

“UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA”

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL
AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS:

“SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL
CENTRO POBLADO UMAPALCA-SABANDÍA-AREQUIPA”

PRESENTADO POR:

FREDY MÁLAGA INQUILLA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

DICIEMBRE 2012

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa”

1

BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

DEDICATORIA

A Dios por la vida, que por encima de todo es lo más importante que tengo en la vida y el cual nunca me dejará sólo, guía incondicional para mi realización profesional y personal y principal colaborador de esta tesis.

A mi mamá María por todo el apoyo infinito, inagotable amor, comprensión y sustento, debido a que sin ella, los meses para la realización de esta tesis hubieran sido muy difíciles, y sin su apoyo no hubiera podido ser posible la culminación de esta importante etapa en mi vida. Agradezco con todo mi corazón tu apoyo y amor el cual será siempre recíproco y a mi papá que desde donde está siempre me apoya, gracias por la vida que me diste, espero estés orgulloso de mí, y espero nunca defraudarte, esta tesis está a tu nombre y al de mi madre.

A mi familia, mis abuelitos, mis tíos, primos, y hermano que con su apoyo moral y empuje constante brindaron un camino firme para concretar esta etapa.

A los docentes de la Universidad por su apoyo, buen ánimo y predisposición en cualquier momento ante cualquier duda o inquietud mía, estoy muy agradecido.

A mis amigos sinceros que siempre apoyaron con sus consejos, conocimientos y motivación constante y en especial a la persona que a pesar de todo, siempre estuvo brindándome su apoyo, cariño y compañía.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

2

BACH. Fredy Málaga Inguilla

RESUMEN DEL PROYECTO

El presente proyecto consiste en el desarrollo de un sistema integral de abastecimiento de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas servidas con su respectiva disposición final para el Centro Poblado Umopalca, perteneciente al Distrito de Sabandía de la Provincia de Arequipa.

El presente proyecto nace por la necesidad de brindar los servicios básicos mínimos requeridos a la población perteneciente para mejorar su calidad de vida, nivel cultural y socioeconómico, mejorando su estándar de vida y expectativas a futuro.

Dicho proyecto brinda la mejor alternativa posible para las características de dicho centro poblado y así optar por el mejor sistema en beneficio primordial de los pobladores del Centro Poblado Umopalca.

Dicho proyecto consiste en:

- Diseño y construcción de una cámara de captación de un manantial de ladera y concentrado.
- Diseño de una cisterna de almacenamiento.
- Diseño de una estación de bombeo.
- Diseño de la línea de impulsión.
- Diseño de un reservorio elevado de almacenamiento.
- Diseño de la línea de aducción.
- Diseño de la red de distribución de agua potable.
- Diseño de la red de alcantarillado.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

- Diseño de una planta de tratamiento de aguas servidas.

SISTEMA DE AGUA POTABLE (RESUMEN).

El sistema de abastecimiento de agua potable para el centro poblado Umopalca, inicia con la captación del agua mediante un manantial de tipo ladera-concentrado, dicha captación posee unas dimensiones de 1.50mx1.50mx1.00m.; este manantial posee un caudal de entrega de 5.80l/s. el cual se almacena temporalmente en una cisterna enterrada con capacidad de 80.00m³ de agua, esta agua almacenada es succionada e impulsada por una electrobomba centrífuga de alta presión trifásica, ubicada en la caseta de estación de bombeo cercana a la cisterna, la bomba presenta las características adecuadas de presión, carga dinámica total, potencia y eficiencia para el bombeo del líquido elemento, el agua bombeada es transportada por la tubería de la línea de impulsión, la cual es de material PVC Clase 10 de 6", este material garantiza soportar las máximas presiones de bombeo y efectos de golpe de ariete que pudieran producirse, dicha línea de impulsión tiene un largo de 2575.00 metros hasta su entrega en el reservorio elevado de almacenamiento. El reservorio elevado de almacenamiento posee un volumen de 125m³, de ahí se transporta el agua hasta la red de distribución mediante la línea de aducción la cual es una tubería de PVC Clase 10 de 4" y de 969.27metros de longitud. El agua llega a la red de distribución que brinda el servicio básico de agua potable para una población de diseño de 1568 habitantes, este transporte se realiza por tuberías de PVC Clase 10 de 2" de una longitud de 1632.21metros y de 1" con una longitud de 2275.65metros, dicha servicio termina con las 260 unidades de conexiones domiciliarias con tuberías de ½".

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

El presupuesto del Sistema de Agua Potable tiene un costo directo de

S/. 779 890.52 Nuevos Soles.

SISTEMA DE ALCANTARILLADO (RESUMEN).

El transporte y recolección de las aguas servidas se realiza por 260 unidades de conexiones domiciliarias que se unen a los colectores, los cuales son tuberías de PVC UF Serie 20 de 8" y 10" de diámetro con longitudes de 3235.82metros y 944.65metros respectivamente y la construcción de 62 buzones de inspección de concreto armado con diámetros interiores de 1.20metros y 1.50metros en los buzones de más de 3metros de profundidad, por condiciones de la topografía de la zona de proyecto no presenta inconvenientes con el transporte de las aguas servidas. Dicha recolección y transporte finaliza en la cámara de rejillas.

El presupuesto del Sistema de Alcantarillado tiene un costo directo de

S/. 613 508,75 Nuevos Soles.

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS (RESUMEN).

El afluente de la red de alcantarillado termina su recorrido en la cámara de rejillas la cual sirve para la retención de sólidos, considerado como la primera fase de tratamiento de aguas servidas, dicho caudal pasante llega por una tubería de 11.20 metros de PVC UF Serie 20 de 8" al Tanque Imhoff de 6.80m.x4.60m.x6.10m, dicho tanque de concreto armado tiene por finalidad la remoción de sólidos suspendidos, los lodos acumulados en el digestor del tanque Imhoff son transportados por tuberías de 8" de Hierro Dúctil hasta el Lecho de

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

Secado de dimensiones 11.70m.x6.00m.x1.20m, dicho lecho de secado es de concreto armado, en el cual los lodos son deshidratados y el agua tratada es sedimentada y filtrada mediante sus capas de filtración (gravas y arenas), llegando al fondo y recolectada por una tubería de PVC UF Serie 20 de 6” y posteriormente transportada por una tubería de PVC UF Serie 20 de 8” hasta una quebrada; parte del efluente después del tratamiento del agua es usado para el riego de áreas verdes dentro de la planta de tratamiento de aguas servidas.

El presupuesto del Sistema de Alcantarillado tiene un costo directo de S/. 159 244.88 Nuevos Soles.

PLAN DE CONTINGENCIA (RESUMEN).

En dicho presupuesto se realiza una inversión adicional para el cuidado, preservación del medio ambiente, charlas de inducción, de uso adecuado del agua, de reciclaje, señalización de vías y pases para evitar accidentes, minimizando los riesgos posibles por inadecuado control.

El presupuesto de Plan de Contingencia tiene un costo directo de S/. 24 385.00 Nuevos Soles.

El proyecto “Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa” que brindará los servicios básicos a una población futura de 1568 habitantes y que contará con un sistema de agua potable, sistema de alcantarillado y sistema de tratamiento de aguas servidas, contando adicionalmente con un plan de contingencia tiene un costo directo de

S/. 1 597 029.15 Nuevos Soles y un costo total de S/. 2 223,703.39 Nuevos Soles
y un plazo de ejecución de obra de 180 días calendario.



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

7

BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

INTRODUCCIÓN

Las poblaciones rurales y urbano-marginales del Perú sufren agudos problemas de servicios básicos (sistema de agua potable, disposición de excretas y tratamiento de aguas servidas) que inciden en la salud de la población, especialmente en la niñez, donde la tasa de mortalidad alcanza cifras elevadas.

La mayor parte de las enfermedades de la población de menores ingresos está relacionada con la higiene y el deterioro de las condiciones de saneamiento.

Las preocupaciones por el cuidado de la población afectada aumentan con el pasar de los años, debido al aumento del crecimiento poblacional y la mala proyección de las ciudades por invasiones y creaciones de nuevas asociaciones que no cuentan con los servicios antes mencionados; por ello el motivo del presente proyecto, dicha tesis surge como una pequeña contribución con el desarrollo de la población en estudio ubicado en el Centro Poblado Umapalca del Distrito Arequipeño de Sabandía.

Este proyecto busca mejorar las condiciones socio-económicas del centro poblado mejorando la calidad de vida brindando un servicio de sanidad ante las desventajas socio-económicas que aún poseen dichos pobladores.

ÍNDICE

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES.

1.1. Introducción.	12
1.2. Antecedentes del Problema.	12
1.3. Problema a Investigar.	13
1.4. Objetivos.	13
1.4.1. Objetivo General.	13
1.4.2. Objetivos Específicos.	14
1.5. Importancia del Proyecto.	15
1.5.1. Importancia.	15
1.5.2. Alcances y Limitaciones.	15
1.6. Hipótesis.	15
1.7. Metodología.	16
1.8. Marco Teórico.	17

2. CAPÍTULO II: ASPECTOS GENERALES.

2.1. Ubicación.	19
2.2. Descripción del Proyecto.	19
2.3. Situación Actual.	20
2.4. Acceso a la Población.	23
2.5. Extensión Territorial.	23
2.6. Clima y Meteorología.	24
2.7. Topografía y Suelos.	25
2.8. Población.	25
2.9. Estructura Económica.	26
2.10. Estructura Social.	27

3. CAPÍTULO III: TOPOGRAFÍA.

3.1. Levantamiento Topográfico.	29
3.2. Importación de Archivos a AutoCAD.	31
3.3. Creación de la Superficie, Triangulación y Curvas de Nivel en Software AutoCAD Civil 3D.	35
3.3.1. Creación de la Superficie.	35
3.3.2. Creación de la Triangulación.	38
3.4. Trazo de Alineamiento y Perfiles Longitudinales.	40

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

4. CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE SUELOS.

4.1. Introducción.	43
4.2. Objetivo.	43
4.3. Información General.	43
4.4. Trabajo de Campo.	45
4.5. Trabajo de Laboratorio.	46
4.6. Ensayos de Mecánica de Suelos.	47
4.6.1. Granulometría.	47
4.6.2. Contenido de Humedad.	48
4.6.3. Gravedad Específica.	48
4.6.4. Ensayo de Corte Directo.	49
4.6.5. Capacidad Portante del Suelo.	49
4.7. Resultados de los Análisis de Laboratorio.	50

5. CAPÍTULO V: PERIODO DE DISEÑO Y CÁLCULO POBLACIONAL.

5.1. Generalidades.	66
5.2. Estimación de la Población.	67
5.3. Determinación del Periodo de Diseño.	67
5.4. Metodología y Cálculo para estimar la Población Futura.	69
5.4.1. Métodos Analíticos.	70
5.4.2. Métodos Gráficos.	72
5.4.3. Método Racional.	73
5.4.4. Cálculo de la Estimación de la Población Futura.	73

6. CAPÍTULO VI: SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

6.1. Fuente de Abastecimiento.	76
6.2. Selección del Tipo de Fuente.	77
6.2.1. Fuentes de Agua Superficial.	77
6.2.2. Fuentes de Agua Subterránea.	77
6.3. Ubicación.	83
6.4. Rendimiento del Agua.	83
6.5. Dotación de Agua y Normas Vigentes.	85
6.5.1. Calidad del Agua.	85
6.5.2. Límites Permisibles del Agua.	86
6.5.3. Dotación de Agua.	90
6.6. Determinación del Gasto de Diseño.	90
6.6.1. Consumo Promedio Diario Anual.	92
6.6.2. Consumo Máximo Diario.	93
6.6.3. Consumo Máximo Horario.	94

7. CAPÍTULO VII: DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

7.1. Fuente de Abastecimiento.	95
7.1.1. Cámara de Captación.	95
7.1.2. Diseño Hidráulico y Dimensionamiento.	97
7.1.3. Diseño Estructural de la Cámara de Captación.	104
7.2. Obras de Conducción.	109
7.2.1. Línea de Impulsión o Bombeo.	110
7.2.2. Consideraciones para el Diseño Hidráulico.	111
7.2.3. Diseño Hidráulico de la Línea de Impulsión.	124
7.2.4. Comparación de Resultados de Diseño Hidráulico.	134
7.3. Reservorio de Almacenamiento.	136
7.3.1. Diseño Hidráulico del Reservorio.	137
7.4. Obras de Aducción.	154
7.4.1. Línea de Aducción.	154
7.4.2. Consideraciones para el Diseño Hidráulico.	155
7.4.3. Diseño Hidráulico de la Línea de Aducción.	158
7.4.4. Comparación de Resultados de Diseño Hidráulico.	163
7.5. Red de Distribución.	165
7.5.1. Tipos de Redes de Distribución.	165
7.5.2. Detalle del Sistema de Distribución.	167
7.5.3. Consideraciones para el Diseño Hidráulico.	168
7.5.4. Diseño Hidráulico de la Red de Distribución.	173
7.5.5. Comparación de Resultados de Diseño Hidráulico Red Principal.	187
7.5.6. Resultados de Diseño Hidráulico en Red de Distribución Completa.	189
7.5.7. Válvulas.	193
7.5.8. Consideraciones Complementarias de Orden Práctico para el Diseño de la Red de Distribución	194
7.5.9. Conexiones Domiciliarias.	196

8. CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE LA RED DE DESAGUE.

8.1. Introducción.	198
8.2. Clasificación de las Aguas Residuales.	199
8.2.1. Aguas Residuales Urbanas.	200
8.2.2. Aguas Residuales Industriales.	200
8.2.3. Aguas de Lluvia.	201
8.3. Elección del Sistema de Alcantarillado.	201
8.4. Criterios y Normas en el Diseño de la Red de Desagüe.	202
8.4.1. Velocidades máximas y mínimas de Flujo.	203

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

8.4.2. Pendiente de la tubería.	203
8.4.3. Diámetro de la tubería.	204
8.4.4. Calidad de la tubería.	204
8.5. Contribución de las Aguas Residuales.	206
8.5.1. Aguas Residuales Domésticas.	206
8.5.2. Conexiones Erradas.	206
8.5.3. Aguas por Infiltración.	207
8.6. Periodo de Diseño.	208
8.7. Criterios de Ubicación de Buzones de Inspección y Tubería.	209
8.8. Diseño Hidráulico del Sistema de Alcantarillado.	211
8.9. Comparación de Resultados de Diseño Hidráulico.	223
9. CAPÍTULO IX: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.	
9.1. Introducción.	226
9.2. Efectos Indeseables de las Aguas Residuales.	227
9.3. Características de las Aguas Residuales.	229
9.4. Cámara de Rejas.	232
9.5. Tanque Imhoff y Lecho de Secado.	237
9.5.1. Proceso de Funcionamiento de un Tanque Imhoff.	237
9.5.2. Ventajas del Tanque Imhoff.	239
9.6. Consideraciones para el Diseño de la Planta de Tratamiento.	240
9.7. Diseño de la Planta de Tratamiento.	250
10. CAPÍTULO X: EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.	
10.1. Generalidades.	263
10.2. Objetivo de la Evaluación de Impacto Ambiental.	264
10.3. Descripción del Medio Ambiente.	266
10.4. Etapas de Evaluación de una E.I.A.	268
10.5. Situación Actual del Servicio de Saneamiento de la zona.	269
10.5.1. Situación Actual del Servicio de Agua Potable.	269
10.5.2. Situación Actual del Sistema de Alcantarillado y Disposición de Excretas.	271
10.6. Identificación y Evaluación de Impactos Ambientales.	271
10.7. Análisis de la Evaluación de Impacto Ambiental.	272
10.8. Resultados y Plan de Manejo Ambiental.	274

11. CAPÍTULO XI: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN.

11.1. Introducción.	286
11.2. Costos y Presupuestos.	286
11.2.1. Costos Directos.	287
11.2.2. Costos Indirectos.	290
11.3. Análisis de Costos Unitarios.	291
11.4. Elaboración del Presupuesto.	292
11.4.1. Consideraciones.	293
11.4.2. Rubros del Presupuesto.	293
11.4.3. Resumen General.	294
11.5. Fórmula Polinómica.	294
11.5.1. Requisitos.	295
11.6. Viabilidad del Proyecto según Metodología de Evaluación en el Marco SNIP.	297
11.7. Programación.	299

12. CAPÍTULO XII: CALIDAD DEL AGUA.

12.1. Introducción.	300
12.2. Normas y Legislación Actual sobre Calidad del Agua.	300
12.3. Análisis empleados para Verificación de la Calidad del Agua.	301
12.3.1. Análisis Físico-Químico.	301
12.3.2. Procedimiento en la Toma de Muestras,	302
12.3.3. Análisis Bacteriológico.	302
12.3.4. Procedimiento de la Toma de Muestras.	303

CONCLUSIONES

- Conclusiones acerca del Abastecimiento de Agua.
- Conclusiones acerca de la Red de Alcantarillado.
- Conclusiones acerca de la Planta de Tratamiento de Aguas Servidas.
- Conclusiones a del Software Watercad y Sewercad.

RECOMENDACIONES

- Recomendaciones sobre el Abastecimiento de Agua.
- Recomendaciones sobre la Red de Alcantarillado.
- Recomendaciones sobre la Planta de Tratamiento de Aguas Servidas.

BIBLIOGRAFÍA.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

“SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA-SABANDÍA-AREQUIPA”

CAPÍTULO I: GENERALIDADES.

1.1. INTRODUCCIÓN.

El Centro Poblado Umapalca pertenece al Distrito de Sabandía, ubicado en la Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa

El saneamiento es un derecho humano y un elemento fundamental en la prevención primaria para mejorar la salud, la falta de saneamiento representa un grave riesgo a la salud y un insulto a la dignidad humana.

El Centro Poblado Umapalca a la fecha no cuenta con ningún tipo de Servicio de Saneamiento, sólo cuentan con letrinas y pozos donde los pobladores realizan sus necesidades básicas, lo cual no ofrece ninguna garantía para la salud, por el contrario representan focos de contaminación los cuales generan enfermedades respiratorias, gastrointestinales y dérmicas.

El presente estudio tiene como principal objetivo generar un desarrollo socio-económico sostenible en el tiempo, garantizando los servicios básicos de Agua Potable y Desagüe que este Centro Poblado merece.

1.2. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.

El Centro Poblado Umapalca fue fundado el año de 1978 y hasta la fecha no cuenta con ningún tipo de Saneamiento.

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa”

La mayor parte de los pobladores de la zona habitan desde hace ya más de 10 años, en este tiempo no cuentan con ningún tipo de servicio de saneamiento, reciben la visita de tanques cisternas para abastecerse de agua, y por el elevado costo del mismo usan también el agua que pasa por un canal de riego que a la vez divide el Distrito de Sabandía con el Distrito de Socabaya.

El Centro Poblado de Umapalca no cuenta con ningún tipo de servicio de alcantarillado, ni de manejo de residuos sólidos, lo que presenta como efecto negativo una fuente peligrosa de contaminación. El hecho de no contar con un servicio de saneamiento, genera problemas gastrointestinales, respiratorios y dérmicos en su población, siendo los niños y ancianos los más perjudicados.

1.3. PROBLEMA A INVESTIGAR.

La pregunta a desarrollar es la siguiente:

¿Cómo se podrá cubrir las expectativas del Centro Poblado de Umapalca ante su necesidad básica de un sistema de saneamiento?

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. OBJETIVO GENERAL.

Lograr el desarrollo socio-económico de este Centro Poblado con la ejecución del estudio y diseño del *“Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para el Centro Poblado Umapalca”* del cual se espera no solo quede plasmado como una Tesis, sino que en la brevedad y con el debido financiamiento sea una realidad tangible.

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa”

1.4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.

Los Objetivos Específicos que se desean alcanzar con este Estudio son los siguientes:

- Mejorar la calidad de vida generando un desarrollo socio-económico proporcionando el servicio completo de Saneamiento para el Centro Poblado de Umapalca.
- Satisfacer la demanda de consumo del líquido elemento para una población expectante a 20 años.
- Realizar el levantamiento topográfico el cual servirá para realizar los diseños hidráulicos de los componentes del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, Red de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas Servidas.
- Realizar todos los estudios de campo y recopilación de información.
- Diseñar todo el sistema de Agua Potable, teniendo en consideración la captación, cisterna de almacenamiento, estación de bombeo, la línea de impulsión, el reservorio elevado de almacenamiento, la línea de aducción y la red de distribución.
- Diseñar el Sistema de Alcantarillado más eficiente acorde con el centro poblado en estudio.
- Realizar un Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) para conocer, identificar y controlar los efectos positivos y/o negativos

que se puedan producir en el medio ambiente por efecto de la ejecución del proyecto.

- Realizar el presupuesto y programación del proyecto, viendo la viabilidad el proyecto según SNIP para certificar la calidad del Proyecto de Inversión Pública.

1.5. IMPORTANCIA DEL PROYECTO.

1.5.1. IMPORTANCIA.

El principal motivo de este estudio de Abastecimiento de Agua Potable y Desagüe, es el de brindar el Servicio de Saneamiento al Centro Poblado de Umapalca debido a que es un derecho fundamental y es un primer paso para el desarrollo socio-económico del lugar de estudio.

1.5.2. ALCANCES Y LIMITACIONES.

Todas las limitaciones serán superadas durante el transcurso del estudio y la cuales pueden ser detalladas seguidamente:

La inversión de este estudio dependerá del interesado, al ser un proyecto sin financiamiento, demandará tiempo y costo, los cuales serán detallados en las conclusiones de la siguiente Tesis.

1.6. HIPÓTESIS.

Se tiene altas expectativas que una vez diseñado en su totalidad este estudio, se pueda realizar la ejecución de este proyecto, para que el Centro Poblado Umapalca obtenga los beneficios de un Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe óptimo según las exigencias de las

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

normas y las entidades competentes y así ayudar a mejorar y elevar el nivel de vida de esta población que aún no cuenta con algún tipo de servicio de saneamiento que merece por derecho.

1.7. METODOLOGÍA.

El diseño de este estudio se realizará siguiendo las siguientes etapas:

- Se identificará las fuentes de agua disponibles y cuál de ellas puede satisfacer la demanda de consumo de nuestra población futura.
- Se realizará el levantamiento topográfico para realizar todos los diseños hidráulicos de todas las componentes del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Desagüe; y para las ubicaciones posibles de las estructuras, tales como la cisterna, estación de bombeo, reservorio, caseta de válvulas.
- Se realizarán los estudios de mecánica de suelos para la verificación del diseño de las estructuras tales como: cisterna, reservorio elevado, planta de tratamiento y redes de agua y desagüe.
- Se realizará el diseño hidráulico de todo el sistema de Agua Potable, teniendo en consideración la captación, la estación de bombeo, la línea de impulsión, el reservorio de almacenamiento, la línea de aducción, la línea de distribución y las conexiones domiciliarias.
- Seguidamente se realizará el diseño del Sistema de Alcantarillado más eficiente acorde con el Centro Poblado Umopalca.
- Seguidamente como plan de contingencia se realizará un Evaluación de Impacto Ambiental para evaluar los impactos ambientales posibles realizados antes, durante y después de la ejecución del proyecto.

- Finalmente se realizará el presupuesto y la programación de todo el proyecto, según todo lo realizado anteriormente, considerando también la viabilidad del proyecto según la metodología del SNIP.

1.8. MARCO TEÓRICO

“SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA-SABANDIA - AREQUIPA”

Consistirá en dar solución a la falta total de algún tipo de Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe en la zona de proyecto.

La determinación de la población de diseño se puede realizar a través de estos métodos

- Método Aritmético.
- Método Geométrico.
- Método de la parábola de segundo grado.
- Método Racional.
- Método de incremento variable.

En cuanto al abastecimiento utilizaremos la Fórmula de Hazen y Williams, dichas fórmulas sirven para el cálculo de fluidos a presión que se encuentran en tuberías cerradas.

Aplicaremos la Norma OS.010, OS.020, OS.030, OS.040, OS.050, OS.070, OS.090, OS.100, Consideraciones Básicas de Diseño en Obras de Saneamiento según el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú 2010.

Información de la Organización Mundial de la Salud (OMS-CEPIS).

En cuanto al Diseño de Estructuras de Concreto se utilizará la Norma de Concreto Armado E.060.

En cuanto a la mecánica de suelos se utilizará la Norma de Suelos y Cimentaciones E.050.

Se usaran los siguientes Software:

- Uso del software de dibujo Autocad 2010.
- Uso de los software de topografía, Autocad Civil 3D.
- Software para el cálculo de la red de agua WaterCAD V8.
- Software para el cálculo de la red de alcantarillado el SewerCAD V8.
- Software para el cálculo el SAP V11.
- Software de costos y presupuestos S10
- Software de programación MS-Project.
- Software Microsoft Office 2010.

CAPÍTULO II: ASPECTOS GENERALES.

2.1. UBICACIÓN.

- Departamento : Arequipa
- Provincia : Arequipa
- Distrito : Sabandía
- Región Natural : Quechua.
- Altitud : 2370 m.s.n.m. a 2395 m.s.n.m.
- Topografía : Accidentada y Llana en mayor extensión.
- Localidad : Centro Poblado Umopalca

Límites Territoriales

- Por el Norte : Distrito de Socabaya
- Por el Este : Distrito de Characato
- Por el Sur : Distrito de Characato.
- Por el Oeste : Distrito de Socabaya
- Coordenada Geográfica : 231140.72 E, 8177452.06 S, Altitud 2395m.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El presente proyecto de Tesis se realizará en El Centro Poblado Umopalca perteneciente al Distrito de Sabandía, ubicado en la Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa.

El Centro Poblado se encuentra a 2,395 m.s.n.m., ubicado en las afueras de la ciudad de Arequipa, y localizado en las siguientes coordenadas:

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

Longitud Oeste: 75° 45' 10'' a 71° 26' 45 y Latitud Sur: 16° 25' 45'' a 16° 27' 15''

Presenta un clima semiárido y templado, en la extensión total del proyecto.

2.3. SITUACIÓN ACTUAL.

El Centro Poblado Umopalca no cuenta con ningún tipo de Servicio Integral de Saneamiento que le garantice un cuidado y protección a la salud de sus habitantes.

En la actualidad el Centro Poblado Umopalca cuenta con un reservorio elevado que sólo es usado para abastecer del líquido elemento para que los socios puedan contar con este servicio en la construcción de sus casas y los cercos respectivos; dicho reservorio se alimenta mediante un pozo profundo, dicha agua no es garantizada para el consumo humano.

Umopalca fue fundada en el año de 1978 y a la fecha no cuenta con un servicio digno de saneamiento, tan sólo cuenta con visitas periódicas de tanques cisternas, las que no garantizan la calidad del agua suministrada, sin considerar el elevado costo del agua en comparación del pago de un recibo de consumo por servicio de agua potable.

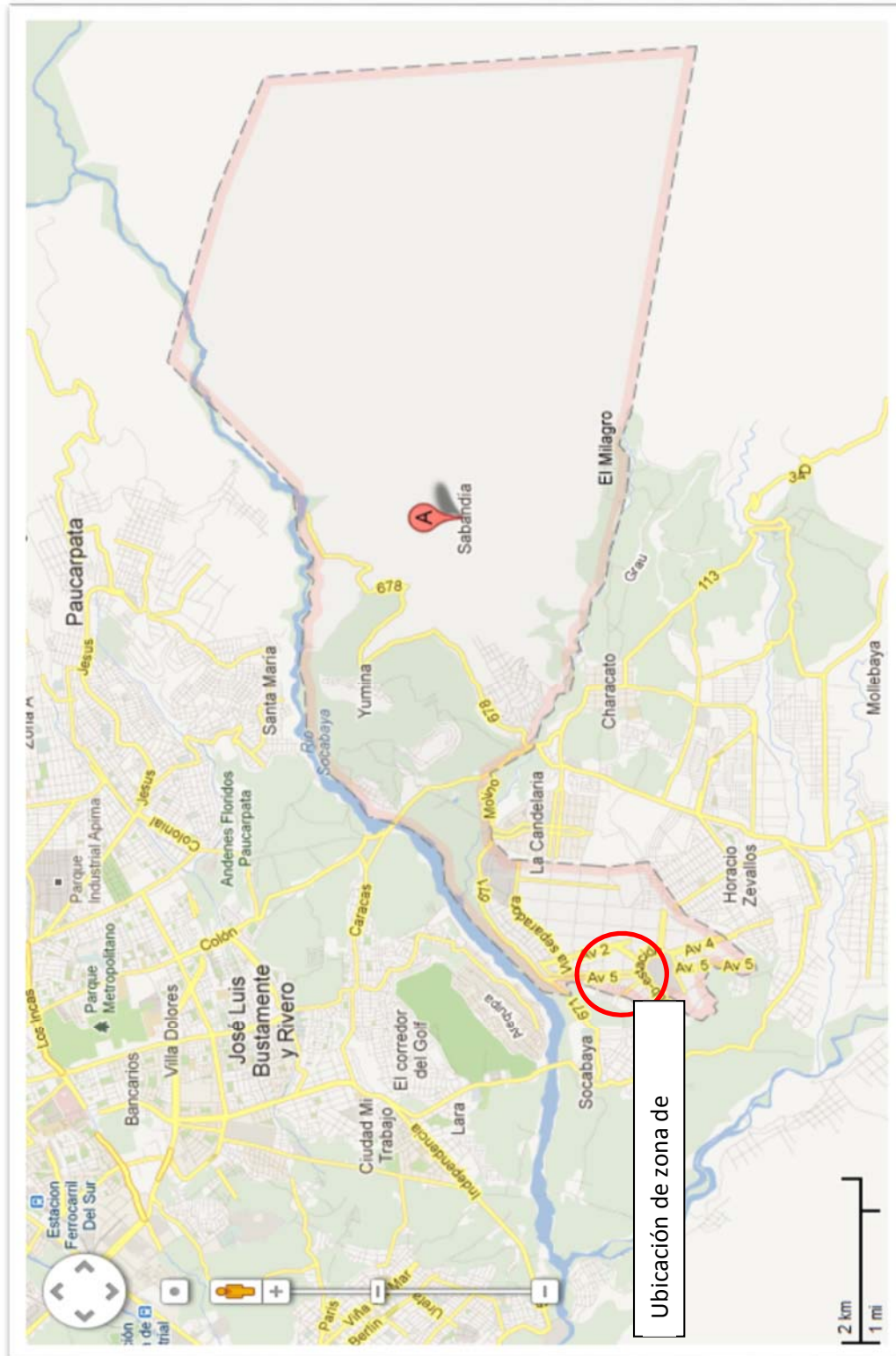
En lo referido al tratamiento de residuos sólidos, sólo se cuenta con letrinas ubicadas en cada propiedad para la eliminación de excretas, que obviamente generan focos infecciosos con altos niveles de contaminación y contagio gastrointestinal, respiratorio y dérmico en niños y ancianos mayormente.

La zona de estudio cuenta en su totalidad con el servicio de electricidad, se cuentan también con antenas de cable y servicio telefónico.

No cuenta con una red vial adecuada, aunque la municipalidad cuenta con planos de lotización para mantener un crecimiento poblacional ordenado con avenidas principales, estas aún se encuentran en un estado de trocha, no contando con ninguna vía asfaltada en el centro poblado en estudio.

El Centro Poblado Umapalca no cuenta con ningún centro de asistencia médica, el más cercano se encuentra en el Distrito vecino de Socabaya a 20 minutos a pie; tampoco cuenta con ninguna comisaría, ni iglesia; tan sólo con un Centro de Educación Inicial el cual se encuentra en construcción.





Cuadro 2.1. Plano de ubicación Centro Poblado.
Fuente: Google Map.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

2.4. ACCESO A LA POBLACIÓN.

Para acceder al Centro Poblado Umapalca se presenta dos vías de acceso, las cuales son las siguientes:

1. Desde la zona Oeste; por el Distrito de Socabaya, mediante una vía asfaltada teniendo el paradero final de la línea de buses.
2. Desde la zona Este; por el Distrito de Characato, el cual no es usado, debido a que se encuentra a una distancia muy lejana el núcleo de nuestro lugar de estudio.

El acceso más usado desde el centro de la ciudad de Arequipa hasta el Centro Poblado Umapalca es por el ingreso N° 1, el tiempo es de 30 minutos en camioneta y 40 minutos en combis o couster, teniendo una vía de acceso asfaltada en todo el recorrido, ingresando por el distrito vecino de Socabaya.

2.5. EXTENSIÓN TERRITORIAL.

El Centro Poblado Umapalca abarca una extensión territorial de 0.12km², lo que representa el 0.33% del Distrito de Sabandía y dicho distrito representa una extensión de 36.63km², el equivalente a 0.38% de la Provincia de Arequipa.

- Departamento de Arequipa : 63345.39km²
- Provincia de Arequipa : 9682.02 km²
- Distrito de Sabandía : 36.63 km²
- Centro Poblado Umapalca : 0.12 km²

2.6. CLIMA Y METEOROLOGÍA.

El Centro Poblado Umapalca en el cual se realizará el proyecto, presenta las siguientes características:

- Predominantemente seco en invierno, otoño y primavera, debido a la humedad atmosférica.
- Es semiárido a causa de la precipitación efectiva y templada por la condición térmica.
- Presenta una máxima de 25°C y mínima de 10°C
- La humedad relativa promedio es de 46% según los datos obtenidos por la estación meteorológica durante los años 2000 y 2001, con una máxima promedio de 70% en la estación de verano y una mínima de 27% durante las estaciones de otoño, invierno y primavera.
- Los vientos en la ciudad de Arequipa y en el Distrito de Sabandía están influenciados por un sistema de vientos locales y por el paso de sistemas frontales de baja presión atmosférica, la cual está condicionada por la configuración topográfica.
- Los vientos se presentan principalmente en horas de la noche y primeras horas del día, se presentan Brisas de Montaña que presentan una dirección Nor-Este y el transcurso del día predominan las Brisas de Valle con una dirección Sur-Oeste. La velocidad del viento a lo largo del día fluctúa entre 1.5m/s y 2.5m/s.

2.7. TOPOGRAFÍA Y SUELOS.

El Centro Poblado Umopalca, ubicado en el distrito de Sabandía, Arequipa presenta una topografía ondulada, con una diferencia de aproximadamente 26 metros entre puntos más altos y bajos, lo cual favorece para la construcción de la red de agua potable y alcantarillado, brindando presiones aceptables para el suministro del agua, velocidades y pendientes aceptables para el desagüe.

De igual manera presenta una topografía adecuada para la construcción de la red de desagüe en la zona y su respectiva evacuación y tratamiento a la planta de tratamiento ubicada a una distancia aceptable del centro poblado.

2.8. POBLACIÓN.

Según los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI, se muestra el siguiente resultado:

4.13 AREQUIPA : POBLACIÓN CENSADA Y TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL, SEGÚN PROVINCIAS Y DISTRITOS, 1981, 1993 y 2007

Provincia y Distrito	Población Censada			Población Proyectada		Tasa de Crecimiento	
	1981	1993	2007	2008	2009	81-93	93-07
Arequipa	706 580	916 806	1152 303	1170 900	1189 798	1,5	1,6
Arequipa	498 210	676 790	864 250	878 828	893 607	1,7	1,7
Paucarpata	70 585	101 428	120 446	121 586	122 695	1,6	1,2
Pocsi	778	670	602	596	590	2,2	-0,7
Polobaya	1 989	1 329	1 445	1 449	1 454	1,3	0,6
Quequeña	555	904	1 219	1 242	1 264	1,7	2,1
Sabandía	1 907	2 792	3 699	3 763	3 827	2,2	2,0
Sachaca	8 653	13 261	17 537	17 837	18 136	2,4	2,0
San Juan de Sigas	1 023	879	1 295	1 328	1 359	0,2	2,8
San Juan de Tarucani	2 199	2 110	2 129	2 124	2 120	0,3	0,1

Cuadro 2.2 Censo Poblacional por provincias.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI.

Debido a que no se cuenta con un registro exacto de habitantes en el Centro Poblado Umopalca, es debido a esta falta de información que se realizó un censo a cuenta del tesista para tener la exactitud en datos de la población en estudio, los cuales son requeridos para los cálculos de población futura, y a su vez para calcular la demanda de agua para el final del periodo de diseño y con esto no caer en sobredimensionamientos que nos llevarían a una mala realización del estudio.

Es entonces que como resultado de las encuestas censales realizadas por el tesista, la población actual es de 1120 habitantes en el Centro Poblado Umopalca.

2.9. ESTRUCTURA ECONÓMICA.

- **CONSTRUCCIÓN, COMERCIO, TRANSPORTE.**

Debido a la cercanía con la ciudad de Arequipa, casi un 90% de los pobladores en edad laboral, trabajan en la ciudad, tanto en el rubro de la construcción, comercio en mercados y centros de abastos, y en transporte (líneas de transporte urbano y taxis).

- **AGRICULTURA.**

No se produce ningún tipo de economía agrícola, ya que el costoso valor del agua y el clima no permiten que se realice algún tipo de economía del tipo agrícola.

- **GANADERÍA.**

En la zona de proyecto no existe este tipo de estructura económica en el centro poblado a de estudio.

- **MINERÍA.**

No existe algún tipo de trabajo de extracción de minerales en la zona de proyecto.

2.10. ESTRUCTURA SOCIAL.

- **COMERCIO.**

El Centro Poblado Umapalca no cuenta con ningún mercado de abastos o de intercambio o algún tipo de feria dominical, por lo que el comercio en la zona es mínimo, presentando solamente algunas tiendas de abarrotes, y centro de abastos menores en el distrito vecino de Socabaya.

- **VIVIENDA.**

Según la visita a la zona de estudio y después de hacer las encuestas se pudo constatar que el 70% de las viviendas están construidas de material noble y el 30% restante son construidas con material precario tal como madera, triplay, calamina y esteras.

- **EDUCACIÓN.**

No cuenta con ningún centro educativo de primaria y/o secundaria y mucho menos de algún instituto tecnológico, por el contrario el Centro Poblado Umapalca sólo cuenta con 01 centro de educación inicial.

Los niños en edad escolar tanto en el nivel primario y secundario estudian en colegios nacionales, los que se encuentran ubicados en el distrito vecino de Socabaya y en el centro de la ciudad.

- **SALUD.**

En la zona de estudio no existe ningún Centro de Asistencia de Salud, cuando se presentan casos de emergencias de salud, varias de estas por infecciones gastrointestinales en niños, los perjudicados son llevados al Centro de Salud del distrito de Socabaya, debido a que el Centro de Salud propio del distrito se encuentra a más de 15 minutos en algún tipo de vehículo, siendo el Centro de Salud del vecino distrito más cercano en caso de emergencias.



CAPÍTULO III: TOPOGRAFÍA

3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

La información recolectada del levantamiento topográfico es esencial para los diseños hidráulicos de las obras de ingeniería del proyecto de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado; según la información obtenida del levantamiento topográfico se podrá definir la forma de la zona de proyecto, en la cual podremos identificar:

Abastecimiento de Agua Potable: La fuente de abastecimiento, la mejor ubicación del reservorio, la línea de conducción, la línea de aducción, el trazo de la red de distribución.

Sistema de Alcantarillado: Red de distribución de colectores, emisores de buzones, planta de tratamiento de aguas residuales.

También para determinar las longitudes de tubería, ubicando la mejor localización de las estructuras se podrá ubicar el volumen de movimiento de tierras, localizar la ruta favorable entre el manantial y el poblado para facilitar la construcción y economizar materiales en las líneas de conducción y aducción.

El levantamiento topográfico de la zona del proyecto servirá para definir las curvas de nivel, las cuales representan la intersección de planos horizontales sobre el terreno, definiendo la configuración del relieve del

terreno, dato importante para saber la cota terreno de ciertos puntos de interés para luego conocer presiones y velocidades en ciertos puntos.

La Geodesia no es aplicable en nuestro levantamiento topográfico, ya que la extensión de nuestra zona de proyecto es mucho menor a los 25km, los cuales son considerados en la curvatura de la tierra en obras de gran extensión.

El levantamiento topográfico se realizó en las siguientes etapas:

A. RECONOCIMIENTO.

Reconocimiento previo de la zona de estudio de abastecimiento de agua potable y desagüe para el centro poblado beneficiario; en dicha visita se localizó la fuente de abastecimiento, se planteó las rutas posibles para la línea de impulsión, aducción, la ubicación posible del reservorio de almacenamiento, la mejor ubicación de la planta de tratamiento.

B. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

- En el levantamiento topográfico se empleó el uso de un GPS, 01 estación total TOPCON, 03 prismas.
- Se plantearon varios BM para el posicionamiento referencial del levantamiento topográfico.
- El uso de la estación total facilitó el trabajo brindando mayores precisiones, dicho aparato brinda un posicionamiento geo referencial y a la vez almacena las coordenadas geográficas de cada punto observado, dicho posicionamiento esta dado en coordenadas Norte, Este y Altura sobre el nivel del mar.

- Con la estación total y los prismas se realiza la triangulación de puntos, dichos puntos son almacenados en la memoria de la estación total, posteriormente dicha información será exportada al AutoCAD Civil 3D para su dibujo.

3.2. IMPORTACIÓN DE ARCHIVOS A AUTOCAD.

La información obtenida se descarga en un formato de extensión *.csv el cual a su vez es llevado a un block de notas de extensión *.txt. para que desde ahí se haga la importación de los puntos de coordenadas, norte, este y altura al AutoCAD Civil 3D para el posterior mallado de la red de triangulación realizado por el software.

PUNTO Nº	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	ALTURA	DESCRIPCIÓN
1	81.792.678.736	2.336.277.338	2.386,001	CAPTACIÓN
2	81.792.678.564	2.336.276.706	2.385,994	TROCHA
3	81.792.604.626	2.336.077.008	2.385,766	TROCHA
4	81.792.608.330	2.335.937.379	2.385,324	TROCHA
5	81.792.540.859	2.335.826.973	2.385,080	TROCHA
6	81.792.530.473	2.335.656.962	2.384,609	TROCHA
7	81.792.435.043	2.335.491.807	2.384,174	TROCHA
8	81.792.431.576	2.335.328.845	2.383,774	TROCHA
9	81.792.318.889	2.335.132.343	2.383,434	TROCHA
10	81.792.298.683	2.335.038.144	2.383,180	TROCHA
11	81.792.348.417	2.334.858.308	2.382,466	TROCHA
12	81.792.277.104	2.334.656.116	2.381,933	TROCHA
13	81.792.333.759	2.334.519.227	2.381,625	TROCHA
14	81.792.267.751	2.334.389.308	2.381,332	TROCHA
15	81.792.293.327	2.334.219.787	2.381,012	TROCHA
16	81.792.196.281	2.334.120.026	2.380,339	TROCHA
17	81.792.213.502	2.334.032.793	2.379,914	TROCHA
18	81.792.204.184	2.333.990.255	2.379,924	RIO
19	81.792.193.915	2.333.988.843	2.379,917	RIO
20	81.792.101.215	2.333.866.993	2.379,929	RIO
21	81.792.149.341	2.333.683.517	2.379,531	RIO
22	81.792.131.283	2.333.496.889	2.378,881	RIO

23	81.792.159.024	2.333.339.246	2.378,506	RIO
24	81.792.103.291	2.333.093.362	2.379,132	RIO
25	81.792.044.484	2.332.924.840	2.378,806	RIO
26	81.792.031.619	2.332.678.887	2.378,662	TROCHA
27	81.791.977.242	2.332.530.460	2.378,724	TROCHA
28	81.792.015.074	2.332.542.996	2.378,649	TROCHA
29	81.791.971.455	2.332.385.128	2.378,884	TROCHA
30	81.791.967.147	2.332.091.844	2.379,683	TROCHA
31	81.792.360.168	2.335.077.675	2.383,114	TROCHA
32	81.792.043.390	2.331.816.577	2.380,134	TROCHA
33	81.792.023.182	2.331.484.205	2.380,518	TROCHA
34	81.792.100.006	2.331.215.848	2.381,021	TROCHA
35	81.792.065.576	2.331.073.239	2.381,740	TROCHA
36	81.792.108.091	2.330.969.360	2.382,349	TROCHA
37	81.791.967.173	2.332.091.689	2.379,683	TROCHA
38	81.791.881.677	2.330.797.274	2.385,157	TROCHA
39	81.791.780.039	2.330.564.171	2.387,829	TROCHA
40	81.791.551.217	2.330.403.301	2.389,704	TROCHA
41	81.791.427.744	2.330.166.828	2.390,927	TROCHA
42	81.791.291.912	2.330.092.171	2.391,672	TROCHA
43	81.791.270.385	2.330.007.010	2.392,121	TROCHA
44	81.791.199.643	2.329.992.826	2.392,471	TROCHA
45	81.791.163.351	2.329.886.913	2.393,160	TROCHA
46	81.792.108.250	2.330.969.549	2.382,334	TROCHA
47	81.790.926.303	2.329.690.698	2.394,546	TROCHA
48	81.790.786.597	2.329.461.743	2.397,012	TROCHA
49	81.790.591.064	2.329.318.476	2.399,954	TROCHA
50	81.790.513.176	2.329.162.892	2.401,638	TROCHA
51	81.790.324.850	2.328.998.054	2.403,515	TROCHA
52	81.790.373.486	2.328.793.856	2.403,712	TROCHA
53	81.790.184.528	2.328.735.868	2.405,776	TROCHA
54	81.790.217.820	2.328.694.383	2.404,454	TROCHA
55	81.790.023.366	2.328.597.324	2.405,029	TROCHA
56	81.789.551.429	2.328.562.062	2.406,435	TROCHA
57	81.789.015.262	2.328.443.423	2.407,542	TROCHA
58	81.788.517.362	2.328.442.190	2.409,363	TROCHA
59	81.788.161.611	2.328.372.334	2.411,217	TROCHA
60	81.787.775.266	2.328.388.368	2.415,282	TROCHA
61	81.787.580.390	2.328.315.162	2.416,822	TROCHA
62	81.787.380.855	2.328.327.866	2.416,127	TROCHA
63	81.790.217.593	2.328.694.354	2.404,461	TROCHA
64	81.786.934.926	2.328.237.798	2.414,906	TROCHA
65	81.786.519.451	2.328.287.713	2.414,805	TROCHA
66	81.786.239.941	2.328.240.840	2.415,074	TROCHA

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

67	81.785.994.089	2.328.240.322	2.415,237	TROCHA
68	81.785.785.793	2.328.142.569	2.415,414	TROCHA
69	81.785.371.210	2.328.125.600	2.416,059	TROCHA
70	81.784.919.345	2.328.046.978	2.417,004	TROCHA
71	81.784.522.344	2.328.061.605	2.418,564	TROCHA
72	81.784.079.868	2.327.964.380	2.420,732	TROCHA
73	81.783.790.328	2.327.981.131	2.422,278	TROCHA
74	81.783.440.087	2.327.908.059	2.423,959	TROCHA
75	81.782.935.891	2.327.887.463	2.425,493	TROCHA
76	81.782.590.333	2.327.814.850	2.426,537	TROCHA
77	81.782.183.063	2.327.835.675	2.426,447	TROCHA
78	81.782.070.572	2.327.375.380	2.425,248	TROCHA
79	81.782.339.894	2.327.050.137	2.423,812	TROCHA
80	81.782.154.330	2.326.439.371	2.421,581	TROCHA
81	81.782.430.789	2.326.060.106	2.420,024	TROCHA
82	81.782.240.552	2.325.543.409	2.418,598	TROCHA
83	81.782.530.736	2.325.057.692	2.416,693	TROCHA
84	81.782.340.658	2.324.570.854	2.416,254	TROCHA
85	81.782.612.794	2.324.308.734	2.414,938	TROCHA
86	81.782.401.370	2.323.950.695	2.413,617	TROCHA
87	81.782.654.369	2.323.747.602	2.411,838	TROCHA
88	81.782.458.822	2.323.435.169	2.410,668	TROCHA
89	81.782.690.710	2.323.241.837	2.409,721	TROCHA
90	81.782.505.164	2.322.880.118	2.408,994	TROCHA
91	81.782.763.919	2.322.549.650	2.408,752	TROCHA
92	81.782.579.938	2.322.200.312	2.408,519	TROCHA
93	81.782.828.023	2.321.856.934	2.408,493	TROCHA
94	81.782.653.485	2.321.620.400	2.408,713	TROCHA
95	81.782.887.799	2.321.213.654	2.411,387	TROCHA
96	81.782.701.732	2.320.872.416	2.411,883	TROCHA
97	81.782.965.561	2.320.490.989	2.412,102	TROCHA
98	81.782.792.766	2.319.991.476	2.411,724	TROCHA
99	81.783.081.919	2.319.345.961	2.416,019	TROCHA
100	81.782.913.946	2.319.001.348	2.415,521	TROCHA
101	81.783.135.799	2.318.815.252	2.413,775	TROCHA
102	81.782.185.038	2.327.835.218	2.427,379	TROCHA
103	81.782.955.544	2.318.404.830	2.412,823	TROCHA
104	81.783.123.450	2.318.036.487	2.410,970	TROCHA
105	81.782.883.290	2.317.849.802	2.411,284	TROCHA
106	81.782.624.161	2.317.955.902	2.412,913	TROCHA
107	81.783.052.737	2.317.625.439	2.409,574	TROCHA
108	81.782.754.131	2.317.333.910	2.410,083	TROCHA
109	81.782.799.499	2.317.092.442	2.409,076	TROCHA
110	81.782.659.173	2.316.893.040	2.408,981	TROCHA

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

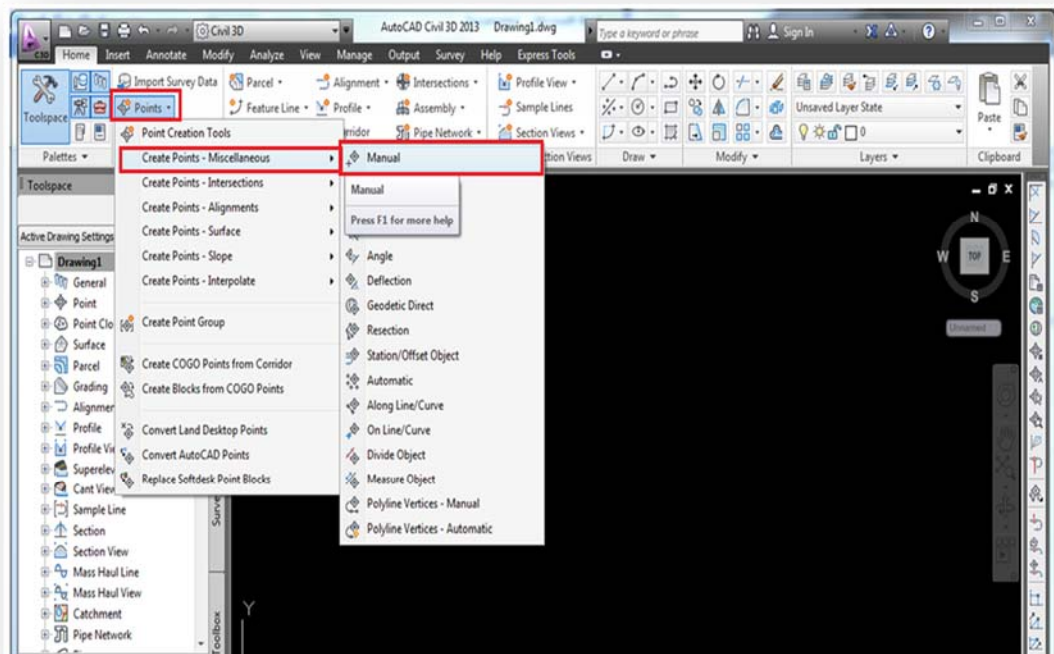
111	81.782.397.582	2.316.902.338	2.409,125	TROCHA
112	81.782.139.342	2.317.045.413	2.408,894	TROCHA
113	81.781.874.309	2.317.050.210	2.408,095	TROCHA
114	81.781.553.582	2.317.201.961	2.407,754	TROCHA
115	81.781.248.339	2.317.227.900	2.407,621	TROCHA
116	81.780.986.997	2.317.354.735	2.407,890	TROCHA
117	81.780.683.111	2.317.364.420	2.408,612	TROCHA
118	81.780.407.780	2.317.511.190	2.409,407	INGRESO
119	81.780.097.820	2.317.539.030	2.409,458	TROCHA
120	81.779.478.379	2.317.810.672	2.408,500	TROCHA
121	81.779.461.607	2.317.461.980	2.407,146	TROCHA
122	81.779.624.854	2.317.441.418	2.407,317	TROCHA
123	81.779.494.081	2.317.021.545	2.406,287	TROCHA
124	81.779.676.508	2.316.952.029	2.406,548	TROCHA
125	81.779.523.896	2.316.702.444	2.405,848	TROCHA
126	81.779.704.177	2.316.343.650	2.404,630	TROCHA
127	81.779.536.471	2.316.162.018	2.404,439	TROCHA
128	81.779.661.668	2.315.922.064	2.403,374	TROCHA
129	81.779.550.482	2.315.667.926	2.403,052	TROCHA
130	81.779.684.935	2.315.473.786	2.402,225	TROCHA
131	81.779.558.822	2.315.326.396	2.402,466	TROCHA
132	81.779.728.010	2.315.113.891	2.402,043	TROCHA
133	81.779.776.564	2.314.902.240	2.400,670	TROCHA
134	81.779.668.457	2.314.764.752	2.400,486	TROCHA
135	81.779.759.591	2.314.654.795	2.398,831	TROCHA
136	81.779.658.381	2.314.489.973	2.398,005	TROCHA
137	81.779.807.803	2.314.404.179	2.396,113	TROCHA
138	81.779.646.718	2.314.371.601	2.395,670	TROCHA
139	81.792.360.168	2.335.077.675	2.383,114	TROCHA
140	81.779.646.718	2.314.371.601	2.395,670	BASE

Dichos valores muestran las coordenadas de cada punto ubicándolo en coordenadas norte, este y altura sobre el nivel del mar; y adicional a lo anterior, menciona una descripción de la ubicación de cada punto.

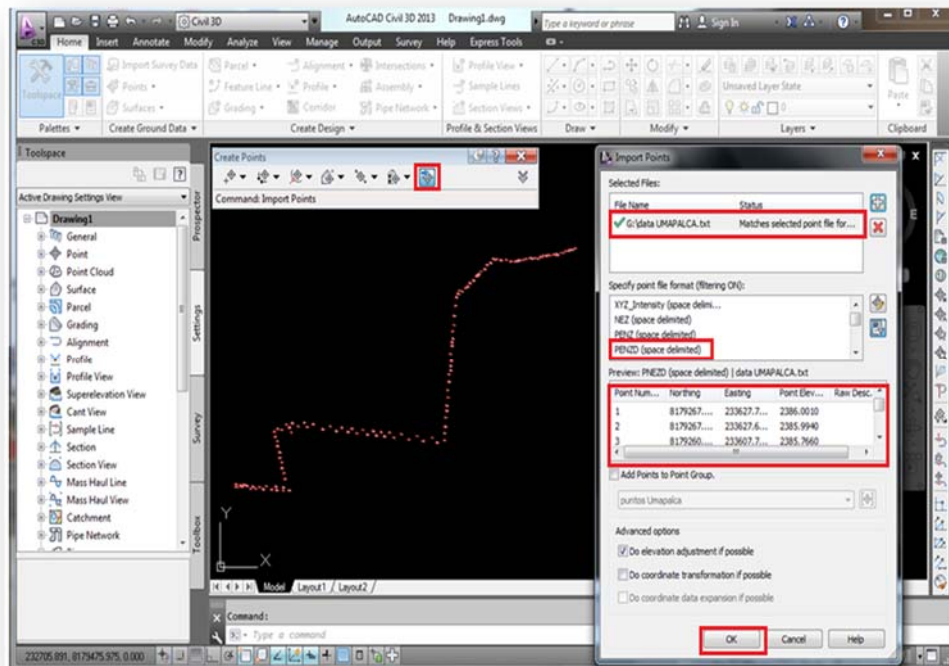
3.3. CREACIÓN DE LA SUPERFICIE, TRIANGULACIÓN Y CURVAS DE NIVEL EN SOFTWARE AUTOCAD CIVIL 3D.

3.3.1. CREACIÓN DE LA SUPERFICIE.

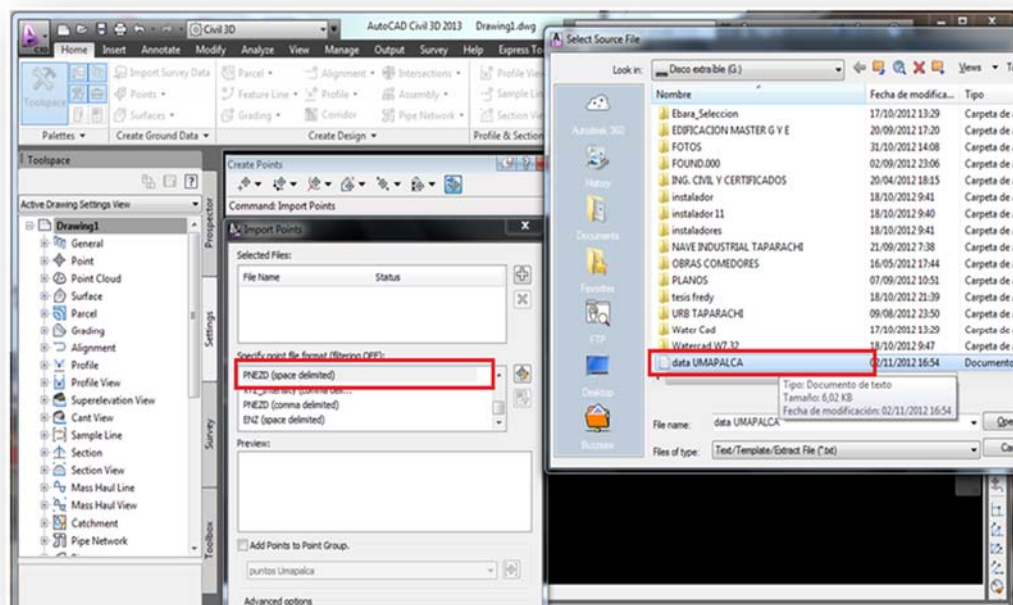
La creación de la superficie está en función del archivo guardado en extensión *.txt, el cual es un block de notas, este block de notas con los diferentes puntos que poseen coordenadas únicas, serán importados al Software.

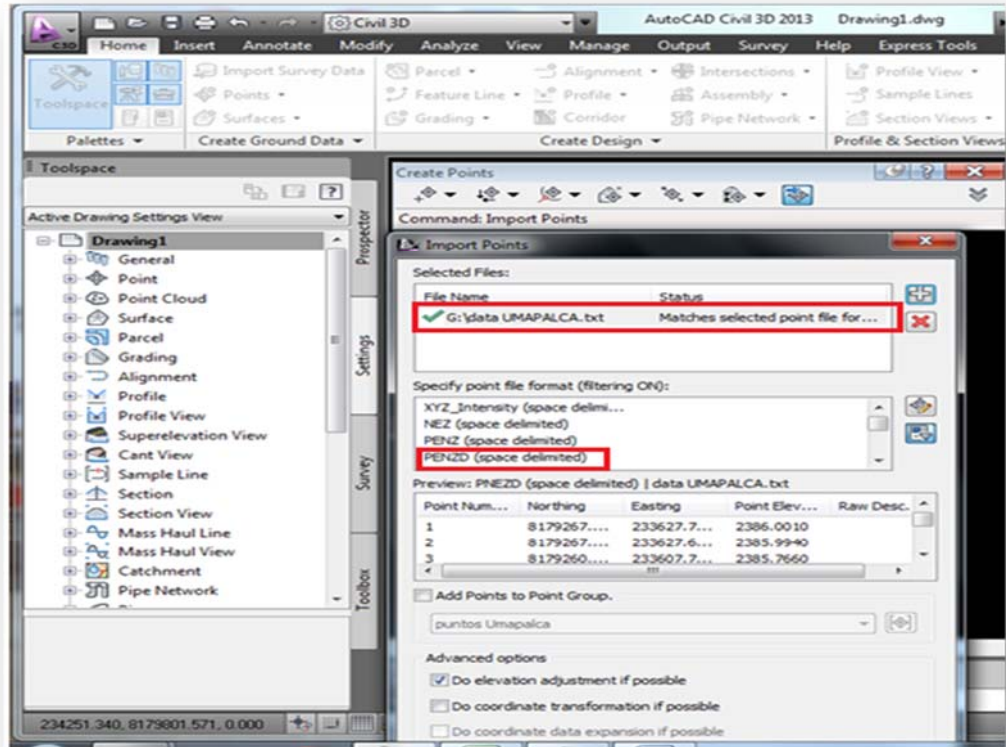


Se escoge la opción que da formato al archivo de puntos como PNEZD (Space Delimited) “P” para punto, “N” para Coordenadas Norte, “E” para Coordenadas Este, “Z” para Altitud y “D” para descripción.

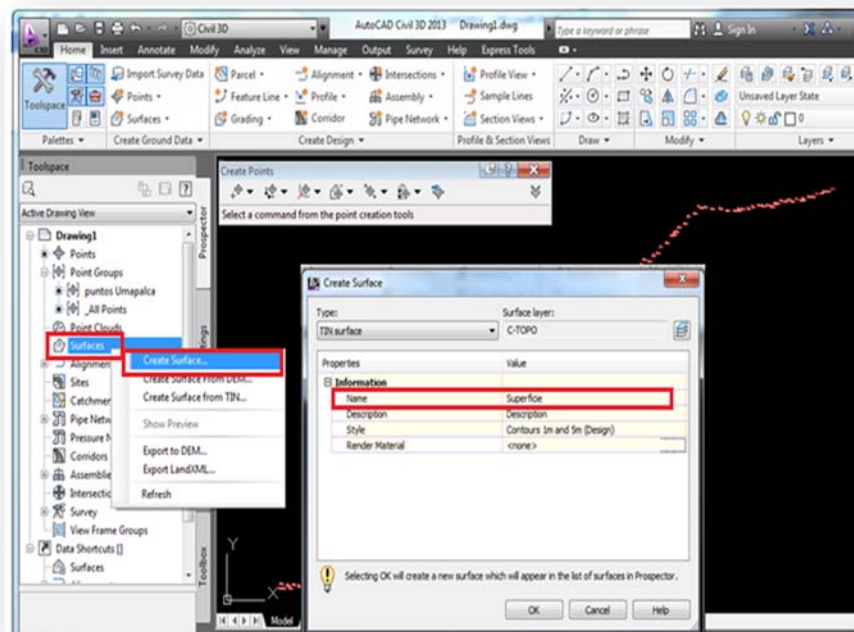


Se ubica el archivo de puntos, en tal caso es “data UMAPALCA” referido al nombre del centro poblado.



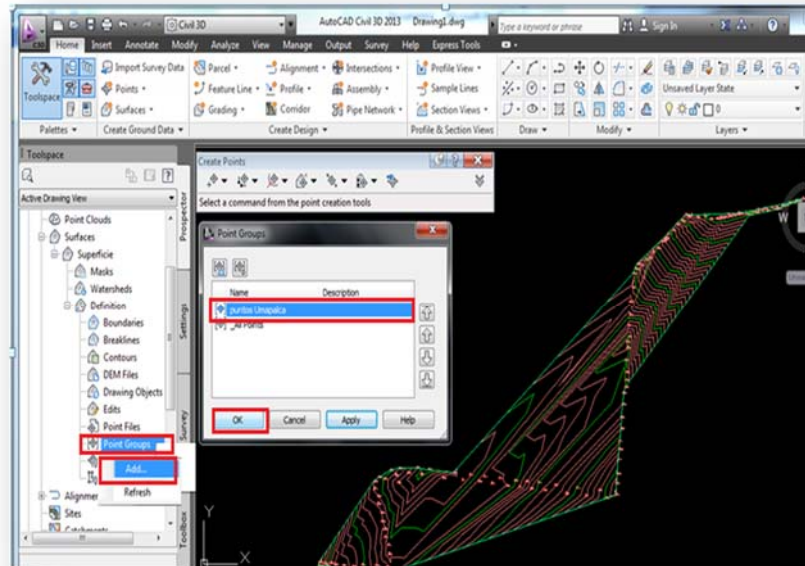


Se continúa con la creación de la superficie con los puntos importados, dichos puntos pertenecen a la línea de impulsión.



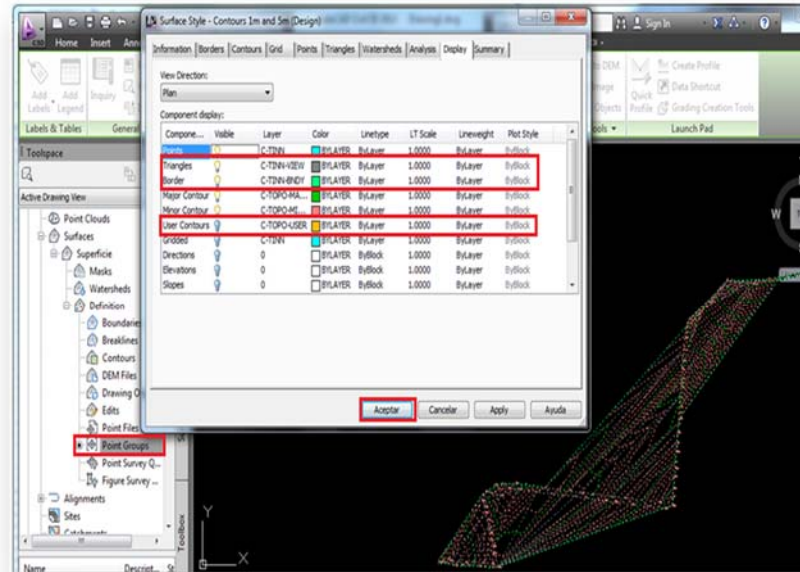
TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

Se selecciona el grupo de puntos de la base de datos en la superficie.



3.3.2. CREACIÓN DE LA TRIANGULACIÓN.

Ya creada la superficie de la línea de impulsión del proyecto, se procede a la configuración de la triangulación en el AutoCAD Civil 3D, dicho software corrige ángulos mayores a 30°.



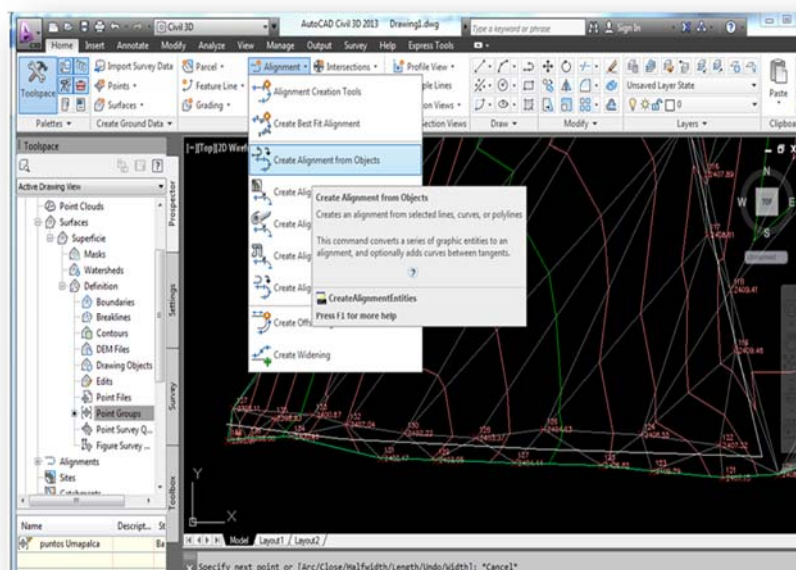
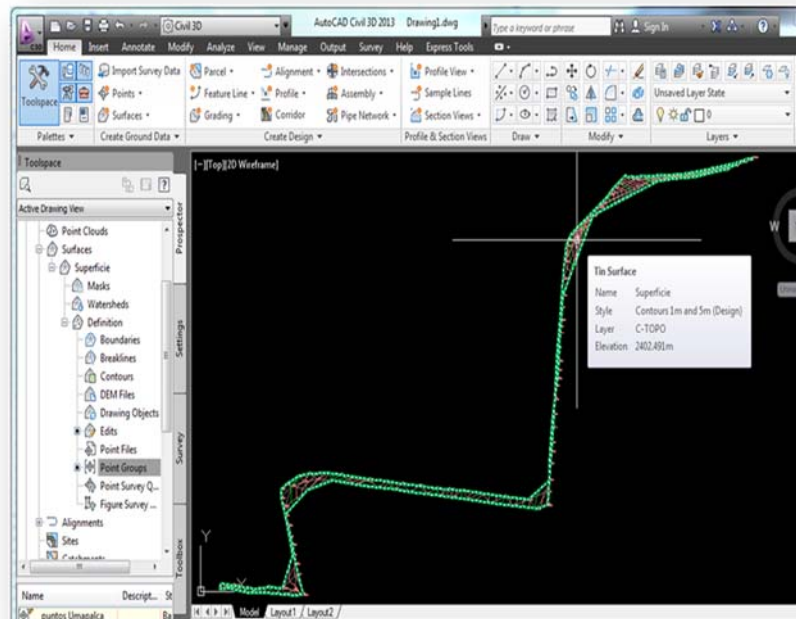
TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa”

41

BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

42

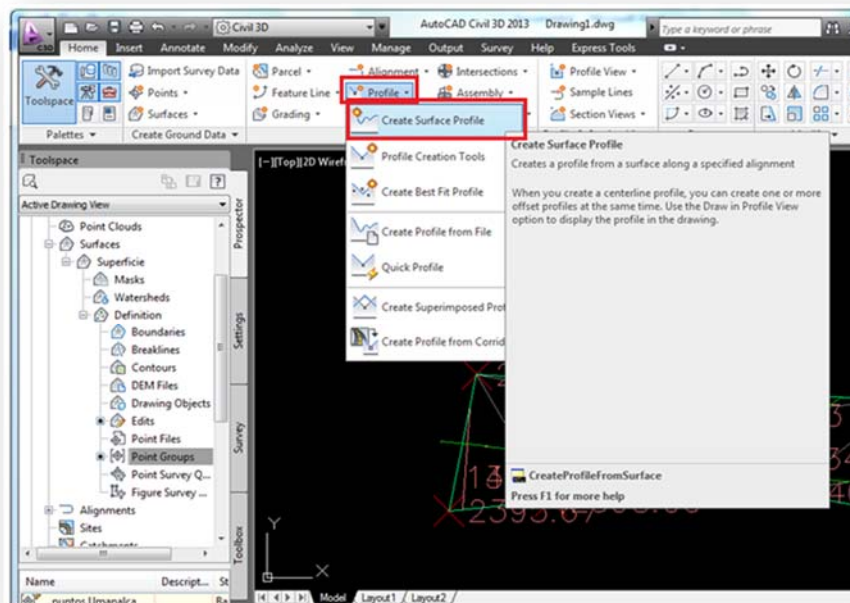
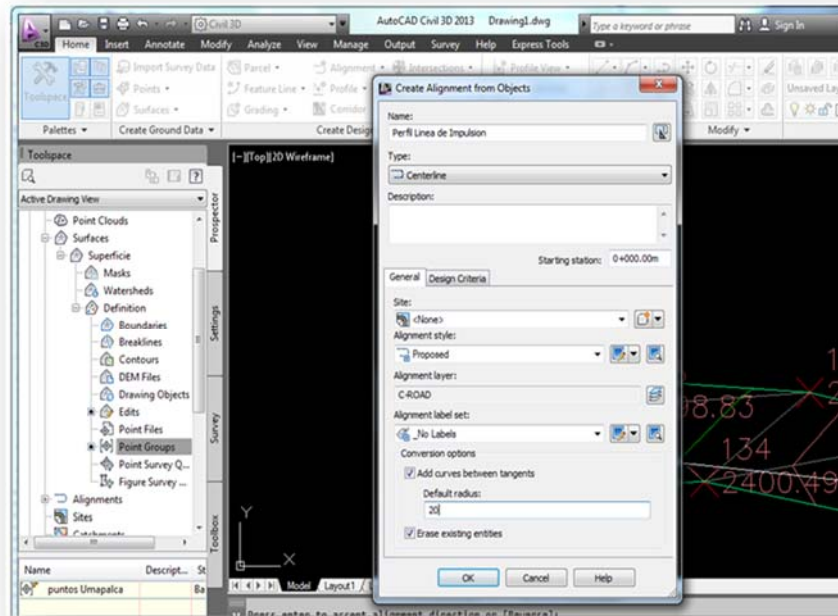
BACH. Fredy Málaga Inguilla

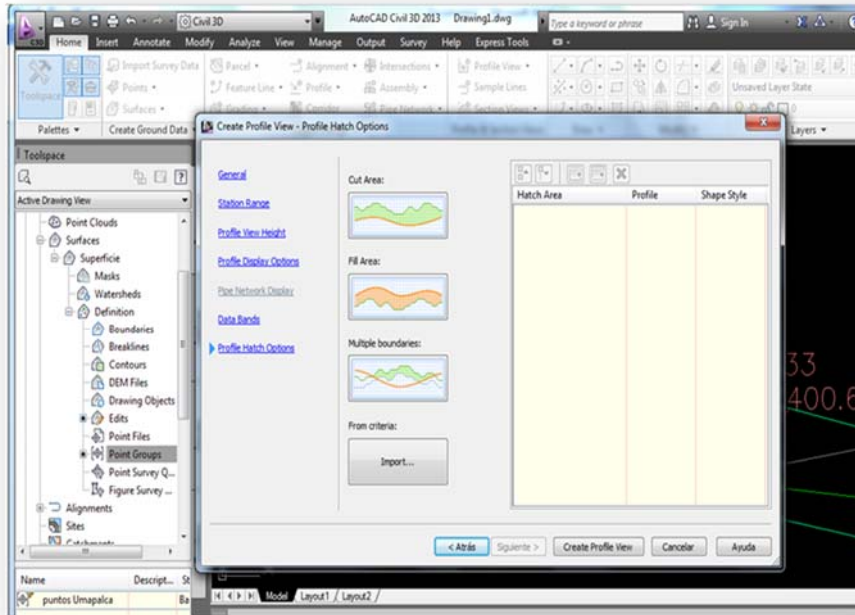
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

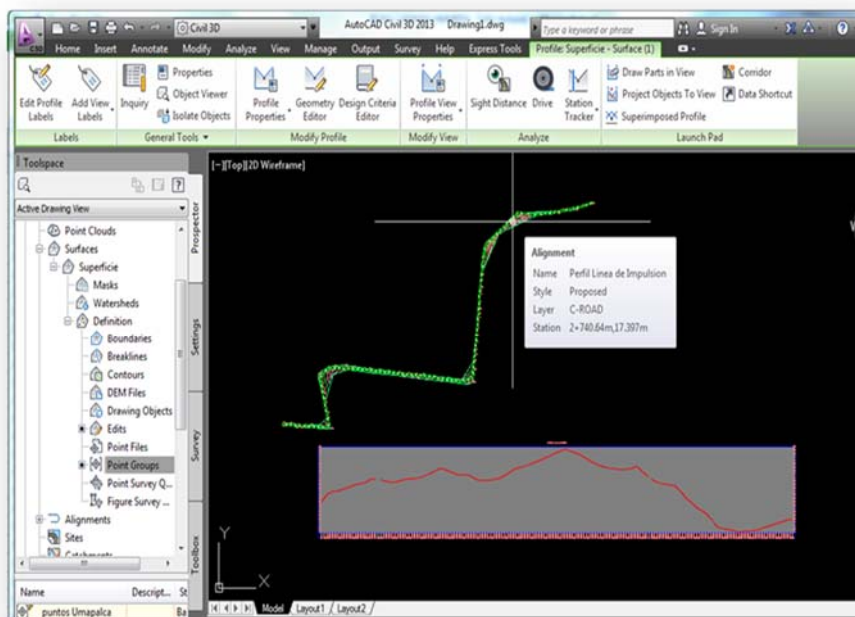
3.4. TRAZO DE ALINEAMIENTOS Y PERFILES LONGITUDINALES.

Se crea el alineamiento de la línea de impulsión.





Se muestra el perfil longitudinal de la línea de impulsión.



TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa”

Con la elaboración del perfil longitudinal de la línea de conducción, se puede observar y rectificar que la ubicación del reservorio con respecto a la fuente de abastecimiento se encuentra aproximadamente a 30 metros por encima, lo que significa utilizar una línea de impulsión para el bombeo del agua hasta el almacenamiento.

Teniendo los planos topográficos, se posee la mayor información necesaria para los cálculos en los diseños hidráulicos en la línea de impulsión, línea de aducción, red de distribución, red de alcantarillado y entrega a la planta de tratamiento, dichos cálculos de diseño, serán comprobados con los software WaterCAD y SewerCAD, para agua y desagüe respectivamente.



CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE SUELOS

4.1. INTRODUCCIÓN.

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), se basa en la Norma E. 050 “Suelos y Cimentaciones” en el Reglamento Nacional de Edificaciones

Mediante el trabajo de campo a través de las excavaciones, ensayos de laboratorio y cálculos de gabinete, en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos del subsuelo, sus principales características físicas y mecánicas y sus parámetros de resistencia y deformación, podremos determinar: La profundidad de cimentación, Capacidad Portante Admisible y Capacidad Portante Última.

4.2. OBJETIVO.

El objetivo del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) es asegurar la estabilización y permanencia de las obras, y promover la utilización racional de recursos con la previa determinación y estudio de las propiedades principales del suelo.

4.3. INFORMACIÓN GENERAL.

La ubicación de las calicatas de exploración para la cimentación del reservorio de almacenamiento elevado, la planta de tratamiento, y las redes de agua y desagüe se encuentran dentro de los límites de terreno pertenecientes a la Municipalidad Distrital de Sabandía, el cual será destinado a la construcción de las mismas en beneficio del centro poblado en estudio.

La ubicación del reservorio de almacenamiento es escogida por su cercanía a la población beneficiaria y por tener este lugar una elevación privilegiada a otros puntos.

Al ser una zona llana se decide ubicar el reservorio a una elevación superior que la del poblado y de la misma zona, dicho punto de localización se encuentra a una cota terreno de 2415.78 m.s.n.m.

La ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas es escogida por su lejanía a la población beneficiaria y por tener este lugar una elevación inferior al centro poblado, lo que garantiza la recolección y el transporte por gravedad, evitando el transporte mediante bombeo.

La ubicación de la planta de tratamiento se encuentra a 2354m.s.n.m., dicho ubicación pertenece a los terrenos de la Municipalidad Distrital de Sabandía.

Dichas ubicaciones del reservorio de agua, planta de tratamiento y redes de agua y desagüe en estudio se encuentran ubicados en:

- Región : Arequipa
- Departamento : Arequipa
- Provincia : Arequipa
- Distrito : Sabandía
- Localidad : Centro Poblado Umopalca.

4.4. TRABAJO DE CAMPO.

Al ser una tesis del tipo académico en la cual se demostrará de dicho modo el planteamiento de un estudio de mecánica de suelos.

Primeramente se realizó una calicata de exploración en la zona en la cual se cimentará las estructuras de la planta de tratamiento para conocer sus estratos de suelos y sus características propiamente dichas.

Seguidamente se realizó la segunda calicata en la zona donde se cimentará el reservorio elevado de almacenamiento.

La tercera calicata se realizó en el mismo centro poblado para conocer el tipo de suelo por donde circularán las redes de agua potable y de desagüe.

Todas las calicatas son con el fin de conocer las cualidades de resistencia del suelo para evitar algún tipo de deformación en las estructuras.

Cada calicata sólo presentó un tipo de estrato en cual fue registrado. Dicha información recopilada es presentada en el siguiente cuadro:

CALICATA	PROFUNDIDAD m.	DIMENSIONES m. x m.	ESTRATOS
C-1	1.70	1.50x1.00	I
C-2	1.50	1.50x1.00	I
C-3	1.20	1.50X1.00	I

Cuadro 4.1. Características de calicatas en proyecto.

4.5. TRABAJO DE LABORATORIO.

Los ensayos fueron realizados en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Católica de Santa María, la cual se ubica en el Parque Industrial de la ciudad de Arequipa en la calle Cayetano Arenas N°152 Parque Industrial. Dicho laboratorio trabaja según las normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM).

Con los ensayos realizados en laboratorio podremos determinar la profundidad de cimentación, Capacidad Portante Admisible y Capacidad Portante Última.

Dichos ensayos según la ASTM son los siguientes:

- ANALISIS GRANULOMÉTRICO. (ASTM-C-422)
- CONSTANTES FÍSICAS.
 - LÍMITE LÍQUIDO. (ASTM-D-4318)
 - LÍMITE PLÁSTICO. (ASTM-D-4318)
- HUMEDAD NATURAL. (ASTM-D-2216)
- ENSAYO DE CORTE DIRECTO.
- PROPIEDADES FÍSICAS.
 - CONTENIDO DE HUMEDAD. (ASTM-D-4643)
- PROPIEDADES DENSIMÉTRICAS.
 - PESO ESPECÍFICO NATURAL . (ASTM-D-854)
- SUELOS GRANULARES.
 - PESO ESPECÍFICO MÁXIMO.

- PESO ESPECÍFICO MÍNIMO.
- PROPIEDADES MECANICAS.
 - ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
 - COHESIÓN

4.6. ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

4.6.1. GRANULOMETRÍA.

El ensayo de granulometría consiste en la determinación de los porcentajes de piedra, grava, arena, limo y arcilla que puede presentar el suelo en estudio.

Generalmente los suelos son de material granular, los porcentajes de piedra, grava y arena son determinados por los tamices normados; mientras que si el suelo contiene un alto porcentaje de material fino en comparación con el material granular, se utiliza métodos basados en el principio de sedimentación.

Los resultados se demuestran en una gráfica semilogarítmica, en la abscisa se muestra los diámetros de las partículas de suelo y en la ordenada los porcentajes acumulado pasantes por lo tamices; con esto se obtiene una curva denominada: La curva granulométrica.

De dicho ensayo se pudo obtener un suelo denominado por la SUCS como SM (arena limosa, mezclas de arena y limo mal graduado).

4.6.2. CONTENIDO DE HUMEDAD.

El ensayo de contenido de humedad consiste en la determinación de la humedad de la muestra de suelo. Dicho ensayo permite conocer características como: volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

Se determina el contenido de humedad por medio del secado de la muestra en el horno, donde la humedad natural del suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una masa de suelo determinada y el peso de las partículas sólidas. De dicho ensayo se obtiene un contenido de humedad de 13.37% y un índice de poros igual a 1.13.

4.6.3. GRAVEDAD ESPECÍFICA.

El ensayo de gravedad específica se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada. Es un cálculo de relación de pesos de suelos secos y húmedos con la consideración de mismos volúmenes.

Es la relación de la masa de una unidad de volumen de suelo a una temperatura establecida a la masa del mismo volumen de agua destilada a la misma temperatura. De dicho ensayo de gravedad específica se obtiene un valor de 2.60gr./cm³ y un peso específico igual a 1.38gr./cm³. Dicho valor será utilizado para el cálculo de la capacidad portante del suelo.

4.6.4. ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

El ensayo de corte directo sirve para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo y la resistencia de la muestra de suelo, la cual es sometida a simulaciones de deformaciones producto de una aplicación de una carga.

Dichas aplicaciones de carga a la muestra son realizadas con 04, 08, 12 y 16Kg., sobre un molde de 6cm de lado, dicha carga sobre el área se define como un esfuerzo realizado que soporta la muestra, la cual a medida del tiempo muestra una deformación unitaria.

De dicho ensayo se corte directo, se obtiene un ángulo de fricción interna del suelo igual a 36.87° y una cohesión igual a 0.00Kg/cm².

4.6.5. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.

La capacidad portante del suelo es la capacidad del terreno para soportar las cargas las cargas sobre él. La capacidad portante del suelo, es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Para dicho cálculo se utiliza la fórmula de Terzaghi, la cual expresa una fórmula sencilla para la carga máxima que podría soportar una cimentación continua con carga vertical centrada, apoyada sobre la superficie de un suelo.

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} + q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Los ensayos para la el cálculo de la capacidad portante del suelo se realizaron con la calicata ubicada en la planta de tratamiento (C-1), debido a que es la más crítica por su profundidad de cimentación.

4.7. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO.

UBICACIÓN	CALICATA	PROFUNDIDAD (m.)	GRANULOMETRIA	L.L.	L.P.	I.P.	CONT. DE HUMEDAD	CORTE DIRECTO	GRAVEDAD ESPECÍFICA	CAPACIDAD PORTANTE
UMAPALCA	C-1	1,7	x	N.P.	N.P.	N.P.	x	x	x	x
	C-2	1,5	x	N.P.	N.P.	N.P.	x			
	C-3	1,2	x	N.P.	N.P.	N.P.	x			

Cuadro 4.2. Ensayos de mecánica de suelos realizados en proyecto.


- C-1: Planta de tratamiento.
- C-2: Reservorio Elevado.
- C-3: Sistema de agua potable y desagüe.

CALICATA	PROFUNDIDAD (m.)	CONT. HUMEDAD (%)	Nº 4	Nº 200	FONDO	LIMITE LÍQUIDO (L.L.)	LIMITE PLÁSTICO (L.P.)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (I.P.)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	ÁNGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO (ϕ)	GRAVEDAD ESPECÍFICA ($gr^* cm^3$)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm ²)
C-1	1,70	13,37	0,00	35,76	64,24	N.P.	N.P.	N.P.	SM	36,87	2,60	2,32
C-2	1,50	10,31	0,00	35,18	64,82	N.P.	N.P.	N.P.	SM	-	-	-
C-3	1,20	11,73	0,00	37,60	62,40	N.P.	N.P.	N.P.	SM	-	-	-

Cuadro 4.3. Resultados obtenidos de Ensayos de mecánica de suelos.

Se tomó como muestra representativa la calicata C-1., debido a que es en la más profunda a cimentar.

Del ensayo de granulometría se obtuvo que el perfil estratigráfico del suelo; el cual según clasificación S.U.C.S. da un SM (Arena limosa, mezclas de arenas y limos mal graduados); en dicho suelo existe mayor proporción de arena que limos.

PROF. (m.)	MUESTRA	DESCRIPCION DEL ESTRATO	CLASIF.(S.U.C.S.)	SÍMBOLO
1,70	C-1	Arenas limosas, mezcla de arenas y limos, mal graduados	SM	

Cuadro 4.4. Estratigrafía del suelo.

Es un suelo de regular consistencia, en el cual se puede realizar sin ningún problema las cimentaciones de las estructuras, lo mencionado anteriormente será ratificado en los cuadros de cálculo de capacidad portante del suelo.

Al ser una arena limosa, se puede considerar como un suelo de terreno normal, para las consideraciones de excavaciones de zanjas para el sistema de agua y de alcantarillado.

Los ensayos de mecánica de suelos realizados del presente proyecto se muestran a continuación, también la constancia por los trabajos realizados en las instalaciones del Laboratorio de Suelos.

**ESTUDIO DE SUELOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN	Planta de Tratamiento
CALICATA :	Calicata 1	FECHA :	19/08/2012

TAMIZ	DIAMETRO	W RET.+TARA	W RET.	% RET	% PAS. ACUM
3"	76.20				
2"	50.80				
1 1/2"	38.10				
1"	25.40				
3/4"	19.10				100.00
1/2"	12.70	49.30	10.30	2.06	97.94
3/8"	9.52	43.00	4.00	0.80	97.14
4	4.760	46.80	7.80	1.56	95.57
8	2.380	59.40	20.40	4.08	91.49
10	2.000	43.60	4.60	0.92	90.57
16	1.190	60.00	21.00	4.21	86.36
30	0.590	84.50	45.50	9.11	77.25
40	0.425	62.30	23.30	4.67	72.59
50	0.300	66.10	27.10	5.43	67.16
80	0.180	98.50	59.50	11.91	55.25
100	0.150	59.40	20.40	4.08	51.16
200	0.074	115.90	76.90	15.40	35.76
-200		217.60	178.60	35.76	0.00

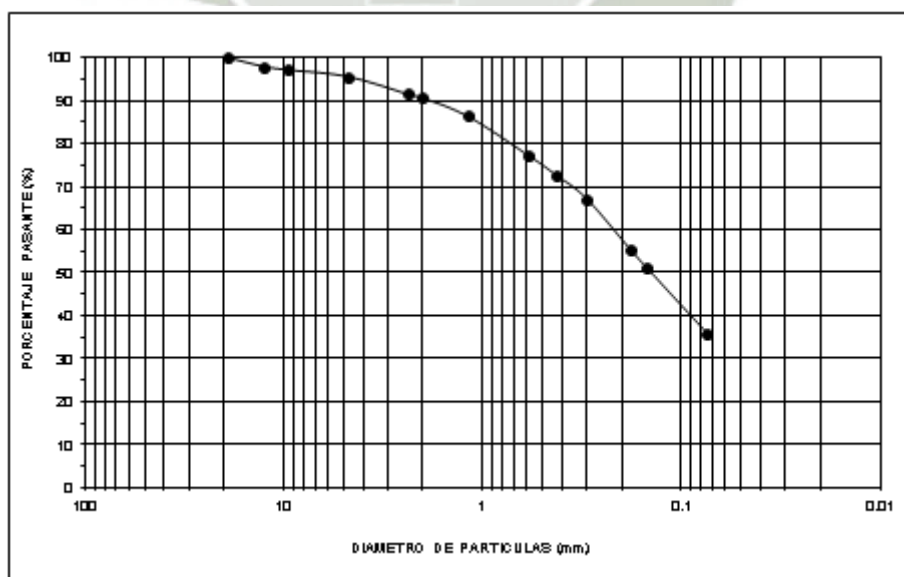
FRACCIONES	
GRAVA	4.43%
ARENA	53.81%
FINOS	35.76%

COEFICIENTES	
Cu	11.01
Cc	0.82

CONSISTENCIA	
L LIQUIDO	NP
L PLASTICO	NP
I PLASTICIDAD	NP

PASANTE	
TAMIZ # 40	72.59%
TAMIZ # 200	35.76%

CLASIFICACION	
SUCS	SM



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

**ESTUDIO DE SUELOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN	Reservorio Elevado
CALICATA :	Calicata 2	FECHA :	19/08/2012

TAMIZ	DIAMETRO	W RET.+TARA	W RET.	% RET	% PAS. ACUM
3"	76.20				
2"	50.80				
1 1/2"	38.10				
1"	25.40				
3/4"	19.10				
1/2"	12.70				100.00
3/8"	9.52	45.04	3.34	0.67	99.33
4	4.760	53.61	11.91	2.38	96.96
8	2.380	62.60	20.90	4.17	92.79
10	2.000	48.70	7.00	1.40	91.39
16	1.190	63.54	21.84	4.36	87.03
30	0.590	87.68	45.98	9.17	77.86
40	0.425	64.27	22.57	4.50	73.36
50	0.300	69.70	28.00	5.59	67.77
80	0.180	106.59	64.89	12.95	54.82
100	0.150	65.73	24.03	4.80	50.02
200	0.074	116.10	74.40	14.85	35.18
-200		217.99	176.29	35.18	0.00

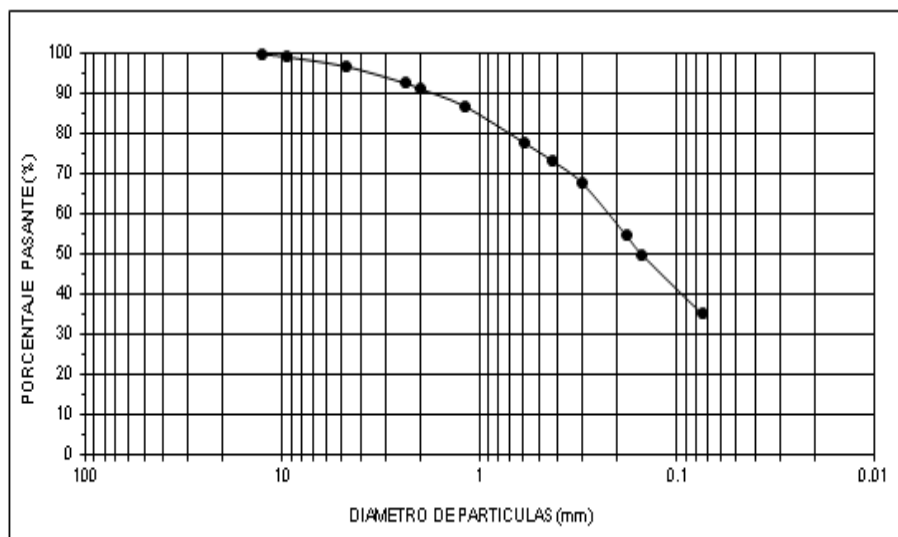
FRACCIONES	
GRAVA	3.04%
ARENA	61.78%
FINOS	35.18%

COEFICIENTES	
Cu	10.84
Cc	0.83

CONSISTENCIA	
L LIQUIDO	NP
L PLASTICO	NP
I PLASTICIDAD	NP

PASANTE	
TAMIZ # 40	73.36%
TAMIZ # 200	35.18%

CLASIFICACION	
SUCS	SM



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

**ESTUDIO DE SUELOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN	Sistema de agua potable y desague
CALICATA :	Calicata 3	FECHA :	19/08/2012

TAMIZ	DIAMETRO	VV RET.+TARA	VV RET.	% RET	% PAS. ACUM
3"	76.20				
2"	50.80				
1 1/2"	38.10				
1"	25.40				
3/4"	19.10				
1/2"	12.70				100.00
3/8"	9.52	41.6	3.0	0.60	99.40
4	4.760	50.0	11.4	2.28	97.12
8	2.380	59.0	20.4	4.08	93.04
10	2.000	43.8	5.2	1.04	92.00
16	1.190	59.3	20.7	4.14	87.86
30	0.590	84.0	45.4	9.08	78.77
40	0.425	62.7	24.1	4.82	73.95
50	0.300	66.0	27.4	5.48	68.47
80	0.180	96.5	57.9	11.58	56.88
100	0.150	58.4	19.8	3.96	52.92
200	0.074	115.2	76.6	15.33	37.60
-200		226.5	187.9	37.60	0.00

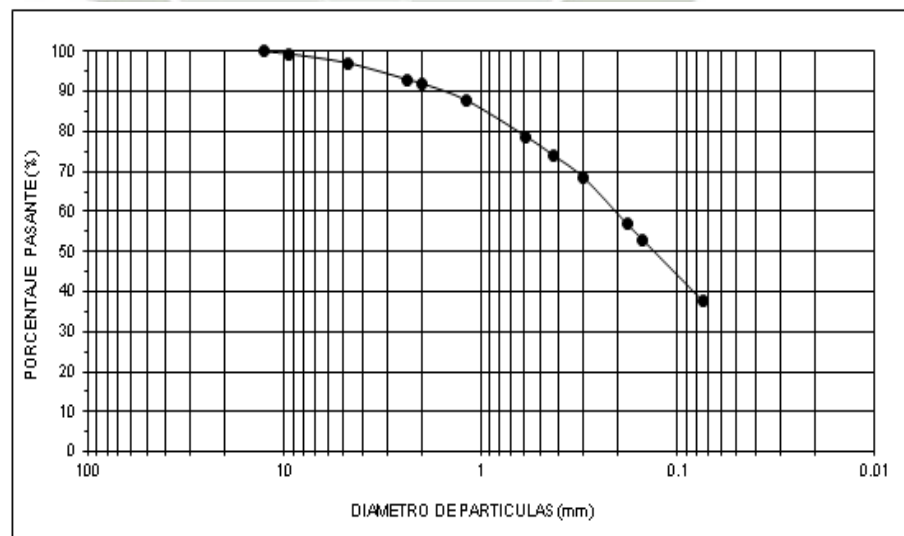
FRACCIONES	
GRAVA	2.88%
ARENA	59.52%
FINOS	37.60%

COEFICIENTES	
Cu	10.79
Cc	0.83

CONSISTENCIA	
L LIQUIDO	NP
L PLASTICO	NP
I PLASTICIDAD	NP

PASANTE	
TAMIZ # 40	73.95%
TAMIZ # 200	37.60%

CLASIFICACION	
SUCS	SM



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

**ESTUDIO DE SUELOS
CONTENIDO DE HUMEDAD**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN:	Reservorio Elevado
CALICATA :	Calicata 2	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
-------	----------	--------

$$W = \frac{(M_h - M_s)}{(M_s - M_r)} * 100$$

Ph = PESO HÚMEDO	150.00	gr
Pb = PESO BANDEJA	0.00	gr
Ps = PESO SECO	135.98	gr

$$Iporos = \frac{P_h}{(P_s - P_b)}$$

FORMULAS	CANTIDAD	UNIDAD
Mh = PESO BANDEJA+SUELO HÚMEDO	150.00	gr
Ms = PESO BANDEJA+SUELO SECO	135.98	gr
Mr = PESO BANDEJA	0.00	gr
W = CONTENIDO DE HUMEDAD	10.31	%
Iporos = ÍNDICE DE POROS	1.103	

**ESTUDIO DE SUELOS
CONTENIDO DE HUMEDAD**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN:	Planta de Tratamiento
CALICATA :	Calicata 1	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
-------	----------	--------

$$W = \frac{(M_h - M_s)}{(M_s - M_r)} * 100$$

Ph = PESO HÚMEDO	150.00	gr
Pb = PESO BANDEJA	0.00	gr
Ps = PESO SECO	132.31	gr

$$Iporos = \frac{P_h}{(P_s - P_b)}$$

FORMULAS	CANTIDAD	UNIDAD
Mh = PESO BANDEJA+SUELO HÚMEDO	150.00	gr
Ms = PESO BANDEJA+SUELO SECO	132.31	gr
Mr = PESO BANDEJA	0.00	gr
W = CONTENIDO DE HUMEDAD	13.37	%
Iporos = ÍNDICE DE POROS	1.134	

**ESTUDIO DE SUELOS
CONTENIDO DE HUMEDAD**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN:	Sistema de agua potable y desague
CALICATA :	Calicata 3	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
-------	----------	--------

$$W = \frac{(M_h - M_s)}{(M_s - M_r)} * 100$$

Ph = PESO HÚMEDO	150.00	gr
Pb = PESO BANDEJA	0.00	gr
Ps = PESO SECO	134.25	gr

$$Iporos = \frac{P_h}{(P_s - P_b)}$$

FORMULAS	CANTIDAD	UNIDAD
Mh = PESO BANDEJA+SUELO HÚMEDO	150.00	gr
Ms = PESO BANDEJA+SUELO SECO	134.25	gr
Mr = PESO BANDEJA	0.00	gr
W = CONTENIDO DE HUMEDAD	11.73	%
Iporos = ÍNDICE DE POROS	1.117	

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

**ESTUDIO DE SUELOS
DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN:	Planta de Tratamiento
CALICATA :	Calicata 1	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
-------	----------	--------

P _{env.} = PESO ENVASE	3585.00	gr
PESO MATERIAL+PESO ENVASE	7844.00	gr
P _{mat} = PESO MATERIAL	4259.00	gr

DIMENSIONES DEL ENVASE		
DIÁMETRO DEL ENVASE	0.152	m.
ALTURA DEL ENVASE	0.155	m.

RESULTADOS DESPUES DEL ENSAYO		
ASENTAMIENTO	0.026	m.
VOLUMEN MÁXIMO	0.00281	m ³
VOLUMEN MÍNIMO	0.00234	m ³

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{material}}}{\text{Volumen}_{\text{mín.}}}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{P_{\text{material}}}{\text{Volumen}_{\text{máx.}}}$$

DENSIDAD MÁXIMA	1.819	gr/cm ³
DENSIDAD MÍNIMA	1.514	gr/cm ³

**ESTUDIO DE SUELOS
DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN:	Reservorio Elevado
CALICATA :	Calicata 2	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
-------	----------	--------

PESO ENVASE	3585.00	gr
PESO MATERIAL+PESO ENVASE	7744.00	gr
PESO MATERIAL	4159.00	gr

DIMENSIONES DEL ENVASE		
DIÁMETRO DEL ENVASE	0.152	m.
ALTURA DEL ENVASE	0.155	m.

RESULTADOS DESPUES DEL ENSAYO		
ASENTAMIENTO	0.026	m.
VOLUMEN MÁXIMO	0.00281	m ³
VOLUMEN MÍNIMO	0.00234	m ³

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{material}}}{\text{Volumen}_{\text{mín.}}}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{P_{\text{material}}}{\text{Volumen}_{\text{máx.}}}$$

DENSIDAD MÁXIMA	1.777	gr/cm ³
DENSIDAD MÍNIMA	1.479	gr/cm ³

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

**ESTUDIO DE SUELOS
DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
ESTRATO :	Estrato I	UBICACIÓN:	Sistema de agua potable y desague
CALICATA :	Calicata 3	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
-------	----------	--------

PESO ENVASE	3585.00	gr
PESO MATERIAL+PESO ENVASE	7820.00	gr
PESO MATERIAL	4235.00	gr

DIMENSIONES DEL ENVASE		
DIÁMETRO DEL ENVASE	0.152	m.
ALTURA DEL ENVASE	0.155	m.

RESULTADOS DESPUES DEL ENSAYO		
ASENTAMIENTO	0.026	m.
VOLUMEN MÁXIMO	0.00281	m ³
VOLUMEN MÍNIMO	0.00234	m ³

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{P_{material}}{Volumen_{m\acute{i}n.}}$$

$$\rho_{m\acute{i}n} = \frac{P_{material}}{Volumen_{m\acute{a}x.}}$$

DENSIDAD MÁXIMA	1.809	gr/cm ³
DENSIDAD MÍNIMA	1.506	gr/cm ³



**ESTUDIO DE SUELOS
GRAVEDAD ESPECÍFICA**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
MUESTRA:	Estrato I	UBICACIÓN:	Planta de Tratamiento
TRAMO:	Calicata 1	FECHA:	19/08/2012

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
VOLUMEN DEL FRASCO A 20°C	500.00	cm ³
W _{bws} = PESO FIOLA+AGUA+SUELO	840.00	gr.
W _{bw} = PESO FIOLA+AGUA	655.20	gr.
W _s = PESO SUELO SECO	300.00	cm ³

$$G.E. = \frac{M_s}{(W_{bw}) - (W_{bws} - M_s)}$$

RESULTADOS DESPUES DEL ENSAYO		
GRAVEDAD ESPECÍFICA	2.60	gr/cm ³

DATOS	CANTIDAD	UNIDAD
W = CONTENIDO DE HUMEDAD	13.37	%
I _{poros} = INDICE DE POROS	1.13	

$$P.E. = \left(\frac{1 + W}{1 + I_p} \right) \cdot G.E.$$

RESULTADOS		
PESO ESPECÍFICO	1.384	gr/cm ³

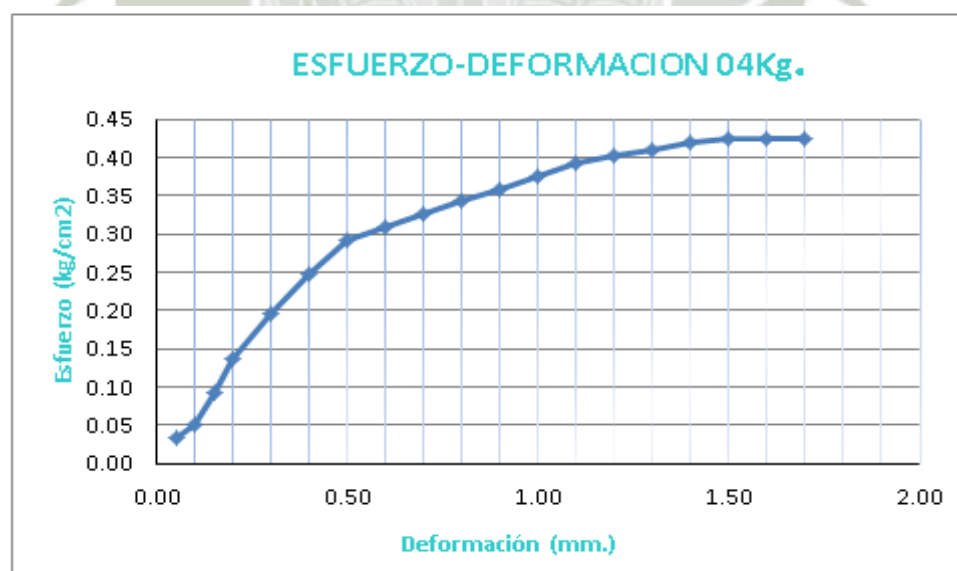


**ESTUDIO DE SUELOS
CORTE DIRECTO**

NOMBRE DE TESIS	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
MUESTRA:	Estrato I	UBICACIÓN:	Planta de Tratamiento
TRAMO:	Calicata 1	FECHA:	13/06/2012

CARGA =	40.00	Kgf.
AREA =	36.00	cm ²
$\sigma = P / A$	0.111	kg/cm ²

Δ (mm)	T	T interpolado	t (kg/cm ²)
0.05	4.0	1.232	0.0342
0.1	6.0	1.848	0.0513
0.15	11.0	3.388	0.0941
0.2	16.0	4.928	0.1369
0.3	23.0	7.084	0.1968
0.4	29.0	8.932	0.2481
0.5	34.0	10.472	0.2909
0.6	36.0	11.088	0.3080
0.7	38.0	11.704	0.3251
0.8	40.0	12.320	0.3422
0.9	42.0	12.936	0.3593
1.0	44.0	13.552	0.3764
1.1	46.0	14.168	0.3936
1.2	47.0	14.476	0.4021
1.3	48.0	14.784	0.4107
1.4	49.0	15.092	0.4192
1.5	49.5	15.246	0.4235
1.6	49.5	15.246	0.4235
1.7	49.5	15.246	0.4235



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

62

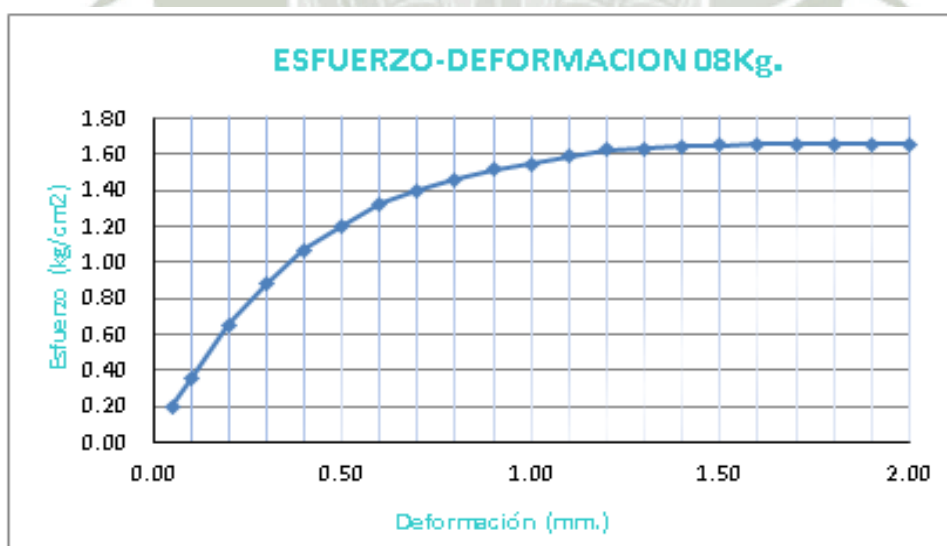
BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

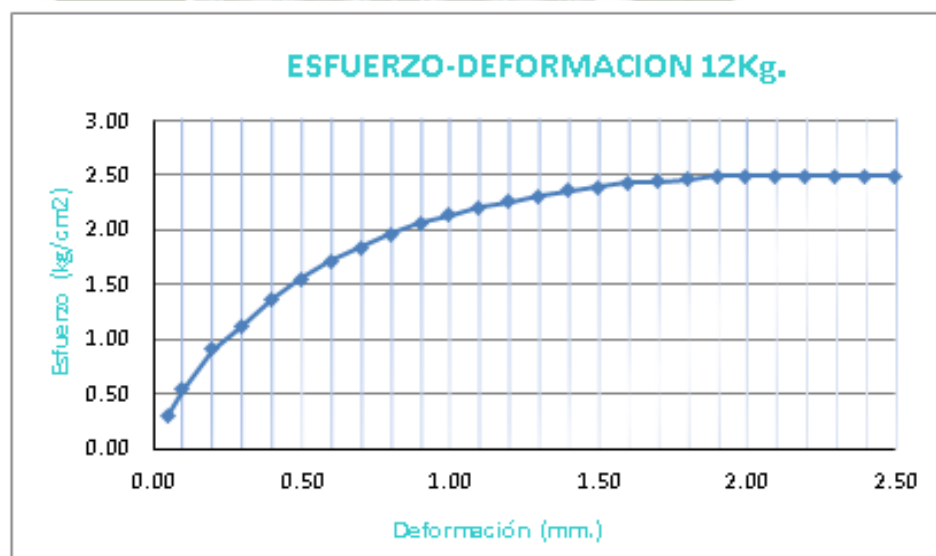
PESO =	80.00	Kg.
AREA =	36.00	cm ²
$\sigma = P / A$	0.222	kg/cm ²

Δ (mm)	T	T interpolado (kg)	t (kg/cm ²)
0.05	23.0	7.084	0.1968
0.10	41.0	12.628	0.3508
0.20	76.0	23.408	0.6502
0.30	103.0	31.724	0.8812
0.40	125.0	38.500	1.0694
0.50	141.0	43.428	1.2063
0.60	155.0	47.740	1.3261
0.70	164.0	50.512	1.4031
0.80	171.0	52.668	1.4630
0.90	177.0	54.516	1.5143
1.00	181.0	55.748	1.5486
1.10	186.0	57.288	1.5913
1.20	190.0	58.520	1.6256
1.30	191.0	58.828	1.6341
1.40	192.0	59.136	1.6427
1.50	193.0	59.444	1.6512
1.60	194.0	59.752	1.6598
1.70	194.0	59.752	1.6598
1.80	194.0	59.752	1.6598
1.90	194.0	59.752	1.6598
2.00	194.0	59.752	1.6598



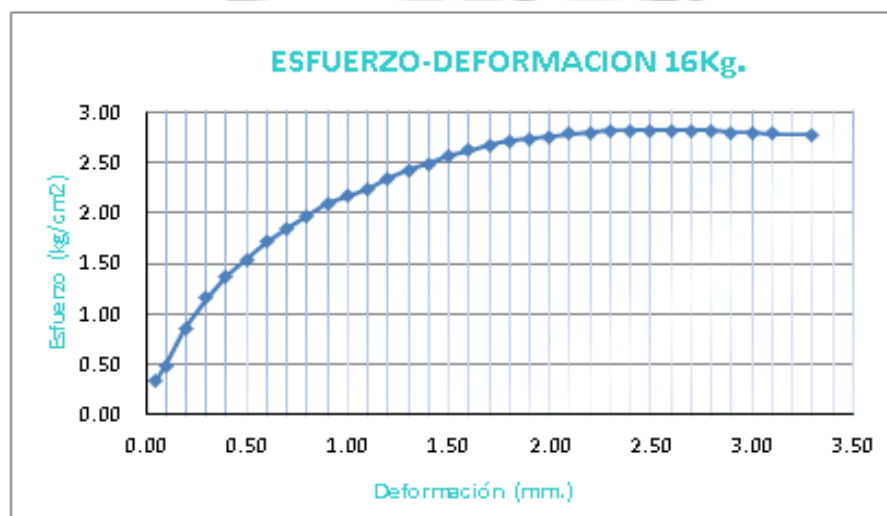
PESO =	120.00	Kgf.
AREA =	36.00	cm ²
$\sigma = P / A$	0.333	kg/cm ²

Δ (mm)	T	T interpolado (kg)	t (kg/cm ²)
0.05	35.0	10.78	0.2994
0.10	64.0	19.71	0.5476
0.20	107.0	32.96	0.9154
0.30	132.0	40.66	1.1293
0.40	161.0	49.59	1.3774
0.50	182.0	56.06	1.5571
0.60	201.0	61.91	1.7197
0.70	216.0	66.53	1.8480
0.80	230.0	70.84	1.9678
0.90	241.0	74.23	2.0619
1.00	250.0	77.00	2.1389
1.10	258.0	79.46	2.2073
1.20	264.0	81.31	2.2587
1.30	271.0	83.47	2.3186
1.40	276.0	85.01	2.3613
1.50	280.0	86.24	2.3956
1.60	284.0	87.47	2.4298
1.70	286.0	88.09	2.4469
1.80	288.0	88.70	2.4640
1.90	291.0	89.63	2.4897
2.00	291.0	89.63	2.4897
2.10	291.5	89.78	2.4939
2.20	291.5	89.78	2.4939
2.30	291.5	89.78	2.4939
2.40	291.5	89.78	2.4939
2.50	291.5	89.78	2.4939

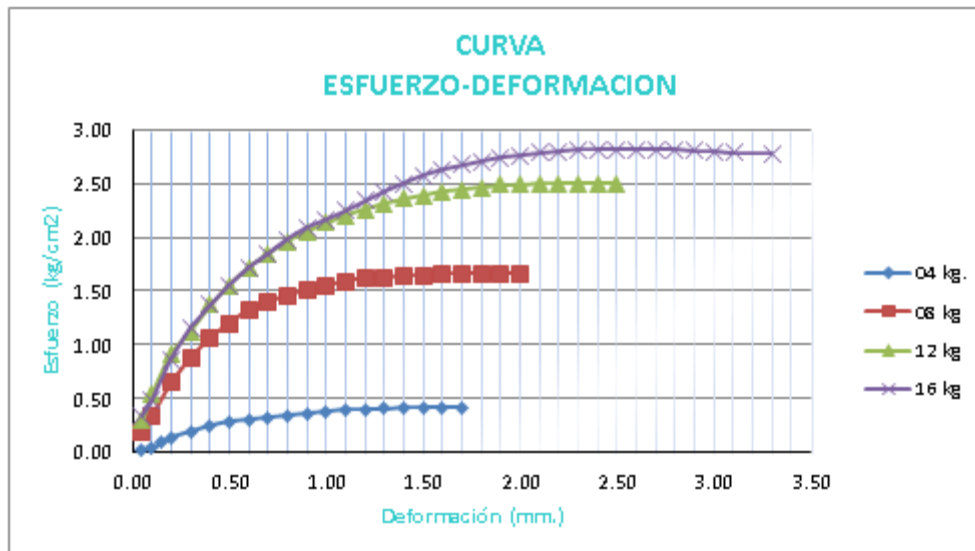


PESO =	160.00	Kgf.
AREA =	36.00	cm ²
$\sigma = P / A$	0.444	kg/cm ²

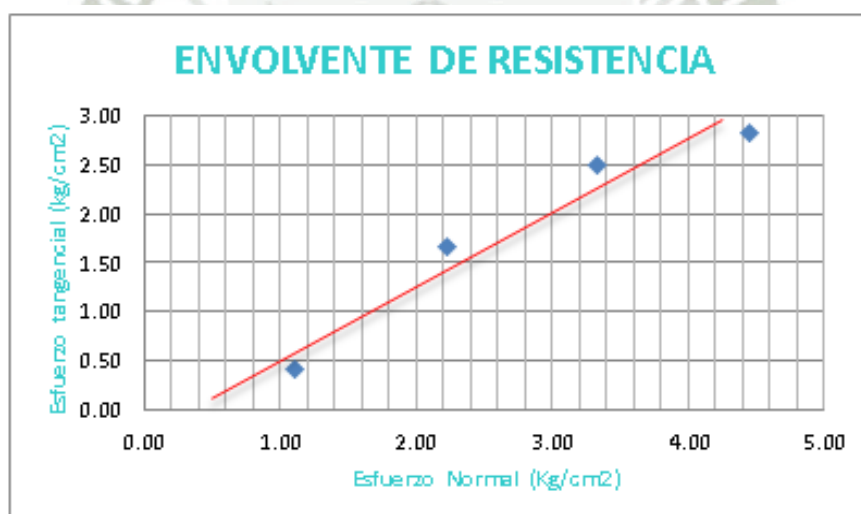
Δ (mm)	T	T interpolado (kg)	t (kg/cm ²)
0.05	41.0	12.63	0.3508
0.10	58.0	17.86	0.4962
0.20	101.0	31.11	0.8641
0.30	136.0	41.89	1.1636
0.40	161.0	49.59	1.3774
0.50	181.0	55.75	1.5486
0.60	201.0	61.91	1.7197
0.70	216.0	66.53	1.8480
0.80	231.0	71.15	1.9763
0.90	245.0	75.46	2.0961
1.00	254.0	78.23	2.1731
1.10	263.0	81.00	2.2501
1.20	274.0	84.39	2.3442
1.30	284.0	87.47	2.4298
1.40	292.0	89.94	2.4982
1.50	301.0	92.71	2.5752
1.60	307.0	94.56	2.6266
1.70	313.0	96.40	2.6779
1.80	317.0	97.64	2.7121
1.90	320.0	98.56	2.7378
2.00	323.0	99.48	2.7634
2.10	326.0	100.41	2.7891
2.20	327.0	100.72	2.7977
2.30	329.0	101.33	2.8148
2.40	330.0	101.64	2.8233
2.50	330.0	101.64	2.8233
2.60	330.0	101.64	2.8233
2.70	330.0	101.64	2.8233
2.80	329.0	101.33	2.8148
2.90	328.0	101.02	2.8062
3.00	327.0	100.72	2.7977
3.10	326.0	100.41	2.7891
3.30	325.0	100.10	2.7806



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"



PESO	$\sigma = P/A$	$t(\text{kg/cm}^2)$
4	1.111	0.424
8	2.222	1.660
12	3.333	2.494
16	4.444	2.823



0.5	1
2	3

Ángulo de fricción Φ	36.87	°
Cohesión	0.00	kg/cm2

**ESTUDIO DE SUELOS
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO**

NOMBRE DE TESIS:	"SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA - SABANDÍA - AREQUIPA"		
MUESTRA:	Estrato I	UBICACIÓN:	Planta de Tratamiento
TRAMO:	Calicata 1	FECHA:	19/08/2012

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	CANTIDAD	UNIDAD
$\phi =$	36.87	'
$\phi =$	0.446	rad.
C =	0.000	kg/cm ²
P.E. =	1.384	gr/cm ³
P.E. prom. =	1.38	gr/cm ³
F.S. =	3.00	gr/cm ³

DIMENSIONES DE LOSA MÁS CRÍTICA		
Df =	1.50	m
B =	3.40	m
L =	6.80	m

q =	2.08	kg/cm ²
N _q =	11.332	Capacidad de carga
N _r =	11.326	
N _c =	21.588	
F _{qs} =	1.239	Forma
F _{rs} =	0.800	
F _{cs} =	1.262	
F _{qd} =	1.655	Profundidad
F _{rd} =	1.000	
F _{od} =	1.847	

q _u =	69.55	ton/m ²
q _{adm} =	2.32	kg/cm ²



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

CONSTANCIA

El que suscribe, **Ing. Fernando Garnica Cuba**, Encargado del Laboratorio de Suelos y Concreto del Programa Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santa María de Arequipa,

HACE CONSTAR

que el señor Bachiller en Ingeniería Civil **FREDY MALAGA INQUILLA**, identificado con Código N° 2006200881, ha realizado los ensayos de Laboratorio de Suelos para complementar su trabajo de Tesis para optar el título de Ingeniero Civil cuyo título es: **“Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Desagüe para el Centro Poblado Umapalca – Sabandía - Arequipa”**.

Los trabajos realizados en las instalaciones del Laboratorio de Suelos del Parque Industrial han sido elaborados entre el 03/09/2012 y el 14/09/2012.

Se expide la presente constancia a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Arequipa, 28 de Noviembre del 2012



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ING. FERNANDO GARNICA CUBA
Encargado Laboratorio de Suelos y Concreto

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa”

68

BACH. Fredy Málaga Inquilla

CAPÍTULO V: PERIODO DE DISEÑO Y CÁLCULO POBLACIONAL

5.1. GENERALIDADES.

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento actual, sino que deben prever el crecimiento de la población de un periodo de tiempo prudencial que generalmente son 20 años; siendo necesario estimar cual será la población futura al final de este periodo, dicha población determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño.

La dotación o la demanda pércapita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litro/habitante/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario.

El consumo promedio diario anual servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario¹.

El valor del consumo máximo diario es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de conducción, mientras que el consumo máximo horario, es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de aducción y red de distribución, en el capítulo VI se explicará dichos cálculos y procedimientos.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

(1) Agua Potable para Poblaciones Rurales; Roger Agüero Pittman

5.2. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN.

Según el censo realizado el año 2007, El Distrito de Sabandía cuenta con 3699 habitantes, pero en dicho censo no especifica la cantidad de habitantes en la zona de estudio, que en este caso es el Centro Poblado Umopalca.

Es por esto que se tuvo que realizar encuestas censales a cuenta del tesista, vivienda por vivienda, encontrándose así la información de la población actual de habitantes en el Centro Poblado Umopalca, la cual asciende a 1120 habitantes.

Ahora teniendo el dato de la población actual y considerando un periodo de diseño el cual es especificado en el ítem siguiente y el coeficiente de crecimiento anual por 1000 habitantes, se puede obtener la estimación de la población futura para el diseño del “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para el Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa”.

5.3. DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO.

El Periodo de Diseño es la determinación del tiempo para el cual se considera completamente funcional el sistema, en la cual intervienen una serie de variables, las cuales deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto el periodo de diseño se define 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.

Para determinar el periodo de diseño para los diferentes elementos del sistema se determinarán considerando los factores.²

- Durabilidad o vida útil de las estructuras e instalaciones.
- Factibilidad de la construcción, posibilidad de ampliación o sustitución y planeación de las etapas de construcción de la obra.
- Tendencias de crecimiento y decrecimiento poblacional.
- Posibilidad de financiamiento y la tasa de interés.

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable para poblaciones rurales, tales como:

- Obras de Captación : 20 años.
- Conducción : 10 a 20 años.
- Reservorio : 20 años.
- Redes : 10 a 20 años.

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural, el Ministerio de Salud recomienda un periodo de diseño de 20 años para todo el sistema en general.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

(2) Agua Potable para Poblaciones Rurales; Roger Agüero Pittman

El plazo de 20 años está justificado de acuerdo a la realidad económica del centro poblado en estudio, debido a que la magnitud de la obra no justifica hacer el diseño para periodos mayores al ya establecido de 20 años; en tanto se hará una excepción para los equipos de bombeo para 10 años.

5.4. METODOLOGÍA Y CÁLCULO PARA ESTIMAR LA POBLACIÓN FUTURA.

La población futura es la cantidad de habitantes que se espera tener en una localidad al final del periodo de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado.

El crecimiento de las ciudades y poblados están sujetas a planes de desarrollo sostenibles, para su crecimiento se consideran las zonas de reserva previstas para el desarrollo del centro poblado en un corto, mediano o largo plazo. En el caso de aprovisionamiento de un sistema de abastecimiento es necesario conocer la dosificación de los usos de suelo para predecir la población futura a la cual habrá que servir y diseñar la infraestructura de dichos servicios con la respectiva proyección.

Debido a que la población es siempre un factor relevante en la estimación futura del agua, en la ocupación del suelo disponible (zona industrial, parques, colegios, centros comunales, etc.), es necesario predecir de alguna manera, cuál será el incremento de la misma en tiempos determinados. Dichas estimaciones son complejas y pueden ser erróneas en cierto grado, dependen de componentes o factores particulares que pueden alterar el desarrollo demográfico de la comunidad.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

La población actual es de 1120 habitantes después del censo realizado por el tesista en la zona de proyecto, dicha población actual sufrirá un incremento en su población considerándose un periodo de diseño de 20 años, recibiendo el nombre de población futura, dicha población es para la cual el Sistema de Abastecimiento de Agua Potable será 100% eficiente.

Los métodos más utilizados en la estimación de la población futura son los siguientes:

5.4.1. MÉTODOS ANALÍTICOS.

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática, dicho ajuste dependerá de las características de los valores de la población censada, así como de los intervalos de tiempo en que éstos se han medido. Dentro de este método, se tienen los siguientes métodos:

- Método Aritmético.
- Método Geométrico o Interés Compuesto.
- Método de Interés Simple.
- Método Logarítmico o Exponencial.
- Método Progresión Geométrica.
- Método de la Parábola de Segundo Grado.
- Y Otros.

A continuación se explicará brevemente los dos primeros métodos, los cuales son los más usados dentro de los Métodos Analíticos.

5.4.1.1. MÉTODO ARITMÉTICO.

En este método se presupone que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Dicha curva es ajustable a valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que éstos se han medido.

$$Pf = Po * \left(1 + \frac{r * t}{1000}\right)$$

Donde:

- Pf : Población futura (hab.).
- Po : Población actual (hab.).
- r : Coeficiente de crecimiento anual por 1000 habitantes.
- t : Periodo de diseño (años).

Para la aplicación de esta fórmula es usado en poblaciones de franco crecimiento y es necesario conocer el coeficiente de crecimiento (r) pudiéndose presentar 2 casos:

- **PRIMER CASO:** Contando con los datos recopilados en el estudio de campo, se considera la información censal de periodos anteriores.
- **SEGUNDO CASO:** Cuando no existe información consistente, se considera el valor (r) en base a los

coeficientes de crecimiento lineal por departamento en nuestro país.

5.4.1.2. MÉTODO GEOMÉTRICO.

Se considera que la población crece o decrece a una misma tasa promedio por unidad de tiempo, la que usualmente es un año.

$$Pf = P_o * (1 + r)^{(t-t_o)}$$

Donde:

- Pf : Población Futura para el tiempo “t” (hab.).
- Po: Población Actual (hab.).
- r : Tasa de crecimiento anual.
- t, to: Tiempo futuro, tiempo inicial (años).

5.4.2. MÉTODOS GRÁFICOS.

Procedimientos gráficos que estiman valores de la población, sea utilizando datos censales de la región o trasponiendo datos poblacionales con crecimiento similar.

Se tienen dos tipos de métodos gráficos, los cuales son:

- Gráfico de Tendencias.
- Comparativo.

La Municipalidad de Sabandía no cuenta con una base de datos precisa sobre el número de nacimientos, defunciones, inmigración o

emigración de la zona del proyecto; por lo tanto no se podrá utilizar este método sin antes caer en error.

5.4.3. MÉTODO RACIONAL.

Procedimientos basados en el estudio socio-económico de la población del lugar considerando el crecimiento vegetativo que depende de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y la población flotante.

Debido a que en la zona de estudio, Centro Poblado Umapalca, no cuenta con datos censales precisos de la zona del proyecto, es debido a esto que no se usará este método.

5.4.4. CÁLCULO DE LA ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.

Para el cálculo de la estimación de la población futura del Centro Poblado Umapalca, se consideró como se mencionó anteriormente los métodos aritmético y geométrico.

Debido a que no se cuenta con información consistente sobre el coeficiente de crecimiento anual por mil habitantes en la zona de estudio, se considerará un valor de $r=20$, teniendo en consideración que dicho centro poblado en estudio ya cuenta con varios proyectos de zonificación y de usos de terrenos, además se cuenta con la información de que pronto se construirá un puente de acceso a la zona lo cual hará que el tiempo desde el centro de la ciudad al Centro Poblado Umapalca se reduzca a unos 25 a 20 minutos.

MÉTODO ARITMÉTICO.

Entonces se tiene:

Datos:

- Población Actual (2012) (P_o) = 1120 habitantes.
- Coeficiente de crecimiento (r) = 20/1000 habitantes para la ciudad de Arequipa.
- Periodo de Diseño (t) = 20 años.

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{r * t}{1000}\right)$$

$$P_f = 1120 * \left(1 + \frac{20 * 20}{1000}\right)$$

$$P_f = 1568 \text{ habitantes}$$

Entonces se obtiene una población futura o de diseño de 1568 habitantes.

MÉTODO GEOMÉTRICO.

Entonces se tiene:

Datos:

- Población Actual (2012) (P_o) = 1120 habitantes.
- Coeficiente de crecimiento (r) = 20/1000 habitantes para la ciudad de Arequipa.
- Periodo de Diseño (t) = 20 años.

$$Pf = P_o * (1 + r)^{(t-t_o)}$$

$$Pf = 1120 * (1 + 20/1000)^{(20)}$$

$$Pf = 1665 \text{ habitantes}$$

Entonces se obtiene una población futura o de diseño de 1665 habitantes.

ESTIMACION DE POBLACION FUTURA	
M. GEOMETRICO	1665
M. ARITMÉTICO	1568

Cuadro 5.1. Comparación de métodos de estimación.
Fuente: Propio.

En conclusión, el Método Aritmético es el escogido, debido a que es el más utilizado con frecuencia para el cálculo de la población futura en las zonas rurales y urbano marginales. Este método se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que éstas van cambiando en la forma de una progresión aritmética y que se encuentran lejos del límite de saturación.

CAPÍTULO VI: SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

6.1. FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

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 a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: Los de gravedad y los de bombeo.

6.1.1. SISTEMAS POR GRAVEDAD.

La fuente de agua debe de estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando sólo la fuerza de la gravedad.

6.1.2. SISTEMAS POR BOMBEO.

La fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores al centro poblado.

Para satisfacer la demanda de la población futura, es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua en cantidad suficiente a dicha población proyectada.

6.2. SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE.

En la mayoría de poblaciones rurales de nuestro país, existen dos tipos de fuentes de agua: Las fuentes de agua superficial y las fuentes de agua subterránea.

6.2.1. FUENTES DE AGUA SUPERFICIAL.

Se representa por las quebradas, riachuelos y ríos, que generalmente conducen agua contaminada, con presencia de sedimentos y residuos orgánicos; siendo necesario plantear un sistema de tratamiento para garantizar la calidad del agua, eliminando los sedimentos y residuos orgánicos, dicho sistema de tratamiento incorpora en su diseño la construcción de obras civiles tales como: bocatomas, desarenadores, cámaras de filtro e instalación de sistemas de cloración, lo que implica un elevado costo para una población rural, lo cual no tendría buenos resultados por el alto costo en mantenimiento y operación que requeriría el sistema.

6.2.2. FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA.

Se representa por manantiales localizados en partes altas de poblaciones, generalmente presenta una buena calidad del agua, y por el tipo de fuente es considerada en los sistemas de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento.

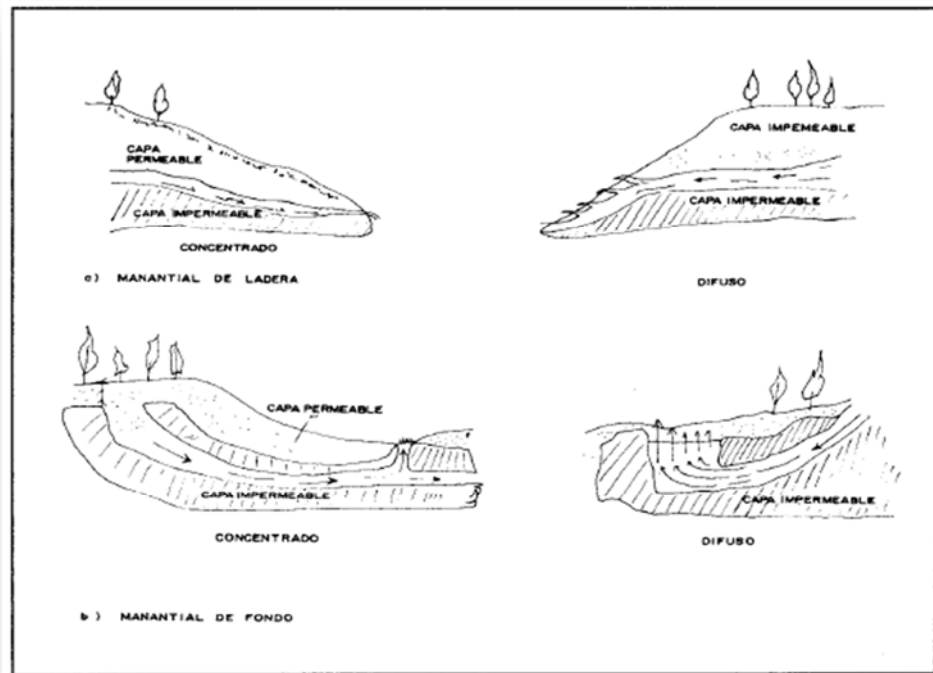
La mejor selección por funcionalidad, costo e inversión es la utilización como fue de abastecimiento de agua un manantial, debido a que el distrito de Sabandía como se explicará posteriormente

cuenta con gran cantidad de agua subterránea, la cual será usada para dicho proyecto. Este tipo de fuente proporciona buenas cualidades las que están generalmente en función de la calidad del agua y el costo de inversión.

6.2.2.1. MANANTIALES.

Se puede definir un manantial como un lugar donde se produce un afloramiento natural de agua subterránea. Dicha agua fluye por lo general a través de una formación de estratos con grava, arena o roca fisurada. Los estratos impermeables bloquean el flujo subterráneo y permiten que aflore a la superficie.

Este tipo de agua es en la mayoría de casos de una muy buena calidad de pureza, por lo que generalmente se puede usar sin tratamiento, a condición de que el manantial este adecuadamente protegido con una estructura que impida la contaminación del agua. Se debe asegurar que el agua provenga realmente de un acuífero y que no se trate de agua de un arroyo que se ha sumergido a corta distancia.



Cuadro 6.1. Tipos de manantiales.

Fuente: Agua Potable para Poblaciones Rurales; Roger Agüero Pittman.

En el Perú, el Ministerio de Salud, clasifica los manantiales según su ubicación y afloramiento:

- **POR SU UBICACIÓN:** Pueden ser de ladera o de fondo.
- **POR SU AFLORAMIENTO:** Puede ser concentrado o difuso.

El distrito de Sabandía es uno de los distritos con mayores fuentes de agua subterránea en el departamento de Arequipa, este tipo de fuente de agua será usado para abastecer en un 100% a la población futura del Centro Poblado Umopalca, considerando todas las características para su uso adecuado.

El manantial que suministrará del líquido elemento para la población de Umopalca pertenece a la subcuenca Andamayo, la cual tiene la mayor oferta de agua, dicha subcuenca está conformada de varios sistemas que se abastecen de dos fuentes de agua, las más importantes corresponden a manantiales y/o filtraciones. Dentro de estos subsistemas el más importante es el manantial de Yumina, que nace al pie de un cerro, el cual es de tipo surgente.³

A continuación se presenta un cuadro de Inventario de Aguas Subterráneas en la sub cuenca Oriental realizado por la Dirección Regional de Agraria Arequipa e INRENA.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

- (3) Propuesta de asignaciones de agua en bloque para la formalización de los derechos de uso de agua en los valles Chili regulado y Chili no regulado del programa de formalización de derechos de uso de agua-PROFODUA.

	Nº de Fuentes	Nº de Manantiales	Caudal (lts/s)	Vol Anual (m3)
Andamayo	53	121	1,862.930	58,749,360
+ Chihuata	19	42	740.530	23,353,354
+ Paucarpata	6	11	238.000	7,505,568
+ Sabandía	11	30	476.500	15,026,904
+ Characato	7	8	373.000	11,762,928
+ Socabaya	10	30	34.900	1,100,606
Mollebaya	22	46	111.060	3,502,388
+ Piaca	13	27	46.500	1,466,424
+ Pocsi	6	14	60.000	1,892,160
+ Mollebaya	3	5	4.560	143,804
Yarabamba	40	66	417.560	13,168,172
+ Polobaya	25	44	404.100	12,743,698
+ Quequeña	8	12	10.000	315,360
+ Sogay	4	6	1.100	34,690
+ Yarabamba	3	4	2.360	74,425
Total	115	233	2,391.550	75,419,921

Cuadro 6.2. Inventario de Manantiales.

Fuente: Propuesta de asignaciones de agua en bloque para la formalización de los derechos de uso de agua en los valles Chili regulado y Chili no regulado del programa de formalización de derechos de uso de agua-PROFODUA.



MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES
INTENDENCIA DE RECURSOS HÍDRICOS
PROGRAMA DE FORMALIZACIÓN DE DERECHOS DE USO DE AGUA



DIRECCIÓN REGIONAL
AREQUIPA

Cuadro 2 - 54
Inventario de Manantiales de la Cuenca del Ejo Andamayo - Sector Distrito de Sabandía

N° de Fuente	Nombre	Ubicación	Tipo	Cota msnm	Coordenada U.T.M.	Caudal Lit/s	Vol. Anual m ³	Fecha	Hora N° de Manantiales	Uso de Agua	Observaciones
1	DIST. DE SABANDIA Las Sanjas	La Isla Sabandía	Manant.	2.430±86	E 233.518 N 8.178.617	12.00	378.432	04-01-97	10.18	Incremento de caudal a la acequia alta canal Socabaya	
2	2da. Piscina Baja (Sabandía)	Calle Las Piscinas		2.459	E 233.634 N 8.179.357	120.00	3.784.320	04-01-97	11.25	Balneario, Agrícola, Consumo Humano, Riego de Sabandía parte baja, acequia alta	
3	1ra. Piscina Alta (Sabandía)	Calle Las Piscinas		2.459	E 236.535 N 8.179.551	80.00	2.522.880	04-01-97	11.39	Balneario, Agrícola, Riego Sabandía parte baja, y Acequia Alta Socabaya	
4	Yumina	Sector Rinconada # 1	Surgencia	2.383	E 235.961 N 8.179.572	240.00	7.568.640	04-01-97	1.00	Riego todo Yumina y parte alta Sabandía, Consumo Humano de Yumina	
5	El Canal	Canal de Sabandía	Manant.	2.285±96	E 233.768 N 8.179.763	2.50	78.840	04-01-97	12.41	Uso Agrícola	
6	Buena Vista	Cuesta El Herraje	Manant.	2.459	E 233.823 N 8.179.763	3.50	110.376	04-01-97	12.31	Consumo humano de Pueblo Tradicional Buena Vista, Asew Corpata	
7	La Rinconada # 2 (Yumina)	Sector Rinconada # 2	Manant.	2.414±65	E 236.210 N 8.178.677	1.50	47.304	04-01-97	1.43	Uso Agrícola	
8	Albertazzo # 1	Qda. Albertazzo	Galería	2.520±39	E 236.995 N 8.180.584	10.00	315.360	04-01-97	2.13	Riego Sector Albertazzo	
9	Albertazzo # 2	Qda. Central Albertazzo		2.520±39	E 236.995 N 8.180.584	2.50	78.840	04-01-97	2.58	Riego Sector Albertazzo, Yumina	
10	Los Pintos	Pastos, Los Pinos y Calderón	Manant.	2.441±81	E 234.423 N 8.179.225	2.50	78.840	16-01-97	11.30	Riego Sabandía	
11	Pastos Los Comejos	Los Pastos Corpata	Piezom.	2.445	E 234.027 N 8.180.529	2.00	63.072	16-01-97	12.00	Riego Sector Los Comejos y La Tona (Yumina Chico)	
Total						476.50	15.026.904				30

Propuesta de Asignaciones de Agua en Bloque (Volúmenes, Análisis y Manantiales) para la Formalización de los Derechos de Uso de Agua ATDR Chali. Informe Final de los Valles Chali Regulado y Chali No Regulado. Anexo A. Ing. Juan Manuel Oviedo I.

Cuadro 6.3. Inventario de Manantiales.

Fuente: Propuesta de asignaciones de agua en bloque para la formalización de los derechos de uso de agua en los valles Chali regulado y Chali no regulado del programa de formalización de derechos de uso de agua-PROFODUA.

En el proyecto de Abastecimiento de Agua Potable para el Centro Poblado Umapalca, se tuvo como primera alternativa de fuente de abastecimiento, el manantial llamado Yumina, ubicado en la zona del mismo nombre, perteneciente al distrito de Sabandía, el cual está ubicado a 5.30 Km. Del Centro Poblado Umapalca, dicho manantial cuenta con un caudal de más de 240l/s, pero el uso de esta agua fue negado tanto por la municipalidad como por la junta de riego de la zona, la cual usa la mayoría de esta agua para el riego de las chacras de cultivo, y abastece en parte al distrito vecino de Socabaya. Es por eso que se tuvo que localizar nuevas fuentes de abastecimiento para el centro poblado en estudio, encontrándose así un manantial cercano a la Municipalidad de Sabandía y a 3404.78m. del Centro Poblado Umapalca.

6.3. UBICACIÓN.

La ubicación de la fuente de abastecimiento para la demanda del líquido elemento en la zona de proyecto se encuentra localizada en el Distrito de Sabandía, a una altura de 2385.89m.s.n.m. y a 3405m. Del Centro Poblado Umapalca.

6.4. RENDIMIENTO DE AGUA.

Debido a que no se cuenta con registros hidrológicos, se realizó el aforo en temporada crítica de rendimientos de agua, los cuales corresponden a los meses de estiaje, dicho aforo se realizó para conocer el caudal mínimo que presenta el manantial, el mismo que es de 5.80lt/s. Este aforo se realiza para verificar que el caudal mínimo obtenido en los meses de estiaje, el

cual debe ser mayor al Caudal Máximo Diario (Qmd), todo esto con la finalidad de asegurar la demanda de agua para la población futura.

Nº PRUEBA	VOLUMEN (l).	TIEMPO (seg.)
1	12	2,10
2	12	1,84
3	12	2,20
4	12	1,80
5	12	2,40
TOTAL=	-	10,34
CAUDAL=	5,80	l/s.

Cuadro 6.4. Medición de caudal de manantial para proyecto.
Fuente: Propio.

También se consultó a los pobladores de mayor edad acerca del comportamiento y variaciones de caudal que pudieron existir en este manantial en años anteriores, dichas consultas se realizan debido a que son estos los que conocen con mayor certeza el comportamiento del manantial en estudio; la respuesta obtenida fue positiva, mencionando que son manantiales perenes y que desde su uso de razón dichos afloramientos son continuos.

Se concluyó que la fluctuación de caudal es mínima y que tiene un comportamiento lineal en función de los años, y se puede calificar este manantial como uno perene en el tiempo y que no se trata de agua de un arroyo que se ha sumergido a cierta distancia.

El caudal de oferta es de $5.80\text{lt/s} > 4.719\text{lt/s}^4$ del caudal de demanda para una población futura en 20 años. Dicha oferta cubre con los requerimientos de demanda para el periodo de diseño y la eficiencia del mismo.

6.5. DOTACIÓN DE AGUA Y NORMAS VIGENTES.

6.5.1. CALIDAD DE AGUA.

El agua potable es aquella que al consumirla no daña el organismo del ser humano ni daña los materiales a ser usados en la construcción del sistema.

Aunque el agua de manantial proveniente del agua subterránea, casi siempre garantice la calidad de pureza de la misma, de todos modos se debe comprobar dicha calidad para la satisfacción y cuidado de los beneficiarios. Dentro de los requerimientos básicos para considerar al agua como potable se detallan los siguientes:

- Estar libre de organismos patógenos causantes de enfermedades.
- No contener compuestos que tengan un efecto adverso, agudo o crónico sobre la salud humana.
- Ser aceptablemente clara (baja turbidez, poco color, sabor agradable).
- No salina.

(4) Ver Capítulo VI SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA. ITEM

6.6.2. CONSUMO MAXIMO DIARIO.

- Que no contenga compuestos que causen sabor y olor desagradable.
- Que no cause corrosión o incrustaciones en el sistema de abastecimiento de agua, y que no manche la ropa lavada con ella.

6.5.2. LÍMITES PERMISIBLES DEL AGUA.

Con la finalidad de garantizar la calidad de agua que será usada para la satisfacción de nuestra población es que usamos los siguientes límites permisibles dados por el Reglamento de Calidad del Agua de Consumo Humano-Perú, dicho reglamento tiene por objeto establecer la norma sanitaria sobre la calidad física, química y bacteriológica del agua destinada al consumo humano.

Item	Parámetro	Unidad de medida	Concentración o valor
1.	Color	mg/l Pt/Co escala	15
2.	Turbiedad agua superficial agua subterránea	Unidades nefelométricas de turbiedad	5 10
3.	Olor		inofensivo
4.	Sabor		inofensivo
6.	Ión hidronio (i)	valor de pH	6,5 a 8,5
7.	Conductividad	$\mu S/cm$	1500
8.	Sulfato (ii)	mg/l como SO_4	400
9.	Cloruro	mg/l Cl	400
10.	Calcio (iii)	mg/l como Ca	30 - 150
11.	Magnesio	mg/l como Mg	30 - 100
12.	Sodio	mg/l como Na	200
13.	Alcalinidad (iii)	mg/l como $CaCO_3$	25
14.	Dureza total	mg/l como $CaCO_3$	100 - 500
15.	Residuo seco total	mg/l	1000 (180°C)
16.	Oxidabilidad	mg/l como O_2	5
17.	Aluminio (i)	$\mu g/l$ como Al	200
18.	Hierro (i)	$\mu g/l$ como Fe	300
19.	Manganeso (i)	$\mu g/l$ como Mn	100
20.	Cobre (i)	$\mu g/l$ como Cu	1000
21.	Cinc (i)	$\mu g/l$ como Zn	5000
22.	Material extractable (i) (éter de petróleo)	$\mu g/l$	10
23.	Extracto carbón cloroformo (i)	$\mu g/l$ residuo seco	200

Cuadro 6.5. Parámetros que afectan la calidad estética y organoléptica.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

Fuente: Reglamento de Calidad del Agua de Consumo Humano-Perú.

Item	Parámetro	Unidades de medidas	Concentración máxima
1.	Arsénico	mg/l como As	0.100
2.	Cadmio	mg/l como Cd	0.005
3.	Cianuro	mg/l como CN	0.100
4.	Cromo total	mg/l como Cr	0.050
5.	Mercurio	mg/l como Hg	0.001
6.	Plomo	mg/l como Pb	0.050
7.	Selenio	mg/l como Se	0.010
8.	Fenoles	mg/l como C ₆ H ₅ OH	0.100
9.	Nitrato	mg/l como N de NO ₃	10
10.	Nitrito	mg/l como N de NO ₂	0.9
11.	Amonio	mg/l como N de NH ₄	0.4
12.	Bario	mg/l como Ba	1.0
13.	Fluoruro	mg/l como F	1.5

Cuadro 6.6. Parámetros que afectan la salud.

Fuente: Reglamento de Calidad del Agua de Consumo Humano-Perú.

Item	Parámetro	Unidades de medidas	Concentración máxima
1.	Coliformes totales	número/100 ml	0
2.	Coliformes termotolerantes	número/100 ml	0
3.	Conteo de colonias heterotróficas	número/ml 22 o 37°C	500

Cuadro 6.7. Parámetros bacteriológicos.

Fuente: Reglamento de Calidad del Agua de Consumo Humano-Perú.

El resultado de los análisis para la verificación de calidad del agua de nuestro manantial se presenta en el documento de acreditación brindado por el Laboratorio de Ensayo y Control de Calidad de la Universidad Católica de Santa María.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE CIENCIAS FARMACÉUTICAS, BIOQUÍMICAS Y BIOTECNOLÓGICAS
LABORATORIO DE ENSAYO Y CONTROL DE CALIDAD



Urb. San José S/N Umaccolla CAMPUS UNIVERSITARIO H-284205 ☎ +51 54 251218 ANEXO 1166
✉ laboratoriensayucsm@gmail.com 🌐 http://www.ucsm.edu.pe 📍 Aptdo. 1350
AREQUIPA - PERÚ

INFORME DE ENSAYO

Nº DE INFORME: ANA31G12.000571

Nombre del Cliente : FREDY MALAGA INQUILLA
Dirección del Cliente : COOP. 2 DE MAYO B-15 JLBYR
RUC : NO CORRESPONDE
Condición del Muestreo : POR EL CLIENTE
Descripción : AGUA SUPERFICIAL
Cantidad : 1000 mL
Fecha de Recepción : 31/07/2012
Fecha de Emisión de Informe : 02/08/2012
Página : Pagina 1 de 2

I. ANALISIS FISICO - QUIMICO

ANALISIS	RESULTADO
DETERMINACIÓN DE SÓLIDOS DISUELTOS (mg/L) Método Instrumental Directo, Potenciometro Metrohm 827 pH Lab	1587
DETERMINACION DE pH (Unidades de pH) Método Instrumental Directo, Potenciometro Metrohm 827 pH Lab	6,85
DETERMINACION DE CONDUCTIVIDAD (Us cm ⁻¹) Método Instrumental Directo, Conductímetro ORION 162	1620
DETERMINACIÓN DE SALINIDAD (%) Método Instrumental Directo, Conductímetro ORION 162	0,6
DETERMINACION DE SULFATOS (mg/L) NTP 214.023.2000, Método Turbidimétrico	3431,20 \pm 0,05

II. ANALISIS MICROBIOLÓGICO

ANALISIS	RESULTADO
NUMERACIÓN DE COLIFORMES TOTALES (NMP/100mL a 35 °C) Métodos Normalizados Para el Análisis de Aguas Potables y Residuales APHA, AWWA, WPCF, 9221 Método B Pag 9-80	< a 1

Q.F. Ricardo A. Abril Ramirez:
CQFDA 00624
JEFE DE LABORATORIO LECC



Los resultados emitidos en el presente informe se relacionan únicamente a las muestras ensayadas. Este documento no debe ser reproducido, sin autorización escrita del Laboratorio de Ensayo y Control de Calidad

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

91

BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CUADRO COMPARATIVO DE CALIDAD DE AGUA

Análisis Físico Químico		Ensayos realizados	Parámetros
1	Determinación de Sólidos Disueltos (mg/L)	1587.00	1000.00
2	Determinación de pH (Unidades de pH).	6.85	6.5-8.5
3	Determinación de Conductividad (Us cm-1)	1620.00	1500.00
4	Determinación de Salinidad (%)	0.60	0.05
5	Determinación de Sulfatos (mg/L)	3431.20	250.00
Análisis Microbiológico.			
6	Numeración de Coliforme Totales (NMP/100mL a 35°C)	< a 1	0

Cuadro 6.8. Cuadro Comparativo de Calidad de Agua.
Fuente: Propio.

Se observa del cuadro anterior que la mayoría de los valores de los ensayos realizados son mayores que los parámetros aceptables, por tal motivo si se desea emplear dicha agua para el abastecimiento del centro poblado en estudio, debe de preverse un tratamiento previo para su potabilización y distribución.

Existen métodos nuevos para el tratamiento del agua como el tratamiento de resinas de intercambio iónico, método que permite realizar intercambios de iones de hidrógeno por cationes de sodio, calcio, aluminio, etc.; (cloruro, nitratos, sulfatos), dicho ión de hidrógeno se une con el ión hidróxilo del intercambiador para formar agua pura.

Algo más acorde al proyecto es la oxidación con cloro (Hipoclorito de Calcio) en el agua de la cámara de captación, verificar que no existan tierras de cultivo en partes superiores, evitando el uso de fertilizantes, adicionalmente puede mejorarse la calidad del agua con la construcción de un floculador.

6.5.3. DOTACIÓN DE AGUA.

Dichas dotaciones varían según el consumo que realice la población en estudio.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180l/hab./día en clima frío y de 220l/hab./día en clima templado y cálido⁵.

Debido a que el Centro Poblado Umopalca nunca contó con un sistema de abastecimiento de agua potable, no tiene datos de información de estudios de consumos técnicamente justificados realizados por la Municipalidad de Sabandía, es entonces que la dotación ideal de consumo para una población futura para el Centro Poblado en estudio será de 200 l./hab./día.

6.6. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO.

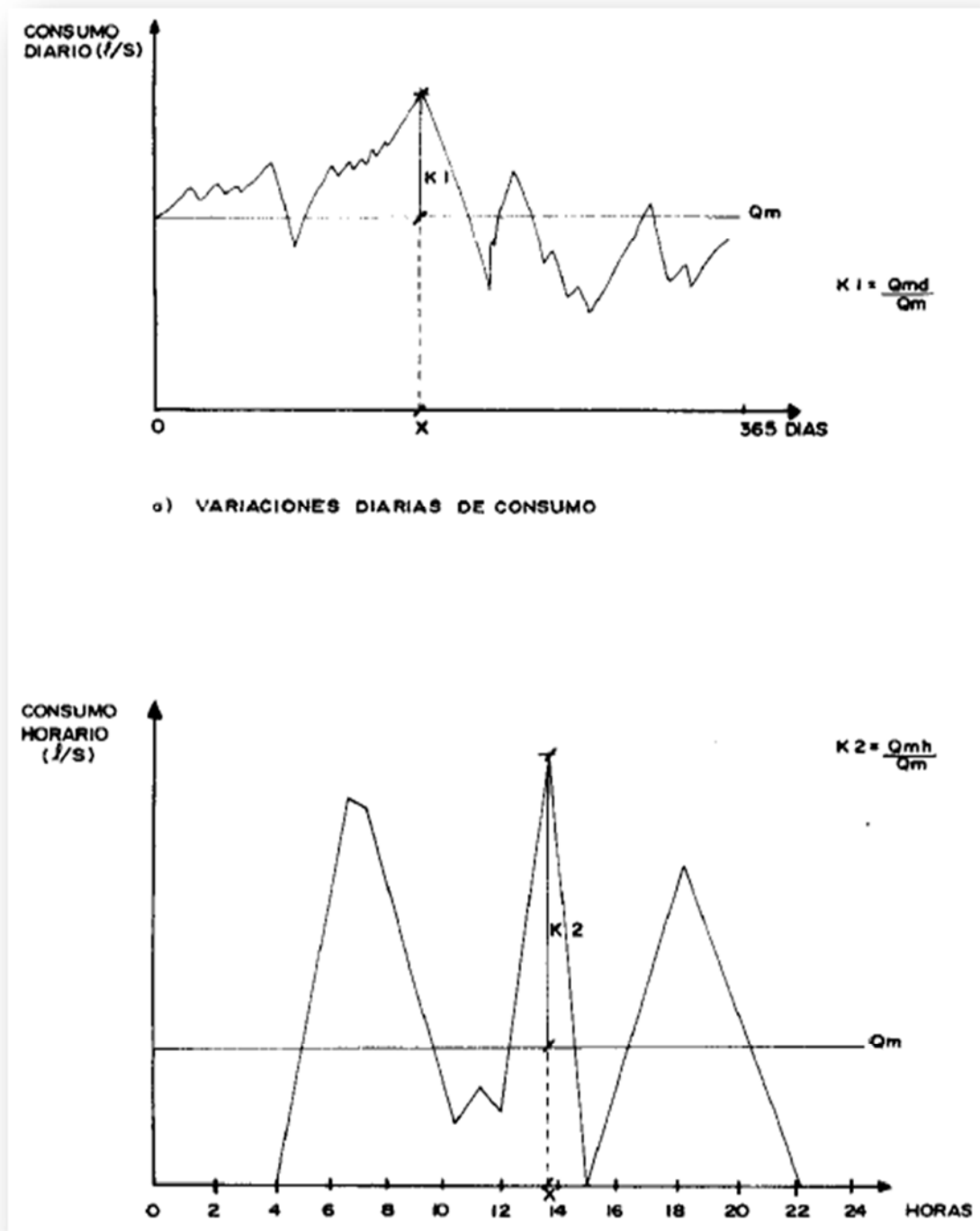
La determinación del gasto de diseño nos permitirá dimensionar todo el sistema de abastecimiento de agua potable, dicho gasto de diseño se plantea según los siguientes tipos de consumos:

- Consumo Promedio Diario Anual (Qm)
- Consumo Máximo Diario (Qmd)
- Consumo Máximo Horario (Qmh)

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

(5) Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, Norma OS.100, (ítem 1.4. Dotación de Agua)

El cuadro siguiente explica de manera gráfica las variaciones de consumo.



Cuadro 6.9. Variaciones de consumo.

Fuente: Agua Potable para Poblaciones Rurales; Roguer Agüero Pittman

6.6.1. CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Q_m).

El Consumo Promedio Diario Anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litro por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{Dot.}}{86400 \text{ s/día}}$$

Dónde:

- Q_m : Consumo Promedio Diario (l/s).
- P_f : Población Futura (hab.).
- Dot. : Dotación (l/hab./día).

Entonces, según con la información obtenida de Población Futura para nuestro Centro Poblado y la dotación ideal para la población del proyecto, tenemos:

Población Futura (P_f) = 1568 hab.

Dotación (l/hab.día) = 200 l/hab./día

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{Dot.}}{86400 \text{ s/día}}$$

$$Q_m = 3.630 \text{ l/seg.}$$

El dato de Consumo Promedio Diario Anual será utilizado para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el Consumo Máximo Diario y Horario.

6.6.2. CONSUMO MÁXIMO DIARIO (Q_{md}).

El Consumo Máximo Diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año.

Otra definición menciona que (Q_{md}) se toma como porcentaje del máximo promedio anual y representa el promedio entre los caudales en horas de máximo y mínimo consumo durante un día, esta relación está de acuerdo con las variaciones de consumo y cuyo valor es:

$$Q_{md} = K1 \times Q_m$$

Dónde:

- Q_{md} : Consumo Máximo Diario (l/s).
- Q_m : Consumo Promedio Diario (l/s).
- $K1$: Coeficiente adimensional

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, en la Norma OS 100, recomienda un valor de 1.3 para $K1$.

Entonces, según con los datos de Q_m y $K1$, obtenemos el valor del Consumo Máximo Diario, el cual es expresado en la fórmula siguiente:

$$Q_{md} = K1 \times Q_m$$

$$Q_{md} = 4.719 \text{ l/s}$$

El dato de Consumo Máximo Diario será utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de impulsión.

6.6.3. CONSUMO MÁXIMO HORARIO (Q_{mh}).

El Consumo Máximo Horario se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

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

Dónde:

- Q_{md} : Consumo Máximo Diario (l/s).
- Q_{mh} : Consumo Promedio Horario (l/s).
- K_2 : Coeficiente adimensional

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, en la Norma OS 100, recomienda un valor de entre 1.8 a 2.5 para K_2 , en este caso se usará un valor promedio de 2 para K_2 .

Entonces, según con los datos de Q_m y K_2 , obtenemos el valor del Consumo Máximo Horario, el cual es expresado en la fórmula siguiente:

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

$$Q_{mh} = 7.260 \text{ l/s}$$

El dato de Consumo Máximo Horario será utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de aducción y red de distribución.

CAPÍTULO VII: DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

7.1. FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Una vez identificada la fuente de abastecimiento considerada como el primer punto del sistema de agua potable para la población del Centro Poblado Umopalca, se empieza el diseño de la cámara de captación, la cual permitirá recolectar el agua, para luego pueda ser conducida mediante tuberías de conducción hacia el reservorio de almacenamiento.

7.1.1. CÁMARA DE CAPTACIÓN.

En el lugar de afloramiento del manantial se construirá una estructura de captación, la cual permitirá recolectar el agua, para que luego pueda ser conducida mediante la línea de conducción hasta el reservorio de almacenamiento.

Dentro de una de las cualidades de la cámara de captación es el cuidado del agua, que no tenga contacto directo con fuentes de contaminación, tales como:

- Letrinas ubicadas en zonas superiores al punto de afloramiento, debido a que por la excavación y erosión del suelo, puede filtrarse en el cauce del manantial.
- Animales que puedan usar esta fuente de agua para alimentarse de ella.

- Animales pequeños, tales como roedores, insectos, que puedan habitar en la vegetación cercana a la cámara de captación, es por ello que se debe de eliminar todo tipo de vegetación cerca al lugar de afloramiento del agua.
- Mantener una tapa sanitaria para el cuidado y preservación de la calidad del agua.

Además se debe de construir un cerco perimétrico de protección para evitar que los animales ingresen y malogren o ensucien las estructuras.

Bien ahora, el diseño hidráulico y dimensionamiento de la cámara de captación dependerá de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase del manantial.⁶

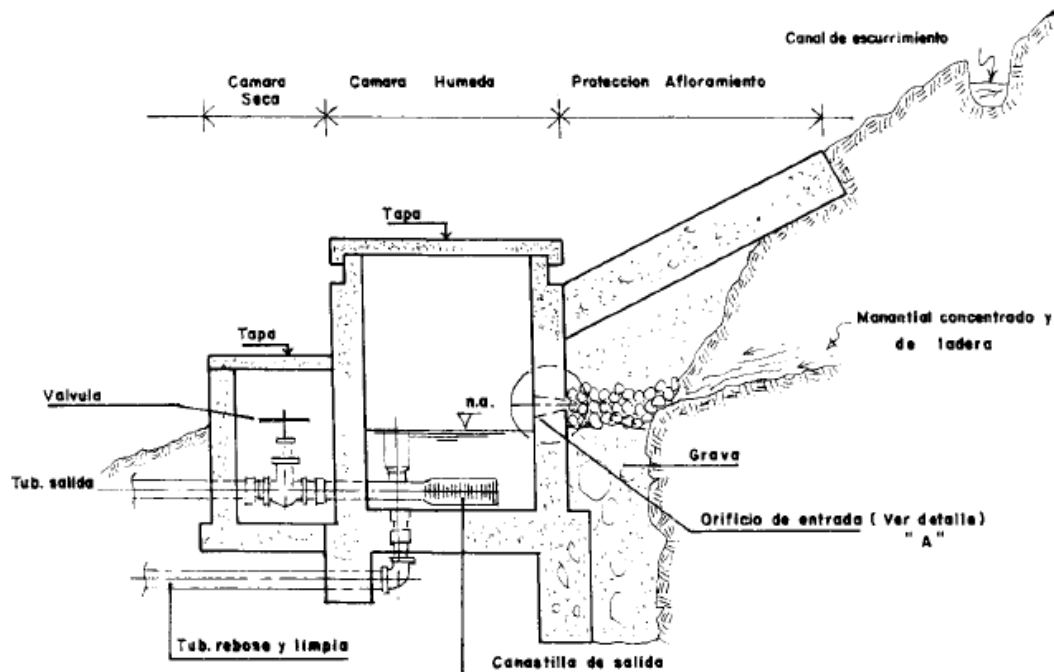
El diseño de esta cámara de captación busca no alterar la calidad, temperatura del agua ni modificar la corriente y mucho menos el caudal del manantial, ya que cualquier cambio en lo mencionado anteriormente, puede tener consecuencias fatales en el manantial, como el cambio de cauce y peor aún, su desaparición.

Este diseño debe presentar las siguientes características:

- Diseño con un control adecuado del agua.
- Estabilidad estructural.
- Prevención contra futuras fuentes de contaminación.
- Facilidad de inspección y operación.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

- (6) Ver Capítulo VI, ÍTEM 6.2. SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE ó gráfico 6.1. (Tipos de manantiales).



Cuadro 7.1. Cámara de captación de ladera y concentrado.
Fuente: Agua Potable para Poblaciones Rurales; Roger Agüero Pittman

7.1.2. DISEÑO HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO.

La captación se dará según la clasificación del Ministerio de Salud, de Ladera y Concentrado.⁷

Como primera consideración se debe de conocer el caudal máximo de la fuente, de modo que el diámetro de los orificios en entrada a la cámara húmeda sea suficiente para captar este caudal o gasto, una vez conocido este gasto, se puede diseñar el área del orificio en base

a una velocidad de entrada no muy alta y al coeficiente de contracción de los orificios.

(7) Ver Capítulo VI, Ítem 6.6.2.1. Manantiales, Gráfico 6.1.(tipos de manantiales)

Teniendo la información necesaria del manantial que abastecerá de agua potable al Centro Poblado Umapalca, podemos empezar con el desarrollo del cálculo de la cámara de captación.

- Caudal Máximo = 5.803 l/s.
- Caudal Mínimo = 5.220 l/s.
- Gasto Máximo Diario = 4.719 l/s.

A. CÁLCULO DE LA DISTANCIA ENTRE EL AFLORAMIENTO Y LA CÁMARA HÚMEDA (L).

Se requiere saber la velocidad de pase y la pérdida de carga sobre el orificio de salida, aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1.

$$V = \sqrt{\frac{2 * g * h}{1.56}}$$

Tomando la consideración siguiente:

$$h=0.45\text{m. y } g=9.81\text{m/s}^2.$$

Otendremos un valor $V=2.38$ m/s.; lo cual por recomendaciones de diseño excede el valor máximo recomendado de 0.60m/s.;

para el diseño se asumirá un valor de 0.50m/s. para la velocidad de pase.

h_o esta definida como la carga necesaria sobre el orificio de entrada que permita producir la velocidad de pase.

$$h_o = 1.56 \frac{V_1^2}{2g}$$

Continuando con la consideración del valor de 0.50m/s. para la velocidad de pase, el valo de 9.81m/s² para la aceleración de la gravedad, se obtiene el valor de 0.02m para h_o .

Ahora con el valor de h_o se puede calcular el valor de H_f , el cual es la pérdida de carga que servirá para determinar la distancia entre el afloramiento y la caja de captación (L), dicho valor de H_f , se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$H_f = h - h_o$$

Se asumió el valor $h=0.45m$. y se obtuvo un valor de $h_o=0.02m$.

Entonces de la ecuación anterior se obtiene que $H_f=0.43m$.

Seguidamente se puede obtener el valor de L.

$$H_f = 0.3 * L$$

Entonces de la ecuación se sabe que $L=1.43m$, entonces se sumirá un valor de $L=1.50m$. dicho resultado expresa la distancia entre el afloramiento y la caja de captación.

B. ANCHO DE PANTALLA (b).**1. CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE ENTRADA****(D).**

Para determinar el diámetro del orificio se utilizará la siguiente ecuación:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} * \frac{Q_{m\acute{a}x}}{C_d * V}}$$

La cual se deriva de la ecuación siguiente:

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{C_d * V}$$

Teniendo como dato el valor de: Caudal Máximo de la fuente de 5.80l/s. una velocidad de pase de 0.50m/s. y un coeficiente de descarga C_d igual a 0.80. Se obtiene un valor de $D=13.59\text{cm. 6"}$.

Dentro de las consideraciones de diseño en la cámara de captación menciona que el diámetro máximo recomendado es de 2"; es entonces que en el diseño se asume un diámetro de 2", el cual será utilizado para determinar el número de orificios (NA).

$$NA = \frac{D_1^2}{D_2^2} + 1$$

Se considera que D_1 es el diámetro calculado igual a 6" o 15.24cm., mientras que D_2 es el diámetro asumido igual a 2" o 5.08cm. Obteniéndose un valor $NA=10$ unidades, las cuales se dividirán en 2 filas de 5 orificios.

2. CÁLCULO DEL ANCHO DE PANTALLA (b).

Para el cálculo del ancho de la pantalla (b); se tiene la siguiente expresión:

$$b = 2 * 6D_2 + NA * D_2 + 3D_2 * (NA - 1)$$

Se obtiene que el ancho de pantalla b es igual a 147.32cm., se asumirá un valor de 1.50m.

C. ALTURA DE LA CÁMARA HÚMEDA (H_t).

Se puede obtener la altura de la cámara de captación con la siguiente expresión:

$$H_t = A + B + H + D + E$$

Donde:

- A: Se considera una altura mínima de 10cm. Que permita la sedimentación de la arena.
- B: Se considera el diámetro de la canastilla de salida, 10.16cm ó 4".
- H: Altura de agua, valor recomendado de 30 a 50cm.
- D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel, se considerará 5cm.

- E: Borde libre (de 10 a 30cm.).

Entonces:

A=10cm; B=10.16cm; H=40cm; D=5cm; E=30cm.

Entonces se sabe que el valor de H_t es igual a 95.16cm., pero para el diseño se considerará una altura de 100cm ó 1.00m.

D. DIMENSIONAMIENTO DE LA CANASTILLA.

Para el dimensionamiento se considera que el diámetro de la canastilla debe de ser 2 veces el diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción.

Entonces se sabe que D_c es igual a 2", entonces $D_{canastilla}$ es igual a 4", ahora.

Y que el área total de las ranuras (A_t) sea el doble del área de la tubería de la línea de conducción; y que la longitud de la canastilla (L_c) sea mayor a $3D_c$ y menor a $6D_c$.

$$L_c = 3 * D_c \text{ y } L_c = 6 * D_c$$

Entonces L_c es igual a 31cm y 61cm.

Se asume un valor de L_c igual a 50cm. como promedio y la recomendación de el ancho de ranura de 5mm y el largo de la ranura de 7mm.

$$A_r = a * l$$

Se obtiene que A_r es igual a $35 \times 10^{-6} \text{m}^2$

Entonces el área total de las ranuras A_t es igual a dos veces A_c , considerando que A_c como el área transversal de la tubería de la línea de conducción:

$$A_c = \pi * \frac{D_c^2}{4}$$

D_c es igual a 4" es igual a 0.1016m y se obtiene que A_c es igual a 0.00811m², entonces:

$$A_t = 2 * A_c$$

El número de ranuras resulta de los valores del área total de ranuras y el área de cada ranura con la siguiente expresión:

$$N^a \text{ de ranuras} = \frac{\text{Área total de ranuras}}{\text{Área de ranuras}}$$

Entonces el número de ranuras es de 464.

E. REBOSE Y LIMPIEZA.

El rebose se instala directamente a la tubería de limpia y para realizar la limpieza y evacuar el agua de la cámara húmeda, se levanta la tubería de rebose. La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro.

$$D = \frac{0.71 * Q_{m\acute{a}x}^{0.38}}{h_f^{0.21}}$$

Como datos se tiene el Caudal Máximo que es igual a 5.80l/s. y se recomienda un valor de 0.015m/m para h_f como carga unitaria,

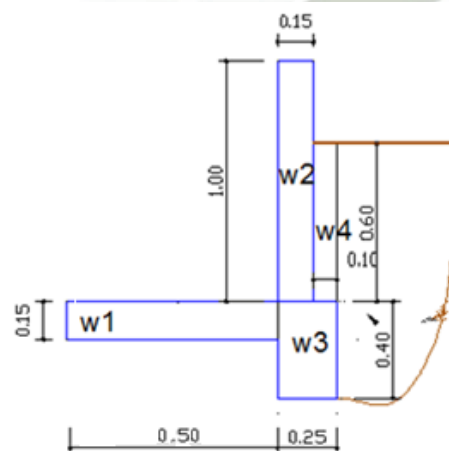
de lo datos obtenidos se obtiene un valor D igual a 4" y para el cono de rebose de 4x6".

7.1.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CÁMARA DE CAPTACIÓN.

Para el diseño de la cámara de captación, se considera el muro sometido al empuje de la tierra, es decir en el estado crítico, cuando la cámara está vacía, debido a que cuando la cámara se encuentra llena, el empuje hidrostático tiene una componente en el empuje de la tierra, favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro.

Las cargas consideradas son: El peso propio, el empuje de la tierra, y la sub presión.

Con la finalidad de garantizar la estabilidad del muro, se debe verificar que la carga unitaria sea igual o menor a la capacidad del terreno; mientras que para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo, se deberá verificar un coeficiente de seguridad no menor a 1.50



Cuadro 7.2. Cámara de captación estructural.
Fuente: Propio.

Datos:

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

107

BACH, Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

- Peso Específico del concreto (γ_c) = 2.40 ton/m³
- Peso Específico del suelo (γ_s) = 1.384 ton/m³
- Angulo de rozamiento interno del suelo = 36.87°
- Carga admisible del suelo (Φ) = 2.32 kg/cm²
- Fuerza de compresión del concreto = 175 kg/cm²

A. EMPUJE DEL SUELO SOBRE EL MURO (P).

$$Cah = \frac{1 - \text{seno}(\Phi)}{1 + \text{seno}(\Phi)}$$

Coefficiente de empuje del suelo (Cah) = 0.250

$$P = 0.5 * Cah * \gamma_s * h^2$$

$h = 0.60 + 0.40 = 1.00\text{m}$; la cual representa la altura del suelo, los demás datos se encuentran más arriba.

P = 173.00Kg.

B. MOMENTO DE VUELCO (Mo).

El momento de vuelco, está expresado por el brazo de palanca que forma el suelo con la fuerza de empuje del suelo sobre el muro.

$$Mo = P * Y$$

Debido a que la presión del suelo se expresa de modo lineal, el punto de ubicación, se encuentra al tercio inferior del total de la altura del suelo:

$$H = 1.00\text{m.}; \text{ entonces } Y = 0.333\text{m.}$$

$$\mathbf{M_o = 57.67 \text{ Kg-m.}}$$

C. MOMENTO DE ESTABILIZACIÓN (Mr) y PESO (W).

El siguiente cuadro expresa los pesos, ejes neutros y momentos de las subdivisiones realizadas tal cual se muestra en la imagen anterior.

W	W (Kg.)	x (m.)	Mr=W*x (Kg/m.)
W1	180,00	0,250	45,00
W2	360,00	0,575	207,00
W3	240,00	0,625	150,00
W4suelo	83,04	0,700	58,13
Wt =	863,04		460,13

Para la comprobación de la estabilización de la estructura, el punto por donde debe de pasar la resultante de la fuerza debe de estar ubicado en el tercio central, en otras palabras en los dos tercios de la base (1.25m.)

$$a = \frac{Mr - M_o}{W_t}$$

$$\mathbf{a = 0.466\text{m.}}$$

El tercio central está entre los límites de:

$(1/3 \cdot 0.75 = 0.25\text{m})$. y $(2/3 \cdot 0.75 = 0.50\text{m})$.; entonces cumple, debido a que 0.466m , se encuentra entre 0.25m . y 0.50m .

D. CHEQUEOS.

D.1. POR VUELCO.

$$Cdv = \frac{Mr}{Mo}$$

$Cdv = 7.98$, siendo mayor a 1.50 , entonces cumple el chequeo por vuelco.

D.2. CARGA MÁXIMA UNITARIA.

Con los datos siguientes, se puede realizar la comprobación de carga máxima unitaria.

a ; expresa la ubicación desde el punto de volteo, dicho dato tiene un valor de 0.466m . ó 46.63cm .; l , expresa la longitud total de la base que es 0.75m . ó 75cm .; el valor de Wt es el peso total de la estructura que es 863.04Kg .; entonces se tiene:

$$P1 = (4l - 6a) * \frac{Wt}{l^2}$$

$$P2 = (6a - 2l) * \frac{Wt}{l^2}$$

$$P1 = 0.0310 \text{ kg/cm}^2$$

$$P2 = 0.1991 \text{ kg/cm}^2$$

Peso máximo es igual a 0.1991 kg/cm^2 , dicho valor es menor a la carga admisible del suelo (2.32 kg/cm^2); por lo que se comprueba el diseño.

D.3. POR DESLIZAMIENTO.

Para el chequeo por deslizamiento, se tiene que conocer la fuerza de fricción que puede presentar la cámara de captación.

$$F = u * Wt$$

u ; es el coeficiente de fricción entre el suelo y la estructura, la cual es expresada numéricamente con un valor de 0.42, y Wt ; es el peso total de la estructura de soporta el empuje del suelo.

$$F = 362.48 \text{ Kg.}$$

$$\text{Chequeo por deslizamiento} = \frac{F}{P}$$

Siendo P , el empuje del suelo sobre el muro de la cámara de captación y F la fuerza de fricción producida por el deslizamiento del muro ante el empuje del suelo.

Chequeo por deslizamiento es igual a 2.10, siendo mayor a 1.50, entonces cumple el chequeo por deslizamiento.

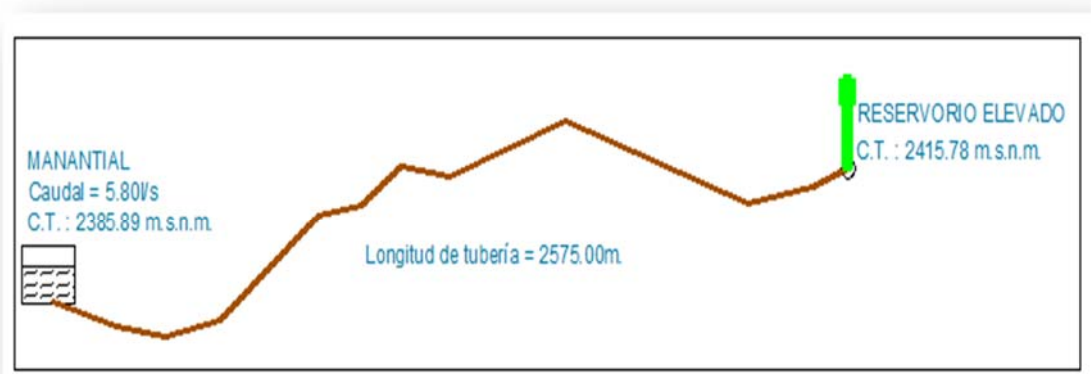
7.2. OBRAS DE CONDUCCIÓN.

Este tipo de obras permiten transportar y/o conducir el agua de un lugar a otro. Se clasifican de acuerdo a la forma de transportar el flujo en:

- Transporte con flujo libre.
- Transporte con flujo a presión.

En el presente proyecto de abastecimiento de agua potable para la comunidad beneficiaria, el transporte del líquido elemento se realiza bajo presión desde la estación de bombeo hasta el reservorio de almacenamiento elevado, debido a que por condiciones de la topografía; la ubicación del terreno del reservorio de almacenamiento elevado se encuentra a 30 metros aproximadamente por encima de la cota terreno de la fuente de abastecimiento⁸.

- Cota terreno del manantial = 2385.89m.s.n.m.
- Cota terreno ubicación de reservorio = 2415.78m.sn.m.



Cuadro 7.3. Línea de conducción-impulsión.
Fuente: Propio.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

112

BACH. Fredy Málaga Inguilla

(8) Ver Plano 06 "LINEA DE IMPULSION"

Debido a estas circunstancias, se prevé transportar el caudal necesario hasta el reservorio de almacenamiento, mediante una línea de impulsión y una estación de bombeo.

7.2.1. LÍNEA DE IMPULSIÓN O BOMBEO.

La línea de impulsión es un sistema de abastecimiento de agua potable que cuenta en su conjunto por tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción mediante impulsión del agua desde la captación hasta el reservorio de almacenamiento.

La existencia de fuentes de abastecimientos de agua a elevaciones inferiores a sitios de consumo, obliga a estudiar alternativas de bombeo que mediante análisis económico permitan la solución más ventajosa.

A diferencia de una línea de conducción por gravedad, donde la carga disponible es un criterio lógico de diseño que permite la máxima economía, al elegir diámetros cuyas pérdidas de carga sean máximas; en el caso de conducción por bombeo o impulsión, la diferencia de elevación es carga a vencer que va a verse incrementada en función de la selección de diámetros menores y consecuentemente ocasionará mayores costos de equipos y de energía.

Es por tanto, cuando se tiene que bombear agua mediante una línea directa al reservorio de almacenamiento, existirá una relación inversa de costos entre potencia requerida y diámetros de la tubería.

Dentro de estas consideraciones se tendrán dos alternativas:

- Diámetros pequeños y equipos de bombeo grandes con lo cual se tiene un costo mínimo para la tubería, pero máximo para los equipos de bombeo y su operación.
- Diámetros grandes y un equipo de bombeo de baja potencia, resultando altos costos para la tubería y bajos para los equipos y su operación.

Entre estas dos alternativas existen varias soluciones de acuerdo a los diferentes diámetros comerciales existentes, de cuyo análisis económico se seleccionará el más conveniente para la satisfacción del Centro Poblado Umapalca.

7.2.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.

7.2.2.1. CAUDAL DE DISEÑO.

El gasto de diseño de una línea de conducción por bombeo será el correspondiente al consumo máximo diario para el periodo de diseño.

Debido a que no resulta económicamente aconsejable ni práctico mantener periodos de bombeo por 24 horas diarias,

habrá que incrementar el gasto de bombeo de acuerdo a la relación de horas de bombeo, satisfaciendo las necesidades de la población en estudio las 24 horas del día.

Por tanto:

$$\text{Gasto de bombeo} = Q_b = K_1 * Q_m * \frac{24}{N}$$

- Q_b : Caudal de bombeo.
- Q_m : Caudal promedio diario anual.
- K_1 : Coeficiente adimensional⁹
- N : Número de horas de bombeo.

7.2.2.2. FENÓMENO DEL GOLPE DE ARIETE Y EFECTOS EN LA LINEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO.

El fenómeno de golpe de ariete es observable cuando en la línea de bombeo se interrumpe súbitamente la energía que propulsa la columna de agua. Este efecto genera presión interna a todo lo largo de la tubería, la cual es recibida en su interior y en el de las demás instalaciones como un impacto.

(9) Valores de K_1 y Q_m se encuentran en Capítulo VI SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE DE

ABASTECIMIENTO DE AGUA, ITEM 6.6.2.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

El agua que circula por la tubería a cierta velocidad posee una energía cinética la que se disipa al interrumpirse bruscamente el flujo. Tomando en cuenta que la tubería posee cierto grado de elasticidad, parte de esta energía de velocidad será utilizada para ensanchar la tubería y el resto se transformará en energía potencial de compresión sobre el agua.¹⁰

Al cerrar instantáneamente o parar el equipo de bombeo, la compresión del agua y expansión de la tubería comienzan en el punto de cierre, transmitiéndose hacia arriba a una velocidad determinada, conocida como velocidad de onda de presión.

Cuando la onda de presión llega al extremo superior de la tubería, la totalidad de la columna de agua ha sido comprimida, la tubería se ha expandido en toda su longitud y la velocidad reducida a cero. Esta condición de energía potencial almacenada es inestable y debido a que el agua en la tubería se encuentra ahora a una presión superior a la del depósito, esta comenzará a fluir en dirección contraria.

(10) Abastecimientos de Agua Teoría y Diseño, Segunda Edición; Simón Arocha Ravelo.

Determinando el exceso de presión, la tubería estará expuesta en cualquier sitio a una presión igual a su presión estática más el exceso de presión provocado por el golpe de ariete o en caso de efectos de presión dinámica por la presión que defina su línea piezométrica en el punto considerado, de modo que la tubería debe ser verificada para ambas condiciones.

A fin de disminuir la presión por golpe de ariete, se emplean algunos dispositivos especiales tales como:

- Válvulas de alivio.
- Cámaras de aire.

A. VÁLVULAS DE ALIVIO.

Las válvulas de alivio se instalan generalmente en derivación, con salida a descarga libre en el sitio de la estación de bombeo. Son válvulas que operan con resortes, están sujetas a daños como todo dispositivo mecánico.

El funcionamiento es el siguiente:

Al aumentar la presión de entrada, la fuerza que se produce en la parte inferior del diafragma vence la fuerza del resorte, abriéndose consecuentemente la válvula piloto. Al abrirse dicha válvula el elemento básico se abre permitiendo el escape de cierta cantidad de agua y

disminuyendo la presión en la tubería. La posición del tornillo de graduación determina la presión a la cual se abrirá el elemento básico.

La mayor desventaja de las válvulas de alivio es que producen pérdidas de agua.

B. CÁMARAS DE AIRE.

La cámara de aire consiste en un dispositivo instalado en la estación de bombeo, el cual consta de un comportamiento que contiene agua en compresión con una columna de aire.

Al interrumpirse el bombeo, la presión en la tubería disminuye, presionando el aire contenido en la cámara a la columna de agua, la cual fluye hacia la tubería con lo que decrece gradualmente el ritmo de la caída de presión. Al invertirse el flujo hacia la cámara se comprime la columna de agua alternativamente.

Las cámaras de aires tienen la desventaja de requerir volúmenes de aire dentro de ciertos límites, lo cual hace necesario el que se tenga que suplir las pérdidas de aire debido a disoluciones de aire en el agua y a escapes.

7.2.2.3. CARGA DINÁMICA TOTAL O ALTURA DE BOMBEO.

Para la determinación de la carga dinámica total se considerarán los siguientes aspectos:

- Carga estática de succión.
- Pérdidas de carga de lado de la succión.
- Carga estática de impulsión.
- Pérdidas por fricción en la tubería de impulsión.
- Pérdidas menores por accesorios en la tubería de impulsión, ocasionadas por cambios de dirección, válvulas, reducciones y demás.

La Carga Dinámica Total es la altura que debe de superar cierta bomba con sus respectivas características y condiciones para poder suministrar el agua desde la estación de bombeo hasta el reservorio.

El trabajo de una bomba centrífuga depende del Caudal de bombeo, Altura de bombeo, y la velocidad de rotación; bajo estas características se pueden tener para cada situación una eficiencia determinada y una potencia necesaria para dicho bombeo.

7.2.2.4. ESTACIÓN DE BOMBEO.

Las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, equipos, tuberías y accesorios, que toman el agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la

impulsa a un reservorio de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

En el caso del proyecto a realizar, el agua tomada de la fuente de manantial será de modo directo y será conducido hasta el reservorio de almacenamiento mediante la línea de impulsión.

- Los equipos de bombeo deben ser dobles para garantizar el servicio continuo para casos de mantenimiento y/o fallas.
- Tener en cuenta la Altura total de desde el punto de bombeo hasta el ingreso al reservorio de almacenamiento.
- Consideraciones para la selección adecuada de la bomba de impulsión.
- Costos de bombeo.

7.2.2.4.1. ELEMENTOS DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.

Los componentes básicos de la estación de bombeo de agua potable para El Centro Poblado Umopalca, serán las siguientes:

- Caseta de bombeo.
- Cisterna de bombeo.
- Equipo de bombeo.

- Grupo generador de energía y fuerza motriz.
- Tubería de succión.
- Tubería de impulsión.
- Válvulas de regulación y control.
- Interruptores de máximo y mínimo nivel.
- Tableros de protección y control eléctrico.
- Sistema de ventilación, natural o mediante equipos.
- Área para el personal de operación.
- Cerco de protección para la caseta de bombeo.

7.2.2.4.2. UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.

Se seleccionó la ubicación de la estación de bombeo ideal que permita el funcionamiento seguro y continuo, en función de los siguientes factores:

- Fácil acceso en las etapas de construcción, operación y mantenimiento.
- Protección de la calidad de agua de fuentes de contaminantes.
- Protección de inundaciones, deslizamientos.
- Eficiencia hidráulica del sistema de impulsión.

- Disponibilidad de energía eléctrica y/o combustión.
- Topografía del terreno.
- Características de los suelos.

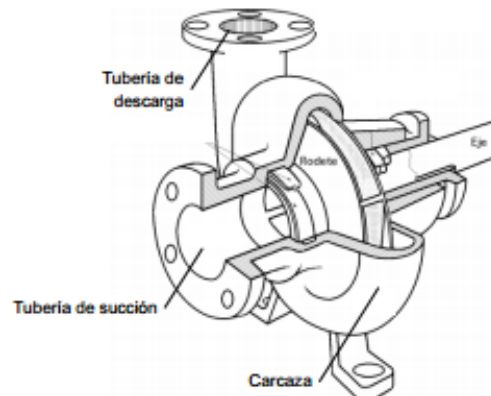
7.2.2.5. BOMBAS.

Una bomba es una máquina que transforma energía mecánica en energía hidráulica, la cual es entregada a un líquido para que éste presente una mayor presión a la salida de la misma y pueda ser transportado hasta un punto deseado. El motor de la bomba transforma energía eléctrica en energía mecánica.

Una bomba centrífuga está constituida, principalmente, por un rodete con álabes, que impulsan al líquido, alojado en una carcasa. El rodete o impulsor está fijado a un eje que gira, mientras que la carcasa se mantiene fija.

El líquido entra por la tubería de succión, en donde se tiene la menor presión y sale por la tubería de descarga a una mayor presión.

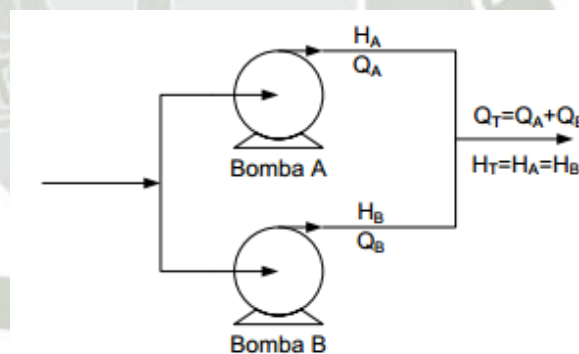
Se debe de prever la adquisición de otra bomba adicional a la necesaria por motivos de seguridad en el abastecimiento (mantenimiento, fuera de funcionamiento).



Cuadro 7.4. Representación del corte de una bomba centrífuga.
Fuente: Manual de electrobombas. Hidrostral.

A. BOMBAS EN PARALELO.

Las bombas en paralelo funcionan cuando el caudal total de líquido que circula en el sistema se divide en dos partes, entrando cada una de ellas a una bomba y luego se vuelven a unir.



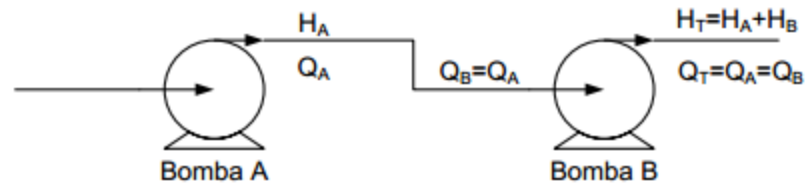
El caudal total es la suma de los caudales que circulan por las bombas, efectuándose esta división de caudal de tal forma que la carga entregada por cada bomba sea la misma.

$$Q_T = Q_A + Q_B$$

$$H_T = H_A = H_B$$

B. BOMBAS EN SERIE.

Las bombas en serie funcionan cuando la totalidad del líquido que sale de una bomba entra en la siguiente.



El caudal que circula por cada bomba es el mismo, mientras que la carga total recibida por el líquido es la suma de las cargas entregadas por las bombas.

$$Q_T = Q_A = Q_B$$

$$H_T = H_A + H_B$$

7.2.2.5.1. POTENCIA DE LA BOMBA.

La potencia de la bomba es la potencia entregada por el motor al eje de la bomba.

$$P = \frac{Q_b * C.D.T}{76 * e}$$

Dónde:

- P : Potencia de la bomba.

- Q_b : Caudal de bombeo.
- C.D.T.: Carga dinámica total de bombeo.
- e : Eficiencia de la bomba.

7.2.2.6. CARGA NETA DE SUCCIÓN POSITIVA.

La carga neta de succión positiva (N.P.S.H.) es la presión requerida para forzar un gasto determinado a pasar a través de la tubería de succión y de la bomba. El valor de N.P.S.H. es característico de cada bomba, dependiendo del tamaño, forma y tipo de impulsores.

Al seleccionar un equipo de bombeo, debe dejarse un margen de succión suficiente para compensar estos valores, capaces de prevenir fallas por cavitación y por succión requerida.

Para mantener el buen funcionamiento del equipo de bombeo deberá de mantenerse a la entrada de la bomba y en el cualquier punto de ella, una presión absoluta superior a la presión de vapor para la temperatura del agua bombeada. La energía disponible a la entrada de la bomba, deberá ser, por tanto, mayor que el N.P.S.H. requerido, a fin de que no se produzca la cavitación.

$$\text{N. P. S. H.} = \frac{P_a - P_v}{\gamma} + S - hf$$

Dónde:

- Pa : Presión barométrica del lugar.
- Pv : Presión de vapor de temperatura.
- Hf : Pérdida de carga totales por succión.
- γ : Peso específico del agua.
- S : Carga estática de succión.

N. P. S. H. disponible. > N. P. S. H. requerido.

Debe de cumplirse esta relación para que la bomba trabaje sin problemas por fenómenos de cavitación.

El siguiente cuadro muestra equivalencias de presiones en función de la altura sobre el nivel del mar a la cual se encuentra la estación de bombeo. Dicho cuadro sirve para el cálculo de la presión barométrica (Pa).

Altura (m.s.n.m.)	Presión barométrica		
	(m.)	(lb/plg ²)	(kg/cm ²)
0	10,33	14,69	1,03
300	10,00	14,22	1,00
600	9,60	13,65	0,96
1200	9,00	12,80	0,90
1800	8,40	11,95	0,84
2400	7,90	11,24	0,79
3000	7,30	10,38	0,73

Cuadro 7.5. Relación entre alturas sobre el nivel del mar y presión barométrica.

Fuente: Abastecimientos de Agua Teoría y Diseño, Segunda Edición; Simón Arocha R.

El siguiente cuadro muestra equivalencias de presiones de vapor en función de la temperatura a la cual se encuentra el

agua en la estación de bombeo. Dicho cuadro sirve para el cálculo de la presión de vapor de temperatura (Pv).

Temperatura		Presión de vapor	
°F	°C	(m.)	(lb/plg2)
60	16	0,18	0,26
65	19	0,24	0,31
70	22	0,27	0,36
75	24	0,34	0,44
80	27	0,37	0,51
90	32	0,49	0,7
100	38	0,67	0,95
150	66	2,67	3,72

Cuadro 7.6. Relación entre temperatura del agua y presión del vapor.
Fuente: Abastecimientos de Agua Teoría y Diseño, Segunda Edición; Simón Arocha R.

7.2.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE IMPULSION.

El diseño hidráulico de la línea de impulsión depende del gasto de bombeo definido y la carga dinámica total a superar por la bomba, para suministrar el agua potable desde la cisterna hasta el tanque de almacenamiento elevado.

Para el diseño, se debe de conocer las cotas de:

- Tanque de almacenamiento elevado.
- Estación de bombeo.
- Altura de succión.

7.2.3.1. CAUDAL DE DISEÑO.

Datos de diseño:

- $Q_m = 3.630$ l/s.
- $K_1 = 1.30$
- $N = 8$ horas.

$$\text{Gasto de bombeo} = Q_b = K_1 * Q_m * \frac{24}{N}$$

$$Q_b = 1.3 * 3.630 * \frac{24}{8}$$

$$Q_b = 14.157 \text{ l/s.}$$

Entonces, el Caudal de bombeo (Q_b) = 14.157 l/s.

7.2.3.2. CÁLCULO DE PRESIÓN MÁXIMA Y FENÓMENO DE GOLPE DE ARIETE.

Se debe revisar si se puede producir un exceso de presión máxima provocada en la línea de conducción por impulsión; si fuera el caso, debería de aumentar la clase de tubería en función de la presión y/o suponer la construcción de algún dispositivo especial, mencionado anteriormente.

El cálculo de la presión por golpe de ariete, depende de los siguientes datos:

- Caudal de diseño (Q_b) = 14.157l/s.
- Diámetro de la tubería.
 - Espesor de la tubería (e) = 0.008m.
 - Diámetro exterior de la tubería (d) = 0.166m.
- Módulo de elasticidad de agua. (K) = $2 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$
- Módulo de elasticidad de P.V.C. (E) = $2.81 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$
- Peso específico del agua (w) = 1000 kg/m^3
- Aceleración de la gravedad (g) = 9.81 m/s^2
- Velocidad (V_o) = 0.80m/s

$$Pg. a. = V_0 \sqrt{\frac{w}{g} \times \frac{KeE}{Ee + Kd}}$$

$$Pg. a. = 0.80 * \sqrt{\frac{1000}{9.81} \times \frac{2 * 10^8 * 0.008 * 2.81 * 10^8}{2.81 * 10^8 * 0.008 + 2 * 10^8 * 0.166}}$$

$$Pg. a. = 28816.252 \text{ ks/m}^2$$

$$Pg. a. = 28.82 \text{ m. c. a.}$$

En el caso del proyecto **la presión por golpe de ariete es de 28.82m.c.a.**

Para el cálculo de la presión máxima, se necesita saber las cotas del punto más bajo en la línea de impulsión y la cota del punto de ingreso al tanque de almacenamiento elevado, los cuales son las siguientes:

- Cota Tanque Elevado T.E.= 2430.08 m.s.n.m.
- Cota punto más bajo = 2377.53 m.s.n.m. Pto “B” en la línea de bombeo¹¹.

La diferencia es de 52.55m. entre el punto de ingreso al tanque elevado y el punto más bajo de la línea de impulsión (Pto. B).

(11) Ver Plano 06 "LINEA DE IMPULSIÓN"

La presión máxima soportada por la tubería en la línea de impulsión es expresada en la siguiente igualdad.

Presión máx = presión estática + golpe de ariete.

Presión máxima es igual a: 52.55m. + 28.82m.

Produciéndose así una Presión máxima de 81.37m.c.a. ó 116.24lb/plg²

Dicha presión de 81.37m.c.a. puede ser absorbida por una tubería de PVC Clase 10 (Kg/cm²), equivalente a 100m.c.a. ó 143.00lb/plg², entonces si se produjera el fenómeno por golpe de ariete por mal funcionamiento de la electrobomba, no se produciría deterioros en la tubería de impulsión.

Lo que a su vez indica que no es necesaria la construcción de algún dispositivo especial para la reducción de presión por golpe de ariete.

7.2.3.3. CARGA DINÁMICA TOTAL O ALTURA DE BOMBEO.

La pérdida de carga por longitud de tubería está en función de los siguientes parámetros, según la fórmula de Hazen y Williams:

- Caudal de diseño $Q_b = 14.157\text{l/s}$.
- Clase de tubería (C) = 135
- Diámetro de tubería = 6plg.

- Longitud de recorrido = 2575.00m.

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 x (\frac{L}{1000})}{C^{1.85} x D^{4.87}} * Qb^{1.85}$$

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 x (\frac{2575}{1000})}{135^{1.85} x 6^{4.87}} * 14.157^{1.85}$$

$$H_f = 11.089m.$$

En la línea de impulsión por el recorrido total de la tubería se produce una pérdida de carga $H_f = 11.089m$.

Conociendo la diferencia de cotas entre los puntos extremos de la línea de impulsión y el recorrido total de la tubería se conocen las pérdidas de carga por recorrido del agua bombeada; se tienen los siguientes datos:

- Cota ingreso Tanque Elevado T.E. = 2430.08 m.s.n.m.
- Cota de succión: Cota Estación de bombeo (2386.14m.s.n.m. – Altura de succión (0.55m.) = 2385.59 m.s.n.m.
- Longitud total de tubería = 2575.00m.
- Perdida de carga por longitud de tubería = 11.089m.

$$\text{Carga Dinámica Total} = H_f + \Delta H.$$

$$C. D. T. = (2430.08 - (2386.14 - 0.55)) + 11.089$$

$$C. D. T. = 55.58m. c. a.$$

Entonces la C.D.T. a superar es igual a 55.58m.c.a.

Dicha altura a superar produciría que el agua impulsada llegue a la cota de ingreso del tanque elevado a una presión de 0.00 m.c.a.; es por ello que para el diseño de la bomba centrífuga impulsadora se le adicionará una presión de 5m.c.a. para que el agua llegue al T.E. con una presión adecuada.

Entonces la Carga Dinámica Total (CDT) a superar es igual a 60.58m.c.a.

7.2.3.4. POTENCIA DE LA BOMBA.

Eras la potencia entregada por el motor al eje de la bomba para poder transportar el agua de una cota inferior a una superior, se tienen los siguientes datos:

- Caudal de diseño (Q_d) = 14.157 l/s.
- Carga Dinámica Total (C.D.T.) = 60.58 m.c.a.
- Eficiencia de la bomba (e) = 75%

$$P = \frac{Q_b * C.D.T}{76 * e}$$
$$P = \frac{14.157 * 60.58}{76 * 0.75}$$

$$P = 15.05 \text{ H.P.}$$

Al seleccionar las bombas se debe de tener en cuenta que las pérdidas absorbidas por el acoplamiento entre la bomba y el motor oscilan entre un 15 a 20% adicional a la potencia

requerida por el motor, entonces la potencia requerida por la bomba es de **18.10 H.P.**

7.2.3.5. CARGA NETA DE SUCCIÓN.

Para el cálculo de comprobación del buen funcionamiento del equipo de bombeo evitando el fenómeno de cavitación, se tienen los siguientes datos:

- Cota de la bomba = 2386.14m.s.n.m.: $P_a = 8.39\text{m}$.
- Temperatura: 22° C: $P_v = 0.27\text{m}$.
- Carga de succión positiva: 0.55m.
- Pérdida de carga total por succión: 0.09m.

$$\text{N. P. S. H.} = \frac{P_a - P_v}{\gamma} + S - hf$$

$$\text{N. P. S. H.} = \frac{8.39 - 0.27}{1} + 0.55 - 0.09$$

N.P.S.H. disponible: 8.582m.

Según la curva característica de la bomba, la cual se ingresa con el caudal de diseño, y C.D.T. se obtiene un valor N.P.S.H. requerido: 6.60m.

Entonces se asegura que no se producirá el fenómeno de cavitación en la línea de impulsión:

$$8.58\text{m.} > 6.60\text{m.}$$

El diseño hidráulico manual de la línea de impulsión es expresado a continuación.

El modelamiento de la línea de impulsión en el software WaterCAD V8. Es presentado en el anexo 1.

LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR IMPULSION

Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA-SABANDÍA-AREQUIPA.
Cliente: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SABANDIA.
Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA - SABANDÍA.

Descrip.	UBICACIÓN		LONGITUD			COTA TERRENO	
	1	2	Vertical	Horizontal	Inclinada1	Cota 1	Cota 2
BAJA	E.B.	A	5.54	198.15	198.23	2386.14	2379.55
BAJA	A	B	2.01	157.54	157.55	2379.55	2377.53
SUBE	B	C	3.26	166.99	167.02	2377.53	2380.79
SUBE	C	D	23.77	306.54	307.46	2380.79	2404.57
SUBE	D	E	2.29	134.39	134.41	2404.57	2406.86
SUBE	E	F	8.52	126.12	126.41	2406.86	2415.38
BAJA	F	G	2.27	150.02	150.03	2415.38	2413.11
SUBE	G	H	12.43	362.66	362.87	2413.11	2425.54
BAJA	H	I	18.28	586.16	586.44	2425.54	2407.27
SUBE	I	J	3.53	204.08	204.11	2407.27	2410.79
SUBE	J	K	4.19	108.67	108.75	2410.79	2414.98
-	K	L	0.00	56.62	56.62	2414.98	2414.98
SUBE	L	T.E.	15.10	0.00	15.10	2414.98	2430.08
					2575.00		

$$\text{Gasto de bombeo} = Q_b = K_1 * Q_m * \frac{24}{N}$$

Línea de impulsión= 2575.00 m

DATOS DE DISEÑO.

Q_m= 3.630 l/s
K₁= 1.3
N= 8 hrs.

Q_b= 14.157 l/s
Q_b= 0.01416 m³/s

Cota T.E.= 2430.08 m.s.n.m.
Cota E.B.= 2386.14 m.s.n.m.
C. Pto. + bajo= 2377.53 m.s.n.m. Pto B.

TUBERÍA:

e= 0.008 m Espesor de tubería
d= 0.166 m Diámetro exterior de tubería

V₀= 0.80 m/s

P= 28816.252 ks/m²

Presion por golpe de ariete

P= 28.82 m.c.a.

V_w= 357.59433 m/s

Tiempo crítico:

T_c= 14.40 seg

iales:	
00	m
50	m

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

Perdida de carga en la línea de impulsión:

Hf= 11.09 m

Pdinámica= 56.53 m

ΔH= 52.55 m

Presión Máxima

Pmax= ΔH + golpe de ariete

Pmax= 81.37 m 116.24 lb/plg2

Tubería clase 10kg/cm2 = 143lb/plg2 = 100m.c.a

PERDIDA DE CARGA EN TRAMOS.

TRAMO		L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	C	D	K	Q	H
E.B.	A	198.23	0.198	198.23	135	ø 6 "	0.00634	14.157	0.854
A	B	157.55	0.158	157.55	135	ø 6 "	0.00504	14.157	0.678
B	C	167.02	0.167	167.02	135	ø 6 "	0.00534	14.157	0.719
C	D	307.46	0.307	307.46	135	ø 6 "	0.00983	14.157	1.324
D	E	134.41	0.134	134.41	135	ø 6 "	0.00430	14.157	0.579
E	F	126.41	0.126	126.41	135	ø 6 "	0.00404	14.157	0.544
F	G	150.03	0.150	150.03	135	ø 6 "	0.00480	14.157	0.646
G	H	362.87	0.363	362.87	135	ø 6 "	0.01160	14.157	1.563
H	I	586.44	0.586	586.44	135	ø 6 "	0.01875	14.157	2.525
I	J	204.11	0.204	204.11	135	ø 6 "	0.00653	14.157	0.879
J	K	108.75	0.109	108.75	135	ø 6 "	0.00348	14.157	0.468
K	L	56.62	0.057	56.62	135	ø 6 "	0.00181	14.157	0.244
L	T.E.	15.10	0.015	15.10	135	ø 6 "	0.00048	14.157	0.065
		2575.00							11.089

PRESIONES EN PUNTOS o NODOS.

TRAMO		COTA TERRENO		ΔH	J ó H	VELOC.	PRESION DINÁMICA		CARGA DINÁMICA DE BOMBEO
E.B.	A	2386.14	2379.55	6.59	0.854	0.78	55.03	65.77	
A	B	2379.55	2377.53	2.02	0.678	0.78	65.77	67.11	
B	C	2377.53	2380.79	3.26	0.719	0.78	67.11	63.13	
C	D	2380.79	2404.57	23.78	1.324	0.78	63.13	38.02	
D	E	2404.57	2406.86	2.29	0.579	0.78	38.02	35.15	
E	F	2406.86	2415.38	8.52	0.544	0.78	35.15	26.09	
F	G	2415.38	2413.11	2.27	0.646	0.78	26.09	27.71	
G	H	2413.11	2425.54	12.43	1.563	0.78	27.71	13.72	
H	I	2425.54	2407.27	18.27	2.525	0.78	13.72	29.47	
I	J	2407.27	2410.79	3.52	0.879	0.78	29.47	25.07	
J	K	2410.79	2414.98	4.19	0.468	0.78	25.07	20.41	
K	L	2414.98	2414.98	0.00	0.244	0.78	20.41	20.17	
L	T.E.	2414.98	2430.08	15.10	0.065	0.78	20.17	5.00	
					11.089				

CARGA DINÁMICA TOTAL

CDT=It + ΔH

Altura de succión= 0.55 m.

Cota T.E.= 2430.08 m.

Cota E.B.= 2385.59 m.

ΔHt.e.-e.b. = 44.49 m.

Carga Dinámica Total:

CDT= 55.58 m.

P. de llegada= 5.00 m.c.a.

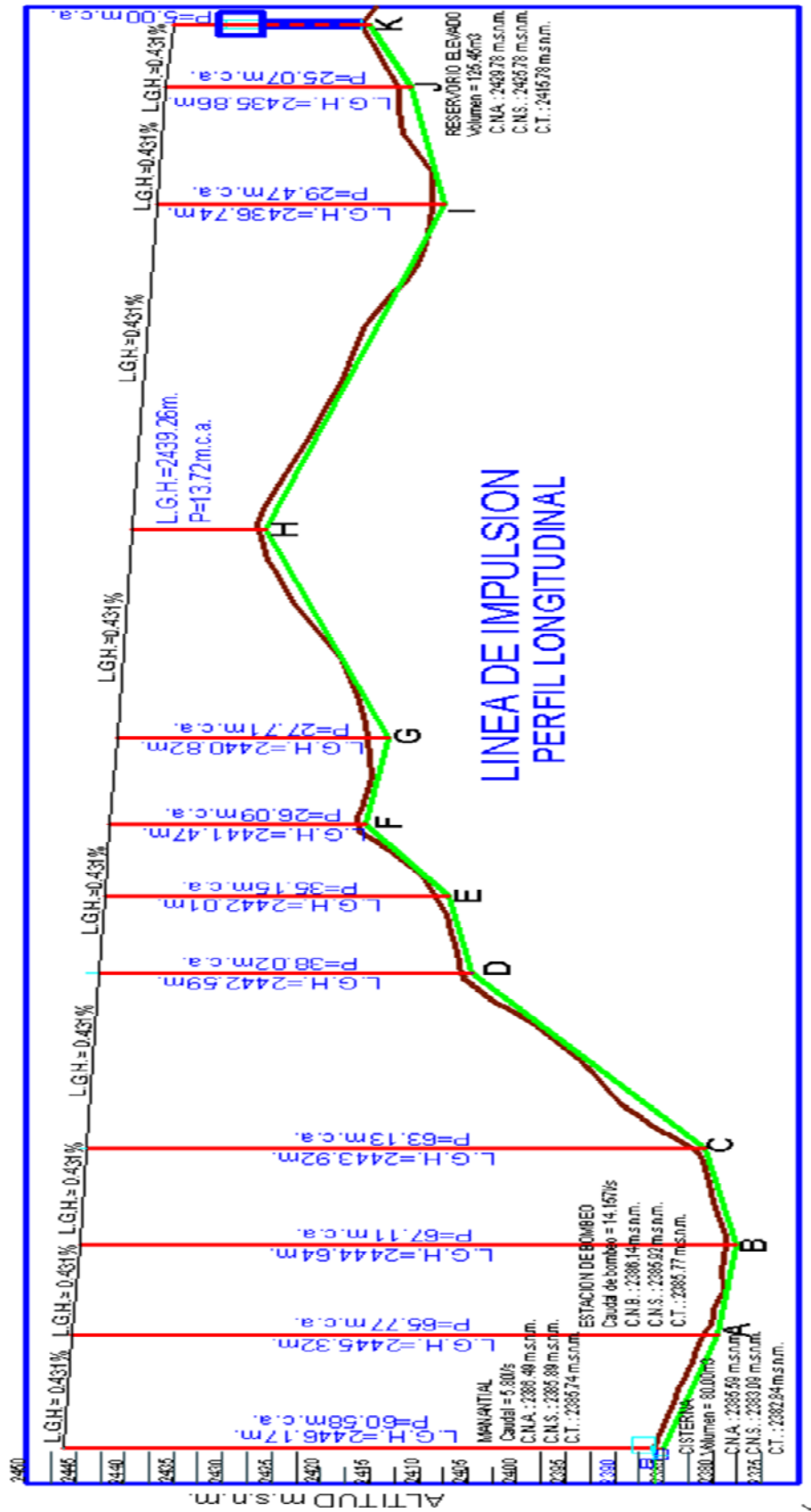
DATOS DE BOMBEO PARA CALCULO DE BOMBA.

Carga Dinámica Total:

CDT= 60.58 m.

Caudal a ser bombeado:

Qbombeo= 14.157 l/s



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

7.2.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE DISEÑO HIDRÁULICO.

7.2.4.1. RESULTADOS EN NODOS.

NODO	ELEVACION m.s.n.m.	MANUAL		WATERCAD			
		HAZEN Y WILLIAMS		HAZEN-WILLIAMS		DARCY-WEISBACH	
		PRESION m.c.a.	L.G.H. m.	PRESION m.c.a.	L.G.H. m.	PRESION m.c.a.	L.G.H. m.
A	2379.55	65.77	2445.32	65.62	2,445.30	65.79	2,445.47
B	2377.53	67.11	2444.64	66.95	2,444.62	67.26	2,444.92
C	2380.79	63.13	2443.92	62.98	2,443.89	63.42	2,444.34
D	2404.57	38.02	2442.59	37.91	2,442.56	38.62	2,443.27
E	2406.86	35.15	2442.01	35.04	2,441.97	35.87	2,442.80
F	2415.38	26.09	2441.47	25.99	2,441.43	26.92	2,442.36
G	2413.11	27.71	2440.82	27.61	2,440.77	28.67	2,441.84
H	2425.54	13.72	2439.26	13.63	2,439.20	15.00	2,440.57
I	2407.27	29.47	2436.74	29.32	2,436.65	31.19	2,438.52
J	2410.79	25.07	2435.86	24.92	2,435.76	26.97	2,437.81
K	2414.98	20.41	2435.39	20.27	2,435.29	22.41	2,437.43
L	2414.98	20.17	2435.15	20.02	2,435.04	22.21	2,437.23
T.E.	2430.08	5.00	2435.08	4.89	2,434.98	7.09	2,437.18

Se puede observar que los resultados de la comparación manual con los del software aplicando la fórmula de Hazen-Williams presentan valores mayores, dichos valores fluctúan entre 0.11 a 0.16 metros en presiones.

La comparación de métodos dentro del modelamiento con la aplicación del software, muestra que los resultados con Darcy-Weisbach, son mayores que los resultados con Hazen-Williams, presentando una diferencia máxima de 2.19 metros y una mínima de 0.17 metros en presiones.

En un orden descendente; los valores con la aplicación de Darcy-Weisbach (software) son mayores que los valores obtenidos con la aplicación de Hazen-Williams (manual) y a sus veces mayores que los valores obtenidos con la aplicación de Hazen-Williams (software)

Las L.G.H. entre el cálculo manual y el cálculo de Hazen-Williams en el cálculo con el software muestran que las diferencias oscilan entre valores de 0.02 metros y 0.11 metros.

Los resultados de L.G.H. entre los métodos de aplicación realizados con el software, muestran mayores variaciones,

dentro de los valores el máximo de ellos es de 2.20metros y el mínimo de 0.17metros.

7.2.4.2. RESULTADOS EN TRAMOS DE TUBERÍA.

TUBERÍA	NODOS	DATOS			MANUAL			HAZEN-WILLIAMS			DARCY - WEISBACH		
		LONGITUD (m.)	DIAMETRO (pulg.)	MATERIAL	C	CAUDAL (l/s.)	VELOCIDAD (m/s.)	C	CAUDAL (l/s.)	VELOCIDAD (m/s.)	e (mm.)	CAUDAL (l/s.)	VELOCIDAD (m/s.)
P-3	E.B. A	198.23	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-4	A B	157.55	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-5	B C	167.02	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-6	C D	307.46	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-7	D E	134.41	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-8	E F	126.41	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-9	F G	150.03	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-10	G H	362.87	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-11	H I	586.44	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-12	I J	204.11	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-13	J K	108.75	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-14	K L	56.62	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78
P-15	L T.E.	15.10	6	PVC	135	14.157	0.78	135	14.157	0.78	0.0015	14.157	0.78

Del cuadro anterior de resultados en la tubería de impulsión muestra que los resultados obtenidos del diseño hidráulico manual, el modelamiento con el software de Hazen-Williams y Darcy-Weisbach son los mismos en lo referido a velocidad en tuberías y caudal de circulación de cada tramo en toda la línea de impulsión.

7.3. RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO.

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y rendimiento admisible de la fuente.

Las funciones del reservorio son las siguientes:

- Regular la diferencia de volumen que se produce entre el ingreso de agua al reservorio y la salida de agua, constituida principalmente por la demanda horaria, la cual es variable durante las horas del día.
- Suministrar presión adecuada a la red de distribución, mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones como incendios e interrupciones por daños de tuberías de aducción o de estaciones de bombeo.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el consumo máximo horario (Qmh). En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor a que el Qmh no se considera el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir el consumo máximo horario, que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población.

Aunque en proyectos donde la inversión de dinero para la factibilidad del proyecto es un problema, resulta más económico usar tuberías de menos diámetro en la línea de conducción y construir un reservorio de almacenamiento.

7.3.1. DISEÑO HIDRÁULICO DEL RESERVORIO.

7.3.1.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS.

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son la capacidad, ubicación y el tipo de reservorio más adecuado para garantizar el mejor funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable.

A. CAPACIDAD DEL RESERVORIO.

La capacidad del reservorio de almacenamiento está en función de varios factores a considerar mencionados seguidamente:

- Compensación de las variaciones horarias.
- Emergencia para incendios.
- Previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción.
- El reservorio funcione como parte del sistema.

El reservorio debe de permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24 horas del día. Ante la

eventualidad de que la línea de conducción pueda ocurrir daños que mantengan una situación de déficit en el suministro de agua mientras se hagan las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que dé oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

B. TIPOS DE RESERVORIOS DE ALMACENAMIENTO.

Los reservorios de almacenamiento por su forma pueden ser:

- **RESERVORIOS ELEVADOS.**

Generalmente poseen una forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas o pilotes.

- **RESERVORIOS APOYADOS.**

Principalmente tienen forma rectangular y circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo.

- **RESERVORIOS ENTERRADOS.**

Generalmente son de forma rectangular y son construidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas).

Otra clasificación de tipo de reservorios es la siguiente:

- **ESFERICA.**

Presenta la menor cantidad de área de paredes para un volumen de almacenamiento determinado y tiene la ventaja de que toda ella está sometida a esfuerzos de compresión y tensión simples, lo cual se refleja en menores espesores. Su mayor desventaja estriba en aspectos de construcción, lo cual para el caso de reservorios de concreto armado obliga a encofrados de costos elevados.

- **CILÍNDRICA.**

En los reservorios de tipo cilíndrico, las paredes están sometidas a esfuerzos de tensión simple, representan ventajas estructurales, pero también con la desventaja de encofrado para el caso de reservorios de concreto armado.

Las losas de fondo y tapa, las cuales pueden ser planas o en forma de cúpula, se articulan a las paredes.

- **PARALELEPÍPEDO.**

Debido a sus formas rectas producen momentos que obligan a espesores mayores y refuerzos

también mayores. Sin embargo, reduce grandemente los costos por encofrados.

Otras formas de paralelepípedos que reducen los momentos por empuje de agua son aquellas que tienden a la forma cilíndrica, como los hexágonos, octógonos, demás

Los reservorios según el tipo de material pueden ser de concreto armado, metálicos, de PVC, ferrocemento, otros.

El material más utilizado en la construcción de reservorios de almacenamiento es el concreto armado por las ventajas que posee sobre los demás tipos de materiales; dichas ventajas son las siguientes:

- Aseguran la impermeabilidad del reservorio considerando una buena compactación, dosificación y tarrajeo impermeabilizante con aditivos.
- Fácil construcción de la forma deseada mediante encofrados, tanto de madera como metálicos.
- Alcanza una resistencia de diseño.
- Trabaja favorablemente bajo esfuerzos de comprensión, tensión, flexión y cortante.

- Por la rigidez, absorbe deformaciones diferenciales.

Por razones de corrosividad, debido a que la zona de estudio presenta un clima semiárido y cálido, resulta aconsejable utilizar estructuras de concreto armado, cuya resistencia y comportamiento ante tales agresividades, les hace a largo plazo más económico por requerirse un mantenimiento menos costoso.

C. UBICACIÓN DEL RESERVORIO.

La ubicación del reservorio de almacenamiento está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones dinámicas en la red dentro de los límites de servicio, estas presiones deben de garantizar presiones mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas.

El reservorio de almacenamiento se debe de ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado. Considerando la topografía del terreno en la zona de proyecto se debe de construir un reservorio de tipo elevado para alcanzar las presiones adecuadas en la red de servicio.

El diseño del reservorio elevado debe cumplir con la condición de análisis particular, en el cual los rangos de presiones entre el máximo y mínimo permisible serán satisfechos para el nivel medio del estanque.

El reservorio de almacenamiento del presente proyecto de agua potable estará ubicado sobre un terreno plano a una altura de 2415.78m.s.n.m. y por los cálculos hidráulicos correspondientes en la red de distribución se realizarán los cálculos a una altura media de agua, la cual se encuentra a una altura de 2427.78m. para garantizar velocidades y presiones adecuadas¹².

7.3.1.2. ACCESORIOS.

A. TUBERÍA DE LLEGADA.

El diámetro está definido por la línea de conducción, en este caso por la línea de impulsión, deberá de estar provisto de llave de igual diámetro antes de la entrada al reservorio y proveerse de By-Pass para atender situaciones de emergencia.

La zona de entrada se ubica en el nivel superior, sobre el nivel máximo del agua, es recomendable adosar el tubo de entrada a un pilar y terminarle con un codo que evite la proyección hacia arriba del líquido.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

(12) Ver diseño hidráulico manual de la red de distribución. Página 186

B. TUBERÍA DE SALIDA.

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la matriz de distribución, debiendo estar provisto de una válvula compuerta de cierre.

La tubería de salida debe ubicarse en la parte baja del reservorio y deberá estar provista de una canastilla de succión.

C. TUBERIA DE LIMPIA.

Se deberá ubicar en el fondo del reservorio el cual deberá contar con una pendiente no menor a 1% hacia la tubería de limpieza. El diámetro de la tubería de limpia será diseñado para permitir el vaciado del agua del reservorio en un tiempo no mayor a 2 horas.

El diámetro de la tubería de limpia puede calcularse en base a la expresión para orificio sumergido con carga variable:

$$t = \frac{2AH}{CA_0 \sqrt{2gH}}$$

Siendo:

- t : Tiempo de vaciado.
- A : Área superficial.
- H : Altura máxima del agua en el reservorio.
- A_o : Área de la tubería de limpia.
- g : Aceleración de la gravedad.
- C : Coeficiente de descarga= 0.60

D. TUBERIA DE REBOSE.

La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal de bombeo que alimenta el reservorio.

El diámetro de la tubería de rebose estará determinado por la altura de la cámara de aire en el reservorio, o permitiendo un gasto igual al gasto de llegada al reservorio y evitando presión sobre la tapa. Es aconsejable que el diámetro de la tubería de rebose no sea menor que el diámetro de la tubería de llegada.

Esta tubería se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza y no se proveerá de válvula de compuerta, permitiendo la descarga en cualquier momento.

La utilización de la expresión para orificio sumergido con carga constante es aplicable para la

determinación del diámetro de la tubería de rebose. Para ello se considerará una carga hidrostática menos que la cámara de aire y un coeficiente de descarga dependiendo del tipo y forma del resobre utilizado.

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

Siendo:

- Q : Gasto de llegada.
- A : Área de la tubería de rebose.
- h : Carga hidrostática sobre el rebose.
- g : Aceleración de la gravedad.
- C : Coeficiente de descarga (0.58 a 0.64)

E. TUBO DE PASO DIRECTO O BY-PASS.

Se debe considerar el uso de by-pass con el objeto de mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del reservorio. La tubería de paso directo estará provista de una válvula compuerta.

F. TUBERIA DE VENTILACIÓN.

Los reservorios deben disponer de un sistema de ventilación con protección adecuada para impedir la penetración de insectos y pequeños animales. Para ello es aconsejable la utilización de tubos en “U”

invertida, protegidos a la entrada con rejillas o mallas milimétricas y separadas del techo del reservorio a no menos de 30cm. El diámetro mínimo de esta tubería es de 2”.

G. MEDIDOR PRINCIPAL.

Se instala en la tubería de salida con la finalidad de medir los volúmenes de agua entregados en forma diaria y las variaciones de caudal. Ello permitirá durante la fase de operación determinar las fallas de servicio, desperdicios y usos no controlados, pudiendo tomarse medidas correctivas para el mejor funcionamiento del sistema.

H. OTROS ACCESORIOS.

Debe proveerse al reservorio de control de niveles flotantes, bocas de visita y escaleras de acceso interior y exterior.

7.3.1.3. CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO.

El volumen de almacenamiento del reservorio es expresado por la siguiente fórmula según el RNE en la Norma OS.030.

$$\mathbf{V_{reservorio} = V_{regulación} + V_{contra incendio} + V_{reserva.}}$$

- **VOLUMEN DE REGULACIÓN.**

El volumen de regulación es el volumen que sirve para compensar las variaciones en el consumo de agua en las 24 horas de servicio, previendo presiones adecuadas en la red de distribución.

Debido a que no se cuenta con información sobre variaciones horarias en el lugar de proyecto, debido a que el Centro Poblado Umapalca nunca contó con un sistema de abastecimiento de agua, se adoptará como mínimo un 25% del consumo promedio anual de demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento.¹³

Debido a que el agua que llega desde la cámara de captación se hace mediante una línea de impulsión y no por una línea de conducción por gravedad, se asume un valor del 30% del consumo promedio anual de demanda.¹⁴

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

(13) Norma OS.030 Del RNE ítem 4.1. Volumen de Regulación.

(14) Reglamento MINSA ítem 4.6.5 Reservorios o Tanques de Almacenamiento.

- **VOLUMEN CONTRA INCENDIO.**

Como su nombre lo dice, volumen contra incendio, es el volumen de agua el cual servirá para atender casos de incendios.

Para habilitaciones menores a 10000 habitantes no se considera obligatoria la demanda contra incendio según el RNC.

Para poblaciones menores a 2000 habitantes no se considera necesario hacer provisiones para combatir incendio.¹⁵

Cabe resaltar que está en la potestad del proyectista considerar dicho aspecto cuando sea justificado técnicamente.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

(15) Abastecimiento de Agua Teoría y Diseño – Simón Arocha Ravelo.

La zona de proyecto expresa según el conocimiento de los pobladores más antiguos que no ha ocurrido ningún siniestro relacionado con algún tipo de incendio por cortocircuito o quema de basura dentro de los predios o fuera de ellos y en dicha zona de estudio no existen grifos de expendio de gasolina o petróleo, tampoco cuentan con instalaciones de bienes protegidos como bibliotecas o demás y al ser una zona marginal el dicho costo asociado a la consideración de adicionar un volumen de agua mayor por incendio, resultará en errores y sobredimensionamiento del proyecto, y dichos sobredimensionamientos están estrechamente relacionado al costo del proyecto.

- **VOLUMEN DE RESERVA.**

La estimación del volumen de agua para reserva en casos de emergencia, problemas de operación y mantenimiento tiene un amplio margen de variación y van desde volúmenes equivalentes a varios días de consumo.

El hecho de considerar un volumen de reserva grande indudablemente es aumentar el costo de la obra, ya que implica la construcción de un gran reservorio. Pero ante la eventualidad de que la línea de impulsión pueda sufrir daños que mantendría una situación de déficit en el suministro de agua mientras que se realizan las reparaciones pertinentes, es aconsejable considerar un volumen de reserva que dé la oportunidad a restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

Se recomienda un valor de 25% del volumen del reservorio.

Consumo Promedio Diario Anual (Qm) = 3.630l/s = 313.632m³/día.

Vreservorio = Vregulación + Vcontra incendio + Vreserva.

Vreservorio = (Vregulación + Vcontra incendio)/0.75

- Vregulación = 0.30*Qm
- Vregulación = 0.30*313.632 m³/día.
- Vregulación = 94.090 m³/día.
- Vcontra incendio = 0.00 m³/día.

- $V_{\text{reservorio}} = 125.453 \text{ m}^3/\text{día}$.

7.3.1.4. DIMENSIONES DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO.

Dependiendo de la capacidad requerida, el estanque puede dividirse en comportamientos o celdas, aunque generalmente los reservorios elevados se construyen de una sola celda y su dimensionamiento está en función de la mayor economía posible.

Tomando la consideración de un reservorio de sección rectangular, se tiene la siguiente expresión:

$$V_{alm.} = h * a * l$$

Se seleccionará de la mejor estimación para la altura del cuerpo del reservorio, sin caer en exageraciones, debido a que alturas exageradas, exigirán mayores espesores por el empuje del agua, lo cual tendría un costo elevado en la construcción del reservorio.

PARA EL VOLUMEN NETO:

- $h = 4.00\text{m}$.
- $a = 4.00\text{m}$.
- $l = 8.00\text{m}$.

$$V_{\text{neto}} = 128.00\text{m}^3$$

PARA EL VOLUMEN BRUTO:

- $h = 4.50\text{m}.$
- $a = 4.00\text{m}.$
- $l = 8.00\text{m}.$

$$V_{\text{bruto}} = 144.00\text{m}^3$$

El reservorio elevado se construirá de sección rectangular de $8.00\text{m} \times 4.00\text{m}$. y una altura de 4.00m ., posee una altura libre de 0.50m . para la circulación de aire, y además almacenará también un volumen de reserva en caso de falla en caso de emergencias por interrupciones en el servicio.

7.3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO.

Las cargas de diseño de un reservorio elevado se determinan a partir de la profundidad del agua almacenada. Las cargas vivas que se superponen a las cargas creadas por los líquidos, las que son normalmente determinadas con bastante exactitud, son bastante pequeñas. Es importante que el análisis sea lo más exacto posible para obtener una clara idea de la distribución de cargas en la estructura. De esta manera la estructura puede ser diseñada para resistir agrietamiento en las zonas de máximo esfuerzo.

La información del capítulo IV ESTUDIO SUELOS es de gran importancia de modo que la estructura pueda ser diseñada para minimizar asentamientos diferenciales que puedan conducir a agrietamientos en la estructura.

Las estructuras es sanitarias deben der diseñadas para minimizar filtraciones. De esta manera el diseño que se usa debe eliminar fisuras grandes y otras fuentes de filtración.

El diseño debe ser realizado utilizando el método en base a cargas de trabajo, debido a que da una mejor visión de la distribución bajo cargas de servicio.

7.3.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones para el buen diseño y funcionamiento de todo el sistema de almacenamiento de agua, reduciendo los efectos que podría producirse ante un sismo severo.

Dichas consideraciones son las siguientes:

- Localizar el reservorio en la cercanía de la población beneficiaria, reduciendo pérdidas entre el reservorio y la red de distribución.
- No construir en reservorio en zonas de deformación y lejos de lugares de posible influencia de deslizamientos de taludes o caídas de rocas, como medida de protección.

- No cimentar en suelos inestables, rellenos, zonas de alta posibilidad de licuefacción de suelos.
- Garantizar presiones y velocidades de diseño para la distribución adecuada del agua.

El diseño estructural del reservorio elevado es presentado en el Anexo 2.

7.4. OBRAS DE ADUCCIÓN.

7.4.1. LINEA DE ADUCCIÓN.

La línea de aducción es la línea entre el reservorio y el inicio de la red de distribución. El caudal conducido por esta línea es el máximo horario.

El alineamiento que debe de seguir la línea de aducción deber tener un alineamiento que sea lo más recto posible y evitando zonas de deslizamiento o inundaciones. Debe evitarse también presiones excesivas mediante la construcción de cajas rompe presión y evitar contrapendientes y cuando este sea inevitable se usarán válvulas de aire.

La velocidad máxima admisible será de 3m/s., máxima requerida para evitar erosiones en la tubos de PVC, y una velocidad mínima de 0.60m/s., mínima requerida para evitar depósitos y sedimentación. ¹⁶

(16) RNE, Norma OS. 010 CONDUCCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO – ÍTEM 5.1.2.
TUBERÍAS.

7.4.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO.

Partiendo de la base que todo diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos, una línea de aducción por gravedad debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo cual en la mayoría de los casos nos conducirá a la selección del diámetro mínimo que satisfaciendo razones técnicas, permita presiones iguales o menos que las de la resistencia física del material por el cual es transportada el agua.

Para el diseño de una línea de aducción por gravedad deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- Caudal de diseño.
- Carga disponible o diferencia de elevación.
- Clase de tubería.
- Capacidad para transportar el gasto máximo horario.
- Estructuras complementarias.

7.4.2.1. CAUDAL DE DISEÑO.

El gasto de diseño o gasto futuro de la línea de aducción es el consumo máximo horario¹⁷ este mismo caudal será el que llegué a la red de distribución.

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa”

(17) Ver Capítulo VI, ÍTEM 6.6.3. CONSUMO MÁXIMO HORARIO.

7.4.2.2. CARGA DISPONIBLE.

La carga disponible viene representada por la diferencia de elevación entre la altura media de agua en el reservorio de almacenamiento elevado y el punto de inicio de la red de distribución. Sin embargo en ocasiones pueden presentarse puntos altos intermedios, que no satisficieran el flujo por gravedad para un diseño adoptado bajo esa consideración.

7.4.2.3. CLASE DE TUBERÍA.

Las clases de tuberías a seleccionar están definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea de aducción, la cual está representada por la línea de carga estática.

7.4.2.4. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

A. VÁLVULA DE EXPLUSIÓN DE AIRE.

Las líneas por gravedad tienen la tendencia a acumular aire en los puntos más altos. Cuando existen presiones altas, el aire tiende a disolverse y continua en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos, de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería.

La acumulación de aire en los puntos altos produce una reducción del área de flujo del agua, produciéndose un aumento de las pérdidas y una disminución del gasto.

A fin de prevenir contra este fenómeno deben utilizarse válvulas automáticas que ubicadas en todos los puntos altos permitan la expulsión del aire acumulado y la circulación del gasto deseado.

B. VÁLVULA DE PURGA.

En líneas de aducción con topografía accidentada, existirá la tendencia a la acumulación de sedimentos en los puntos bajos, por lo cual resulta conveniente colocar dispositivos que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tubería.

La limpieza consiste en una derivación de la tubería, provista de llave de paso.

C. VÁLVULA REDUCTORA DE PRESIÓN.

Son las que producen en su interior una pérdida de carga constante, cualquiera que sea la presión de entrada y el gasto.

Las válvulas reductoras de presión pueden ser instaladas sin mayores inconvenientes en líneas de aducción, ya que el régimen hidráulico puede

considerarse permanente, no hay requerimientos de mantener presiones limitadas por razones de servicio, como lo sería en tuberías de distribución.

D. VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN.

Se usan para mantener una presión constante en la descarga, aunque en la entrada varíe el flujo o la presión.

7.4.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN.

El diseño de la línea de aducción depende del consumo máximo horario.

7.4.3.1. CAUDAL DE DISEÑO.

Datos de diseño:

- $Q_m = 3.630$ l/s.
- $K_2 = 2.00$

$$Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

$$Q_{mh} = 2 * 3.63$$

$$Q_{mh} = 7.260 \text{ l/s.}$$

Entonces, el Caudal máximo horario (Q_{mh}) = 7.260 l/s.

7.4.3.2. PÉRDIDA DE CARGA.

La pérdida de carga por longitud de tubería está en función de los siguientes parámetros, según la fórmula de Hazen y Williams:

- Caudal de diseño (Qmh) = 7.260l/s.
- Clase de tubería.(C) = 135
- Diámetro de tubería = 4plg.
- Longitud de recorrido = 969.27m.

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 x \left(\frac{L}{1000}\right)}{C^{1.85} x D^{4.87}} * Qmh^{1.85}$$

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 x \left(\frac{969.27}{1000}\right)}{135^{1.85} x 4^{4.87}} * 7.26^{1.85}$$

$$H_f = 8.741m.$$

En la línea de aducción por el recorrido total de la tubería se produce una pérdida de carga $H_f = 8.741m$.

7.4.3.3. PRESIONES DE DISEÑO.

Las presiones en la línea de aducción están en función de los siguientes parámetros:

- Pérdida de carga por tramo de tubería.
- Presión estática.

La presión de estática es la diferencia de cota entre el nivel medio de agua del reservorio elevado y la cota terreno de cada punto en análisis.

La presión de diseño es la presión estática menos la pérdida de carga por tramo recorrido del agua hasta el punto de análisis.

El diseño hidráulico manual de la línea de aducción es expresado a continuación.

El modelamiento de la línea de aducción en el software WaterCAD V8. Es presentado en el Anexo 3.



LÍNEA DE ADUCCIÓN

Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA-SABANDÍA-AREQUIPA
Cliente: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SABANDÍA.
Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA - SABANDÍA

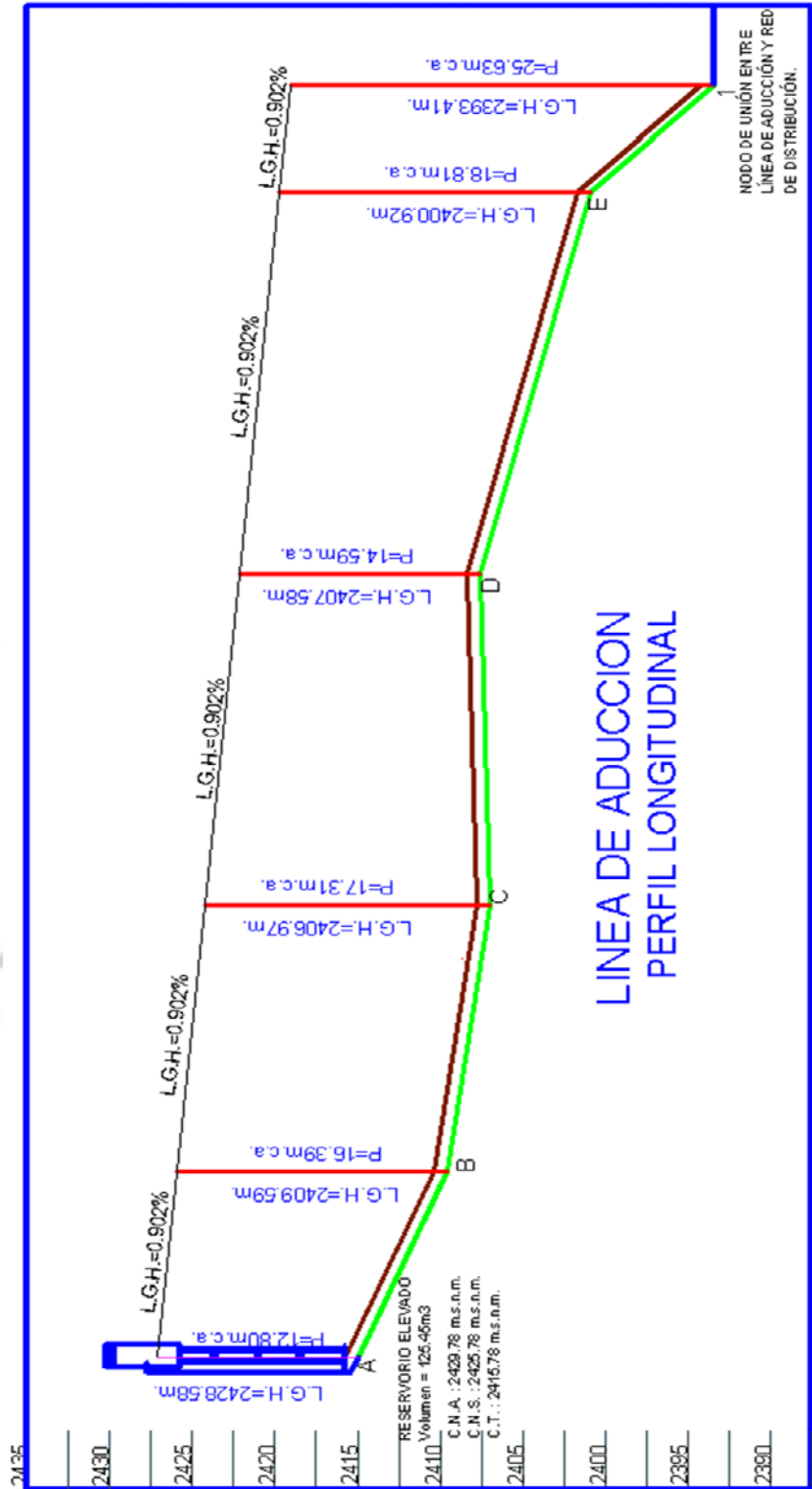
Descrip.	UBICACIÓN		LONGITUD			COTA TERRENO	
	1	2	Vertical	Horizontal	Inclinada1	Cota 1	Cota 2
BAJA	T.E.	A`	11.15	0.00	11.15	2427.78	2414.98
BAJA	A`	A	0.00	56.62	56.62	2414.98	2414.98
BAJA	A	B	5.39	131.32	131.43	2414.98	2409.59
BAJA	B	C	2.62	188.80	188.81	2409.59	2406.97
SUBE	C	D	0.61	234.32	234.32	2406.97	2407.58
BAJA	D	E	6.66	270.22	270.30	2407.58	2400.92
BAJA	E	1	7.51	76.27	76.64	2400.92	2393.41
969.27							

Línea de aducción= **969.27** m
 Qmh= 7.260 l/s
 Elev. T.E.= 12.00 m.

TRAMO	L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	C	D	K	Q	H	
T.E.	A`	11.15	0.011	11.15	135	ø4 "	0.00257	7.260	0.101
A`	A	56.62	0.057	56.62	135	ø4 "	0.01304	7.260	0.511
A	B	131.43	0.131	131.43	135	ø4 "	0.03027	7.260	1.185
B	C	188.81	0.189	188.81	135	ø4 "	0.04349	7.260	1.703
C	D	234.32	0.234	234.32	135	ø4 "	0.05397	7.260	2.113
D	E	270.30	0.270	270.30	135	ø4 "	0.06226	7.260	2.438
E	1	76.64	0.077	76.64	135	ø4 "	0.01765	7.260	0.691
969.27									8.741

RESUMEN DEL CALCULO HIDRAULICO DE LA LINEA DE ADUCCION

TRAMO	Qdiseño	Longitud	Diámetro	Velocidad	H	ΣH	PRESION ESTATICA		
T.E.	A`	7.260	11.15	ø4 "	0.90	0.101	0.101	12.80	12.70
A`	A	7.260	56.62	ø4 "	0.90	0.511	0.611	12.80	12.19
A	B	7.260	131.43	ø4 "	0.90	1.185	1.796	18.19	16.39
B	C	7.260	188.81	ø4 "	0.90	1.703	3.499	20.81	17.31
C	D	7.260	234.32	ø4 "	0.90	2.113	5.612	20.20	14.59
D	E	7.260	270.30	ø4 "	0.90	2.438	8.050	26.86	18.81
E	1	7.260	76.64	ø4 "	0.90	0.691	8.741	34.37	25.63
8.741									



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

7.4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE DISEÑO HIDRÁULICO.

7.4.4.1. RESULTADOS EN NODOS.

NODO	MANUAL			WATERCAD			
	ELEVACION	HAZEN Y WILLIAMS		HAZEN Y WILLIAMS		DARCY-WEISBACH	
		PRESION	L.G.H.	PRESION	L.G.H.	PRESION	L.G.H.
m.s.n.m.	m.c.a.	m.	m.c.a.	m.	m.c.a.	m.	
A	2414.98	12.19	2427.17	12.16	2,427.16	12.28	2427.28
B	2409.59	16.39	2425.98	16.35	2,425.97	16.69	2426.31
C	2406.97	17.31	2424.28	17.25	2,424.25	17.92	2424.92
D	2407.58	14.59	2422.17	14.51	2,422.12	15.58	2423.20
E	2400.92	18.81	2419.73	18.71	2,419.67	20.24	2421.20
1	2393.41	25.63	2419.04	25.51	2,418.97	27.17	2420.64

Se puede observar que los resultados del diseño hidráulico manual, con los resultados obtenidos con el modelamiento del software usando el método de Hazen-Williams, presentan valores mayores, dichos valores fluctúan entre 0.03 a 0.12 metros en presiones.

La comparación de métodos dentro del modelamiento con la aplicación del software, muestra que los resultados con Darcy-Weisbach, son mayores que los resultados con Hazen-Williams, presentando una diferencia máxima de 1.66 metros y una mínima de 0.12 metros en presiones.

En un orden descendente; los valores con la aplicación de Darcy-Weisbach (software) son mayores que los valores obtenidos con la aplicación de Hazen-Williams (manual) y a sus veces mayores que los valores obtenidos con la aplicación de Hazen-Williams (software)

Las L.G.H. entre el cálculo manual y el cálculo de Hazen-Williams en el cálculo con el software muestran que las diferencias oscilan entre valores de 0.01 metros y 0.07 metros.

Los resultados de L.G.H. entre los métodos de aplicación realizados con el software, muestran mayores variaciones, dentro de los valores el máximo de ellos es de 1.67metros y el mínimo de 0.12metros.

7.4.4.2. RESULTADOS EN TRAMOS DE TUBERÍA.

TUBERÍA	NODOS	DATOS			MANUAL				MATEMÁTICO				
		LONGITUD (m.)	DIÁMETRO (pulg.)	MATERIAL	C	CAUDAL (l/s.)	VELOCIDAD (m/s.)	e (mm.)	CAUDAL (l/s.)	VELOCIDAD (m/s.)	e (mm.)	CAUDAL (l/s.)	VELOCIDAD (m/s.)
P-1	T.E. A	67.77	4	PVC	135	7.26	0.895	135	7.26	0.895	0.0015	7.26	0.895
P-2	A B	131.43	4	PVC	135	7.26	0.895	135	7.26	0.895	0.0015	7.26	0.895
P-3	B C	188.81	4	PVC	135	7.26	0.895	135	7.26	0.895	0.0015	7.26	0.895
P-4	C D	134.32	4	PVC	135	7.26	0.895	135	7.26	0.895	0.0015	7.26	0.895
P-5	D E	270.3	4	PVC	135	7.26	0.895	135	7.26	0.895	0.0015	7.26	0.895
P-6	E 1	76.64	4	PVC	135	7.26	0.895	135	7.26	0.895	0.0015	7.26	0.895

Del cuadro anterior de resultados en la tubería de aducción (entre el reservorio y la red de distribución muestra), que los resultados obtenidos del diseño hidráulico manual, el modelamiento con el software de Hazen-Williams y Darcy-Weisbach son los mismo en lo referido a velocidad en tuberías y caudal de circulación de cada tramo en toda la línea de aducción.

7.5. RED DE DISTRIBUCIÓN.

Para el diseño de la red es imprescindible haber definido la fuente de abastecimiento y la ubicación tentativa del reservorio de almacenamiento. Cumplidos con estos requisitos se procederá al diseño de la red de distribución. La importancia de la determinación radica en poder asegurar a la población el suministro eficiente y continuo durante todo el periodo de diseño.

7.5.1. TIPOS DE REDES DE DISTRIBUCIÓN.

Dependiendo de la topografía, de la viabilidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y del reservorio de almacenamiento, puede determinarse el tipo de red de distribución.

7.5.1.1. TIPO RAMIFICADO.

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos.

Este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que dificulta, o no permite la interconexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera, donde el diseño más conveniente puede ser una arteria central con una serie de ramificaciones para dar servicio a algunas calles que han crecido convergiendo a ella.

La desventaja es que el flujo está determinado en un solo sentido, y en caso de sufrir desperfectos puede dejar sin servicio a una parte de la población. El otro inconveniente es que en el extremo de los ramales secundarios el agua no circula, por el contrario permanece estática en los tubos originando sabores y olores en las zonas donde las casas están más separadas, es por ello que se requiere de válvulas de purga con la finalidad de limpiar y evitar la contaminación del agua.

Los gastos medios de consumo en cada tramo pueden determinarse conociendo la Zonificación y asignando la dotación correspondiente según el RNE.

7.5.1.2. TIPO MALLADO.

Son las redes constituidas por tuberías interconectadas las cuales forman mallas, este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente.

En este tipo de red se eliminan los puntos muertos (zonas donde el agua permanece estática y no circula), si se tiene que realizar reparaciones en la tubería, el área que se queda sin agua se puede reducir a una cuadra, dependiendo de la ubicación de las válvulas.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

Una ventaja adicional es que es más económico, los tramos alimentados por ambos extremos consiguiéndose menores pérdidas de carga, reduciendo así los diámetros de la tubería

Resulta muy ventajoso hacer la división por zonas, tratando de reunir aquellas que presentan características homogéneas o similares, tomando en cuenta la densidad actual y el posible incremento futuro.

7.5.2. DETALLE DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN.

7.5.2.1. TUBERÍAS PRINCIPALES.

Son las tuberías grandes que llevan gran cantidad de agua formando circuitos principales, las cuales abastecen a las tuberías secundarias, garantizando presiones favorables para el cálculo hidráulico en la red de distribución.

7.5.2.2. TUBERÍAS SECUNDARIAS.

Son llamados también ramales tributarios secundarios que refuerzan la red de tuberías, ayudan especialmente en la concentración del flujo contra incendio a cualquier punto¹⁸.

(18) Ver sustento en Capítulo VII DISEÑO DE LAS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA, Ítem 7.3.1.3.

7.5.2.3. TUBERÍAS MENORES DE DISTRIBUCIÓN.

Constituyen la malla o tubería de relleno entre las tuberías secundarias o tuberías principales, dependiendo de la magnitud del proyecto, estas tuberías se encargan del abastecimiento a los lotes o predios de los beneficiarios, se debe de garantizar también presiones favorables.

7.5.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO.

Según los alcances de la NORMA OS. 050 REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO del R.N.E.; dentro de los requisitos mínimos, menciona que los cálculos hidráulicos se realizarán en poblaciones mayores a 2000 habitantes, debido a que el proyecto cuenta con una población futura de 1568 habitantes, aplicaremos las consideraciones básicas de la GUIA PARA EL DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN EN SISTEMAS RURALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA de la O.M.S.-LIMA 2005.

7.5.3.1. CAUDAL DE DISEÑO.

La red debe presentar un servicio eficiente y continuo, por lo cual su diseño debe atender a la condición más desfavorable la cual es el Consumo Máximo Horario (Qmh), esta condición debe ser satisfecha por la red de distribución, a fin de no provocar deficiencias en el sistema.

Para el diseño de correspondiente se fijó un valor del orden del 200 por 100 del Consumo Promedio Diario Anual (Q_m), según norma.¹⁹

Al analizar la red de distribución debemos, por tanto, afectar los Consumos medios por el factor K_2 , correspondiente a esta hora de máximo consumo, con lo cual verificaremos las presiones o rangos de presiones máximas y mínimas que deben ser satisfechas en la red de distribución.

$$\text{Gasto de diseño} = Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

7.5.3.2. MÉTODO DE CÁLCULO.

Con el uso de las computadoras, el criterio de tuberías principales y secundarias de una red de distribución pasa a un plano secundario dada la posibilidad de analizarla para un número muy extenso de mallas en un tiempo corto.

(19) Ver Capítulo VI SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA. Ítem 6.6.2. CONSUMO MAXIMO HORARIO

El criterio del ingeniero puede establecer la importancia en la consideración de tuberías secundarias que no intervendrán en el cálculo de la red, pero que serán posteriormente consideradas, asignándoles los diámetros mínimos requeridos, configurándose así el mallado de tuberías para constituir las arterias principales para la conducción y distribución del agua a todo el sistema.

Esto es válido cuando se analiza redes para atender a ciudades o zonas extensas, lográndose diseños ventajosos y con considerable ahorro de tiempo.

Para el dimensionamiento de una red mallada se trata de encontrar los gastos de circulación para cada tramo, basándose en algunas hipótesis de cálculo tendientes a determinar los gastos por cada tramo.

7.5.3.2.1. MÉTODO DE HARDY CROSS.

Debido a que la red está constituida por un circuito cerrado de tuberías, el flujo a través de ellas estará controlado por las siguientes condiciones:

- La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero.

- La cantidad de flujo que entra en un nudo debe ser igual a la cantidad de flujo que sale del mismo nudo.
- El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella.
- Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

El método a emplear para el cálculo de presiones y velocidades dentro de la red de distribución será el Método de Hardy-Cross, el cual es un método de tanteos o aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticas correcciones se aplican a los flujos originalmente asumidos y se calcula el error en la pérdida de carga de cada circuito hasta que la red esté balanceada.

Una vez ajustada la red a un cierto límite de exactitud, se procederá a la determinación de las presiones en los nodos, y a su verificación para satisfacer los requerimientos de servicio.

7.5.3.3. PÉRDIDAS DE CARGA.

Para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción en el recorrido del agua en la tubería, se empleará la fórmula de Hazen y Williams.

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 * (\frac{L}{1000})}{C^{1.85} * D^{4.87}} * Q^{1.85}$$

Este tipo de pérdida de carga está en función de los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño Q_{mh} (l/s).
- Longitud de tramo de tubería (L).
- Clase de tubería (C).
- Diámetro de tubería (D).

7.5.3.4. PRESIONES DE DISEÑO.

Las presiones de la red de distribución deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que pueden ocurrir. En tal sentido, la red debe mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de la vivienda y deben existir limitaciones de presiones máximas, tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso. La presión estática no será mayor a 50 metros en cualquier punto de

la red. En condiciones de demanda máxima horaria, la presión dinámica no será menor de 5 metros.

Las variaciones de presión en el transcurso del día dependen del gasto de consumo realizado, el establecimiento de una presión mínima para la condición crítica, permite considerar que ese valor sea satisfecho para el nivel medio del agua en el reservorio.

7.5.3.5. VELOCIDADES DE DISEÑO.

La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0.30m/s. y deberá garantizar la autolimpieza del sistema. En general se recomienda un rango de velocidad de 0.50m/s. a 1.00m/s. Por otro lado, la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 2m/s.

Si se tiene velocidades menores que la mínima, se presentarán fenómenos de sedimentación y con velocidades muy altas, se producirá el deterioro de la tubería y accesorios.

7.5.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

En el diseño hidráulico de la red de distribución de agua está en función de las siguientes características:

- Características de la topografía en el centro poblado en estudio.

- Método de cálculo para la obtención de caudales reales en tramos.
- Caudal de diseño en la red de distribución.
- Pérdidas de carga por fricción en el recorrido de la tubería.
- Características de la tubería.
- Velocidades y presiones de diseño.

7.5.4.1. CAUDAL DE DISEÑO.

Datos de diseño:

- $Q_m = 3.630$ l/s.
- $K_2 = 2.00$

$$\text{Gasto de diseño} = Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

$$Q_{mh} = 2.00 * 3.63$$

$$Q_{mh} = 7.260 \text{ l/s.}$$

Entonces, se obtiene un Caudal de diseño (Q_{mh}) = 7.260 l/s.

7.5.4.2. MÉTODO DE CÁLCULO.

Como se mencionó antes, el método de aplicación para el cálculo de caudales en tramos será el Método Hardy-Cross, el cual usa correcciones sucesivas hasta encontrar los caudales definitivos.

El cálculo hidráulico realizado, corresponde a la tubería principal en la red de distribución, mas no a toda la red de distribución, dicha consideración se rige por el criterio del ingeniero proyectista que puede establecer la importancia en la consideración de tuberías secundarias que no intervendrán en el cálculo de la red, pero que serán posteriormente consideradas, asignándoles los diámetros mínimos requeridos por las normas sanitarias, configurando así el mallado de tuberías para constituir las arterias principales para la conducción y distribución del agua a todo el sistema.

Dicha consideración es aceptable, lográndose diseños ventajosos y con considerable ahorro de tiempo de máquina.

La comparación realizada en la red de distribución en el diseño hidráulico manual y con el modelamiento del software será comparando la red de distribución principal para el caso del proyecto de abastecimiento.

A. CÁLCULO DE CAUDAL UNITARIO (Qunit).

El caudal unitario en la red de distribución se define como el caudal por metro de longitud de tubería. Dicho caudal está definido por el caudal de diseño y la longitud total de tubería.

Datos:

- Longitud total de tubería principal: 1669.40m.
- Caudal de diseño (Qmh): 7.260 l/s.

$$Q_{\text{unit}} = \frac{Q_{\text{mh}}}{L}$$

$$Q_{\text{unit}} = \frac{7.260}{1669.40}$$

$$Q_{\text{unit}} = 0.004349 \text{ l/s} - \text{m.}$$

Entonces el caudal unitario es igual a 0.004349 l/s-m.

B. CAUDAL EN TRAMOS.

El caudal en tramo es el referido al caudal que circula por cierta tubería.

$$Q_{\text{tramo}} = Q_{\text{unit}} * L_{\text{tramo}}$$

La suma de todos los caudales en tramos es igual al caudal de diseño (7.260 l/s.)

C. CAUDAL EN NODOS.

El caudal en nodos es el caudal que posee cada nodo en la red de distribución, un nodo es el definido por la intersección de tuberías.

Primero se definen los circuitos los cuales son creados por la intersección de los tramos; en cada circuito se define a criterio la dirección de flujo del caudal en cada tramo y se asigna un sentido de flujo para cada malla para la consideración positiva o negativa del caudal.

Entonces el caudal en cierto nodo, es la suma de caudales por tramo que llegan al nodo en estudio.

La suma de todos los caudales en nodos es igual al caudal de diseño. Como se sabe, se debe de respetar la ecuación de continuidad; el caudal que ingresa a la red, es igual al caudal que sale de la misma.

D. CAUDALES SUPUESTOS EN TRAMOS (Qd).

Estos caudales son los definidos para el cálculo de las iteraciones sucesivas hasta encontrar los caudales reales definidos en cada tramo de la red de tubería principal.

Estos caudales supuestos en tramos son los que circulan por cada tubería partiendo del caudal de diseño que ingresa a la red principal de tubería; el caudal que circula es el caudal definido por la dirección de flujo supuesto menos el caudal de cada nodo.

E. ITERACIONES DE CAUDALES.

Cuando las redes estén constituidas por varias mallas o circuitos, existirán, por tanto, tramos comunes, que se verán afectados por más de una corrección. La corrección de una malla se verá afectada en ese tramo por la corrección adyacente y viceversa; ello induce a ir haciendo correcciones simultáneas para permitir una convergencia también del conjunto.

Estas correcciones están en función de las pérdidas de carga en tramo de tuberías, y el factor de H_f/Q_d . El caudal de corrección es sumado o restado según la dirección de flujo final.

Se dejarán de hacer más iteraciones cuando la corrección del caudal nuevo empiece a ser muy despreciable o ínfimo.

7.5.4.3. PÉRDIDAS DE CARGA

La pérdida de carga por fricción por el recorrido del agua en la tubería, está en función del sentido de flujo definido y de los siguientes parámetros, según la fórmula de Hazen y Williams:

- Caudal de diseño Q_d (l/s).
- Coeficiente de Hazen y Williams de la tubería (C).
- Diámetro de tubería (plg).

- Longitud de recorrido (m).

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 x \left(\frac{L}{1000}\right)}{C^{1.85} x D^{4.87}} * Qd^{1.85}$$

7.5.4.4. PRESIONES DE DISEÑO.

A. COTA PIEZOMÉTRICA.

La cota piezométrica es la cota definida a partir desde el punto de salida del reservorio elevado, partiendo por la línea de aducción.

Esta cota piezométrica está en función del sentido de flujo menos la pérdida de carga por fricción del agua en la tubería hasta el punto en análisis.

B. COTA TERRENO.

La cota terreno es la cota de ubicación de cada nodo en la red de distribución, esta cota considerada como base el nivel del mar, posee en su análisis ya la consideración de una profundidad de 0.80m. como excavación y protección de la tubería.

La presión de diseño es la presión que resultantes de la diferencia de la cota piezométrica y la cota terreno de cada nodo.

La presión de diseño en cada punto o nodo en la red de distribución, es la presión definitiva después de conocer el caudal real que circula por cada tramo de tubería principal.

7.5.4.5. VELOCIDADES DE DISEÑO.

La velocidad de diseño de cada nodo en análisis depende del caudal real que circula por cada tramo de tubería y el diámetro de la misma.

- Caudal de diseño Q_d (l/s).
- Diámetro de tubería (plg).
- Velocidad de diseño (m/s).

$$V = 1.9735 * \frac{Q}{D^2}$$

El diseño hidráulico manual de la red principal de distribución es expresado a continuación.

El modelamiento de la red principal de distribución en el software WaterCAD V8. Es presentado en el Anexo 4.

RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCIÓN.

Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE PARA EL CENTRO POBLADO UMAPALCA-SABANDÍA-AREQUIPA
 Cliente: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SABANDÍA.
 Ubicación: AREQUIPA - AREQUIPA - SABANDÍA.

IB	TRAMOS	L (m.)	D (tramo) (D _{tramo}) (D _{redond.})
1	1	200.80	0.873
2	24	124.95	0.543
3	34	146.60	0.638
4	36	218.30	0.949
5	22	221.40	0.963
6	15	151.80	0.660
7	12	62.20	0.270
8	5	211.50	0.920
9	1	148.30	0.645
10	24	183.55	0.758
L Total=		3987.85 m.	7.260

NODO	Orondo	D redond.
1	0.000	0.000
5	0.920	0.920
12	0.270	0.270
15	1.305	1.305
22	1.761	1.761
36	1.587	1.587
34	0.543	0.543
24	0.873	0.874
L Total=		7.260

IB	TRAMOS	H	H/Q	DO2	DO2
1	1	24	1	2.504	1
2	24	34	24	1.504	24
3	34	36	34	0.761	36
4	36	22	36	0.826	22
5	22	15	22	1.861	15
6	15	12	15	1.714	12
7	12	5	12	1.584	5
8	5	1	5	2.504	1
9	1	15	1	1.452	15
10	24	24	24	0.726	24

PRIMERA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	Lreal (m)	Lreal (km)	L.T. (m)	C	D	K	Q	H	H/Q	DO2	DO2
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	Ø2"	1.4246	2.9040	10.23880	3.526	(0.9306)	1.9734
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	Ø2"	0.4190	1.9840	1.46812	0.750	(0.9306)	1.0534
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	Ø2"	1.0225	1.7140	2.77068	1.617	(0.9306)	0.7834
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	Ø2"	0.9989	-1.4520	(1.99147)	1.372	(0.9306)	(0.2447)
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	Ø2"	1.4913	1.8610	4.70547	2.526	0.2447	0.9306
	24-22	163.55 m	0.164	163.55	135	Ø2"	1.2364	-0.7260	(0.68373)	0.942	0.2447	(0.0942)
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	Ø2"	1.4794	0.8260	0.68373	0.942	0.0342	(0.2447)
	34-36	124.95 m	0.125	124.95	135	Ø2"	0.8416	-1.3040	(1.37529)	1.055	0.0342	(1.2698)
III	24-22	163.55 m	0.164	163.55	135	Ø2"	1.2364	0.7260	0.68373	0.942	0.0342	(0.2447)
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	Ø2"	1.4794	0.8260	1.03243	1.250	0.0342	0.8602
L Total=		3663.40	3.66340	3663.40	135	Ø2"	0.9875	-0.7610	(0.59579)	0.783	0.0342	(0.7268)
L Total=		3987.85 m.	3.98785	3987.85	135	Ø2"	1.2364	0.7260	(3.70759)	4.029	0.0342	(0.2447)

SEGUNDA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	c	D	K	O2	H	H/Q	D01	D02	O3
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	ø2"	1.4246	1.9734	5.00997	2.539	(0.0139)	(0.0139)	1.9594
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	ø2"	0.4190	1.0394	0.46126	0.438	(0.0139)	(0.0139)	1.0394
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	ø2"	1.0225	0.7694	0.65066	0.631	(0.0139)	(0.0139)	0.7694
	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	-2.6274	(5.96555)	2.271	(0.0139)	0.1980	(2.4433)
									0.15654	6.078			
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	2.6274	5.96555	2.271	(0.1980)	0.0139	2.4433
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	ø2"	1.4913	2.1057	5.91379	2.808	(0.1980)	(0.1980)	1.9077
	1-24	200.80 m	0.201	200.80	135	ø2"	1.3526	-2.6593	(8.25981)	3.106	(0.1980)	(0.1980)	(2.8573)
	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	-0.5155	(0.36285)	0.704	(0.1980)	(0.0544)	(0.7679)
									3.25668	8.889			
III	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	0.5155	0.36285	0.704	0.0544	0.1980	0.7679
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	ø2"	1.4704	0.8602	1.11290	1.294	0.0544	(0.0544)	0.9146
	24-34	124.95 m	0.125	124.95	135	ø2"	0.8416	-1.2698	(1.30931)	1.031	0.0544	(0.0544)	(1.2154)
	34-36	146.60 m	0.147	146.60	135	ø2"	0.9875	-0.7268	(0.54720)	0.753	0.0544	(0.0544)	(0.6724)
									(0.38076)	3.782			

TERCERA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	c	D	K	O3	H	H/Q	D01	D02	O4
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	ø2"	1.4246	1.9594	4.94478	2.524	(0.0740)	(0.0740)	1.8354
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	ø2"	0.4190	1.0394	0.45005	0.433	(0.0740)	(0.0740)	0.9554
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	ø2"	1.0225	0.7694	0.62563	0.618	(0.0740)	(0.0740)	0.6954
	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	-2.4433	(5.21528)	2.135	(0.0740)	(0.0030)	(2.5203)
									0.80817	6.909			
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	2.4433	5.21528	2.135	0.0030	0.0740	2.5203
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	ø2"	1.4913	1.9077	4.92618	2.582	0.0030	0.0030	1.9107
	1-24	200.80 m	0.201	200.80	135	ø2"	1.3526	-2.6573	(9.43367)	3.302	0.0030	0.0030	(2.8543)
	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	-0.7679	(0.75858)	0.988	0.0030	0.0433	(0.7216)
									(0.05000)	9.006			
III	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	0.7679	0.75858	0.988	(0.0433)	(0.0030)	0.7216
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	ø2"	1.4704	0.9146	1.24666	1.363	(0.0433)	(0.0433)	0.8714
	24-34	124.95 m	0.125	124.95	135	ø2"	0.8416	-1.2154	(1.20739)	0.983	(0.0433)	(0.0433)	(1.2596)
	34-36	146.60 m	0.147	146.60	135	ø2"	0.9875	-0.6724	(0.47382)	0.705	(0.0433)	(0.0433)	(0.7193)
									0.32003	4.049			

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

CUARTA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	L real (m)	Local (km)	L. T. (m)	C	D	K	O4	H	H/O	DO1	DO2	O5	
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	ø 2"	1.4246	1.8854	4.60478	2.442	0.0004		1.8858	
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	ø 2"	0.4190	0.9654	0.39256	0.407	0.0004		0.9658	
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	ø 2"	1.0225	0.6954	0.52218	0.751	0.0004		0.6958	
	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø 2"	0.9989	-2.5203	(5.52368)	2.192	0.0004	0.0224	(2.4975)	
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø 2"	0.9989	2.5203	(0.00415)	5.791			2.4975	
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	ø 2"	1.4913	1.9107	4.94075	2.586	(0.0224)	(0.0004)	1.8884	
	1-24	200.80 m	0.201	200.80	135	ø 2"	1.3526	-2.8543	(9.41506)	3.299	(0.0224)		(2.8766)	
	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø 2"	1.2364	-0.7216	(0.67613)	0.937	(0.0224)	(0.0005)	(0.7445)	
III	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø 2"	1.2364	0.7216	0.67613	0.937	0.0005	0.0224	0.7445	
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	ø 2"	1.4704	0.8714	1.13977	1.308	0.0005		0.8719	
	24-34	124.95 m	0.125	124.95	135	ø 2"	0.8416	-1.2586	(1.28809)	1.023	0.0005		(1.2581)	
	34-36	146.60 m	0.147	146.60	135	ø 2"	0.9875	-0.7156	(0.53175)	0.743	0.0005		(0.7151)	
											(0.00394)			
											9.013			

QUINTA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	L real (m)	Local (km)	L. T. (m)	C	D	K	O5	H	H/O	DO1	DO2	O6	
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	ø 2"	1.4246	1.8858	4.60853	2.443	(0.0085)		1.8773	
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	ø 2"	0.4190	0.9658	0.39285	0.407	(0.0085)		0.9573	
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	ø 2"	1.0225	0.6958	0.52272	0.751	(0.0085)		0.6873	
	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø 2"	0.9989	-2.4975	(5.43170)	2.175	(0.0085)	(0.0002)	(2.5062)	
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø 2"	0.9989	2.4975	(0.09040)	5.776			2.5062	
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	ø 2"	1.4913	1.8884	4.83421	2.580	0.0002	0.0085	1.8885	
	1-24	200.80 m	0.201	200.80	135	ø 2"	1.3526	-2.8766	(9.55211)	3.321	0.0002		(2.8765)	
	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø 2"	1.2364	-0.7445	(0.71639)	0.962	0.0002	0.0059	(0.7391)	
III	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø 2"	1.2364	0.7445	0.71639	0.962	(0.0053)	(0.0002)	0.7391	
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	ø 2"	1.4704	0.8719	1.14106	1.309	(0.0053)		0.8686	
	24-34	124.95 m	0.125	124.95	135	ø 2"	0.8416	-1.2581	(1.28709)	1.023	(0.0053)		(1.2634)	
	34-36	146.60 m	0.147	146.60	135	ø 2"	0.9875	-0.7151	(0.53102)	0.743	(0.0053)		(0.7204)	
											(0.00259)			
											9.018			
											4.037			

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

SEXTA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	C	D	K	Q6	H	H/O	D01	D02	Q7
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	ø2"	1.4246	1.8773	4.56837	2.433	0.0000	0.0000	1.8774
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	ø2"	0.4190	0.9573	0.38651	0.404	0.0000	0.0000	0.9574
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	ø2"	1.0225	0.6873	0.51102	0.743	0.0000	0.0000	0.6874
	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	-2.5062	(5.46642)	2.181	0.0000	0.0026	(2.5035)
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	2.5062	(0.00052)	5.762	(0.0026)	(0.0000)	2.5035
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	ø2"	1.4913	1.8885	4.83494	2.560	(0.0026)	(0.0026)	1.8859
	1-24	200.80 m	0.201	200.80	135	ø2"	1.9526	-2.8765	(9.55116)	3.320	(0.0026)	(0.0026)	(2.8791)
	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	-0.7391	(0.70676)	0.956	(0.0026)	(0.0000)	(0.7418)
III	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	0.7391	0.70676	0.956	0.0000	0.0026	0.7418
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	ø2"	1.4704	0.8666	1.12834	1.302	0.0000	0.0000	0.8667
	24-34	124.95 m	0.125	124.95	135	ø2"	0.8416	-1.2634	(1.29707)	1.027	0.0000	0.0000	(1.2633)
	34-36	146.60 m	0.147	146.60	135	ø2"	0.9875	-0.7204	(0.53828)	0.747	0.0000	0.0000	(0.7203)

LÍNEA DE ADICIÓN

TRAMO	L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	C	D	K	Q	H	Cota	Veloc.
R-1	969.27	0.969	969.27	135	ø4"	0.2233	7.2600	8.741	2415.78	0.90

SEPTIMA ITERACIÓN

CIRCUITO	TRAMO	L real (m)	Lreal (km)	L. T. (m)	C	D	K	Q7	H	H/Q	D01	D02	Q8
I	1-5	211.50 m	0.212	211.50	135	ø2"	1.4246	1.8774	4.56859	2.433	(0.0010)	(0.0010)	1.8764
	5-12	62.20 m	0.062	62.20	135	ø2"	0.4190	0.9574	0.38655	0.404	(0.0010)	(0.0010)	0.9564
	12-15	151.80 m	0.152	151.80	135	ø2"	1.0225	0.6874	0.51109	0.744	(0.0010)	(0.0010)	0.6864
	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	-2.5035	(5.45572)	2.179	(0.0010)	(0.0000)	(2.5045)
II	1-15	148.30 m	0.148	148.30	135	ø2"	0.9989	2.5035	(0.01050)	5.760	0.0000	0.0010	2.5045
	15-22	221.40 m	0.221	221.40	135	ø2"	1.4913	1.8859	4.82262	2.557	0.0000	0.0000	1.8859
	1-24	200.80 m	0.201	200.80	135	ø2"	1.9526	-2.8791	(9.56716)	3.323	0.0000	0.0000	(2.8791)
	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	-0.7418	(0.71144)	0.959	0.0000	0.0006	(0.7411)
III	24-22	183.55 m	0.184	183.55	135	ø2"	1.2364	0.7418	(0.00026)	9.019	(0.0006)	(0.0000)	0.7411
	22-36	218.30 m	0.218	218.30	135	ø2"	1.4704	0.8667	1.12842	1.302	(0.0006)	(0.0006)	0.8660
	24-34	124.95 m	0.125	124.95	135	ø2"	0.8416	-1.2633	(1.29701)	1.027	(0.0006)	(0.0006)	(1.2640)
	34-36	146.60 m	0.147	146.60	135	ø2"	0.9875	-0.7203	(0.53823)	0.747	(0.0006)	(0.0006)	(0.7210)

RESUMEN DE CAUDALES EN TRAMOS

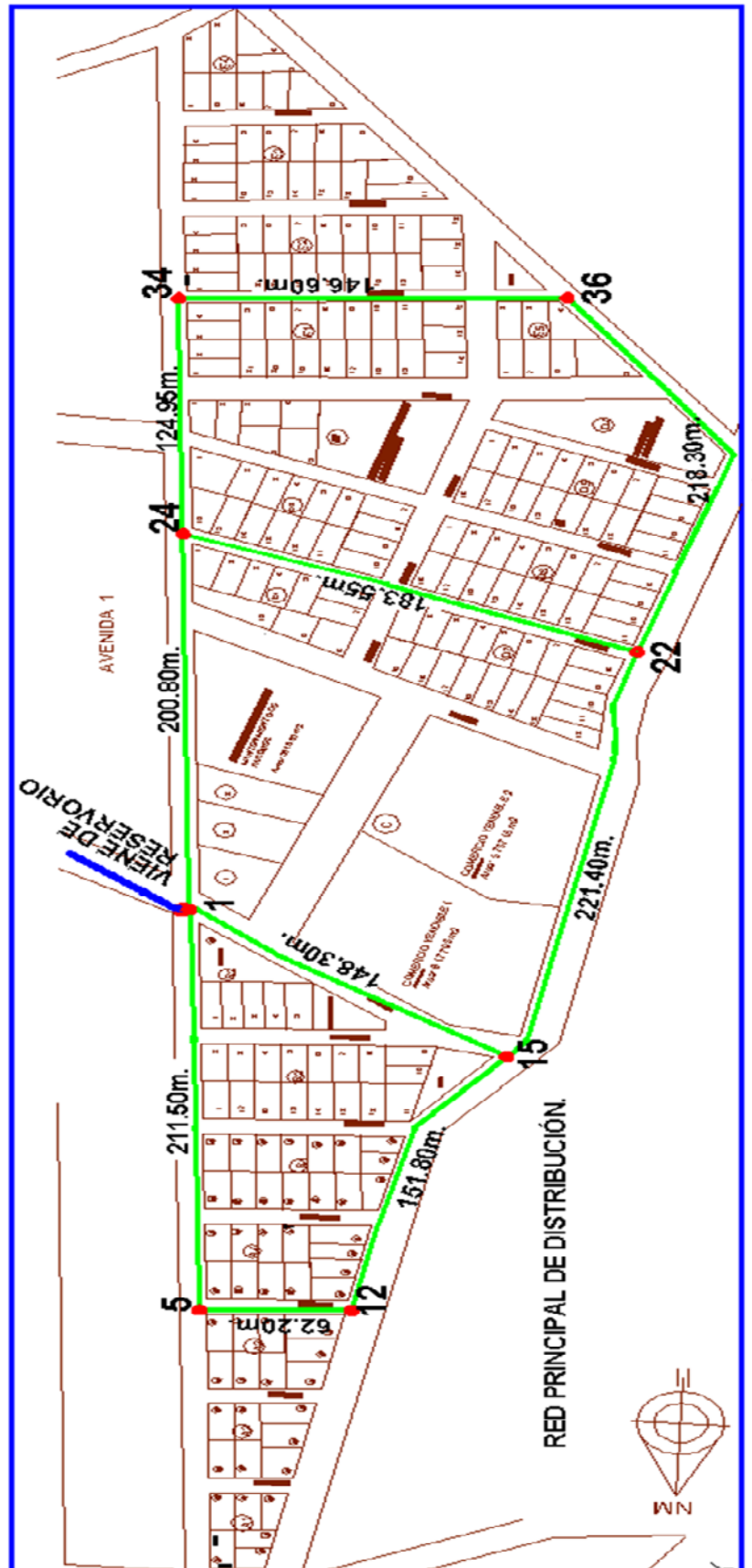
CIRCUITO	TRAMO	1	2	3	4	5	6	7	8	ERROR
I	1-5	2.9040	1.9734	1.9594	1.8854	1.8858	1.8773	1.8774	1.8764	0.0010
	5-12	1.9840	1.0534	1.0394	0.9654	0.9658	0.9573	0.9574	0.9564	0.0010
	12-15	1.7140	0.7834	0.7694	0.6954	0.6958	0.6873	0.6874	0.6864	0.0010
	1-15	-1.4520	-2.6274	-2.4433	-2.5203	-2.4975	(2.5062)	(2.5095)	(2.5045)	- 0.0010
II	1-15	1.4520	2.6274	2.4433	2.5203	2.4975	2.5062	2.5095	2.5045	- 0.0010
	15-22	1.8610	2.1057	1.9077	1.9107	1.8884	1.8885	1.8859	1.8859	- 0.0000
	1-24	-2.9040	-2.6593	-2.8573	-2.8543	-2.8766	(2.8765)	(2.8791)	(2.8791)	0.0000
	24-22	-0.7260	-0.5155	-0.7679	-0.7216	-0.7445	(0.7391)	(0.7418)	(0.7411)	0.0006
III	24-22	0.7260	0.5155	0.7679	0.7216	0.7445	0.7391	0.7418	0.7411	0.0006
	22-36	0.8260	0.8602	0.9146	0.8714	0.8719	0.8666	0.8667	0.8660	0.0006
	24-34	-1.3040	-1.2698	-1.2154	-1.2586	-1.2581	(1.2634)	(1.2633)	(1.2640)	- 0.0006
	34-36	-0.7610	-0.7268	-0.6724	-0.7156	-0.7151	(0.7204)	(0.7203)	(0.7210)	- 0.0006

RESUMEN DEL CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE DISTRIBUCION - MÉTODO HARDY-CROSS

TRAMO	Diseño	Longitud	Diam.	Veloc.	H Tramo	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO con excav.		PRESION	
						Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
RES. 1	7.260	969.27	ø 4 "	0.90	8.741	2427.78	2419.04	2414.98	2393.41	12.80	25.63
1	2.879	200.80	ø 2 "	1.42	9.567	2419.04	2409.47	2393.41	2396.80	25.63	12.67
24	3.264	124.95	ø 2 "	0.62	1.297	2409.47	2408.17	2396.80	2394.80	12.67	13.37
34	0.721	146.60	ø 2 "	0.36	0.538	2408.17	2407.64	2394.80	2383.20	13.37	24.44
36	0.866	218.30	ø 2 "	0.43	1.128	2407.64	2408.77	2383.20	2374.00	24.44	34.77
22	1.886	221.40	ø 2 "	0.93	4.823	2413.59	2413.59	2374.00	2370.00	34.77	43.59
15	12	0.686	ø 2 "	0.34	0.511	2413.59	2414.10	2370.00	2372.00	43.59	42.10
12	5	0.956	ø 2 "	0.47	0.387	2414.10	2414.49	2372.00	2383.60	42.10	30.89
5	1	1.876	ø 2 "	0.93	4.569	2414.49	2419.05	2383.60	2393.40	30.89	25.63
1	15	2.505	ø 2 "	1.24	5.456	2419.05	2413.60	2393.40	2370.00	25.63	43.60
24	22	0.741	ø 2 "	0.37	0.711	2409.47	2408.76	2396.80	2374.00	12.67	34.76
						1669.40					

COMPROBACIÓN DE CAUDALES EN SUCEASIVAS ITERACIONES.

NODO	CAUDAL EN NODOS							
	1	2	3	4	5	6	7	
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	
5	0.920	0.920	0.920	0.920	0.920	0.920	0.920	
12	0.270	0.270	0.270	0.270	0.270	0.270	0.270	
15	1.305	1.305	1.305	1.305	1.305	1.305	1.305	
22	1.761	1.761	1.761	1.761	1.761	1.761	1.761	
36	1.587	1.587	1.587	1.587	1.587	1.587	1.587	
34	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	
24	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	
		7.260	7.260	7.260	7.260	7.260	7.260	
								OK



TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

189

BACH, Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

7.5.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- RED PRINCIPAL.

7.5.5.1. RESULTADOS EN NODOS.

NODO	ELEVACION m.s.n.m.	MANUAL			WATERCAD					
		HAZEN-WILLIAMS			HAZEN-WILLIAMS			DARCY-WEISBACH		
		CAUDAL l/s.	PRESIÓN m.c.a.	L.G.H. m.	CAUDAL l/s.	PRESIÓN m.c.a.	L.G.H. m.	CAUDAL l/s.	PRESIÓN m.c.a.	L.G.H. m.
1	2393.41	0.000	25.63	2419.04	0.000	25.51	2418.97	0.000	27.17	2420.64
24	2396.80	0.874	12.67	2409.47	0.874	12.51	2409.34	0.874	15.90	2412.73
34	2394.80	0.543	13.37	2408.17	0.543	13.21	2408.03	0.543	16.75	2411.58
36	2383.20	1.587	24.44	2407.64	1.587	24.24	2407.49	1.587	27.82	2411.08
22	2374.00	1.761	34.77	2408.77	1.761	34.56	2408.63	1.761	38.00	2412.07
15	2370.00	1.305	43.59	2413.59	1.305	43.39	2413.48	1.305	46.00	2416.09
12	2372.00	0.270	42.10	2414.10	0.270	41.90	2413.99	0.270	44.45	2416.54
5	2383.60	0.920	30.89	2414.49	0.920	30.71	2414.38	0.920	33.20	2416.87
		7.260			7.260			7.260		

Se puede observar que los resultados del diseño hidráulico manual, con los resultados obtenidos con el modelamiento del software usando el método de Hazen-Williams, presentan valores mayores, dichos valores fluctúan entre 0.12 a 0.21 metros en presiones.

La comparación de métodos dentro del modelamiento con la aplicación del software, muestra que los resultados con Darcy-Weisbach, son mayores que los resultados con Hazen-Williams, presentando una diferencia máxima de 3.58 metros y una mínima de 1.66 metros en presiones.

En un orden descendente; los valores con la aplicación de Darcy-Weisbach (software) son mayores que los valores obtenidos con la aplicación de Hazen-Williams (manual) y a

sus veces mayores que los valores obtenidos con la aplicación de Hazen-Williams (software)

Las L.G.H. entre el cálculo manual y el cálculo de Hazen-Williams en el cálculo con el software muestran que las diferencias oscilan entre valores de 0.07 metros y 0.11 metros.

Los resultados de L.G.H. entre los métodos de aplicación realizados con el software, muestran mayores variaciones, dentro de los valores el máximo de ellos es de 3.59 metros y el mínimo de 1.67 metros.

7.5.5.2. RESULTADOS EN TRAMOS DE TUBERÍA.

TUBERÍA	INDICIOS	DATOS		MANUAL			HAZEN-WILLIAMS			DARCY-WEISBACH				
		LONGITUD (m)	DIÁMETRO (pulg)	MATERIAL	C	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	C	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	e (mm)	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	
P-11	1	24	200.80	Ø 2"	PVC	.135	2.879	1.420	.135	2.879	1.420	0.0015	2.892	1.427
P-13	24	34	124.95	Ø 2"	PVC	.135	1.264	0.624	.135	1.264	0.624	0.0015	1.273	0.628
P-14	34	36	146.60	Ø 2"	PVC	.135	0.721	0.356	.135	0.721	0.356	0.0015	0.730	0.360
P-15	36	22	218.30	Ø 2"	PVC	.135	0.866	0.427	.135	0.866	0.427	0.0015	0.857	0.423
P-16	22	15	221.40	Ø 2"	PVC	.135	1.886	0.900	.135	1.886	0.900	0.0015	1.873	0.924
P-9	15	12	151.80	Ø 2"	PVC	.135	0.686	0.339	.135	0.687	0.339	0.0015	0.664	0.328
P-8	12	5	62.20	Ø 2"	PVC	.135	0.956	0.472	.135	0.957	0.472	0.0015	0.934	0.461
P-7	5	1	211.50	Ø 2"	PVC	.135	1.876	0.926	.135	1.877	0.926	0.0015	1.854	0.915
P-10	1	15	148.30	Ø 2"	PVC	.135	2.505	1.236	.135	2.504	1.236	0.0015	2.514	1.240
P-12	24	22	183.55	Ø 2"	PVC	.135	0.741	0.366	.135	0.741	0.366	0.0015	0.745	0.367

Del cuadro anterior de resultados en la red principal de distribución muestra que los resultados obtenidos del diseño

hidráulico manual, el modelamiento con el software de Hazen-Williams son los mismos en lo referido a velocidad en tuberías y caudal de circulación de cada tramo en toda la red principal de distribución.

Los valores de caudal y velocidad en tuberías para el modelamiento con el método de Darcy-Weisbach (software), son mayores que los resultados obtenidos que con Hazen-Williams (manual y software).

7.5.6. RESULTADOS DE DISEÑO HIDRÁULICO EN RED DE DISTRIBUCIÓN COMPLETA.

A continuación se muestra el resultado de la red de distribución total, en la cual se consideró la tubería principal y secundaria, este cálculo hidráulico se realizó en el software, adicionalmente se expone los resultados tanto con el método de Hazen-Williams y con Darcy-Weisbach; cumpliendo las consideraciones de rango de presiones

7.5.6.1. RESULTADOS EN NODOS.

NODO	ELEVACIÓN m.s.n.m.	HAZEN-WILLIAMS			DARCY-WEISBACH		
		CAUDAL l/s	PRESIÓN m.c.a.	L.G.H. m.	CAUDAL l/s	PRESIÓN m.c.a.	L.G.H. m.
J-1	2,393.41	0.000	25.51	2,418.97	0.000	27.17	2,420.64
J-2	2,389.52	0.127	27.83	2,417.41	0.127	29.78	2,419.36
J-3	2,386.66	0.085	29.97	2,416.69	0.085	32.04	2,418.76
J-4	2,384.65	0.092	31.46	2,416.17	0.092	33.59	2,418.31
J-5	2,383.60	0.089	32.17	2,415.83	0.089	34.34	2,418.01
J-6	2,380.95	0.090	33.51	2,414.53	0.090	35.79	2,416.82
J-7	2,380.16	0.087	33.66	2,413.89	0.087	35.98	2,416.21
J-8	2,379.60	0.087	34.12	2,413.79	0.087	36.44	2,416.12
J-9	2,375.20	0.050	38.52	2,413.79	0.050	40.84	2,416.12
J-10	2,374.23	0.252	39.53	2,413.84	0.252	41.84	2,416.16

J-11	2,372.02	0.094	42.42	2,414.52	0.094	44.70	2,416.81
J-12	2,372.00	0.206	43.59	2,415.68	0.206	45.77	2,417.86
J-13	2,372.53	0.229	43.06	2,415.67	0.229	45.24	2,417.86
J-14	2,372.79	0.352	42.80	2,415.67	0.352	44.98	2,417.86
J-16	2,374.80	0.059	41.36	2,416.25	0.059	43.46	2,418.35
J-21	2,396.67	0.336	17.04	2,413.74	0.336	19.53	2,416.24
J-27	2,396.25	0.052	15.63	2,411.91	0.052	18.39	2,414.68
J-30	2,395.60	0.360	15.90	2,411.53	0.360	18.71	2,414.35
J-34	2,394.80	0.149	16.40	2,411.23	0.149	19.24	2,414.08
J-37	2,394.15	0.136	14.24	2,408.41	0.136	17.42	2,411.61
J-39	2,393.02	0.136	14.16	2,407.21	0.136	17.45	2,410.50
J-41	2,391.80	0.172	14.98	2,406.81	0.172	18.28	2,410.11
J-42	2,390.60	0.149	16.18	2,406.81	0.149	19.47	2,410.11
J-40	2,391.21	0.149	15.96	2,407.20	0.149	19.25	2,410.49
J-38	2,388.29	0.302	19.98	2,408.31	0.302	23.19	2,411.52
J-36	2,383.20	0.237	27.91	2,411.17	0.237	30.75	2,414.01
J-32	2,377.40	0.075	33.81	2,411.28	0.075	36.64	2,414.12
J-31	2,372.81	0.276	38.54	2,411.43	0.276	41.36	2,414.25
J-28	2,372.68	0.085	38.79	2,411.55	0.085	41.59	2,414.36
J-25	2,372.76	0.275	39.10	2,411.94	0.275	41.86	2,414.70
J-22	2,374.00	0.086	38.50	2,412.58	0.086	41.16	2,415.25
J-18	2,373.87	0.278	39.49	2,413.44	0.278	42.01	2,415.97
J-b	2,372.06	0.054	42.38	2,414.52	0.054	44.74	2,416.89
J-15	2,370.00	0.038	45.59	2,415.68	0.038	47.77	2,417.87
J-17	2,388.34	0.085	29.15	2,417.55	0.085	31.08	2,419.48
J-19	2,384.97	0.375	30.86	2,415.89	0.375	33.05	2,418.09
J-20	2,388.46	0.086	25.57	2,414.09	0.086	28.06	2,416.57
J-23	2,386.73	0.360	25.80	2,412.59	0.360	28.46	2,415.25
J-26	2,385.07	0.110	26.73	2,411.86	0.110	29.50	2,414.63
J-29	2,383.79	0.294	27.35	2,411.19	0.294	30.16	2,414.01
J-33	2,383.66	0.202	27.46	2,411.17	0.202	30.28	2,414.00
J-35	2,386.11	0.088	24.99	2,411.15	0.088	27.82	2,413.99
J-24	2,396.80	0.278	15.82	2,412.65	0.278	18.48	2,415.31
J-a	2,387.92	0.084	28.69	2,416.67	0.084	30.76	2,418.75
J-c	2,396.20	0.054	20.06	2,416.30	0.054	22.15	2,418.40
	Qd=	7.260		Qd=	7.260		

Se aprecia que los resultados de presión y L.G.H. en los nodos con el método de Darcy-Wesibach son más altos que los resultados obtenidos con el método de Hazen-Williams.

La máxima diferencia de presión es de 3.30 metros y la mínima diferencia de presión es de 1.66 metros.

Tanto las presiones de diseño en el modelamiento con los dos métodos son favorables y están dentro de los rangos permisibles.



7.5.6.2. RESULTADOS EN TRAMOS DE TUBERÍA.

TUBERÍA	NODOS		DATOS			HAZEN - WILLIAMS			DARCY-WEISBACH		
			LONGITUD	DIÁM.	MATERIAL	HAZEN - WILLIAMS	CAUDAL	VELOCIDAD	DARCY-WEISBACH	CAUDAL	VELOCIDAD
	INICIO	FINAL	(m.)	(plg.)		C	(l/s.)	(m/s.)	e	(l/s.)	(m/s.)
P-7	J-1	J-2	68.40	2	PVC	135	1.927	0.950	0.0015	1.903	0.940
P-8	J-2	J-3	45.80	2	PVC	135	1.574	0.780	0.0015	1.562	0.770
P-9	J-3	J-4	49.55	2	PVC	135	1.272	0.630	0.0015	1.269	0.630
P-10	J-4	J-5	47.75	2	PVC	135	1.020	0.500	0.0015	1.025	0.510
P-11	J-5	J-6	48.35	1	PVC	135	0.341	0.670	0.0015	0.342	0.680
P-12	J-6	J-7	46.85	1	PVC	135	0.236	0.470	0.0015	0.236	0.470
P-13	J-7	J-8	46.85	1	PVC	135	0.083	0.160	0.0015	0.080	0.160
P-14	J-8	J-9	27.00	1	PVC	135	-0.004	0.010	0.0015	-0.007	0.010
P-15	J-9	J-10	48.30	1	PVC	135	-0.054	0.110	0.0015	-0.057	0.110
P-16	J-10	J-11	48.70	1	PVC	135	-0.240	0.470	0.0015	-0.240	0.470
P-17	J-11	J-12	48.45	1	PVC	135	-0.319	0.630	0.0015	-0.318	0.630
P-18	J-12	J-13	49.00	2	PVC	135	0.065	0.030	0.0015	0.070	0.030
P-19	J-13	J-14	50.60	2	PVC	135	-0.004	0.000	0.0015	-0.007	0.000
P-22	J-2	J-16	92.40	1	PVC	135	0.226	0.450	0.0015	0.214	0.420
P-23	J-3	J-14	86.85	1	PVC	135	0.217	0.430	0.0015	0.208	0.410
P-24	J-4	J-13	74.50	1	PVC	135	0.160	0.320	0.0015	0.152	0.300
P-25	J-5	J-12	62.20	2	PVC	135	0.589	0.290	0.0015	0.594	0.290
P-26	J-6	J-11	50.40	1	PVC	135	0.015	0.030	0.0015	0.016	0.030
P-27	J-7	J-10	38.70	1	PVC	135	0.066	0.130	0.0015	0.069	0.140
P-30	J-27	J-30	29.15	2	PVC	135	1.437	0.710	0.0015	1.444	0.710
P-31	J-30	J-34	46.55	2	PVC	135	0.971	0.480	0.0015	0.983	0.490
P-32	J-34	J-37	47.35	1	PVC	135	0.522	1.030	0.0015	0.524	1.030
P-33	J-37	J-39	47.35	1	PVC	135	0.331	0.650	0.0015	0.332	0.650
P-34	J-39	J-41	45.25	1	PVC	135	0.184	0.360	0.0015	0.186	0.370
P-35	J-41	J-42	29.10	1	PVC	135	0.012	0.020	0.0015	0.014	0.030
P-36	J-42	J-40	78.15	1	PVC	135	-0.137	0.270	0.0015	-0.135	0.270
P-37	J-40	J-38	61.15	1	PVC	135	-0.275	0.540	0.0015	-0.274	0.540
P-39	J-36	J-32	59.10	2	PVC	135	-0.509	0.250	0.0015	-0.510	0.250
P-40	J-32	J-31	45.85	2	PVC	135	-0.660	0.330	0.0015	-0.659	0.330
P-41	J-31	J-28	20.50	2	PVC	135	-0.936	0.460	0.0015	-0.935	0.460
P-42	J-28	J-25	46.05	2	PVC	135	-1.134	0.560	0.0015	-1.129	0.560
P-43	J-25	J-22	46.80	2	PVC	135	-1.461	0.720	0.0015	-1.459	0.720
P-44	J-22	J-18	61.40	2	PVC	135	-1.479	0.730	0.0015	-1.463	0.720
P-45	J-18	J-b	80.00	2	PVC	135	-1.455	0.720	0.0015	-1.450	0.720
P-46	J-b	J-15	80.00	2	PVC	135	-1.509	0.740	0.0015	-1.504	0.740
P-47	J-15	J-16	31.65	2	PVC	135	-1.686	0.830	0.0015	-1.693	0.840
P-48	J-16	J-17	88.65	2	PVC	135	-1.519	0.750	0.0015	-1.538	0.760
P-49	J-17	J-1	28.00	2	PVC	135	-2.968	1.460	0.0015	-2.968	1.460

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

P-51	J-19	J-20	23.20	1	PVC	135	0.603	1.190	0.0015	0.595	1.170
P-52	J-20	J-23	45.35	1	PVC	135	0.381	0.750	0.0015	0.376	0.740
P-53	J-23	J-26	46.00	1	PVC	135	0.256	0.500	0.0015	0.243	0.480
P-54	J-26	J-29	47.50	1	PVC	135	0.240	0.470	0.0015	0.236	0.470
P-55	J-29	J-33	19.45	1	PVC	135	0.059	0.120	0.0015	0.051	0.100
P-56	J-33	J-35	47.15	1	PVC	135	0.039	0.080	0.0015	0.025	0.050
P-57	J-35	J-38	47.80	1	PVC	135	0.522	1.030	0.0015	0.520	1.030
P-58	J-21	J-20	69.25	1	PVC	135	-0.136	0.270	0.0015	-0.132	0.260
P-59	J-19	J-18	113.75	1	PVC	135	0.302	0.600	0.0015	0.291	0.570
P-60	J-21	J-24	40.60	2	PVC	135	2.112	1.040	0.0015	2.132	1.050
P-61	J-24	J-27	49.25	2	PVC	135	1.531	0.760	0.0015	1.545	0.760
P-62	J-24	J-23	82.25	1	PVC	135	0.303	0.150	0.0015	0.309	0.150
P-63	J-23	J-22	101.30	1	PVC	135	0.068	0.030	0.0015	0.082	0.040
P-64	J-27	J-26	98.55	1	PVC	135	0.042	0.080	0.0015	0.049	0.100
P-65	J-26	J-25	101.55	1	PVC	135	-0.052	0.100	0.0015	-0.055	0.110
P-66	J-30	J-33	115.25	1	PVC	135	0.106	0.210	0.0015	0.101	0.200
P-67	J-33	J-32	67.20	1	PVC	135	-0.076	0.150	0.0015	-0.075	0.150
P-68	J-29	J-28	102.15	1	PVC	135	-0.113	0.220	0.0015	-0.109	0.210
P-69	J-34	J-35	112.85	2	PVC	135	0.299	0.150	0.0015	0.310	0.150
P-70	J-35	J-36	33.75	2	PVC	135	-0.272	0.130	0.0015	-0.273	0.130
P-71	J-37	J-38	110.85	1	PVC	135	0.055	0.110	0.0015	0.056	0.110
P-72	J-39	J-40	71.40	1	PVC	135	0.011	0.020	0.0015	0.009	0.020
P-73	J-17	J-a	73.18	2	PVC	135	1.364	0.670	0.0015	1.345	0.660
P-74	J-a	J-19	73.18	2	PVC	135	1.280	0.630	0.0015	1.261	0.620
P-75	J-1	J-c	80.10	2	PVC	135	2.365	1.170	0.0015	2.389	1.180
P-76	J-c	J-21	80.10	2	PVC	135	2.311	1.140	0.0015	2.335	1.150
P-77	J-14	J-15	52.20	2	PVC	135	-0.139	0.070	0.0015	-0.151	0.070
			3907.86								

Los resultados de caudales con signo negativo refieren que la dirección que fue propuesta al sentido de flujo, después de las iteraciones de caudal, con contrarias.

Las variaciones de resultados en los caudales de tramo son muy despreciables, presentando diferencias de hasta milésimos en unidades de caudal.

Los resultados de velocidades en tramos de tubería son mínimos entre los dos diferentes métodos dentro del modelamiento del software.

7.5.7. VÁLVULAS.

7.5.7.1. VÁLVULAS DE PURGA.

Las válvulas de purga de lodos se ubicarán en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se deberán considerar un sistema de purga que empalme a la red de desagüe.

Esta válvula se ubicará en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución en donde se pudieran acumular sedimentos, se considerará además un sistema de purga.

Dicha válvula de purga presenta un diámetro de tubería igual al diámetro de la tubería, en este caso será de 2”.

7.5.7.2. VÁLVULAS DE COMPUERTA.

Válvula de compuerta o válvula de seccionamiento, es la válvula usada en la red de distribución para aislar un tramo o parte de la red para realizar maniobras de reparaciones o ampliaciones en el sistema de distribución de agua, manteniendo el normal funcionamiento del servicio en el resto de esta.

A mayor cantidad de válvulas, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero más costos el proyecto.

En las tuberías de distribución deben proveerse suficientes llaves de manera de aislar no más de 500m. de longitud. Se proyectarán válvulas de interrupción en todas las derivaciones para futuras ampliaciones.

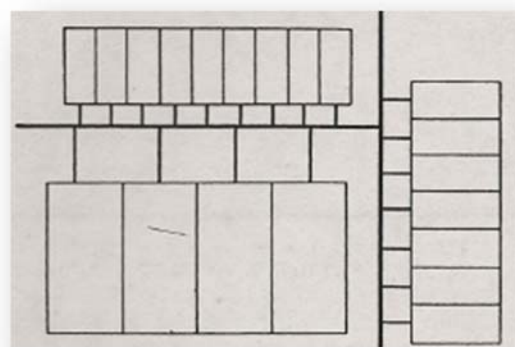
Dichas llaves se ubicarán a 4m. de la esquina o su proyección entre los límites de la calzad o vereda. .

7.5.8. CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS DE ORDEN PRÁCTICO PARA EL DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

7.5.8.1. DISPOSICIÓN DE TUBERÍAS.

Las tuberías de distribución deben proyectarse para todas las calles a las que dé frente una o más parcelas y procurando formar mallas.

Se proyectan para colocarse en el lado de la calle que tenga mayor número de conexione, dejando el centro de la calle para la línea de alcantarillado.



Cuadro 7.6. Representación gráfica de conexiones domiciliarias de agua potable.

Fuente: Abastecimiento de agua teoría y diseño; Simon Arocha Ravelo.

7.5.8.2. HIDRANTES.

Los hidrantes contra incendio se ubicarán en tal forma que la distancia entre dos de ellos no sea mayor de 300m. Los hidrantes se proyectarán en derivaciones de las tuberías de 100mm. de diámetro o mayores y llevarán una válvula de interrupción.

La dotación de hidrantes en una red de distribución implica altos costos, cuya justificación debe analizarse en consideración los posibles riesgos, los materiales y costos de las edificaciones, otros bienes protegidos, las estadísticas de ocurrencia y las pérdidas ocasionadas por este tipo de siniestro, la retribución de los usuarios por esta protección en el servicio de agua, las facilidades y dificultades de acceso para la utilización de determinados hidrantes en algunos sitios para el llenado de camiones cisternas.

La zona de proyecto expresa según el conocimiento de los pobladores más antiguos que no ha ocurrido ningún tipo de siniestro relacionado con algún tipo de incendio por cortocircuito o quema de basura dentro de los predios o fuera de ellos y en dicha zona de estudio no existen grifos de expendio de gasolina o petróleo, tampoco cuentan con instalaciones de bienes protegidos como bibliotecas o

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

demás y al ser una zona marginal el dicho costo de hidrantes adicionará valor al costo del proyecto en contra de la factibilidad de ejecución, lo cual perjudicaría a los pobladores necesitados de un servicio digno de agua y desagüe.

7.5.8.3. UBICACIÓN Y RECUBRIMIENTO DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE.

La tubería principal de agua se ubicará entre el costado de la calzada y el medio de la calle, ubicado como mínimo a 1.20m. del límite de propiedad y hacia el centro de la calzada. El recubrimiento mínimo medido a partir de la clave de la tubería será de 1.00m.

Para los ramales de agua se ubicará en la vereda, paralelo al frente del lote, a una distancia máxima de 1.20m. desde el límite de propiedad hasta el eje del ramal. El recubrimiento mínimo medido a partir de la clave de la tubería será de 0.30m.

La distancia mínima libre horizontal entre las tuberías de agua y alcantarillado será de 0.20m.

7.5.9. CONEXIONES DOMICILIARIAS.

Las tomas o conexiones domiciliarias hechas en la red de distribución para servir a los predios serán individuales, para lo cual se establece lo siguiente:

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

7.5.9.1. DISEÑO.

Deberán de proyectarse conexiones prediales simples o múltiples de tal manera que cada unidad de uso cuente con un elemento de medición y control.

7.5.9.2. ELEMENTOS DE LA CONEXIÓN.

Deberá considerarse:

- Elemento de medición y control: Caja de medición.
- Elemento de conducción: Tuberías.
- Elemento de empalme.

7.5.9.3. UBICACIÓN.

El elemento de medición y control se ubicará a una distancia entre 0.30m. y 0.80m. del límite de propiedad izquierdo o derecho, en área pública o común de fácil y permanente acceso a la entidad prestadora de servicio.

7.5.9.4. DIÁMETRO MÍNIMO.

El diámetro mínimo de la conexión predial será de 12.50mm. ó ½”.

CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE LA RED DE DESAGUE

8.1. INTRODUCCIÓN.

La red de desagüe es un conjunto de tuberías y estructuras usado para la recolección, evacuación y transporte de las aguas residuales y pluviales de una población desde el lugar en donde se originan hasta el lugar de tratamiento definitivo.

La red de desagüe se considera un servicio básico de saneamiento, es necesaria en el desarrollo de las áreas urbanas debido a la interacción entre las actividades humanas y el ciclo natural del agua.

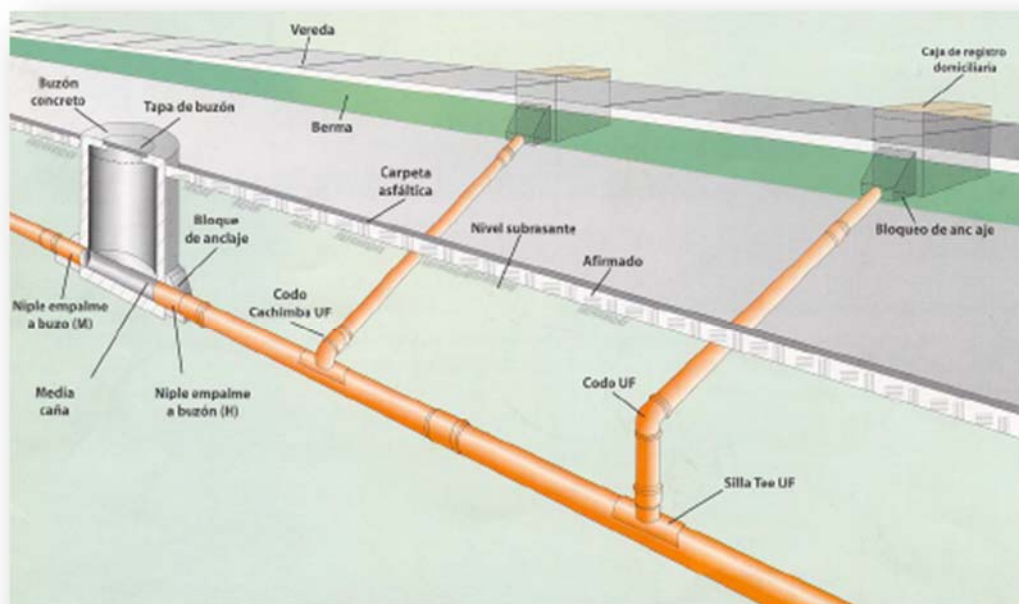
La importancia de la construcción de una red de desagüe radica en la minimización de los problemas en la salud pública y el ambiente del Centro Poblado Umapalca, evacuando las aguas residuales de las viviendas para evitar que por las características sépticas e infecciosas y de fácil descomposición ocasionen efectos dañinos a la salud.

Actualmente un sistema de alcantarillado debe considerarse como un servicio básico e indispensable en toda ciudad, debido a que le permite efectuar la recolección y disposición adecuada de sus aguas residuales y de lluvia.

La mayor riqueza de un país es su “Capital Humano”, por lo que la inversión de los recursos financieros en obras de servicios esenciales para la salud,

preservarán dicho capital humano. Los países que en décadas aplicaron medidas sanitarias esenciales cosechan hoy los resultados de tan sabia decisión.

El Centro Poblado en estudio no cuenta con un servicio de alcantarillado para el manejo de los residuos sólidos, tan solo con letrinas, las cuales no generan ningún tipo de garantía para la salud de sus pobladores, debido a la carencia de agua potable y un manejo adecuado de dichos residuos. Dichos letrinas representan focos infecciosos perjudicando a los adultos mayores y a los niños más pequeños principalmente.



Cuadro 8.1. Esquema de la red de desagüe y esquema de conexión domiciliaria.
Fuente: Bibliografía de internet.

8.2. CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Las características de los desagües los hacen nocivos y perjudiciales, pero desde el punto de vista hidráulico prácticamente mantiene su condición

original de influir en el material de conducción y en el diseño de las estructuras.

La clasificación de las aguas residuales se hace con respecto a su origen, debido a que este origen es el que va a determinar su composición.

8.2.1. AGUAS RESIDUALES URBANAS.

Son los vertidos que se generan en los núcleos de la población urbana como la consecuencia de las actividades propias de éstos.

Las aguas residuales urbanas representan cierta homogeneidad en cuanto a su composición y carga contaminante, debido a que sus aportes siempre son los mismos, dicha homogeneidad dependerá del núcleo de la población en el cual se generan.

- Los aportes generados por este tipo de agua residual son los siguientes:
 - Aguas negras.
 - Aguas de lavado doméstico.
 - Aguas provenientes del sistema de drenaje de calles y avenidas.

8.2.2. AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES.

Son aquellas que proceden de cualquier actividad o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice agua. Son variables en función al caudal, composición, difiriendo las características de los vertidos y la duración de los mismos.

Estos tipos de aguas residuales están más contaminadas que las aguas residuales urbanas, además es una contaminación más difícil de eliminar, ya que pueden contener elementos tóxicos como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros que requieren ser removidos en vez de ser vertidos a la red de desagüe.

En la zona del proyecto no existe ninguna industria por lo cual no se tomará en cuenta dicho tipo de aguas residuales.

8.2.3. AGUAS DE LLUVIA.

Son aquellas provenientes de la precipitación pluvial y que debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos.

8.3. ELECCIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

De acuerdo al modo en que pueden ser transportadas las aguas residuales se distinguen los siguientes sistemas:

8.3.1. SISTEMA SANITARIO O SEPARATIVO.

En el cual se separaran las aguas pluviales de las aguas negras, las cuales colectan en forma independiente por tuberías separadas. Este tipo de sistema es muy ventajoso en zonas donde el aporte de las aguas pluviales es significativo y en algunos casos es posible darle otro uso para satisfacer alguna otra necesidad.

8.3.2. SISTEMA UNITARIO.

En el cual se colectan las aguas provenientes de las precipitaciones y las aguas negras en una sola red de tuberías. Este sistema es ventajoso en zonas donde el aporte de las aguas pluviales no es significativo. El costo inicial es más bajo comparado con el primer sistema.

8.3.3. SISTEMA SEUDOSEPARATIVO.

En este tipo de sistema de alcantarillado consiste en una variante del sistema unitario, donde un sistema es exclusivo de la red de alcantarillado y recibe las aguas residuales y las aguas pluviales provenientes de los inmuebles, mientras que las pluviales provenientes de áreas de equipamiento, plazas y vías, escurren por una red de cunetas.

Por la ubicación del Centro Poblado Umopalca, no amerita separar las redes debido a las características de clima de la zona y de las características socioeconómicas del lugar de proyecto, adicionalmente el costo económico en la construcción de un sistema separado encarecerá el presente proyecto, por tal motivo se empleará en el proyecto un Sistema Unitario.

8.4. CRITERIOS Y NORMAS EN EL DISEÑO DE LA RED DE DESAGUE.

El Reglamento Nacional de Edificaciones RNE en la Norma OS. 070 Redes de Aguas Residuales dentro de sus alcances presente los requisitos mínimos para proyectos y obras de infraestructura para localidades mayores a 2000 habitantes, debido a que en la zona de proyecto se cuenta

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

con un número menor de habitantes en periodo de diseño se empleará el Reglamento del Ministerio de Salud.

8.4.1. VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS DEL FLUJO.

El sistema de alcantarillado tiene una función esencial que es la de coleccionar las aguas negras, para que esto suceda la velocidad en el conducto que las transporte debe garantizar el arrastre de estas aguas negras, las cuales contienen sólidos y materia orgánica, entre otros, en suspensión y también garantizar que no sea erosiva al material de la tubería que lo conduce.

La velocidad mínima de diseño será de 0.60m/s. la mínima requerida para la auto limpieza y evitar la decantación o deposición de sólidos en las tuberías.

La velocidad máxima admitida puede llegar hasta los 3.00m/s. para tubería de PVC. Dicha velocidad no debe ser destructiva al material del conducto que las transporta.

8.4.2. PENDIENTE DE LA TUBERÍA.

La pendiente de la tubería está en función de la velocidad del flujo y al establecer límites para la velocidad máxima y mínima se obtendrán límites para las pendientes según la fórmula hidráulica según Kutter o Manning y según el diámetro y calidad de la tubería que se seleccione.

Se recomienda que en los primeros 300m la pendiente será del 10‰
y para las siguientes longitudes será de 8 ‰²⁰.

(20) RNC.

Se toma esta precaución debido a que el inicio de los ramales colectores la descarga es mínima por lo que el arrastre está prácticamente garantizado.

8.4.3. DIÁMETROS DE LA TUBERÍA.

Las tuberías son diseñadas para trabajar al 50% y al 75% de su capacidad como máximo según sea el caso, esto permite que realmente la tubería tenga una gran capacidad de transporte. El diámetro mínimo nominal de descarga es de 8" o 200mm.

Las tuberías van enterradas en el medio de las calles y avenidas. Estas tuberías deben protegerse para poder soportar los esfuerzos originados por la acción de las cargas fijas y móviles. Estas cargas móviles o vivas empiezan a ser poco significativas a partir de los 0.60m. de profundidad y puede considerarse solo las cargas fijas o de relleno; es por esta razón que se recomienda colocar la clave de la tubería a una profundidad mínima de 1.20m a la clave de la tubería.

8.4.4. CALIDAD DE LA TUBERÍA.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

La calidad del material de la tubería y la forma en que se producen las tuberías van a influir en el coeficiente de rugosidad de la tubería a escoger.

La tubería escogida es la de PVC SERIE 20, dicha tubería presenta las siguientes características:

- **COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.**

La superficie interior de PVC presenta un coeficiente de rugosidad de $n=0.010$, al presentar un menor coeficiente, las pérdidas por fricción son menores respecto a otras tuberías, dando menores pendientes en el diseño, ahorrando así en costos mayores de excavación, especialmente considerado en suelos muy duros.

- **FLEXIBILIDAD.**

La tubería de PVC soporta mejor la deformación del terreno, ante posibles asentamientos y presente además una gran capacidad antes deformaciones sin perder su hermeticidad.

- **HERMETICIDAD.**

La unión de campana con anillo elastomérico y espiga ofrece hermeticidad como flexibilidad en las uniones de las descargas como en los buzones de inspección, asegurando infiltraciones, las que repercutirían en la contaminación del suelo.

- **VIDA ÚTIL.**

Esta tubería no es afectada por la agresividad de los suelos, no permite la entrada de raíces y/o sustancias propias del drenaje de alcantarillado desde su interior.

- **INSTALACIÓN Y TRANSPORTE.**

Debido a que ligero peso considerado con otros materiales, facilidad de corte y rapidez de instalación, no requiere de herramientas especiales, presenta una gran ventaja ante otros tipos de materiales en tuberías.

8.5. CONTRIBUCIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

El volumen de aguas residuales aportadas al sistema de recolección está integrado por las aguas residuales domésticas, conexiones erradas y por aguas por infiltración.

Para su estimación en el diseño de sistemas de recolección y evaluación de aguas residuales deben tener las siguientes consideraciones:

8.5.1. AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS (QD).

Depende de la cantidad de agua potable suministrada, en consecuencia debe verse precedida de un estudio de consumo de agua, como no existe proyecciones de diseño de aguas residuales domésticas, se utiliza la proyección de población la que fue calculada en la demanda de agua potable en los caudales de diseño (consumo promedio diario anual, consumo máximo diario, consumo máximo horario).

El caudal de contribución de aguas residuales domésticas debe ser calculado con un coeficiente de retorno “C” del 80% del consumo máximo horario (Qmh).

8.5.2. CONEXIONES ERRADAS (Qce).

Se considera los aportes de aguas de lluvia al sistema de alcantarillado de aguas residuales provenientes de malas conexiones de bajantes de techos y patios. Dichos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas de lluvias.

El aporte máximo de las conexiones erradas a un sistema de alcantarillado de aguas residuales existente o proyectado debe ser:

- Hasta 0.20l/s. por ha. en caso que en el municipio exista un sistema de alcantarillado de aguas de lluvias.
- Hasta 2.00l/s. por ha. en caso que en el municipio no exista un sistema de alcantarillado de aguas de lluvias complementario al sistema de alcantarillado de aguas residuales.

8.5.3. AGUAS POR INFILTRACIÓN.

Se consideran aguas por infiltración aquella que pueda ingresar al sistema de alcantarillado proveniente del terreno inmediato y tiende a reducir la capacidad de conducción.

La infiltración puede producirse en las uniones, roturas y fallas a lo largo de la tubería o por las paredes de las cámaras de inspección.

La cantidad de infiltración de agua depende básicamente de:

- Las características de suelo adyacente.
- Del nivel freático de agua.
- Calidad e instalación de las estructuras del sistema de alcantarillado.

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s ha)	Infiltración media (l/s ha)	Infiltración baja (l/s ha)
Bajo y medio	0.4	0.3	0.2
Medio alto y alto	0.4	0.3	0.2

Cuadro 8.2. Aporte máximo de las conexiones erradas.
Fuente: MINSA

8.6. PERIODO DE DISEÑO.

Un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales se proyecta para atender en forma continua y eficiente las necesidades de una población durante un lapso determinado. En la adopción del tiempo para el cual se supone que el sistema deberá ser suficiente y adecuado intervienen una serie de factores.

El tiempo para el cual se estima un sistema de alcantarillado 100% efectivo y satisfactorio hasta el último día de su periodo de diseño en el proyecto, dependerá de los siguientes factores.

- La vida útil de las estructuras o equipamientos teniéndose en cuenta su obsolescencia o desgaste.
- La facilidad o dificultad de la ampliación de las obras existentes.
- Las tendencias de crecimiento de la población futura con mayor énfasis en el posible desarrollo de sus necesidades comerciales e industriales.
- El comportamiento de las obras durante los primeros años o sea cuando los caudales iniciales son inferiores a los caudales de diseño.

Los periodos de diseño sugeridos para las siguientes obras son:

- Para redes de distribución es conveniente poner un periodo de diseño que varía entre 25 y 30 años y para poblaciones pequeñas muy necesitadas este periodo se puede tomar de 15 a 20 años.
- Colectores (principales, secundarios, interceptores) 30 años.
- Para ciudades con índice de crecimiento elevado: 10-15 años.
- Para ciudades con índice de crecimiento bajo: 20 - 25 años.
- Plantas de tratamiento: 20 - 30 años.

Considerando todos estos aspectos, para el presente proyecto optaremos por un periodo de diseño igual a 20 años.

8.7. CRITERIOS DE UBICACIÓN DE BUZONES DE INSPECCIÓN Y TUBERÍA.

8.7.1. BUZÓN DE INSPECCIÓN.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

213

BACH. Fredy Málaga Inguilla

Las cámaras de inspección que se ubican en el trazo de los ramales colectores, tienen la finalidad de inspección y mantenimiento de la red de desagüe.

Los buzones de inspección se usan cuando la profundidad sea mayor a 1.20m. sobre la clave de la tubería. Se proyectarán cámaras de inspección en todos los lugares donde sea necesario por razones de inspección, limpieza y en los siguientes casos:

- En el inicio de todo colector.
- En todos los empalmes de colectores.
- En los cambios de dirección.
- En los cambios de pendiente.
- En los cambios de diámetro.
- En los cambios de material de las tuberías.

La distancia entre cámaras de inspección y limpieza consecutivas está limitada por el alcance de los equipos de limpieza. La separación máxima depende del diámetro de las tuberías, según la siguiente tabla:

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA (mm)	DISTANCIA MÁXIMA (m)
100	60
150	60
200	80
250 a 300	100
Diámetros mayores	150

Cuadro 8.3. Distancias máximas en función del diámetro de tubería.
Fuente: MINSA

Las cámaras de inspección podrán ser prefabricadas o construidas en obra. En el fondo se proyectarán canaletas en la dirección del flujo.

8.7.2. UBICACIÓN DE TUBERÍAS.

La ubicación de las tuberías de desagüe se realiza en las calles o avenidas de 20m. de ancho o menos es en eje de la avenida proyectado en un solo eje de la vía vehicular. En avenidas de más de 20m. de ancho se proyectará un colector a cada lado de la calzada.

La distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente de la tubería debe ser como mínimo 1.50m. La distancia entre los planos tangentes de las tuberías de agua potable y red de aguas residuales debe ser como mínimo de 2m.

El recubrimiento sobre las tuberías no debe ser menos de 1.00m. en las vías vehiculares y de 0.60m. en las vía peatonales. Los recubrimientos menores deben ser justificados.

8.8. DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

El sistema de alcantarillado escogido para el presente proyecto es un Sistema Unitario, en el cual la recolección y el transporte de las aguas negras y de las precipitaciones van en una sola red de tuberías.

8.8.1. CAUDAL DE DISEÑO INICIAL.

Para el cálculo del diseño del sistema de alcantarillado se debe de partir desde los datos iniciales del Capítulo V PERIODO DE DISEÑO Y CÁLCULO POBLACIONAL, donde se sabe que la población actual es de 1120 habitantes y la población de diseño según el método de estimación poblacional escogido es de 1568 habitantes.

Con los datos obtenidos de población futura o de diseño se plantearon los cálculos de consumo de agua potable en el Capítulo VI ÍTEM 6.6. DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO, teniéndose los siguientes resultados:

- Consumo Promedio Diario Anual (Q_m)= 3.630 l/s.
- Consumo Máximo Diario (Q_{md})= 4.719 l/s.
- Consumo Máximo Horario (Q_{mh})= 7.260 l/s.

A. AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

Para el cálculo del caudal de aguas residuales domésticas se considera el 80% de la demanda de agua potable, entonces:

$$Q_{mhD} = 0.80 * 7.26 \text{ l/s.}$$

$$Q_{mhD} = 5.808 \text{ l/s.}$$

Dicho caudal de diseño del sistema de alcantarillado se realiza con el valor del caudal de máximo horario además de los valores de conexiones erradas y aguas de infiltración.

B. CONEXIONES ERRADAS.

En las conexiones erradas Q_e , se plantea lo siguiente:

1. Hasta 0.20l/s. por ha. en caso que en el municipio exista un sistema de alcantarillado de aguas de lluvias.
2. Hasta 2.00l/s. por ha. en caso que en el municipio no exista un sistema de alcantarillado de aguas de lluvias complementario al sistema de alcantarillado de aguas residuales.

Al no contar con un sistema de alcantarillado en dicha zona de proyecto, se plantea la segunda opción.

Se realiza la consideración de dar un ancho de infiltración de 1.00m. en la red de desagüe; 0.50m. a cada lado del eje de la red de desagüe. Y al saber que la longitud total de la red de desagüe, considerando la longitud total de tuberías de recolección y emisor dan un valor de 4180.47m.

Longitud total de tubería: 4180.47m. = 0.418 Ha

Entonces:

$$Q_{err} = 2.00\text{l/s/Ha} * 0.418\text{Ha}$$

$$Q_{err} = 0.836 \text{ l/s.}$$

C. AGUAS POR INFILTRACIÓN.

Se considerará una infiltración alta, equivalente a 0.40l/s/ha. el Centro Poblado Umapalca abarca una extensión de 10.38 Ha, entonces:

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

$$Q_{inf} = 0.40 \text{ l/s/Ha} * 0.418 \text{ Ha}$$

$$Q_{inf} = 0.167 \text{ l/s.}$$

Entonces el Caudal Máximo Horario Final = Caudal de aguas residuales + Caudal de las conexiones erradas + Caudal de aguas por infiltración.

$$Q_d = Q_{mhD} + Q_{err} + Q_{inf}$$

$$Q_d = 5.808 \text{ l/s} + 0.369 \text{ l/s} + 0.167 \text{ l/s.}$$

$$Q_d = 6.8113 \text{ l/s}$$

8.8.2. CAUDALES EN RED DE DESAGÜE.

8.8.2.1. CAUDAL UNITARIO.

El caudal unitario en la red de desagüe se define como el caudal por metro de longitud de tubería. Dicho caudal está definido por el caudal de diseño y la longitud total de tubería en la red de desagüe (emisor y colector).

- Longitud total de tubería principal: 4180.47m.
- Caudal de diseño (Q_{mh}): 6.8113 l/s.

$$Q_{unit} = \frac{Q_d}{L}$$

$$Q_{unit} = \frac{6.8113}{4180.47}$$

$$Q_{unit} = 0.0016293 \text{ l/s} - m.$$

Entonces el caudal unitario es igual a 0.0016293 l/s-m.

Este caudal es el respectivo a cada tramo de tubería definido por su longitud propia.

8.8.2.2. CAUDAL DE TRAMO.

El caudal en tramo es el caudal respectivo al caudal que circula por cada tramo de tubería definido por la longitud propia de dicho tramo en análisis.

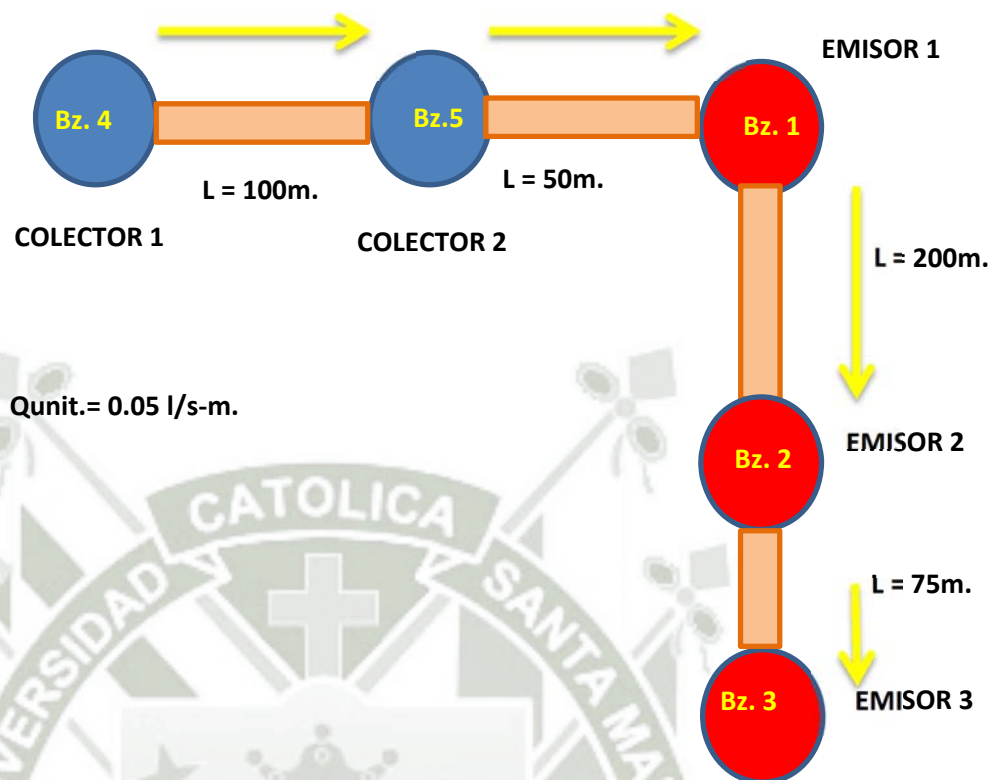
8.8.2.3. CAUDAL DE CONTRIBUCIÓN.

El caudal de contribución es el caudal proveniente del recorrido de los caudales de tramos de los colectores hasta llegar al buzón emisor.

8.8.2.4. CAUDAL AGUAS ABAJO.

Es la suma total de los caudales de contribución, aguas arriba y de tramo que llegan al buzón siguiente

Se muestra el siguiente ejemplo y gráfico con fines prácticos para el reconocimiento de los caudales antes mencionados.



ENTRE BUZONES 4-5

- El caudal de contribución entre el Buzón 4-5 es igual a cero, debido a que el caudal de contribución es el caudal que llega al emisor, y que por definición los buzones en azul son colectores, no se considera dicho caudal.
- El caudal aguas arriba es el caudal de tramo anterior al buzón de llegada, en este caso en el tramo de buzones 4-5, no existe un buzón anterior que llegue al buzón 4.

- El caudal en tramo entre los buzones 3-4, es el caudal unitario por la longitud de tubería. $Q_{\text{tramo4-5}} = 0.05 \cdot 100 = 5.00 \text{ l/s}$.
- El caudal aguas abajo es igual a la suma de los caudales anteriores. $Q_{\text{ag.ab.}} = 5.00 \text{ l/s}$.

ENTRE BUZONES 5-1

- El caudal de contribución entre el Buzón 5-1 es igual a cero, debido a que el caudal de contribución es el caudal que llega al emisor, y que por definición los buzones en azul son colectores, no se considera dicho caudal.
- El caudal aguas arriba entre el Buzón 5-1 es el caudal de tramo del recorrido entre los buzones 4-5, este recorrido es el $Q_{\text{tramo4-5}} = 5.00 \text{ l/s}$.
- El caudal en tramo entre los buzones 4-1, es el caudal unitario por la longitud de tubería. $Q_{\text{tramo5-1}} = 0.05 \cdot 50 = 2.50 \text{ l/s}$.
- El caudal aguas abajo es igual a la suma de los caudales anteriores. $Q_{\text{ag.ab.}} = 7.50 \text{ l/s}$.

ENTRE BUZONES 1-2

- El caudal de contribución en el tramo de buzones 1-2 es igual al caudal aguas arriba que llega al buzón emisor 1. $Q_{\text{contribución1-2}} = Q_{\text{ag.arr.}} = 7.50 \text{ l/s}$.
- El caudal aguas arriba es el caudal que llega del buzón emisor anterior, como no existe un buzón emisor antes que el Buzón 1 en rojo, no existe caudal.

- El caudal en tramo entre los buzones 1-2, es el caudal unitario por la longitud de tubería. $Q_{\text{tramo1-2}} = 0.05 \cdot 200 = 10.00 \text{ l/s.}$
- El caudal aguas abajo es igual a la suma de los caudales anteriores en dicho tramo. $Q_{\text{ag.ab.}} = 7.50 \text{ l/s.} + 10.00 \text{ l/s.} = 17.50 \text{ l/s.}$

ENTRE BUZONES 2-3

- El caudal de contribución en dicho tramo es igual a cero.
- El caudal aguas arriba es igual al caudal aguas abajo del tramo anterior que llega al buzón emisor 2. $Q_{\text{ag.arr.}} = 17.50 \text{ l/s.}$
- El caudal en tramo de buzones 2-3 es igual a $Q_{\text{tramo2-3}} = 0.05 \cdot 75 = 3.75 \text{ l/s.}$
- El caudal aguas abajo es la suma de caudales anteriormente mencionados. $Q_{\text{ag.ab.}} = 21.25 \text{ l/s.}$

8.8.3. COTAS DE BUZONES.

Las cotas de buzones son las cotas terreno y las cotas de fondo, las primeras corresponden al nivel de terreno y las cotas de fondo son las respectivas a la altura del buzón.

Dicha profundidad de tubería debe de respetar la profundidad mínima de excavación la cual es de 1.20m. a la clave del tubo,

entonces cuando se considera la altura de excavación, se debe de considerar la altura de 1.20m. más la altura del diámetro de la tubería en dicho tramo.

8.8.4. VELOCIDAD EN SECCIÓN LLENAS DE TUBERÍAS.

Según el RNE para el cálculo de la velocidad en tuberías se puede emplear la fórmula de Ganguillet-Kutter y la de Manning, dichos investigadores establecieron valores para la ecuación de Chezy, la cual evalúa la velocidad media en un canal.

$$Ec. Chezy (V) = C * \sqrt{R * S}$$

Siendo:

- V: Velocidad media (m/s.)
- C: Coeficiente de Chezy (m^{0.5}/s.)
- R: Radio hidráulico (m.)
- S: Pendiente (m/m.)

En el proyecto de desague para el centro poblado beneficiario se empleará la fórmula de Kutter.

$$C = \frac{(23n + 1) * R^{0.5}}{(23n + R^{0.5}) * n}$$

Siendo:

- n: Coeficiente de rugosidad (PVC = 0.01).
- R: Radio hidráulico (m.)

Entonces se obtiene la siguiente expresión para la fórmula de la velocidad, con dicha velocidad se puede realizar el cálculo de caudal en tubería bajo la consideración supuesta que la sección se encuentra llena.

$$V = \frac{(23n + 1) * S^{0.5} * R}{(23n + R^{0.5}) * n}$$

8.8.5. CAUDAL A SECCIÓN LLENA.

El caudal a sección llena sirve para el cálculo del tirante real de desague en la tubería y el cálculo de la velocidad real en la tubería.

$$V = \frac{(23n + 1) * S^{0.5} * D}{2n * (46n + D^{0.5})}$$

Sabiendo que $Q = V * A$

$$Q = \frac{\pi(23n + 1) * S^{0.5} * D^3}{8n * (46n + D^{0.5})}$$

8.8.6. TIRANTE REAL.

El tirante real, es la altura de desague que circula en una tubería dicho tirante no debe de superar el 50% del diámetro en los colectores y el 75% del diámetro en los emisores, dichos parámetros son máximas capacidades de trabajo.

$$Y = \text{altura proporcional} * \text{diámetro tubería}$$

8.8.7. VELOCIDAD REAL.

La velocidad real es la velocidad a la cual circula el flujo dentro de la tubería de desague, dicha velocidad tiene unos límites permisibles, los cuales fueron mencionados anteriormente.

$$V_{\text{real}} = V_{\text{seccion llena}} * VP$$

$$VP = 0,0037 + 3,9903 * AP - 8,5135 * AP^2 + 16,3799 * AP^3 - \\ 19,2536 * AP^4 + 8,91 * AP^5$$

AP: Altura Proporcional:

$$AP = 0,0753 + 2,1519 * DP - 6,7788 * DP^2 + 13,8282 * DP^3 - \\ 13,469 * DP^4 + 5,016 * DP^5$$

DP: Descarga Proporcional:

$$DP = Q_{\text{guas arriba}} * Q_{\text{seccion llena}}$$

El diseño hidráulico manual de la red de alcantarillado es expresado a continuación.

El modelamiento de la red de alcantarillado en el software
SewerCAD V8. Es presentado en el Anexo 5.



PROYECTO DE INGENIERÍA

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

OBJETIVO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y L... Arequipa"

BUZÓN	GASTO (U/S)		COTA TERRENO		COTA COLECTOR		LÍMITE MÍNIMO DE PROFUNDIDAD		COTA TERRENO		COTA COLECTOR		DESCRIPCIÓN DE TUBERÍA		DESCARGA		Velocidad Real m/s.	L.G.H. m.							
	Ag. Arr.	Ag. Ab.	Ag. Arr.	Ag. Ab.	Ag. Arr.	Ag. Ab.	Ag. Arr.	Ag. Ab.	Ag. Arr.	Ag. Ab.	Ag. Arr.	Ag. Ab.	Diámetro	Prof.	Q. a sección	Q. a sección			VP	Z					
1	50.26	0.123	0.000	0.082	0.211	2376.47	2376.47	1.40	1.40	2376.47	2376.47	1.40	1.40	0.20	2373.79	1.40	0.07	71.01	2.19	0.003	0.082	0.28	8.16%	0.61	2375.09
2	48.45	0.145	0.211	0.073	0.435	2373.48	2373.48	1.40	1.40	2373.48	2373.48	1.40	1.40	0.20	2372.08	1.40	0.08	83.59	2.18	0.005	0.086	0.29	8.63%	0.76	2373.81
3	48.44	0.167	0.435	0.073	0.661	2370.49	2370.49	1.40	1.40	2370.49	2370.49	1.40	1.40	0.20	2370.06	1.40	0.06	64.57	1.89	0.011	0.097	0.32	9.73%	0.65	2372.10
4	48.63	0.184	0.661	0.073	0.944	2372.46	2372.46	1.40	1.40	2372.46	2372.46	1.40	1.40	0.20	2370.30	1.40	0.06	55.63	1.72	0.011	0.110	0.36	10.93%	0.62	2371.08
5	50.31	0.205	0.944	0.082	1.231	2372.39	2372.39	1.80	3.30	2370.30	2369.63	3.30	3.30	0.25	2369.63	3.30	0.09	90.41	1.78	0.014	0.103	0.34	10.34%	0.61	2370.33
6	54.70	0.224	1.231	0.089	1.544	2372.39	2372.39	3.30	3.30	2369.63	2369.63	3.30	3.30	0.25	2369.63	3.30	0.09	90.41	1.78	0.014	0.103	0.36	11.02%	0.64	2370.33
7	78.31	0.773	1.544	0.128	2.445	2370.48	2370.48	3.30	3.30	2369.63	2369.63	3.30	3.30	0.25	2369.63	3.30	0.07	73.65	1.45	0.033	0.140	0.43	13.96%	0.63	2369.63
8	78.40	0.800	2.445	0.128	2.574	2371.65	2371.65	3.30	3.30	2369.63	2369.63	3.30	3.30	0.25	2369.63	3.30	0.07	71.97	1.42	0.036	0.144	0.44	14.42%	0.63	2369.63
9	60.84	0.540	2.574	0.098	3.312	2373.04	2373.04	4.55	5.60	2367.79	2367.79	5.60	5.60	0.25	2367.79	5.60	0.07	66.18	1.31	0.043	0.165	0.43	16.53%	0.64	2368.83
10	46.85	0.450	3.312	0.076	3.758	2372.54	2372.54	5.60	5.60	2367.79	2367.79	5.60	5.60	0.25	2367.79	5.60	0.07	71.11	1.40	0.053	0.172	0.51	17.16%	0.71	2368.44
11	46.85	0.454	3.758	0.076	4.309	2372.65	2372.65	5.60	5.60	2367.79	2367.79	5.60	5.60	0.25	2367.79	5.60	0.06	62.28	1.23	0.063	0.195	0.56	19.50%	0.69	2367.10
12	20.28	0.243	4.309	0.053	4.985	2371.82	2371.82	5.10	1.95	2366.78	2366.78	1.95	1.95	0.25	2366.78	1.95	0.06	57.55	1.14	0.080	0.210	0.58	21.00%	0.65	2366.83
13	18.02	0.128	0.000	0.127	0.255	2371.82	2371.82	1.50	2.60	2366.78	2366.78	1.42	1.42	0.25	2366.78	1.42	0.11	110.77	2.19	0.002	0.080	0.28	8.02%	0.60	2370.34
14	60.84	0.540	2.60	0.101	0.557	2371.50	2371.50	2.60	1.45	2368.30	2368.30	2.60	2.60	0.25	2368.30	2.60	0.11	113.81	2.25	0.005	0.086	0.29	8.57%	0.65	2368.32
15	60.84	0.540	2.60	0.101	0.557	2371.50	2371.50	2.60	1.45	2368.30	2368.30	2.60	2.60	0.25	2368.30	2.60	0.11	113.81	2.25	0.005	0.086	0.29	8.57%	0.65	2368.32
16	45.80	0.000	6.638	0.074	6.712	2361.90	2361.90	1.45	1.45	2359.85	2359.85	1.45	1.45	0.25	2359.85	1.45	0.22	216.83	4.28	0.031	0.195	0.42	13.58%	1.81	2359.88
17	40.87	0.000	6.712	0.057	6.715	2358.12	2358.12	1.45	1.45	2358.61	2358.61	1.45	1.45	0.25	2358.61	1.45	0.16	163.45	3.23	0.041	0.164	0.41	15.38%	1.50	2358.11
18	20.95	0.000	6.715	0.033	6.815	2356.80	2356.80	1.45	2.40	2355.05	2355.05	2.40	2.40	0.25	2355.05	2.40	0.23	234.31	4.54	0.023	0.152	0.42	13.23%	1.32	2355.08
19	41.32	0.000	0.000	0.077	0.077	2361.34	2361.34	1.40	1.30	2379.84	2378.64	1.30	1.30	0.20	2378.64	1.30	0.07	73.75	2.27	0.001	0.078	0.27	7.75%	0.61	2378.36
20	31.96	0.000	0.077	0.052	0.129	2360.54	2360.54	1.30	1.40	2378.64	2375.07	1.40	1.40	0.20	2375.07	1.40	0.15	148.71	4.59	0.001	0.077	0.27	7.72%	1.23	2378.66
21	47.03	0.000	0.000	0.077	0.077	2362.17	2362.17	1.40	1.30	2380.77	2378.44	1.30	1.30	0.20	2378.44	1.30	0.07	74.63	2.31	0.001	0.077	0.27	7.75%	0.62	2380.79
22	42.23	0.000	0.077	0.058	0.145	2361.34	2361.34	1.30	1.40	2379.84	2378.64	1.40	1.40	0.20	2378.64	1.40	0.16	162.16	5.02	0.001	0.077	0.27	7.72%	1.34	2379.46
23	47.39	0.000	0.000	0.078	0.078	2364.42	2364.42	1.40	1.40	2383.42	2380.78	1.40	1.40	0.20	2380.78	1.40	0.19	196.13	2.95	0.001	0.077	0.27	7.70%	0.79	2383.04
24	54.30	0.000	0.078	0.088	0.167	2362.18	2362.18	1.40	1.40	2380.78	2382.08	1.40	1.40	0.20	2382.08	1.40	0.1								

8.9. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE DISEÑO HIDRÁULICO.

8.9.1. RESULTADOS MANUALES Y CON EL USO DEL SEWERCAD.

TUBERÍA	LONGITUD	BUZON INICIO	BUZON FINAL	DIAMETRO DE TUBERÍA	MANUAL					SOFTWARE					TENSION TRACTIVA
					PENDIENTE	TIRANTE REAL	VELOCIDAD REAL	L.G.H.	CAUDAL	PENDIENTE	TIRANTE REAL	VELOCIDAD REAL	L.G.H.	CAUDAL	
	(m.)	Bz-1	Bz-2	(plg.)	(%)	Yreal	m/s.	m.	(l/s.)	(%)	Yreal	m/s.	m.	(l/s.)	(Pa.)
T-1	50.26	1	2	8	2.547	0.02	0.61	2375.09	0.211	2.547	0.01	0.48	2375.08	0.211	1.33
T-2	48.45	2	3	8	3.529	0.02	0.76	2373.81	0.435	3.529	0.02	0.68	2373.81	0.435	2.38
T-3	48.44	3	4	8	2.106	0.02	0.65	2372.10	0.681	2.106	0.02	0.65	2372.10	0.681	1.96
T-4	48.63	4	5	8	1.563	0.02	0.62	2371.08	0.944	1.563	0.03	0.65	2371.09	0.944	1.80
T-5	50.31	5	6	10	1.212	0.03	0.61	2370.33	1.231	1.212	0.03	0.62	2370.33	1.231	1.59
T-6	54.70	6	7	10	1.207	0.03	0.64	2369.72	1.544	1.207	0.03	0.66	2369.72	1.544	1.76
T-7	78.31	7	8	10	0.804	0.04	0.63	2369.07	2.445	0.804	0.04	0.66	2369.07	2.445	1.58
T-8	79.40	8	9	10	0.768	0.04	0.63	2368.44	2.574	0.768	0.04	0.66	2368.44	2.574	1.56
T-9	60.04	9	10	10	0.650	0.04	0.64	2367.83	3.212	0.650	0.04	0.67	2367.83	3.212	1.51
T-10	46.66	10	11	10	0.750	0.04	0.71	2367.44	3.738	0.750	0.05	0.73	2367.45	3.738	1.81
T-11	46.93	11	12	10	0.575	0.05	0.68	2367.10	4.309	0.575	0.05	0.70	2367.10	4.308	1.57
T-12	20.28	12	13	10	0.493	0.05	0.66	2366.83	4.585	0.493	0.05	0.67	2366.83	4.585	1.43
T-13	40.48	13	14	10	0.371	0.07	0.68	2366.75	6.551	0.371	0.06	0.67	2366.74	6.550	1.34
T-14	53.33	14	15	10	12.526	0.03	2.22	2366.56	6.638	12.526	0.06	2.33	2366.59	6.637	20.80
T-15	45.60	15	16	10	6.974	0.03	1.81	2359.88	6.712	6.974	0.06	1.91	2359.91	6.711	13.26
T-16	40.87	16	17	10	3.964	0.04	1.50	2356.71	6.778	3.964	0.06	1.57	2356.73	6.778	8.60
T-17	20.16	17	1	10	8.185	0.03	1.92	2355.08	6.811	8.185	0.04	1.88	2355.11	6.811	7.78
T-18	78.02	18	19	10	1.820	0.02	0.60	2390.34	0.255	1.820	0.01	0.44	2390.33	0.255	1.06
T-19	61.94	19	20	10	1.921	0.02	0.66	2388.92	0.557	1.921	0.02	0.57	2388.92	0.557	1.58
T-20	60.97	20	21	10	8.512	0.02	1.35	2387.73	0.915	8.512	0.02	1.12	2387.73	0.915	6.26
T-21	60.99	21	22	10	9.034	0.02	1.45	2382.54	1.399	9.034	0.03	1.30	2382.55	1.399	7.98
T-22	45.66	22	13	10	22.624	0.02	2.25	2377.03	1.899	22.624	0.03	1.96	2377.04	1.899	18.60
T-23	47.32	23	24	8	4.015	0.02	0.61	2379.96	0.077	4.015	0.01	0.43	2380.00	0.077	1.17
T-24	31.96	24	1	8	11.170	0.02	1.23	2378.66	0.129	11.170	0.01	0.71	2378.65	0.129	3.26
T-25	47.03	25	26	8	2.828	0.02	0.62	2380.79	0.077	2.849	0.01	0.37	2380.79	0.077	0.90
T-26	42.23	26	2	8	13.379	0.02	1.34	2379.46	0.145	13.379	0.01	0.79	2379.45	0.145	3.96
T-27	47.99	27	28	8	4.668	0.02	0.79	2383.04	0.078	4.668	0.01	0.45	2383.03	0.078	1.32
T-28	54.30	28	3	8	16.022	0.02	1.47	2380.80	0.167	16.022	0.01	0.87	2380.79	0.167	4.86
T-29	47.31	29	30	8	2.959	0.02	0.63	2384.44	0.077	2.959	0.01	0.38	2384.43	0.077	0.93
T-30	65.54	30	4	8	18.248	0.02	1.57	2383.04	0.184	18.248	0.01	0.94	2383.03	0.184	5.62
T-31	48.37	31	32	8	4.321	0.02	0.76	2386.53	0.079	4.321	0.01	0.44	2386.52	0.079	1.25

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

T-32	77.31	32	5	8	18.264	0.02	1.58	2384.44	0.205	18.264	0.01	0.96	2384.43	0.205	5.93
T-33	47.17	33	34	8	5.639	0.02	0.87	2389.19	0.077	5.639	0.01	0.46	2389.18	0.077	1.56
T-34	44.13	34	35	8	17.403	0.02	1.53	2386.53	0.149	17.403	0.01	0.87	2386.52	0.149	4.88
T-35	46.41	35	6	8	19.694	0.02	1.64	2378.85	0.224	19.694	0.01	1.01	2378.84	0.224	6.56
T-36	72.94	36	37	8	5.292	0.02	0.85	2393.06	0.119	5.292	0.01	0.53	2393.05	0.119	1.79
T-83	47.58	37	37A	8	14.714	0.02	1.42	2389.20	0.196	14.714	0.01	0.88	2389.18	0.196	4.93
T-84	47.58	37A	38	8	14.651	0.02	1.43	2382.20	0.274	14.651	0.01	0.96	2382.19	0.274	11.12
T-38	33.83	38	7	8	18.268	0.02	1.69	2375.23	0.773	18.268	0.02	1.40	2375.23	0.773	1.12
T-39	81.13	39	40	8	2.675	0.02	0.61	2396.74	0.132	2.675	0.01	0.42	2396.72	0.132	1.38
T-40	72.05	40	41	8	2.443	0.02	0.61	2394.57	0.250	2.443	0.01	0.51	2394.56	0.250	5.92
T-41	39.74	41	42	8	13.815	0.02	1.40	2392.81	0.314	13.815	0.01	0.97	2392.80	0.314	7.40
T-42	79.50	42	38	8	15.208	0.02	1.49	2387.32	0.444	15.208	0.02	1.13	2387.32	0.444	1.02
T-43	66.25	43	44	8	2.702	0.02	0.61	2387.32	0.108	2.702	0.01	0.40	2387.31	0.108	1.48
T-44	76.06	44	45	8	2.748	0.02	0.64	2385.53	0.232	2.748	0.01	0.51	2385.52	0.232	5.51
T-45	42.34	45	46	8	10.179	0.02	1.24	2383.44	0.468	10.179	0.02	1.01	2383.44	0.468	12.05
T-46	44.45	46	9	8	25.467	0.02	1.92	2379.13	0.540	25.467	0.02	1.44	2379.13	0.540	3.29
T-47	77.07	47	48	8	11.535	0.02	1.25	2396.73	0.126	11.535	0.01	0.72	2396.72	0.126	5.18
T-48	25.22	48	45	8	17.446	0.02	1.54	2387.84	0.167	17.446	0.01	0.90	2387.83	0.167	0.81
T-49	41.66	49	50	8	2.688	0.02	0.60	2396.73	0.068	2.688	0.01	0.36	2396.72	0.068	2.85
T-50	40.66	50	51	8	9.100	0.02	1.11	2395.61	0.134	9.100	0.01	0.67	2395.60	0.134	4.41
T-51	47.31	51	52	8	12.133	0.02	1.29	2391.91	0.211	12.133	0.01	0.84	2391.90	0.211	5.97
T-52	52.01	52	53	8	12.786	0.02	1.36	2386.17	0.371	12.786	0.02	1.01	2386.17	0.371	10.82
T-53	48.38	53	10	8	25.010	0.02	1.89	2379.52	0.450	25.010	0.02	1.37	2379.52	0.450	1.06
T-54	46.23	54	52	8	3.591	0.02	0.70	2387.83	0.075	3.591	0.01	0.41	2387.82	0.075	2.80
T-55	52.46	55	56	8	7.720	0.02	1.03	2394.98	0.168	7.720	0.01	0.67	2394.97	0.168	4.82
T-56	51.56	56	57	8	12.199	0.02	1.31	2390.93	0.252	12.199	0.01	0.88	2390.92	0.252	6.09
T-57	51.79	57	58	8	12.300	0.02	1.34	2384.64	0.415	12.300	0.02	1.03	2384.64	0.415	10.71
T-58	48.68	58	11	8	23.007	0.02	1.82	2378.27	0.494	23.007	0.02	1.35	2378.27	0.494	0.99
T-59	51.56	59	57	8	3.161	0.02	0.66	2386.17	0.079	3.161	0.01	0.39	2386.16	0.079	0.88
T-60	50.51	60	55	8	2.633	0.02	0.60	2396.31	0.082	2.633	0.01	0.37	2396.30	0.082	0.72
T-61	26.43	61	62	8	2.989	0.02	0.63	2395.68	0.043	2.989	0.01	0.32	2395.67	0.043	2.72
T-62	61.27	62	63	8	8.210	0.02	1.06	2394.89	0.143	8.210	0.01	0.65	2394.88	0.143	4.60
T-63	55.80	63	64	8	12.043	0.02	1.29	2389.86	0.234	12.043	0.01	0.86	2389.85	0.234	4.51
T-64	37.13	64	65	8	8.888	0.02	1.08	2383.14	0.060	8.888	0.02	0.89	2383.14	0.060	4.66
T-65	32.42	65	22	8	8.667	0.02	1.14	2379.84	0.426	8.667	0.02	0.93	2379.84	0.426	0.91
T-66	46.76	66	67	8	2.908	0.02	0.63	2384.64	0.076	2.908	0.01	0.38	2384.63	0.076	3.33
T-67	52.08	67	68	8	9.965	0.02	1.17	2383.28	0.161	9.965	0.01	0.72	2383.27	0.161	7.50
T-68	50.60	68	12	8	22.312	0.02	1.75	2378.09	0.243	22.312	0.01	1.09	2378.08	0.244	0.86
T-69	48.84	69	70	8	2.600	0.02	0.60	2395.14	0.080	2.600	0.01	0.37	2395.13	0.080	2.12
T-70	57.69	70	71	8	5.218	0.02	0.86	2393.87	0.174	5.218	0.01	0.58	2393.86	0.174	3.88
T-71	58.98	71	72	8	8.952	0.02	1.13	2390.86	0.270	8.952	0.01	0.82	2390.85	0.270	4.64
T-72	33.63	72	21	8	9.040	0.02	1.16	2385.58	0.385	9.040	0.02	0.91	2385.58	0.385	0.86
T-74	45.60	74	75	8	2.741	0.02	0.61	2394.32	0.074	2.741	0.01	0.37	2394.31	0.074	1.19
T-75	55.49	75	76	8	2.559	0.02	0.61	2393.07	0.165	2.559	0.01	0.45	2393.06	0.165	3.12

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

230

BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

T-76	57.40	76	20	8	6.829	0.02	0.99	2391.65	0.258	6.829	0.01	0.72	2391.64	0.258	1.19
T-77	37.06	77	72	8	4.695	0.02	0.79	2387.32	0.060	4.695	0.01	0.41	2387.31	0.060	0.88
T-78	48.66	78	79	8	2.713	0.02	0.61	2393.67	0.079	2.713	0.01	0.37	2393.66	0.079	2.05
T-79	75.00	79	19	8	4.573	0.02	0.81	2392.35	0.201	4.573	0.01	0.58	2392.34	0.202	0.87
T-80	45.43	80	81	8	2.773	0.02	0.61	2392.45	0.074	2.773	0.01	0.37	2392.44	0.074	1.07
T-81	32.92	81	18	8	2.582	0.02	0.60	2391.19	0.128	2.582	0.01	0.41	2391.18	0.128	1.45
T-73	48.39	73	64	8	5.042	0.02	0.82	2385.58	0.079	5.042	0.01	0.44	2385.57	0.079	5.77

Se observa que los caudales de diseño obtenidos tanto en el cálculo manual como en el modelamiento en el software son iguales, lo cual asegura la credibilidad del uso del software, con un adecuado manejo y comprensión del mismo.

Las velocidades obtenidas en el diseño hidráulico manual estuvieron en consideración de velocidades mínimas de circulación de 0.60m/s. garantizando en todos los tramos, dichas velocidades, en cambio las velocidades obtenidas del modelamiento del software son un tanto menores que las primeras, dicha variación promedio es de 0.27m/s.

CAPÍTULO IX: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

9.1. INTRODUCCIÓN.

En una planta de tratamiento de aguas residuales se tratan dichas aguas mediante una combinación de operaciones físicas y de procesos biológicos y químicos que remueven el material suspendido, coloidal o disuelto de dichas aguas.

En la actualidad, las enfermedades cuyo origen proviene de las aguas residuales han tenido una gran acogida como uno de los principales problemas entre la población, en especial las de las zonas rurales, donde el poco conocimiento de los peligros que trae consigo arrojar un agua residual de origen doméstico sin tratamiento a un cuerpo de agua los hace fácilmente vulnerables a cualquier brote de enfermedades de origen diarreicas, o por cualquier bacteria, parásito, protozooario, y demás que se pueden encontrar en las aguas residuales; además del daño que se hace al ecosistema del cuerpo de agua, donde arrojan el agua residual, alterando la flora y fauna del cuerpo de agua.

El tratamiento y disposición final de las aguas residuales de tipo domésticas tiene por objeto fundamental evitar que las aguas receptoras se transformen en ofensivas o inapropiadas en relación a:

A. LA HIGIENE, POR LA CONTAMINACIÓN DE:

- Servicios de agua para consumo público o privado: canales, ríos, lagunas, estuarios y flujos subterráneos.

- Hielos naturales.
- Mariscos.
- Zonas de baños y playas.

B. CONSIDERACIONES ESTÉTICAS URBANÍSTICAS QUE ORIGINAN ASPECTOS OFENSIVOS DESAGRADABLES.

- A la vista.
- Al olfato.

C. CONSIDERACIONES ECONÓMICAS.

- Servicio de agua para el consumo industrial.
- Vida del ganado.
- Vida acuática aprovechable.
- Depreciación de la propiedad.
- Navegación.

9.2. EFECTOS INDESEABLES DE LAS AGUAS RESIDUALES.

La lista de enfermedades relacionadas con el agua es larga y con una incidencia preocupante en los países de América Latina y el área del Caribe, en muchos de ellos, estas enfermedades representan las principales causas de muerte. Atacan con mayor rigor a los pobres y son especialmente fatales entre infantes, niños pequeños y ancianos.

Un sistema de abastecimiento de agua confiable y adecuado y un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales constituyen necesidades humanas básicas para lograr vidas saludables y productivas. Sin estos sistemas es prácticamente imposible el mantenimiento de un ambiente

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

233

BACH. Fredy Málaga Inquilla

saludable. Sin embargo, para asegurar una buena salud y mitigar el impacto ambiental, en concordancia con los requerimientos establecidos, es necesario complementar la evacuación de las aguas residuales con un tratamiento adecuado, que produzca un efluente que pueda eliminarse sin causar perjuicios y prevenga la polución de corrientes y cuerpos de agua.

La salud de las personas, la protección de los medios naturales de recreo, las conservación de los recursos naturales, la prevención contra la polución de las corrientes, y la conservación y restauración de las condiciones naturales constituyen razones tangibles e intangibles para el tratamiento de las aguas residuales.

A continuación se muestra un cuadro de los efectos presentados por diferentes tipos de contaminación:

CONTAMINACIÓN	EFECTO
Materia orgánica biodegradable.	Desoxigenación del agua, muerte de peces, olores indeseables.
Materia suspendida.	Deposición en los lechos de los ríos, si es orgánica se descompone y flota mediante el empuje de los gases:
Sustancias corrosivas, cianuros, metales, fenoles.	Extensión de peces y vida acuática, destrucción de bacterias, interrupción de la autopurificación.

Microorganismos patógenos.	Las aguas residuales domésticas pueden transportar organismos patógenos, los residuos de curtiembre, ántrax.
Sustancias que causan turbiedad, temperatura, color, olor, etc.	El incremento de temperatura afecta los peces: el color, el olor y turbiedad hacen estéticamente inaceptable el agua para el uso público.
Sustancias o factores que transforman el equilibrio biológico.	Pueden causar crecimiento excesivo de hongos o planta acuática, las cuales alteran el ecosistema acuático, cusan olores, etc.
Constituyentes minerales.	Incrementan la dureza, limitan los usos industriales sin tratamiento especial, incrementando el contenido de sólidos disueltos a niveles perjudiciales para los peces o la vegetación, contribuyen a la eutrofización del agua.

Cuadro 9.1. Tipos Efectos de la Contaminación.
Fuente: Publicación en la internet.

9.3. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

9.3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.

A. TEMPERATURA.

Posee una temperatura más elevada a la del agua de suministro.

Debido al agua caliente doméstica vertido al desagüe, y los diferentes residuos vertidos por parte de industrias. Este

incremento de temperatura puede favorecer el desarrollo de microorganismos indeseable.

B. COLOR.

Posee un color gris en condiciones normales. En ausencia de oxígeno aparecen coloraciones negruzcas, en aguas residuales industriales pueden aparecer cualquier tipo de color.

C. OLOR.

Presenta un olor desagradable pero soportable, el olor presentado es debido a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. En ausencia de oxígeno tendrá un olor fétido.

D. TURBIDEZ.

Es debido a la materia en suspensión, es variable aunque en aguas residuales urbanas es alrededor de 150NTU.

E. CONDUCTIVIDAD.

Es superior a las aguas de suministro. En aguas de potables es alrededor de 600 S/cm. mientras que en aguas residuales esta entre 1000 y 2000 S/cm.

F. SOLIDOS TOTALES.

Se define como la materia obtenida como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación entre 103° y 105°C.

9.3.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

En general, la composición de las aguas residuales es variable, aunque las aguas residuales suelen ser más uniformes, pero las aguas residuales industriales pueden ser muy variables.

A. MATERIA ORGÁNICA.

Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis del compuesto orgánico, junto con las proteínas, los hidratos de carbono, las grasas y los aceites y la urea el agua residual también contiene pequeñas cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a extremadamente compleja.

B. MATERIA INORGÁNICA.

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia por la determinación y control de la calidad del agua. las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua

con las diferentes formaciones geológicas , como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ellas descargan.

9.3.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS.

Las aguas residuales tienen una gran cantidad de organismos procedentes de las excretas de personas y animales. Muchos de ellos son patógenos y pueden originar desde un simple proceso diarreico hasta enfermedades muy graves que pueden llegar a ser mortales como la cólera.

9.4. CÁMARA DE REJAS.

El principal objetivo de la construcción de una cámara de rejillas es la retención de sólidos y sedimentar arenilla para que dichos materiales no ingresen al Tanque Imhoff, debido a que estos sólidos, podrían obstruir las válvulas y/o tuberías en la planta de tratamiento.

La cámara de rejillas está conformada por una rejilla de acero, con una hendidura en su parte inferior y sujeta por una varilla superior, de tal modo que permita el giro de la rejilla para su posterior limpieza.

La cámara de rejillas es el último punto de la red de alcantarillado, cuya ubicación ayuda al buen funcionamiento de la planta de tratamiento (Tanque Imhoff).

9.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA CÁMARA DE REJAS.

Para el dimensionamiento de la cámara de rejas se define primeramente los parámetros de diseño del cálculo de pérdida de carga según Metcalf-Eddy.

Las rejas de la cámara son del tipo sencillas y de limpieza manual, no ameritando mayores cálculos que los siguientes:

9.4.1.1. CAUDAL DE DISEÑO.

El Caudal de diseño para la cámara de rejas es el caudal utilizado para el cálculo de red de desagüe, el cual es igual a $6.8113 \text{ l/s.} = 588.496 \text{ m}^3/\text{día} = 24.521 \text{ m}^3/\text{hora.} = 0.0068 \text{ m}^3/\text{s.}$

9.4.1.2. EFICIENCIA DE LA BARRA EN CÁMARA DE REJAS.

Se adoptará un espesor de la barra de acero (e) de $\frac{1}{4}$ " y la separación entre barras (a) de 1"

Con los datos de (a) y (e) se presente la eficiencia de la barra, la cual varía entre el 65% y 85%; La eficiencia de la barra (E):

$$\text{Eficiencia de la barra (E)} = \frac{a}{e + a}$$

Entonces la eficiencia de la barra es de 0.80 ó 80%, dicha eficiencia se encuentra en el rango mencionado.

9.4.1.3. NÚMERO DE BARRAS EN CÁMARA DE REJAS.

La velocidad de pase en las rejas (V), varía entre 0.50m/s y 0.75m/s; para los cálculos se adoptará un valor medio de 0.60m/s.

La velocidad de aproximación (V_o), varía entre 0.30m/s y 0.60m/s; para los cálculos se adoptará un valor de 0.30m/s.

El ancho del canal (b), varía entre 0.60m. y 3.60m.; para los cálculos se adoptará un valor de 1.20m.

$$\text{Número de barras (n)} = \frac{b - a}{e + a}$$

Entonces se obtiene un valor de 38 barras de espesor (e) $\frac{1}{4}$ " y con una separación (a) de 1".

9.4.1.4. ÁREA ÚTIL EN REJAS Y ÁREA TOTAL DEL FLUJO AGUAS ARRIBA.

El área útil en rejas se basa en la siguiente expresión:

Datos:

- Caudal de diseño (Q) = 0.0068 m³/s.
- Velocidad de pase de las rejas (V) = 0.60m/s.

$$\text{Área útil rejas (Au)} = \frac{Q}{V}$$

Se obtiene un valor de 0.011m².

El área total del flujo aguas arriba se basa en la siguiente expresión:

Datos:

- Área útil de rejas (A_u) = 0.011 m².
- Eficiencia de la barra (E) = 80%

$$\text{Área total del flujo aguas arriba } (A_t) = \frac{A_u}{E}$$

Se obtiene un valor de 0.014m².

9.4.1.5. CÁLCULO DEL TIRANTE AGUAS ARRIBA.

Se usa la ecuación de Manning para el cálculo del tirante en una sección rectangular, con los siguientes datos:

- Velocidad de aproximación (V_o) = 0.30m/s.
- Área total del flujo aguas arriba (A_t) = 0.014m².

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Siendo (R) igual al área mojada (A_t) entre el perímetro mojado (dos veces el tirante más el ancho del canal) y conociendo el ancho del canal (b) igual a 1.20m.

$$R = \frac{A_t}{2y + b}$$

Entonces conocemos el tirante (Y), que es igual a 0.025m, dicho tirante es menor al tirante máximo aceptable de 0.20m.

**9.4.1.6. CÁLCULO DE LA PÉRDIDA DE CARGA EN LA REJA
SEGÚN METCALF-EDDY.**

Dicho cálculo está en función de la velocidad a través de las barras y la velocidad aguas arriba de las rejillas.

Dicho valor no puede ser menor de 0.15m.

Datos:

- Velocidad a través de las barras (V)= 0.60m/s.
- Velocidad aguas arriba = Velocidad a través de las barras (V) multiplicado por la Eficiencia de la barra (E) que es igual al 80% ($v=V \cdot E$)= 0.48m/s.

$$hf = 1.43 * \frac{v^2 - V^2}{2g}$$

Entonces se obtiene un valor de 0.008m. para la pérdida de carga en la reja; se adopta un valor de diseño de 0.15m. para hf.

9.4.1.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CÁMARA DE REJAS.

- Diámetro interior del buzón = 1.50m.
- Ancho del canal (b) = 1.20m.
- Altura del canal (h) = 0.25m.
- Longitud de la rejilla:

Para una altura H igual a 0.85m.

$$(L=H/\text{sen}60^\circ) = 1.00\text{m.}$$

9.5. TANQUE IMHOFF Y LECHO DE SECADO.

El Tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos.

Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua, y la digestión de lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

Tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arenas para un buen funcionamiento del sistema.

El Tanque Imhoff típico posee una forma rectangular y se divide en tres compartimientos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de lodos.

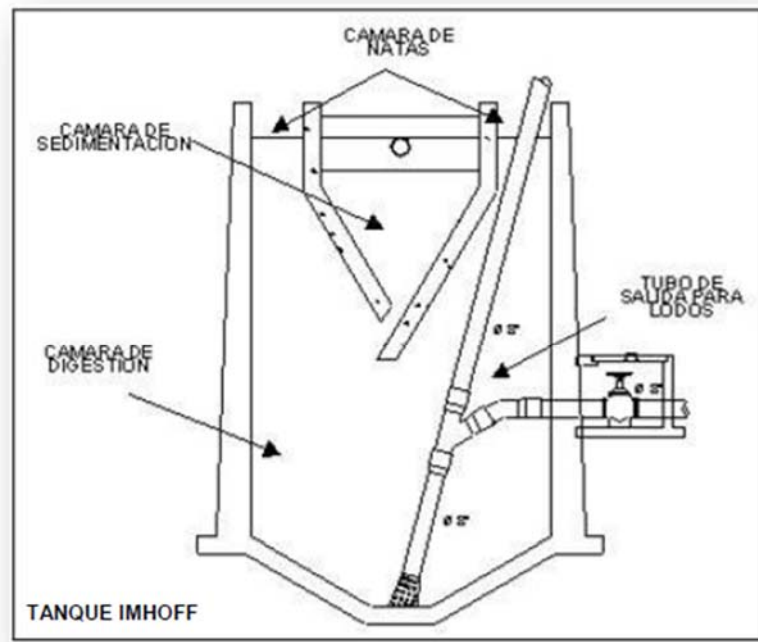
9.5.1. PROCESO DE FUNCIONAMIENTO DE UN TANQUE IMHOFF.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tienen la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en el digestor extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos, los cuales también pueden ser usados para el mejoramiento de los suelos.



Cuadro 9.2. Tanque Imhoff estándar.

Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff;OMS-CEPIS.

9.5.2. VENTAJAS DEL TANQUE IMHOFF.

Las ventajas ante el empleo de este sistema de tratamiento de aguas residuales son las siguientes:

- Contribuye a la digestión de lodo, mejor que un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
- El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90% a 95% de humedad.

- Las aguas servidas que se introducen en los tanques imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
- El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.
- Elimina del 40% al 50% de sólidos suspendidos y reduce la demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.) de 25% a 35%. Los lodos acumulados en el digestor del tanque imhoff se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secados.

9.6. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

9.6.1. CRITERIOS DE UBICACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Debe de ubicarse en un área suficientemente extensa y fuera de la influencia de cauces sujetos a torrentes y avenidas, y en el caso de no ser posible, se deberán proyectar obras de protección.

Para el diseño de la planta de tratamiento se toma la consideración de mantenerla alejada del centro poblado en estudio a una distancia

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

mayor a 250m. en dicho proyecto también se hace la consideración de un área de protección alrededor del sistema de tratamiento.

También se hace la consideración de la dirección del viento, dicha dirección fluye desde el centro poblado hacia la planta de tratamiento y no al revés.

9.6.2. COMPARTIMIENTOS DEL TANQUE IMHOFF.

El Tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y cámara de natas.

Además de estos compartimientos se tendrá que considerar el diseño de un lecho de secado de lodos.

9.6.3. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR.

9.6.3.1. CAUDAL DE DISEÑO.

El caudal de diseño, está en función de la población de diseño, la dotación y el porcentaje de contribución.

Por tanto:

$$Q_p = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{1000} * \% \text{Contribución}$$

Qp: Caudal de diseño.

9.6.3.2. AREA DEL SEDIMENTADOR.

El área del sedimentador está en función del caudal de diseño y de la carga superficial, la cual es igual a $1\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{hora})$.

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s}$$

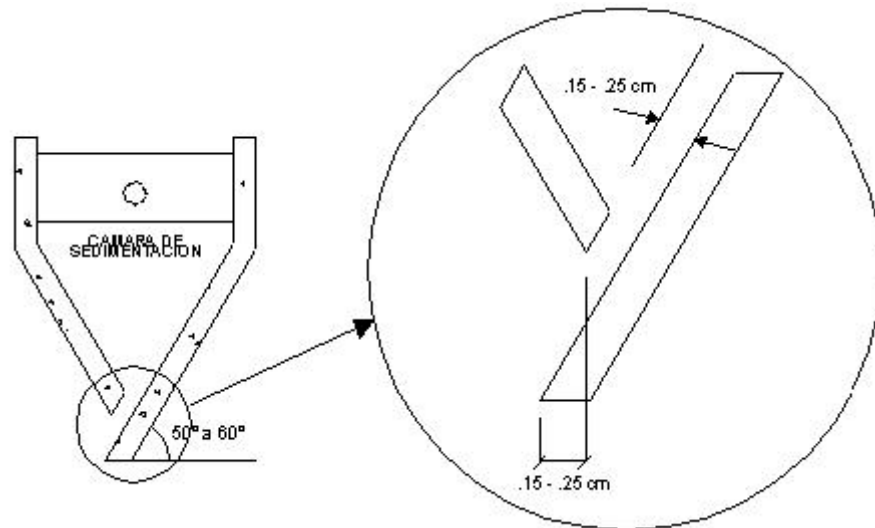
9.6.3.3. VOLUMEN DEL SEDIMENTADOR.

El volumen del sedimentador está en función del caudal de diseño y del periodo de retención hidráulica, la cual varía entre 1.5 a 2.5 horas (se recomienda un valor de 2 horas).

$$V_s = Q_p * R$$

Algunas consideraciones en el dimensionamiento del sedimentador:

- El fondo del tanque será de sección transversal en forma “V” y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60° .
- En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos hacia el digestor, esta abertura será de 0.15m. a 0.20m.
- Unos de los lados deberá prolongarse de 15cm. a 20cm. de modo que impida el paso de gases y sólidos deprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.



Cuadro 9.3. Tanque Imhoff-Cámara de sedimentación.

Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff; OMS-CEPIS.

9.6.3.4. LONGITUD MÍNIMA DEL VERTEDERO.

La longitud mínima del vertedero está en función del caudal de máximo diario de diseño y la carga hidráulica sobre el vertedero, la cual está entre 125 a 500m³/(m²*hora).

$$L_v = \frac{Q_{max}}{Chv}$$

9.6.4. DISEÑO DEL DIGESTOR.

9.6.4.1. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO Y DIGESTIÓN.

Para el compartimento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior), se tendrá en cuenta la siguiente tabla:

Temperatura °C	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2,0
10	1,4
15	1,0
20	0,7
>25	0,5

Cuadro 9.4. Factor de capacidad relativa en función de temperatura.
Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff; OMS-CEPIS.

Se considerará la temperatura mínima²¹, la cual es de 10°C.

(21) Ver Capítulo II ASPECTOS GENERALES, ÍTEM 2.6. CLIMA Y METEOROLOGÍA.

Dicho volumen de almacenamiento y digestión, está en función de la población de diseño y el factor de capacidad relativa de la tabla anterior.

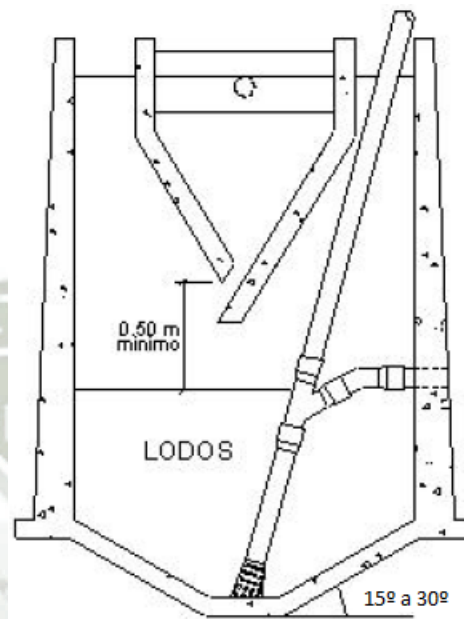
$$V_d = \frac{70 * P * fcr}{1000}$$

Algunas consideraciones en el dimensionamiento del digester:

- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

- Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.
- La altura máxima de los lodos deberá estar 0.50m. por debajo del fondo del sedimentador.



Cuadro 9.5. Tanque Imhoff.

Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff; OMS-CEPIS.

9.6.4.2. TIEMPO REQUERIDO PARA LA DIGESTIÓN DE LODOS.

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura, por ello se usará la siguiente tabla:

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Cuadro 9.6. Tiempo de digestión en función de temperatura.

Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff; OMS-CEPIS.

Se considerará la temperatura mínima, la cual es de 10°C .

Los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente para estimar la frecuencia de retiro de lodos.

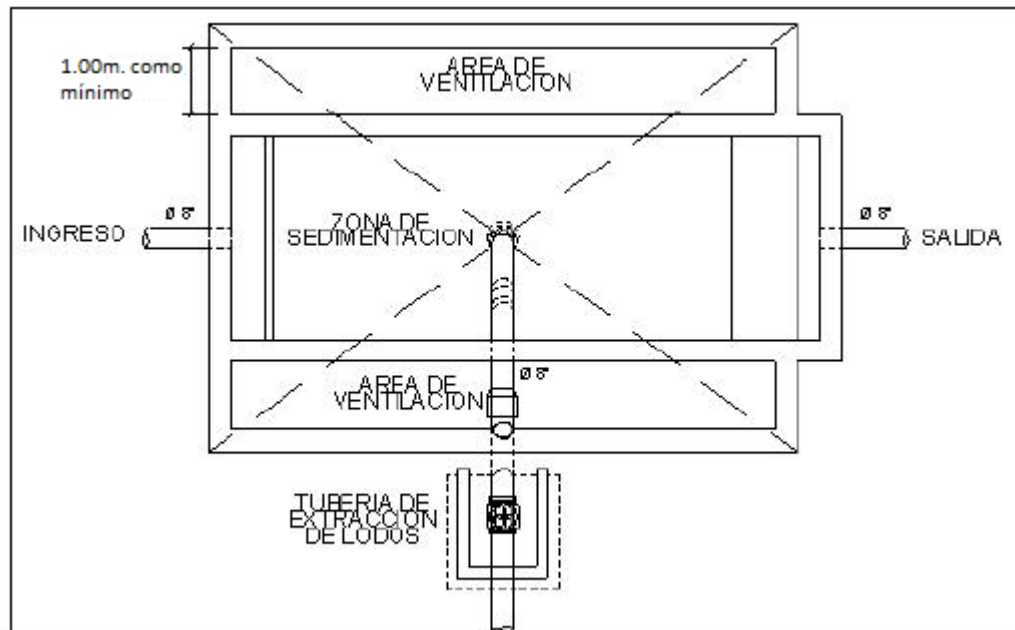
9.6.4.3. FRECUENCIA DE RETIRO DE LODOS.

La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempos referenciales, considerando que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de tiempo de digestión.

9.6.5 ÁREA DE VENTILACIÓN Y CÁMARA DE LODOS.

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas), se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 1.00m. como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos el 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre será como mínimo de 0.30m.



Cuadro 9.7. Vista de planta-Tanque Imhoff.
Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff; OMS-CEPIS.

9.6.6. LECHOS DE SECADO DE LODOS.

Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta lo ideal para pequeñas comunidades.

A nivel de proyecto se puede estimar la carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión, de la siguiente manera:

$$C = \frac{\text{Población} * \text{contribución per cápita}}{1000}$$

Cuando la localidad no cuenta con alcantarillado se utiliza una contribución per cápita promedio de 90 gr.SS/(hab.*día).

9.6.6.1. MASA DE SÓLIDOS QUE CONFORMAN LOS LODOS.

La masa de sólidos está en función de la contribución per cápita

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C)$$

9.6.6.2. VOLUMEN DIARIO DE LODOS DIGERIDOS.

El volumen diario de lodos digeridos está en función de la masa de sólidos, la densidad de los lodos, igual a 1.04Kg./l. y el porcentaje de sólidos contenidos en el lodo, el cual varía entre 8% a 12%.

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * (\%de \frac{solidos}{100})}$$

9.6.6.3. VOLUMEN DE LODOS A EXTRAERSE DEL TANQUE.

El volumen de lodos a extraerse está en función del tiempo de digestión y el volumen diario de lodos digeridos.

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000}$$

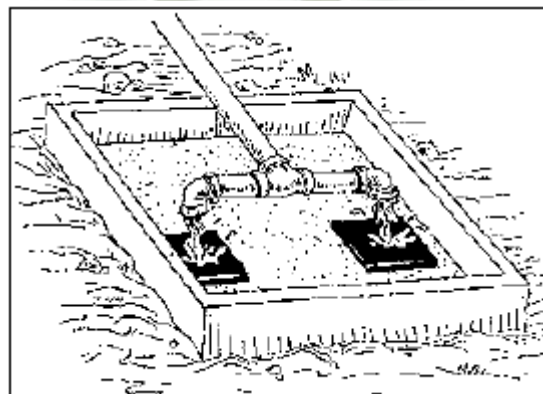
9.6.6.4. ÁREA DEL LECHO DE SECADO.

El área del lecho de secado está en función del volumen de lodos a extraerse del tanque y la profundidad de aplicación.

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Algunas consideraciones en el dimensionamiento del lecho de secado:

- La profundidad de aplicación varía entre 0.20m. a 0.40m.
- El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3m. a 6m., pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10m.



Cuadro 9.8. Gráfico de un lecho de secado.

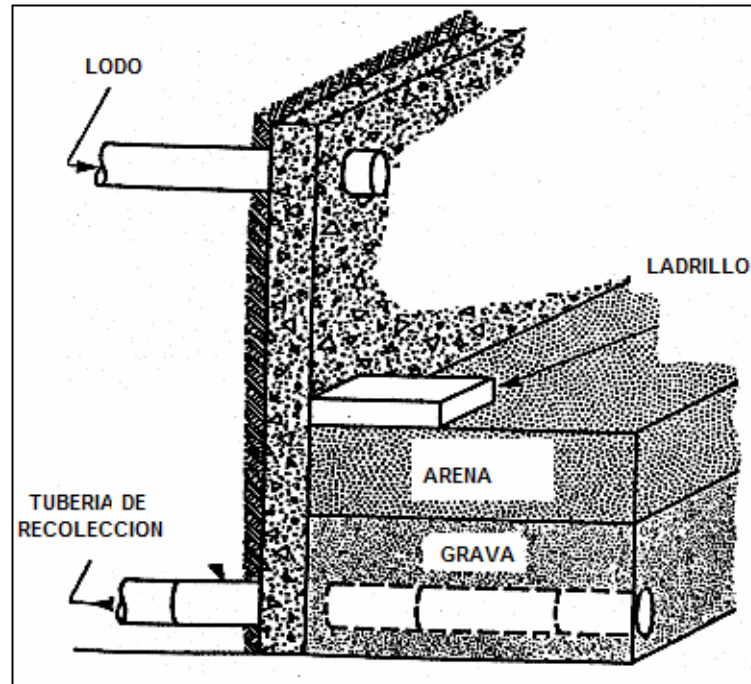
Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff;OMS-CEPIS.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

9.6.7. MEDIO DE DRENAJE.

El medio de drenaje es generalmente de 0.30m. de espesor y debe tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15cm. formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2cm. a 3cm. llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0.30 a 1.30mm. y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5.
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1.6mm. y 51mm.(1/6"y2") de 0.20m. de espesor.



Cuadro 9.9. Corte de lecho de secado.
Fuente: Guía para el Diseño de tanques Imhoff;OMS-CEPIS.

9.7. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

9.7.1. DISEÑO DEL SEDIMENTADOR.

9.7.1.1. CAUDAL DE DISEÑO.

Datos de diseño:

- Población futura= 1568 habitantes.
- Dotación= 200 l/hab./día.
- % Contribución= 80%

$$Q_p = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{1000} * \% \text{Contribución}$$

$$Q_p = \frac{1568 * 200}{1000} * 80\%$$

$$Q_p = 250.88 \text{ m}^3/\text{día}$$

Entonces, se obtiene un Caudal de diseño (Q_p) = 2.904 l/s.

= 250.88 m³/día. = 10.45 m³/hora.

9.7.1.2. ÁREA DEL SEDIMENTADOR.

Datos de diseño:

- Caudal de diseño (Q_p) = 10.45 m³/hora.
- Carga superficial (C_s) = 1 m³/(m²*hora).

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s}$$

$$A_s = \frac{10.45}{1}$$

$$A_s = 10.45 \text{ m}^2$$

Entonces, se obtiene el área del sedimentador = 10.453 m²

A. SECCIÓN DE PLANTA.

El ancho del sedimentador es la cuarta parte del largo del sedimentador; de ahí obtenemos que:

Largo del sedimentador (L)= 6.80m.

Ancho del sedimentador (A)= 1.70m.

9.7.1.3. VOLUMEN DEL SEDIMENTADOR.

Datos de diseño:

- Periodo de retención (R) = 2 horas.
- Caudal de diseño (Qp) = 10.45 m³/hora.

$$V_s = Q_p * R$$

$$V_s = 10.45 * 2$$

$$V_s = 20.907 \text{ m}^3$$

Entonces, se obtiene un Volumen del sedimentador (Vs) = 20.907 m³

A. SECCIÓN DE PERFIL.

Al saber el volumen del sedimentador, y el ancho (A) del sedimentador, se puede calcular las alturas del sedimentador.

Datos de diseño:

- Ancho del sedimentador (Ancho) = 1.70 m.

$$tg(60^\circ) = \frac{h1}{\left(\frac{\text{Ancho}}{2}\right)}$$

$$h1 = tg(60^\circ) * 70 * 0.5$$

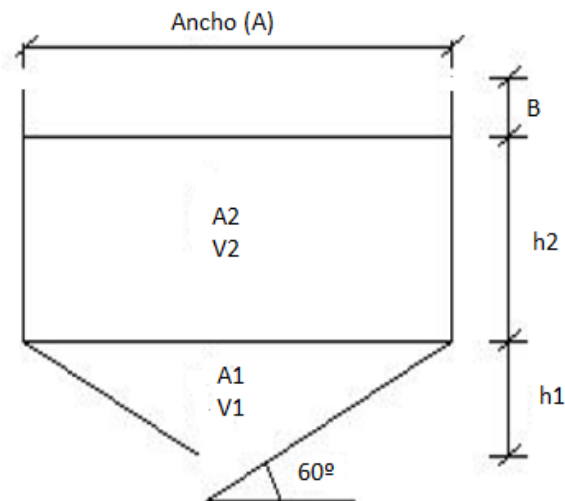
$$h1 = 1.47 \text{ m.}$$

Entonces, se obtiene que Altura (h1) = 1.50.m.

$$\text{El área } A1 = 1.47 \cdot 1.70 \cdot 0.50 = 1.26 \text{ m}^2$$

$$\text{El Volumen } V1 = A1 \cdot \text{Ancho del sedimentador (A)}$$

$$V1 = 1.26 \cdot 6.80 = 8.57 \text{ m}^3$$



Del mismo modo:

El Volumen V2 = Volumen del sedimentador (Vs)-

$$V1 = 12.34 \text{ m}^3$$

$$\text{El área } A2 = 1.81 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura (h2)} = 1.10 \text{ m.}$$

El borde libre (B), se considera un valor de 0.30m. como mínimo, se tomará esa consideración.

Entonces se conoce la altura total del sedimentador es igual a 2.90 m.

9.7.1.4. LONGITUD MÍNIMA DEL VERTEDERO.

Datos de diseño:

- Caudal máximo de diario de diseño ($Q_{\max.}$)= 568.60 $m^3/día$.
- Carga hidráulica sobre el vertedero (Chv) = 250 $m^3/(m*día)$.

$$Lv = \frac{Q_{\max.}}{Chv}$$

$$Lv = \frac{568.60}{250}$$

$$Lv = 2.27m.$$

Entonces, se obtiene una Longitud mínima del vertedero (L_v) = 2.30 m.

9.7.2. DISEÑO DEL DIGESTOR.

9.7.2.1. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO Y DIGESTIÓN.

Con la tabla de temperatura y factor de capacidad relativa (fcr); se obtiene que un diseño en condiciones desfavorables como la mínima temperatura igual a $10^\circ C$, obtenemos un valor fcr , igual a 1.40.

Datos de diseño:

- Factor de capacidad relativa (fcr) = 1.40
- Población futura = 1568 habitantes.

$$Vd = \frac{70 * Población * fcr}{1000}$$

$$Vd = \frac{70 * 1568 * 1.40}{1000}$$

$$Vd = 153.66 \text{ m}^3$$

Entonces, se obtiene un Volumen de almacenamiento y digestión (Vd) = 153.66m³.

9.7.2.2. TIEMPO REQUERIDO PARA LA DIGESTIÓN.

Con la tabla de temperatura y tiempo de digestión en días; se obtiene que un diseño en condiciones desfavorables como la mínima temperatura igual a 10°C, obtenemos un valor de 76 días.

9.7.3. DISEÑO DEL ÁREA DE VENTILACIÓN Y CÁMARA DE LODOS.

Conociendo el dato del largo del sedimentador (L), igual a 6.80m., considerando un ancho de 1.20m. a cada una de las dos áreas de ventilación, se obtiene un área de 16.32m².

El área total de las dos áreas de ventilación y la zona de sedimentación, considerando el borde libre 0.25m a cada lado; se obtendrá un valor de 31.96m².

Se verificará que la superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie del tanque, entonces:

A ventilación = 16.32 m².

A total = 6.80*4.60 = 31.28 m².

$$= \frac{16.32}{31.28} * 100$$

Entonces, se obtiene un resultado de 52.17%, mayor al 30.00% lo cual resulta favorable para el diseño.

A. SECCIÓN DE PERFIL DEL DIGESTOR.

Al conocer el ancho del digestor (Bt), que es igual:

=2*ancho de ventilación+2*borde libre + zona de sedimentación, resulta un valor de 4.70 m.

Datos de diseño:

- Ancho del digestor (Bt) = 4.60 m.

$$tg(30^\circ) = \frac{h1}{\left(\frac{Bt}{2}\right)}$$

$$h1 = tg(30^\circ) * 4.60 * 0.50$$

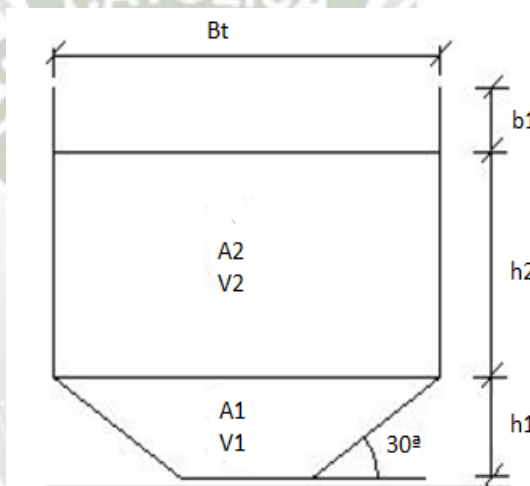
$$h1 = 1.18m.$$

Entonces, se obtiene una Altura (h_1) = 1.20 m.

$$\text{El área } A_1 = (4.60 + 0.5) * 1.20 * 0.5 = 3.06 \text{ m}^2$$

El Volumen $V_1 = A_1 * \text{Ancho del sedimentador (A)} =$

$$V_1 = 3.06 * 6.80 = 20.81 \text{ m}^3$$



Del mismo modo:

$$\text{El Volumen } V_2 = \text{Volumen del digestor (Vd)} - V_1 = 132.86 \text{ m}^3.$$

$$\text{El área } A_2 = 28.88 \text{ m}^2.$$

$$\text{Altura (h2)} = 4.60 \text{ m.}$$

El borde libre (B), se considera un valor de 0.30m. como mínimo, se tomará esa consideración.

Entonces se conoce la altura total del sedimentador =
6.10m.

9.7.4. DISEÑO DEL LECHO DE SECADO DE LODOS.

9.7.4.1. CARGA DE SÓLIDOS QUE INGRESAN AL SEDIMENTADOR.

Datos de diseño:

- Población de diseño = 1568 habitantes.
- Contribución pércapita promedio = 90 gr.SS/(hab.*día).

$$C = \frac{\text{Población} * \text{contribución pércapita}}{1000}$$

$$C = \frac{1568 * 90}{1000}$$

$$C = 141.12 \text{ Kg de SS/día}$$

Entonces, se obtiene que la Carga de solidos ingresantes al
sedimentador (C) = 141.12 Kg. de SS/día.

9.7.4.2. MASA DE SÓLIDOS QUE CONFORMAN LOS LODOS.

Datos de diseño:

- Carga de sólidos ingresantes al sedimentador (C) =
141.12 Kg. de SS/día.

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C)$$

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * 141.12) + (0.5 * 0.3 * 141.12)$$

$$Msd = 45.864 \text{ Kg. de SS/día}$$

Entonces, se obtiene que la masa de sólidos que conforman los lodos (Msd) = 45.864 Kg. de SS/día.

9.7.4.3. VOLUMEN DIARIO DE LODOS DIGERIDOS.

Datos de diseño:

- Msd = 45.864 Kg. de SS/día.
- Densidad del lodo (β) = 1.04 Kg./l.
- Porcentaje de sólidos contenidos en los lodos = 12%

$$Vld = \frac{Msd}{\beta_{lodo} * (\%de \frac{sólidos}{100})}$$

$$Vld = \frac{45.864}{1.04 * 12\%}$$

$$Vld = 367.50 \text{ l/día.}$$

Entonces, se obtiene que el Volumen diario de lodos digeridos (Vld) = 367.50 l/día.

9.7.4.4. VOLUMEN DE LODOS A EXTRAERSE DEL TANQUE.

Datos de diseño:

- $Vld = 367.50$ l/día.
- Tiempo de digestión (Td) = 76 días.

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000}$$

$$Vel = \frac{687.50 * 76}{1000}$$

$$Vel = 27.93 \text{ m}^3$$

Entonces, se obtiene un Volumen de lodos a extraerse (Vel)
 $= 27.93 \text{ m}^3$.

9.7.4.5. ÁREA DEL LECHO DE SECADO.

Datos de diseño:

- Profundidad de aplicación (Ha) = 0.40m.
- $Vel = 27.93 \text{ m}^3$.

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Entonces, se obtiene:

Área del lecho de secado (Als) = 69.83m².

Teniendo la consideración del ancho de los lechos de secado de 6m. Entonces, el largo del lecho de secado de lodos será 11.70m.

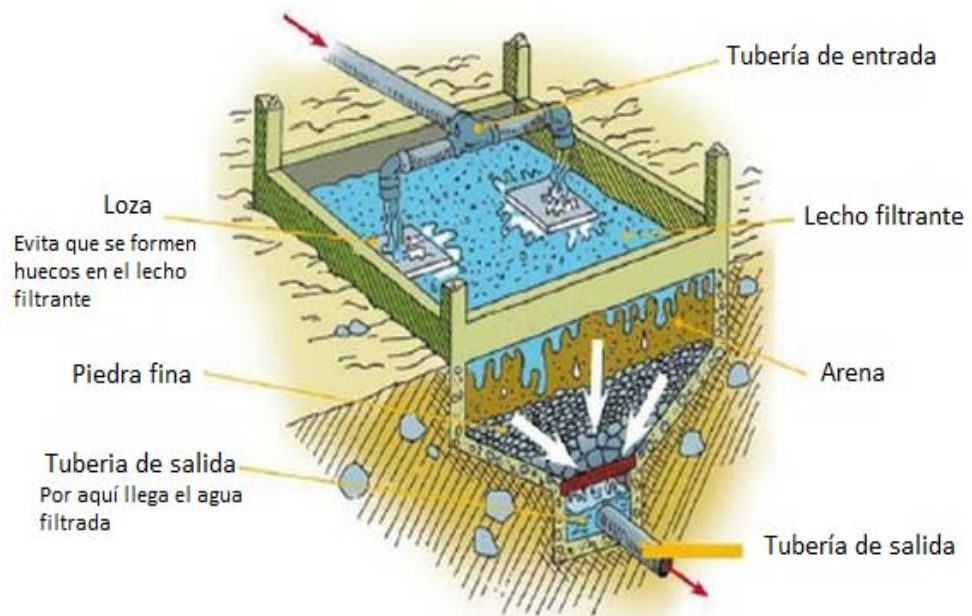
9.7.5. DISEÑO DEL MEDIO DE DRENAJE.

Datos de diseño:

- Altura del ladrillo + arena filtrante = 0.15m.
- Altura de la arena = 0.15m.
- Altura de la grava = 0.20m.
- Altura del borde libre = 0.30m.
- Altura del lodo = 0.40m.

Entonces, se obtiene:

Altura total (Ht) = 1.20m.



Cuadro 9.10. Gráfico de medio de drenaje en lecho de secado.
Fuente: Publicación en la internet.

9.7.6. DISPOSICIÓN FINAL.

La disposición final después de ser tratada en la planta de tratamiento de aguas servidas, irá a parar a una quebrada que se encuentra cerca de la planta de tratamiento mencionada.

Al ser una quebrada, no muestra mayores riesgos contra la salud, debido a que en primeramente, el agua ya fue tratada, primero en la cámara de rejas, evitando el paso de sólidos extraños, seguidamente en el Tanque Imhoff, y finalmente en el lecho de secado, lo que garantiza la calidad el efluente resultante.

Parte del efluente resultante después del tratamiento servirá para el mantenimiento y riego de las áreas verdes de la planta de tratamiento.



CAPÍTULO X: EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.

10.1. GENERALIDADES.

Según el Programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente – PNUMA, define la Evaluación de Impacto Ambiental como “Una investigación, análisis y evaluación de las actividades planeadas, buscando asegurar un desarrollo sustentable y ambientalmente sano”.

Una Evaluación de Impacto Ambiental resulta de la elaboración de un conjunto de actividades, investigaciones y tareas técnicas interrelacionadas íntimamente entre sí, con el objeto de conocer lo más detalladamente posible y con un grado adecuado de ajuste, las principales consecuencias ambientales de un proyecto, de modo tal de ajustarse a las regulaciones pertinentes respecto al cuidado y preservación del ambiente, y brindar en forma efectiva una herramienta para la decisión sobre la implementación de mejoras a un proyecto, alternativas o adecuaciones y correcciones sobre emprendimientos instalados.

Esto es la elaboración de una evaluación encaminada a la identificación de las consecuencias o los efectos a esperar a partir de las acciones emprendidas, específicamente sobre la salud y bienestar de la población, de la calidad ambiental y del entorno donde se asientan o identificar e interpretar las consecuencias acontecidas.

Cada paso de una E.I.A., es una evaluación en sí, que pone a prueba el sustento técnico del estudio con el objetivo primario de minimizar la ocurrencia de impactos negativos sobre el ambiente y sobre la sociedad,

optimizar los recursos utilizados o a utilizar, asistir técnicamente a los encargados del proyecto para modificar los puntos conflictivos y tender hacia un equilibrio en la relación proyecto-ambiente.

Las componentes ambientales serán analizadas a través de valores cuantitativos y cualitativos más o menos precisos y en otros casos solo serán expresados por datos cualitativos de naturaleza subjetiva. Esto hace suponer que la realización de los estudios de diagnóstico ambiental presenta dificultades relativas a la determinación de las interacciones de sus componentes.

Se tiene que identificar la diferencia entre dos situaciones, los sucesos consumados y los sucesos a consumarse. La Evaluación de Impacto Ambiental es un trabajo complejo que se realiza previamente a que un suceso acontezca, mientras que un Estudio de Impacto Ambiental se realiza sobre un suceso ya acontecido.

10.2. OBJETIVO DE LA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.

El propósito de llevar a cabo una E.I.A. es establecer las condiciones ambientales existentes, dentro y en el ámbito de influencia del proyecto para evaluar los posibles impactos que pueden ser ocasionados por el proyecto e identificar las medidas de mitigación que serán necesarias para eliminar o minimizar los impactos a niveles aceptables. Adicionalmente, una EIA puede extenderse a:

- Incluir la formalización e identificación de alternativas para minimizar impactos de un proyecto o a los componentes de un proyecto propuesto.
- Determinar los impactos probables del proyecto sobre los recursos ambientales o del ambiente sobre el proyecto.
- Incluir un análisis de costo/beneficio del proyecto y un plan de contingencia específico para tratar los riesgos ambientales.

Un proceso de EIA, se compone básicamente de los cinco pasos siguientes²²:

1. Establecer las condiciones ambientales existentes.
2. Identificar anticipadamente los tipos de impacto, utilizando las metodologías más apropiadas para el tipo de proyecto y a su naturaleza.
3. Estimar la extensión y magnitud de los impactos previstos.
4. Interpretar el significado de los impactos.
5. Comunicar los resultados a la autoridad pertinente.

(22) Ley Marco del Sistema Nacional de Gestión Ambiental, Ley N° 228245.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

10.3. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE.

Una de las funciones principales de un E.I.A., es la evaluar los impactos ambientales potenciales asociados con un proyecto, con el propósito de identificar medidas de mitigación razonables para minimizar los impactos adversos. La descripción del medio ambiente debe abarcar el ambiente físico, ambiente biológico, ambiente socio-económico y el ambiente de interés humano.

10.3.1. AMBIENTE FÍSICO.

El ambiente físico del proyecto puede ser descrito en términos de:

- Ubicación, topografía y fisiografía del lugar del proyecto.
- Clima y meteorología.
- Calidad de aire.
- Geología y sismicidad.
- Calidad de los suelos.
- Recursos de agua superficial y subterránea.

10.3.2. AMBIENTE BIOLÓGICO.

El ambiente biológico puede ser descrito como una recopilación de ecosistemas biológicos que abarca diversas y distintas especies de flora y fauna. Los ecosistemas pueden ser definidos ampliamente como ecosistemas terrestres y acuáticos.

10.3.3. AMBIENTE SOCIO-ECONÓMICO.

El ambiente socio-económico se describe como todas las actividades o proceso económicos o sociales que pueden ser

influenciados directa o indirectamente por el proyecto. En la mayoría de los casos, algún nivel del ambiente socio-económico será afectado por las actividades del proyecto.

Sin embargo, los impactos potenciales en el ambiente socio-económico asociados con las actividades del proyecto son específicos del lugar y proyecto; los diferentes proyectos afectarán los distintos sectores socio-económicos.

Los factores importantes para determinar el nivel de la descripción socio-económica en el E.I.A. incluye:

- La duración del proyecto.
- El tamaño del lugar más afectado.
- La ubicación del proyecto.
- La probabilidad de expansión de la actividad en el emplazamiento.

10.3.4. AMBIENTE DE ÍTERES HUMANO.

El ambiente de interés humano consiste de varios recursos que pueden incluir áreas arqueológicas, históricas, científicas u otras áreas importantes naturales o relacionadas con el ser humano. EL grado en el cual los ambientes de interés humano deben ser tratados en el E.I.A. se basa totalmente en las condiciones específicas del lugar.

Estos recursos ambientales de interés humano deben ser identificados e incluidos en la descripción ambiental del área del proyecto.

Para estructurar la Evaluación de Impacto Ambiental se deben definir las siguientes etapas específicas:

- Etapa de planeamiento y diseño del proyecto.
- Etapa de construcción del proyecto (ejecución).
- Etapa de operaciones del proyecto.

Las etapas en las cuales se divide un proyecto dentro de una Evaluación de Impacto Ambiental son las siguientes:

10.4. ETAPAS DE EVALUACIÓN DE UN E.I.A.

A. ETAPA DE PLANEAMIENTO Y DISEÑO DEL PROYECTO.

Etapa en la cual se realizan las actividades previas tales como: diferentes estudios de ingeniería que ayudarán al diseño del proyecto, coordinaciones y conversaciones con los pobladores beneficiarios, es muy importante este tipo de componente social.

B. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO.

En esta etapa se realizan la construcción propiamente dicha, en la cual se realiza la mayoría de trabajos en beneficio de los pobladores de la zona de proyecto.

Las etapas de construcción son las siguientes:

- Obras Provisionales.

- Movilización y uso de maquinaria pesada.
- Señalización.
- Limpieza y desbroce.
- Excavación de zanjas.
- Reservorio.
- Buzones de inspección.
- Planta de tratamiento.

C. ETAPA DE OPERACIONES DEL PROYECTO.

La construcción de un sistema de agua potable y desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía, permitirá mejorar la calidad de vida.

Las operaciones de mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas, permitirá tratar las aguas de forma adecuada y sin problemas perjudiciales para la población, dichas aguas después de su tratamiento serán reutilizadas para cultivo u otros fines.

10.5. SITUACIÓN ACTUAL DEL SERVICIO DE SANEAMIENTO DE LA ZONA.

A continuación se describe la situación actual del servicio de saneamiento en el Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa.

10.5.1. SITUACIÓN ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE.

El Centro Poblado Umopalca fue fundado el año de 1978 y hasta la fecha no cuenta con ningún tipo de sistema de agua potable que garantice el cuidado y protección a la salud de sus habitantes.

La mayor parte de los pobladores de la zona habitan desde hace ya más de 10 años, en este tiempo no cuentan con un sistema de agua potable, reciben la visita periódica de tanques cisternas para abastecerse de agua, y por el elevado costo del agua usan también el agua de un canal de riego que a la vez divide el Distrito de Sabandía con el Distrito de Socabaya.

En la actualidad el Centro Poblado Umopalca cuenta con un reservorio elevado que sólo es usado para abastecer del líquido elemento para que los socios puedan contar con este servicio en la construcción de sus cercos perimétricos y sus casas propiamente dichas.

Algunos de los habitantes en la zona de proyecto optó por usar agua subterránea, la cual se encuentra a más 20 metros de profundidad, generando un alto costo por la excavación en terreno duro, muy aparte que dicha agua no está siendo tratada adecuadamente, por lo tanto no se garantiza su calidad para el consumo humano como viene siendo por algunos pobladores en algunos predios.

Es por ello que se plantea un sistema de abastecimiento de agua potable para el Centro Poblado Umopalca, lo cual garantiza agua

potable para toda su población y población de diseño, brindándoseles la calidad y cantidad de agua necesaria para su beneficio.

10.5.2. SITUACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y DISPOSICIÓN DE EXCRETAS.

El Centro Poblado de Umapalca no cuenta con ningún tipo de servicio de alcantarillado, ni de manejo de residuos sólidos, lo que presenta como efecto negativo una fuente peligrosa de contaminación.

Para el tratamiento de residuos sólidos, sólo se cuenta con letrinas ubicadas en cada propiedad para la eliminación de excretas, que obviamente generan focos infecciosos con altos niveles de contaminación, contagio gastrointestinal, respiratorio y dérmico en su población, siendo los niños y ancianos los más perjudicados.

Es por todo ello que se planteó un sistema de alcantarillado para la evacuación, transporte de aguas residuales domésticas y también la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales, en beneficio de dicha población en estudio.

10.6. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES.

La identificación y evaluación del impacto requiere un enfoque integrado y el conocimiento del ambiente existente junto con la comprensión de toda

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

la descripción del proyecto para determinar el rango completo de los impactos, positivos o negativos probables. En la mayoría de casos, los impactos pueden ser cuantificados; sin embargo las evaluaciones cualitativas también se pueden requerir cuando se tengan a disposición datos específicos.

La metodología por la cual se identificará los problemas ambientales existentes en la zona de proyecto se realizará durante las siguientes etapas:

- Etapa de Planeamiento y Diseño del proyecto.
- Etapa de Construcción del proyecto.
- Etapa de Operaciones del proyecto.

En el procedimiento de análisis metodológico en la elaboración del E.I.A. se considerará la Matriz de Leopold, dicha matriz fue diseñada para la evaluación de impactos asociados con casi cualquier tipo de proyecto de construcción. Su utilidad principal es la lista de chequeo que incorpora información cualitativa sobre relaciones causa y efecto, pero también es de gran utilidad para la presentación ordenada de los resultados evaluados.

El método de Leopold está basado en una matriz de 100 acciones que pueden causar impacto al ambiente, representadas por columnas y 88 características y condiciones ambientales representadas por filas. Como resultado, los impactos a ser analizados suman 8800.

10.7. ANÁLISIS DEL EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.

En el análisis, la matriz de Leopold evaluará el impacto ambiental que generará la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable y desagüe para el centro poblado en estudio, estos impactos serán diferenciados en positivos y negativos en las tres etapas del proyecto, mencionadas anteriormente.

Dichas etapas serán analizadas seguidamente:

A. ETAPA DE PLANEAMIENTO Y DISEÑO DEL PROYECTO.

En esta etapa de E.I.A. no representa impactos ambientales negativos representativos, debido a que en esta etapa de evaluación, sólo se realizan estudios de suelos, vivistas a campo, coordinaciones con la población beneficiada y demás planificaciones que no conllevan a algún tipo de efecto negativo en el ambiente de la zona de estudio.

B. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO.

Es la etapa en la cual se generan más y mayores impactos ambientales, siendo las acciones más impactantes, movilización y uso de maquinarias, limpieza y desbroce, buzones de inspección, obras provisionales, e instalación de tuberías que incluyen el movimiento de tierras.

Las maquinarias a utilizar para la excavación, generan demasiado polvo y ruido. Afecta de igual forma la significativa emisión de CO₂

ocasionada durante la actividad y el levantamiento de material disminuyendo así la calidad del aire.

La instalación de tuberías que incluye excavación, colocación, tendido de redes y transporte de materiales, la cual afectará la estabilidad del suelo generando polvo y ruido durante la obra.

La construcción de los buzones de inspección puede generar accidentes en contra de la vida de los pobladores, debido a que los habitantes cercanos a la zona de trabajos pueden sufrir de caídas, tropezones, o incluso perder la vida. Adicionalmente al daño físico en la persona, se genera también ruido y polvo por las actividades de construcción de los buzones de inspección.

El efecto positivo en la construcción del sistema de agua potable y desagüe, será la generación de puestos de trabajo que en su mayoría serán los mismos pobladores con mano de obra calificada.

C. ETAPA DE OPERACIONES DEL PROYECTO.

El efecto más representativo es el positivo, debido a que la construcción del sistema integral de saneamiento para la población beneficiada representa el crecimiento social y económico.

Con la construcción de la red de agua potable, el reservorio elevado, la red de alcantarillado, la planta de tratamiento de aguas residuales, son construcciones que en conjunto generan un sistema que brinda un servicio básico necesario para cualquier población mejorando

fundamentalmente la calidad de vida.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

282

BACH, Fredy Málaga Inquilla

10.8. RESULTADOS Y PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.

El control y la mitigación de los impactos del proyecto identifican especialmente las tecnologías y procesos que se implementarán para prevenir o mitigar impactos negativos adversos que ocurren durante la construcción y operación del proyecto.

El propósito de un plan de manejo ambiental es la de identificar acciones correctivas para el proyecto que se diseñan para reducir los impactos ambientales provocados por las mismas actividades durante la ejecución del proyecto.

Se presenta un Plan de Manejo Ambiental para las actividades de mayor envergadura y de mayor efecto durante la ejecución del proyecto:

10.8.1. APERTURA DE INGRESOS A ZONA DE PROYECTO.

Para la realización de esta actividad dentro de la etapa de construcción del proyecto se debe de realizar lo siguiente:

- Haber realizado un plan de accesos de vías en la etapa de planeamiento para generar los mínimos inconvenientes con los cierre de vías y acceso en la zona de proyecto.
- Contar con la visita periódica de tanques cisternas para humedecer las vías de acceso para evitar el polvo que puede ocasionar problemas respiratorios sobre todo en los menores de edad.
- Tener siempre trabajadores calificados que controlen y supervisen el desplazamiento de las máquinas y la cercanía

de personas extrañas a la obra, para evitar accidentes no deseados.

- La maquinaria utilizada para esta actividad deberá mantenerse en las mejores condiciones, considerando motores y silenciadores, minimizando el nivel de ruido, vibración y pérdida de fluidos, tales como grasas y combustibles.
- Tener un cronograma para la movilización y emplazamiento de las maquinarias y materiales para la ejecución de la obra.
- Transportar los escombros y material de excavación sin superar la capacidad del vehículo de carga y en horarios establecidos, los volquetes deberán de poseer en su tolva una malla de protección para evitar mayormente el polvo en el desplazamiento.
- Evitar el paso de maquinaria sobre suelo con cobertura vegetal fuera del área de la obra.
- Los vehículos deben contar con alarma reversa y con un vigía que controle los puntos ciegos de los operadores de las maquinas.
- Las zonas verdes intervenidas deben ser restauradas de tal forma que las condiciones sean iguales o mejores a las existentes antes de ejecutar la obra, respetando el diseño paisajístico.

- Debe implementarse un programa de residuos sólidos (escombros, material reutilizable, material reciclable y basuras).

10.8.2. INSTALACIÓN DE CAMPAMENTO EN OBRA.

- El campamento se instalará en un lugar previamente definido donde no genere problemas con los pobladores.
- Mantener las instalaciones tanto como oficinas, comedor, vestuarios, almacén siempre limpios.
- Se prohibirá la quema de cualquier tipo de residuo sólido.
- Tener un plan de reciclaje de residuos, papel, vidrio, plástico, residuos sólidos.
- La distancia a cuerpos de agua debe ser mayor a 30 metros.
- La empresa deberá de contar con un servicio propio de conexión de agua, electricidad previamente fijado en la etapa anterior para su uso durante la ejecución de la obra.
- Se debe delimitar y señalizar solamente las áreas de cobertura vegetal a ser intervenidas por la obra, las cuales deben ser conocidas por los organismos competentes.
- Las zonas verdes intervenidas deben ser restauradas de tal forma que las condiciones sean iguales o mejores a las existentes antes de ejecutar la obra, respetando el diseño paisajístico
- El campamento debe estar dotado de material de primeros auxilios y extintores.

- Una vez finalizadas las obras se debe recuperar la zona, garantizando la reconfiguración total de la infraestructura y la eliminación absoluta de los materiales y elementos provenientes de las actividades constructivas.
- El mantenimiento de los vehículos y maquinarias usadas en obra, deberán de realizarse en algún otro lugar diferente a la zona de proyecto.
- Se tendrá un plan de racionalización de combustibles para evitar el almacenamiento masivo de los mismos en el campamento.
- Los campamentos deberán contar con sistemas de saneamiento básico, adecuada disposición final de excretas y residuos sólidos
- Disponer de baños químicos para personal que se ubica en el campamento.
- Evitar conflictos con las comunidades cercanas, generación de ruidos molestos y material particulado, olores desagradables, o conductas inadecuadas a las costumbres de la comunidad cercana al proyecto.
- El campamento debe de contar también con una zona de duchas, comedor, vestuarios para los trabajadores.

10.8.3. MOVIMIENTO DE TIERRAS.

- Transportar el material de excavación cubierto con mallas para evitar el polvo.

- Humedecer la superficie a excavar para evitar partículas suspendidas, sólo lo necesario para no desestabilizar taludes.
- Tener un cronograma para la movilización y emplazamiento de las maquinarias y materiales para la ejecución de la obra.
- Controlar la velocidad de los vehículos.
- Retirar, transportar y disponer residuos sobrantes, en lugares autorizados.
- Realizar trabajos de excavación en horarios diurnos.
- Tener un plan de prevención y contingencia en caso de derrame accidental de algún tipo de combustible, aceites o grasas.
- La maquinaria utilizada para esta actividad deberá mantenerse en las mejores condiciones, considerando motores y silenciadores, minimizando el nivel de ruido, vibración y pérdida de fluidos, tales como grasas y combustibles.
- Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar.
- Esta actividad deberá contar con las respectivas medidas de señalización.
- En casos de encontrar hallazgos arqueológicos, suspender la obra y dar cuenta a quien corresponda.

10.8.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE MAQUINARIAS Y EQUIPOS.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

287

BACH, Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

En su investigación no olvide referenciar esta tesis

- Controlar la velocidad de los vehículos.
- Mantener en las mejores condiciones mecánicas los vehículos, para reducir al mínimo las emisiones de ruido, vibraciones y CO₂.
- Contar con un check-list para el permiso en el uso de cualquier tipo de maquinaria, la cual debe de tener una hoja de ingreso y salida para su permiso pertinente.
- El lavado, reparación y mantenimiento correctivo de vehículos y maquinaria, debe realizarse fuera del área de campamento, obra o sobre zonas verdes; esta actividad debe efectuarse en centros autorizados para tal fin; en algunos casos podría realizarse la mantención sobre un polietileno que cubra el área de trabajo.
- Humedecer periódicamente las vías de acceso a la obra para evitar material particulado flotante.
- Evitar el paso de maquinaria sobre suelo con cobertura vegetal fuera del área de la obra.
- Poseer un plan de trabajo que no obstruya todas las vías de acceso, permitiendo el libre acceso de los pobladores y vehículos a sus domicilios.

10.8.5. MANEJO DE ESCOMBROS, MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

- Los materiales de construcción empleados deben almacenarse temporalmente en sitios adecuados para prevenir mayores alteraciones en el área de faenas.
- Proteger al máximo las zonas verdes evitando el depósito de material en ellas.
- Controlar la capacidad de transporte de los vehículos que transporten los materiales a obra.
- Controlar la velocidad de ingreso y salida en el transporte de materiales de construcción.
- Cubrir los materiales con lonas o plásticos para evitar el arrastre de sedimentos a cuerpos de agua e impedir la dispersión del material por acción del viento.
- Se debe acordonar el sitio, colocar la señalización respectiva y confinar el material mediante la implementación de cercos y con lona de polipropileno.
- Mantener un orden en el almacenamiento de los materiales y la limpieza respectiva, mantener alejado del sol, y de posibles lluvias.
- Antes de iniciar actividades se debe delimitar el área a intervenir y señalizar mediante barreras, estacas y cinta reflectiva.
- El material de escombros debe ser recogido cada vez que el volumen y la ubicación amerite su retiro para evitar cierre de calles y accidentes.

- Una vez generado el material de excavación o demolición se debe clasificar con el fin de reutilizar el material que se pueda y el escombros sobrante deberá ser retirado inmediatamente del frente de obra y transportado a los sitios autorizados para su disposición final.
- Utilizar las rutas programadas y los horarios establecidos para el transporte.
- Colocar cilindros para el reciclaje de materiales clasificándolos en papel, vidrio, plástico y residuos sólidos.
- La limpieza de la zona se realizará todos los días al finalizar la jornada de trabajo.
- Los trabajos de excavación deben realizarse en horario diurno para evitar accidentes.

10.8.6. INSTALACIÓN Y MANTENCIÓN DE TUBERÍAS.

- Acopio de materiales alejado de las riberas al menos 100 metros, para evitar aportes de materiales a las aguas.
- No disponer en cauces o cursos de agua los sobrantes de mezclas de concreto.
- Transportar y disponer adecuadamente el material de excavación.
- Separar la capa de material orgánico de la del material inerte y disponer adecuadamente el material orgánico para su posible reutilización.

- Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar.
- Las zonas verdes intervenidas deben ser restauradas de tal forma que las condiciones sean iguales o mejores a las existentes antes de ejecutar la obra, respetando el diseño paisajístico.
- Mantener mucho cuidado en la instalación de tubería. Se contará con un plan de contingencia para el evitar el deslizamiento de taludes con el fin de preservar la integridad de los trabajadores.

10.8.7. MANEJO DE RESIDUOS SÓLIDOS, COMBUSTIBLES, ACEITES Y SUSTANCIAS QUÍMICAS.

- No debe realizarse el lavado, reparación y mantenimiento correctivo de vehículos y maquinaria en el campamento y en el área de la obra o sobre zonas verdes; esta actividad debe hacerse en centros autorizados para tal fin, o implementar un taller para tal efecto.
- Se tendrá un plan de racionalización de combustibles para evitar el almacenamiento masivo de los mismos en el campamento.
- En el caso que se requiera realizar mantención de la maquinaria pesada (engraves y chequeo de niveles de aceite y líquidos), se deberá colocar material plástico que cubra la totalidad del área donde se realizará esta actividad de tal

forma que se evite la permeabilidad del elemento contaminando el suelo.

- No realizar vertimientos de aceites usados y demás residuos líquidos a las redes de alcantarillado o su disposición directamente sobre el suelo.
- Realizar el almacenamiento temporal de combustible necesario en el campamento mas no mantener grandes reservas de combustible como tanques cisternas.
- Mantener una hoja de identificación de cada producto químico para conocer su modo de empleo, transporte, y tener los conocimientos en caso de derrame.
- Se prohibirá el uso de quema de residuos al aire libre dentro del campamento y fuera de él, se prohibirá también fumar y consumir bebidas alcohólicas.
- Garantizar la presencia de extintores en buen estado en la obra.
- Evitar el contacto con la piel, así como la impregnación de la ropa con estos productos.
- Se contará con equipo de protección personal para el manejo y trabajo con materiales tóxicos, para el cuidado de los trabajadores calificados.
- No reutilizar botellas de agua o contenedores de bebidas, rellenándolos con los productos en cuestión. Cuando sea necesario trasvasarlos desde su envase original a otro más pequeño, usar recipientes especiales para productos

químicos y etiquetarlos adecuadamente, debiendo permanecer siempre bien cerrados.

- Evitar el contacto de estos productos con ácidos fuertes y agentes oxidantes.

Los resultados de la Evaluación de Impacto Ambiental del Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable y Desagüe para el Centro Poblado Umapalca se presentan en el Anexo 6.



CAPÍTULO XI: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

11.1. INTRODUCCIÓN.

El proceso de ejecución de un proyecto contempla la planeación, la organización, la dirección y el control. Es por esto que los ingenieros deben poder desarrollar un proyecto no solo con su conocimiento y manejo del diseño del proyecto, los procesos constructivos, sino también de los costos, presupuestos y programación de la obra, como herramienta para la planeación y visualización de la factibilidad de su realización y posteriormente su administración.

El presupuesto y programación de obra sirven como herramienta fundamental para el cálculo de los costos del proyecto, la planificación y el control de su posterior ejecución. La cuantificación y la aplicación organizada y programada de los cálculos de materiales, mano de obra, rendimiento, equipo y herramientas, garantizan el éxito del proyecto.

11.2. COSTOS Y PRESUPUESTOS.

Una obra de construcción es un proceso durante el cual se transforman los materiales u otros productos terminado hasta obtener un producto u obra civil, la cual está definida en planos y con especificaciones determinadas.

Los costos de este proceso provienen de los pagos que se efectúen para:

- Construir cada elemento definido en los planos y especificaciones.

- Administrar y coordinar el proceso.
- Implantar la obra en su medio ambiente legal y profesional.
- Comercializar el resultado, cuando sea el caso.

Los tipos de costos son los siguientes:

- Costos Directos.
- Costos Indirectos.

11.2.1. COSTOS DIRECTOS.

Son aquellos que quedan insumidos en la obra. Puede definirse también como la adquisición de materiales y productos manufacturados, la mano de obra capacitada y equipos para realizar labores de colocación, transporte, transformación.

Estructuralmente puede definirse como:

COSTO DIRECTO = METRADO X COSTO UNITARIO.

A. COSTO UNITARIO.

Es el aporte unitario representado como la cantidad de recurso: mano de obra, material y/o equipo, que se necesita para ejecutar una unidad de medida determinada: m³, m², m, Kg.

Estructuralmente puede definirse como:

**COSTO UNITARIO = MANO DE OBRA + MATERIALES +
EQ/HERRAMIENTAS.**

El software S-10 es una herramienta para la elaboración de presupuestos de todo tipo de obras. Las facilidades implementadas, como la interacción con el Office de Microsoft, permiten que la información sea aprovechada e integrada a otros programas de aplicación.

A.1. COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA.

Es la cantidad del recurso de mano de obra por unidad de partida, se aplica la siguiente relación:

$$\text{Aporte M.O.} = \frac{\text{N}^{\circ} \text{ de obreros} \times 8 \text{ hrs}}{\text{Rendimiento}}$$

A.2. COSTO UNITARIO DE MATERIALES.

El costo de los materiales está determinado por dos parámetros:

- El aporte unitario del material.
- El precio del material.

Este aporte unitario del material corresponde a la cantidad de material o insumo que se requiere por unidad de medida: m², m³, etc.

A.3. COSTO UNITARIO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS.

Existen diversa maquinarias y equipos según los tipos de obras, sin embargo el análisis del costo del equipo tiene en consideración dos parámetros básicos:

- Costo de Posesión.
- Costo de Operación.

El costo de posesión es el costo incurrido por la propiedad del equipo y ocurre en todo momento, trabaje o no el equipo.

El costo de operación es la cantidad de dinero invertido en hacerla funcionar, realizar trabajo, mantenerla en buen estado de conservación.

B. METRADO.

Definido como la medida de consumo de materiales o la cantidad de trabajo a realizar. Las unidades utilizadas más comunes son: kg, m², m³, pie² u otra que defina adecuadamente dicho metrado.

Las características que deben de presentar los metrados son las siguientes:

- Debe ser claro, sencillo y entendible a otras personas, para permitir la verificación de los mismos.

- Debe ser analítico, para lo cual se usa una metodología simple para una sencilla interpretación.
- Debe aparecer las operaciones necesarias para realizar el cómputo de los mismos.

11.2.2. COSTOS INDIRECTOS.

Se puede definir a los costos indirectos como la suma de todos aquellos gastos que son aplicación a las obras ejecutadas en un lapso determinado. Son gastos que no pueden aplicarse a una partida determinada, sino al conjunto de la obra.

Este tipo de costo está comprendido por:

- Gastos Generales.
- Utilidad

A. GASTOS GENERALES.

Son aquellos gastos que debe efectuar la empresa contratada durante la construcción, derivados de la propia actividad empresarial del mismo, por lo cual no pueden ser incluidos dentro de las partidas de la obra.

Se subdividen en:

- Gastos Generales Fijos.
- Gastos Generales Variables.

A.1. GASTOS GENERALES FIJOS.

Son aquellos gastos no relacionados con el tiempo de ejecución de obra. Es decir, sólo incurren una vez, no volviendo a gastarse aunque la obra se amplíe en su plazo original.

A.2. GASTOS GENERALES VARIABLES.

Son aquellos gastos relacionados con el tiempo de ejecución de obra. Es decir, permanecen a lo largo de todo el plazo de obra incluida su eventualidad, ampliación, y son más elevados mientras más tiempo dure la obra.

B. UTILIDAD.

Es el monto percibido por la empresa contratada por ejecutar la obra, suele expresarse como un porcentaje del costos directo y que forma parte del movimiento económico general de la empresa con el objeto de dar dividendos, capitalizar, reinvertir, pagar impuestos relativos a la misma utilidad e incluso cubrir pérdidas de otras obras.

11.3. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.

El análisis de costos unitarios de una partida se puede definir como la sumatoria de recursos o aportes de mano de obra y/o materiales y/o equipos y herramientas, afectados por su precio unitario correspondiente; lo cual determina obtener un costo total por unidad de medida de dicha partida, expresada en m^3 , m^2 , m, Kg, etc.

11.3.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS (A.C.U.).

- El A.C.U. es aproximado, debido a que en su elaboración intervienen componentes variables a criterio del analista; tales como el rendimiento, cuadrillas, precios y demás.
- El A.C.U. es específico para cada obra en particular, no es igual el mismo presupuesto de un proyecto para trabajos en la costa como en la sierra.
- El A.C.U. es dinámico; una misma partida puede tener diferente costo en función a los recursos que se empleen.
- El A.C.U. esta precedido de costos anteriores y a su vez es integrante de costos posteriores.

11.4. ELABORACIÓN DEL PRESUPUESTO.

Conceptualmente se puede definir un presupuesto de obras como la determinación del valor de dicha obra conocidos los siguientes parámetros:

- Las partidas que lo conforman.
- Los metrados de cada una de las partidas.
- Los A.C.U. de cada una de las partidas.
- Los porcentajes de Gastos Generales y de Utilidad.
- EL Impuesto General a la Venta.

11.4.1. CONSIDERACIONES.

- En obras por contrata, los A.C.U. contendrán los precios de los materiales y costos de operación de tarifas de alquiler de equipo sin IGV; en cambio para las obras por Ejecución Presupuestaria Directa, si deben incluir IGV.
- Los Costos Indirectos deben ser representados como: Gastos Generales descompuestos en GG fijos y variables y la utilidad.
- Revisar los cálculos y operaciones aritméticas, debido a que a veces se ha detectado errores que determinan parciales o totales incorrectos y a su vez presupuestos equivocados.
- Considerar los presupuestos, los Costos Unitarios parciales y totales redondeados a dos decimales.

11.4.2. RUBROS DEL PRESUPUESTO.

El presupuesto presentado contará con los siguientes rubros:

A. SISTEMA DE AGUA POTABLE.

- Cámara de captación.
- Cisterna de almacenamiento.
- Línea de impulsión.
- Estación de bombeo.
- Reservorio de almacenamiento elevado.

- Línea de aducción.
- Red de distribución.
- Conexiones domiciliarias.

B. SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

- Red colectora.
- Red emisor.
- Conexiones domiciliarias.

C. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.

- Cámara de rejas.
- Tanque Imhoff.
- Lecho de secado.
- Red disposición final.

11.4.3. RESUMEN GENERAL.

CODIGO	DESCRIPCION DEL PRESUPUESTO	PRECIO (S/.)	PARCIAL (S/.)
01.00.00	PARTIDAS GENERALES DE OBRA	21870.92	21870.92
02.00.00	SISTEMA DE AGUA POTABLE	778019.60	778019.60
03.00.00	SISTEMA DE ALCANTARILLADO	613508.75	613508.75
04.00.00	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS	159244.88	159244.88
05.00.00	PLAN DE CONTINGENCIA	24385.00	24385.00
			1597029.15

El presupuesto del presente proyecto se presenta en el Anexo 7.

11.5. FÓRMULA POLINÓMICA.

La fórmula polinómica constituye un procedimiento convencional de cálculo para obtener el valor de los incrementos de costos que experimentan los presupuestos de obra en el tiempo.

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

11.5.1. REQUISITOS.

- Una fórmula polinómica está constituida por la incidencia de hasta 8 monomios.
- El coeficiente de incidencia mínimo de un monomio es de 5 centésimos.
- Los valores de los Coeficientes de incidencia están basados en cifras decimales con aproximación al milésimo.
- La suma de todos los coeficientes de incidencia de una formula polinómica es de uno (1.000).
- Los valores de factor de reajuste (K) están expresados al milésimo.
- Cuando los elementos componentes participan con coeficientes de incidencia menores de los 5 centésimos, se pueden agrupar con otros elementos componentes de tal forma que su incidencia asociada supere al mínimo señalado, constituyendo así los monomios compuestos.
- Los monomios compuestos pueden estar formados hasta por 3 elementos componentes que se les puede denominar sub-monomios.

Su estructura está compuesta por:

$$K = a Jr/Jo + b ACMr/ACMo + c Tr/To + d Mr/Mo + e GUr/GUo$$

Donde:

- K : Factor de reajuste.
- a, b, c, d, e : Coeficiente de incidencia.
- Jr, ACMr, Tr, Mr, GUr : Índices unificados de elementos representativos a la fecha del reajuste.
- Jo, AC, Mo, To, Mo, GUo : Índices unificados del elemento representativos a la fecha del presupuesto.
- J, A, C, Ma, T, M, GU : Mano de obra, Acero de construcción corrugado, Cemento portland tipo I, Madera nacional para encofrado, Tubería de PVC para agua, Maquinaria y equipo nacional, Índice General de precios al consumidor.

$$K = 0.118 Jr/Jo + 0.026Ar/Ao + 0.017Cr/Co + 0.123MAr/Mao + 0.189Tr/rTo + 0.375Mr/Mo + 0.153 GUr/GUo$$

11.6. VIABILIDAD DEL PROYECTO SEGÚN METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN EN EL MARCO DEL SNIP.

El Sistema Nacional de Inversión Pública – SNIP, es uno de los sistemas administrativos del Estado, que tiene como finalidad optimizar el uso de los recursos públicos destinados a la inversión, a través del establecimiento de principios, normas técnicas, métodos y procesos relacionados con las diversas fases de los proyectos de inversión.

Los gobiernos locales que se encuentran integrados al sistema, están obligados a aplicar las normas del SNIP.

11.6.1. OBJETIVOS DEL SNIP.

El SNIP busca lograr los siguientes objetivos:

- Optimizar el uso de los recursos públicos destinados a la ejecución de Proyectos de Inversión Pública – PIP.
- Lograr que los escasos recursos públicos destinados a la inversión por las distintas instancias del Gobierno tengan la mayor rentabilidad o impacto social.
- Mejorar la calidad del gasto.
- Buscar que los proyectos sean viables.

11.6.2. BENEFICIOS DEL SNIP.

Entre los principales beneficios que se obtienen las entidades que se encuentran incorporadas al SNIP, podemos señalar los siguientes:

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa”

- Los proyectos son formulados como verdaderas soluciones a los problemas, es decir, tienen una alta rentabilidad social,
- La evaluación técnica realizada al perfil del proyecto permite a las autoridades tener un respaldo en sus decisiones.
- No se pierde autonomía, se gana seguridad en los efectos del gasto de inversión.
- Se puede acceder a otras Fuentes de Financiamiento tales como Endeudamiento Externo o cooperación técnica internacional.

11.6.3. VIABILIDAD DE UN PROYECTO.

Un proyecto se declara viable cuando a través del perfil o estudio de pre inversión ha demostrado ser socialmente rentable, sostenible y compatible con las políticas sectoriales nacionales o locales.

La viabilidad se sustenta en estudios de pre inversión que demuestren la rentabilidad social, la sostenibilidad del proyecto y ser compatible con los lineamientos de política.

Un PIP requiere de la declaratoria de viabilidad que constituye requisito previo para la elaboración del expediente técnico correspondiente y su ejecución. La viabilidad sólo puede ser declarada expresamente, por la Oficina de Proyectos de Inversión o el órgano que posee tal facultad.

11.7. PROGRAMACIÓN.

El proceso constructivo debe estructurarse de manera que permita el orden en la disposición de los recursos de la construcción (mano de obra, materiales, equipos y herramientas). El éxito de un proyecto consiste en combinar los recursos antes mencionados en una forma adecuada.

La programación de obras permite la aplicación de un modelo matemático-lógico, el cual determina el uso económico de los recursos disponibles.

El objetivo de la programación es del optimizar el uso de recursos para alcanzar un objetivo concreto.

11.7.1. APLICACIÓN.

- Determinación del plazo de ejecución de la obra.
- Determinación de la ruta crítica.
- Control de avance de obras y de costos de producción.
- Flujo del personal de obra.
- Análisis de la variación de la ejecución de obra.
- Base para la elaboración del calendario valorizado.
- Base para la elaboración del calendario de adquisición de materiales.

La programación del presente proyecto se presenta en el Anexo 8.

CAPÍTULO XII: CALIDAD DEL AGUA

12.1. INTRODUCCIÓN.

El agua es esencial para la mayoría de las formas de vida conocidas por el hombre, incluida la humana. El acceso al agua potable se ha incrementado durante las últimas décadas en la superficie terrestre. Sin embargo estudios de la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), estima que uno de cada cinco países en vías de desarrollo tendrá problemas de escasez de agua antes de 2030; en esos países es vital un menor gasto de agua en la agricultura modernizando los sistemas de riego y mejorando y optimizando los sistemas de abastecimiento de agua y tratamiento de las mismas.

12.2. NORMAS Y LEGISLACIÓN ACTUAL SOBRE CALIDAD DEL AGUA.

La legislación del agua para consumo humano es de gran utilidad en proyectos de abastecimientos para conocer y respetar la calidad y cantidad del agua para el consumo.

Existe el Reglamento de Calidad del Agua de Consumo Humano-Perú; dicho reglamento de calidad del agua, ha sido elaborado en virtud del Acta de Entendimiento entre la Dirección General de Salud Ambiental del Ministerio de Salud, DIGESA-MISA y La Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento, SUNASS. El anteproyecto fue propuesto por El Estudio de Actualización, Modificación y Formulación de Normas de Saneamiento del Proyecto Especial Programa Nacional de Agua Potable y Alcantarillado del Ministerio de la Presidencia, PRONAP. Dicho

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa"

anteproyecto fue revisado y perfeccionado en un taller de trabajo, realizado en la ciudad de Trujillo, del 8 al 10 de Junio de 1995.

El proyecto del Reglamento fue presentado a la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento, SUNASS, el día 2 de Agosto de 1995.

12.3. ANÁLISIS EMPLEADOS PARA VERIFICACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA.

Los análisis empleados para ver la calidad del agua, se realizaron en el Laboratorio de Ensayo y Control de Calidad de la Universidad Católica de Santa María.

A continuación se muestra los ensayos a los que el agua en análisis es tratada.

12.3.1. ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO.

ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO.	COSTO (S/.)
Demanda bioquímica de oxígeno (mg/l) en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.	40,00
Determinación de alcalinidad total.	20,00
Determinación de sulfatos (mg/l).	30,00
Determinación de pH. (unidades de pH) Método instrumental Directo, Potenciómetro Metrohm 827 pH Lab.	15,00
Determinación de la demanda bioquímica de oxígeno en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.	45,00

12.3.2. PROCEDIMIENTO EN LA TOMA DE MUESTRAS.

- Limpiar el área cercana a la muestra, eliminando la vegetación y cuerpos extraños, en un radio mayor al afloramiento.
- Construir un embalse lo más pequeño posible utilizando para el efecto material libre de vegetación y dotarlo en su salida de un salto hidráulico para la obtención de la muestra.
- Retirar los cuerpos extraños que se encuentran dentro del embalse,
- Dejar transcurrir un mínimo de 30 minutos entre el paso anterior y la toma de muestra.
- Tomar la muestra en un envase de vidrio de boca ancha,
- Enviar la muestra al laboratorio lo más pronto posible, con tiempo límite de 72 horas.

12.3.3. ANÁLISIS BACTEREOLÓGICO.

ANÁLISIS BACTEREOLÓGICO.	COSTO
Determinación de sólidos totales (mg/l).	45,00
Determinación de sólidos disueltos (mg/l).	30,00
Determinación de sólidos suspendidos (mg/l).	30,00
Numeración de coliformes totales (NMP/100ml a 35C°)	35,00
Numeración de coliformes fecales (NMP/ml).	40,00

12.3.4. PROCEDIMIENTO EN LA TOMA DE MUESTRAS.

- Utilizar frascos de vidrio esterilizados proporcionados por el laboratorio.
- Si el agua de la muestra contiene cloro, solicitar un frasco para este propósito.
- Durante el muestreo, sujetar el frasco por el fondo, no tocar el cuello ni la tapa.
- Llenar el frasco sin enjuagarlo, dejando un espacio de un tercio de aire.
- Tapar y colocar el capuchón de papel.
- Etiquetar con claridad los datos de muestreo, el nombre, el muestreador y la fecha de muestreo.
- Enviar la muestra al laboratorio a la brevedad posible de acuerdo a las siguientes condiciones (1 a 6 horas sin refrigeración y de 6 a 30 horas con refrigeración).

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES ACERCA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Se concluye del presente proyecto lo siguiente:

1. Después de realizado el proyecto las limitaciones que se presentaron, fueron las siguientes:
 - a. La dificultad de la topografía hizo que la línea de conducción por gravedad, sea cambiada a una línea de conducción por bombeo o impulsión, generando mayores costos por operación y mantenimiento.
 - b. Debido a que se trabaja en una línea de impulsión se tuvo que prever la construcción de una cisterna para el almacenamiento provisional de agua.
 - c. Por ser una línea de impulsión se debió realizar el diseño hidráulico de un sistema de bombeo que pueda transportar el agua desde el almacenamiento de la cisterna hasta el reservorio elevado, encareciendo los costos en comparación de una línea por gravedad.
 - d. Debido a la topografía, se tuvo que localizar la mejor ubicación del reservorio, el cual paso de ser apoyado a uno elevado tomando las consideraciones de presiones en la red de distribución. Su ubicación es favorable por la altura del terreno en comparación de otros lugares y por su cercanía a la población, las presiones favorables en la red de distribución y en la entrega de las conexiones domiciliarias.

2. El manantial seleccionado cumple condiciones de calidad de agua a través de los análisis físico-químicos y bacteriológicos realizados.
3. La calidad del agua y su caudal de aforo cumple las condiciones de demanda para la población beneficiaria en estudio.
4. El diseño hidráulico de la línea de impulsión que transporta el líquido elemento desde la cisterna de almacenamiento primario hasta el reservorio elevado del almacenamiento, cumple con las condiciones establecidas, de presiones, velocidad, protección ante efecto por golpe de ariete, efectos de cavitación, dichos efectos son absorbidos por la tubería de PVC SAP 6" C-10 que brinda las garantías de diseño hidráulico.
5. El diseño de la estación de bombeo y en ella la bomba centrífuga de alta presión trifásica garantiza la impulsión del agua, basado en un buen diseño, considerando la carga dinámica total a vencer, caudal de bombeo requerido y la presión de entrega al reservorio.
6. El diseño del volumen de almacenamiento y su altura privilegiada respecto de la cota de terreno del reservorio elevado y otros lugares, garantiza el servicio continuo de agua, presiones favorables y velocidades aceptables para la población de estudio.
7. Se observó a través de los varios planteamientos en el diseño de la red de distribución que es difícil conseguir velocidades que se encuentren dentro de los rangos establecidos por la normas pertinentes, por lo cual no se asegura que el líquido se mantenga fluyendo, sino permanezca casi estático, por ello

se asegura presiones por encima de la mínima establecida y adicionalmente se consideró la colocación de válvulas de purga para evitar sedimentaciones.

La primera verificación de diseño son las presiones en sus rangos permisibles, no se puede aceptar presiones menores que la mínima, ni mayores que la máxima. Posteriormente se verifica las velocidades de flujo en tubería, intentando siempre estar dentro de los rangos en lo posible.

8. Se concluye después de la realización del presupuesto que el costo directo por la construcción total de la línea de impulsión, línea de aducción y red de distribución principal y secundaria, además de sus accesorios, contempla longitudes de 2259.90m., 958.12m., 5467.86m. respectivamente, entre tuberías de PVC C-10 de 6", 4", 2", 1" y ½" dando un costo directo de S/. 620,023.15 Nuevos Soles que hacen un ratio de S/. 395.42 Nuevos Soles por habitante en población de diseño y 5.73 metros de tubería por habitante en población de diseño.
9. El costo de la construcción del reservorio elevado de almacenamiento asciende a S/. 82,766.64 Nuevos Soles, lo que hace un ratio de S/. 52.78 Nuevos Soles por habitante en población de diseño.
10. El predimensionamiento del reservorio elevado resulta un volumen de almacenamiento de 125m³, y la población de diseño es de 1568 habitantes, lo que hace un ratio de 80 litros por habitantes en población de diseño.
11. El costo total del proyecto: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para el Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa" asciende al monto de S/. 2,223,703.39 Nuevos Soles lo que hace un valor S/. 1,418.18 Nuevo

TESIS: "Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umapalca-Sabandía-Arequipa"

Soles por habitante en población de diseño, dicho monto está en el rango de aprobación del SNIP; el cual tiene como tope un valor de S/. 1,500.00 Nuevos Soles por habitante de población de diseño.



CONCLUSIONES ACERCA DEL RED DE ALCANTARILLADO.

Se concluye del presente proyecto lo siguiente:

1. Después de realizado el proyecto las limitaciones en la parte de red de alcantarillado fueron las siguientes:
 - a. La parte baja del Centro Poblado Umapalca, posee una topografía llana, lo que hizo que se tuviera que prever la construcción de buzones de mayor profundidad para satisfacer las velocidades, pendientes y tirantes reales de diseño en la red de alcantarillado.
 - b. La adopción del caudal de diseño es un resultado empírico en base a diseños y cálculos de otros proyectos, generándose datos, los cuales no son muy confiables, pero que sirven de partida para el diseño de la red de desagüe.
 - c. La falta de predisposición de la población no ayudó a tener mayor información sobre el modo de vida, eliminación de excretas y la problemática en general, todo ello hizo más difícil empezar con los diseños de la red de desagüe.
2. Se debe de respetar los parámetros de velocidad para brindar un buen diseño y mantener el sistema para el periodo que fue diseñado, debido a que si se acepta altas velocidades, puede dañar y erosionar las tuberías de

transporte, y si fuera al contrario, se producirían atoros y sedimentaciones, lo cual sería un gran problema para la población beneficiaria.

3. El costo directo por la construcción del sistema de alcantarillado es de S/. 613, 508.75 Nuevos Soles y posee una longitud de tubería de 3980.03 metros entre tubería de 200mm y 250mm tipo UF Serie 20, dando valores de S/ 391,27 Nuevos Soles por habitante en población de diseño y 2.54 metros de tubería por habitante en población de diseño.



CONCLUSIONES ACERCA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.

Se concluye del presente proyecto lo siguiente:

1. Que un buen diseño puede generar grandes ventajas de saneamiento a la población en estudio; al ser una población pequeña, la planta conformada por la cámara de rejas, Tanque Imhoff, y Lecho de Secado, garantizan el buen tratamiento y disposición final de las aguas resultantes después del tratamiento.
2. Las consideraciones de diseño, ubicación y distancia del centro poblado a la planta de tratamiento, son adecuadas a fin de evitar malos olores que puedan generar problemas de la salud a los beneficiarios, adicional a ello se debe arborizar el perímetro de la planta para la retención y absorción de malos olores.
3. La planta de tratamiento de aguas servidas del tipo doméstico para poblaciones rurales y urbano marginales, contempla en su diseño un Tanque Imhoff, Lecho de secado y una cámara de rejas que es de gran ventaja para dicho tipo de población.
4. El mantenimiento de la planta no necesita de mano de obra calificada, el personal a cargo puede ser fácilmente instruido para el buen cuidado y mantenimiento de la misma.

5. El costo directo de la construcción de la planta de tratamiento de aguas servidas para el Centro Poblado Umapalca asciende al monto de S/. 159,244.48 Nuevos Soles, lo que refiere un valor de S/. 101.56 Nuevos Soles por habitante en población futura.



CONCLUSIONES ACERCA DEL SOFTWARE WATERCAD Y SEWERCAD

WATERCAD V8.

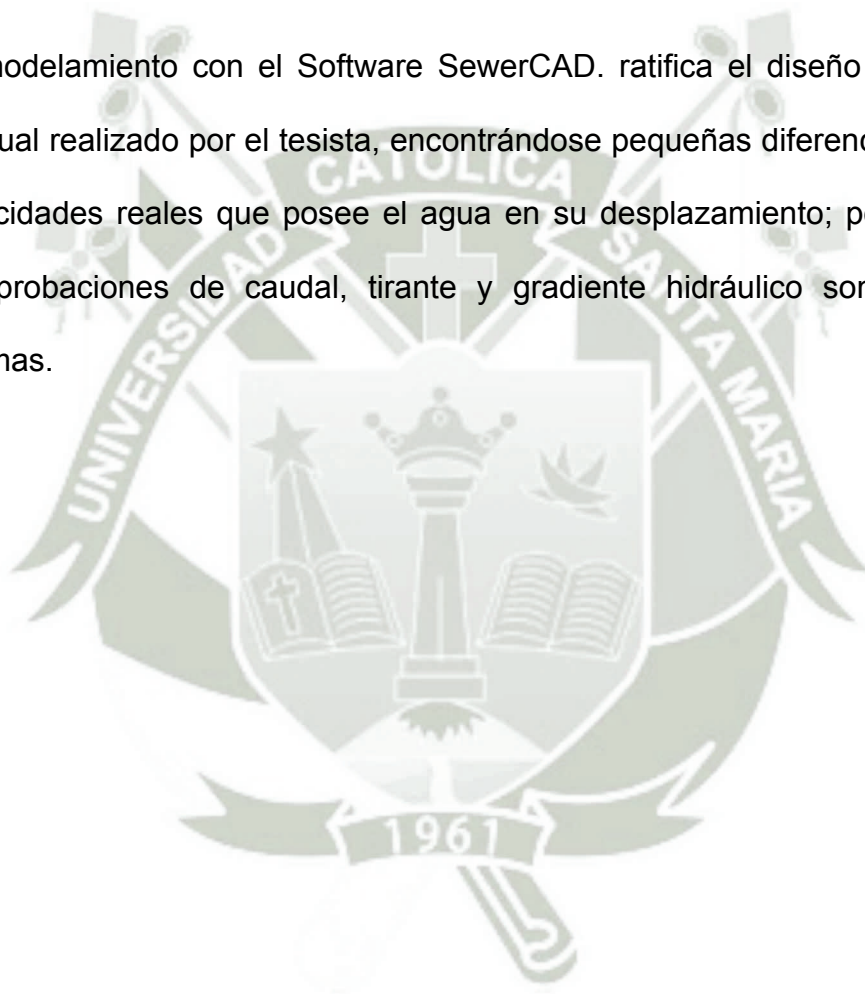
1. El software posee una interfaz de fácil uso, y tiene gran facilidad de exportación e importación de archivos y base de datos, como el Microsoft Excel, AutoCAD, AutoCAD Civil3D, Google Earth, y demás; reduciendo el tiempo en el ingreso de datos al sistema.
2. Posee una unidad de procesamiento que trabaja con el Google Earth, el cual puede exportar las gráficas hasta el software, una vez allí se puede empezar a realizar el trazado de las tuberías y con el uso de T-Rex se obtiene cotas de terreno de cada nodo mediante iteraciones dentro del sistema. Esto facilita enormemente el diseño, adicionalmente, también se puede realizar los trazos de tubería obteniendo longitudes reales de planos exportados e incluso del Google Earth.
3. Permite realizar comparaciones de presiones, líneas de gradiente hidráulico, velocidades, caudales, pérdidas de carga, entre diferentes métodos de cálculo, como Hazen-Williams y Darcy-Weisbach. Dichas comparaciones ayudan al sustento de los diseños.
4. Permite realizar diversas modificaciones, entre ellas por ejemplo: en una misma línea de distribución de agua, poder ubicar tuberías de diferentes diámetros e incluso de diferentes calidades y clases.

5. Permite realizar cálculos de análisis de tipo estático y dinámico, lo cual presenta diseños interesantes para el modelamiento de un sistema de agua potable.
6. Se concluye que el uso del software WaterCAD para el modelamiento del sistema de agua ayuda de gran manera en los cálculos, ahorrando tiempo y costos en comparación de la realización del diseño del modo manual.
7. El modelamiento con el Software WaterCAD V8. ratifica el diseño hidráulico manual realizado por el tesista, encontrándose diferencias muy despreciables en centímetros y a veces nulas, pero las comprobaciones de velocidades, caudal y gradiente hidráulico son casi las mismas.

SEWERCAD V8.

1. El software posee una interfaz de fácil uso y tiene gran facilidad de exportación e importación de archivos y base de datos, como el Microsoft Excel, AutoCAD, Civil3D, Google Earth y demás; reduciendo el tiempo en el ingreso de datos al sistema.
2. SewerCAD es un programa donde se interactúa de modo muy ameno con otros programas, lo cual hace sencilla la exportación de datos desde: Microsoft Excel, mapas satelitales del Google Earth, exportación de curvas de nivel del AutoCAD Civil 3D, planos de localización, lotización del AutoCAD y otros.

3. Con dicho software podemos realizar varios diseños pudiendo entre ellos efectuar comparaciones de caudales, velocidades reales de flujo, fuerza tractiva; cambiando diámetros, calidades y clases de tuberías.
4. Permite realizar diseños incluso contra la gravedad, generando sistemas de bombeo, los cuales pueden ser posibles en algunos sistemas de saneamiento.
5. El modelamiento con el Software SewerCAD. ratifica el diseño hidráulico manual realizado por el tesista, encontrándose pequeñas diferencias en las velocidades reales que posee el agua en su desplazamiento; pero en las comprobaciones de caudal, tirante y gradiente hidráulico son casi las mismas.



RECOMENDACIONES.

RECOMENDACIONES SOBRE EL ABASTECIMIENTO DE AGUA.

1. Conocer y evaluar las necesidades de la población beneficiaria, dentro de estas su nivel socioeconómico y cultural.
2. Evaluar con criterio las mejores alternativas de sistemas de saneamiento y elegir el más adecuado que se acomode a las necesidades de los pobladores.
3. Realizar un buen estudio topográfico de la zona de estudio, brinda información necesaria para el diseño hidráulico de las líneas de conducción, aducción, red de distribución y del reservorio de almacenamiento.
4. Se recomienda el cuidado y mantenimiento de las estructuras y de la estación de bombeo para que cumplan con los periodos de diseño establecidos. Si sucediera algún percance se preveo la adquisición de 01 electrobomba centrífuga adicional, para mantener el servicio continuo de agua potable.
5. Verificar la calidad y características de las tuberías, su modo de transporte, acopio para garantizar la vida útil para las que han sido diseñadas.
6. Verificar la calidad de los accesorios de Hierro Dúctil, debido a que se conoce que existen muchas imitaciones de mala calidad que no presentan las garantías de accesorios de HD de calidad.

7. Investigar poblaciones semejantes a la del estudio para tener mayor información para el diseño de los cálculos hidráulicos, información que beneficia la realización de un proyecto económicamente viable sustentado en un diseño real de acuerdo a las necesidades de la población beneficiaria.



RECOMENDACIONES SOBRE LA RED DE ALCANTARILLADO.

1. Se recomienda analizar con mucho cuidado los aportes de caudal de diseño, caudal por infiltraciones y caudales por conexiones erradas. Dicha información es crucial para el diseño de la red de distribución.
2. Se recomienda llegar a los parámetros de velocidades de diseño para evitar problemas de sedimentación y erosión de la tubería.
3. Se recomienda un buen estudio de topografía en la zona, debido a que las redes de desagüe trabajan por gravedad y los planteamientos para el diseño están en relación de las pendientes entre fondos de buzones.
4. Verificar la calidad de tuberías a emplear, el modo de acopio, si se encuentran en contacto directo con el sol, si se encuentran dañadas o fisuradas.
5. Se debe verificar que el caudal circulante por las tuberías de colectores y emisores no supere el 75% del tirante de agua del diámetro de la tubería, y que la tensión tractiva debe de ser mayor a 1, dicho valor al inicio de cada ramal no llega a esa cantidad, es por ello que se asegura dándose buenas pendientes para que dichos tramos posean velocidades aceptables.
6. Los diámetros de tubería establecidos garantizan el transporte y recolección de las aguas servidas hasta la planta de tratamiento.

RECOMENDACIONES SOBRE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

1. Se recomienda el mantenimiento y cuidado de la planta de tratamiento para el buen funcionamiento durante su vida útil.
2. Se debe de tener un cronograma de actividades para la limpieza y cuidado del Tanque Imhoff, y el lecho de secados, de lo contrario si deja de funcionar perjudicarán a los beneficiarios, generándose saturaciones en la red de desagüe.
3. Se debe de realizar análisis mensuales para ver la calidad del agua que resulta después del tratamiento de la misma.
4. El agua resultante después del tratamiento de las mismas, puede ser utilizada para el riego de las áreas verdes dentro de la misma planta.
5. Verificar y modelar varios tipos de sistemas de tratamiento de aguas y ver cuál de ellos posee mejores características de tipo económico, social y de adecuado rendimiento, siempre tomando la consideración del tipo y cantidad de población, ubicación, clima, topografía y mecánica de suelos de la zona en estudio.

BIBLIOGRAFÍA.

- Reglamento Nacional de Edificaciones R.N.E.
- Mecánica de Suelos, Juárez Bellido.
- Diseño de cimentaciones, Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado.
- Guía para el diseño y construcción de captación de manantiales, CEPIS.
- Reglamento del Ministerio de Salud: “Manual de operación y mantenimiento de sistemas de Agua Potable y Letrinas en el Medio Rural”.
- Agua Potable para poblaciones Rurales-Sistema de Abastecimiento, Roger Agüero Pittman.
- Abastecimiento de Aguas Teoría y Diseño, Simón Arocha Ravelo.
- Guía para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, CEPIS.
- Guía para la Construcción de reservorios Elevados de Agua Potable, CEPIS.
- Diseño de Acueductos y Alcantarillado, 2da. Edición, Ricardo López Cualla.
- Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones, Crites y Tchobamoglous
- Guía para el diseño de Tanques Imhoff, CEPIS.
- Guía para la operación y mantenimiento de Tanques Imhoff, CEPIS.
- Metodología y Evaluación de Viabilidad del SNIP, Ministerio de Economía y Finanzas.
- Política Nacional del Ambiente, Ministerio del Ambiente.
- Tesis de Ingeniería Civil sobre Sistema de Abastecimientos de la Universidad Católica de Santa María.

TESIS: “Sistema de Abastecimiento de Agua y Desagüe para El Centro Poblado Umopalca-Sabandía-Arequipa”

327

BACH. Fredy Málaga Inquilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos

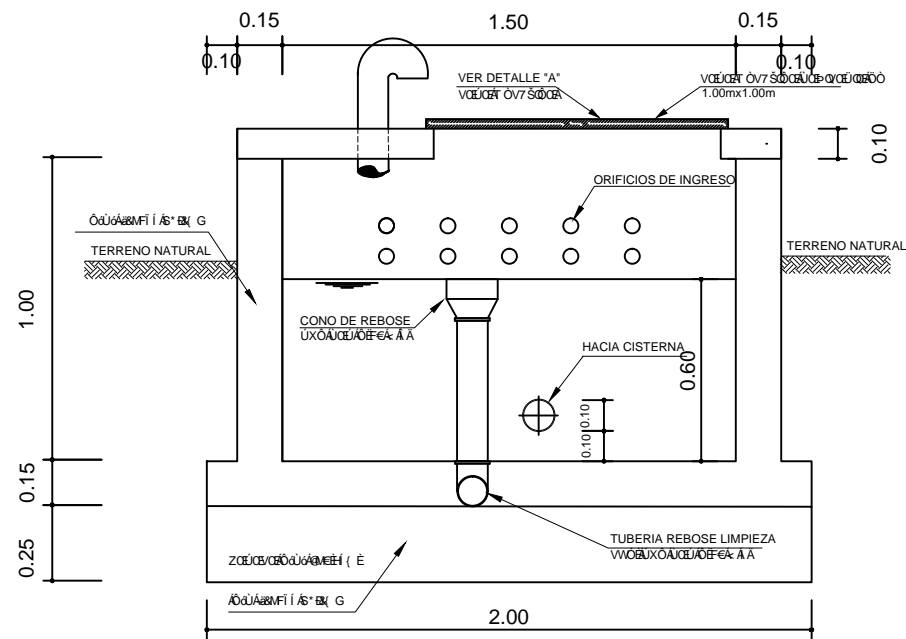
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ANEXOS

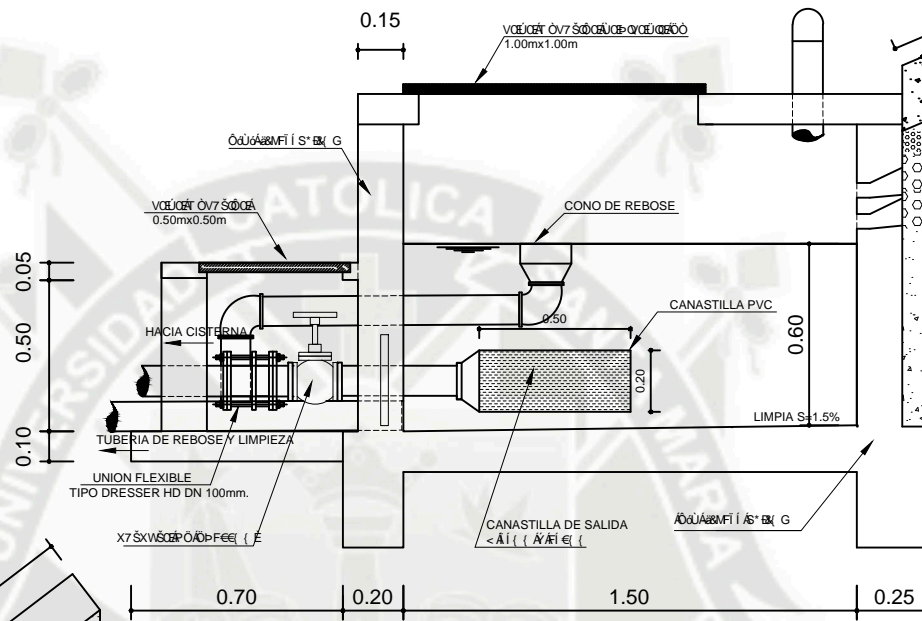




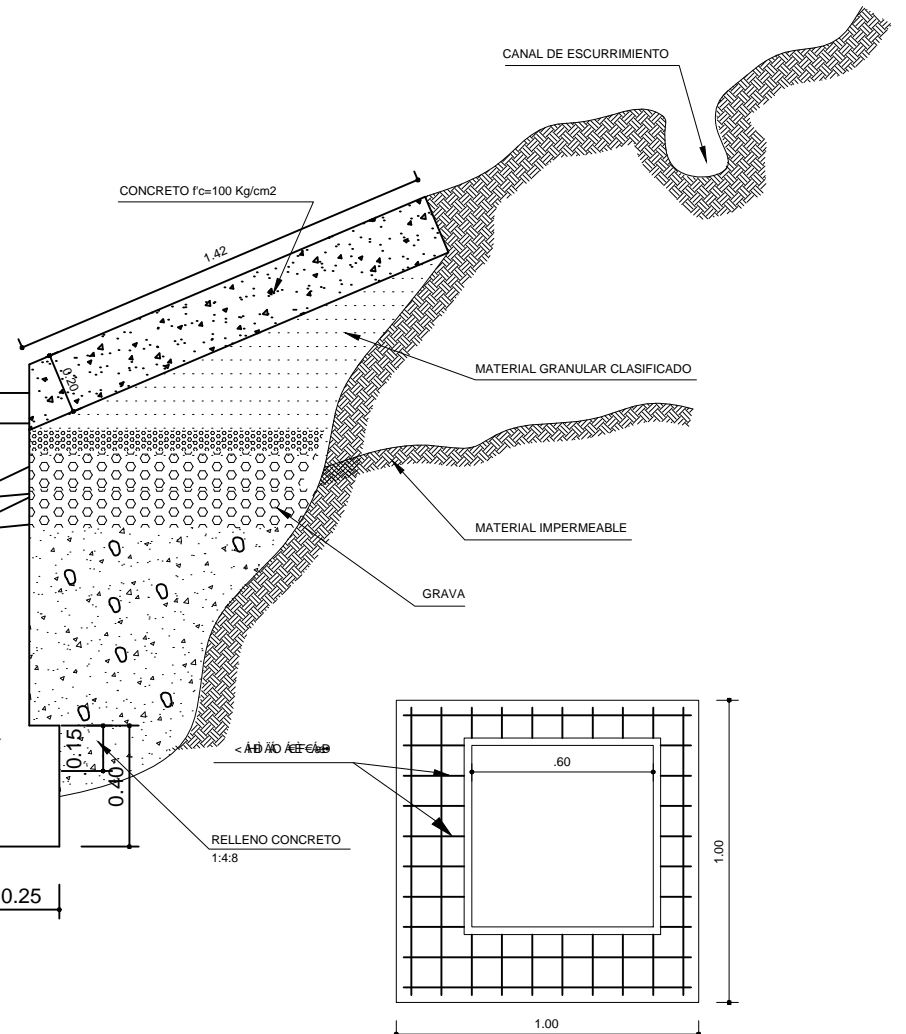
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.		PT	
PLANO: PLANO TOPOGRÁFICO			
BOYER: BACH FREDY MÁLAGA INQUILLA	PROYECTISTA: DISTRITO DE SABANDÍA	ESCALA: INDICADA	FECHA: DIC. 2012



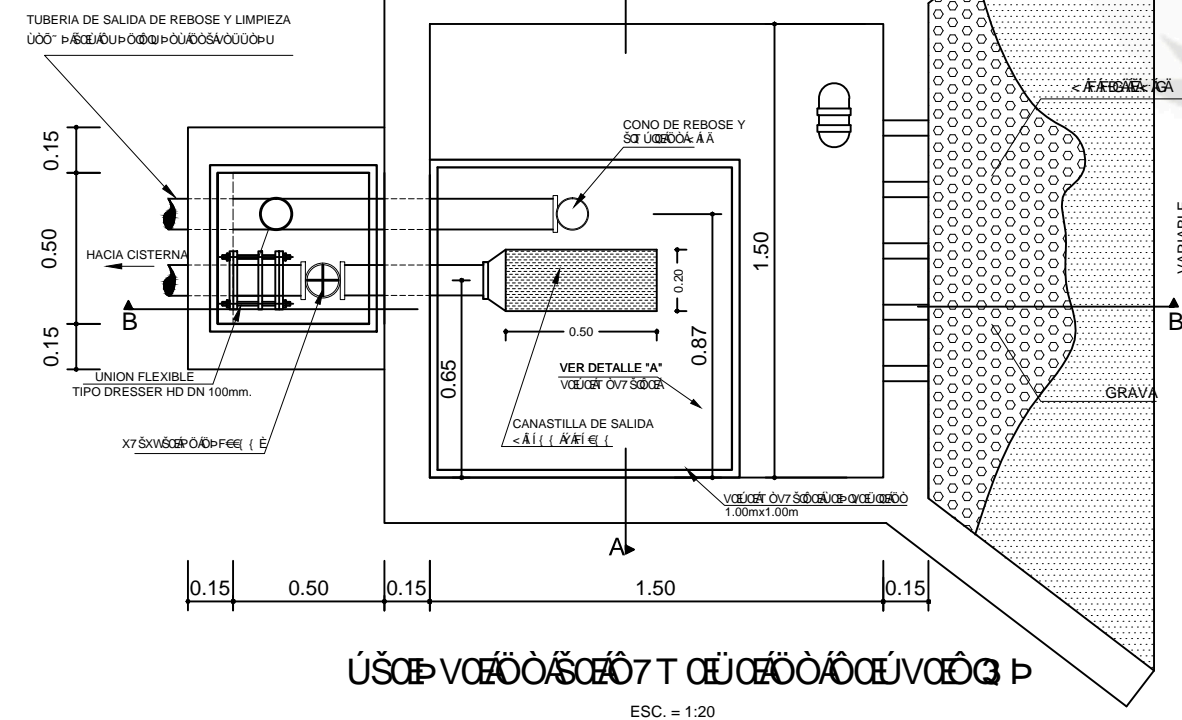
CORTE A-A
ESC. = 1:20



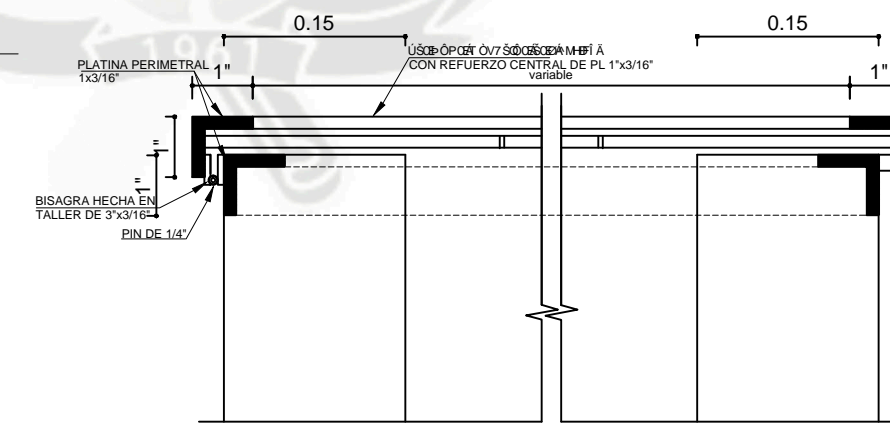
CORTE B-B
ESC. = 1:20



ARMADURA TAPA CAMARA HUMEDA
ESC. = 1:20

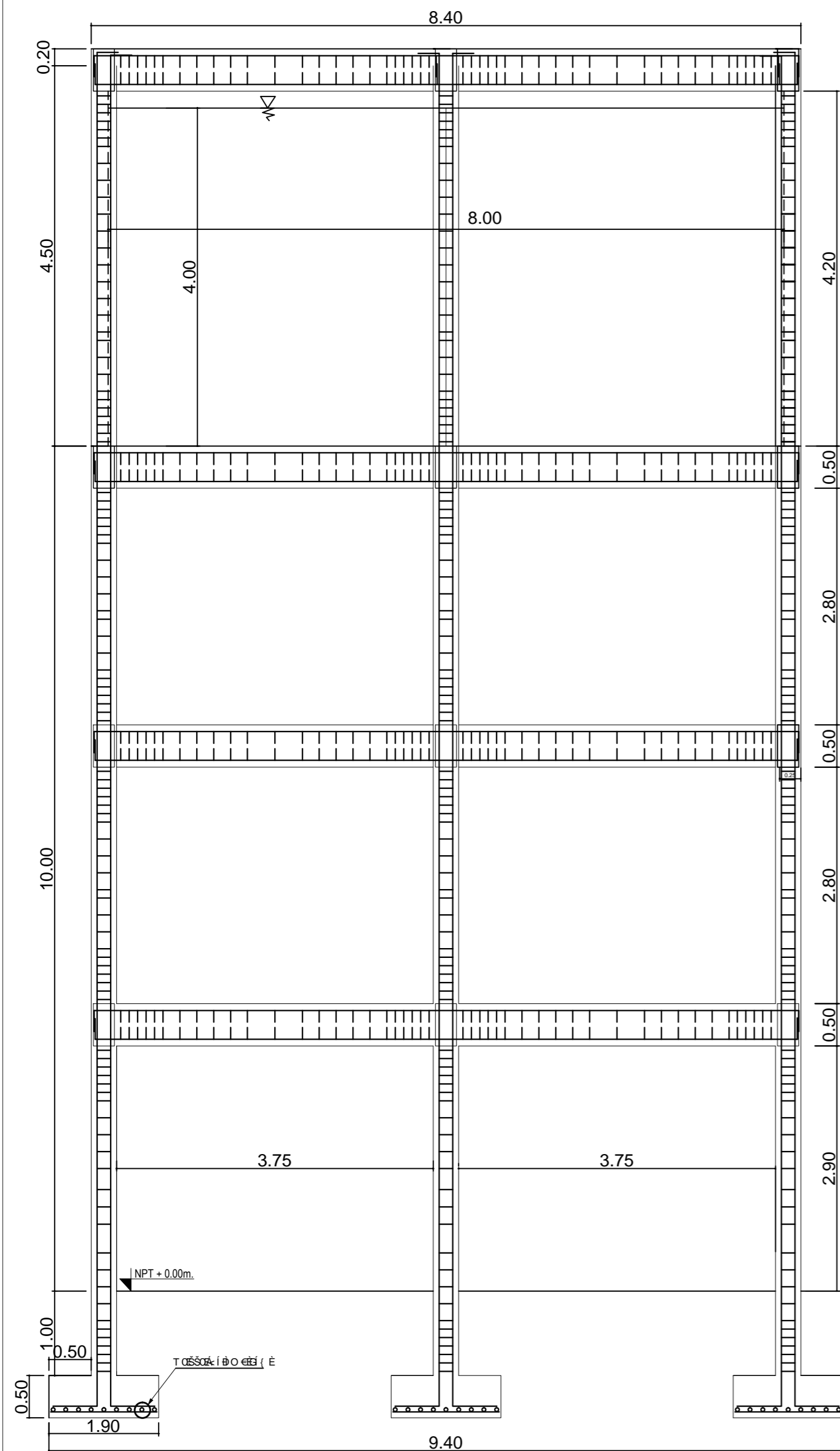


DETALLE "A"
ESC. = 1:20

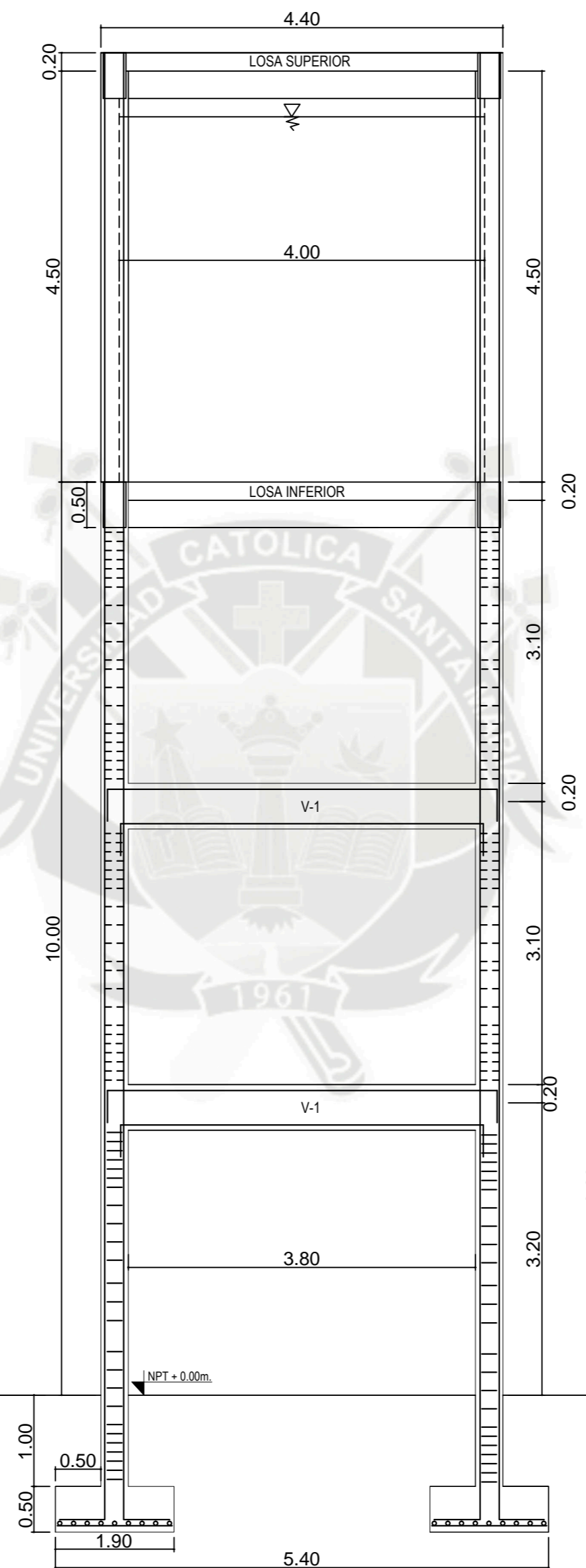


DETALLE "A"
ESC. = 1:20

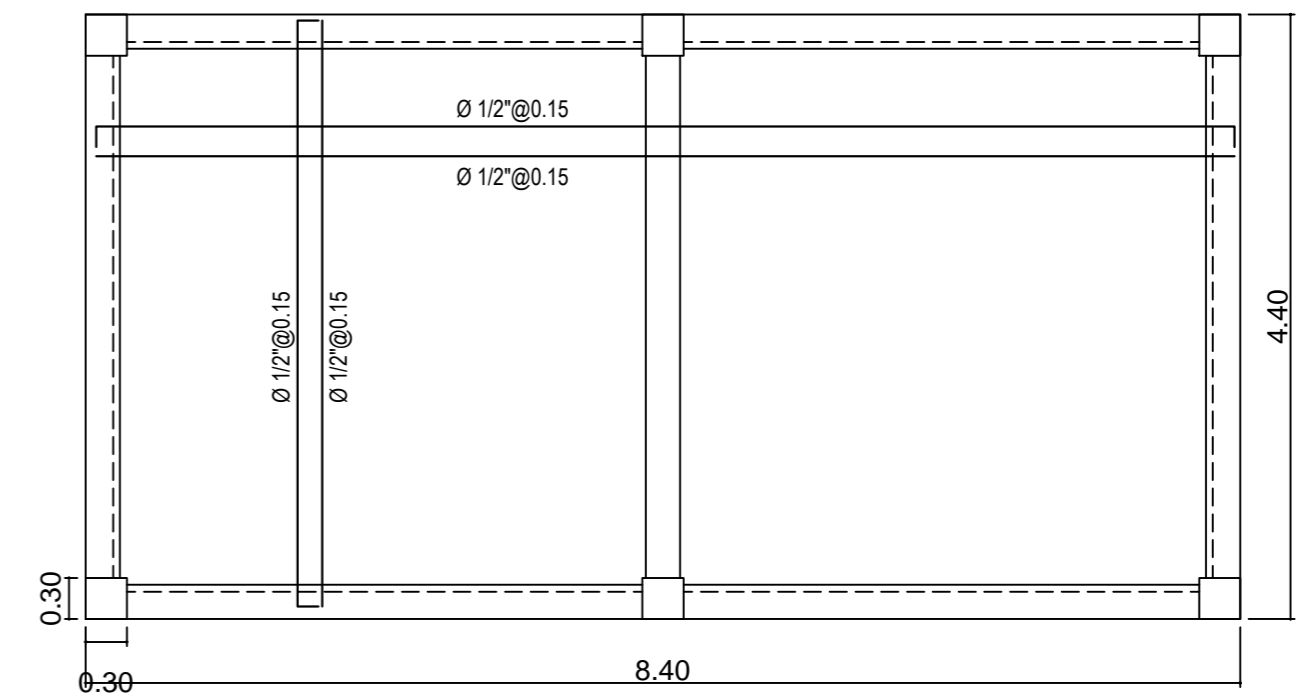
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
Programa Profesional De Ingeniería Civil	
PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.
PLANO:	01
FECHA:	DIC. 2012



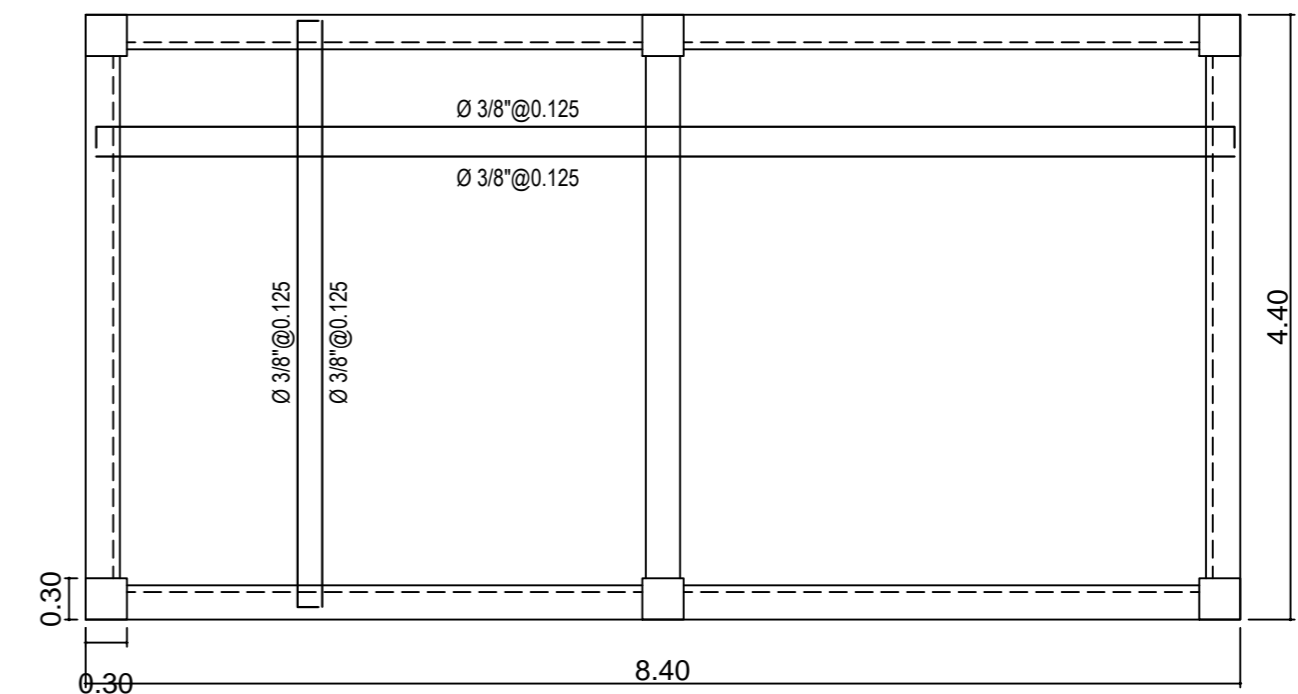
ELEVACION FRONTAL
ESC. = 1/50



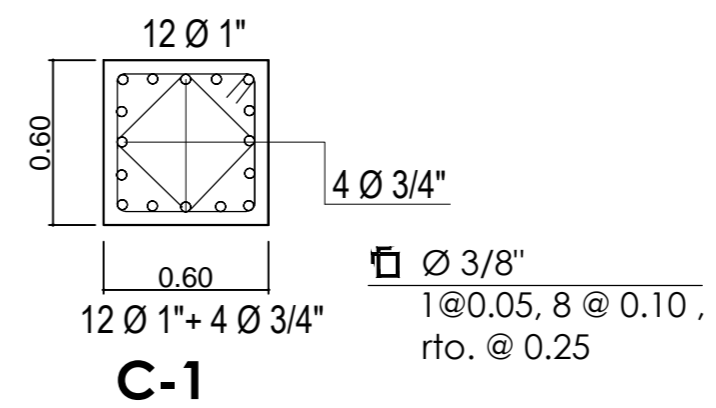
ELEVACION LATERAL
ESC. = 1/50



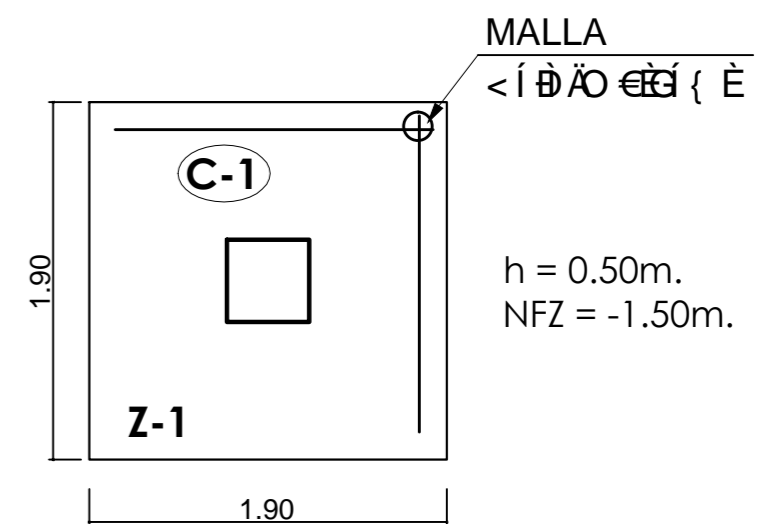
LOSA FONDO



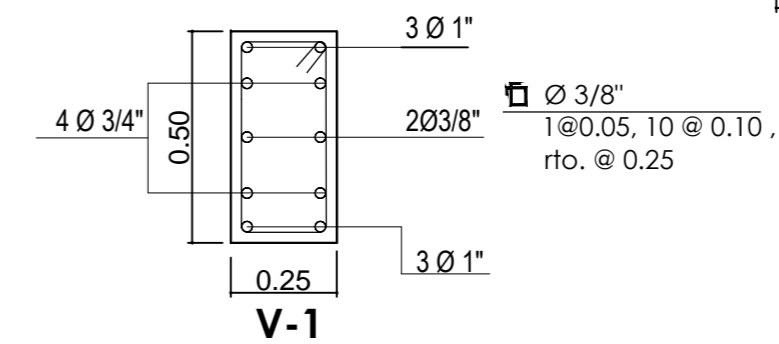
LOSA SUPERIOR



C-1



Z-1

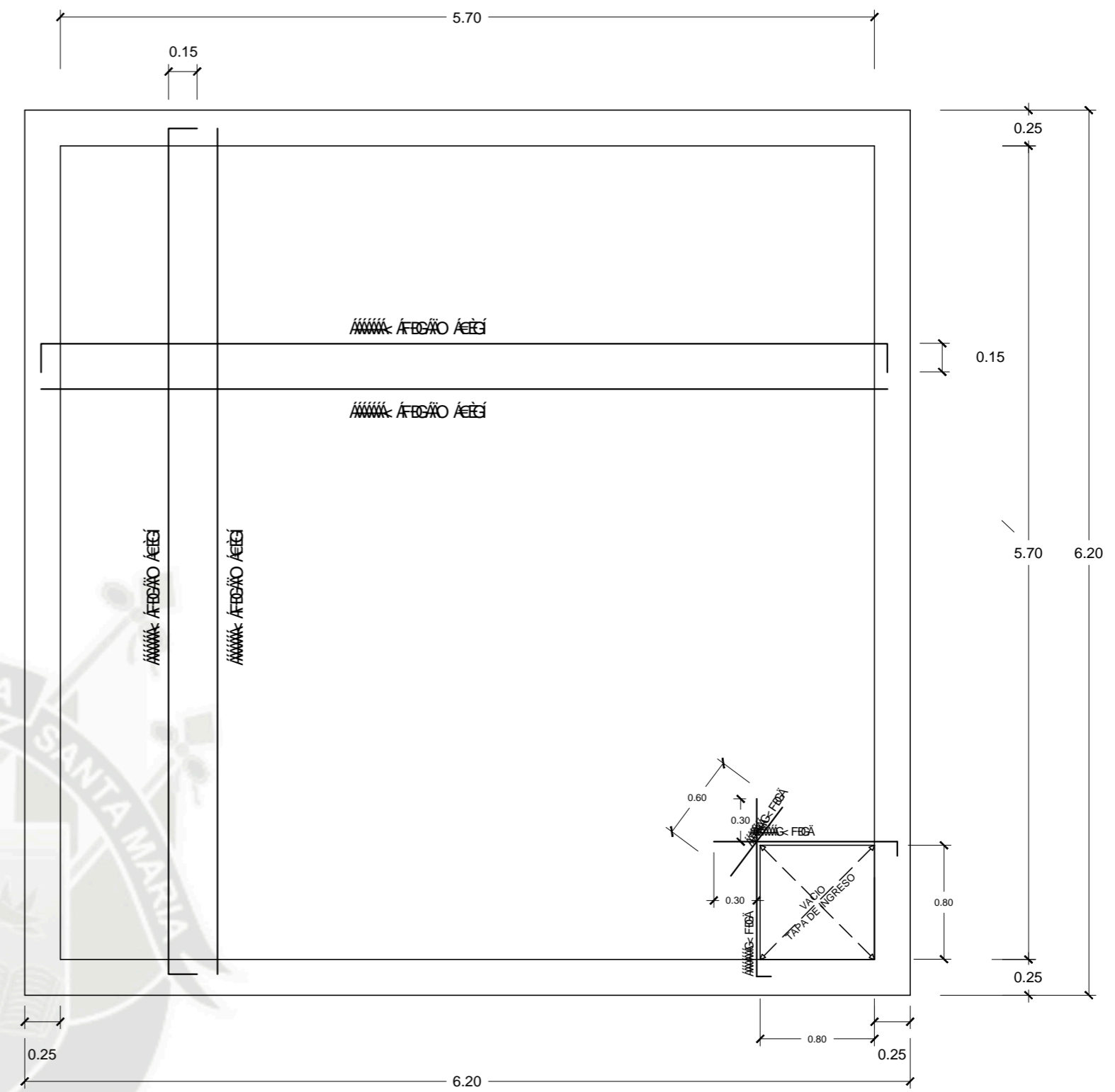
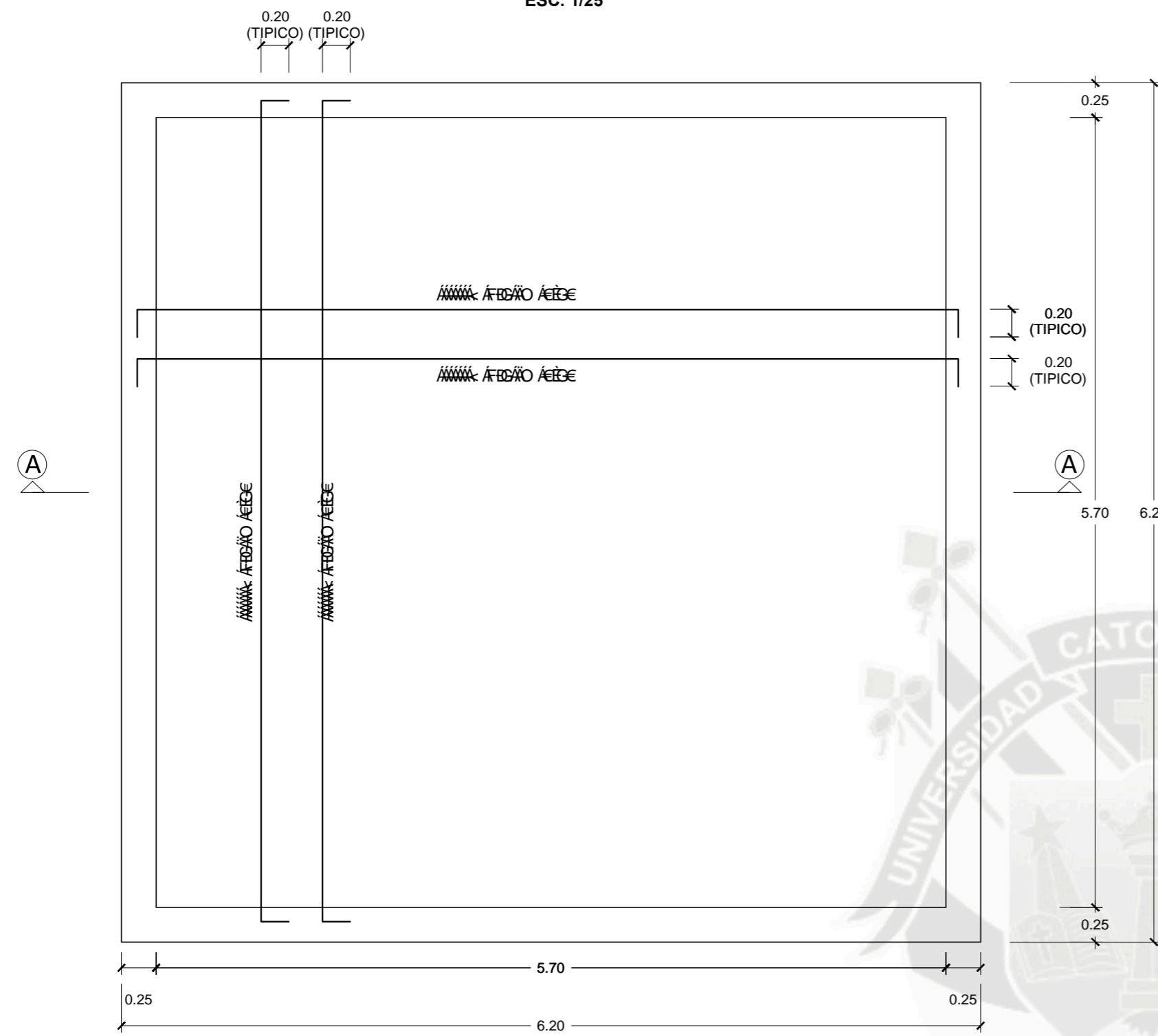


V-1

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO:		03	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.			
PLANO: RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO V=125 M3 ESTRUCTURAS			
FECHA:	PROYECTADO:	INDICADA:	DIC. 2012

CIMENTACION CISTERNA

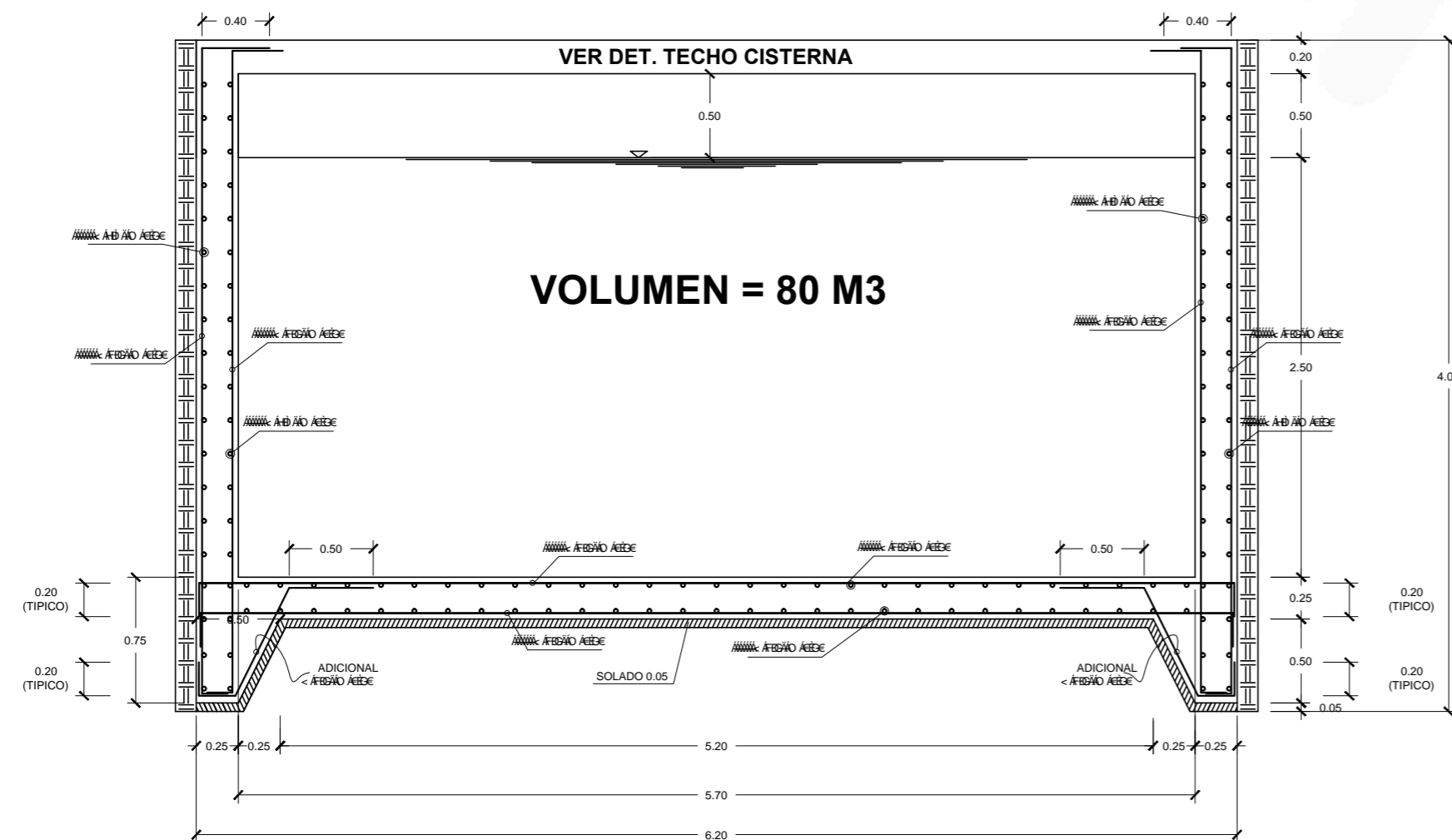
ESC. 1/25



TECHO CISTERNA

H=0.20m

ESC. 1/25



CORTE A-A CISTERNA

ESC. 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

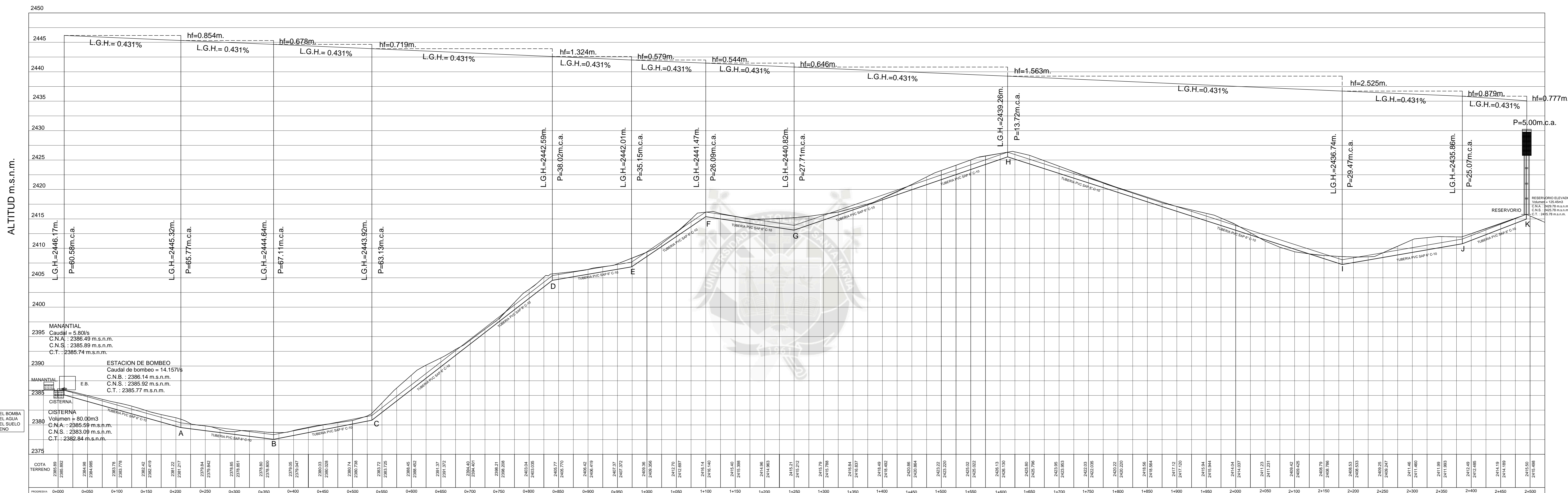
Programa Profesional De Ingeniería Civil

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.

PLANO: CISTERNA DE ALMACENAMIENTO - ESTRUCTURAS

05

ESCALA: INDICADA DIBUJO: DIC. 2012



C.N.B.: COTA NIVEL BOMBA
 C.N.A.: COTA NIVEL AGUA
 C.N.S.: COTA NIVEL SUELO
 C.T.: COTA TERRENO

LEYENDA

DESCRIPCION DE INSUMO	SIMBOLO
TUBERIA PVC DN 150 MM CLASE -10	—————
TERRENO NATURAL	—————
RASANTE	—————
PERDIDA DE CARGA	-----
LINEA DE GRADIENTE HIDRAULICO	-----

LINEA DE IMPULSION PERFIL LONGITUDINAL

ESC: 1/3500

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Programa Profesional De Ingeniería Civil

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.

PLANO: LINEA DE IMPULSION

06

BOGOTÁ, DISTRITO DE SABANDEÍA, INDICADA, DIC. 2012



LINEA DE IMPULSION
 ESC: 1/2500

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

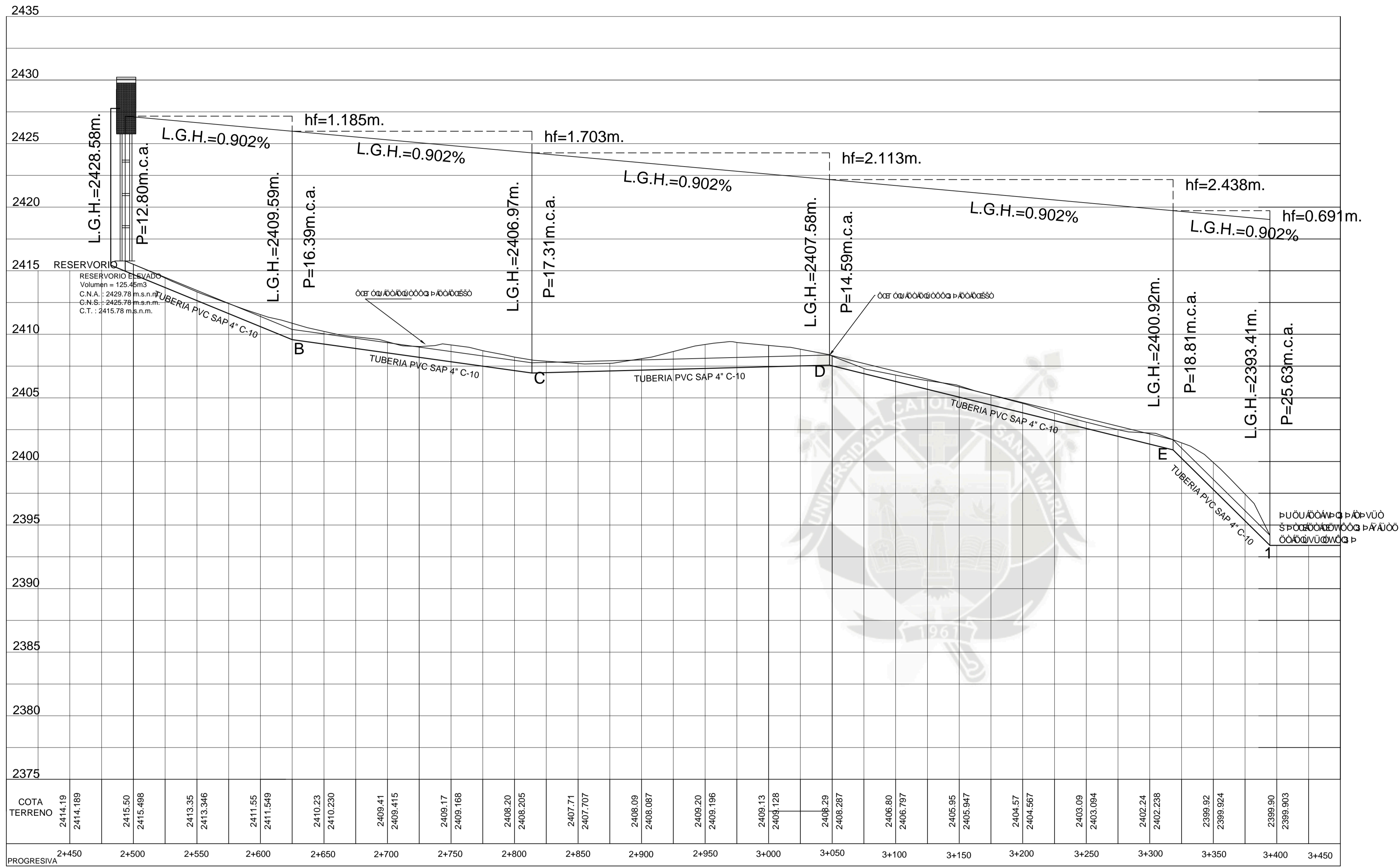
Programa Profesional De Ingeniería Civil

PROYECTO : SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.

PLANO : LINEA DE IMPULSION

6-A

DISEÑO : BACH. FREDY MÁLAGA INQUILLA
 REVISADO : DISTRITO DE SABANDÍA
 ESCALA : INDICADA
 FECHA : DIC. 2012

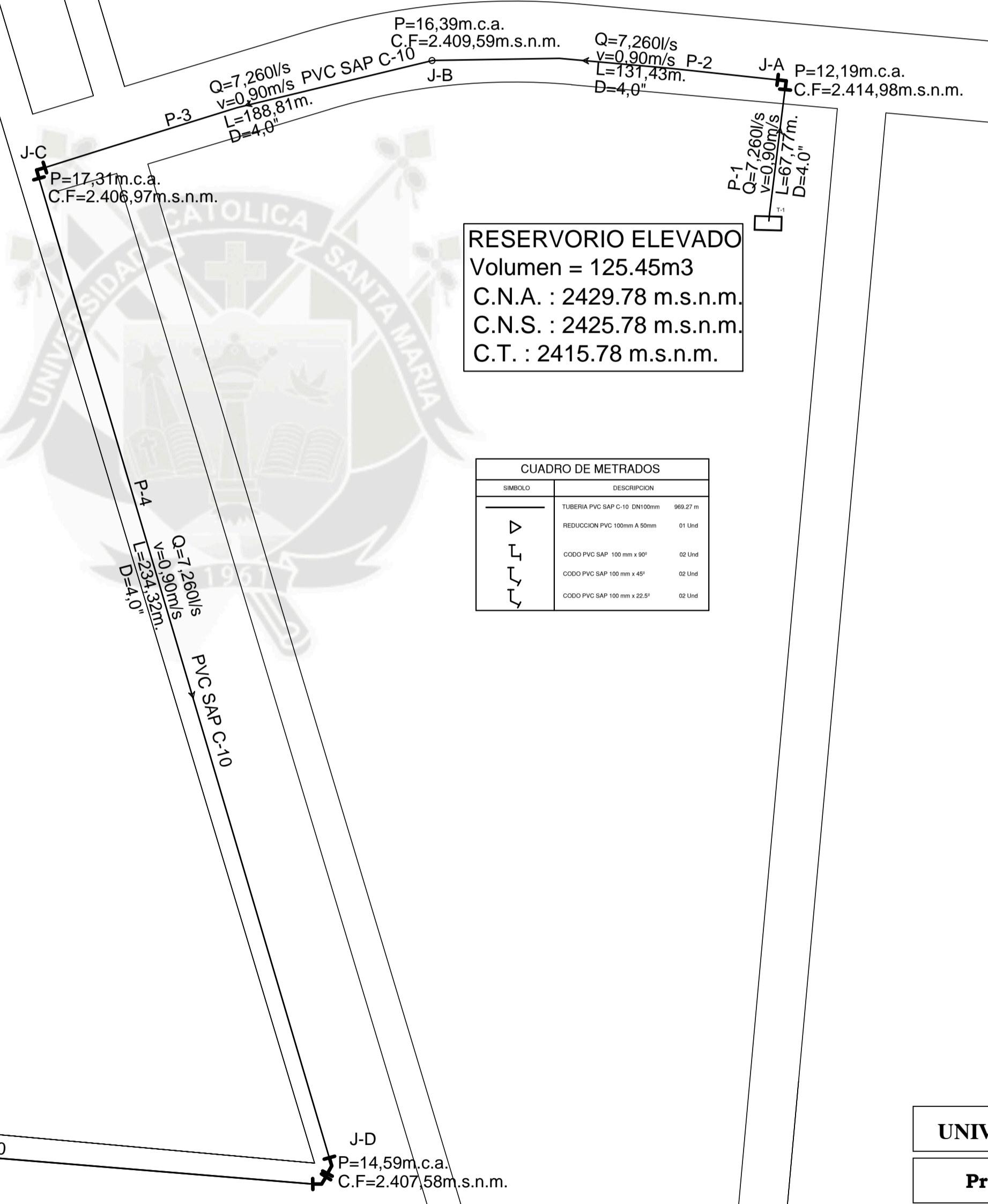
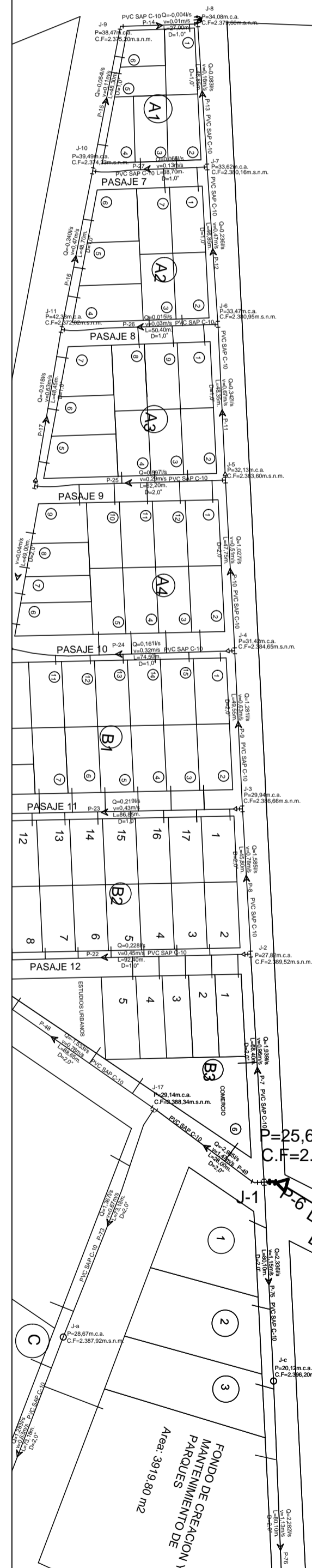
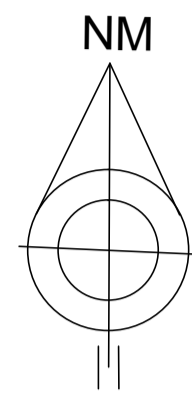


LEYENDA

DESCRIPCION DE INSUMO	SIMBOLO
TUBERIA PVC DN 100 MM CLASE -10	
TERRENO NATURAL	
RASANTE	
PERDIDA DE CARGA	
LINEA DE GRADIENTE HIDRAULICO	

LINEA DE ADUCCION
 PERFIL LONGITUDINAL
 ESC: 1/2000

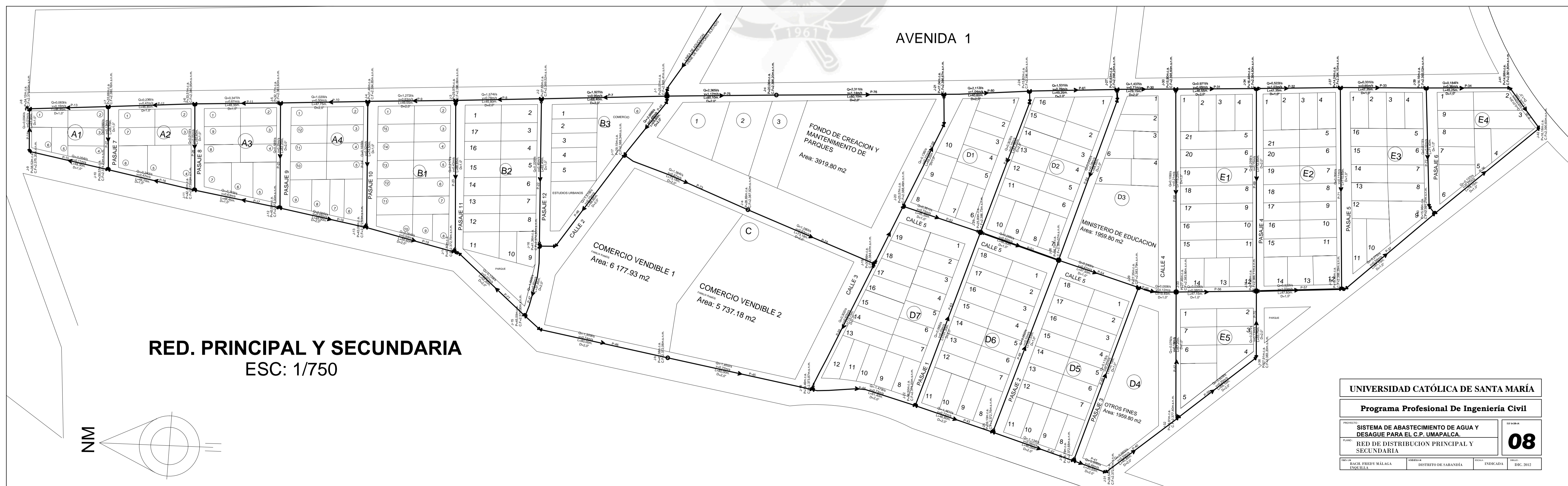
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.		SEÑAL:
PLANO:	LINEA DE ADUCCION		07
INGENIERO:	BACH. FREDY MÁLAGA INGUILLA	DISTRITO DE SABANDÍA	INDICADA
FECHA:	DIC. 2012		



CUADRO DE METRADOS	
ITEM	DESCRIPCION
Δ	TUBERIA PVC SAP C-10 200mm 993,27 m
Δ	REDUCCION PVC 100mm A 50mm 01,00 m
Δ	CODIGO PVC SAP 100 mm x 90° 02,00 m
Δ	CODIGO PVC SAP 100 mm x 45° 02,00 m
Δ	CODIGO PVC SAP 100 mm x 22,5° 02,00 m

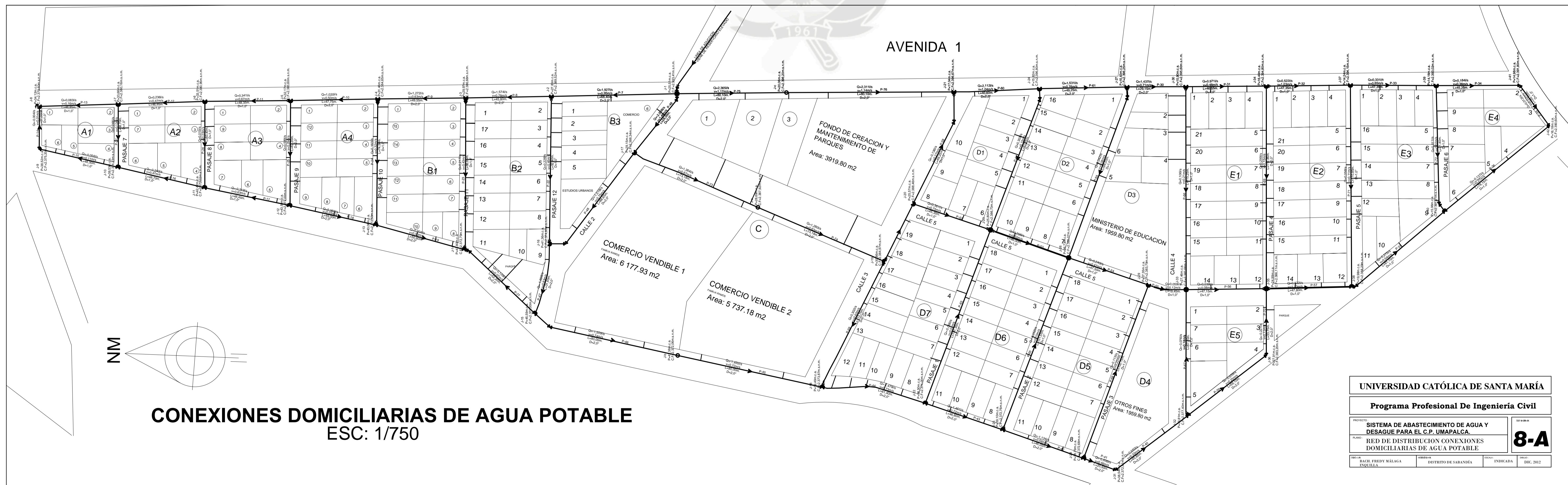
ESC: 1/1500

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.		SEÑALADO:
PLANO:	LINEA DE ADUCCION		7-A
PROF: BACH, FREDY MÁLAGA INQUILLA	DISTRITO DE SABANDÍA	ESCALA: INDICADA	FECHA: DIC. 2012



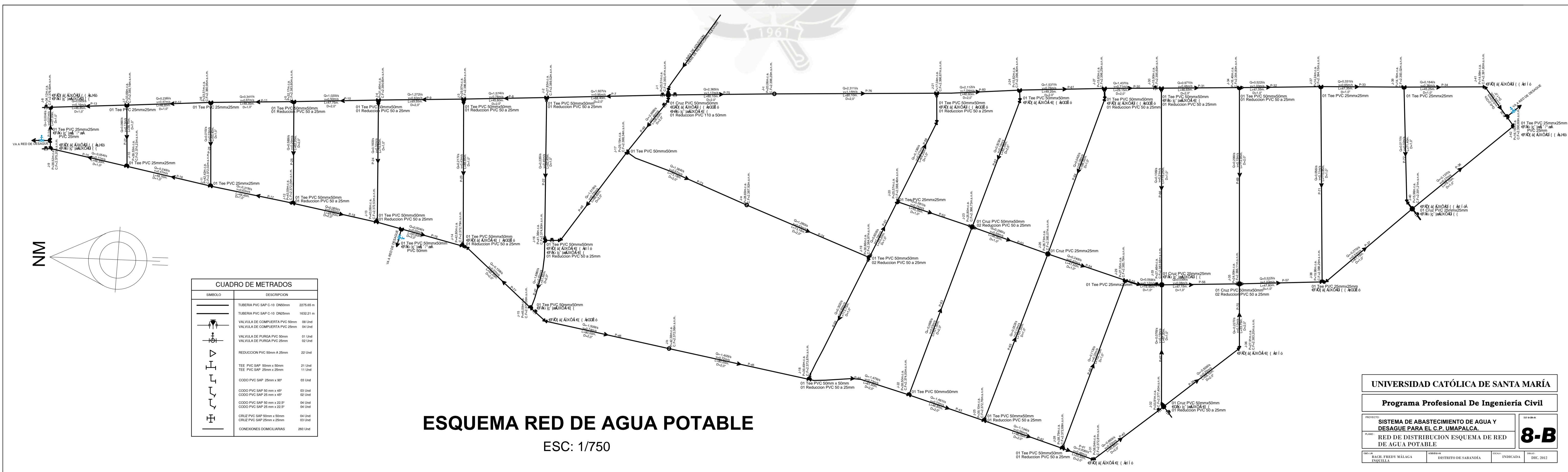
RED. PRINCIPAL Y SECUNDARIA
ESC: 1/750

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.		FECHA: 08	
PLANO: RED DE DISTRIBUCION PRINCIPAL Y SECUNDARIA		Escala: 1/750	
ELABORADO: RAUL FREYD MÁLACA INQUELLA	VERIFICADO: ADRISTO DE SABANDA	INDICADA: 08	FECHA: DIC. 2012



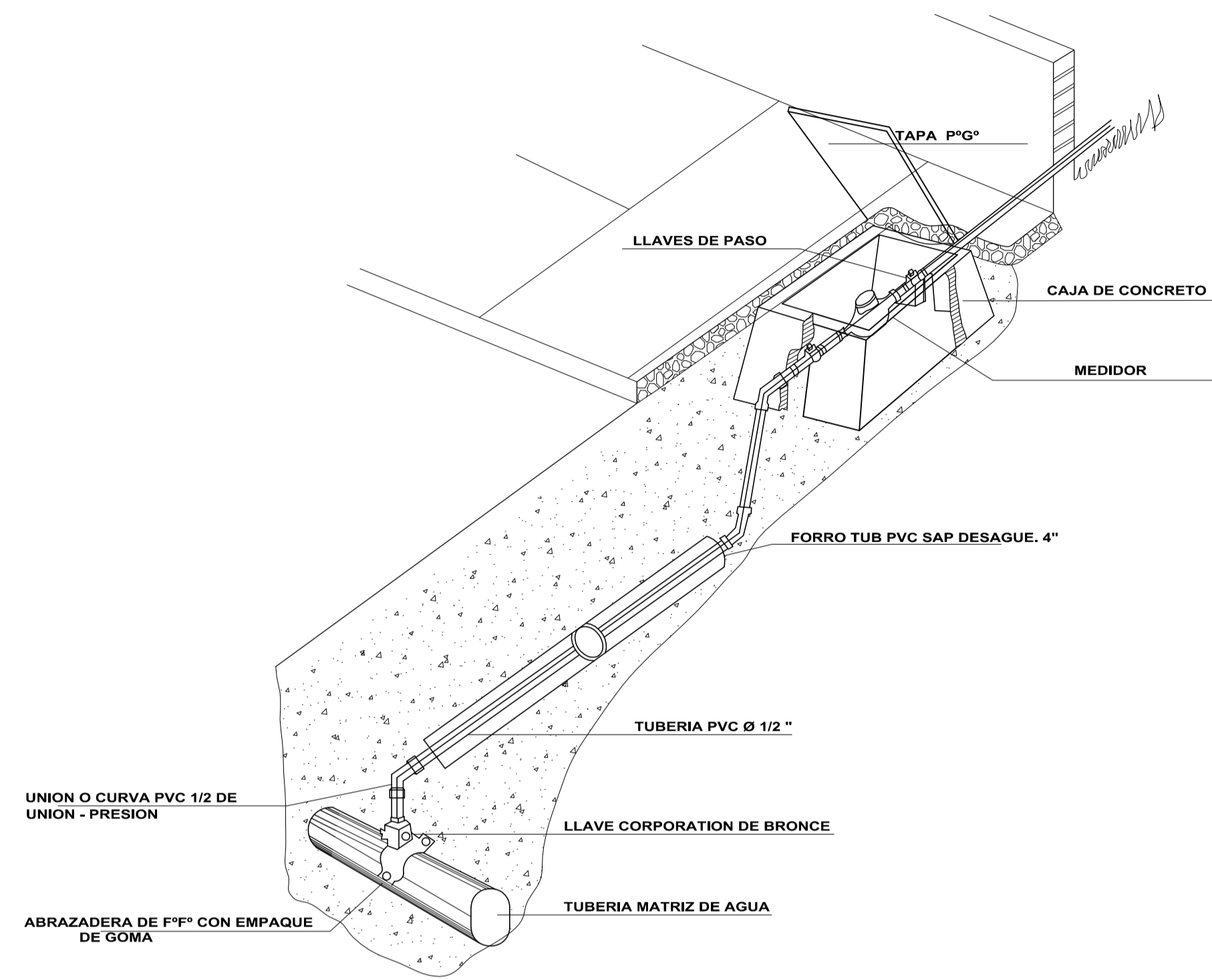
CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE
ESC: 1/750

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMALCALA.		FECHA: 2012	
PLANO: RED DE DISTRIBUCION CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE		8-A	
PROF: RACH FREDY MALACA	PROYECTA: ISQUELLA	REVISOR: DISTRITO DE SARANDA	APROBADO: INEBARDA
			DIC 2012



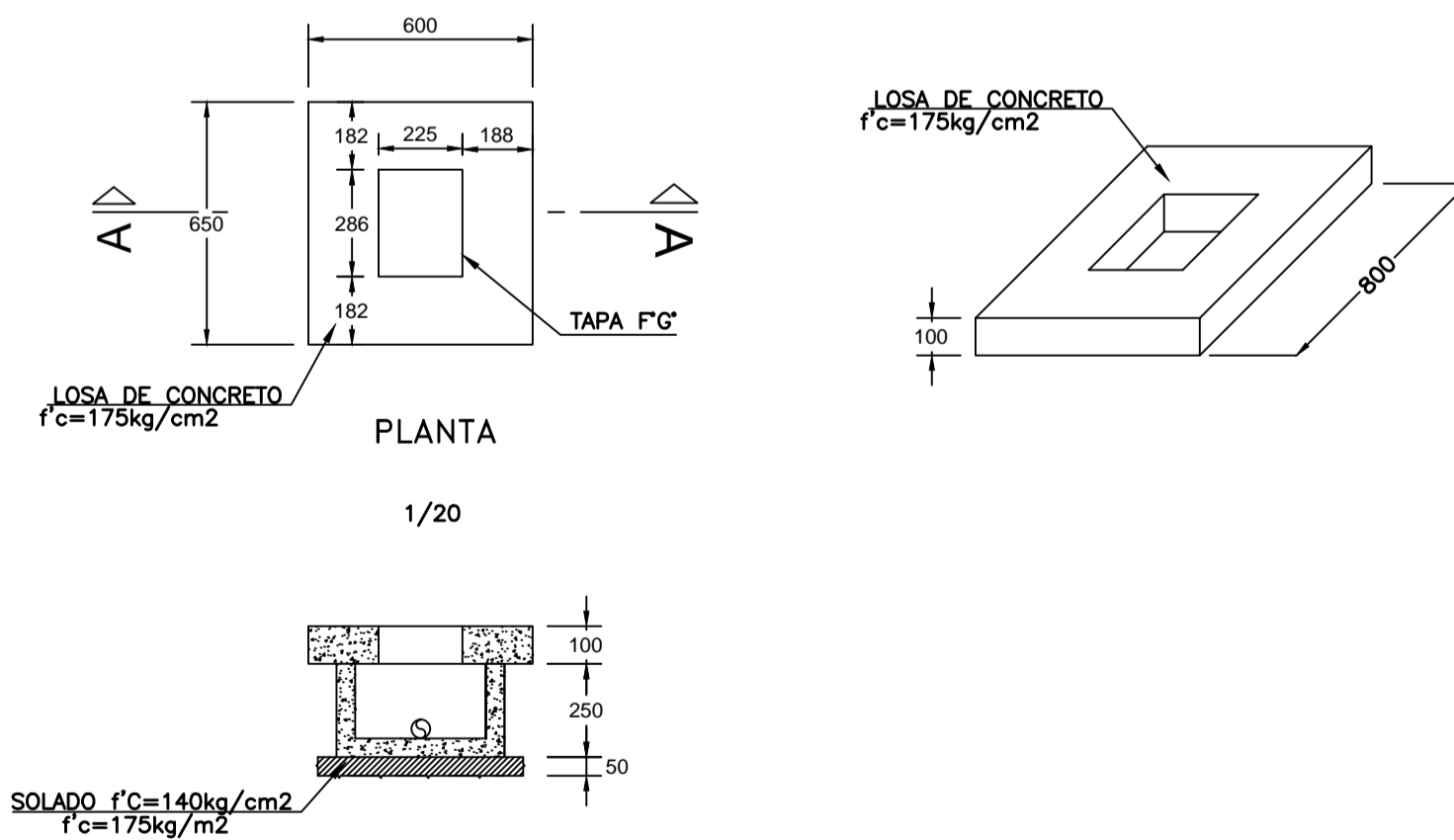
CUADRO DE METRADOS		
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	TUBERIA PVC SAP C-15 DN60mm	2273.65 m
	TUBERIA PVC SAP C-15 DN45mm	1632.21 m
	VALVULA DE CERRADURA PVC 50mm	04 Urd
	VALVULA DE CERRADURA PVC 25mm	04 Urd
	VALVULA DE PURGA PVC 50mm	01 Urd
	VALVULA DE PURGA PVC 25mm	02 Urd
	REDUCCION PVC 50mm A 25mm	22 Urd
	TEE PVC SAP 50mm x 50mm	21 Urd
	TEE PVC SAP 25mm x 25mm	11 Urd
	CODO PVC SAP 25mm x 90°	03 Urd
	CODO PVC SAP 50 mm x 45°	03 Urd
	CODO PVC SAP 25 mm x 45°	02 Urd
	CODO PVC SAP 50 mm x 22.5°	04 Urd
	CODO PVC SAP 25 mm x 22.5°	04 Urd
	CRUZ PVC SAP 50mm x 50mm	04 Urd
	CRUZ PVC SAP 25mm x 25mm	03 Urd
	CONEXIONES DOMICILIARIAS	260 Urd

ESQUEMA RED DE AGUA POTABLE
ESC: 1/750

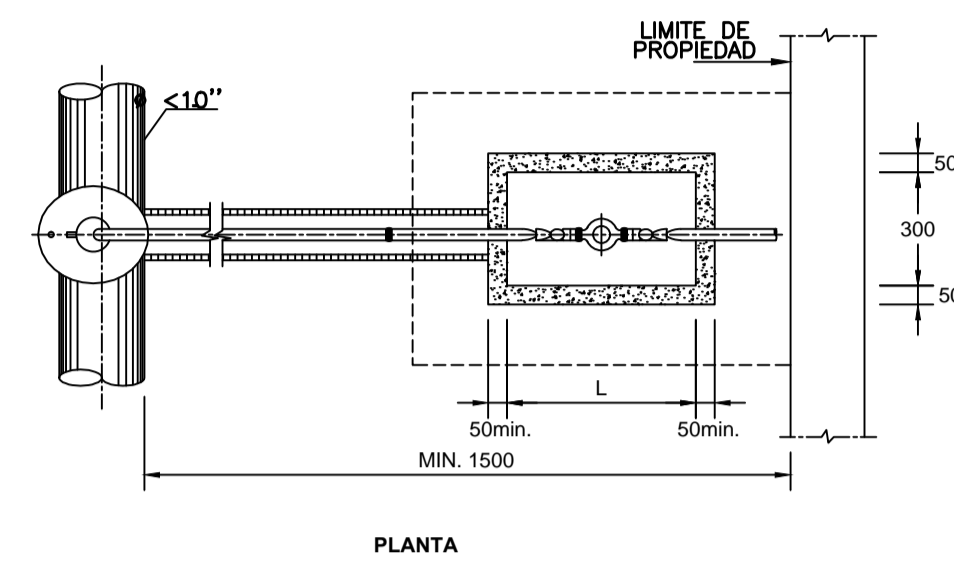


CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA

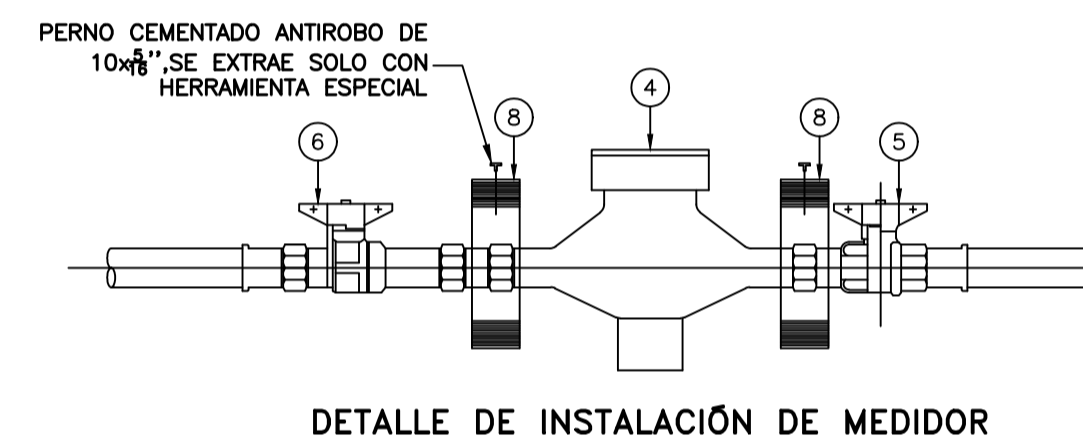
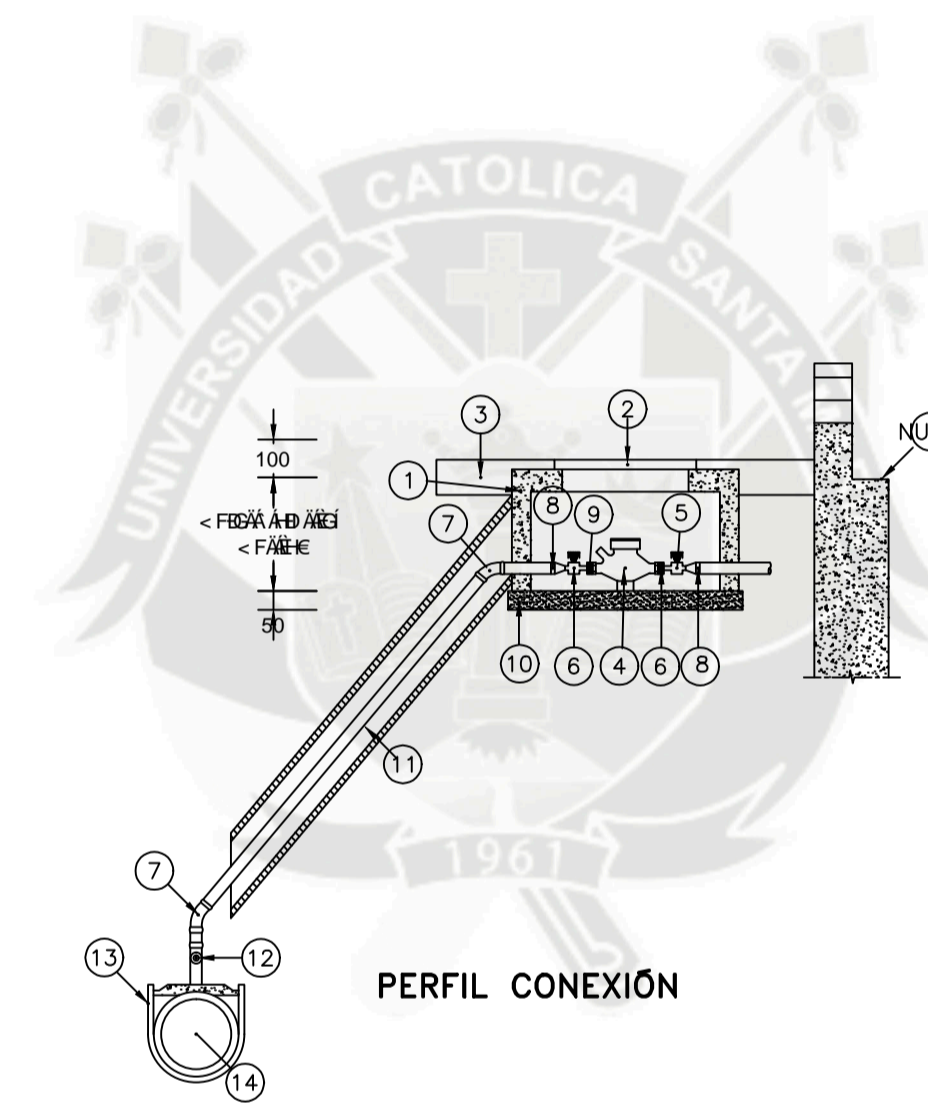
LOSA PARA CAJA DE MEDIDOR DE CONEXION DOMICILIARIA DE AGUA



CONEXIÓN DOMICILIARIA DE AGUA POTABLE



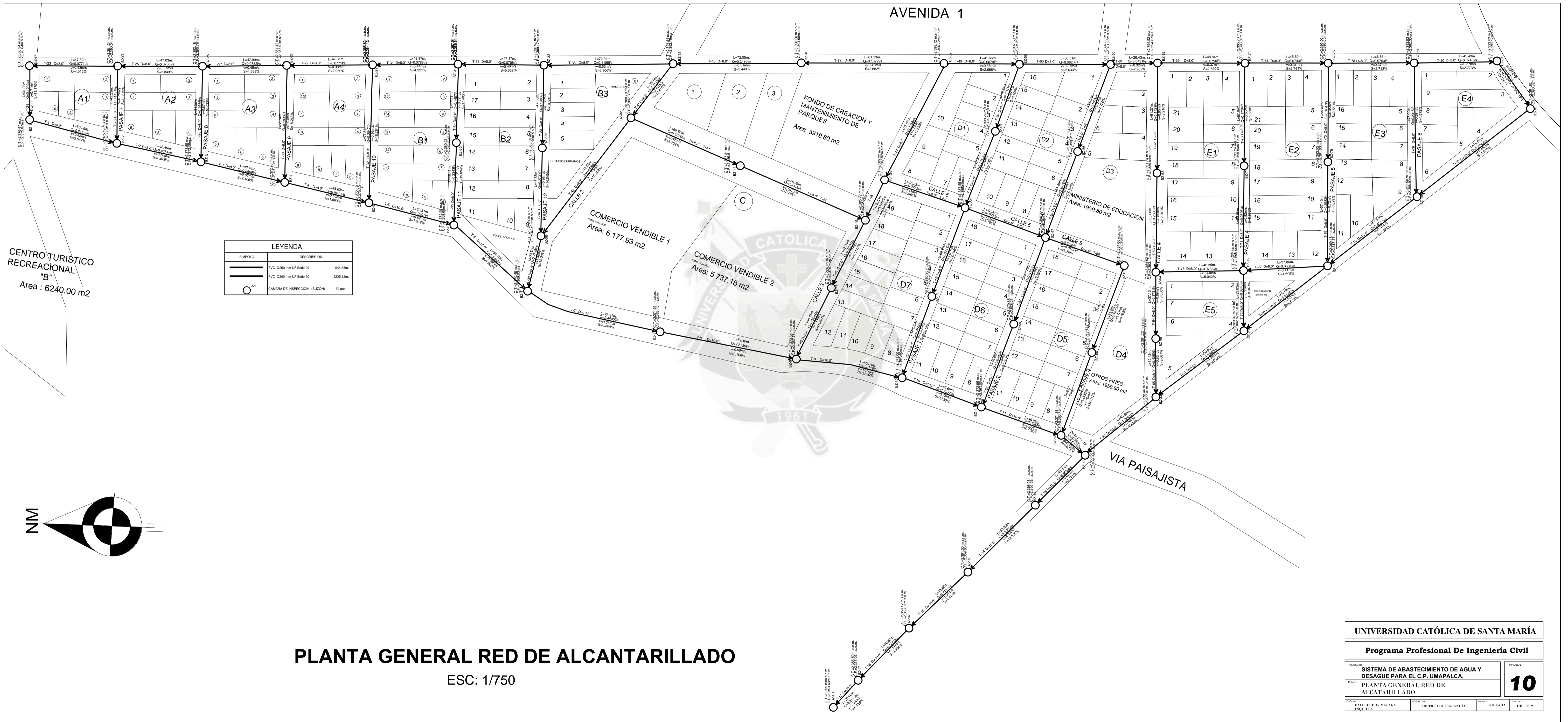
CONEXIÓN DOMICILIARIA DE AGUA POTABLE TIPO SIMPLE DIAMETRO DE 1/2" A 1"



LEYENDA CONEXION DOMIC.

- 1- CAJA CONCRETO MEDIDOR
- 2-TAPA FIERRO FUNDIDO
- 3- VEREDA
- 4- MEDIDOR DE CAUDAL
- 5- LLAVE DE PASO
- 6- LLAVE DE PASO DE OREJA
- 7- CODO DE 45° DE PVC
- 8- REDUCCION PVC
- 9- UNION ROSCADA
- 10- TERRENO COMPACTADO
- 11- TUBERIA ACOMETIDA
- 12- BRIDA REDUCCION
- 13- ABRAZADERA FºFº
- 14- MATRIZ

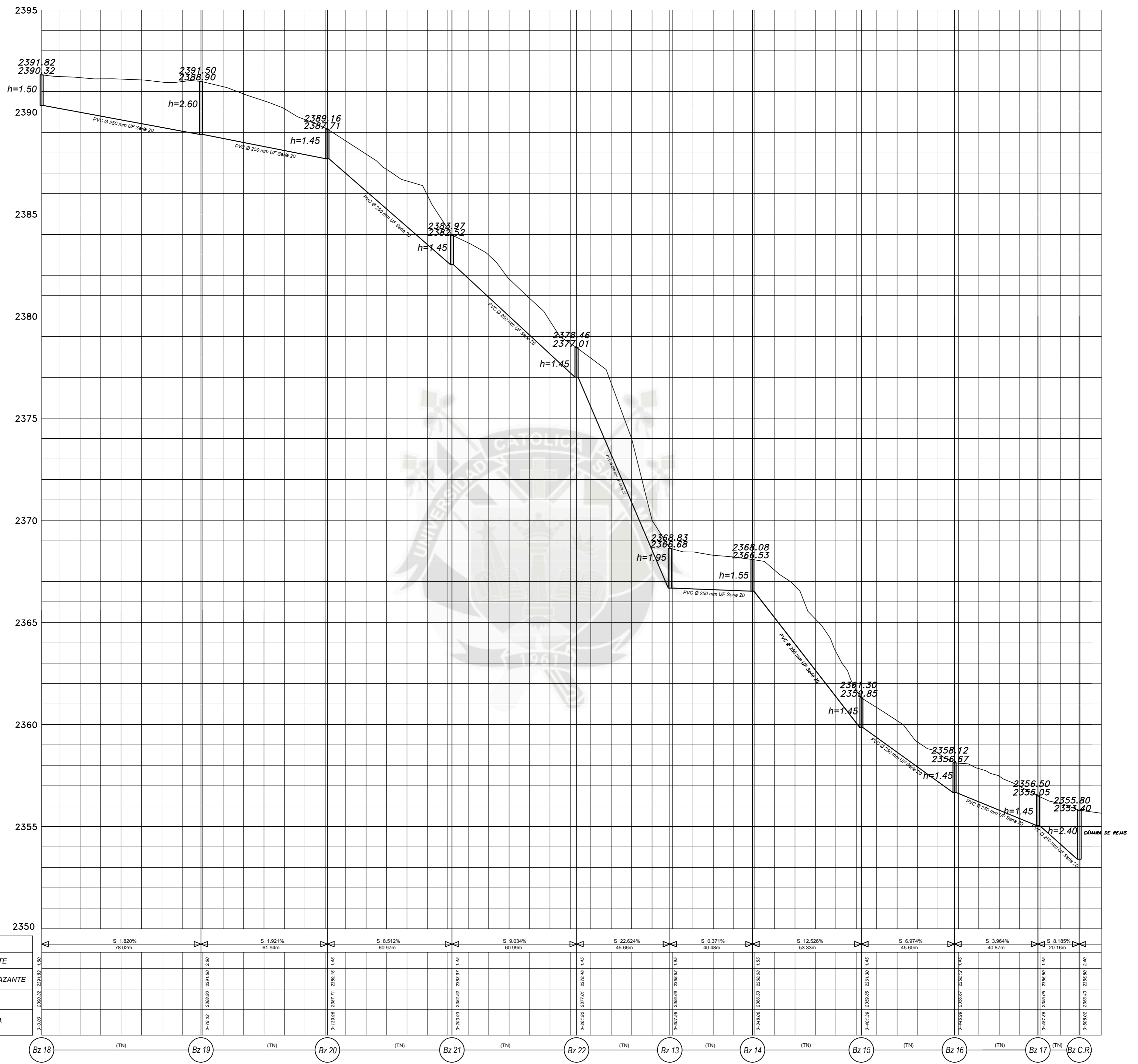
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.		SEÑALADO: 09	
PLANO: CONEXIONES DOMICILIARIAS AGUA POTABLE		ESCALA: INDICADA	
GOO-UAR BACH. FREDY MÁLAGA INOULLA	VOBIOO+AK DISTRITO DE SABANDÍA	ESCALA: INDICADA	DEBIO: DIC. 2012



PLANTA GENERAL RED DE ALCANTARILLADO
 ESC: 1/750

LEYENDA	
—	PVC Ø200 mm LF Serie 20 944.65m.
—	PVC Ø200 mm LF Serie 20 3038.82m.
○	CAMARA DE INSPECCION (BULZON) 62 unid.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMOPALCA.	FECHA:	10
PLANO:	PLANTA GENERAL RED DE ALCANTARILLADO	ESCALA:	
PROFESOR:	BACH. FREDY MALAGA INWILLIA	INSTITUTO:	DISTRITO DE SABANDEJA
TIPO:	INDICADA	FECHA:	DIC. 2012

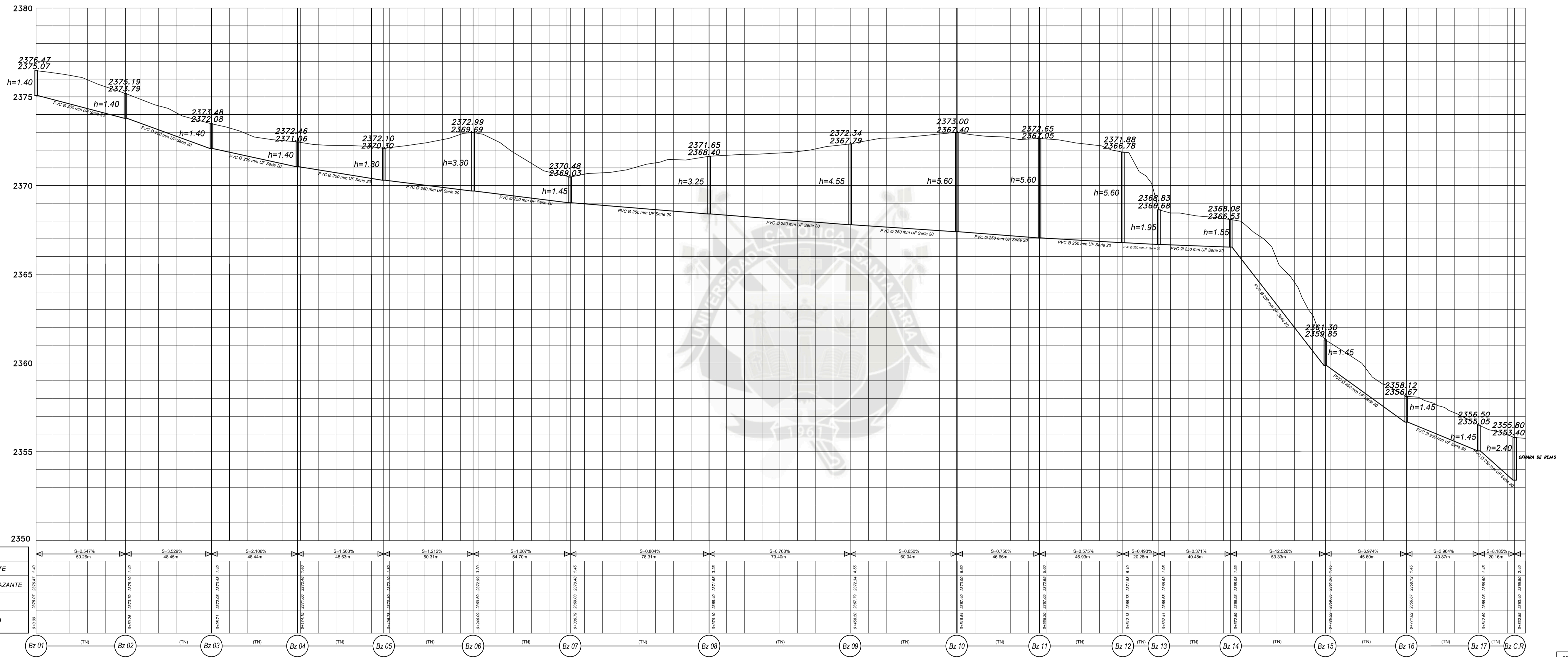


PENDIENTE	0+00	0+70	0+130	0+200	0+270	0+340	0+410	0+480	0+550	0+620	0+690
ALTURA Bz / CORTE	1.50	2.60	1.45	1.45	1.95	1.55	1.45	1.45	1.45	2.40	
COTA TAPA Bz / RAZANTE	2390.32	2388.90	2387.71	2382.52	2377.01	2366.88	2366.53	2359.85	2356.67	2355.05	2353.40
COTA FONDO Bz	2391.82	2391.50	2389.16	2383.97	2378.46	2368.83	2368.08	2361.30	2358.12	2356.50	2355.80
DIST. ACUMULADA	0+00	0+70	0+130	0+200	0+270	0+340	0+410	0+480	0+550	0+620	0+690

PERFIL LONGITUDINAL

ESC = 1:750

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
Programa Profesional De Ingeniería Civil	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE PARA EL C.P. UMAPALCA	
PERFIL LONGITUDINAL DE RED DE ALCANTARILLADO	
10-A	100



PERFIL LONGITUDINAL
ESC = 1:750

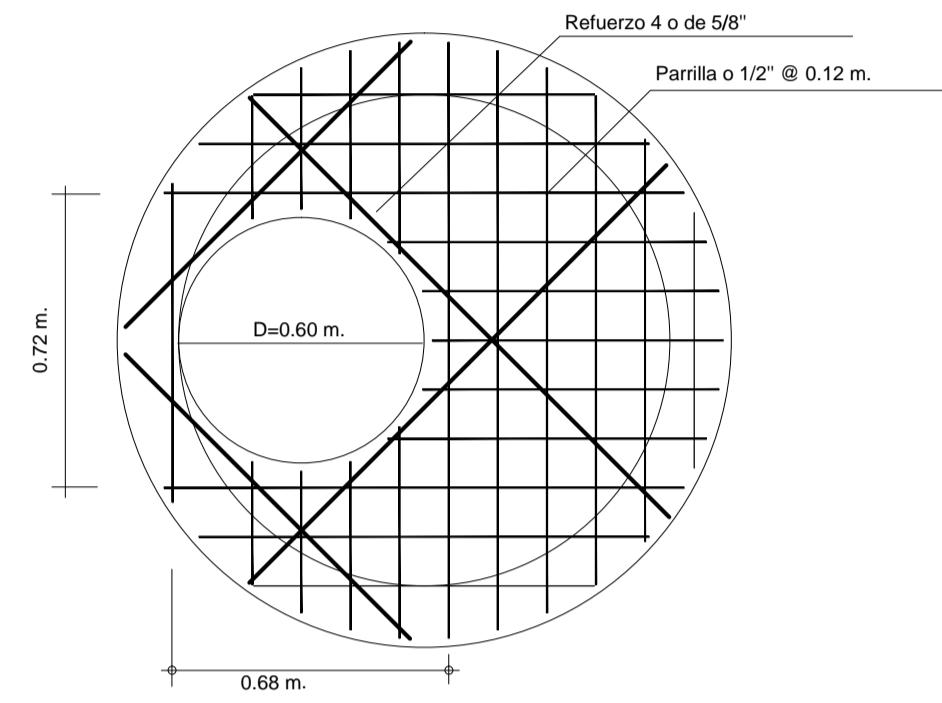


CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE
ESC = 1:750

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	PVC 200 mm Ø S=2% 244.00 m
	PVC 300 mm Ø S=2% 3288.00 m
	CAMARA DE INSPECCION (BUCON) 62 UNH
	CONEXION DOMICILIARIA (DESAGUE) 208 UNH

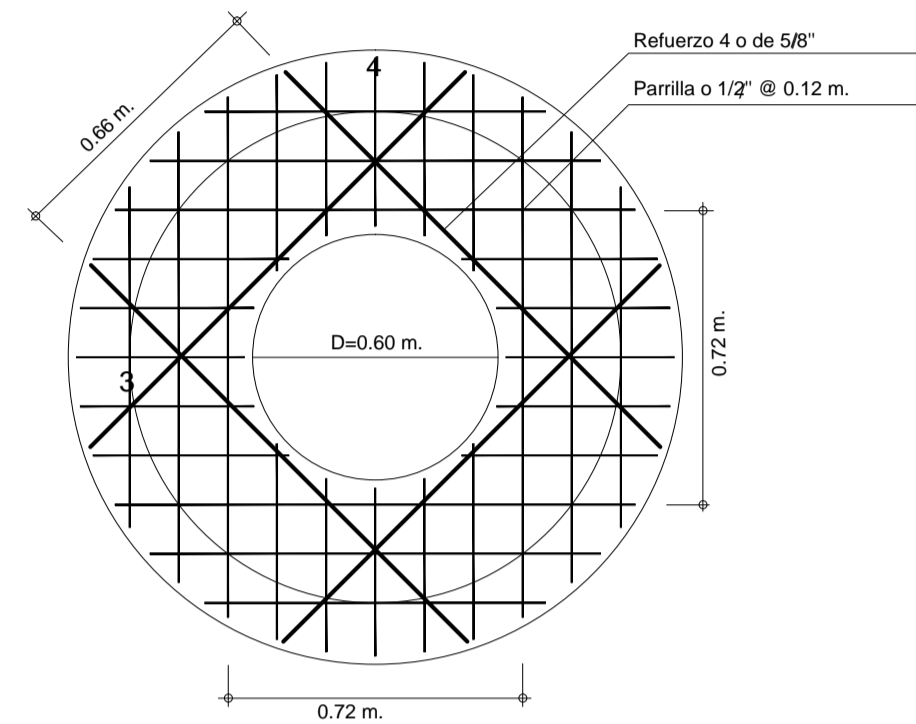
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE PARA EL C.P. UMAPALCA.		ESTADO: 11	
TÍTULO: PLANTA GENERAL RED DE ALICANTARILLADO - CONEXIONES DOMIC.			
ELABORADO: RAUL FREDY MÉRICA	REVISADO: DIEGO DE SARANDÍA	INSERICADA:	FECHA: 08/01/2012

ARMADURA DE LOSA DE TECHO
BUZON TIPO A

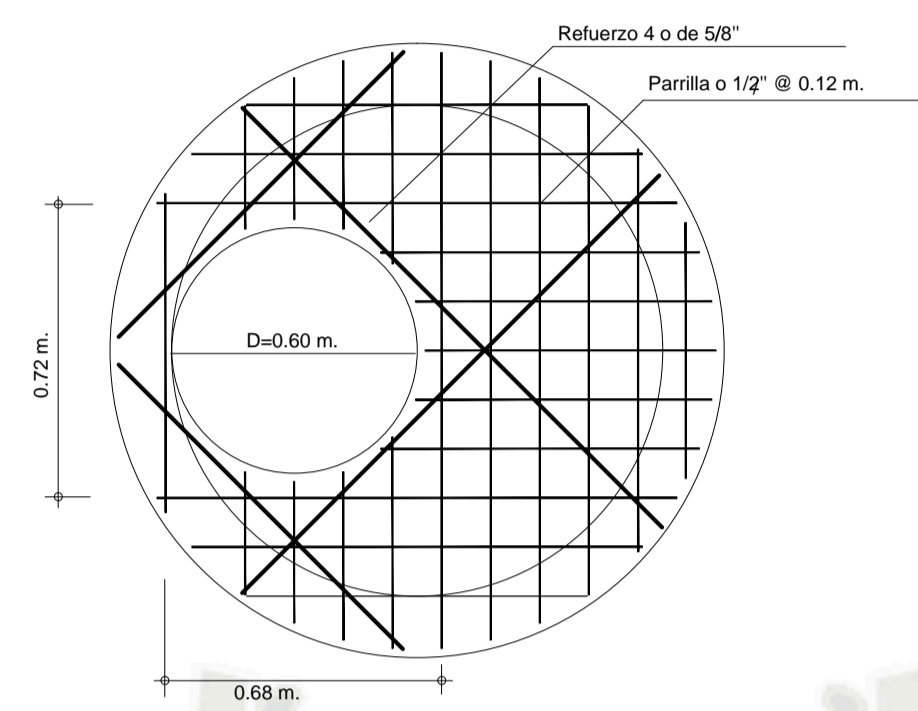


ARMADURA INFERIOR LOSA TECHO
TAPA EXCENTRICA
Mayor de 1.50 m. de prof.

ARMADURA DE LOSA DE TECHO
BUZON TIPO B

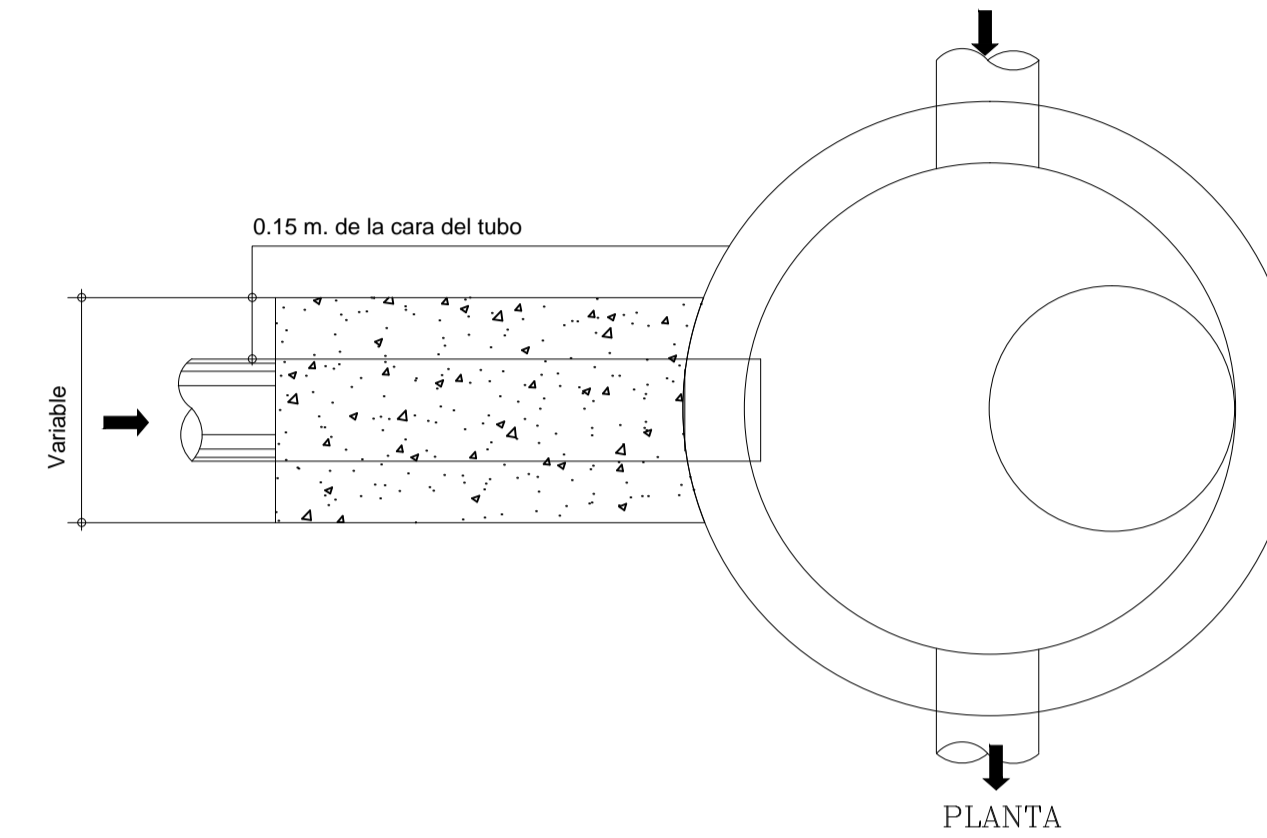


ARMADURA INFERIOR LOSA TECHO
TAPA CONCENTRICA
Menor de 1.50 m. de prof.



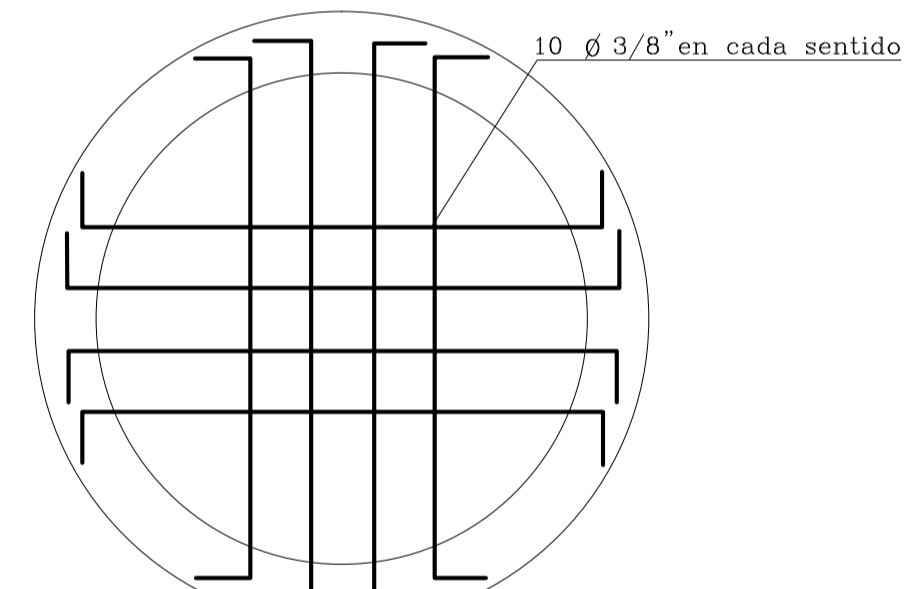
ARMADURA INFERIOR LOSA TECHO
TAPA EXCENTRICA

FLUJO DE BUZONES

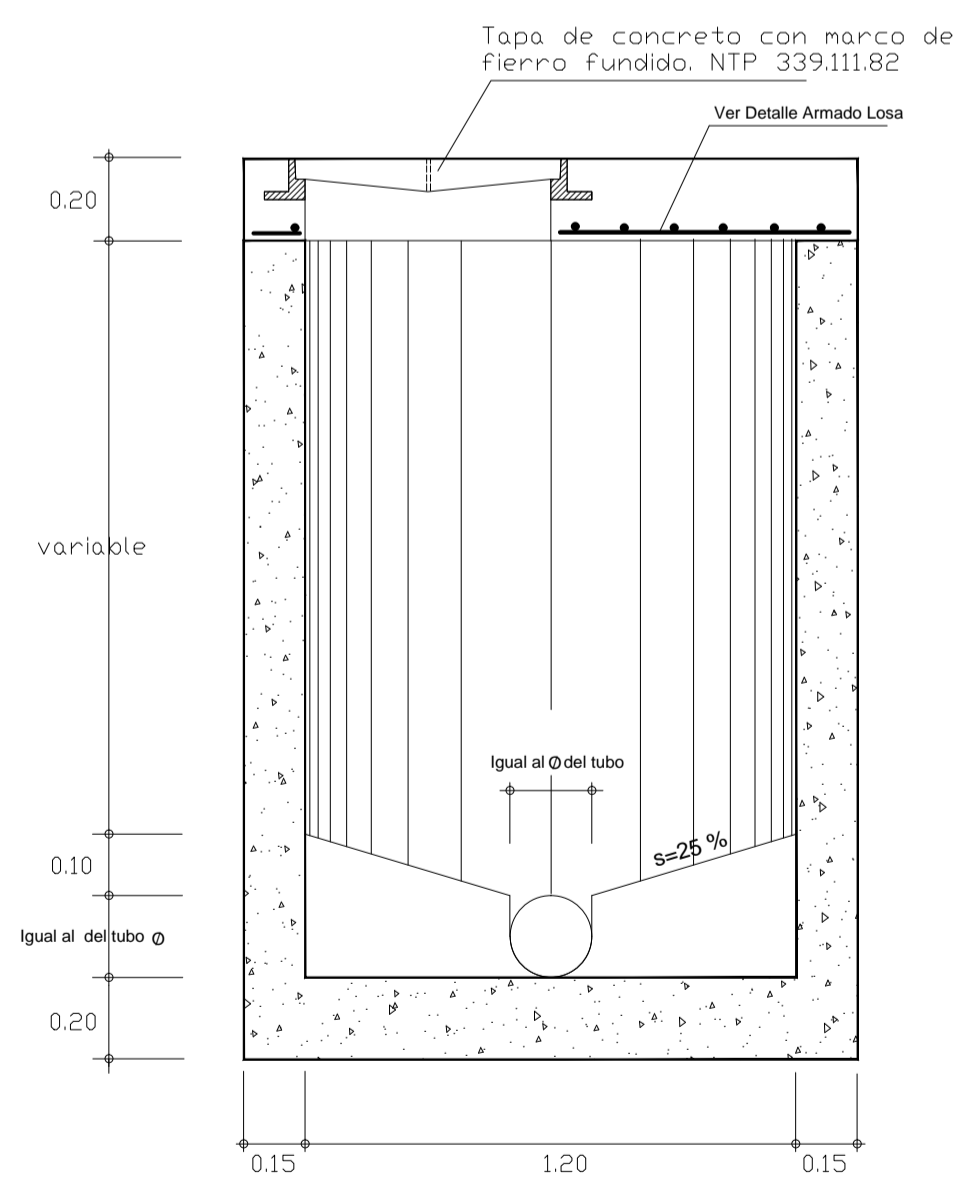


	Buzon standard	Profundidad < a 3.00 m.	Profundidad > a 3.00 m.
TECHO	Losas	0.20 ($\Delta d [\Delta \sigma : 5]$)	0.20 ($\Delta d [\Delta \sigma : 5]$)
	Espeor	0.20	1.20
	Malla	1/2" @ 0.12	1/2" @ 0.12
FONDO	Diagonal	5/8"	5/8"
	Espeor	0.20	0.20
	Armadura	Concreto simple	3/8" a 0.20m c. sent.

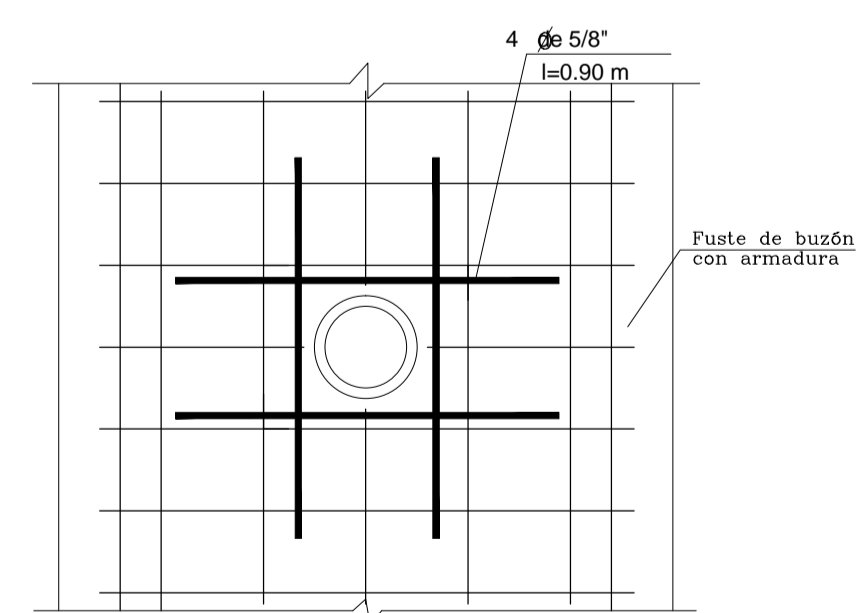
ESPECIFICACIONES
Concreto
-Techo Fuste y losa: f_c 210 kg/cm²
-Mortero: mezcla a/c 1:3
-Acero: f_y 4 200 kg/cm²
Recubrimiento
-Fondo: 0.075 m
-Techo: 0.025 m
-Muros: 0.025 m



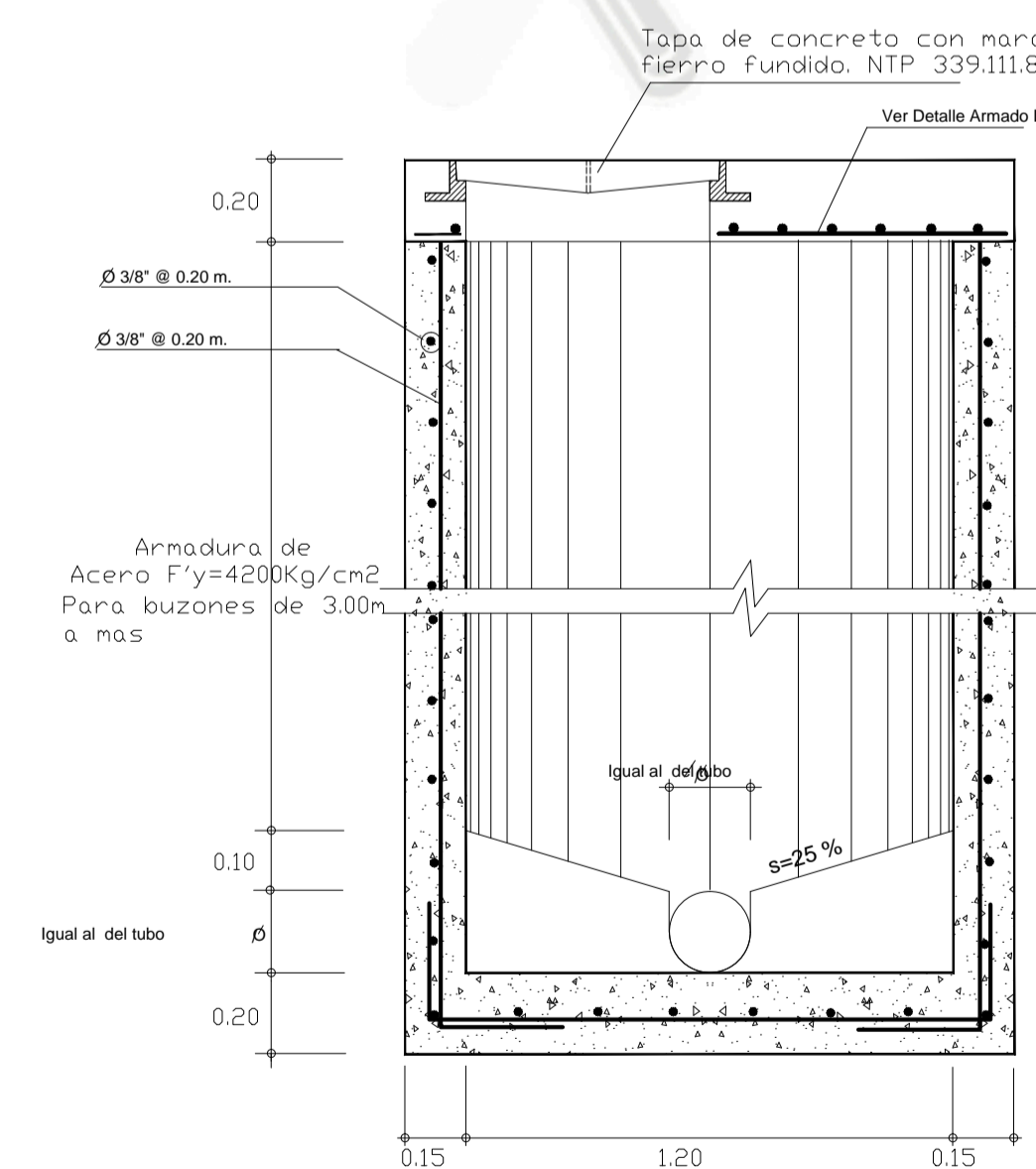
LOSA DE FONDO CON ARMADURA



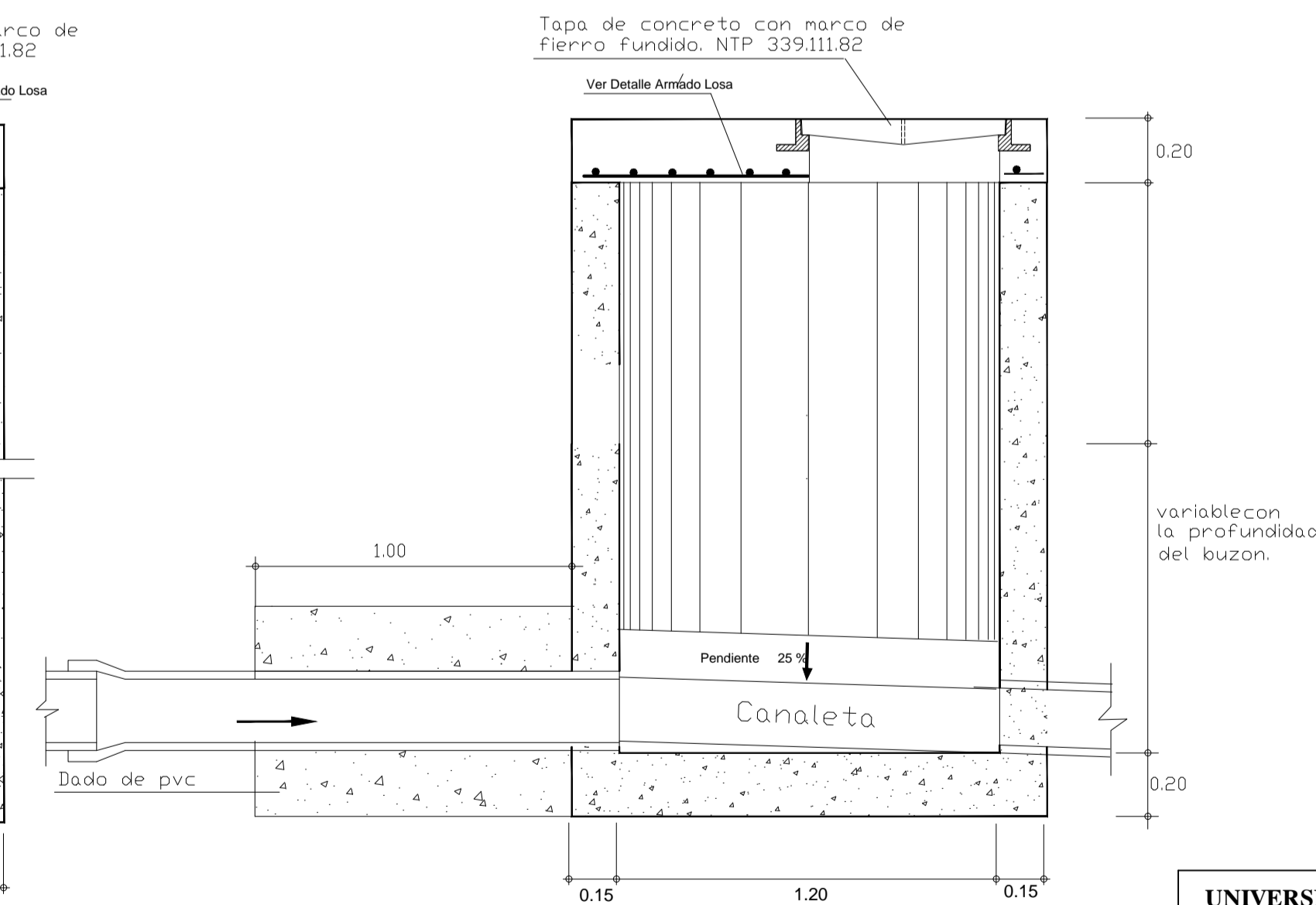
CORTE VERTICAL



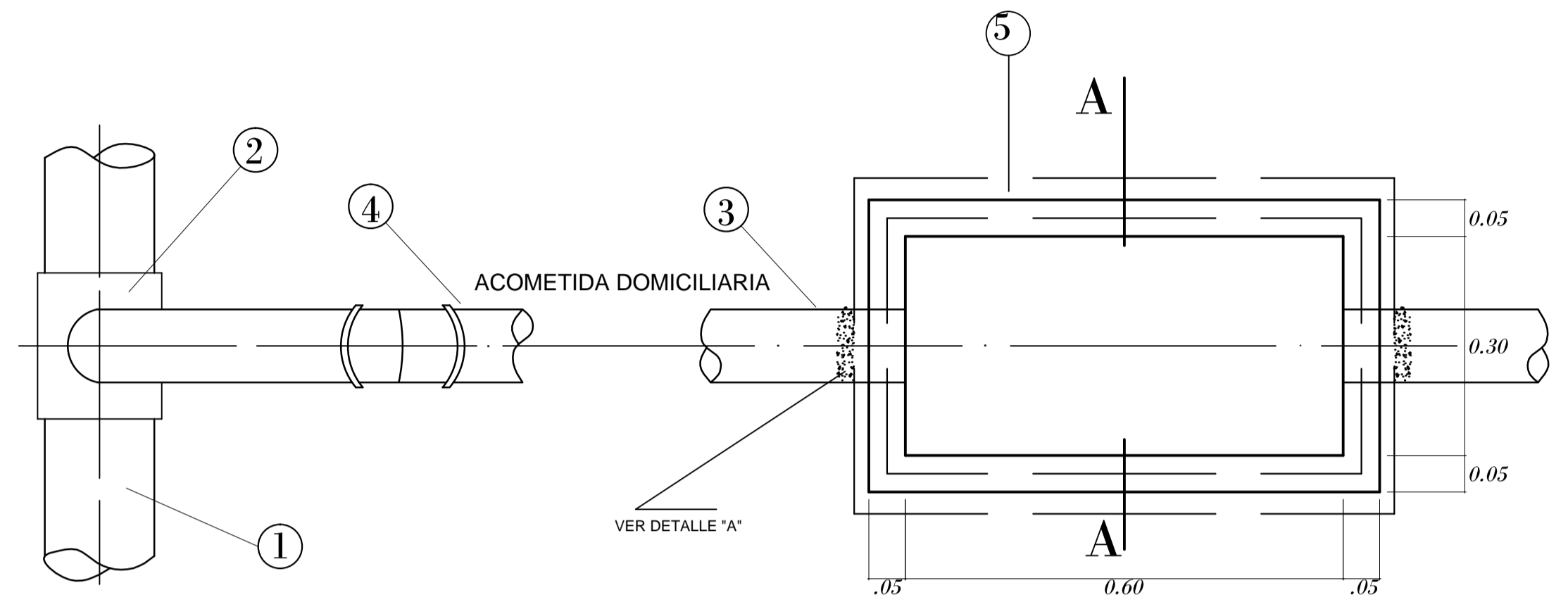
Refuerzo adicional en la zona
de ingreso de la tubería



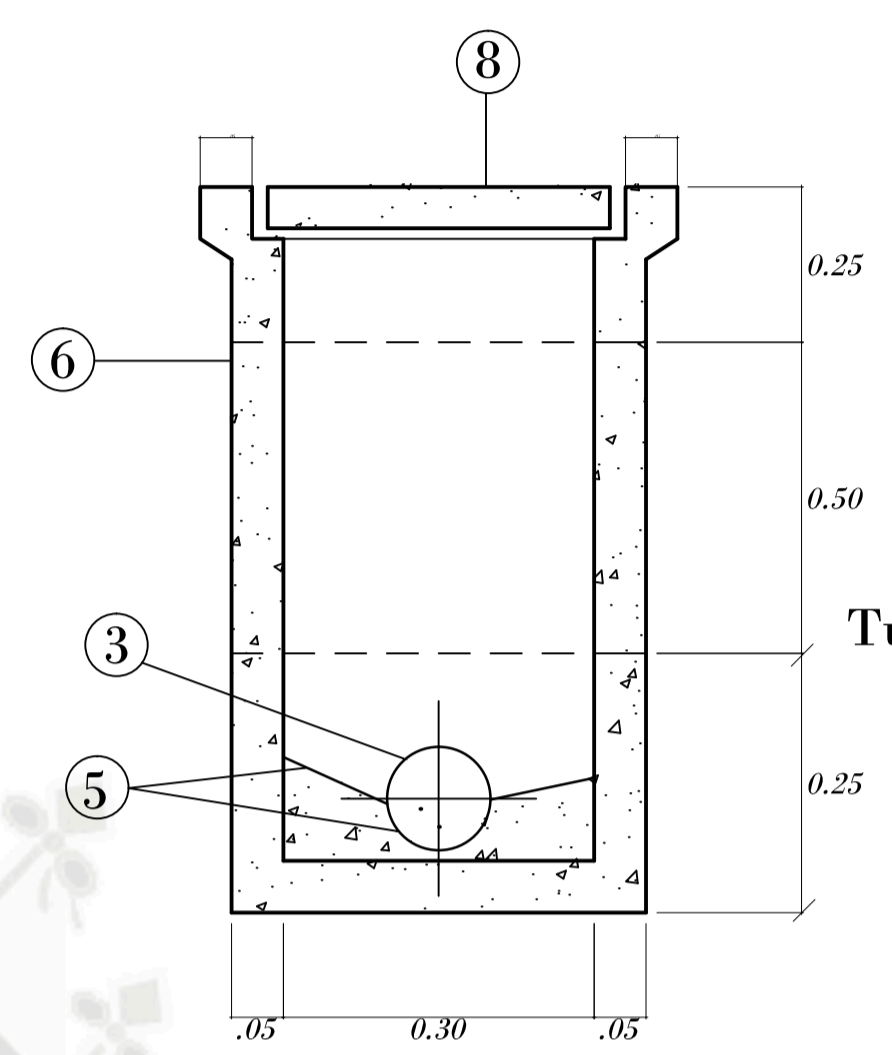
CORTE VERTICAL



CORTE VERTICAL

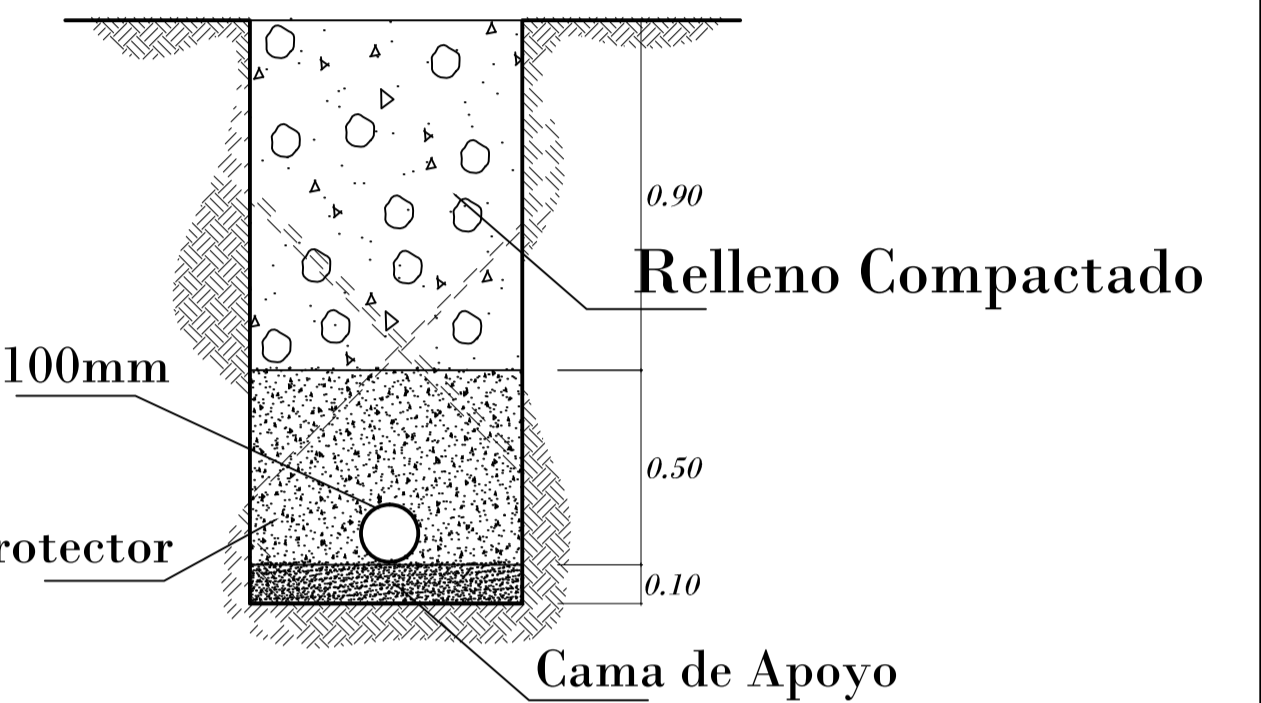


CONEXION DOMICILIARIA-DESAGUE
 ESCALA.....1/75

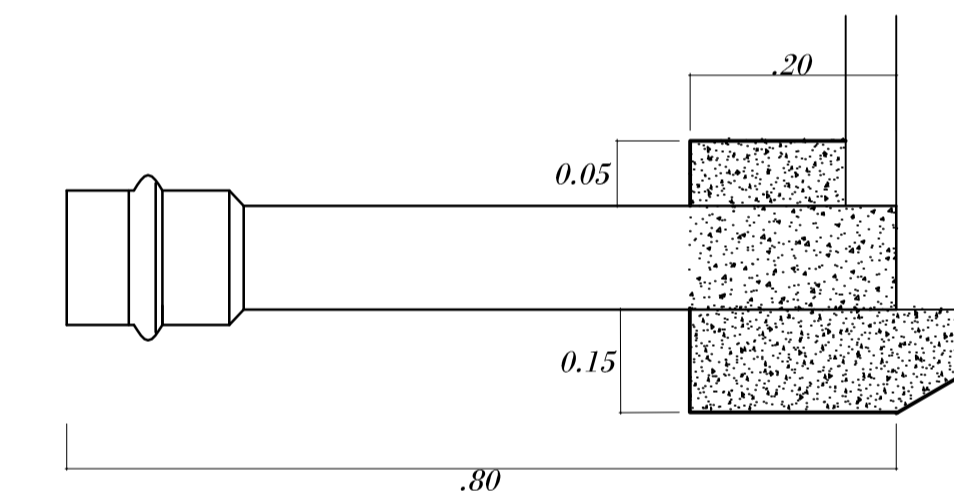
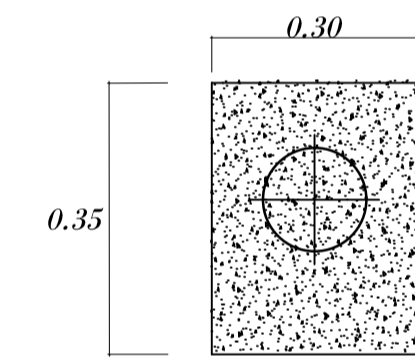


CORTE A-A
 ESC:.....1/75

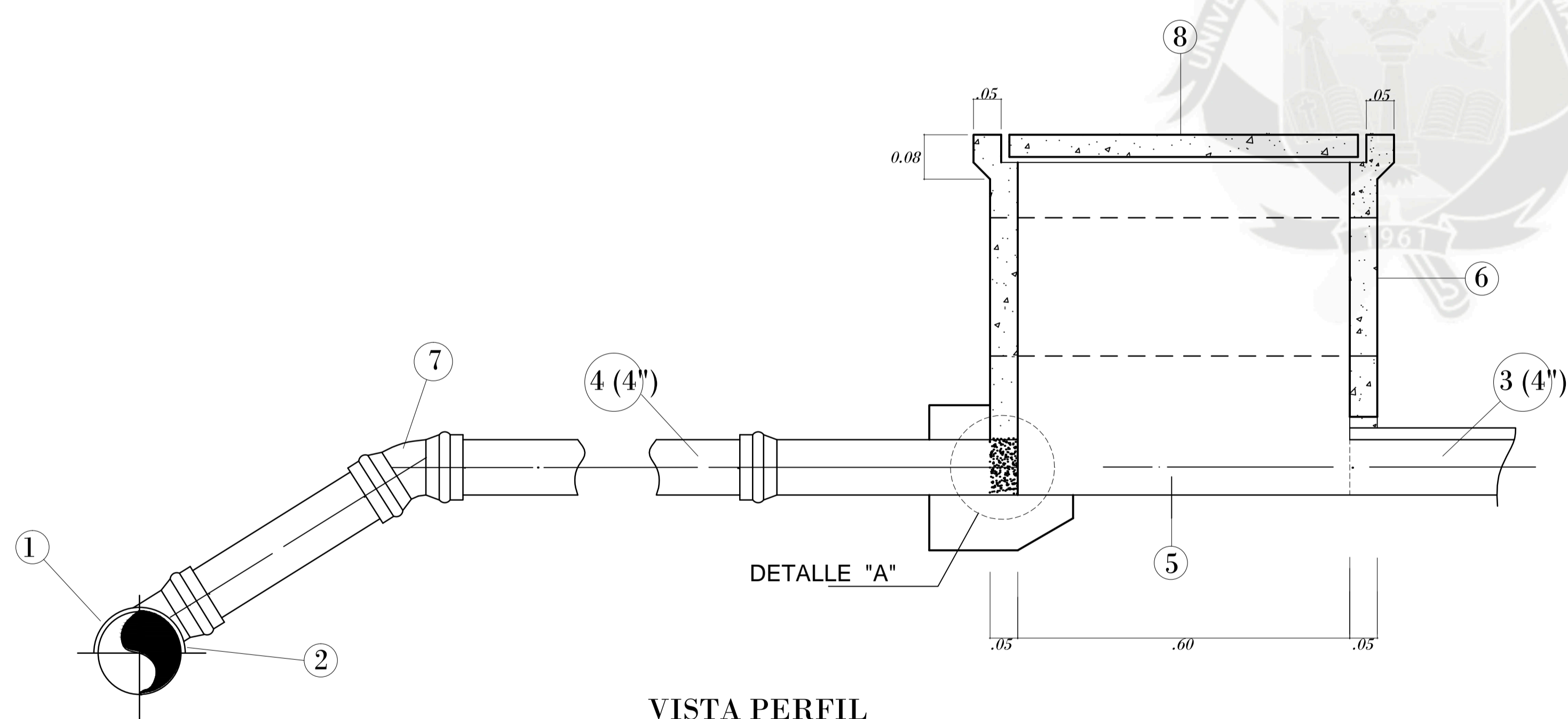
SECCION DE ZANJA PARA TUBERIA DE DESAGUE



SECCION DE ZANJA
 ESC:.....1/75



DETALLE "A"
 ESC:.....1/75



VISTA PERFIL
CONEXION DOMICILIARIA DE DESAGUE
 ESCALA1/100

LEYENDA CONEXION DOMIC.

- 1- MATRIZ Ø 200 mm
- 2- TEE EMPALME - CACHIMBA
- 3- TUBERIA DE DESCARGA Ø 4"
- 4- TUBERIA DE DESCARGA Ø 6"
- 5- MEDIA CAÑA ENLUCIDO
- 6- CAJA DE REGISTRO
- 7- CODO DE 45° DE PVC
- 8- TAPA CONCRETO
- 9- ANCLAJE CONCRETO F_c=140 Kg/cm

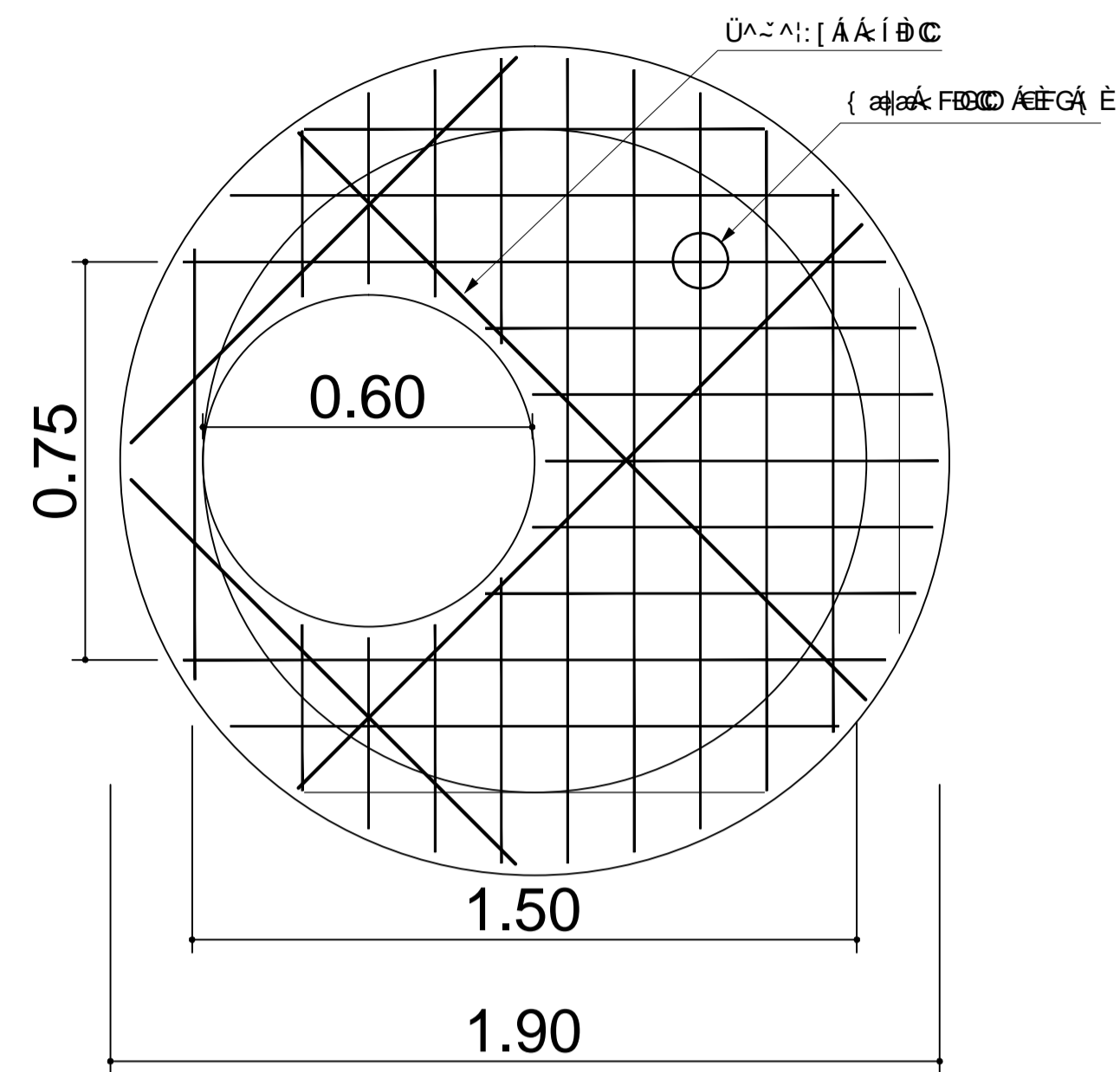
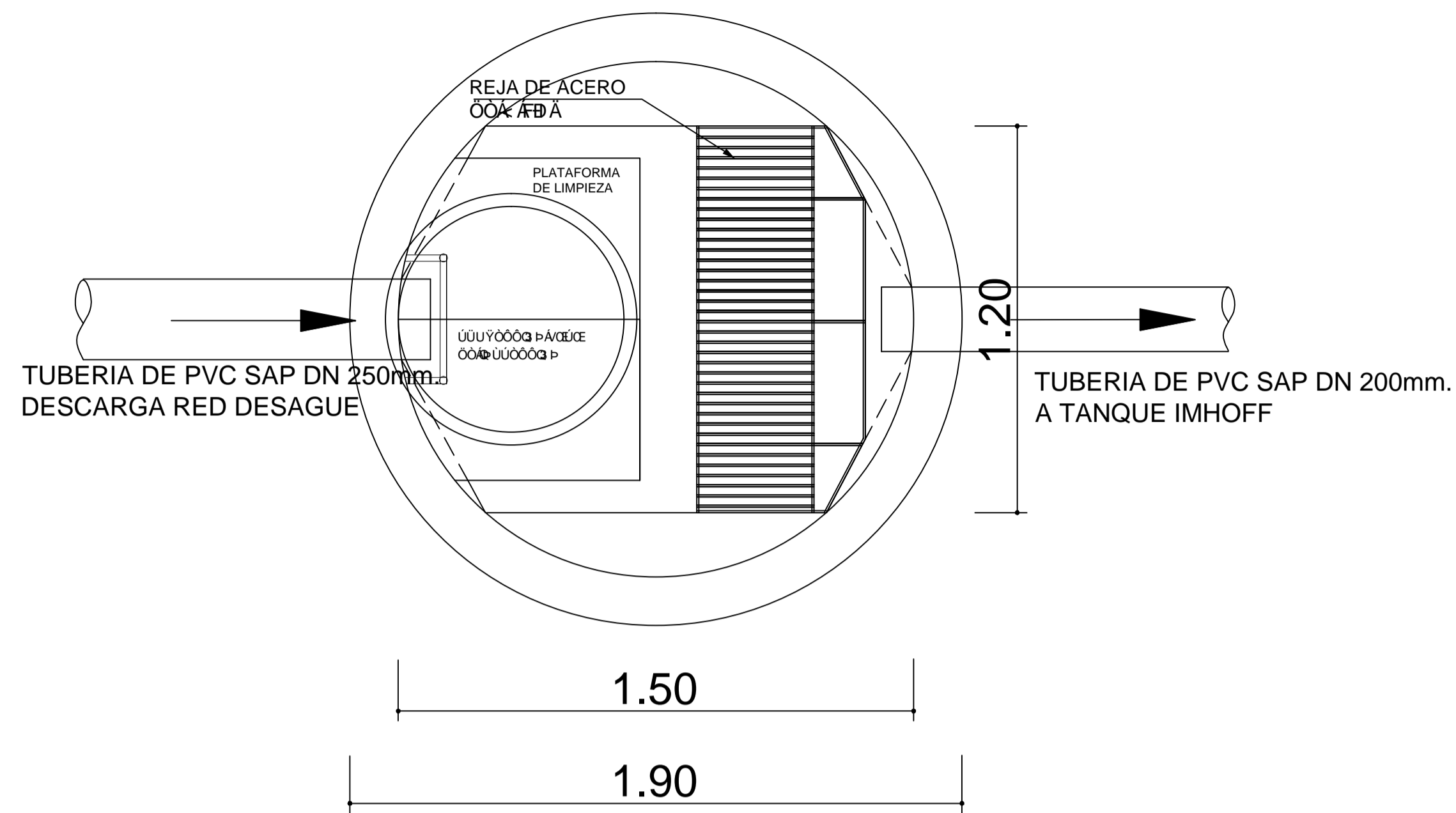
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Programa Profesional De Ingeniería Civil

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
 DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.
 PLAN: DETALLES CONEXION DOMICILIARIA DE
 ALCANTARILLADO

13

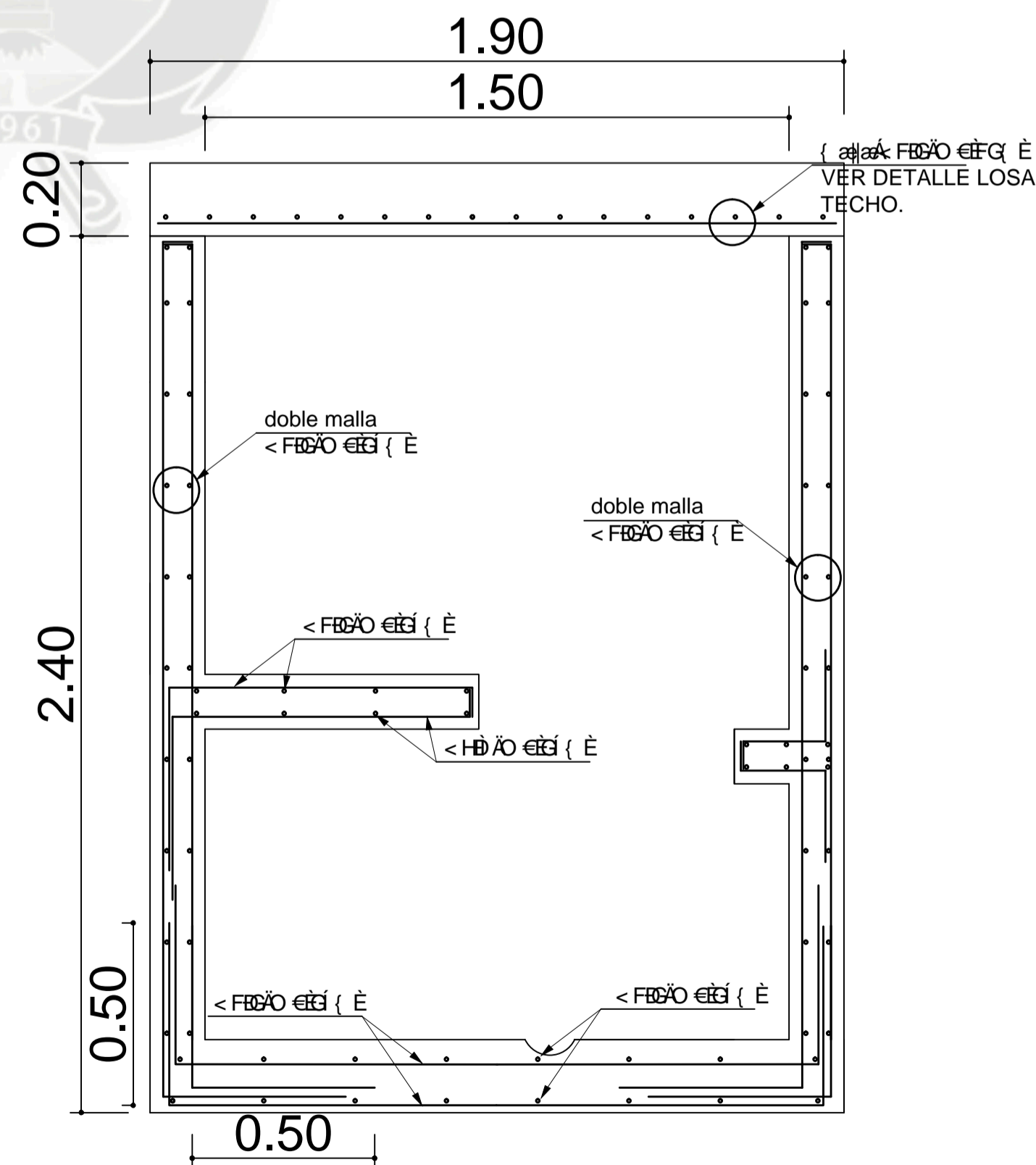
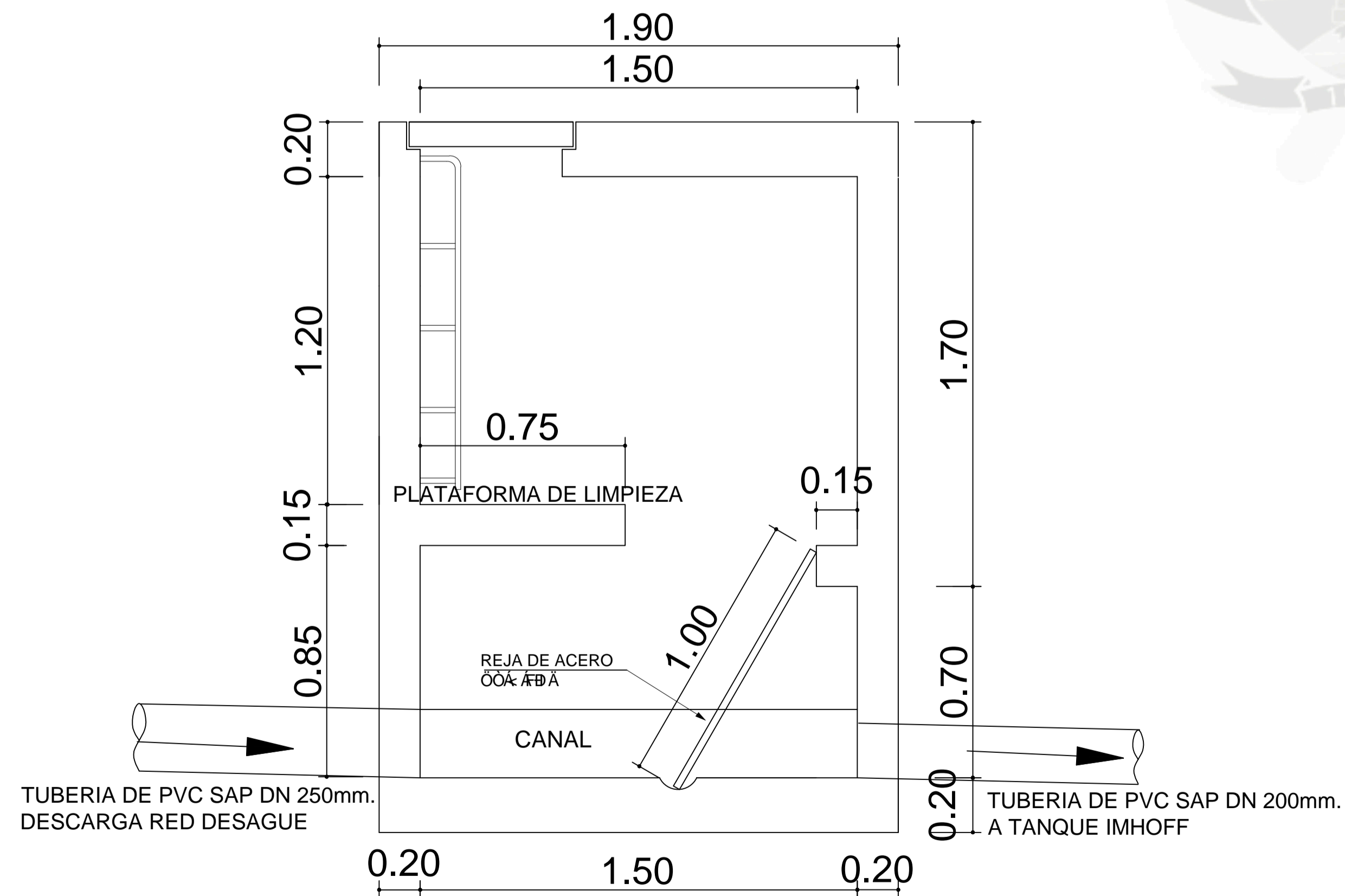
INGENIERO: RICHY FREYD MALAGA INQUILTA DISTRITO DE SABANAYÁ ESCALA: INDICADA FECHA: DIC. 2012



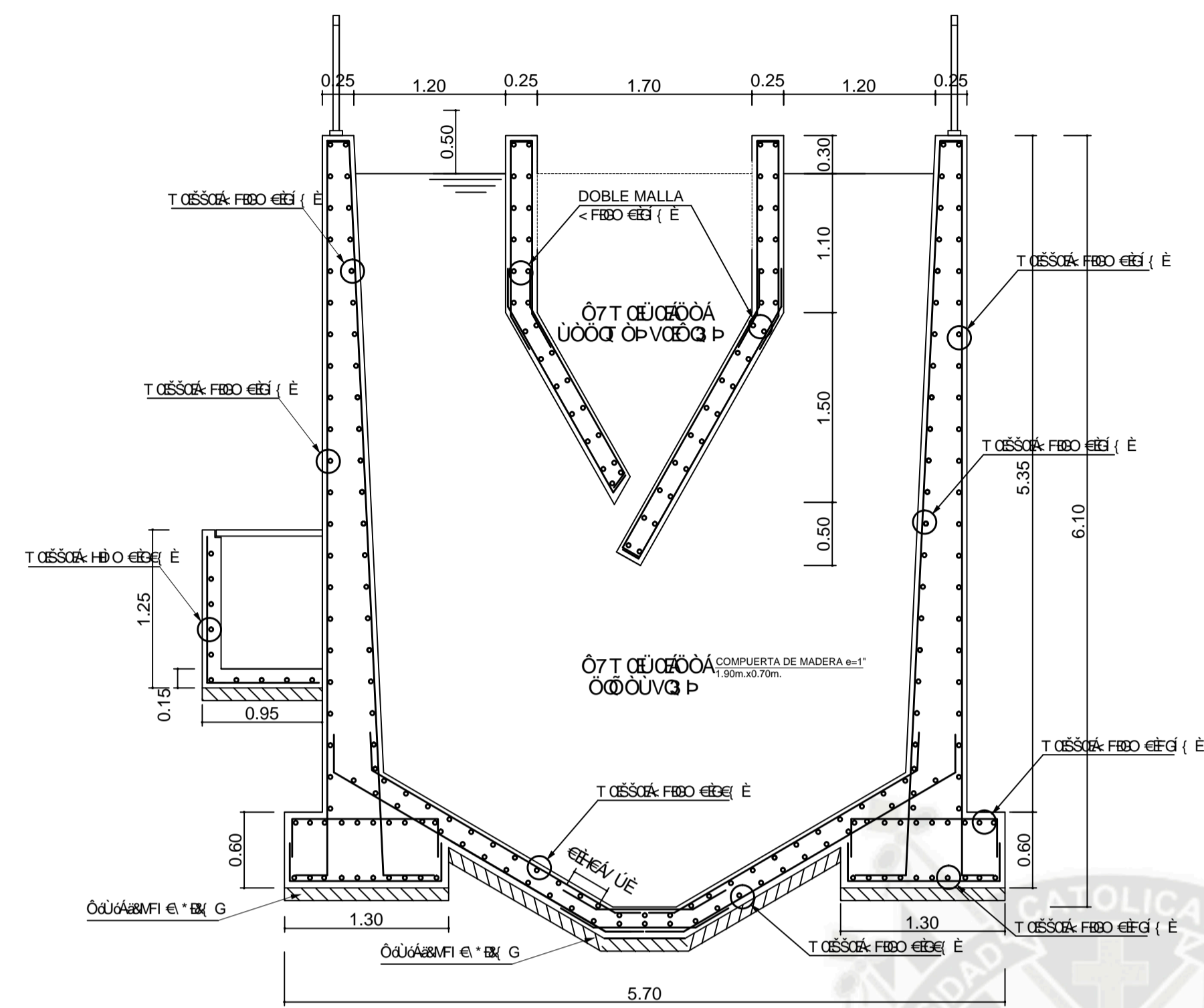
ARMADURA INFERIOR LOSA TECHO
TAPA EXCENTRICA
Mayor de 1.50 m. de prof.

REQUISITOS DE MATERIALES

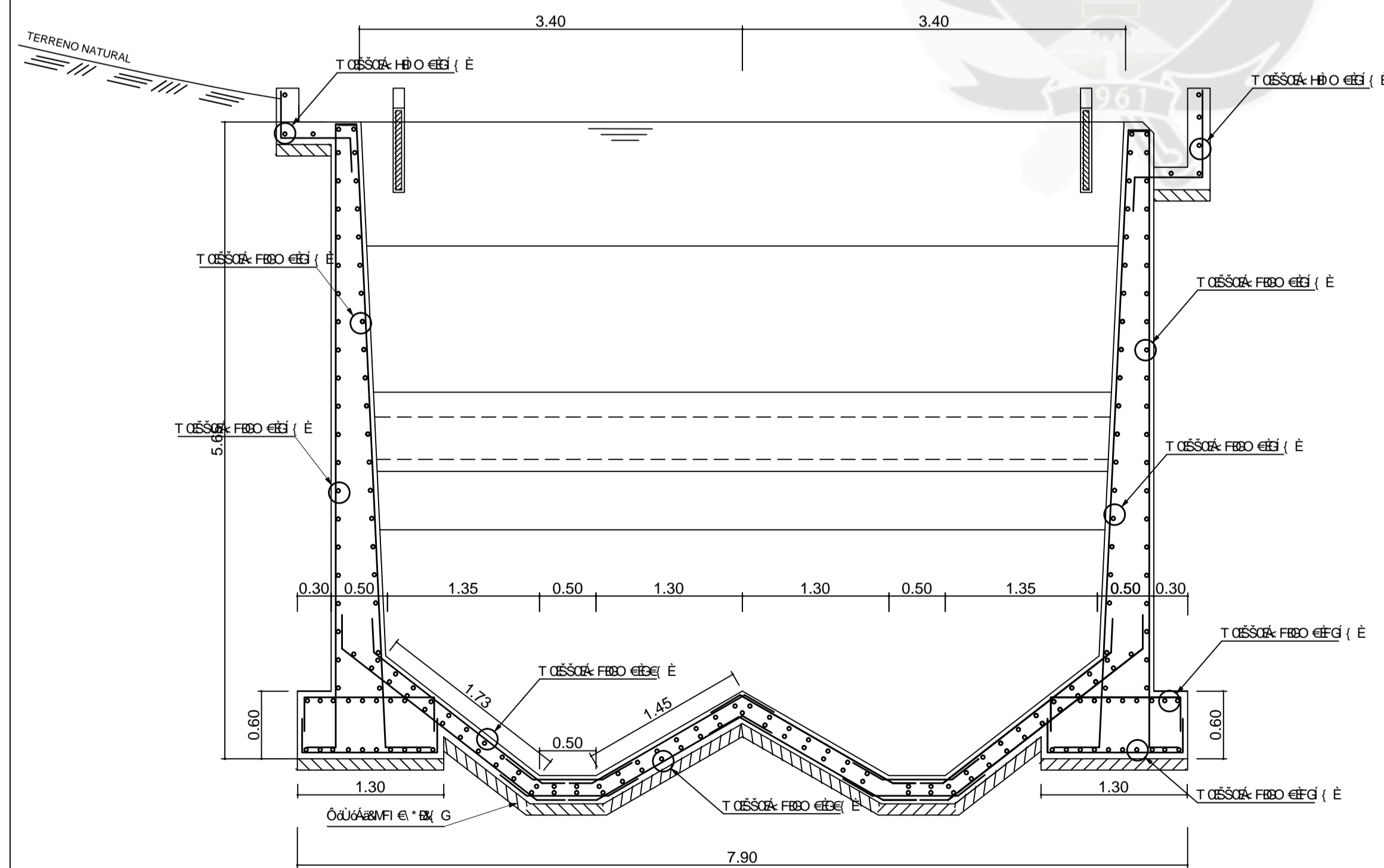
- * CONCRETO SIMPLE:
 - Solado : F'c= 100 Kg/cm²
- * CONCRETO ARMADO:
 - Losa : F'c= 210 Kg/cm²
 - Pared : F'c= 210 Kg/cm²
- * ACERO:
 - Losas, Pared, Zapatas : F'y= 4200 Kg/cm²
- * RECUBRIMIENTOS:
 - Zapatas : e=0.07
 - Pared : e=0.04
 - Losa : e=0.025
- (*) CEMENTO: TIPO I
 - Recomendamos usar aditivo impermeabilizante en paredes y losa.
- (*) CAPACIDAD ADMISIBLE:
 - La capacidad Admisible sera:
 - $\gamma = 2.32 \text{ Kg/cm}^2$



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
Programa Profesional De Ingeniería Civil	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.	14
PLANO: CAMARA DE REJAS	
ESCALA: INDICADA	DIBUJO: DIC. 2012



CORTE A-A
ESC.= 1:50

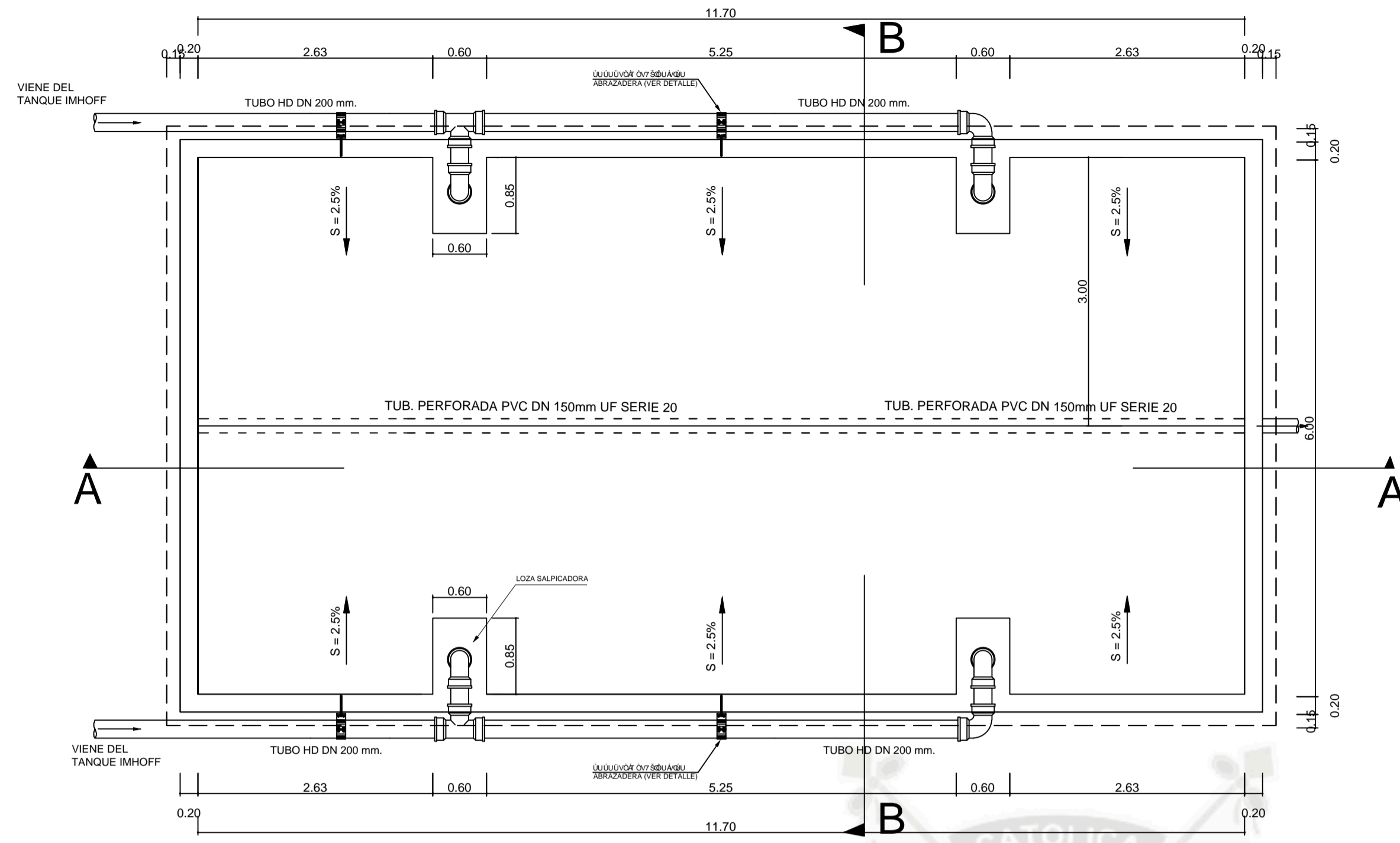


CORTE B-B
ESC.= 1:50

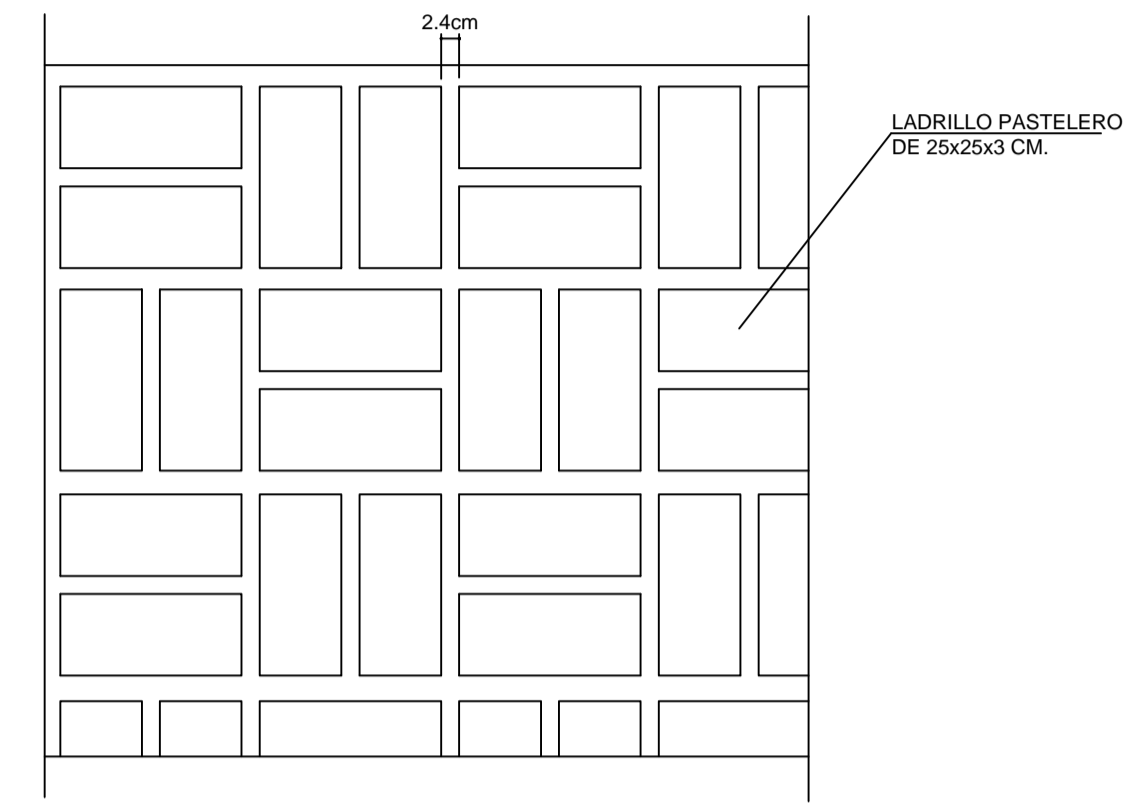
ΔΕΛΤΑ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΔΕΤΑΙΛΩΝ

- * **CONCRETO SIMPLE:**
 - Solado : $F'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- * **CONCRETO ARMADO:**
 - Losa : $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 - Pared : $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- * **ACERO:**
 - Losas, Pared, Zapatas : $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- * **RECUBRIMIENTOS:**
 - Zapatas : $e = 0.07$
 - Pared : $e = 0.04$
 - Losa : $e = 0.025$
- (* **CEMENTO: TIPO I**
- Recomendamos usar aditivo impermeabilizante en paredes y losa.
- (* **CAPACIDAD ADMISIBLE:**
La capacidad Admisible sera:
 $\sigma = 2.32 \text{ Kg/cm}^2$
Σαφές από... (transliterated text)

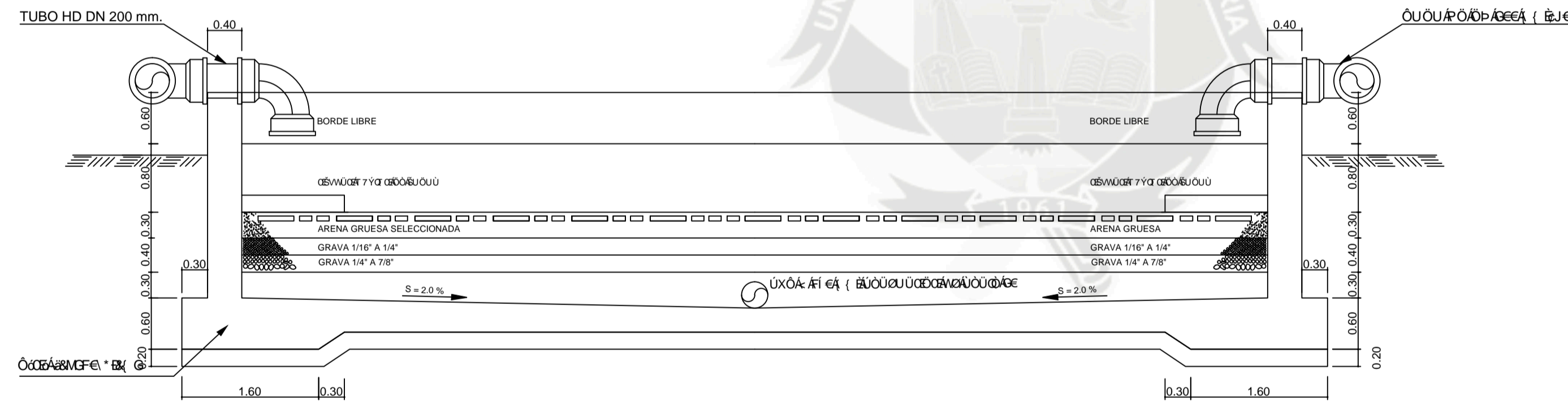
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
Programa Profesional De Ingeniería Civil	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA. PLANO: TANQUE IMHOFF-ESTRUCTURAS	16
<small> DISEÑADO: [Name] REVISADO: [Name] APROBADO: [Name] FECHA: INDICADA ESCALA: DIC. 2012 </small>	



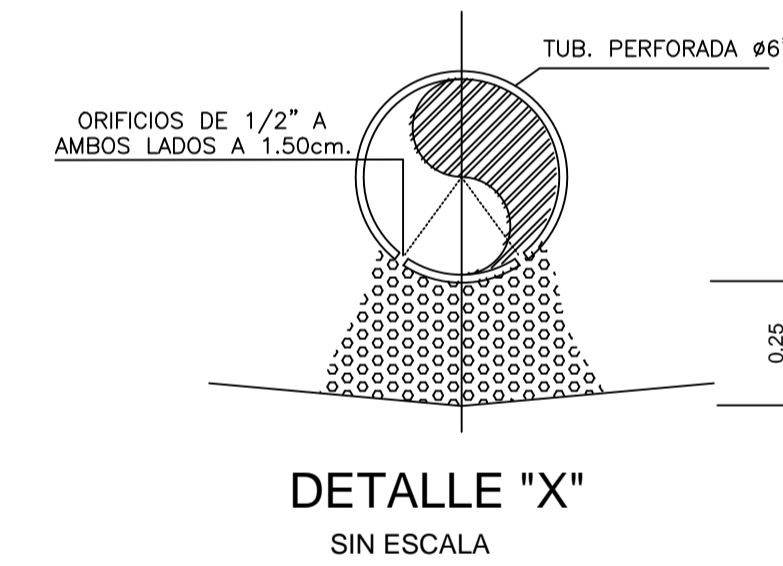
PLANTA GENERAL
ESC.= 1:50



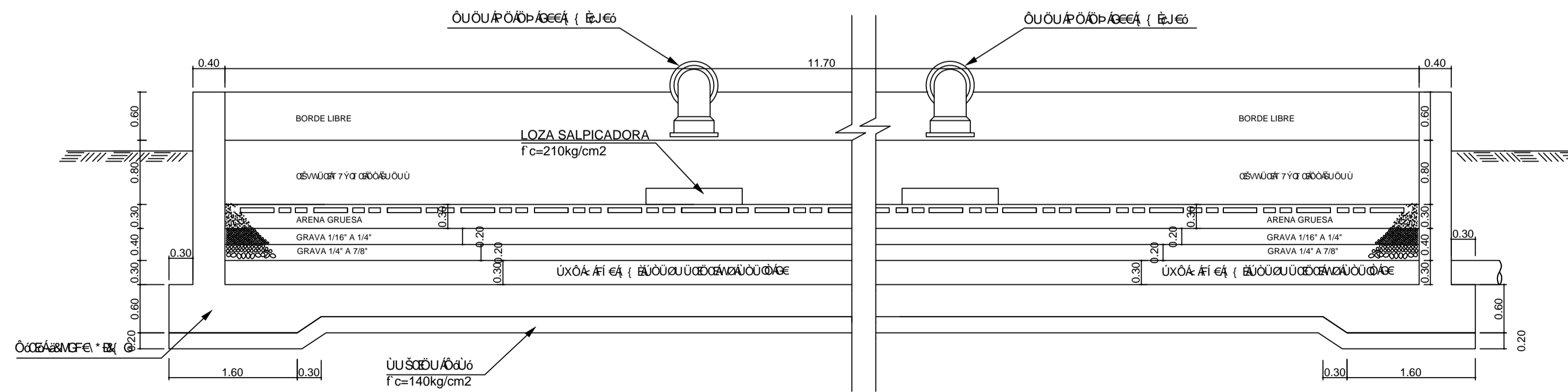
DETALLE "A"
DISPOSICION DE LOS LADRILLOS EN
LOS LECHOS DE SECADOS
ESC.= 1:10



LECHO DE SECADO
CORTE B-B
ESC.= 1:25

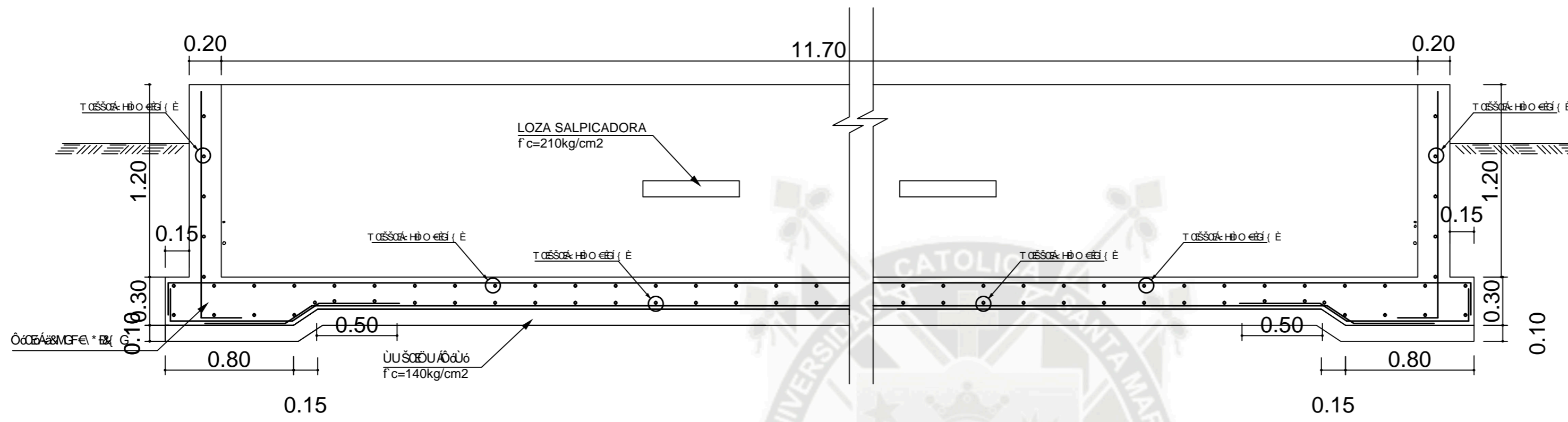


DETALLE "X"
SIN ESCALA



LECHO DE SECADO
CORTE A-A
ESC.= 1:25

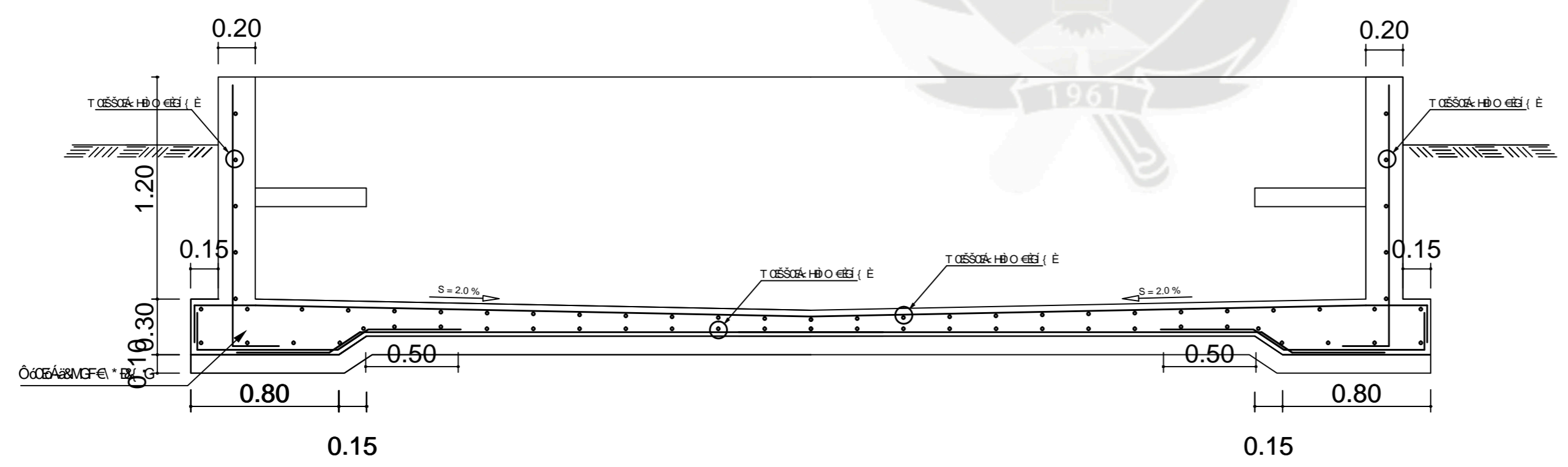
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
Programa Profesional De Ingeniería Civil	
TÍTULO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UNMAPALCA. LECHO DE SECADO - ESTRUCTURAS	N.º: 17
AUTOR: DIPLOMADO EN INGENIERÍA CIVIL	FECHA: 2012



**LECHO DE SECADO
CORTE A-A**
ESC.= 1:25

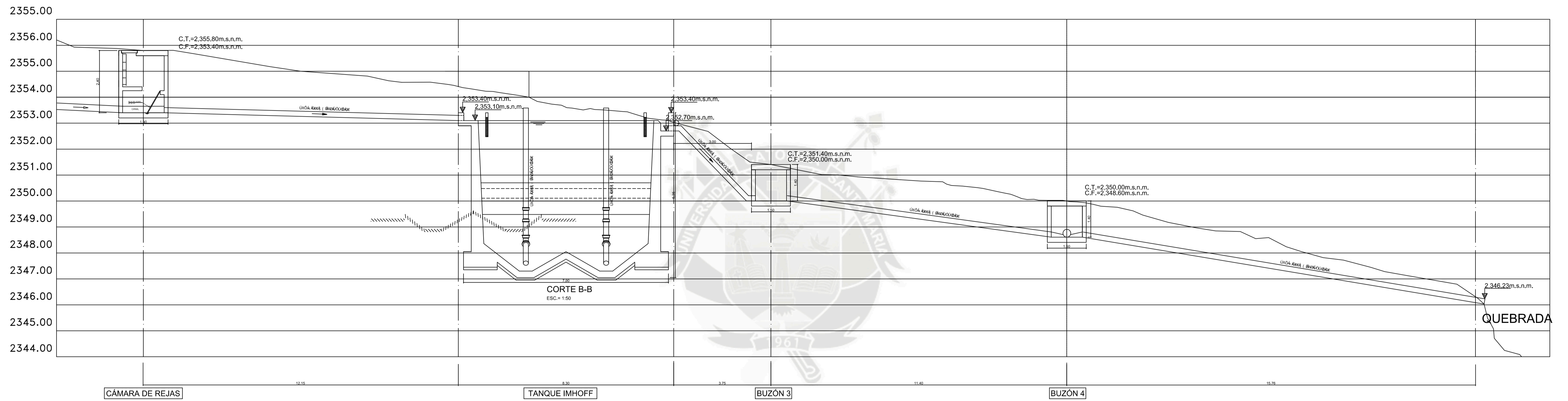
ΔΕΛΤΙΟ ΠΡΟΤΥΠΟΥ ΟΡΘΩΝ

- * **CONCRETO SIMPLE:**
 - Solado : F'c= 100 Kg/cm2
- * **CONCRETO ARMADO:**
 - Losa : F'c= 210 Kg/cm2
 - Pared : F'c= 210 Kg/cm2
- * **ACERO:**
 - Losas, Pared, Zapatas : F'y= 4200 Kg/cm2
- * **RECUBRIMIENTOS:**
 - Zapatas : e=0.07
 - Pared : e=0.04
 - Losa : e=0.025
- (*) **CEMENTO: TIPO I**
- Recomendamos usar aditivo impermeabilizante en paredes y losa.
- (*) **CAPACIDAD ADMISIBLE:**
La capacidad Admisible sera:
 $\gamma = 2.32 \text{ Kg/cm}^2$
Σακ. ελ. Λατ. (αξονική) Α.Α.ε



**LECHO DE SECADO
CORTE B-B**
ESC.= 1:25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
Programa Profesional De Ingeniería Civil			
PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGUE PARA EL C.P. UMAPALCA.	FECHA:	
PLANO:	LECHO DE SECADO - ESTRUCTURAS	INDICADA:	18
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	DIC. 2012



PERFIL LONGITUDINAL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
Programa Profesional De Ingeniería Civil	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE PARA EL C.P. VIMAPAICA	20
PLANTA DE TRATAMIENTO	PERFIL LONGITUDINAL
0001800111-1-00000001-0000	0001800111-1-00000001-0000
REVISOR	DEC 2012