

Trabajo Fin de Máster

ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE MEJORAS DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL DISTRITO DE PILLCO MARCA, HUÁNUCO-PERÚ

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

REYDER ALEXANDER LAMBRUSCHINI ESPINOZA

Tutor:

DR. FRANCISCO JAVIER MARTÍNEZ SOLANO

Cotutor/es:

DR. PEDRO LUIS IGLESIAS REY

Septiembre, 2017



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Agradecimientos

Dar gracias a Dios por haberme permitido avanzar en mi mejora como profesional, agradecer a mi madre y mi padre porque a ellos les debo todo en mi vida, agradecer a mis hermanos y familia por ser el impulso que me motivan cada día a ser mejor, asimismo agradecer al profesorado del máster por haberme permitido enriquecer mis conocimientos, compartiéndome su sapiencia, un agradecimiento especial al Dr. Javier Martínez y al Dr. Pedro Iglesias por su apoyo y guía en la elaboración de la presente tesis.

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto
Título del TFM en español: Elaboración del modelo matemático, diagnóstico y propuesta de mejoras de la red de abastecimiento de agua potable del distrito de Pillco Marca, Huánuco-Perú.
Título del TFM en inglés: Elaboration of the mathematical model, diagnosis and proposal of improvements of the water supply network of the Pillco Marca district, Huánuco-Peru.
Título del TFM en Valenciano: Elaboració del model matemàtic, diagnòstic i proposta de millores de la xarxa d'abastiment d'aigua potable del districte de Pillco Marca, Huánuco- Perú.
Alumno: Reyder Alexander Lamburschini Espinoza
Tutor: Dr. Francisco Javier Martínez Solano
Cotutor: Dr. Pedro Luis Iglesias Rey
Fecha de Lectura: Septiembre del 2017

Resumen
Resumen español: <p>El presente trabajo tiene como objetivo el de realizar el modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable del Distrito de Pillco Marca para de esta manera obtener el diagnóstico de su funcionamiento para luego realizar una caracterización de los problemas existentes y posterior propuesta de mejoras factibles.</p> <p>Para ello, se ha confeccionado el modelo matemático para la simulación del comportamiento actual del sistema hidráulico a partir de la información obtenida por parte del Gobierno Regional de Huánuco, y de la empresa gestora del agua Seda Huánuco, apoyándose en los Sistemas de Información Geográfica (SIG) los cuales permiten procesar información existente sobre la configuración de la red de abastecimiento y a su vez facilitan la asignación de los consumos de los usuarios, gracias a ello los modelos hoy en día pueden realizarse a un nivel importante de detalle y mantener la información de la red actualizada, asimismo los SIG ofrecen la posibilidad de obtener el consumo por sectores, kilómetros de red, número de acometidas, etc.</p> <p>A su vez se ha analizado en detalle el comportamiento de todos los elementos de la red así como también se ha caracterizado la demanda para poder representarlos fidedignamente en el modelo con el software Epanet 2.0 el cual es utilizado como plataforma de simulación y cálculo hidráulico .</p> <p>Finalmente se realiza propuestas de mejoras entre ellas la sectorización de la red que nos ayude a distribuir mejor las demandas de los sectores así como optimizar el funcionamiento del sistema; se realiza el diseño de las válvulas necesarias para el adecuado funcionamiento del sistema, se seleccionan las bombas que impulsaran el agua hacia los nuevos sectores de la red, se realiza un estudio de los elementos necesarios para proteger las líneas de impulsión ante los fenómenos transitorios que pudieran ocurrir en ellas, también se establece un plan de contingencia ante el posible fallo de las tuberías más relevantes de la red; y por último se realiza una valoración económica de todas las medidas establecidas para la mejora del funcionamiento de la red de agua potable del distrito de Pillco Marca.</p>
Resumen valenciano: <p>El present treball té com a objectiu el de realitzar el model matemàtic de la xarxa</p>

d'abastiment d'aigua potable del Districte de Pillco Marca para d'esta manera obtindre el diagnòstic del seu funcionament per a després realitzar una caracterització dels problemes existents i posterior proposta de millores factibles.

Per a això, s'ha confeccionat el model matemàtic per a la simulació del comportament actual del sistema hidràulic a partir de la informació obtinguda per part del Govern Regional de Huánuco, i de l'empresa gestora de l'aigua Seda Huánuco, per a això s'ha recolzat en els Sistemes d'Informació Geogràfica (SIG) que permeten processar informació existent sobre la configuració de la xarxa d'abastiment i al seu torn faciliten l'assignació dels consums dels usuaris, gràcies a això els models hui en dia poden realitzar-se a un nivell important de detall i mantindre la informació de la xarxa actualitzada, així mateix els SIG oferixen la possibilitat d'obtindre el consum per sectors, quilòmetres de xarxa, nombre de connexions, etc.

Al seu torn s'ha analitzat en detall el comportament de tots els elements de la xarxa així com també s'ha caracteritzat la demanda per a poder representar-los fidedignament en el model amb el programari Epanet 2.0 el qual és utilitzat com a plataforma de simulació i càlcul hidràulic . Finalment es realitza propostes de millores entre elles la sectorització de la xarxa que ens ajude a distribuir millor les demandes dels sectors així com optimitzar el funcionament del sistema; es realitza el disseny de les vàlvules necessàries per a l'adequat funcionament del sistema, se seleccionen les bombes que impulsaren l'aigua cap als nous sectors de la xarxa, es realitza un estudi dels elements necessaris per a protegir les línies d'impulsió davant dels fenòmens transitoris que pogueren ocórrer en elles, també s'establix un pla de contingència davant de la possible fallada de les canonades més rellevants de la xarxa; i finalment es realitza una valoració econòmica de totes la mesures establides per a la millora del funcionament de la xarxa d'aigua potable del districte de Pillco Marca.

Resumen inglés:

The objective of this work is to create the mathematical model of the drinking water supply network of the Pillco Marca district in order to obtain a diagnosis of its operation and then carry out a characterization of the existing problems and subsequent proposal of feasible improvements .

For this, the mathematical model for the simulation of the current behavior of the hydraulic system has been made based on the information obtained by the Regional Government from Huánuco and the water management company Seda Huánuco.

Of Geographic Information Systems (GIS) that allow to process existing information on the configuration of the supply network and in turn facilitate the allocation of the consumptions of the users, thanks to that the models nowadays can be realized to an important level of detail and to maintain the updated network information, GIS also offers the possibility of obtaining consumption by sector, kilometers of network, number of connections, etc.

In turn has analyzed in detail the behavior of all elements of the red as well as has been characterized demand for power reliably represent in the model with software Epanet 2.0 which is used as a platform for simulation and hydraulic calculation.

Finally, proposals for improvements are made, including the sectorization of the network to help us better distribute the demands of the sectors and optimize the operation of the system; The design of the valves necessary for the proper functioning of the system is done, the pumps that drive the water to the new sectors of the red are selected, a study is made of the elements necessary to protect the lines of impulse before the transient phenomena that could Occur in them, a contingency plan was also established in view of the possible failure of the most relevant red pipes; And

finally an economic evaluation of all the measures established for the improvement of the functioning of the drinking water network of the district of Pillco Marca

Palabras clave español (máximo 5): Abastecimiento, Epanet, SIG, Válvulas, Transitorios.

Palabras clave valenciano (máximo 5): Abastiment d'aigua potable, Epanet, SIG Vàlvules, Transitoris.

Palabras clave inglés (máximo 5): Drinking water supply, Epanet, GIS, Valves, Transients.

Contenido

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo Principal.....	3
1.2.2. Objetivos Específicos.	3
Capítulo 2. Descripción de la Zona de Estudio.....	5
2.1. Características Generales de la Zona de Estudio.....	5
2.1.1. Población del Distrito de Pillco Marca.....	5
2.1.2. Localización Geográfica	5
2.1.3. Clima	7
2.1.4. Topografía	7
2.1.5. Geomorfología	7
2.1.6. Viviendas.....	8
2.1.7. Salud	8
2.1.8. Actividad Económica.....	9
2.1.9. Servicios Públicos.....	9
Capítulo 3. Sistema de Agua Potable	10
3.1. Fuente de Agua.....	11
3.2. Reservorio de Cabecera RP-1	11
3.3. Línea de Conducción /Aducción LC-1 y LC-2.....	11
3.4. Estación de bombeo EB-1.....	13
3.5. Estación de bombeo EB-2 y EB-3	13
3.6. Reservorios apoyados RP-2.....	13
3.7. Reservorios apoyados RP-3.....	13
3.8. Reservorios apoyados RP-4.....	14
3.9. Reservorios apoyados RP-5.....	14
3.10. Líneas de Impulsión LI2, LI3, LI4 y LI5	14
3.11. Sector 01 – Universidad	14
3.12. Sector 02 – Cayhuayna Baja.....	14
3.13. Sector 03 - Cayhuayna Media – Alta _ PotracanCHA	15
3.14. Sector 04 – Arcoragra.....	15
3.15. Sector 05 - PotracanCHA.....	15
Capítulo 4. Modelo de la Red en Epanet.....	16
4.1. Carga del modelo en ArcGis y creación de mapas.....	16
4.2. Características de la demanda.....	19
4.2.1. Patrón de demanda:	20
4.2.2. Asignación de consumos:.....	21
4.3. Embalse	21
4.4. Depósitos	21

4.5. Diámetros	21
4.6. Bombas	22
4.7. Controles	23
4.8. Válvulas	23
4.9. Descripción del Funcionamiento de la Red	23
Capítulo 5. Análisis de la Situación Actual de la Red	27
5.1. Velocidades	27
5.2. Pérdidas de carga	29
5.3. Presiones	30
5.3.1. Metodología	30
5.3.2. Presiones Negativas Sector 3 Zona de Presión 4 lado Norte.....	32
5.3.3. Presiones menores a 10 mca Sector 3 Zona de Presión 4 lado Sur	35
5.3.4. Presiones mayores a 50 mca Sector 3 Zona de Presión 4 lado Sur.....	36
5.3.5. Presiones mayores a 50 mca Sector 3 Zona de Presión 3 lado Sur.....	37
5.3.6. Presiones superiores a 50 mca aguas arriba de la VRP-2C.....	40
5.3.7. Pérdidas unitarias mayores a 1.50 m/km.....	42
5.3.8. Presiones menores a 10 mca Sector 2 Zona de Presión 3	44
5.3.9. Presiones menores a 10 mca Sector 1 Zona de Presión 1	45
Capítulo 6. Propuesta de Mejoras	48
6.1. Propuesta de Sectorización	48
6.1.1. Subsector S1-A.....	54
6.1.2. Subsector S1-B.....	54
6.1.3. Subsector S2-A.....	55
6.1.4. Subsector S2-B.....	55
6.1.5. Subsector S2-C.....	56
6.1.6. Subsector S2-D	56
6.1.7. Subsector S3-A.....	56
6.1.8. Subsector S3-B.....	57
6.1.9. Subsector S3-C.....	58
6.1.10. Subsector S3-D.....	58
6.1.11. Subsector S3-E.....	59
6.1.12. Subsector S3-F	60
6.1.13. Subsector S3-G.....	60
6.1.14. Subsector S4-A.....	61
6.1.15. Subsector S5-A.....	62
6.2. Propuesta de Bomba B-4	64
6.2.1. Datos	64
6.2.2. Cálculo del diámetro de la impulsión.....	64
6.2.3. Cálculo de las pérdidas de carga	64
6.2.4. Selección de la Bomba B-4.....	66
6.3. Propuesta de Bomba B-5	67
6.3.1. Datos	67
6.3.2. Cálculo del diámetro de la impulsión.....	68
6.3.3. Cálculo de las pérdidas de carga	68

6.3.4. Selección de la Bomba B-5.....	70
6.4. Plan de Contingencia Ante el Fallo de las Principales Tuberías del Sistema.....	71
6.4.1. Caso 1 Fallo en Línea de Impulsión LI-2.....	71
6.4.2. Caso 2 Fallo en Línea de Impulsión LI-3.....	74
6.5. Propuesta de Válvulas	76
6.5.1. Objetivo	76
6.5.2. Comentario respecto a las válvulas del Sistema.....	76
6.5.3. Criterios para la elección de las válvulas.....	77
6.5.4. Cálculo del diámetro de las válvulas	77
6.5.5. Datos del catálogo	77
6.5.6. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-1.....	78
6.5.7. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-2A.....	80
6.5.8. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-2B.....	82
6.5.9. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-2C.....	83
6.5.10. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-4.....	85
6.5.11. Estudio de la Válvula Sostenedora de Presión VSP-1	87
6.5.12. Verificación de la zona de trabajo de las válvulas.....	89

Capítulo 7. Estudio de los Transitorios Hidráulicos 90

7.1. Objetivo	90
7.2. Consideraciones para el estudio de los Fenómenos Transitorios.....	90
7.3. Estudio de la Línea de Impulsión LI2	90
7.3.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo.....	90
7.3.2. Características de la Bomba B-2.....	93
7.3.3. Cálculo de la Celeridad.....	94
7.3.4. Cálculo de la Inercia	94
7.3.5. Resultados en Régimen Permanente:	95
7.3.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:.....	96
7.3.7. Dimensionado de las Estrategias de Protección:	97
7.4. Estudio de la Línea de Impulsión LI3	101
7.4.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo.....	101
7.4.2. Características de la Bomba B-3.....	103
7.4.3. Cálculo de la Celeridad.....	104
7.4.4. Cálculo de la Inercia	105
7.4.5. Resultados en Régimen Permanente:	106
7.4.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:.....	106
7.4.7. Dimensionado de las Estrategias de Protección:	108
7.5. Estudio de la Línea de Impulsión LI4	112
7.5.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo.....	112
7.5.2. Características de la Bomba B-4.....	114
7.5.3. Cálculo de la Celeridad:.....	117
7.5.4. Cálculo de la Inercia:	117
7.5.5. Resultados en Régimen Permanente:	118
7.5.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:.....	119
7.5.7. Dimensionado de las Estrategias de Protección:	121
7.6. Estudio de la Línea de Impulsión LI5	123

7.6.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo.....	123
7.6.2. Características de la Bomba B-5.....	125
7.6.3. Cálculo de la Celeridad:.....	127
7.6.4. Cálculo de la Inercia:	127
7.6.5. Resultados en Régimen Permanente:	128
7.6.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:.....	129
7.7. Comentarios Finales.....	131
Capítulo 8. Valoración Económica con la Propuesta de Mejoras	132
8.1. Valoración Económica de las Actuaciones Realizadas.....	132
Capítulo 9. Conclusiones	134
Capítulo 10. Bibliografía	137

Capítulo 1. Introducción

El presente trabajo obedece a la necesidad de contar con un modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable del distrito de Pillco Marca, ya que en la ejecución del proyecto (Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Pillco Marca, provincia Huánuco, Huánuco) se realizaron diferentes cambios con respecto al diseño inicial propuesto, todos ellos sin una evaluación técnica pertinente. Los cambios en la red fueron realizados con el fin de dotar del servicio a nuevos usuarios que surgieron durante el periodo de 5 años desde que se realizó el diseño (2009) hasta la fase de ejecución de la obra comprendido entre el 2014 y 2017, debido a un importante auge en el crecimiento de la población. Todo ello llevo a tener cierta incertidumbre respecto al futuro funcionamiento de la red por lo que se busca analizar el comportamiento hidráulico de la red mediante un modelo matemático con el uso del software Epanet 2.0 como plataforma de simulación y cálculo hidráulico.

Dentro de las actividades a realizar se recopilará información de estudios previos existentes en la zona de interés (topografía del distrito, planos catastrales, conexiones, consumos, etc.) Esta información recopilada será analizada en conjunto a fin de desarrollar el modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable. Para la gestión y la representación de los datos obtenidos se han usado los Sistemas de Información Geográfica (SIG) los cuales permiten procesar información existente sobre la configuración de la red de abastecimiento y a su vez facilitan la asignación de los consumos de los usuarios. Gracias a ello los modelos hoy en día pueden realizarse a un nivel importante de detalle y mantener la información de la red actualizada, asimismo los SIG ofrecen la posibilidad de obtener el consumo por sectores, kilómetros de red, número de acometidas, etc. Posteriormente se volcará toda la información recopilada de la red a Epanet para realizar el análisis en detalle del comportamiento de todos los elementos del sistema, así como también caracterizar la demanda para poder representarlos fidedignamente en el modelo.

Finalmente se realizan propuestas de mejoras; entre ellas la sectorización de la red que nos ayude a distribuir mejor las demandas de los sectores así como optimizar el funcionamiento de la red, se realiza el diseño de las válvulas necesarias para el sistema, se seleccionan las bombas que impulsaran el agua hacia los nuevos sectores de la red, se realiza un estudio de los elementos necesarios para proteger las líneas de impulsión ante los fenómenos transitorios que pudieran ocurrir en ellas, también se establece un plan de contingencia ante el posible

fallo de las tuberías más relevantes de la red; y por último se realiza una valoración económica de todas las medidas establecidas para la mejora del funcionamiento de la red de agua potable del distrito de Pillco Marca.

1.1. Antecedentes

Debido a los altos índices de crecimiento poblacional, sumado a los bajos recursos económicos de los pobladores del distrito de Pillco Marca, la falta de políticas del uso del agua así como la carencia de un plan de desarrollo urbano ordenado de la ciudad de Huánuco, Seda Huánuco, el provisor de los servicios de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Huánuco y distritos aledaños, no ha alcanzado a cubrir con los servicios de agua potable y alcantarillado de la gran mayoría de la población, de modo que una cantidad considerable de pobladores ubicados en el distrito de Pillco Marca no cuentan con estos servicios. La necesidad de contar con agua en condiciones seguras para la población ha llevado a instituciones y al gobierno local de Pillco Marca a buscar soluciones que permitan llevar los servicios de agua potable y alcantarillado a estas zonas de la localidad.

Así tenemos que durante el año 2009, la Municipalidad Provincial de Huánuco desarrolló el Estudio de Pre Inversión a nivel de Factibilidad denominado “Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Pillco Marca, provincia Huánuco, Huánuco”, el cual ha sido ejecutado como estudio definitivo a nivel de Expediente Técnico. En el 2013 la Municipalidad, ante la falta de disponibilidad de los terrenos inicialmente previstos para la construcción de la estación de bombeo EB-01, gestionó ante la Municipalidad Distrital de Pillco Marca la cesión en uso de un terreno de área = 958.61 m², ubicado en la Calle Pillco Marca, entre la Calle s/n (Nro. 11) y el Jr. San Fausto, lo cual quedó oficializado mediante Acuerdo de Concejo N° 007-2013-MDPM/CM del 15-ene-2013 y Resolución de Alcaldía N° 080-2013-MDPM/A del 08-feb-2013. Ello dio pie a la firma de un convenio de cooperación interinstitucional, entre el gobierno regional de Huánuco y la Municipalidad Distrital de Pillco Marca.

En este contexto, surgió la necesidad de Modificar el Planteamiento del Expediente Técnico Aprobado, determinado por la reubicación de la estación de bombeo de su posición original. Es por esta razón que el mismo año, 2013, el Gobierno Regional de Huánuco, a través del Proceso de Adjudicación Directa Selectiva de Servicios de Consultoría de Obra N° 054-2013/GRH, contrata al Consorcio Pillco Marca, para la Elaboración del Expediente Técnico “estación de bombeo EB-01 y Líneas de Impulsión a los Reservorios RP-02 y RP-03 del Proyecto: “Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Pillco Marca, Provincia de Huánuco – Huánuco”, oficializado mediante Contrato de Consultoría N° 690-2013-GRH/PR (Municipalidad de Pillco Marca, 2013).

La ejecución de la obra inició en noviembre del año 2013 a cargo del Consorcio Pillco Marca, previsto el culmino de la misma para mayo del 2015 (MEF, 2017). Para marzo del 2015 solo se contaba con un 57% de avance obra (Correo, 2015). Se paraliza la obra del 31/12/2015 al 07/06/2016 (MEF, 2017), esto debido a que al iniciar el año 2016 entró a liderar un nuevo partido en el Gobierno Regional de Huánuco y al encontrarse presuntas irregularidades, se toma la decisión de paralizar la obra. Debido a diversas

incompatibilidades entre el expediente técnico y la realidad en campo del distrito de Pillco Marca, añadido al crecimiento poblacional, producto del loteo y venta de terrenos por parte de los pobladores del distrito ante la futura dotación del servicio de agua potable, trajeron como consecuencia realizar modificaciones en la ejecución de la obra, como el tendido de nuevas líneas de tuberías, cambio de diámetros, cambio de ubicación de válvulas, aumento de conexiones domiciliarias, etc; todas ellas sin contar con un modelo matemático de la red que respalde las decisiones tomadas, así como sin el respectivo diseño de los elementos relevantes para el correcto funcionamiento del sistema. En julio del 2016 la ejecución de la obra pasa a la modalidad de administración directa, dejando de ser ejecutada por el Consorcio Pillco Marca, empresa privada, y pasando a ser ejecutada por la misma administración del Gobierno Regional de Huánuco en donde se modifica la fecha de finalización esperándose que la obra concluya para diciembre del 2017.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Principal

La presente tesis tiene como objetivo principal la elaboración del modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable del distrito de Pillco Marca, para poder analizar las condiciones de funcionamiento de la red y localizar de esta manera los principales problemas y deficiencias del sistema que se han generado por los distintos cambios con respecto al diseño original, posteriormente se realiza una propuesta de mejoras que permitan optimizar las condiciones de servicio del sistema.

1.2.2. Objetivos Específicos.

Se elaborará un modelo de la red en ArcGis, usando los planos de la red de abastecimiento y la cartografía del distrito, de este modelo se extraerán las cotas de todos los elementos del sistema, con este modelo se asignará de manera más eficiente el consumo de los usuarios, se creará el mapa de los sectores de la red, así como el mapa de las zonas de presión del sistema. Toda esta información se exportará a Epanet para poder evaluar de manera más eficiente las condiciones de funcionamiento del sistema. Una vez creado el modelo se realizará un diagnóstico de la situación actual del sistema, evaluándose las presiones, velocidades, pérdidas de carga, etc. Se propone una metodología para dar solución a los nudos en los cuáles existan presiones inferiores o superiores a las que establece el reglamento peruano.

Se realizará una serie de propuestas e mejoras entre ellas la sectorización más detallada de la red, ya que dada la configuración del sistema se hace necesaria, añadido a que ello nos permitirá un mejor control de los caudales inyectados al sistema, un control más eficaz de las fugas, pudiendo reducirse así las pérdidas económicas de cara a la gestión de la red. Se proponen las bombas necesarias para la impulsión de los caudales que alimentarán a los sectores 4 y 5 del sistema. Se elaborará un plan de contingencia que nos permita saber las medidas inmediatas a realizar ante el posible fallo de las líneas de impulsión LI-2 y LI-3, para que de darse este hecho cuenten con el servicio la mayor cantidad de usuarios. Se realizará el diseño de las válvulas reductoras de presión que serán necesarias para el óptimo funcionamiento del sistema. Se realizará el estudio de los fenómenos transitorios que se producen ante el paro accidental de los grupos de bombeo y se proponen los elementos

necesarios para la protección de las líneas de impulsión donde estos se susciten. Finalmente se realiza una valoración económica de todas las medidas establecidas para la mejora del funcionamiento de la red de agua potable del distrito de Pillco Marca.

Capítulo 2. Descripción de la Zona de Estudio

2.1. Características Generales de la Zona de Estudio

2.1.1. Población del Distrito de Pillco Marca

El distrito de Pillco Marca territorialmente cuenta con un área de 62.00 Km², que representa el 1.51% y 0.17% del territorio provincial y regional de Huánuco respectivamente. Su población al año 2007 era de 19,907 habitantes, contaba con un total de 5,701 viviendas para una densidad poblacional de 3.49 hab/vivienda (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2007).

Para el diseño de la red en el año 2009 se consideró una tasa de crecimiento del 4.0 % obteniéndose una población de 21,107 habitantes (Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Pillco Marca, provincia Huánuco, Huánuco, 2009). De acuerdo a la ficha técnica del distrito de Pillco Marca, la cual no cuenta con fecha de elaboración, pero se asume que es el dato más actual respecto a los anteriores mencionados, este cuenta con una población de 32971 habitantes pertenecientes a 6594 viviendas registradas, esto nos lleva a una densidad poblacional de 5.00 hab/vivienda. Con los últimos cambios realizados en el expediente técnico a Octubre de 2016, se tienen un total de 7653 conexiones domiciliarias, que se han ejecutado y que entraran en funcionamiento al culminar de la ejecución de obra que se espera se realice a diciembre de 2017.

2.1.2. Localización Geográfica

La red objeto de trabajo se encuentra ubicado en la región Huánuco (Figura 1) en el distrito de Pillco Marca (Figura 2) e incluye los sectores de Cayhuayna media, Cayhuayna alta, Potracancha y barrios cercanos (Figura 3), los cuales se encuentran dentro del área de expansión de la empresa gestora del agua, Seda Huánuco.

Tabla 1 Datos geográficos del área de estudio

Región:	Huánuco
Provincia:	Huánuco
Distrito:	Pillco Marca
Región Geográfica:	Sierra
Altitud:	1800.00 - 2500 m.s.n.m.

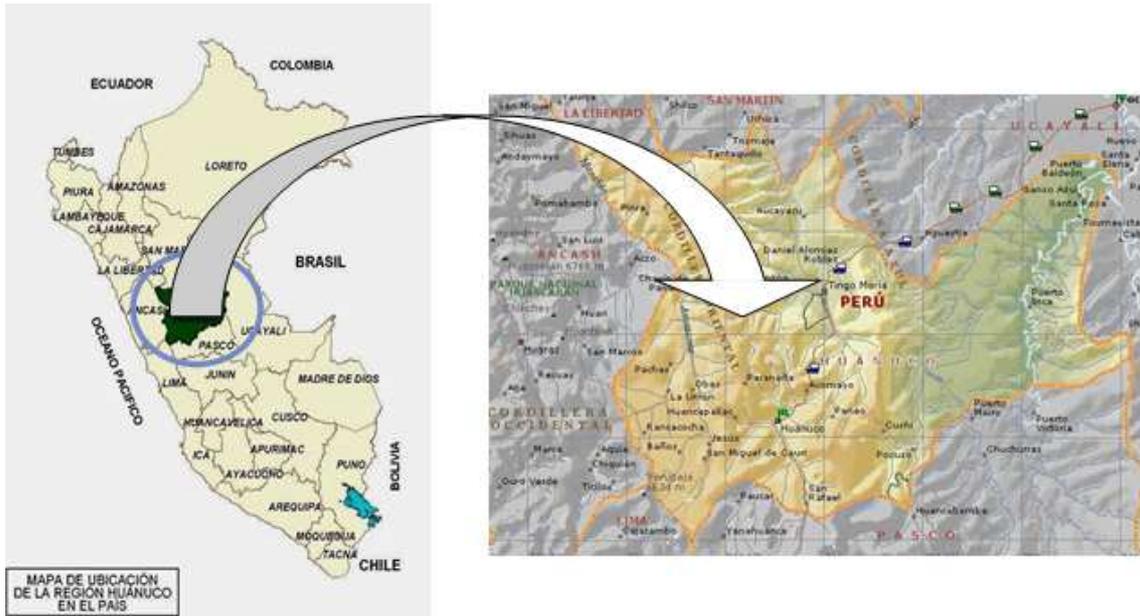


Figura 1 Ubicación de la Región Huánuco



Figura 2 Ubicación del Distrito de Pillco Marca

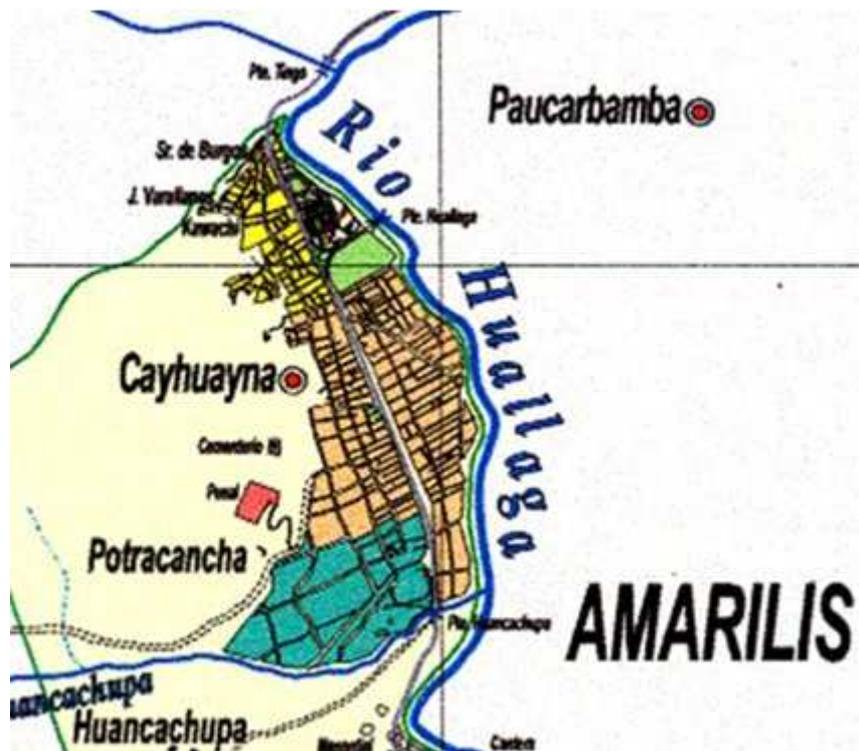


Figura 3 Zona de estudio en el distrito de Pillco Marca

2.1.3. Clima

En las partes bajas del distrito de Pillco Marca, se posee un clima templado seco, cuyas temperaturas oscilan en verano alrededor de los 29 °C y en invierno alrededor de los 18°C. El clima en las partes altas del distrito es frío seco, oscilando la temperatura en verano alrededor de los 24°C y en invierno alrededor de los 10 °C (Provias Nacional, 2015). A continuación se detallan los meses que comprenden las estaciones del año en el distrito de Pillco Marca:

- Verano meses de julio – agosto.
- Invierno (época de lluvias) meses de noviembre – abril.
- Primavera meses de setiembre – octubre.
- Otoño meses de mayo – junio

2.1.4. Topografía

El 80% de la jurisdicción del ámbito geográfico del distrito de Pillco Marca tiene una topografía agreste accidental que corresponde generalmente a la ubicación de sus centros poblados; mientras el 20% tiene una topografía plana agreste y corresponde a la capital del distrito (Provias Nacional, 2015).

2.1.5. Geomorfología

El distrito de Pillco Marca presenta el piso ecológico de la región Yunga Fluvial y Quechua, al margen izquierdo del río Huallaga y parte del valle interandino de esta región de Huánuco. Pillco Marca está constituido por un relieve irregular de valle, cerros elevados, algunos escarpados y que se elevan desde los 1900 m.s.n.m. hasta los 4150 m.s.n.m. Entre ellos encontramos los cerros de Maray (Pilco mozo), Pumacán, Huancán y Marcacoto, la cumbre de Altosucro y Huiscas; los suelos en forma de terrazas aluviales y de plano inclinado son aptos para la agricultura por ser franco arenoso. La morfología del territorio es angosta y

alargada, ubicándose el conglomerado urbano de norte a sur y con mayor concentración en Cayhuayna. De tal manera que la morfología del paisaje se ha visto modificada por la presencia de proceso de urbanización. Los efectos del clima lluvioso que se inicia en el mes de octubre y con mayor intensidad entre los meses de diciembre a marzo, con precipitación media acumulada anual de 369.2 mm, ha causado modificaciones morfológicas, generando quebradas, deltas que son hoy parte de la morfología y paisaje que identifica a Pillco Marca (Dueñas Sixto, 2015).

2.1.6. Viviendas

El número de viviendas de acuerdo a la ficha técnica de la página web del distrito del Pillco Marca es de 6594 viviendas. Esta cifra que se encuentra en el portal web no indica la procedencia de la misma ni el año en el que se obtuvo dicho valor, de acuerdo a los datos de campo obtenidos a octubre de 2016, se cuenta con un total de 7653 viviendas.

La forma de distribución de las viviendas en la zona de estudio se halla centrada en los alrededores de la Universidad como también en la plaza y a ambos márgenes de la carretera central. Las características de las viviendas son de tipo colectivos, y el material usado en su construcción varía desde el material noble, que representa un 21.30% a tipo de piedra con barro (adobe) que representa un 73.61%. La construcción de viviendas en la actualidad ha comenzado en aumento sin ningún criterio de urbanización teniendo como consecuencias el desorden, la carencia de servicios básicos y su mala instalación.

2.1.7. Salud

Los servicios prestados en el distrito de Pillco Marca en cierta medida resultan deficientes, dado que el establecimiento de salud no cuenta con la infraestructura adecuada y personal adecuado. Entre las primeras causas de problemas de salud manifestadas por la población son afecciones originadas por enfermedades del aparato respiratorio con un 44.71%, seguidas por enfermedades gastrointestinales que representan un 18.75%. En la Tabla 2 se pueden apreciar las enfermedades que aquejan a los pobladores del distrito junto con la cantidad de casos que se registran de media anualmente.

Tabla 2 Descripción de principales enfermedades

Enfermedades	Total
Infecciones agudas de las vías respiratorias Superiores	7977
Enfermedades de la cavidad bucal, de las glándulas salivales y de los maxilares	4190
Enfermedades infecciosas intestinales	2250
Micosis	1107
Helmintiasis	1069
Síntomas y signos generales	1014
Enfermedades del esófago, del estómago y del duodeno	886
Otras enfermedades del sistema urinario	830
Dermatitis y eczema	744
Otras infecciosas agudas de las vías respiratorias inferiores	657
Todas las demás causas	5717

2.1.8. Actividad Económica

El 38.43% de la población del distrito de Pillco Marca trabaja permanentemente, un 13.89% trabaja eventualmente, un 13.43 % se dedica al estudio, mientras que el 27.31% son amas de casa, finalmente un 3.24% está desocupado tal como se observa en la Tabla 3.

Tabla 3 Nivel de ocupación

Nivel de Ocupación	%
Estudia	13.43
Trabaja	38.43
Trabaja Eventualmente	13.89
Ama de Casa	27.31
Desocupado	3.24
Otros	3.24

El ingreso promedio mensual familiar se encuentra entre los doscientos y cuatrocientos nuevos soles mensuales (50-100 euros/mes) para un porcentaje de 23.61% del total de la población, un 12.04% percibe menos de doscientos nuevos soles (<50 euros/mes) y un 21.03% recibe más de 800 nuevos soles (>200 euros/mes) tal como se observa en la Tabla 4.

Tabla 4 Ingreso promedio mensual en el distrito de Pillco Marca

INGRESO PROMEDIO MENSUAL	%	% ACUMULADO
Menos de S/.200 ≈ 50 euros	12.04	12.04
Entre S/. 200-S/.400 ≈ 50-100 euros	23.61	35.65
Entre S/.400-S/.600 ≈ 100-150	18.96	54.63
Entre S/.600-S/.800 ≈ 150-200	15.74	70.37
Más de S/.800 ≈ más de 200 euros	21.30	91.67
Otros	8.33	100

2.1.9. Servicios Públicos

En el distrito de Pillco Marca se cuenta con servicios públicos de energía eléctrica, telefonía, y medios de transporte que lo conectan con el resto del distrito y con el centro de la ciudad de Huánuco. En el área de influencia de la red se puede captar con regularidad todos los canales de televisión abierta, radios de transmisión local y nacional. Existe telefonía fija de la empresa Movistar; teléfonos móviles Claro, Movistar, Entel, Bitel. También se cuenta con servicios diversos como son: postas médicas, parroquias, comedores populares, wawahuasi (cunas para bebés), instituciones educativas, etc. El servicio de energía eléctrica en el distrito de Pillco Marca abastece a un 95.37% del total de la población.

Capítulo 3. Sistema de Agua Potable

Actualmente parte de la población de Pillco Marca se abastece a través del sistema de agua potable de Seda Huánuco, el sistema de abastecimiento es por gravedad y se inicia en la planta de tratamiento de agua potable existente en el lugar denominado Cabrito Pampa. Para regular el caudal existen tres reservorios de 2,500 m³ los cuales abastecen el sistema de toda la ciudad de Huánuco, incluyendo dentro de este al distrito de Pillco Marca, Amarilis y Huánuco. De uno de los reservorios R-03 sale una tubería de 14" de asbesto-cemento que conducen el agua hacia la población de Pillco Marca, pero esta línea tiene considerables derivaciones de agua en su recorrido antes de llegar a la población principal, y de las cuáles no se tienen registros, como se puede apreciar en la Figura 4. Las tuberías de agua potable existentes son en su mayoría de asbesto-cemento, respecto a la antigüedad de estas, no se tienen registros de las mismas, pero la edad media de las tuberías en Huánuco está en torno a los 50 años, por lo que constantemente se tiene cortes del servicio ante la rotura de las mismas.

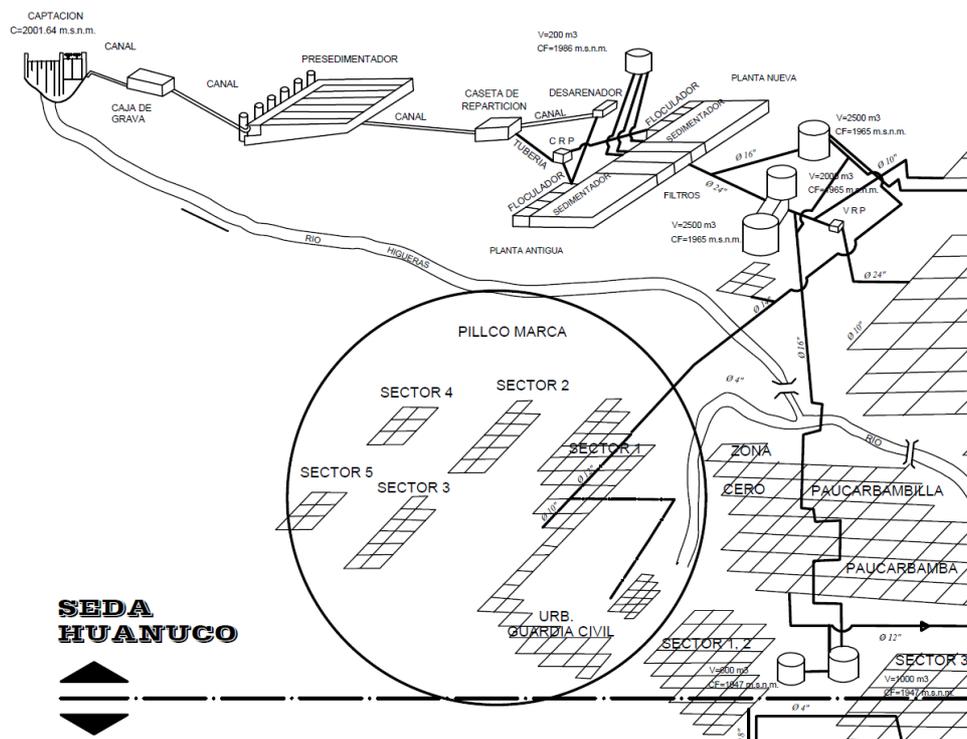


Figura 4 Esquema del Sistema de Agua existente de la ciudad de Huánuco.

La zona urbana de Pillco Marca, de acuerdo al Estudio de Factibilidad realizado contaba con cobertura del 64.50% al año 2009, este valor resulta muy superior al actual, ya que para el 2009 solo se tenían 5701 viviendas, hoy al tener 7653 viviendas en el distrito la cobertura resulta ser de solo un 48.05 %. Las condiciones hidráulicas e indicadores de gestión como presión y continuidad son variables teniendo las siguientes condiciones de servicio:

- Presión disponible en redes: 02.00 m.c.a. a 20.00 m.c.a.
- Continuidad: 2 a 18 horas/días

Las menores presiones se pueden apreciar en la zona media del distrito y en los puntos extremos de las tuberías existentes, debido a que la diferencias de cotas de terreno entre la Planta de tratamiento de agua y la zona urbana media de Pillco Marca resulta en un valor pequeño y al ser este un sistema por gravedad origina presiones ínfimas, siendo las partes altas del distrito las que carecen del servicio de agua potable a su vez son estas son las partes del distrito que actualmente tienen un mayor crecimiento poblacional.

3.1. Fuente de Agua

La fuente de captación es el río Higueras, que tiene una variación promedio de caudal mínimos y máximos de 3.00 a 23 m³/seg. El caudal medio del flujo del río es de 6.2 m³/seg. y se estima que puede oscilar entre 2.5 y 16 m³/seg (Ministerio de Agricultura, 1987). En tanto a la calidad de las aguas de este río existen dos aspectos que son muy importantes: La alta turbiedad (llega a sobrepasar los 4000 ppm); y el elevado arrastre de gravas y arenas. Aunque el cambio de turbiedad es grande, pero el pH y la alcalinidad están dentro del rango aceptable para efectuar el procesamiento de tratamiento de agua. A continuación se describen cada una de las principales estructuras que conforman la red de abastecimiento del distrito de Pillco Marca, la ubicación de cada uno de ellos puede apreciarse de manera esquemática en la Figura 5.

3.2. Reservorio de Cabecera RP-1

Este reservorio de 1500 m³ de capacidad, es de tipo enterrado, de concreto armado y de forma circular de 22 metros de diámetro interno, con cota de fondo 1948.169 msnm. La entrada de agua se produce por la parte superior a cota 1952.169 cuenta con una caseta de válvulas por la que sale la tubería de conducción LC-1 a cota de 1947.219 msnm. Este se encuentra ubicado dentro de la planta de Tratamiento de Agua de Cabrito Pampa y su uso será exclusivo para el abastecimiento de la localidad de Pillco Marca. Asimismo contará con un cerco perimétrico que impide el ingreso a personal no autorizado.

3.3. Línea de Conducción /Aducción LC-1 y LC-2

Esta línea de conducción es la encargada de conducir el agua desde el Reservorio RP-1 hasta estación de bombeo EB-1; de 450 mm de diámetro, de material PVC-UF Clase PN 7.5. De la Línea de conducción LC-1 surge una derivación que da origen a la línea LC-2 la cual conduce el agua que abastece a todo el Sector 1, esta es de 450 mm de diámetro, de material PVC-UF Clase PN 7.5.

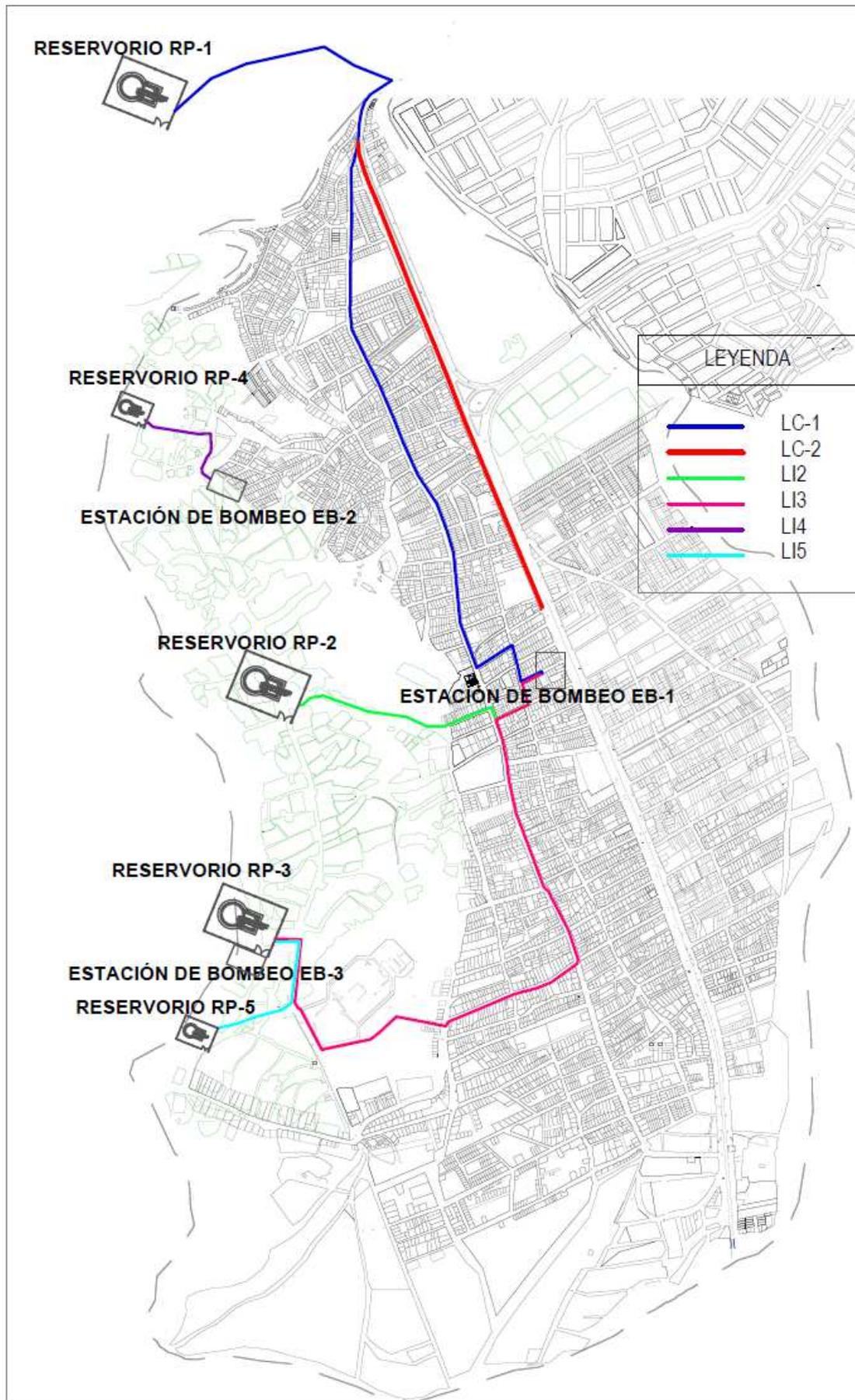


Figura 5 Esquema de la Red de Abastecimiento para Pillco Marca

3.4. Estación de bombeo EB-1

Cabe resaltar un hecho importante en cuanto al funcionamiento del sistema, y es uno de los principales cambios producidos en la ejecución de la obra ya que inicialmente la construcción de la estación de bombeo EB-1 estaba prevista en la Urb. Las Palmeras, en la Av. Juan Velasco Alvarado con cota de terreno 1943.00 msnm. Debido a la falta de disponibilidad de terreno durante la ejecución de la obra esta tuvo que ser reubicada a la calle Pillco Marca, entre la calle s/n (Nro. 11) y el Jr. San Fausto a cota 1927.60. La estación de bombeo cuenta con una sala de bombas que será equipada convenientemente con 02 árboles de descarga independientes para el bombeo de agua potable desde este punto hasta los reservorios RP-02 y RP-03 a través de las líneas de impulsión LI2 y LI3 respectivamente. La cisterna será de 600 m³ de capacidad de dimensiones 32.00 m x 17.50 m x 4.60 m, y estará completamente enterrada, a razón de que se permita sobre esta estructura efectuar un tratamiento arquitectónico al área afectada, de tal manera que el impacto negativo de su presencia en esta área urbana sea minimizada. También contará con una sub estación eléctrica, una sala de bombas, un cuarto de control, cuarto de guardianía, cerco perimétrico, caseta del grupo electrógeno y almacén.

Las Líneas de Impulsión LI2 y LI3, iniciarán su recorrido en la estación de bombeo EB-01 y continuarán de manera independiente hasta llegar a los reservorios RP-02 y RP-03 respectivamente, considerándose alturas de bombeo de 92 m y 150 m respectivamente.

3.5. Estación de bombeo EB-2 y EB-3

La estación de bombeo EB-2 se ubica en la zona denominada Arcorraga, aproximadamente en la elevación 1,992.00 m.s.n.m. Estará conformada por una cisterna de 20 m³ de capacidad, sala de bombas, cuarto de guardianía, cerco perimétrico. La estación de bombeo EB-3 se ubica en la caseta de válvulas del reservorio proyectado RP-3, aproximadamente en la elevación 2,067.50 m.s.n.m. Estará conformada por una sala de bombas

3.6. Reservorios apoyados RP-2

Este reservorio de 1000 m³ de capacidad, es de tipo enterrado, de concreto armado y de forma circular de 16 metros de diámetro, con cota de fondo 2012.50 msnm. La entrada de agua se produce por la parte superior a cota 2017.50 proveniente de la línea de impulsión LI2. Cuenta con una caseta de válvulas por la que sale la tubería M-9 que alimenta al Sector 2, esta se encuentra ubicado a espaldas de la Facultad de Veterinaria de la UNHEVAL y su uso será exclusivo para el abastecimiento al Sector 2 de la localidad de Pillco Marca. Asimismo contará con un cerco perimétrico que impide el ingreso a personal no autorizado.

3.7. Reservorios apoyados RP-3

Este reservorio de 1000 m³ de capacidad, es de tipo enterrado, de concreto armado y de forma circular de 16 metros de diámetro, con cota de fondo 2067.50 msnm. La entrada de agua se produce por la parte superior a cota 2072.50 proveniente de la línea de impulsión LI3. Cuenta con una caseta de válvulas por la que sale la tubería M-15 que alimenta al Sector 3, este se encuentra ubicado en las cercanías del Penal de Potracancha y su uso será exclusivo

para el abastecimiento al Sector 3 de la localidad de Pillco Marca. Asimismo contará con un cerco perimétrico que impide el ingreso a personal no autorizado.

3.8. Reservorios apoyados RP-4

Este reservorio de 100 m³ de capacidad, es de tipo enterrado, de concreto armado y de forma circular de 6 metros de diámetro, con cota de fondo 2067.50 msnm. La entrada de agua se produce por la parte superior a cota 2071.00 proveniente de la línea de impulsión LI4. Este se encuentra ubicado en la zona denominada Arcoragra y su uso será exclusivo para el abastecimiento al Sector 4 de la localidad de Pillco Marca. Asimismo contará con un cerco perimétrico que impide el ingreso a personal no autorizado.

3.9. Reservorios apoyados RP-5

Este reservorio de 100 m³ de capacidad, es de tipo enterrado, de concreto armado y de forma circular de 6 metros de diámetro, con cota de fondo 2095.00 msnm. La entrada de agua se produce por la parte superior a cota 2098.50 proveniente de la línea de impulsión LI5. Este se encuentra ubicado en la parte alta de la zona aledaña al penal de Potracancha y su uso será exclusivo para el abastecimiento al Sector 5 de la localidad de Pillco Marca. Asimismo contará con un cerco perimétrico que impide el ingreso a personal no autorizado.

3.10. Líneas de Impulsión LI2, LI3, LI4 y LI5

La línea de Impulsión LI2 inicia su recorrido en la estación de bombeo EB-1 y asciende hasta la parte alta del Sector 2 donde se encuentra el RP-2, con una longitud de 854.59 metros, de 300 mm de diámetro y de material hierro fundido dúctil.

La línea de Impulsión LI3 inicia su recorrido en la estación de bombeo EB-1 y asciende hasta la parte alta del Sector 3 donde se encuentra el RP-3, con una longitud total de 2210.40 metros, posee 550.22 metros de tubería de 300 mm de diámetro y 1660.18 metros de tubería de 250 mm de diámetro ambas de material hierro fundido dúctil.

La línea de Impulsión LI4 inicia su recorrido en la estación de bombeo EB-2 y asciende hasta la parte alta del Sector 4 donde se encuentra el RP-4, con una longitud total de 349.56 metros, propuesta de hierro fundido dúctil de 150 mm de diámetro.

La línea de Impulsión LI5 inicia su recorrido en la estación de bombeo EB-3 y asciende hasta la parte alta del Sector 5 donde se encuentra el RP-5, con una longitud total de 498.02 metros, de propuesta de hierro fundido dúctil de 150 mm de diámetro.

3.11. Sector 01 – Universidad

Este sector tendrá un abastecimiento por gravedad a través de la línea de conducción LC-2 proveniente del reservorio proyectado RP-1 de 1500 m³, el que se ubica dentro de las instalaciones de la Planta de Tratamiento de Agua de Seda Huánuco. Tiene una extensión de aproximadamente 161.1 ha.

3.12. Sector 02 – Cayhuayna Baja

Este sector tendrá un abastecimiento por gravedad desde el reservorio proyectado RP-2 de 1,000 m³, el cual as u vez es abastecido mediante bombeo por la línea de impulsión LI-2 proveniente de la estación de bombeo EB-1. Tiene una extensión de aproximadamente 104.08 ha.

3.13. Sector 03 - Cayhuayna Media – Alta _ Potracancho

Este sector tendrá un abastecimiento por gravedad desde el reservorio proyectado RP-3 de 1,000 m³, el cual a su vez es abastecido mediante bombeo por la línea de impulsión LI-3 proveniente de la estación de bombeo EB-1. Tiene una extensión de aproximadamente 174.00 ha.

3.14. Sector 04 – Arcoragra

Este sector tendrá un abastecimiento por gravedad desde el reservorio proyectado RP-4 de 100 m³, el cual a su vez es abastecido mediante bombeo por la línea de impulsión LI-4 proveniente de la estación de bombeo EB-2. Tiene una extensión de aproximadamente 18.97 ha.

3.15. Sector 05 - Potracancho

Este sector tendrá un abastecimiento por gravedad desde el reservorio proyectado RP-5 de 100 m³, el cual a su vez es abastecido mediante bombeo por la línea de impulsión LI-5 proveniente de la estación de bombeo EB-3. Tiene una extensión de aproximadamente 20.23 ha.

Capítulo 4. Modelo de la Red en Epanet.

4.1. Carga del modelo en ArcGis y creación de mapas.

Se optó por crear un modelo en ArcGis debido a la capacidad del software para procesar y almacenar información existente de la red de abastecimiento. Con el modelo se tiene la ventaja para la asignación de consumos con las distintas herramientas que posee el software como lo es la unión espacial por proximidad, entre otras. Añadido a que con el modelo en ArcGis se puede cargar constantemente información a la red, manteniéndola así actualizada. Los SIGs también nos facilitan la obtención de datos como consumos por sectores, kilómetros de red, número de acometidas, etc., con una mayor rapidez. De cara a la gestión del sistema, con el modelo se pueden almacenar datos de la red como las fechas de roturas en cada tubería, las veces en las que se le realice un mantenimiento, etc. Posteriormente estos datos nos serán de utilidad para mejorar la gestión del sistema así como para futuros estudios de la red. Para la creación del modelo se partió de:

- Un plano topográfico con curvas de nivel en Autocad del distrito, con el cual se elaboró un modelo digital del terreno para posteriormente obtener de este la cota de los nudos. También se creó el perfil topográfico de las líneas de impulsión y las líneas que conforman las zonas de presión de la red.
- Un plano en Autocad de la red del sistema de agua potable del distrito de Pillco Marca, el cual se exportó a Arcgis, en la Figura 6 se aprecia las tuberías de la red clasificadas por color de acuerdo a su diámetro sobre el modelo digital del terreno.
- Un plano catastral de la empresa gestora, donde se tiene una parte de las conexiones domiciliarias existentes de los usuarios con los lotes codificados.
- Una hoja Excel en el que se tienen los consumos del mes de agosto para cada código de lote, así como el tipo de consumo (doméstico, comercial, industrial, etc.) Con esto se logró vincular el consumo y tipo de consumo al nudo más próximo de la red, mientras que a los lotes sin consumo se le asignó el consumo establecido de acuerdo al Reglamento Peruano.

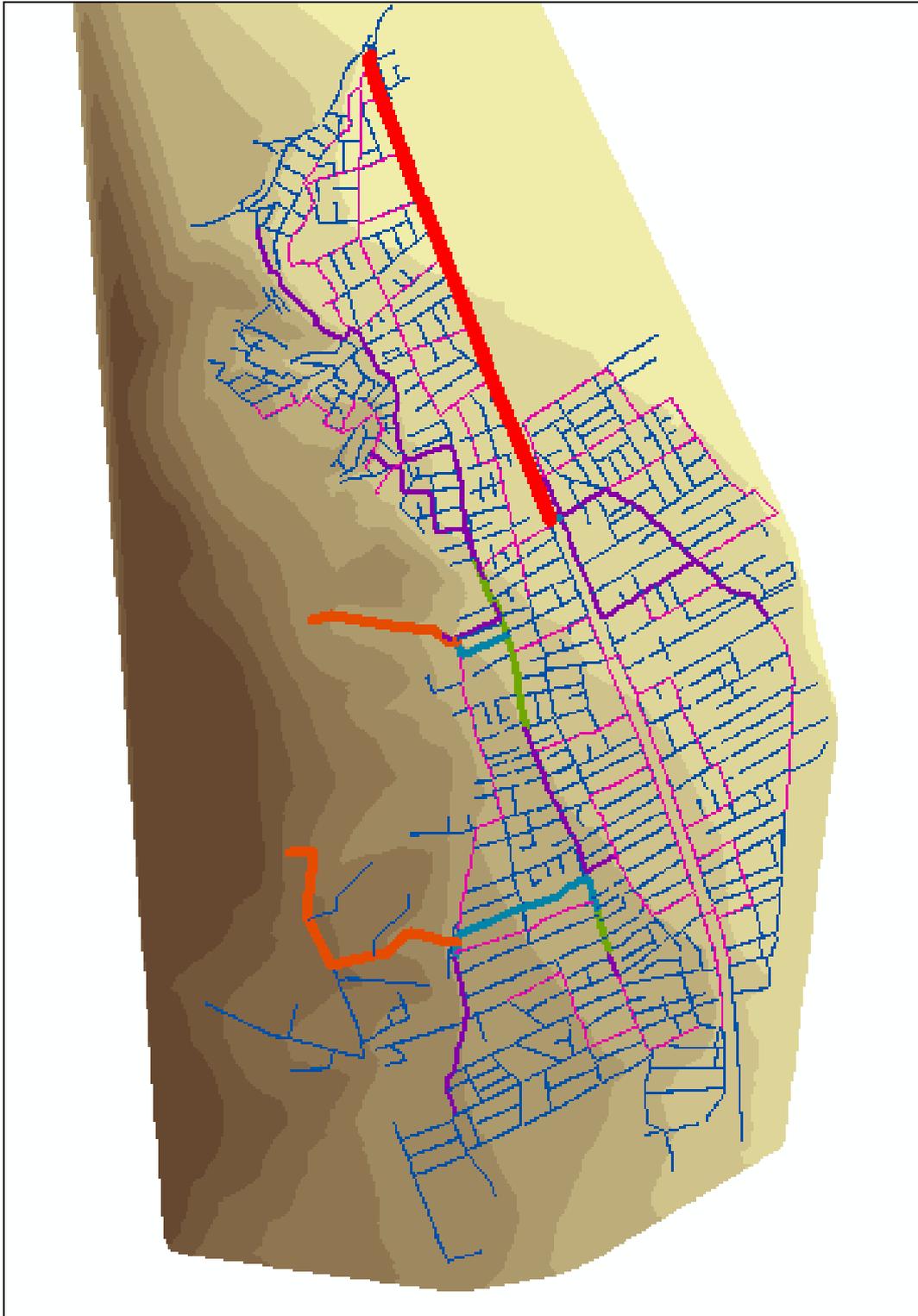


Figura 6 Modelo digital del terreno de la Red de Pillco Marca.

- Un plano en Autocad con los límites de los sectores, el cual se exportó a Arcgis para luego poder usar como imagen de fondo en Epanet y así poder tener una visión más clara de los sectores de la Red.

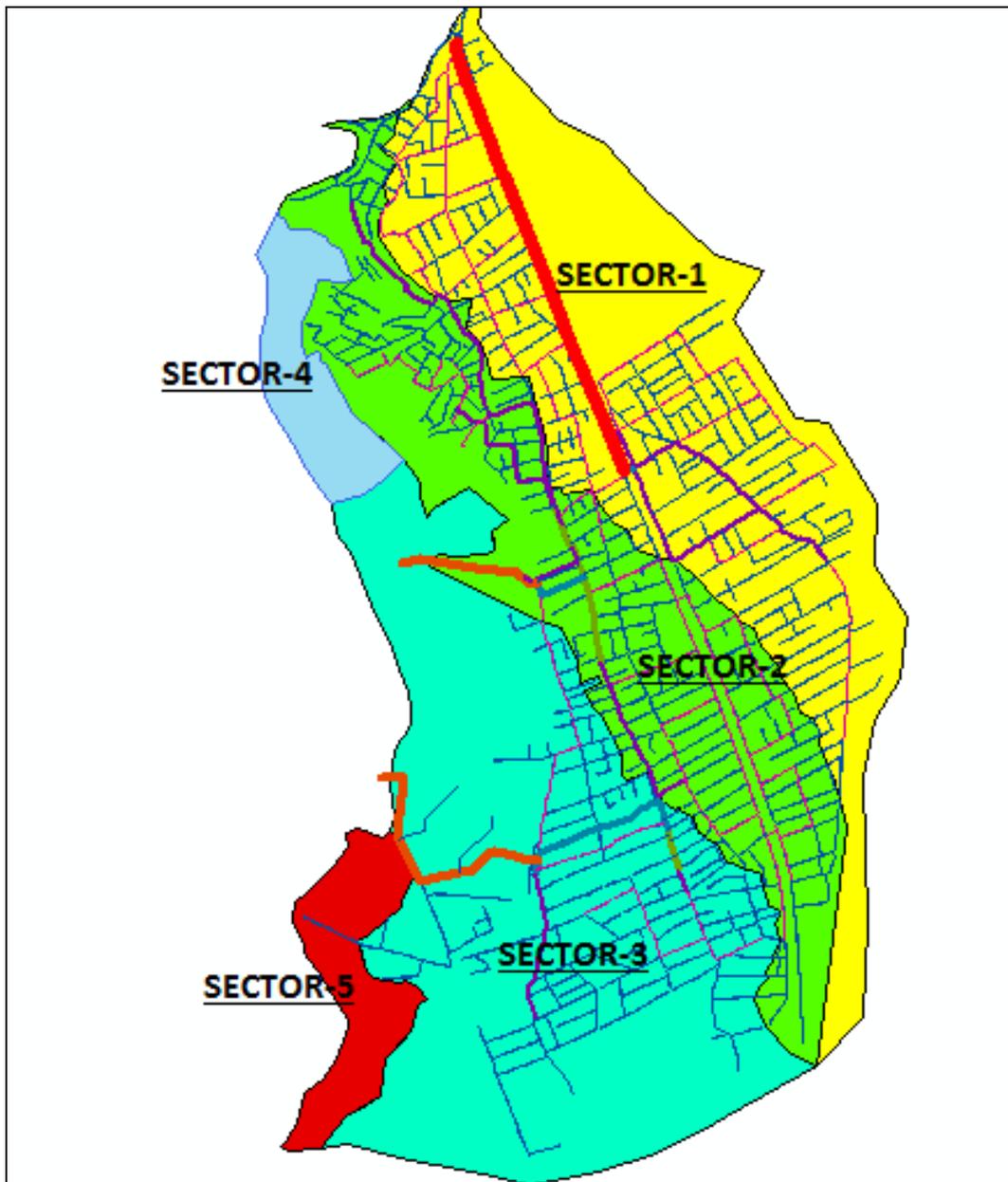


Figura 7 Sectores de la Red de Abastecimiento de Pillco Marca

También se obtuvo información de las cotas de las zonas de presión, con ello y el modelo digital del terreno creado se elaboró un mapa con las zonas de presión consideradas en la red para poder llevarlo a Epanet y así poder apreciar con mayor exactitud las zonas en las cuales estemos interviniendo.

Tabla 5 Rango de alturas de las Zonas de Presión

Zona de presión	Desde (msnm)	Hasta (msnm)
ZP-1	1900.00	1932.50
ZP-2	1932.50	1965.00
ZP-3	1965.00	1997.50
ZP-4	1997.50	2025.00
ZP-5	2025.00	2052.50
ZP-6	2052.50	2080.00

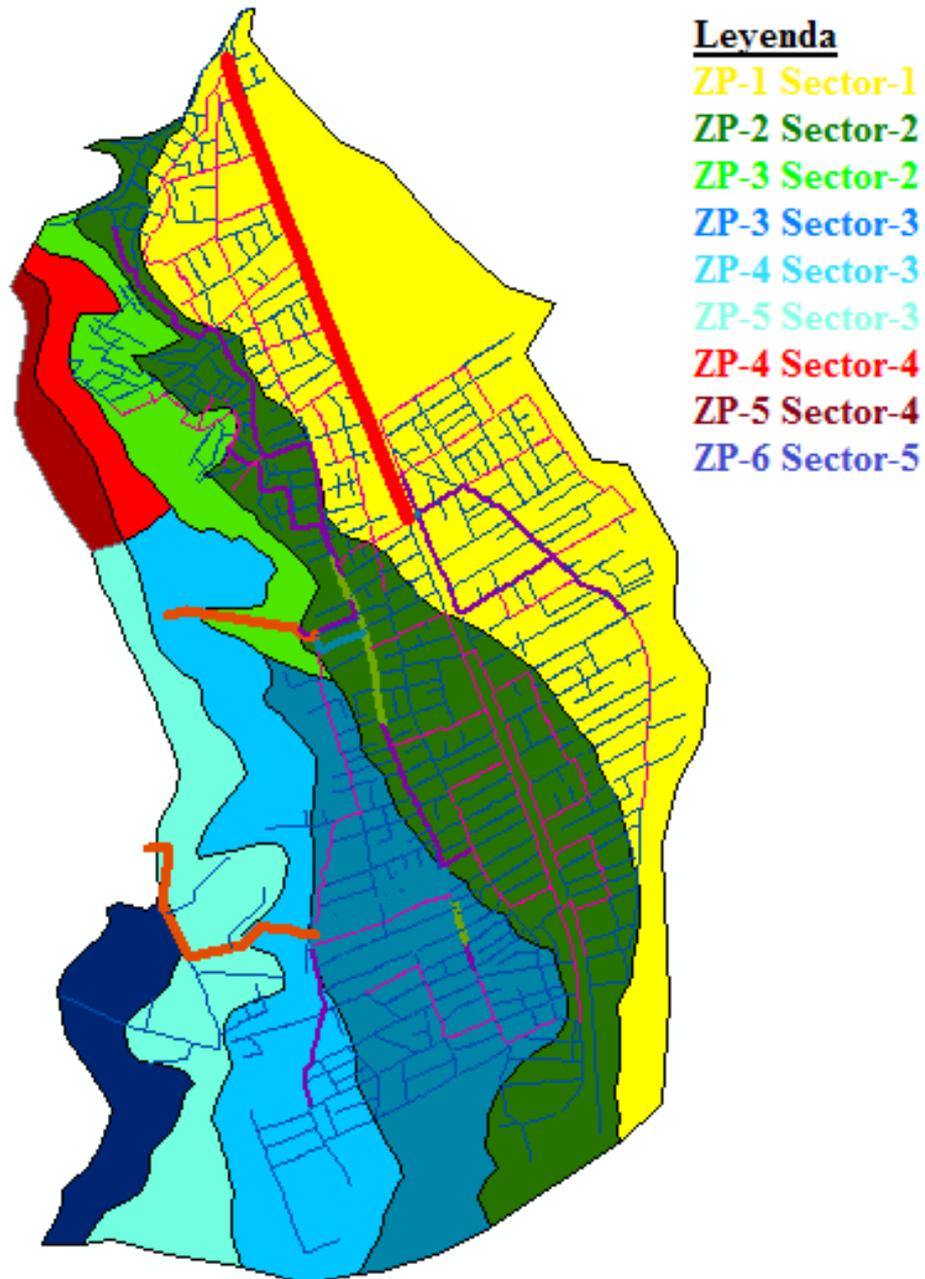


Figura 8 Mapa de Zonas de Presión de la Red

Toda la información mencionada creada en Arcgis y Autocad fue llevada a Epanet para poder tener el modelo matemático de la Red de Abastecimiento de Agua Potable del Distrito de Pillco Marca.

4.2. Características de la demanda

La zona de estudio se compone principalmente de viviendas unifamiliares de uno o dos niveles que representan un 72.77% del total, en su mayoría construidas de adobe. Un 23.77% son de 2 niveles construidas de mampostería confinada y un 3.46% de 3 niveles o más, construidas también de mampostería armada (Dueñas Sixto, 2015). Es importante agregar que existe un crecimiento acelerado debido a la migración del campo a la ciudad que se viene produciendo en dicho distrito. Debido a las fuertes inversiones que se vienen haciendo para

dotar de servicios básicos a la población, hacen de este un lugar mucho más atractivo para las personas que provienen de otros lugares del territorio regional. Dentro de la zona de estudio se encuentra la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, ubicada en el Sector 1, que a su vez es el usuario de mayor consumo ya que cuenta con más de 5000 alumnos (Huerta, 2016). También existe un centro Penitenciario, denominado Penal de Potracancha, ubicado en el Sector 3 que cuenta con 2416 reos (Fretel, 2015). Siendo este el segundo mayor consumidor. Asimismo el distrito cuenta con diversas instituciones educativas en los distintos niveles, una posta de salud, iglesias, etc. En la zona de estudio Seda Huánuco gestiona un total de 4137 títulos, de los cuáles se tiene el consumo del mes de agosto del 2016 y todos estos han sido cargados al modelo en Epanet.

4.2.1. Patrón de demanda:

El patrón de demanda usado para el modelo se obtuvo de los datos del Expediente Técnico del Proyecto, según éste basado en el consumo por parte de la población huanuqueña. Esto debido a que la empresa gestora del agua no posee esta información sobre la red, al no precisar con contadores para tal fin. A esto se suma la carencia de patrones de consumo no solo de la zona en estudio sino de toda la región y país.

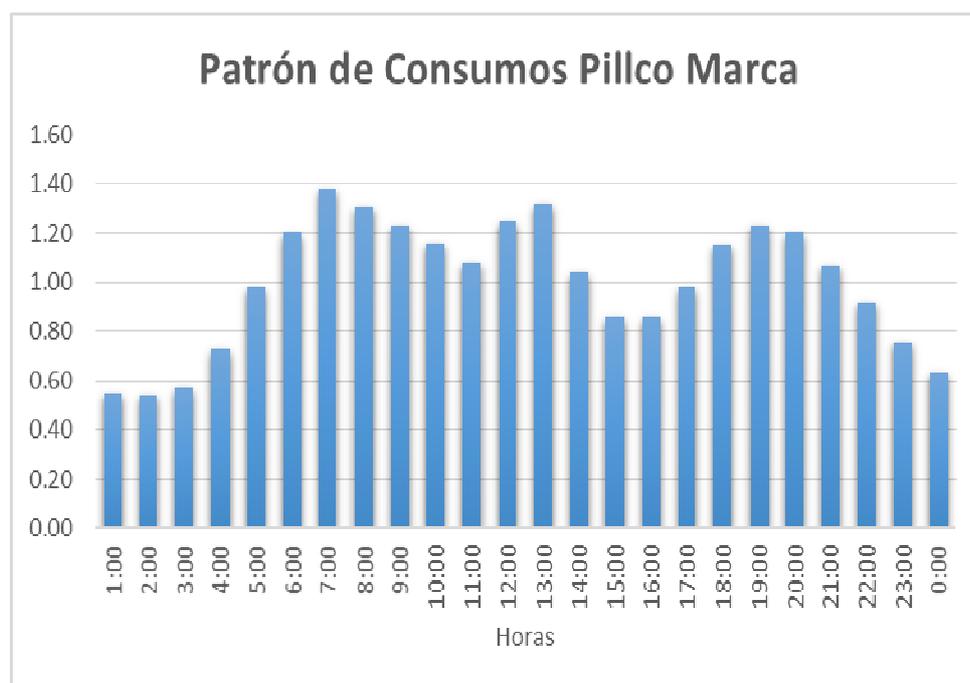


Figura 9 Patrón de demanda empleado en el modelo

En la Figura 9 se aprecia que la hora de máximo consumo se produce a las 7 de la mañana, debido a que a las 8 de la mañana empiezan la gran mayoría de actividades en el distrito de Pillco Marca, como clases en colegios, hora de entrada a instituciones públicas y privadas, etc. Luego tenemos que el segundo pico más alto es a las 13 horas, debido a que en la mayoría de colegios del estado las clases acaban minutos antes de las 13 horas además a qué es la hora de la comida y por ende el retorno a casa de un gran porcentaje de la población Pillco Marquina. Luego existe otro pico entre las 18 y 20 horas, esto porque las actividades laborales y universitarias terminan en ese rango con el consecuente retorno de la población a

sus hogares, asimismo dentro de este lapso se acostumbra cenar en Huánuco. Las horas de mínimo consumos se producen entre las 0 y 4 horas indudablemente por no existir mucha actividad en el mencionado periodo. En el modelo se cuenta con un total de 7658 consumidores de los cuales 7085 poseen un consumo de tipo doméstico, 476 de tipo comercial, 88 de tipo industrial, 06 de tipo industrial y 02 de tipo estudio. Del total se tiene 4137 usuarios con consumos registrados obtenidos de la facturación del mes de setiembre del consumo de agosto del 2016, de acuerdo a la clasificación usada por parte de la empresa gestora.

4.2.2. Asignación de consumos:

Al ser una red totalmente nueva, con solo una parte de los usuarios de los cuáles se cuenta con datos de su consumo mensual (4137, en su mayoría pertenecientes al Sector 1) y a falta de una micro medición detallada del consumo, una parte de la demanda de los consumidores se ha obtenido a partir del reporte de volúmenes facturados del mes de setiembre del 2016, por parte de la empresa que suministra el agua, Seda Huánuco. A los nuevos usuarios del sistema se les ha sido asignado un consumo de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú, el cual establece lo siguiente: “Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/día, en clima frío y de 220 l/hab/día en clima templado y cálido”. Por lo mencionado y de acuerdo al clima frígido seco en las partes altas del distrito se considera en el modelo una dotación de 180 l/hab/día. Ahora bien ya obtenida la dotación se tiene que asignar el número de habitantes por vivienda, este valor lo hemos obtenido del análisis realizado en el apartado 2.1.1. Población del Distrito de Pillco Marca. De acuerdo al estudio efectuado, un valor adecuado resulta el de 5 hab/vivienda, dado el crecimiento poblacional entre otros factores ya descritos en el mencionado apartado.

4.3. Embalse

Existe una sola fuente de agua en el modelo, siendo este el RP-1, que representa la fuente de agua proveniente de la planta de tratamiento en la zona denominada Cabrito Pampa. Esta mencionada fuente es la encargada de suministrar el agua a toda la población de Pillco Marca. Todas las características descritas en el apartado 3.2 Reservoirio de Cabecera RP-1 han sido cargos fidedignamente al modelo de la red en Epanet.

4.4. Depósitos

Todos los depósitos se representaron de acuerdo a las características mencionadas en el Capítulo 3. Asimismo se verificó que para el tiempo de simulación, los niveles iniciales y finales del agua en los depósitos sean los mismos. Para representar el ingreso del agua por la parte superior de los depósitos en el modelo se colocaron válvulas sostenedoras al ingreso de los mismos, la finalidad de estas válvulas es netamente la de simular la forma de ingreso del agua en los depósitos.

4.5. Diámetros

La totalidad de la red comprende 84.63 km de longitud, cuya distribución de diámetros se puede apreciar en la Figura 10 y Figura 11 que a continuación se presentan:

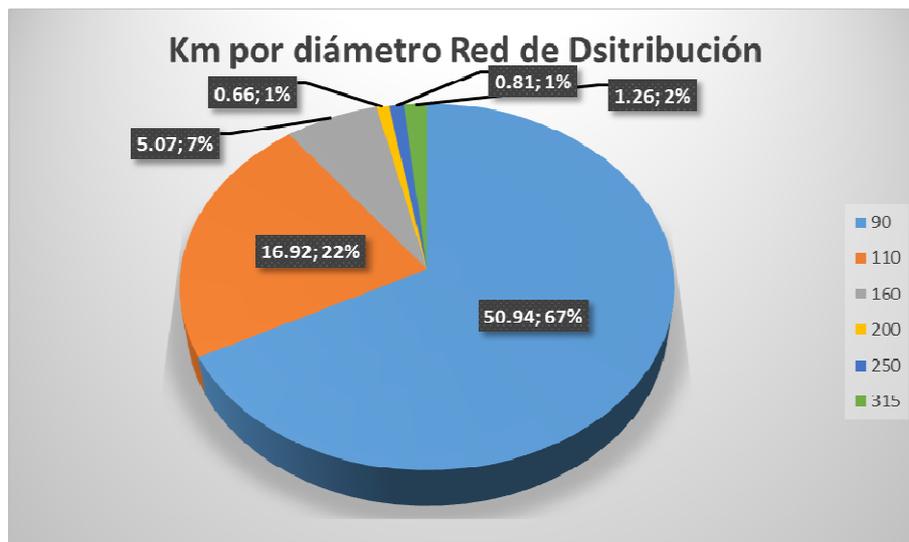


Figura 10 Kilómetros por diámetro en Red de Distribución

La red de distribución completa en su totalidad por tuberías de PVC, posee en su mayoría (67%) un diámetro de 90 mm. A pesar del crecimiento demográfico de la población está aún resulta una población incipiente que aún no se consolida.

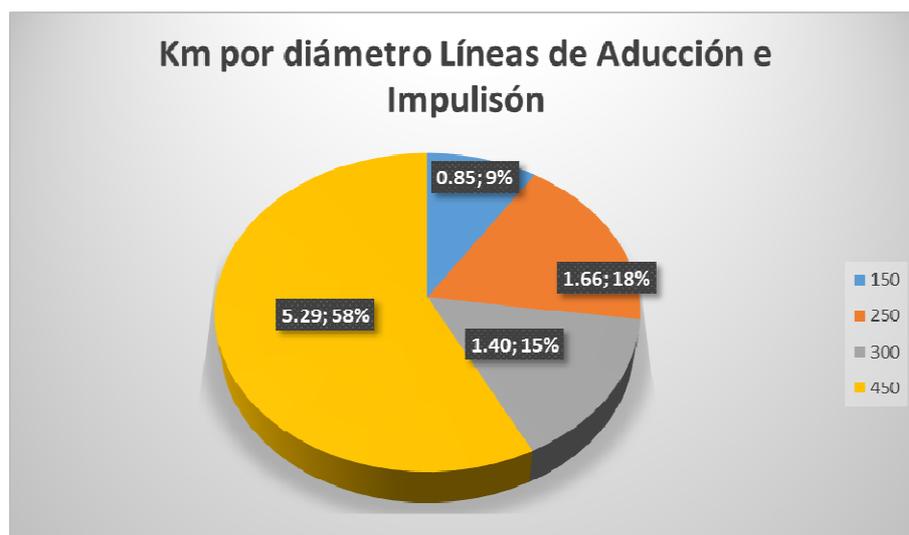


Figura 11 Kilómetros por diámetro en Línea de Impulsión y Aducción

Las línea de 450 mm (5.29 km) en su totalidad pertenece a las líneas de Aducción, LC-1 y LC.-2. Las tuberías de 150mm (0.85 Km) pertenecen a las líneas de impulsión LI-4 y LI-5, todas ellas propuestas de Hierro dúctil. Las líneas de 250 y 300 mm pertenecen a las líneas de impulsión LI-2 y LI-3 en su totalidad de Hierro dúctil. Todas las tuberías se representaron georreferenciadas fidedignamente en Epanet introduciendo un coeficiente de Hazen-Williams de 150 para las tuberías de PVC y un coeficiente de 130 para las tuberías de Hierro dúctil.

4.6. Bombas

Las bombas B-2 y B-3 son las encargadas de impulsar el agua hacia los reservorios RP-2 y RP-3 respectivamente, ya se encuentran definidas en el proyecto. Las bombas B-4 y B-5 que impulsan el agua hacia los reservorios RP-4 y RP-5 respectivamente, son propuestas en esta tesis. Todas estas bombas fueron introducidas al modelo con sus curvas características

respectivamente, mediante la opción de curvas por puntos en Epanet. Los detalles de las mismas se describen con mayor énfasis en el Capítulo 7 Estudio de los Transitorios Hidráulicos.

4.7. Controles

Se usaron controles programados para simular el llenado y vaciado de los depósitos del sistema. Ordenándose el cierre de las tuberías de ingreso a los mismos al alcanzarse el nivel máximo de los depósitos y abriéndose cuando estos llegan a su nivel mínimo. Del mismo modo se usaron controles programados para el encendido y parada de las bombas, encendiéndose cuando los niveles en los depósitos a los cuales impulsan el agua se encuentran en el nivel mínimo y apagándose cuando estos alcanzan su nivel máximo.

4.8. Válvulas

Se insertaron en el modelo las válvulas que repercuten en el funcionamiento del sistema, siendo estas principalmente cinco válvulas reguladoras de presión, cuatro de ellas pertenecientes al Sector 3 y la restante al Sector 2. Los detalles de las mismas se describen con mayor énfasis en el apartado 6.5 Propuesta de Válvulas.

4.9. Descripción del Funcionamiento de la Red

La red propuesta el año 2009 para el sistema de agua potable de Pillco Marca considera la renovación total de la red existente, así como la cobertura total de los Sectores 1, 2 y 3 del distrito. Actualmente solo el 50% del Sector 2 dispone de agua a determinadas horas del día y con presiones bajas. Asimismo más de un 95% de lotes del Sector 3 no cuentan con el servicio de agua potable. El sistema proyectado de agua potable para la zona de influencia del proyecto establece como fuente de abastecimiento el agua producida en la planta de tratamiento de agua potable de Cabrito Pampa (PTAP) administrado por Seda Huánuco.

A partir de la PTAP, se plantea abastecer a la zona urbana de Pillco Marca, la cual ha sido dividida en 05 sectores de abastecimiento. Se plantea la construcción del reservorio RP-01 de 1500m³ (Embalse de la red en Epanet), para luego conducir el agua a través de una línea de conducción hasta el distrito de Pillco Marca y abastecer por gravedad al sector 1 (a partir de la tubería T-6573 de la red en Epanet) y alimentar también a la cisterna de la estación de bombeo EB-1 (a partir de la tubería LC-1 de la red en Epanet), en donde se encuentran las bombas B-2 y B-3. A partir de la EB-1 se impulsa el agua hacia los reservorios RP-02 y RP-03 que abastecerán al sector 2 y al sector 3 respectivamente.

Para una segunda etapa se tiene previsto abastecer a los sectores 4 y 5 construyendo una estación de bombeo en las redes del sector 2 (EB-2, en donde se encuentra la bomba B-4 de la red en Epanet) que conducirá el agua hacia el reservorio RP-04 y desde este abastecer al sector 4. En el reservorio RP-03 se construirá otra estación de bombeo (EB-3, en donde se encuentra la bomba B-5 de la red en Epanet) para impulsar el agua hacia el reservorio RP-05 y desde este abastecer al sector 5.

Entre los años 2012 al 2016 solo se ha desarrollado la primera etapa del proyecto. Sin embargo no se respetó la configuración propuesta el 2009. Se consideraron a usuarios que inicialmente no estaban contemplados en la primera etapa del proyecto perteneciente a zonas de los Sectores 4 y 5 ubicándose en zonas de presión mayores a los considerados en el

esquema del 2009. Se añadió alrededor de un 20% más de conexiones domiciliarias, esto debido al crecimiento poblacional, el loteo y venta de terrenos ante la llegada del sistema de agua potable. Se cambiaron diámetros de tuberías sin sustento alguno. Se instalaron tuberías en la red de distribución conforme se iban aumentando los lotes, sin respetar la sectorización ni las zonas de presión establecidas inicialmente. Todo ello llevó a que exista una gran incertidumbre sobre el futuro funcionamiento de la red, sumado a que no se cuenta con un modelo matemático de la red, con el cual se pueda apreciar las consecuencias de los mencionados cambios.

Para la elaboración del modelo matemático de la red se han considerado los 5 sectores. Los sectores 1, 2 y 3 con la demanda obtenida de las facturas y la dotación del reglamento. Para los sectores 4 y 5 los consumos son proyectados, ya que estos influenciarán en el comportamiento de los sectores restantes al entrar en funcionamiento y debido al crecimiento poblacional de las partes altas de la red, se tiene previsto su ejecución a la brevedad posible, mucho antes de lo pensado inicialmente. Esto debido a que desde que se formuló el proyecto en el 2009 y por distintos problemas de índole político, no se ha concluido con la primera etapa de la ejecución de la obra, teniéndose un avance del 60% a junio del 2017.

Para una mejor comprensión de los elementos de la red, así como también su funcionamiento, se presenta el esquema hidráulico de la red propuesta el 2009, así como también el esquema hidráulico de la red al 2016 con todas las modificaciones realizadas descritas anteriormente.

ESQUEMA HIDRAULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE LA LOCALIDAD DE PILLCO MARCA - HUANUCO (2009)

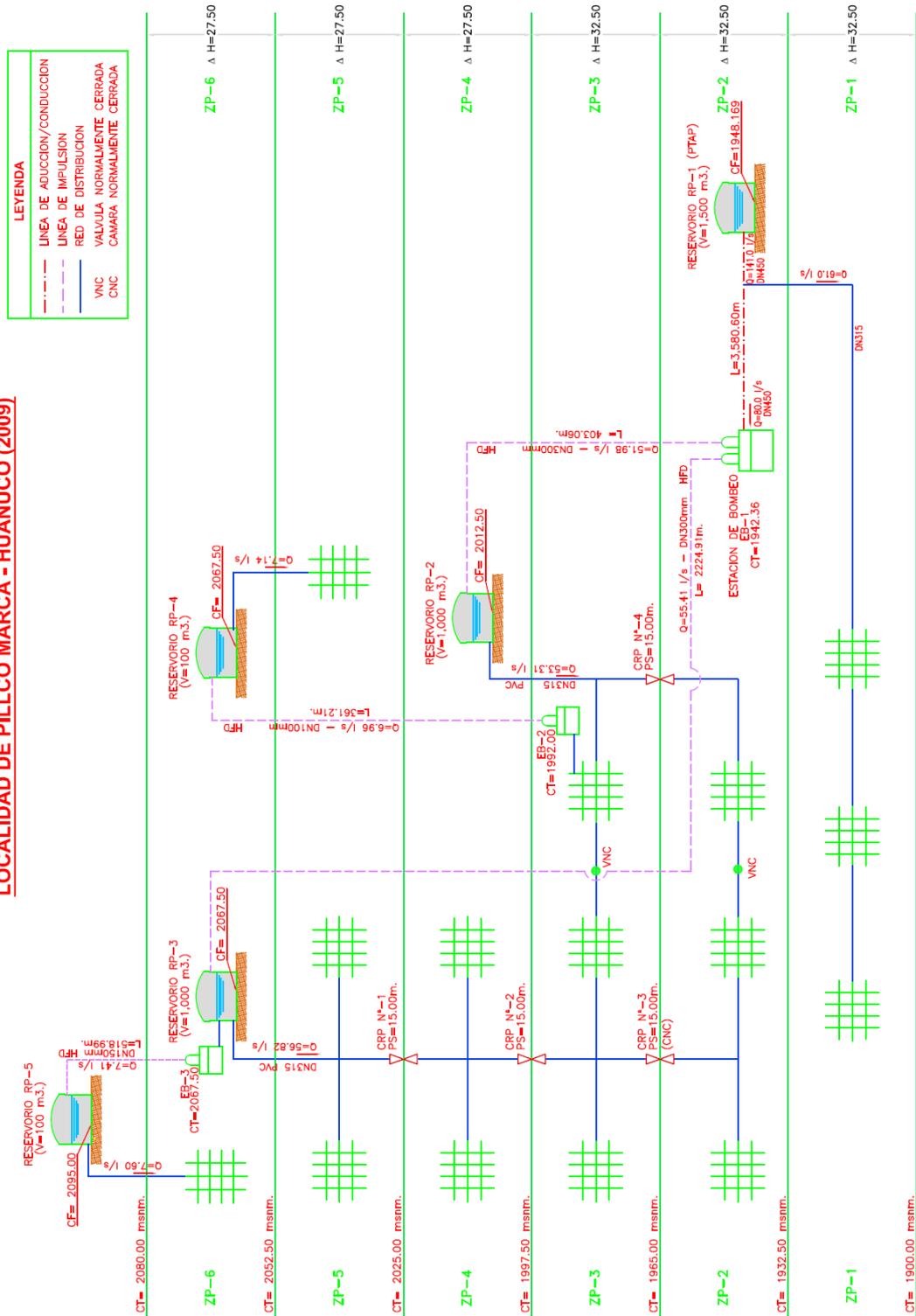


Figura 12 Esquema Hidráulico (2009)

ESQUEMA HIDRAULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE LA LOCALIDAD DE PILLCO MARCA - HUANUCO (2016)

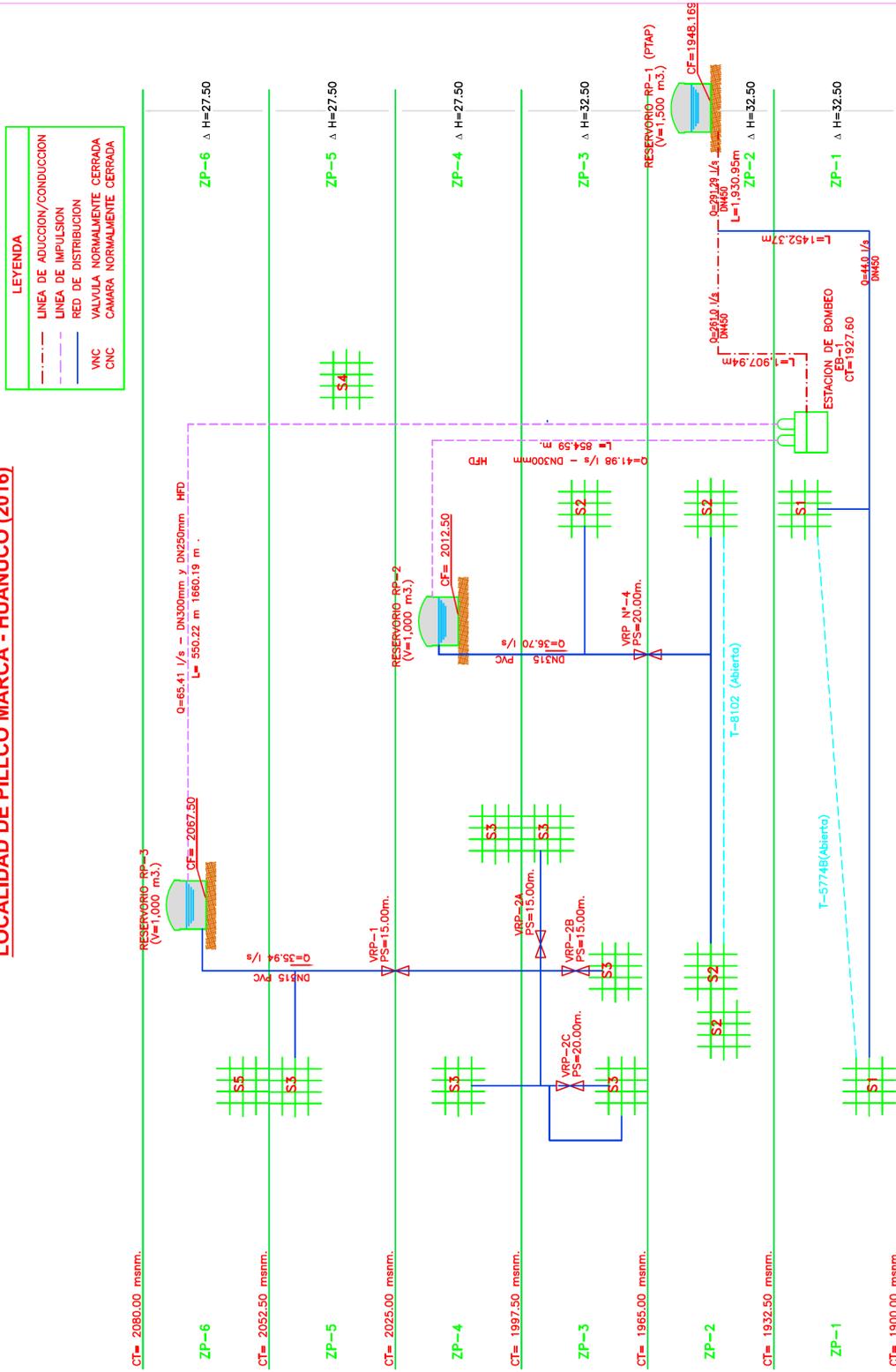


Figura 13 Esquema Hidráulico 2016

Capítulo 5. Análisis de la Situación Actual de la Red

Al cargar todos los elementos, curvas, patrones, etc., en el modelo matemático de la red de Pillco Marca se obtuvieron diversos problemas de diferente índole, que era de esperarse a consecuencia de las diferentes modificaciones que se hicieron en la red, todas ellas, sin contar con un modelo que respalde las decisiones que se tomaron para el sistema, a continuación describimos los aspectos más relevantes con respecto al funcionamiento de la red, así como las actuaciones realizadas para la solución de los mismos.

5.1. Velocidades

Respecto a las velocidades en las tuberías en el modelo en Epanet de la red, se cumple con la normativa del reglamento peruano, el cual exige velocidades inferiores a 3m/s en toda la red. Se evaluó el modelo para opciones de tiempo máxima, encontrándose que la velocidad máxima es para la tubería LC-1-13 con un valor de 1.83 m/s. En la Figura 14 se aprecia que el rango de velocidades del sistema se encuentra entre los 0 y 2 m/s, con la mayor parte de las tuberías con velocidades entre los 0 y 0.50 m/s.

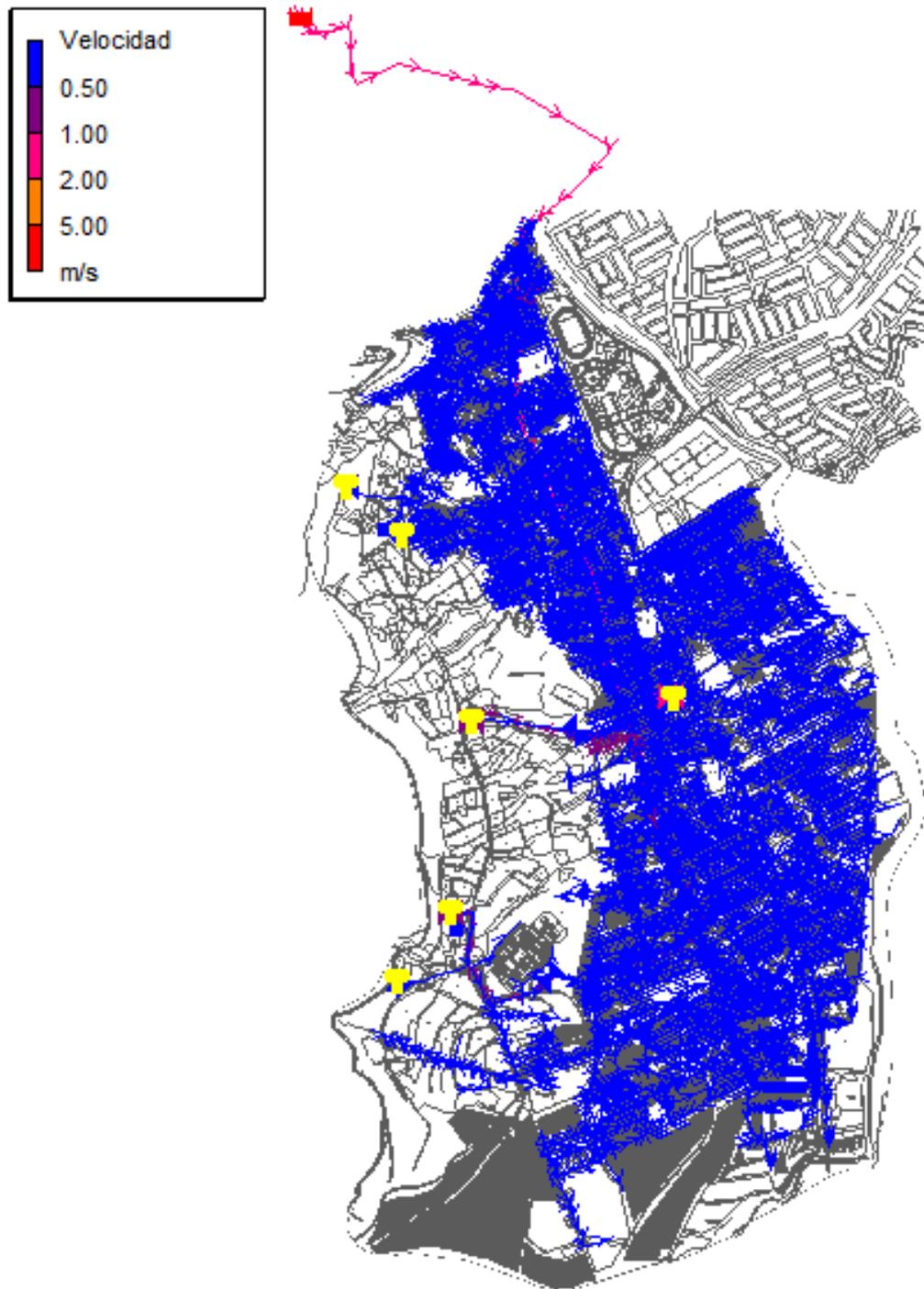


Figura 14 Velocidades máximas en las tuberías de la Red

Se aprecia en la Figura 15 que el 95 % de la tuberías de la red posee una velocidad inferior a 0.30 m/s. Esto es síntoma de un sobredimensionamiento de la red, que traerá como consecuencia sedimentación de material. También afectará en la calidad del agua ya que no cumplirá con el tiempo de permanencia para el cloro en la red.

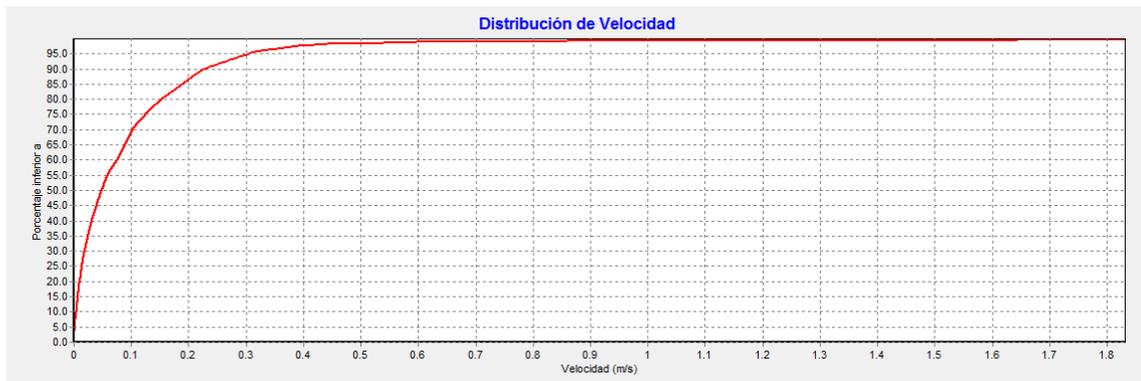


Figura 15 Porcentaje de distribución de la velocidad en condiciones máximas

5.2. Pérdidas de carga

En el caso de tener pérdidas de carga altas, existen problemas en las tuberías por la pérdida de energía que se tiene, así como ruidos y vibraciones, en los peores escenarios pueden provocar efectos transitorios que dañarían seriamente las mismas. En la Figura 16 se observa que el 90% de las tuberías presenta una pérdida de carga menor a 0.5 km/m

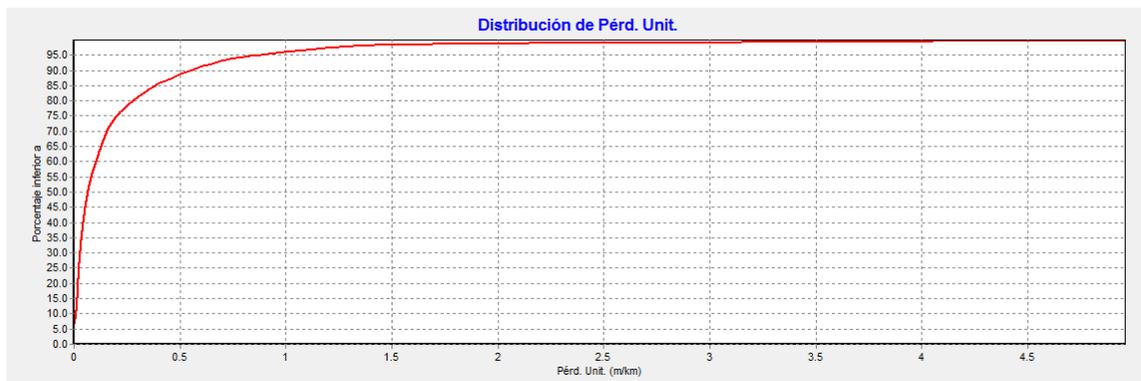


Figura 16 Distribución de la pérdida de carga en condiciones de tiempo máxima

De acuerdo a la Figura 16 y Figura 17 no se tienen grandes pérdidas unitarias, debido al sobredimensionado general de la red. Se aprecia que las tuberías con mayores pérdidas son las de aducción debido al mayor caudal que transportan.

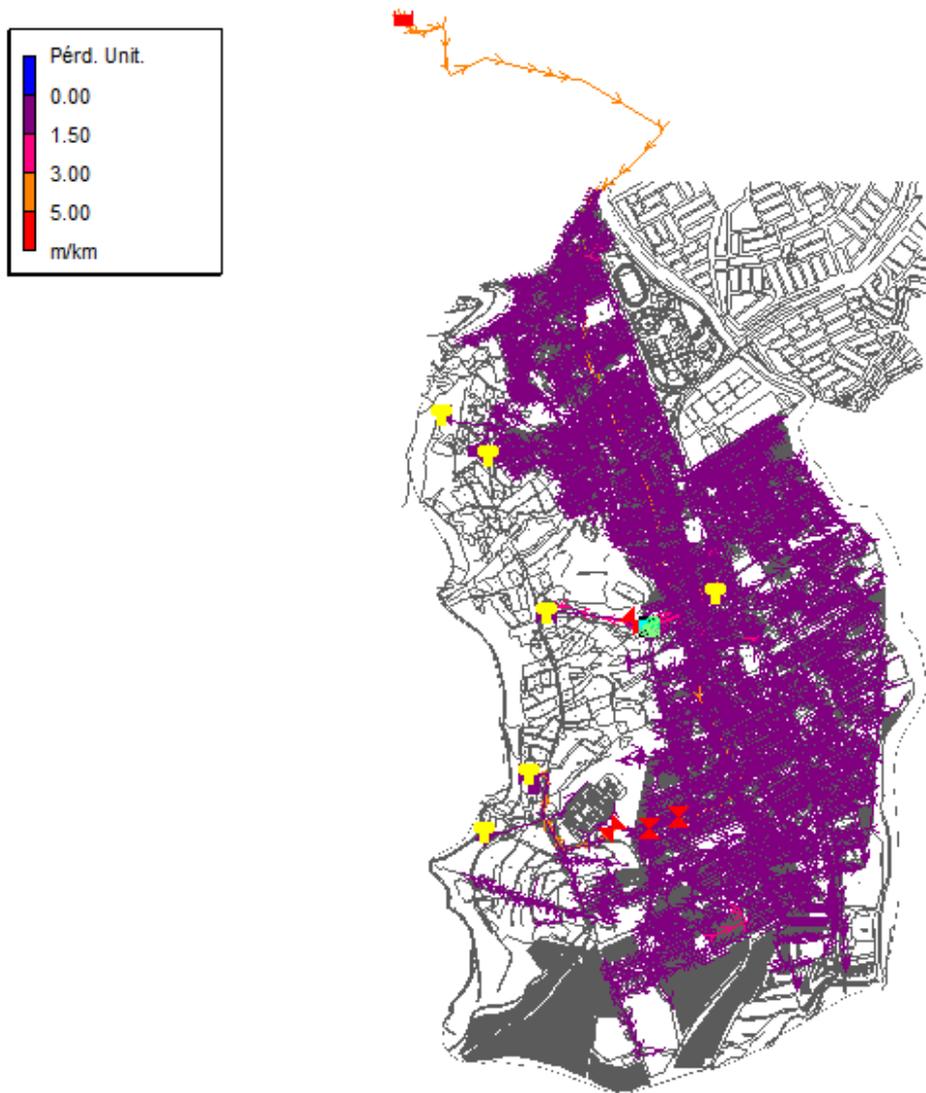


Figura 17 Pérdida de carga unitaria en toda la red

5.3. Presiones

Al introducir todos los datos descritos en los capítulos antecesores en el modelo en Epanet, se tienen problemas de presiones negativas. Existen 902 nudos con presiones inferiores a 10 mca. Se toma como referencia este valor porque es el valor mínimo que estipula el reglamento peruano. También existen 248 nudos con presiones mayores a 50 mca, siendo éste el valor máximo que estipula el reglamento peruano. Todo esto nos llevó a formular una metodología que nos permita solucionar los problemas de bajas y altas presiones que se tienen en la red.

5.3.1. Metodología

La metodología empleada para dar solución tanto a las presiones inferiores a 10 mca así como a las presiones mayores a 50 mca está orientada a realizar cambios en la red que tengan el menor valor económico, tales como abrir, cerrar tuberías, cambiar tarados de válvulas, ya que en muchos casos el tendido de las redes, ante el crecimiento de usuarios, no se ha basado en ningún criterio técnico y simplemente se han instalado tuberías sin ver la repercusión que

tienen estas en el funcionamiento de la red. En muchos casos no se ha respetado la sectorización propuesta, ni las zonas de presión a la cual pertenecen los nudos. En casos en los cuáles no se pueda cumplir con las restricciones de presión establecidas con las medidas descritas, se ha estudiado el uso de válvulas o el tendido de nuevas tuberías que nos permitan cumplir con las condiciones de presión exigidas por el reglamento peruano. En la Figura 18 se detalla la metodología empleada para dar solución a los conflictos de presiones en los distintos puntos de la red en los que no se cumple con las condiciones de presiones mínimas y máximas.

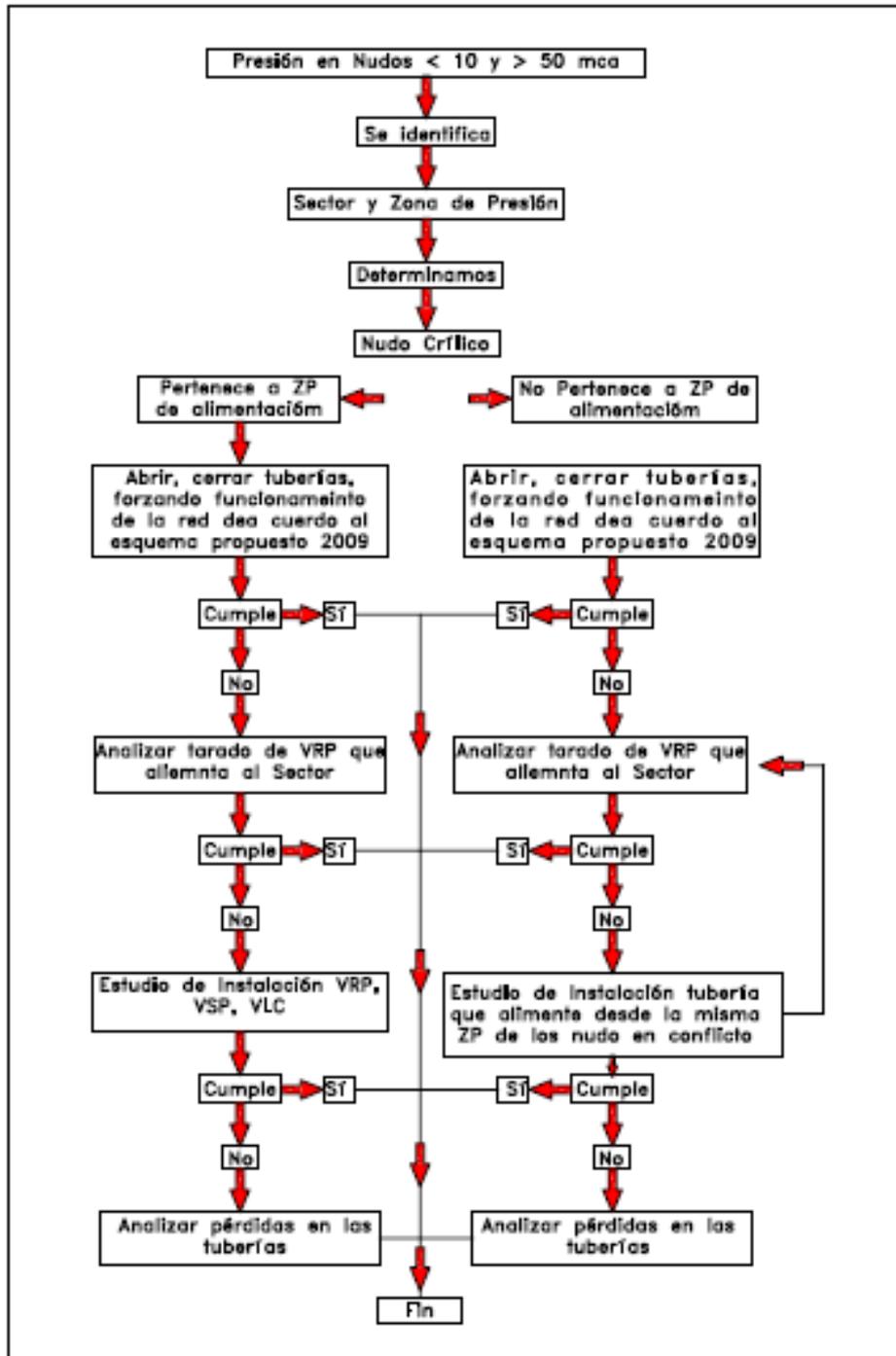


Figura 18 Metodología empleada para solucionar los problemas de bajas y altas presiones

Cabe precisar que para considerar válida las soluciones adoptadas a los problemas de presiones menores a 10 mca en la red, estas se han verificado evaluando las presiones en opciones de tiempo mínimo. A su vez para dar solución a los nudos de la red con presiones mayores a 50 mca, se han verificado evaluando la red en opciones de tiempo máximas. De esto modo aseguramos que las presiones en la red se encuentren dentro del rango de 10-50 mca para cualquier instante de tiempo de la simulación.

5.3.2. Presiones Negativas Sector 3 Zona de Presión 4 lado Norte

La primera medida que se evaluó fue la de solucionar las dos partes altas de la red en la que se tienen presiones negativas. Para ello se evaluó las presiones mínimas que se pueden generar en los nudos (opciones de tiempo mínimo en Epanet). De este análisis se obtiene que existen 14 nudos, los cuáles dada la configuración actual del sistema no van a poder ser dotados del servicio (Ilustración 1). Estos usuarios pertenecen a la Zona de Presión 4 y las bajas presiones son debidas a que la alimentación de estos proviene de la VRP-2A. Esta válvula posee una consigna de 15 mca y su función es reducir el salto de presión de la Zona de Presión 4 a la Zona de Presión 3, para de esta manera no tener presiones excesivas en los nudos aguas debajo de la VRP-2A.

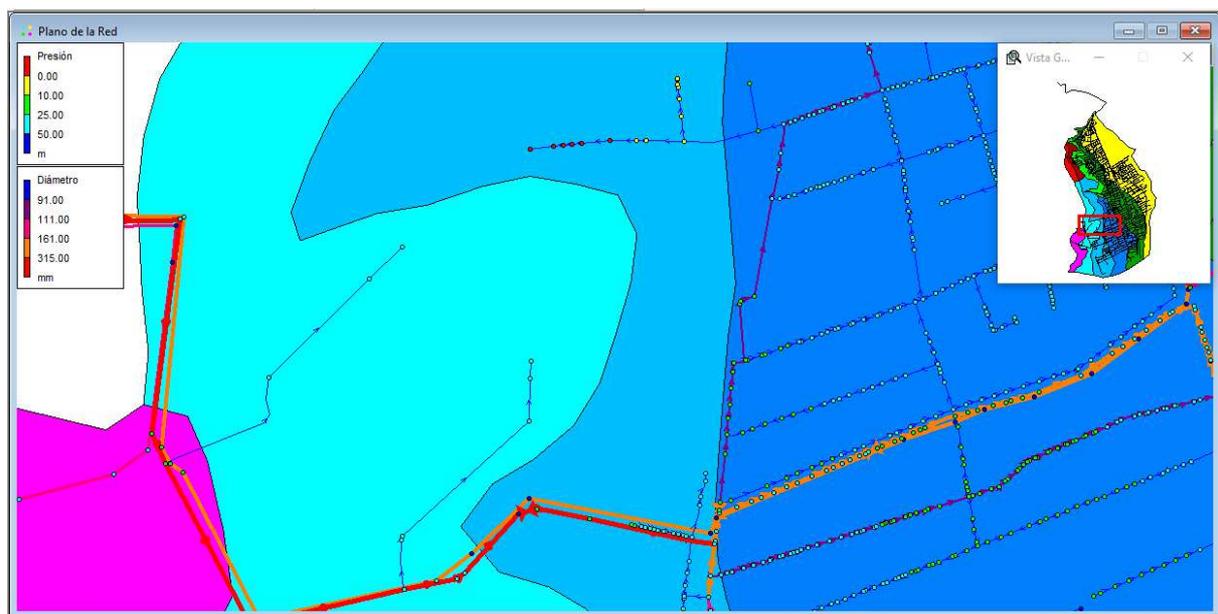


Ilustración 1 Presiones < 10 mca, Sector 3 ZP- 4 Norte

Se estudió la opción de cambiar el tarado de la VRP-2A a 27 mca con lo cual se garantizan presiones mayores a 10 mca en los mencionados nudos. Esto trae como consecuencia que se eleven las presiones en 12 mca a todos los nudos aguas abajo de la VRP-2^a. Generando presiones superiores a 50 mca en los ramales terminales que se alimenta a partir de ésta (Ilustración 2). Esta alternativa conllevará desventajas como el deterioro de las tuberías e instalaciones, disminuyendo la vida útil de las mismas, mayor probabilidad de fugas y volumen de agua fugado.

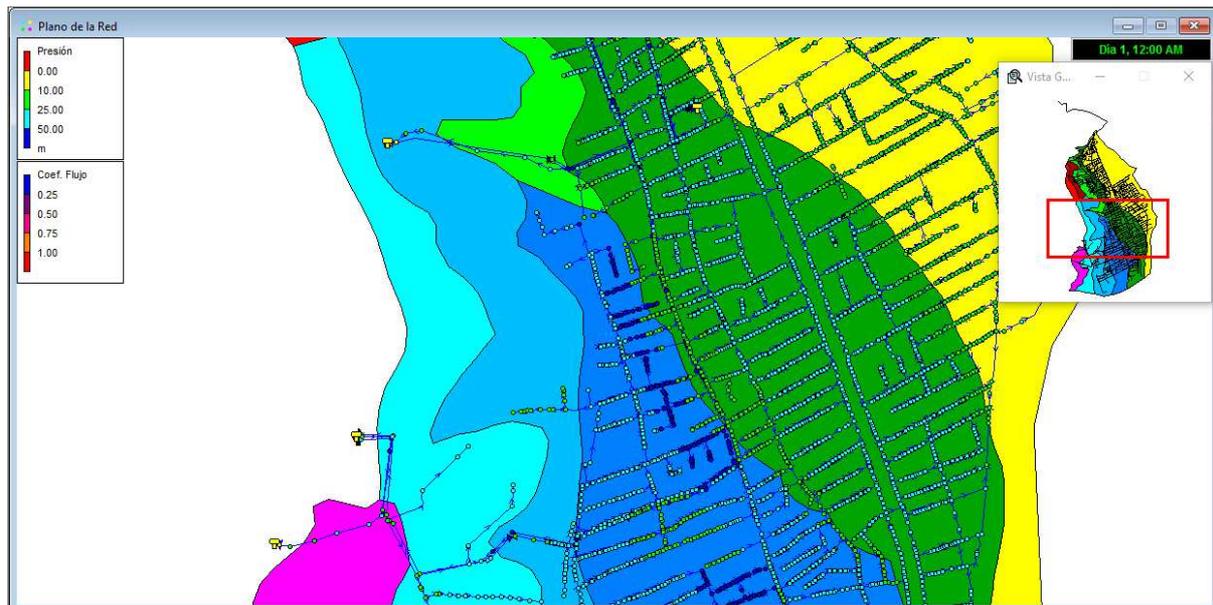


Ilustración 2 VRP-2A tarada 27 mca, Presiones > 50 mca

Otra opción es la de instalar un pequeño grupo de bombeo para abastecer a estos nudos, esta opción no es recomendable ya que las zonas de presión 4 y 5 del sector 3 son zonas en pleno crecimiento poblacional, y ya contando con los servicios básicos, se hacen más atractivos para las personas que emigran del campo, por lo que lo más probable es que en poco tiempo este grupo de bombeo no sea capaz de brindar las condiciones adecuadas de servicio a este sector teniendo que instalarse otro grupo de bombeo para los nuevos usuarios, recayendo en un gasto repetitivo para cada nuevo grupo de usuarios que aparezcan en este sector de la red. A esto se puede añadir que Huánuco es la segunda región más pobre del país y el costo de bombeo e instalación de estos grupos de bombeo tendrían que asumirlo los usuarios, y en la realidad no sería una opción viable, dada la escasez económica de la población. Asimismo se evaluó la opción de que estos nudos sean abastecidos a partir de la tubería T-4301 que forma parte de las tuberías que abasten al penal de Potracancha, proviniendo ésta de la Zona de Presión 5, que se encuentra por encima de la zona de presión de los nudos en conflicto. Para ello es necesario la instalación de una tubería de 110 mm de 349.15 m (Nueva-1 en el modelo en Epanet) y cerrar la tubería T-4859. Con esta medida se logra dotar del servicio a los nudos en conflicto, pero con el problema de exceso de presión con las consecuencias ya mencionadas (Ilustración 3).

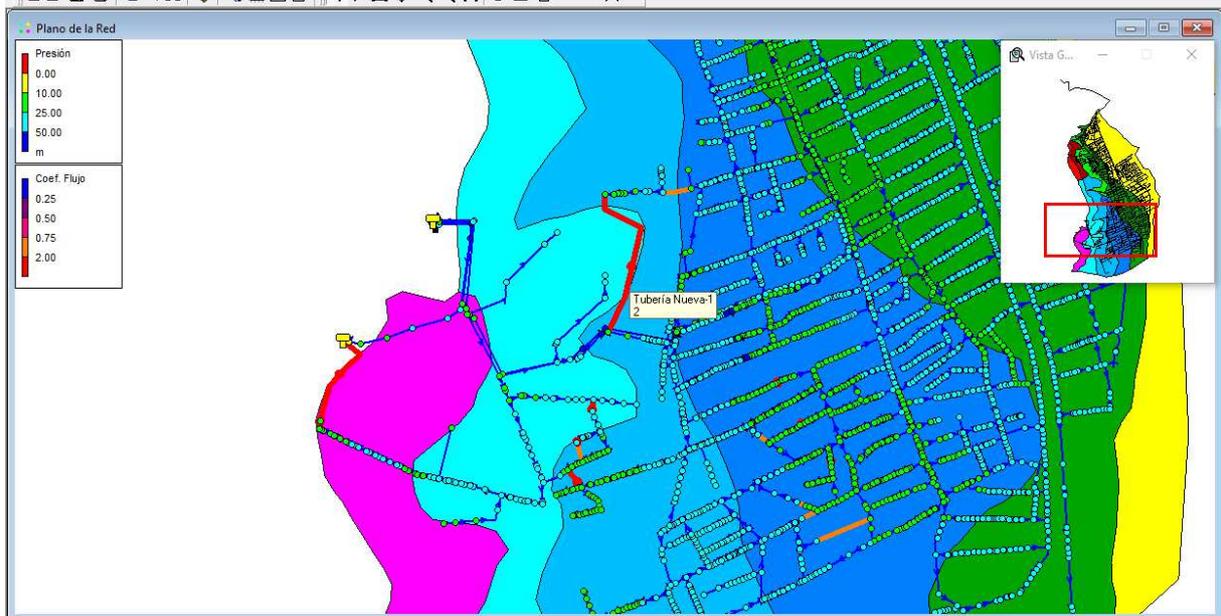


Ilustración 3 Tubería Nueva-1 (roja)

Basándonos en el esquema hidráulico original de la red, los nudos pertenecientes a la Zona de Presión 4 dentro del sector 3 deben ser abastecidos a partir de la salida de la VRP-1. Este sector se encuentra en pleno crecimiento poblacional, por lo que de cara al futuro de la red, la solución más adecuada es la de instalar una tubería que aparte de dotar del servicio a estos nudos sirva también para futuras ampliaciones de la red en la Zona de Presión 4. Por lo que se propone como solución una tubería de 110 mm (Nueva-1, material PVC, con una longitud de 349.15 m). Con ella se ha evaluado la red y se obtiene presiones de servicio adecuadas, entre 20 y 30 mca (Ilustración 4).

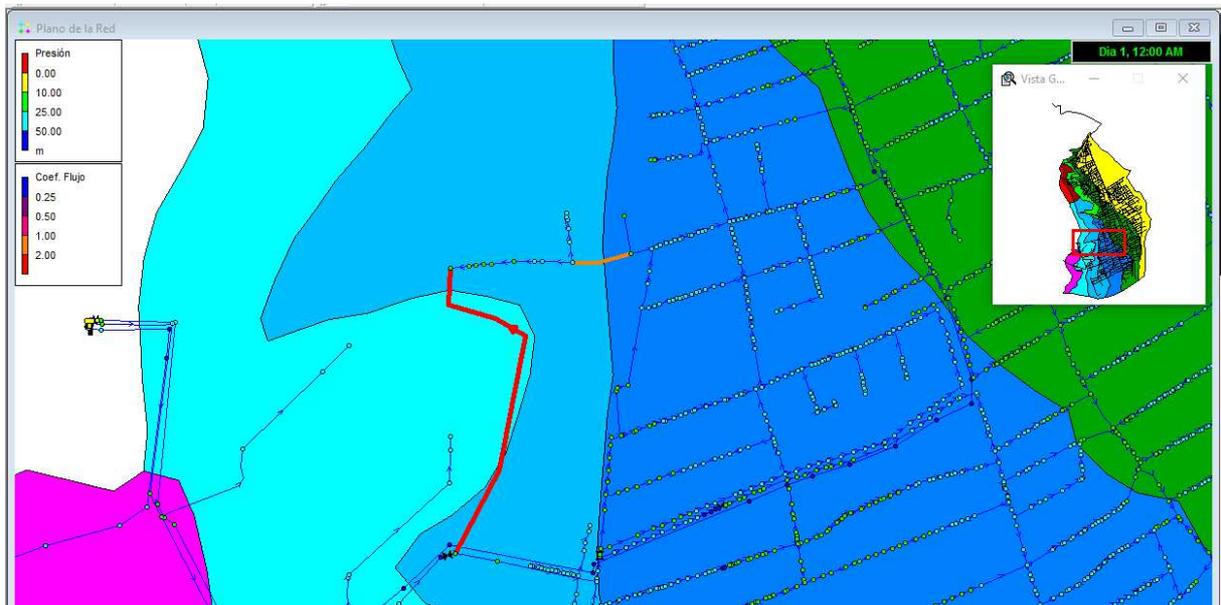


Ilustración 4 Tubería Nueva-1, Presiones >20 y <50 mca

Cabe mencionar que la VRP-1 no se instaló adecuadamente, de acuerdo al esquema inicial, ya que esta debía ser usada para el salto de presión de la Zona de Presión 5 hacia la Zona de Presión 4. Esto no se mantuvo en la ejecución del proyecto, ya que la cota de instalación de la

VRP-1 debió estar en torno a los 2025 msnm con un tarado de 15 mca para a partir de ahí poder abastecer a parte del sector 3 en la Zona de Presión 4 (2025.00-1997.50 msnm). Actualmente se encuentra a una cota de 2016 msnm, lo que con miras al futuro obligará a aumentar el tarado de la VRP-1 para dotar del servicio a usuarios en las parte altas de la Zona de Presión 4, generando como consecuencia presiones excesivas en nudos aledaños a esta.

5.3.3. Presiones menores a 10 mca Sector 3 Zona de Presión 4 lado Sur

Esta parte de la red perteneciente al Sector 3 se poseían 4 usuarios con presiones por debajo de los 10 mca (Ilustración 5), debido a que estos usuarios se encuentran en la parte alta de la Zona de Presión 4, lo que hace que sean sensibles a la consigna de la VRP-1, por lo que fue necesario cambiar la consigna de 15 a 18, siendo esta diferencia de 3 metros no se considera perjudicial para el funcionamiento de esta parte de la red. Los resultados obtenidos se muestran en la (Ilustración 6).

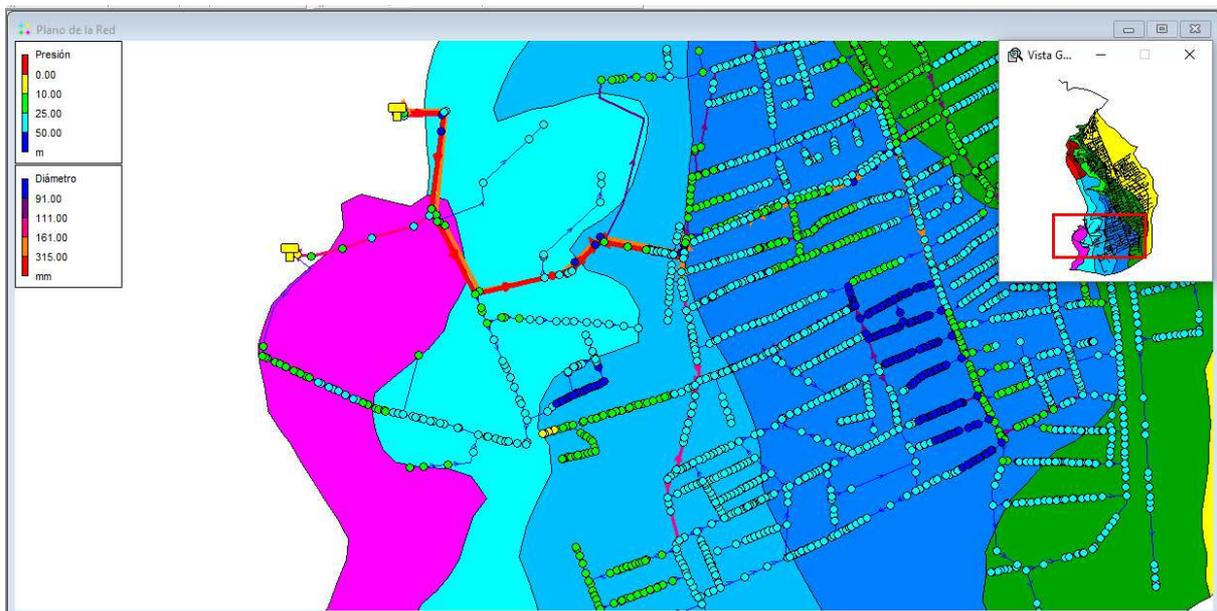


Ilustración 5 Presiones < 10 mca , VRP-1 tarada 15 mca, Sector 3, ZP-4 Sur

También se evaluó la posibilidad de no tocar la consigna de la válvula y de abastecer a estos nudos a través de tuberías cercanas que poseían mayores presiones pero esta opción no resultó viable debido a que las tuberías cercanas con mayor presión pertenecían a una Zona de Presión superior con lo que las presiones resultantes eran mayores a 50 mca,

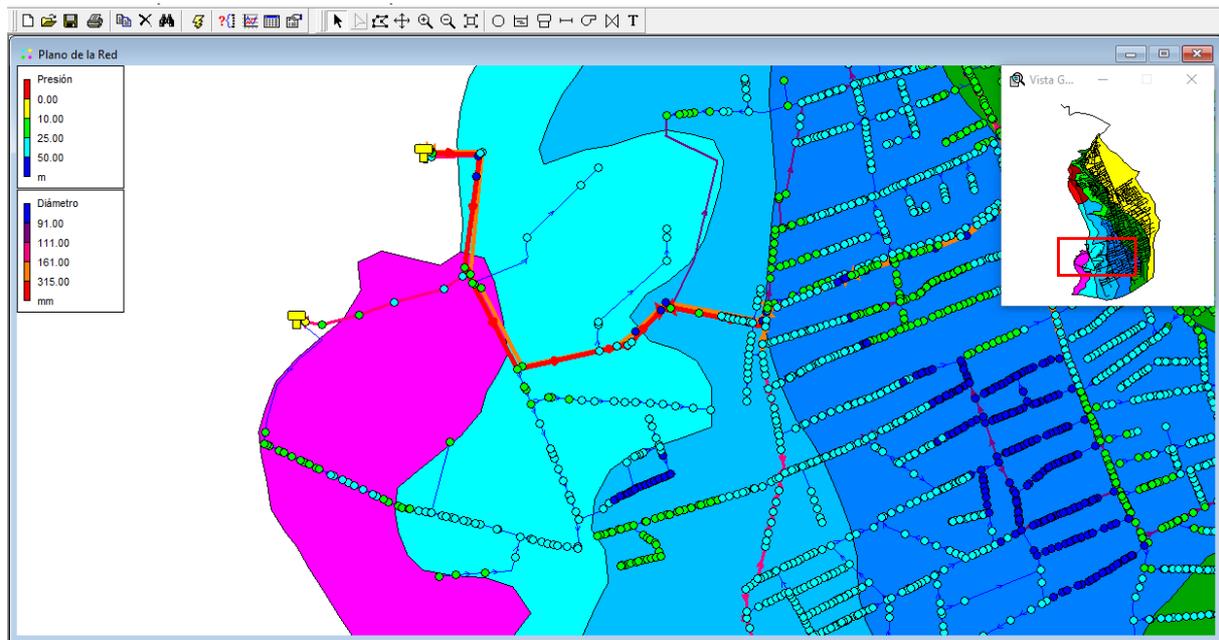


Ilustración 6 Presiones > 10 mca, VRP-1 tarada 18 mca, Sector 3, ZP-4 Sur

5.3.4. Presiones mayores a 50 mca Sector 3 Zona de Presión 4 lado Sur

En esta parte de la red perteneciente al Sector-3 y la Zona de Presión 4 al lado Sur, se tenían a 20 nudos (evaluados en condiciones máximas) con presiones superiores a 50 mca (Ilustración 7). Ello debido a que eran abastecidos por la tubería T-8620 que pertenece a la Zona de presión 5. La solución por la que se optó fue una en conjunto con la solución anterior para los 4 nudos con presiones inferiores a 10 mca del Sector-3, ZP-4 lado Sur ya que inicialmente sin el cambio de consigna de la VRP-1, los nudos en conflicto no podían ser solventados por una nueva tubería aledaña perteneciente a la misma zona de presión que parta desde el nudo J-542, porque se obtenían presiones inferiores a 10 mca. Al aumentar la consigna lo que se logró también fue que a partir del nudo J-542 se pueda tender la tubería Nueva-4 (PVC de 90 mm con una longitud de 47.46 metros) y cerrando la tubería T-8620 se solucionan las excesivas presiones de los 20 nudos en conflicto. Esto trajo como consecuencia que 14 nudos que eran abastecidos por esta parte de la red pero pertenecientes a la Zona de Presión 5 obtengan presiones inferiores a 10 mca por lo que se hizo necesario que estos nudos de la red sean alimentados a partir del nudo N-4923. Con la instalación de las tuberías Nueva-5 y Nueva-6 (PVC de 90 mm con longitudes de 14.79 y 23.44 metros respectivamente), y cerrando las tuberías T-8633, T-4239 que son las que conectaban a estos nudos con la Zona de Presión 4, se logra cumplir con las restricciones de presión en este sector de la red.

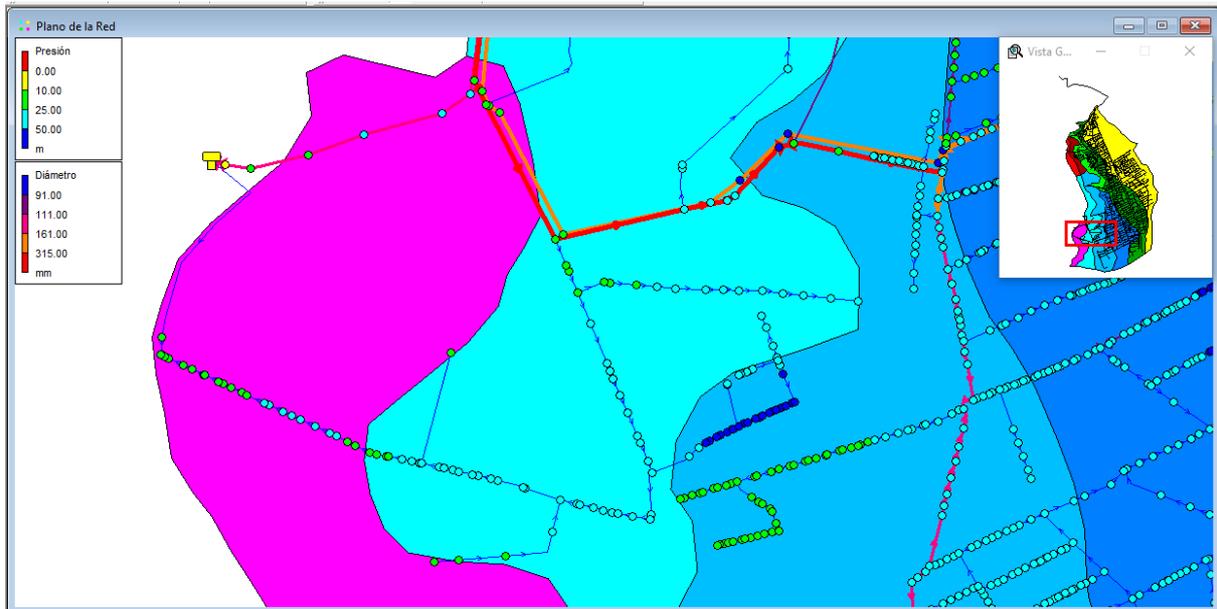


Ilustración 7 Sector-3, ZP-4, Presiones > 50mca

En la Ilustración 8 se puede observar las tuberías nuevas (líneas de color rojo) así como las tuberías que tuvieron que ser cerradas (líneas de color naranja), para garantizar presiones adecuadas en el sector en estudio.



Ilustración 8 Sector-3, ZP-4 Sur, Presiones > 10 y <50 mca.

5.3.5. Presiones mayores a 50 mca Sector 3 Zona de Presión 3 lado Sur

En esta zona perteneciente a la Zona de Presión 3 del Sector 3 lado Sur se tienen 218 nudos con presiones mayores a 50 mca (Ilustración 9). Cabe mencionar que en este sector se ha instalado la VRP-2C. Dada la configuración actual del sistema, esta válvula no estaría trabajando en ningún momento ya que al haberse instalado la tubería T-4351, el agua, que busca el recorrido de menor resistencia, realizaría su trayecto a través de esta tubería haciendo una especie de bypass a la VRP-2C para así alimentar a los nudos aguas abajo de ella

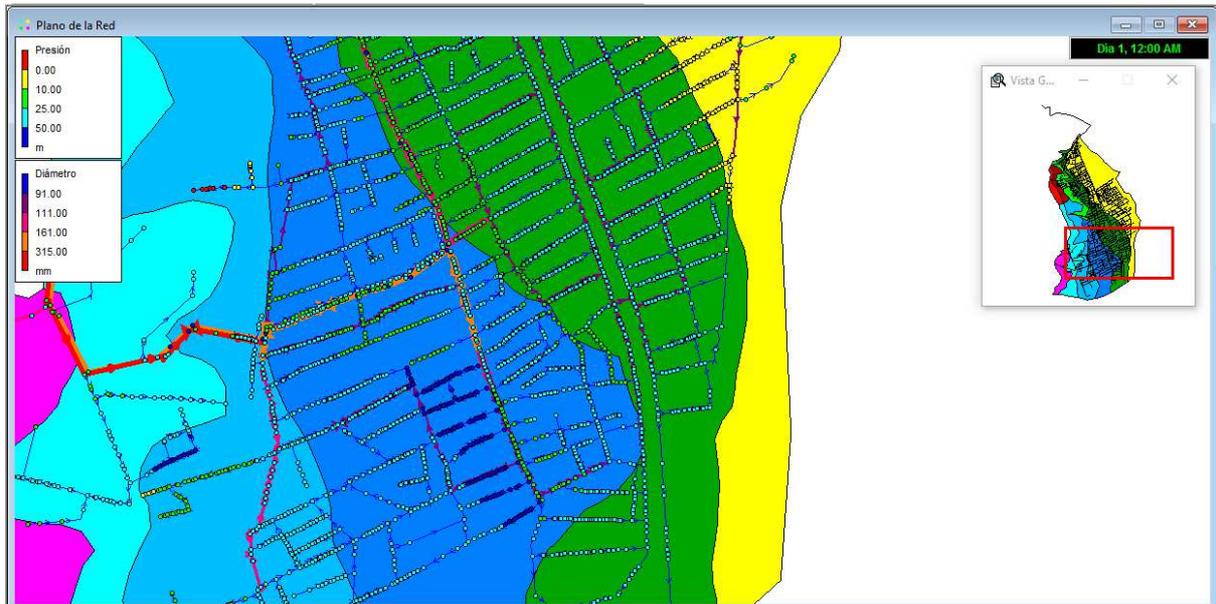


Ilustración 9 Sector-3, ZP-3 Sur, Presiones > 50 mca (VRP-2C consigna 15 mca, T-4351 abierta)

En el esquema hidráulico del 2009 no existe una VRP-2C, ya que las VRP que se propusieron originalmente fueron para los saltos entre zonas de presión. La VRP-2C se encuentra en medio de la Zona de Presión 3, en este sector de la red no se respetó la sectorización original que debía darse entre las Zonas de Presión 3 y 4. A cambio de sectorizar la red entre los nudos con cotas alrededor de los 1997.50 msnm y ser alimentada la Zona de Presión 4 por la VRP-1, y la Zona de Presión 3 ser alimentada por la VRP-2A lo que se hizo fue cortar la red en nudos con cotas alrededor de los 1984 msnm, y dejarse solo una tubería (en la que se instaló la VRP-2C) para alimentar los nudos de las partes inferiores de este sector. Esto generó que exista una mayor presión para los nudos en las partes inferiores, es por ello que presuntamente se instaló la VRP-2C para evitar las excesivas presiones que se produjeran por la inadecuada sectorización que se realizó en la ejecución del proyecto, ya que al cerrar la tubería T-4351 y dejar abierta la VRP-2C se obtienen 212 nudos con presiones por encima de los 50 mca (Ilustración 10) y con ello debió justificarse la instalación de válvula en mención.

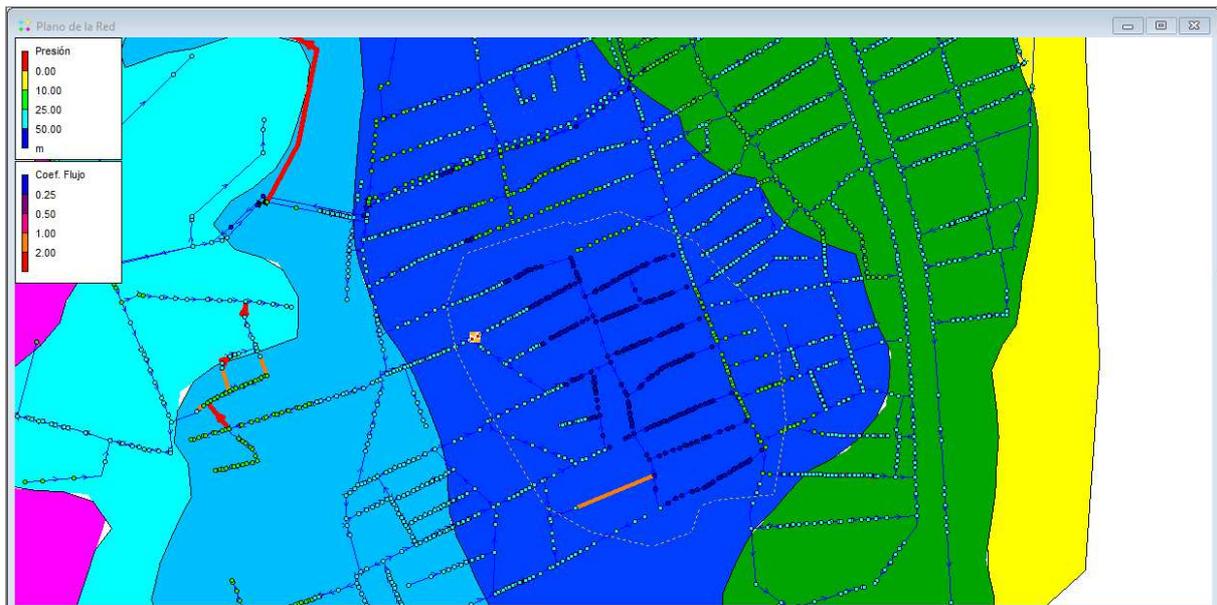


Ilustración 10 Presiones mayores 50 mca (VRP-2C abierta, T-4351 cerrada)

Al cerrar la tubería T-4351 y por ende forzar el recorrido del agua por la VRP-2C y ésta con una consigna de 20 se obtienen presiones menores a 50 mca en todos los nudos aguas abajo de la misma. Así se solucionan las presiones excesivas, obteniéndose un rango de presiones en los nudos en torno de los 25 a 40 mca (Ilustración 11).



Ilustración 11 Presiones entre 25-40 mca (VRP-2C consigna 20, T-4351 cerrada)

Un paso mayor es evaluar el mínimo tarado de la VRP-2C para dotar a los nudos aguas abajo de ésta con presiones menores, por todas las desventajas ya mencionadas de mayores presiones. Añadido a que en este sector de la red la mayoría de viviendas son de un solo nivel, por lo que presiones entre los 10-25 mca se consideran mejores para el funcionamiento de la red. Por ello se evaluó la consigna mínima para la VRP-2C de modo que las presiones se encuentren dentro del rango deseado. Al evaluar la red se obtiene que para una consigna de 10 las presiones aguas abajo de la VRP-2C cumplen con lo establecido (Ver Ilustración 12).



Ilustración 12 Presiones entre 10-25 mca (VRP-2C, consigna 10, T-4351 cerrada)

5.3.6. Presiones superiores a 50 mca aguas arriba de la VRP-2C

En este sector de la red se tenían 15 nudos con presiones superiores a los 50 mca, todos ellos en los ramales finales de esta parte de la red (Ilustración 13).

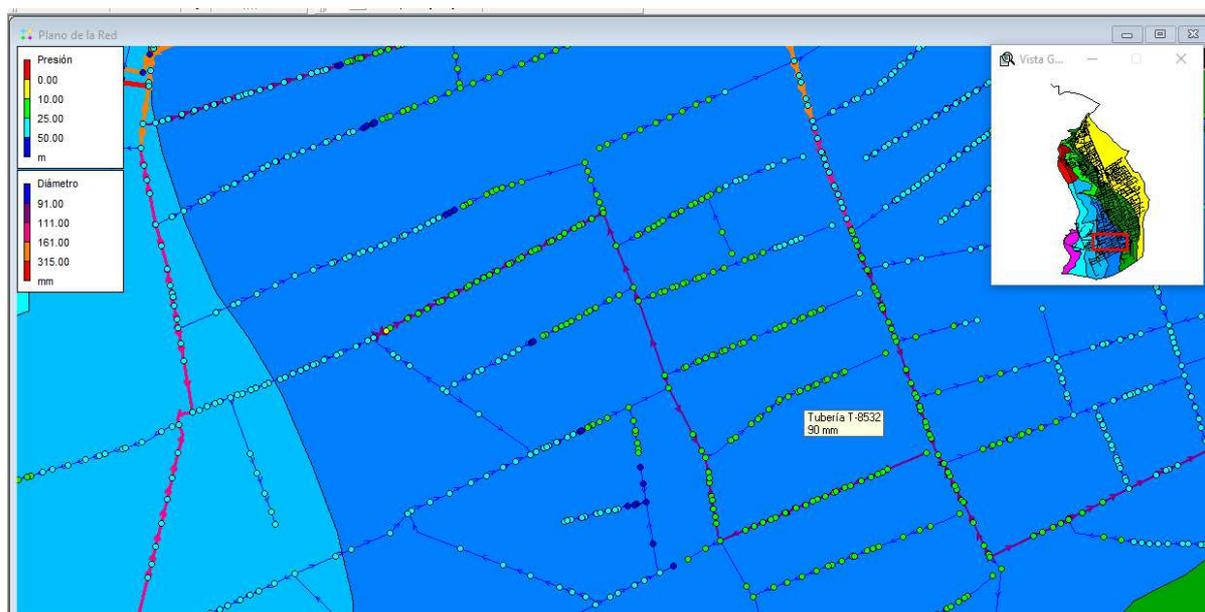


Ilustración 13 Nudos terminales con presiones > 50 mca

Se evaluó la opción de que la VRP-2C pueda servir para poder regular las presiones en una cantidad mayor de nudos. Lo que se hizo fue estudiar hasta que nudo para la consigna de 10 de la VRP-2C ésta puede proporcionar presiones mayores a 10 mca en nudos aledaños a ramales finales con exceso de presión. Lo que se hizo fue conectar las tuberías que estaban separadas, por la sectorización realizada, con nuevas tuberías (Tuberías de color rojo, Ilustración 14) y cerrar las tuberías de las partes altas de los ramales (Tubería naranja, Ilustración 14). De este modo se puede evaluar hasta que nudo la VRP-2C puede aportar presiones mayores a 10 mca (Nudos color verde, **¡Error! No se encuentra el origen de la**

referencia. Ilustración 14), teniendo que cerrarse la tubería que se encuentre entre los nudos de color verde y amarillo, tubería, T-8394 e instalar la tubería Nueva-9 (90 mm, PVC, 9.51 metros).

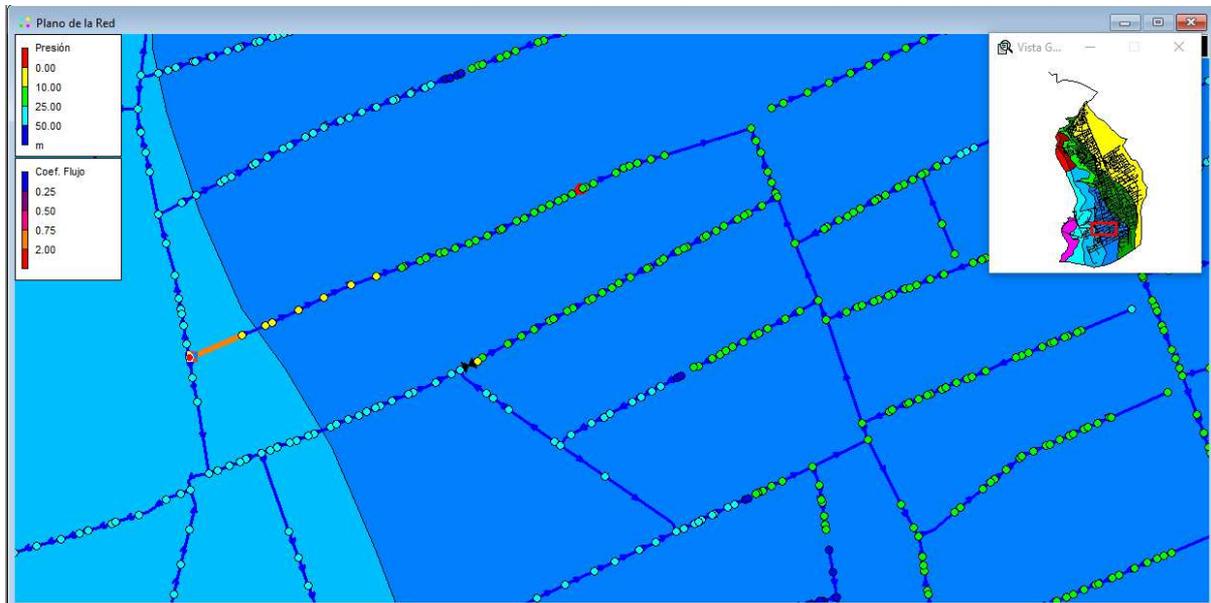


Ilustración 14 Nudos a ser regulados por la VRP-2C

De este modo se obtiene la ventaja de que la VRP-2C nos sea útil no sólo para los nudos terminales con presiones superiores a 50 mca sino de una mayor cantidad de nudos que también poseían presiones cercanas a los 50 mca (Ilustración 15).

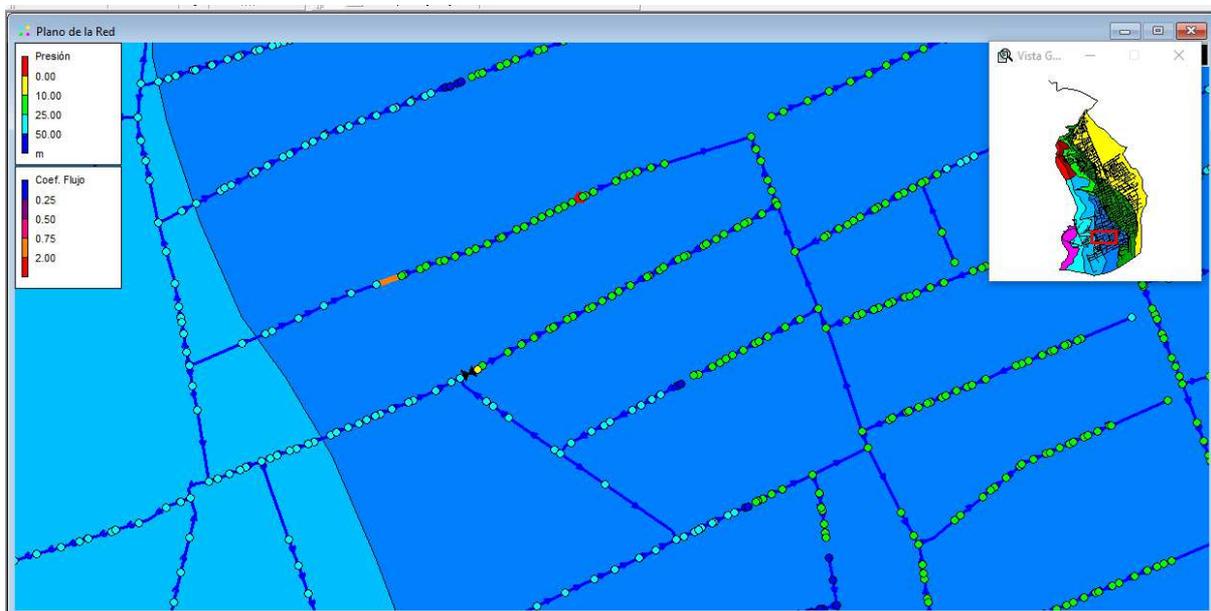


Ilustración 15 Solución del Ramal de ejemplo

De igual forma que la descrita anteriormente se procedió con el resto de nudos de esta parte de la red. Añadido a lo anterior se consideró también el de instalar la tubería de menor longitud posible, por el ahorro económico que implica, con la mayor cantidad de nudos que puedan ser regulados. La manera de analizar esto fue la de aislar el sector cerrando las

tuberías de entrada y solo permitir que el agua ingrese por la VRP-2C, de esta manera podemos ver hasta que nudos puede regular la VRP-2C (Ilustración 16).

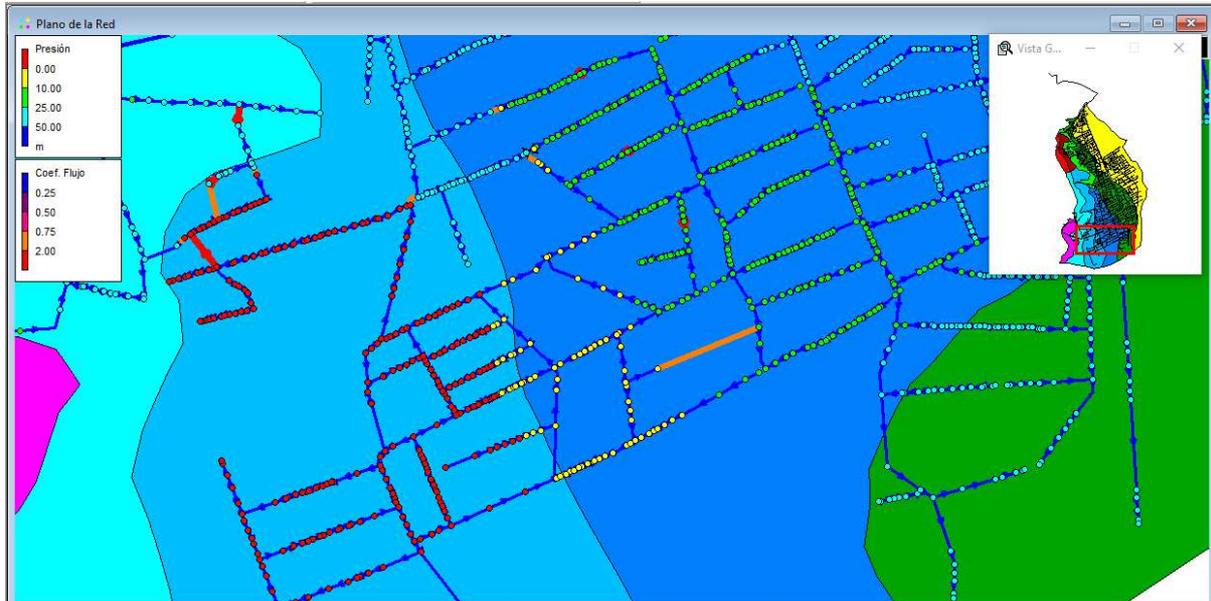


Ilustración 16 Aislamiento de sector para aumentar los nudos regulados por la VRP-2C

En la Ilustración 17 se observa que para la creación de la tubería Nueva-8 y Nueva-9 (línea roja, PVC, 90 mm, 7.08 m y 9.51 respectivamente) las tuberías que deberán ser cerradas son aquellas entre nudos de color amarillo y verde. Por ello se cerraron las tuberías T-8398, T-8436, T-8442, T-4025, con lo que se redujo las presiones a 76 nudos incluidos los 15 nudos iniciales en conflicto (Ilustración 17).

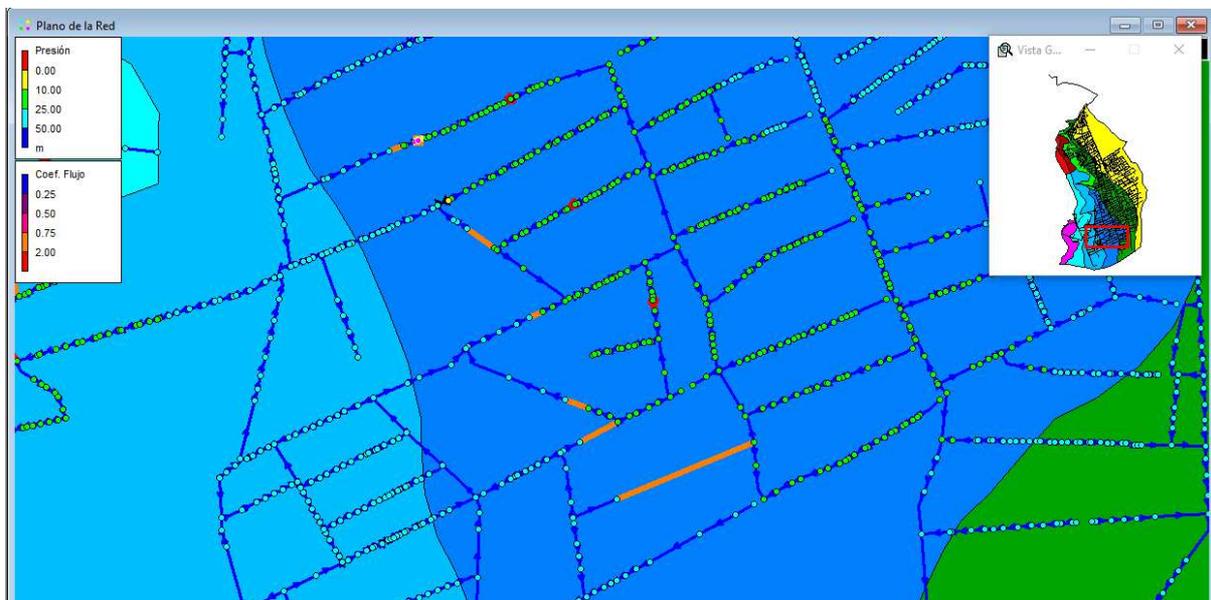


Ilustración 17 Reducción de presiones de 76 nudos

5.3.7. Pérdidas unitarias mayores a 1.50 m/km

La tubería T-3404 es una tubería de 90 mm (línea azul) cuya función es la de abastecer del servicio a los nudos de la parte norte de la manzana “sin nombre” como se aprecia en la Ilustración 18.

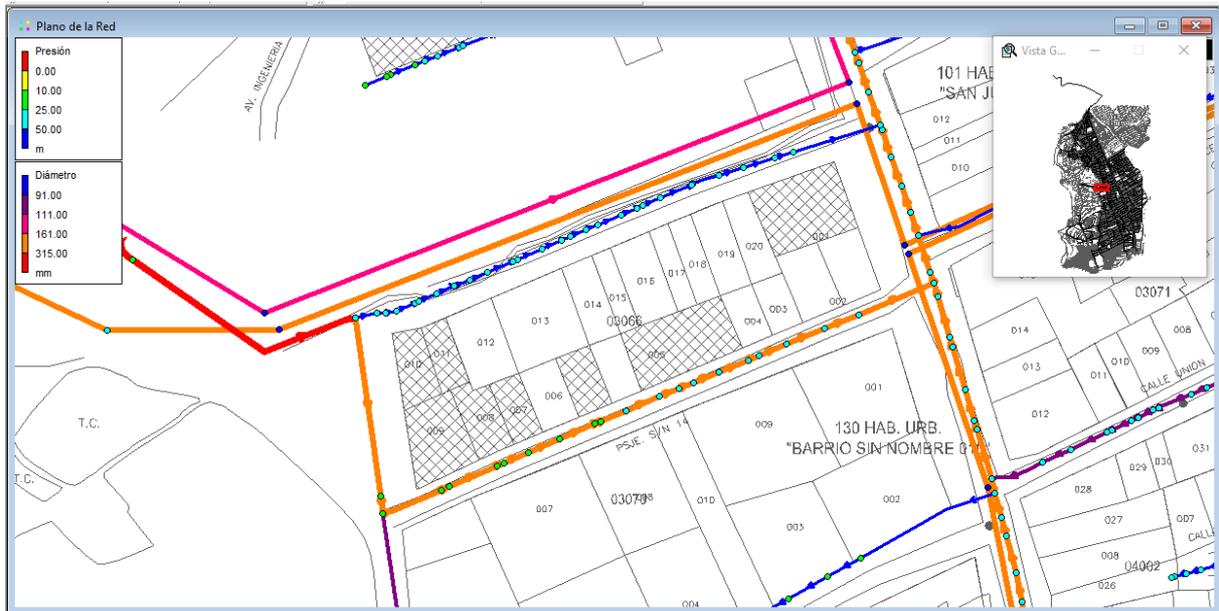


Ilustración 18 Pérdidas de carga en tuberías aguas abajo de la tubería T-3404

Ésta al estar conectada también a una de las líneas principales de la red, hace que esté circulando a través de ella un caudal mayor del que sería del de sólo los nudos de consumo conectados a la misma, obteniéndose pérdidas unitarias para las tuberías aguas arriba de ésta entre 1.50-3.00 m/km. Se optó por cerrarla, ya que son las tuberías de mayor diámetro las encargadas de transportar los caudales mayores.

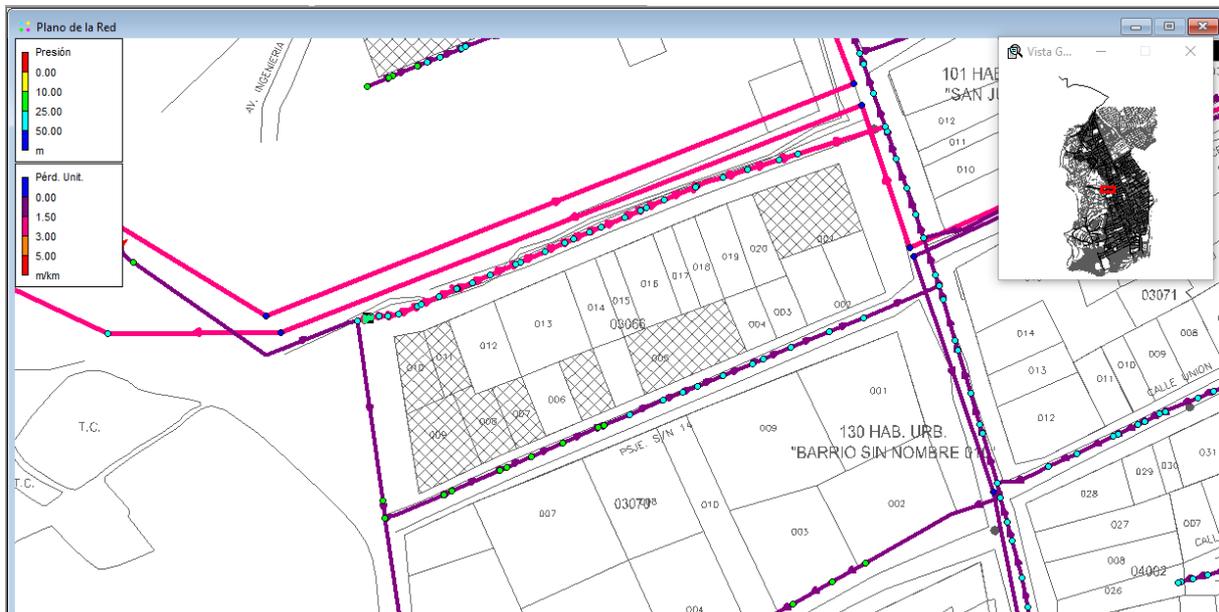


Ilustración 19 Pérdidas unitarias en Tuberías aguas arriba de la T-3431 (abierta)

Con esta medida se logra que las pérdidas en las tuberías aguas arriba de la tubería T-3431 sean menores a 0.10 m/km como se aprecia en la Ilustración 20, y el caudal es transportado por la tubería T-2817 de 250 mm de diámetro.

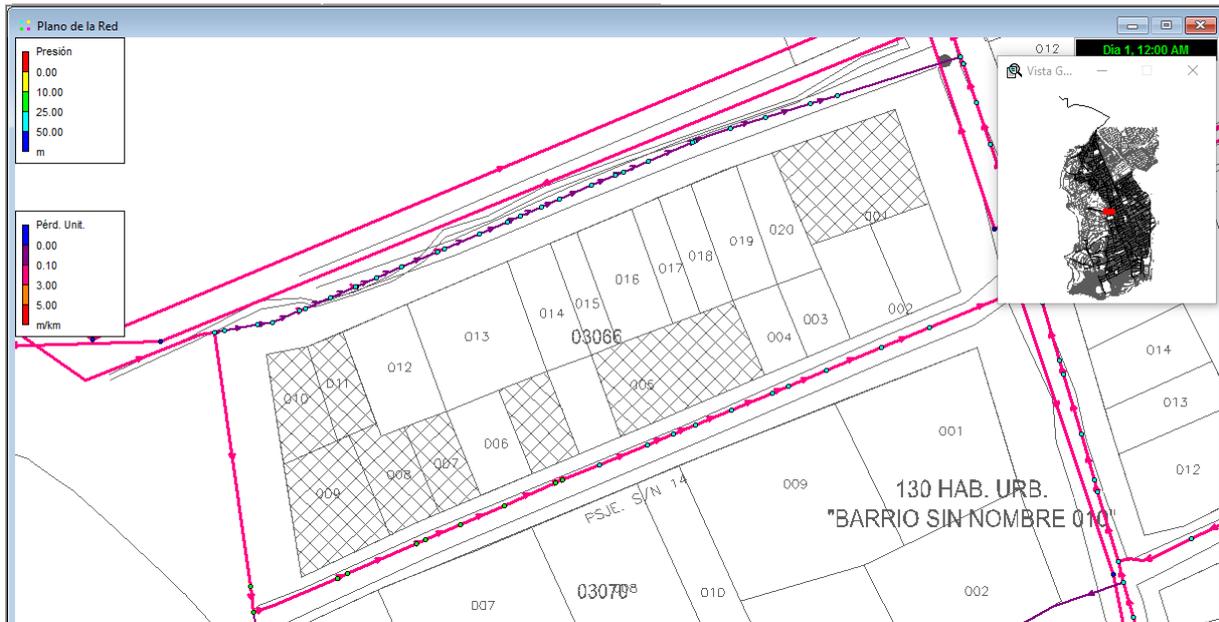


Ilustración 20 Perdidas unitarias aguas arriba de la tubería T-3431 (cerrada)

5.3.8. Presiones menores a 10 mca Sector 2 Zona de Presión 3

El problema en estos nudos es debido a que están siendo abastecidos por tuberías provenientes de una zona de presión inferior como lo es la Zona de Presión 2, lo que trae como consecuencia las bajas presiones en los mencionados nudos como se muestra en la Ilustración 21.



Ilustración 21 Sector 2, ZP-3, nudos con presiones < 10 mca

La solución adoptada fue la de instalar una tubería proveniente de la misma Zona de presión 3, así la tubería Nueva-3 (línea roja, Ilustración 22 de PVC, 90 mm, 255.29 metros) nos garantiza presiones mayores a los 10 mca como se aprecia en la Ilustración 22. Para no conectar ambas zonas de presión en este sector se cerró la tubería T-7200 (línea naranja), con ello se evitan presiones excesivas en nudos aguas abajo de la misma.

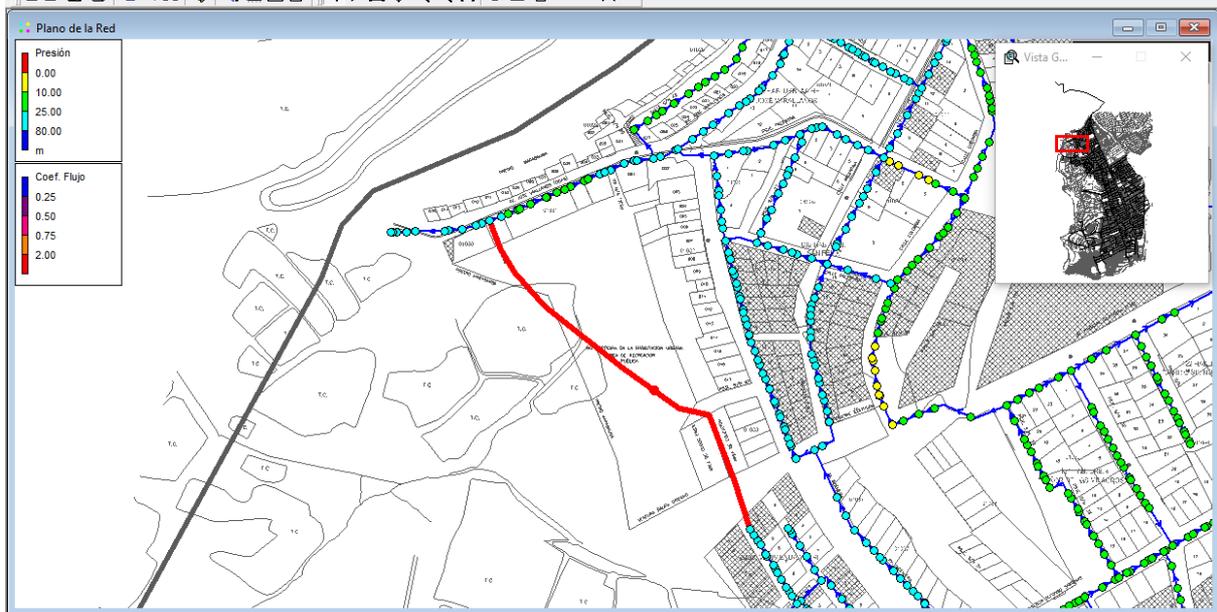


Ilustración 22 Solución Sector 1, ZP-3

5.3.9. Presiones menores a 10 mca Sector 1 Zona de Presión 1

En este sector de la red se tiene un total de 730 nudos con presiones inferiores a 10 mca. Todos estos nudos en las partes altas del Sector 1, las bajas presiones se producen debido a que no existe una regulación del caudal que circula por la línea de conducción LC-1 hacia la estación de bombeo EB-1. Esto produce que a diversas horas del día en la red bajen las presiones producto de pérdidas unitarias en la conducción debido a la circulación de grandes caudales. En la Ilustración 23 se puede apreciar las pérdidas en la línea de conducción (línea de color naranja) así como las bajas presiones en las partes altas de la red (nudos amarillos).



Ilustración 23 Pérdidas unitarias en Línea de Conducción y bajas presiones en zonas altas del Sector 1 ZP-1

En la Ilustración 23 se puede apreciar también el nudo NC-73 que es a partir del cual se bifurca la línea de conducción que alimenta la estación de bombeo EB-1 con la línea a partir de la cual se abastece el Sector 1. Precisamente es en este nudo en el cual se propone la

instalación de una VSP para solucionar el problema. De manera que mantenga la presión necesaria en el nudo NC-73 para así garantizar presiones superiores a 10 mca en los nudos de las partes altas del Sector-1 y a su vez regule el caudal circulante hacia la estación de bombeo de modo que se eviten altas pérdidas unitarias en la línea de conducción. Identificamos el nudo crítico del sector siendo este el N-5371. Al instalar la VSP-1 en el modelo con un tarado de 35 mca garantizamos presiones mayores a 13 mca para el nudo crítico y por ende presiones mayores en todos los nudos en conflicto en el Sector-1 como se aprecia en la Ilustración 24

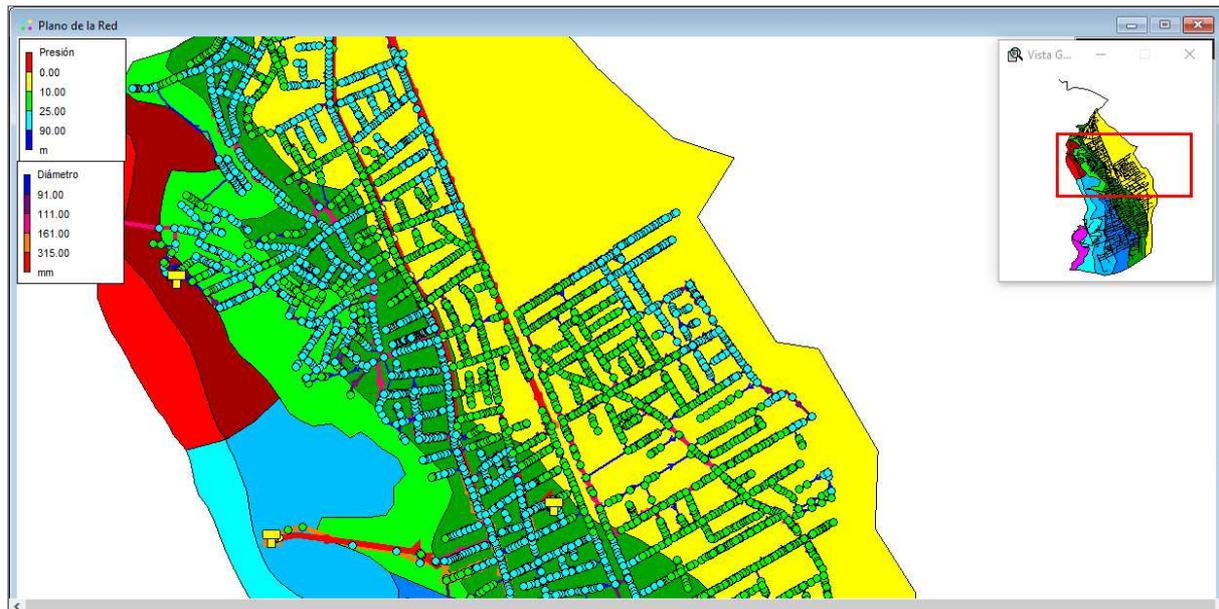


Ilustración 24 Presiones mayores a 10 mca en todos los nudos del Sector 1

El diseño de la VSP-1 se detalla con más énfasis en el apartado 6.5 Propuesta de Válvulas. Con todas las medidas descritas se logran subsanar los problemas referentes a presiones mínimas en la red, en la Figura 19 se aprecia el sistema sin encontrarse nudos con presiones inferiores a 10 mca evaluado en condiciones mínimas.

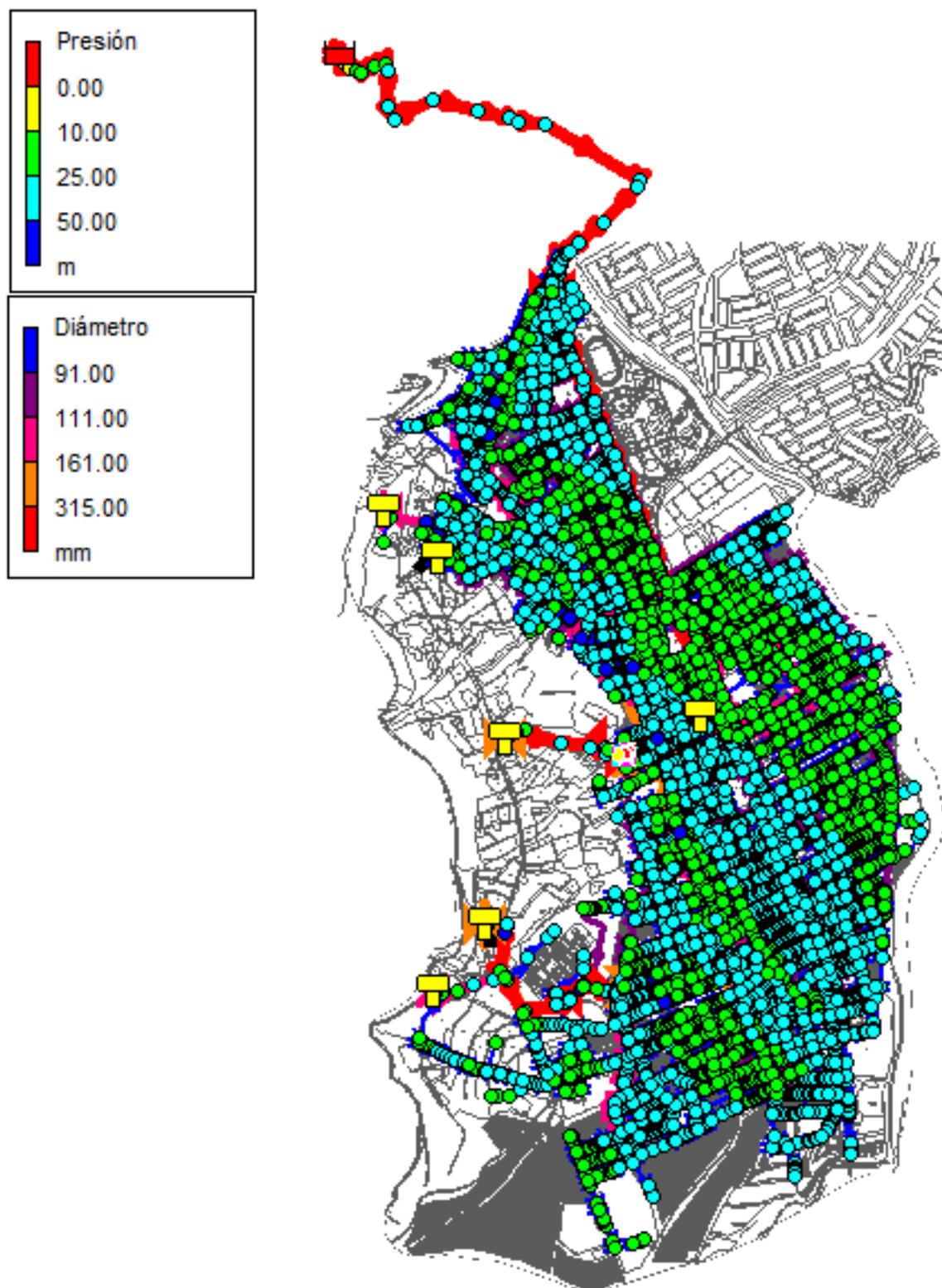


Figura 19 Presiones superiores a 10 mca en toda la red

Para copiar este capítulo copie justo hasta esta línea.

Capítulo 6. Propuesta de Mejoras

6.1. Propuesta de Sectorización

Al sectorizar una red obtenemos muchos beneficios en la gestión de la misma como un control más detallado del caudal inyectado a cada sector, también nos ayuda en el control y localización de fugas, pudiendo reducirse las pérdidas económicas debidas a ellas en la gestión de la red. La sectorización consiste en dividir la red en unidades de menor tamaño en las cuáles se realiza un control del caudal inyectado a cada sector, de esta manera con el registro de ellos a determinadas horas, como por ejemplo los caudales nocturnos, se podrán registrar un aumento en los mismos, lo cual nos induce a la probabilidad de que exista una fuga en el sector en estudio o la posibilidad de conexiones clandestinas.

Se analizó la sectorización existente de la red de Pillco Marca, habiéndose basado ésta sólo en las zonas de presión que posee la red, y dada la configuración que posee la sectorización actual, es posible tener un grado mayor de rigurosidad en la sectorización de la misma, ya que existen zonas de la red que se encuentran aisladas y solo poseen una o dos entradas, por lo cual estas deberían ser un sector en sí, pero en la sectorización establecida pertenecen a un sector mucho más grande, por ello se ha visto factible realizar una subsectorización de la red. Para realizar la subsectorización de la red en estudio se han tenido en cuenta los siguientes criterios

- Respetar la sectorización existente
- Tener presente la topología del distrito de Pillco Marca
- Dada la configuración de la red, todo un subsector debe pertenecer a una sola zona de presión
- Se ha buscado en lo posible que exista una uniformidad en las demandas por subsector.
- El coste total de las actuaciones sobre la red.
- Cada subsector poseerá como máximo dos entradas, en los cuáles se colocará una válvula de corte así como un caudalímetro para de esta manera aislarlo de los demás sectores.

Todos esos criterios se evalúan en el peor escenario del tiempo de simulación. Por ejemplo, para la presión, las horas punta de 7-8 horas que representa el peor caso posible, por el aumento del consumo y por ende las pérdidas por fricción en las tuberías. Se ha optado por un enfoque razonable y realista del proyecto de sectorización, es decir, se consideró todos los

critérios en vez de especializarse en alguno y dejar otros fuera de consideración. A continuación se trata los conceptos seguidos para optimizar el funcionamiento de la red.

Respetar la sectorización existente

La prioridad a tener a la hora de sectorizar es que no se caigan las presiones debajo del umbral de 10 mca, por ello al tener ya toda la red con presiones mayores a 10 mca, se optó por mantener los sectores iniciales y realizar una subsectorización dentro de ellos. De esta manera evitaremos posibles problemas con caída de presiones, respetando siempre el esquema inicial.

Topología del distrito

Se ha buscado preferentemente que las tuberías de ingreso a los subsectores, se encuentren en zonas públicas de fácil acceso y ubicación, de esta manera evitaremos futuras complicaciones cuando se trate de ubicar la tubería de ingreso al subsector para realizar distintas funciones en la operación y mantenimiento del sistema.

Zona de presión

Cada subsector debe pertenecer a una única zona de presión, esto para evitar el mal funcionamiento del sistema y las presiones no caigan del valor mínimo establecido.

Uniformidad de la demanda

Para que todos los subsectores tengan un consumo lo más uniforme posible, se calculó la demanda de cada sector y simplemente se dividió entre el valor de subsectores posibles. El resultado corresponde al valor medio de cada subsector, que hay que intentar lograr. Después de haber hecho respectivamente 2 y 3 subsectores, se recalculó el consumo óptimo por subsector, teniendo en cuenta el consumo de los subsectores ya hechos y de los grupos de nudos no asignados en las zonas ya sectorizadas. El cálculo ejecutado es:

$$Q_{r,m} = \frac{Q_{tot} - Q_s - Q_{sa}}{15 - n}$$

Con:

$Q_{r,m}$: el consumo medio que hay que lograr delimitando los subsectores restantes.

Q_{tot} : el consumo total de la Red.

Q_s : el consumo total de los subsectores ya hechos.

Q_{sa} : el consumo total de los nudos en las zonas ya subsectorizadas que no están asignados.

n : el número de subsectores ya delimitados.

Para el caso de la red de Pillco Marca, el número 15 en el denominador de la fórmula hace referencia al total de subsectores que se planteó inicialmente. Asimismo el valor de Q_{sa} es cero, ya que todos los nudos del sistema pertenecen a un subsector.

Costes de la sectorización

Para añadir una dimensión económica al problema, se debe minimizar el coste total, el cual se compone de tres partes: El coste de las tuberías ampliadas, el coste de los caudalímetros y el coste de válvulas de corte instaladas para delimitar los sectores. A continuación se describen los conceptos adoptados para minimizar los costes.

Ampliación de tuberías

Se amplían los diámetros de las tuberías para disminuir las pérdidas mayores en líneas arriba de nudos que no cumplen el criterio de presión mínima. Las pérdidas por fricción (h_f) son muy sensibles al diámetro interior (D) de las tuberías:

$$h_f = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5}$$

Cada vez que no se cumpliera con la presión mínima se miró la altura arriba y abajo de las tuberías, arriba de los nudos en cuestión. Las tuberías que tenían pérdidas mayores a la diferencia entre el umbral de presión y la presión del nudo son las que se pueden cambiar. Si ninguna cumple ese criterio, hay que cambiar múltiples tuberías. Al ampliar el diámetro, las pérdidas disminuyen según la siguiente fórmula:

$$\Delta h_f = h_f \left[1 - \left(\frac{D}{D'} \right)^5 \right]$$

Con D el diámetro original y D' el nuevo diámetro. Así se puede comprobar rápidamente si con la ampliación considerada la presión cumplirá. Si la rugosidad original es mayor, la subida de presión es infravalorada y viceversa. En ambos casos, hay que comprobar cuánto menos o más se puede ampliar la tubería en cuestión. Se debe priorizar aquellas tuberías que, en el caso de que tengan pérdidas y longitudes similares, las que tienen una rugosidad inicial mayor. La longitud importa porque el coste de ampliación es proporcional a la longitud.

Otra limitación de esa aproximación se presenta cuando la zona x es mallada. Consideramos la Figura 20, con la zona x que se abastece desde la línea principal tras dos tomas. Si se amplía las tuberías en la toma 1, el caudal que anteriormente pasaba por la toma 2 pasará por la toma 1. El agua elige el camino de menor resistencia, y así se van equilibrando presiones. Esto tiene la desventaja de que el aumento de caudal pasando por la toma 1 disminuye la subida de presión calculada con la fórmula previa. El impacto de ese efecto aumenta cuanto mayor sea la proporción Q_2/Q_1 , porque significa que una ampliación genera una $-\Delta Q_2 = +\Delta Q_1$ cambiará proporcionalmente más caudal por la toma 1 (Q_1) y entonces las pérdidas ($\sim Q_1^2$).

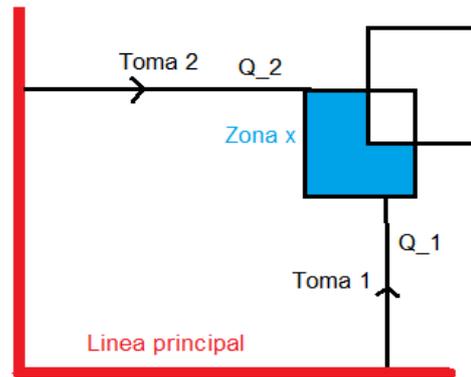


Figura 20 Zona x en red mallada

Este problema no se presenta si la zona x es una ramificación de la línea principal, porque siempre pasará el mismo caudal por la toma 1, sea cual sea su resistencia hidráulica. Entonces para evitar ese problema y así minimizar la ampliación se podría cortar la malla de la zona x allí donde el agua de las dos tomas se encuentra (antes de la ampliación), mirando el sentido del caudal en cada línea, para ramificar las dos tomas así que el efecto de malla equilibrada no tenga ningún efecto. Sin embargo, dependiendo de la malla, esto puede ser mucho trabajo para poco resultado y además pueden bajar las presiones cerca de las tuberías cerradas.

Si es necesario ampliar múltiples tuberías, hay que hacerlo de manera que los costes sean mínimos. Se debe ampliar tuberías con la restricción de que la subida de presión sea mayor al incumplimiento de presión.

$$\Sigma \Delta h_{f,i} \geq p_{min} - p$$

Luego, cada tubería se puede ampliar a varios diámetros. Pasar de una tubería de 90 a 160 mm puede cumplir y ser más barato que pasar dos tuberías de 90 a 110 mm.

Inicialmente la red poseía 5 sectores bien definidos, ya descritos en el Capítulo 3, en los cuales existían nudos que debido a su ubicación y zona de presión pertenecían a otros sectores que fueron ya corregidos en el Capítulo 5, en la Figura 21 se puede observar la configuración inicial de la red.

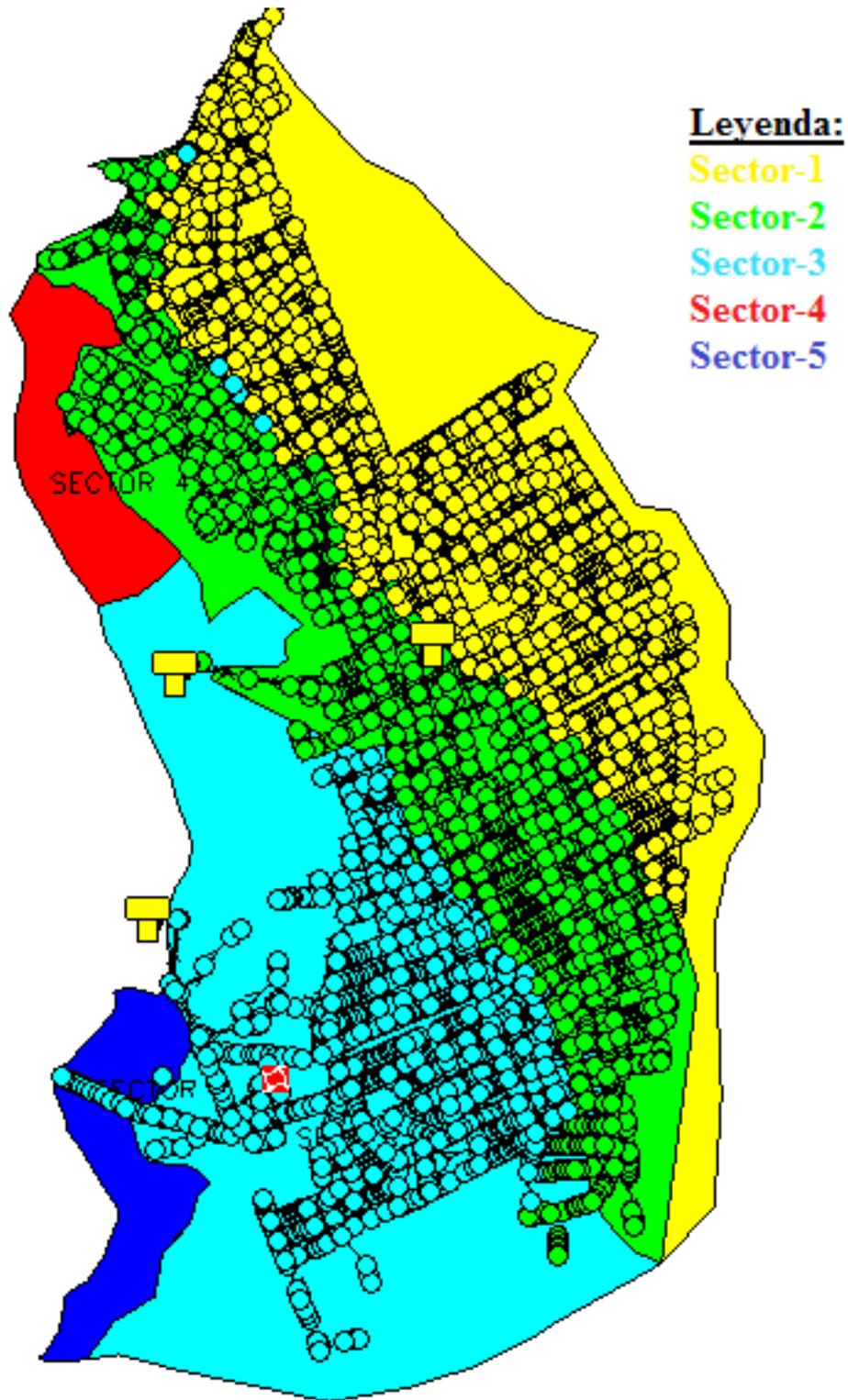


Figura 21 Distribución inicial de nudos en los sectores de la Red

En la propuesta de subsectorización de la red, aparte de las correcciones descritas en el Capítulo 5, y todos los criterios mencionado anteriormente, manteniendo siempre la configuración del sistema, usando las tuberías de mayor diámetro como aquellas que alimenten a los subsectores, se ha procedido a realizar la subsectorización de la red, como se puede observar en la Figura 22. Se han creado 15 subsectores, para el nombre de los mismo

primero se coloca el nombre del sector al cual pertenecían inicialmente y luego una letra para poder diferenciarlo del otro, es así que por ejemplo se tiene que para el Sector 1 se tienen los sectores S1-A y S1-B, de manera análoga para los demás subsectores. Cabe mencionar que en el caso del Sector 4, este es el mismo que el subsector S4-A debido a la pequeña dimensión del mismo, así como la demanda para abastecer al mismo, de forma similar acontece con el subsector S5-A.

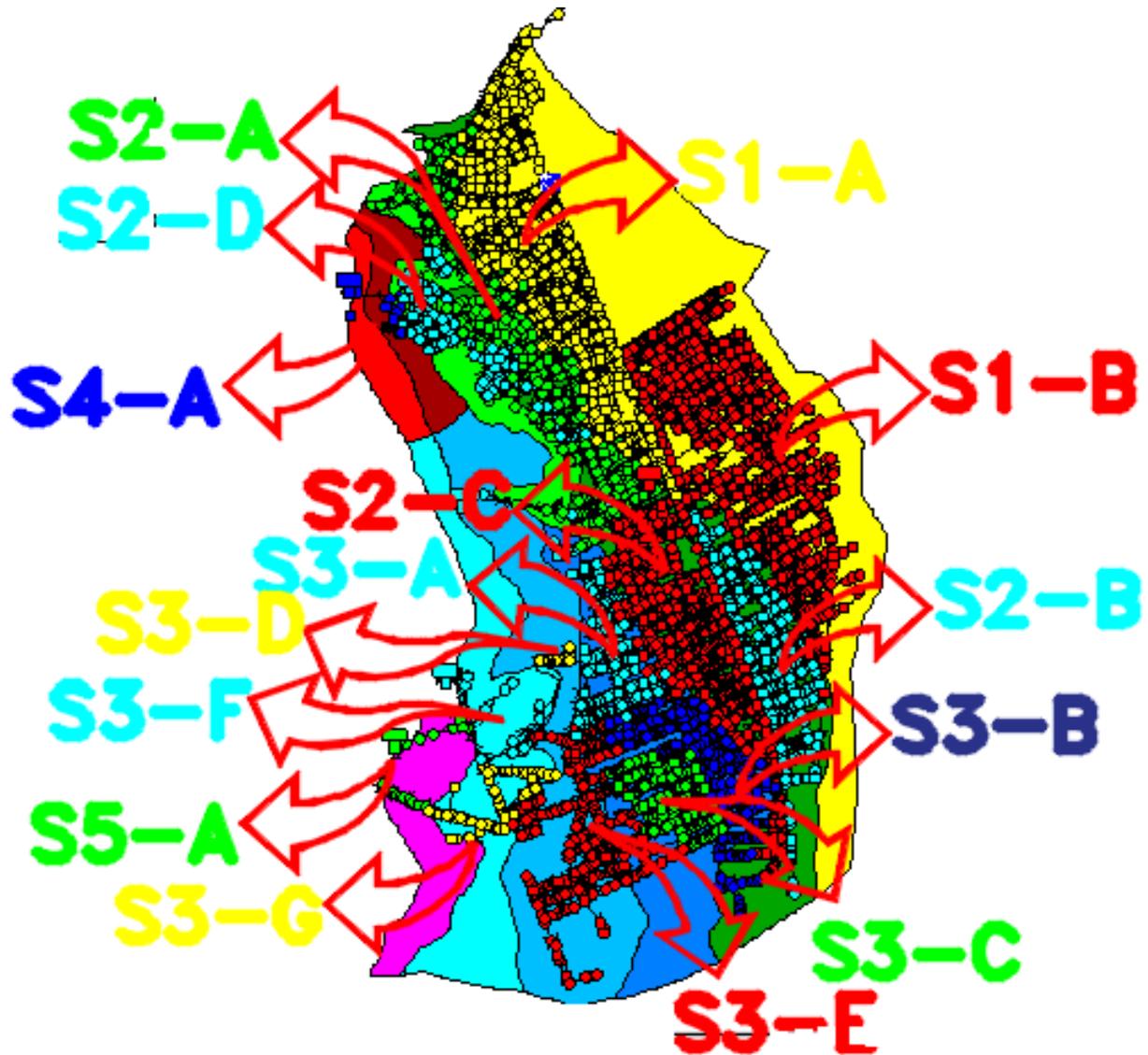


Figura 22 Sectorización propuesta

6.1.1. Subsector S1-A

Dada la configuración del Sector 1, se ha visto conveniente dividirlo en 2 subsectores, el subsector S1-A y S1-B, de manera que la demanda sea lo más uniforme posible. Este subsector es alimentado directamente desde el RP-1, pertenece a la Zona de Presión 1 y posee una demanda de 18.23 lps. Para aislar este subsector del subsector S1-B es necesario cerrar la tubería T-5774B. La tubería de ingreso al subsector S1-A es la T-773 de 160 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.

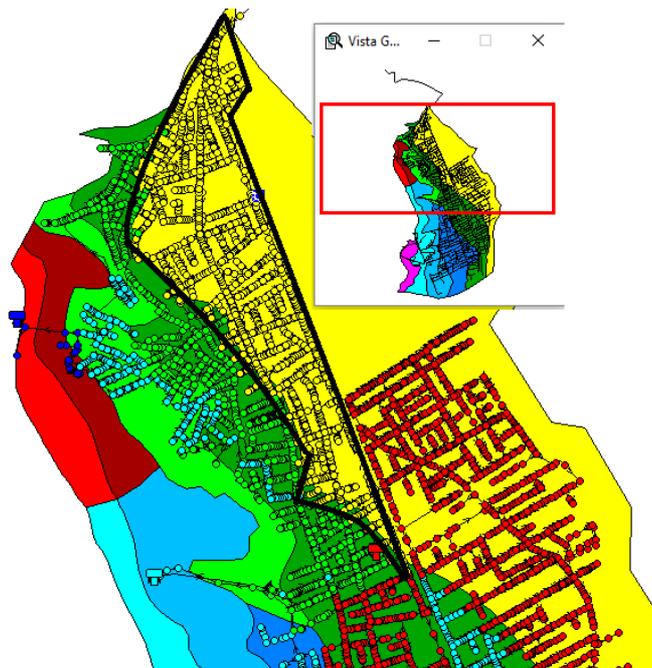


Figura 23 Subsector S1-A

6.1.2. Subsector S1-B

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-1, pertenece al Zona de Presión 1 y posee una demanda de 15.06 lps. Las tuberías de ingreso al mismo son la T-5774 de 250 mm y la T-3140 de 110 mm, en ellas se instalarán una válvula de corte y un caudalímetro respectivamente.

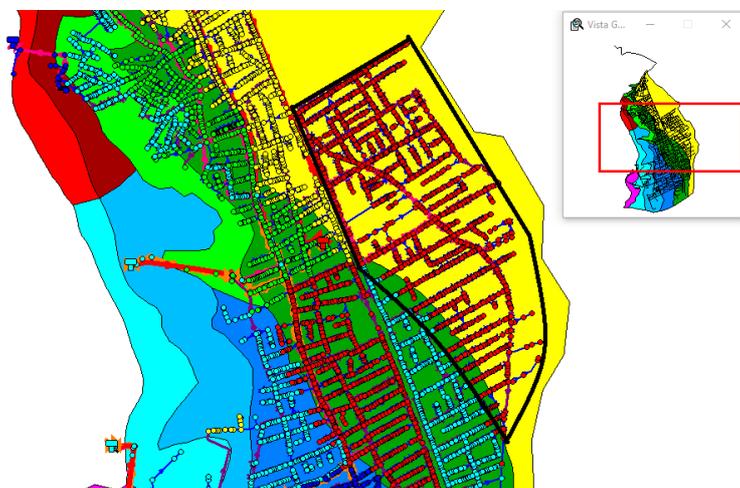


Figura 24 Subsector S1-B

6.1.3. Subsector S2-A

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-2, y se regulan sus presiones a través de la VRP-4, pertenece al Zona de Presión 2 y posee una demanda de 17.91 lps. Las tuberías de ingreso al mismo se encuentra en una bifurcación del cual salen los caudales hacia los subsectores S2-A y S2-B, la tubería de ingreso al subsector es la T-2215 de 200 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.



Figura 25 Subsector S2-A

6.1.4. Subsector S2-B

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-2 y se regulan sus presiones a través de la VRP-4, pertenece al Zona de Presión 2 y posee una demanda de 10.74 lps. Las tuberías de ingreso al mismo se encuentra en una bifurcación del cual salen los caudales hacia los subsectores S2-A y S2-B, las tuberías de ingreso al subsector son la T-2212 de 200 mm y la tubería T-8102 de 90 mm, en ellas se instalará una válvula de corte y un caudalímetro respectivamente.

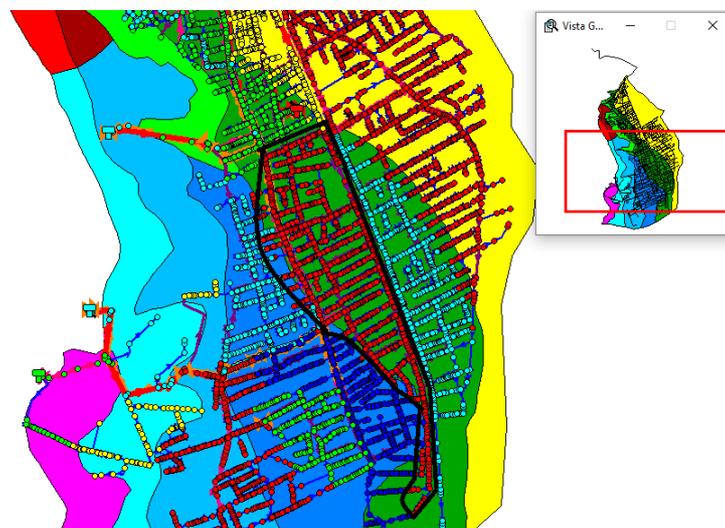


Figura 26 Subsector S2-B

6.1.5. Subsector S2-C

Este subsector posee una demanda de 4.72 lps, pertenece al Zona de Presión 2 y es alimentado por dos tuberías que parten del subsector S2-B, éstas son las tuberías T-3140 de 160 mm y la tubería T-3065 de 250 mm, en ellas se instalarán una válvula de corte y un caudalímetro respectivamente.

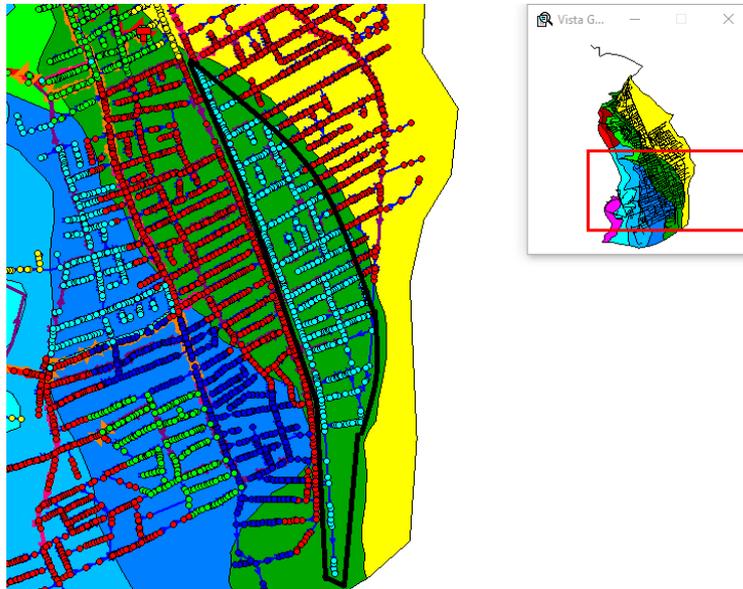


Figura 27 Subsector S2-C

6.1.6. Subsector S2-D

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-2, pertenece a la Zona de Presión 3 y posee una demanda de 3.33 lps. La tubería de ingreso al mismo es la T-7457 de 160 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.

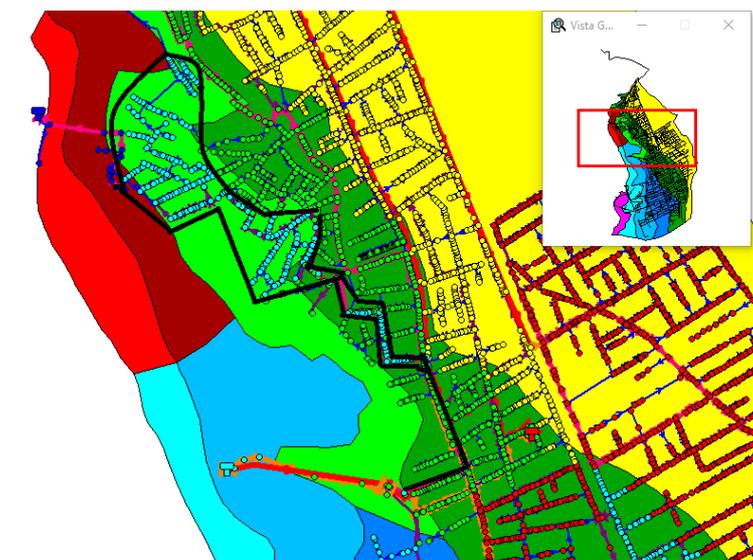


Figura 28 Subsector S2-D

6.1.7. Subsector S3-A

Este subsector es alimentado desde el RP-3 y se regulan sus presiones a través de la VRP-2A, pertenece a la Zona de Presión 3 y posee una demanda de 3.76 lps. La tubería de ingreso

al mismo es la misma en la cual se encuentra instalada la válvula en mención, la T-4263 de 160mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro. Para aislar este subsector del subsector S3-D se tuvo que cerrar la tubería T-4859.



Figura 29 Subsector S3-A

6.1.8. Subsector S3-B

Este subsector es alimentado desde el RP-3 y se regulan sus presiones a través de la VRP-2B, pertenece al Zona de Presión 3 y posee una demanda de 6.10 lps. La tubería de ingreso al subsector es la T-8672 de 250 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.

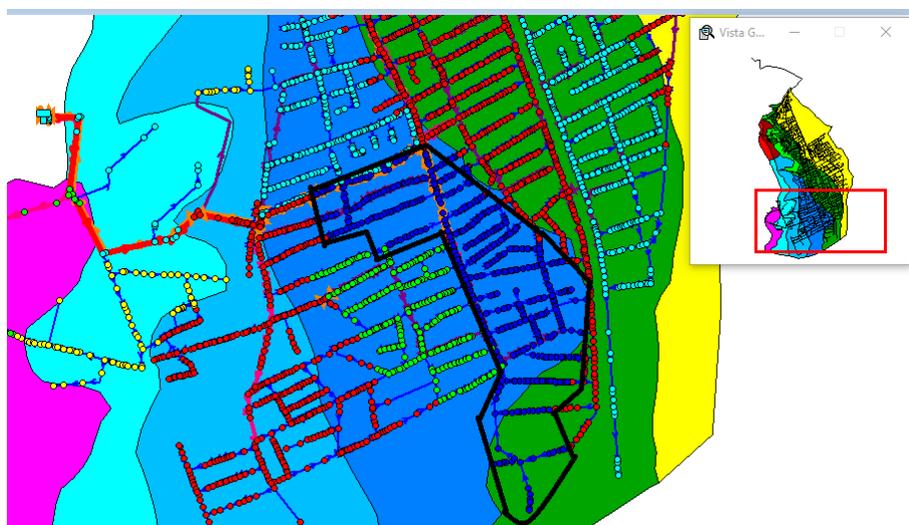


Figura 30 Subsector S3-B

6.1.9. Subsector S3-C

Este subsector es alimentado desde el RP-3 y se regulan sus presiones a través de la VRP-2C, pertenece al Zona de Presión 3 y posee una demanda de 3.31 lps. La tubería de ingreso al subsector es la T-3937 de 110 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro respectivamente. Cabe resaltar que este subsector depende de la línea de aducción que baja del RP-3 y pasa por el subsector S3-E. Para aislar este subsector del subsector S3-E fue necesario cerrar las tuberías T-8384, T-8396, T- 8436, T- 8442, T-4025 y T-4351.



Figura 31 Subsector S3-C

6.1.10. Subsector S3-D

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-3, pertenece a la Zona de Presión 4 y posee una demanda actual de 0.094 lps. La tubería de ingreso al mismo es la Nueva-1 de 110 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro. Al ser la demanda de este sector muy pequeña se ha procedido a calcular el consumo futuro de este subsector para cargarlo al modelo matemático de la red ya que actualmente existe un auge en el crecimiento de la población en estas partes del distrito por las razones expuestas en los capítulos anteriores. Ante la falta de un plan de desarrollo urbano y no poseer datos respecto al área urbanizable del distrito de Pillco Marca, para determinar las demandas de los subsectores S3-D, S3-F, S3-G S4-A y S5-A se usó la demanda por hectárea del Sector-2. Se usó el Sector 2 debido a que las características de éste son más semejantes, con lo cual los subsectores proyectados debiesen obtener coeficientes de densidad poblacional similares a los del Sector 2 por ser este un sector ya mucho más consolidado. No se optó por usar el valor del Sector-1-UNHEVAL debido a que este sector es mucho más comercial, mientras que el resto de sectores son de un tipo de consumo más residencial. En la Tabla 6 se muestra la demanda calculada para el subsector S3-D con las consideraciones ya descritas

Tabla 6 Demanda del Subsector S3-D

	Demanda (lps)	Hectáreas	Demanda/has
Sector 2	25.57	104.08	0.25
Subsector S3-D	6.87	27.95	0.25

Cabe resaltar que este método es el más conveniente ya que no se cuenta con registros de población para ningún subsector para realizar un cálculo de población futura, añadido a que

es una parte de la red que está empezando a crecer, por lo que tampoco se tiene aún una cantidad de lotes importantes para obtener un caudal por lote, que nos arroje un valor de demanda. En el modelo de la red, la demanda proyectada de la Tabla 6 para el subsector S3-D ha sido considerada en el nudo más alejado y con mayor cota del subsector (J-936), y se ha verificado que se cumplan con las condiciones de presiones mínimas. De esta manera aseguraremos que los futuros usuarios, cumplan con los criterios de presión que exige la norma.



Figura 32 Subsector S3-D

6.1.11. Subsector S3-E

Este subsector es alimentado desde el RP-3, y se regulan sus presiones a través de la VRP-1, pertenece al Zona de Presión 4, posee una demanda de 5.16 lps, siendo la tubería de ingreso la T-4268 de 250 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.

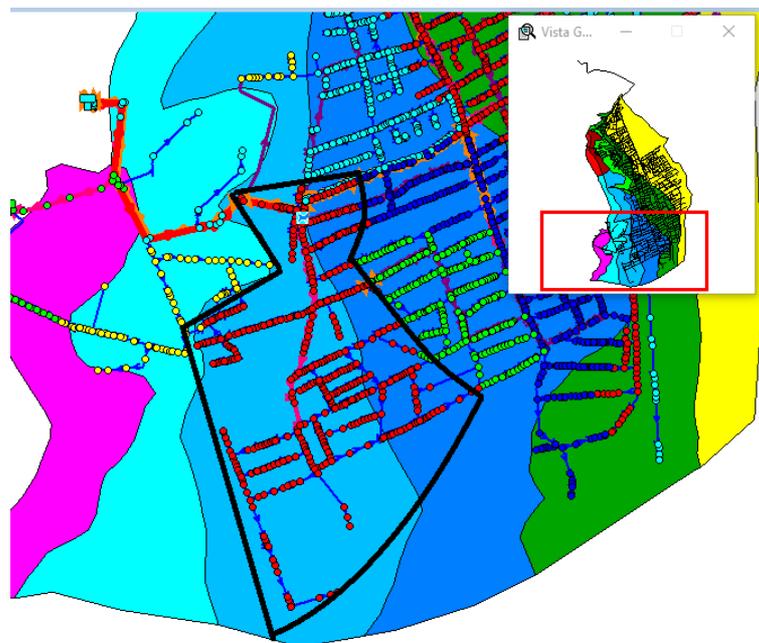


Figura 33 Subsector S3-E

6.1.12. Subsector S3-F

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-3, pertenece a la Zona de Presión 5 y posee una demanda de 2.80 lps. Las tuberías de ingreso al mismo son las tuberías T-8668 y la tubería T-8667 ambas de 90 mm, en ellas se instalarán una válvula de corte y un caudalímetro respectivamente. Esta demanda del mencionado subsector es netamente la demanda del penal de Potracancha obtenida de los registros de consumo, por ello se ha proyectado una demanda en este sector de manera análoga a la demanda proyectada del subsector S3-D.

Tabla 7 Demanda Subsector S3-F

	Demanda (lps)	Hectáreas	Demanda/has	Demanda Penal	Total
Sector 2	25.57	104.08	0.25	-----	25.57
Subsector S3-F	5.15	20.96	0.25	2.80	7.95

En el modelo de la red la demanda proyectada es de 5.15 lps obtenido de la Tabla 7. La demanda hallada para el subsector S3-F se ha considerado en el nudo más alejado y con mayor cota del subsector (J-984), mientras que la demanda puntual del penal se ha mantenido como tal. Asimismo se ha verificado que se cumplan con las condiciones de presiones mínimas, de esta manera aseguraremos que los futuros usuarios cumplan con los criterios de presión que exige la norma.

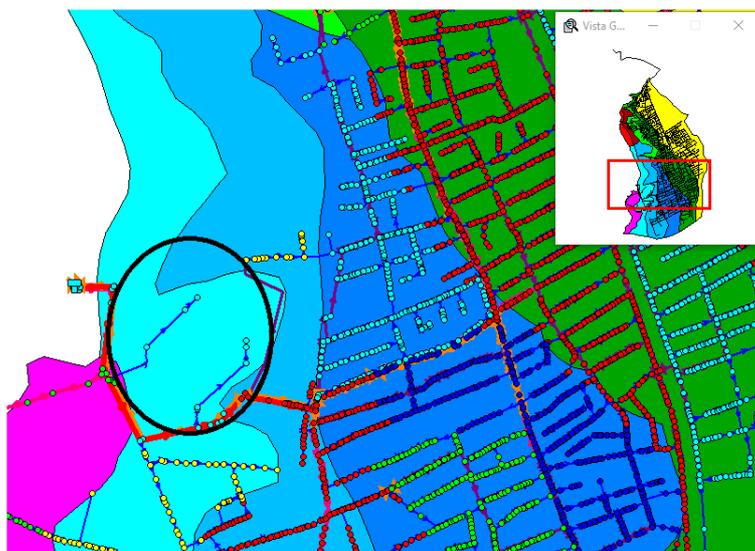


Figura 34 Subsector S3-F

6.1.13. Subsector S3-G

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-3, pertenece al Zona de Presión 5 y posee una demanda de 0.63 lps. La tubería de ingreso al mismo es la T-773 de 90 mm, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro. Esta demanda del mencionado subsector es netamente la demanda calculada a partir de las viviendas obtenidas de los planos catastrales, por ello se ha proyectado una demanda en este subsector de manera análoga a la demanda proyectada del subsector S3-D.

Tabla 8 Demanda Subsector S3-G

	Demanda (lps)	Hectáreas	Demanda/has

Sector 2	25.57	104.08	0.25
Sector 3-G	5.60	22.84	0.25

En el modelo de la red la demanda proyectada es de 5.60 lps como se observa en la Tabla 8. La demanda proyectada para el subsector S3-G ha sido considerada en el nudo más alejado y con mayor cota del subsector (J-1009). Asimismo se ha verificado que se cumplan con las condiciones de presiones mínimas, de esta manera aseguraremos que los futuros usuarios, cumplan con los criterios de presión que exige la norma. Para aislar el subsector S3-G del subsector S3-E se tuvieron que cerrar las tuberías T-4239, T-8633 y T-8620, así como para aislarlo del subsector S5-A, se tuvo que cerrar la tubería T-8838.



Figura 35 Subsector S3-G

6.1.14. Subsector S4-A

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-4, pertenece a la Zona de Presión 5 y posee una demanda proyectada de 4.66 lps, (el cálculo de la demanda ha sido de manera análoga y bajo los mismo razonamientos que los descritos para el Subsector S3-D) la tubería de ingreso al mismo es la M-34 (127.32 metros y 90 mm), en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.

Tabla 9 Demanda del Subsector S4-A

	Demanda (lps)	Hectáreas	Demanda/ha
Sector 2	25.57	104.08	0.25
Subsector S4-A	4.66	18.97	0.25



Figura 36 33 Subsector S4-A

6.1.15. Subsector S5-A

Este subsector es alimentado directamente desde el RP-5, pertenece a la Zona de Presión 6 y posee una demanda proyectada de 4.97 lps, (el cálculo de la demanda ha sido de manera análoga y bajo los mismo razonamientos que los descritos para el Subsector S3-D). La tubería de ingreso al mismo es la Nueva-2 de 90 mm, asimismo fue necesario la instalación de la tubería M-26 de 17.07 metros y 90 mm de diámetro para conectar a la tubería de ingreso al sistema con los nudos del subsector en mención, en ella se instalará una válvula de corte y un caudalímetro.

Tabla 10 Demanda Subsector S5-A

	Demanda (lps)	Hectáreas	Demanda/ha
Sector 2	25.57	104.08	0.25
Subsector S5-A	4.97	20.23	0.25

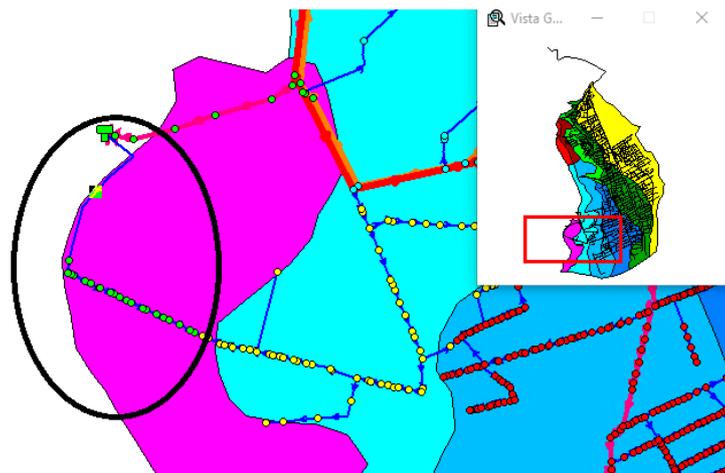


Figura 37 Subsector S5-A

Con todas las modificaciones realizadas y para una mejor comprensión del funcionamiento de la red de abastecimiento de Pillco Marca, se elaboró el Esquema Hidráulico de funcionamiento de la red propuesto con todas las correcciones y medidas descritas en los capítulos antecesores, que a continuación se muestra:

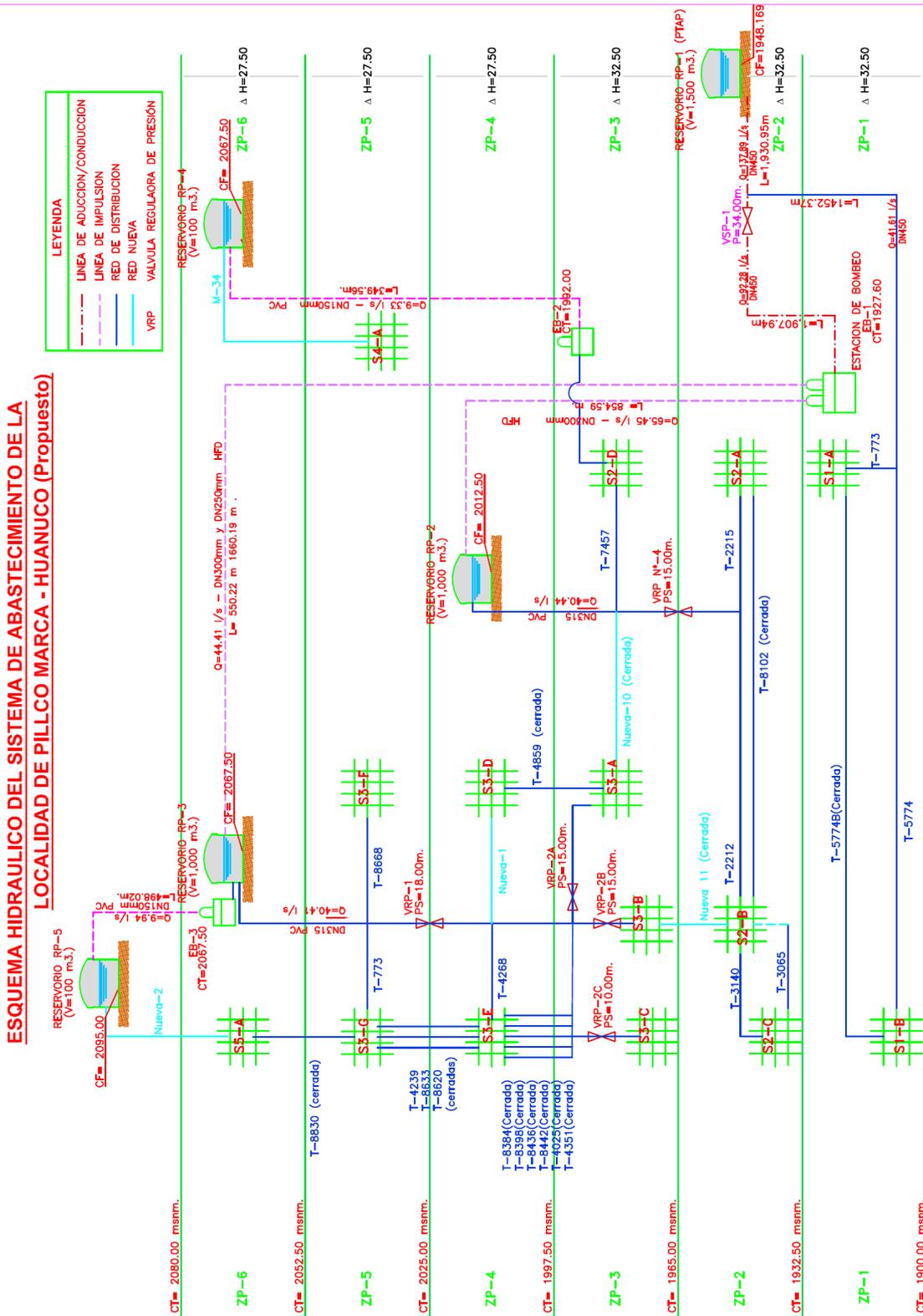


Figura 38 Esquema Hidráulico Propuesto

6.2. Propuesta de Bomba B-4

6.2.1. Datos

La bomba B-4 pertenece a la estación de bombeo EB-2 y para realizar la elección de la bomba se ha partido de los siguientes datos:

Tabla 11 Datos para el cálculo de la bomba B-4

Cota B-4	1992.00	msnm
Cota RP-4	2067.50	msnm
Demanda	4.66	lps
Coef. H-W	150.00	
H Bombeo	12.00	horas
He	75.50	m
Qbombeo	0.00933	m ³ /s
Qbombeo	33.58	m ³ /h

6.2.2. Cálculo del diámetro de la impulsión

El diámetro de la tubería de impulsión ha sido calculado con la fórmula de Bresse:

$$D = 1.3 \left(\frac{N}{24} \right)^{0.25} \sqrt{Q}$$

Donde:

D=Diámetro

N= Número de horas de bombeo

Q= Caudal en m³/s

Reemplazando valores se ha obtenido un diámetro de 0.1055 metros, por lo que se propone un diámetro de 150 mm.

6.2.3. Cálculo de las pérdidas de carga

Luego calculamos las pérdidas por fricción en la línea de impulsión para el diámetro obtenido

Tabla 12 Pérdidas por fricción en LI-4

Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud	Q (m3/S)	Diámetro (m)	hf (m)	hl (m)	Velocidad (m/s)	Pi	Pf
1992.00	1996.52	14.61	0.0093	0.150	0.026	0.454	0.53	81.00	76.00
1996.52	1990.14	14.61	0.0093	0.150	0.026		0.53	76.00	82.35
1990.14	1988.83	14.33	0.0093	0.150	0.026		0.53	82.35	83.64
1988.83	1987.15	18.34	0.0093	0.150	0.033		0.53	83.64	85.29
1987.15	1987.67	18.34	0.0093	0.150	0.033		0.53	85.29	84.73
1987.67	1989.48	15.82	0.0093	0.150	0.028		0.53	84.73	82.89
1989.48	1989.74	15.51	0.0093	0.150	0.028		0.53	82.89	82.60
1989.74	1987.55	19.95	0.0093	0.150	0.036		0.53	82.60	84.76
1987.55	1987.76	19.95	0.0093	0.150	0.036		0.53	84.76	84.52
1987.76	1993.09	19.59	0.0093	0.150	0.035		0.53	84.52	79.15

1993.09	1998.00	19.59	0.0093	0.150	0.035		0.53	79.15	74.21
1998.00	2001.89	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	74.21	70.28
2001.89	2008.41	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	70.28	63.73
2008.41	2014.94	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	63.73	57.17
2014.94	2021.12	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	57.17	50.96
2021.12	2030.53	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	50.96	41.51
2030.53	2039.99	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	41.51	32.02
2039.99	2054.85	18.24	0.0093	0.150	0.033		0.53	32.02	17.12
2054.85	2057.98	15.61	0.0093	0.150	0.028		0.53	17.12	13.97
2057.98	2067.50	15.61	0.0093	0.150	0.028	0.117	0.53	13.97	4.31
Total		349.56			0.624				

Calculamos las pérdidas de carga por accesorios y usando la fórmula de Darcy- Weisbach:

$$h_z = k \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

Donde:

K=Coeficientes de pérdidas locales

V= velocidad en m/s

G= gravedad 9.81 m/s²

Tabla 13 Pérdidas en árbol de descarga

Item	Elemento	Und	K (*)	hL (m.c.a.)	LE (*) (m)	hL (m.c.a.)	
1.00	ARBOL DE DESCARGA DN=150 mm						
1.01	Canastilla de Succión	1	1.68	0.024			
1.02	Válvula Compuerta	3	0.20	0.009			
1.03	Junta de Expansión Especial	1	1.80	0.026			
1.04	Bomba	1		0.300			
1.05	Válvula Check	1	2.50	0.036			
1.06	Unión Autoportante	2	0.60	0.017			
1.07	Codo 45°	1			2.30	0.004	
1.08	Yee 45°	1			2.30	0.004	
1.09	Macro medidor de caudal	1	0.60	0.009			
1.10	Codo 90°	2			4.90	0.018	
1.11	Transición Br/EC	1	0.30	0.004			
1.12	Reducción	1	0.30	0.004			
	Pérdida de carga total (m) =			0.428	+	0.026	0.454

Tabla 14 Pérdidas por accesorios en LI-4

2.00	LÍNEA DE IMPULSIÓN DN=150 mm					
2.01	Codos <= 45°	4			2.30	0.017
2.02	Codo 90°	2			4.90	0.018
2.03	Válvula Aire	1	0.60	0.009		
2.04	Válvula Purga	1	0.60	0.009		

	Pérdida de carga total (m) =			0.017	+	0.034	0.062
--	-------------------------------------	--	--	-------	---	-------	--------------

Tabla 15 Pérdidas por Equipamiento Hidráulico

EQUIPAMIENTO HIDRAULICO EN RESERVORIO DN = 150 mm							
3.00							
3.01	Transición Br/EC	1	0.30	0.004			
3.02	Codos <= 45°	3			2.30	0.012	
3.03	Tee (Flujo Directo)	1	0.60	0.009			
3.04	Válvula Compuerta	1	0.20	0.003			
3.05	Unión Autoportante	1	0.60	0.009			
3.06	Codo 90°	2			4.90	0.018	
	Pérdida de carga total (m) =			0.024	+	0.030	0.054

Para finalmente obtener nuestra altura dinámica total:

Tabla 16 Cálculo de la ADT

He	75.50
Hf	0.62
Hl	0.57
Entrega	3.50
ADT	81.00

6.2.4. Selección de la Bomba B-4

Con los datos de caudal (33.58 m³/h) y altura de bombeo (81.00 metros) se procedió a la selección de la bomba; para la elección de la bomba, se han analizado catálogos de distintos fabricantes, encontrándose en la mayoría de ellos rendimientos muy bajos para las condiciones de funcionamiento, por ello este fue el factor determinante al momento de seleccionar la bomba. Por ello se propone la bomba EVMG 32 5/6 F5 del catálogo de Ebara EEP5/E02 para grupos de presión, a continuación se muestran las curvas características de la misma

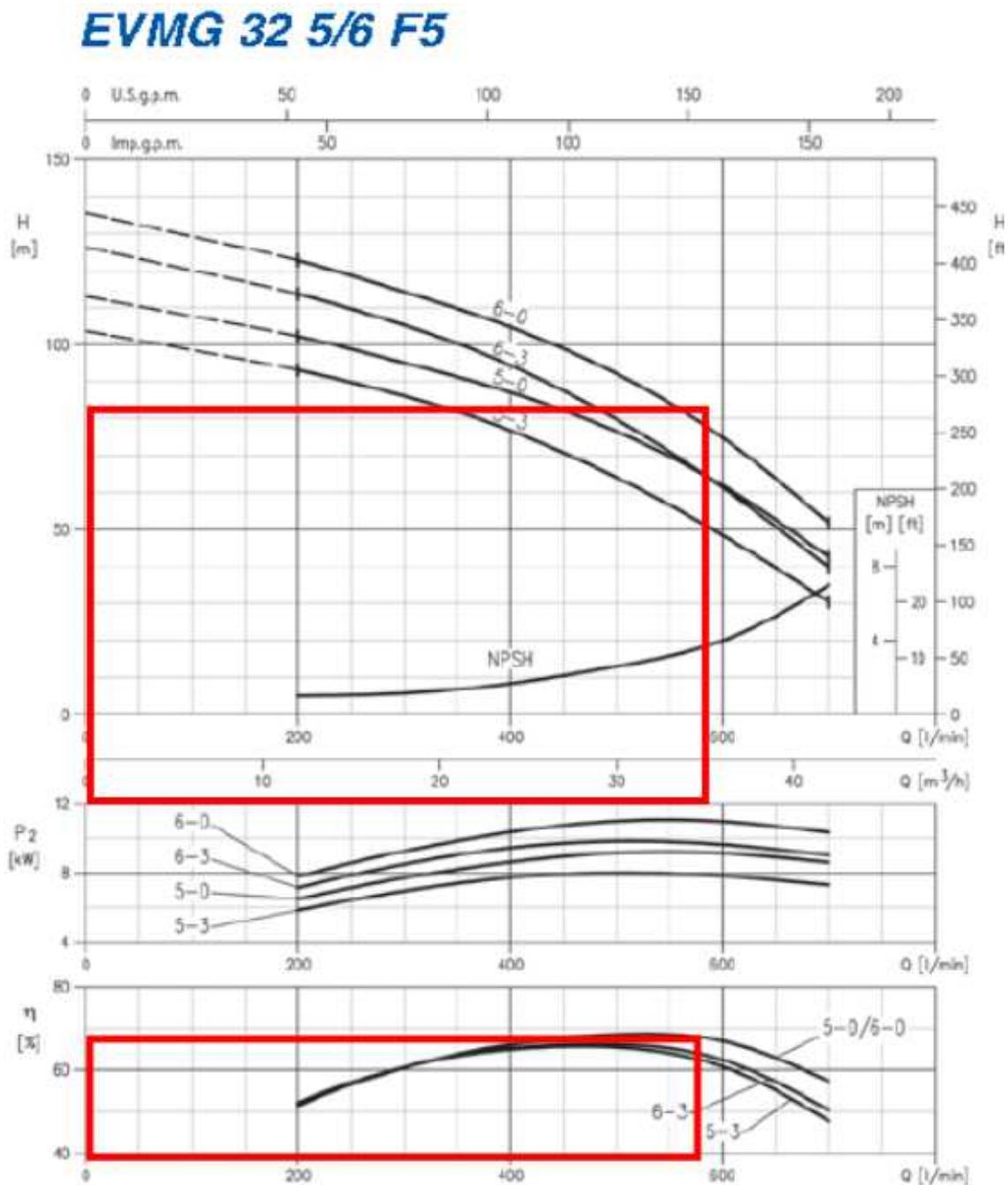


Figura 39 Curvas características de la EVMG 32 5/6 F5

El rendimiento de la presente bomba es de 68% estando este valor muy por encima de otras opciones estudiadas cuyos rendimientos oscilaban alrededor del 50 %.

6.3. Propuesta de Bomba B-5

6.3.1. Datos

La bomba B-5 pertenece a la estación de bombeo EB-3 y para realizar la elección de la bomba se ha partido de los siguientes datos:

Tabla 17 Datos para el cálculo de la bomba B-5

Cota B-5	2067.50	msnm
Cota RP-5	2095.00	msnm
Demanda	4.97	lps
Coef. H-W	150.00	
H Bombeo	12.00	horas
He	27.50	m
Qbombeo	0.00994	m3/s
Qbombeo	35.80	m3/h

6.3.2. Cálculo del diámetro de la impulsión

El diámetro de la tubería de impulsión ha sido calculado con la fórmula de Bresse:

$$D = 1.3 \left(\frac{N}{24} \right)^{0.25} \sqrt{Q}$$

Donde:

D=Diámetro

N= Número de horas de bombeo

Q= Caudal en m³/s

Reemplazando valores se ha obtenido un diámetro de 0.1090 metros por lo que se propone un diámetro de 150 mm.

6.3.3. Cálculo de las pérdidas de carga

Luego calculamos las pérdidas por fricción en la línea de impulsión para el diámetro obtenido

Tabla 18 Pérdidas por fricción en LI-5

Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud	Q (m3/S)	Diámetro (m)	hf (m)	hl (m)	Velocidad (m/s)	Pi	Pf
2067.50	2061.73	20.02	0.00994	0.150	0.040	0.474	0.56	33.00	38.26
2061.73	2043.89	48.35	0.00994	0.150	0.097		0.56	38.26	56.00
2043.89	2044.54	29.63	0.00994	0.150	0.060		0.56	56.00	55.29
2044.54	2053.78	150.73	0.00994	0.150	0.303		0.56	55.29	45.74
2053.78	2057.01	33.56	0.00994	0.150	0.067		0.56	45.74	42.44
2057.01	2071.11	77.20	0.00994	0.150	0.155		0.56	42.44	28.20
2071.11	2078.96	55.91	0.00994	0.150	0.112		0.56	28.20	20.23
2078.96	2086.94	56.76	0.00994	0.150	0.114		0.56	20.23	12.13
2086.94	2095.00	25.85	0.00994	0.150	0.052		0.56	12.13	4.03
		498.02			1.000				

Calculamos las pérdidas de carga por accesorios y usando la fórmula de Darcy- Weisbach:

$$h_z = k \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

Donde:

K=Coeficientes de pérdidas locales

V= velocidad en m/s

G= gravedad 9.81 m/s²

Tabla 19 Pérdidas en árbol de descarga

Item	Elemento	Und	K	hL (m.c.a.)	LE (m)	hL (m.c.a.)	
1.00	ARBOL DE DESCARGA DN=150 mm						
1.01	Canastilla de Succión	1	1.68	0.027			
1.02	Válvula Compuerta	3	0.20	0.010			
1.03	Junta de Expansión Especial	1	1.80	0.029			
1.04	Bomba	1		0.300			
1.05	Válvula Check	1	2.50	0.040			
1.06	Unión Autoportante	2	0.60	0.019			
1.07	Codo 45°	1			2.30	0.005	
1.08	Yee 45°	1			2.30	0.005	
1.09	Macro medidor de caudal	1	0.60	0.010			
1.10	Codo 90°	2			4.90	0.020	
1.11	Transición Br/EC	1	0.30	0.005			
1.12	Reducción	1	0.30	0.005			
	Pérdida de carga total (m) =			0.445	+	0.029	0.474

Tabla 20 Pérdidas por accesorios en LI-5

2.00	LÍNEA DE IMPULSIÓN DN=150 mm						
2.01	Codos <= 45°	4			2.30	0.019	
2.02	Codo 90°	2			4.90	0.020	
2.03	Válvula Aire	1	0.60	0.010			
2.04	Válvula Purga	1	0.60	0.010			
	Pérdida de carga total (m) =			0.019	+	0.039	0.100

Tabla 21 Pérdidas por Equipamiento Hidráulico

3.00	EQUIPAMIENTO HIDRAULICO EN RESERVORIO DN = 150 mm						
3.01	Transición Br/EC	1	0.30	0.005			
3.02	Codos <= 45°	3			2.30	0.014	
3.03	Tee (Flujo Directo)	1	0.60	0.010			
3.04	Válvula Compuerta	1	0.20	0.003			
3.05	Unión Autoportante	1	0.60	0.010			
3.06	Codo 90°	2			4.90	0.020	
	Pérdida de carga total (m) =			0.027	+	0.034	0.061

Para finalmente obtener nuestra altura dinámica total:

Tabla 22 Cálculo de la ADT

He	27.50	m
Hf	1.25	m
Hl	0.636	m

Entrega	3.50	m
ADT	33.00	m

6.3.4. Selección de la Bomba B-5

Con los datos de caudal ($35.80 \text{ m}^3/\text{h}$) y altura de bombeo (33.00 metros) se procedió a la selección de la bomba; para la elección de la bomba, se han analizado catálogos de distintos fabricantes, encontrándose en la mayoría de ellos rendimientos muy bajos para las condiciones de funcionamiento, por ello este fue el factor determinante al momento de seleccionar la bomba. Por ello se propone la bomba EVMG 45 1/2 F5 del catálogo de Ebara EEP5/E02 para grupos de presión, a continuación se muestran las curvas características de la misma

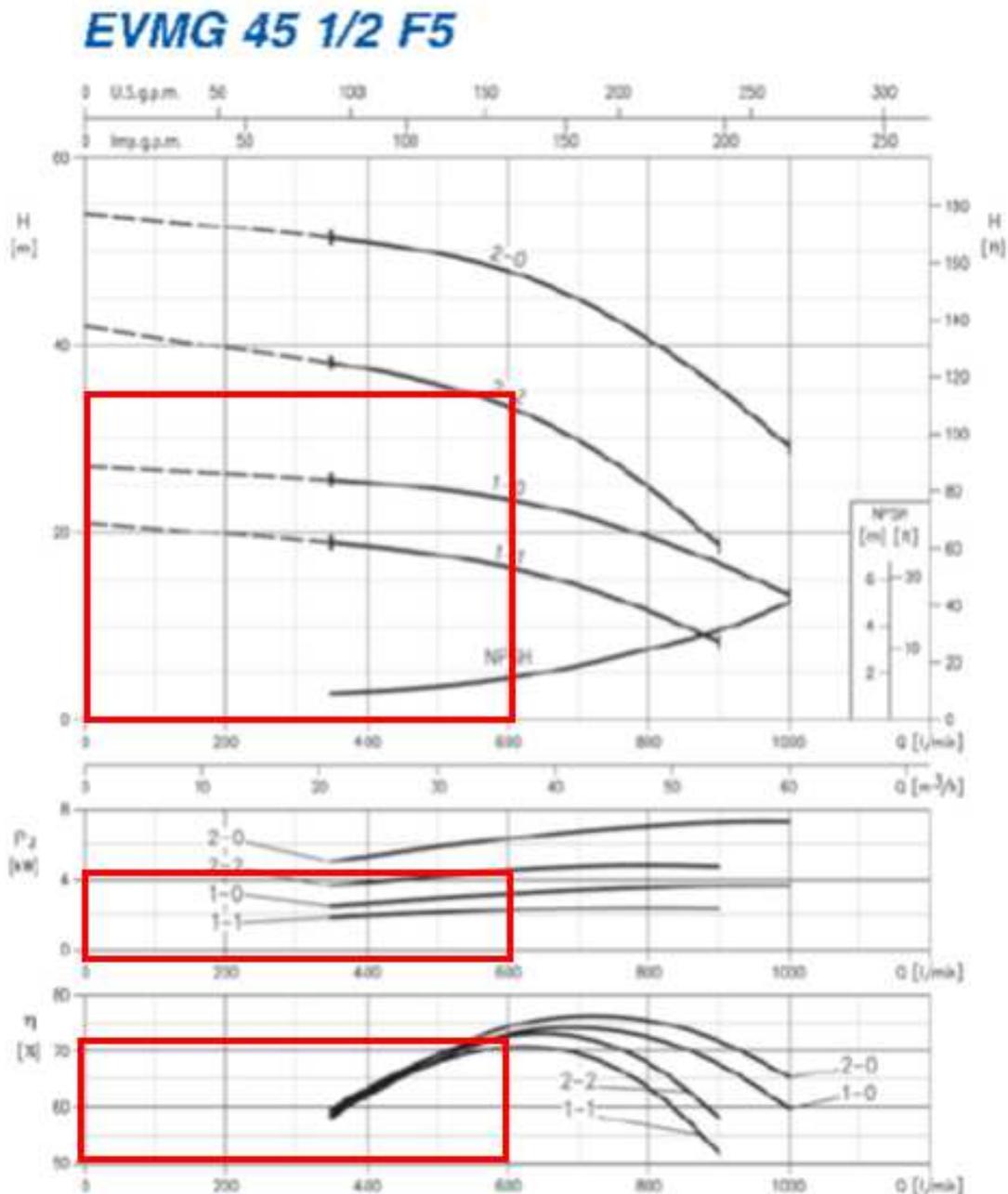


Figura 40 Curvas características de la EVMG 45 1/2 F5

El rendimiento de la presente bomba es de 73% estando este por encima de otras opciones estudiadas cuyos rendimientos oscilaban alrededor del 50 %.

6.4. Plan de Contingencia Ante el Fallo de las Principales Tuberías del Sistema

Un plan de contingencia tiene todas aquellas medidas que deben realizarse para prevenir y mitigar los riesgos ante la ocurrencia de un determinado evento. El presente plan está orientado a evaluar la red de Pillco Maca ante la posibilidad de que dos de las líneas más importantes del sistema como son las impulsiones LI-2 y LI-3, fallen, cada una por separado, ya que la ocurrencia de fallo de ambas simultáneamente es un evento menos probable. De manera que nos encontremos en una situación de emergencia.

Se ha elaborado el plan ante el fallo de las mencionadas tuberías por considerarse como la situación más crítica para la red, ya que estas dotan del servicio a la mayor cantidad de usuarios del sistema. Asimismo el fallo de las bombas que impulsan el agua en las líneas de impulsión mencionadas se ha evaluado en el Capítulo 7 Estudio de los Transitorios Hidráulicos.

En nuestro caso se proponen una serie de medidas y actividades a realizar por parte de la empresa gestora del agua ante la ocurrencia del fallo de las tuberías que conforman las líneas de impulsión LI-2 y LI-3, manteniendo como prioridad la dotación del servicio a la mayor parte usuarios de la población del distrito de Pillco Marca. Para la presente propuesta se han buscado diferentes tipos de respuestas ante el fallo de las tuberías descritas, inclinándose por aquellas que requieran el menor coste posible con la mayor cantidad de usuarios beneficiados.

6.4.1. Caso 1 Fallo en Línea de Impulsión LI-2

Población Afectada ante el Fallo en LI-2

En el caso de fallo de cualquiera de las tuberías que conforman la LI-2 y a partir del momento en que se consume el agua que se encuentre almacenada en el RP-2, se verán afectados 2956 usuarios de la red de Pillco Marca, quedando sin disponibilidad del servicio todos los usuarios de los subsectores que conforman el Sector 2 (S2-A, S2-B, S2-C y S2-D), así como el subsector S4-A por depender el abastecimiento de éste del RP-4, que se abastece a su vez del subsector S2-D.

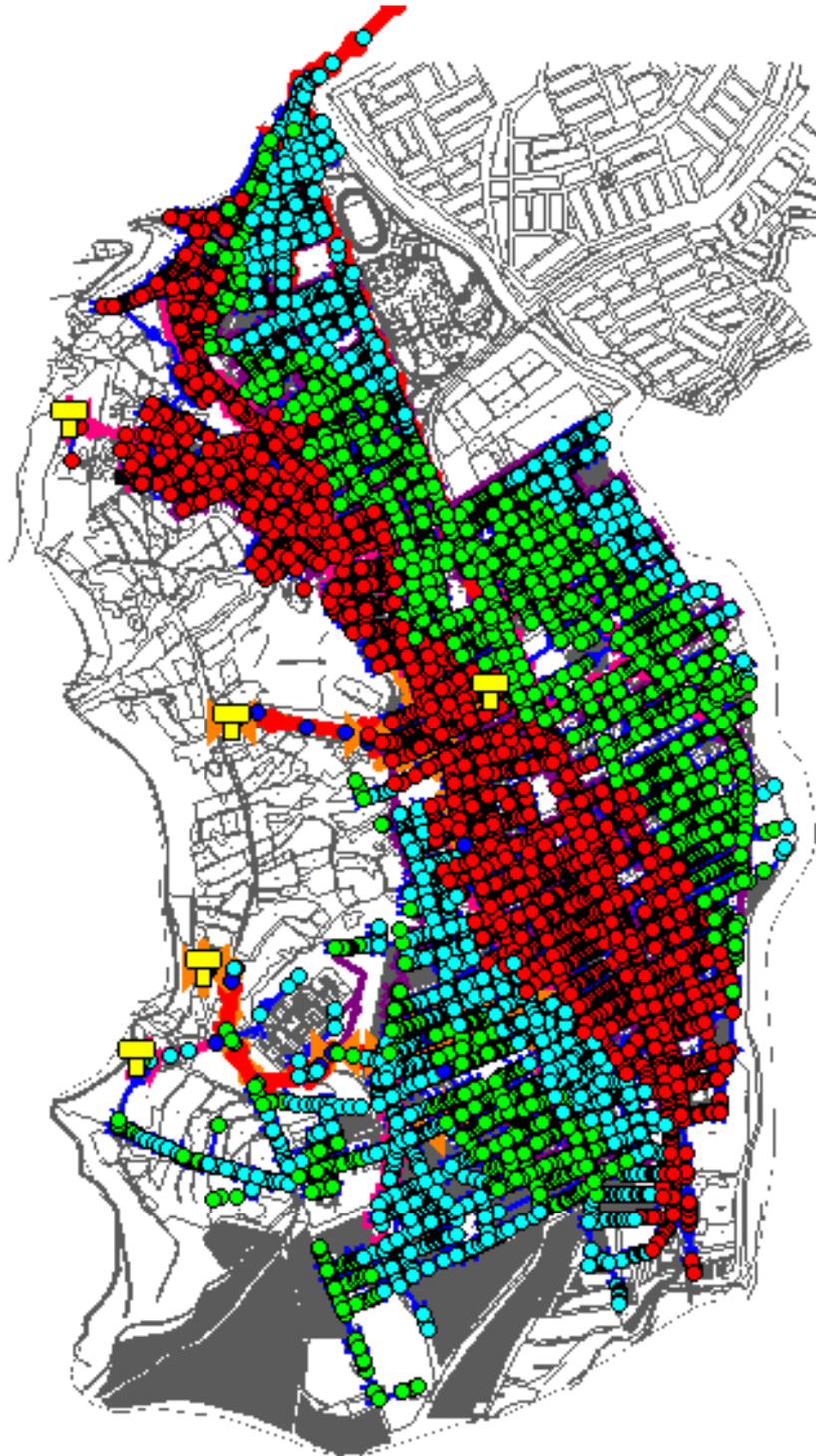


Figura 41 Usuarios afectados (nudos rojos) ante el fallo en la LI-2

Respuesta ante el Fallo de LI-2

Par poder dotar del servicio a la mayor cantidad de usuarios del sistema es necesario la instalación de las tuberías Nueva-11 (15 metros y 250 mm) y la tubería Nueva-10 (175.89 metros y 110 mm), así como abrir la tubería T-8102, de manera que se conecte al Sector 3 con el Sector 2. De esta manera ante el fallo, será el RP-3 el que alimente a los subsectores del Sector 2. Asimismo es necesario la instalación de tres válvulas reductoras de presión (con

presión de tarado 15 mca, VRP-PC1, VRP-PC2, VRP-PC3) para evitar excesivas presiones en los subsectores S2-A y S2-C, debido a la fuerte diferencia de cotas entre el RP-3 y los subsectores mencionados.

Para el caso del subsector S4-A, este depende su abastecimiento de la bomba B-4, que abastece al RP-4, y dadas la condiciones descritas ésta se deberá poner en funcionamiento por las noches, teniendo que cerrarse durante el día la tubería M-12 y apagarse la bomba B-4, de manera que se llene el RP-4 en estas horas. Para así mantener el servicio a los usuarios en horas del día, la capacidad del RP-4 nos brinda alrededor de 6 horas de consumo por parte del subsector S4-A, pudiendo dotar del servicio al subsector por 3 horas durante el día y 3 durante la noche.

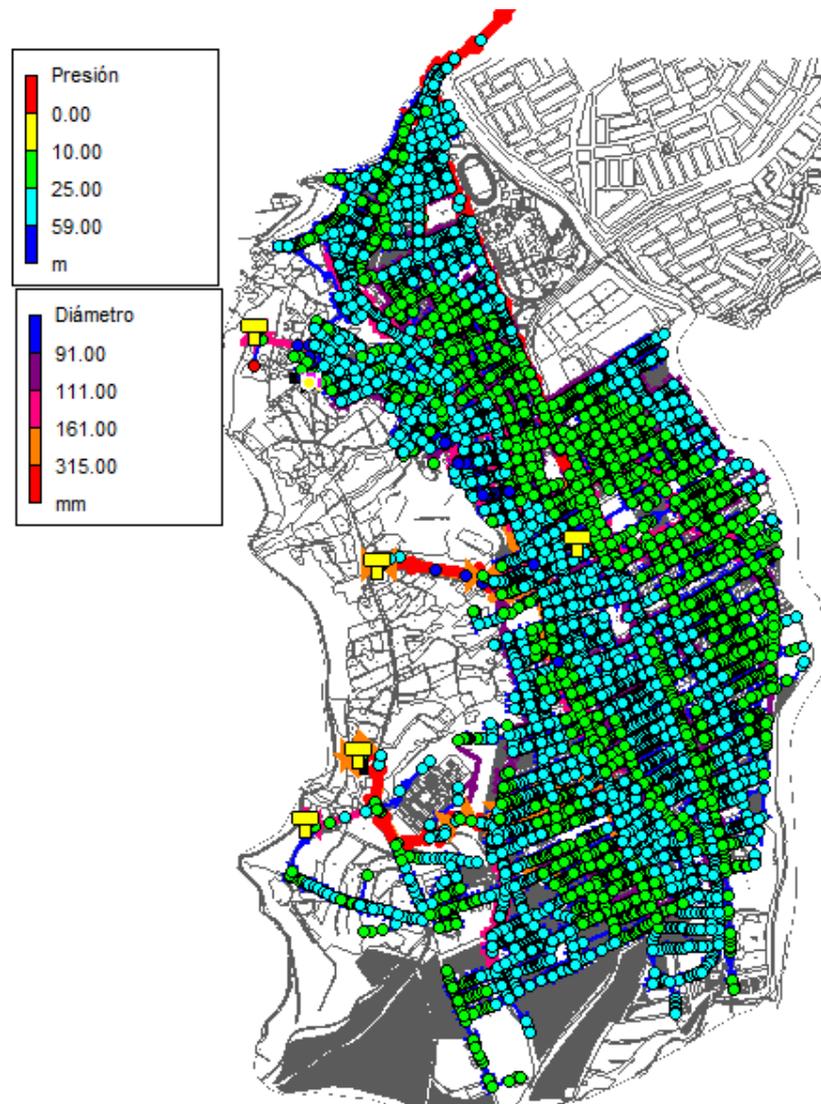


Figura 42 Presiones en red, con acciones del Plan de Contingencia

En la Figura 42 se ha evaluado la red para opción de tiempo mínima, activando las medidas descritas en el presente plan, con lo cual se logra dotar del servicio a todos los usuarios con presiones superiores a los 10 mca.

6.4.2. Caso 2 Fallo en Línea de Impulsión LI-3

Población Afectada ante el Fallo de LI-3

En el caso de fallo de cualquiera de las tuberías que conforman la LI-3, a partir del momento en que se consume el agua que se encuentre almacenada en el RP-3, se verán afectados 1690 usuarios de la red de Pillco Marca, quedando sin disponibilidad del servicio todos los usuarios de los subsectores que conforman el Sector 3 (S3-A, S3-B, S3-C, S3-D, S3-E, S3-F y S3-G), así como el subsector S5-A por depender el abastecimiento de éste del RP-5, que se abastece a partir del bombeo desde el RP-3.

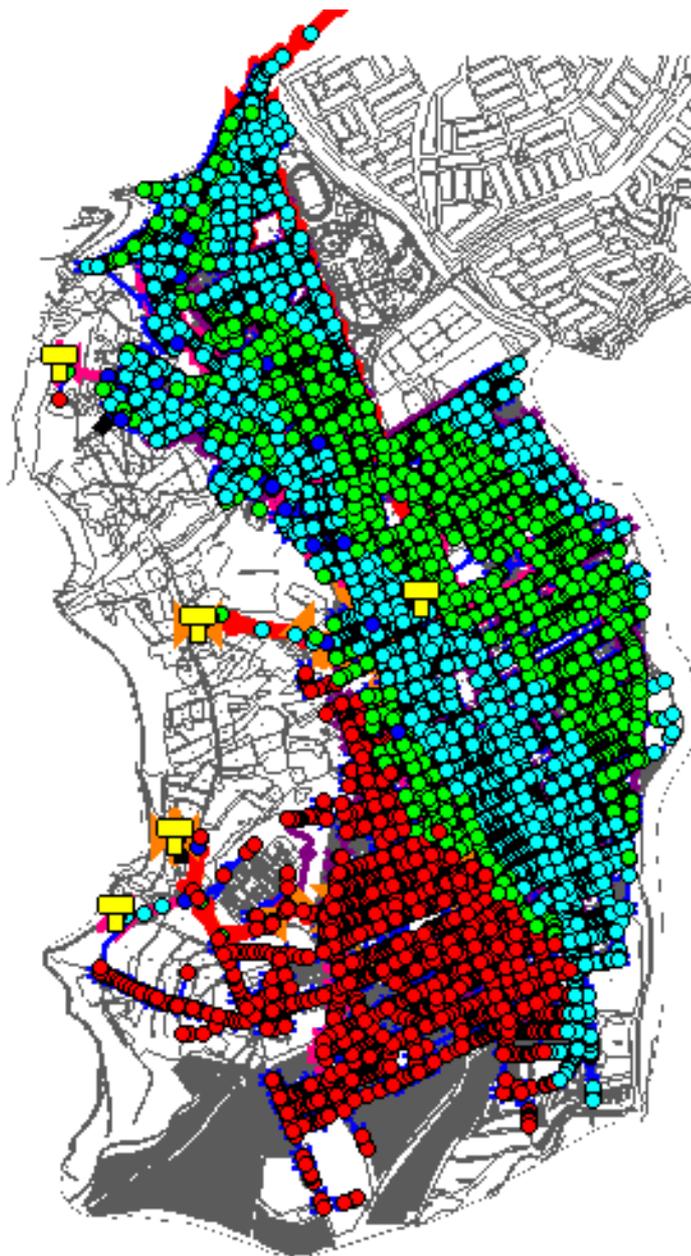


Figura 43 Usuarios afectados (nudos rojos) ante el fallo de LI-3 para fallo en LI-2

Respuesta ante el Fallo de LI-3

Se ha aprovechado en lo posible el uso de las medidas creadas ante el fallo de la LI-2, de esta manera para poder dotar del servicio a la mayor cantidad de usuarios del sistema es

necesario la apertura de la tubería T-8102, Nueva-11 y la tubería Nueva-10 por ser estas las que conectan al Sector 2 con el Sector 3. Así ante el fallo, será el RP-2 el que alimente a la mayoría de los subsectores del Sector 3. Asimismo es necesario que la VRP-PC3 se mantenga abierta para que permita el ingreso del agua a los subsectores S2-B y S2-C, mientras que las VRP-PC1 y VRP-PC2 deben mantenerse taradas a 15 mca, para evitar presiones excesivas. Deben abrirse las válvulas VRP-2A, VRP-2B y VRP-2C para permitir el flujo de agua del Sector 2 al Sector 3, asimismo se ha evaluado el tarado de la VRP-4 de tal manera que se justifique aumentar su tarado tratando de beneficiar a la mayor cantidad de usuarios posibles, buscando que las presiones en el sistema no se eleven demasiado ya que esto puede traer como consecuencia muchos más fallos en las tuberías de la red de distribución.

Tabla 23 Presiones en la Red para distinto tarado de la VRP-4

Vrp-4	Usuarios con P<50	Usuarios con P>50	Presión media de nudos con P>50
Tarado 20	597	375	54.00
Tarado 25	479	618	56.39
Tarado 30	408	905	58.00
Tarado 35	306	1288	59.82
Tarado 40	223	1663	61.63

Analizando la Tabla 23, se opta por un tarado de 20 metros de la VRP-4, debido a que para este valor se tiene un beneficio de 152 usuarios, y se elevan solo en 4 metros por encima de los 50 metros las presiones para 375 usuarios. Para tarados superiores a 20 metros existe un aumento notorio en cuanto a los usuarios que tendrían presiones superiores a los 50 metros, que pueden traer consecuencias perjudiciales en el sistema.

Los subsectores S3-D, S3-E, S3-F y S3-G, S5-A no se logran dotar del servicio por que los usuarios de los mismos se encuentran a cotas iguales o superiores a la del RP-2, mientras que con las medidas propuestas se logra dotar del servicio con presiones inferiores a los 10 metros al subsector S3-B, los subsectores restantes se mantienen con el servicio en condiciones adecuadas.

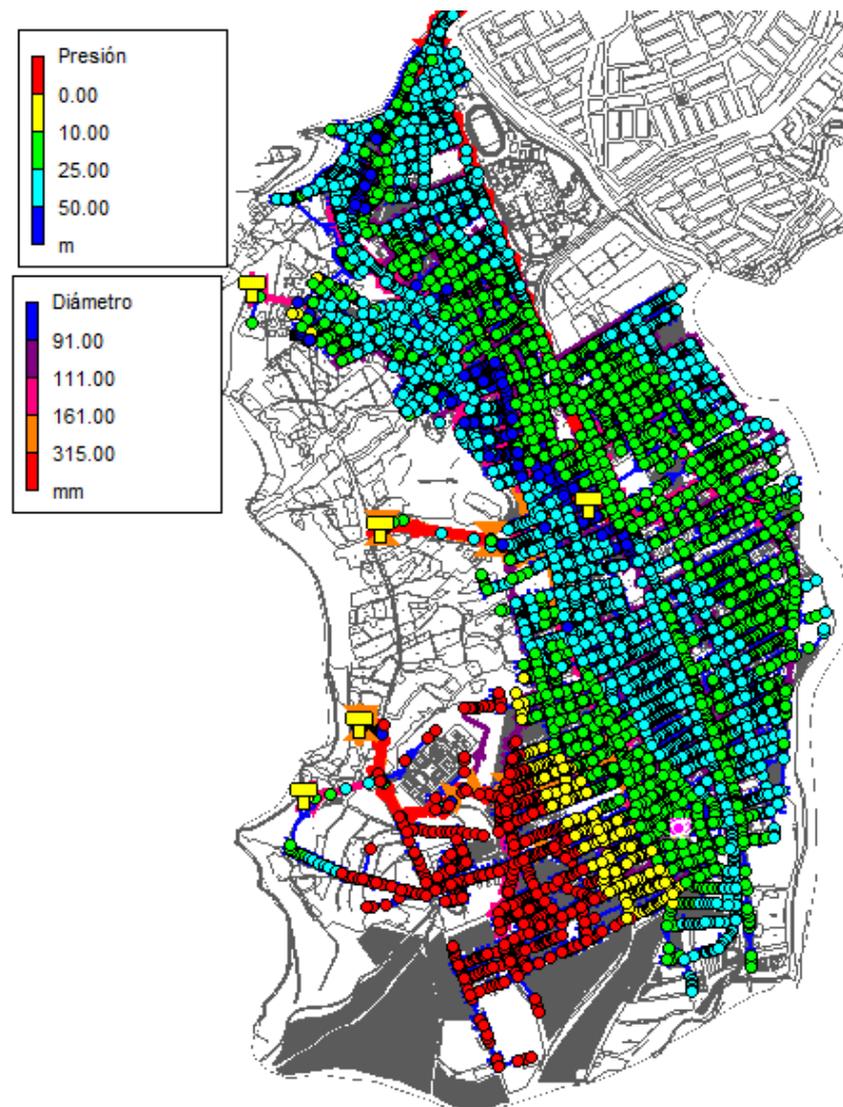


Figura 44 Presiones en red, con acciones del Plan de Contingencia para fallo en LI-3

Con las medidas adoptadas se reduce de 1690 usuarios sin el servicio a 597, todos ellos en subsectores de las partes altas del distrito, con cotas por encima de la del RP-2.

6.5. Propuesta de Válvulas

6.5.1. Objetivo

El presente capítulo tiene por objetivo analizar las principales válvulas del sistema de agua potable de la red de abastecimiento de Pillco Marca, así como el diseño de las válvulas que se han propuesto en capítulos anteriores para mejorar la calidad del servicio del sistema.

6.5.2. Comentario respecto a las válvulas del Sistema

Para el presente proyecto de abastecimiento de agua potable para el distrito de Pillco Marca y de acuerdo a la información obtenida, solo se poseen los datos de cota, material de la conducción, diámetro nominal del tubo, diámetro de la válvula y presión de salida. No se cuenta con ningún diseño que justifique la selección del diámetro de la misma, tampoco se poseen datos de ninguna curva característica, ni el modelo o marca de las válvulas a usarse. Entonces no es posible conocer el criterio de selección de las válvulas del sistema. Se puede

deducir el simple hecho de que se propuso como diámetro de las válvulas, el primer o segundo diámetro subsiguiente inferior al diámetro de la tubería. Este patrón se repite para todas las válvulas reductoras del sistema. Por ello la necesidad de dimensionar las válvulas para de acuerdo a los datos que se obtienen del modelo matemático creado de la red y las condiciones de servicio en las que estas funcionarán.

6.5.3. Criterios para la elección de las válvulas

- La velocidad máxima será igual o inferior a 5 m/s.
- El grado de apertura mínimo de la válvula será igual o superior al 10%.
- Que no se produzca cavitación

6.5.4. Cálculo del diámetro de las válvulas

Para calcular el diámetro de las válvulas se empleó:

$$Q = Kvo \times \sqrt{\Delta P}$$

Donde:

Q: Caudal en m³/h

Kvo: Coeficiente de caudal

ΔP: Variación de presión en mca

6.5.5. Datos del catálogo

Es necesario conocer el Kvo de la válvula a usar así como el diagrama de características del flujo. Por ello estos datos se han obtenido del catálogo de Bermad para Válvulas de control Hidráulico Series 700, 700 ES y 800, cuyos valores se emplearán en el diseño de todas las válvulas del sistema y a continuación se muestran:

Tabla 24 Tabla de diámetros y coeficientes de caudal (Bermad Serie 700-800 EN Y ES)

Diámetro Nominal	Kvo Disco Estandar	Kvo Abertura en V
40	42	36
50	50	43
65	55	47
75	75	64
80	65	55
100	145	123
150	395	336
200	610	519
250	905	769
300	1520	1292

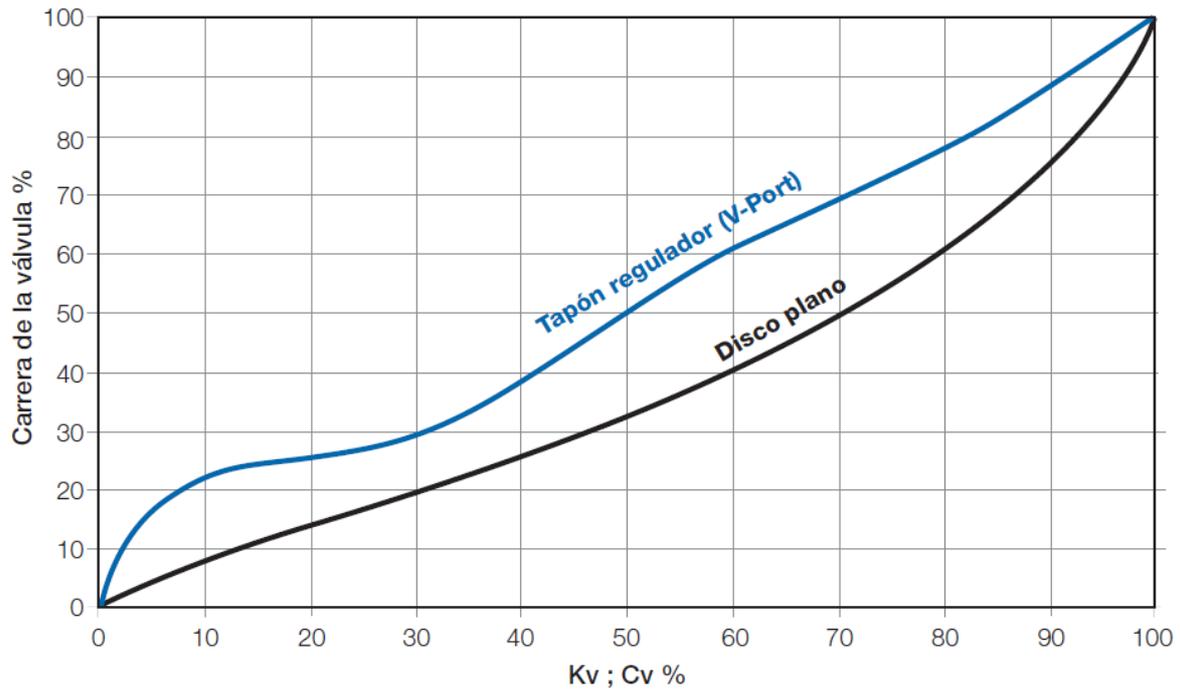


Imagen 1 Diagrama de características del flujo (Bermad Serie 700 y 800)

6.5.6. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-1

Datos del Sistema

Los datos obtenidos sobre la válvula son:

Tabla 25 Datos de la VRP-1

Cota de la VRP-1	2016.34	m.s.n.m.
Material de la conducción	PVC	
Diámetro nominal del tubo	315.00	mm
Diámetro de la VRP-1	250	mm
Presión de Salida	15	mca



Imagen 2 Ubicación de la VRP-1 en la red

Datos del Modelo en Epanet:

Se han obtenido los datos de presión y caudales para cada hora del día del modelo de la red. Con toda esta información se calcula el valor de Kv, la relación de Kv/Kv0 y las velocidades para cada hora que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 26 Valores de Kv, Kv/Kv0 para la VRP-1

Horas	P1 (J-995)	P2 (M-1)	Caudal (l/s)	Caudal (m ³ /h)	ΔP (kp/cm ²)	Kv	Kv/Kv0 (%)	Velocidad
0	55.31	18.00	8.99	32.36	3.73	16.76	13.6	1.14
1	55.75	18.00	8.83	31.79	3.78	16.36	13.3	1.12
2	55.77	18.00	9.32	33.55	3.78	17.26	14.0	1.19
3	55.55	18.00	11.94	42.98	3.76	22.18	18.0	1.52
4	55.06	18.00	16.02	57.67	3.71	29.96	24.4	2.04
5	55.17	18.00	19.61	70.60	3.72	36.62	29.8	2.50
6	55.34	18.00	22.56	81.22	3.73	42.03	34.2	2.87
7	55.42	18.00	21.41	77.08	3.74	39.84	32.4	2.73
8	55.72	18.00	20.10	72.36	3.77	37.26	30.3	2.56
9	55.56	18.00	18.96	68.26	3.76	35.22	28.6	2.41
10	55.11	18.00	17.66	63.58	3.71	33.00	26.8	2.25
11	54.97	18.00	20.43	73.55	3.70	38.25	31.1	2.60
12	55.07	18.00	21.57	77.65	3.71	40.33	32.8	2.75
13	55.41	18.00	17.00	61.20	3.74	31.64	25.7	2.16
14	55.60	18.00	14.06	50.62	3.76	26.10	21.2	1.79
15	55.75	18.00	14.06	50.62	3.78	26.05	21.2	1.79
16	55.39	18.00	16.02	57.67	3.74	29.83	24.2	2.04
17	54.96	18.00	18.80	67.68	3.70	35.20	28.6	2.39
18	55.28	18.00	20.11	72.40	3.73	37.50	30.5	2.56
19	55.43	18.00	19.61	70.60	3.74	36.49	29.7	2.50
20	55.68	18.00	17.49	62.96	3.77	32.44	26.4	2.23
21	55.57	18.00	15.04	54.14	3.76	27.93	22.7	1.91
22	55.09	18.00	12.43	44.75	3.71	23.24	18.9	1.58
23	55.29	18.00	10.30	37.08	3.73	19.20	15.6	1.31

Cabe resaltar que se cambió la presión de tarado para la VRP-1 con respecto a la que se propone inicialmente. Debido a que en el modelo matemático en Epanet es necesario una presión de salida de 18 mca, para que de esta manera todos los usuarios del sistema cuenten con presiones mayores a 10 mca, que es la mínima presión que exige el reglamento peruano. A continuación obtenemos los valores máximos y mínimos para los caudales y coeficientes de caudal de la Tabla 26, que se presentan de manera sucinta en la Tabla 27.

Tabla 27 Valores de Kv, Kv/Kv0 máximos y mínimos para la VRP-1

Kvmax	Qmax (m ³ /h)	Kvmin	Qmin (m ³ /h)
42.03	81.22	16.36	31.79

Con los valores hallados y el diagrama de características de flujo se obtiene:

Tabla 28 Valores de Grado de apertura para diferentes diámetros de válvulas para la VRP-1.

D (mm)	Tipo	Kvo	Kvmax/Kvo	Vmax	Kvmin/Kvo	Vmin	GA max (%)	GA min (%)
80	DE	65	0.647	4.49	0.252	1.76	45	15
100	DE	145	0.290	2.87	0.113	1.12	20	9
150	DE	395	0.106	1.28	0.041	0.50	8	4
200	DE	610	0.069	0.72	0.027	0.28	7	3
80	V	55	0.764	4.49	0.297	1.76	75	30
100	V	123	0.342	2.87	0.133	1.12	34	25
150	V	336	0.125	1.28	0.049	0.50	25	13
200	V	519	0.081	0.72	0.032	0.28	20	8

De acuerdo a los criterios mencionados, se descartan las válvulas cuyo grado de apertura mínimo sea inferior al 10%, y entre las restantes se escoge la que tiene un grado de apertura lo más amplio y centrado posible para asegurar el buen funcionamiento de la válvula reductora. Por lo tanto se escoge una válvula reductora en V de 100 mm de diámetro (serie 700 Bermad). Este tipo de cierre es mucho más conveniente cuando trabajamos con caudales pequeños. Se elige el diámetro de 100 mm y no el de 80 mm, que también sería una solución válida, considerando que la demanda en la red aumentará con el paso del tiempo, de manera que nos permitirá tener más capacidad de maniobra en el futuro.

6.5.7. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-2A

Datos del Sistema

Los datos obtenidos sobre la válvula son:

Tabla 29 Datos de la VRP-2A

Cota de la VRP-2A	1994.58	m.s.n.m.
Material de la conducción:	PVC	
Diámetro nominal del tubo:	110.00	mm
Diámetro de la VRP-2A	100	mm
Presión de Salida	15	m



Imagen 3 Ubicación de la VRP-2A en la red

Datos del Modelo en Epanet:

Se han obtenido los datos de presión y caudales para cada hora del día del modelo de la red. Con toda esta información se calcula el valor de Kv, la relación de Kv/Kvo y las velocidades para cada hora que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 30 Valores de Kv, Kv/Kvo para la VRP-2A

Horas	P1 (J-715)	P2 (J-249)	Caudal (l/s)	Caudal (m ³ /h)	ΔP (kp/cm ²)	Kv	Kv/Kv0 (%)	Velocidad
0	39.60	15.00	1.80	6.48	2.46	4.13	7.5	0.36
1	39.60	15.00	1.77	6.37	2.46	4.06	7.4	0.35
2	39.60	15.00	1.87	6.73	2.46	4.29	7.8	0.37
3	39.60	15.00	2.39	8.60	2.46	5.49	10.0	0.48
4	39.59	15.00	3.21	11.56	2.46	7.37	13.4	0.64
5	39.58	15.00	3.93	14.15	2.46	9.02	16.4	0.78
6	39.57	15.00	4.52	16.27	2.46	10.38	18.9	0.90
7	39.57	15.00	4.29	15.44	2.46	9.85	17.9	0.85
8	39.58	15.00	4.03	14.51	2.46	9.25	16.8	0.80
9	39.58	15.00	3.80	13.68	2.46	8.73	15.9	0.76
10	39.59	15.00	3.53	12.71	2.46	8.10	14.7	0.70
11	39.58	15.00	4.09	14.72	2.46	9.39	17.1	0.81
12	39.57	15.00	4.32	15.55	2.46	9.92	18.0	0.86
13	39.59	15.00	3.41	12.28	2.46	7.83	14.2	0.68
14	39.59	15.00	2.82	10.15	2.46	6.47	11.8	0.56
15	39.59	15.00	2.82	10.15	2.46	6.47	11.8	0.56
16	39.59	15.00	3.21	11.56	2.46	7.37	13.4	0.64
17	39.58	15.00	3.76	13.54	2.46	8.63	15.7	0.75
18	39.58	15.00	4.03	14.51	2.46	9.25	16.8	0.80
19	39.58	15.00	3.93	14.15	2.46	9.02	16.4	0.78
20	39.59	15.00	3.50	12.60	2.46	8.04	14.6	0.70
21	39.59	15.00	3.01	10.84	2.46	6.91	12.6	0.60
22	39.60	15.00	2.49	8.96	2.46	5.72	10.4	0.50
23	39.60	15.00	2.06	7.42	2.46	4.73	8.6	0.41

De donde se obtiene:

Tabla 31 Valores de Kv, Kv/Kvo máximos y mínimos para la VRP-2A

Kvmax	Qmax (m3/h)	Kvmin	Qmin (m3/h)
10.38	16.27	4.06	6.37

Con los valores hallados y el diagrama de características de flujo se obtiene:

Tabla 32 Valores de Grado de apertura para diferentes diámetros de válvulas para la VRP-2A

D (mm)	Tipo	Kvo	Kvmax/Kvo	Vmax	Kvmin/Kvo	Vmin	GA max (%)	GA min (%)
65	DE	55	0.1887	1.36	0.0739	0.53	18	7
75	DE	75	0.1384	1.02	0.0542	0.40	14	5
80	DE	65	0.1597	0.90	0.0625	0.35	16	6
100	DE	145	0.0716	0.58	0.0280	0.23	7	3
65	V	47	0.2209	1.36	0.0864	0.53	25	20
75	V	64	0.1622	1.02	0.0635	0.40	25	15
80	V	55	0.1887	0.90	0.0739	0.35	26	17

100	V	123	0.0844	0.58	0.0330	0.23	18	7
-----	---	-----	--------	------	--------	------	----	---

En base a los mismos criterios descritos para la selección de la VRP-1 se escoge una válvula reductora en V de 80 mm de diámetro (serie 700 Bermad)

6.5.8. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-2B

Datos del Sistema

Los datos obtenidos sobre la válvula son:

Tabla 33 Datos de la VRP-2B

Cota de la VRP-2B	1982.89	m.s.n.m.
Material de la conducción	PVC	
Diámetro nominal del tubo	250.00	mm
Diámetro de la VRP-2B	200	mm
Presión de Salida	15	m

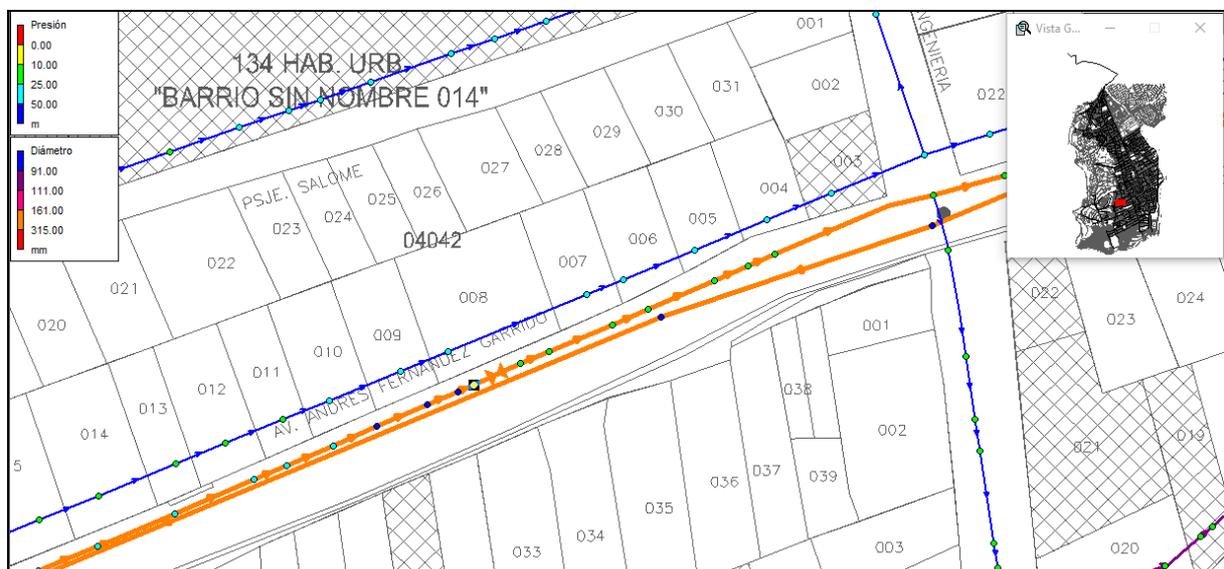


Imagen 4 Ubicación de la VRP-2B en la red

Datos del Modelo en Epanet:

Se han obtenido los datos de presión y caudales para cada hora del día del modelo de la red. Con toda esta información se calcula el valor de Kv, la relación de Kv/Kv0 y las velocidades para cada hora que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 34 Valores de Kv, Kv/Kv0 para la VRP-2B

Horas	P1 (J-715)	P2 (J-249)	Caudal (l/s)	Caudal (m³/h)	ΔP (kp/cm²)	Kv	Kv/Kv0 (%)	Velocidad
0	51.27	15.00	2.93	10.55	3.63	3.40	7.9	0.92
1	51.27	15.00	2.87	10.33	3.63	3.35	7.8	0.90
2	51.27	15.00	3.03	10.91	3.63	3.53	8.2	0.95
3	51.27	15.00	3.88	13.97	3.63	4.52	10.5	1.22
4	51.25	15.00	5.21	18.76	3.63	6.07	14.1	1.63
5	51.24	15.00	6.38	22.97	3.62	7.43	17.3	2.00
6	51.23	15.00	7.33	26.39	3.62	8.55	19.9	2.30
7	51.23	15.00	6.96	25.06	3.62	8.11	18.9	2.18

8	51.24	15.00	6.54	23.54	3.62	7.62	17.7	2.05
9	51.24	15.00	6.16	22.18	3.62	7.19	16.7	1.94
10	51.25	15.00	5.74	20.66	3.63	6.67	15.5	1.80
11	51.24	15.00	6.64	23.90	3.62	7.73	18.0	2.08
12	51.23	15.00	7.02	25.27	3.62	8.17	19.0	2.20
13	51.25	15.00	5.53	19.91	3.63	6.45	15.0	1.74
14	51.26	15.00	4.57	16.45	3.63	5.33	12.4	1.44
15	51.26	15.00	4.57	16.45	3.63	5.33	12.4	1.44
16	51.25	15.00	5.21	18.76	3.63	6.07	14.1	1.63
17	51.24	15.00	6.11	22.00	3.62	7.11	16.5	1.91
18	51.24	15.00	6.54	23.54	3.62	7.62	17.7	2.05
19	51.24	15.00	6.38	22.97	3.62	7.43	17.3	2.00
20	51.25	15.00	5.69	20.48	3.63	6.62	15.4	1.78
21	51.26	15.00	4.89	17.60	3.63	5.69	13.2	1.53
22	51.26	15.00	4.04	14.54	3.63	4.71	10.9	1.27
23	51.27	15.00	3.35	12.06	3.63	3.89	9.1	1.05

De donde se obtiene:

Tabla 35 Valores de Kv, Kv/Kvo máximos y mínimos para la VRP-2B

Kvmax	Qmax (m3/h)	Kvmin	Qmin (m3/h)
13.86	26.39	5.43	10.33

Con los valores hallados y el diagrama de características de flujo se obtiene:

Tabla 36 Valores de Grado de apertura para diferentes diámetros de válvulas para la VRP-2B

D (mm)	Tipo	Kvo	Kvmax/Kvo	Vmax	Kvmin/Kvo	Vmin	GA max (%)	GA min (%)
40	DE	42	0.330	5.83	0.1292	2.28	30	10
50	DE	50	0.2772	3.73	0.1085	1.46	19	8
65	DE	55	0.2521	2.21	0.0986	0.86	18	8
75	DE	75	0.1848	1.66	0.0723	0.65	11	5
40	V	36	0.3851	5.83	0.1507	2.28	38	25
50	V	43	0.3224	3.73	0.1262	1.46	31	23
65	V	47	0.2950	2.21	0.1154	0.86	28	22
75	V	64	0.2166	1.66	0.0848	0.65	26	19

En base a los criterios y ventajas ya mencionados en la selección de las anteriores válvulas se opta por una válvula reductora en V de 50 mm de diámetro (serie 700 Bermad).

6.5.9. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-2C

Datos del Sistema

Los datos obtenidos sobre la válvula son:

Tabla 37 Datos de la VRP-2C

Cota de la VRP-2C	1989.43	m.s.n.m.
Material de la conducción	PVC	
Diámetro nominal del tubo	110	mm
Diámetro de la VRP-2B	100	mm

Presión de Salida	15	m
-------------------	----	---

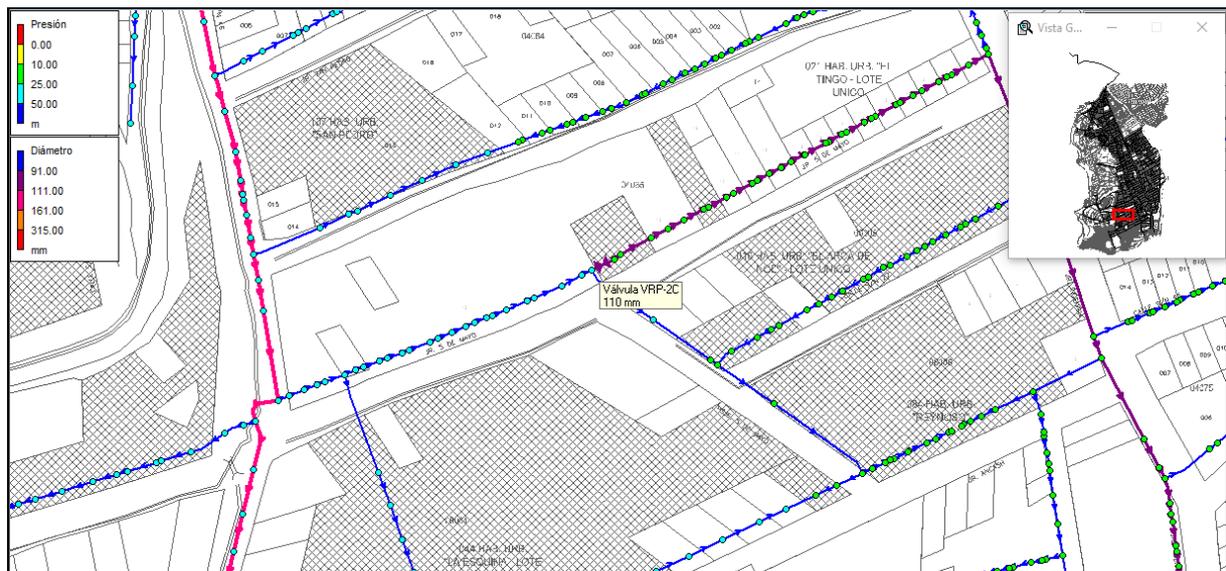


Imagen 5 Ubicación de la VRP-2C en la red

Datos del Modelo en Epanet:

Se han obtenido los datos de presión y caudales para cada hora del día del modelo de la red. Con toda esta información se calcula el valor de Kv, la relación de Kv/Kv0 y las velocidades para cada hora que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 38 Valores de Kv, Kv/Kv0 para la VRP-2C

Horas	P1 (J-456)	P2 (J-686)	Caudal (l/s)	Caudal (m³/h)	ΔP (kp/cm²)	Kv	Kv/Kv0 (%)	Velocidad
0	44.58	10.00	1.59	5.72	3.46	3.08	7.2	0.81
1	44.59	10.00	1.56	5.62	3.46	3.02	7.0	0.79
2	44.57	10.00	1.64	5.90	3.46	3.18	7.4	0.84
3	44.47	10.00	2.10	7.56	3.45	4.07	9.5	1.07
4	44.27	10.00	2.82	10.15	3.43	5.48	12.8	1.44
5	44.04	10.00	3.46	12.46	3.40	6.75	15.7	1.76
6	43.84	10.00	3.97	14.29	3.38	7.77	18.1	2.02
7	43.92	10.00	3.77	13.57	3.39	7.37	17.1	1.92
8	44.01	10.00	3.54	12.74	3.40	6.91	16.1	1.80
9	44.09	10.00	3.34	12.02	3.41	6.51	15.1	1.70
10	44.17	10.00	3.11	11.20	3.42	6.06	14.1	1.58
11	43.99	10.00	3.60	12.96	3.40	7.03	16.3	1.83
12	43.91	10.00	3.80	13.68	3.39	7.43	17.3	1.94
13	44.21	10.00	3.00	10.80	3.42	5.84	13.6	1.53
14	44.37	10.00	2.48	8.93	3.44	4.82	11.2	1.26
15	44.37	10.00	2.48	8.93	3.44	4.82	11.2	1.26
16	44.27	10.00	2.82	10.15	3.43	5.48	12.8	1.44
17	44.10	10.00	3.31	11.92	3.41	6.45	15.0	1.69
18	44.01	10.00	3.54	12.74	3.40	6.91	16.1	1.80
19	44.04	10.00	3.46	12.46	3.40	6.75	15.7	1.76
20	44.18	10.00	3.08	11.09	3.42	6.00	13.9	1.57

21	44.32	10.00	2.65	9.54	3.43	5.15	12.0	1.35
22	44.45	10.00	2.19	7.88	3.45	4.25	9.9	1.12
23	44.54	10.00	1.81	6.52	3.45	3.51	8.2	0.92

De donde se obtiene:

Tabla 39 Valores de Kv, Kv/Kvo máximos y mínimos para la VRP-2C

Kvmax	Qmax (m3/h)	Kvmin	Qmin (m3/h)
7.77	14.29	3.02	5.62

Con los valores hallados y el diagrama de características de flujo se obtiene:

Tabla 40 Valores de Grado de apertura para diferentes diámetros de válvulas para la VRP-2C.

D (mm)	Tipo	Kvo	Kvmax/Kvo	Vmax	Kvmin/Kvo	Vmin	GA max (%)	GA min (%)
40	DE	42	0.1850	3.16	0.0719	1.24	14	7
50	DE	50	0.1554	2.02	0.0604	0.79	13	6
65	DE	55	0.1413	1.20	0.0549	0.47	12	5
75	DE	75	0.1036	0.90	0.0403	0.35	8	4
40	V	36	0.2158	3.16	0.0839	1.24	25	20
50	V	43	0.1807	2.02	0.0702	0.79	24	15
65	V	47	0.1653	1.20	0.0642	0.47	22	14
75	V	64	0.1214	0.90	0.0472	0.35	21	10

En base a los criterios y ventajas ya mencionados en la selección de las anteriores válvulas se opta por una válvula reductora en V de 50 mm de diámetro (serie 700 Bermad).

6.5.10. Estudio de la Válvula Reductora de Presión VRP-4

Datos del Sistema

Los datos obtenidos sobre la válvula son:

Tabla 41 Datos de la VRP-4

Cota de la VRP-4	1966.65	m.s.n.m.
Material de la conducción	PVC	
Diámetro nominal del tubo	315	mm
Diámetro de la VRP-2B	250	mm
Presión de Salida	15	m

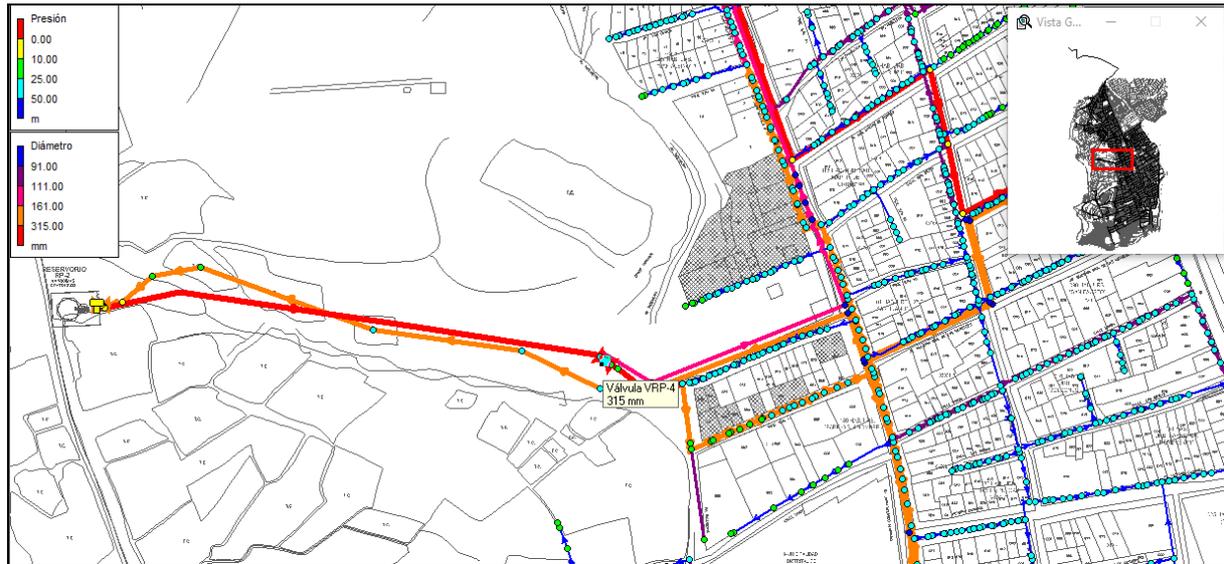


Imagen 6 Ubicación de la VRP-4 en la red

Datos del Modelo en Epanet:

Se han obtenido los datos de presión y caudales para cada hora del día del modelo de la red. Con toda esta información se calcula el valor de Kv, la relación de Kv/Kv0 y las velocidades para cada hora que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 42 Valores de Kv, Kv/Kv0 para la VRP-4

Horas	P1 (J-456)	P2 (J-	Caudal	Caudal (m³/h)	ΔP (kp/cm²)	Kv	Kv/Kv0	Velocidad
0	49.47	15.00	12.42	44.71	3.45	24.08	7.2	0.70
1	50.01	15.00	12.19	43.88	3.50	23.45	7.0	0.69
2	49.80	15.00	12.86	46.30	3.48	24.82	7.4	0.73
3	49.52	15.00	16.46	59.26	3.45	31.89	9.5	0.93
4	49.08	15.00	22.10	79.56	3.41	43.10	12.8	1.25
5	49.63	15.00	27.06	97.42	3.46	52.35	15.6	1.53
6	49.61	15.00	31.12	112.03	3.46	60.22	17.9	1.76
7	49.02	15.00	29.54	106.34	3.40	57.66	17.2	1.67
8	49.56	15.00	27.74	99.86	3.46	53.72	16.0	1.57
9	49.83	15.00	26.16	94.18	3.48	50.46	15.0	1.48
10	49.21	15.00	24.36	87.70	3.42	47.41	14.1	1.38
11	49.37	15.00	28.19	101.48	3.44	54.74	16.3	1.60
12	49.83	15.00	29.76	107.14	3.48	57.41	17.1	1.68
13	49.50	15.00	23.46	84.46	3.45	45.47	13.5	1.33
14	49.20	15.00	19.39	69.80	3.42	37.75	11.2	1.10
15	49.84	15.00	19.39	69.80	3.48	37.40	11.1	1.10
16	49.64	15.00	22.10	79.56	3.46	42.75	12.7	1.25
17	49.19	15.00	25.93	93.35	3.42	50.48	15.0	1.47
18	49.48	15.00	27.73	99.83	3.45	53.76	16.0	1.57
19	49.87	15.00	27.06	97.42	3.49	52.17	15.5	1.53
20	49.24	15.00	24.13	86.87	3.42	46.95	14.0	1.37
21	49.49	15.00	20.75	74.70	3.45	40.22	12.0	1.17
22	49.99	15.00	17.14	61.70	3.50	32.99	9.8	0.97

23	49.67	15.00	14.21	51.16	3.47	27.47	8.2	0.80
----	-------	-------	-------	-------	------	-------	-----	------

De donde se obtiene:

Tabla 43 Valores de Kv, Kv/Kvo máximos y mínimos para la VRP-4

Kvmax	Qmax (m3/h)	Kvmin	Qmin (m3/h)
60.22	112.03	23.45	43.88

Con los valores hallados y el diagrama de características de flujo se obtiene:

Tabla 44 Valores de Grado de apertura para diferentes diámetros de válvulas para la VRP-4

D (mm)	Tipo	Kvo	Kvmax/Kvo	Vmax	Kvmin/Kvo	Vmin	GA max (%)	GA min (%)
75	DE	75	0.8029	7.04	0.3127	2.76	60	20
100	DE	145	0.4153	3.96	0.1617	1.55	25	12
150	DE	395	0.1525	1.76	0.0594	0.69	12	5
200	DE	610	0.0987	0.99	0.0384	0.39	8	4
75	V	64	0.9409	7.04	0.3664	2.76	95	33
100	V	123	0.4896	3.96	0.1907	1.55	50	26
150	V	336	0.1792	1.76	0.0698	0.69	24	18
200	V	519	0.1160	0.99	0.0452	0.39	25	13

En base a los criterios y ventajas ya mencionados en la selección de las anteriores válvulas se opta por una válvula reductora en V de 150 mm de diámetro (serie 700 Bermad).

6.5.11. Estudio de la Válvula Sostenedora de Presión VSP-1

La VSP-1 es una válvula propuesta en el presente estudio y no se encuentra considerada en el proyecto, por lo que no se tienen datos respecto a ella. La necesidad de la misma ha sido expuesta en capítulos anteriores. En este capítulo nos centraremos en el diseño de la misma.

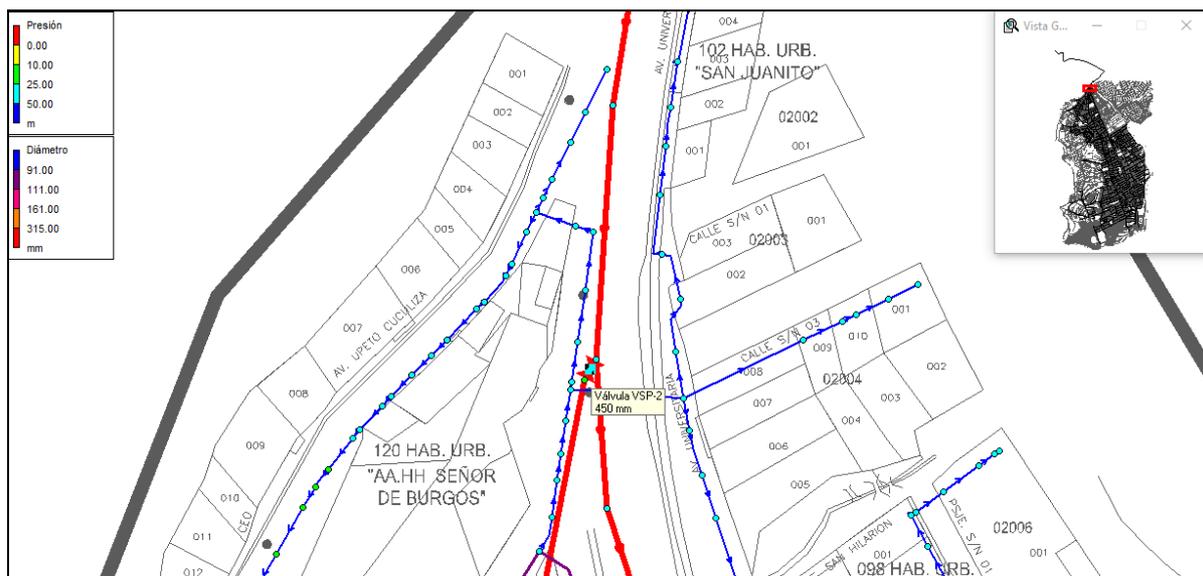


Imagen 7 Ubicación de la VSP-1 en la red

Datos del Modelo en Epanet:

Se han obtenido los datos de presión y caudales para cada hora del día del modelo de la red. Con toda esta información se calcula el valor de Kv, la relación de Kv/Kvo y las velocidades para cada hora que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 45 Valores de Kv, Kv/Kvo para la VSP-1

Horas	P1 (J-456)	P2 (J-686)	Caudal (l/s)	Caudal (m ³ /h)	ΔP (kp/cm ²)	Kv	Kv/Kv0 (%)	Velocidad
0	35.00	20.83	85.40	307.44	1.42	258.27	33.6	1.74
1	35.00	20.84	85.72	308.59	1.42	259.33	33.7	1.75
2	36.33	36.33	Cerrada	---	---	---	---	---
3	36.30	36.30	Cerrada	---	---	---	---	---
4	36.24	36.24	Cerrada	---	---	---	---	---
5	35.00	20.44	64.77	233.17	1.46	193.24	25.1	1.32
6	35.00	20.35	59.06	212.62	1.47	175.66	22.8	1.20
7	35.00	20.39	61.28	220.61	1.46	182.51	23.7	1.25
8	35.00	20.43	63.82	229.75	1.46	190.34	24.8	1.30
9	35.00	20.47	66.04	237.74	1.45	197.23	25.6	1.35
10	35.00	20.51	68.58	246.89	1.45	205.10	26.7	1.40
11	35.00	20.42	63.18	227.45	1.46	188.37	24.5	1.29
12	35.00	20.38	60.96	219.46	1.46	181.50	23.6	1.24
13	35.00	20.53	69.85	251.46	1.45	209.04	27.2	1.42
14	35.00	20.64	75.57	272.05	1.44	227.03	29.5	1.54
15	35.00	20.64	75.57	272.05	1.44	227.03	29.5	1.54
16	35.00	20.57	71.76	258.34	1.44	215.06	28.0	1.46
17	35.00	20.47	66.36	238.90	1.45	198.19	25.8	1.35
18	35.00	20.43	63.82	229.75	1.46	190.34	24.8	1.30
19	35.00	20.44	64.77	233.17	1.46	193.24	25.1	1.32
20	35.00	20.52	68.90	248.04	1.45	206.13	26.8	1.40
21	35.00	20.60	73.66	265.18	1.44	220.98	28.7	1.50
22	35.00	20.70	78.74	283.46	1.43	237.04	30.8	1.60
23	36.32	36.32	Cerrada	---	---	---	---	---

De donde se obtiene:

Tabla 46 Valores de Kv, Kv/Kvo máximos y mínimos para la VSP-1

Kvmax	Qmax (m3/h)	Kvmin	Qmin (m3/h)
259.33	308.59	175.66	212.62

Con los valores hallados y el diagrama de características de flujo se obtiene:

Tabla 47 Valores de Grado de apertura para diferentes diámetros de válvulas para la VSP-1

D (mm)	Tipo	Kvo	Kvmax/Kvo	Vmax	Kvmin/Kvo	Vmin	GA max (%)	GA min (%)
150	DE	395	0.6565	4.85	0.4447	3.34	45	30
200	DE	610	0.4251	2.73	0.2880	1.88	28	19
250	DE	905	0.2866	1.75	0.1941	1.20	19	15
300	DE	1520	0.1706	1.21	0.1156	0.84	13	9
150	V	336	0.7718	4.85	0.5228	3.34	77	52

200	V	519	0.4997	2.73	0.3384	1.88	50	33
250	V	769	0.3372	1.75	0.2284	1.20	33	26
300	V	1292	0.2007	1.21	0.1360	0.84	25	21

En base a los criterios y ventajas ya mencionados en la selección de las anteriores válvulas se opta por una válvula sostenedora en V de 250 mm de diámetro (serie 700 Bermad).

6.5.12. Verificación de la zona de trabajo de las válvulas

En este apartado se procede a verificar con la gráfica para el diseño de válvulas del fabricante que las zonas de trabajo en las cuales operan las válvulas se encuentren fuera de las zonas de cavitación

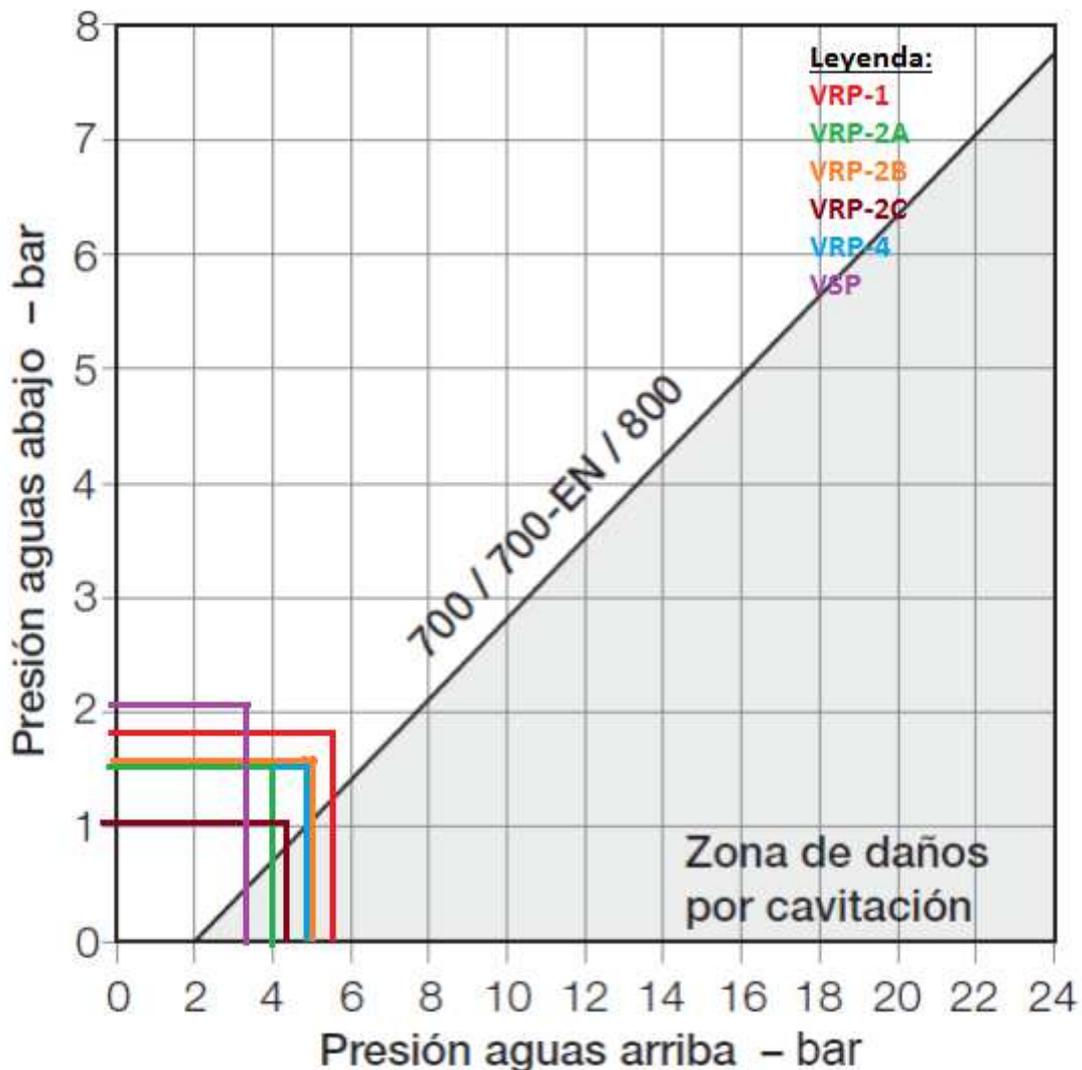


Imagen 8 Zonas de trabajo de las válvulas propuestas

Como se observa en la Imagen 8 la zona de trabajo donde operaran todas las válvulas propuestas se encuentran en la zona libre de cavitación, por lo cual los diseños se consideran adecuados.

Capítulo 7. Estudio de los Transitorios Hidráulicos

7.1. Objetivo

El presente capítulo tiene por objetivo analizar los fenómenos transitorios que se originan por la parada accidental de los grupos de bombeo para las 4 líneas de impulsión pertenecientes al sistema de agua potable del distrito de Pillco Marca. Asimismo se realizará el dimensionado de las estructuras necesarias para la protección del sistema ante el mencionado evento.

7.2. Consideraciones para el estudio de los Fenómenos Transitorios

Para poder realizar un estudio adecuado de los transitorios que se generan debido a la parada accidental de los grupos de bombeo es necesario un modelo completo del sistema considerando los tramos de aducción así como los de impulsión del sistema de bombeo. Para ello utilizaremos un software de cálculo y simulación de los transitorios hidráulicos. El software con el cual calcularemos los fenómenos transitorios que se generan en los sistemas de impulsión será Allievi. Para el modelo introducido en Allievi, algunos aspectos importantes a destacar son:

- Se consideró una sola bomba para el grupo de bombeo en el modelo.
- Los depósitos fueron considerados de grandes dimensiones, por lo que se desprecia la variación del nivel del agua en el mismo.
- Se consideró una válvula de retención en la bomba para proteger la misma.

7.3. Estudio de la Línea de Impulsión LI2

7.3.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo

Datos del Sistema

Los datos obtenidos para la instalación son:

Tabla 48 Datos básicos de la instalación en la impulsión LI2

Longitud tramo de aducción	5.00	m
Longitud tramo impulsión	854.59	m
Cota estación de bombeo	1926.38	m
Cota salida Cisterna 1	1927.60	m
Cota entrada Depósito 2	2017.00	m

Cota lámina Cisterna 1	1932.60	m
Cota lámina Depósito 2	2017.00	m
Desnivel entre depósitos	84.40	m
Material de la conducción	Hierro Dúctil	
Módulo de Young conducción	165000.00	m
Espesor conducción	13.00	mm
Presión máxima	14.00	bar
Diámetro nominal del tubo:	300.00	mm
Rugosidad de proyecto:	0.10	---
Velocidad en la tubería:	0.93	m/s

Cálculo del caudal

Con los datos de la Tabla 48 se determina el caudal en régimen permanente de acuerdo a:

$$Q = V \times A = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} = 0.655 \frac{m^3}{s}$$

Cálculo de la altura de bombeo necesaria

De acuerdo al perfil, diámetro y caudal obtenidos, determinamos la presión residual en la estación de bombeo de la siguiente manera:

$$Z_{Dep1} = Z_{EB} + \frac{P_{EB}}{\gamma} + h_f$$

Para ello calculamos las pérdidas en el tramo de acuerdo a:

$$h_f = \frac{8 \times f \times L \times Q^2}{\pi^2 \times 9.81 \times D^5}$$

Donde:

L= Longitud del tramo (5 m para aducción y 854.59 m para la impulsión; dato Tabla 48)

D= Diámetro de la tubería (300 mm; dato Tabla 48)

Determinamos el factor de fricción con la fórmula de Swamme, mostrada a continuación:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\epsilon}{D \times 3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.0174$$

Donde:

ϵ =Rugosidad del material (Fundición Dúctil = 0.1)

Re= Número de Reynolds

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} = 277159.16$$

Donde:

V= Velocidad (0.93 m/s; dato Tabla 48)

ν = Viscosidad cinemática del agua a 20° C (1.003E-06 m2/s)

Con lo que obtenemos para el tramo de Aducción:

Tabla 49 Cálculo hidráulico tramo de aducción LI2

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Aducción	Cisterna-1	1927.60	0.00	0.00	0.00
	Bomba B-2	1926.38	5.00	0.01	1927.59

De manera análoga se obtiene el cálculo hidráulico para el tramo de impulsión, presentado a continuación los resultados obtenidos:

Tabla 50 Cálculo hidráulico tramo de impulsión LI2

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Impulsión	Bomba B-2	1926.38	0.00	0.00	2019.17
	RP-2	2017.00	854.59	2.17	0.00

De acuerdo a los resultados obtenidos calculamos la altura de bombeo necesaria:

$$H_B = 2019.17 - 1927.59 = 91.58 \text{ mca}$$

Con los valores calculados obtenemos el perfil longitudinal y piezométrico, que se muestra a continuación:

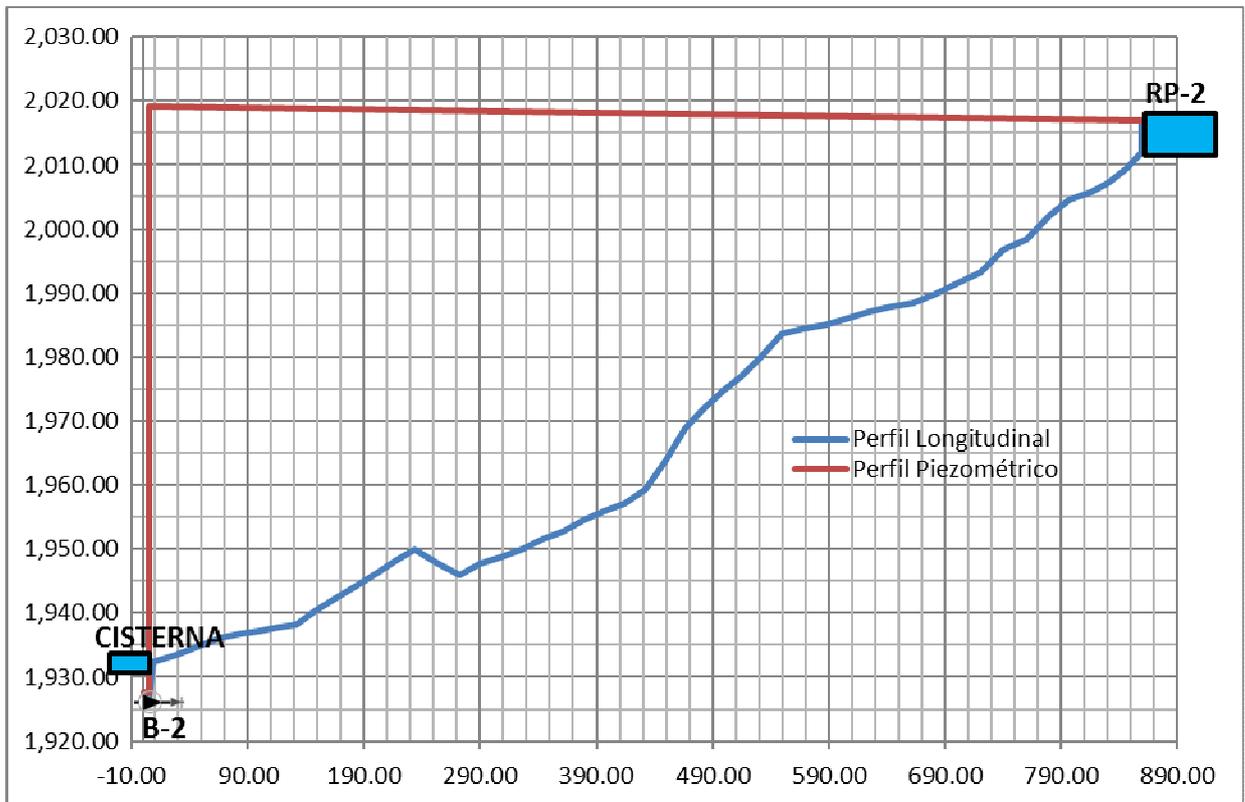


Imagen 9 Perfil longitudinal y piezométrico de la línea LI2

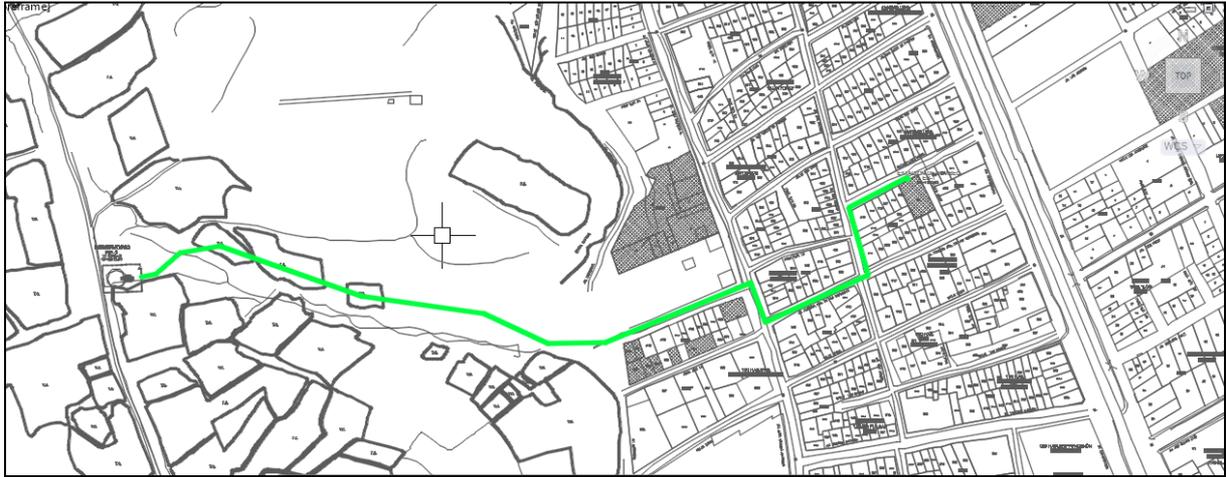


Imagen 10 Ubicación de la línea de impulsión LI2 en el plano catastral del distrito de Pillco Marca

7.3.2. Características de la Bomba B-2

De acuerdo a los del expediente técnico del proyecto de abastecimiento de agua potable para Pillco Marca se pudo recabar la siguiente información para la bomba B-2. Cuyas curvas características se muestran a continuación:

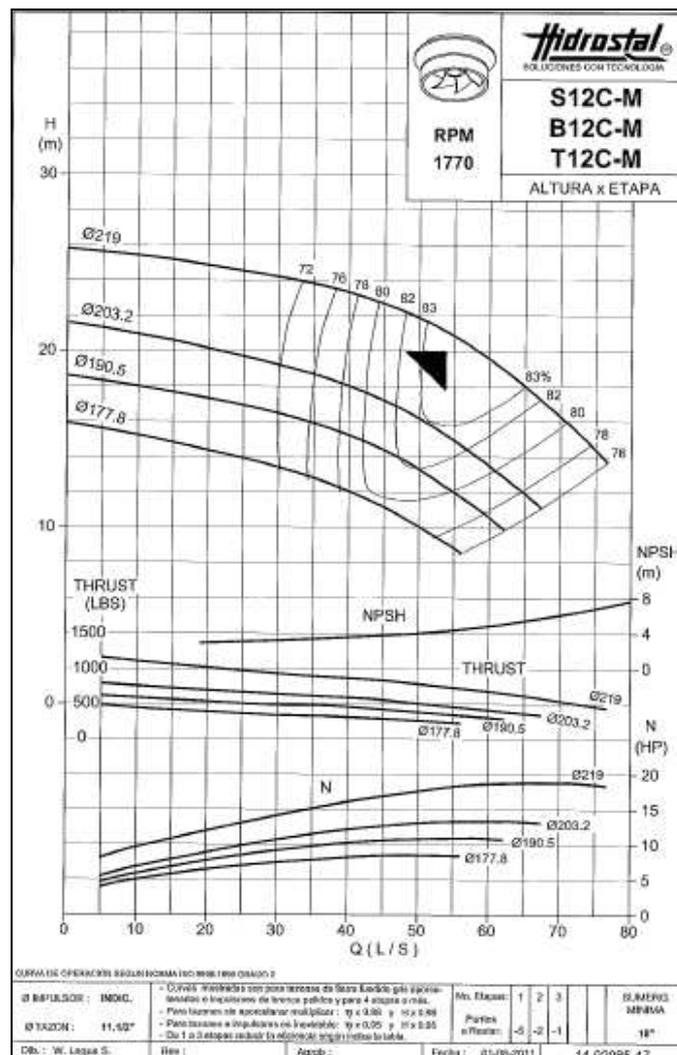


Imagen 11 Curvas características de la bomba B-2

7.3.3. Cálculo de la Celeridad

La celeridad se calculó de acuerdo a:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} = 1267.94 \text{ m/s}$$

Donde:

K= Módulo de compresibilidad del fluido (para el agua= 2.074E+09 N/m²).

ρ = Densidad del fluido (agua=1000 kg/m³)

E= Módulo de Young (Fundición Dúctil K7 =165,000 MPa; datos Tabla 48).

e= Espesor (13 mm; datos Tabla 48).

D= Diámetro interior de la tubería (300 mm; datos Tabla 48)

7.3.4. Cálculo de la Inercia

Para obtener el valor de la inercia de la bomba se analizaron distintos autores y métodos. Entre ellos el calculado por Allievi, por Linton y el Bureau of Reclamation. Asimismo se calculó la inercia del sistema de dos maneras adicionales. Una de ellas considerando a todo el sistema como si estuviese compuesto por sólo agua y la otra como si todo el sistema estuviese compuesto por sólo bronce, resultando en la tabla siguiente los valores obtenidos:

Tabla 51 Valores obtenidos para la inercia del sistema en la LI2

Autor	Inercia (kg*m ²)
Allievi	1.45
Linton	2.42
Bureau of Reclamation	0.81
Wylie	0.41
I=0.5*M _{agua} *R ²	0.27
I=0.5*M _{bronce} *R ²	2.12

Del análisis de los valores obtenidos para la inercia del sistema se observa que el valor más desfavorable viene a ser el de considerar a todo el sistema como si estuviese compuesto por sólo agua, claro está, esto no ocurre en la realidad. Entonces un valor adecuado para la inercia es aquel que se encuentre dentro del rango de 0.27 – 2.12 kg*m². Ante la ausencia de datos ensayados y por carencia del mismo dentro de la información que proporciona el fabricante de la bombas, se eligió el valor de 0.41 kg*m² para la inercia del sistema. Este es el menor valor de todos los hallados por diversos autores y se encuentra dentro del rango mencionado. Con todos los valores de los parámetros ya definidos, se cargó el modelo en Allievi.

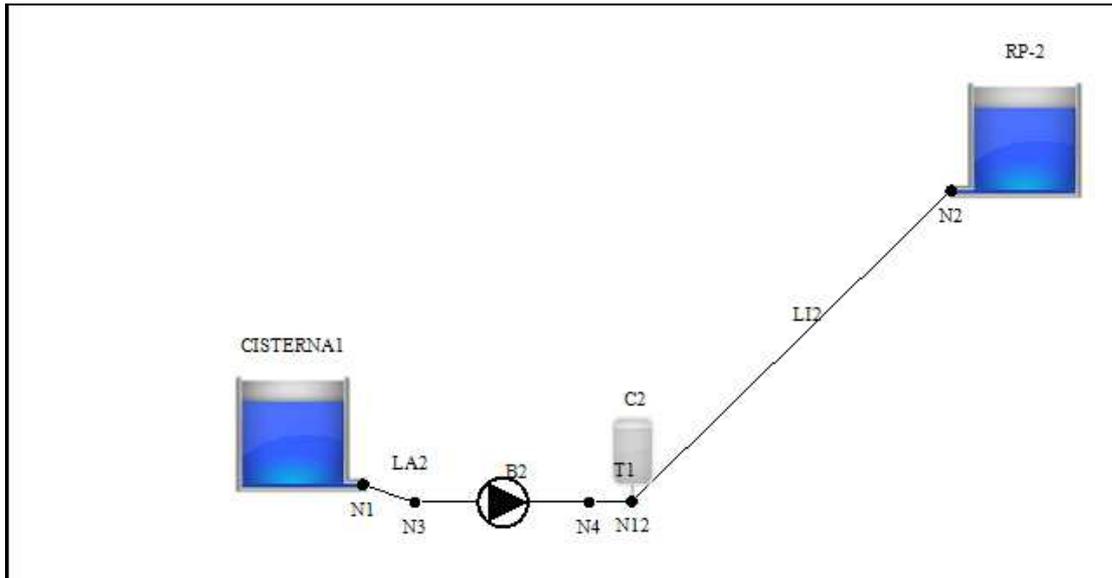


Imagen 12 Modelo del proyecto en Allievi para la LI2

7.3.5. Resultados en Régimen Permanente:

A continuación se detalla la información obtenida de los resultados en régimen permanente:

- El caudal final de la simulación es de 67.35 lps con una altura de bombeo de 87.23 mca. Siendo este caudal ligeramente mayor al calculado inicialmente pero encontrándose este punto dentro de la curva característica de la bomba y con un rendimiento del 82% se considera válido el cálculo inicial realizado.
- La velocidad obtenida es de 0.95 m/s, adecuada para el sistema por encontrarse dentro de los estándares mínimos (0.5 m/s) y máximos (5 m/s) de velocidades permisibles de acuerdo a la normativa peruana.

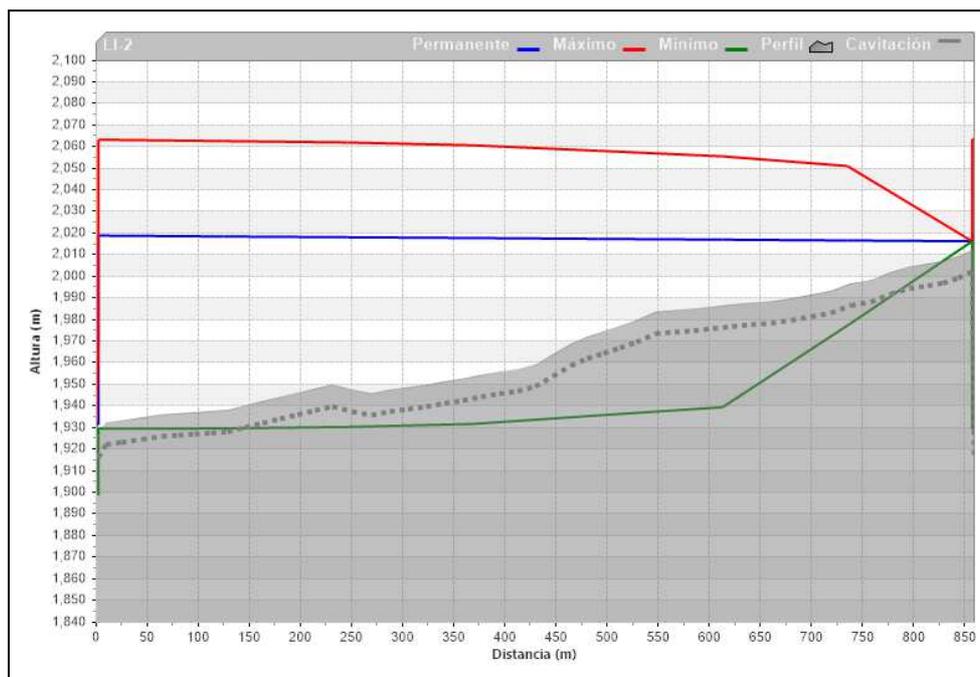


Imagen 13 Envoltura de alturas piezométricas en LI2

7.3.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:

Del estudio del transitorio originado por la parada accidental de los grupos de bombeo, se tiene las siguientes observaciones:

- Las principales depresiones se producen en el tramo de impulsión, resultando el mínimo valor de -47.74 mca. Esta depresión se produce en la progresiva 612.42 m, como consecuencia de la primera onda depresiva en el tramo de impulsión. Este hecho se produce para el instante 01.40 segundos de la simulación.
- Las principales sobrepresiones se producen en el tramo de impulsión, resultando en un valor máximo de 144.11 mca. Esta sobrepresión se produce en la progresiva del grupo de bombeo. En la simulación puede apreciarse con claridad este fenómeno para el tiempo de 03.20 segundos.

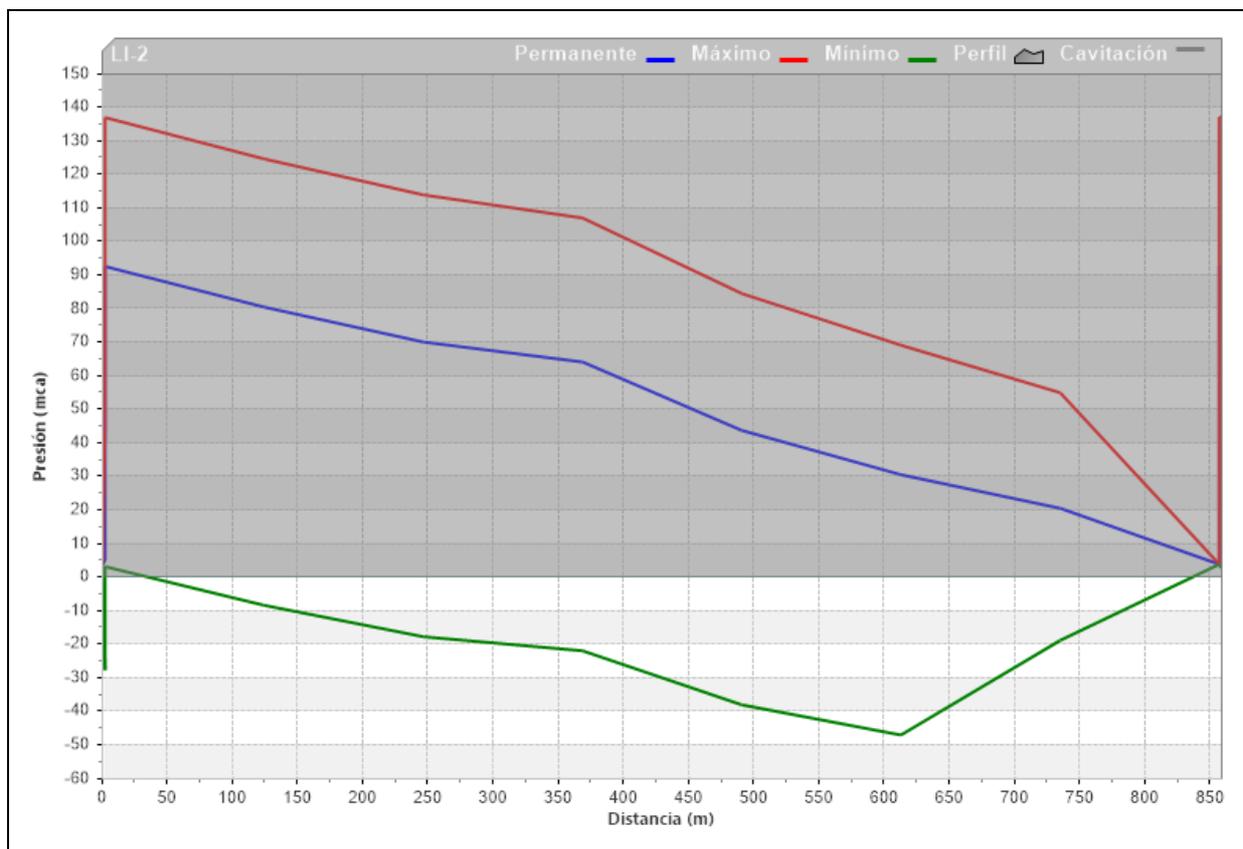


Imagen 14 Envolvente de presiones en LI2

- A pesar de que la presión nominal de las tuberías en los tramos en estudio es de 490 mca y la máxima sobrepresión alcanzada por las mismas es de 144.11 mca, ello generado por la parada de la bomba. Estas condiciones resultan inaceptables dadas las elevadas depresiones (-47.74 mca) que se generan en el sistema; independientemente de las presiones máximas admisibles de los tramos de aducción e impulsión. La presencia de estas importantes depresiones hace necesario la instalación de algún elemento de protección.

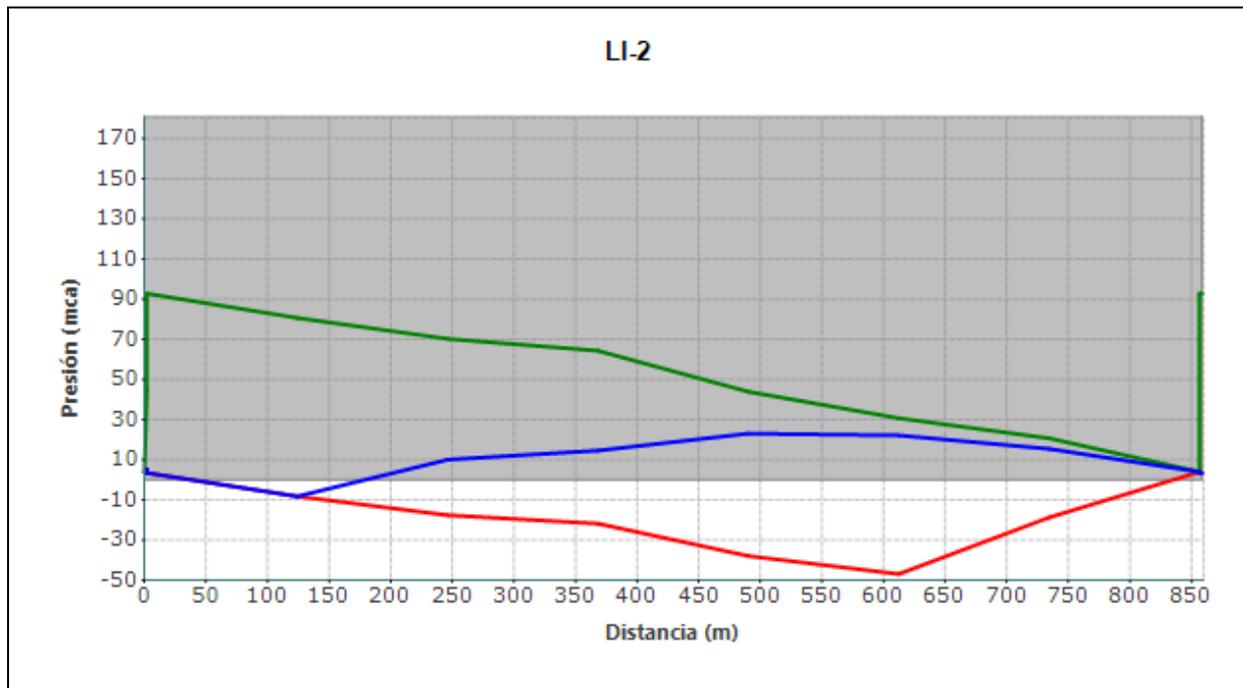


Imagen 15 Instante 1.40 segundos de la simulación en dónde se aprecia la mínima depresión en la LI2

7.3.7. Dimensionado de las Estrategias de Protección:

En vista a los resultados del sistema debe instalarse un dispositivo de protección que sea capaz de controlar las depresiones generadas, por ser estas el principal problema generado tras la parada del grupo de bombeo. “La única posibilidad de controlar las depresiones originadas tras la parada accidental de un grupo de bombeo es generar el aporte de fluido que evite que las presiones descieran demasiado bruscamente sobre los valores iniciales” (Iglesias, P.L, 2006). Por ello como primera medida se propone la instalación de un calderín a la salida de la estación de bombeo.

Diseño del Calderín:

Se realizó el diseño de la conexión entre el calderín y la tubería de impulsión para lo cual se optó por un by-pass, ya que para el flujo de retorno una estrangulación resulta conveniente para menguar que las presiones máximas generadas se eleven. Por lo que para el tramo en by-pass se consideró un diámetro de 100 mm, mientras que para la tubería principal un diámetro de 200 mm. En la tabla siguiente se muestra el detalle de los accesorios considerados así como el valor resultante del coeficiente de pérdidas K.

Tabla 52 Coeficientes de pérdidas K para el ramal de conexión LI2

Elementos instalados	Entrada		Salida
Diámetro (mm)	0.100	0.200	0.200
Codos	2.000	0.000	0.000
T's	2.000	1.000	1.000
Pantalon (T)	0.000	0.000	0.000
VR	0.000	1.000	1.000
Longitud tramo	1.500	1.500	2.500
Rugosidad tramo	0.100	0.100	0.100
Velocidad	8.340	2.085	2.085

Sección	0.008	0.031	0.031
f	0.020	0.018	0.018
k_TUB	0.302	0.135	0.226
k_TOTAL	4.732	3.218	3.309
K_TRAMO	3910.088	166.203	170.864
Total		4076.291	170.864

El diseño del calderín se realizó en base a continuas simulaciones en el programa Allievi y la ayuda de una hoja Excel, variando en cada simulación las dimensiones y características del mismo, los resultados de los diversos cálculos obtenidos se detallan en la Tabla 53:

Tabla 53 Cálculos para el diseño del calderín en la LI2

Volumen (m3)	Diámetro (m)	Sección (m2)	Altura (m)	Vol aire (m3)	P _{hinchado}	Niv. Inicial	Nivel Mínimo	Pmax (mca)	Pmin(mca)	Margen (%)
5.00	1.37	1.46	3.41	2.00	30.90	1.37	1.42	98.08	4.00	43.48
2.00	1.01	0.80	2.52	1.00	41.21	1.26	0.93	105.86	4.00	42.83
1.00	0.80	0.50	2.00	0.50	41.21	1.00	0.64	116.38	4.00	41.59
0.5	0.63	0.32	1.58	0.25	41.21	0.79	0.35	132.88	4.00	36.97
0.2	0.47	0.17	1.17	0.10	41.21	0.58	0.07	167.10	4.00	32.06
0.3	0.49	0.18	1.97	0.15	41.21	0.98	0.40	136.29	4.00	22.09

Para la solución óptima se consideró que el valor del nivel de agua en el calderín no sea inferior a un 10% de la altura total del mismo, como criterio de seguridad adoptado.

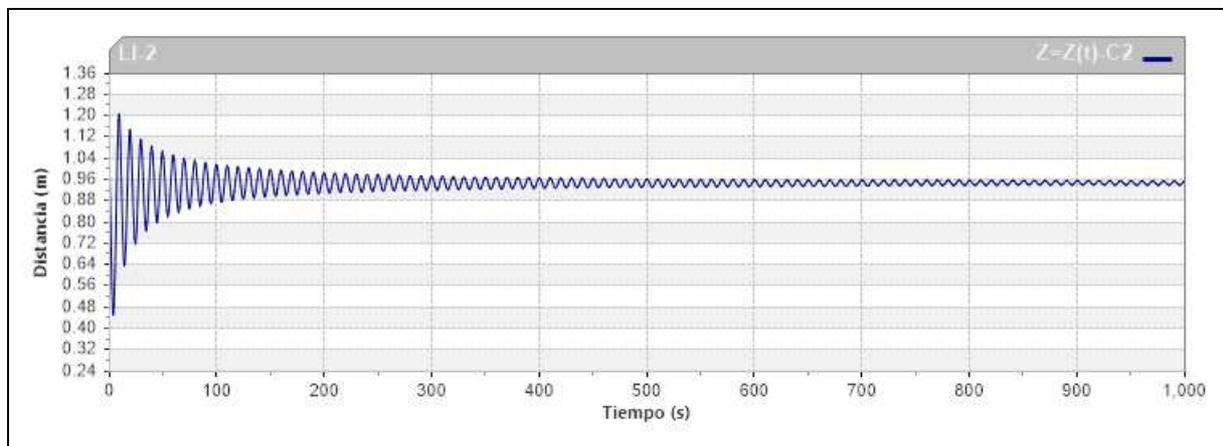


Imagen 16 Variación del nivel del agua en el calderín en la LI2

Luego de reiteradas simulaciones se propone como solución óptima un calderín de 300 litros (modelo 350 AMR, del catálogo de IBAIONDO). Con este se logró solucionar el problema de las depresiones generadas por el paro accidental del grupo de bombeo en el tramo de impulsión. Asimismo se verificó que las presiones mínimas no sean inferiores a la atmosférica, siendo ahora la mínima para el tramo en mención el valor de 4.87 mca. Con ello garantizamos la integridad de la tubería de impulsión ante posibles fallos por presiones negativas en la misma. También se redujo ligeramente la sobrepresión generada en el grupo de bombeo a 134.62 mca, valor muy por debajo de la presión nominal del tubo (49 bar).

AMR (altas presiones)

Acumuladores hidroneumáticos de membrana

Grupos de presión

- Membrana recambiable según EN 13831, apta para agua potable
- Conexión de agua de latón
- Tapa de inspección superior con conexión roscada de 1"
- Temperatura: -10° C +100° C
- Pintura epoxi roja
- Precarga de aire: 1,5 bar
- Certificado CE, conforme a la Directiva 97/23/CE

ACUMULADORES HIDRONEUMÁTICOS



Modelos verticales 16 - 20 bar

Peso (Kg)	Código	Modelo	Capacidad (Lt)	Presión Máx. (bar)	Dimensiones		R Conexión agua
					Ø D (mm)	H (mm)	
33	05100031	100 AMR	100	16	485	805	1 1/2"
55	05150031	150 AMR	150	16	485	1155	1 1/2"
62	05220031	220 AMR	200	16	485	1400	1 1/2"
79	05350031	350 AMR	300	16	485	1965	1 1/2"
165	05500031	500 AMR	500	16	600	2065	1 1/2"
233	05700031	700 AMR	700	16	700	2145	1 1/2"
341	05900311	900 AMR	900	16	800	2155	1 1/2"
500	05910031	1000 AMR	1000	16	850	2225	2"
625	05914031	1400 AMR	1400	16	1000	2210	2"
70	03150401	150 AMR	150	20	485	1155	1 1/2"
90	03220401	220 AMR	200	20	485	1400	1 1/2"
153	03350401	350 AMR	300	20	485	1965	1 1/2"
234	03500401	500 AMR	500	20	600	2065	1 1/2"
328	03700401	700 AMR	700	20	700	2145	1 1/2"
605	03910401	1000 AMR	1000	20	850	2225	2"
666	03914401	1400 AMR	1400	20	1000	2210	2"

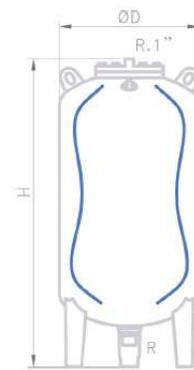


Imagen 17 Datos técnicos del catálogo de IBAIONDO para el calderín propuesto en la LI-2.

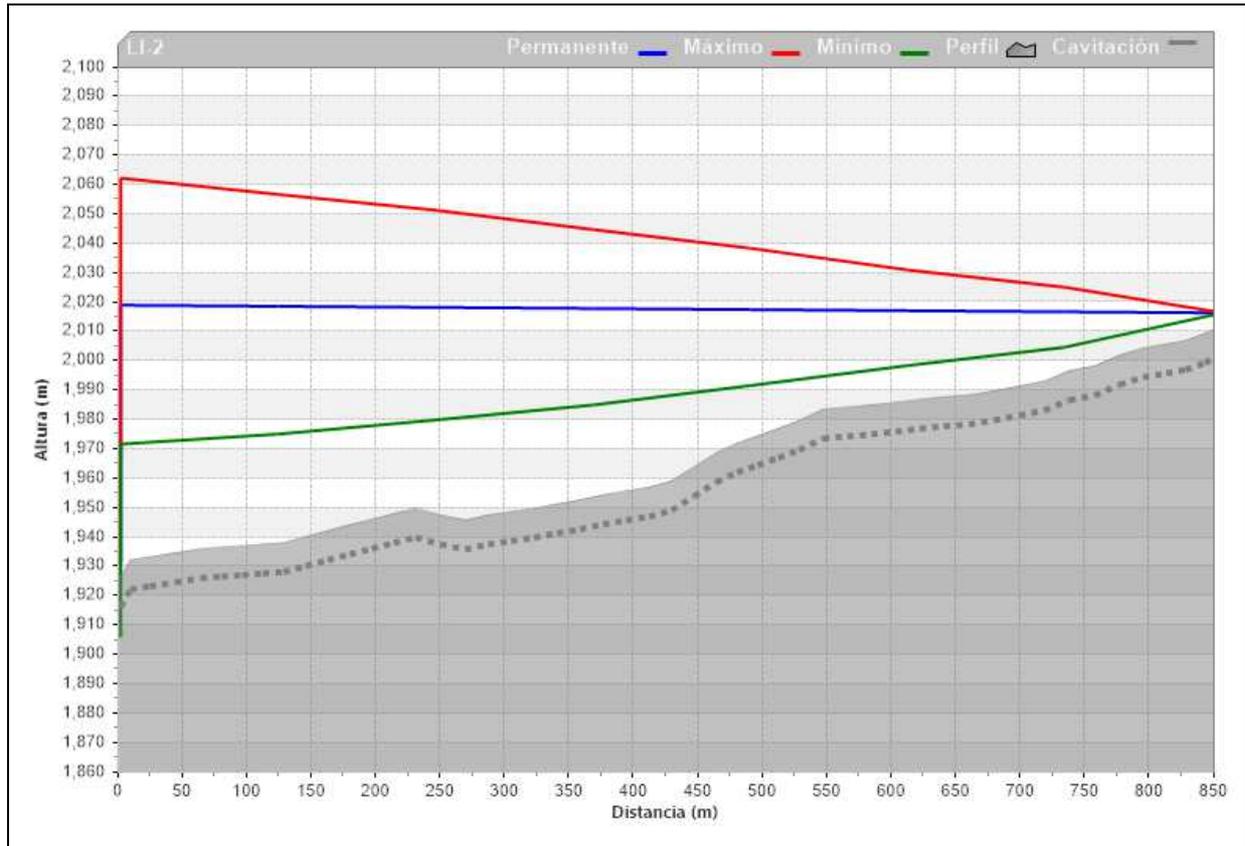


Imagen 18 Envoltorio de alturas piezométricas en el tramo de impulsión con calderín de 300 litros como solución a las depresiones producidas

En la imagen siguiente se muestra el sistema propuesto con todos los elementos de protección y cumpliendo con todas las restricciones establecidas.

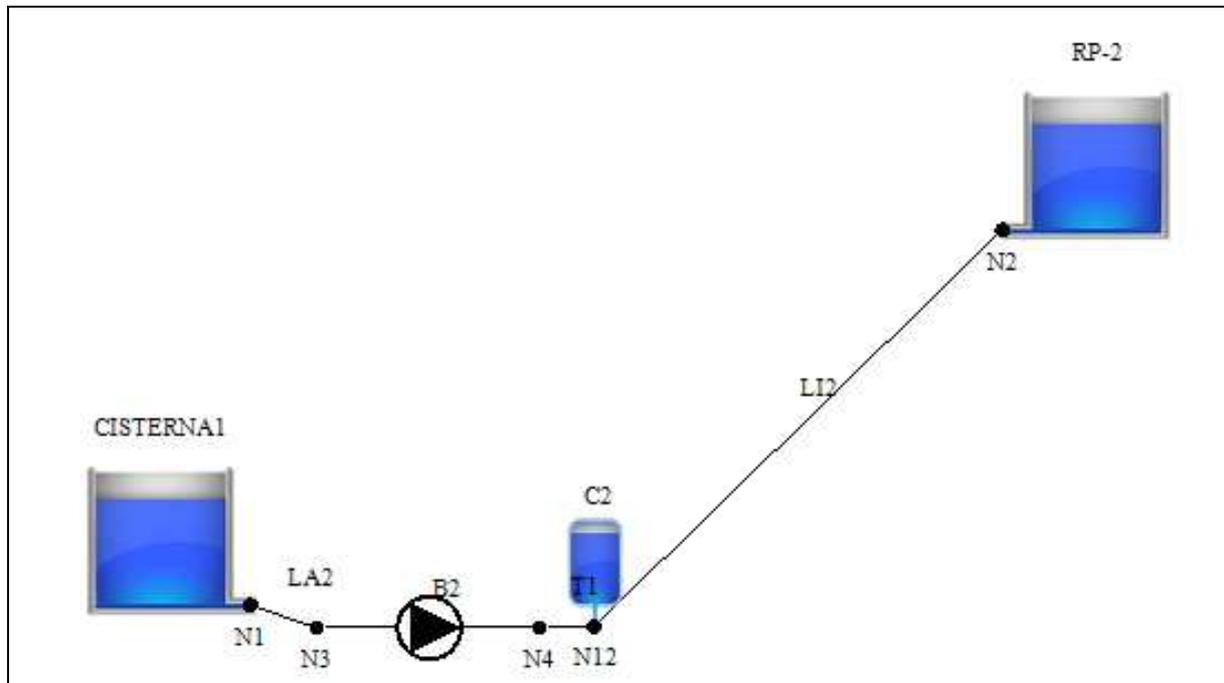


Imagen 19 Esquema del modelo final propuesto como solución en la LI2.

7.4. Estudio de la Línea de Impulsión LI3

7.4.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo

Datos del Sistema

Los datos obtenidos para la instalación son:

Tabla 54 Datos básicos de la instalación en la impulsión LI3

Longitud tramo de aducción	5.00	m
Longitud tramo impulsión	2210.40	m
Cota estación de bombeo	1926.38	m
Cota salida Cisterna-1	1927.60	m
Cota entrada Depósito 3	2072.50	m
Cota lámina Cisterna 1	1932.60	m
Cota lámina Depósito 3	2072.50	m
Desnivel entre depósitos	139.90	m
Material de la conducción	HierroDúctil	
Módulo de Young conducción	165000.00	MPa
Espesor conducción	13.00	mm
Presión máxima	14.00	bar
Diámetro nominal del tubo	250-300	mm
Rugosidad de proyecto	0.10	mm
Velocidad en la tubería	0.77	m/s

Cálculo del Caudal

Con los datos de la Tabla 54 se determina el caudal en régimen permanente de acuerdo a:

$$Q = V \times A = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} = 0.772$$

Cálculo de la altura de bombeo necesaria

De acuerdo al perfil, diámetro y caudal obtenidos, determinamos la presión residual en la estación de bombeo de la siguiente manera:

$$Z_{Dep1} = Z_{EB} + \frac{P_{EB}}{\gamma} + h_f$$

Para ello calculamos las pérdidas en el tramo de acuerdo a:

$$h_f = \frac{8 \times f \times L \times Q^2}{\pi^2 \times 9.81 \times D^5}$$

Donde:

L= Longitud del tramo (5 m para aducción y 2210.40 m para la impulsión; dato Tabla 54)

D= Diámetro de la tubería (combinación de 582.635 metros de 250 mm y 1627.765 metros de 300 mm; dato Tabla 54)

Determinamos el factor de fricción con la fórmula de Swamme, mostrada a continuación:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{D \times 3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.0182$$

Donde:

ϵ =Rugosidad del material (Fundición Dúctil = 0.1)

Re= Número de Reynolds

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} = 202584.68$$

Donde:

V= Velocidad (0.772 m/s; dato Tabla 54)

ν = Viscosidad cinemática del agua a 20° C (1.003E-06 m²/s)

Con lo que obtenemos para el tramo de aducción:

Tabla 55 Cálculo hidráulico tramo de aducción LI3

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Aducción	Cisterna-1	1927.60	0		0
	Bomba B-3	1926.38	5.00	0.01	1927.59

De manera análoga se obtiene el cálculo hidráulico para el tramo de impulsión, presentado a continuación los resultados obtenidos:

Tabla 56 Cálculo hidráulico tramo de impulsión LI3

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Impulsión	Bomba B-3	1926.38	0	0	2077.16
	RP-3	2072.50	2210.40	4.66	0

De acuerdo a los resultados obtenidos calculamos la altura de bombeo necesaria:

$$H_B = 2077.16 - 1927.59 = 149.57 \text{ mca}$$

Con los valores calculados obtenemos el perfil longitudinal y piezométrico, que se muestra a continuación:

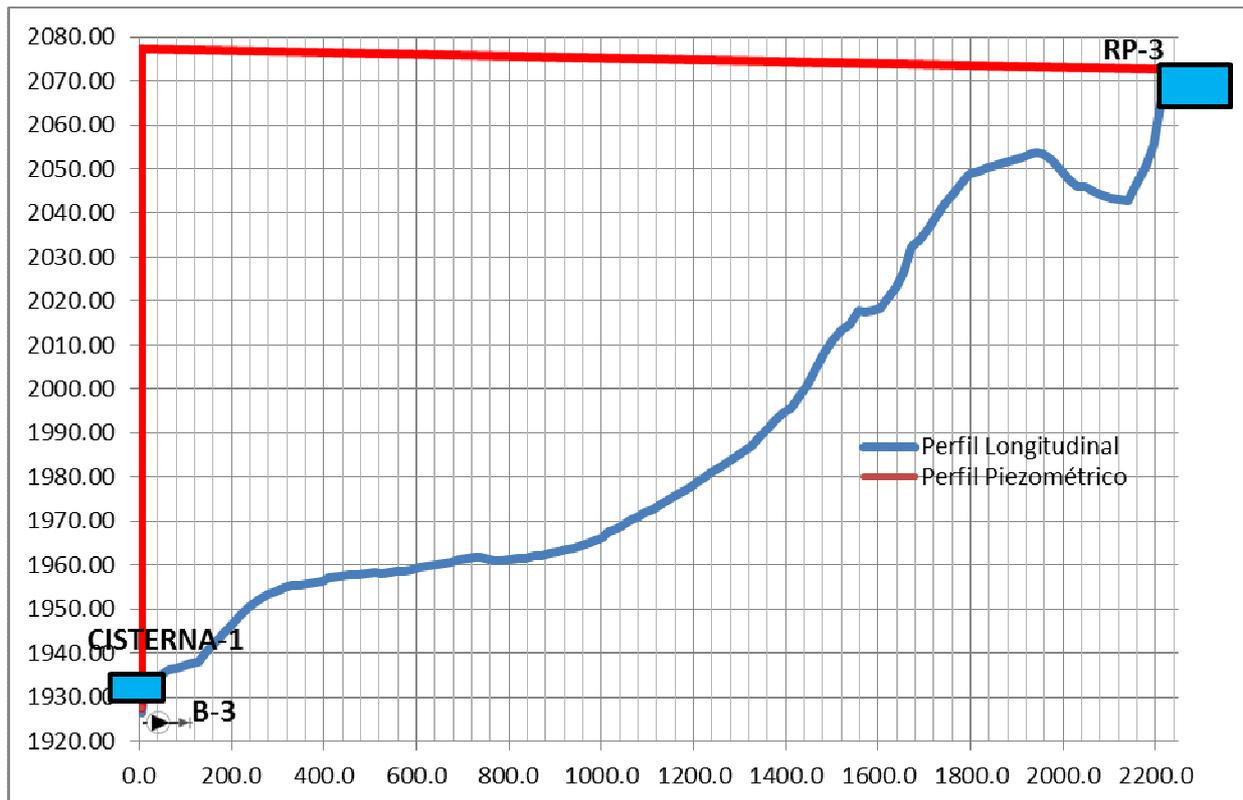


Imagen 20 Perfil longitudinal y piezométrico de la línea LI3

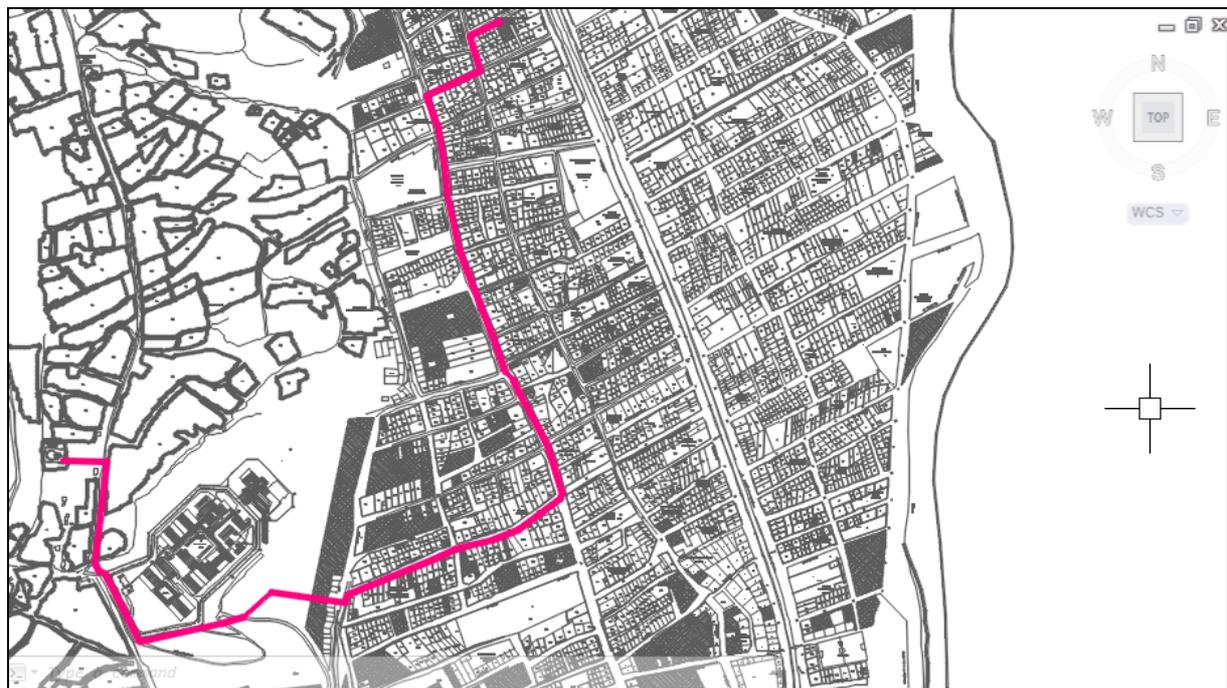


Imagen 21 Ubicación de la línea de impulsión LI3 en el plano catastral del distrito de Pillco Marca

7.4.2. Características de la Bomba B-3

De acuerdo al expediente técnico del proyecto de abastecimiento de agua potable para Pillco Marca se pudo recabar la siguiente información para la bomba B-3 Cuyas curvas características se muestran a continuación:

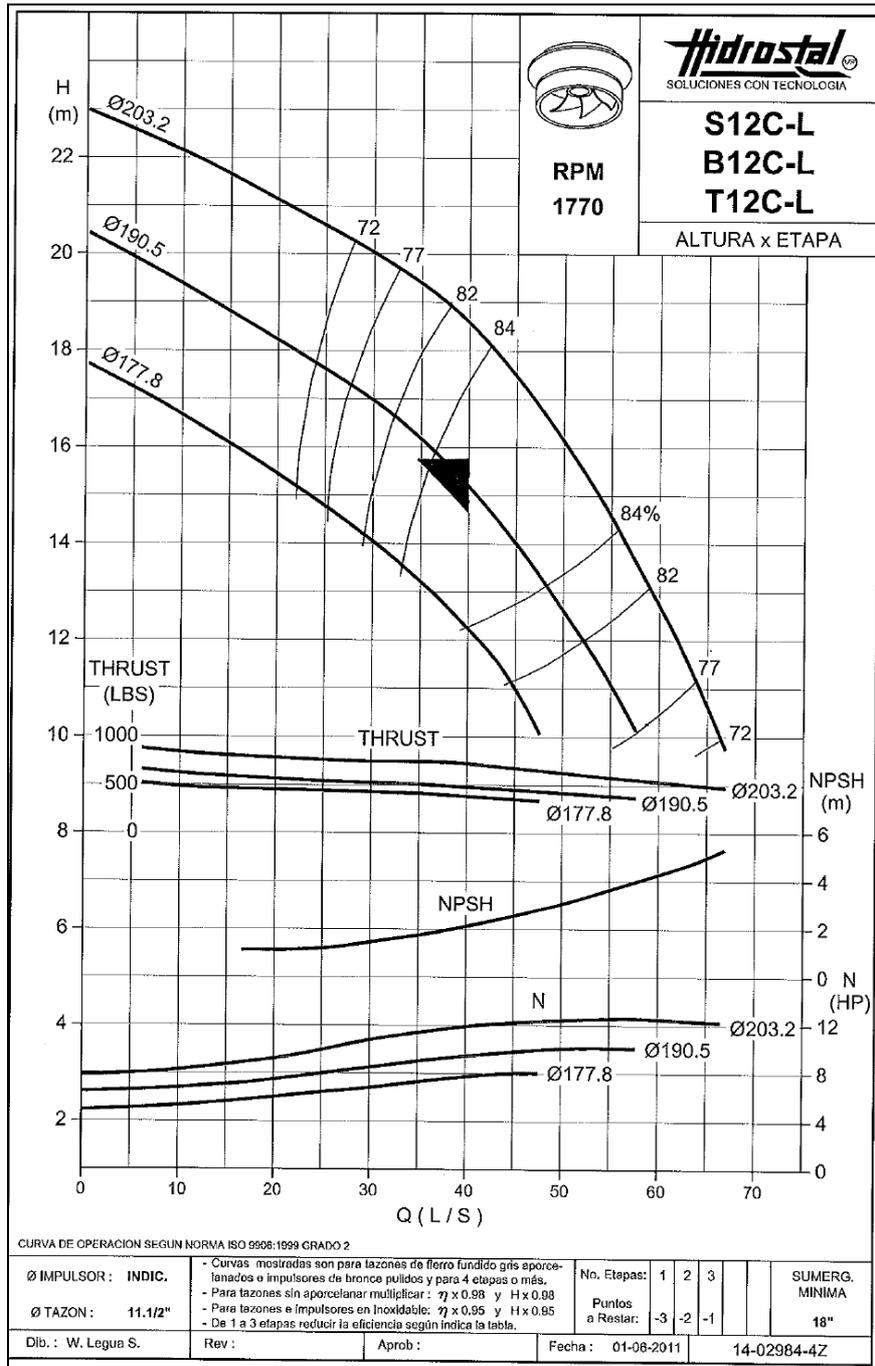


Imagen 22 Curvas características bomba B-3

Para el cálculo y simulación de los transitorios hidráulicos usaremos el programa Allievi. Para ello es necesario el cálculo de distintos parámetros que a continuación se detallan.

7.4.3. Cálculo de la Celeridad

La celeridad se calculó de acuerdo a:

$$a(250 \text{ mm}) = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E \epsilon}}} = 1282.03 \text{ m/s} \text{ y } a(300 \text{ mm}) = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E \epsilon}}} = 1285.80 \text{ m/s}$$

Donde:

K = Módulo de compresibilidad del fluido (para el agua= $2.074E+09$ N/m²).

ρ = Densidad del fluido (agua=1000 kg/m³)

E = Módulo de Young (Fundición Dúctil =165,000 MPa; datos Tabla 54).

e = Espesor (12 y 13 mm para tuberías de 250 y 300 mm respectivamente; datos Tabla 54).

D = Diámetro interior de la tubería (250-300 mm; datos Tabla 54)

7.4.4. Cálculo de la Inercia

Se realizó bajo el mismo razonamiento del descrito en el cálculo de la inercia para la línea de impulsión LI-2.

Tabla 57 Valores obtenidos para la inercia del sistema en la LI3

Autor	Inercia (kg*m ²)
Allievi	1.37
Linton	3.33
Bureau of reclamation	1.11
Wylie et al	0.42
$I=0.5 * M_{\text{agua}} * R^2$	0.34
$I=0.5 * M_{\text{broce}} * R^2$	2.67

Se ha determinado la inercia de este tramo bajo el mismo criterio que el considerado en el apartado 7.3.4 Cálculo de la Inercia. Entonces el rango de la inercia del sistema debe estar comprendido entre $0.37-2.67$ kg*m². Ante la ausencia de datos ensayados y por carencia del mismo dentro de la información que proporciona el fabricante de la bomba, se eligió el valor de 0.42 kg*m² como valor de la inercia para el sistema, por ser el menor de todos los hallados por diversos autores y encontrarse dentro del rango mencionado. Con todos los valores de los parámetros ya definidos, se cargó el modelo en Allievi.

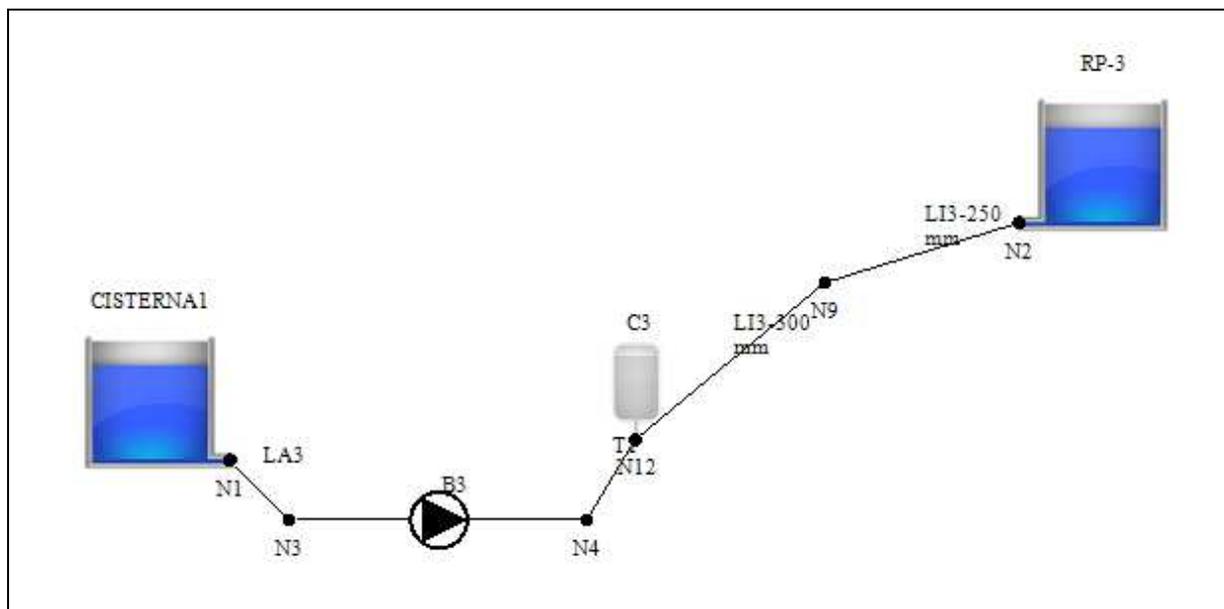


Imagen 23 Modelo del proyecto en Allievi para la LI3

7.4.5. Resultados en Régimen Permanente:

A continuación se detalla la información obtenida de los resultados en régimen permanente:

- El caudal final de la simulación es de 44.06 lps. Con una altura de bombeo de 147.01 mca. Siendo este caudal ligeramente mayor al calculado inicialmente pero encontrándose este punto dentro de la curva característica de la bomba y con un rendimiento del 84%. Por lo cual se considera válido el cálculo inicial realizado.
- La velocidad obtenida para el tramo de 300 mm resulta de 0.62 m/s, mientras que para el tramo de 250 mm es de 0.90 m/s. Ambas adecuada para el sistema por encontrarse dentro de los estándares mínimos (0.5 m/s) y máximos (5 m/s) de velocidades permisibles de acuerdo al reglamento peruano.

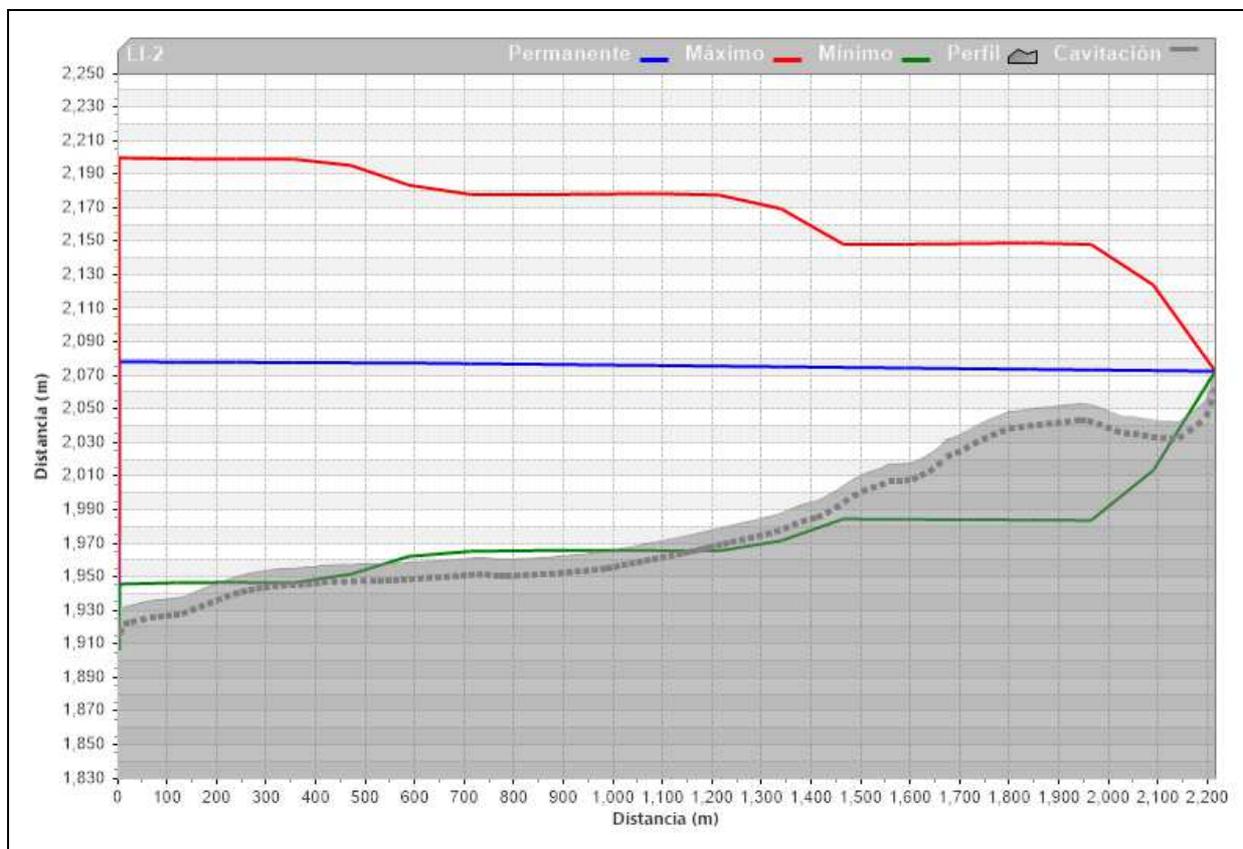


Imagen 24 Envolvente de alturas piezométricas en LI3

7.4.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:

Del estudio del transitorio originado por la parada accidental del grupo de bombeo, se tiene las siguientes observaciones:

- Las principales depresiones se producen en el tramo de impulsión. Resultando el mínimo valor el de -68.75 mca. Ello se produce en la progresiva 1963.97 m. Como consecuencia de la primera onda depresiva en el tramo de impulsión. Este fenómeno se produce para el instante 02.20 segundos de la simulación.
- Las principales sobrepresiones se producen en el tramo de impulsión. Resultando el máximo valor el de 274.11 mca, en la simulación puede

apreciarse con claridad este fenómeno para el tiempo 07.20 segundos de la simulación.

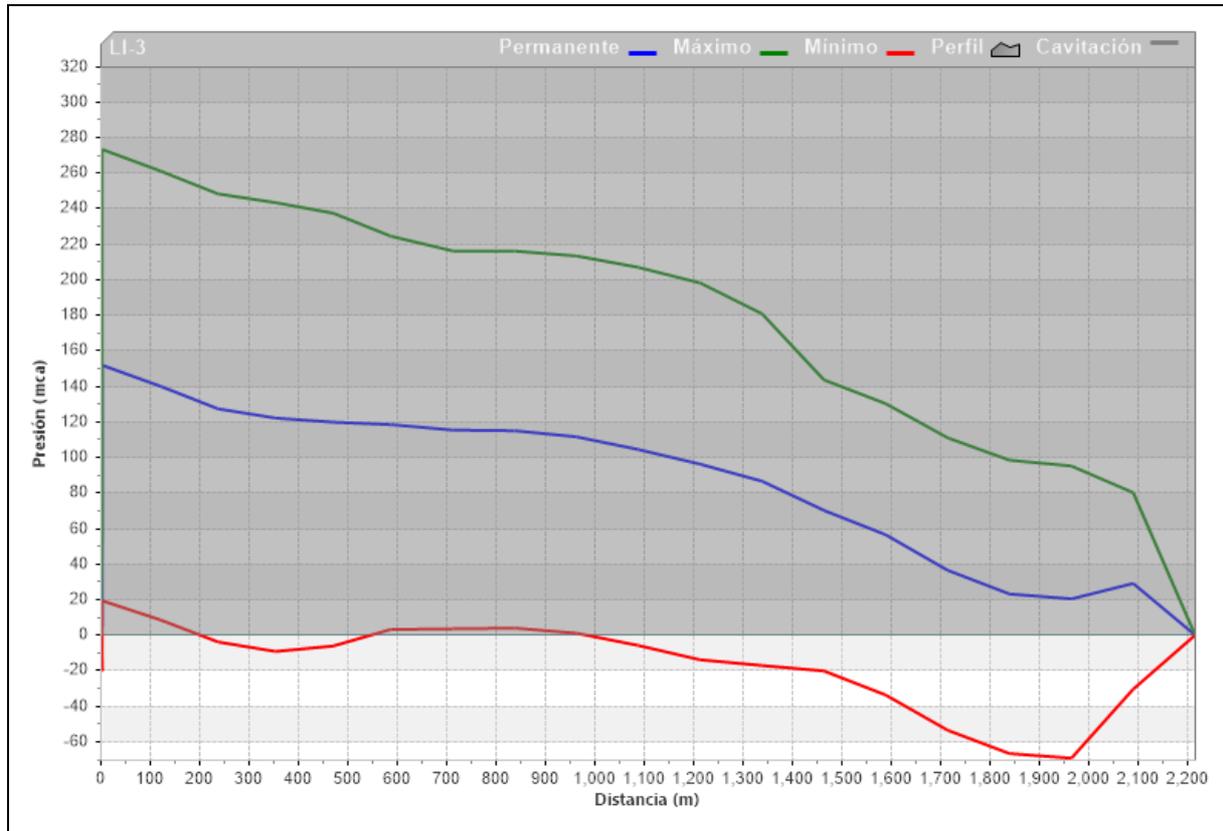


Imagen 25 Envolvente de presiones en LI3

- A pesar de que la presión nominal para las tuberías de 250 y 300 mm en los tramos en estudio son de 540 y 490 mca respectivamente y la máxima sobrepresión alcanzada para el conjunto es de 274.11 mca, ello generado por la parada de la bomba. Estas condiciones resultan inaceptables dadas las elevadas depresiones (-68.75 mca) que se generan en el sistema; independientemente de las presiones máximas admisibles en los tramos de aducción e impulsión. La presencia de estas importantes depresiones hace necesario la instalación de algún elemento de protección.

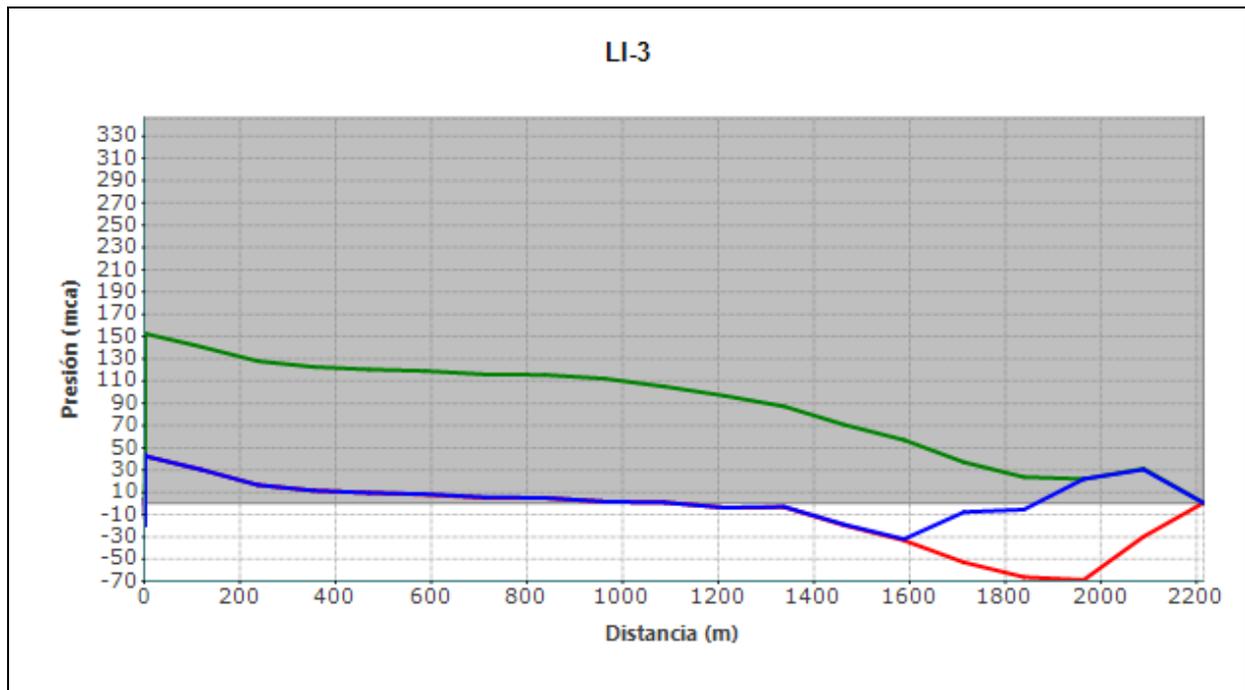


Imagen 26 Instante 2.50 segundos de la simulación en dónde se aprecia la mínima depresión en la LI3

7.4.7. Dimensionado de las Estrategias de Protección:

En vista a los resultados del sistema debe instalarse un dispositivo de protección que sea capaz de controlar las depresiones generadas, por ser estas el principal problema generado tras la parada del grupo de bombeo. Por ello como primera medida se propone la instalación de un calderín a la salida de la estación de bombeo.

Diseño del Calderín:

Se realizó el diseño de la conexión entre el calderín y la tubería de impulsión para lo cual se optó por un by-pass, ya que para el flujo de retorno una estrangulación resulta conveniente para menguar que las presiones máximas generadas se eleven. Por lo que para el tramo en by-pass se consideró un diámetro de 100 mm, mientras que para la tubería principal un diámetro de 200 mm. En la tabla siguiente se muestra el detalle de los accesorios considerados así como el valor resultante del coeficiente de pérdidas K.

Tabla 58 Coeficientes de pérdidas K para el ramal de conexión LI3

Elementos instalados	Entrada		Salida
Diámetro (mm)	0.10	0.20	0.20
Codos	2.00	0.00	0.00
T's	2.00	1.00	1.00
Pantalon (T)	0.00	0.00	0.00
VR	0.00	1.00	1.00
Longitud tramo	1.50	1.50	2.50
Rugosidad tramo	0.10	0.10	0.10
Velocidad	5.35	1.34	1.34
Sección	0.01	0.03	0.03
f	0.02	0.02	0.02
k_TUB	0.31	0.14	0.23

k_TOTAL	4.79	3.26	3.35
K_TRAMO	3955.79	168.20	173.00
Total		4123.98	173.00

El diseño del calderín se realizó en base continuas simulaciones en el programa Allievi, y la ayuda de una hoja Excel, variando en cada simulación las dimensiones y características del mismo, los resultados de los diversos cálculos obtenidos se detallan en la Tabla 59.

Tabla 59 Cálculos para el diseño del calderín en la LI3.

Volumen (m3)	Diámetro (m)	Sección (m2)	Altura (m)	Vol aire (m3)	Phinchado	Niv. Inicial	Nivel Mínimo	Pmax (mca)	Pmin(mca)	Margen (%)
2.00	1.01	0.80	2.52	1.00	69.54	1.26	0.96	172.00	2.93	38.16
1.00	0.80	0.50	2.00	0.50	69.54	1.00	0.70	188.00	1.42	35.06
0.50	0.63	0.32	1.58	0.25	69.54	0.79	0.96	204.00	-3.55	60.58
0.70	0.71	0.39	1.77	0.35	69.54	0.89	0.58	201.00	-1.10	32.72

Para la solución óptima se consideró que el valor del nivel de agua en el calderín no sea inferior a un 10% de la altura total del mismo, como criterio de seguridad adoptado.

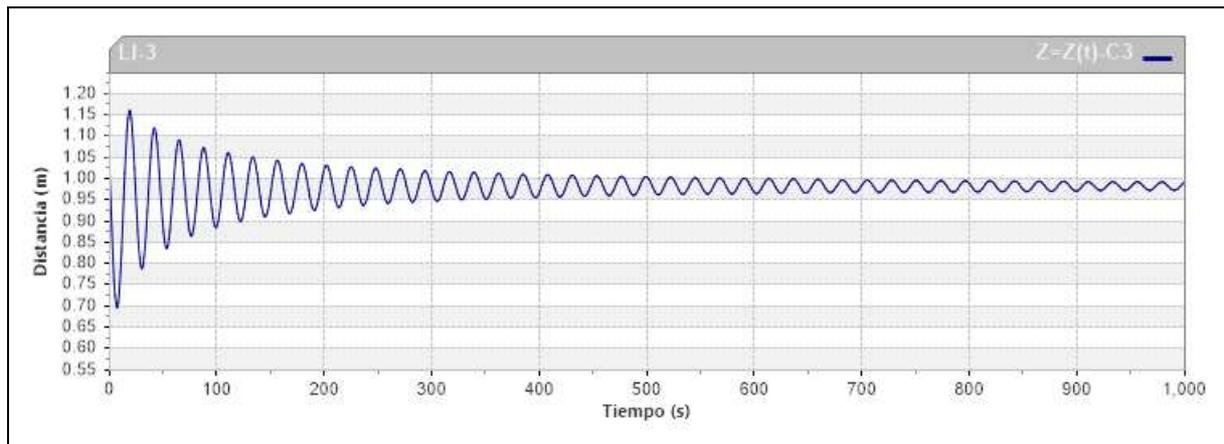


Imagen 27 Variación del nivel del agua en el Calderín.

Luego de reiteradas simulaciones se propone como solución óptima un calderín de 1000 litros (modelo 1000 AMR, del catálogo de IBAIONDO). Con este se logró solucionar el problema de las depresiones generadas por el paro accidental del grupo de bombeo en el tramo de impulsión. Asimismo se verificó que las presiones mínimas no sean inferiores a la atmosférica, siendo ahora la mínima para el tramo en mención el valor de 2.01 mca. Con ello garantizamos la integridad de la tubería de impulsión ante posibles fallos por presiones negativas en la misma. También se redujo la sobrepresión generada en el grupo de bombeo a 192.08 mca, valor muy por debajo de la presión nominal de la tubería de 300 mm (49 bar).

AMR (altas presiones)

Acumuladores hidroneumáticos de membrana

Grupos de presión

- Membrana recambiable según EN 13831, apta para agua potable
- Conexión de agua de latón
- Tapa de inspección superior con conexión roscada de 1"
- Temperatura: -10° C +100° C
- Pintura epoxi roja
- Precarga de aire: 1,5 bar
- Certificado CE, conforme a la Directiva 97/23/CE



Modelos verticales 16 - 20 bar

Peso (Kg)	Código	Modelo	Capacidad (Lt)	Presión Máx. (bar)	Dimensiones		R Conexión agua
					Ø D (mm)	H (mm)	
33	05100031	100 AMR	100	16	485	805	1 1/2"
55	05150031	150 AMR	150	16	485	1155	1 1/2"
62	05220031	220 AMR	200	16	485	1400	1 1/2"
79	05350031	350 AMR	300	16	485	1965	1 1/2"
165	05500031	500 AMR	500	16	600	2065	1 1/2"
233	05700031	700 AMR	700	16	700	2145	1 1/2"
341	05900311	900 AMR	900	16	800	2155	1 1/2"
500	05910031	1000 AMR	1000	16	850	2225	2"
625	05914031	1400 AMR	1400	16	1000	2210	2"
70	03150401	150 AMR	150	20	485	1155	1 1/2"
90	03220401	220 AMR	200	20	485	1400	1 1/2"
153	03350401	350 AMR	300	20	485	1965	1 1/2"
234	03500401	500 AMR	500	20	600	2065	1 1/2"
328	03700401	700 AMR	700	20	700	2145	1 1/2"
605	03910401	1000 AMR	1000	20	850	2225	2"
666	03914401	1400 AMR	1400	20	1000	2210	2"

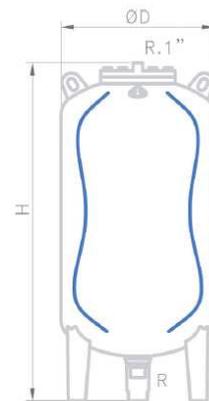


Imagen 28 Datos técnicos del catálogo de IBAIONDO para el calderín propuesto en la LI-3.

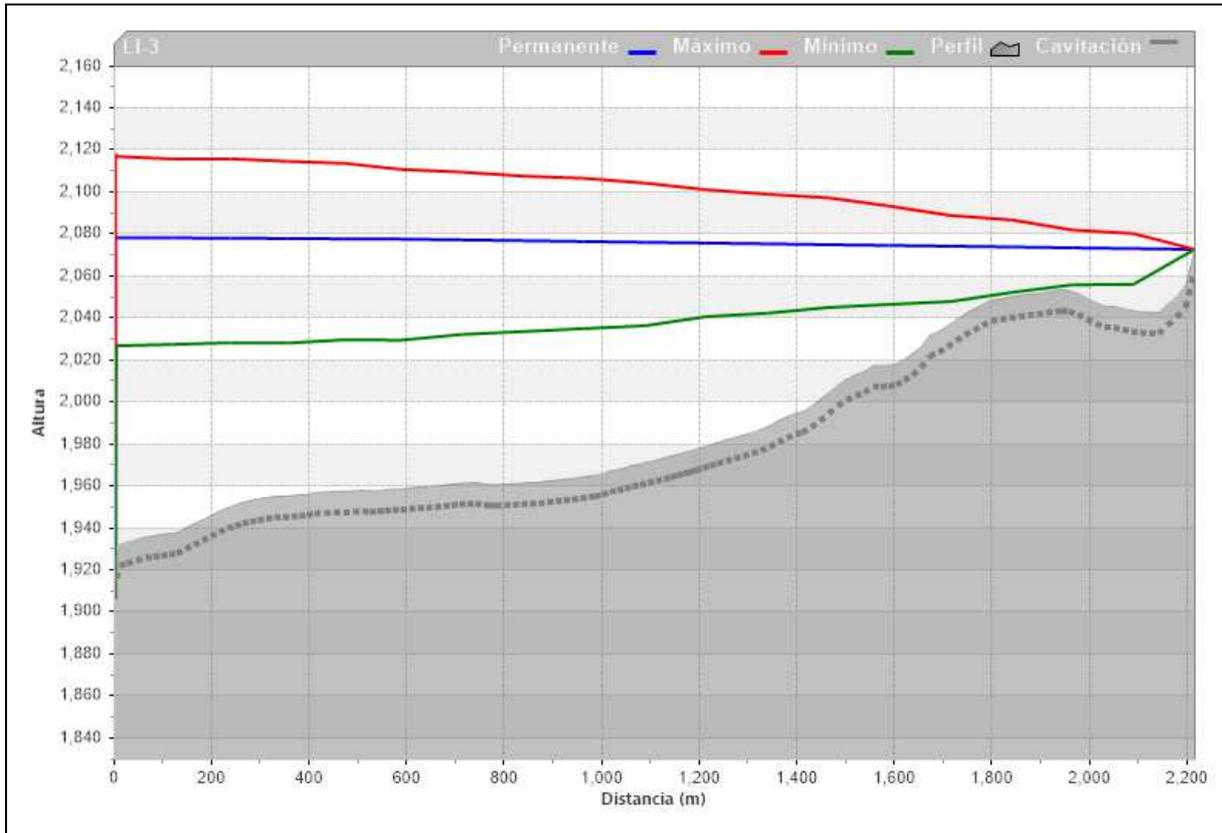


Imagen 29 Envoltorio de alturas piezométricas en el tramo de impulsión con calderín de 1000 litros como solución a las depresiones producidas

En la imagen siguiente se muestra el sistema propuesto con todos los elementos de protección y cumpliendo todas las restricciones establecidas.

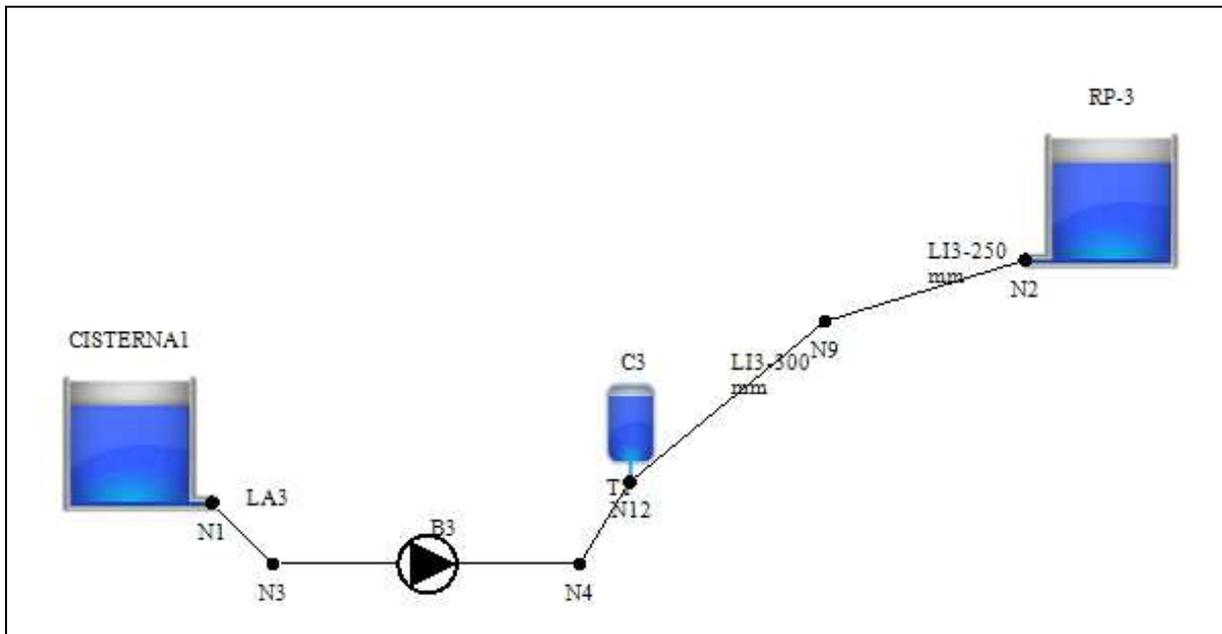


Imagen 30 Esquema del modelo final propuesto como solución en la LI3

7.5. Estudio de la Línea de Impulsión LI4

7.5.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo

Datos del Sistema

Los datos obtenidos para la instalación son:

Tabla 60 Datos básicos de la instalación en la impulsión LI4

Longitud tramo de aducción	25.01	m
Longitud tramo Impulsión	349.56	m
Cota estación de bombeo	1992.00	m
Cota salida Cisterna 2	1993.09	m
Cota entrada Depósito 4	2067.50	m
Cota lámina Cisterna 2	1996.00	m
Cota lámina Depósito 4	2071.00	m
Desnivel entre depósitos:	74.41	m
Material de la conducción:	PVC	
Módulo de Young conducción	2950	MPa
Espesor conducción	3.50	mm
Presión máxima	16.00	bar
Diámetro nominal del tubo	150.00	mm
Rugosidad de proyecto	0.10	mm
Velocidad en la tubería	0.528	m/s

Cálculo del Caudal

Con los datos de la Tabla 60 se determina el caudal en régimen permanente de acuerdo a:

$$Q = V \times A = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} = 0.00994 \frac{m^3}{s}$$

Cálculo de la altura de bombeo necesaria

De acuerdo al perfil, diámetro y caudal obtenidos, determinamos la presión residual en la estación de bombeo de la siguiente manera:

$$Z_{Dep1} = Z_{EB} + \frac{P_{EB}}{\gamma} + h_f$$

Para ello calculamos las pérdidas en el tramo de acuerdo a:

$$h_f = \frac{8 \times f \times L \times Q^2}{\pi^2 \times 9.81 \times D^5}$$

Donde:

L= Longitud del tramo (25.01 m para aducción y 349.56 m para la impulsión; dato Tabla 60)

D= Diámetro de la tubería (300 mm; dato Tabla 60)

Determinamos el factor de fricción con la fórmula de Swamme, mostrada a continuación:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{D \times 3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.0217$$

Donde:

ε =Rugosidad del material (Fundición Dúctil = 0.1)

Re= Número de Reynolds

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} = 78958.62$$

Donde:

V= Velocidad (0.528 m/s; dato Tabla 60)

v= Viscosidad cinemática del agua a 20° C (1.003E-06 m2/s)

Con lo que obtenemos para el tramo de Aducción:

Tabla 61 Cálculo hidráulico tramo de aducción LI4

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Aducción	J-737	1993.09	0		0
	Bomba B-4	1992.00	25.01	0.05	1993.08

De manera análoga se obtiene el cálculo hidráulico para el tramo de impulsión, presentado a continuación los resultados obtenidos:

Tabla 62 Cálculo hidráulico tramo de impulsión LI4

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Impulsión	Bomba B-4	1992.00	25.01	0	2071.72
	RP-4	2071.00	349.56	0.72	0

De acuerdo a los resultados obtenidos calculamos la altura de bombeo necesaria:

$$H_B = 2071.72 - 1993.08 = 78.64 \text{ mca}$$

Con los valores calculados obtenemos el perfil longitudinal y piezométrico, que se muestra a continuación:

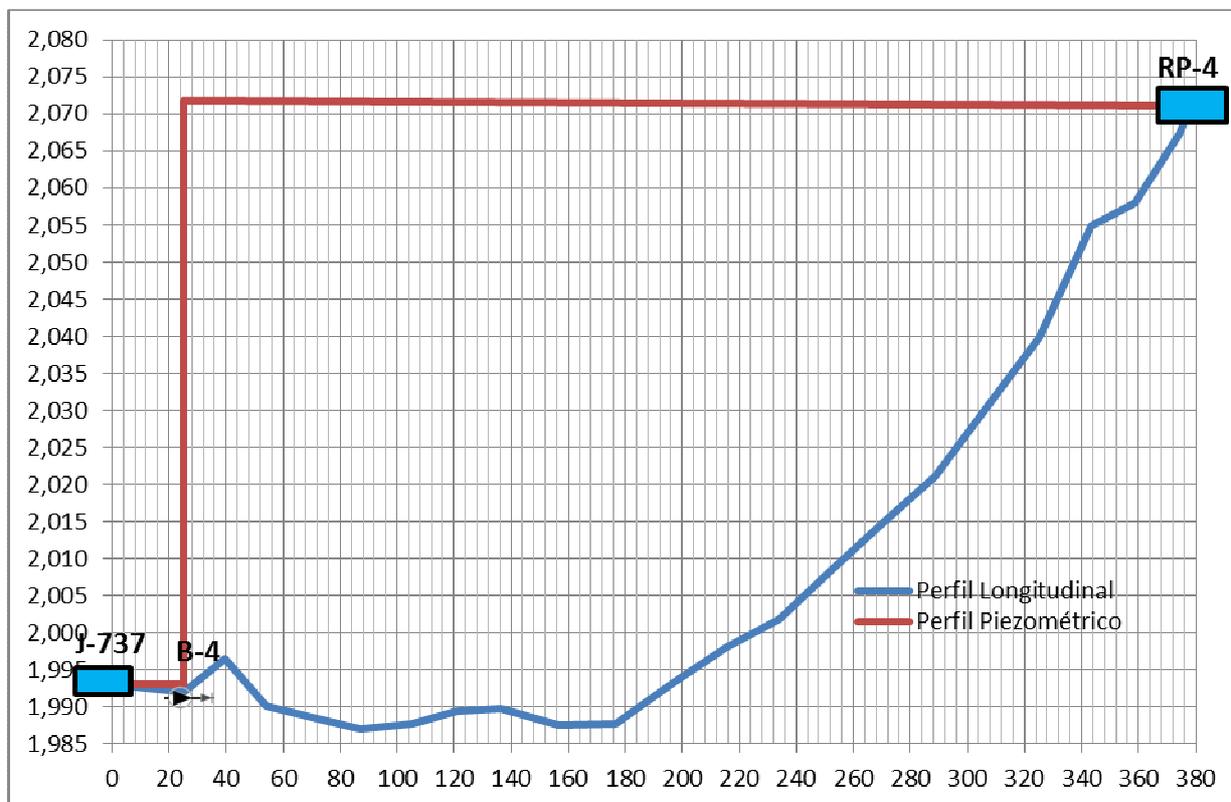


Imagen 31 Perfil longitudinal y piezométrico de la línea LI4

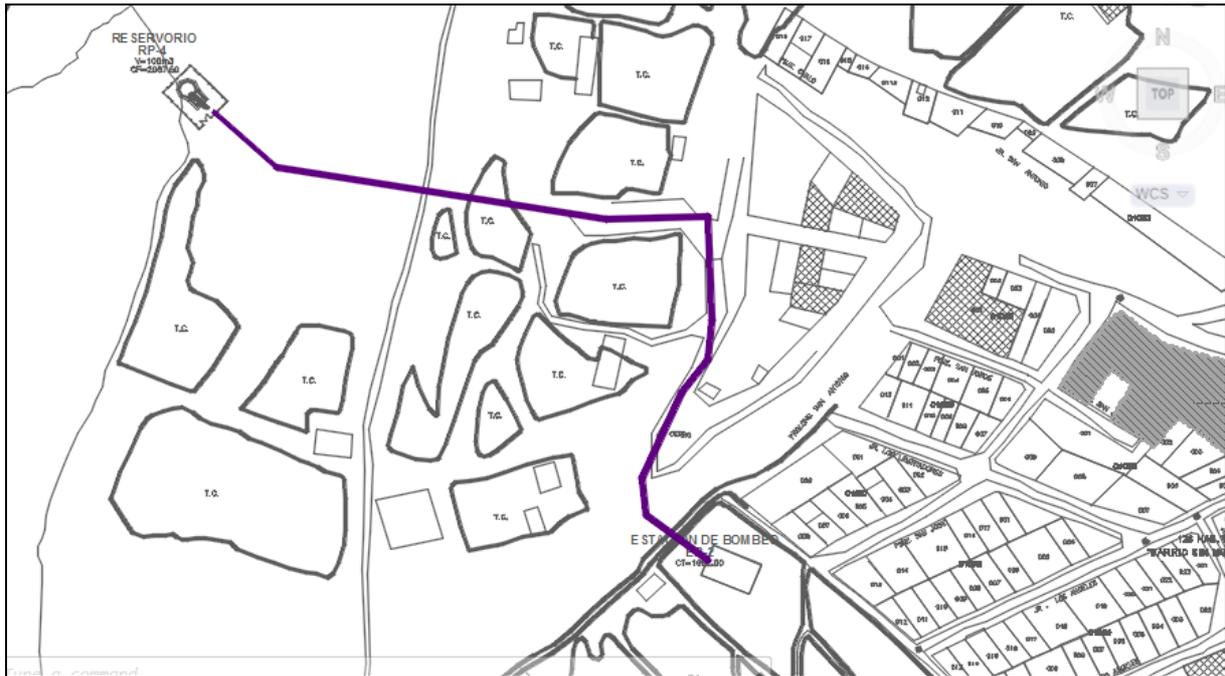


Imagen 32 Ubicación de la línea de impulsión LI4 en el plano catastral del distrito de Pillco Marca

7.5.2. Características de la Bomba B-4

Con los datos de caudal ($0.00994 \text{ m}^3/\text{s}$) y altura de bombeo (78.64 mca) obtenidos, procedemos a elegir la bomba. Para el presente caso se obtuvo del catálogo de bombas de Ebara de grupos de presión automáticos (EEP5/E/02).

EVMG 32 5/6 F5

CAMPOS DE TRABAJO EVMG - 1 bomba (según ISO 9906 / 2)

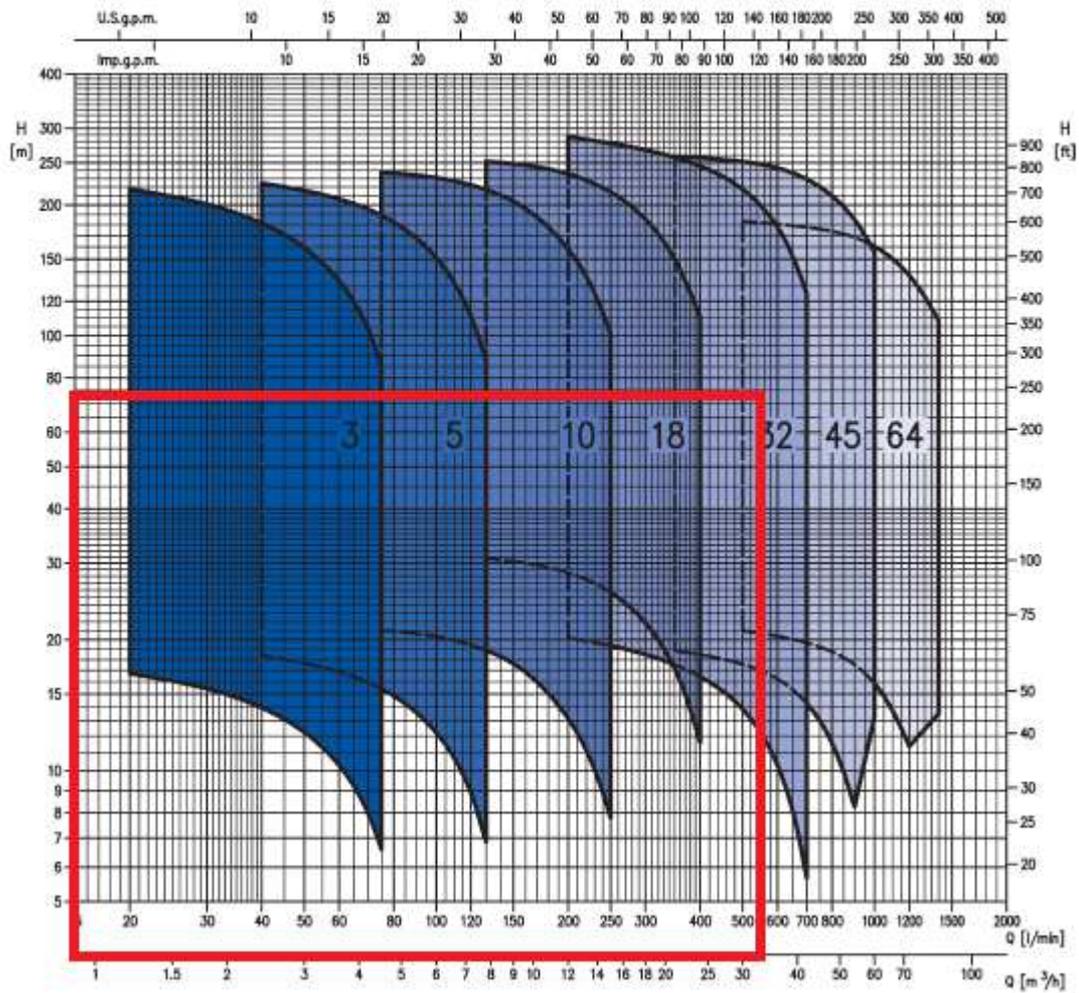


Imagen 33 Campo de trabajo, catálogo Bombas Ebara

De acuerdo al catálogo al ubicar el punto de funcionamiento en el campo de trabajo de las bombas, se recomienda el modelo EVMG 32 5/6 F5, cuya curvas características se muestran a continuación:

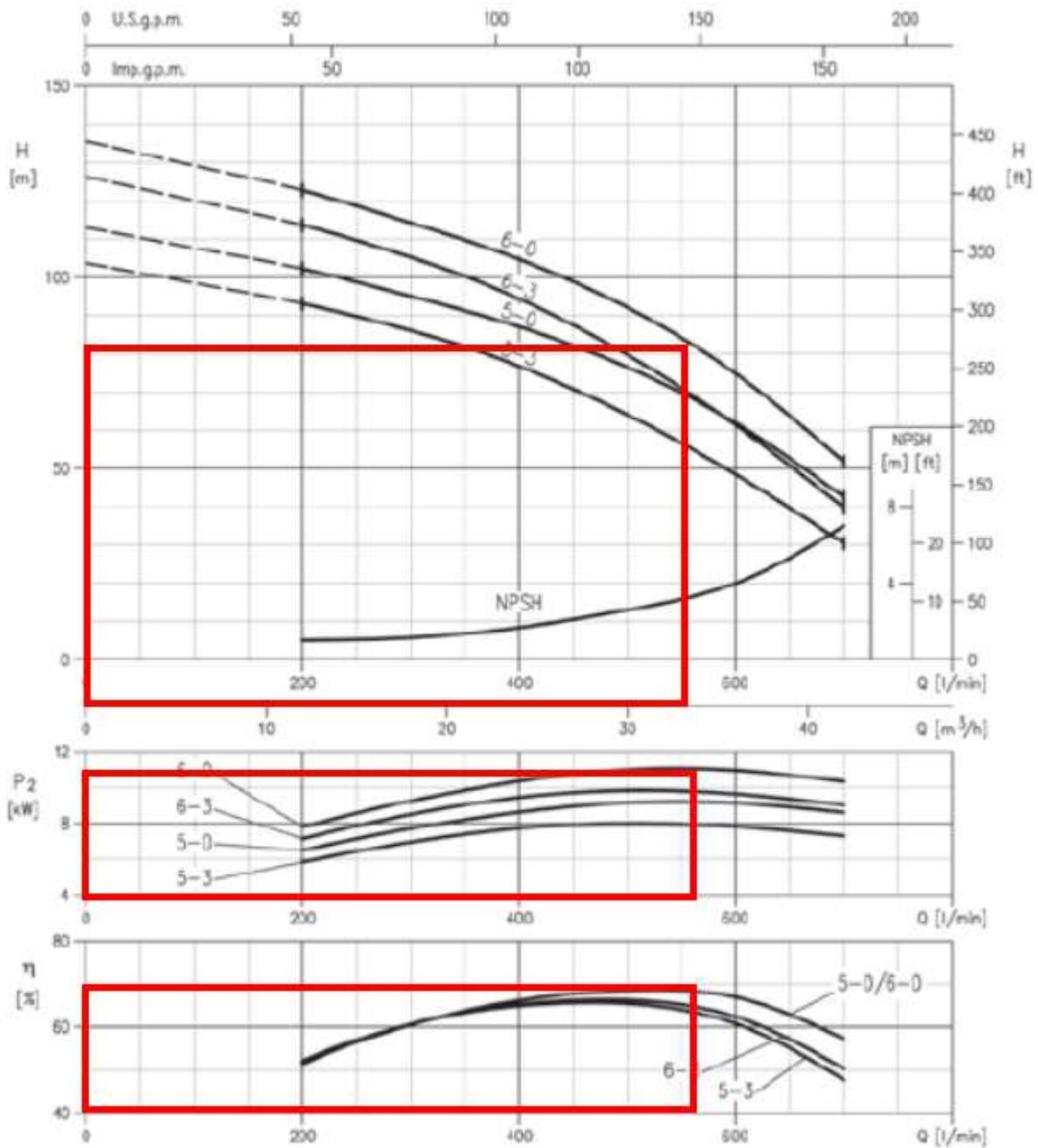


Imagen 34 Bomba EVMG 32 5/6 F5

Finalmente seleccionamos la bomba cuyo modelo es EVMG 32 5/6 F5. Con punto óptimo de funcionamiento en $Q_b=559.80$ lpm y $H_b=80$ mca, un rendimiento de 70 %, velocidad de giro nominal de 3000 Rpm, potencia de 11.00 Kw. Cabe mencionar que tendrían que considerarse para el presente proyecto 2 bombas. Una sería la de reserva ante el posible fallo de la bomba en funcionamiento. Para el cálculo y simulación de los transitorios hidráulicos usaremos el programa Allievi; para ello es necesario el cálculo de distintos parámetros que a continuación se detallan.

7.5.3. Cálculo de la Celeridad:

La celeridad se calculó de acuerdo a:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} = 258.11 \text{ m/s}$$

Donde:

K= Módulo de compresibilidad del fluido (para el agua= 2.074E+09 N/m2).

ρ = Densidad del fluido (agua=1000 kg/m3)

E= Módulo de Young (PVC =2950 MPa; datos Tabla 60).

e= Espesor (3.5 mm; datos Tabla 60).

D= Diámetro interior de la tubería (150 mm; datos Tabla 60)

7.5.4. Cálculo de la Inercia:

Se realizó bajo el mismo razonamiento del descrito en el apartado 7.3.4 Cálculo de la Inercia para la línea de impulsión LI-2

Tabla 63 Valores obtenidos para la inercia del sistema en la LI4

Autor	Inercia (kg*m ²)
Allievi	0.0400
Linton	0.0745
Bureau of reclamation	0.0581
Wylie et al	0.0160
$I=0.5*M_{\text{agua}}*R^2$	0.0014
$I=0.5*M_{\text{broce}}*R^2$	0.0115

Entonces el rango de la inercia del sistema debe estar comprendido entre 0.0014 – 0.0115 kg*m². Ante la ausencia de datos ensayados y por carencia del mismo dentro de la información que proporciona el fabricante de la bomba, se eligió el valor de 0.010 kg*m² como valor de la inercia para el sistema. Con todos los valores de los parámetros ya definidos, se cargó el modelo en Allievi.

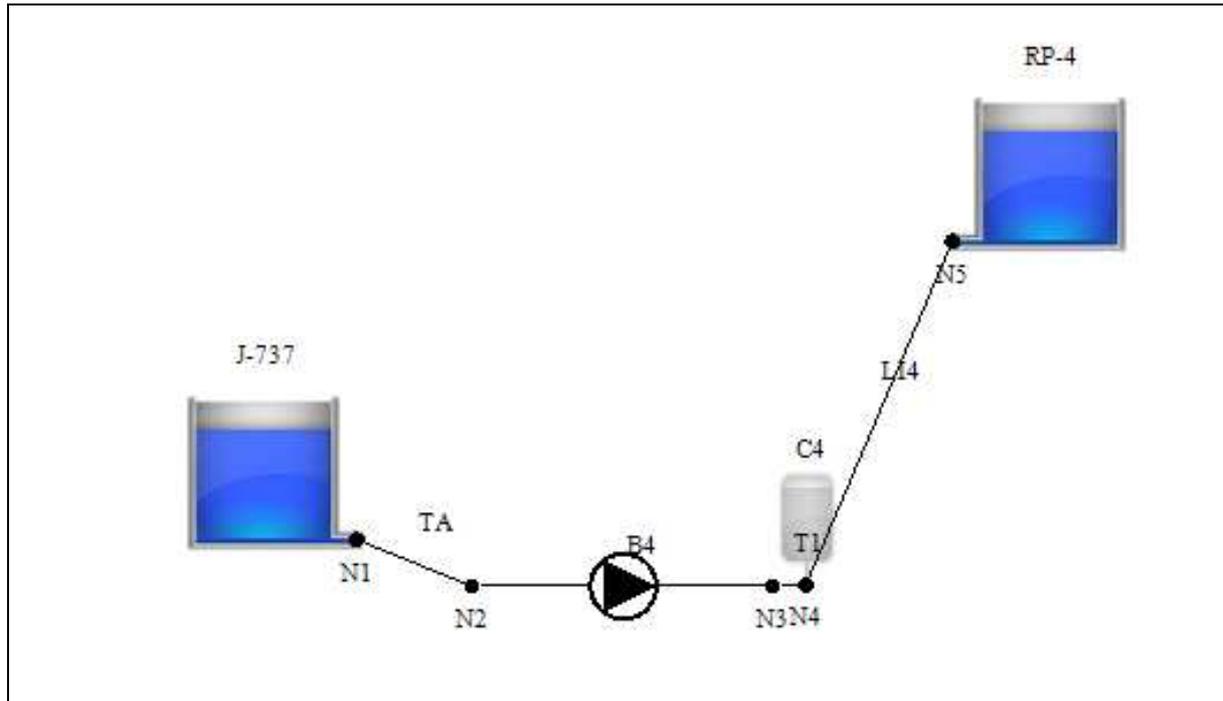


Imagen 35 Modelo del proyecto en Allievi para la LI4

7.5.5. Resultados en Régimen Permanente:

A continuación se detalla la información obtenida de los resultados en régimen permanente:

- El caudal final de la simulación es de 9.93 lps con una altura de bombeo de 80.89 mca para un rendimiento de 69%. Siendo el valor del caudal similar al calculado inicialmente y encontrándose este punto dentro de la curva característica de la bomba se considera válido el cálculo inicial realizado.
- La velocidad obtenida es de 0.56 m/s, adecuada para el sistema por encontrarse dentro de los estándares mínimos (0.5 m/s) y máximos (5 m/s) de velocidades permisibles de acuerdo al reglamento peruano.

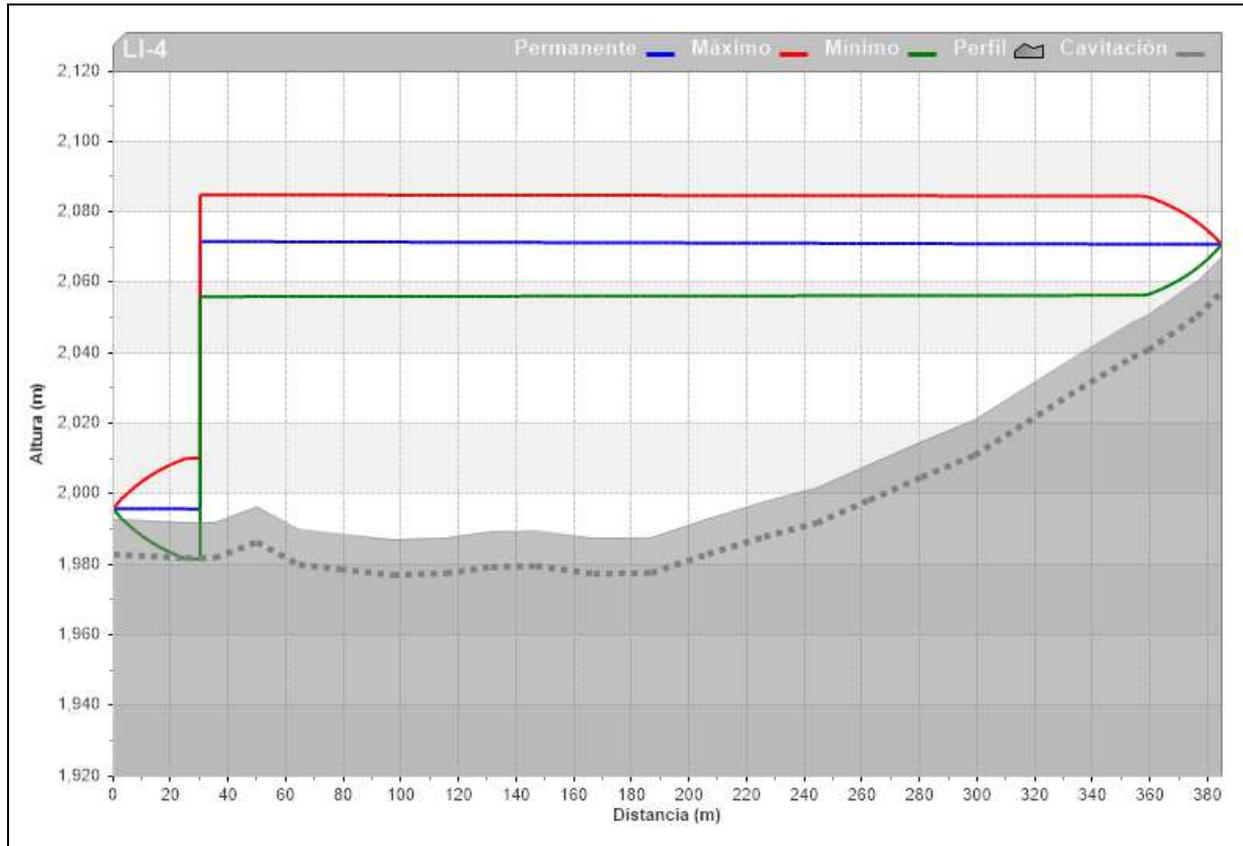


Imagen 36 Envoltorio de alturas piezométricas en LI4

7.5.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:

Del estudio del transitorio originado por la parada accidental de los grupos de bombeo, se tiene las siguientes observaciones:

- Las principales depresiones se producen en el tramo de aducción. Resultando el mínimo valor el de -10.30 mca, como consecuencia de la primera onda depresiva en el tramo de aducción. Este fenómeno se produce para el instante 0.439 segundos de la simulación.
- Las principales sobrepresiones se producen en el tramo de impulsión. Resultando el máximo valor el de 97.77 mca, que se produce en la progresiva 64.73 m. Esto puede apreciarse con claridad para el tiempo 05.219 segundos de la simulación.

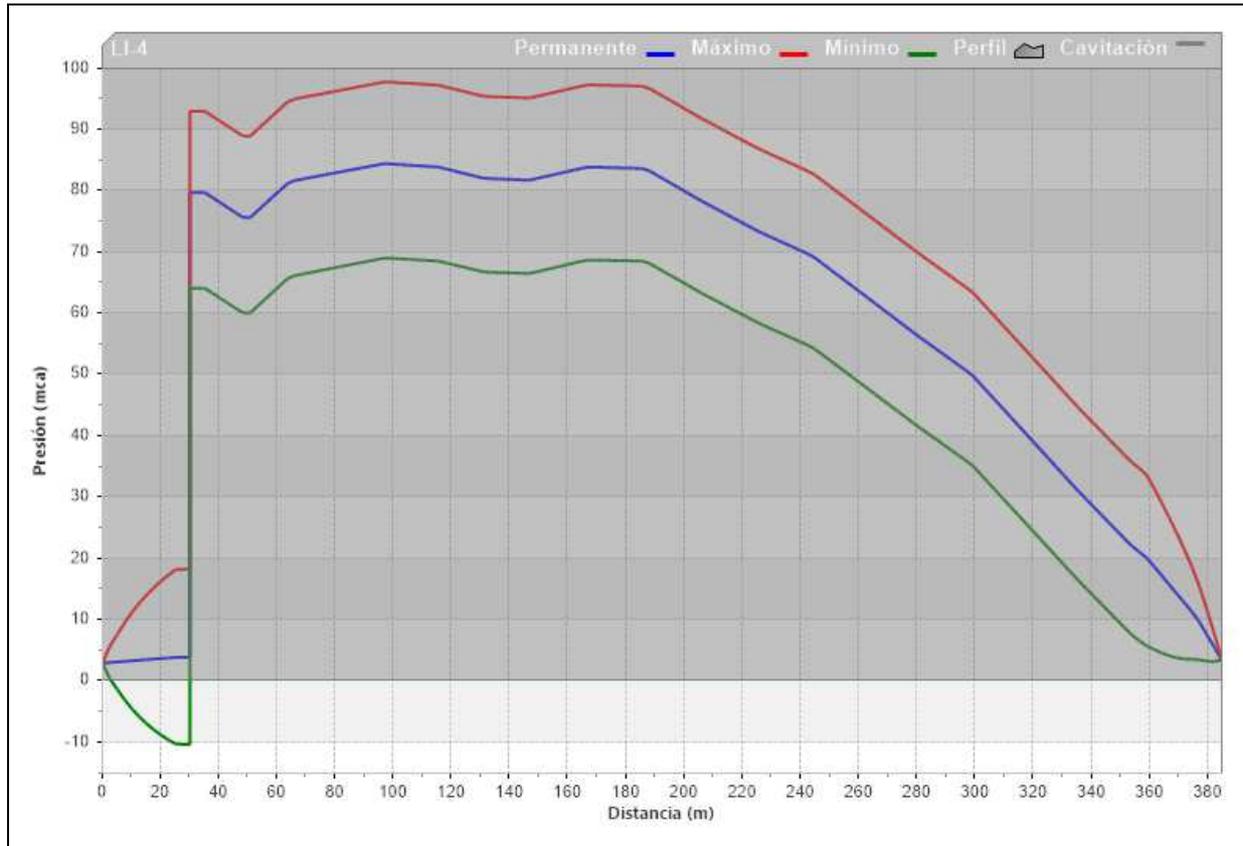


Imagen 37 Envolvente de presiones en LI4

- Si bien la presión nominal de las tuberías en los tramos en estudio es de 160 mca y la máxima sobrepresión alcanzada por las mismas es de 97.77 mca , ello generado por la parada de la bomba. Estas condiciones resultan inaceptables para el tramo en aducción dadas las depresiones producidas en éste (-10.30 mca). Independientemente de las presiones máximas admisibles de los tramos de aducción e impulsión, la presencia de estas importantes depresiones hace necesario la instalación de algún elemento de protección.

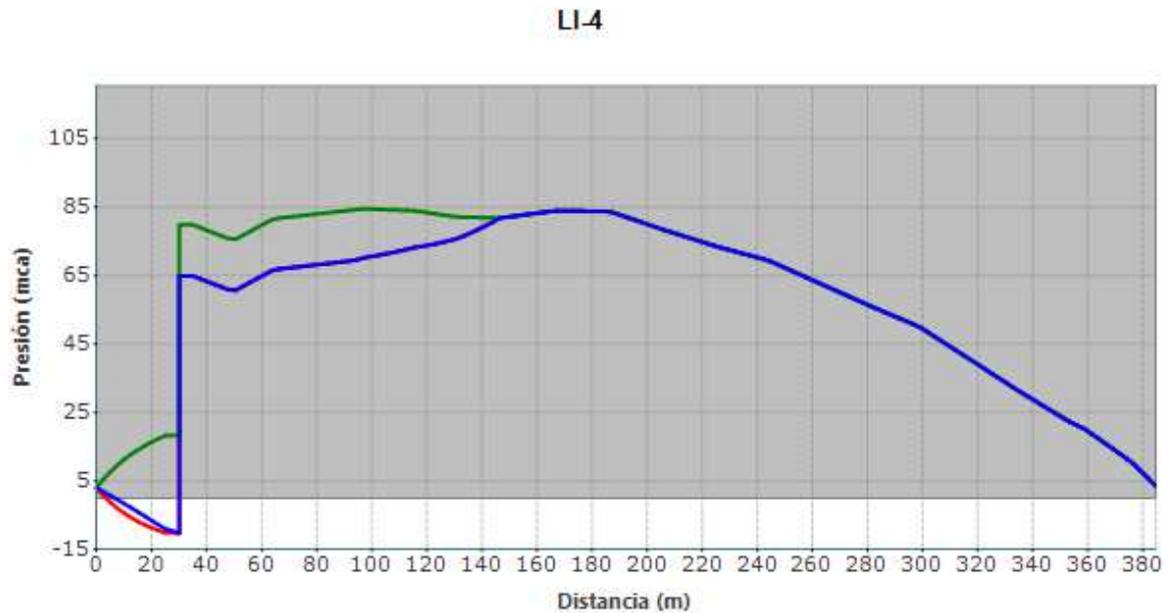


Imagen 38 Instante 0.439 segundos de la simulación en dónde se aprecia la mínima depresión en el tramo de aducción para la LI4

7.5.7. Dimensionado de las Estrategias de Protección:

En vista a los resultados del sistema debe instalarse un dispositivo de protección que sea capaz de controlar las depresiones generadas, por ser esta el principal problema generado tras la parada del grupo de bombeo. Por ello como primera medida se propone la instalación de una válvula de alivio a la entrada de la estación de bombeo.

Diseño de la Válvula de Alivio:

La solución propuesta para mitigar las depresiones en el tramo de aducción es la instalación en de una válvula de alivio, a la entrada de la estación de bombeo. Lo que se pretende es mitigar la sobrepresión generada en el mismo punto en que ésta se genera, de manera que con ello luego se minimicen las depresiones ocasionadas por la misma. En base a lo descrito se realizaron diferentes simulaciones con distintas presiones de tarado para la válvula de alivio, analizando en cada momento las restricciones de sobrepresiones y depresiones generadas. Finalmente se opta por una válvula de alivio de 100 mm con presión de tarado de 30 mca (por encima de la máxima presión en régimen permanente del tramo de aducción) y un tiempo de descarga de 990 segundos para un caudal máximo de 3.2 lps.

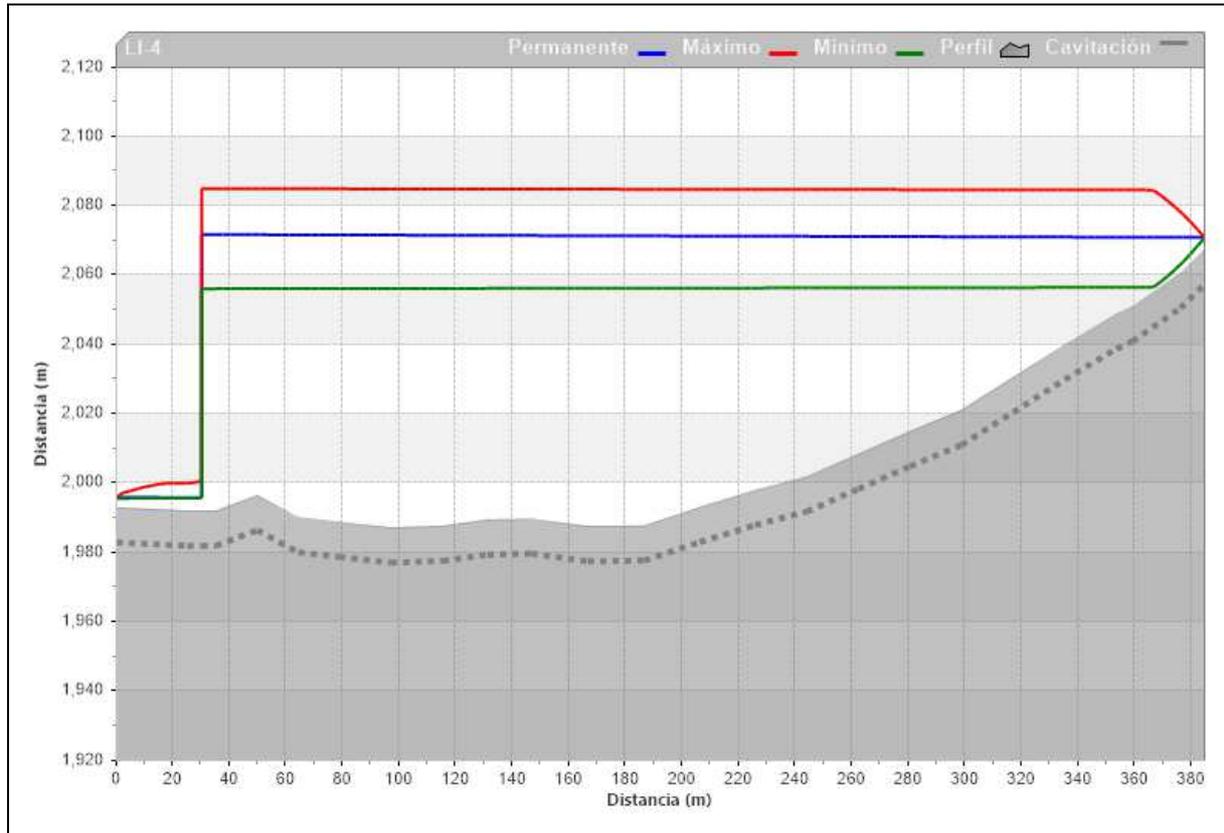


Imagen 39 Envoltorio de alturas piezométricas con la válvula de alivio para el tramo de aducción LI4

En la siguiente imagen se muestra el sistema propuesto con todos los elementos de protección y cumpliendo todas las restricciones establecidas.

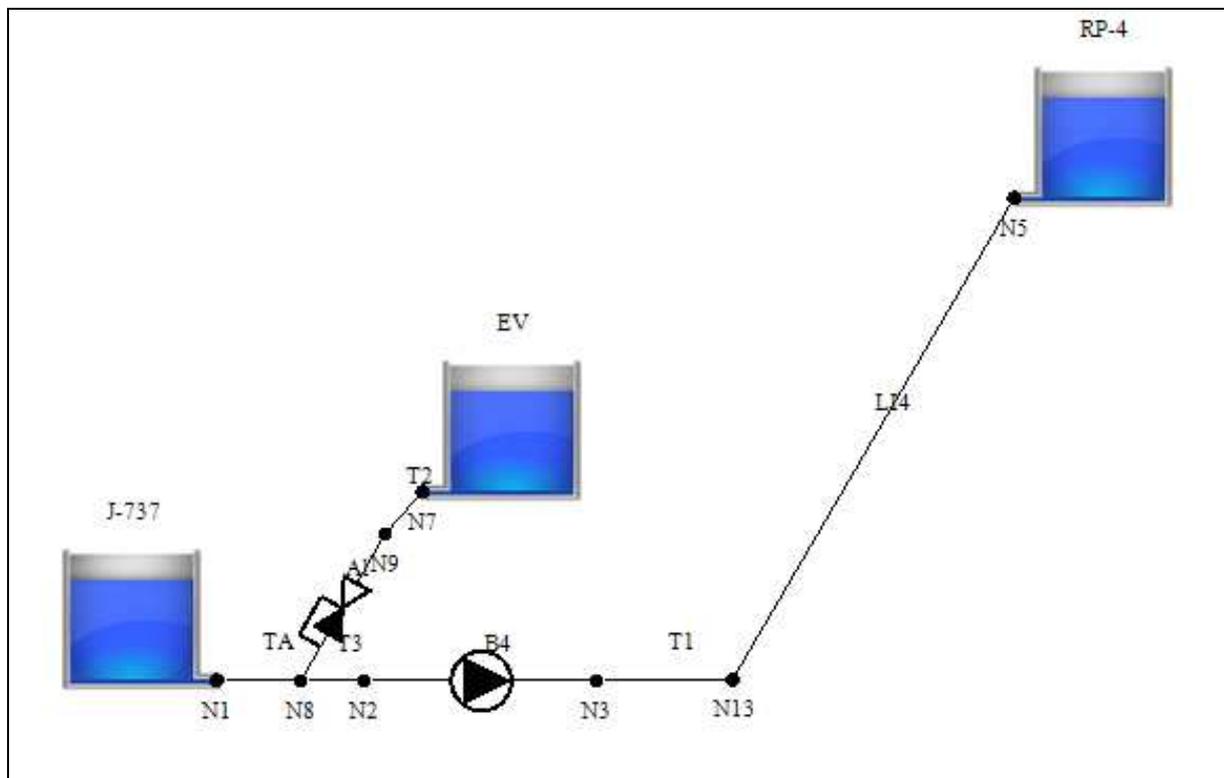


Imagen 40 Esquema del modelo final propuesto como solución en la LI4

7.6. Estudio de la Línea de Impulsión LI5

7.6.1. Determinación del Caudal y Altura de Bombeo

Datos del Sistema

Los datos obtenidos para la instalación son:

Tabla 64 Datos básicos de la instalación en la impulsión LI5

Longitud tramo de aducción	5.00	m
Longitud tramo impulsión	498.02	m
Cota estación de bombeo	2067.50	m
Cota salida EB-3	2067.50	m
Cota entrada RP-5	2098.00	m
Cota lámina EB-3	2070.50	m
Cota lámina RP-5	2098.00	m
Longitud tramo de aducción	5.00	m
Material de la conducción	PVC	
Módulo de Young conducción	2950	MPa
Espesor conducción	3.50	mm
Presión máxima	16.00	bar
Diámetro nominal del tubo	150.00	mm
Rugosidad de proyecto	0.10	mm
Velocidad en la tubería	0.562	m/s

Cálculo del Caudal

Con los datos de la Tabla 64 se determina el caudal en régimen permanente de acuerdo a:

$$Q = V \times A = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} = 0.00994 \frac{m^3}{s}$$

Cálculo de la altura de bombeo necesaria

De acuerdo al perfil, diámetro y caudal obtenidos, determinamos la presión residual en la estación de bombeo de la siguiente manera:

$$Z_{Dep1} = Z_{EB} + \frac{P_{EB}}{\gamma} + h_f$$

Para ello calculamos las pérdidas en el tramo de acuerdo a:

$$h_f = \frac{8 \times f \times L \times Q^2}{\pi^2 \times 9.81 \times D^5}$$

Donde:

L= Longitud del tramo (5 m para aducción y 498.02 m para la impulsión; dato Tabla 64)

D= Diámetro de la tubería (150 mm; dato Tabla 64)

Determinamos el factor de fricción con la fórmula de Swamme, mostrada a continuación:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{D \times 3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.0215$$

Donde:

ε =Rugosidad del material (Fundición Dúctil = 0.1)

Re= Número de Reynolds

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} = 84120.98$$

Donde:

V= Velocidad (0.562 m/s; dato Tabla 64)

v= Viscosidad cinemática del agua a 20° C (1.003E-06 m²/s)

Con lo que obtenemos para el tramo de aducción:

Tabla 65 Cálculo hidráulico tramo de aducción LI5

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Aducción	RP-3	2070.50	0.00		0.00
	Bomba B-5	2067.50	5.00	0.01	2067.49

De manera análoga se obtiene el cálculo hidráulico para el tramo de impulsión, presentado a continuación los resultados obtenidos:

Tabla 66 Cálculo hidráulico tramo de impulsión LI5

	Tramo	Cota (m)	Long (m)	Hf (m)	P/γ
Impulsión	Bomba B-5	2067.50	498.02	0.00	2099.15
	RP-5	2098.00	498.02	1.15	2097.50

De acuerdo a los resultados obtenidos calculamos la altura de bombeo necesaria:

$$H_B = 2071.72 - 1993.08 = 31.67 \text{ mca}$$

Con los valores calculados obtenemos el perfil longitudinal y piezométrico, que se muestra a continuación:

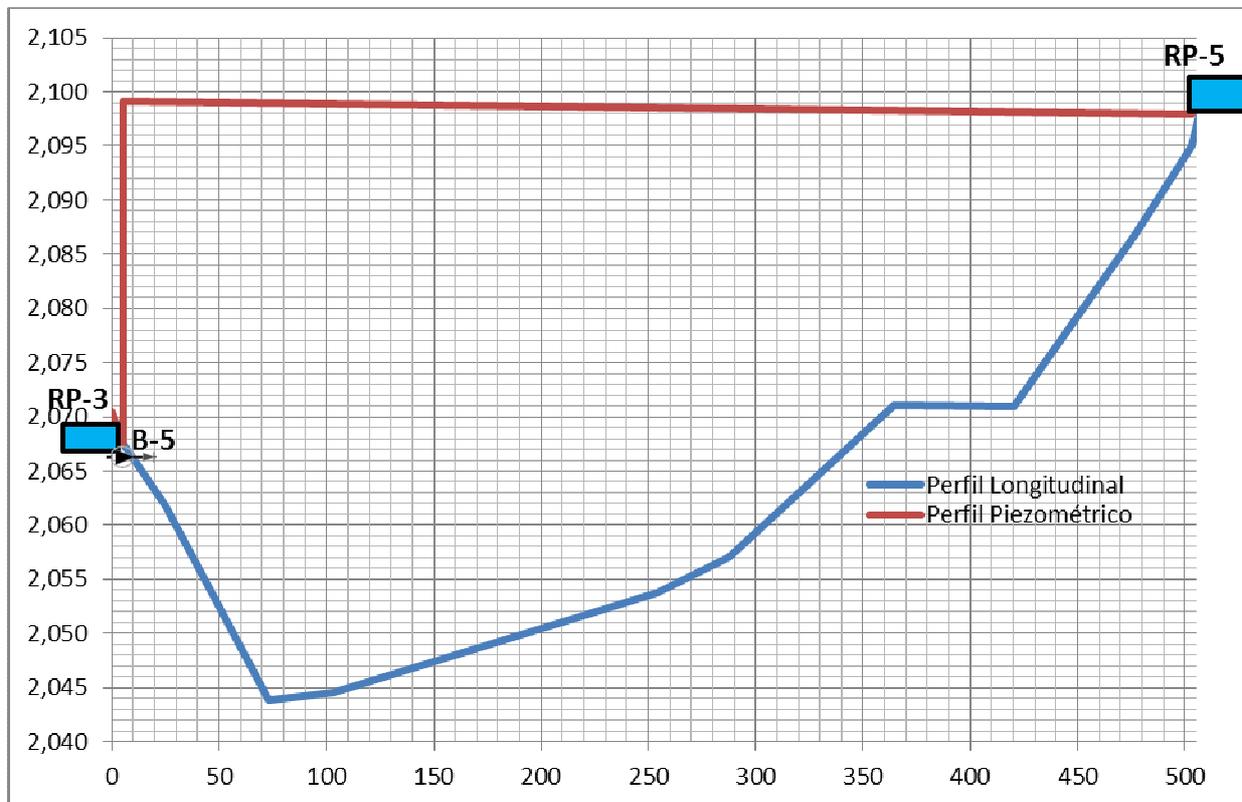


Imagen 41 Perfil longitudinal y piezométrico de la línea LI5

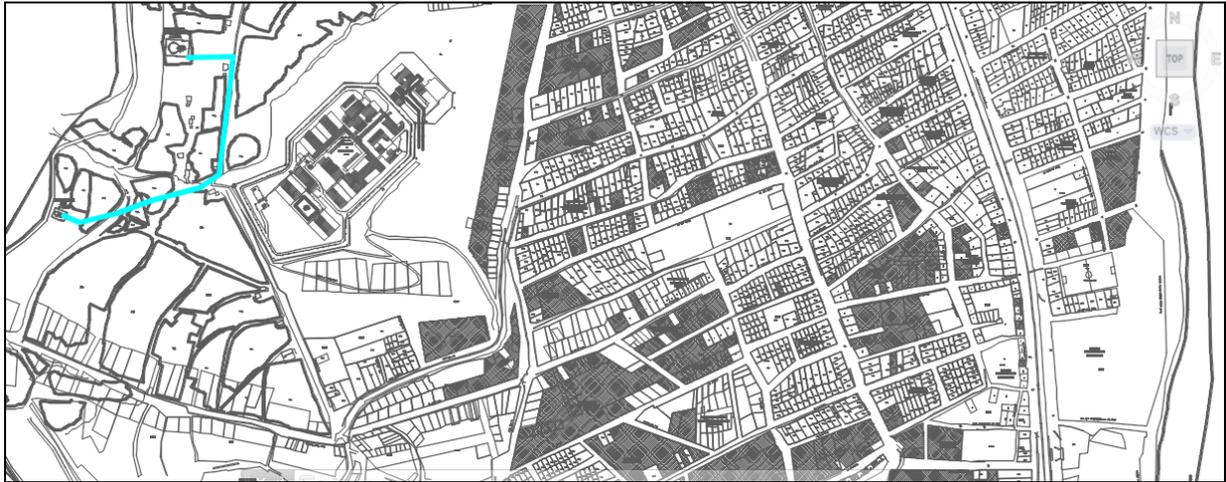


Imagen 42 Ubicación de la línea de impulsión LI5 en el plano catastral del distrito de Pillco Marca

7.6.2. Características de la Bomba B-5

Con los datos de caudal ($0.00994 \text{ m}^3/\text{s}$) y altura de bombeo (34.00 mca) obtenidos, procedemos a elegir la bomba. Para el presente caso se obtuvo del catálogo de bombas de Ebara de grupos de presión automáticos (EEP5/E/02).

CAMPOS DE TRABAJO EVMG - 1 bomba (según ISO 9906 / 2)

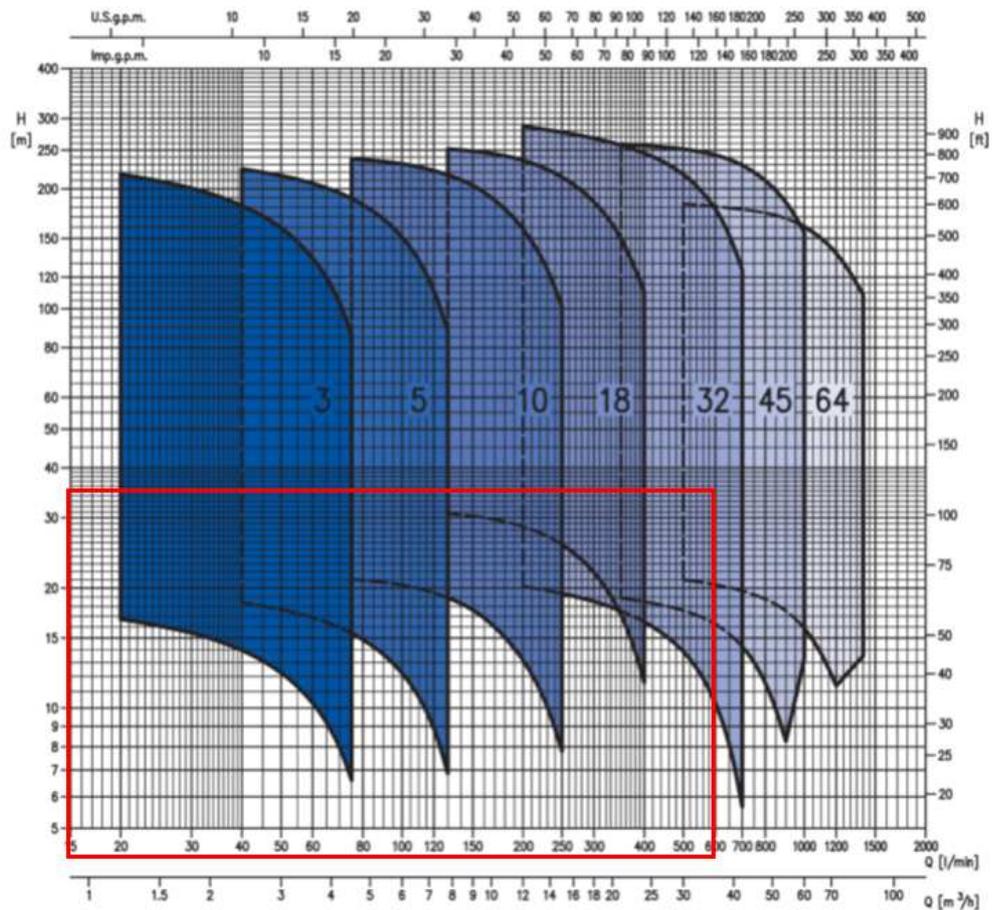


Imagen 43 Campo de trabajo, catálogo Bombas Ebara

De acuerdo al catálogo al ubicar el punto de funcionamiento en el campo de trabajo de las bombas, nos recomienda el modelo EVMG 45 1/2 F5, cuya curvas características se muestran a continuación:

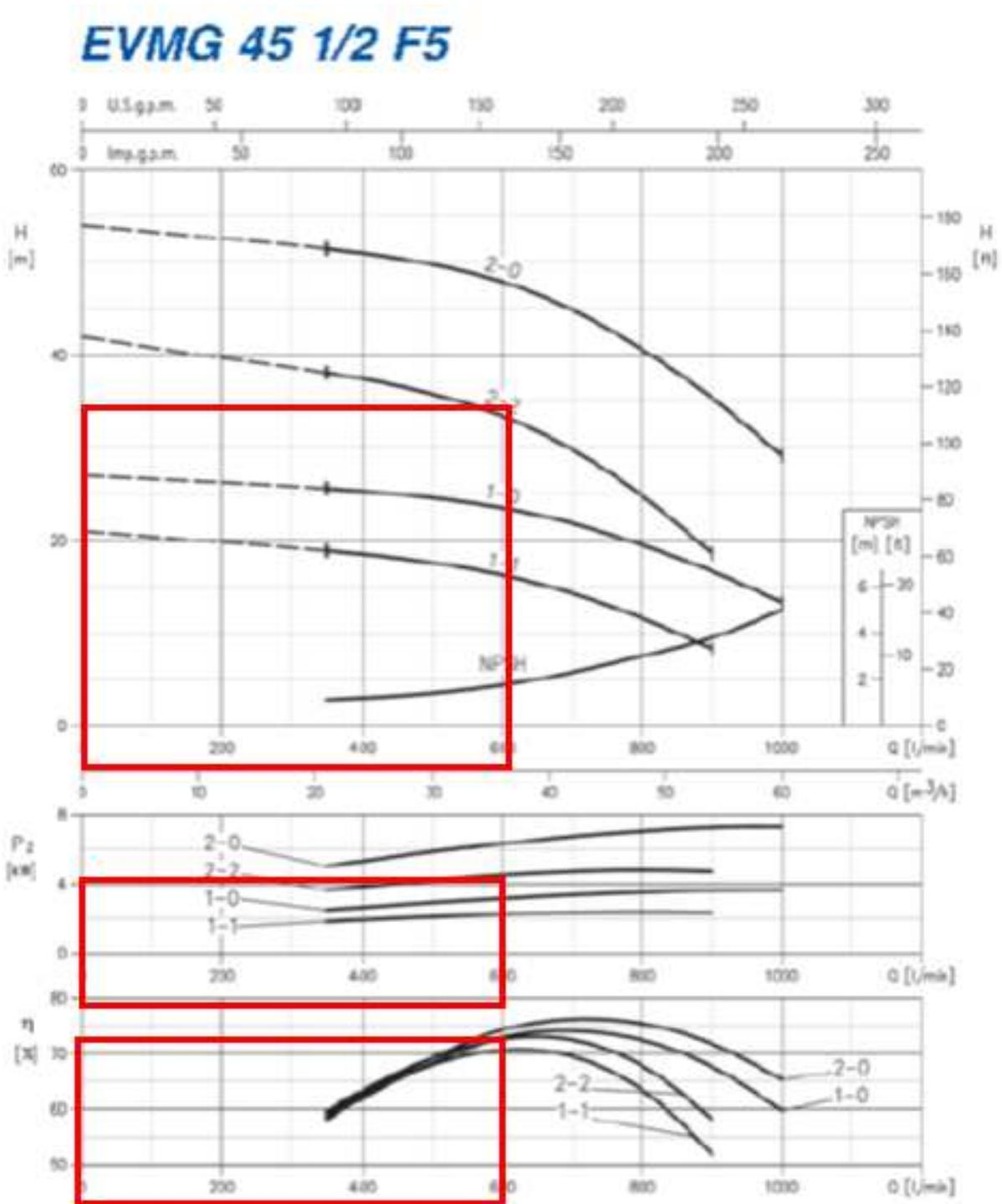


Imagen 44 Bomba EVMG 45 1/2 F5

Finalmente, seleccionamos la bomba cuyo modelo es EVMG 45 1/2 F5; con punto óptimo de funcionamiento en $Q_b=600$ lps y $H_b=33.4$ mca con un rendimiento de 70 %, velocidad de giro nominal de 3000 Rpm, potencia de 5.50 Kw. Cabe mencionar que tendrían que

considerarse para el presente proyecto 2 bombas, ya que una sería la de reserva ante el posible fallo de la bomba en funcionamiento.

Para el cálculo y simulación de los transitorios hidráulicos usaremos el programa Allievi. Para ello es necesario el cálculo de distintos parámetros que a continuación se detallan.

7.6.3. Cálculo de la Celeridad:

La celeridad se calculó de acuerdo a:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} = 258.11 \text{ m/s}$$

Donde:

K= Módulo de compresibilidad del fluido (para el agua= 2.074E+09 N/m²).

ρ = Densidad del fluido (agua=1000 kg/m³)

E= Módulo de Young (PVC =2950 MPa; datos Tabla 64.

e= Espesor (3.5 mm; datos Tabla 64).

D= Diámetro interior de la tubería (150 mm; datos Tabla 64)

7.6.4. Cálculo de la Inercia:

Se realizó bajo el mismo razonamiento del descrito en el cálculo de la inercia para la línea de impulsión LI-2

Tabla 67 Valores obtenidos para la inercia del sistema en la LI5

Autor	Inercia (kg*m ²)
Allievi	0.0100
Linton	0.0276
Bureau of reclamation	0.0223
Wylie et al	0.0082
$I=0.5 \cdot M_{\text{agua}} \cdot R^2$	0.0020
$I=0.5 \cdot M_{\text{broce}} \cdot R^2$	0.0161

Entonces el rango de la inercia del sistema debe estar comprendido entre 0.0020 – 0.0161 kg*m². Ante la ausencia de datos ensayados y por carencia del mismo dentro de la información que proporciona el fabricante de la bomba, se eligió el valor de 0.010 kg*m² como valor de la inercia para el sistema. Con todos los valores de los parámetros ya definidos, se cargó el modelo en Allievi.

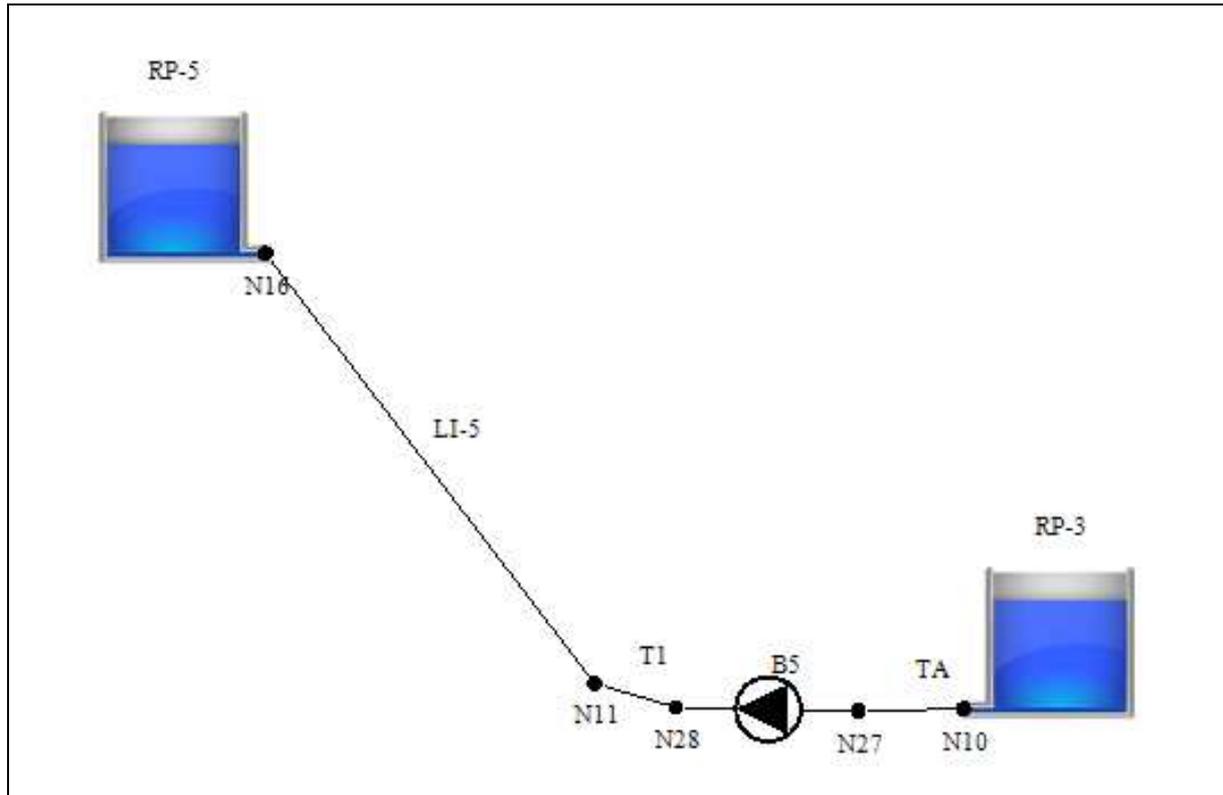


Imagen 45 Modelo del proyecto en Allievi para la LI5

7.6.5. Resultados en Régimen Permanente:

A continuación se detalla la información obtenida de los resultados en régimen permanente:

- Se obtuvo una altura de bombeo de 30.58 mca. El caudal final de la simulación es de 11.67 lps, siendo este caudal menor al calculado inicialmente pero encontrándose este punto dentro de la curva característica de la bomba y con rendimiento del 62%. Por lo cual se considera válido el cálculo inicial realizado.
- La velocidad obtenida es de 0.66 m/s, adecuada para el sistema por encontrarse dentro de los estándares mínimos (0.5 m/s) y máximos (5 m/s) de velocidades permisibles de acuerdo al reglamento peruano.

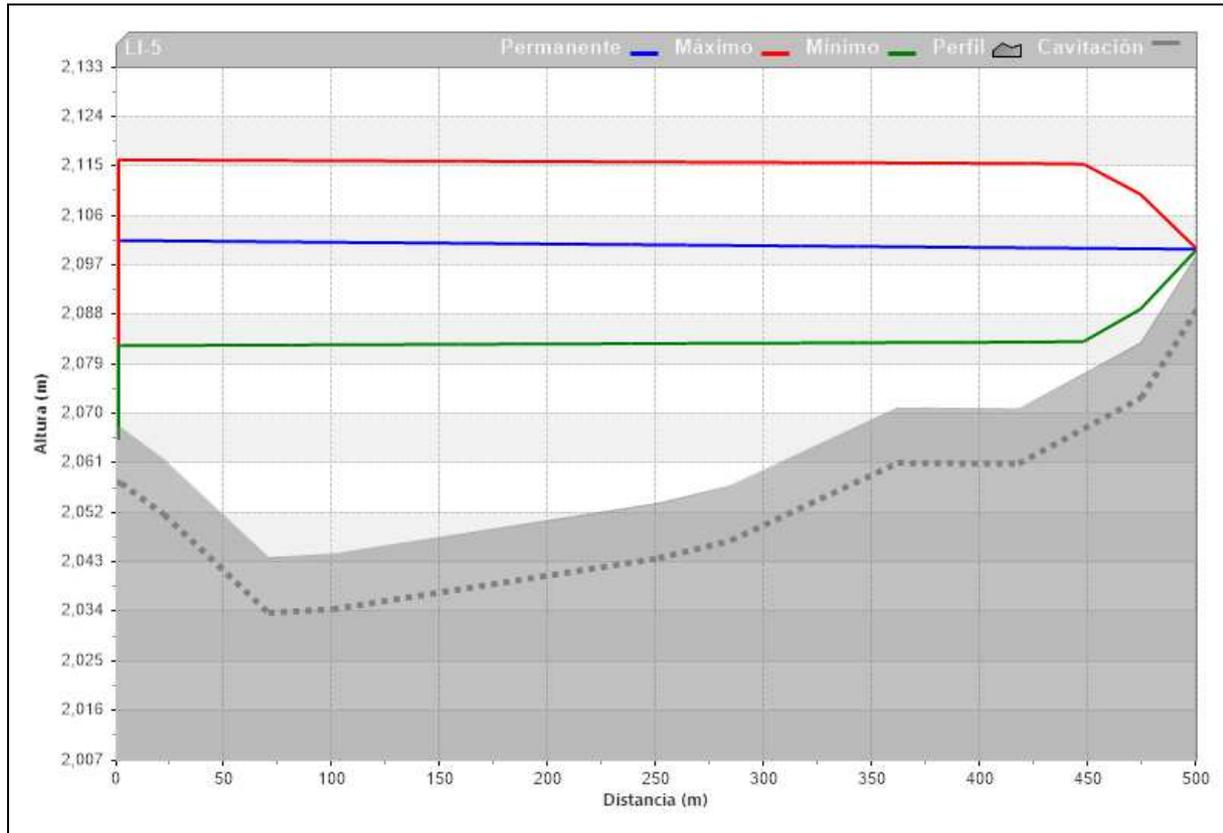


Imagen 46 Envolvente de alturas piezométricas en la LI5

7.6.6. Análisis del Fenómeno Transitorio:

Del estudio del transitorio originado por la parada accidental de los grupos de bombeo, se tiene las siguientes observaciones:

- No se producen depresiones en el tramo de aducción, resultando el mínimo valor el de 3.50 mca.
- Las principales sobrepresiones se producen en el tramo de impulsión, resultando el máximo valor el de 72.00 mca, que se produce en la progresiva 80.63. En la simulación puede apreciarse con claridad este fenómeno para el tiempo 04.70 segundos.

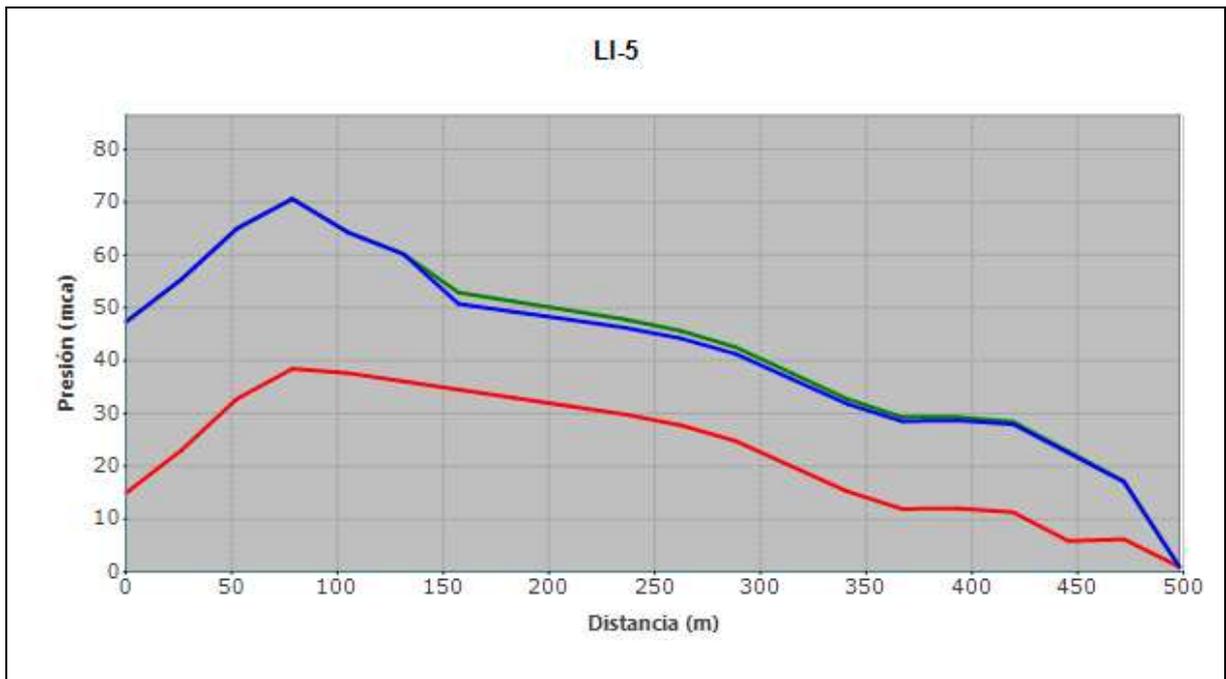


Imagen 47 Instante 04.70 segundos de la simulación donde se aprecia la máxima sobrepresión en la LI5

La máxima sobrepresión alcanzada en la línea de impulsión LI-5 es de 72 mca, generada por la parada de los grupos de bombeo. Estas condiciones resultan aceptables dado que la presión nominal en las tuberías en los tramos en estudio es de 160 mca. Se puede añadir que en los tramos en estudio no se producen depresiones para el sistema.

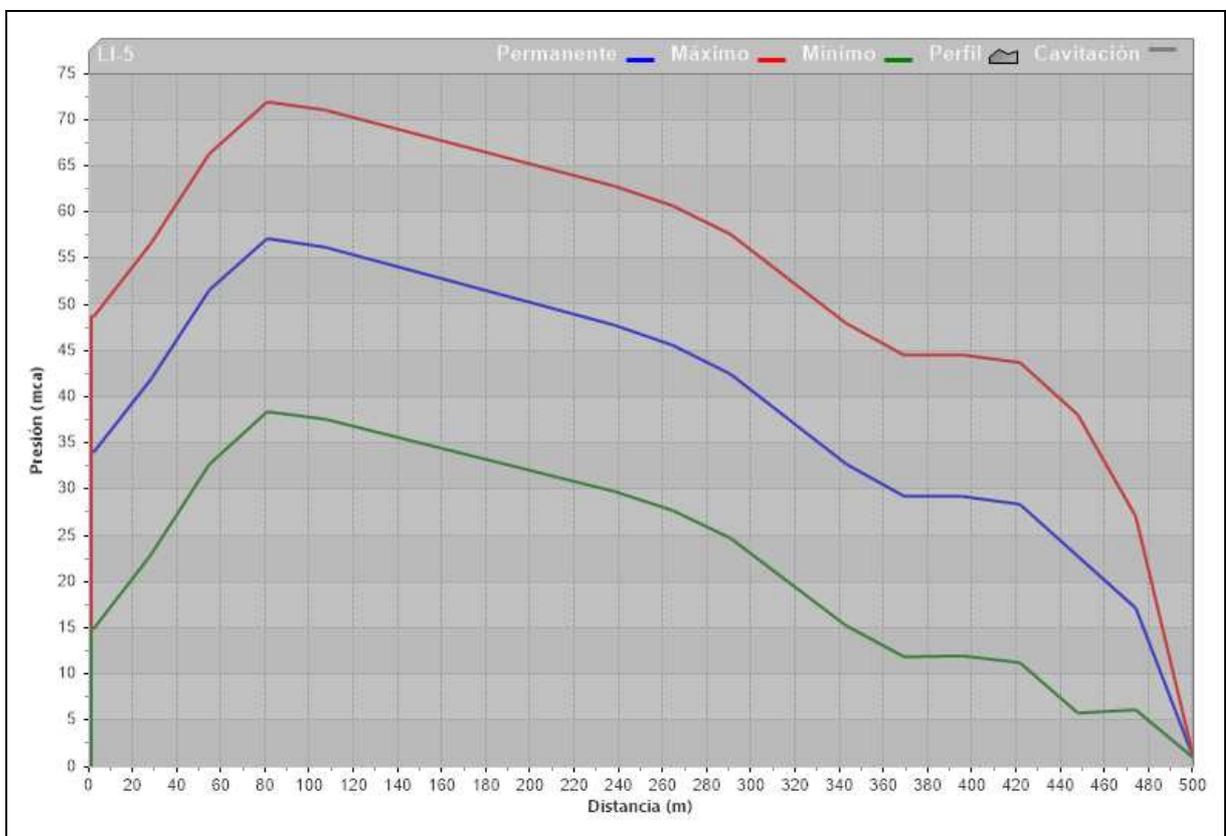


Imagen 48 Envoltorio de presiones en LI5

7.7. Comentarios Finales

- Ante la presencia de considerables depresiones en el tramo de impulsión LI-2, se propone como solución un calderín de 300 litros a la salida de la estación de bombeo en el tramo de impulsión. De esta manera se logra controlar completamente el transitorio producido en el sistema. Con el sistema de protección propuesto, se obtiene una máxima sobrepresión de 134.62 mca y una presión mínima de 4.87 mca. Por ello se considera válida la solución planteada.
- Para la línea de impulsión LI3 se propone como solución un calderín de 1000 litros a la salida de la estación de bombeo en el tramo de impulsión. De esta manera se logra controlar completamente el transitorio producido por el sistema. Con el sistema de protección propuesto se obtiene una máxima sobrepresión de 192.08 mca y una presión mínima de 2.01 mca. Por ello se considera válida la solución planteada.
- Para la línea de impulsión LI4, se propone una válvula de alivio, en el tramo de aducción, a la entrada de la estación de bombeo. De esta manera se obtiene una máxima sobrepresión de 97.83 mca y una presión mínima de 2.69 mca. Por ello se considera válida la solución planteada.
- Del análisis de la línea de impulsión LI5, se obtiene que la máxima sobrepresión en el sistema es de 97.83 mca y la presión mínima es de 2.69 mca. Al estar el valor de la máxima sobrepresión muy por debajo de la resistencia nominal de la tubería de impulsión LI5 no se hace necesario un elemento de protección.

Capítulo 8. Valoración Económica con la Propuesta de Mejoras

8.1. Valoración Económica de las Actuaciones Realizadas

Cabe precisar que los precios unitarios han sido obtenidos de acuerdo al mercado peruano. Los elementos como el caso de las bombas, válvulas y calderines han sido cotizados con los proveedores de las marcas en Perú. El tipo de cambio de euros a soles que se ha usado es de 3.85 soles/euro. A continuación se detalla el presupuesto de las actuaciones realizadas:

Tabla 68 Presupuesto de las actuaciones realizadas

Capítulo 5. Análisis de la Situación Actual de la Red	Und	Met	PUnit.	Precio
Suministro de tubería p/agua potable PVC-UF NTP ISO 4422 PN 7.5 DN 110 inc. anillo	m	349.15	6.02 €	2,103.15 €
Suministro de tubería p/agua potable PVC-UF NTP ISO 4422 PN 7.5 DN 90 inc. anillo	m	363.51	3.66 €	1,331.92 €
Instalación de tubería PVC p/agua potable t-normal DN 110 de 1,01 a 1.25m prof.	m	349.15	10.56 €	3,688.53 €
Instalación de tubería PVC p/agua potable t-normal DN 90 de 1,01 a 1.25m prof.	m	363.51	8.86 €	3,220.07 €
			Subt	10,343.66 €

Capítulo 6. Propuesta de Mejoras	Und	Met	PUnit.	Precio
6.1. Propuesta de Sectorización				
Suministro e instalación de válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 90	u	6.00	145.44 €	872.63 €
Suministro e instalación de válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 110	u	3.00	151.46 €	454.39 €
Suministro e Instalación de válvulas cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 150	u	4.00	232.15 €	928.59 €
Suministro e Instalación de válvulas cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 200	u	2.00	441.65 €	883.31 €
Suministro e Instalación de válvulas cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 250	u	4.00	632.60 €	2,530.39 €
Medidor caudal DN0 90 mm PN 16 electro magnético	u	6.00	1,519.53 €	9,117.17 €
Medidor caudal DN0 110 mm PN 16 electro magnético	u	3.00	1,758.45 €	5,275.34 €
Medidor caudal DN0 150 mm PN 16 electro magnético	u	4.00	2,467.59 €	9,870.34 €
Medidor caudal DN0 200 mm PN 16 electro magnético	u	2.00	2,665.77 €	5,331.55 €

Medidor caudal DN0 250 mm PN 16 electro magnético	u	4.00	2,819.24 €	11,276.96 €
Suministro de tubería p/agua potable PVC-UF NTP ISO 4422 PN 7.5 DN 90 inc. anillo	m	360.45	3.66 €	1,320.70 €
Instalación de tubería PVC p/agua potable t-normal DN 90 de 1,01 a 1.25m prof.	m	360.45	8.86 €	3,192.96 €
			Subt	51,054.32 €

6.2 Propuesta de Bomba B-4 y B-5	Und	Met	PUnit.	Precio
Suministro e instalación de bomba EVMG 32 5/6 F5	u	2.00	3,833.54 €	7,667.08 €
Suministro e instalación de bomba EVMG 45 1/2 F5	u	2.00	1,599.74 €	3,199.48 €
			Subt	10,866.57 €

6.4. Plan de Contingencia Ante el Fallo de las Principales Tuberías del Sistema	Und	Met	PUnit.	Precio
Suministro de tubería p/agua potable PVC-UF NTP ISO 4422 PN 7.5 DN 110 inc. anillo		175.89	6.02 €	1,059.49 €
Suministro de tubería y accesorios p/agua potable PVC-UF PN 7.5 DN 250 (inc. anillo)		15.01	26.64 €	399.91 €
Instalación de tubería PVC p/agua potable t-normal DN 110 de 1,01 a 1.25m prof.	m	175.89	10.56 €	1,858.16 €
Instalación de tubería y accesorios PVC p/agua potable t-normal DN 250 de 1,26 a 1,50	m	15.01	20.68 €	310.40 €
Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 40	u	3.00	1,070.15 €	3,210.45 €
			Subt	6,838.42 €

6.5 Propuesta de Válvulas	Und	Met	PUnit.	Precio
Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 50	u	2.00	1,385.50 €	2,771.00 €
Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 80	u	1.00	2,677.50 €	2,677.50 €
Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 100	u	1.00	3,158.60 €	3,158.60 €
Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 150	u	1.00	4,465.90 €	4,465.90 €
Suministro e instalación de válvula sostenedora de presión DN 250	u	1.00	7,221.60 €	7,221.60 €
			Subt	20,294.60 €

Capítulo 7. Estudio de los Transitorios Hidráulicos	Und	Met	PUnit.	Precio
Suministro e instalación de calderín de membrana 300 AMR 16 BAR	u	1.00	1,981.35 €	1,981.35 €
Suministro e instalación de calderín de membrana 1000 AMR 16 BAR	u	1.00	7,753.09 €	7,753.09 €
Suministro e instalación de válvula de alivio DN 100	u	1.00	690.20 €	690.20 €
Suministro de tubería p/agua potable PVC-UF NTP ISO 4422 PN 16 DN 150 inc. anillo	m	847.58	12.51 €	10,600.31 €
Instalación de tubería PVC p/agua potable t-normal DN 150 de 1,26m a 1,50m prof	m	847.58	12.67 €	10,742.69 €
			Subt	31,767.64 €

Costo Directo	131,165.20 €
----------------------	---------------------

Capítulo 9. Conclusiones

El modelo matemático de la red de abastecimiento de Pillco Marca nos permite simular la realidad de manera que se sepa el estado de funcionamiento de la red en cualquier punto del sistema. También nos permite simular escenarios que aún no han tenido lugar, optimizando la gestión de la red. Con el modelo se tiene un mejor control en la planificación y operación de la red. Este modelo está orientado a usarse como una herramienta vital en la toma de decisiones siendo necesario alimentarlo de información actualizada de los cambios que se puedan dar en el sistema

Al haber elaborado un modelo georreferenciado de la red en ArcGis nos será de mucha ayuda en la gestión futura y logística del sistema. Con el uso de un sistema de información geográfica para el análisis de abastecimiento de la red Pillco Marca, podemos tener un inventario de todos los elementos que conforman el sistema, pudiendo consultar información sobre cualquier componente de la red de manera más rápida como por ejemplo: longitudes de tuberías, nudos por sector, demandas por sector, etc. Esto nos facilita el acceso a la información de la red y el ahorro de tiempo.

Con la creación del modelo matemático de la red de abastecimiento del distrito de Pillco Marca, quedan a relucir una serie de deficiencias que presentará la red en su funcionamiento. Todas estas como consecuencia de la toma de decisiones sin un respaldo técnico, ni un modelo matemático que garantice la idoneidad de los cambios y medidas realizados. Incluso llegando a ser perjudiciales y elevando los costos en muchos casos innecesariamente. Ante estos problemas como es el caso de presiones inferiores y superiores a las estipuladas en el reglamento peruano. Se elaboró una metodología con la cual se logró subsanar las presiones negativas, las presiones menores a 10 mca en 902 nudos y superiores a los 50 mca en 198 nudos. Todos estos nudos pertenecientes a los sectores 1, 2 y 3 de la red. Esta medida no solo repercutirá en una mejor calidad del servicio para los usuarios sino que como valor añadido, se reducirá el caudal fugado, las roturas, así como la fatiga de los elementos que conforman la red.

Con la propuesta de subsectorización de la red se ha logrado que el sistema funcione de acuerdo al diseño inicial del mismo. Respetando la sectorización inicial y las zonas de presión a la cual debe pertenecer cada nudo del sistema. Así mismo se han determinado las demandas de los subsectores más altos de la red introduciéndolos en el modelo porque ellos

condicionarán el comportamiento del sistema. Con la subsectorización del sistema se podrá mejorar la gestión de la red, realizando un control más detallado del caudal inyectado a cada subsector. La subsectorización nos permite tener un mejor control y seguimiento del estado de la red para así poder efectuar auditorías a cada subsector del sistema. La subsectorización nos facilitará la detección y control de fugas al reducir el área para la localización de las mismas. Con ello aumentaremos el rendimiento orientado a las búsquedas de estas, optimizando los recursos destinados para tal fin.

Ante el crecimiento de la población de Pillco Marca en los subsectores más altos del distrito, subsectores S4-A y S5-A se hace necesaria la implementación de las bombas B-4 y B-5 propuestas en el capítulo 5 para el correcto funcionamiento del sistema y asegurar así el derecho al agua de las familias que pertenecen a estos subsectores de la red.

Se propone un plan de contingencia para la red en el cual se han determinado todas las acciones y medidas a realizar ante el fallo de las tuberías más críticas del sistema. Es necesario la instalación de nuevas tuberías, así como la instalación de 03 válvulas reductoras de presión. Con estas medidas hacemos mucho más resiliente el sistema, así como mejoramos la garantía de suministro. De esta manera ante el fallo en las tuberías perteneciente a la LI-2 se tendría el corte del suministro para 2956 usuarios y con las medidas propuestas en el plan de contingencia no se tendrá ningún usuario del sistema sin suministro. Del mismo modo de darse el fallo en las tuberías perteneciente a la LI-3, con las medidas descritas en el plan se logra reducir de 1690 usuarios que se verían afectados a tan sólo 597 que no contarán con el servicio.

La propuesta de una válvula en un sistema de abastecimiento debe ceñirse a un diseño fundamentado bajo criterios técnicos demostrados, para de esta manera evitar el mal funcionamiento, deterioro y cavitación de las mismas, así como una mala inversión a la hora de comprarlas. Los diámetros propuestos en el expediente técnico en ningunos de los casos coinciden con los diámetros seleccionados técnicamente en el apartado 6.5 Propuesta de Válvulas de la presente tesis. De emplearse las mismas se corre el riesgo de cavitación, así como el mal funcionamiento de estas válvulas. En el capítulo 6 se ha determinado el diámetro idóneo de las válvulas para el sistema de acuerdo a las condiciones en las que éstas operaran. Quedando en evidencia que los diámetros propuestos inicialmente presentarán problemas de cavitación ya que en todos los casos son diámetros bastante mayores a los calculados, por lo que tendrían que funcionar con grados de apertura inferiores al 10%. Como consecuencia se generará un incremento localizado de la velocidad que trae consigo un descenso local de la presión en el fluido. Ello generará ruidos, vibraciones, así como daños estructurales, reduciéndose la vida útil de las mismas. Motivo por el cual se recomienda el empleo de las válvulas calculadas en la presente tesis.

En el Capítulo 7 se ha realizado el estudio de los fenómenos transitorios que se originan por la parada accidental de los grupos de bombeo, usando para el cálculo hidráulico el programa Allievi. Del estudio se concluye que es necesario la instalación de un calderín 300 litros para proteger los elementos que conforman la línea de impulsión LI2. Asimismo es

necesario la instalación de un calderín de 1000 litros para proteger los elementos que conforman la línea de impulsión LI3. También se hace necesaria la instalación de una válvula de alivio a la entrada de la estación de bombeo EB-2 para proteger el tramo de aducción en esta parte de la red. Por otra parte se tiene previsto que el material para la construcción de las tuberías de impulsión LI-4 y LI-5 sea de hierro dúctil. Al realizar el estudio de los transitorios hidráulicos se demuestra que dada las condiciones de funcionamiento de estas líneas, se puede emplear como material para la impulsión, PVC clase 16. Con esta medida se puede generar un ahorro considerable en cuanto al costo en el material de la tubería a emplearse en las mencionadas impulsiones. El hecho de que se haya propuesto como material hierro dúctil para estas impulsiones es debido a que ante la falta de un estudio de los transitorios hidráulicos del sistema y el poco conocimiento de este fenómeno se optó por la alternativa más robusta de manera que la tubería pueda soportar las sobrepresiones que se generarían en ellas. Encareciendo innecesariamente el proyecto. Con todos los elementos y medidas descritas anteriormente evitaremos la fatiga y fallo en las líneas de impulsión. Aumentando así el periodo de vida de las mismas, así como evitar un mayor gasto en el futuro.

La implantación de todas las mejoras descritas tienen un valor de 131,165.20 € que representa tan solo un 1.99% del costo total de la ejecución de la red de abastecimiento de agua potable del distrito de Pillco Marca que asciende a 6`525,525.23 €. Al ser este porcentaje inferior al 10% del costo total de obra, puede ejecutarse como un adicional de obra. Éstas medidas traen consigo enormes beneficios de cara al mantenimiento y operación del sistema, por lo que son sumamente necesarias, recomendándose la implementación de todas ellas.

Capítulo 10. Bibliografía

- Agency, U. E. (s.f.). *Epanet 2 Manual de Usuario*. Valencia, Valencia, España.
- Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Pillco Marca, provincia Huánuco, Huánuco. (2009). *Universidad Nacional de Ingeniería*. Lima.
- Banco Central de Reserva del Perú. (21 de 02 de 2017). *bcrp.gob.pe*. Obtenido de <http://www.bcrp.gob.pe>
- Correo, D. (20 de marzo de 2015). *Diario Correo*. Obtenido de <http://diariocorreo.pe/ciudad/pillco-marca-sin-presupuesto-para-proyecto-de-agua-potable-573568/>
- Dueñas Sixto, I. (2015). *INVESTIGACIÓN HEURÍSTICA Y HERMENEÚTICA PARA REALIZAR UN DIAGNÓSTICO SITUACIONAL Y PROPONER EL TÍTULO DEL PROYECTO A DESARROLLAR EN EL DISTRITO DE PILLCOMARCA 2015-2021*. Huánuco.
- El Comercio. (13 de 05 de 2016). *Congreso aprobó la ley de tarifa única de electricidad*. Obtenido de [elcomercio.pe](http://elcomercio.pe/economia/peru/congreso-aprobo-ley-tarifa-unica-electricidad-216964): <http://elcomercio.pe/economia/peru/congreso-aprobo-ley-tarifa-unica-electricidad-216964>
- Finanzas, M. d. (16 de febrero de 2017). *Ministerio de Economía y Finanzas*. Obtenido de https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/seguimiento/GR/2017/58016_2017_01.pdf
- Fretel, A. (26 de junio de 2015). *Diario Correo*. Obtenido de <http://diariocorreo.pe/ciudad/penal-fue-construido-para-912-presos-pero-hay-2-410-597637/>
- Gómez, E. (mayo de 2016). Auditoría energética y mejoras. Valencia, Valencia, España: ITA. Grupo Multidisciplinar de Modelacion de Fluidos UPV. (s.f.). *Manual Epanet 2.0 vE*. Valencia.
- Huerta, E. (25 de agosto de 2016). *Diario Correo*. Obtenido de <http://diariocorreo.pe/edicion/huanuco/manana-deciden-futuro-de-la-unheval-para-los-proximos-anos-693731/>
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2007). *Censos Nacionales 2007 XI de Población y VI de Vivienda*. Huánuco.
- MEF. (16 de febrero de 2017). *Ministerio de Economía y Finanzas*. Obtenido de https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/seguimiento/GR/2017/58016_2017_01.pdf
- Ministerio de Agricultura. (1987).

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (8 de junio de 2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Lima, Perú.

Municipalidad de Pillco Marca. (2013). *INFORME N° 02: INFORME FINAL – EXPEDIENTE TECNICO*. Huánuco.

Municipalidad Distrital de Pillco Marca. (19 de noviembre de 2016). *Ficha Técnica de la Municipalidad Distrital de Pillco Marca*. Obtenido de <http://www.munipillcomarca.gob.pe/>

Pedro Iglesias Rey, J. M. (febrero-julio de 2016). Apuntes del curso de Análisis y Modelación de Redes de Distribución de Agua. Valencia, Valencia, España: UPV.

Provias Nacional. (2015). Memoria Descriptiva: ACONDICIONAMIENTO DE LAS VIAS ALTERNAS A LA CARRETERA CENTRAL POR LA RESTRICCIÓN DEL TRANSITO Y DESCONGETIONAMIENTO DEL TRAFICO URBANO E INTERPROVINCIAL. Pillco Marca, Huánuco, Perú.

U.S. Environmental Protection Agency. (s.f.). *Epanet 2 Manual de Usuario*. (G. M. UPV, Trad.) Valencia , España.