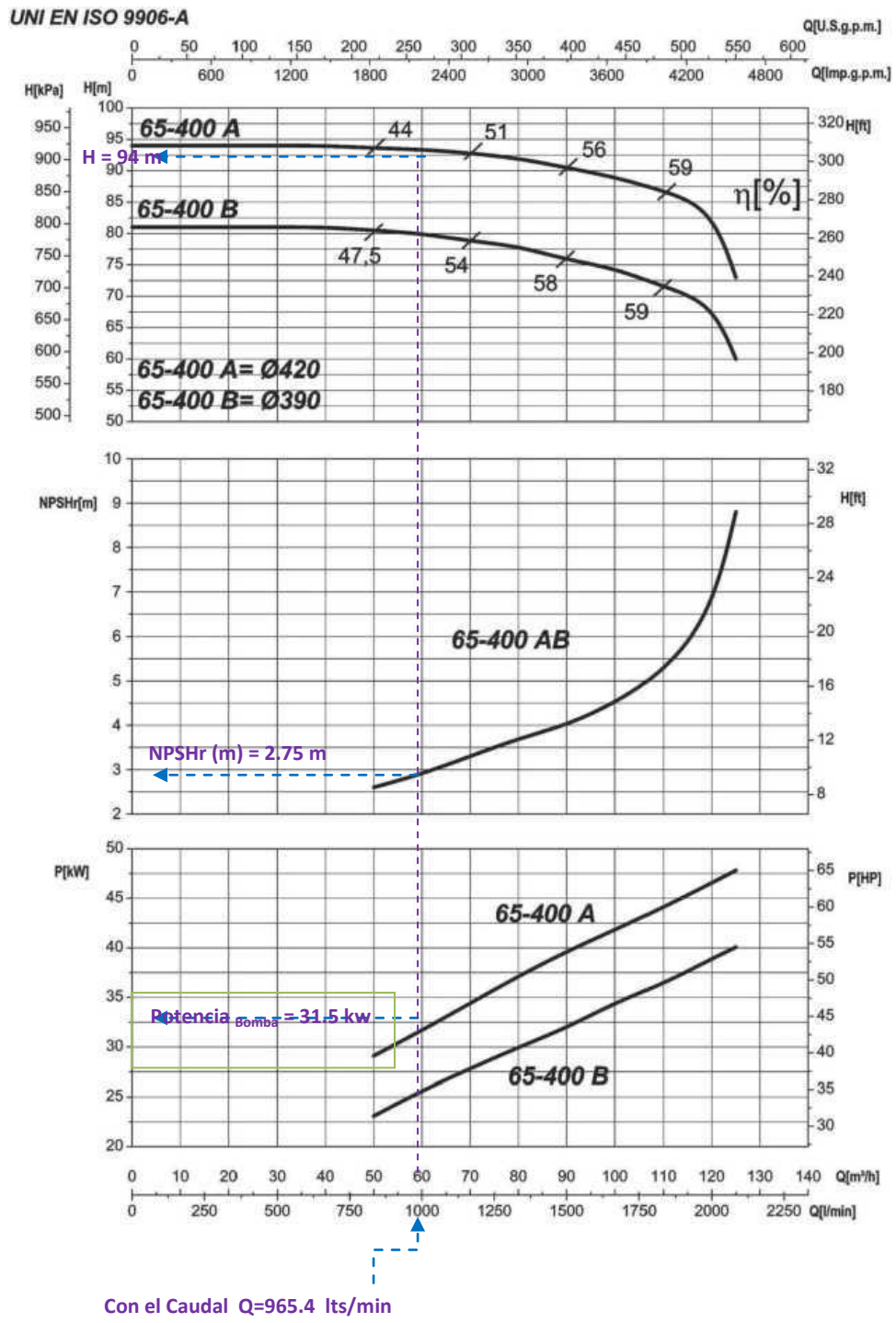


Figura N° 35: Curvas del Equipo Seleccionado



Como se puede observar que con el Caudal de 16.09 lts/Seg o 965.4 lts/min, se ingresa al Abaco de la Bomba, donde se puede obtener el valor de la potencia de 43 Hp, y el NPSHr (m) es de 2.9 y una altura de 94 m.

El sistema de bombeo consiste en la construcción de una Tubería de infiltración, la conduce a una cámara, y una caseta de bombeo, donde estará ubicada la bomba y con su tablero.

Figura N° 36: Vista en Planta Cámara y Caseta de Bombeo

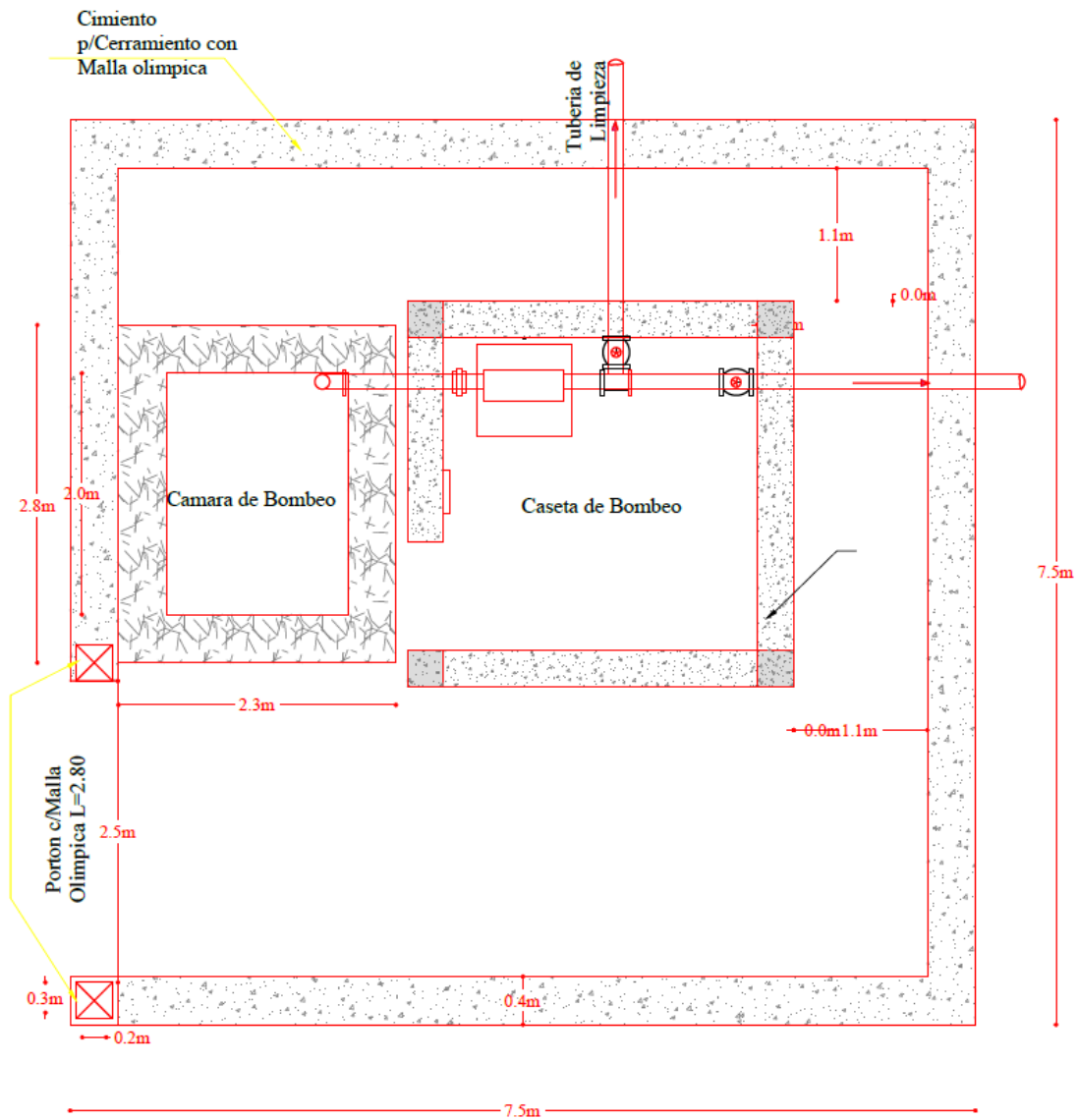
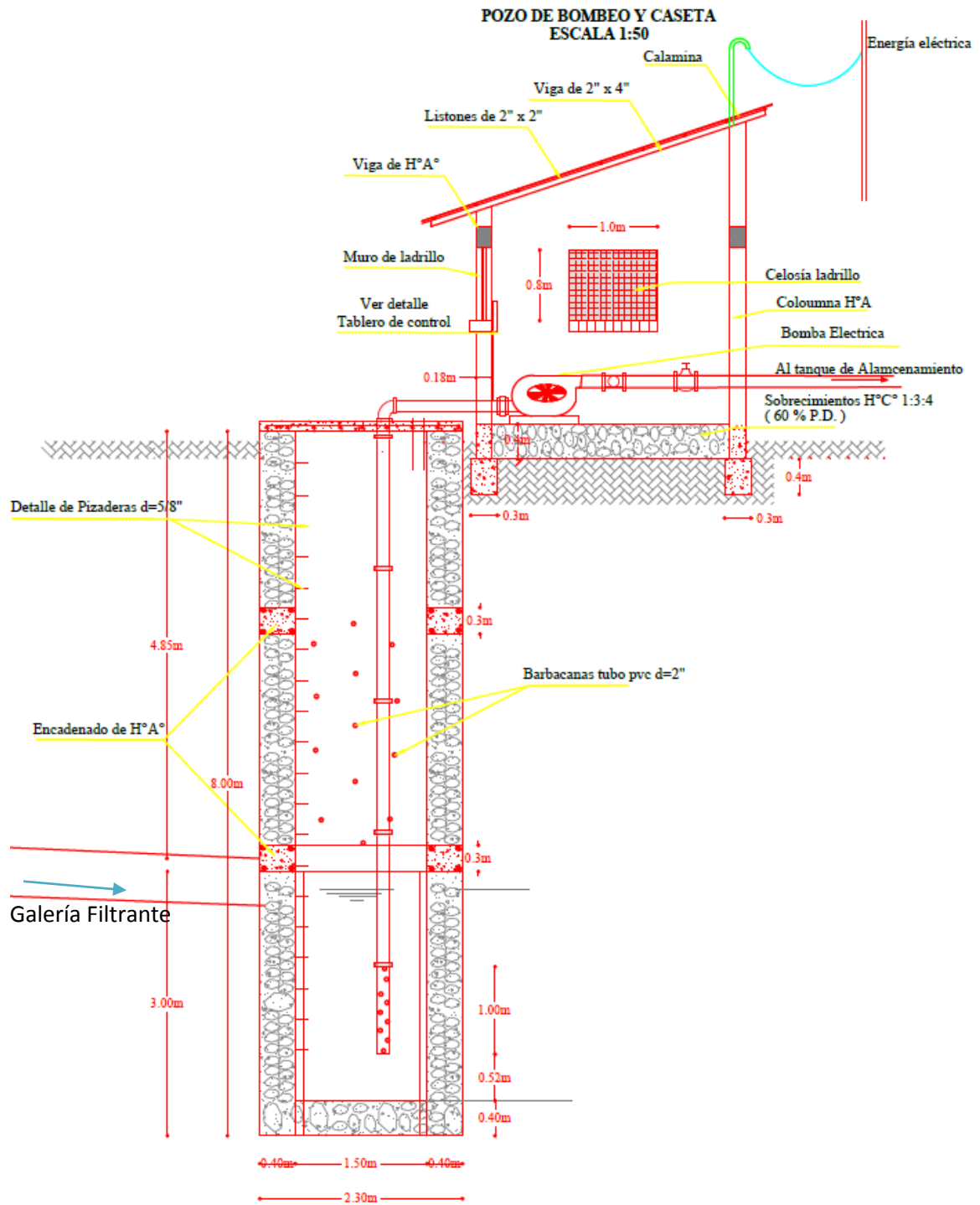


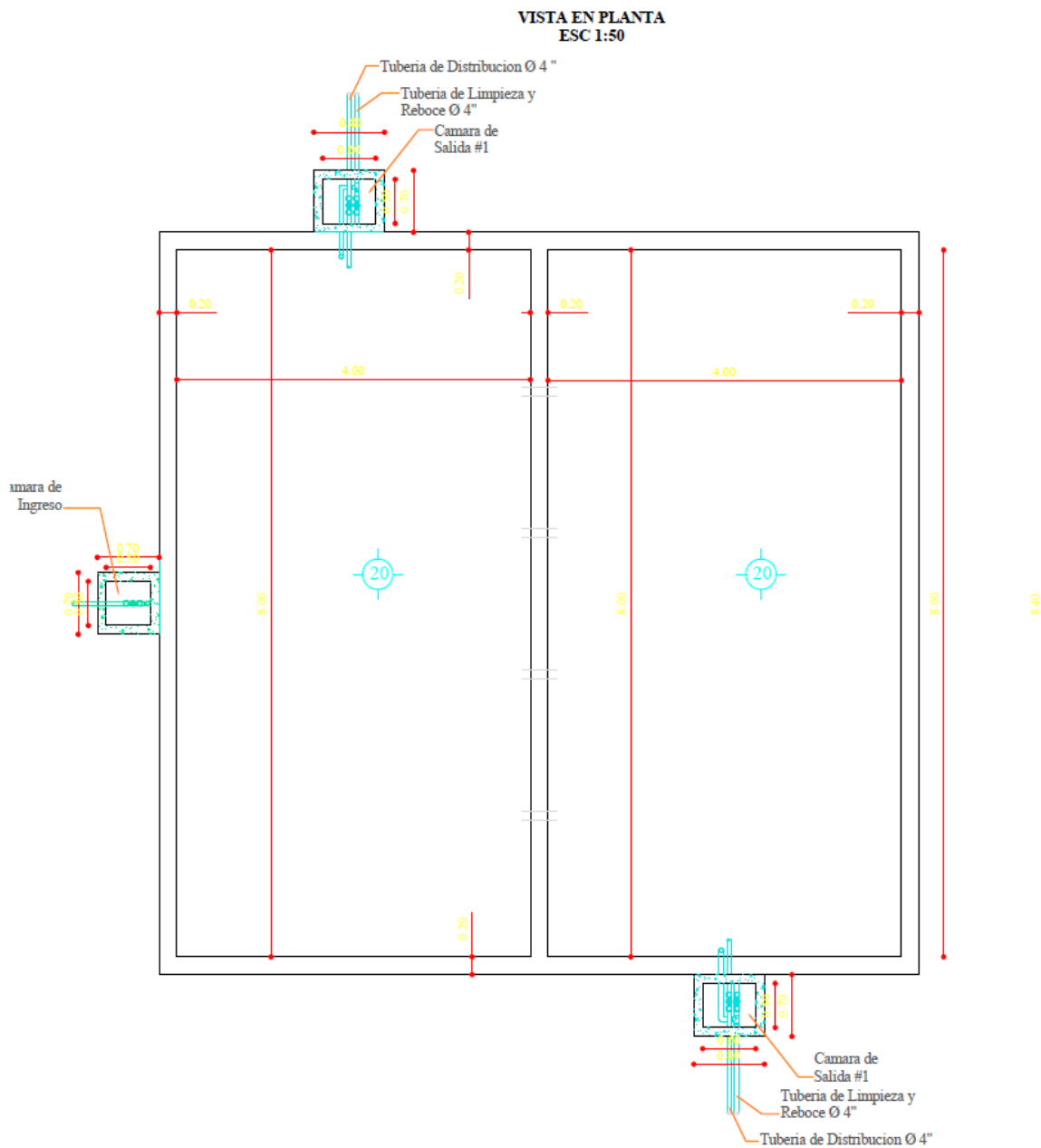
Figura N° 37: Vista en Corte de la Cámara de Bombeo



4.4.3.- Diseño de Cámara de Distribución

Se ha considerado la construcción de un reservorio de 89.60 m^3 , con un tiempo de llenado de 1.48 horas de bombeo para su llenado.

Figura N° 38: Vista en Planta de la Cámara de Distribución



4.4.4.- Diseño de Redes de Distribución

En los tramos donde la pendiente natural del terreno es muy elevado, se propone la colocación de tubería que trabaje a presión, vale decir debe trabajar a tubo lleno, por lo que las consideraciones para el diseño son las siguientes.

Cálculo Hidráulico.-

Para el dimensionamiento de las tuberías, se utilizaron las siguientes expresiones:

Fórmula de HAZEN-WILLIAMS:

$$\alpha = \frac{\Delta H}{L' * Q^n} \quad (4.28)$$

Donde:

ΔH = desnivel del Tramo. (m)

L' = Longitud del Tramo Afectado en 10 %. Para estimar pérdidas locales (m)

Q = Caudal de diseño (l/s).

$n = 1.85$

$$\alpha = \frac{1.21957 * 10^{10}}{C^{1.85} * D^{4.87}} \quad (4.29)$$

Donde:

α (alfa) = coeficiente (función tipo de material y diámetro)

D = diámetro en mm.

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería

$$X = \frac{\Delta H - \alpha_2 * L' * Q^n}{Q^n (\alpha_1 - \alpha_2)} \quad (4.30)$$

Donde:

X = distancia correspondiente al diámetro D1. (mm)

ΔH = desnivel del Tramo. (m)

L' = Longitud del Tramo Afectado en 10 %. Para estimar pérdidas locales (m)

Q = Caudal de diseño (l/s).

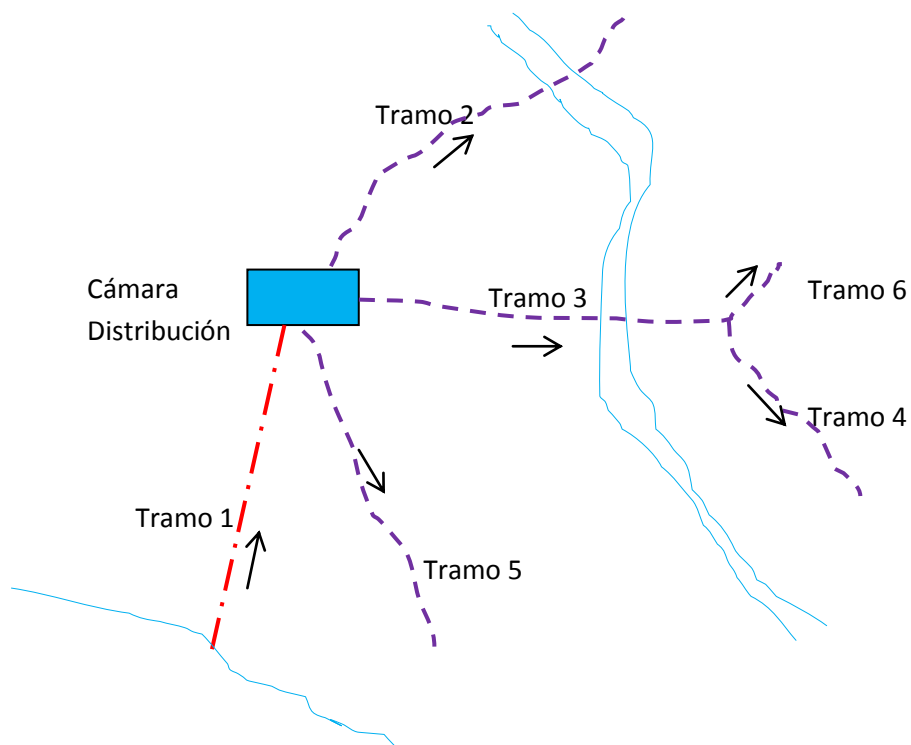
n = 1.85

α_1 = Coeficiente correspondiente al diámetro D1

α_2 = Coeficiente correspondiente al diámetro D2

Los resultados, se muestran en la sección de anexos.

Figura N° 39: Tramos de los Ramales de Distribución



Cuadro N° 23: Diseño de Tuberías de los Ramales

TRAMO		L Tomada (m)	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	%	L DISEÑO (m)	TOTA L TUBO S	Q Diseño (l/s)	Diametr o Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	Cte. de Tubería	Pérdida H (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA		OBSERVACIONES
Prog. Inicio	Prog. Final		INICIAL	FINAL											INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
TRAMO N° 2; ZONA RUJERITO ARRIBA																					
NIVEL ESTATICO = 1831																					
0+000	0+280	280	1831	1821.09	9.910	1.001	280.18	47	8.045	4	4	150	2.549	0.99	1831.000	1828.451	0.000	7.361	0.000	0.000	RESERVORIO
0+280	0+300	20	1821.09	1818.33	2.760	1.009	20.19	4	8.045	4	4	150	0.184	0.99	1821.090	1820.906	0.000	2.576	9.910	12.670	
0+300	0+340	40	1818.33	1818.04	0.290	1.000	40.00	7	8.045	4	4	150	0.364	0.99	1820.906	1820.542	2.576	2.502	12.670	12.960	
0+340	0+600	260	1818.04	1792.15	25.890	1.005	261.29	44	8.045	4	4	150	2.377	0.99	1820.542	1818.165	2.502	26.015	12.960	38.850	
0+600	0+660	60	1792.15	1789.07	3.080	1.001	60.08	11	8.045	4	4	150	0.547	0.99	1818.165	1817.618	26.015	28.548	38.850	41.930	
0+660	0+740	80	1789.07	1792.47	-3.400	1.001	80.07	14	8.045	4	4	150	0.728	0.99	1817.618	1816.890	28.548	24.420	41.930	38.530	
0+740	0+820	80	1792.47	1793.91	-1.440	1.000	80.01	14	8.045	4	4	150	0.728	0.99	1816.890	1816.162	24.420	22.252	38.530	37.090	
0+820	0+960	140	1793.91	1805.72	-11.810	1.004	140.50	24	8.045	4	4	150	1.278	0.99	1816.162	1814.884	22.252	9.164	37.090	25.280	
0+960	1+000	40	1805.72	1814.26	-8.540	1.023	40.90	7	8.045	4	4	150	0.372	0.99	1814.884	1814.512	9.164	0.252	25.280	16.740	
1+000	1+040	40	1814.26	1813.83	0.430	1.000	40.00	7	8.045	4	4	150	0.364	0.99	1814.512	1814.148	0.252	0.318	16.740	17.170	
1+040	1+200	160	1813.83	1811.12	2.710	1.000	160.02	27	8.045	4	4	150	1.456	0.99	1814.148	1812.692	0.318	1.572	17.170	19.880	
1+200	1+560	360	1811.12	1804.19	6.935	1.000	360.07	61	8.045	4	4	150	3.276	0.99	1812.692	1809.416	1.572	5.231	19.880	26.815	
1+560	1+620	60	1804.19	1805.38	-1.195	1.000	60.01	11	8.045	4	4	150	0.546	0.99	1809.416	1808.870	5.231	3.490	26.815	25.620	
TRAMO N° 3; ZONA HACIA CHORRILLOS																					
NIVEL ESTATICO = 1831																					
0+000	0+220	220	1831	1816.45	14.550	1.002	220.48	37	8.045	4	4	150	2.006	0.99	1831.000	1828.994	0.000	12.544	0.000	0.000	RESERVORIO
0+220	0+460	240	1816.45	1777.11	39.340	1.013	243.20	41	8.045	4	4	150	2.213	0.99	1816.450	1814.237	0.000	37.127	14.550	53.890	
0+460	0+580	120	1777.11	1776.13	0.980	1.000	120.00	21	8.045	4	4	150	1.092	0.99	1814.237	1813.145	37.127	37.015	53.890	54.870	
0+580	0+620	40	1776.13	1785.2	-9.068	1.025	41.01	7	8.045	4	4	150	0.373	0.99	1813.145	1812.772	37.015	27.574	54.870	45.802	
0+620	0+720	100	1785.2	1799.36	-14.166	1.010	101.00	17	8.045	4	4	150	0.919	0.99	1812.772	1811.853	27.574	12.489	45.802	31.636	
0+720	0+760	40	1799.36	1805.18	-5.815	1.011	40.42	7	8.045	4	4	150	0.368	0.99	1811.853	1811.485	12.489	6.306	31.636	25.821	
0+760	0+780	20	1805.18	1811.28	-6.101	1.045	20.91	4	8.045	4	4	150	0.190	0.99	1811.485	1811.295	6.306	0.015	25.821	19.720	
TRAMO N° 6; ZONA HACIA CHORRILLOS ARRIBA																					
NIVEL ESTATICO = 1811.28																					
0+000	0+060	60	1811.28	1810.9	0.380	1.000	60.00	11	8.045	3	3	150	2.216	1.76	1811.280	1809.064	0.000	-1.836	0.000	0.000	CAMARA REPARTIDORA
0+060	0+140	80	1810.9	1810.57	0.330	1.000	80.00	14	8.045	3	3	150	2.954	1.76	1810.900	1807.946	0.000	-2.624	0.380	0.710	
0+140	0+220	80	1810.57	1809.97	0.600	1.000	80.00	14	8.045	3	3	150	2.954	1.76	1807.946	1804.992	-2.624	-4.978	20.430	21.030	
0+220	0+320	100	1809.97	1801.88	8.090	1.003	100.33	17	8.045	3	3	150	3.705	1.76	1804.992	1801.287	-4.978	-0.593	21.030	29.120	
TRAMO N° 4; ZONA HACIA CHORRILLOS ABAJO																					
NIVEL ESTATICO = 1811.28																					
0+000	0+040	40	1811.28	1806.15	5.131	1.008	40.33	7	8.045	4	4	150	0.367	0.99	1811.280	1810.913	0.000	4.764	0.000	5.131	CAMARA REPARTIDORA
0+040	0+100	60	1806.15	1799.87	6.279	1.005	60.33	11	8.045	4	4	150	0.549	0.99	1810.913	1810.364	4.764	10.494	5.131	11.410	
0+100	0+140	40	1799.87	1794.95	4.920	1.008	40.30	7	8.045	4	4	150	0.367	0.99	1810.364	1809.997	10.494	15.047	11.410	16.330	
0+140	0+280	140	1794.95	1787.79	7.157	1.001	140.18	24	8.045	4	4	150	1.275	0.99	1809.997	1808.722	15.047	20.929	16.330	23.487	
0+280	0+400	120	1787.79	1783.42	4.374	1.001	120.08	21	8.045	4	4	150	1.092	0.99	1808.722	1807.630	20.929	24.211	23.487	27.861	
0+400	0+480	80	1783.42	1781.66	1.762	1.000	80.02	14	8.045	4	4	150	0.728	0.99	1807.630	1806.902	24.211	25.245	27.861	29.623	
0+480	0+680	200	1781.66	1782.07	-0.415	1.000	200.00	34	8.045	4	4	150	1.820	0.99	1806.902	1805.082	25.245	23.010	29.623	29.208	
0+680	0+740	60	1782.07	1782.61	-0.539	1.000	60.00	11	8.045	4	4	150	0.546	0.99	1805.082	1804.536	23.010	21.925	29.208	28.669	
0+740	0+920	180	1782.61	1780.66	1.953	1.000	180.01	31	8.045	4	4	150	1.638	0.99	1804.536	1802.898	21.925	22.240	28.669	30.622	
0+920	1+070	150	1780.66	1780.25	0.408	1.000	150.00	26	8.045	4	4	150	1.365	0.99	1802.898	1801.533	22.240	21.283	30.622	31.030	
TRAMO N° 5; ZONA RUJERITO ABAJO																					
NIVEL ESTATICO = 1830.49																					
0+000	0+180	180	1830.49	1820.12	10.375	1.002	180.30	31	8.045	4	4	150	1.640	0.99	1830.490	1828.850	0.000	8.735	0.000	10.375	RESERVORIO
0+180	0+340	160	1820.12	1816.26	3.857	1.000	160.05	27	8.045	4	4	150	1.456	0.99	1828.850	1827.394	8.735	11.136	10.375	14.232	
0+340	0+440	100	1816.26	1813.8	2.460	1.000	100.03	17	8.045	4	4	150	0.910	0.99	1827.394	1826.484	11.136	12.686	14.232	16.692	
0+440	0+600	160	1813.8	1805.48	8.323	1.001	160.22	27	8.045	4	4	150	1.458	0.99	1826.484	1825.026	12.686	19.551	16.692	25.015	
0+600	0+620	20	1805.48	1805.37	0.110	1.000	20.00	4	8.045	4	4	150	0.182	0.99	1825.026	1824.844	19.551	19.479	25.015	25.125	
0+620	0+700	80	1805.37	1808.07	-2.704	1.001	80.05	14	8.045	4	4	150	0.728	0.99	1824.844	1824.116	19.479	16.047	25.125	22.421	
0+700	0+780	80	1808.07	1807.09	0.975	1.000	80.01	14	8.045	4	4	100	1.541	0.99	1824.116	1822.575	16.047	15.481	22.421	23.396	
0+780	0+860	80	1807.09	1801.4	5.691	1.003	80.20	14	8.045	4	4	150	0.730	0.99	1822.575	1821.845	15.481	20.442	23.396	29.087	
0+860	1+120	260	1801.4	1787.26	14.146	1.001	260.38	44	8.045	4	4	150	2.369	0.99	1821.845	1819.476	20.442	32.219	29.087	43.233	
1+120	1+260	140	1787.26	1785.42	1.836	1.000	140.01	24	8.045	4	4	150	1.274	0.99	1819.476	1818.202	32.219	32.781	43.233	45.069	
1+260	1+360	100	1785.42	1786.47	-1.046	1.000	100.01	17	8.045	4	4	150	0.910	0.99	1818.202	1817.292	32.781	30.825	45.069	44.023	
1+360	1+420	60	1786.47	1785.43	1.034	1.000	60.01	11	8.045	4	4	150	0.546	0.99	1817.292	1816.746	30.825	31.313	44.023	45.057	
1+420	1+480	60	1785.43	1785.5	-0.067	1.000	60.00	11	8.045	4	4	150	0.546	0.99	1816.746	1816.200	31.313	30.700	45.057	44.990	
1+480	1+510	30	1785.5	1781.17	4.335	1.010	30.31	6	8.045	4	4	150	0.276	0.99	1816.200	1815.924					

Cuadro N° 24: Resumen de Cómputos Métricos

Módulo	DESCRIPCIÓN	Unid.	Cantid.
1	TRABAJOS PRELIMINARES		
2.1	Instalación de faenas	Glb	1,00
2	CAMARA - CASETA DE BOMBEO		
2.1	Trazado y Replanteo	Glb	1,00
2.2	Excavación C/Agotamiento+entibado	m3	150,92
2,3	Excavación Común	m3	2,56
2,4	H°C (Cámara de Bombeo)	m3	30,10
2,5	H°C Cimientos - Sobre Cimiento	m3	3,13
2,6	Losa de H° A	m3	6,44
2,7	Columna H°A	m3	0,48
2,8	Muro de Ladrillo 6H e=18	m2	34,52
2,90	Encadenado H°A	m3	1,57
2,10	Cubierta Calamina	m2	14,40
2,11	Revoque s/Ladrillo	m2	75,16
2,12	Piso Cemento+empedrado +enlucido	m2	7,84
2,13	Puerta Metálica + Rejas	m2	0,80
2,14	Pizaderas de D=5/8"	pza	12,00
3	CERRAMIENTO		
3,1	Trazado y replanteo	m	76,00
3,2	Excavación	m3	9,12
3,3	H°C Cimientos	m3	15,96
3,4	Cerramiento C/Malla Olímpica	m2	190,00
3,5	Puerta C/Malla Olímpica	Pza	2,00
4	GALERÍA FILTRANTE		
4,1	Desbroce y limpieza	Glb	1,00
4,2	Trazado y replanteo	km	0,02
4,3	Excavación Maquinaria con agotamiento	m3	180,00
4,4	Provisión y Colocado de Geotextil (filtro)	m2	120,00
4,5	Provisión y Colocado de Tubería d=12" Perforada	m	20,00
4,6	Material graduado para el forro filtrante	m3	80,45
4,7	Relleno y compactado manual	m3	56,00
5	Tubería - Bombeo		
5,1	Prov. Inst. Bomba 65 HP c/ Tablero de Control	Pza	1,00
5,2	Prov. De Accesorios de Bomba	Glb	1,00
5,3	Replanteo y Control Líneas de Tubería	km	2,11
5,4	Excavación suelo semiduro	m3	1233,60
5,5	Cama de Arena	m3	123,36
5,6	Prov. Y Colocado de Tubería PVC d=6" Clase 12	m	2056,00
5,7	Relleno y Compactado Sanjas c/ tierra Cernida	m3	873,80
5,8	Prueba Hidráulica	m	2056,00

Continuación Cuadro N° 24

Módulo	DESCRIPCIÓN	Unid.	Cantid.
6	CAMARA REPARTIDORA		
6,1	Trazado y replanteo	Glb	1,00
6,2	Excavación Común	m3	44,60
6,3	Hormigón Ciclópeo 1:2:3 60%Pd	m3	29,40
6,4	Hormigón Armado Tipo "A"	m3	27,10
6,5	Revoque Interior C/Impermeabilizante	m2	80,00
6,6	Llaves de Control D=4"	Pzas	4,00
7	TUBERÍA DE DISTRIBUCIÓN		
7,1	Replanteo y Control Topográfico	km	5,31
7,2	Excavación suelo semiduro	m3	2523,20
7,3	Cama de Arena	m3	398,40
7,4	Prov. Instalación de Tubería D= 4 " Clase 6	m	3918,00
7,5	Prov. Instalación de Tubería D= 4 " E-40	m	1070,00
7,6	Prov. Instalación de Tubería D=3 " E-40	m	324,00
7,7	Relleno y Compactado	m3	2124,80
7,8	Prueba Hidráulica	m	5312,00
8	CÁMARA DISTIBUCIÓN - DE PURGA LODOS		
8,1	Replanteo	Pzas	20,00
8,2	H°C Cámara purga lodos (4,5x1,50x1,80)	Pzas	4,00
8,3	H°C Cámara Distribuidora (1,38x1,80x0,68)	Pzas	12,00
8,4	H°A Cámara Rompe Presión (1x1,45x1)	Pzas	4,00
8,5	Prov. Y Colocado llaves de control p/Cámaras	Pzas	8,00
8,6	Prov. y Colocado Acces. Cámara Ventosa	Glb	1,00
9	INSTALACIÓN ELÉCTRICA		
9,1	Replanteo Topográfico y Estacado	km	0,34
9,2	Excavación, Erección y Prov. Poste H°A° 11M/800KG	pza	2,00
9,3	Excavación, Erección y Prov. Poste H°A° 11M/600KG	pza	2,00
9,4	Estructura de Tensión Doble VC7	pza	1,00
9,5	Estructura de Tensión VA5	pza	1,00
9,6	VE-1 (Rienda Simple MT)	pza	4,00
9,7	Estructura de Paso VC1	pza	2,00
9,8	Estructura de Tensión Doble VA6	pza	1,00
9,9	VE2-1 Rienda Aérea	pza	1,00
9,10	Estructura de Tensión VC7	pza	1,00
9,11	J17 (Ensamblaje de Tensión, Una Vía)	pza	1,00
9,12	VG3-25; 75 KVA C/Transformador	pza	1,00
9,13	Prov. Tend. y Tesado de Conductor ACSR #2/0 AWG	m	1020,00
9,14	Acometida Electricidad	glb	1,00

El mismo que se encuentra en la sección de anexos.

4.6.- Presupuesto

Todos los precios unitarios, para cada ítem constructivo de la obra, se estiman considerando los componentes básicos: costos directos e indirectos.

Los costos de los insumos tanto de la mano de obra, materiales y equipo y maquinaria fueron tomados de la revista de “Presupuestos & construcción” que es de circulación nacional y de acuerdo a la disponibilidad en la zona.

Se cuida que la preparación del presupuesto esté elaborada de tal forma que la obra pueda ser EJECUTADAS por componentes y contiene los resultados de las cantidades estimadas de las distintas unidades de obra, sus precios unitarios y precios totales.

Las especificaciones técnicas están redactadas en forma precisa y concreta, se limitan a las características exigidas de los insumos (materiales, mano de obra, herramientas y equipo requerido para la construcción), los procesos y detalles de ejecución, así como de los ensayos o pruebas necesarias para la constatación de su calidad.

Dentro de la estructura de precio unitario se han considerado las incidencias exigidas de acuerdo a ley, como ser los beneficios sociales, impuestos al valor agregado e Impuesto a las transacciones, como así también otros factores, como el de las herramientas menores, los gastos generales, y la utilidad que obtendrá que ejecute estas actividades.

4.6.1.- Presupuesto de Infraestructura

Para la determinación del presupuesto de la infraestructura se ha realizado mediante la aplicación de un software de Presupuesto para construcciones “PRESCON”, se ha

Cuadro N° 26: Presupuesto General del Sistema

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - TRABAJOS PRELIMINARES				4.186,45
1	Instalacion De Faenas	glb	1,00	1.119,98	1.119,98
2	Limpieza General	glb	1,00	3.066,47	3.066,47
>	M02 - CÁMARA - CASETA DE BOMBEO				116.953,38
3	Trazado y Replanteo	glb	1,00	233,56	233,56
4	Excavación con Agotamiento + Entibado	m³	150,92	251,24	37.917,14
5	Excavación Común	M3	2,56	52,50	134,40
6	H°C Camara de Bombeo	M3	30,10	901,08	27.122,51
7	Ho.Co.Cimiento - Sobrecimiento	M3	3,13	919,12	2.876,85
8	Losa de H°A°	m³	6,44	3.096,10	19.938,88
9	Columnas de H°A°	M3	0,48	1.909,89	916,75
10	Muro de Ladrillo de 6h E=0.18	m²	34,52	129,98	4.486,91
11	Encadenado de H° A°	m³	1,57	1.858,82	2.918,35
12	Cubierta Calamina Est. Metalica	m²	14,40	624,17	8.988,05
13	Revoque Cal Cemento Sobre Ladrillo	m²	75,16	121,59	9.138,70
14	Puerta Metalica + Rejillas	m²	0,80	539,41	431,53
15	Piso Cemento Enlucido C/Empedrado	m²	7,84	183,07	1.435,27
16	Pizaderas de D=5/8"	pza	12,00	34,54	414,48
>	M03 - CERRAMIENTO				52.354,43
17	Trazado Y Replanteo	ML.	76,00	3,92	297,92
18	Excavacion	m³	9,12	40,83	372,37
19	H°C Cimientos	M3	15,96	766,59	12.234,78
20	Cerco de Malla Olímpica	M2	190,00	202,29	38.435,10
21	Puerta Metálica C/Malla Olímpica	m²	2,00	507,13	1.014,26
>	M04 - GALERIA FILTRANTE				44.384,79
22	Limpieza General y Desbroce	ha	0,10	2.076,75	207,68
23	Replanteo y Trazado	km	0,02	1.353,63	27,07
24	Excavación Maquinaria con Agotamiento	m³	180,00	38,33	6.899,40
25	Entibamiento y Apuntalado	m²	80,00	44,44	3.555,20
26	Prov. y Colocadado Geotextil (Filtro)	m²	120,00	35,66	4.279,20
27	Prov. y Tendido Tubería D=16 Clase 6 Perforada	m	20,00	503,73	10.074,60
28	Material Graduado P/Forro Filtrante	m³	80,45	204,89	16.483,40
29	Relleno Compactado Manual	m³	56,00	51,04	2.858,24

Continuación Cuadro N° 26

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M05 - TUBERIA-BOMBEO				924.261,02
30	Prov. Inst. Bomba 65 Hp C/Tablero de Control	pza	1,00	92.910,15	92.910,15
31	Prov. Accesorio P/Bomba	glb	1,00	719,95	719,95
32	Replanteo y Control Lineas de Tubería	km	2,11	919,34	1.939,81
33	Excavación (0-2 M.) S. Semiduro	M3	1.233,60	52,50	64.764,00
34	Cama de Arena	m³	123,06	166,01	20.429,19
35	Prov. y Tendido Tubería Pvc D=6" Clase 12	m	2.056,00	347,46	714.377,76
36	Rell. y Compac Sanjas C/ Tierra Cernid	m³	873,80	32,22	28.153,84
37	Prueba Hidráulica	m	2.056,00	0,47	966,32
>	M06 - CÁMARA REPARTIDORA				106.848,77
38	Trazado y Replanteo	glb	1,00	233,56	233,56
39	Excavación Común	M3	44,60	52,50	2.341,50
40	H° C° P/Canal Dos. 1:3:3 (60% P.D.)	M3	29,40	757,89	22.281,97
41	Hormigón Tipo A	m³	27,10	2.635,27	71.415,82
42	Revoque Interio Con Impermeabilizante	m²	80,00	62,29	4.983,20
43	Llaves de Control D=4 F.G.	pza	4,00	1.398,18	5.592,72
>	M07 - TUBERÍA DE DISTRIBUCIÓN				1.115.759,62
44	Replanteo y Control Lineas de Tubería	ML.	5,31	2,22	11,79
45	Excavación (0-2 M.) S. Semiduro	M3	2.523,00	43,75	110.381,25
46	Cama de Arena Fina para Tuberia Pvc	m³	398,00	166,01	66.071,98
47	Prov. y Tendido Tubería Pvc D=4" Clase 6	m	3.918,00	183,91	720.559,38
48	Prov. y Tendido Tubería Pvc D=4" E-40	m	1.070,00	124,52	133.236,40
49	Prov. Y Tendido Tubería Pvc D=3" E=40	m	324,00	44,88	14.541,12
50	Rell. y Compac Sanjas C/ Tierra Cernid	m³	2.124,80	32,22	68.461,06
51	Prueba Hidráulica	m	5.312,00	0,47	2.496,64
>	M08 - CÁMARAS DE DISTRIBUCIÓN				65.610,88
52	Replanteo y Trazado Cámaras	pza	20,00	5,14	102,80
53	H°C Cámara Purga Lodos (4.5x1.50x1.80)	pza	4,00	4.378,01	17.512,04
54	H°C Cámara Distribuidora (1.38X1.80X0.68)	pza	12,00	2.298,51	27.582,12
55	H°A Cámara Rompe Pres (1X1.45X1)	pza	4,00	1.341,18	5.364,72
56	Prov. Inst. Llaves de Control P/Camaras	pza	8,00	784,97	6.279,76
57	Prov. y Coloc. Acces. Cámara Ventosa por Cámara	pza	4,00	2.192,36	8.769,44

Continuación Cuadro N° 26

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M09 - INST. ELÉCTRICA				118.700,34
58	Replanteo Topográfico y Estacado	km	0,34	785,67	267,13
59	Excavación, Erección y Prov. Poste H°a° 11m/800kg	pza	2,00	3.668,29	7.336,58
60	Excavación, Erección y Prov. Poste H°a° 11m/600kg	pza	2,00	3.643,87	7.287,74
61	Estructura de Tensión Doble VC7	pza	1,00	4.460,78	4.460,78
62	Estructura de Tensión VA5	pza	1,00	540,32	540,32
63	VE-1 (Rienda Simple MT)	pza	4,00	308,57	1.234,28
64	Estructura de Paso VC1	pza	2,00	1.401,52	2.803,04
65	Estructura de Tensión Doble VA6	pza	1,00	1.340,84	1.340,84
66	VE2-1 Rienda Aérea	pza	1,00	2.515,77	2.515,77
67	Estructura de Tensión VC7	pza	1,00	2.185,39	2.185,39
68	J17 (Ensamblaje de Tensión, Una Via)	pza	1,00	136,00	136,00
69	VG3-25; 75 KVA C/Transformador	pza	1,00	62.999,27	62.999,27
70	Prov. Tend. y Tesado de Conductor ACSR #2/0 AWG	m	1.020,00	23,82	24.296,40
71	Acometida Electricidad	glb	1,00	1.296,80	1.296,80
	Total presupuesto:				2.549.059,68

Son: Dos Millon(es) Quinientos Cuarenta y Nueve Mil Cincuenta y Nueve con 68/100 Bolivianos

4.6.2- Presupuesto de Operación y Mantenimiento

Dentro del presupuesto de operación y mantenimiento del sistema, el presupuesto más elevado es el de costo de consumo de energía eléctrica que se determina un costo de 104.101,4 Bs/año.

Aplicando:

- Cálculo del coste anual de bombeo.

Para calcular el coste anual de la energía requerida de bombeo, se precisan de los siguientes datos:

Costo de energía (CE) = \$/Kw-h

Tiempo de Operación (T) = h/año

Potencia absorbida (PKw) = Kw-h

Coste de bombeo (CB) = Pkw * CE * T

Se entiende, que a diferencia de los demás datos, el valor de la potencia absorbida (PKw) se obtiene por cálculo para diferentes diámetros de tubería (explicadas en las subrutinas de cálculo anteriores); por lo tanto aquí se considerará éste como un dato.

Luego el algoritmo gráfico de solución tiene la forma básica:

Cuadro N° 27: Costos de Funcionamiento del Sistema

DATOS:	
CE =	1.20 Bs./Kw-h
Horas de Bombeo por Dia =	18.00 h/dia
Dias de Bombeo =	5.00 Dias/Semana
Horas de Bombeo al Año (T) =	4680.00 h/Año
Potencia Absorvida (PKw) =	31.50 Kw-h
Costo de Bombeo (CB) =	176,904
Costo Total por Mes =	14742.00
Costo Mensual por Usuario =	223.36
Costo Mensual por Ha. =	139.08
Costo Anual por Usuario =	2680.36
Costo Anual por Ha. =	1668.91
Numero de Beneficiarios =	66
Cantidad de Hectareas =	106

Esto equivale un costo mensual por beneficiario de 223.36 Bs/mes/beneficiario, considerando que se cuenta con 66 familias beneficiadas.

Y el costo por Hectárea de riego es de 139.08 *Bs/Mes/Ha*, con 106 Hectáreas beneficiadas con este proyecto.

Dentro de la estructura de costo de operación y mantenimiento además se han considerado otros aspectos, como la persona encargada de la administración del sistema de bombeo, e insumos para trabajos eventuales que requiera el sistema.

El presupuesto operación y mantenimiento se adjunta en la sección de anexos.

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez concluido con la elaboración y desarrollo del tema se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

5.1.- Conclusiones

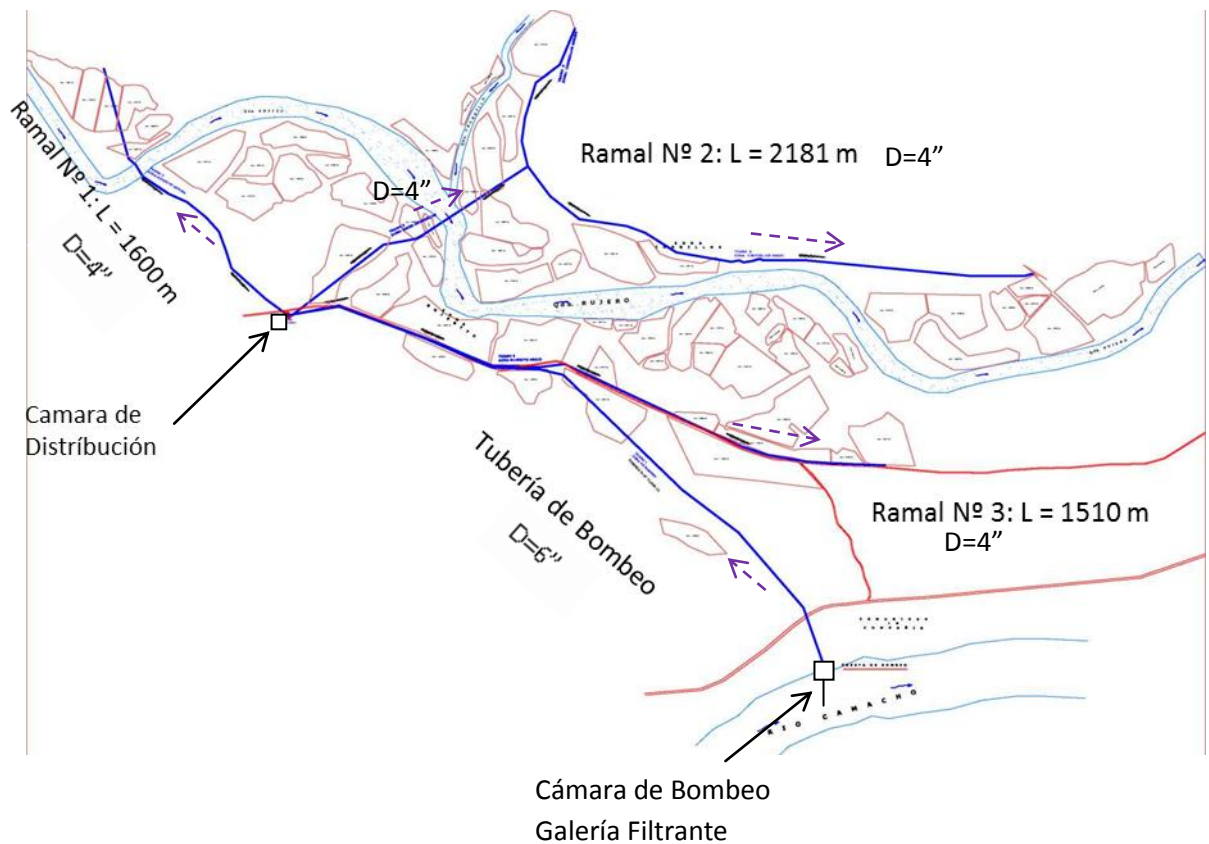
Se han contemplado el análisis de diseño de cada una de las obras que se requiere para el “Diseño de Infraestructura de riego para el Abastecimiento de Agua en Terrenos a Secanos aplicado en la Zona de Rujerito”.

La obra de toma de abastecimiento se encuentra ubicado en la cuenca del río Camacho más propiamente en la comunidad de La Compañía, el desnivel topográfico existente desde el punto donde se ubicará la estación de bombeo y la cámara repartidora es de 92,3 m, para lo cual se ha determinado una bomba de 65 HP de potencia, la misma que transportara un caudal de 16.09 litros por segundo para realizar el regadío de 79 Ha de las 106 Ha existentes en la zona para una célula de cultivos específicos, considerando las precipitaciones existentes en la zona para lo cual se ha considerado la estación meteorológica de Chocloca.

Se ha considerado la construcción de una cámara repartidora con una capacidad de almacenamiento de 88.93 m^3 , la cual distribuye a las áreas de cultivo mediante tres ramales, con las siguientes características L1= 1600 m con diámetro de 4 pulgadas hacia el sector de Rujerito arriba, L2= 2181 m con diámetro de 4 pulgadas hacia el sector de Chorrillos bajo y L3= 1510 m con diámetro de 4 pulgadas el Sector de Rujerito zona baja.

En cada ramal se ha dejado cámaras de distribución parcelaria las mismas que cuentan con cámaras rompe presiones y llaves de distribución, en total de 12 piezas, también se ha considerado cámaras purga lodos en un total de 2 piezas.

Figura N° 40: Ramales de Distribución



2.2.- Recomendaciones

Dentro de las recomendaciones que se puede hacer son las siguientes:

- Este trabajo es una alternativa más para solucionar los problemas de abastecimiento de agua para la producción agrícola en la comunidad de la Compañía sector Rujerito.
- Este trabajo contempla desde los trabajos de campo como ser la topografía, el diseño de una galería filtrante (o Tubería de Infiltración), las cámaras de

bombeo y el sistema de bombeo, la cuantificación de las pérdidas locales y por fricción, como así de las tuberías de distribución, también contempla el costo construcción y los costos de operación.

ÍNDICE

	Pag.
1.- Introducción	1
1.1.- Alcance del Estudio.....	1
1.2.- Características Generales de la Zona	2
Descripción de la Cuenca	2
• Cuenca del río Alisos	3
• Cuenca Río Antigal	3
• Quebrada Thipa Huayco.....	4
• Quebrada de Barbascuyo.....	4
• Río Miscas Caldera	4
• Cuenca del río Armáoz.....	5
• Quebrada Huayco Grande	6
• Quebrada del Saladillo	6
• Quebrada Barrientos.....	7
• Quebrada San José de Charaja	7
• Quebrada Huayrihuana.....	8
Sistema de Riego Existentes en la Cuenca del Río Camacho	12
1.2.1.- Ubicación del Proyecto	14
1.2.2.- Ubicación Geográfica del Proyecto.....	14
1.3.- El Agua	14
1.3.1.- Usos del Agua	15
1.3.1.1.- Consumo doméstico	16

1.3.1.2.- Consumo Comercial e industrial	16
1.3.2.- Disponibilidad de Agua.....	16
1.4.- La Cuenca	18
1.4.1.- Tipos de Cuencas	18
1.5.- Justificación.....	19
1.6.- Identificación del Problema	21
1.7.- Objetivos.....	22
1.7.1.- Objetivo General	22
1.7.2.- Objetivos Específicos.....	22
2.- CAPÍTULO II: HIDROLOGÍA	23
2.1.- Hidrología.....	23
2.1.1.- Introducción	23
2.1.2.- Concepto.....	24
2.1.3.- Objetivos de Los Estudios Hidrológicos.....	24
2.1.4.- Estudios Hidrológicos en Proyectos De Ingeniería.....	26
2.1.5.- Precipitación.....	27
2.1.5.1.- Tipos de Precipitaciones.....	27
2.1.6.- La Cuenca.....	28
2.1.6.1.- Características de la Cuenca.....	28
2.1.6.2.- Tipos de Cuencas	32
2.1.7.- Métodos para la Determinación de Caudales.....	32
2.1.7.1.- Caudales de Crecida.....	32
2.1.7.2.- Caudales Medios.	34
CAPÍTULO 3: PARÁMETROS HIDRÁULICOS.....	35

3.1.-	Introducción.....	35
3.2.-	Definición de flujo y Tipos de flujos.....	35
3.2.1.-	Flujo uniforme en Tuberías	37
3.3.-	Teorema de Bernoulli – Ecuación de la Energía	40
3.4.-	Resistencia de Superficies en el Movimiento Uniforme	42
3.4.1.-	Ecuación de Darcy	42
3.4.2.-	Significado del Coeficiente f de Darcy (en Tuberías Circulares)	43
3.4.3.-	Tuberías Hidráulicamente lisas	45
3.4.4.-	Tuberías Hidráulicamente Rugosas.....	48
3.4.5.-	Fórmula de Colebrook - White.....	49
3.4.6.-	Dimensionamiento de conductos	50
3.5.-	Diseño de Tuberías	51
3.5.1.-	Conceptos de pérdida de carga, línea de energía y línea piezométrica	53
3.5.2.-	Ábaco de Moody	56
3.5.3.-	Pérdidas de Carga Locales (Flujo Turbulento)	58
3.5.4.-	Tuberías en Serie.....	60
3.6.-	Bombas Hidráulicas.....	61
3.6.1.-	Introducción	61
3.6.2.-	Bombas en Sistemas de Tuberías.....	62
3.6.3.-	Línea de Gradiente Hidráulico en Sistemas de Bombas - Tuberías	66
3.6.4.-	Punto de Operación de la Bomba.....	69
3.6.5.-	Limitaciones en la Altura de Succión	71
3.7.-	Galería Filtrante.....	74
3.7.1.-	Utilización de las galerías	75

Las Ventajas de las galerías construidas en materiales no consolidados son las siguientes:	75
3.7.2.- Tipo de Galería.....	76
3.7.3 Cálculo hidráulico	82
3.7.4.- Conductividad Hidráulica	84
Pozo con carga de agua	85
(a) velocidad de infiltración de la columna de agua en el pozo	85
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE INGENIERÍA.....	88
4.1.- Topografía	88
4.1.1.- Datos de Campo	88
4.1.2.- Procesamiento de Datos	88
4.2.- Áreas de Riego	89
4.2.1.- Diseño Agronómico	89
4.3.- Diseño Hidrológico	90
4.3.1.- Áreas de Aporte.....	91
4.3.2.- Aspectos climáticos.....	94
4.3.2.1.- Precipitación.....	94
4.3.2.2.- Temperaturas	98
4.3.2.3.- Evaporación.....	100
4.3.2.4.- Humedad	101
4.3.2.4.- Viento	102
4.3.2.5.- Clasificación climática	103
4.3.3.- Cálculo de Caudal Máximo, Caudal Mínimo.....	104
4.3.3.1.-Caudales Máximos	104
4.3.3.2.-Caudal medio	113

4.4.-	Diseño Hidráulico.....	114
4.4.1.-	Diseño de Obra de Toma.....	115
4.4.2.-	Diseño de Sistema de bombeo	117
4.4.3.-	Diseño de Cámara de Distribución.....	129
4.4.4.-	Diseño de Redes de Distribución	130
4.5.-	Cómputos Métricos	132
4.6.-	Presupuesto.....	135
4.6.1.-	Presupuesto de Infraestructura	135
4.6.2.-	Presupuesto de Operación y Mantenimiento.....	139
5.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	142
5.1.-	Conclusiones	142
2.2.-	Recomendaciones.....	143

ÍNDICE DE CUADROS

	Pag.
Cuadro N° 1: Número de Obras de Toma en el Río Camacho	13
Cuadro N° 2: Esquema de Bordos de Entrada	59
Cuadro N° 3 Tipos de Bombas	65
Cuadro N° 4: Tabla de conductividad hidráulica de algunos materiales	85
Cuadro N°5: Calendario Agrícola y Valores de Kc.....	89
Cuadro N°6: Datos para el Cálculo de la Evapotranspiración Potencial	90
Cuadro N°7: Precipitación Media Anual en mm	95
Cuadro N°8: Lluvia Anual en las Estaciones del Área de Estudio (en mm)	96
Cuadro N° 9: Precipitación Media Anual en mm	97
Cuadro N° 10: Temperatura Media (°C).....	99
Cuadro N° 11: Evaporación Media (mm).....	100
Cuadro N° 12: Humedad Relativa (%)	101
Cuadro N° 13: Velocidad del Viento (km/hr a 2mt).....	103
Cuadro N° 14: Precipitación Máxima Diaria (mm).....	105
Cuadro N° 15: Altura de Lluvia Máxima Diaria (mm)	106
Cuadro N° 16: Caudal Máximo (m ³ /seg).....	112
Cuadro N° 17: Resumen de Caudal Máximo (m ³ /seg).....	113
Cuadro N° 18: Rendimiento de la Cuenca del Río Camacho 75%	114
Cuadro N° 19: Método Iterativo para la Determinación “D” y “f”	120
Cuadro N° 20: Largo Equivalentes para Pérdidas Locales	121
Cuadro N° 21: Pérdidas por fricción, Pérdidas Locales y Altura total	122

Cuadro N° 22: Determinación de la Potencia de la Bomba.....	123
Cuadro N° 23: Diseño de Tuberías de los Ramales	132
Cuadro N° 24: Resumen de Cálculos Métricos.....	133
Cuadro N°25: Estructura de Precios Unitarios	136
Cuadro N° 26: Presupuesto General del Sistema.....	137
Cuadro N° 27: Costos de Funcionamiento del Sistema	140

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pag.
Figura N° 1: Distribución del agua en el mundo	18
Figura N° 2: Característica de una cuenca.....	29
Figura N° 3: Fuerzas que Actúan en un Fluido Contenido en un Volumen de Control	38
Figura N° 4: Esquema del Teorema de Bernoulli	41
Figura 5: Coeficiente de “f” de Darcy en tuberías lisas	47
Figura N°6: Gráfico de Nikuradse	49
Figura N° 7: Ecuación de la Energía en una Tubería	52
Figura N° 8: Ecuación de energía en una tubería	53
Figura N° 9: Diagramas de Moody para Hallar el Coeficiente de Fricción “f” en Tuberías	57
Figura N°10: Pérdida de Carga Local.....	58
Figura N°11: Tuberías Serie (Dos Tramos).....	60
Figura 13: Tipos de Bombas Hidráulicas	62
Figura N° 14: Tipos de Bombas Hidráulicas	64
Figura N° 15: Bomba Colocada en un Sistema de Tuberías Simples.....	67
Figura N°16: Curva del Sistema en un Sistema Bomba - Tubería.	70
Figura N° 17: Punto de Operación de la Bomba	71
Figura N° 18: Esquema de la Tubería de Succión en un Sistema Bomba-Tubería	73
Figura N° 19: Captación con Líneas de Flujo Paralelas y Equipotenciales Casi Verticales	77
Figura N° 20: Captación con Líneas de Flujo Radiales y Equipotenciales Cilíndricas.....	78
Figura N° 21: Galería que Comprometen todo el Espesor del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Esgurrimiento Propio.....	80
Figura N° 22: Galería que Comprometen todo el Espesor del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Recarga Superficial.....	80
Figura N° 23: Galería que Comprometen parte la Superior del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Esgurrimiento Propio.....	81
Figura N° 24: Galería que Comprometen la Parte Superior del Acuífero	81
y Ubicada en Acuífero con Recarga Superficial	81

Figura N° 25: Galería en Acuíferos con Recarga Superficial y Ubicado en Acuífero de Gran Espesor	82
Figura N° 26: Galería en Acuíferos con Recarga Superficial y Ubicado en Acuífero de poco Espesor	82
Figura N° 27: Medida de la conductividad hidráulica mediante pozo de agua y descenso de la columna de agua.	86
Figura N°28: Cuenca del Río Camacho.....	92
Figura N° 29: Cuenca del Río Camacho hasta la Ubicación de la Obra de Toma	93
Figura N° 30: Sub Cuencas del Río Camacho	94
Figura N° 31: Ubicación de Obra de Toma	115
Figura N° 32: Sistema de Típico de Bombeo	118
Figura N° 33: Esquema del Sistema de Bombeo	124
Figura N° 34: Equipo seleccionado	125
Figura N° 35: Curvas del Equipo Seleccionado	126
Figura N° 36: Vista en Planta Cámara y Caseta de Bombeo.....	127
Figura N° 37: Vista en Corte de la Cámara de Bombeo	128
Figura N° 38: Vista en Planta de la Cámara de Distribución	129
Figura N° 39: Tramos de los Ramales de Distribución	131
Figura N° 40: Ramales de Distribución	143

2.- CAPITULO II: HIDROLOGÍA

2.1.- HIDROLOGÍA

2.1.1.- INTRODUCCIÓN

Durante su vida sobre la tierra el Hombre ha sido testigo, muchas veces sin entenderlo, del desarrollo del ciclo del agua en la naturaleza. La distribución de los climas, la formación de las nubes y su inestabilidad, la producción de las lluvias, la variación de los niveles de los ríos, y el almacenamiento de agua en depósitos superficiales o subterráneos son temas en cuyo estudio se ha venido profundizando a lo largo de los años, conformando una rama de la física que se conoce como Hidrología.

Como ha ocurrido con otras ciencias, a medida que los estudios hidrológicos se fueron desarrollando fue necesario dividir el tema general en una serie de tópicos especializados e interdisciplinarios que se agruparon bajo el nombre de Planeamiento de los Recursos Hidráulicos. En el planeamiento se incluyen como temas principales la Meteorología, la Hidrología Superficial y la Hidrología del Agua Subterránea.

La Meteorología trata de los fenómenos que se desarrollan en la atmósfera y de la relación que existe entre los componentes del sistema solar. La Hidrología Superficial estudia la distribución de las corrientes de agua que riegan la superficie de la tierra y los almacenamientos en depósitos naturales como lagos, lagunas o ciénagas.

Por último, en la Hidrología del Agua Subterránea se incluyen los estudios de los almacenamientos subterráneos, o acuíferos, en lo referente a localización, volumen, capacidad de almacenamiento y posibilidad de recarga.

Los aspectos que tienen una relación muy estrecha con los anteriores en la planeación de proyectos de ingeniería son Geografía Física y Económica, Hidráulica Fluvial, Hidráulica Marítima, Hidrogeología, Geotecnia, Estadística, Teoría de Probabilidades, e Ingeniería de Sistemas.

La Hidrología Básica estudia los conceptos físicos del ciclo hidrológico, los métodos de recolección de información hidrológica y los procedimientos clásicos de procesamiento de datos estadísticos. Las técnicas que permiten la utilización de los recursos hidráulicos en proyectos de Ingeniería pertenecen al campo de la Hidrología aplicada.

2.1.2.- Concepto

La Hidrología en su definición más simple es la ciencia que estudia la distribución, cuantificación y utilización de los recursos hídricos que están disponibles en el globo terrestre. Estos recursos se distribuyen en la atmósfera, la superficie terrestre y las capas del suelo.

2.1.3.- Objetivos de Los Estudios Hidrológicos

Los proyectos que usan el agua como componente principal se clasifican de la siguiente manera:

1. Proyectos de Suministro de Agua.

Captan caudales (Q) de corrientes superficiales o de depósitos subterráneos para abastecer demandas de agua en áreas específicas.

Entre estos proyectos se cuentan los de Acueductos y Alcantarillados y los de Riego y Drenaje de Campos Agrícolas.

2. Proyectos de suministro de Energía Hidráulica.

Captan caudales (Q) de corrientes superficiales y aprovechan diferencias de cota (H) para entregar Energía Hidráulica a las Turbinas de las Centrales Hidroeléctricas.

Las turbinas convierten la Energía Hidráulica en Energía Mecánica la cual se transmite a los Generadores; éstos transforman la Energía Mecánica en Energía Eléctrica.

3. Diseño de Obras Viales, Drenajes de Aguas Lluvias y Estructuras de Protección contra ataques de ríos.

Los estudios hidrológicos analizan los regímenes de caudales medios y extremos de las corrientes de agua en los tramos de influencia de las obras viales, en las zonas que requieren de alcantarillados de aguas lluvias, y en las zonas inundables adyacentes a los cauces.

Los caudales de creciente y las avalanchas que se generan por deslizamientos son las variables importantes en este tipo de proyectos. Estas variables se relacionan luego con los niveles de inundación, con las velocidades de flujo y con los procesos de socavación lateral y de fondo.

4. Proyectos de Navegación Marítima y Fluvial..

Los estudios de Hidrología en los proyectos de Navegación Marítima consisten en el análisis del Estado del Tiempo en mar profundo, en la plataforma continental y en los litorales. El Estado del Tiempo es una variable hidrológica que relaciona Temperatura, Humedad, Presión Atmosférica y Vientos, y es responsable de la presencia de olas en la superficie del mar.

En los proyectos de Navegación Fluvial la Hidrología estudia los regímenes de caudales medios y extremos en los tramos navegables, las relaciones Caudal-Profundidad, y los volúmenes de sedimentos que se mueven como carga de fondo y en suspensión.

En desarrollo de estos proyectos los estudios hidrológicos recolectan y procesan información histórica, programan y ejecutan programas de campo en topografía, batimetrías, aforos líquidos y sólidos, toma y análisis de muestras de sedimentos. Los resultados de los estudios producen información sobre los siguientes aspectos:

- Características climatológicas y morfométricas de las zonas que tienen influencia sobre el área del proyecto.
- Selección y capacidad de la fuente que suministrará el caudal que se entregará a los beneficiarios del proyecto. Se incluyen aquí los análisis sobre necesidad de almacenamiento.
- Magnitud de los eventos extremos, Crecientes y Sequías, que pueden poner en peligro la estabilidad de las obras civiles, o los procesos de navegación o el suministro confiable de agua a los usuarios.
- Transporte de sedimentos hacia las obras de captación y almacenamiento.

- El ciclo del agua, o Ciclo Hidrológico, explica el campo de aplicación de la Hidrología y su relación con otras disciplinas como son la Meteorología, la Oceanografía, la Hidráulica, la Geotecnia, las Ciencias naturales, etc.
- El Ciclo comprende la circulación del agua desde los océanos hasta la atmósfera, luego a los continentes y nuevamente a los océanos.

2.1.4.- Estudios Hidrológicos en Proyectos De Ingeniería

Los pasos que se siguen en un estudio hidrológico son los siguientes:

1. Localización del proyecto → Municipio de Uriondo, Comunidad Compañía
2. Recolección de información → Datos del SENAMHI (precipitaciones, Datos de Temperatura, etc.).
3. Trabajos de campo → Área de aporte de la cuenca (Cartas del IGM) y levantamiento topográfico Ubicación de obras del proyecto.
4. Análisis de la información → El análisis y procesamiento de información

2.1.5.- Precipitación

Definición:

Se define precipitación a toda forma de humedad, que originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garuas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación.

2.1.5.1.- Tipos de Precipitaciones

Las precipitaciones se clasifican en tres grandes grupos, según el factor responsable del levantamiento del aire que favorece el enfriamiento necesario para que se produzcan cantidades significativas de precipitación.

- a) Precipitaciones convectivas; Son causadas por el ascenso de air cálido más cálido más liviano que el aire frío de los alrededores. La diferencia de temperatura pueden ser sobre todo el resultado de calentamientos diferenciales en la superficie o la capa superior de la capa de aire. La precipitación convectiva es puntual y su intensidad puede variar entre aquella correspondiente a lloviznas ligeras y aguaceros.

b) Precipitaciones orográficas. Resultan del ascenso del aire cálido hacia una cadena de montañas. Las regiones que quedan del otro lado de las montañas pueden sufrir la ausencia de lluvias, puesto que todas las nubes son interceptadas y precipitadas en el lado de donde ellas provienen.

c) Precipitaciones Ciclónicas. Se producen cuando hay un encuentro de nubes de diferentes temperaturas; las más calientes son impulsadas a las partes más altas donde precipitan.

En la Naturaleza, los efectos de estos tres tipos de enfriamiento están interrelacionados y la precipitación resultante no puede identificarse como uno de un solo tipo.

2.1.6.- La Cuenca

Definición:

Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Delimitación de una cuenca; la delimitación de una cuenca se hace sobre un plano a curvas niveles, siguiendo las líneas del divortium acuarum o líneas de las altas cumbres.

En la figura siguiente se ha delimitado la cuenca del río "X" correspondiente al punto P.

Con el fin de establecer grupos de cuencas hidrográficamente semejantes se estudian una serie de características físicas en cada cuenca.

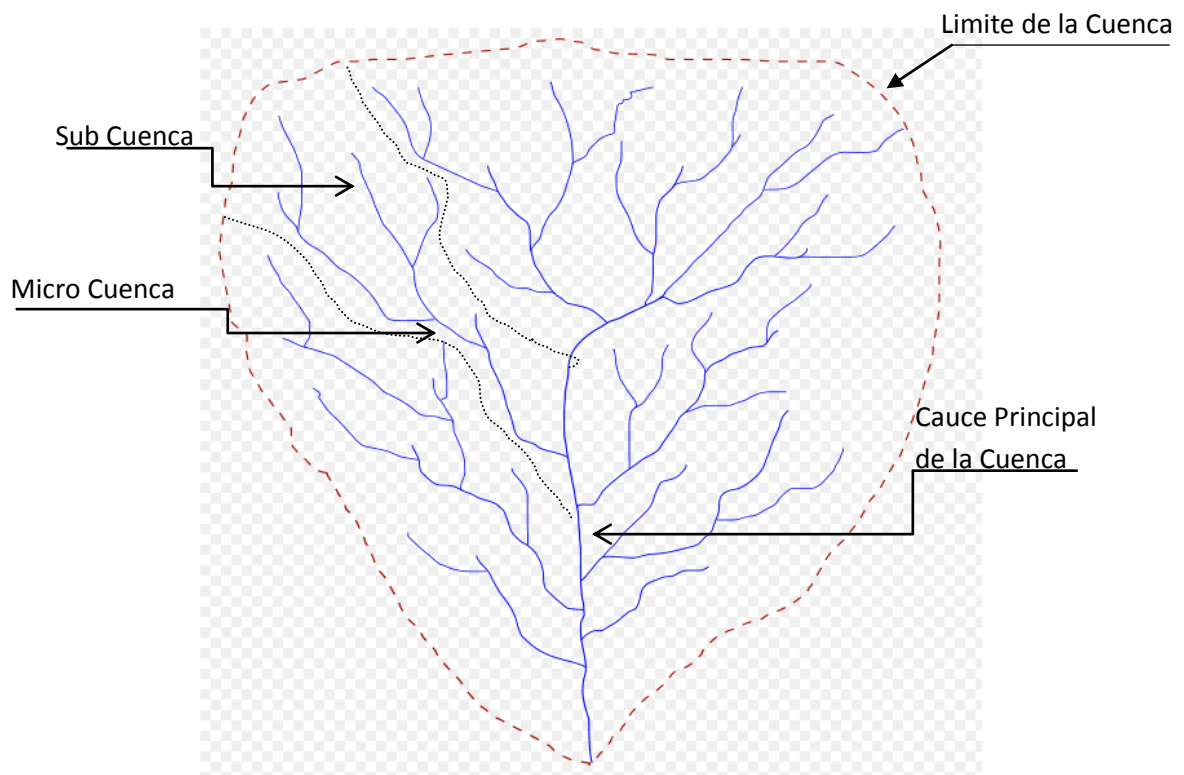
2.1.6.1.- Características de la Cuenca

Se entiende por cuenca hidrográfica, hoya hidrográfica, cuenca de drenaje o cuenca imbrífera el territorio drenado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico. Una cuenca hidrográfica es delimitada por la línea de las cumbres, también

llamada divisoria de aguas. El uso de los recursos naturales se regula administrativamente separando el territorio por cuencas hidrográficas, y con miras al futuro las cuencas hidrográficas se perfilan como las unidades de división funcionales con más coherencia, permitiendo una verdadera integración social y territorial por medio del agua.

Una cuenca hidrográfica y una cuenca hidrológica se diferencian en que la cuenca hidrográfica se refiere exclusivamente a las aguas superficiales, mientras que la cuenca hidrológica incluye las aguas subterráneas (acuíferos).

Grafica N° 2: Característica de una cuenca



Características de la cuenca hidrográfica

Las principales características de una cuenca son:

- La curva cota superficie: esta característica da además una indicación del potencial hidroeléctrico de la cuenca.
- El coeficiente de forma: da indicaciones preliminares de la onda de avenida que es capaz de generar.

- El coeficiente de ramificación: también da indicaciones preliminares respecto al tipo de onda de avenida.

En una cuenca se distinguen los siguientes elementos

Divisoria de aguas

La divisoria de aguas o divortium aquarum es una línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica. Una divisoria de aguas marca el límite entre una cuenca hidrográfica y las cuencas vecinas. El agua precipitada a cada lado de la divisoria desemboca generalmente en ríos distintos. También llamado Divortium aquarum. Otro término utilizado para esta línea se denomina parte aguas.

El divortium aquarum o línea divisoria de vertientes, es la línea que separa a dos o más cuencas vecinas. Es la divisoria de aguas, utilizada como límite entre dos espacios geográficos o cuencas hidrográficas.

El río principal

El río principal suele ser definido como el curso con mayor caudal de agua (medio o máximo) o bien con mayor longitud o mayor área de drenaje, aunque hay notables excepciones como el río Misisipi o el Miño en España. Tanto el concepto de río principal como el de nacimiento del río son arbitrarios, como también lo es la distinción entre río principal y afluente. Sin embargo, la mayoría de cuencas de drenaje presentan un río principal bien definido desde la desembocadura hasta cerca de la divisoria de aguas. El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura.

En el curso de un río se distinguen tres partes:

- Curso superior, ubicado en lo más elevado del relieve, en donde la erosión de las aguas del río es vertical. Su resultado: la profundización del cauce;
- Curso medio, en donde el río empieza a zigzaguear, ensanchando el valle;
- Curso inferior, situado en las partes más bajas de la cuenca. Allí, el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles.

Otros términos importantes a distinguir en un río son:

- Cauce. Cauce o lecho, Lecho de los ríos y arroyos. Conducto descubierto o acequia por donde corren las aguas para riegos u otros usos.
- Línea que une los puntos de mayor profundidad a lo largo de un curso de agua.

- Margen derecha. Mirando río abajo, la margen que se encuentra a la derecha.
- Margen izquierda. Mirando río abajo, la margen que se encuentra a la izquierda.
- Aguas abajo. Con relación a una sección de un curso de agua, sea principal o afluente, se dice que un punto está aguas abajo, si se sitúa después de la sección considerada, avanzando en el sentido de la corriente.
- Aguas arriba. Es el contrario de la definición anterior

Los afluentes

Son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca.

El relieve de la cuenca

El relieve de una cuenca consta de los valles principales y secundarios, con las formas de relieve mayores y menores y la red fluvial que conforma una cuenca. Está formado por las montañas y sus flancos; por las quebradas o torrentes, valles y mesetas.

Las obras humanas

Algunas obras construidas por el ser humano, también denominadas intervenciones antropogénicas, que se observan en la cuenca suelen ser viviendas, ciudades, campos de cultivo, obras para riego y energía y vías de comunicación. El factor humano es siempre el causante de muchos desastres dentro de la cuenca, ya que se sobreexplota la cuenca quitándole recursos o «desnudándola» de vegetación y trayendo inundaciones en las partes bajas. Pero el mayor de los males es la construcción de viviendas, urbanizaciones y poblaciones enteras en zonas inundables, sobre todo, en las llanuras aluviales de las cuencas de muchos ríos.

Partes de una cuenca

Una cuenca tiene tres partes:

- *Cuenca alta*, que corresponde a la zona donde nace el río, el cual se desplaza por una gran pendiente
- *Cuenca media*, la parte de la cuenca en la cual hay un equilibrio entre el material sólido que llega traído por la corriente y el material que sale. Visiblemente no hay erosión.
- *Cuenca baja*, la parte de la cuenca en la cual el material extraído de la parte alta se deposita en lo que se llama cono de deyección.

2.1.6.2.- Tipos de Cuencas

Tipos de Cuencas

Existen tres tipos de cuencas:

- *Exorreicas*: drenan sus aguas al mar o al océano. Un ejemplo es la cuenca del Plata, en Sudamérica.
- *Endorreicas*: desembocan en lagos, lagunas o salares que no tienen comunicación salida fluvial al mar. Por ejemplo, la cuenca del río Desaguadero, en Bolivia.
- *Arreicas*: las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta patagónica central pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia. También son frecuentes en áreas del desierto del Sáhara y en muchas otras partes.

2.1.7.- Métodos para la Determinación de Caudales

2.1.7.1.- Caudales de Crecida

Métodos de determinación de máximos caudales

- **Métodos empíricos**; Lo constituyen formulas empíricas, las cuales en la actualidad son poco usadas por la existencia de otros procedimientos y la aplicación de la informática. Se opta por estas formulas, ante la escasez de datos para conocer en forma rápida la magnitud del máximo caudal que se puede esperar, el mismo que puede ser comparado con datos reales de cuencas vecinas o similares.
- **Métodos históricos**; permite conocer la máxima crecida registrada para un periodo determinado, basado en la recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas. Asimismo, permiten conocer o estimar una probable avenida mayor a la máxima conocida. Sus dificultades son: (1) La carencia e insuficiencia de datos (2)

La calidad de la información (3) El cálculo de la avenida en base a los datos recabados, es referido a niveles y no a gasto.

- **Métodos de Correlación hidrológica;** Se aplica cuando no se cuenta con datos históricos y pluviométricos. En este caso, se aplica la correlación con los datos de máximos caudales de una cuenca vecina o próxima, cuyas características en sus aspectos topográficos, geológicos, suelos y tipos de cobertura sean similares a la cuenca en estudio. Esto permite un adecuado manejo de la información y estimación racional de las avenidas.
- **Métodos directos o Hidráulicos;** La aplicación de estos métodos, aunque no cueteen con metodología hidrológica, no debe obviarse. Mayormente permiten obtener información bastante útil, sobre todo para fijar con precisión la altura de niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y permiten conocer el gasto máximo instantáneo. Este método considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales de huaico, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de esta se determina por las huellas o rastros dejados

2.1.7.2.- Caudales Medios.

Se ha estimado mediante el uso formulas empíricas, basándose en los datos hidrológicos de precipitación media de la estación meteorológica de CHOCCLOCA, área de la cuenca, el coeficiente de escorrentía.

Se ha empleado mediante el método RACIONAL con la aplicación de la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{86,4 \times D_{mes}} \quad (2.1)$$

Donde;

C : Es el coeficiente de escorrentía, que para la cuenca del Camacho se tiene un coeficiente promedio de C=0.34

I : Intensidad en mm/mes (obtenida de los datos de precipitación → Precipitación media, con una probabilidad de ocurrencia del 75%)

A : Área de la cuenca en Km²; El área de la cuenca hasta el lugar donde se encontrara emplazado la obra de toma (Galería filtrante), comunidad de la Compañía, es de 746.32 km².

D_{mes}: Numero de días del mes “analizado”

Se ha obtenido los caudales medios mensuales para cada mes, con una probabilidad de ocurrencia del 75%.

Q : Caudal medio en m³/seg

INDICE CAPITULO II

2.1.-	HIDROLOGÍA.....	22
2.1.1.-	INTRODUCCIÓN.....	22
2.1.2.-	Concepto	23
2.1.3.-	Objetivos de Los Estudios Hidrológicos	23
2.1.4.-	Estudios Hidrológicos en Proyectos De Ingeniería.....	25
2.1.5.-	Precipitación.....	25
2.1.5.1.-	Tipos de Precipitaciones.....	25
2.1.6.-	La Cuenca	26
2.1.6.1.-	Características de la Cuenca.....	26
2.1.6.2.-	Tipos de Cuencas.....	30
2.1.7.-	Métodos para la Determinación de Caudales.....	30
2.1.7.1.-	Caudales de Crecida	30
2.1.7.2.-	Caudales Medios.	31

CAPITULO 3: PARAMETROS HIDRAULICOS

3.1.- Introducción

El objetivo de este capítulo es presentar las teorías y ecuaciones necesarias para calcular el flujo de fluidos incomprensibles en tuberías simples o en sistemas de tuberías, haciendo énfasis en las secciones transversales circulares.

Para explicar el flujo de este tipo de fluidos a través de tuberías se hace uso de las ecuaciones de conservaciones de cantidad físicas establecidas, lo que hoy en día se conoce como la física establecida, lo que hoy en día se conoce como la física clásica. En particular se utilizan las ecuaciones de conservación de la masa o ecuación de continuidad, de conservación de la energía y de conservación del momentum lineal. Esta última, usualmente se expresa en términos de la segunda ley del movimiento de Newton.

Se estudiara los parámetros de diseño de de galerías filtrantes y sistemas de bombeo

3.2.- Definición de flujo y Tipos de flujos

Desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, un fluido es una sustancia que no puede resistir esfuerzo cortante. Si éste se presenta, el fluido se deforma y continua deformándose mientras exista el esfuerzo cortante. En este proceso de deformación continua las diferentes partes del fluido cambian de posición relativa permanente, a la vez que tienen un movimiento relativo con respecto a un contorno sólido. Esta combinación de movimientos se conoce como flujo.

En términos sencillos, flujo es el movimiento de un fluido con respecto a un sistema inercial de coordenadas, generalmente ubicado en un contorno sólido.

Ejemplos de flujo son el movimiento del agua en el cauce de un río, el movimiento del agua subterránea a través del subsuelo y por supuesto, el movimiento de fluido en el interior de tuberías.

El flujo en tuberías, o de hecho en cualquier tipo de ducto, se puede determinar mediante las siguientes cantidades físicas:

- Desplazamiento de una partícula de fluido.
- Velocidad de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo.
- Aceleración de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo.

Las anteriores cantidades pueden permanecer constantes o variar con el espacio y/o con el tiempo. Con respecto al espacio, los flujos se clasifican en uniformes (si las cantidades físicas permanecen constantes en el espacio) y no uniformes. Con respecto al tiempo se clasifican en permanentes o estacionarios (si las cantidades de flujo permanecen constantes en el tiempo) y no permanentes. Estos cuatro tipos de flujos se combinan, así:

- **Flujo uniforme permanente:** Ninguna de las características del flujo (presión y velocidad) varían en el espacio y/o tiempo.
- **Flujo uniforme no permanente:** las características no varían con respecto con el espacio pero si con el tiempo. Es muy difícil encontrar este tipo de flujo en la naturaleza, debido a que los cambios tendrán que ocurrir en forma simultánea a todo lo largo de la tubería (la velocidad de la señal de cambio tendrá que ser infinita).
- **Flujo variado permanente:** Las características del flujo varían con el espacio pero no con el tiempo. Existen dos subtipos de flujo.
 - **Gradualmente Variado:** Los cambios en las características del flujo (Presión y velocidad) son graduales a lo largo de la dirección principal de este. Las contracciones y expansiones suaves en tuberías, el flujo a través de tubos venturi, etc., son ejemplos de flujos gradualmente variados.
 - **Rápidamente variado:** los cambios en las características del flujo son abruptos a lo largo de la dirección principal de este. Por ejemplo, las contracciones abruptas en tuberías, el flujo a través de válvulas y los rotores de bombas se caracterizan por ser flujos rápidamente variados. Generalmente este tipo de flujo va acompañado de gran turbulencia.
- **Flujo variado no permanente:** las características del flujo varían con el espacio y con el tiempo. Debido a que el flujo uniforme no permanente no existe, este nuevo tipo se conoce con el nombre de flujo no permanente. En el caso de tuberías, el

flujo no permanente no existe, este nuevo tipo se conoce con el nombre de flujo no permanente. En el caso de tuberías, el flujo no permanente se denomina golpe de ariete, debido a que usualmente está acompañado por ruidos fuertes, además de cambios bruscos en presión y velocidad, típicos de este tipo de flujo.

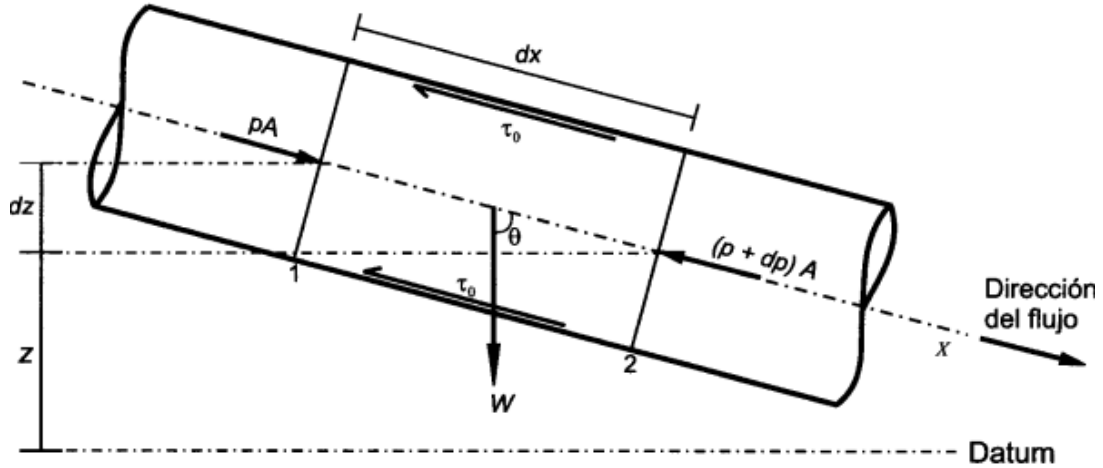
3.2.1.- Flujo uniforme en Tuberías

En el flujo uniforme las características del flujo (presión y velocidad en la tubería) permanecen constantes en el espacio y en el tiempo, Por consiguiente, es el tipo de flujo más fácil de analizar y sus ecuaciones se utilizan para el diseño de sistemas de tuberías. Como la velocidad no está cambiando, el fluido no está siendo acelerado. Si no hay aceleración, según la segunda ley de Newton para el movimiento, la sumatoria de las fuerzas que actúan sobre un volumen de control de fluido debe ser cero. Es decir, existe un equilibrio de fuerzas.

En el caso del flujo en tuberías actúan tres fuerzas: de Presión, gravitacionales y de fricción. Las primeras siempre tratan de acelerar el flujo. Las fuerzas gravitacionales (o de peso) tratan de acelerar al flujo si éste se mueve desde una cota alta a una cota más baja o tratan de frenarlo si el movimiento es en sentido contrario. Las fuerzas de fricción siempre tratan de frenarlo. En el caso del flujo uniforme a través de una tubería con pendiente negativa en el sentido d flujo, existe un equilibrio entre las fuerzas de fricción, por un lado, y las fuerzas gravitacionales y de presión, por el otro. Dada la importancia de las fuerzas de fricción en el problema dl flujo uniforme, el cual es básico para el diseño de sistemas de tuberías, el resto de este capítulo se dedica a estudiarlas.

El equilibrio dinámico que alcanza una tubería cuando se encuentra en estado de flujo uniforme se representa en la siguiente figura, en la cual se detallan las fuerzas anteriormente descritas.

Figura 3: Fuerzas que Actúan en un Fluido Contenido En Un Volumen De Control



Si el flujo contenido en el volumen de control mostrado en la figura 3 no se está acelerado, entonces $\sum F_x = 0$. Teniendo en cuenta este hecho se obtiene la siguiente ecuación:

$$pA - (p + dp)A + W \cos\theta - \tau_0 P dx = 0 \quad (3.1)$$

Donde:

A = área mojada (área de la sección transversal interna del tubo)

P = perímetro mojado (perímetro interno del tubo)

W = peso del fluido en el volumen de control

τ_0 = Esfuerzo cortante en la pared interna de la tubería

p = Presión interna

θ = Angulo de inclinación de tubería.

El peso del volumen de control es:

$$W = \rho g A dx \quad (3.2)$$

Pero de acuerdo con la Figura 3 :

$$dx \cos \theta = -dz \quad (3.3)$$

Finalmente reemplazando los valores tenemos:

$$\tau_o P dx = A (dp + \rho g dz) \quad (3.4)$$

Despejando el esfuerzo contante en la pared de la tubería se obtiene

$$\tau_o = \frac{A dp}{P dx} (p + \rho g z) \quad (3.5)$$

Esta ecuación representa la forma más general de las ecuaciones de perdidas por fricción en el flujo a través de una tubería. Como se puede ver, es el resultado de una aplicación sencilla de la segunda ley del movimiento de Newton. En esta ecuación el término:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) \quad (3.6)$$

Representa la pendiente de fricción del flujo en la tubería, S_f tal como se explicará detalladamente más adelante. Por consiguiente:

$$\tau_o = \frac{A}{P} \rho g S_f \quad (3.7)$$

Reemplazando A/P por el radio hidráulico, R , y el producto de la densidad y la gravedad por el peso específico del fluido se tiene:

$$\tau_o = \gamma R S_f \quad (3.8)$$

Esta ecuación representa la forma inicial de una ecuación para explicar las perdidas por fricción que experimenta un flujo a través de cualquier tipo de ducto, sea este una tubería, un canal, una alcantarilla, etc.

3.3.- Teorema de Bernoulli – Ecuación de la Energía

Se obtiene la ecuación de la energía al aplicar al flujo fluido el principio de conservación de la energía. La energía que posee un fluido en movimiento está integrada por la energía interna y las energías debidas a la presión, a la velocidad y a su posición en el espacio. En la dirección del flujo, el principio de la energía se traduce la siguiente ecuación, al hacer el balance de la misma: como se muestra en la figura 4

Energía en la Sección 1 + Energía Añadida - Energía Perdida - Energía Extraída = Energía en la Sección 2

Esta ecuación en los flujos permanentes de fluidos incompresibles con variaciones en su energía interna es despreciable, se reduce a:

$$\left(\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 \right) + h_A - h_f - h_E = \left(\frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \right) \quad (3.9)$$

Considerando que no existe fricción -por tratarse de un líquido perfecto- turbinas (Energía extraída) ni bombas (Energía añadida) tenemos a la forma más conocida del teorema de Bernoulli es:

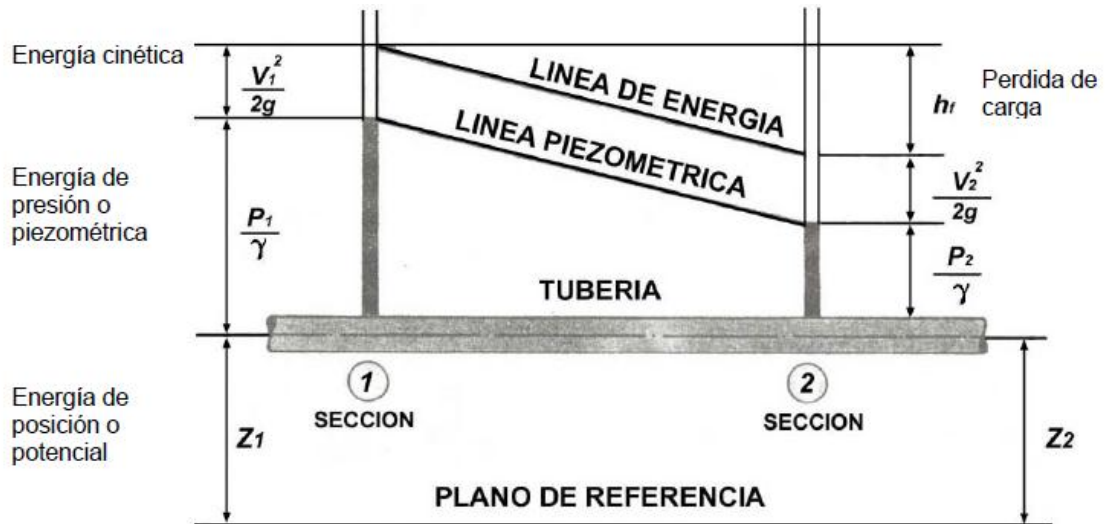
$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z = \textit{constante} \quad (3.10)$$

Un fluido en circulación contiene una cierta cantidad de energía (Cinética, Potencial, Interna y la aportada por fuerzas exteriores). Considerando un sistema de flujo en el cual dicho fluido no está sujeto a tensión cortante durante el movimiento y está fluyendo bajo condiciones isotérmicas (fluido perfecto).

Que también puede ser anunciado así: “A lo largo de cualquier línea de corriente la **suma de las alturas cinéticas ($V^2/2g$), piezométrica (P/γ) y potencial (Z) es constante.**

El teorema de Bernoulli no es otra cosa que el principio de la conservación de la energía. Cada uno de los términos de la ecuación representa una forma de energía:

Figura N° 4: Esquema del Teorema de Bernoulli



Es importante notar que cada uno de estos términos puede ser expresado en metros (unidad lineal del sistema MKS) constituyendo lo que se denomina carga:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{m^2/s^2}{m/s^2} \quad [m] \text{ (Carga de Velocidad o Dinámica)} \quad (3.11)$$

$$\frac{P}{\gamma} = \frac{kg/m^2}{kg/m^3} \quad [m] \text{ (Carga de presión)}$$

$$Z = m \quad [m] \text{ (Carga Geométrica de presión)}$$

CONSERVACION DE LA MASA

La ecuación de continuidad es una consecuencia del principio de conservación de la masa para flujo permanente, la masa de fluido que atraviesa cualquier sección de una corriente de fluido, por la unida de tiempo, es constante. Esta puede calcularse como sigue.

$$\rho_1 * A_1 * V_1 = \rho_2 * A_2 * V_2 = \text{Constante} \quad (3.12)$$

Ó

$$\gamma_1 * A_1 * V_1 = \gamma_2 * A_2 * V_2 \quad (\text{en kg/Seg})$$

Para fluidos incomprensibles y para todos los casos prácticos en que $\gamma_1 = \gamma_2$, la ecuación se transforma en:

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2 = \text{Constante } m^3/\text{seg} \quad (3.13)$$

Donde:

A_1 y V_1 son, respectivamente, el área de la sección recta en $[m^2]$ y la velocidad media de la corriente en $[m/\text{seg}]$ en la sección 1, con significado análogo en la sección 2. El caudal se mide normalmente en $[m^3/\text{seg}]$ o bien $[l/\text{seg}]$

3.4.- Resistencia de Superficies en el Movimiento Uniforme

El objetivo del estudio de la resistencia de superficies en el movimiento uniforme es:
Presentar las principales ecuaciones empíricas para el cálculo del factor de fricción de Darcy.

- Comparar la precisión de cálculo de las ecuaciones empíricas frente a la ecuación de Colebrook-White.
- Presentar las ecuaciones de Hazen – Willians como ejemplo de las ecuaciones empíricas que se apartaron de los fundamentos de la mecánica de fluidos clásica.
- Plantear los problemas de calibrar tuberías simples y sistemas de tuberías mediante el uso de las metodologías empíricas.

3.4.1.- Ecuación de Darcy

Cuando se trata de conductos cerrados simples, el único tipo de energía que puede perderse por razón del movimiento del fluido es la energía de presión, ya que la energía cinética debe mantenerse constante si el área es constante, y la energía

potencial sólo depende de la posición. La energía expresada como energía por unidad de peso del fluido tiene unidades de altura (h); tal como se encontró en el análisis dimensional anterior, la pérdida de altura por fricción es:

$$h_f = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (3.14)$$

Donde:

h_f = energía por unidad de peso perdida por fricción.

f = factor de fricción de Darcy

l = Longitud de tramo de la tubería en el cual se pierde h_f .

d = Diametro de la tubería

v = Velocidad media

La ecuación de Darcy es válida tanto para flujo laminar como turbulento de cualquier líquido en una tubería. Sin embargo, puede suceder que debido a velocidades extremas, la presión corriente abajo disminuya de tal manera que llegue a igualar la presión de vapor del líquido, apareciendo el fenómeno conocido como cavitación y los caudales* obtenidos por cálculo serán inexactos. Con las restricciones necesarias la ecuación de Darcy puede utilizarse con gases y vapores (fluidos compresibles).

3.4.2.- Significado del Coeficiente f de Darcy (en Tuberías Circulares)

En lo que respecta al flujo laminar, f es simplemente una función del número de Reynolds.

En el flujo turbulento, que estudiaremos a continuación, el significado de f es más complejo.

En general es función tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa.

$$f = \varphi \left(Re \frac{k}{D} \right) \quad (3.15)$$

La rugosidad absoluta depende de la calidad de las paredes expresadas por:

- a) Altura media de las irregularidades de la superficie
- b) Variación de la altura con respecto a la media

- c) Forma de las irregularidades del contorno
- d) Separación entre irregularidades adyacentes

Dada la compleja naturaleza de la rugosidad absoluta y su difícil representación es que Nikuradse usó rugosidad artificial de diámetro uniforme.

Es útil el concepto de rugosidad equivalente k . Según este concepto, k es una longitud que mide el grado de rugosidad y tal que para dos conductores diferentes tiene valores proporcionales a los diámetros de los mismos cuando para valores iguales al número de Reynolds los valores correspondientes de f son los mismos para ambos conductos.

Si bien es cierto que en el flujo turbulento, f es, en caso más general, función tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa, también lo es que puede ser función de solo uno de ellos.

En una tubería hidráulica lisa se desarrolla una subcapa laminar, cuyo espesor es bastante mayor que la rugosidad. De acá que las irregularidades del contorno quedan dentro de la subcapa laminar y por lo tanto no tienen significado para el cálculo de f .

En la tubería lisa:

$$f = \varphi (Re) \quad (3.16)$$

En cambio en una tubería hidráulicamente rugosa los valores de k son tan grandes con respecto al espesor que tendría la subcapa laminar, que ésta no puede desarrollarse. Entonces,

$$f = \varphi \left(\frac{k}{D} \right) \quad (3.17)$$

Para la transición entre contornos lisos y rugosos es aplicable una ecuación como la

$$f = \varphi \left(Re \frac{k}{D} \right) \quad (3.18)$$

3.4.3.- Tuberías Hidráulicamente lisas

Blasius estudio experimentalmente el comportamiento de las tuberías lisas estableciendo que,

$$f = \frac{0,316}{Re^{\frac{1}{4}}} \quad (3.19)$$

Esta ecuación de Blasius es válida para números de Reynolds (referidos al diámetro) menores que 10^5 , (aproximadamente).

Para números de Reynolds mayores, que correspondan a turbulencias plenamente desarrollada, el valor de f se obtiene analíticamente de acuerdo al desarrollo siguiente.

Partimos de la ecuación

$$V = \frac{V_*}{k} \ln \frac{46,4 R}{\delta} \quad (3.20)$$

Que es la ecuación que nos da la velocidad media de una tubería hidráulicamente lisa.

Luego sustituimos el valor de δ

$$\delta = \frac{11,6 v}{V_*} \quad (3.21)$$

Y reemplazamos el radio Hidráulico por el diámetro, obteniendo

$$V = \frac{V_*}{k} \ln \frac{V_* D}{v} \quad (3.22)$$

Necesitamos ahora una relación entre V_* y f . Para ello combinamos las siguientes ecuaciones, ya conocidas

$$V_* = \sqrt{gRS} \quad (3.23)$$

$$V = C\sqrt{RS}$$

Dividiendo,

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{g}}{C}$$

De la denominación f , coeficiente de Darcy

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad (3.24)$$

Entonces

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (3.25)$$

Sustituyendo el valor de "C" en

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{g}}{C}$$

Nos queda

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{f}}{\sqrt{8}}$$

Y reemplazando este ultimo valor en la ecuación:

$$V = \frac{V_*}{k} \ln \frac{V_* D}{\nu} \quad (3.26)$$

Témenos,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log (Re \sqrt{f} - 0.92) \quad (3.27)$$

Y ajustando los coeficientes con los valores experimentales obtenidos por Nikuradse se llega finalmente a:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log (Re \sqrt{f} - 0.8) \quad (3.28)$$

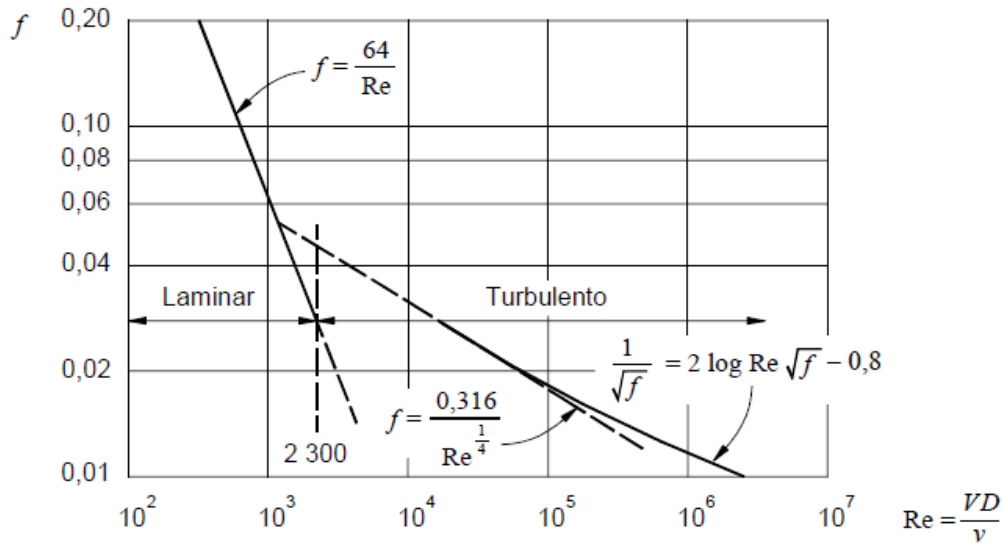
Ecuación que tiene gran importancia, pues es una relación analítica entre f y el número de Reynolds. Tiene el inconveniente de ser implícita. Nikuradse estableció también la siguiente relación empírica.

$$f = 0.0032 + \frac{0,221}{Re^{0,237}} \quad (3.29)$$

En la que el número de Reynolds está referido al diámetro y que da prácticamente los mismos resultados de la anterior ecuación, para números de Reynolds comprendido entre 10^5 y 10^7 .

En el siguiente grafico muestra la relación completa entre el coeficiente f de Darcy y el número de Reynolds para tuberías lisas. Abarca el flujo laminar, el flujo turbulento (Blasius y Nikuradse) y la transición entre ambos escurrimientos.

Figura 5: Coeficiente de "f" de Darcy en tuberías lisas



3.4.4.- Tuberías Hidráulicamente Rugosas

En las tuberías rugosas no pueden desarrollarse una subcapa laminar.

El valor de la velocidad y el coeficiente de Darcy dependen exclusivamente de la rugosidad relativa. El valor de f se obtiene analíticamente de acuerdo al desarrollo siguiente.

Partimos de la Ecuación:

$$V = \frac{V_*}{K} \ln \frac{13,4 D}{k} V \quad (3.30)$$

E introducimos la ecuación

$$\frac{V_*}{V} = \frac{\sqrt{f}}{\sqrt{8}}$$

De donde

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{3.35D}{k} \quad (3.31)$$

Ajustando los coeficientes de acuerdo a los resultados experimentales de Nikuradse

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{k} \quad (3.32)$$

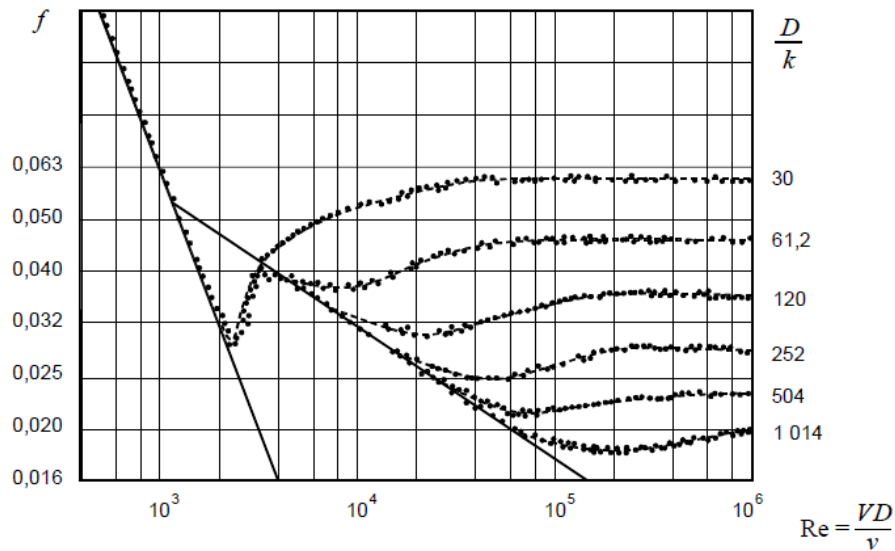
Se observa pues que ahora f es función exclusiva de la rugosidad relativa. Es independiente del número de Reynolds.

3.4.5.- Introducción del coeficiente “f” de Darcy en las ecuaciones de distribución de velocidades

3.4.6.- Formula de Colebrook - White

Desde el punto de vista hidráulico no podemos decir que un determinado contorno es en sí liso o rugoso. Depende también de las características del escurrimiento. Un contorno puede comportarse como liso frente a un flujo, pero como rugoso frente a otro flujo. Todo depende de la relación entre el tamaño de la rugosidad y el espesor de la subcapa laminar que podría desarrollarse

Figura 6: grafico de Nikuradse



En el gráfico anterior se ve claramente que las tuberías más lisas requieren de un número de Reynolds mayor para apartarse de la ecuación general de las tuberías lisas. Podríamos pues decir que las tuberías dejan de comportarse como lisas para el mismo valor de la relación de k/δ .

En la tubería de rugosidad natural (no homogénea, diferente de la que usó Nikuradse), el fenómeno de la transición es diferente. Esto se debe a que en una superficie con rugosidad natural las irregularidades del fondo son de diferente tamaño. Basta la presencia de algunas protuberancias mayores que la media para alternar la subcapa laminar.

Los valores de f en la zona de transición entre tuberías lisas y rugosas se obtienen por medio de la fórmula de Colebrook y White.

Tuberías Rugosas

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{k} \quad (3.33)$$

Tuberías Lisas

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{Re\sqrt{f}}{2,51} \quad (3.34)$$

Combinando ambas expresiones se obtiene la ecuación de Colebrook y White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{k}{3,71} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right] \quad (3.35)$$

3.4.7.- Dimensionamiento de conductos

Hasta ahora hemos estudiado todas las variables involucradas en el escurrimiento en tuberías.

Como consecuencia de la fricción, que a su vez se debe a la viscosidad, se desarrolla en un contorno liso una subcapa laminar. Esto determina un consumo de energía, una disipación de energía. Esto es lo que se denominamos una pérdida de carga.

Si las paredes no son lisas, sino rugosas, no se forma la subcapa laminar, pero hay pérdida de energía por rozamiento y formación de vértices en el contorno.

Además hay pérdida de carga (de energía) por frotamiento interno entre los filetes luidos, la misma que depende del grado de turbulencia.

Con el objeto de dimensionar un conducto, debemos disponer de una ley de pérdidas de carga. Brushin, de la escuela Politécnica de Lausanne, Suiza, ha hecho reflexiones muy interesantes sobre este problema, señalando que una ley de pérdida de carga debe ser una ley “**de comportamiento**”, vale decir ley de tipo descriptivo.

Así pues la ley de Darcy lo que hace es relacionar un parámetro característico del escurrimiento – la velocidad media – con la pérdida de energía tomando en cuenta la calidad de las paredes y las constantes características del fluido: densidad y viscosidad.

Las condiciones que debe reunir una ley de pérdidas de carga son las siguientes:

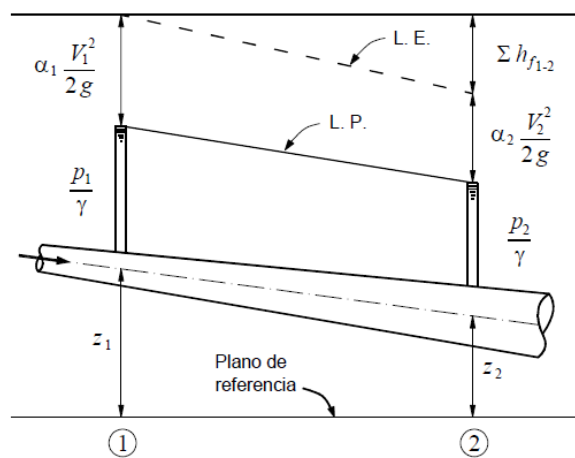
- Base racional, compatible con los principios generales de la mecánica de fluidos
- Explicación clara del fenómeno de disipación de energía

- Caracterización e intervención de los parámetros principales descriptivos del fenómeno
- Verificación experimental. Sus parámetros deben ser susceptibles de medida.
- Facilidad de uso en los problemas de ingeniería.

3.5.- Diseño de Tuberías

Sea una tubería de sección variable como la mostrada en la siguiente figura, si aplicamos la ecuación de energía entre dos puntos de la sección 1 y 2 se tiene:

Figura 7: Ecuación de la Energía en una Tubería



En este caso se conoce el caudal demandado, la potencia disponible (Bomba o diferencia de nivel generada por un embalse o tanque), algunas de las características de la tubería (Longitud y accesorios necesarios con sus correspondientes coeficientes de pérdidas menores) y las propiedades del flujo (densidad y viscosidad dinámica). Se desconoce el diámetro necesario para permitir el paso del caudal demandado. Este diámetro usualmente debe escogerse dentro de aquellos en que se fabrique la tubería para un caudal demandado. Este diámetro usualmente debe escogerse dentro de aquellos en que se fabrique la tubería para un determinado material. Para el diseño, sin embargo, dentro de aquellos en que se fabrique la tubería para un determinado material. Para el diseño, sin embargo, deben utilizarse los diámetros internos de las tuberías.

Por lo general, en cuanto al material de la tubería, se tienen tres o cuatro alternativas, lo cual implica que se conoce la rugosidad absoluta de la tubería pero que es necesario hacer tantos diseños como diferentes materiales se encuentren disponibles en el sitio del proyecto con el fin de escoger la mejor alternativa. El diseño de tuberías simples o de sistemas de tuberías se debe hacer tantas veces como materiales haya disponible, utilizando para cada uno de ellos los diámetros comerciales en que se fabriquen.

Entonces tenemos:

Variables conocidas	Incógnitas
$k_s, Q (\text{ó } V), H (\text{ó } P), \sum k_m, \rho, \mu, g, l$	d

(3.36)

Calibración de la Tubería

En este caso se conoce el caudal demandado, la caída en la altura piezométrica que ocurre entre la entrada y la salida de la tubería (usualmente medida en campo), algunas de las características de la tubería (longitud, diámetro y accesorios necesarios con sus correspondientes coeficientes de pérdidas menores) y las propiedades del fluido (densidad y viscosidad dinámica). Se desconoce la rugosidad absoluta de la tubería que produce esa caída en la presión piezométrica para el caudal medio.

En campo el caudal se mide usualmente a través de caudalímetros acústicos y la caída de presión por medio de transductores de presión. Cuando más exactas sean estas mediciones, mejor será la precisión en el cálculo de la rugosidad absoluta de la tubería.

ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS SIMPLES

Mediante el uso de las ecuaciones de Colebrook – White, conjuntamente con la ecuación de Darcy Weisbach se puede desarrollar el siguiente procedimiento con el fin de obtener las ecuaciones necesarias para llevar a cabo cálculos en tuberías simples.

Estas ecuaciones son las mismas para resolver los diferentes tipos de problemas en tuberías simples. Estas ecuaciones son las mismas para conservación de la energía para una tubería que parte de un tanque.

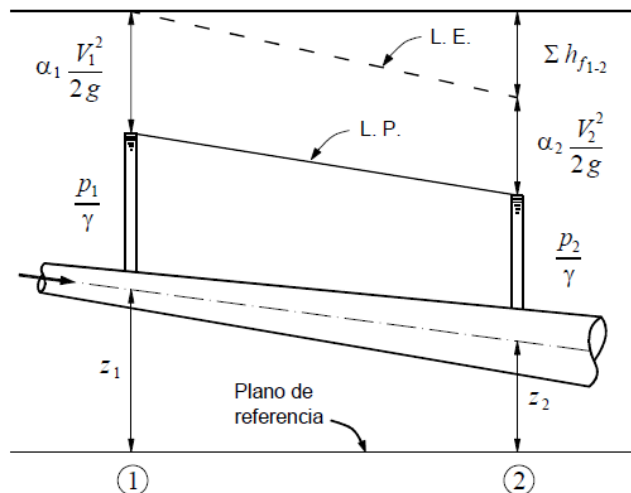
COMPROBACIÓN DE DISEÑO

Tal como se estableció anteriormente, en este caso se conoce todas las características de la tubería: La longitud, el diámetro, la rugosidad absoluta y los diferentes coeficientes de pérdidas menores de cada uno de los accesorios. También se conocen las propiedades del fluido, es decir, la densidad y la viscosidad dinámica. La incógnita es la velocidad y, por consiguiente, el caudal que pasa por la tubería. Obviamente se debe conocer la altura disponible o la potencia y la eficiencia de la bomba.

3.5.1.- Conceptos de pérdida de carga, línea de energía y línea piezométrica

Sea una tubería de sección variable como la mostrada en la figura siguiente, si aplicamos la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 se tiene:

Figura 8: Ecuación de energía en una tubería



$$\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \sum h_{f1-2} \quad (3.37)$$

Es decir, que al pasar de 1 a 2 hay una parte de la energía que “se pierde”; que no se transforma en presión, velocidad o elevación. Es la energía consumida en forma de fricción y denominamos h_f , pérdida de energía o pérdida de carga.

Para el movimiento uniforme, la sección transversal es invariable, por lo tanto la velocidad también lo es y la energía de velocidad es constante:

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} \quad (3.38)$$

α es el coeficiente de Coriolis

Entonces, la ecuación de la energía es simplemente

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \alpha \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} \quad (3.39)$$

A la línea que resulta de unir las elevaciones a las que sube el líquido en una serie de piezómetros instalados a lo largo de la tubería se le denomina línea piezométrica o línea de gradiente hidráulica (L.P.).

Si en cada sección se adiciona a la cota piezométrica el valor correspondiente a la energía de velocidad se obtiene la línea de energía. En el movimiento uniforme la línea de energía y la línea piezométrica son paralelas.

Con respecto a la línea de gradiente o piezométrica conviene ordenar los siguientes conceptos:

- a) La línea de gradiente indica por medio de su altura sobre el eje de la tubería la presión en cualquier punto de ella.
- b) En una tubería, o en tuberías de igual rugosidad y diámetro, cuando mayor es la pendiente o inclinación de la línea de gradiente tanto mayor será la velocidad de fluido.

- c) La línea de gradiente hidráulica indica por su descenso vertical la energía perdida entre dos secciones (para el movimiento uniforme).
- d) La gradiente hidráulica es recta para tuberías rectas de sección transversal constante y para tuberías cuya longitud sea aproximadamente igual a la línea que une sus extremos.

La línea de energía siempre desciende en la dirección del escurrimiento, salvo que se coloque una bomba.

La línea de gradiente hidráulica no siempre desciende en la dirección del escurrimiento.

La línea de energía y la gradiente coinciden con la superficie libre para un líquido en reposo. Tal sería el caso de un estanque.

$\sum_{f_{1-2}} h$ es la suma de todas las pérdidas de carga (de energía) que ocurren entre el punto 1 y 2

Estas pérdidas de carga de energía son fundamentalmente de dos tipos: Continuas y locales.

Las pérdidas de carga continuas se deben a la fricción y se calculan por medio de la fórmula de Darcy.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (3.40)$$

Las pérdidas de carga locales dependen de las características de cada singularidad, válvula, codo, etc.; las mismas que explicaran más adelante.

3.5.2.- Abaco de Moody

Debido a la naturaleza compleja e irregular que tiene la rugosidad de las tuberías comerciales; de acá que Nikuradse uso en sus experiencias rugosidad artificial constituida por esferas de diámetro uniforme (granos de arena).

Pero las tuberías comerciales tienen rugosidad natural. El estudio experimental de la pérdida de carga fue hecho, entre otros, por Moody, estableciendo un gráfico similar al de Nikuradse y que la relaciona el coeficiente f de Darcy, el número de Reynolds y los valores de rugosidad relativa. Las características de este gráfico son similares al de Nikuradse.

Las tuberías comerciales son de diferentes materiales: *hierro fundido, acero, asbesto – cemento, concreto, plomo, plásticos, etc.*. Cada material tiene una rugosidad característica propia, cuyo valor forma parte de la descripción técnica de la tubería. De otro lado debe tenerse presente que la rugosidad cambia con el tiempo. Después de varios años de uso una tubería es más rugosa de lo que era inicialmente.

La selección del material de una tubería depende de varios factores: Costo inicial, Costo de Reposición y mantenimiento, capacidad inicial, cambio con el tiempo, resistencia, duración, calidad y características químicas del fluido, etc.

Los problemas que pueden presentarse en el cálculo de tuberías son los siguientes.

a) **Calculo de la Perdida de Carga h_f**

En el caso más simple, los datos son:

$Q = \text{Gasto, Caudal}$

$L = \text{Longitud}$

$D = \text{Diametro}$

$\nu = \text{Viscosidad cinematica}$

$k = \text{Rugosidad}$

Con estos datos se determina inmediatamente los dos parámetros necesarios para aplicar el diagrama de Moody, que son el número de Reynolds y la rugosidad relativa

$$\frac{VD}{\nu} \quad ; \quad \frac{k}{D}$$

Con ellos se determina el valor de f y aplicando la ecuación de Darcy se calcula la pérdida de carga h_f .

b) **Calculo del Caudal o Gasto “ Q ”**

Los datos son:

$Q = ??$

$L = \text{Longitud}$

$D = \text{Diametro}$

$\nu = \text{Viscosidad cinematica}$

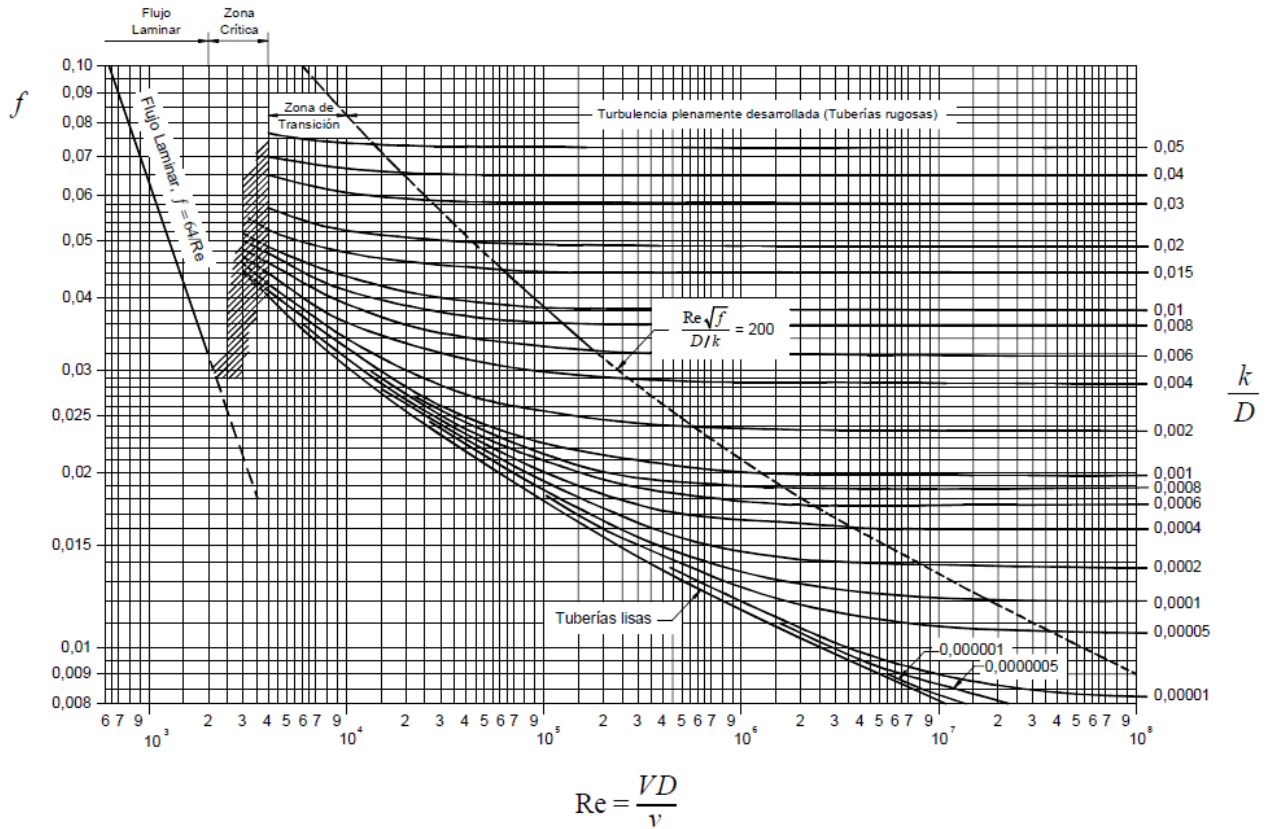
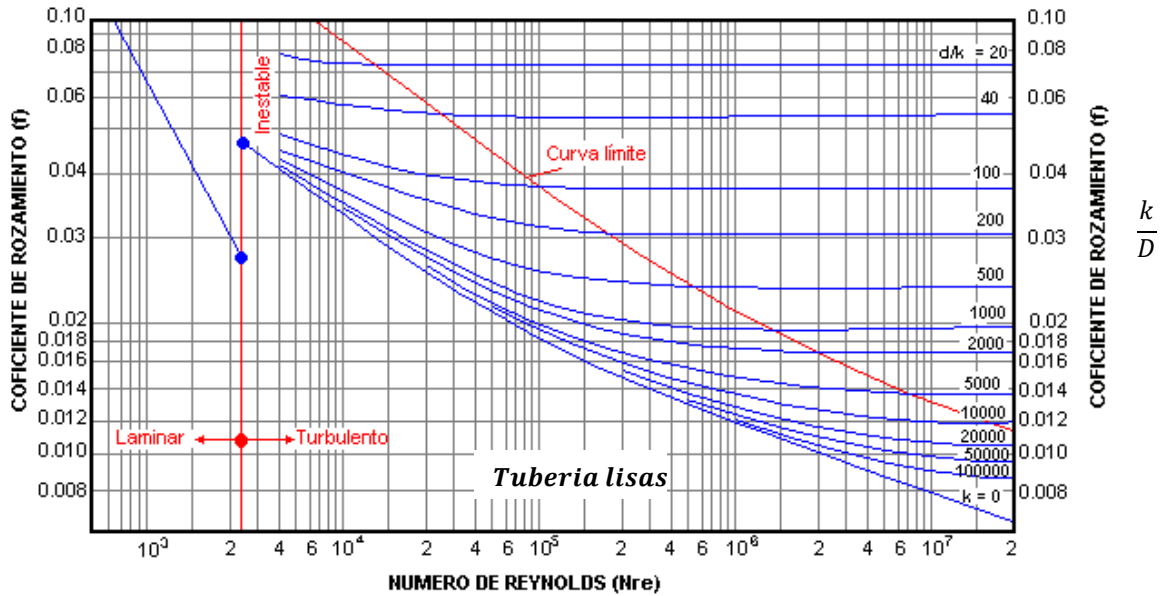
$k = \text{Rugosidad}$

$h_f = \text{Pérdida de carga}$

Con estos datos no es posible calcular el número de Reynolds. Debe procederse por aproximaciones sucesivas. Primero se calcula la rugosidad relativa y observando el diagrama de *Moody* se supone un valor para f (podría ser por ejemplo, el que corresponde a turbulencia plenamente desarrollada). Con este valor de f incorporado a los datos se calcula un valor tentativo para la velocidad, en base a la cual se halla un número de Reynolds.

Con el número de Reynolds y la rugosidad relativa se calcula un valor para f , el cual se compara con el supuesto inicialmente. Si la diferencia fuera grande debe hacerse un nuevo cálculo hasta conseguir igualdad en las dos primeras cifras significativas. Obtenidos los valores de f y de V se debe verificar que satisfacen la ecuación de Darcy. Con el valor correcto de la velocidad se calcula el gasto.

Figura 9: Diagramas de Moody para Hallar el Coeficiente de Fricción “*f*” en Tuberías



c) **Calculo del Diámetro "D"**

Los datos son:

$D = ??$

$L = \text{Longitud}$

$Q = \text{Gasto o Caudal}$

$\nu = \text{Viscosidad cinematica}$

$k = \text{Rugosidad}$

$h_f = \text{Perdida de carga}$

Si expresamos la ecuación de Darcy reemplazando la velocidad en función del gasto y del área se tiene

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2} \quad (3.41)$$

De donde,

$$D^5 = \frac{8 Q^2 f L}{\pi^2 g h_f} \quad (3.42)$$

O bien,

$$D^5 = 0,0827 \frac{f}{s} Q^2 \quad (3.43)$$

Para la solución se recomienda el siguiente procedimiento:

- Escoger tentativamente un diámetro. Este valor debe corresponder a los valores comerciales, que se expresan generalmente y pueden ser 1/8, 1/4, 3/8, 1/2, 3/4, 1, 1 1/4, 1 1/2, 2, 2 1/2, 3, 3 1/2, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 24, y 30". Para hacer un diseño debe conocerse cuáles son los diámetros comerciales disponibles.
- Calcular la velocidad media y el número de Reynolds.
- Calcular la rugosidad relativa.
- Con el diagrama de Moody hallar el valor de f
- Con la ecuación de Darcy calcular la perdida de carga.
- Verificar que perdida de carga así calculada es igual o menor que la perdida de carga admisible.
- Caso contrario repetir el procedimiento.

- Si la pérdida de carga está entre los valores que corresponden a dos diámetros comerciales sucesivos, tomar el diámetro mayor.

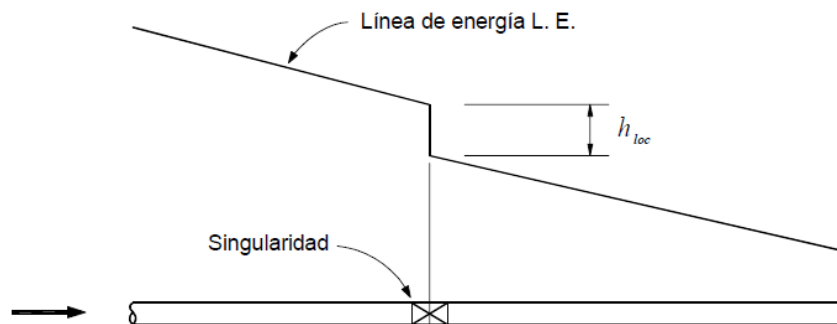
3.5.3.- Pérdidas de Carga Locales (Flujo Turbulento)

En una tubería las pérdidas de carga son continuas y locales. Las pérdidas de carga continuas son proporcionales a la longitud, se deben a la fricción y se calculan por medio de la fórmula de Darcy.

Las pérdidas de cargas locales o singulares ocurren en determinados puntos de la tubería y se deben a la presencia de algo especial que se denomina genéricamente singularidad; un codo, una válvula, un estrechamiento, etc.

En la figura siguiente se observa una tubería mostrando la línea de energía y la súbita caída que experimenta como consecuencia de una singularidad, que produce una pérdida de carga local a la que designamos como h_{loc} .

Figura 10: Pérdida de Carga Local



Las pérdidas de carga locales se expresan generalmente en función de la altura de velocidad en la tubería

$$h_{loc} = K \frac{v^2}{2g} \quad (3.44)$$

h_{loc} = Es la pérdida de carga local expresada en unidades de longitud,

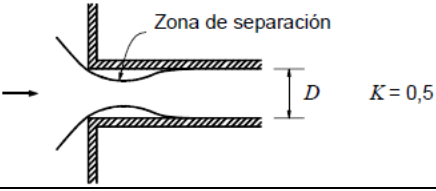
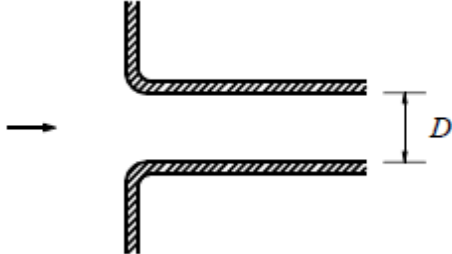
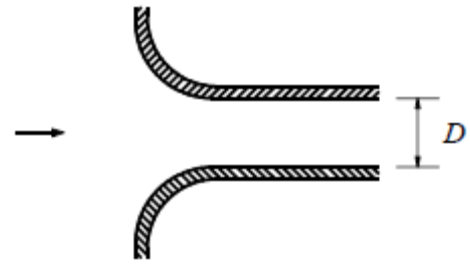
k = Es un coeficiente adimensional que depende de las características de la singularidad que genera la pérdida de carga (codo, válvula, etc.) así como del número de Reynolds y de la rugosidad.

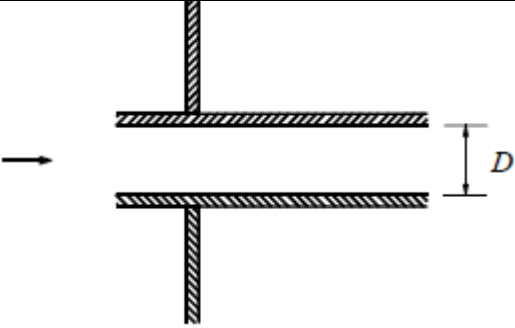
V = Es la velocidad media en la tubería.

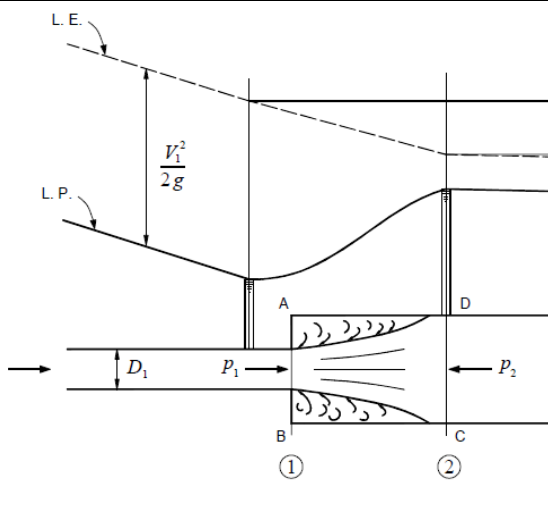
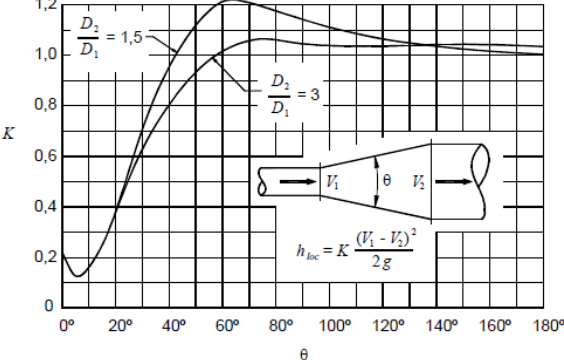
A las pérdidas de carga locales también se les denomina pérdidas menores. Esto en razón que en tuberías muy largas la mayor parte de la pérdida de carga es continua, Sin embargo en tuberías muy cortas las pérdidas de carga locales pueden ser proporcionalmente muy importantes.

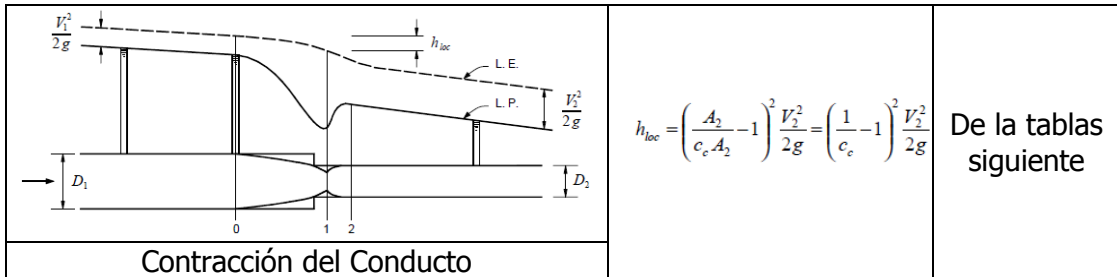
Analizaremos las principales pérdidas locales en flujo turbulento, con sus respectivos valores de K .

Cuadro N° 2: Esquema de Bordes De Entrada

ENTRADA O EMBOCADURA		
diagrama	Formular	Valor de "k"
 <p style="text-align: center;">Bordes Agudos</p>	$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$	$K = 0.5$
 <p style="text-align: center;">Bordes Ligeramente Redondeados</p>	$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$	$K = 0.26$ $\frac{r}{D} = 0,04$
 <p style="text-align: center;">Bordes acampanados</p>	$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$	$K = 0.24$

	$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$	$K = 1$
<p>Bordes Entrantes (tipo borda)</p>		

<p align="center">ENSANCHAMIENTO DEL CONDUCTO</p>		
<p align="center">diagrama</p>	<p align="center">Formular</p>	<p align="center">Valor de "k"</p>
	$h_{loc} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1\right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$	$K = 1$
<p align="center">Ensanchamiento brusco</p>		
	$h_{loc} = K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$	<p align="center">Del grafico de gibson</p>
<p align="center">Ensanchamiento gradual</p>		

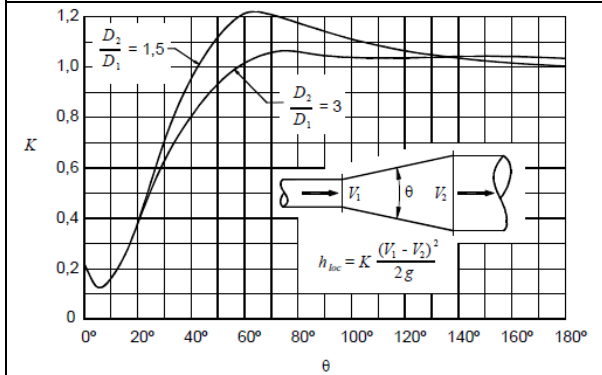


Contracción del Conducto

De la tablas siguiente

**TABLA 4.2
COEFICIENTES DE WEISBACH PARA CONTRACCIONES BRUSCAS**

$[D_2 / D_1]^2$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
c_c	0,586	0,624	0,632	0,643	0,659	0,681	0,712	0,755	0,813	0,892	1



Ensanchamiento gradual

$$h_{loc} = K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

Del grafico de gibson

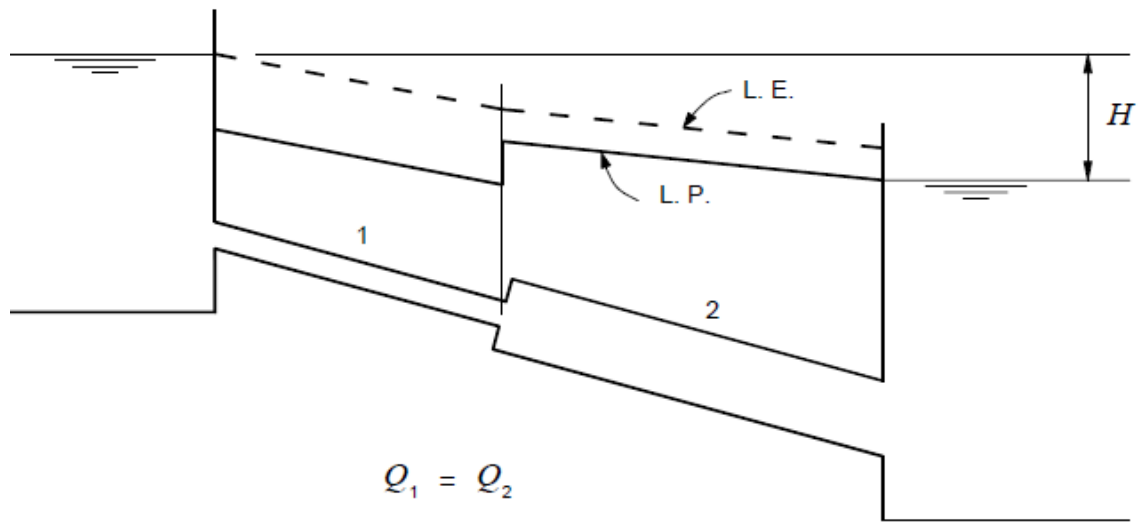
Como se puede observar en el siguiente cuadro:

ENTRADA	$K \frac{V^2}{2g}$	(V : velocidad media de la tubería)
	Bordes Agudos	$K = 0,5$
	Bordes ligeramente redondeados	$K = 0,26$
	Bordes Acampanados	$K = 0,04$
	Bordes Entrantes	$K = 1$
ENSANCHAMIENTO	$K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = K \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$	
	(V_1 : velocidad aguas arriba; V_2 : velocidad aguas abajo)	
	Brusco	$K = 1$
	Gradual	Gráfico de Gibson
CONTRACCION	$\left(\frac{1}{c_c} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = K \frac{V_2^2}{2g}$	(V_2 : Velocidad aguas abajo)
	Brusca	Tabla de Weisbach
	Gradual	$K = 0$
CAMBIO DE DIRECCION	$K \frac{V^2}{2g}$	(V : velocidad media)
	Codo de 90°	$K = 0,90$
	Codo de 45°	$K = 0,42$
	Codo de curv. fuerte	$K = 0,75$
	Codo de curv. suave	$K = 0,60$
VALVULAS	(V : velocidad media)	
	Válvulas de globo (totalmente abierta)	$K = 10,0$
	Válvula de compuerta (totalmente abierta)	$K = 0,19$
	Válvula check (totalmente abierta)	$K = 2,5$

3.5.4.- Tuberías en Serie

Se dice que dos o más tuberías, de diferente diámetro y/o rugosidad, están en serie cuando se hallan dispuestas una a continuación de la otra de modo que por ella escurre el mismo gasto.

Figura 11: Tuberías serie (Dos Tramos)



En esta figura se presenta un caso particular de tuberías en serie. Corresponde a un sistema formado por dos tramos que conecta dos tanques. La carga o energía disponible H debe ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que ocurren en el sistema (continuas y locales). Esta condición se expresa por la ecuación de la energía.

$$H = f_1 \frac{L_1 V_1^2}{D_1 2g} + f_2 \frac{L_2 V_2^2}{D_2 2g} + \sum h_{loc} \quad (3.45)$$

Los subíndices 1 corresponden al primer tramo, los subíndices 2 corresponden al segundo tramo. Esta ecuación podría extenderse a cualquier número de tramos.

La ecuación de la energía junto con la de continuidad, constituyen las dos ecuaciones fundamentales para resolver un sistema de tuberías en serie.

$$Q_1 = Q_2 = Q \quad (3.46)$$

Para la resolución del sistema mostrado en la figura se presentan dos casos. El primero, que es el más simple, tiene por incógnita la energía H . Son datos básicos los diámetros, longitudes, rugosidades y el gasto. La solución es inmediata.

En el segundo caso es más laborioso. La incógnita es el gasto. Los datos son la energía disponible H , los diámetros, longitudes y rugosidades.

Hay varios métodos para resolver este problema. Uno podría ser suponer sucesivamente valores para el gasto y verificar en cada caso si la suma de todas las pérdidas de carga es igual a la energía disponible H . con los valores obtenidos se hace un gráfico gasto – energía y se determina para el valor de H , dato del problema, cual es valor correspondiente de Q .

Otros métodos es el siguiente. Por medio de la ecuación de continuidad se expresa la ecuación de la energía en función de una de las dos velocidades (V_1 ó V_2). Conviene luego iniciar los cálculos haciendo la siguiente suposición:

$$f_1 = f_2 = f \quad (3.47)$$

Se debe entonces suponer un valor para f . Se puede hacerse, aproximadamente, teniendo en cuenta los valores de tabla y/o las rugosidades relativas y luego obteniendo un valor para f por observación del diagrama de Moody. Figura 9 (Se puede suponer inicialmente que la turbulencia está plenamente desarrollada).

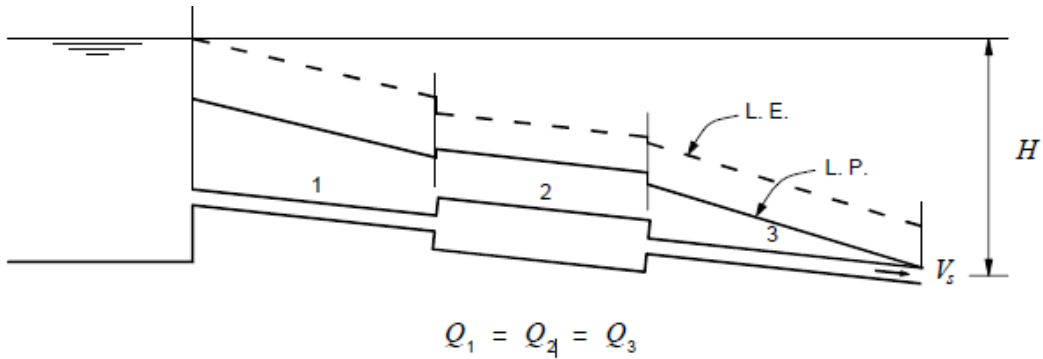
Con el valor de f se calcula las velocidades y luego los números de Reynolds para cada tramo, y se determina con las rugosidades relativas los valores f_1 y f_2 .

Con estos valores obtenidos para el coeficiente de Darcy, se rehace el cálculo hallándose nuevos valores para V_1 , V_2 , R_e , f_1 , y f_2 .

Si estos valores obtenidos para f son iguales a los dos últimos, esto significa que se ha determinado los verdaderos valores de f y de las velocidades. Se puede entonces calcular el gasto y cada una de las pérdidas de carga. Siempre se debe verificar la ecuación de la energía.

Puede darse también el caso de un sistema en serie que descarga a la atmosfera.

Figura 12: Tuberías en serie (Tres Tramos)



Se mantiene el concepto general. La energía disponible H es igual a la suma de todas las pérdidas de cargas continuas y locales, más la energía de velocidades correspondiente al chorro final.

La otra ecuación fundamental es la invariabilidad del gasto.

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q \quad (3.48)$$

Si tuviéramos una tubería compuesta por varios tramos de diferente diámetro, el último de los cuales descarga a la atmosfera con la velocidad V_s (Velocidad de salida), se muestra fácilmente que:

$$V_s = \sqrt{\frac{2 g H}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_i L_i}{D_i} \frac{A_s^2}{A_i^2} + K_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}}$$

El gasto es evidentemente;

$$Q = V_s A_s \quad (3.49)$$

Ocurre a veces que en un sistema de tuberías en serie los tramos son tan largos que las pérdidas de carga locales resultan insignificantes con respecto a las pérdidas de carga continuas. En este caso se desprecian las pérdidas de carga locales.

3.6.- Bombas Hidráulicas

3.6.1.- Introducción

En este capítulo se estudiara el efecto producido por la instalación de bombas en tuberías simples. Tal sentido permite establecer las ecuaciones que describen el efecto de una bomba sobre el flujo, las cuales se incluirán posteriormente en el análisis y diseño de redes de tuberías, tanto de sistemas de abastecimiento de agua como de sistemas de riego, como ejemplos de sistemas complejos de tuberías.

A partir de este capítulo se retoman las ecuaciones generales para la descripción de las pérdidas por fricción en tuberías (ecuaciones de Darcy – Weisbach y de colebrook – White), puesto que en el análisis y diseño de sistemas de tuberías no es posible mantener el control permanente sobre el número de Reynolds y por tanto, se podrán cometer errores al utilizar las otras ecuaciones descritas anteriormente.

En este capítulo está relacionado con el diseño de tuberías simples con una o más bomba roto dinámicas.

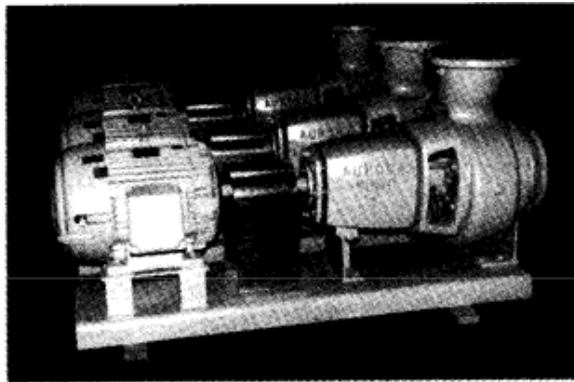
Por lo general, los ingenieros civiles e hidráulicos se encargan únicamente de la sección de la bomba más apropiada para el sistema particular de tuberías que se está diseñando, dejando de lado el análisis y diseño de la bomba, su motor y su rotor, los cuales forman parte del diseño de maquinaria hidráulica en ingeniería mecánica.

3.6.2.- Bombas en Sistemas de Tuberías

De acuerdo con la forma de sus rotores (impulsores), las bombas roto dinámicas se clasifican en:

- Bombas Centrifugas (Flujo radial); el agua entra a la bomba en forma axial pero sale impulsada en dirección radial, de acuerdo a la siguiente fotografía.

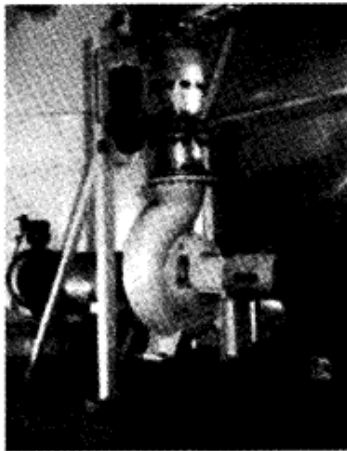
Figura 13: Tipos de Bombas Hidraulicas



(a)



(b)



(c)



(d)

Donde:

- a) Bomba Aurora 8", para pozos secos.
- b) Bomba sumergible 12".
- c) Bomba centrifuga para succión en seco
- d) Bombas con capacidad de 240 l/s

- Bombas de Flujo Axial: el agua entra y sale de la bomba en dirección axial. Usualmente son bombas de baja altura piezométrica y alta capacidad, de acuerdo a la siguiente fotografía.

Figura 14: Tipos de Bombas Hidráulicas



(a)



(b)



(c)



(d)

Donde:

- a) Bomba de 72"
- b) Instalación de una Bomba de propulsión
- c) Bomba axial de 96"
- d) Bombas de 28" verticales.

- Bombas con flujo mixto: el agua entra a la bomba en dirección axial y sale con componentes de velocidad tanto en dirección axial como en dirección radial.

Para misma potencia de entrada y para igual eficiencia, las bombas centrifugas se caracterizan por presentar una presión relativamente alta con un caudal bajo; las bombas de flujo axial generan un caudal alto con una baja presión y la de flujo mixto tiene

características que las sitúan en un rango intermedio con respecto a los dos casos anteriores.

Tales tipos de bombas pueden definirse en forma más explícita utilizando un parámetro direccional llamado “Velocidad Especifica” (N_s) el cual se expresa como:

$$N_s = \frac{N Q^{0.5}}{H^{0.75}} \quad (3.50)$$

Donde:

Q = Caudal en Galones americanos por minuto (gpm)

H= Altura piezométrica total de la bomba en Pies.

N = Velocidad rotacional en revoluciones por minuto (rpm)

En la siguiente tabla se muestra una clasificación general de las bombas rotodinámicas, tomando como criterio la velocidad especifica.

Cuadro N° 3 Tipos De Bombas

N°	Tipo de Bomba	Rango de N_s
1	Centrifuga	500 a 2000
2	Flujo mixto	2000 a 7000
3	Flujo Axial	7000 a 15000

Los rangos anteriores no constituyen límites rígidos; por ello, deben interpretarse siempre como una guía rápida para establecer qué tipo de flujo es el más probable en una determinada bomba.

Par un diseño de bomba dado, la velocidad especifica puede cambiarse si se aumenta o disminuye la velocidad de rotación de la bomba, cuyos valores típicos están dados por las velocidades de los motores: 450, 900, 1800 y 3600 rpm.

Para seleccionar la velocidad del motor que mejor se adapte a una determinada bomba, se deben balancear dos factores opuestos: por un lado un alta velocidad de rotación implica problemas de desgaste en los cojinetes de ejes y problemas de cavitación y transigentes hidráulicos; sin embargo, una velocidad alta produce una velocidad

específica alta y por otro para valores de N_s superiores a 2000 (Bombas rotodinámicas centrífugas lentas) empieza a aumentar la eficiencia.

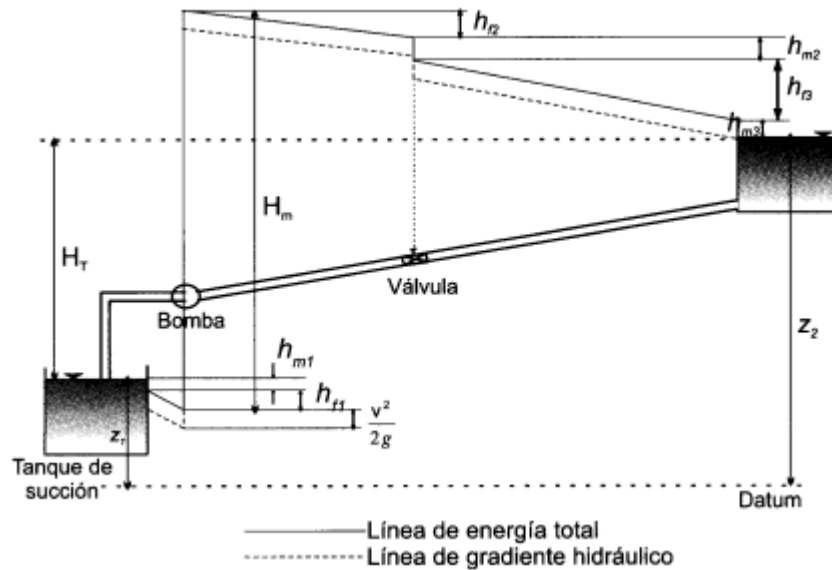
La altura piezométrica total (H) generada por una bomba también se conoce como la altura piezométrica manométrica (H_m) ya que es la diferencia en altura piezométrica de presión registrada por manómetros conectados en las tuberías de succión y descarga. Se debe tener en cuenta que en la definición de H_m los diámetros de succión y descarga deben ser iguales, aunque en muchos casos esto no sea cierto.

3.6.3.- Línea de Gradiente Hidráulico en Sistemas de Bombas - Tuberías

La presencia de bombas en sistemas de tuberías afecta las líneas de energía total y piezométrica del flujo, ya que las bombas son máquinas hidráulicas cuyo objetivo es convertir energía mecánica de rotación en energía cinética o potencial del fluido dentro del sistema. El efecto de dicha conversión es añadir energía por unidad de peso (Altura de velocidad o altura piezométrica de presión) al flujo, aumento que es detectado por los manómetros aguas arriba y aguas debajo de la bomba. En consecuencia, el aumento de energía se refleja en la altura manométrica en cada punto, afectándose así la forma y la pendiente de las líneas mencionadas.

En la siguiente figura se muestra las líneas de energía total y de gradiente hidráulico o línea piezométrica para un sistema de bombeo, el cual incluye una bomba única colocada sobre una tubería simple (diámetro y rugosidad absoluta constante).

Figura 15: Bomba Colocada en un Sistema de Tuberías Simples



Donde la descripción de las variables son:

V_s = Velocidad en la tubería de succión

V_d = Velocidad en la tubería de descarga.

H_{fs} = Pérdida de altura piezométrica por fricción en la tubería de succión

H_{fd} = Pérdida de altura piezométrica por fricción en la altura de descarga

h_{mi} = pérdida menor en el accesorio i .

En el diagrama anterior, la bomba debe vencer la altura topográfica estática H_T más las pérdidas menores y las de fricción. Tal como se menciona, la altura manométrica se define como el aumento total de altura piezométrica a través de la bomba (los subíndices d y s indican descarga y succión, respectivamente).

$$H_m = \left(\frac{P_d}{\rho g} + \frac{V_d^2}{2g} \right) - \left(\frac{P_s}{\rho g} + \frac{V_s^2}{2g} \right) \quad (3.51)$$

En donde;

$$\frac{P_s}{\rho g} = Z_1 - \frac{V_s^2}{2g} - h_{fs} - (\sum h_m)_s \quad (3.52)$$

y

$$\frac{P_d}{\rho g} = Z_2 + \frac{V_d^2}{2g} + h_{f1d} + h_{f2d} + (\sum h_m)_d \quad (3.53)$$

Luego;

$$H_m = Z_2 - Z_1 + h_{f1d} + h_{f2d} + h_{fs} + \sum h_m \quad (3.54)$$

A partir de la figura anterior, esta última ecuación se puede reducir para obtener la siguiente expresión:

$$H_m = H_T + \sum h_f + \sum h_m \quad (3.55)$$

Donde;

HT = Altura topográfica que debe ser vencida por la bomba

En la ecuación anterior se está suponiendo que;

$$V_s = V_d \quad (3.56)$$

Es decir, que el diámetro de la tubería permanece constante en el sistema (tubería simple). No se incluyen pérdidas menores en la bomba en sí, ya que estas se tienen en cuenta en la eficiencia de la misma.

3.6.4.- Punto de Operación de la Bomba

Curva del sistema;

De la ecuación $H_m = H_T + \sum h_f + \sum h_m$ de conservación de energía (o ecuación de bernoulli) para el sistema bomba- tubería, se tiene:

$$H_m = H_T + \sum f_i \frac{l_i}{d_i} \frac{V^2}{2g} + \sum k_{mi} \frac{V^2}{2g} \quad (3.57)$$

Donde nuevamente se ha supuesto que las velocidades de succión y descarga son iguales:

$$V_s = V_d$$

Al factorizar la altura de velocidad se obtiene lo siguiente;

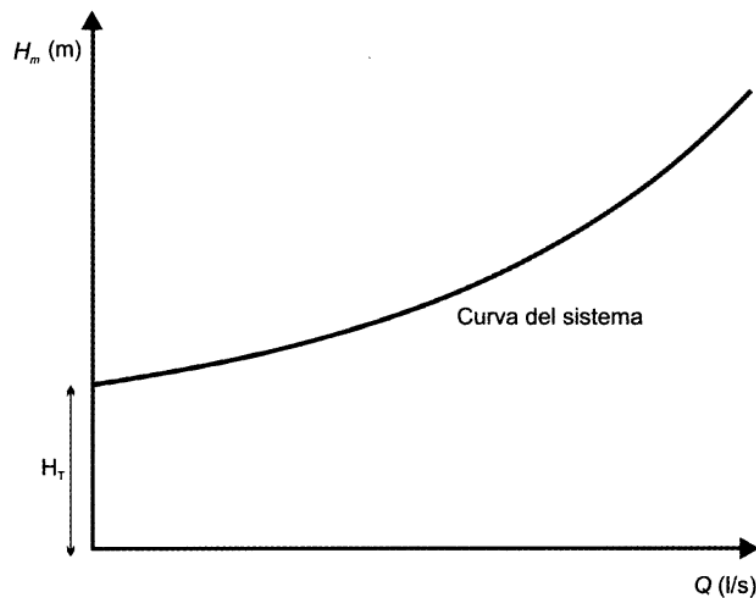
$$H_m = H_T + \left(\sum f_i \frac{l_i}{d_i} + \sum k_{m i} \right) \frac{v^2}{2g} \quad (3.58)$$

Finalmente, al remplazar la velocidad por el caudal dividido por el área de la tubería se llega a:

$$H_m = H_T + \left(\sum f_i \frac{l_i}{d_i} + \sum k_{m i} \right) \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (3.59)$$

La anterior ecuación indica que el caudal crece con la raíz cuadrada de H_m . La forma final de la ecuación depende de las características físicas de la tubería (Longitud, accesorios, diámetros, rugosidad absoluta). Para construir la curva del sistema, el diseñador selecciona una serie de valores de H_m y en las ecuaciones $H_m = H_T + \left(\sum f_i \frac{l_i}{d_i} + \sum k_{m i} \right) \frac{Q^2}{2gA^2}$, se obtienen los valores correspondientes de caudal. Las parejas de puntos se llevan a una gráfica de H_m Vs Q , la cual se conoce como la curva del sistema. Su forma general se muestra en la continuación.

Figura 16: Curva del Sistema en un Sistema Bomba - Tubería.

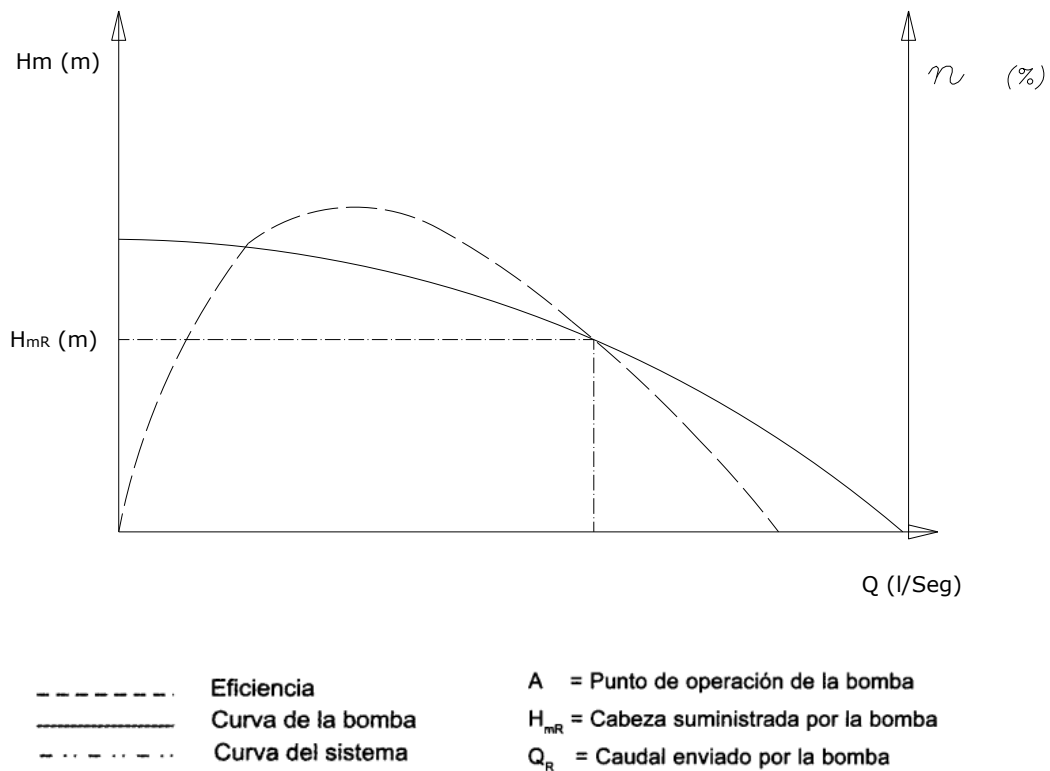


Su forma depende de la geometría y del material de la tubería y de la altura topográfica que debe ser vencida por la bomba.

Punto de Operación de la Bomba;

Una vez construidas las curva de la bomba y el sistema es más fácil encontrar el punto de operación de esta; es decir, el caudal que está siendo enviado y la altura dinámica suministrada por la bomba. Dicho punto de operación es el cort de las dos curvas anteriores, tal como se muestra a continuación:

Figura 17: Punto de Operación de la Bomba



Es el cruce entre las curvas de la bomba y del sistema en que esta se encuentra operando.

3.6.5.- Limitaciones en la Altura de Succión

En el caso de bombas, el fenómeno de cavitación puede ocurrir tanto en la tubería de succión como en los alabes del impulsor debido a que en estos lugares la presión podría llegar a ser menor que la atmosférica. Esto es particularmente probable cuando se trata de bombas localizadas por encima del nivel de succión.

La cavitación, además de producir daños físicos y ruidos molestos, puede llegar a reducir de manera considerable el caudal descargado. Con el fin de evitar todos estos efectos es necesario “Impedir” que la presión a la entrada de la bomba sea menor que un cierto límite, el cual a su vez es influenciado por una reducción adicional de presión posterior a dicha entrada. Para establecer ese límite se deben planear las siguientes definiciones y ecuaciones:

En primer lugar el término $\frac{P_s - P_v}{\rho g}$ representa la altura (energía potencial de presión por unidad de peso) absoluta a la entrada “por encima de la presión de vapor”. Este término se conoce como altura neta de succión positiva.

Luego:

$$\text{Altura Neta de Succión Positiva} = NPSH = \frac{P_s - P_v}{\rho g} \quad (3.60)$$

ó

$$\text{Altura Neta de Succión Positiva} = NPSH = \frac{P_a}{\rho g} - H_s - \frac{P_v}{\rho g} \quad (3.61)$$

Donde:

P_a = Presión Atmosférica Absoluta

P_v = Presión de Vapor

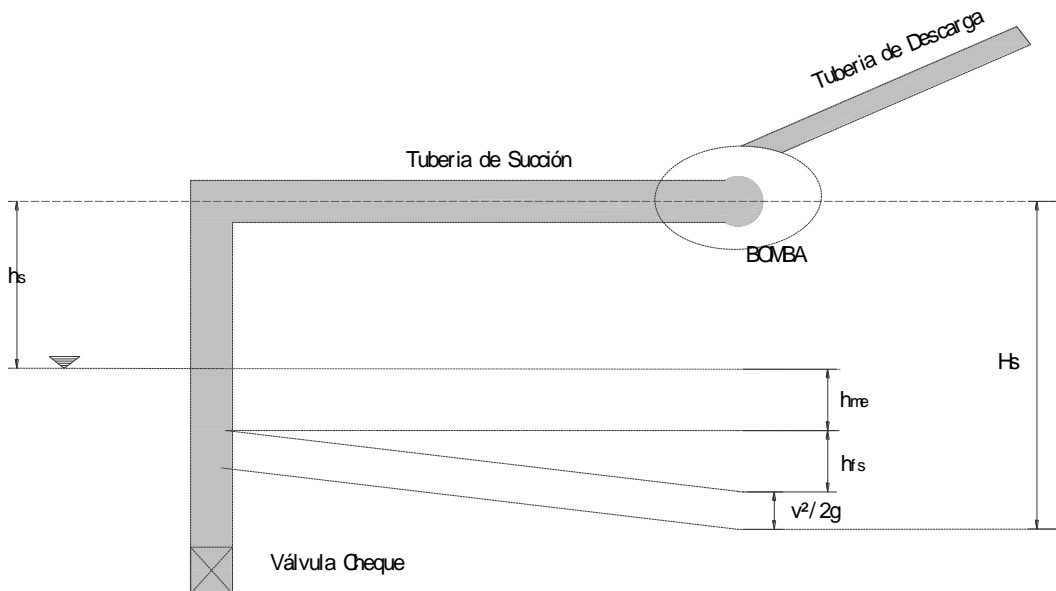
H_s = Altura manométrica de succión.

Esta última altura está definida de acuerdo con la siguiente ecuación, cuyos términos corresponden a la siguiente figura

$$H_s = h_s + h_{fs} + \frac{v_s^2}{2g} + h_{me} \quad (3.62)$$

Esta ecuación se puede graficar, tal como se muestra a continuación,

Figura 18: Esquema de la Tubería de Succión en un Sistema Bomba-Tubería



La figura anterior es con el fin de ilustrar la NPSH y sus términos corresponden a lo siguiente:

h_s = representa la altura del rotor de la bomba con respecto al nivel del agua en el tanque o embalse desde donde se está succionando el caudal.

h_{me} = Representa las pérdidas menores causadas a la entrada de la tubería de succión (por lo general, este valor es alto pues en la mayoría de los diseños se coloca en ese punto una válvula de cheque para evitar el vaciado de la tubería, con lo cual no es necesario cebar la bomba cada vez que se vaya a operar).

h_{fs} = Representa las pérdidas por fricción en la tubería de succión (por lo general muy bajas porque la longitud de dicha tubería es corta, precisamente debido a que es deseable reducir tales pérdidas).

$\frac{v_s^2}{2g}$ = es la altura de velocidad en esta misma tubería.

H_s = es la altura manométrica de Succión.

La NPSH que requiere una bomba específica es un dato que usualmente suministra el fabricante. En caso de que el dato no exista, tendrá que encontrarse en condiciones de laboratorio.

En los últimos años las bombas sumergibles se han popularizado mucho, en especial en los rangos de caudales bajos y medios. Esta solución prescinde del cálculo de la NPSH, ya que los problemas de cavitación se eliminan o reducen notablemente. Así mismo se descartan problemas de enfriamiento de los cojinetes, rodamientos y motor de la bomba.

3.7.- Galería Filtrante

Una Galería de infiltración consiste en una canalización, túnel o tubería ranurados, construidos por debajo del nivel freático de estratos acuíferos cercanos a ríos, de forma de interceptar la corriente, provocando su captación.

En el extremo superior se coloca una boca de inspección y en el interior un pozo recolector, desde donde se conducen las aguas por bombeo o por gravedad a lo largo de la línea de aducción.

En general, las galerías son obras destinadas a la captación y conducción del agua subterránea hasta un punto determinado, bien sea para su distribución o para consumo. Para efectos del presente documento, se consideran como galerías a los sistemas de captación de aguas subálveas o sub-superficiales ubicadas en los lechos de los ríos o sus márgenes por medio de drenes o bóvedas.

La construcción de las galerías requiere de una cuidadosa planificación de los trabajos para asegurar el buen funcionamiento del mismo y a la vez evitar accidentes. La organización de los trabajos y la concepción de su ejecución dependerán en todo caso del tipo de material a excavar, consolidación o dureza del suelo, profundidad a que se encuentran las aguas subterráneas, entre otras.

3.7.1.- Utilización de las galerías

Las galerías filtrantes pueden construirse en rocas plutónicas, metamórficas, volcánicas y, en menor grado, en sedimentarias consolidadas o calcificadas, siendo la mayor aplicación en rocas no consolidadas, y particularmente en aquellas ubicadas en los ***lechos arenosos de ríos, alimentados directamente por una corriente superficial de agua de buena calidad.***

En general, la captación con galerías está fundamentalmente indicada cuando se desea obtener caudales importantes de agua en zonas próximas a ríos o lagos, y/o en acuíferos en los que no sea posible o conveniente, producir un importante descenso del nivel piezométrica

3.7.2.- Ventajas de las galerías construidas en materiales no consolidados

El material no consolidado en donde comúnmente se construyen las galerías tiene una composición litológica muy variable, conformada por capas de arena, grava, guijarros y arcilla, siendo las principales ventajas de su construcción las siguientes:

- a) Fáciles de excavar o perforar.
- b) Posición favorable para recibir la recarga de los ríos y lagos al estar ubicados normalmente en el fondo de los valles que frecuentemente corresponden a zonas planas con niveles piezométrica muy próximos a la superficie.
- c) Suelos con alta porosidad efectiva, permiten disponer de mayor cantidad de agua subterránea.
- d) Permeabilidad más elevada con respecto a otras formaciones, lo que facilita el desplazamiento del agua.
- e) Disponibilidad de agua en períodos de escasas lluvias, cuando el caudal de los ríos es mínimo o nulo, al permitir que las aguas subterráneas circulen por el material aluvial que conforma el valle del río, mientras que en período lluvioso, el caudal superficial del río recarga el acuífero incrementando la disponibilidad de los recursos hídricos.

3.7.3.- Clasificación de las galerías

3.7.3.1.- Según características constructivas

Las galerías pueden ser clasificadas como: a) galerías propiamente dichas, b) zanjas o trincheras, c) drenes y d) captaciones mixtas.

- a) **Galerías propiamente dichas:** son excavaciones horizontales que se inician con un emboquillado o boca de entrada, desde donde se procede a excavar la galería propiamente dicha. La parte inferior de la galería se encuentra ubicada por debajo del nivel de agua en la zona de saturación, y la parte superior en la zona húmeda. La sección transversal tiene dimensiones suficientes como para permitir el desplazamiento de los equipos y de las personas encargadas de su construcción. Usualmente las secciones son de 1,80 x 0,80 m, con pendientes del piso comprendidas entre uno y diez por mil. Para facilitar los trabajos, deben excavar pozos de ventilación cada 40 o 100 m a fin de ventilar la galería y para retirar los materiales provenientes de la excavación.

- b) **Zanjas o trincheras:** están compuestas por excavaciones a cielo abierto, utilizadas fundamentalmente cuando el agua subterránea está muy próxima a la superficie del suelo y no se requieren provocar grandes descensos del nivel freático. Normalmente, las profundidades no exceden los seis metros. Este tipo de obra está expuesta a problemas de crecimiento de algas, erosión, obstrucción por vegetación o contaminación superficial.

- c) **Drenes:** están compuestos por perforaciones horizontales o excavaciones de zanja en cuyo interior o fondo se instalan tuberías perforadas o ranuradas conocidas como drenes. Estos drenes se instalan en la zona húmeda del acuífero y se encuentran cubiertos con material seleccionado para garantizar un adecuado rendimiento. En el caso del tipo zanja, el relleno se efectúa con el material proveniente de la excavación y se concluye con el sellado de la superficie para minimizar la contaminación del agua por infiltración de las aguas superficiales. Normalmente, los diámetros de los drenes son mayores a 200 mm, con pendientes que fluctúan entre uno y cinco por mil. Dependiendo de la longitud de los drenes y del número de ellos, se instalan buzones de reunión

d) **Captaciones mixtas:** las galerías propiamente dichas y los drenes pueden combinarse con las captaciones verticales, dando como resultado captaciones del tipo mixto representadas por los pozos radiales, que se ejecutan cuando el nivel de las aguas subterráneas se encuentra a mucha profundidad y hace económicamente inviable la construcción de cualquier otro tipo de galería. La obra consiste en la construcción de un pozo vertical que se prolonga hasta llegar al nivel freático, desde donde se inicia la construcción de uno o más emboquillados o bocas de entrada, mayormente en sentido perpendicular a la dirección del flujo de las aguas subterráneas. En el caso de las galerías propiamente dichas, las secciones y pendientes son similares a las señaladas anteriormente y si la longitud de cada ramal es mayor a 50 m, es conveniente la construcción de pozos para ventilación y para la extracción del material de excavación cada 50m.

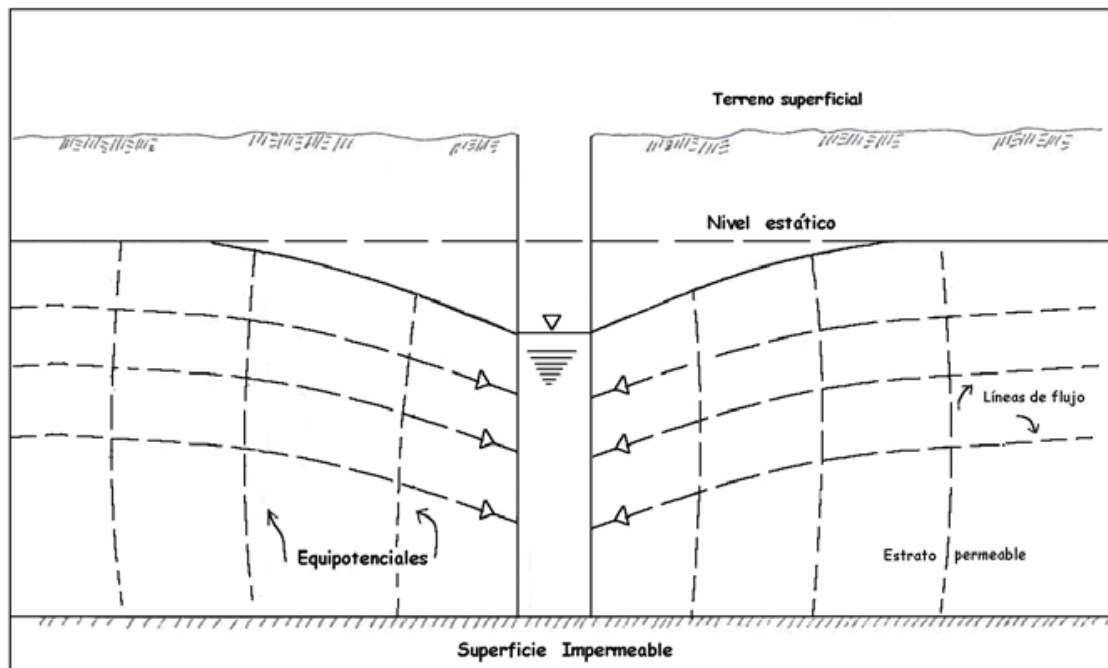
3.7.3.2.- Según características del acuífero

A su vez, las galerías de filtración se clasifican de acuerdo a las principales características del acuífero: a) patrón de flujo; y b) régimen de escurrimiento.

Los patrones de flujo pueden ser de dos tipos: a) líneas de flujo horizontales con equipotenciales verticales, y b) líneas de flujo radiales con equipotenciales cilíndricos o semicilíndricos.

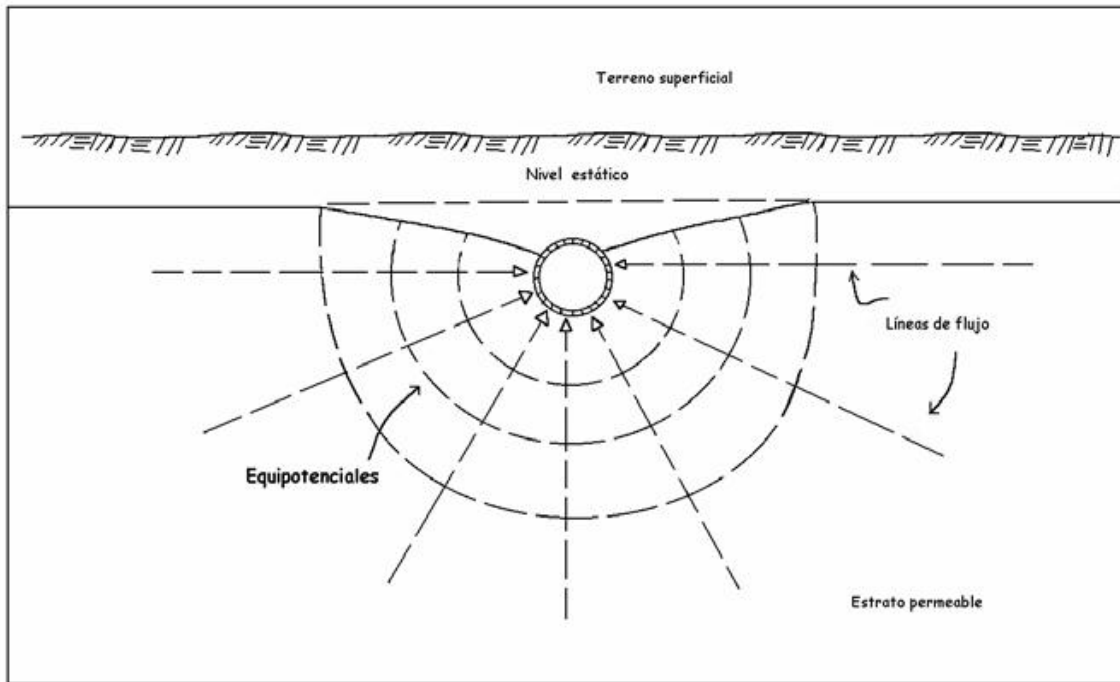
El primer tipo de líneas de flujo es característico de las galerías que comprometen todo el espesor del acuífero y está representado por las galerías tipo trinchera, zanja o socavón en donde las líneas de flujo del escurrimiento se asemejan a líneas rectas inclinadas con respecto a la horizontal, y las equipotenciales quedan constituidas por superficies planas que casi coinciden con la vertical, excepto en las inmediaciones de la captación misma.

Figura 19: Captación con Líneas de Flujo Paralelas y Equipotenciales Casi Verticales



El segundo tipo de líneas de flujo se presenta en acuíferos profundos con galerías superficiales del tipo dren y se caracteriza por que las líneas de flujo del escurrimiento representan curvas radiales dirigidas hacia la captación, y las equipotenciales quedan constituidas por superficies cilíndricas, con el centro en el punto de captación

Figura 20: Captación con Líneas de Flujo Radiales y Equipotenciales Cilíndricas



En cuanto al tipo de régimen de escurrimiento hacia la captación pueden existir condiciones de equilibrio y desequilibrio

Las condiciones de equilibrio se presentan cuando, después de un cierto tiempo, se produce la estabilización de la velocidad de escurrimiento y del nivel de depresión de la napa de agua. Para que exista un estado de equilibrio, es indispensable que el caudal extraído por unidad de longitud de galería sea menor o igual al caudal suministrado por el propio acuífero o que, en su defecto, exista una fuente superficial de alimentación de agua. Todo esto conduce a que el nivel de agua en el acuífero se deprima hasta un punto fijo que permite el escurrimiento del caudal que se extrae.

Las condiciones de desequilibrio no permiten la estabilización del escurrimiento, conduciendo a que la depresión en el nivel de agua aumente con el tiempo y las velocidades de escurrimiento disminuyan también en este tiempo. Esto es normal cuando la fuente de suministro de agua proviene de terrenos saturados con baja capacidad de recarga.

De la combinación de los factores a) patrón de flujo; y b) régimen de escurrimiento, se pueden definir las siguientes condiciones:

- **Galerías que comprometen todo el espesor del acuífero bajo condiciones de:**
Equilibrio, o
Desequilibrio
- **Galerías superficiales bajo condiciones de:**
Equilibrio, o
Desequilibrio

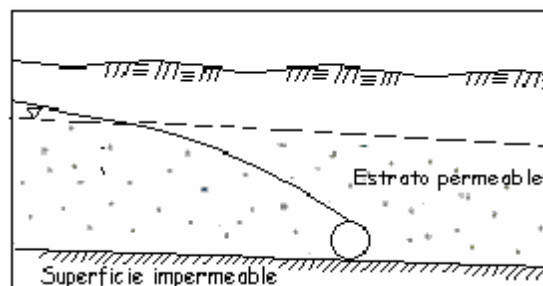
Teniendo en cuenta que las galerías para abastecimiento de agua deben ser diseñadas para trabajar bajo condición de equilibrio, las formulaciones que más adelante se presentan están referidas a este tipo de condición.

a) Galerías que comprometen todo el espesor del acuífero

Esta situación se da en acuíferos de poco espesor, en los que la galería de filtración se ubica en la parte inferior del acuífero, es decir en el estrato impermeable. Las galerías pueden ser de dos tipos:

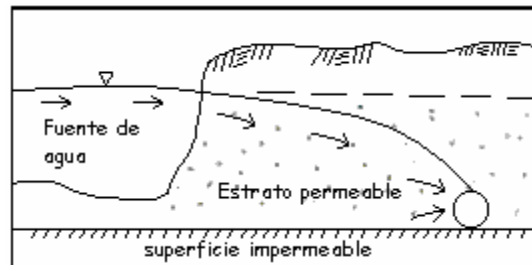
- **Galerías en acuífero con escurrimiento propio:** Considera que la masa de agua se desplaza en un solo sentido a través del estrato permeable y es interceptada por la galería.

Figura 21: Galería que Comprometen todo el Espesor del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Escurrimiento Propio



- **Galerías en acuífero con recarga superficial:** El concepto es similar al anterior, a excepción que el agua de recarga o de reposición es suministrada por un curso o cuerpo de agua superficial.

Figura 22: Galería que Comprometen todo el Espesor del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Recarga Superficial



b) Galerías que comprometen la parte superior del acuífero

Está representado por acuíferos profundos y de gran potencia, en donde la obra de captación se ubica en la parte superior del acuífero y es abastecida por ambos lados. También se presentan dos posibilidades:

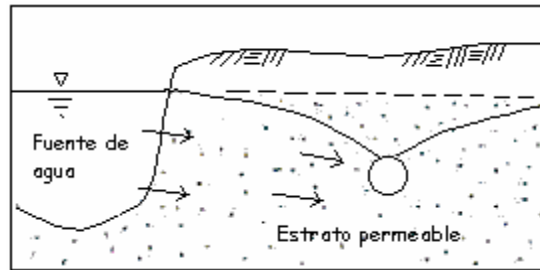
- **Galerías en acuífero con escurrimiento propio:** La galería recolecta los escurrimientos propios del acuífero por ambas caras del dren.

Figura 23: Galería que Comprometen parte la Superior del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Escurrimiento Propio



- **Galerías en acuífero con recarga superficial:** La galería recolecta los escurrimientos tanto del acuífero propiamente dicho como del agua proveniente de un curso o cuerpo superficial.

Figura 24: Galería que Comprometen la Parte Superior del Acuífero y Ubicada en Acuífero con Recarga Superficial

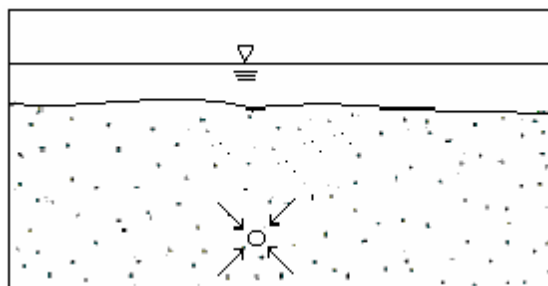


c) Galerías en acuíferos con recarga superficial

La característica de estas obras es que la galería se encuentra en un acuífero ubicado por debajo de una fuente de agua, la misma que la recarga no produciéndose el abatimiento de la napa de agua. Estos tipos de captaciones se construyen en fondos de lagos, lagunas y ríos.

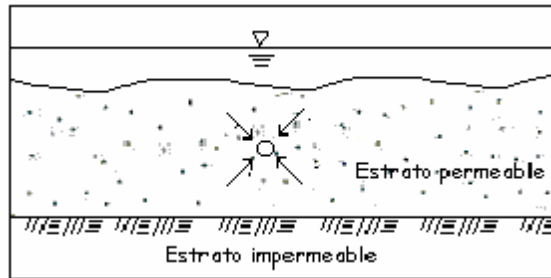
Galerías en acuífero de gran espesor: El estrato impermeable se encuentra ubicado a gran profundidad con respecto al lugar donde se encuentra ubicada la galería.

Figura 25: Galería en Acuíferos con Recarga Superficial y Ubicado en Acuífero de Gran Espesor



- **Galerías en acuífero de poco espesor:** El estrato impermeable se encuentra ubicado por debajo del dren.

Figura 26: Galería en Acuíferos con Recarga Superficial y Ubicado en Acuífero de poco Espesor



6.4 Cálculo hidráulico

Para el diseño de galerías de filtración se disponen de varios métodos de cálculo: unos deducidos a partir de la ecuación de Dupuit y otros identificados con el apellido del científico que lo desarrolló. Considerando que el proyectista de pequeñas obras de abastecimiento tiene que diseñar una galería de filtración en base a su experiencia y, por lo general, sin un detallado estudio hidrogeológico, resulta una buena práctica calcular por medio de diferentes métodos, variando los parámetros dentro de un rango razonable de magnitud, para luego seleccionar los resultados más probables. Aunque el procedimiento no parece muy confiable, en muchos casos proporciona buenos resultados para el diseño. El procedimiento de emplear diferentes modelos en el diseño de la galería filtrante, permite al proyectista identificar los parámetros o factores de mayor influencia. Al efecto, en las formulaciones es necesario tener en cuenta las características del acuífero y las características del dren.

CAPITULO 3: PARAMETROS HIDRAULICOS	32
3.1.- Introducción	32
3.2.- Definición de flujo y Tipos de flujos	32
3.2.1.- Flujo uniforme en Tuberías	34
3.3.- Teorema de Bernoulli – Ecuación de la Energía	36
3.4.- Resistencia de Superficies en el Movimiento Uniforme	39
3.4.1.- Ecuación de Darcy	39
3.4.2.- Significado del Coeficiente f de Darcy (en Tuberías Circulares).....	40
3.4.3.- Tuberías Hidráulicamente lisas	41
3.4.4.- Tuberías Hidráulicamente Rugosas	44
3.4.5.- Introducción del coeficiente “ f ” de Darcy en las ecuaciones de distribución de velocidades.....	45
3.4.6.- Formula de Colebrook - White	45
3.4.7.- Dimensionamiento de conductos	47
3.5.- Diseño de Tuberías.....	48
3.5.1.- Conceptos de pérdida de carga, línea de energía y línea piezométrica.....	50
3.5.2.- Abaco de Moody	52
3.5.3.- Perdidas de Carga Locales (Flujo Turbulento).....	57
3.5.4.- Tuberías en Serie.....	61
3.6.- Bombas Hidráulicas	65
3.6.1.- Introducción	65
3.6.2.- Bombas en Sistemas de Tuberías.....	65
3.6.3.- Línea de Gradiente Hidráulico en Sistemas de Bombas - Tuberías.....	69
3.6.4.- Punto de Operación de la Bomba	71
3.6.5.- Limitaciones en la Altura de Succión.....	74
3.7.- Galería Filtrante.....	76
3.7.1.- Utilización de las galerías	77
3.7.2.- Ventajas de las galerías construidas en materiales no consolidados	77
3.7.3.- Clasificación de las galerías	77
3.7.3.1.- Según características constructivas	78
3.7.3.2.- Según características del acuífero.....	79
6.4 Cálculo hidráulico	85

INDICE DE CUADROS

CAPITULO 4: DISEÑO DE LAS OBRAS - CALCULOS Y RESULTADOS

Este capítulo consiste en la aplicación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos, en la zona del proyecto, en base a la información topográfica levantada.

4.1.- Topografía

4.1.1.- Datos de Campo

Se ha procedido a realizar el levantamiento topográfico, partiendo de un punto georeferenciado con GPS, utilizando las coordenadas UTM, una vez georeferenciado la Estación Total con el punto de GPS mencionado, se procede a la medición (disparos a prismas) de distintos puntos relevantes o de importancia topográfica, en la zona del proyecto, identificando cada una de las obras a considerar dentro del proyecto, desde la obra de toma hasta la cámara de almacenamiento y repartición, y desde la cámara hasta los diferentes ramales, como se muestra en los planos adjuntos y planilla de datos topográficos, mostrados en el **Anexo Datos Topográficos**.

4.1.2.- Procesamiento de Datos

Toda la información obtenida del levantamiento topográfico será introducida en un programa especializado: Surface Modeling como componente integrado de Auto Desk Land Desktop. Las coordenadas de los puntos serán transformadas en un Triangulated Irregular Network (TIN) que permitirá configurar un entorno espacial para el diseño en planta y perfil. Sobre la base del TIN se dibujará las respectivas curvas de nivel debidamente referenciadas y acotadas, además de incluir toda la información que se considere necesaria para la descripción detallada del terreno, se Anexa Planos (**sección ANEXO**).

4.2.- Áreas de Riego

Las áreas identificadas para ser beneficiadas el proyecto se encuentran en una de las sub-cuencas del río Camacho como es la Quebrada de Rujero, cuenta con una superficie

apta para la producción agrícola de 106 Ha, con la posibilidad de realizar ampliaciones mediante la nivelación.

4.2.1.- Diseño Agronómico

Para la realización del diseño agronómico se ha considerado una célula de cultivos bajo riego, los cultivos propuestos con el proyecto, están de acuerdo a la vocación agrícola de la zona del Municipio de Uriondo, como es de la Cuenca del Río Camacho.

Por esta razón la actividad agrícola es la más importante dentro de esta comunidad es de Papa, Maíz choclo, Cebolla verde, Zanahoria, Arveja verde y Vid.

El Calendario de los cultivos según el año agrícola es el siguiente:

Cuadro N°4: Calendario Agrícola y Valores de Kc

CULTIVOS	SIEMBRA		COSECHA		Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
	Mes	Día	Mes	Día												
Papa	Enero	15	Abril	15								0.26	0.76	1.05	0.51	
Maíz choclo	Noviembre	10	Marzo	20						0.48	0.93	1.11	1.15	0.75		
Cebolla verde	Enero	15	Abril	15								0.36	0.83	0.91	0.52	
Zanahoria	Julio	1	Septiembre	25		0.77	1.02	0.87								
Arveja verde	Agosto	5	Noviembre	20			0.50	0.91	1.15	0.78						
Uvas	Agosto	10	Marzo	25			0.22	0.53	0.71	0.75	0.75	0.72	0.45	0.38		

El Requerimiento de riego para estos cultivos se lo realiza determinando el valor de Evapotranspiración del Cultivo (ETc), la evapotranspiración del cultivo (ETc), se refiere a la evapotranspiración de un cultivo exento de enfermedades que crece en un campo extenso (una o más hectáreas) en condiciones óptimas de suelos, incluida una fertilidad y una agua suficientes en el que se llega a potencial de plena producción de ese cultivo con arreglo al medio vegetal dado.

Para estimar la evapotranspiración del cultivo (ETc) para periodos de 30 o 10 días, se emplea la siguiente relación:

$$ETc = ETo * Kc \quad (4.1)$$

Donde:

ETc = Evapotranspiración del cultivo, en mm/mes, mm/día o mm/dec

ET_o = Evapotranspiración del cultivo de referencia, en mm/día

K_c = Coeficiente de cultivo

El cálculo de esta variable se ha realizado utilizando planillas en Excel, utilizando datos climáticos de temperaturas máximas, mínimas, Humedad Relativa, Velocidad del Viento, Insolación, de la Estación de Chocloca cuyo método es de Penman Monteith.

Cuadro N°5: Datos para el Cálculo de la Evapotranspiración Potencial

Indice	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Temp. Max. Media	°C	27.2	26.7	26	25.5	24.3	25.2	24.1	25.5	25.8	26.9	26.4	27.2	25.9
Temp. Min. Media	°C	15.1	14.1	13.8	10.8	5.9	2.5	2.2	4.6	7.3	11.8	13.4	14.5	9.7
Humed. Relativa	%	71	75	76	72	67	61	61	61	60	66	71	71	68
Insolación Media	Hrs	5.9	6.8	5.1	6.4	6.6	7.2	7.5	8.1	7.2	6.5	6.8	6.1	6.7
Velocidad del viento	km/hr	6.7	7.2	6.8	7.1	8.1	8.1	8.9	8.7	9.3	9.1	7.8	7.1	7.9
Evapotranspiración Potencial	(mm/día)	2.16	2.2	2.72	3.38	3.92	3.95	4.18	4.19	3.58	3.15	2.74	2.28	38.44

Los valores de requerimiento de agua para la célula de cultivos seleccionada se encuentran en el **anexo N° 1**

4.3.- Diseño Hidrológico

Para estimar los caudales en la cuenca del río Camacho, en el sector donde se ubica la estación de Bombeo, se realizó mediante la aplicación de métodos empíricos, considerando un historial de precipitaciones de las estaciones que se encuentren dentro al cuenca para este caso se ha utilizado la estación de Chocloca, las aéreas de aporte, la longitud del río principal de la cuenca, como se muestra en los numerales de más abajo.

4.3.1.- Áreas de Aporte

Delimitación del área de proyecto

Las áreas de aporte de la cuenca del río Camacho son

Por la margen izquierda:

- a) Cuenca del río Camacho (Chaguaya, Cañas y la Huerta)
- b) Cuenca del río Alisos

- c) Cuenca del río Armaoz
- d) Cuenca de la quebrada de Huayco Grande
- e) Cuenca de la quebrada de El Saladillo

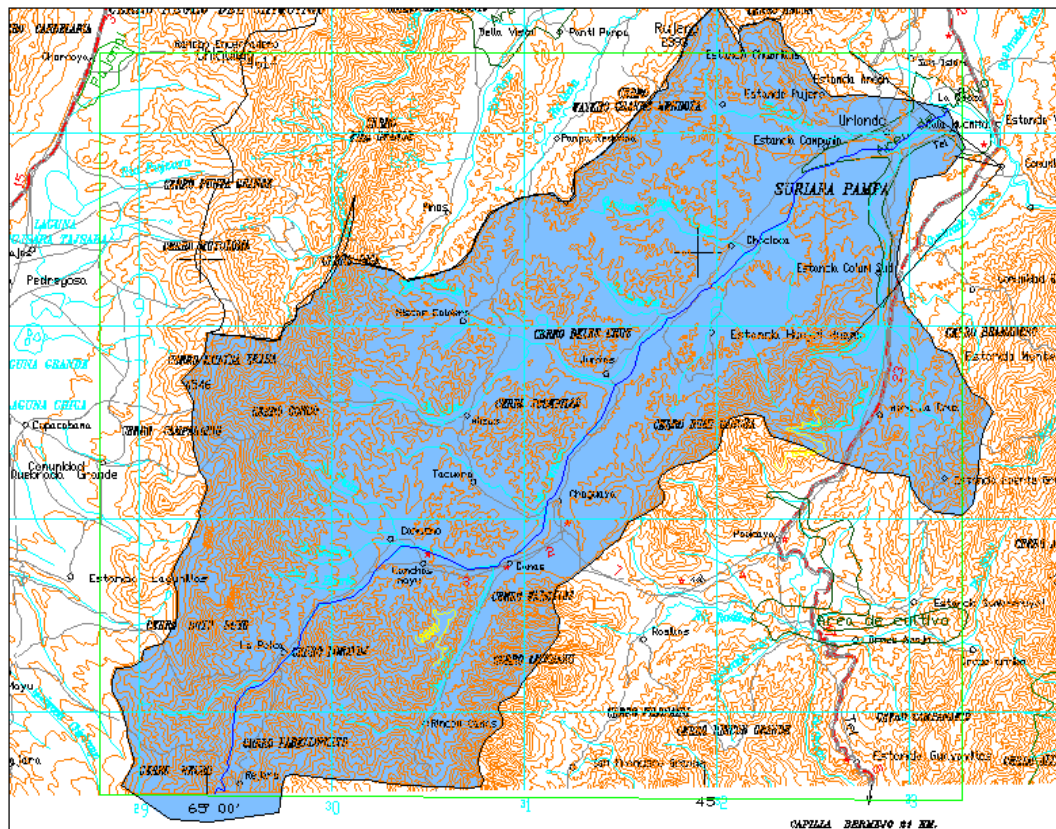
Por la margen derecha:

- f) Cuenca de la quebrada de San José de Charaja
- g) Cuenca de la quebrada de Huayrihuana
- h) Cuenca de la quebrada de Barrientos

Para la determinación del área de aporte total de la cuenca se utilizó la carta del IGM, perteneciente a la Hoja N° SF-20-5, como se puede apreciar en la imagen siguiente:

La cuenca del río Camacho tiene una superficie de: 919.80 km²

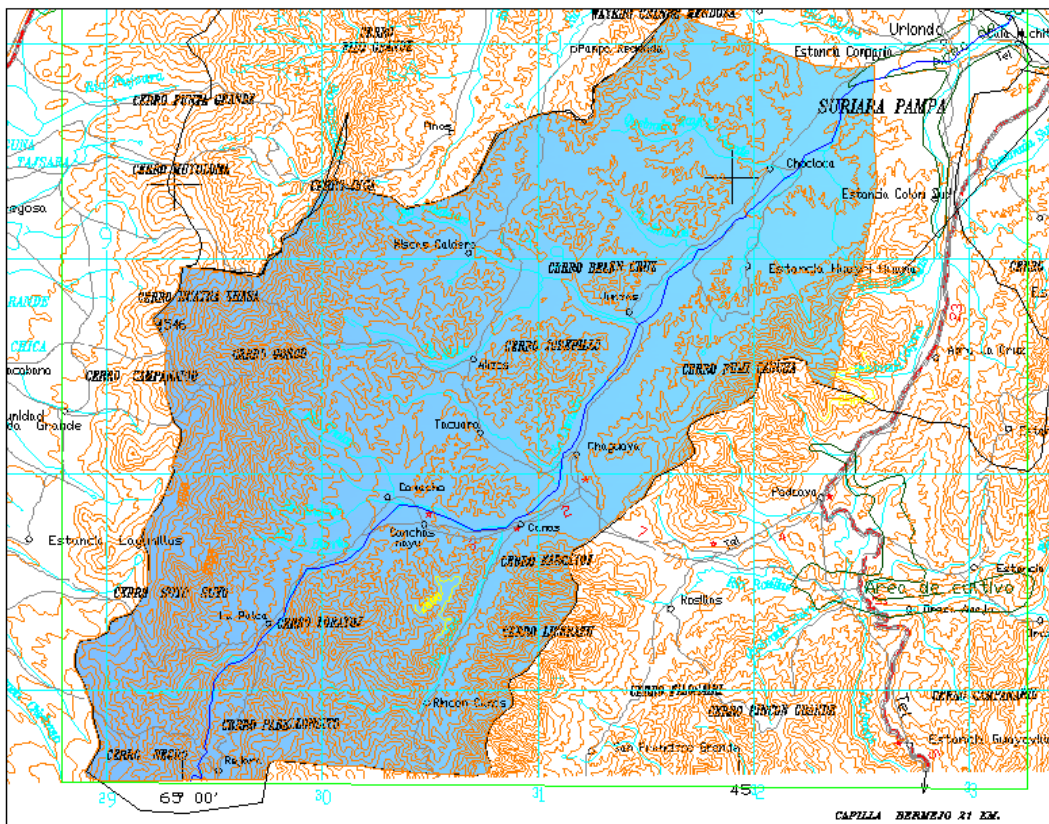
Figura 27: Cuenca del Río Camacho



El área de la cuenca del río Camacho hasta la descarga en el Río Camacho es de 930,20 km^2 , con una longitud de la cuenca de 54.74 Km.

Y el área de aporte de la cuenca del Camacho hasta la ubicación de la obra de toma “Galería filtrante con pozo de bombeo”, es de: **746,32 km^2** , y con una longitud del cauce principal de **$L=50.159 \text{ km}$** .

Figura 28: Cuenca del Río Camacho hasta la Ubicación de la Obra de Toma

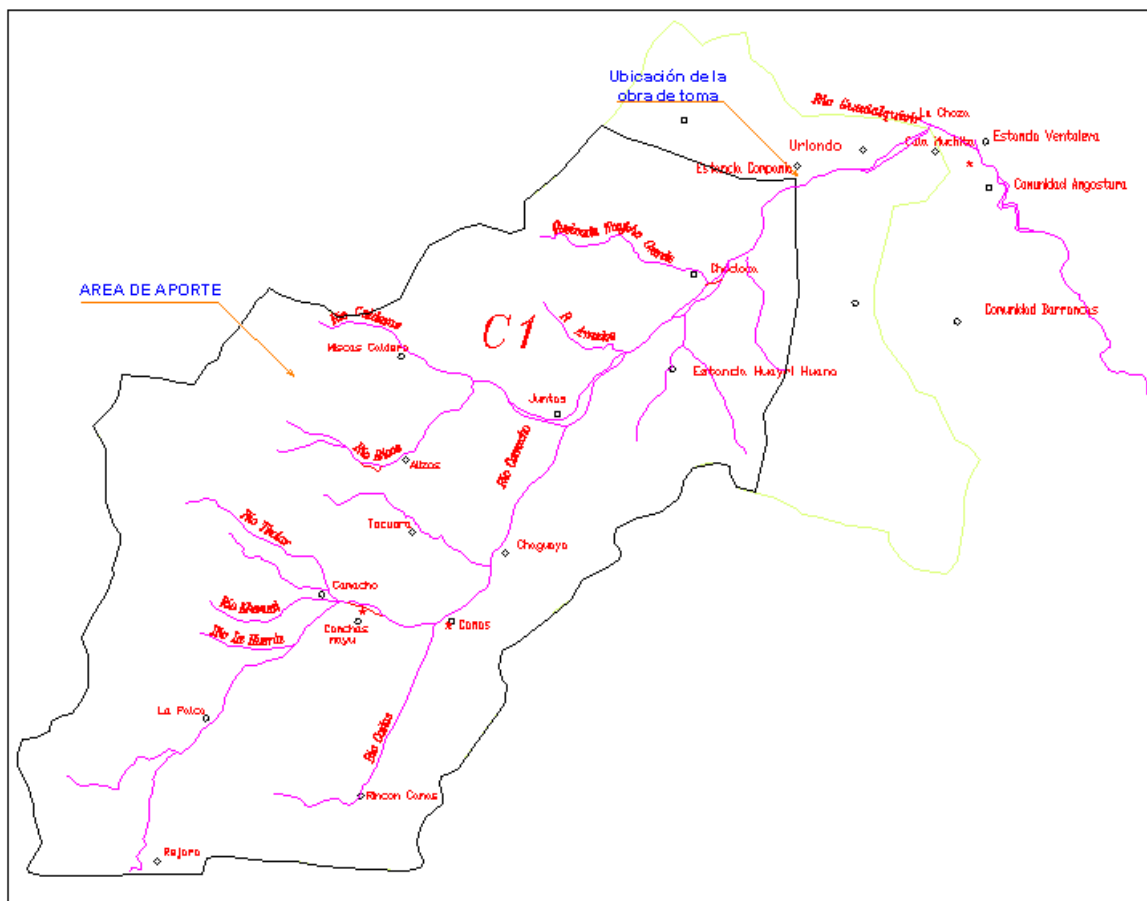


Las principales Sub cuencas del Río Camacho son:

- Río Cañas
- Río La Huerta
- Río Khenual
- Río Tholar
- Río Tacuara

- Río Alisos
- Río Calderas
- Río Armados
- Qda Huayco Grande
- Qda, Huayriguana
- Qda, Barrientos

Figura 29: Sub Cuencas del Río Camacho



4.3.2.- Aspectos clim3ticos

4.3.2.1.- Precipitaci3n

La precipitación se caracteriza por ser predominantemente convectivo - orográfica, concentrada en los meses de Noviembre a Marzo, siendo prácticamente nula en el período de Mayo a Septiembre.

La cantidad de lluvia anual presenta diferencias marcadas, siendo mayor en la parte alta y disminuyendo paulatinamente hacia el fondo del valle.

Se dispone de información pluviométrica en las estaciones siguientes: Alisos, Juntas, Chocloca, Concepción, Calamuchita y Colón Sud. Así mismo se dispone de información en estaciones próximas como las de: Cañas, Padcaya, Canchas Mayu, Calderillas, Pinos y Pampa Redonda (Cuadro N° 6).

Cuadro N°6: Precipitación Media Anual en mm

Nº	Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altura m.s.n.m.	Años de Observación	Precipitación media anual en mm
1	Alisos	21° 50´	64° 52´	2.040	14	846
2	Juntas	21° 49´	64° 48´	1.870	32	680
3	Chocloca	21° 45´	64° 44´	1.780	27	644
4	San Nicolás	21° 43´	64° 31´	1.800	15	490
5	Concepción	21° 41´	64° 39´	1.710	32	569
6	Calamuchita	21° 42´	64° 30´	1.690	14	375
7	Colón Sud	21° 48´	64° 39´	2.000	14	372
8	Cañas	21° 54´	64° 55´	2.030	29	740
9	Padcaya	21° 53´	64° 43´	2.010	22	643
10	Canchas Mayu	21° 53´	64° 54´	2.110	23	927
11	Calderillas	21° 45´	64° 57´	2.800	33	1.250
12	Pinos	21° 44´	64° 53´	2.100	36	1.165
13	Pampa Redonda	21° 42´	64° 49´	1.980	27	904

La precipitación media anual en el valle varía desde los 680 mm en Juntas hasta 375 mm en Calamuchita.

De los registros pluviométricos de cada estación, que se incluyen en el Anexo N° 1, se obtienen los valores extremos de la lluvia anual, los mismos que muestran el rango de variación y son los siguientes (Cuadro N° 7).

Cuadro N°7: Lluvia Anual en las Estaciones Del Área de Estudio (en mm)

ESTACION	Media Anual	Máxima Anual	Mínima Anual
Alisos	846	1.221	482
Juntas	680	1.061	418
Chocloca	644	941	437
San Nicolás	490	590	328
Concepción	569	897	245
Calamuchita	375	471	253
Colón Sud	372	556	119

*Para el presente estudio se utilizara los datos de precipitación de la estación de **CHOCLOCA** de acuerdo al siguiente cuadro:*

Cuadro Nº 8: Precipitación Media Anual en mm

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Total
1975				29,7	0,0	0,0	4,0	0,0	26,3	10,0	68,2	92,1	
1976	106,1	46,0	101,3	0,0	8,0	0,0	0,0	9,7	8,1	15,5	76,5	121,1	492,3
1977	94,8	111,9	78,2	57,1	0,0	0,0	0,0	23,6	45,1	51,9	89,3	53,5	605,4
1978	73,3	123,1	63,9	53,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	69,5	167,8	246,1	797,3
1979	183,1	78,2	120,5	24,6	1,0	4,3	17,5	23,5	4,5	28,1	103,6	151,4	740,3
1980	218,6	110,4	190,8	42,3	7,3	0,0	0,0	0,0	3,2	123,2	84,2	97,7	877,7
1981	169,0	119,0	54,3	80,0	2,3	0,0	0,0	5,9	5,0	33,3	92,8	92,0	653,6
1982	112,9	76,3	93,2	57,2	1,5	0,0	0,0	0,0	12,5	39,2	101,0	84,5	578,3
1983	104,6	117,9	15,0	0,0	9,8	3,0	0,0	3,4	9,8	49,8	76,2	70,0	459,5
1984	170,4	61,6	170,0	0,0	13,5	0,0	0,0	21,0	7,3	62,1	100,3	61,3	667,5
1985	111,1	174,2	32,6	34,3	0,0	0,0	5,0	11,3	4,3	22,0	46,3	218,1	659,2
1986	80,2	149,0	63,8	21,8	0,0	0,0	0,0	0,0	8,5	52,5	140,3	233,0	749,1
1987	189,5	122,9	108,5	24,0	6,5	1,5	0,0	0,0	0,0	12,5	87,3	110,5	663,2
1988	169,2	53,5	101,4	44,8	2,3	0,0	0,0	0,0	0,0	32,8	67,6	143,4	615,0
1989	105,2	63,1	146,7	35,7	0,0	15,8	1,0	0,0	9,3	47,9	85,4	78,0	588,1
1990	106,8	165,7	86,1	26,4	7,5	0,0	0,0	3,5	0,0	79,8	132,3	88,5	696,6
1991	139,8	124,7	139,0	36,9	5,3	0,0	3,5	5,3	6,8	107,1	45,0	83,4	696,8
1992	131,3	124,5	86,6	7,5	0,0	0,0	0,0	13,0	10,0	0,9	90,3	134,8	598,9
1993	120,2	145,1	96,2	24,5	2,0	3,5	4,7	7,5	0,0	66,2	113,7	116,8	700,4
1994	199,7	94,2	24,8	0,0	0,0	3,0	0,5	0,0	38,5	42,6	105,7	111,0	620,0
1995	183,9	43,9	176,6	6,8	1,8	0,0	0,0	6,0	14,5		41,4	123,1	
1996	156,4		140,8	35,3	30,1	0,0	0,0	5,6	12,4	15,9	99,3	171,7	
1997	38,1	168,7	88,3	29,2	2,4	0,0	0,0	0,0	42,7	56,5	56,0	153,7	635,6
1998	94,7	82,0	22,0	31,7	0,0	4,5	0,0	1,5	6,0	80,5	50,5	68,0	441,4
1999	52,2	70,0	217,8	28,5	1,0	1,0	0,0	3,0	32,5	75,5	67,5	33,0	582,0
2000	286,5	99,5	117,5		0,0	0,0	0,0	0,0	3,5				
2001													
2002												11,2	
2003	133,9	53,8	135,6	2,0	2,4	1,0	0,0	0,0	6,2	158,2	50,9	137,5	681,5
2004	99,3	115,9	139,4	30,6	15,0	0,0	0,8	1,0	28,1	18,7	54,9	104,2	607,9
2005	94,8	229,5	135,7	15,5	0,0	0,0	3,5	0,5	7,0	10,0	112,0	157,8	766,3
2006	173,3	121,0	143,5	64,0	7,5	0,0	0,0	0,0	1,0	87,0	27,3	67,5	692,1
2007	193,0	48,0	164,7	19,5	6,0	0,0	0,0	0,0	78,5	78,0	78,5	168,0	834,2

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Total
2008	194,5	176,5	70,5	35,5	0,0	0,0	0,0	1,0	3,0	30,5			
2009	182,0	107,5	141,0	36,5	0,0	0,0	2,0	5,0	8,5	0,5	74,5	199,5	757,0
2010	64,0	155,0	134,4				0,0	0,0	0,0	13,5	4,0	84,5	
2011	182,8	148,2	45,6	31,3									
MEDIA	138,7	111,5	107,2	29,3	4,0	1,1	1,3	4,5	13,0	49,1	81,0	117,2	657,9

Entre otras características climáticas también se tipifican los fenómenos naturales adversos como las granizadas, que son muy frecuentes, generalmente a fines de primavera y en verano. Se origina principalmente debido a la presencia de corrientes convectivas de aire húmedo que forman las nubes del tipo cumulonimbus, que es donde provienen las granizadas.

El régimen de heladas es considerado al periodo medio, libre de heladas en Tarija esta alrededor de los 273 días quedando un periodo medio con heladas de 92 días comprendidos entre el 25 de mayo y el 25 de agosto y considerando varias estaciones de información se tiene un promedio de frecuencia de heladas de 21 heladas por año, en cuanto a la frecuencia media mensual podemos indicar que el mes de julio es el que presenta con el mayor numero, de 9,5 heladas seguido por junio con 9,1 heladas y agosto con 4,3 heladas.

4.3.2.2.- Temperaturas

En la estación CHOCCLOCA se dispone de datos termométricos, cuyos valores medios mensuales se muestran a continuación:

Cuadro N° 9: Temperatura Media (°C)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1992											19,3	21,7	
1993	21,3	18,9	20,5	19,7	16,8	14,7	12,5	15,2	17,1	20,8	21,0	21,3	18,3
1994	21,3	21,4	19,4	19,7	18,6	15,6	13,9	16,5	19,7	20,9	21,1	21,9	19,2
1995	21,7	21,0	20,7	18,4	16,4	16,4	15,3	16,6	18,0			19,8	
1996	20,5		19,5	18,7	16,1	11,8	12,6	15,8	15,5	18,8	20,2	20,6	
1997	21,1	20,8	18,9	17,7	15,1	13,8	15,6	15,2	18,6	19,6	20,6	22,2	18,3
1998	22,9	20,8	20,5	18,7	14,7	13,7	14,7	14,9	15,4	18,6	19,5	19,7	17,9
1999	20,3	21,0	20,7	16,9	15,0	11,8	11,9	14,1	18,4	17,7	17,9	20,0	17,1
2000	21,2	20,9	19,9	19,8	14,9	14,4	10,6	16,9	17,8				
2001													
2002												21,7	
2003	21,5	21,2	20,2	18,0	16,8	14,7	12,3	13,5	16,3	19,5	19,7	20,4	17,8
2004	20,8	19,9	20,2	19,1	11,4	12,9	13,8	15,4	16,8	19,1	18,8	21,2	17,5
2005	21,3		19,1	17,0	15,3	13,9	11,5	15,2	12,2	17,8	19,8	20,5	
2006	20,1	19,4	20,2	17,3	13,5	14,2	13,9	14,6	15,1	20,3	19,4	22,0	17,5
2007	21,3	20,1	19,2	16,4	13,1	14,4	10,9	11,7	16,5	19,7	21,6	20,3	17,1
2008	20,7	19,4	19,2	16,8	14,0	11,4	14,8	14,5	14,4	18,2	19,9	19,8	16,9
2009	20,3	20,2	18,7	17,6	15,9	12,8	12,2	14,4	14,7	18,6	17,0	20,5	16,9
2010	20,7	21,6	21,4				9,2	13,3	17,2	17,4	18,0	20,8	
2011	20,2	19,4	18,6	18,2									
MEDIA	21,0	20,4	19,8	18,1	15,2	13,8	12,9	14,9	16,5	19,1	19,6	20,9	17,7

Como se observa, los valores de las temperaturas medias mensuales, las máximas temperaturas se presentan en el mes de Enero de 21 °C.

4.3.2.3.- Evaporación

La ESTACIÓN de CHOCLOCA, cuenta con datos de evaporación, cuyos valores mensuales y medio son los siguientes:

Cuadro N° 10: Evaporación Media (Mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1995												5,5	
1996	5,0		4,4	4,2	3,2	2,5	2,7	3,8	4,3	5,2	5,6	5,0	
1997	4,5	4,5	4,2	3,5	3,4	3,9	3,9	4,1	4,4	5,4	4,8	5,7	4,4
1998	5,3	3,9	4,1	4,1	3,4	2,8	3,2	4,4	4,6	8,9	4,9	5,0	4,5
1999	4,2	4,8	4,3	2,8	3,0	2,6	3,2	4,0	5,4	4,8	4,5	4,5	4,0
2000	4,8	4,7	4,2		2,6	3,0							
2001													
2002												6,5	
2003	5,1	5,6	4,8	3,8	3,8	3,0	3,0	4,4	5,5	5,9	5,8	4,9	4,6
2004	5,3	5,0	4,2	3,8	2,8	3,0	3,2	4,0	5,4	6,0	5,6	4,9	4,4
2005	6,0	4,6	5,0	3,4	3,4	2,8	2,9	5,0	4,8	5,5	5,8	5,4	4,5
2006	5,5	5,4	4,4	3,0	2,7	2,9	3,2	4,3	5,2	4,3	5,0	5,9	4,3
2007	5,4	5,0	4,4	3,0	2,1	3,1	3,3	4,0	4,7	5,8	4,8	5,0	4,2
2008	4,5	4,5	4,0	3,0	3,0	2,1	3,0	3,3					
2009													
2010			5,6				2,7	4,2	6,2	4,9	5,5	6,0	
2011	4,6		3,9	3,7									
MEDIA	5,0	4,8	4,4	3,5	3,0	2,9	3,1	4,1	5,0	5,7	5,2	5,4	4,4

4.3.2.4.- Humedad

La humedad relativa, promedio mensual, fluctúa desde un mínimo del orden del 60.5% hasta un máximo de 75.7%, los datos correspondientes a la estación de CHOLOCA, se anotan en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 11: Humedad Relativa (%)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1992											81,6	83,4	
1993	83,8	89,1	88,8	84,7	80,9	75,4	80,7	78,3	74,9	78,0	76,6	81,2	81,0
1994	83,4	86,8	83,3	80,4	76,7	73,4	68,5	71,4	70,2	76,3	82,4	78,1	77,6
1995	82,8	86,4	83,9	81,0	78,4	69,8	68,7	74,6	73,4			60,0	
1996	65,2		66,3	64,6	61,0	54,5	52,0	51,7	53,6			55,3	
1997	51,3	62,0	69,6	67,3	60,2	47,7	54,4	55,2	64,0	62,0	67,8	68,1	60,8
1998	70,0	74,3	72,6	70,0	58,1	59,5	59,8	61,0	57,5	59,7	67,2	62,9	64,4
1999	69,6	69,8	73,1	73,1	63,6	57,3	51,4	44,7	50,2	62,6	63,6	73,8	62,7
2000	75,7	69,6	74,6	68,4	68,1	44,2	55,5	54,8	52,7				
2001													
2002												68,4	
2003	72,2	68,3	72,9	58,8	64,9	63,1	63,9	63,7	60,0	67,5	59,2	68,7	65,3
2004	66,5	79,4	82,1	73,9		66,4	67,2	66,3	63,6	65,2	71,0	70,9	
2005	67,8	73,0	72,8	71,5	62,5	61,6	63,1	59,7	60,6	61,9	66,6	69,3	65,9
2006	70,0	72,0	70,1	70,0	69,0	62,2	54,6	49,0	41,6	56,6			
2007	63,7	75,0	74,5	72,0	63,0	56,4	52,0	58,7	64,2	66,0	71,0	72,0	65,7
2008											75,4	81,1	
2009	77,8												
MEDIA	71,4	75,5	75,7	72,0	67,2	60,9	60,9	60,7	60,5	65,6	71,1	70,9	67,9

4.3.2.4.- Viento

Se presenta vientos débiles a moderados de dirección variable de origen local, el régimen normal de vientos en el área de influencia del proyecto, que corresponde en gran parte al Valle central de Tarija, está determinado por el ingreso de masas de aire denso a través de la fractura geológica de la Angostura, razón por la cual, la intensidad, así como la dirección predominante se modifica al distribuirse tanto hacia el norte como al sur, de este punto de referencia.

Este aspecto hace que el impacto directo del viento inicialmente se manifieste en el sector muy bien denominado de la ventolera, en el que la dirección predominante es al sureste, dirección que se conserva con muy poca variación, cuando el viento avanza hacia el norte; sin embargo cuando se extiende hacia el sur la dirección del viento cambia hacia noreste, principalmente en la cuenca del río Camacho o sea la misma orientación que tiene esta cuenca.

En la región de la Ventolera los vientos alcanzan en el mes de agosto y septiembre de 25 metros por segundo, cuya intensidad varia, de julio a noviembre, alcanzando solo hasta 8 m/s.

Respecto a las velocidades promedio del área de estudio, alcanza 14 km/h con dirección predominante de Sudeste.

Cuadro N° 13: Velocidad del Viento (km/hr a 2mt)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
1995												3,3	
1996	3,4							5,0	7,7	7,9	7,3	4,3	
1997	3,3	3,1		6,5	11,2	9,4	7,7	8,6	7,1	9,4	8,5	10,9	
1998	8,5	9,6	8,9	8,9	9,7	8,7	9,0	7,7	11,2	8,9	10,1	9,9	11,2
1999	8,5	7,6	6,5	6,8	7,3	7,1	8,8	9,1	8,7	9,3	8,8	8,9	9,3
2000	8,3	10,2	8,8	11,4	11,1	12,0	12,5	8,9	12,1				
2001													
2002													
2003		6,9	5,8	8,2	8,6	8,1	12,4	14,0	14,4	12,4	10,5	11,1	
2004	9,9	9,1	7,5	6,9	8,1	7,7	8,6	8,7	9,5	9,6	8,9	7,9	9,9
2005	7,9	7,2	7,3	8,7	7,6	5,9	7,7	9,4	7,8	8,1	7,2	6,9	9,4
2006	6,1	6,7	4,9	3,7	5,6	8,3	7,6	8,4	8,5	8,1	6,8	7,2	8,5
2007	6,3	6,4		5,4	6,0	8,5	6,2	6,9	7,4	8,2	6,3	5,8	
2008	5,2	5,1	4,8	4,7	6,0	5,3	8,8	9,2	7,8	7,8	3,6	2,5	9,2
2009		8,1							7,6				
2010	8,4	7,8	7,3				8,1	7,7	9,9	9,0	8,8		
2011			6,5	7,6									
MEDIA	9,9	10,2	8,9	11,4	11,2	12,0	12,5	14,0	14,4	12,4	10,5	11,1	14,4

4.3.2.5.- Clasificación climática

Utilizando el modelo climático de Caldas-Lang, se define en principio el piso térmico basado en una relación empírica que muestra que para una altura entre 1001 y 2000 m.s.n.m., con temperaturas medias de 17.5-24 °C el clima es templado.

Se establece también el índice de efectividad de la precipitación, que es el valor obtenido dividiendo la precipitación anual en mm y la temperatura media en grados centígrados, relación con la cual fija los tipos de climas.

Para P/T entre 20.1 y 40	Árido
Para P/T entre 40.1 y 60	Semiárido

Observando los valores la P/T en las 3 estaciones, se tiene que los años con precipitación mayor a la media se presenta un tipo de clima semiárido y si la precipitación es igual o inferior a la media, un clima árido.

Por tanto, los valles de los afluentes del Camacho tienen un clima predominantemente Templado - Semiárido.

4.3.3.- Cálculo de Caudal Máximo, Caudal Mínimo

4.3.3.1.-Caudales Máximos

Caudales de crecida

Para la determinación de los caudales de crecida, se realiza el análisis de frecuencia de lluvias máximas diarias y posteriormente las precipitaciones de corta duración.

Cálculo de lluvias máximas diarias.

Para el cálculo de las lluvias máximas diarias para diferentes periodos de retorno utiliza la Ley de Gumbell.

$$HdT = Ed(1 + Kd * \text{Log}T) \quad (4.2)$$

De los datos de precipitaciones máximas diarias de la estación de Chocloca se obtiene los valores de *Ed*, *Kd*, de acuerdo al cuadro siguiente:

Cuadro N° 14: Precipitación Máxima Diaria (mm)

AÑO	CHOCLOCA
1975 - 1976	
1976 - 1977	37.00
1977 - 1978	48.10
1978 - 1979	51.00
1979 - 1980	45.00
1980 - 1981	56.00
1981 - 1982	38.50
1982 - 1983	30.20
1983 - 1984	46.00
1984 - 1985	30.50
1985 - 1986	53.20
1986 - 1987	60.20
1987 - 1988	34.20
1988 - 1989	30.00
1989 - 1990	32.00
1990 - 1991	38.40
1991 - 1992	44.30
1992 - 1993	26.50
1993 - 1994	57.70
1994 - 1995	74.80
1995 - 1996	
1996 - 1997	
1997 - 1998	59.00
1998 - 1999	40.00
1999 - 2000	63.00
2000 - 2001	
2001 - 2002	
2002 - 2003	
2003 - 2004	66.50
2004 - 2005	45.50
2005 - 2006	55.00
2006 - 2007	42.00
2007 - 2008	66.00
2008 - 2009	
2009 - 2010	62.00
2010 - 2011	
2011 - 2012	

# DATOS	28
MEDIA (hd)	47.593
DESV. (Sd)	13.0611
MODA (Ed)	41.7154
CARACT.(Kd)	0.5621

Donde los valores de Moda se obtienen de:

$$Ed = Media - 0.45 \text{Desviación} \quad (4.3)$$

$$Kd = Sd / 0.5772 \text{ Ed} \quad (4.4)$$

Remplazando los valores de Kd y Ed para diferentes periodos de retorno se tiene los siguientes valores de Altura de Lluvia máxima diaria:

Cuadro N° 15: Altura de Lluvia Máxima Diaria (mm)

PERIODO DE RETORNO (años)	hdT (mm)
10	65.164
15	69.293
20	72.223
25	74.496
30	76.352
50	81.554

Características Morfológicas de la Cuenca:

Las características morfológicas de la cuenca se describen a continuación:

A= Área de la cuenca (Km²)

L= Longitud de Cauce Principal (Km)

S=i= Pendiente del lecho del río perteneciente a cada uno de las sub-cuencas

Calculo del tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se utiliza las diferentes formulas para luego obtener una media entre los tiempos de concentración más relevantes:

Giandotti.-

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * i * L} \quad (4.5)$$

California.-

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0.77} \quad (4.6)$$

Ventura Heras.-

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{i}} \quad (4.7)$$

Chereque.-

$$T_c = 0,000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.8)$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce en metros

A = Área de la cuenca en Km²

S = Pendiente media que es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.

t_c : Tiempo de concentración en hrs.

A : Área de la cuenca en Km². **736.32**

L : Longitud del río principal Km. **50.159**

J : Pendiente media del río Principal **0.042**

H : Desnivel máxima, se expresa en mts. **2118**

C : Coeficiente de escorrentía **0.34**

Y el tiempo de concentración es de :

GIAMDOTTI	CALIFORNIA	VENTURA-HERA	CHEREQUE
tc = 3.45 hrs.	tc = 4.56 hrs.	tc = 6.62 hrs.	tc = 4.6 hrs.

Adoptamos un valor promedio de **Tc = 4.80 hrs.**

Calculo de intensidades para diferentes periodos de retorno

Lluvias de corta duración:

Las curvas de probabilidad pluviométrica, responden a una ecuación del tipo:

$$h_{t,T} = at^B \quad (4.9)$$

que representa el comportamiento matemático de la lluvia para diferentes duraciones (t) , correspondientes a un mismo periodo de retorno (T) .

Considerando que la lluvia diaria generalmente tiende a tener duraciones no mayores a 18 horas, resulta:

$$a = \frac{h_{d,T}}{18^B} \quad (4.10)$$

Donde:

$h_{d,T}$ = Lluvia máxima diaria correspondiente a un periodo de retorno T.

Obteniéndose así:

$$h_{t,T} = h_{d,T} \left(\frac{t}{18} \right)^B \quad (4.11)$$

Siendo:

$h_{t,T}$ = Lluvia máxima para t horas de duración correspondiente a un periodo de retorno T.

B = Exponente que se obtiene mediante ley de regresión cuando se dispone de datos pluviográficos, sin embargo, en este caso no se dispone de tal información. La práctica

ha demostrado, que puede variar entre 0.2 y 0.3; se adopta el primer valor por estar del lado de la seguridad.

Finalmente la expresión para el cálculo de lluvias máximas de corta duración y para diferentes periodos de retorno, queda como sigue:

$$h_{t,T} = h_{d,T} \left(\frac{t}{18} \right)^{0.2} \quad (4.12)$$

En anexos se muestra los valores de altura de precipitación para diferentes periodos de retorno (T) y duraciones de lluvia (t).

Remplazando los valores se tiene que:

$$h_{d,T} = 72.22 \text{ mm/día}$$

$$h_{t,T} = 72.22 \left(\frac{4.8}{18} \right)^{0.2}$$

$$h_{t,T} = 55.41 \text{ mm}$$

Curvas de intensidad, duración y frecuencia

Para la determinación de las curvas de intensidad (i), duración (t) y periodo de retorno se ha utilizado la siguiente ecuación matemática:

$$i_{t,T} = \frac{h_{t,T}}{t} \quad (4.13)$$

Donde:

$i_{t,T}$ = Intensidad media de la lluvia máxima en mm/h de duración (t).

$h_{t,T}$ = Altura de la lluvia máxima en mm de duración (t) y periodo de retorno (T).

A fin de cuantificar los caudales máximos esperados, se ha procedido a la utilización de diferentes métodos que permitan realizar una comparación y evaluación de los mismos, de manera que el caudal correspondiente a la avenida del proyecto, esté lo más cercano posible a la realidad.

a) Estimación de máximos caudales por Fórmulas empíricas

Fórmula de Kuichling.-

$$Q = \left(\frac{1246}{A + 440} + 0.22 \right) A \quad (4.14)$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/seg.

A = superficie de la cuenca en Km²

Reemplazando valores: Q = 941.9 m³/seg

Fórmula de Dickens:

$$Q = 6.90A^{3/4} \quad (4.15)$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/seg.

A = superficie de la cuenca en Km²

Reemplazando valores: Q = 975.32 m³/seg

Fórmula de Gauquillet.-

$$Q = \frac{25A}{5 + \sqrt{A}} \quad (4.16)$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/seg.

A = superficie de la cuenca en Km²

Reemplazando valores: Q = 572.82 m³/seg

b) Estimación de Máximos caudales por el Método Racional

Este método es mucho más coherente que las fórmulas empíricas, ya que en su cálculo introduce parámetros importantes como la intensidad horaria de lluvia para un periodo de retorno determinado y el coeficiente de escorrentía de la cuenca.

La estimación del caudal máximo se realiza mediante la siguiente ecuación matemática:

$$Q = \frac{CIA}{3.60} \quad (4.17)$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/seg.

A = superficie de la cuenca en Km²

C = coeficiente a dimensional en función a las características morfológicas de la cuenca.

I = intensidad de lluvia en mm/h con una duración igual al tiempo de concentración para un periodo de retorno T

Cuadro N° 16: Caudal Máximo (m³/seg)

PERIODO DE RETORNO T(años)	CAUDAL MAXIMO (m ³ /seg)
10	659.70

15	701.50
20	731.16
25	754.16
30	772.96
50	825.62

Sin embargo el método de cálculo de caudales máximo, utilizando el **Método Racional no corresponde** por estar limitado en función de las áreas de aporte:

- Mayor a 50 Ha
- Y menor a 500 Ha

Y como la superficie de la cuenca es mayor a 500 Ha no se puede aplicar este método.

Por lo tanto se tomara como caudal máximo al promedio de los caudales obtenido en el inciso (a):

Cuadro N° 17: Resumen de Caudal Máximo (m^3/seg)

Nº	Descripción	Caudal (m^3/seg)
1	Fórmula de Kuichling	941.9
2	Fórmula de Dickens	975.32
3	Fórmula de Gauguillet	572.82

Se adopta el promedio del caudal Máximo que es de **830.01 m^3/seg**

4.3.3.2.-Caudal medio

Se ha estimado mediante el uso formulas empíricas, basándose en los datos hidrológicos de precipitación media de la estación meteorológica de CHOCLOCA, área de la cuenca, el coeficiente de escorrentía.

Se empleado mediante el método RACIONAL con la aplicación de la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{86,4 \times D_{mes}} \quad (4.18)$$

Donde;

C : Es el coeficiente de escorrentía, que para la cuenca del Camacho se tiene un coeficiente promedio de $C=0.34$

I : Intensidad en mm/mes (obtenida de los datos de precipitación → Precipitación media, con una probabilidad de ocurrencia del 75%)

A : Área de la cuenca en Km^2 ; El área de la cuenca hasta el lugar donde se encontrara emplazado la obra de toma (Galería filtrante), comunidad de la Compañía, es de 746.32 km^2 .

D_{mes}: Numero de días del mes “analizado”

Se ha obtenido los caudales medios mensuales para cada mes, con una probabilidad de ocurrencia del 75%.

Q : Caudal medio en m^3/seg

Para el cual se ha determinado un caudal de:

Cuadro N° 18: Rendimiento de la Cuenca del Rio Camacho 75%

Meses	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Dias	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Caudales (L/Seg)	17860.91	15767.54	14066.99	3068.097	84.894	19.153	0	214.824	1156.333	6067.606	8697.611	15731.23

4.4.- Diseño Hidráulico

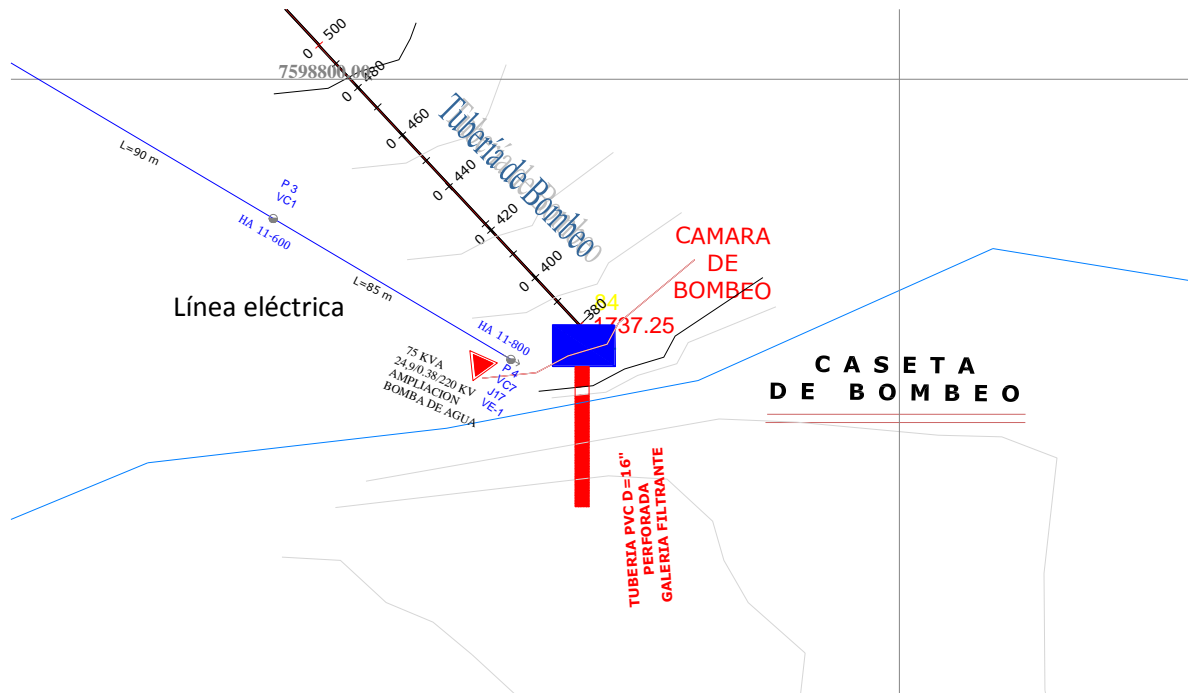
Las características del diseño están basadas en la disponibilidad del recurso agua, la situación topográfica y el uso de las tierras agropecuarias; está planteada con una tecnología sencilla, con el menor costo posible, asegurando la estabilidad y funcionalidad del sistema, bajo los principios del desarrollo sostenible y sustentable.

Para asegurar la correspondencia del diseño de los canales primarios, en todos sus componentes, se efectuó en forma teórica, el replanteo de las obras, en referencia a la documentación, y otros elementos de guía topográfica, que fueron medidos, archivados electrónicamente y presentados en gráficos; para una inmediata y directa utilización en el posicionamiento, durante la etapa constructiva.

4.4.1.- Diseño de Obra de Toma

La Ubicación de la obra de toma se encuentra ubicada en la margen izquierda del río Camacho, el sector de la Qda. El Temporal, como se muestra en la siguiente grafica:

Figura 30: Ubicación de Obra de Toma



El caudal de diseño se ha determinado en base al balance Hídrico aplicado a una serie de cultivos probables de cultivar en esta zona; el Caudal de diseño es de 16.09 litros por segundo.

Para el presente trabajo se ha determinado, la aplicación sobre el uso y aprovechamiento del agua sub-superficial del Rio Camacho en el sector de la Compañía, la construcción de un pozo horizontal “Galería de Filtración”, con una longitud de 20 m, con perforaciones de 2 pulgadas con 5 filas horizontales en una tubería de d=16”, el mismo que conduce el agua hasta una cámara para realizar el bombeo correspondiente.

Tipo de galería con poca recarga superficial, debido a que en los meses críticos o de estiaje la galería no contara con recarga superficial, porque en esta época el caudal del Rio Camacho es casi nulo.

La ecuación que se ha aplicado es la siguiente;

$$Q_u = \frac{\pi K a}{\ln \left[\frac{\left(\frac{1}{i}\right) \sqrt{\frac{Q_u * a}{\pi K}}}{r} \right]} \quad (4.19)$$

Donde;

K : Es el coeficiente de permeabilidad, este dato se ha obtenido de un estudio realizado en otro proyecto cercano a la zona del proyecto (k=0.0015)

i : es el Gradiente hidráulico, este dato se ha obtenido de un estudio realizado en otro proyecto cercano a la zona del proyecto (i=0.0127 m/m)

a ; Profundidad a que se encuentra la galería, a partir del nivel freático, (a=0.45 m)

r : radio del conducto, es de 0.45 m.

Qu: Caudal Unitario que aporta el acuífero en m3/seg; se determinado mediante iteraciones, hasta que cumpla la igualdad.

Qu (lt/s.m.) = 1.13395

4.4.2.- Diseño de Sistema de bombeo

Para la realización del sistema de bombeo, se ha aplicado la ecuación de general de Bernoulli, que consiste en la aplicación energía entre los dos puntos, y considerando las pérdidas de carga por fricción y perdidas de cargas locales (válvulas, codos, tee, y otros accesorios del sistema).

Coeficiente de fricción; *para la determinación del coeficiente de fricción se ha utilizado el método numérico para resolver la ecuación de Colebrock; la ecuación es la siguiente;*

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{NRe \sqrt{f}} + \frac{K}{3,71D} \right)$$
$$f = \frac{1}{\left[2 \log \left(\frac{2,51}{NRe \sqrt{f}} + \frac{K}{3,71D} \right) \right]^2}$$

Luego :

En donde:

K = Rugosidad absoluta de la tubería

D = Diámetro interno de la tubería

NRe = Número de Reynolds

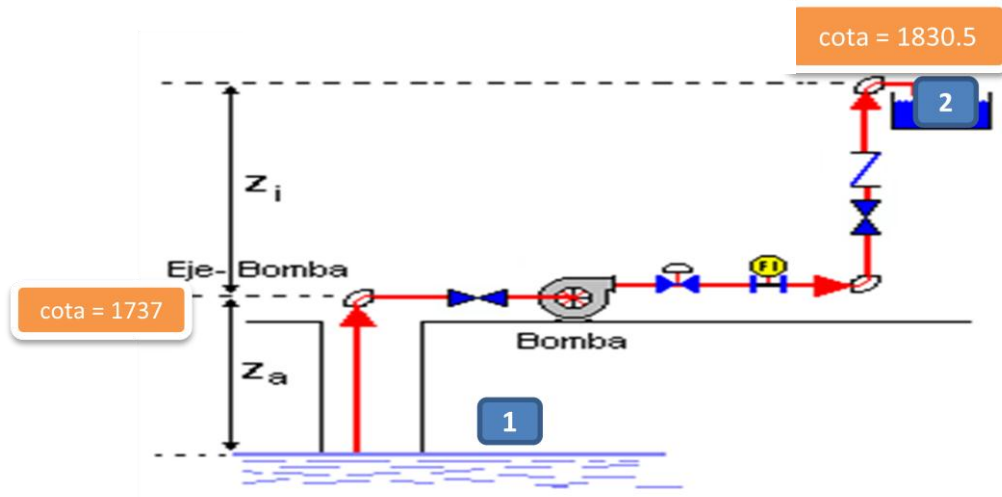
Son valores conocidos

(4.20)

Para cuando el número de Reynolds sea mayor a 2100.

Se ha obtenido el valor de “f”, mediante procedimientos iterativos hasta que cumpla la igualdad, par diferentes diámetros como se muestra en el siguiente cuadro:

Figura 31: Sistema de Típico de Bombeo



Datos:

Q = 16.09	Lt/s
Q = 0.0161	m ³ /s
Z _a = 6	m
Z _i = 93.2	m
Densidad = 999.72	kg/m ³
μ (Viscosidad) = 0.0012	kg/m.s
K (Rugosidad) = 0.007	mm
e (red Bomba) = 80	%
L (longitud) = 2056	m
D = ?	Pulg.

Para el diseño del sistema de bombeo se tiene que determinar al diámetro de la tubería, el coeficiente de fricción y posteriormente la altura total.

Se aplica la ecuación de bernoulli igualando energías entre los puntos 1 y 2, y dejando todo en función del diámetro:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} + hb - Hb \quad (4.21)$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + 0 + 0 = \frac{V_2^2}{2g} + 0 + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} + hl - Hb \quad (4.22)$$

Donde los datos conocidos son:

- El caudal
- Gravedad
- Presión en el Punto 1 es cero
- La altura de posición 1 es cero
- La velocidad en el Punto 1 y 2 se anulan considerando que tiene el mismo diámetro.

Por lo tanto nos quedaría lo siguiente;

$$0 + 0 + 0 = 0 + 0 + z_2 + \sum h_{f_{1-2}} + hl - Hb \quad (4.23)$$

Por lo tanto la nos quedaría;

$$Hb = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{f_{1-2}} + hl \quad (4.24)$$

Remplazando los valores de $h_{f_{1-2}} + hl$, nos queda:

$$Hb = z_2 + f * \frac{V_2^2}{2g} * \frac{L}{D} + f * \frac{V_2^2}{2g} * \frac{Le}{D} \quad (4.25)$$

Cuadro N° 19: Método Iterativo para la Determinación “D” y “f”

N°	Diametro Tuberia		Velocidad	NRe	Tipo de Flujo	Coef. De Fricción	
	D (Pulg)	D (m)	m/s			f (calculado)	f
1	8	0.2032	0.49615658	83,992.32	Turbulento	0.0188282	0.00
2	6	0.1524	0.882056143	111,989.76	Turbulento	0.0178325	0.00
3	4	0.1016	1.984626321	167,984.65	Turbulento	0.0166750	0.00
4	3	0.0762	3.52822457	223,979.53	Turbulento	0.0160543	0.00
5	2	0.0508	7.938505283	335,969.29	Turbulento	0.0155256	0.00

Perdidas de cargas Locales; las pérdidas de cargas locales se ha determinado mediante el uso de la ecuación de Darcy Weisbach, introduciendo a esta ecuación el concepto de longitud equivalente, la misma que es la sumatoria del números de accesorios por coeficiente que está en función de la longitud del accesorio por el diámetro.

Luego, la caída de presión total en accesorios es:

$$h_a = f \frac{v^2 L_e}{2gD}$$

Que es la fórmula general de Darcy – Weisbach o Ley de fricción. Siendo en este caso:

h_a = pérdida de carga en accesorios

f = coeficiente de fricción

v = velocidad media de circulación del líquido

g = aceleración de la gravedad

D = diámetro interior de la tubería

L_e = longitud equivalente de accesorios

Para el presente trabajo se ha utilizado los coeficientes de la siguiente tabla:

Cuadro Nº 20: Largo Equivalentes para Perdidas Locales

DESCRIPCIÓN	LARGO EQUIVALENTE (L/D)
Válvula globo (abierta)	340
Válvula compuerta (abierta)	13
Válvula check (giro convencional)	135
Codo 90° (normal)	30
Codo 90° (radio largo)	20
Codo 180°	75
Codo 45°	16
Tee (flujo en ramal)	60
Tee (flujo a lo largo)	20
Medidor (desplazamiento positivo)	500 (*)
Reducción d/D (3/4)	13 (*)
Ampliación d/D (3/4)	24 (*)
Entrada común	24 (*)
Entrada de borda	28 (*)

Y la longitud equivalente es:

$$Le = ((N_{\text{codos}}*30)+(N_{\text{valcomp}}*13)+(N_{\text{teeramal}}*60) + \dots)*D$$

Entonces la altura total de la bomba a ser igual a:

$$H_{\text{bomba}} = h_f + h_{\text{locales}} + H_e \quad (4.26)$$

Donde :

H_{bomba} = Altura total de la bomba

h_f = Pérdida de carga por fricción.

h_{locales} = Pérdida de cargas locales (Por accesorios del sistema).

$H_e = Z_a + Z_i$

Z_a = Altura de Succión

Z_i = Diferencia de cotas, entre el puesto de Bombeo y la cámara (Desnivel).

En el cuadro siguiente se puede mostrar los valores de (1) longitud equivalente, Pérdidas por Fricción, Pérdidas locales, desniveles parciales u finales:

Cuadro N° 21: Pérdidas por fricción, Pérdidas Locales y Altura total

longitud Equivalente	Pérdidas por Fricción	Por Accesorios	Niveles (m)	Altura Total (m)
Le	hf (m)	ha	he = Zi+Za	H =hf+ha+he
145.69	2.390271196	0.169381871	99.2	101.7596531
109.27	9.539878781	0.507018573	99.2	109.2468974
72.85	67.74127442	2.400176151	99.2	169.3414506
54.64	274.8359141	7.303390126	99.2	381.3393042
36.42	2018.298313	35.75568601	99.2	2153.253999

La potencia requerida para vencer este desnivel viene expresado por:

$$P(kw) = \frac{Q * H * \rho * g}{1000 * E} \quad (4.27)$$

Donde:

- Q : es el caudal de diseño (m^3/seg)
- H : Altura total ó H_{bomba} (incluye perdidas de cargas locales + perdidas de carga por fricción + desnivel), expresado en (m).
- ρ : Densidad del fluido a ser transportado (Kg/m^3)
- E : Rendimiento de la Bomba, adimensional,
- g : Aceleración Gravitacional (m/seg)
- $P(kw)$ Es la potencia requerida para vencer la altura H, en Watts.
- $P(Hp)$ Resulta de la división de $P(kw)$ entre 0.76.

Cuadro N° 22: Determinación de la Potencia de la Bomba

N°	Diam.	Altura Total	Potencia	
	D (m)	H=hf+ha+he	P (kw)	P (Hp)
1	0.2032	101.759653	20.07192672	26.41042989
2	0.1524	109.246897	21.54877352	28.35364937
3	0.1016	169.341451	33.40232679	43.95042999
4	0.0762	381.339304	75.21855998	98.97178944
5	0.0508	2153.254	424.725863	558.8498198

Se ha tomado como base para la selección de la el equipo de bombeo el valor de 28.35 Hp.

Los motores eléctricos que accionan las bombas deberán tener, según las normas oficiales vigentes, una potencia normal según las formulas siguientes:

$$P (Hp)_{motor} = 1,3 * P (Hp)_{bomba} \implies \text{para motores trifásicos}$$

Por lo tanto se tiene lo siguiente;

$$P (Hp)_{motor} = 1,3 * 28.35$$

$$P (Hp)_{motor} = 36.85 \text{ Hp}$$

Disponibilidad en el mercado del Equipo de Bombeo;

Y de acuerdo a la disponibilidad en el mercado, tipo de equipo de bombeo a combustible y/o electro bombas.

Para las características que tiene este sistema de Bombeo, tiene que cumplir con las condiciones lo siguiente:

- Caudal; de 965.40 Lts/min
- El desnivel que se quiere superar es de 93.20 m

Por lo tanto las características de la bomba a seleccionar es de:

- Caudal promedio de 965.40 lts/min, aproximadamente de 57.4 m³/h.

De acuerdo a las curvas de características de la Bomba **Tipo 6NCBZ4PNCB** presenta:

- Tamaño 65-400 A
- Rpm = 1800
- Caudal Máximo de 2250 lts/min
- Con Potencia desde 40 Hp hasta 65 Hp
- Con NPSHR(m)

Figura 32: Esquema del Sistema de Bombeo

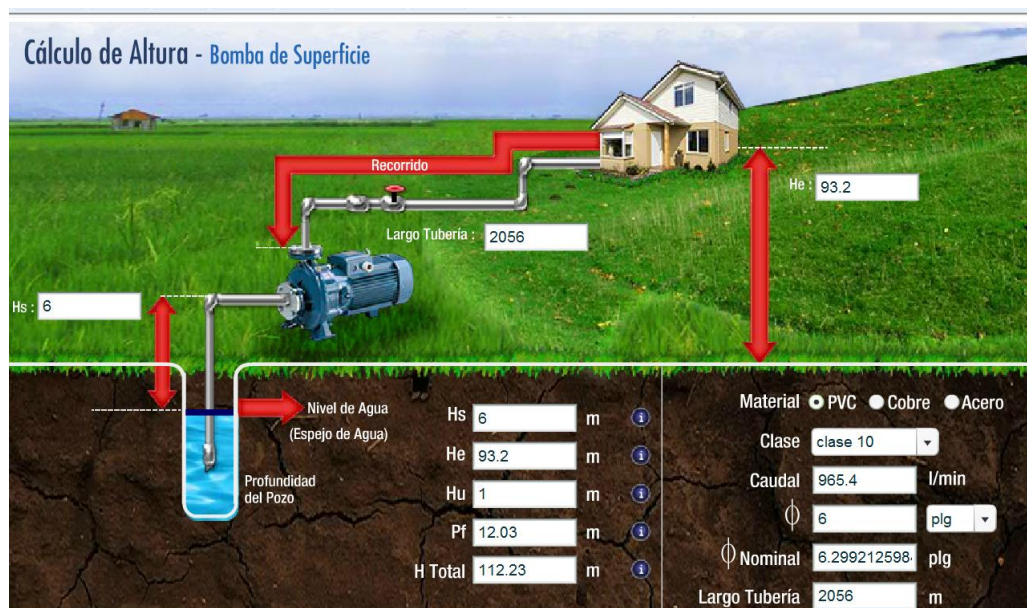


Figura 33: Equipo seleccionado

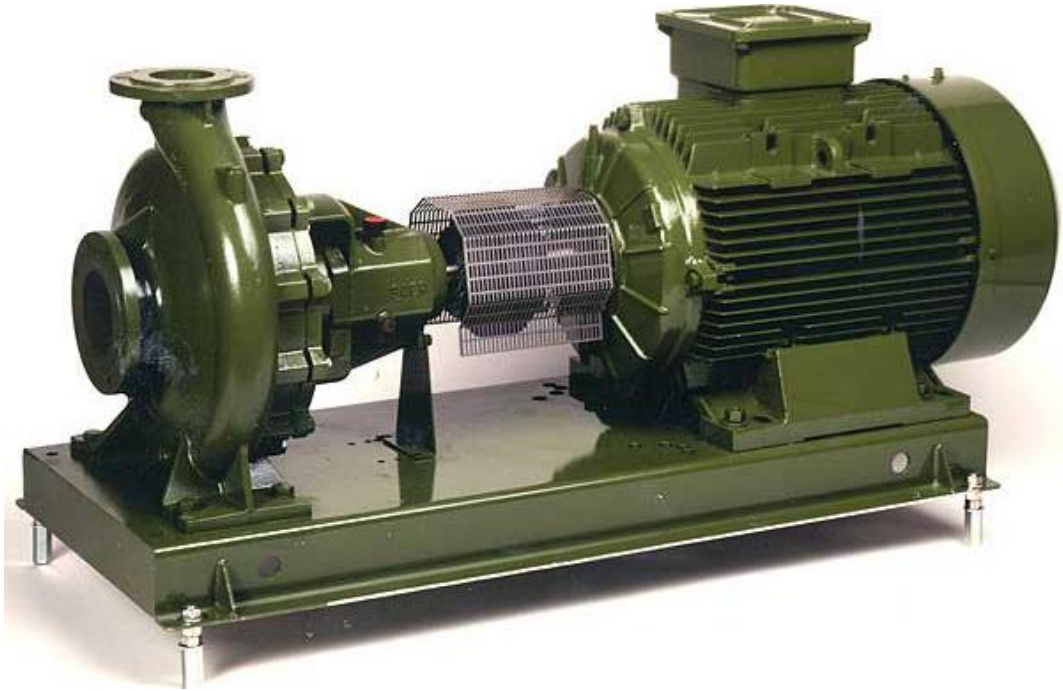
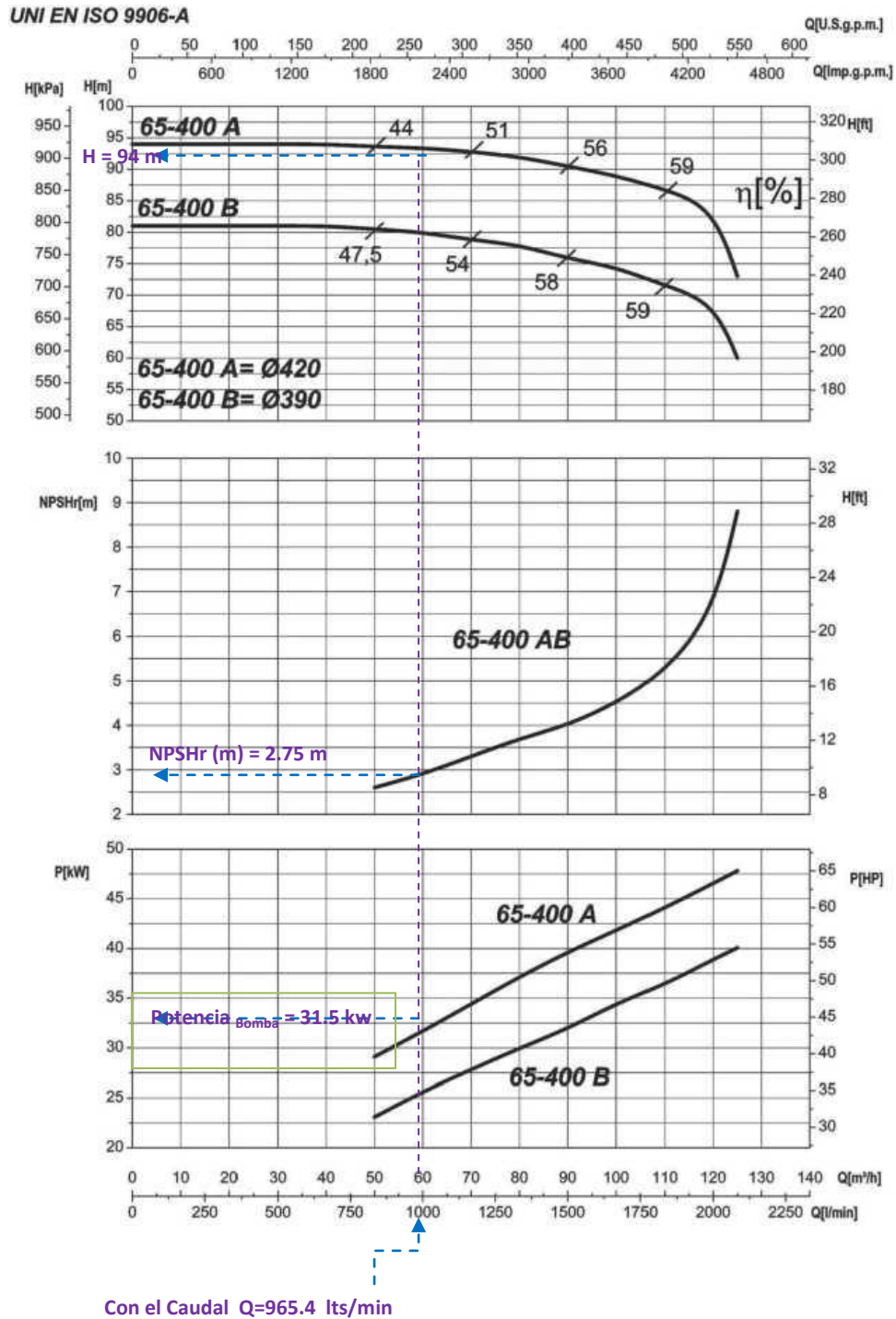


Figura N° 34: Curvas del Equipo Seleccionado



Como se puede observar que con el Caudal de 16.09 lts/Seg o 965.4 lts/min, se ingresa al Abaco de la Bomba, donde se puede obtener el valor de la potencia de 43 Hp, y el NPSHr (m) es de 2.9 y una altura de 94 m.

El sistema de bombeo consiste en la construcción de una Tubería de infiltración, la conduce a una cámara, y una caseta de bombeo, donde estará ubicada la bomba y con su tablero.

Figura 34: Vista en Planta Cámara y Caseta de Bombeo

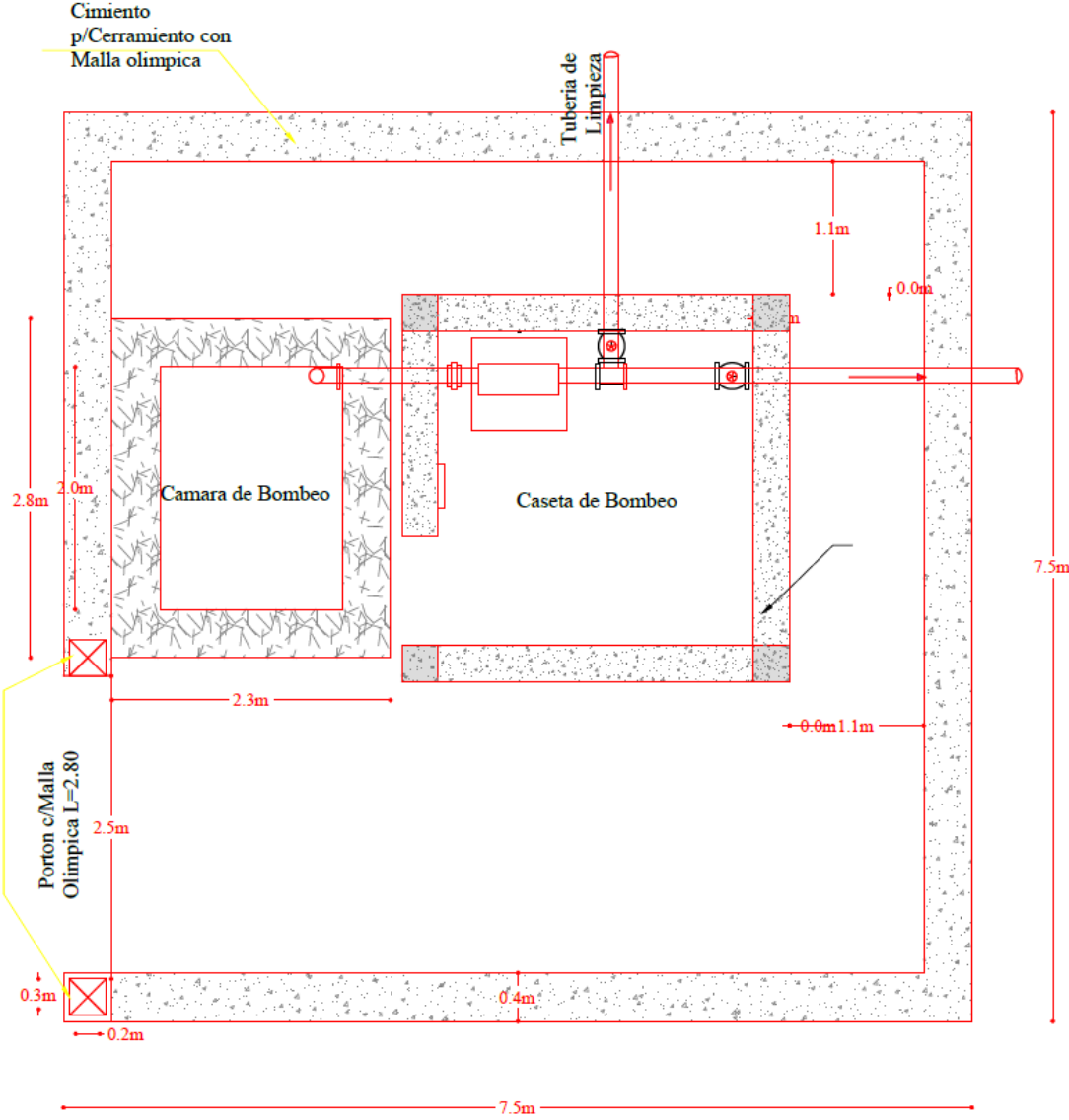
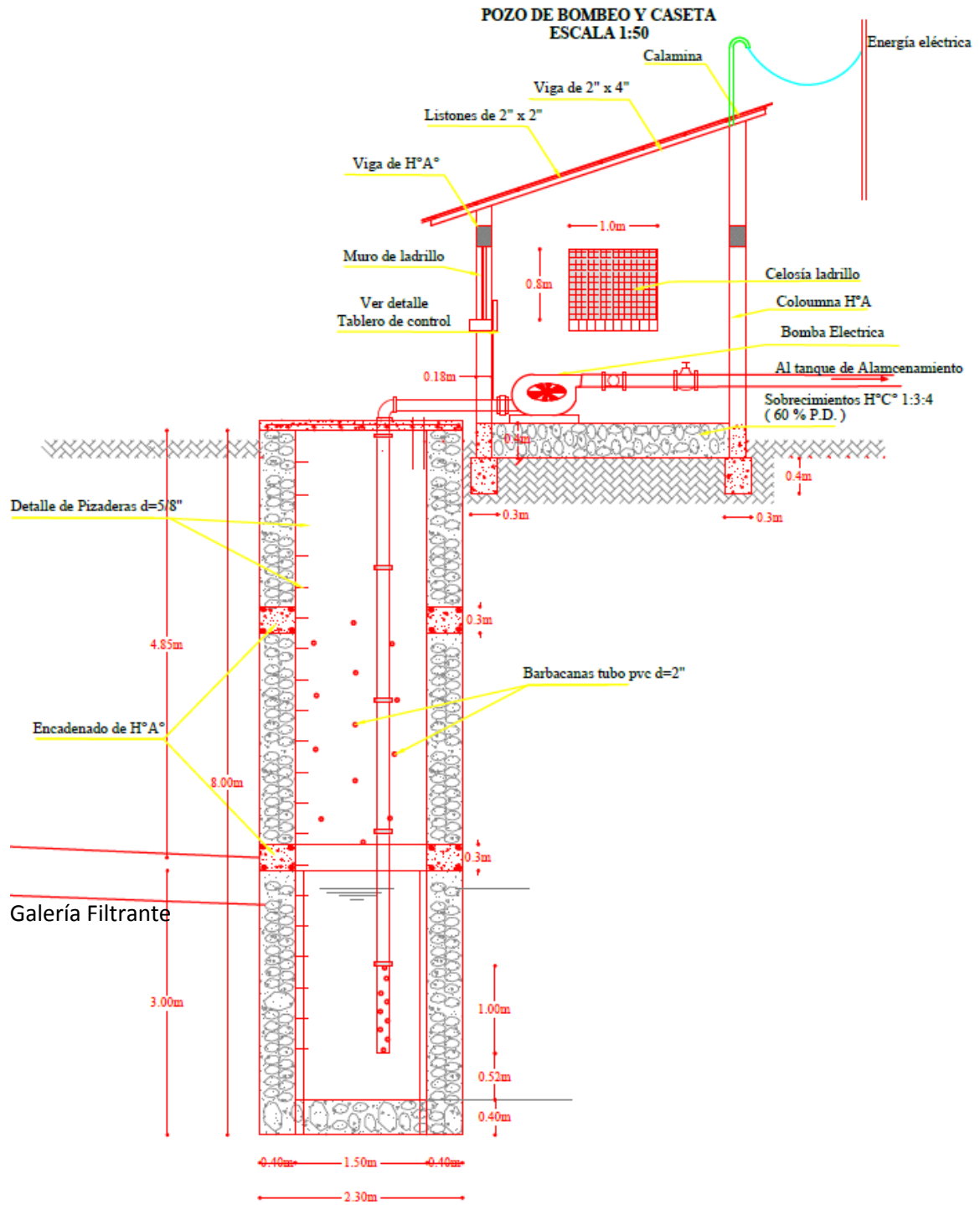


Figura 35: Vista en Corte de la Cámara de Bombeo



4.4.4.- Diseño de Redes de Distribución

En los tramos donde la pendiente natural del terreno es muy elevado, se propone la colocación de tubería que trabaje a presión, vale decir debe trabajar a tubo lleno, por lo que las consideraciones para el diseño son las siguientes.

Calculo Hidráulico.-

Para el dimensionamiento de las tuberías, se utilizaron las siguientes expresiones:

Formula de HAZEN-WILLIAMS:

$$\alpha = \frac{\Delta H}{L' * Q^n} \quad (4.28)$$

Donde:

ΔH = desnivel del Tramo. (m)

L' = Longitud del Tramo Afectado en 10 %. Para estimar perdidas locales (m)

Q = Caudal de diseño (l/s).

$n = 1.85$

$$\alpha = \frac{1.21957 * 10^{10}}{C^{1.85} * D^{4.87}} \quad (4.29)$$

Donde:

α (alfa) = coeficiente (función tipo de material y diámetro)

D = diámetro en mm.

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería

$$X = \frac{\Delta H - \alpha_2 * L' * Q^n}{Q^n (\alpha_1 - \alpha_2)} \quad (4.30)$$

Donde:

X = distancia correspondiente al diámetro D1. (mm)

ΔH = desnivel del Tramo. (m)

L' = Longitud del Tramo Afectado en 10 %. Para estimar perdidas locales (m)

Q = Caudal de diseño (l/s).

n = 1.85

α_1 = Coeficiente correspondiente al diámetro D1

α_2 = Coeficiente correspondiente al diámetro D2

Los resultados, se muestran en la sección de anexos.

Cuadro N° 23: Diseño de Tuberías de los Ramales

TRAMO		L		COTA		Diferencia de Cotas	%	L	TOTAL	Q	Diametr	TIPO	Cte. de Tubería	Perdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA		OBSERVACIONES
Prog. Inicio	Prog. Final	Tomada (m)	TERRENO INICIAL	TERRENO FINAL	DISEÑO (m)											L TUBO	Diseño (l/s)	(pulg.)	TUBERIA	INICIAL	FINAL	
TRAMO N° 2: ZONA RUJERITO ARRIBA																						
NIVEL ESTÁTICO = 1831																						
0+000	0+280	280	1831	1821.09	9.910	1.001	280.18	47	8	4	PVC. 160psi	150	2.523	0.99	1831.000	1828.477	0.000	7.387	0.000	0.000	RESERVORIO	
0+280	0+300	20	1821.09	1818.33	2.760	1.009	20.19	4	8	4	PVC. 160psi	150	0.182	0.99	1821.090	1820.908	0.000	2.578	9.910	12.670		
0+300	0+340	40	1818.33	1818.04	0.290	1.000	40.00	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.360	0.99	1820.908	1820.548	2.578	2.508	12.670	12.960		
0+340	0+600	260	1818.04	1792.15	25.890	1.005	261.29	44	8	4	PVC. 160psi	150	2.353	0.99	1820.548	1818.195	2.508	26.045	12.960	38.850		
0+600	0+660	60	1792.15	1789.07	3.080	1.001	60.08	11	8	4	PVC. 160psi	150	0.541	0.99	1818.195	1817.654	26.045	28.584	38.850	41.930		
0+660	0+740	80	1789.07	1792.47	-3.400	1.001	80.07	14	8	4	PVC. 160psi	150	0.721	0.99	1817.654	1816.933	28.584	24.463	41.930	38.530		
0+740	0+820	80	1792.47	1793.91	-1.440	1.000	80.01	14	8	4	PVC. 160psi	150	0.720	0.99	1816.933	1816.213	24.463	22.303	38.530	37.090		
0+820	0+960	140	1793.91	1805.72	-11.810	1.004	140.50	24	8	4	PVC. 160psi	150	1.265	0.99	1816.213	1814.948	22.303	9.228	37.090	25.280		
0+960	1+000	40	1805.72	1814.26	-8.540	1.023	40.90	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.368	0.99	1814.948	1814.580	9.228	0.320	25.280	16.740		
1+000	1+040	40	1814.26	1813.83	0.430	1.000	40.00	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.360	0.99	1814.580	1814.220	0.320	0.390	16.740	17.170		
1+040	1+200	160	1813.83	1811.12	2.710	1.000	160.02	27	8	4	PVC. 160psi	150	1.441	0.99	1814.220	1812.779	0.390	1.659	17.170	19.880		
1+200	1+560	360	1811.12	1804.19	6.935	1.000	360.07	61	8	4	PVC. 160psi	150	3.242	0.99	1812.779	1809.537	1.659	5.352	19.880	26.815		
1+560	1+620	60	1804.19	1805.38	-1.195	1.000	60.01	11	8	4	PVC. 160psi	150	0.540	0.99	1809.537	1808.997	5.352	3.617	26.815	25.620		
TRAMO N° 3: ZONA HACIA CHORRILLOS																						
NIVEL ESTÁTICO = 1831																						
0+000	0+220	220	1831	1816.45	14.550	1.002	220.48	37	8	4	PVC. 160psi	150	1.985	0.99	1831.000	1829.015	0.000	12.565	0.000	0.000	RESERVORIO	
0+220	0+460	240	1816.45	1777.11	39.340	1.013	243.20	41	8	4	PVC. 160psi	150	2.190	0.99	1816.450	1814.260	0.000	37.150	14.550	53.890		
0+460	0+580	120	1777.11	1776.13	0.980	1.000	120.00	21	8	4	PVC. 160psi	150	1.080	0.99	1814.260	1813.180	37.150	37.050	53.890	54.870		
0+580	0+620	40	1776.13	1785.2	-9.068	1.025	41.01	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.369	0.99	1813.180	1812.811	37.050	27.613	54.870	45.802		
0+620	0+720	100	1785.2	1799.36	-14.166	1.010	101.00	17	8	4	PVC. 160psi	150	0.909	0.99	1812.811	1811.902	27.613	12.538	45.802	31.636		
0+720	0+760	40	1799.36	1805.18	-5.815	1.011	40.42	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.364	0.99	1811.902	1811.538	12.538	6.359	31.636	25.821		
0+760	0+780	20	1805.18	1811.28	-6.101	1.045	20.91	4	8	4	PVC. 160psi	150	0.188	0.99	1811.538	1811.350	6.359	0.070	25.821	19.720		
TRAMO N° 6: ZONA HACIA CHORRILLOS ARRIBA																						
NIVEL ESTÁTICO = 1811.28																						
0+000	0+060	60	1811.28	1810.9	0.380	1.000	60.00	11	8	3	PVC. 160psi	150	2.193	1.75	1811.280	1809.087	0.000	-1.813	0.000	0.000	1811.28	
0+060	0+140	80	1810.9	1810.57	0.330	1.000	80.00	14	8	3	PVC. 160psi	150	2.924	1.75	1810.900	1807.976	0.000	-2.594	0.380	0.710	CAMARA REPARTIDORA	
0+140	0+220	80	1810.57	1809.97	0.600	1.000	80.00	14	8	3	PVC. 160psi	150	2.924	1.75	1807.976	1805.052	-2.594	-4.918	20.430	21.030		
0+220	0+320	100	1809.97	1801.88	8.090	1.003	100.33	17	8	3	PVC. 160psi	150	3.667	1.75	1805.052	1801.385	-4.918	-0.495	21.030	29.120		
TRAMO N° 4: ZONA HACIA CHORRILLOS ABAJO																						
NIVEL ESTÁTICO = 1811.28																						
0+000	0+040	40	1811.28	1806.15	5.131	1.008	40.33	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.363	0.99	1811.280	1810.917	0.000	4.768	0.000	5.131	CAMARA REPARTIDORA	
0+040	0+100	60	1806.15	1799.87	6.279	1.005	60.33	11	8	4	PVC. 160psi	150	0.543	0.99	1810.917	1810.374	4.768	10.504	5.131	11.410		
0+100	0+140	40	1799.87	1794.95	4.920	1.008	40.30	7	8	4	PVC. 160psi	150	0.363	0.99	1810.374	1810.011	10.504	15.061	11.410	16.330		
0+140	0+280	140	1794.95	1787.79	7.157	1.001	140.18	24	8	4	PVC. 160psi	150	1.262	0.99	1810.011	1808.749	15.061	20.956	16.330	23.487		
0+280	0+400	120	1787.79	1783.42	4.374	1.001	120.08	21	8	4	PVC. 160psi	150	1.081	0.99	1808.749	1807.668	20.956	24.249	23.487	27.861		
0+400	0+480	80	1783.42	1781.66	1.762	1.000	80.02	14	8	4	PVC. 250psi	150	0.720	0.99	1807.668	1806.948	24.249	25.291	27.861	29.623		
0+480	0+680	200	1781.66	1782.07	-0.415	1.000	200.00	34	8	4	PVC. 250psi	150	1.801	0.99	1806.948	1805.147	25.291	23.075	29.623	29.208		
0+680	0+740	60	1782.07	1782.61	-0.539	1.000	60.00	11	8	4	PVC. 250psi	150	0.540	0.99	1805.147	1804.607	23.075	21.996	29.208	28.669		
0+740	0+920	180	1782.61	1780.66	1.953	1.000	180.01	31	8	4	PVC. 250psi	150	1.621	0.99	1804.607	1802.986	21.996	22.328	28.669	30.622		
0+920	1+070	150	1780.66	1780.25	0.408	1.000	150.00	26	8	4	PVC. 250psi	150	1.351	0.99	1802.986	1801.635	22.328	21.385	30.622	31.030		
TRAMO N° 5: ZONA RUJERITO ABAJO																						
NIVEL ESTÁTICO = 1830.49																						
0+000	0+180	180	1830.49	1820.12	10.375	1.002	180.30	31	8	4	PVC. 250psi	150	1.623	0.99	1830.490	1828.867	0.000	8.752	0.000	10.375	RESERVORIO	
0+180	0+340	160	1820.12	1816.26	3.857	1.000	160.05	27	8	4	PVC. 250psi	150	1.441	0.99	1828.867	1827.426	8.752	11.168	10.375	14.232		
0+340	0+440	100	1816.26	1813.8	2.460	1.000	100.03	17	8	4	PVC. 250psi	150	0.901	0.99	1827.426	1826.525	11.168	12.727	14.232	16.692		
0+440	0+600	160	1813.8	1805.48	8.323	1.001	160.22	27	8	4	PVC. 250psi	150	1.443	0.99	1826.525	1825.082	12.727	19.607	16.692	25.015		
0+600	0+620	20	1805.48	1805.37	0.110	1.000	20.00	4	8	4	PVC. 250psi	150	0.180	0.99	1825.082	1824.902	19.607	19.537	25.015	25.125		
0+620	0+700	80	1805.37	1808.07	-2.704	1.001	80.05	14	8	4	PVC. 250psi	150	0.721	0.99	1824.902	1824.181	19.537	16.112	25.125	22.421		
0+700	0+780	80	1808.07	1807.09	0.975	1.000	80.01	14	8	4	HG TL	100	1.525	0.99	1824.181	1822.656	16.112	15.562	22.421	23.396		
0+780	0+860	80	1807.09	1801.4	5.691	1.003	80.20	14	8	4	PVC. 250psi	150	0.722	0.99	1822.656	1821.934	15.562	20.531	23.396	29.087		
0+860	1+120	260	1801.4	1787.26	14.146	1.001	260.38	44	8	4	PVC. 250psi	150	2.344	0.99	1821.934	1819.590	20.531	32.333	29.087	43.233		
1+120	1+260	140	1787.26	1785.42	1.836	1.000	140.01	24	8	4	PVC. 250psi	150	1.261	0.99	1819.590	1818.329	32.333	32.908	43.233	45.069		
1+260	1+360	100	1785.42	1786.47	-1.046	1.000	100.01	17	8	4	PVC. 250psi	150	0.900	0.99	1818.329	1817.429	32.908	30.962	45.069	44.023		
1+360	1+420	60	1786.47	1785.43	1.034	1.000	60.01	11	8	4	PVC. 250psi	150	0.540	0.99	1817.429	1816.889	30.962	31.456	44.023	45.057		
1+420	1+480	60	1785.43	1785.5	-0.067	1.000	60.00	11	8	4	PVC. 250psi	150	0.540	0.99	1816.889	1816.349	31.456	30.849	45.057	44.990		
1+480	1+510	30	1785.5	1781.17	4.335	1.010	30.31	6	8													

Cuadro N° 24: Resumen de Cómputos Métricos

Modulo	DESCRIPCION	Unid	Cantid.
1	TRABAJOS PRELIMINARES		
2.1	Instalación de faenas	Glb	1,00
2	CAMARA - CASETA DE BOMBEO		
2.1	Trazado y Replanteo	Glb	1,00
2.2	Excavación C/Agotamiento+entibado	m3	150,92
2,3	Excavación Común	m3	2,56
2,4	H°C (Cámara de Bombeo)	m3	30,10
2,5	H°C Cimientos - Sobre Cimiento	m3	3,13
2,6	Losa de H° A	m3	6,44
2,7	Columna H°A	m3	0,48
2,8	Muro de Ladrillo 6H e=18	m2	34,52
2,90	Encadenado H°A	m3	1,57
2,10	Cubierta Calamina	m2	14,40
2,11	Revoque s/Ladrillo	m2	75,16
2,12	Piso Cemento+empedrado +enlucido	m2	7,84
2,13	Puerta Metálica + Rejas	m2	0,80
2,14	Pizaderas de D=5/8"	pza	12,00
3	CERRAMIENTO		
3,1	Trazado y replanteo	m	76,00
3,2	Excavación	m3	9,12
3,3	H°C Cimientos	m3	15,96
3,4	Cerramiento C/Malla Olímpica	m2	190,00
3,5	Puerta C/Malla Olímpica	Pza	2,00
4	GALERIA FILTRANTE		
4,1	Desbroce y limpieza	Glb	1,00
4,2	Trazado y replanteo	km	0,02
4,3	Excavación Maquinaria con agotamiento	m3	180,00
4,4	Provisión y Colocado de Geotextil (filtro)	m2	120,00
4,5	Provisión y Colocado de Tubería d=12" Perforada	m	20,00
4,6	Material graduado para el forro filtrante	m3	80,45
4,7	Relleno y compactado manual	m3	56,00
5	Tubería - Bombeo		
5,1	Prov. Inst. Bomba 65 HP c/ Tablero de Control	Pza	1,00
5,2	Prov. De Accesorios de Bomba	Glb	1,00
5,3	Replanteo y Control Líneas de Tubería	km	2,11
5,4	Excavación suelo semiduro	m3	1233,60
5,5	Cama de Arena	m3	123,36
5,6	Prov. Y Colocado de Tubería PVC d=6" Clase 12	m	2056,00
5,7	Relleno y Compactado Sanjas c/ tierra Cernida	m3	873,80
5,8	Prueba Hidráulica	m	2056,00

Modulo	DESCRIPCION	Unid	Cantid.
6	CAMARA REPARTIDORA		
6,1	Trazado y replanteo	Glb	1,00
6,2	Excavación Común	m3	44,60
6,3	HORMIGON CICLOPEO 1:2:3 60%PD	m3	29,40
6,4	HORMIGON ARMADO TIPO "A"	m3	27,10
6,5	REVOQUE INTERIOR C/IMPERMEABILIZANTE	m2	80,00
6,6	Llaves de Control D=4"	Pzas	4,00
7	TUBERIA DE DISTRIBUCIÓN		
7,1	Replanteo y Control Topográfico	km	5,31
7,2	Excavación suelo semiduro	m3	2523,20
7,3	Cama de Arena	m3	398,40
7,4	Prov. Instalación de Tubería D= 4 " Clase 6	m	3918,00
7,5	Prov. Instalación de Tubería D= 4 " E-40	m	1070,00
7,6	Prov. Instalación de Tubería D=3 " E-40	m	324,00
7,7	Relleno y Compactado	m3	2124,80
7,8	Prueba Hidráulica	m	5312,00
8	CAMARA DISTRIBUCIÓN - DE PURGA LODOS		
8,1	Replanteo	Pzas	20,00
8,2	H°C Cámara purga lodos (4,5x1,50x1,80)	Pzas	4,00
8,3	H°C Cámara Distribuidora (1,38x1,80x0,68)	Pzas	12,00
8,4	H°A Cámara Rompe Presión (1x1,45x1)	Pzas	4,00
8,5	Prov. Y Colocado llaves de control p/Cámaras	Pzas	8,00
8,6	Prov. y Colocado Acces. Cámara Ventosa	Glb	1,00
9	INSTALACIÓN ELECTRICA		
9,1	Replanteo Topográfico y Estacado	km	0,34
9,2	Excavación, Erección y Prov. Poste H°A° 11M/800KG	pza	2,00
9,3	Excavación, Erección y Prov. Poste H°A° 11M/600KG	pza	2,00
9,4	Estructura de Tensión Doble VC7	pza	1,00
9,5	Estructura de Tensión VA5	pza	1,00
9,6	VE-1 (Rienda Simple MT)	pza	4,00
9,7	Estructura de Paso VC1	pza	2,00
9,8	Estructura de Tensión Doble VA6	pza	1,00
9,9	VE2-1 Rienda Aérea	pza	1,00
9,10	Estructura de Tensión VC7	pza	1,00
9,11	J17 (Ensamblaje de Tensión, Una Vía)	pza	1,00
9,12	VG3-25; 75 KVA C/Transformador	pza	1,00
9,13	Prov. Tend. y Tesado de Conductor ACSR #2/0 AWG	m	1020,00
9,14	Acometida Electricidad	glb	1,00

El mismo que se encuentra en la sección de anexos.

4.6.- Presupuesto

Todos los precios unitarios, para cada ítem constructivo de la obra, se estiman considerando los componentes básicos: costos directos e indirectos.

Los costos de los insumos tanto de la mano de obra, materiales y equipo y maquinaria fueron tomados de la revista de “Presupuestos & construcción” que es de circulación nacional y de acuerdo a la disponibilidad en la zona.

Se cuida que la preparación del presupuesto esté elaborada de tal forma que la obra pueda ser EJECUTADAS por componentes y contiene los resultados de las cantidades estimadas de las distintas unidades de obra, sus precios unitarios y precios totales.

Las especificaciones técnicas están redactadas en forma precisa y concreta, se limitan a las características exigidas de los insumos (materiales, mano de obra, herramientas y equipo requerido para la construcción), los procesos y detalles de ejecución, así como de los ensayos ó pruebas necesarias para la constatación de su calidad.

Dentro de la estructura de precio unitario se han considerado las incidencias exigidas de acuerdo a ley, como ser los beneficios sociales, impuestos al valor agregado e Impuesto a las transacciones, como así también otros factores, como el de las herramientas menores, los gastos generales, y la utilidad que obtendrá que ejecute estas actividades.

4.6.1.- Presupuesto de Infraestructura

Para la determinación del presupuesto de la infraestructura se ha realizado mediante la aplicación de un software de Presupuesto para construcciones “PRESCON”, se ha determinado el precio unitario para cada ítem, considerando los insumos necesarios para cada actividad y su rendimiento correspondiente, en base a la siguiente estructura:

Cuadro Nº 26: Presupuesto General del Sistema

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - TRABAJOS PRELIMINARES				4.186,45
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1,00	1.119,98	1.119,98
2	LIMPIEZA GENERAL GLB	glb	1,00	3.066,47	3.066,47
>	M02 - CAMARA - CASETA DE BOMBEO				116.953,38
3	TRAZADO Y REPLANTEO	glb	1,00	233,56	233,56
4	EXCAVACION CON AGOTAMIENTO + ENTIBADO	m³	150,92	251,24	37.917,14
5	EXCAVACION COMUN	M3	2,56	52,50	134,40
6	HºC CAMARA DE BOMBEO	M3	30,10	901,08	27.122,51
7	HO.CO.CIMIENTO - SOBRECIMIENTO	M3	3,13	919,12	2.876,85
8	LOSA DE HºAº	m³	6,44	3.096,10	19.938,88
9	COLUMNAS DE HºAº	M3	0,48	1.909,89	916,75
10	MURO DE LADRILLO DE 6H E=0.18	m²	34,52	129,98	4.486,91
11	ENCADENADO DE Hº Aº	m³	1,57	1.858,82	2.918,35
12	CUBIERTA CALAMINA EST. METALICA	m²	14,40	624,17	8.988,05
13	REVOQUE CAL CEMENTO SOBRE LADRILLO	m²	75,16	121,59	9.138,70
14	PUERTA METALICA + REJILLAS	m²	0,80	539,41	431,53
15	PISO CEMENTO ENLUCIDO C/EMPEDRADO	m²	7,84	183,07	1.435,27
16	PIZADERAS DE D=5/8"	pza	12,00	34,54	414,48
>	M03 - CERRAMIENTO				52.354,43
17	TRAZADO Y REPLANTEO	ML.	76,00	3,92	297,92
18	EXCAVACION	m³	9,12	40,83	372,37
19	HºC CIMIENTOS	M3	15,96	766,59	12.234,78
20	CERCO DE MALLA OLIMPICA	M2	190,00	202,29	38.435,10
21	PUERTA METALICA C/MALLA OLIMPICA	m²	2,00	507,13	1.014,26
>	M04 - GALERIA FILTRANTE				44.384,79
22	LIMPIEZA GENERAL Y DESBROCE	ha	0,10	2.076,75	207,68
23	REPLANTEO Y TRAZADO	km	0,02	1.353,63	27,07
24	EXCAVACION MAQUINARIA CON AGOTAMIENTO	m³	180,00	38,33	6.899,40
25	ENTIBAMIENTO Y APUNTALADO	m²	80,00	44,44	3.555,20
26	PROV.Y COLOCADADO GEOTEXTIL (FILTRO)	m²	120,00	35,66	4.279,20
27	PROV. Y TENDIDO TUBERIA D=16 CLASE 6 PERFORADA	m	20,00	503,73	10.074,60
28	MATERIAL GRADUADO P/FORRO FILTRANTE	m³	80,45	204,89	16.483,40
29	RELLENO COMPACTADO MANUAL	m³	56,00	51,04	2.858,24
>	M05 - TUBERIA-BOMBEO				924.261,02
30	PROV. INST. BOMBA 65 HP C/TABLERO DE CONTROL	pza	1,00	92.910,15	92.910,15
31	PROV. ACCESORIO P/BOMBA	glb	1,00	719,95	719,95
32	REPLANTEO Y CONTROL LINEAS DE TUBERIA	km	2,11	919,34	1.939,81
33	EXCAVACION (0-2 M.) S. SEMIDURO	M3	1.233,60	52,50	64.764,00
34	CAMA DE ARENA	m³	123,06	166,01	20.429,19

35	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D=6" CLASE 12	m	2.056,00	347,46	714.377,76
36	RELL. Y COMPAC SANJAS C/ TIERRA CERNID	m ³	873,80	32,22	28.153,84
37	PRUEBA HIDRAULICA	m	2.056,00	0,47	966,32
>	M06 - CAMARA REPARTIDORA				106.848,77
38	TRAZADO Y REPLANTEO	glb	1,00	233,56	233,56
39	EXCAVACION COMUN	M3	44,60	52,50	2.341,50
40	Hº Cº P/CANAL DOS. 1:3:3 (60% P.D.)	M3	29,40	757,89	22.281,97
41	HORMIGON TIPO A	m ³	27,10	2.635,27	71.415,82
42	REVOQUE INTERIO CON IMPERMEABILIZANTE	m ²	80,00	62,29	4.983,20
43	LLAVES DE CONTROL D=4 F.G.	pza	4,00	1.398,18	5.592,72
>	M07 - TUBERIA DE DISTRIBUCIÓN				1.115.759,62
44	REPLANTEO Y CONTROL LINEAS DE TUBERIA	ML.	5,31	2,22	11,79
45	EXCAVACION (0-2 M.) S. SEMIDURO	M3	2.523,00	43,75	110.381,25
46	CAMA DE ARENA FINA PARA TUBERIA PVC	m ³	398,00	166,01	66.071,98
47	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D=4" CLASE 6	m	3.918,00	183,91	720.559,38
48	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D=4" E-40	m	1.070,00	124,52	133.236,40
49	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D=3" E=40	m	324,00	44,88	14.541,12
50	RELL. Y COMPAC SANJAS C/ TIERRA CERNID	m ³	2.124,80	32,22	68.461,06
51	PRUEBA HIDRAULICA	m	5.312,00	0,47	2.496,64
>	M08 - CAMARAS DE DISTRIBUCIÓN				65.610,88
52	REPLANTEO Y TRAZADO CAMARAS	pza	20,00	5,14	102,80
53	HºC CAMARA PURGA LODOS (4.5x1.50x1.80)	pza	4,00	4.378,01	17.512,04
54	HºC CAMARA DISTRIBUIDORA (1.38X1.80X0.68)	pza	12,00	2.298,51	27.582,12
55	HºA CAMARA ROMPE PRES (1X1.45X1)	pza	4,00	1.341,18	5.364,72
56	PROV. INST. LLAVES DE CONTROL P/CAMARAS	pza	8,00	784,97	6.279,76
57	PROV. Y COLOC. ACCES. CAMARA VENTOSA POR CAMARA	pza	4,00	2.192,36	8.769,44
>	M09 - INST. ELECTRICA				118.700,34
58	REPLANTEO TOPOGRÁFICO Y ESTACADO	km	0,34	785,67	267,13
59	EXCAVACIÓN, ERECCIÓN Y PROV. POSTE HºAº 11M/800KG	pza	2,00	3.668,29	7.336,58
60	EXCAVACIÓN, ERECCIÓN Y PROV. POSTE HºAº 11M/600KG	pza	2,00	3.643,87	7.287,74
61	ESTRUCTURA DE TENSION DOBLE VC7	pza	1,00	4.460,78	4.460,78
62	ESTRUCTURA DE TENSION VA5	pza	1,00	540,32	540,32
63	VE-1 (RIENDA SIMPLE MT)	pza	4,00	308,57	1.234,28
64	ESTRUCTURA DE PASO VC1	pza	2,00	1.401,52	2.803,04
65	ESTRUCTURA DE TENSION DOBLE VA6	pza	1,00	1.340,84	1.340,84
66	VE2-1 RIENDA AÉREA	pza	1,00	2.515,77	2.515,77
67	ESTRUCTURA DE TENSION VC7	pza	1,00	2.185,39	2.185,39
68	J17 (ENSAMBLAJE DE TENSION, UNA VIA)	pza	1,00	136,00	136,00
69	VG3-25; 75 KVA C/TRANSFORMADOR	pza	1,00	62.999,27	62.999,27
70	PROV. TEND. Y TESADO DE CONDUCTOR ACSR #2/0 AWG	m	1.020,00	23,82	24.296,40
71	ACOMETIDA ELECTRICIDAD	glb	1,00	1.296,80	1.296,80

Total presupuesto:				2.549.059,68
---------------------------	--	--	--	---------------------

Son: Dos Millon(es) Quinientos Cuarenta y Nueve Mil Cincuenta y Nueve con 68/100 Bolivianos

4.6.2.- Presupuesto de Supervisión

El presupuesto de supervisión se ha basado de acuerdo a las características del proyecto, considerando el listado de actividades que contempla el proyecto, para lo cual se ha establecido una estructura organizacional mínima, se han considerado los materiales, servicios y equipos que se requieren para realizar la supervisión.

Se ha considerado las incidencias exigidas de acuerdo a ley, como ser los beneficios sociales, impuestos al valor agregado e Impuesto a las transacciones, como así también otros factores, como el de las herramientas menores, los gastos generales, y la utilidad que obtendrá que ejecute estas actividades.

4.6.3- Presupuesto de Capacitación y Acompañamiento

Como se trata de un planteamiento de una alternativa para la dotación de riego en terrenos secanos, y además de ser un sistema complejo dentro de su administración, debido que requiere la formación de una organización que administre de manera adecuada el sistema de bombeo y la distribución se ha determinado un presupuesto para los servicios de capacitación y acompañamiento.

Por tales razones se ha planteado un sistema de servicios de capacitación y acompañamiento, bajo las siguientes consideraciones:

Cuadro N° 27: Actividades a Aesarrollar para el Sistema

1,0	ACOMPANAMIENTO EJECUCIÓN DE OBRAS
2,0	ELABORACIÓN DEL MANUAL DE O+M
3,0	ELABORACIÓN ESTATUTOS Y REGLAMENTOS
4,0	CAPACITACIÓN EN GESTION Y AGRICULTURA BAJO RIEGO
5,0	PARCELAS DEMOSTRATICAS - APLICACIÓN DE RIEGO TECNIFICADO
5,1	Superficie de parcela demostrativa (30x30 m, por Beneficiado = 0,09 ha/Benef.) = 5,94 Ha.
5,2	Implantación de Cultivos Experimentales

El presupuesto para los servicios de Capacitación y Acompañamiento se adjunta en la sección de anexos.

4.6.4- Presupuesto de Operación y Mantenimiento

Dentro del presupuesto de operación y mantenimiento del sistema, el presupuesto más elevado es el de costo de consumo de energía eléctrica que se determina un costo de 104.101,4 Bs/año.

Aplicando:

- Cálculo del coste anual de bombeo.

Para calcular el coste anual de la energía requerida de bombeo, se precisan de los siguientes datos:

Costo de energía (CE) = \$/Kw-h

Tiempo de Operación (T) = h/año

Potencia absorbida (PKw) = Kw-h

Coste de bombeo (CB) = Pkw * CE * T

Se entiende, que a diferencia de los demás datos, el valor de la potencia absorbida (PKw) se obtiene por cálculo para diferentes diámetros de tubería (explicadas en las subrutinas de cálculo anteriores); por lo tanto aquí se considerará este como un dato

Luego el algoritmo gráfico de solución tiene la forma básica:

Cuadro N° 28: Costos de Funcionamiento del Sistema

DATOS:	
CE =	1.20 Bs./Kw-h
Horas de Bombeo por Dia =	18.00 h/dia
Dias de Bombeo =	5.00 Dias/Semana
Horas de Bombeo al Año (T) =	4680.00 h/Año
Potencia Absorvida (PKw) =	31.50 Kw-h
Costo de Bombeo (CB) =	176,904
Costo Total por Mes =	14742.00
Costo Mensual por Usuario =	223.36
Costo Mensual por Ha. =	139.08
Costo Anual por Usuario =	2680.36
Costo Anual por Ha. =	1668.91
Numero de Beneficiarios =	66
Cantidad de Hectareas =	106

Esto equivale un costo mensual por beneficiario de 223.36 *Bs/mes/beneficiario*, considerando que se cuenta con 66 familias beneficiadas.

Y el costo por Hectárea de riego es de 139.08 *Bs/Mes/Ha*, con 106 Hectáreas beneficiadas con este proyecto.

Dentro de la estructura de costo de operación y mantenimiento además se han considerado otros aspectos, como la persona encargada de la administración del sistema de bombeo, e insumos para trabajos eventuales que requiera el sistema.

El presupuesto operación y mantenimiento se adjunta en la sección de anexos.

INDICE CAPITULO IV

CAPITULO 4: DISEÑO DE LAS OBRAS - CALCULOS Y RESULTADOS	83
4.1.- Topografía	83
4.1.1.- Datos de Campo	83
4.1.2.- Procesamiento de Datos	83
4.2.- Áreas de Riego.....	83
4.2.1.- Diseño Agronómico	84
4.3.- Diseño Hidrológico	85
4.3.1.- Áreas de Aporte.....	85
4.3.2.- Aspectos climáticos	88
4.3.2.1.- Precipitación	88
4.3.2.2.- Temperaturas.....	92
4.3.2.3.- Evaporación.....	93
4.3.2.4.- Humedad.....	94
4.3.2.4.- Viento.....	95
4.3.2.5.- Clasificación climática	96
4.3.3.- Calculo de Caudal Máximo, Caudal Minino.....	97
4.3.3.1.-Caudales Máximos	97
4.3.3.2.-Caudal medio	105
4.4.- Diseño Hidráulico	106
4.4.1.- Diseño de Obra de Toma.....	107
4.4.2.- Diseño de Sistema de bombeo.....	109
4.4.3.- Diseño de Cámara de Distribución	120
4.4.4.- Diseño de Redes de Distribución.....	121
4.5.- Cómputos Métricos.....	123
4.6.- Presupuesto	126
4.6.1.- Presupuesto de Infraestructura	126
4.6.2.- Presupuesto de Supervisión	130
4.6.3.- Presupuesto de Capacitación y Acompañamiento	130
4.6.4.- Presupuesto de Operación y Mantenimiento	131

ÍNDICE DE CUADROS

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez concluido con la elaboración desarrollo del tema se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

5.1.- Conclusiones

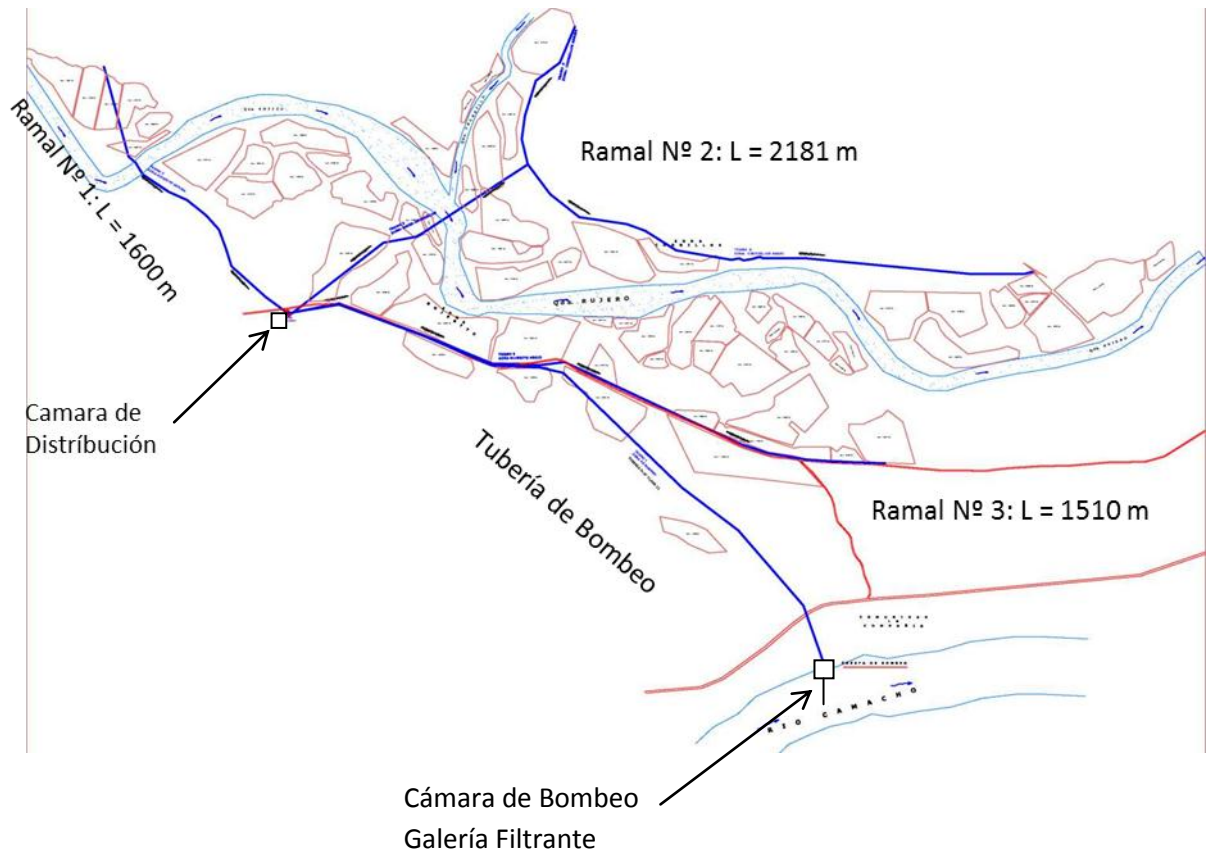
Se han contemplado el análisis de diseño de cada una de las obras que se requiere para el “Diseño de Infraestructura de riego para el Abastecimiento de Agua en Terrenos a Secanos aplicado en la Zona de Rujerito”

La obra de toma de abastecimiento se encuentra ubicado en la cuenca del río Camacho más propiamente en la comunidad de La Compañía, el desnivel topográfico existente desde el punto donde se ubicara la estación de bombeo y la cámara repartidora es de 92,3 m, para lo cual se ha determinado una bomba de 65 HP de potencia, la misma que transportara un caudal de 16.09 litros por segundo para realizar el regadío de 79 Ha de las 106 Ha existentes en la zona para una célula de cultivos específicos, considerando las precipitaciones existentes en la zona para lo cual se ha considerado la estación meteorológica de Chocloca.

Se ha considerado la construcción de una cámara repartidora con una capacidad de almacenamiento de 88.93 m³, la cual distribuye a las áreas de cultivo mediante tres ramales, con las siguientes características L1= 1600 m con diámetro de 4 Pulgadas Hacia el sector de Rujerito arriba, L2= 2181 m con diámetro de 4 Pulgadas hacia el sector de Chorrillos bajo y L3= 1510 m con diámetro de 4 Pulgadas el Sector de Rujerito zona baja.

En cada ramal se ha dejado cámaras de distribución parcelaria las mismas que cuentan con cámaras rompe presiones y llaves de distribución, en total de 12 piezas, también se ha considerado cámaras purga lodos en un total de 2 piezas.

Figura 36: Ramales de Distribución



2.2.- Recomendaciones

Dentro de las recomendaciones se puede hacer son las siguientes:

- Este trabajo es una alternativa más para solucionar los problemas de abastecimiento de agua para la producción agrícola en la comunidad de la Compañía sector Rujerito.
- Este trabajo contempla desde los trabajos de campo como ser la topografía, el diseño de una galería filtrante (o Tubería de Infiltración), las cámaras de bombeo y el sistema de bombeo, la cuantificación de las pérdidas locales y por fricción, como así de las tuberías de distribución, también contempla el costo construcción y los costos de operación.

