

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA – ZONA 08
“DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN Y ADUCCIÓN”**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CHRISTIAN TORRES OBISPO

Lima- Perú

2007



ÍNDICE GENERAL.

ÍNDICE GENERAL.....	1
RESUMEN.....	4
INTRODUCCIÓN.....	6
CAPITULO I : INFORMACIÓN BÁSICA.....	7
1.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	7
1.1.1. OBJETIVO.....	7
1.1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	7
1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA.....	8
1.2.1. TOPOGRAFÍA.....	8
1.2.2. CLIMA.....	9
1.2.3. VIAS DE ACCESO.....	9
1.2.4. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.....	9
1.2.5. VIVIENDAS.....	10
1.2.6. AGUA POTABLE Y CLOACAS.....	11
1.2.7. EDUCACIÓN.....	11
1.2.8. SALUD.....	11
1.2.9. CARACTERÍSTICAS ECONÓMICAS.....	12
1.3. DATOS BÁSICOS DE DISEÑO.....	13
1.3.1. PERIODO DE DISEÑO.....	13
1.3.2. POBLACIÓN DE DISEÑO.....	14
1.3.3. CÁLCULO DE LA DOTACIÓN.....	17
1.3.4. VARIACIONES DE CONSUMO.....	17
1.3.5. CAUDALES DE DISEÑO.....	19
CAPITULO II : INGENIERÍA BASICA.....	21
2.1. TOPOGRAFIA.....	21
2.2. INVESTIGACIONES GEOTECNICAS.....	21
2.3. GEOLOGIA.....	22
2.4. SISMICIDAD.....	23
CAPITULO III : DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN.....	24
3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	24
3.1.1. LÍNEA DE IMPULSIÓN.....	24



3.1.2.	VELOCIDAD DEL AGUA EN TUBERÍAS.	24
3.1.3.	CAUDAL DE BOMBEO.	25
3.1.4.	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA.	25
3.1.5.	PÉRDIDA DE CARGA EN TUBERÍAS.	26
3.1.6.	POTENCIA DE IMPULSIÓN.	28
3.1.7.	ENERGÍA HIDRÁULICA.	30
3.1.8.	ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.	32
3.1.9.	FENÓMENO DEL GOLPE DE ARIETE.	32
3.1.10.	CLORACIÓN DEL AGUA.	35
3.2.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS.	36
3.2.1.	CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.	36
3.2.2.	CÁLCULO DEL CAUDAL DE BOMBEO.	37
3.3.	DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN.	38
3.3.1.	CÁLCULO DEL DIÁMETRO.	38
3.3.2.	CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE FLUJO.	38
3.3.3.	PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN.	38
3.3.4.	PÉRDIDA DE CARGA LOCAL.	39
3.3.5.	CÁLCULO DE LA POTENCIA DE CONSUMO.	40
3.3.6.	CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE.	42
3.3.7.	CLORACIÓN DEL AGUA.	43
CAPITULO IV : DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN.		45
4.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL.	45
4.1.1.	LÍNEA DE ADUCCIÓN.	45
4.1.2.	CAUDAL MÁXIMO HORARIO.	45
4.1.3.	VELOCIDAD DEL AGUA EN TUBERÍAS.	45
4.1.4.	CÁLCULO DEL DIÁMETRO.	46
4.1.5.	PÉRDIDA DE CARGA EN TUBERÍAS.	47
4.1.6.	ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.	47
4.2.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS.	48
4.2.1.	CAUDAL MÁXIMO HORARIO.	48
4.3.	DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN.	49
4.3.1.	CÁLCULO DEL DIÁMETRO.	49
4.3.2.	CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE FLUJO.	49
4.3.3.	PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN.	50



4.3.4.	PÉRDIDA DE CARGA LOCAL.....	50
4.3.5.	CÁLCULO DE ALTURA DINÁMICA.....	51
4.3.6.	GOLPE DE ARIETE.....	53
CAPITULO V : ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		55
5.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL.....	55
5.2.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	55
CONCLUSIONES.....		61
RECOMENDACIONES.....		63
BIBLIOGRAFÍA		64



RESUMEN.

El presente Informe surge de la necesidad de dar solución a una parte de los problemas existentes en el abastecimiento de agua potable que afecta a la ciudad de San Vicente – Cañete, esto debido al crecimiento urbano y poblacional, a la antigüedad y/o de los sistemas de suministro que generan un abastecimiento racionalizado en ciertos sectores de la Población.

Se cuenta con una extensión de terreno en el distrito de San Vicente – Cañete denominada Pampa Clarita. Se planifica primeramente realizar una visita de campo, para obtener datos preliminares, como son : ubicación, vías de acceso, topografía, clima, aspectos demográficos, educación, salud, características económicas, etc.

Para esta área de trabajo se proyecta establecer una pequeña lotización, debiéndose calcular la población futura para un periodo de diseño de 30 años, empleando métodos de calculo de población futura, tales como : progresión aritmética, progresión geométrica, incrementos variables, parábola de segundo grado, mínimos cuadrados, etc.

Luego se determinará el tipo de captación adecuada mediante un estudio de fuentes de agua, a través de análisis e inventarios de todos los recursos hídricos de la zona. Se obtuvo del INRENA y a través de la Administración Técnica del Distrito de Riego MALA-OMAS-CAÑETE, el “Estudio Hidrogeológico del Valle del Cañete” que comprende la zona media y baja de la cuenca del valle del Cañete. De dicho estudio se pudo obtener información técnica actualizada de las fuentes de agua subterránea de la zona (cantidad, uso, tipo, estado y número de pozos, sus características y volumen de explotación). Así mismo, el análisis de la morfología de la napa freática mediante el tendido de una red piezométrica determinándose las características hidráulicas del acuífero mediante pruebas de bombeo, así como también la situación actual de las aguas subterráneas de la zona almacenadas en el acuífero.



Se definió la elección de la dotación que garantice el caudal de diseño, basándonos en el reglamento de SEDAPAL, que establece la dotación según el grupo habitacional.

Se diseñará la línea de impulsión, que transportará el agua desde la fuente de captación hasta un tanque de almacenamiento o reservorio. Se realizará el cálculo estructural del Reservorio; también se hará el diseño de la línea de aducción que permitirá conducir el agua desde dicho reservorio hasta una red de distribución que abastecerá a las conexiones domiciliarias de la lotización propuesta.



INTRODUCCIÓN.

El agua es un elemento vital para todo ser humano, que la necesita para su alimentación, aseo y riego de cultivos. El agua es un recurso limitado que debe captarse y distribuirse debidamente. La fuente esencial del agua potable es la lluvia, utilizada en pocas ocasiones como fuente directa. Cuando llueve en abundancia, el agua corre por arroyos, y si la lluvia es de menor intensidad, se filtra en el suelo a través de los estratos porosos hasta encontrar un estrato impermeable en el que el agua se acumula, formando depósitos subterráneos. El agua subterránea alimenta pozos, galerías filtrantes y manantiales, que a su vez proporcionan agua a ríos, arroyos y lagos. En su discurrir, el agua subterránea disuelve minerales solubles, y a menudo las aguas superficiales de lagos y ríos está contaminada por desechos industriales y actividades de depuración.

La calidad del agua de éstas fuentes varía considerablemente. Las aguas superficiales suelen ser más turbias y contener mayor cantidad de bacterias que las subterráneas, pero éstas tienen mayores concentraciones de productos químicos en disolución.

Para el presente proyecto, se cuenta con una extensión de terreno de 1.0 Km², ubicado en la zona denominada Pampa Clarita, en San Vicente – Cañete; en el se proyecta establecer una lotización, donde se ubicarán convenientemente, las estructuras para una Obra de Saneamiento, desde la captación, las líneas de conducción, el reservorio y la red de distribución.



CAPITULO I : INFORMACIÓN BÁSICA

1.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1.1. OBJETIVO.

Proyectar un sistema de abastecimiento de agua potable para una población pequeña, dentro de una lotización propuesta, siguiendo los principios básicos de planificación urbanística; y de ésta manera lograr condiciones de salubridad y habitabilidad para dicho poblado.

1.1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO.

El desarrollo del presente Proyecto de Saneamiento Unipampa Zona 08, se encuentra situado en La Región Lima, Provincia de Cañete, Distrito de San Vicente de Cañete, en el lugar denominado Pampa Clarita, a la altura del km. 158 de la carretera Panamericana Sur.

Las coordenadas UTM de la zona del Proyecto, Pampa Clarita son : E : 350,00 N : 8'546,400; E : 350,200 N : 8'542,000; E : 351,850 N : 8'546,600 y E : 350,920 N : 8'545,300 a una altitud promedio de 160 msnm. El área de 97 Ha se encuentra parcialmente ocupada por los AA.HH. El Olivar (8,9 Ha), Néstor Cáceres Velásquez (12,7 Ha) y Sociedad Ganadera Nueva Esperanza (14 Ha); la granja avícola "Su majestad el pollo" (35,8 Ha) y cuatro propiedades privadas que suman mas de 35 Ha.

Sus límites son: por el Norte con terrenos de cultivo de La Arena y Chacarilla, sectores de la antigua Hacienda Herbay Bajo; por el Sur y Este con el centro poblado La Arena y la Carretera Panamericana Sur y por el Oeste con el Océano Pacífico (Punta Iguana, Playa Clarita y Playa Cóndor).

1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA.

1.2.1. TOPOGRAFÍA.

En la zona de Pampa Clarita, la topografía costera del área nos muestra un relieve bastante accidentado; caracterizado principalmente por la existencia de acantilados de fuerte pendiente, los cuales empiezan en la zona adyacente a la orilla del mar, logrando alcanzar alturas entre los 160 m. y los 200 m. aproximadamente en un ancho promedio de 400m. La pendiente promedio en Pampa Clarita es de 3.0 %.

Se proyecta establecer una lotización en un área de 13.0 Ha dentro de Pampa Clarita; las coordenadas UTM de los vértices de dicha lotización son D (E : 353,649.44; N : 8'541,326.61), E (E : 353.417.77; N : 8'541,647.77), F (E : 353,684.11; N : 8'541,839.90) y G (E : 353,915.78; N : 8'541,518.74)



Figura N° 01 : Lotización propuesta.



1.2.2. CLIMA.

Presenta un patrón climático muy seco y semi-cálido, se caracteriza por su escasa o casi nula precipitación pluvial, aproximadamente 26.6 mm. Las temperaturas tienen un amplio rango de oscilación durante el año, con promedios mensuales que varían entre 23.6° C (en Febrero) y 16.3° C (en Agosto), con un promedio anual de 19° C. La estación invernal es fría, con un alto porcentaje de humedad atmosférica, su promedio varía de 81.0% en verano a 87.0% en invierno.

1.2.3. VIAS DE ACCESO.

La infraestructura vial del área de estudio esta constituida por dos redes fundamentales :

- * Una red primaria; que permite que el valle del Cañete este conectado a Lima y a las principales ciudades del sur del país mediante la Carretera Panamericana Sur que atraviesa transversalmente con dirección Norte-Sur.
- * Una red secundaria; que permite interconectarse con los distritos de San Vicente, Imperial, Nuevo Imperial, San Luis, Cerro Azul y Quilmaná.

A lo anterior debe agregarse que existen caminos carrozables a los campos de cultivo que dan acceso a todos los puntos del valle.

1.2.4. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.

Los asentamientos humanos sobre la terraza presentan las siguientes características:

- * Asentamiento Humano Proyecto Integral La Arena Sector Néstor Cáceres Velásquez conformado por 13 manzanas y 106 lotes con registro predial urbano. Esta constituido por aproximadamente 85 familias.
- * Asociación de pequeños ganaderos “La Nueva Esperanza” constituida por aproximadamente 75 familias.
- * Asociación El Olivar Arena Alta constituida por aproximadamente 80 familias.



La población de estas 240 familias repartidas en estos tres asentamientos corresponde a inmigrantes, principalmente descendientes de comunidades quechuas de la región andina quienes desde hace 30 años se desplazaron a esta área y se han adaptado a las nuevas condiciones de vida en la costa. Sin embargo, el grupo de pobladores de Nueva Esperanza es el que al parecer aun mantiene un contacto más permanente con sus familiares de la región de Ayacucho, notorio por la vestimenta que aún conservan sus mujeres y por el uso del Quechua.

La comunidad del Olivar fue reubicada en su actual asentamiento por el gobierno central luego de que su anterior asentamiento fuera inundado por una creciente del río Cañete.

La comunidad de Néstor Cáceres ocupó de manera irregular hace 20 años el actual asentamiento pero recientemente su condición legal ha sido regularizada por COFOPRI.

La comunidad de “Nueva Esperanza” se estableció a partir de un proceso divisorio en la comunidad de Néstor Cáceres.

1.2.5. VIVIENDAS.

La mayoría de las viviendas del distrito capital son de ladrillo y tienen servicios como agua corriente y electricidad. En zonas rurales, las viviendas son de esteras y ladrillos de adobe y no tienen agua corriente ni tendido eléctrico.

Durante los últimos 50 años, se han establecido nuevos asentamientos a ambos lados de la Carretera Panamericana debido a distintos factores como violencia, migraciones y desempleo principalmente.

El número de viviendas particulares del distrito es 6,278, ocupados por 32,532 habitantes. El 67.2% de las viviendas se encuentran en el área urbana, y el 32.8% en el área rural.



1.2.6. AGUA POTABLE Y CLOACAS.

La mayoría de las viviendas cercanas a la capital tiene agua corriente y adecuada disposición de aguas negras. El abastecimiento de agua con red pública dentro de la vivienda se presenta en el 42.6% del total de viviendas, mientras que el 40.1% no cuenta con servicios higiénicos. Sin embargo, pequeñas aldeas o poblaciones aisladas (de 10 a 15 familias) utilizan aguas subterráneas de pozos o agua de canales de riego para zonas agrícolas y en zonas desérticas tienen tanques de almacenamiento. En pequeños poblados y asentamientos, generalmente se utilizan letrinas.

En Pampa Clarita, la Asociación Pequeños Ganaderos La Nueva Esperanza utiliza agua subterránea de sus propios pozos mientras que las comunidades de El Olivar y Cáceres utilizan agua subterránea de pozos surgentes al pie del acantilado, transportándola mediante contenedores y burros al área de almacenamiento en sus establecimientos.

1.2.7. EDUCACIÓN.

En cuanto a la educación y la infraestructura asociada, el distrito de San Vicente cuenta con 74 centros educativos, debido en parte a la alta cantidad de personas que residen en este distrito. La población escolar es de 15,895 alumnos. La tasa de deserción escolar en el nivel educativo primario (población de 6 a 14 años de la provincia de Cañete) se estima en 7%. Esta tasa es significativamente menor a la tasa promedio nacional de 10%. Sin embargo, la tasa de deserción escolar en el nivel secundario es de 18.5% y es similar a la tasa promedio nacional (18.7%).

El 7.4% de la población masculina y el 12% de la población femenina, en ambos casos de 5 años a más, no saben leer ni escribir. Esto equivale al 9.8% de la población total del distrito de 5 años a más.

1.2.8. SALUD.



El sistema de salud está integrado por Puestos de Salud en pequeños pueblos y ciudades, Centros de Salud en los distritos capitales y Hospitales en las provincias capitales y grandes ciudades. En el área de estudio se encuentran Puestos de Salud y Centros de Salud.

Las enfermedades más frecuentes cerca de Pampa Clarita son las respiratorias, gastrointestinales y urinarias. De acuerdo al informe del año 2,000 del Ministerio de Salud de la Provincia de Cañete alrededor de 70,000 personas han sufrido de enfermedades respiratorias entre 1996 y 1998.

1.2.9. CARACTERÍSTICAS ECONÓMICAS.

Las principales fuentes de ingreso en la Provincia de Cañete están relacionadas a las siguientes actividades: ventas y servicios, agricultura, actividades pecuarias (ganadería y avícola), pesca, procesamiento y empaquetamiento de frutas y procesamiento de materiales para la construcción.

En el distrito de San Vicente de Cañete y Pampa Clarita la mayor fuente de ingresos proviene de las actividades agrícolas. La mayoría de las personas de las comunidades de El Olivar y Cáceres trabajan en las granjas agrícolas de otros propietarios o en sus propias parcelas.



1.3. DATOS BÁSICOS DE DISEÑO.

1.3.1. PERIODO DE DISEÑO.

En una obra de ingeniería civil, el periodo de diseño, es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará el servicio para la cual fue diseñada, este periodo de diseño puede definirse también como el tiempo para el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por la capacidad en la conducción del caudal deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Factores que determinan el periodo de diseño :

- * Vida útil de las estructuras y equipos electromecánicos, considerándose la obsolescencia, el desgaste y daños.
- * Factibilidad de la construcción, posibilidad de ampliaciones futuras y/o sustitución y la planeación de las etapas de construcción de la obra.
- * Cambios en el desarrollo social, económico y la tendencia de crecimiento de la población.
- * Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.
- * Posibilidades de financiamiento y la tasa de interés. La capacidad del sistema depende del costo total capitalizado.

Según la Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA) del Ministerio de Salud, en su Norma Técnica de Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbano-Marginales, la selección del periodo de diseño debe considerarse según el siguiente cuadro :

Cuadro N° 01 : Periodos de diseño

Estructura	Años
Obras de captación	20 a 30
Pozos	20 a 30
Planta de tratamiento	20 a 30
Tuberías de conducción y de distribución	20 a 30
Equipos de bombeo	5 a 10



El tipo de captación elegida para este Proyecto, es subterránea (pozo); por lo tanto el periodo de diseño considerado será de 30 años.

1.3.2. POBLACIÓN DE DISEÑO.

Es la cantidad de habitantes que se espera tener en una localidad al final del periodo de diseño del sistema de agua potable o alcantarillado. Dado que la población es un factor importante en la estimación futura para el abastecimiento de agua, es necesario determinar cual será el incremento de la misma en tiempos posteriores.

La determinación de la población futura es calculada por distintos métodos tales como: progresión aritmética, progresión geométrica, incrementos variables, parábola de segundo grado, mínimos cuadrados, etc; estos métodos se establecen en razón al crecimiento del área urbana, tasas de emigración y/o inmigración, planes de desarrollo, etc.

Cualquier sobredimensionamiento de la población futura conlleva a un alto porcentaje de capacidad ociosa, mayores costos y recaudación; y lógicamente, tarifas más altas o subvención de las mismas. Generalmente los sistemas de abastecimiento de agua se diseñan y se construyen para satisfacer una población mayor que la actual.

Se ha considerado los datos censales del Distrito de San Vicente , Provincia de Cañete, por ser la ciudad mas próxima y cercana a la zona del Proyecto :

Cuadro N° 02 : Datos Censales del Dist. de San Vicente

Año	Población
1,940	10,782
1,961	14,742
1,974	17,052
1,981	22,957
1,993	32,548
2,005	43,943

Fuente : INEI

Cuadro N° 03 : Datos Censales por Distrito - Provincia de Cañete

DISTRITO	1940	1961	1974	1981	1993	2005
San Vicente	10,782.0	14,742.0	17,052.0	22,957.0	32,548.0	43,943.0
Calango	1,009.0	1,692.0	1,555.0	1,671.0	2,070.0	2,559.0
Cerro Azul	1,751.0	2,035.0	2,609.0	3,478.0	5,124.0	6,491.0
Coayllo	2,290.0	4,391.0	1,766.0	1,075.0	1,020.0	888.0
Chilca	1,819.0	2,960.0	5,374.0	7,634.0	12,438.0	14,180.0
Imperial	10,598.0	16,446.0	14,571.0	23,855.0	30,654.0	34,778.0
Lunahana	5,216.0	6,240.0	5,156.0	4,763.0	4,233.0	4,383.0
Mala	4,098.0	5,774.0	9,904.0	13,730.0	18,712.0	25,269.0
Pacaran	2,549.0	1,640.0	1,642.0	1,827.0	1,497.0	1,588.0
San Antonio	1,426.0	1,949.0	1,991.0	2,147.0	2,811.0	3,460.0
San Luis	4,075.0	6,096.0	6,268.0	7,977.0	10,159.0	11,653.0
Santa Cruz de Flores	1,543.0	2,247.0	2,577.0	2,456.0	2,131.0	2,450.0
Zuñiga		1,241.0	1,226.0	1,307.0	1,256.0	1,194.0
Quilmaná		4,773.0	6,791.0	9,147.0	11,123.0	13,256.0
Asia			2,337.0	2,681.0	3,466.0	6,037.0
Nuevo Imperial			9,740.0	11,421.0	13,136.0	19,280.0
Total	47,156.0	72,226.0	90,559.0	118,126.0	152,378.0	191,409.0

Fuente : INEI

a. DENSIDAD DEMOGRÁFICA.

Al no contar con datos estadísticos de población del área en estudio y por ser ésta una futura habilitación urbana; se adoptará el concepto de población de saturación, lo que significa que en un lote de vivienda habitará un determinado número de habitantes como máximo. En nuestro proyecto, asumiremos la siguiente densidad demográfica : 5 hab./ lote.

Según la distribución de la lotización propuesta, tenemos 18 manzanas y 24 lotes por manzana, lo que hace un total de 432 lotes. Por lo tanto se considerará como Población actual (2,007), $5 \text{ hab./ lote} \times 432 \text{ lotes} = 2,160$ habitantes.

b. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE POBLACIÓN FUTURA.

* Método : Progresión Geométrica

La aplicación de este método supone que la población aumenta constantemente en una cifra proporcional a su volumen cambiante. Para obtener la población futura se aplica al último dato poblacional que se tenga, la fórmula del "interés compuesto" manteniendo constante la misma tasa anual de crecimiento del periodo anterior.



Es recomendable aplicar este método en poblaciones con crecimiento temprano o tardío.

	Año	Poblac.	Δ Años	$\frac{1}{\Delta \text{Años}}$	$\frac{\text{Pob}_{\text{actual}}}{\text{Pob}_{\text{ant}}}$	r
1,940	40	10,782.0				
1,961	61	14,742.0	21.0	0.048	1.367	1.015
1,974	74	17,052.0	13.0	0.077	1.157	1.011
1,981	81	22,957.0	7.0	0.143	1.346	1.043
1,993	93	32,548.0	12.0	0.083	1.418	1.030
2,005	105	43,943.0	12.0	0.083	1.350	1.025

$$r_{\text{prom}} = 1.033$$

$$Pob_{2,037} = Pob_{2,007} \cdot r^{\Delta t}$$

$$Pob_{2,037} = 2,160 \cdot 1.033^{30}$$

$$Pob_{2,037} = 5,680hab$$

* Método : Mínimos Cuadrados (Regresión Potencial)

Este método considera los censos equidistantes en el tiempo.

	Año (x)	Poblac. (y)	Año Log(x)	Poblac. Log(y)	Log(x) _x Log(y)	Log(x) ²	Log(y) ²
1,940	40	10,782	1.602	4.033	6.46	2.567	16.263
1,961	61	14,742	1.785	4.169	7.44	3.187	17.377
1,974	74	17,052	1.869	4.232	7.91	3.494	17.908
1,981	81	22,957	1.908	4.361	8.32	3.642	19.018
1,993	93	32,548	1.968	4.513	8.88	3.875	20.363
2,005	105	43,943	2.021	4.643	9.38	4.085	21.556
	Σ :		11.15	25.95	48.40	20.85	112.48

$$r_{\text{prom}} = 1.849$$

$$A = 1.683$$

$$B = 1.421$$

$$Pob_{2,037} = \text{AntiLog}(A + B \cdot \text{Log}(\Delta t))$$

$$Pob_{2,037} = \text{AntiLog}(1.683 + 1.421 \cdot \text{Log}(30))$$

$$Pob_{2,037} = 6,056hab$$



Estos métodos presentan coeficientes de regresión muy próximos a la unidad; además arrojaban los valores más altos de población, por ser la ciudad de San Vicente una ciudad en franco crecimiento. De este modo se obtuvo la población estimada para el año 2037 que representa el año final del periodo de vida útil o de diseño (30 años).

Cuadro N° 04 : Población futura (Año : 2,037)

Método	Poblacion
Progresión geométrica	5,680 hab.
Mínimos cuadrados (regresión potencial)	6,056 hab.

De ambos métodos finalmente se eligió como población futura para el año 2037 una población de 6,056 habitantes, por ser éste el valor más alto en una ciudad en franco crecimiento.

1.3.3. CÁLCULO DE LA DOTACIÓN.

El Reglamento de SEDAPAL tiene las siguientes recomendaciones de dotación de agua per-capita de acuerdo a la ubicación de los grupos habitacionales, así tenemos :

Tabla N° 01 : Dotación según el uso

Tipo de habilitación	Dotacion
Para el casco de la ciudad y zonas residenciales	250 - 300 lts/hab/día
En zonas adyacentes al casco urbano	150 - 250 lts/hab/día
En barrios marginales, A.A.H.H., asociaciones y cooperativas	< 150 lts/hab/día

Considerando el tipo de habilitación, asumiremos una dotación igual a 150 lts/hab/día para el caso de viviendas, de 15 lts/hab/día para el caso de Mercados y comercios y de 2 lts/hab/día para Parques y plazas.

1.3.4. VARIACIONES DE CONSUMO.

Las variaciones de consumo sobre el consumo promedio, están representadas por el día de máximo consumo o máximo diario; y la hora de máximo consumo o



máximo horario. Ambas significan un porcentaje sobre el día promedio anual y tiene una gran influencia en la economía del proyecto.

La influencia de las estaciones, los días de semana y horas del día, hacen que el consumo de agua sea variable. Se presentan máximos estacionales durante el calor del verano lo que origina un mayor consumo de agua, particularmente para el uso humano presentándose caso inverso en la época de invierno. Todo esto hace suponer que la demanda de agua no sea constante en las diferentes estaciones del año.

a. VARIACIONES DIARIAS.

El gasto máximo diario determina la capacidad de las obras de toma, tuberías de conducción, de aducción, planta de tratamiento y relaciona la capacidad de los equipos de bombeo, en sistemas que no actúan por gravedad o en el caso de utilización de agua subterránea.

Un estudio del profesor Rivas Mijares del Departamento de Ingeniería Sanitaria de la Universidad Central de Venezuela, Caracas, realizado en 11 ciudades comprendidas entre 11,000 y 438,000 habitantes, encontró un valor promedio para el día de máximo consumo de 131%, es decir:

$$K_1 = 1.31$$

Para este proyecto se consideraron los valores del reglamento de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL).

$$K_1 = 1.30$$

b. VARIACIONES HORARIAS.

El gasto máximo horario determina la capacidad de las obras de toma, tuberías de conducción, de aducción, planta de tratamiento y relaciona la capacidad de los equipos de bombeo, en sistemas que no actúan por gravedad o en el caso de utilización de agua subterránea.



Mencionando el estudio del Profesor Rivas Mijares, el determinó el siguiente valor para la hora de máximo consumo de 201%, es decir:

$$K_2 = 2.01$$

Para este proyecto se consideraron los valores del reglamento de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL).

$$K_2 = 2.60$$

1.3.5. CAUDALES DE DISEÑO.

Son aquellos que nos permiten dimensionar todos los elementos que integran el sistema de abastecimiento de agua. Entre los caudales de diseño tenemos:

a. CAUDAL PROMEDIO.

Es el caudal correspondiente al promedio de los caudales diarios utilizados por una población determinada, dentro de una serie de valores medidos.

$$Q_p = \frac{\text{Población} \cdot \text{Dotación}}{86,400} \dots\dots\dots (1)$$

b. CAUDAL PROMEDIO DE POBLACIÓN.

$$Q_{p\ pop} = \frac{\text{Población} \cdot 150}{86,400} \dots\dots\dots (2)$$

c. CAUDAL PROMEDIO DE MERCADOS Y COMERCIOS.

$$Q_{p\ merc} = \frac{\text{Población} \cdot 15}{86,400} \dots\dots\dots (3)$$



d. CAUDAL PROMEDIO DE PLAZAS Y PARQUES.

$$Q_{p\text{ plazas}} = \frac{\text{Población} \cdot 2}{86,400} \dots\dots\dots (4)$$

e. CAUDAL PROMEDIO TOTAL.

$$Q_{p\text{ tot}} = Q_{p\text{ pob}} + Q_{p\text{ merc}} + Q_{p\text{ plazas}} \dots\dots\dots (5)$$

f. CAUDAL MÁXIMO DIARIO.

Es el caudal máximo correspondiente al día de máximo consumo de la serie de datos medidos. Se obtiene del caudal promedio total y del coeficiente de variación diaria.

$$Q_{md} = Q_{p\text{ tot}} \cdot K_1 \dots\dots\dots (6)$$

g. CAUDAL MÁXIMO HORARIO.

Es el caudal máximo correspondiente a la hora de máximo consumo en el día de máximo consumo y se obtiene a partir del caudal promedio total y del coeficiente de variación horaria

$$Q_{mh} = Q_{p\text{ tot}} \cdot K_2 \dots\dots\dots (7)$$



CAPITULO II : INGENIERÍA BASICA

2.1. TOPOGRAFIA.

La topografía presente nos muestra un relieve bastante accidentado; caracterizado principalmente por la existencia de acantilados de fuerte pendiente, los cuales empiezan en la zona adyacente a la orilla del mar, logrando alcanzar alturas entre los 160 m. y los 200 m. aproximadamente en un ancho promedio de 400m.

La línea de impulsión presenta una cota inicial de 129.10 m. con una pendiente ascendente de 6.0 % y una cota final de 170.10 m. al ingreso del reservorio. La línea de aducción tiene una cota de inicio de 169.70, una pendiente descendente de 3.0 % y una cota final de 161.80 m.

2.2. INVESTIGACIONES GEOTECNICAS.

Se cuenta con los siguientes trabajos y ensayos de campo :

Calicatas. Se trata de excavaciones que permiten la observación del terreno hasta una profundidad variable dependiendo de la maquinaria utilizada para su apertura y del terreno a analizar, llegándose a profundidades máximas de hasta 3 ó 4 metros. Además de observaciones de tipo litológico, se pueden obtener datos sobre la excavabilidad del material, la estabilidad de las paredes de la excavación, nivel freático, etc.

Sondeos. Mediante la ejecución de sondeos se puede investigar la composición del terreno en profundidad, así como instalar instrumentos y dispositivos en su interior y realizar mediciones de forma directa (nivel freático, diagrfias). También permiten la realización de ensayos in-situ y la toma de muestras. La toma de muestras de suelo se realiza mediante aparatos adecuados a las características del mismo, introduciéndolos en el interior del sondeo. Normalmente se emplean tubos toma muestras, que permiten la obtención de muestras inalteradas del suelo. Muchos ensayos de laboratorio necesarios para definir parámetros geotécnicos del terreno requieren la toma de muestras



inalteradas y estas sólo pueden tomarse mediante la ejecución de sondeos. Estas no tienen carácter inalterado en sentido estricto, ya que el procedimiento de obtención modifica sustancialmente las propiedades intrínsecas del suelo.

Métodos geofísicos. La investigación geofísica es de uso muy extendido en geotecnia. Existen numerosos métodos y sistemas de prospección geofísica, si bien los más utilizados son:

- a. Métodos sísmicos, sísmica de refracción: se basa en el estudio de la transmisión de ondas sísmicas por el terreno, cuyas velocidades de transmisión están relacionadas con parámetros físicos del suelo como la litología, porosidad, grado de meteorización, saturación de agua, etc.
- b. Métodos eléctricos, sondeos eléctricos verticales (S.E.V.): basados en la medición de la resistividad del terreno.
- c. Métodos gravimétricos, se ha venido utilizando para la detección de huecos que pueden producir inestabilidades en infraestructuras.
- d. Georradar: método electromagnético muy útil para la detección de huecos, zonas permeables con mayor contenido en agua, etc.

2.3. GEOLOGIA.

El estudio geológico, realizado a nivel de reconocimiento, ha tenido como objetivos principales proporcionar el conocimiento geológico integral de la cuenca del río Cañete como base para la interpretación y fundamentación de las diversas disciplinas conexas, como Suelos, Ecología, Agrostología, Vialidad e Hidrología.

Desde el punto de vista geológico, originalmente el área de estudio constituye una gran cuenca de sedimentación en donde se depositaron unidades litológicas de orígenes marino y continental. Posteriormente, éstas fueron deformadas tanto por la intrusión ígnea de magnitud batolítica como por movimientos orogénicos y epirogenéticos, como queda evidenciado por el levantamiento de los Andes y por el desarrollo de diversas estructuras geológicas tales como fallas, pliegues, sobre-escurrimientos, etc., principalmente en el sector andino de la cuenca.



Las rocas que se encuentran en el área están representadas por una secuencia de sedimentos finos con intercalaciones volcánicas (andesitas, dacitas), calizas, areniscas, lutitas, etc., además de intrusiones ígneas de composición granitoide y efusiones volcánicas que cubren parcial o totalmente las estructuras y rocas más antiguas. La edad de las rocas comprende desde el Jurásico Inferior hasta el Cuaternario reciente.

Estratigrafía. En el área de estudio, se ha identificado rocas sedimentarias e ígneas cuyas edades abarcan desde el Jurásico Inferior hasta el Cuaternario reciente. Las formaciones sedimentarias más antiguas afloran principalmente en el sector más alto de la cuenca y se disponen en franjas que siguen una orientación general paralela a la Cordillera de los Andes. Los depósitos más recientes ocurren en el sector de la franja costanera. Las rocas ígneas intrusivas y extrusivas, forman un gran bloque en el sector central de la zona, existiendo también otros afloramientos diseminados en toda la cuenca.

2.4. SISMICIDAD.

La sismicidad es una de las manifestaciones de la dinámica del interior del globo terrestre y refleja el grado de actividad de las diferentes regiones del mundo, hasta profundidades de 700 Km. La distribución espacial de la actividad sísmica no es uniforme, pero sigue patrones bien definidos. Está principalmente concentrada en los el borde de los grandes bloques tectónicos, denominados placas tectónicas. Su estudio es muy importante para la evaluación del peligro sísmico potencial. El patrón de sismicidad en el Perú y áreas vecinas es relativamente simple. Es el resultado de la interacción de las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca, y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de esta interacción y la morfología alcanzada por el Aparato Andino.



Las rocas que se encuentran en el área están representadas por una secuencia de sedimentos finos con intercalaciones volcánicas (andesitas, dacitas), calizas, areniscas, lutitas, etc., además de intrusiones ígneas de composición granitoide y efusiones volcánicas que cubren parcial o totalmente las estructuras y rocas más antiguas. La edad de las rocas comprende desde el Jurásico Inferior hasta el Cuaternario reciente.

Estratigrafía. En el área de estudio, se ha identificado rocas sedimentarias e ígneas cuyas edades abarcan desde el Jurásico Inferior hasta el Cuaternario reciente. Las formaciones sedimentarias más antiguas afloran principalmente en el sector más alto de la cuenca y se disponen en franjas que siguen una orientación general paralela a la Cordillera de los Andes. Los depósitos más recientes ocurren en el sector de la franja costanera. Las rocas ígneas intrusivas y extrusivas, forman un gran bloque en el sector central de la zona, existiendo también otros afloramientos diseminados en toda la cuenca.

2.4. SISMICIDAD.

La sismicidad es una de las manifestaciones de la dinámica del interior del globo terrestre y refleja el grado de actividad de las diferentes regiones del mundo, hasta profundidades de 700 Km. La distribución espacial de la actividad sísmica no es uniforme, pero sigue patrones bien definidos. Está principalmente concentrada en el borde de los grandes bloques tectónicos, denominados placas tectónicas. Su estudio es muy importante para la evaluación del peligro sísmico potencial. El patrón de sismicidad en el Perú y áreas vecinas es relativamente simple. Es el resultado de la interacción de las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca, y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de esta interacción y la morfología alcanzada por el Aparato Andino.



CAPITULO III : DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.

3.1.1. LÍNEA DE IMPULSIÓN.

Se denomina Línea de Impulsión a la estructura constituida por tuberías, dispositivos de control y accesorios, que permiten el transporte del agua desde una estación de bombeo, donde el agua ha sido captada a través de una fuente subterránea, hasta un tanque de almacenamiento o reservorio. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el caudal máximo diario.

La Línea de Impulsión, diseñada para este Proyecto, comprende tres tramos; el primer tramo es de acero; se extiende desde el motor eléctrico de la bomba, ubicado en la superficie del Pozo, hasta la salida de la caseta de bombeo; el segundo tramo es de PVC; se desarrolla desde la salida de la caseta de bombeo hasta el ingreso al Reservorio a través del fuste; y el tercer tramo, también de acero, se extiende desde el ingreso al fuste del Reservorio hasta el tanque mismo donde se almacena el agua.

3.1.2. VELOCIDAD DEL AGUA EN TUBERÍAS.

Según la tabla de Richter, se tiene :

Tabla N° 02 : Velocidad media mas económica en tuberías.

Según el uso de la Tubería	Velocidad (m/seg)	
	máxima	mínima
Succión en bombas centrifugas, de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua	1.00	0.50
Descarga en bombas	2.00	1.50
Redes de distribución para agua potable		
Tuberías principales	2.00	1.00
Tuberías laterales	0.70	0.50
Tuberías de gran longitud	3.00	1.50
En instalaciones hidroeléctricas con turbinas		
Con inclinación y diametro pequeño	4.00	2.00
Con inclinación y diametro grande	8.00	3.60
Horizontales y de gran longitud	3.00	1.00



Para el cálculo de las tuberías que trabajan con flujo a presión se utilizarán fórmulas racionales. En la fórmula de Hazen & Williams, se utilizarán los coeficientes de fricción que se establecen en la Tabla N° 03 (para el caso de tuberías no consideradas, deberá justificarse técnicamente el valor utilizado).

Tabla N° 03 : Coeficiente de fricción "C" en fórmula de Hazen & Williams¹

Tipo de Tubería	Valor de C
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	110
Fibra de vidrio	150
Hierro fundido	100
Hierro fundido con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno	140
Policloruro de vinilo (PVC)	150

3.1.3. CAUDAL DE BOMBEO.

Es el caudal requerido para abastecer al reservorio y que es producido por el pozo con un cierto descenso en el nivel de agua respecto del nivel de estático, cuando se realiza la extracción del acuífero. El caudal de bombeo (Q_b) está en función del caudal máximo diario (Q_{md}).

$$Q_b = \frac{Q_{md} \cdot Nro.hrs.al.día}{Nro.hrs.bombeo} \dots\dots\dots (8)$$

3.1.4. DIÁMETRO DE LA TUBERÍA.

Un primer paso en la determinación del diseño de la línea de impulsión es la elección del diámetro de la tubería, para esto se emplea una formula empirica conocida como la fórmula de Bresse para bombeos discontinuos :

¹ Tabla obtenida de las Normas legales de "El Peruano", Norma OS.010 : Captación y Conducción de agua para consumo humano



$$D = 0.5873 \cdot N^{0.25} \cdot \sqrt{\frac{Q_b}{1,000}} \dots\dots\dots (9)$$

Donde :

D : Diámetro interior de la tubería (m)

N : Nro. de horas de bombeo

Q_b : Caudal de bombeo (lps)

3.1.5. PÉRDIDA DE CARGA EN TUBERÍAS.

a. PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN.

Las paredes de la tubería ejercen una resistencia continua al paso del agua. En flujo permanente en una tubería uniforme, el esfuerzo constante en la zona de contacto del fluido con la tubería, es igual a lo largo de la misma y ésta resistencia produce pérdida de energía a lo largo de la tubería. Cuando la línea es de gran longitud, las pérdidas por fricción llegan a ser tan grandes que a veces pueden despreciarse las demás pérdidas por ser muy pequeñas comparadas con ella. Las pérdidas por fricción dependen de :

- * El material del que está construido el tubo (hierro, concreto, cobre, galvanizado, etc.).
- * El estado de la tubería (nueva, vieja, con incrustaciones, etc.).
- * La longitud de la tubería.
- * El diámetro de la tubería.
- * Velocidad de circulación del fluido en la tubería.

Para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción, se utiliza la fórmula de Darcy-Weisbach :

$$h_f = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \dots\dots\dots (10)$$



Donde :

- h_f : Pérdida de energía por fricción (m)
- f : Coeficiente de pérdidas por rozamiento
- L : Longitud de tubería (m)
- V : Velocidad media del flujo (m/seg)
- D : Diámetro interior de la tubería (m)
- g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²)

La fórmula anterior de pérdida de energía se puede expresar de manera más práctica, en función de C (coeficiente de rugosidad de la tubería) con la fórmula de Hazen & Williams.

$$Q_b = 278.5 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot \left(\frac{h_f}{L} \right)^{0.54}$$

$$h_f = \left(\frac{Q_b}{278.5 \cdot C \cdot D^{2.63}} \right)^{1.85} \cdot L \dots\dots\dots (11)$$

Donde :

- h_f : Pérdida de energía por fricción (m)
- L : Longitud de tubería (m)
- Q_b : Caudal de bombeo (lps)
- C : Coeficiente de rugosidad (ver Tabla N° 02)
- D : Diámetro interior de la tubería (m)

b. PÉRDIDA DE CARGA LOCAL.

Se entiende por pérdidas de carga local las producidas por ensanchamientos, contracciones, cambios de dirección, entradas, salidas, válvulas y demás accesorios en tuberías. La determinación de las pérdidas locales son evaluadas, solo en el caso de ser necesarias por la cantidad de accesorios o velocidades



altas en la línea. Estas pérdidas en algunos casos no son significativas y normalmente se ignoran, salvo que el proyectista considere necesario calcularlas. Para esta evaluación se utiliza el teorema de Borde-Belanger :

$$h_f = \sum k_i \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots (12)$$

Donde :

h_f : Pérdida de energía secundaria (m)

$\sum k_i$: Sumatoria de coeficientes de pérdida de cada accesorio (ver Tabla N° 03)

V : Velocidad media del flujo (m/seg)

g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²)

Tabla N° 04 : Valores de Coeficiente de pérdida, "k".²

Accesorio	k	
Pérdida a la entrada de un depósito	0.50	
Conexión de tubería a ras de la pared	0.50	
Tubería entrante	1.00	
Conexión de tubería abocinada	0.05	
Pérdida a la salida de un depósito	1.00	
Contracción brusca para distintos valores de D_1/D_2 :	$D_1/D_2 = 1.20$	0.08
	$D_1/D_2 = 1.40$	0.17
	$D_1/D_2 = 1.60$	0.26
	$D_1/D_2 = 1.80$	0.34
	$D_1/D_2 = 2.00$	0.37
	$D_1/D_2 = 2.50$	0.41
	$D_1/D_2 = 3.00$	0.43
	$D_1/D_2 = 4.00$	0.45
	$D_1/D_2 = 5.00$	0.46
Codos de 45°	0.35 - 0.45	
Codos de 90°	0.50 - 0.75	
Tes	1.50 - 2.00	
Válvulas de compuerta (abierta)	0.25	

3.1.6. POTENCIA DE IMPULSIÓN.

² Tabla obtenida del Libro "Abastecimiento de agua", Arocha R. Simón.



Es la potencia necesaria para impulsar la columna de agua desde el pozo hacia el reservorio. Para esto es necesario conocer ciertos parámetros, como :

a. ALTURA DINÁMICA TOTAL (HDT)

Está definido por la diferencia del nivel máximo de las aguas en el sitio de llegada (nivel máximo de descarga al reservorio) y el nivel dinámico del pozo.

b. ALTURA DE IMPULSIÓN (H_i)

Se obtiene por la diferencia de niveles entre la llegada de las aguas en el reservorio y el eje de la bomba, más las pérdidas de carga (fricción y locales) de este tramo.

c. ALTURA DE SUCCIÓN (H_s)

Se obtiene por la diferencia de niveles entre el eje de la bomba y el nivel mínimo del agua en la fuente (nivel dinámico del pozo), más las pérdidas de carga (fricción y locales) de este tramo.

Finalmente, se tiene la siguiente fórmula :

$$HDT = H_i + H_s \dots\dots\dots (13)$$

d. POTENCIA DE CONSUMO (P_c)

La energía que requiere la bomba para su normal funcionamiento es conocida como Potencia de consumo (P_c) y es calculada por la siguiente expresión :

$$P_c (hp) = \frac{100 \cdot Q_b \cdot HDT}{75 \cdot n_b} \dots\dots\dots (14)$$

Donde :

HDT : Altura dinámica total (m)

Q_b : Caudal de bombeo (m³/seg)

η_b : Eficiencia de la bomba (%)

3.1.7. ENERGÍA HIDRÁULICA.

Un líquido que se mueve a través de un conducto con flujo a presión, posee en cualquier sección una energía hidráulica compuesta por tres clases de energía que son :

- ★ Energía potencial.
- ★ Energía de presión.
- ★ Energía cinética.

Según la ecuación de Bernoulli, la energía total es :

$$H_t = z_t + \frac{P_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2 \cdot g}$$

Estas energías, expresadas por unidad de peso del líquido en movimiento, representan alturas o cabezas de energía respecto a un plano o nivel de referencia.

z_t : Energía potencial por unidad de peso.

$\frac{P_t}{\gamma}$: Energía de presión por unidad de peso.

$\frac{V_t^2}{2 \cdot g}$: Energía cinética por unidad de peso.

$\sum h_p$: Sumatoria de pérdidas por fricción y locales.

Teniendo en cuenta la pérdida de carga entre dos puntos del conducto se establece una igualdad de energías llamada Ecuación de Energía.

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + \sum h_p$$

$$H_1 = H_2 + \sum h_p \quad \rightarrow \quad \sum h_p = H_1 - H_2$$

a. LÍNEA DE ALTURAS TOTALES (LAT).

Es la línea que une los puntos que representan la energía potencial, la energía de presión y la energía cinética, a lo largo del conducto. Tiene las siguientes características :

- * Siempre desciende en el sentido del flujo.
- * En tramos rectos con flujo uniforme mantiene constante su pendiente.

b. LÍNEA DE ALTURAS PIEZOMÉTRICAS (LAP).

Esta línea une los puntos que representan la energía de presión o sea hasta donde el fluido subiría si se instala un piezómetro. La línea de alturas piezométricas tiene las siguientes características :

- * Está por debajo de la LAT una diferencia vertical igual a $V^2/2g$.
- * En tramos rectos con flujo uniforme es paralela a la LAT.
- * Normalmente es descendente en el sentido del flujo, pero asciende cuando se encuentra con una ampliación del diámetro de la tubería.
- * En condiciones estáticas es horizontal.
- * Puede pasar por debajo de la conducción cuando las presiones relativas son negativas.

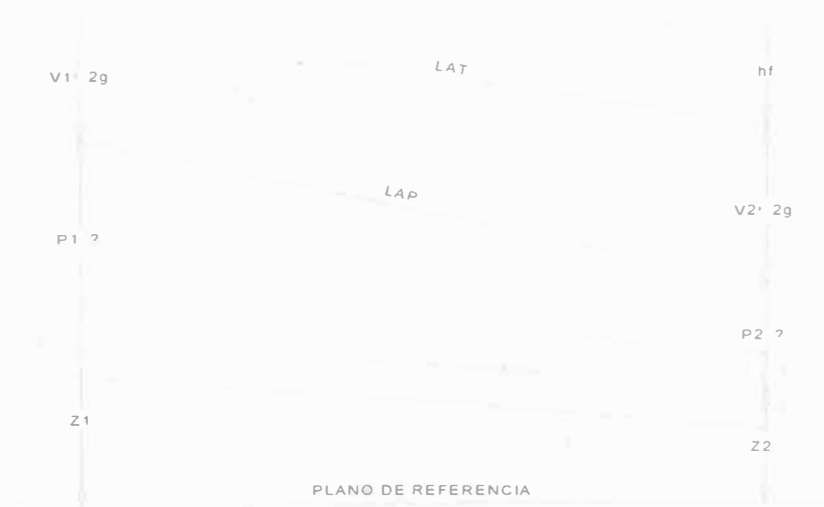


Figura N° 02 : Líneas de Energía.



3.1.8. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

a. VÁLVULAS DE AIRE (VENTOSAS).

Se colocarán válvulas extractoras de aire en cada punto alto de la línea de tubería. Cuando la topografía no sea accidentada, se colocarán cada 2.5 km como máximo y en los puntos más altos. Si hubiere peligro de colapso de la tubería a causa del material de la misma y de las condiciones de trabajo, se colocarán válvulas de doble acción (admisión-expulsión).

Dimensionamiento de acuerdo al diámetro del conducto :

- * $D_{\text{tub}} < 250 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{valv aire}} = 60 \text{ mm}$
- * $300 \text{ mm} < D_{\text{tub}} < 250 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{valv aire}} = 80 \text{ mm}$
- * $700 \text{ mm} < D_{\text{tub}} < 900 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{valv aire}} = 150 \text{ mm}$

b. VÁLVULAS DE PURGA.

Se colocarán válvulas de purga en los puntos bajos de la tubería, teniendo en consideración la calidad del agua conducida y modalidad de funcionamiento de la línea. Las válvulas de purga se dimensionarán de acuerdo a la velocidad de drenaje, siendo recomendable que el diámetro de la válvula sea menor que el diámetro de la tubería.

- * $100 \text{ mm} < D_{\text{tub}} < 400 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{valv purga}} = 100 \text{ mm}$
- * $400 \text{ mm} < D_{\text{tub}} < 600 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{valv purga}} = 150 \text{ mm}$
- * $700 \text{ mm} < D_{\text{tub}} < 1000 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{valv purga}} = 200 \text{ mm}$

3.1.9. FENÓMENO DEL GOLPE DE ARIETE.

Es un fenómeno que se produce cuando se interrumpe súbitamente la energía que propulsa la columna de agua en la línea de impulsión, o por el cierre intempestivo de la válvula de regulación de flujo a la salida de la bomba, ocasionando una presión interna a todo lo largo de la tubería, tanto en las paredes como en los accesorios.



Al cerrar instantáneamente o parar el equipo de bombeo, la compresión del agua y expansión de la tubería comienza en el punto de cierre, transmitiéndose hacia arriba a una velocidad determinada por la expresión :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{e \cdot E} \right)}} \dots\dots\dots (15)$$

Donde :

a : Velocidad de propagación de la onda (m/seg)

ρ : Densidad del liquido (kg/m³)

D : Diámetro de la tubería (m)

e : Espesor de la tubería (m)

ε : Módulo de elasticidad del agua (2.00x10⁹ N/m²)

E : Módulo de elasticidad de tracción del material que compone la tubería (N/m²)

El tiempo de propagación de la onda (ida y vuelta) es conocido como tiempo critico y se expresa como :

$$T_c = \frac{2 \cdot L}{a} \dots\dots\dots (16)$$

Donde :

T_c : Tiempo critico o de propagación de la onda en cierre instantáneo (seg)

L : Longitud de la tubería por donde transita la onda (m)

Si el tiempo de cierre de la válvula es menor al tiempo critico entonces la presión ira aumentando hasta el cierre completo de la válvula y dicho valor será entonces considerado como el de un tiempo de cierre instantáneo.

En el diseño de la línea de impulsión se debe considerar la sobrepresión que se genera por efecto del golpe de ariete como medida de seguridad por una posible desconexión del fluido eléctrico que alimenta al motor de la bomba. Por eso es fundamental estudiar este fenómeno, para determinar la clase de tubería a utilizar que pueda soportar esta sobrepresión sin mayores inconvenientes, sin la necesidad de instalar accesorios de seguridad como válvulas especiales que contrarresten el impacto del golpe de ariete.

La sobrepresión por este efecto se calcula para un cierre instantáneo que genera una presión mayor que la originada por un tiempo de cierre gradual, es decir un tiempo mayor al tiempo crítico regulado por la válvula de control y se expresa como :

$$\Delta h_a = \frac{V \cdot a}{g} \dots\dots\dots (17)$$

Donde :

Δh_a : Carga por sobrepresión (m.c.a.)

V : Velocidad del flujo en la tubería (m/s)

g : Constante de la aceleración de la gravedad (m/s²)

Entonces con la determinación de la sobrepresión por efecto del golpe de ariete la carga que debería soportar la línea en su punto mas bajo estará dada por la siguiente expresión :

$$P_{\max} = \Delta h + \Delta h_a \dots\dots\dots (18)$$

Donde :

P_{\max} : Presión máxima en el punto mas bajo de la tubería (m.c.a.)

Δh : Diferencia de nivel entre el punto donde llega el agua (reservorio) y el punto mas bajo de la tubería igual a la carga estática en ese punto (m.c.a.)

Δh_a : Carga por sobrepresión por efecto del golpe de ariete (m.c.a.)



La tubería entonces debe ser elegida considerando el espesor y el material del que esta compuesta para soportar dicha presión máxima con el diámetro calculado.

3.1.10. CLORACIÓN DEL AGUA.

El tratamiento del agua subterránea generalmente solo requiere de un proceso de esterilización. La esterilización del agua se hará empleando una solución de cloro como desinfectante; la cantidad de cloro requerido depende del contenido orgánico del agua a tratar, de la cantidad de hidrogeno, de la temperatura, etc.

Se especifica que el contenido residual de cloro, para asegurar la desinfección del agua, debe estar entre valores de 0.10 y 0.20 p.p.m, cantidad que se obtiene generalmente con una dosis de 0.25 a 0.50 p.p.m. La clorinación se hará, aplicando directamente la solución de cloro a la tubería de impulsión.



3.2. CALCULOS HIDRÁULICOS.

Se tienen los siguientes datos :

- * Población de diseño = 6,056.00 habitantes.
- * Dotaciones.
 - Dotación para viviendas = 150 lts/hab/día.
 - Dotación para mercados y comercios = 15 lts/hab/día.
 - Dotación para parques y plazas = 2 lts/hab/día.
- * Variaciones de consumo.
 - Variación diaria (K_1) = 1.30
 - Variación horaria (K_2) = 2.60

3.2.1. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.

a. CAUDAL PROMEDIO DE POBLACIÓN.

$$Q_{p\ pop} = \frac{6,056 \cdot 150}{86,400} \rightarrow Q_{p\ pop} = 10.51\ lps$$

b. CAUDAL PROMEDIO DE MERCADOS Y COMERCIOS.

$$Q_{p\ merc} = \frac{6,056 \cdot 15}{86,400} \rightarrow Q_{p\ merc} = 1.05\ lps$$

c. CAUDAL PROMEDIO DE PARQUES Y PLAZAS.

$$Q_{p\ plaz} = \frac{6,056 \cdot 2}{86,400} \rightarrow Q_{p\ plaz} = 0.14\ lps$$

d. CAUDAL PROMEDIO TOTAL.

$$Q_{p\ tot} = 10.51 + 1.05 + 0.14 = 11.71\ lps$$



e. CAUDAL MÁXIMO DIARIO.

$$Q_{md} = K_1 \cdot Q_{p.tot}$$

$$Q_{md} = 1.30 \cdot 11.71 \text{ lps} \quad \rightarrow \quad Q_{md} = 15.22 \text{ lps}$$

3.2.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE BOMBEO.

$$Q_b = \frac{Q_{md} \cdot \text{Nro.hrs.al.día}}{\text{Nro.hrs.bombeo}}$$

$$Q_b = \frac{15.22 \text{ lps} \cdot 24 \text{ hrs}}{18 \text{ hrs}} \quad \rightarrow \quad Q_b = 20.30 \text{ lps}$$



3.3. DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN.

3.3.1. CÁLCULO DEL DIÁMETRO.

Empleamos la fórmula de Bresse, de la ecuación 9, tenemos :

$$D = 0.5873 \cdot N^{0.25} \cdot \sqrt{\frac{Q_b}{1,000}}$$
$$D = 0.5873 \cdot 18^{0.25} \cdot \sqrt{\frac{20.30 \text{ lps}}{1,000}} \rightarrow D = 0.172 \text{ m}$$

En este caso el valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería de PVC Clase 15 de diámetro nominal DN 200 mm (8").

3.3.2. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE FLUJO.

Aplicando la ecuación de continuidad.

$$V = \frac{Q_b}{A} \rightarrow V = \frac{4 \cdot Q_b}{\pi \cdot D^2}$$
$$V = \frac{4 \cdot 0.0203 \text{ m}^3 / \text{seg}}{\pi \cdot (0.172 \text{ m})^2} \rightarrow V = 0.87 \text{ m} / \text{seg}$$

Esta velocidad es mayor a 0.50 m/seg y menor a 1.00 m/seg, es decir se encuentra del rango de velocidades admisibles, según la Tabla de Richter.

3.3.3. PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN.

Según planos en Planta (P-01) y Perfil Longitudinal (P-02), se tiene para los tres tramos, las siguientes longitudes :

- * Tramo 1 – Tub. Acero Ø 8", Longitud = 9.86 m.
- * Tramo 2 – Tub. PVC Clase 15 Ø 200 mm. / 8", Longitud = 632.46 m.
- * Tramo 3 – Tub. Acero Ø 8", Longitud = 20.50 m.

De la Tabla N° 03, se han obtenido los coeficientes de rugosidad C (Hazen & Williams) para los tres tramos de la Línea de Impulsión; reemplazando estos valores y los datos obtenidos en la fórmula de Hazen & Williams :

$$h_f = \left(\frac{Q_b}{278.5 \cdot C \cdot D^{2.63}} \right)^{1.85} \cdot L$$

obtenemos el siguiente cuadro :

Cuadro N° 05 : Pérdidas de carga por fricción en Línea de Impulsión.

Tramo	Longitud (m)	C (H & W)	h _f (H & W)
1	9.86	120	0.06
2	632.46	150	2.46
3	20.50	120	0.12
Σ hf :			2.64

3.3.4. PÉRDIDA DE CARGA LOCAL.

Basándonos en la Tabla N° 04 (Valores de "k" coeficiente de pérdida), para los distintos tramos de la tubería de impulsión, se han definido según el plano de Perfil Longitudinal P-02, el uso de los siguientes accesorios :

Cuadro N° 06 : Pérdidas de carga local en Línea de Impulsión.

Tramo	Accesorio	Cantidad	k _i	Total
1	Codo 90 °	1.00	0.50	0.50
	Codo 45 °	2.00	0.35	0.70
	Valvula de interrupción	1.00	0.25	0.25
	Valvula de retención	1.00	0.25	0.25
2	Codo 22.5 °	1.00	0.20	0.20
	Codo 11.25 °	7.00	0.10	0.70
	Tee (valvula de venteo)	1.00	0.10	0.10
3	Codo 90 °	2.00	0.50	1.00
	Valvula de compuerta	1.00	0.25	0.25
Σ k_i :				3.95

Empleamos la fórmula de Borde-Belanger :



$$h_f = \sum k_i \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 3.95 \cdot \frac{0.87^2}{2 \cdot 9.81} \rightarrow h_f = 0.15m$$

3.3.5. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE CONSUMO.

Según la Figura N° 02, se tiene lo siguiente :

$$HDT = H_f + H_s$$

$$HDT = 55.50m + h_{f,impuls} + 47.00m + h_{f,succ}$$

$$HDT = 55.50m + 2.64 + 0.15 + 47.00m + h_{f,succ}$$

$$HDT = 105.79m$$

Empleamos la siguiente fórmula, con un nivel de eficiencia para la bomba de 78.0 %, tenemos :

$$P_c (hp) = \frac{100 \cdot Q_b \cdot HDT}{75 \cdot \eta_b}$$

$$P_c (hp) = \frac{100 \cdot 20.30lps \cdot 105.79m}{75 \cdot 78}$$

$$P_c (hp) = 36.71$$

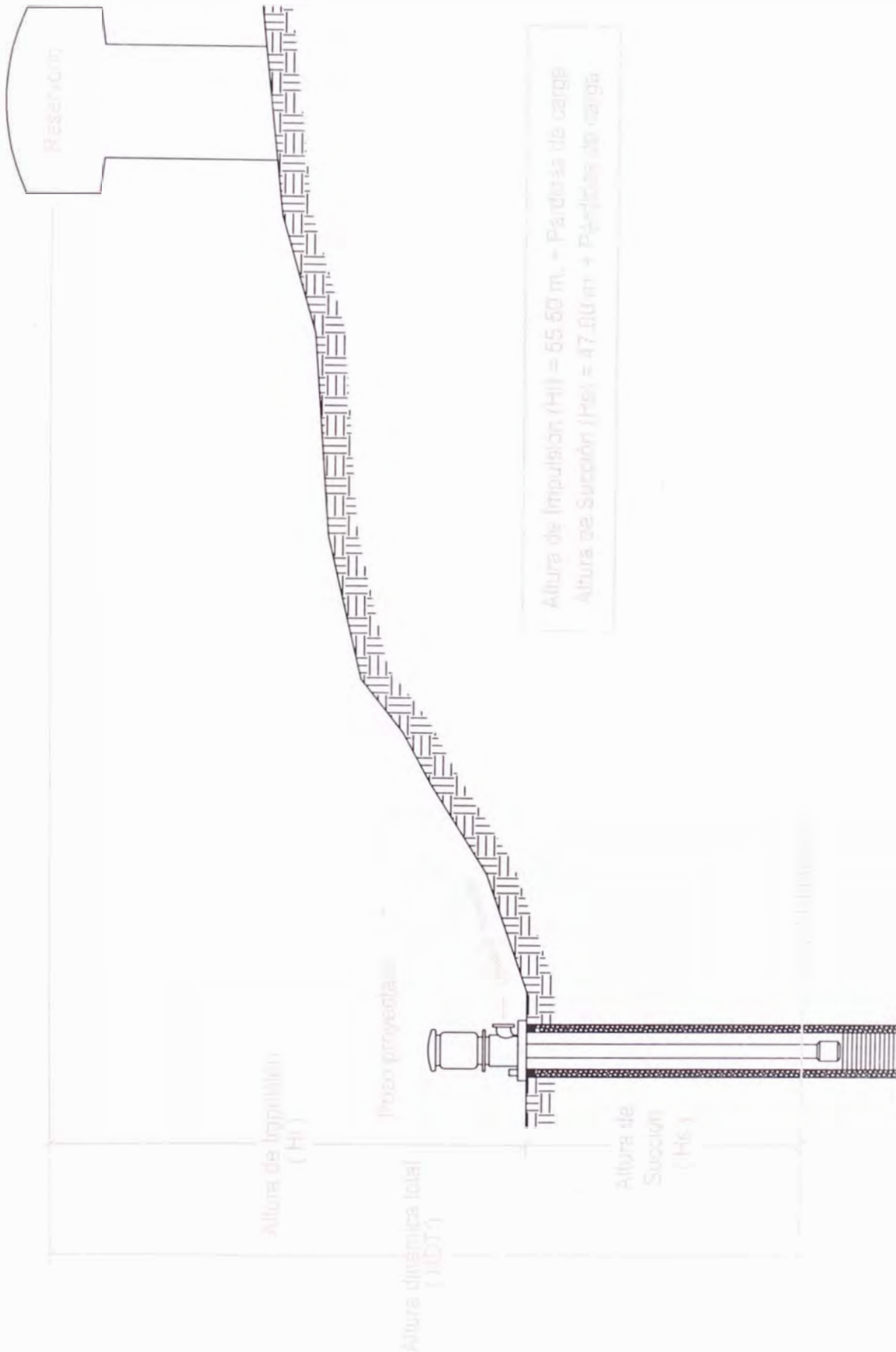


Figura N° 02 : Gradiente Hidráulica

3.3.6. CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE.

Empleando las fórmulas de Allievi en los tres tramos de tubería, se tiene los siguientes parámetros :

Cuadro N° 07 : Parámetros para el cálculo del Golpe de Ariete en Línea de Impulsión.

Parámetros	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Resistencia máxima a la presión del agua	150 m.c.a.	100 m.c.a.	150 m.c.a.
Espesor de tubería (e)	0.0065 m.	0.012 m.	0.0065 m.
Tipo de Material	Acero	PVC	Acero
Modulo de elasticidad del material (E)	$2.1 \times 10^{11} \text{N/m}^2$	$2.75 \times 10^9 \text{N/m}^2$	$2.1 \times 10^{11} \text{N/m}^2$
Modulo de elasticidad del agua	$2.0 \times 10^9 \text{N/m}^2$	$2.0 \times 10^9 \text{N/m}^2$	$2.0 \times 10^9 \text{N/m}^2$
Diametro interior (d)	0.172 m.	0.172 m.	0.172 m.
Densidad del agua (ρ)	1000 kg/m ³	1000 kg/m ³	1000 kg/m ³
Constante de la gravedad (g)	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²
Longitud de la tubería (L)	9.86 m.	635.32 m.	19.50 m.
Velocidad del agua en la tubería (V)	0.87 m/s	0.87 m/s	0.87 m/s
Diferencia de cotas, entre el punto mas alto de llegada y el punto mas bajo de salida	3.92 m.	40.49 m.	21.39 m.

Calculamos la velocidad de onda (a), el tiempo de propagación de la onda (T_c) igual al tiempo de cierre instantáneo y la carga por sobrepresión (Δh_a), empleando las siguientes fórmulas :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{e \cdot E} \right)}} ; T_c = \frac{2 \cdot L}{a} ; \Delta h_a = \frac{V \cdot a}{g}$$

Obtenemos los siguientes resultados :

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Velocidad de onda (a)	1,263.89 m/s	418.41 m/s	1,263.89 m/s
Tiempo de propagación de la onda (T_c)	0.02 seg	3.04 seg	0.03 seg
Carga por sobrepresión (Δh_a)	112.09 m	37.11 m	112.09 m

Entonces la presiones máximas en los puntos mas bajos del eje de la tubería, para los tres tramos, son :

$$\begin{aligned}P_{\max \text{ Tramo } 1} &= 3.92 + 112.09 \quad \rightarrow \quad P_{\max \text{ Tramo } 1} = 116.01 \text{ m.c.a.} \\P_{\max \text{ Tramo } 2} &= 40.49 + 37.11 \quad \rightarrow \quad P_{\max \text{ Tramo } 2} = 77.60 \text{ m.c.a.} \\P_{\max \text{ Tramo } 3} &= 21.39 + 112.09 \quad \rightarrow \quad P_{\max \text{ Tramo } 3} = 133.48 \text{ m.c.a.}\end{aligned}$$

Con lo que podemos concluir que la clase y el tipo de material escogido para los tres tramos de tubería en la Línea de Impulsión, para las condiciones de trabajo, es la correcta; puesto que la resistencia máxima de presión de agua no superará los 140 m.c.a. para tubería de acero y los 100 m.c.a. para tubería de PVC, tal y como se observa en los resultados de sobre presión por efecto del golpe de ariete.

Estos tres tramos de tubería soportarán sin problemas la sobrepresión por efecto del golpe de ariete, sin instalar accesorios de seguridad complementarios o válvulas de contrapresión.

3.3.7. CLORACIÓN DEL AGUA.

Se cuenta con una caseta de bombeo, en ella se tiene una sala de cloración, que a partir de unos cilindros de cloro y a través de un dosificador se inyecta cloro a la línea de impulsión. Es importante mantener una dosificación adecuada para potabilizar debidamente el agua proveniente del pozo, la dosis de cloro deberá estar siempre entre los 0.25 y 0.50 p.p.m.

La cantidad de hipoclorito necesario está dado por la siguiente fórmula :

$$N^{\circ} \text{Kg.de.Cloro} = \frac{Q_b \cdot 2.2 \cdot \text{Dosificación}(p.p.m.)}{1'000,000}$$

$$N^{\circ} \text{Kg.de.Cloro} = \frac{20.30 \text{ lps} * 18 * 60 * 60 \cdot 2.2 \cdot 0.35 .p.p.m.}{1'000,000}$$

$$N^{\circ} \text{Kg.de.Cloro} = 1.01$$

En la Figura N° 04 se muestra una distribución, de la sala de cloración dentro de la caseta de bombeo, la cual inyectará la cantidad de cloro necesaria, a la línea de impulsión.



Figura N° 04 : Distribución de la sala de cloración.



CAPITULO IV : DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.

4.1.1. LÍNEA DE ADUCCIÓN.

Se denomina Línea de Aducción a la estructura constituida por tuberías, dispositivos de control y accesorios, que permitirán transportar el agua desde un tanque de almacenamiento o reservorio, donde el agua ha sido captada a través de una Línea de Impulsión, hasta dotar a toda una red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el caudal máximo horario.

La Línea de Aducción, diseñada para este Proyecto, comprende dos tramos; el primer tramo es de acero; se extiende desde el tanque de almacenamiento de agua, ubicado encima del fuste del Reservorio, hasta la salida de dicho fuste; y el segundo tramo es de PVC; se desarrolla desde la salida del fuste del Reservorio hasta el ingreso a la Red de Distribución.

4.1.2. CAUDAL MÁXIMO HORARIO.

Con este caudal se diseñará la Línea de Aducción, el cual corresponde a la hora de máximo consumo en el día de máximo consumo y se obtiene a partir del caudal promedio total y del coeficiente de variación horaria.

$$Q_{mh} = Q_{p\ tot} \cdot K_2 \dots\dots\dots (7)$$

Donde :

$Q_{p\ tot}$: Es la suma de los caudales por Población, por mercados y comercios y por plazas y parques.

K_2 : Es el coeficiente de variación horaria, igual a 2.60.

4.1.3. VELOCIDAD DEL AGUA EN TUBERÍAS.

Según la tabla de Richter, se tiene :

Tabla N° 02 : Velocidad media mas económica en tuberías.

Según el uso de la Tubería	Velocidad (m/seg)	
	máxima	mínima
Succión en bombas centrifugas, de acuerdo con la carga de succion, longitud, temperatura del agua	1.00	0.50
Descarga en bombas	2.00	1.50
Redes de distribucion para agua potable		
Tuberías principales	2.00	1.00
Tuberías laterales	0.70	0.50
Tuberías de gran longitud	3.00	1.50
En instalaciones hidroeléctricas con turbinas		
Con inclinacion y diametro pequeño	4.00	2.00
Con inclinacion y diametro grande	8.00	3.60
Horizontales y de gran longitud	3.00	1.00

Esta velocidad es calculada con la ecuación de continuidad.

$$V = \frac{Q_{mh}}{A} \quad \rightarrow \quad V = \frac{4 \cdot Q_{mh}}{\pi \cdot D^2}$$

4.1.4. CÁLCULO DEL DIÁMETRO.

Para el cálculo del diámetro, empleamos la fórmula de Hazen & Williams :

$$Q_{mh} = 4.264 \cdot 10^{-4} \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.54} \dots\dots\dots (19)$$

$$D = \left(\frac{Q_{mh}}{4.264 \cdot 10^{-4} \cdot C \cdot S^{0.54}} \right)^{1/2.63} \dots\dots\dots (20)$$

Donde :

S : Pendiente de la tubería (%)

Q_{mh} : Caudal máximo horario (lps)

C : Coeficiente de rugosidad (ver Tabla N° 02)

D : Diámetro interior de la tubería (pulg)



4.1.5. PÉRDIDA DE CARGA EN TUBERÍAS.

a. PERDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN.

Emplearemos la fórmula de Hazen & Williams en función de C (coeficiente de rugosidad de la tubería).

$$h_f = \left(\frac{Q_h}{278.5 \cdot C \cdot D^{2.63}} \right)^{1.85} \cdot L \dots\dots\dots (11)$$

b. PERDIDA DE CARGA LOCAL.

Emplearemos la fórmula de Borde-Belanger.

$$h_f = \sum k_l \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots (12)$$

4.1.6. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

a. VÁLVULAS DE AIRE (VENTOSAS).

Se colocarán válvulas extractoras de aire en cada punto alto de la línea de tubería. Cuando la topografía no sea accidentada, se colocarán cada 2.5 km como máximo y en los puntos más altos.

b. VÁLVULAS DE PURGA.

Se colocarán válvulas de purga en los puntos bajos de la tubería, teniendo en consideración la calidad del agua conducida y modalidad de funcionamiento de la línea.



4.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

★ Variaciones de consumo.

- Variación diaria (K_1) = 1.30
- Variación horaria (K_2) = 2.60

4.2.1. CAUDAL MÁXIMO HORARIO.

Se tiene lo siguiente : $Q_{p.tot} = 11.71 lps$

$$Q_{mh} = K_2 \cdot Q_{p.tot} \rightarrow Q_{mh} = 2.60 \cdot 11.71$$

$$Q_{mh} = 30.43 lps$$

4.3. DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN.

4.3.1. CÁLCULO DEL DIÁMETRO.

Empleamos la fórmula de Hazen & Williams, de la ecuación 20, tenemos :

$$D = \left(\frac{Q_{mh}}{4.264 \cdot 10^{-4} \cdot C \cdot S^{0.54}} \right)^{1/2.63} \dots\dots\dots (20)$$

Calcularemos el diámetro para el segundo tramo de la tubería de Aducción, cuyo material ha sido considerado de PVC, correspondiéndole un coeficiente de Hazen & Williams de C=150, según la Tabla N° 03.

Este segundo tramo (Tramo 5) presenta tres pendientes diferentes y teniendo un caudal máximo horario de $Q_{mh} = 30.43 lps$, obtenemos el siguiente cuadro :

Cuadro N° 09 : Cálculo del diámetro en Línea de Aducción.

Altura Δh (m)	Longitud L (m)	Pendiente S (%)	C (H & W)	Diámetro D (pulq)
4.10	50.17	8.17	150	6.77
2.07	100.02	2.07	150	8.98
1.67	70.02	2.39	150	8.72

Según el cuadro, determinamos un diámetro nominal DN 250 mm ($\varnothing = 10''$)

4.3.2. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE FLUJO.

$$V = \frac{Q_{mh}}{A} \rightarrow V = \frac{4 \cdot Q_{mh}}{\pi \cdot D^2}$$
$$V = \frac{4 \cdot 0.0304 m^3 / seg}{\pi \cdot (0.229 m)^2} \rightarrow V = 0.74 m / seg$$

Esta velocidad es mayor a 0.50 m/seg y menor a 1.00 m/seg, es decir se encuentra del rango de velocidades admisibles, según la Tabla de Richter.

4.3.3. PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN.

Según plano de Perfil Longitudinal (P-03), se tiene para los dos tramos, las siguientes longitudes :

- * Tramo 4 – Tub. Acero Ø 10", Longitud = 20.50 m. .
- * Tramo 5 – Tub. PVC Clase 5 Ø 250 mm. / Ø 10", Longitud = 236.61 m.

De la Tabla N° 03, se han obtenido los coeficientes de rugosidad C (H & W) para los dos tramos de la Línea de Aducción; reemplazando estos valores y los datos obtenidos en la fórmula de Hazen & Williams :

$$h_f = \left(\frac{Q_b}{278.5 \cdot C \cdot D^{2.63}} \right)^{1.85} \cdot L$$

obtenemos el siguiente cuadro :

Cuadro N° 10 : Pérdidas de carga por fricción en Línea de Aducción

Tramo	Long. (m)	C (H & W)	h _f (H & W)
1	20.50	120	0.06
2	236.61	150	0.48
Σ hf:			0.55

4.3.4. PÉRDIDA DE CARGA LOCAL.

Basándonos en la Tabla N° 04 (Valores de "k" coeficiente de pérdida), para los dos tramos de la tubería de Aducción, se han definido según el plano de Perfil Longitudinal P-03, el uso de los siguientes accesorios :

Cuadro N° 11 : Pérdidas de carga local en Línea de Aducción

Tramo	Accesorio	Cantidad	k_i	Total
1	Codo 90 °	2.00	0.50	1.00
	Valvula de compuerta	1.00	0.25	0.25
2	Codo 22.5 °	4.00	0.20	0.80
	Tee (valvula de venteo)	1.00	0.10	0.10
$\Sigma k_i :$				2.15

Empleamos la fórmula de Borde-Belanger :

$$h_f = \sum k_i \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$
$$h_f = 2.15 \cdot \frac{0.74^2}{2 \cdot 9.81} \rightarrow h_f = 0.06m$$

4.3.5. CÁLCULO DE ALTURA DINÁMICA.

Según la Figura N° 03, se tiene lo siguiente :

$$HDT = H_{Aducción}$$
$$HDT = 27.29m + h_{f-Aducción}$$
$$HDT = 27.29m + 0.55 + 0.06$$
$$HDT = 27.90m$$

Con esta Altura Dinámica, determinamos para esta tubería de PVC, su clase igual a 5.

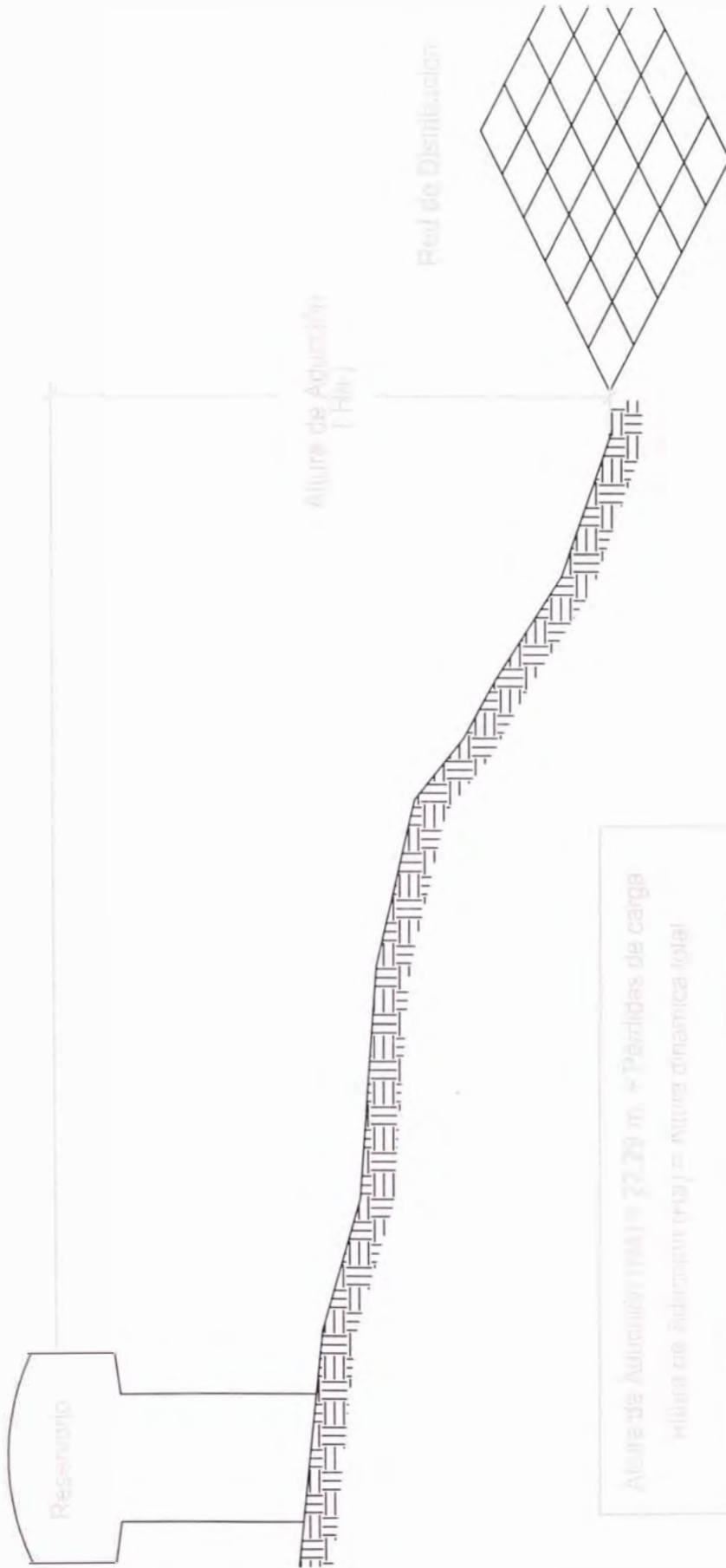


Figura N° 03 : Gradiente Hidráulica

4.3.6. GOLPE DE ARIETE.

Empleando las fórmulas de Allievi en los dos tramos de tubería, se tiene los siguientes parámetros :

Cuadro N° 12 : Parámetros para el cálculo del Golpe de Ariete en Línea de Aducción.

Parámetros	Tramo 4	Tramo 5
Resistencia máxima a la presión del agua	140 m.c.a.	100 m.c.a.
Espesor de tubería (e)	0.0065 m.	0.012 m.
Tipo de Material	Acero	PVC
Modulo de elasticidad del material (E)	$2.1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$	$2.75 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
Modulo de elasticidad del agua	$2.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$2.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
Diametro interior (d)	0.228	0.228
Densidad del agua (ρ)	1000 kg/m ³	1000 kg/m ³
Constante de la gravedad (g)	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²
Longitud de la tubería (L)	20.5	236.61
Velocidad del agua en la tubería (V)	0.87 m/s	0.87 m/s
Diferencia de cotas, entre el punto mas alto de llegada y el punto mas bajo de salida	16.56 m.	8.00 m.

Calculamos la velocidad de onda (a), el tiempo de propagación de la onda (T_c) igual al tiempo de cierre instantáneo y la carga por sobrepresión (Δh_a), empleando las siguientes fórmulas :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{e \cdot E} \right)}} ; T_c = \frac{2 \cdot L}{a} ; \Delta h_a = \frac{V \cdot a}{g}$$

Obtenemos los siguientes resultados :

	Tramo 4	Tramo 5
Velocidad de onda (a)	1,263.89 m/s	418.41 m/s
Tiempo de propagación de la onda (T_c)	0.03 seg	1.13 seg
Carga por sobrepresión (Δh_a)	95.34 m	31.56 m

Entonces la presiones máximas en los puntos mas bajos del eje de la tubería, para los tres tramos, son :



$$P_{\max \text{ Tramo } 4} = 16.56 + 95.34 \quad \rightarrow \quad P_{\max \text{ Tramo } 4} = 111.90 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\max \text{ Tramo } 5} = 8.00 + 31.56 \quad \rightarrow \quad P_{\max \text{ Tramo } 5} = 39.56 \text{ m.c.a.}$$

Concluyendo que la clase y el tipo de material escogido para los dos tramos de tubería en la Línea de Aducción, para las condiciones de trabajo, es la correcta; puesto que la resistencia máxima de presión de agua no superará los 140 m.c.a. para tubería de acero y los 100 m.c.a. para tubería de PVC, tal y como se observa en los resultados de sobre presión por efecto del golpe de ariete.

Estos dos tramos de tubería soportarán sin problemas la sobrepresión por efecto del golpe de ariete, sin instalar accesorios de seguridad complementarios o válvulas de contrapresión.



CAPITULO V : ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.

Las Especificaciones Técnicas tienen un carácter general, en caso de cualquier discrepancia o incompatibilidad con lo señalado en los Planos del proyecto, estos tendrán validez absoluta sobre las especificaciones.

Las presentes especificaciones describen y detallan el proceso constructivo que deberá realizarse en obras de Saneamiento.

5.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

01.00.00 TRABAJOS PRELIMINARES.

01.01.00 LIMPIEZA DEL TERRENO.

Descripción. Será por cuenta del contratista dejar limpio y preparado el terreno. Toda obstrucción hasta 0.30 m. mínimo por encima del nivel superficial de relleno indicada en los planos, será eliminada fuera de la obra.

Forma de medición. La unidad de medida será por metro cuadrado (m²).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.

01.02.00 TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO DE ZANJAS.

Descripción. El contratista deberá realizar los trabajos topográficos necesarios para el trazo y replanteo de la obra, tales como: ubicación y fijación de ejes y líneas de referencia por medio de puntos ubicados en elementos inamovibles. Los niveles y cotas de referencia indicados en los Planos se fijan de acuerdo a estos y después se verificarán las cotas del terreno.



El contratista no podrá continuar con los trabajos correspondientes sin que previamente se aprueben los trazos. Esta aprobación debe anotarse en el cuaderno de obra.

Forma de medición. La unidad de medida será por metro cuadrado (m²).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.

02.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS.

02.01.00 EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS.

Descripción. Estas excavaciones se harán de acuerdo con las dimensiones exactas formuladas en los planos correspondientes, solo de ser necesario se hará uso de encofrado, por ser un terreno altamente arenoso. Cualquier sobre excavación mayor será rellenada, debiéndose rellenar el exceso, con concreto pobre de una resistencia a la compresión de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ siendo el costo de este trabajo a cargo del Contratista.

El fondo de la excavación deberá quedar limpio y parejo. Todo material procedente de la excavación que no sea adecuado, o que no se requiera para los rellenos será eliminado de la obra.

Es necesario que se prevea para la ejecución de la excavación, un conveniente sistema de regado a fin de evitar posibles derrumbes, debido al terreno arenoso.

La anchura de la zanja es función del diámetro nominal, el tipo de terreno, la profundidad de colocación y el método de compactación. El ancho de zanja deberá ser uniforme en toda la longitud de la excavación.

El ancho de la zanja a nivel de la parte superior de la tubería debe ser lo menor posible, de manera que permita una instalación correcta y eficiente, esto minimiza la carga de la tierra sobre el tubo.



Forma de medición. La unidad de medida será por metro cúbico (m³).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.

02.02.00 ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE.

Descripción. Luego de efectuada las excavaciones se procede al retiro de material que resulte excedente y del material inservible, incluyendo el que sea descubierto por escarificación. El material será depositado en lugares donde no cree dificultades a terceros con una distancia no menor de 30.00 m.

Forma de medición. La unidad de medida será por metro cúbico (m³).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.

02.03.00 CAMA DE APOYO.

Descripción. Será específicamente de arena gruesa o gravilla, que cumpla con las características exigidas como material selecto a excepción de su granulometría. Tendrá un espesor no menor de 0.10m debidamente compactada o acomodada (en caso de gravilla), medida desde la parte baja del cuerpo del tubo; siempre y cuando cumpla también con la condición de espaciamiento de 0.05 m que debe existir entre la pared exterior de la unión del tubo y el fondo de la zanja excavada.

Forma de medición. La unidad de medida será por metro cúbico (m³).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.



02.04.00 RELLENO Y COMPACTADO.

Descripción. Es un material selecto y/o seleccionado transportado a la zona de trabajo para reemplazar el material existente en ella, que no reúne las características apropiadas para el recubrimiento y el relleno.

El primer relleno compactado que comprende a partir de la cama de apoyo de la estructura (tubería), hasta 0.30 m por encima de la clave del tubo. Será de material selecto. Este relleno, se colocara en capas de 0.15 m de espesor terminado, desde la cama de apoyo compactándolo integralmente con pisones manuales de peso aprobado, teniendo cuidado de no dañar la estructura.

El segundo relleno compactado, entre el primer relleno y la sub-base, se harán por capas no mayor de 0.15 m de espesor, compactándolo con vibro-apisonadores, planchas y/o rodillos vibratorios. No se permitirá el uso de pisones u otra herramienta manual.

El porcentaje de compactación para el primer y segundo relleno, no será menor del 95% de la máxima densidad seca del Proctor modificado ASTM D 698 o AASHTO-T-180. De no alcanzar el porcentaje establecido, el constructor deberá hacer las correcciones del caso, debiendo efectuar nuevos ensayos hasta conseguir la compactación deseada. En el caso de zonas de trabajo donde existan pavimentos y/o veredas, el segundo relleno estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel superior del terreno.

Forma de medición. La unidad de medida será por metro lineal (ml).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.

03.00.00 SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS.

Las tuberías serán de policloruro de vinilo no plastificado (PVC). Las tuberías PVC se ajustarán a las Normas Oficiales N° 339.002 ITINTEC.



Descripción. Las líneas de conducción (impulsión y/o aducción), serán instaladas con los diámetros indicados en los planos, cualquier cambio deberá ser aprobado específicamente por la Supervisión.

Transporte y descarga. Durante el transporte y el acarreo de la tubería, válvula, grifo contra incendio etc. desde la fábrica hasta la puesta a pie de obra, deberá tenerse el mayor cuidado evitándose los golpes y trepidaciones, siguiendo las instrucciones y recomendaciones de los fabricantes.

Instalación. Antes de proceder a su instalación, deberá verificarse su buen estado, conjuntamente con sus correspondientes uniones, anillos de jebe y/o empaquetaduras, los cuales deberán estar convenientemente lubricados. Durante el proceso de instalación, todas las líneas, deberán permanecer limpias en su interior. Los extremos opuestos de las líneas, serán sellados temporalmente con tapones, hasta cuando se reinicie la jornada de trabajo, con el fin de evitar el ingreso de elementos extraños a ella.

Forma de medición. La unidad de medida será por metro lineal (ml).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor quien velará por su correcta ejecución en obra.

04.00.00 PRUEBA HIDRÁULICA EN TUBERÍAS.

La finalidad de esta prueba de campo consiste en comprobar únicamente si el trabajo realizado durante la instalación, el manipuleo y el empalme de los tubos están perfectamente ejecutados. La longitud de la línea de tubería a probar no debe exceder los 400 m.

La ubicación de la bomba de presión, deberá estar en la parte mas baja del tramo de prueba. El bombeo será lento y progresivo, observando el manómetro purgando constantemente hasta alcanzar la presión deseada y dejar de bombear, mantenerla así el tiempo necesario para verificar la instalación.



04.01.00 PRUEBA HIDRÁULICA A ZANJA ABIERTA.

Descripción. La prueba de presión será igual a 1.5 veces la presión nominal de la tubería en redes y líneas de impulsión y aducción, medido en el punto mas bajo del tramo en prueba.

Antes de llenar las tuberías con agua, los accesorios deben estar correctamente anclados, y compactados hasta 30 cm por encima de la clave del tubo, debiendo quedar solo al descubierto todas las uniones.

Para expulsar el aire de la línea que se está probando, se debe de instalar purgas adecuadas en los puntos altos, cambios de dirección y extremos de la misma. El tiempo mínimo de duración de la prueba será de dos horas, debiendo la línea permanecer durante este tiempo bajo la presión de prueba.

04.02.00 PRUEBA HIDRÁULICA A ZANJA TAPADA.

Descripción. La presión de prueba será igual a la presión nominal de la tubería en redes y líneas de impulsión y aducción.

Para la ejecución de la prueba hidráulica, la tubería de PVC debe estar cubierta por material selecto de relleno compactado con una altura mínima de 30 cm por encima de la clave del tubo y las campanas deben estar expuestas.

Se debe expulsar el aire de la línea colocando purgas en los puntos altos del circuito y en el extremo.

El tiempo mínimo de duración de la prueba a zanja tapada con relleno compactado será de una hora, debiendo la línea de agua permanecer durante este tiempo bajo la presión de prueba.

Forma de medición. La unidad de medida será en forma global (glb).

Forma de pago. El pago se hará por unidad de medida y precio unitario definido en el presupuesto, y previa aprobación del supervisor.



CONCLUSIONES.

Referente a la Línea de Impulsión.

- * Debido a que la velocidad de flujo se desplaza en rangos establecidos (según Tabla de Ritcher, 0.5 a 1.0 m/seg), esto no originará problemas de sedimentación en las tuberías por partículas que puedan obstruir el flujo durante el bombeo.
- * Las tuberías de PVC ofrecen buena eficiencia hidráulica, menores pérdidas por fricción y son capaces de soportar las presiones producidas por golpe de ariete. Para esta línea de impulsión se determinó una tubería clase 15, la cual soportará sin problemas las sobrepresiones por golpe de ariete.
- * Se determinó una potencia de 36.71 Hp para la bomba a emplear, la cual impulsará una altura dinámica total de 105.79 m, desde la caseta de bombeo hasta el tanque de almacenamiento o reservorio.
- * En el diseño de esta línea se instaló una válvula de venteo, situada a 208.00 m de la ubicación del pozo. Esta línea se caracteriza por presentar una pendiente ascendente, y no posee a lo largo de la línea, puntos bajos que ameriten la colocación de válvulas de purga.

Referente a la Línea de Aducción.

- * La conducción del flujo en esta tubería, es por gravedad y cuya velocidad está dentro de los rangos establecidos (según Tabla de Ritcher, 0.5 a 1.0 m/seg), esto no originará problemas de sedimentación en las tuberías por partículas que puedan obstruir el flujo durante el bombeo.



-
- ★ Para esta línea, se determinó una tubería PVC de clase 5, puesto que la altura dinámica total hallada fue de 27.90 m; además permitirá resistir las sobrepresiones por efecto del golpe de ariete.

 - ★ Se instaló una válvula de venteo, cuya ubicación es a 60.20 m del reservorio. Esta línea presenta una pendiente descendente, por lo que no es necesario la colocación de válvulas de purga.



RECOMENDACIONES.

- ★ Se debe tener cuidado en el manipuleo de tuberías PVC, pues éstas son muy susceptibles a los golpes, así como también a la exposición prolongada al sol; factores que deterioran la resistencia del material.

- ★ Durante las excavaciones para las zanjas de tuberías se recomienda emplear abundante agua; para evitar posibles colapsos de las paredes de dicha excavación, pues el material presente en campo es arena.

- ★ Con respecto al material seleccionado que servirá de relleno en las tuberías, éste deberá ser de una cantera que ofrezca un material óptimo para una buena compactación; puesto que el tipo de suelo del terreno es arenoso y no ofrece resistencia como material de relleno.

- ★ Para lograr una desinfección correcta del agua proveniente del pozo, es importante mantener una dosificación adecuada. La dosis de cloro deberá estar siempre entre los 0.25 y 0.50 p.p.m. Para este proyecto se calculó una dosificación igual a 0.35 p.p.m.



BIBLIOGRAFÍA

- * Agüero Pittman, Roger (2,003); "Agua Potable para poblaciones Rurales - Sistemas de Abastecimiento por Gravedad sin Tratamiento". Editorial S.E.R. (Servicios Educativos Rurales).
- * Alcántara Montoya, Esteban Benedicto (1,992); "Proyecto de abastecimiento de agua potable y alcantarillado del asentamiento humano Villa Mercedes del Distrito de Chorrillos ". Tesis profesional FIC-UNI.
- * Arocha R. Simón (1,980); "Abastecimiento de agua". Ediciones Vega, Venezuela. Libro.
- * Dirección general de salud ambiental (1,994); "Abastecimiento de agua y saneamiento para poblaciones rurales y urbano marginales".
- * Gonzáles Coloma, Jorge (1,969); "Abastecimiento de Agua potable para la Ciudad de San Vicente - Cañete". Tesis profesional FIC-UNI.
- * Herráiz Sarachaga, Miguel (1,997); "Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros". CISMID-UNI.
- * Leiva Ballenas, Walter (1,997); "Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Ciudad de Imperial - Cañete". Tesis profesional FIC-UNI.
- * Ministerio de Agricultura / Dirección General de aguas e irrigación (1,972); "Evaluación de los recursos de agua superficial y condiciones climáticas – Valle de Cañete". Libro.
- * Nieto Melgarejo, Herminio (2,003); "Aplicación del modelo del tanque a nivel diario en la cuenca del rio Cañete". Tesis profesional FIC-UNI.



- ★ Pastorelli Córdova, Mario Enrique (1,984); "Sistema de abastecimiento de agua potable para la Ciudad del Deporte, Distrito de Ventanilla". Tesis profesional FIC-UNI.

- ★ Salazar H. y Landa C. (1,993); "Geología de los Cuadrángulos de: Mala, Lunaguaná, Tupe, Conayca, Chincha y Castrovirreyna". INGEMMET.

- ★ Servicio de agua potable y alcantarillado de Lima - SEDAPAL (1,994); "Nuevo reglamento de elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado para habilitaciones urbanas de Lima Metropolitana y Callao".

- ★ Turpaud Angulo, Jean Edmundo (1,991); "Proyecto de abastecimiento de agua potable para el pueblo joven Ventanilla Alta". Tesis profesional FIC-UNI.

- ★ Valverde Contreras, Carlos Alberto (2,001); "Proyecto de abastecimiento de agua potable La Perlita, San Juan y Bellavista". Tesis profesional FIC-UNI.

ANEXOS

E 3533

E 353

165

E 355

E 355

160

F

170

N 8541750

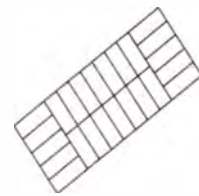
CARR

A PANAMERICANA SUR ALT. Km 159

E

155

P TA
M CA
RES RANT
M CADO C ARIA



G

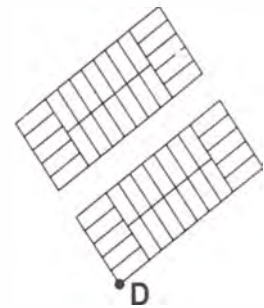
N 8541500


CUADRO DE REAS

ÁREA DE VIVIENDAS	6.91 Ha
ÁREA DE CALLES	4.83 Ha
ÁREA DE PLAZAS	0.88 Ha
OTRAS ÁREAS	0.38 Ha
ÁREA TOTAL	13.00 Ha

CUADRO DE COORDENADAS

PUNTO	ESTE	NORTE
D	353,649.44	8'541,326.61
E	353,417.77	8'541,647.77
F	353,684.11	8'541,839.90
G	353,915.78	8'541,518.74



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
TEMA : FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA - ZONA 08 : DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN Y ADUCCIÓN	
TESISTA : BACH. CHRISTIAN TORRES OBISPO / CODIGO : 19951118F	
PLANO : LOTIZACIÓN Y DISTRIBUCIÓN	ESCALA : 1 / 75,000
UBICACIÓN : PAMPA CLARITA, PROVINCIA DE CAÑETE, DEPARTAMENTO DE LIMA	

FECHA: Marzo/2007

U-01