

RESUMEN

El presente trabajo de aplicación profesional, consiste en proponer el diseño de la nueva infraestructura de abastecimiento de agua potable para la localidad de San Juan, Marcona. Se parte de un sistema existente y en funcionamiento con un caudal de 48 l/s compuesto por dos fases: un primer tramo de impulsión mediante bombas y un segundo de impulsión del flujo por gravedad. Debido al crecimiento de la población de San Juan de los últimos años, se ha planteado la necesidad de aumentar el caudal hasta los 100 l/s.

Todas las estructuras que conforman el proyecto han sido diseñadas haciendo uso de las ecuaciones Físicas y Matemáticas ya investigadas de la hidráulica de tuberías, las normas indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y textos especializados indicados en las referencias bibliográficas, asumiéndose para ello parámetros bajo consideraciones prácticas de criterios ingenieriles y de funcionalidad de las estructuras.

En el capítulo II (Marco Teórico), se resume los conceptos teóricos y principios fundamentales, así como las ecuaciones que rigen los sistemas de abastecimiento de agua potable. Se detalla los antecedentes para el desarrollo del presente trabajo, mediante la ecuación fundamental de flujo en tuberías como es la ecuación de Bernoulli, la ecuación de Darcy Weisbach, así como los criterios de diseño teóricos y prácticos que rigen el dimensionamiento de tuberías.

Seguidamente se detalla la estructura del sistema del proyecto con todos los elementos que lo conformar. En el capítulo IV se plantean los diseños teóricos de las estructuras conformantes (tanque, cámara rompe presión, bombas y tuberías). Y esto se contrasta mediante un programa de cálculo, tomándose la decisión final.

Por último, se hacen las evaluaciones monetarias y medio ambientales que acarrearía la puesta en marcha de las soluciones adoptadas.

SUMARIO

Índice general

RESUMEN.....	1
SUMARIO	3
GLOSARIO	8
PREFACIO	9
NÚCLEO DE LA MEMORIA.....	10
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	10
I.1. GENERALIDADES	10
I.2. LA EMPRESA.....	10
I.2.1. Actividad y propósitos	10
I.2.2. Ubicación	10
I.2.3. Condiciones ambientales de la zona	11
I.2.4. Normas y reglamentos	11
I.3. SITUACION ACTUAL	12
I.3.1. El acuífero de Jahuay	13
I.3.2. Bombeo desde los pozos de Jahuay.....	13
I.3.3. Línea de impulsión	17
I.3.4. Llegada a tanques de San Juan.....	18
I.4. OJETIVOS DEL PROYECTO	19
I.4.1 Objetivo general y alcances	19
I.4.2. Objetivos específicos	19
I.5. PROGRAMA DE CÁLCULO	20
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	21
II.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL FLUJO	21
II.1.1. Conceptos generales	21

II.1.2. Características de corrientes en conducciones cerradas	21
II.1.3. Propiedades físicas del fluido: el agua	26
II.2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA	29
II.2.1. Ecuación de la continuidad.....	29
II.2.2. Ecuación de la energía. Teorema de Bernouilli	30
II.2.3. Línea de gradiente hidráulico: LGH	32
II.2.4. Pérdidas de carga	33
II.2.5. Altura manométrica de una bomba.....	38
II.2.6. Potencia de una bomba.....	40
II.3. CRITERIOS DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	41
II.3.1. Período de diseños	41
II.3.2. Estudio de la demanda de agua	42
II.3.3. Rango de velocidades permisibles	44
II.3.4. Presiones máximas y mínimas.....	44
II.3.5. Fenómenos	45
CAPÍTULO III. ESTRUCTURA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	47
III.1. SISTEMA DE CAPTACIÓN	47
III.1.1. Tipos de sistemas según la fuente	47
III.1.2. Capacidades de los pozos	48
III.2. LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	49
III.2.1. Las tuberías	49
III.2.2. Estructuras complementarias	51
III.3. EL RESERVORIO	53
CAPÍTULO IV. DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA.....	54
IV.1. DISEÑO HIDRÁULICO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO INTERMEDIO .	54
IV.1.1. Capacidad del tanque	54
IV.1.2. Ubicación del tanque	56

IV.1.3. Tipo y forma del tanque	57
IV.1.4. Dimensionamiento hidráulico del tanque.....	57
IV.1.5. Dimensiones definitivas del tanque.....	58
IV.1.6. Elementos necesarios para el montaje	59
IV.1.6. Elección final tanque.....	61
IV.2. DISEÑO DE LAS CÁMARAS ROMPE PRESIÓN.....	61
IV.2.1. Carga de agua (H)	61
IV.2.2. Dimensionamiento de las cámaras rompe presión.....	62
IV.2.3. Ubicación de las cámaras rompe presión	64
IV.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS BOMBAS	64
IV.3.1. Sistema de captación en Jahuay	65
IV.3.2. Sistema de bombeo de la zona del tanque intermedio.....	68
IV.3.3. Selección de bombas sumergibles y centrífugas	69
IV.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	70
IV.4.1. Determinación de los puntos de la línea de conducción.....	70
IV.4.2. Determinación de los tramos de estudio de la línea de conducción	71
IV.4.3. Diámetro óptimo económico	72
IV.4.4. Diseño y modelización de las tuberías.....	74
CAPÍTULO V. PRESUPUESTO	82
V.1. COSTES DEL PROYECTO.....	82
V.2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	82
V.3. ESTUDIO DE LOS COSTES DIARIOS DE EXPLOTACIÓN	83
CAPÍTULO VI. IMPACTO AMBIENTAL.....	84
VI.1. TUBERÍAS DE HDPE	84
VI.1.1. Emisiones y residuos.....	84
VI.1.2. Reducción de pérdidas	85
VI.2. SELECCIÓN DE EQUIPOS DE BOMBEO NUEVOS	85

VI.2.1.Sistema más eficiente	85
VI.2.2. Reducción de emisiones en el transporte	85
CONCLUSIONES	87
BIBLIOGRAFÍA	89

Índice de figuras

Figura II.1. Perfil de velocidades	22
Figura II.2. Distribución instantánea de la velocidad para regímenes laminar y turbulento	24
Figura II.3. Transición del flujo de laminar a turbulento	25
Figura II.4. Dirección de la presión ejercida por un fluido contenido en una tubería circular	27
Figura II.5. Tubería con secciones transversales de sección diferente	30
Figura II.6. Presión ejercida por la columna de líquido y la cota piezométrica	32
Figura II.7. Esquema del balance energético	33
Figura II.8. Equilibrio de fuerzas en una tubería	35
Figura II.9. Diagrama de Moody (Fuente: Wikipedia)	37
Figura II.10. Esquema de la altura manométrica	39
Figura III.1. Esquema de colocación de la válvula de purga (vista de alzado)	51
Figura III.2. Esquema cámaras rompe presión tipos 6 y 7	52
Figura III.3. Esquema de un calderín.....	53
Figura IV.1. Tubería de ventilación en forma de “U”	60
Figura IV.2. Punto de diámetro óptimo	73
Figura IV.3. Válvula de aire de triple efecto de la marca ARI.....	76
Figura IV.4. Válvula de purga de la marca ARI ARMATUREN	77
Figura IV.5. Válvula flotador o de boya de la marca PROINVAL	79

Índice de tablas

Tabla I.1. Características sistema de bombeo actual	14
Tabla I.2. Bomba en pozo 3	15

Tabla I.3. Bomba en pozo 4	15
Tabla I.4. Bomba en pozo 5	15
Tabla I.5. Bomba en pozo 7	16
Tabla I.6. Distribución actual de tuberías	18
Tabla I.7. Tuberías a sustituir según SHP	19
Tabla I.8. Ubicación cámaras rompe-presión	19
Tabla II.1. Períodos de diseño según el tipo de componente	42
Tabla II.2. Rango de velocidades permisibles de diseño en el sistema	44
Tabla II.3. Presión nominal según clase de tuberías HDPE PE4710	45
Tabla III.1. Capacidades	48
Tabla IV.1. Dimensiones del tanque intermedio	59
Tabla IV.2. Ubicación de las cámaras rompe presión.....	64
Tabla IV.3. Caudales del nuevo sistema	65
Tabla IV.4. Caudales y cotas de las bombas	67
Tabla IV.5. Propiedades físicas del agua	68
Tabla IV.6. Punto de trabajo de las bombas de los pozos en las condiciones de tanque intermedio	68
Tabla IV.7. Punto de trabajo de las bombas de tanque intermedio.....	69
Tabla IV.8. Modelos seleccionados de cada bomba.....	70
Tabla IV.9. Puntos representativos del sistema.....	71
Tabla IV.10. Tuberías a estudiar	72
Tabla IV.11. Tuberías a determinar actualizadas	72
Tabla IV.12. Diámetro óptimo de tuberías según cálculo económico	74
Tabla IV.13. Tramos finales de la conducción Jahuay – San Juan.....	75
Tabla IV.14. Ubicación final de las válvulas de venteo	77
Tabla IV.15. Ubicación de las válvulas de purga	78
Tabla IV.16. Ubicación de las válvulas de corte	79
Tabla IV.17. Ubicación de los calderines a lo largo de la línea de impulsión	81
Tabla IV.18. Calderines seleccionados de la marca IBAIONDO.....	82

GLOSARIO

Napa: (del francés *nappe* = mantel) hace referencia a la capa de agua que se encuentra tanto en la superficie de la tierra, como de forma subterránea.

Cuenca húmeda: una cuenca hidrográfica es un sistema físico que presenta variables de entrada y de salida de agua. Un ejemplo de aportación de agua son las lluvias, y un ejemplo de pérdida, todos los elementos que provocan que existan filtraciones de agua a otro medio. Se considera cuenca húmeda cuando, en una porción de terreno, la precipitación es mayor que la infiltración del suelo.

PREFACIO

Origen del proyecto

GECSA, la empresa de la cual la alumna ha formado parte en un período comprendido entre septiembre de 2013 a julio de 2014, ganó, a mediados del año 2013, la licitación para el proyecto presentado por la empresa minera Shougang Perú, S.A.A., sobre la modificación del actual sistema de bombeo de agua dulce desde los pozos del acuífero de Jahuay hasta los tanques de almacenamiento del campamento de San Juan.

Después de que varios de sus ingenieros procedieran “in situ” a la toma de datos y a la contrastación de la información recibida desde la empresa SHP, la ingeniería GECSA procedió a la contratación de una alumna de ingeniería de la especialización de Fluidotécnica para que procediera con la reconstrucción de la situación actual y el planteamiento de mejora.

Esta reconstrucción se ha hecho a partir de más de 50 documentos enviados desde la empresa SHP (entre ellos diferentes versiones de planos de ubicaciones y líneas de trazado, fotografías de los estados actuales del sistema, estudios topográficos, etc.). En el *ANEXO A* se presentan los que realmente aportan la información base para este estudio.

Motivación

La motivación de la empresa a llevar a cabo un estudio tan importante reside en el hecho de que el mercado sudamericano en cuestiones de empresas que ofrezcan un servicio de ingeniería es muy cerrado y local. La oportunidad que se ha brindado, abre las puertas a la expansión del negocio en el mercado sudamericano.

La motivación de la alumna es implementar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera; sobre todo en el ámbito de la Fluidotécnica. Desde un primer momento se había pensado en hacer un proyecto dentro del ámbito de la empresa ya que es la forma en que realmente se pueden poner en práctica los conocimientos y ver la realidad del mundo ingenieril.

NÚCLEO DE LA MEMORIA

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

I.1. GENERALIDADES

El abastecimiento de agua potable para una localidad requiere contar con una infraestructura que cubra las necesidades de almacenamiento y de servicio de consumo a través de una red instalada en el área donde se encuentra asentada la población. Técnicamente, tal infraestructura debe responder a los requerimientos que las características geográficas del lugar presentan; por ello, y antes de efectuar las construcciones correspondientes, es necesario contar con el cálculo y diseño de la infraestructura con la finalidad de minimizar los costes y maximizar los beneficios.

I.2. LA EMPRESA

I.2.1. Actividad y propósitos

La empresa Shougang Hierro Perú S.A.A. (en adelante SHP) es una empresa minera relacionada con el sistema de procesamiento, separación y obtención del mineral hierro. Pero, además, brinda el servicio de abastecimiento de agua potable para el consumo humano al campamento minero y a la ciudad de San Juan de Marcona.

Con el propósito de mejorar el abastecimiento de agua potable a la población de la ciudad de San Juan de Marcona, SHP ha considerado la ejecución del proyecto "INCREMENTO DE DOTACIÓN DE AGUA DULCE JAHUAY - SAN JUAN" para el cual se debe considerar un incremento en el caudal de extracción de los pozos del acuífero de Jahuay.

I.2.2. Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en el asiento Minero Marcona - Shougang, provincia de Nazca, departamento de Ica.

El incremento de agua dulce se inicia en los acuíferos de Jahuay y Lomas - Sacaco ubicados entre las coordenadas geográficas $15^{\circ} 10'$ y $15^{\circ} 35'$ latitud norte y $74^{\circ} 39'$ y $72^{\circ} 00'$ de longitud oeste, entre el km 500 y el km 554 de la carretera Panamericana Sur, jurisdicción de la provincia de Caravelí, al norte del departamento de Arequipa. Y termina en el Campamento de San Juan de Marcona.

I.2.3. Condiciones ambientales de la zona

El equipamiento se diseña para las condiciones medioambientales especificadas a continuación:

- Altitud sobre el nivel del mar: 0 - 850 msnm.
- Temperatura máxima: 35°C .
- Temperatura mínima: 5°C .
- Temperatura media: 22°C .
- Velocidad de viento máximo: 90 km/h.
- Humedad relativa: 50% / 90%.
- Polución ambiental: muy severa.

I.2.4. Normas y reglamentos

Des de la empresa de explotación minera se demanda que los códigos, normativas y especificaciones que se usen en el cálculo de las instalaciones cumplan con las normas siguientes:

- ACI: American Concrete Institute
- UBC: Uniform Building Code

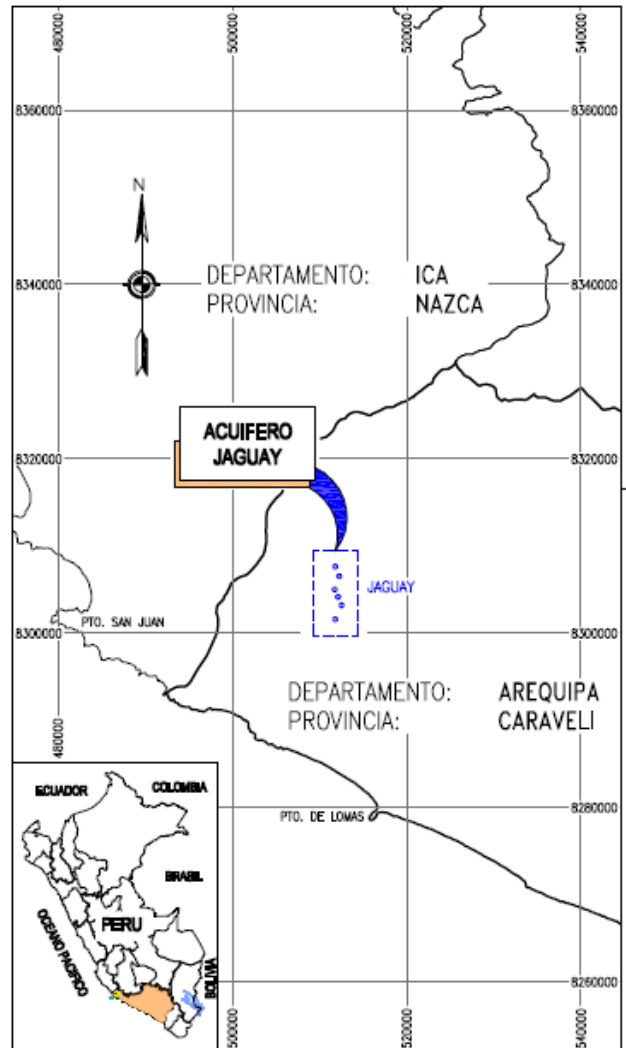


Figura I.1. Situación de los pozos de Jahuay

- Norma Técnica E.020 (RNE) Norma de carga
- Norma Técnica E.030 (RNE) Norma de diseño Sismoresistente
- Norma Técnica E.050 (RNE) Norma de suelos y cimentaciones
- Norma Técnica E.060 (RNE) Norma de concreto armado
- Norma Técnica E.090 (RNE) Norma de estructuras metálicas
- ASME: American Society of Mechanical Engineers
- ASTM: American Society for Testing and Materials
- AWS: American Welding Society
- CMAA: Crane Manufacturer's Association of America
- HI: Hydraulic Institute
- NFPA: National Fire Protection Association
- API: American Petroleum Institute
- AWWA: American Water Works Association
- ANSI: American National Standards Institute
- DIN: Deutsche Industrie Normen
- EIA RS-485-A: Serial Communication Standard
- FM: Factory Mutual Engineering Association
- ISA S5.1: Instrumentation Symbol and Identification.
- ISA S51.1: Process Instruments Terminology
- ISA S7.3: Quality Standard for Instrument Air.
- ISA 75.01.01: Flow Equations for Sizing Control Valves
- ISO: International Standard Organization
- NFPA: National Fire Protection Association
- OSHA: Occupational Safety and Health Association
- UL: Underwriter's Laboratories

I.3. SITUACION ACTUAL

Ante la necesidad de mejorar el servicio de dotación continuo de agua potable a la población de San Juan de Marcona, la empresa SHP plantea aumentar el caudal medio de abastecimiento, aumentando el caudal de impulsión de los pozos del acuífero de Jahuay ubicados a 31 km de distancia. Por lo que se requiere elaborar un estudio hidráulico de bombeo y tuberías que permita incrementar el caudal de agua dulce.

Para la elaboración de este proyecto se parte de la documentación recibida por parte de la empresa SHP, referente a:

- Caudales de extracción de los pozos actuales en explotación y futuros de ampliación.
- Dimensiones de las tuberías existentes.
- Dimensiones e identificación de los tramos de tuberías a sustituir.
- Plano topográfico del área de actuación.

I.3.1. El acuífero de Jahuay

Des de la empresa SHP indican la existencia de una alimentación natural de las aguas subterráneas (recarga) en este acuífero, mostrando además que la napa se encuentra en estado de equilibrio. Las principales fuentes de alimentación o recarga del acuífero son provenientes de la infiltración de su cuenca húmeda, en la quebrada de Santa Lucía. La profundidad del nivel del agua subterránea en el área de explotación varía entre 86 y 120 m.

I.3.2. Bombeo desde los pozos de Jahuay

Actualmente, el suministro de agua dulce al campamento de San Juan se realiza desde el acuífero de Jahuay, desde donde se extrae el agua de pozos mediante bombas verticales. En el plano 992131-6151-G-S-DWG-0005 contenido en el *ANEXO A*, se muestra la localización de los pozos de la zona de Jahuay.

En la zona de Jahuay se encuentran en operación actualmente 3 pozos de agua en explotación efectiva, desde la cual mediante una línea de impulsión de aproximadamente 31 km de longitud, se traslada el agua dulce para su uso en el Campamento de San Juan. Los pozos, la producción y las características son los siguientes:

Descripción	Producción actual [l/s]	Diámetro de Salida [“]
Pozo 3	26 l/s	6”
Pozo 4	14 l/s	6”
Pozo 5	8 l/s	6”
Total	48 l/s	-

Tabla I.1. Características sistema de bombeo actual

Actualmente se utilizan los pozos 3, 4 y 5 para alimentar, mediante una línea de impulsión, al campamento de San Juan de Marcona. El caudal suministrado con las 3 bombas en operación es de 48 l/s.

Existe un cuarto pozo (7) que ya está preparado para ponerse en marcha, con la obra civil finalizada, la bomba colocada y las conexiones a la línea de conducción pertinentes. Según las últimas pruebas realizadas “in situ” por la empresa SHP a la bomba del pozo 7, se ha detectado que ajustando la bomba a un caudal de 35 l/s, 150 psi, 1556 rpm, el sistema tendrá un consumo eléctrico por debajo de la potencia instalada. De esta forma, el caudal de trabajo para este pozo se determina en 35 l/s.

I.3.2.1. Sistemas de bombeo

A continuación se resume la información de las bombas existentes.



Figura I.2. Bomba actual del pozo 4

Cota terreno	403,00 msnm
Cota nivel freático	343,00 msnm
Cota nivel dinámico	333,5 msnm
Cota nivel de succión	328,00 msnm
Cota nivel de descarga (superficie del pozo)	403,50 msnm
Marca/Modelo bomba	Peerless Pump Modelo 10LBT (24 etapas)
Caudal de diseño	31,5 l/s
Altura de diseño	365,7 m
Diámetro conexión bomba	Acero 6" sch40
Profundidad pozo	86 m

Tabla I.2. Bomba en pozo 3

Cota terreno	408,00 msnm
Cota nivel freático	352,16 msnm
Cota nivel dinámico	320,70 msnm
Cota nivel de succión	315,00 msnm
Cota nivel de descarga (superficie del pozo)	408,50 msnm
Marca/Modelo bomba	American Marsh Mod. 9HC
Caudal de diseño	31,5 l/s
Altura de diseño	365,7 m
Diámetro conexión bomba	Acero 6" sch40
Profundidad pozo	100 m

Tabla I.3. Bomba en pozo 4

Cota terreno	422,00 msnm
Cota nivel freático	361,00 msnm
Cota nivel dinámico	343,70 msnm
Cota nivel de succión	333,00 msnm
Cota nivel de descarga (superficie del pozo)	422,50 msnm
Marca/Modelo bomba	Ingersoll-Dresser modelo 10M50 (25 etapas)
Caudal de diseño	31,5 l/s
Altura de diseño	365,7 m
Diámetro conexión bomba	Acero 6" sch40
Profundidad pozo	101 m

Tabla I.4. Bomba en pozo 5

Cota terreno	428,00 msnm
Cota nivel freático	361 msnm
Cota nivel dinámico	346,20 msnm
Cota nivel de succión	326,00 msnm
Cota nivel de descarga (superficie del pozo)	428,50 msnm
Marca/Modelo bomba	Robbco pumps Modelo 11AHE (18 etapas)
Caudal de diseño	35 l/s
Altura de diseño	366 m
Diámetro conexión bomba	Acero 8" sch40
Profundidad pozo	120 m

Tabla I.5. Bomba en pozo 7

Existe un quinto pozo, el número 6, en el que simplemente existe una perforación.

En el *ANEXO B* se muestran las curvas de trabajo de todas las bombas existentes.

I.3.2.2. Conexiones a pozos

Las conexiones a los pozos son todas iguales para los 4 existentes.



Figura I. 3. Conexión de salida del pozo 3

Empezando desde la salida de la bomba (dentro de la caseta) primero de todo hay una junta tipo Dresser $\phi 6''$ (mismo diámetro que la salida de la bomba) y clase 300 que la conecta con la tubería de acero $\phi 6''$ SCH40. Seguido, hay conectado un manómetro de 0-800 psi.

Fuera de la caseta de bomba, el trazado continúa con un caudalímetro que se encuentra protegido por una estructura metálica. Tal como puede verse en la *Figura I.4.*, le siguen dos válvulas diferentes. Estas son una válvula tipo check y una de compuerta ambas de $\phi 6''$. Por ultimo existen diferentes tuberías de $\phi 2''$ conectadas a la principal que hacen la función de drenaje.



Figura I. 4. Conexión de salida del pozo 3, continuación

Todos estos componentes siguen las mismas estructuras para los 3 pozos que están en funcionamiento (3, 4 y 5); para el pozo 7 son exactamente igual pero las conexiones son de $\phi 8''$.

I.3.3. Línea de impulsión

Según el plano 993121-6151-D-M-DWG-0001, contenido en el *ANEXO A*, y con los comentarios posteriores hechos por la empresa se ha elaborado la siguiente tabla con los tramos actuales de tuberías.

Descripción	Progresiva [m]	Longitud [m]
8" SCH40	0+000 – 3+550	3.550
12" HDPE SDR 9.0 - PE4710	3+550 - 4+254	704
12" HDPE SDR 11.0 - PE4710	4+254 - 6+198	1.944
12" HDPE SDR 15.5 - PE4710	6+198 - 6+990	792
12" HDPE SDR 17.0 - PE4710	6+990 - 10+206	3.216
12" HDPE SDR 11.0 - PE4710	10+206 - 15+220	5.014
12" HDPE SDR 13.5 - PE3608	15+220 - 17+212	1.992
8" SCH40	17+212 – 19+559	2.347
2 x 6" SCH40	19+559 – 33+905	14.346

Tabla I.6. Distribución actual de tuberías

Este último tramo de 6" SCH40 está compuesto por unas tuberías que trabajan en paralelo. En total hay unos 24 km de tubería.



Figura I.5. Tramo de tubería de impulsión del pozo 4

Las tuberías se encuentran apoyadas directamente sobre el suelo, sujetadas mediante abrazaderas metálicas enclavadas sobre soportes metálicos y/o de cemento.

I.3.4. Llegada a tanques de San Juan

El recorrido de tubería de la línea de impulsión acaba en unos tanques de almacenamiento situados a la entrada del campamento de San Juan.

I.4. OJETIVOS DEL PROYECTO

I.4.1 Objetivo general y alcances

Rediseñar la infraestructura de abastecimiento de agua potable desde los pozos de Jahuay hasta los tanques del campamento minero de San Juan de Marcona, ubicado a 31km de distancia, en función de las nuevas especificaciones demandadas por la empresa SHP.

El alcance del presente documento incluye la doctrina de mecánica del proyecto.

I.4.2. Objetivos específicos

Considerando el incremento de las operaciones de SHP y considerando el incremento requerido de agua dulce para el Campamento de San Juan de Marcona, se desea aumentar el caudal de bombeo actual de 48 l/s al caudal de 100 l/s.

Se tomará la solución planteada por la empresa SHP como puntos da partida:

1. Instalación de 6.340 m de tubería HDPE.

Descripción	Progresiva [m]	Longitud [m]
12" HDPE SDR 11	1+180 - 2+713	1.895
12" HDPE SDR 15,5	2+713 - 3+445	732

Tabla I.7. Tuberías a sustituir según SHP

2. Instalación de tres cámaras rompe presión en las siguientes progresivas.

Descripción	Progresiva [m]	Nivel [msnm]
CRP 1	7+837	483
CRP 2	13+283	423
CRP 3	17+314	3.305

Tabla I.8. Ubicación cámaras rompe-presión

3. Instalación de más de 15.000 m de tubería de HDPE 12" SDR 13.5 a partir de la progresiva 17+212.

En caso de no ser viable, se aportarán las alternativas a cada caso, con los cálculos correspondientes.

Cabe notar que las especificaciones literales de la empresa, presentes en el documento 993621-6152-LIC-G-TR-0001 que corresponde a los Términos y Referencias (*ANEXO A*), han quedado obsoletas a día de planteamiento del estudio ya que se han hecho modificaciones posteriores que, mediante conversaciones con la empresa SHP, se han ido incluyendo en el proyecto.

I.5. PROGRAMA DE CÁLCULO

El estudio detallado de una línea de conducción es complejo ya que intervienen diferentes factores difícilmente mesurables mediante el estudio teórico. Consta de dos partes. Una es el diseño propiamente de la red (tuberías y elementos de tuberías) necesarios. Y la otra es el estudio del comportamiento del flujo en esta red diseñada. Debido a que estos dos sistemas van de la mano e influyen el uno en el otro, actualmente existen programas informáticos que son capaces de analizar ambos sistemas.

Para el cálculo del sistema de las líneas de conducción, se ha empleado el programa virtual AFT Fathom de Applied Flow Technology. Se trata de un programa virtual que se utiliza en el presente proyecto para:

- El dimensionamiento, selección y modelización del sistema con todos los elementos (tuberías, bombas y válvulas de control).
- La simulación de la operación del sistema, en régimen permanente y la interacción de sus componentes.

En cambio para el estudio propio del fluido y sus fenómenos en conducciones mediante tubería (fenómeno del golpe de ariete, sobrepresiones, cavitaciones, etc.) se utiliza el programa de cálculo especializado AFT Impulse 5.0 de Applied Flow Technology. Este es particularmente útil para:

- Solución de problemas de los sistemas existentes para determinar la causa de los problemas de funcionamiento.
- Asegurarse de que en situaciones de paro repentino del sistema los extremos de la presión se encuentren entre los permisibles de diseño.
- Dimensionamiento y localización de equipos de supresión de sobretensiones (cámaras rompe presión, calderines)
- Evaluar el efecto de los golpes de ariete.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

II.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL FLUJO

Para un completo entendimiento de cualquier materia tecnológica, como la hidráulica, es necesario antes familiarizarse con la terminología básica y los principios que la gobiernan.

II.1.1. Conceptos generales

Un *fluido* es una sustancia que se deforma continuamente cuando se le aplica un esfuerzo tangencial por pequeño que sea, y se trata tanto de *líquidos como de gases*. Los líquidos se diferencian de los gases por la fluidez y menor movilidad de sus partículas y porque ocupan un volumen determinado, separándose del aire mediante una superficie plana. El fluido de estudio en este documento es el agua.

II.1.2. Características de corrientes en conducciones cerradas

Las corrientes de líquido en tuberías son *conducciones cerradas o forzadas*; el líquido se encuentra confinado y se les llama *corrientes a presión*. En estas todo el contorno está mojado, es decir, funcionan a plena sección, y el movimiento del líquido se debe a la presión reinante en su interior, pudiendo presentar, por tanto, pendientes y contrapendientes.

II.1.2.1. Terminología de la tubería

El *eje hidráulico* en las corrientes forzadas es el lugar geométrico de los baricentros de todas las secciones transversales, por lo que coincide con el eje geométrico de la tubería.

El *perímetro mojado* de una sección se define como la porción de tubería en contacto con el líquido fluyente. Para tuberías circulares, y suponiendo una operación de flujo completo, el perímetro mojado es:

$$p = 2 \cdot \pi \cdot r \quad (\text{Ec. II.1})$$

El *radio hidráulico* (R) de una sección se define como el área de la sección transversal (S) dividido entre el perímetro mojado (p). En una tubería circular funcionando a plena sección, el radio hidráulico vale:

$$R = \frac{S}{p} = \frac{\pi \cdot r^2}{2 \cdot \pi \cdot r} = \frac{r}{2} = \frac{D}{4} \quad (\text{Ec. II.2})$$

Siendo r y D el radio y el diámetro de la tubería respectivamente. Con unidades en el SI de metros [m].

El término *área* hace referencia a la sección transversal de una tubería por la que pasa el flujo de forma perpendicular. En unidades del SI se mide en m^2 .

II.1.2.2. La velocidad

Cuando fluye agua a través de una tubería, la *velocidad* del flujo no es constante para una misma sección de tubería. Suponiendo una lámina de líquido compuesta por infinitas capas paralelas, que se desliza por una tubería, la capa en contacto con la pared se moverá con una velocidad relativa prácticamente nula. A una cierta distancia δ , otra capa se mueve prácticamente a la velocidad máxima. Las infinitas velocidades de las capas intermedias varían entre ambos valores extremos, existiendo deslizamiento de unas capas sobre otras, *Figura II.1*.

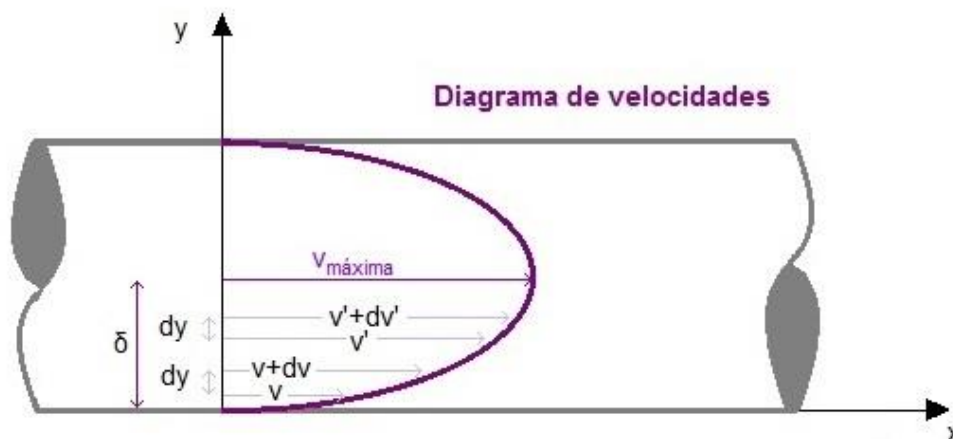


Figura II.1. Perfil de velocidades

Se produce un gradiente de velocidad $\left(\frac{dv}{dy}\right)$ siendo máximo en la pared y nulo a partir de una distancia δ del contorno.

Como esta variación de la velocidad del fluido para una misma sección de tubería puede complicar el análisis hidráulico, se utiliza la simplificación de la velocidad media. Esta velocidad media se define como el caudal total que fluye (Q) dividido por el área de sección de la tubería (A):

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. II.3})$$

Teniendo en cuenta que:

- Q: [m³/s].
- A: [m²].
- v: velocidad media [m/s].

II.1.2.3. Caudal másico y volumétrico

El *caudal másico* es la magnitud que expresa la variación de la masa de líquido que atraviesa una sección en la unidad del tiempo y se expresa con el símbolo \dot{m} . En el SI se mide en unidades de kilogramos por segundo [kg/s].

Por lo que respecta al *caudal volumétrico*, este representa el volumen de fluido que pasa por una superficie dada en un tiempo determinado. Usualmente es representado con la letra Q mayúscula. En el SI las medidas son los metros cúbicos por segundo [m³/s].

II.1.2.4. Regímenes de flujo de fluidos en tuberías

Un flujo puede operar en régimen laminar o turbulento.

Cuando un fluido circula por una tubería a velocidades bajas, se encuentra en *régimen laminar*. Las moléculas de fluido y las partículas son transportadas por el movimiento del fluido a lo largo de trayectorias uniformes, en capas o láminas, con el mismo sentido, dirección y magnitud.

En tuberías de sección circular, si hacemos un corte transversal, las capas de igual velocidad se disponen de forma concéntrica, con $v > 0$ junto a las paredes de la tubería y velocidad máxima en el centro.

Al aumentar la velocidad, esta alcanzará un punto crítico en el que las partículas del fluido empiezan a mostrar un movimiento aleatorio transversal a la dirección del flujo. Se trata de la velocidad crítica.

Por encima de la velocidad crítica del flujo se considera que se está operando en *régimen turbulento*, aunque siempre hay una capa límite en la pared del tubo donde el flujo es laminar. En la zona turbulenta, las partículas se mueven siguiendo trayectorias erráticas, desordenadas, con formación de remolinos. Cuando aumenta la velocidad del flujo, la tendencia al desorden crece. Ninguna capa de fluido avanza más rápido que las demás, y sólo existe un fuerte gradiente de velocidad en las proximidades de las paredes de la tubería, ya que las partículas en contacto con la pared han de tener forzosamente velocidad nula. Estos remolinos, a veces, contribuyen a la velocidad de la partícula en la dirección del flujo, otras, trabajan en contra de esta. El resultado es que la distribución de velocidades capturada en instantes diferentes muestra claras diferencias de una captura a otra, y claramente mucho más caótica que el perfil de un flujo laminar. Esto puede conducir a clasificar el flujo turbulento como inestable. Con el tiempo, sin embargo, la velocidad media en cualquier punto dado dentro de la sección es esencialmente constante, por lo que se supone el flujo constante.

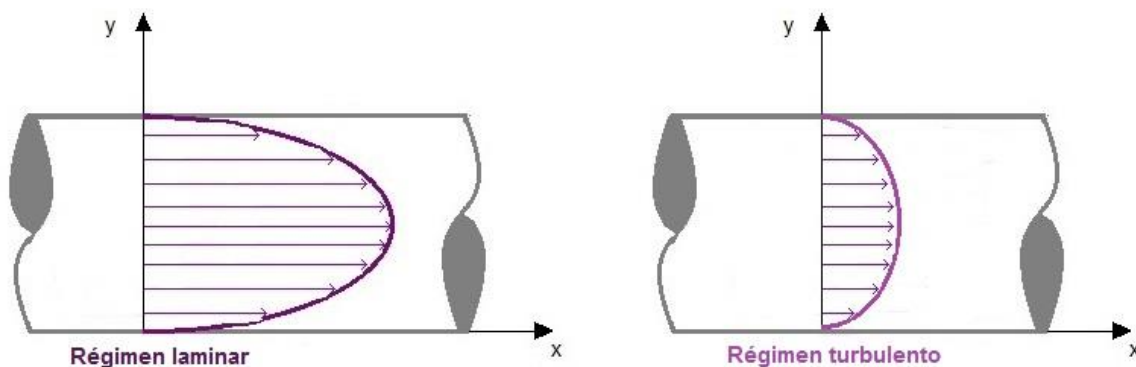


Figura II.2. Distribución instantánea de la velocidad para regímenes laminar y turbulento

La velocidad en cualquier punto de un flujo turbulento será más cercana a la velocidad media de la sección entera que en un flujo en condición laminar y esto es debido a la mezcla continua de flujo que presentan los regímenes turbulentos. En cambio, tal como puede apreciarse en la *Figura II.2*, para un flujo en régimen laminar tanto la velocidad en las paredes como en el centro diferirá mucho más de la velocidad media.

En el movimiento de un fluido a través de una conducción se comprueba, que en cada caso existe una velocidad crítica por debajo de la cual el régimen laminar es estable. Para velocidades superiores a la velocidad crítica este régimen es inestable y pasa a turbulento ante cualquier vibración.



Figura II.3. Transición del flujo de laminar a turbulento

Este paso de régimen laminar a turbulento no se produce de manera instantánea. Cuando se trabaja en régimen laminar, a velocidades bajas, y se fuerza al fluido para que adquiera mayor velocidad, comienzan a aparecer ondulaciones (régimen crítico o transitorio), y de persistir este aumento llevará al fluido a alcanzar el régimen turbulento.

II.1.2.5. El número de Reynolds

Para clasificar el flujo en régimen laminar o turbulento, el ingeniero Osborne Reynolds (1842-1912) publicó en 1883 un experimento mediante el que estableció que el paso de un régimen a otro, al variar las velocidades y/o la viscosidades, quedaba condicionado a un valor adimensional, hoy llamado número de Reynolds (Re).

Matemáticamente, este parámetro adimensional expresa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de viscosidad o de fricción en el interior de una corriente, que se expresa para una tubería de sección circular, de la siguiente forma:

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (\text{Ec. II.4})$$

Para encontrar significado a su número, Reynolds comprobó experimentalmente el paso del flujo laminar al turbulento cuando $Re > 2.000$ al aumentar la velocidad. No obstante, en condiciones de laboratorio, Reynolds obtuvo el valor $Re = 12.000$ antes de que empezara la turbulencia. Valores tan altos de este valor no tienen ningún interés práctico ya que las tuberías comerciales presentan irregularidades en su superficie interna y producen flujos turbulentos para valores de Re mucho más bajos.

De esta manera, para $Re < 2.000$ el flujo opera generalmente en régimen laminar. Para flujo en conducciones, si $Re > 4.000$ el flujo es generalmente turbulento. Entre los valores de $2.000 < Re < 4.000$, el flujo puede presentarse de las dos formas; se habla entonces de zona crítica o de transición.

La velocidad media que marca el paso de un régimen a otro, tal y como se ha explicado se conoce como *velocidad crítica* v_c :

$$v_c = Re \cdot \frac{v}{D} \quad (\text{Ecu. II.5})$$

La importancia del número de Reynolds no sólo radica en el hecho de poder determinar la velocidad crítica que caracteriza el régimen de una corriente de líquido, sino que también se utiliza el cálculo de pérdidas de carga en conducciones.

II.1.3. Propiedades físicas del fluido: el agua

Los líquidos son sistemas deformables constituidos por un número infinito de puntos materiales aislados, infinitesimales. Se trata de sistemas continuos donde no existen "espacios vacíos" dentro de la masa. Las propiedades físicas de un fluido que fluye deben ser conocidas para predecir la caída de presión en la tubería. Las propiedades fundamentales de los fluidos de estudio de la mayoría de los problemas de flujo de fluidos son:

II.1.3.1. Peso, masa y densidades

La *masa* es una propiedad intrínseca de los cuerpos. En el SI se expresa en kilogramos [kg].

El *peso* (P) de un cuerpo se define como la fuerza con que es atraído por la Tierra, aplicada en su centro de gravedad (cdg):

$$P = m \cdot g \quad (\text{Ecu. II.6})$$

El *peso específico absoluto* (γ) es el peso de la unidad de volumen:

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{m \cdot g}{V} \quad (\text{Ecu. II.7})$$

Para el agua en el SI es (con $g = 9,8 \text{ m/s}^2$) 9.800 N/m^3 .

La *densidad absoluta* (ρ) es la medida de cuánto material se encuentra comprimido en un espacio determinado; es la cantidad de masa por unidad de volumen:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (\text{Ecu. II.8})$$

En el SI se expresa de varias formas; concretamente la densidad del agua es aproximadamente 1 kg/l ($1000 \text{ g/dm}^3 = 1 \text{ g/cm}^3 = 1 \text{ g/ml}$).

II.1.3.2. Presión: atmosférica, relativa y absoluta

La *presión* (P) es una fuerza normal ejercida sobre un cuerpo por unidad de superficie. Se mide en Pascales (S.I.), siendo $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$.

La *presión atmosférica* sobre un punto se define como el peso de la columna de aire, de base unidad, que gravita sobre dicho punto. Se mide con el barómetro, por lo que la presión atmosférica también se denomina *presión barométrica*. La presión atmosférica normal es de $1 \text{ atm} \approx 1 \text{ kg/cm}^2 = 1.013 \text{ bar} = 1,013 \cdot 10^5 \text{ Pa} = 10 \text{ mca} = 0,76 \text{ m Hg} = 760 \text{ mm Hg}$.

La presión que ejerce un líquido es $P = \frac{\text{Peso}}{\text{Superficie}}$.

En una tubería funcionando a su máxima capacidad, es decir, con una distribución del agua sobre las paredes internas de la tubería completa, existe una presión ejercida por el fluido hacia su entorno, *Figura II.4*.

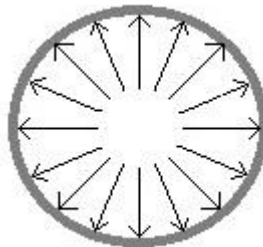


Figura II.4. Dirección de la presión ejercida por un fluido contenido en una tubería circular

La *presión relativa* es la presión que existe sobre la presión atmosférica normal, es decir, tomando como origen de presiones la presión barométrica. Se mide con el manómetro, por lo que la presión relativa también se conoce como presión manométrica.

La *presión absoluta* que existe en un punto es la suma de las dos anteriores, es decir:

$$\text{Presión absoluta} = \text{Presión barométrica} + \text{Presión manométrica}$$

II.1.3.3. La viscosidad

La viscosidad expresa la facilidad con la que fluye un fluido cuando actúa sobre él una fuerza externa. Se utilizan dos tipos de medidas de viscosidad, la absoluta y la cinemática.

La *viscosidad absoluta* (μ) es la medida de la resistencia interna de un fluido a la deformación o esfuerzo tangencial; y es debida a las fuerzas de cohesión moleculares del fluido. Suponiendo una lámina de líquido compuesta por infinitas capas paralelas, que se desliza por una tubería, la capa en contacto con la pared se moverá con una velocidad relativa prácticamente nula. A una cierta distancia δ , otra capa se mueve prácticamente a la velocidad máxima. Las infinitas velocidades de las capas intermedias varían entre ambos valores extremos, existiendo deslizamiento de unas capas sobre otras, *Figura II.1*.

Se produce un gradiente de velocidad ($\frac{dv}{dy}$) siendo máximo en la pared y nulo a partir de una distancia δ del contorno. La fuerza (F) por una unidad de superficie que opone una capa a que otra deslice sobre ella, es directamente proporcional a la superficie de contacto (S) y al gradiente de velocidad ($\frac{dv}{dy}$) y se llama esfuerzo cortante.

Entonces, matemáticamente, la viscosidad se relaciona en la Fórmula de Newton de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{F \cdot y}{S \cdot v} \quad (\text{Ecu. II.9})$$

Dónde:

- F: fuerza cortante (paralela a la velocidad) en N.
- S: área de la superficie del sólido en contacto con el fluido en m².

- μ : coeficiente de viscosidad dinámica en kg/m·s.
- v : velocidad constante en m/s.
- y : altura del nivel de fluido o distancia entre la placa horizontal y el fondo del recipiente que contiene al fluido en m.

La *viscosidad cinemática* (ν) es la relación de la viscosidad absoluta entre la densidad [m^2/s].

El concepto de viscosidad, por lo tanto, sólo se manifiesta en fluidos en movimiento, ya que cuando el fluido está en reposo adopta una forma tal en la que no actúan fuerzas tangenciales.

Para una misma deformación, distintos fluidos oponen resistencias diferentes, es decir, la viscosidad es una propiedad de los mismos. La viscosidad es dependiente de la temperatura; cuando la temperatura aumenta, la viscosidad disminuye. Pero, en cambio, la presión no tiene casi efecto sobre ella. A la temperatura ambiente de 22 °C la viscosidad absoluta del agua es aproximadamente $1,011 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

II.1.3.4. La compresibilidad

Es la propiedad por la cual los líquidos disminuyen su volumen al estar sometidos a incrementos de presión positivos.

Al comprimir un líquido, ejerciendo una presión sobre él, se produce una disminución del volumen. La relación entre la variación del volumen respecto a la variación de presión se denomina *coeficiente volumétrico de elasticidad*, el cual para un líquido perfecto vale cero y para un gas es ∞ . Para el agua ese valor es $2.100 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

Los líquidos son compresibles, aunque para su estudio se considera que son incompresibles, ya que en comparación con los gases su compresibilidad puede despreciarse.

II.2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA

II.2.1. Ecuación de la continuidad

Se trata de la ecuación de conservación de la masa.

Considerando dos secciones S_1 y S_2 [m^2] en una tubería por la que circula un líquido a velocidades [m/s] v_1 y v_2 y con densidades [kg/m^3] ρ_1 y ρ_2 , respectivamente, *Figura II.5*. Si en el tramo de conducción comprendido entre ambas secciones no existen aportes ni consumos, la cantidad de líquido que atraviesa la sección S_1 en la unidad de tiempo (caudal másico) debe ser igual a la que atraviesa S_2 :

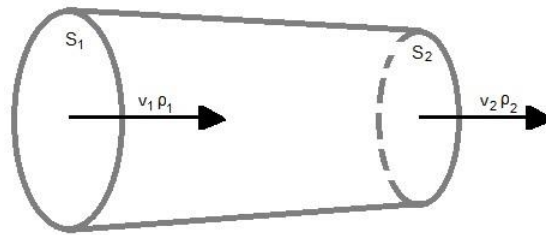


Figura II.5. Tubería con secciones transversales de sección diferente

Sabiendo que la masa [kg] es: $m = \rho \cdot V = \rho \cdot S \cdot L = \rho \cdot S \cdot v \cdot t$; en la unidad de tiempo se puede decir que $\dot{m}_1 = \dot{m}_2 = Q_{\text{másico}} = \rho_1 \cdot S_1 \cdot v_1 = \rho_2 \cdot S_2 \cdot v_2$ [kg/s].

El líquido con el que trabajamos es el agua, de compresibilidad despreciable en las condiciones normales de trabajo en las redes de distribución, por lo que $\rho_1 = \rho_2$.

Entonces,

$$Q_{\text{volumétrico}} = S_1 \cdot v_1 = S_2 \cdot v_2 = \text{constante} \quad (\text{Ecu. II.10})$$

El caudal volumétrico [m^3/s] a lo largo de una conducción, sin aportes ni consumos intermedios, es constante. De la ecuación de continuidad se deduce que las velocidades medias de un flujo líquido son inversamente proporcionales a sus respectivas secciones. A mayor sección, menor velocidad

II.2.2. Ecuación de la energía. Teorema de Bernouilli

La primera ley de la termodinámica establece que para cualquier sistema, la variación de energía (ΔE) es igual a la diferencia entre el calor transferido a un sistema (Q) y el trabajo realizado por el sistema (W) durante un período de tiempo.

El teorema de Bernoulli es una derivación matemática basada en la ley de conservación de la energía. La energía referida en este principio es la energía total que tiene un fluido en cualquier punto particular por encima de un plano de referencia y es igual a la suma

de la energía potencial, la energía cinética y la energía interna (molecular). Para el cálculo interno de energías en una tubería este último término es despreciado ya que el orden de magnitud es muy bajo.

En la hidráulica, los valores de energía son comúnmente convertidos en unidades de energía por peso, resultando en unidades de longitud [m]. Utilizando estos equivalentes de longitud, el término de energía se expresa en términos de “carga”. Idealmente la “altura” de un punto cualquiera de un flujo en una tubería es:

$$H = \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + z \quad (\text{Ec. II.11})$$

El primer término $(\frac{v^2}{2g})$, corresponde al término de *carga o altura de velocidad* y representa la altura desde la que debe caer libremente un cuerpo, que parte del reposo, para adquirir la velocidad v . Este varía al variar el módulo de la velocidad (v) en los diferentes puntos de la sección transversal de la tubería. Para que realmente represente a la *energía cinética* media que pasa por la sección, se corrige con el coeficiente de Coriolis α , quedando el término cinético como $(\alpha \cdot \frac{v^2}{2g})$. En régimen laminar, $\alpha = 2$, y en régimen turbulento, $\alpha = 1$.

El segundo término $(\frac{P}{\gamma})$, corresponde a la *altura de presión* y el tercero (z) a la *altura geométrica*, que se mide desde un plano $z = 0$ elegido arbitrariamente. La suma de estos dos términos es lo que se conoce como cota piezométrica y corresponde al término de la *energía potencial*.

En un sistema de transporte de agua, en general, es aconsejable aprovechar las fuerzas gravitacionales para su desplazamiento, ya que habrá mayor energía potencial y no será necesaria tanta energía adicional. De esta manera, la cantidad total de energía en el sistema quedará determinada por las alturas relativas de todos los puntos de este. Una vez construidos todos estos puntos del sistema, estos permanecen inmóviles (enterrados en el terreno) y sus alturas relativas no pueden variar. Por ello, para cualquier sistema hay una cantidad fija, específica de energía gravitacional disponible para desplazar el agua.

II.2.3. Línea de gradiente hidráulico: LGH

El *grado hidráulico* corresponde a la suma de la altura de presión y la altura geométrica. La presión ejercida por el fluido dentro de una tubería se puede determinar mediante un tubo piezométrico. Este se coloca en contacto con el líquido contenido en una tubería tal como dispone la *Figura II.6*.

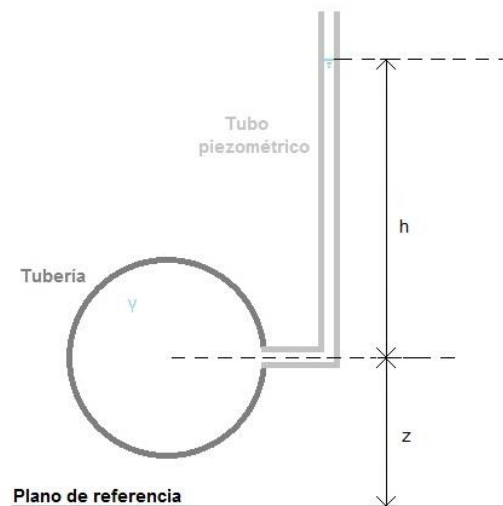


Figura II.6. Presión ejercida por la columna de líquido y la cota piezométrica

La presión del flujo de la tubería o grado hidráulico corresponde con la altura piezométrica a la que se eleva el fluido dentro del tubo h :

$$h = z + \frac{P}{\gamma} \quad (\text{Ec. II.12})$$

Cuando el grado hidráulico se representa como un perfil a lo largo de la longitud de la sección de transporte, se denomina Línea de Gradiente Hidráulico (LGH). Esta representa la presión que ejerce el agua a lo largo de un tramo de tubería en condiciones de operación, *Figura II.7*. Cuando, en la línea piezométrica o gradiente hidráulico, se observa la presión positiva, esto indica que el término de energía potencial es mayor y, por lo tanto, que habrá energía suficiente para mover el flujo. Si la presión fuese negativa, esto indicaría que no hay suficiente energía potencial para mover la cantidad deseada de agua; motivo suficiente para que la cantidad de agua no fluya y sea necesario aportar energía cinética al sistema.

Con la finalidad de tener en toda la longitud de la tubería una carga operativa de agua positiva, se variará el diámetro de esta para conseguir mover los 100 l/s indicados con el consumo mínimo de energía.

II.2.4. Pérdidas de carga

Tal como sostiene Mc Graw-Hill ⁽³⁾, un sistema de transporte de fluido mediante tuberías está siempre acompañado del rozamiento de las partículas del fluido entre sí y, consecuentemente, de la pérdida de energía disponible; es decir, siempre existen pérdidas de carga en el sentido del fluido (h_c). "Si se conectan dos manómetros Bourdon a una tubería por la que pasa un fluido,... el manómetro P_1 indicaría una presión estática mayor que el manómetro P_2 ".

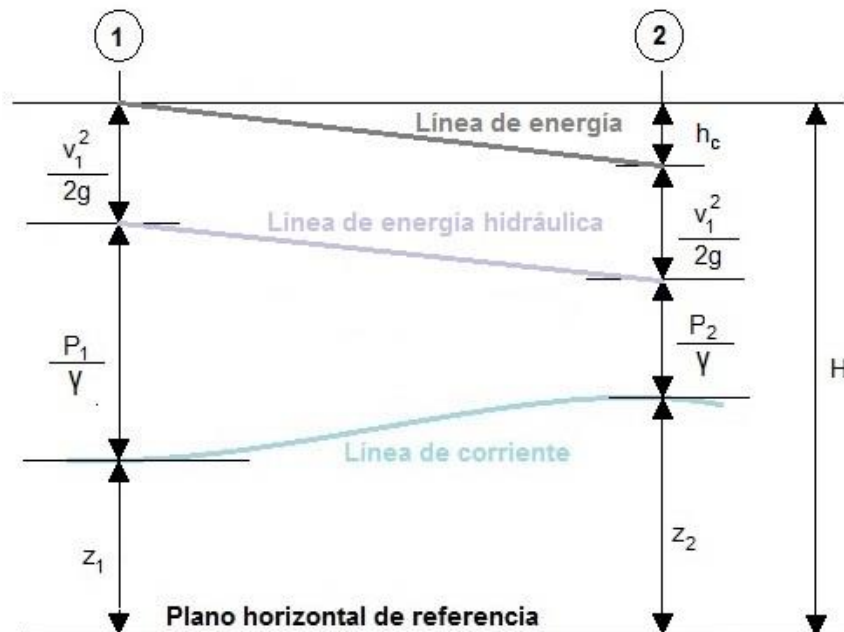


Figura II.7. Esquema del balance energético

Teniendo en cuenta el teorema de la conservación de la energía, al estudiar el nivel energético entre dos puntos de un sistema real aparecerán estas pérdidas de carga. Así, la fórmula de la altura energética (Ec. II.11) entre un Punto 1 y un Punto 2 se expresa de la siguiente manera:

$$H = \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + \frac{P_1}{\gamma} + z_1 = \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + h_c \quad (\text{Ec. II.13})$$

Las pérdidas de carga pueden ser de dos tipos: de carga continua o de carga singular.

II.2.4.1. Pérdida de carga continua o por rozamiento

La pérdida de carga que tiene lugar en una conducción representa la pérdida de energía que presenta un flujo a lo largo de esta por efecto del rozamiento. Existen diversas ecuaciones que aproximan las pérdidas por fricción de un flujo.

Las más comunes y utilizadas son:

Darcy-Weisbach es una de las fórmulas más exactas para cálculos hidráulicos en tuberías a presión ya que el cálculo del coeficiente "f" depende del número de Reynolds (Re) y del coeficiente de rugosidad o rugosidad relativa de las paredes de la tubería (ϵ_r).

Las ecuaciones de *Manning* se suelen utilizar en canales o cuando las tuberías presentan una sección circular y están parcial o totalmente llenas. Uno de los inconvenientes de la fórmula es que sólo tiene en cuenta un coeficiente de rugosidad (n) obtenido empíricamente, y no las variaciones de viscosidad con la temperatura.

El método de *Hazen-Williams* es válido solamente para el agua que fluye en las temperaturas ordinarias (5 °C - 25 °C). Es especialmente útil en el cálculo de pérdidas de carga en tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero.

El programa de cálculo utilizado hace uso de la ecuación de Darcy-Weisbach.

Obtención de la fórmula de Darcy-Weisbach

En un tubería circular, por la que circula agua, se considera el volumen comprendido entre las secciones S_1 y S_2 , separadas de una distancia L, formando un ángulo Θ respecto a la horizontal. Sobre este se ejercen las fuerzas representadas en la *Figura II.8*.

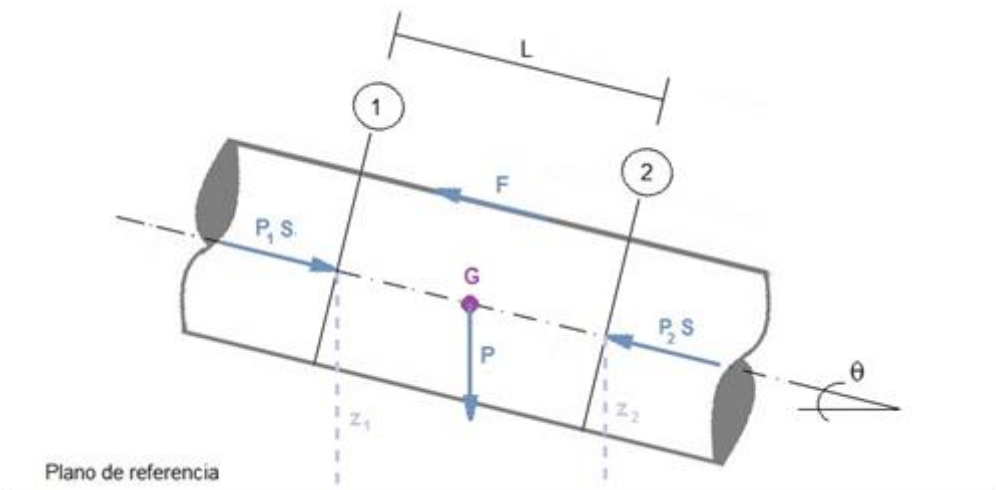


Figura II.8. Equilibrio de fuerzas en una tubería

La suma de las fuerzas en la componente relativa horizontal es:

$$P_1 \cdot S - P_2 \cdot S - F + \sin \theta \cdot P = 0 \quad (\text{Ec. II.14})$$

Siendo:

- P: el peso de la masa del volumen de líquido contenido entre los puntos 1 y 2 aplicado al cdg (G). Considerando la ecuación (Ec. II.2) se obtiene:

$$P = \gamma \cdot V = \gamma \cdot L \cdot S$$

- P_1 y P_2 : las presiones que ejerce el líquido sobre las secciones 1 y 2 [Pa].
- S: la sección transversal [m²]. Para un tubería circular:

$$S = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \quad (\text{Ec. II.15})$$

- F: la fuerza de rozamiento [N], que se opone al movimiento del líquido y se genera por el rozamiento (τ) de este con las paredes de la tubería. Considerando la superficie de roce como el perímetro de la sección circular por la longitud de tramo de tubería:

$$F = \tau \cdot \text{superficie de roce} = \tau \cdot L \cdot p$$

Donde el rozamiento se determina experimentalmente de la forma:

$$\tau = \lambda \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2} \quad (\text{Ec. II.16})$$

Siendo:

- λ : factor de proporcionalidad adimensional conocido como coeficiente de Fanning
- ρ : densidad [kg/m^3].
- v : velocidad [m/s].
- τ : rozamiento [$\text{kg}/\text{m}\cdot\text{s}^2$].

Partiendo de la (Ec. II.14) dividiéndola por $\gamma \cdot S$ se obtiene:

$$\frac{P_1}{\gamma} - \frac{P_2}{\gamma} + L \cdot \text{sen } \Theta = \frac{\tau \cdot L \cdot p}{S \cdot \gamma}$$

Si $L \cdot \text{sen } \Theta = z_1 - z_2$, entonces:

$$\left(\frac{P_1}{\gamma} + z_1 \right) - \left(\frac{P_2}{\gamma} + z_2 \right) = \frac{\tau \cdot L \cdot p}{S \cdot \gamma} \quad (\text{Ec. II.17})$$

El primer término de la igualdad de la (Ec. II.17), corresponde a la diferencia de alturas piezométricas entre los puntos 1 y 2; es decir, la pérdida de carga (h_c). De esta manera,

$$h_c = \frac{\tau \cdot L \cdot p}{S \cdot \gamma} \quad (\text{Ec. II.18})$$

Rescatando las ecuaciones (Ec. II.1), (Ec. II.7), (Ec. II.8), (Ec. II.15) y (Ec. II.16) y aplicándolas a la (Ec. II.18) se obtiene:

$$h_c = \frac{\left(\lambda \cdot \rho \cdot v^2 / 2 \right) \cdot L \cdot (\pi \cdot D)}{\left(\pi \cdot D^2 / 4 \right) \cdot (\rho \cdot g)} = 4 \cdot \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Llamando a $4 \cdot \lambda = f$ el coeficiente de fricción, la ecuación de la pérdida de carga queda:

$$h_c = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \left(\frac{v^2}{2 \cdot g} \right) \quad (\text{Ec. II.19})$$

Dónde:

- h_c : [m].
- f : factor de fricción de Darcy, adimensional.

- L: longitud de la tubería [m].
- D: diámetro de la tubería [m].
- v: velocidad del flujo [m/s].
- g: aceleración de la gravedad (se toma el valor de 9,81 m/s²).

Tal como se ha visto, la fórmula de Darcy-Weisbach puede deducirse de forma teórica con la excepción del factor de fricción f , que debe ser determinado experimentalmente.

Para estimaciones aproximadas el valor referencial que se toma para este valor es del orden de 0,02.

Obtención del factor de fricción

Tal como se ha visto en el apartado anterior el factor de rozamiento “ f ” se determina de forma empírica. El ingeniero **Lewis Ferry Moody** (1880–1953) publicó en su libro “*Friction factors for pipe flow*” en 1944 una representación gráfica de la relación entre este con el número de Reynolds (Re) y la rugosidad relativa (ϵ_r).

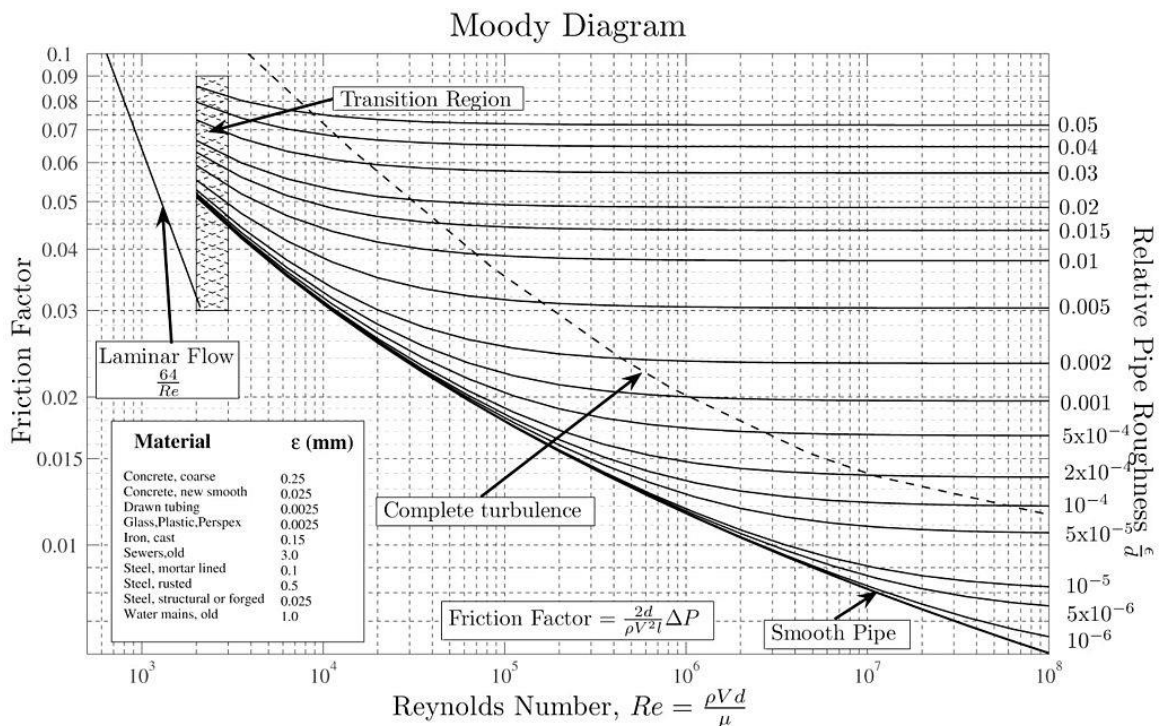


Figura II.9. Diagrama de Moody (Fuente: Wikipedia)

Cálculo del número de Reynolds

El número de Reynolds, tal como se ha visto en la (Ec. II.4), depende de la velocidad y el diámetro. Partiendo de la (Ec. II.3), se encuentra la velocidad, teniendo en cuenta el caudal de diseño para cada tramo de tubería a estudiar:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot D^2}$$

Aplicando a la ecuación (Ec. II.4) el valor de viscosidad dinámico de $1,011 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, se obtienen los diferentes valores del Reynolds en cada tramo de tubería:

$$\text{Re} = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{v \cdot D}{1,011 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}}$$

Cálculo de la rugosidad relativa ϵ_r

La rugosidad relativa depende de:

$$\epsilon_r = \frac{\epsilon}{D} \quad (\text{Ec. II.20})$$

Dónde:

- ϵ : rugosidad absoluta de la tubería [mm]. De la *Figura II.9* se toman estos valores. Para las tuberías plásticas el valor es 0,0025 mm.

En el *ANEXO D* se encuentran los cálculos de las pérdidas de carga para diferentes tramos de la línea de conducción. Con los resultados de la ecuación (Ec. II.20) y la resolución de Reynolds, se hace uso del diagrama de Moody (*Figura II.9*) para obtener los diferentes valores del factor de fricción f .

II.2.4.2. Pérdidas de carga locales, accidentales o singulares

Están producidas por perturbaciones de la corriente líquida en puntos concretos, como derivaciones, válvulas, cambios de sección, etc. En comparación con la magnitud de las pérdidas de fricción pueden ser despreciables.

II.2.5. Altura manométrica de una bomba

La altura manométrica (H_m) es un concepto que hace referencia al diseño de una bomba en una instalación de impulsión. Representa el aumento de la energía por unidad de peso

que experimenta el fluido desde la entrada hasta la salida de la bomba, y se expresa en metros de columna de líquido impulsado.

El valor de la altura manométrica es un concepto necesario a la hora de dimensionar una bomba para un sistema de impulsión. Dado un esquema del sistema de impulsión del proyecto, donde una bomba vertical succiona el agua de un pozo y la impulsa hasta un tanque de almacenamiento:

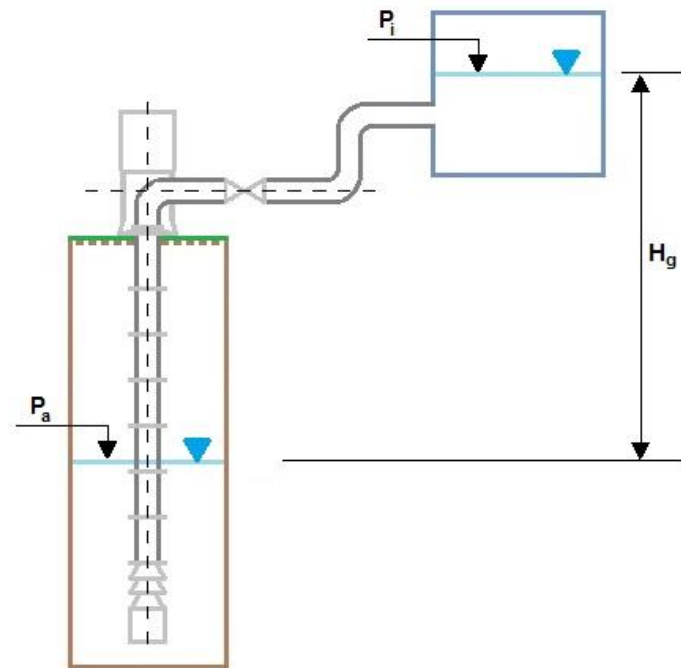


Figura II.10. Esquema de la altura manométrica

Se puede calcular la altura manométrica total (H_m) impulsada por una bomba, para una instalación típica, según se indica a continuación:

$$H_m = H_g + h_c + 10 \cdot \frac{P_i - P_a}{\gamma} \quad (\text{Ec. II.21})$$

Siendo:

- H_g : la altura geométrica [m]; es decir, el desnivel existente entre el nivel mínimo de aspiración y el punto más alto de impulsión.
- h_c : las pérdidas de carga de las tuberías [m].

- $10 \cdot (P_i - P_a) / \gamma$: presión diferencial existente sobre las superficies del líquido en impulsión y aspiración. Expresada en metros.

Las presiones P_a y P_i [Pa] corresponden a las presiones del líquido en el pozo y del tanque y ambas corresponden a la presión atmosférica, por lo que el tercer término se anula.

En casos como el que se acontece, donde se utilizan bombas verticales y el desnivel entre la tubería de aspiración y de impulsión es tan grande, se podría pensar que estas pérdidas también se deberían de contabilizar a más a más de las pérdidas de carga en las tuberías. Por este motivo cabe destacar que una bomba empieza en la “brida de aspiración” y termina en la “brida de impulsión”, por lo que las instalaciones anterior y posterior a ambas bridas es algo que se diseña, mientras que la selección de la bomba se hará bajo criterios de lo que la industria especializada ofrece y esta no se ha de diseñar.

En las bombas centrifugas la altura manométrica total viene representada en función del caudal, por medio de las curvas características de funcionamiento, cuyo empleo es imprescindible para adaptar una bomba a un sistema de bombeo determinado.

II.2.6. Potencia de una bomba

II.2.6.1. Potencia hidráulica de una bomba

En la determinación de la potencia del motor de la bomba, que se emplea en el suministro de agua de un determinado tramo, se parte del concepto de *potencia teórica hidráulica de la bomba*. Esta representa la potencia que el impulsor de la bomba transfiere al agua cuando gira a una velocidad determinada y viene dada por la fórmula:

$$P_{tb} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_m$$

Dónde:

- P_b : potencia teórica de la bomba [W].
- ρ : densidad del fluido (el agua dulce 1.000 kg/m^3).
- g : aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

- Q: caudal [m³/s].
- H_m: altura manométrica de la bomba [m].

Considerando que en las operaciones de bombeo existen pérdidas energéticas, aparece el término de *potencia real*, que será inferior a la teórica debido a que la eficiencia de la bomba en la transmisión energética no es del 100%. De esta forma se tiene que:

$$P_{\text{real b}} = \frac{P_{\text{tb}}}{\eta_{\text{bomba}}} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_m}{\eta_{\text{bomba}}} \quad (\text{Ec. II.22})$$

Dónde:

- η_{bomba} : es el rendimiento de la bomba (se toma del 80%).
- P_{real b}: potencia real de la bomba [W].

II.2.6.2. Potencia eléctrica del motor

Esta es la potencia que requiere el motor para impulsar el flujo. Se relaciona con la potencia hidráulica real mediante el rendimiento del motor:

$$P_e = \frac{P_{\text{real b}}}{\eta_{\text{motor}}} \quad (\text{Ec. II.23})$$

Dónde:

- η_{motor} es el rendimiento del motor eléctrico que acciona el eje de la bomba (para motores grandes se aproxima este valor a 95%).
- P_e: potencia eléctrica del motor [W].

II.3. CRITERIOS DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

II.3.1. Período de diseños

El período de diseño es la vida útil probable de la infraestructura de abastecimiento de agua potable; durante este período la instalación habrá de mantener la capacidad de servicio de la forma más eficiente. Al respecto, Agüero ⁽¹⁾ sostiene que “el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea

por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones”.

Para el Ministerio de Salud y la Dirección General de Salud Ambiental el periodo económico de los componentes de un sistema de abastecimiento depende de:

- Vida útil de las estructuras de concreto.
- Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones de la infraestructura.
- Crecimiento o decrecimiento de la población.
- Capacidad económica para la ejecución de las obras.

A continuación se indican los períodos de diseños económicos de los elementos que componen el sistema de abastecimiento de agua potable.

Tipos de Componentes	Período de diseño
Pozos perforados	15 años
Equipos de bombeo	10 años
Líneas de conducción	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años

Tabla II.1. Períodos de diseño según el tipo de componente

II.3.2. Estudio de la demanda de agua

El estudio de la demanda de agua se ha llevado a cabo por la empresa SHP. A continuación se comenta de forma breve los diferentes puntos que se han tenido en cuenta para su elaboración y, de esta forma, asentar las bases del lenguaje utilizado.

II.3.2.1. Dotación de agua

La *dotación* es la cantidad de agua que consume un poblador por día, la cual depende de la región o zona donde se encuentre viviendo.

II.3.2.2. Factores de variación de consumo

El consumo no es constante durante todo el año. Esto hace necesario que se calculen gastos máximos diarios y para ello es necesario utilizar el coeficiente de variación diaria.

Un sistema es eficiente cuando en su capacidad está prevista la máxima demanda de una población. Para diseñar la parte del sistema de captación y línea de conducción se necesita conocer las variaciones diarias del consumo.

El RNE ⁽²⁾ manifiesta que el coeficiente de variación diaria (K1) es la relación entre el consumo total diario y el consumo promedio anual y lo expresa en la siguiente relación:

$$K1 = \frac{\text{Consumo total diario}}{\text{Consumo promedio anual}}$$

Dónde:

- K1 se recomienda que su valor se encuentre entre 1,2 y 1,5 según el RNE ⁽²⁾.

II.3.2.3. Caudales de diseño

Con el fin de diseñar las estructuras del sistema de agua potable, es necesario calcular el caudal de agua requerido para cubrir las necesidades de la población futura. Para el actual proyecto tiene sentido hablar de los siguientes:

Caudal promedio anual (Q_m)

Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación del caudal máximo diario. Este caudal expresado en litros por segundo se determina de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{P_f \cdot \text{dotación}}{86400}$$

Dónde:

- Q_m : caudal promedio anual [l/día].
- P_f : población futura [hab].
- dotación: [l/hab·día].

La ecuación permite estimar el valor del volumen de agua de consumo requerido por la población futura, para el periodo de un año.

Caudal máximo diario (Q_{md})

Para determinar el caudal máximo diario se emplea la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = K1 \cdot Q_m \quad (\text{Ec. II.24})$$

Dónde:

- K1: coeficiente de variación diaria adimensional.
- Q_{md} : [l/s].

El caudal máximo diario se emplea para diseñar el diámetro de la tubería empleada en la línea de conducción y para determinar el volumen de almacenamiento del reservorio.

Este caudal viene impuesto por la empresa y, tal y como ya se ha comentado, es de 100 l/s. De esta manera, los cálculos correspondientes a la línea de conducción se harán a partir de este caudal.

II.3.3. Rango de velocidades permisibles

El RNE ⁽²⁾ recomienda fijar los valores de las velocidades del flujo en los conductos en un rango para evitar erosión interna (velocidades altas) o sedimentación en las tuberías (velocidades más bajas).

Tipo de red	Velocidad [m/s]
Línea de conducción	$0,50 \leq v \leq 3,00$

Tabla II.2. Rango de velocidades permisibles de diseño en el sistema

II.3.4. Presiones máximas y mínimas

Para el caso de la línea de conducción, según las Normas Técnicas Peruanas, las presiones máximas de trabajo de la tubería están en función de la clase o serie de la tubería elegida.

El tipo de tuberías que se emplea en este proyecto son de polietileno de alta densidad (HDPE en inglés) del tipo PE4710. Este material presenta propiedades aptas para las conducciones de agua dulce que se describen en el apartado *III.2.1.1. Cualidades de las tuberías de HDPE* y sus ventajas en relación con otros materiales típicamente utilizados en conducciones en el apartado *VI.1. Tuberías de HDPE*.

A continuación se muestran las presiones máximas admisibles para cada tipo de tubería en función de su designación SDR y según el estándar ASTM F-714, estas tablas se adjuntan en el ANEXO B.

Clase tubería	Presión nominal [psi]	Presión nominal [bar]
SDR 7	333 psi	22,95 bar
SDR 7.3	318 psi	21,92 bar
SDR 9	250 psi	17,23 bar
SDR 9.3	241 psi	16,61 bar
SDR 11	200 psi	13,78 bar
SDR 13.5	160 psi	11,03 bar
SDR 15.5	138 psi	9,51 bar
SDR 17	125 psi	8,61 bar
SDR 19	111 psi	7,65 bar
SDR 21	100 psi	6,89 bar
SDR 26	80 psi	5,51 bar
SDR 32.5	64 psi	4,41 bar

Tabla II.3. Presión nominal según clase de tuberías HDPE PE4710

En la instalación, según criterios de la empresa SHP, la clase máxima de la tubería deberá de ser SDR 21.

II.3.5. Fenómenos

En el sistema de conducción, la mayoría del tiempo este trabaja en modo estacionario; es decir, todas las válvulas que lo componen estarán abiertas y las bombas estarán en pleno funcionamiento. En este escenario, el sistema de conducción no presenta problemas hidráulicos ya que es su estado “natural de funcionamiento”. En el diseño de la estructura se ha de plantear una solución que se identifique como la forma natural de operación del sistema y comprobar que, bajo estas circunstancias, los dimensionamientos responden a las solicitudes.

Los problemas de las conducciones aparecen en los transitorios; es decir, en los breves momentos de encendida o de parada de las bombas, en la obertura o cierre de una válvula, etc. Este modo de operación puede estar debido a una causa provocada (que sea necesario arrancar las bombas en un momento donde se detecte que los niveles de

los tanques de almacenamiento han llegado al límite) o que sea una causa inesperada (parada eléctrica).

A continuación se exponen los fenómenos transitorios que por sobrepresión o depresión pueden llegar a destruir las instalaciones de fluidos.

II.3.5.1. El golpe de ariete

Este fenómeno transitorio consiste en la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería.

El valor de la sobrepresión debe tenerse en cuenta a la hora de dimensionar las tuberías, mientras que, en general, el peligro de rotura de la tubería debido a la depresión no es importante, y más aún si los diámetros son pequeños. No obstante, si el valor de la depresión iguala a la tensión de vapor del líquido se producirá cavitación, y al llegar a la fase de sobrepresión estas cavidades de vapor se destruirán bruscamente, pudiendo darse el caso, no muy frecuente, de que el valor de la sobrepresión rebase al de cálculo, con el consiguiente riesgo y rotura. Los elementos protectores en este caso serían las válvulas ventosa y los calderines, como se verá más adelante.

Se produce ante un paro brusco del flujo del fluido (caso típico del cierre de una válvula), momento en que la energía cinética que lleva el líquido se transforma en energía de presión. Y se ve tanto en tramos de impulsión como en abastecimiento por gravedad.

II.3.5.2. La cavitación

La cavitación es un fenómeno que se produce cuando el fluido hidráulico disponible no es capaz de llenar todo el espacio existente. En esta situación el fluido pasa de estado líquido a gaseoso para después pasar a líquido de nuevo. Este caso se presenta frecuentemente en la entrada de las bombas hidráulicas cuando las condiciones de alimentación no son las adecuadas para conseguir mantener la entrada de la bomba completamente llena de aceite.

En tal caso, se producen unas burbujas (o más correctamente, unas cavidades) que explotan cuando quedan sometidas a la presión del sistema en la zona de impulsión de la bomba.

Los motivos por los que puede darse la cavitación pueden ser:

- Cambios bruscos de velocidad del fluido.
- Velocidades de fluido excesivas.
- Resistencia demasiado elevada en la línea de aspiración.
- Nivel de aceite en el tanque demasiado alejado de la entrada de la bomba.
- Viscosidad del aceite demasiado elevada.

De forma ideal, no debería haber vacío alguno a la entrada de las bombas e, incluso, sería recomendable una presión positiva (sin que sea excesiva para no dañar el retén del eje de la bomba); de otra forma, existe la posibilidad de que se produzca el fenómeno de la cavitación.

Los daños que se producen cuando hay cavitación son la erosión del metal dentro de la bomba y la aceleración del deterioro del fluido hidráulico.

CAPÍTULO III. ESTRUCTURA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

El sistema de abastecimiento de agua que acontece está constituido por: la captación, la línea de conducción y el reservorio.

III.1. SISTEMA DE CAPTACIÓN

III.1.1. Tipos de sistemas según la fuente

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable. De acuerdo a la ubicación y naturaleza de esta fuente, así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta del terreno para que el agua fluya a través de las tuberías usando solo la fuerza de la gravedad hasta la población. En los sistemas de bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo

necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores a estas.

Tal como puede verse en los planos 993121-2300-AP-S-DWG-0001-0036 presentes en el ANEXO A, el trazado de más de 30 km presenta ciertas variaciones de altitud. Existe una primera parte de la línea donde la fuente de agua (en este caso los pozos de Jahuay) se encuentra ubicada en elevaciones inferiores al trazado que le sigue. Durante ciertos kilómetros la línea presenta subidas y bajadas en el trazado. No es hasta la progresiva [m] 11+605 donde la conducción realmente empieza a descender; haciendo que el resto de trazado se encuentre en puntos más bajos hasta los tanques de San Juan. Por lo tanto en el sistema que se acontece existe una mezcla de los dos tipos de sistemas.

III.1.2. Capacidades de los pozos

En el siguiente cuadro, se muestra un resumen de las fuentes hídricas estudiadas por la empresa SHP de los pozos de Jahuay, de las que se puede obtener agua para el sistema. Se incluyen los pozos aún no explotados, mediante los cuales se conseguirá el caudal de diseño de 100 l/s.

Capacidad potencial de pozos por acuífero		
Nombre de la fuente	Caudal [l/s]	Nivel estático aproximado [msnm]
Acuífero Jahuay	117	361,00
Capacidad de abastecimiento por fuentes no explotadas		
Nombre de la fuente	Caudal [l/s]	Nivel dinámico [msnm]
Pozo proyectado (Pozo 6)	30	316,00
Pozo Jahuay (Pozo 7)	35	346,20
Capacidad de abastecimiento por fuentes explotadas		
Nombre de la fuente	Caudal [l/s]	Nivel dinámico [msnm]
Pozo Jahuay No. 3	26	333,50
Pozo Jahuay No. 4	16	320,70
Pozo Jahuay No. 5	10	347,70
Disponibilidad por fuentes	117	---

Tabla III.1. Capacidades

Se tiene actualmente una disponibilidad de agua potable de hasta 117 litros por segundo, que se disgrega en 5 pozos existentes; de los cuales 4 están equipados y con aprobación para el funcionamiento.

III.2. LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

La línea de conducción en un sistema de agua potable es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio.

Las tuberías siguen el perfil del terreno, salvo que el terreno se complique y sean necesarias estructuras especiales. Para lograr el mejor funcionamiento de la red, a lo largo de la línea de conducción puede que sea necesario el uso de cámaras rompe presión, válvulas de aire, válvulas de purga, etc.

Dado que la instalación presenta dos tipos de conducciones muy diferenciadas, y sobre las que se deben tomar decisiones diferentes, se ha creído preciso, llegando a un acuerdo con la empresa SHP, de aplicar las soluciones siguientes.

La primera de todas está clara y es diferenciar estas dos partes del sistema. Para ello se ha creído conveniente colocar una cámara rompe presión en la progresiva 11+605 m. A partir de este punto y hasta los tanques de San Juan Macona la conducción será mediante gravedad.

La segunda, respondiendo a la variabilidad del terreno en este primer tramo de impulsión, pasa por la instalación de un tanque intermedio que recoja el agua proveniente de los pozos y que, mediante unas bombas centrífugas, la impulse a través de la conducción hasta esta primera cámara rompe presión.

Todas estas consideraciones se discuten en el apartado *IV.4. Diseño hidráulico de la línea de conducción*.

III.2.1. Las tuberías

Tal como se ha visto en el apartado *II.3.4. Presiones máximas y mínimas* la empresa aconseja el uso de tubería de Polietileno de Alta Densidad (en inglés High Density Polyethylene - HDPE) del tipo PE4710. Estas contienen un compuesto llamado "Polietileno de alto rendimiento" que mejora las propiedades del polietileno convencional. El motivo es que las tuberías de HDPE están diseñadas para trabajar con agua a presión y son muy utilizadas a nivel mundial como una alternativa al PVC (Policloruro de Vinilo).

III.2.1.1. Cualidades de las tuberías de HDPE

Actualmente el uso de este material para la construcción de redes de agua está muy extenso gracias a sus propiedades físicas, la larga vida útil y la facilidad de instalación.

La tubería HDPE presenta las siguientes propiedades físicas:

- Flexible: se puede enrollar, doblar y aplastar.
- Liviana: de bajo peso y fácil de transportar.
- Tenaz: alta resistencia al impacto, golpes y maltrato.
- Resistencia a bajas temperaturas: no pierde sus propiedades a bajas temperaturas.
- Resistencia a la corrosión: resiste indefinidamente en terrenos húmedos, salinos o químicamente agresivos.
- Presiones máximas y mínimas: diseñado para presiones de trabajo de 4 a 16 bar.

La flexibilidad del tubo permite su fácil instalación en terrenos sinuosos con curvas y/o altibajos y la tenacidad del material lo hace menos sensible a terrenos pedregosos.

La vida útil de una red de agua construida en HDPE es de aproximadamente 50 años, en lugar de los 20 años de una red de agua construida en PVC.

III.2.1.2. Clases de tuberías

Dentro de cada diámetro de tubería de HDPE existe la codificación SDR. El SDR o la relación de dimensiones estándar (en inglés) se utiliza para evaluar la resistencia de las tuberías de plástico a presión. Los números SDR pueden variar de 7 a 41. Un número SDR inferior indica que un tubo puede soportar más presión; un número más alto de SDR indica que un tubo puede soportar menos presión.

Las clases de tubería a ser seleccionadas han de estar definidas por las máximas presiones que ocurren en la línea representada por la línea de carga estática. Para la selección debe considerarse una tubería que resista la presión más elevada que pueda producirse, no solo bajo condiciones de operación sino considerando situaciones de presión estática como el cierre brusco de una válvula. Por ello en la selección de las tuberías se hará mediante el programa de cálculo, introduciendo los valores de presiones de la *Tabla II.3. Presión nominal según clase de tuberías HDPE PE4710.*

III.2.2. Estructuras complementarias

Válvulas de aire

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

Válvulas de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías. Estas se colocan en la tubería según la *Figura III.1*.

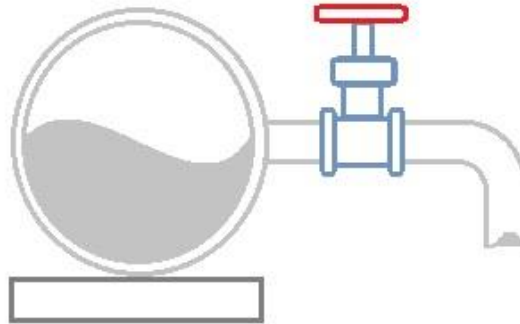


Figura III.1. Esquema de colocación de la válvula de purga (vista de alzado)

Consisten en válvulas de compuerta, normalmente de tipo rosca, que se abren en el momento que se quiera vaciar la tubería. Generalmente son instaladas en los puntos más bajos de las líneas de conducción.

Válvulas flotador

Las válvulas flotador son aquellas que logran mantener un nivel constante en el tanque de reserva, logrando que el flujo que entre sea proporcional al de salida

Lo útil de este tipo de válvulas es que requiere del mínimo de mantenimiento. No es necesario que se le agreguen lubricantes o empaquetaduras. Aun así es recomendable tener una inspección periódica donde se analice cómo el fluido afecta el montaje de la válvula. Es recomendable realizar esta revisión una vez por año.

Las válvulas flotador cumplen con las siguientes características:

- Evitan que el nivel del fluido sobrepase la altura previamente establecida.
- Su funcionamiento es progresivo y suave.
- La altura puede ser regulada por medio de la boya.
- Evitan el oleaje de la superficie del agua, esto mediante a un tubo de salida.
- Ésta fabricada en acero inoxidable y se recubre con poliamidas.

Cámaras rompe presión

Se trata de estructuras pequeñas fabricadas de concreto armado; su función principal es la de reducir la presión hidrostática de la tubería generando un nuevo nivel de agua.

En tramos de tuberías donde existe mucho desnivel (más de 50 m), pueden generarse presiones superiores a la máxima que puede soportar la tubería. En esta situación, es necesaria la construcción de cámaras rompe-presión que permitan disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), y así evitar daños en las tuberías. Estas estructuras permiten utilizar tuberías de menor clase, reduciendo considerablemente los costes en las obras.

Existen de dos tipos:

- CRP Tipo 6: Es la que se emplea típicamente en la línea de conducción, y su función es únicamente la de reducir la presión en la tubería.
- CRP Tipo 7: Además de reducir la presión regula el abastecimiento mediante el accionamiento de una válvula flotadora.

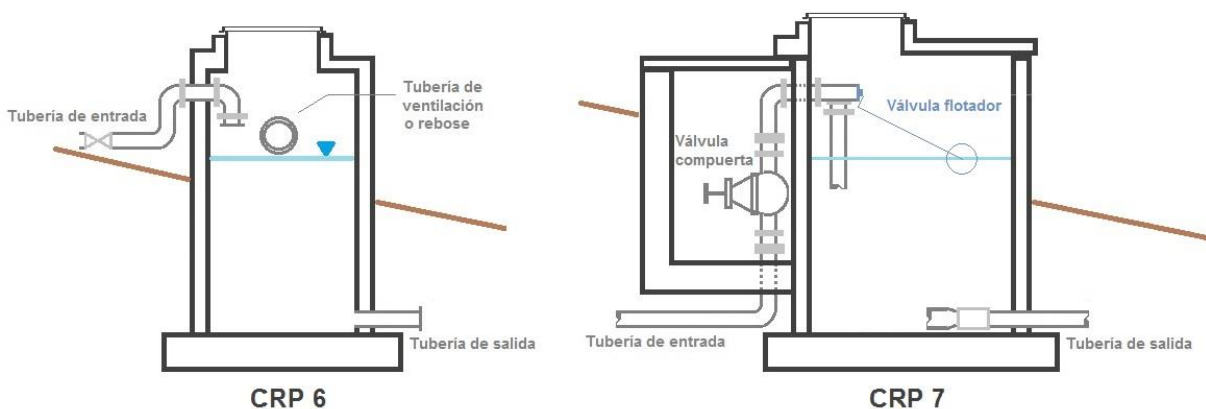


Figura III.2. Esquema cámaras rompe presión tipos 6 y 7

Calderines

También llamados tanques de aire comprimido o tanques hidroneumáticos sirven para compensar los efectos del golpe de ariete en sus dos momentos. Son en esencia tanques herméticos que contienen tanto aire como agua y están conectados a la conducción a través de un orificio diferencial.

En los casos en que sea necesario aportar líquido al sistema, se busca generar el mínimo de resistencia posible (bajas pérdidas) al paso del flujo desde el tanque hacia el sistema. Y para el caso de absorción de líquido del sistema debido a sobrepresiones, donde el flujo va desde la conducción hacia él, se busca que genere pérdidas apreciables con la consiguiente restricción del flujo. De esta forma se convierte en un dispositivo amortiguador de las ondas de sobrepresión.

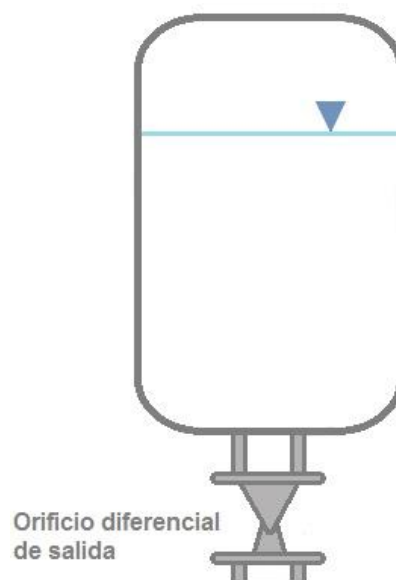


Figura III.3. Esquema de un calderín

III.3. EL RESERVORIO

Es la infraestructura que almacena agua para abastecer la demanda requerida por una determinada población, a fin de que satisfaga las necesidades y preste seguridad de consumo a los que requieren el servicio. Un sistema de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario.

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema de agua potable y mantener el flujo constante del agua en la red, para garantizar el servicio, en función de las necesidades proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente.

En este sistema el reservorio está formado por dos tanques de almacenamiento de 3.000 gal cada uno y se encuentran a las puertas del campamento de San Juan.

CAPÍTULO IV. DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA

Para esta primera parte del estudio donde se diseñan de las diferentes partes que componen el sistema de captación se ha empleado el programa virtual AFT Fathom, con el que se han simulado las características hidráulicas de algunos de sus elementos para su correcto dimensionamiento y selección y para evaluar la correcta interacción entre sus componentes.

IV.1. DISEÑO HIDRÁULICO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO INTERMEDIO

IV.1.1. Capacidad del tanque

La capacidad de almacenamiento de un tanque en el medio rural depende, principalmente, del volumen de regulación para atender las variaciones del consumo de la población.

IV.1.1.1. Determinación del volumen de regulación

Los reservorios o tanques deben permitir que las demandas máximas que se producen en el consumo sean satisfechas mediante el caudal. Pero también tienen la función de almacenar el agua sobrante cuando el caudal de consumo sea menor que el de abastecimiento y aportar la diferencia entre ambos cuando sea mayor el de consumo.

La capacidad así requerida se denominará de regulación o mínima.

De acuerdo al RNE ⁽²⁾ se establece que para sistemas por bombeo, el volumen de regulación deberá estar entre el 20 a 25% del caudal promedio diario, en función del número de horas de bombeo. Dado que la dotación de agua del campamento depende básicamente de los tanques de San Juan, el dimensionamiento de este nuevo tanque no es el que ha de garantizar la dotación básica, por lo que no será necesario un coeficiente tan alto, este se estima en el 10%.

Por tanto, el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C \cdot Q_m$$

Dónde:

- V_r : volumen de regulación en m^3 .
- C : coeficiente de regulación 0,1.
- Q_m : consumo promedio diario anual en m^3 .

De la ecuación (Ec.II.21) y con $K1 = 1,2$ se obtiene:

$$Q_m = \frac{Q_{md}}{K1} = \frac{100 \text{ l/s}}{1,2} = 83,3 \text{ l/s}$$

$$V_r = 0,1 \cdot 83,3 \text{ l/s} = 720.000 \text{ l} = 720 \text{ m}^3 = 190.203,98 \text{ gal}$$

IV.1.1.2. Reserva para emergencias

No se considera ni el volumen contraincendio ni tampoco el volumen de reserva, ya que estos fueron considerados en el dimensionamiento de los tanques de San Juan.

De esta manera el volumen total será igual al de reserva:

$$V = V_r$$

IV.1.1.3. Tiempo de llenado

Se debe considerar que el tiempo de llenado del tanque debe ser mayor de 2,5 horas y menor de 6 horas. Esto es así porque se aproxima un tiempo de vaciado de 2 horas y un tiempo de trabajos de mantenimiento en menos de 4 horas. De esta manera, se puede volver a llenar el tanque con todo el volumen de almacenamiento antes de que el

consumo supere el caudal de llenado. Este se debe verificar en función del caudal máximo diario, mediante la siguiente relación:

$$t_{\text{llenado}} = \frac{V}{Q_{\text{md}}} = \frac{720 \text{ m}^3}{100 \text{ l/s}} \cdot \frac{1000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3} \cdot \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \cong 2 \text{ horas}$$

Dado que el mínimo tiene que ser 2,5 horas, es conveniente encontrar el volumen mínimo que cumplirá con la especificación anterior:

$$V = Q_m \cdot t_{\text{llenado}} = 100 \text{ l/s} \cdot 2,5 \text{ h} \cdot \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} \cdot \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \cong 900 \text{ m}^3 = 237.754,98 \text{ gal}$$

De esta manera se verifica que el tiempo de llenado:

$$2,5 \text{ horas} \leq t_{\text{llenado}} \leq 6 \text{ horas}$$

IV.1.2. Ubicación del tanque

Según el RNE ⁽²⁾, los reservorios se deben ubicar en áreas libres y una vez construidos, deberán contar con un cerco perimetral que impida el libre acceso a las instalaciones. La ubicación y nivel del tanque de almacenamiento deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio. El nivel mínimo de ubicación viene fijado por la necesidad de que se obtengan las presiones mínimas y el nivel máximo viene impuesto por la resistencia de las tuberías de la red de distribución. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del reservorio, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo.

Debido a que en la progresiva 5+000 el terreno no es apto para la construcción y el acceso a tal punto es difícil, se ubica el tanque intermedio en la progresiva 3+664 ya que es la conexión con el pozo 4 a la línea principal. Esta es una zona de fácil acceso para las obras y presenta una extensión de terreno suficiente como para que cumpla con todos los requisitos; incluida la caseta de bombas centrífugas. Esta se encuentra a una altura de 398,5 msnm.

IV.1.3. Tipo y forma del tanque

No es un aspecto importante en el diseño del reservorio; sin embargo, por razones estéticas y económicas se realizan evaluaciones para definir las formas que determinen el mejor aprovechamiento de los materiales y la máxima economía.

Existen las formas esférica, de paralelepípedo o cilíndrica. En este proyecto se opta por la forma cilíndrica ya que respecto a la esférica el encofrado será mucho más barato, y respecto a la de paralelepípedo presenta la ventaja estructural de que las paredes están sometidas a esfuerzos de tensión simple y no son necesarios refuerzos estructurales mayores.

IV.1.4. Dimensionamiento hidráulico del tanque

El dimensionamiento hidráulico se ha hecho siguiendo las determinaciones de Agüero y el RNE ^(1,2). Ambos sostienen que este consiste en la determinación de las dimensiones del reservorio para poder almacenar el volumen requerido de agua, denominado también volumen de almacenamiento.

IV.1.4.1. Diámetro del tanque (D)

El diámetro del reservorio se obtiene a partir de la ecuación:

$$D = 2 \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{V}{\pi}} \right] = 2 \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{900}{\pi}} \right] = 13,18 \cong 13,2 \text{ m}$$

Dónde:

- D: diámetro del reservorio [m].
- V: volumen de almacenamiento del reservorio [m³].

IV.1.4.2. Altura de agua (H)

La altura de agua sobre la pared del reservorio circular es directamente proporcional a su diámetro y está fijada por la siguiente expresión:

$$\frac{H}{D} = \frac{1}{2} \rightarrow H = \frac{D}{2} = \frac{13,2}{2} = 6,6 \text{ m}$$

Dónde:

- H: altura que alcanza el agua sobre la pared del reservorio [m].
- D: diámetro del reservorio [m].

IV.1.4.3. Borde libre (BL)

El reservorio debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo del agua, con el objeto de contar con un espacio de aire para ventilar. Esta altura se determina aproximadamente con el 8 % - 10 % de la altura de agua; teniendo en cuenta que esta no debe ser menor a 0,20 m. Se toma directamente el mínimo indispensable:

$$BL = 0,2 \text{ m}$$

Dónde:

- H: altura de agua sobre la pared del reservorio [m].

IV.1.4.4. Altura total de la pared del tanque (H_T)

La altura total de la pared del tanque se calcula mediante la ecuación:

$$H_T = H + BL = 6,6 + 0,2 = 6,8 \text{ m}$$

IV.1.4.5. Volumen comercial

En la industria existen unos estándares de tanques. A continuación se calcula al volumen real V_R del tanque teniendo en cuenta el borde libre y que la forma seleccionada es cilíndrica:

$$V_R = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H_T = \pi \cdot \frac{13,2^2}{4} \cdot 6,8 = 930,57 \text{ m}^3 = 245.830,72 \text{ gal}$$

Después de hablar con diferentes proveedores se determina que el volumen comercial del tanque es de:

$$V_C = 250.000 \text{ gal} = 946,35 \text{ m}^3$$

IV.1.5. Dimensiones definitivas del tanque

De esta manera los valores definitivos son:

Volumen tanque	250.000 gal = 946,35 m ³
Diámetro (D)	13,2 m
Altura de la pared del tanque (H _T)	7 m
Altura del agua (H)	6,6 m
Borde libre (BL)	0,4 m
Volumen real del líquido	237.754,98 gal = 900 m ³
t _{llenado}	2,5 horas
D/H	1,89 < 2 → no requiere anclaje

Tabla IV.1. Dimensiones del tanque intermedio

IV.1.6. Elementos necesarios para el montaje

IV.1.6.1. Tubería de salida

Es la tubería de la red de conducción, la cual debe estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro al de la red, ha de permitir regular el abastecimiento de agua a la población de los 100 l/s. Así:

$$\Phi_{\text{tubSalida}} = \Phi_{\text{tubConducción}}$$

IV.1.6.2. Tubería de limpieza

La tubería de limpieza ha de tener un diámetro tal que facilite la limpieza del tanque en un periodo no mayor de 2 horas, debiendo estar provista de una válvula de compuerta de igual diámetro, con una pendiente en el fondo no menor de 1 % hacia la salida.

No debe descargar al colector de desagüe, debiendo prevenirse el riesgo de contaminación:

$$\Phi_{\text{tubLimpieza}} \rightarrow t_{\text{vaciado}} \leq 2 \text{ horas}$$

IV.1.6.3. Tubería de rebose

La tubería de rebose se debe conectar a la descarga libre de la tubería de limpieza. Para controlar el flujo del agua en esta tubería no se requiere ninguna válvula de control, por lo que la descarga se produce en el instante en que se llena el reservorio.

El diámetro de la tubería de rebose debe ser mayor o igual al diámetro de la tubería de entrada o de llegada al reservorio; es decir:

$$\phi_{\text{tubRebose}} \geq \phi_{\text{tubLlegada}}$$

IV.1.6.4. Tuberías de ventilación

Es necesario proveer un sistema de ventilación para garantizar la presión atmosférica. Éste debe tener una protección adecuada que impida la penetración de insectos y otros materiales.

Por lo general se utilizan tubos en “U” invertida protegidos en la entrada con rejillas o telas metálicas y separados del techo una distancia mayor o igual a 30 cm, *Figura IV.1*. Ésta tubería se coloca de manera simétrica en la cúpula del techo, pudiendo haber más de una.

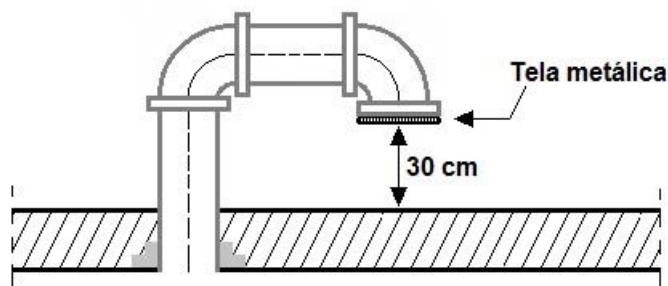


Figura IV.1. Tubería de ventilación en forma de “U”

IV.1.6.5. By-pass

Se debe instalar una tubería con conexión directa entre la entrada y la salida, de tal manera que, cuando se tenga que cerrar la tubería de entrada al tanque en el momento de la limpieza, el caudal ingrese directamente a la línea de conducción de manera que la red no sufra interrupciones en el servicio.

El by-pass consistirá en una válvula compuerta que permita el control del flujo del agua con fines de mantenimiento y limpieza del tanque.

IV.1.6. Elección final tanque

La construcción del tanque y su montaje se hará con la empresa INGELSA. El presupuesto de aporte de material, construcción y montaje se adjunta en el ANEXO E.

IV.2. DISEÑO DE LAS CÁMARAS ROMPE PRESIÓN

IV.2.1. Carga de agua (H)

La carga de agua es la altura a la que llega la cantidad de agua que se almacena en la cámara. Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el caudal de salida pueda fluir. El valor de H se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H = 1,56 \cdot \left(\frac{Q_{mh}^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \right)$$

Dónde:

- H: carga de agua [m]. Se recomienda una altura mínima de 30 cm.
- Q_{mh} : caudal máximo horario [m^3/s].
- A: área de la tubería de salida [m^2].
- g: aceleración gravitacional ($9,81 m/s^2$).

Las dimensiones que permiten definir la altura total de la cámara rompe presión (H_T) son:

$$H_T = H_{\min} + H + BL$$

Dónde:

- H_T : altura total de la cámara rompe presión.
- H_{\min} : altura mínima de 10 cm.
- H: carga de agua (mínimo 30 cm).
- BL: borde libre mínimo de 40 cm.

Teniendo en cuenta los valores de la instalación: Q_{mh} : $0,1 m^3/s$ | g: $9,81 m/s^2$ | H: 30 cm | H_{\min} : 10 cm | BL: 40 cm. Se ha tomado para el área un diámetro de 12": A: $0,073 m^2$.

La altura total mínima de las cámaras rompe presión es $H_T = 80$ cm.

IV.2.2. Dimensionamiento de las cámaras rompe presión

El objeto de este cálculo, es dimensionar las cámaras rompe-presión del sistema de bombeo de agua dulce de Jahuay a San Juan de Marcona, una vez definida la cantidad de cámaras que deben evitar la sobrepresión de las conducciones.

IV.2.2.1. Bases de dimensionado

1. Evitar el vaciado de las cámaras, para que no entre aire en las conducciones por gravedad.
2. Evitar el desgaste del fondo de la cámara por chorro directo del agua con presión, para no deteriorar el fondo de la cámara ni remover los sedimentos.
3. Considerar una zona en la cámara para sedimentación de sólidos, con lo que evitamos la erosión de las tuberías.
4. Dar espacio para la tubería de entrada de agua y la boya de cierre de la misma, así como al sistema de rebose.

IV.2.2.2. Dimensionado

El cálculo del dimensionado del sistema que acontece vendrá fijado por los siguientes factores:

- Altura de agua necesaria para almacenar sedimentos (S).
- Altura de agua necesaria para evitar el desgaste del fondo por el chorro de agua (C).
- Volumen mínimo de agua para evitar el vaciado de la tubería (V).
- Espacio necesario para colocar la tubería de entrada, la boya de cierre y el rebosadero (E).

De esta forma se define la altura de la cámara como:

$$H = S + C + \alpha \cdot \frac{V}{A} + E$$

Siendo:

- A: área de la cámara.

- H: altura de la cámara.
- “ α ”: coeficiente de seguridad del volumen de valor 2.
- $V = t_1 \cdot Q_{\text{máx}}$
 - t_1 : tiempo de cierre de la válvula automática de entrada a los depósitos de San Juan de Marcona, y evitar el golpe de ariete = 60 segundos.
 - $Q_{\text{máx}}$: caudal máximo previsto = 100 l/s.

Dimensionando la altura para distintas secciones se obtiene:

- Primer supuesto $A = 1 \times 1 \text{ m}^2$ da un resultado de $H > 6$ metros.
- Segundo supuesto $A = 2 \times 2 \text{ m}^2$ da un resultado de $H > 4$ metros.
- Tercer supuesto $A = 3 \times 3 \text{ m}^2$ da un resultado muy cerca de 3 metros.

Se adopta, pues, esta última solución por tener la relación base altura más equilibrada.

IV.2.2.3. Comprobación cálculos

A continuación se procede a la comprobación de la tercera opción escogida en el apartado anterior, teniendo en cuenta los valores siguientes:

- $S = 0,30 \text{ m}$ (altura mínima sedimentación).
- $C = 0,50 \text{ m}$ (altura mínima anti-desgaste fondo).
- $E = 0,80 \text{ m}$ (espacio tubería, boya y rebosadero).

$$V = t_1 \cdot Q_{\text{máx}} = 60 \text{ s} \cdot 0,1 \text{ m}^3/\text{s} = 6 \text{ m}^3$$

$$A = 3 \cdot 3 = 9 \text{ m}^2$$

$$H = S + C + 2 \cdot \frac{V}{A} + E = 0,3 + 0,5 + 2 \cdot \frac{6}{9} + 0,8 = 2,93 \text{ m}$$

Se acaba de comprobar que esta última opción es correcta por lo que la altura total que se recomienda bajo criterio mecánico es de mínimo 3 m.

Cabe notar que en el caso concreto de la cámara rompe presión 1 (CRP1), analizando el sistema en el modo transitorio con el programa AFT Impulse, se detectan una modificación necesaria para reducir el golpe de ariete en el tramo de impulsión. Esta cámara se debe aumentar de volumen para conseguir aportar al sistema y evitar el golpe

de ariete, evitando que quede vacía. Por lo tanto, tal y como se explica en la memoria de la simulación en el ANEXO C, esta cámara aumenta sus dimensiones a 5x5x4 m.

IV.2.3. Ubicación de las cámaras rompe presión

La ubicación de las cámaras rompe presión se ha determinado gracias al programa de cálculo AFT Fathom. Consultar el apartado IV.4.2. *Diseño de la nueva conducción*.

Los diferentes emplazamientos pueden apreciarse en la documentación gráfica del ANEXO F. Se han ubicado 6 cámaras rompe presión en la línea de conducción desde los acuíferos de Jahuay hasta el reservorio de San Juan Marcona.

En el anexo de cálculos de transitorios (ANEXO C), se puede ver como en régimen permanente es suficiente la instalación de las 4 primeras cámaras rompe presión, sin embargo, al analizar el régimen transitorio en las situaciones de parada controlada y parada de emergencia, las presiones son muy elevadas en este punto de la instalación llegando a 60 bar. Para reducir esta presión y hacer el sistema funcional en caso de parada de emergencia se hacen necesarias estas dos últimas cámaras rompe presión.

La ubicación de las cámaras responde a criterios de reducción de presión en las tuberías y eliminación de puntos con depresión. Se ha diseñado según las presiones máximas de trabajo de la tubería en función de la clase o serie de la tubería elegida de acuerdo a la norma ASTM F-714, y con el criterio de mantener al máximo posible un caudal constante.

Cámara	Progresiva [m]	Cota [msnm]
CRP1	11+605	485,0
CRP2	15+220	434,5
CRP3	20+000	355,0
CRP4	21+980	271,0
CRP5	23+180	197,5
CRP6	25+000	133,5

Tabla IV.2. Ubicación de las cámaras rompe presión

IV.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS BOMBAS

IV.3.1. Sistema de captación en Jahuay

En el sistema de captación influyen dos factores que se deben de tener en cuenta. El primero es el aumento de caudal de 48 l/s a 100 l/s y el segundo es el hecho de que la construcción del tanque intermedio modifica la altura manométrica en el diseño de las bombas.

Respecto al aumento de caudal, ya se ha visto en la *Tabla III.1* que según los estudios hídricos cada pozo puede aportar un caudal determinado. Es por este motivo, y según se ha comentado en el apartado *1.3.2. Bombeo desde los pozos de Jahuay*, que ya está instalada una cuarta bomba que aportará un caudal de 35 l/s. Aun así, aún faltarán 17 l/s que podrá suministrar un quinto pozo situado en la zona de Jahuay (el pozo número 6) de forma sobrada.

Descripción	Caudal [l/s]
Pozo 3	26 l/s
Pozo 4	14 l/s
Pozo 5	8 l/s
Pozo 6	17 l/s
Pozo 7	35 l/s
Total	100 l/s

Tabla IV.3. Caudales del nuevo sistema

Y respecto al tanque intermedio, su construcción provoca que las bombas disminuyan su altura manométrica. Actualmente las bombas están dimensionadas para hacer frente al punto más alto de la conducción que, sabiendo que se encuentra en la progresiva 11+605, es de 485 msnm. En esta nueva situación el tanque se encuentra en la progresiva 3+664 donde el terreno hace una cota de 398,5 msnm. Teniendo en cuenta una altura de tubería de entrada a tanque de aproximadamente 8 m, la nueva altura contra la que trabajarán las bombas será de 406 msnm; bastante por debajo de la altura actual.

Esto nos lleva a decir que las bombas existentes están sobredimensionadas y que es necesario plantearse si estas podrán satisfacer los requisitos de la nueva demanda o si será necesario cambiarlas. A continuación se presentan dos posibles actuaciones:

- Adaptar las bombas existentes a las nuevas condiciones de trabajo (caudal y altura manométrica).
- Escoger bombas sumergibles nuevas.

IV.3.1.1. Discusión de las dos opciones

Respecto a los equipos sumergidos actuales, cabe la posibilidad de modificarlos a las nuevas condiciones de servicio, que serán de igual caudal pero menor altura manométrica.

Pero, la problemática que presenta esta solución no solo es monetaria. Para modificar las bombas actuales sería necesario:

1. Desinstalar los equipos de los pozos.
2. Remitirlos por transporte al fabricante o a un taller de absoluta confianza.
3. Desmontar y comprobar el estado general de cada equipo y confeccionar un presupuesto de adecuación y reparación de cada bomba.
 - 3.1. En tal caso de ser necesario, se habrán de sustituir componentes que seguro que algunos estarán deteriorados, se eliminarán las etapas sobrantes para modificarlos a las nuevas alturas de descarga, para finalmente montar y ensamblar la bomba con el motor de nuevo.
 - 3.2. Los motores quedarán seguramente sobre-dimensionados ya que la potencia absorbida de la “Nueva” bomba, será mucho menor al mantener el mismo caudal a menor altura de descarga. Cabe la posibilidad de intentar adaptar nuevos motores de menor potencia a las bombas.
 - 3.3. Si ello resultase posible, casi con total seguridad, requerirá del cambio de las linternas y los acoplamientos entre bomba y motor.
4. Con las bombas ya modificadas y montadas, transportar de nuevo los equipos desde el proveedor hasta los pozos.
5. Proceder al montaje con longitudes de tubería de hasta 70 m, cosa que complicaría las actuaciones de montaje.

No es posible establecer una comparativa económica entre ambas alternativas, ya que la cotización de la modificación de las bombas no es posible estimar si antes no se ha analizado el estado de las bombas actuales. Aun así, es fácilmente deducible que estas actuaciones resultarán tanto o más costosas que instalar nuevos equipos motor-bomba sumergidos, mucho más prácticos en aspectos relativos a:

- Transporte.
- Instalación.
- Mantenimiento.
- Coste de adquisición.

A raíz del análisis anterior se opta por la instalación de bombas nuevas.

IV.3.1.2. Características del nuevo sistema de captación

Para proceder a escoger las nuevas bombas, es necesario conocer la nueva altura manométrica. Con tal de facilitar el estudio y que fuera más exacto, se ha hecho uso del programa de cálculo AFT Fathom para determinar las nuevas alturas manométricas.

Han sido necesarios introducir los siguientes valores y consideraciones del sistema.

Tal como se ha visto en el apartado *II.2.5. Altura manométrica de una bomba*, para calcular la altura manométrica es necesario conocer las pérdidas de carga y para determinarlas hay que conocer las longitudes y diámetros del sistema de tuberías. Los valores de las tuberías se discuten en el apartado *IV.4. Diseño hidráulico de la línea de conducción*.

De acuerdo con la información facilitada por la empresa SHP, los pozos están ubicados a las alturas siguientes:

Descripción	Caudal [l/s]	Altura de descarga [msnm]	Nivel dinámico del pozo [msnm]
Pozo 3	26 l/s	403,5 msnm	333,5 msnm
Pozo 4	14 l/s	408,5 msnm	320,7 msnm
Pozo 5	8 l/s	422,5 msnm	343,7 msnm
Pozo 6	17 l/s	406,5 msnm	306,0 msnm
Pozo 7	35 l/s	428,5 msnm	346,2 msnm

Tabla IV.4. Caudales y cotas de las bombas

El fluido que vehicula por el interior de las tuberías, como ya se sabe, es agua dulce. Y las propiedades físicas del agua que se han empleado en los cálculos de los diferentes escenarios del estudio son las siguientes:

Fluido	Temperatura [°C]	Densidad [kg/m ³]	Viscosidad dinámica [centipoise]	Módulo de compresibilidad [bar]	Presión de vapor [bar]
Agua	20	998,31	0,999	20372	0,023

Tabla IV.5. Propiedades físicas del agua

IV.3.1.3. Condiciones de trabajo de las nuevas bombas

A continuación se presentan los nuevos caudales de diseño y las alturas manométricas de las bombas, determinadas gracias al programa de cálculo:

	Caudal de diseño			Altura manométrica	
	[l/s]	[gpm]	[m ³ /h]	[m]	[ft]
Pozo 3	26	412,11	93,6	72,81	238,88
Pozo 4	14	221,9	50,4	87,26	286,29
Pozo 5	8	126,80	28,8	67,83	222,54
Pozo 6	17	269,46	61,2	101,3	332,35
Pozo 7	35	554,76	126	71,67	235,14

Tabla IV.6. Punto de trabajo de las bombas de los pozos en las condiciones de tanque intermedio

IV.3.2. Sistema de bombeo de la zona del tanque intermedio

IV.3.2.1. Características del sistema de bombeo

Tal y como se ha comentado en el apartado *II.3.2. Línea de conducción* el terreno de la línea de conducción aumenta hasta la progresiva 11+605 (altura de 485 msnm) y, a partir de este punto, el sistema tiene pendiente. Es por esto que desde el tanque de almacenamiento intermedio (situado en la progresiva 3+664 y con una altura de 398,5 msnm) será necesaria la aportación de energía para que el flujo venza las fuerzas de gravedad.

Se considera necesaria la instalación de un sistema de bombeo que se encargue de salvar estas pérdidas. Este se instalará a continuación del tanque en una cota aproximada de 398,5 msnm. El equipo de bombeo tendrá las características siguientes:

- La altura de las bombas centrífugas multicelulares es de 398,5 msnm e impulsan el agua hasta un altura de 485 msnm; es decir, han de salvar una altura

geométrica de aproximadamente 90 m (teniendo en cuenta las pérdidas de carga).

- El caudal bombeado ha de ser de 50 l/s, ya que se prevé que estén funcionando dos bombas para elevar el caudal total de 100 l/s.
- Se instalará una tercera bomba de las mismas características con recambio fijo.

IV.3.2.2. Condiciones de trabajo de las nuevas bombas

Mediante la modelización con el programa AFT Fathom, con las condiciones de trabajo especificadas anteriormente, se calcula el punto de trabajo de las bombas.

	Caudal de diseño			Altura manométrica	
	[l/s]	[gpm]	[m ³ /h]	[m]	[ft]
Bomba 1	50	792,95	180	157,90	518,04
Bomba 2	50	792,95	180	157,90	518,04

Tabla IV.7. Punto de trabajo de las bombas de tanque intermedio

IV.3.3. Selección de bombas sumergibles y centrífugas

Después de hablar con diferentes proveedores y haberles pasado los datos de las tablas *Tabla IV.7. Punto de trabajo de las bombas de tanque intermedio* y *Tabla IV.6. Punto de trabajo de las bombas de los pozos en las condiciones de tanque intermedio*, se ha llegado a un acuerdo con la empresa *INTECH S.A.*, empresa ampliamente conocida en el asesoramiento de sistemas de bombeo y con una basta presencia en el mercado peruano.

En el caso de bombas sumergibles se ha seleccionado bombas y motores sumergibles (460 VAC) con camisa de enfriamiento y cable sumergible. Estas bombas contemplan el funcionamiento mediante variador de frecuencia y son de la marca *Franklin Electric*. Por lo que respecta a la bomba horizontal, son bombas centrífugas de la marca *GOULDS PUMPS*.

Zona	Potencia (HP)	Velocidad (rpm)	Conexión eléctrica	Marca y modelo referencial
Pozo 3	60	3550	460 VAC / 3F / 60 Hz	Franklin (ST-550STS60D8X - 5 stg)
Pozo 4	75	3550	460 VAC / 3F / 60 Hz	Franklin (ST-275STS75D8A - 7 Stg)
Pozo 5	20	3550	460 VAC / 3F / 60 Hz	Franklin (ST-175STS20D6X - 7 Stg)
Pozo 6	75	3550	460 VAC / 3F / 60 Hz	Franklin (ST-350STS75D8A - 7 Stg)
Pozo 7	100	3550	460 VAC / 3F / 60 Hz	Franklin (ST-700STS100D8A - 5 Stg)
Zona intermedia	250	3570	460 VAC / 3F / 60 Hz	Goulds (3700-4x6-13 l)

Tabla IV.8. Modelos seleccionados de cada bomba

Para más información, en el *ANEXO B* se muestran las curvas características de estas bombas.

IV.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

IV.4.1. Determinación de los puntos de la línea de conducción

Las actuaciones a realizar en la línea de conducción consisten en el reemplazo de tuberías y la instalación de cámaras rompe presión de acuerdo al planteamiento de la empresa SHP expuesto en las *Tablas 1.7* y *1.8*. El primer paso que se ha hecho ha sido el de aunar estas progresivas de tubería con las ya existentes (*Tabla 1.6* y plano 993131-6151-D-M-DWG-0001 – presente en el *ANEXO A*) y numerar los diferentes puntos del sistema de conducción para facilitar la entrada de datos en el programa de cálculo. A continuación se explican los puntos más representativos del sistema antes de haber hecho cálculo alguno.

Punto	Progresiva [m]	Material y propiedades de la tubería	Particularidades
Pozo 7	0+000	-	La progresiva de la línea empieza en el pozo 7 debido a que es el que se encuentra más lejos de la línea de conducción principal.
Punto A	1+180	Acero $\phi 8''$ SCH40	Es el punto de la conducción donde convergen las líneas de los pozos 5 y 7.
Punto B	3+550	HDPE $\phi 12''$ SDR 9.0 PE4710	Es el punto de la conducción donde convergen la línea proveniente del punto A y el pozo número 3.
Punto C	3+664	HDPE $\phi 12''$ SDR 9.0 PE4710	Es el punto de la conducción donde convergen la línea proveniente del punto B, el pozo número 7 y el futuro pozo número 6. También es en esta altura de la conducción donde se ha decidido instalar el tanque intermedio con la caseta de bombas centrífugas
Punto D1	4+254	HDPE $\phi 12''$ SDR 11.0 PE4710	Punto donde empieza la tubería existente con las características de la columna anterior.
Punto F1	6+198	HDPE $\phi 12''$ SDR 15.5 PE4710	Punto donde empieza la tubería existente con las características de la columna anterior.
Punto H1	6+990	HDPE $\phi 12''$ SDR 17.0 PE4710	Punto donde empieza la tubería existente con las características de la columna anterior.
Punto K1	10+206	HDPE $\phi 12''$ SDR 11.0 PE4710	Punto donde empieza la tubería existente con las características de la columna anterior.
Punto M	11+605	-	Es el punto donde colocará la primera cámara rompe presión.
Punto P	15+220	HDPE $\phi 12''$ SDR 13.5 PE4710	Punto donde empieza la tubería existente con las características de la columna anterior.
Punto Q	17+212	Acero $\phi 6-8''$ SCH40	Punto donde empieza la tubería existente con las características de la columna anterior.
Punto Y	33+905	-	Es el punto donde acaba la línea de conducción.

Tabla IV.9. Puntos representativos del sistema

La numeración utilizada en la tabla anterior para designar los puntos es la definitiva; de esta forma, más adelante se verá la correlación de estos.

IV.4.2. Determinación de los tramos de estudio de la línea de conducción

Analizando la línea de agua dulce desde Jahuay hasta los tanques de San Juan Marcona, considerando el nuevo caudal de la instalación de 100 l/s, se ha detectado la

necesidad de sustituir la tubería propuesta en estas tablas adecuando cada tramo a la presión máxima del mismo.

De las tuberías existentes se cree conveniente sustituir los tramos que aún son de acero; de juntar las tablas antes mencionadas estos tramos son:

Descripción	Progresiva [m]	Longitud [m]	Tramo
φ12" HDPE SDR15.5	1+180 - 3+550	2.370	A – B
φ12" HDPE SDR13.5	17+212 - 33+905	5.000	Q – Y

Tabla IV.10. Tuberías a estudiar

Debido a que se han aplicado cambios significativos en la línea (nueva situación de bombeo contra el tanque intermedio y una posterior impulsión con las bombas seleccionadas), al introducir este nuevo sistema en el programa de cálculo AFT Fathom se ha visto que el tramo comprendido entre la progresiva 3+550 (punto B) y la progresiva 4+067 (a partir de ahora punto D) da problemas con la el SDR actual de 9. De esta forma se crean 2 tramos nuevos a estudiar.

Además de estos, en la línea de impulsión, existe un salto de altura de casi 40 m, entre las progresivas 6+198 (F1) y 6+990 (H1); esto provoca un nuevo planteamiento de tubería entre estos dos puntos.

Progresiva [m]	Longitud [m]	Tramo
1+180 - 3+550	2.370	A – B
3+550 - 3+664	114	B – C
3+664 - 4+067	403	C – D
6+198 - 6+990	792	F1 – H1
17+212 - 33+905	5.000	Q – Y

Tabla IV.11. Tuberías a determinar actualizadas

IV.4.3. Diámetro óptimo económico

La selección del diámetro es la que admite más variantes en comparación con el resto de parámetros geométricos en un sistema de tuberías, ya que existe un mayor número de criterios de selección. El criterio técnico-económico será utilizado en esta ocasión, y se tendrá en cuenta tanto desde el punto de vista de la inversión inicial, como del coste de operación y mantenimiento del sistema.

En la línea de conducción de agua dulce de Jahuay a San Juan cabe destacar, previo al cálculo del diámetro óptimo económico, que tal como se ha comentado existen dos tramos que se podrían diferenciar: un primer tramo de impulsión de agua por bombeo y un segundo tramo de circulación de agua por gravedad.

El análisis de diámetro óptimo económico se realizará en el tramo de impulsión. En el tramo de gravedad el diámetro óptimo económico será aquel que garantice los caudales de diseño dentro de un rango de presiones admisible. Por lo que en el estudio, el último tramo de la anterior tabla (*Tabla IV.11*) no se considerará.

IV.4.3.1. Criterio basado en la evaluación real de los costes

Tal como se puede apreciar en la *Tabla II.2*, la caída de presión por fricción, y por consiguiente el coste de energía, disminuye al aumentar el diámetro, pero a medida que se tiene un diámetro mayor el coste de la tubería aumenta.

El diámetro más económico es aquel cuya suma de los gastos anuales debidos a la energía consumida más el valor de la anualidad por la inversión efectuada, es mínima (*Figura IV.2*). Por tanto, la ecuación a cumplir es $G_{\text{amortización}} + G_{\text{energía}} = \text{mínimo}$.

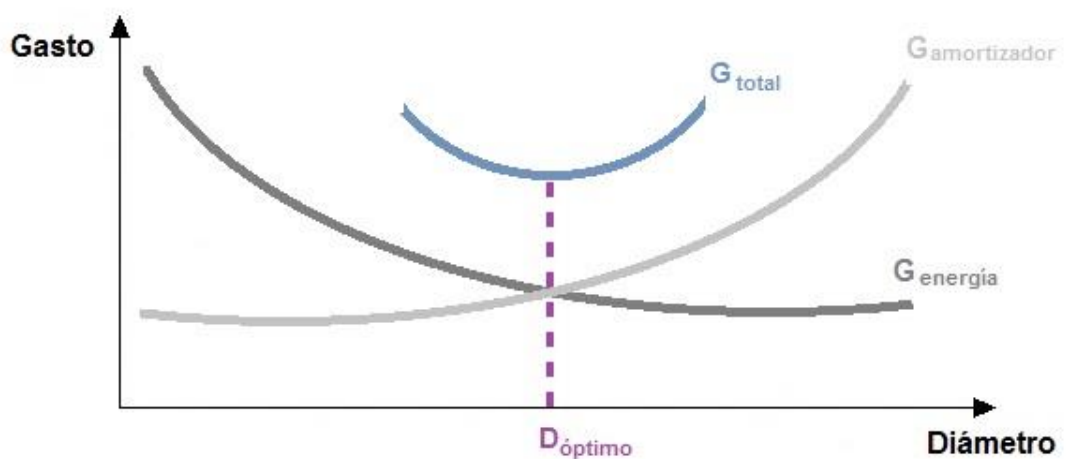


Figura IV.2. Punto de diámetro óptimo

En el tramo de impulsión para el análisis del diámetro óptimo económico se consideran los costes de inversión de tuberías y los costes de consumo de las bombas. Analizando los tramos de tubería existente (en los cuales no existe coste de inversión) pierde su sentido este análisis ya que la amortización de una inversión de compra de nueva tubería

de diferente diámetro supondría períodos de amortización elevados inadmisibles. Por lo tanto el análisis se centrará en los tramos de tubería de la instalación de impulsión donde es necesario la sustitución de la tubería existente (sea de acero o HDPE de SDR insuficiente). Los costes de compra de estas tuberías se estiman según precios de mercado del fabricante MASA para estos diámetros y tubería. El coste de la electricidad de estima en 0,05 \$/kWh (dato proporcionado por la empresa SHP).

En el *ANEXO D* se muestran los cálculos de estos tramos. A continuación se resumen estas tuberías analizadas bajo este criterio.

Tramo	Caudal [l/s]	Longitud [m]	Diámetro óptimo económico
A-B	43	2.370	HDPE 8"
C-D	100	423	HDPE 10"
F1-H1	100	792	HDPE 10"

Tabla IV.12. Diámetro óptimo de tuberías según cálculo económico

Nótese que el tramo B-C no ha sido considerado para el estudio al ser un tramo tan corto en comparación a los otros. Este, y los tramos estudiados serán contrastados con el programa de cálculo, también con el fin de determinar el correcto SDR. De esta forma se primará el criterio de presiones adecuadas en la instalación ante el criterio técnico-económico.

IV.4.4. Diseño y modelización de las tuberías

Para el diseño hidráulico de las tuberías, conjuntamente con la ubicación de las cámaras rompe presión, se ha ido ajustando la posición de las cámaras rompe presión, el diámetro de tuberías y el tipo de tuberías para lograr el correcto funcionamiento del sistema. Mediante el programa de modelización AFT Fathom se han ido simulando diferentes soluciones para conseguir los siguientes objetivos:

- Aprovechar al máximo la instalación existente.
- Reducir al mínimo necesario la cantidad de cámaras rompe presión.
- Evitar cavitación en ningún punto de la instalación debido a presiones negativas.

- Asegurar la durabilidad de la instalación analizando la presión a soportar por la tubería en cada tramo.
- Dimensionar las tuberías para que la instalación sea capaz de soportar el caudal de diseño indicado sin tener problemas de pérdidas de carga en algún tramo que supondría la reducción del caudal de llegada a los tanques.

De esta forma, habiendo introducido los diámetros óptimos económicos en la modelización del sistema en régimen estacionario y en transitorio, y con la intención de garantizar el caudal indicado, se detectan algunos tramos de tuberías a modificar de las indicaciones iniciales del apartado anterior descritos en la *Tabla IV.9*.

En el anexo de documentación gráfica (*ANEXO F*) se puede apreciar el diseño final de las tuberías de la instalación. A continuación, se plantea una tabla resumen de los tramos modificados que componen el sistema, después de haberse discutido en el *ANEXO C*.

Tramo	Progresiva [m]	Tipo de tubería
A – B	1+180 - 3+550	HDPE ϕ 10" SDR 21.0 PE4710
B – C	3+550 - 3+664	HDPE ϕ 12" SDR 21.0 PE4710
C – D	3+664 - 4+067	HDPE ϕ 12" SDR 7.0 PE4710
F1 – H	6+198 - 6+670	HDPE ϕ 12" SDR 11.0 PE4710
H – H1	6+670 - 6+990	HDPE ϕ 12" SDR 13.5 PE4710
Q – R	17+212 - 20+000	HDPE ϕ 10" SDR 11.0 PE4710
R – S	20+000 - 20+600	HDPE ϕ 12" SDR 13.5 PE4710
S – T	20+600 - 21+980	HDPE ϕ 10" SDR 13.5 PE4710
T – U	21+980 - 23+180	HDPE ϕ 10" SDR 9.0 PE4710
U – W	23+180 - 27+450	HDPE ϕ 10" SDR 11.0 PE4710
W – Y	27+450 - 33+905	HDPE ϕ 12" SDR 13.5 PE4710

Tabla IV.13. Tramos finales de la conducción Jahuay – San Juan

IV.4.4.1. Válvulas de venteo

En un primer momento se ha considerado necesaria la implementación de la línea con puntos de venteo entre las zonas de tanque intermedio y cámara rompe presión 1, debido a la forma sinusoide del terreno. Así, estas válvulas de venteo han sido colocadas en los máximos absolutos del perfil de conducción, y de esta manera facilitar la salida de aire del sistema.

Mediante el programa de cálculo se han determinado varios puntos más. En el apartado de *C.3.1.2. Parada de emergencia sin dispositivos anti-ariete* (tramo de pozo a tanque intermedio), se ha visto que era necesario también colocar válvulas de venteo en cada línea de impulsión por motivos de seguridad.

Las válvulas de venteo seleccionadas son de triple efecto. Estas combinan las características de una ventosa automática con las de una válvula de aire y vacío.



Figura IV.3. Válvula de aire de triple efecto de la marca ARI

Por un lado, el componente de purga de aire está diseñado para liberar automáticamente a la atmósfera las pequeñas bolsas de aire que se van acumulando a lo largo de la tubería cuando el sistema está lleno y presurizado. Por otro, el componente de aire y vacío ha sido diseñado para descargar o admitir automáticamente grandes volúmenes de aire, durante el llenado o el vaciado de la tubería.

Bajo criterios económicos de uniformidad en la instalación y facilidad de mantenimiento se han colocado válvulas del mismo tipo a lo largo de toda la línea de impulsión. Estas son la D-052 de la marca ARI en el *ANEXO B*, soportan presiones de hasta 25 bar y el diámetro de salida es de 2”.

Válvula de venteo	Progresiva [m]	Cota [msnm]
Impulsión pozo 3	-	403,5
Impulsión pozo 4	-	406,5
Impulsión pozo 5	-	422,5
Impulsión pozo 6	-	320,5
Impulsión pozo 7	-	428,5
V. VENT1	4+530	416
V. VENT2	6+000	406
V. VENT3	6+890	451,6
V. VENT4	8+250	474,5
V. VENT5	8+800	483
V. VENT6	9+017	486
V. VENT7	9+430	478

Tabla IV.14. Ubicación final de las válvulas de venteo

IV.4.4.2. Válvulas de purga

Tal como se ha visto en el apartado *III.2.2. Estructuras complementarias*, las válvulas de purga permiten poder vaciar un tramo de tubería en caso de avería o mantenimiento.



Figura IV.4. Válvula de purga de la marca ARI ARMATUREN

En la parte del sistema comprendida entre los pozos y el tanque intermedio en cada línea de impulsión de cada bomba ya existen estas válvulas, para el pozo nuevo 6, se considerará para la nueva línea. Y en el tramo posterior al tanque intermedio en los puntos más bajos de la línea. Estas serán de la marca ARI ARMATUREN, modelo ARI-FABA-Supra I 146, con un diámetro nominal de 1^{1/2}" y podrán soportar presiones de hasta 25 bar.

En el resto de la línea de conducción, se prevé la instalación de estas válvulas en los mínimos relativos de la línea de conducción (*Tabla IV.15*), serán de la misma marca i modelo pero de diámetro nominal de 2" (50mm).

Válvula de purga	Progresiva [m]	Cota [msnm]
VPUR1	5+136,4	399,5
VPUR2	9+253,6	469
VPUR3	10+225	457
VPUR4	14+144,5	389,3
VPUR5	21+135,7	274
VPUR6	33+800	10

Tabla IV.15. Ubicación de las válvulas de purga

IV.4.4.3. Válvulas de corte

Para que las válvulas de purga puedan hacer su función, es necesario partir en tramos más pequeños la conducción, y así, si solo se tiene que limpiar un tramo en concreto, evitar vaciar el agua de toda la conducción.

El criterio de colocación ha sido tal que permitiera tener tramos de no más de 5 km sin la posibilidad de ser cortados ya sea por estas válvulas o por estructuras como las cámaras rompe presión. El volumen equivalente máximo [m³] es en los tramos de mayor diámetro:

$$\text{Sección de tubería 12"} \rightarrow S = \frac{\pi \cdot (0,305)^2}{4} = 0,073 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud} = 5 \text{ km} = 5.000 \text{ m}$$

$$V = L \cdot S = 5.000 \cdot 0,073 = 365,3 \text{ m}^3 = 365.300 \text{ l}$$

Estas válvulas de corte serán válvulas de tipo compuerta de cierre elástico de diámetro 12" (que corresponde con el diámetro de los tramos de conducción donde se han

instalado – *Tabla IV.16*). La marca y modelo es el mismo que para las válvulas de purga (ARI ARMATUREN - ARI-FABA-Supra I 146).

Válvula de corte	Punto
VCOR1	E
VCOR2	H
VCOR3	K
VCOR4	X

Tabla IV.16. Ubicación de las válvulas de corte

IV.4.4.4. Válvulas flotador

Tal como se ha visto en el apartado *III.2.2. Estructuras complementarias*, las válvulas de boya o flotador son un mecanismo empleado para controlar el suministro de agua de un tanque o cisterna. Se ha contactado con la empresa PROINVAL PERÚ y se ha seleccionado la válvula BVP-72 con diámetro nominal de 10”, las especificaciones de esta se encuentran en el *ANEXO B*.

Las válvulas automáticas de flotador Proinval BVP-72A, son utilizadas para el control de los niveles de agua en depósitos de almacenamiento. Están diseñadas para soportar presiones de entre 10 – 16 bar.

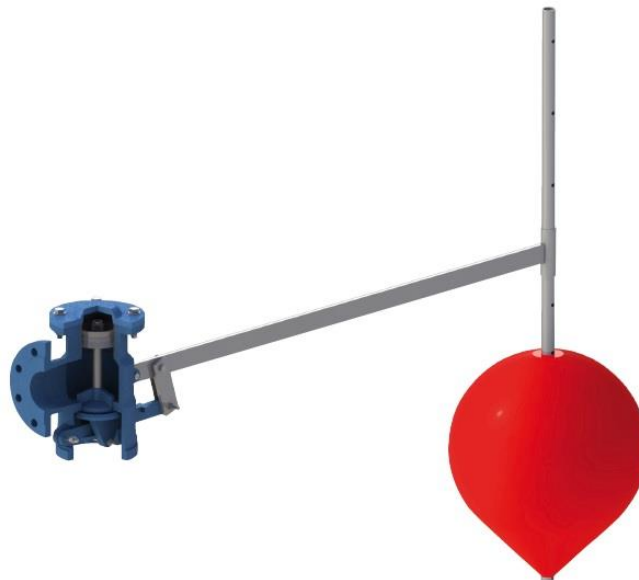


Figura IV.5. Válvula flotador o de boya de la marca PROINVAL

IV.4.4.5. Uniones de tuberías

Tal como se muestra en la documentación gráfica del proyecto (*ANEXO F*), en el trazado de la línea de conducción existen diferentes tipos de tuberías de acero y de polietileno de alta densidad unidas. Además existen diferentes tipos de tubería de HDPE en función de la presión de trabajo de cada tramo y por lo tanto estas presentan distintos SDRs.

Uniones de tuberías HDPE con los tramos en acero

Corresponde a las uniones entre los tramos de la impulsión de las bombas y la línea de conducción, tanto para las bombas existentes de los pozos como las nuevas proyectadas en el pozo 6 y las centrífugas de la zona de tanque intermedio.

Las conexiones a la bomba se hacen de acero debido a que los elementos conectados (válvulas, tuberías con conexión de caudalímetro, etc.) son de este material. Según ha comunicado la empresa SHP, ya se disponen de elementos de tubería y valvulería necesarios para hacer frente a las conexiones de acero de la salida de las bombas (pozo 6 y tanque intermedio).

De esta manera, estos dos tipos de tuberías de materiales diferentes se unirán mediante juntas que prevén las diferentes dilataciones que tiene cada tipo de tubería. Con juntas de dilatación de la marca MASA.

Uniones de tuberías HDPE

La unión de los tubos escogidos se realiza mediante accesorios de termofusión. Es un procedimiento mediante el que las superficies de las partes que se van a unir se calientan a temperatura de fusión y se unen por aplicación de presión, con acción hidráulica, de acuerdo al tamaño de la tubería y sin usar elementos adicionales de unión. Esta técnica produce una unión permanente, eficaz y es económica.

IV.4.4.6. Calderines en impulsión bombeo

Tal como se muestra en la documentación gráfica del proyecto (*ANEXO F*), en el trazado de la línea de conducción existen diferentes puntos de bombeo. Se prevén diferentes calderines que se han tenido que dimensionar para mitigar el golpe de ariete en los diferentes escenarios y condiciones de operación del sistema de bombeo de agua dulce.

Calderín	Volumen [l]	Presión entrada [bar]
Impulsión pozo 3	150	2,7
Impulsión pozo 4	200	2,5
Impulsión pozo 5	300	2,5
Impulsión pozo 6	150	11,5
Impulsión pozo 7	200	3,0
Entrada Tanque intermedio	200	3,0

Tabla IV.17. Ubicación de los calderines a lo largo de la línea de impulsión

La necesidad de instalar estos dispositivos viene dada por la aparición del golpe de ariete. Este fenómeno combina dos tipos de efectos en las tuberías. Primeramente se origina una sobrepresión que se desplaza por la tubería a altas velocidades y seguidamente, se produce una depresión con respecto a la presión normal de la tubería. Como puede apreciarse en la discusión del ANEXO C, existen depresiones en diferentes partes de la línea de impulsión.

Para evitar los golpes de ariete causados por el cierre de válvulas, hay que estrangular gradualmente la corriente de fluido, es decir, cortándola con lentitud utilizando para ello válvulas anticipadoras de onda. Pero, cuando la interrupción del flujo se debe a causas incontrolables como la que se ha tenido en consideración en este estudio (parada brusca de una bomba), entonces se utilizan tanques neumáticos con cámara de aire comprimido o calderines.

También se observa que se producen cavitaciones en prácticamente todo el trazado de la línea hacia tanque intermedio en los casos de parada de emergencia (C.3.1.2. *Parada de emergencia sin dispositivos anti-ariete*). Estas cavitaciones aparecen en el momento que las bombas empiezan a detenerse y son debidas al cambio de altura que hay entre los pozos y el tanque intermedio. Es decir, los pozos están situados a una altura mayor que la que está el tanque intermedio. Esta diferencia de altura hace que el fluido contenido en el interior de las tuberías fluya hacia el tanque por gravedad y no se produzca retorno alguno. Si a todo ello le añadimos que no hay un aporte de agua desde el punto más elevado hace que las tuberías se vacíen y se produzcan cavitaciones.

Todo ello, hace imprescindible instalar dispositivos anti-ariete. En este caso, se recomienda instalar un calderín en cada impulsión de cada pozo y uno en la llegada a tanque de almacenamiento intermedio.

Después de consultar con la empresa IBAIONDO, comercializadora de acumuladores hidroneumáticos se han escogido los modelos en función de las presiones soportadas. Los tramos con calderines de 200 l no superan las presiones de 3 bar por lo que para los 3 sitios se escoge un mismo modelo; para el calderín de 300 se sigue el mismo criterio que el anterior; y para los tramos con calderines de 150 l vemos que hay una diferencia de presiones admitidas. Para el calderín presente en la impulsión del pozo 3 basta con un calderin de 10 bar pero para el de la impulsión del pozo 6 se escoge un modelo con mayor presión máxima:

Calderín	Modelo	Capacidad [l]	Presión máxima [bar]	Dimensiones DxH [mmxmm]	Peso [kg]	Conexión ϕ ["]
Volumen de 200 l	200 AMR-B90 / 03200801	200	10	550x1.135	42	1 ^{1/4} "
Volumen de 300 l	300 AMR-160 / 03300801	300	10	650x1.180	55	1 ^{1/4} "
Impulsión del pozo 3	150 AMR / 03150031	150	10	485x1.155	38	1 ^{1/2} "
Impulsión del pozo 6	150 AMR / 05150031	150	16	485x1.155	55	1 ^{1/2} "

Tabla IV.18. Calderines seleccionados de la marca IBAIONDO

CAPÍTULO V. PRESUPUESTO

En el ANEXO E se detallan los costes implicados en la realización de este proyecto.

V.1. COSTES DEL PROYECTO

Ingeniero Industrial Senior.....	\$74.880,00
Coste del hardware, software, mantenimiento y material fungible.....	\$900,00
Material extra.....	\$200,00
TOTAL DEL COSTES DEL PROYECTO:	\$75.980,00

V.2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

PARTIDAS COMUNES.....	\$603.843,00
-----------------------	--------------

OBRA CIVIL.....	\$145.955,95
Movimiento de tierras.....	\$16.297,36
Obras de concreto.....	\$129.658,59
OBRA MECANICA.....	\$1.647.960,18
Red de Tubería.....	\$1.015.372,49
Valvulería y conexiones.....	\$26.318,97
Equipos de Almacenaje.....	\$485.833,03
Equipos de Electromecánicos.....	\$120.435,69
	SUMA: \$2.397.759,13
TOTAL DEL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL:	\$2.397.759,13
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA	
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	\$2.397.759,13
13 % DE GASTOS GENERALES.....	\$311.708,69
6 % DE BENEFICIO INDUSTRIAL.....	\$143.865,55
	SUMA: \$2.853.333,36
21 % DE I.V.A.....	\$599.200,01
	SUMA: \$3.452.533,37
TOTAL DEL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA:	\$3.452.533,37

V.3. ESTUDIO DE LOS COSTES DIARIOS DE EXPLOTACIÓN

CONSUMO DE ENERGÍA ELÉCTRICA (se supone un coste de 0,05 €/Kwh).

Equipos	Potencia [kW]	Precio unitario [\$/kWdía]	Precio parcial [€]
Equipo en pozo 3	24,28	1,2	\$ 29,136
Equipo en pozo 4	15,51	1,2	\$ 18,612
Equipo en pozo 5	7,58	1,2	\$ 9,096
Equipo en pozo 6	20,91	1,2	\$ 25,092
Equipo en pozo 7	35,52	1,2	\$ 42,624

Equipo en tanque intermedio	215,40	1,2	\$ 258,48
SUMA:			\$ 383,04

TOTAL COSTES DIARIOS DE EXPLOTACIÓN:

383,04 \$/día

CAPÍTULO VI. IMPACTO AMBIENTAL

En estos tiempos de crisis económica, energética y medioambiental, dos de los retos más grandes para la humanidad son el ahorro y la reducción de emisiones. Con este fin, la energía debe generarse de forma amigable con el medioambiente y con el clima. Las innovaciones tecnológicas juegan un importante papel en el incremento de eficiencia en la generación, transmisión y consumo de energía y, simultáneamente, en la capacidad de evitar las emisiones de gases nocivos. Por suerte, cada vez más, las empresas están invirtiendo a largo plazo en soluciones que poco a poco asentarán un nuevo futuro más limpio, con la inclusión de materiales de construcción más eficiente y con menos emisiones, la implementación de software y de innovaciones informatizadas que ajusten los procesos y aumentan la productividad...

Los criterios utilizados en la toma de decisiones de la selección de los materiales y componentes han sido básicamente de eficiencia energética.

VI.1. TUBERÍAS DE HDPE

VI.1.1. Emisiones y residuos

Actualmente muchas ciudades y estados están aplicando restricciones en el uso de tuberías que en su composición contienen metales pesados u otros componentes de riesgo. De acuerdo a un estudio realizado el año 2002, pequeñas cantidades de plomo y cadmio pueden ser liberadas de productos vinílicos desde los tubos de PVC hacia el agua potable. Las estrictas regulaciones ambientales y de salud en Europa han hecho que el uso de materiales alternativos al PVC como el HDPE se masifique en los últimos años. A diferencia del PVC, el HDPE calificado por la FDA (Food and Drug Administration) como material apto para estar en contacto con los alimentos.

El HDPE es un material mucho más fácil de reciclar y menos peligroso que el PVC para el medio ambiente. El plástico clorado PVC (policloruro de vinilo) ocasiona graves riesgos al medio ambiente y a la salud pública durante todo su ciclo de vida. Los principales riesgos están asociados con la generación y emisión de dioxinas durante el proceso de fabricación del cloruro de vinilo y la incineración de productos de PVC.

VI.1.2. Reducción de pérdidas

En un contexto de cambio climático la conservación del recurso hídrico (agua) cobra cada vez más importancia. La tendencia mundial es a construir redes de distribución más seguras y más duraderas para evitar pérdidas de agua en el tiempo.

Las pérdidas de agua representan costos tanto ambientales como económicos para los municipios y los operadores de sistemas de agua; en las redes construidas con materiales tradicionales los problemas de instalación y fugas en la red se presentan principalmente en las uniones entre tramos de tubo. Mientras que el PVC y el FFD (Fierro Fundido Dúctil) admiten pérdidas de agua de entre el 10% y el 20%, el HDPE unido por termofusión admite 0% de pérdidas.

VI.2. SELECCIÓN DE EQUIPOS DE BOMBEO NUEVOS

VI.2.1. Sistema más eficiente

Tal como se ha visto, en la selección de las bombas se ha optado por la opción más eficiente que ha sido la de comprar maquinaria nueva. Estas mejoras implementadas disminuirán en gran medida la energía necesaria para hacer funcionar el sistema y, por lo tanto, aumentará la eficiencia energética del sistema.

VI.2.2. Reducción de emisiones en el transporte

Ante la imposibilidad de reutilización de los equipos existentes y ante la necesidad de ser modificados, solo los costes de desmontaje, transporte, reparación/modificación, transporte y montaje, son más altos que los de comprar maquinaria nueva. Pero, si se tiene en cuenta las emisiones, el gasto energético se duplica. Aproximando las emisiones que tiene un vehículo a 120 g CO₂/km y teniendo en cuenta que el trayecto desde el pozo

más cercano a la carretera Panamericana Sur (pozo 6) y de esta hasta la ciudad de Lima donde se encuentra la empresa de recambios hace cerca de los 500 km, entonces:

$$\text{emisiones} = 120 \text{ gCO}_2/\text{km} \cdot 1000 \text{ km} = 120 \text{ kgCO}_2$$

Es decir, en el caso de haber escogido la opción de redimensionar las bombas se hubieran tenido que hacer el doble de viajes y con ello el doble de emisiones.

CONCLUSIONES

En este Proyecto de Fin de Carrera, se ha realizado un trabajo de documentación y contrastación de datos durante tres meses y una posterior sistematización de los conocimientos manejados y adquiridos para la creación de dicho documento. De esta manera, se ha rediseñado la infraestructura de abastecimiento de agua potable desde los pozos de Jahuay hasta los tanques del campamento minero de San Juan de Marcona, ubicado a 31km de distancia, en función de las nuevas especificaciones demandadas por la empresa SHP.

Las principales conclusiones obtenidas en el trabajo son las siguientes:

- Con este proyecto se pretende que el sistema de abastecimiento de agua diseñado pueda hacer frente al nuevo caudal requerido de 100 l/s.
- Para la realización de este proyecto, teniendo en cuenta la ubicación del proyecto y el hecho de que estuviera demandado por una empresa privada, se han aplicado criterios de eficiencia técnica seleccionando las mejores opciones posibles técnicas en todos los casos, las de más eficiencia energética y las que influyen de forma directa o indirecta con el cuidado del medio ambiente.
- El sistema de conducción constará de 3 partes diferenciadas. Una primera impulsión desde el acuífero de Jahuay con bombas totalmente nuevas (mayor calidad y eficiencia) contra un tanque nuevo situado en la progresiva 3+664. Una segunda impulsión del agua hacia una primera cámara rompe presión situada en la cota más alta de la línea de conducción (progresiva 11+605). Y una tercera parte, donde la conducción se hace por gravedad, desde la cámara rompe presión 1, y pasando por 5 cámaras más, hasta los tanques actuales de la localidad de San Juan de Marcona.
- Para minimizar los costes al máximo en la compra de elementos y equipos, parte de la conexión entre el tanque y las bombas centrífugas y a la salida de estas, se hará reaprovechando equipos existentes en el stock de la empresa como el caudalímetro o el manómetro, así como las tuberías y conexiones de acero.
- Se ha aprovechado el trazado de tubería existente para la colocación de la nueva línea de impulsión de forma paralela a la existente, debido a que los caminos a

dichas tuberías ya existen y facilitan en gran medida los accesos para los trabajos.

- Se ha privilegiado en las tuberías nuevas el empleo de HDPE por sus mayores facilidades constructivas y menores costes medioambientales.
- Se ha hecho imprescindible la instalación de cámaras rompe presión ya que al analizar la red continua desde el punto de extracción hasta los tanques de San Juan aparecen unas presiones en las válvulas muy elevadas que no soportarían las tuberías ni siquiera con tuberías de acero. Por lo tanto se contempla su instalación, ubicadas estratégicamente (según documentación gráfica adjunta en *ANEXO F*) para reducir la presión en las tuberías de impulsión y así funcionar el tramo final por gravedad.
- La posibilidad de haber podido analizar las tuberías mediante un programa de cálculo y simular ñas condiciones tanto de operación normal como de caso excepcional de fallo, ha permitido ver de una forma casi práctica el funcionamiento real de una instalación y su consecuente dimensionamiento.

Por último, cabe destacar que, a nivel personal, la experiencia alcanzada en la realización de este Proyecto de fin de Carrera ha servido como toma de conciencia de un entorno y unas condiciones no tan próximos al día día común. Ha servido como una incursión a la realidad de muchos países en vías de desarrollo, respecto al problema del agua, y una toma de conciencia de las facilidades que existen en los países más desarrollados.

BIBLIOGRAFÍA

Libros

- ⁽¹⁾ AGÜERO PITTMAN, ROGER. *Agua Potable para Poblaciones Rurales: Sistema de Abastecimiento por Gravedad sin Tratamiento*. Servicios Educativos Rurales. Lima, Perú. 1997.
- ⁽²⁾ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIÓN. *Edificaciones y Instalaciones Sanitarias*. Lima, Perú. 2006. pp.103 – 104.
- ⁽³⁾ SALDARRIAGA V. JUAN. *Hidráulica de Tuberías*. Mc Graw Hill Interamericana. Colombia, 2001. pp. 207 – 213.
- WHITE, FRANK. *Mecánica de Fluidos*. Mc Graw Hill Interamericana. Colombia, 2008.
- ASETUB. *Tuberías de PVC. Manual técnico*. Madrid, AENOR, 2006.
- *Reglamento Estructural para Edificaciones*. ACI 318S-05. American Concrete Institute. México. 2005. p. 485.
- GUTIERREZ QUIROZ, MIRKO. *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. Perú. Marzo 2014. p. 94.

Artículos

- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. *Guías para el diseño de reservorios elevados de agua potable*. Lima, Perú. Cosude. 2005.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. *Guía de diseño para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural*. Lima, Perú. 2004.
- AVANCES EN RECURSOS HIDRÁULICOS – Número 12. *Volumen óptimo de almacenamiento para la regulación de la lluvia como abastecimiento de vivienda rural*. Medellín. ISSN 0121-5701. Septiembre de 2005.
- DR. GENE PALERMO, PRESIDENTE DE PALERMO PLASTICS. *Pipe Consulting, Comparison Between PE 4710 (PE 4710 PLUS) and PE 100 (PE 100+, PE 100 RC)*.

Catálogos y otras publicaciones de una institución:

- ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERÍA TÉCNICA AGRÍCOLA DE CIUDAD REAL. CÁTEDRA DE INGENIERÍA RURAL. *Tema 1. Hidráulica. Generalidades.* p.11.
- WL PLASTICS CORP. *WL123 – High performance PE4710.* Abril de 2012. p.1
- PIPELIFE NORGE AS. *Manual Técnico para instalaciones submarinas de tuberías de Polietileno.*

Material obtenido en la red

- CIVILGEEKS.COM. INGENIERÍA Y CONTRUCCIÓN. [<http://civilgeeks.com/2010/10/07/variacion-de-consumo-sistema-de-agua-potable/>]
- MILIARIUM.COM. INGENIERÍA CIVIL Y MEDIO AMBIENTE. [<http://www.miliarium.com/Prontuario/MedioAmbiente/Aguas/PerdidaCarga.asp>]
- WIKIPEDIA. [http://en.wikipedia.org/wiki/Lewis_Ferry_Moody]
- [<http://wlplastics.com/pdf/WL123-0412%20High-Performance%20PE.pdf>]
- FDA [<http://www.fda.gov/AboutFDA/EnEspanol/>]
- MINISTERIO DE ENERGÍA Y MINAS DEL PERÚ. [<http://www.minem.gob.pe>]
- MINISTERIO DE AMBIENTE DEL PERÚ. [<http://www.minam.gob.pe>]