

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE**  
**SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 8**  
**ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA Y DISEÑO DE LA CAPTACIÓN**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

Para Optar el título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

MARCO ANTONIO FIORENTINI SOLIS

Lima-Perú

2,007



## INDICE

Resumen

Introducción

CAPITULO 1: GENERALIDADES	1
1.1. Objetivos.	2
1.2. Características del área de estudio.	2
CAPITULO 11: INFORMACIÓN BÁSICA	4
2.1. Ubicación.	4
2.2. Limites.	6
2.3. Topografía.	6
2.4. Clima.	6
2.5. Vías de Acceso.	7
2.6. Aspectos Socio-Económicos.	7
2.7. Aspectos Demográficos.	7
2.7.1. Viviendas.	8
2.7.2. Agua Potable y Cloacas.	8
2.7.3. Educación.	9
2.7.4. Salud.	9
2.7.5. Características Económicas.	9
CAPITULO 11: DATOS BASICOS DEL DISEÑO	11
3.1. Periodo de Diseño.	11
3.1.1. Factores que determinan el periodo de diseño.	11
3.1.2. Selección del periodo de diseño.	12



---

3.2.	Población de Diseño.	12
3.3.	Densidad demográfica a considerar.	12
3.3.1.	Método de Progresión Aritmética.	14
3.3.2.	Método de Interés Simple.	15
3.3.3.	Método de Progresión Geométrica.	15
3.3.4.	Método de los Mínimos Cuadrados.	15
3.4.	Factores que afectan el consumo de agua potable.	18
3.4.1.	Factores Generales.	18
3.4.2.	Factores de control o de servicio.	19
3.5.	Usos del consumo de agua.	20
3.5.1.	Usos domésticos.	20
3.5.2.	Usos semi-públicos, institucionales, etc.	20
3.5.3.	Usos públicos.	21
3.5.4.	Usos comerciales e industriales.	21
3.6.	Calculo de la Dotación.	21
3.7.	Elección de la dotación.	22
3.7.1.	Variaciones diarias.	23
3.7.2.	Variaciones horarias.	23
3.8.	Caudales de diseño.	24
3.8.1.	Caudal promedio.	24
3.8.2.	Caudal Máximo Diario.	25
3.8.3.	Caudal Máximo Horario.	25
3.9	Demanda contra-incendio	25
<b>CAPITULO IV: ESTUDIO DE FUENTES DE CAPTACIÓN</b>		<b>27</b>
4.1.	Generalidades.	27
4.1.1.	El ciclo hidrológico del agua.	28
4.1.2.	Tipos de fuentes de Agua.	29
4.1.3.	Tipos de captación subterránea.	31
4.2.	Estudios realizados en la zona.	33
4.3.	Estudios necesarios.	33
4.3.1.	Hidrología de la zona.	33
4.3.2.	Obras Hidráulicas del Valle.	37
4.3.3.	Geología.	40

---



---

4.3.4.	Topografía de la zona.	43
4.5.	Selección del tipo de fuente.	43
4.5.1.	Discusión de las alternativas expuestas.	44
4.6.	Aspectos Legales que demanda una captación.	45
CAPITULO V: CAPTACIÓN		47
5.1.	Introducción.	47
5.2.	Sectores más favorables para la perforación de pozos tubulares Profundos.	48
5.3.	Selección y ubicación del pozo proyectado.	48
5.4.	Determinación del número de pozos requeridos.	49
5.4.1.	Elección de la potencia del manto acuífero del pozo de diseño.	51
5.4.2.	Elección del Nivel Estático del pozo de diseño.	51
5.4.3.	Elección de la profundidad del pozo.	52
5.4.4.	Elección del coeficiente de Permeabilidad (K).	53
5.4.5.	Elección de la gradiente hidráulica.	54
5.4.6.	Elección del diámetro del pozo.	54
5.4.7.	Cálculo del rendimiento máximo del pozo.	55
5.4.8.	Conclusión del diseño.	59
5.5.	Datos necesarios para la elección de la bomba y el motor.	60
5.5.1.	Capacidad de la bomba.	60
5.5.2.	Cálculo de la pérdida de carga entre el pozo y el reservorio.	60
5.6.	Diseño de la caseta de bombeo.	65
5.6.1.	Calculo del aligerado.	65
5.6.2.	Especificaciones del diseño.	66
5.6.3.	Cálculo de los momentos solicitados y del acero de diseño.	66
5.6.4.	Muros portantes.	69
5.6.5.	Cimientos y sobrecimientos.	69

Conclusiones.

Recomendaciones.

Bibliografía.

ANEXOS.



## RESUMEN

El presente plan de informe de suficiencia contempla la realización de un proyecto de saneamiento para el abastecimiento de agua de una pequeña población ubicada en la zona denominada UNIPAMPA situada en la localidad de Pampa Clarita al sur de Lima, en la provincia de Cañete, considerándose su ubicación, límites, vías de acceso, clima, así como aspectos sociales y económicos.

En el aspecto técnico se han considerado dotaciones de acuerdo a los valores señalados en el Reglamento de Elaboración de Proyectos de SEDAPAL, así como también se ha considerado datos poblacionales de la localidad de San Vicente, por encontrarse ésta mas próxima a la zona de Pampa Clarita, dichos datos poblacionales se han obtenido de estudios del INEI.

Primero se presenta un estudio y análisis de las fuentes de captación más próximas a la cuenca del río Cañete, analizándose los posibles tipos de fuente de captación; llámese fuentes superficiales, fuentes subterráneas y fuentes de agua de lluvia, así como también se analizan aspectos como la topografía, la geología, la hidrología y las estructuras hidráulicas existentes en la zona mediante un inventario de fuentes de agua.



Finalmente ubicada y seleccionada la fuente de agua se señalan las pautas que hay que seguir en el cálculo diseño de la estructura de captación, para la cual se ha elegido la captación de agua subterránea mediante un pozo de agua, determinándose el caudal de bombeo, la capacidad y composición de la bomba, así como también la del motor de eje hueco vertical, el cual permitirá el ascenso del agua desde la canastilla de succión hasta la linterna de salida a la tubería de impulsión. Para efectos de este diseño se han tomado los datos de parámetros hidráulicos obtenidos del "Estudio Hidrogeológico de la Cuenca Media y Baja del Río Cañete".



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es el estudio de un proyecto de agua potable para una pequeña población de habitantes, ubicada dentro de una extensión de área de un kilómetro cuadrado en la localidad de Cañete llamada Pampa Clarita. La información disponible de estudios efectuados en la zona es muy limitada debido a que en el valle del río Cañete se han realizado escasos estudios tendientes a mejorar el aprovechamiento de los recursos hídricos sobre todo los de origen subterráneo. En la búsqueda de tal información disponible se encontró que en el año 2001, la Administración Técnica del Distrito de Riego MALA-OMAS-CAÑETE bajo asesoramiento de la dirección de Aguas y Suelos INRENA elaboró 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, se efectuó 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.

De los resultados obtenidos en el mencionado estudio, principalmente la prospección geofísica, la geología, la geomorfología y los análisis de los perfiles litológicos de pozos situados en toda el área que abarcó el citado estudio, se determinaron sectores con condiciones hidrogeológicas más favorables para la perforación de 174 pozos proyectados, de los cuales 162 serían tubulares y 12 a tajo abierto.

## CAPITULO 1

### GENERALIDADES

#### 1.1-- Objetivos

El objetivo del presente informe es realizar un estudio para solucionar el problema de saneamiento de una población pequeña proyectada, para lo cual se dispone de una pequeña extensión de terreno en la localidad de Cañete llamada Pampa Clarita. En primer lugar se realizó hacer un estudio poblacional adecuado que permitió conocer la población futura necesaria para el diseño y las demandas previstas, luego establecer la selección del tipo de fuente de agua adecuada mediante un estudio de fuentes de agua, para lo cual se hará un análisis e inventarios de todos los recursos hídricos de la zona, así como también la elección de la dotación que garantice el caudal de diseño adecuado, dichos análisis permitirán seleccionar el tipo de captación más adecuada y rentable, estableciendo así las condiciones o factores más favorables y desfavorables en la zona de estudio que permitan la elección de la fuente más idónea y puedan garantizar el caudal de diseño durante el periodo de vida útil del sistema.





## 1.2.- Características del área de estudio

Se ha identificado la disponibilidad de un territorio de 35,000 Ha. Ubicado en la zona denominada UNIPAMPA-CAÑETE-ZONA 8 de Pampa Clarita, en donde se va realizar el estudio de saneamiento para una pequeña población proyectada, la cual ha sido delimitada mediante cuatro puntos debidamente acotados y posicionados con coordenadas UTM, determinándose un área de lotización que comprende la inclusión de un total de 18 manzanas y una cantidad de 24 lotes por manzana, formándose así la cantidad total de 432 lotes en el área de estudio, permitiéndose también la inclusión de áreas destinadas para Parques y Recreación, así como también áreas destinadas para servicios públicos complementarios como Hospitales, Mercados, Centros Comerciales, etc.

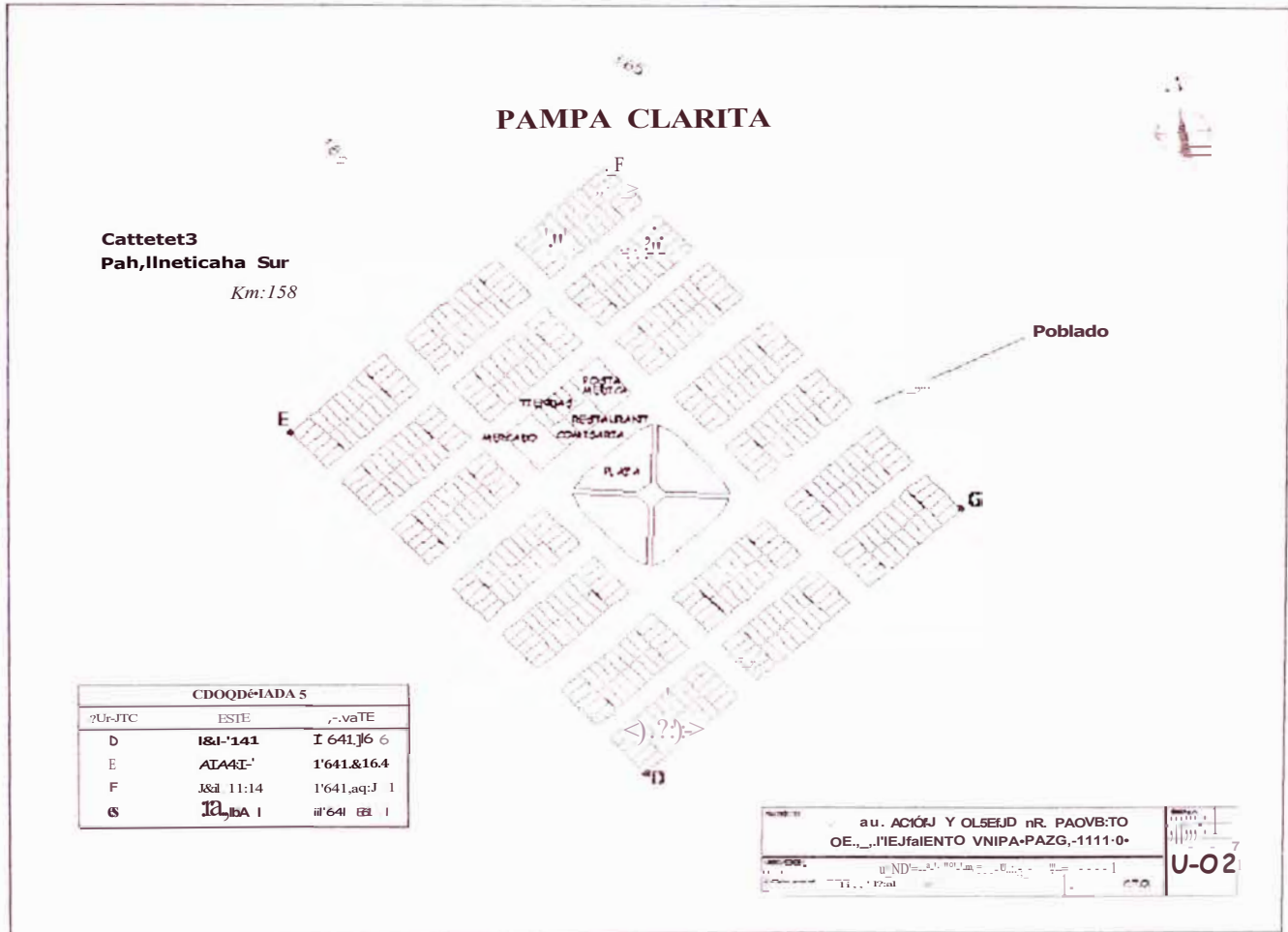
## CAPITULO 11

### INFORMACIÓN BASICA

#### 2.1.- Ubicación

El presente Proyecto de Saneamiento Unipampa Zona 08, se encuentra ubicado 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 total que abarca este proyecto son: E 35000 N 8546400, E 350200 N 854200, E 351850 N 8546600 y E 350920 N 8545300 a una altitud promedio de 160 msnm. El área de 97 Ha se encuentra parcialmente ocupada por los A.A.H.H El Olivar (8,9 Ha), Néstor Cáceres Velásquez (12,7 Ha) y Sociedad Ganadera Nueva Esperanza (14 Ha), una granja avícola denominada "Su Majestad El Pollo" (35,8 Ha) y cuatro propiedades privadas que suman más de 35 Ha.



**Figura. 2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**

## 2.2.- Límites

Los límites del Proyecto de Saneamiento Unipampa Zona 08 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.
- Por el Oeste con el Océano Pacífico (Punta Iguana, Playa Clarita y Playa Cóndor).

## 2.3.- Topografía

En la zona de Pampa Clarita, la topografía costera del área 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 de hasta 160 metros aproximadamente en un ancho promedio de 400 metros.

En la composición de estos terrenos, predominan los afloramientos de arena y de material gravoso con diámetros bastante diversos, también se presenta una pendiente aproximada de 3.0 % en la zona.

Así tenemos que la zona presenta una topografía muy accidentada, estando dominadas por un relieve con ondulaciones profundas, producto de una intensa actividad y erosión aluvial en épocas geológicas anteriores.

## 2.4.- Clima

Según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) El área del proyecto 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.

## 2.5.- Vías 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, capital de la República 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 Luís, Cerro Azul y Quilmaná.

A lo anterior debe agregarse que existen caminos carrozables a las chacras que dan acceso a todos los puntos del valle.

## 2.6.- Aspectos Socio-Económicos

San Vicente de Cañete es la localidad más próxima al área del proyecto en Pampa Clarita, y se encuentra conformada por 39,067 habitantes equivalente al 22.4% de la población de la Provincia de Cañete (INEI, 2000).

El área de estudio colinda por el norte con zonas de cultivos y por el este se encuentran ubicados tres asentamientos humanos: Néstor Cáceres Velásquez, Asociación Pequeños Ganaderos La Nueva Esperanza y El Olivar.

## 2.7.- 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.

### 2.7.1.- Viviendas

Según el estudio efectuado por la Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONER), en su libro "Inventario Racional de los Recursos Naturales del Valle del Cañete, tenemos que la mayoría de las viviendas del distrito de San Vicente 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.

### 2.7.2.- 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% de las 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. (Fuente ONER)

### 2.7.3.- 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. (Fuente ONER)

### 2.7.4.- 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 al área de estudio son las respiratorias, gastrointestinales y urinarias. De acuerdo al informe del año 2000 del Ministerio de Salud de la Provincia del Cañete alrededor de 70,000 personas han sufrido de enfermedades respiratorias entre 1996 y 1998. (Fuente ONER)

### 2.7.5.- 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. (Fuente ONER)



## CAPITULO 111

### DATOS BASICOS DEL DISEÑO

#### 3.1.- Periodo de Diseño

El período de diseño puede definirse 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, se le puede definir también como el número de años durante los cuales una obra determinada prestará el servicio para la cual fue diseñada.

#### 3.1.1.- Factores que determinan el periodo de diseño

Los factores son:

- 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.

### 3.1.2.- Selección del periodo de diseño

Según la Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA) del Ministerio de Salud, de la 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:

Obras de captación	20 a 30 años
Pozos	20 a 30 años
Plantas de tratamiento, reservorios	20 a 30 años
Tuberías de conducción y de distribución	20 a 30 años
Equipo de bombeo	5 a 10 años

Para el desarrollo del presente informe, se ha elegido un periodo de diseño de 30 años, por ser éste el más indicado para estructuras de captación del tipo pozo.

### 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. La determinación de la población futura esta regida por los distintos métodos que existen tales como: interés compuesto, interés simple. incrementos variables, parábola de segundo grado, etc; estos se determinan en razón de crecimiento de área o expansión urbana. Generalmente los sistemas de abastecimiento de agua se diseñan y construyen para satisfacer una población mayor que la actual.

### 3.3.- Densidad Demográfica de la zona

Al no contar con datos estadísticos de población del área en estudio y por ser ésta una nueva 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 base a este criterio se asumió la siguiente densidad demográfica de acuerdo al reglamento del Servicio de Agua Potable y Alcantarillado:

5 hab./ lote, para un total de 18 manzanas y una cantidad de 24 lotes por manzana.

Tenemos una cantidad de lotes, según planos de Lotización: 432 lotes

Por consiguiente la Población actual (2,007) es:

$$5 \text{ hab./ lote} \times 432 \text{ lotes} = 2,160 \text{ habitantes.}$$

Se recogieron datos de poblaciones proporcionadas por el Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI, con respecto a la población de San Vicente de Cañete, por ser esta la más próxima a la zona de estudio en "Pampa Clarita". Los datos obtenidos de los censos fueron los siguientes:

NUMERO DE HABITANTES POR DISTRITO						
DISTRITO	1940	1961	1974	1981	1993	2005
San Vicente	10,782.0	14,742.0	17,052.0	22,957.C	32,548.(	43,943.(
CalanQo	1,009.C	1,692.0	1,555.C	1,671.C	2,070.0	2,559.C
Cerro Azul	1,751.0	2,035.C	2,609.C	3,478.0	5,124.0	6,491.0
Coayllo	2,290.0	4,391.0	1,766.C	1,075.0	1,020.0	888.C
Chilca	1,819.C	2,960.C	5,374.C	7,634.0	12,438.C	14,180.C
Imperial	10,598.C	16,446.C	14,571.(	23,855.(	30,654.C	34,778.(
Lunahaná	5,216.0	6,240.0	5,156.C	4,763.(	4,233.0	4,383.C
Mala	4,098.0	5,774.0	9,904.C	13,730.C	18,712.(	25,269.(
Pacarán	2,549.C	1,640.C	1,642.(	1,827.(	1,497.(	1,588.(
San Antonio	1,426.C	1,949.0	1,991.(	2,147.0	2,811.(	3,460.C
San Luis	4,075.0	6,096.C	6,268.(	7,977.0	10,159.C	11,653.(
Santa Cruz de Flores	1,543.0	2,247.0	2,577.(	2,456.0	2,131.0	2,450.(
Zuñiaa		1,241.C	1,226.C	1,307.0	1,256.0	1,194.(
Quitmaná		4,773.0	6,791.C	9,147.0	11,123.C	13,256.C
Asia			2,337.C	2,681.C	3,466.0	6,037.C
Nuevo Imperial			9,740.(	11,421.(	13,136.C	19,280.(
PROV. DE CANETE	47,156.0	72,226.0	90,559.(	118,126.0	152,378.0	191,409.(

Fuente : INEI

Para la zona de San Vicente:

**DATOS CENSALES  
 SAN VICENTE - CAÑETE**

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

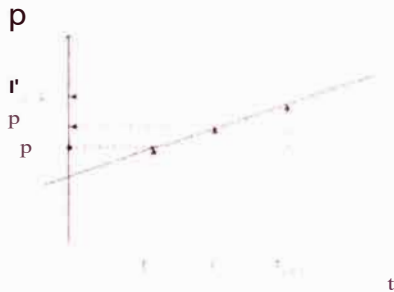
Fuente: INEI

Los cálculos de la población futura se hicieron de acuerdo a los métodos de estimación de poblaciones siguientes:

### 3.3.1.- Método de Progresión Aritmética

Consiste en calcular la cifra media anual de aumento de la población entre un censo y el siguiente y añadir una cantidad igual por cada año transcurrido después del último censo. Se pueden dar dos casos de extrapolación:

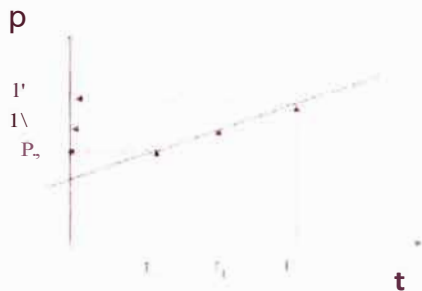
- Población Intercensal:



$$J^{\wedge} = J_{(a)}^{\wedge} + r (I - I_{(a)}^{\wedge})$$

$$r = \frac{J_{(a)}^{\wedge} - I^{\wedge}}{I_{(a)}^{\wedge} - I^{\wedge}}$$

- Población Postcensal:



$$f^{\wedge} = f_{(j)}^{\wedge} + r (r - r_{(j)}^{\wedge})$$

$$r = \frac{I' - I}{I - r}$$

Donde:

Pf = Población para el tiempo t

Po = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

to = tiempo inicial

### 3.3.2.- Método de Interés Simple:

$$P = P_0 [1 + r(t - t_0)]$$

$$r = \frac{P_{t_0} - P_0}{P_0(t - t_0)}$$

Donde:

Pf = Población para el tiempo t

Po = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t0 = tiempo inicial

### 3.3.3.- Método de 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 período anterior.

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

$$P = P_0 r^{(t - t_0)}$$

$$r = \sqrt[t - t_0]{\frac{P}{P_0}}$$

Donde:

Pf = Población para el tiempo t

Po = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t0 = tiempo inicial

### 3.3.4.- Método de los Mínimos Cuadrados

En este método se consideran los censos equidistantes en el tiempo a través de la siguiente metodología.

i	x	y	log y	x <sup>2</sup>	xy	xlogy
1	x <sub>1</sub>	y <sub>1</sub>	log y <sub>1</sub>	x <sub>1</sub> <sup>2</sup>	x <sub>1</sub> y <sub>1</sub>	x <sub>1</sub> logy <sub>1</sub>
2	x <sub>2</sub>	y <sub>2</sub>	log y <sub>2</sub>	x <sub>2</sub> <sup>2</sup>	x <sub>2</sub> y <sub>2</sub>	x <sub>2</sub> logy <sub>2</sub>
3	x <sub>3</sub>	y <sub>3</sub>	log y <sub>3</sub>	x <sub>3</sub> <sup>2</sup>	x <sub>3</sub> y <sub>3</sub>	x <sub>3</sub> logy <sub>3</sub>
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...
n	x <sub>n</sub>	y <sub>n</sub>	log y <sub>n</sub>	x <sub>n</sub> <sup>2</sup>	x <sub>n</sub> y <sub>n</sub>	x <sub>n</sub> logy <sub>n</sub>
n+1	x <sub>n+1</sub>	y <sub>n+1</sub>	log y <sub>n+1</sub>	x <sub>n+1</sub> <sup>2</sup>	x <sub>n+1</sub> y <sub>n+1</sub>	x <sub>n+1</sub> logy <sub>n+1</sub>
SUMA	Σx	Σy	Σlog y	Σx <sup>2</sup>	Σxy	Σxlogy
PROMEDIO	Σx/n	Σy/n	Σlog y/n	Σx <sup>2</sup> /n	Σxy/n	Σxlogy/n

Donde:

$$r = \frac{(\sum_{i=1}^n x_i^2)^{1/2} - \sum_{i=1}^n x_i}{n} \tag{1}$$

yi = razón de crecimiento.

xi = Población.

- Crecimiento Aritmético o Lineal:

Los valores xi e yi varían linealmente:

$$x_i = a + hr_i \tag{2}$$

El cálculo de los coeficientes a y b se obtiene al resolver el sistema de ecuaciones:

$$a + b \left( \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \right) - \left( \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n} \right) = 0 \tag{3}$$

$$a + b \left( \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \right) - \left( \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n} \right) = 0 \tag{4}$$

Alternativamente a la ecuación [3] se puede usar:

$$a + b \left( \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{\sum_{i=1}^n x_i} \right) - \left( \frac{\sum_{i=1}^n x_i^3}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right) = 0 \tag{5}$$

- Crecimiento exponencial:

Los valores xi e yi varían exponencialmente:

$$y_t = uc \cdot e^{hr} \quad [6]$$

Afectando de Log a [6]:

$$\log y_t = \log a + (h \log e) x_t$$

Reemplazando por:

$$Y_i = A + Bx_i \quad [7]$$

Donde:  $Y_i = \log y_i$ ;  $A = \log a$  y  $B = b \log e$

El cálculo de los coeficientes A y B se obtiene al resolver el sistema de ecuaciones:

$$A + B \left( \frac{\sum x}{n} \right) - \left( \frac{\sum Y}{n} \right) = 0 \quad [8]$$

$$A \left( \frac{\sum x}{n} \right) - B \left( \frac{\sum x^2}{n} \right) - \left( \frac{\sum xY}{n} \right) = 0 \quad [9]$$

Alternativamente a la ecuación [8] se puede usar:

$$A + B \left( \frac{\sum xY}{\sum x} \right) - \left( \frac{\sum Y}{\sum x} \right) = 0 \quad [10]$$

La determinación de a y b se obtiene de:

$$b = \frac{B}{\log_e e} \quad [11]$$

De los métodos aplicados se asumieron los primeros métodos que arrojaban los valores más altos de población, por ser la ciudad de San Vicente una ciudad en franco crecimiento se obtuvo de este modo el número de población estimada para el año 2037 que representa el año final del periodo de vida útil o de diseño (30 años).

De acuerdo a esto se consideró que los métodos de Progresión Geométrica y de Mínimos Cuadrados se ajustaban más al crecimiento poblacional obteniéndose valores de:



METODO	Población al año 2037
PROGRESION GEOMETRICA	5,680 hab
MINIMOS CUADRADOS	6,055 hab

De ambos métodos finalmente se eligió como población futura para el año 2037 una población de 6,100 habitantes, por ser éste el valor más alto en una ciudad en franco crecimiento.

### 3.4.- Factores que afectan el consumo de agua potable

Existen factores diversos que influyen en el consumo de agua y las clasificamos de la siguiente manera:

#### 3.4.1.- Factores Generales

Citaremos las siguientes:

##### Clima

Como es de conocimiento general el consumo de agua varía de acuerdo a las variaciones climatológicas tanto para el aseo personal como para bebida; en climas fríos es mayor el consumo de bebidas calientes, pero no se llegan a equiparar siendo mayor el consumo de climas cálidos. Algo parecido ocurre en el consumo de agua para aseo personal.

##### Hábitos y niveles de vida

Lo indicado en el párrafo anterior se puede completar con el consumo de agua para los hábitos de limpieza y de acuerdo al nivel de vida, el cuál va bajando en función a la siguiente ubicación del poblador en una ciudad cualquiera; así, es mayor el consumo en el caso urbano; mediano en las zonas adyacentes al casco urbano (urbanizaciones, cooperativas de vivienda, asociaciones de vivienda, grupos residenciales, etc.) y menor en los barrios marginales (Asentamientos Humanos,



urbanizaciones populares, etc.). Por tanto el estándar de vida influye en el consumo de agua, siendo menor en zonas de condición media y popular.

### 3.4.2.- Factores de controló de servicio

Describiremos los siguientes:

#### **Mediciones del consumo**

El consumo libre de agua redundo en el excesivo uso de ella y sin ningún cuidado por evitar pérdidas. Con una política adecuada de la empresa administradora se permite un mayor control en la medición y cobro racional, observándose que el consumo se reduce ostensiblemente.

#### **Presión de servicio**

Las elevadas presiones en el sistema incrementan los desperfectos, tanto en las redes como en los aparatos sanitarios de las viviendas, produciéndose ingentes pérdidas. Por otro lado las altas presiones originan filtraciones en las redes, estas no deben sobrepasar las establecidas por el Reglamento del Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL) que señala como presión mínima 10 metros y como máxima 50 metros.

#### **Costo de servicio**

Este costo incluye maquinarias, plantas de tratamiento de los servicios, los que guardan relación inversa con el consumo.

#### **Calidad del agua**

También tiene relación con el consumo, siendo mayor si es de buena calidad y menor si la calidad es aparentemente mala (presencia de cloruros, sabor, color, calidad, estética).



### 3.5.- Usos del consumo de agua

El alcance y concepto moderno de los abastecimientos de agua es bastante más amplio y complejo que el de la antigüedad. La finalidad y uso del agua en una ciudad moderna es mucho más variado de lo que fue en una ciudad griega o romana.

Mayor es el número de usos y cantidad proporcional de agua con respecto a una finalidad de comodidad, de lujo, y económica; y proporcionalmente menor es su uso cuando es destinado a una finalidad de supervivencia humana, higiénica y social.

A continuación se hace referencia a los distintos usos que se hacen del agua en una ciudad; hemos tratado de ordenarlos empezando por aquellos que son esenciales para la supervivencia humana, los de carácter higiénico y de limpieza, continuando con los que pueden ser cada vez de menos carácter social o humanitario.

#### 3.5.1.- Usos domésticos

- Bebida y preparación de alimentos .
- Aseo personal.
- Remoción de excretas y desperdicios .
- Limpieza de la casa .
- Riego dentro de la casa .
- Limpieza de vehículos .
- Riego de jardines .
- Piscinas .
- Fuentes ornamentales de la casa .
- Otros usos .

#### 3.5.2.- Usos semi-públicos, institucionales, etc.

- Oficinas públicas .
- Instituciones, hoteles, hospitales, mercados, etc .
- Centros de recreación, etc .
- Otros usos .



### 3.5.3.- Usos públicos

- Riego y limpieza de calles
- Riego de parques y jardines .
- Fuentes públicas y ornamentales .
- Trabajos públicos (construcciones diversas) .
- Combatir incendios .
- Otros usos .

### 3.5.4.- Usos comerciales e industriales

- Locales comerciales.
- Empresas y procesos industriales.
- Generación de energía (vapor).
- Remoción de desperdicios industriales.
- Otros usos.

### 3.6.- Cálculo de la Dotación

Durante mucho tiempo se ha acostumbrado fijar cantidades arbitrarias, basadas en bibliografías de países desarrollados, principalmente de Estados Unidos de Norteamérica.

En el estudio de dotación per-capita, se trata de llegar a una cifra promedio equivalente a la producción total de consumidores. Un estudio detallado deberá basarse en datos censales o encuestas especiales.

Muchos investigadores, basados en encuestas, han encontrado que los consumos domésticos varían de 20 a 90 lts/hab/día en comunidades rurales con conexión domiciliaria, y de 50 a 300 lts/hab/día en poblaciones urbanas con conexión domiciliaria y servicios múltiples interiores.

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:



De 250 a 300 lts/hab/día	Para el casco de la ciudad y zonas Residenciales como la Molina, Las Casuarinas, etc.
De 150 a 250 lts/hab/día	En zonas adyacentes al casco urbano.
Hasta 150 lts/hab/día	En barrios marginales, Asentamientos Humanos, asociaciones y cooperativas de vivienda, comprendidas dentro de estos límites.

Para el caso de nuestro de nuestro proyecto asumiremos una dotación de: 150 lts/hab/día para el caso de vivienda y para los demás establecimientos de acuerdo a la siguiente tabla:

Vivienda.	150 lts/hab/día
Colegios.	40lts/hab/día
Mercados y Comercios.	15lts/hab/día
Parques y plazas.	2lts/hab/día

### 3.7.- Elección de la dotación

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.



### 3.7.1.- Variaciones diarias

El gasto máximo diario determina la capacidad de las obras de toma, tuberías 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:

$$K1 = 1.31$$

Para nuestro caso nos basaremos a lo que demanda el reglamento de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL)

$$K1 = 1.3$$

### 3.7.2.- Variaciones horarias

El gasto máximo horario determina el cálculo de la red de distribución que constituye la parte más costosa del sistema, así como las tuberías que salen de los reservorios de regulación.

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

$$K2 = 2.01$$

Para nuestro caso nos basaremos a lo que demanda el reglamento de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL)

$$K2 = 2.6$$

### 3.8.- Caudales de diseño

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

- Caudal promedio : Qp
- Caudal máximo diario : Qmd
- Caudal máximo horario : Qmh

#### 3.8.1.- Caudal promedio

$$QP = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{86,400}$$

Población = N° de habitantes.

Dotación = N° de lts/hab/día.

86400 = Factor de conversión de días a seg.

- Caudal promedio de la población:

$$Qp = \frac{6\ 055 \times 150}{86400} = 10.51 \text{ lts/seg.}$$

- Caudal promedio de mercados y comercios:

$$Qp = \frac{6\ 055 \times 15}{86400} = 1.05 \text{ lts/seg.}$$

- Caudal promedio de parques y plazas:

$$Qp = \frac{6\ 055 \times 2}{86400} = 0.14 \text{ lts/seg.}$$

- Caudal promedio total:

$$Q_p = 10.51 + 1.05 + 0.14 = 11.70 \text{ lts/seg.}$$

### 3.8.2.- Caudal Máximo Diario

$$Q_{md} = K_1 \times Q_p$$

$K_1$  : Coeficiente adimensional (1.3)

$Q_p$  : Caudal promedio total

Entonces:  $Q_{md} = 1.3 \times 11.70 = 15.22 \text{ lts/seg.}$

### 3.8.3.- Caudal Máximo Horario

$$Q_{mh} = K_2 \times Q_p$$

$K_2$  : Coeficiente adimensional (2.6)

$Q_p$  : Caudal promedio total

Entonces:  $Q_{mh} = 2.6 \times 11.70 = 30.43 \text{ lts /seg.}$

### 3.9.- Demanda contra-incendio

El R.N.C Anexo 3, Título 11, (Norma 3-11-11-5); establece sobre la demanda contra incendio lo siguiente

- a) En poblaciones de hasta 10,000 habitantes no se considerará demanda contra incendios, salvo en casos especiales que se justifique por la calidad de los materiales de construcción, industrias inflamables, etc.
- b) En poblaciones de 10,000 a 100,000 habitantes deberá proveerse este servicio, de acuerdo a las características propias de la localidad, considerándose la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto de la red, atendida por dos hidrantes simultáneamente de 15 litros por segundo cada uno.



- c) En poblaciones mayores de 100,000 habitantes se considerara dos siniestros de ocurrencia simultanea; uno ocurriendo en zona de vivienda y el otro en zona industrial o comercial, atendido este ultimo por tres hidrantes de 15 litros por segundo cada uno.

Para el presente proyecto no se considerará la demanda contra incendio, ya que según el R.N.C no es necesario ya que nuestra población de diseño es inferior a los 10,000 habitantes requeridos.



## CAPITULO IV

### ESTUDIO DE LA FUENTE DE CAPTACION

#### 4.1.- Generalidades

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento así como la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando solo la fuerza de la gravedad. En los sistemas de agua potable por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas mecánicos de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores al centro poblado.

El caudal de diseño es por lo general el caudal máximo diario:

$$Q_d = Q_{md} = K_1 * Q_p$$

### Donde:

- $Q_d$  es el caudal de diseño.
- $Q_{md}$  es el caudal máximo diario.
- $Q_p$  es el caudal promedio total.
- $K_1$  es variable adimensional.

#### 4.1.1.- El ciclo hidrológico del agua

El ciclo hidrológico comienza con la evaporación del agua desde la superficie del océano. A medida que se eleva, el aire humedecido se enfría y el vapor se transforma en agua: es la condensación. Las gotas se juntan y forman una nube. Luego, caen por su propio peso: es la precipitación. Si en la atmósfera hace mucho frío, el agua cae como nieve o granizo. Si es más cálida, caerán gotas de lluvia.

Una parte del agua que llega a la tierra será aprovechada por los seres vivos; otra escurrirá por el terreno hasta llegar a un río, un lago o el océano. A este fenómeno se le conoce como escorrentía. Otro poco del agua se filtrará a través del suelo, formando capas de agua subterránea. Este proceso es la percolación. Más tarde o más temprano, toda esta agua volverá nuevamente a la atmósfera, debido principalmente a la evaporación.

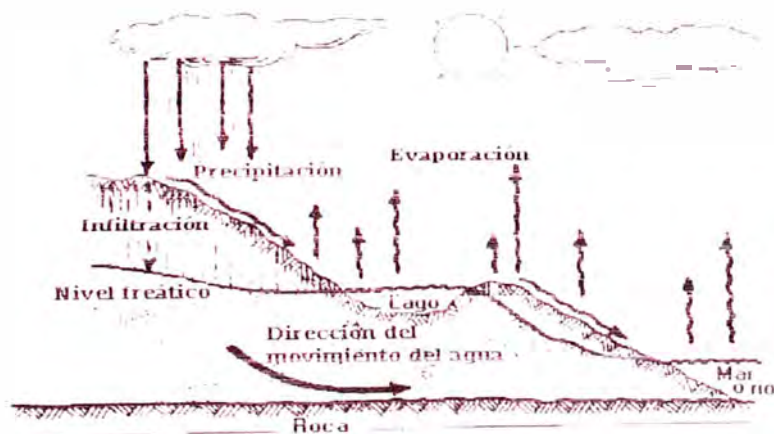


Figura. 4.1- El ciclo hidrológico del agua.



#### 4.1.2.- Tipos de fuentes de Agua

El origen de las aguas de las fuentes puede ser:

##### **Aguas de lluvia**

La captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea importante. Para ello se utilizarán los techos de las casas o algunas superficies impermeables para captar el agua y conducirla a sistemas cuya capacidad depende del gasto requerido y del régimen pluviométrico.

En la siguiente figura se muestra el sistema de captación de agua mediante el techo de una vivienda.

##### **Aguas superficiales**

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc, que discurren naturalmente sobre la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal aguas arriba. Sin embargo a veces no existe otra fuente alternativa en la comunidad, siendo necesario para su utilización, contar con información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad de agua.

En la figura siguiente se muestra un esquema de captación superficial

##### **Aguas subterráneas**

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, por los intersticios (poros y grietas) del suelo del sustrato rocoso o del sedimento sin consolidar formando así las aguas subterráneas. La explotación de estas dependerá de las características hidrológicas y la formación geológica del acuífero.

La captación de aguas subterráneas se puede realizar mediante a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

- Acuíferos

Un acuífero es un terreno rocoso permeable dispuesto bajo la superficie, en donde se acumula y por donde circula el agua subterránea.

El agua subterránea se encuentra normalmente empapando materiales geológicos permeables que constituyen formaciones o niveles a los que llamamos acuíferos. Un acuífero es aquella área bajo la superficie de la tierra donde el agua de la superficie (p. ej. lluvia) percola y se confina, donde a veces lentamente se mueve subterráneamente al océano por ríos subterráneos.

El nivel freático puede encontrarse a muy diferentes profundidades, dependiendo de las circunstancias geológicas y climáticas, desde sólo unos centímetros hasta centenas de metros por debajo de la superficie. En la mayoría de los casos la profundidad varía con las circunstancias meteorológicas de las que depende la recarga de los acuíferos. El nivel freático no es horizontal, a diferencia del nivel superior de los mares o lagos, sino que es irregular, con pendiente monótonamente decreciente desde el nivel fijo superior, al nivel fijo inferior. Por encima de la zona saturada, desde el nivel freático hasta la superficie, se encuentra la zona no saturada o zona vadosa, en la que la circulación es principalmente vertical, representada principalmente por la percolación, la circulación movida por la gravedad del agua de infiltración.

- Tipos de acuíferos

Desde el punto de vista de su conformación se pueden distinguir los acuíferos libres, y los acuíferos confinados.



Figura. 4.2.- Tipos de acuíferos

En la figura se ilustran los dos tipos de acuíferos:

- Río o lago, en este caso es la fuente de recarga de ambos acuíferos (a).
- Suelo poroso no saturado (b).
- Suelo poroso saturado, en el cual existe una camada de terreno impermeable (c).
- Formado, por ejemplo por arcilla, este estrato impermeable confina el acuífero a cotas inferiores (d).
- Suelo impermeable (d).
- Acuífero no confinado (e).
- Manantial (f).
- Pozo que capta agua del acuífero no confinado (g).
- Pozo que alcanza el acuífero confinado, frecuentemente el agua brota como en un surtidor o fuente, llamado pozo artesiano (h).

#### 4.1.3.- Tipos de captación subterránea

Entre los tipos de captación subterránea podemos enumerar las siguientes:

##### **Pozos Profundos**

Su ubicación se fundamenta en los estudios e investigación de las aguas subterráneas. La construcción debe evitar el arenamiento futuro del pozo.

Todo pozo deberá ser aforado después de un bombeo continuo mínimo de 72 horas.

El rendimiento definitivo se obtiene de la evaluación de los pozos de prueba.

##### **Pozos Excavados**

El diámetro mínimo de excavación es 1.50 m. En caso de requerirse revestimiento se harán perforaciones en la zona situada en estrato permeable. Se recomienda que sean de 25 a 50 mm de diámetro espaciadas a 20 cm de centro a centro.

Cuando se instale una bomba dentro del pozo será necesario proteger el agua de la contaminación mediante una plataforma de operación con una altura superior al nivel máximo del agua del subsuelo.

## Galerías Filtrantes

Se diseñarán de acuerdo al corte geológico, obtenido mediante perforaciones de prueba de acuerdo al estudio del rendimiento el acuífero.

El diámetro mínimo de las tuberías a utilizarse es de 300 mm, con perforaciones de 25 mm a 50 mm espaciadas a 10cm, a 20 cm. La velocidad máxima será de 0.60 *mis*.

Se proveerá de cámaras de inspección espaciadas convenientemente dependiendo del diámetro de la tubería y no a mayores de 100m

## Manantiales

Un manantial es una fuente natural de agua que brota de la tierra o entre las rocas. Puede ser permanente o temporal. Se origina en la filtración de agua de lluvia que penetra en un área y emerge en otra, de menor altitud, donde el agua no está confinada en un conducto impermeable. Estas surgencias suelen ser abundantes en relieves kársticos. Los cursos subterráneos a veces se calientan por el contacto con rocas ígneas y afloran como aguas termales.

Los pozos artesianos son manantiales artificiales, provocados por el hombre mediante una perforación a gran profundidad y en la que la presión del agua es tal que la hace emerger en la superficie.

PARAMETRO	AGUA	
	SUPERFICIAL	SUBTERRANEA
APORTE DE CAUDAL	Es variable, depende de las condiciones climáticas y de la zona.	Es constante, depende de la capacidad del acuífero.
CANTIDAD DE AGUA	Abundante.	Poca variabilidad.
DISTANCIA DE LA FUENTE A LA POBLACION	Pequeña.	Permite mas cercanía al sitio de utilización.
TAXON	Es variable, depende de la zona.	Es variable, depende de la zona.
COSTOS DE BOMBEO	Bajos.	Costos de bombeo mas altos.

Tabla N° 4.1.- Aspectos cualitativos de la explotación del agua

## 4.2.- Estudios realizados en la zona

En el Valle del río Cañete se han realizado escasos estudios tendientes a mejorar el aprovechamiento de los recursos hídricos subterráneos existentes, pudiéndose enumerar los siguientes:

- En 1969, La Dirección General de Aguas e Irrigaciones, efectuó el estudio denominado "Aguas subterráneas en el valle del río Cañete".
- En 1970, La Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN) realizó el "Inventario, evaluación y uso racional de los Recursos Naturales de la Costa - Cuenca del río Cañete".
- En el 2001, La Administración Técnica del Distrito de Riego MALA-OMAS-CAÑETE, bajo asesoramiento de la Dirección de Aguas y Suelos (INRENA) elaboró el "Estudio Hidrogeológico del Valle del Cañete" de toda la zona media y baja de la cuenca del valle del Cañete.

## 4.3.- Estudios necesarios

Con el fin de determinar cuales son las posibles fuentes de agua en la zona, se deben tener presente los siguientes estudios:

### 4.3.1.- Hidrología de la zona

Existen en la zona cursos de agua, lagunas y manantiales cercanas a San Vicente, siendo el principal el río Cañete.

### **Aguas superficiales de la zona**

- Río Cañete:

La cuenca del río Cañete tiene una extensión de aproximadamente 6,192 Km<sup>2</sup> del cual el 79% o sea 4,856 Km<sup>2</sup> corresponde a la cuenca húmeda, por encontrarse encima de la cota de los 2,500 metros de altura sobre el nivel del mar.



Presenta un régimen torrencioso y de una gran irregularidad, durante el periodo de avenidas, el río Cañete descarga el 69% de su volumen total anual y durante el periodo de estiaje, solo el 12%, con un coeficiente de escurrimiento medio anual de aproximadamente 44%, de donde aproximadamente el 56% del volumen precipitado en la cuenca se pierde ya sea por evaporación, transpiración ó infiltración profunda

El escurrimiento natural del río Cañete se origina como consecuencia de las precipitaciones estacionales que ocurren en la cuenca alta y del deshielo de los nevados, situados principalmente sobre la divisoria con la cuenca del río Mala.

En su parte alta, la cuenca del río Cañete cuenta con un gran número de nevados y lagunas de origen glaciar cuyos aportes contribuyen a mantener las descargas en época de estiaje en un nivel relativamente alto. Sin embargo los aportes de los deshielos a la escurrimiento se desconocen totalmente por no existir instrumental de registros de la nieve precipitada.

Las lagunas existentes en la cuenca alta, la mayor parte de las cuales se alimenta de las precipitaciones y los deshielos, podrían ser utilizados con fines de regulación de las descargas del río Cañete pero, a diferencia de otros valles de la Costa, no se ha efectuado hasta la fecha ninguna obra de esta naturaleza.

En toda la cuenca se dispone de la estación de aforos con fines de controlar el rendimiento hídrico. Esta estación de registro automático, es la Sosci que controla el escurrimiento de una extensión de 5,792 Km<sup>2</sup>., en la que esta incluida la totalidad de la cuenca húmeda.

Existen en funcionamiento una red de 10 estaciones pluviométricas ubicadas entre las cotas 1,370 y 4,500 m.s.n.m., 7 de las cuales tienen registros desde 1964 a la actualidad y 3 desde 1957 a la fecha. De esta información se ha podido establecer que las lluvias se presentan con mayor intensidad entre los meses de Diciembre a Marzo, estando el periodo mas seco comprendido entre los meses de Junio a Agosto.

En resumen, el río Cañete presenta un régimen irregular y de carácter torrencioso, con marcadas diferencias entre sus parámetros extremos. Así la descarga máxima ha sido de 850 m<sup>3</sup>/seg. Y la mínima de 5.80 m<sup>3</sup>/seg., con una media anual aproximada de 50.71 m<sup>3</sup>/seg., equivalente a un volumen media anual de 1,599'301,569 m<sup>3</sup>.

El análisis y resultado de la muestra del agua del río Cañete se adjunta en el Anexo 11.



Fechas	Periodo Avenidas		Periodo Transicional		Periodo de Escaje	
	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Fecha temprana	10 Octubre	20 Febrero	10 Mayo	10 Octubre		
Fecha mas tardía	30 Enero	25 Abril	10 Agosto	30 Enero		
Rango de variación	112 días	64 días	92 días	112 días		
Fecha promedio	1 Diciembre	1 Abril	15 Junio	1 Diciembre		
Duración media	4 meses	2 i/2 meses	5 i/2 meses			
Porcentaje de volumen descargado	69%	19%	12%			
Modulo	105.68 m <sup>3</sup> /s	46.50 m <sup>3</sup> /s	13.61 m <sup>3</sup> /s			

Tabla N° 4.2 - Periodos del ciclo hidrológico del río Cañete (Fuente ONERN)

### Aguas Subterráneas de la zona

El valle del río Cañete tiene forma trapezoidal inversa, en la que su base mayor esta limitada por la falda de los Cerros San Juan y Jaboncillo, y a su vez esta conformada por los sectores Nuevo Roma, Almenares, La Florida y Túnel Grande; que pertenecen a los distritos de Quilmaná y Nuevo Imperial, su base menor estaría formada por el limite del litoral abarcando los distritos de Cerro Azul, San Luís y Ean Vicente.

Los Lados de esta figura son irregulares y esta limitada por los Cerros San Juan de Roldan al norte del valle y el Cerro Loma Negra al sur del mismo.

En el río Cañete, el acuífero se encuentra limitado por los afloramientos rocosos como los Cerros Loma Negra, Lúcumo, Conta, Pócoto, Huayaullo, Bandurria, Lomas de Quilmaná, y el Ihuanco.

El acuífero presenta dimensiones variables, así tenemos que entre el sector Pampas de Quilmaná y la Huerta tiene un ancho que fluctúa entre 7,000 m y 9,000 m; mientras que en los sectores de Miraflores, Cantagallo y el centro poblado Nueva Roma; en el limite del cerro Pócoto, presenta un ancho que varia entre 10,000 m y 12,000 m, a partir de estos la dimensión del acuífero es mayor a las descritas anteriormente y fluctúa entre 14,000 m y 16,000 m.

El acuífero esta constituido principalmente por rellenos aluviales terciarios y cuaternarios. Litologicamente estos depósitos están conformados por gravas, arena

finas a gruesas, cantos redondeados a subredondeados; limos y arcillas, todo de carácter típicamente fluvial. Hacia el sector sureste, los sedimentos pertenecen a la formación Cañete del terciario.

La ubicación de las fuentes de agua subterránea se puede apreciar en el PLANO N° 2 - Anexo 11.

- La napa freática

La napa freática contenida en el acuífero es libre y superficial, siendo su fuente de alimentación las aguas que se infiltran en la parte alta de la cuenca (zona húmeda), así como también; las que se infiltran a través del lecho del río, en los canales de riego no revestidos y, en las áreas de cultivo de la zona.

- Morfología del techo de la napa

Se encontró que en la zona de San Vicente, entre los sectores de El Chilcal y Hualcalá, el sentido del flujo es de noroeste a suroeste, con una gradiente hidráulica de 1.23 % cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 45 a 60 m.s.n.m.

Entre los sectores Playa Hermosa Y Cochahuasi, el sentido del flujo es de noroeste a suroeste, con una gradiente hidráulica de 0.52 %, mientras que las cotas del nivel de agua fluctúan de 4.00 a 10.00 m.s.n.m

- Profundidad del techo de la napa

La profundidad del nivel estático en el área de estudio mayormente fluctúa entre 0.36 m y 43.10 m, aunque en el sector Pampas Rosario Alto (distrito de Quilmaná), se registran valores puntuales que fluctúan entre 57.59m y 86.48m.

En el sector de San Vicente el nivel freático se encuentra entre 0.70m y 14.28m de profundidad, observándose niveles más superficiales en el sector Boca del Río, Isla Baja, Agua Dulce y Cochahuasi; y los más profundos en los sectores de La Arena alta, Herbay Alto y San Vicente.

Entre los sectores de Boca del Río y Cerro Palo, la profundidad de la napa se encuentra entre 0.70m y 3.90m mientras que entre los sectores Agua Dulce y Hualcará, la napa fluctúa entre 0.93m y 3.57 m respectivamente.

Entre los sectores de Herbay Alto, La Arena Alta y San Vicente, la napa se encuentra entre 7.06m y 14.28m de profundidad.

### **Calidad de las Aguas Subterráneas:**

El agua subterránea de la zona presenta las siguientes características:

- La conductividad eléctrica (C.E) de la zona varía entre valores de 0.35 a 1.82 (mmhos/cm), valores que corresponden a aguas de baja a mediana mineralización.
- La dureza total de las aguas en la zona varía entre 58.90ppm de  $\text{CaCO}_3$  y 627.50 ppm de  $\text{CaCO}_3$  valores que presentan aguas blandas dulces y muy duras respectivamente.
- En la zona el pH varía entre valores de 6.8 y 8.3 valores que presentan aguas subterráneas que varían ligeramente de ácidas a alcalinas respectivamente.
- En la zona de San Vicente se encontraron valores de STO entre valores que fluctúan de 202.91 a 630.76 ppm valores que se encuentran dentro del rango permisible y corresponden a aguas de buena potabilidad.

Por tanto según el investigador Wilcox se concluye que para un rango de C.E (mmhos/cm) de 0.35 a 1.82, el agua en la zona de acuíferos se puede calificar de buena a aceptable, siendo necesaria su clorificación a través un sistema clorificador.

### **4.3.2.- Obras Hidráulicas del Valle**

El presente acápite comprende el inventario y la evaluación de las obras de infraestructura de irrigación existentes en el valle de Cañete, desde la estación de aforos Socsí hasta el límite con el Océano Pacífico.

La ubicación y disposición de algunas de estas estructuras se pueden apreciar en el PLANO N° 5 - Anexo 11.

## **Sistema de Distribución de la Irrigación Nuevo Imperial:**

La Irrigación de Nuevo Imperial se encuentra ubicada en el distrito de Imperial, habiendo sido construida por el estado en los años 1920-1922 con el objeto de poner bajo riego alrededor de 7,600 Ha, pertenecientes a las pampas de Conta, Bandurria, y Quilmaná. El sistema de riego comprende una estructura de captación de construcción permanente sobre el río Cañete, un canal madre o principal de 29 Km. De longitud con 3.4 Km en 13 túneles y una red de laterales principales de 28.8 Km.

- **Bocatoma Nuevo Imperial:**

Se encuentra ubicada en la margen derecha de una amplia sección de dirección rectilínea del cauce del río, aproximadamente 22 Km. Al Noroeste de la ciudad de San Vicente de Cañete. Desde el año 1922, fecha de su terminación a la actualidad ha sufrido modificaciones sustanciales en cuanto a su construcción y funcionamiento.

- **Canal de Derivación Nuevo Imperial:**

Es el canal más alto del valle, y cuya derivación sirve para el riego de aproximadamente 7,400 Ha., pertenecientes a 21 distritos agrícolas, ubicados en la margen derecha del río Cañete. Su longitud es de 29 Km en canal abierto y 3.4 Km acumulados en 13 túneles, su capacidad es variable; así, la del tramo comprendido entre la bocatoma y el desarenador (Km. 0+700) es de 24.0 m<sup>3</sup>/seg., para reducirse luego a 7.7 m<sup>3</sup>/seg.

- **Desarenador:**

Está ubicado sobre una media ladera de acentuada inclinación, circunstancia que parece haber motivado la construcción de una taza ciega de sedimentación de forma rectangular alargada (4m x 20 m). La inclinación lateral del fondo de la tasa conduce el material hacia 3 compuertas de limpia, ubicadas al final del muro izquierdo.

- **Túnel Grande:**

Es el más largo de los 13 túneles existentes en el canal Nuevo Imperial, iniciándose en el Km. 8+583 del mismo. Su longitud es de 2,400 m., con una capacidad de 8 m<sup>3</sup>/seg. y con una sección transversal rectangular abovedada, funcionando hidráulicamente como canal.

- Lateral Cantera:

Se origina en el (Km. 11 +400) del canal Nuevo Imperial, punto que corresponde a un tramo en rápida del mismo, tiene una longitud de 6,000 m. y abastece de agua a 57 lotes con una extensión de total de 150 Ha, siendo su capacidad de 300 litros/seg.

- Lateral Z:

Tiene una longitud de 16.8 Km y una sección trapezoidal revestida con piedra emboquillada en sus 1,000 primeros metros, para luego continuar sin revestimiento en tierra con un cauce muy filtrante. Su pendiente es de 0.0035, su velocidad media es de 0.95 metros por segundo para un gasto máximo de 1.2 m<sup>3</sup>/seg. Sus desagües son vertidos al lateral A.

- Lateral A:

Este lateral es propiamente la continuación del canal Nuevo Imperial, se inicia en el punto denominado Repartición y desagua en el mar, muy cerca de la localidad de Cerro Azul. Su longitud es de 9 Km y recibe en su recorrido los sobrantes de los laterales B y Z y de las acequias Maria Angola y San Miguel. Su capacidad máxima es de 1.5 m<sup>3</sup>/seg y se emplea para el riego de aproximadamente 150 Ha.

- Lateral B:

En el Km. 1 + 000 del lateral Z, nace el lateral B que recorre 7.0 Km. Irrigando 1,046 Ha. Su capacidad máxima es de 3.5 m<sup>3</sup>/seg.

### **Sistema de Distribución del Valle Viejo:**

El sistema de riego del Valle Viejo dispone de tres bocatomas de captación, de las cuales una es de construcción permanente y las otras dos de construcción temporal y de tipo rustico. El sistema de distribución esta constituido por una serie de canales en tierra, sin revestimiento, de características geométricas poco definibles.

- Acequia Vieja de Imperial:

Nace del río Cañete en la toma de la Pinta, tiene un cauce de longitud de 26.6 Km. y termina en el Repartidor ubicado en la garita de Casa Pintada. Riega aproximadamente 3,642 Ha ubicadas en la margen derecha del río y pertenecientes al denominado Valle Viejo.

- Acequia Maria Angola:

Abastece de agua a aproximadamente 2,254 Ha. de tierras cultivadas del valle, a las haciendas Hualcará, El Chilcal y La Quebrada. Su longitud es de 24.0 Km. Carece de desarenador y su capacidad máxima es de 4.2 m<sup>3</sup>/seg.

- Acequia San Miguel:

Nace en la toma de la Fortaleza, ubicada en la margen derecha del río Cañete, aguas debajo de la toma Pinta. Capta las aguas destinadas a los cauces comunales de María Angola, San Miguel y Huanta para abastecer aproximadamente 9,758 Ha. localizadas en la margen derecha del valle Viejo.

- Acequia Huanta:

Se inicia en el (Km.2 + 400) del cauce San Miguel y proporciona riego a aproximadamente 3,341 Ha, ubicados en el valle Viejo, su longitud es de 14 Km y su capacidad máxima es de 1.5 m<sup>3</sup>/seg.

- Toma de Palo:

Se encuentra ubicada en la margen izquierda del río Cañete, a aproximadamente 100 metros aguas debajo de la toma de Pinta; abastece de agua a 2,400 Ha, situadas en la margen izquierda del valle.

- Manantiales de Cuenca y de Oré:

Ubicados en la parte sur de la población, estos manantiales constituyen la fuente que proporciona el agua potable al pueblo de San Vicente.

#### 4.3.3.- Geología

Dentro de la estratigrafía de la zona encontramos la Formación Cañete, el cual representa un conjunto litológico de conglomerados semiconsolidados de clastos redondeados y subredondeados de litología variada con intercalaciones areno - limosas; estos conglomerados yacen en discordancia angular sobre la Formación Paracas y rocas más antiguas. Esta unidad aflora en la zona de estudio denominada como Pampa Clarita. Esta formación por su constitución es potencialmente aparente para la prospección y explotación de las aguas subterráneas.

La disposición geológica de la zona se puede apreciar en el PLANO N° 3 - Anexo 11.



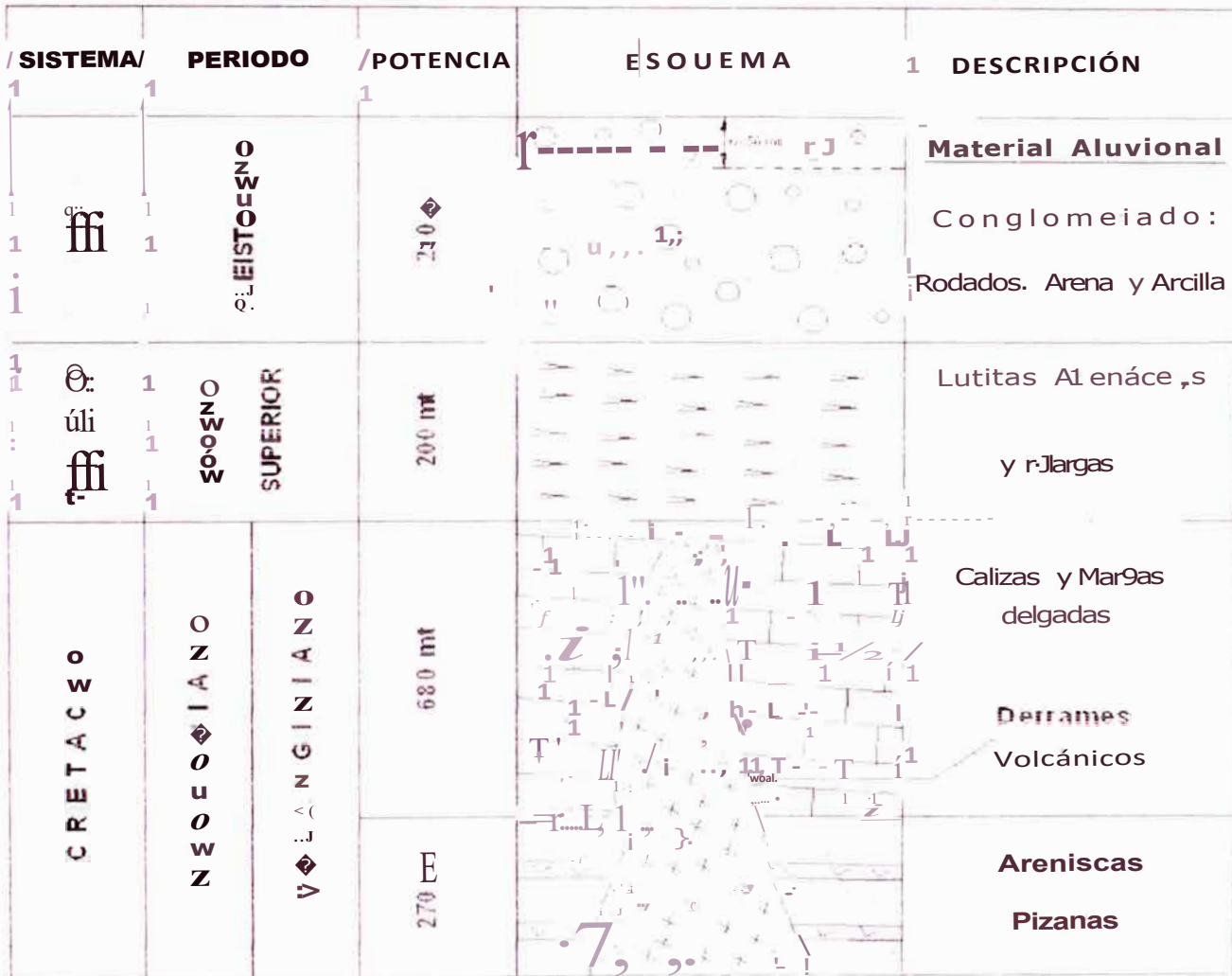


Figura. 4.3.- Columna estratigráfica del valle del Cañete.

### Geología regional de la zona

El área estudiada cubre una faja que va desde el nivel del mar por el oeste hasta la cota 400 en la Unidad Geomorfológica de Lomas Bajas hacia el este.

La estratigrafía del área comprende siete unidades con edades que van del terciario inferior al cuaternario reciente y también se pueden diferenciar cuatro unidades geomorfológicas como son; el valle, playas y acantilados, pampas costaneras y estribaciones del frente andino.

- Valle

Está conformado por la planicie aluvial del delta del río Cañete; esta unidad se encuentra cubierta por terrenos agrícolas. Es un valle maduro amplio de bajo gradiente limitado hacia el sur por las terrazas antiguas de Pampa Clarita y hacia el norte por macizos intrusivos de Cerro Azul.

El desarrollo de la etapa Valle es mayor hacia el norte debido probablemente a la mayor competencia y altura de las terrazas de conglomerados de la Formación Cañete, derivando el antiguo cono de deyección hacia terrenos más bajos y menos competentes situados al norte del curso actual del río.

- Playas y Acantilados

Esta unidad constituye una delgada faja de aproximadamente 500 m de ancho, situada en el borde oeste del litoral, desde Pampa Clarita hasta Pampa Larga, está orientada en dirección NO-SE y comprende playas y acantilados del borde occidental.

Las playas del sector son angostas de suave pendiente y contrastan bruscamente con las escarpas de acantilados costeros de 15 a 30 m de altura formados por erosión del litoral.

- Pampa Costanera

Esta unidad ocupa la faja adyacente de las playas y acantilados que conforman su límite hacia el oeste y hacia el este está limitada por cerros bajos que corresponden a las estribaciones del frente andino.

En el área evaluada las pampas costaneras están conformadas por terrazas aluviales antiguas cubiertas por depósitos eólicos. La morfología es bastante homogénea, de pendientes suaves y levemente disectadas por quebradas aluviales desérticas paralelas que están alineadas en dirección SW-NE.

- Estribaciones del Frente Andino

Esta unidad corresponde a cadenas de cerros bajos situados al este de las pampas costaneras y que no sobrepasan los 450 m.s.n.m.

Se caracterizan por una cadena de cerros suaves que sobresalen a las pampas costaneras y quebradas aluviales desérticas; también se caracterizan por incrementar progresivamente su altitud y relieve hacia el este.

Por sus características de relieve y distribución asociada a formaciones sedimentarias marinas del terciario hacen suponer que estuvieron expuestas a erosión marina.



#### 4.3.4.- Topografía de la zona.

Por lo general la pampa de Cañete presenta una topografía conformada por tablazos marinos extendidos a lo largo de la costa, y que varían según altitudes de 100 a 300 m.s.n.m aproximadamente para terminar en un acantilado de unos 80m de profundidad, constituyéndose una terraza marina de topografía llana con una pendiente de 5 por mil en sentido Este-Oeste y de 1 por mil en el sentido Norte-Sur. Dicho tablazo marino ha sido fuertemente erosionado en algunas zonas por efecto del tiempo, dando lugar a numerosas quebradas de Este a Oeste y con unos 15 a 20 metros de profundidad aproximadamente, encontrándose también al Norte de la quebrada Topará un depósito eólico de arena, dando lugar a numerosas dunas por la zona.

#### 4.4.- Selección del tipo de fuente

Del estudio hidrológico de la zona, se puede establecer que es posible captar agua de varias fuentes.

##### 4.4.1.- Agua del río Cañete

El caudal de este río es superior a las necesidades de demanda de la zona, debido a que mantiene un cauce que no deja de correr durante todo el año, sin embargo posee un régimen torrencioso e irregular, requiriendo una captación de tipo Bocatoma con su respectiva planta de tratamiento, una línea de conducción de gran longitud y quizás se le necesite proveer de una estación de bombeo.

##### 4.4.2.- Agua de las Lagunas

El problema de las aguas provenientes de las lagunas es que tienen un alto contenido de cloruros y se les considera aguas saladas y se encuentran alejadas de la zona, por lo tanto esta no resultaría una buena alternativa.

#### 4.4.3.- Agua de canales de riego

Tendríamos que el canal de Nuevo Imperial podría cumplir estos requerimientos ya que conduce el caudal suficiente que permitiría que se capte agua con la finalidad de potabilizarla, pero se requeriría igualmente de una captación, planta de tratamiento, línea de conducción mas corta que el captar agua del río, pero el problema sería que dicho canal estaría más alejado de la lotización a la cual queremos abastecer.

#### 4.4.4.- Agua de los manantiales

En la zona tenemos que los manantiales de Cuenca y Oré se encuentran cercanos pudiéndose obtener una captación conjunta de 95 lts/seg siendo superior este valor al caudal máximo diario de 15.22 lts/seg que requerimos para una población actual de diseño proyectada tan pequeña de 6,100 habitantes.

Las aguas de los manantiales son un poco alcalinas y también un poco duras pero en valores tolerables, tratándose así de aguas de buena calidad. La desventaja sería lo alejadas que se encontrarían de nuestro poblado de diseño.

#### 4.4.5.- Agua de pozos

El agua del subsuelo resultaría mucho más aceptable que la superficial del río ya que por lo general es mas limpia ya que no esta expuesta al medio ambiente como en el otro caso, para tratar este tipo de agua esta solo necesitaríamos una caseta de cloración, y una menor línea de conducción que la bocatoma, y como se puede apreciar en el PLANO N° 1 - Anexo 11, este pozo proyectado se podría ubicar en la zona de Herbay Alto y estaría a una distancia mas asequible a diferencia de una Bocatoma la cual se tendría que emplazar aguas mas arriba.

#### 4.5.- Discusión de las alternativas expuestas

- De las alternativas expuestas, se descartaría el agua de laguna por ser de origen salada y por lo alejadas que se encuentran del poblado de diseño.

- Con respecto a los manantiales de Cuenca y Oré se dijo que se presentan como la solución mas asequible, tanto por su calidad de agua que es muy buena como por su cantidad la cual satisface la demanda solicitada, siendo el problema lo alejadas que se encuentran de la población de diseño, lo cual haría no factible este tipo de solución.
- Se descartaría la solución de agua del río Cañete ya que este tipo de toma demandaría la construcción de una bocatoma, la cual resultaría una estructura mas costosa, demandando además una línea de conducción de gran longitud y la necesidad de hacer una planta de tratamiento de alto costo, sobretodo si se tiene en cuenta que la población de diseño es pequeña, lo cual no la haría muy rentable.
- Respecto al agua de los canales ya se dijo que si bien son aceptables como posible solución, estos se encuentran demasiados alejados de la población de diseño, lo cual demandaría mayores costos de tendido de tuberías y no los haría muy rentables.
- La solución por pozo evitaría la construcción de una planta de tratamiento para aguas superficiales, ya que solo sería necesario implementar una caseta para el bombeo y la cloración, y una línea de conducción mas corta que la de una bocatoma, y requeriría de un proceso constructivo y mantenimiento de la misma mas simple, siendo esta la mas económica. Por lo tanto se ha elegido este tipo de captación, teniendo en cuenta también la población tan pequeña que se tiene para diseñar la demanda,

#### 4.6.- Aspectos Legales

Un criterio que también se debe tener en cuenta sobre la fuente de agua seleccionada es la ubicación, ya que podría estar ubicada en la propiedad de alguna persona o pertenecer a otro pueblo, siendo necesario resolver los derechos del agua. A pesar de no ser muchas veces responsabilidad del ingeniero especialista, es importante tener en consideración que las posibles disputas se resuelvan satisfactoriamente.



Para esto el Ministerio de Salud exige para aprobar los proyectos un certificado de la comunidad si es que alguna se encontrara allí, o de las personas afectadas como una constancia de que la fuente no tiene problema legal y se pueda realizar las obras de construcción y operación con toda normalidad y sin interrupciones imprevistas.

## CAPITULO V

### CAPTACIÓN

#### 5.1.- Introducción

El tipo de sistema de captación adoptado será por captación subterránea del tipo pozo tubular para pequeñas poblaciones, dicho pozo esta conformado por una tubería ciega de acero y un filtro prefabricado de acero, siendo la ubicación definitiva de éste último de acuerdo al análisis de las muestras del terreno rocoso. La extracción del agua del subsuelo será a través de una bomba de turbina vertical que permitirá el ascenso del agua a través de una castilla y unos tazones de descarga y succión que conforman el cuerpo de la bomba accionados por un motor eléctrico vertical de eje hueco. Para ello, se ha acondicionado el diseño de una caseta de bombeo y Glorificación, la cual constará entre sus ambientes de una sala de maquinas en donde se ubicará el motor montado en el eje vertical del pozo, la bomba propiamente dicha y una sala de cloración en donde se procederá a purificar el agua mediante la adición de cloro a través de un inyector a la línea de impulsión, de esta manera el agua que sale de la caseta de bombeo hacia el reservorio a través de la línea de impulsión ya será tratada y apta para el consumo humano. El pozo también cuenta con su respectivo sistema de purga.

La ubicación de las fuentes de agua subterránea se puede apreciar en la LAMINA A-2 -Anexo I

## 5.2.- Sectores más favorables para la perforación de pozos tubulares profundos

De los resultados obtenidos en dicho estudio, principalmente la prospección geofísica, la geología, la geomorfología y los análisis de los perfiles litológicos de pozos situados en toda el área que abarco el citado estudio se encontró que se determinaron sectores con condiciones hidrogeológicas más favorables para la perforación de 174 pozos proyectados, de los cuales 162 serían tubulares y 12 a tajo abierto.

Se encontró también que dicho estudio no solo determino los mejores sectores para perforar, sino que también ubico los 174 pozos que se pueden apreciar en el mapa hidrogeológico del mismo estudio y que dichos pozos se encuentran ubicados a 600 metros de distancia con respecto al pozo más próximo, lo cual garantizaría la ausencia de interferencia, aun cuando estos trabajaran las 24 horas del día bombeando agua.

Dichos sectores más favorables se pueden apreciar en el PLANO N° 1 - Anexo 11.

## 5.3.- Selección y ubicación del pozo proyectado

Inicialmente, de dichos 174 pozos proyectados seleccionamos un pozo de referencia para nuestro diseño, así tomamos el pozo inventariado como el N° 169, el cual se encuentra en la zona de Herbay Alto y cuya ubicación se puede apreciar en el PLANO N° 1 - Anexo 11. Dicho pozo se eligió por las razones siguientes:

- Ser el pozo proyectado de más alta cota (95.00 msnm),
- Ser el pozo más próximo a la lotización en Pampa Clarita,
- Por encontrarse dentro de la zona considerada como favorable para la perforación de pozos debido a la proximidad de la napa freática a la superficie, ya que según el estudio mencionado se encuentra aproximadamente a 7 metros por debajo del nivel del terreno.
- Por contar con parámetros hidráulicos conocidos gracias a las pruebas obtenidas de dicho estudio efectuado en esa zona.

Finalmente, luego de conocer la ubicación de dicho pozo de referencia, ubicamos nuestro pozo final de diseño en la cota 130 msnm, y a una distancia de 5.398 Km del pozo de referencia inicial. Dicho pozo de diseño final se encontrará ubicado dentro del límite establecido del Km<sup>2</sup> y próximo a la lotización proyectada, además asumimos que los datos y parámetros hidráulicos conocidos de la zona del pozo de referencia son los mismos para la zona del pozo de diseño final, y que la profundidad del nivel estático del agua en esta zona se da de acuerdo al desnivel generada por la gradiente del nivel estático del pozo de referencia según la Figura.1

La ubicación del pozo final de diseño en el terreno, se puede apreciar en la LAMINA A-1-Anexo I

#### 5.4.- Determinación del número de pozos requeridos

Se obtiene de la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ de Pozos} = \frac{\text{Gasto Requerido}}{\text{Rendimiento del Pozo}} \dots\dots\dots (1)$$

Como el pozo tiene un periodo de diseño de 30 años, el gasto requerido para el día de máximo consumo, bombeando a razón de 18 horas será:

$$Q \text{ bombeo} = Q_{md} * \frac{N^{\circ} \text{ de horas al día}}{N^{\circ} \text{ de horas de bombeo}}$$

Entonces reemplazando::

$$Q = 15.22 * \frac{24}{18} = 20.30 \text{ lts/seg.}$$

El rendimiento de un pozo que capta aguas subterráneas profundas se obtiene de:

$$Q = K * a * \frac{(O - d)}{\text{Log} \left( \frac{R}{r} \right)} \dots\dots\dots (2)$$



# PERFIL DEL TERRENO EN RELACIÓN AL POZO DE REFERENCIA N°169 Y EL POZO FINAL DE DISEÑO

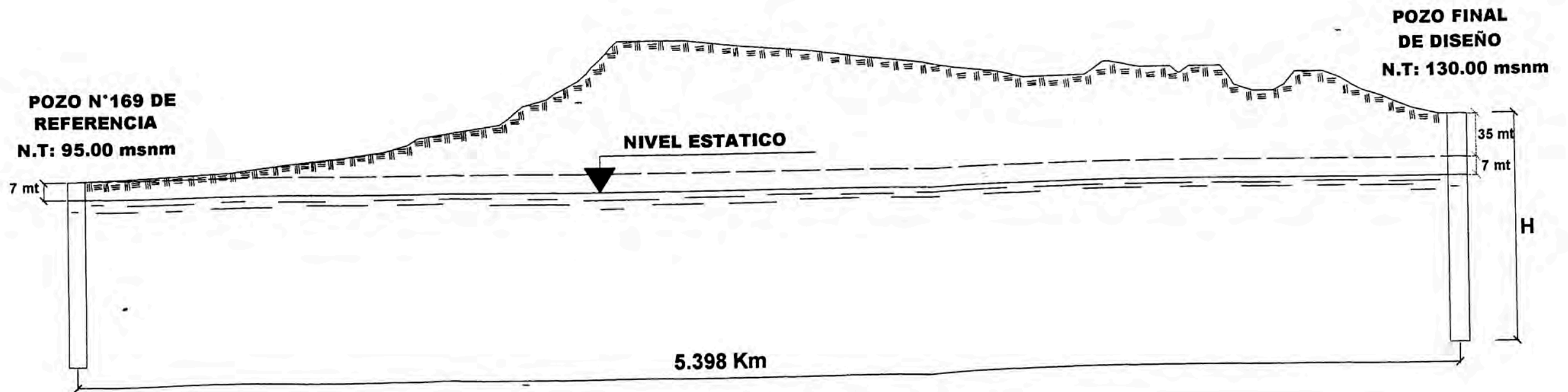


Figura. 1 Perfil del terreno



Donde:

- K = Coeficiente de permeabilidad.
- a = Espesor de la capa acuífera atravesada por el pozo tubular.
- O = Potencia del manto acuífero.
- d = Nivel dinámico o altura del agua en el pozo.
- R = Radio de influencia del pozo.
- r = Radio del pozo.

Los parámetros están representados en la Figura N° 2:

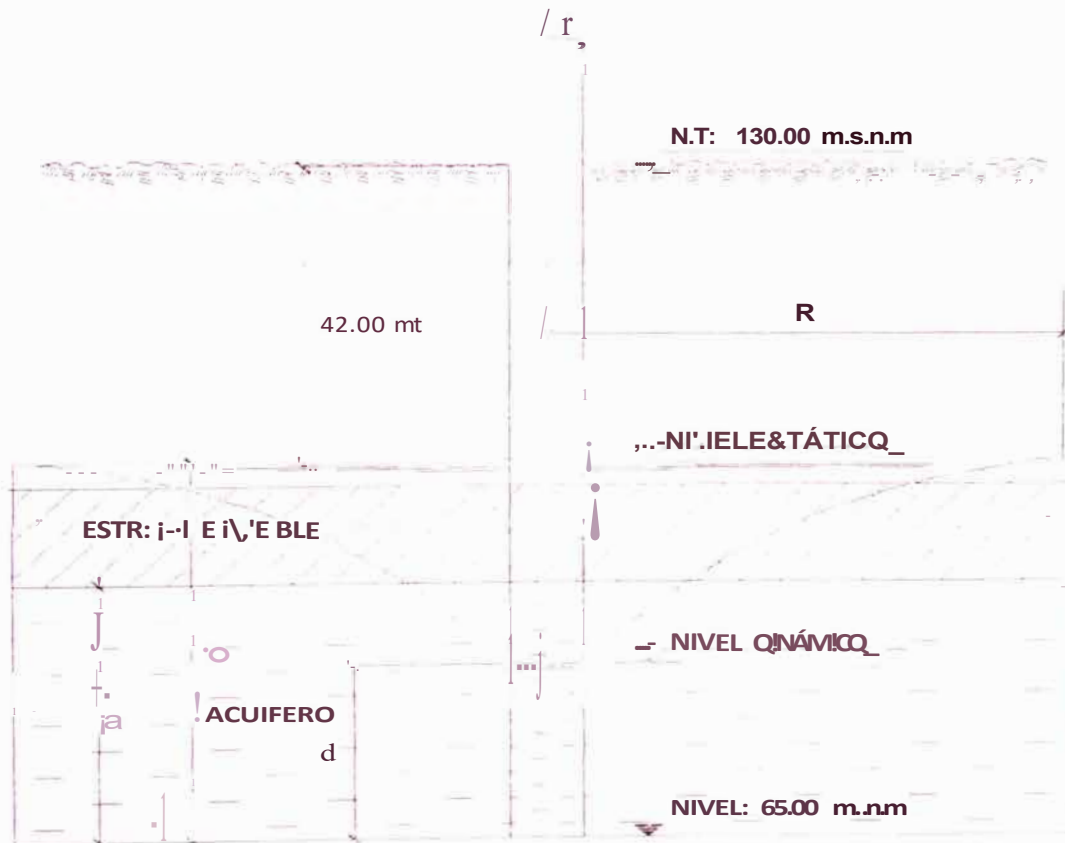


Figura. 5.2 Componentes del pozo

#### 5.4.1.- Determinación de la potencia del manto acuífero del pozo de diseño

De acuerdo al estudio realizado se encontró en el Mapa de "Reservas Totales" que se adjunta en el PLANO N° 4 - Anexo 11, que se dividió la zona en cuadrángulos con el fin de conocer la reserva total de agua subterránea por sectores. Se encontró que para la zona de Herbay Alto, lugar donde vamos a efectuar la perforación del pozo proyectado le correspondía el cuadrángulo C308 disponiéndose de los siguientes parámetros hallados en dicho estudio en la siguiente Tabla:

Tabla N° 5.1. Cuadrángulos (ATDR - INRENA 2001)

N° Cuadrángulo	Profundidad promedio del Nivel Estático (m)	Espesor del Acuífero (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Almacenamiento	Reserva total de Agua Subterránea (m <sup>3</sup> )
C 308	7.00	303	250	0.015	1'136,250

De la Tabla 1, la potencia del manto acuífero para el pozo de referencia sería el mismo para el pozo final de diseño, se puede asumir como:

$$a_{\text{Pozo de diseño final}} = 15 \text{ mS.}$$

#### 5.4.2.- Determinación del Nivel Estático del pozo de diseño

De la Tabla 1, la profundidad promedio del Nivel Estático (N.E) para el pozo de referencia sería:

$$N.E_{\text{Pozo de referencia}} = 7 \text{ mts}$$

Para el caso de nuestro pozo de diseño final la profundidad del nivel estático sería:

$$N.E_{\text{Pozo de diseño final}} = N.E_{\text{Pozo de referencia}} + C.p.F - C.p.R$$

Donde:

C.P.F = Cota del pozo final de diseño = 130 m.s.n.m.

C.P.R = Cota del pozo de referencia = 95 m.s.n.m.

Entonces reemplazando tenemos:

$$NEP_{\text{pozo de diseño final}} = 7 + 130 - 95 = 42 \text{ mt}$$

#### 5.4.3.- Determinación de la profundidad del pozo

Las profundidades recomendadas para perforar pozos este estudio según los sectores se pueden apreciar en la siguiente tabla:

Tabla N° 5.2. Profundidades recomendadas de perforación ( ATDR-INRENA 2001)

Sector	Profundidad a colocarse los Filtros (m)	Profundidad Máxima a perforar los pozos (m)	Profundidad recomendada (m)
Agua Dulce	A partir de 15	100	40
Santa Rosa	A partir de 15	100	40
Pedregal	17	40	40
Casablanca	18	40	40
Herbay Alto	15.00 - 22.00	50	30
Pampa Azul	A partir de 15	50	40
Chacarilla	A partir de 15	50	40

De acuerdo a la Tabla. 2, la profundidad total de diseño del pozo recomendada sería de 30 mts para Herbay Alto en San Vicente, y que pertenece a la zona donde hemos ubicado nuestro pozo de referencia (pozo proyectado N° 169), por tanto si asumimos dicha profundidad para el pozo de referencia, nuestro pozo de diseño final ubicado dentro del Km2 establecido tendría una profundidad de:

$$H = P.P.R + C.P.F - C.P.R$$

Donde:

P.P.R = Profundidad del pozo de referencia = 30 mts

C.P.F = Cota del pozo final de diseño = 130 m.s.n.m.

C.P.R = Cota del pozo de referencia = 95 m.s.n.m.

Entonces reemplazando valores:

$$H = 30 \text{ mt} + 130 \text{ mt} - 95 \text{ mt} = 65 \text{ mt}$$

A dicha profundidad del pozo le correspondería el siguiente nivel estático:

$$D = 65 - 42 = 23 \text{ mts.}$$

#### 5.4.4.- Determinación del coeficiente de Permeabilidad (K)

El material del estrato acuífero esta conformado por gravas, arena fina a gruesa, cantos redondeados a subredondeados; limosos, moderadamente compactas, la porosidad variara entre 35% a 40%. Se asumirá el caso mas desfavorable de porosidad de 30%.

La fórmula de Dupuit para el flujo de un pozo de gravedad es:

$$Q = K * \frac{(D^2 - d^2)}{\text{Log} \left( \frac{R}{r} \right)}$$

Donde:

Q = Rendimiento del pozo.

$K = \frac{TT * k * p}{2.3}$  = Coeficiente de Permeabilidad.

D = Potencia del manto acuífero.

d = Nivel dinámico o altura de agua en el pozo.

R = Radio de influencia del pozo.

r = Radio del pozo.

Según Hazen el valor de la constante k que interviene en la formula de la Permeabilidad (K) esta dado por la ecuación:

$$k = \frac{c * d^2}{p} \quad (\text{m/día})$$

Donde:

k = Constante determinada por condiciones del flujo y medidas usadas.

c = Constante para determinada porosidad.

p = Porosidad.

d = Diámetro efectivo del material que forma el estrato acuífero.

Para la porosidad asumida anteriormente, el valor original de "c" fijado por Hazen es,  $c = 400$ , y considerando que el material del estrato acuífero es de un tamaño efectivo de,  $d = 0.3 \text{ mm}$ , el valor de  $k$  sería:

$$k = \frac{400 * 0.3^2}{0.3} = 120 \text{ m/día.}$$

Por lo tanto si reemplazamos el valor de  $k$  obtenido en la fórmula de la Permeabilidad ( $K$ ) de Dupuit tendríamos que el Coeficiente de Permeabilidad sería:

$$K = \frac{3.1416 * 120 * 0.3}{2.3 * 24 * 60 * 60} = 5.66 * 10^{-4} \text{ m/s.}$$

#### 5.4.5.- Determinación de la gradiente hidráulica

De acuerdo al estudio mencionado se determinó que para la zona de San Vicente entre El Chilcal y Hualcará, más próximas a Herbay Alto, la gradiente hidráulica en promedio es de 1.23% y el sentido del flujo es de Nor-Este a Sur-Oeste. En tal sentido podemos asumir que:

$$s = 0.012 \text{ m/m}$$

#### 5.4.6.- Determinación del diámetro del pozo

Para la fijación del diámetro de diseño del pozo, es necesario tener presente que afecta tanto al abatimiento como a la tasa de bombeo. Si se aumenta el diámetro, disminuye el abatimiento, incrementándose la tasa de bombeo.

Sin embargo, el diámetro solo debe ser considerado hasta un valor límite más allá del cual no es económicamente factible hacerlo mayor.

El investigador Babbit dedujo una fórmula empírica que relaciona el diámetro más conveniente de la tubería de impulsión, con la descarga, la altura total de bombeo y velocidad del motor. La fórmula de Babbit para el Sistema Métrico de Unidades es:

$$D = 655 * Q^{0.154} * H^{0.256} * n^{0.678}$$

Donde:

D = Diámetro externo de la tubería de la bomba, en cms.

Q = Descarga, en lts/seg.

H = Altura dinámica de bombeo, en mts.

N = Velocidad del motor, en RPM.

El diámetro del pozo debe ser uno o dos centímetros mayor que el diámetro de la tubería de impulsión. En la Tabla. 3 se indican los diámetros recomendados para los pozos tubulares, obtenidos con la fórmula de Babbit, sin tomar en cuenta la altura de bombeo ni la velocidad del motor:

Tabla N° 5.3. Diámetros recomendados para pozos (Babbit)

Gasto del pozo Lts/seg	Diámetro nominal de la tubería de impulsión	Diámetro óptimo del tubo de revestimiento	Diámetro mínimo del tubo de revestimiento
Menos de 7	4"	6"	5"
5 - 12	5"	8"	6"
10 - 20	6"	10"	8"
16 - 35	8"	12"	10"
33 - 55	10"	14"	12"
50 - 80	12"	16"	14"
75 - 110	13"	20"	16"
100 - 180	15"	24"	20"

De acuerdo a la Tabla. 3, para un gasto de 20.30 lts/seg, se adoptará para el revestimiento, un tubo de 12" y el diámetro del pozo un cm. mayor con lo que finalmente establecemos el diámetro preliminar del pozo.

$$2r = 12" = (12 * 2.5) + 1 = 31 \text{ cm.}$$

#### 5.4.7.- Cálculo del rendimiento máximo del pozo

El rendimiento máximo se obtiene para determinado valor de la altura dinámica (d); denotando por (di) a dicha altura, tendríamos:

$$Q = K \cdot a \cdot \frac{(D - d_i)}{\text{Log} \left( \frac{R}{r} \right)} \dots\dots\dots(3)$$

De la expresión anterior se aprecia que el radio de influencia es función del gasto.

$$R = C \cdot Q$$

Donde la constante "C" para un determinado pozo es invariable, cuyo valor lo determinamos tomando un valor arbitrario de la altura dinámica "d", esto porque tanto el radio de influencia como el gasto son funciones de este término.

El radio de influencia viene dado por la siguiente relación:

$$R = r_l \cdot \frac{(O^2 - d_i^2)}{4.6 \cdot S \cdot D \cdot \text{Log} \left( \frac{R}{r} \right)}$$

Asumiendo inicialmente una altura dinámica de:  $d_i = 15 \text{ mt}$

$$R = r_l \cdot \frac{(23^2 - 15^2)}{4.6 \cdot 0.012 \cdot 23 \cdot \text{Log} \left( \frac{R}{0.155} \right)}$$

Resolviendo por tanteos, se tiene:  $R = 236 \text{ mts}$

El gasto para esta altura dinámica se halla reemplazando valores en (2):

$$Q = 0.000566 \cdot 15 \cdot \frac{(23-15)}{\text{Log} \left( \frac{236}{0.155} \right)} = 21.11 \text{ lts/seg.}$$

Luego:

$$e = \frac{R}{Q} = \frac{236}{0.021} = 11,179.53 \text{ seg/m}^2 = 0.129 \text{ día/m}^2$$

Luego Reemplazando en (3) el valor de R por C\*Q, se tiene:

$$R = 0.129 \cdot Q_{\text{máx}}$$



Entonces:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{K \cdot a \cdot (D - d_i)}{2.3 \cdot \log \left( 0.129 \cdot \frac{Q_{\text{máx}}}{0.155} \right)} \dots\dots\dots (4)$$

Otra expresión para el gasto máximo es:

$$Q_{\text{máx}} = V_{\text{máx}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot d_i \cdot p \dots\dots\dots (5)$$

Debido a que el gasto máximo se produce para la máxima velocidad de flujo. Siendo el factor  $2 \cdot \pi \cdot r \cdot d_i \cdot p$ , el área efectiva del cilindro tributario que rodea al pozo.

Resolviendo (4) y (5) podemos hallar el valor de  $d_i$ , luego:

$$V_{\text{máx}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot d_i \cdot p = \frac{1r \cdot k \cdot p \cdot a \cdot (D - d_i)}{2.3 \cdot \log \left( 0.129 \cdot \frac{V_{\text{máx}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot d_i \cdot p}{r} \right)}$$

$$V_{\text{máx}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot d_i = \frac{k \cdot a \cdot (D - d_i)}{2.3 \cdot \log \left( 0.129 \cdot \frac{V_{\text{máx}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot d_i \cdot p}{r} \right)} \dots\dots\dots (6)$$

La velocidad máxima de flujo, se obtiene de la fórmula (Darcy, 1856):

$$V_{\text{máx}} = 130 \cdot 0.3048 \cdot (VP_{0.1,2})^{1/2} \quad (\text{m /día})$$

De donde  $V_0$  representa al flujo para la gradiente unitaria. Además, la velocidad de flujo de aguas subterráneas esta expresada por la siguiente relación:

$$V = k \cdot s$$

De donde si hacemos el factor "s" igual a la unidad (gradiente unitaria), hallamos:

$$V_0 = k$$

O sea se tendría:  $V_0 = 120 \text{ m/día}$



Luego reemplazando en la fórmula de Darcy:

$$V_{\text{máx}} = 130 * 0.3048 * \left( \frac{120}{0.3} \right)^{1/2} \text{ m/día} = 790 \text{ m/día}$$

Luego reemplazando en (6) tendríamos:

$$790 * 2 * 0.155 * d_i = \frac{120 * 15 * (23 - d_i)}{2.3 * \log(0.129 * 790 * 2 * TT * d_i * 0.3)}$$

Resolviendo por tanteos obtenemos:

$$d_i = 11.25 \text{ mt}$$

Reemplazando este valor en (5) tendríamos:

$$Q_{\text{máx}} = 790 * 2 * TT * 0.155 * 11.25 * 0.3$$

Entonces:  $Q_{\text{máx}} = 2600 \text{ m}^3/\text{día} = 45.47 \text{ lts/seg.}$

Luego este gasto se obtiene con una depresión de:

$$O - d = 23 - 11.25 = 11.75 \text{ mt} = 0.51 * D$$

El valor obtenido está comprendido dentro de los valores fijados por J. Kozeny y R. Ehrenberger quienes demostraron a través de ensayos, que el nivel del agua solo puede bajar hasta cierta profundidad mínima (h<sub>mín</sub>), con la que el pozo da su máximo rendimiento. La depresión máxima del nivel de agua según cálculos de J. Kozeny es de  $0.58 * O$  y según R. Ehrenberger de  $0.50 * D$ . Una depresión que sobrepase las medidas mencionadas, no aumenta el rendimiento.

Pero, como el costo de bombeo se incrementa con la depresión de la napa, puede resultar antieconómico bombear al gasto máximo el pozo, por este motivo solo se calcula el rendimiento de un pozo para una depresión de:

$$D - d = 5 \text{ mt} = 0.21 D$$

Aumentando el diámetro del pozo a 15", se tendría:

$$Q = \frac{TT \cdot 120 \cdot 0.3 \cdot 15 \cdot (23 - 18)}{2.3 \cdot \log\left(0.129 \cdot \frac{Q}{0.187}\right)}$$

$$Q = 1200 \text{ m}^3/\text{día} = 21 \text{ lts}/\text{seg}$$

#### 5.4.8.- Conclusión del diseño

En conclusión siendo el rendimiento del pozo (21 lts/seg), ligeramente mayor que el gasto requerido por la población (20.30 lts/seg), la captación se efectuará a través de un pozo tubular de 15" de diámetro y 65 mts de profundidad.

Las especificaciones técnicas del pozo proyectado se adjuntan en el Anexo V, y el esquema del diseño en la LAMINA A-2 - Anexo I

## 5.5.- Datos necesarios para la elección de la bomba y el motor

Para elegir el tipo de bomba y su motor, debemos conocer la capacidad a la que debe trabajar y la altura de elevación para el bombeo.

### 5.5.1.- Capacidad de la bomba

Usualmente se considera 10 años como vida útil de un equipo de bombeo. Por tanto se requerirá un equipo para satisfacer la demanda de la población en ese lapso de tiempo, bombeando a razón de 18 horas el consumo máximo diario.

Luego de los primeros 10 años se requerirá de otro equipo para satisfacer la demanda los siguientes de 10 años, finalmente al cabo de esos 20 años se requerirá del tercer y último equipo con capacidad para satisfacer la demanda al final del periodo de diseño (30 años), siendo recomendable que antes de cambiar cada equipo de bombeo al final de su periodo de vida útil se haga un estudio hidrológico del pozo para conocer el real nivel actual del descenso de la napa freática, ya que ésta disminuye con el tiempo, por tanto se diseñará sólo para los primeros 10 años.

Luego la capacidad de un equipo de bombeo, viene dada por la siguiente relación:

$$Q = \frac{Q_{md} * 24}{N^{\circ} \text{ horas de bombeo}}$$

La capacidad del equipo para los primeros 10 años, considerando que la población de diseño a esa fecha es 2,982 habitantes, el caudal máximo diario será:

$$Q_{md} = 7.71 \text{ lts/seg}$$

Luego:  $Q = 7.71 \times 24 / 18 = 10.28 \text{ lts/seg}$

### 5.5.2.- Cálculo de la pérdida de carga entre el pozo y el reservorio

#### **Cálculo del diámetro en la tubería de impulsión**

Se da mediante la siguiente relación:

$$D = 0.5873 \cdot N^{0.25} \cdot \frac{Q_b}{1,000}$$

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

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

### Cálculo de la velocidad de flujo en la tubería de impulsión

Aplicando la ecuación de continuidad.

$$V = \frac{Q_b}{A} \rightarrow V = \frac{4Q_b}{n \cdot D^2}$$

$$V = \frac{4 \cdot 0.0203 \text{ m}^3 / \text{seg}}{n \cdot (0.172 \text{ m})^2} \quad V = 0.87 \text{ m / seg}$$

Siendo este valor mayor a 0.30 m/s y menor a 5.00 *mis*, es decir se encuentra del rango de velocidades admisibles, según criterios de diseño.

### Cálculo de la pérdida de carga por fricción

Según las laminas A-2 y A-3 del Anexo 1, se tiene una línea de impulsión del pozo al reservorio de tres tramos, obteniéndose las siguientes longitudes:

Tabla N° 5.4. Tramos que componen la línea de impulsión

Tramo	Material	Diámetro (pulg)	Longitud (m)
1	Acero Schedule 40	8"	9.86
2	PVC - Clase 15	8"	635.32
3	Acero Schedule 40	8"	19.50

En el Nomograma de Hazen & Williams que se puede ver en el ANEXO 11(TABLAS). 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:

$$h_f = \frac{Q^2}{278.5 \cdot C^2 \cdot D^{2.63}} \cdot L$$

Obtenemos el siguiente cuadro de resumen para cada tramo:

Tabla N° 5.5. Pérdidas de carga por fricción

Tramo	Longitud (m)	C (H & W)	h <sub>f</sub> (H & W)
1	9.86	120	0.06
2	635.32	150	2.47
3	20.50	120	0.12
<b>∑ hf:</b>			<b>2.65</b>

De donde obtenemos:  $h_{f, mpuls} = 2.65 \text{ m}$

### Cálculo de la pérdida de carga local

Basándonos en los valores establecidos para coeficientes de pérdida de carga en accesorios para los distintos tramos de la tubería de impulsión (Ver las láminas A-2 y A-3 del Anexo 1) se han definido el uso de los siguientes accesorios:

Tabla N° 5.6. Pérdidas de carga local.

Tramo	Accesorio	Cantidad	k <sub>i</sub>	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 °	9.00	0.10	0.90
	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
<b>∑ k<sub>i</sub>:</b>				<b>4.15</b>

Empleamos la fórmula de Borde-Belanger para la pérdida de carga (hf):

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

$$h_f = 4.15 \cdot \frac{0.87^2}{2 \cdot 9.81} \rightarrow h_f = 0.16 \text{ m}$$

## Cálculo de la potencia de consumo en la bomba

Según la Figura N° 5.1 del perfil del terreno, se tiene lo siguiente:

$$HDT = H_1 + H_2$$

$$HDT = 55.50m + h_{f,111,1} + 47.00m + h_{f,222}$$

$$HDT = 55.50m + 2.65 + 0.16 + 47.00m + h_{f,222}$$

$$HDT = 105.81m$$

Donde:

$HDT$  : Pérdida de carga dinámica total.

$H_1$ ; Pérdida de carga debido a la línea de impulsión.

$H_2$ : Pérdida de carga debido a la línea de succión.

Luego calculamos la potencia requerida por la bomba con un nivel de eficiencia de 78.0 %, obteniéndose:

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

$$P_c(HP) = \frac{100 \cdot 10.28 \cdot 105.81}{75 \cdot 78}$$

$$P_c(HP) = 20HP$$

## ESPECIFICACIONES DEL MODELO DE LA BOMBA:

De la Figura 1. Gráfico de rendimiento de curvas para bomba de turbina vertical obtenemos las especificaciones de la bomba:

- Marca: HIDROSTAL.
- Modelo: 7MQL-1, 1750 R.P.M.
- Eficiencia máxima: 78.5%.
- Caudal: 12 lts/seg.
- Nº Impulsores=  $HDT / H(\text{tabla}) = 105.81/6 = 17$ .



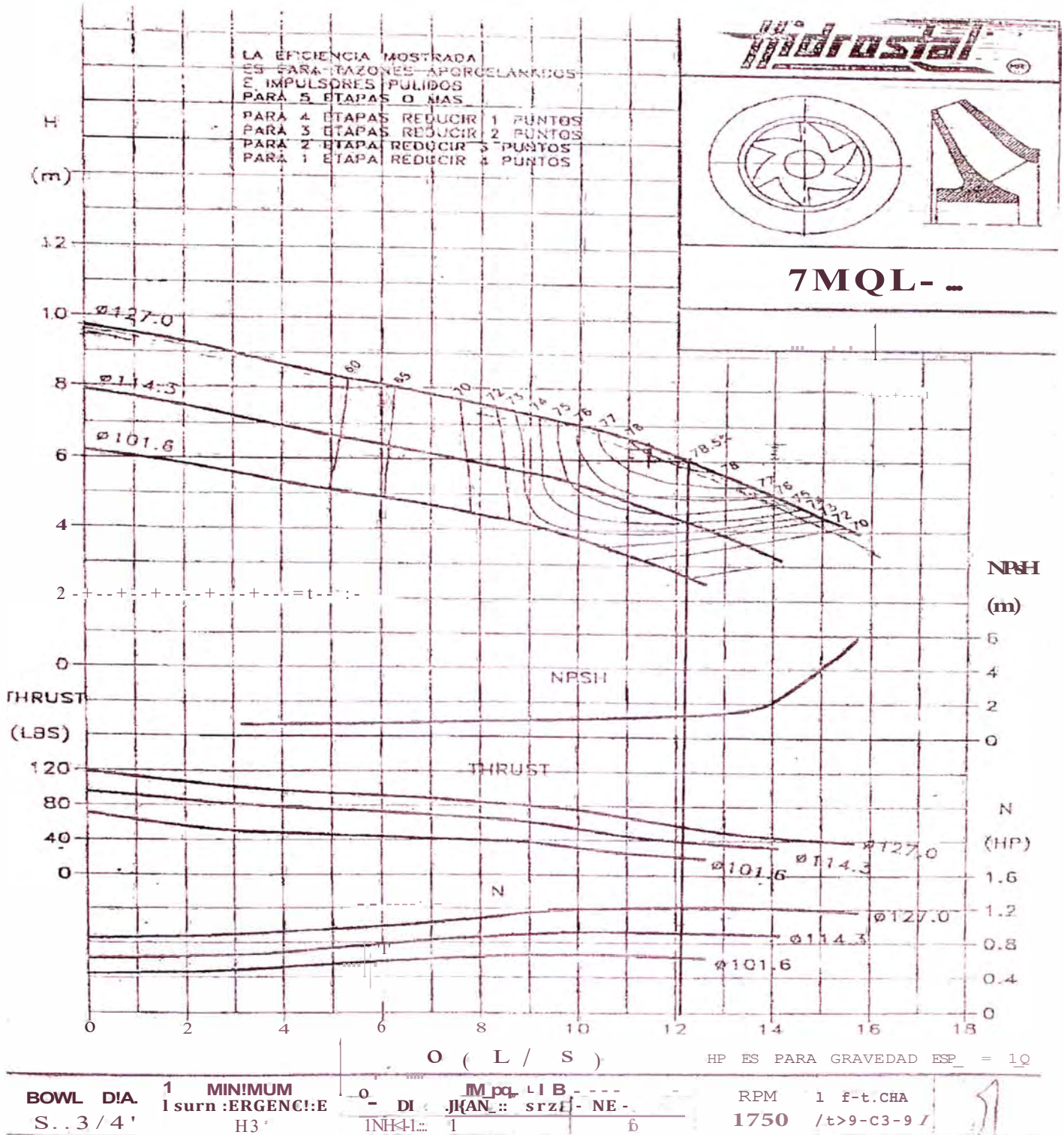


Fig 5\_3 Curvas de rendimiento de la bomba



- Diámetro de cada tazón: 127 mm < 533 mm (Entubado).
- Potencia: 2.2 HP/Tazón.
- Diámetro de la bomba: 127 mm.

### **ESPECIFICACIONES DEL MOTOR:**

- TIPO: Motor vertical de eje hueco.
- Marca US Motor
- 25 HP - 1800 R.P.M - 220 V - 60 Hz.

### **5.6.- Diseño de la caseta de bombeo**

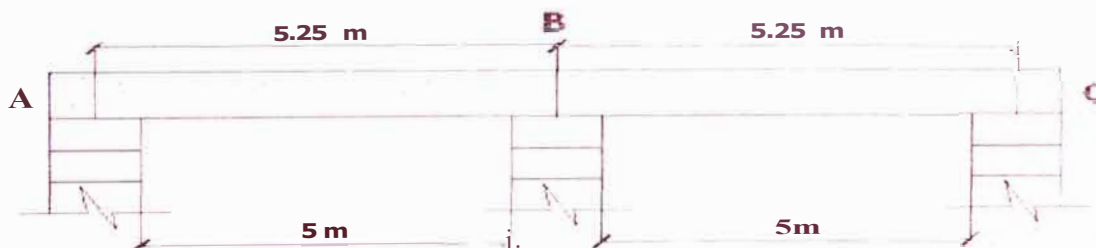
Comprenderá las siguientes reparticiones:

- Sala de Máquinas = 5.00 m x 7.40 m
- Oficina = 4.00 m x 2.35 m
- Guardianía = 2.90 m x 2.80 m
- Baño = 2.90 m x 2.25 m
- Deposito = 10.00 m x 4.30 m

El aligerado será de un solo sentido de armado, apoyado sobre muros portantes, los cuales llevarán una solera de concreto de 10cm de altura para evitar el barquilleo, y dar mayor rigidez, la altura de ambiente será de 3.00 m

El esquema en planta se muestra en la LÁMINA A-2 - Anexo I

### **5.6.1.- Calculo del aligerado:**



Espesor de la losa:

$$h = \frac{L}{25} = \frac{525}{25} = 21 \text{ cm} - 20 \text{ cm}$$

Entonces se tomará 20 cm. como el espesor de la losa.

La carga total que actúa:

- Peso Propio = 300 kg/m<sup>2</sup>
  - Ladrillos = 125 Kg/m<sup>2</sup>
  - Sobrecarga = 75 Kg/m<sup>2</sup>
- $$W = 500 \text{ Kg/m}^2$$

5.6.2.- Especificaciones del diseño:

- $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  (Limite de fluencia)
- $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  (Resistencia mínima del concreto)
- $b = 10 \text{ cm}$  (Ancho de viga) /  $t = 5 \text{ cm}$

5.6.3.- Cálculo de los momentos solicitados y del acero de diseño

- Momento máximo positivo en ambos tramos:

$$(+)\ M_A = \frac{W * L^2}{14} = \frac{500 * 5^2}{14} = 893 \text{ Kg - m}$$

$$(+)\ M_B = \frac{W * L^2}{24} = \frac{500 * 5^2}{24} = 521 \text{ Kg - m}$$

- Momento máximo negativo en el apoyo central:

$$(+)\ M_S = \frac{W * L^2}{9} = \frac{500 * 5^2}{9} = 1,389 \text{ Kg - m}$$

Áreas de acero para los momentos positivos considerando como un diseño equilibrado, y considerando un recubrimiento ( $r = 2 \text{ cm}$ ), se tendrá:

$$d = h - r - 1 = 20 - 2 - 1 = 17 \text{ cm. de altura útil.}$$

Luego se tendrá que la posición de la fibra neutra para los momentos positivos será::

$$t = k * d = 0.403 * d = 0.403 * 17 = 7.3 \text{ cm} > 5 \text{ cm.}$$

Luego el cálculo será como una viga rectangular:

$$(+)\ A_{s_A} = \frac{M_A}{\phi * f_y * \left(d - \frac{t}{2}\right)} = \frac{893 * 100}{0.9 * 4200 * (17 - \frac{7.3}{2})} = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{vigüeta}$$

Por tanto se usará:  $2 \text{ } \varnothing 3/8'' = 1.425 \text{ cm}^2$

- Área de acero negativo en los apoyos extremos:

$$(+)\ A_{s_e} = \frac{M_e}{\phi * f_y * j d} = \frac{521 * 100}{0.9 * 4200 * 0.866 * 17} = 0.93 \text{ cm}^2 / \text{vigüeta}$$

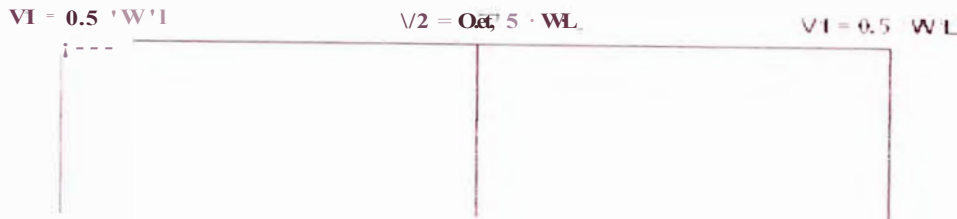
Por tanto se usará:  $1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 0.713 \text{ cm}^2$

- Área de acero negativo en el apoyo central:

$$(+)\ A_{s_s} = \frac{M_s}{\phi * f_y * j d} = \frac{1389 * 100}{0.9 * 4200 * 0.866 * 17} = 2.49 \text{ cm}^2 / \text{vigüeta}$$

Por tanto se usará:  $2 \text{ } \varnothing 1/2'' = 2.53 \text{ cm}^2$

• Chequeo por Corte:



$$V_1 = 0.5 * W * L \quad \wedge \quad V_2 = 0.575 * W * L \quad \wedge \quad V_1 = 0.5 * W * L$$

El esfuerzo de corte absorbido por el concreto es:

$$V_c = v_c * b * j * d * 2.5 = 4.2 * 20 * 0.866 * 17 * 2.5$$

$$V_c = 3,096 \text{ Kg / m}$$

• El corte en el apoyo central es:

$$V_2 = 0.575 * W * L = 0.575 * 500 * 5 = 1,437.5 \text{ Kg / m}$$

$$\text{Luego: } V_c > V_2$$

Lo que significa que no habrá aumento en el ancho por corte.

Doblado del acero:

- El doblado de los extremos se hará a  $\frac{L}{7} = \frac{5}{7} = 0.70$  mts, de los apoyos extremos subiendo en 50% .
- El doblado de la parte central se hará a  $\frac{L}{5} = \frac{5}{5} = 1.00$  mts, del apoyo central subiendo en  $1 \frac{3}{8}$ " y sumándole un bastón de  $1 \frac{3}{8}$ " en parte negativa hasta un  $\frac{L}{4}$  ó sea:  $\frac{L}{4} = \frac{5}{4} = 1.25$  mt del apoyo central.
- Acero de temperatura: (para acero corrugado)  
 $As_1 = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 20 * 5 = 0.25 \text{ cm}^2$  / vigueta.



As, por metro será igual a  $0.25 * 2.5 = 0.625 \text{ cm}^2$

Usando acero de  $\phi 1/4"$  se tiene:

$$\frac{0.315}{0.625} = 0.5.$$

#### 5.6.4.- Muros portantes

Se consideraran muros portantes de 25 cm, de ladrillo King Kong.

#### 5.6.5.- Cimientos y sobrecimientos

Los cimientos serán de 60 cm de ancho por 80 cm de profundidad con concreto en proporción: 1: 10 con 30% de piedra de río.

Los sobrecimientos serán de concreto en proporción: 1: 3: 6 al igual que las soleras.

El detalle de la caseta de bombeo se puede apreciar en la LAMINA A-1 - Anexo I



## CONCLUSIONES

- De las alternativas de captación se ha elegido la captación del tipo subterránea mediante pozos, ya que la envergadura de su construcción y mantenimiento resulta siendo más económica para una pequeña población que requiere una pequeña demanda que una captación superficial del tipo bocatoma, siendo ésta última de una estructura más compleja y requiriendo necesariamente de una planta de tratamiento que elevaría aún más la envergadura de su costo, los pozos por su parte están provistos de una estructura mucho más simple constructivamente hablando, y cuyas aguas subterráneas que captan en este caso solo requieren de un proceso de esterilización mediante la adición del cloro como desinfectante, dicha adición se realizará aplicando directamente la solución de cloro a la tubería de impulsión.
- La topografía del terreno resulta muy accidentada en algunos lugares, en donde encontramos zonas de elevación y otras de depresión, siendo muy antieconómica por ejemplo una captación del tipo bocatoma con abastecimiento por gravedad, el cual demandaría una línea de conducción de gran longitud hacia el poblado y elevaría mucho el costo de su construcción y mantenimiento.



- Las aguas subterráneas son generalmente más aptas y deseables para la provisión de una pequeña comunidad, es esencial sin embargo proteger tales fuentes de la infiltración de cualquier material contaminante. Consecuentemente, la fuente de agua subterránea deberá estar lo más alejada posible de cualquier elemento contaminante tal como letrinas, tanque sépticos, descargas cloacales, drenajes agrícolas y otros.
- Para la ubicación del pozo final de diseño dentro del área establecida para el proyecto no se contaban con los parámetros hidráulicos necesarios para el diseño, por lo que se asumieron los datos del pozo de referencia, considerándose que el nivel estático permanece constante en ambas zonas y el desnivel existente entre ambos pozos.
- También es importante recalcar que para la zona del proyecto se asumieron datos poblacionales de la población más cercana a la zona, en este caso la población de San Vicente, dichos datos sirvieron para la obtención de la población futura de diseño.





## RECOMENDACIONES

- Es recomendable en este caso diseñar la capacidad de la bomba solo para los años de vida útil que suelen tener estos equipos, siendo necesario considerar la posibilidad de un estudio hidrológico antes de cumplir dicho periodo para determinar la situación del descenso actual de la Napa Freática, ya que como se sabe ésta disminuye en el tiempo.
- Para la elaboración de proyectos parecidos al descrito, se debe realizar un estudio de suelos detallado, esto debido a que errores a este nivel podrían acarrear, problemas a la hora de ejecutar la obra.
- También es importante la realización de un estudio detallado de la topografía, porque la zona es muy accidentada y podría acarrear problemas en el tendido de tuberías de impulsión y aducción, para ello es bueno tener una visión clara de la realidad del terreno y efectuar un buen trazo.



- Es recomendable ubicar tanto el pozo como el reservorio dentro del área limitada establecida en el proyecto, evitándose así la invasión de terrenos de terceros y que pudieran traer problemas legales en el futuro, para ello es recomendable contar previamente con los resultados de los estudios hidrológicos.
- Propiciar programas de seguimiento posteriores a la implementación para generar en la comunidad efectos de autoestima y seguridad en el aspecto salud, higiene, cultura de pago y para operación y mantenimiento eficiente de los sistemas.
- Establecer estrategias que aseguren la sostenibilidad del proyecto a lo largo de la vida útil del sistema de agua, utilizando principalmente la tecnología apropiada y la participación comunitaria desde la concepción del proyecto mediante un plan estratégico de desarrollo comunitario.

## **BIBLIOGRAFIA**

- Agüero Pittman, Roger (1997) Agua Potable para Poblaciones Rurales (Sistema de Abastecimiento por Gravedad sin Tratamiento)- Servicios Educativos (SER), Lima Perú.
- Arocha R, Simón (1980) Abastecimientos de Agua, Ediciones Vega, Venezuela.
- Flores Hemández, Julio (1991) Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado del Asentamiento Humano Marginal Cerro-Las Animas, Tesis **UNI-FIC**.
- Gonzáles Coloma, Jorge (1969) Abastecimiento de Agua para la ciudad de San Vicente de Cañete, Tesis UNI-FIC.
- Leiva Ballenas, Walter (1977) Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Ciudad Imperial - Cañete, Tesis UNI-FIC.
- Ramos Taipe, Cayo (2001) Modelamiento ambiental para análisis de susceptibilidad erosiva en la cuenca media y alta del Río Cañete y determinación de mapa de erosión, Edición **UNAM**, Lima-Perú.
- Rodier, J (1981) Análisis de Aguas: Aguas naturales, Aguas residuales, Agua de mar, Editorial Omega, Barcelona.
- Turpaud Angulo, Jean (1991) Abastecimiento de Agua Potable para el Pueblo Joven Ventanilla Alta, Tesis UNI-FIC.
- Vierendel, P (1990) Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Lima-Perú .
- Villasante Zamalloa, Carlos (1968) Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Imperial, Tesis UNI-FIC.

- Wagner, E; Lanoix , J (1960) Abastecimiento de aguas en zonas rurales y en las pequeñas comunidades, Edición OMS.

### Otros

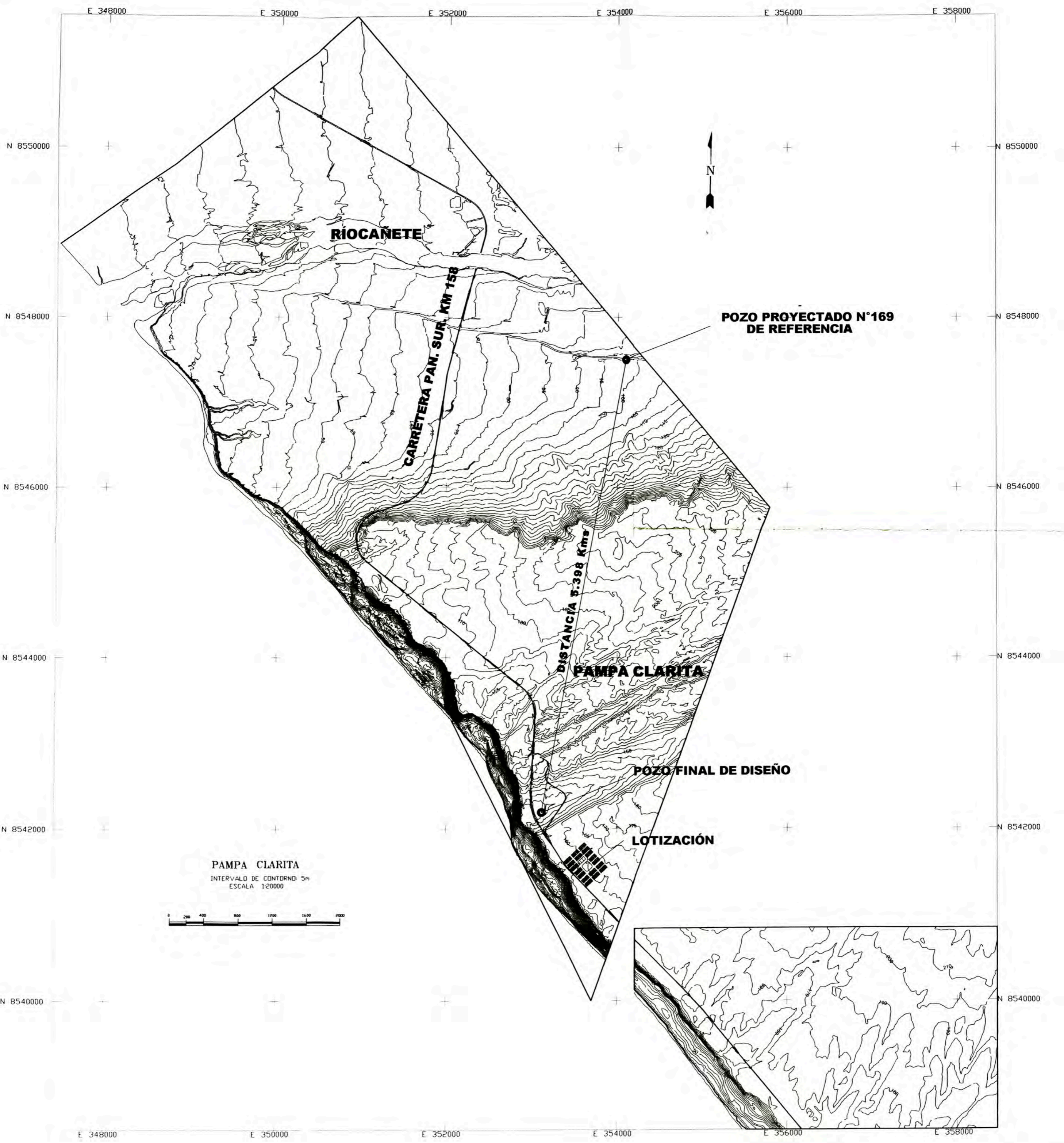
- SEDAPAL. "Elaboración de Proyecto de Agua Potable y Alcantarillado para Lima Metropolitana". Reglamento.
- SEDAPAL. " Especificaciones Técnicas"
- ABASTECIMIENTO DE AGUA. Notas de clase.



# ANEXO 1

## {PLANOS}





PAMPA CLARITA  
 INTERVALO DE CONTORNO: 5m  
 ESCALA 1:20000

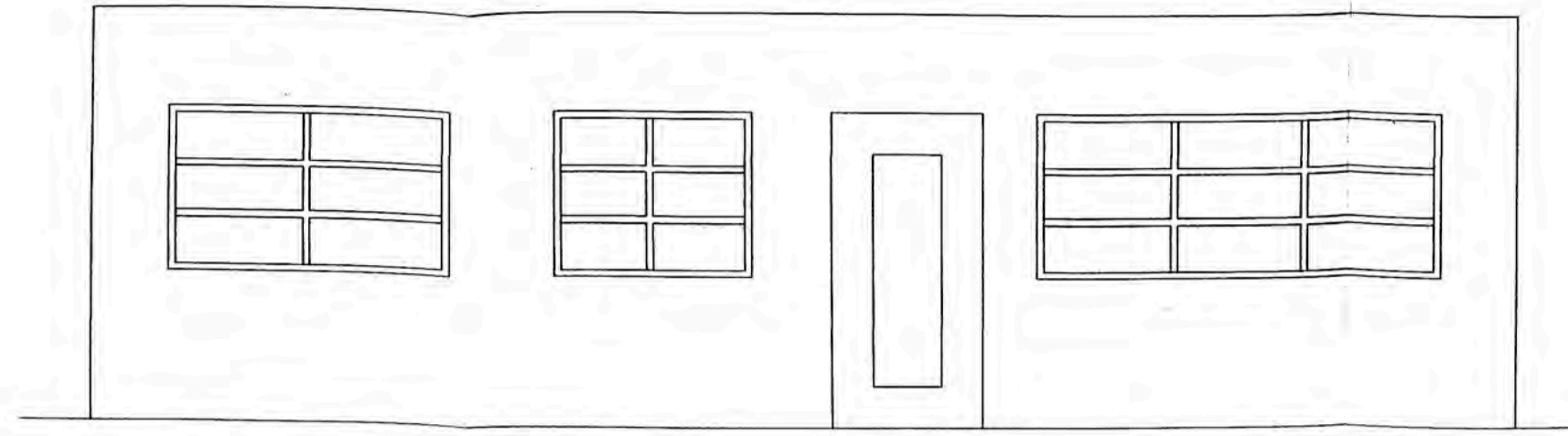


LEGEND	
INDICE DEL CONTORNO	— 25 —
ISLA	— 0 —
RIO	— 100 —
CAMPO	— 100 —

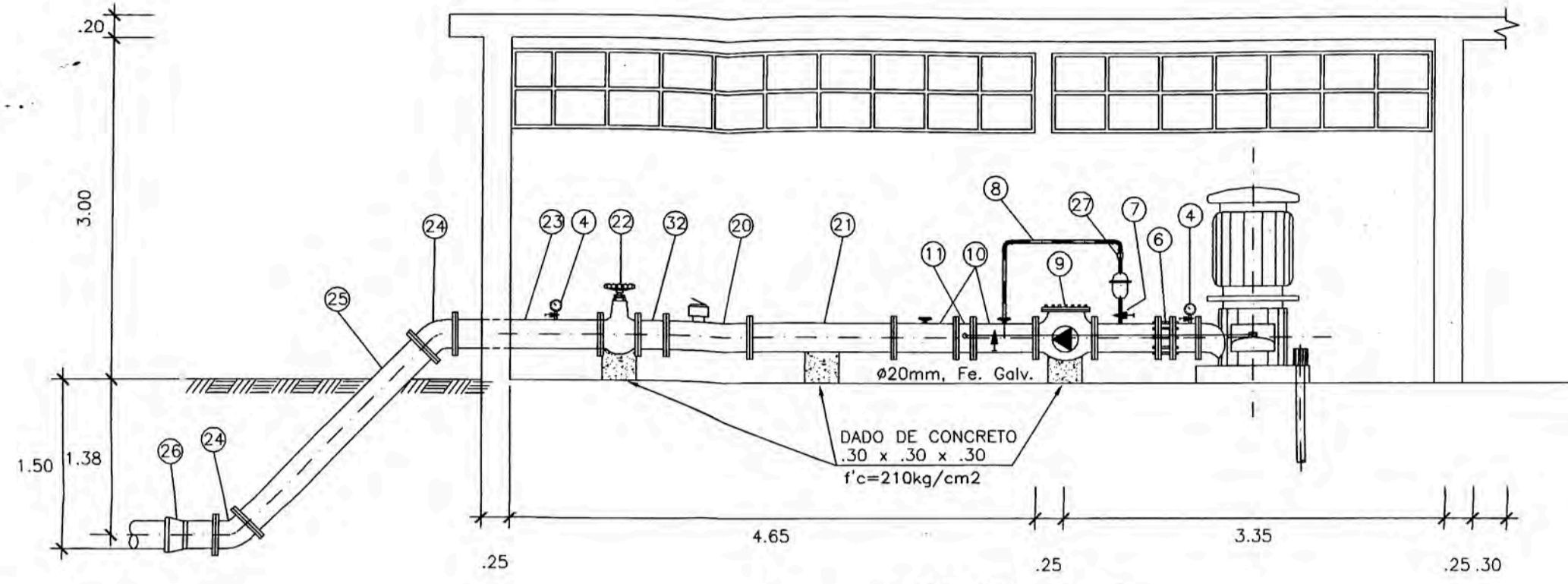
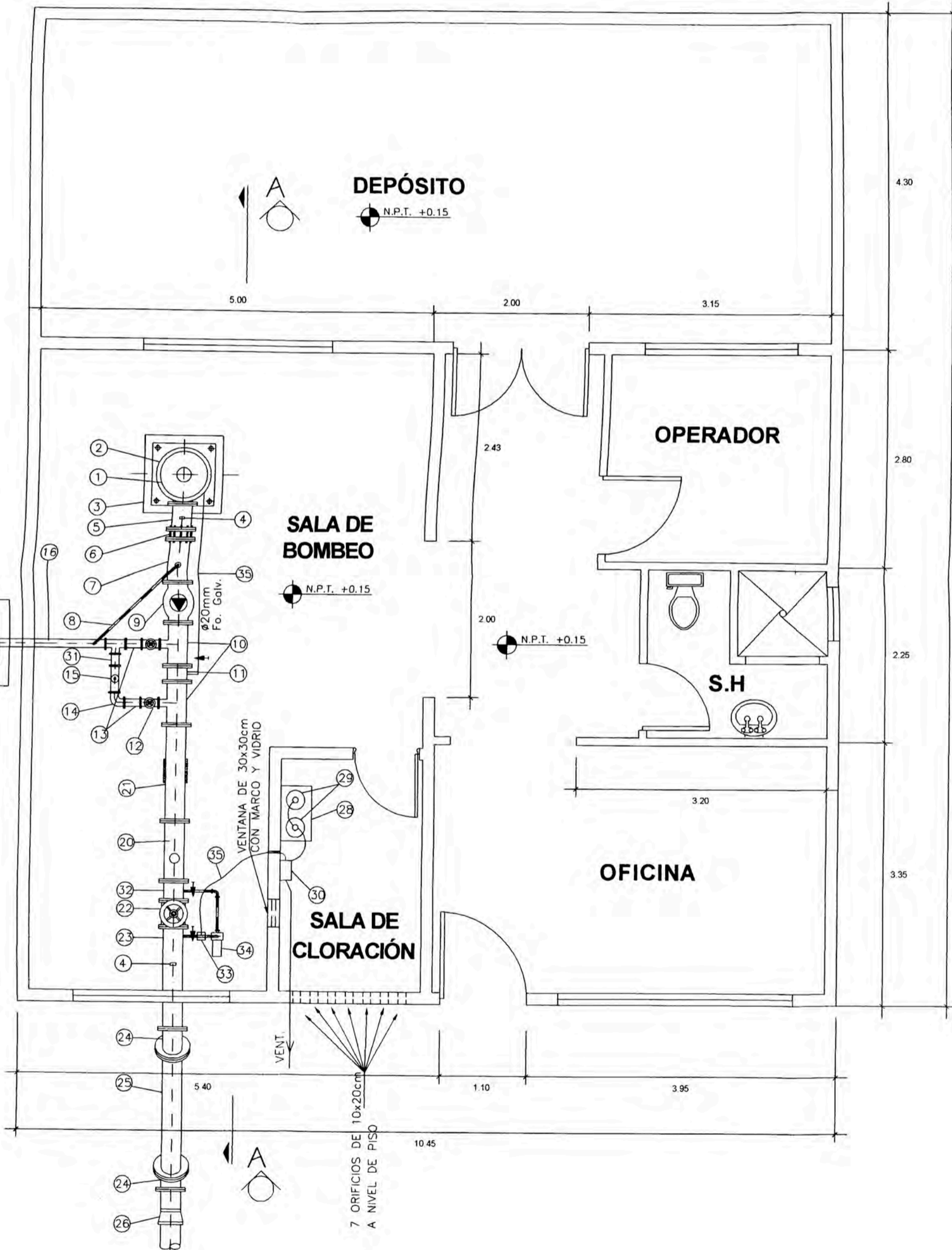
TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
	TEMA: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA B ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA Y DISEÑO DE LA CAPTACION		
	TITULAR: MARCO ANTONIO FIORENTINI SOLÍS		
	TITULO: UBICACION TOPOGRAFICA DE LA ZONA		
	LUGAR: PAMPA CLARITA DISTRITO DE CARETE - PROV. Y EPITO LIBA		<b>A - 1</b>
	FECHA: ABRIL - 2007	ESCALA: 1:20000	



**FACHADA PRINCIPAL Esc: 1/50**

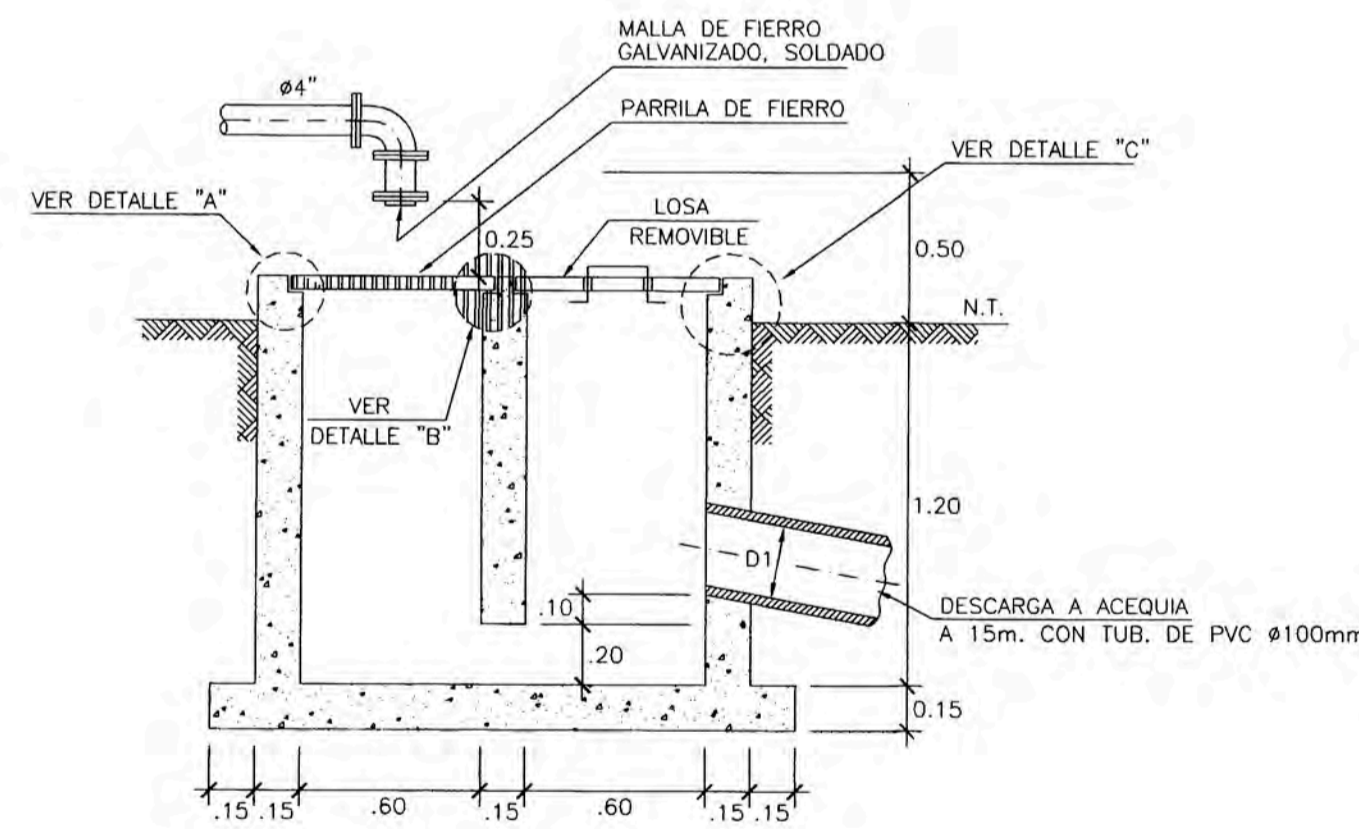


**PLANTA GENERAL Esc: 1/50**

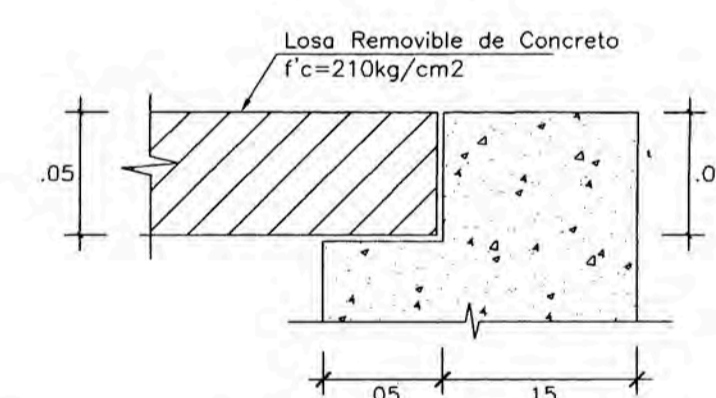


**CORTE A-A ESC 1:50**

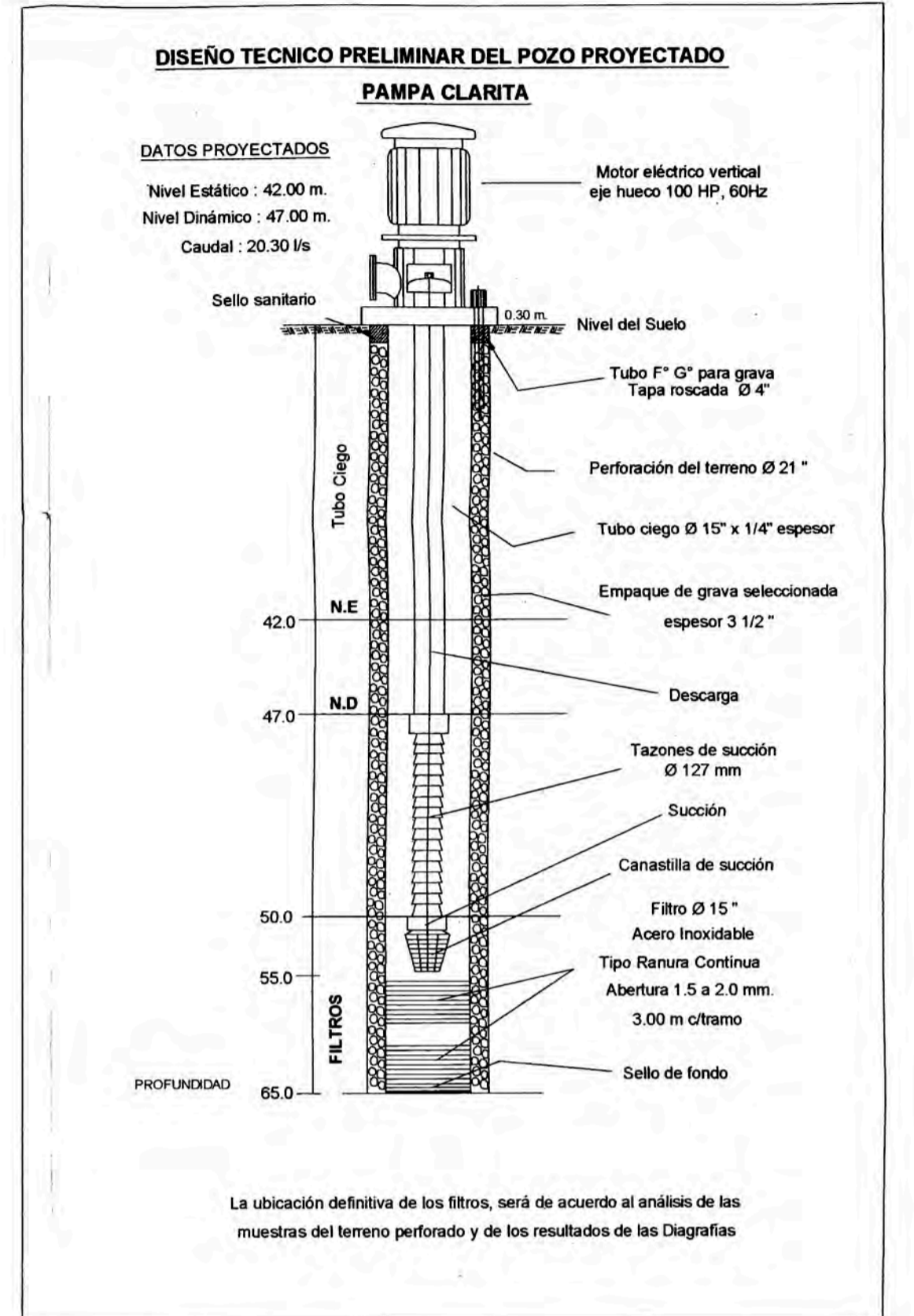
- LEYENDA**
- 1 MOTOR ELECTRICICO VERTICAL, EJE hueco 100HP, 380V, 60Hz
  - 2 LANTERNA DE DESCARGA LUBRIFICADA POR AGUA
  - 3 LUSA
  - 4 MANEJADOR TIPO ISOLACION 0-150 PSI CON VALVULA DE INTERUPCION
  - 5 INPLE ACERO IN. 250mm x, SCH 20, L=1.02m
  - 6 UNION TIPO DRESHER 250mm x, PN 10, ACERO AL CARBONO
  - 7 VALVULA DE AIRE DE F.A. FAL. CON VALVULA DE INTERUPCION 50mm x, PN 10 DE BRONCE
  - 8 LANA DE AISLACION F.A. Dens. 30kg/m<sup>3</sup>, CON 02 CORDON 90° F UNION UNICORN
  - 9 VALVULA DE RETENCION TIPO DMIC IN. F.A. FAL. 250mm x, PN 10
  - 10 TEE FAL. IN. 250x100mm x, PN 10
  - 11 INPLE DE ACERO IN. SCH 20, 100mm x, L=0.10
  - 12 VALVULA DE INTERUPCION TIPO COMPLETA IN. F.A. FAL. DUCTIL. 100mm x, PN 10
  - 13 INPLE DE ACERO IN. SCH 20, 100mm x, L=0.20
  - 14 CODO FAL. IN. 100mm x 90°, PN 10
  - 15 VALVULA DE ALZADO TIPO DANFOS IN. F.A. FAL. DUCTIL. 100mm x, PN 10
  - 16 INPLE DE ACERO IN. SCH 20, 100mm x, L=0.50
  - 17 REJILLA METALICA, PLATINA 1/8" x 1"
  - 18 TAPA METALICA PLATINA LAC. 80x80mm, 1/4"
  - 19 TUBO PVC # 100mm, C-5
  - 20 MANEJADOR DE CARGA TIPO CORRIENTE 0-150 Lbs, 150 Lbs, CLASE 0, ACERO AL CARBONO
  - 21 INPLE DE ACERO IN. SCH 20, 250mm x, L=1.22
  - 22 VALVULA DE INTERUPCION TIPO COMPLETA IN. F.A. FAL. DUCTIL. 250mm x, PN 10
  - 23 INPLE DE ACERO IN. SCH 20, 250mm x, L=1.30
  - 24 CODO FAL. IN. 250mm x # 45°, PN 10
  - 25 INPLE DE ACERO IN. SCH 20, 250mm x, L=2.18
  - 26 TRANSICION B-LINCA, 250mm, PN 10
  - 27 UNION UNIVERSAL, GALVANIZADA, 50mm x
  - 28 BARRILLO DE PLASTICO 300 Kg
  - 29 BALON PARA CLORO GAS 68 Kg
  - 30 INYECTOR CLORO GAS - 0.5 lvs/lvs
  - 31 INPLE ACERO IN. SCH 20, 100mm x, L=0.15
  - 32 INPLE ACERO IN. SCH 20, 100mm x, L=0.25
  - 33 INYECTOR
  - 34 BARRILLO INOXIDACION 100 lvs
  - 35 LANA DE LUBRICACION 430mm F.A. Gde.



**ELEVACION ESC. 1:25**



**DETALLE "C" S/E**

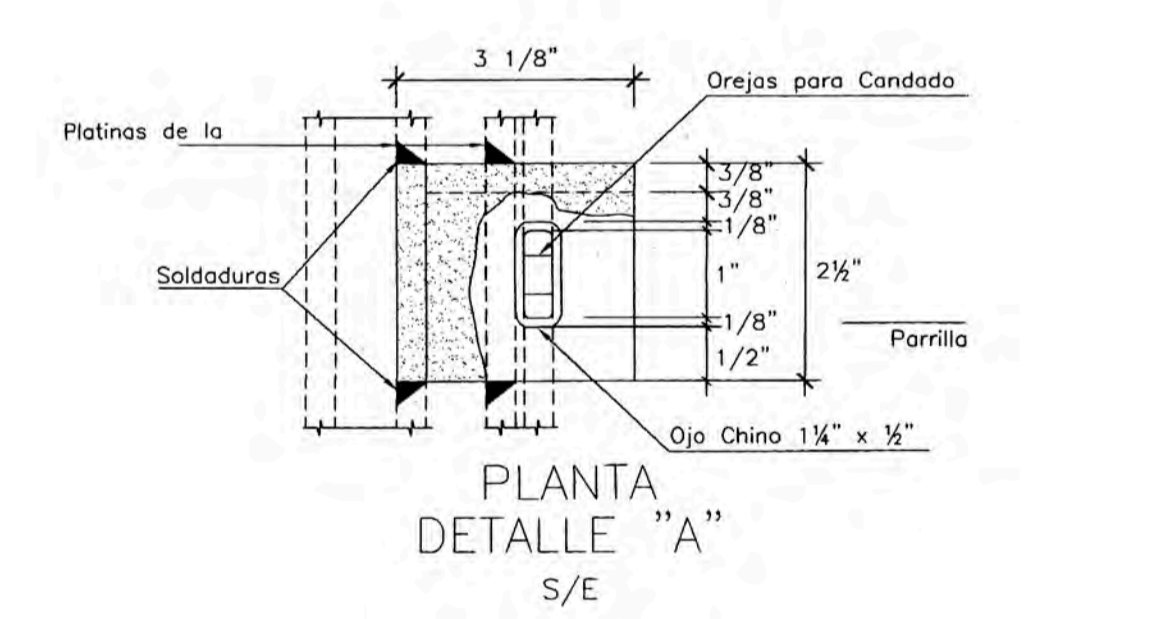


**DISEÑO TECNICO PRELIMINAR DEL POZO PROYECTADO PAMPA CLARITA**

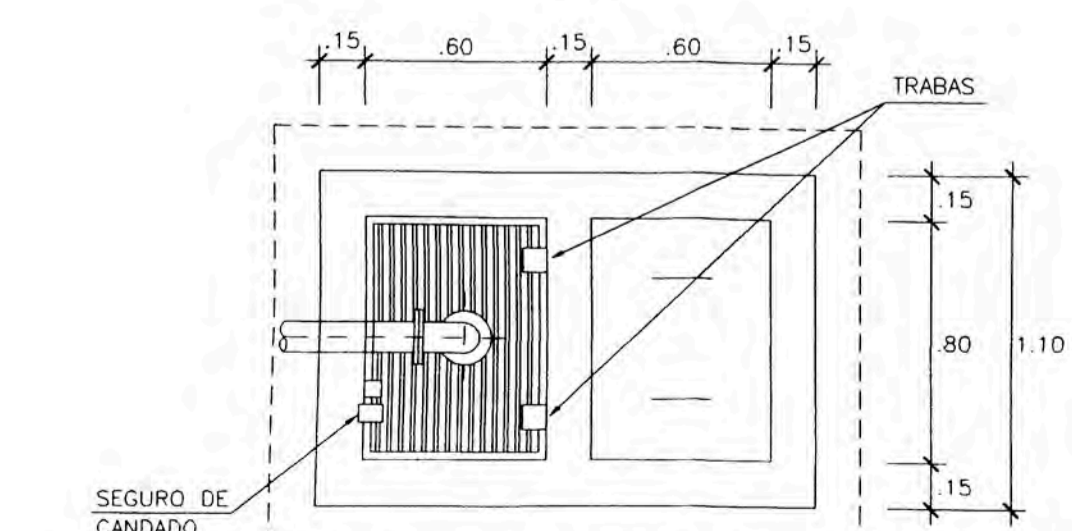
**DATOS PROYECTADOS**  
 Nivel Estático : 42.00 m.  
 Nivel Dinámico : 47.00 m.  
 Caudal : 20.30 lvs

- Motor eléctrico vertical eje hueco 100 HP, 60Hz
- Sello sanitario
- Nivel del Suelo
- Tubo F" 6" para grava Tapa rosca Ø 4"
- Perforación del terreno Ø 21"
- Tubo ciego Ø 15" x 1/4" espesor
- Empaque de grava seleccionada espesor 3 1/2"
- Descarga
- Tazones de succión Ø 127 mm
- Succión
- Canastilla de succión
- Filtro Ø 15" Acero Inoxidable
- Tipo Ranura Continua Abertura 1.5 a 2.0 mm. 3.00 m c/stramo
- Sello de fondo

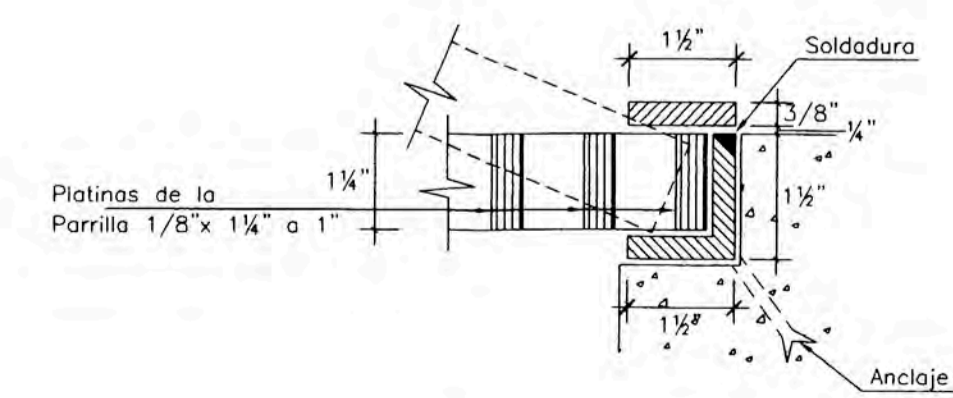
La ubicación definitiva de los filtros, será de acuerdo al análisis de las muestras del terreno perforado y de los resultados de las Diagramas



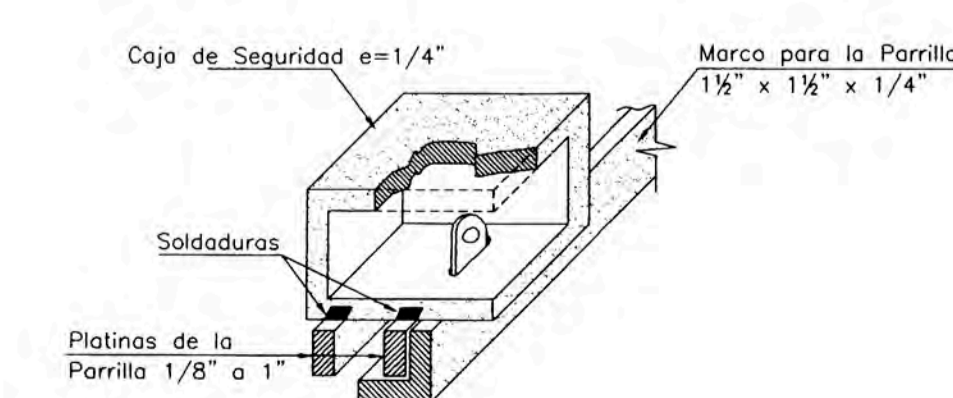
**PLANTA DETALLE "A" S/E**



**PLANTA ESQUEMA DE PURGA DE POZO Esc: 1/25**



**DETALLE "B" TRABA PARA LA PARRILLA S/E**



**DETALLE "A" APUNTE S/E**

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>	
TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	TITULO: <b>FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UIMPAMPA ZONA B ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA Y DISEÑO DE LA CAPTACIÓN</b>
BACHILLER:	<b>MARCO ANTONIO FIORENTINI SOLÍS</b>
PLANO:	<b>CASETA DE BOMBEO Y CLORACIÓN</b>
UBICACION:	<b>PAMPA CLARITA DISTRITO DE CAÑETE - PROV. Y OPTO LIMA</b>
ESCALA:	<b>INDICADA FECHA: ABRIL - 2007 DIBUJANTE: M.A.F.S</b>
<b>A-2</b>	





# ANEXO 11

## (MAPAS)





- SIMBOLOGIA**
- Paso labrador sin equipo
  - Paso labrador sin equipo
  - Paso labrador abastecido
  - Paso mulo con equipo
  - Paso mulo sin equipo
  - Paso que abarca con equipo
  - Paso que abarca sin equipo
  - Paso que abarca abastecido
  - Manantial

DISTRITO DE  
NUEVO IMPERIAL  
15/05/10

DISTRITO DE  
SAN VICENTE  
19/05/01

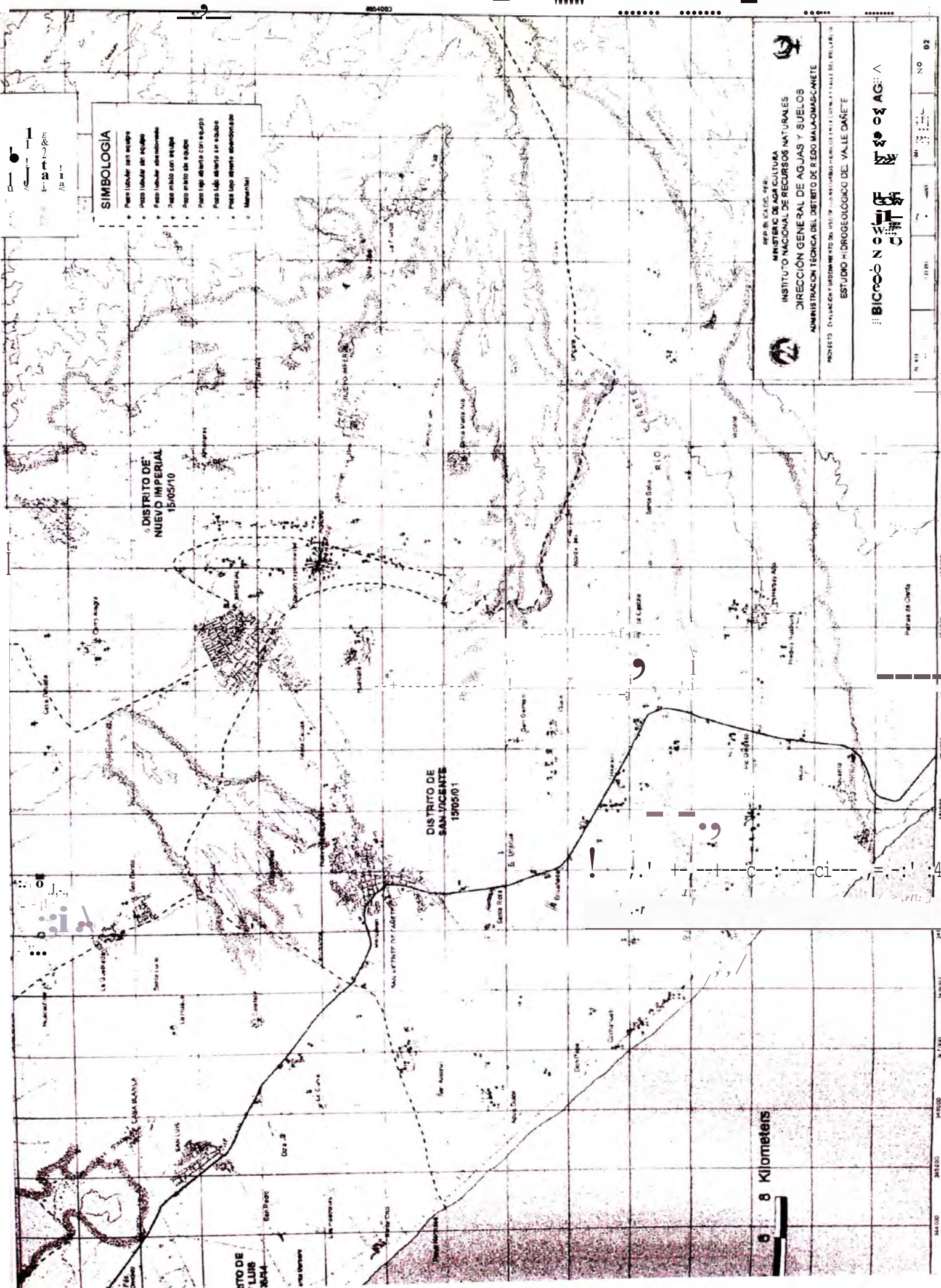
0 8 Kilometers

REPÚBLICA DEL PERÚ  
MINISTERIO DE AGRICULTURA  
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES  
DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SUELOS  
ADMINISTRACIÓN TÉCNICA DEL DISTRITO DE RÍO MAJAMACCHETE  
PROYECTO DE EVALUACIÓN Y MANEJO DEL SISTEMA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS DEL VALLE DEL RÍO MAJAMACCHETE

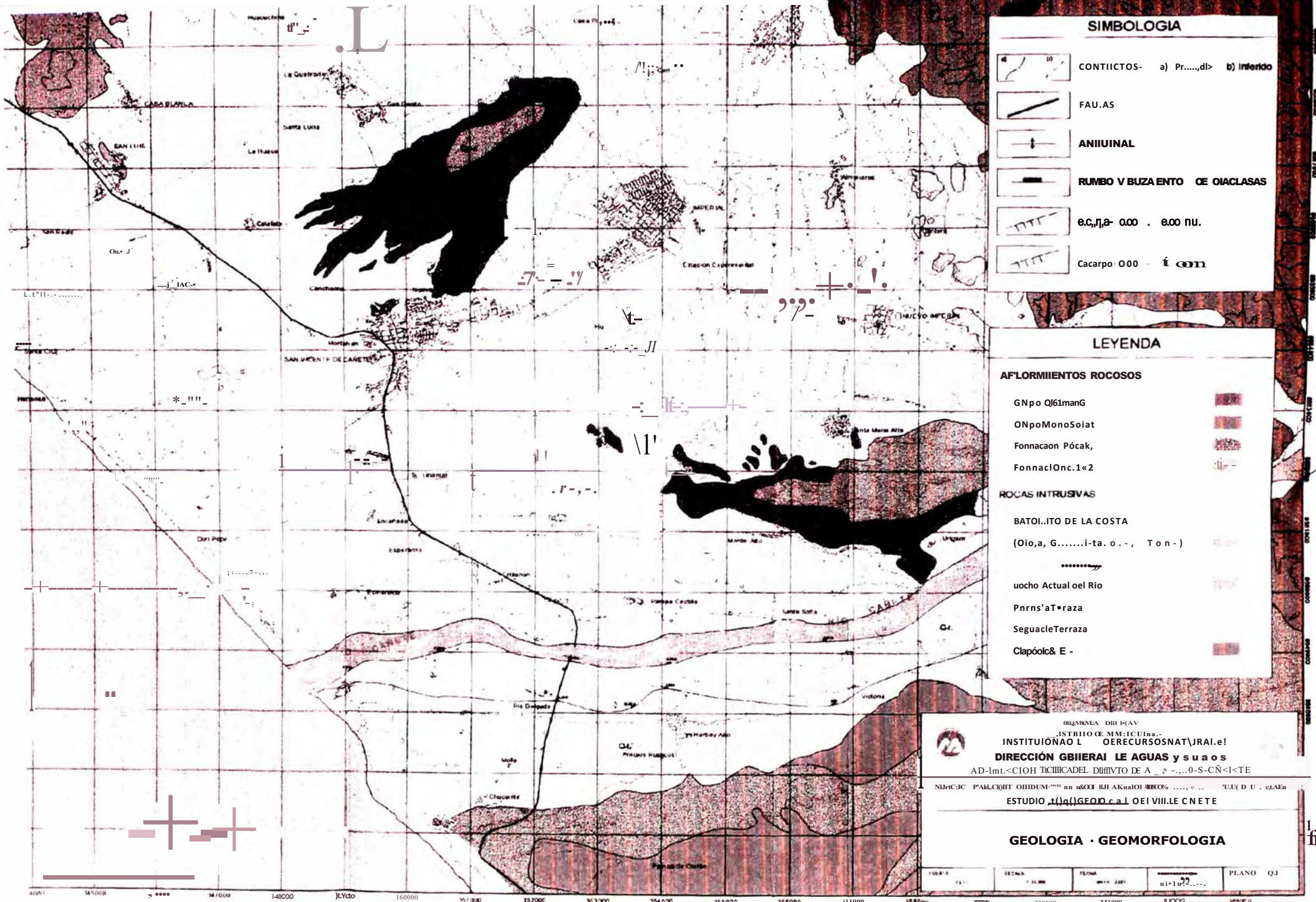
ESTUDIO HIDROGEOLOGICO DEL VALLE DEL RÍO MAJAMACCHETE

BICRON CONSULTING

NO 02









**SIMBOLOGIA**

	CONTICTOS- a) Pr.....,d> b) Inferido
	FAU.AS
	ANIIINAL
	RUMBO V BUZA ENTO OE OIACLASAS
	0.000 . 0.000 NU.
	Cacarp0 000 f om

**LEYENDA**

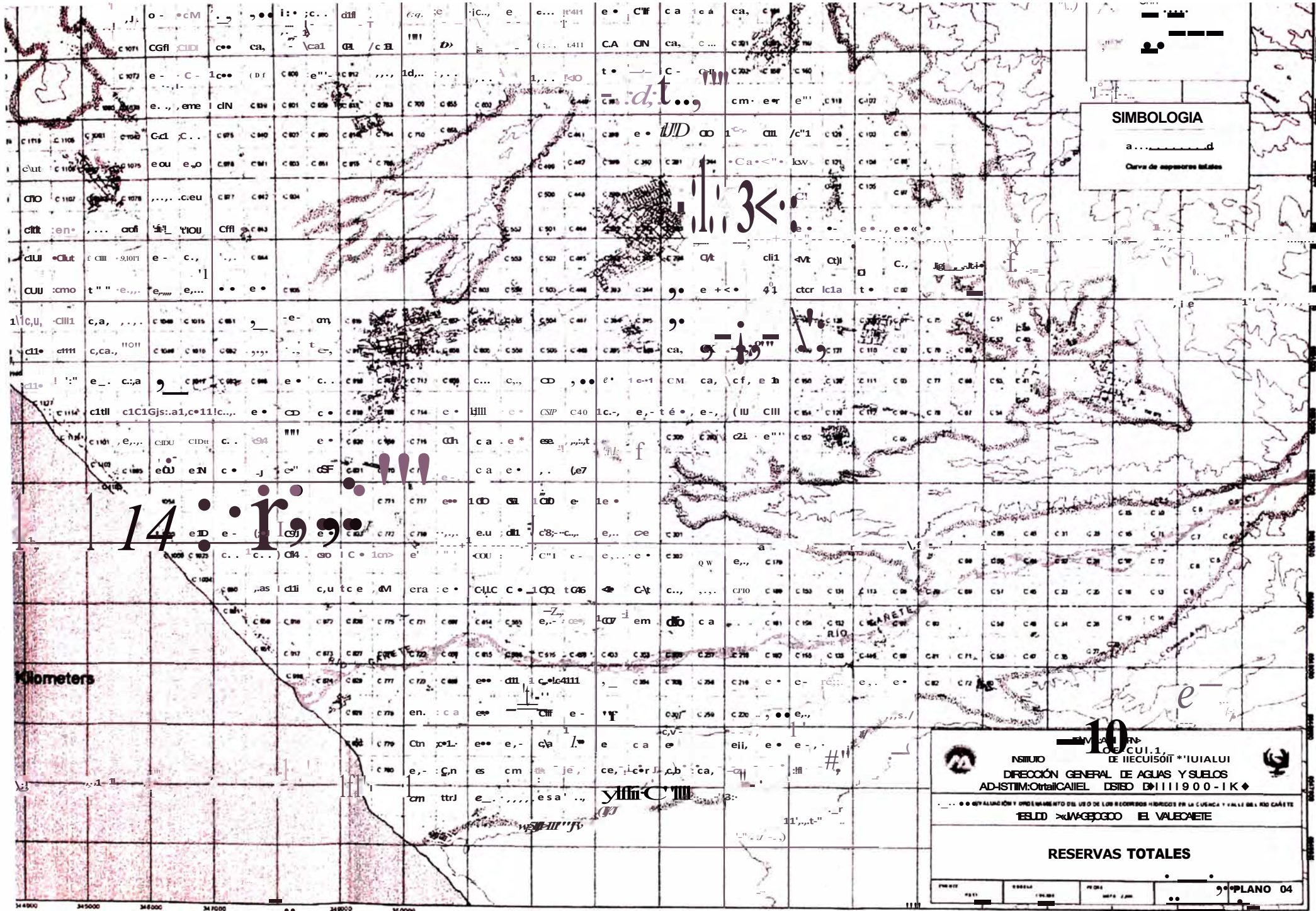
<b>AFLORMIENTOS ROCOSOS</b>	
GNpo Ql6manG	
ONpo MonoSoiat	
Fonnacaon Pócak,	
FonnaclOnc.1«2	
<b>ROCAS INTRUSIVAS</b>	
BATOI..ITO DE LA COSTA	
(Oio,a, G.....i-ta. o.-, Ton-)	
uoch Actual oel Rio	
Pnrns'aT*raza	
SeguacleTerraza	
Clapóolc& E -	


 DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO  
 INSTITUCIÓN NACIONAL DE RECURSOS NATURALES  
**DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO**  
 AD-Int.-C/OH TCHICADEL DIBIVTO DE A...-S-CN<I<TE  
 NLEICIC PAKCQIT OHIDUM: "" na usCOI IBI AKuaIOI RECO% ..... e... 'UU( D U . caEn  
 ESTUDIO **(1) GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA** DE LA CUENCA DEL RÍO...

**GEOLOGIA · GEOMORFOLOGIA**

FECHA	TEMA	PLANO
1988	AGUAS Y SANEAMIENTO	QJ





**SIMBOLOGIA**

a.....d

Curva de elevaciones totales

14: r, ;

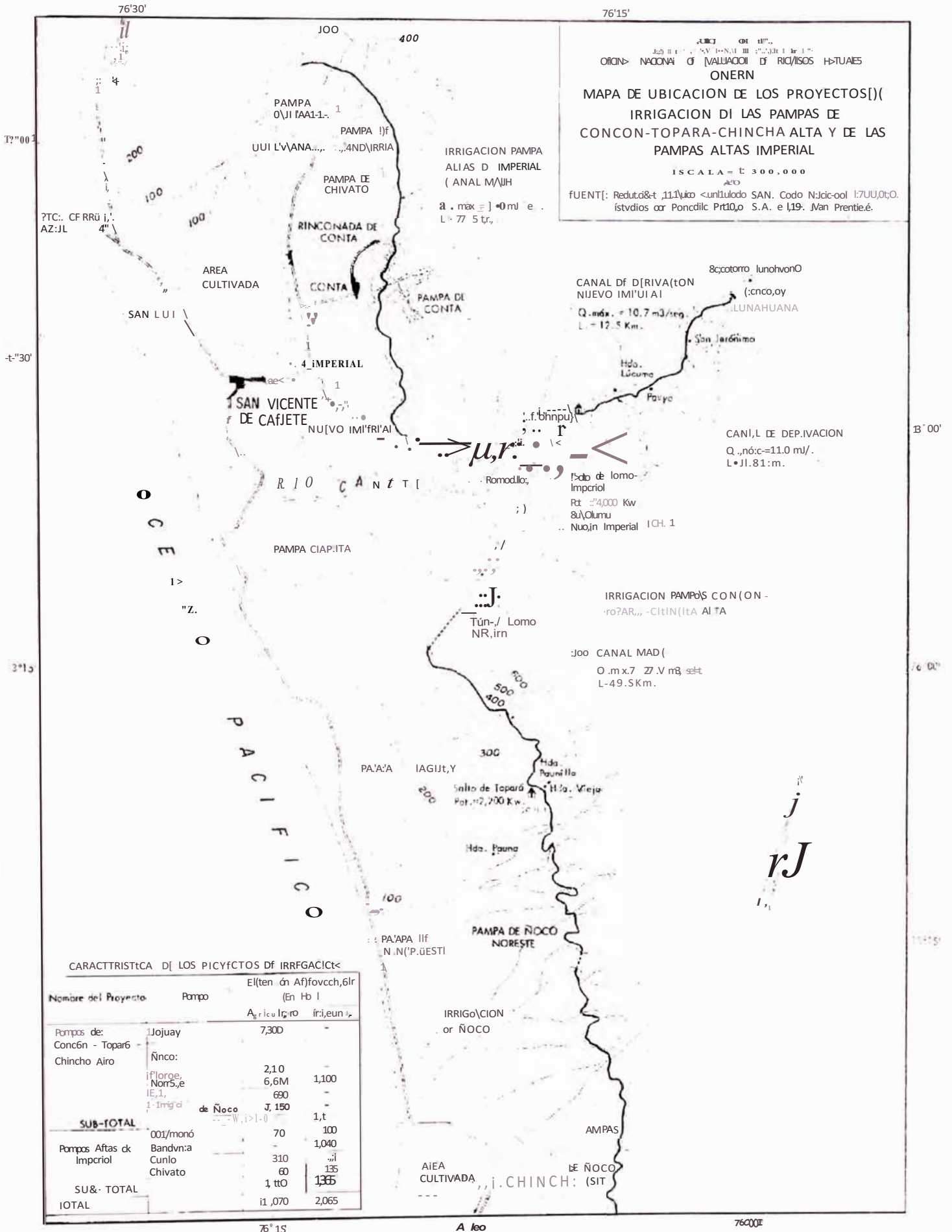
NSRUO  
 DE RECUI.1,  
 DE RECUI.1,  
 DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SUELOS  
 AD-ISTIM:OrtaICAIEL DSBO D111900-1K

RESERVAS TOTALES

FECHA	ESCALA	PROYECTO	PLANO 04
-------	--------	----------	----------



# PLANO 05



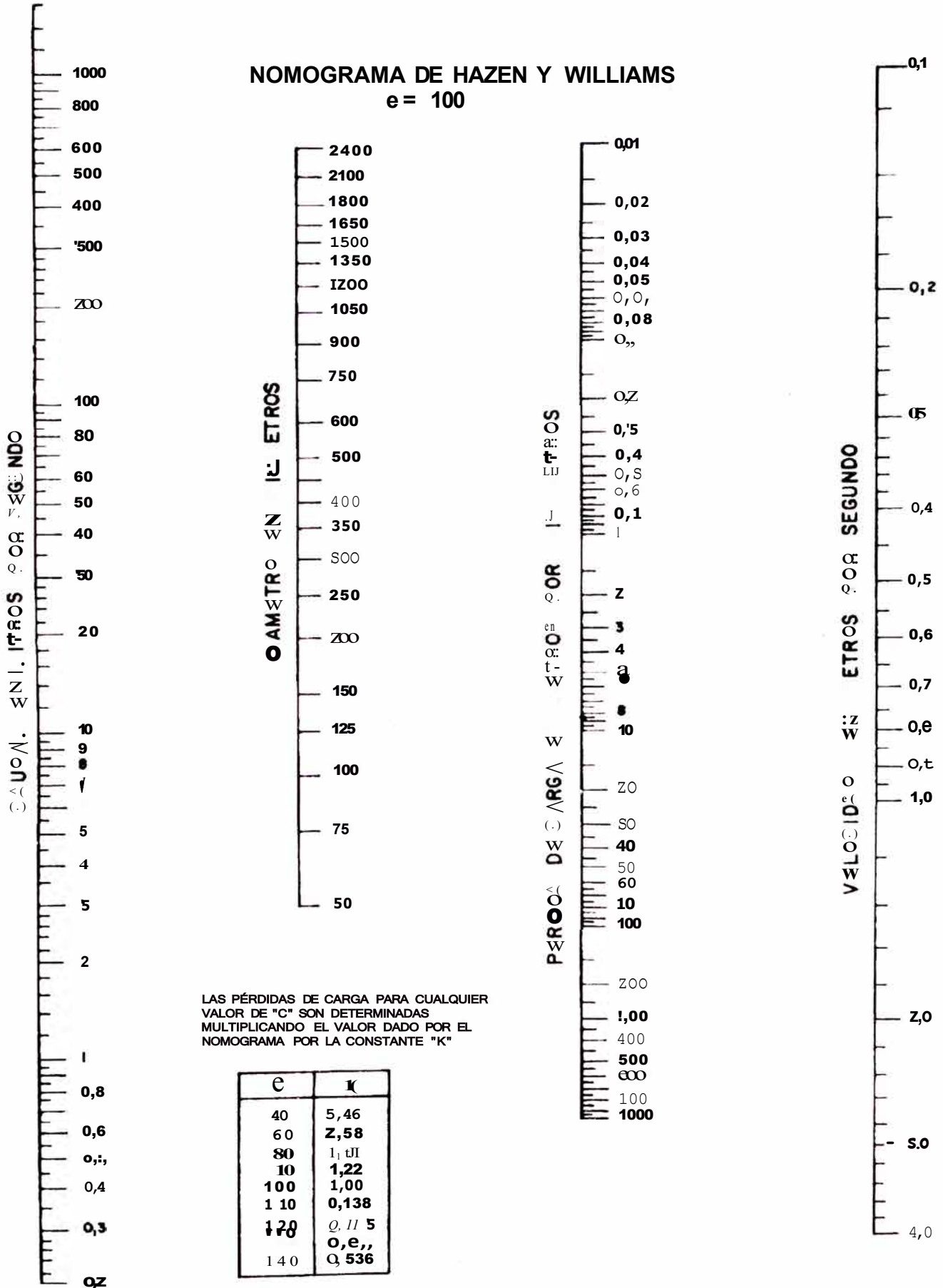
# ANEXO 111

## (TABLAS)



# NOMOGRAMA DE HAZEN Y WILLIAMS

$e = 100$



LAS PÉRDIDAS DE CARGA PARA CUALQUIER VALOR DE "C" SON DETERMINADAS MULTIPLICANDO EL VALOR DADO POR EL NOMOGRAMA POR LA CONSTANTE "K"

e	K
40	5,46
60	2,58
80	1,41
100	1,00
110	0,138
120	0,115
140	0,093



# ANEXO IV

## (ANÁLISIS DEL AGUA)



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Avenida Pisco 1301 Lima 10 - Perú Tel: (51) 1 476 9415

## LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC

### ANALISIS FISICO QUIMICOS

SOLICITANTE : J.C

REGISTRO : LQ07-03

OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONDUCTIVIDADES  
TITULACION FIC

UBICACION: IMPERIAL-MALA-CAÑETE

TIPO DE MUESTRA: AGUA RIO CAÑETE

RECORRIDO DE MUESTRA: 7-01-07

ANALISIS DE :	SULFATOS	CLORUROS	IONES TOTALES TOT.-U. E;
AGUA RIO CAÑETE	186	35	253

Lima 25 de Enero del 2007

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
ING. RICARDO TERREROS LAZO  
JEFE DEL LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC



---

# ANEXO V

## (ESPECIFICACIONES TÉCNICAS)



## DISEÑO TÉCNICO DEL POZO PROYECTADO

### A.- Características generales:

- Longitud de perforación: 65 mts.
- Diámetro de perforación: 21"
- Diámetro de entubado: 15"
- Nivel Freático: 42 mts
- Longitud filtrante: 23 mts.
- Espesor de empaque de grava: 3"
- Caudal de diseño: 21 lts/seg.

### B.- Perforación

- Para la perforación del pozo se podrá usar el método de percusión, rotación o mixto.
- De 0 a 65 mts, perforación con diámetro de 21" que permitirá colocar el empaque de grava de 3" pulgadas.
- La perforación puede empezarse con un antepozo de 1.20 mts de diámetro, que pueda llegar hasta el nivel del agua.

### B.- Entubado Provisional

- En caso de utilizar sistema de percusión, se deberá emplear necesariamente tubería herramienta, la cual será extraída totalmente después de instalar los filtros y entubaciones definitivas y en forma simultánea a la colocación del empaque de grava

### C.- Entubación

- La longitud total de entubación del pozo, que incluye la tubería ciega y los filtros será de 65.00 mts y con un diámetro interior de 15"

- El material para la entubación ciega será de acero dulce, tipo ASTM A-120 ó ASTM A-53, grado "C".
- La tubería ciega será de 0 15" y de espesor de 6mm. (1/4 pulgada), tendrán uniones que irán reforzadas con un anillo exterior del mismo material.
- El filtro será de acero inoxidable (tipo AISI 304), tipo puente trapezoidal o ranura continua de 1.5 a 2.0 mm de abertura y 15" x 4 mm.
- Se instalarán 10 mts de filtros, su posición en el pozo se determinara de acuerdo a la litología a obtenerse durante la etapa de perforación.
- Cada tramo de 15 mts de entubación deberá estar provista de tres centradores separados entre si 120 grados.
- El antepozo no debe ser sellado hasta cuando se haya concluido con las pruebas de bombeo, de tal manera que pueda adicionarse grava cuando las circunstancias lo requieran, especialmente durante las etapas de desarrollo y bombeo.

#### 0.- Empaque de grava

- Una vez instalada la columna de producción (filtros y tubería definitiva) y simultáneamente a la extracción de la tubería entubación en toda la profundidad del pozo, se aplicará grava seleccionada alrededor del filtro, es decir entre el espacio anular entre la pared inferior de 21" y la exterior de 15".
- La grava deberá ser cuarzosa, debidamente tamizada, y la granulometría de la grava, quedara definitiva de la granulometría del acuífero y del tamaño de la abertura del filtro.

#### E.- Utilización de Tripolifosfatos de sodio

- En la plantilla de metrados, debe considerarse la cantidad de tripolifosfatos de sodio que se utilizará durante el desarrollo del pozo. Sin embargo si el sistema de perforación fuese el de rotación, el exceso de tripolifosfatos que se utilice forma parte del sistema de perforación y no debería considerarse como un adicional de obra.



## E.- Prueba

- Para la prueba de aforo se utilizará bomba tipo turbina de eje vertical, preferentemente con impulsores abiertos, accionados por un motor estacionario Diesel o Eléctrico pero con su propio generador. El equipo de bombeo para prueba de pozo con sus accesorios, deberá tener una capacidad de bombeo de 10 a 70 lts/seg.

El pozo se someterá a bombeo durante 72 horas, tiempo que deberá distribuirse de la siguiente manera:

- 24 horas , desarrollo por bombeo, iniciándose con el mínimo caudal e incrementándose progresivamente hasta llegar al máximo caudal al término de las 24 horas. Cada régimen de bombeo se cambiará cuando el agua salga limpia y libre de sedimentos finos.
- 8 horas, prueba de bombeo escalonada a cuatro (4) regímenes de bombeo, dos horas de cada régimen.
- 40 horas, prueba de acuífero a caudal constante, caudal que debe corresponder al caudal óptimo de explotación.
- El inicio de las pruebas de 8 y 40 horas se hará después de 12 horas de recuperación del nivel estático.
- Una vez terminada la prueba del acuífero (40 horas),. Se observará el comportamiento de la recuperación por un tiempo de 40 horas como mínimo.
- Los resultados de las pruebas (de descenso y recuperación) deberán presentarse en cuadros, gráficos y con la determinación de los parámetros hidráulicos del acuífero.

## G.- Prueba de Verticalidad y Alineamiento

Deben verificarse la verticalidad y alineación del pozo en toda su longitud, así como los agujeros perforados como las entubaciones y revestimiento serán perfectamente circulares, verticales y alineados





## H.- Análisis Físico-Químico y Bacteriológico del Pozo

- La calidad de las aguas subterráneas es de suma importancia en el abastecimiento poblacional, mejor si sus datos son obtenidos en pozos cercanos que están siendo explorados y así con la interpretación de los resultados se asegure la buena calidad de las aguas subterráneas.
- Los análisis respectivos deben realizarse en Laboratorios reconocidos, que ofrezcan la garantía de trabajos confiables.
- Los datos obtenidos de análisis efectuados en laboratorios nos permiten trabajar con resultados cuantitativos de concentración iónica: Hidrogeno, Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio, Cloro, Sulfatos, Carbonatos, Bicarbonatos, Nitratos, Dureza Total, Alcalinidad Total y de la Conductividad Eléctrica. Así mismo se realizara prueba de Coliformes Fecales y Totales