

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



**DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE
HACIA EL RESERVORIO PROYECTADO EN EL DISTRITO
DE VÉGUETA PROVINCIA DE HUAURA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

VÍCTOR JOSUÉ JUSCAMAITA ARTEAGA

Lima - Perú

2012

Agradecimientos

A Dios, por darme tantas bendiciones a lo largo de mi vida y mi carrera profesional y porque me dio las fuerzas necesarias para levantarme, cuando alguna vez caí.

A mis padres, por su apoyo total en el transcurso de mi carrera y por haberme dado el regalo más importante: la educación. Sin ella, no tendría la oportunidad de agradecerles públicamente de esta manera tan especial.

A mis hermanos, quienes supieron comprender la importancia de este trabajo de investigación y no dudaron en darme la tranquilidad necesaria en casa.

A aquella linda chica a quien amo, de quien hablaré en la siguiente página, por comprender el escaso tiempo que tenía para ella debido a este curso de titulación, y por su motivación permanente para lograr esta meta.

A Julio Ramírez, quien me brindó todas las facilidades en mi anterior centro de trabajo para avanzar y terminar con esta investigación.

A todos aquellos familiares y amigos que no he mencionado, quienes compartieron sus conocimientos y experiencias conmigo, los que me valieron mucho para dar este gran paso en mi carrera profesional.

Dedicatoria

A ella, quien llama para saber cómo estoy, quien pregunta cómo me fue, quien me acompaña a donde voy, quien me dice que todo lo sé, quien se llena de felicidad cuando hago caridad, quien se llena de tristeza cuando actúo con rudeza. A ella, quien ilumina mi vida y me ama más cada día, su nombre: Luz María.

ÍNDICE

RESUMEN.....	4
LISTA DE CUADROS	5
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE ECUACIONES	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	9
INTRODUCCIÓN.....	12
CAPÍTULO I: GENERALIDADES.....	13
1.1 ANTECEDENTES	13
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	13
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	14
1.4 OBJETIVOS.....	14
1.4.1 Objetivo General	14
1.4.2 Objetivos Específicos.....	14
CAPÍTULO II: DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	15
2.1 INFORMACIÓN GENERAL.....	15
2.1.1 Ubicación del nuevo sistema de bombeo	15
2.1.2 Ubicación de la zona de influencia del nuevo sistema de bombeo	16
2.1.3 Condición climática y altitud	17
2.1.4 Aspectos socioeconómicos	17
2.1.5 Aspectos culturales	18
2.2 PERIODO ÓPTIMO DE DISEÑO Y ESTUDIO DE DEMANDA.....	19
2.2.1 Periodo óptimo de diseño.....	19
2.2.2 Estudio de demanda y caudales de diseño	19
2.3 ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	20
2.4 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	25
2.5 BALANCE HÍDRICO	25
CAPÍTULO III: PLANTEAMIENTO TEÓRICO.....	27
3.1 DE LA CISTERNA DE ALMACENAMIENTO.....	27
3.2 DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN.....	27
3.2.1 Diámetro de la tubería.....	27
3.2.2 Velocidad media de flujo	27
3.2.3 Pérdida de carga en tuberías	28
3.2.4 Cálculo de la potencia.....	29

3.2.5	Cálculo del diámetro económico	31
3.3	DEL EQUIPO DE BOMBEO.....	32
3.3.1	Curvas características.....	32
3.3.2	Coeficiente de velocidad específica	34
3.3.3	Fenómeno de golpe de ariete.....	35
3.3.4	Cimentación de tuberías y bloques de anclaje	37
3.4	DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	40
	CAPÍTULO IV: PLANTEAMIENTO TÉCNICO.....	41
4.1	ESTUDIOS PRELIMINARES	41
4.2	PARÁMETROS Y CRITERIOS DE DISEÑO	43
4.2.1	De la línea de impulsión	43
4.2.2	Del equipo de bombeo	47
4.2.3	Del estudio de flujo en régimen transitorio.....	48
4.2.4	De la cimentación de los bloques de anclaje.....	48
	CAPÍTULO V: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CISTERNA, RESERVORIO Y LÍNEA DE IMPULSIÓN	50
5.1	CISTERNA DE ALMACENAMIENTO.....	50
5.2	LÍNEA DE IMPULSIÓN	51
5.2.1	Cálculo del diámetro y pérdidas de carga.....	51
5.2.2	Cálculo de la sobrepresión por cierre instantáneo.....	54
5.2.3	Cálculo de la potencia	56
5.2.4	Cálculo de los costos totales	57
5.3	SISTEMA DE BOMBEO	59
5.3.1	Cálculo de la curva característica del sistema.....	59
5.3.2	Cálculo de la curva característica de la bomba	61
5.3.3	Cálculo del coeficiente de velocidad específica.....	66
5.4	CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO	67
5.5	CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	70
5.5.1	De las tuberías enterradas	70
5.5.2	De los anclajes.....	70
5.5.3	De la cisterna y del reservorio	75
	CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS	76
6.1	DE LA CISTERNA DE ALMACENAMIENTO.....	76
6.2	DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN	76

6.3	DE LA SELECCIÓN EQUIPO DE BOMBEO	77
6.4	DEL RESERVORIO	78
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		79
7.1	CONCLUSIONES	79
7.2	RECOMENDACIONES	80
BIBLIOGRAFÍA.....		82
ANEXOS		85
ANEXO N° 01: Estudio de población y caudales de oferta y demanda		856
ANEXO N° 02: Evaluación de la calidad del agua.....		91
ANEXO N° 03: Curva característica del sistema		93
ANEXO N° 04: Ficha Técnica de la bomba seleccionada		94
ANEXO N° 05: Curva característica de la bomba seleccionada		95
ANEXO N° 06: Curva de funcionamiento con 2 bombas en paralelo.....		96
ANEXO N° 07: Curva de eficiencia		97
ANEXO N° 08: Hoja de cálculo del diámetro económico.....		98
ANEXO N° 09: Plano de General del Sistema de Bombeo		99
ANEXO N° 10: Esquema General de la Estación de Bombeo.....		100
ANEXO N° 11: Plano de Instalaciones Hidráulicas en la Estación de Bombeo		101
ANEXO N° 12: Plano de Detalles en la Estación de Bombeo		102
ANEXO N° 13: Planos del Perfil Longitudinal de la Línea de Impulsión		103
ANEXO N° 14: Planos de Cámaras Típicas de Válvulas.....		106
ANEXO N° 15: Hoja de cálculo de datos de anclaje.....		109

RESUMEN

Dado al incremento de las enfermedades hídricas en la población de Végueta en los últimos años, por la carencia de agua potable en algunos Centros Poblados del Distrito de Végueta, es de vital importancia la ampliación del servicio. Actualmente el volumen de agua captada no satisface la demanda de agua potable de la población; entonces, los pobladores de estos centros poblados se abastecen de agua por medio de camiones cisterna, los cuales distribuyen el agua a precios elevados, para luego almacenarla en cilindros por varias horas e incluso días, lo cual degrada la calidad del agua.

Para resolver los problemas de origen hídrico identificados en la localidad de Végueta se plantea ampliar la fuente (galerías filtrantes), para luego colectar el agua en una nueva cisterna, y desde ese punto trasladar el agua a un nuevo reservorio elevado dada la notable diferencia de nivel entre la nueva fuente y el nuevo reservorio.

Así mismo, se plantea trasladar el agua potable mediante bombeo desde la nueva cisterna hacia el reservorio proyectado RP-01, mediante una línea de impulsión.

El presente informe propone una alternativa de solución en cuanto al diseño hidráulico considerando criterios económicos. La alternativa consta de la selección del diámetro adecuado, el equipo conjunto bomba-motor, el material a utilizar y el diseño de los volúmenes correspondientes de la cisterna y el reservorio proyectado.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 01: Caudales de diseño	19
Cuadro N° 02: Características de los motores de las estaciones de bombeo.....	21
Cuadro N° 03: Características de los motores de las estaciones de bombeo.....	21
Cuadro N° 04: Subestaciones en las estaciones de bombeo en Végueta.	22
Cuadro N° 05: Estado de conservación de las redes de distribución	24
Cuadro N° 06: Balance hídrico final	26
Cuadro N° 07: Información básica para el diseño	43
Cuadro N° 08: Información básica para el diseño	49
Cuadro N° 09: Análisis horario de oferta y demanda de agua en la cisterna.....	50
Cuadro N° 10: Pérdidas locales en la línea de impulsión	53
Cuadro N° 11: Pérdidas locales en la estación de bombeo.....	53
Cuadro N° 12: Pérdidas locales en el reservorio	53
Cuadro N° 13: Pérdidas locales totales.....	54
Cuadro N° 14: Tabulación de datos de caudales de bombeo vs HDT	60
Cuadro N° 15: Características de la bomba seleccionada	64
Cuadro N° 16: Altura vs caudal de la electrobomba seleccionada	64
Cuadro N° 17: Datos de las curvas características del sistema y de la curva del equipo de bombeo (2 bombas en simultáneo).....	65
Cuadro N° 18: Resumen de cálculos según criterios técnicos	76
Cuadro N° 19: Resumen de cálculos según criterios económicos.....	76
Cuadro N° 20: Población del distrito de Végueta	86
Cuadro N° 21: Población de Végueta Villa.....	86
Cuadro N° 22: Centros poblados del distrito de Végueta	86
Cuadro N° 23: Población de Végueta Villa según censos. Fuente: INEI.	87
Cuadro N° 24: Resultados del análisis del método geométrico.	87
Cuadro N° 25: Población y número de lotes para el horizonte de diseño	88
Cuadro N° 26: Análisis de demanda	89
Cuadro N° 27: Caudales y volúmenes de oferta y demanda.....	90
Cuadro N° 28: Resultados del análisis de caudales.....	90
Cuadro N° 29: Clasificación del agua para riego según WILCOX	91
Cuadro N° 30: Rango de calidad de las aguas según su dureza.....	91
Cuadro N° 31: Límites máximos tolerables de potabilidad según la Organización Mundial de la Salud.....	92

Cuadro N° 32: Clasificación del agua según PH.	92
Cuadro N° 33: Clasificación del agua según cloruros, sulfatos.....	92
Cuadro N° 34: Hoja de cálculo del diámetro económico.....	94
Cuadro N° 35: Hoja de cálculo de dados de anclaje	109
Cuadro N° 36: Dimensiones mínimas de los dados de anclaje	109

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 01: Mapa político del Perú.....	15
Figura N° 02: Mapa de ubicación del distrito de Végueta	16
Figura N° 03: Zona de influencia del nuevo sistema de bombeo.....	16
Figura N° 04: Acuífero del valle del río Huaura	18
Figura N° 05: Estación de bombeo N° 01, “Las Lagunas”.....	20
Figura N° 06: Motor de impulsión de la estación Las Lagunas.....	22
Figura N° 07: Reservorio (300 m ³) principal de Végueta.....	23
Figura N° 08: Estación de rebombeo en San Isidro-Végueta	24
Figura N° 09: Curvas del balance hídrico.....	25
Figura N° 10: Línea de gradiente hidráulico	30
Figura N° 11: Izquierda: Vista de planta de un bloque de anclaje típico para un cambio de dirección θ . Derecha: Vista de perfil transversal de un bloque de anclaje cuando actúa en empuje pasivo (E_p).	38
Figura N° 12: Ubicación de las estaciones de bombeo: existente y proyectada. Arriba, imagen de Google Earth (vista en dirección Suroeste – Noreste). Abajo, vista fotográfica (vista en dirección Oeste – Este).	42
Figura N° 13: Curva masa para el cálculo del volumen de la cisterna.....	51
Figura N° 14: Curva característica del sistema	61
Figura N° 15: Ingreso de datos	62
Figura N° 16: Lista de bombas que cumplen con las características.....	62
Figura N° 17: Características de la bomba elegida	63
Figura N° 18: Datos de la Curva característica del sistema.....	63
Figura N° 19: Curva característica de la bomba seleccionada	64
Figura N° 20: Curvas del sistema y del equipo de bombeo (2 bombas).	65
Figura N° 21: Balance Oferta – Demanda (sin proyecto).....	68
Figura N° 22: Balance Oferta – Demanda (con proyecto)	68
Figura N° 23: Balance Oferta – Demanda para el cálculo del volumen	69
Figura N° 24: Curvas obtenidas del método geométrico.	87
Figura N° 25: Proyección poblacional para Végueta Villa, Bellavista, San Isidro y San Juan.....	88
Figura N° 26: Curva característica del sistema	93

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación N° 01: Fórmula de Bresse	27
Ecuación N° 02: Ecuación de continuidad.....	28
Ecuación N° 03: Fórmula de Hazen y Williams	28
Ecuación N° 04: Ecuación de pérdida de carga por fricción	28
Ecuación N° 05: Ecuación de pérdida local total de carga	29
Ecuación N° 06: Caudal de bombeo	29
Ecuación N° 07: Altura dinámica total	30
Ecuación N° 08: Altura estática total	30
Ecuación N° 09: Altura geométrica	30
Ecuación N° 10: Potencia de la bomba	31
Ecuación N° 11: Potencia instalada	31
Ecuación N° 12: Ecuación de la curva característica del sistema.....	33
Ecuación N° 13: Altura dinámica total de cada rotor	34
Ecuación N° 14: Velocidad específica.....	34
Ecuación N° 15: Velocidad de succión.....	34
Ecuación N° 16: Velocidad de propagación de la onda	35
Ecuación N° 17: Tiempo crítico	36
Ecuación N° 18: Carga por sobrepresión	36
Ecuación N° 19: Presión máxima en el punto más bajo de la tubería.....	36
Ecuación N° 20: Carga total sobre la tubería	37
Ecuación N° 21: Compresión en la pared de la tubería.....	37
Ecuación N° 22: Área de sección longitudinal de la tubería	37
Ecuación N° 23: Empuje resultante.....	38
Ecuación N° 24: Carga de prueba hidráulica.....	38
Ecuación N° 25: Empuje pasivo del terreno a una profundidad h.....	39
Ecuación N° 26: Área de contacto del bloque	39
Ecuación N° 27: Área efectiva de contacto	39
Ecuación N° 28: Dimensión de la base menor del anclaje en dirección de la línea	40
Ecuación N° 29: Distancia entre la base del anclaje y la parte inferior de la tubería.....	40
Ecuación N° 30: Ecuación de la curva característica del sistema.....	60

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A	:	Corriente
A_B	:	Área mínima de contacto del bloque con el terreno
$A_{B\text{-efectiva}}$:	Área efectiva de la base del anclaje
a_b	:	Parámetro a_b de costo del equipo de bombeo
A_p	:	Área de sección de la pared del perfil por unidad de longitud
C	:	Coefficiente de rugosidad de Hazen y Williams
Ca	:	Calcio
$CaCO_3$:	Carbonato de calcio
Cl	:	Cloro
D	:	Diámetro calculado de la tubería
D_c	:	Diámetro interior comercial de la tubería
D_e	:	Diámetro exterior de la tubería
D_{ES}	:	Diámetro exterior de la tubería de succión
D_{IS}	:	Diámetro interior de la tubería de succión
DN	:	Diámetro nominal
e	:	Espesor de la tubería
E	:	Módulo de elasticidad de tracción del material de la tubería
ET_o	:	Evapotranspiración potencial
ETR	:	Evapotranspiración real
F	:	Distancia entre la base del anclaje y la parte inferior de la tubería
FFD	:	Hierro fundido dúctil
$F^\circ F^\circ$:	Fierro fundido
g	:	Gravedad terrestre
H	:	Presión nominal de trabajo en la tubería
H_d	:	Altura de descarga
HDT	:	Altura dinámica total en el sistema
$HDT_{\text{óptimo}}$:	Altura dinámica total óptima
HDT_{rotor}	:	Altura dinámica total de cada rotor
H_E	:	Altura estática total
$H_{\text{eje-tub}}$:	Distancia entre la cota de fondo y el eje de la tubería
H_f	:	Pérdida de carga por fricción
H_g	:	Altura geométrica
H_l	:	Pérdida de carga local
H_{LT}	:	Pérdida de local total

H_{T-res}	Altura de la tubería de ingreso al reservorio
H_p	Carga de prueba hidráulica en la tubería
H_R	Profundidad del relleno sobre la clave de la tubería
H_s	Altura de succión
H_{total}	Pérdida de carga total
i	: Tasa de descuento equivalente a 12% establecido por el BID
k	: Constante del accesorio por donde transita el flujo
K_B	Constante conocida para la Fórmula de Bresse
K_b	Parámetro K_b de costo del equipo de bombeo
kVA	Kilovoltio-amperio
kW	Kilowatt
K_1	Coefficiente de variación de consumo diario
K_2	Coefficiente de variación de consumo horario
L	Longitud del lado de la base del anclaje en la dirección de la tubería
$L_{\text{árbol-d}}$	Longitud de la tubería que compone el árbol de descarga
L_T	Longitud total de la línea de impulsión
L_{T-res}	Longitud de la tubería en la caseta de válvulas del reservorio
L_s	Longitud total de la tubería de succión
Mg	Magnesio
N	Altura del anclaje (distancia entre sus base)
N_{bombeo}	Número de horas de bombeo
NPSH	Carga neta de succión positiva
N_R	Número de revoluciones del equipo de bombeo
N_s	Coefficiente de velocidad específica
O y M	Operación y mantenimiento
P	Precipitación
P_b	Potencia de la bomba
PH	Potencial de hidrógeno
P_i	Potencia instalada
$P_{\text{máx}}$	Presión máxima en la tubería
P_o	Carga viva por vehículo de eje simple
PN	Presión nominal
P_s	Presión de llegada al reservorio
P_{total}	Presión total sobre la tubería
PVC	Policloruro de vinilo

Q_b	:	Caudal de bombeo
Q_{md}	:	Caudal máximo diario
Q_{mh}	:	Caudal máximo horario
$Q_{\text{óptimo}}$:	caudal óptimo de funcionamiento
Q_p	:	Caudal promedio
R	:	Empuje resultante en los cambios de dirección de la tubería
S	:	Pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico
S_p	:	Pendiente promedio de la línea de impulsión
SO_4	:	Ión sulfato
$S/.$:	Nuevos Soles
T	:	Dimensión de la base menor del anclaje en la dirección de la tubería
t	:	Tiempo de vida útil (periodo de diseño)
T_c	:	Tiempo crítico o de propagación de la onda en cierre instantáneo
$US\$$:	Dólares americanos
V	:	Voltaje
V_m	:	Velocidad media del agua a través de la tubería
V_{onda}	:	Velocidad de propagación de la onda
V_s	:	Velocidad de succión
W	:	Longitud del lado de la base del anclaje perpendicular a la tubería
γ_a	:	Peso específico del agua
γ_s	:	Peso específico del suelo
ΔCT	:	Diferencia de cotas de terreno entre la cisterna y el reservorio
ΔH	:	Diferencia entre el punto más bajo de la tubería y el nivel de llegada de la tubería al reservorio
ΔH_a	:	Carga por sobrepresión en la tubería
ϵ	:	Módulo de elasticidad ^{compresibilidad} del agua
η_{cu}	:	Factor de seguridad al límite de esfuerzo de compresión en tuberías
η_b	:	Eficiencia de la bomba
η_m	:	Eficiencia del motor
η_s	:	Eficiencia del sistema
θ	:	Ángulo de cambio de dirección horizontal o vertical en la tubería
ρ	:	Densidad del líquido que pasará por la tubería
σ_c	:	Esfuerzo de compresión en la pared de la tubería
σ_{adm}	:	Presión admisible del terreno

INTRODUCCIÓN

En el Perú, es un factor común hablar del desarrollo económico en el interior del país, y no es la excepción el Distrito de Végueta, que urgentemente requiere, entre otros, un mejor sistema de abastecimiento de agua potable para cubrir la demanda actual y futura para así disminuir las enfermedades hídricas que afectan a la población y siguen aumentando año tras año.

La presente investigación se ha dividido en 7 capítulos.

En el primer y segundo capítulo se describen los aspectos generales y la situación actual de la zona en relación al problema presentado.

El tercer capítulo presenta y describe el fundamento teórico en el cual se basarán todos los cálculos a realizar y todos los criterios considerados.

En el cuarto capítulo se desarrollarán los aspectos técnicos a considerar de acuerdo a las características del sistema de bombeo.

El quinto capítulo corresponde al diseño del sistema hidráulico propiamente dicho en la cisterna: estación de bombeo. Así mismo, determinó el volumen del reservorio, y el trazo y diámetro de la línea de impulsión.

En el sexto capítulo se analizaron los resultados obtenidos del diseño.

En el séptimo capítulo se exponen las conclusiones y se plantean algunas recomendaciones.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Durante las 2 últimas décadas en el Perú, se ha dado mayor importancia al servicio de agua potable a través de proyectos que incluyan nuevas infraestructuras; sin embargo, esto se ha limitado a la ciudad de Lima, dado que en el interior del país, se realizan sólo trabajos de ampliación de cobertura a través de redes secundarias; el distrito de Végueta no ha sido la excepción a estos problemas, donde se cuenta con un sistema de abastecimiento con más de quince años de antigüedad, el cual no cubre la demanda actual; además, los únicos proyectos que se ejecutan en Végueta se basan en extender las redes secundarias de agua potable y racionalizar el servicio, es decir, abastecer a las viviendas un cierto número de horas con el servicio por día.

El sistema de abastecimiento actual de la ciudad de Végueta está compuesto por un sistema de captación de galerías filtrantes de 150 m de longitud, una estación de bombeo (ubicada en la zona agrícola con una cisterna de almacenamiento de 65 m³), una bomba en operación que bombea 18 l/s las 24 horas del día, la línea de impulsión, la cual es de asbesto cemento de 6" de diámetro, y un reservorio circular de 300 m³ de capacidad ubicado en una pequeña loma cuya cota es de 45 msnm.

Por otro lado, es preciso aclarar que el sistema de abastecimiento de agua potable del distrito de Végueta, se realizó con el apoyo de una tesis de investigación de la Universidad Nacional de Ingeniería, y a la fecha no se han realizado otros estudios adicionales relacionados con el diseño de nuevos sistemas de abastecimiento de agua potable. Además, los aspectos menos investigados son los sistemas económicos del servicio de agua potable. De otro lado, el planeamiento urbano del distrito de Végueta es importante para lograr un crecimiento ordenado de la población, y así mejorar la eficiencia de los servicios básicos.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Dado el notable incremento de la población en el Distrito de Végueta en los últimos años, se ha incrementado también la demanda de agua potable, por lo

que es de vital importancia la ampliación del servicio en algunos Centros Poblados. Además, sabemos que gran parte de la demanda proviene de muchas viviendas ubicadas en zonas elevadas, por tanto, es necesario también, construir un sistema de impulsión de agua potable hacia un reservorio de almacenamiento ubicado en una cota mayor a dichas viviendas.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se ampliará la fuente (galerías filtrantes), para luego colectar el agua en una nueva cisterna, y desde ese punto trasladar el agua a un nuevo reservorio elevado dada la notable diferencia de nivel entre la nueva fuente y el nuevo reservorio.

Se plantea trasladar el agua potable mediante bombeo desde la nueva cisterna hacia el reservorio proyectado RP-01, mediante una línea de impulsión.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

El objetivo principal del presente estudio es incrementar la cobertura del servicio de agua potable a la población de los Centros Poblados, San Isidro, San Juan Bautista, Bellavista y Villa Végueta, del distrito de Végueta, con la finalidad de disminuir la incidencia de enfermedades hídricas en la población.

1.4.2 Objetivos Específicos

- a) Diseñar una nueva cisterna, como almacenamiento de la nueva fuente de agua, proveniente de las galerías filtrantes proyectadas, así como el sistema de bombeo (equipamiento hidráulico).
- b) Diseñar la línea de impulsión desde la nueva cisterna hacia un nuevo reservorio proyectado, considerando las cargas del terreno para asegurar su integridad estructural. Asimismo diseñar los dados de anclaje para mantener su estabilidad en casos de emergencia.
- c) Diseñar el volumen del reservorio proyectado.
- d) Diseñar el sistema de protección contra el golpe de ariete.

CAPÍTULO II: DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

2.1 INFORMACIÓN GENERAL

2.1.1 Ubicación del nuevo sistema de bombeo

El nuevo sistema de bombeo se realizará en la zona de influencia del estudio, el mismo que se viene desarrollando en el Distrito de Végueta – Provincia de Huaura – Departamento de Lima. El distrito de Végueta se ubica en la parte noroccidental de la provincia de Huaura (Ver Figura N° 01), al Norte del área metropolitana del departamento de Lima, en la desembocadura del río Huaura a la altura del km 159 de la Panamericana Norte y tiene una extensión de 341.50 km². Se encuentra ubicado geográficamente entre las coordenadas 11° 01' 15" de latitud sur y 77° 38' 27" de longitud oeste, del meridiano de Greenwich. El distrito de Végueta fue creado como tal mediante la Ley Regional N° 273, el 23 de agosto de 1920. La Ley N° 15515 del 23 de abril de 1965 estableció sus límites, siendo su capital la Villa de Végueta.



Figura N° 01: Mapa político del Perú

Los límites del distrito de Végueta son: Por el Norte, con Supe pueblo – Provincia de Barranca; por el Sur y Este, con el distrito de Huaura – Provincia de Huaura y por el Oeste con el Océano Pacífico (Ver Figura N° 02).

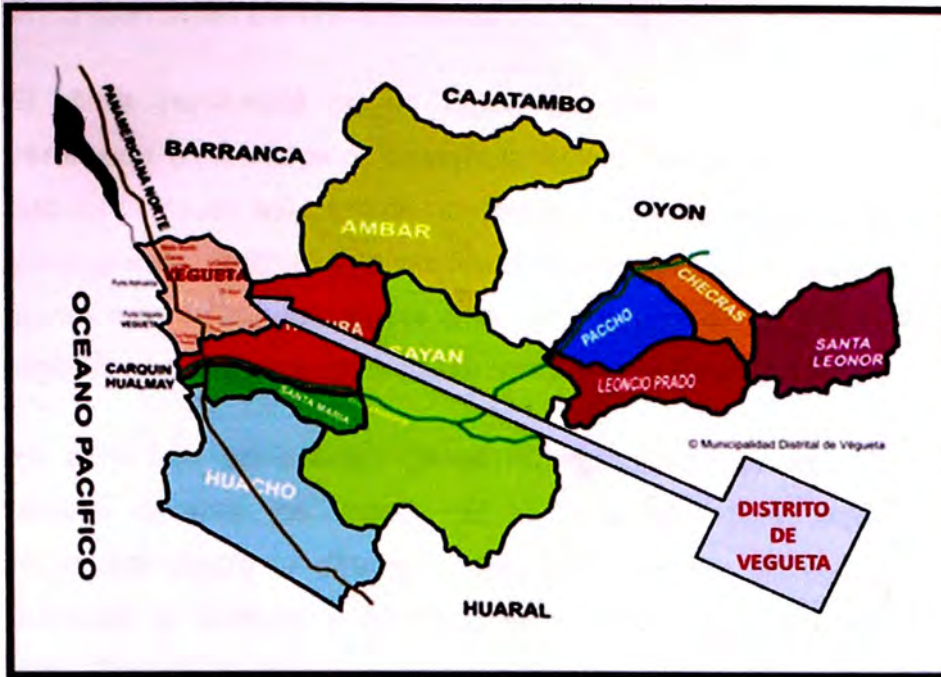


Figura N° 02: Mapa de ubicación del distrito de Végueta

2.1.2 Ubicación de la zona de influencia del nuevo sistema de bombeo

El diseño del nuevo sistema de bombeo, cuya área de influencia se muestra en la Figura N° 03, se realizará con la finalidad de cubrir la demanda de agua potable en: 1) Végueta Villa; 2) Centro Poblado Rural Bellavista; 3) Centro Poblado Rural San Isidro; y 4) Centro Poblado Rural San Juan Bautista, pertenecientes al Distrito de Végueta – Provincia de Huaura.



Figura N° 03: Zona de influencia del nuevo sistema de bombeo

2.1.3 Condición climática y altitud

El clima dominante en la región del valle bajo de la provincia de Huaura pertenece al subtropical desértico. Sin embargo, la ubicación geográfica de tal tipo de clima en esta región no coincide exactamente con la que normalmente le corresponde, debido a la acción modificadora de la corriente del Humboldt, de aguas muy frías, que afecta a la temperatura de la faja costera, hasta unos 20 kilómetros tierra adentro y hasta unos 500 m de altura sobre el nivel del mar.

En esta faja prevalecen cielos nublados casi constantes con alta humedad relativa durante los meses de junio a setiembre; además la corriente del Humboldt afecta la dirección dominante de los vientos, los cuales corren de Suroeste a Noreste y alcanzan velocidades mayores que en las pampas. La velocidad del viento durante el día varía de calma completa hasta unos 14.4 km/h a media mañana; hacia el mediodía alcanza velocidades de hasta 20 km/h e incluso ocurren rachas frecuentes que llegan hasta unos 50 km/h o más. Mediante observaciones en la zona de las dunas, se ha comprobado que las dunas grandes avanzan unos 13 cm diarios y las pequeñas llegan a alcanzar hasta 32 cm por día. Desde el punto de vista agrícola, el factor más importante sobre el cual influye la persistente nubosidad en la zona, es el de la irradiación solar. La nubosidad reduce considerablemente el fotoperiodo y su consecuencia debe ser la prolongación del período vegetativo de los cultivos que se practiquen cerca de la costa, en comparación con los que se hagan tierra adentro.

Además, la alta humedad relativa puede ser responsable de una mayor incidencia de las enfermedades fungosas, así como de una menor transpiración de las plantas y menor evaporación.

La precipitación pluvial en la zona es casi nula, ya que sólo asciende a unos 10 mm anuales. Las temperaturas medias son de unos 17 °C durante el invierno y de unos 24 °C en el verano, coincidiendo el período más frío (junio a octubre) con la menor irradiación solar en esta faja costera.

2.1.4 Aspectos socioeconómicos

El distrito de Végueta posee un extenso y fértil valle que se abastece de las aguas subterráneas del acuífero existente en la zona y del río Huaura, de regular

caudal, cuyo nacimiento se da en plena Cordillera Occidental, por arroyos, lagunas y deshielos. Cuenta con más de 20 haciendas y fundos, la mayoría de los cuales se han convertido hoy en Cooperativas Agrícolas de Producción. En ellas se produce artículos de pan llevar, pastos y productos que sirven de materia prima para la industria. Se cultiva principalmente: maíz, tomate, arveja, frejol, papa, camote, ají; pastizales de alfalfa y gramalote; algodón, caña de azúcar.

En la Figura N° 04 se muestra parte del acuífero del valle del río Huaura que es la fuente principal de agua en el distrito de Végueta, tanto para consumo humano como para el regadío de los cultivos.



Figura N° 04: Acuífero del valle del río Huaura

El distrito de Végueta fue antes emporio de la cría de ganado porcino; hoy en cambio ha tomado gran auge la cría de ganado vacuno, con abundante producción de leche y carne. También tiene importantes granjas avícolas, que abastecen a la ciudad de Huacho y a la capital de la República: Lima.

2.1.5 Aspectos culturales

El distrito de Végueta cuenta con un centro turístico bien concurrido en épocas de verano, conocido como las albúferas de Medio Mundo, que se puede disfrutar con un paseo en bote. Tiene variedades de animales silvestres como el pato silvestre, la gallareta, etc.

Asimismo, Végueta participa de la apacible belleza del paisaje del litoral norteño. Enclavado en una hondonada, en forma de herradura, que rodean siete colinas, el pueblo se extiende sobre un terreno ligeramente accidentado que termina en tranquilas playas. A un kilómetro de la costa de Végueta, se halla la histórica isla “San Martín” que emerge del océano, rompiendo la monotonía del paisaje marino.

2.2 PERIODO ÓPTIMO DE DISEÑO Y ESTUDIO DE DEMANDA

2.2.1 Periodo óptimo de diseño

De acuerdo con estudios anteriores sobre abastecimiento de agua potable en poblaciones y de acuerdo al Manual para la Elaboración de Expedientes Técnicos del Ministerio de Salud, se considera un periodo óptimo de diseño el valor de 20 años.

Asimismo, considerando el año 2013 (año 0 del proyecto) como momento de la inversión inicial y el inicio de la operación el año 2014 (año 1 del proyecto), el periodo de análisis se extiende hasta el año 2033 (año 20 del proyecto).

2.2.2 Estudio de demanda y caudales de diseño

Con la población futura de 10,631 habitantes, considerando la dotación 150 l/hab/día según el Sistema Nacional de Estándares de Urbanismo del Ministerio de Vivienda, y los coeficientes de variación de consumo $K_1=1.3$ y $K_2=1.8$, se obtienen los valores del caudal promedio (Q_p), caudal máximo diario (Q_{md}) y caudal máximo horario (Q_{mh}) para el año 2033, resultados que se muestran en el Cuadro N° 01 y que se detallan en el Anexo N° 01: Estudio de población y caudales de oferta y demanda.

Cuadro N° 01: Caudales de diseño

Año	Q_p (l/s)	Q_{md} (l/s)	Q_{mh} (l/s)
2033	10.45	13.59	18.81

Fuente: Propia

Finalmente, para la determinación del volumen de la nueva cisterna enterrada, se utilizará el caudal $Q_{md} = 13.59$ l/s (caudal de ingreso) en las nuevas galerías filtrantes y el caudal de bombeo Q_b (caudal de salida) que se calculará en capítulos posteriores. Y para la determinación del volumen del nuevo reservorio

se utilizará el caudal de bombeo (caudal de ingreso) en la línea de impulsión y el caudal $Q_{mh} = 18.81$ l/s (caudal de salida).

2.3 ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

La ciudad de Végueta – Villa, se abastece por galerías filtrantes que se ubican en la zona nor-oeste de la ciudad, conocida como Las Lagunas, en terrenos agrícolas, con una profundidad de 1.20 metros se encuentra el nivel freático; para la captación se encuentra instalada una red de tuberías perforadas, que se interconectan a buzones de reunión los que trasladan las aguas hasta una cisterna de 65 m^3 que se encuentra en la Estación de Bombeo N° 01, la producción del agua que descarga las 24 horas es de 12 lt/s.

Las galerías están conformadas por 150 metros de tubería de concreto simple normalizado de 12" (300 mm) con perforaciones de $\frac{3}{4}$ " en su periferia, instalados a 2.00 metros de profundidad que captan las aguas subterráneas y la conducen a la cisterna. Végueta tiene 2 estaciones de bombeo, Las Lagunas y Primavera, y la estación de rebombeo de San Isidro

- Estación principal de bombeo

La construcción, tiene cuarto de cloración adyacente con puerta independiente y oficina del operador también independiente de material noble. Las instalaciones están pintadas y parcialmente deterioradas.

La estructura de albañilería y techo de concreto aligerado, cuenta con ducto para el montaje y desmontaje de los equipos de bombeo.



Figura N° 05: Estación de bombeo N° 01, "Las Lagunas".

- Motores y Bombas

El tablero de control eléctrico es marca Manelsa, tipo estrella triángulo, de 220 V, 110A y horómetro Siemens. Ambos equipos se encuentran operativos desde Agosto de 1993 y en conjunto trabajan un promedio efectivo de 8.33 horas/día.

Cada equipo de Bombeo cuenta con su árbol hidráulico conformado por una válvula de compuerta y una válvula check automática marca CLAVAL de 6" de diámetro, así como también la línea de impulsión dentro de la caseta cuenta con una válvula de alivio de 3" marca Bermad y un medidor de caudal marca McCrometer.

Cuadro N° 02: Características de los motores de las estaciones de bombeo

Fuente	Marca	Pot. (HP)	Veloc. (RPM)	Voltaje de funcionamiento (V)	Corriente de funcionamiento (A)
Las Lagunas	Delcrosa	48	1760	220	122
Primavera	Delcrosa	25	1750	220	63
San Isidro	WEG	5.7	3460	220	13

Fuente: Consultoría Miguel Lipa

Cuadro N° 03: Características de los motores de las estaciones de bombeo

Fuente	Marca	Tipo	Modelo
Las Lagunas	Hidrostal	Centrifuga	
Primavera	Hidrostal	Turbina eje vertical	8GL-14
San Isidro	Hidrostal	Centrifuga	1 ½ x2.5.7 T

Fuente: Consultoría Miguel Lipa

En cada estación de bombeo y rebombeo en Végueta, hay una puesta de tierra para la protección de la corriente de los tableros y uno para la protección de la sub-estación. Las resistencias de las puestas de tierra de todas las estaciones de bombeo luego de ser evaluadas por la empresa SUM CANADA con telurómetro del tipo SEW STANDARD, en todos los casos los resultados fueron aceptables. En cada estación de bombeo y de rebombeo (sin contar con San Isidro), hay un transformador que regula el voltaje de las líneas de tensión para el consumo de energía eléctrica de los equipos del sistema de bombeo.

Cuadro N° 04: Subestaciones en las estaciones de bombeo en Végueta.

Fuente	Potencia del Motor (HP)	Potencia del Motor (KW)**	Cálculo mínimo de potencia (kVA)	Tamaño del transformador (kVA)	Tamaño del transformador útil (A)*	Estado del transformador (kVA)
	Las Lagunas	5	3.7	4.11	NA***	NA***
Primavera	48	35.8	39.74	50	40	Adecuado
San Isidro	25	18.6	20.64	50	40	Adecuado

Fuente: Consultoría Miguel Lipa

* Amperaje

** Conversión de potencia de HP en kW

*** No Aplicable.



Figura N° 06: Motor de impulsión de la estación Las Lagunas

- Línea de Impulsión

La línea de impulsión es de material Asbesto Cemento de 6" de diámetro y de 470 m de longitud, se empalma con el reservorio existente de 300 m3.

- Equipo de cloración

El tipo de desinfección es de inyección al vacío. La caseta de cloración, esta implementada con los siguientes equipos, los cuales se encuentran en buen estado operativo:

-Clorador, ECONOMETRIC, serie 4000 rango de trabajo 0 – 25 Lb/día.

-Bomba reforzadora (Booster) de 1 HP, marca STARRITE.

-01 Manómetro.

-Balón de Cloro Gas de 150 Lb.

-Balanza marca INCALVE, modelo CIV 4289, capacidad de 500 Kg.

-01 válvula reguladora a la salida de los balones de gas cloro.

-01 eyector. Tubería de Vacío.

- Estructura de almacenamiento (reservorio de 300m³)

El reservorio de Végueta – Villa tiene una capacidad de 300m³ y está ubicado en un cerro, con una cota 45 msnm, trabaja como reservorio de cabecera. Es de forma cilíndrica, apoyado, de concreto armado y tiene una antigüedad de 20 años.

Este reservorio es alimentado de la cisterna enterrada de 65 m³ de capacidad, ubicada en la Estación de Bombeo N° 01, a través de la línea de impulsión existente de 6" de diámetro.

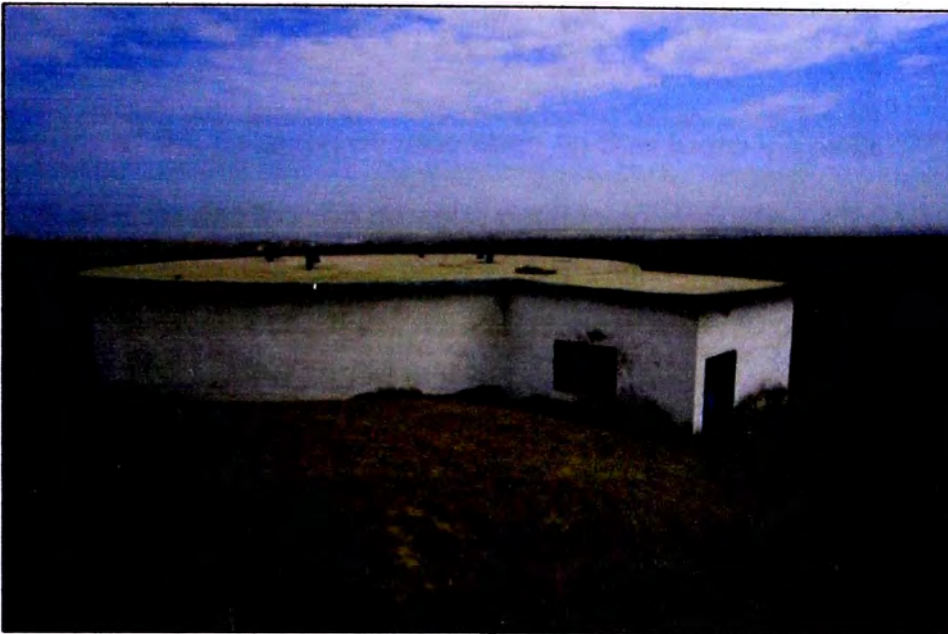


Figura N° 07: Reservorio (300 m) principal de Végueta

- Estación de rebombeo en Végueta

Ubicado en una de las aceras laterales de la vía de ingreso a Végueta, frente al Colegio de Végueta C.E.T.I.C. Fray Melchor Aponte y la Posta Médica, cuenta con una cisterna que es abastecida por gravedad por el reservorio principal ubicado en la parte alta de la ciudad de Végueta, se alimenta de la línea de la red principal que abastece a la ciudad.

Consiste en una estructura de concreto armado conformado por una cisterna enterrada, sobre ella se ubica una pequeña electrobomba, que impulsa las aguas al sector de San Isidro, por determinadas horas, no cuenta con mayor equipamiento para esta labor y se encuentra deteriorada, con fugas en las válvulas y conexiones que en su mayoría son de Acero Galvanizado y PVC.



Figura N° 08: Estación de rebombeo en San Isidro-Végueta

- Redes de distribución de agua potable en Végueta

La distribución del agua potable tiene buenas condiciones hidráulicas y se efectúa mediante una línea de aducción de asbesto cemento de 10" de diámetro con una longitud de 230 m con red de distribución de tuberías de 4" que tienen a una longitud de 1,423 m. las cuales son de asbesto cemento y tienen una antigüedad de 20 años, además existen 158.20 m de PVC del mismo diámetro. Las abrazaderas de las conexiones domiciliarias de agua requieren constante reparación por roturas debidas a la concentración de sales que contiene el terreno. Las válvulas de compuerta se encuentran trabadas por falta de mantenimiento. Se desconoce la ubicación de las válvulas por no contar con planos de esquineros. Por otro lado la empresa prestadora de servicios EMAPA HUACHO S.A. carecen de un adecuado stock de tuberías, accesorios y válvulas para reparaciones de emergencia.

Cuadro N° 05: Estado de conservación de las redes de distribución

Diámetro (pulg.)	Metrado (m)			Material
	Regular	Malo	Total	
4	0	0	0	F°F°
	490	940	1,430	AC
	0	0	158	PVC
6	0	45	45	F°F°
	0	0	0	AC
	0	0	0	PVC
Total	490	985	1,633	

Fuente: Consultoría Miguel Lipa

2.4 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Para el presente informe se han utilizado planos topográficos con curvas de nivel cada 1.00 m en WGS 84, obtenidas del aplicativo Google Earth con ayuda del software AutoCad Civil 3D. Asimismo se contó con información catastral digital del Distrito de Végueta, pero en el sistema PSAD56, por lo que solamente se utilizó esta información como referencia. En los Anexos N° 09 y 13 se muestran el plano general del sistema de bombeo y los planos del perfil longitudinal de la línea de impulsión con la topografía mencionada.

2.5 BALANCE HÍDRICO

De los datos analizados de la cuenca del Río Huaura se ha podido determinar que existen reservas de agua para realizar la explotación sin afectar el acuífero. Las curvas que se muestran en la Figura N° 09, explican el comportamiento del acuífero tomando en cuenta la Evapotranspiración Potencial (ET_o), la Evapotranspiración Real (ETR) y la Precipitación (P).

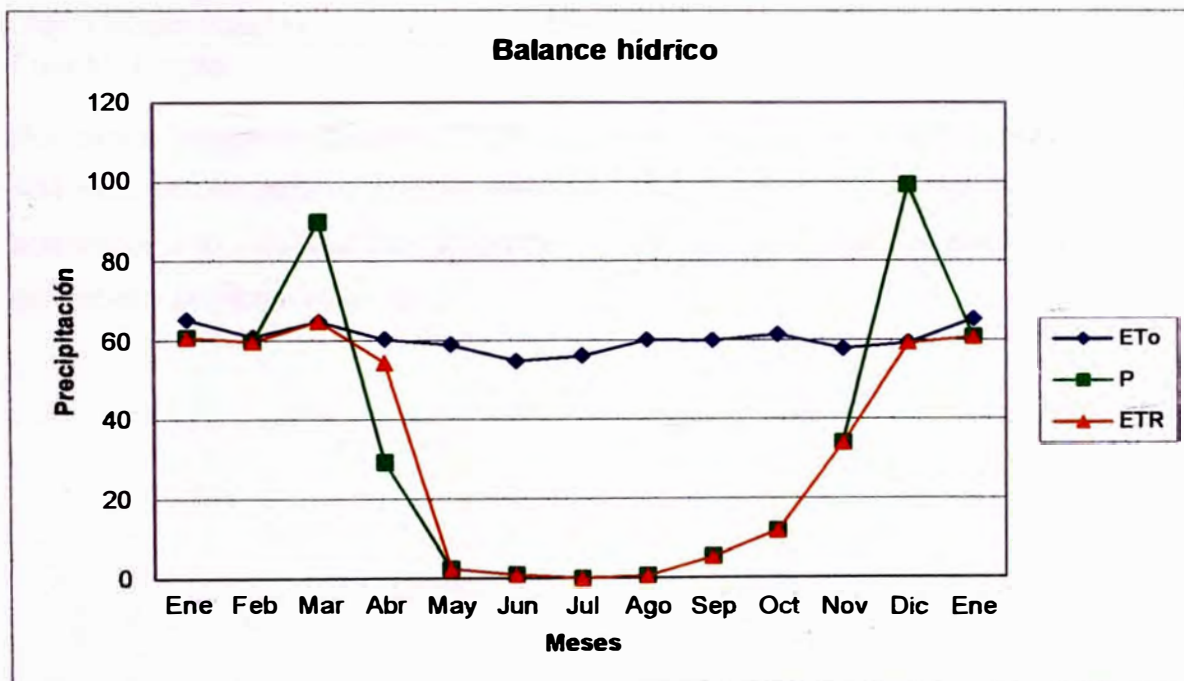


Figura N° 09: Curvas del balance hídrico

Del gráfico se puede decir que cuando P está por encima de ETR corresponde a almacenamiento en reserva + excedentes y cuando ETR está por encima de P corresponde a la utilización de la reserva del suelo.

En resumen, se puede decir que el acuífero a lo largo del tiempo se viene recargando constantemente, lo cual quiere decir, con seguridad, que es posible realizar una mayor extracción de agua en el mismo con fines de abastecer a la Localidad de Végueta con el líquido vital.

Asimismo, el Cuadro N° 06 se puede observar que las reservas del acuífero ascienden a 175,240,800.00 m³ de agua; además, conociendo que la demanda de agua subterránea (mediante pozos, generalmente para consumo humano) asciende a 10,052,063.56 m³; y por último, según la Junta de Usuarios de del valle del Río Huaura el caudal promedio anual es 27.57 l/s (equivalente a 869,447.52 m³).

Cuadro N° 06: Balance hídrico final

Descripción	Volúmenes
Balance hídrico (+)	175,240,800.00 m ³
Extracción de pozos (-)	10,052,063.56 m ³
Caudal del río (-)	869,447.52 m ³
Agua disponible (+)	164,319,288.92 m ³
Agua disponible (+)	164.32 MMC

Fuente: Propia

Por tanto, según el Cuadro N° 06 se tiene una disponibilidad hídrica anual de 164 millones de metros cúbicos (MMC) al año. Es decir, el caudal requerido para abastecer a la Localidad de Végueta (13.59 l/s ó 0.43 MMC al año), es cubierto en exceso por este volumen.

CAPÍTULO III: PLANTEAMIENTO TEÓRICO

3.1 DE LA CISTERNA DE ALMACENAMIENTO

Para la determinación del volumen de la cisterna se utilizará el método de la curva masa, para lo cual se realizará un análisis horario de la oferta de agua proveniente de las nuevas galerías filtrantes y de la demanda de agua solicitada por el equipo de bombeo.

3.2 DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

3.2.1 Diámetro de la tubería

Para la determinación del diámetro de la tubería se utilizará la fórmula de Bresse, la misma que se muestra a continuación:

$$D = K_B * \sqrt[4]{\frac{N_{\text{bombeo}}}{24} * \sqrt{Q_b}}$$

Ecuación N° 01: Fórmula de Bresse

Donde:

D = Diámetro (m)

$K_B = 1.3$

$N_{\text{bombeo}} = \text{N}^\circ$ de horas de bombeo por día

$Q_b = \text{Caudal de bombeo (m}^3/\text{s)}$

Luego de hallar el valor de "D" se elige el diámetro comercial (D_C) más próximo y se escogen dos (02) diámetros comerciales adicionales en torno a este último, con velocidades comprendidas entre 0.6 y 2.0 m/s y se determinan las pérdidas de carga y potencia del equipo requerido en cada caso. Por último, el análisis de costos que involucra tuberías, equipo y costos de operación y mantenimiento permitirá seleccionar el diámetro de mínimo costo.

3.2.2 Velocidad media de flujo

Para el cálculo de la velocidad media de flujo se utilizará la ecuación de continuidad.

$$V_m = \frac{4 * Q_b}{\pi * D_C^2}$$

Ecuación N° 02: Ecuación de continuidad

Donde:

V_m = Velocidad media del agua a través de la tubería (m/s)

D_C = Diámetro interior comercial de la tubería (m)

Q_b = Caudal de bombeo (m³/s)

Si la velocidad no se encuentra dentro de los rangos permitidos que son definidos en el ítem 5.2.1, el diámetro se cambia a uno que cumpla estas exigencias.

3.2.3 Pérdida de carga en tuberías

La pérdida de carga total en la línea de impulsión (H_{total}) está dada por la suma de la pérdida de carga por fricción (H_f) y las pérdidas de carga locales (H_l).

a) Pérdida de carga por fricción

Luego de obtener la velocidad de flujo se calcula la pérdida de carga por fricción en la línea de impulsión con la ecuación de Hazen y Williams.

$$S = \left[\frac{Q_b}{0.2785 * C * D_C^{2.63}} \right]^{1.85}$$

Ecuación N° 03: Fórmula de Hazen y Williams

$$H_f = S * L_T$$

Ecuación N° 04: Ecuación de pérdida de carga por fricción

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo (m³/s)

C = Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams (m^{0.37}/s)

D_C = Diámetro interior comercial de la tubería seleccionada (m)

S = Pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico (m/m)

H_f = Pérdida de carga por fricción (m)

L_T = Longitud de tubería con diámetro constante (m)

b) Pérdidas de carga locales

En la línea de impulsión también se presentan pérdidas de carga denominadas locales, producto del paso de flujo a través de los accesorios instalados en la línea y/o al cambio de dirección y/o sección en sus tramos. Para la determinación de estas pérdidas de carga se utiliza el teorema de Borde-Belanger.

$$H_l = \sum k * \frac{V_m^2}{2 * g}$$

Ecuación N° 05: Ecuación de pérdida local total de carga

Donde:

H_l = Pérdida de carga local (m)

k = Constante que depende del accesorio por donde transita el flujo

V_m = Velocidad del flujo (m/s)

g = Gravedad terrestre = 9.81 m/s²

3.2.4 Cálculo de la potencia

Para proceder a calcular la potencia necesaria para impulsar la columna de agua desde la nueva cisterna hacia el nuevo reservorio es necesario conocer ciertos parámetros, tales como:

a) Caudal de bombeo (Q_b)

Es el caudal requerido para abastecer al reservorio y que viene a ser dado por la siguiente fórmula:

$$Q_b = Q_{md} * \frac{24}{N_{bombeo}}$$

Ecuación N° 06: Caudal de bombeo

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo (l/s)

Q_{md} = Caudal máximo diario (l/s)

N_{bombeo} = Número de horas de bombeo

b) Altura dinámica total (HDT)

Representada por la diferencia entre el nivel de succión y el nivel de llegada de la tubería al reservorio (altura estática total), todas las pérdidas y la presión de llegada.

$$HDT = H_E + H_{total} + P_s$$

Ecuación N° 07: Altura dinámica total

$$H_E = H_g + H_{TI-res}$$

Ecuación N° 08: Altura estática total

$$H_g = H_d + H_s$$

Ecuación N° 09: Altura geométrica

Donde:

H_s = Altura de succión (m)

H_d = Altura de descarga (m)

H_E = Altura estática total (m)

H_g = Altura geométrica (m)

H_{TI-res} = Altura de la tubería de ingreso al reservorio (m)

H_{total} = Pérdida total de carga (m)

P_s = Presión de llegada al reservorio (mayor a 2.0 m)

HDT = Altura dinámica total en el sistema (m)

Esto se puede visualizar mejor en el esquema de la línea de gradiente hidráulico mostrado en la Figura N° 10.

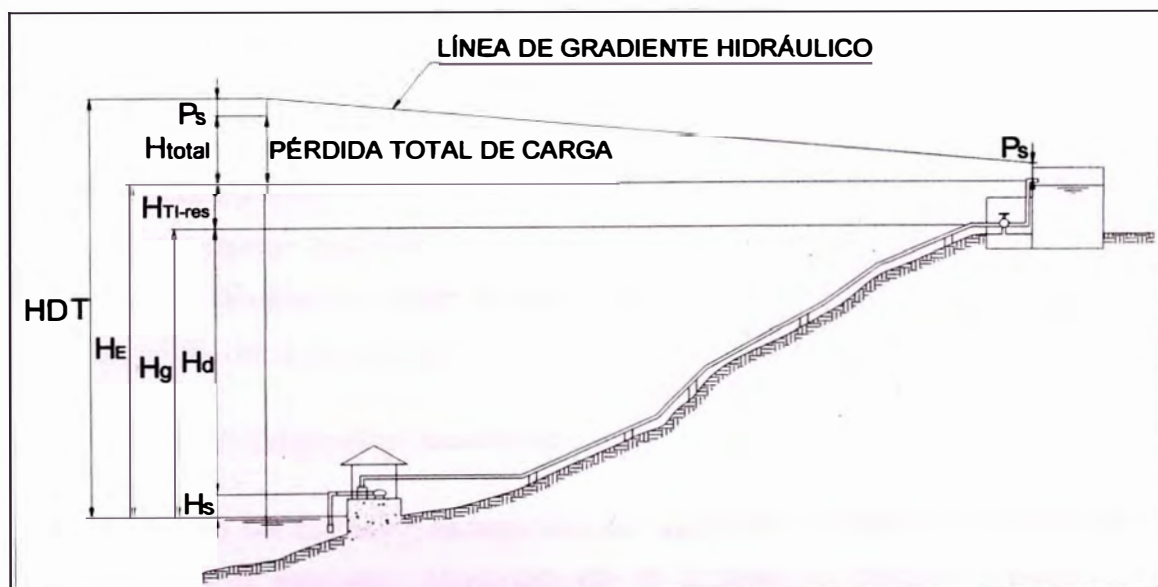


Figura N° 10: Línea de gradiente hidráulico

Conocidos estos parámetros se puede calcular la potencia instalada, para lo cual primero se calcula la potencia de la bomba según la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b * HDT}{76 * \eta_b}$$

Ecuación N° 10: Potencia de la bomba

Donde:

P_b = Potencia de la bomba (HP)

Q_b = Caudal de bombeo (l/s)

HDT = Altura dinámica total en el sistema (m)

η_b = eficiencia de la bomba (%)

La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia (η_b) mayor a 70%.

Por último determinamos la potencia del motor que se acopla a la bomba, denominada también potencia instalada (P_i), y que deberá ser entre 10% y 15% mayor que la potencia requerida por la bomba.

Como método alternativo, si se dispone del valor de la eficiencia del motor (η_m), la eficiencia del sistema (η_s) sería el producto de la eficiencia de la bomba y la eficiencia del motor. Entonces tendríamos la siguiente fórmula para el cálculo de la potencia instalada:

$$P_i = \frac{Q_b * HDT}{76 * \eta_s}$$

Ecuación N° 11: Potencia instalada

Donde:

P_i = Potencia instalada (HP)

Q_b = Caudal de bombeo (l/s)

HDT = Altura dinámica total en el sistema (m)

η_s = eficiencia del sistema (%)

3.2.5 Cálculo del diámetro económico

Para el cálculo del diámetro económico, es necesario analizar varias alternativas, considerando el diámetro comercial de la tubería, la calidad y potencia del

sistema de bombeo. En este sentido, los costos totales estarán compuestos por varios tipos de costos en el sistema, los mismos que se muestran a continuación:

$$\text{Costo Tubería Instalada (US\$)} = C. \text{Tubería (US\$/m)} \times \text{Longitud total tub. (m)}$$

$$\text{Costo Equipo instalado (US\$)} = K \times (P_i)^a$$

$$\text{Costo anual de operación (US\$)} = \frac{\text{Horas de bombeo}}{\text{año}} \times P_i \text{ (KW)} \times \text{Energía} \left(\frac{\text{US\$}}{\text{KW - hora}} \right)$$

Asimismo, también se deberá considerar el costo de mantenimiento (repuestos, insumos, personal, herramientas, etc.) y el costo de reposición total. Por último, se deberán convertir todos los costos anteriores a valor presente de acuerdo al horizonte de anualidades, condicionado por el tiempo de vida útil del sistema de bombeo.

$$\text{Costo Total de O y M(US\$)} = \text{Costo anual de O y M (US\$)} \times \left(\frac{i * (1+i)^t}{(1+i)^t - 1} \right)^{-1}$$

$$\text{Costo Reposición Total (US\$)} = \text{Costo total de inversión (US\$)} \times \left[\left(\frac{i * (1+i)^t}{(1+i)^t - 1} \right) * t - 1 \right]$$

Donde:

i = Tasa de descuento equivalente a 12% establecido por el BID

t = Número de anualidades (tiempo de vida útil)

Finalmente se elegirá el diámetro comercial con el que se obtenga el menor valor presente total, que viene a ser la sumatoria de todos los valores presentes anteriores.

3.3 DEL EQUIPO DE BOMBEO

3.3.1 Curvas características

Con el diámetro comercial más económico elegido en la sección anterior podemos construir la curva característica del sistema, compuesta por la línea de impulsión y succión, y luego confrontarla con la curva característica de la bomba escogida, y así determinar el punto óptimo de operación del sistema (eficiencia > 50%).

La curva característica del sistema está compuesta por diferentes alturas que puede alcanzar el agua a diferentes caudales, y se rige mediante la ecuación N° 07 del presente informe, pero para obtener una relación HDT versus Q, que es lo que se requiere, se reemplazan las ecuaciones N° 02, N° 03, N° 04 y N° 05 en la anterior y realizando el ordenamiento correspondiente, se obtiene la siguiente expresión:

$$HDT = H_E + P_s + \frac{L_T}{(0.2785 * C * D_C^{2.63})^{1.85}} * Q_b^{1.85} + \frac{8 * \sum k}{g * \pi^2 * D_C^4} * Q_b^2$$

Ecuación N° 12: Ecuación de la curva característica del sistema

Donde:

HDT = Altura dinámica total (m)

H_E = Altura estática total (m)

P_s = Presión de llegada (m)

L_T = Longitud total de la tubería (m)

C = Coeficiente de rugosidad de H & W

D_C = Diámetro interior comercial de la tubería (m)

Q_b = Caudal de bombeo (m³/s)

k = Coeficiente de pérdida local en accesorios

Las características de la electrobomba (curva característica de la bomba, curva de eficiencia, especificaciones técnicas, etc.) son proporcionadas por el fabricante o proveedor de acuerdo al tipo de aplicación que se le dé al equipo.

Otra forma, y es la que utilizaremos para el presente informe, es el uso del software Pump-Flo, que es un aplicativo en línea y arroja resultados de las bombas más adecuadas para las condiciones de diseño. Utiliza, para su cálculo, datos proporcionados por más de 80 proveedores de equipos de bombeo (<http://pump-flo.com>).

De estas dos curvas se obtiene el punto óptimo de operación ubicado en la intersección de las mismas. Como la curva característica del sistema se intercepta con más de una curva característica de equipos de bombeo similares producto de varias pruebas con diferentes diámetros del impulsor, tendremos un punto óptimo de operación para cada una de estas curvas.

El punto óptimo de operación debe de ser aquel que se encuentre en la zona de rendimiento máximo y donde Q_b y HDT del punto óptimo sean mayores o iguales al Q_b y HDT de diseño. Además, como ya se explicó en el ítem 3.2.4, la potencia de consumo de la bomba (P_b) seleccionada debe ser menor o igual a la potencia calculada en el análisis económico (potencia instalada P_i).

Este punto óptimo de operación determinará el diámetro que debe de tener los impulsores, la altura de succión neta positiva y la potencia óptima a las revoluciones del equipo bomba-motor.

Con esto ya se tendría una solución de mínimo costo y alto rendimiento operativo que cumplan con todas las condiciones de diseño para asegurar el abastecimiento desde la cisterna al reservorio.

3.3.2 Coeficiente de velocidad específica

El coeficiente de velocidad específica (N_s) es un indicador excelente del desempeño del equipo de bombeo (bomba-motor), y puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$HDT_{rotor} = \frac{HDT}{\# \text{ de etapas}}$$

Ecuación N° 13: Altura dinámica total de cada rotor

$$N_s = \frac{N_R * \sqrt{Q_b}}{HDT_{rotor}^{3/4}}$$

Ecuación N° 14: Velocidad específica

Donde:

N_R = Revoluciones del equipo de bombeo (rpm)

HDT = Altura dinámica total (m)

HDT_{rotor} = Altura dinámica total de cada rotor (m)

Q_b = Caudal de bombeo (m^3/s)

de etapas = Número de impulsores (rotores)

Luego calculamos la velocidad de succión (V_s) con la siguiente fórmula:

$$V_s = 162.77 * N_s^{0.0305}$$

Ecuación N° 15: Velocidad de succión

Con estos valores, si tenemos la gráfica de la zona de buen rendimiento de la bomba, verificamos que este valor se encuentre dentro de ella. De no ser así, debemos elegir otro equipo que cumpla con esta condición.

Otra forma de verificar que el equipo elegido es el adecuado podemos utilizar el criterio publicado en la revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental de Cuba (Ver Bibliografía), que señala valores óptimos de velocidad específica y velocidad de succión como 44.8 rpm y 174 rpm respectivamente.

3.3.3 Fenómeno de golpe de ariete

Es un fenómeno que ocurre cuando se interrumpe súbitamente la energía que propulsa la columna de agua en la línea de impulsión o por el cierre rápido de la válvula de regulación de flujo a la salida de la bomba ocasionando una presión interna a todo lo largo de la tubería, la cual es recibida en la paredes de la tubería y los accesorios como un impacto. Para su análisis se utilizará el método de Allievi.

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

$$V_{\text{onda}} = \sqrt{\frac{1}{\rho * \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D_c}{e * E} \right)}}$$

Ecuación N° 16: Velocidad de propagación de la onda

Donde:

V_{onda} = Velocidad de propagación de la onda (m/s)

ρ = Densidad del líquido (kg/m³)

D_c = Diámetro interior de la tubería (m)

e = Espesor de la tubería (m)

ε = Módulo de elasticidad del agua (2x10⁹ N/m²)

E = Módulo de elasticidad de tracción del material de la tubería (N/m²)

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

$$T_c = \frac{2 * L_T}{V_{onda}}$$

Ecuación N° 17: Tiempo crítico

Donde:

T_c = Tiempo crítico o de propagación de la onda en cierre instantáneo (s)

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

Si el tiempo de cierre de la válvula es mayor al tiempo crítico, dicho valor será considerado como tiempo de cierre gradual. Por el contrario, si es menor al tiempo crítico entonces la presión irá aumentando hasta el cierre completo de la válvula y dicho valor será entonces considerado como el de un tiempo de cierre instantáneo. La carga por sobrepresión por este efecto se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta H_a = \frac{V_m * V_{onda}}{g}$$

Ecuación N° 18: Carga por sobrepresión

Donde:

ΔH_a = Carga por sobrepresión (m)

V_m = Velocidad media del flujo en la tubería (m/s)

g = Constante de aceleración de gravedad (9.81 m/s²)

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

$$P_{m\acute{a}x} = \Delta H + \Delta H_a$$

Ecuación N° 19: Presión máxima en el punto más bajo de la tubería

Donde:

$P_{m\acute{a}x}$ = Presión máxima en el punto más bajo de la tubería (mca)

ΔH = Diferencia entre el punto más bajo de la tubería y el nivel de llegada de la tubería al reservorio (m)

ΔH_a = Carga por sobrepresión por efecto del golpe de ariete (mca)

Finalmente, la tubería debe ser elegida de una determinada clase, para soportar dicha presión máxima con el diámetro calculado.

3.3.4 Cimentación de tuberías y bloques de anclaje

a) Comportamiento de tuberías enterradas

Las tuberías flexibles enterradas soportarán una carga debido al relleno que se coloca sobre la clave del tubo. Esta carga también se distribuye hacia las paredes verticales de la zanja. La carga de relleno que actúa sobre la tubería se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_{total} = \gamma_s * H_R + P_O$$

Ecuación N° 20: Carga total sobre la tubería

Donde:

P_{total} = Presión total sobre la tubería (kg/m^2)

γ_s = Peso específico del suelo (kg/m^3).

H_R = Profundidad del relleno sobre la clave de la tubería (m)

P_O = Carga viva por vehículo de eje simple (kg/m^2)

Además, la carga de relleno produce un esfuerzo de compresión en las paredes del tubo que se obtiene con la expresión:

$$\sigma_c = \frac{9.81 * P_{total} * D_e}{2 * 1000 * A_p}$$

Ecuación N° 21: Compresión en la pared de la tubería

$$A_p = e * 1$$

Ecuación N° 22: Área de sección longitudinal de la tubería

Donde:

σ_c = Esfuerzo de compresión en la pared de la tubería (kN/m^2)

A_p = Área de sección de la pared del perfil por unidad de longitud (m^2/m)

D_e = Diámetro de exterior de la tubería (m)

e = Espesor de la tubería (m)

Este esfuerzo de compresión no debe sobrepasar el $\sigma_{m\acute{a}x}$ de compresión en la tubería, por lo tanto, se considerará un factor de seguridad al límite (η_{crv}) de este esfuerzo igual a 2.

b) Diseño de anclajes

Se deberán diseñar anclajes para todos los cambios de dirección, accesorios, cambios de diámetro y tapones; para el caso de las válvulas, éstas sólo deberán contar con un apoyo (dado de concreto) dentro de las cámaras típicas de válvulas. Para esto debemos calcular las fuerzas predominantes que intervienen en dichos componentes siendo la fuerza resultante R en kg, debido al empuje por presión de agua (presión estática más sobrepresión por golpe de ariete), la más significativa y que, para fines prácticos, es la única que se utiliza en el dimensionamiento del anclaje:

$$R = \frac{\pi * D_c^2 * \gamma_a * H_p * \text{sen}(\theta/2)}{2}$$

Ecuación N° 23: Empuje resultante

$$H_p = 1.5 * H$$

Ecuación N° 24: Carga de prueba hidráulica

Donde:

D_c = Diámetro interior de la tubería (m)

γ_a = Peso específico del agua (kg/m^3)

H_p = Carga de prueba hidráulica (m)

θ = Ángulo de cambio de dirección horizontal o vertical en la tubería

H = Carga nominal de trabajo (m)

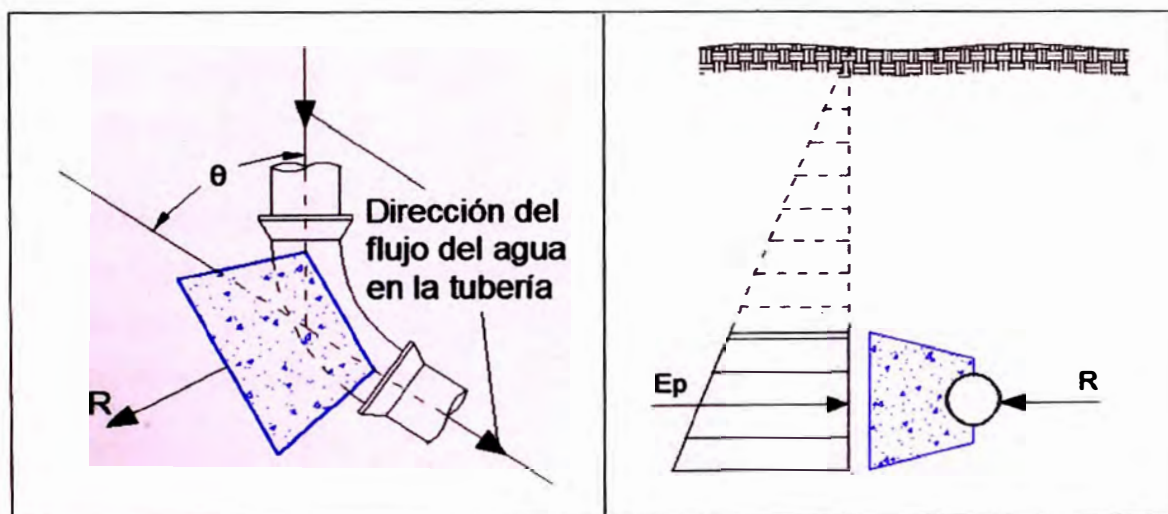


Figura N° 11: Izquierda: Vista de planta de un bloque de anclaje típico para un cambio de dirección θ . Derecha: Vista de perfil transversal de un bloque de anclaje cuando actúa en empuje pasivo (E_p).

En la Figura N° 11 (izquierda) se observa en una vista de planta el ángulo considerado para el cambio de dirección horizontal en la línea de impulsión. Asimismo se observa también se observa (a la derecha) como actúa la fuerza de empuje pasivo del terreno sobre el bloque de anclaje. Para el cálculo de este empuje se deberán tener en cuenta los parámetros del suelo que se obtendrán de un estudio de suelos detallado, a fin de obtener el coeficiente de resistencia pasiva del suelo (K_p) y por consiguiente el valor propio del empuje pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p$$

Ecuación N° 25: Empuje pasivo del terreno a una profundidad h

Continuando con el cálculo, obtenido el valor de R procedemos a calcular el área de la superficie de contacto del bloque de anclaje mediante la siguiente expresión:

$$A_B = \frac{R}{\sigma_{adm}}$$

Ecuación N° 26: Área de contacto del bloque

Donde:

σ_{adm} = Presión admisible del terreno (kg/cm^2)

A_B = Área de contacto del bloque con el terreno (cm^2)

Con el área calculada podemos asumir las dimensiones mínimas de la sección de contacto ($L \times W$). La tercera dimensión (N) se obtiene de acuerdo al cambio de dirección horizontal o vertical de la superficie de contacto, ya que está condicionada al ancho de la zanja y/o al diámetro del tubo.

En forma práctica se pueden determinar las dimensiones del bloque de anclaje vertical como una función del diámetro nominal del tubo (DN). Para esto se considera $L = W = 1.5DN$ y $N = 1.2DN$. Debiendo comprobarse posteriormente si se cumple la condición de mayor área efectiva.

$$A_{B\text{-efectiva}} = L * W > A_B$$

Ecuación N° 27: Área efectiva de contacto

Donde:

L = Longitud del lado de la base del anclaje en la dirección de la tubería

W = Longitud del lado de la base del anclaje perpendicular a la tubería

Por último, el anclaje puede adoptar diversas formas de acuerdo al accesorio y al cambio de dirección, estando muchos de ellos normalizados para obras de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

La forma más común es la de un tronco piramidal que consta de 4 dimensiones características (L , W , T y F). Las 2 primeras (L y W) son establecidas por las formulas descritas para el área de la base del bloque, mientras que las 2 últimas se obtienen en función del diámetro nominal (DN) y la tercera dimensión (N).

$$T = N - 0.2DN$$

Ecuación N° 28: Dimensión de la base menor del anclaje en dirección de la línea

$$F = N - 0.5DN$$

Ecuación N° 29: Distancia entre la base del anclaje y la parte inferior de la tubería

3.4 DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

Para la determinación del volumen del reservorio, se debería utilizar el método de la curva masa, pero en el presente caso no se cuenta con información precisa del comportamiento del consumo horario, en el horizonte de diseño.

Por tanto, se determinó el volumen del reservorio con la información obtenida y procesada del INEI, referida a la proyección de la población y proyección de la demanda de agua potable.

CAPÍTULO IV: PLANTEAMIENTO TÉCNICO

4.1 ESTUDIOS PRELIMINARES

Antes de realizar el cálculo de las dimensiones y parámetros del diseño de la línea de impulsión y de la selección del sistema de bombeo se debe realizar actividades de recolección de información.

Las visitas de campo, nos proporcionarán información básica de la zona de estudio, que servirá para realizar un trazo preliminar de la línea de impulsión y la ubicación de la nueva cisterna, de acuerdo con las fuentes de agua estudiadas y analizadas previamente. Asimismo nos permitirán determinar las características de la fuente de energía, es decir, si se cuenta con suministro de energía eléctrica con fácil acceso, y todo aquello que nos permita finalmente obtener la factibilidad eléctrica.

Asimismo, también es importante, contar con la disponibilidad del terreno donde se ubicará la nueva cisterna y las servidumbres de paso, si la línea de impulsión atravesará alguna propiedad privada.

Luego de las visitas de campo, se procede a realizarlos estudios de campo:

- a) Levantamiento topográfico en la zona por donde atravesará la nueva línea de impulsión y sus alrededores, para poder determinar así: las características del perfil del terreno y la ruta definitiva que seguirá la nueva línea de impulsión; los niveles que debe vencer la columna de agua para llegar al reservorio.
- b) Estudio hidrogeológico de la zona del acuífero en las proximidades de la ubicación de la nueva cisterna, para poder determinar así: las reservas totales y explotables del acuífero; la calidad de agua del acuífero. De forma alternativa, se pueden realizar pruebas de bombeo en diferentes puntos cercanos a la cisterna proyectada y así determinar la capacidad y rendimiento del acuífero.
- c) Estudio de suelos (ensayos in-situ y en laboratorio) en la zona donde se ubicará la nueva cisterna y en la ruta que seguirá la línea de impulsión, con lo cual se podrá determinar el tipo de suelo y esfuerzo admisible, que servirá

para el diseño de las estructuras, de la tubería de los accesorios y de los dados de anclaje.

- d) Estudio de rendimiento de las galerías filtrantes, lo cual determinará la longitud de los drenes de acuerdo a la demanda de agua proyectada, la pendiente óptima, la profundidad mínima y la orientación.

Con todos estos datos podemos ubicar la cisterna proyectada de manera óptima, por consiguiente, considerando la ubicación de la cisterna existente de 65 m³, la misma que se encuentra en la parte baja de la zona agrícola de la Localidad de Végueta, resulta conveniente proyectar la nueva cisterna a una distancia de 100 m aproximadamente de la cisterna existente en dirección norte y un poco más elevada que ella, a fin de disminuir la vulnerabilidad de la estructura ante alguna eventual inundación por algún fenómeno ambiental que pudiera ocurrir. En la Figura N° 12 se muestra el perfil del terreno (extraído de Google Earth) donde se ubica la cisterna existente y donde se ubicará la cisterna proyectada; se puede observar que la cisterna proyectada presente menos vulnerabilidad que la cisterna existente.

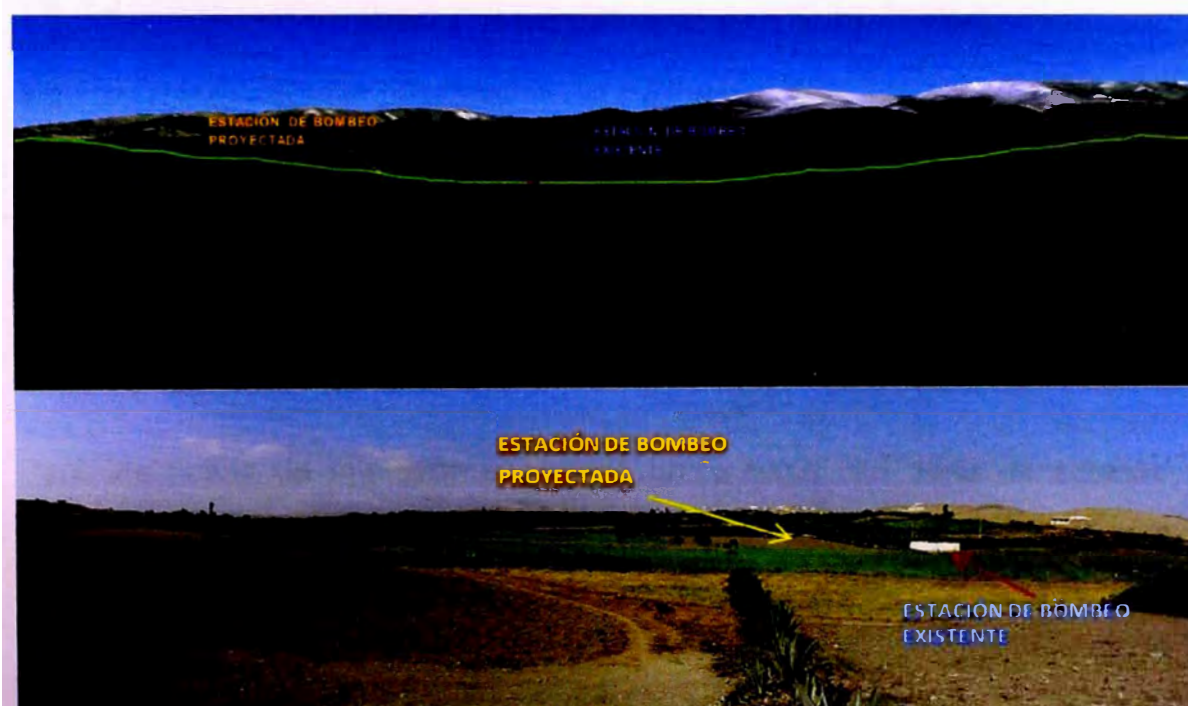


Figura N° 12: Ubicación de las estaciones de bombeo: existente y proyectada. Arriba, imagen de Google Earth (vista en dirección Suroeste – Noreste). Abajo, vista fotográfica (vista en dirección Oeste – Este).

La información necesaria para la selección del equipo de bombeo y del diseño de la línea de impulsión obtenida de los estudios se plasma en el Cuadro N° 07.

Cuadro N° 07: Información básica para el diseño

Cota de terreno de la cisterna (msnm)	Cota de terreno del reservorio (msnm)	Nivel de bombeo (msnm)	Nivel de llegada al reservorio (msnm)	Caudal de bombeo (l/s)	Horas de bombeo (N _B)
12.20	71.70	3.90	77.70	18.11	18.00

Fuente: Propia

El caudal de bombeo de 18.11 l/s se obtuvo de la fórmula mostrada en la Ecuación N° 06, considerando 18 horas de bombeo al día y el caudal máximo diario de 13.59 l/s según el ítem 2.2.2. Así mismo se ha considerado este valor de 18.11 l/s como caudal de diseño para la línea de impulsión y para el equipo de bombeo con un tiempo de vida útil de 20 años, según lo indicado en el ítem 2.2.1. Finalmente, se ha considerado 18 horas de bombeo al día a fin de obtener un menor volumen en el reservorio; la dotación de la población se considera 150 l/s, teniendo en cuenta los estándares urbanísticos del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento por el criterio de nivel socioeconómico y el clima de la zona. Por último, por criterios normativos se tiene que el volumen de regulación será el 25% del caudal máximo diario, el volumen de reserva será el 7% del caudal máximo diario y el volumen contra incendio de 50 m³.

4.2 PARÁMETROS Y CRITERIOS DE DISEÑO

Antes de la determinación de las características del sistema de suministro, se debe tener en cuenta en el diseño ciertos criterios y parámetros que permitan dar seguridad y condiciones de servicio a un mínimo costo de inversión.

4.2.1 De la línea de impulsión

Para las líneas de impulsión se toman como base una serie de criterios y parámetros, partiendo de las condiciones a las que se encontrará sometida la tubería, como su entorno y el tipo de fluido que conducirá. Por ello, considerando datos básicos como caudal, longitud y altura estática, se pueden elegir:

a) Material de la tubería

El material de la tubería es escogido por factores económicos, así como por la disponibilidad de accesorios, y características de resistencia, ante esfuerzos que se producirán en el momento de su operación.

- PVC para diámetros hasta 250 mm, clase 10 o clase 15 (Normas ISO 4422).
- FFD para diámetros de 300 mm a mayores, clase k-9 (Normas ISO 2531).

Se evaluará el material de tubería a utilizar cuando el líquido a transportar contenga alta concentración de agentes corrosivos, es decir para cuando el contenido de sales solubles, ion sulfatos y ion cloruros del terreno sean superiores a 1000 ppm y el pH sea menor que 6 o mayor que 8.

b) Diámetro de la tubería

Para determinar el diámetro de la tubería se analizaron conceptos como: la pérdida de carga por fricción, para lo cual se utilizó la fórmula de Hazen y Williams utilizando el coeficiente de rugosidad correspondiente; la velocidad en la tubería, considerando que velocidades muy bajas permiten sedimentación de partículas y velocidades altas producen vibraciones en la tubería, así como pérdidas de carga importantes, lo que repercute en un costo elevado de operación. Las velocidades recomendables para una línea de impulsión están entre 0.6 m/s y 2.0 m/s.

Asimismo, se debe elegir el diámetro de la tubería mediante el criterio económico, que se basa en:

- Datos de inversión Inicial
- Costo de la tubería instalada por metro lineal.
- Costo del equipo de bombeo instalado por cada HP o kW.
- Datos de inversión por explotación
- Costo anual de operación.
- Valor presente de operación en la vida útil del sistema de bombeo

Para su evaluación se toma como información los siguientes datos:

- Caudal de bombeo
- Longitud de la línea de impulsión
- Coeficiente de rugosidad de Hazen & Williams
- Niveles de succión y descarga
- Tasa de descuento (12% establecida por el BID)
- Coeficientes de la función costos para equipo (a, k)

- Costos de energía en kW/hora
- Horas de funcionamiento de la bomba

c) Coeficiente de rugosidad de H & W (C)

Empleado para cálculo de la pérdida de carga por fricción con la fórmula de Hazen y Williams. Su valor depende del tipo de tubería a utilizar:

- Tuberías de PVC : Nuevas $C = 150 \text{ m}^{0.37}/\text{s}$
Antiguas $C = 110 \text{ m}^{0.37}/\text{s}$
- Tuberías de FFD : Nuevo $C = 140 \text{ m}^{0.37}/\text{s}$
Antiguo $C = 100 \text{ m}^{0.37}/\text{s}$

Las unidades se obtienen del análisis dimensional. Para mayor información sobre otro tipo de materiales a utilizar se puede visitar la siguiente dirección web:

<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/flujoentuberias/fricci%C3%B3n/Hazen.htm>

d) Deflexiones en tuberías de unión flexible

En tuberías de PVC (Policloruro de vinilo) se considera que no existe deflexión en las uniones, sino en el cuerpo del material y nunca mayor de 30 cm en diámetros menores a 110 mm, y en diámetros mayores hasta un máximo de 12 cm por tubo de 6 m de largo.

En tuberías de HFD (Hierro fundido dúctil) se pueden realizar desviaciones en las uniones de 5° en diámetros hasta 160 mm, desviaciones de 4° en diámetros de 200 a 300mm, desviaciones de 3° en diámetros de 350 mm a 600 mm y desviaciones de 2° en diámetros de 700 mm a 800 mm.

e) Pendientes mínimas

El diseño de las líneas de impulsión se ha realizado considerando la operación del sistema, de tal manera que facilite la acumulación de aire en las partes altas pronunciadas, en donde se instalarán elementos que aseguren la evacuación de este. Se recomienda pendientes mínimas de 2 a 3 mm/m en las partes ascendentes y de 4 a 6 mm/m en las partes descendentes, sin embargo esto estará sujeto a la configuración de la topografía.

f) Válvulas de aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área del flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación de aire, es necesario instalar válvulas de aire, ya sean automáticas (ventosas) o manuales, las mismas que se ubicarán en los puntos altos, en los cambios de pendiente ascendente a descendente, o en los puntos donde la tubería sale sobre el suelo. El dimensionamiento será de acuerdo al diámetro de la tubería:

- DN < 250 mm – Ventosas de DN 60 mm
- DN 300 mm a 600 mm – Ventosas de DN 80 mm
- DN 700 mm a 900 mm – Ventosas de DN 150 mm

g) Válvulas de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de impulsión con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías. Estas válvulas se ubicarán en los puntos bajos de la tubería y su elección se realizará teniendo en cuenta la velocidad de drenaje, recomendándose:

- DN 100 mm a 400 mm – Válvulas de DN 100 mm
- DN 400 mm a 600 mm – Válvulas de DN 150 mm
- DN 700 mm a 1000 mm – Válvulas de DN 200 mm

h) Válvulas de seccionamiento

Serán ubicadas teniendo en cuenta la operatividad del sistema.

- Válvulas compuerta hasta tuberías de 250 mm
- Válvulas mariposa desde tuberías de 300 mm

i) Profundidades de excavación y altura de relleno

Se considera profundidades de excavación en el rango de 1.35 m a 2.5 m y una altura de relleno mínima de 1.0 m por encima de la clave del tubo.

4.2.2 Del equipo de bombeo

En primer lugar hay que definir la ubicación de la estación de bombeo, que obedece a criterios de mayor ahorro de energía, a fin de que el costo de operación, así como el tamaño de los equipos de bombeo sean de la menor dimensión posible para que cumplan en forma eficiente con las demandas del sistema en los momentos de máxima demanda al final del horizonte de diseño. Para el diseño de la estación de bombeo se ha considerado la elección del conjunto motor-bomba (electrobomba) y el cálculo de la velocidad específica.

a) Selección de la electrobomba

Existen en el mercado diferentes tipos de bombas para saneamiento, que pueden ser consideradas en el presente informe. Sin embargo, para elegir la que mayor se ajusta a las características del sistema de bombeo, se deberán tener en cuenta muchos factores tales como: la altura sobre el nivel del mar del lugar de ubicación de la estación de bombeo, la disponibilidad del terreno para la estación de bombeo y el área disponible, la profundidad a la que llega la fuente de agua proveniente de galerías filtrantes, si la zona es urbana o agrícola, etc.

Además, también se tienen otras consideraciones:

- Número de unidades.

El número de unidades dependerá fundamentalmente del caudal de bombeo y de sus variaciones. Si el caudal es constante a lo largo de todo el periodo de diseño, entonces se recomienda instalar un solo equipo de bombeo, lo cual suele suceder en pequeñas poblaciones; por el contrario, en poblaciones grandes se recomienda 2 o más bombas. Asimismo se deberá considerar también la instalación de unidades de reserva, ante cualquier eventualidad.

- Selección del equipo de bombeo.

Para esto, se utiliza el valor del caudal de bombeo al final del periodo de diseño y la altura dinámica total (HDT). Con esto podremos seleccionar el tipo de bomba con máxima eficiencia, considerando además la velocidad específica y la carga neta de succión positiva (NPSH) requerida y disponible.

Asimismo, la potencia del motor debe ser mayor a la potencia requerida por la bomba en un 10% a 15%, lo que permitirá absorber las pérdidas por disipación de calor.

Por otro lado, el nivel mínimo del líquido deberá ser adecuado para satisfacer el diseño particular de la bomba, se emplea en muchos casos las recomendaciones del fabricante del equipo de bombeo. Sin embargo, también se puede diseñar una estructura particular típica para la succión, tal como una sección tipo cajón en la parte inferior de la tubería de succión, a fin de evitar la turbulencia y garantizando así la submergencia mínima.

Por último, para la determinación de las velocidades en las líneas de bombeo, se han detallado los parámetros de bombeo en el ítem correspondiente a líneas de impulsión; y para las líneas de succión, se recomienda que las velocidades de flujo se encuentren entre 1.0 y 1.5 m/s y la velocidad de rotación del impulsor no debe ser mayor a 1800 rpm, o seguir las indicaciones del fabricante.

4.2.3 Del estudio de flujo en régimen transitorio

En el estudio del flujo en régimen transitorio como el que se presenta debido al fenómeno denominado golpe de ariete es práctica común utilizar celeridades de 1000 a 1200 m/s para tuberías de HFD y 500 m/s para tuberías de PVC.

Aunque se puede utilizar estos valores de celeridades en forma rápida para determinar la sobrepresión es recomendable realizar el cálculo de la celeridad de forma más precisa con datos propios a cada tubería.

4.2.4 De la cimentación de los bloques de anclaje

Los bloques de anclaje para el cambio de dirección en tuberías enterradas deberán ser colocados por lo menos a 60 cm bajo la superficie del terreno, serán de concreto simple y deberán diseñarse con una resistencia a la compresión de 140 kg/cm².

A fin de contrarrestar el empuje que pueda presentarse debido a la presión interna de la tubería, deberán diseñarse anclajes en los cambios de dirección horizontal y vertical, en los cambios de diámetro y en taponos, las válvulas sólo deberán contar con un apoyo de concreto simple (Ver Anexo N° 15).

Las dimensiones y forma de los anclajes se determinarán teniendo en cuenta la presión de la línea, el diámetro del tubo, clase del terreno, el tipo de accesorio y el ancho de la zanja (Ver Cuadro N° 08). El área o superficie de concreto del anclaje deberá dimensionarse de modo que el esfuerzo o carga unitaria que se trasmite al terreno, no supere la carga de resistencia admisible dada por cada terreno.

Para el presente informe se asumirá que en terreno normal (progresiva desde 0+000.00 m hasta 1+370.73 m), el suelo, que también será el material de relleno, tiene un peso específico (γ_s) de 1600 kg/m³ y un esfuerzo admisible (σ_{adm}) de 2.50 kg/cm²; y en terreno semirocoso (progresiva desde 1+370.73 m hasta 1+836.37 m) el suelo tiene un peso específico promedio de (γ_s) de 1900 kg/m³, pero que el material de relleno será el mismo que en terreno normal, y un esfuerzo admisible (σ_{adm}) de 3.50 kg/cm².

La fuerza centrífuga por la velocidad del agua no se considera en el cálculo de las dimensiones del bloque de anclaje por ser pequeña en comparación con las fuerzas de empuje por presión del agua. La presión de diseño para el dimensionamiento del anclaje es 1.5 veces la presión nominal de operación en el punto de análisis.

Cuadro N° 08: Información básica para el diseño

ANCHOS DE ZANJA			
DIAMETRO NOMINAL		ANCHO DE ZANJA	
mm	pulg.	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
110	4	45	70
160	6	45	75
200	8	50	80

Fuente: Tesis Profesional UNMSM EAP de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Lima, Perú, 2002

CAPÍTULO V: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CISTERNA, RESERVORIO Y LÍNEA DE IMPULSIÓN

5.1 CISTERNA DE ALMACENAMIENTO

Siendo el caudal de bombeo 18.11 l/s según los estudios preliminares (ítem 4.1 del presente informe), la demanda horaria en m³ de la bomba en la cisterna será de $(18.11 \text{ l/s}) \cdot (3600 \text{ s}) / (1000 \text{ l/m}^3) = 65.20 \text{ m}^3$. Así mismo, del ítem 2.2.2 del presente informe sabemos que el caudal de ingreso a la cisterna es de 13.59 l/s que viene a ser equivalente a 48.92 m³/s.

Con estos datos se procede a realizar el análisis de oferta-demanda horaria, utilizando el método de la curva masa. Así entonces, se pueden observar los resultados en el Cuadro N° 09 y en la Figura N° 13, de donde se puede observar que el volumen de almacenamiento útil de la cisterna deberá ser 293.54 m³ como mínimo. Entonces, de acuerdo a la geometría planteada, se diseñó una cisterna de 296.80 m³ de volumen útil (7.00x8.00x5.30m) que cubre en exceso el volumen requerido, con cajuelas profundas en la zona de succión.

Cuadro N° 09: Análisis horario de oferta y demanda de agua en la cisterna

Horas	Ingreso (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)	Demanda (m ³)	Demanda acumulada (m ³)	Diferencia (m ³)
0 - 1	48.92	48.92	0.00	0.00	48.92
1 - 2	48.92	97.85	0.00	0.00	97.85
2 - 3	48.92	146.77	0.00	0.00	146.77
3 - 4	48.92	195.70	0.00	0.00	195.70
4 - 5	48.92	244.62	0.00	0.00	244.62
5 - 6	48.92	293.54	0.00	0.00	293.54
6 - 7	48.92	342.47	65.20	65.20	277.27
7 - 8	48.92	391.39	65.20	130.39	261.00
8 - 9	48.92	440.32	65.20	195.59	244.73
9 - 10	48.92	489.24	65.20	260.78	228.46
10 - 11	48.92	538.16	65.20	325.98	212.18
11 - 12	48.92	587.09	65.20	391.18	195.91
12 - 13	48.92	636.01	65.20	456.37	179.64
13 - 14	48.92	684.94	65.20	521.57	163.37
14 - 15	48.92	733.86	65.20	586.76	147.10
15 - 16	48.92	782.78	65.20	651.96	130.82
16 - 17	48.92	831.71	65.20	717.16	114.55
17 - 18	48.92	880.63	65.20	782.35	98.28
18 - 19	48.92	929.56	65.20	847.55	82.01
19 - 20	48.92	978.48	65.20	912.74	65.74
20 - 21	48.92	1027.40	65.20	977.94	49.46
21 - 22	48.92	1076.33	65.20	1043.14	33.19
22 - 23	48.92	1125.25	65.20	1108.33	16.92
23 - 24	48.92	1174.18	65.20	1173.53	0.65

Fuente: Propia

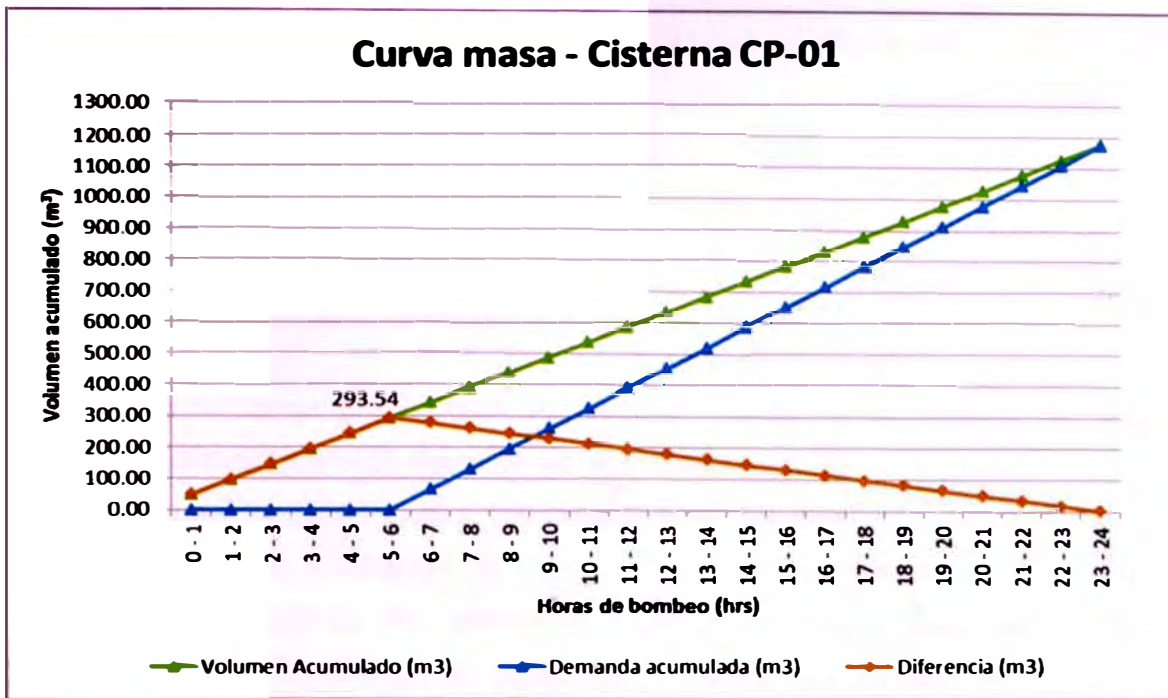


Figura N° 13: Curva masa para el cálculo del volumen de la cisterna

5.2 LÍNEA DE IMPULSIÓN

5.2.1 Cálculo del diámetro y pérdidas de carga

Una vez conocidos los criterios y parámetros de diseño y definido el trazo de acuerdo al plano topográfico y catastral obtenido según lo señalado en ítem 2.4 del presente informe, se procede al diseño propiamente dicho de la línea de impulsión. El trazo de la línea de impulsión se puede observar en los planos del Perfil Longitudinal de la Línea de Impulsión, que forman parte del Anexo N° 13 (Ver Planos LI-PP-01, LI-PP-02 y LI-PP-03).

Empleando la fórmula de Bresse (Ecuación N° 01) para bombeo discontinuo calculamos el diámetro que tendrá la tubería.

$$D_B = k * \sqrt[4]{\frac{N_{bombeo}}{24}} * \sqrt{Q_b} = 1.3 * \sqrt[4]{\frac{18}{24}} * \sqrt{0.01811} = 0.1628m$$

En este caso, el valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería, por lo que, según el ítem 4.2.1, el material a utilizar será PVC (Norma ISO 4422) y, según lo señalado en el ítem 3.2.1 se analizaron cinco (05) diámetros distintos para la elección del más económico, pero para la presente memoria de cálculo se utilizará el diámetro comercial DN 160 mm clase 15, que tiene un diámetro interior de 137.60 mm.

La velocidad de flujo según la ecuación de continuidad (Ecuación N° 02).

$$V_m = \frac{4 * Q_b}{\pi * D_c^2} = \frac{4 * (0.01811)}{3.1416 * (0.1376)^2} = 1.218 \text{ m/s}$$

Esta velocidad es mayor a 0.6 m/s y menor a 2 m/s, es decir se encuentra dentro del rango de velocidades permisibles según criterios de diseño.

La pérdida de carga por fricción se calcula empleando la fórmula de Hazen-Williams (Ecuación N° 03) descrita en el planteamiento teórico, considerando el coeficiente de rugosidad igual a 150 para la línea de impulsión, según lo descrito en el ítem 3.2.1 para tuberías de PVC, y que la longitud de la tubería según el trazo es de 1849.25 m. Así mismo se debe considerar también la pérdida de carga por fricción en el árbol de descarga que será básicamente de FFD debido a que se encuentra expuesto a un medio corrosivo (cerca al mar). Del Plano EB-IH-01 (Anexo N° 11) se mide la longitud entre la salida de la bomba más lejana y el accesorio de transición de tubería (de FFD a PVC), obteniendo un valor de 10.81 m. De igual manera se obtiene la medida de la longitud de la tubería de succión de acero que viene a ser 9.51 m; y también asumiremos que la longitud de la tubería de FFD en la caseta de válvulas del reservorio es 15.00 m. Así, tendremos según la Ecuación N° 03 y N° 04:

$$H_f = SxL_T = \left[\frac{Q_b}{0.2785xCxD_c^{2.63}} \right]^{1.85} xL_T = \left[\frac{0.01811}{0.2785x150x(0.1376)^{2.63}} \right]^{1.85} x1849.25$$

$$+ \left[\frac{0.01811}{0.2785x140x(0.1376)^{2.63}} \right]^{1.85} x(10.81 + 9.51 + 15.00) = 17.61 \text{ m}$$

Las pérdidas locales se determinan utilizando el teorema de Borde-Belanger teniendo en cuenta los accesorios y el cambio de dirección de los tramos de tubería durante su instalación. Para la línea de impulsión se ha definido, según su perfil longitudinal resultante del estudio topográfico, el uso de distintos accesorios con sus respectivos coeficientes de pérdidas locales "k" detallados en los cuadros N° 10, 11, 12 y 13, obtenidos de las Tesis indicadas en la Bibliografía del presente informe y de manuales y tablas de la internet:

- <http://es.scribd.com/doc/23931304/Perdidas-de-Energia-de-Accesorios>

- https://www.e-seia.cl/archivos/251_DISENO_HIDRAULICO_EMITARIO_TERRESTRE.pdf

Cuadro N° 10: Pérdidas locales en la línea de impulsión

Accesorios	Cantidad	k	Total
Codo 90°	1	0.90	0.90
Codo 45°	4	0.45	1.80
Codo 22.5°	5	0.20	1.00
Codo 11.25°	7	0.10	0.70
Tee (Válvula de aire)	3	1.50	4.50
Tee (Válvula de purga)	4	1.50	6.00
Sumatoria de k			14.90
Velocidad (m/s)			1.218
Pérdida local en m ($k \cdot V_m^2 / 2g$)			1.13

Fuente: Propia

Similarmente, para las pérdidas locales en la estación de bombeo:

Cuadro N° 11: Pérdidas locales en la estación de bombeo

Accesorios	Cantidad	k	Total
Codo 45°	2	0.45	0.90
Unión autoportante	5	0.40	2.00
Válvula mariposa	3	0.25	0.75
Válvula check	2	2.50	5.00
Tee (Válvula de purga)	2	1.50	3.00
Yee	2	1.20	2.40
Rejilla	1	0.75	0.75
Sumatoria de k			11.65
Velocidad (m/s)			1.218
Pérdida local en m ($k \cdot V_m^2 / 2g$)			0.88

Fuente: Propia

Por último, se pueden estimar las pérdidas locales en el reservorio:

Cuadro N° 12: Pérdidas locales en el reservorio

Accesorios	Cantidad	k	Total
Codo 90°	1	0.90	0.90
Codo 45°	2	0.45	0.90
Unión autoportante	1	0.40	0.40
Válvula mariposa	1	0.25	0.25
Válvula check	1	2.50	2.50
Tee (Válvula de purga)	1	1.50	1.50
Sumatoria de k			6.45
Velocidad (m/s)			1.218
Pérdida local en m ($k \cdot V_m^2 / 2g$)			0.49

Fuente: Propia

Finalmente se tiene el siguiente resumen:

Cuadro N° 13: Pérdidas locales totales

	Valores de k	Pérdida local (H _l)
Línea de impulsión	14.90	1.13
Estación de bombeo	11.65	0.88
Reservorio	6.45	0.49
Total	33.00	2.50

Fuente: Propia

Luego, reemplazando este valor en la Ecuación N° 05 de pérdidas locales se tiene:

$$H_l = \sum k * \frac{V_m^2}{2 * g} = 3300 * \frac{1.218^2}{2 * 9.81} = 2.50m$$

5.2.2 Cálculo de la sobrepresión por cierre instantáneo

Empleando las ecuaciones del método de Allievi para tubería de tipo PVC DN 160 (Clase 15) se tiene los siguientes parámetros:

- Resistencia máxima a la presión de agua = 150m.c.a.
- Espesor de tubería (e) = 0.0112 m
- Módulo de elasticidad del material (E) = 2.75x10⁹ N/m²
- Módulo de elasticidad del agua (ε) = 2.0x10⁹ N/m²
- Diámetro interior (D_c) = 0.1376 m
- Densidad agua (ρ_a) = 1000 kg/m³
- Constante de gravedad (g) = 9.81 m/s
- Longitud de tubería (L_T) = 1849.25 m
- Velocidad del agua en la tubería (V_m) = 1.22 m/s
- Diferencia de niveles entre el punto más bajo de la tubería y el punto de llegada al reservorio (ΔH) = 66.58m

Calculamos primero la velocidad de propagación de la onda:

$$V_{onda} = \sqrt{\frac{1}{\rho * \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D_c}{e * E} \right)}} = \sqrt{\frac{1}{1000 * \left(\frac{1}{2 * 10^9} + \frac{0.1376}{0.0112 * 2.75 * 10^9} \right)}} = 448.67m / s$$

El tiempo de propagación de la onda igual al tiempo de cierre instantáneo se calcula como:

$$T_c = \frac{2 * L_T}{V_{onda}} = \frac{2 * 1849.25}{448.67} = 8.24s$$

Obtenidos estos datos podremos calcular la carga por sobrepresión en mca según la siguiente expresión:

$$\Delta H_a = \frac{V_m * V_{onda}}{g} = \frac{1.218 * 448.67}{9.81} = 55.71mca$$

Entonces la presión máxima en el punto más bajo de la tubería será:

$$P_{máx} = \Delta H + \Delta H_a = 66.58 + 55.71 = 122.29mca$$

Con lo que podremos concluir que la clase escogida para la tubería de PVC (clase 15) para las condiciones de trabajo es la correcta; coincidiendo con las especificaciones técnicas y parámetros de diseño planteados en el estudio ya que la resistencia máxima de presión de agua no superará los 150 mca como se observa en los resultados de sobrepresión por efecto del golpe de ariete.

Esta tubería soportara sin problemas la sobrepresión por efecto del golpe de ariete sin la necesidad de instalar accesorios de seguridad complementarios o válvulas contrapresión elevando el costo total de inversión. Sin embargo, para mayor seguridad y considerando una posible incorrecta operación del sistema, se plantea instalar como parte del árbol de descarga de la bomba un sistema de alivio de presión de DN 110 mm (con una válvula anticipadora de onda), tomando en cuenta que esto no representa un excesivo aumento en el costo de inversión.

Debido a que las uniones en los cambios de dirección son de FFD las presiones que pueden soportar son mayores a las de PVC por tal motivo, estas soportarán también la sobrepresión sin problemas.

Luego de calcular estos parámetros correspondientes a la línea de impulsión es necesario determinar la potencia necesaria que requiere el equipo de bombeo para vencer la altura dinámica total y entregar el agua al reservorio de forma efectiva.

5.2.3 Cálculo de la potencia

Para determinar el valor de la potencia de consumo de la bomba, se requieren los siguientes datos de diseño:

- Altura dinámica total (HDT)
- Caudal de Bombeo (Q_b)
- Eficiencia de la bomba (η_b)

La altura dinámica total se calculará según la ecuación N° 07 y para ello se requieren los valores de la altura estática total (H_E), las pérdidas totales (H_{total}) y la presión de llegada al reservorio, que en este caso se considerará un valor de 3.50 m (>2.0 m según el ítem 3.2.4 del presente informe).

Las pérdidas totales se calcularán con los resultados obtenidos en el ítem 5.2.1 del presente informe, que corresponden a las pérdidas por fricción y pérdidas locales. Así se tiene:

$$H_{total} = H_f + H_l = 17.61 + 2.50 = 20.11m$$

La altura estática total (H_E) se calculará con la ecuación N° 08 y con los datos extraídos de la hoja de cálculo presentada en el Anexo N° 08 y con los planos mostrados en los Anexos N° 11 y N° 13, que a continuación se muestran:

- Altura de la tubería de ingreso al reservorio (H_{TI-res}) = 6.00 m
- Altura de descarga (H_d) = 59.12 m
- Altura de succión (H_s) = 8.68 m

De donde la altura estática total (H_E) resulta:

$$H_E = H_d + H_s + H_{TI-res} = 59.12 + 8.68 + 6.00 = 73.80m$$

Por último, la altura dinámica total (HDT) sería:

$$HDT = H_E + H_{total} + P_s = 73.80 + 20.11 + 3.50 = 97.41m$$

El caudal de bombeo (Q_b) ya es conocido e igual a 18.11 l/s, según el ítem 4.1 del presente informe.

La eficiencia de la bomba se obtiene utilizando el software en línea Pump-Flo, el cual nos arroja un valor de $\eta_b = 78.90\%$ (Ver Anexo N° 04)

Finalmente, con estos tres valores de altura dinámica total, caudal de bombeo y eficiencia de la bomba, se calcula la potencia de la bomba:

$$P_b = \frac{Q_b * HDT}{76 * \eta_b} = \frac{18.11 * 97.40}{76 * 78.90\%} = 29.42HP$$

Luego, procedemos a calcular la potencia instalada del sistema (P_i), que vendría a ser la energía entregada al motor, que como ya explicamos en el ítem 3.2.4, deberá ser entre 10% y 15% mayor que la potencia requerida por la bomba, por lo que consideraremos lo siguiente:

$$P_i = 115\% * 29.42HP = 33.83HP$$

También podríamos calcular la potencia instalada con el valor de la eficiencia del motor (η_m), que según para el caso estimaremos un valor de $\eta_m = 89\%$, por lo que la eficiencia del sistema (η_s) sería $\eta_s = 78.90\% * 89\% = 70.22\%$. Por tanto la potencia instalada sería dada por la expresión:

$$P_i = \frac{Q_b * HDT}{76 * \eta_s} = \frac{18.11 * 97.40}{76 * 70.22\%} = 33.05HP$$

En nuestro caso utilizaremos el valor más alto (33.83 HP), por ser el menos favorable.

Calculado ya el diámetro, la clase, el tipo de tubería y la potencia del equipo de bombeo de acuerdo a los criterios y parámetros del diseño, debemos determinar los costos de cada uno de los componentes del sistema descritos en la metodología para obtener el valor presente de los costos totales y así verificar que las características del sistema, corresponden a un diseño más económico y además obtener un costo total estimado del componente hidráulico de la obra a ejecutar.

5.2.4 Cálculo de los costos totales

Procedemos a calcular los costos, según lo indicado en el ítem 3.2.5 del presente informe, de la siguiente manera:

$$\text{Costo Tubería Instalada (US\$)} = 25.62 \times 1849.25 = 47377.79 \text{ US\$}$$

$$\text{Costo Equipo instalado (US\$)} = 3200 \times (33.38)^{0.65} = 31293.50 \text{ US\$}$$

$$\text{Costo anual de operación (US\$)} = 18 \times 365 \times 33.38 \times 0.7457 \times 0.051 = 8341.51 \text{ US\$}$$

Asimismo podemos estimar el costo anual de mantenimiento (repuestos, insumos, herramientas, personal especializado, etc.) que puede variar entre 2% y 10% del costo del equipo instalado. Para el caso utilizaremos el valor de 3%.

$$\text{Costo anual de mantenimiento (US\$)} = 3\% \times 31293.50 = 938.81 \text{ US\$}$$

En resumen tenemos:

$$\text{Costo total de inversión} = 47377.79 + 31293.50 = 78671.29 \text{ US\$}$$

$$\text{Costo total anual de O y M} = 8341.51 + 938.81 = 9280.32 \text{ US\$}$$

Luego, convertimos todos los costos anteriores a valor presente de acuerdo al horizonte de anualidades, condicionado por el tiempo de vida útil del sistema de bombeo.

$$\text{Costo reposición total (VP)} = 78671.29 \text{ (US\$)} \times \left[\left(\frac{0.12 * (1 + 0.12)^{20}}{(1 + 0.12)^{20} - 1} \right) * 20 - 1 \right]$$

$$\text{Costo reposición total (VP)} = 131977.04 \text{ US\$}$$

$$\text{Costo total de O y M (VP)} = 9280.32 \text{ (US\$)} \times \left(\frac{0.12 * (1 + 0.12)^{20}}{(1 + 0.12)^{20} - 1} \right)^{-1}$$

$$\text{Costo total de O y M (VP)} = 69318.83 \text{ US\$}$$

Finalmente la elección del diámetro se hará en función al menor valor presente total, siendo este el resultado de la sumatoria de todos los valores presentes anteriores y el costo total de inversión.

$$\text{Costo total (VP)} = 78671.29 + 131977.04 + 69318.83 = \mathbf{279967.16 \text{ US\$}}$$

Luego, en la decisión de si éste diámetro es el correcto o no económicamente, debemos calcular los costos totales para nuevas líneas calculadas con dos diámetros comerciales anteriores y dos posteriores al primer diámetro comercial determinado con la fórmula de Bresse.

A este procedimiento se le conoce como análisis de sensibilidad económica y nos permite identificar el diámetro a utilizar de acuerdo al menor costo total presente para la selección del nuevo equipo de bombeo.

Los valores de estos cálculos se presentan en su totalidad en la Hoja de Cálculo del Anexo N° 08, se incluye además los valores de las pérdidas de carga por fricción y locales para los distintos diámetros comerciales alternativos. Pero también se muestra un resumen de estos cálculos en los cuadros N° 18 y N° 19 del ítem 6.2 del presente informe.

5.3 SISTEMA DE BOMBEO

Obtenido el valor del diámetro económico procedemos a calcular la curva característica del sistema compuesto por la tubería de impulsión, es decir elaborar la curva de altura (gasto de la red) para confrontarla con las curvas características del equipo de bombeo escogido en el desarrollo del diámetro económico y determinar el punto de operación óptimo (eficiencia de la bomba > 50%).

5.3.1 Cálculo de la curva característica del sistema

Para obtener la curva característica del sistema se utilizan distintos valores de caudales, en este caso entre 0 l/s y 50 l/s cada 1 unidad, hallando para cada caso el valor de la altura dinámica total (HDT) según la ecuación N° 12.

Para determinar la HDT se debe calcular las pérdidas de carga tanto por fricción como locales utilizando la fórmula de Hazen & Williams y el teorema de Borde-Belanger respectivamente.

Primero, reducimos la Ecuación N° 12 hasta una expresión más simple, considerando las pérdidas por fricción y pérdidas locales en la estación de bombeo, en la tubería de succión, en la línea de impulsión y en la caseta de válvulas del reservorio, éstas últimas serán estimadas debido a que no forman parte del presente informe.

$$HDT = H_E + P_s + \left(\frac{L_T}{0.2785 * C * D_C^{2.63}} \right)^{1.85} * Q_b^{1.85} + \frac{8 * \sum k}{g * \pi^2 * D_C^4} * Q_b^2$$

$$\begin{aligned}
 HDT = & 73.80 + 3.50 + \frac{1849.25}{(0.2785 * 150 * 01376^{2.63})^{1.85}} * Q_b^{1.85} \\
 & + \frac{10.81}{(0.2785 * 140 * 01376^{2.63})^{1.85}} * Q_b^{1.85} + \frac{9.51}{(0.2785 * 140 * 01376^{2.63})^{1.85}} * Q_b^{1.85} \\
 & + \frac{15.00}{(0.2785 * 140 * 01376^{2.63})^{1.85}} * Q_b^{1.85} + \frac{8 * 33.00}{9.81 * 3.1416^2 * 0.1376^4} * Q_b^2
 \end{aligned}$$

De donde resulta:

$$HDT = 77.30 + 29422.23 * Q_b^{1.85} + 7606.09 * Q_b^2$$

Ecuación N° 30: Ecuación de la curva característica del sistema

Luego procedemos a reemplazar valores de los caudales a utilizar, en esta ecuación, para así obtener los valores correspondientes de HDT, con lo cual podemos graficar los puntos que conforman la curva característica del sistema. Los valores tabulados se presentan a continuación en el Cuadro N° 14.

Cuadro N° 14: Tabulación de datos de caudales de bombeo vs HDT

Qbomba (l/s)	HDTb (m)	Qbomba (l/s)	HDTb (m)	Qbomba (l/s)	HDTb (m)
0	76.00	17	93.45	34	139.67
1	76.09	18	95.42	35	143.21
2	76.32	19	97.48	36	146.84
3	76.69	20	99.64	37	150.57
4	77.17	21	101.89	38	154.37
5	77.78	22	104.24	39	158.27
6	78.50	23	106.69	40	162.26
7	79.33	24	109.22	41	166.33
8	80.28	25	111.85	42	170.49
9	81.33	26	114.58	43	174.74
10	82.48	27	117.40	44	179.07
11	83.75	28	120.30	45	183.49
12	85.11	29	123.31	46	188.00
13	86.58	30	126.40	47	192.59
14	88.15	31	129.58	48	197.27
15	89.82	32	132.85	49	202.03
16	91.59	33	136.22	50	206.88

Fuente: Propia

Finalmente, con estos datos también se puede graficar la curva característica del sistema, que se muestra a continuación en la figura N° 14.

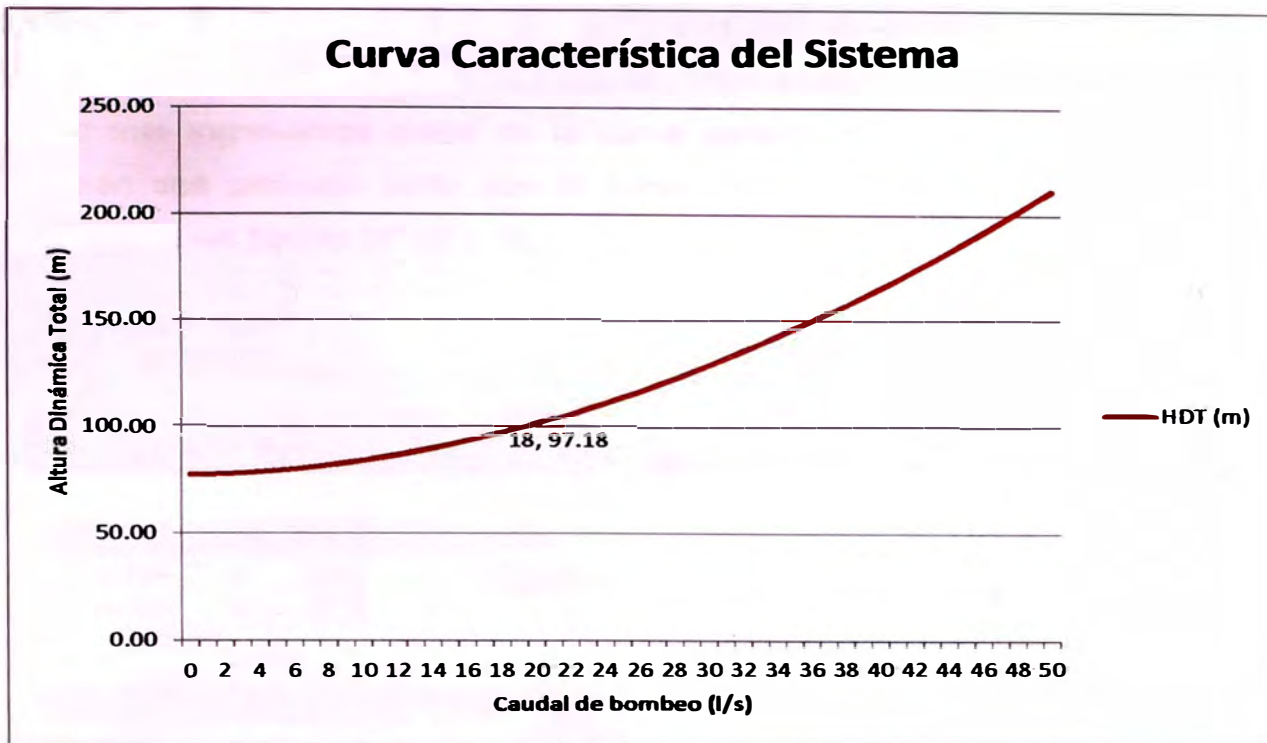


Figura N° 14: Curva característica del sistema

5.3.2 Cálculo de la curva característica de la bomba

De acuerdo a criterios de selección expuestos en el ítem 4.2 del presente informe, se ha visto conveniente el uso de dos (02) bombas tipo turbina de eje vertical, considerando que la altura de succión es mayor a 7 m (se utilizan bombas centrífugas cuando la altura de succión es menor a 7 m), el área disponible debe ser la menor posible debido a que la estación de bombeo se ubica en una zona agrícola y este tipo de bombas no requieren de mucho espacio para su instalación, tienen una mayor eficiencia y mayor tiempo de vida útil, a pesar de su costo más elevado. Adicionalmente será necesario implementar una (01) bomba de reserva con fines de mantenimiento de los equipos, o cuando surja algún desperfecto en las bombas en funcionamiento. Con esto, el equipamiento hidráulico estará compuesto de tres (03) bombas tipo turbina de eje vertical, lo cual se puede visualizar en el Plano EB-IH-01 (Ver Anexo N° 11).

Como se explicó en capítulos anteriores, la selección del equipo de bombeo se ha realizado utilizando el software en línea Pump-Flo.

Se han procedido a ingresar los datos de tipo de bomba (turbina de eje vertical en este caso), caudal de diseño, altura dinámica total, el número de bombas a

utilizar, la altitud sobre el nivel del mar a la que se encuentra la estación de bombeo, la altura estática total, el tipo de motor a utilizar (en este caso NEMA) y finalmente ingresamos datos de la curva característica del sistema para que también sea planteada junto con la curva de la bomba. El procedimiento se observa en las figuras N° 15 y 16.

© 2002 - 2012 PUMP-FLO Solutions (An Engineered Software, Inc. Business). All Rights Reserved.
[Terms of Use](#) | [Privacy Policy](#) | [Legal Statement](#)

Figura N° 15: Ingreso de datos

Catalog	Preview	Type	Pump	Speed (rpm)	Dia	Head (m)	Eff (%)	BEP (l/s)	NPSHr (m)	Power (kW)	Motor (kW)	Freight	Notes	Cost
		480_VRT-TURBINE	8LC 3630	1760	6.125 in	96	79	79	1.45	10.8	15	256T		
		480_VRT-TURBINE	8KS 3693	1760	6.125 in	97.5	75	81	2.21	11.5	15	256T		
		480_VRT-TURBINE	8LS 3641	1760	6.3125 in	95.8	74	75	1.47	11.4	15	256T		
		480_VRT-TURBINE	8XC 6909	1760	4.625 in	96.5	74	75	2.12	11.6	15	256T		

Deleted Pumps

© 2002 - 2012 PUMP-FLO Solutions (An Engineered Software, Inc. Business). All Rights Reserved.
[Terms of Use](#) | [Privacy Policy](#) | [Legal Statement](#)

Figura N° 16: Lista de bombas que cumplen con las características

Finalmente, con el criterio de máxima eficiencia, se elige la electrobomba de marca American-Marsh Pumps, tipo turbina de eje vertical cuyas características se pueden ver en las figuras N° 17 y 18.

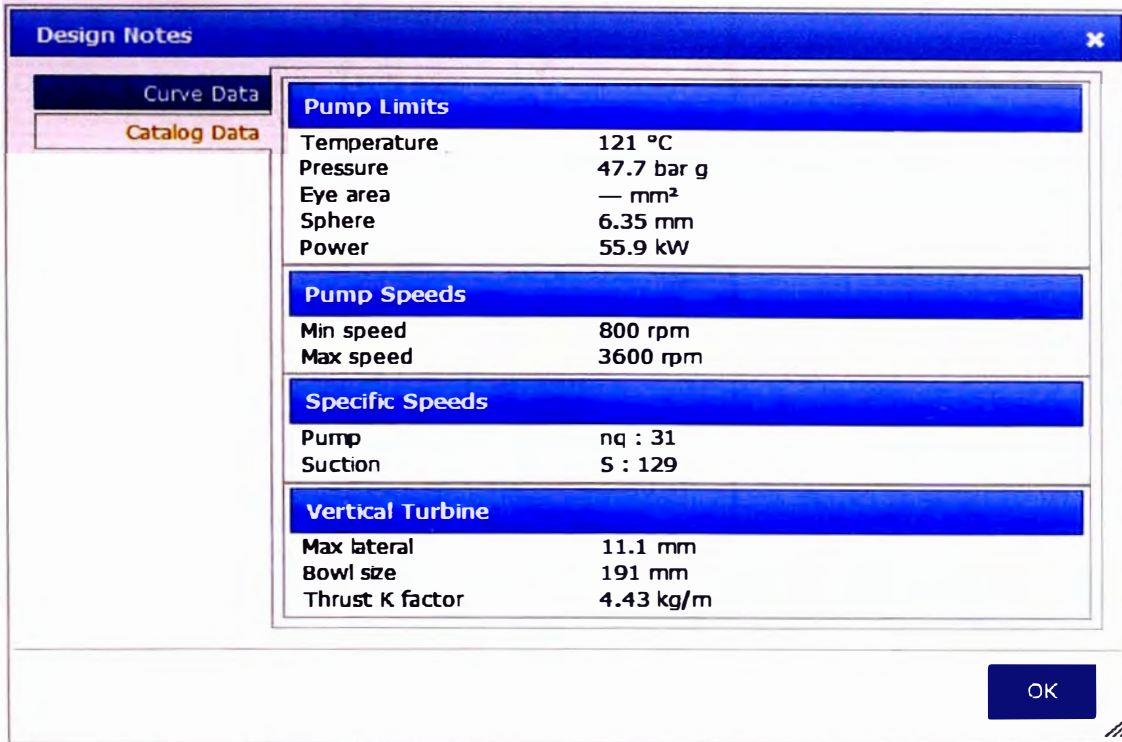


Figura N° 17: Características de la bomba elegida

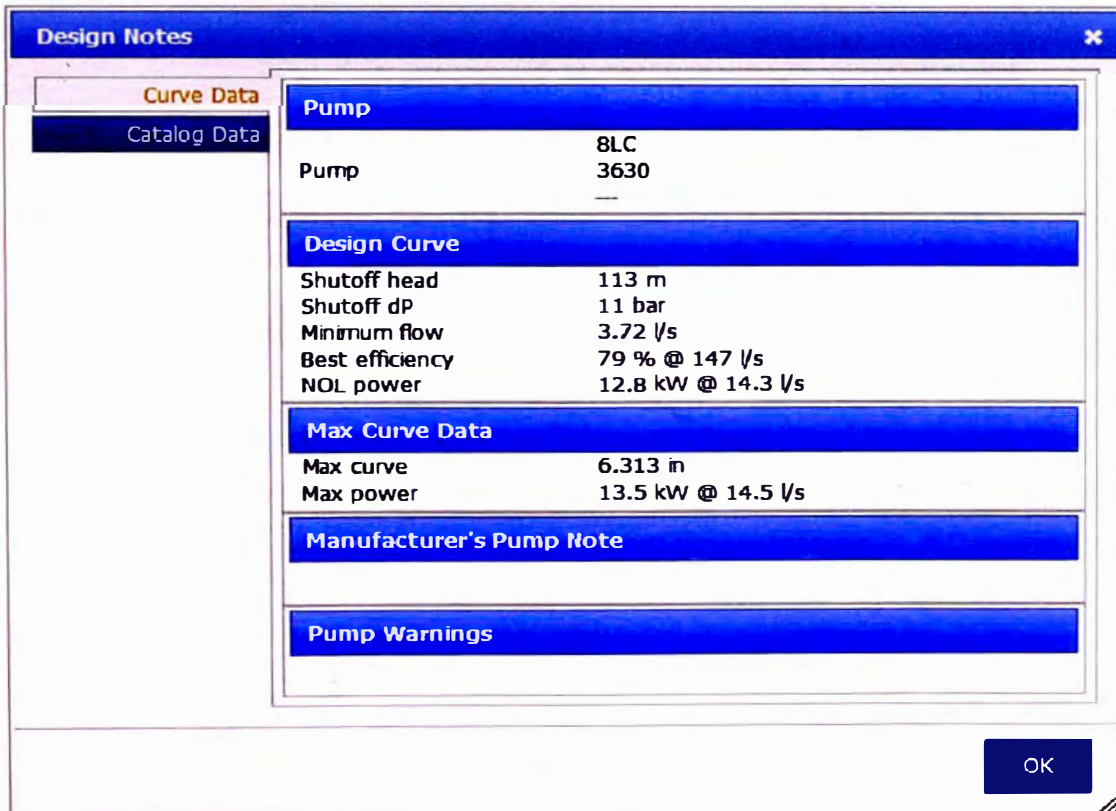


Figura N° 18: Datos de la Curva característica del sistema

En resumen se tiene lo siguiente:

Cuadro N° 15: Características de la bomba seleccionada

BOMBA	CARACTERÍSTICA
Tipo	Turbina de eje vertical
Marca	American-Marsh Pumps
Modelo	8LC-3360
Diámetro de descarga	125 mm
Diámetro de succión	125 mm
Diámetro de tazones	191 mm
Número de etapas	Diez (10)
Motor	Encapsulado
Marca	NEMA
Modelo	MHS841
Voltaje	220V-440 V (Trifásica)
Frecuencia	60 Hz
Potencia máxima	18 HP (13.5 kW)
Velocidad	1800 rpm
Factor de potencia	89% (estimado)
Velocidad específica	31 rpm
NPSHd	11.30 m
NPSHr	1.45 m

Fuente: Propia

Los datos de caudal y altura de bombeo que desarrolla esta electrobomba son extraídos de la curva proporcionada por el software Pump-Flo que se muestra en el Anexo N° 05, los cuales presentamos a continuación en el Cuadro N° 16.

Cuadro N° 16: Altura vs caudal de la electrobomba seleccionada

Q_b (l/s)	0	2	4	6	8	10	12	14
HDT (m)	113.00	113.40	112.00	108.50	103.00	93.00	77.30	58.00

Fuente: Propia

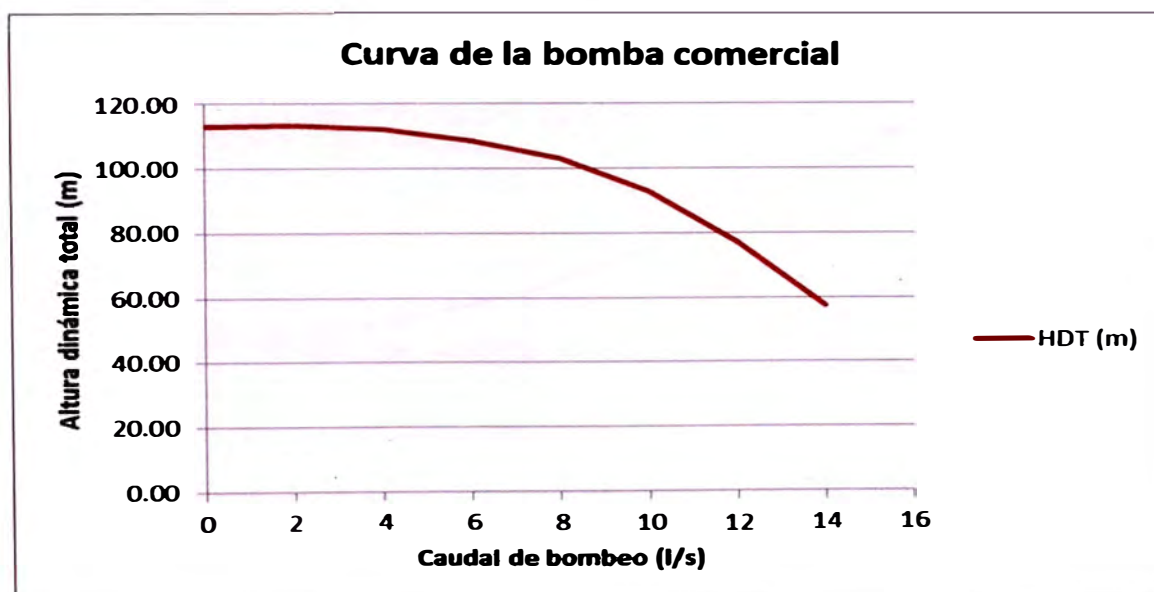


Figura N° 19: Curva característica de la bomba seleccionada

Estos datos que conforman las curvas características de las dos electrobombas deben ser ploteados en el mismo gráfico de la curva característica del sistema para poder encontrar el punto de operación del equipo. A continuación se muestran los datos tabulados de dichas curvas características y la gráfica resultante en el Cuadro N° 17 y en la Figura N° 20 respectivamente.

Cuadro N° 17: Datos de las curvas características del sistema y de la curva del equipo de bombeo (2 bombas en simultáneo)

Qbombeo (l/s)	HDT del sistema	HDT de las 2 bombas	Qbombeo (l/s)	HDT del sistema	HDT de las 2 bombas
0	77.30	113.00	15	91.44	105.00
1	77.39	113.45	16	93.25	103.00
2	77.63	113.40	17	95.17	101.20
3	78.00	113.50	18	97.18	98.80
4	78.50	113.45	19	99.29	96.00
5	79.12	113.25	20	101.51	93.00
6	79.86	113.00	21	103.82	89.60
7	80.71	112.50	22	106.23	85.50
8	81.67	112.00	23	108.73	81.50
9	82.75	111.40	24	111.33	77.30
10	83.93	110.80	25	114.03	72.50
11	85.22	109.60	26	116.83	67.90
12	86.62	108.50	27	119.72	62.80
13	88.12	107.50	28	122.70	58.00
14	89.73	106.50			

Fuente: Propia

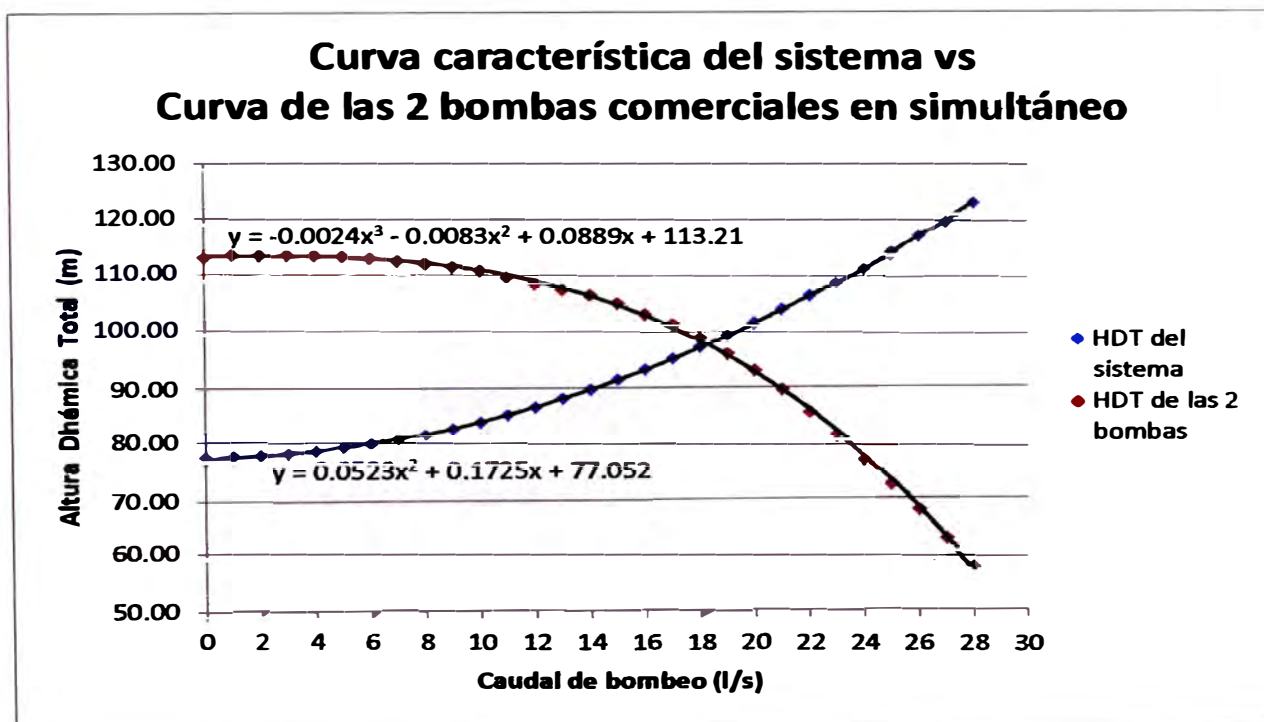


Figura N° 20: Curvas del sistema y del equipo de bombeo (2 bombas).

Las ecuaciones mostradas en la Figura N° 20 han sido extraídas del software Microsoft Excel. Con dichas ecuaciones se ha procedido a hallar el punto de intersección, obteniendo los valores de 18.22 l/s y 97.56 m para el caudal de bombeo y la altura dinámica total respectivamente.

Asimismo, para nuestro caso con la electrobomba seleccionada (dos bombas en paralelo) el punto óptimo, según el Anexo N° 04, tendrá los siguientes parámetros:

- Caudal Óptimo ($Q_{\text{óptimo}}$) = 18.10 l/s
- Altura Dinámica Total Óptimo ($HDT_{\text{óptimo}}$) = 98.40 m
- Altura Positiva de Succión Neta requerido (NPSH) = 1.45 m
- Eficiencia de la Bomba (η_b) = 79%

Con estos dos resultados anteriores se comprueba que los cálculos son correctos, ya que se encuentran muy cerca a los valores de diseño: $Q_b=18.11$ l/s y $HDT=97.41$ m.

En los Anexos N° 04, 05, 06, y 07 se muestran todos los resultados finales obtenidos del software Pump-Flo.

5.3.3 Cálculo del coeficiente de velocidad específica

Para asegurar que la elección de la bomba es la correcta calculamos su coeficiente de velocidad específica según la ecuación N° 14. Se utiliza la altura de impulsión de un solo rotor, considerando 10 etapas según lo indicado en el Anexo N° 04.

$$HDT_{\text{rotor}} = \frac{HDT}{\# \text{ de etapas}} = \frac{97.41}{10} = 9.741 \text{ m}$$

Con este dato se ingresa en la ecuación N° 14

$$N_S = \frac{N_R * \sqrt{Q_b}}{HDT_{\text{rotor}}^{3/4}} = \frac{1760 * \sqrt{0.009055}}{9.741^{3/4}} = 30.68 \text{ rpm}$$

Luego procedemos a calcular la velocidad de succión con la ecuación N° 15:

$$V_S = 162.77 * N_S^{0.0305} = 162.77 * 30.68^{0.0305} = 180.68 \text{ rpm}$$

Con estos resultados, según el criterio publicado revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental de Cuba (Vol. 23 Mayo-Agosto 2011, páginas 58-68), que señala valores óptimos de velocidad específica y de succión como 44.8 rpm y 174 rpm respectivamente, podemos verificar que se encuentran próximos a los recomendados, por lo que el equipo elegido resulta ser el adecuado.

5.4 CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO

El cálculo del volumen del reservorio ha sido realizado en función a la demanda total proyectada para el año 2033 (horizonte de diseño) y la oferta actual que vendría a ser la misma para el año 2033 e igual a 300 m³ (volumen del reservorio existente).

Finalmente el volumen del reservorio a diseñar vendría a ser la diferencia entre la demanda total proyectada y la oferta en el año 2033.

Además, en el cálculo del volumen del reservorio se consideró también el volumen de regulación y el volumen contra incendio.

Se ha considerado que el fondo del reservorio coincide con la cota de terreno 71.70 msnm y la altura de llegada del agua al reservorio será de 6.00 m. Esos datos han sido suficientes para el diseño hidráulico de la línea de impulsión y el equipo de bombeo.

Con los datos de oferta (reservorio actual de 300 m³) y la demanda proyectada se realizó un análisis de oferta demanda en el horizonte de diseño, considerando para ello el caudal máximo diario, obteniéndose la demanda final de 872.97 m³ (ver Figura N° 23) con lo que el volumen del reservorio proyectado vendría a ser la diferencia entre estos valores y en este caso resulta 572.97 m³, que redondeando tomamos el valor de 575 m³. Los cuadros de análisis se muestran en el Anexo N° 01: Estudio de población y caudales de oferta y demanda.

A continuación se muestran los gráficos de balance oferta-demanda de las situaciones “sin proyecto” y “con proyecto” y el balance obtenido para el volumen de almacenamiento requerido del reservorio proyectado.

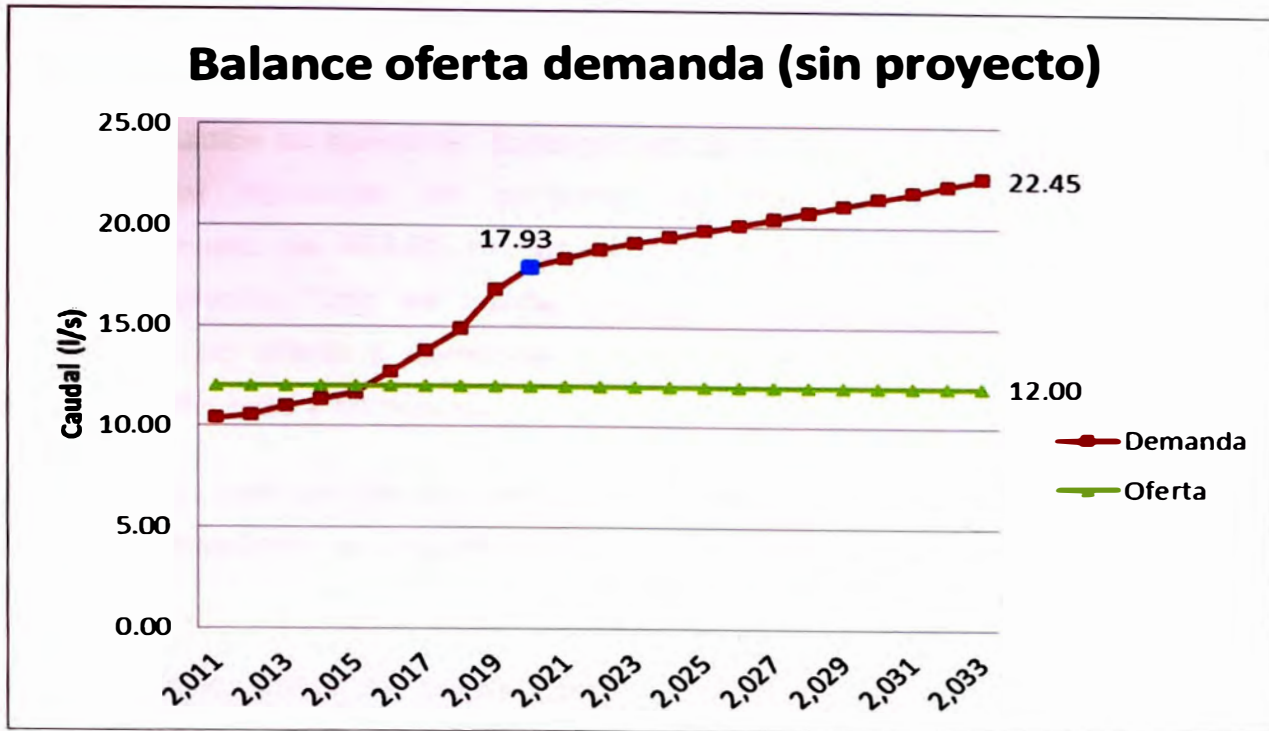


Figura N° 21: Balance Oferta – Demanda (sin proyecto)

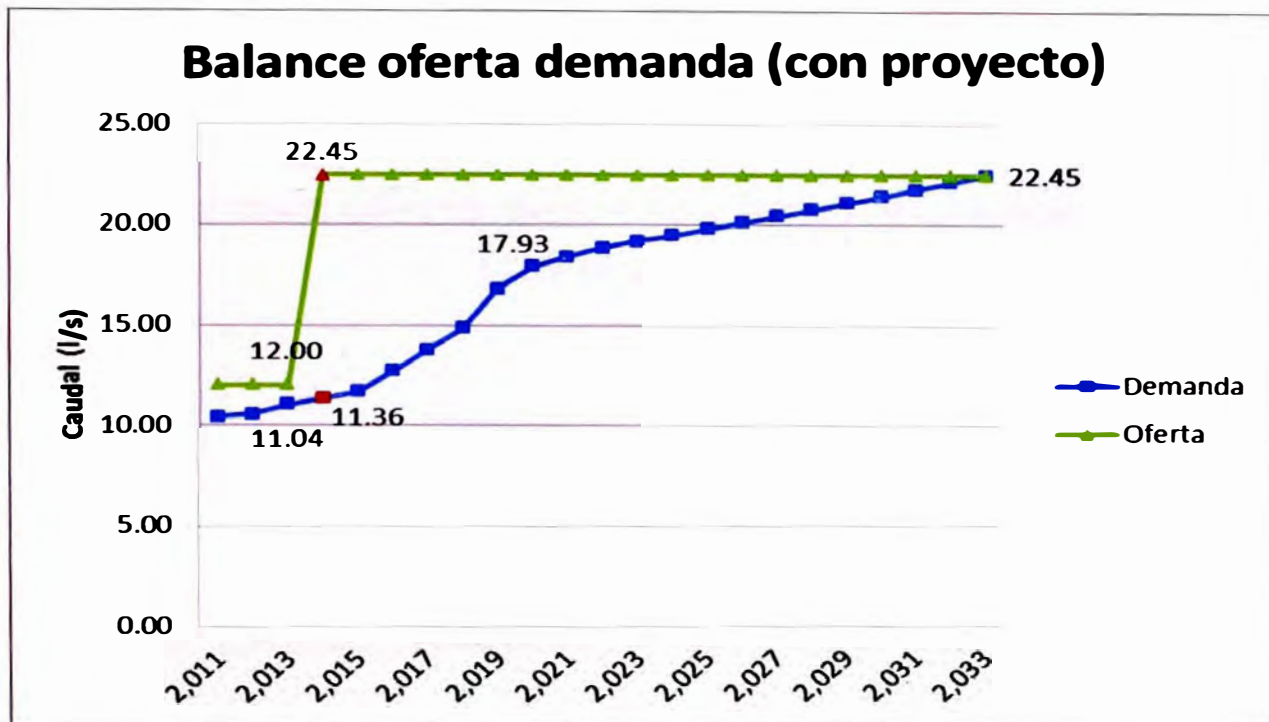


Figura N° 22: Balance Oferta – Demanda (con proyecto)

Como se puede observar en la Figura N° 21, el déficit de agua potable en el último año del horizonte de diseño vendría a ser la diferencia entre los valores de 22.45 l/s y 12.00 l/s, que resulta ser 10.45 l/s. Este valor sería el caudal promedio, y como se explicó en el ítem 2.2.2, el caudal máximo diario (caudal de diseño) vendría a ser 13.59 l/s.

Además, también se observa que aproximadamente hasta el año 2015 la población podría abastecerse con la oferta existente de 300 m³, sin embargo, esta apreciación es aparente, dado que según la Figura N° 23, para el año 2013 (año 0 del horizonte del proyecto) se requiere un volumen total de almacenamiento de 454.65 m³, con lo cual se justificaría la construcción del nuevo reservorio. Esto se puede verificar en el Cuadro N° 26: Caudales y volúmenes de oferta y demanda del Anexo N° 01: Estudio de población y caudales de oferta y demanda.

El reservorio será de tipo apoyado y estará ubicado sobre los cerros de la zona sur de la localidad de Végueta. El fondo de la cuba tendrá como cota 71.70 msnm.

Por otro lado, como se puede observar en la Figura N° 23 la localidad de Végueta se encuentra actualmente en déficit, por ejemplo, para el año 2020 requiere un volumen de almacenamiento de 707.19 m³, es decir, un volumen adicional de 407.19 m³ considerando que aún contamos con el reservorio existente de 300 m³.

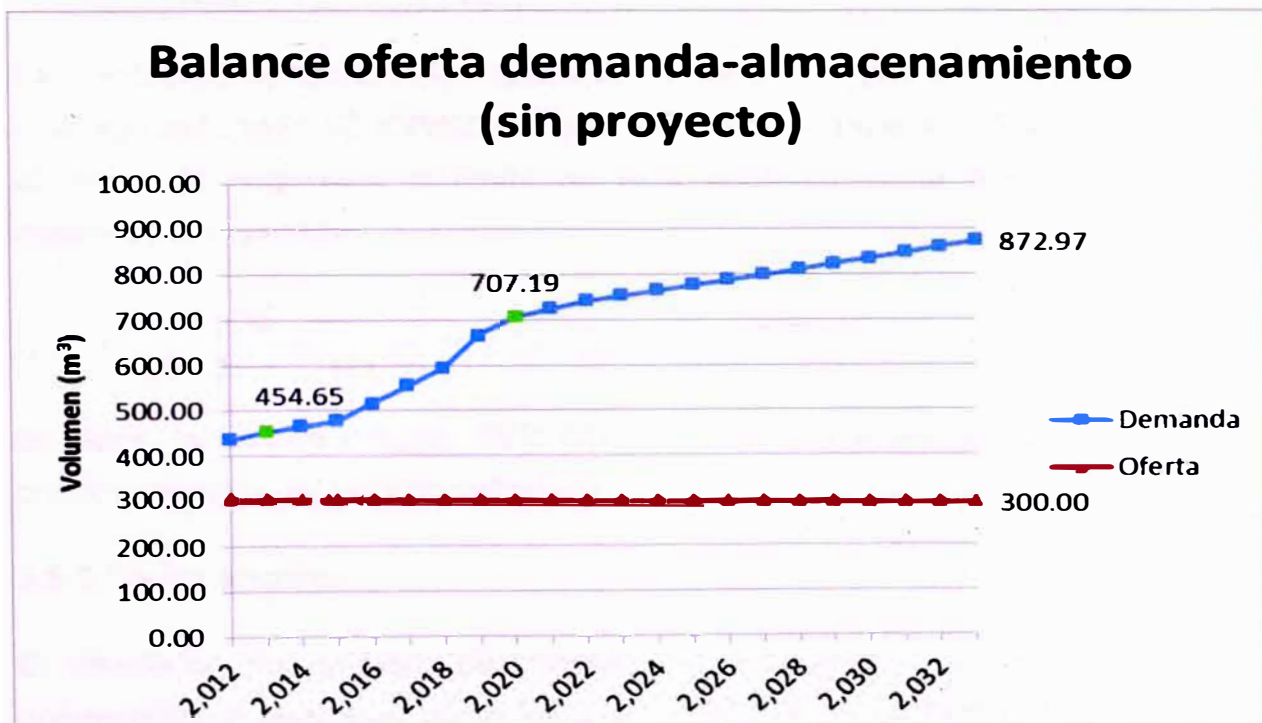


Figura N° 23: Balance Oferta – Demanda para el cálculo del volumen

5.5 CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

5.5.1 De las tuberías enterradas

Tomando el punto de la línea de impulsión que se encuentra en la zona urbana, el suelo es de tipo Normal (arcilla y grava) y la profundidad es de 1.10 m, se tendrá aquí la mayor carga de relleno, debido a que también habrá circulación vehicular.

De acuerdo al ítem 4.2.4 del presente informe se considera para el peso específico del suelo (γ_s) un valor de 1620 kg/m³. Además, consideraremos para la carga viva de vehículos de eje simple un valor de 1000 kg/m².

Reemplazando en la expresión de la carga total (Ecuación N° 20):

$$P_{total} = \gamma_s * H_R + P = 1620 * 1.10 + 1000 = 2782 \text{ kg} / \text{m}^2$$

El esfuerzo de compresión en la tubería será:

$$\sigma_C = \frac{9.81 * P_{total} * D_e}{2 * 1000 * A_p} = \frac{9.81 * 2782 * 0.160}{2 * 1000 * 0.0112} = 201.25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Este esfuerzo de compresión obtenido no debe sobrepasar en este caso el $\sigma_{m\acute{a}x} = 15 \text{ kg/cm}^2$ (1471.50 kN/m²) de compresión para tubería de PVC. Por lo tanto, el factor de seguridad al límite de este esfuerzo en la pared es calculado mediante la expresión:

$$\eta_{cru} = \frac{9.81 * 150}{201.25} = \frac{1471.50}{201.25} = 7.31 > 2$$

Es decir, la tubería elegida PVC DN 160 clase 15 soportará sin problemas la presión máxima del terreno calculada.

5.5.2 De los anclajes

El diseño de los anclajes de concreto se desarrolla para nudos de cambios horizontales y verticales de la línea de impulsión. Para facilidad de cálculo en esta memoria solo analizaremos un anclaje para cambio de dirección horizontal y un anclaje para el único cambio de dirección vertical que existe en este caso. Los resultados completos se pueden ver en el Anexo N° 15 del presente informe.

Además, para el diseño de los bloques de anclajes de concreto no se realizará el análisis de la resistencia pasiva del suelo que se explicó en el ítem 3.3.4 del presente informe, dado que el presente estudio tiene como objetivo principal el diseño hidráulico del sistema de bombeo de agua potable, por lo que se diseñará con métodos alternativos obtenidos de Tesis de dos universidades.

a) Cambio de dirección horizontal

Se utilizarán los siguientes datos para el cálculo del empuje (R) horizontal por presión de agua.

- Codo 22.5° de la progresiva 0+003.00 m
- Nivel del eje de la tubería enterrada = 11.10 msnm
- Nivel de llegada al reservorio = 77.70
- Carga nominal de trabajo (H) = 77.70 – 11.10 = 66.60 m
- Peso específico del agua (γ_a) = 1000 kg/m³
- Diámetro interior comercial de la tubería (D_C) = 0.1376 m
- Angulo de cambio de dirección horizontal (θ) = 22.5°

De donde se puede obtener el valor de la carga de prueba hidráulica (H_p), mediante la siguiente expresión:

$$H_p = 1.5 * H = 1.5 * 66.60 = 99.90m$$

Reemplazando en la ecuación N° 23, fórmula del empuje resultante (R):

$$R = \frac{\pi * D_C^2 * \gamma_a * H_p * \operatorname{sen}(\frac{\theta}{2})}{2} = \frac{3.1416 * 0.1376^2 * 1000 * 99.90 * \operatorname{sen}(22.5^\circ/2)}{2} = 579.64kg$$

Los esfuerzos verticales en cada nudo se obtendrán del estudio de suelos que deberá ser realizado a detalle para complementar el presente informe.

Para el presente caso, como el nudo se ubica en terreno normal, según el ítem 4.2.4 el esfuerzo admisible será de 2.50 kg/cm².

Como el anclaje soporta esfuerzos horizontales, se apoya en la pared de la zanja, por tanto se debe de calcular el área con el esfuerzo horizontal admisible correspondiente, que según tesis de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, viene a ser la mitad del esfuerzo vertical admisible; y según tesis de la Universidad de las Américas Puebla de México

(http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/espinoso_b_r/capitulo3.pdf)

los esfuerzos horizontales representan menos del 50% de los esfuerzos verticales, por lo que en el presente estudio se considera el valor más desfavorable e igual a la mitad del esfuerzo vertical admisible (1.25 kg/cm^2).

Reemplazando este dato en la ecuación N° 26:

$$A_B = \frac{R}{\sigma_{adm}} = \frac{579.64}{1.25} = 463.71 \text{ cm}^2$$

Finalmente las dimensiones (L y W) de la superficie de contacto del anclaje tendrán que ser aquellas que resulten de un área mayor a la calculada, pero a la vez, se debe tener en cuenta los valores mínimos de dichas dimensiones, los cuales se muestran en el Cuadro N° 36 del presente informe. Para este caso utilizaremos los valores $L = 30 \text{ cm}$ y $W = 30 \text{ cm}$, con los cuales calculamos el área efectiva:

$$A_{B\text{-efectiva}} = L * W = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2 > A_B = 463.71 \text{ cm}^2$$

La tercera dimensión (N) se obtiene considerando el ancho de la zanja, que según las especificaciones técnicas de excavación, para un diámetro nominal de tubería de 160 mm corresponde un ancho de 0.60 m. Entonces podremos asumir un valor de $N = 30 \text{ cm}$ (a mitad del ancho de la zanja, ya que el anclaje se coloca aproximadamente desde el eje de la tubería, que geoméricamente coincide con el eje de la zanja) para que se apoye en la pared de la zanja.

Como la forma del bloque escogido para la cimentación es del tipo tronco piramidal, las dimensiones de la base son las obtenidas arriba (L y W), mientras que las otras dos dimensiones del área que se encuentra en contacto con el tubo serán determinadas en función del diámetro nominal y la tercera dimensión N.

$$T = N - 0.2DN = 30 - 0.2 * 16 = 26.80 \text{ cm}$$

$$F = N - 0.5DN = 30 - 0.5 * 16 = 22.00 \text{ cm}$$

Estos últimos valores calculados se mantendrán constantes para todos los cambios de dirección horizontal, debido a que tanto el ancho de la zanja como el diámetro de la tubería no varían en todo el recorrido de la línea de impulsión.

Asimismo, deberá tenerse en cuenta que el valor de L será siempre mayor que el valor de T (Cuadro N° 36 del Anexo N° 15) y que el valor de W será siempre mayor que el diámetro de la tubería (16 cm) aumentado en 10 cm, es decir, en nuestro caso $W > 26$ cm.

b) Cambio de dirección vertical

De la misma manera que en el caso anterior utilizaremos los siguientes datos para el cálculo del empuje (R) vertical por presión de agua.

- Codo 11.25° de la progresiva 1+831.36 m
- Nivel del eje de la tubería enterrada = 70.07 msnm
- Nivel de llegada al reservorio = 77.70
- Carga nominal de trabajo (H) = 77.70 – 70.07 = 7.63 m
- Peso específico del agua (γ_a) = 1000 kg/m³
- Diámetro interior comercial de la tubería (D_C) = 0.1376 m
- Angulo de cambio de dirección vertical (θ) = 11.25°

De donde se puede obtener el valor de la carga de prueba hidráulica (H_p), mediante la siguiente expresión:

$$H_p = 1.5 * H = 1.5 * 7.63 = 11.45 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación N° 23, fórmula del empuje resultante (R):

$$R = \frac{\pi * D_C^2 * \gamma_a * H_p * \text{sen}(\frac{\theta}{2})}{2} = \frac{3.1416 * 0.1376^2 * 1000 * 11.45 * \text{sen}(\frac{11.25^\circ}{2})}{2} = 33.36 \text{ kg}$$

Para el presente caso, como el nudo se ubica en terreno semirocoso, según el ítem 4.2.4 el esfuerzo admisible será de 3.50 kg/cm² y del perfil longitudinal de la línea de impulsión, mostrado en el Anexo N° 13, se obtiene el valor del nivel del eje de la tubería enterrada que en este caso es 70.07 m.

Como el anclaje soporta esfuerzos verticales, se apoya en el fondo de la zanja, por tanto se debe de calcular el área con el esfuerzo vertical admisible correspondiente, que viene a ser igual a 3.50 kg/cm².

Reemplazando este dato en la ecuación N° 26:

$$A_B = \frac{R}{\sigma_{adm}} = \frac{33.36}{3.50} = 9.53 \text{ cm}^2$$

Finalmente las dimensiones (L y W) de la superficie de contacto del anclaje tendrán que ser aquellas que resulten de un área mayor a la calculada, pero a la vez, se debe tener en cuenta los valores mínimos de dichas dimensiones, los cuales se muestran en el Cuadro N° 36 del presente informe. Para este caso utilizamos los valores $L = 30 \text{ cm}$ y $W = 30 \text{ cm}$, con los cuales calculamos el área efectiva:

$$A_{B\text{-efectiva}} = 900 \text{ cm}^2 > A_B = 9.53 \text{ cm}^2$$

Como podemos observar, el área efectiva es grande, esto se debe a que las dos dimensiones deben ser mayores, cada una, al diámetro nominal de la tubería, y para este caso estamos considerando un valor de 15 cm adicional al diámetro aproximadamente.

La tercera dimensión (N), en este caso no se obtiene considerando el ancho de la zanja, sino con la forma práctica para anclajes de cambio de dirección vertical que se explicó en el ítem 3.3.4.

$$N = 1.2 * DN = 1.2 * 16 = 19.20 \text{ cm}$$

De igual forma que para el cálculo del anclaje horizontal, las dimensiones de la base del tronco piramidal son las obtenidas arriba (L y W), mientras que las otras dos dimensiones del área que se encuentra en contacto con el tubo serán determinadas en función del diámetro nominal y la tercera dimensión N.

$$T = N - 0.2 * DN = 19.20 - 0.2 * 16 = 16.00 \text{ cm}$$

$$F = N - 0.5 * DN = 19.20 - 0.5 * 16 = 11.20 \text{ cm}$$

Pero como las dimensiones T y F tienen que estar acorde con las dimensiones L y W respectivamente, se considerarán valores de 20 cm y 15 cm respectivamente.

Las dimensiones de los bloques de anclaje de tronco piramidal para los otros nudos se detallan en el Anexo N° 15 del presente informe.

El material del que estará hecho el bloque de anclaje es concreto simple, cuya resistencia a la compresión deberá ser $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$, por consiguiente el empuje no provocará desplazamiento ni compresión del material y el esfuerzo será transmitido al suelo que soportara sin problemas la tensión resultante.

El anclaje estará colocado de tal forma que la fuerza de empuje resultante R incida de forma perpendicular con la base de éste, debiendo además pasar por el centro de la superficie de contacto con el suelo.

Por último, se colocarán anclajes en las válvulas de aire y de purga con dimensiones similares a los anclajes para los cambios de dirección.

5.5.3 De la cisterna y del reservorio

El diseño de la cimentación de la cisterna y reservorio proyectados no forma parte del alcance del presente informe, por lo que deberá completarse este diseño al momento de elaborar el Estudio Definitivo y el Expediente Técnico. Sin embargo, se puede decir que dicho diseño deberá tener en cuenta el nivel freático (para la cisterna proyectada) y la cercanía al mar (para ambas estructuras).

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 DE LA CISTERNA DE ALMACENAMIENTO

De los cálculos realizados para hallar el volumen de la cisterna enterrada se puede apreciar que el volumen obtenido de 293.54 m³ es el que corresponde al último año de la vida útil del sistema y que finalmente se diseñará un volumen de 296.80 m³ debido a que se considera un área de 56 m² con la altura de 5.30 m.

El método de la curva masa que se ha utilizado en este cálculo es el más adecuado, ya que se cuenta con la información suficiente para su aplicación.

6.2 DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

A continuación se muestran dos cuadros resumen de los resultados del cálculo utilizando el criterio del diámetro económico:

Cuadro N° 18: Resumen de cálculos según criterios técnicos

Nº	DIAM. NOMINAL (mm)	DIAM. INTERNO (mm)	VEL. (m/s)	PERD. TOTAL H _{total} (m)	ALTURA ESTÁTICA TOTAL H _E (m)	ALTURA DINÁMICA TOTAL HDT (m)	POT. BOMBA (HP)	POT. INST. (HP)
1	250	215.00	0.50	2.43	73.80	79.73	24.08	27.06
2	200	172.00	0.78	6.96	73.80	84.26	25.45	28.59
3	160	137.60	1.22	20.11	73.80	97.41	29.42	33.06
4	110	94.60	2.58	120.21	73.80	197.51	59.65	67.02
5	90	77.40	3.85	314.41	73.80	391.71	118.3	132.92

Fuente: Propia

Cuadro N° 19: Resumen de cálculos según criterios económicos

Nº	DIAMETRO NOMINAL (mm)	DIAMETRO INTERNO (mm)	COSTO TOTAL DE INVERSIÓN (\$)	COSTO REPOSIC. TOTAL (VP) (\$)	COSTO TOTAL DE O y M (VP) (\$)	COSTO TOTAL (\$)
1	250	215	125001.83	209700.02	57892.3	392594.15
2	200	172	102050.45	171197.34	61060.16	334307.95
3	160	137.6	78943.92	132434.39	70216.88	281595.19
4	110	94.6	83797.5	140576.64	139223.93	363598.07
5	90	77.4	103750.9	174049.98	271381.02	549181.9

Fuente: Propia

Analizando los resultados obtenidos podemos apreciar que las tuberías de diámetro DN 110 mm y DN 90 mm tienen que ser descartadas de la elección del diámetro económico ya que representan un costo alto en comparación con las

otras, además se ha demostrado a través de los resultados de obtenidos que el flujo en estas tuberías se desplazará a velocidades medias mayores a 2.0 m/s establecidas por los criterios de diseño, lo que ocasionará en estas líneas mayores pérdidas de carga por fricción y por accesorios incrementando el costo por energía perdida para lograr alcanzar la altura dinámica total requerida.

De las demás tuberías que se observa que si bien la tubería de DN 250 mm presenta menores pérdidas de carga que las de DN 200 mm y DN 160 mm, su costo de inversión inicial y reposición total es muy elevado por lo que es descalificada en la elección del diámetro económico.

Además la velocidad media de flujo de esta línea no supera el valor crítico de 0.6 m/s, quedando descartada por estar fuera del rango de diseño.

Entonces las tuberías que pueden ser empleadas en el diseño son la DN 200 mm y DN 160 mm, siendo ésta última la seleccionada como la de diámetro económico por presentar el menor costo de total de inversión.

La tubería de PVC DN 200 mm puede ser también usada ya que es la alternativa más aceptable después de la DN 160 mm por presentar una velocidad dentro del rango de diseño (0.78 m/s), pero aquello involucra mayor inversión.

La tubería seleccionada de PVC DN 160 mm será de la clase 15 o PN 15 (Presión Nominal = $15 \text{ kg/cm}^2 = 150 \text{ mca}$), ya que tendría que soportar una presión hidrostática máxima en su punto más bajo de 122.38 mca incluida la sobrepresión producto del efecto de golpe de ariete.

6.3 DE LA SELECCIÓN EQUIPO DE BOMBEO

La elección de la bomba superficial tipo turbina de eje vertical lubricada por agua en lugar de la bomba centrífuga está condicionada por las características de la fuente, es decir, se requiere una cierta profundidad de succión (>8 m), que la bomba sumergible no podría vencer, dado que ésta se limita a una altura máxima de succión de 7 metros. Tampoco se eligió la bomba vertical sumergible debido a que ésta se recomienda para profundidades mayores a 20 metros y para evitar complicaciones en el mantenimiento y problemas eléctricos debido a su submergencia.

Asimismo la bomba comercial seleccionada es mucho más robusta que la bomba centrífuga y tiene un límite de 1800 rpm, lo que le da un mayor tiempo de vida útil y soportará sin problemas la influencia del medio (zona cerca al mar). Desarrolla una eficiencia mayor que otros tipos de bombas y puede ser accionada de diversas maneras: por un motor eléctrico, motor de combustión interna o ambos.

Los valores presentes de reposición y explotación son calculados para un periodo óptimo de diseño de 20 años, valor obtenido de acuerdo con estudios anteriores sobre abastecimiento de agua potable en poblaciones y de acuerdo al Manual para la Elaboración de Expedientes Técnicos del Ministerio de Salud a una tasa de descuento del 12% establecido por el BID para proyectos de agua potable.

Se ha verificado que según el criterio de la velocidad específica, el equipo elegido cumple con los valores recomendados de velocidad específica y velocidad de succión, por lo que no hay necesidad de compararlo con otros equipos.

6.4 DEL RESERVORIO

El volumen del reservorio calculado de 575 m³ considera también el volumen de emergencia y por incendio (Ver Cuadro N° 26 del Anexo N° 01), debido a la gran cantidad de habitantes y que la zona es residencial.

El método utilizado para su cálculo, es el más aproximado posible, debido a que no se cuenta con información de demanda horaria en la localidad de Végueta, porque de serlo así, se hubiera utilizado el mismo método que para el cálculo del volumen de la cisterna, la curva masa.

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- La tubería elegida de acuerdo a los resultados obtenidos es la de DN 160 mm por ser de menor costo total en comparación con los otros diámetros alternativos.
- La estabilidad de la tubería seleccionada está garantizada ya que los resultados demuestran que la clase de tubería de PVC clase 15 (PN 15) soporta sin problemas la sobrepresión por efecto del golpe de ariete. Sin embargo, para mayor seguridad, en la estación de bombeo, que se encuentra en la zona más baja, se instalará un sistema de alivio de presión de DN 110 mm con una válvula anticipadora de onda al final del árbol de descarga (Ver Plano EB-IH-01 del Anexo N° 11).
- En el diseño de la línea se opta por minimizar el costo de excavación y relleno, colocando gran cantidad de codos de 11.25° para evitar mayor profundidad de excavación. Además, al momento de ejecutar la obra es muy probable que debido a la deflexión de la tubería se pueda disminuir aún más la profundidad de excavación en zonas de zanjas profundas, cuidando de no ser la profundidad menor a 1.00 m sobre la clave de la tubería.
- Se instalarán válvulas de purga en las progresivas 0+153.33, 0+462.72, 0+600.39 y 0+953.10, para facilitar la evacuación de los sólidos sedimentados y evitar así la obstrucción de la tubería.
- Se instalan válvulas de aire en la progresivas 0+366.34, 0+581.62 y 0+872.27, para facilitar la evacuación de aire atrapado en las partes altas y evitar así las pérdidas de carga que pueda ocasionar, debido a la disminución del área de la sección.
- En este sistema de bombeo las tuberías de FFD no son convenientes para constituir la línea de impulsión ya que las presiones que experimenta no sobrepasan los 150 mca, y como sabemos, las tuberías de FFD soportan presiones mucho mayores a ésta, por lo que si se utilizaran en este caso, se estaría sobredimensionando la línea.

- La nueva bomba de tipo turbina eje vertical asegurará el suministro de agua al reservorio adecuadamente. Además es la mejor opción, básicamente por la profundidad de la cisterna y su alto rendimiento, con respecto a la bomba centrífuga de eje horizontal.
- La eficiencia del conjunto bomba – motor de 70.22% es alta (Ver ítem 5.2.3), lo que significa mayor rendimiento de operación.
- Se considera un equipo de bombeo en reserva de las mismas características que los equipos en funcionamiento, para asegurar el abastecimiento de agua ante cualquier eventualidad que conlleve a la paralización de alguno de los equipos de bombeo en funcionamiento.
- Las cajuelas diseñadas para las tuberías de succión tienen la finalidad de evitar la turbulencia del agua y así también el ingreso de aire a las tuberías. Por otro lado, también facilitan el mantenimiento de la cisterna, ya que los sedimentos tienden a concentrarse allí.
- La línea de impulsión no colapsará por falla de ruptura ya que el relleno y carga viva producen presiones menores a las admisibles por la tubería de PVC.
- Por lo anterior mencionado, se concluye que el equipo de bombeo seleccionado es el correcto. Además, porque su eficiencia supera el valor mínimo recomendado.
- Finalmente, el volumen de reservorio calculado mediante análisis de demanda es de 575 m³, y cubrirá la demanda de la población hasta el año 20 (periodo óptimo de diseño) del horizonte de diseño.

7.2 RECOMENDACIONES

- Antes de proceder al diseño, se debe de contar necesariamente con la información topográfica e hidrogeológica de la zona donde se pretende ejecutar el sistema de bombeo, y si es posible, la movilización personal hasta la misma zona para observar las características del terreno y de las estructuras que tienen relación directa en indirecta con dicho sistema de bombeo.

- Tener en cuenta siempre que al trabajar con tuberías de PVC, éstas debe ser tratadas con mucho cuidado ya que son susceptibles a los golpes así como a la exposición prolongada de los rayos ultravioleta, deteriorando el material y, en consecuencia, disminuyendo la resistencia del material.
- Se debe tener siempre presente que las tuberías de PVC, tienen la desventaja que los empalmes a ellas son fáciles de realizar, por lo que las malas costumbres de la población conllevan, en muchos casos, a conectarse a la red de forma clandestina, lo que ocasionaría un mal funcionamiento en el sistema de impulsión. Por ello se debe tener un control estricto en la zona residencial por la que atraviesa la línea de impulsión.
- Se recomienda siempre colocar en la zona de descarga de la bomba una válvula de retención (válvula check) para evitar el retorno de agua hacia la misma.
- Se recomienda no bombear agua a temperaturas mayores de los 60 °C
- Asegurarse de que la cisterna esté libre de partículas de arena que puedan dañar los impulsores de la bomba. Para esto se debe realizar un mantenimiento periódico de limpieza en las cajuelas de las tuberías de succión.
- Cerciorarse de que la cisterna este lo suficientemente alejada de cualquier fuente contaminada, así como las galerías filtrantes, y considerar también la calidad del agua, aguas arriba del sentido del flujo del agua subterránea, dado que el agua captada es agua a poca profundidad y en consecuencia está expuesta a cualquier forma de contaminación superficial.
- Realizar estudios de mecánica de suelos más profundos, para determinar las capacidades de los suelos a distintas profundidades para el establecimiento de los anclajes respectivos en la cimentación.

BIBLIOGRAFÍA

- Abreu J., Cabrera E., Iglesias P., Izquierdo J., “El golpe de ariete en tuberías de impulsión. Comentarios a las expresiones de Mendiluce”. Ingeniería del Agua. Vol 2. Num. 2. Junio 1995.
<http://upcommons.upc.edu/revistes/bitstream/2099/3301/1/22article3.pdf>
- Agüero Roger, “Agua Potable para Poblaciones Rurales”, Asociación de Servicios Educativos Rurales, Lima, Perú, 1997.
- Almandoz Jabier, Mongelos María, Pellejero Idoia, “Apuntes de Ingeniería Fluidomecánica. 2º Curso de Ingeniería Técnica en Mecánica”, Departamento de Ingeniería Nuclear y Mecánica de Fluidos, Universidad del País Vasco, España, 2008.
- Blanco Eduardo, Velarde Sandra, Fernández Joaquín, “Sistemas de Bombeo”, Departamento de Ingeniería, Gijón, España, 1994.
- Callirgos Benites De Du Pont Sonia, “Proyecto Integral de agua potable para la ciudad de Végueta”, Tesis profesional UNI FIC, Lima, Perú, 1975.
- Choy Víctor, “Diseño de una nueva línea de impulsión y selección del equipo de bombeo para la extracción de agua subterránea planes de expansión de mínimo costo de agua potable y alcantarillado EPS Chimbote”, Tesis Profesional UNMSM EAP de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Lima, Perú, 2002.
- Dávila Celso, Vilar David, Villanueva Gilberto, Quiroz Luis, “Manual para la evaluación de la demanda, recursos hídricos, diseño e instalación de microcentrales hidroeléctricas”, Edición N° 1, Soluciones Prácticas, Lima, Perú, 2010.
- Espinosa Ricardo, “Revisión de consideraciones geotécnicas y estudio del diseño preliminar de zapatas aisladas en base a análisis de cargas gravitacionales del proyecto ejecutivo para el edificio CENTIA en la UDLAP”, Tesis Profesional Universidad de las Américas Puebla Escuela de Ingeniería, Cholula, Puebla, México, 2009.
- Fernández Lionel, “Nociones elementales sobre tuberías y bombas”, Material de Apoyo, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Escuela de Civil, Mérida, Venezuela, 2005.
http://www3.ula.ve/ingenieria/raiz/escuelas/civil/departamento_de/archivos/TUBERIASBOMBAS1.pdf
- Fuertes Vicente S., Pérez Rafael, Martínez Javier, López Amparo, “Optimización del sistema formado por la estación de bombeo, la tubería de

impulsión y el depósito de regulación”. Seminario Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimiento Urbano de Agua. Joao Pessoa (Brasil). 5 – 7 Junio de 2006.

[http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/6serea/TRABALHOS/trabalhoO%20\(2\).pdf](http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/6serea/TRABALHOS/trabalhoO%20(2).pdf).

- García Eduardo, “Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales”, Fondo Contravalor Perú – Alemania, Lima, Perú, 2009.
<http://www.fcpa.org.pe/archivos/file/DOCUMENTOS/5.%20Manuales%20de%20proyectos%20de%20infraestructura/Manual%20de%20agua%20potable%20e n%20poblaciones%20rurales.pdf>
- INRENA (Instituto Nacional de Recursos Naturales), Intendencia de Recursos Hídricos, “Inventario de fuentes de agua subterránea en el valle Huaura”, INRENA, Lima, Perú, 2005.
- Instituto Tecnológico del Agua, “Utilización de Bombas”. Universidad Politécnica de Valencia. <http://www.chil.org/download-doc/1677>.
- ISO, Norma Internacional ISO 2531, Sexta Edición, 2009.
- Leister de Almeida Pérsio, “Manual Técnico Obras de Contención”, Macaferri América Latina. <http://es.scribd.com/doc/49846528/50/Calculo-por-la-Teoria-de-Coulomb>
- Muelas Ángel, “Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones”, Universidad Nacional de Educación a Distancia, España. http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_2.pdf
- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Bombas para agua potable”, OPS, Lima, Perú, 1966.
- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Especificaciones Técnicas para la implementación de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua”, OPS, Lima, Perú, 2005.
- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Guía de diseño para líneas de conducción en impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural”, OPS, Lima, Perú, 2004.

- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Guía para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable”, OPS, Lima, Perú, 2005.
- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados”, OPS, Lima, Perú, 2004.
- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Guía para la construcción de estaciones de bombeo de agua potable”, OPS, Lima, Perú, 2005.
- OPS (Organización Panamericana de la Salud), Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, “Guía para la selección equipos de bombeo para sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento para el medio rural”, OPS, Lima, Perú, 2007.
- Pérez Luis, “Selección Fina de Bombas”, Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina, 2005.
- Riaño Félix, Martínez Yaset, “Ingeniería Hidráulica y Ambiental”, Selección de bombas rotodinámicas de diseño eficiente, Vol XXXIII, Edición N° 02, Editorial Cujae, La Habana, Cuba, 2011.
http://revistascientificas.cujae.edu.cu/Revistas/Hidraulica/Vol-XXXII/2-2011/58-68_Seleccion_hidraulica_de.pdf
- Salcedo Gino, “Estudio del proyecto de ampliación de la línea de impulsión, sistema de bombeo y tanque elevado para agua potable en el Centro Poblado Rural (CPR) Picapiedra Distrito de Pachacámac”, Monografía UNMSM EAP de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Lima, Perú, 2005.
- Segovia Marvin, Alvarado Osman, “Zonas con suelos compresibles en la ciudad de San Miguel y aplicabilidad de cimentaciones profundas”, Tesis Profesional Universidad de Oriente Facultad de Ingeniería y Arquitectura, San Miguel, El Salvador, 2004. <http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/013369/>
- Tezeta Jesús, “Evaluación de la eficiencia electromecánica del sistema de bombeo de agua potable estación 4”, Tesina Universidad Veracruzana de Ingeniería de Mecánica Eléctrica, Veracruz, México, 2011.
- United States Pipe, “Tuberías y Accesorios de Hierro Dúctil”, Edición 2009, Birmingham, Estados Unidos, 2009.

ANEXOS

ANEXO N° 01	Estudio de población y caudales de oferta y demanda
ANEXO N° 02	Evaluación de la calidad del agua
ANEXO N° 03	Curva característica del sistema
ANEXO N° 04	Ficha Técnica de la bomba seleccionada
ANEXO N° 05	Curva característica de la bomba seleccionada
ANEXO N° 06	Curva de funcionamiento con 2 bombas en paralelo
ANEXO N° 07	Curva de eficiencia
ANEXO N° 08	Hoja de cálculo del diámetro económico
ANEXO N° 09	Plano de General del Sistema de Bombeo
ANEXO N° 10	Esquema General de la Estación de Bombeo
ANEXO N° 11	Plano de Instalaciones Hidráulicas en la Estación de Bombeo
ANEXO N° 12	Plano de Detalles en la Estación de Bombeo
ANEXO N° 13	Planos del Perfil Longitudinal de la Línea de Impulsión
ANEXO N° 14	Planos de Cámaras Típicas de Válvulas
ANEXO N° 15	Hoja de cálculo de datos de anclaje

ANEXO N° 01:

**Estudio de población y caudales de oferta y
demanda**

ESTUDIO DE POBLACIÓN

El distrito de Végueta, según el último censo del INEI del 2007, como se observa en el Cuadro N° 20, tenía una población de 18,265 habitantes.

Cuadro N° 20: Población del distrito de Végueta

Año	1972	1981	1993	2007
Población (hab)	8,407	10,198	12,806	18,265

Fuente: INEI

Asimismo el centro de Végueta, también conocido como Villa Végueta, según los últimos censos del INEI, como se observa en el Cuadro N° 21, tenía las siguientes poblaciones.

Cuadro N° 21: Población de Végueta Villa

Año	1972	1981	1993	2007
Población (hab)	2,211	2,405	3,342	4,152

Fuente: INEI

De acuerdo a su división política el distrito de Végueta está conformado por 36 centros poblados, que se muestran a continuación en el Cuadro N° 22:

Cuadro N° 22: Centros poblados del distrito de Végueta

DESCRIPCIÓN		
1 San Isidro	13 La Muralla	25 AA.HH. José Olaya
2 Bellavista	14 Túpac Amaru	26 San Lorenzo
3 La Perlita	15 San Martín de Porres	27 Rosario
4 La Florida	16 Amiralla	28 Otoño
5 Mazo	17 Medio Mundo	29 Nuevo Progreso
6 San Luis	18 Expansión Urbana Medio Mundo	30 Asociación de Vivienda San Felipe
7 La Primavera	19 San Juan Bautista	31 La Máquina
8 Ruquia	20 Santa Cruz	32 La Chilampa
9 Guadalupe	21 San José de Tiroler	33 La Merced
10 Santa Fe	22 Asociación de Viviendas las Américas	35 Tres de Octubre
11 Santa Isabel	23 La Querencia	34 Isla San Martín
12 Tiroler	24 San Felipito Alto	36 Cerro Colorado

Fuente: Municipalidad Distrital de Végueta

a) Densidad poblacional

La densidad poblacional en el distrito de Végueta es de 4.35 habitantes por vivienda, según el cálculo realizado con los datos censales del INEI.

b) Tasa de crecimiento

Para la determinación de la tasa se utilizó el método de crecimiento geométrico, que fue el que más se ajustó a la curva de crecimiento actual de la provincia de Huaura. Obteniéndose un valor de 1.598% de crecimiento anual. A continuación se muestra el resumen de la aplicación del método geométrico:

Primero se obtuvieron datos censales del INEI, los cuales se muestran en el cuadro N° 23. Luego de los cálculos correspondientes con las fórmulas ya conocidas para el método de crecimiento geométrico se obtienen el cuadro N° 24 y la figura N° 24.

Cuadro N° 23: Población de Végueta Villa según censos. Fuente: INEI.

	AÑO CENSO	POBLACION (hab)
AÑO 0	1972	2211
AÑO 1	1981	2405
AÑO 2	1993	3342
AÑO 3	2007	4152

Cuadro N° 24: Resultados del análisis del método geométrico.

		r=	0.939%	2.780%	1.562%	1.987%	1.817%	2.122%	1.598%
AÑO	T	Población Censo	PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7
2007	0	4152	4152	4152	4152	4152	4152	4152	4152
1993	-14	3342	3643	2828	3342	3152	3227	3094	3326
1981	-26	2405	3256	2035	2775	2490	2600	2405	2750
1972	-35	2211	2994	1590	2413	2086	2211	1991	2384
		12110	14045	10606	12682	11880	12190	11642	12612

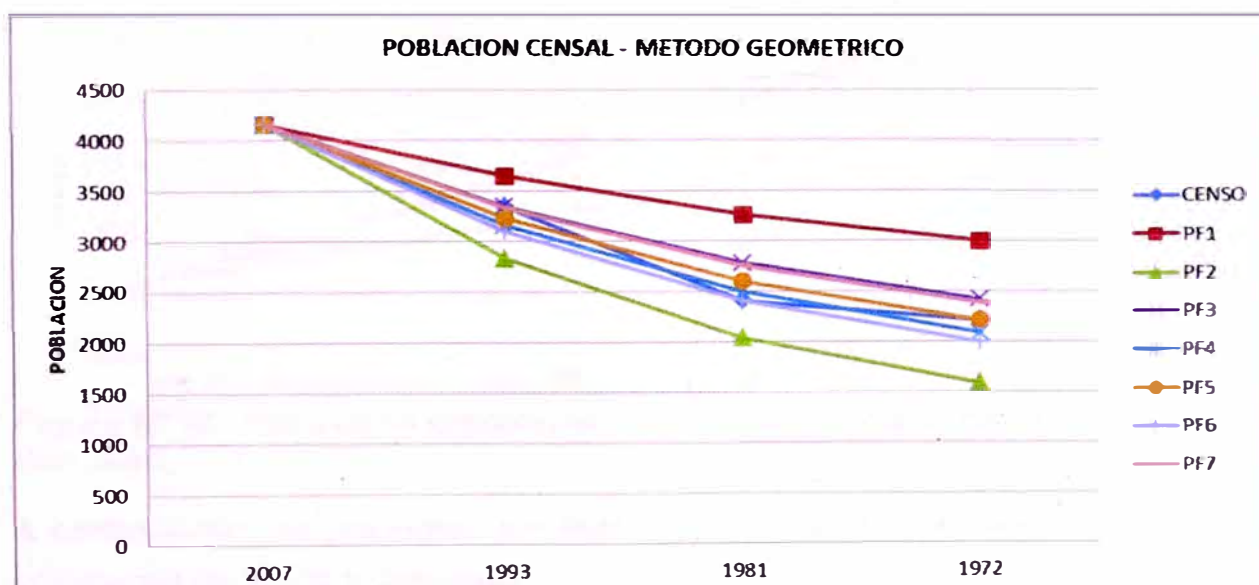


Figura N° 24: Curvas obtenidas del método geométrico.

Finalmente se selecciona la curva que más se acerque al valor censal de año base (1972) y a la curva de crecimiento histórico (columna Población Censo), resultando ser la curva de tasa $r = 1.598\%$ (tasa de crecimiento anual).

c) Población de diseño

Para determinar la población actual que se beneficiará con la ejecución de este nuevo sistema de bombeo, debido a la escasa información encontrada, se ha utilizado el método de áreas, con ayuda de imágenes satelitales del año 2009 de la aplicación en línea Google Earth; para la proyección de la población se utilizó la tasa de crecimiento de 1.598% calculada anteriormente; y para la cantidad de lotes se utilizó el valor de la densidad poblacional de 4.35 calculada anteriormente en el presente Anexo, obteniendo los resultados mostrados en el Cuadro N° 25 que se pueden visualizar gráficamente en la Figura N° 25:

Cuadro N° 25: Población y número de lotes para el horizonte de diseño

Año	Población total (hab)	Lotes totales
2009	7,267	1,671
2012	7,621	1,752
2013	7,743	1,780
2023	9,073	2,086
2033	10,631	2,444

Fuente: Propia

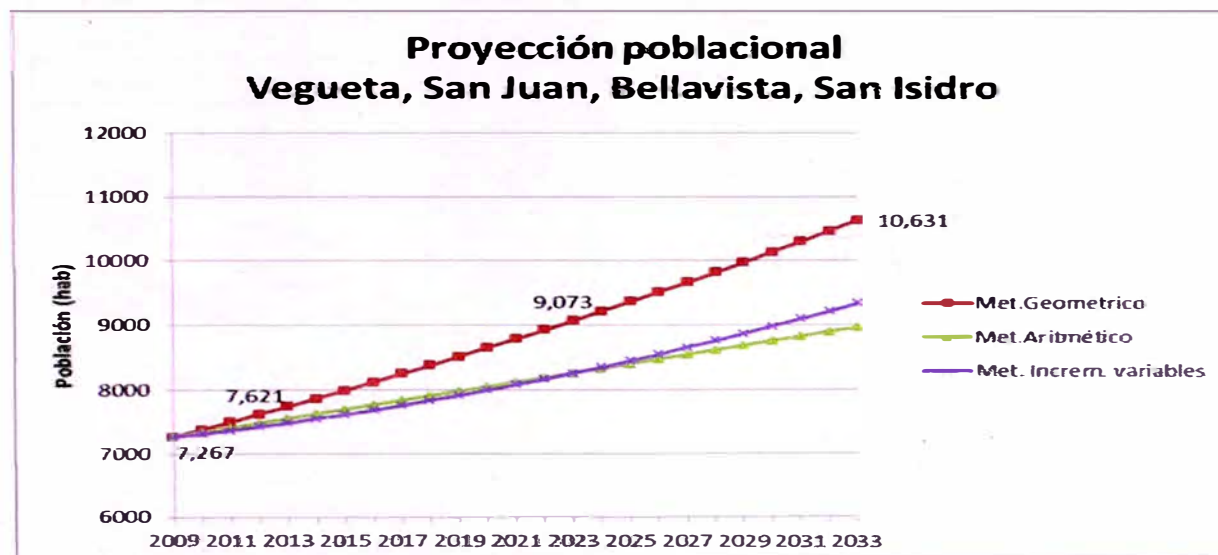


Figura N° 25: Proyección poblacional para Végueta Villa, Bellavista, San Isidro y San Juan

A continuación, se presentan los análisis de demanda, cálculos de caudales y volúmenes de oferta y demanda.

Cuadro N° 26: Análisis de demanda

AÑO	POBLACION	COBERTURA (%)		POBLACIÓN SERVIDA (hab)	LOTES SERVIDOS (und)	DEMANDA DE AGUA					COBERTURA AGUA (%)	PÉRDIDAS DE AGUA (%)	MICROMEDICIÓN (%)		
		CONEX.	OTROS MEDIOS			Q _p (l/s)	Q _p (m ³ /año)	Q _p (m ³ /día)	Q _{md} (l/s)	Q _{mh} (l/s)			DOMÉSTICO	COMERCIAL INDUSTRIAL SOCIAL ESTATAL	
2012	Base	7,621	48%	52%	3,658	841	10.56	332,929	912.13	13.72	19.00	48%	35.0%	18.36%	76.19%
2013	0	7,743	55%	45%	4,258	979	11.04	348,068	953.61	14.35	19.87	55%	30.0%	100.0%	100.0%
2014	1	7,866	60%	40%	4,720	1,085	11.36	358,336	981.74	14.77	20.45	60%	25.0%	100.0%	100.0%
2015	2	7,992	65%	35%	5,195	1,194	11.67	367,973	1,008.14	15.17	21.00	65%	20.0%	100.0%	100.0%
2016	3	8,120	70%	30%	5,684	1,307	12.71	400,665	1,097.71	16.52	22.87	70%	20.0%	100.0%	100.0%
2017	4	8,249	75%	25%	6,187	1,422	13.76	434,027	1,189.11	17.89	24.77	75%	20.0%	100.0%	100.0%
2018	5	8,381	80%	20%	6,705	1,541	14.84	468,065	1,282.37	19.29	26.72	80%	20.0%	100.0%	100.0%
2019	6	8,515	90%	10%	7,664	1,762	16.80	529,743	1,451.35	21.84	30.24	90%	20.0%	100.0%	100.0%
2020	7	8,651	95%	5%	8,219	1,889	17.93	565,295	1,548.75	23.30	32.27	95%	20.0%	100.0%	100.0%
2021	8	8,789	96%	4%	8,438	1,940	18.39	579,797	1,588.48	23.90	33.09	96%	20.0%	100.0%	100.0%
2022	9	8,930	97%	3%	8,662	1,991	18.85	594,605	1,629.05	24.51	33.94	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2023	10	9,073	97%	3%	8,800	2,023	19.16	604,107	1,655.09	24.90	34.48	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2024	11	9,218	97%	3%	8,941	2,055	19.46	613,761	1,681.54	25.30	35.03	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2025	12	9,365	97%	3%	9,084	2,088	19.77	623,569	1,708.41	25.71	35.59	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2026	13	9,515	97%	3%	9,229	2,122	20.09	633,534	1,735.71	26.12	36.16	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2027	14	9,667	97%	3%	9,377	2,156	20.41	643,660	1,763.45	26.53	36.74	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2028	15	9,821	97%	3%	9,526	2,190	20.74	653,945	1,791.63	26.96	37.33	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2029	16	9,978	97%	3%	9,679	2,225	21.07	664,395	1,820.26	27.39	37.92	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2030	17	10,137	97%	3%	9,833	2,261	21.40	675,012	1,849.35	27.83	38.53	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2031	18	10,299	97%	3%	9,990	2,297	21.75	685,799	1,878.90	28.27	39.14	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2032	19	10,464	97%	3%	10,150	2,333	22.09	696,758	1,908.93	28.72	39.77	97%	20.0%	100.0%	100.0%
2033	20	10,631	97%	3%	10,312	2,371	22.45	707,892	1,939.43	29.18	40.40	97%	20.0%	100.0%	100.0%

Fuente: Propia

Cuadro N° 27: Caudales y volúmenes de oferta y demanda

Año		Demanda Total Q _p		Q _{md} (l/s)	Q _{mh} (l/s)	Volumen Demanda				Volumen Oferta (m ³)	Oferta-Demanda Balance Volumen Requerido (m ³)
		(m ³ /año)	(l/s)			Volumen de Regulación (m ³)	Volumen de Reserva (m ³)	Volumen contra incendio (m ³)	Volumen Total (m ³)		
2,012	Base	332,929	10.56	13.72	19.00	304	83	50	437.05	300	-137.05
2,013	0	348,068	11.04	14.35	19.87	318	87	50	454.65	300	-154.65
2,014	1	358,336	11.36	14.77	20.45	327	89	50	466.59	300	-166.59
2,015	2	367,973	11.67	15.17	21.00	336	92	50	477.79	300	-177.79
2,016	3	400,665	12.71	16.52	22.87	366	100	50	515.80	300	-215.80
2,017	4	434,027	13.76	17.89	24.77	396	108	50	554.58	300	-254.58
2,018	5	468,065	14.84	19.29	26.72	427	117	50	594.15	300	-294.15
2,019	6	529,743	16.80	21.84	30.24	484	132	50	665.86	300	-365.86
2,020	7	565,295	17.93	23.30	32.27	516	141	50	707.19	300	-407.19
2,021	8	579,797	18.39	23.90	33.09	529	145	50	724.05	300	-424.05
2,022	9	594,605	18.85	24.51	33.94	543	148	50	741.26	300	-441.26
2,023	10	604,107	19.16	24.90	34.48	552	151	50	752.31	300	-452.31
2,024	11	613,761	19.46	25.30	35.03	561	153	50	763.53	300	-463.53
2,025	12	623,569	19.77	25.71	35.59	569	155	50	774.93	300	-474.93
2,026	13	633,534	20.09	26.12	36.16	579	158	50	786.52	300	-486.52
2,027	14	643,660	20.41	26.53	36.74	588	160	50	798.29	300	-498.29
2,028	15	653,945	20.74	26.96	37.33	597	163	50	810.25	300	-510.25
2,029	16	664,395	21.07	27.39	37.92	607	166	50	822.40	300	-522.40
2,030	17	675,012	21.40	27.83	38.53	616	168	50	834.74	300	-534.74
2,031	18	685,799	21.75	28.27	39.14	626	171	50	847.28	300	-547.28
2,032	19	696,758	22.09	28.72	39.77	636	174	50	860.02	300	-560.02
2,033	20	707,892	22.45	29.18	40.40	646	176	50	872.97	300	-572.97

Fuente: Propia

Cuadro N° 28: Resultados del análisis de caudales

Actual	Oferta de la fuente existente	12.00 l/s
Demanda total		22.45 l/s
Aumento del caudal	Oferta de la ampliación de la fuente existente	10.45 l/s

Fuente: Propia

ANEXO N° 02:
Evaluación de la calidad del agua

EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA

El Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA) realizó en el año 2005 un estudio denominado "INVENTARIO Y MONITOREO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN EL VALLE HUAURA". Asimismo la EPS EMAPA HUACHO S.A. ha proporcionado información referida a ensayos de calidad del agua potable de los distintos componentes del sistema de agua potable en la localidad de Végueta.

Del inventario y monitoreo de las aguas subterráneas en el valle Huaura se obtuvieron los siguientes resultados, con respecto a la calidad del agua:

- La conductividad eléctrica fluctúa entre 0,38 y 1,32 mmhos/cm, valores que corresponden a aguas de mediana mineralización (agua dulce). Además, del Cuadro N° 29 se puede decir que el agua es de calidad permisible a buena, lo cual quiere decir que es apta para riego.

Cuadro N° 29: Clasificación del agua para riego según WILCOX

CALIDAD DEL AGUA	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (mmhos/cm)
Excelente	< 0.25
Buena	0.25 - 0.75
Permisible	0.75 - 2.00
Dudosa	2.00 - 3.00
Inadecuada	> 3.00

Fuente: INRENA

- La dureza fluctúa entre 251.50 y 595.19 ppm de C_aCO_3 . De la clasificación mostrada en los cuadros N° 30 y N° 31 se puede decir que el agua varía entre dura y muy dura, además, cumple parcialmente con los límites máximos tolerables de potabilidad.

Cuadro N° 30: Rango de calidad de las aguas según su dureza

CLASIFICACIÓN	PPM DE $CaCO_3$
Agua muy blanda	<30
Agua blanda	30-150
Agua dura	150-300
Agua muy dura	>300

Fuente: INRENA

Cuadro N° 31: Límites máximos tolerables de potabilidad según la Organización Mundial de la Salud

ELEMENTO	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE
PH	7-8.50
Dureza (mg/l)	250 - 500
Ca (mg/l)	75 - 200
Mg (mg/l)	125
Na (mg/l)	120
Cl (mg/l)	250
SO ₄ (mg/l)	250

Fuente: INRENA

- El PH de las aguas varía de ácidas a alcalinas, habiéndose obtenido valores entre 6.00 y 7.58. Del cuadro N° 32 se puede decir que aguas varían de ligeramente ácidas a ligeramente alcalinas.

Cuadro N° 32: Clasificación del agua según PH.

PH	CLASIFICACIÓN
P=7	Neutra
PH<7	Agua ácida
PH>7	Agua alcalina

Fuente: INRENA

- En el cuadro N° 33 se muestran los resultados de niveles de concentración de los iones cloruro, sulfato y magnesio.

Cuadro N° 33: Clasificación del agua según cloruros, sulfatos.

ELEMENTO	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE	RESULTADOS OBTENIDOS
Cl (mg/l)	250	29.47 - 108.63
SO ₄ (mg/l)	250	148 - 626.4
Na (mg/l)	120	0.72 - 27.12

Fuente: INRENA

ANEXO N° 03:
Curva característica del sistema

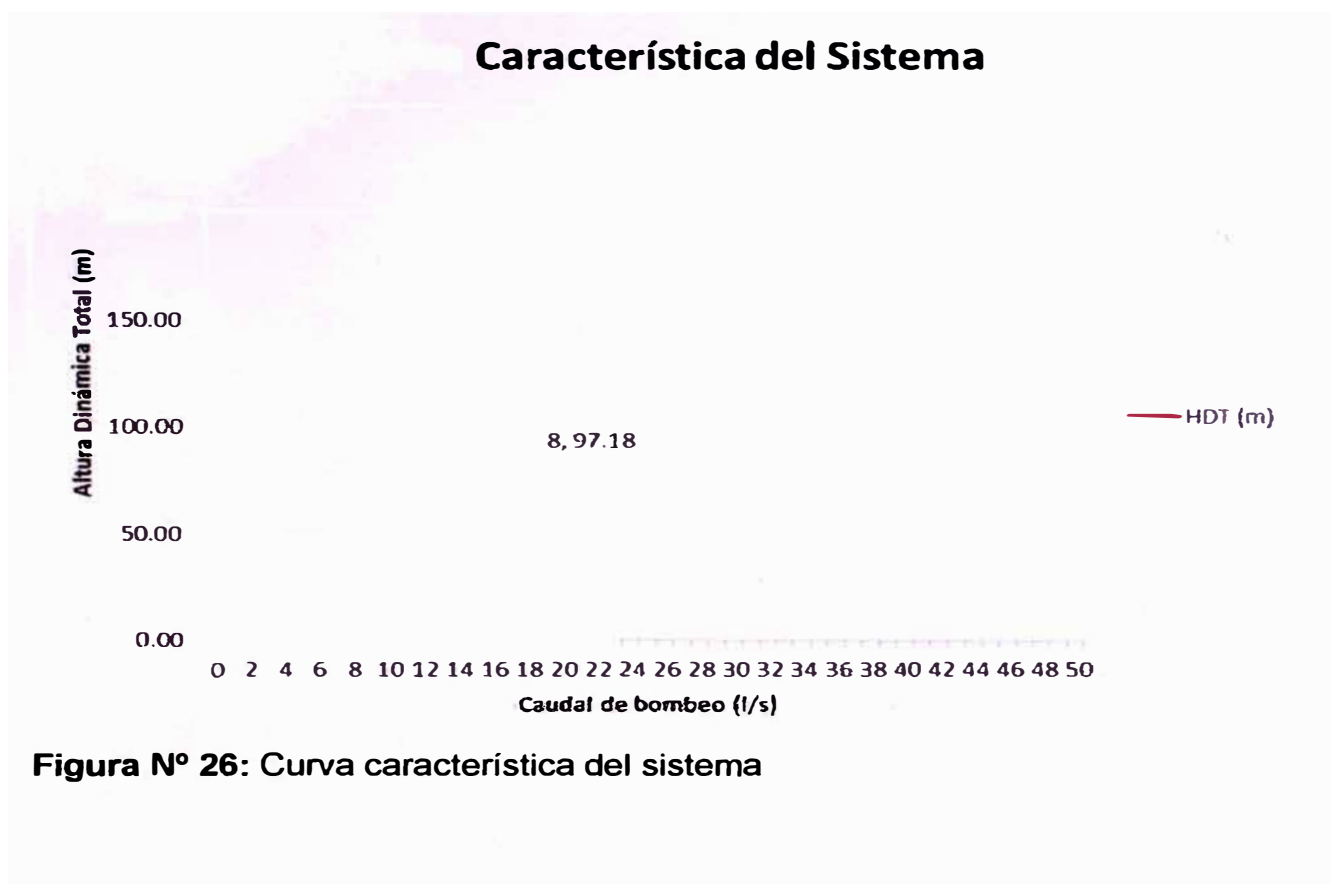


Figura N° 26: Curva característica del sistema

ANEXO N° 04:

Ficha Técnica de la bomba seleccionada



NI
r Josué Juscarnaita Arteaga
12

Search Criteria:

Flow: 9.055 l/s Head: 97.41 m

Fluid:

Water
Density: 999.1 kg/m³
Viscosity: 1.104 cP
NPSHa: 11.3 m
Temperature: 15.6 °C
Vapor pressure: 0.01773 bar a
Atm pressure: 1.014 bar a

Motor:

Standard: NEMA
Enclosure: TEFC
Sizing criteria: Max Power on Design Curve
Size: 15 kW
Speed: 1800
Frame: 256T

3LC (10 stage)

_VRT-TURBINE/ENCL
speed: 1800 rpm

3630

Speeds:

Dimensions:

Vertical Turbine:

Limits:

Temperature: 121 °C
Pressure: 47.7 bar g
Eye size: 6.35 mm

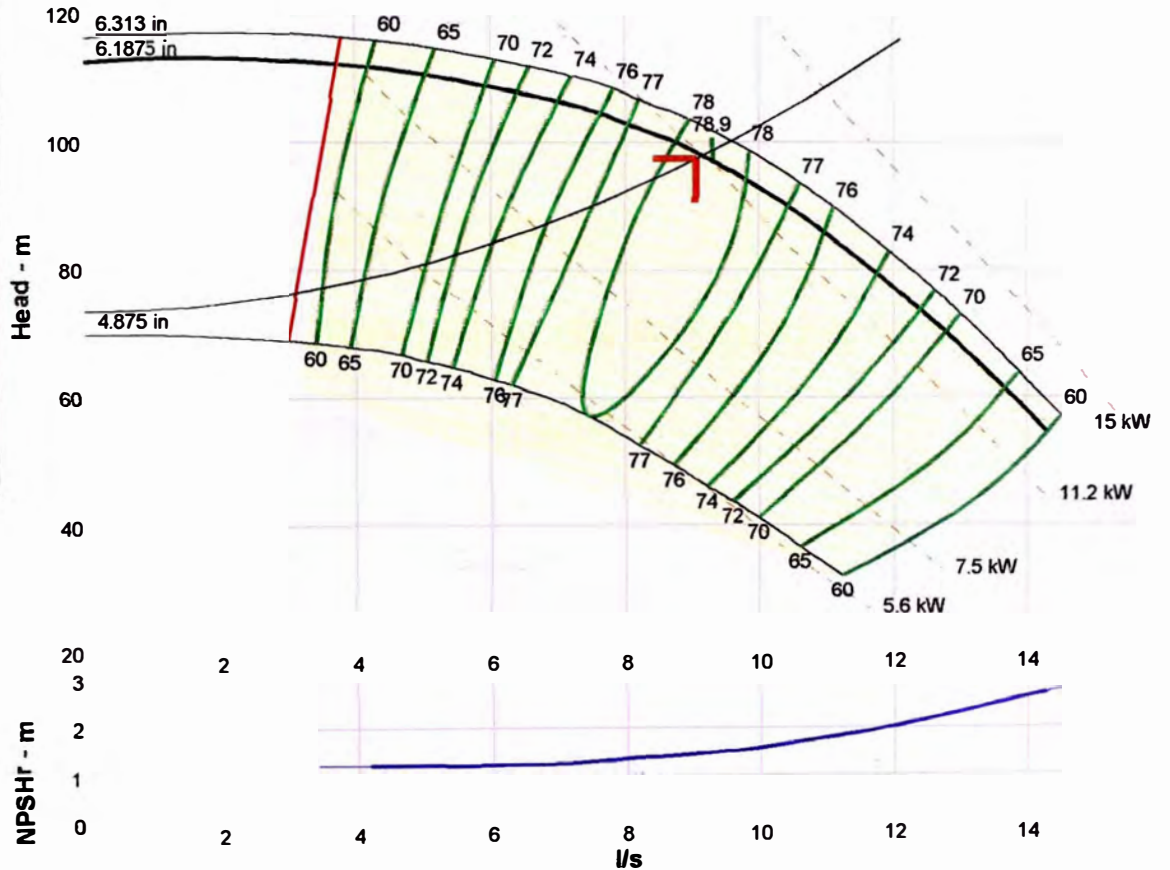
Speed: 1760 rpm
Dia: 6.1875 in
Impeller:
nq: 31
S: 129
Suction: 125 mm
Discharge: 125 mm
Bowl size: 191 mm
Max lateral: 11.1 mm
Thrust K factor: 4.43 kg/m

Power: 55.9 kW
Eye area: ---

— Data Point —
9.05 l/s
98.4 m
79%
11.1 kW
1.45 m

— Design Curve —
Head: 113 m
dP: 11 bar
Flow: 3.72 l/s
79% @ 9.3 l/s
Power: 12.8 kW @ 14.3 l/s

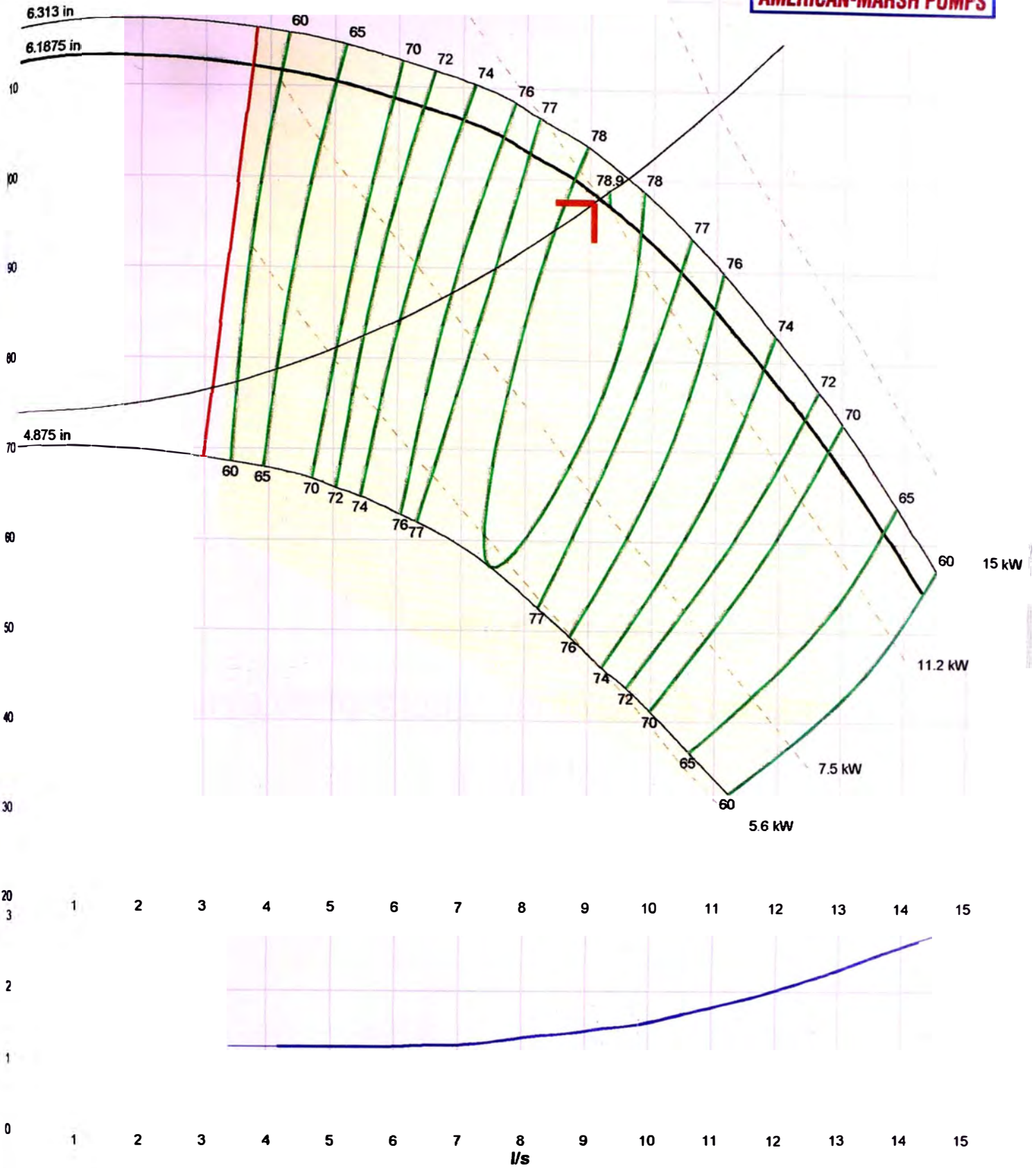
— Max Curve —
Power: 13.5 kW @ 14.5 l/s



Performance Evaluation:

Flow l/s	Speed rpm	Head m	Efficiency %	Power kW	NPSHr m
10.9	1760	86.3	76	12.1	1.76
9.05	1760	98.4	78	11.1	1.45
7.24	1760	106	75	10	1.27
5.43	1760	110	67	8.66	1.22
3.62	1760	---	---	---	---

ANEXO N° 05:
**Curva característica de la bomba
seleccionada**



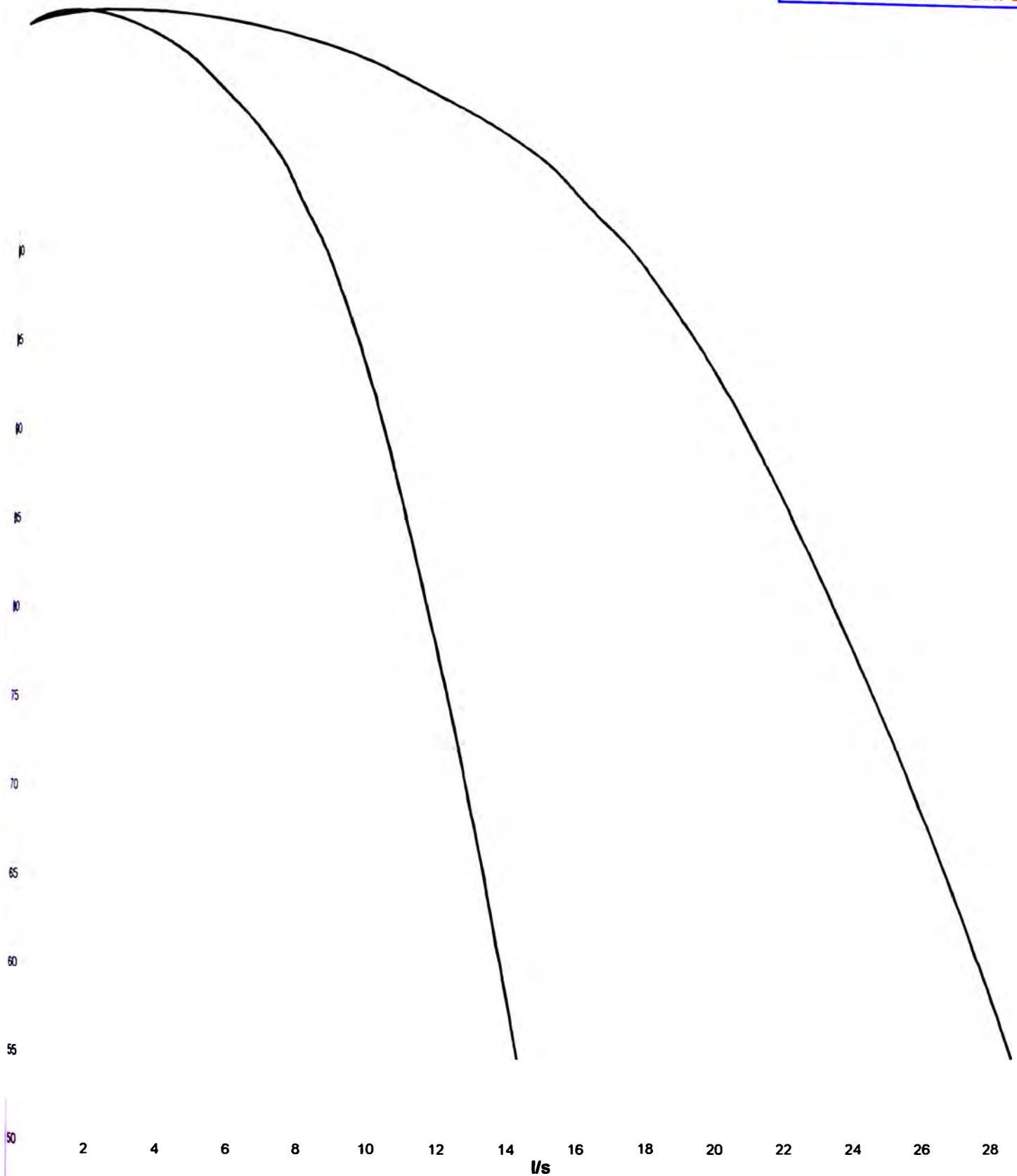
UNI
Victor Josué Juscamaíta Arteaga
12

American-Marsh Pumps
Catalog: american-marsh.60, Vers 20010a
480_VRT-TURBINE/ENCL - 1800
Design Point: 9.055 l/s, 97.41 m

Size: 8LC 10 stage
Speed: 1760 rpm
Dia: 6.1875 in
Curve: 3630

ANEXO N° 06:
**Curva de funcionamiento con 2 bombas en
paralelo**

2 Pumps in Parallel



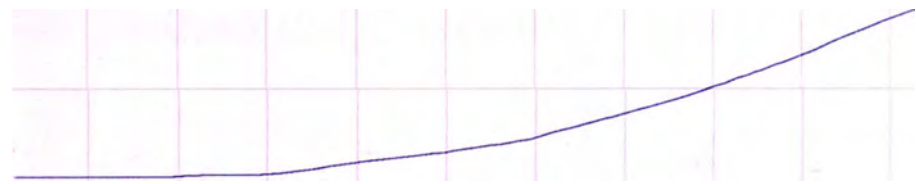
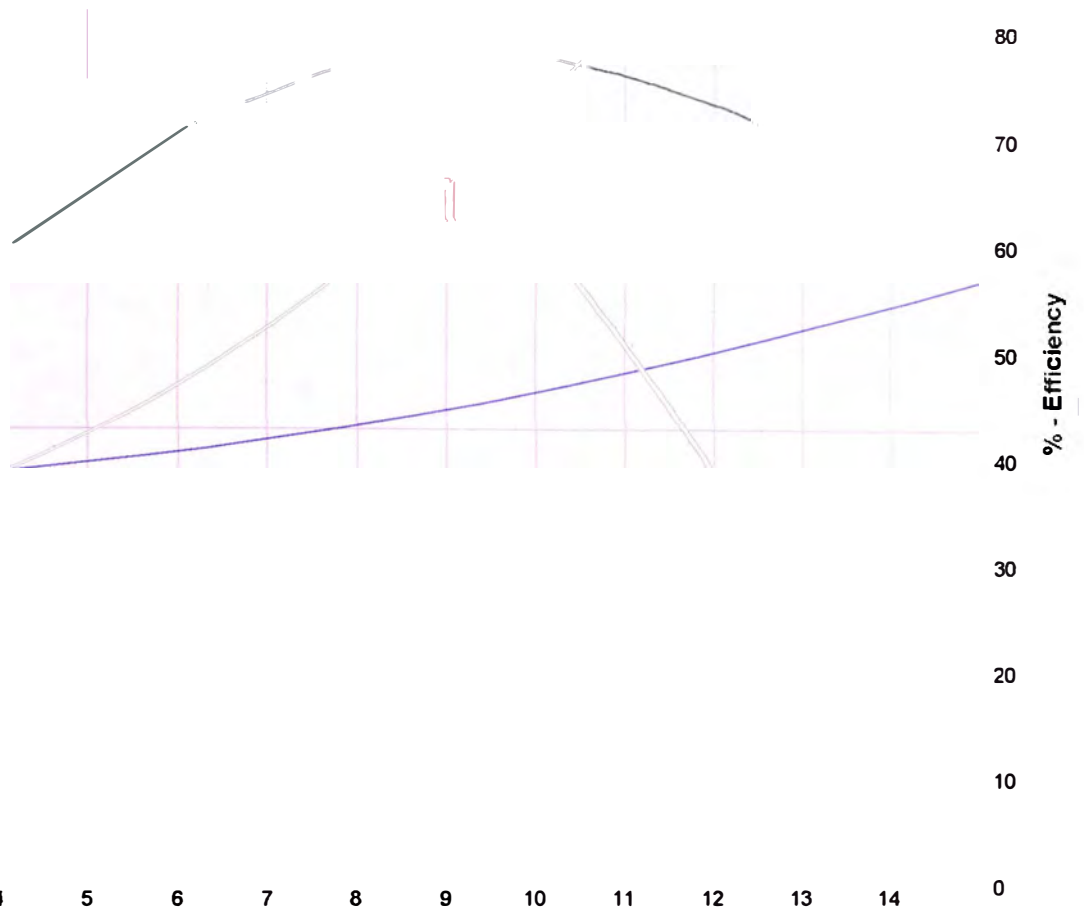
any. UNI
Victor Josué Juscarnaita Arteaga
2012

American-Marsh Pumps
Catalog: american-marsh.60, Vers 20010a
480_VRT-TURBINE/ENCL - 1800

Size: 8LC 10 stage
Speed: 1760 rpm
Dia: 6.1875 in
Curve: 3630

ANEXO N° 07:
Curva de eficiencia

1760 rpm



ANEXO N° 08:

Hoja de cálculo del diámetro económico

Cuadro N° 34: Hoja de cálculo del diámetro económico

LINEA DE IMPULSION				
1	DATOS GENERALES			
	TRAMO: CP-01 - RP-01	Símbolo	Magnitud	Und
1.1	CAUDAL DE BOMBEO	Q_b	18.11	l/s
1.2	HORAS DE BOMBEO	N_{bombeo}	18	Horas
1.3	MATERIAL TUBERÍA		PVC	C-15
1.4	COEF. H & W TUBERÍA	C	150	
1.5	DIFERENCIA C.TERRENO	ΔCT	59.50	m
1.6	LONGITUD REAL DE TUBERÍA	L_T	1849.25	m
1.7	PENDIENTE PROMEDIO	S_p	32.18	m/Km
1.8	DIAMETRO FORMULA BRESSI	D	162.8	mm
1.9	VELOCIDAD MEDIA CALULADA	V_m	0.87	m/s
2.0	ALTURA DE SUCC. (ND)	H_s	8.68	m
2.1	DIST. ENTRE C.F. Y EL EJE TUB.	$H_{eje-tub}$	0.38	m
2.2	PRESION DE LLEGADA	P_s	3.50	m
2.3	MATERIAL TUBERÍA SUCCIÓN		ACERO	
2.4	COEF. H & W TUBERÍA	C	140	
2.5	DIAMETRO SUCCIÓN	D_{IS}	125.00	mm
2.6	VELOCIDAD SUCCIÓN	V_s	1.48	m/s
2.7	LONGITUD TUB. SUCCIÓN	L_s	9.51	m
2.8	MATERIAL ARBOL DE DESC.		HD	
2.9	COEF. H & W TUBERÍA	C	140	
3.0	LONGITUD ÁRBOL DE DESC.	$L_{arbol-d}$	10.81	m
3.1	ALTURA DE DESCARGA	H_d	59.12	m
3.2	ALTURA GEOMÉTRICA	H_g	67.80	m
3.3	PESO ESPECIFICO AGUA	γ_a	1000.00	Kg/m ³
3.4	EFICIENCIA BOMBA	η_b	78.90%	
3.5	EFICIENCIA DEL MOTOR	η_m	89%	
3.6	COSTO DE Kw-Hr	Ckw-hr	0.051	\$/Kw-hr
3.7	TASA DE DESCUENTO (BID)	i	12%	
3.8	PERIODO DE DISEÑO	t	20	años
3.9	MATERIALEQ. HID. RESERV.		HD	
4.0	COEF. H & W TUBERÍA	C	140	
4.1	LONG. TUB. ESTIMADA	L_{T-res}	15.00	m
4.2	ALT. DE INGRESO TUB. RP-01	H_{TI-res}	6.00	m
4.3	COEF. PÉRD. LOCAL TOTAL	Σk	33.00	m

FORMULAS	
POTENCIA BOMBA	POT. BOMBA = $HDT * Q_b / (76 * \eta_b)$
POTENCIA INSTALADA ESTIMADA	POT. INST. = 1.15 POT. BOMBA
POTENCIA INSTALADA REAL	POT. INST. = $HDT * Q_b / (76 * \eta_s)$
COSTO ESTIMADO DE TUBERÍA	$CT = 1.45 * D^{1.54} * L$
COSTO REAL DE TUBERIA	$CT = C_{unitario} * L$
COSTO DE EQUIPAMIENTO	$CEq = k * P_i^a$
COSTO TOTAL DE INVERSION	$CTi = CT + CEq$
COSTO REPOSICIÓN TOTAL (VP)	$VPi = CTi * ((1+i)^N / ((1+i)^N - 1)) * N - 1$
COSTO ENERG. FUNC.	$CE = P_i * 0.7457 * Hr - b * 365 * Ckw - hr$
COSTO DE MANTENIMIENTO	CM = 3 % COSTO EQUIP.
COSTO ANUAL DE O y M	$C_{OyM} = CE + CM$
COSTO TOTAL DE O y M (VP)	$VP_{OyM} = C_{OyM} * ((1+i)^N - 1) / (i * (1+i)^N)$

TIPO DE CAMBIO	2.657
----------------	-------

CE (\$/Kw-hr)	0.18
T. domest (\$)	0.068
T. indust (75%)	0.051

HP-hr/mes	17852.4
Kw-hr/mes	13312.53

K_b	3200
a_b	0.65

Conclusión:

02 # de equipos + 1 Reserva	
9.06	Qb por equipo
97.41	HDT
16.53	HP por equipo

Criterio de Selección: Velocidad recomendable línea de impulsión: $0.6 < V < 2.0$ m/s

2 RESULTADOS TÉCNICOS TRAMO: CP-01 - RP-01

N°	DIAMETRO NOMINAL (mm)	DIAMETRO INTERNO (mm)	VELOCIDAD (m/s)	PEND. PROM. S_p (m/Km)	PERD. FRICC. TOTAL H_f (m)	PERD. ACCES. H_{LT} (m)	PERD. TOTAL H_{total} (m)	ALTURA ESTÁTICA TOTAL H_E (m)	ALTURA DINÁMICA TOTAL HDT (m)	POT. BOMBA (HP)	POT. INST. (HP)	POT. INST. (HP)
1	250	215.00	0.499	1.31	2.01	0.42	2.43	73.80	79.73	24.08	27.69	27.06
2	200	172.00	0.779	3.76	5.94	1.02	6.96	73.80	84.26	25.45	29.27	28.59
3	160	137.60	1.218	10.87	17.61	2.50	20.11	73.80	97.41	29.42	33.83	33.06
4	110	94.60	2.577	65.01	109.03	11.18	120.21	73.80	197.51	59.65	68.60	67.02
5	90	77.40	3.849	170.02	289.47	24.94	314.41	73.80	391.71	118.30	136.05	132.92
3												

3 RESULTADOS ECONOMICOS TRAMO: CP-01 - RP-01

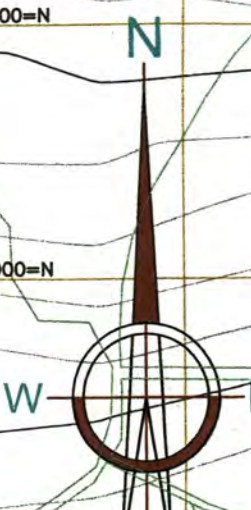
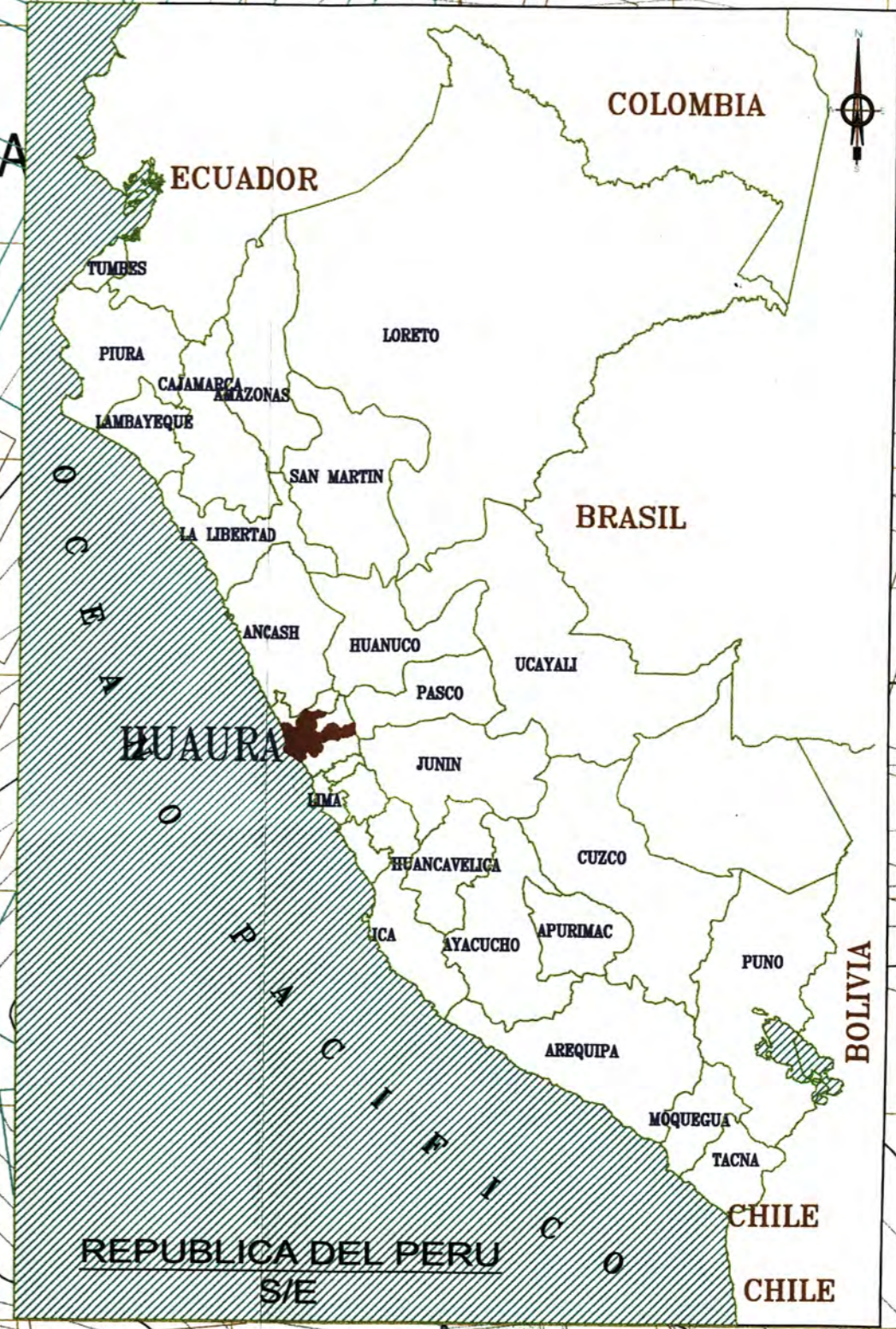
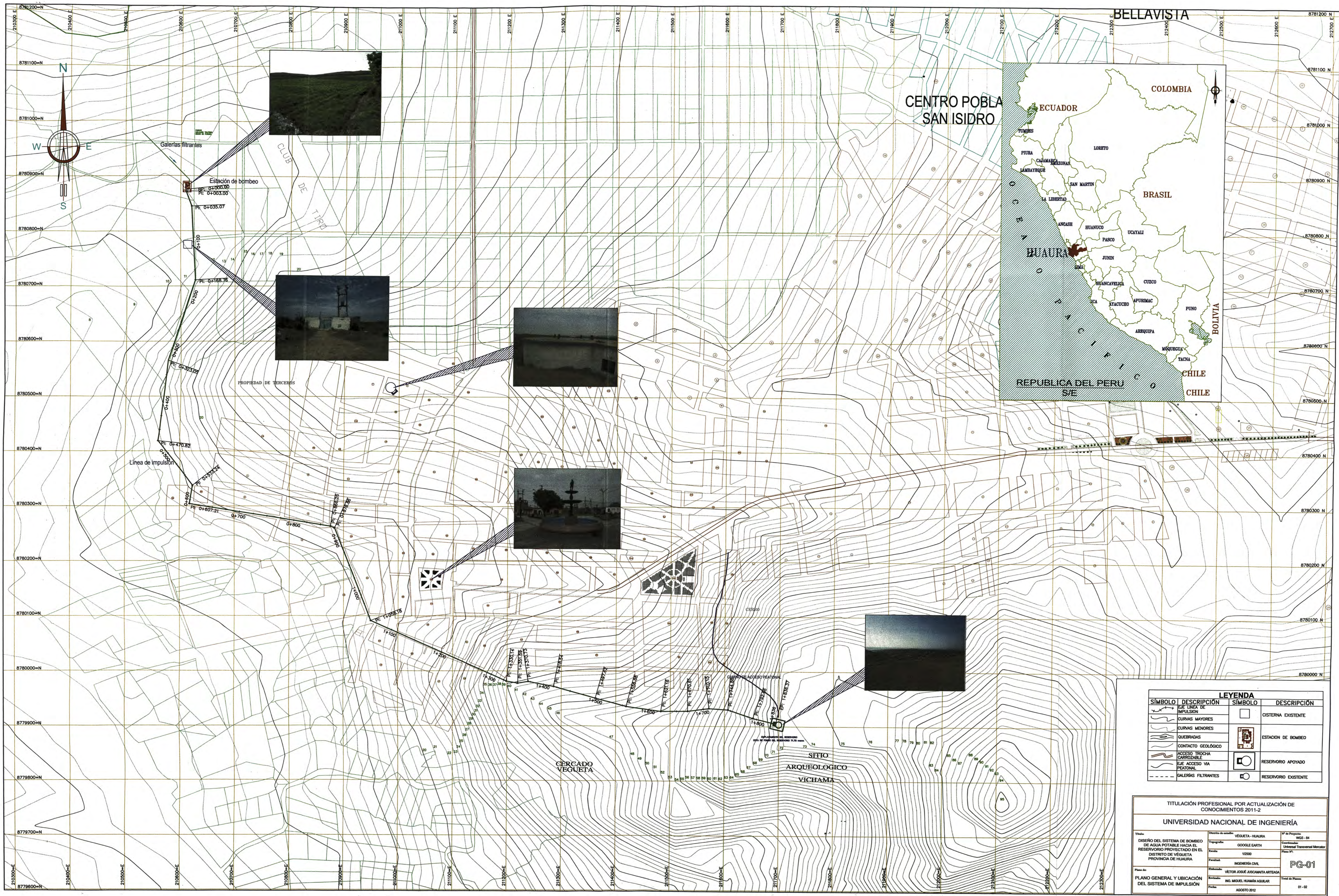
N°	DIAMETRO NOMINAL (mm)	DIAMETRO INTERNO (mm)	COSTO UNIT. TUBERÍA (\$/m)	COSTO TUBERIA INSTAL. (\$)	COSTO EQUIP. (\$)	COSTO TOTAL DE INV. (\$)	COSTO REPOSIC. TOTAL (VP) (\$)	COSTO ENERGIA ANUAL (\$)	COSTO MANTEN. (\$)	COSTO TOTAL DE Opy Mant (\$)	COSTO TOTAL DE O y M (VP) (\$)	COSTO TOTAL (\$)
1	250	215.00	52.61	97289.04	27712.79	125001.83	209700.02	6919.17	831.38	7750.55	57892.30	392594.15
2	200	172.00	39.65	73322.76	28727.69	102050.45	171197.34	7312.83	861.83	8174.66	61060.16	334307.95
3	160	137.60	25.62	47377.79	31566.13	78943.92	132434.39	8453.57	946.98	9400.55	70216.88	281595.19
4	110	94.60	18.29	33822.78	49974.72	83797.50	140576.64	17139.89	1499.24	18639.13	139223.93	363598.07
5	90	77.40	13.93	25760.05	77990.85	103750.90	174049.98	33992.43	2339.73	36332.16	271381.02	549181.90
3												

# de equipos simultaneos	02	UND
Qb por equipo	9.06	lps
HP por equipo	16.53	HP
Potencia elegida	17.00	HP

SOLUCION: 03 BOMBAS TIPO TURBINA DE 17 HP

Fuente: Propia

ANEXO N° 09:
Plano General del Sistema de Bombeo



Estación de bombeo
 PE: 0+000.00
 PE: 0+003.00

Línea de impulsión

PROPIEDAD DE TERCEROS

CERCADO VEGUETA
 SITIO ARQUEOLOGICO VICHAMA

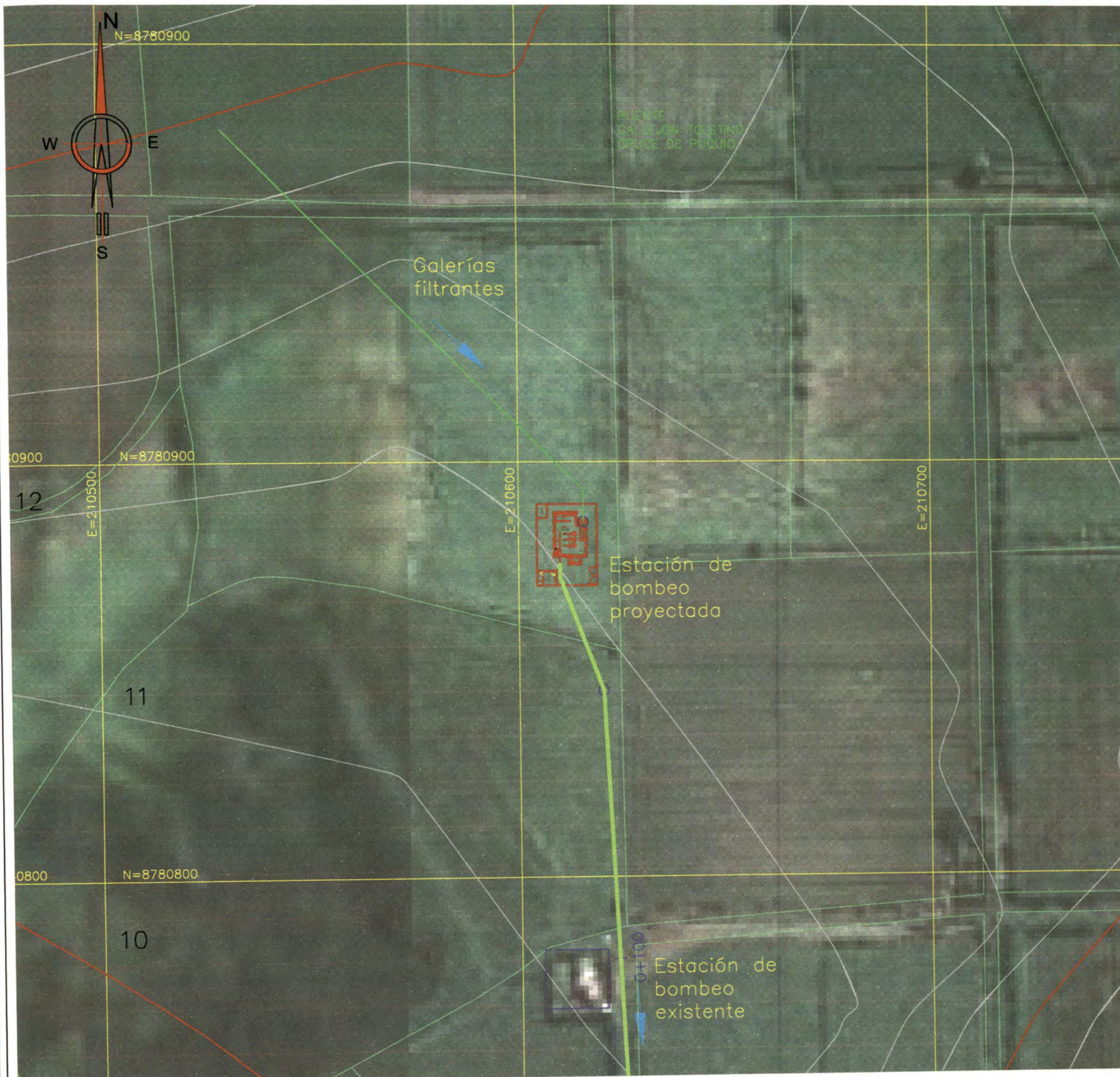
LEYENDA		LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	EJE LÍNEA DE IMPULSION		CISTERNA EXISTENTE
	CURVAS MAYORES		ESTACION DE BOMBEO
	CURVAS MENORES		RESERVOIR APOYADO
	QUEBRADAS		RESERVOIR EXISTENTE
	CONTACTO GEOLOGICO		
	ACCESO TROCHA CARROZABLE		
	EJE ACCESO VIA PEATONAL		
	GALERIAS FILTRANTES		

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

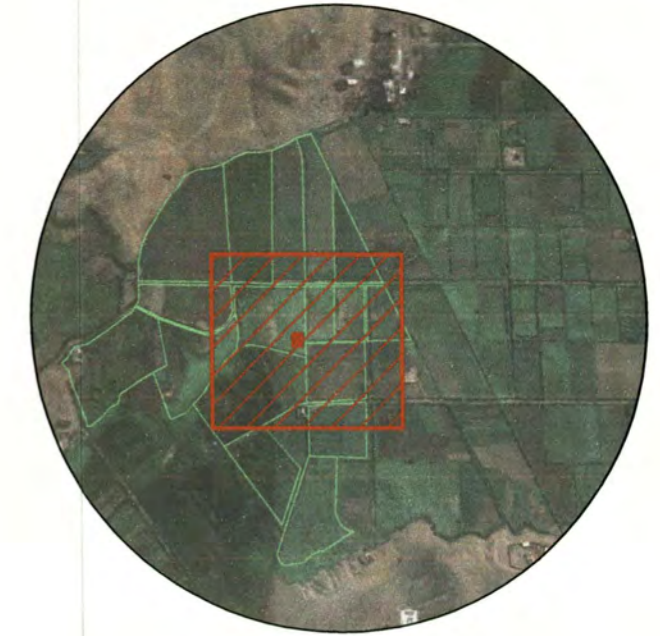
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Título: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVOIR PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VEGUETA, PROVINCIA DE HUARURA	Dirección de estudio: VEGUETA - HUARURA	Nº de Proyecto: WGS - 04
Programa: GOOGLE EARTH	Escala: 1:2500	Clasificación: Universidad Transversal Mentor Plan 3º
Paralela: INGENIERÍA CIVIL	Elaborado: VÍCTOR JOSÉ JUSCAMANTA ARTEAGA	PG-01
Plan de: PLAN GENERAL Y UBICACIÓN DEL SISTEMA DE IMPULSION	Revisado: ING. MIGUEL HUANAN AGUILAR	Fase de Planos: 01-02
Fecha: AGOSTO 2012		

ANEXO N^a10 :
Esquema General de la Estación de Bombeo



PLANTA: ESQUEMA GENERAL
ESC: 1/500



LOCALIZACIÓN
ESC: H= 1/11000

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

MATERIAL DE LA TUBERÍA	DIÁMETRO NOMINAL	LONGITUD HORIZONTAL	LONGITUD REAL	NÚMERO DE VÁLVULAS DE AIRE	NÚMERO DE VÁLVULAS DE PURGA	NÚMERO DE CODOS DE 11.25°	NÚMERO DE CODOS DE 22.5°	NÚMERO DE CODOS DE 45°	NÚMERO DE CODOS DE 90°
PVC	160 mm	1836.37 m	1849.25 m	3	4	7	5	4	1

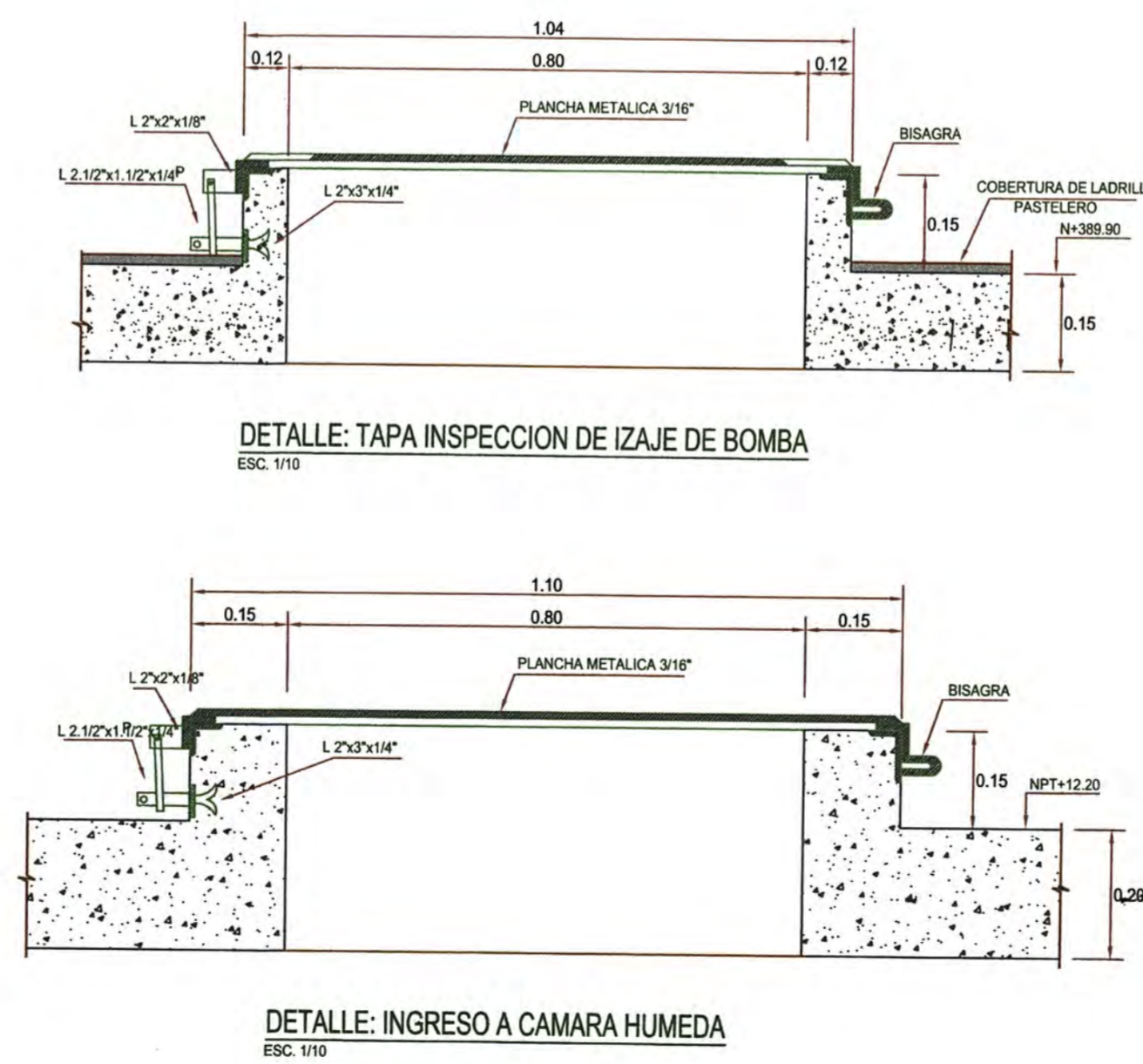
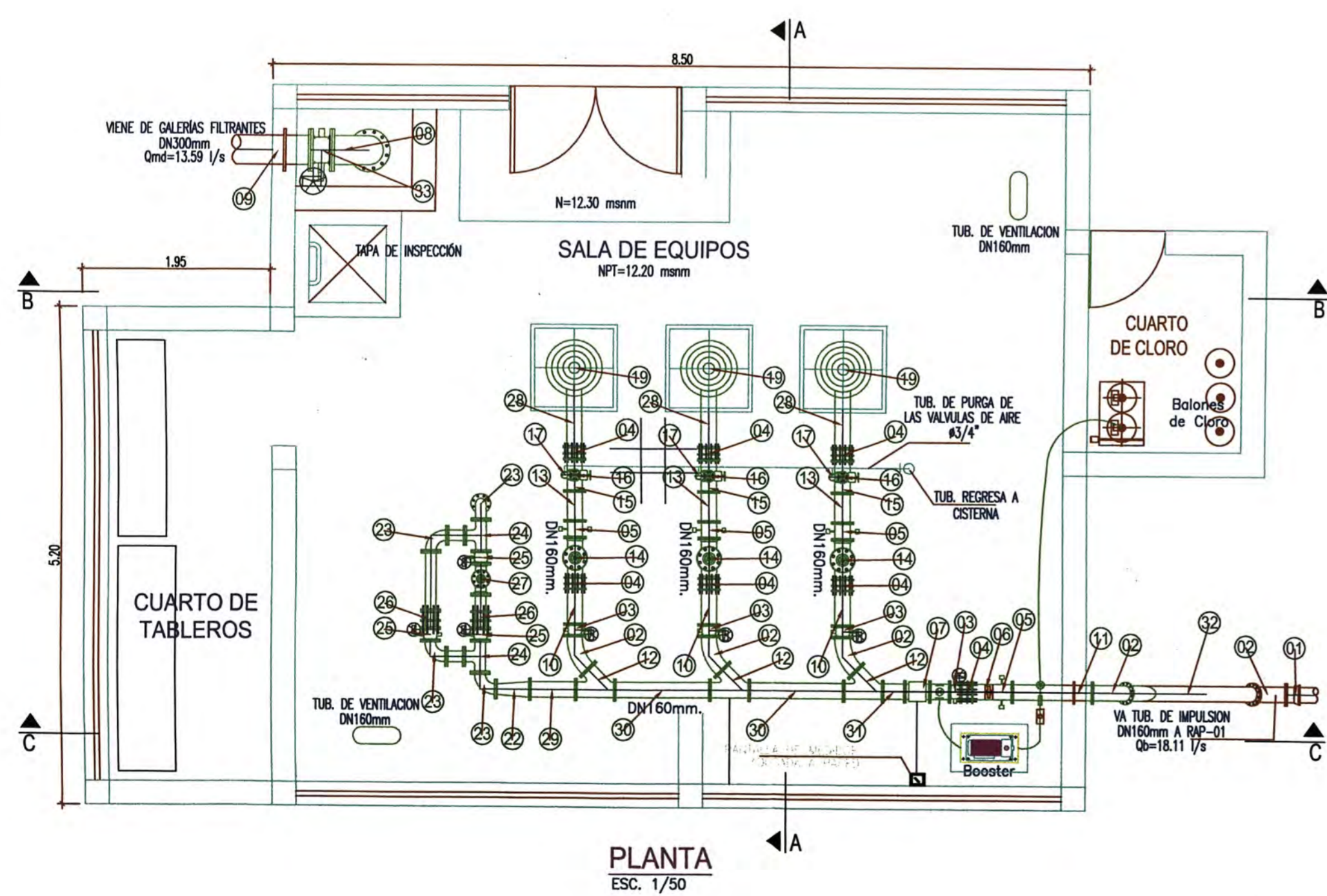
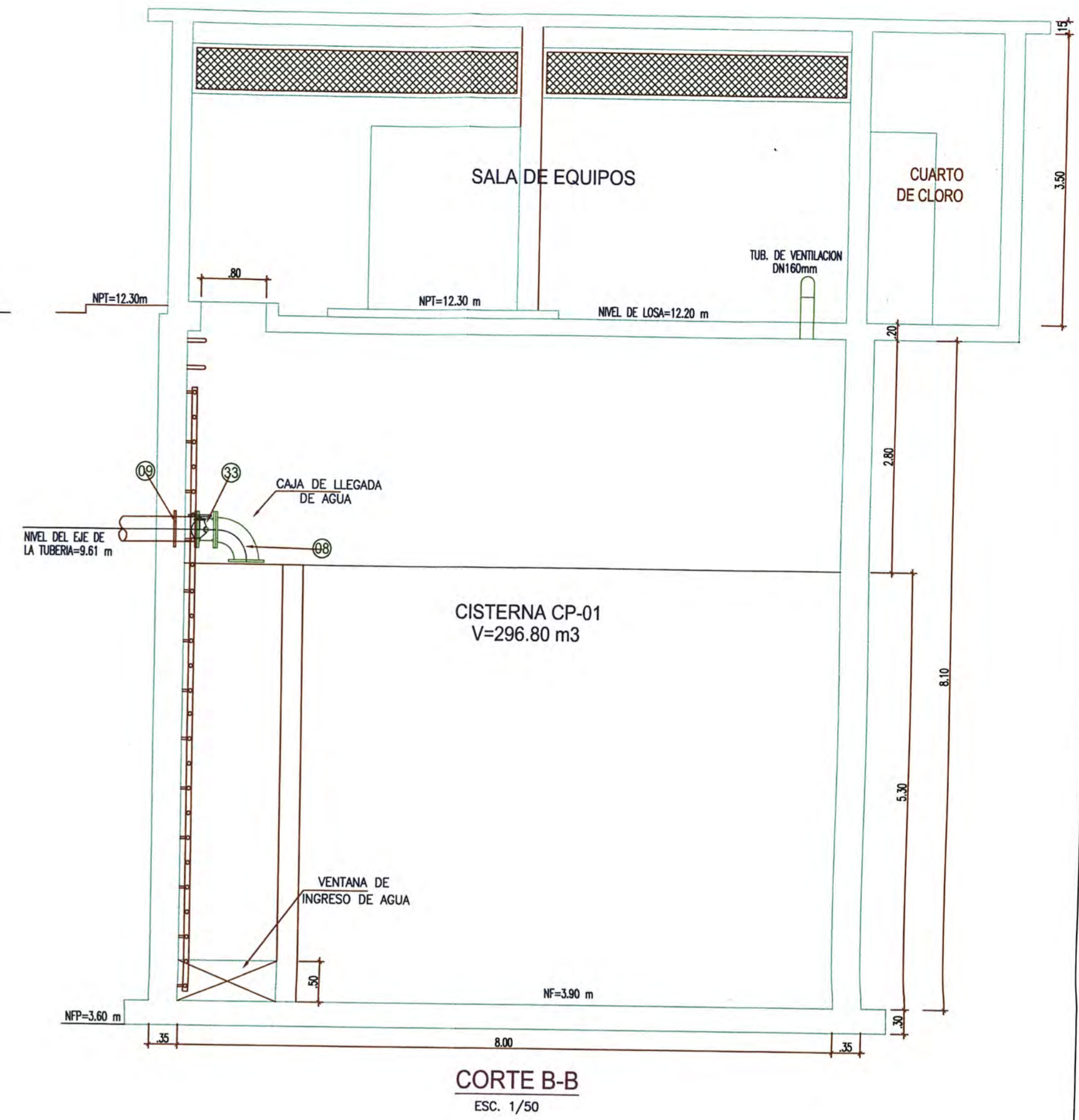
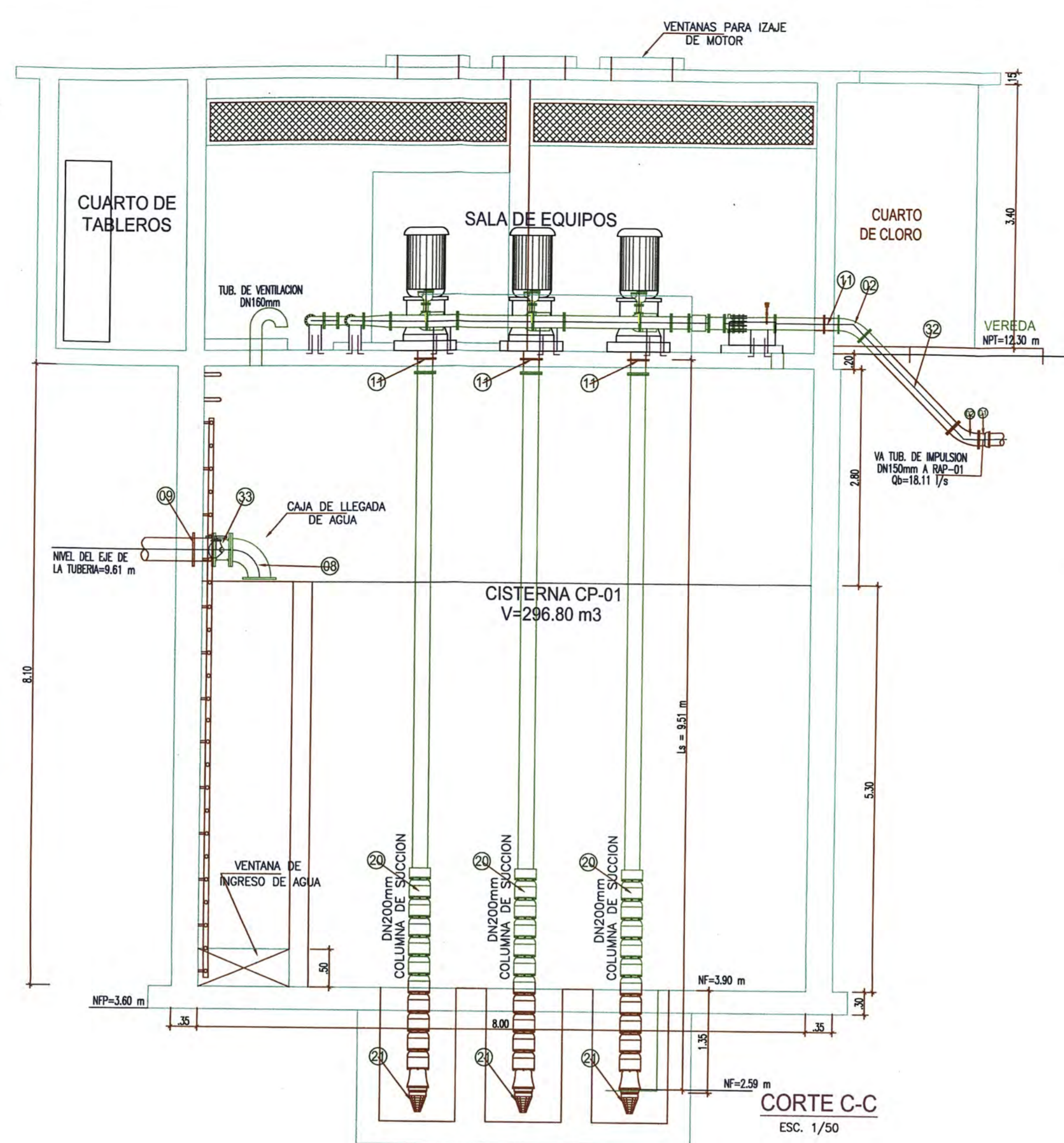
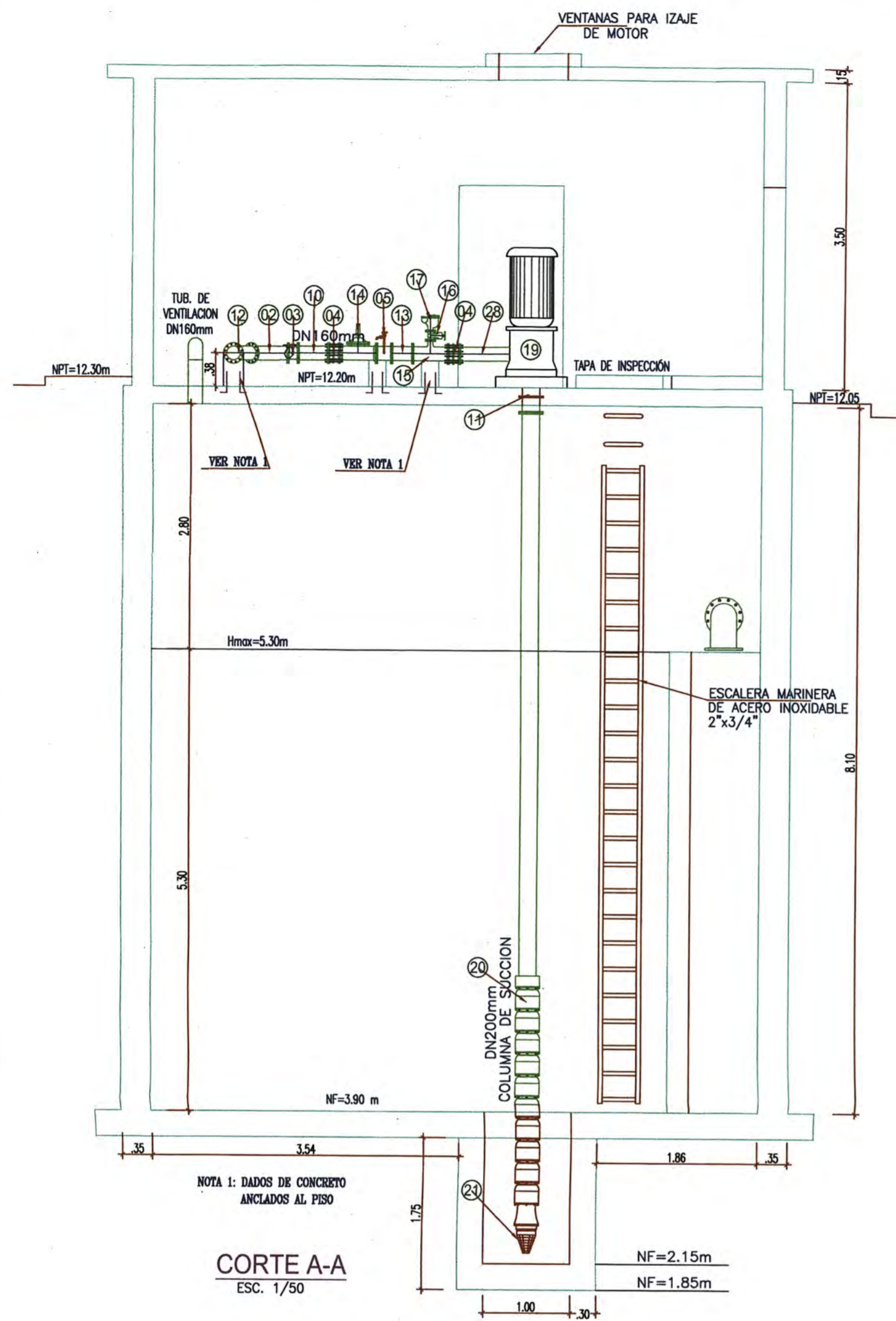
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	EJE LÍNEA DE IMPULSIÓN
	CURVAS MAYORES
	CURVAS MENORES
	QUEBRADAS
	CISTERNA EXISTENTE
	SENTIDO DE FLUJO
	CISTERNA ENTERRADA Y ESTACIÓN DE BOMBEO

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Título: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVORIO PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VÉGUETA PROVINCIA DE HUAURA	Distrito de estudio: VÉGUETA - HUAURA	Sistema de referencia: WGS - 84
	Topografía: GOOGLE EARTH	Coordenadas: Universal Transversal Mercator
	Escala: Indicada	Plano N°: PG-02
Plano de: ESQUEMA GENERAL DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO	Facultad: INGENIERÍA CIVIL	Total de Planos: 02 - 02
	Elaborado: VÍCTOR JOSUÉ JUSCAMAITA ARTEAGA	
	Revisado: ING. MIGUEL HUAMÁN AGUILAR	
Fecha: AGOSTO 2012		

ANEXO N°11:
Plano de Instalación Hidráulicas en la
Estación de Bombeo



N°	BOMBEO DE A	Q _b (l/s)	H.D.T. (m)	NUMERO DE BOMBAS FUNCIONANDO	RESERVA	TIPO DE EQUIPO	POR EQUIPO Q _b (l/s)	HP	DIAMETRO DE TUBERIAS SUCCION	IMPULSION
1	CP-01	RP-01	18.11	2	1	TURBINA	9.06	20	DN 200	DN 160

Q _b =9.06 l/s , c/u
HDT=96.11 m
N° DE BOMBAS= 3 EQUIPOS
B-1 y B-2 en operación
B-3 RESERVA
Q TOTAL=18.11 l/s
VELOCIDAD DEL MOTOR 1760 rpm
POTENCIA APROX= 20 HP c/u

NOTA:
- ACCESORIOS H.F.D.: P.N.=25
- LOS ACCESORIOS Y NIPLES SON DE ACERO GALVANIZADO EN CALIENTE SCH-40 (ESPESOR DEL GALVANIZADO DE 100 MICRAS)

ITEM	NOMENCLATURA	UND	METRADO
1	TRANSICION B-C DN 160mm HD PN16	Und	1
2	CODO BB 45°x160mm HD PN16	Und	5
3	VALVULA MARIPOSA MOTORIZADA BB DN160mm HD PN16	Und	4
4	UNION AUTOPORTANTE DN160mm HD PN16	Und	7
5	SENSOR TRANSMISOR DE PRESION Y MANOMETRO DE PRESION DE 0-100 PSI	Und	4
6	SALIDA PARA INTERRUPTOR DE PRESION O PRESOSTATO	Und	1
7	MEDIODR DE CAUDAL ELECTROMAGNETICO BB DN160mm	Und	1
8	CODO BB 90°x300mm HD PN16	Und	1
9	BRIDA DE ANCLAJE DN300mm	Und	1
10	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.36m	Und	3
11	BRIDA DE ANCLAJE DN160mm	Und	1
12	YEE 160 x 160 mm BB HD PN16	Und	3
13	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.31m	Und	3
14	VALVULA CONTROL DE BOMBA (TIPO CHECK) BB DN160mm HD PN16	Und	3
15	TEE BB DN 160x80mm HD PN16	Und	3
16	VALVULA ESFERICA BB DN80mm HD PN16	Und	3
17	VALVULA DE AIRE CUADRUPLE EFECTO BB DN80mm PN16	Und	3
18	MOTOR ELECTRICO EJE HUECO DE EFICIENCIA PREMIUM	Und	3
19	BOMBA TURBINA VERTICAL (Q _b EQUIPO=9.06 LPS)	Und	3
20	CANASTILLA DE ACERO INOXIDABLE DN200mm	Und	3
21	CALIDAD ASS-304	Und	3
22	REDUCCION BB 160x100mm HD PN16	Und	1
23	CODO BB 90°x100mm HD PN16	Und	4
24	TEE BB DN 100x100mm HD PN16	Und	2
25	VALVULA MARIPOSA BB DN100mm HD PN16	Und	3
26	UNION AUTOPORTANTE DN100mm HD PN16	Und	2
27	VALVULA ANTICUADRO DE ONDA BB DN 100mm	Und	1
28	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.60m	Und	3
29	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.48m	Und	1
30	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=1.00m	Und	2
31	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.23m	Und	1
32	NIPLE BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=1.66m	Und	1
33	VALVULA DE CONTROL DE NIVEL CON PILOTO DE ALTITUD	Und	1

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

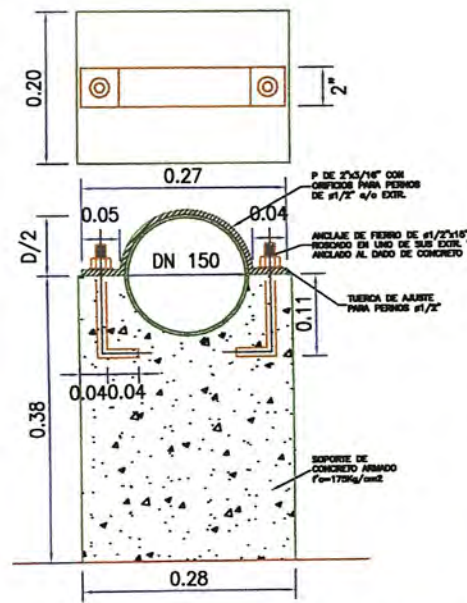
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Título: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVOIRIO PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VEGUETA PROVINCIA DE HUALA	Director de tesis: VEGUETA - HUALA	Sistema de Evaluación: WQS-84
Programa: INGENIERÍA CIVIL	Software: GOOGLE EARTH	Comercialización: Universal Transversal Mercator
Fecha: 08/08/2012	Indicador: INGENIERÍA CIVIL	Plan No: EB-IH-01
Elaborado: VÍCTOR JOSUE JARAMANA ARTEAGA	Revisado: ING. MIGUEL HUMAHUÁN AGUILAR	Fecha de Emisión: 01-02

PLANTA Y CORTES

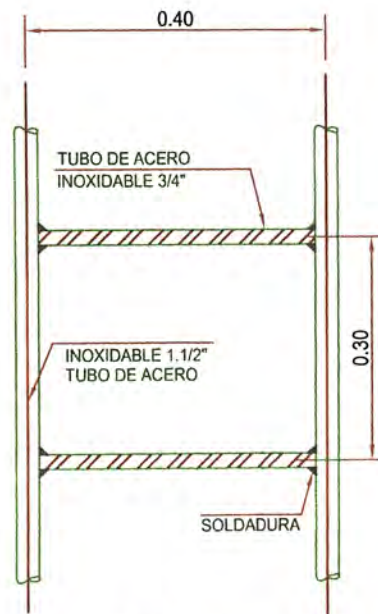
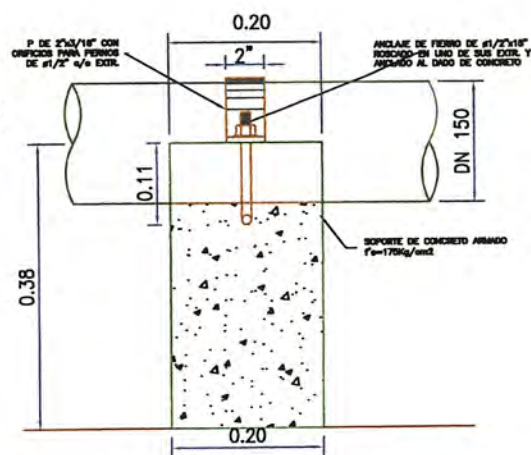
AGOSTO 2012

ANEXO N°12 :
Plano de Detalles en la Estación de Bombeo



SOPORTE DE CONCRETO PARA TUBERIA HORIZONTAL

ESCALA: 1/10



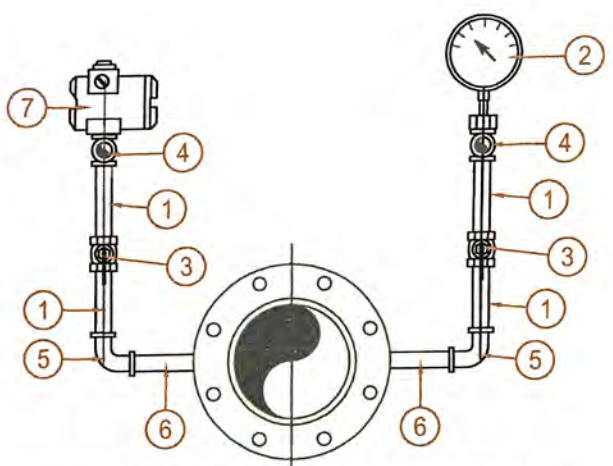
VISTA: FRONTAL

ESC. 1/10



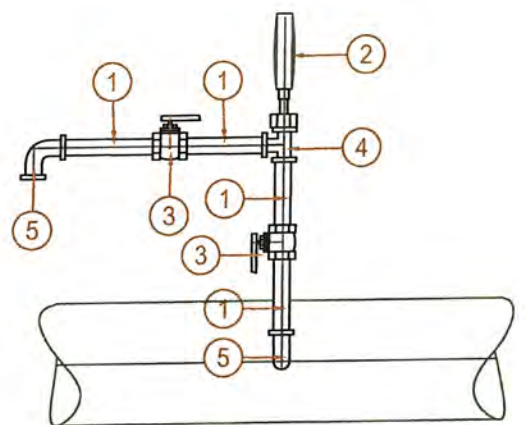
DETALLE N°1

ESC. 1/10



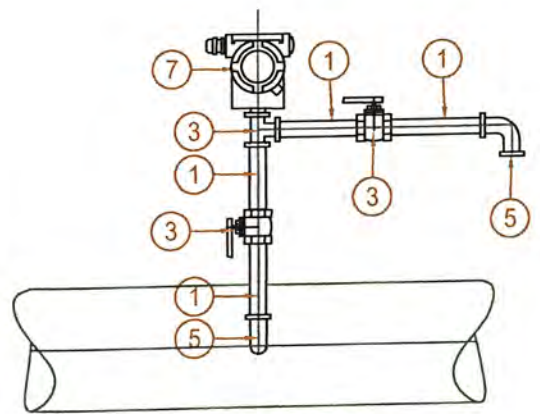
SENSOR TRANSDUCTOR DE PRESION

1:10



VISTA LATERAL MANOMETRO

1:10



VISTA LATERAL SENSOR TRANSDUCTOR

1:10

SISTEMA DE BOMBEO	
DE CP-01 AL RP-01	
Q _b	= 9.06 l/s , c/u
HDT	= 96.11 m
N° DE BOMBAS	= 3 EQUIPOS
	B-1 y B-2 en operación
	B-3 RESERVA
Q TOTAL	= 18.11 l/s
VELOCIDAD DEL MOTOR	1760 rpm
POTENCIA APROX	= 20 HP c/u

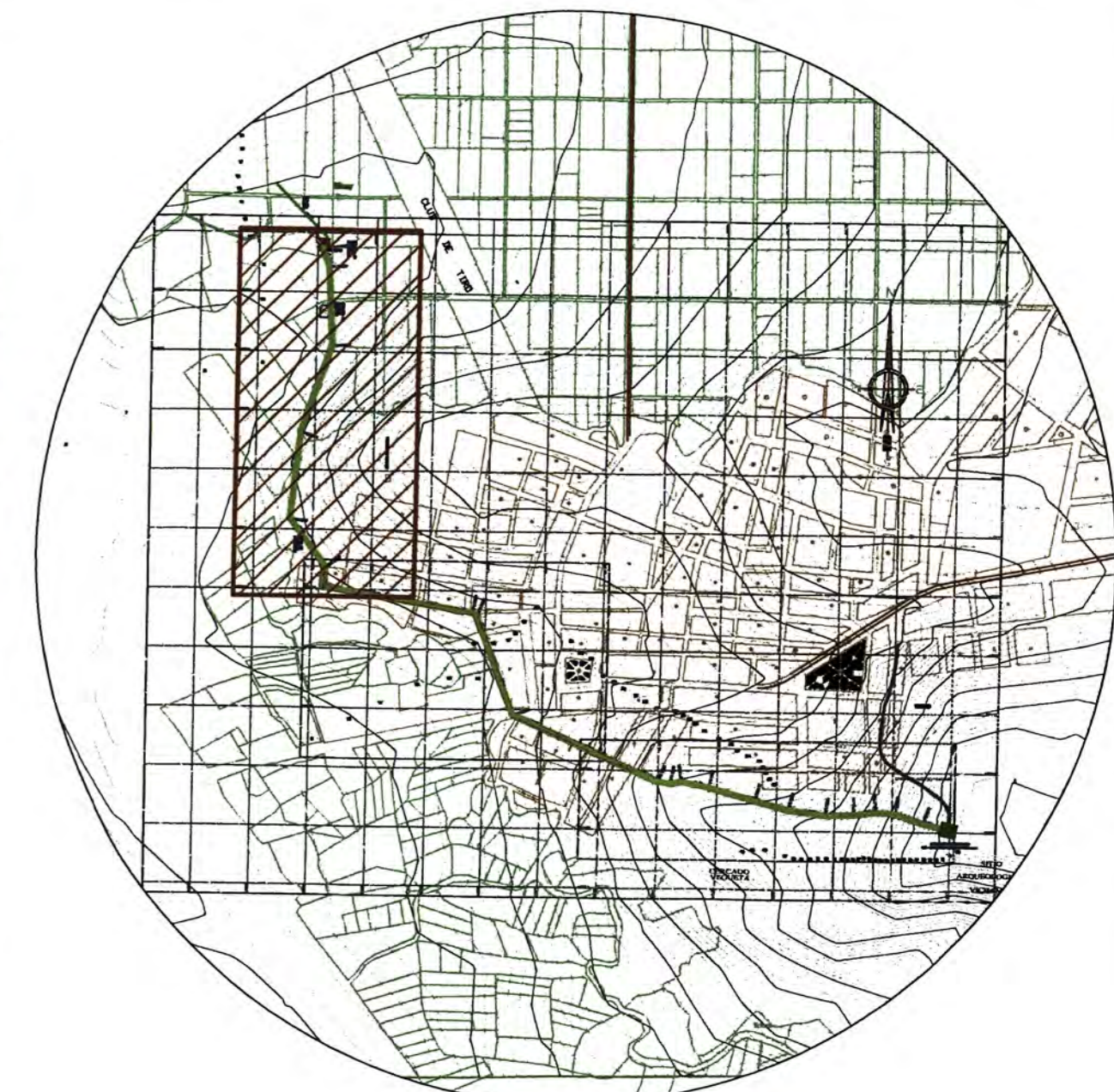
LISTA DE MATERIALES SENSOR TRANSDUCTOR DE PRESION			
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO
1	NIPLA DE Fe. GALVANIZADO ROSCADO DN 21 L=0,10m	UND.	8
2	MANÓMETRO DE AGUJA RANGO 0 - 20 psi	UND.	1
3	VALVULA DE BOLA DE ACERO INOXIDABLE-316 DN 21	UND.	4
4	TEE DE Fe. GALVANIZADO ROSCADO DN 21	UND.	3
5	CODO 90° DE Fe. GALVANIZADO ROSCADO DN 21	UND.	4
6	NIPLA DE ACERO INOXIDABLE-316 DN21, L=0,08 m.	UND.	2
7	SENSOR TRANSDUCTOR DE PRESION DE 1/2\"/>		

ITEM	NOMENCLATURA	UND	METRADO
1	TRANSICION B-C DN 160mm HD PN16	Und	1
2	CODO BB 45°x160mm HD PN16	Und	5
3	VALVULA MARIPOSA MOTORIZADA BB DN160mm HD PN16	Und	4
4	UNION AUTOPORTANTE DN160mm HD PN16	Und	7
5	SENSOR TRANSMISOR DE PRESION Y MANOMETRO DE PRESION DE 0-100 PSI	Und	4
6	SALIDA PARA INTERRUPTOR DE PRESION O PRESOSTATO	Und	1
7	MEDIDOR DE CAUDAL ELECTROMAGNETICO BB DN160mm	Und	1
8	CODO BB 90°x300mm HD PN16	Und	1
9	BRIDA DE ANCLAJE DN300mm	Und	1
10	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.36m	Und	3
11	BRIDA DE ANCLAJE DN160mm	Und	1
12	YEE 160 x 160 mm BB HD PN16	Und	3
13	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.31m	Und	3
14	VALVULA CONTROL DE BOMBA (TIPO CHECK) BB DN160mm HD PN16	Und	3
15	TEE BB DN 160x80mm HD PN16	Und	3
16	VALVULA ESFERICA BB DN80mm HD PN16	Und	3
17	VALVULA DE AIRE CUADRUPLE EFECTO BB DN80mm PN16	Und	3
18	MOTOR ELECTRICO EJE HUECO DE EFICIENCIA PREMIUM	Und	3
19	BOMBA T/TURBINA VERTICAL (Q _b /Equipo =9.06 LPS)	Und	3
20	COLUMNA DE IMPULSORES - CERRADOS DN200mm	Und	3
21	CANASTILLA DE ACERO INOXIDABLE DN 200mm CALIDAD AISI-304	Und	3
22	REDUCCION BB 160x100mm HD PN16	Und	1
23	CODO BB 90°x100mm HD PN16	Und	4
24	TEE BB DN 100x100mm HD PN16	Und	2
25	VALVULA MARIPOSA BB DN100mm HD PN16	Und	3
26	UNION AUTOPORTANTE DN100mm HD PN16	Und	2
27	VALVULA ANTICIPADORA DE ONDA BB DN 100mm	Und	1
28	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.60m	Und	3
29	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.48m	Und	1
30	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=1.00m	Und	2
31	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=0.23m	Und	1
32	NIPLA BRIDADO DE ACERO DN 160mm, L=1.66m	Und	1
33	VÁLVULA DE CONTROL DE NIVEL CON PILOTO DE ALTITUD	Und	1

NOTA:
 - ACCESORIOS H.F.D.: P.N.=25
 - LOS ACCESORIOS Y NIPLAS SON DE ACERO GALVANIZADO EN CALIENTE SCH-40° (ESPESOR DEL GALVANIZADO DE 100 MICRAS)

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2		
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
Título:	Distrito de estudio: VÉGUETA - HUAURA	Sistema de Referencia: WGS - 84
DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVOIRIO PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VÉGUETA PROVINCIA DE HUAURA	Topografía: GOOGLE EARTH	Coordenadas: Universal Transversal Mercator
	Escala: 1/10	Plano N°:
CISTERNA PROYECTADA INSTALACIONES HIDRÁULICAS DETALLES	Facultad: INGENIERÍA CIVIL	EB-IH-02
	Elaborado: VÍCTOR JOSUÉ JUSCAMAITA ARTEAGA	
	Revisado: ING. MIGUEL HUAMÁN AGUILAR	Total de Planos: 02 - 02
Fecha: AGOSTO 2012		

ANEXO N°13 :
**Planos del Perfil Longitudinal de la Línea
de Impulsión**



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN							
MATERIAL DE LA TUBERÍA	DIÁMETRO NOMINAL	LONGITUD HORIZONTAL	LONGITUD REAL	NÚMERO DE VALVULAS DE PURGA	NÚMERO DE VALVULAS DE AIRE	NÚMERO DE CURVAS DE 11.25°	NÚMERO DE CURVAS DE 22.5°
PVC	150 mm	1836.37 m	1945.25 m	3	4	7	5

PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE LINEAS DE AGUA POTABLE

LAS TUBERIAS SE PROBARAN CON AGUA LIMPIA SEGUN LO DISPUESTO POR EL REGLAMENTO VIGENTE DE EJECUCION DE OBRA DE AGUA POTABLE DE SEDAPAL.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LA TUBERIA PROYECTADA SERA DE PVC SEGUN NORMA ISO-4422. LOS ACCESORIOS O UNIONES SERAN DE HIERRO DUCTIL FUNDIDO SEGUN NORMA ISO-2531. LAS UNIONES CON ENCHUFE TENDRAN JUNTA TIPO AUTOMATICA STANDARD.

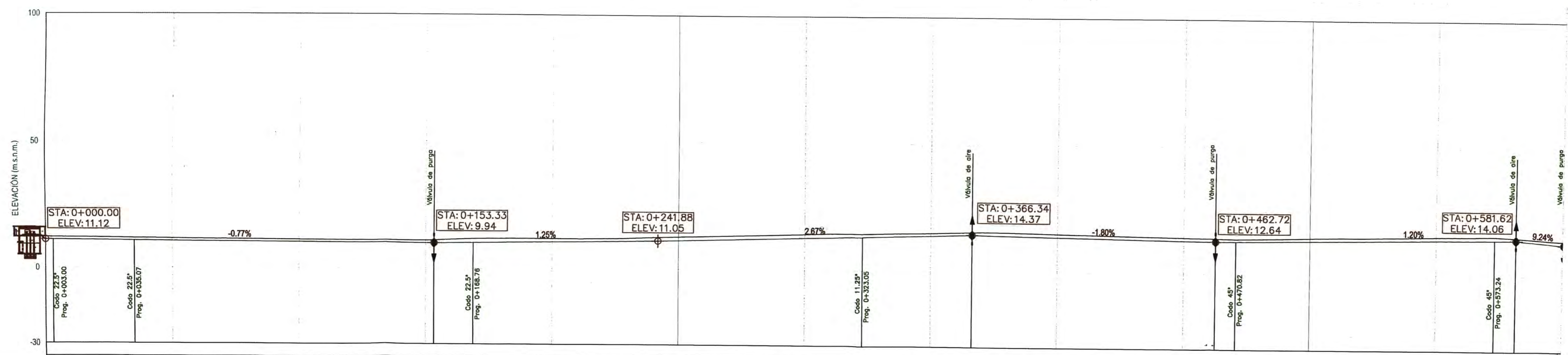
CAMA DE APOYO: EN TERRENOS NORMALES Y SEMIRROCOSOS, SERA ARENA GRUESA O GRAVILLA QUE CUMPLA CON LAS CARACTERISTICAS EXIGIDAS COMO MATERIAL SELECTO A EXCEPCION DE SU GRANULOMETRIA, TENDRA UN ESPESOR NO MENOR DE 0.10 m DESDE LA SUPERFICIE DE LA TUBERIA HASTA EL FONDO DE LA ZANGA EXCAVADA. EN CASO DE TERRENO ROCOSOS, SERA DEL MISMO MATERIAL Y CONDICION DEL INCISO ANTERIOR PERO CON UN ESPESOR NO MENOR DE 0.15m.

COMPACTACION SEGUNDO RELLENO: EL PRIMER RELLENO COMPACTADO QUE CUMPRENDE A PARTIR DE LA CAMA DE APOYO DE LA ESTRUCTURA (TUBERIA) HASTA 0.30M POR ENCIMA DE LA CLAVE DEL TUBO, SERA DE MATERIAL PROPIO SELECCIONADO O MATERIAL DE PRESTAMO EN CASO DE TERRENO ROCOSOS, EL RELLENO SE COLOCARA EN CAPAS DE 0.15m DE ESPESOR TERMINADA, DESDE LA CAMA DE APOYO.

RECUBRIMIENTO: EN ZONAS CARROZABLES LA CLAVE DE LA TUBERIA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 150 mm Y EN ZONAS NO CARROZABLES 1.00 mm MINIMO.

LOS ANCLAJES: LOS ACCESORIOS VALVULAS, REQUIEREN NECESARIAMENTE SER ANCLAJOS CON CONCRETO SIMPLE Y/O ARMANDO DE FC= 140 kg/cm² LOS ANCLAJES DE LOS ACCESORIOS SE USARAN EN TODO CAMBIO DE DIRECCION O TALEN COMO YESOS, CODOS, CRUCES, REDUCCIONES, EN LOS TAPONES DE LOS TERMINALES DE LA LINEA Y EN CURVAS VERTICALES HACIA ARRIBA CUANDO EL RELLENO NO SEA SUFICIENTE, DEBIENDO TENERSE CUIDADO DE QUE LOS EXTRAMOS DE ACCESORIOS QUEDEN DESCUBIERTOS.

PLANTA
ESC: H= 1/1000



SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	EJE LÍNEA DE IMPULSIÓN
	CURVAS MAYORES
	CURVAS MENORES
	QUEBRADAS
	VALVULA DE AIRE
	VÁLVULA DE PURGA
	CISTERNA EXISTENTE
	SENTIDO DE FLUJO
	CISTERNA ENTERRADA Y ESTACIÓN DE BOMBEO

COTA DE TERRENO	12.20	11.72	11.27	11.00	11.80	12.88	14.05	14.99	15.05	14.10	14.28	15.01	13.77
PROGRESIVA	0+000	0+050	0+100	0+150	0+200	0+250	0+300	0+350	0+400	0+450	0+500	0+550	0+600
DISTANCIA		100m		100m		100m		100m		100m		100m	
DISTANCIA ACUMULADA			100m		200m		300m		400m		500m		600m
DIÁMETRO	DN 160 mm												
CLASE DE TUBERÍA	PVC-U/C - 15												
TIPO DE TERRENO	TERRENO NORMAL												

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Trabajo: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVOIRIO PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VEGUETA PROVINCIA DE HUAYRA

Dirección de unidad: VEGUETA - HUAYRA

Software: GOOGLE EARTH

Fecha: Indicado

Facultad: INGENIERÍA CIVIL

Elaborado: VÍCTOR JOSÉ JUSCAMPATA AITEAGA

Correspondiente: ING. MIGUEL HUAMAN AGUILAR

Fecha: AGOSTO 2012

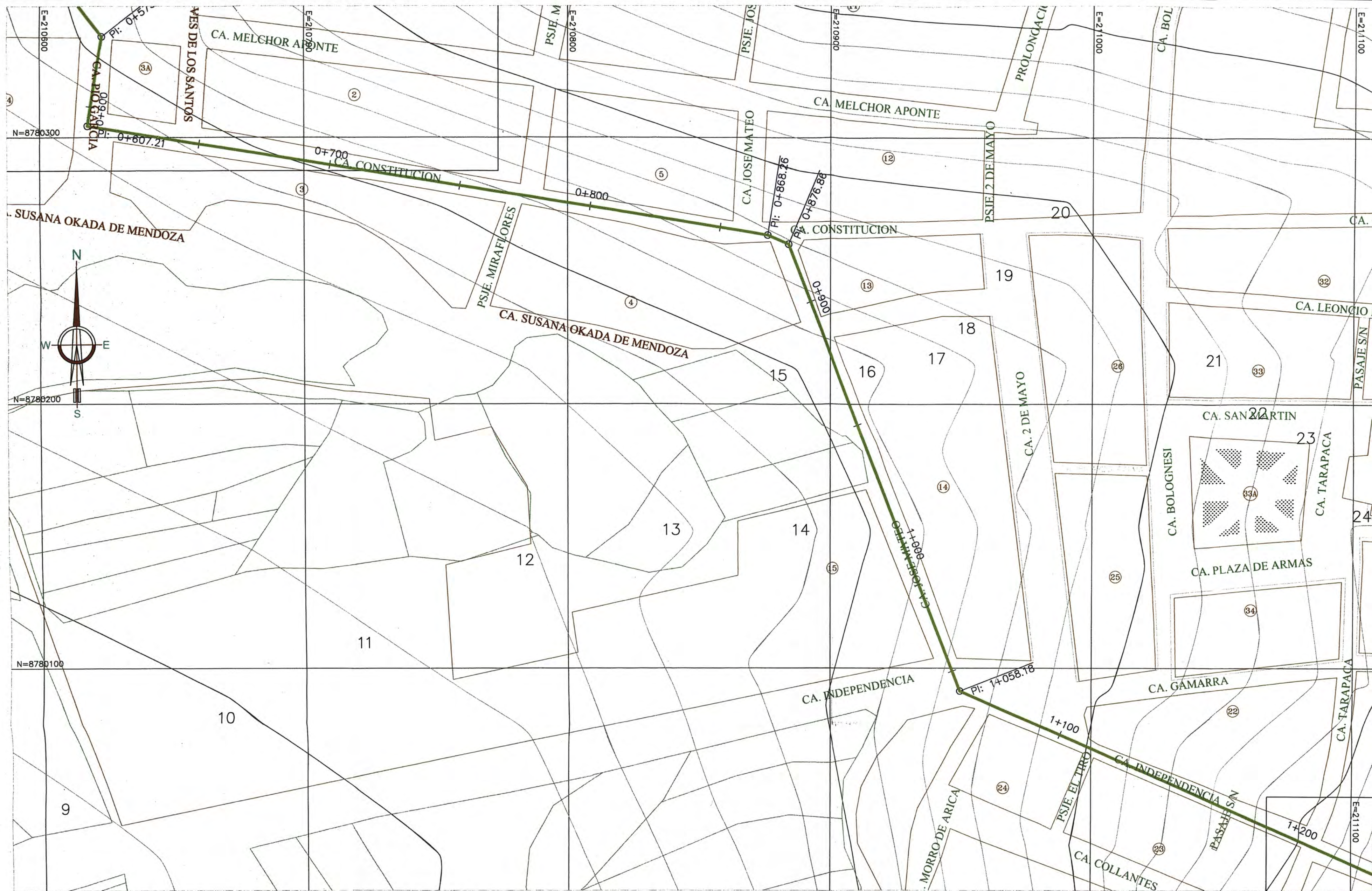
WCS - 84

Comunicación: Universidad Tecnológica del Perú

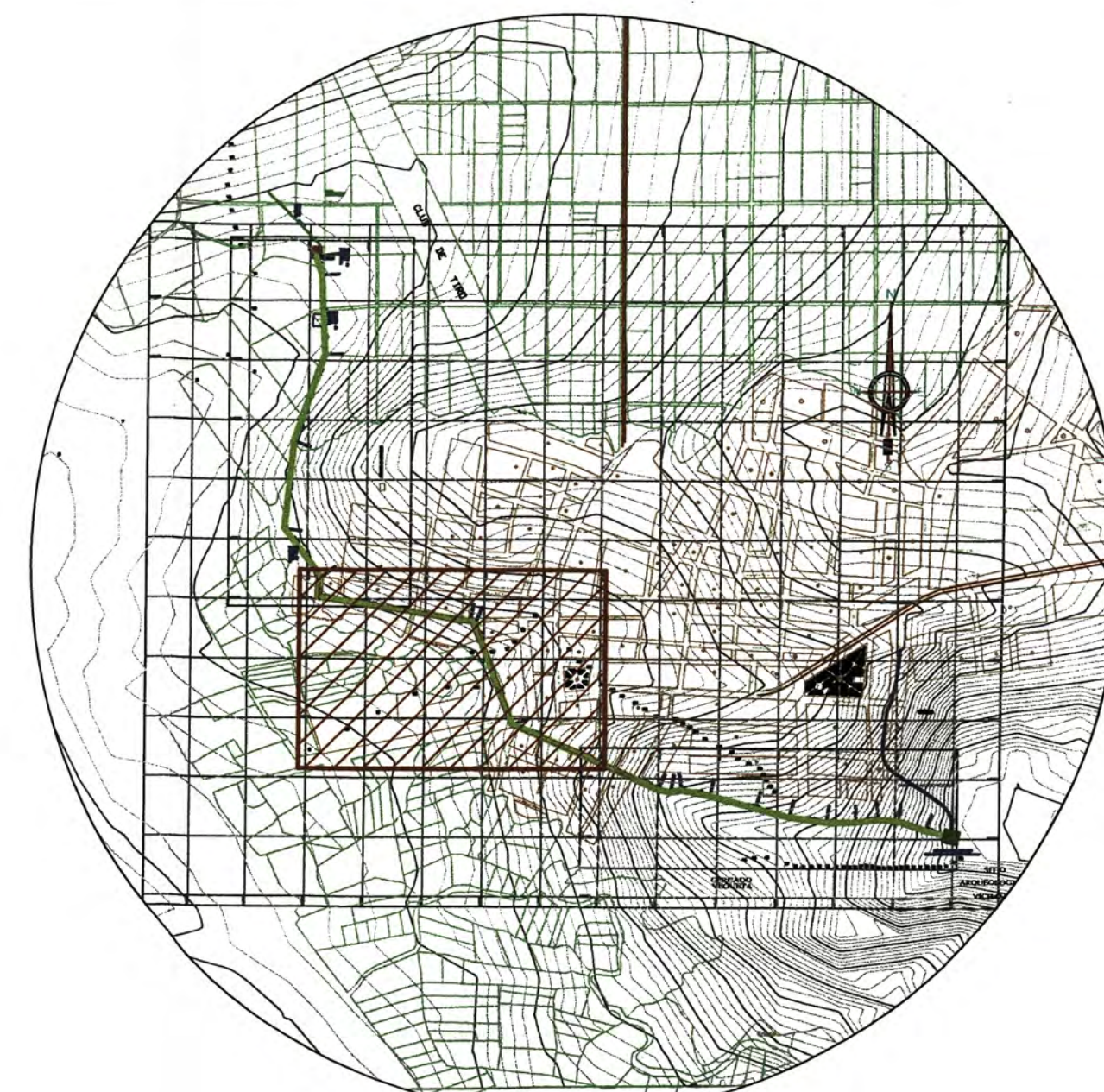
Plan N°: LI-PP-01

Título de Plan: LÍNEA DE IMPULSIÓN PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL

Página: 01 - 03



PLANTA
ESC: H= 1/1000



LOCALIZACIÓN
ESC: H= 1/10000

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA LÍNEA DE IMPULSION									
MATERIAL DE LA TUBERÍA	DIÁMETRO NOMINAL	LONGITUD HORIZONTAL	LONGITUD REAL	NÚMERO DE VALVULAS DE AIRE	NÚMERO DE VALVULAS DE PURGA	NÚMERO DE CURVAS DE 11.25°	NÚMERO DE CURVAS DE 22.5°	NÚMERO DE CURVAS DE 45°	NÚMERO DE CURVAS DE 90°
PVC	160 mm	1836.37 m	1848.25 m	3	4	7	5	4	1

PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE LINEAS DE AGUA POTABLE

LAS TUBERIAS SE PROBARAN CON AGUA LIMPIA SEGUN LO DISPUESTO POR EL REGLAMENTO VIGENTE DE EJECUCION DE OBRA DE AGUA POTABLE DE SEDAPAL.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LA TUBERIA PROYECTADA SERA DE PVC SEGUN NORMA ISO-4422. LOS ACCESORIOS O UNIONES SERAN DE HIERRO DUCTILE FUNDIDO SEGUN NORMA ISO-2531. LAS UNIONES CON ENCHUFE TENDRAN JUNTA TIPO AUTOMATICA STANDARD.

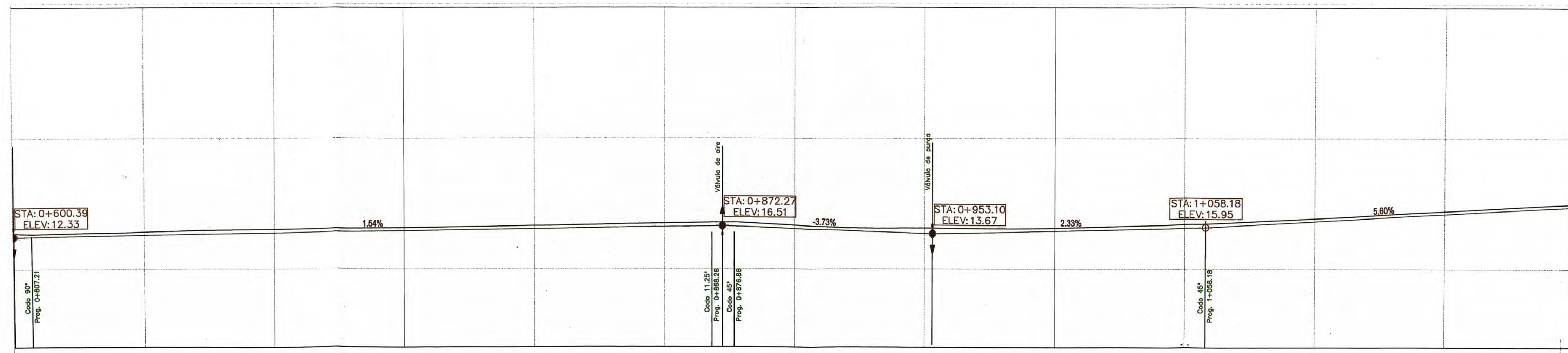
CAMA DE APOYO
EN TERRENIOS NORMALES Y SEMIRIBES, SERA ARENA GRISEA O GRAVILLA QUE CUMPLA CON LAS CARACTERISTICAS EXIGIDAS COMO MATERIAL SELECCIONADO A ESECCION DE SU GRANULOMETRIA; TENDRA UN ESPESOR NO MENOR DE 0.10 m DEBIDAMENTE COMPACTADA O ACCOMODADA EN CASO DE GRAVILLA, MEDIDA DESDE LA PARTE BAJA DEL CUERPO DEL TUBO; SIEMPRE Y CUANDO CUMPLA TAMBIEN CON LA CONDICION DE ESPACIAMIENTO DE 0.05m QUE DEBE EXISTIR ENTRE LA PARED Y EL EXTERIOR DE LA TUBERIA DE LA UNION DEL TUBO Y EL FONDO DE LA ZANGA EXCAVADA.

EN TERRENIOS RIBESOS
SERA DEL MISMO MATERIAL Y CONDICION DEL INCISO ANTERIOR PERO CON UN ESPESOR NO MENOR DE 0.15m

COMPACTACION SEGUNDO RELLENO
EL PRIMER RELLENO COMPACTADO QUE COMPRENDE A PARTIR DE LA CAMA DE APOYO DE LA ESTRUCTURA (TUBERIA) HASTA 0.30m POR ENCIMA DE LA CLAVE DEL TUBO; SERA DE MATERIAL PROPIO RELECCIONADO O MATERIAL DE PRESTAMO EN CASO DE TERRENO RIBOSO, EL RELLENO SE COLOCARA EN CAPAS DE 0.15m DE ESPESOR TERMINADA, DESDE LA CAMA DE APOYO.

RECUBRIMIENTO
EN ZONAS CARROZABLES LA CLAVE DE LA TUBERIA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 150 mm Y EN ZONAS NO CARROZABLES 1.00 mts MINIMO

LOS ANCLAJES
LOS ACCESORIOS VALVULAS, REQUIEREN NECESARIAMENTE SER ANCLADOS CON CONCRETO SIMPLE Y/O ARMADO DE FC= 140 kg/cm² LOS ANCLAJES DE LOS ACCESORIOS SE USARAN EN TODO CAMBIO DE DIRECCION TALLES COMO TEE'S, COCK'S, CRUCES, REDUCCIONES, EN LOS TAPONES DE LOS TERMINALES DE LINEA Y EN CURVAS VERTICALES HACIA ARRIBA CUANDO EL RELLENO NO SEA SUFICIENTE, DEBIENDO TENERSE CUIDADO DE QUE LOS EXTRAMOS DE ACCESORIOS QUEDEN DESCUBIERTOS



COTA DE TERRENO	13.77	14.28	15.19	15.75	16.57	17.49	16.75	15.86	15.69	17.15	19.43	22.21	25.00
PROGRESIVA	0+600	0+650	0+700	0+750	0+800	0+850	0+900	1+000	1+050	1+100	1+150	1+200	
DISTANCIA		100m		100m		100m		100m		100m		100m	
DISTANCIA ACUMULADA	600m		700m		800m		900m		1000m		1100m		1200m
DIÁMETRO	DN 160 mm												
CLASE DE TUBERÍA	PVC-UF C-16												
TIPO DE TERRENO	TERRENO NORMAL												

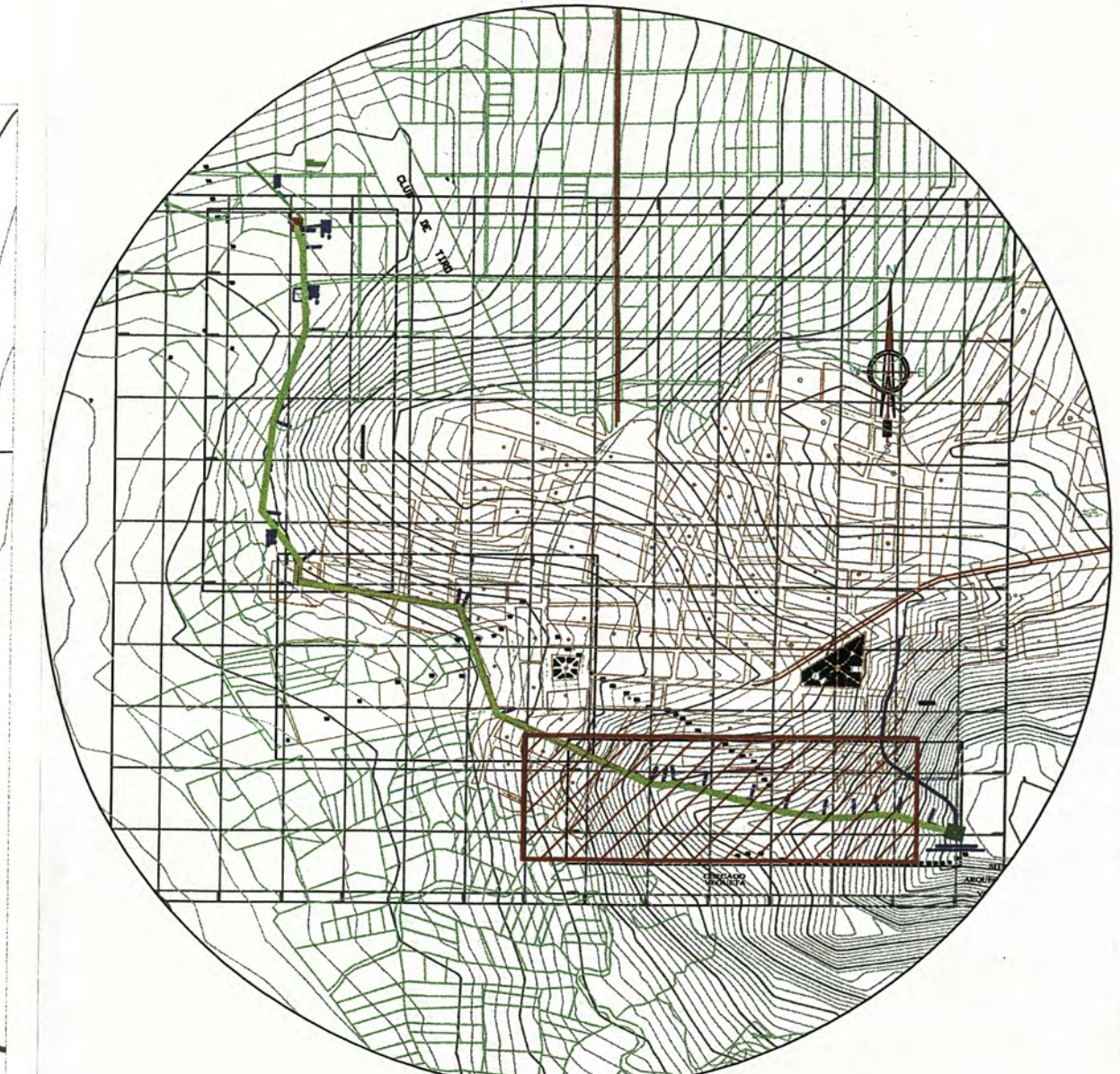
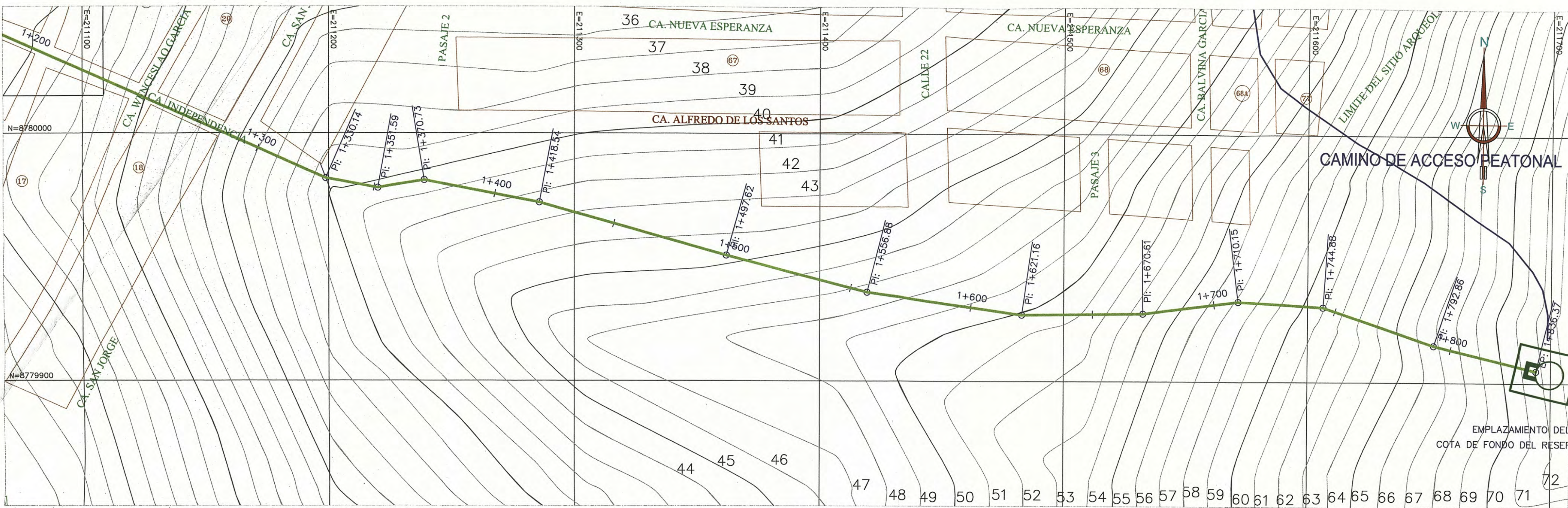
PERFIL LONGITUDINAL
ESC: H= 1/1000
V= 1/1000

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	EJE LÍNEA DE IMPULSION
	CURVAS MAYORES
	CURVAS MENORES
	QUEBRADAS
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE PURGA
	CISTERNA EXISTENTE
	SENTIDO DE FLUJO
	CISTERNA ENTERRADA Y ESTACION DE BOMBEO

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Título: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVOIRIO PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VEGUETA, PROVINCIA DE HUAYLA	Director de ejecución: VEGUETA - HUAYLA WSS-04	Coordinador: Universidad Transversal Mariscal Plan 3°
Plan de: LÍNEA DE IMPULSION PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL	Elaborado: VÍCTOR JOSÉ ARZAMANTA ARTEAGA	Revisado: ING. MIGUEL HUMANA AGUIAR
Fecha: AGOSTO 2012	Fecha: AGOSTO 2012	Plan No.: LI-PP-02



PLANTA
ESC: H= 1/1000

PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE LINEAS DE AGUA POTABLE

LAS TUBERIAS SE PROBARAN CON AGUA LIMPIA SEGUN LO DISPUESTO POR EL REGLAMENTO VIGENTE DE EJECUCION DE OBRA DE AGUA POTABLE DE SEDAPAL.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LA TUBERIA PROYECTADA SERA DE PVC SEGUN NORMA ISO-4422. LOS ACCESORIOS O UNIONES SERAN DE HIERRO DUCTIL FUNDIDO SEGUN NORMA ISO-2531, LAS UNIONES CON ENCHUFE TENDRAN JUNTA TIPO AUTOMATICA STANDARD.

CAMA DE APOYO
EN TERRENO NORMAL Y SEMIROCOSOS, SERA ARENA GRUESA O GRAVILLA QUE CUMPLA CON LAS CARACTERISTICAS EXIGIDAS COMO MATERIAL SIECCTO A EXCEPCION DE SU GRANULOMETRIA, TENDRA UN ESPESOR NO MENOR DE 0.10 m DEBIDAMENTE COMPACTADA O ACCOMODADA EN CASO DE GRAVILLA MEDIDA DESDE LA PARTE BAJA DEL CUERPO DEL TUBO; SIEMPRE Y CUANDO CUMPLA TAMBIEN CON LA CONDICION DE ESPACIAMIENTO DE 0.05m QUE DEBE EXISTIR ENTRE LA PARED Y EL EXTERIOR DE LA UNION DEL TUBO Y EL FONDO DE LA ZANCA EXCAVADA.

EN TERRENO ROCOSOS
SERA DEL MISMO MATERIAL Y CONDICION DEL INCISO ANTERIOR PERO CON UN ESPESOR NO MENOR DE 0.15m.

COMPACTACION SEGUNDO RELLENO
EL PRIMER RELLENO COMPACTADO QUE COMPRENDE A PARTIR DE LA CAMA DE APOYO DE LA ESTRUCTURA (TUBERIA) HASTA 0.30m POR ENCIMA DE LA CLAVE DEL TUBO; SERA DE MATERIAL PROPIO SELECCIONADO O MATERIAL DE PRESTAMO EN CASO DE TERRENO ROCOSO, EL RELLENO SE COLOCARA EN COPAS DE 0.15m DE ESPESOR TERMINADA, DESDE LA CAMA DE APOYO.

RECORRIMIENTO
EN ZONAS CARROZABLES LA CLAVE DE LA TUBERIA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 150 mm Y EN ZONAS NO CARROZABLES 1.00 mts MINIMO.

LOS ANCLAJES
LOS ACCESORIOS VALVULAS, REQUIEREN NECESARIAMENTE SER ANCLADOS CON CONCRETO SIMPLE Y/O ARMADO DE FC= 140 kg/cm2 LOS ANCLAJES DE LOS ACCESORIOS SE USARAN EN TODO CAMBIO DE DIRECCION TALES COMO TEES, CODOS, CRUCES, REDUCCIONES, EN LOS TAPONES DE LOS TERMINALES DE LINEA Y EN CURVAS VERTICALES HACIA ARRIBA CUANDO EL RELLENO NO SEA SUFICIENTE; DEBIENDO TENERSE CUIDADO DE QUE LOS EXTRAMOS DE ACCESORIOS QUEDEN DESCUBIERTOS.

CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA LINEA DE IMPULSION							
MATERIAL DE LA TUBERIA	DIAMETRO NOMINAL	LONGITUD HORIZONTAL	LONGITUD REAL	NÚMERO DE VALVULAS DE AIRE	NÚMERO DE VALVULAS DE PURGA	NÚMERO DE CODOS DE 11.25°	NÚMERO DE CODOS DE 22.5°
PVC	160 mm	1836.37 m	1849.25 m	3	4	7	5



COTA DE TERRENO	25.00	29.98	35.95	40.24	41.67	43.48	44.80	46.88	49.16	51.44	56.21	61.57	67.55	71.70
PROGRESIVA	1+200	1+250	1+300	1+350	1+400	1+450	1+500	1+550	1+600	1+650	1+700	1+750	1+800	1+836
DISTANCIA		100m		100m		100m		100m		100m		100m		36.37m
DISTANCIA ACUMULADA	1200m		1300m		1400m		1500m		1600m		1700m		1800m	1836.37m
DIAMETRO	DN 160 mm													
CLASE DE TUBERIA	PVC-UF C- 15													
TIPO DE TERRENO	TERRENO NORMAL							TERRENO SEMIROCOSO						

PERFIL LONGITUDINAL
ESC: H= 1/1000
V= 1/1000

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	EJE LINEA DE IMPULSION
	CURVAS MAYORES
	CURVAS MENORES
	QUEBRADAS
	VALVULA DE AIRE
	VÁLVULA DE PURGA
	CISTERNA EXISTENTE
	SENTIDO DE FLUJO
	CISTERNA ENTERRADA Y ESTACION DE BOMBEO

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Nombre de estudio: VEGUETA - HUARA
WOS - 04

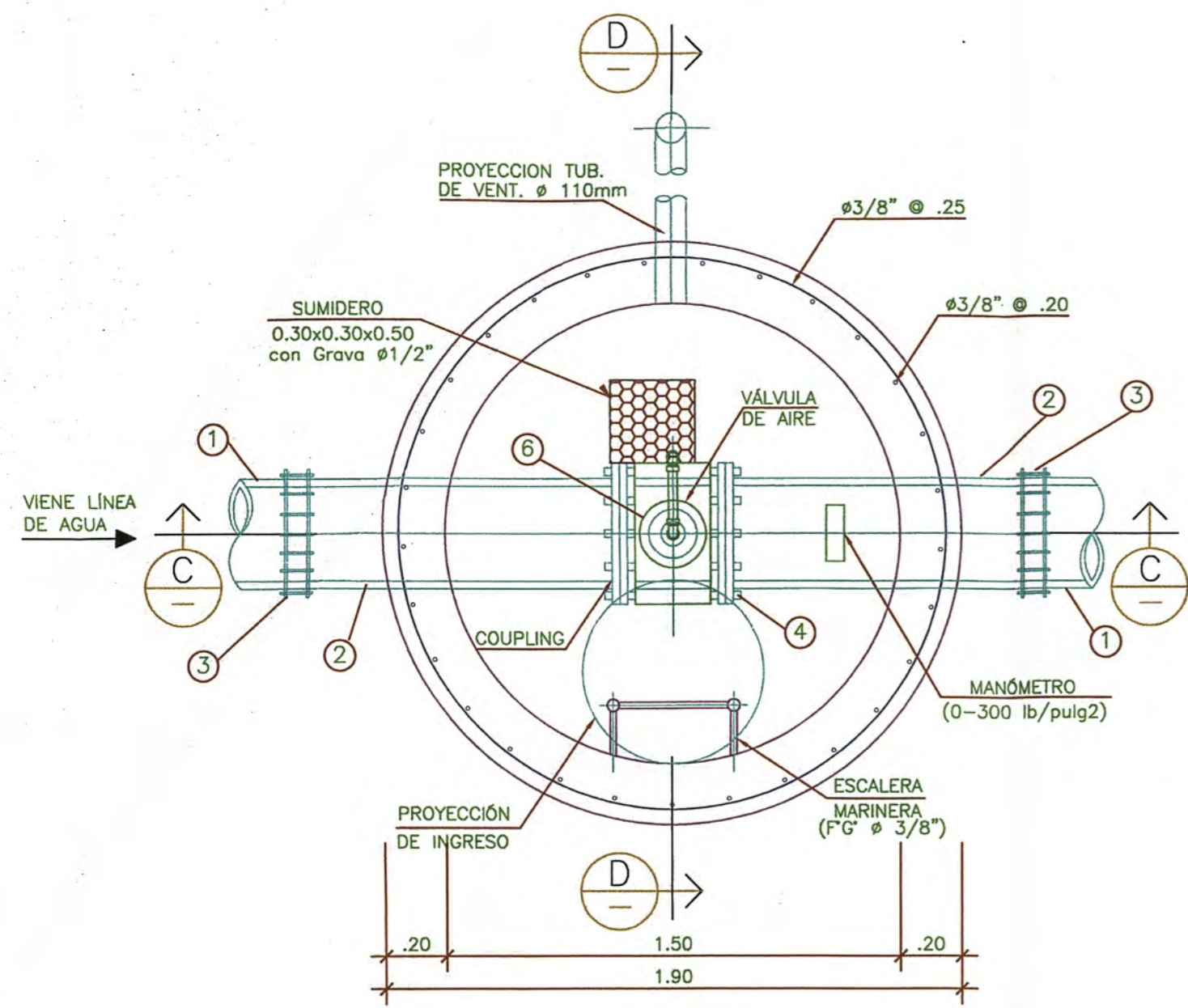
Diserido por: VEGUETA - HUARA
Comandante: Universidad Transversal Microrregión

Paralelo: GOOGLE EARTH
Instituto: ITC

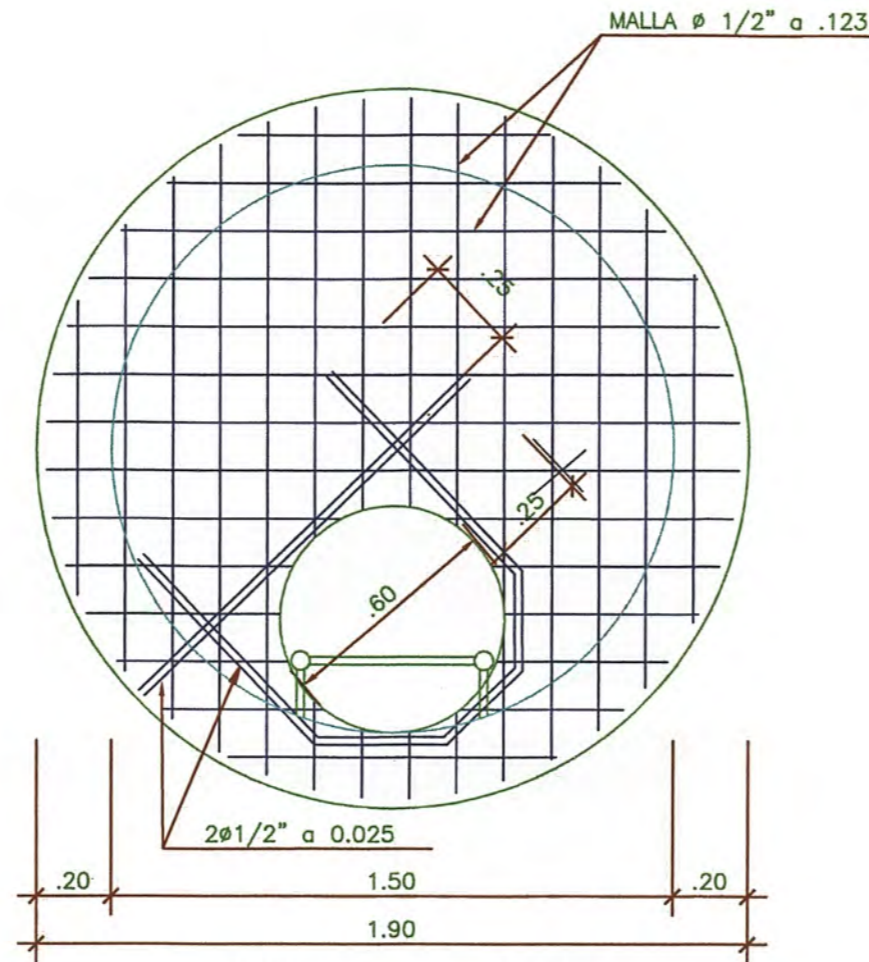
Fecha de: INGENIERIA CIVIL
L.I.-PP-03

Plan de: LINEA DE IMPULSION PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL
Autoridad: VÍCTOR JOSUE JUCAMANTA ARTEAGA
Revisado: ING. MIGUEL HUAMAN AGUILAR
Fecha: AGOSTO 2012
Título de Plan: 03 - 03

ANEXO N°14 :
Planos de Cámaras Típicas de Válvulas



PLANTA
CÁMARA DE VÁLVULA DE AIRE (CIRCULAR)
ESCALA 1/20



PLANTA DE TECHO
VÁLVULA DE AIRE
ESCALA 1/20

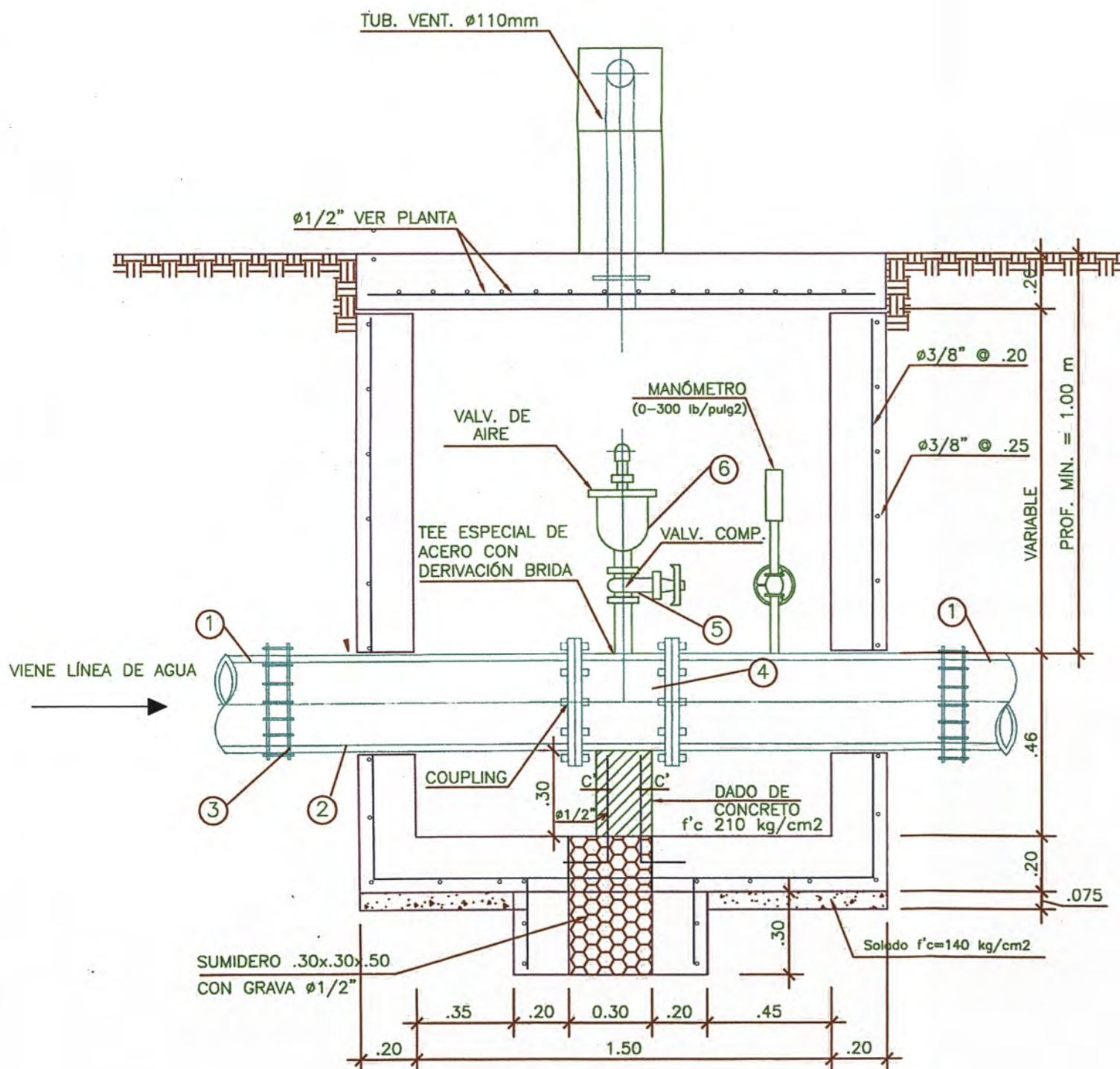
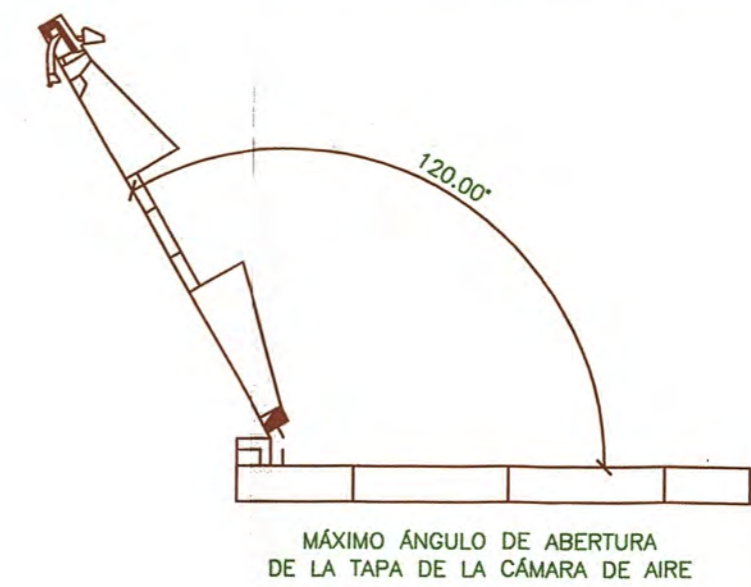
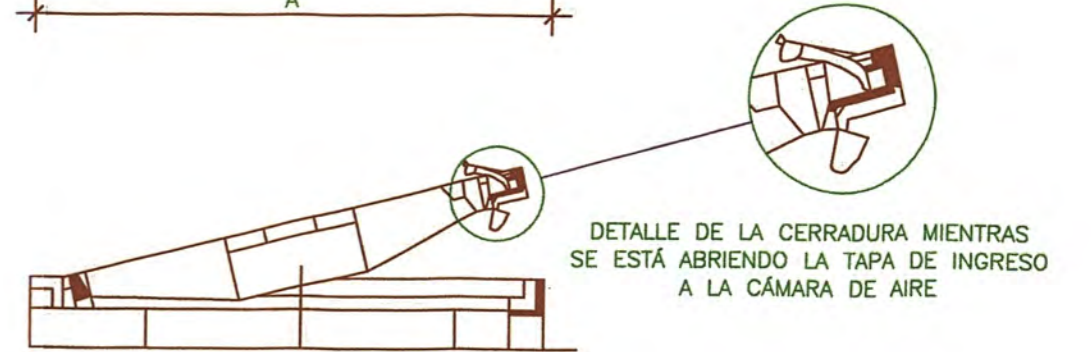
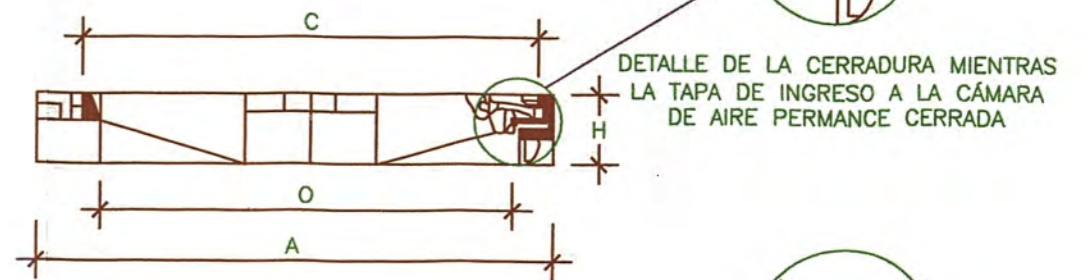
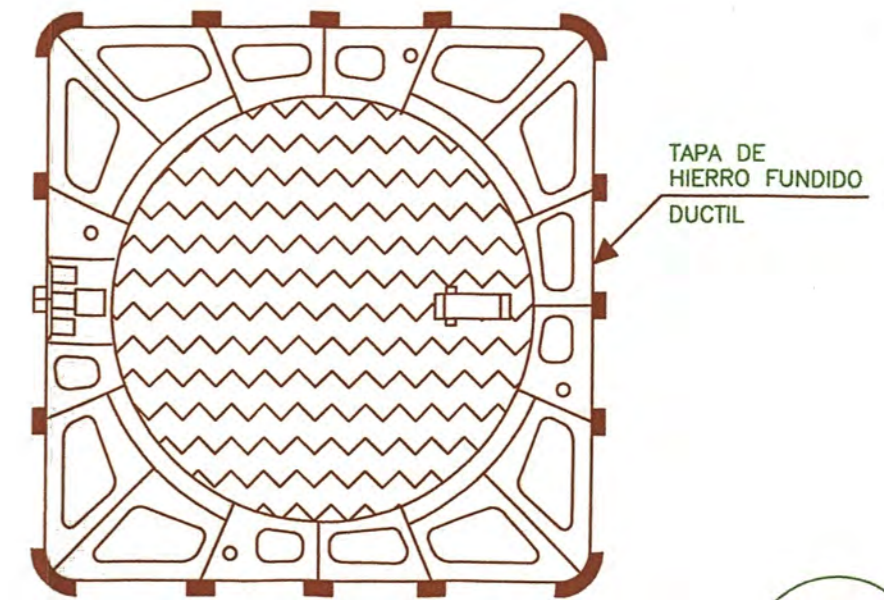
LEYENDA

ESPECIFICACIÓN DE ACCESORIOS	CANT.	DIÁMETRO
1 TUBERÍA DE PVC PN15	1	160 mm
2 TUBERÍA DE HFD PN15	1	110 mm
3 ACOPLÉ AMPLIO RANGO PN15	2	110 mm
4 TEE ESPECIAL DE ACERO CON DERIVACION DE BRIDA PN15	1	160x60 mm
5 VÁLVULA DE COMPUERTA PN15	1	60 mm
6 VÁLVULA DE AIRE PN15	1	60 mm
7 TUBERÍA DE PVC-UF SIMPLE	1	60 mm

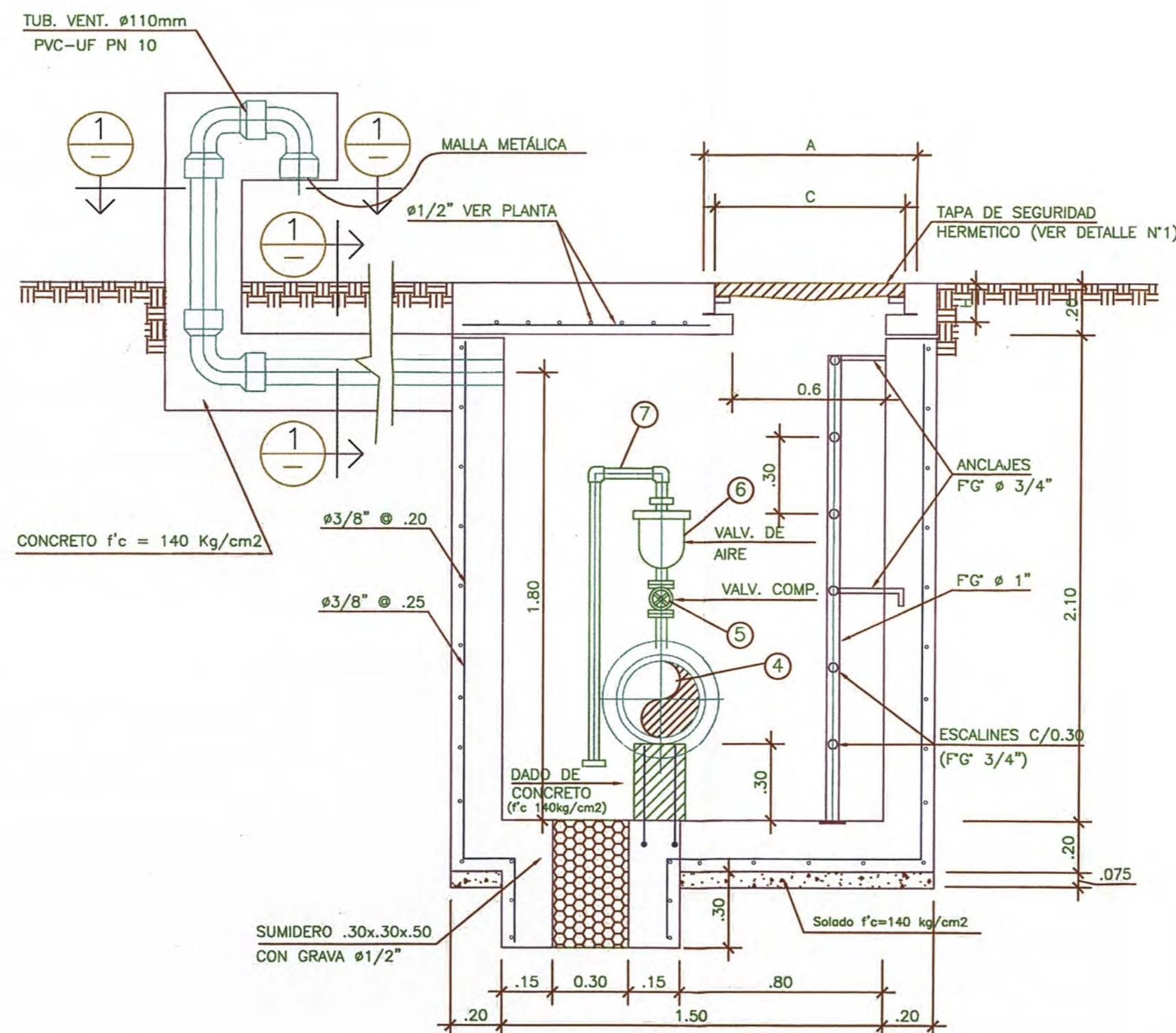
DIMENSIONES DE TAPAS DE BUZÓN

MODELO	DIMENSIONES			
	A mm	ØC mm	ØO mm	H mm
MARCO CIRCULAR BR10 R	Ø850	650	600	150
MARCO CUADRADO BR10 C	□850	650	600	150

DETALLE N°1
TAPA DE SEGURIDAD



CORTE C-C
ESCALA 1/20



CORTE D-D
ESCALA 1/20

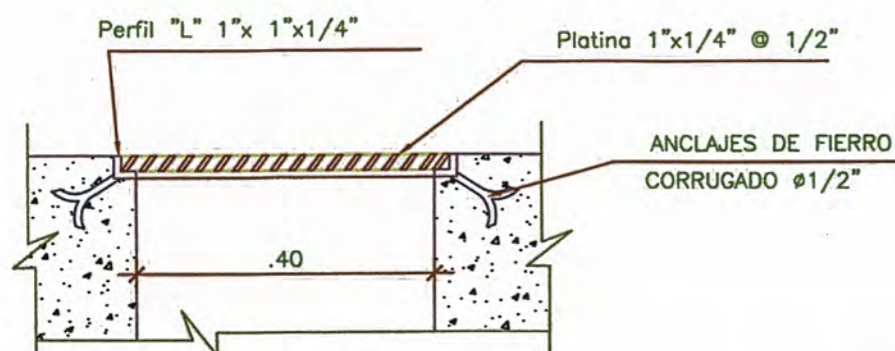
ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO:
CONCRETO f'c = 210 Kg/cm²
ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm²

RECUBRIMIENTOS:
MUROS = 5cm
LOSA DE FONDO = 4cm

REVOQUES Y ENLUCIDOS:
LOS MUROS ACABARAN CON SUPERFICIE PLANA SIN TARRAJEAR.
LAS LOSAS DE FONDO LLEVARÁN ENLUCIDO CON MORTERO C:A=1:2

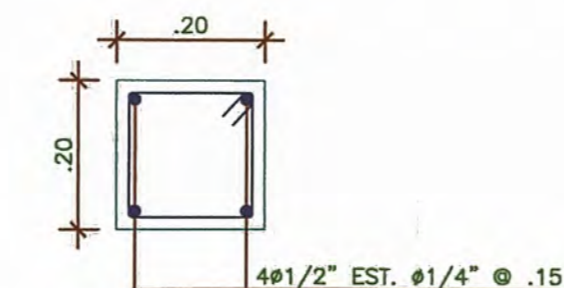
TAPAS DE SEGURIDAD:
- DEBEN TENER CIERRE DE SEGURIDAD Y SISTEMA ANTIRROBO, SIN RIESGO DE BALANCEO, ASI COMO REVESTIMIENTO DE PINTURA HIDROSOLUBLE NEGRA, NO TÓXICA Y NO IMFLAMABLE.
- LA VÁLVULA DE AIRE SERÁ DEL TIPO BRIDA DOBLE ESFERA
- EL MANÓMETRO SERÁ DE DOBLE LECTURA Y RANGO DE 0-300 lb/pulg²



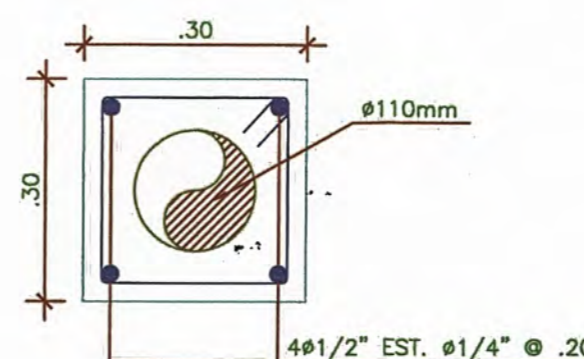
DETALLE N°2:
REJILLA DE SUMIDERO
ESCALA 1/10



DETALLE DE MALLA METÁLICA
ESCALA 1/10

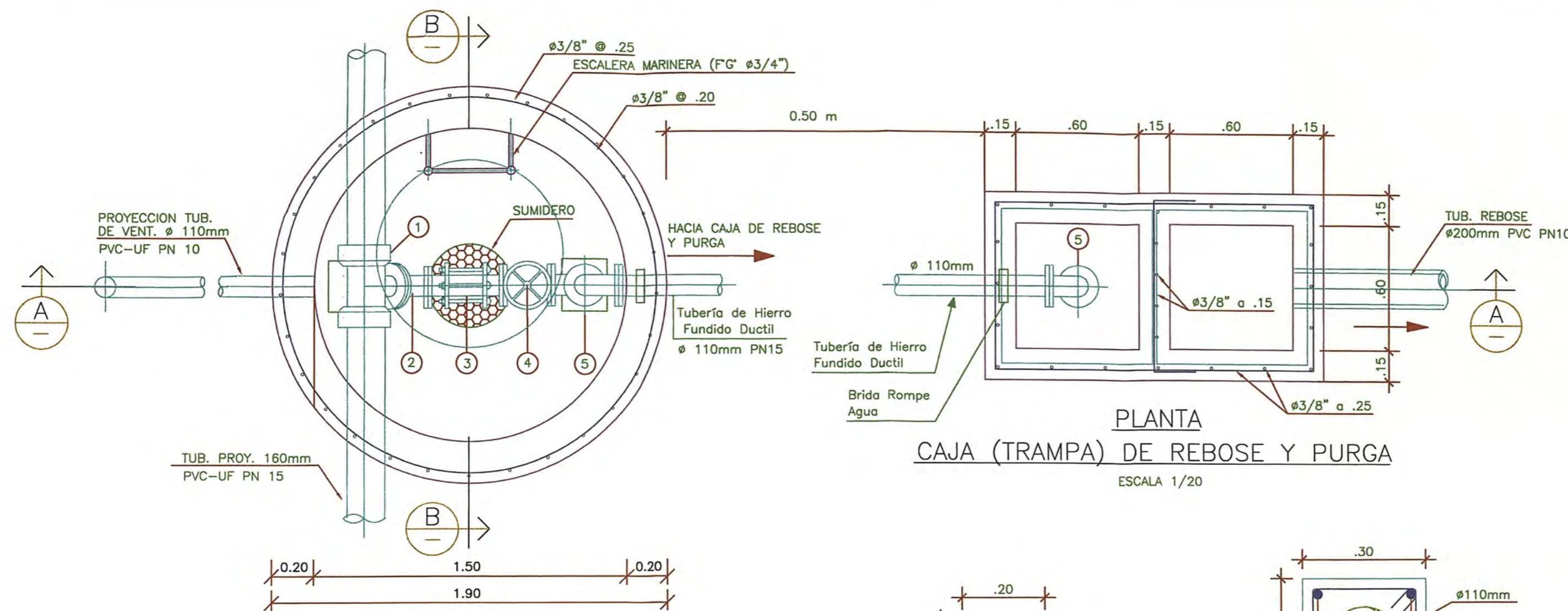


DADO DE CONCRETO
ESCALA 1/10



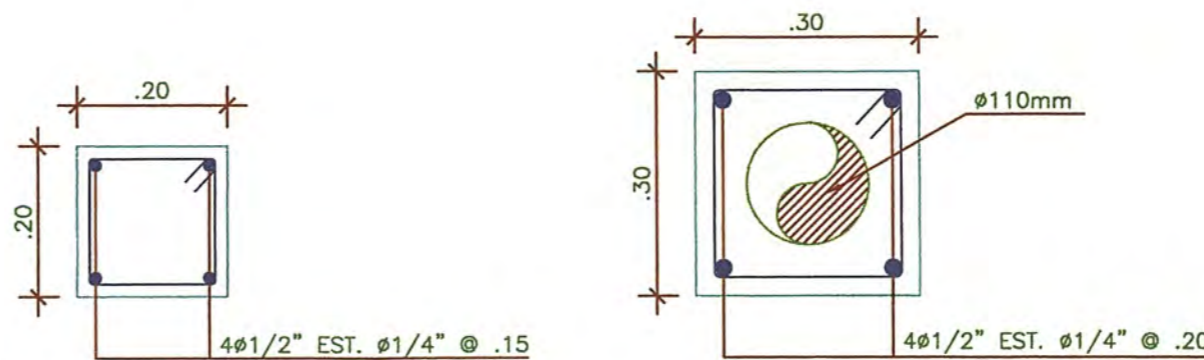
CORTE (1-1)
ESCALA 1/10

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2		
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
Título: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVOIRIO PROYECTADO EN EL DISTRITO DE VEGUETA PROVINCIA DE HUAYRA	Dirección de estudio: VEGUETA - HUAYRA	Sistema de referencia: WGS - 84
Topografía: GOOGLE EARTH	Coordenadas: Universal Transversal Mercator	Plano N°:
Parcela: Indicada	INGENIERÍA CIVIL	LI-VA-01
Elaborado: VÍCTOR JOSUÉ JUSCAMANTA ARTEAGA	Revisado: ING. MIGUEL HUAMAN AGUILAR	Título de Plano:
Fecha: AGOSTO 2012		01-01



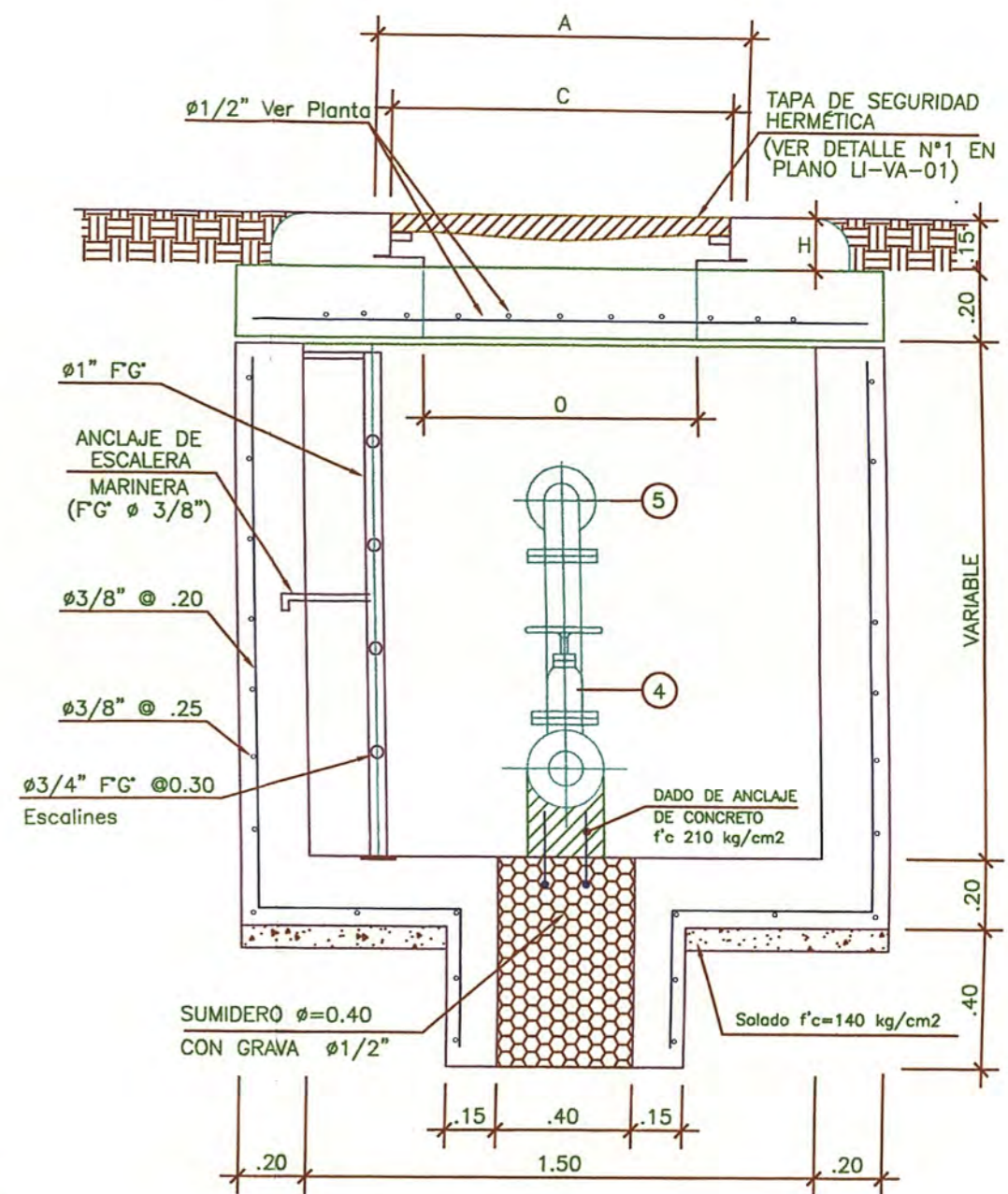
PLANTA
CAMARA DE VÁLVULA DE PURGA (CIRCULAR)
ESCALA 1/20

PLANTA
CAJA (TRAMPA) DE REBOSE Y PURGA
ESCALA 1/20



DADO DE CONCRETO
ESCALA 1/10

CORTE 1-1
ESCALA 1/10



CORTE B-B
ESCALA 1/20

ESPECIFICACIONES GENERALES

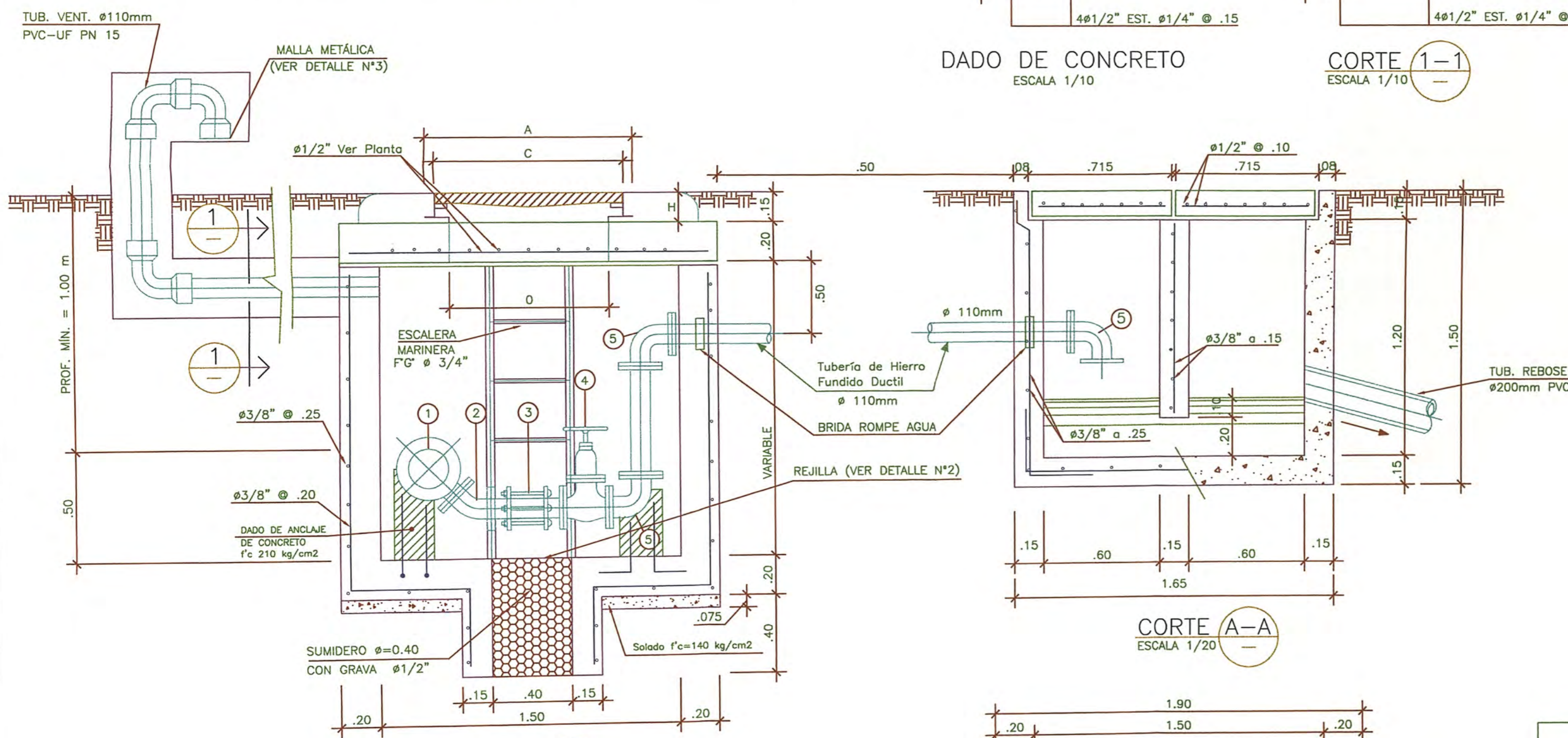
- CONCRETO:**
 CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS:**
 MUROS = 5cm
 LOSA DE FONDO = 4cm
- REVOQUES Y ENLUCIDOS:**
 LOS MUROS ACABARAN CON SUPERFICIE PLANA SIN TARRAJEAR.
 LAS LOSAS DE FONDO LLEVARAN ENLUCIDO CON MORTERO C:A=1:2
- TAPAS DE SEGURIDAD:**
 - DEBEN TENER CIERRE DE SEGURIDAD Y SISTEMA ANTIRROBO, SIN RIESGO DE BALANCEO, ASI COMO REVESTIMIENTO DE PINTURA HIDROSOLUBLE NEGRA, NO TOXICA Y NO INFLAMABLE.
 - LA VÁLVULA DE AIRE SERÁ DEL TIPO BRIDA DOBLE ESFERA
 - EL MANÓMETRO SERA DE DOBLE LECTURA Y RANGO DE 0-300 lb/pulg2

DIMENSIONES DE TAPAS DE BUZON

MODELO	DIMENSIONES			
	A mm	ØC mm	ØO mm	H mm
MARCO CIRCULAR BR10 R	Ø850	650	600	150
MARCO CUADRADO BR10 C	□850	650	600	150

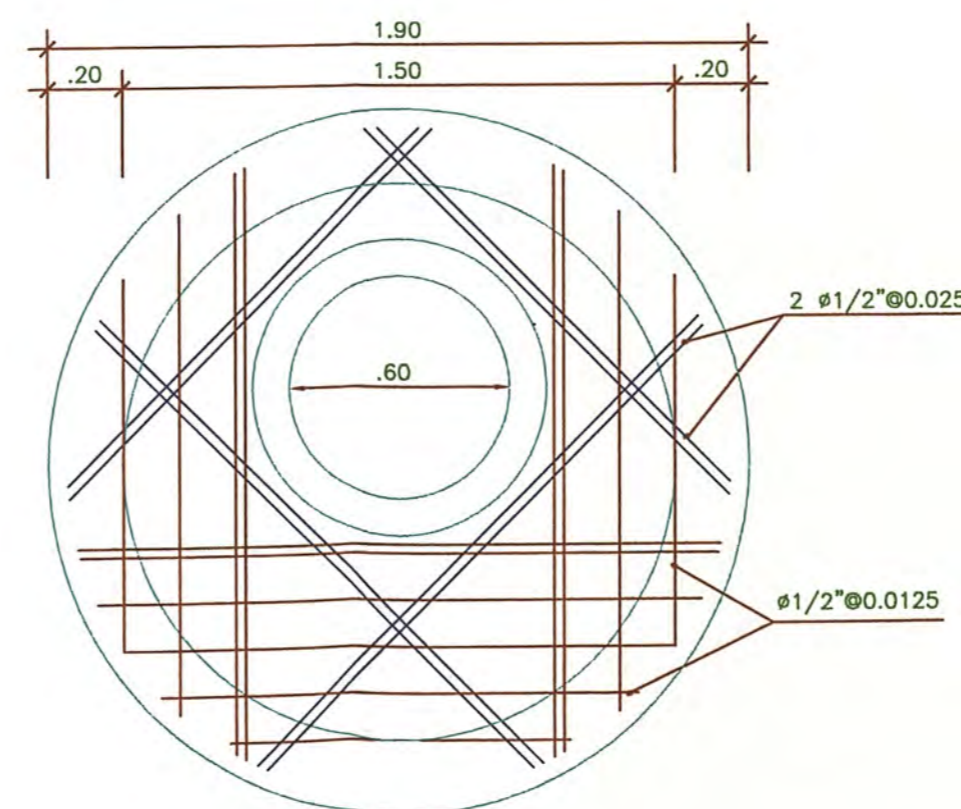
LEYENDA

ESPECIFICACION DE ACCESORIOS	CANT.	DIÁMETRO
1 TEE DE HFD PN15 CON DOS ENCHUFES Y DERIVACION DE BRIDA PN15	1	160x110 mm
2 CODO DE HFD CON 2 BRIDAS PN15	1	110 mm
3 UNION FLEXIBLE PN15	1	110 mm
4 VALVULA DE COMPUERTA DE ASIENTO ELESTOF PN15	1	110 mm
5 CODO DE HFD BRIDADO PN15	3	110 mm

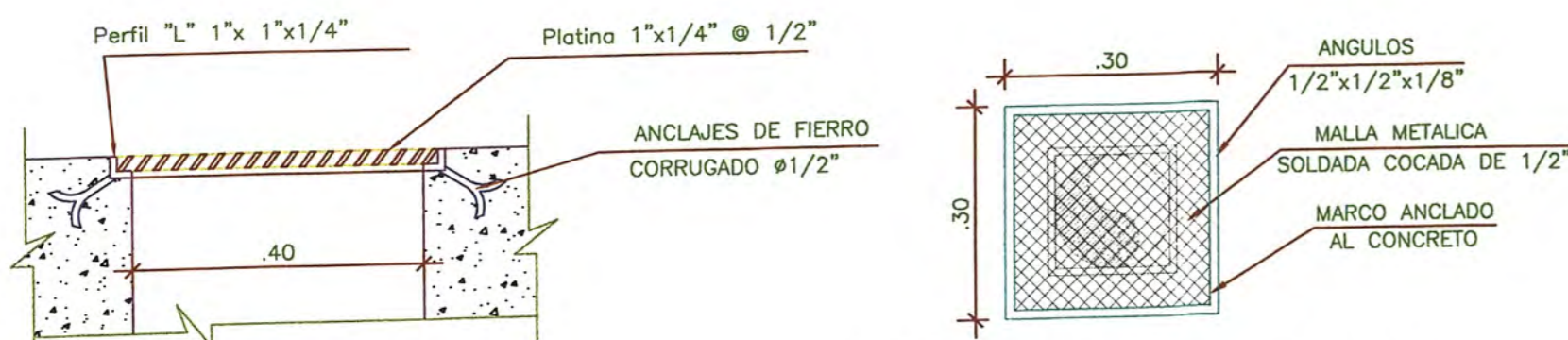


CORTE A-A
ESCALA 1/20

CORTE A-A
ESCALA 1/20



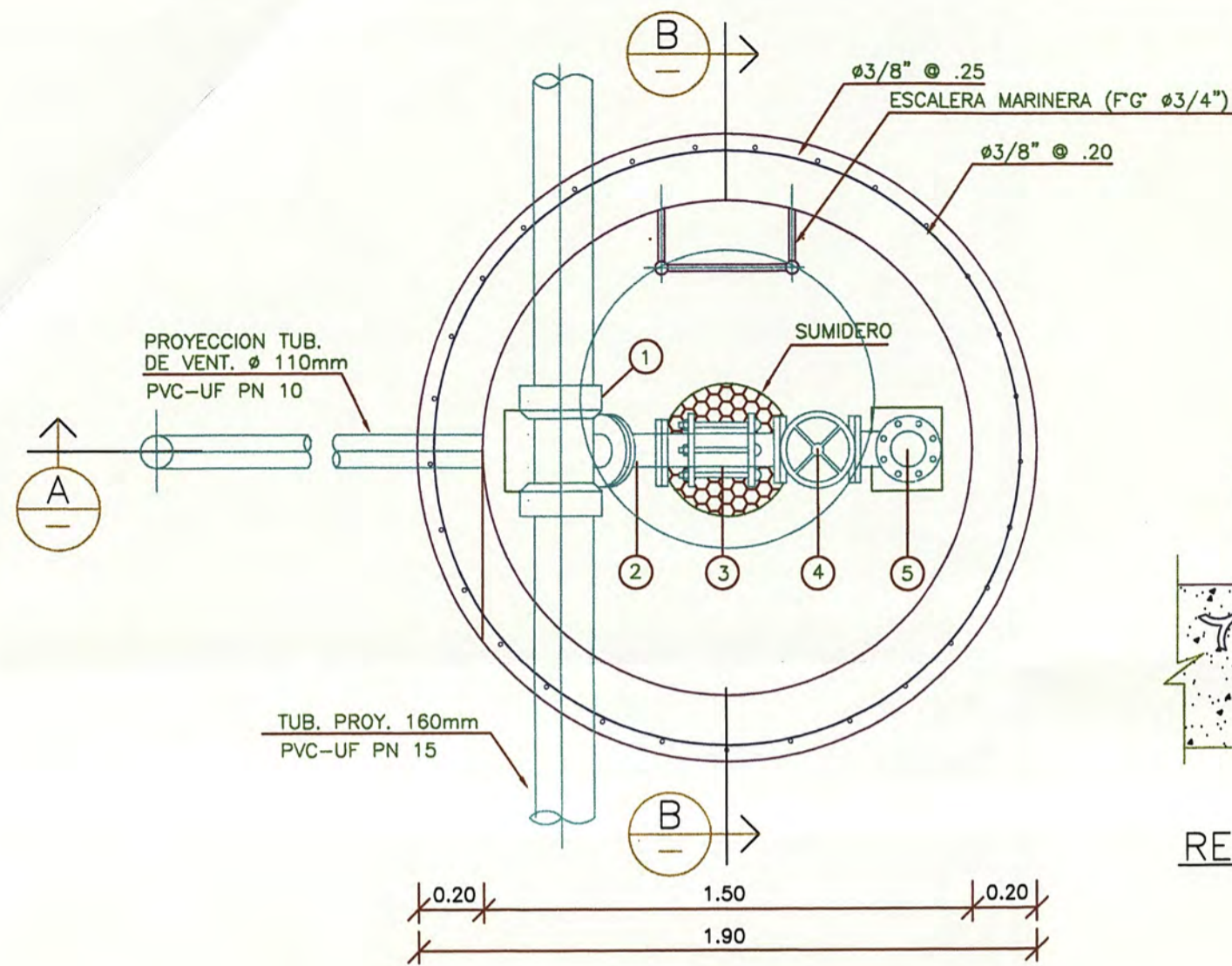
ARMADURA TECHO VALV. DE PURGA
Fº CORRUGADO F'y : 4,200Kg/cm2
ESCALA 1/20



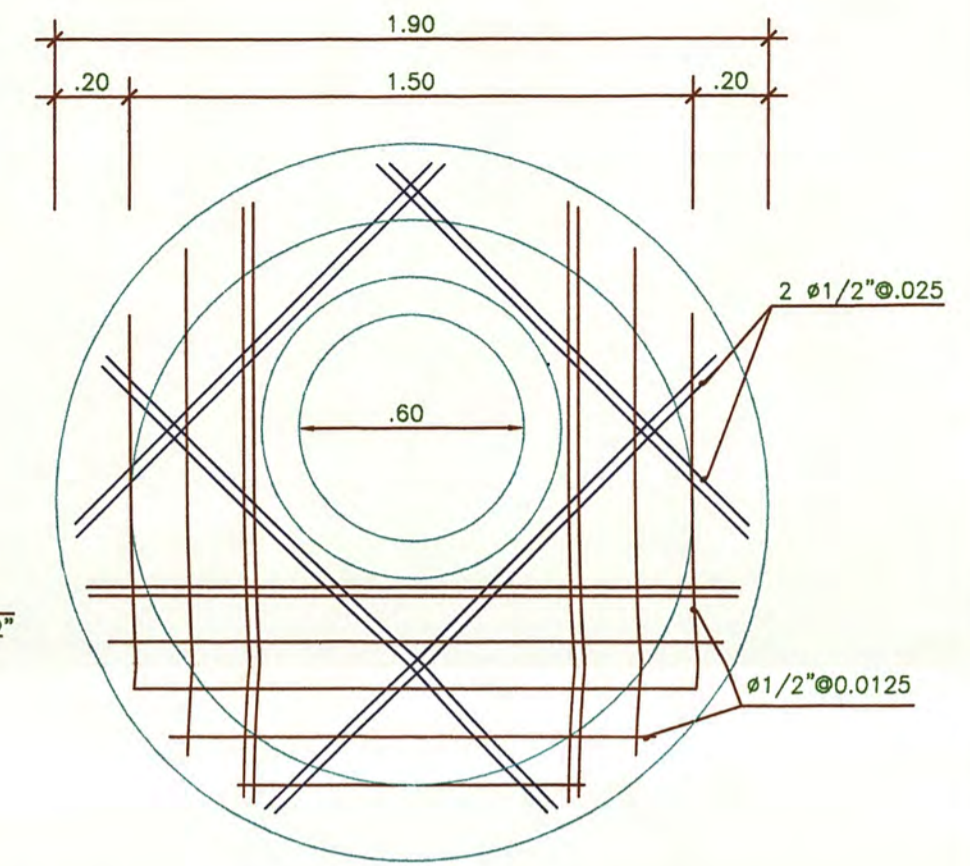
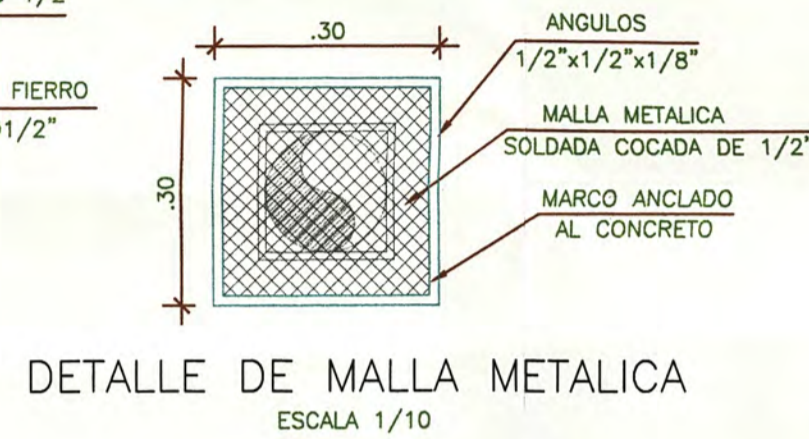
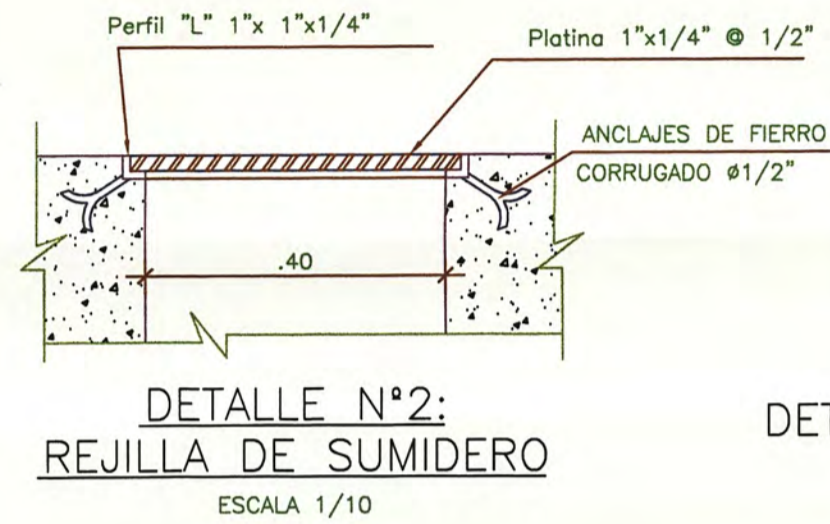
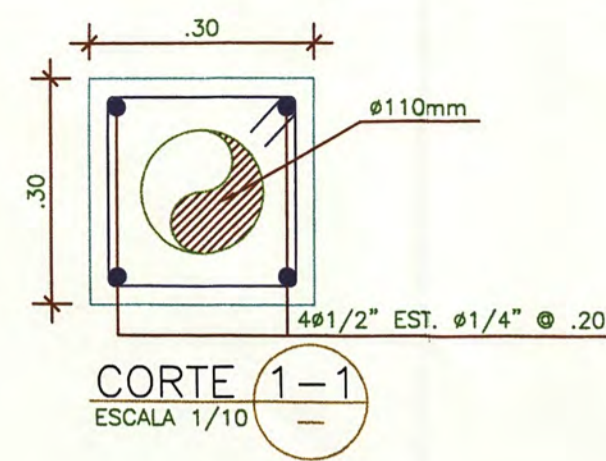
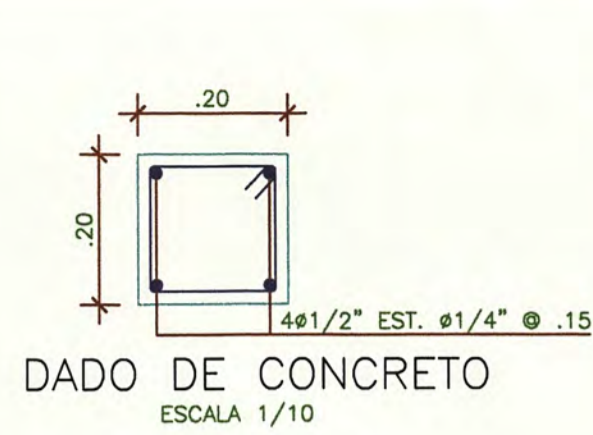
DETALLE N°2:
REJILLA DE SUMIDERO
ESCALA 1/10

DETALLE DE MALLA METALICA
ESCALA 1/10

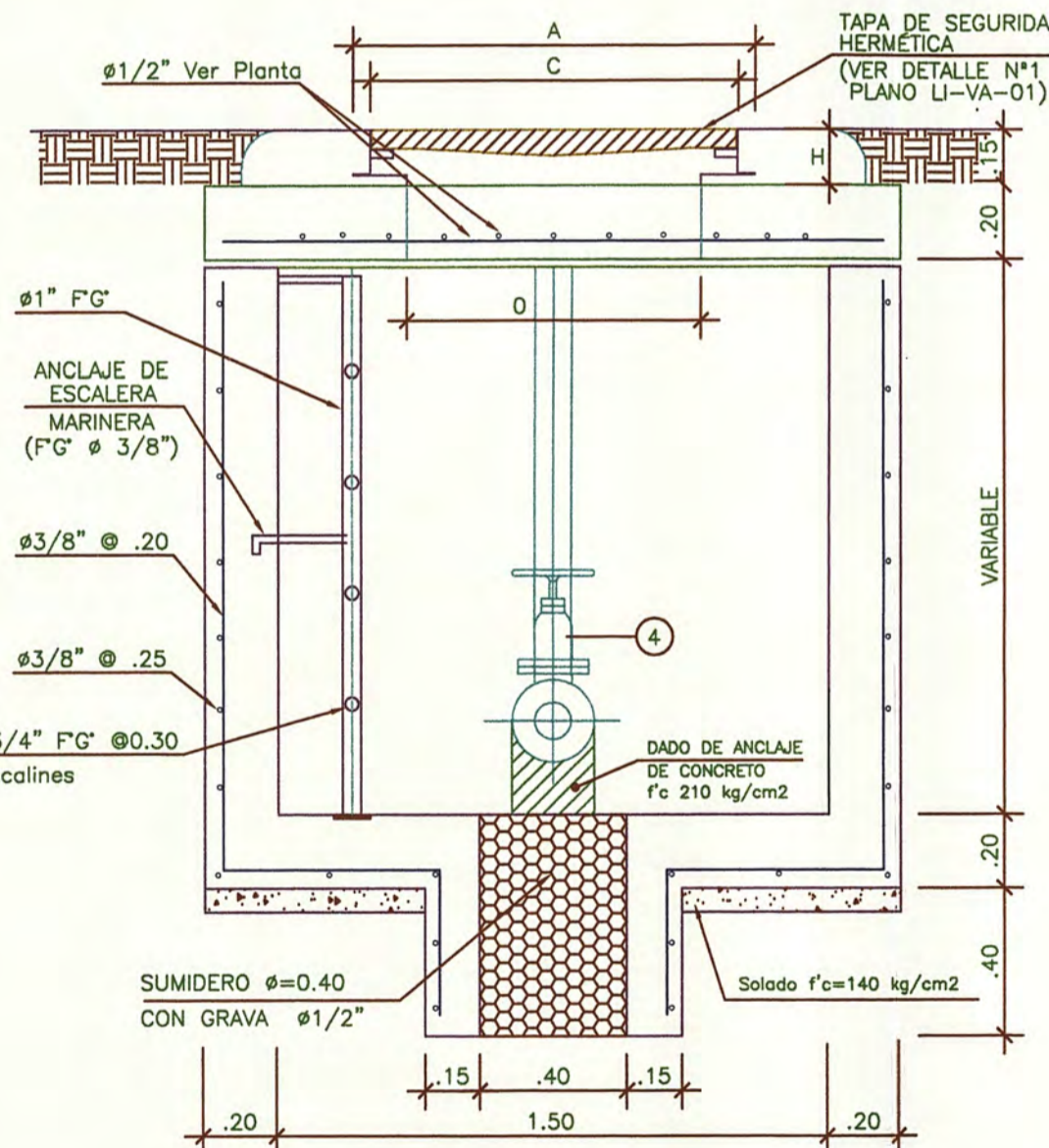
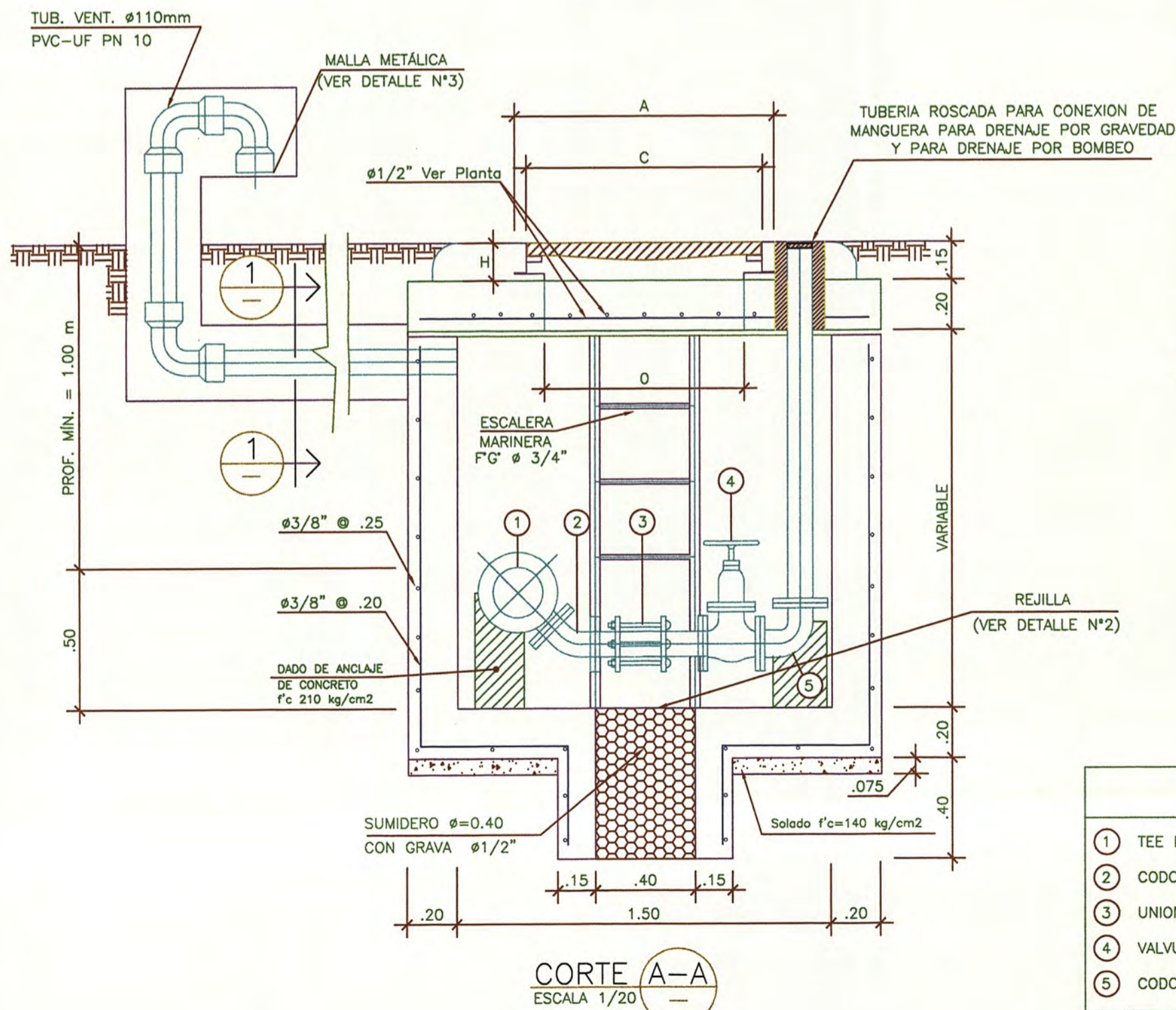
TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2		
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
Título: DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE HACIA EL RESERVORIO PROYECTADO EN DISTRITO DE VEGUETA PROVINCIA DE HUAYRA	Districto de estudio: VEGUETA - HUAYRA Topografía: GOOGLE EARTH Escala: Indicada Facultad: INGENIERÍA CIVIL	Sistema de referencia: WGS - 84 Coordenadas: Universal Transversal Mercator Plano N°: LI-VP-01
Elaborado: VÍCTOR JOSÉ JUSCAMITA ARTEAGA	Revisado: ING. MIGUEL HUAMÁN AGUILAR	Total de Planos: 01-02
Fecha: AGOSTO 2012		



PLANTA
CÁMARA DE VÁLVULA DE PURGA (CIRCULAR)
ESCALA 1/20



ARMADURA TECHO VALV. DE PURGA
F° CORRUGADO F'y : 4,200Kg/cm²
ESCALA 1/20



CORTE B-B
ESCALA 1/20

ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO:
CONCRETO f'c = 210 Kg/cm²
ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm²

RECUBRIMIENTOS:
MUIROS = 5cm
LOSA DE FONDO = 4cm

REVOQUES Y ENLUCIDOS:
LOS MUROS ACABARAN CON SUPERFICIE PLANA SIN TARRAJEAR.
LAS LOSAS DE FONDO LLEVARAN ENLUCIDO CON MORTERO C:A=1:2

TAPAS DE SEGURIDAD:
- DEBEN TENER CIERRE DE SEGURIDAD Y SISTEMA ANTIRROBO, SIN RIESGO DE BALANCEO, ASI COMO REVESTIMIENTO DE PINTURA HIDROSOLUBLE NEGRA, NO TOXICA Y NO INFLAMABLE.
- LA VÁLVULA DE AIRE SERÁ DEL TIPO BRIDA DOBLE ESFERA
- EL MANÓMETRO SERA DE DOBLE LECTURA Y RANGO DE 0-300 lb/pulg²

DIMENSIONES DE TAPAS DE BUZON

MODELO	DIMENSIONES			
	A mm	øC mm	øO mm	H mm
MARCO CIRCULAR BR10 R	ø850	650	600	150
MARCO CUADRADO BR10 C	□850	650	600	150

ESPECIFICACION DE ACCESORIOS		CANT.	DIÁMETRO
①	TEE DE HFD PN15 CON DOS ENCHUFES Y DERIVACION DE BRIDA PN15	1	160x110 mm
②	CODO DE HFD CON 2 BRIDAS PN15	1	110 mm
③	UNION FLEXIBLE PN15	1	110 mm
④	VALVULA DE COMPUERTA DE ASIENTO ELESTOF PN15	1	110 mm
⑤	CODO DE HFD BRIDADO PN15	1	110 mm

TITULACIÓN PROFESIONAL POR ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS 2011-2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Título:	Diseño del sistema de bombeo de agua potable hacia el reservorio proyectado en distrito de Végueta Provincia de Huaura	Districto de estudio:	VÉGUETA - HUAURA	Sistema de referencia:	WGS - 84
Topografía:	GOOGLE EARTH	Escala:	Indicada	Coordenadas:	Universal Transversal Mercator
Facultad:	INGENIERÍA CIVIL	Elaborado:	VÍCTOR JOSUÉ JUSCAMAITA ARTEAGA	Plano N°:	LI-VP-02
Revisado:	ING. MIGUEL HUAMÁN AGUILAR	Fecha:	AGOSTO 2012	Total de Planos:	02 - 02

ANEXO N°15 :
Hoja de cálculo de datos de anclaje

Cuadro N° 35: Hoja de cálculo de datos de anclaje

DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES													
TRAMO: LÍNEA DE IMPULSIÓN DN 160 mm													
Nivel de llegada al reservorio	77.70 m (Dato de cálculo hidráulico)			Factor de seguridad para prueba hidráulica					1.50				
σ_{adm} en terreno normal	2.50 kg/cm ² (Valor asumido)			Diámetro comercial de la tubería D _C					0.1376 m				
σ_{adm} en terreno semirocoso	3.50 kg/cm ² (Valor asumido)			Peso específico del agua γ_a					1,000.00 kg/m ³				

Progresiva	Accesorio	Orientación	Ángulo (°)	Nivel del eje de la tubería enterrada (m)	Carga de prueba hidráulica H _P (m)	Fuerza de Empuje R (kg)	Factor de orientación	Área de contacto A _B (cm ²)	MEDIDAS SELECCIONADAS				
									Área efectiva (cm ²)	L (cm)	W (cm)	T (cm)	F (cm)
0+000.00	Codo	Vertical	45.00	11.12	99.87	1,136.66	1.00	454.66	900.00	30	30	25.0	15.0
0+003.00	Codo	Horizontal	22.50	11.10	99.90	579.64	0.50	463.71	900.00	30	30	26.8	22.0
0+035.07	Codo	Horizontal	22.50	10.85	100.28	581.82	0.50	465.45	900.00	30	30	26.8	22.0
0+168.76	Codo	Horizontal	22.50	10.14	101.34	587.99	0.50	470.40	900.00	30	30	26.8	22.0
0+323.05	Codo	Horizontal	11.25	13.21	96.74	282.00	0.50	225.60	900.00	30	30	26.8	22.0
0+470.82	Codo	Horizontal	45.00	12.73	97.46	1,109.18	0.50	887.34	1,050.00	35	30	26.8	22.0
0+573.24	Codo	Horizontal	45.00	13.94	95.64	1,088.52	0.50	870.82	1,050.00	35	30	26.8	22.0
0+607.21	Codo	Horizontal	90.00	12.43	97.91	2,058.95	0.50	1,647.16	1,974.00	47	42	30.0	25.0
0+868.26	Codo	Horizontal	11.25	16.45	91.88	267.83	0.50	214.26	900.00	30	30	26.8	22.0
0+876.86	Codo	Horizontal	45.00	16.34	92.04	1,047.55	0.50	838.04	1,050.00	35	30	26.8	22.0
1+058.18	Codo	Horizontal	45.00	15.95	92.63	1,054.20	0.50	843.36	1,050.00	35	30	26.8	22.0
1+330.14	Codo	Horizontal	11.25	37.97	59.60	173.73	0.50	138.98	900.00	30	30	26.8	22.0
1+351.59	Codo	Horizontal	22.50	38.70	58.50	339.43	0.50	271.54	900.00	30	30	26.8	22.0
1+370.73	Codo	Horizontal	22.50	39.35	57.53	333.77	0.50	190.73	900.00	30	30	26.8	22.0
1+621.16	Codo	Horizontal	11.25	48.79	43.37	126.41	0.50	72.24	900.00	30	30	26.8	22.0
1+710.15	Codo	Horizontal	11.25	56.16	32.31	94.19	0.50	53.82	900.00	30	30	26.8	22.0
1+744.88	Codo	Horizontal	11.25	59.77	26.90	78.40	0.50	44.80	900.00	30	30	26.8	22.0
1+831.36	Codo	Vertical	11.25	70.07	11.45	33.36	1.00	9.53	900.00	30	30	20.0	15.0

Donde:

$$R = \frac{\pi * D_C^2 * \gamma_a * H_P * \sin(\theta/2)}{2} \quad H_P = 1.5 * H \quad A_B = \frac{R}{\sigma_{adm}} \quad A_{B-efectiva} = L * W > A_B$$

Fuente: Propia

Cuadro N° 36: Dimensiones mínimas de los dados de anclaje

PLANTA	SECCION O VISTA	CODOS A 90°										PLANTA	SECCION O VISTA	CODOS A 45°											
		TEES (Segun ϕ de salida)																							
		ϕ	mm	150	200	250	300	350	400	450	500	600			ϕ	mm	150	200	250	300	350	400	450	500	600
			Pulg	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"	20"	24"				Pulg	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"	20"	24"
		F	cm	30	30	30	30	30	30	40	50	50			F	cm	15	15	15	15	20	20	25	25	40
		L	cm	45	60	75	85	105	125	135	135	175			L	cm	30	40	50	60	70	85	100	115	140
		W	cm	30	40	50	60	70	70	85	100	110			W	cm	30	35	40	45	50	55	65	70	80
		T	cm	25	35	45	55	75	90	95	110	125			T	cm	25	35	40	50	55	65	70	80	90

Fuente: Nociones elementales sobre tuberías y bombas. Universidad de los Andes. Venezuela. 2005