

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA PROFESIONAL DE AGRONOMÍA



**Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable en el
centro poblado de Kepashiato, distrito de Echarati – La
Convención – Cusco - 2018**

**INFORME DE EXPERIENCIA PROFESIONAL PARA OBTENER
EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRÓNOMO**

PRESENTADO POR:

Jorge Oré Arotoma

Ayacucho – Perú

2018

A mi nueva familia Xuxa y mi pequeña Lía por su comprensión y a mis hermanos, mi fortaleza y promotores de hacer realidad el sueño buscado.

A mis queridos padres: Jorge y Julia por el amor entregado al educarme, gracias a ellos crecimos en un hogar lleno de sabiduría.

A mi alma máter, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Facultad de Ciencias Agrarias, Escuela de Formación Profesional de Agronomía, donde recibí el conocimiento para servir a nuestro país.

AGRADECIMIENTO

A la primera casa de estudios Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por formarnos profesionales con el objetivo de lograr el desarrollo y progreso de nuestro país ofreciendo profesionales idóneos conocedores de nuestro medio.

A todos los docentes de la Facultad de Ciencias Agrarias, por haberme formado con una currícula integral, que me permite desempeñarme en las cuatro áreas de la especialidad.

Al Ing. Orlando Sulca Castilla, por su asesoramiento incondicional para desarrollar el presente trabajo.

A mis tíos Jesusa y Toribio los cuales inculcaron mucho en mi formación siempre los tendré presente.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Índice general.....	iv
Índice de tablas	v
Índice de figuras.....	vi
Índice de anexos.....	viii
Resumen.....	1
Introducción	3
CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO	5
1.1. Antecedentes e información general del estudio	5
1.2. Justificación e información general.....	7
1.3. Diseño.....	13
1.4. Conceptos y principios usados en el diseño de un sistema de agua potable	23
1.5. Parámetros de diseño de un sistema de agua potable	30
CAPÍTULO II METODOLOGÍA.....	39
2.1. Lugar del trabajo	39
2.2. Periodo del trabajo profesional.....	40
2.3. Método de trabajo.....	40
2.4. Descripción teórica práctica	43
2.5. Diseño de línea de conducción	47
2.6. Diseño en redes de distribución con el Watercad v8i integración con el Arcgis 10.3.....	48
CAPÍTULO III INICIATIVA DESARROLLADA Y RESULTADO DE SU IMPLEMENTACIÓN	63
3.1. Descripción del sistema seleccionado	63
3.2. Normas que se consideraron para el análisis de resultados que arrojó el software Watercad v8i.....	64
Conclusiones.....	84
Recomendaciones	86
Referencia bibliográfica.....	87
Anexos	88

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1.1. Software referido al agua.....	10
Tabla 2.1. Cálculos de diseño del sistema.....	44
Tabla 2.2. Cuadro comparativo de cálculos.....	45
Tabla 2.3. Parámetros morfométricos de la cuenca Santa Luisita.....	46
Tabla 2.4. Cálculos hidráulicos en línea de conducción.....	47
Tabla 3.1. Características físicas de la tubería.....	64
Tabla 3.2. Longitud línea de conducción.....	67
Tabla 3.3. Ubicación CRP VI.....	67
Tabla 3.4. Longitud aducción.....	74
Tabla 3.5. Resultado de diámetro y velocidad de tuberías.....	76
Tabla 3.6. Resultado de nodos en redes de distribución.....	78
Tabla 3.7. Datos de válvula reductora de presiones.....	80

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1. Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento para poblaciones rurales.....	11
Figura 1.2. Perfil de captación con barraje.....	13
Figura 1.3. Rejilla de recepción de toma de agua.....	14
Figura 1.4. Modelo de cálculo en Excel de desarenador.....	16
Figura 1.5. Distribución de caudales y dirección según el plano topográfico...	23
Figura 1.6. Flujo de acuerdo a su velocidad.....	26
Figura 1.7. Gradiente hidráulico.....	29
Figura 1.8. Variaciones diarias de consumo.....	35
Figura 1.9. Variaciones horarias de consumo.....	36
Figura 2.1. Ubicación del proyecto.....	39
Figura 2.2. Modelo final de cálculo de áreas por Polígono de Thiessen.....	43
Figura 2.3. Curva trazo y nivelación desde captación hasta PTAP.....	48
Figura 2.4. Levantamiento topográfico por el método de radiación.....	48
Figura 2.5. Plano Catastro del centro poblado Kepashiato.....	49
Figura 2.6. Nube de puntos del levantamiento topográfico.....	50
Figura 2.7. Subáreas totales por el polígono de Thiessen.....	57
Figura 2.8. Vista de sobrepresiones de 70.1 mca nodo J-5 a mitad de red de distribución.....	60
Figura 2.9. Colocación e instalación de una VRP la cual reduce la presión en el nodo J-5 en 18.5 mca.....	61
Figura 2.10. Resultado del 1° modelamiento dando una sobrepresión en el nudo J-5 de 70.1 mca el cual será reducido.....	61
Figura 2.11. Instalación de la VRP a 40.92 m abajo del nodo J-4 a una altura 684.32m se regulara la presión aguas abajo evitando sobrepresión	62
Figura 2.12. Vista final del modelamiento terminado en el WaterCAD.....	62
Figura 3.1. Vaciado de captación con personal de obra.....	64
Figura 3.2. Captación terminada en funcionamiento con su barraje respectivo.	65
Figura 3.3. Captación y desarenador junto a captación debido a la topografía y roquería encontrada.....	66
Figura 3.4. Instalación de tuberías de PVC – UF el empalme adecuado y	

	colocación de camas.....	66
Figura 3.5.	CRP tipo VI, en pleno funcionamiento la cual fueron colocados para evitar sobrepresiones en tuberías.....	68
Figura 3.6.	Perfil longitudinal de línea de conducción.....	68
Figura 3.7.	Vista de válvulas de aire en las partes altas según el plano longitudinal de línea de conducción.....	69
Figura 3.8.	Excavación de zanja en tramos finales de red de distribución.....	70
Figura 3.9.	Vista de válvulas de purga en redes de distribución.....	70
Figura 3.10.	Llenado de capas de diferentes diámetros.....	71
Figura 3.11.	Construcción de 4° filtro lento concreto fc: 210 kg/cm ²	71
Figura 3.12.	Personal de obra luego del vaciado en R-100 m.....	72
Figura 3.13.	Reservorio encontrado de 25 m ³	72
Figura 3.14.	Reservorio construido de 100 m ³	73
Figura 3.15.	Reservorio de 100 m ³	73
Figura 3.16.	Centro Poblado de Kepashiato año 2013.....	75
Figura 3.17.	Centro Poblado de Kepashiato año 2018.....	75
Figura 3.18.	Válvulas de control para sectorización.....	80
Figura 3.19.	Verificación de funcionamiento de VRP.....	81
Figura 3.20.	Prueba hidráulica en red de distribución.....	82
Figura 3.21.	Mantenimiento de los 4 filtros lentos se adiciono un 4° filtro.....	82
Figura 3.22.	Excavaciones para tendido de tuberías con apoyo de retroexcavadora.....	82
Figura 3.23.	Conexiones domiciliarias.....	83

ÍNDICE DE ANEXOS

	Pág.
Anexo 1. Diseño de bocatoma.....	89
Anexo 2. Diseño desarenador.....	93
Anexo 3. Diseño de línea de conducción.....	94
Anexo 4. Diseño de planta de tratamiento (4° filtro nuevo).....	95
Anexo 5. Diseño de reservorio.....	97
Anexo 6. Planos.....	116

RESUMEN

El presente trabajo es un informe de aplicación profesional en la ejecución de obra y las modificaciones de esta en el proceso constructivo del proyecto de Mejoramiento y Ampliación del sistema de agua potable en el Centro Poblado de Kepashiato elaborado para 208 familias beneficiarias desde la captación, desarenador, línea de conducción con sus respectivas válvulas de aire y válvulas de purga, planta de tratamiento, reservorio, línea de aducción y redes de distribución un sistema en red mixta por gravedad, expediente elaborado por el Área de Estudios y Proyectos de la Unidad Ejecutora Kepashiato perteneciente a la Municipalidad Distrital de Echarati.

Este proyecto inicia con fecha 01 de junio del 2013 teniendo dificultades desde la elaboración del proyecto, el cual arrastra hasta su ejecución debido al presupuesto elevado del perfil respecto a los márgenes del 40 % hasta la elaboración del expediente técnico según Normativa del SNIP. Debido a la elaboración del perfil y el expediente técnico ajustado se obtuvo no acorde a la realidad de la población ya que esta fue en aumento debido a la llegada de Canon Gasífero de Camisea cambio desde el inicio hasta la modificación del expediente técnico elaborado en plena ejecución del proyecto.

Los primeros cambios surgen en el trazo y la topografía de la línea de conducción debido a las fallas geológicas existentes además la falta de apoyo por parte de los beneficiarios para el pase de tubería de conducción; todo ello trae consigo la modificaciones de las obras de arte en toda la línea de conducción realizándose un nuevo cálculo hidráulico con nuevas pérdidas de carga y nuevas ubicaciones de las CRP-VI, respecto a las redes de distribución se vuelve a realizar un nueva modelación hidráulica con el Software WaterCAD V8i y el Software ArcGIS 10.3 este último a través del Polígono de Thiessen en interacción con el WaterCAD V8i para el cálculo de caudales unitarios y su dotación en los nodos debido a que no existen datos exactos.

Estos cambios traen consigo unos nuevos cálculos para dotación de la población en general modificándose los diámetros de tuberías respecto a los nombrados en los planos del expediente tecnico hallando un nuevo Qmd de 9.38 l/s (caudal máximo diario para línea de conducción) y un Qmh de 14.38 l/s (para la red de Distribución. Obteniendo presiones altas en las partes más bajas del centro poblado llegando hasta 110 mca por lo cual con ayuda del WaterCAD V8i al momento de modelar se ve solucionado con la instalación de una VRP válvula reductora de presión la cual fue adquirida por la población luego de una concientización con apoyo de la nueva JASS Kepashiato formada dentro del proyecto.

INTRODUCCIÓN

Se describe la experiencia adquirida como Asistente Técnico de obra en los diferentes proyectos de saneamiento básico, riego, viales y edificación teniendo mayor énfasis en lo respecto a proyectos referidos al recurso hídrico y como proyectista del área de infraestructura de la Municipalidad Distrital de Echarati, dentro de la cual se plasmó el presente informe en un proyecto de ampliación y mejoramiento de la red mixta del sistema de agua potable en el centro poblado de Kepashiato.

Dicho proyecto abarco el área profesional de Ingeniería Agrícola por lo cual se pone en práctica los cursos llevados en mis años universitarios, abarcando desde la ejecución y la elaboración de un proyecto de saneamiento básico en zonas rurales; para la ejecución del proyecto se necesitó conocimiento teórico y un reforzamiento de lo aprendido en proyectos de agua ya ejecutados como riego y saneamiento desde mi egreso de las aulas universitarias.

En este proyecto se realizó la parte de ejecución hasta la elaboración de informes, ampliaciones de plazo y elaboración de un nuevo expediente técnico para su aprobación bajo resolución debido a las modificaciones en el proceso constructivo, realizándose un nuevo trazo en línea de conducción debido a las fallas geológicas en ciertos tramos así como la no disponibilidad de terreno y la ampliación de redes de distribución por el aumento del número de beneficiarios respecto a lo calculado en el expediente técnico donde se pone en práctica lo aprendido en las aulas universitarias; así como un criterio técnico fundamentándose en las ramas de la ciencia como la hidrología y la hidráulica, todo ello con el objetivo de dotar de agua apta para el consumo humano y con ello mejorar la calidad de vida de los pobladores del centro poblado de Kepashiato.

Objetivo general

Determinar la interacción de los software de ingeniería para acelerar los cálculos en redes de distribución de un sistema de agua potable y su validación en obra.

Objetivos específicos

1. Diseñar de las modificaciones realizadas en el proceso constructivo del sistema de agua potable para una red mixta.
2. Plantear el Modelamiento hidráulico del Sistema de Distribución por el Método de Hazen y Williams a través del trabajo integrado del Software Civil 3d 2013, WaterCAD V8i y ArcGIS 10.3 (polígono de Thiessen).
3. Aplicar en práctica todo lo aprendido en las aulas universitarias y la experiencia adquirida en obras de saneamiento en la Municipalidad Distrital de Echarati

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN GENERAL DEL ESTUDIO

Desde los tiempos más remotos el agua ha constituido un factor fundamental en el desarrollo y la estructuración política, social y económica de los pueblos, considerando que el agua es uno de los elementos fundamentales para la vida, gracias a ella el hombre puede desarrollarse y transformarse.

El hombre utiliza grandes cantidades de agua para sus actividades cotidianas (beber, cocinar, lavar, aseo personal, etc.) pero mucho más para producir alimentos, papel, ropa y demás productos que consume. La huella hídrica de un país se define como el volumen total de agua que se utiliza para producir los bienes y servicios consumidos por sus habitantes. El concepto de huella hídrica fue introducido con el fin de proporcionar información sobre el uso de agua por los diferentes sectores. Debido a esta necesidad, de conocer el comportamiento hidráulico de los sistemas de distribución de agua, en el transcurso del tiempo, ha evolucionado la hidráulica de redes. Desde teorías para resolver un sistema cerrado de redes (Método de Hardy Cross – 1936) hasta técnicas para optimizar el diseño y operación de los sistemas. Siendo una de ellas, la modelación hidráulica, técnica para el análisis hidráulico y calidad de agua, cuya interpretación de resultados utilizaremos para planificar, diseñar y operar redes.

En los últimos 10 años y con el financiamiento del Banco Mundial, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento a través del Programa Nacional de Agua Potable y Saneamiento Rural (PRONASAR), viene implementando masivamente proyectos de agua y saneamiento con Operadores Regionales. Dentro de sus actividades incorpora los componentes de Infraestructura, Educación Sanitaria, Gestión de las Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS) y fortalecimiento a la unidad técnica municipal (UTM). En el caso de comunidades rurales que se encuentran aisladas

geográficamente, es necesario evaluar alternativas de diseño y analizar costos, tomando en cuenta la condición de difícil acceso.

En paralelo, por el avance de la Informática se han desarrollado programas de cómputo, que son parte del modelamiento hidráulico, como herramientas para el análisis, simulación y diseño de redes de agua.

La Municipalidad distrital de Echarati a través de sus 05 zonales creadas debido a la lejanía de sus centros poblados ha venido elaborando proyectos de saneamiento básico rurales para contrarrestar las enfermedades y falta de higiene que ocasiona la falta de un sistema de agua potable, por lo cual se ha puesto prioridad a la elaboración y ejecución de este tipo de proyecto.

Es así, que actualmente existe una diversidad de programas para el modelamiento de redes de agua, desde los que son libres, caso EPANET, hasta los comerciales, como WaterCAD, entre otros. Estos programas se diferencian por el sistema operativo (MS DOS, MS Windows, etc), interface gráfica (GIS, CAD, propio u otro), componentes a modelar, cantidad de elementos a modelar (tuberías o nodos), tipos de análisis, diseño óptimo de redes (Automático o manual), calibración de modelos (Automático o manual), método de cálculo usado para balancear la red y otras características.

WaterCAD V8i es un programa que interactúa con el entorno CAD y el entorno GIS de cómputo que permite modelar sistemas de distribución y/o conducción de líquidos a presión, para analizar su comportamiento hidráulico o efectuar su dimensionamiento cuya aplicación es amplia en el abastecimiento de agua para consumo humano, distribución de agua para riego, sistemas contra incendio, conducción de diversos líquidos a presión, etc. El manual permitirá conocer las características de este programa, saber bajo qué sistema operativo y entorno gráfico trabaja; describir los elementos usados.

La ejecución de este proyecto ha contemplado el levantamiento topográfico, elaboración de planos en Auto CAD Civil 3D replanteo de línea de conducción, reubicación de obras de arte, trabajos de control topográficos, cálculos hidráulicos, elaboración de planos en formato shape y raster, trabajo integrado entre el Auto CAD 2013 Civil 3D, ArcGIS 10.3 y el WaterCAD V8i para dar como resultado los cálculos hidráulicos en

redes de distribución, velocidades y presiones de agua en metros columna de agua permitidas según OS.010 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

1.2. JUSTIFICACIÓN E INFORMACIÓN GENERAL

1.2.1. Justificación

En la asamblea comunal y en grupos focales a las familias de la comunidad del Centro Poblado de Kepashiato del distrito de Echarati, se ha identificado los motivos para la ejecución del presente proyecto. A continuación describiremos las causas que originan el problema central, motivo del cual se ejecutó el presente proyecto:

- Antes de la ejecución del proyecto, los pobladores consumían agua sin un tratamiento adecuado para ser consumida, en la actualidad los pobladores del C.P de Kepashiato vienen consumiendo agua potabilizada gracias al proyecto.
- Limitado conocimiento de la educación sanitaria, desconocen acerca de cómo evitar adquirir enfermedades gastrointestinales, ya que ellos no realizan adecuadamente el aseo personal en la ingesta de alimentos.
- Realizamos una organización y fortalecimiento del JASS para su mantenimiento una vez terminado el proyecto el cual viene cumpliendo con sus funciones.

Las condiciones de riesgo de vida frente al consumo de agua contaminada, han hecho que esta comunidad tenga la urgente necesidad de un sistema de agua potable que permita el consumo de agua tratada en forma adecuada, por lo cual se ejecuta el proyecto en beneficio a la población kepushiatina beneficiando a las más de 400 familias, además en ella como egresado de la Escuela de Agronomía puse en práctica todos mi conocimientos aprendidos en las aulas de manera universitarias.

En este proyecto teniendo los recursos necesario gracias a la Municipalidad Distrital de Echarati en la etapa de ejecución se puso en práctica los datos arrojados por el Software WaterCAD V8i en la simulación hidráulicas de redes de distribución y el cálculo de los caudales unitarios con apoyo de software ArcGIS 10.3 en un interacción a través de polígono de Thiessen (para cálculo de caudales unitarios por área), en plena ejecución del proyecto luego de la primera modelación arrojando sobrepresiones por lo cual se incorpora una válvula reductora de presiones (VRP) para la segunda modelación para solucionar las sobrepresiones en los puntos más bajos de la red arrojando nuevas

presiones permitidas en las partes bajas de la red; por lo cual se verifica y valida los datos arrojados por el software recordando que para el análisis de redes cerradas existen método de solución entre los cuales citamos Hardy Cross y la tubería equivalente utilizando la fórmula de Hazen Williams para el cálculo de pérdidas por fricción, se espera que este informe sirva para la aceleración de cálculos en proyectos en plena ejecución donde el tiempo es un inconveniente.

Por lo cual este proyecto trajo como beneficio resolver la problemática ya mencionada para la mejora de la calidad de vida de la población.

En el ámbito académico este proyecto gracias a los conocidos software de ingeniería aceleraron los cálculos en redes cerradas y abierta a través de la interacción de 3 programas para hallar pérdidas de carga, presiones y velocidades dentro de un proyecto de saneamiento básico rural, estos corroborados en campo por mi persona por lo cual se espera que este informe sirva como una guía para proyecto de riego como de saneamiento.

1.2.2. Información general

Debido al crecimiento económico sostenido que viene atravesando el Perú, en los últimos años se han invertido ingentes sumas de dinero en proyectos integrales de agua potable.

Las inversiones en el Perú están reguladas por el Sistema Nacional de Inversión Pública SNIP hoy llamado INVIERTE.PE creado el 2017, entre otros aspectos, con la finalidad de optimizar el uso de los recursos públicos para la inversión mediante la aplicación de principios, metodologías y normas técnicas en las distintas fases de la inversión pública.

Para garantizar la calidad de un proyecto, es necesario realizar un diseño adecuado que asegure su implementación durante todas sus etapas y garanticen su sostenibilidad en el tiempo.

1.2.3. Diseños empleados

El diseño hidráulico en un sistema de agua potable está orientado a determinar las secciones transversales de las tuberías que conducirán los caudales de diseño, las

pérdidas de carga que se producirán en la conducción del agua y otros parámetros establecidos como requisitos normativos (velocidad, presión por ejemplo). Para el diseño se utilizan procedimientos basados en métodos de cálculo que utilizan diversas fórmulas que hacen posible el análisis del sistema. Por otro lado, se vienen usando programas de informática que ayudan al diseño hidráulico con mayor eficiencia.

a. Métodos de cálculo

Los métodos de cálculo hidráulico de las tuberías están basados principalmente al uso de ecuaciones fundamentales, para el cálculo hidráulico de las tuberías se utilizan principalmente las siguientes ecuaciones:

- Ecuación de Hazen-Williams
- Ecuación de Darcy-Weisbach
- Ecuación de Manning

b. Paquetes de software

Con el avance de la tecnología, aparecen programas de informática que ayudan al diseño hidráulico de las tuberías de agua potable, en un inicio las simples hojas de cálculo y ahora programas específicos o paquetes de software.

Larry W. (2003), menciona que muchos de los paquetes de softwares disponibles ofrecen capacidades adicionales más allá del modelado normal hidráulico, como evaluaciones de la calidad del agua, determinación del tiempo de aducción y transporte, cálculo del coste de energía y potencia necesaria, gestión de fugas, presión, modelización del caudal de incendios, análisis transitorios, generación de la curva de presión del sistema, calibración automática de la red, simulación en tiempo real y optimización de la red.

Existen abundantes softwares de modelización de redes en el mercado actual. Algunos son gratis y otros pueden comprarse. Las cuatro fuentes principales de modelos por ordenador son las firmas de consultoría, compañías de software, universidades y organismos oficiales. Muchos de los programas disponibles de estas fuentes han estado en el mercado durante años y tienen un historial contrastado. La mayoría de los modelos de ordenador recientes, sin embargo, proporcionan interfaces de usuario, gráficas e intuitivas y entornos de presentación de resultados muy sofisticados, así como enlaces

directos con sistemas de gestión de la información, como base de datos relacionados y sistemas de información geográfica. En el siguiente cuadro se muestra una relación de programas disponibles:

Tabla 1.1. Software referido al agua

SOFTWARE	USO	PAIS
WATERGEMS	Riego y saneamiento	Estados Unidos
WATERCAD	Riego y saneamiento	Estados Unidos
EPANET	Riego y saneamiento	Estados Unidos
HEC- HMS	Cuenca	Estados Unidos
SIGOPRAM	Riego	España
HEC - RAS	Cuenca	Estados Unidos
RS MINERVE	Cuenca	Estados Unidos

1.2.4. Sistema de agua potable

a. Agua potable

Agüero (1997), menciona que 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.

De acuerdo a la norma OS.020, el Reglamento Nacional de Edificaciones, el agua potable es el agua apta para el consumo humano.

b. Servicio de agua potable

Servicio público que comprende una o más de las actividades de captación, conducción, tratamiento y almacenamiento de recursos hídricos para convertirlos en agua potable y sistema de distribución a los usuarios mediante redes de tuberías o medios alternativos.

En cuanto a la normatividad peruana, el servicio de agua potable se enmarca dentro de los servicios de saneamiento, el cual está regido por la Ley N° 26338, Ley General de Servicios de Saneamiento; según el cual los servicios de saneamiento se refieren a la organización empresarial y el conjunto de instalaciones y equipos destinados a la satisfacción de las necesidades colectivas de servicios de saneamiento en una localidad.

c. Sistema de agua potable

Se denomina sistema de abastecimiento de agua potable al conjunto de obras de captación, tratamiento, conducción, regulación, distribución y suministro intradomiciliario de agua potable.

Arocha (1978), menciona que un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes. Además menciona que la finalidad de un sistema es suministrar agua en forma continua y con presión suficiente a una comunidad satisfaciendo razones sanitarias, sociales, económicas y de confort y propiciando su desarrollo.

En los sistemas de agua potable el suministro de agua puede ser por acción de la gravedad o impulsado mediante bombas, puede tener planta de tratamiento o no y además puede ser para poblaciones rurales o urbanas. Este aspecto es necesario ser definida para un adecuado diseño del sistema.

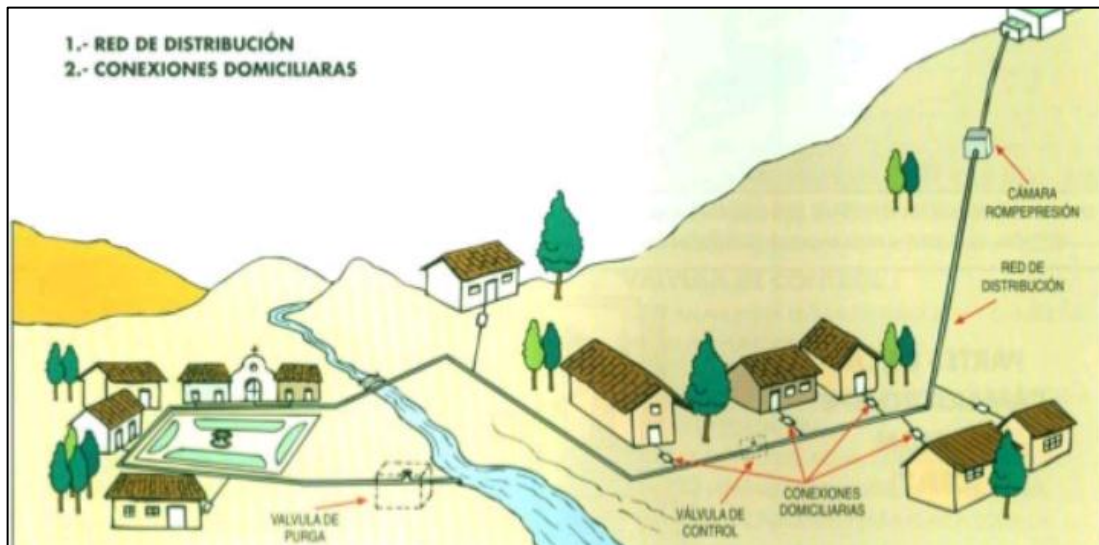


Figura 1.1. Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento para poblaciones rurales.

d. Fuente de Abastecimiento de agua

Agüero (2003), menciona que 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. De acuerdo a la forma de abastecimiento se consideran tres tipos principales de fuente: agua de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas.

- **Aguas de lluvia**

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

- **Aguas superficiales**

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal aguas arriba.

Sin embargo a veces no existe otra fuente alternativa en la comunidad, siendo necesario para su utilización contar con información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad de agua.

- **Aguas subterráneas**

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de estas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero.

e. Captación

Arocha (1978), menciona que la obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente a fin de captar el gasto deseado y conducirlo a la línea de aducción (este autor es venezolano y considera a la línea de conducción como línea de aducción).

De acuerdo a la norma OS.010, del Reglamento Nacional de Edificaciones, el diseño de las obras de captación deberá garantizar como mínimo la captación del caudal máximo diario necesario protegiendo a la fuente de la contaminación.

1.3. DISEÑO

1.3.1. Altura del barraje vertedero

La altura del barraje vertedero está orientada a elevar o mantener un nivel de agua en el río, de modo tal que, se pueda derivar un caudal hacia el canal principal o canal de derivación. También debe permitir el paso de agua excedente por encima de su cresta. Es lógico que el nivel de la cresta dé la carga suficiente para derivar el caudal diseñado para irrigar las tierras servidas por la bocatoma o abastecer a una población demandante

$$C_c = C_o + h_o + h + 0.20 \text{ (en metros)} \quad (1)$$

Donde

C_o : Cota del lecho detrás del barraje vertedero (del plano topográfico)

h_o : Altura necesaria para evitar el ingreso de material de arrastre (se recomienda $h_o \geq 0.60$ m).

h : Altura que necesita la ventana de captación para poder captar el caudal de derivación Q_d (asumir que funciona como vertedero.) . Sumando de seguridad con el fin de corregir efectos de oleaje y de coeficientes de la fórmula, pudiendo ser mayor de ser posible.

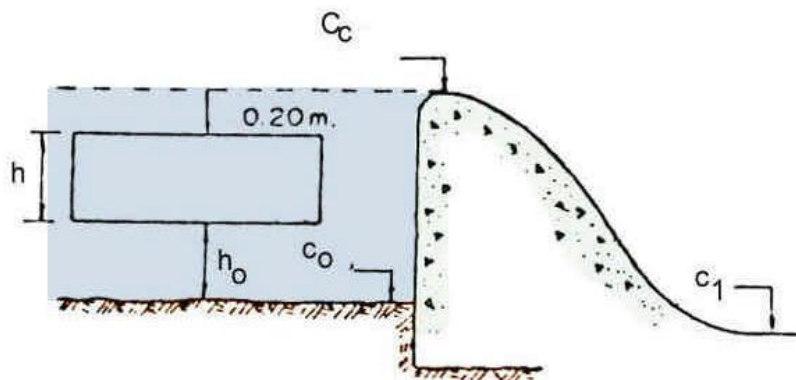


Figura 1.2. Perfil de captación con barraje

1.3.2. Ventana de captación

La captación de agua se realiza mediante una abertura llamada ventana de captación debido a que se encuentra a una altura de 0.60 m. del piso del canal de limpia como mínimo. Sus dimensiones son calculadas en función del caudal a derivar y de las condiciones económicas más aconsejables. Para dimensionar la ventana de captación se debe tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

H_o : altura para evitar ingreso de material de arrastre; se recomienda 0.60 m. como mínimo.

Otros recomiendan $h_o > H/3$, aunque es obvio que cuanto mayor sea h_o menor será el ingreso de caudal sólido.

h : altura de la ventana de captación; es preferible su determinación por la fórmula de vertedero:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (2)$$

Donde:

Q : Caudal a derivar más caudal necesario para operación del sistema de purga.

C : Coeficiente de vertedero, en este caso 1.84

L : Longitud de ventana que por lo general se asume entre 3 a 4 m.

En conclusión; los parámetros de la ventana de captación están íntimamente relacionados, pero siempre es necesario tener en cuenta el factor económico en el diseño.

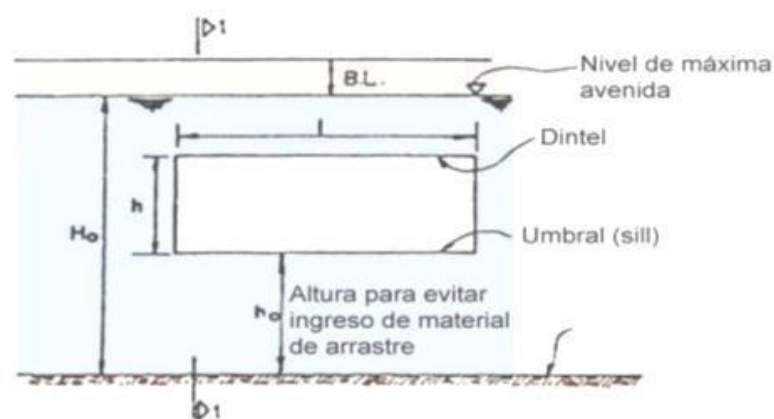


Figura 1.3. Rejilla de recepción de toma de agua

1.3.3. Desarenador

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partículas, es decir, que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse, por ejemplo el valor de diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm, en los sistemas de riego generalmente se acepta hasta diámetros de 1.5 mm.

En función de su operación

- ✓ **Desarenador de lavado continuo**, es aquel en que la sedimentación y evacuación son dos operaciones simultáneas.

- ✓ **Desarenador de lavado discontinuo (intermitente)**, que almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados. Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir en mínimo las pérdidas de agua.

1. Cálculo de la velocidad de flujo

La velocidad en un desarenador se considera lenta cuando está comprendida entre 0,10 a 0,60 m/s, la elección puede ser arbitraria o puede realizarse utilizando la fórmula de Camp.

2. Ancho de la cámara

Este ancho se asume tomando en cuenta la condición mostrada en la planilla Excel, ingresar los valores estimados hasta que se cumpla la condición.

3. Altura de la cámara de sedimentación

Se sigue la fórmula indicada en la planilla, los datos necesarios son el caudal de diseño, el ancho de la cámara y la velocidad de escurrimiento, una vez obtenida la altura se asume una altura mayor según el criterio constructivo.

4. Cálculo de la velocidad de sedimentación

Se calcula la velocidad de sedimentación según el diámetro de la partícula para un flujo laminar y se calcula la velocidad de sedimentación con la fórmula indicada en la planilla Excel para un flujo turbulento.

5. Tiempo de retención

Tiempo que demora la partícula en caer desde la superficie al fondo, considerando un flujo turbulento y laminar.

6. Longitud de la cámara

Obtenida utilizando la velocidad de escurrimiento del flujo, el tiempo de retención

y el coeficiente k de seguridad que es usado en desarenadores de bajas velocidades para tomar en cuenta los efectos de la turbulencia, depende de la velocidad de escurrimiento de acuerdo a la tabla mostrada.

7. Transición de entrada

Longitud de transición obtenida con la longitud del espejo de agua en el canal de entrada y la longitud del espejo en la cámara de sedimentación.

8. Dimensionamiento final

Cuadro donde se muestra lo descrito en hoja de Excel para un diseño rápido.

DATOS:		AYUDA
Caudal de conducción (Q)		50.00 l/s
Altura del canal de ingreso (h)		0.45 m
Tirante del agua en el canal de ingreso (Y)		0.15 m
Ancho de sección del canal de ingreso (b)		0.30 m
Angulo de divergencia de transición (β)		12.50 °
Velocidad longitudinal en el desarenador (V)		0.15 m/s
Diámetro mín. de las partículas a decantar (Ø)		0.20 mm
Ancho desarenador en relación altura de agua B =	2 H	
Coeficiente de seguridad (C)		1.5
CALCULOS		
La altura de aguas (H) en el desarenador depende de la velocidad (V), el caudal (Q) y el ancho (B) del desarenador; luego usando la ecuación de continuidad $Q = V \cdot B \cdot H$, se tiene H =		
		0.41 m
Luego, el ancho del desarenador resulta B =		
		0.85 m
La velocidad de decantación para el diámetro de la partícula definida según el dato experimental de Arkhangeiski es W =		
		2.160 cm/s
Según la ecuación de Stokes y tomando la expresión de Sokolov para el componente normal de turbulencia $u = 1.52 W$, resulta la ecuación siguiente para la longitud del desarenador (L)		
	$L = 1.18 \cdot C \cdot h \cdot V / W =$	5.05 m

Figura 1.4. Modelo de cálculo en Excel de desarenador.

9. Línea de conducción

Agüero (2003), menciona que la línea de conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción hasta el reservorio, aprovechando la carga estática existente.

De acuerdo a la norma OS.010, del Reglamento Nacional de Edificaciones, se denomina obras de conducción a las estructuras y elementos que sirven para transportar el agua desde la captación hasta el reservorio o planta de tratamiento. La estructura deberá tener capacidad para conducir como mínimo, el caudal máximo diario.

10. Válvulas de aire

Son colocados en los puntos más elevados del tendido de la tubería, donde se presenta presiones negativas sobre el perfil de la línea de Gradiente hidráulica en la línea de Conducción.

11. Válvula de purga

Son accesorios que se abre para permitir la evacuación de sedimentos y en los momentos en que se efectúa la desinfección y mantenimiento del sistema, generalmente son instalados en los puntos más bajos de las líneas de conducción y en los puntos finales de la red de distribución.

12. Cámara Rompe Presión tipo VII

Las cámaras rompe presión tipo 7 están colocados en las progresivas de la tubería de distribución; cumplen la función de romper la presión, la presión se inicia de cero para así evitar elevadas presiones que rompan las tuberías, la cámara rompe presión tipo 7 se ubican en las redes de distribución.

La carga de agua es la cantidad de agua que se almacena en la cámara y luego va seguir su cauce mediante la tubería con presión mínima. Según Agüero: Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir, el valor de H, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H = 1.56 \frac{Q_{mh}^2}{2g \cdot A^2} \quad (3)$$

Dónde:

H : Carga de agua (m). se recomienda una altura mínima de 30cm.

Q_{mh} : Caudal máximo horario (m³/s).

- A : Área de la tubería de salida (m^2).
(Área de la tubería de la red de distribución)
- g : Aceleración gravitacional ($9,81 m/s^2$).

1.3.4. Planta de tratamiento de agua potable

Es un sistema de tratamiento integrado que incluye todos los procesos para la obtención de agua potable, como los son: coagulación, mezcla rápida, floculación, sedimentación, clarificación, filtrado y desinfección.

Dependiendo de las características del agua podemos obtener un sistema de filtración simple o doble el cual es recomendable cuando el agua tiene alto color o contenidos altos de hierro y manganeso.

Cada planta se debe diseñar de acuerdo al análisis de agua y trazabilidad y se debe hacer con sistema modular que incorpore las etapas del tratamiento. Estas debe tener su tanque en acero o fibra de vidrio y contener lechos filtrantes para la grava, arena, antracita, carbón activado y/o resinas especializadas. Si el agua tiene alto contenido de hierro se requiere un tratamiento de oxidación previo hecho mediante torres de aireación o pre-cloración.

1.3.5. Reservorio de almacenamiento

Se menciona que el reservorio es la instalación destinada al almacenamiento de agua para mantener el normal abastecimiento durante el día.

En la norma OS.030, del Reglamento Nacional de Edificaciones, se menciona que los reservorios deberán ser diseñados como reservorio de cabecera su tamaño y forma responderá a la topografía y calidad del terreno, al volumen de almacenamiento, presiones necesarias y materiales de construcción a emplearse. La forma de los reservorios no debe representar estructuras de elevado costo.

1.3.5.1. Tipos de reservorio

- Apoyado, cuando se ubica sobre el terreno.
- Elevado, cuando se ubica sobre estructura de soporte.

1.3.5.2. Forma del reservorio

García (2008), recomienda hacer uso del diseño circular, por presentar la relación: área/perímetro, más eficiente.

1. Altura de agua (H)

La altura de agua sobre la pared del reservorio circular, es directamente proporcional a su diámetro, como 1 es a 2, es decir, así lo recomienda Agüero ⁽¹⁾, la altura de agua (H) del reservorio, está fijada por la siguiente expresión.

$$\frac{H}{D} = \frac{1}{2} \rightarrow H = \frac{D}{2} \quad (4)$$

Dónde:

H: Altura de agua sobre la pared del reservorio

D: Diámetro del reservorio

2. Diámetro del reservorio (D)

Para Agüero ⁽¹⁾, El diámetro del reservorio se obtiene a partir de la ecuación:

$$D = 2 \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{V}{\pi}} \right] \quad (5)$$

Dónde:

D: Diámetro del reservorio (m).

V: Volumen de almacenamiento del reservorio (m³).

3. Borde libre (BL)

Según Agüero y el REE ^(1, 13), el borde libre se determina aproximadamente con el 8% - 10% de la altura de agua; es decir:

$$BL = 0.1H \text{ (m)} \quad (6)$$

$$BL = 0.08H \text{ (m)} \quad (7)$$

Dónde:

H: Altura de agua sobre la pared del reservorio (m)

4. Altura total de la pared del reservorio Ht

Para Agüero y el RNE, REE, La altura total de la pared del reservorio se calcula mediante la ecuación:

$$H_T = H + BL \quad (8)$$

5. Contra flecha de cúpula esférica f

Según Agüero, RNE, Rivera ^(1, 12, 15), la contra flecha, de la cúpula esférica se determina a partir de las siguientes ecuaciones:

$$R_{\text{cup}} = \frac{D}{2} \left(\frac{1}{\text{sen}\phi} \right) \quad (9)$$

$$f = R_{\text{cup}}(1 - \cos \phi) \quad (10)$$

Dónde:

R_{cup} : Radio de Cúpula Esférica (m).

Φ : Angulo de Apertura de Cúpula. ($\Phi < 51^\circ 50'$).

6. Ubicación del reservorio

Según el **RNE**, los reservorios se deben ubicar en aéreas libres y una vez construidos deberán contar con cerco perimetral que impida el libre acceso a las instalaciones.

7. Línea de aducción

Agüero (2003), menciona que la línea de aducción transporta el agua desde el reservorio de almacenamiento hasta el inicio de la red de distribución.

García (2008), menciona que la línea de aducción es la línea entre el reservorio y el inicio de la red de distribución. El caudal de conducción es el máximo horario, los parámetros de diseño de la línea de aducción serán los mismos que para la línea de conducción excepto el caudal de diseño.

8. Red de distribución

Agüero (2003), menciona que la red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al pueblo (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles de la población. Se menciona que la red de distribución está considerada por todo el sistema de tuberías desde el tanque de distribución hasta aquellas líneas de las cuales parten la toma o conexiones domiciliarias.

En la norma OS.050, del Reglamento Nacional de Edificaciones, se menciona que las redes de distribución son un conjunto de tuberías principales y ramales distribuidores que permiten abastecer de agua para consumo humano a las viviendas.

- **Red abierto**

Agüero (2003), las redes de distribución están constituidas por una tubería matriz de la cual se desprenden otros tramos, que generalmente son tramos terminales que no se interconectan entre sí. Este sistema es utilizado cuando la topografía dificulta y no permite la interconexión entre ramales y cuando las poblaciones tienen un asentamiento lineal, generalmente se presenta cuando las viviendas se encuentran dispersas.

La tubería matriz o principal se instala a lo largo de una calle o de un sector donde se ubican las viviendas en mayor concentración, de la cual se derivan las tuberías secundarias. La desventaja es que el flujo está determinado en un solo sentido y en el 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 se dan los puntos muertos, es decir el agua ya no circula, sino que permanece estática en los tubos, originando sabores y olores especialmente en las zonas donde las casas están más separadas. Es por ello que en los puntos muertos se requiere instalar válvulas de purga con la finalidad de limpiar y evitar la contaminación del agua.

- **Red cerrado**

Agüero (2003), la red cerrada es un conjunto de tramos de tuberías que se encuentran interconectadas entre sí formando redes cerradas o mallas. Este tipo de red es la más conveniente, puesto que permite un servicio más eficiente y permanente en las redes. En este sistema no existen los puntos muertos; si se tiene que realizar reparaciones en los tubos, el área que se queda sin agua se puede reducir a una cuadra, dependiendo de la ubicación de las válvulas. Otra ventaja es que es económico, los tramos son alimentados por ambos extremos consiguiéndose menores pérdidas de carga y por lo tanto menores diámetros; ofrece mayor seguridad en caso de incendios, ya que se podría cerrar las válvulas que se necesiten para llevar el agua hacia el lugar del siniestro.

1.3.6. Principios fundamentales de análisis de redes cerradas

Los principios fundamentales están enunciados como condiciones necesarios que debe

cumplir toda red en circuito cerrado, estas condiciones son:

- **Primera condición:** “La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero”.

De la figura 5.5, se tiene:

Circuito I:

$$Hf_{AB} + Hf_{BC} + Hf_{CF} + Hf_{FA} = 0$$

Circuito II:

$$Hf_{FC} + Hf_{CD} + Hf_{DE} + Hf_{EF} = 0$$

- **Segunda condición:** “Caudal que llega a cada nudo de la red debe ser igual al caudal que sale de dicho nudo”.

De la figura 5.5 se tiene:

Nudo.A:

$$Q_{mh} = Q_6 + Q_1$$

Nudo.B:

$$Q_1 = q_1 + Q_2$$

Nudo.C:

$$Q_2 + Q_7 = Q_2 + Q_3$$

Nudo.D:

$$Q_3 + Q_4 = q_3$$

Nudo.F:

$$Q_6 = q_5 + Q_5 + Q_7$$

Nudo.E:

$$Q_5 = q_4 + Q_4$$

- **Tercera condición:** “El caudal que ingresa al sistema debe ser igual al caudal que sale del sistema”.

De la figura 5.5, se tiene:

$$Q_{mh} = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5$$

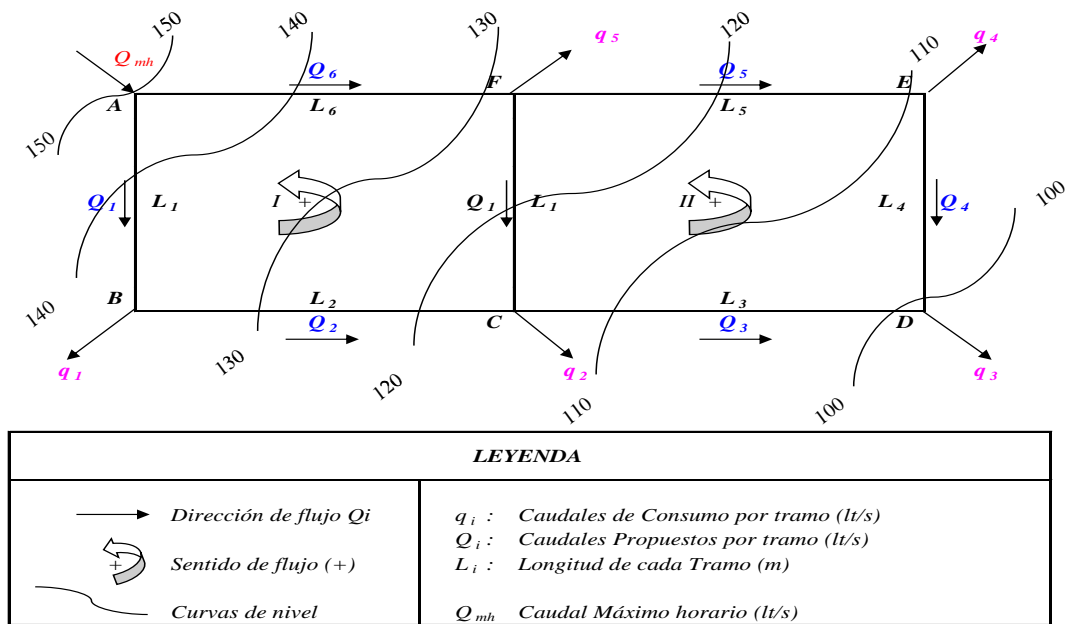


Figura 1.5. Distribución de caudales y dirección según el plano topográfico

1.4. CONCEPTOS Y PRINCIPIOS USADOS EN EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

1.4.1. Definición de fluido

De acuerdo con el aspecto físico que tiene la naturaleza, la materia se puede clasificar en tres estados: sólido, líquido y gaseoso, de los cuales los dos últimos se conocen como fluidos. Un fluido es un conjunto de moléculas que se mantienen unidas por fuerzas cohesivas débiles.

Un fluido es una sustancia incapaz de resistir fuerzas o esfuerzos de corte, sin deformarse, por pequeño que sea este esfuerzo”.

Los fluidos pueden cambiar continuamente las posiciones relativas de sus moléculas sin ofrecer gran resistencia al desplazamiento entre ellas. Otra característica peculiar del fluido es que al no tener forma propia adquiere la del recipiente que lo contiene. Un líquido está sometido a fuerzas intermoleculares que lo mantiene unido de tal manera que su volumen está definido pero su forma no. Cuando se vierte un líquido dentro de un recipiente, el líquido ocupará un volumen parcial o igual al volumen del recipiente sin importar la forma de éste último. Igualmente los líquidos presentan superficie libre y son igualmente compresibles ya que su densidad varía poco con la temperatura y

presión. En la mayoría de los problemas de ingeniería los líquidos se consideran como fluidos incompresibles.

De acuerdo a la variación entre los esfuerzos tangenciales y la rapidez con que ocurren las deformaciones, los fluidos pueden ser newtonianos y no newtonianos.

a) Fluido newtoniano

En un fluido newtoniano el esfuerzo tangencial es directamente proporcional a la rapidez de la deformación angular a partir de los valores cero iniciales, siendo los casos más comunes el agua, aceite, gasolina, alcohol, kerosene, benceno y glicerina.

b) Fluido no newtoniano

En un fluido no newtoniano las variaciones entre el esfuerzo tangencial y rapidez de deformación angular no son lineales, pues dependen del tiempo de exposición al esfuerzo (su agitación) y de la magnitud del mismo. Los casos más comunes son los compuestos de celulosa, las colas, grasa, pinturas de aceite, jabones, gomas, alquitrán entre otros.

1.4.2. Propiedades físicas de los fluidos

Las propiedades de un fluido son las que definen el comportamiento y características del mismo, tanto en reposo como en movimiento. Existen propiedades primarias y propiedades secundarias del fluido.

Las propiedades primarias o termodinámicas son la presión, densidad, temperatura, energía interna, entalpía, entropía, calor específico, viscosidad, peso y volumen específico. Las propiedades secundarias, que son aquellas que caracterizan el comportamiento específico de los fluidos son la viscosidad, conductividad térmica, tensión superficial, compresión y capilaridad. En vista de que el fluido que nos interesa en este trabajo es el agua se definirán algunas propiedades más importantes que definen su comportamiento.

a. Presión

Se define como la cantidad de fuerza ejercida sobre un área unitaria de una sustancia. Esto se puede establecer con la ecuación:

$$p = \frac{F}{A}$$

En la que p es la presión, que está definida por la relación existente entre la fuerza (F) y el área (A).

En mecánica de fluidos la presión es el resultado de una fuerza de compresión normal que actúa sobre un área. La presión p se define como:

b. Definición de la presión

Donde ΔF_n es la fuerza de compresión normal incremental que actúa en el área incremental ΔA

Las unidades métricas (Sistema Internacional) utilizadas para presión son newton por metro cuadrado (N/m^2) o pascal (Pa). Puesto que el pascal es una medida de presión muy pequeña, es más convencional expresarla en unidades de kilo pascal (KPa). Por ejemplo, la presión atmosférica estándar al nivel del mar es de 101.3 KPa.

En unidades del Sistema Internacional, la presión se mide en pascales ($Newton/m^2$) pero en sistemas de conducción de fluidos también se utiliza habitualmente como unidad el metro de columna de fluido (mcf), que se obtiene dividiendo la presión entre el peso específico (γ) del fluido en cuestión.

$$\frac{p(N/m^2)}{\gamma(N/m^3)} = \text{Presión (o altura de presión) en mcf} \quad (11)$$

Se mencionan dos principios importantes acerca de la presión en fluidos que Blaise Pascal describió, estos son:

- La presión actúa uniformemente en todas las direcciones sobre un pequeño volumen de fluido. (a)
- En un fluido confinado entre fronteras sólidas, la presión actúa perpendicularmente a la frontera. (b y c)

La presión hidrostática es la parte de la presión debida al peso de un fluido en reposo. En un fluido en reposo la única presión existente es la presión hidrostática, en un fluido en movimiento además puede aparecer una presión hidrodinámica adicional relacionada con la velocidad del fluido.

c. Definición de flujo

El concepto de flujo implica el movimiento o traslado de una cantidad de masa, o de un volumen de materia a través de un área a lo largo de una trayectoria.

En el caso de sistemas de agua potable el movimiento del agua se da al interior de un contorno sólido que es la tubería. Por lo que en adelante se tratará sobre el flujo del agua en tuberías.

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

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

Las anteriores cantidades pueden permanecer constantes o variar con el espacio y/o con el tiempo. Teniendo en cuenta esta consideración los flujos pueden clasificarse en lo siguiente:

- Flujo permanente y no permanente
- Flujo uniforme y variado
- Flujo laminar y turbulento

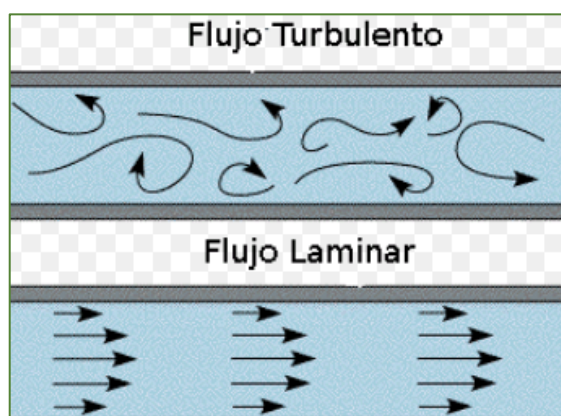


Figura 1.6. Flujo de acuerdo a su velocidad

1.4.3. Leyes de la conservación de masa

Algunos autores mencionan que por experiencia se sabe que existen leyes fundamentales que parecen exactas; esto es, si se conducen experimentos con sumo cuidado y precisión, las desviaciones de estas leyes son mínimas y de hecho, incluso sería todavía menor si se emplearan técnicas experimentales mejoradas. Tres de las leyes forman la base del estudio de la mecánica de fluidos son:

- Ley de conservación de la masa
- Ley de conservación de la cantidad de movimiento
- Ley de conservación de energía

a. Ley de conservación de la masa

Ley de conservación de la masa o principio de continuidad. Esta ley establece que la masa es indestructible.

Esta ley establece que: “La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y la que se sale del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen”.

b. Ley de conservación de la cantidad de movimiento

Esta ley establece que la cantidad de movimiento de un sistema permanece constante si no hay fuerzas externas que actúen en él.

La ecuación de conservación de cantidad de movimiento se deriva de la segunda ley de Newton del movimiento, la cual establece que “El producto de la masa de un cuerpo por la aceleración es igual a la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre él, incluyendo su propio peso”.

c. Ley de conservación de energía

Conocida también como la primera ley de la termodinámica. Esta ley establece que la energía total del sistema aislado permanece constante. Si un sistema está en contacto con sus alrededores, su energía se incrementa solo si la energía de sus alrededores experimenta una disminución correspondiente. Se nota que la energía total se compone de energía potencial, cinética e interna, la última es el contenido de energía a causa de la temperatura del sistema.

Esta ley establece que: “La energía total que contiene un fluido en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del flujo con respecto a un nivel de referencia (energía potencial), la presión estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética).

1.4.4. Gradiente hidráulico

La pérdida de carga en una tubería se produce principalmente por fricción, debido a las paredes del tubo. En tuberías muy largas, las pérdidas secundarias (es decir todas las tuberías de carga excepto la de fricción) son tan pequeñas en relación a la de fricción, que se consideran despreciables. En tuberías de longitud menor las pérdidas secundarias pueden ser importantes debiendo investigarse su influencia.

Las principales pérdidas de carga son las siguientes:

H : Pérdida de carga por fricción, es debida al rozamiento con las paredes del tubo, es la pérdida continua de carga que se produce en todos los conductos, manteniéndose prácticamente constante por unidad de longitud.

He : Pérdidas de carga a la entrada, debida a la entrada de agua al ducto, procedente de una masa de agua tranquila relativamente grande.

Hn : Pérdidas de carga por ensanchamiento, se presenta cuando el tubo repentinamente cambia de una sección menor a otra mayor.

Hr : Pérdidas de carga por contracción, es debida al efecto contrario a lo anterior, esto es cuando el tubo pasa de una sección mayor a otra menor.

Ho : Pérdidas de carga por obturaciones, tiene lugar donde se producen obturaciones como la válvula compuerta.

Hb : debidas a los cambios de dirección, se presentan en los codos o curvas.

$$H_t = H_f + H_e + H_n + H_r + H_o + H_b$$

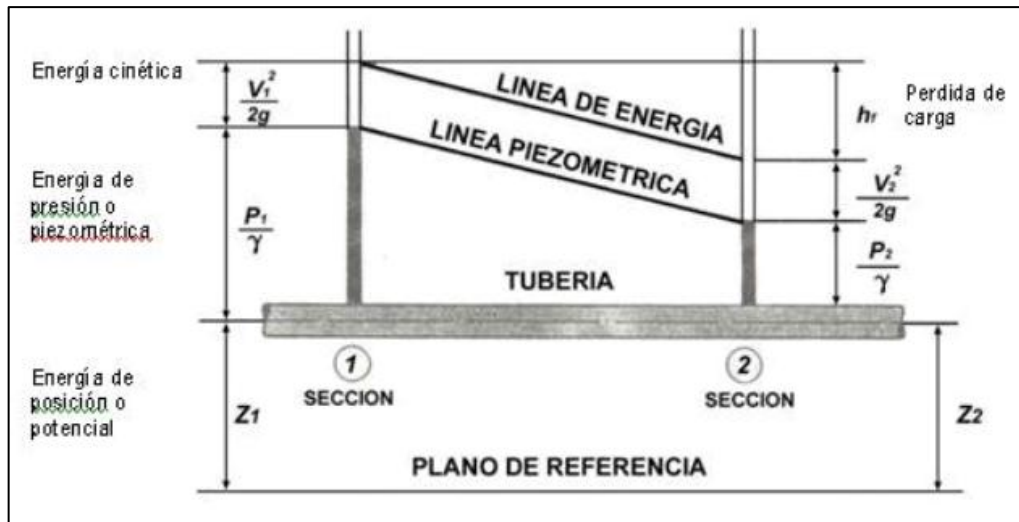


Figura 1.7. Gradiente hidráulico

Existen diversas personalidades que estudiaron las pérdidas por fricción. Para este trabajo solo se analizarán las fórmulas desarrolladas por Manning, Darcy-Weisbach y Hazen-Williams.

a. Darcy – Weisbach

Una de las fórmulas más usadas para el cálculo de estas pérdidas es la de Darcy-Weisbach, de la forma siguiente:

$$H_f = f \left(\frac{L}{d} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (12)$$

Dónde:

- H_f** : Pérdida de carga por fricción
- f** : Coeficiente de fricción
- L** : Longitud de la tubería
- d** : Diámetro de la tubería
- V** : Velocidad del agua
- g** : Aceleración de la gravedad

b. Manning

En el capítulo relacionado al flujo de agua en canales, se ha tratado sobre la propuesta de Manning en relación a la velocidad de un fluido.

$$V = \frac{(R^{\frac{2}{3}})(S^{\frac{1}{2}})}{n} \quad (13)$$

Si reemplazamos $R = \frac{d}{4}$

$$V = 0,397 \times \frac{(d^{\frac{2}{3}})(S^{\frac{1}{2}})}{n} \quad (14)$$

Considerando:

$$A = \pi \times \frac{d^2}{4} \quad (15)$$

Continuidad de gasto $Q = V \times A$

$$Q = 0,312 \left[\frac{d^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \right] \quad (16)$$

Caudal en $\frac{m^3}{seg}$

c. Hazen – Williams

Es una de las fórmulas más usadas en nuestro medio en tuberías.

$$Q = 0,504 \times C_1 \times d^{2,63} \times S^{0,54} \quad (17)$$

Dónde:

- Q** : aual (m³/seg)
- C₁** : Coeficiente (Según tabla).
- d** : Diámetro de la tubería (m)
- S** : Pérdida de carga permisible por unidad de longitud (m/m)

Los fabricantes de tuberías en sus catálogos proponen la fórmula correspondiente con sus respectivos coeficientes; así como Eternit que indica lo siguiente:

$$Q = 0,2788 \times C_1 \times d^{2,63} \times S^{0,54} \quad (18)$$

Dónde:

- Q** : Caudal (m³/seg)
- C₁** : Coeficiente (PVC=150, Fibro cemento=140)
- d** : Diámetro de la tubería (m)
- S** : Pérdida de carga permisible por unidad de longitud (m/m)

1.5. PARÁMETROS DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

Antes de continuar se debe considerar que un parámetro es un dato que se considera

como imprescindibles y orientativo para diseñar y evaluar un sistema de agua potable. En esta sección se describirán algunos parámetros de diseño de un sistema de agua potable, que nos servirán para diseñar adecuadamente el sistema. Estos parámetros permiten al diseñador asegurar el cumplimiento de los requisitos institucionales para la correcta visualización y posterior ejecución de proyectos de agua potable.

Estos parámetros fueron tomados del reglamento nacional de edificaciones vigente, del documento denominado “Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales” elaborado por el Ministerio de Economía y Finanzas, Guía para la formulación de proyectos de inversión exitosos de saneamiento básico, Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales, Lineamientos para la formulación de programas o proyectos de agua y saneamiento para los centros poblados del ámbito rural y otros documentos importantes que se detallan en la bibliografía.

1.5.1. Población de diseño

De acuerdo a “Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales” elaborado por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento el año 2004, en cuanto a la Población de diseño, el proyectista adoptará el criterio más adecuado para determinar la población futura, tomando en cuenta para esto datos censales u otra fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados. Deberá proyectarse la población para un periodo de 20 años.

1.5.2. Período de diseño

La Guía Simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos de Saneamiento Básico en el Ámbito Rural, a nivel de Perfil (2011) menciona que el período óptimo de diseño es el tiempo en el cual la capacidad de un componente del sistema de agua potable y/o saneamiento cubre la demanda, minimizando el valor actual de costos de inversión, operación y mantenimiento, durante el horizonte de evaluación.

Este propone un período de diseño para componentes del sistema de agua potable por un periodo de 20 años.

De acuerdo a “Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales”, los periodos de diseño de los diferentes componentes del sistema se determinarán considerando los siguientes factores:

- Vida útil de las estructuras y equipos
- Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura
- Crecimiento poblacional
- Economía de escala

Los periodos de diseño máximos recomendables son los siguientes:

- Capacidad de las fuentes de almacenamiento: 20 años
- Obras de captación: 20 años
- Pozos: 20 años
- Plantas de tratamiento de agua de consumo humano, reservorio: 20 años
- Tuberías de conducción, impulsión, distribución: 20 años
- Equipos de bombeo: 20 años
- Caseta de bombeo: 20 años

1.5.3. Dotación de agua

La Guía simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos de Saneamiento Básico en Ámbito Rural, a Nivel de Perfil menciona que el análisis de la demanda establece el consumo de agua doméstico, en el ámbito rural, en base a recomendaciones normativas de litros/habitante/día (dotación). Además menciona algunos criterios para la estimación de los consumos domésticos y otros consumos.

a. Consumo doméstico

Basado en el consumo per cápita (litros/hab/día) y el número de personas por vivienda, determina el consumo por vivienda ($m^3/viv/mes$). Para determinar el consumo actual y proyectado se puede adaptar alguno de los siguientes criterios:

- Dotación recomendada según región geográfica.
- Dotación de otras localidades con características similares.

- Curva de demanda obtenida con información del consumo familiar ante opciones de precio; tomando en cuenta a consumidores del sistema público de agua potable como a consumidores de fuentes alternativas.
- Dotaciones de consumo de agua determinados a través de medidores testigos.

b. Otros consumos

Si existieran usuarios de las categorías estatal social, comercial u otras, establece el número de conexiones para cada una, estimando su consumo mensual promedio. Recurre al uso de medidores testigo o toma los consumos de localidades similares para estimar los consumos promedio.

Los parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales mencionan dotaciones diferentes para sistemas convencionales y sistemas no convencionales.

• Sistemas convencionales

Mientras no exista un estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía, los valores que se indican en este punto, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a utilizar:

- Costa : 50 – 60 lt/hab./día
- Sierra : 40 – 50 lt/hab./día
- Selva : 60 – 70 lt/hab./día Fuente: Ministerio de salud (MINSA)

En el caso de adoptarse sistema de abastecimiento de agua potable a través de piletas públicas la dotación será de 20 – 40 l/h/día.

De acuerdo a las características socioeconómicas, culturales, densidad poblacional y condiciones técnicas que permitan en el futuro la implementación de un sistema de saneamiento a través de redes, se utilizarán dotaciones de hasta 100 l/h/d.

• Sistemas no convencionales

En el caso de emplearse otras soluciones técnicas como bombas de mano, o accionadas por energía eólica, sistemas de abastecimiento de agua potable, cuya fuente es agua de

lluvia, protección de manantiales o pozos de bomba manual se podrá considerar dotaciones menores de 20/l/hab/día.

1.5.4. Variación de consumo

Los parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales menciona que para el consumo máximo diario, se considerará un valor 1.3 veces el consumo promedio diario anual.

Para el consumo máximo horario, se considerará un valor de 2 veces el consumo promedio diario anual. Para el caudal de bombeo se considerará un valor de 24/N veces el consumo máximo diario, siendo N el número de horas de bombeo.

Agüero (1997) menciona que para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema, satisfagan las necesidades reales de la población, diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

La variación del consumo está influenciada por diversos factores tales como tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc. Además menciona que se debe tener en cuenta el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario.

a. Consumo promedio diario anual (Qm)

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 litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Qm = \frac{Pf \times \text{dotacion (d)}}{86,400 \text{ s/día}} \quad (19)$$

Qm : Consumo promedio diario (l/s) Pf : Población futura (hab.)

D : Dotación (l/hab/día)

b. Consumo máximo diario (Qmd)

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie el registro observados durante los 365 días del año, mientras que el consumo máximo horario, se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. Para el consumo máximo diario (Qm) se considerará entre el 120% y 150% del consumo promedio diario anual (Qp), recomendándose el valor promedio de 130%.

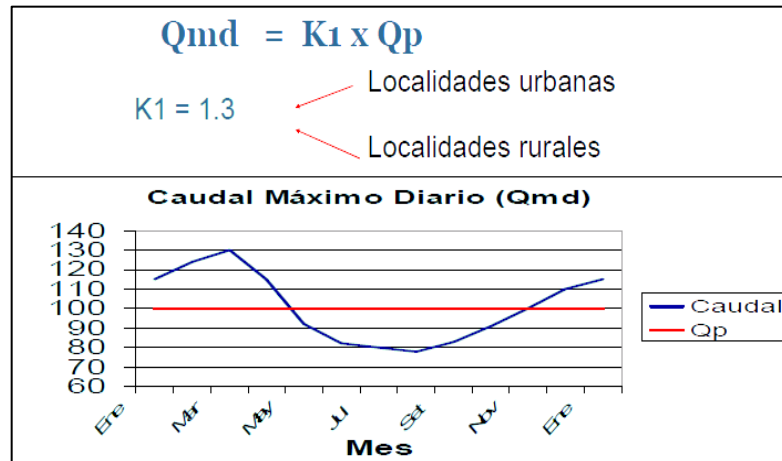


Figura 1.8. Variaciones diarias de consumo.

En el gráfico anterior se observa el coeficiente de consumo máximo diario (K1) que se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un periodo mínimo de un año. El caudal máximo diario Qmd, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, K1.

Debido a que no se tiene registro de caudales diarios consumidos por la población a lo largo de un año, el coeficiente de consumo máximo diario (K1) no puede ser calculado con certeza. Se recurre a asumir un valor de K1 recomendado para el nivel de complejidad de la localidad. Agüero (1997) recomienda un coeficiente de demanda máxima diaria de 1.30 por lo cual el caudal máximo diario en cualquier año futuro se estima como $Q_{md} = 1.30 \times Q_m$.

c. Consumo máximo horario (Qmh)

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. En el caso

del consumo máximo horario (Q_{mh}) se considerará como el 100% del promedio diario (Q_m). Para poblaciones concentradas o cercanas a poblaciones urbanas se recomienda tomar valores no superiores al 150%.

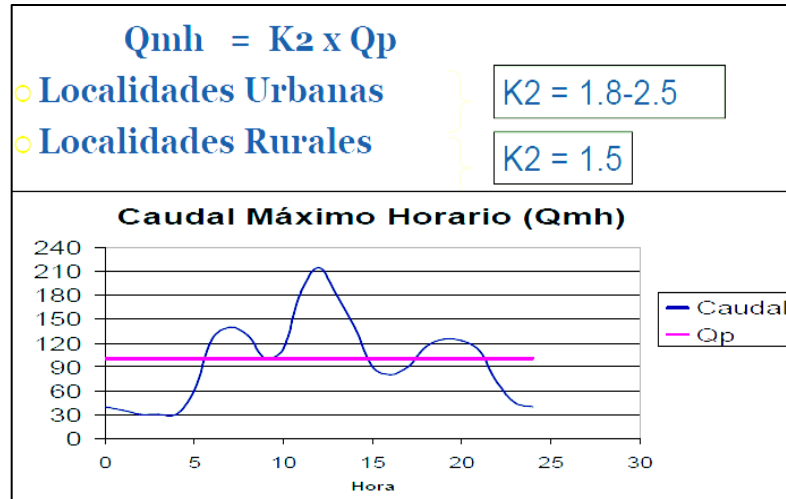


Figura 1.9. Variaciones horarias de consumo.

Agüero (1997) recomienda que un coeficiente de demanda máxima horaria de 1.50 por lo cual el caudal máximo diario en cualquier año futuro se estima como: $Q_{mh} = 1.50 \times Q_m$.

d. Caudales de diseño

Los coeficientes recomendados y más utilizados son del 130% para el consumo máximo diario (Q_{md}) y del 150%, para el consumo máximo horario (Q_{mh}).

$$\text{Consumo máximo diario (} Q_{md} \text{)} = 1.3 Q_m \text{ (l/s)} \quad (20)$$

$$\text{Consumo máximo horario (} Q_{mh} \text{)} = 1.5 Q_m \text{ (l/s)} \quad (21)$$

Para el diseño de la línea de conducción el gasto de diseño es el correspondiente al gasto máximo diario (Q_{md}), el que se estima considerando el caudal medio de la población para el periodo de diseño seleccionado (Q_m) y el factor K_1 del día de máximo consumo.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menos que el gasto máximo horario (Q_{mh}). En

caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el Q_{mh} no se considera el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir el gasto máximo horario (Q_{mh}), que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población.

Para los proyectos de agua potable por gravedad, el Ministerio de Salud recomienda una capacidad de regulación del reservorio del 25% al 30% del volumen del consumo promedio diario anual (Q_m).

Para el diseño de la red de distribución es necesario definir la ubicación tentativa del reservorio de almacenamiento con la finalidad de suministrar el agua en cantidad y presión adecuada a todos los puntos de la red. Las cantidades de agua se han definido en base a las dotaciones y en el diseño se contempla las condiciones más desfavorables, para lo cual se analizaron las variaciones de consumo considerando en el diseño de la red el consumo máximo horario (Q_{mh}).

1.5.5. Velocidad de diseño

Los parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales mencionan que la velocidad en las obras de conducción deberá estar entre 0.6 m/seg y 3 m/seg.

Además se hace la aclaración de que la velocidad mínima o de auto limpieza no será menor de 0.60 m/seg y la velocidad máxima recomendada será de 3 m/s, pero pueden aceptar velocidades de hasta 5 m/s siempre que no transporten material fino. Pero, para redes de distribución según el RNE OS 050 solo establece velocidades máximas de 3 m/s, más no velocidades mínimas.

1.5.6. Presión de diseño

Los parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales mencionan que en cuanto a la presión del agua, en las redes de distribución, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será menor de 5 m, y la presión estática no será mayor de 50 m.

CAPÍTULO II METODOLOGÍA

2.1. LUGAR DEL TRABAJO

El proyecto se encuentra ubicado:

Departamento : Cusco
Provincia : La Convención
Distrito : Echarati
Centro Poblado : Kepashiato



Figura 2.1. Ubicación del proyecto.

2.2. PERIODO DEL TRABAJO PROFESIONAL

El proyecto inicia el 01 de junio del 2013 concluyendo en noviembre 2015.

2.3. MÉTODO DE TRABAJO

2.3.1. Revisión bibliográfica

Se realizó una extensa revisión de los aspectos más relevantes para la elaboración del estudio y temas relativos a los cálculos hidráulicos para redes de agua potable y riego así como el diseño de cuencas hidrográficas con sus parámetros y curvas IDF (Intensidad – Duración –Frecuencia).

2.3.2. Fase de campo

En la evaluación de campo en la primera etapa se realizó la recopilación de información de toda la población beneficiaria identificando la cantidad de habitantes por familia para sincerar datos así como un recorrido de todo el área de influencia desde la captación hasta el centro poblado para ver la modificación de la línea de conducción, también se realizó un levantamiento topográfico de todo el sistema esto nos ayudó a la ubicación de las obras hidráulicas construidas.

2.3.3. Fase de gabinete

Comprende la recopilación y clasificación sistemática de la información de campo, también incluye elaboración de planos y evaluación de los resultados. Para la elaboración del estudio se ha tomado información primaria de la población beneficiaria así como información de entidades del sector público.

Estudio Topográfico: El estudio debe contar con la siguiente información:

- Procesamiento de datos obtenidos del campo (estación total).
- Coordenadas UTM de la poligonal
- Plano topográfico

Estudio de mecánica de suelos: Los registros de exploración, estudios granulométricos, perfiles estratigráficos, plano de ubicación, panel fotográfico, etc.

Estudio de calidad de agua: Toda agua destinada para el consumo humano según la norma DS N° 031-2010-SA, los resultados deben estar los análisis físico, químico,

bacteriológico e interpretar resultados.

Diseño hidráulica estructural: Para los diseños se necesitan la siguiente información:

- Cálculo de la población futura
- Dotación de agua
- Variación de consumo
- Período de diseño
- Diseño hidráulico de sistemas de agua potable con el uso del software WaterCAD
- Diseño de estructura hidráulicas.

El informe del proyecto final solo abarco las modificaciones realizadas en el proceso de ejecución del proyecto Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable en el C.P de Kepashiato. Por lo cual estas modificaciones abarcan la línea de conducción y las redes de distribución.

2.3.4. Metodología del proyecto

Con el problema principal del proyecto que es dotar de agua a toda la población de manera adecuada se realizaron recopilación de distintas fuentes para la elaboración de este informe; así como en campo información de datos actualizados respecto a la población beneficiaria actualizando los datos, se buscará plano catastro actualizado además de realizarse un nuevo levantamiento topográfico por radiación para tener un nuevo plano topográfico de toda el área de influencia a incluir.

Visto que el proceso se encuentra en ejecución y los datos obtenidos no son tan exactos en cuanto a la población beneficiaria y sus ubicaciones domiciliarias la cual se encuentra dispersa se elegirá la mejor opción para la solución de una manera rápida, puesto que el proyecto estaba en etapa de ejecución se eligió el Método de las Áreas con apoyo del Polígono de Thiessen para el cálculo de caudales en los nodos con apoyo de un programa SIG.

$$Q_{unitario} = \frac{Q_{max.horario}}{A.influencias} \quad (22)$$

Se enumeran los nudos que configuran la malla y se determinan las áreas de influencia

de cada uno de los nudos, trazando las mediatrices de los tramos, formándose de esta manera una figura.

$$Q_{nudo} = Q_{unitario} \times Area_{nudo} \quad (23)$$

Siempre se procura tener áreas de figuras geométricas para su medición hoy en día con apoyo de la ciencia y el avance de la tecnología se utilizará el apoyo del software ArcGIS 10.3 para el cálculo de las subareas calculas por el método del Polígono de Thiessen y el WaterCAD V8i para la distribución adecuadas en cada nodo y su modelamiento respectivo.

- **Los polígonos de Thiessen**

Son uno de los métodos de interpolación más simples, basado en la distancia euclidiana, siendo especialmente apropiada cuando los datos son cualitativos.

Los polígonos de Thiessen son uno de los métodos de interpolación más simples, basado en la distancia euclidiana, siendo especialmente apropiada cuando los datos son cualitativos. Se crean al unir los puntos entre sí, trazando las mediatrices de los segmentos de unión.

Las intersecciones de estas mediatrices determinan una serie de polígonos en un espacio bidimensional alrededor de un conjunto de puntos de control, de manera que el perímetro de los polígonos generados sea equidistante a los puntos vecinos y designando su área de influencia.

El dominio estudiado se divide en subregiones o zonas de influencia en torno a cada estación o nodo. La precipitación medida en caso de hidrología en cada pluviómetro y nodos en nuestro caso que es una red de agua potable se pondera entonces por la fracción del área total de la cuenca comprendida en cada zona de influencia. Las subregiones se determinan de manera tal que todos los puntos incluidos en esa subregión estén más cercanos al nodo correspondiente que a cualquier otro nodo. Una vez delimitadas las zonas de influencia, y calculadas sus áreas dentro del ArcGIS 10.3 pasaremos a llevarlas al WaterCAD V8i para su simulación.

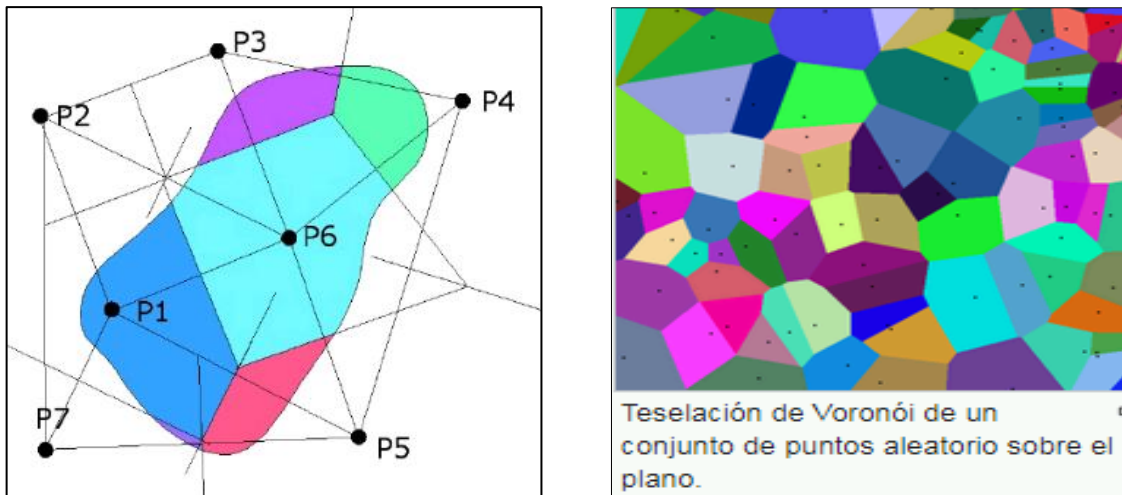


Figura 2.2. Modelo final de cálculo de áreas por Polígono de Thiessen

2.4. DESCRIPCIÓN TEÓRICA PRÁCTICA

2.4.1. Cálculos para el diseño en redes de agua

Se muestra el cuadro de parámetros de diseño del expediente técnico ya modificado calculado para su modificación en la línea de conducción y redes de distribución. Se realizaron las modificaciones con datos reales obtenidos en campo con apoyo de la nueva directiva del JASS organizada por el proyecto. Se solicitó préstamos de equipos de ingeniería como nivel de ingeniero AT-B4, Gps Map 64s y una estación total Topcon GTS 246 NW para realizar un nuevo trazo:

Línea de conducción: Se realizó un nuevo trazo debido a que la planteada por el expediente será modificada por la no disponibilidad de terreno así como las fallas geológicas encontrados en este trazo modificándose el trazo, realizándose un nuevo trazo y un nuevo cálculos hidráulico en línea de conducción y la reubicación de las CRP VI según la topografía.

Línea de distribución: Los planos trabajados en el perfil y el expediente del proyecto no se encuentran actualizados existiendo un margen de error respecto al área de influencia del proyecto o población beneficiaria por lo cual se realiza un nueva toma de datos actualizados además debido a que las casas no se encuentran ubicadas de manera ordenada y existiendo el clamor de población de domicilios nuevos no considerados dentro del proyecto se realizara el cálculos de los caudales unitarios por el método de las áreas a través de polígono de thiessen con apoyo de ArcGIS 10.3

Tabla 2.1. Cálculos de diseño del sistema.

PARAMETROS DE DISEÑO				
POBLACION ACTUAL DEL CENTRO POBLADO DE KEPASHIATO				
N° HABITANTES	8			
N° FAMILIAS	351			
AÑO 2015	2811			
CALCULO DE POBLACION FUTURA				
El método más utilizado para cálculo de población futuras en zonas rurales es el analítico y con mas frecuencia el de crecimiento aritmético				
	Expresión	Rango	Valor	Und
Población Actual	P_o		2811	Hab
Tasa de crecimiento	r		1.5	%
Periodo de diseño	t		20	años
MINSA Población de diseño	$P_t = P_o(1+rt/100)$			Hab
Coeficiente según INEI 2007 para distrito de Echarati				
Recomendada por la DIGESA -				
PERIDO DE DISEÑO (Método aritmético)				
Esta población es la futura calculada en base a la población actual y periodo de diseño optado según la norma se calcula como sigue:				
	$P_f = P_o (1 + r x t / 100) =$		3654	
Donde	P_f	Población futura		
	P_o	Población actual		
	r	coeficiente de crecimiento anual por mil habitantes	31	para
	t	Periodo de diseño		
Para normas de agua potable en medio rural las normas del ministerio de salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años para todos los componentes				
COEFICIENTE DE CRECIMIENTO ANUAL				
DOTACION				
Considerando el tipo de población, clima, usos y costumbres de la población, además tomando en cuenta el tipo de sistema y las recomendaciones señaladas por la DIRECCIÓN GENERAL DE SALUD AMBIENTAL - MINISTERIO DE SALUD se elige la dotación de 170 lts/hab/día (Por ser una población de un clima cálido - Selva.). valor tomado de acuerdo a la nueva normativa del MEF - DGPI- Saneamiento Básico- Guía para la Formulación de Proyectos de Inversión - Modulo III - Análisis de la Demanda				
Promedio de consumo urbano a nivel nacional			100-380 Litros /hab/día	
Producción promedio en áreas urbana			160-380 L/hab/día	
Producción de consumo en áreas rurales			150-300 L/hab /día	
Áreas con población en climas fríos *			90-140 L/hab/día	
Áreas con población con clima cálido **			100-150 L/hab/día	
CONSUMO PROMEDIO ANUAL Q_m				
	$Q_m \frac{P_f * D}{86400} =$	7.19	Donde	
			Q_m	Consumo diario anual o caudal medio diario
			Pf	Población futura
D	Dotación (l/hab/día)			
CONSUMO MAXIMO DIARIO (Q_{md}) Y MAXIMO HORARIO (Q_{mh})				
Sirve para diseñar tuberías y estructuras antes del reservorio				
Para el consumo máximo diario se considera un valor de 1.3 veces el consumo promedio diario anual.				
Caudal Máximo Diario	$Q_{md} = K_1 * Q_p$	9.34	k1	1.3
Sirve para diseñar tuberías y estructuras después del reservorio				
Para el consumo máximo horario, se considera un valor 2 veces el consumo promedio diario anual.				
Caudal Máximo Horari	$Q_{mh} = K_2 * Q_p$	14.4	k2	2
VOLUMEN DE RESERVORIO				
según MINSA ministerio de salud				
Valm	$Q_{md} * 86.4 * 0.15$			
Valm	121.1	Vol. Asumido	125	

Tabla 2.2. Cuadro comparativo de cálculos

CALCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE			
01	PROYECTO:	AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE AGUA POTABLE DEL C.P. DE KEPASHIATO	
		EXPEDIENTE	MODIFICADO
02	POBLACION ACTUAL (actual según censo local) : 8 PERSONAS X FAMILIA	1,664 208.00	3440
03	TASA DE CRECIMIENTO (%) : METODO ARITMETRICO METODO LOGARITMICO	0.310% 1.320%	0.31
04	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS) :	20	20
05	POBLACION FUTURA : METODO GEOMETRICO	1,770.00 1,770.00	3653.28 3653.28
06	DOTACION (Lts/ Hab./Día) :	150.00	170
07	CONSUMO PROMEDIO ANUAL TOTAL: Qp = Pt x Dot. / 86400	3.07 3.07	7.19 7.19
08	CONSUMO MAXIMO DIARIO (lts / seg) K1 = 1.3 K1 = 1.3 ----- FIJO Qmd. = K1 x Qp	4.02	9.38
09	CAUDAL AFORADO DE LA FUENTE RIACHUELO PALLCCA (Lt/seg.) : Q aforo maximo 11820 Q aforo medio Q aforo minimo 120	11,820,000 5,970,000 120,000	11,820,000 5,970,000 120,000
10	VOLUMEN DE APROXIMACION DEL l): 25 al 30% del Consumo Promedio Anual Vr = 0.3*Qp*86400 / 1000 : 25% de Vr de reserva+perdidas Se Asume	99 79.57 19.89 100.00	124 99.39 24.85
11	CONSUMO MAXIMO HORARIO(lts/seg) K2 = 2.0 1.8<=K2<=2.5 Qmh. = K2 x Qp	6.14	14.38
12	CONSUMO TOTAL POR AÑO (m3) Qta = Pt x Dot x N° dias	96,907.50	226,686.02
13	CONSUMO TOTAL DIARIA (m3/día) Qtd = Pt x Dot	265.50	621.06
14	CAPACIDAD DE LA TOMA Y DE LINEA DE CONDUCCION (lts/seg) Qt = 1.1*Qmd (caudal maximo diario)	4.42	10.32
15	CAUDAL DE DISEÑO PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POT Qt = Qmd	4.02	9.38
16	CAUDAL DE DISEÑO PARA LA RED DE DISTRIBUCION Qt = Qmh (caudal maximo horario)	6.14	14.38

2.4.2. Parámetros morfométricos de la cuenca

La forma de la cuenca interviene de manera importante en las características del hidrograma de descarga de una determinada corriente, particularmente en los eventos de avenidas máximas, en particular, las cuencas de igual área pero de diferente forma, generan hidrogramas diferentes. Parece claro que existe una fuerte componente probabilística en la determinación de una cuenca mediante sus parámetros y las características de la red de drenaje. Por esta razón se han buscado relaciones de similitud geométrica entre las características medias de una cuenca y de su red de canales con esas de otras cuencas.

Normalmente se trata de calcular valores máximos para el dimensionamiento de obras o estudio de inundabilidad de márgenes, para los cálculos realizados se apoyó en los software de Arcgis 10.3 y Hec- GEOHMS

Tabla 2.3. Parámetros morfométrico de la cuenca Sta. Luisita

PARAMETROS			UND	NOMENCLATURA	CUENCA	
Superficie total de la cuenca			Km ²	At	3.891	
Perímetro			Km.	P	7.654	
UBICACIÓN	Zona de Proyección UTM		s/U	Zona	18	
	X		m	Coord. X	696215.72	
	Y		m	Coord. Y	8598713.85	
RELACIONES DE FORMA	DE FACTOR CUENCA	Coeficiente de Compacidad (Gravelius)		s/U	$Kc = 0.28 P / (At)^{1/2}$	1.095
		FACTOR DE FORMA	Longitud de la Cuenca		Km.	LB
	Ancho Medio de la Cuenca		Km.	$AM = At / LB$	0.830	
	Factor de Forma		s/U	$Kf = AM / LB$	0.177	
	RECTANGULO EQUIVALENTE	Lado Mayor		Km.	$Kc \cdot (\pi \cdot A)^{1/2} / 2 \cdot (1 + (1 - 4/\pi \cdot Kc^2))$	4.686
		Lado Menor		Km.	$Kc \cdot (\pi \cdot A)^{1/2} / 2 \cdot (1 - (1 - 4/\pi \cdot Kc^2))$	0.830
Densidad de drenaje			Km./Km ²	$Dd = Lt / At$	0.806	
Desnivel total de la cuenca			Km.	Ht	0.888	
Altura media de la cuenca			m.s.n.m.	Hm	1672	
Pendiente cuenca (Met. Rectángulo Equivalente)			%	Ht / Lma	18.95%	
Tiempo de Concentración Benham			min.	$0.871(L^3/h)^{0.385}$	8.681	

2.5. DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN

El tramo inicial de la línea matriz Km. 0+000 al 4+680 (progresiva planimétrica), se diseñó para la conducción del agua a pelo libre con la fórmula de Hazen y Williams por ser tuberías mayores a 2", la nueva longitud real del tramo es 4680.00 metros.

Qmd 9.340 Nueva caudal máximo diario
C = Coef. Hazen y Williams

MATERIAL	C
Fierro fundido	100
Concreto	110
Acero	120
Asbesto cemento	140
PVC	150

Ecuación Hazen Williams	$Q = 0.0004264 \times C \times (D^{2.63}) \times (h_f^{0.54})$
-------------------------	--

Donde:
D = Diám. Tub. (pulg)
Q = Caudal (l/s)
h_f = Pérdida de carga unitaria (m/km)
C = Coef. Hazen-Williams

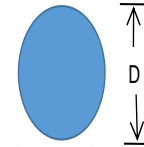


Tabla 2.4. Cálculos hidráulicos en línea de conducción

PROG.	COTA RASANTE	DIFERENC. DE COTA	Long. Real (km)	Q (l/s)	PEND. (m/km)*	DIÁM. Calc. (pulg)	DIAM. Comerc. (mm)	DIÁM. Interno. (mm)	DIAM. Interno (pulg)**	VELOC. (m/s)***	hf calc. (m/km)	Hf del tramo (m)	COTA PIEZOM. (m)	Presión Operación (m)	DESCRIPCIÓN
0+000	1150.00												1150.00	1150.00	CAPTACION
0+560	1098.00	52.00	0.560	9.34	92.86	2.621	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	7.42	1142.58	44.58	CRP 01
0+560	1098.00												1098.00		CRP 01
1+200	1056.00	42.00	0.640	9.34	65.63	2.815	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	8.48	1089.52	33.52	CRP 02
1+200	1056.00												1056.00		CRP 02
1+780	983.00	73.00	0.580	9.34	125.86	2.463	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	7.69	1048.31	65.31	CRP 03
1+780	983.00												983.00		CRP 03
3+220	897.00	86.00	1.440	9.34	59.72	2.870	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	19.08	963.92	66.92	CRP 04
3+220	897.00												897.00		CRP 04
3+860	813.00	84.00	0.640	9.34	131.25	2.441	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	8.48	888.52	75.52	CRP 05
3+860	813.00												813.00		CRP 05
4+680	775.00	38.00	0.820	9.34	46.34	3.023	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	10.87	802.13	27.13	PLANTA - TRATAMIENTO

4.6800 * Pérdida de carga unitaria ** Tener presente "Diámetro Interno" del fabricante *** Rango aceptable de: 0.6 - 3.6 m/s
Pérd. de cargas por tramo deben ser <= a la carga disp.(dif. Cotas)

Se utilizaron tuberías PVC Ø 110 mm UF C-10 por encontrarse ya en almacén de obra al ser solicitados ya con anterioridad por la primera residencia, además que éstas cumplen con las velocidades y la presiones permitidas por la clase de la tubería por lo cual se procedió a ubicar las CRP VI esto no solo según los cálculos sino también el terreno de ubicación más arriba o más abajo según las progresivas del nivelamiento. Se trabaja con tuberías clase 10 significa una presión máxima de 105 m y una presión de trabajo de 70 m.

Con los nuevos cálculos arrojados se realizó la modificación total de tubería a utilizar así como la reubicación de las CRP tipo VI y las válvulas de aire (partes altas) y válvulas de purga (partes bajas). Para todo el trazo se presenta el plano longitudinal y el modelamiento hidráulico.



Figura 2.3. Curva trazo y nivelación desde captación hasta PTAP.

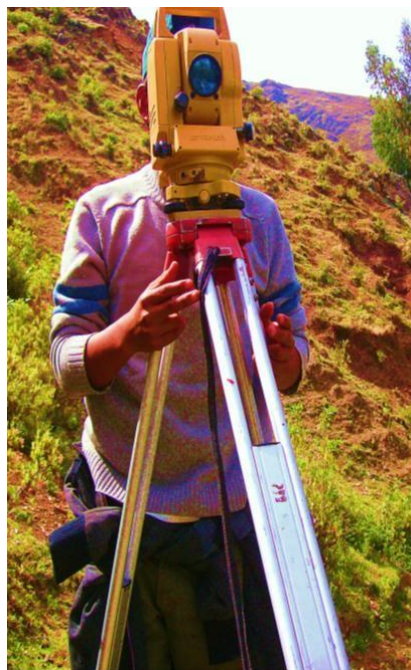


Figura 2.4. Levantamiento topográfico por el método de radiación

2.6. DISEÑO EN REDES DE DISTRIBUCIÓN CON EL WATERCAD V8I INTEGRACIÓN CON EL ArcGIS 10.3

Con el propósito de apreciar las deficiencias que pudiera presentar el sistema actual así como la elaboración del expediente dado como instalar una CRP tipo VII la cual no es pertinente dentro de la población al ver su ubicación así como incorporar nuevas redes al existir nueva población dentro del padrón se hará uso del software de computación WaterCAD V8i con apoyo del ArcGIS 10.3

Una vez recaudado la información necesaria se ejecuta el programa para comenzar con la creación del nuevo proyecto, el cual inicialmente debe ser configurado para llevar a cabo la evaluación. A continuación se establecen los pasos que se realizaron para introducir los datos y evaluar de esta manera el sistema existente de agua potable y de los materiales que utilizaremos.

Materiales a utilizar

- AutoCAD Civil 3d 2014
- ArcGIS 10.3
- WaterCAD V8i
- SAS Planet
- Plano catastro
- Padrón de beneficiarios
- Planos en formato shapefile del centro poblado de Kepashiato
- Puntos del levantamiento topográfico

Plano catastro

Centro Poblado de Kepashiato, se observa que las construcciones existentes no han ido respetando los planos catastrales y sus respectivos linderos o áreas establecidas en formato Cad.



Figura 2.5. Plano Catastro del centro poblado Kepashiato

Levantamiento topográfico

Levantamiento topográfico de todo el área ya que no existe base de datos dentro del expediente técnico además se amplía el número de personas como el área a distribuir las tuberías por lo cual se necesitar de ello para las cotas de los nodos dentro del WaterCAD.

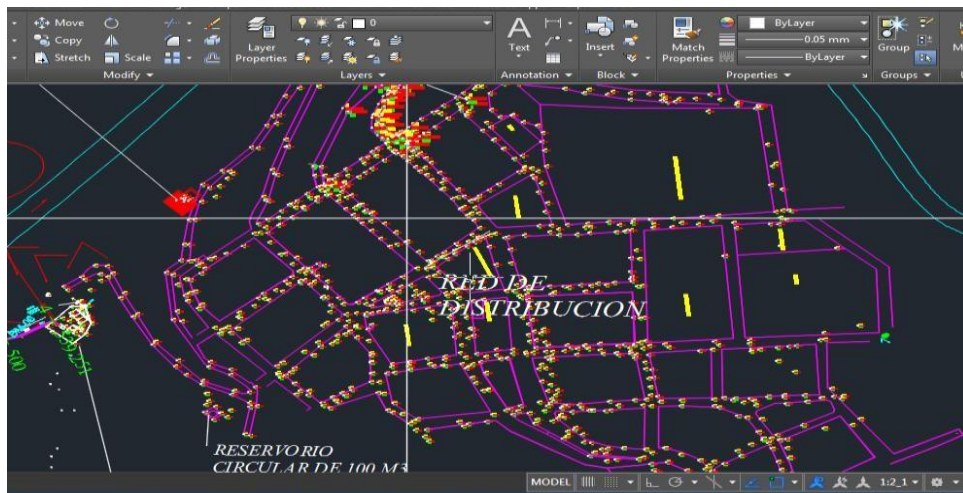


Figura 2.6. Nube de puntos del levantamiento topográfico

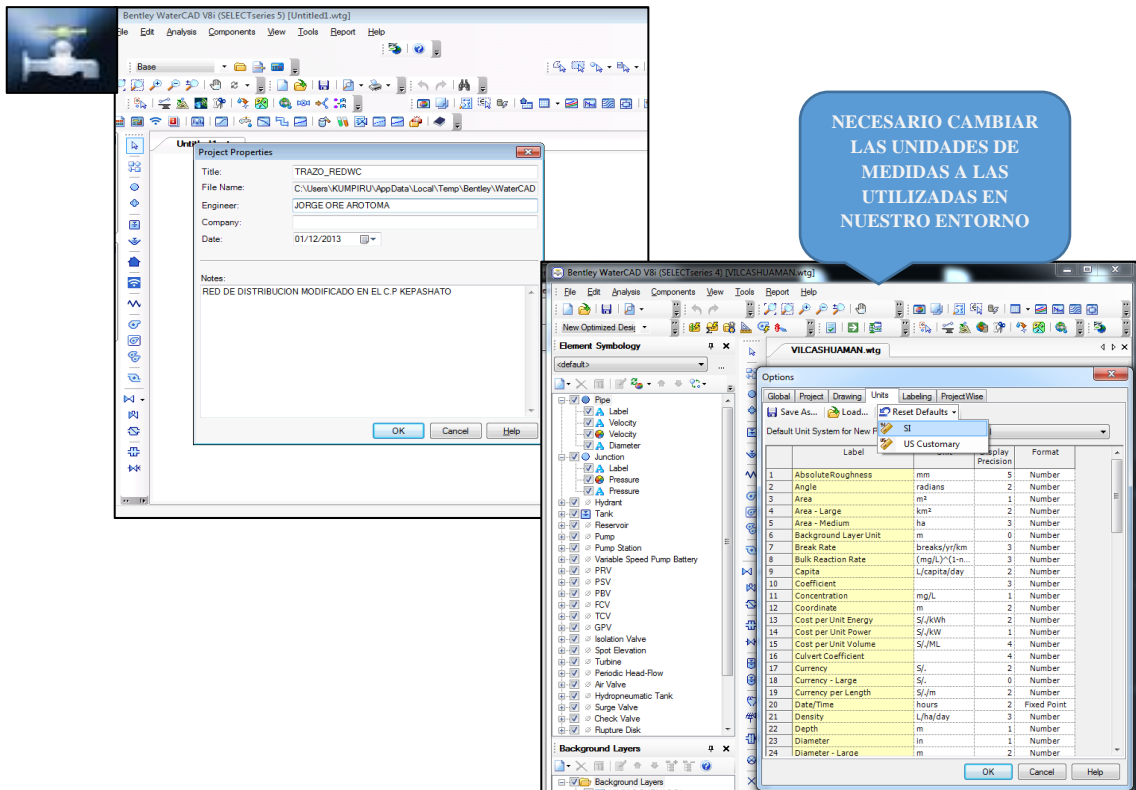
Estos 02 planos en formato DXF y georreferenciados para ser importados al ArcGIS y al WaterCAD.

2.6.1. Método del polígono de Thiessen

Se utilizó el presente método para distribución de los caudales unitarios a cada nodo esto por el método del polígono de Thiessen, el cual se crean al unir puntos entre sí, trazando las mediatrices de los segmentos de unión el cual nos ahorrara el trabajo además de ser necesario este método debido al tipo de población dispersa que tenemos dentro del proyecto.

a. Configuración del proyecto

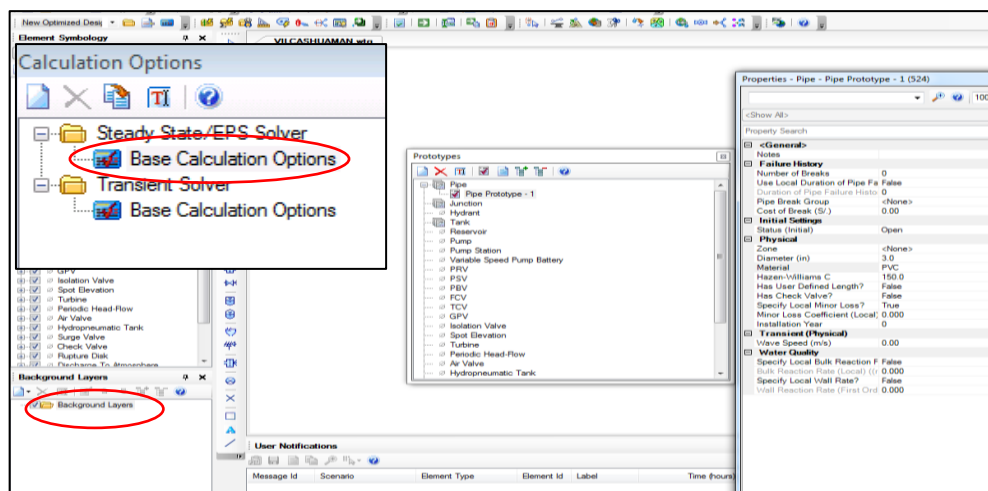
Es necesario crear un nuevo proyecto en las opciones generales del proyecto, es necesario definir el sistema de unidades de nuestra así como reconocer la extensión del WaterCAD que es wtg.



b. Configuración del Proyecto

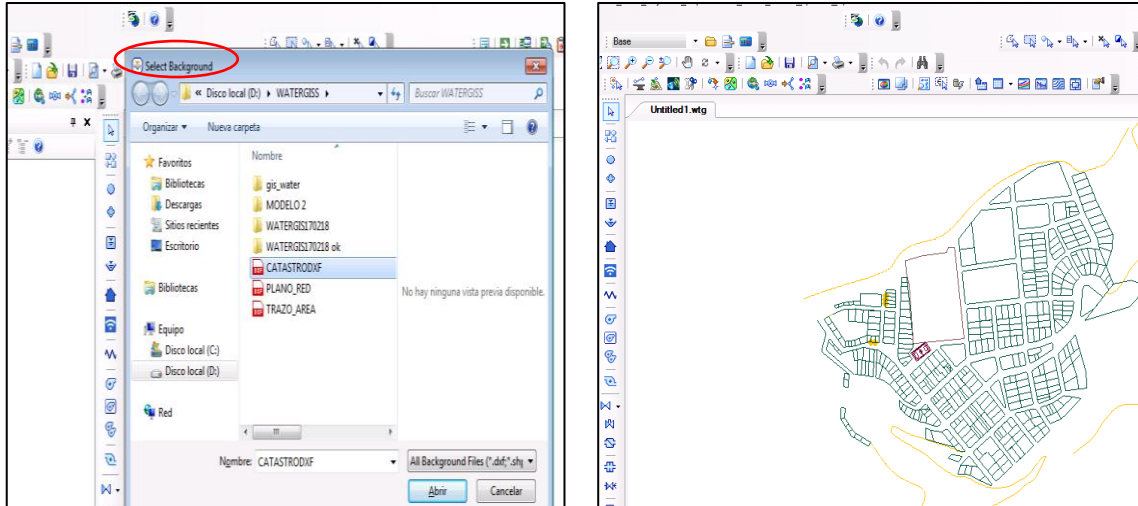
Configuración del prototipo a usarse; en este caso el Nudo, prototipo que representa consumo o demanda de agua al sistema (**Pressure Junction**), la tubería a presión que interconecta una estructura hidráulica con otra (**Pressure Pipe**), el tanque que es la estructura hidráulica donde el nivel de agua es variable en el tiempo y volumen finito (**Tank**), y el método de cálculo de fricción el coeficiente de Hazen y Williams; tipo de análisis “**Steady State**” y el líquido a modelar “**Water at 20C (68F)**”

c. Exportar



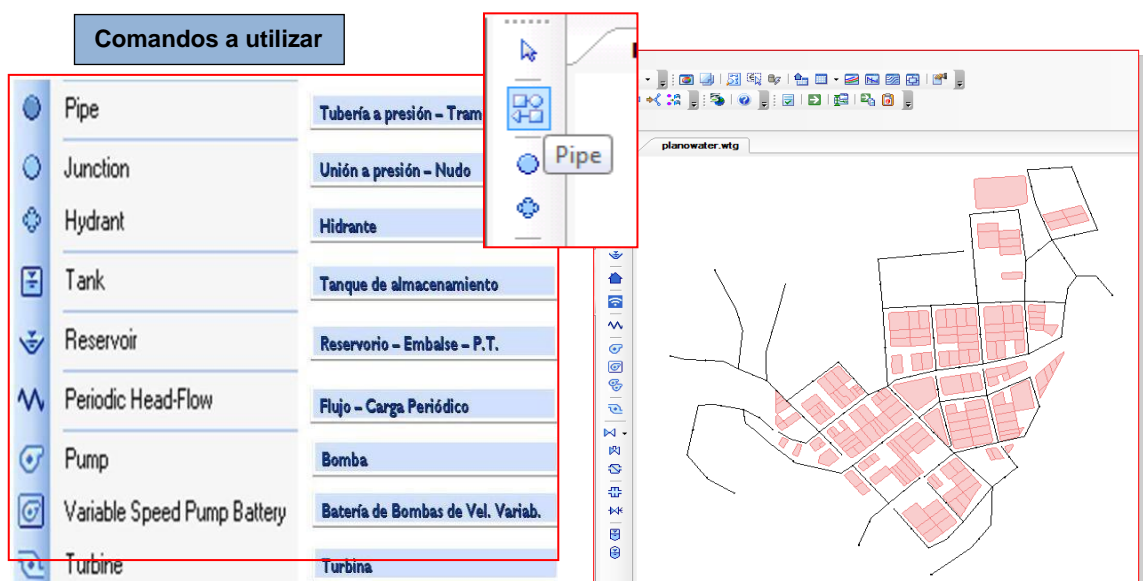
d. Recuperación de plano planimetrico

Exportamos o recuperamos los dibujos en formato AutoCAD a través del background layers.



e. Trazados de redes en WaterCAD

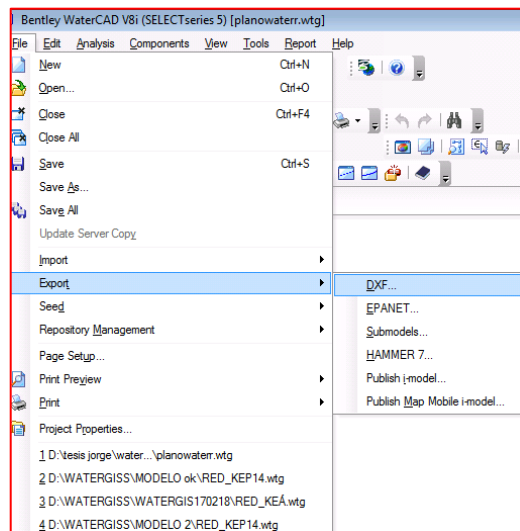
Trazado de redes de distribución luego de haber hecho el reconocimiento del centro poblado, además de haber recorrido el lugar para el levantamiento topográfico, se recuerda que ya se cuenta con un reservorio de 20 m³ el cual también será utilizado con la ayuda de los planos de catastro, esto nos ayudará para tener ideas de las redes de agua con el comando pipe (tubería) hacemos el trazo.



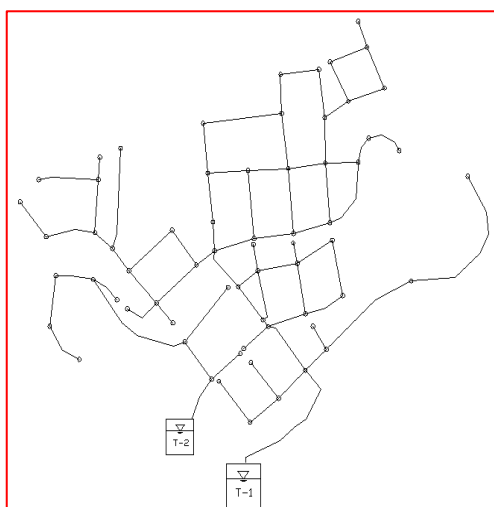
El trazado será guardado como TRAZO_REDWC. wtg que es el formato del WaterCAD.

f. Exportación de trazo de AutoCAD en WaterCAD

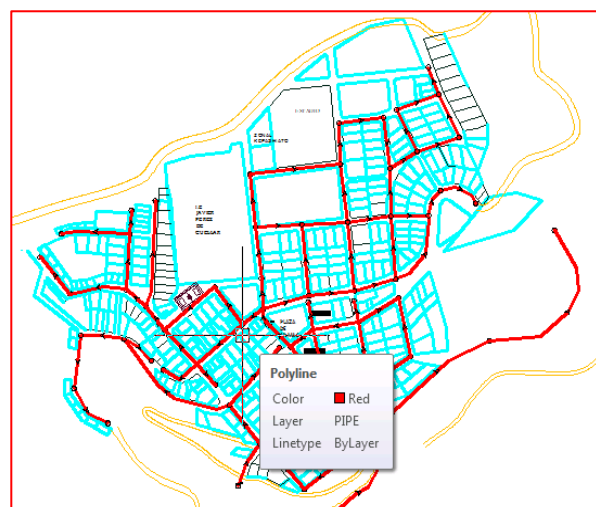
Luego de haber realizado el trazo esta será exportada del WaterCAD al AutoCAD en formato dxf. (File---export---DXF). Nombre: TRAZO_REDWC.dxf. Abrimos el plano TRAZO_REDWC.dxf. Y sobreponemos el plano catastro que poseemos de manera georreferenciadas.



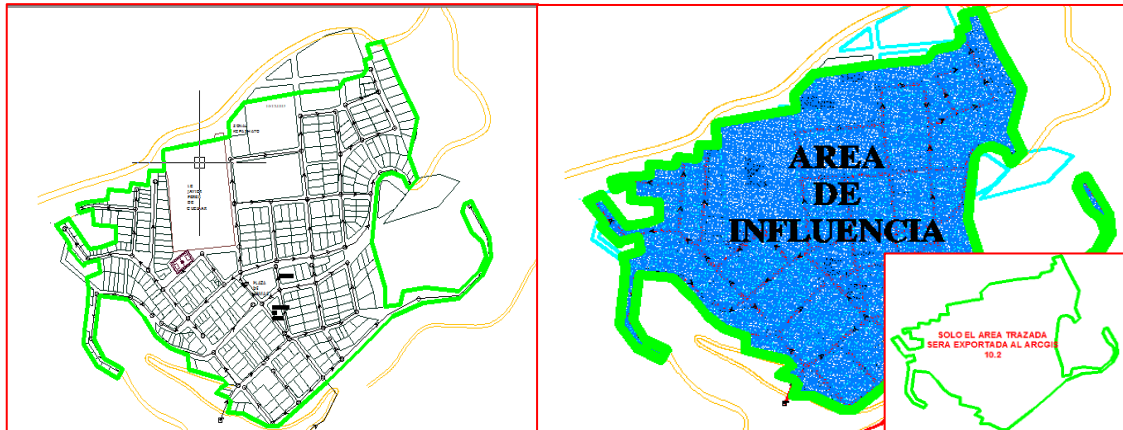
Se realiza el trazo de toda el área de influencia del proyecto debido a que existen mayor números de beneficiarios con respecto al plano catastro; por lo cual en coordinación con la población se realizará una nueva toma de datos para una nueva simulación hidráulico.



Trazo exportado del WaterCAD al AutoCAD



Se sobrepone el plano catastro para trazar el área de influencia con polilinea (en AutoCAD)

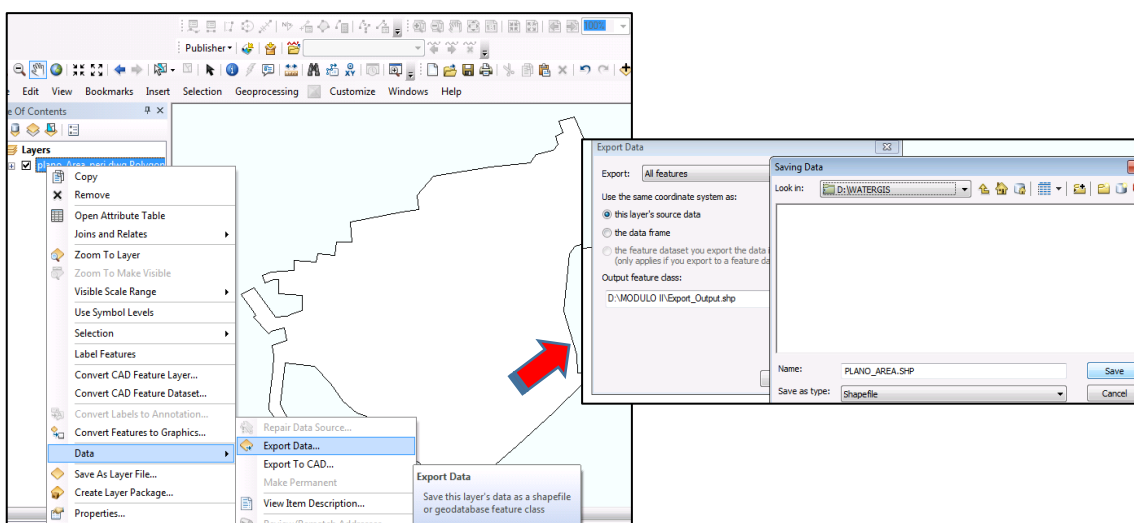


Se observa el trazo del área de influencia polilínea verde el cual servirá para ser llevado al ArcGIS 10.3 se guarda como AREA_GENERAL.DXF

g. Exportación de trazo de AutoCAD al ArcGIS para introducción del Qmh

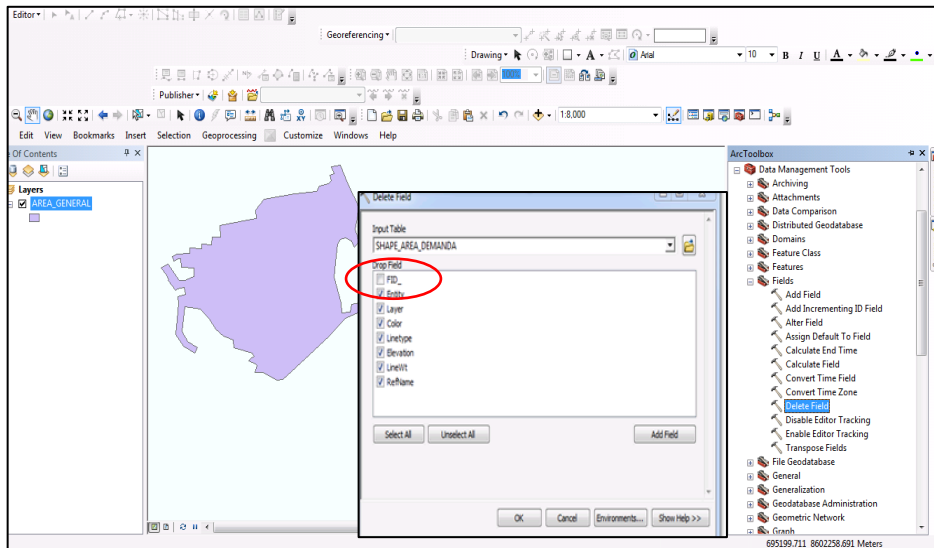
El programa no ayudara a calcular la distribución nodal de caudales unitarios por el método del polígono de Thiessen de maneras más sencilla a través de los nodos trazados en el WaterCAD. Utilizaremos el área de influencia ya demarcado con anterioridad.

Exportamos el plano CAD en formato Dxf, hacia el ArcGIS 10.3 y lo convertimos en formato shapefile que es el formato que reconoce el WaterCAD para el cálculos de caudales además obtendremos el área total e introduciremos el caudal máximo horario para el cálculo en red de distribución.

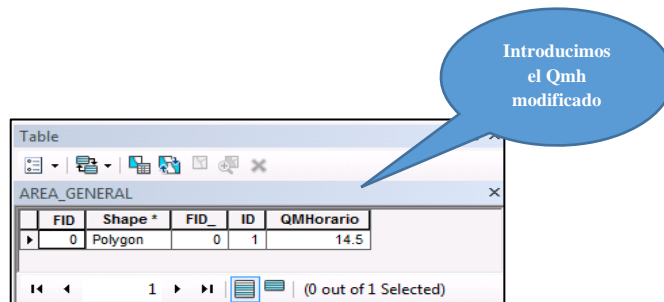


En el siguiente cuadro entraremos a Data Management tools para escoger el sub comando Delete Field y eliminar columnas de la tabla de atributos para y luego solo

agregar con Add Field el siguiente cuadro colocando el caudal máximo horario (Qmh) ya calculado la tabla de atributos nos tiene que quedar así.



Luego de haber eliminado columnas de la tabla de atributos del shapefile AREA_GENERAL nos tiene que quedar de esta manera el cuadro.



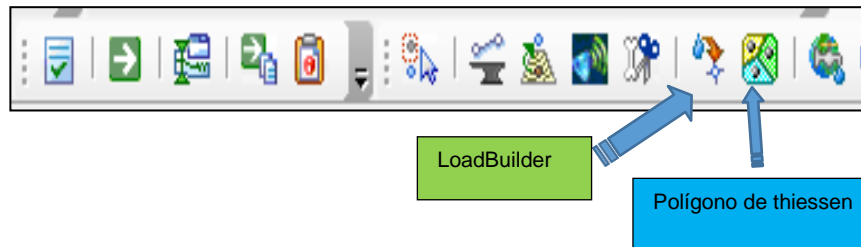
Se muestra el área total de demanda del proyecto color morado, el cual luego será subdividido en subáreas en la interacción de los Nodos y el Polígono de Thiessen que dará demanda de caudal a cada nodo según sus áreas correspondientes.

h. Uso del WaterCAD V8i con el Polígono de Thiessen cálculos hidráulicos para caudales unitarios por el polígono de thiessen

En el WaterCAD V8i se utilizarán dos comandos:

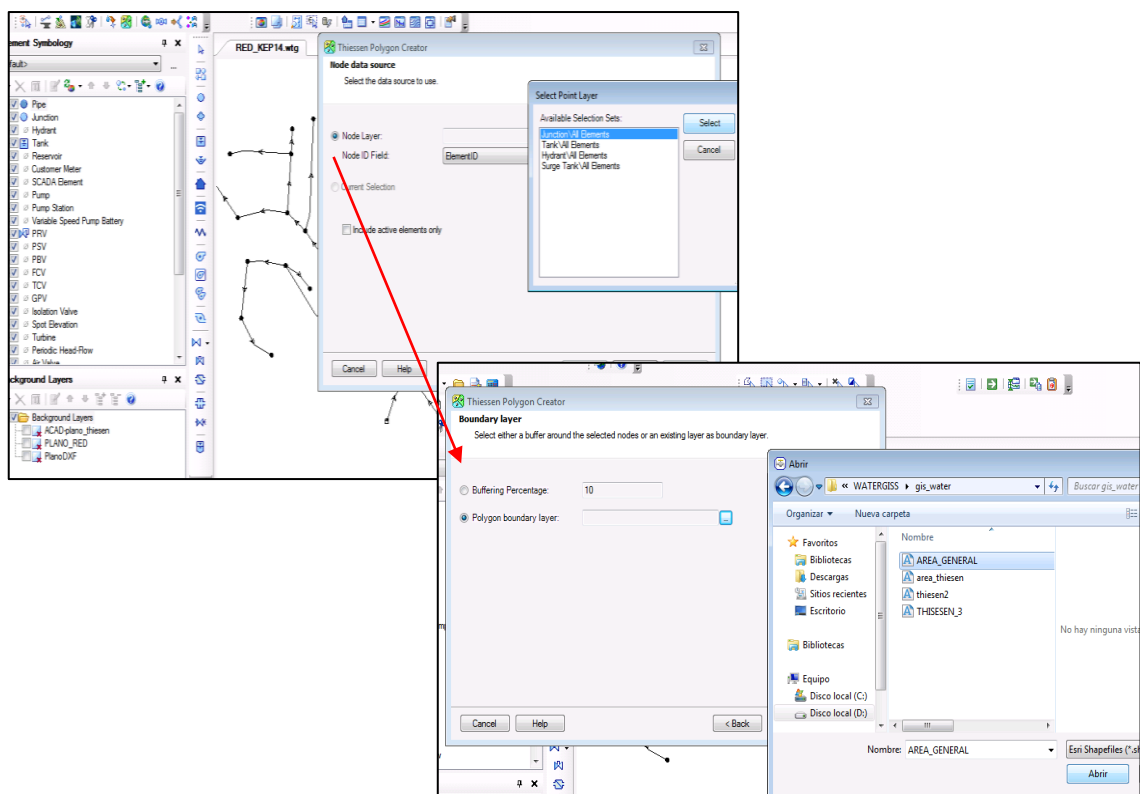
Polígono de Thiessen: Los polígonos de Thiessen son uno de los métodos de interpolación más simples, basado en la distancia euclidiana, siendo especialmente apropiada cuando los datos son cualitativos. Se crean al unir los puntos entre sí, trazando las mediatrices de los segmentos de unión

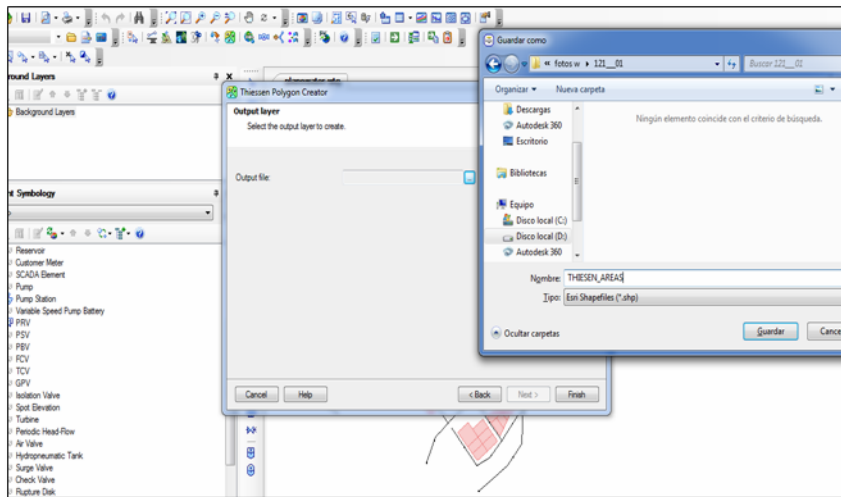
Load Builder: A través del comando cargaremos las áreas delimitadas por el polígono de Thiessen y escogeremos el Método a utilizar en este caso el Método de las áreas que es el que más se aproxima por el tipo de zona.



Aquí calcularemos las subáreas por mediatrices para asignar caudales a cada nodo por dicho método respecto a las áreas asignadas a cada polígono.

Hacemos click en el icono del polígono de Thiessen saldrá el siguiente cuadro donde cliqueamos en Junction /All elements para luego dar en sgte luego como vamos en la flecha roja aparece el siguiente cuadro y activamos el comando boundary y buscamos el plano del área general está ya convertido en formato shp. Con nombre AREA_GENERAL.





Ahora luego de buscar el plano de área general click en siguiente Output file que es salida el cual creara las áreas delimitadas por mediatrices.

Para verificar abrimos el ArcGIS y buscamos el shapefile creado con el nombre Thiessen áreas, como vemos en la imagen los nodos ya cuentan son sus sub áreas.

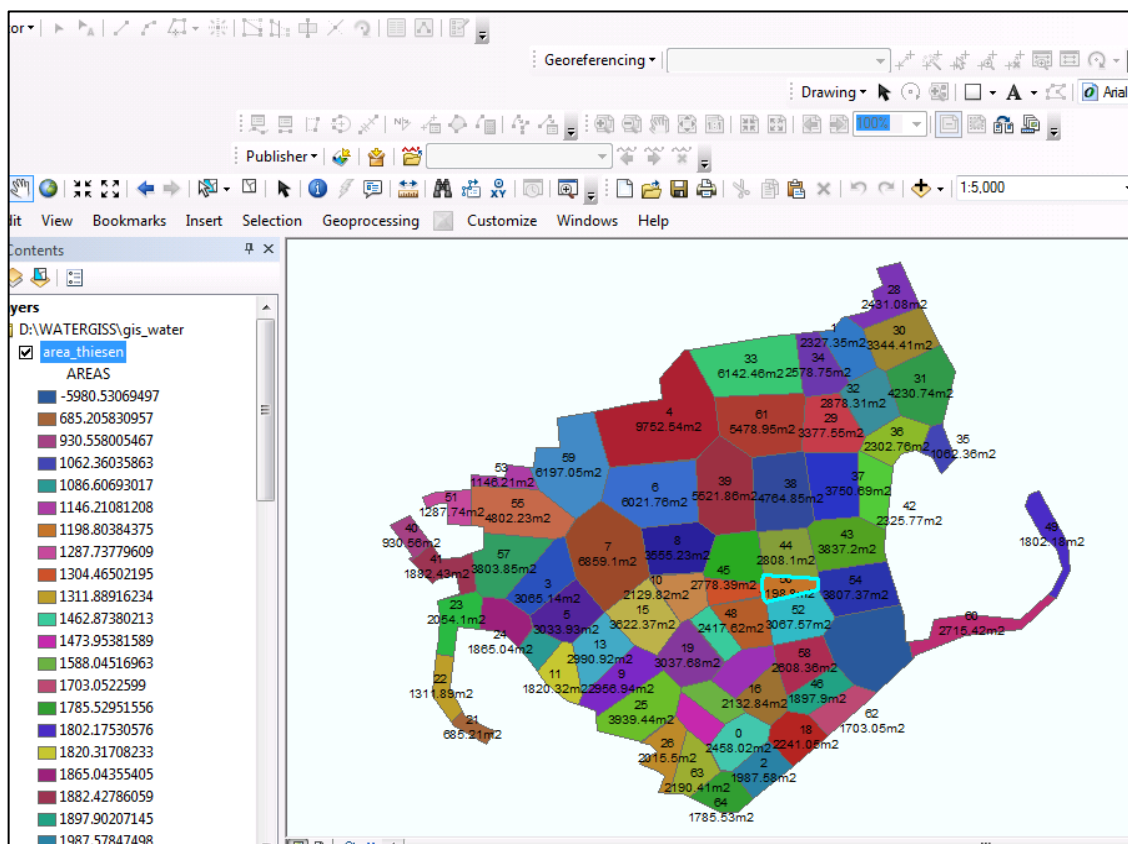
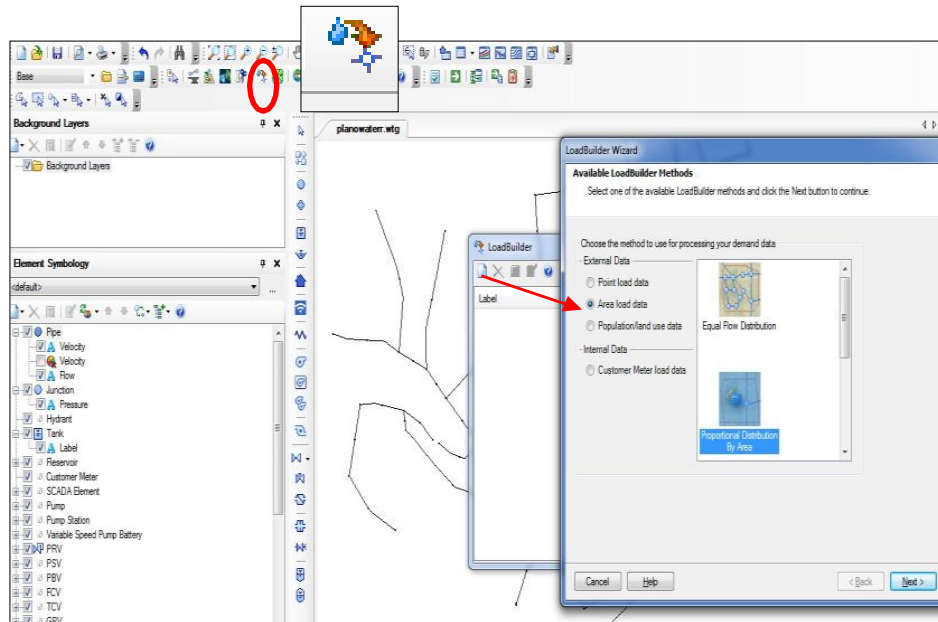


Figura 2.7. Subáreas totales por el polígono de Thiessen

Abrimos el archivo Watercad guardado como TRAZADO_REDES.dwt hacemos click en el comando LoadBuilder para luego click en hoja nueva y según el cuadro de escogemos por el método de áreas.

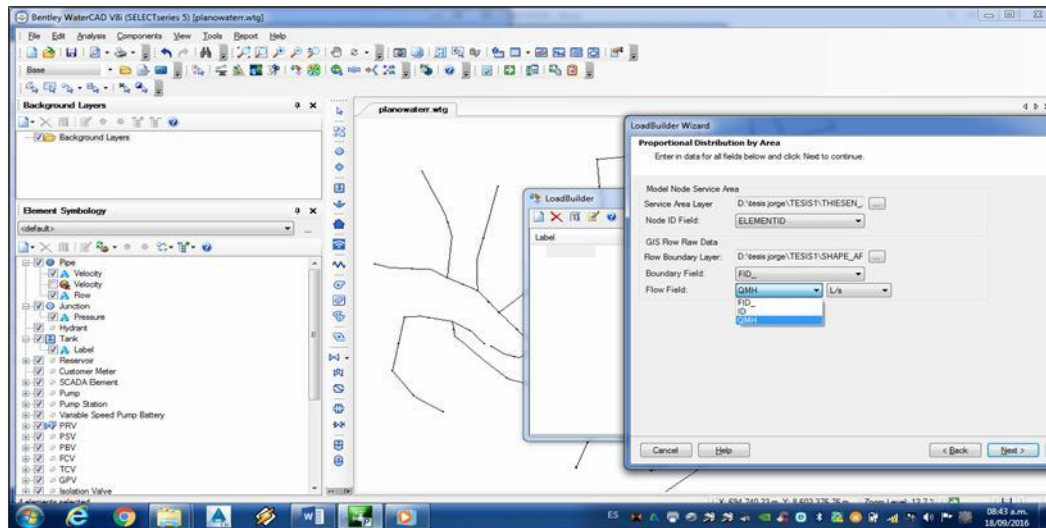


Se observa como el software reconoce el Qmh del shapefile GIS para luego distribuirlo según las áreas determinadas dentro de cada nudo por el Polígono de Thiessen o mediatrices

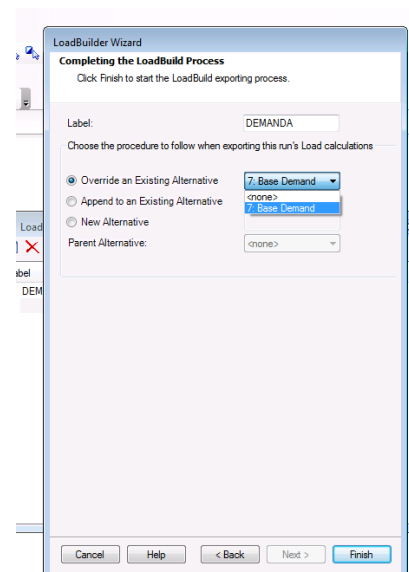
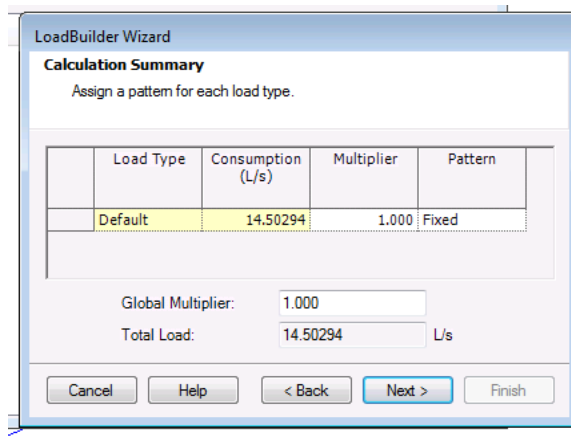
i. Uso del WaterCAD con el LoadBuilder

Como aparece en la imagen Servicio Área Layer * busco el archivo AREA_DEMANDA.shp y en FLOW BOUNDARY LAYER* busco archivo AREAS_THIESEN (los dos con formato shape OJO) y busco en los otros cuadros tal como parece la imagen QMH (caudal máximo horario y L/s) y next.

Saldrá el sgte cuadro el cual aparece el QMH el cual ha jalado del ArcGIS 10.3 que colocamos 14.5 según los cálculos arrojados de la modificación. (Recordar que colocamos dentro de la tabla de atributos) luego NEXT.



Se observa como el software reconoce el Qmh del shapefile GIS para luego distribuirlo según las áreas determinadas dentro de cada nudo por el Polígono de Thiessen o mediatrices



Se muestra el cuadro con los caudales unitarios distribuidos en los nodos además arroja el número de subáreas en las cuales se repartirán los caudales máximos horarios en este caso 65 subáreas.

Al tener los caudales unitarios en todos los nodos procedemos a calcular la velocidad, diámetro y presiones de agua según el RNE. Este se realizó según las tuberías que encontramos en el proyecto buscando las más apropiadas.

LoadBuilder Wizard

Results Preview

List of calculation loads for each node.

Node Id	Demand (L/s)	Load Type	Pattern
320: J-11	0.18594	Default	Fixed
384: J-39	0.17605	Default	Fixed
318: J-10	0.15035	Default	Fixed
423: J-57	0.23186	Default	Fixed
314: J-8	0.73773	Default	Fixed
420: J-56	0.22950	Default	Fixed
312: J-7	0.45552	Default	Fixed
418: J-55	0.51886	Default	Fixed
310: J-6	0.26894	Default	Fixed
416: J-54	0.22288	Default	Fixed
308: J-5	0.15477	Default	Fixed
414: J-53	0.13770	Default	Fixed
306: J-4	0.12207	Default	Fixed
412: J-52	0.22625	Default	Fixed
304: J-3	0.16607	Default	Fixed
410: J-51	0.26298	Default	Fixed
302: J-2	0.16134	Default	Fixed
408: J-50	0.11150	Default	Fixed
300: J-1	0.16952	Default	Fixed
406: J-49	0.22232	Default	Fixed
404: J-48	0.08220	Default	Fixed
402: J-47	0.05183	Default	Fixed
400: J-46	0.09924	Default	Fixed
398: J-45	0.15538	Default	Fixed
396: J-44	0.14108	Default	Fixed
394: J-43	0.29748	Default	Fixed
392: J-42	0.15246	Default	Fixed

LoadBuilder Wizard

Completing the LoadBuild Process

Click Finish to start the LoadBuild exporting process.

Label: DEMANDA

LoadBuilder for Bentley WaterCAD V8i (SELECTseries 5) Summary

Date: 07/03/2018
Elapsed Time: 0 day(s) 0 hr(s) 0 min(s) 0 sec(s).

Export Summary
65 Total number of loads exported

Cancel Help < Back Next > Finish

Cuadro de resultados con los Q.unitarios distribuidos en las 65 subáreas calculadas por el programa ArcGIS y distribuidas por el WaterCAD.

j. Modelamiento con WaterCAD de Red de distribución con una VRP

Se realizó el modelamiento con todos los datos ya obtenidos altura de nodos, Ø de tuberías en cancha y caudales unitarios por lo que se observa sobre presiones en la parte baja de la red, por lo cual se instaló una VRP la cual no estaba programado dentro del proyecto, esta para solucionar las sobrepresiones.

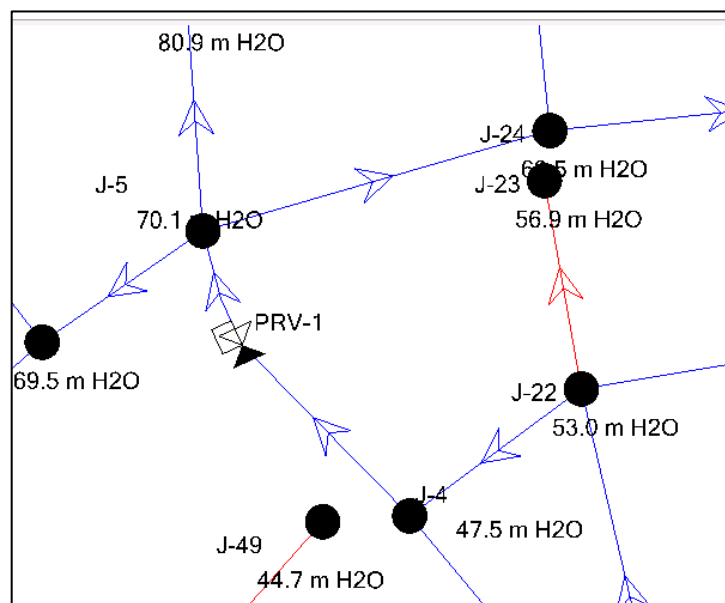


Figura 2.8. Vista de sobrepresiones de 70.1 mca nodo J-5 a mitad de red de distribución

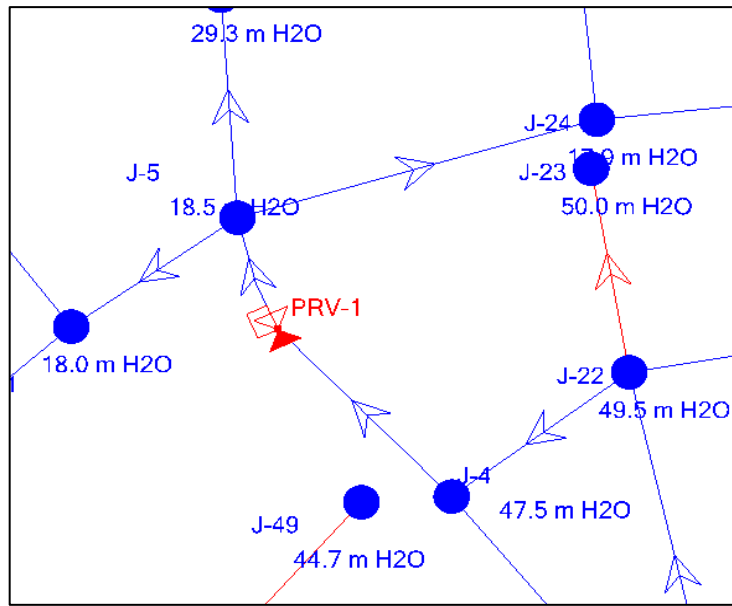


Figura 2.9. Colocación e instalación de una VRP la cual reduce la presión en el nodo J-5 en 18.5 mca.

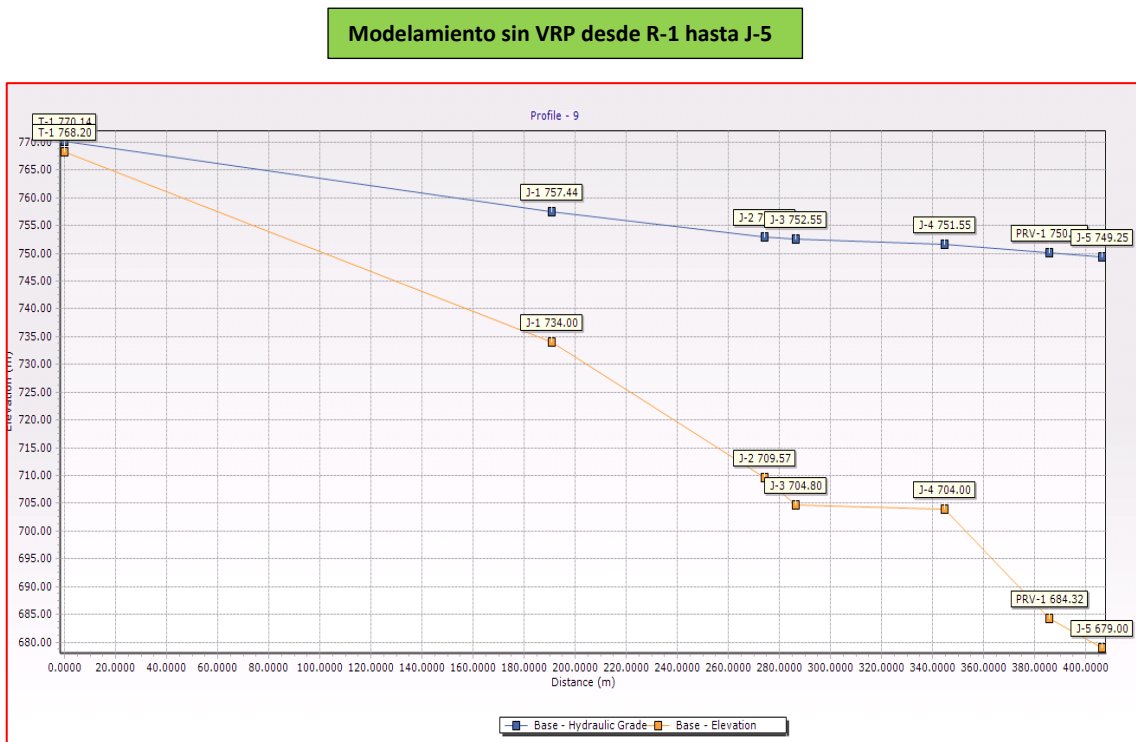


Figura 2.10. Resultado del 1° modelamiento dando una sobrepresión en el nudo J-5 de 70.1 mca el cual será reducido.

Modelamiento con VRP desde R-1 hasta J-5

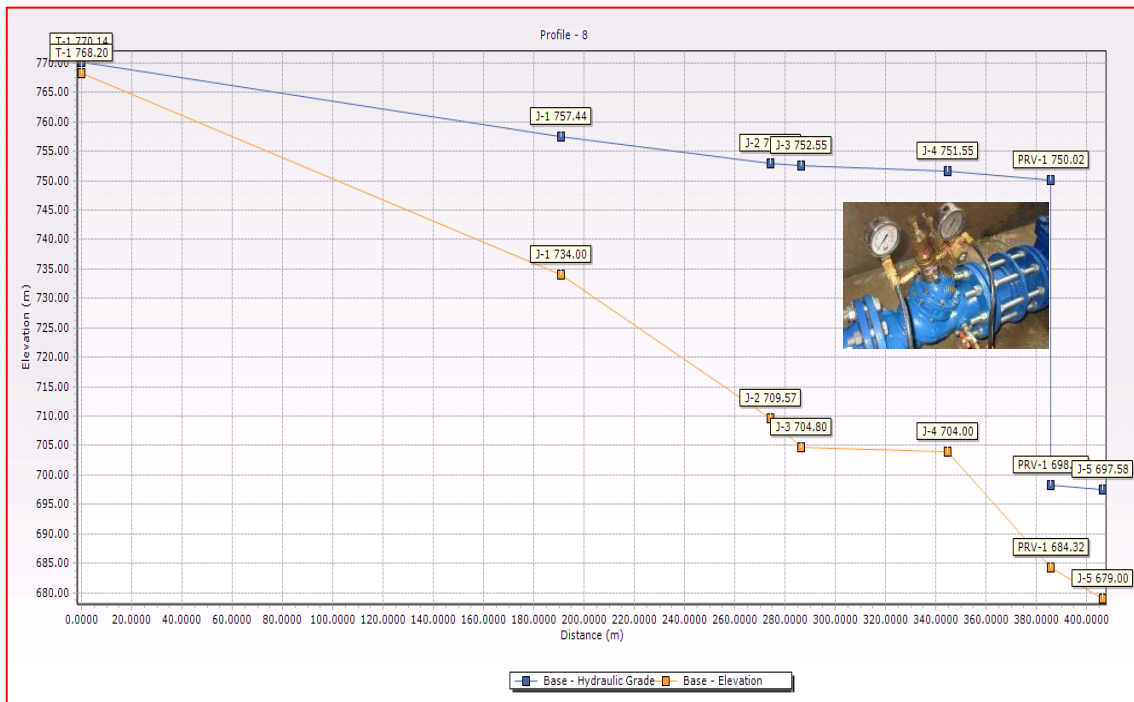


Figura 2.11. Instalación de la VRP a 40.92 m abajo del nodo J-4 a una altura 684.32 m se regulara la presión aguas abajo evitando sobrepresiones.

DISEÑO EN REDES DE DISTRIBUCIÓN

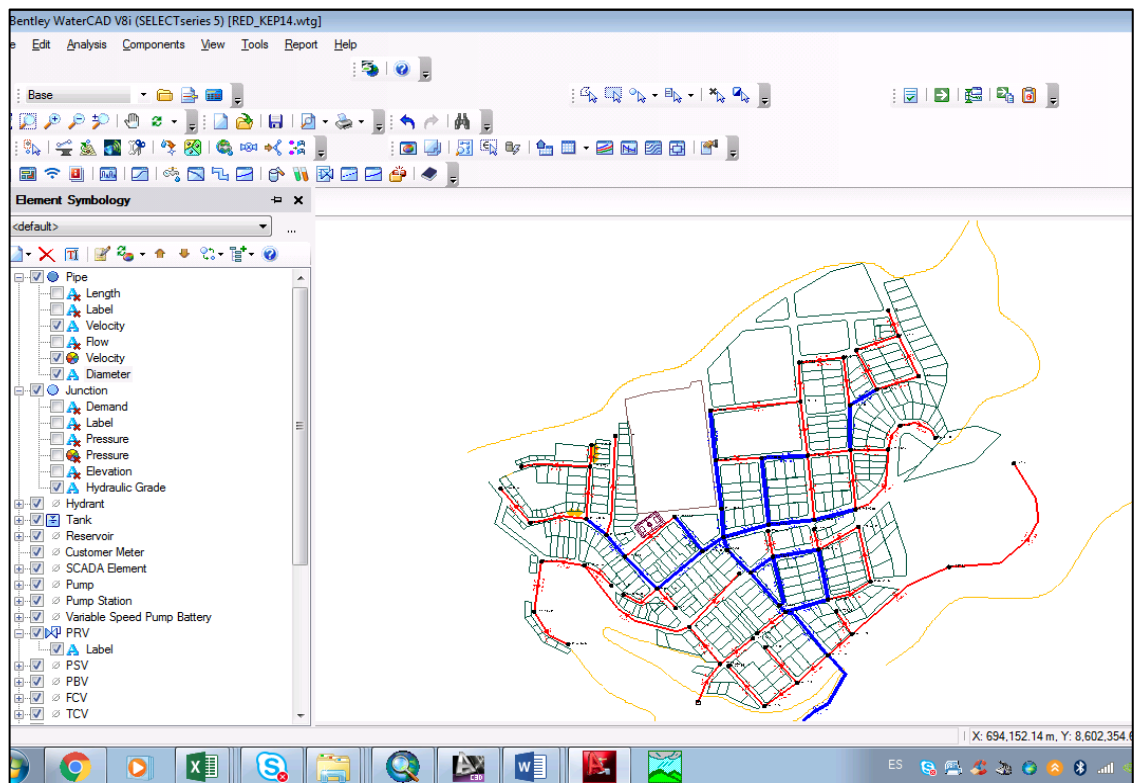


Figura 2.12. Vista final del modelamiento terminado en el WaterCAD

CAPÍTULO III

INICIATIVA DESARROLLADA Y RESULTADO DE SU IMPLEMENTACIÓN

En el siguiente capítulo se analizaron los resultados de los cálculos efectuados en este informe final, expuesto en el capítulo anterior. Esto se realiza con la finalidad de establecer una comparación entre ellos y las normas establecidas, por el Reglamento Nacional de Edificaciones, tales como las relacionadas con las presiones y velocidades permisibles (máximas y mínimas), para ponderar así las deficiencias en el funcionamiento del sistema y poder tener una visión definida de los posibles cambios y modificaciones, con criterios claros y adecuados durante la ejecución.

3.1. NORMAS QUE SE CONSIDERARON PARA EL ANÁLISIS DE RESULTADOS QUE ARROJÓ EL SOFTWARE WATERCAD V8i

Las normas que se consideraron para el presente informe son las exigidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, Título II Habilitaciones Urbanas – II.3. Obras de Saneamiento – OS.010 (Captación y Conducción de Agua para Consumo Humano), OS.030 (Almacenamiento de Agua para Consumo Humano), OS.050

(Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano), donde el objetivo principal de estas Normas es fijar las condiciones básicas mínimas de diseño para la elaboración de proyectos en Obras de Saneamiento Básico,

En las tablas de los resultados de tuberías, arrojados por el Software WaterCAD los valores más relevantes para el sistema de abastecimiento son las velocidades, diámetros y las presiones.

En la red matriz y de distribución se emplearon tuberías de PVC de diferentes dimensiones. Estas presentan los siguientes diámetros 90, 75 y 63 mm C-10 tuberías PVC-UF las cuales viene en longitudes de 6 metros.

Tabla 3.1. Características físicas de la tubería

DN	Longitud		CLASE 5		CLASE 6.3		CLASE 7.5		CLASE 8		CLASE 10	
			PN 5		PN 6.3		PN 7.5		PN 8		PN 10	
			Serie 20		Serie 16		Serie 13.3		Serie 12.5		Serie 10	
(mm)	Total (m)	Util (m)	e (m)	Peso (kg/tubo)	e (m)	Peso (kg/tubo)	e (m)	Peso (kg/tubo)	e (m)	Peso (kg/tubo)	e (m)	Peso (kg/tubo)
63	6.0	5.90	(*) 1.6	2.83	2.0	3.52	(*) 2.3	4.02	2.5	4.36	(*) 3.0	5.18
75	6.0	5.89	(*) 1.9	4.00	2.3	4.82	(*) 2.8	5.82	2.9	6.02	(*) 3.6	7.39
90	6.0	5.89	(*) 2.2	5.57	2.8	7.03	(*) 3.3	8.23	3.5	8.71	(*) 4.3	10.60
110	6.0	5.88	(*) 2.7	8.35	3.4	10.45	(*) 4.0	12.21	4.2	12.79	(*) 5.3	15.96
140	6.0	5.87	(*) 3.5	13.77	4.3	16.82	(*) 5.1	19.81	5.4	20.39	(*) 6.7	25.69
160	6.0	5.85	(*) 4.0	18.00	4.9	21.93	(*) 5.8	25.77	6.2	27.48	(*) 7.7	33.75
200	6.0	5.84	(*) 4.9	27.62	6.2	34.72	(*) 7.3	40.59	7.7	42.72	(*) 9.6	52.67
250	6.0	5.81	(*) 6.2	43.76	7.7	54.01	(*) 9.1	63.36	9.6	70	(*) 11.9	81.75
315	6.0	5.77	(*) 7.7	68.58	9.7	85.83	(*) 11.4	100.12	12.1	106.02	(*) 15.0	129.92
355	6.0	5.75	(*) 8.7	87.41	10.9	108.82	(*) 12.9	127.78	13.6	134.43	(*) 16.9	165.11
400	6.0	5.74	9.8	110.98	12.3	138.40	(*) 14.5	161.89	15.3	170.46	(*) 19.1	210.26

3.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA SELECCIONADO

En una primera evaluación se realizó como un solo sistema con 02 reservorios para toda el centro poblado de Kepashiato, pero por persistencia de los beneficiarios de querer independizar sus barrios y la no llegada de agua en un sector de la población (salida hacia Kimbiri), además de los cálculos para el volumen de almacenamiento de reservorio se utilizaron 02 reservorio uno de 100 m³ construido con el proyecto y otro de 25 m³ existente el cual se realizó su mantenimiento.

3.2.1. Captación

Se construyó una captación con barraje mixto con el objetivo de elevar el nivel de agua su altura debe ser tal que permita una carga suficiente a la toma de 0.74 m, colchón disipador concreto $f_c=175 \text{ kg/cm}^2$ + 30% PM canal de limpia, muros y diques de encauzamiento y rejilla a 0.29 para dar entrada al canal que conducirá al desarenador.



Figura 3.1. Vaciado de captación con personal de obra.



Figura 3.2. Captación terminada en funcionamiento con su barraje respectivo

3.2.2. Desarenador

Se construyó un desarenador cumpliéndose con lo dicho en los planos del expediente técnico, junto a la captación debido a la topografía de la zona con el fin de eliminar las partículas en suspensión a fin de evitar que se produzcan depósitos en las obras de conducción estas con diámetros superiores a 0.2 mm este sirve para hacer una limpieza de las agua recibidas de la captación existiendo un canal de limpieza para ello.

La finalidad fue reducir la materia en suspensión del agua, mediante la precipitación de las partículas por la gravedad, consiguiendo que el agua pase con el mínimo de turbidez a los filtros; esto se logra cuando el agua está en reposo o con velocidad muy lenta.

Se construyó una zona de entrada: permite el ingreso de agua al sedimentado en forma uniforme, en esta zona se construyó u vertedero y un bafle (pantalla o pared con muchos orificios que sirven para uniformizar el agua y reducir la velocidad.

Zona de sedimentación: Tanque de sedimentación cuya relación entre el largo y el ancho debe ser 3 a 1. La profundidad debe ser 2 metros como máximo, en esta zona se sedimentan las partículas.

Zona de salida: constituida por un vertedero, canaletas tubos con perforaciones que tiene la finalidad de recolectar el agua limpia.

Zona de recolección de lodos donde se acumula el lodo sedimentado con una pendiente hacia el río.



Figura 3.3. Captación y desarenador junto a captación debido a la topografía y roquería encontrada.

3.2.3. Línea de conducción

De acuerdo a los cálculos hidráulicos en tubería de conducción se diseñó con el caudal promedio calculado de 9.4 l/s, caudal que fue conducido hasta el Reservorio fue tubería PVC – UF C-10 de \varnothing 110 mm.

Durante la ejecución de esta partida se encontraron fallas geológicas y tramos o quebradas con abundante agua por lo cual se construyeron pases aéreos de concreto y el enterrado de tubería de forma protegida.

Trabajo de excavación con apoyo de retroexcavadora alquilada por el proyecto el cual ayudó acelerar dicha partida de tendido de tuberías. Las velocidades mínima no debe producir depósito ni erosiones y en ningún caso será menor de 0.6 m/s y máxima de 5m/s en tubos de PVC.



Figura 3.4. Instalación de tuberías de PVC – UF el empalme adecuado y colocación de camas.

Excavaciones mínimas de un metro según el material a excavar se instalan tuberías curvas de 90°, 45°, 22.5° y 11.5 °. El sistema unión flexible permite una excelente hermeticidad y buen comportamiento ante asentamiento diferenciales esto comprobado en obra en progresiva 2+920.

Tabla 3.2. Longitud línea de conducción

Línea de conducción	
Descripción	Long. (m)
TUBERIA DE PVC DN 100 MM UF C-10	4718.0

3.2.4. Cámara rompe presión tipo VI

En los lugares con mucha pendiente o con más de 50 – 70 metros de desnivel se ubicaron CRP tipo 6 ya que la presión máxima de trabajo para una tubería clase 10 son 75 mca, para regular la presión del agua y no ocasione problemas en la tubería y en sus estructuras instalándose 05 CRP según el gradiente hidráulico calculas en Excel y observando el terreno in situ para su ubicación.

Se construyeron CRP según cálculos con concreto f_c : 175 kg/cm² y acero Ø 3/8” En esta estructura la presión es igual a la presión atmosférica, por lo que la carga de presión se asume como cero. El mismo criterio se aplica cuando se considera en el diseño como punto de partida una cámara rompe presión al final del tramo.

Tabla 3.3. Ubicación CRP VI

CRP - VI - UBICACIÓN	
Ítem	Progresiva
1	0+560
2	1+200
3	1+780
4	3+220
5	3+860



Figura 3.5. CRP tipo VI, en pleno funcionamiento la cual fueron colocados para evitar sobrepresiones en tuberías.

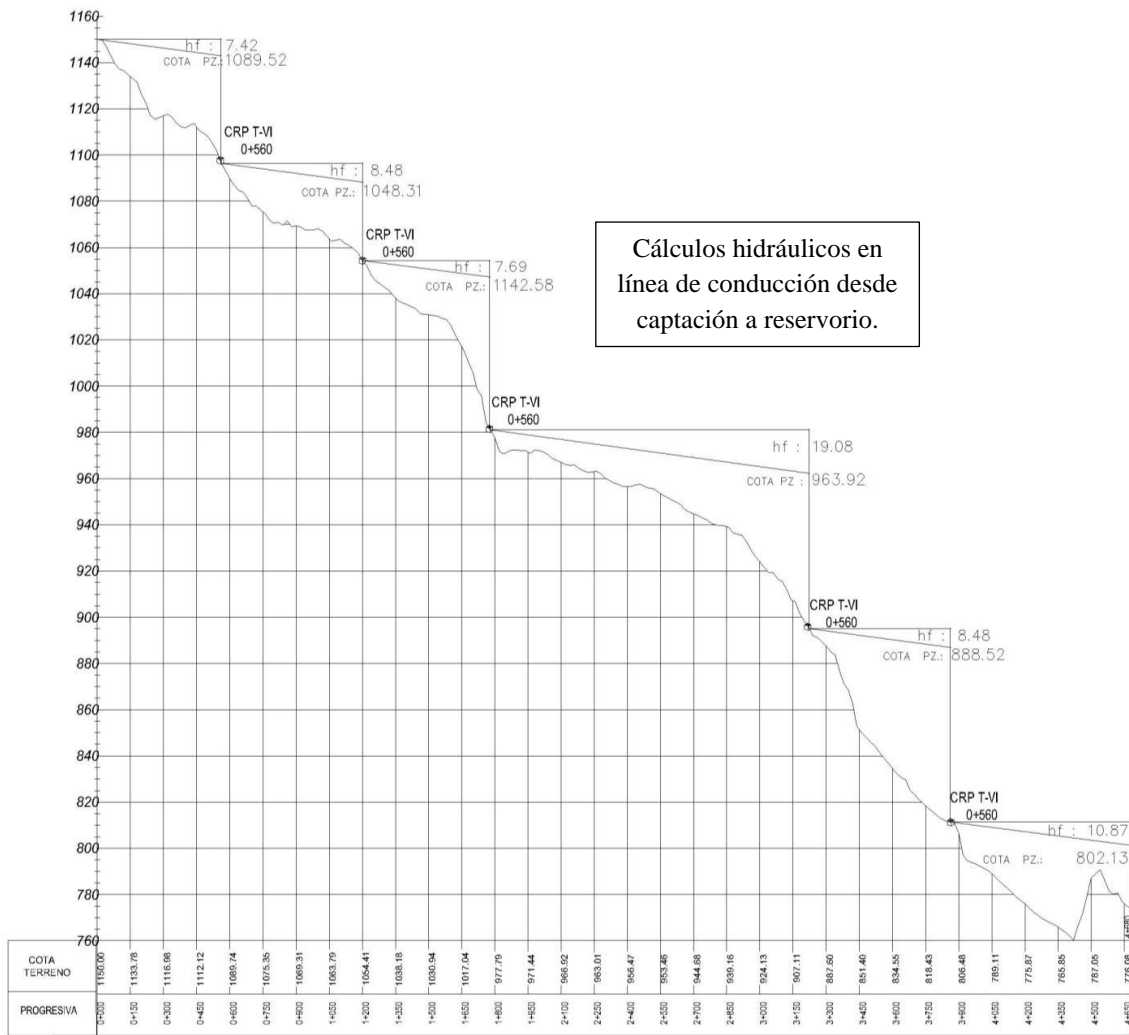


Figura 3.6. Perfil longitudinal de línea de conducción

3.2.5. Válvulas aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área de flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire pudiendo ser automáticas o manuales.

Se instalaron válvulas de aire en las partes altas de la línea de conducción, para sacar el aire atrapado en las tuberías o cada 2 km como máximo según el RNE, además se instaló una válvula de aire a la salida del desarenador luego de la válvula y en la caseta de válvula del reservorio salida hacia la distribución.



Figura 3.7. Vista de válvulas de aire en las partes altas según el plano longitudinal de línea de conducción.

3.2.6. Válvulas purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga en nuestro trazo de tuberías que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías, además servirá en el proceso de desinfección de todo el sistema de distribución.



Figura 3.8. Excavación de zanja en tramos finales de red de distribución



Figura 3.9. Vista de válvulas de purga en redes de distribución

3.2.7. Planta de tratamiento

Tipo de planta de Tratamiento de filtración en Múltiples etapas, que consiste en tres tipos de filtro: Filtro grueso dinámico, filtro grueso ascendente y filtro de arena lenta. El filtro lento existente en obra son de 3 cámaras aumentaran 01 adicional debido al aumento poblacional de las mismas medidas que las otras 3 de $h = 4.25$ y $A = 2.2$ m con las capas respectivas según planos además se realizó un mantenimiento de los lechos filtrantes, para adecuar el agua a los normas de calidad de agua para consumo humano.

Aquí se dio el proceso de purificación mediante el cual se elimina del agua la materia en suspensión y tiene como principal objetivo la eliminación de los microorganismos que

lograron pasar el proceso de sedimentación a través de prefiltros y un filtro lento estas serán distribuidas en 4 capas de gravas de alturas diferentes y una última capa de arena fina.

En PTAP se dio un mantenimiento de todo el sistema ya existente mantenimiento de las camas en los filtros además se adiciono 01 filtro lento de los 03 existentes.



Figura 3.10. Llenado de capas de diferentes diámetros



Figura 3.11. Construcción de 4° filtro lento concreto $f_c: 210 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.8. Reservorio

El depósito que sirve para almacenar el agua que se distribuye a la población, se encuentra en buen estado de 25 m^3 además se construyó otro reservorio circular de 100

m³ en la parte alta de la población cumpliendo con los cálculos de los parámetros de diseño para la población que arrojó un total de 125 m³, por lo que existiendo un reservorio de 25 m³ se adiciona uno nuevo de 100 m³.

Se construyó un reservorio de 100 m³ con fondos y paredes de reservorio de concreto f_c : 240 kg/cm² con recubrimientos y traslape así como distribución de aceros inscritos en el plano adjunto, además se colocan juntas de wáter stop para unión de zapata y muros de reservorio este reservorio a la vez cuenta con un caseta de válvulas con accesorios metálicos y bridados.



Figura 3.12. Personal de obra luego del vaciado en R-100 m



Figura 3.13. Reservorio encontrado de 25 m³.

3.2.9. Línea de Aducción

Constituye la línea desde el Reservorio hasta la entrada al primer nodo de la red de distribución.

Tabla 3.4. Longitud aducción

Aducción	
Descripción	Long. (m)
TUBERIA DE PVC DN 90 MM UF C-10	191.0

3.2.10. Redes de distribución

Tal como se indica la Norma Técnica del Ministerio de Salud, se diseñó para un caudal máximo horario. En su totalidad serán tubos de Policloruro de Vinilo (PVC), las cuales según la NT del Ministerio de Salud establece que el diámetro mínimo a utilizarse en la red, será aquel que satisfaga las condiciones hidráulicas que garanticen las presiones mínimas de servicio en la red; por tanto el diámetro mínimo recomendado para este proyecto será de 63 mm, el cual se utilizó en el presente diseño del proyecto las velocidades máximas serán de 3 m/s en caso justificado serán de 5 m/s el reglamento nacional en la Norma OS.050 redes de distribución no habla de velocidades mínimas pero según nuestro modelamiento nos salen velocidades en ramales menores a 1 m/s por lo cual se instalaran válvulas de purga en los puntos finales. Además se instalaron válvula de control para sectorizar áreas para cualquier ruptura y para la realización de algún mantenimiento.

Antes del enterrado de las tuberías se realizaran las pruebas hidráulicas correspondientes para evitar fugas de agua y controlar las presiones con un balde hidráulico.

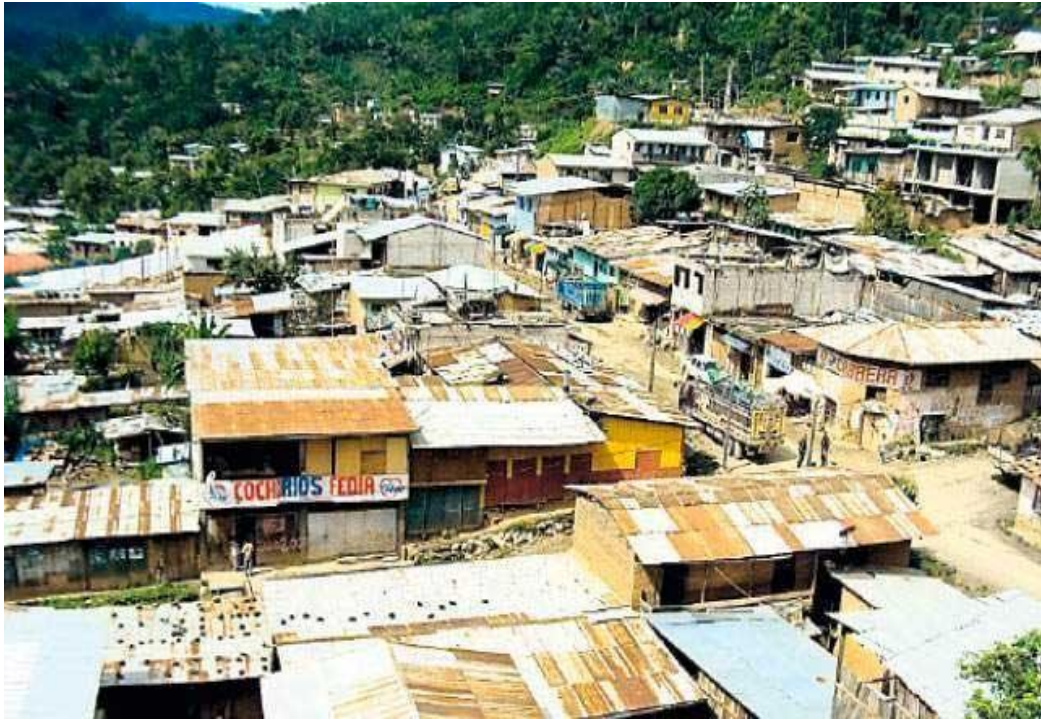


Figura 3.16. Centro Poblado de Kepashiato año 2013



Figura 3.17. Centro Poblado de Kepashiato año 2018

Tabla 3.5. Resultado de diámetro y velocidad de tuberías

Etiqueta	Longitud (m)	Nodo Inicio	Nodo final	∅ (mm)	Material	Coef H-W	Velocidad (m/s)
P-1	190.92	T-1	J-1	90	PVC	150	2.53
P-2	83.39	J-1	J-2	90	PVC	150	2.26
P-3	12.27	J-2	J-3	90	PVC	150	1.72
P-4	58.31	J-3	J-4	90	PVC	150	1.22
P-6	38.93	J-5	J-6	75	PVC	150	0.68
P-7	66.41	J-6	J-7	75	PVC	150	0.60
P-8	68.38	J-7	J-8	63	PVC	150	0.55
P-9	118.81	J-8	J-9	63	PVC	150	0.26
P-10	55.00	J-1	J-10	63	PVC	150	0.25
P-11	63.82	J-10	J-11	63	PVC	150	0.07
P-12	53.65	J-10	J-12	63	PVC	150	0.12
P-13	72.28	J-12	J-13	63	PVC	150	0.06
P-14	42.76	J-1	J-14	63	PVC	150	0.24
P-15	158.72	J-14	J-15	63	PVC	150	0.13
P-16	231.73	J-15	J-16	63	PVC	150	0.05
P-17	58.59	J-2	J-17	75	PVC	150	0.69
P-18	61.65	J-17	J-18	63	PVC	150	0.33
P-19	76.56	J-18	J-19	63	PVC	150	0.15
P-20	61.07	J-19	J-20	63	PVC	150	0.04
P-21	69.28	J-20	J-17	75	PVC	150	0.40
P-22	28.41	J-20	J-21	63	PVC	150	0.04
P-23	71.76	J-3	J-22	75	PVC	150	0.68
P-24	36.17	J-22	J-23	75	PVC	150	0.03
P-25	60.64	J-20	J-22	63	PVC	150	0.49
P-26	61.79	J-5	J-24	90	PVC	150	0.71
P-27	59.94	J-24	J-25	63	PVC	150	0.74
P-28	56.04	J-25	J-26	63	PVC	150	0.43
P-29	101.57	J-26	J-27	63	PVC	150	0.15
P-30	37.18	J-27	J-28	63	PVC	150	0.10
P-31	55.17	J-28	J-29	63	PVC	150	0.03
P-32	91.69	J-24	J-30	75	PVC	150	0.44
P-33	60.51	J-30	J-7	63	PVC	150	0.13
P-34	88.39	J-25	J-31	63	PVC	150	0.22
P-35	74.74	J-31	J-9	63	PVC	150	0.29
P-36	60.50	J-31	J-30	63	PVC	150	0.59
P-37	56.45	J-31	J-32	63	PVC	150	0.38
P-38	49.39	J-32	J-27	63	PVC	150	0.02
P-39	81.09	J-26	J-32	63	PVC	150	0.17
P-40	61.57	J-32	J-33	63	PVC	150	0.42

P-41	65.77	J-33	J-34	63	PVC	150	0.13
P-42	58.49	J-34	J-35	63	PVC	150	0.21
P-43	53.22	J-35	J-9	63	PVC	150	0.39
P-44	41.82	J-33	J-36	63	PVC	150	0.45
P-45	57.40	J-36	J-37	63	PVC	150	0.19
P-46	61.37	J-37	J-38	63	PVC	150	0.07
P-47	58.83	J-38	J-39	63	PVC	150	0.10
P-48	60.11	J-39	J-36	63	PVC	150	0.17
P-49	37.21	J-38	J-40	63	PVC	150	0.07
P-50	47.44	J-2	J-41	75	PVC	150	0.04
P-51	61.15	T-2	J-42	75	PVC	150	0.36
P-52	64.50	J-42	J-43	75	PVC	150	0.29
P-53	176.07	J-43	J-44	63	PVC	150	0.21
P-54	56.69	J-44	J-45	63	PVC	150	0.12
P-55	69.16	J-45	J-46	63	PVC	150	0.06
P-56	65.59	J-46	J-47	63	PVC	150	0.02
P-57	45.70	J-44	J-48	63	PVC	150	0.03
P-58	97.95	J-43	J-49	63	PVC	150	0.09
P-59	55.22	J-42	J-50	63	PVC	150	0.04
P-60	33.42	J-5	J-51	75	PVC	150	0.93
P-61	78.92	J-51	J-52	75	PVC	150	0.48
P-62	54.81	J-52	J-53	75	PVC	150	0.04
P-63	35.86	J-52	J-54	63	PVC	150	0.09
P-64	59.52	J-51	J-55	63	PVC	150	0.54
P-65	85.29	J-55	J-56	63	PVC	150	0.33
P-66	60.83	J-56	J-52	63	PVC	150	0.44
P-67	38.69	J-56	J-57	63	PVC	150	0.69
P-68	34.36	J-57	J-58	63	PVC	150	0.41
P-69	71.42	J-58	J-59	63	PVC	150	0.21
P-70	30.10	J-59	J-60	63	PVC	150	0.03
P-71	90.50	J-59	J-61	63	PVC	150	0.04
P-72	74.30	J-58	J-62	63	PVC	150	0.08
P-73	61.09	J-62	J-63	63	PVC	150	0.03
P-74	136.48	J-57	J-64	63	PVC	150	0.18
P-75	37.17	J-14	J-65	63	PVC	150	0.06
P-76	40.93	J-4	PRV-1	90	PVC	150	1.85
P-77	20.72	PRV-1	J-5	90	PVC	150	1.85
P-78	36.50	J-22	J-4	75	PVC	150	0.95

Tabla 3.6. Resultado de nodos en redes de distribución

ID	Etiqueta	Elevacion (m)	Demanda (L/s)	Gradiente Hidraulico (m)	Presion (m H2O)
300	J-1	734	0.170	757.44	23.40
302	J-2	709.57	0.161	752.95	43.30
304	J-3	704.8	0.166	752.55	47.70
306	J-4	704	0.122	751.55	47.50
308	J-5	679	0.155	697.58	18.50
310	J-6	668	0.269	697.3	29.20
312	J-7	660.85	0.456	696.92	36.00
314	J-8	654.7	0.738	696.51	41.70
316	J-9	653.3	0.415	696.34	43.00
318	J-10	731.52	0.150	757.36	25.80
320	J-11	709.9	0.186	757.36	47.40
322	J-12	732.42	0.135	757.35	24.90
324	J-13	712	0.166	757.34	45.20
326	J-14	735	0.129	757.39	22.30
328	J-15	737.5	0.205	757.32	19.80
330	J-16	732.4	0.136	757.3	24.80
332	J-17	712	0.197	752.51	40.40
334	J-18	735	0.452	752.37	17.30
336	J-19	712	0.288	752.32	40.20
338	J-20	704.9	0.232	752.32	47.30
341	J-21	705.8	0.091	752.32	46.40
343	J-22	702.5	0.183	752.03	49.40
345	J-23	702	0.099	752.03	49.90
348	J-24	679.2	0.210	697.19	18.00
350	J-25	683	0.212	696.58	13.60
352	J-26	683.1	0.290	696.36	13.20
354	J-27	674.5	0.176	696.31	21.80
356	J-28	685.5	0.174	696.3	10.80
358	J-29	685.9	0.080	696.3	10.40
360	J-30	657.2	0.418	696.89	39.60
363	J-31	674.1	0.360	696.48	22.30
367	J-32	674.1	0.284	696.31	22.20
371	J-33	662.5	0.256	696.09	33.50
373	J-34	657.1	0.195	696.12	38.90
375	J-35	652.25	0.465	696.17	43.80
378	J-36	673.1	0.218	695.92	22.80

380	J-37	671.5	0.320	695.87	24.30
382	J-38	664	0.253	695.86	31.80
384	J-39	658	0.176	695.87	37.80
387	J-40	651.42	0.184	695.85	44.30
389	J-41	708	0.128	752.95	44.90
392	J-42	704.02	0.153	735.86	31.80
394	J-43	691.25	0.298	735.77	44.40
396	J-44	688.2	0.141	735.59	47.30
398	J-45	696	0.155	735.57	39.50
400	J-46	699.2	0.099	735.57	36.30
402	J-47	697.01	0.052	735.57	38.50
404	J-48	687.45	0.082	735.59	48.00
406	J-49	691	0.222	735.75	44.70
408	J-50	707.5	0.112	735.86	28.30
410	J-51	679.4	0.263	697.16	17.70
412	J-52	679.85	0.226	696.86	17.00
414	J-53	685.2	0.138	696.86	11.60
416	J-54	683.74	0.223	696.86	13.10
418	J-55	669	0.519	696.82	27.80
420	J-56	673.1	0.230	696.62	23.50
423	J-57	663.3	0.232	696.27	32.90
425	J-58	661.2	0.288	696.15	34.90
427	J-59	668	0.363	696.08	28.00
429	J-60	665.2	0.087	696.08	30.80
431	J-61	670	0.097	696.08	26.00
433	J-62	672	0.142	696.14	24.10
435	J-63	674.1	0.070	696.14	22.00
437	J-64	663.5	0.469	696.17	32.60
439	J-65	697.5	0.1436	757.38	59.80

Las Presiones satisfacen las condiciones máximas y mínimas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir, la red diseñada mantiene presiones de servicio mínimas, que son capaces de llevar aguas a lugares altos de la zona del proyecto, también en el diseño existe limitaciones de presiones máximas tal que no provoque daños en las conexiones y que permite el servicio sin mayores inconvenientes de uso en las partes bajas del proyecto

Las velocidades según el RNE OS 050 para redes de distribución solo establece velocidades máximas de 3 m/s mas no velocidades mínimas, además en estos nodos o tramos de tuberías de velocidades bajas sobre todos en nodos más alejados se instalaran

válvulas de purga el cual se pondrá como actividad en el manual de operación y mantenimiento.

Válvulas de control: Se colocaron con la finalidad de impedir el paso del agua hacia algunos sectores en caso de futuras reparaciones sin afectar al resto de la población. Estas válvulas de hierro dúctil se situaron en nodos estratégicos para permitir una adecuada sectorización y garantice su buen funcionamiento. También se proyectaron válvulas de control en todas las derivaciones para futuras ampliaciones.



Figura 3.1 8. Válvulas de control para sectorización

Válvula reductora de presión: En el tramo J-4 a J-5 ubicado al costado de lo que hoy es el centro cívico, se colocara esta válvula con la finalidad de reducir las presiones en el sistema de abastecimiento en esta zona, las cuales eran un muy elevadas.

Tabla 3.7. Datos de válvula reductora de presiones

ID	Label	Elevation (m)	Diametro (mm)	G.H inicial (m)	Nueva Presion salida VRP-1 (m H2O)	Caudal(L/s)	G.H inicial (m)	Nueva G.H por VRP (m)	Perdida de carga por ela VRP
441	PRV-1	684.32	90	698.35	14	9.6492	750.02	698.36	51.66



Figura 3.19. Verificación de funcionamiento de VRP.

3.2.11. Profundidad y ancho de la zanja

El trazo o alineamiento, gradientes, distancia y otros datos, deben ajustarse a los planos del Proyecto.

Según el RNE la profundidad mínima es de 1 m. sobre la clave del tubo y en los lugares sin acceso vehicular el recubrimiento mínimo es de 0.30 m.

La profundidad mínima de excavación para la colocación de tuberías en terreno normal con tránsito vehicular será tal que, en lo posible, se tenga una cobertura mínima de 1.00 m para diámetros menores de 300mm y de 1.5 para diámetros iguales o mayores. En los casos en que se especifique una menor cobertura, se deberá proporcionar una protección adecuada a las tuberías. En el caso de roca en pasajes de tránsito peatonal la cobertura mínima será de 0.60 m en el punto más desfavorable del sistema de redes y conexiones de agua potable y alcantarillado. El ancho de la zanja en el fondo deber ser tal que exista un espacio de 0.15m como mínimo y 0.45m como máximo entre la cara exterior de los collares y la pared de la zanja.

La excavación de las zanjas se llevará a cabo en materiales variables principalmente limosos arcillosos y gravosos, con excepción de las zonas de cerros. Las granulometrías de los materiales a excavar van desde arena y gravas hasta arcilla y roca.

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar

válvulas de purga. El tapado de tuberías se realizó luego de realizar las pruebas hidráulicas.



Figura 3.20. Prueba hidráulica en red de distribución



Figura 3.21. Mantenimiento de los 4 filtros lentos se adiciono un 4° filtro



Figura 3.22. Excavaciones para tendido de tuberías con apoyo de retroexcavadora.



Figura 3.23 Conexiones domiciliarias

CONCLUSIONES

Los servicios de Agua Potable del Centro Poblado de Kepashiato tienen una antigüedad de más de 12 años de haber sido utilizado, esta fue construida sin un criterio técnico a futuro perjudicando a la población.

El motivo del presente trabajo ha sido evaluar las características actuales del Sistema existente, así como modificar el expediente técnico aprobado en base a lo encontrado realmente en terreno (topografía, población real, fallas geológicas, otros) realizando modificaciones en base a los criterios técnicos adquiridos y a lo establecido según a la normatividad del Reglamento Nacional de Edificaciones, regulado por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, todo ello adecuándolo para satisfacer las condiciones de la población.

De acuerdo a los nuevos datos tomados en campo como la población existente y el área de influencia del proyecto, así como en proceso de ejecución se observaron fallas geológicas del trazo original según expediente técnico pasando esto desapercibido al momento de elaborar el expediente técnico por lo cual se realizó un nuevo trazo.

1. Con los nuevos datos obtenidos de población beneficiaria se obtuvo un Caudal máximo diario de 9.38 l/s para cálculos en línea de conducción y un Caudal máximo horario de 14.38 l/s para cálculos en redes de distribución por lo cual se modificaron las tuberías de 90 a 110 mm en línea de conducción y la modificación de redes de tuberías en líneas de distribución.
2. De acuerdo a los cálculos realizados en el nuevo trazo de línea de conducción desde captación hasta la planta de tratamiento se instalará 05 Cámaras Rompe presión las cuales son construidas según los cálculos y la clase de tubería a utilizar clase 10, así como la topografía y el tipo de terreno encontrado modificándose los 03 CRP

dichas en el expediente técnico, toda esta modificación se dieron debido a las fallas geológicas o asentamientos que viene sufriendo el trazo original en época de lluvia.

3. Debido a no contar en plena ejecución con datos exactos respecto a la población beneficiaria se realizaron los cálculos unitario de los nodos por el Método de las áreas debido a que ya se cuentan con programas más precisos para estos cálculos como el apoyo del ArcGIS 10.3 el cual nos calculó datos de manera más rápidas y precisas a través de Polígono de Thiessen en una interacción con el WaterCAD V8i.
4. Se ha determinado una modificación de todo el trazo de la red de Distribución debido a la toma de datos no reales por parte del proyectista del expediente técnico en la fase de elaboración del proyecto, por lo cual con apoyo del software WaterCAD V8i y el ArcGIS 10.3 se determina instalar tuberías Pavco de Ø 63 mm, 75 mm y 90 mm Clase 10.
5. En la primera modelación se observa sobrepresiones en los sectores más bajo del proyecto de hasta más de 100 mca por lo cual se realiza un segundo modelamiento antes instalando una Válvula Reductora de Presiones con una salida de 14 mca la cual será manejada y regulada por parte de la JASS Kepashiato respetando los parámetros establecidos en la RNE – Obras de Saneamiento OS.050 Redes de distribución de agua para consumo humano.

RECOMENDACIONES

1. Los cálculos a través de software en proyectos de agua, vienen siendo últimamente más utilizados, debido a su facilidad y tiempo de trabajo por lo cual se recomienda revisar los proyectos en base a un conocimiento técnico en hidrología e hidráulica para su aprobación, además que el proyectista debe tener criterio técnico y experiencia en campo para la aprobación mas no solo el manejo del software el cual arroja datos según los que nosotros introduzcamos.
2. Además estos cálculos deben ser demostrados en campo mediante un manómetro referido a las presiones en las tuberías y caños domiciliarios de agua.
3. Las revisiones y aprobación de proyectos se realizan más rápido y preciso si el profesional tiene la experiencia dada en dicha área de manera técnica y práctica

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

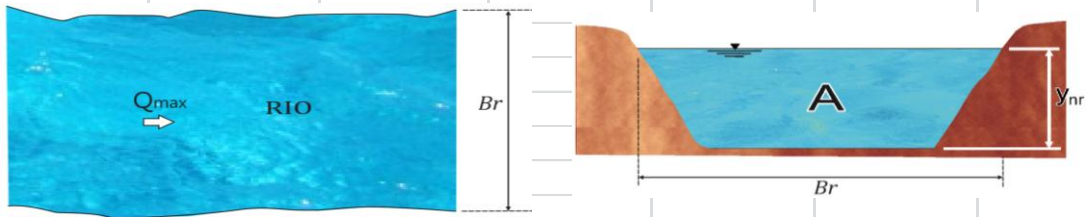
1. Aprisabaca (1997). Manual para elaboración de expedientes técnicos en Saneamiento Básico Rural. Cajamarca –Perú.
2. Agüero P. (1997). Agua potable para poblaciones rurales. SER Servicios educativos rurales.
3. Arocha, S. (1978). Abastecimiento de agua. Caracas: Ed. Vega S.R.L
4. Chereque, W. (1989). Hidrología para estudiantes Ing. Civil. Lima: CONCYTEC PUCP.
5. García, E. (2008). Manual de proyecto de agua potable y saneamiento – FPA Fondo Perú Alemania.
6. Larry W. (2003) Manual de sistemas de distribución de agua. Madrid: Ed. S.A McGraw-hill
7. Ministerio de Salud (1997). Manual de Elaboración de Expedientes Técnicos.
8. Ministerio de agricultura y riego ANA (2015). – Actualización de Unidades Hidrográficas y Codificación de fuentes de Agua Superficial en Ámbitos de Administración Locales de Agua. Dirección de conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos.
9. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica OS 030: Almacenamiento de agua para consumo humano. Decreto Supremo N° 011-2016 – Vivienda, Lima Perú
10. Ministerio De Vivienda y Construcción y Saneamiento (2004). Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales. Lima, Perú
11. Sánchez, Y. (2013). Modelamiento Computarizado de Sistemas de Distribución de Agua con Watercad V8i –Manual de Watercad v8i Ica.
12. Vásquez, A. (2000). Manejo de Cuencas Altoandinas. Lima: Editorial UNALM.
13. Villón, M. (2010). Manual Hec - Hms (2° Ed). Lima: Tecnológica de Costa Rica.

ANEXOS

Anexo 1. Diseño de bocatoma

I. MURO DE ENCAUZAMIENTO

DATOS:		
$F_b =$	0,6	Factor de Fondo según Blench(material grueso)
$F_s =$	0,1	Factor de orilla según Blench(material lig. cohesivo)
$Q_{maxd} =$	0,153	m ³ /seg. Caudal máximo diario a ser captado
$Q_{max} =$	15,8	m ³ /seg. Caudal máximo de avenida
$Q_{min} =$	1	m ³ /seg. Caudal mínimo de estiaje
$a =$	0,75	Parámetro que caracteriza al cauce de la quebrada (zona de planicie)
$Br =$	3,02	m, Ancho de la Quebrada
$S =$	0,004	Pendiente de la Quebrada



1. ANCHO DEL ENCAUZAMIENTO.

$$B_r = 3,02\text{m} \approx 3,00\text{m}$$

II. CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL DE LA QUEBRADA

DATOS GENERALES.

$n =$	0,05	Material considerado
$Br =$	3,02	Ancho de la quebrada en metros
$Q_{rio} =$	15,800	Caudal que transporte la Quebrada en m ³ /seg
$S_{rio} =$	0,0040	Pendiente del Quebrada
$g =$	9,81	m/seg ²

$$Q_R = \frac{A^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n \cdot P^{\frac{2}{3}}} = \frac{(B_r \cdot Y_{nr})^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n(2Y_{nr} + B)^{\frac{2}{3}}}$$



Luego por tanteo:

Tanteo, H canales						
Q_R	Br	n	S	Y_{nr}	Q	$Q_R - Q_i = 0$
15,800	3,02	0,05	0,0040	3,9073	15,800	0,0000
						OK



$$Y_{nr} = 3,9073\text{m} \approx 3,91\text{m}$$

también Tirante crítica Y_c

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q_r^2}{g \cdot Br^2}}$$

$$Y_c = 1,40781\text{m} \approx 1,41\text{m}$$

III. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA DE LA QUEBRADA

$$V_r = \frac{Q_r}{A_r}$$

$$V_r = 1,34\text{m/s}$$

$$A_r = Y_{nr} \cdot B_r$$

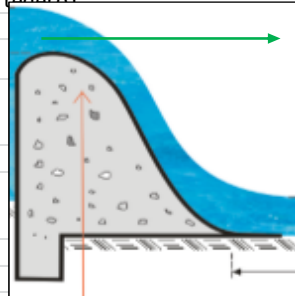
$$A_r = 11,81\text{m}$$

Diseño altura de barrage

$$Cc = Co + ho + h + 0.10$$

- Co: Cota de lecho detrás del barrage vertedero
 ho: altura necesaria para evitar ingreso de arrastre (recomienda 0.60 m)
 h: altura de ventana de captacion para poder aptar agua de derivacion Qd (asumir que funciona como vertedero)

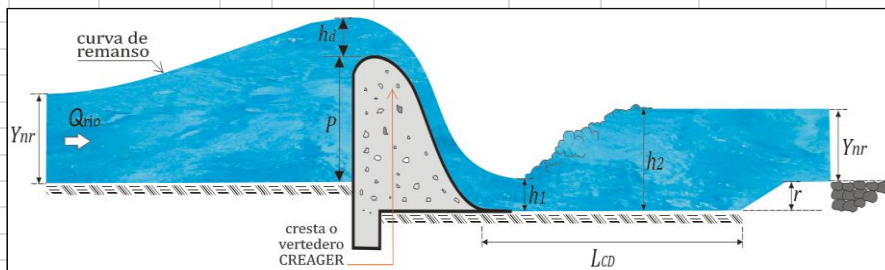
Co : 0,1
 h : 0,35
 ho : 0,3



CC

Cc : 0,75

IV. CÁLCULO DE DISEÑO DE LA CRESTA CREAGER



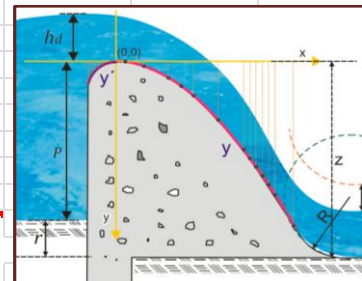
CARGA SOBRE EL BARRAJE:

$$Q = \frac{2}{3} (u \cdot b \cdot \sqrt{2g}) \left[\left(h_d + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

donde:

- u = coef. segun forma de la cresta u = 0,75
 b = ancho del encausamiento b = 3,02 m
 v = velocidad de acercamiento v = 1,34 m/s
 g = gravedad g = 9,81 m/seg²
 hd = Altura de carga hidráulica o tirante de agua sobre la cresta

calculo hd = 1,651 m



$$Q = 15,2 \text{ m}^3/\text{s} \quad 15,8$$

Cálculo de la velocidad de agua sobre la cresta del azud

$$Q = V \cdot A \quad \rightarrow \quad V = \frac{Q}{A} \quad V = 3,05 \text{ m/s}$$

$$A = b \cdot hd \quad A = 4,987 \quad \text{m}^2$$

CÁLCULO DE CARGA ENERGÉTICA: (he)
 $he = h + \frac{v^2}{2g} \quad he = 2,12 \text{ m}$

CRESTA DEL BARRAJE:

$$hd = 1,651 \text{ m}$$

$$0,1959$$

$$* \quad 0,282xhd = 0,396 \text{ m}$$

$$* \quad 0,175xh_0 = 0,289 \text{ m}$$

Luego:

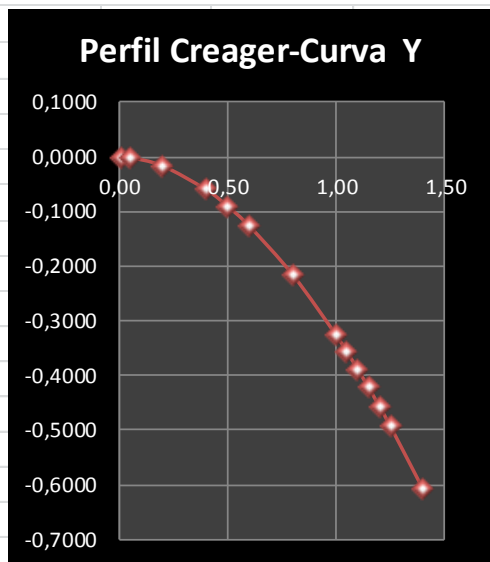
$$y' = 0,724 \cdot \left(\frac{x + 0,27hd}{hd^{0,85}} \right)^{1,85} + 0,126hd - 0,4315hd^{0,375} \cdot (x + 0,27hd)^{0,625}$$

$$y = \frac{x^{1,85}}{2 \cdot hd^{0,85}}$$

x, y coordenadas referidas a la cresta
 Hd carga de diseño

y'	
x	y
-0,07	0,021
-0,06	0,023
-0,05	0,025
-0,04	0,026

y	
x	y
0,01	-0,0001
0,05	-0,0013
0,20	-0,0166
0,40	-0,0599
0,50	-0,0905
0,60	-0,1269
0,80	-0,2160
1,00	-0,3264
1,05	-0,3573
1,10	-0,3894
1,15	-0,4228
1,20	-0,4574
1,25	-0,4933
1,40	-0,6083



LA ALTURA DEL AZUD

Donde:

Z = Altura del vertedero (m)

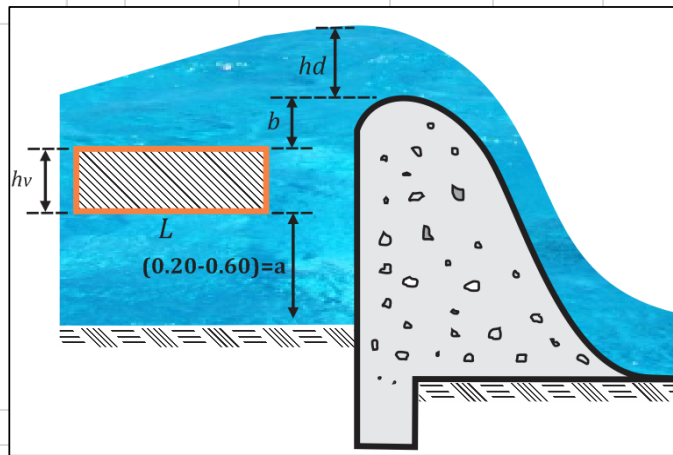
Br = Ancho del encauzamiento

Q = Caudal max. de Diseño

a = Altura del umbral del vertedero de captación

h_v = Altura de la ventana de captación

P = Altura Azud

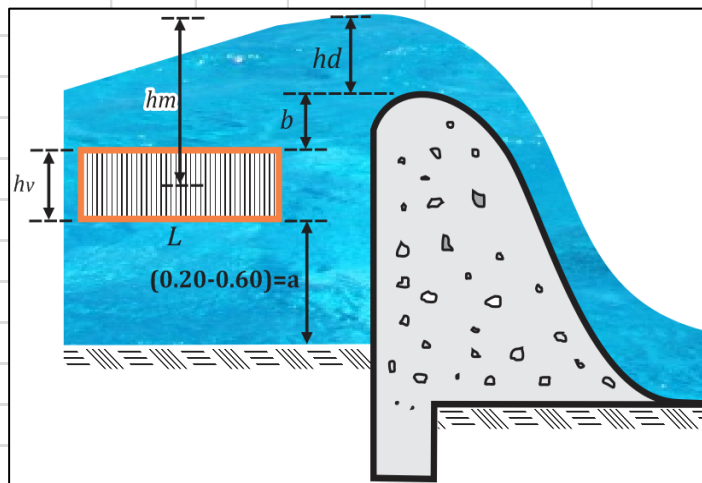


$Z = P + r$ Condición

P = 0,75m
Z = 1,25m

valores recomendados			
P			r
b	h _v	a	.500=r≤1.00
0,10	0,35	0,30	0,50
asumido			

V. DISEÑO DE VENTANA DE CAPTACIÓN



CALCULO DE LA SECCION DE LA VENTANA

Tenemos la ecuación general para un orificio N° ventanas: 1

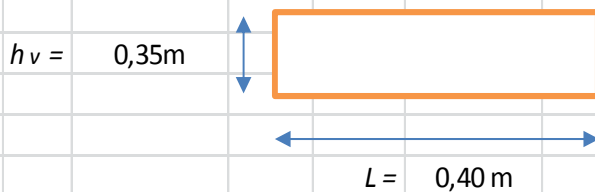
$$Q_0 = C \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h_m)^{1/2}$$

donde:

Qd = Caudal de derivación	Qd= 0,15 m3/seg	
Qo = Caudal del orificio de descarga	Qo= 0,15 m3/seg	
C = Coef. Del vertedero	C = 0,45	
g = gravedad	g= 9,81m/seg ²	
hm = Altura desde el medio de la ventana hasta N.A	hm= 0,48m	
hv = alto de la ventana	hv = 0,35m	se estima(0.10-0.3m)
L = Long. De la ventana		
A = Area de la ventana = hv . L =	0,35m * L	

Despejando:
$$L = \frac{Q_0}{C \cdot h_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m}}$$

L = 0,319 m Tomamos: ➡ L = 0,40 m (considerando para la ventana)



Anexo 2. Diseño de desarenador

N	Datos	Unidad	Criterios	Calculos	Resultados	Unidad
1	Velocidad de sedimentación de la partícula Vs= 0,0001	m/seg	$A_s = \frac{Q}{V_s}$	As= 9,340	Area Superficial de la zona de decantación	m2
	Caudal de diseño Q= 0,000934	m3/seg				
2	Ancho del sedimentador B= 1,5	m	$L_2 = \frac{A_s}{B}$	L2= 5,0	Longitud de la zona de sedimentación	m
3	Longitud de la estructura de entrada L1= 0,75	m	$L_t = L_1 + L_2$	Lt= 5,8	Longitud total del sedimentador	m
4			$2.0 < L/B < 5$	L2/B= 3,351 VERDADERO	Relación largo/ancho de la zona de sedimentación	adimensional
5	Altura del sedimentador H= 0,75	m	$5 < L/H < 20$	L/H= 6,702 VERDADERO	Relación largo/altura de la zona de sedimentación	adimensional
6			$V_H = \frac{100 \cdot Q}{B \cdot H}$ $5 < \frac{V_H}{V_s} < 20$	VH= 0,083 0,083 < 0.55 VERDADERO	Velocidad horizontal del flujo	cm/seg
				r= 8,302 VERDADERO		
7			$T_o = \frac{A_s \cdot H}{3600 \cdot Q}$	To= 2,083 To > 2 VERDADERO	Tiempo de retención de la unidad	h
8	Pendiente en el fondo S= 15%		$H_1 = H + S\% \cdot L_2$ $1.5 < H_1 < 3.0$	H1= 1,5 VERDADERO	Altura máxima en la tolva de lodos	m
9	Longitud de la cresta del vertedero de salida=ancho del sedimentado L=B= 1,5	m	$H_2 = \left[\frac{Q}{1.84 \cdot L} \right]^{2/3}$	H2= 0,005	Altura de agua sobre el vertedero de salida	m
10	Velocidad de paso a través de los orificios de la cortina de distribución Vo= 0,06	m/seg	$A_o = \frac{Q}{V_o}$	Ao= 0,016	Area total de orificios	m2
11	Diametro de los orificios D= 0,01905	m	$a_o = 0.7854 \cdot D^2$	ao= 2,850E-04	area de cada orificio	m2
12			$n = \frac{A_o}{a_o}$	n= 55	numero de orificios	adimensional
13			$h = H - \frac{2}{5} \cdot H$	h= 0,45	altura de la cortina cubierta con orificios	
14	Numero de orificios a lo ancho N1= 7	adim	$\alpha = \frac{h}{N_2}$	a= 0,064	Espaciamiento entre orificios	m
	Numero de orificios a lo alto N2= 7	adim				
15			$a_1 = \frac{B - \alpha(N_1 - 1)}{2}$	a1= 0,557	Espaciamiento lateral con respecto a la pared	m
16	Sección del canal de limpieza A2= 0,06	m2	$T_1 = \frac{60 \cdot A_s \cdot \sqrt[3]{H_1}}{4850 \cdot A_2}$	T1= 1,668	tiempo de vaciado de la unidad	min

Anexo 3. Diseño línea de conducción

PROG.	COTA RASANTE	DIFERENC. DE COTA	Long. Real (km)	Q (l/s)	PEND. (m/km)*	DIÁM. Calc. (pulg)	DIAM. Comerc. (mm)	DIÁM. Interno. (mm)	DIAM. Interno (pulg.)**	VELOC. (m/s)***	hf calc. (m/km)	Hf del tramo (m)	COTA PIEZOM. (m)	Presión Operación (m)	DESCRIPCIÓN
0+000	1150.00												1150.00	1150.00	CAPTACION
0+560	1098.00	52.00	0.560	9.34	92.86	2.621	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	7.42	1142.58	44.58	CRP 01
0+560	1098.00												1098.00		CRP 01
1+200	1056.00	42.00	0.640	9.34	65.63	2.815	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	8.48	1089.52	33.52	CRP 02
1+200	1056.00												1056.00		CRP 02
1+780	983.00	73.00	0.580	9.34	125.86	2.463	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	7.69	1048.31	65.31	CRP 03
1+780	983.00												983.00		CRP 03
3+220	897.00	86.00	1.440	9.34	59.72	2.870	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	19.08	963.92	66.92	CRP 04
3+220	897.00												897.00		CRP 04
3+860	813.00	84.00	0.640	9.34	131.25	2.441	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	8.48	888.52	75.52	CRP 05
3+860	813.00												813.00		CRP 05
4+680	775.00	38.00	0.820	9.34	46.34	3.023	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	10.87	802.13	27.13	PLANTA - TRATAMIENTO

4.6800

* Pérdida de carga unitaria

** Tener presente "Diámetro Interno" del fabrica *** Rango aceptable de: 0.6 - 3.6 m/s

Pérd. de cargas por tramo deben ser \leq a la carga disp.(dif. Cotas)

Los calculos arrojaron 2.62" siendo su \varnothing de 3" pero debido a que se habia realizado un proceso por tuberias de \varnothing 100mm (3.91" interno) se realiza los calculos hidraulicos con este ultimo.

Anexo 4. Diseño de planta de tratamiento (4° filtro nuevo)

Diseño de filtro lento (FILTRO N. 04)

PROYECTO	: FILTRO PROYECTADO N° 04		
P. e. terreno	1,77	Tn/m3	
P. e. C° C°	2,40	Tn/m3	
Ang.de fricc. int. del suelo	30,00		
Fricc. en base del cimient	0,58		
Altura de muro	2,20	m.	
Base de muro	2,70	m.	
a =	2,20	m.	
b =	0,30	m.	
c =	0,00	m.	
d =	0,20	m.	
HZ =	0,20	m.	"o" (vacío)
HE =	1,79	m.	talón
ht =	1,30	m.	
bl =	0,30	m.	
H =	1,99	m.	

1° caso : FILTRO VACIO

	Base	Altura	AREA	P.E.	PESO	BRAZO	MOMENTO
Bloque	m	m	m ²	t/m3	ton.	m.	ton - m
W1	2,70	0,20	0,54	2,40	1,30	1,350	1,75
W2	0,30	1,79	0,54	2,40	1,29	2,350	3,03
W3	0,00	1,79	0,00	2,40	0,00	2,500	0,00
W4	0,20	1,30	0,13	1,77	0,23	2,600	0,60
			1,08	F.V	2,81	MR.	5,38

EMPUJE ACTIVO (Ton.) :

Ka =	0,333	
ht =	1,30	<u>MV.</u>
Ea =	0,499	Brazo = 0,433 0,22

Verificaciones :

- 1,- AL VOLTEO F.S.V. = 24,89 > 2.0
- 2,- AL DESLIZAMIENT F.S.D. = 3,26 > 1.5
- 3,- PRESIONES EN LA BASE

Ubicación de la resultante en la base :

x = 1,83	e = -0,48	B / 6 = 0,45
	e < B / 6 dentro del tercio central	

q _{máx} =	-0,08 tn/m ²	-0,01 kg/cm ²
q _{min} =	2,16 tn/m ²	0,22 kg/cm ²

2º caso : FILTRO LLENO

MRT							
Bloque	Base m	Altura m	AREA m ²	P.E. t/m ³	PESO ton.	BRAZO m.	MOMENTO ton - m
W1	2,70	0,20	0,54	2,40	1,30	1,350	1,75
W2	0,30	1,79	0,54	2,40	1,29	0,350	0,45
W3	0,00	1,79	0,00	2,40	0,00	0,200	0,00
W4	2,20	1,49	3,28	1,00	3,28	1,600	5,24
W5	0,20	1,30	0,26	1,77	0,46	0,100	0,05
			1,08	F.V	6,32	MR.	7,49
					5,86		7,45

EMPUJE PASIVO (Ton.) :

Kp = 3,000

ht = 1,30

Ea = 4,487

Brazo = 0,433

MR

1,94

EMPUJE DEL AGUA (Ton.) :

h agua = 1,49

E agua = 1,11

Brazo = 0,497

MV.

0,55

Verificaciones :

1,- AL VOLTEO F.S.V. = 17,11 > 2.0

13,50

2,- AL DESLIZAMIENT F.S.D. = 7,33 > 1.5

3,05

3,- PRESIONES EN LA BASE

Ubicación de la resultante en la base :

x = 1,41

1,18

e = -0,06

0,17

B / 6 = 0,45

e < B / 6 dentro del tercio central

q_{máx} = 2,06 tn/m²

0,21 kg/cm²

0,30

q_{min} = 2,63 tn/m²

0,26 kg/cm²

0,13

RESUMEN

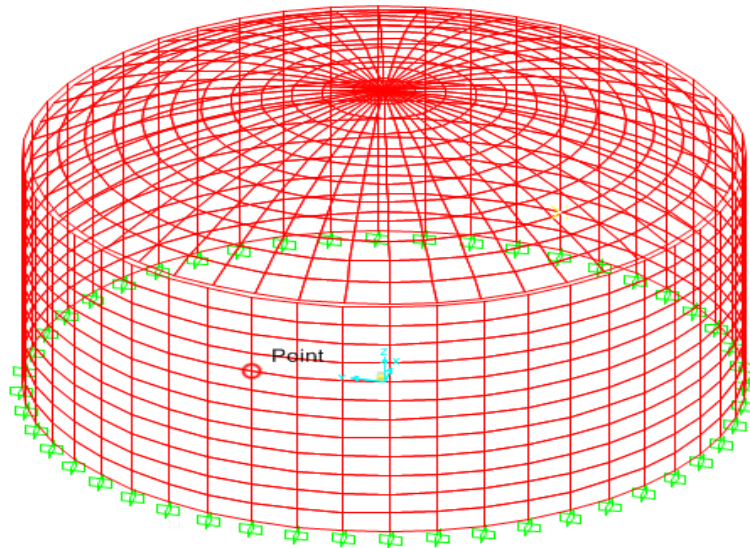
MRT

TIPO	e	B / 6	F.S.V.	F.S.D.	q (kg/cm ²)	
	m.	m.	>2,0	>1,5	Talón	Punta
R. Vacio	-0,48	0,45	24,89	3,26	0,22	-0,01
R. Lleno (C/Ep)	-0,06	0,45	17,11	7,33	0,26	0,21
FILT. Lleno (S/E)	0,17	0,45	13,50	3,05	0,13	0,30

AREA (m²)= 1.08

Anexo 5. Diseño de reservorio

Diseño de reservorio circular de 100 m^3 desarrollado según reportes del Comité ACI 350



DISEÑO DE UN RESERVORIO APOYADO PARA UNA CAPACIDAD DE 100 m^3

1. Datos Generales.

1.1. Geometría.

Tipo : Se considerará un reservorio para el almacenamiento de agua para el consumo humano, según el ACI 350.3-01 sección 2.1.1 se clasificará como tanque circular de concreto armado con conexión muro-losa no flexible 2.2(1).

Volumen: De almacenamiento igual a 100 metros cúbicos.

Radio: Interior (D) de 7.00 metros.

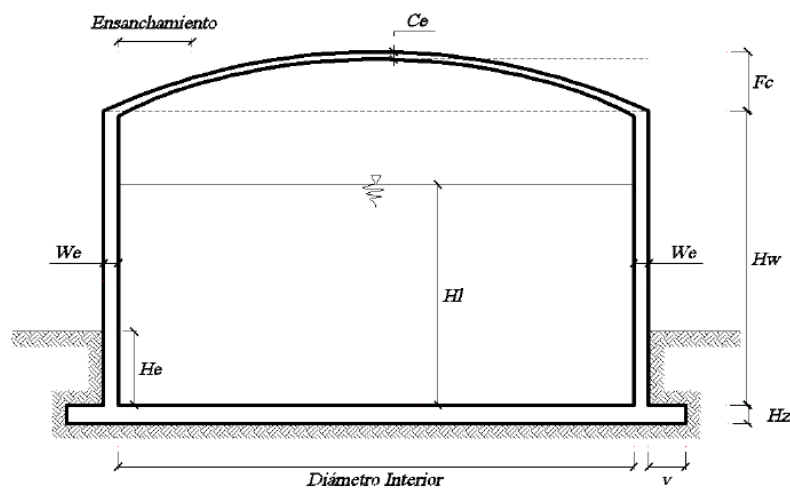
Alturas: Altura Efectiva para almacenamiento de agua (Hl) igual a 3.00 metros. Profundidad enterrada (He) igual a 0.00 metros. Altura Total del muro (Hw) igual a 3.05 metros. Flecha de diseño para la cúpula (Fc) igual a la Luz sobre 10, por lo tanto $7.00 / 10 = 0.70$ metros.

Espesor de Muros: $t_w = 0.25$ metros.

Espesor de la Cúpula: $C_e = 0.06$ metros con un ensanchamiento a 0.15 metros a 1 metro de la unión cúpula-muro.

Espesor de Fundación: $H_z = 0.25$ metros.

Volado en Fundación: $v = 0.35$ metros.



1.2. Materiales.

Resistencia del Concreto: $f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días y concreto 210 kg/cm^2 a los 28 días.

Es del Concreto: De acuerdo a ACI 350M-01 sección 8.5.1 $= 15000 \sqrt{f'_c} = 232379 \text{ Kg/cm}^2$. y

fy del acero : 4200 Kg/cm^2 .

2. Análisis (según Metodología del Apéndice A del ACI 350.3-01).

2.1. Análisis Sísmico Estático.

Los resultados presentados fueron evaluados en hojas de cálculo en Excel y el programa Sap2000.

Cálculo de la Masa Efectiva, según ACI 350.3-01 sección 9.5.2:

$$\epsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (9-35)$$

$$W_e = \epsilon W_w + W_r$$

Peso del Muro (W_w) + Peso de la Cúpula (W_r)	5466.34 kg
Peso del Muro (W_w)	4330.55 kg
Peso de la Cúpula (W_r)	1135.79 kg
Diámetro Interior (D)	7
Altura Efectiva de Líquido (Hl)	2.68
Coefficiente de Masa Efectiva (ϵ) (por Peso Propio)	0.63
Masa Efectiva (W_e) (por Peso Propio)	3864.04 kg

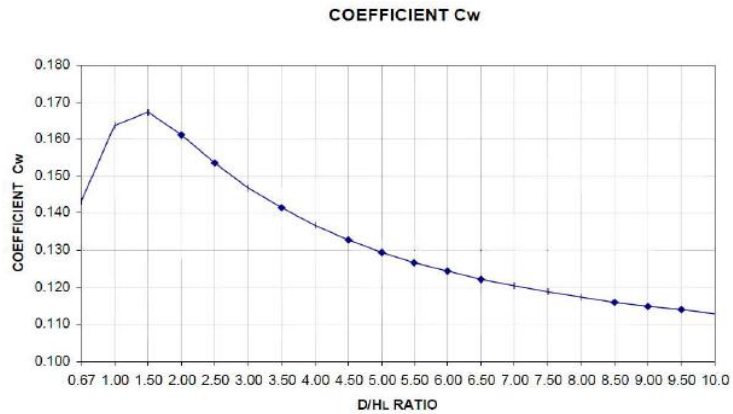
Cálculo de la Masa Efectiva del líquido almacenado, componente impulsiva (W_i) y componente convectiva (W_c), Sección 9.3.1:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(D/H_L)]}{0.866(D/H_L)} \quad (9-15)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230(D/H_L) \tanh[3.68(H_L/D)] \quad (9-16)$$

Masa Total del Líquido Almacenado (W_L)	100000kg
D/Hl	1.14
W_i / W_L	0.77
W_c / W_L	0.26
Peso Equivalente de la Componente Impulsiva W_i	77000 kg
Peso Equivalente de la Componente Convectiva W_c	26000 kg

Cálculo de la frecuencia de vibración natural combinada (wi) de la estructura y el componente impulsivo del líquido almacenado. Según ACI 350.3-01 sección 9.3.4:



For $D/H_L > 0.667$:

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

HI / D	0.38
Coef. Para det. Frecuencia Fund. Tanque-líquido (Cw)	0.152
Espesor del M uro (tw)	0.25
Radio circular interno R	3.5
Coef. Para det. Frecuencia Fund. Tanque-líquido (Cl)	0.013
Resistencia a Compresión del Concreto (f'c)	210.00 kg/cm ²
Resistencia a Compresión del Concreto (f'c)	240.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto (Ec) 210	21458.90 M Pa
Módulo de Elasticidad del concreto (Ec) 240	22788.60 M Pa
Densidad del concreto (ρc)	2.40 kN .s ² /m ²
Frec. Circ. Del modo de vibración impulsivo (wi)	14.50 rad/s
Periodo Fund. De Oscilación del Tanque + Comp. Impulsivo (Ti)	0.4333 s

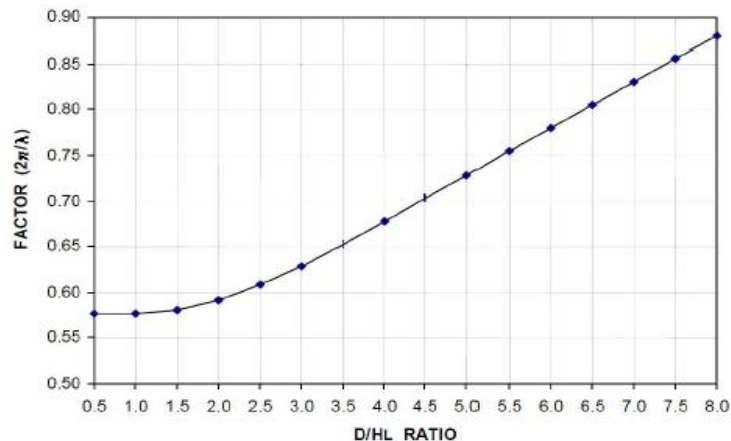
$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (9-28)$$

where

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh[3.68(H_L/D)]} \quad (9-29)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{D} \quad (9-30)$$

FACTOR (2π/λ)



Aceleración debido a la gravedad (g)	9.81 m/s ²
λ	5.65
Frec. circular de vibración del primer modo convectivo (wc)	2.14 rad/s
Periodo Natural del primer modo convectivo (Tc)	2.94 s

Parámetros para el Cálculo de la Fuerza Sísmica, según ACI 350.3-01. Sección 4.2 y NTE E-030:

El factor de zona que corresponde a la Zona Sísmica del ACI 350.3 es similar a los valores especificados en la NTE E-030 sección 2.1. Por encontrarse en la zona de mayor amenaza sísmica, se tomará como Zona 3 con una aceleración de 0.30 g (según NTE E-030), lo que equivale a la Zona 4 del ACI 350.3-01.

Table 4(a)—Seismic zone factor Z*

Seismic map zone [†]	Factor Z
1	0.075
2A	0.15
2B	0.2
3	0.3
4	0.4

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

The seismic zone factor Z represents the maximum effective peak acceleration (EPA) corresponding to a ground motion having a 90% probability of not being exceeded in a 50-year period.¹²

[†]See Fig. 4.1.

Como valor para el parámetro del suelo, según la NTE E-030 le corresponde el Tipo S3 con un valor de 1.4, esta vez también el valor es muy similar al propuesto por el ACI 350.3-01.

Table 4(b)—Soil profile coefficient S

Type	Soil profile description	Coefficient
A	A soil profile with either: (a) a rock-like material characterized by a shear wave velocity greater than 2500 ft/s (762 m/s), or by other suitable means of classification; or (b) medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions where the soil depth is less than 200 ft (60 960 mm).	1.0
B	A soil profile with predominantly medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where the soil depth exceeds 200 ft (60 960 mm).	1.2
C	A soil profile containing more than 20 ft (6096 mm) of soft to medium-stiff clay but not more than 40 ft (12 192 mm) of soft clay.	1.5
D	A soil profile containing more than 40 ft (12 192 mm) of soft clay characterized by a shear wave velocity less than 500 ft/s (152.4 m/s).	2.0

Note: The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile, Type C shall be used. Soil Profile D need not be assumed unless the building official determines that Soil Profile D may be present at the site, or in the event that Soil Profile D is established by geotechnical data.

**Tabla N°2
Parámetros del Suelo**

Tipo	Descripción	T _p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

La NTE E-030, categoriza a los reservorios como Edificación Esencial (A) al que le corresponde el factor 1.5. Se ve que la NTE E-030 no tiene mayores categorías para reservorios como el ACI 350.3-01, en el que categorizaríamos este modelo en el segundo tipo que corresponde a reservorios destinados a permanecer en uso para propósitos de emergencia en eventos sísmicos. Para este modelo usaremos el valor más alto.

Table 4(c)—Importance factor I

Tank use	Factor I
Tanks containing hazardous materials*	1.5

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

El Coeficiente de Modificación de Respuesta o coeficiente de reducción de fuerza sísmica si usáramos la NTE E-030 tendría un valor de 6, como en el parámetro anterior, vemos que el ACI 350.3-01 entrega valores para distintos tipos de reservorios, y son más restrictivos que la NTE E-030.

Al necesitar factores para las componentes impulsiva y convectiva usaremos los valores de $R_{wi} = 2.75$ y $R_{wc} = 1.00$ (Tipo b).

Type of structure	R_{wi} on or above grade	Buried*	R_{wc}
(a) Anchored, flexible-base tanks	4.5	4.5 [†]	1.0
(b) Fixed- or hinged-base tanks	2.75	4.0	1.0
(c) Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	2.0	2.75	1.0
(d) Elevated tanks	3.0	—	1.0

Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Cálculo de los factores de amplificación espectral C_i y C_c , según ACI 350.3-01 sección 4.2:

C_i shall be determined as follows

For $T_i \leq 0.31$ s,

$$C_i = \frac{2.75}{S} \quad (9-31)$$

For $T_i > 0.31$ s,

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S} \quad (9-32)$$

C_c shall be determined as follows

For $T_c \geq 2.4$ s,

$$C_c = \frac{6.0}{T_c^2} \quad (9-33)$$

In practice, T_c will usually be greater than 2.4 s. In situations where $T_c < 2.4$ s, C_c may be approximated using the equation

$$C_c = 1.5 \times \frac{1.25}{T_c^{2/3}} = \frac{1.875}{T_c^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S}$$

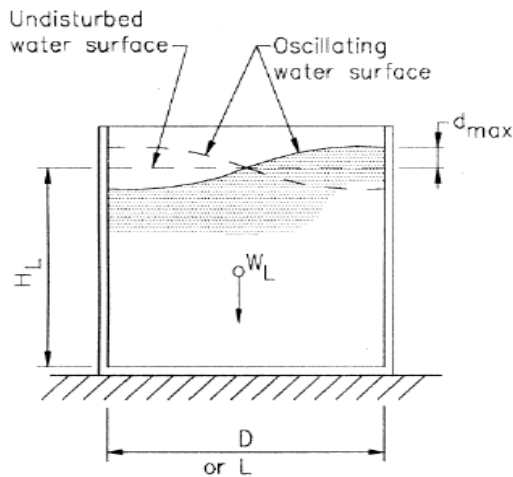
Coefficiente representativo de las características del Suelo (S)	1
Factor de Amplificación Espectral para el mov. Horizontal C_i	2.18
Factor de Amplificación Espectral para el mov. Horizontal C_c	0.69

Cálculo del desplazamiento máximo del líquido contenido (d_{max}), según ACI 350.3-01 sección 7.1:

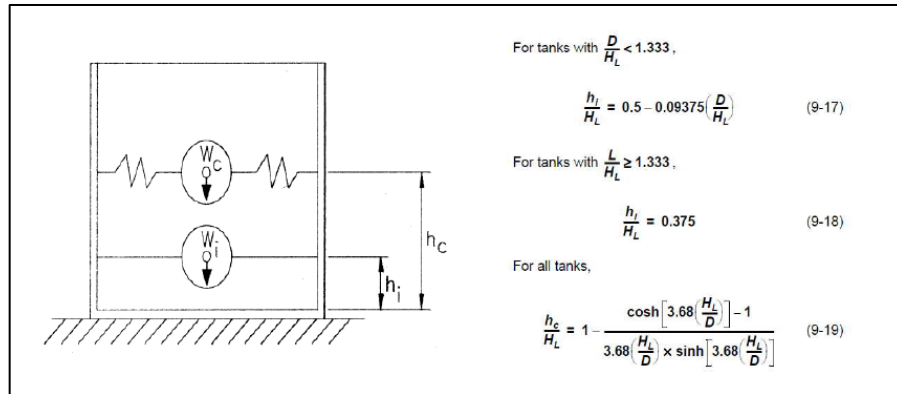
(a) $d_{max} = (L/2) (ZSI \times C_c)$ rectangular

(b) $d_{max} = (D/2) (ZSI \times C_c)$ circular

Factor de zona (Z)	0.3
Factor de Importancia (I)	1.5
Desplazamiento Máximo Vertical del líquido contenido (d_{max})	0.73



Cálculo de las alturas al centro de gravedad de la ubicación de las componentes impulsivas y convectivas, según ACI 350.3-01 sección 9.3.2:



hi / Hl	0.375
Altura al centro de Gravedad de la Comp. Impulsiva (hi)	1.01 m
hc / Hl	0.57
Altura al centro de Gravedad de la Comp. Convectiva (hc)	1.53 m

Cálculo de las fuerzas laterales dinámicas, según ACI 350.3-01 sección 4.1.1:

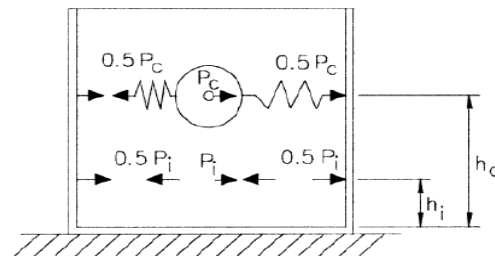
$$P_i = ZSIC_i \times \frac{W_i}{R_{wi}} \quad (4-3)$$

$$P_c = ZSIC_c \times \frac{W_c}{R_{wc}} \quad (4-4)$$

$$P_w = ZSIC_i \times \frac{\epsilon W_w}{R_{wi}} \quad (4-1)$$

$$P_w' = ZSIC_i \times \frac{\epsilon W_w'}{R_{wi}} \quad (4-1a)$$

$$P_r = ZSIC_i \times \frac{W_r}{R_{wi}} \quad (4-2)$$



Factor de zona (Z)	0.3
Factor de Importancia (I)	1.5
Coeficiente representativo de las características del Suelo (S)	1
Coef. De Modificación de Respuesta Fuerzas Impulsivas (Rwi)	2.75
Coef. De Modificación de Respuesta Fuerzas Convectivas (Rwc)	1
Peso Efectivo del Muro del Tanque (ϵW_w)	2849.55 kg
Peso de la Cúpula Tanque (W_r)	1135.79 kg
Peso Equivalente de la Componente Impulsiva W_i	77000 kg
Peso Equivalente de la Componente Convectiva W_c	26000 kg
Factor de Amplificación Espectral para el mov. Horizontal C_i	2.18
Factor de Amplificación Espectral para el mov. Horizontal C_c	0.69
Fuerza Inercial Lateral por aceleración del Muro (P_w)	1,016.51

Fuerza Inercial Lateral por aceleración de la Cúpula (Pr)	405.17
Fuerza Lateral Impulsiva (Pi)	27468
Fuerza Lateral Convectiva (Pc)	25506

2.2. Análisis Dinámico Espectral Horizontal. Parámetros Iniciales y Formulación de Espectros Inelásticos: Se tomarán los valores siguientes especificados en el Análisis Estático:

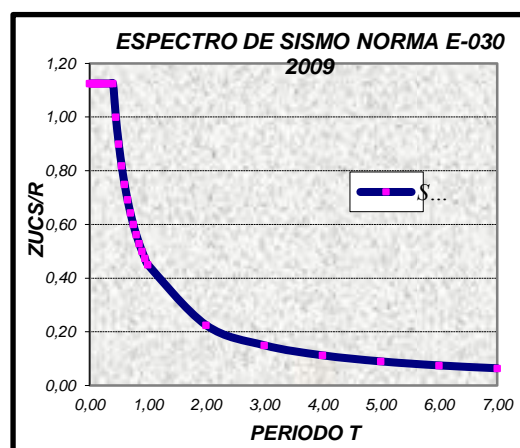
Factor de zona (Z)	0.3
Factor de Importancia (I)	1.5
Coefficiente representativo de las características del Suelo (S)	1
Coef. De Modificación de Respuesta Fuerzas Impulsivas (Rwi)	2.75
Coef. De Modificación de Respuesta Fuerzas Convectivas (Rwc)	1
Factor de Amplificación Espectral para el mov. Horizontal Ci	2.18
Factor de Amplificación Espectral para el mov. Horizontal Cc	0.69

El Espectro de Diseño para evaluar las fuerzas inerciales producidas por el muro + cúpula + componente impulsivo, quedará de la siguiente manera.

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN NORMA E-030 2003

Categoría Edificio	A	U	1.5
Zona Sísmica	2	Z	0.30
Tipo de Suelo	SI	Tp (s)	0.40
		S	1.00
Coeficiente de red.	Albañilería Armada o Confinada		
		R	2.8
EstructReg(1),Irreg(2)	1	$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$ (Aceleración Espectral)	
R a usar =	2.750	$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}; C \leq 2.5$ (C = Factor de Amplificación Sísmica)	
factor a escalar	1.000		

T (s)	C	C/R	ZUCS/R
0.00	2.50		0.1488
0.02	2.50		0.1488
0.04	2.50		0.1488
0.06	2.50		0.1488
0.08	2.50		0.1488
0.10	2.50		0.1488
0.12	2.50		0.1488
0.14	2.50		0.1488
0.16	2.50		0.1488
0.18	2.50		0.1488
0.20	2.50		0.1488
0.25	2.50		0.1488
0.30	2.50		0.1488
0.35	2.50		0.1488
0.40	2.50		0.1488
0.45	2.22		0.1322
0.50	2.00		0.1190
0.55	1.82		0.1082
0.60	1.67		0.0992
0.65	1.54		0.0915
0.70	1.43		0.0850



El Espectro de Diseño para el Componente Convectivo será el siguiente:

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN NORMA E-030 2003

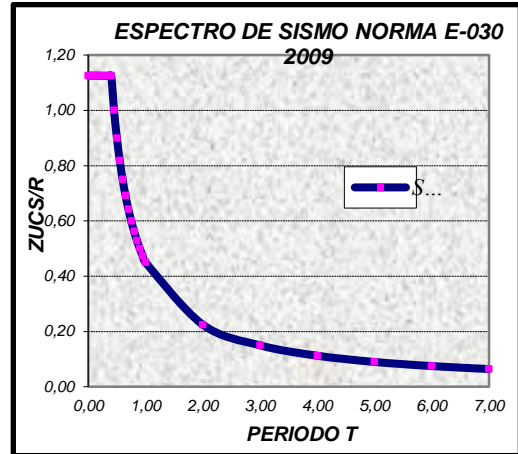
Categoría Edificio	A	U	1.5
Zona Sísmica	2	Z	0.30

Tipo de Suelo	SI	Tp (s)	0.40
Coefficiente de red.	Albañilería Armada o Confinada	S	1.00
EstructReg(1),Irreg(2)	1	R	1.0
R a usar =	1.000		
factor a escalar	1.000		

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (\text{Aceleración Espectral})$$

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}; \quad C \leq 2.5 \quad (C = \text{Factor de Amplificación Sísmica})$$

T (s)	C	C/R	ZUCS/R
0.00	2.50		1.1250
0.02	2.50		1.1250
0.04	2.50		1.1250
0.06	2.50		1.1250
0.08	2.50		1.1250
0.10	2.50		1.1250
0.12	2.50		1.1250
0.14	2.50		1.1250
0.16	2.50		1.1250
0.18	2.50		1.1250
0.20	2.50		1.1250
0.25	2.50		1.1250
0.30	2.50		1.1250
0.35	2.50		1.1250
0.40	2.50		1.1250
0.45	2.22		1.0000
0.50	2.00		0.9000
0.55	1.82		0.8182
0.60	1.67		0.7500
0.65	1.54		0.6923
0.70	1.43		0.6429
0.75	1.33		0.6000
0.80	1.25		0.5625
0.85	1.18		0.5294
0.90	1.11		0.5000
0.95	1.05		0.4737
1.00	1.00		0.4500
2.00	0.50		0.2250
3.00	0.33		0.1500
4.00	0.25		0.1125
5.00	0.20		0.0900
6.00	0.17		0.0750
7.00	0.14		0.0643



Para ambos registros se tomaron los parámetros del Análisis Estático.

Modelamiento de la Masa Impulsiva y Convectiva:

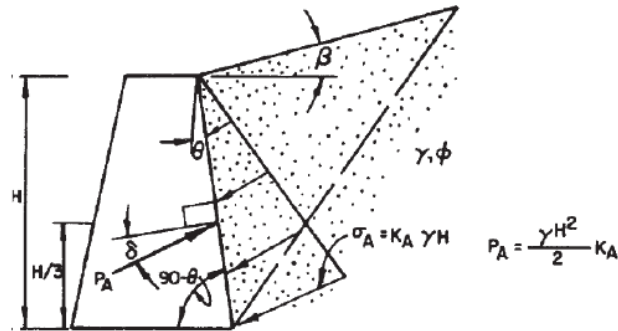
Se tomarán los criterios desarrollados por Housner, G. W. que se puede encontrar en “Dynamic Pressure on Fluid Containers”, Technical Information (TID) Document 7024, Chapter 6, and Appendix F, U.S. Atomic Energy Commission, 1963. Este modelo nos da buena aproximación en comparación a modelos más refinados como el que presenta Graham y Rodriguez, (1952).

Se construyó un modelo tridimensional y se asignó un nudo central para asignar el peso del componente impulsivo ($W_i = 54.95 \text{ Tn}$), a una altura h_i (1.13 m). Los nudos al nivel de h_i se modelaron para que tengan un mismo desplazamiento y simular la masa W_i en movimiento con las paredes del tanque. El primer modo de vibración que se obtuvo fue de 0.1955s, en comparación a los 0.0169s que se obtuvo en el cálculo de T_i .

La componente convectiva se modeló con el peso $W_c = 56.67$ Tn, a una altura de h_c (1.75 m). Este peso irá unido a las paredes del tanque con 24 resortes, que tendrán una rigidez de 11.35 Tn/m; esto hace que el peso interactúe con las paredes del tanque. El primer modo de vibración que se obtuvo, sin considerar el aporte de las paredes del tanque, fue de 1.29s en comparación a los 1.59s que se obtuvo en el cálculo de T_c .

2.3. Empuje Dinámico del Suelo.

La masa del suelo que interviene en un sismo se calculará por el método de la fuerza pseudoestática. El Peso para el cálculo de la masa de suelo actuante se considerará para un largo igual al diámetro del reservorio dividido en el área tributaria de cada tramo del muro. Se modelará a una altura de $0.3 H$ de la base del muro.



$$P_E = ma = \frac{W}{g} a = W \frac{a_{\max}}{g} = k_h W$$

Según Monobe-Okabe:

$$P_{AE} = P_A + P_E = \frac{1}{2} k_{AE} H^2 \gamma_i$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

$$\psi = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} \frac{a_{\max}}{g}$$

Peso Especifico del Suelo (γ)	1100.00 kg/m3
Profundidad a la que está enterrada el reservorio (hz)	1.00 m
Inclinación del Muro (θ)	0.00 °
Ángulo de Fricción del Suelo (ϕ)	17.00 °
Ángulo de Fricción entre el Muro y el Suelo (δ)	12.75 °
Pendiente de Inclinación del Suelo (β)	0.00 °
a max	0.20 g
ψ	11.31 °
K ae	0.73
Peso por masa de suelo	2804.49 kg
Peso que interactúa ZISCi/Rwi (Pb)	1682.69 kg

2.4. Cargas por Peso Propio, Cargas Vivas, Presión del Agua y Empuje Activo del Suelo.

Las cargas por peso propio serán las que aporten los muros del reservorio y el techo.

Como sobrecarga de diseño se asignará una carga mínima de 50 Kg/m2 sobre la cúpula del reservorio.

La presión del agua se modelará aplicando en todo el contorno de las paredes del reservorio al igual que las fuerzas provenientes del empuje activo del suelo. Ambas hasta la altura en que se encuentren, 2.68 m para el agua y 1.00 m para el suelo.

2.5. Resumen del Análisis Estructural. Cálculo de la Cortante y el Momento Total en la Base, según ACI 350.3-01 sección 4.1.2 y 4.1.3:

La Cortante Basal será igual a la suma de las fuerzas inerciales del reservorio, más las fuerzas que promueven las componentes impulsiva y convectiva, más la fuerza producida por la masa de suelo; la combinación de estas fuerzas se hará con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \quad (4-5)$$

$$M_w = P_w \times h_w \quad (4-6)$$

$$M_r = P_r \times h_r \quad (4-7)$$

$$M_i = P_i \times h_i \quad (4-8)$$

$$M_c = P_c \times h_c \quad (4-9)$$

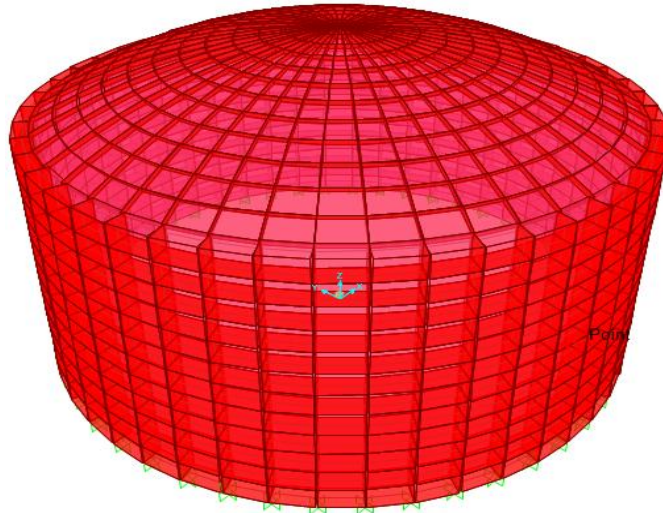
$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad (4-10)$$

ANALISIS ESTATICO	
Cortante Total en la base (V)	51383.86 kg
Altura al centro de Gravedad del Muro (hw)	1.34 m
Altura al centro de Gravedad de la Cúpula (hr)	3.55 m
Altura al centro de Gravedad de la Comp. Impulsiva (hi)	1.01 m
Altura al centro de Gravedad de la Comp. Convectiva (hc)	1.53 m
Altura a la ubicación de la fuerza del empuje de suelo (hz/3)	0.33 m
Momento por aceleración del Muro (Pw)	1362.13 kg - m
Momento por aceleración de la Cúpula (Pr)	1438.35 kg - m
Momento por Fuerza Lateral Impulsiva (Pi)	27742.68 kg - m
Momento por Fuerza Lateral Convectiva (Pc)	39024.18 kg - m
Momento por Fuerza Lateral de la Masa de Suelo (Pb)	560.90 kg - m
Momento Total en la base (M b)	70128.23 kg - m

			v	51383.86		
			L	21.99	PERIMETRO	
	Pi(KG)	hi(m)	Pi*hi	Fi(kg)	w=Fi/L	
NIVEL						
PESO PROPIO	3864.04	1.34	5177.8136	2824.36539	128.438626	0.128
CONVECTIVO	34008	1.53	52032.24	28382.2612	1290.68946	1.29
IMPULSIVO	36624	1.01	36990.24	20177.2334	917.564049	0.92
			94200.2936			

ANALISIS DINAMICO	
Cortante Total en la base al 80% de Análisis Estático	41107.088 kg
Cortante Total en la base de Análisis Dinámico (V)	53287.85 kg
Factor a escalar espectro para el diseño 9.8	9.8

DESPLAZAMIENTO MAXIMO	
Desplazamiento en dirección de análisis	0.0083 cm
Altura a la que se ubica el punto	3.05
Deriva	0.0000572
Deriva máxima	0.008



3. Diseño de las Partes del Reservorio.

3.1. Factores de Mayoración de Carga y Reducción de Resistencia. Según ACI 350M-01 y ACI 318M-08.

De ambos códigos se trabaja con el de reciente publicación, el ACI 318M-08. Se indican las siguientes combinaciones de cargas con los factores de mayoración de carga:

$$U = 1.4 (D + F)$$

$$U = 1.2 (D + F) + 1.6 (L + H) + 0.5 L_r$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L_r + L$$

$$U = 1.2 D + E + L$$

$$U = 0.9 D + E$$

D = Cargas por Peso Propio, Cargas Muertas.

L = Cargas Vivas.

L_r = Cargas de Techo.

H = Cargas por Presión de Suelos.

F = Cargas por Presión de Fluidos.

Los factores de reducción de Resistencia con:

Tensión Controlada = 0.9

Compresión Controlada, miembros con refuerzo en espiral = 0.75

Compresión Controlada, otros tipos de refuerzo = 0.65

Cortante y Torsión = 0.75

Cortante en zonas sísmicas = 0.60

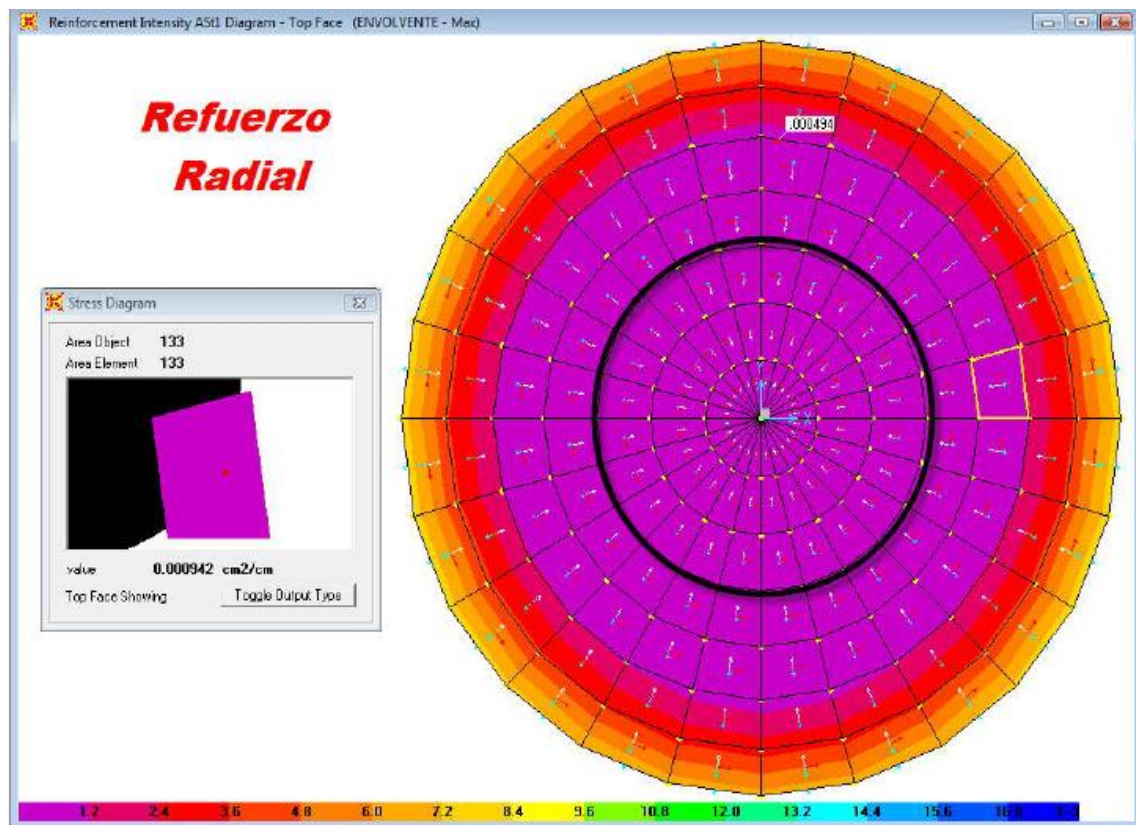
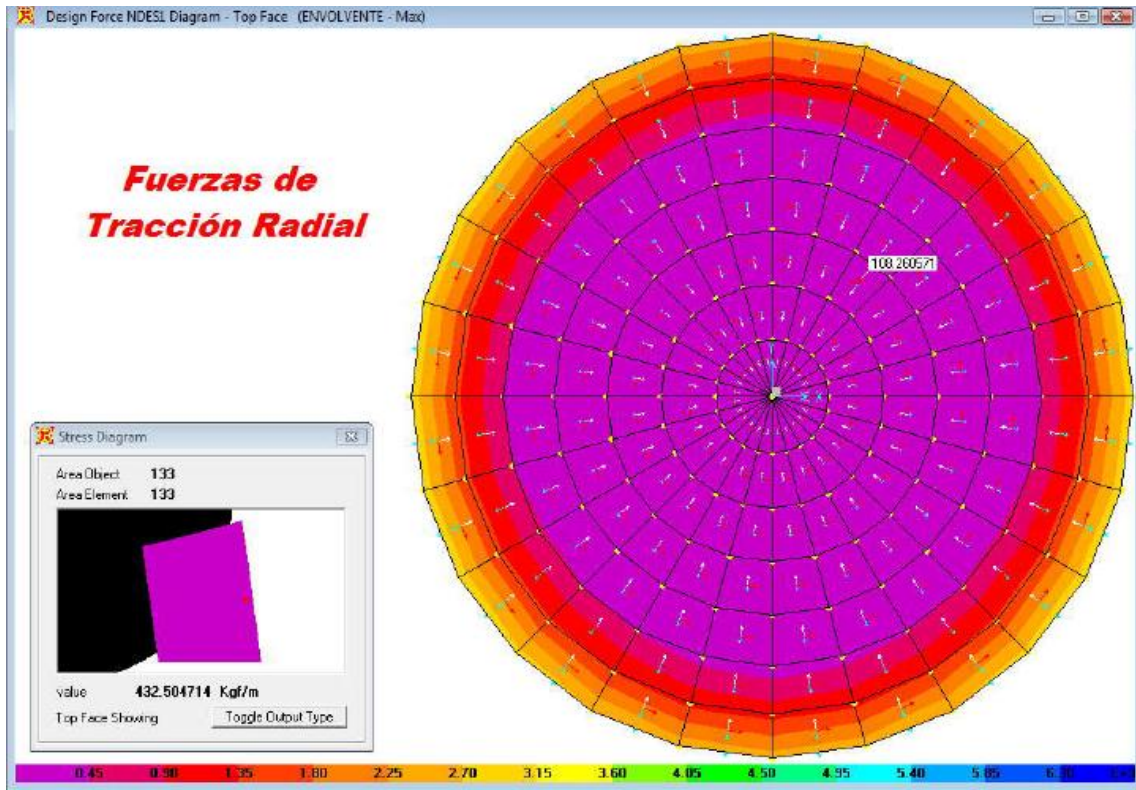
Juntas y reforzamiento diagonal en vigas = 0.85

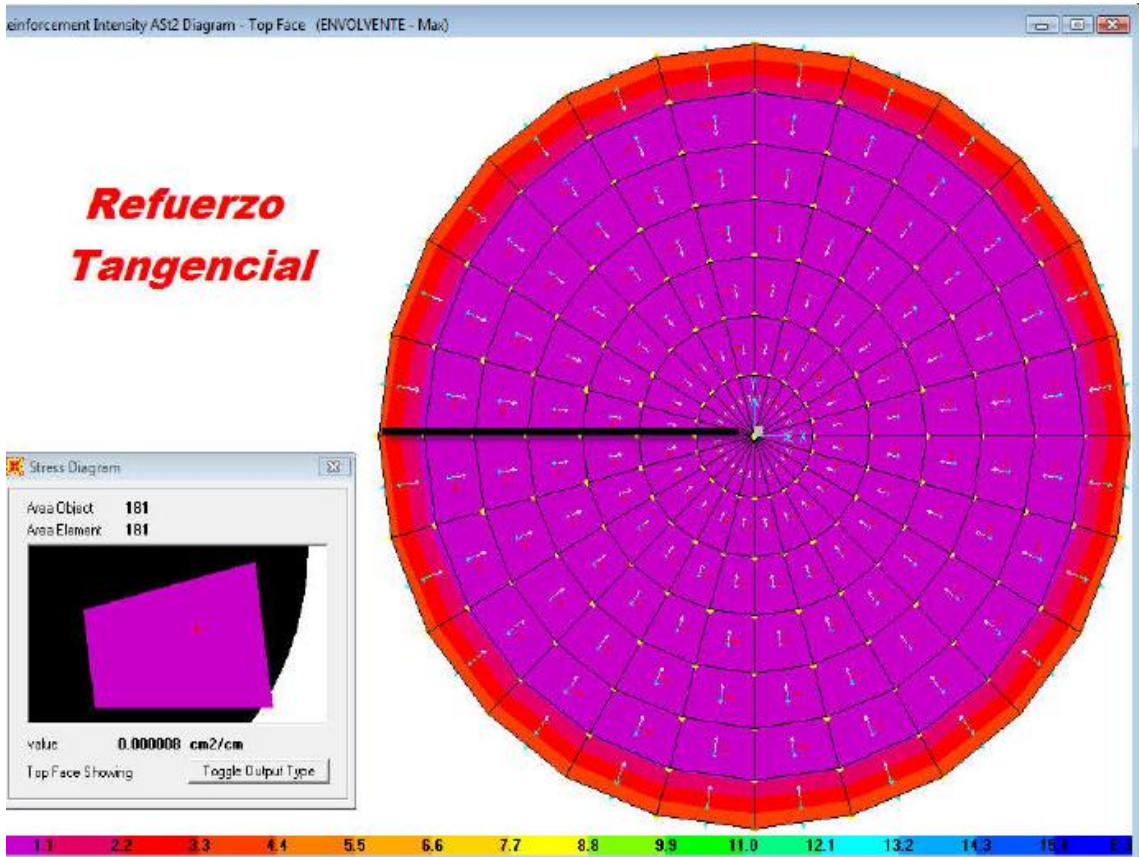
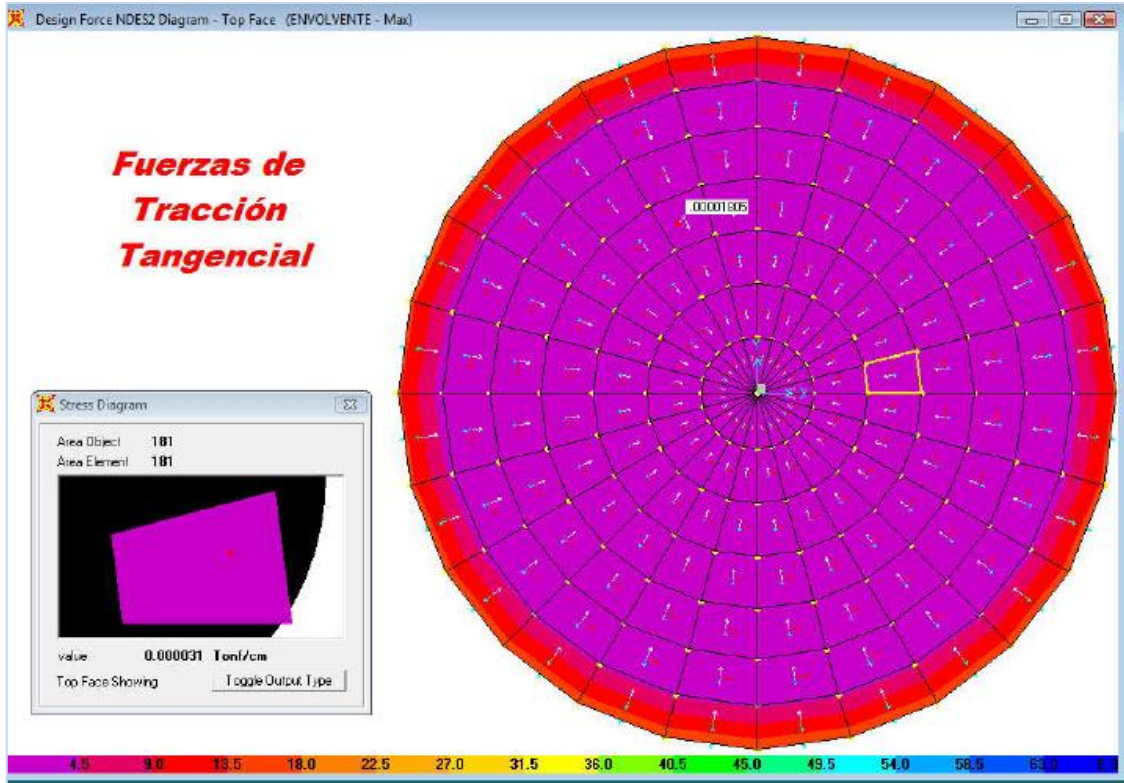
3.2. Diseño de la Cúpula del Reservorio.

Se Tomarán las consideraciones indicadas en el capítulo 19: Cáscaras y Losas Plegadas del ACI 318M-08.

Según la sección 9.2.11, la resistencia de diseño será igual a 0.40 f_c. La cuantía mínima a proporcionar será de acuerdo a la sección 7.12, igual a 0.0018. El Refuerzo se proporcionará para resistir los esfuerzos de tracción. Se verificará el diseño para los esfuerzos asociados a la acción de membrana (esfuerzos normales y cortantes) y los esfuerzos asociados a la flexión (momentos de flexión, torsión y sus cortantes).

El refuerzo se proveerá en dos direcciones y en una sola capa. Se analizará primero la sección de la cúpula de 0.06 m.





DISEÑO DE LA CUPULA DE e=0.06	
Fluencia del Acero (fy)	4200.00 kg/cm ²
Resistencia a Compresión del Concreto (f'c)	210.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto (Ec)	218819.79 kg/cm ²
Espesor de la Cúpula	0.10 m
Espesor promedio de la Cúpula, zona de ensanchamiento	0.125 m
Resistencia a Compresión de Diseño del Concreto (f'dc) (19.2.11)	84.00 kg/cm ²
Cuantía Mínima ρ (7.12)	0.0018
Factor de Reducción a Tracción (φ)	0.9

Se realizó la revisión ante efectos de momentos y cortantes.

Refuerzo Radial (Acciones Membrana)	
Esfuerzo de Tracción Radial S11	5.85 Tn/m ²
Longitud del elemento a evaluar	0.50 m
Fuerza de Tracción Radial N Des1	165.00 Kg
Área de acero requerida	0.044 cm ²
Área de acero mínima requerida	0.900 cm ²
Área de acero usada	0.900 cm ²
Diámetro de barra	3/8
Área de la barra	0.710 cm ²
Cantidad de barras	1.27
Cantidad de barras a usar	2
Separación	0.250 m
Separación máxima	0.450 m
Separación a Usar	0.250 m
Se colocará varillas φ 3/8 @ 0.25 m	
REVISIÓN A MOMENTO Y CORTANTE	
Momento M 11 (Radial)	10.00 kg - m
Peralte Efectico	0.065 m
Cuantía necesaria ρ	0.00013
Área de Acero necesaria	0.0000041 cm ²
Cortante V13 (Radial)	0.79 Kg
Cortante que resiste la sección propuesta	1184.02 Kg
Esfuerzo de Tracción Tangencial S22	1.21 Tn/m ²
Longitud del elemento a evaluar	0.40 m
Fuerza de Tracción Tangencial N Des2	0.59 Kg
Área de acero requerida	0.000 cm ²
Área de acero mínima requerida	0.720 cm ²
Área de acero usada	0.720 cm ²
Diámetro de barra	3/8"
Área de la barra	0.710 cm ²
Cantidad de barras	1
Cantidad de barras a usar	1
Separación	0.400 m
Separación máxima	0.450 m
Separación a Usar	0.400 m
Se colocará varillas φ 3/8 @ 0.4 m	
REVISIÓN A MOMENTO Y CORTANTE	
Momento M 22 (Tangencial)	8.48 kg - m
Peralte Efectico	0.065 m
Cuantía necesaria ρ	0.00014
Área de Acero necesaria	0.0000051 cm ²
Cortante V23 (Tangencial)	15.47 Kg
Cortante que resiste la sección propuesta	947.22 Kg
No necesita refuerzo por Cortante	

3.3. Diseño del Muro del Reservorio (Paredes).

Se tomarán las consideraciones indicadas en el capítulo 21: Estructuras Resistentes a Fuerzas Sísmicas del ACI 318M-08.

Según la tabla 1613.5.2 de la Norma IBC 2006, clasificamos el sitio en la categoría "D", y de acuerdo a la tabla R21.1.1 del capítulo 21 del ACI 318-M-08, debemos cumplir con la sección 21.9.

SITE CLASS	SOIL PROFILE NAME	AVERAGE PROPERTIES IN TOP 100 feet, SEE SECTION 1613.5.5		
		Soil shear wave velocity, \bar{v}_s , (ft/s)	Standard penetration resistance, \bar{N}	Soil undrained shear strength, \bar{s}_u , (psf)
A	Hard rock	$\bar{v}_s > 5,000$	N/A	N/A
B	Rock	$2,500 < \bar{v}_s \leq 5,000$	N/A	N/A
C	Very dense soil and soft rock	$1,200 < \bar{v}_s \leq 2,500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 2,000$
D	Stiff soil profile	$600 \leq \bar{v}_s \leq 1,200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1,000 \leq \bar{s}_u \leq 2,000$
E	Soft soil profile	$\bar{v}_s < 600$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 1,000$
E	—	Any profile with more than 10 feet of soil having the following characteristics: 1. Plasticity index $PI > 20$, 2. Moisture content $w \geq 40\%$, and 3. Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F	—	Any profile containing soils having one or more of the following characteristics: 1. Soils vulnerable to potential failure or collapse under seismic loading such as liquefiable soils, quick and highly sensitive clays, collapsible weakly cemented soils. 2. Peats and/or highly organic clays ($H > 10$ feet of peat and/or highly organic clay where H = thickness of soil) 3. Very high plasticity clays ($H > 25$ feet with plasticity index $PI > 75$) 4. Very thick soft/medium stiff clays ($H > 120$ feet)		

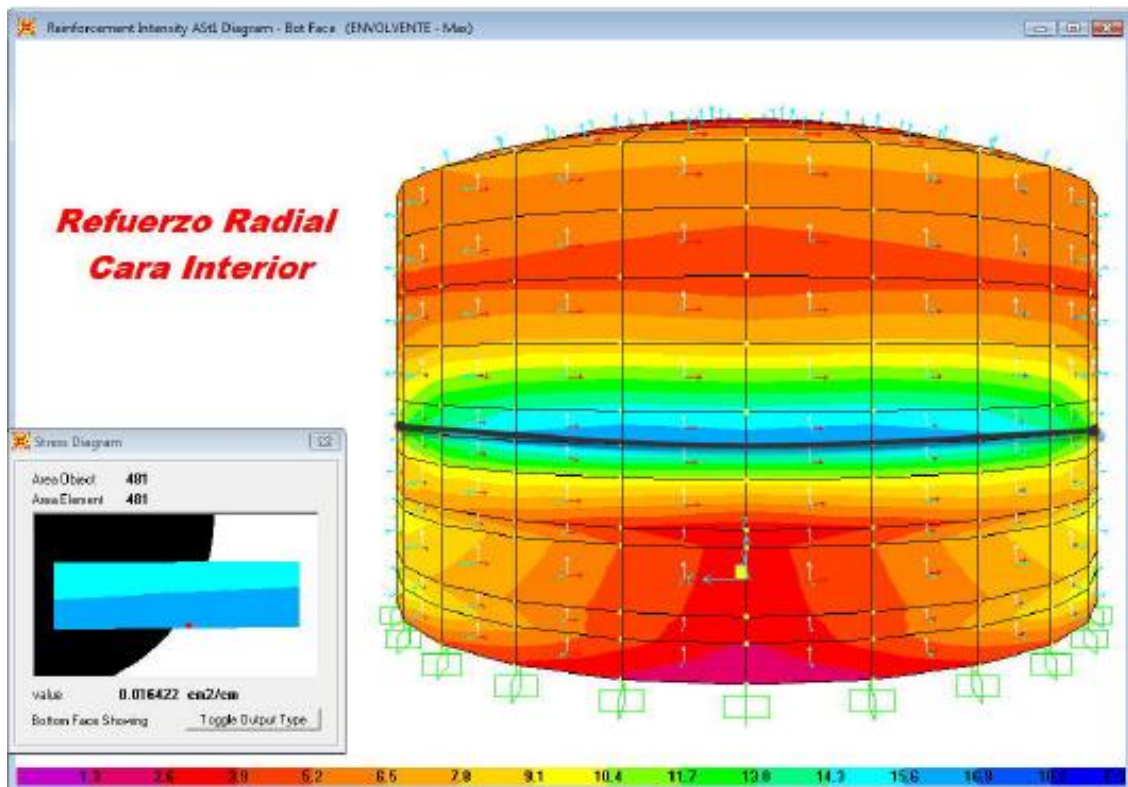
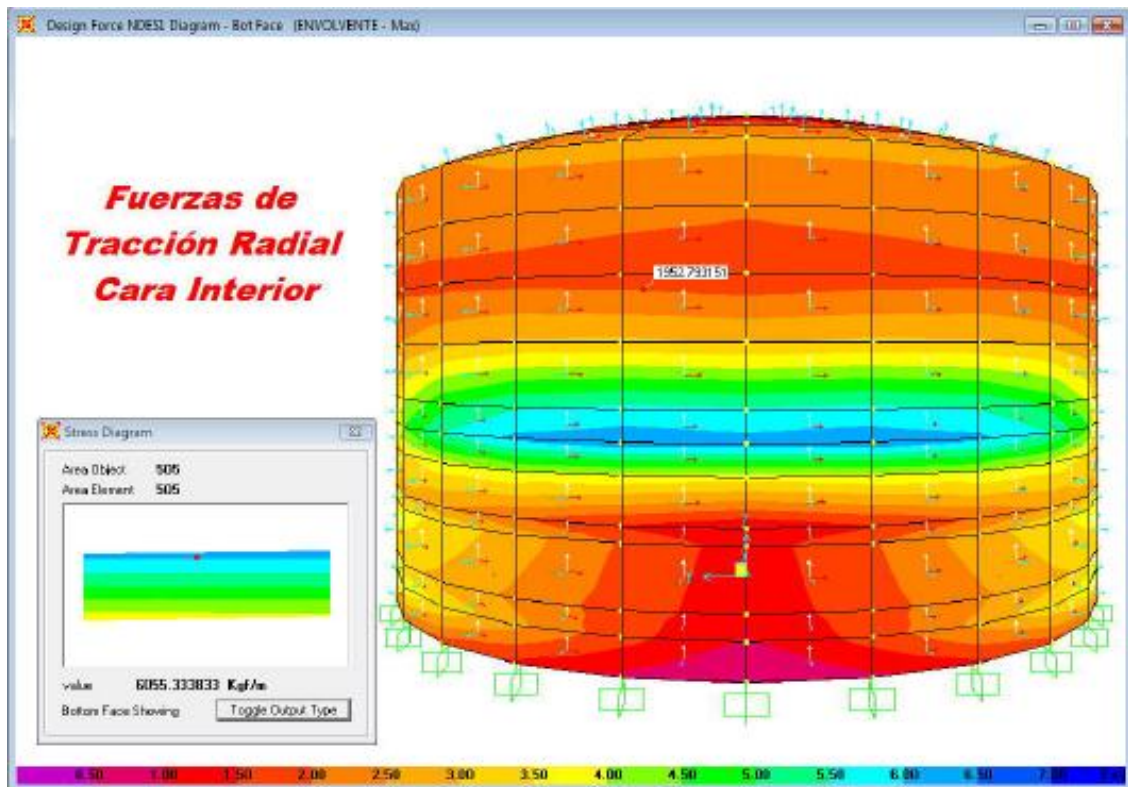
For SI: 1 foot = 304.8 mm, 1 square foot = 0.0929 m², 1 pound per square foot = 0.0479 kPa, N/A = Not applicable

Component resisting earthquake effect, unless otherwise noted	Seismic Design Category			
	A (None)	B (21.1.1.4)	C (21.1.1.5)	D, E, F (21.1.1.6)
Analysis and design requirements		21.1.2	21.1.2	21.1.2, 21.1.3
Materials		None	None	21.1.4 - 21.1.7
Frame members		21.2	21.3	21.5, 21.6, 21.7, 21.8
Structural walls and coupling beams		None	None	21.9
Precast structural walls	None	None	21.4	21.4, [†] 21.10
Structural diaphragms and trusses		None	None	21.11
Foundations		None	None	21.12
Frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions		None	None	21.13
Anchors		None	21.1.8	21.1.8

^oIn addition to requirements of Chapters 1 through 19, except as modified by Chapter 21. Section 22.10 also applies in SDC D, E, and F.
[†]As permitted by the legally adopted general building code of which this Code forms a part.

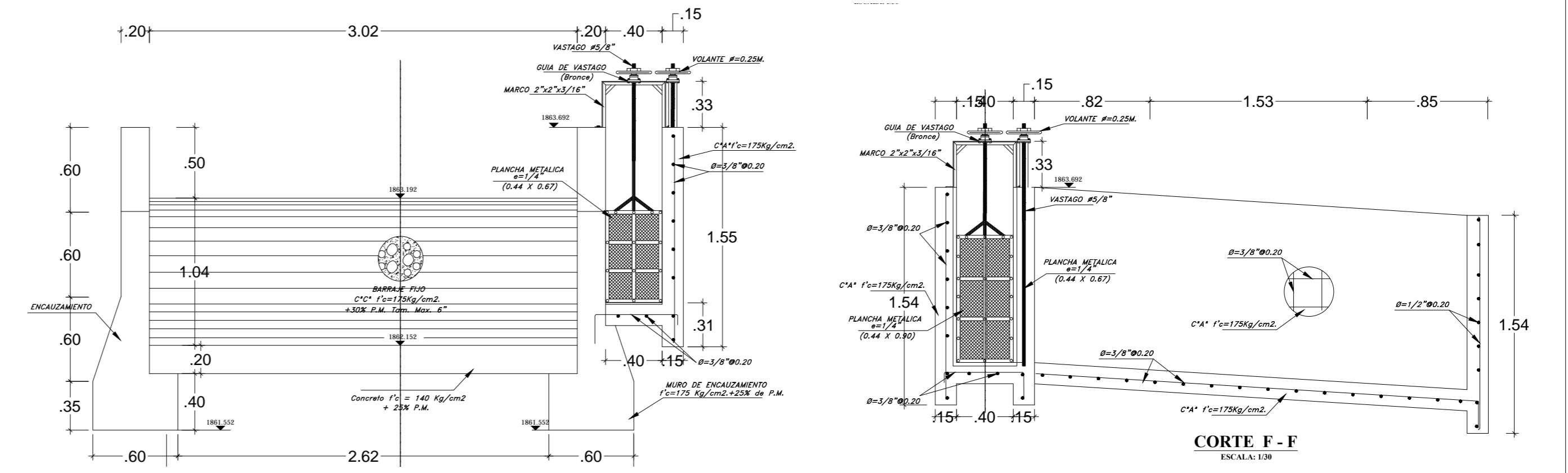
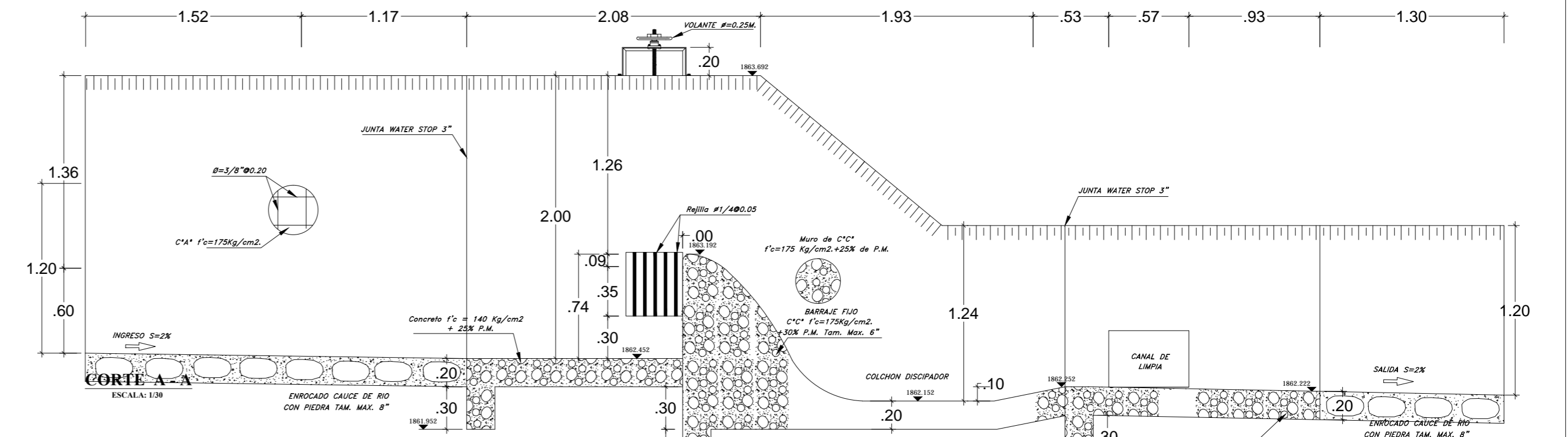
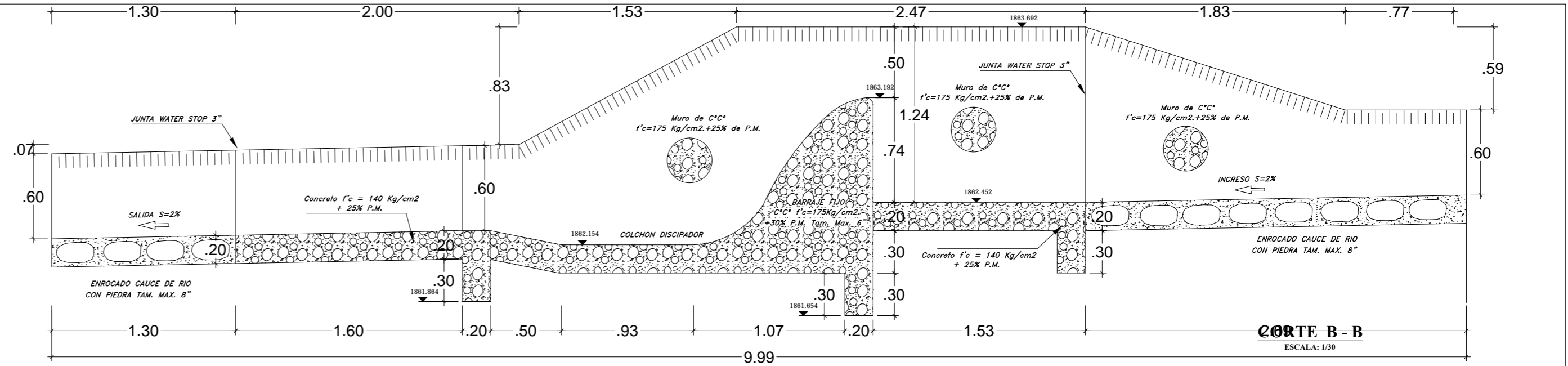
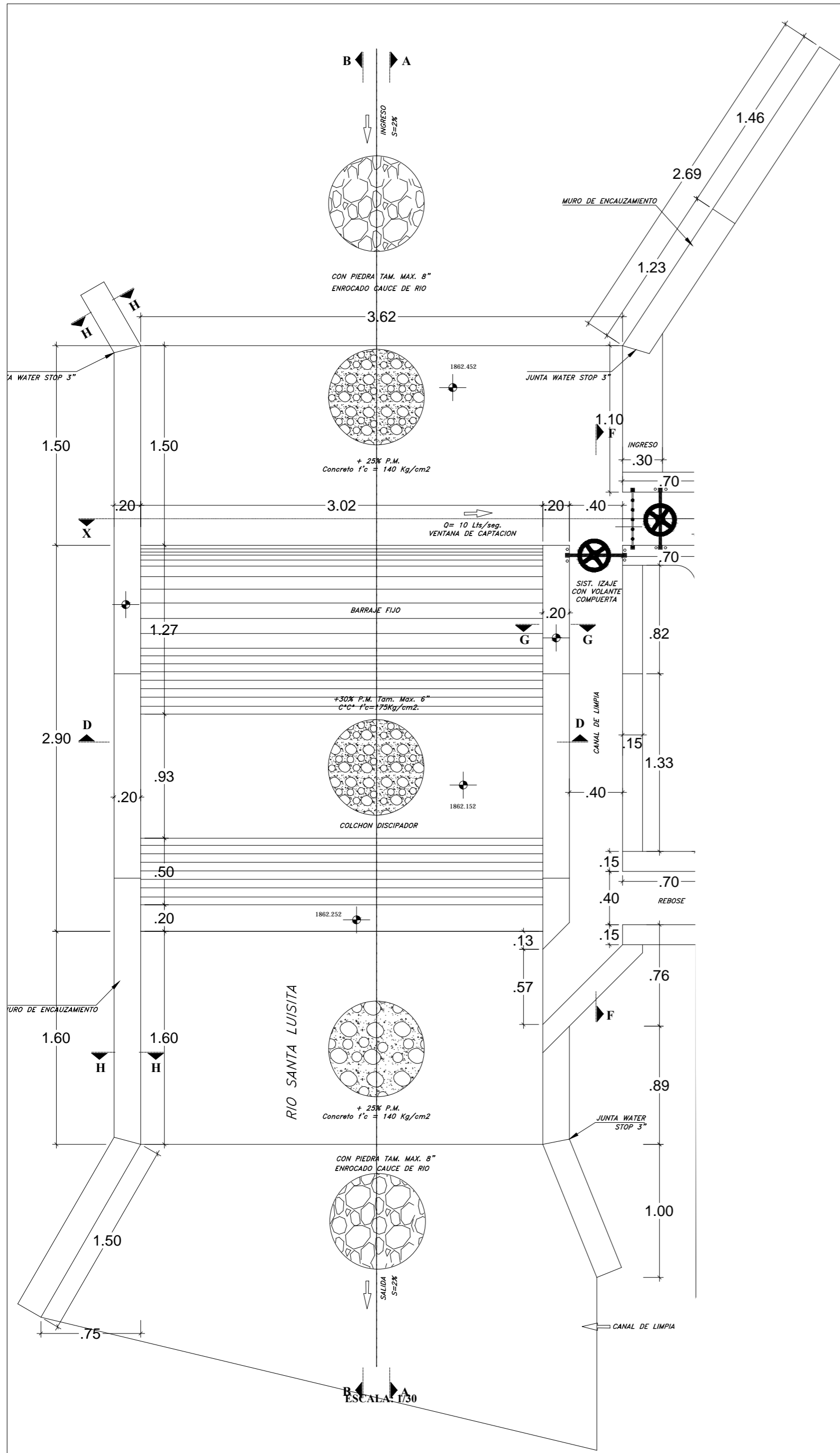
DISEÑO DE MURO EXTERIOR ESPESOR e=0.25m	
Fluencia del Acero (fy)	4200.00 kg/cm ²
Espesor promedio del Muro	0.25 m
Resistencia a Compresión del Concreto (fc)	240.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto (Ec)	232379 kg/cm ²
Cuantía Mínima ρ (21.9.2.1)	0.0025
Factor de Reducción a Tracción (ϕ)	0.9
Refuerzo Radial (horizontal) en la Cara Exterior (Acciones Membrana)	

Esfuerzo de Tracción Radial S11	79.93 Tn/m ²
Longitud del elemento a evaluar	0.50 m
Fuerza de Tracción Radial N des1	3265.00 Kg
Área de acero requerida	0.864 cm ²
Área de acero mínima requerida	2.500 cm ²
Área de acero usada	2.500 cm ²
Diámetro de barra	3/8
Área de la barra	0.710 cm ³
Cantidad de barras	3.53
Cantidad de barras a usar	3
Separación	0.167 m
Separación máxima	0.450 m
Separación a Usar	0.150 m
Se colocará varillas ϕ 3/8 @ 0.15 m	
REVISIÓN A MOMENTO Y CORTANTE	
Momento M 11 (Radial)	91.17 kg - m
Peralte Efectico	0.065 m
Cuantía necesaria ρ	0.00117
Área de Acero necesaria	0.376 cm ²
Se colocará varillas ϕ 3/8 @ 0.15 m	
Cortante V13 (Radial)	39.23 Kg
Cortante que resiste la sección propuesta	1872.10 Kg
No necesita refuerzo por Cortante	
Esfuerzo de Tracción Tangencial S22	128.75 Tn/m ²
Longitud del elemento a evaluar	0.90 m
Fuerza de Tracción Tangencial N Des2	5581.93 Kg
Área de acero requerida	1.477 cm ²
Área de acero mínima requerida	4.500 cm ²
Área de acero usada	4.500 cm ²
Diámetro de barra	3/8"
Área de la barra	0.710 cm ³
Cantidad de barras	6.35
Cantidad de barras a usar	7.01
Separación	0.129 m
Separación máxima	0.450 m
Separación a Usar	0.125 m
Se colocará varillas ϕ 3/8 @ 0.125 m	
REVISIÓN A MOMENTO Y CORTANTE	
Momento M 22 (Tangencial)	813.74 kg - m
Peralte Efectico	0.065 m
Cuantía necesaria ρ	0.0061
Área de Acero necesaria	3.57 cm ²
Se colocará varillas ϕ 3/8 @ 0.125 m	
Cortante V23 (Tangencial)	36.63 Kg
Cortante que resiste la sección propuesta	3369.79 Kg
No necesita refuerzo por Cortante	



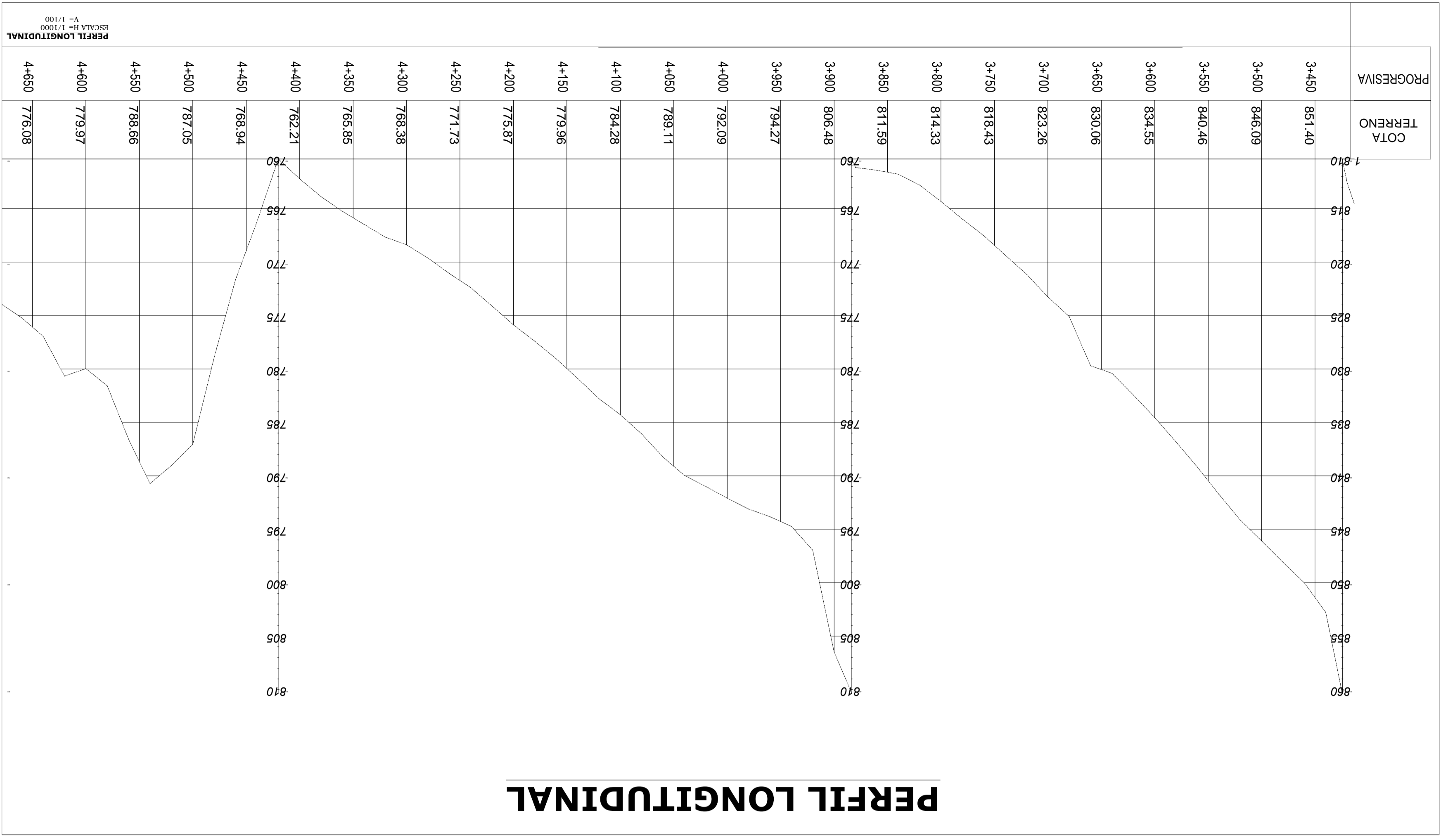
Refuerzo Radial (horizontal) en la Cara Interior (Acciones Membrana)	
Esfuerzo de Tracción Radial S11	38.61 Tn/m ²
Longitud del elemento a evaluar	0.5 m
Fuerza de Tracción Radial N des1	3027.67 Kg
Área de acero requerida	0.801 cm ²
Área de acero mínima requerida	2.500 cm ²
Área de acero usada	2.500 cm ²
Diámetro de barra	3/8
Área de la barra	0.710 cm ²
Cantidad de barras	3.52
Cantidad de barras a usar	4
Separación	0.125 m
Separación máxima	0.450 m
Separación a Usar	0.125 m
Se colocará varillas ϕ 3/8 @ 0.125 m	
REVISIÓN A MOM EN TO Y CORTANTE	
Momento M 11 (Radial)	95.40 kg - m
Peralte Efectico	0.065 m
Cuantía necesaria	0.00122
Área de Acero necesaria	0.394 cm ²
Cortante V13 (Radial)	40.38 Kg
Cortante que resiste la sección propuesta	1872.10 Kg
Esfuerzo de Tracción Tangencial S22	129.32 Tn/m ²
Longitud del elemento a evaluar	0.90 m
Fuerza de Tracción Tangencial N Des2	5533.21 Kg
Área de acero requerida	1.464 cm ²
Área de acero mínima requerida	4.500 cm ²
Área de acero usada	4.500 cm ²
Diámetro de barra	3/8
Área de la barra 0.710 cm ²	0.710 cm ²
Cantidad de barras	6.35
Cantidad de barras a usar	7
Separación	0.129 m
Separación máxima	0.450 m
Separación a Usar	0.125 m
Se colocará varillas ϕ 3/8 @ 0.125 m	
REVISIÓN A MOMEN TO Y CORTANTE	
Momento M 22 (Tangencial)	813.74 kg - m
Peralte Efectico	0.065 m
Cuantía necesaria ρ	0.0061
Área de Acero necesaria	3.57 cm ²
Cortante V23 (Tangencial)	2116.54 Kg
Cortante que resiste la sección propuesta	3369.79 Kg

PLANOS



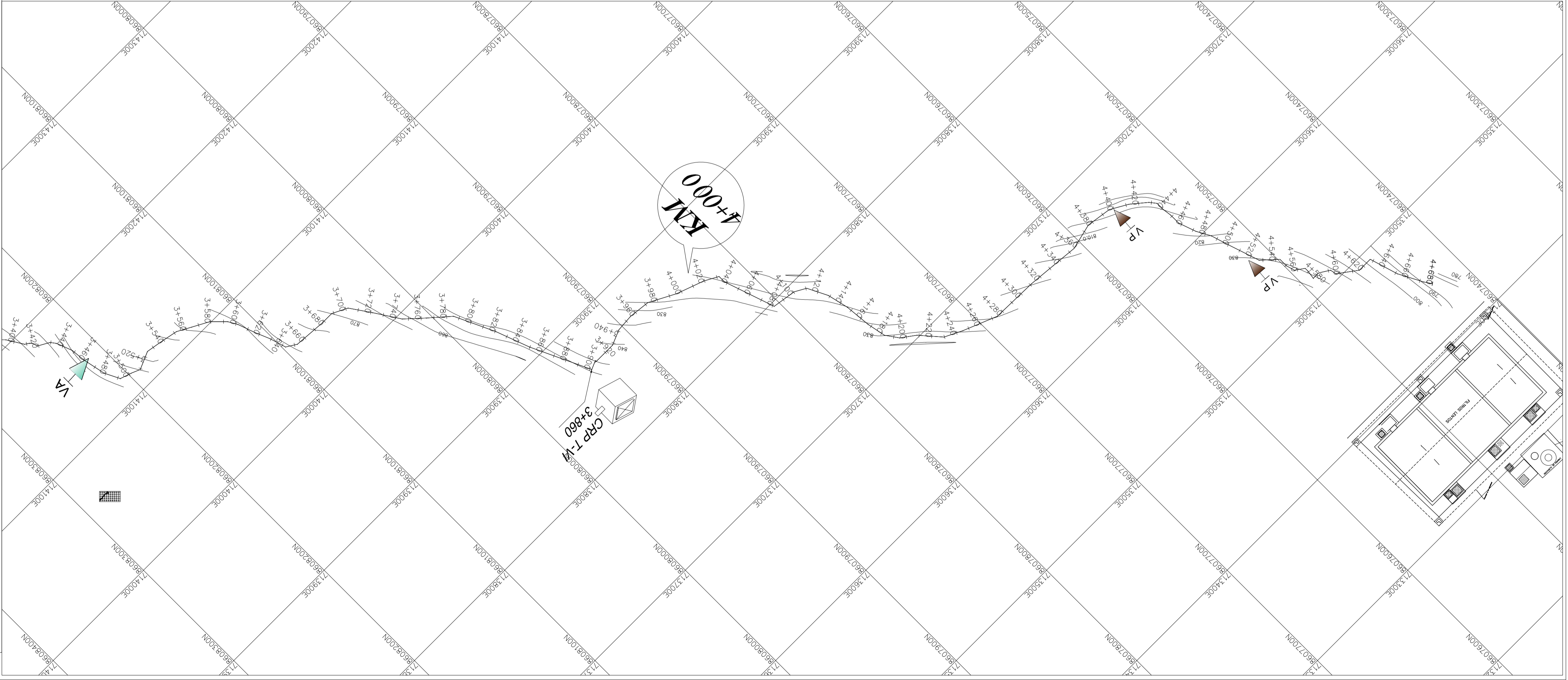
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P AGRONOMIA

Plano	CAPTACION	
Alumno:	Jorge Ore Arotoma	
ESCALA:	UBICACION:	LÁMINA:
INDICADA	DEPARTAMENTO : CUSCO PROVINCIA : LA CONVENCION DISTRITO : ECHARATI SECTOR : C.P. KEPASHIATO	PC-01



PERFIL LONGITUDINAL

PLANTA
ESCALA: 1/2000



PP-03

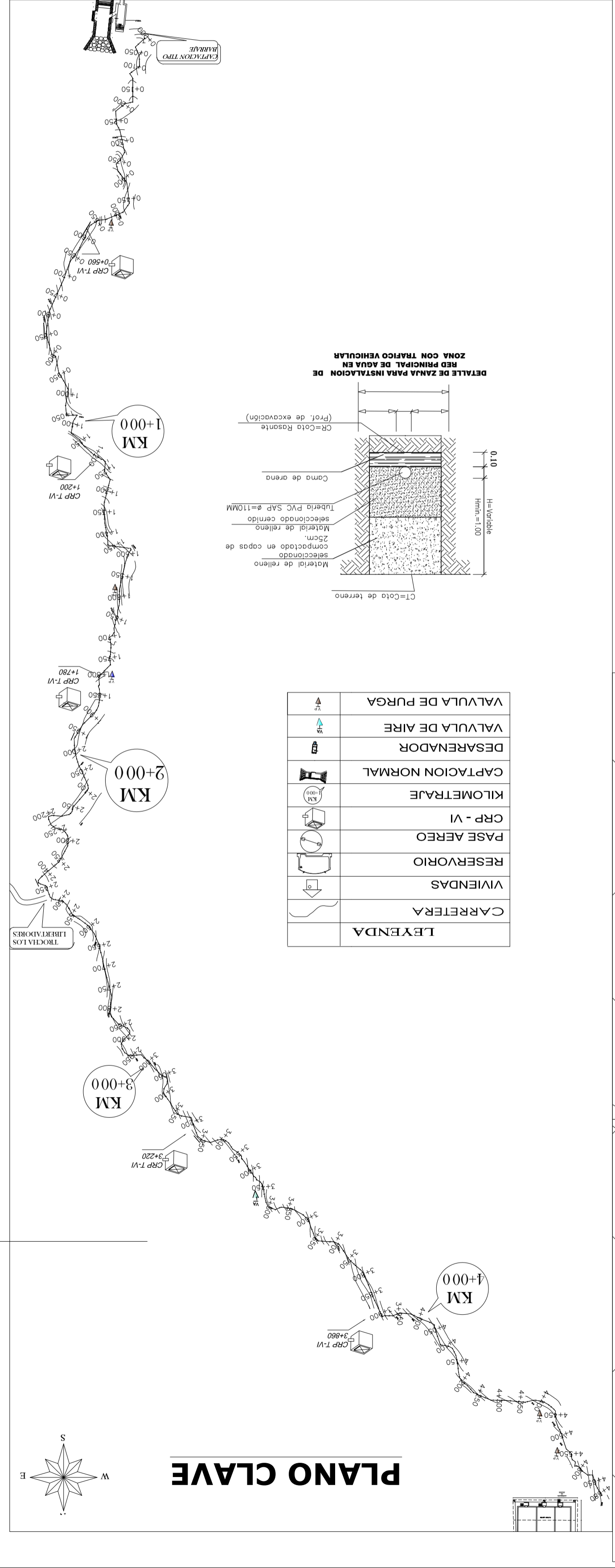
LAMINA

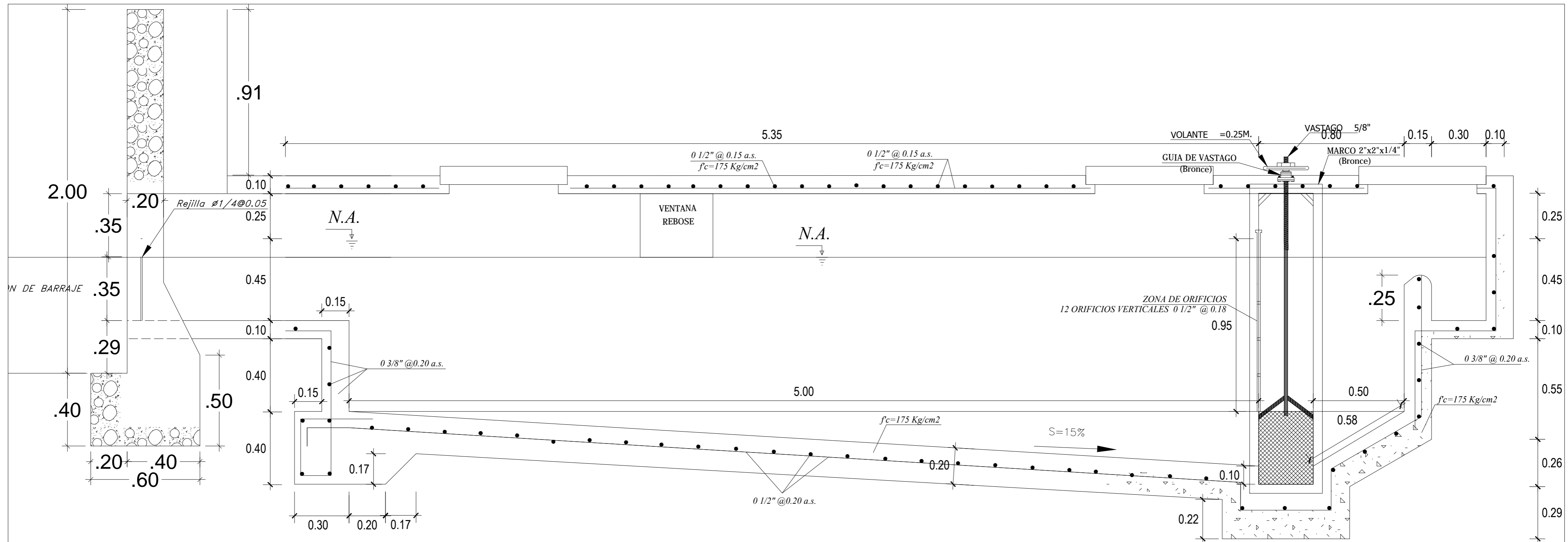
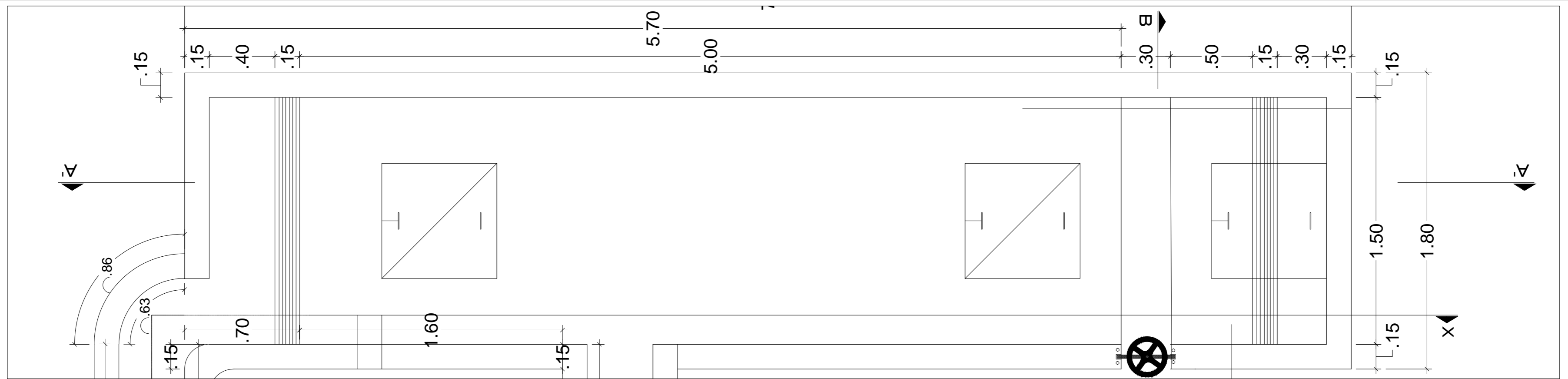
DEPARTAMENTO : CUSCO
 PROVINCIA : LA CONVENCIÓN
 DISTRITO : ECHARATI
 SECTOR : C.P. KEPASHIATO

Alumno: Jorge Ore Artozoma


Plano: PLANTA Y PERFIL 3+450 AL 4+680

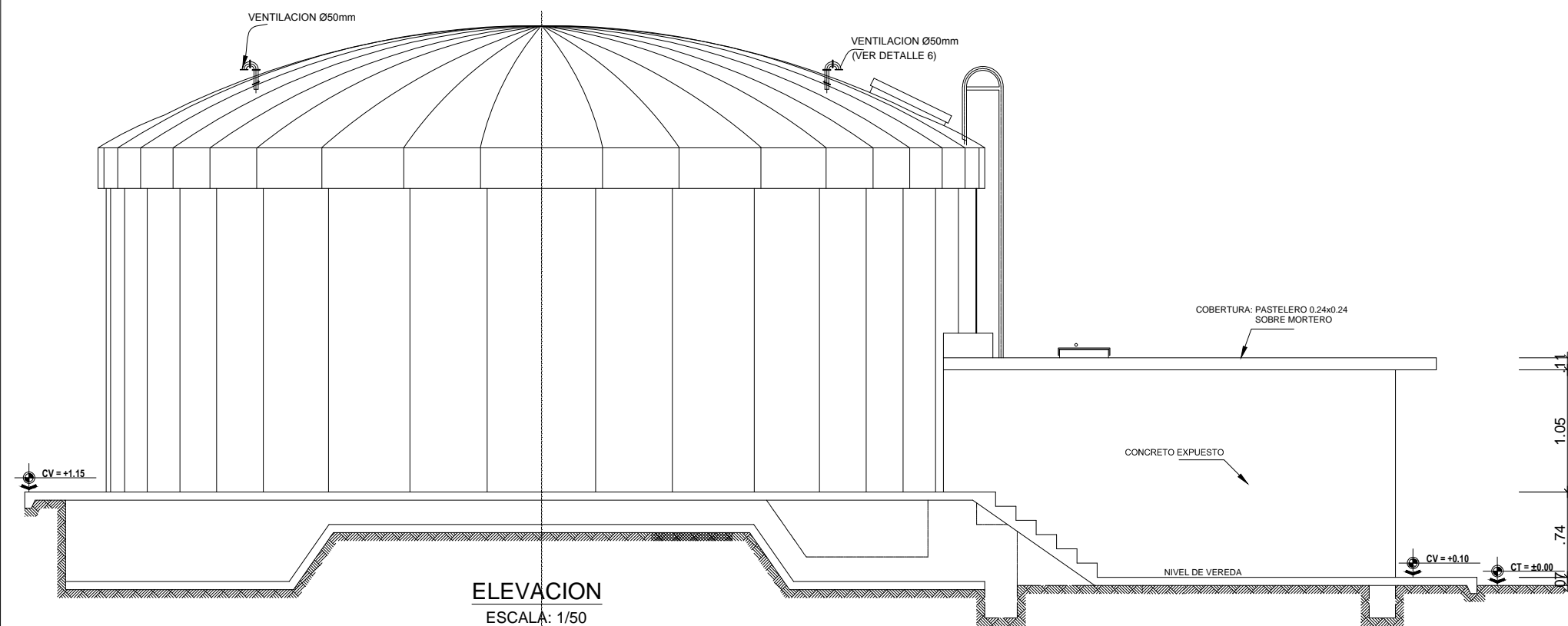
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 E.F.P. AGONOMIA



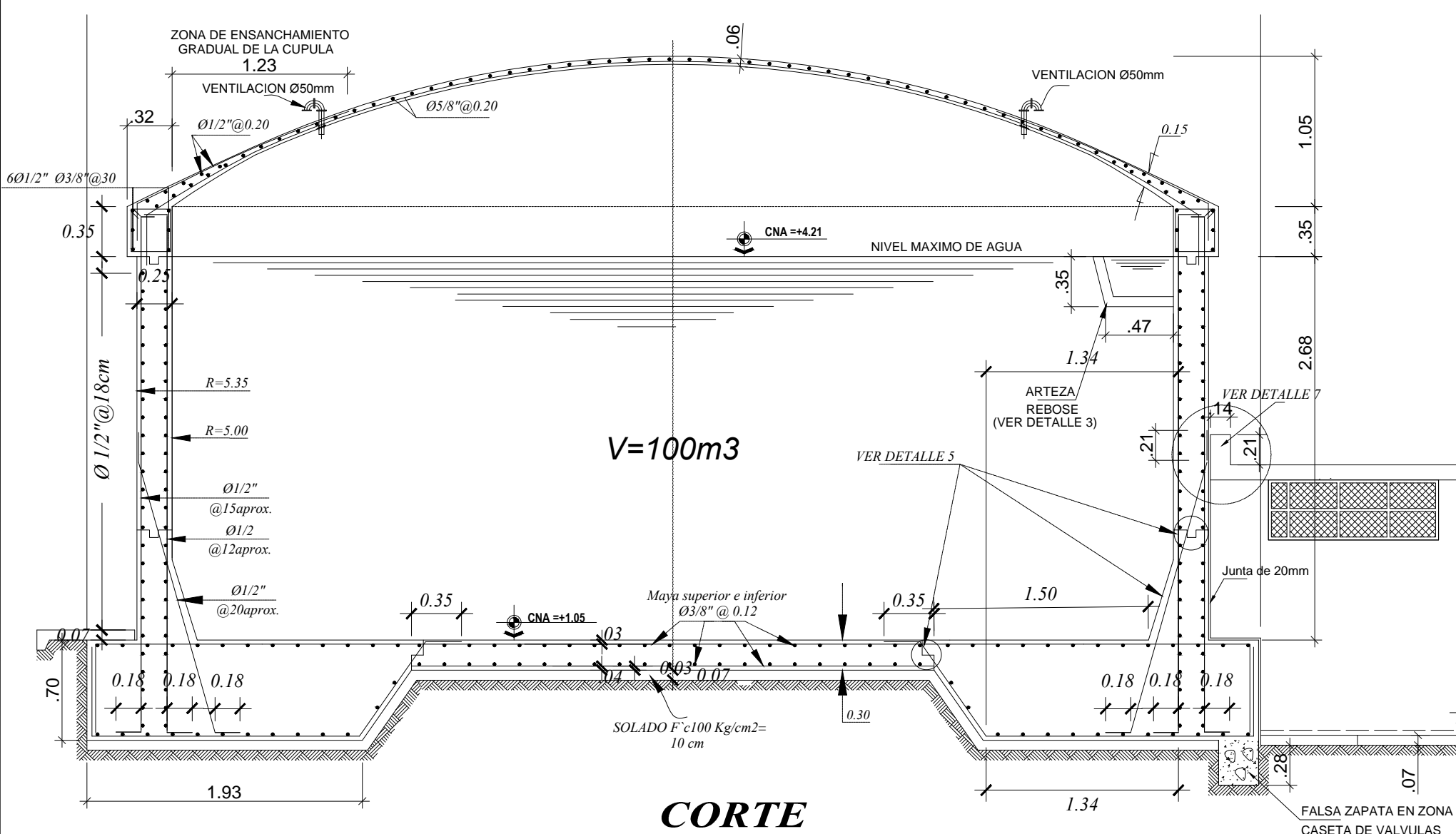


UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 E.F.P AGRONOMIA

	Plano	DESARENADOR	
	Alumno:	Jorge Ore Arotoma	
ESCALA:	UBICACION:	DEPARTAMENTO : CUSCO	LÁMINA:
INDICADA	PROVINCIA : LA CONVENCION	DISTRITO : ECHARATI	PD-01
	SECTOR : C.P. KEPASHIATO		



ELEVACION
ESCALA: 1/50



CORTE

ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIALES

- ACERO fy=4200 kg/cm2
- Solado f'c= 100 kg/cm2
- Sub-zapatas (con 30% de piedra desplazadora de 0.25 max.) f'c=100 kg/cm2
- Fondo y Paredes Reservoirio f'c=240 kg/cm2
- Cobertura Esferica f'c=240 kg/cm2
- Caseta de Valvulas f'c=175 kg/cm2
- CEMENTO PORTLAND TIPO II PARA TODO CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUELO
- CEMENTO PORTLAND TIPO I PARA EL RESTO DE LA ESTRUCTURA

RECUBRIMIENTOS

- Concreto vaciado contra el suelo _____ 7.5 cm.
- Concreto en contacto con el terreno (vaciado con encofrado) _____ 4.0 cm.
- Cobertura esferica de Cuba _____ 2.0 cm.
- Fondos, Paredes de Cuba y Vigas de Amarre _____ 4.0 cm.

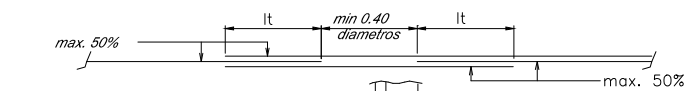
REVOQUES

TARRAJEAR LAS SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA CON MEZCLA 1:3 C/A DE 2 cm. DE ESPESOR. ACABADO FROTACHADO FINO, UTILIZAR IMPERMEABILIZANTE (SIKA 1 o SIMILAR) DE ACUERDO A LAS RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE

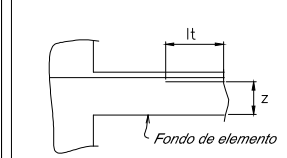
LONGITUD DE TRASLAPE (lt)

1.- USO

- a) Solo donde no se indique expresamente en los planos.
- b) Se traspasara maximo el 50% del refuerzo que pasa por una seccion y entre dos traslapes sucesivos habra una distancia minima de 40 diametros del refuerzo en uso.



2. LONGITUD



Ø	LONGITUD (lt) en cms.	
	Ref. horizontal con Z>30 cm.	Ref. vertical y Ref. horizontal con Z<30 cm.
Ø 1/4"	40	30
Ø 3/8"	55	45
Ø 1/2"	75	55
Ø 5/8"	90	75
Ø 3/4"	110	85
Ø 1"	180	140

REFUERZO HORIZONTAL

REFUERZO VERTICAL

REGLAMENTOS

- NORMA E-020 CARGAS
- NORMA E-060 CONCRETO ARMADO
- NORMA ACI 350 - 01

RESUMEN PARAMETROS SISMICOS

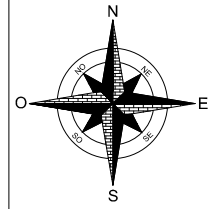
Sa	ACELERACION ESPECTRAL	$Sa = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$
Z	FACTOR DE ZONA	Z=0.40 (Zona 3)
U	FACTOR DE CATEGORIA DE EDIFICACION	U=1.5 (Categoria "A": Edificaciones Esenciales)
S	PARAMETRO DE SUELO	S=1.0 (Suelo Tipo S1)
C	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA	C=2.5 x (Tp/1) ^{1.25} ; C ≤ 2.5
R	COEFICIENTE DE REDUCCION	R=4.0 (Muros con Ductilidad limitada)
g	ACELERACION DE GRAVEDAD	9.81 m/seg ²
Tp	PERIODO LIMITE DE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO EN SEGUNDOS	Tp=0.4 (Suelo Tipo S1)

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION:

TIPO DE CIMENTACION: CORRIDO ARMADO

PROYECTO
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P AGRONOMIA

Plano	RESERVORIO 100 m3
Alumno:	Jorge Ore Aroloma
ESCALA:	UBICACION:
INDICADA	DEPARTAMENTO : CUSCO PROVINCIA : LA CONVENCIÓN DISTRITO : ECHARATI SECTOR : C.P. KEPASHIATO
LÁMINA: RE-01	



8601910 N

8601905 N

8601900 N

8601890 N

8601885 N

694740 E

694775 E

694770 E

694775 E

694770 E

694775 E

Cloración
A reservorio
existente

Camara repartidor
de caudales

A reservorio proyectada

26.64m

11.79m

25.32m

LLEGA LINEA DE CONDUCCION Ø 110mm

tuberia de 110 m para retralavod

tuberia de 110 m

tuberia de 110 m

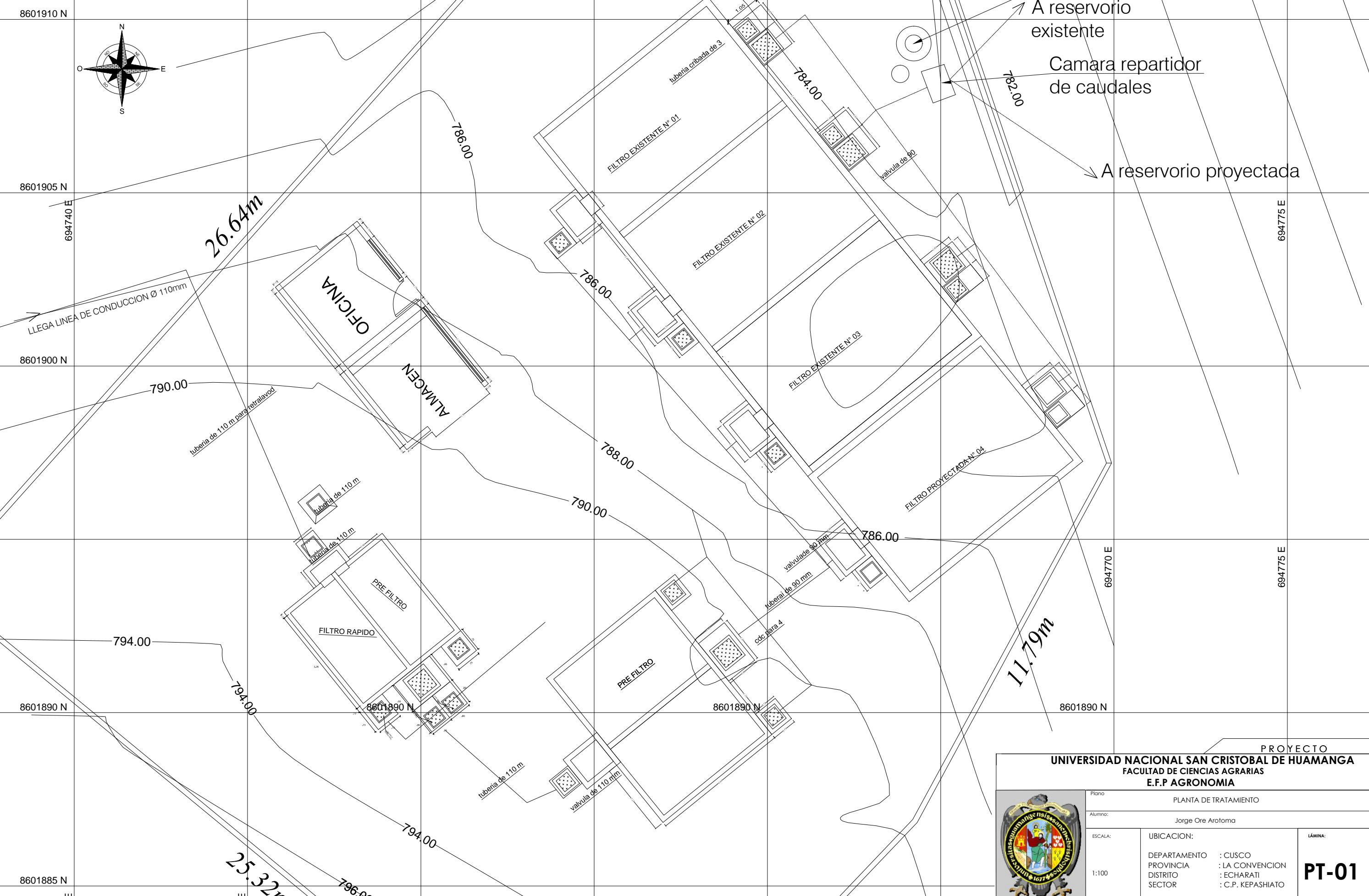
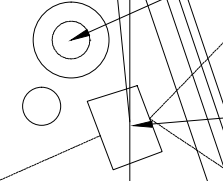
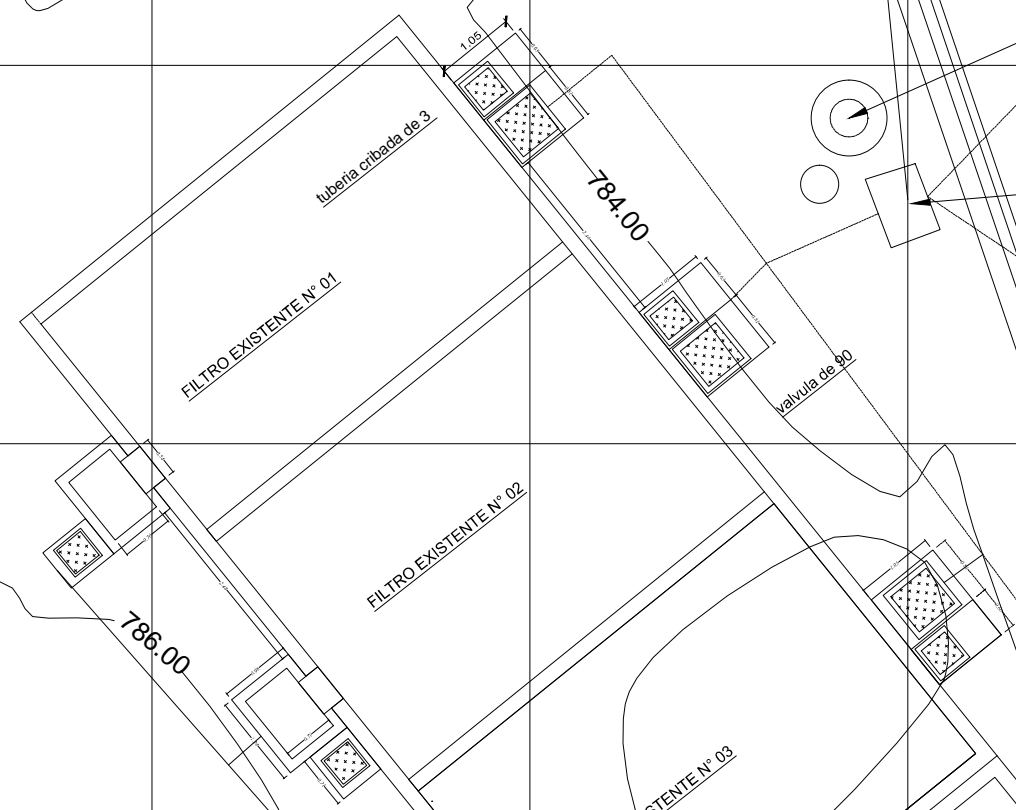
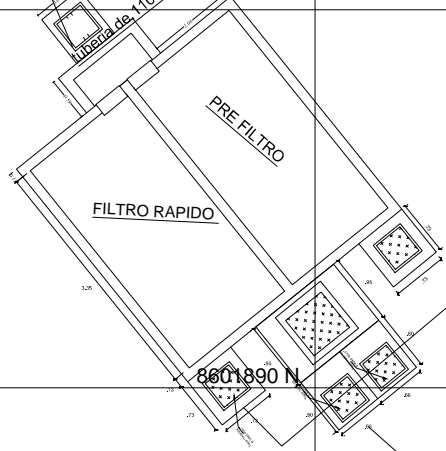
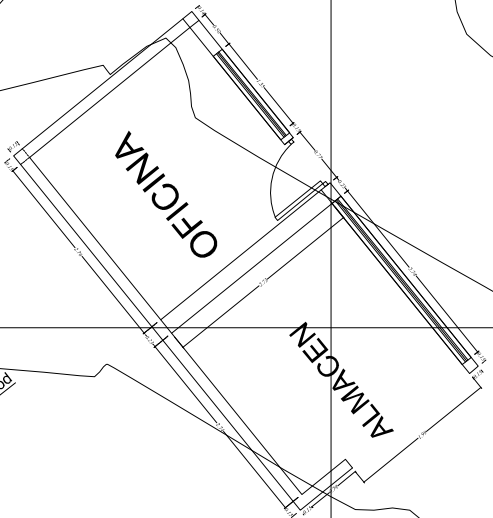
tuberia de 110 m


valvula de 110 mm

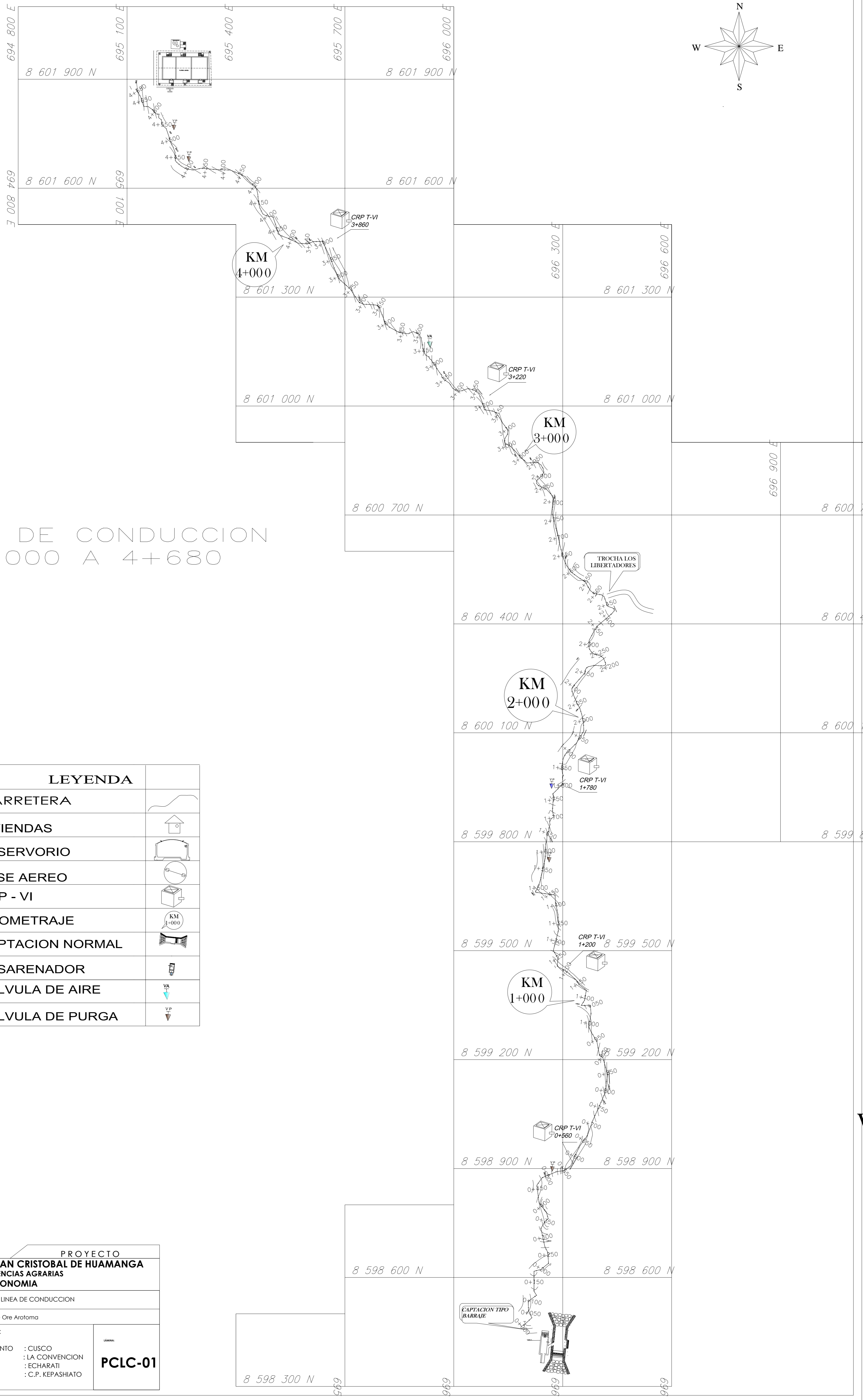
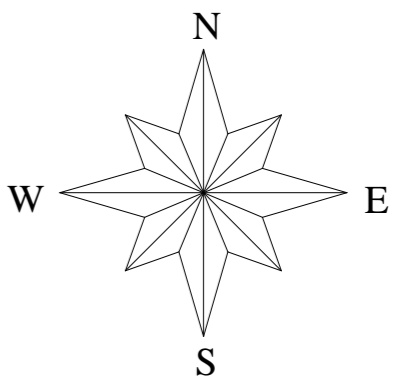
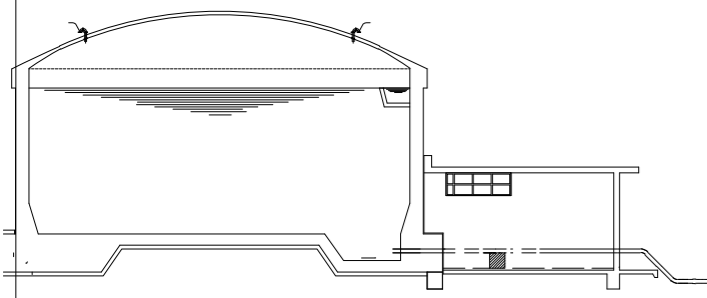
valvula de 90 mm

tuberia de 90 mm

cdo para 4




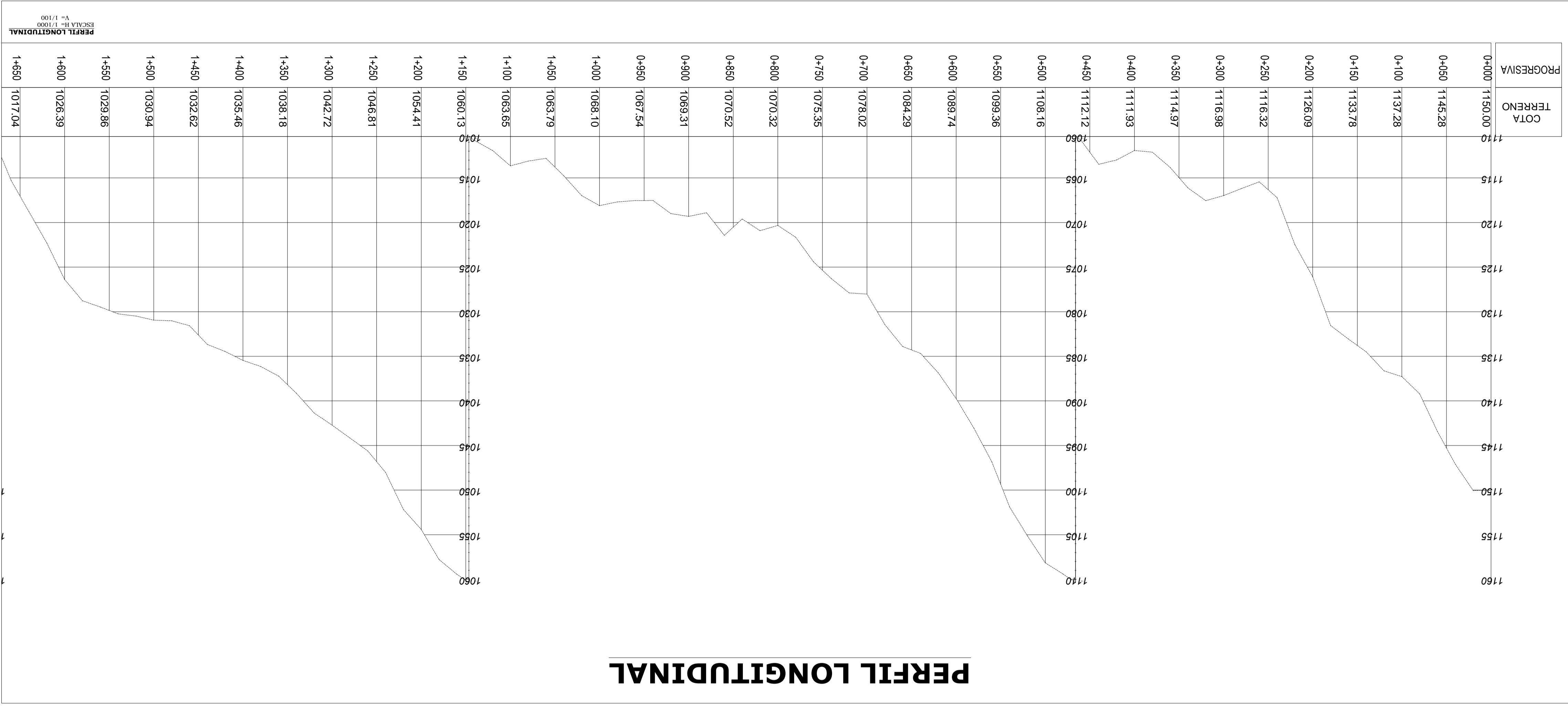
PROYECTO UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P AGRONOMIA		
	Plano: PLANTA DE TRATAMIENTO Alumno: Jorge Ore Arotoma	
ESCALA: 1:100	UBICACION: DEPARTAMENTO : CUSCO PROVINCIA : LA CONVENCIÓN DISTRITO : ECHARATI SECTOR : C.P. KEPASHIATO	LÁMINA: PT-01



LINEA DE CONDUCCION
0+000 A 4+680

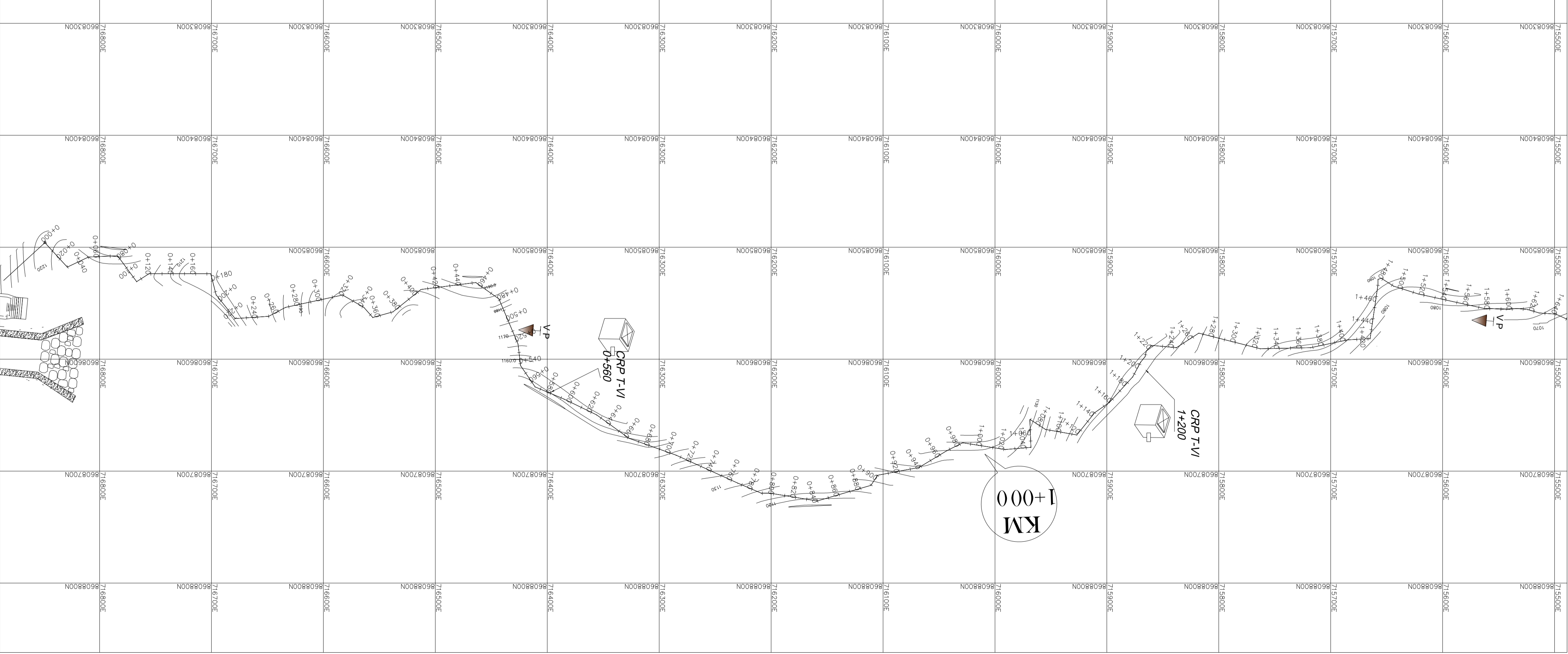
LEYENDA	
CARRETERA	
VIVIENDAS	
RESERVORIO	
PASE AEREO	
CRP - VI	
KILOMETRAJE	
CAPTACION NORMAL	
DESARENADOR	
VALVULA DE AIRE	
VALVULA DE PURGA	

PROYECTO UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P AGRONOMIA		
	Plano: PLANTA CLAVE LINEA DE CONDUCCION Alumno: Jorge Ore Arotoma ESCALA: 1:5000 UBICACION: DEPARTAMENTO : CUSCO PROVINCIA : LA CONVENCIÓN DISTRITO : ECHARATI SECTOR : C.P. KEPASHIATO	
		PCLC-01



PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA: 1/2000
PLANTA



PP-01

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. AGRONOMIA

PROYECTO

PLANTA Y PERFIL 0+000 AL 1+650

UBICACION: Jorge Ore Arcozoma

DEPARTAMENTO : CUSCO
PROVINCIA : LA CONVENCIÓN
DISTRITO : ECHARATI
SECTOR : C.P. KEPASHIATO

INDICADA

ESCALA:

PLANTA

PLANO CLAVE

ESCALA: 1/8600

PLANO CLAVE

LEYENDA

	VALVULA DE PURGA
	VALVULA DE AIRE
	DESARENADOR
	CAPTACION NORMAL
	KILOMETRAJE
	PASE AEREO
	RESERVORIO
	VIVENIDAS
	CARRERA

DETALLE DE ZONA PARA INSTALACION DE RED PRINCIPAL DE AGUA EN ZONA CON TRAFICO VEHICULAR

CT=Cota de terreno
H=altura
Hmin=100

Materiales de relleno seleccionados en capas de 20cm.
Materiales de relleno seleccionados en capas de 20cm.
Tubería PVC SAP Ø=110MM
Corno de drenaje
CR=Cota Rosete (Prot. de excavación)

0.00

1+000

2+000

3+000

4+000

5+000

6+000

7+000

8+000

9+000

10+000

11+000

12+000

13+000

14+000

15+000

16+000

17+000

18+000

19+000

20+000

21+000

22+000

23+000

24+000

25+000

26+000

27+000

28+000

29+000

30+000

31+000

32+000

33+000

34+000

35+000

36+000

37+000

38+000

39+000

40+000

41+000

42+000

43+000

44+000

45+000

46+000

47+000

48+000

49+000

50+000

51+000

52+000

53+000

54+000

55+000

56+000

57+000

58+000

59+000

60+000

61+000

62+000

63+000

64+000

65+000

66+000

67+000

68+000

69+000

70+000

71+000

72+000

73+000

74+000

75+000

76+000

77+000

78+000

79+000

80+000

81+000

82+000

83+000

84+000

85+000

86+000

87+000

88+000

89+000

90+000

91+000

92+000

93+000

94+000

95+000

96+000

97+000

98+000

99+000

100+000

101+000

102+000

103+000

104+000

105+000

106+000

107+000

108+000

109+000

110+000

111+000

112+000

113+000

114+000

115+000

116+000

117+000

118+000

119+000

120+000

121+000

122+000

123+000

124+000

125+000

126+000

127+000

128+000

129+000

130+000

131+000

132+000

133+000

134+000

135+000

136+000

137+000

138+000

139+000

140+000

141+000

142+000

143+000

144+000

145+000

146+000

147+000

148+000

149+000

150+000

151+000

152+000

153+000

154+000

155+000

156+000

157+000

158+000

159+000

160+000

161+000

162+000

163+000

164+000

165+000

166+000

167+000

168+000

169+000

170+000

171+000

172+000

173+000

174+000

175+000

176+000

177+000

178+000

179+000

180+000

181+000

182+000

183+000

184+000

185+000

186+000

187+000

188+000

189+000

190+000

191+000

192+000

193+000

194+000

195+000

196+000

197+000

198+000

199+000

200+000

201+000

202+000

203+000

204+000

205+000

206+000

207+000

208+000

209+000

210+000

211+000

212+000

213+000

214+000

215+000

216+000

217+000

218+000

219+000

220+000

221+000

222+000

223+000

224+000

225+000

226+000

227+000

228+000

229+000

230+000

231+000

232+000

233+000

234+000

235+000

236+000

237+000

238+000

239+000

240+000

241+000

242+000

243+000

244+000

245+000

246+000

247+000

248+000

249+000

250+000

251+000

252+000

253+000

254+000

255+000

256+000

257+000

258+000

259+000

260+000

261+000

262+000

263+000

264+000

265+000

266+000

267+000

268+000

269+000

270+000

271+000

272+000

273+000

274+000

275+000

276+000

277+000

278+000

279+000

280+000

281+000

282+000

283+000

284+000

285+000

286+000

287+000

288+000

289+000

290+000

291+000

292+000

293+000

294+000

295+000

296+000

297+000

298+000

299+000

300+000

301+000

302+000

303+000

304+000

305+000

306+000

307+000

308+000

309+000

310+000

311+000

312+000

313+000

314+000

315+000

316+000

317+000

318+000

319+000

320+000

321+000

322+000

323+000

324+000

325+000

326+000

327+000

328+000

329+000

330+000

331+000

332+000

333+000

334+000

335+000

336+000

337+000

338+000

339+000

340+000

341+000

342+000

343+000

344+000

345+000

346+000

347+000

348+000

349+000

350+000

351+000

352+000

353+000

354+000

355+000

356+000

357+000

358+000

359+000

360+000

361+000

362+000

363+000

364+000

365+000

366+000

367+000

368+000

369+000

370+000

371+000

372+000

373+000

374+000

375+000

376+000

377+000

378+000

379+000

380+000

381+000

382+000

383+000

384+000

385+000

386+000

387+000

388+000

389+000

390+000

391+000

392+000

393+000

394+000

395+000

396+000

397+000

398+000

399+000

400+000

401+000

402+000

403+000

404+000

405+000

406+000

407+000

408+000

409+000

410+000

411+000

412+000

413+000

414+000

415+000

416+000

417+000

418+000

419+000

420+000

421+000

422+000

423+000

424+000

425+000

426+000

427+000

428+000

429+000

430+000

431+000

432+000

433+000

434+000

435+000

436+000

437+000

438+000

439+000

440+000

441+000

442+000

443+000

444+000

445+000

446+000

447+000

448+000

449+000

450+000

451+000

452+000

453+000

454+000

455+000

456+000

457+000

458+000

459+000

460+000

461+000

462+000

463+000

464+000

465+000

466+000

467+000

468+000

469+000

470+000

471+000

472+000

473+000

474+000

475+000

476+000

477+000

478+000

479+000

480+000

481+000

482+000

483+000

484+000

485+000

486+000

487+000

488+000

489+000

490+000

491+000

492+000

493+000

494+000

495+000

496+000

497+000

498+000

499+000

500+000

501+000

502+000

503+000

504+000

505+000

506+000

507+000

508+000

509+000

510+000

511+000

512+000

513+000

514+000

515+000

516+000

517+000

518+000

519+000

520+000

521+000

522+000

523+000

524+000

525+000

526+000

527+000

528+000

529+000

530+000

531+000

532+000

533+000

534+000

535+000

536+000

537+000

538+000

539+000

540+000

541+000

542+000

543+000

544+000

545+000

546+000

547+000

548+000

549+000

550+000

551+000

552+000

553+000

554+000

555+000

556+000

557+000

558+000

559+000

560+000

561+000

562+000

563+000

564+000

565+000

566+000

567+000

568+000

569+000

570+000

571+000

572+000

573+000

574+000

575+000

576+000

577+000

578+000

579+000

580+000

581+000

582+000

583+000

584+000

585+000

586+000

587+000

588+000

589+000

590+000

591+000

592+000

593+000

594+000

595+000

596+000

597+000

598+000

599+000

600+000

601+000

602+000

603+000

604+000

605+000

606+000

607+000

608+000

609+000

610+000

611+000

612+000

613+000

614+000

615+000

616+000

617+000

618+000

619+000

620+000

621+000

622+000

623+000

624+000

625+000

626+000

627+000

628+000

629+000

630+000

631+000

632+000

633+000

634+000

635+000

636+000

637+000

638+000

639+000

640+000

641+000

642+000

643+000

644+000

645+000

646+000

647+000

648+000

649+000

650+000

651+000

652+000

653+000

654+000

655+000

656+000

657+000

658+000

659+000

660+000

661+000

662+000

663+000

664+000

665+000

666+000

667+000

668+000

669+000

670+000

671+000

672+000

673+000

674+000

675+000

676+000

677+000

678+000

679+000

680+000

681+000

682+000

683+000

684+000

685+000

686+000

687+000

688+000

689+000

690+000

691+000

692+000

693+000

694+000

695+000

696+000

697+000

698+000

699+000

700+000

701+000

702+000

703+000

704+000

705+000

706+000

707+000

708+000

709+000

710+000

711+000

712+000

713+000

714+000

715+000

716+000

717+000

718+000

719+000

720+000

721+000

722+000

723+000

724+000

725+000

726+000

727+000

728+000

729+000

730+000

731+000

732+000

733+000

734+000

735+000

736+000

737+000

738+000

739+000

740+000

741+000

742+000

743+000

744+000

745+000

746+000

747+000

748+000

749+000

750+000

751+000

752+000

753+000

754+000

755+000

756+000

757+000

758+000

759+000

760+000

761+000

762+000

763+000

764+000

765+000

766+000

767+000

768+000

769+000

770+000

771+000

772+000

773+000

774+000

775+000

776+000

777+000

778+000

779+000

780+000

781+000

782+000

783+000

784+000

785+000

786+000

787+000

788+000

789+000

790+000

791+000

792+000

793+000

794+000

795+000

796+000

797+000

798+000

799+000

800+000

801+000

802+000

803+000

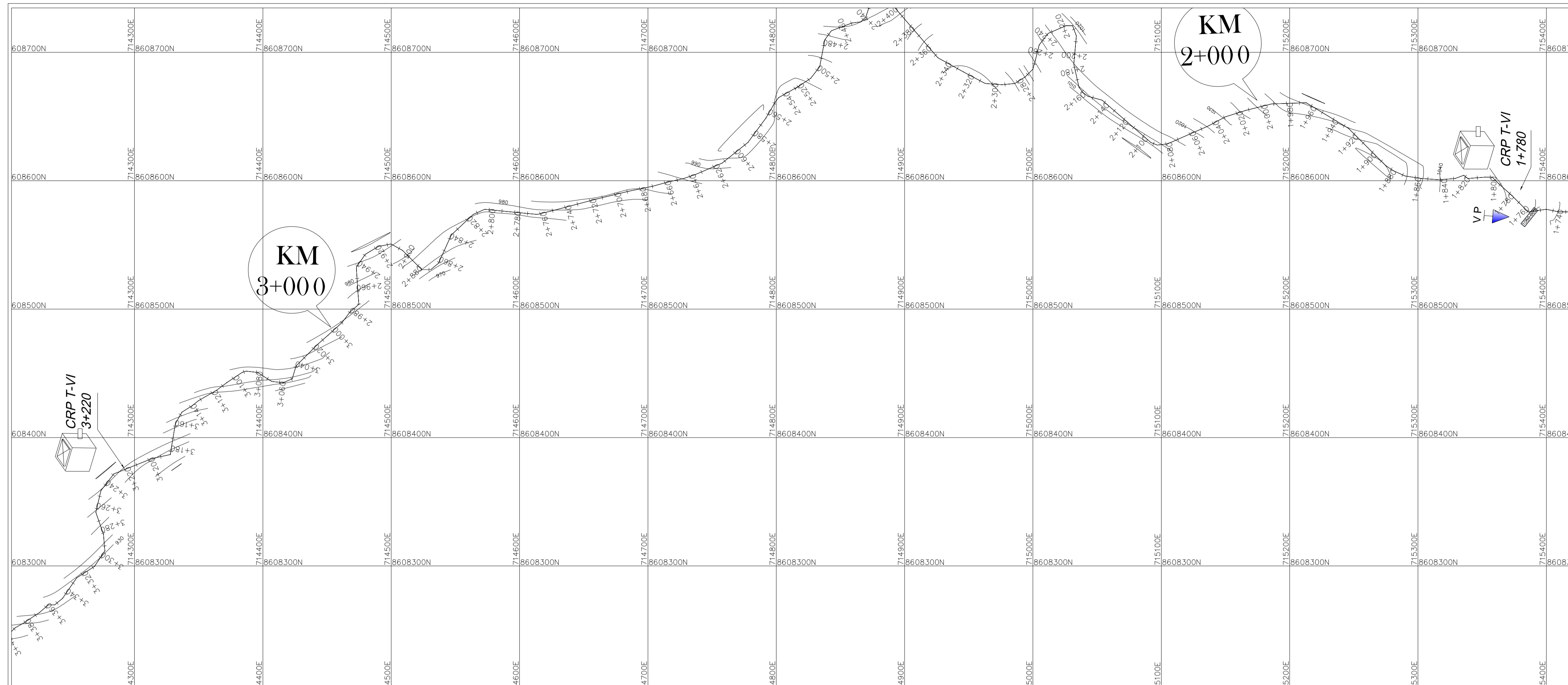
804+000

805+000

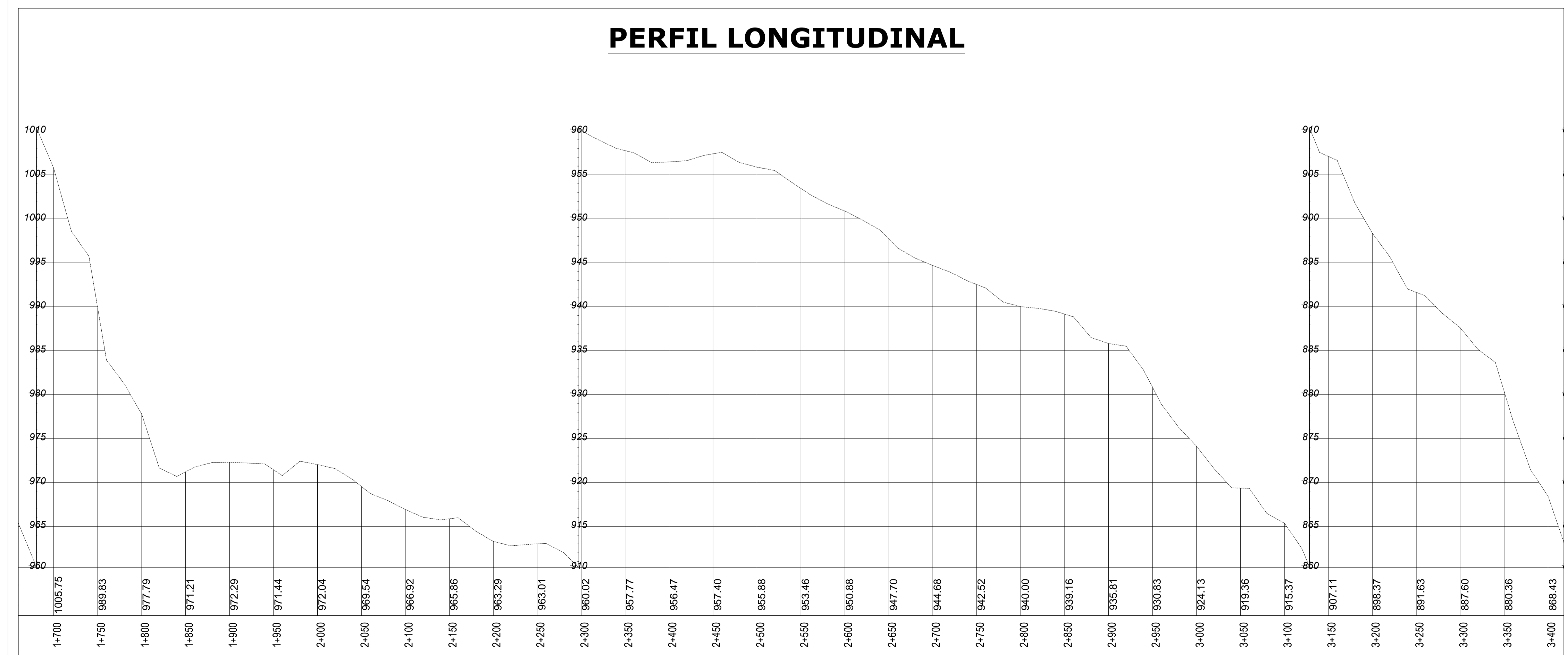
806+000

807+000

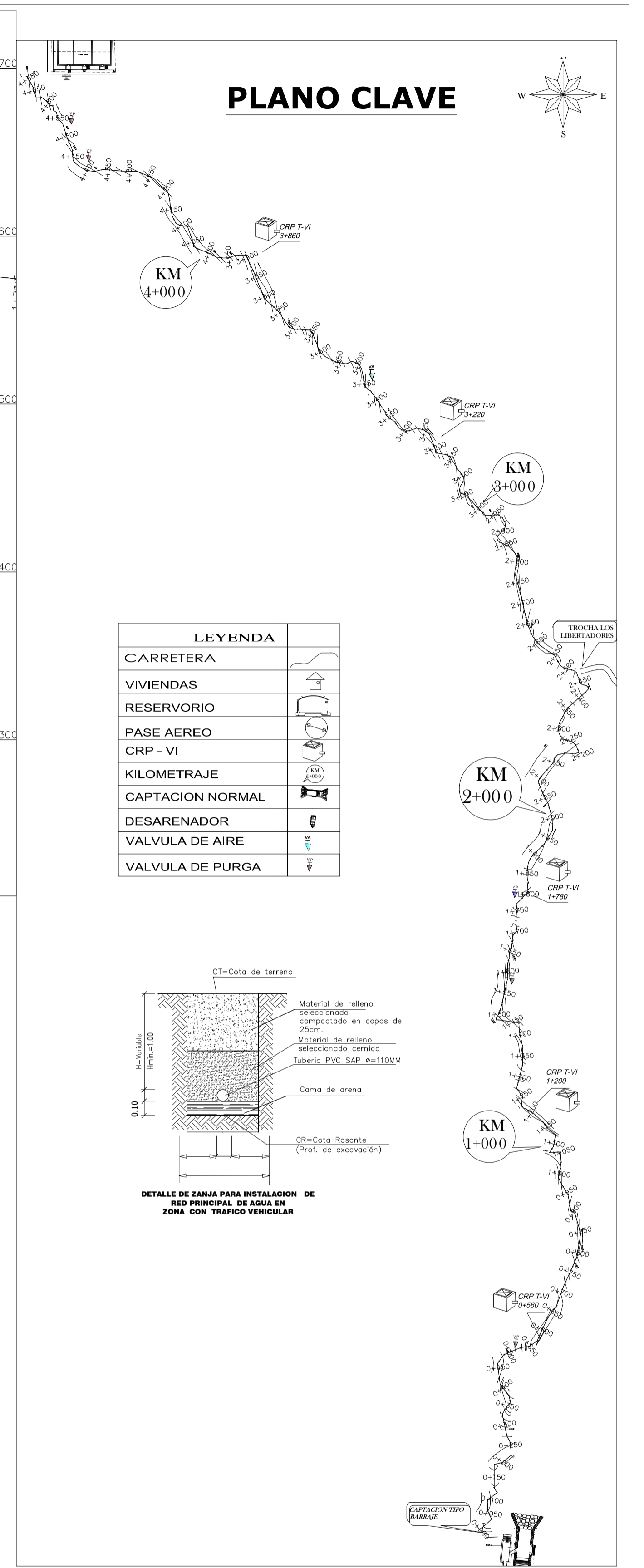
808+00



PLANTA
ESCALA: 1/2000



PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA H= 1/1000
V= 1/100



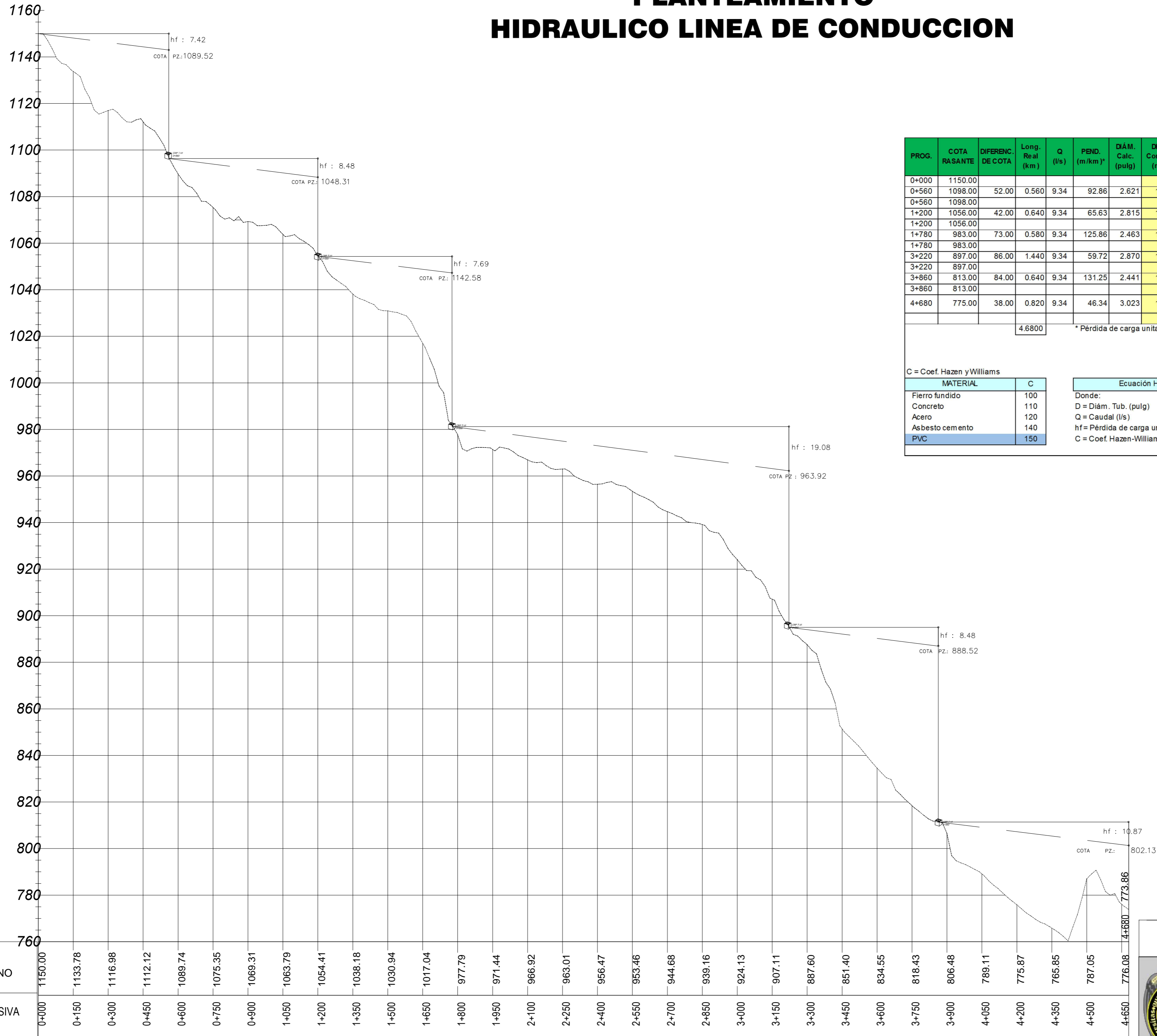
PLANO CLAVE
ESCALA: 1/8600

PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. AGRONOMIA

Plano	PLANTA Y PERFIL 1+700 AL 3+400	
Alumno:	Jorge Ore Arotoma	
ESCALA:	UBICACION:	LÁMINA:
INDICADA	DEPARTAMENTO : CUSCO PROVINCIA : LA CONVENCIÓN DISTRITO : ECHARATI SECTOR : C.P. KEPASHIATO	PP-02

PLANTEAMIENTO HIDRAULICO LINEA DE CONDUCCION



PROG.	COTA RASANTE	DIFERENC. DE COTA	Long. Real (km)	Q (l/s)	PEND. (m/km)	DIAM. Calc. (pulg)	DIAM. Comerc. (mm)	DIAM. Interno. (mm)	DIAM. Interno. (pulg.)**	VELOC. (m/s)***	hf calc. (m/km)	Hf del tramo (m)	COTA PIEZOM. (m)	Presión Operación (m)	DESCRIPCIÓN
0+000	1150.00												1150.00	1150.00	CAPTACION
0+560	1098.00	52.00	0.560	9.34	92.86	2.621	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	7.42	1142.58	44.58	CRP 01
0+560	1098.00												1098.00		CRP 01
1+200	1056.00	42.00	0.640	9.34	65.63	2.815	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	8.48	1089.52	33.52	CRP 02
1+200	1056.00												1056.00		CRP 02
1+780	983.00	73.00	0.580	9.34	125.86	2.463	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	7.69	1048.31	65.31	CRP 03
1+780	983.00												983.00		CRP 03
3+220	897.00	86.00	1.440	9.34	59.72	2.870	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	19.08	963.92	66.92	CRP 04
3+220	897.00												897.00		CRP 04
3+860	813.00	84.00	0.640	9.34	131.25	2.441	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	8.48	888.52	75.52	CRP 05
3+860	813.00												813.00		CRP 05
4+680	775.00	38.00	0.820	9.34	46.34	3.023	110.00	99.40	3.91	1.20	13.25	10.87	802.13	27.13	PLANTA - TRATAMIENTO
4+680	775.00												775.00		

* Pérdida de carga unitaria ** Tener presente "Diámetro Interno" del fabricante *** Rango aceptable de: 0.6 - 3.6 m/s
Pérd. de cargas por tramo deben ser <= a la carga disp.(dif. Cotas)

C = Coef. Hazen y Williams

MATERIAL	C
Fierro fundido	100
Concreto	110
Acero	120
Asbesto cemento	140
PVC	150

Ecuación Hazen Williams $Q = 0.0004264xCx (D^{2.63})x(hf^{0.54})$

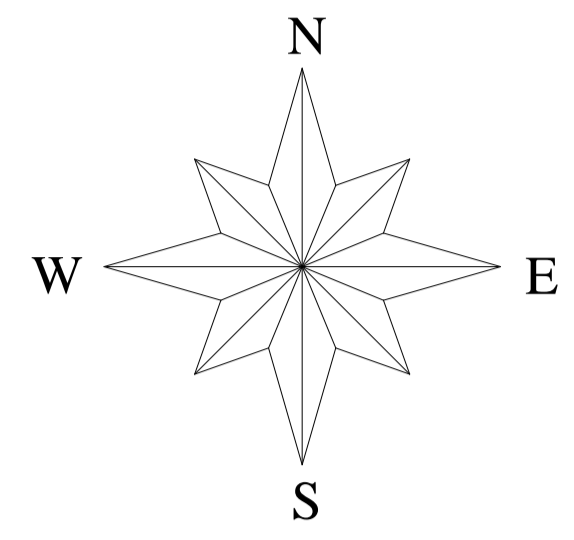
Donde:
D = Diám. Tub. (pulg)
Q = Caudal (l/s)
hf = Pérdida de carga unitaria (m/km)
C = Coef. Hazen-Williams



ESCALA: H= 1/2000
V= 1/2000

PROYECTO		
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS		
E.F.P AGRONOMIA		
Plano	PLANTEAMIENTO HIDRAULICO LINEA DE CONDUCCION	
Alumno:	Jorge Ore Arotoma	
ESCALA:	UBICACION:	LAMINA:
INDICADA	DEPARTAMENTO : CUSCO PROVINCIA : LA CONVENCIÓN DISTRITO : ECHARATI SECTOR : C.P. KEPASHIATO	PHLC-01

RELACION DE PADRON BENEFICIARIOS DEL AGUA POTABLE					
N°	Nombre Beneficiario	DIRECCION	N°	Nombre Beneficiario	DIRECCION
1	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	101	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
2	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	102	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
3	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	103	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
4	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	104	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
5	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	105	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
6	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	106	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
7	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	107	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
8	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	108	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
9	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	109	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
10	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	110	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
11	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	111	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
12	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	112	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
13	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	113	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
14	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	114	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
15	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	115	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
16	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	116	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
17	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	117	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
18	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	118	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
19	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	119	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
20	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	120	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
21	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	121	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
22	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	122	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
23	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	123	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
24	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	124	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
25	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	125	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
26	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	126	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
27	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	127	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
28	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	128	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
29	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	129	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
30	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	130	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
31	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	131	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
32	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	132	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
33	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	133	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
34	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	134	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
35	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	135	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
36	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	136	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
37	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	137	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
38	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	138	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
39	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	139	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
40	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	140	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
41	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	141	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
42	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	142	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
43	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	143	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
44	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	144	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
45	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	145	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
46	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	146	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
47	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	147	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
48	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	148	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
49	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	149	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151
50	LUIS ALBERTO ALVARADO	AV. LIBERTADORES 151	150	ROSA MARIA GARCIA	AV. LIBERTADORES 151



LEYENDA	
CARRERA	
R. ANTIGUO EXIST.	
RESERVORIO	
V. DE AIRE	
RED DE TUBERIAS	
LOTES	
NORTE MAGNETICO	
VIVIENDAS EXIST.	
V. CONTRA INCENDIO PROYC.	
V. DE PURGA	
PLANTA DE TRATAMIENTO	
VALVULA DE CONTROL	
VALVULA REDUCTORA DE PRESION	

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. AGRONOMIA

PROYECTO: Plano General

UBICACION: LAZARO ADELDO SILVA UC: 115150

DEPARTAMENTO: CUSCO
PROVINCIA: LA CONVENCIÓN
DISTRITO: ECHARATI
SECTOR: C.P. KEPASHATO

ESCALA: 1:1100

LEMA: PG-01